夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会

成果報告書

令和 7 年(2025 年)9 月

公益社団法人　地盤工学会関西支部

目次

第１章 はじめに ····· 1

第２章 研究委員会活動の概要

2.1 研究概要 ····· 4

2.2 全体委員会 ····· 6

2.3 幹事会 ····· 11

2.4 埋立前ボーリング WG（WG1） ····· 12

2.5 埋立後ボーリング WG（WG2） ····· 12

2.6 埋立履歴・沈下計測 WG（WG3） ····· 13

第３章 夢洲埋立・造成過程

3.1 夢洲埋立・造成の経緯 ····· 14

3.1.1 大阪湾埋立の経緯 ····· 14

3.1.2 夢洲埋立の概要 ····· 15

3.1.3 夢洲における各区の埋立地盤の形成 ····· 17

3.1.4 まとめ ····· 21

3.2 夢洲 2 区造成工事 ····· 22

3.2.1 造成工事の概要 ····· 22

3.2.2 造成工事での地盤状況と施工工程 ····· 22

3.2.3 造成工事の施工ステップ ····· 26

第４章 夢洲の地盤性状

4.1 埋立前の地盤性状 ····· 34

4.1.1 夢洲内および周辺地域の自然地形 ····· 34

4.1.2 ボーリングデータベースに見る夢洲および周辺の特徴 ····· 35

4.1.3 埋立前地盤の土質特性 ····· 41

4.2 埋立後の地盤性状 ····· 73

4.2.1 1977 年以降の埋立途中，埋立後のボーリングデータの整理 ····· 73

4.2.2 埋立途中，埋立後のボーリングデータにおける地盤性状 ····· 81

4.2.3 埋立後の地盤性状の考察 ····· 151

4.3 埋立履歴と沈下計測結果 ····· 153

4.3.1 地盤改良と埋立履歴 ····· 153

4.3.2 1 区の埋立履歴と沈下計測結果 ····· 173

4.3.3 2 区の埋立履歴と沈下計測結果 ····· 184

4.3.4 3 区の埋立履歴と沈下計測結果 ····· 196

4.3.5 4 区の埋立履歴と沈下計測結果 ····· 215

4.3.6 3 区の新規層別沈下計の計測結果 ····· 220

4.3.7 3 区の埋立履歴の 5m メッシュでの整理 ····· 229

4.4 夢洲 2 区造成工事における地盤性状 ····· 231
4.4.1 A 区画における地盤性状 ····· 231
4.4.2 B，C 区画における地盤性状 ····· 236
4.5 夢洲 2 区の浚渫粘土層の PBD 打設時の先端貫入抵抗の分布 ····· 241
4.5.1 概要 ····· 241
4.5.2 夢洲 2 区万博用地での PBD の打設状況 ····· 242
4.5.3 PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の算定方法 ····· 243
4.5.4 他現場での検討 ····· 249
4.5.5 夢洲 2 区万博用地の $q_{t,PBD}$ の分布性状 ····· 257
4.5.6 まとめ ····· 261
4.6 夢洲 2 区，3 区での新規地盤調査結果 ····· 262
4.6.1 新規ボーリング調査結果 ····· 262
4.6.2 夢洲 2 区での他のサウンディング試験結果 ····· 279
4.6.3 土質試験結果 ····· 281

第５章 夢洲の沈下性状
5.1 圧密沈下予測方法の研究成果 ····· 326
5.1.1 夢洲 Ma13 層の *e*-log*p*'関係の推定に対するニューラルネットワークの適用性と問題点 ····· 326
5.1.2 夢洲の沖積・洪積粘土の物性と圧密度の評価 ····· 334
5.1.3 アイソタック則に基づいた長期圧密沈下挙動の記述 ····· 352
5.2 夢洲 2 区土地造成工事における沈下性状 ····· 372
5.2.1 夢洲 2 区土地造成工事における沈下計測管理と変状予測 ····· 372
5.2.2 PBD 打設機を用いた軟弱改良地盤の土層分布の推定と層別沈下板の設置 ····· 384
5.3 夢洲 2 区万博用地の浚渫粘土層の沈下予測 ····· 394
5.3.1 概要 ····· 394
5.3.2 夢洲 2 区土地造成の概要 ····· 394
5.3.3 夢洲 2 区浚渫粘土層の地盤改良・埋立履歴を再現した圧密沈下予測 ····· 395
5.3.4 埋立後の表層混合処理，敷砂･盛砂，PBD 再打設，盛土造成による圧密沈下予測 ····· 401
5.3.5 2022 年 10 月からの追加盛土量と圧密沈下予測 ····· 405
5.3.6 まとめ ····· 412
5.4 浚渫粘土層の変形を考慮した夢洲代表地盤モデルの地盤変形解析 ····· 414
5.4.1 概要 ····· 414
5.4.2 建設前ボーリングによる夢洲代表地盤モデル ····· 414
5.4.3 解析モデルおよび地盤物性値 ····· 416
5.4.4 埋立載荷工程 ····· 418
5.4.5 解析結果と考察 ····· 419
5.4.6 まとめ ····· 422
5.5 夢洲 2 区万博用地の沖積粘土層，洪積粘土層の沈下予測 ····· 424
5.5.1 概要 ····· 424
5.5.2 調査地点と地盤構成 ····· 424

5.5.3 沈下計算に用いた圧密特性 ····· 425
5.5.4 沈下計算に用いた計算式 ····· 429
5.5.5 計算手法と計算条件 ····· 430
5.5.6 計算結果 ····· 433
5.5.7 まとめ ····· 437

第６章　おわりに ····· 439

付録　夢洲ボーリング調査のリスト，夢洲沈下観測・解析等報告書のリスト ····· 付録-1

【執筆者名簿】

大島　昭彦	大阪公立大学都市科学・防災研究センター	1章，3.1，4.3，4.5，4.6，5.3，5.5
大月　一真	五洋建設(株)大阪支店	3.2，4.4，5.2
岡田　広久	大阪公立大学大学院工学研究科	5.5，4.3.1，4.3.3
小田　和広	大阪産業大学工学部	5.1.1
北田奈緒子	一般財団法人ＧＲＩ財団	4.1
日下　拓也	日本工営(株)大阪支店	5.1.2
小林　靖仁	大阪港湾局計画整備部保全管理課	3.1
譽田　孝宏	(株)地域地盤環境研究所	5.2.1
白神新一郎	錦城護謨(株)	4.5，5.2
竹山　智英	神戸大学大学院工学研究科	4.3
長倉　　健	日本工営(株)大阪支店	4.2
藤原　照幸	一般財団法人ＧＲＩ財団	2章，4.1.3，4.2.2，4.2.3，4.3.4
前田　直也	中央開発(株)関西支社	4.2.1，4.2.2
三村　　衛	一般財団法人ＧＲＩ財団	5.4，6章
望月　秋利	徳島大学 名誉教授	5.1.2
渡部　要一	北海道大学大学院工学研究院	5.1.3

第１章　はじめに

大阪ベイエリアに位置する夢洲（大阪市此花区）は，1977 年から埋立開始された面積 390 ha の人工島で，都市域へのアクセスにも優れた関西地区の重要な土地資源である。夢洲は 1 区～4 区に区分けされ，1 区は一般廃棄物の処分場，2・3 区は浚渫土と建設残土の処分場，4 区は良質土埋立によるコンテナターミナル基地となっていた。その後，2 区で大阪・関西万博のための土地造成工事とパビリオン建設が行われ（万博は 2025 年 4/13 から 10/13 まで開催），3 区で 2030 年開業を目指して統合型リゾート（IR）の建設工事が行われている。**図−1.1** に Google Earth による夢洲埋立の変遷（1984 年～2025 年）を示した。なお，夢洲埋立・造成過程については**第３章**にまとめている。

一方，夢洲は浚渫土，建設発生土および廃棄物で造成された人工島であるため，各種の地盤改良も行っており，極めて複雑な地盤構造であり，様々な工学的課題を有している。例えば，浚渫土埋立地盤の軟弱性，地盤構造の不均質性，および下部洪積層の長期的な沈下などの問題は，今後の各種構造物の設計や施工に大きく影響するものと考えられた。特に，大阪・関西万博を開催する地元である地盤工学会関西支部として，この事業を迅速かつ確実に実施するためにも，産学官の知識と技術を集結する必要があると考えられた。

そこで，地盤工学会関西支部に「夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会」を設立し，産学官で横断的に委員を募集し，2021 年（令和 3 年）4 月～2025 年（令和 7 年）3 月までの 4 年間において，過去の埋立履歴と地盤改良履歴の把握，既存のボーリングデータの整理と新規ボーリングによる地盤性状の把握，それらによる地盤構造のモデル化，およびそれらに基づく今後の圧密沈下予測などに関する研究活動を行った。

本研究委員会では上記の研究目的のため，当初 4 つのワーキンググループ（WG）で始めたが，最終的には以下の 3 つの WG によって具体的な研究活動を行った（**第２章**参照）。

・WG1：埋立前ボーリング WG（主査：一般財団法人ＧＲＩ財団 藤原照幸氏）：夢洲地区の埋立前ボーリングデータの整理と地盤性状の考察を行う。

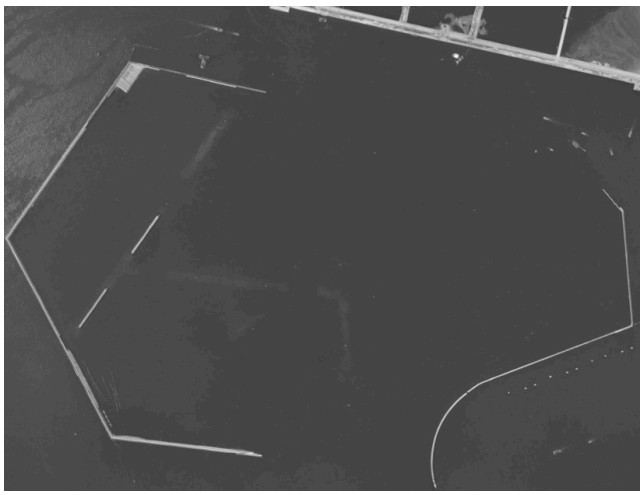
・WG2：埋立後ボーリング WG（主査：日本工営(株) 長倉健氏）：夢洲地区の埋立後ボーリングデータの整理と地盤性状の考察を行う。

・WG3：埋立履歴・沈下計測 WG（主査：神戸大学大学院工学研究科 竹山智英氏）夢洲地区における埋立履歴および沈下計測結果の整理を行う。

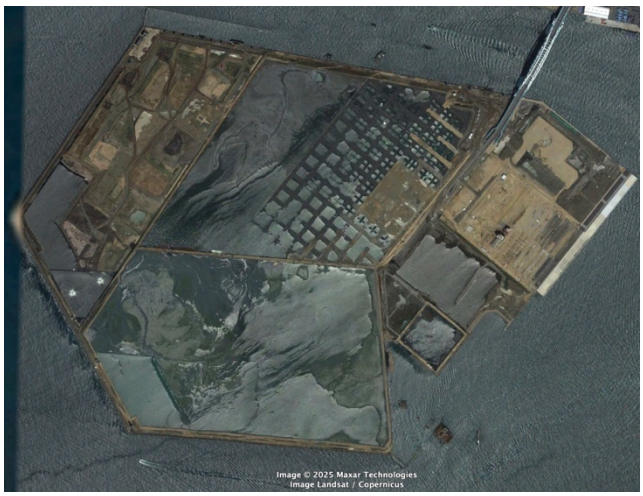
上記 WG 活動に加えて，学識委員による最新の圧密沈下予測の研究，２区万博用地の浚渫粘土層の短期的な圧密沈下挙動，およびその下部の沖積粘土層，洪積粘土層の長期的な圧密沈下挙動の予測も行い，全体委員会で議論した（**第５章**参照）。そのために，過去のボーリングデータの整理を行い，さらに 2021 年に大阪港湾局による 2 区，3 区での 9 箇所の層別沈下計設置時に行われた新規のボーリング調査において 5 箇所で各粘土層をサンプリングし，詳細な土質試験を行い，圧密沈下予測のための基礎データを得た（**第４章**参照）。また，4 年の活動期間内で，各種講演会，現場見学会，シンポジウムなどで研究成果の発信も行った。

これらの研究活動の成果について，本報告書に取りまとめている。本研究の成果が，今後の臨海域の埋立事業に携わる技術者・管理者をはじめ，地盤工学研究者の皆様の参考となれば幸いである。最後に，本調査研究に携わった委員各位に対して深甚なる感謝の意を表する。

委員長　大島昭彦（大阪公立大学）



(1) 1984 年時点

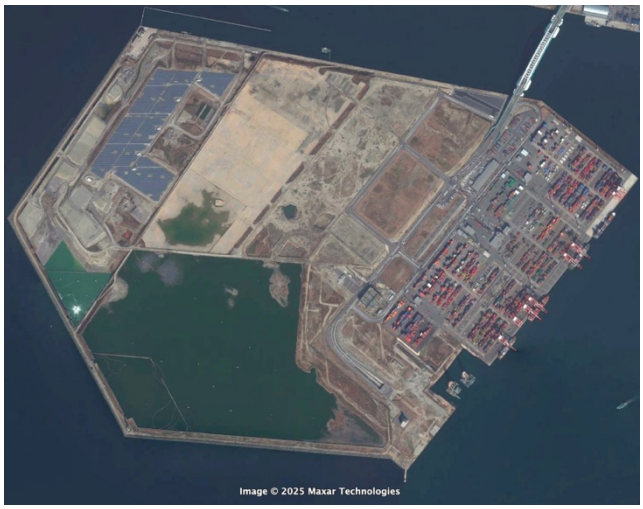


(2) 2001 年 9 月 8 日

(3) 2003 年 1 月 6 日

(4) 2006 年 8 月 5 日

(5) 2010 年 3 月 22 日



(6) 2014 年 1 月 29 日

図-1.1　Google Earth による夢洲埋立の変遷（つづく）

(7) 2017 年 1 月 18 日

(8) 2020 年 5 月 28 日

(9) 2022 年 3 月 10 日

(10) 2023 年 8 月 12 日

(11) 2024 年 5 月 21 日

(12) 2025 年 4 月 21 日

図−1. 1　Google Earth による夢洲埋立の変遷（つづき）

第２章　研究委員会活動の概要

2.1 研究概要

大阪ベイエリアに位置する夢洲は，大阪・関西万博や統合型リゾートの用地として今後建設事業の増加が見込まれているが，その極めて複雑な地盤構造に起因し様々な工学的課題を有している。例えば，地盤構造の不均質性や下部洪積層の沈下等の問題は，今後の各種構造物の設計や施工に大きく影響するものであることから，迅速かつ確実に事業を実施するためにも，産学官の知識と技術を集結し早急に解決する必要がある。そこで本研究委員会では，産学官で横断的にメンバーを募集し，上記事業の円滑な実施の一助となるべく，1) 過去の埋立て履歴や既存データの整理，2) 現場試験の実施と評価，3) 地盤構造のモデル化，4) 地盤情報に基づく沈下予測，等を行った。

研究委員会の活動期間は，2021（令和 3）年 5 月から 2025（令和 7）年 4 月までの 4 か年である。

研究委員会は，当初 4 つの WG で始めたが，最終的に次の 3 つの WG により詳細な検討を行った。

- WG1：埋立前ボーリング WG：夢洲地区の埋立前ボーリングデータの整理を行う。
- WG2：埋立後ボーリング WG：夢洲地区の埋立後ボーリングデータの整理を行う。
- WG3：埋立履歴・沈下計測 WG：夢洲地区における施工履歴および沈下量の整理を行う。

研究委員会の委員名簿を**表-2.1** に示す。途中交代を含めて延べ，委員 55 名，特別参加 5 名，オブザーバー参加 10 名である。

表-2.1　夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会 名簿

会　務	氏　名	所　属	担当 WG	備　考
委員長	大島　昭彦	大阪公立大学都市科学･防災研究センター		
副委員長	三村　　衛	一般財団法人ＧＲＩ財団		
幹事	高井　敦史	京都大学大学院地球環境学堂		
幹事	竹山　智英	神戸大学大学院工学研究科	WG3	
幹事	藤原　照幸	一般財団法人ＧＲＩ財団	WG1, 2, 3	
顧問	岡田　純治	株式会社中堀ソイルコーナー		
顧問	木山　正明	第一設計監理(株)大阪支店		2021/5～2024/9
顧問	諏訪　靖二	諏訪技術士事務所		
顧問	武田　弘一	元 大阪市港湾局		
	天野　健次	大成建設(株)関西支店	WG3	
	李　　俊憲	(協組)関西地盤環境研究センター	WG1, 2	
	石川　裕規	日本工営(株)	WG2	2021/5～2022/3
	乾　　徹	大阪大学大学院工学研究科	WG2	
	渦岡　良介	京都大学防災研究所	WG3	
	江口　清司	大阪市高速電気軌道鉄道(株)		2021/5～2022/3
	江副　　哲	(株)不動テトラ 大阪支店	WG3	
	大久保　敬	2025 年日本国際博覧会協会		2023/12～
	大月　一真	五洋建設(株)大阪支店	WG2	
	大向　直樹	応用地質(株)	WG3	
	岡田　広久	大阪公立大学大学院工学研究科	WG3	
	小田　和広	大阪産業大学工学部	WG3	
	河井　克之	近畿大学理工学部	WG3	
	北田奈緒子	一般財団法人ＧＲＩ財団	WG1, 2	
	日下　拓也	日本工営(株)大阪支店	WG3	

	上月　健司	(株)大林組 大阪本店	WG3	2022/4～
	譽田　孝宏	(株)地域地盤環境研究所	WG3	
	三枝　弘幸	東亜建設工業(株)	WG3	2024/4～
	佐川　厚志	中央復建コンサルタンツ(株)	WG3	
	澤村　康生	京都大学大学院工学研究科	WG2	
	白神新一郎	錦城護謨(株)	WG3	
	鈴木　慎也	関西エアポート(株)	WG3	
	瀬口　　均	関西エアポート(株)	WG3	
	高田　直明	ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)	WG1	
	田中　　洋	(株)東京ソイルリサーチ関西支店	WG2	2021/5～2022/3
	髙橋晋一郎	東亜建設工業(株)大阪支店	WG3	2022/4～
	飛田　哲男	関西大学環境都市工学部		
	永井　久徳	(株)鴻池組	WG3	
	長倉　　健	日本工営(株)大阪支店	WG2	2022/4～
	鍋島　寛之	大阪市高速電気軌道鉄道(株)		2022/4～
	八谷　　誠	(協組)関西地盤環境研究センター	WG3	
	原口　慎一	(株)東京ソイルリサーチ関西支店	WG2	2022/4～
	肥後　陽介	京都大学大学院工学研究科		
	平原　　毅	(株)大林組 大阪本店	WG3	2022/4～
	廣瀬　　剛	奥村組土木興業(株)	WG2	
	深井　晴夫	基礎地盤コンサルタンツ(株)	WG2	
	前田　直也	中央開発(株)関西支社	WG2	
	丸橋　尚司	2025 年日本国際博覧会協会		2021/5～2022/3
	南渕　　修	2025 年日本国際博覧会協会		2022/4～2023/12
	望月　秋利	徳島大学 名誉教授	WG3	
	森川　一弘	(株)大阪港トランスポートシステム		
	森川　嘉之	国立研究開発法人海上･港湾･航空技術研究所	WG3	
	山田　　卓	大阪公立大学大学院工学研究科		
	山崎　智弘	東洋建設(株)鳴尾研究所	WG3	2021/5～2022/3
	山本　和哉	東洋建設(株)大阪本店	WG3	
	渡部　要一	北海道大学大学院工学研究院	WG1, 3	
特別参加	足立　裕介	大阪港湾局		2021/5～2022/3
特別参加	田中　一也	大阪港湾局		2021/5～2022/3
特別参加	小林　靖仁	大阪港湾局		2024/4～
特別参加	田野　雅彦	大阪港湾局		2022/4～
特別参加	川前　修平	大阪港湾局		2022/4～2024/3
オブザーバー	田中　良尚	2025 年日本国際博覧会協会		2021/5～2022/3
オブザーバー	岡　　崇	2025 年日本国際博覧会協会		2022/4～
オブザーバー	齊藤　吉朗	(株)東京ソイルリサーチ関西支店		
オブザーバー	原口　慎一	(株)東京ソイルリサーチ関西支店		2021/5～2022/3
オブザーバー	田中　良尚	大阪港湾局		
オブザーバー	田野　雅彦	大阪港湾局		2021/5～2022/3
オブザーバー	友田　　嘉	大阪港湾局		2022/4～
オブザーバー	松田　克仁	大阪港湾局		2021/5～2023/3
オブザーバー	西松　範介	大阪港湾局		2024/4～
オブザーバー	南川　真介	大阪市高速電気軌道(株)		

2.2　全体委員会

全体委員会は 10 回，現場見学会を 1 回行った。その概要を以下に示す。

第 1 回全体員会

日　時：2021（令和 3）年 5 月 13 日（木）9：00～12：20
場　所：Web（ZOOM）会議
参加者：45 名（内，オブザーバー3 名）
内　容：

１．委員会の委員構成と自己紹介
２．2024 年度活動内容案
３．本研究委員会での検討内容
４．話題提供
- 夢洲ボーリングのデータベース化と沈下観測・沈下解析報告書の整理結果
- 夢洲 2 区土地造成工事の進捗・沈下板設置状況
- 夢洲 2 区，3 区の層別沈下計設置に伴うボーリング調査内容，他

５．今後の方針
６．その他

第 2 回全体員会

日　時：2021（令和 3）年 10 月 8 日（金）9：00～12：20
場　所：Web（ZOOM）会議
参加者：47 名（内，オブザーバー6 名）
内　容：

１．前回議事録の確認
２．話題提供
- 夢洲 2 区土地造成工事における沈下計測と将来予測
- 夢洲 2 区，3 区の層別沈下計設置時に採取した粘土層の土質試験結果（速報）
- 夢洲 2 区の PBD 打設時の油圧抵抗による面的な地盤性状の推定（速報）

３．WG の設置と活動方針
４．その他
- 研究委員会 2022 年度予算案

第 3 回全体員会

日　時：2022（令和 4）年 3 月 28 日（月）9：00～12：25
場　所：Web（ZOOM）会議
参加者：44 名（内，オブザーバー3 名）
内　容：

１．前回議事録の確認
２．委員交代
３．WG の活動報告

- WG1：埋立前ボーリングデータ WG（主に 1980 年代の調査ボーリングを対象）
- WG2：2 区 ボーリングデータ WG
- WG3：3 区（1 区，4 区）ボーリングデータ WG
- WG4：沈下計測・沈下解析・埋立履歴 WG

４．話題提供

- 関西国際 2 期空港島の埋立層厚設定と沈下状況
- 夢洲 2 区の沈下状況の解釈
- 夢洲 2 区土地造成工事における沈下計測と将来予測
- 夢洲 2 区浚渫粘土層の土質特性と沈下予測
- 夢洲 2 区浚渫粘土層の PBD 打設時の貫入抵抗による面的な地盤性状の推定

５．その他

- WG の活動
- Kansai Geo Symposium 2022 での委員会セッション

第 4 回全体員会

日　時：2023（令和 5）年 4 月 6 日（木）9：00～12：00

場　所：Web（ZOOM）会議

参加者：50 名（内，オブザーバー5 名）

内　容：

１．新委員の紹介

２．前回議事録の確認

３．WG の活動報告

- WG1：埋立前ボーリングデータ WG（主に 1980 年代の調査ボーリングを対象）
- WG2：2 区 ボーリングデータ WG
- WG3：3 区（1 区，4 区）ボーリングデータ WG
- WG4：沈下計測・沈下解析・埋立履歴 WG

４．話題提供

- 夢洲粘土の長期圧密挙動へのアイソタック則の適用
- PBD 打設機を用いて設置した沈下計測機器による夢洲 2 区の Ac 層以深の沈下性状
- 夢洲 2 区における造成の現状について
- 夢洲 2 区浚渫粘土層の実測沈下量に整合させた圧密沈下と盛土量の予測

５．その他

- WG の活動
- Kansai Geo Symposium 2023 での委員会セッション

第 5 回全体員会

日　時：2023（令和 5）年 10 月 18 日（水）14：00～17：00

場　所：國民會館武藤記念ホール（小ホール）＋Web（ZOOM）会議

参加者：47 名（内，オブザーバー9 名）

内　容：

１．前回議事録の確認
２．WG の活動報告
- WG1：埋立前ボーリングデータ WG（主に 1980 年代の調査ボーリングを対象）
- WG2：2 区 ボーリングデータ WG
- WG3：3 区（1 区，4 区）ボーリングデータ WG
- WG4：沈下計測・沈下解析・埋立履歴 WG

３．話題提供（Kansai Geo-Symposium 2023 の発表内容概要）
- 大阪湾夢洲地区の沖積・洪積粘土の圧密特性－埋立開始前・埋立造成後の圧縮曲線の対比－
- 夢洲粘土の圧縮曲線におけるひずみ速度依存性の評価
- 埋立材としての浚渫粘土層の変形を考慮した夢洲地盤の変形解析
- 夢洲 2 区(万博用地)の計画標高を満足させる盛土量と浚渫粘土層の沈下予測

４．その他
- Kansai Geo Symposium 2023 での委員会セッションについてのアナウンス
- 万博会場現場見学について

現場見学会

日　時：2023（令和 5）年 12 月 15 日（金）9：00～12：00
場　所：夢洲（ＩＲ予定地，万博会場工事，地下鉄（Osaka Metro）夢洲駅工事）
参加者：18 名
内　容：
１．咲洲庁舎 50 階から夢洲全貌の視察、概要説明
２．ＩＲ予定地視察
３．万博会場
・竹中 JV 事務所： 屋上展望台から視察
・その４工事詰所： 大屋根リングを近くで視察
４． 地下鉄（OsakaMetro）夢洲駅工事を視察

第 6 回全体員会

日　時：2023（令和 5）年 12 月 15 日（金）14：30～17：00
場　所：大阪公立大学梅田サテライト 101 教室＋Web（ZOOM）会議
参加者：33 名（内，オブザーバー3 名）
内　容：
１．前回議事録の確認
２．WG の活動報告
- WG1：埋立前ボーリングデータ WG（主に 1980 年代の調査ボーリングを対象）
- WG2・WG3：2 区・3 区 ボーリングデータ WG
- WG4：沈下計測・沈下解析・埋立履歴 WG

３．話題提供
- 夢洲 3 区 IR 地区の液状化対策

４．委員会の継続について

・ 夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会の延長について

５．WG 活動内容の再検討と再編について

６．その他

第 7 回全体員会

日　時：2024（令和 6）年 4 月 22 日（月）14：00～16：30

場　所：大阪公立大学梅田サテライト 101 教室＋Web（ZOOM）会議

参加者：33 名（内，オブザーバー3 名）

内　容：

１．委員の交代・追加

２．前回議事録の確認

３．2024 年度活動内容案

４．話題提供

・ PBD 打設機による軟弱改良地盤の土層分布の推定と沈下量予測への活用

・ 夢洲 2 区沖積，洪積粘土層の沈下予測

５．Kansai Geo-Symposium2024 での委員会セッション

６．その他

・ WG の活動

第 8 回全体員会

日　時：2024（令和 6）年 8 月 30 日（金）15：00～18：10

場　所：一般財団法人 GRI 財団 会議室＋Web（ZOOM）会議

参加者：30 名（内，オブザーバー3 名）

内　容：

１．前回議事録の確認

２．WG の活動報告

・ WG1：夢洲地区の埋立前ボーリングデータの整理

・ WG2：夢洲地区の埋立後ボーリングデータの整理

・ WG3：夢洲地区における施工履歴および沈下量の整理

３．話題提供

・ 夢洲地区の沖積・洪積粘土の圧密度評価

・ PBD 打設時の油圧に基づく夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の先端貫入抵抗の分布

４．Kansai Geo-Symposium2024 での委員会セッション

５．その他

・ WG の今後の活動について

・ 今年度の予算執行について

第 9 回全体員会

日　時：2024（令和 6）年 12 月 20 日（金）14：00～17：20

場　所：大阪公立大学梅田サテライト 101 教室＋Web（ZOOM）会議

参加者：27 名（内，オブザーバー3 名）

内　容：

１．前回議事録の確認

２．WG の活動報告

- WG1：夢洲地区の埋立前ボーリングデータの整理
- WG2：夢洲地区の埋立後ボーリングデータの整理
- WG3：夢洲地区における施工履歴および沈下量の整理

３．話題提供

- 北港テクノポート線のシールド工事について

４．執筆依頼

- 地盤工学会誌 2025 年 4 月号
- 基礎工 2025 年 7 月号

５．研究委員会の取りまとめの方針

- 委員会活動記録
- 委員会報告書の目次と担当のたたき台
- 報告会またはシンポジウムの時期

６．その他

- WG の今後の活動について
- 今年度の予算執行について

第 10 回全体員会

日　時：2025（令和 7）年 4 月 2 日（水）14：00～17：00

場　所：大阪公立大学梅田サテライト 101 教室＋Web（ZOOM）会議

参加者：35 名（内，オブザーバー2 名）

内　容：

１．前回議事録の確認

２．WG の活動報告

- WG1：夢洲地区の埋立前ボーリングデータの整理
- WG2：夢洲地区の埋立後ボーリングデータの整理
- WG3：夢洲地区における施工履歴および沈下量の整理

３．話題提供

- 夢洲の埋立の概要と建設プロジェクトについて

４．執筆依頼

- 地盤工学会誌 2025 年 4 月号
- 基礎工 2025 年 7 月号

５．研究委員会の取りまとめについて

- 委員会報告書の目次と担当（案）
- 参考資料（地盤工学会誌 4 月号目次，基礎工 7 月号目次）
- 委員会報告書フォーマット（案）
- 成果報告会の開催日および予算計画（案）

・ 成果報告会の会告（案）

６．その他

2.3 幹事会

令和 3 年度 第 1 回幹事会

日　時：2021（令和 3）年 4 月 23 日（金）11：00 ～12：30

場　所：Web（ZOOM）会議

内　容：

１．研究委員会の委員構成

２．研究委員会の活動内容

３．第 1 回全体会議について

４．第 1 回全体会議・議事(案)

５．その他

令和 3 年度 第 2 回幹事会

日　時：2021（令和 3）年 6 月 2 日（水）12：00～13：00

場　所：Web（ZOOM）会議

内　容：

１．第 2 回全体会議の日程

２．部会構成

３．WG の設置について

４．その他

令和 3 年度 第 3 回幹事会

日　時：2022（令和 4）年 2 月 8 日（火）10：00～12：00

場　所：Web（ZOOM）会議

内　容：

１．第 3 回全体会議の日程

２．WG での検討状況について

３．その他

令和 4 年度 第 1 回幹事会

日　時：2022（令和 4）年 10 月 12 日（水）17：30～19：00

場　所：Web（ZOOM）会議

内　容：Kansai Geo-Symposium 2022（11/4 開催）に向けての打合せ

令和 5 年度 第 1 回幹事会

日　時：2023（令和 5）年 9 月 11 日（月）9：00～9：45

場　所：Web（ZOOM）会議

内　容：Kansai Geo Symposium 2023 の委員会セッション，報告会，WG について

令和 6 年度 第 1 回幹事会

日　時：2025（令和 7）年 3 月 1 日（土）　13：00～13：45

場　所：Web（ZOOM）会議

内　容：報告書の内容（目次および書式）の確認，報告会の日程，他について

令和 7 年度 第 1 回幹事会

日　時：2025（令和 7）年 8 月 14 日（土）10：00～10：30

場　所：Web（ZOOM）会議

内　容：報告会のプログラム作成，講演者の選定，当日の準備，他について

2.4　埋立前ボーリング WG（WG1）

令和 5 年度第 1 回 WG1

日　時：2023（令和 5）年 9 月 27 日（水）　9：00～11：00

場　所：Web（ZOOM）会議

参加者：4 名

内　容：

・夢洲地区の埋立前ボーリングデータの整理について

・収集・整理資料について

①夢洲地区のボーリングデータ（港湾局公表）

②夢洲委員会　2 区・3 区土質試験データ EXCEL

③夢洲地区の圧密試験データ（関西圏地盤情報 DB）

令和 5 年度第 2 回 WG1

日　時：2023（令和 5）年 12 月 12 日（火）　15：30～17：00

場　所：Web（ZOOM）会議

参加者：4 名

内　容：夢洲地区の埋立前ボーリングデータの整理結果について

令和 6 年度第 1 回 WG1

日　時：2024（令和 6）年 8 月 29 日（木）　13：30～14：30

場　所：Web（ZOOM）会議

参加者：4 名

内　容：

・収集・整理資料について

①夢洲地区の物性値の地域性検討

2.5　埋立後ボーリング WG（WG2）

令和 5 年度第 1 回 WG2

日　時：2023（令和 5）年 12 月 4 日（月）　15：30～17：00

場　所：Web（ZOOM）会議

参加者：11 名

内　容：

・収集・整理資料について

①夢洲地区のボーリングデータ（港湾局公表）

②夢洲委員会　2 区・3 区土質試験データ EXCEL

③夢洲地区の圧密試験データ（関西圏地盤情報 DB）

令和 6 年度第 1 回 WG2

日　時：2024（令和 6）年 6 月 12 日（水）　13：30～14：30

場　所：Web（ZOOM）会議

参加者：3 名

内　容：

・ボーリングデータ、断面図

・夢洲地区の埋立後の土質試験の整理

令和 6 年度第 2 回 WG2

日　時：2024（令和 6）年 7 月 5 日（金）　15：00～16：30

場　所：Web（ZOOM）会議

参加者：7 名

内　容：

・ボーリングデータ、断面図

・夢洲地区の埋立後の土質試験の整理

・地形と地盤特性の関連性（旧河道部）

2.6　埋立履歴・沈下計測 WG（WG3）

令和 5 年度第 1 回 WG3

日　時：2023（令和 5）年 12 月 6 日（水）　10：00～12：00

場　所：Web（ZOOM）会議

参加者：10 名

内　容：

収集・整理資料について

夢洲地区の埋立履歴の整理例

第３章　夢洲埋立・造成過程

3.1 夢洲埋立・造成の経緯

3.1.1 大阪湾埋立の経緯 [1)]

大阪港では，**図-3.1.1** に示す江戸時代の新田開発 [2),3)]，開国以降の国際交易拠点の形成，戦後の経済成長期の都市問題（住宅用地と工業用地の混在，生活環境悪化など）への対応など，時代時代の要請に応じて埋立が行われてきた。現代においては，①公共工事による建設残土や浚渫土砂の処分，②都市活動から生じる廃棄物等の処分，③その他，再開発や地域開発に資する用地の確保・活用など，様々な目的で埋立を行っている。なかでも，高度経済成長に伴って浮き彫りとなった廃棄物処分場所の確保といった課題は，都市部では確保が困難であり大きな社会問題となったことから，貴重な海面を埋立てることにより解決を図ろうとしたものである。こうした中，一般廃棄物等の処分にあたっては，資源の有効活用・環境問題の改善やさらなる処分地確保の課題にも対応していくため,「リサイクル」や「リユース」を推奨するとともに「廃棄物の焼却処分」など減量化の取り組みを進めたことから，一般廃棄物等による埋立は処分地の延命化により長期間にわたって行われるようになっていきている。

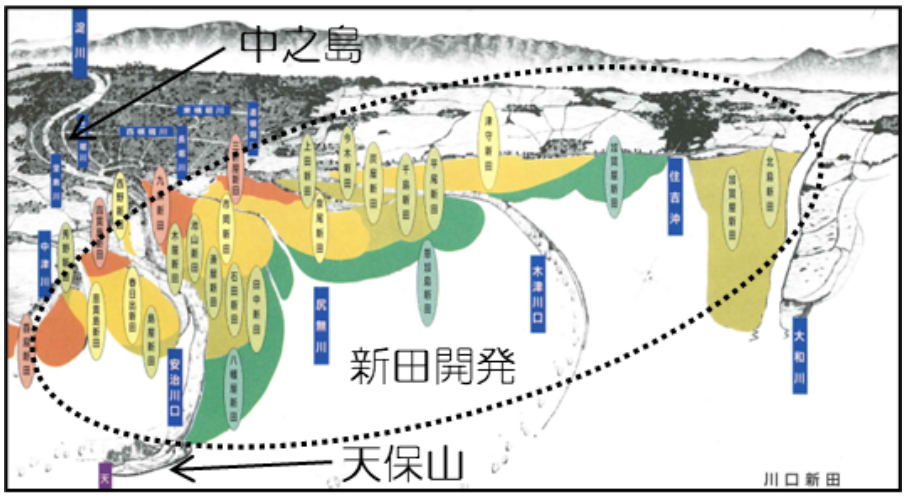


図-3.1.1　江戸時代の新田開発 [2),3)]

大阪港における戦後の埋立は，1958 年から本格的に工事に着手した，**図-3.1.2** に示す咲洲（旧南港）地区の 1,048ha に始まる。咲洲の埋立は，1927 年に策定された第 2 次大阪港修築計画において大規模な埠頭が計画されたことによるものであるが，「既存の防波堤を補強して埋立護岸として活用できるほか，埋立水域も水深 3 メートル前後と浅く，埋立には非常に好条件であった」と大阪築港 100 年誌 [4)]に記載されているように，用地の確保が主な目的であったことがうかがえる。その後，戦時に入って埋立は中断されるが，戦後になると臨海工業地域の造成計画を策定して 1958 年から埋立を再開した。なお，咲洲の土地造成事業の詳細は，文献 5)を参照されたい。

また，先にも述べたとおり建設残土や浚渫土砂，一般廃棄物等の処分場所の必要性から，舞洲（旧北港北地区）や夢洲（旧北港南地区）の海面埋立が計画され，1973 年から舞洲 224 ha，そして 1977 年から夢洲 390 ha が大阪市港湾局によって埋立造成されてきた（一般廃棄物等の受入れは環境局が実施）。さらに，夢洲沖には 2001 年から新島 204 ha の埋立が進んでいる。

夢洲では，2025 年 4 月 13 日から大阪・関西万博が開催され，さらに 2030 年には統合型リゾート（IR）の用地として利用される予定にあり，現在もそれらに向けて各種建設プロジェクトが進められている。

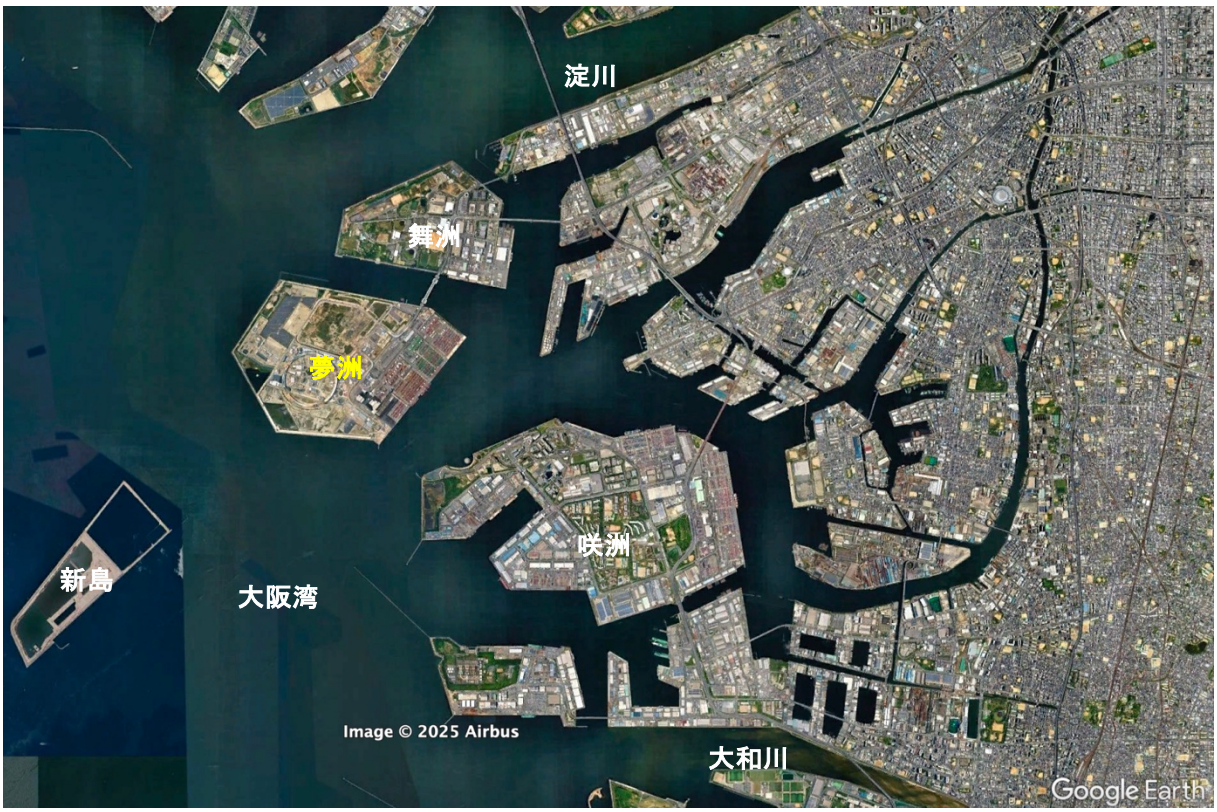


図-3.1.2　大阪湾岸の埋立地の分布（Google Earth）

3.1.2 夢洲埋立の概要 [1),6)]

(1) 埋立の変遷と区割り [7)~9)]

夢洲は 1977 年から護岸工事が始まった。**図-3.1.3** は 1984 年時点の夢洲で，G 護岸，H 護岸，F 護岸の一部ができている。実際の一般廃棄物の受入れによる埋立は 1985 年から開始された。処分地の容量を確保するため，海面よりできる限り高く土砂が投入できるように，護岸は全周ケーソン護岸とされている。

1 区において一般廃棄物の受入れが開始されて以降，**図-3.1.4** に示すとおり 1994 年から 4 区を構成する K 護岸の整備が始まっている。4 区の建設残土による埋立が進められるなか，**図-3.1.5** に示すように 2 区，3 区で浚渫土を受入れ，3 区では 2000 年から建設残土の受入れのための地盤改良工事（格子状地盤改良）に着手した。

なお，夢洲埋立のより詳しい変遷過程は，**第 1 章**の**図-1.1** に示した。

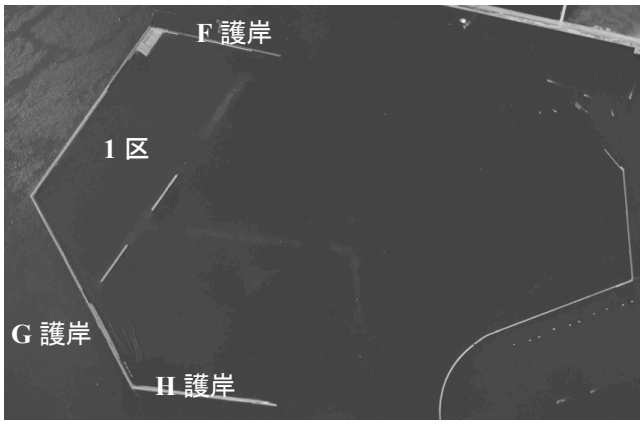


図-3.1.3　1984 年における夢洲

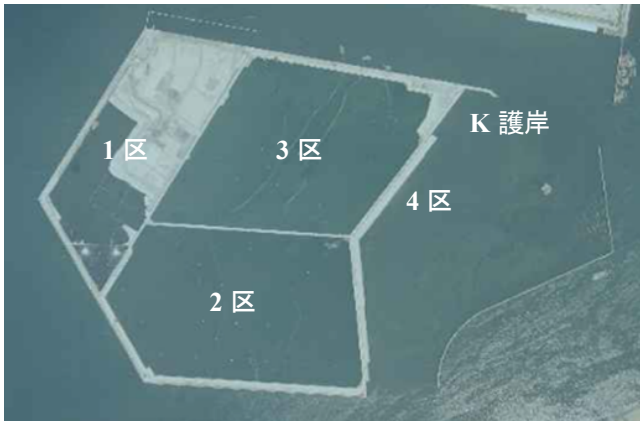


図-3.1.4　1994 年の 4 区北側 K 護岸築造

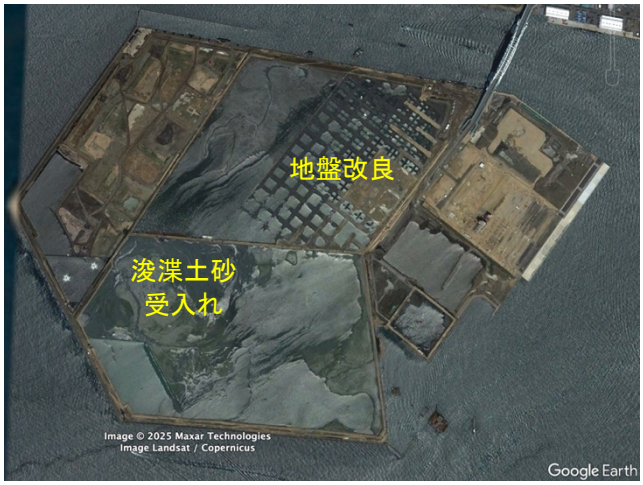


図-3.1.5　2001 年の地盤改良着手時（Google Earth）

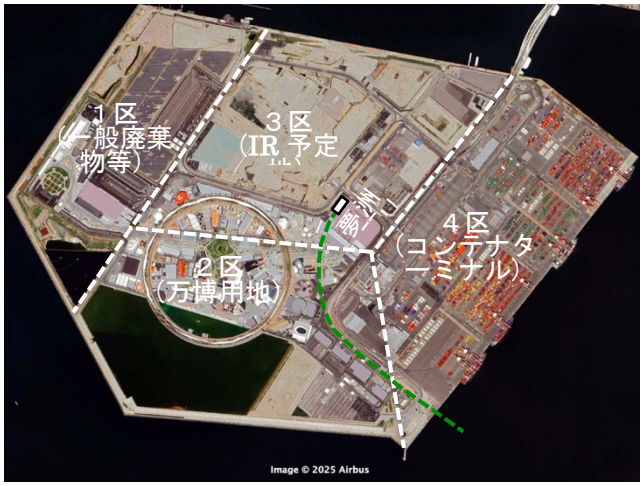


図-3.1.6　2025 年 4 月の夢洲（Google Earth）

図-3.1.6 に最新の 2025 年 4 月時点の夢洲の全景と区割りとその用途を示す。1 区は一般廃棄物の処分地，2，3 区は浚渫土および建設残土の処分地，4 区はコンテナターミナル用地である。3 区は IR の予定地であり，2 区の約 30 ha が大阪・関西万博用地として土地造成が行われ，2025 年までにパビリオンを含む万博構造物が建設された。2 区の土地造成工事の詳細は 3.2 を参照されたい。

(2) 地盤改良工法

夢洲での浚渫土の埋立処分量を大きくするためには，護岸天端を高くし，埋立高さを高くする必要がある。しかし，このように造成した埋立地は在来の海底沖積粘土層の圧密沈下が長期間続くという問題がある。もし，処分地内の沖積粘土層を地盤改良（鉛直排水工）によって造成中に圧密促進させることができれば，護岸を高くしたのと同等の効果，すなわち埋立処分量の増加が得られる。そこで咲洲の埋立では，図-3.1.7 に示すように沖積粘土層にあらかじめ敷砂・サンドドレーン（SD）を施工し，その上に埋立処分した浚渫土（粘土）によって不透水層が形成された後，敷砂層に設置した排水井戸で地下水を揚水し，SD 内の地下水位（間隙水圧）を低下させる工法を採用した[6]。これによって沖積粘土層の有効応力を増加させ，圧密促進させることができる。夢洲 3 区でも同様な工法が採られた。ただし，この工法では浚渫粘土層を同時に圧密促進させることはできなかった（浚渫粘土層は埋立完了後に上部を盛土した後，陸上からプラスチックボードドレーン（PBD）を打設して圧密促進させた）。

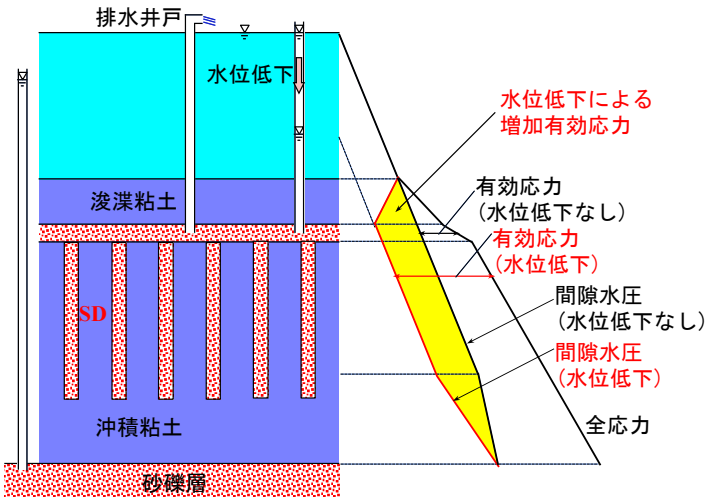


図-3.1.7　咲洲における従来の地下水位低下工法[6]

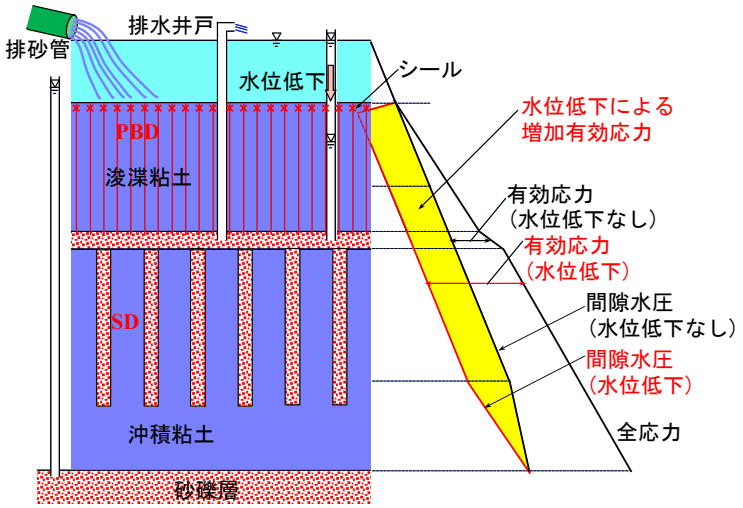


図-3.1.8　夢洲における新しい地下水位低下工法 [6)]

そこで，夢洲 2 区では，沖積粘土層に敷砂・SD を施工し，地下水位低下を与えるまでは咲洲と同様であるが，一次浚渫粘土の投入完了後，**図-3.1.8** に示すように水上で一次浚渫粘土層内に PBD を打設する PDF 工法 [10)]を 2002 年～2003 年に行った（幅 95 mm，正三角形配置，ピッチ 1.8 m）。この工法の PBD は上部 1.5 m を熱溶着してシールしており，それより上部の粘土層が不透水層となり，一次浚渫粘土層内にも地下水位低下を与えて圧密促進させることができる。また，これによって沈下した分，さらに浚渫土を投入することができ，埋立処分地の減容化を図ることができた [10)]。その後，2004 年～2018 年に二次浚渫粘土を投入した。

3.1.3 夢洲における各区の埋立地盤の形成

(1) 夢洲 1 区

1 区は廃棄物埋立護岸により外海と遮断された管理型の廃棄物最終処分場として，**図-3.1.9**，**図-3.1.10** に示すように 1985 年から一般廃棄物と上下水道汚泥等により埋め立てており，現在は大阪市内の家庭や事業所等から排出される一般廃棄物をごみ焼却工場で焼却した後の焼却残渣を埋め立てている。焼却残渣の埋立層の上部は，「一般廃棄物の最終処分場および産業廃棄物の最終処分場に係る技術

図-3.1.9　一般廃棄物の埋立開始（1985 年）

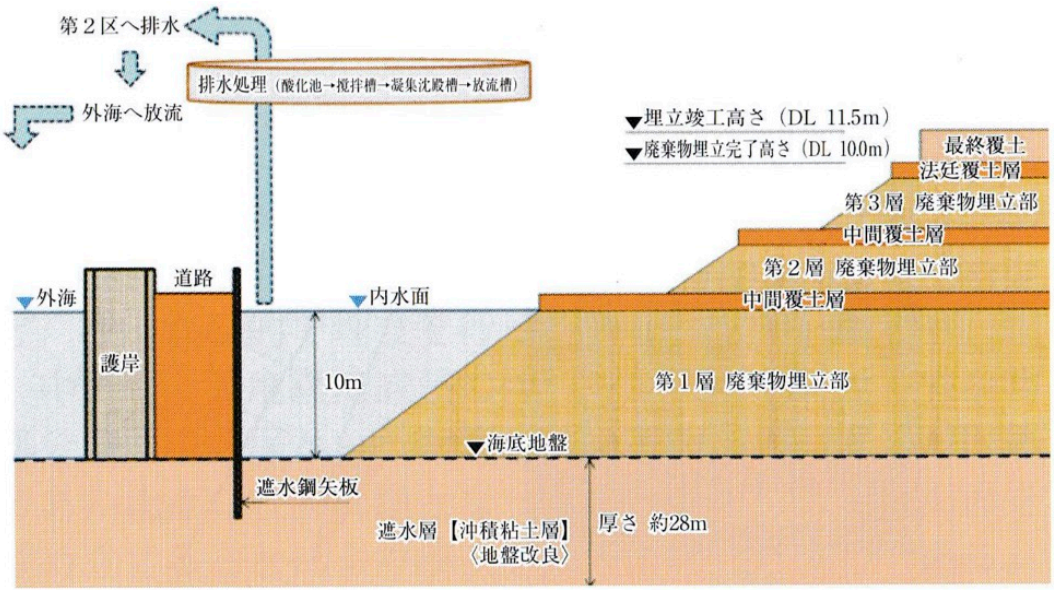
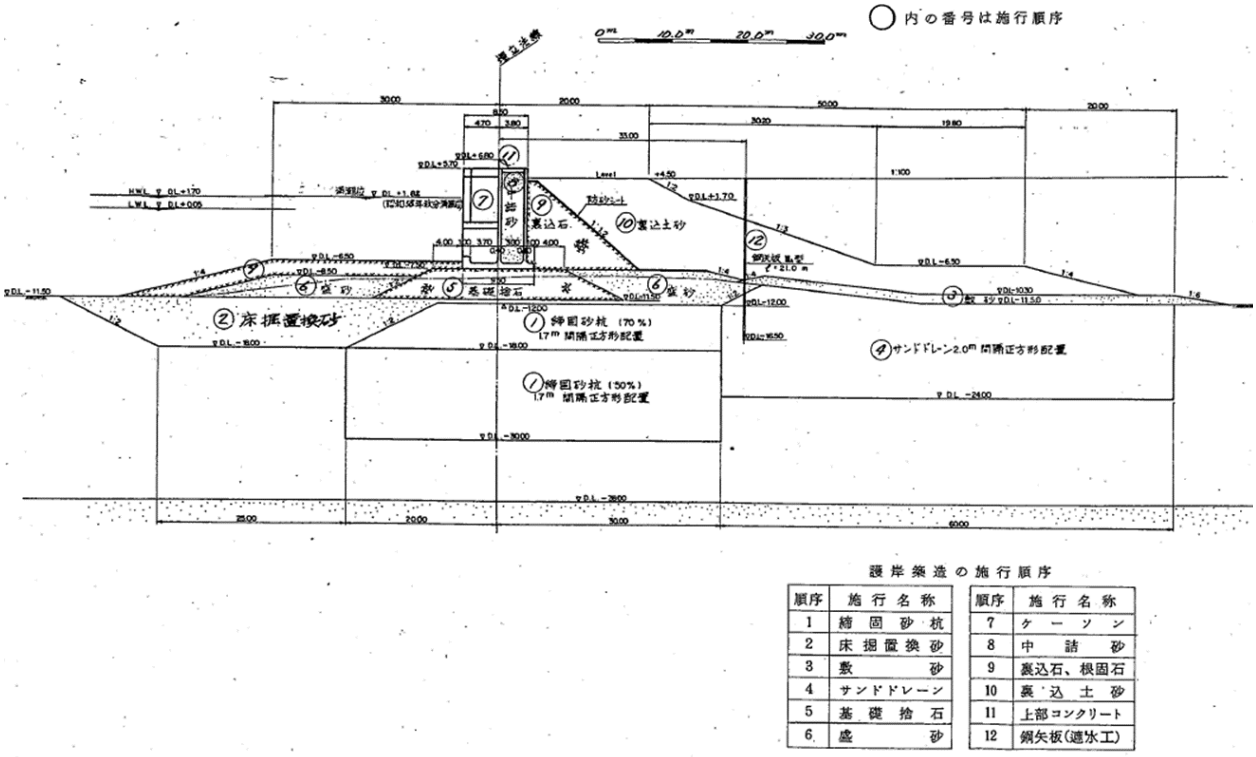


図-3.1.10　一般廃棄物の埋立処分の概要



護岸築造の施行順序

順序	施行名称	順序	施行名称
1	締固砂杭	7	ケーソン
2	床掘置換砂	8	中詰砂
3	敷砂	9	裏込石、根固石
4	サンドドレーン	10	裏込土砂
5	基礎捨石	11	上部コンクリート
6	盛砂	12	鋼矢板(遮水工)

図-3.1.11　1 区西側 G 護岸の断面図

上の基準を定める省令」に基づき覆土する。

廃棄物処分場では，廃棄物に含まれる有機物が微生物により分解される過程で一定期間ガスが発生することなどから，廃棄物処分場を廃止するまでは省令に基づき適切に維持管理を行う必要があるが，覆土まで完了した区域は一定の制約のもと表層利用することが可能である。そこで，1 区においてもメガソーラー事業などに暫定利用されている。

1 区西側 G 護岸（**図-3.1.3** 参照）の構造は，**図-3.1.11** に示すようにケーソン護岸背後から約 20～30 m の区間は山土による裏込めを施工し，一般廃棄物等によって汚染された地下水が外海に流出しないよう止水矢板を粘性土層まで打設した。

(2) 夢洲 2 区

2 区および 3 区は建設工事によって発生する建設残土，河川・港湾から発生する浚渫土砂の処分地とされた。この 2 区と 3 区への浚渫土砂の受入れは交互に行われ，浚渫土砂を投入していない他方を沈殿池として利用する 2 ポンド方式が採られた。2 区の地下水位低下を併用した地盤改良は 3.1.3(2) で示した通りである。2 区南側は大阪・関西万博のウォーターワールドとして利用されるため，浚渫土砂の埋立処分は現在行われていない。2019 年から 2 区北側は大阪・関西万博用地としての土地造成が行われ，その時点では二次浚渫粘土が投入された直後で，超軟弱地盤となっており，さらに南側には水域が残っていた。この二次浚渫粘土層に表層混合処理工を行い，敷砂・盛砂を施工後，一次・二次浚渫粘土を通して再度 PBD が打設され（幅 150 mm，正三角形配置，ピッチ 1.4 m），2021 年までに盛土施工が行われた [11]。この土地造成工事の詳細については，3.2 を参照されたい。

(3) 夢洲 3 区

夢洲の土地造成は，先に述べたように建設残土や浚渫土砂の処分地としての役割から，処分土砂の減量化など処分地としての延命化にも取り組んでおり，土地利用方針はその時代に応じて見直されてきた。そのような中で，3 区は 4 区のコンテナターミナルの直背後の立地を活かし，高機能物流拠点としての土地利用の高まりから，2000 年より浚渫土砂の表層固化処理工に着手し，建設残土の受入れを開始した。なお，建設残土の受入れにも対応するため，3 区の東側で先行して地盤改良を実施し，西側では引き続き浚渫土砂の受入れることとした（**図-3.1.5** 参照）。よって，3 区は 2 区よりも早く埋立を開始している。先行する 3 区東側は，**図-3.1.12** に示すように 2000 年より厚さ 1.5 m の表層固化処理工に着手した。これは，地盤改良機や盛土用施工機械の荷重に耐えうるよう厚さを設定するとともに，経済性から格子状の表層固化処理としたが，シートを敷設することで施工機械の荷重をシートの張力で抵抗する設計とした。その後，2001 年より浚渫粘土層の排水層となる敷砂や施工機械の荷重を分散するための盛砂を施工し，2003 年より PBD の打設を開始した（幅 95 mm，正三角形配置，ピッチ 1.8～2.0 m）。

こうした地盤改良工事を完了させた後，2004 年より建設残土の受入れを開始し，2009 年まで受入れを継続し，標高約 DL+11 m の地盤を形成するに至っている。

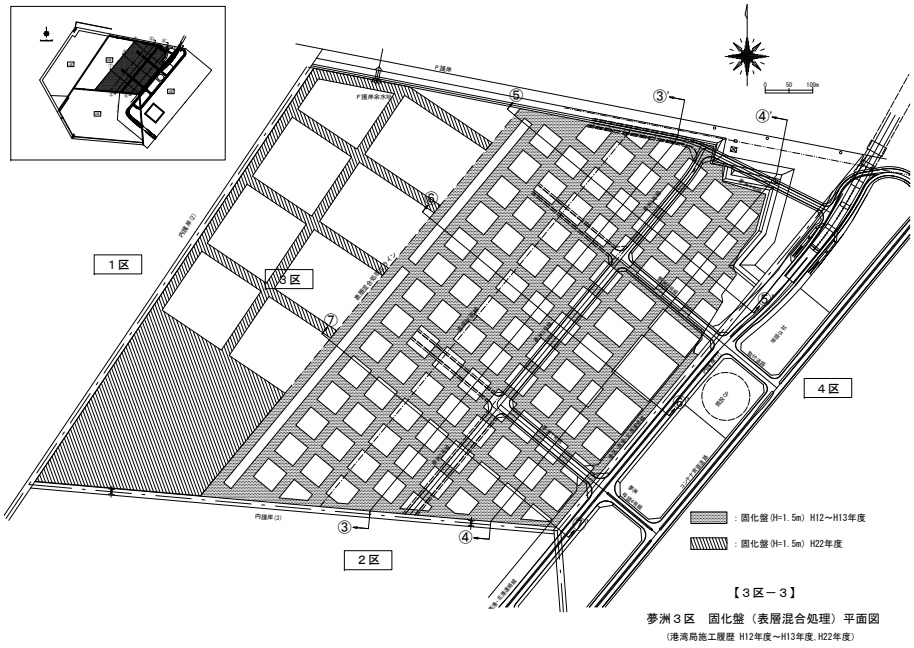


図-3.1.12　夢洲 3 区東側地盤改良工事

(4) 夢洲 4 区

夢洲における物流拠点の整備計画は，1979 年に改訂した「大阪港港湾計画書」において水深 12 m の岸壁を位置づけている。その後の大阪港港湾計画書の改訂により，岸壁延長や水深の見直しを行っている。このような中でも，大阪港における物流機能は，在来地区の埠頭に加えて咲洲地区のコンテナターミナルが主力となっていた。1995 年 1 月の阪神淡路大震災により，神戸港のコンテナターミナルが壊滅的な被害を受け，大阪港のコンテナターミナルの需要が高まった。こうした背景から物流機能の強化とコンテナ船の大型化に対応するため，夢洲における大水深の高規格コンテナターミナルの整備を進めることになり，4 区はこれらに対応するべく大規模な物流拠点としての機能を早期に確保するための土地造成が必要となった。このため，建設残土に加えて良質土（山砂）も活用しながら埋立を開始した。

埋立工事は，1991 年から夢洲の北側に位置する K 護岸築造工事に着手し（**図-3.1.4**，**図-3.1.13**），1992 年から**図-3.1.14** に示すように沖積粘土層に SD（杭径ϕ400 mm，ピッチ 2.5 m）を施工した。建設

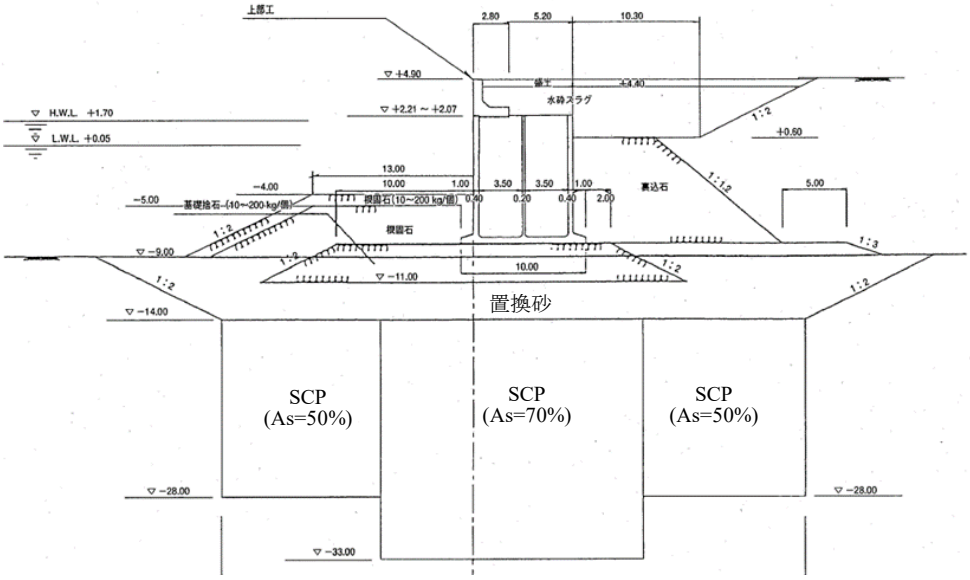


図-3.1.13　夢洲 4 区の K 護岸の標準断面

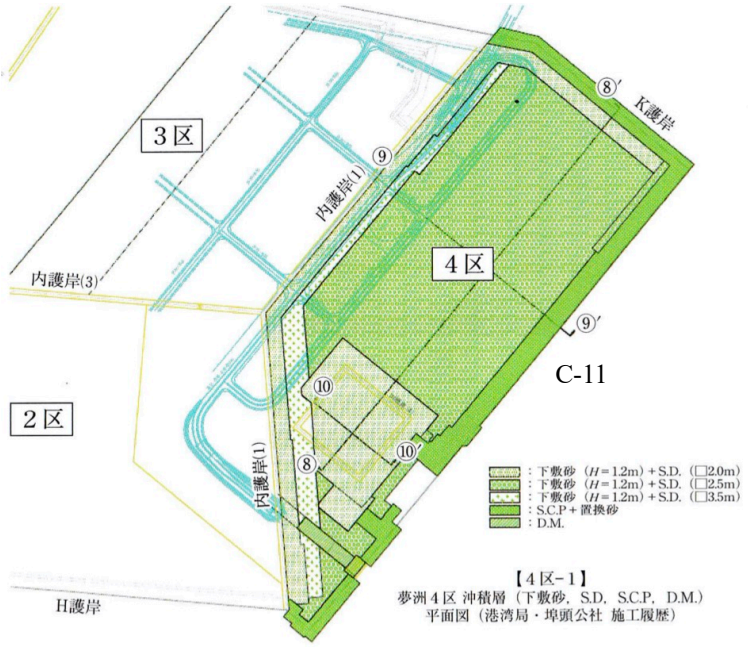


図-3.1.14　夢洲 4 区の沖積粘土層へのサンドドレーン（SD）

残土の受入れは，場所によって異なるが，概ね 1996 年から開始し，2000 年には標高 DL+8m までの埋立を完了している。

その後，舗装工事や設備工事等を行って，夢洲コンテナターミナル（C-11）が 2002 年 9 月に供用を開始している。

3.1.4 まとめ

夢洲は，一般廃棄物，浚渫土砂および建設残土などの処分場で，都市部では確保が困難であることから貴重な海面をこれらの処分場として計画したものである。このため，夢洲の土地造成事業は，これらの機能の延命化を図りつつ，港湾機能や都市機能に寄与する土地利用が求められている。また，土地造成事業を進めるにあたっては，経済性や環境への影響にも配慮する必要があることから，一般廃棄物は分別収集による減量化に取り組み，また，浚渫土砂や建設残土の処分（埋立）では，処分土量の増容量対策や将来の土地利用に支障を来たすことがないよう，圧密促進を目的とした地盤改良（鉛直排水工）を実施しており，ドレーン材の配置間隔は地盤の性状や想定される土地利用の用途等に応じて決定している。

以上のように，夢洲の土地造成は長期にわたって実施する事業であるため，その時代に応じて求められる土地利用や埋立計画の内容に合わせて地盤改良工事を設計してきた。本項で述べた夢洲の埋立履歴や土地造成工事を把握することが，将来の沈下予測の精度を向上させ，今後の夢洲での良好な土地利用のための検討材料となること，また，本節で紹介した技術が，今後の埋立地での建設プロジェクトに生かされることを期待したい。

【参考文献】

1) 小林靖仁：大阪ベイエリア地域の埋立地盤の形成（2019 年以前），基礎工，Vol.53，No.7，pp.18-21，2025.
2) 大阪港史編集委員会：大阪港史，第 1 巻，pp.22-31，1959.
3) 大阪港工事誌編集委員会：大阪港工事誌，pp.3-9，1971.
4) 大阪市港湾局：大阪築港 100 年誌，中巻，pp.83-87，1999.
5) 木山正明：南港土地造成事業の変遷(1)～(13)，大阪港振興協会，情報誌「大阪港」，No.170-180，1986-1989，https://www.oppa.or.jp/images/stories/magazine/osakakowoyomu/N6%20kiyamamasaaki%20nakoutotizousei.pdf（2025.7.19 参照）
6) 大島昭彦・小林靖仁：夢洲の埋立ての概要と建設プロジェクト，地盤工学会誌，Vol.73，No.4，pp.1-6，2025.
7) 武田弘一：夢洲建設＜第 1 回＞，大阪港・ポートニュース，56 巻，4 号，No.271，pp.27-30，2005.
8) 武田弘一：夢洲建設＜第 2 回＞，大阪港・ポートニュース，56 巻，5 号，No.272，pp.31-34，2005.
9) 武田弘一：夢洲建設＜第 3 回＞，大阪港・ポートニュース，56 巻，6 号，No.273，pp.28-32，2005.
10) 木山正明・大島昭彦・東祥二・田中克実：地下水位低下工法と PDF 工法を併用した新しい圧密促進工法，第 4 回地盤改良シンポジウム，日本材料学会，pp.15-22，2000.
11) 大月一真・白神新一郎・稲垣祐輔・誉田孝宏・大島昭彦：夢洲２区土地造成工事における地盤変状の把握と管理について，地盤工学会誌，Vol.73，No.4，pp.17-20，2025.

3.2 夢洲 2 区土地造成工事

3.2.1 造成工事の概要

大阪市此花区の人工島である夢洲は 1977 年に埋立免許取得後，浚渫土砂及び建設残土の受入れが進められた。その後，2025 年日本国際博覧会（大阪・関西万博）の開催に向けて，予定地の一部である夢洲 2 区のうち約 30 ha において土地造成工事を実施した。本工事では，浚渫土が堆積した軟弱な埋立浚渫粘土層（Bc 層）にプラスチックボードドレーン（PBD）を打設し，載荷重として盛土を造成することで Bc 層の圧密を促進させた。**表-3.2.1** に土地造成工事の概要をまとめた。

表-3.2.1　夢洲 2 区土地造成工事の概要

工事概要	本工事は、2025年日本国際博覧会（大阪・関西万博）開催に向け，開催予定地の一部の土地造成を行うものです。 ・3工区の合計面積は約30ha ・主目的は埋立浚渫土の圧密促進工事
発注者	大阪港湾局（大阪市）
請負者	五洋・南海辰村特定建設工事共同企業体
JV構成比	五洋建設㈱　70％　南海辰村建設㈱　30％
工事内容	表層混合処理工 約459,000m^3 PBD工 約175,100本 土工（敷砂・盛砂・盛土工）約1,209,000m^3
工期	2019年3月22日～2022年3月31日

3.2.2 造成工事での地盤状況と施工工程

工事位置を**写真-3.4.1** に，工事区域平面図を**図-3.2.1** に，工事概略断面図を**図-3.2.2** に示す。当該地盤は，自然地盤である第 1 洪積砂礫層（Dg1 層，N 値＝60）と沖積粘性土層（Ac 層，c_u＝107～200 kN/m^2）の上に，人工的に敷砂層（Bs 層）を 1.0 m 程度敷設し，浚渫土（Bc 層，c_u＝2～50 kN/m^2）を投入している。このうち Ac 層は，過去に層上半部にサンドドレーン（SD）を設置した上で Bc 層を受け入れたことにより，圧密が進行している。**図-3.2.1** に示す B 区画および C 区画では，浚渫土の減容化のために Bc 層下半部にプラスチックボードドレーン（PBD）を設置して，地下水低下工法を併用して圧密促進させている（**図-3.2.2**，**図-3.2.3** 参照）。一方，A 区画（**図-3.2.1** 緑領域）では Bc 層の全層において未改良となっている。

土地造成工事は，**表-3.2.2**，**図-3.2.4** に示す施工工程にしたがって進めた。**図-3.2.5** に施工フロー，を示す。

軟弱な Bc 層上に載荷盛土を造成した際に施工端部における側方流動等を抑制するために，C 区画の Bc 層（一部）と A 区画の Bc 層（全層）を高圧噴射攪拌工法により地盤改良した。両区画では，Bs 層と Bc 層（全層）に盛土に伴う圧密促進のために，PBD を新たに打設した。

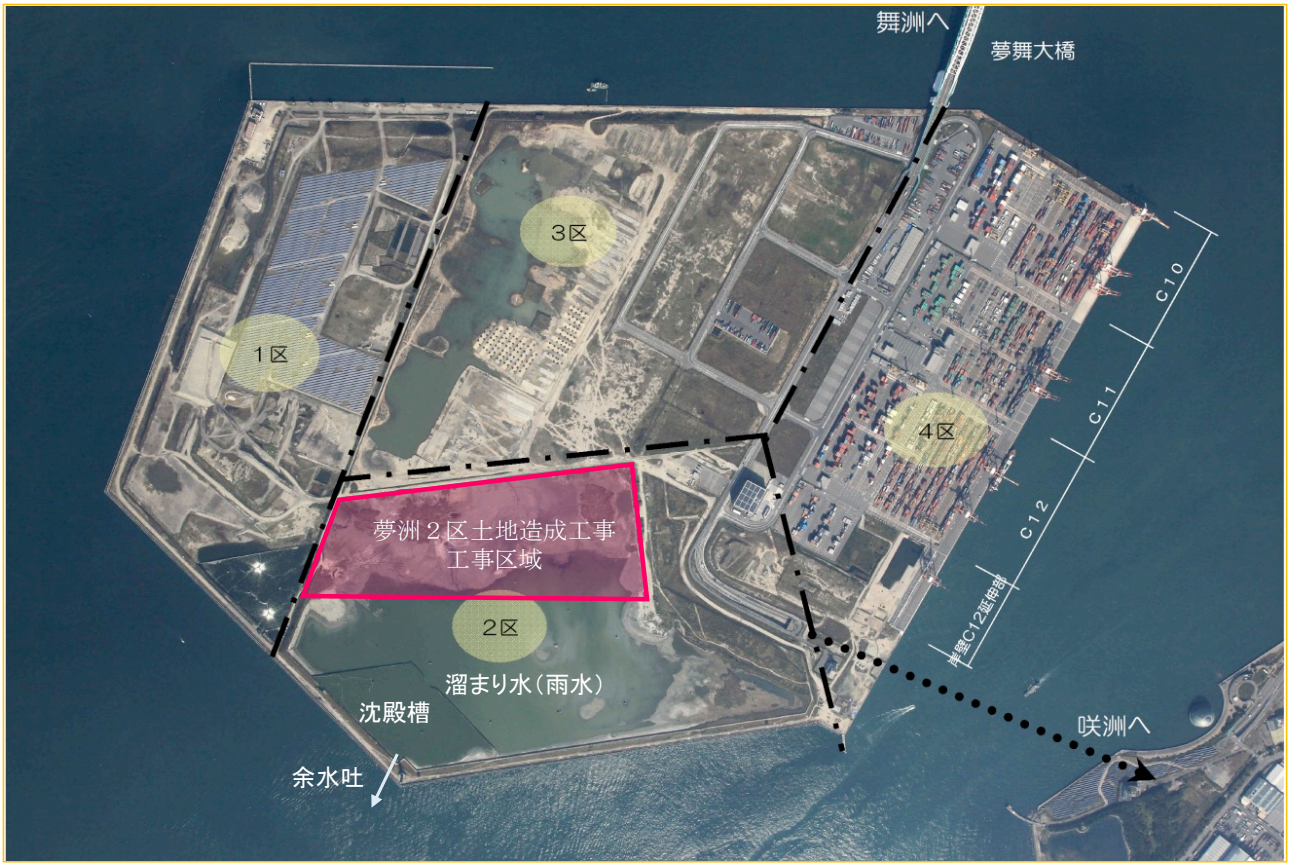


写真-3.2.1　夢洲全体と工事対象区域（2019 年 3 月撮影）

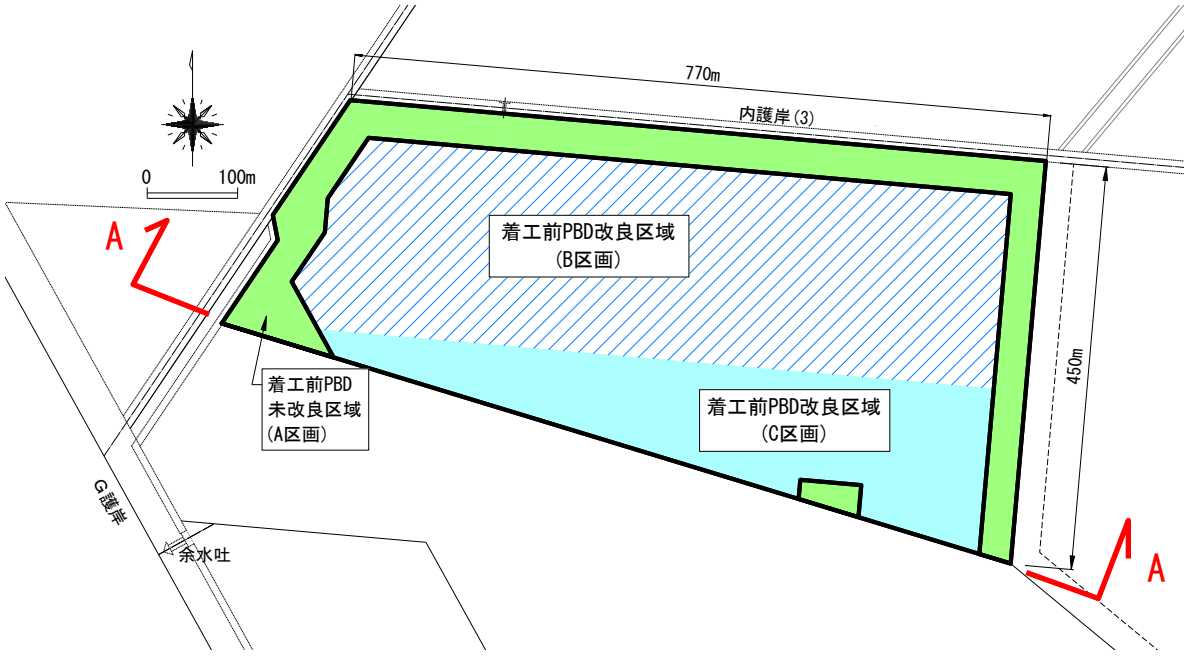


図-3.2.1　工事区域平面図

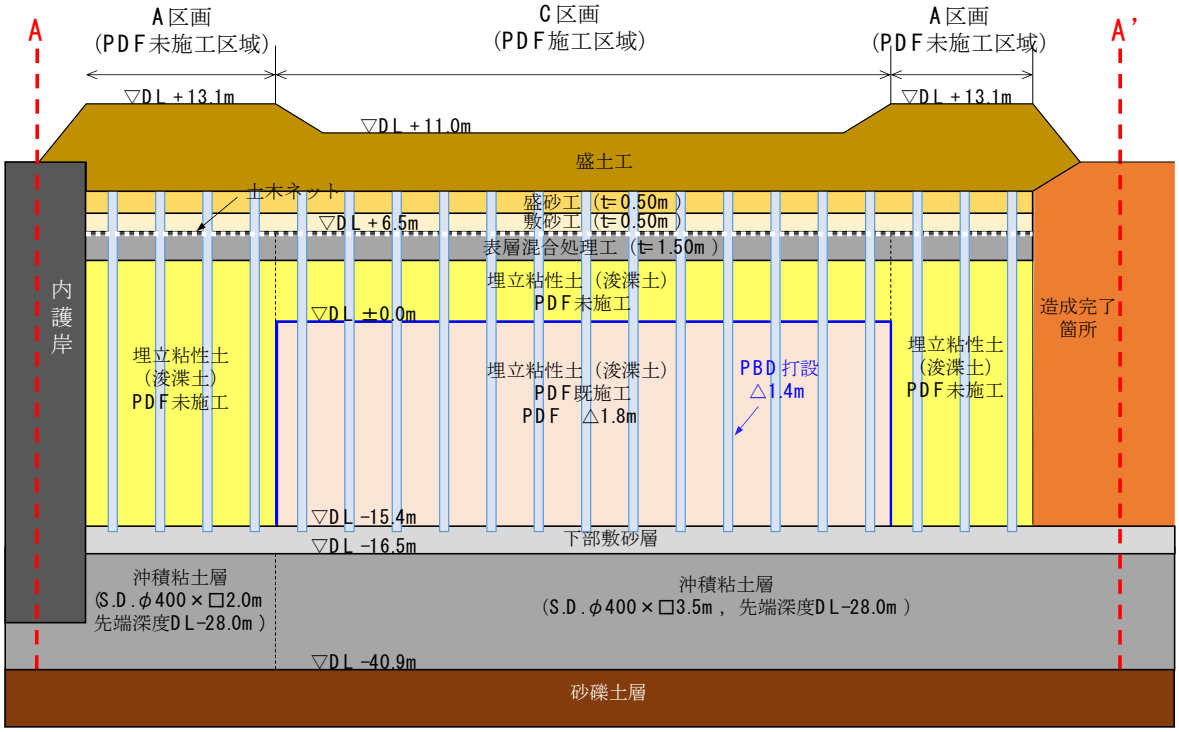


図-3.2.2　工事概略断面図

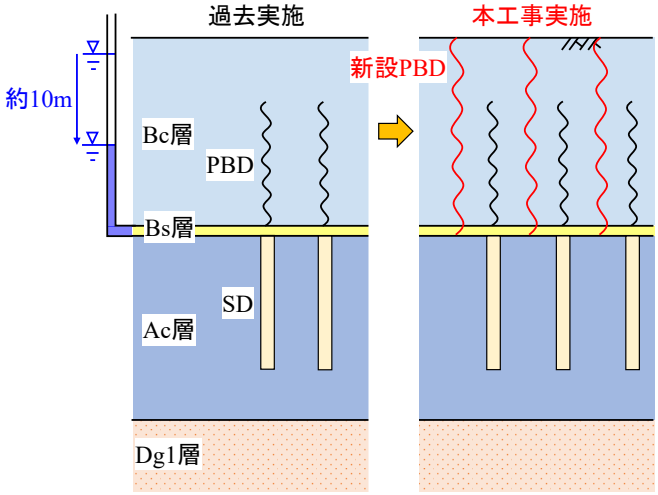


図-3.2.3　地盤改良概念図

表-3.2.2　夢洲2区土地造成工事の実施工程表

工種		令和元年度(2019年度)												令和2年度(2020年度)												令和3年度(2021年度)											
		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	11	12	1	2	3
準備工		―	―	―																																	
表層混合処理工	(A)クローラ式				―	―	―	―	―	―	―	―																									
	(B)フロート式				―	―	―	―	―	―	―	―																									
	(C)端部対策 機械攪拌工法							―	―	―	―	―	―	―	―	―																					
	(D)端部対策 高圧噴射攪拌工法									―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―															
土木ネット敷設工												―	―	―	―	―																					
敷砂工													―	―	―	―	―																				
盛砂工															―	―	―	―	―																		
PBD工																			―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―
盛土工																							―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―
片付工																																					―

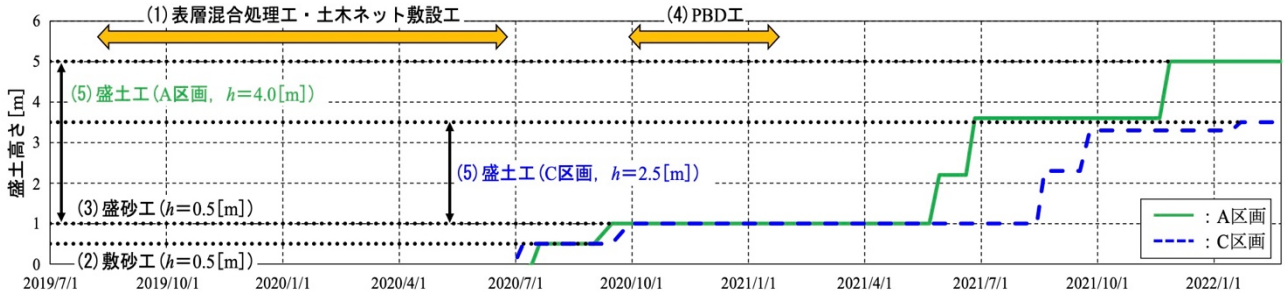


図-3.2.4　夢洲 2 区土地造成工事の施工工程（盛土進捗図）

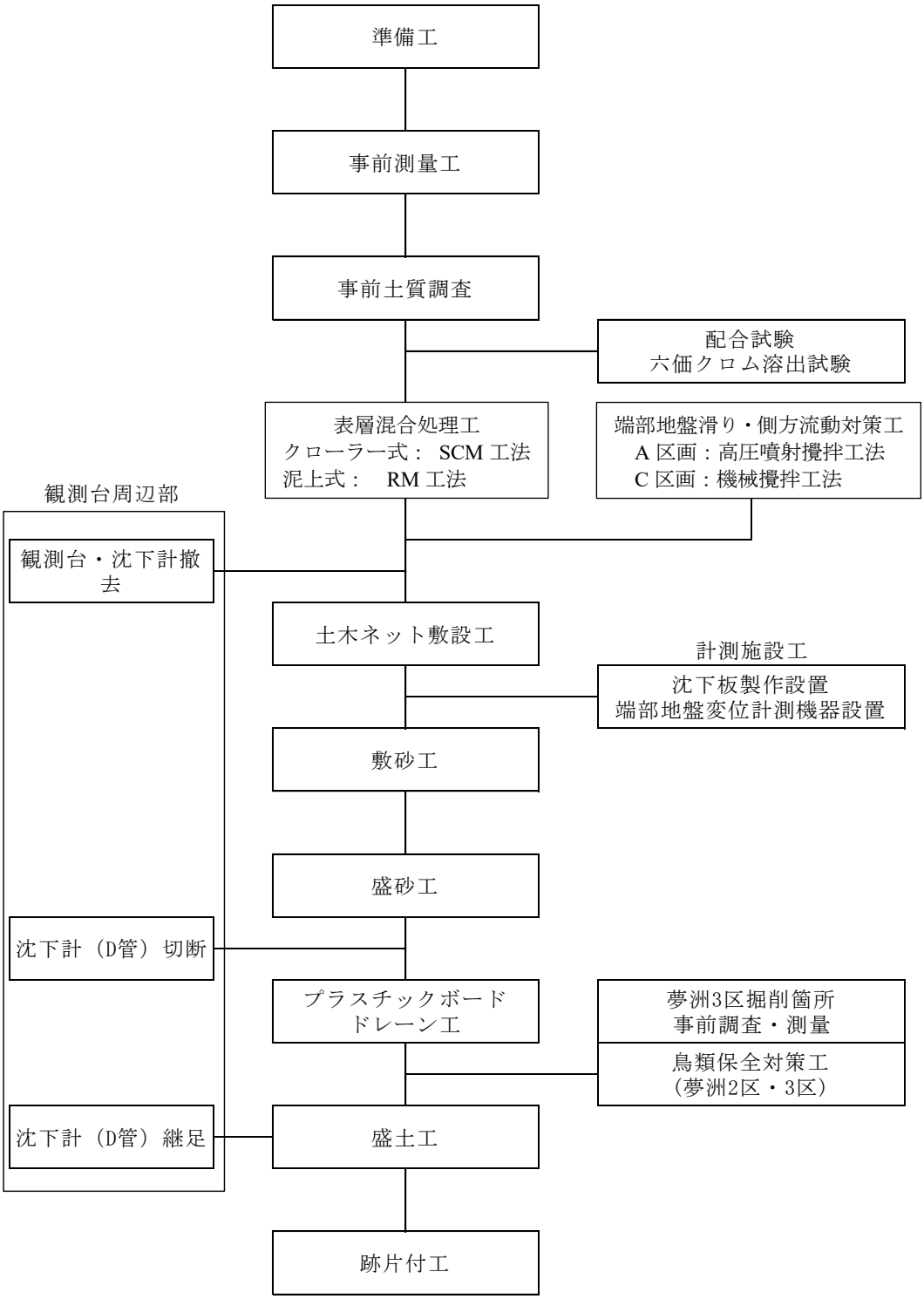


図-3.2.5　土地造成工事の施工フロー

3.2.3 造成工事の施工ステップ

図-3.2.6～図-3.2.12 に施工ステップを示す。軟弱な Bc 層上に載荷盛土を造成した際に施工端部における側方流動等を抑制するために，C 区画の Bc 層（一部）と A 区画の Bc 層（全層）を高圧噴射攪拌工法により地盤改良した。両区画では，Bs 層と Bc 層（全層）に盛土に伴う圧密促進のために，PBD を新たに打設した。

写真-3.4.1～写真-3.4.12 に土地造成工事の状況を示す。

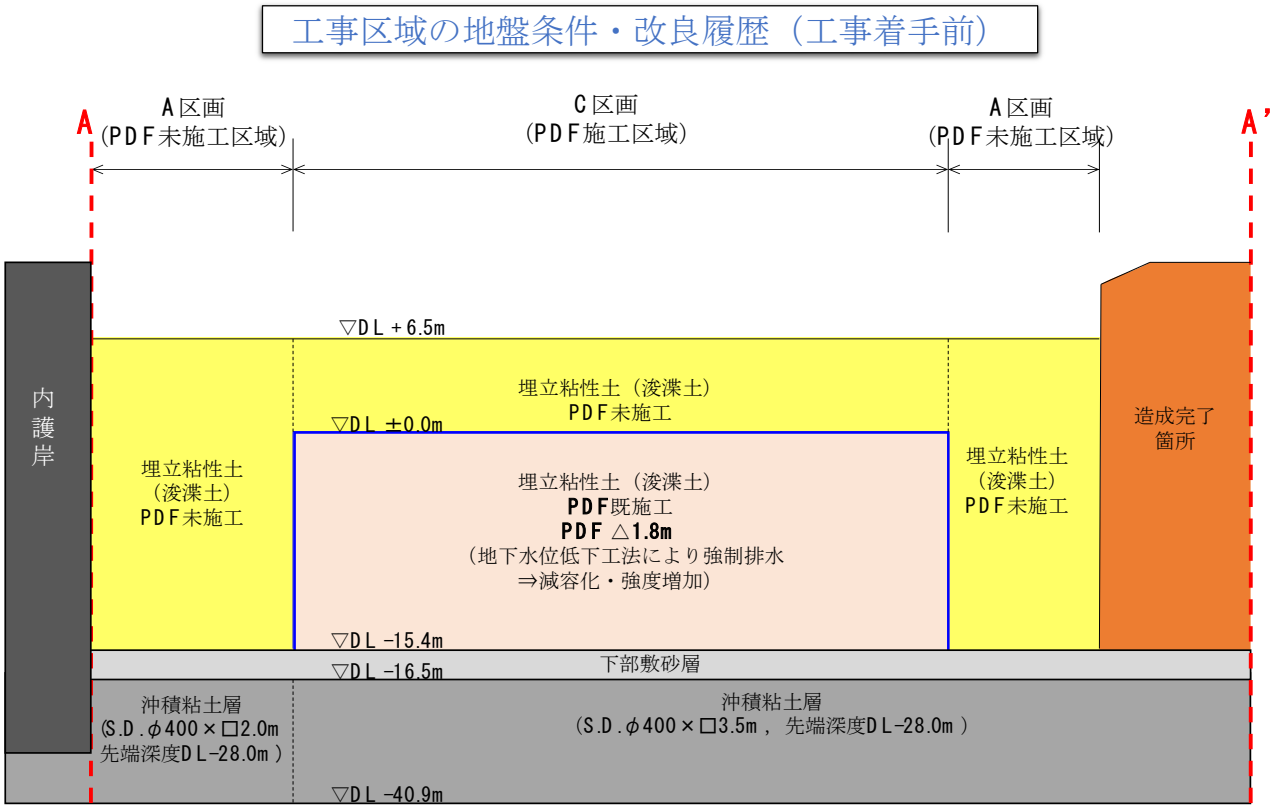


図-3.2.6　施工ステップ図 着工前

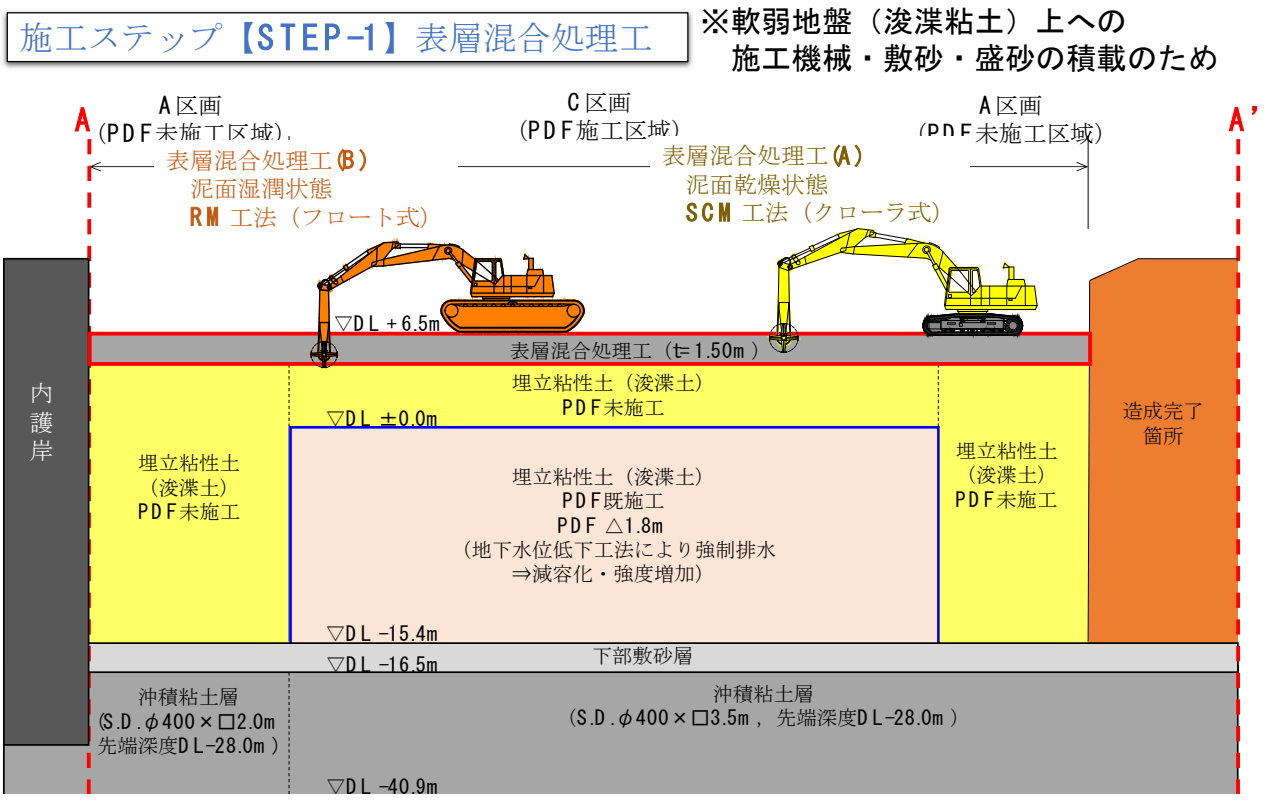


図-3.2.7　施工ステップ図① 表層混合処理工

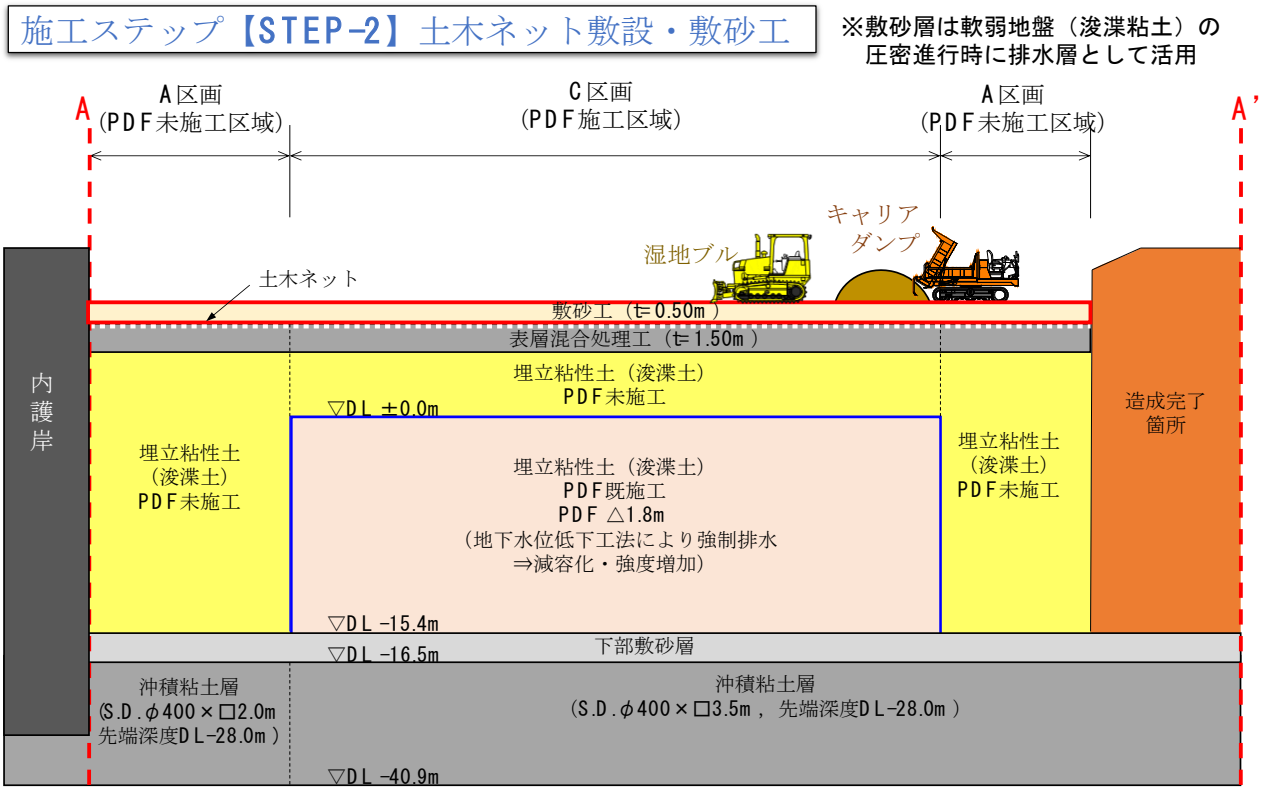


図 3.2.8 施工ステップ図② 土木ネット敷設・敷砂工

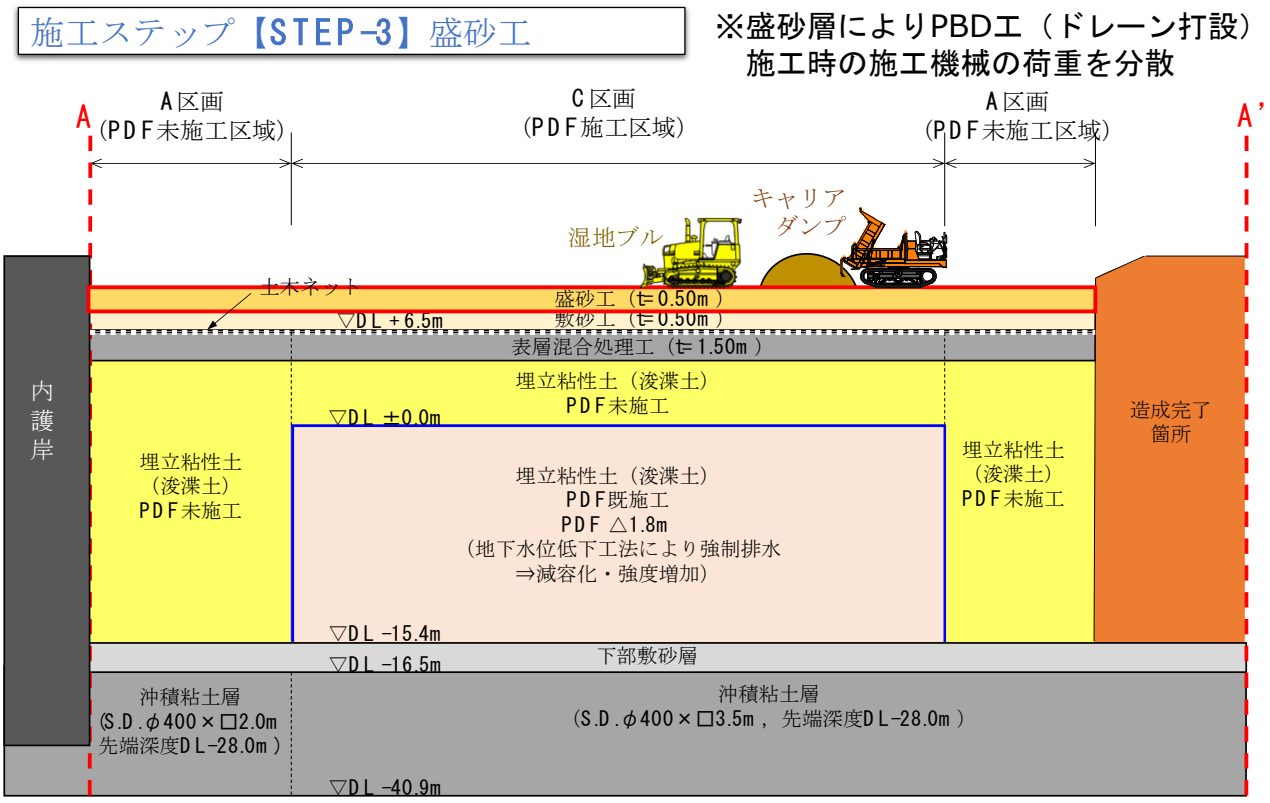


図-3.2.9　施工ステップ図③ 盛砂工

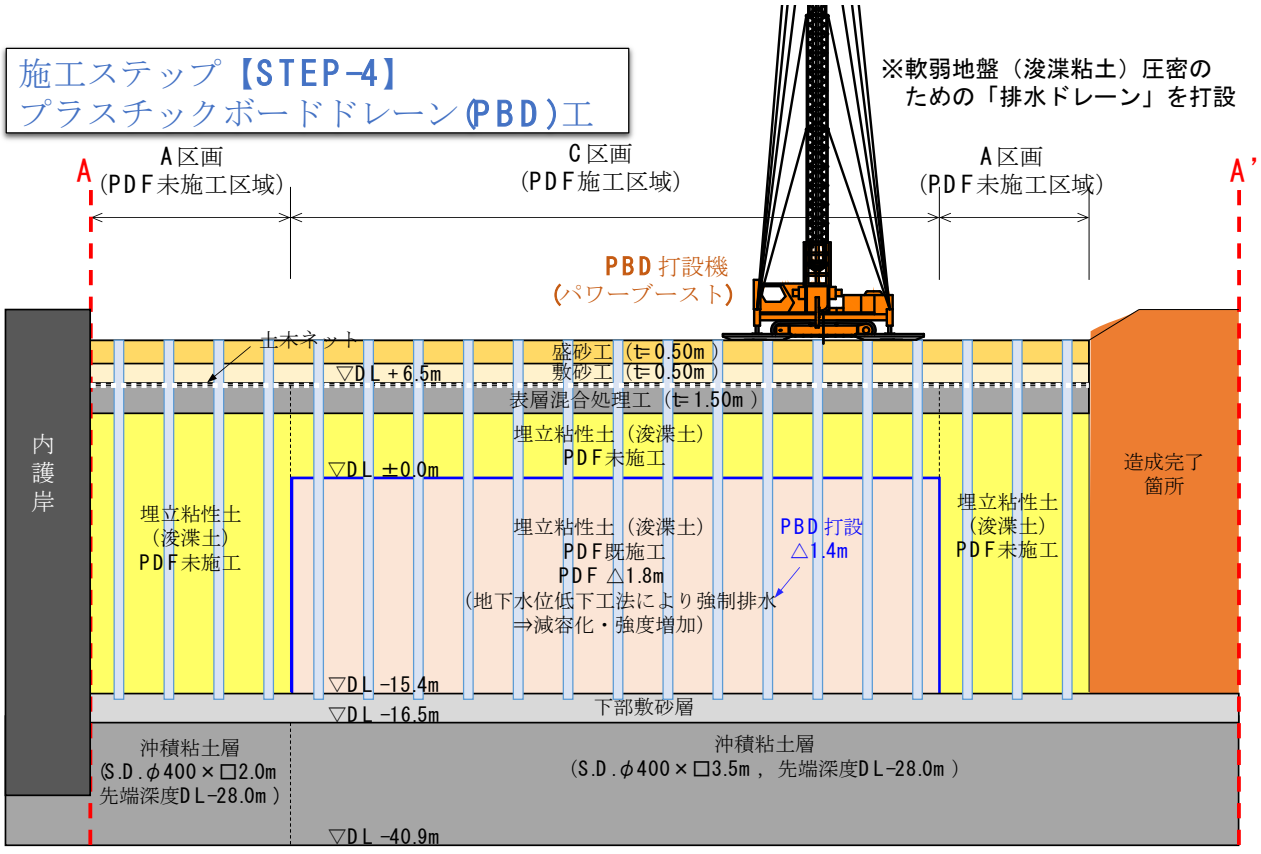


図-3.2.10　施工ステップ図④ PBD 工

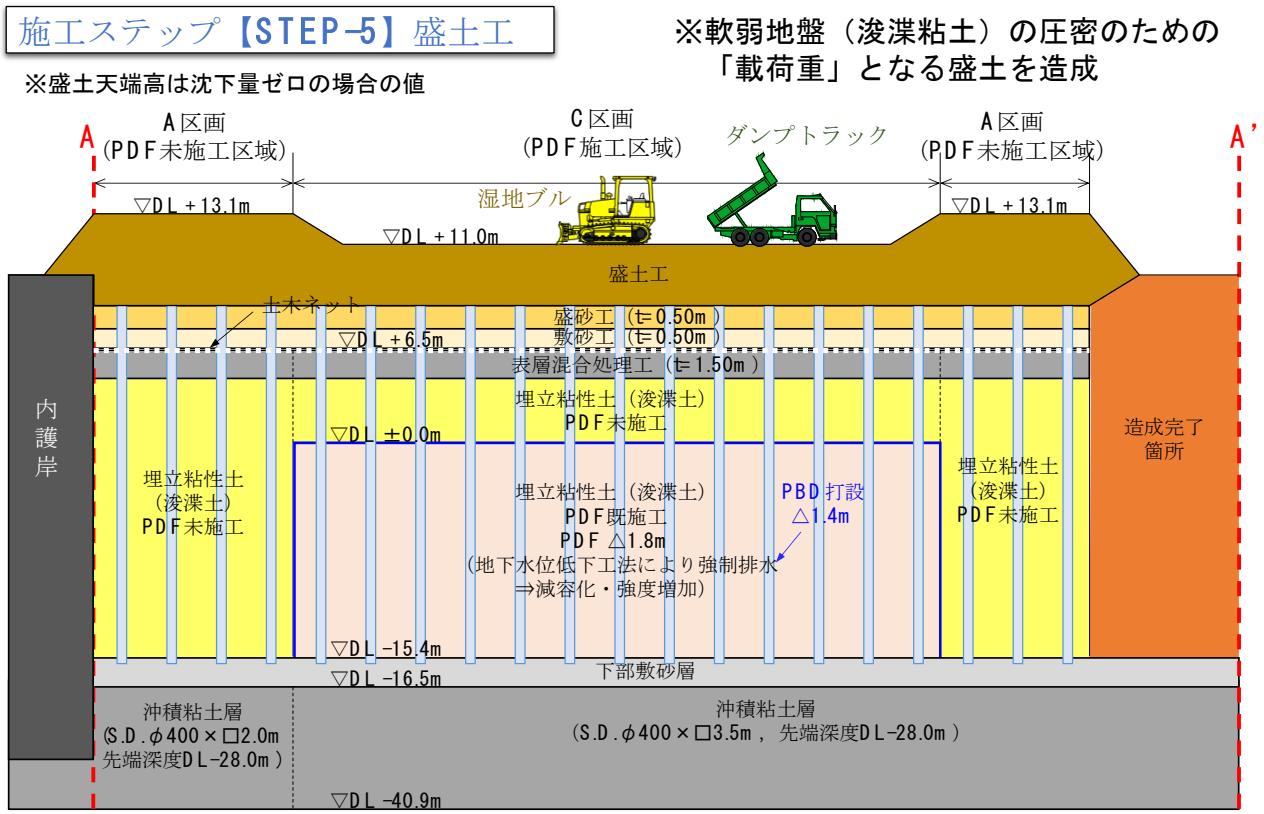


図 3.4.11 施工ステップ図⑤ 盛土工（2023 年 3 月時点）

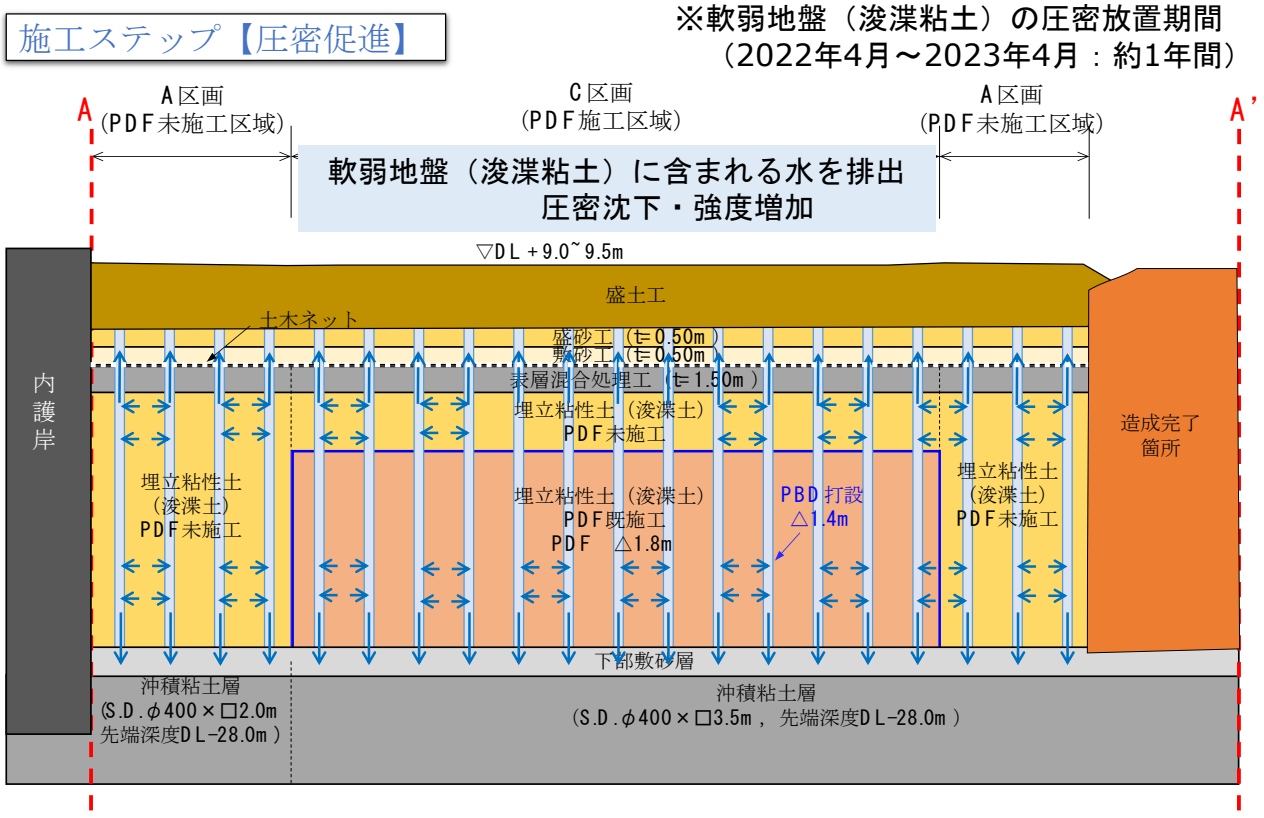


図 3.4.12 施工ステップ図⑥ 圧密促進による沈下後（2023 年 4 月時点）

写真-3.2.1　工事着工前（2019 年 5 月撮影）

写真-3.2.2　事前測量工

（左：3D スキャナーによる地形測量，中・右：ラジコンボートによる水域深浅測量）

写真-3.2.3　事前ボーリング調査工

（左：泥上掘削機で牽引したマッドシップ台船使用，右：自走式ボーリングマシン使用）

写真-3.2.4　表層混合処理工

（左：クローラー式改良（SCM 工法），右：泥上式改良（RM 工法））

写真-3.2.5　表層混合処理工 事後調査

（左：自走式電気式コーン貫入試験による強度管理，右：UAV 航空写真測量による出来形管理）

写真-3.2.6　端部地盤滑り・側方流動対策工

（左：A 区画用高圧噴射攪拌工法，右：C 区画用 ARM 工法）

写真-3.2.7　土木ネット敷設工

写真-3.2.8　敷砂工

写真-3.2.9　盛砂工

写真-3.2.10　PBD 打設状況

写真-3.2.11　載荷盛土造成状況

写真-3.2.12　盛土造成完了(2022 年 3 月撮影)

第４章　夢洲の地盤性状

4.1 埋立前の地盤性状

4.1.1 夢洲内及び周辺地域の自然地形

夢洲は大阪港臨海区域の開発事業の一環であり，隣接する咲州，舞洲に続いて大阪・関西万博の開催やIR（統合型リゾート）の用地として今後建設事業などの計画が進行している。**図-4.1.1**に夢洲とその周辺の地図に合わせて明治初期の海岸線を示す。図中北端に流下する淀川は 1910 年に毛馬～大阪湾までの間に開削された放水路（人工河川）である。旧淀川の流路は大川・堂島川・安治川からなり，さらに木津川，尻無川に分流することから，図中に記載される安治川，尻無川，木津川は全て旧淀川の河川である。咲州は 1967 年の大阪港第 2 次改訂計画時に計画・埋立てられ，コンテナふ頭の用地として利用が始まった。1979 年の大阪港第 3 次改訂計画では舞洲が計画[1]され，さらに 1985 年の大阪港第 4 次改訂計画[1]では咲州，舞洲，夢洲の地域を国際交易，高度情報通信，先端技術開発の機能集積を図るベイエリアとしての街づくり計画が立案された。夢洲においては埋立前の海底面（水深-10 m 程度）直下には，沖積粘土層（Ma13 層）が堆積していて，その上面に敷砂層と周辺の護岸を施工した後に埋立を実施している。埋立土は浚渫土や廃棄物などが含まれており，場所によって持ち込んだ時期も異なることから，埋立土の特徴も異なると予想される。

図-4.1.1　夢洲とその周辺の人工島と河川，旧海岸線
（地形図は地理院地図[2]を用いた）

4.1.2　ボーリングデータベースに見る夢洲および周辺の特徴

(1) ボーリングデータによる自然地盤の状況

埋立前に実施されたボーリングデータ（1980 年代）を抽出して**図-4.1.2** に断面を示す。場所は夢洲の北岸付近の東西にあるコアである。海底面（標高約-10 m）から沖積粘土層（Ma13 層）が堆積しており，その下に第 1 洪積砂礫層（Dg1 層）が標高-40 m 付近に層厚 6～8 m 程度確認できる。その下位には洪積粘土層（Ma12 層）が確認できる。いずれも海成粘土層であるが，Ma13 層および Ma12 層の下位には海進時期に形成された砂とシルト層が互層状含まれる，やや粗粒なシルト質粘土層も一連の海成粘土層の一部に含んで記述している。柱状図右側に w_n：自然含水比，w_L：液性限界，w_p：塑性限界を表示した。Ma13 層の下部層はシルトや砂を含むため，自然含水比 w_n や液性限界 w_L の値は比較的小さいが，海進が進んで海水面が上昇するとやがて安定した粘土層が堆積している（標高-30 m 以浅）。すると，自然含水比 w_n と液性限界 w_L が大きく変化し，50 %程度であったものが 100 %を越え，自然含水比 w_n も $w_n \fallingdotseq w_L$ であることが特徴である。標高-30 m～-15 m 付近は海進最盛期で海が深い時期に相当し，この時期が最も液性限界 w_L が高い。Ma12 層も下部の海進時の堆積物に w_n や w_L が小さくなる区間があることが確認できる。海進が進むと海成粘土が堆積して w_n，w_L が大きくなる傾向は同じであるが，海進最盛期でも $w_n < w_L$ ある。Ma13 層最上面は埋立前の海底面であるが，海底面から数 m までの区間は値がばらつく傾向がみられる。これは，最上部が浚渫によって撹乱あるいは人工埋土の薄層が分布すると考えられる。Ma13 層と Ma12 層の間に分布する Dg1 層は礫層からなり，上下粘土層が圧密する際の排水層となる。

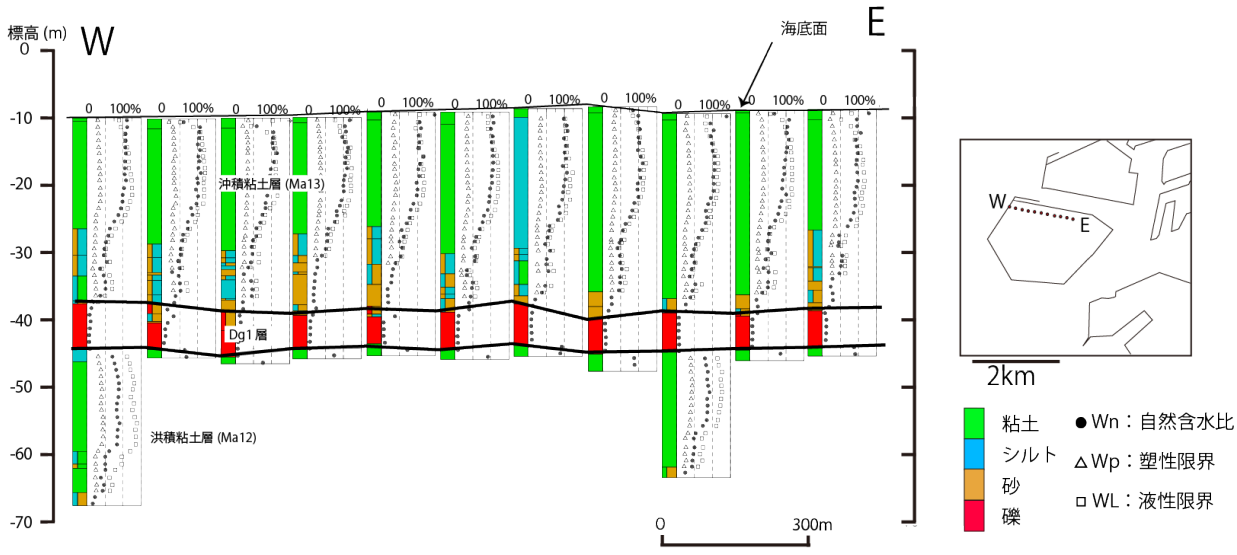


図-4.1.2　夢洲地域の埋立前のボーリング断面図

また，埋立前に大阪市港湾局が実施した海底コンターを**図-4.1.3** に示す。これは夢洲開発の直前に測定されたものである。自然堆積場においては，海底面はほぼ水平であるが，このコンター図では，夢洲中央部に向かって緩やかな山状の高まりがあることを示している。高低差は図中の標高コンターの判読より約 6 m 程度あることが判る。これは，夢洲周辺域が埋立までの間は，周辺の河川部および航路の浚渫土を除去し，それらをこの近辺に土捨て場として廃棄していたものである。つまり，夢洲開発の前には，この地域の海域を土捨て場として利用していたことが判る。**図-4.1.2** の断面は，ちょうど海底部の高まりの収斂部北端に位置するため，それほどの凹凸が読み取れない。

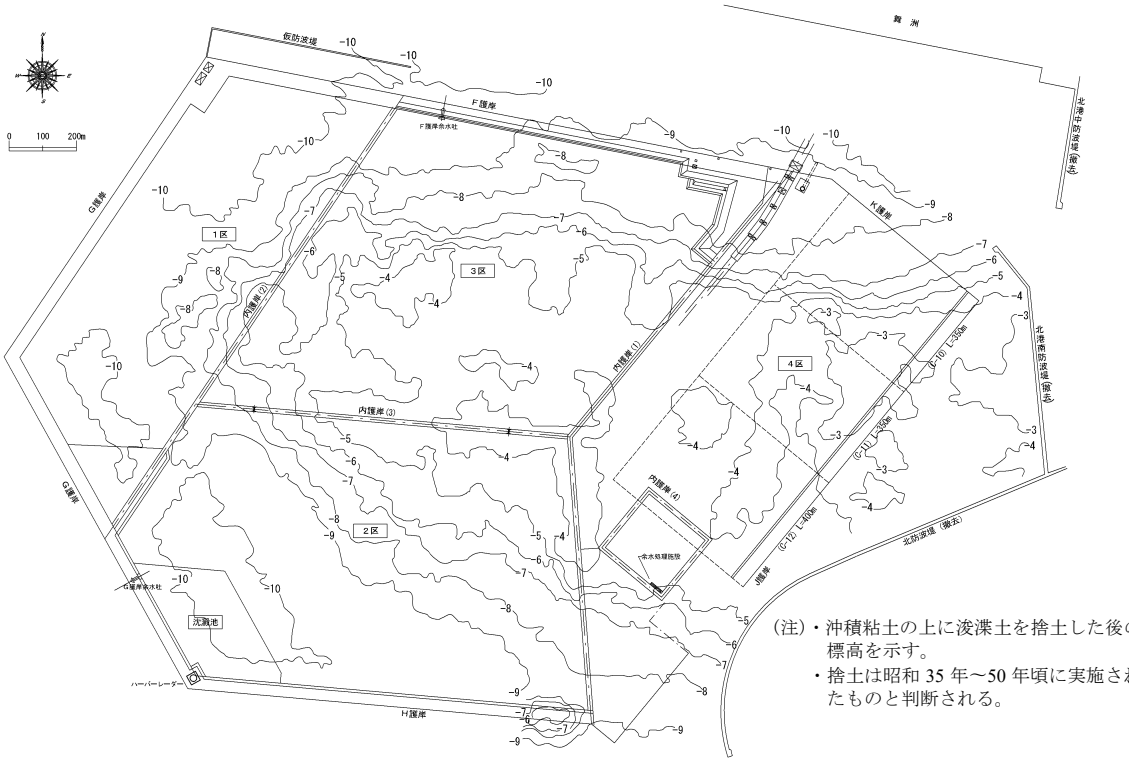
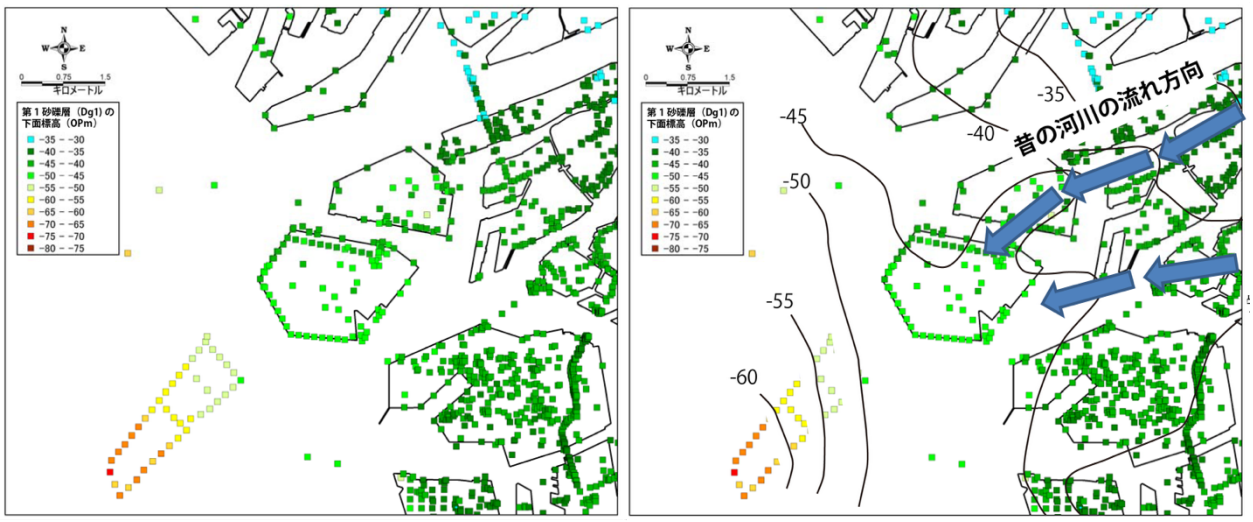


図-4. 1. 3　夢洲海底標高コンター図（大阪市港湾局）

図-4. 1. 4 に夢洲とその周辺のボーリングデータから作成した第 1 洪積砂礫層（Dg1）の下面標高分布図とその解釈図を示す。大阪市内から港湾部に至っては，Ma12 層の上面を Dg1 層が削剥しながら堆積する構造が観察される（北田(2022)[3]，KG-NET・関西圏地盤研究会(2007)[4]など）。この Dg1 層の削り込みの大きな部分は当時の河道と推定できることから，Ma12 層の上面であり，かつ Dg1 層の下面標高分布図を作成し，等深度線を作成して河川の流れ方向を検討した。図-4. 1. 4 (a) が分布図で，図-4. 1. 4 (b) が等深度線であり，内陸側に大きく入り込む部分が推定した河川後である。現在の安治川と正蓮寺川付近に河道があって，夢洲付近に流下していたと考えられる。



(a) 第 1 洪積砂礫層の下面標高分布図　　(b) 第 1 洪積砂礫層の下面標高等深度線と古流向

図-4. 1. 4　第 1 洪積砂礫層（**Dg1**）の分布と古流向

(2) 埋立開始後の状況

夢洲の埋立が開始されると，ボーリングの坑口は一気に標高 10 m まで上昇する。**図-4.1.5** には夢洲の護岸の断面図を示す。埋立の際には周辺に護岸を作り，その中に埋立土を投入するが，護岸構築の際には海底面の上に捨て石や土砂を入れて地盤改良を実施している。さらに埋立地内においては，埋土の圧密を促進することを目的に海底面の上に敷砂を全体に投入していることが断面図からも読み取れる。

図-4.1.6 には夢洲地区の南北ボーリング断面図を示す。ボーリングデータは短いものが多く，長尺のボーリングは極めて少ない。埋立によって海底面であった-10 m 付近より上は埋立されて地盤高は標高 10 m になっている。Ma13 層の上面までは，比較的 *N* 値の小さな粘性土が連続することが読み取れる。**図-4.1.5** に示す埋立地内の敷砂層は中粒砂で非常に淘汰の良い砂であること，島内全体に連続して分布することなどから，標高-12 m 付近に一定の層厚で分布する砂層を敷砂層であると判断した。層厚は 1.5 m～2 m 程度である。ただ，前述のとおり，埋立開始の前に土捨て場であったため，人工的な土塊が堆積しているため，敷砂層の下部と Ma13 層の間には数 m の堆積物（人工）が含まれる。また，**図-4.1.6** の最も右手のコアは夢洲島外のボーリングで 1990 年代にされたボーリングであるが，護岸外側の盛砂や置換砂などにより，Ma13 層の上には，多少の人工堆積物が確認できる。ただし，夢洲島内ほどの土砂が上載されていない。敷砂層と旧海底面の間には，埋立を開始するまで（敷砂層を投入するまで）の間の期間に流入あるいは投下された土砂であると判断できる。敷砂層から地表面までの区間は埋め土に該当する。埋土は大部分が粘土からなり，部分的に砂や礫を含むが側方には不連続である。

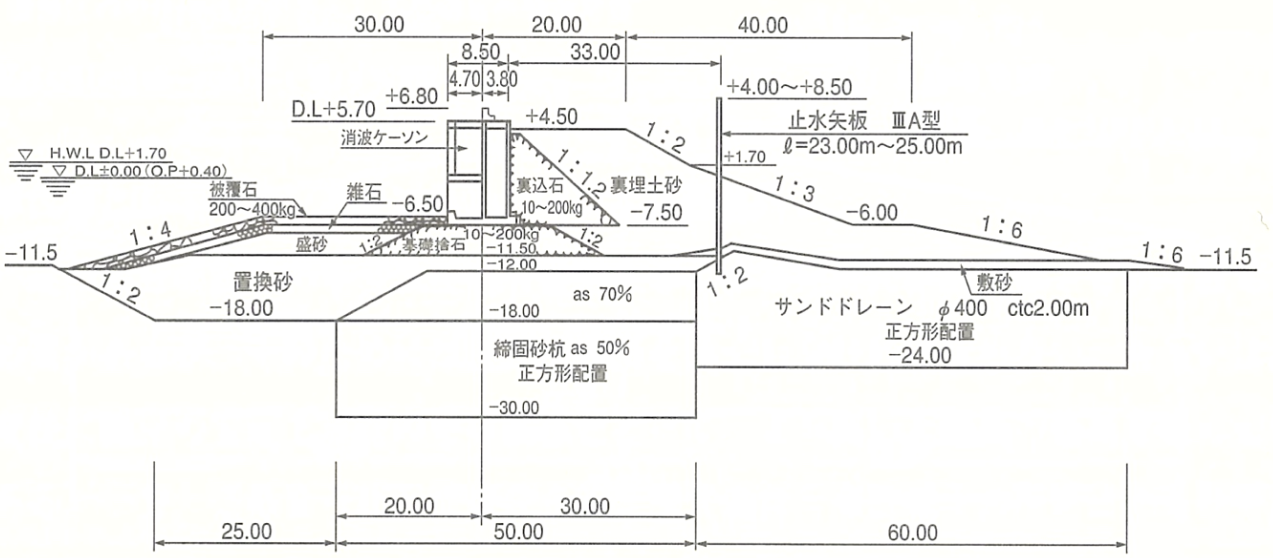


図-4.1.5　大阪北港南地区（夢洲）G 護岸断面図
（「大阪港構造物図集」平成 2 年大阪市[5]より）

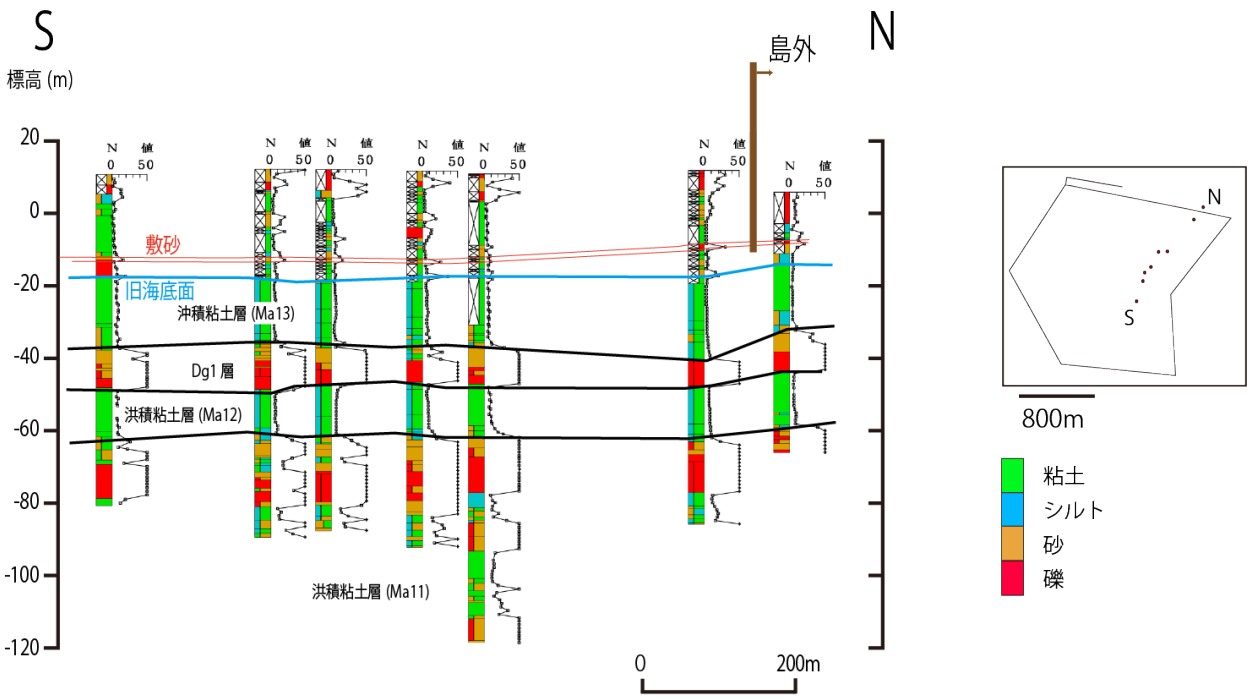


図-4.1.6　ボーリングデータによる夢洲地域の南北断面図

図-4.1.7 には東西断面を示す。地層層序は図-4.1.6 の南北断面と大きく異なることはない。旧海底面の標高は-18 m～-20 m 程度であり，その上に敷砂層が確認できる。敷砂層との間には，自然堆積物ではない土砂が確認される。敷砂層の上部の埋土層は，ここでも粘土が主体である。夢洲東部では，比較的長尺のボーリングデータがあり，Ma12 層の下に Ma11 層，さらに Ma10 層が分布していることも確認できる。いずれの地層も水平に堆積しており，大きな地質構造などは分布していない。

図-4.1.8 に埋立前と埋立後のボーリングを組合わせた東西断面図を示す。西側の 3 本のボーリングは埋立前のボーリング柱状図であり，上端は旧海底面に相当する。一方，東側の 3 本は埋立後のボーリングである。中央部長尺のボーリングの地表面標高が最も高く，埋土量が多く，西に向かって地表面標高が低くなる。敷砂層は東側の 2 本のボーリング柱状図からは，旧海底面直上に分布しており，埋立前の土砂はほとんど分布しないことが特徴である。また，埋立土の層厚が厚くなると上載圧が大きくなり旧海底面および Ma13 層の下面標高が圧密沈下して低くなる傾向がみられる。

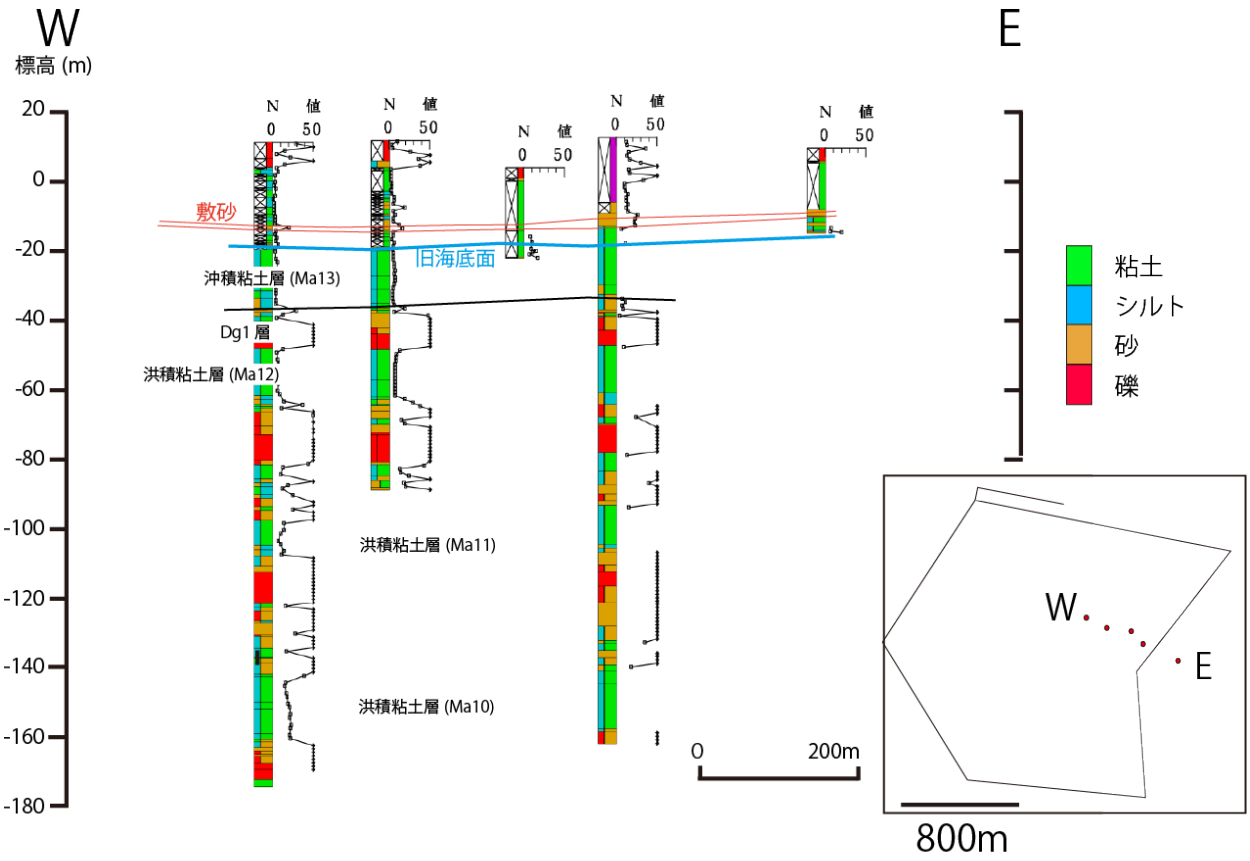


図-4.1.7　ボーリングデータによる夢洲地域の東西断面図

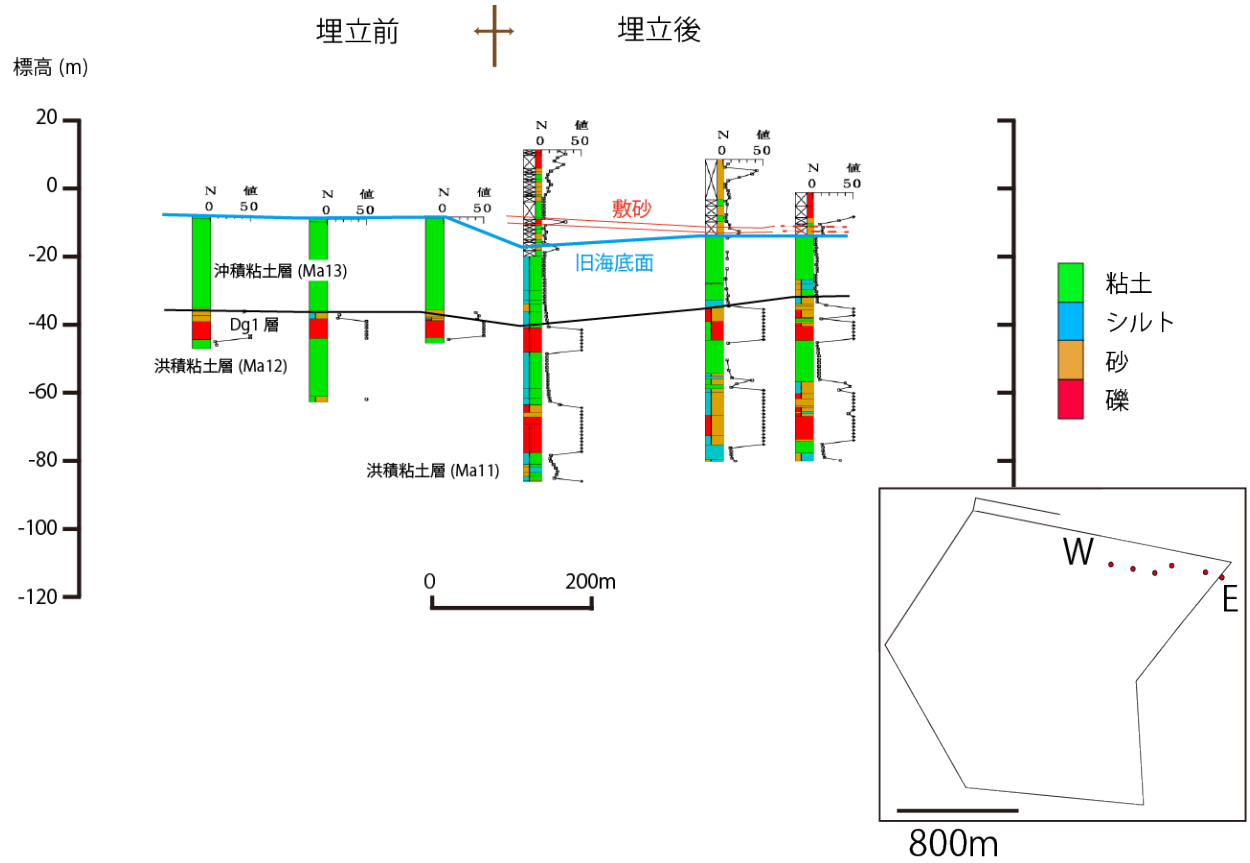


図-4.1.8　ボーリングデータによる夢洲地域の東西断面図（埋立前と埋立後）

(3) 埋立による自然地盤の沈下状況

(2)に示したように，埋立前後のボーリング調査データを比較して，埋立が進行すると Ma13 層などの粘性土が圧密することが確認されている。そこで，調査年代別のボーリング柱状図を用いて，地層の分布状況を確認する。**図-4.1.9** に調査年代別の夢洲ボーリング柱状図を示す。図中左側が埋立前の 1981 年に実施されたボーリングで，順に埋立をはじめて 1991～1999 年の時期，2000～2004 年，2019～2020 年の 3 つの時期に区分した。最も右側の 2019～2020 年実施のボーリング柱状図が現在利用されている夢洲の東側のコンテナヤードの地域の標高値に相当する。

埋立前の海底面標高は約-10 m であり，これが Ma13 層の上面標高である。これに対して，2019～2020 年のボーリング柱状図から読み取れる旧海底面の標高は約-18 m 程度である。埋立に伴って Ma13 層およびその下位の粘土層が圧密して沈下していると考えられる。しかしながら，Ma13 層上部の判定は，前述の埋立前に堆積した土砂や敷砂層の確認などボーリング柱状図の記載記事だけでは十分に判断できないので，より正確な Dg1 層下面深度を用いて比較を行う。図中埋立前には Dg1 層下面標高は-45 m 程度であったのが，少しずつ変化して 2019～2020 年のボーリング柱状図では，標高-50 m 程度になっており，約 5 m 程度の沈下が Dg1 層下面で確認できた。同じように Dg2 層の下面標高で考察すると，埋立直後のボーリング柱状図で標高-75 m 程度であるが，2019～2020 年実施のボーリング調査では，標高-80 m 程度である。なお，沖積粘土層，洪積粘土層の実際の沈下状況は**第５章**の 5.5.6 に示す。

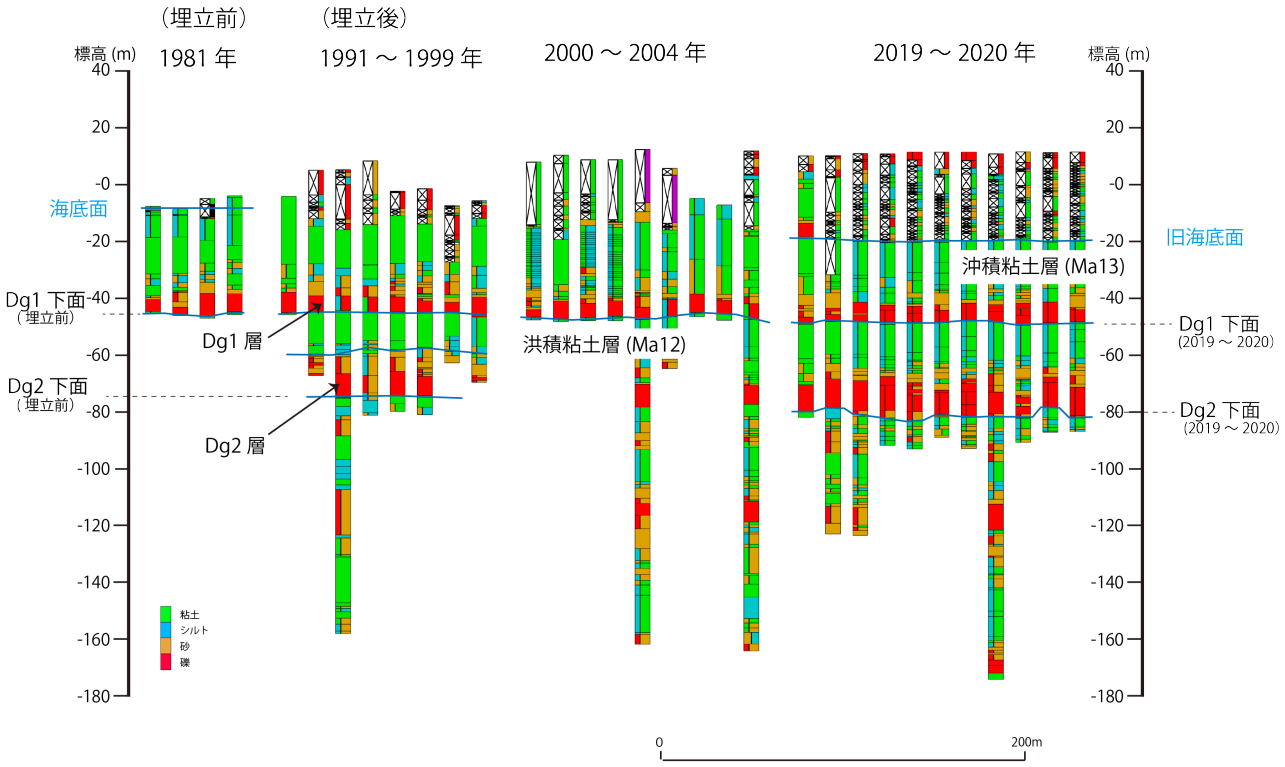


図-4.1.9　年代別にボーリング柱状図を取りまとめたもの

4.1.3 埋立前地盤の土質特性

前述の**第３章**で述べた通り，夢洲は 1975 年に大阪市内で発生する一般廃棄物（1 区），浚渫土砂（2・3 区），公共建設工事発生残土（4 区）の処分場として港湾計画が決定された。大阪市は 1977 年に埋立免許を取得し，同 1977 年より外周護岸築造工事に着手，1985 年に埋立を開始した。ここでは，埋立開始前（概ね 1982 年以前）の調査ボーリングデータおよびそれに付随する室内土質試験データから土質性状について述べる。

図-4.1.10 に埋立開始前ボーリング調査地点の平面位置図を示す。

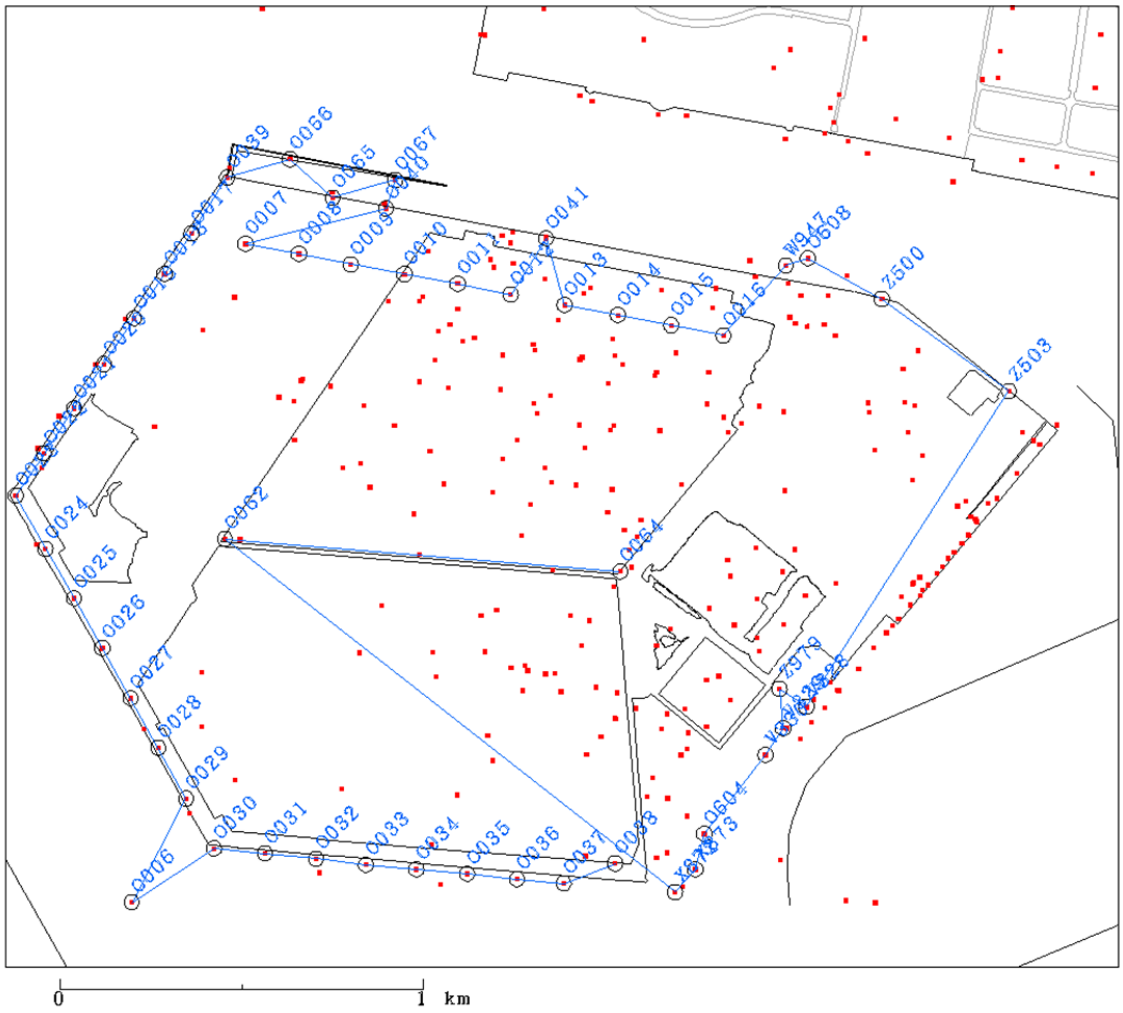


図-4.1.10　埋立開始前ボーリング調査地点の平面位置図

出典：KG-NET・関西圏地盤情報データベース [6)]

(1) 夢洲内における沖積粘土層（Ma13 層）の地域性について

夢洲内における沖積粘土層（Ma13 層）の地域性について検討を行った。検討した夢洲内でのエリア区分を**図-4.1.11** に，地層断面図を**図-4.1.12** に示す。

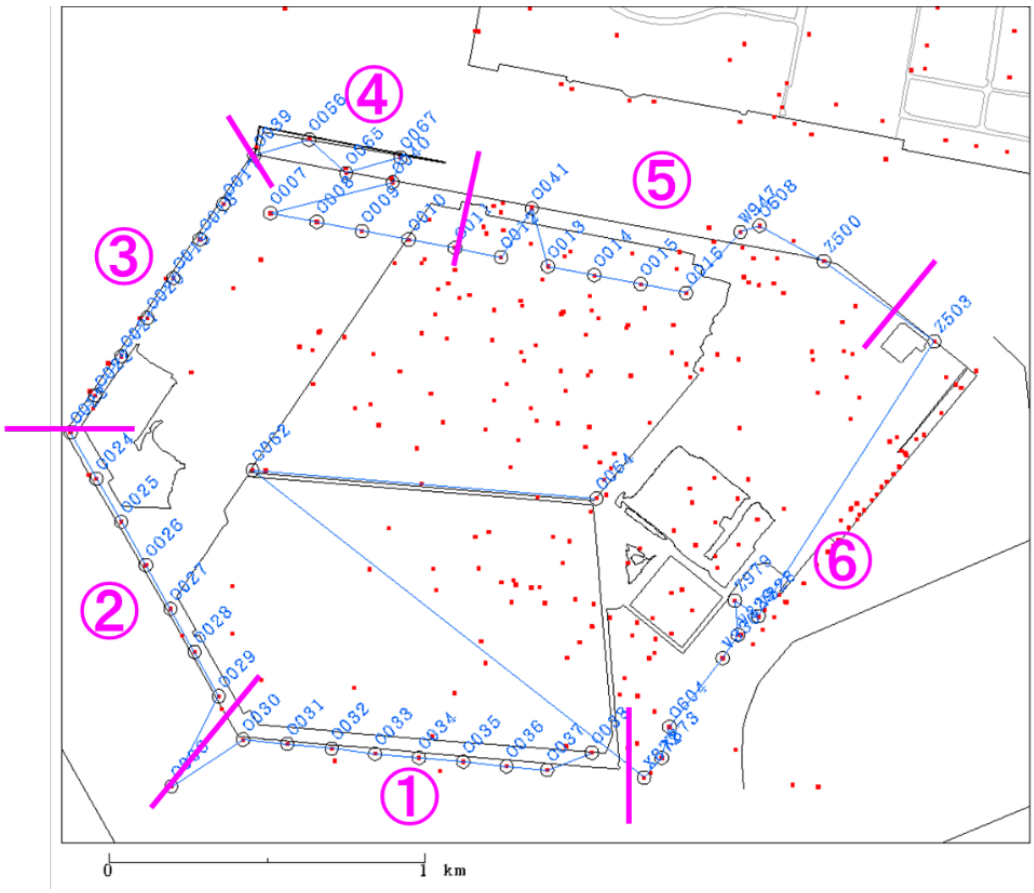


図-4.1.11　埋立開始前ボーリング調査地点の平面位置図
（エリア①～⑥に区分して土質性状を比較）

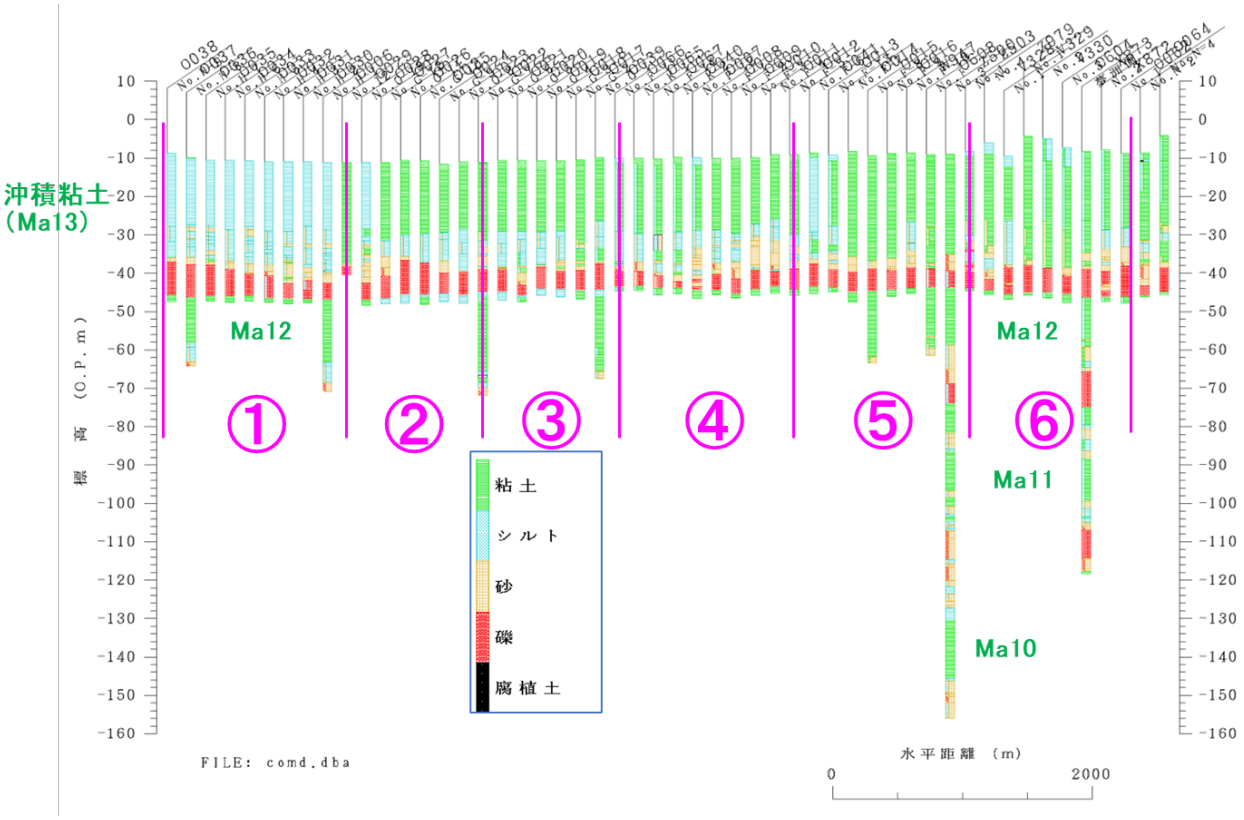


図-4.1.12　埋立開始前ボーリングデータの地層断面図
（エリア①～⑥に区分して土質性状を比較）

図-4.1.3 に示したように，夢洲付近では，埋立開始前に土捨て場として利用され，平坦な自然海底面に捨土の山があったことが示されている。本節での夢洲埋立前に実施された護岸付近におけるボーリングの調査位置と埋立前の海底標高図の関係を図-4.1.13 に示す。

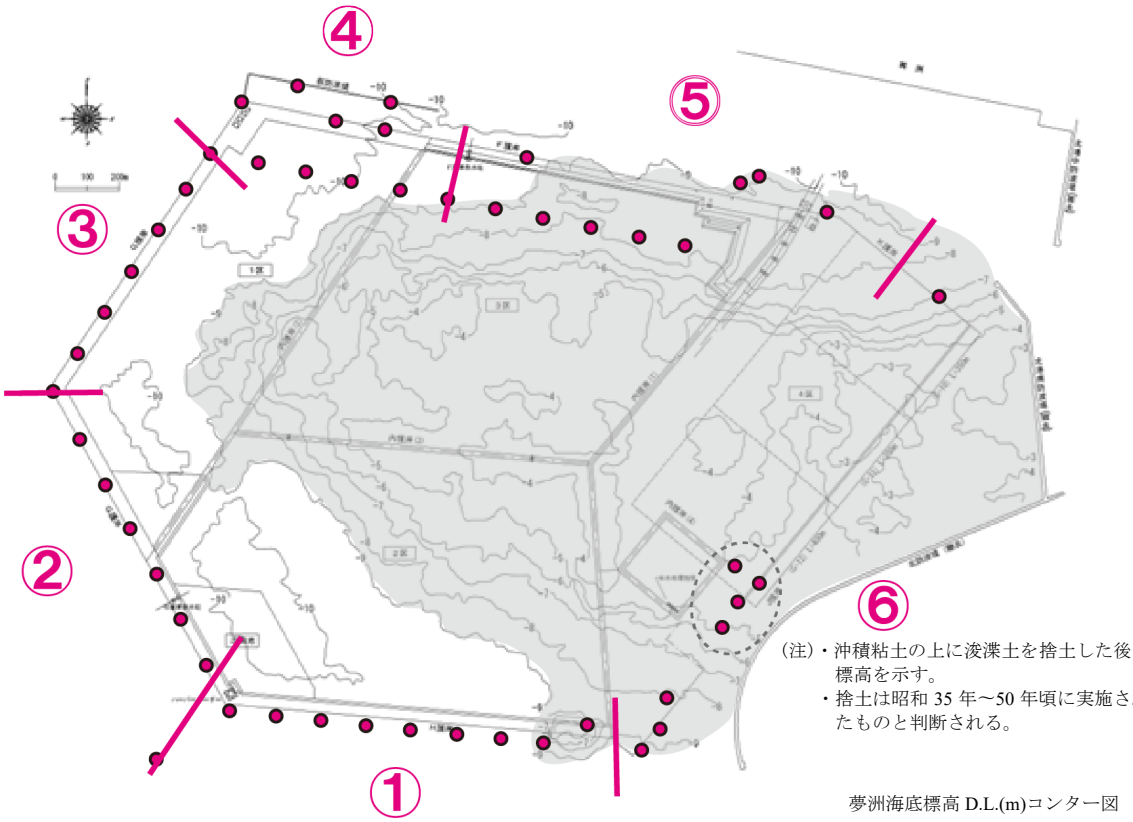


図-4.1.13　本節で検討する埋立前のボーリング位置図と海底標高図との関係
（図中の灰色の部分が特に捨土が数 m 確認される場所）

図中で見られる捨土により海底面が上に凸になっている部分（灰色に示す部分）はエリア⑤，⑥とエリア①の一部である。エリア⑥の中で特に図中の破線で囲んだ部分が捨土の層厚が最も厚く，自然海底面より 5 m 程度高い。図-4.1.12 に見られるエリア⑥の沖積粘土層の上面の標高値が他地域よりも高いのはこの捨土によると考えられる。

次に，エリア①～エリア⑥における Ma13 層の土質特性図として，粒度組成の深度分布図，コンシステンシー特性の深度分布図，粒度分布（粒径加積曲線），塑性図（液性限界と塑性指数との関係），三角座標分類図［礫分・砂分，シルト分，粘土分］およびボーリング調査地点の平面位置図を図-4.1.14～図-4.1.25 に示す。Ma13 層は最終氷期の後の現在の温暖期に堆積した，完新統の海成粘土層である。約 6000 年前の縄文時代に最も温暖であったことがこれまでの研究で明らかになっており（例えば，Masuda et. al., 2002[7]，Kitada et. al., 2004[8])），温暖期に入って少しずつ平均気温が上昇すると，海水面が上昇し，約 6000 年前の最温暖期には大阪平野全域が海に没していたこと明らかになっている。その後，現在に至る期間では，少し平均気温が低下したため，海水面が下降し，明治時代の海岸線まで海域が後退している。この気候変動に伴う海進･海退の影響を受けコンシステンシー特性は Ma13 層の中央部で大きく，層上部・下部でやや小さくなる，いわゆる弓形の形状を示していることが一般に知られている（大阪湾地盤情報の研究協議会，2002）。これらの既知の検討結果と前述の特徴を基本として各エリアの特徴を記述する。

a）**エリア①の土質性状（図-4.1.14，図-4.1.15）**

本区間の東側の数点は土捨て場の一部に該当するため，粒度組成の深度分布図では極表層部（O.P.-10 m）に一部砂層を含む。また，O.P.-20～-28 m においても左端にわずかであるが，黄色の砂分を示すものが含まれている。これは，O.P.-24 m 付近を中心に分布するアカホヤ火山灰（K-Ah，7,300 年前に降灰）である。生物擾乱により，降灰深度の上下に火山灰が拡散している。火山灰層の粒度は しかし，全体には粘土主体である。**図-4.1.12** に示すように，ボーリング柱状図では Ma13 層がシルト層であると記述されているが，粒度分布や三角座標分類図からみれば，ほとんどが粘土分を 50～85%からなる。海岸線からこのエリアの中では，西側に位置し，沖合であることから安定して粘性土が堆積していることが判る。また，コンシステンシー特性の深度分布図からは，海進と最温暖期（最高海水準）および海退時の変化が顕著にみられ，右側に弓型広がる特徴がある。O.P.-28～-25 m 付近が海進時の堆積物であり，O.P.-21～-15 m が最温暖期，O.P.-15～-10 m が海退期の堆積物である。塑性図でも A 線上に分布する。

b）**エリア②の土質性状（図-4.1.16，図-4.1.17）**

本区間は最も西側の護岸付近のボーリングである。海岸線から最も海側に位置する。全体に粘土からなる。エリア①と同様に O.P.-24 m 付近にわずかに砂分が増える。これはアカホヤ火山灰（K-Ah）である。粒度分布や三角座標分類図からは，大部分が粘土分主体である。三角座標分類図に見られるシルト分 75～85 %の粘土層は前述のアカホヤ火山灰が混入する深度のものと推測できる。塑性図からも。A 線よりも上側に分布することから，エリア①よりも粘土分が多いことを示す。コンシステンシー特性の深度分布図からは，弓状の膨らみがより大きく，最温暖期（最高海水準）の液性限界 LL は最大で 130 %程度となる。

c）**エリア③の土質性状（図-4.1.18，図-4.1.19）**

本区間はエリア②と同様に最も西側の護岸付近のボーリングである。海岸線から最も海側に位置し，全体に粘土からなる。O.P.-24 m 付近にわずかに砂分が増えるのはアカホヤ火山灰（K-Ah）である。粒度分布や三角座標分類図からは，大部分が粘土分主体である。塑性図からも。A 線よりも上側に分布することから，エリア①よりも粘土分が多いことを示す。コンシステンシー特性の深度分布図からは，弓状の膨らみがより大きく，最温暖期（最高海水準）の液性限界 LL は最大で 130 %程度となる。

d）**エリア④の土質性状（図-4.1.20，図-4.1.21）**

本区間は北西側の護岸付近のボーリングである。全体に粘土からなるが，全深度においてわずかに砂分を含む。また，最上部では，砂分が 20 %近く含まれる。エリア①と同様に O.P.-24 m 付近に砂分が増えるのはアカホヤ火山灰（K-Ah）である。Ma13 層全深度にわたって微量に砂を含むこと，エリア①，②，③に比べて砂分が多いことから，河川河口部の延長上（河川からの供給される物質が多い）に近かった可能性が考えられる。最上部で砂分が多いのは，**図-4.1.13** に示すようにエリア④の東側では，捨土による海底地形の盛り上がりがみられることから，一部，エリア④付近でも上端部に捨土による砂層が存在する可能性が高い。粒度分布や三角座標分類図からは，大部分が粘土分主体であるが，エリア①，②，③よりも粘土分に集中して分布しておらず，一部は砂分やシルト分を多く含む。塑性図からも，A 線よりも上側に分布することから，粘土分が多いことを示すが，液性限界 LL が大きくなっても，エリア③や②のように大きくならない。これは，コンシステンシー特性の深度分布図にもみられる。基本的には，エリア②や③と同様に弓状の膨らみがより大きく，液性限界 LL は最大で 130 %程度となる。しかし，含水比 w_n はエリア②や③と異なり，液性限界 LL とは追随せず，O.P.-18 m 付近から深部側に向かって，小さくなる。これは，海進時期に河川河口部が近くにあり，粘土分よりもシルトが多いことで，含水比 w_n が小さなことを示すと考えられる。

e）エリア⑤の土質性状（図-4.1.22，図-4.1.23）

本区間は最も北東側の護岸付近のボーリングである。海岸線に近い場所に位置する。全体に粘土からなるが，全深度においてわずかに砂分を含み，その含有量は 6 つのエリアの中で 2 番目に多い。アカホヤ火山灰が分布する O.P.-24 m 付近でも砂の増加はみられるが，全体に多いので，他のエリアほど顕著ではない。また，最上部では，砂分が 40 %近く含まれる。これは，図-4.1.13 に示す捨土が上部層に含まれるものと考えられる。粒度分布や三角座標分類図からは，大部分が粘土分主体であるが，エリア①，②，③よりも粘性土への集中はなく，砂分が 30 %を超える試料が 3 点あるが，これは，最上部の捨土に相当すると考えられる。それ以外についても比較的砂分を 10 %程度含む傾向がみられる。Ma13 層の下部から上部まで全体に砂分を含むことから，河川河口部に近い場所に該当すると考えられる。塑性図からも。A 線よりも上側に分布することから，粘土分を多く含むことを示すが，B 線付近まで幅広く分布する。コンシステンシー特性の深度分布図からは，弓状の膨らみがみられるが，液性限界 LL は最大で 120 %程度とである。

f）エリア⑥の土質性状（図-4.1.24，図-4.1.25）

本区間は最も東側の護岸付近のボーリングである。海岸線に近い場所に位置する。全体に粘土主体であるが，全深度において砂分を含み，その含有量は 6 つのエリアの中で最も多い。アカホヤ火山灰が分布する O.P.-24 m 付近でも砂の増加はみられるが，全体に多いので，他のエリアほど顕著ではない。また，最上部では，砂分が 50 %近く含まれる。これは，図-4.1.13 に示す捨土が上部層に含まれるものと考えられる。他値域では上面の標高値が O.P.-10 m であったのに対して，エリア⑥では，O.P.-5 m 近くまで試料がある。これは，捨土の部分に該当する。粒度分布や三角座標分類図からは，大部分が粘土分主体であるが，エリア①，②，③よりも粘性土への集中はなく，砂分が 15 %を超える試料が 7 点あるが，これは，最上部の捨土に相当すると考えられる。それ以外についても比較的砂分を 10 %程度含む傾向がみられる。Ma13 層の下部から上部まで全体に砂分を含むことから，河川河口部に近い場所に該当すると考えられる。塑性図からも。A 線に沿って B 線付近まで幅広く分布する。コンシステンシー特性の深度分布図からは，弓状の膨らみがみられるが，液性限界 LL は最大で 120 %程度である。

エリア①の土質性状

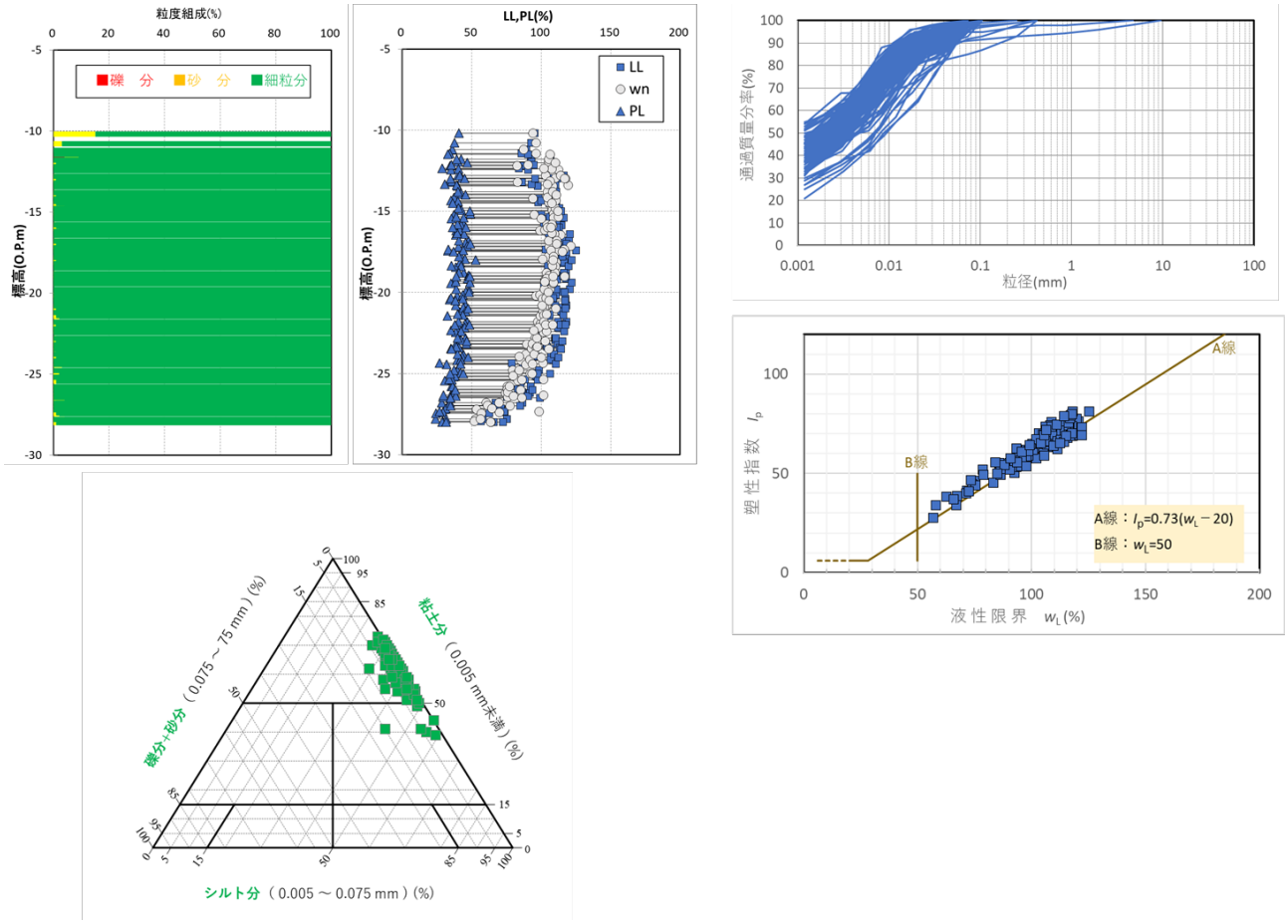


図-4.1.14　**Ma13 層の土質特性（エリア①）**

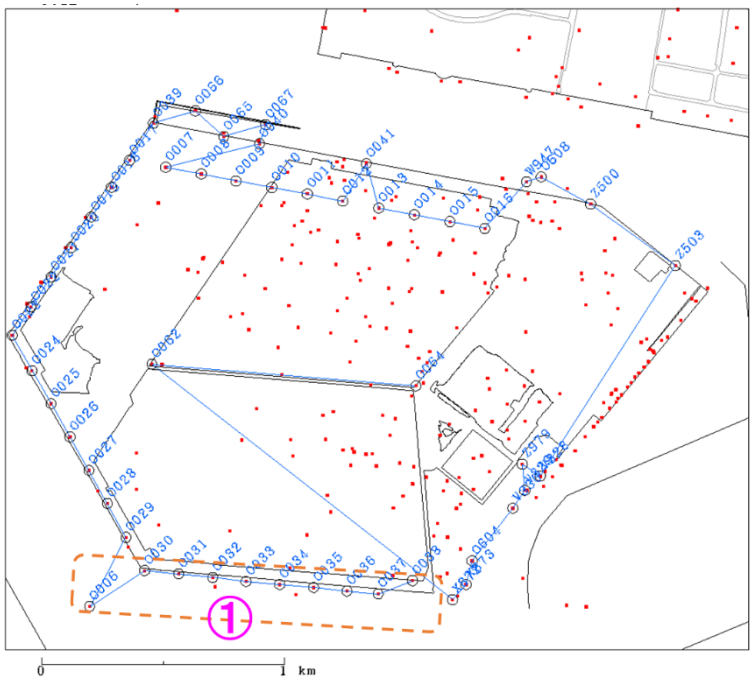


図-4.1.15　ボーリング調査地点の平面位置図（エリア①）

エリア②の土質性状

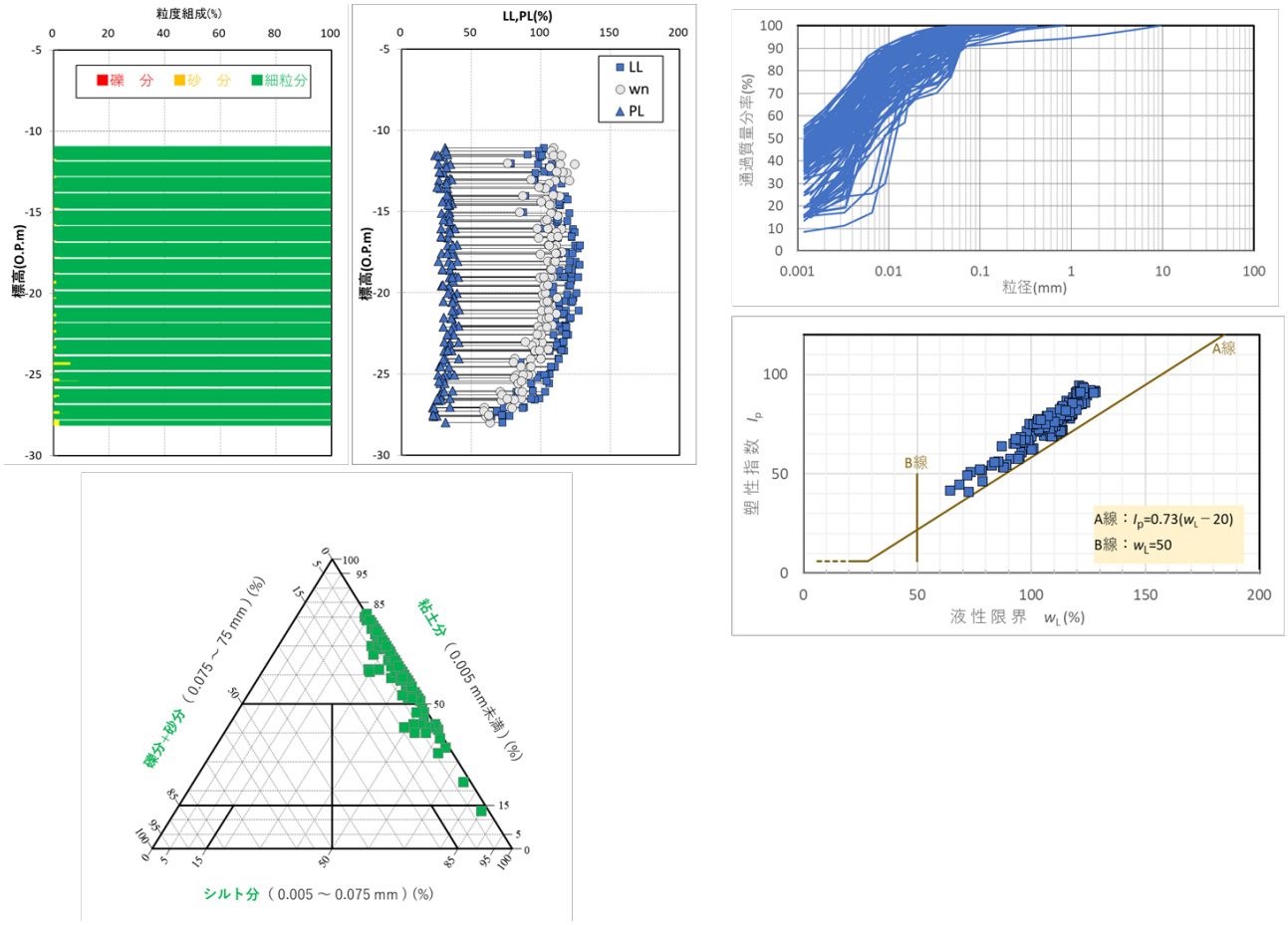


図-4.1.16　**Ma13** 層の土質特性（エリア②）

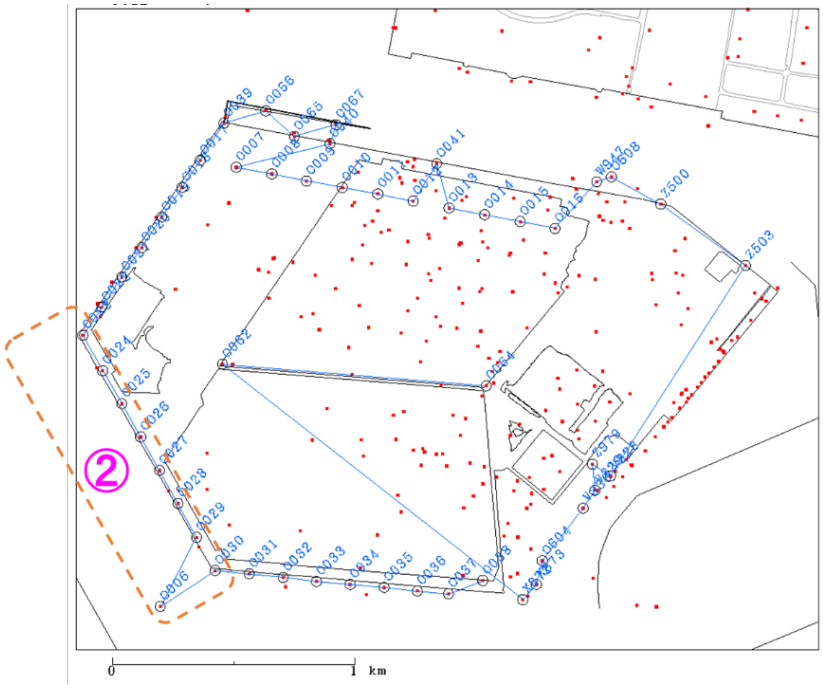


図-4.1.17　ボーリング調査地点の平面位置図（エリア②）

エリア③の土質性状

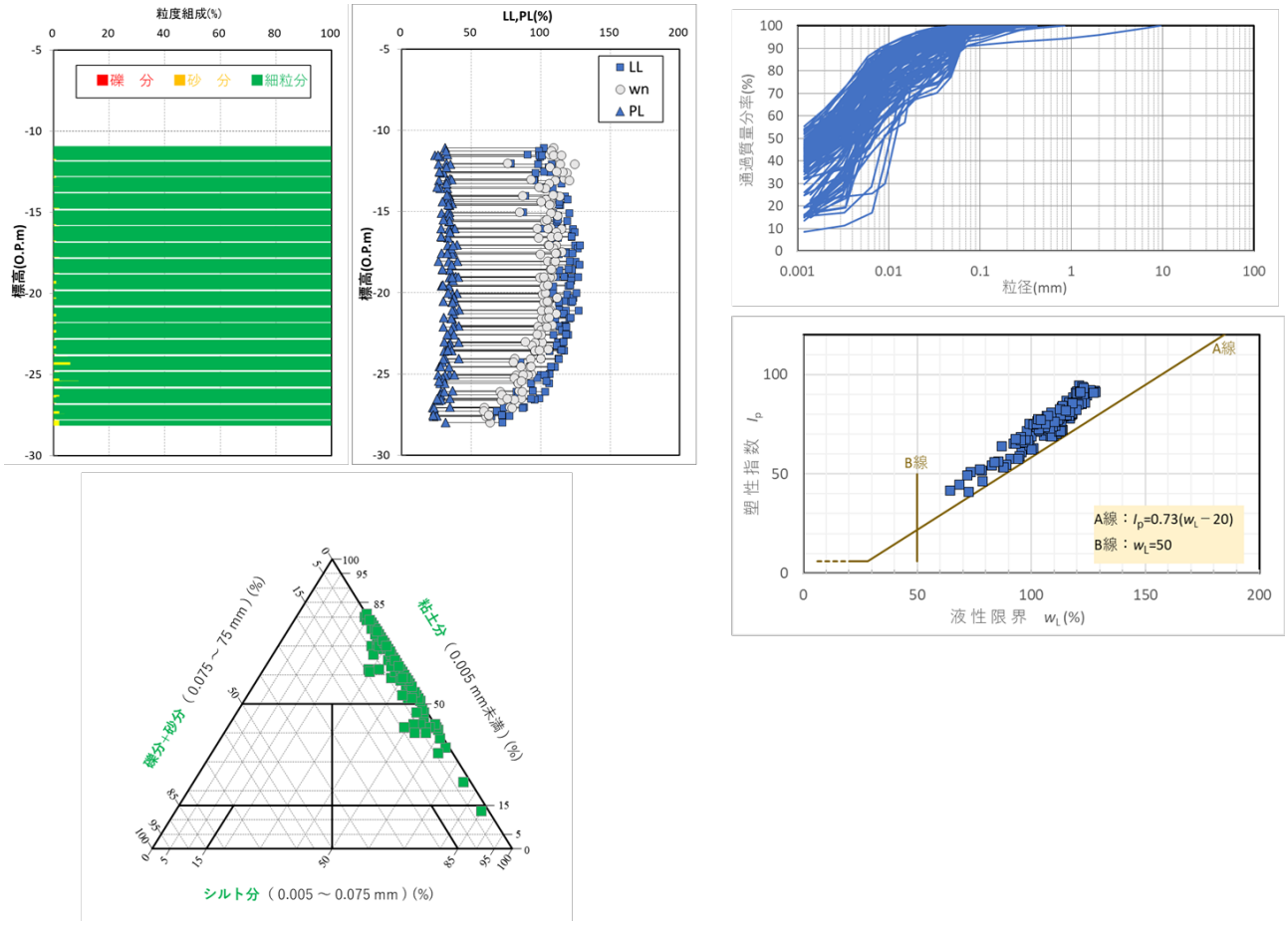


図-4.1.18　**Ma13** 層の土質特性（エリア③）

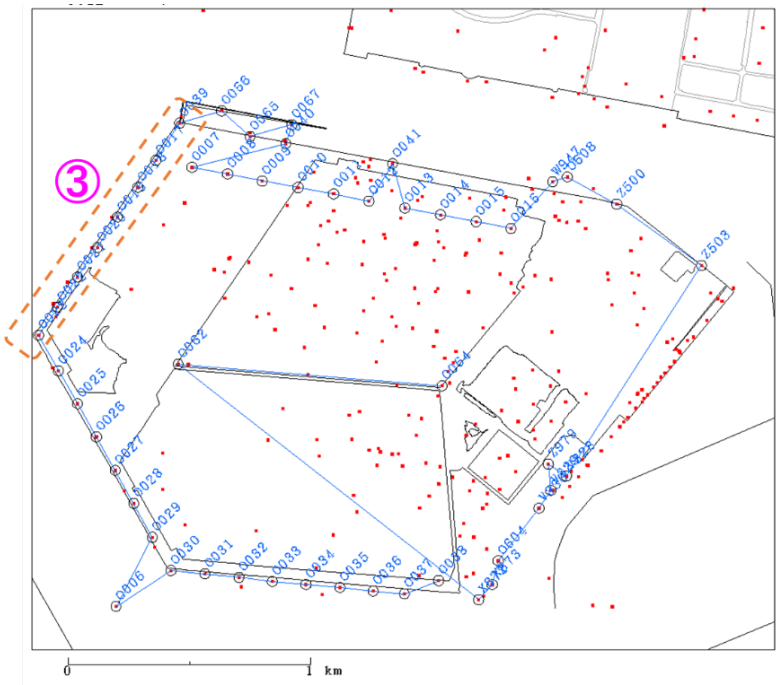


図-4.1.19　ボーリング調査地点の平面位置図（エリア③）

エリア④の土質性状

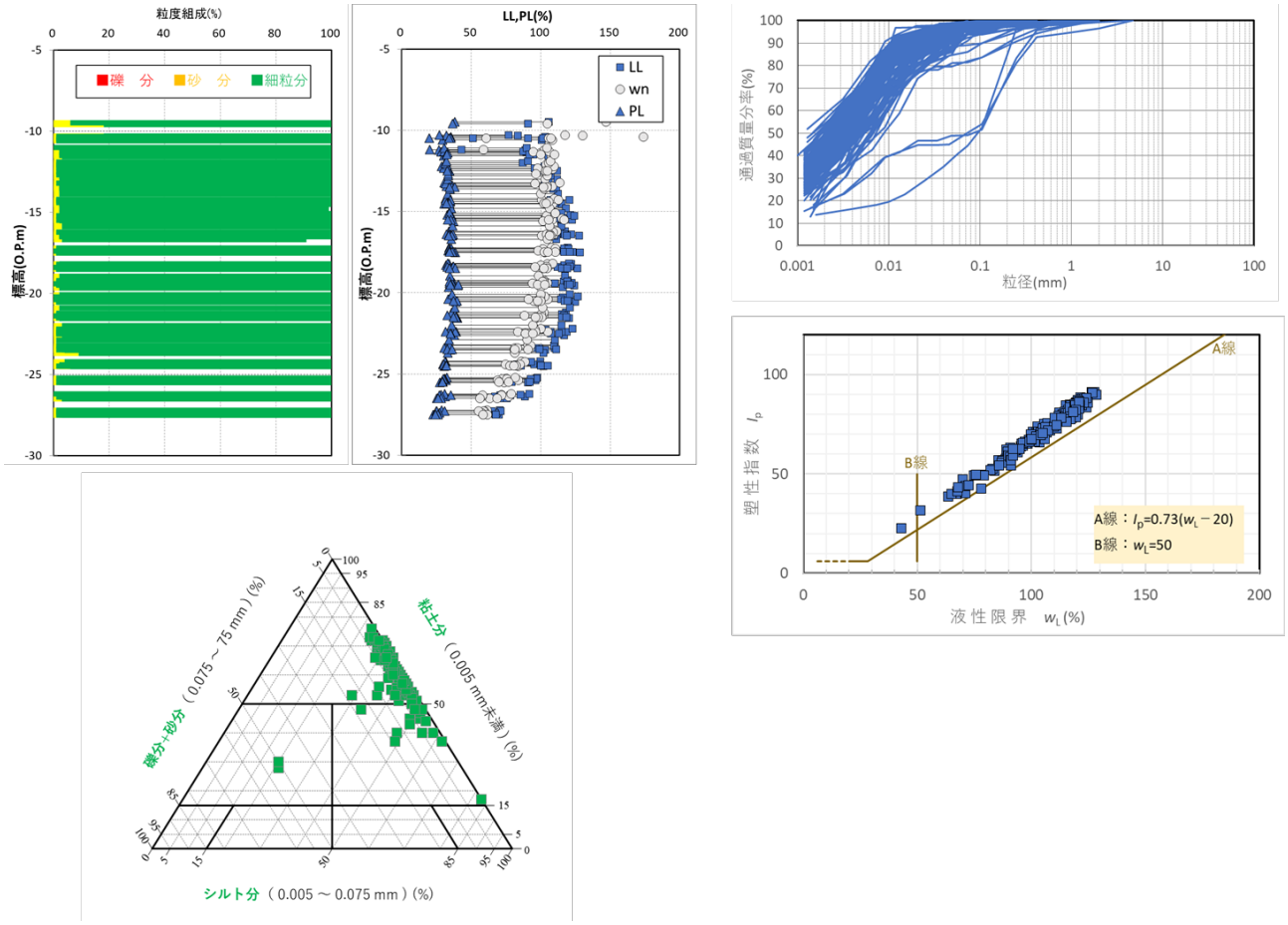


図-4.1.20　**Ma13** 層の土質特性（エリア④）

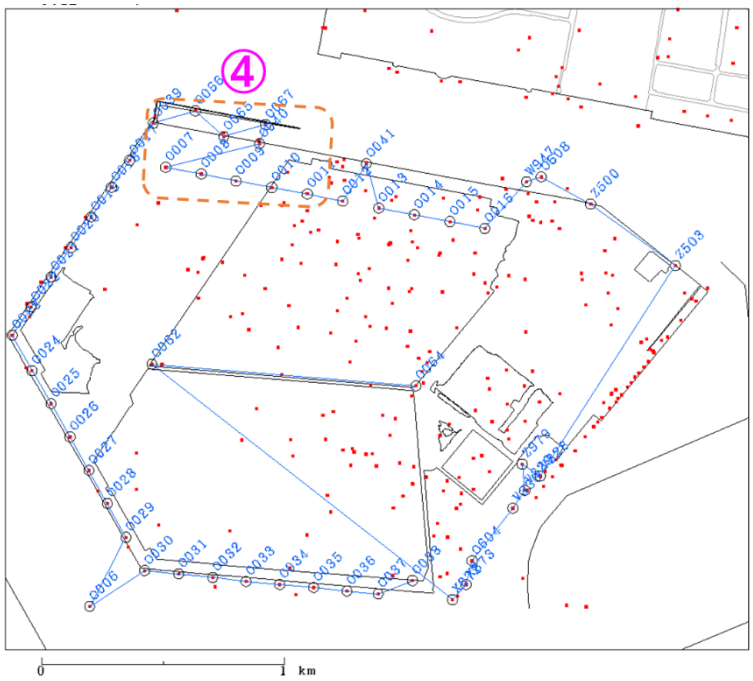


図-4.1.21　ボーリング調査地点の平面位置図（エリア④）

エリア⑤の土質性状

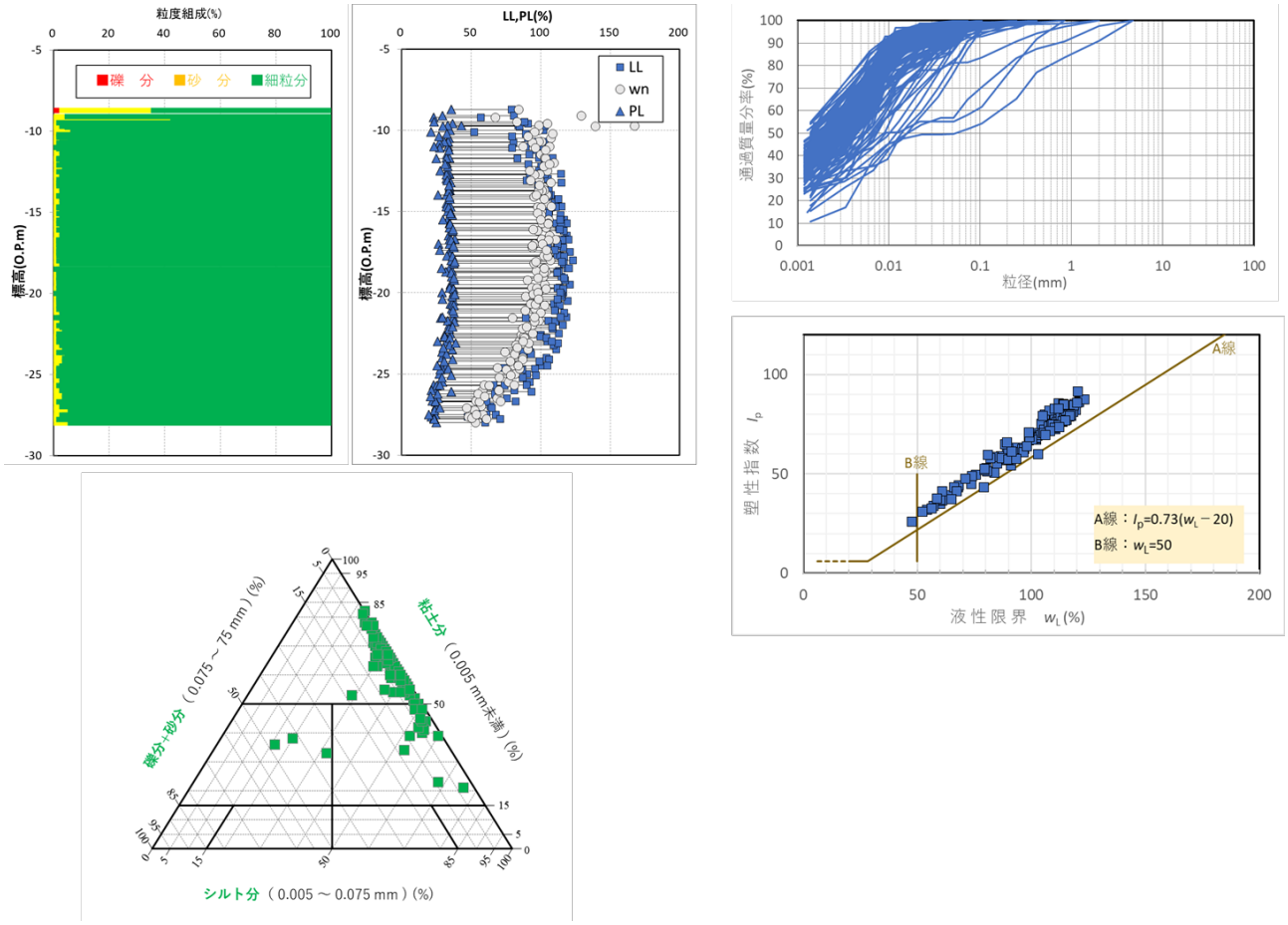


図-4.1.22　**Ma13** 層の土質特性（エリア⑤）

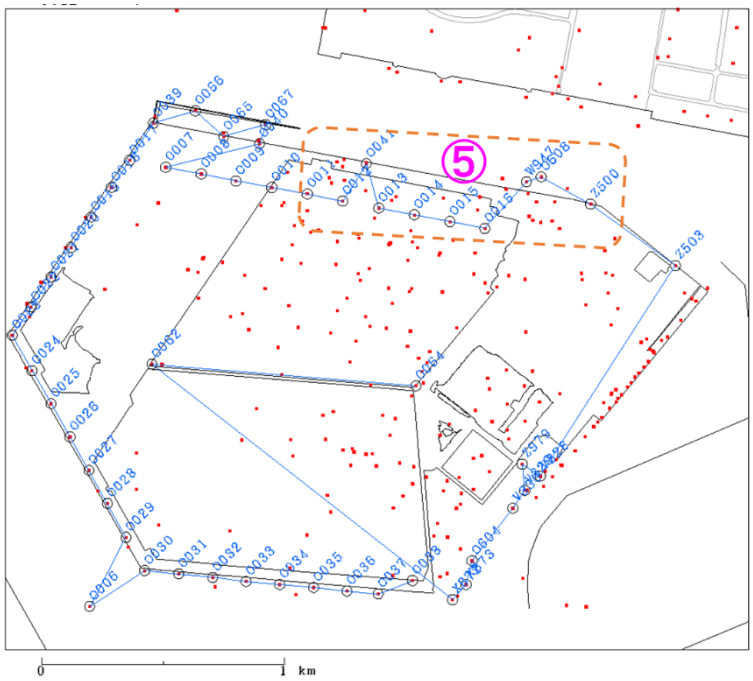


図-4.1.23　ボーリング調査地点の平面位置図（エリア⑤）

エリア⑥の土質性状

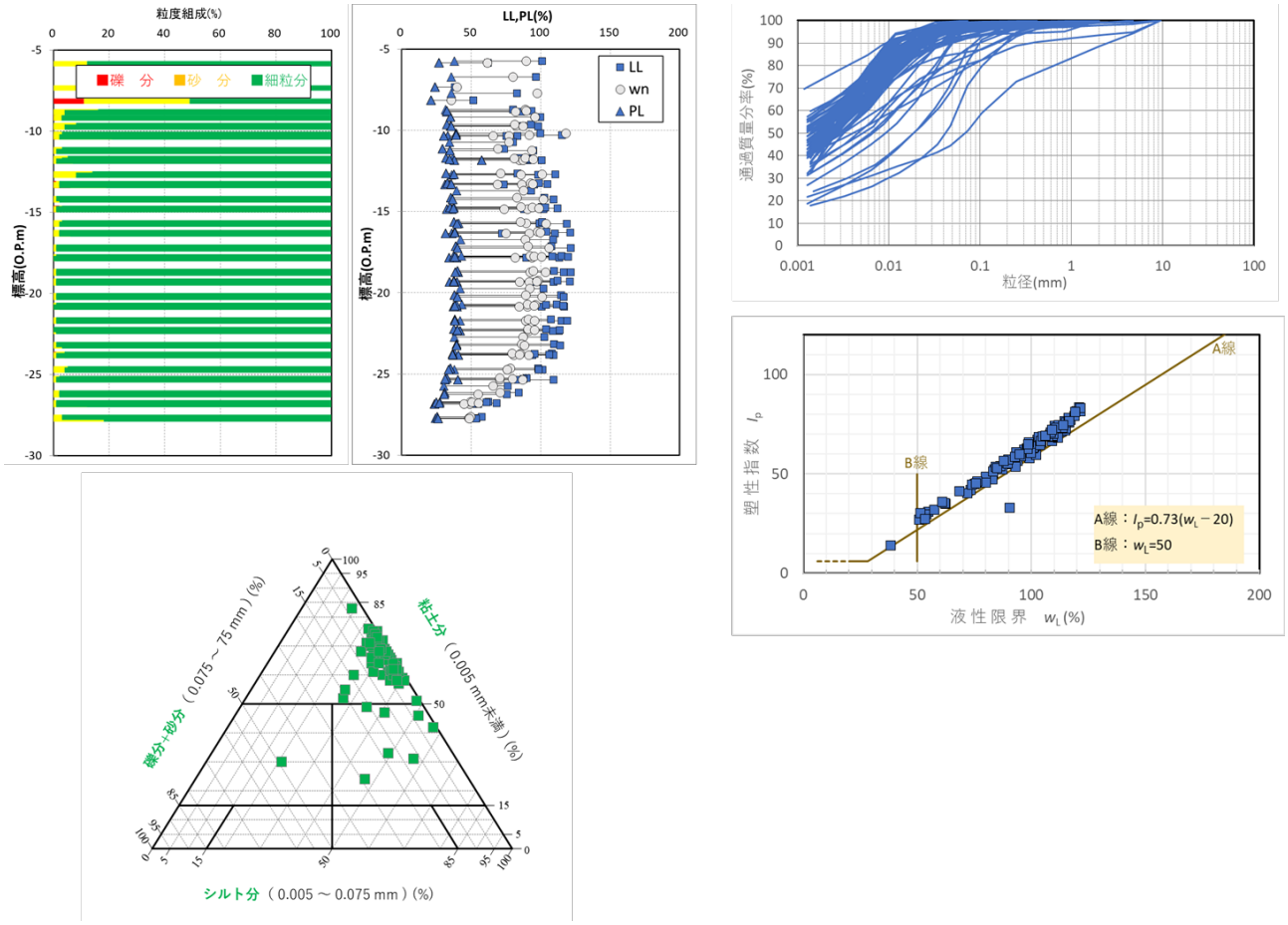


図-4.1.24　**Ma13** 層の土質特性（エリア⑥）

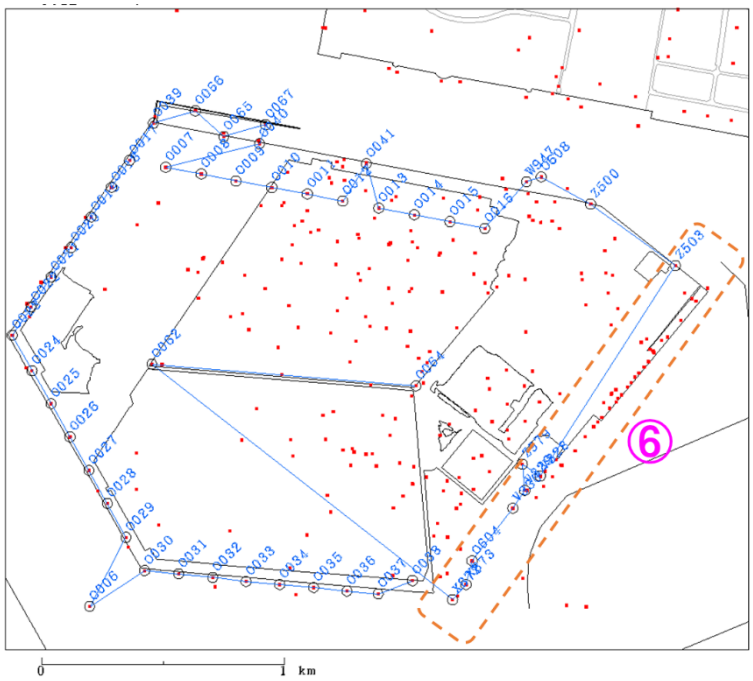


図-4.1.25　ボーリング調査地点の平面位置図（エリア⑥）

(2) 夢洲地域の Ma13 層の特徴（図-4.1.26～図-4.1.28）

夢洲地域全体の特徴を考察するため，エリア①～エリア⑥の粒度分布，塑性図，三角座標分類図を比較して示した。以下にそれぞれの特徴について述べる。

a) 粒度分布から見る夢洲の特徴

各エリアの粒度分布を**図-4.1.26** に示す。いずれも粘土分が多く一部シルトを含む。エリア①，②，③の地域はいずれの試料もまとまって傾向が類似する。これに対して，エリア④，⑤，⑥は砂分が多い試料も混在している。これは，前述のとおり，Ma13 層上面に捨土層が分布する範囲に一致し，捨土層が砂分を多く含むものと推定できる。エリア①，②，③は海岸線から離れた西側のエリアであることから，比較的細粒な粘土層が安定して堆積していると考えられる。

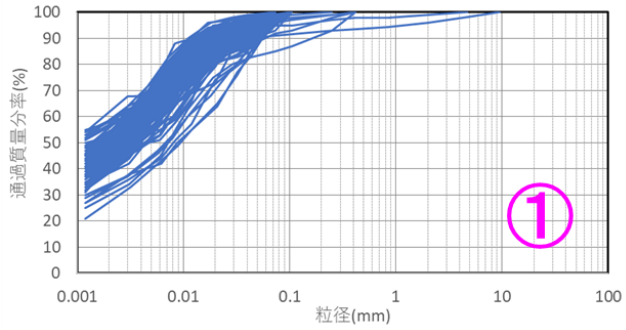
b) 塑性図から見る夢洲の特徴

各エリアの塑性図を**図-4.1.27** に示す。いずれも粘土分が多く一部シルトを含む。各試料の傾向は，塑性限界の分布範囲と A 線上に分布するか，それよりも大きい値を示す（より粘土分が多い）という傾向の違いがある。A 線上に分布するのは，エリア①と⑥であり，それ以外は A 線より少し上に分布する。液性限界 LL の下限値は，エリア④，⑤，⑥で 50 %以下（B 線以下）となる。これは，Ma13 層の上部に捨土層（シルト～砂）が含まれることに起因すると考えられる。また，塑性指数 I_p の最大値はエリア③，②，④，⑤の順に大きく，エリア①，⑥はやや小さい。夢洲の西側（エリア②，③）は海岸線から最も遠く，より細粒の粘土が安定して堆積したと考えられる。これに対して，エリア⑥から①の地域は河口部に沿っており，やや粗粒な粒子を含んでいる可能性が高い。

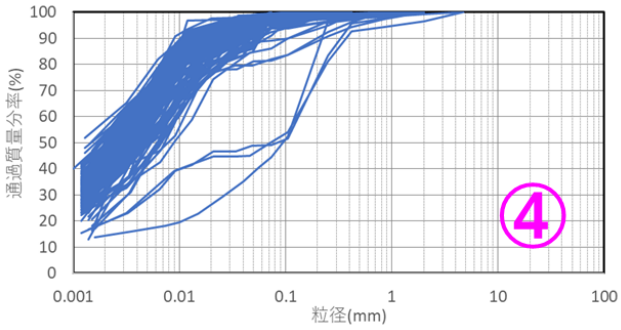
c) 三角座標分類図から見る夢洲の特徴

各エリアの三角座標分類図を**図-4.1.28** に示す。いずれも粘土分が多く一部シルトを含む。ただし，O.P.-24 m 付近にアカホヤ火山灰（K-Ah）層が分布するため，この部分はシルト質になる傾向があり，いずれのエリアでも，三角の右肩の粘土分 50 %以上から，それ以下まで分布する傾向がある。エリア④，⑤，⑥では，試料によって粒径が大きく異なるものがみられ，分布範囲がエリア①，②，③に比べて幅が広い。特に砂分が多くなる傾向は，Ma13 層上部に一部捨土を含むことが要因と考えられる。

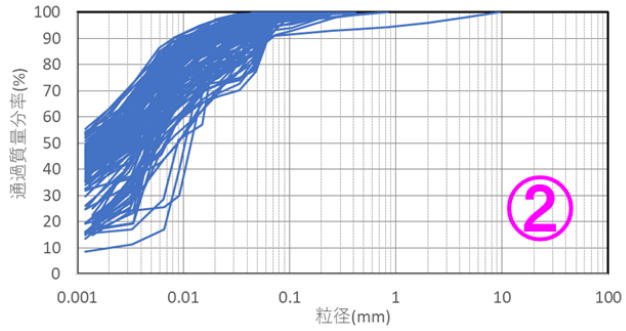
Ma13 層の粒度分布比較（エリア①～エリア⑥）



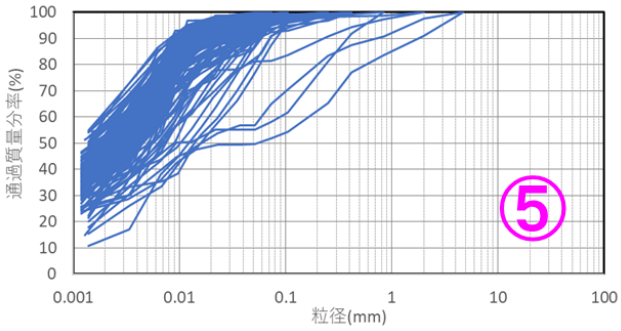
Ma13 層の粒度分布（エリア①）



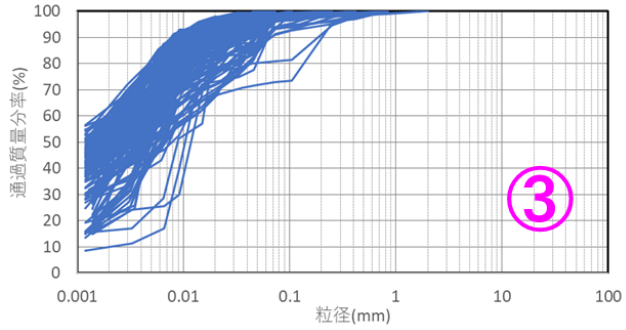
Ma13 層の粒度分布（エリア④）



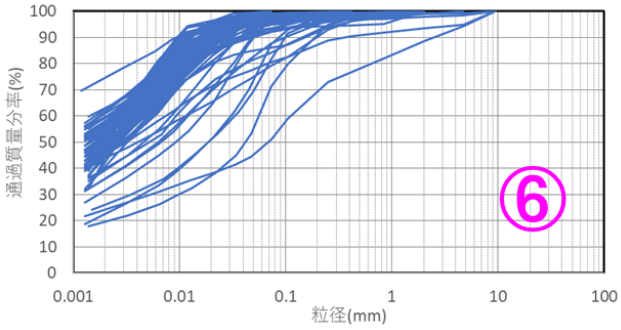
Ma13 層の粒度分布（エリア②）



Ma13 層の粒度分布（エリア⑤）



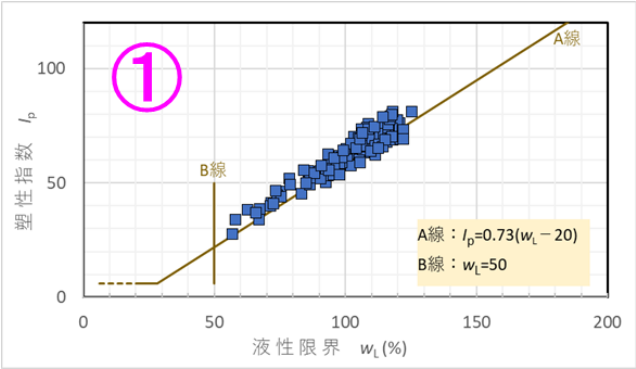
Ma13 層の粒度分布（エリア③）



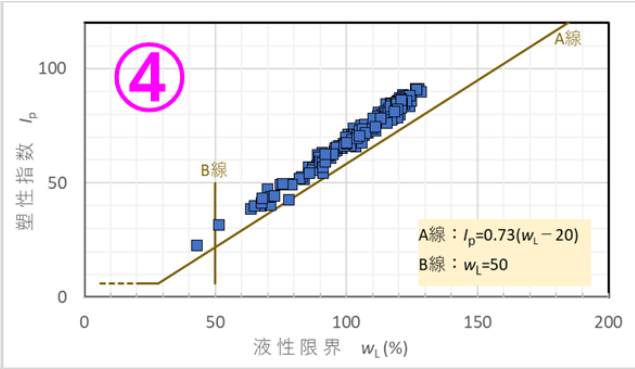
Ma13 層の粒度分布（エリア⑥）

図-4.1.26　**Ma13** 層の粒度分布（エリア①～エリア⑥を比較）

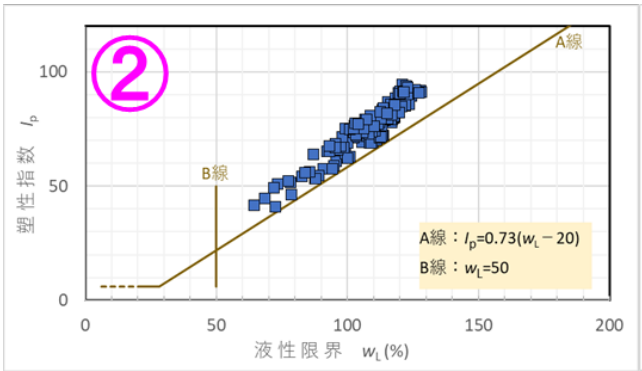
Ma13 層の塑性図比較（エリア①～エリア⑥）



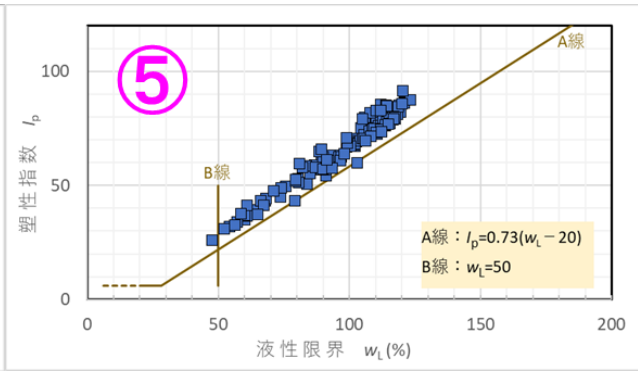
Ma13 層の塑性図（エリア①）



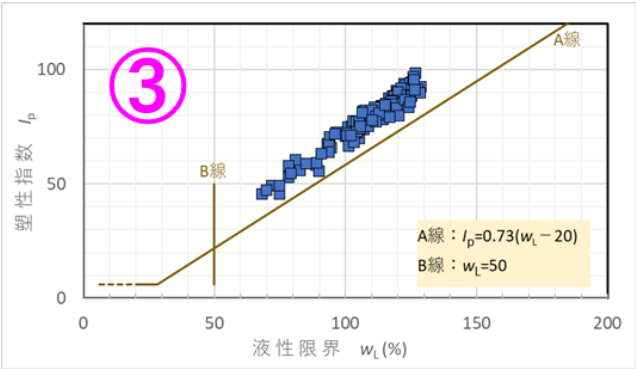
Ma13 層の塑性図（エリア④）



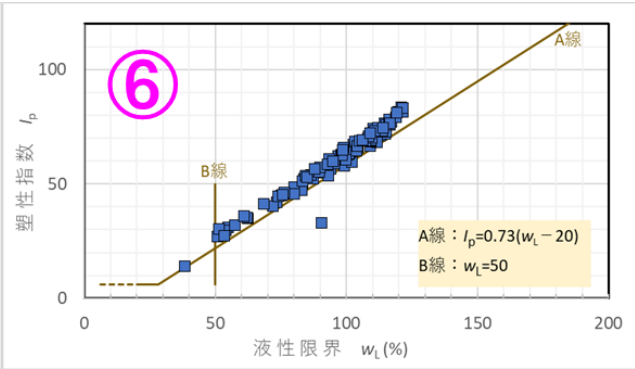
Ma13 層の塑性図（エリア②）



Ma13 層の塑性図（エリア⑤）



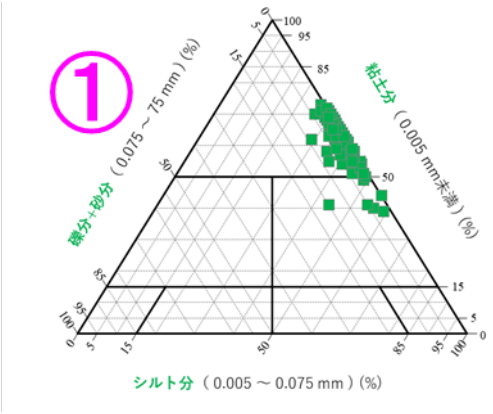
Ma13 層の塑性図（エリア③）



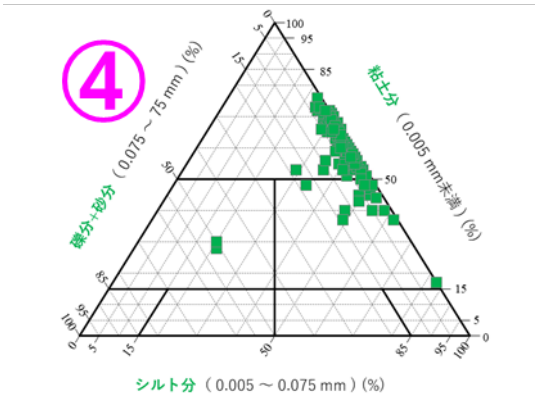
Ma13 層の塑性図（エリア⑥）

図-4.1.27　**Ma13 層の塑性図（エリア①～エリア⑥比較）**

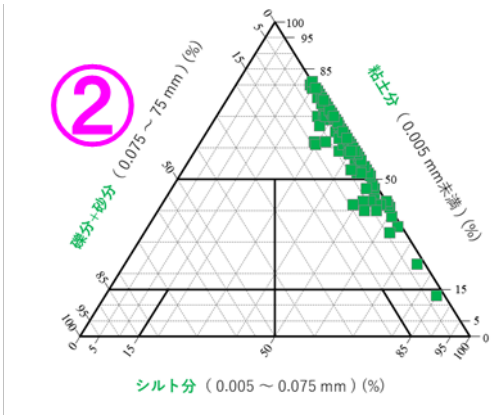
Ma13 層の三角座標分類図比較（エリア①～エリア⑥）



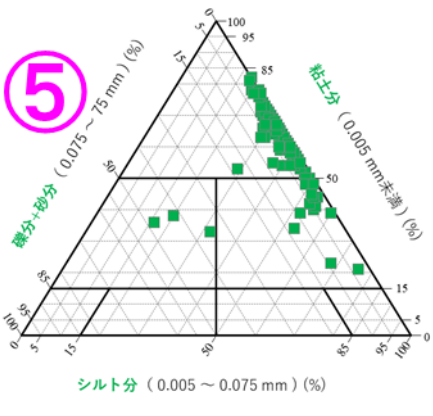
Ma13 層の三角座標分類図（エリア①）



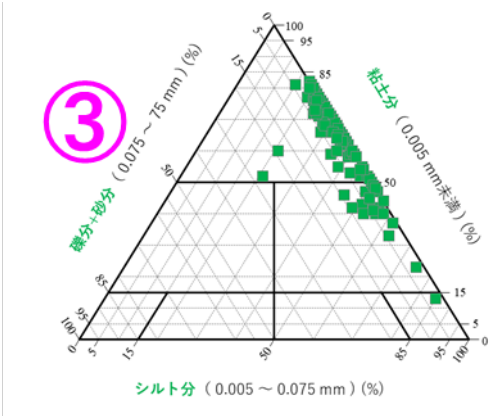
Ma13 層の三角座標分類図（エリア④）



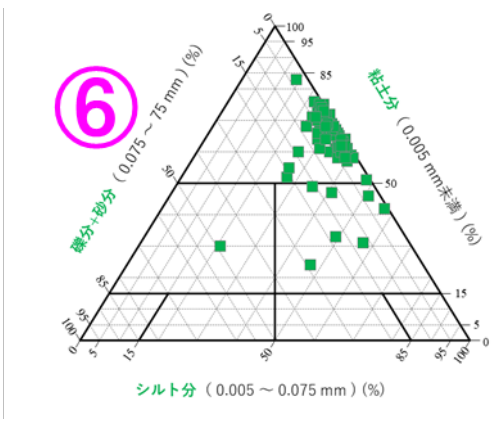
Ma13 層の三角座標分類図（エリア②）



Ma13 層の三角座標分類図（エリア⑤）



Ma13 層の三角座標分類図（エリア③）



Ma13 層の三角座標分類図（エリア⑥）

図-4.1.28　**Ma13** 層の三角座標分類図［礫分・砂分，シルト分，粘土分］（エリア①～エリア⑥比較）

(3) 夢洲地域の液性限界 LL 別の特徴（図-4.1.29～図-4.1.28）

液性限界 LL の数値別の特徴について検討を行った。区分は，LL 数値を 120～130 %，110～120 %，100～110 %，90～100 %，80～90 %，70～80 %，50～70 %に区分して，それぞれ Ma13 層の土質特性図（粒度組成の深度分布図，コンシステンシー特性の深度分布図，粒度分布（粒径加積曲線），塑性図（液性限界と塑性指数との関係），三角座標分類図［礫分・砂分，シルト分，粘土分］）と圧縮曲線（$e-\log p$ 曲線）をエリアごとに示した。以下それぞれの特徴を示す。

a) 液性限界 LL＝120～130%の特徴（図-4.1.29～図-4.1.30）

液性限界値が最も大きな 120～130%は O.P.-14～24 m に分布する。Ma13 層の中心部分に該当し，前述のとおり，縄文海進期の最温暖期（最高海水準）に該当する。つまり，該当地点で最も水深が深かった時期で，そのため，三角座標分類図では最も粘土分の多い 40～85 %の試料が該当する。エリア別でみると，エリア②，③，④に多く分布し，海岸線から最も海側付近で多いことが判る。一方，エリア①，⑤，⑥では該当試料が少ない。同時期の堆積物であっても，海岸からの距離や河口から続く水の流れの場所の違いによって微妙に堆積環境が異なっていたものと考えられる。

b) 液性限界 LL＝110～120%の特徴（図-4.1.31～図-4.1.32）

液性限界値が 110～120 %は O.P.-12.5～25m と，O.P.-5～-10 m に分布する。O.P.-5～-10 m の試料は捨土に該当すると考えられる。O.P.-12.5～25 m は Ma13 層の中心部分に該当し，前述の LL=120～130 %の範囲を包括してやや広い範囲に分布する。こちらも縄文海進期の最温暖期（最高海水準）を中心に該当する。範囲が広くなったため，三角座標分類図で示すように粘土分の割合も少し右下の 35 %程度まで分布する。エリア別でみると①～⑤のいずれの範囲でも多くみられるが，⑥は一部捨土の試料も含んでいるためか，圧縮曲線で見る間隙比の値が多地点よりも少し小さい傾向がみられる。

c) 液性限界 LL＝100～110%の特徴（図-4.1.33～図-4.1.34）

液性限界値が 100～110%は O.P.-9～26 m に分布する。Ma13 層の中心部分に該当し，前述の LL=110～120 %の範囲をさらに包括するようにやや広い範囲に分布する。こちらも縄文海進期の最温暖期（最高海水準）を中心に分布する。範囲が広くなったため，三角座標分類図で示す粘土分の割合はさらに右下の 15 %程度まで分布する。エリア別でみると①～⑤のいずれの範囲でも多くみられるが，⑥は一部捨土の試料も含んでいるためか，圧縮曲線で見る間隙比の値が多地点よりも少し小さい傾向がみられる。

d) 液性限界 LL＝90～100%の特徴（図-4.1.35～図-4.1.36）

液性限界値が 90～100 %は O.P.-8～-14 m，O.P.-23～27 m に分布する。Ma13 層の海進時と海退時の部分に該当する。三角座標分類図で示す粘土分の割合は 50～85 %程度まで分布するが，砂分やシルト分の混入率が多くなる。これは，Ma13 層上面の一部に捨土が含まれることに起因する可能性がある。エリア別でみると①～⑤のいずれの範囲でもみられるが，⑥には該当データがない。圧縮曲線はいずれのエリアでも類似する。

e) 液性限界 LL＝80～90%の特徴（図-4.1.37～図-4.1.38）

液性限界値が 80～90 %は O.P.-8～-14 m，O.P.-23～27 m に分布する。Ma13 層の海進時と海退時の部分に該当する。三角座標分類図で示す粘土分の割合は 50～85 %程度まで分布するが，砂分やシルト分の混

入率が多くなる。これは，Ma13 層上面の一部に捨土が含まれることに起因する可能性がある。エリア別でみると①～⑤のいずれの範囲でもみられるが，⑥には該当データがない。圧縮曲線はいずれのエリアでも類似する。

f）液性限界 LL＝70～80%の特徴（図-4.1.39～図-4.1.40）

液性限界値が 70～80 %は O.P.-5～-13 m，O.P.-24～28 m に分布する。Ma13 層の海進時と海退時の部分に該当するが，Ma13 層の上部，O.P.-10 m 以浅の試料は捨土である可能性が高い。粒度組成の深度分布図では，O.P.-15 m の試料は砂分やシルト分の混入率が多くなる。圧縮曲線はいずれのエリアでも間隙比の変化量が少なく，圧縮性が少ないことが特徴である。

g）液性限界 LL＝50～70%の特徴（図-4.1.41～図-4.1.42）

液性限界値が 70～80 %は O.P.-5～-10 m，O.P.-25～28 m に分布する。Ma13 層の海進時と海退時の部分に該当するが，Ma13 層の上部，O.P.-10 m 以浅の試料は捨土である可能性が高く，粒度組成の深度分布図では，O.P.-10 m 以浅の試料は砂分やシルト分の混入率が 50%を超える。三角座標分類図で示す粘土分の割合は 20～60 %度で，砂やシルトの混入率が高い。圧縮曲線はいずれのエリアでも間隙比の変化量が少なく，圧縮性が少ないことが特徴である。

以上の特徴の結果を**図-4.1.43** にまとめて示す。

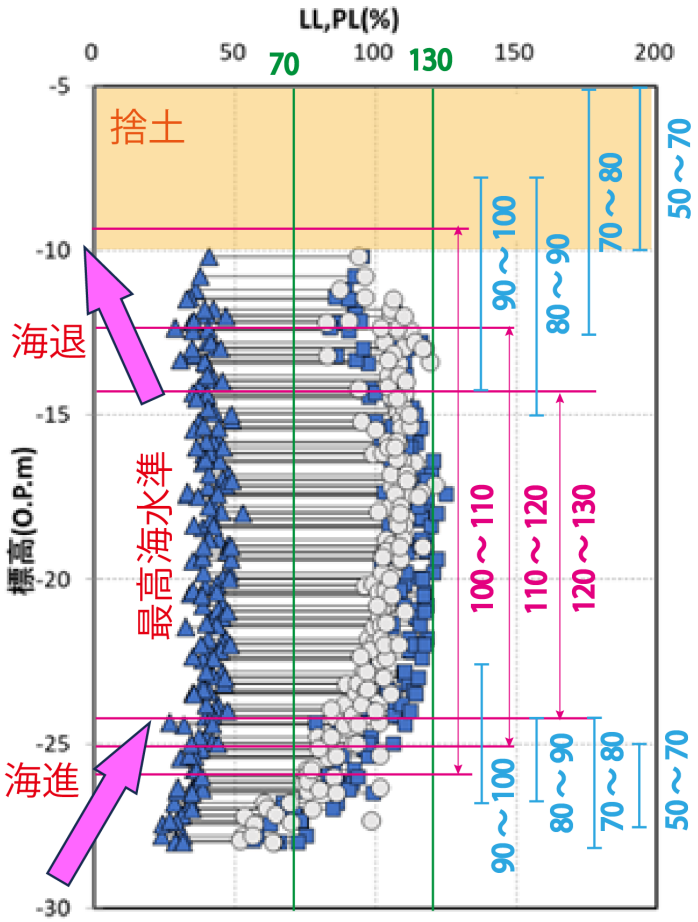


図-4.1.43　液性限界 LL 別の特徴のまとめ図

Ma13 層の土質性状（液性限界 LL＝120%～130%の範囲を抽出）

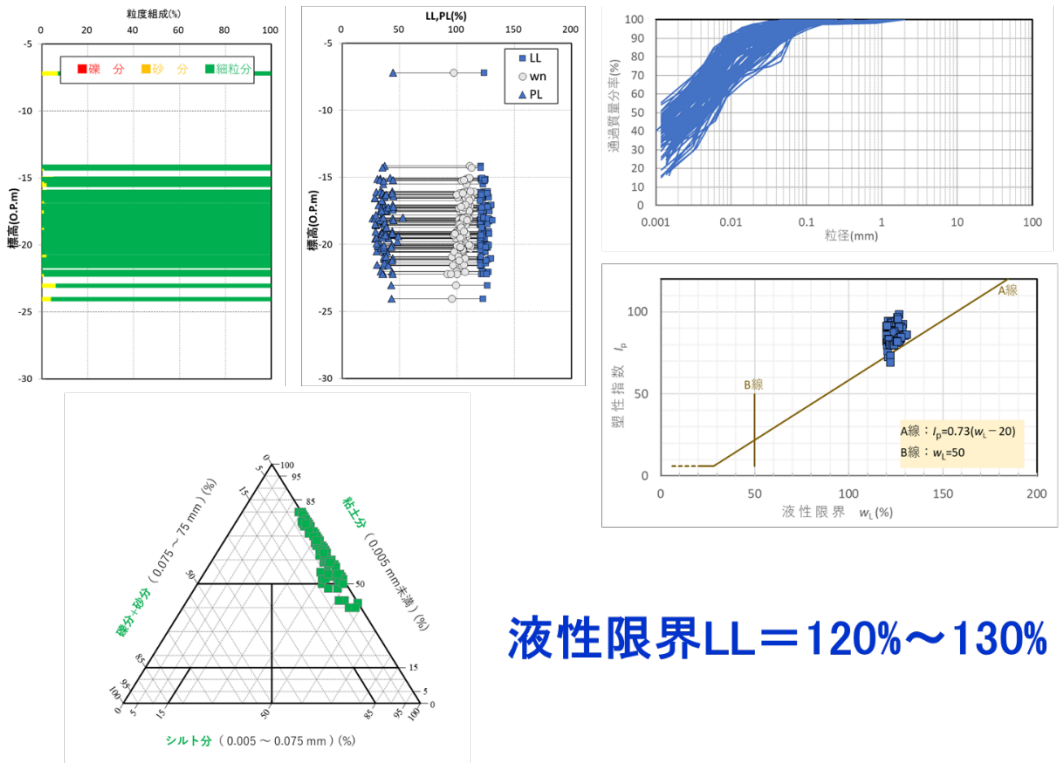


図-4.1.29　**Ma13 層の土質特性（液性限界 LL＝120%～130%）**

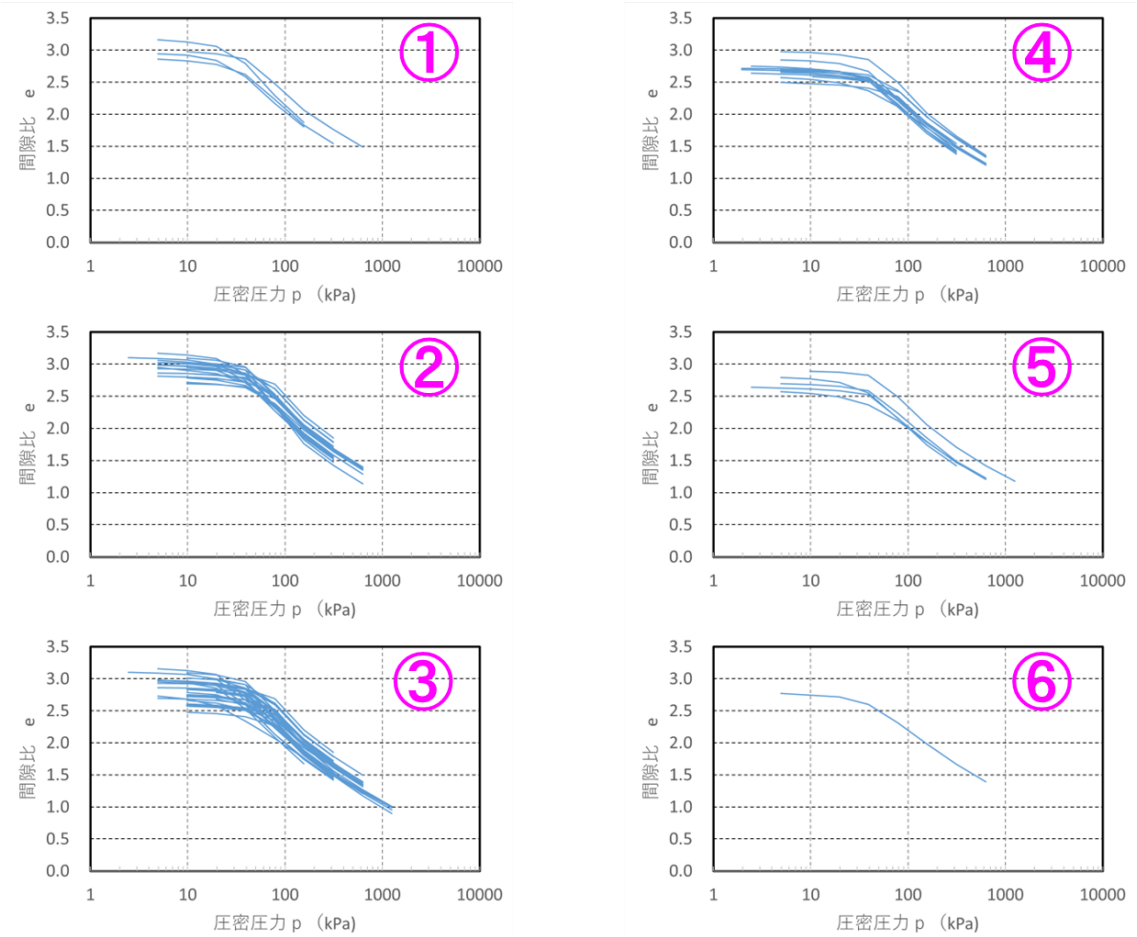


図-4.1.30　**Ma13 層の圧縮曲線（液性限界 LL＝120%～130%）**

Ma13 層の土質性状（液性限界 LL＝110%～120%の範囲を抽出）

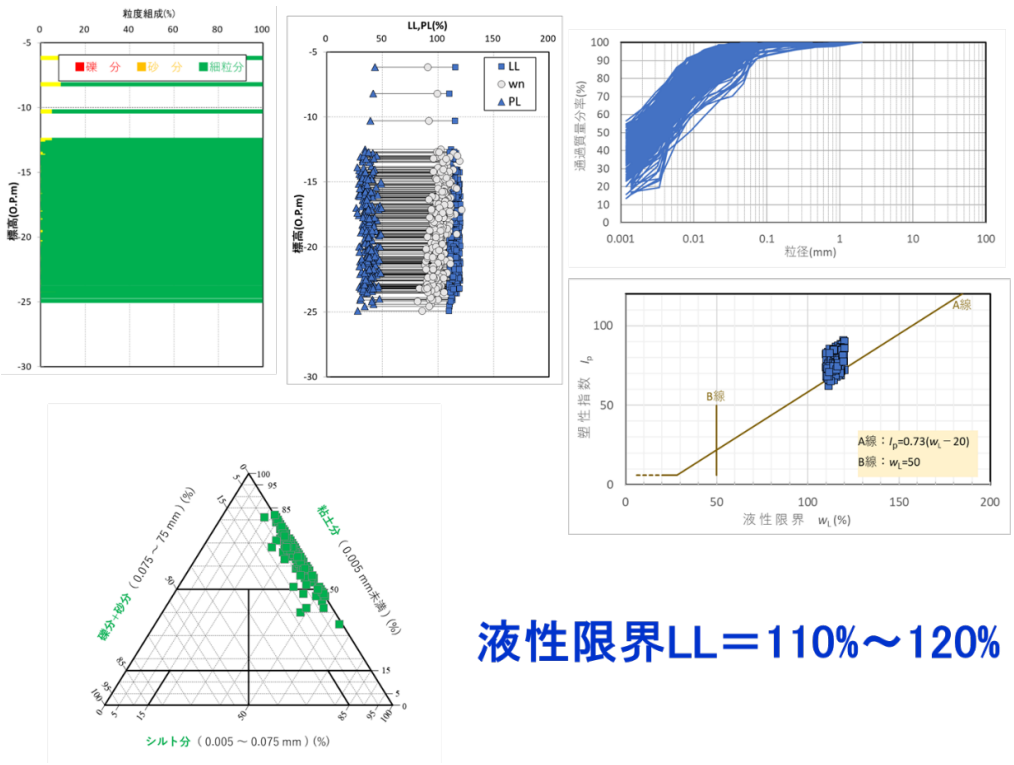


図-4.1.31　**Ma13 層の土質特性（液性限界 LL＝110%～120%）**

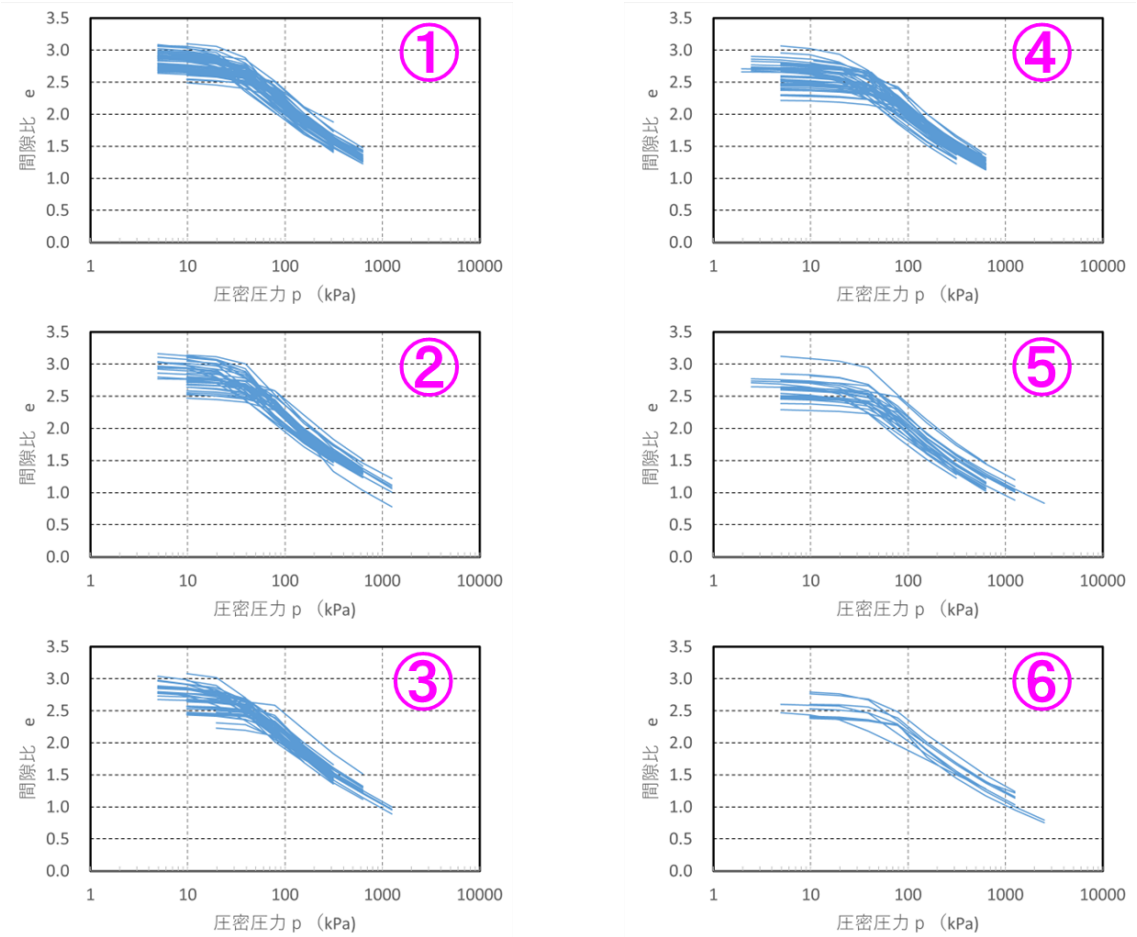


図-4.1.32　**Ma13 層の圧縮曲線（液性限界 LL＝110%～120%）**

Ma13 層の土質性状（液性限界 LL＝100%～110%の範囲を抽出）

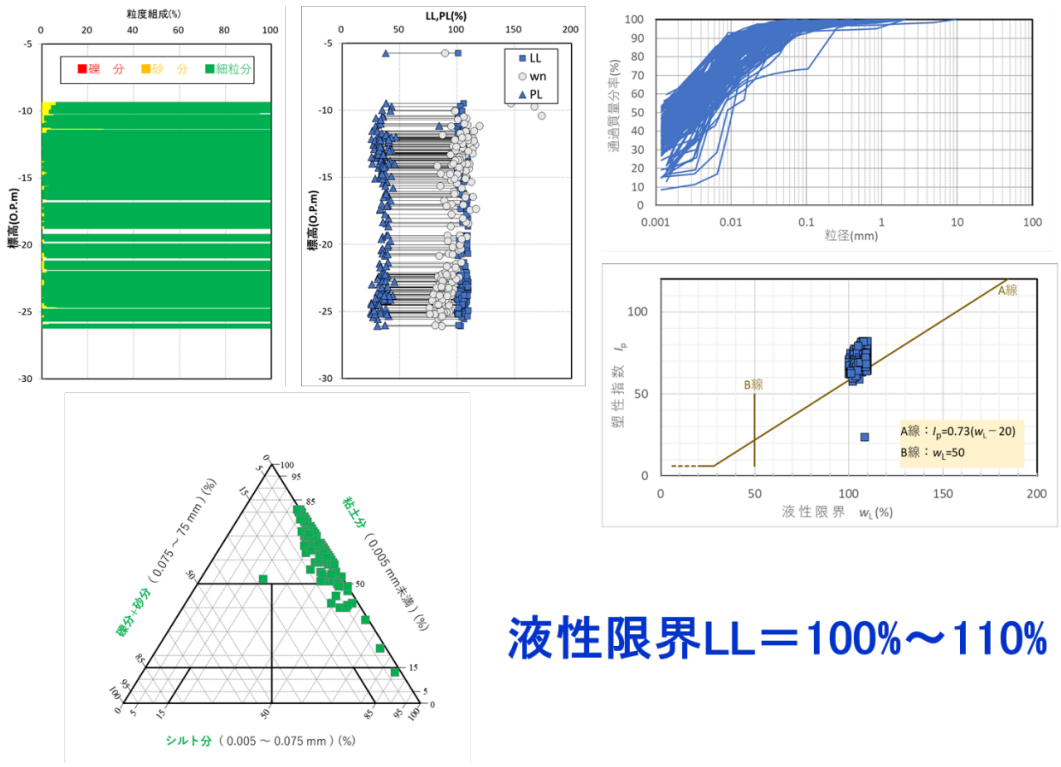


図-4.1.33　**Ma13 層の土質特性（液性限界 LL＝100%～110%）**

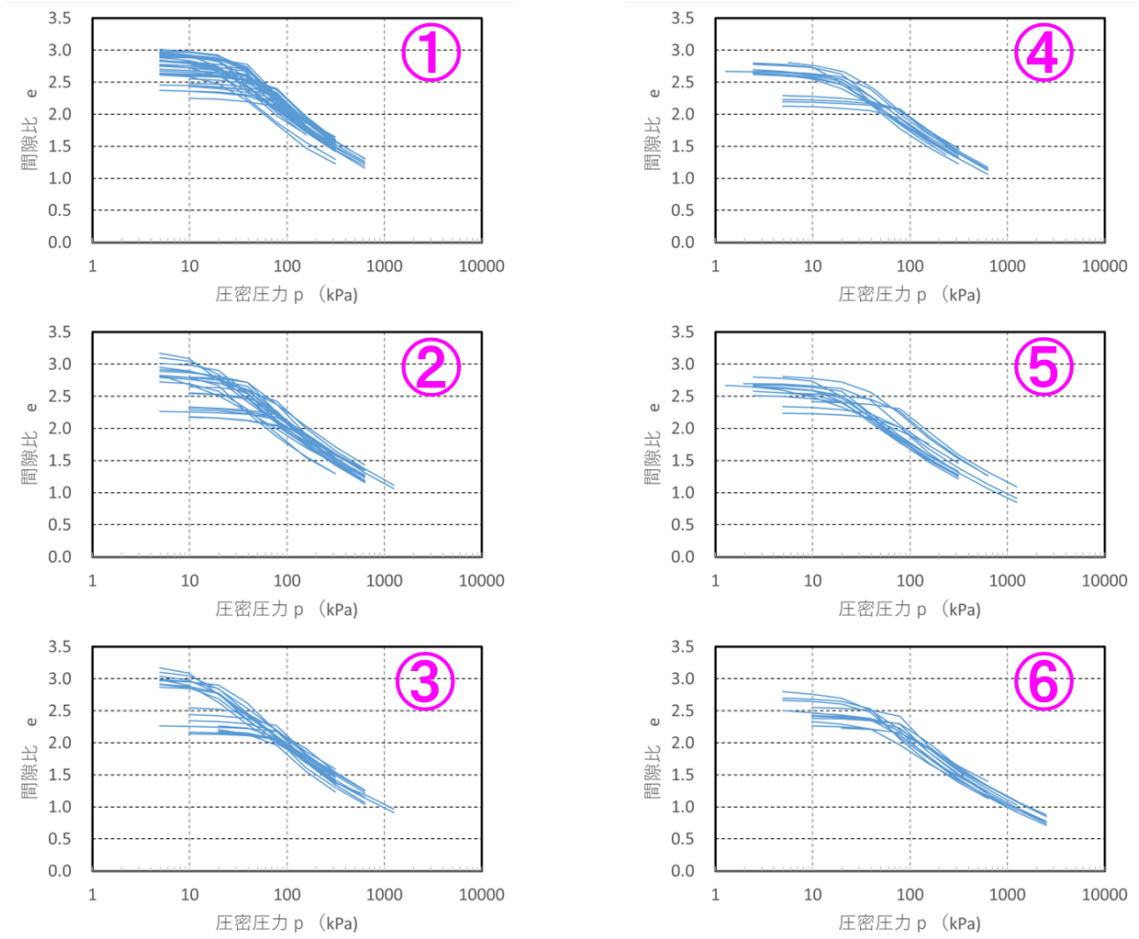


図-4.1.34　**Ma13 層の圧縮曲線（液性限界 LL＝100%～110%）**

Ma13 層の土質性状（液性限界 LL＝90%～100%の範囲を抽出）

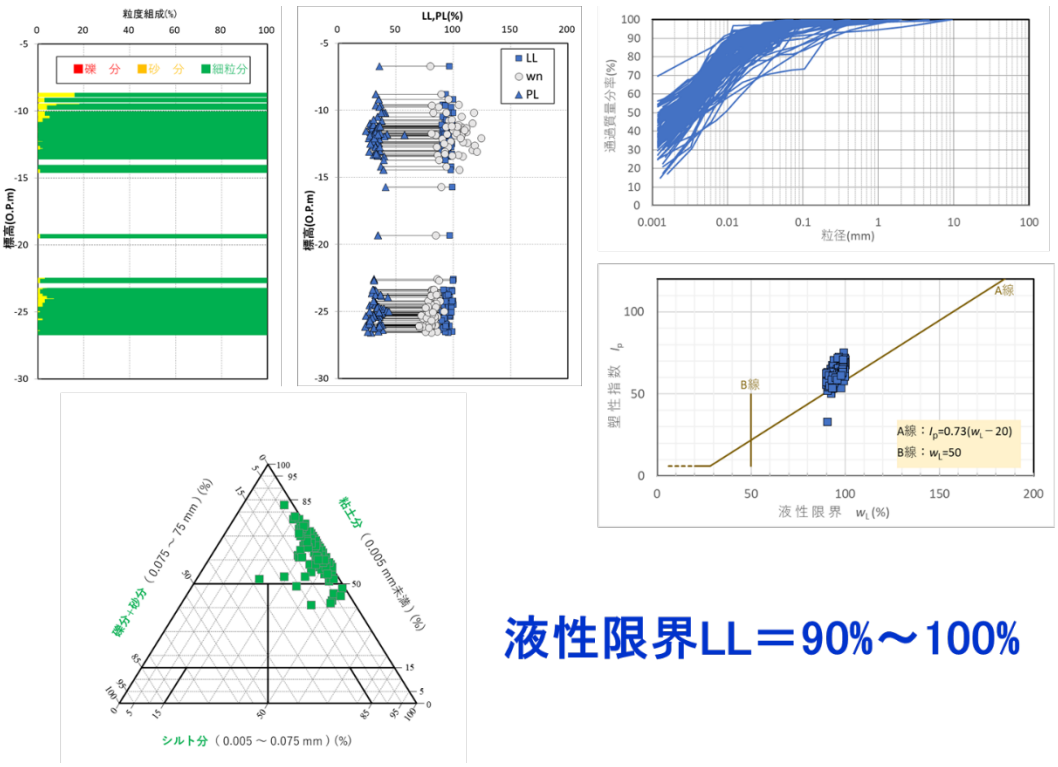


図-4.1.35　**Ma13 層の土質特性（液性限界 LL＝90%～100%）**

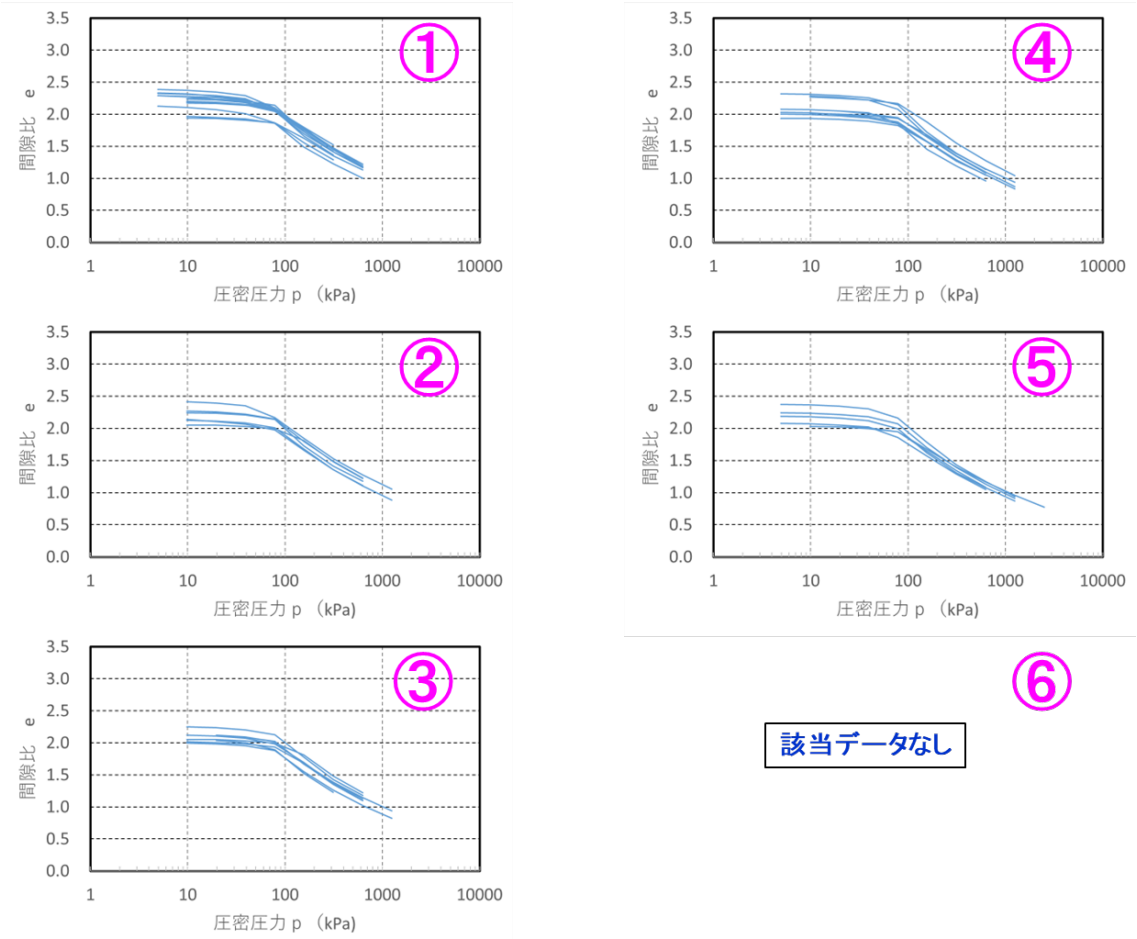


図-4.1.36　**Ma13 層の圧縮曲線（液性限界 LL＝90%～100%）**

Ma13 層の土質性状（液性限界 LL＝80%～90%の範囲を抽出）

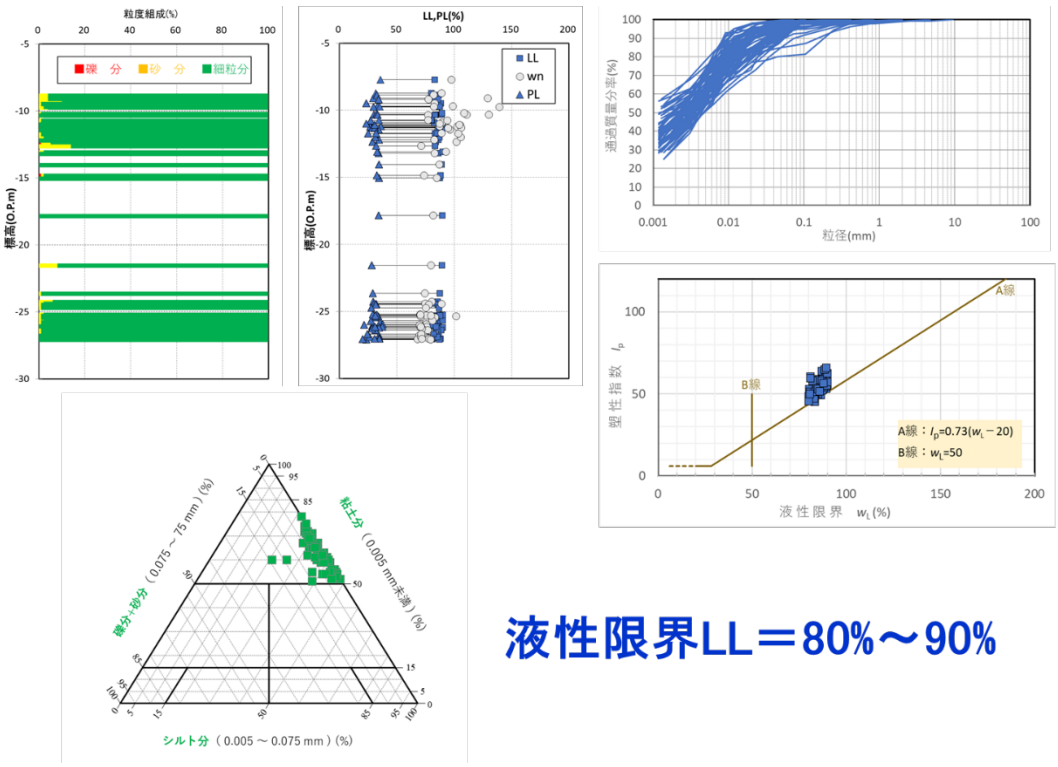


図-4.1.37　**Ma13 層の土質特性（液性限界 LL＝80%～90%）**

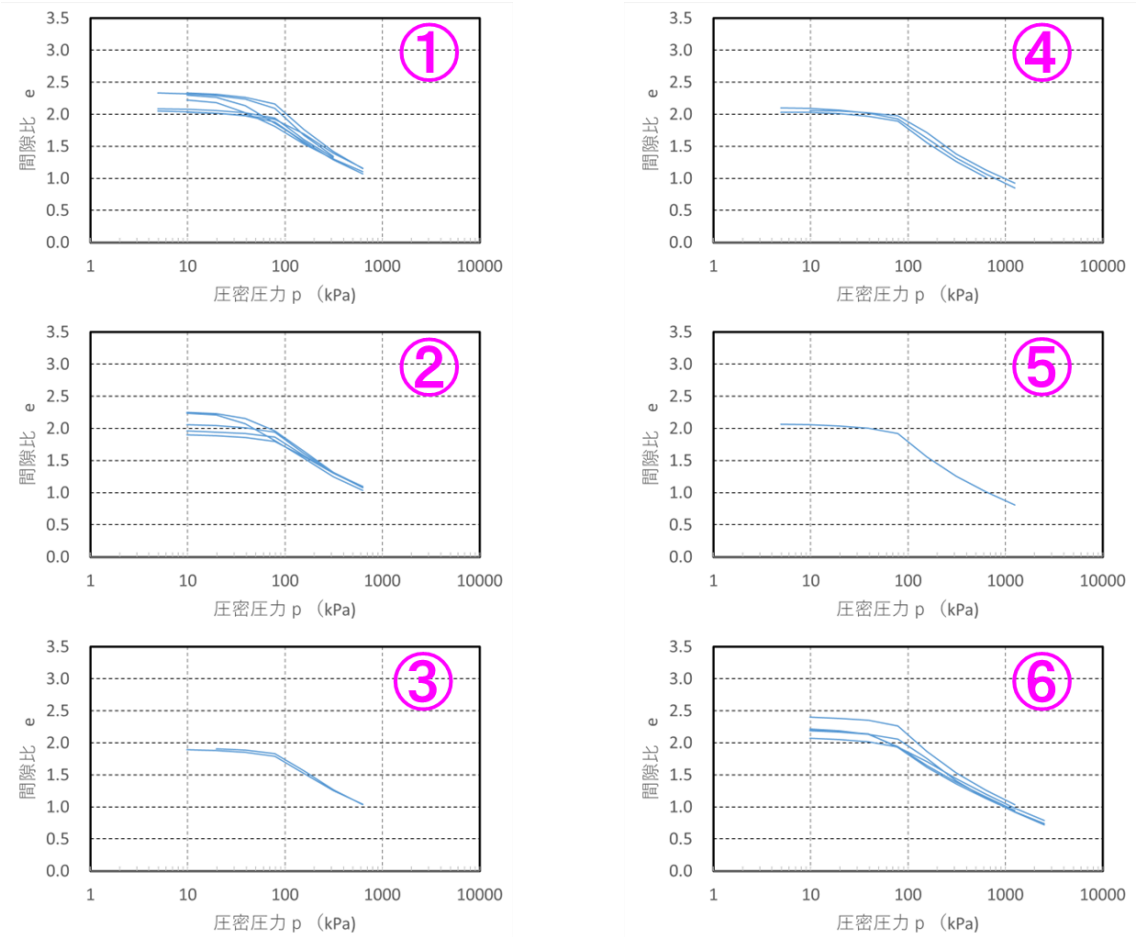


図-4.1.38　**Ma13 層の圧縮曲線（液性限界 LL＝80%～90%）**

Ma13 層の土質性状（液性限界 LL＝70%～80%の範囲を抽出）

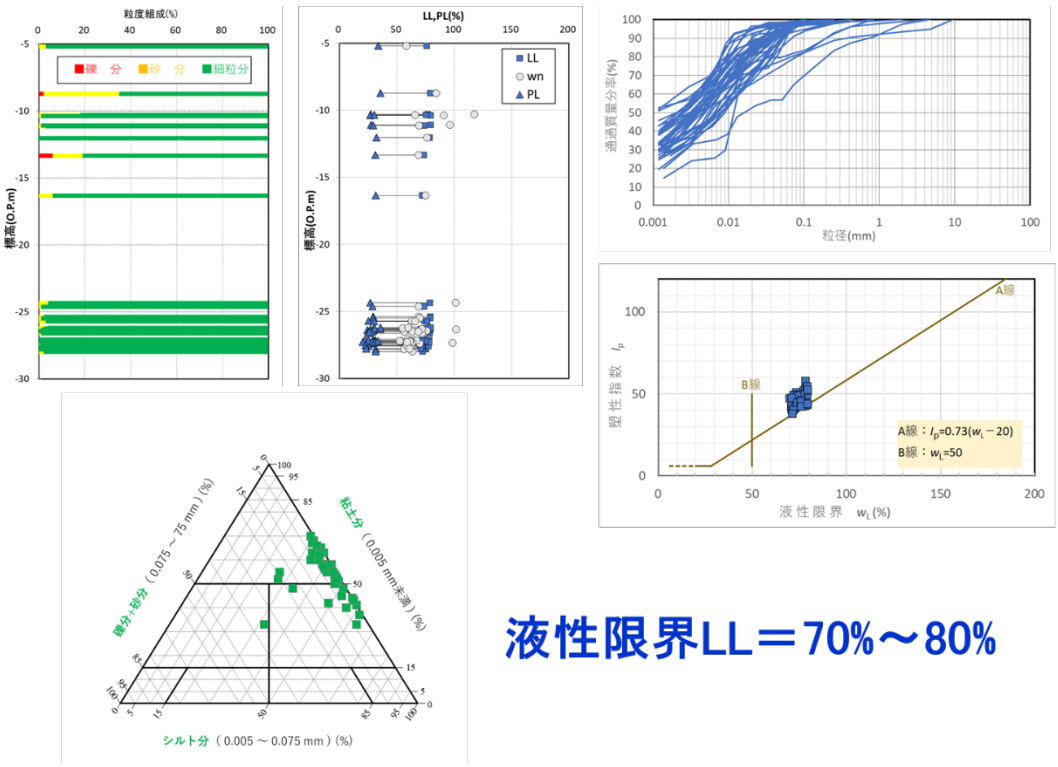


図-4.1.39　**Ma13 層の土質特性（液性限界 LL＝70%～80%）**

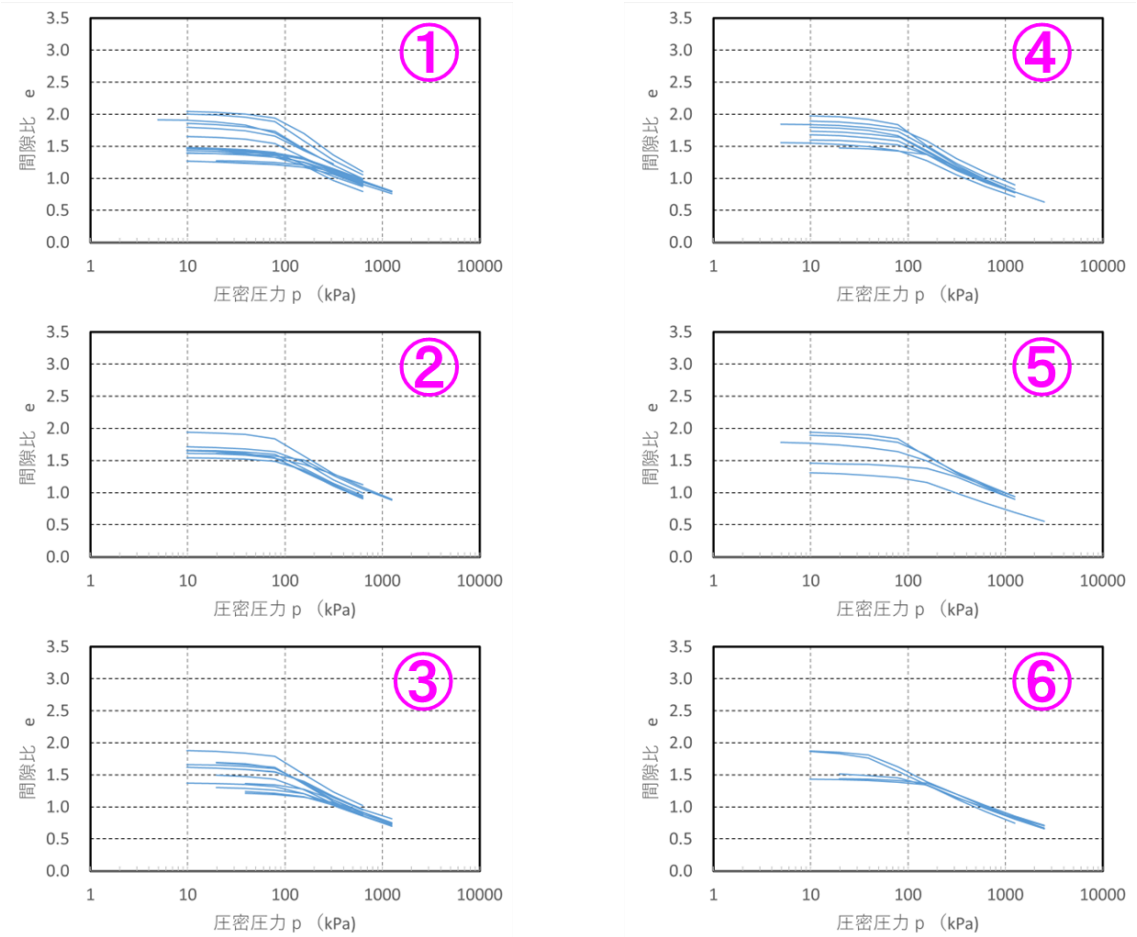


図-4.1.40　**Ma13 層の圧縮曲線（液性限界 LL＝70%～80%）**

Ma13 層の土質性状（液性限界 LL＝50%～70%の範囲を抽出）

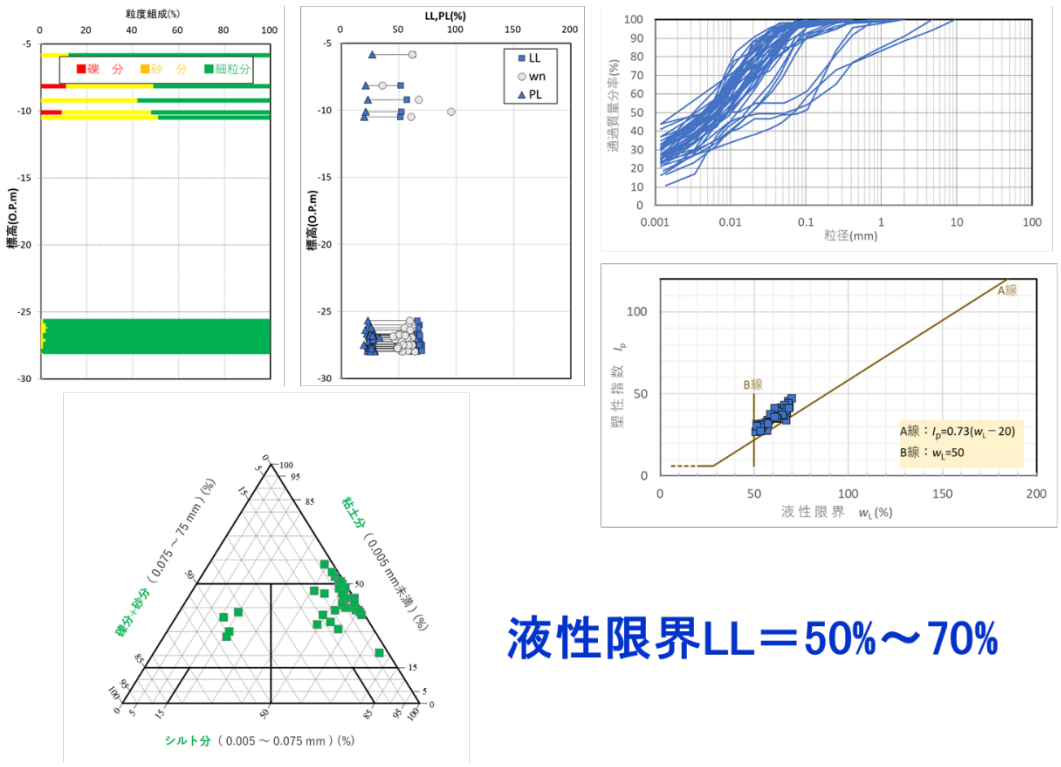


図-4.1.41　**Ma13 層の土質特性（液性限界 LL＝50%～70%）**

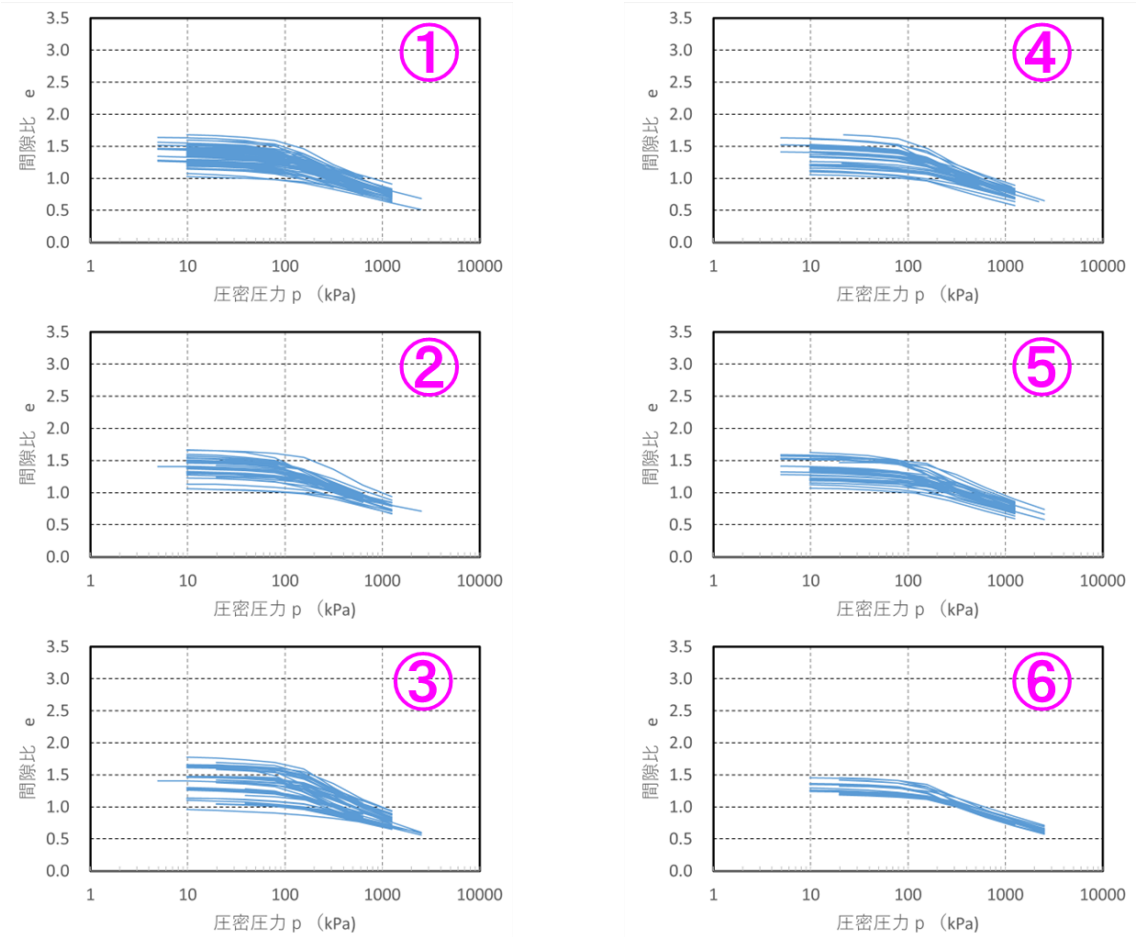


図-4.1.42　**Ma13 層の圧縮曲線（液性限界 LL＝50%～70%）**

(4) 夢洲地域のボーリング柱状図の記事の特徴について

図-4.1.44 は，前掲の図-4.1.12 にボーリング調査会社（A 社～L 社）を加筆した図である。標高 O.P-10 m～-30 m の範囲において，エリア②～エリア⑥では土質区分が“粘土”であるのに対して，エリア①では土質区分が“シルト”となっていることについて検討した。

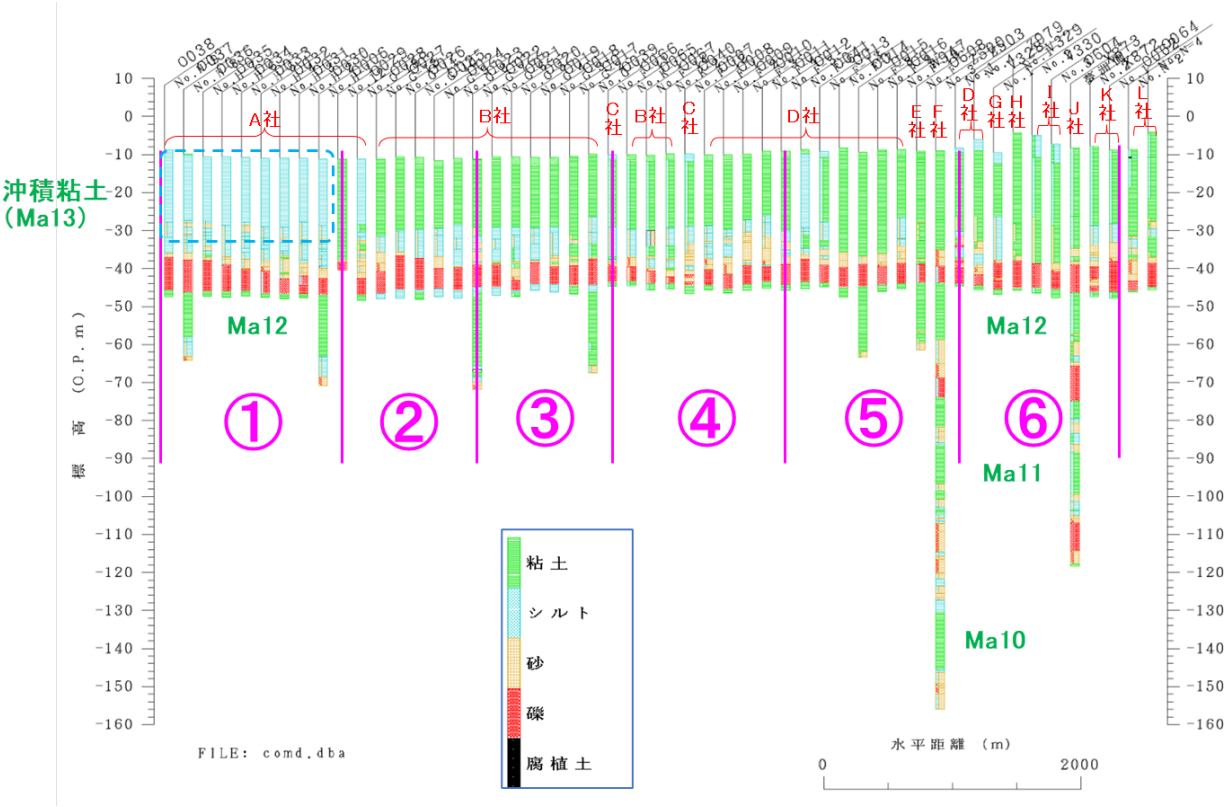


図-4.1.44　埋立開始前ボーリングデータの地層断面図
（エリア①～⑥に区分して土質性状を比較）

図-4.1.26～図-4.1.28 で，エリア①～エリア⑥の粒度分布，塑性図，三角座標分類図を比較して示しているが，粒度分布からは明らかに“粘土”優勢で，かつエリアごとでの大きな差異は確認できないことから，ボーリングオペレータの目視観察のスキルの違いによるもの推察され，成果報告時は室内試験結果との矛盾がないか等のチェックが不可欠であるといえる。

(5) 塑性図（液性限界～塑性指数の関係）について

図-4.1.45 は，埋立前ボーリング試料のコンシステンシー特性を塑性図（液性限界～塑性指数の関係）上にプロットしたものである。粘土層別にマーカー（○□◇△）をかえてプロットしている。図-4.1.46 は，小川・松本[9]が全国の港湾地域の海成粘土（2172 試料）および近畿・中国・四国の港湾地域の海成粘土（1,111 試料）について整理した結果を示している。文献 9)によると，全国の港湾地域について整理した結果は A 線をはさんでほぼ均等に分布しているのに対して，近畿・中国・四国ではそのほとんどが A 線より上側に分布する傾向がみられるとしている。

夢洲での埋立前ボーリング試料の結果についても，A 線より上側に分布する傾向がみられた。

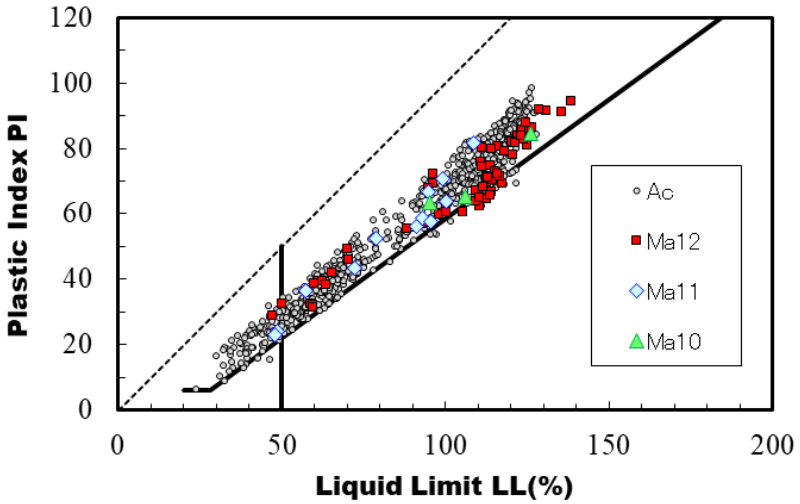


図-4.1.45　塑性図（夢洲）

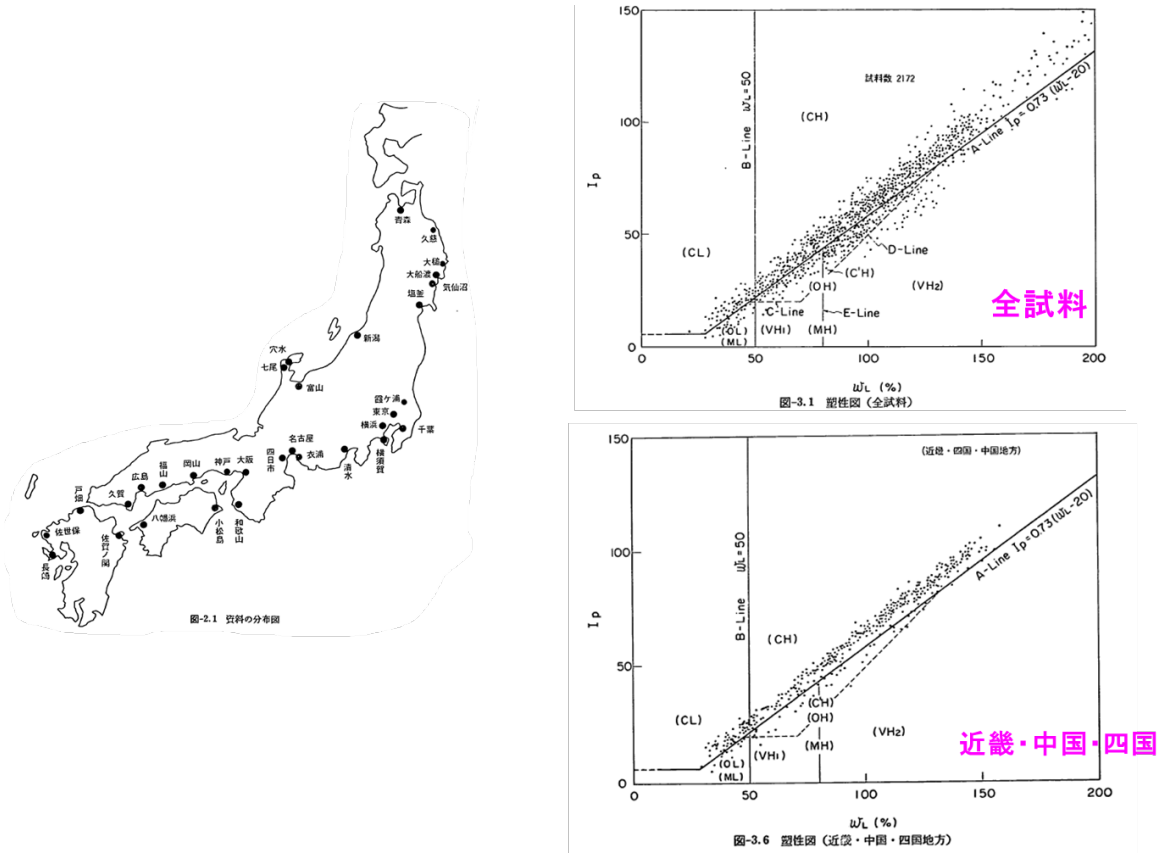


図-4.1.46　塑性図（港湾地域の海成粘土）[9)]

(6) 圧縮指数 C_c と液性限界 w_L の関係

図-4.1.47 は，埋立前ボーリング試料について圧縮指数と液性限界の関係をプロットしたものである。粘土層別にマーカー（○□◇△）をかえてプロットしている。図中にはスケンプトン（Skempton）の提案式 C_c=0.009(w_L−10)と文献 9)による全国の港湾地区の海成粘土から得られた関係式 C_c=0.015(w_L−19)を示した。**図-4.1.48** は，小川・松本 [9]が全国の港湾地域の海成粘土について整理した圧縮指数と液性限界の相関図を示している。

夢洲での埋立前ボーリング試料の結果は，全体とし文献 9)の全国の港湾地域の海成粘土について整理したものと同様の結果であるといえる。粘土層別での傾向をみると，堆積年代の古いものほど年代効果の影響を受け，同じ液性限界の値に対して大きめの圧縮指数となる傾向がうかがえる。

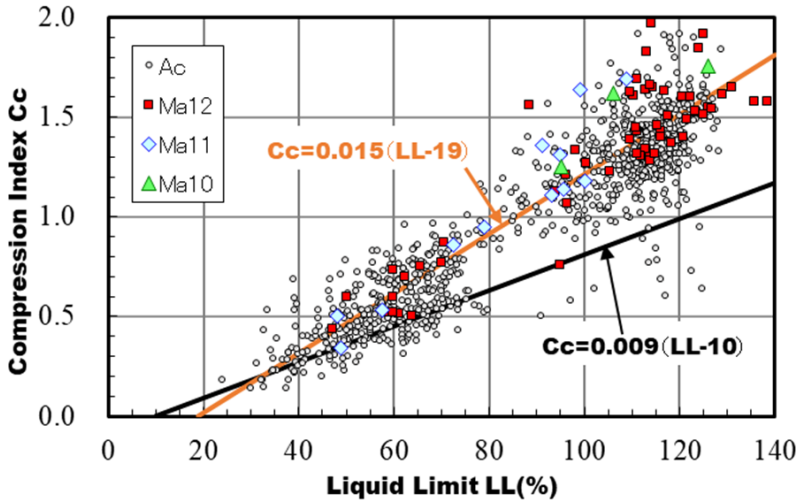


図-4.1.47　圧縮指数と液性限界の相関図（夢洲）

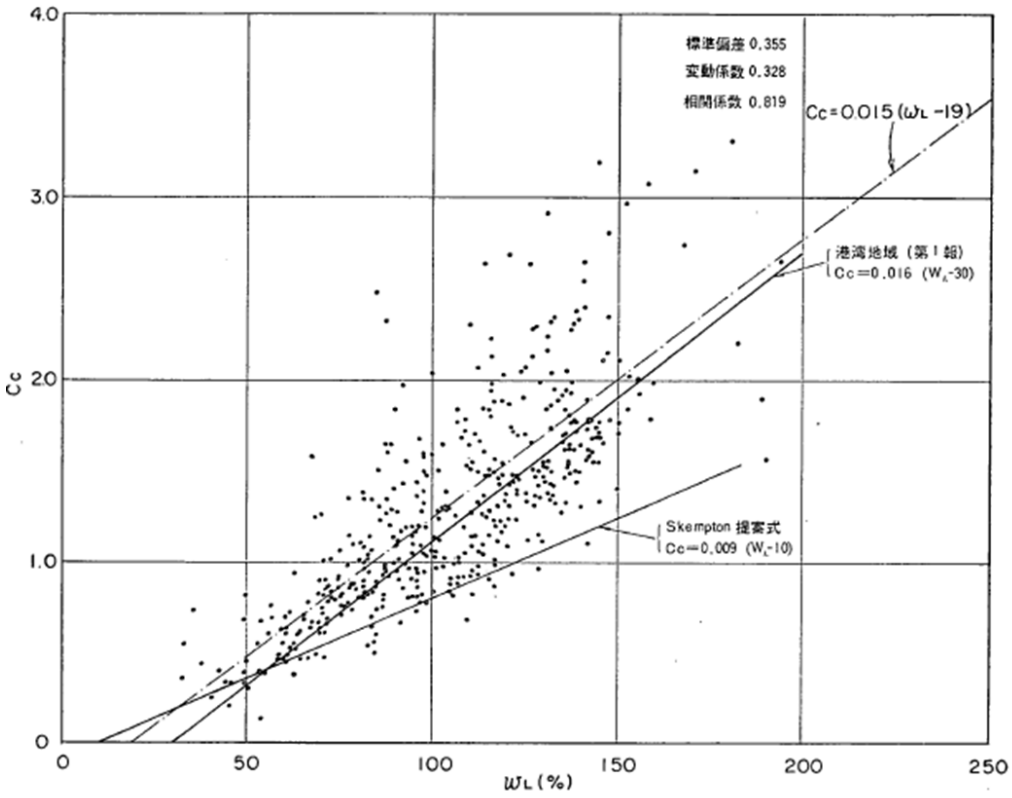


図-4.1.48　圧縮指数と液性限界の相関図（全国の港湾地区の海成粘土）[9]

(7) 埋立前（自然地盤）の圧縮曲線[10]について

夢洲において公開されているボーリング情報と地盤情報データベース[6]を利用して圧縮曲線を整理した。ちなみに，埋立前（自然地盤）のボーリング情報のほとんどが護岸に沿った位置で実施された調査データである。

図-4.1.49～図-4.1.52 にそれぞれ埋立前（自然地盤）を対象として抽出した Ma13，Ma12，Ma11，Ma10 層の圧縮曲線（$e-\log p$ 曲線）を示す。圧縮曲線は，液性限界を指標として色分けして示している。圧縮曲線は，液性限界が高い試料ほど相対的に右上に位置する傾向がみられ，かつ，圧縮曲線における圧密降伏応力付近でのオーバーシュート現象が顕著であるといえる。

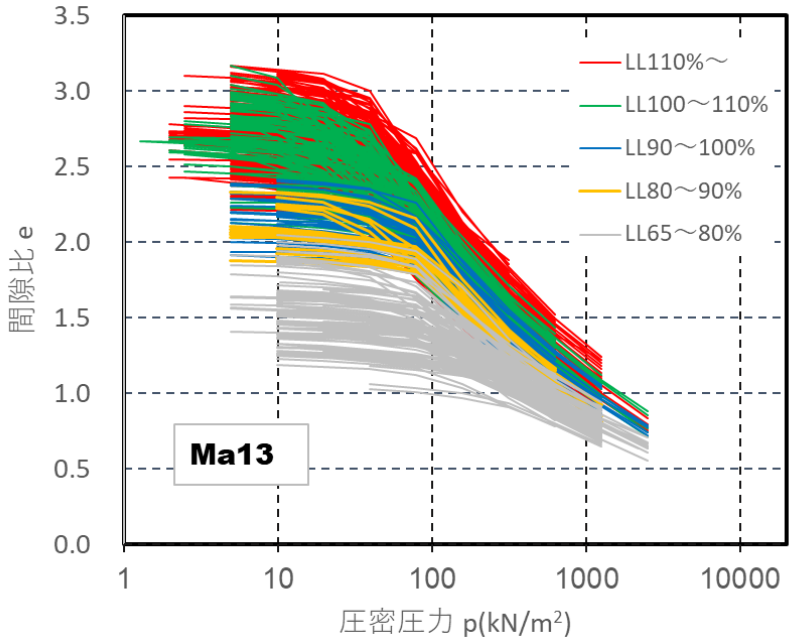


図-4.1.49　Ma13 の圧縮曲線（埋立前）

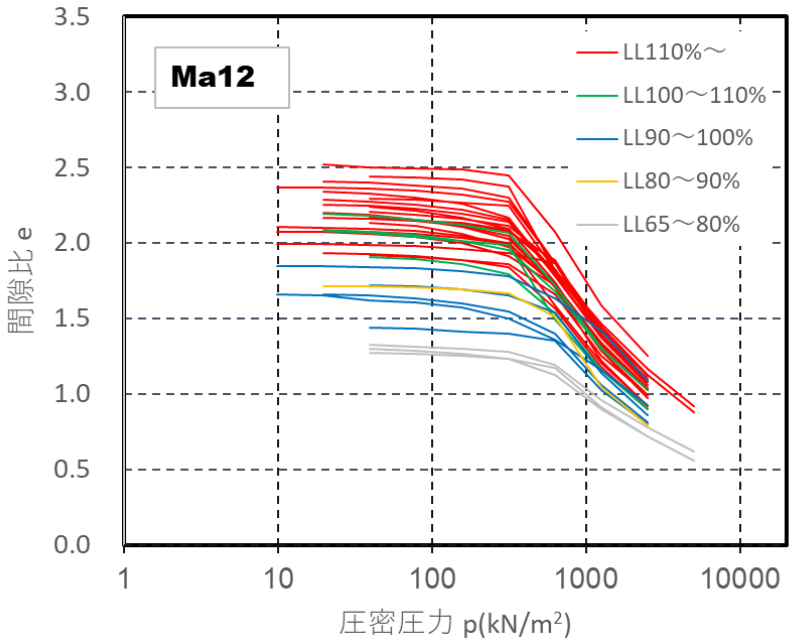


図-4.1.50　Ma12 の圧縮曲線（埋立前）

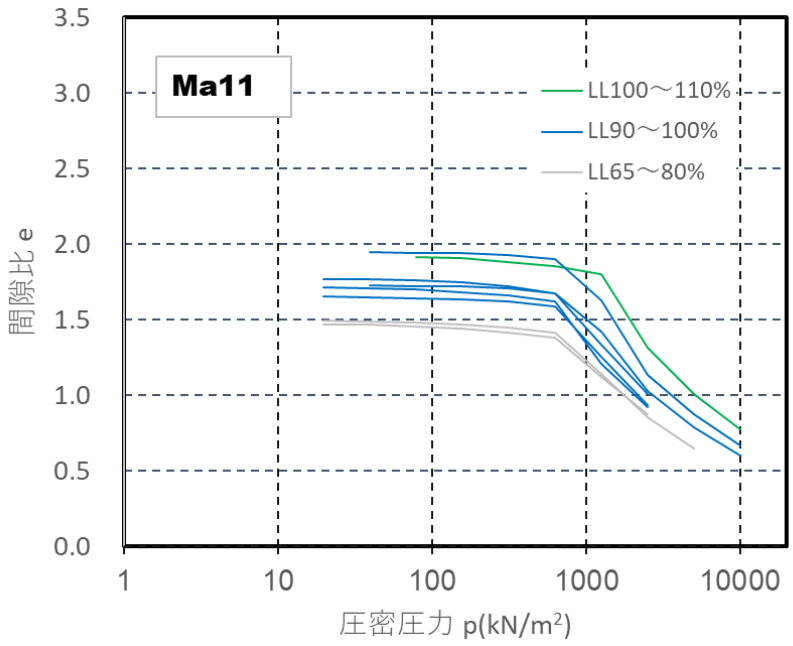


図-4.1.51　**Ma11** の圧縮曲線（埋立前）

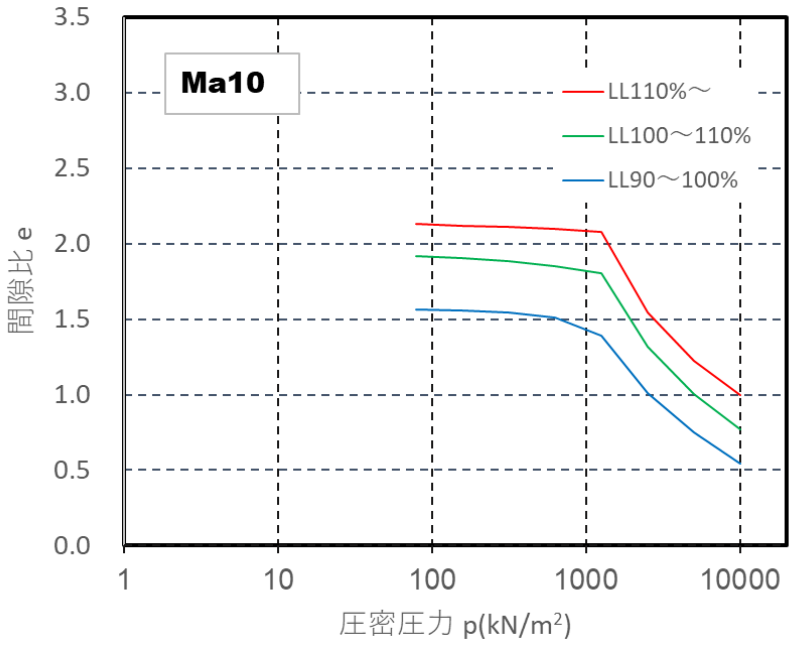


図-4.1.52　**Ma10** の圧縮曲線（埋立前）

(8) 埋立前（自然地盤）・埋立後の圧縮曲線の比較 [10)]

図-4.1.53，図-4.1.54 には，それぞれ Ma13 層および Ma12 層の埋立前・埋立後の圧縮曲線を対比して示した。図中，実線（ピンク色）は埋立前の自然地盤での状態を，破線（オレンジ）は埋立造成後の状態を示している。圧縮曲線は，液性限界別に示している。

Ma13 層は，サンドドレーンあるいはプラスチックボードドレーン工法による圧密促進のための地盤改良の効果も相まって埋立後（埋立地盤）の間隙比は大きく減少している。一方，Ma12 層については，間隙比はやや減少している程度ではあるが，埋立荷重の影響により圧密降伏応力付近でのオーバーシュート現象が消失している様子がうかがえる。また，圧縮曲線の正規圧密領域は，多少の誤差はあるものの，埋立前・埋立後にかかわらず同じ曲線上をたどっているといえる。

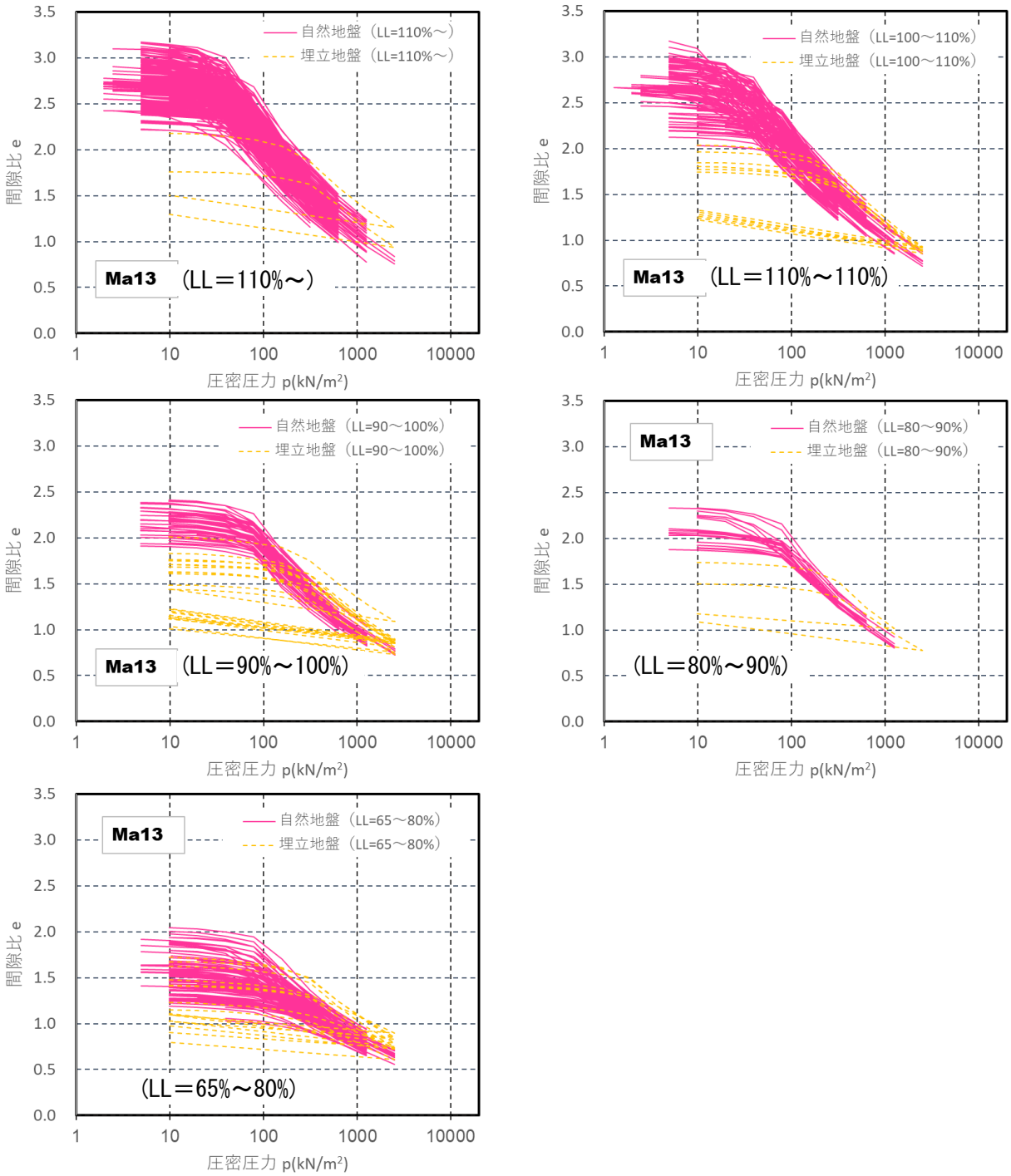


図-4.1.53　埋立前・埋立後の圧縮曲線の比較（Ma13 層）

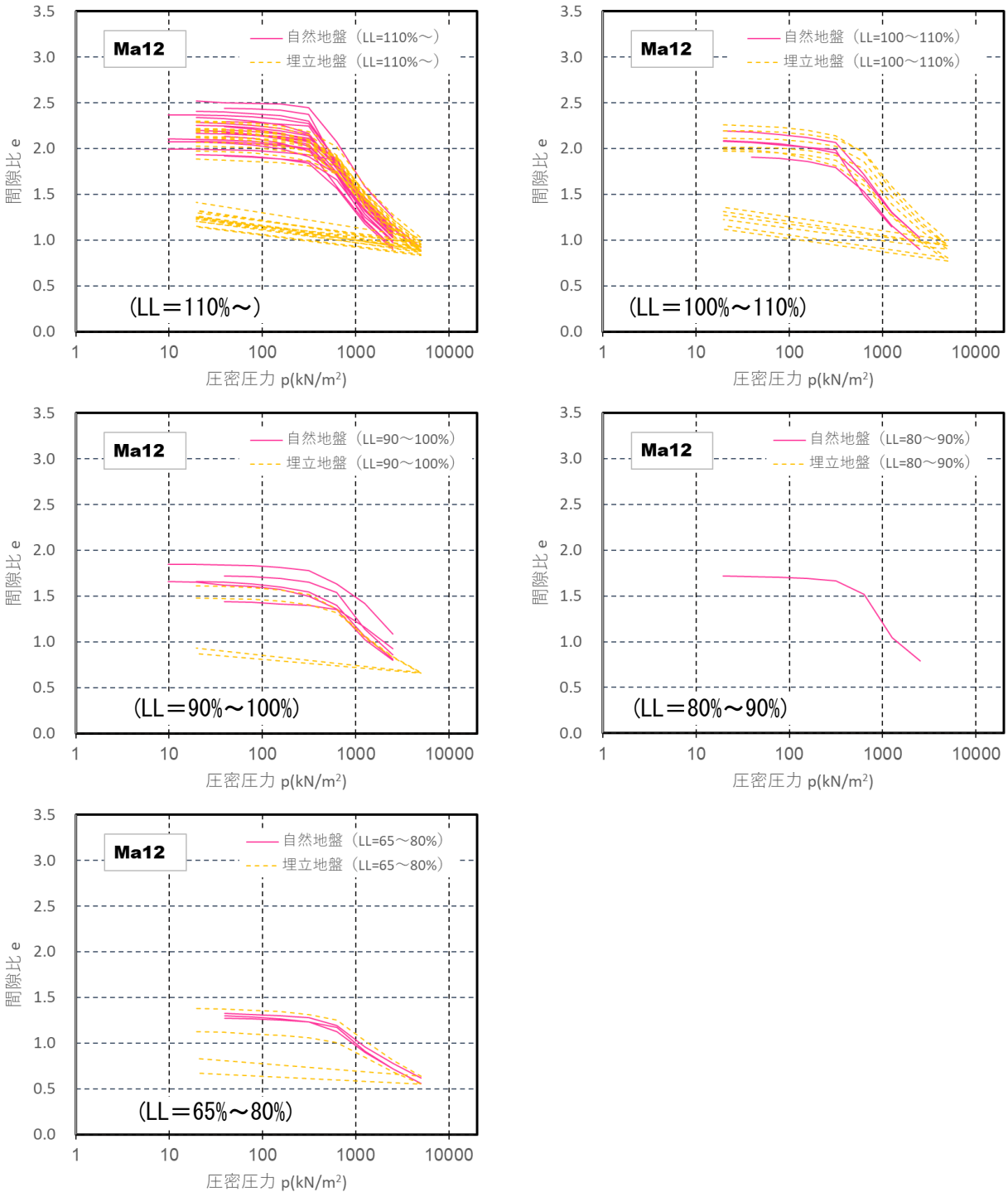


図-4.1.54　埋立前・埋立後の圧縮曲線の比較（Ma12 層）

【参考文献】

1) 大阪市港湾局：大阪築港 100 年，1997.
2) 国土地理院：標準地図，大阪港周辺，https://maps.gsi.go.jp/#14/34.646095/135.404520/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1g1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f1&d=m,（参照 2022.6.20）
3) 北田奈緒子：地盤情報の活用による地質地盤リスク評価，地盤工学会誌，vol.70，No.5，PP.10-13，2022.
4) KG-NET・関西圏地盤研究会：新関西地盤　大阪平野から大阪湾，354p.＋資料，2007.
5) 大阪市港湾局：大阪港構造物図集 1968 昭和 43 年度～昭和 62 年度，1990.
6) KG-NET・関西圏地盤情報協議会：関西圏地盤情報データベース
7) Masuda, F., Ieisuki, T., Fujiwara, O., Miyahara, B. and Yoshikawa, S. : Holocene sea-level curve constructed from a single core in Osaka, Japan (A preliminary note). Memoirs Fac. Sci. Kyoto Univ., Ser. Geol. Mineral., 59(1),pp.1-8,2002.
8) Kitada N., Ito H., Iwaki H., Suwa S., Kawamura D., Takemura K. and Mitamura M.: Holocene deposit in Osaka Tectonic basin, Southwest Japan -Subsurface structure obtained from Borehole database-, S41A-24, WGPM, 2004.
9) 小川富美子, 松本一明 : 港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港湾空港技術研究所 資料 017-03-01，1978.（https://www.pari.go.jp/PDF/vol017-no03-01.pdf）（参照 2025.8.5）
10) 濱田晃之，藤原照幸，白川和靖，北田奈緒子：大阪港夢洲地区の沖積・洪積粘土の圧密特性－埋立開始前・埋立造成後の圧縮曲線の対比－，Kansai Geo-Symposium 2023－地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム－論文集，2023.

4.2 埋立後の地盤性状

4.2.1 1977 年以降の埋立途中，埋立後のボーリングデータの整理

(1) 夢洲の埋立の経緯

3.2 および文献等[1)]にて報告されているように，夢洲は 1977 年から大阪市港湾局によって護岸工事および埋立造成されている（**図-4.2.1**，**表-4.2.1** 参照）。

1 区は主に廃棄物処分場として 1977 年から護岸工事に着手し，1985 年から一般廃棄物と上下水道汚泥等の受入れを行っている。処分地の容量を確保するため，海面よりできる限り高く投入できるように，**図-4.2.2** に示すケーソン護岸とされている。

2 区は建設工事によって発生する建設残土，河川・港湾から発生する浚渫土砂の処分地とされた。浚渫土砂の受入れは 2 区と 3 区に交互に行われ（浚渫土砂を投入していない他方を沈砂池とする 2 ポンド方式），2 区では 1987 年から浚渫土砂の受入れを行っている。また，建設残土の受入れを 2003 年から行っている。浚渫土砂の埋立処分に先立ち，2 区では**図-4.2.3** に示すように沖積粘土 Ma13 層に敷砂・サンドドレーン（SD）の打設と地下水位低下を併用した改良が行われている。その後，2003 年から 2 区の埋立層を減容化する目的として，水上からプラスチックボードドレーン（PBD）を打設する PDF 工法（**図-3.1.8** 参照）と地下水位低下工法を併用した地盤改良が実施された。その結果，浚渫土砂（二次浚渫土）を追加投入することができた。2019 年からは 2 区北側を大阪・関西万博の用地として盛土造成するため，表層混合処理工法，敷砂および盛砂を施工後に埋立層を対象とした再度 PBD を打設し，2021 年から 2023 年にかけて盛土造成が実施された。

3 区は 2 区と同様に建設工事によって発生する建設残土，河川・港湾から発生する浚渫土砂の処分地とされた。土砂の受入れを 2 区と 3 区に交互に行われる方法として，浚渫土砂は 1990 年から，建設残土は 2005 年から行っている。3 区では 2 区と同様に敷砂・サンドドレーン（SD）の改良が行われているが，その後にコンテナターミナルの機能を有する 4 区の直背後の立地を活かす目的で**図-4.2.4** に示す浚渫土砂の表層固化処理工（格子状改良）を 2000 年から着手している。2003 年からは埋土層への PBD の打設を行い，2004 年から 2010 年まで建設残土を受け入れて標高約 DL+11m の地盤を形成するに至っている。

4 区は大阪港における物流機能の強化を目的に，夢洲コンテナターミナルの早期供用開始のために護岸および盛土の整備が行われた。埋立工事は 1991 年から K 護岸の築造工事に着手し，**図-4.2.5** に示す沖積粘土 Ma13 層へのサンドドレーン（SD）の打設を 1992 年から行い，1995 年から建設残土に加えて良質土（山砂）を活用しながら埋立を開始し，2000 年までに標高約+8m の地盤を形成している。夢洲コンテナターミナル（C-11）が 2002 年 9 月に供用を開始している。

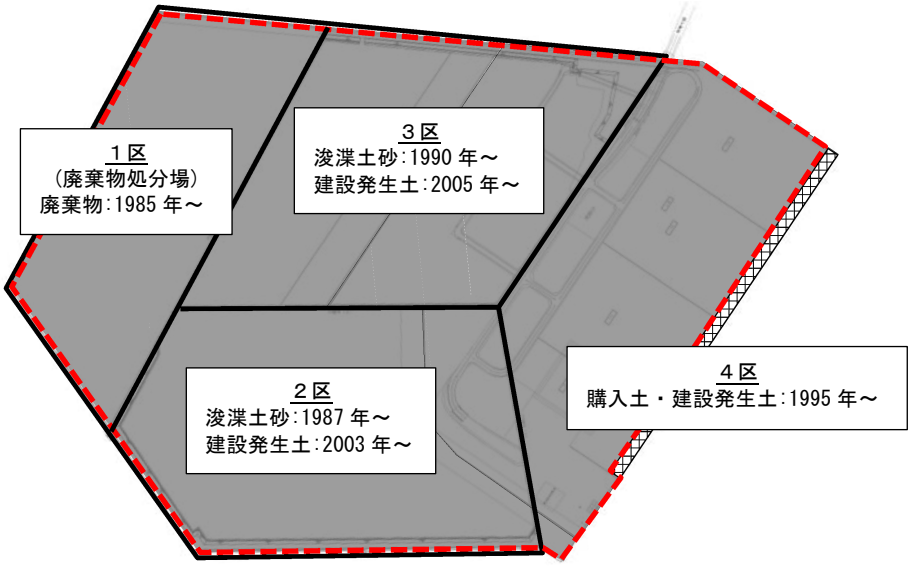


図-4.2.1　夢洲埋立工事　埋立開始時期

表-4.2.1　夢洲埋立工事　施工履歴

区画	施工期間	施工内容
夢洲１区	1984	護岸整備(F護岸、G護岸、H護岸)
	1985 ～	廃棄物埋立
夢洲２区	1987 ～ 2002	一次浚渫粘土投入(埋立)
	2003 ～	PDF工法(減容化)、建設発生土埋立
	2004 ～ 2018	二次浚渫粘土投入(埋立)
	2019/3 ～ 2021/3	表層混合処理(浚渫土1.5m固化)、敷砂(0.5m)、盛砂(0.5m)、PBD打設
	2021/3 ～ 2022/3	盛土による土地造成
	2022/10 ～ 2023/1	追加盛土による土地造成
夢洲３区	1990 ～ 2010	浚渫土砂
	2000 ～	表層固化処理工
	2001 ～	敷砂、盛砂施工
	2003 ～	PBD打設
	2005 ～ 2009	建設残土埋立(DL+11m)
夢洲４区	1991 ～ 1994	護岸整備(K護岸)
	1992 ～ 2004	SD打設
	1995 ～ 2000	建設残土埋立(DL+8m)

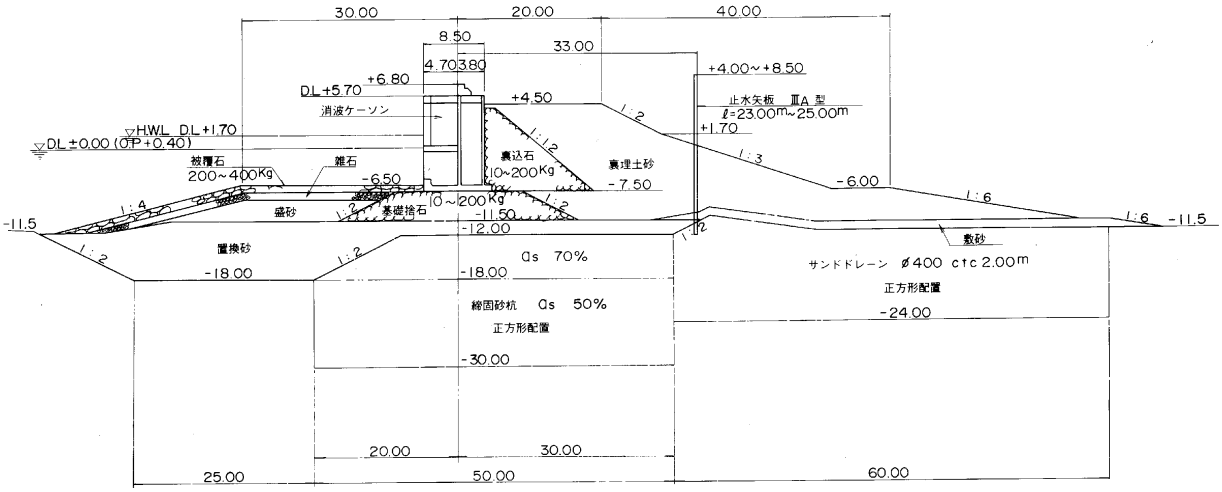


図-4.2.2　夢洲１区の護岸標準断面図

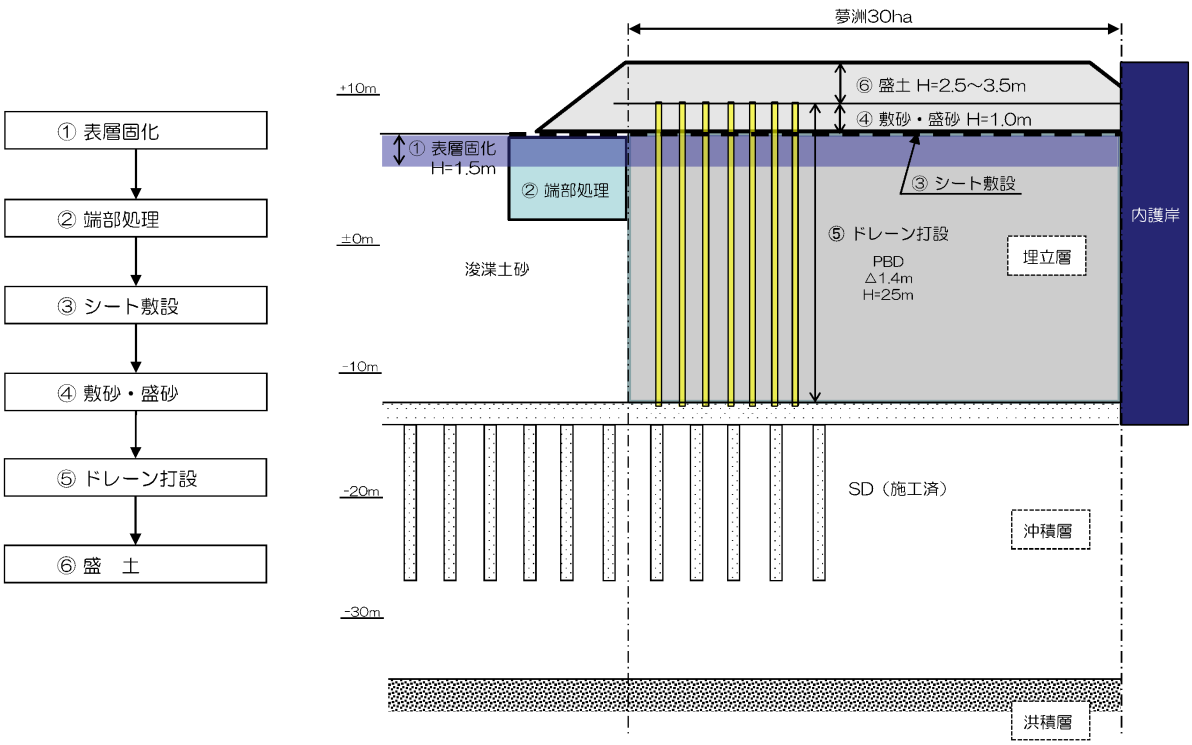


図-4.2.3　夢洲２区の地盤改良及および埋立工事概略図

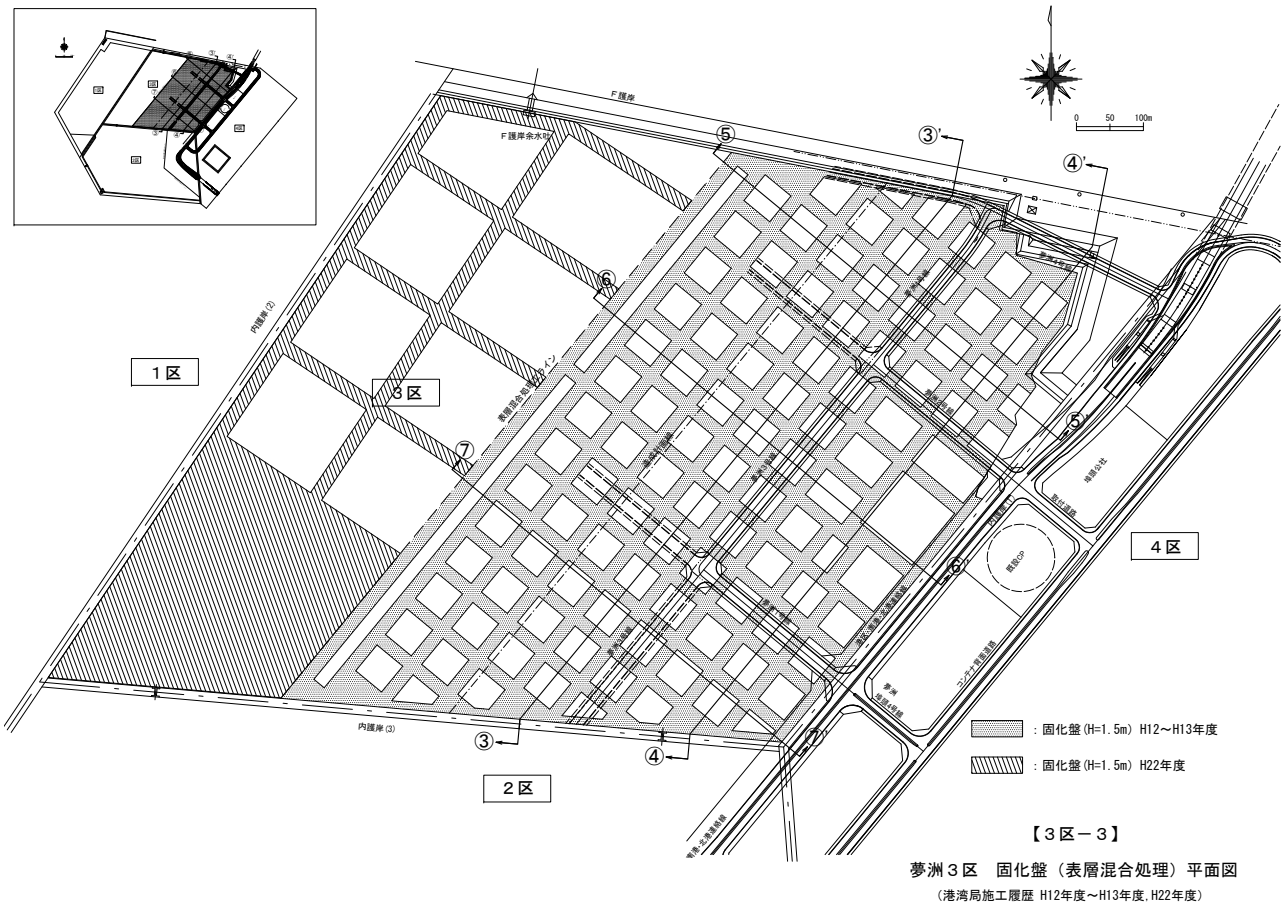


図-4.2.4　夢洲３区の地盤改良工事

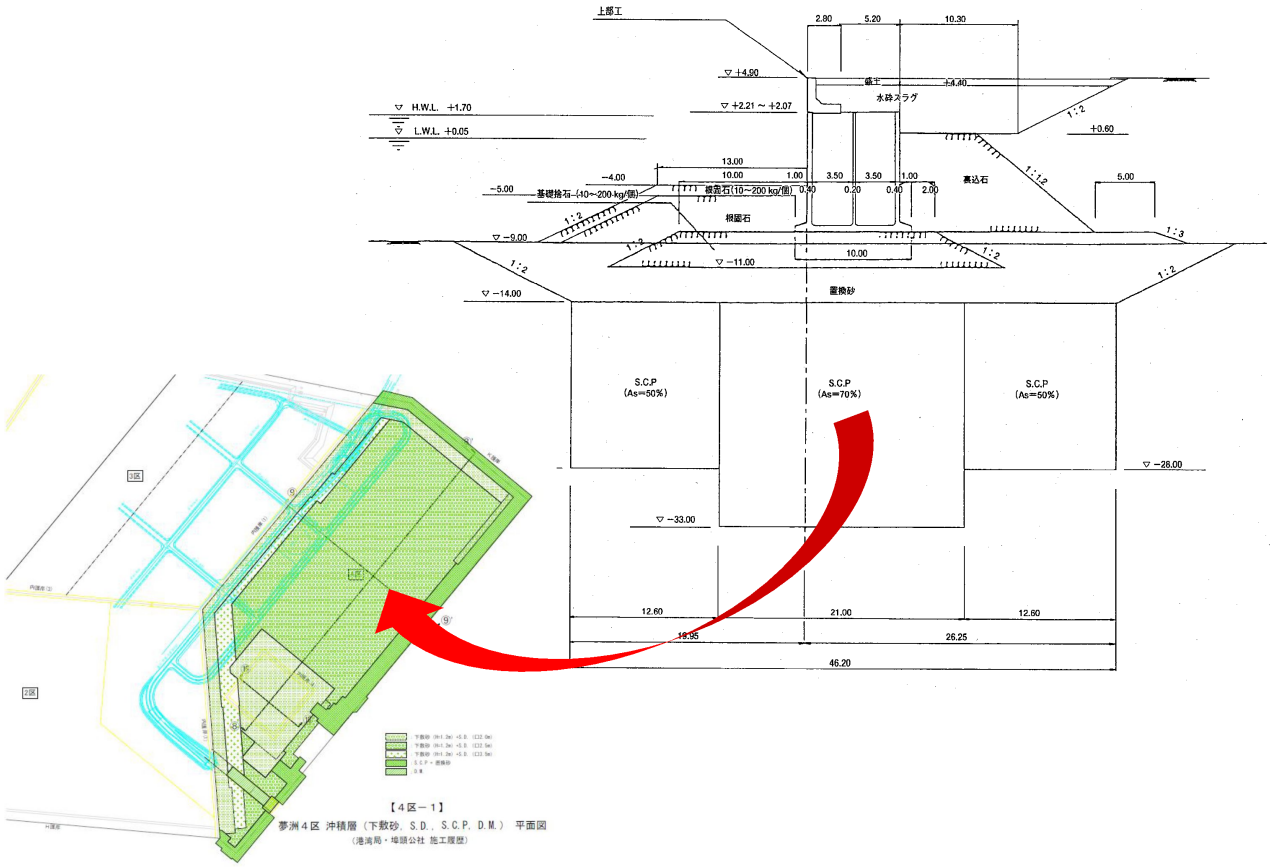


図-4.2.5　夢洲４区の地盤改良工事

(2) ボーリングデータの収集

夢洲地区で実施された既往ボーリングデータは日本国際博覧会協会，大阪(市)港湾局より一般公開[2),3)]されており，博覧会協会，大阪(市)港湾局，国土交通省，大阪湾埠頭(株)，大阪府市 IR 推進局にてボーリング調査が計 122 箇所実施されている。最古のデータでは 1991 年（平成 3 年）7 月，最新のデータで 2022 年（令和 4 年）10 月となっている。その他の調査データとして，大阪港湾局が 2021 年に層別沈下計を設置する際に実施したボーリングが 9 箇所（この内，夢洲委員会で土質試験を実施したのは 5 箇所）あり，**図-4.2.6** に示す合計 131 箇所の埋立後のボーリングデータを収集している。**表-4.2.2** に各地区のボーリング箇所数を示すが，一部のデータは埋立途中のデータ（2 区における一次浚渫土施工まで），もしくは埋立工事を実施していない箇所のデータも含んでいる。

また，夢洲地区周辺の堆積層についても把握するため，関西圏地盤情報ネットワーク（KG-NET）の地盤上データベースからも情報収集を行った[4)]。**図-4.2.7～図-4.2.9** に夢洲地区周辺の代表的な地質断面図を示す。こちらは夢洲地区周辺にて各層の分布や特性に違いがみられないかを把握するため，ボーリングデータから地質断面等を作成したものである。深い調査データが少ないことから大阪湾の特徴まで把握するのは困難であるが，断面図の比較から，埋立層の主体は粘性土（浚渫）で N 値のばらつきがみられること，洪積粘土 Ma12 層上部の不陸が激しいが全体として傾斜しているような傾向はみられないこと，埋立箇所では N 値がやや高い箇所があり，上載荷重による変化や違いがみられる可能性があることが考えられる。

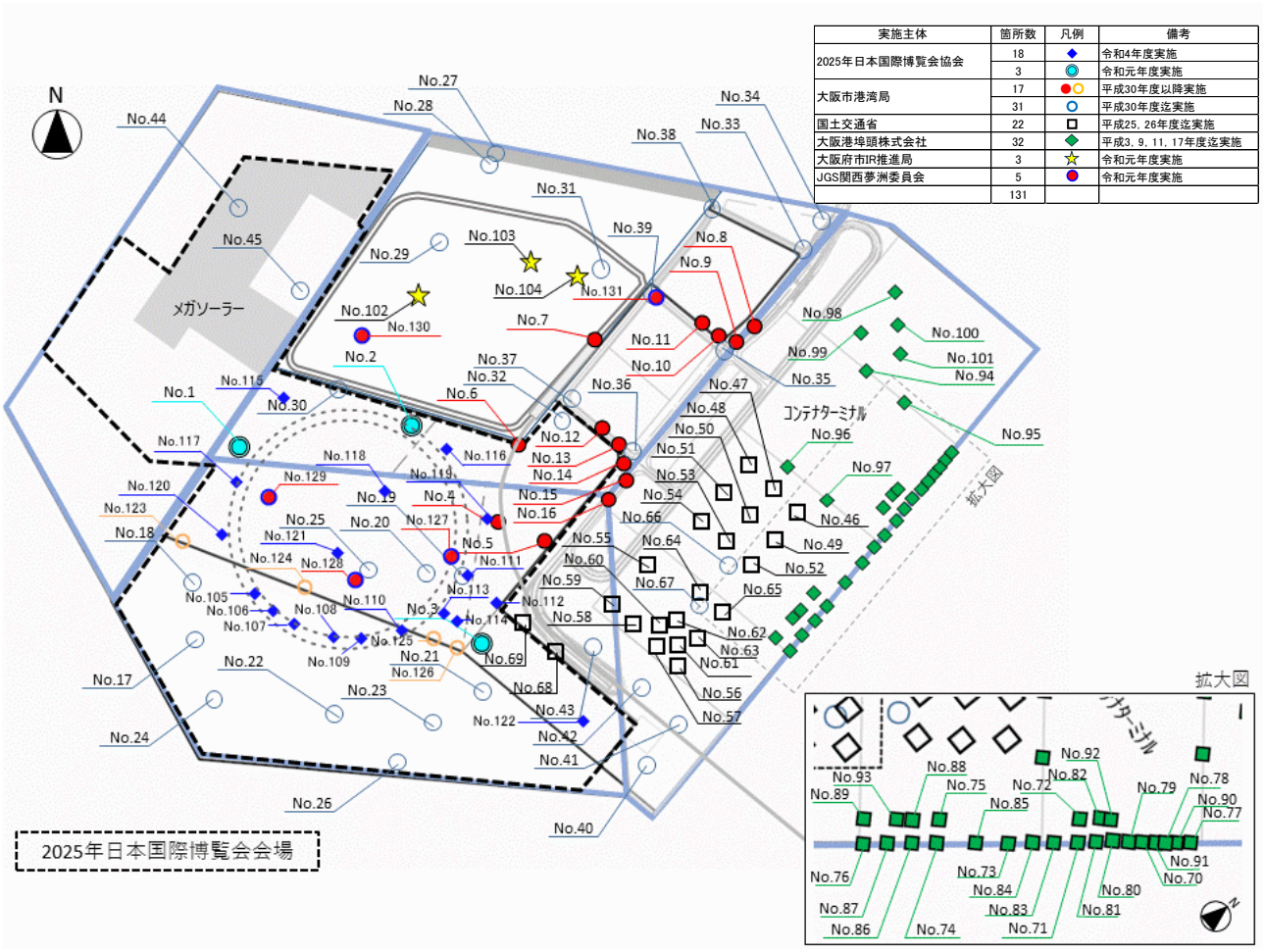
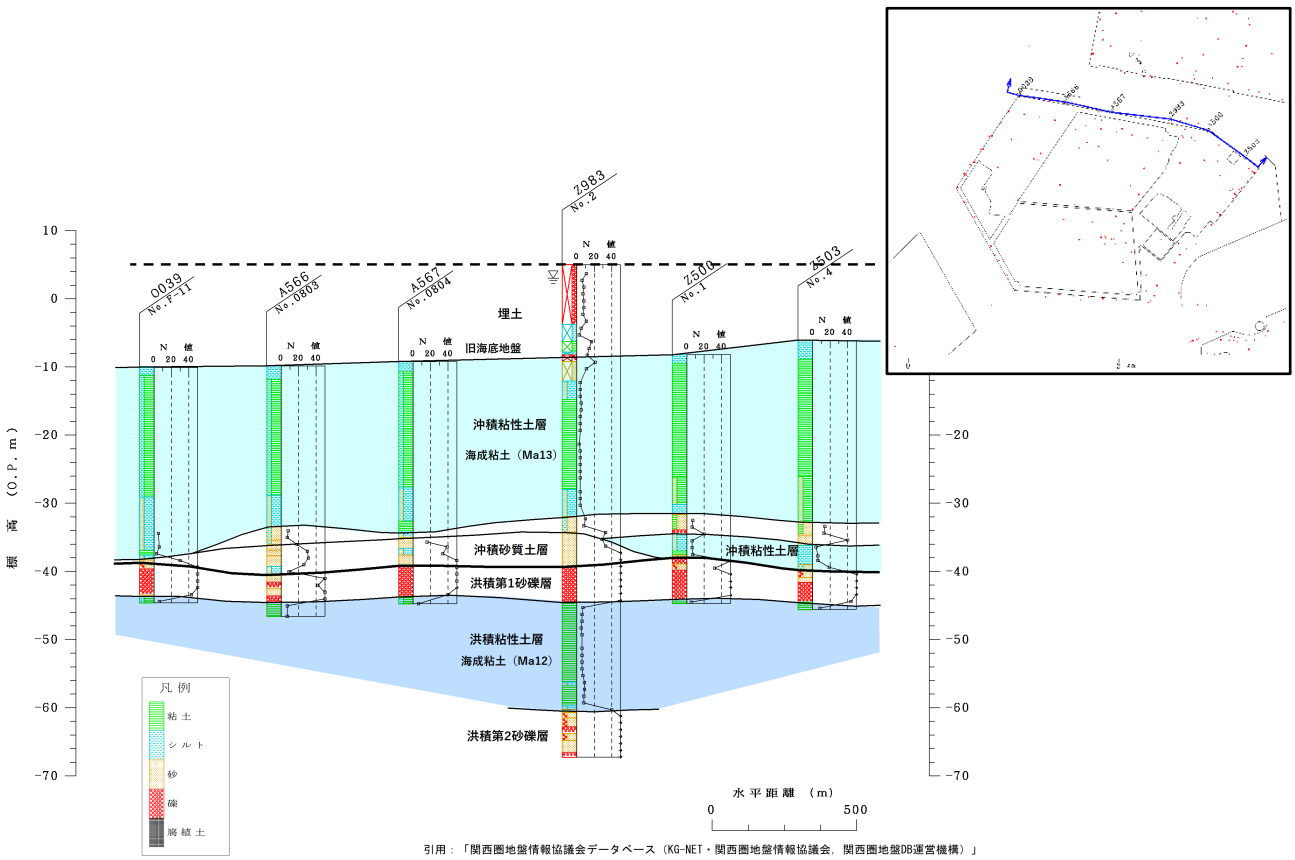


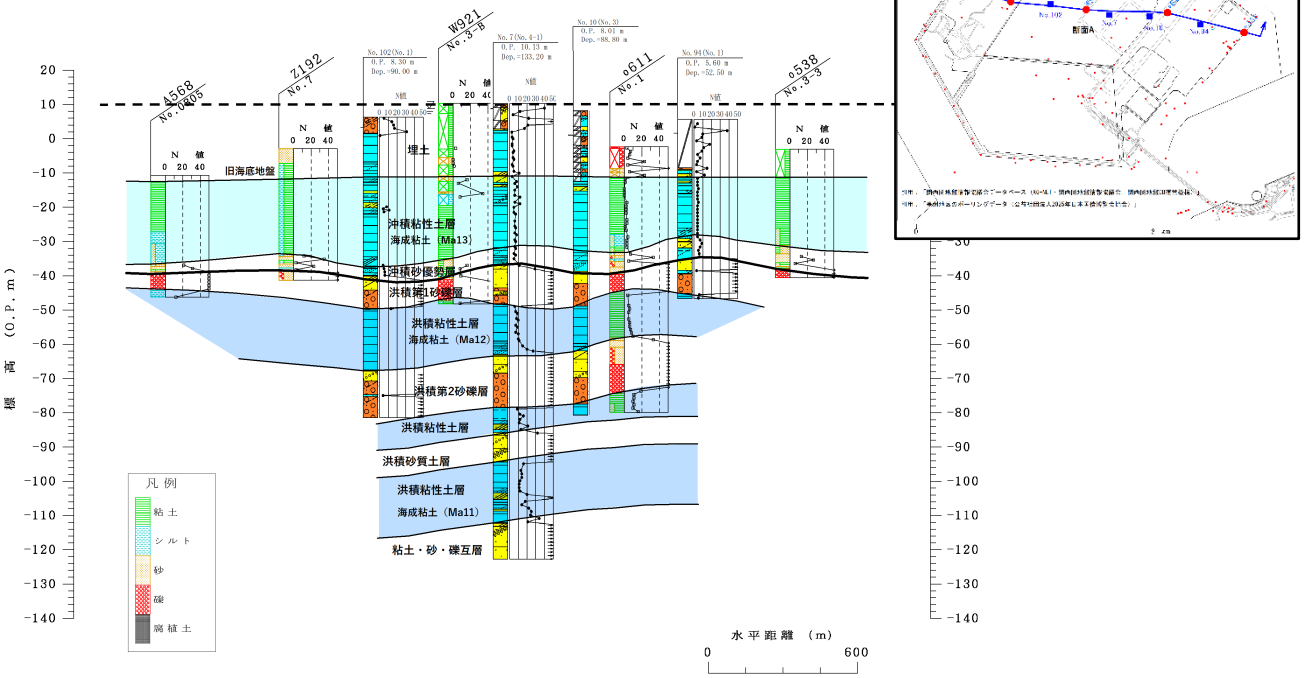
図-4.2.6　夢洲地区のボーリング調査位置図

表-4.2.2　各地区におけるボーリング箇所数

区画	箇所数	埋土			備　考
		廃棄物	浚渫土 建設残土	未施工	
1区	2	2			1995年ﾃﾞｰﾀのみ
2区	38		28	10	未施工は2区南側の2015年ﾃﾞｰﾀで、1次浚渫土まで実施
3区	31		29	2	未施工は3区西側（No.29,No.30）
4区	60		53	7	未施工は1991年（残土受入前）ﾃﾞｰﾀ
	131	2	110	19	

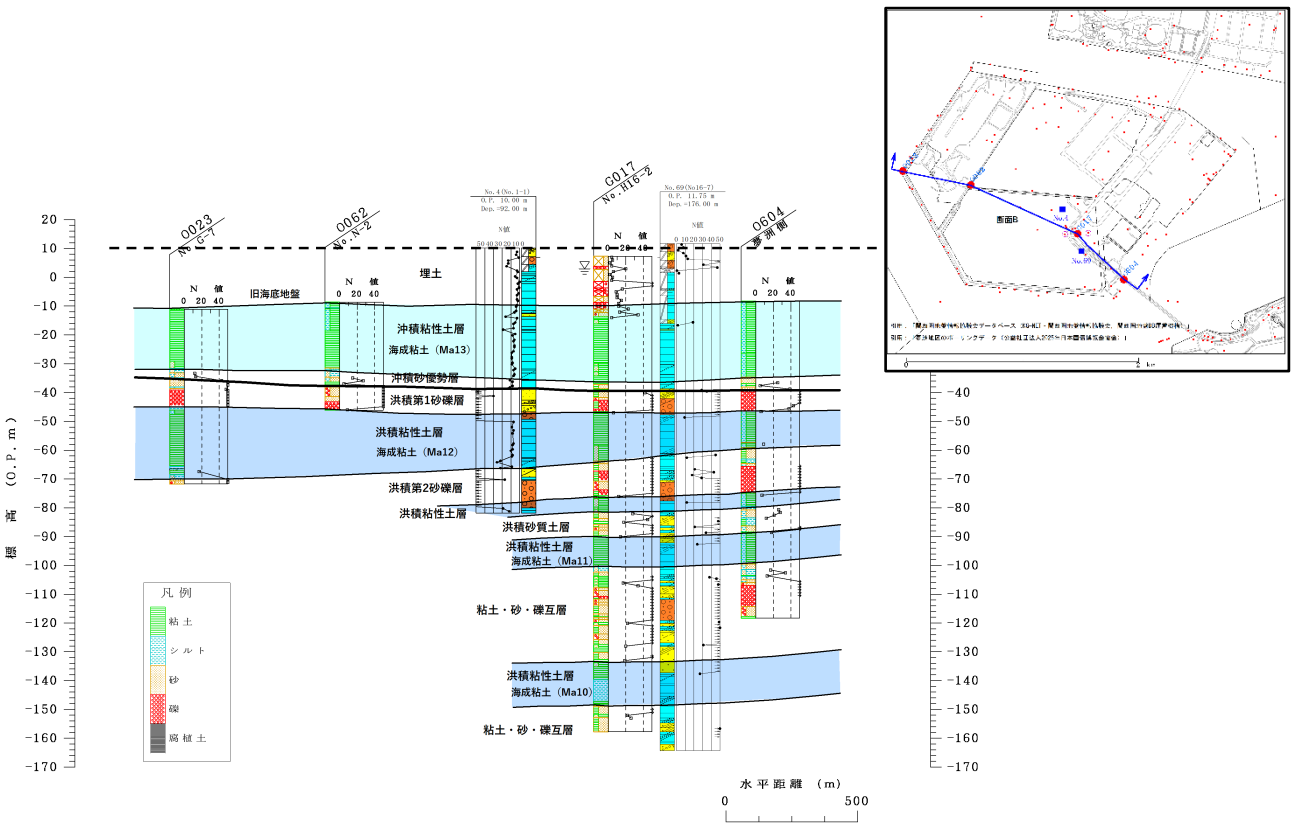


引用：「関西圏地盤情報協議会データベース（KG-NET・関西圏地盤情報協議会，関西圏地盤DB運営機構）」

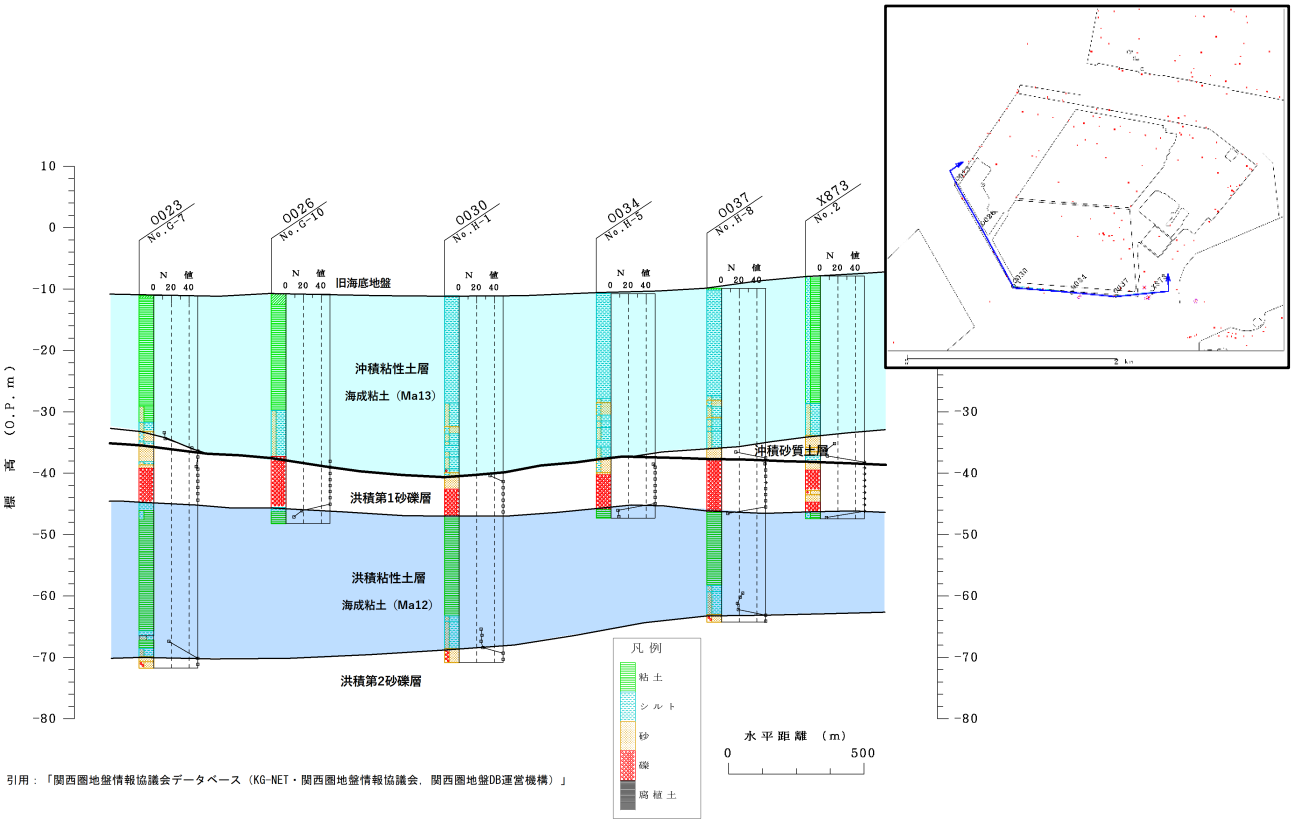


引用：「関西圏地盤情報協議会データベース（KG-NET・関西圏地盤情報協議会，関西圏地盤DB運営機構）」
引用：「夢洲地区のボーリングデータ（公益社団法人2025年日本国債博覧会協会）」

図-4.2.7　夢洲地区周辺の地質断面図（1）

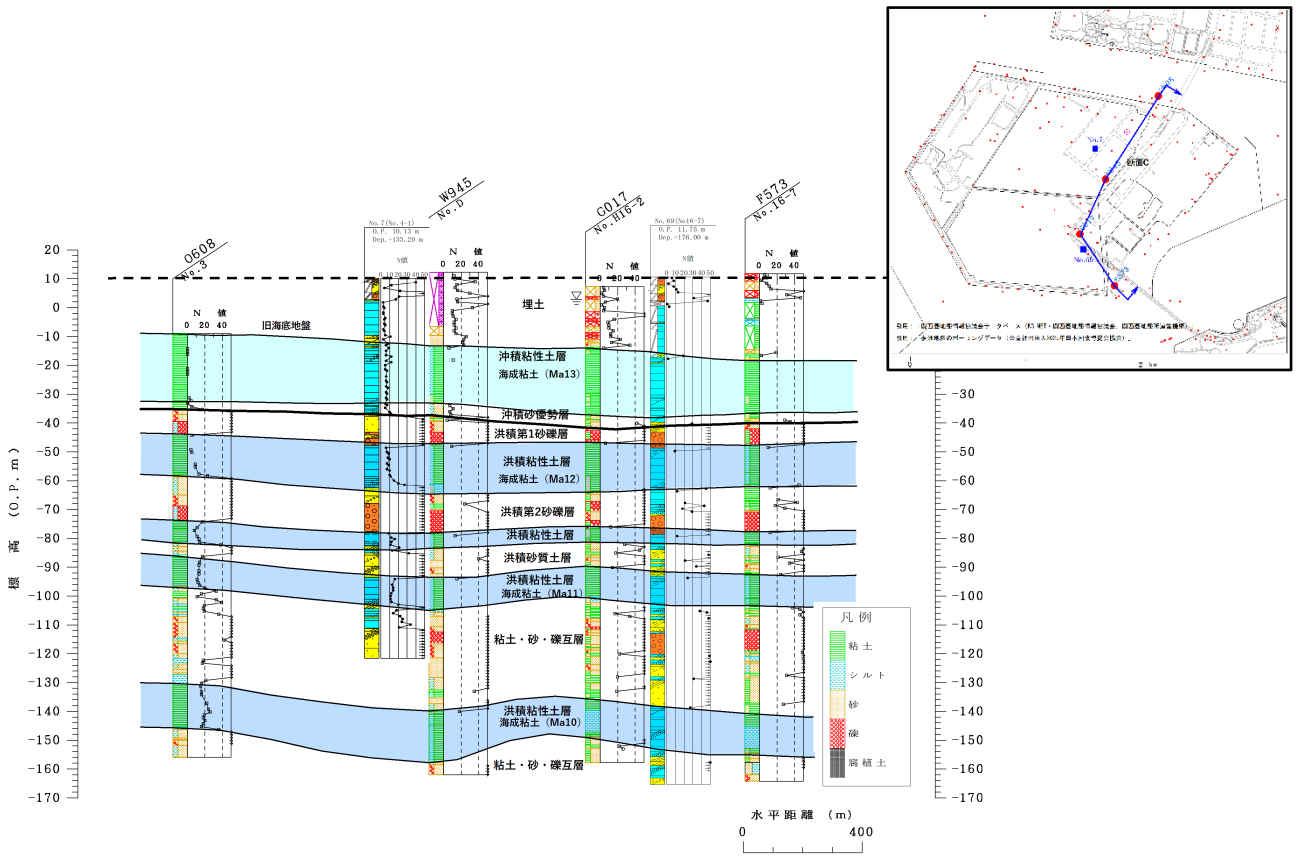


引用：「関西圏地盤情報協議会データベース（KG-NET・関西圏地盤情報協議会，関西圏地盤DB運営機構）」
引用：「夢洲地区のボーリングデータ（公益社団法人2025年日本国債博覧会協会）」

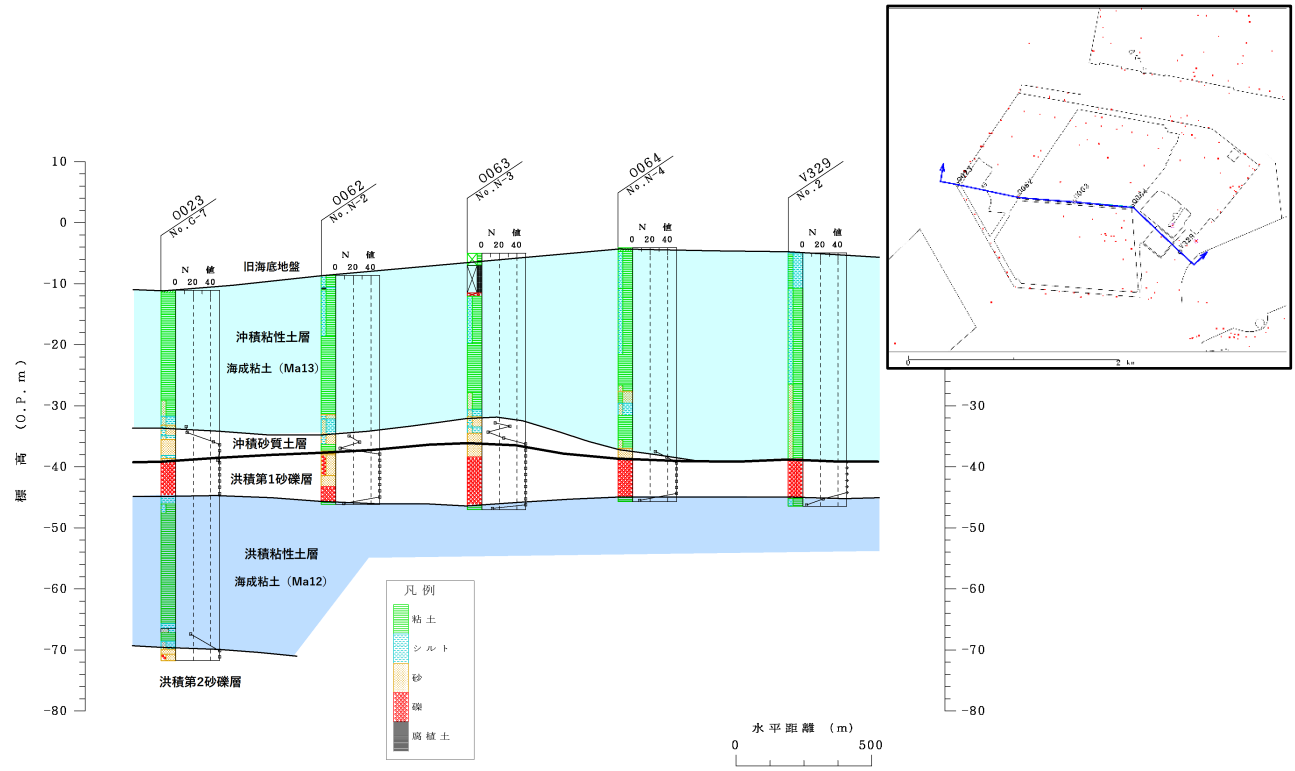


引用：「関西圏地盤情報協議会データベース（KG-NET・関西圏地盤情報協議会，関西圏地盤DB運営機構）」

図-4.2.8　夢洲地区周辺の地質断面図（2）



引用：「関西圏地盤情報協議会データベース（KG-NET・関西圏地盤情報協議会，関西圏地盤DB運営機構）」
引用：「夢洲地区のボーリングデータ（公益社団法人2025年日本国債博覧会協会）」



引用：「関西圏地盤情報協議会データベース（KG-NET・関西圏地盤情報協議会，関西圏地盤DB運営機構）」

図-4.2.9　夢洲地区周辺の地質断面図（3）

4.2.2　埋立途中，埋立後のボーリングデータにおける地盤性状

収集したボーリングデータのうち，土質試験データを有する地点の試験結果を整理した。検討に使用した土質試験データを有するボーリングデータを**表-4.2.3** に示す。なお，ボーリング No.は**図-4.2.6** に示すボーリングデータ位置図の番号と整合する。

夢洲委員会に先んじて行われた埋立後ボーリングデータの土質試験の整理を**表-4.2.4** および**図-4.2.10～図-4.2.52** に示す[5]。その結果から，人工的に投入された浚渫粘土は地域によって不均質性が見られること，南西部，南部，南東部には浚渫粘土に対する PBD 未打設の領域があり，圧密降伏応力 p_c が有効土被り圧 p_0 よりも小さい未圧密状態（現在も圧密途中）となっていること，沖積粘土 Ma13 層は夢洲の敷地内で均質な状態で堆積しているが，大阪・関西万博用地の北西部，南部，南東部の一部で，未圧密状態（現在も圧密途中）にあることを確認している。

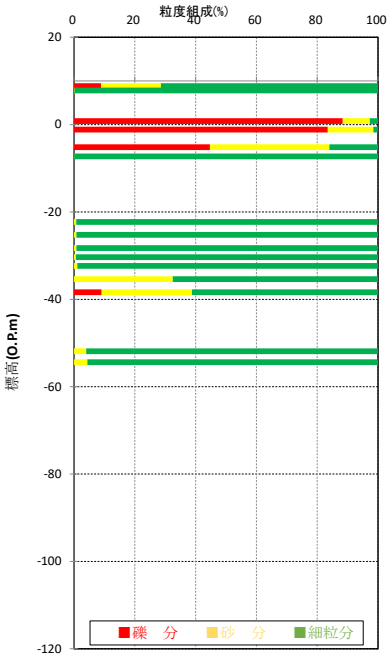
表-4.2.3　土質試験データを有するボーリングデータ

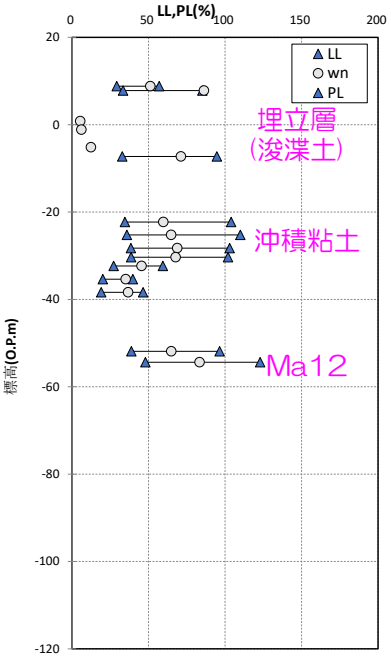
No.	ボーリング名	実施年度	実施主体	区画	標高		調査深度	備考
					OP+m	DL+m	m	
No.1	R02-No.1	令和元年度	2025年日本国際博覧会協会	3区	10.69		66.00	
No.2	R02-No.2	令和元年度	2025年日本国際博覧会協会	3区	10.33		61.50	
No.3	R02-No.3	令和元年度	2025年日本国際博覧会協会	2区	10.29		60.50	
No.4	R01-No.1	平成30年度	大阪市港湾局	3区	10.00		92.00	
No.5	R01-No.2	平成30年度	大阪市港湾局	3区	8.60		56.45	
No.6	R01-No.3	平成30年度	大阪市港湾局	3区	10.84		57.25	
No.17	H27 No.1	平成27年度	大阪市港湾局	2区		3.20	21.00	一次浚渫土
No.18	H27 No.2	平成27年度	大阪市港湾局	2区		7.24	23.00	〃
No.19	H27 No.3	平成27年度	大阪市港湾局	2区		7.46	19.00	〃
No.20	H27 No.4	平成27年度	大阪市港湾局	2区		7.32	22.00	〃
No.21	H27 No.5	平成27年度	大阪市港湾局	2区		7.55	25.00	〃
No.22	H27 No.6	平成27年度	大阪市港湾局	2区		6.39	24.20	〃
No.23	H27 No.7	平成27年度	大阪市港湾局	2区		7.01	24.00	〃
No.24	H27-No.Ⅰ	平成27年度	大阪市港湾局	2区		3.94	41.00	〃
No.25	H27-No.Ⅱ	平成27年度	大阪市港湾局	2区		7.31	49.50	〃
No.26	H27-No.Ⅲ	平成27年度	大阪市港湾局	2区		7.58	48.40	〃
No.68	H16-No.16-6	平成16年度	国土交通省	2区	13.08		65.80	
No.69	H16-No.16-7	平成16年度	国土交通省	2区	11.75		176.00	
No.105	2022-1	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		7.31	59.50	
No.106	2022-2	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		7.28	58.50	
No.107	2022-3	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		7.13	58.50	
No.108	2022-4	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		7.10	58.50	
No.109	2022-5	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		7.09	57.50	
No.110	2022-6	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		6.91	58.50	
No.111	2022-7	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		10.36	62.50	
No.113	2022-9	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		10.01	60.50	砂質粘土
No.115	2022-11	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	3区		10.32	20.50	調査深度は浚渫土層まで
No.116	2022-12	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	3区		11.07	10.50	〃
No.117	2022-13	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		9.85	10.50	
No.118	2022-14	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		10.27	20.50	調査深度は浚渫土層まで
No.119	2022-15	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		9.75	10.50	〃
No.120	2022-16	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		9.90	20.50	〃
No.121	2022-17	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		10.25	20.50	〃
No.122	2022-18	令和4年度	2025年日本国際博覧会協会	2区		9.58	10.50	〃
No.123	R01-No.A	令和元年度	大阪市港湾局	2区	7.63			
No.124	R01-No.B	令和元年度	大阪市港湾局	2区	6.45			
No.125	R01-No.C	令和元年度	大阪市港湾局	2区	7.19			
No.126	R01-No.D	令和元年度	大阪市港湾局	2区	7.62			
No.127	2区①	令和3年度	大阪港湾局，夢洲委員会	2区	11.21	10.78	122.00	夢洲委員会にて土質試験
No.128	2区②	令和3年度	大阪港湾局，夢洲委員会	2区	10.60	10.17	124.00	夢洲委員会にて土質試験
No.129	2区③	令和3年度	大阪港湾局，夢洲委員会	2区	9.37	8.94	122.40	夢洲委員会にて土質試験
No.130	3区-2	令和3年度	大阪港湾局，夢洲委員会	3区	9.63	9.20	123.00	夢洲委員会にて土質試験
No.131	3区-6	令和3年度	大阪港湾局，夢洲委員会	3区	10.63	10.20	123.00	夢洲委員会にて土質試験

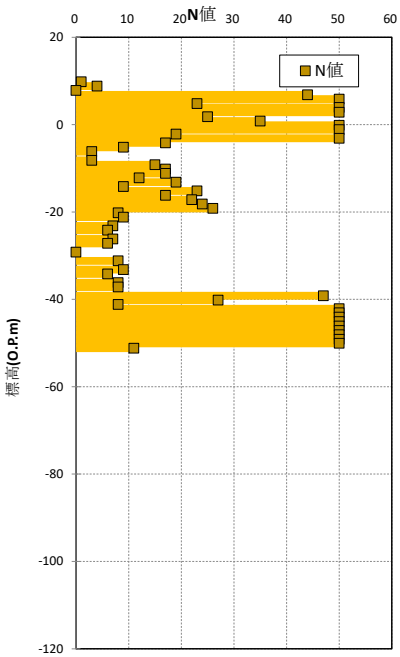
表-4.2.4　夢洲既往ボーリングにおける各地域の浚渫粘土，Ma13 層の土質性状 [5)]

地域	Bor. No.	浚渫粘土	Ma13
北西部	R02-No.1 R02-No.2	No.1 は内護岸に近く，層厚が薄い。No.2 はかなり不均質（中間に砂挟む），C_c は 0.4～0.8 程度。 No.2 では過圧密。	2 地点で w_L は一致し，深度方向に弓形分布を示し，C_c は最大 0.9～1.0 程度。 No.1 は過圧密～正規圧密であるが，No.2 は未圧密（SD 効果が見られない）。
北東部	R01-No.1 R01-No.2 R01-No.3	物性は 3 地点でやや異なり，場所による違いが見られる。C_c も 1 前後であるが，場所によって異なる。 3 地点ともに過圧密であるが，No.1 の過圧密性がやや低い。	3 地点ともに w_L は一致し，深度方向に弓形分布を示すが，C_c は 3 地点で異なり，0.6～1.7 程度の幅を持つ。 3 地点ともに過圧密（SD 効果）。
中央部	R01-No.C H27-No. II H27-No.4 H27-No.3	物性は 4 地点で比較的近いが，C_c は 0.4～1.7 程度の幅を持つ。 4 地点ともに OP 0m 以深では過圧密であるが，東側となる H27-No.3 では過圧密性はやや低くなる（R01-No.1 に近い）。	R01-No.C，H27-No. II の w_L は弓形分布を示し，C_c は最大 0.8 程度。 過圧密（SD 効果）。特に H27-No. II の過圧密性が高い。
南西部	R01-No.D H27-No.2 H27-No.1 H27-No. I	4 地点の上部の物性は比較的近いが，下部は異なる。H27-No. I の w_n が低い。C_c は上部で 0.7～1.4 を示すが，下部では低い。 R01-No.D，H27-No.2，No.1 は PBD 未打設のため明らかに未圧密。一方，H27-No. I は PBD 打設による圧密促進効果で過圧密。	H27-No. I の w_L は弓形分布を示し，C_c は最大 0.8 程度。 過圧密（SD 効果）。
南部	H27-No.6 H27-No.7 H27-No.5 H27-No.III	4 地点の物性は異なる（特に下部で）。No.5 は砂分混入により w_n が低い。C_c は上部で 1～2.2 の高圧縮性を示すが，下部では低い。 No.5～7 では PBD 打設による圧密促進効果によって過圧密であるが，No.III は PBD 未打設のため未圧密。	H27-No.III の w_L は弓形分布を示し，C_c は最大 0.8 程度。 未圧密（SD 効果があまり見られない）。
南東部	R01-No.B R01-No.A R02-No.3 H16-No.16-7 H16-No.16-6	R01-No.B，No.A の物性は近いが，それ以外の 3 地点の塑性はやや低い。C_c は 0.8 前後である。 R01-No.B，No.A，H16-No.16-7 は未圧密または正規圧密，R02-No.3，H16-No.16-6 は過圧密，場所によって異なる。	R01-No.A，R02-No.3，H16-No.16-7，H16-No.16-6 の w_L は弓形分布を示し，C_c は最大 0.8 程度（R02-No.3 では 1 程度）。 4 地点で p_c が深度方向に弓形分布を示し，未圧密状態を示す。

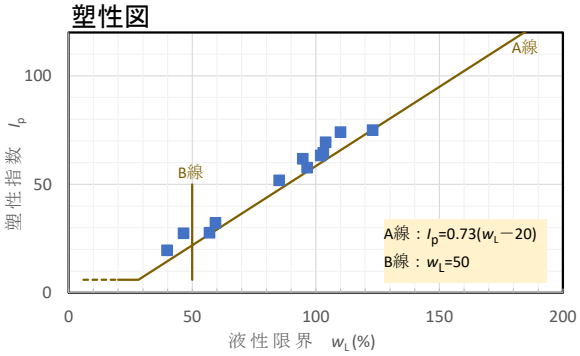
【No.1_R02-No.1】



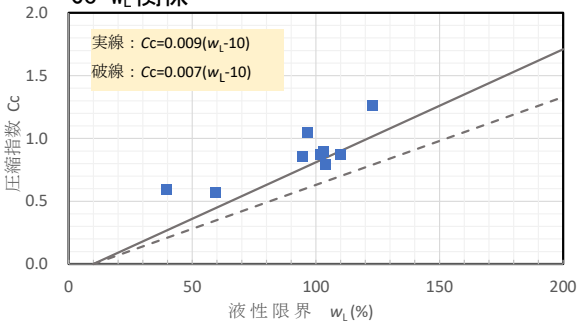




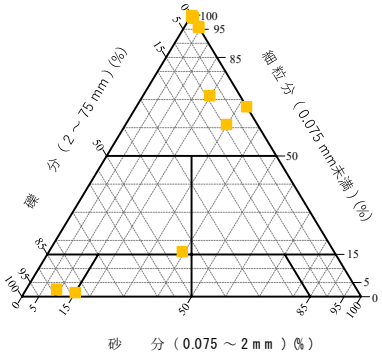
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

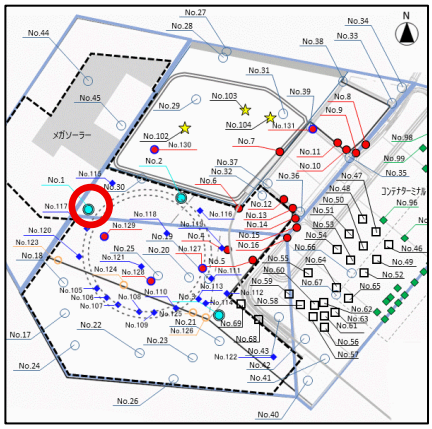


図-4.2.10　R02(2020)-No.1 ボーリングデータ（つづく）

R02-No.1 地点の図(1)より，盛土層厚は厚く（内護岸に近いため），OP-6.4～-9.6m に埋立粘性土を挟み，その下が敷砂層（または埋立盛土）である。OP-20.3～-39.4m は Ma13 層で，w_L は弓形分布を示し，上部の液性限界 w_L は 100 %を超えている。図(2)の湿潤密度ρ_t は自然含水比 w_n と対応している。図(3)から，Ma13 層の下部は砂分が混入している。図(4)の Ma13 層の圧縮指数 C_c は，最大 0.9 の弓形分布を示している。図(5)の Ma13 層の p_c から，過圧密～正規圧密状態と見なされる。ただし，p_0 より p_c が小さくなっている深度はサンプリング試料の質が悪い（乱れが大きい）ためと考えている。図(6)から，q_u，$q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当）は全体に過小に得られていると考えられる（サンプリング試料の質（乱れ）が原因と考えられる）。

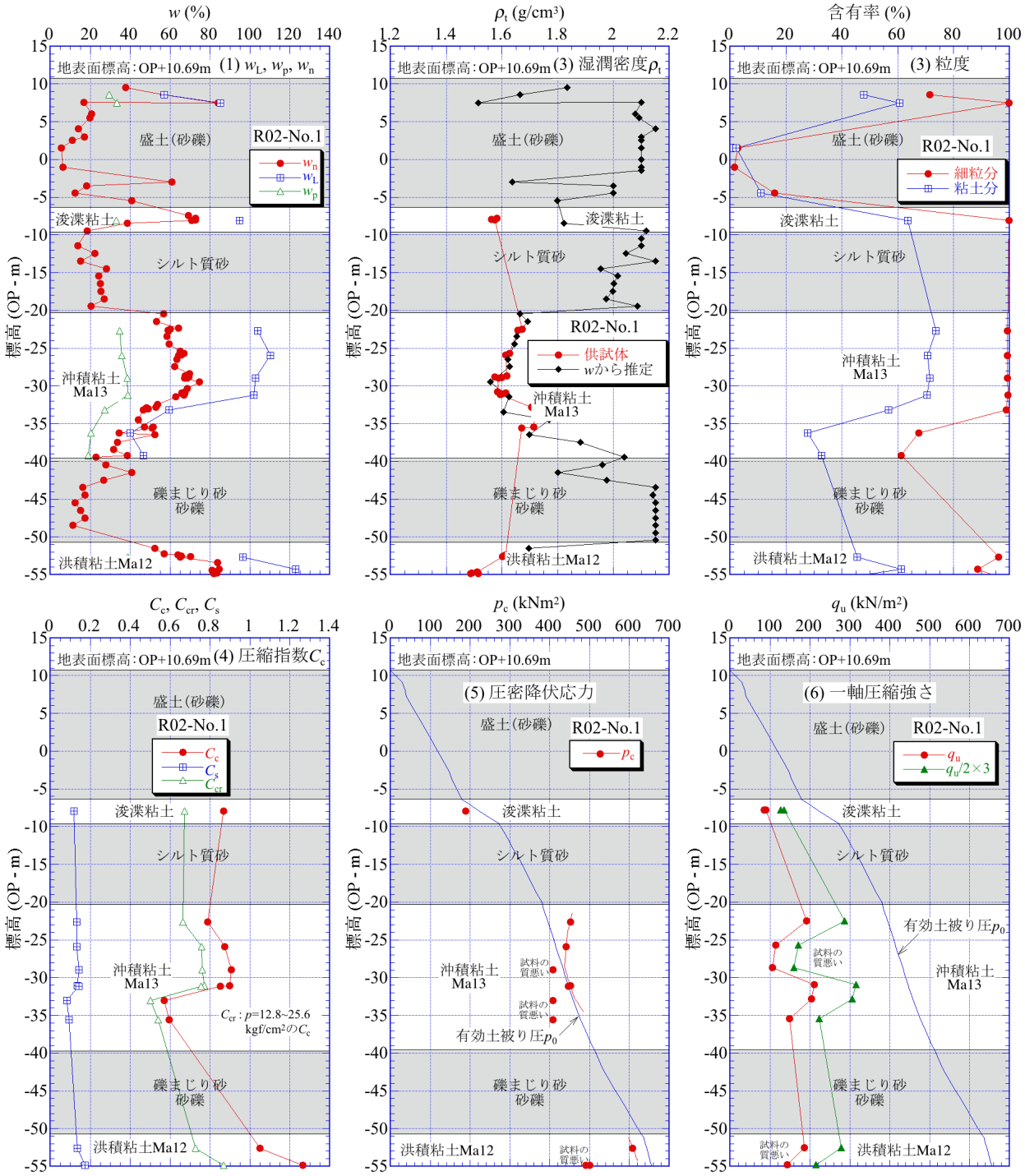
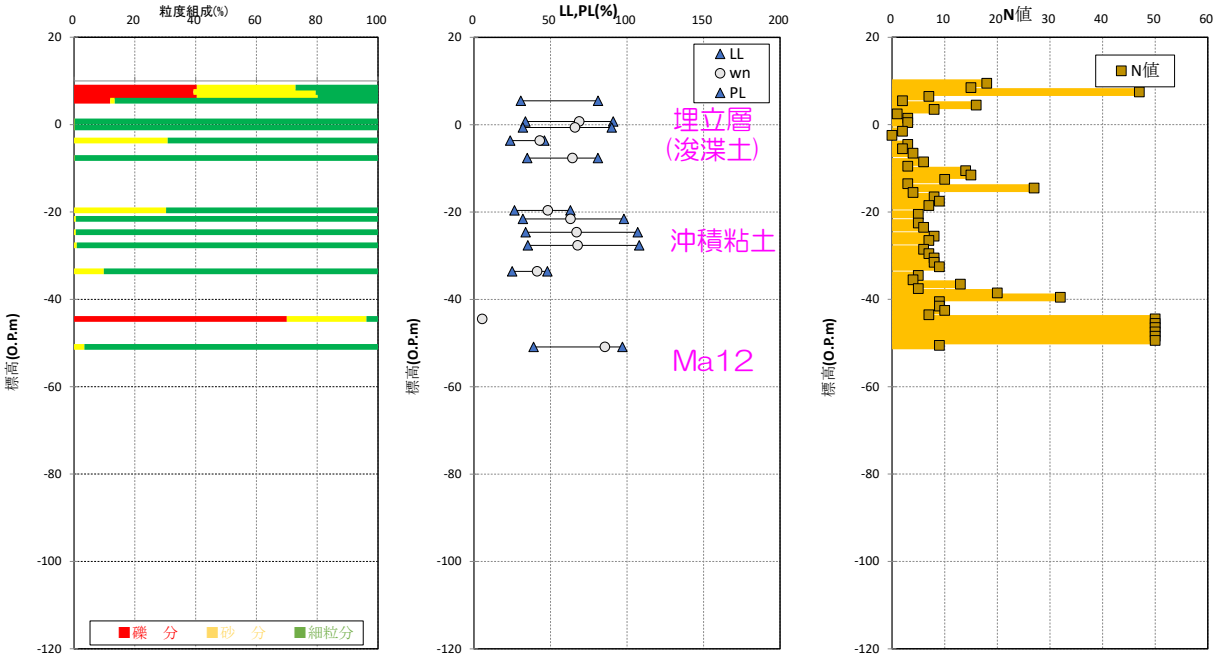
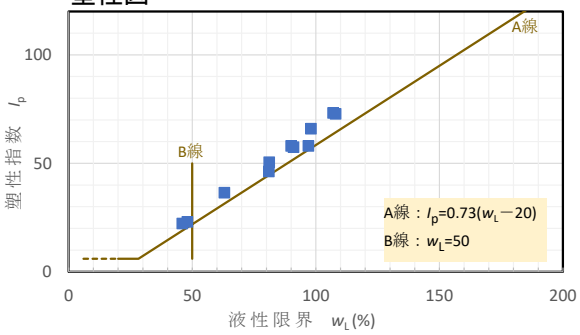


図-4.2.10　R02(2020)-No.1 ボーリングデータ（つづき）

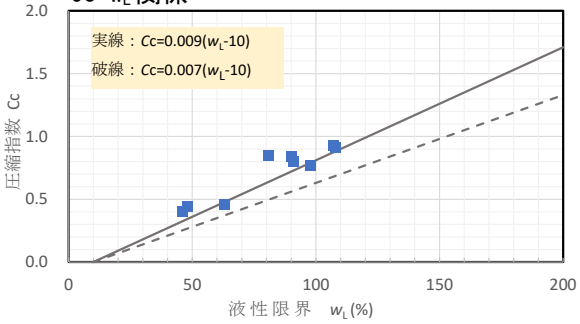
【No.2_R02-No.2】



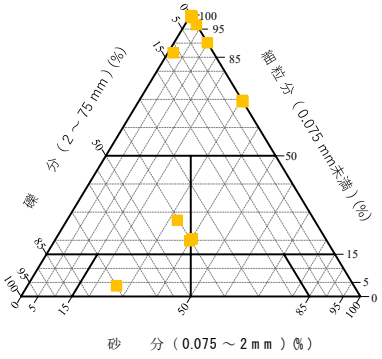
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

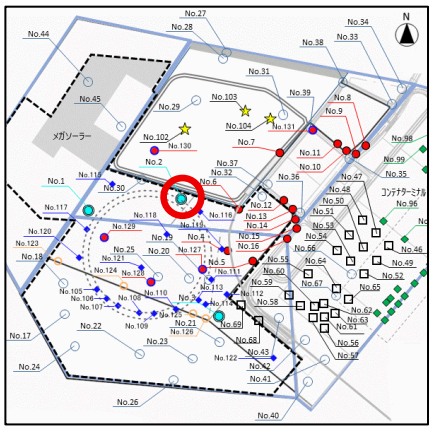


図-4.2.11　R02(2020)-No.2 ボーリングデータ（つづく）

R02-No.2 の図(1)から，浚渫粘土の上部は有機質粘性土で w_n は 130～150%を示すが，それ以深は不均質性が見られる。特に OP-4.6m 付近は砂分が 30%混入し（図(3)参照），低塑性となっている。Ma13 層は No.1 と同様に，粘土の塑性は深度方向に弓形分布を示し，中央部の液性限界 w_L は 100%を超え，下部は砂分が混入している。図(4)の浚渫粘土の C_c は，w_L と相似な分布となっており，OP-4.6m 付近の低塑性粘土では 0.4 と小さいが，それ以外は 0.8 程度を示す。Ma13 層の C_c も w_L と相似の弓形分布となっており，中央部では 0.9 程度を示す。図(5)の浚渫粘土の p_c から，やや過圧密といえる（PBD の圧密促進）。一方，Ma13 の p_c は p_0 より小さく，深度方向に弓形分布をしており，現在の有効土被り圧に対して未圧密にある。図(6)の q_u は全体に過小に得られているが，やはり未圧密と見なせる。

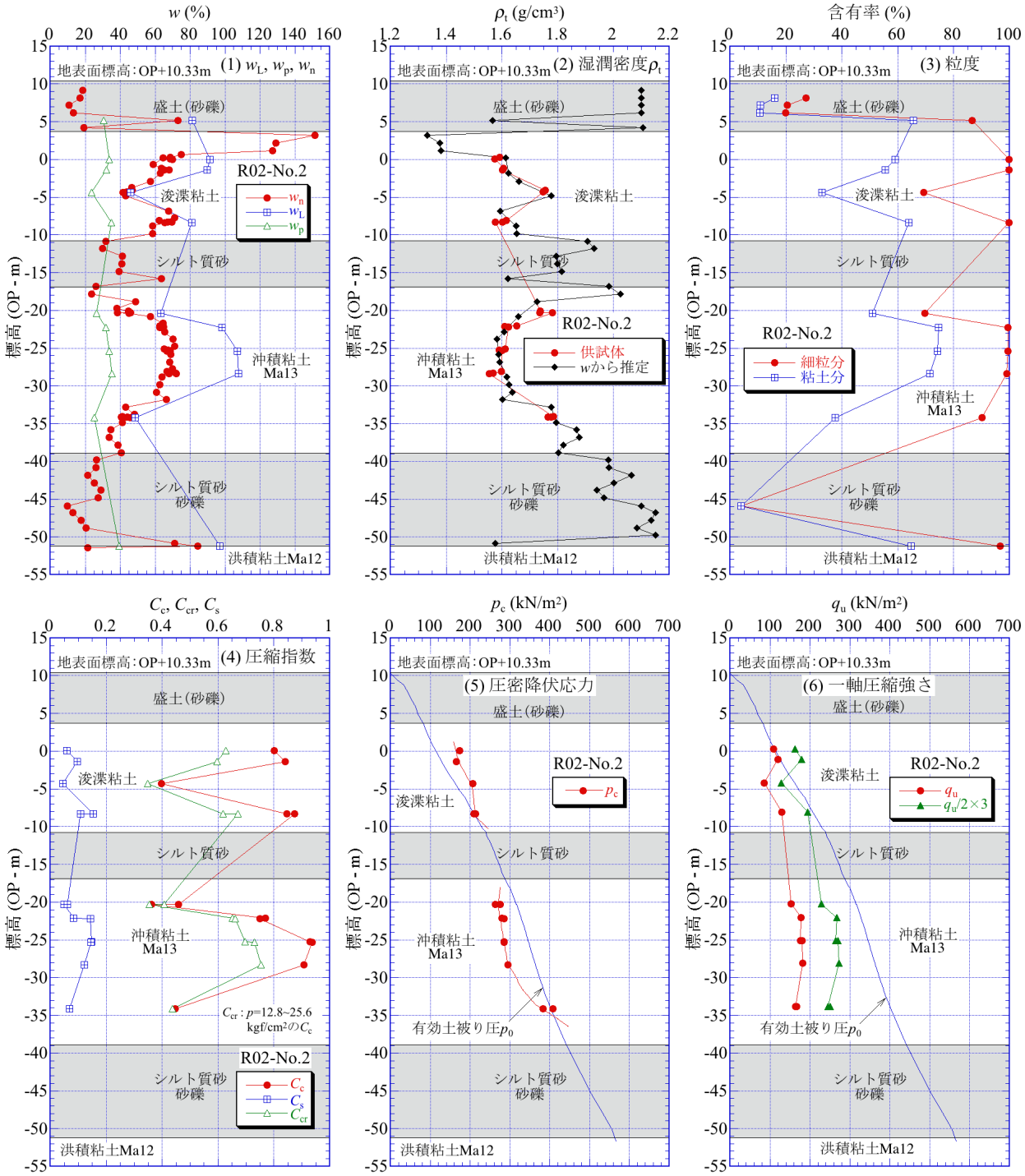
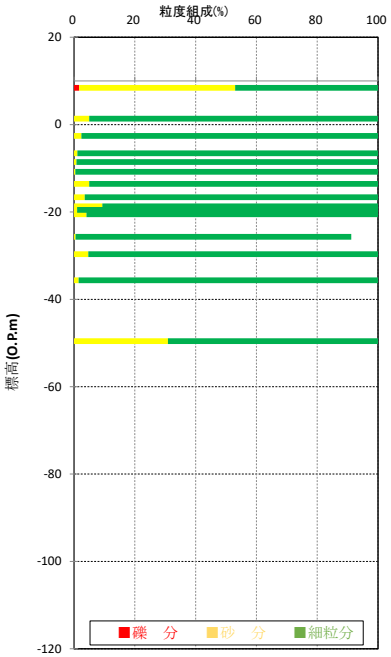
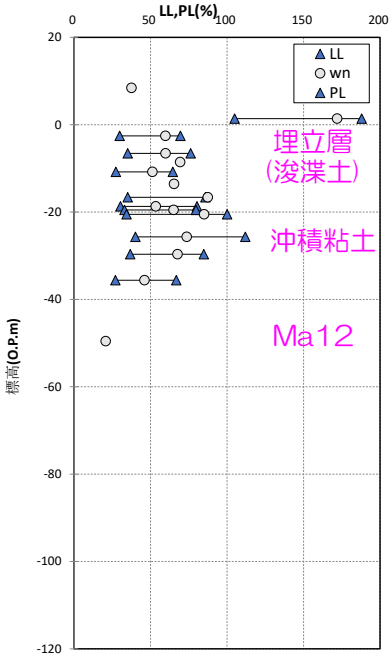
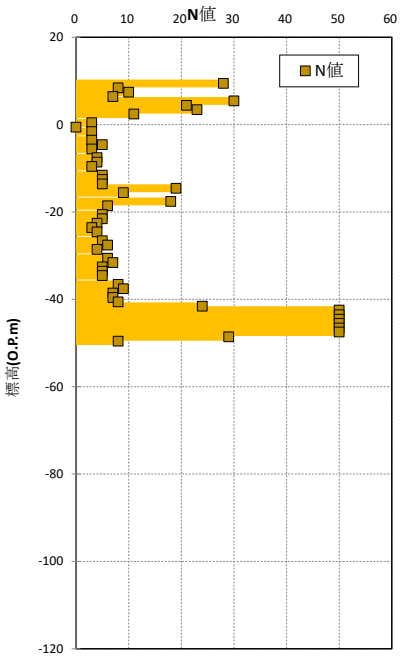


図-4.2.11　R02(2020)-No.2 ボーリングデータ（つづき）

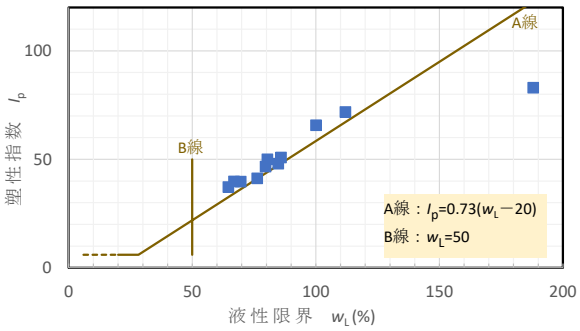
【No.3_R02-No.3】



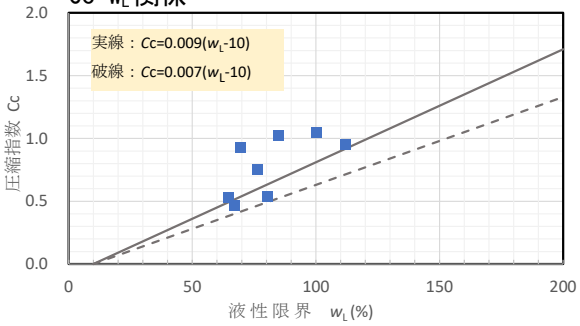




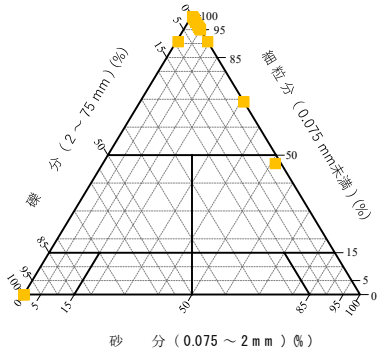
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

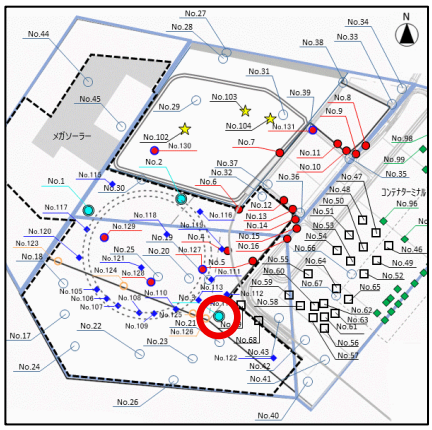


図-4.2.12　R02(2020)-No.3 ボーリングデータ（つづく）

R02-No.3 の図(1)から，浚渫粘土の上部は有機質粘性土で，w_n は約 170%を示したが，硬質な改良土であった。それ以深は w_L=70～80%，細粒分 90%以上の比較的均質な粘性土であった。Ma13 の w_L は深度方向に弓形分布を示し，中央部では 100%を超え，w_n は 70%前後，粘土分含有率も 70%以上を示す（図(3)参照）。図(4)の浚渫粘土の C_c は 0.9～0.5 で，下部ほど小さい。Ma13 層の C_c も w_L と相似の弓形分布となっており，中央部では 1.0 程度を示す。図(5)の浚渫粘土の p_c から過圧密状態にある（PBD による圧密促進による）。一方，Ma13 層の p_c は先の No.2 地点と同様に p_0 より小さく，深度方向に弓形分布をしており，未圧密にある。No.2 よりも(p_0−p_c)の幅が大きく，より圧密進行が遅れているといえる。図(6)の q_u/2×3 から，浚渫粘土の過圧密，Ma13 に未圧密が確認できる。

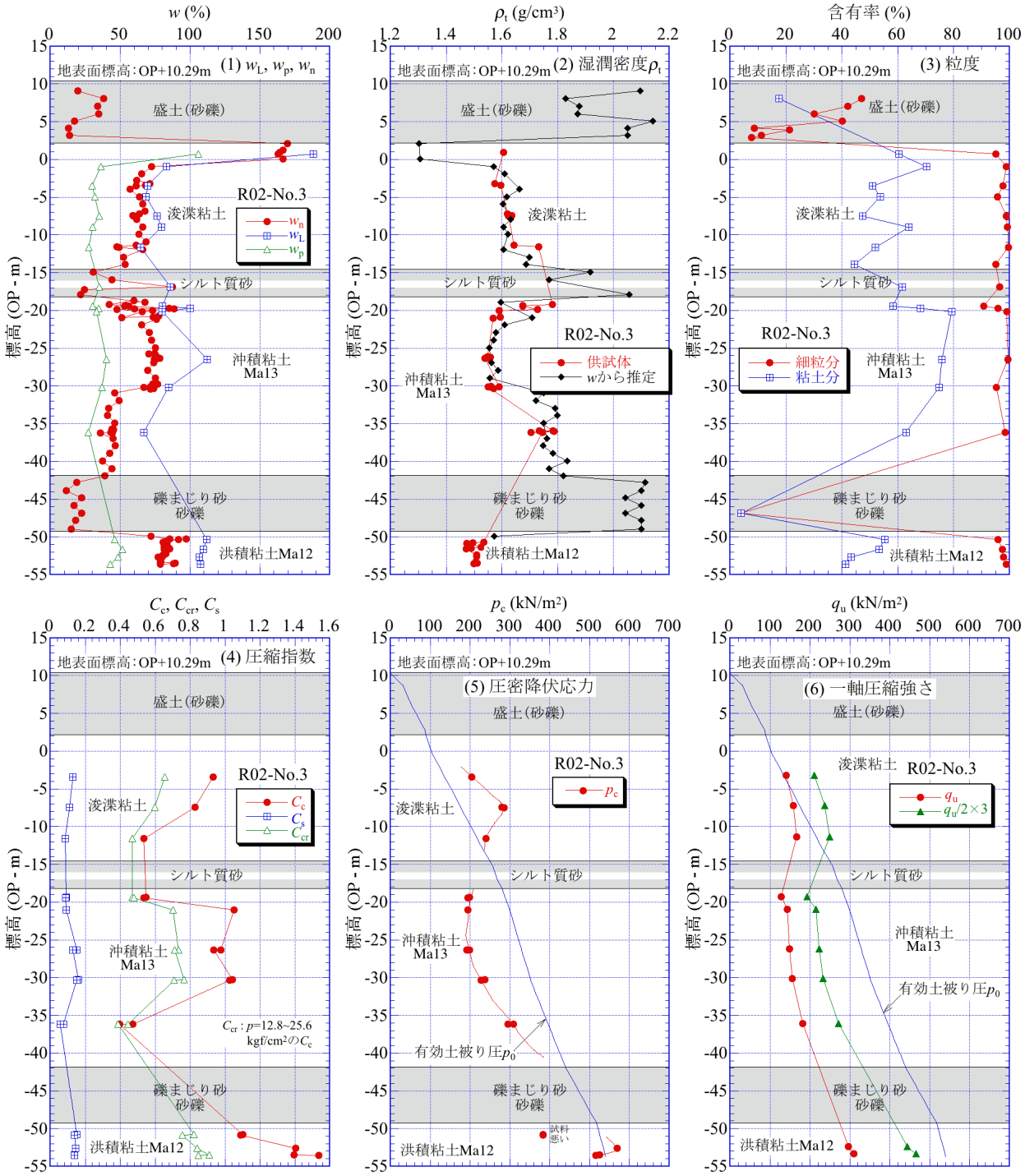
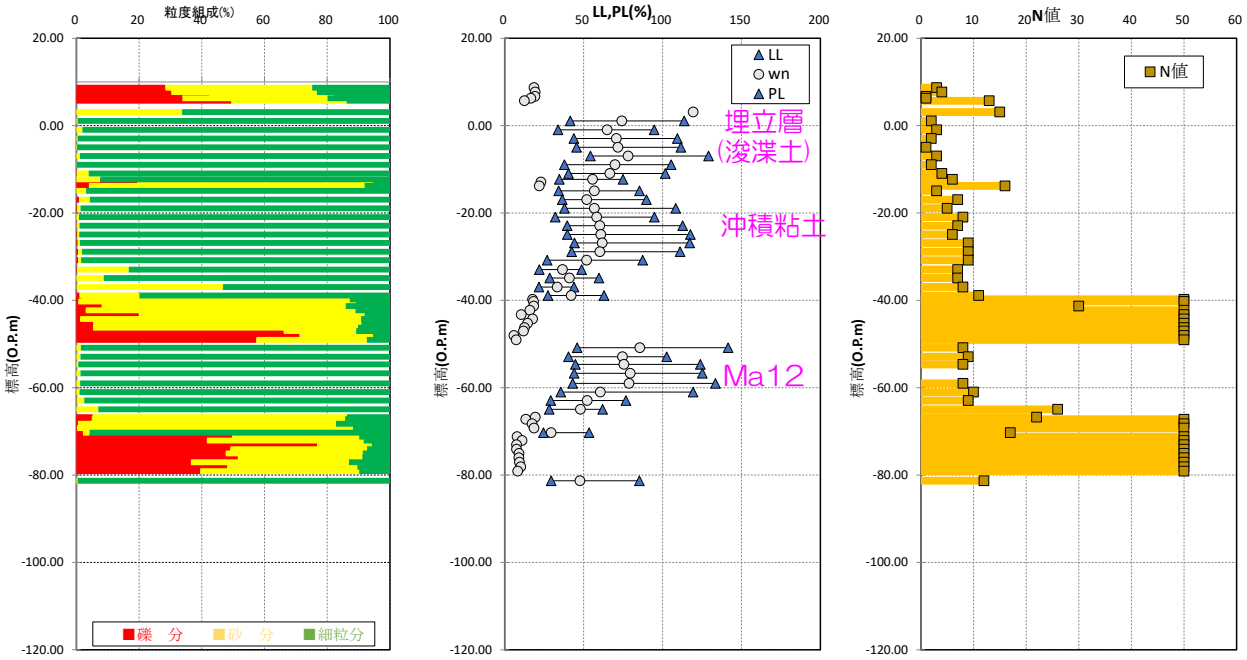
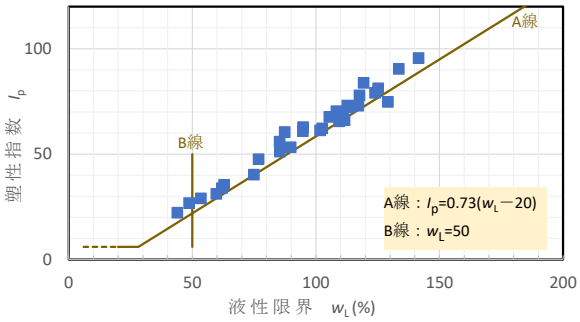


図-4.2.12　R02(2020)-No.3 ボーリングデータ（つづき）

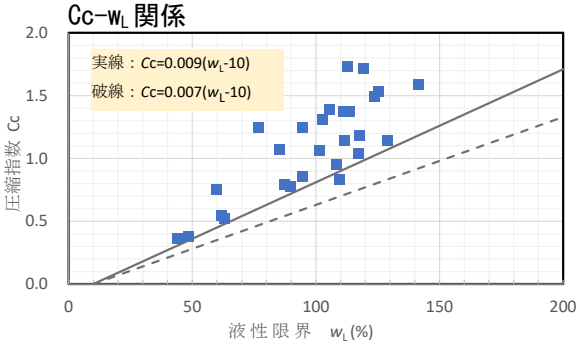
【No.4_R01-No.1】



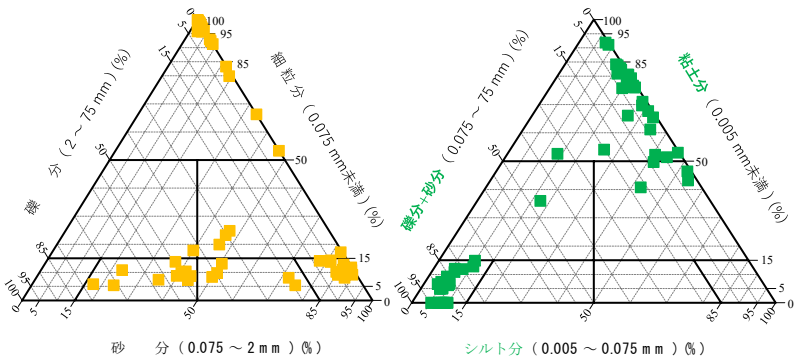
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

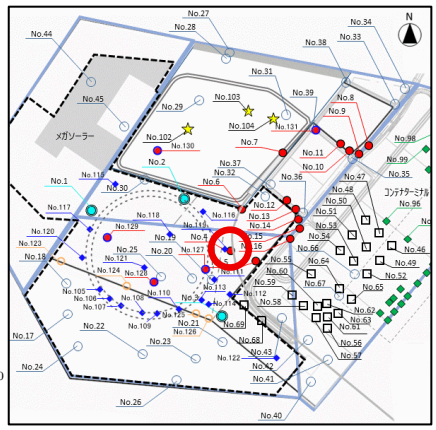


図-4.2.13　R01(2019)-No.1 ボーリングデータ（つづく）

R01-No.1 の図(1)から，浚渫粘土の w_L は 100～130%の高塑性を示している。Ma13 層の w_L はやはり弓形分布をしている。OP-30m 以深は砂分が混入している（図(3)参照）。Ma12 層の w_L も弓形分布をしているが，w_L，w_n ともに最も高い。図(4)の C_c は，浚渫粘土層では 0.8～1.4 と高圧縮性を示し，Ma13 層は w_L の分布が反映され，最大 1.7 とした弓形分布となっている。Ma12 層ではさらに圧縮性が高い。図(5)の p_c から，浚渫粘土層，Ma13 層ともに過圧密となっており，PBD，SD による圧密促進効果が現れていると考えられる。特に Ma13 層の過圧密性が高い。Ma12 層でも過圧密性が見られる。ただし，図(6)の q_u，$q_u/2\times3$ も過小と考えられる。

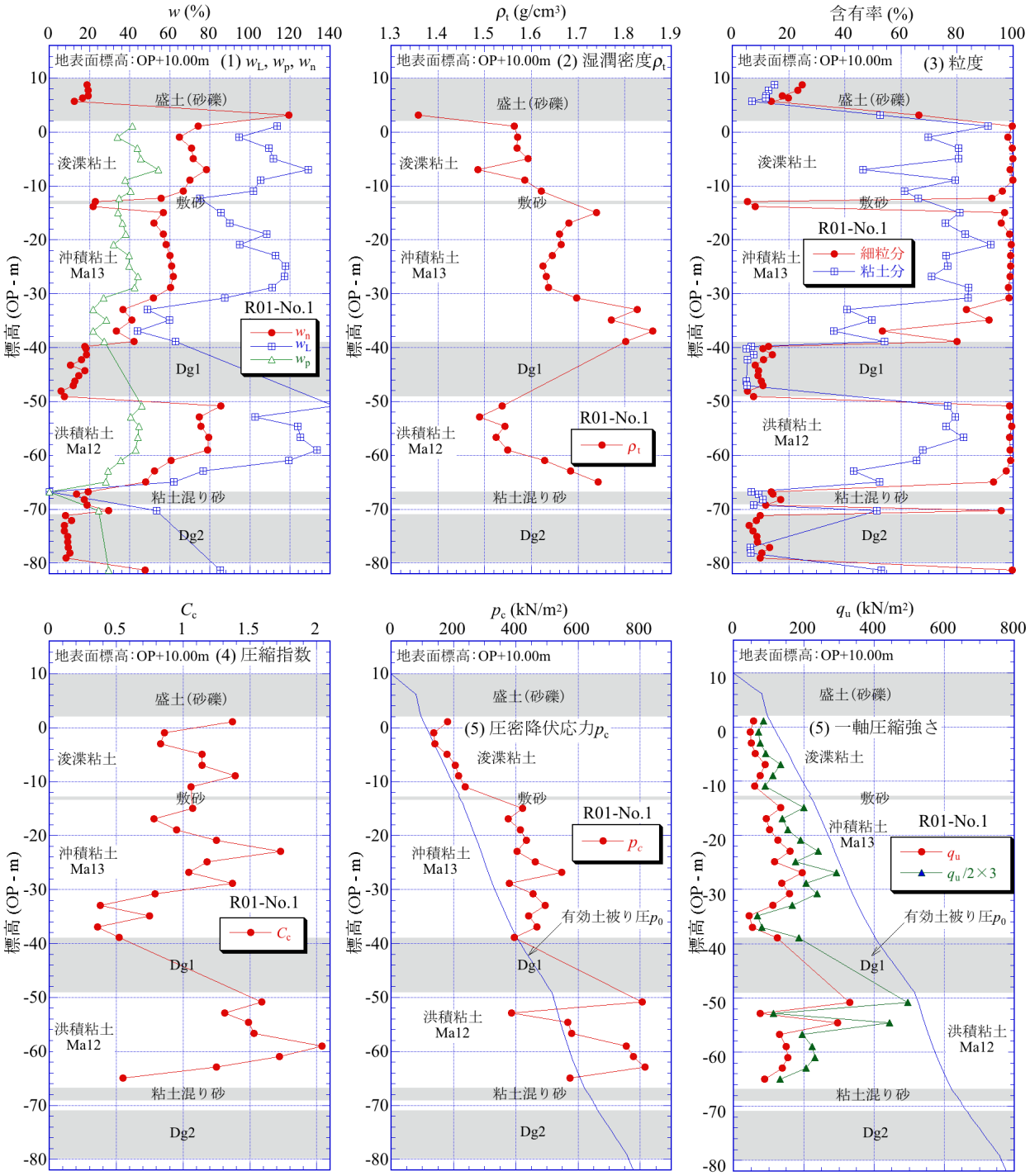
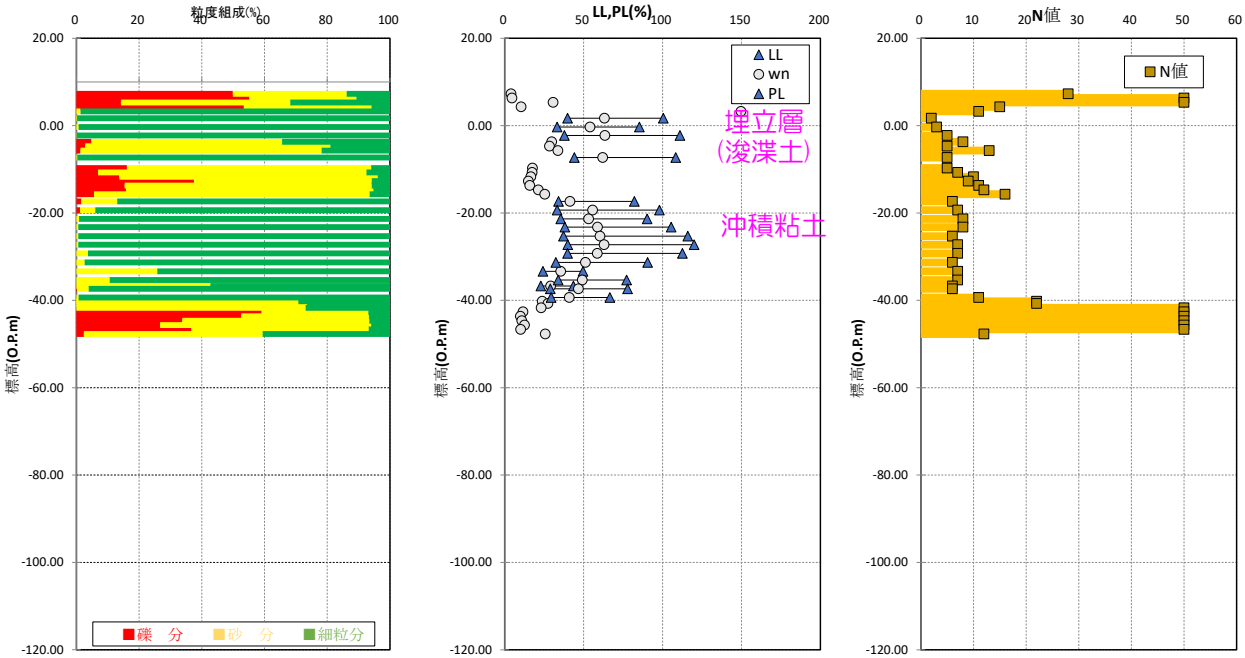
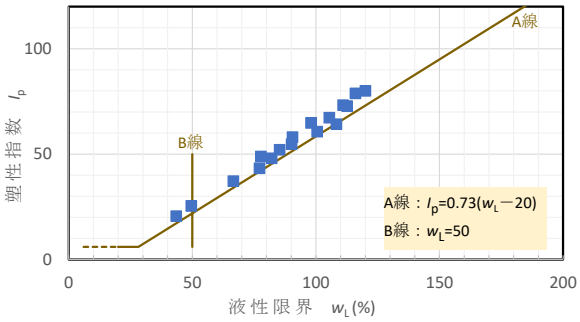


図-4.2.13　R01(2019)-No.1 ボーリングデータ（つづき）

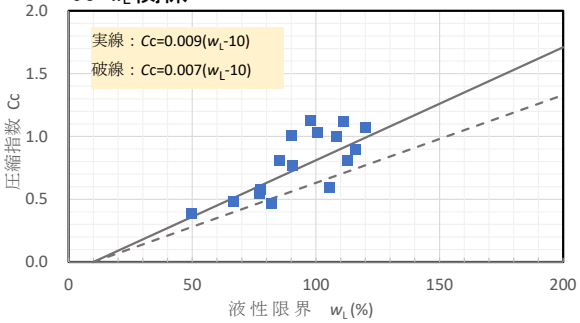
【No.5_R01-No.2】



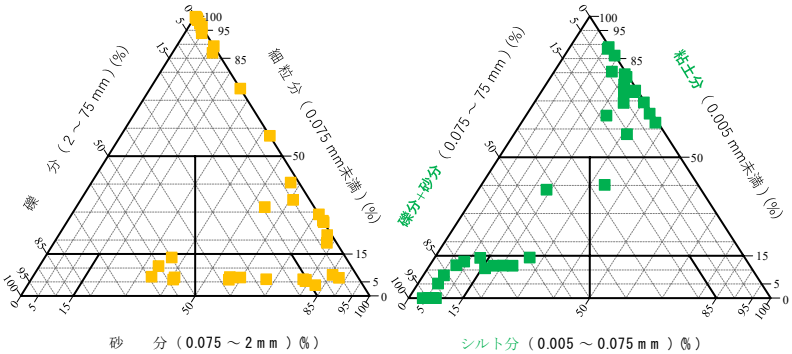
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

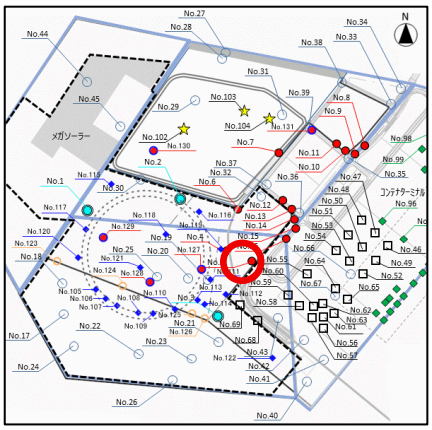


図-4.2.14　R01(2019)-No.2 ボーリングデータ（つづく）

R01-No.2 の図(1)から，浚渫粘土は中間に砂層を挟んで不均質であるが，w_L は 100%前後の高塑性を示している。Ma13 層の w_L はやはり弓形分布をしている。OP-32m 以深は砂分が混入している（図(3)参照）。図(4)の C_c は，浚渫粘土層では 0.8～1.1 と高圧縮性を示し，Ma13 層はやはり w_L の分布が反映され，最大 1.1 とした弓形分布となっている。図(5)の p_c から，浚渫粘土層は過圧密となっており，PBD による圧密促進効果が現れていると考えられる。また，Ma13 層は少しばらつきがあるが，やはり過圧密と見なされる（SD による圧密促進効果）。ただし，図(6)の $q_u/2\times3$ から，浚渫粘土層の過圧密が確認できるが，Ma13 層の q_u は過小と考えられる。

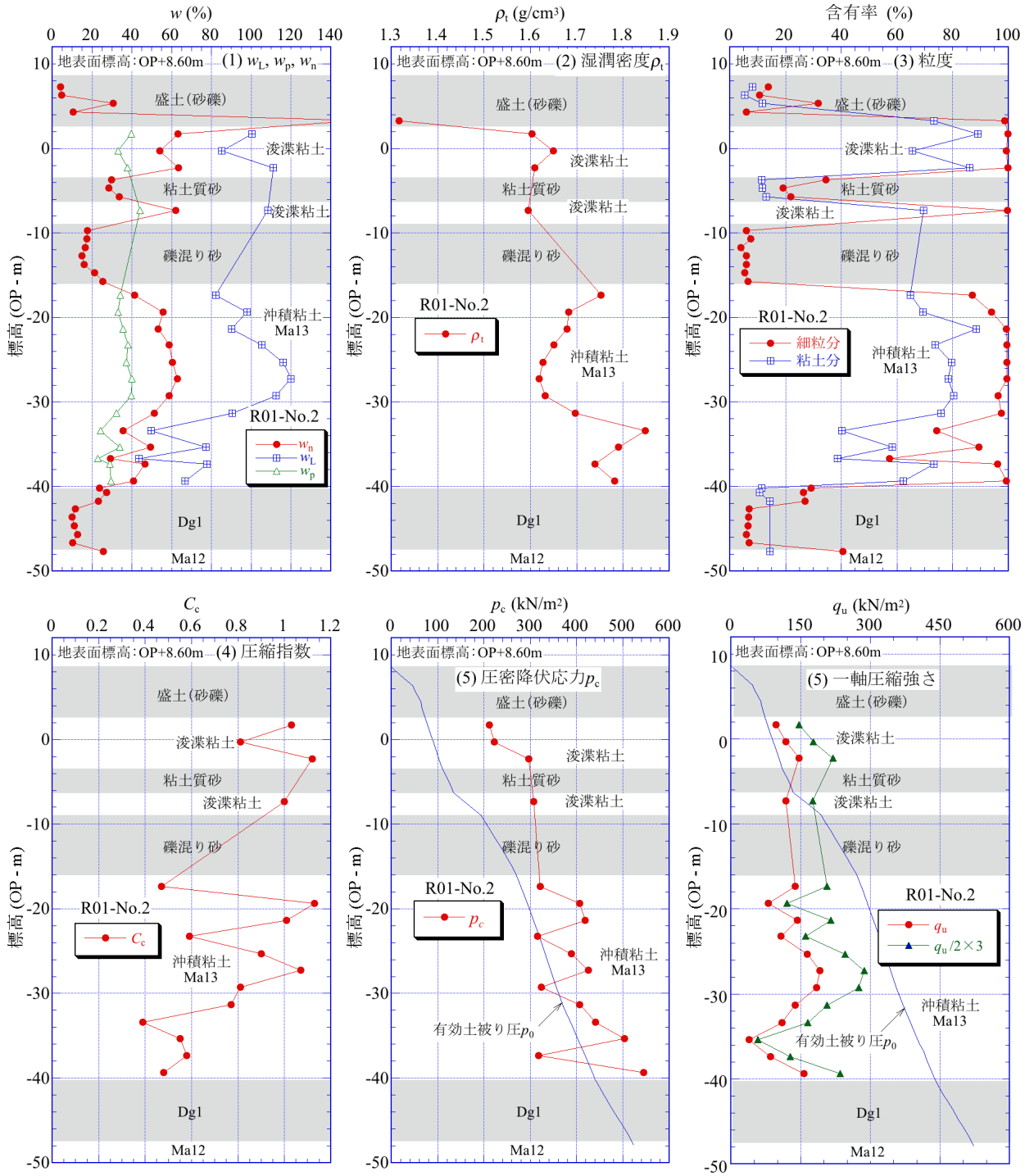
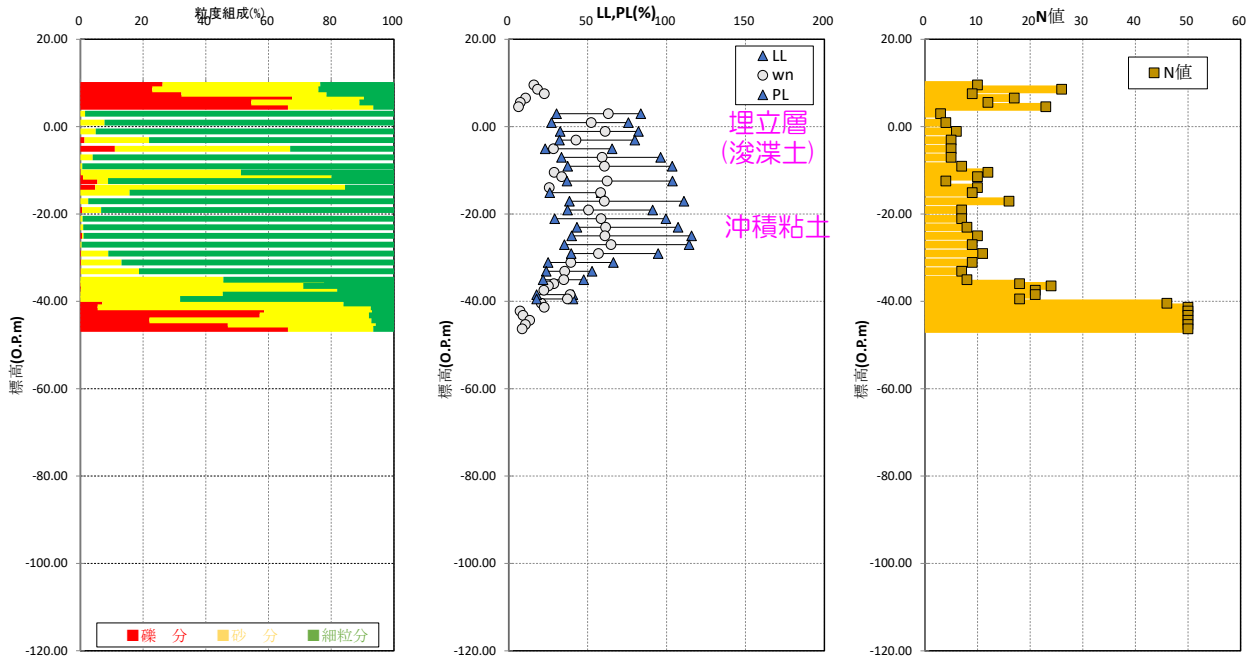
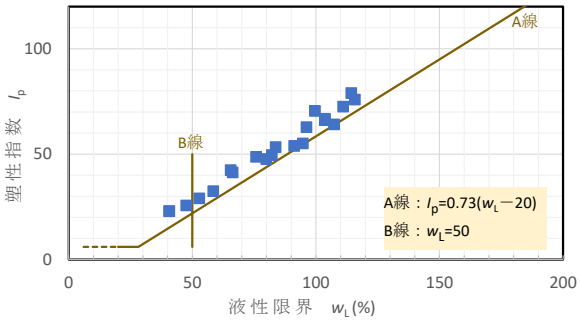


図-4.2.14　R01(2019)-No.2 ボーリングデータ（つづき）

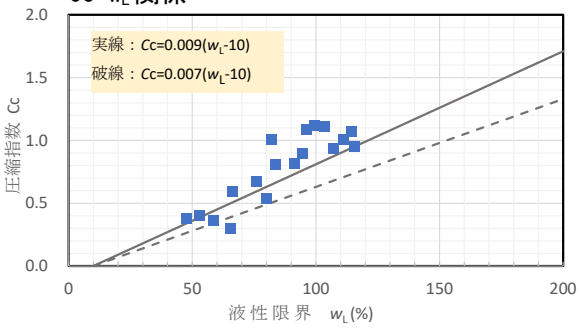
【No.6_R01-No.3】



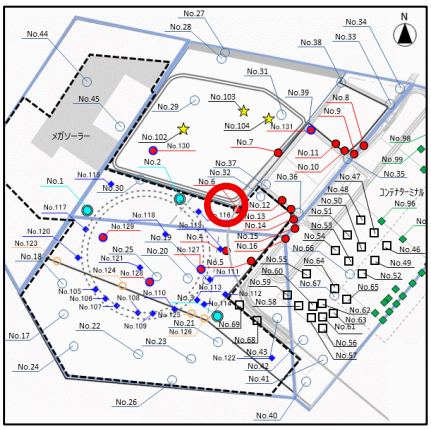
塑性図



Cc-w_L 関係



ボーリング位置



工学的分類(三角座標)

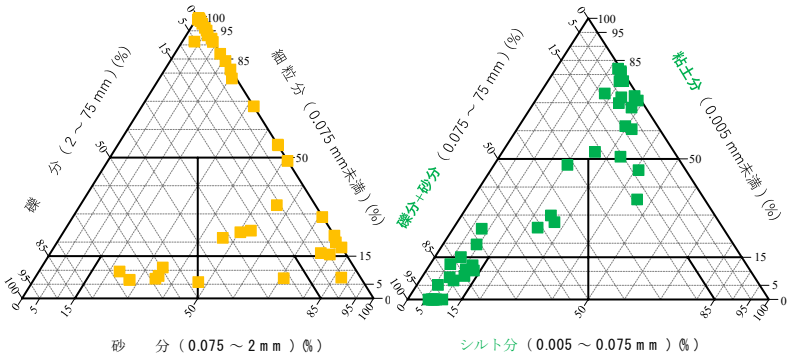


図-4.2.15　R01(2019)-No.3 ボーリングデータ（つづく）

R01-No.3 の図(1)から，浚渫粘土層の上部は w_L=80%で他の地点に比べるとやや低いが，OP-6m 以深が高くなっている。Ma13 層の w_L はやはり弓形分布をしている。OP-30m 以深は砂分が混入している（図(3)参照）。図(4)の C_c は，浚渫粘土層，Ma13 層ともに w_L の分布が反映されている。Ma13 層では最大 1.1 とした弓形分布となっている。図(5)の p_c から，浚渫粘土層は砂が混入した深度以外では過圧密となっており，PBD による圧密促進効果が現れていると考えられる。また，Ma13 層は少しばらつきがあるが，やはり過圧密と見なされる（SD による圧密促進効果）。ただし，図(6)の q_u，$q_u/2\times3$ は浚渫粘土層，Ma13 層ともに過小に得られていると考えられる。

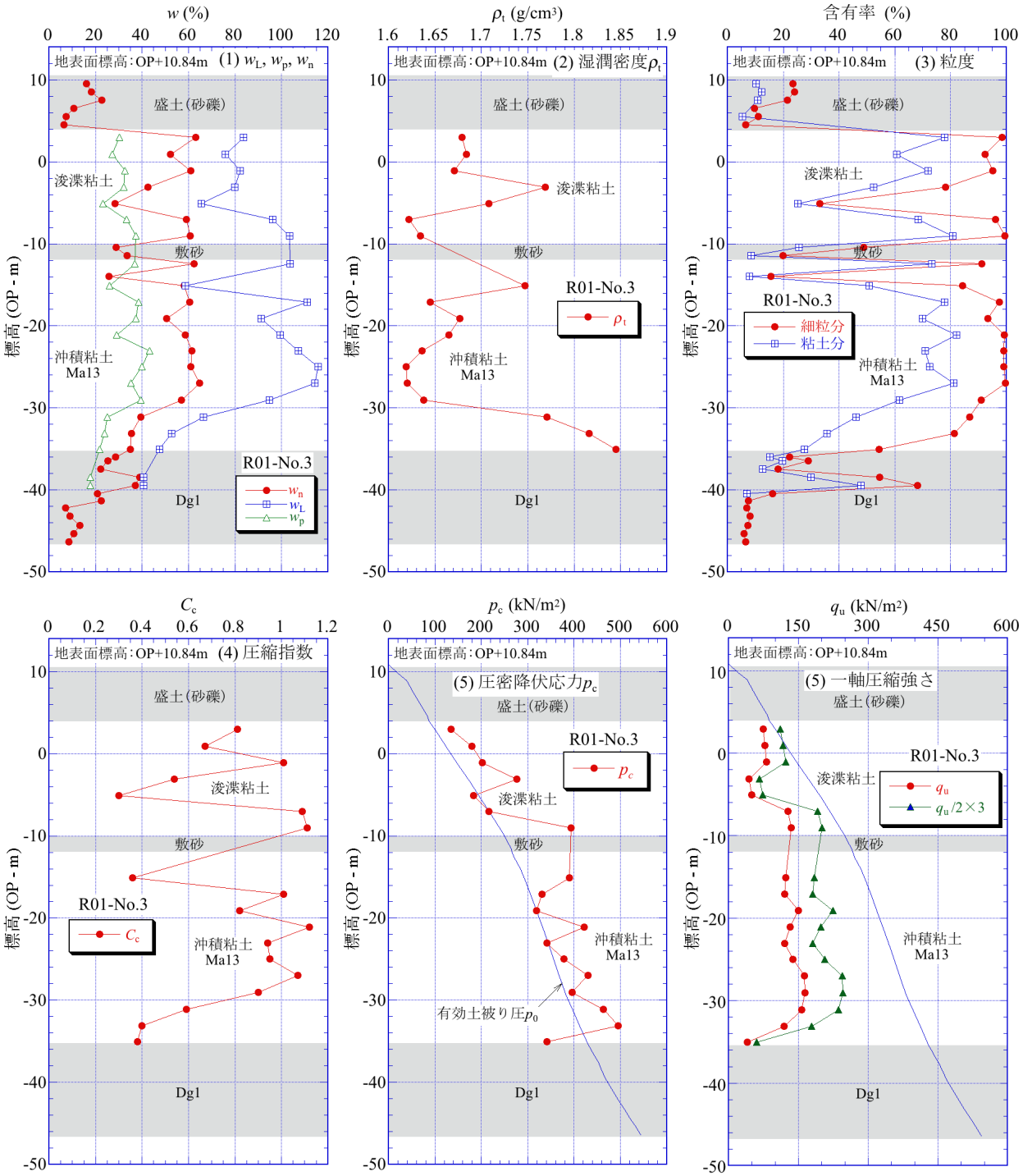
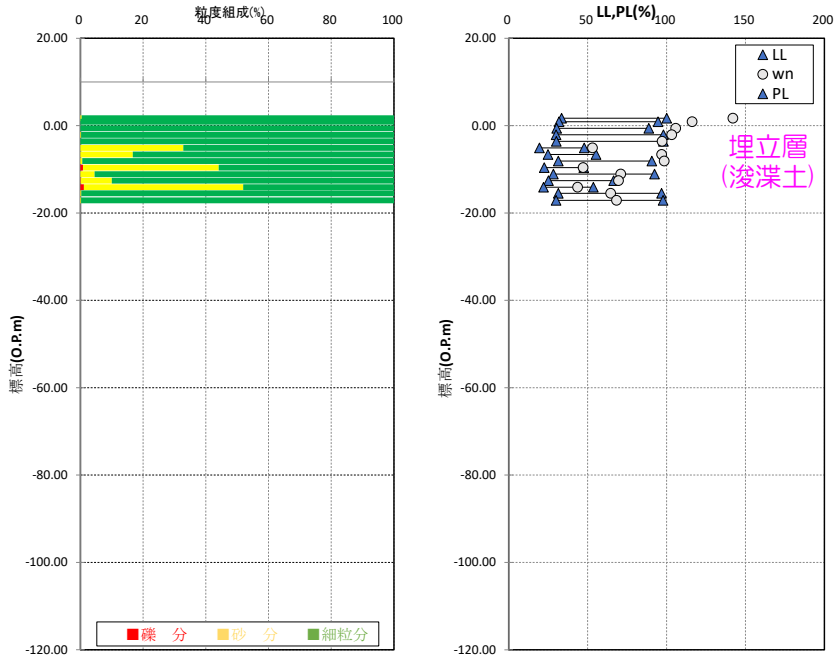
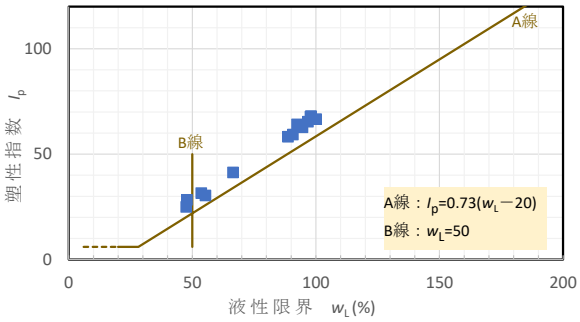


図-4.2.15　R01(2019)-No.3 ボーリングデータ（つづき）

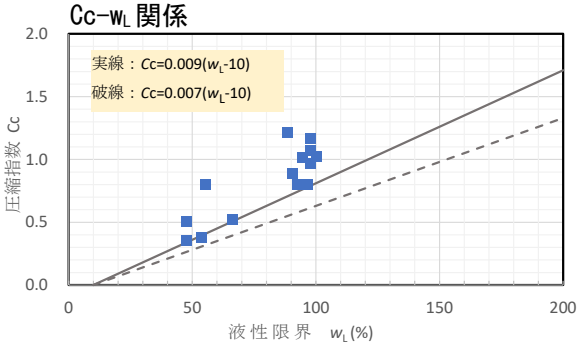
【No.17_H27 No.1】



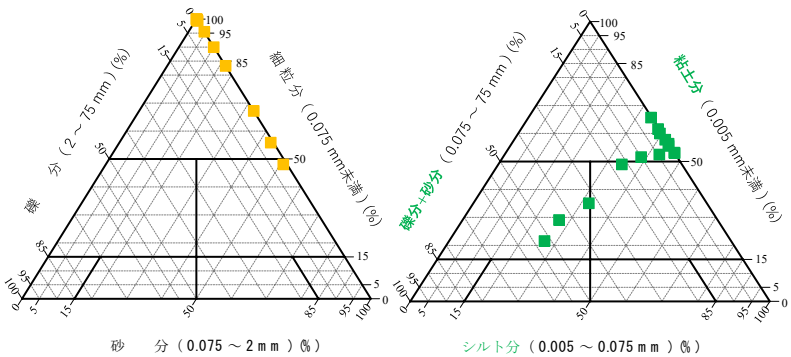
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

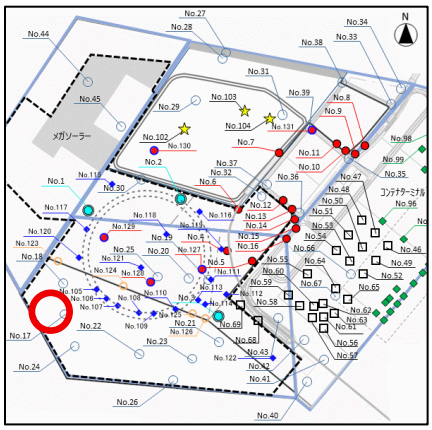


図-4.2.16　H27（2015）No.1 ボーリングデータ（つづく）

H27-No.1（浚渫粘土層のみ）の図(1)から，表層に盛土がないので，浚渫粘土層の表層の w_n は w_L より大きく，軟弱な状態にある。OP-5m，-10m，-14m では w_L（塑性）が低く，不均質となっている，これは砂分が混入しているためである（図(3)参照）。これは投入土または排砂管の位置の影響と考えられる。図(4)の C_c から，上部は 1～1.2 の高圧縮性を示すが，下部は先の w_L の分布を反映して圧縮性が低くなっている。図(5)より，p_c は明らかに p_0 よりも小さく，未圧密といえる。これは No.1 地点は PBD 未打設の領域にあり（**表-4.2.4** 下の図参照），圧密促進がなされていないためである。未圧密の状態は図(6)の $q_u/2 \times 3$ の分布からもあきらかである。

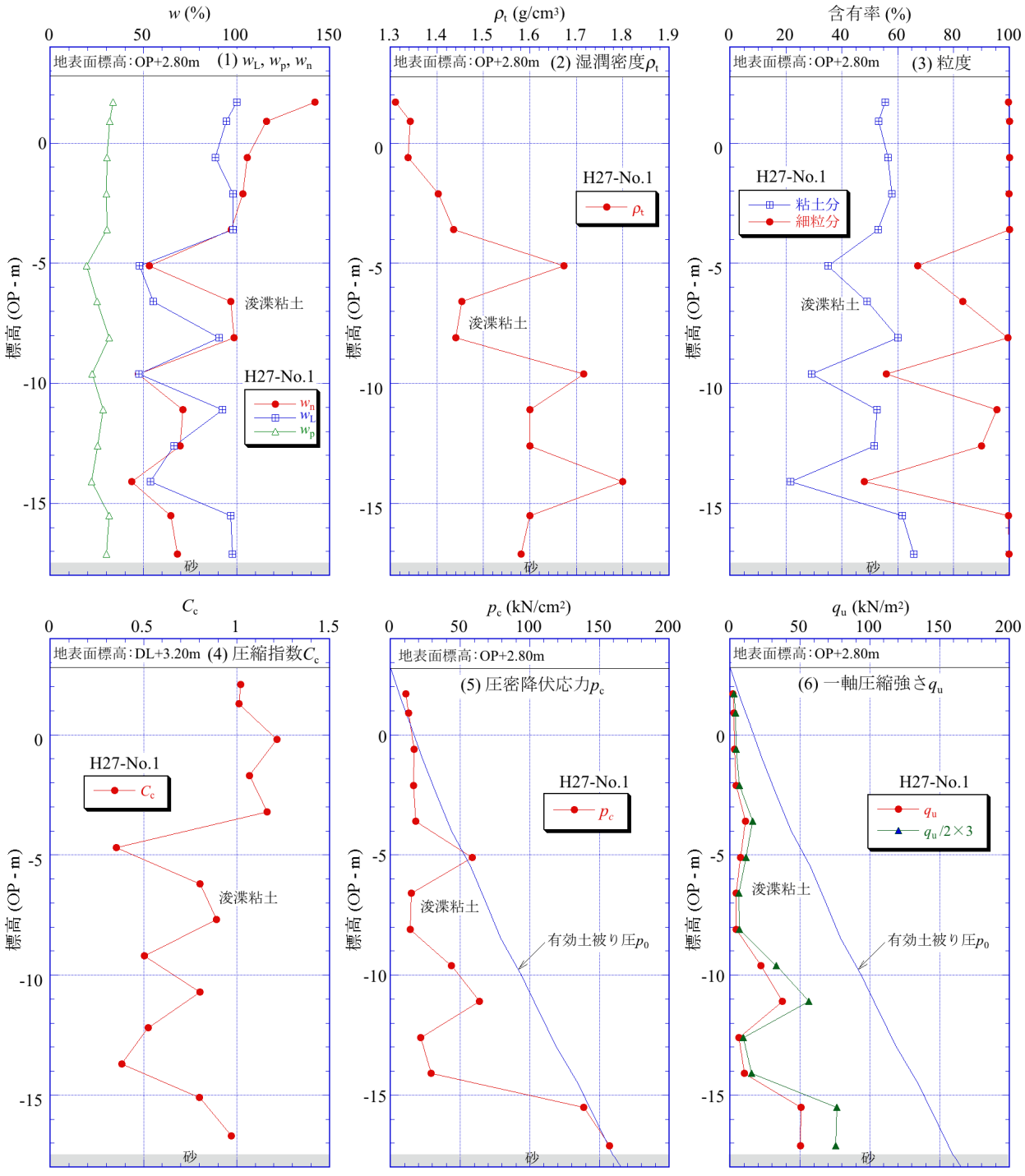
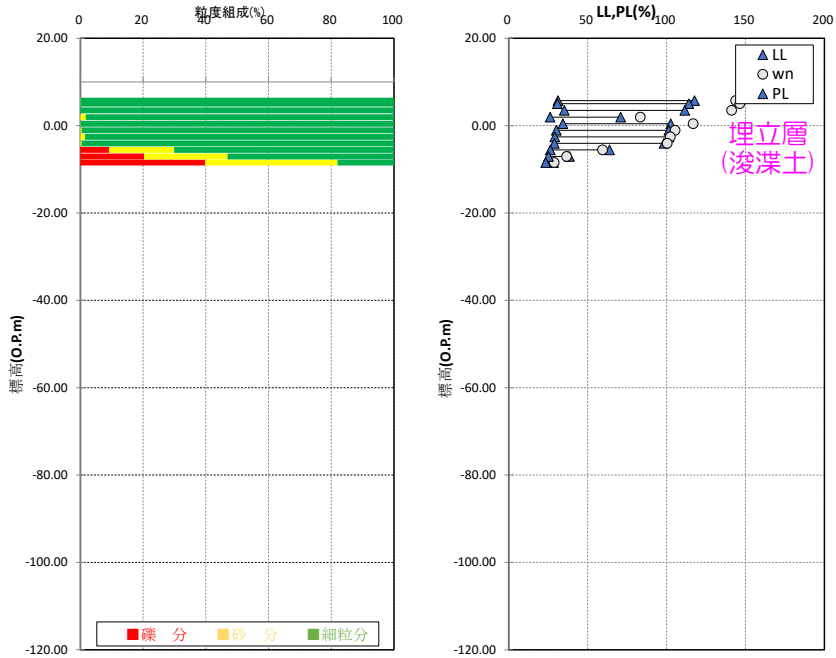
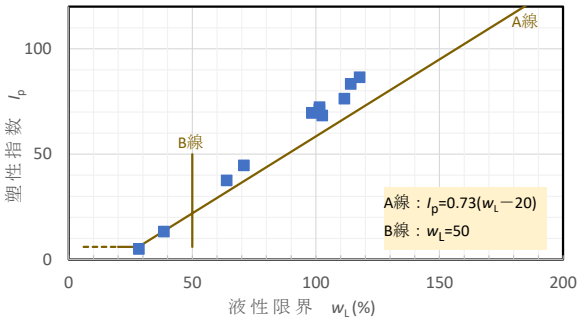


図-4.2.16　H27（2015）No.1 ボーリングデータ（つづき）

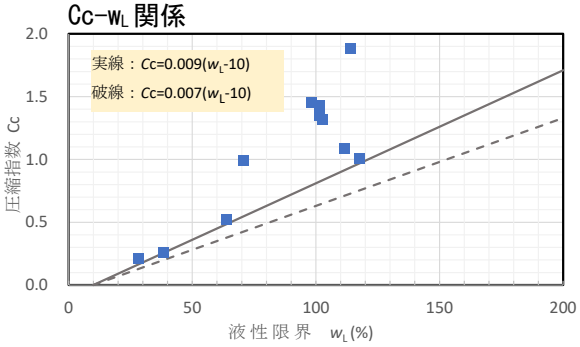
【No.18_H27 No.2】



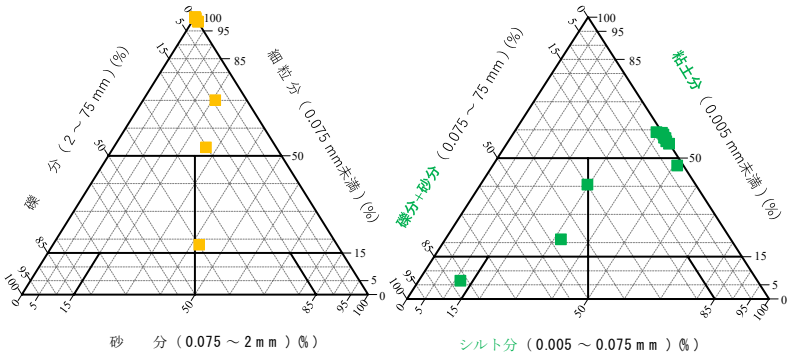
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

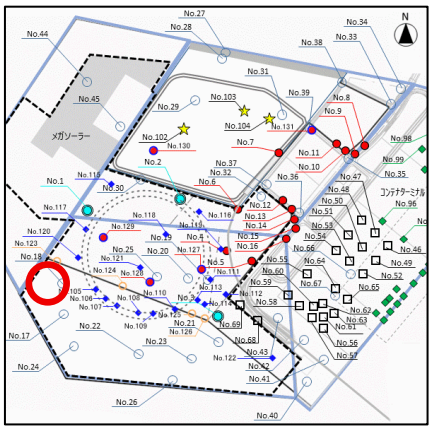


図-4.2.17　H27（2015）No.2 ボーリングデータ（つづく）

H27-No.2（浚渫粘土層のみ）の図(1)から，やはり表層に盛土がないので，浚渫粘土層の表層の w_n は w_L より大きく，軟弱な状態にある。OP+3m 付近では w_L（塑性）が低く，OP-4m 以深は砂分混入（図(3)参照）とともに深度方向に w_L，w_n が小さくなっている。OP-7.5m 以深は砂礫となっており，No.1 と性状がかなり異なり，場所による違いがある。図(4)の C_c から，上部は 1～1.5 の高圧縮性を示すが，下部は先の w_L の分布を反映して圧縮性が低くなっている。図(5)より，p_c は明らかに p_0 よりも小さく，未圧密といえる。これは No.1 と同様に No.2 地点も PBD 未打設の領域にあり（**表-4.2.4** 下の図参照），圧密促進がなされていないためである。未圧密の状態は図(6)の $q_u/2\times3$ の分布からも明らかである。ただし，q_u は過小に得られているようである。

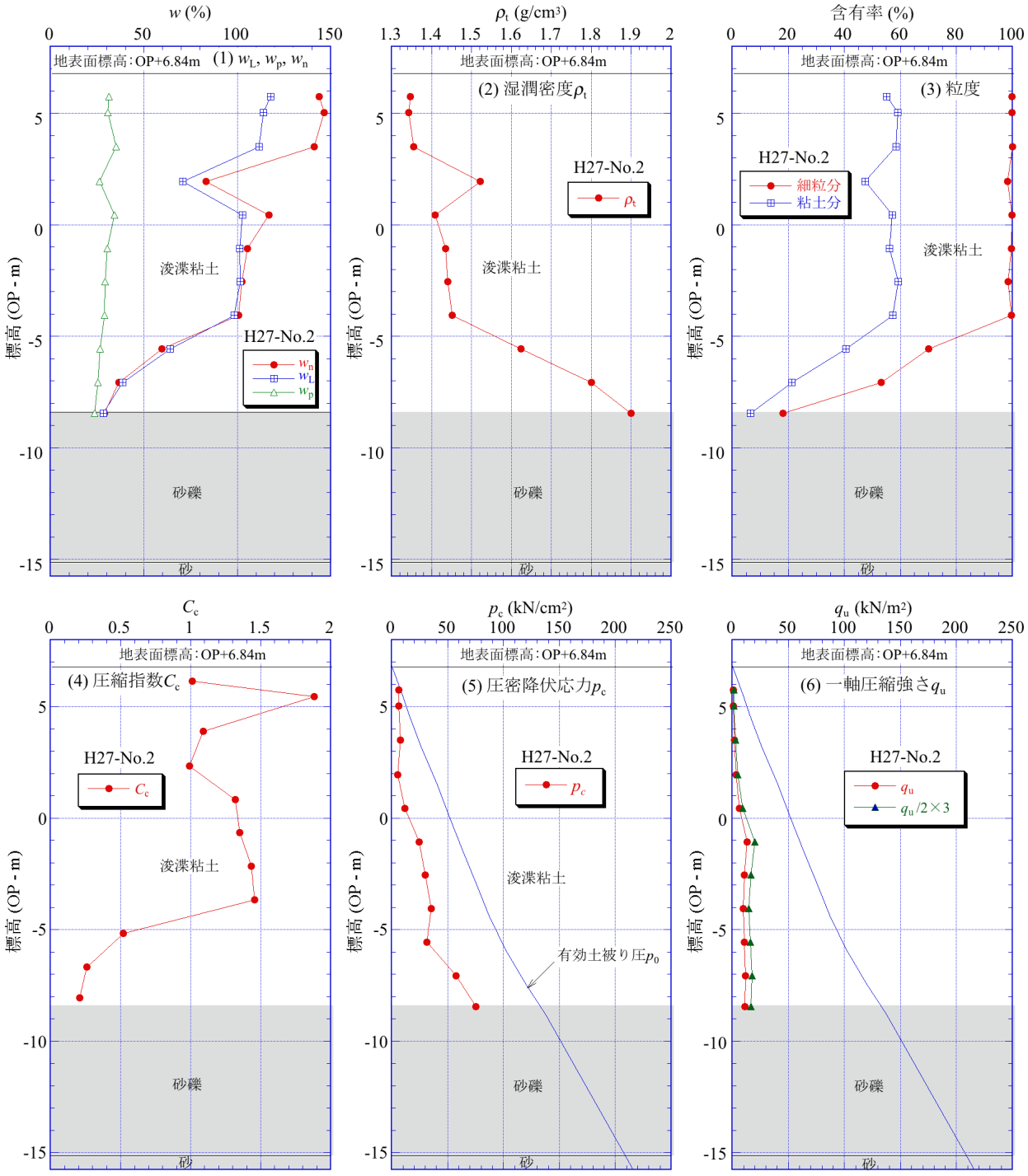
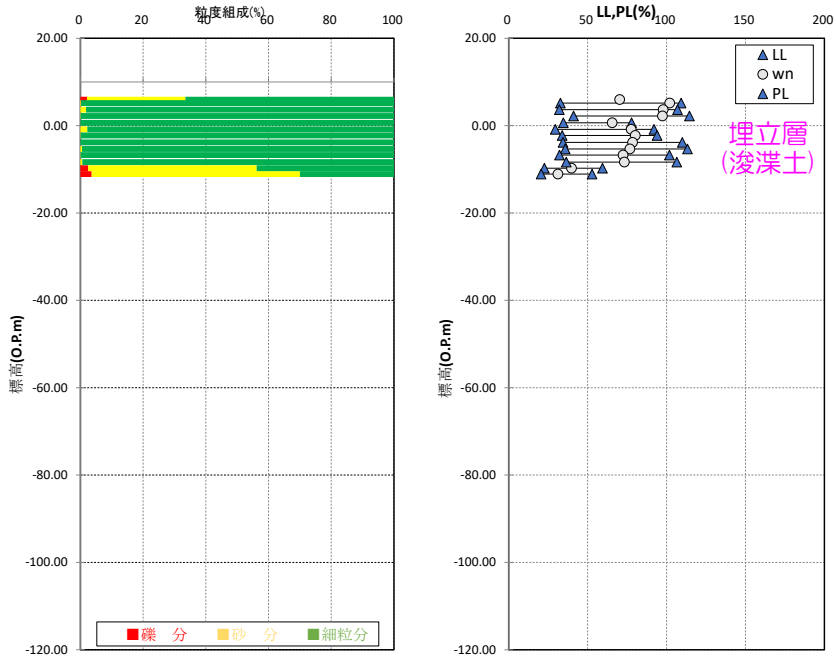
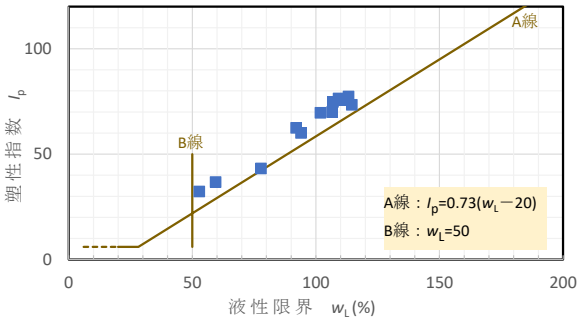


図-4.2.17　H27（2015）No.2 ボーリングデータ（つづき）

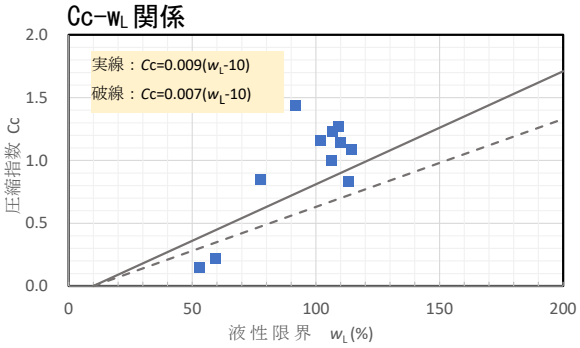
【No.19_H27 No.3】



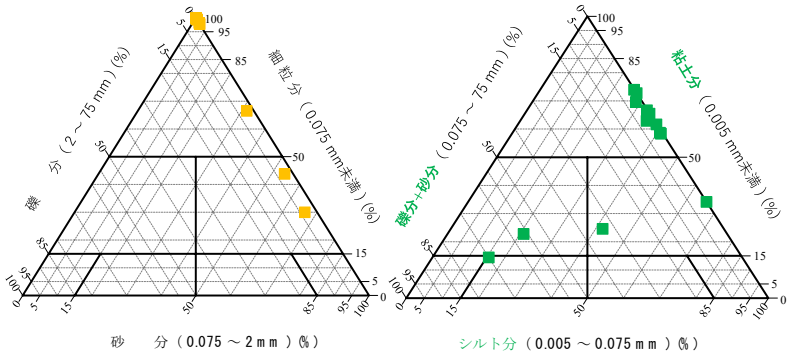
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

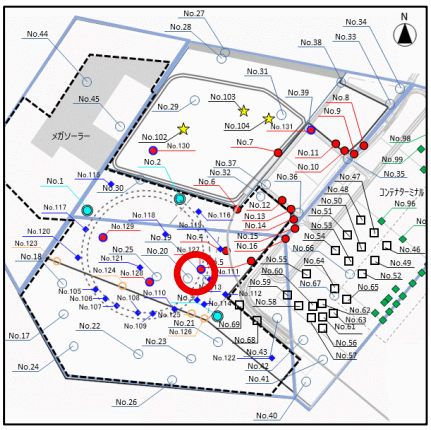


図-4.2.18　H27（2015）No.3 ボーリングデータ（つづく）

H27-No.3（浚渫粘土層のみ）の図(1)から，OP+1m 付近で w_L=80%とやや低いが，それ以外は 100%前後の高塑性の値を示しており，図(3)の粘土分含有率と整合している。ただし，w_n の深度方向の低下があまり見られず OP 0 m 以深では 80%とほぼ一定である。図(4)の C_c は 0.7～1.4 程度の高圧縮性を示している。図(5)の p_c は，OP 0 m 以浅はほぼ正規圧密状態にあるが，OP 0 m 以深では過圧密となっている（OP-7～8m の p_c は過小？）。これも PBD による圧密促進効果が現れている。ただし，p_c の増加傾向が小さいこと，および w_n の深度方向の低下があまり見られていないことから，先の南部に比べると圧密進行は小さいといえる。図(6)の $q_u/2\times3$ の分布からも同様な傾向が確認できる。

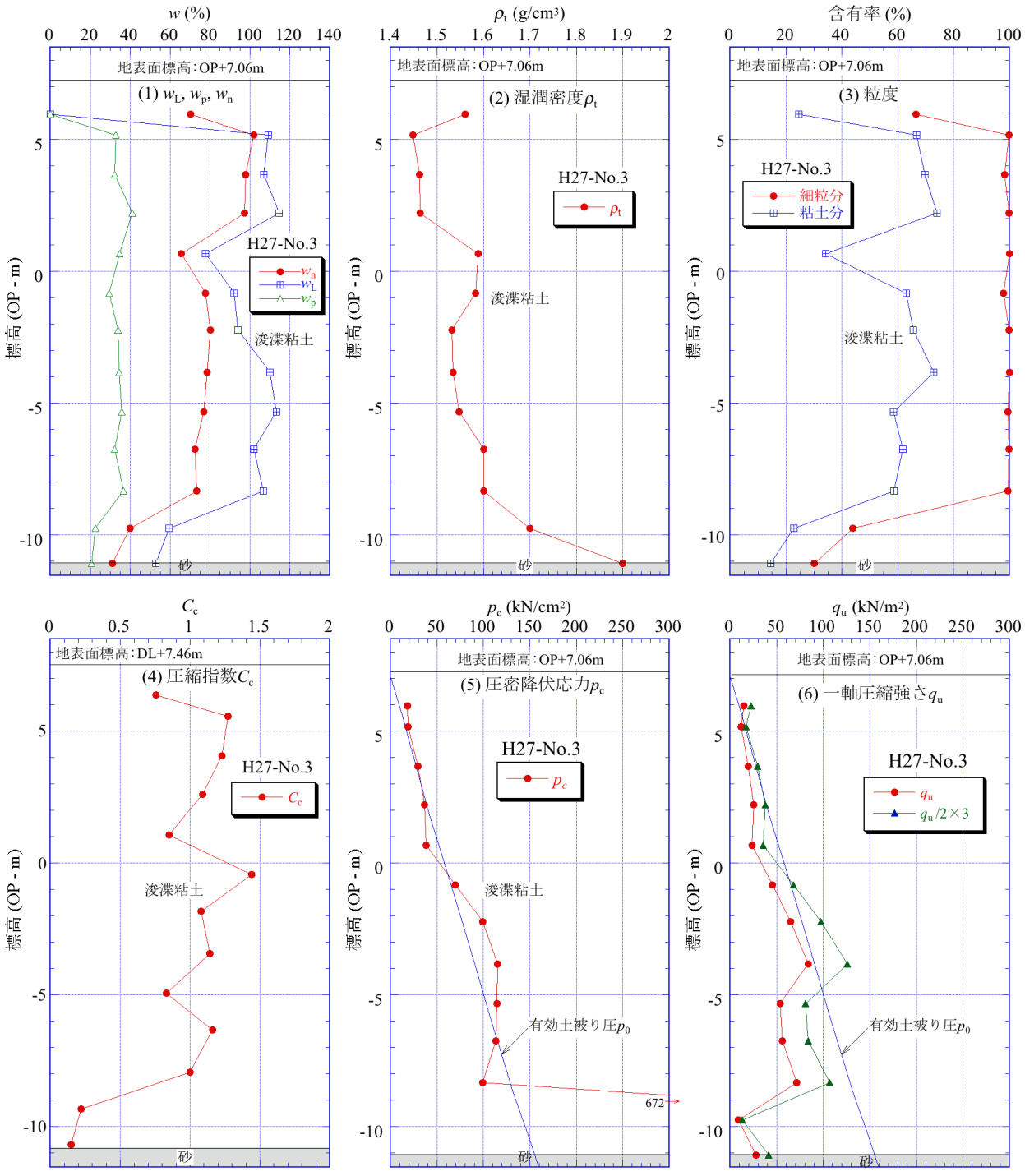
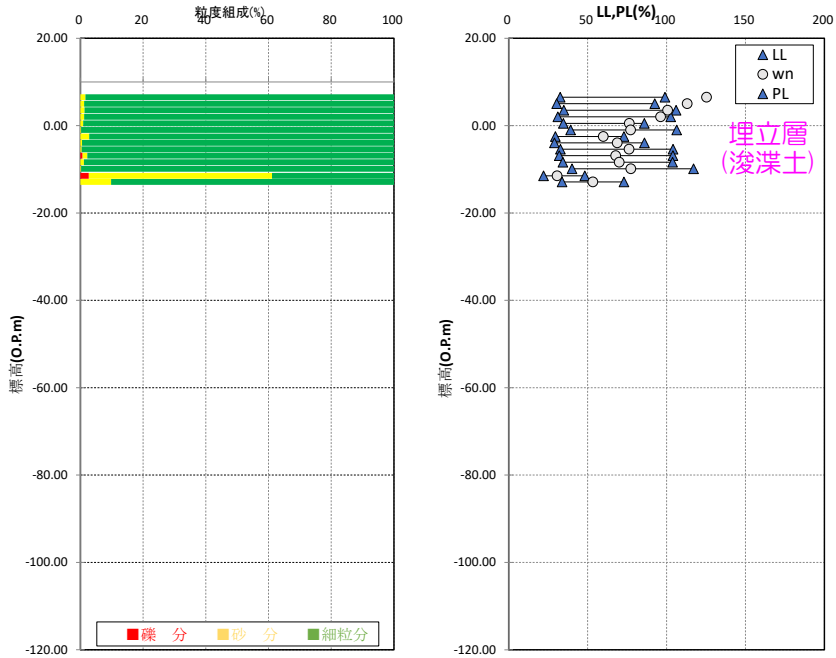
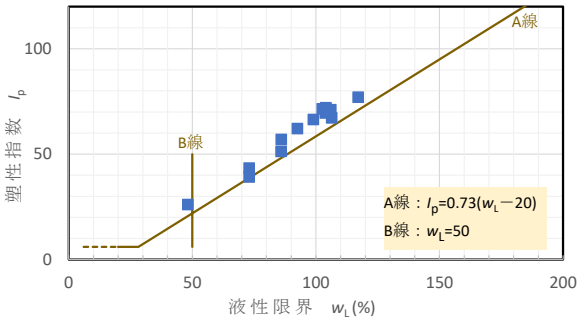


図-4.2.18　H27（2015）No.3 ボーリングデータ（つづき）

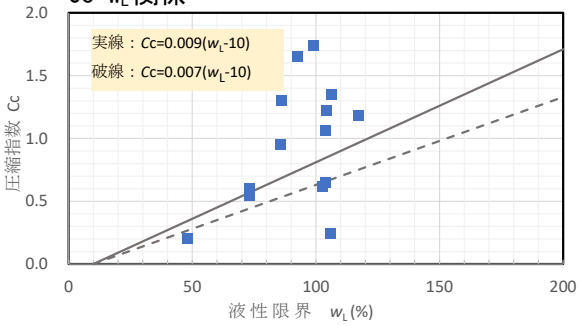
【No.20_H27 No.4】



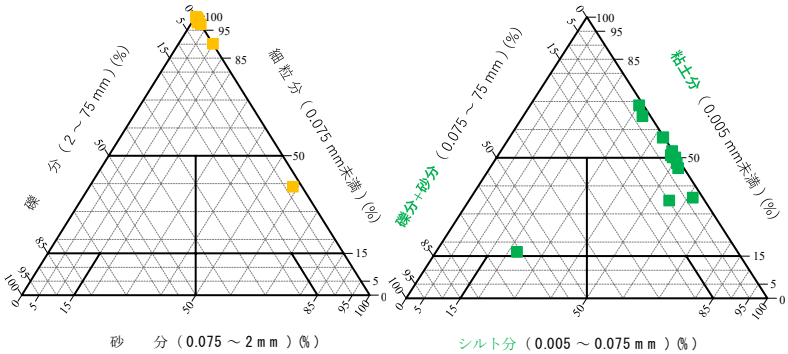
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

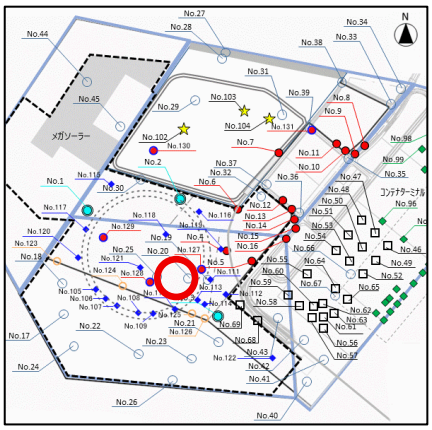


図-4.2.19 H27 (2015) No.4 ボーリングデータ（つづく）

H27-No.4（浚渫粘土層のみ）の図(1)から，w_L は深度方向に凹凸はあるが，100%前後の高塑性を示している。OP-10m 以深は砂分が混入しており（図(3)参照），w_L，w_n ともに低くなっている。また，w_n の深度方向の低下が見られる。図(3)に示す粒度は No.3 とほぼ同様である。図(4)の C_c も深度方向に凹凸が大きいが，平均的には 1.0 程度の圧縮性を示している。図(5)の p_c は，浚渫粘土層全体が過圧密状態にあるといえる。w_n の深度方向の低下が見られことから，PBD による圧密促進効果が現れていると考えられる。図(6)の $q_u/2\times3$ の分布からも同様な傾向が確認できるが，下部の q_u は過小と考えられる（砂分混入による）。

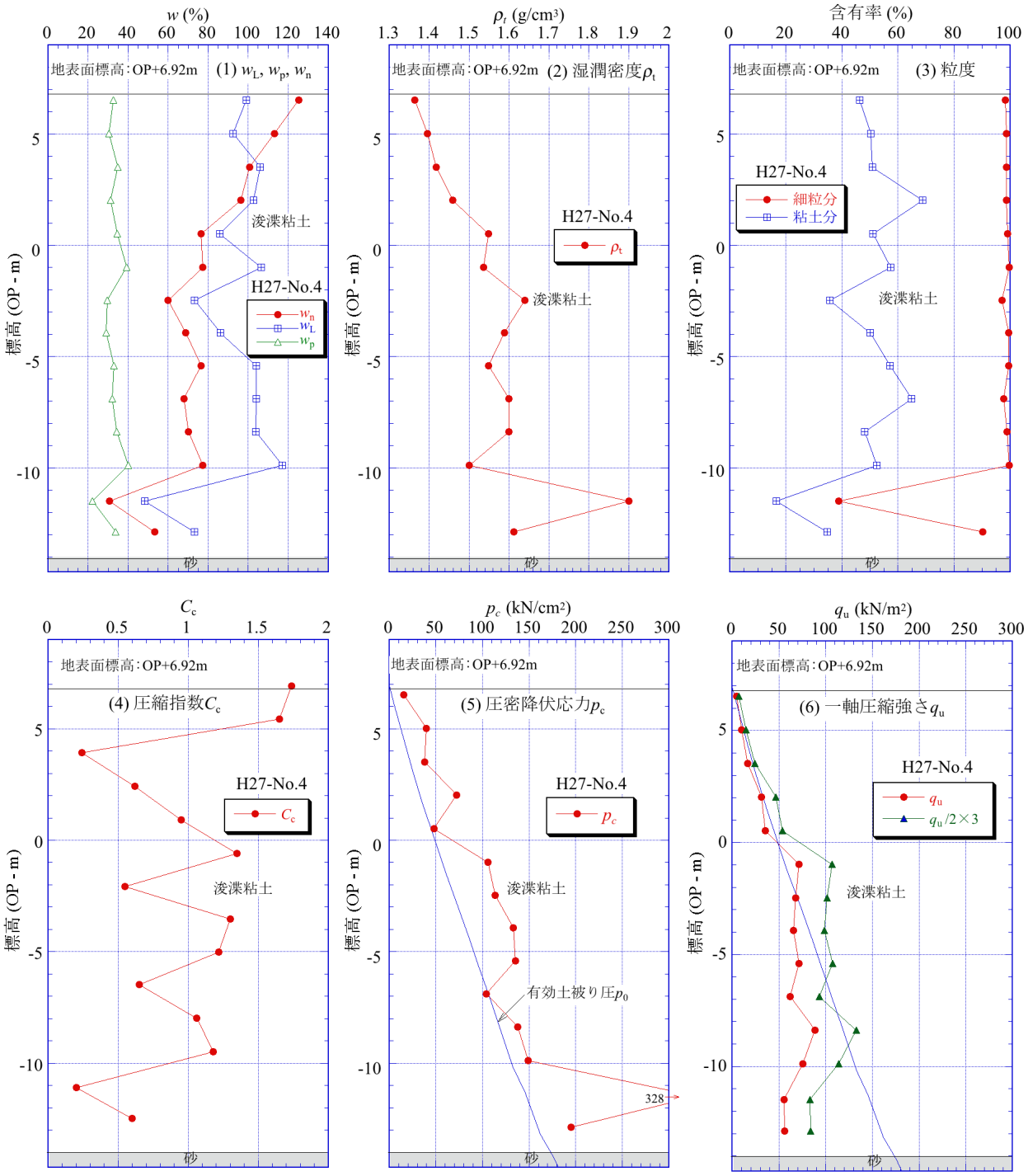
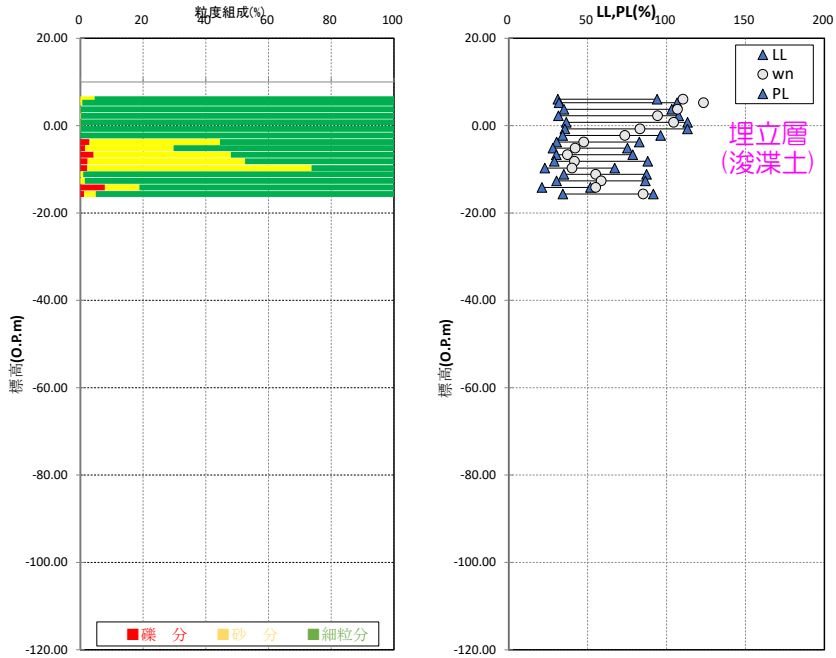
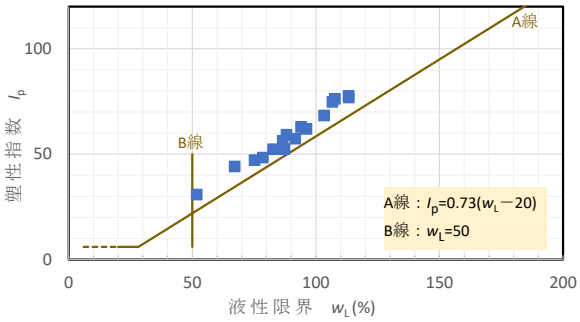


図-4.2.19　H27（2015）No.4 ボーリングデータ（つづき）

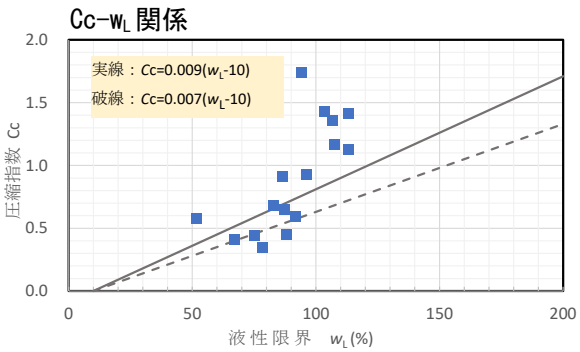
【No.21_H27 No.5】



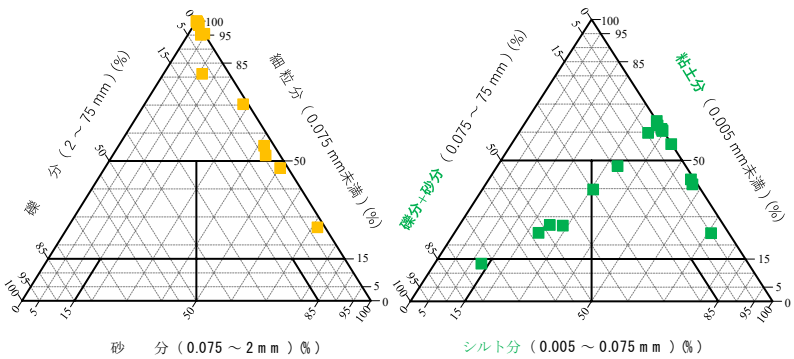
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

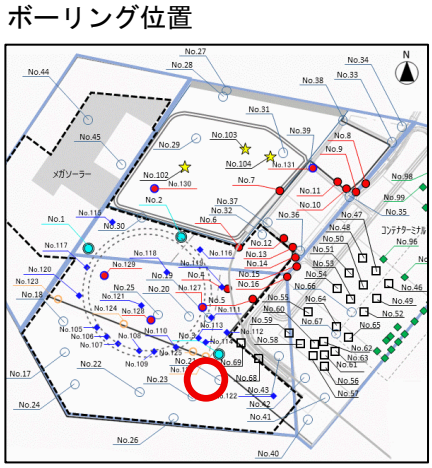


図-4.2.20　H27（2015）No.5 ボーリングデータ（つづく）

H27-No.5（浚渫粘土層のみ）の図(1)から，表層に盛土がないので，浚渫粘土層の表層の w_n は w_L より大きく，軟弱な状態にある。OP-2m 以深では w_L は深度方向に小さくなっているが，これは砂分が混入している影響もある（図(3)参照）。図(4)の C_c から，上部は 1～1.7 の高圧縮性を示すが，下部は w_L の分布を反映して圧縮性が低くなっている。図(5)の p_c は，明らかに p_0 よりも大きく，過圧密といえる。これは OP 0 m 以深には PBD が打設されており，圧密促進効果が現れている。先の w_n の深度方向の低下が大きかったのもこの圧密進行によると考えられる。なお，OP-10m 付近の p_c が低いのは砂分混入の影響と考えられる（図(3)参照）。過圧密の状態は図(6)の $q_u/2\times3$ の分布からも確認できるが，やはり OP-10m 付近と最下部では q_u が過小となっている。

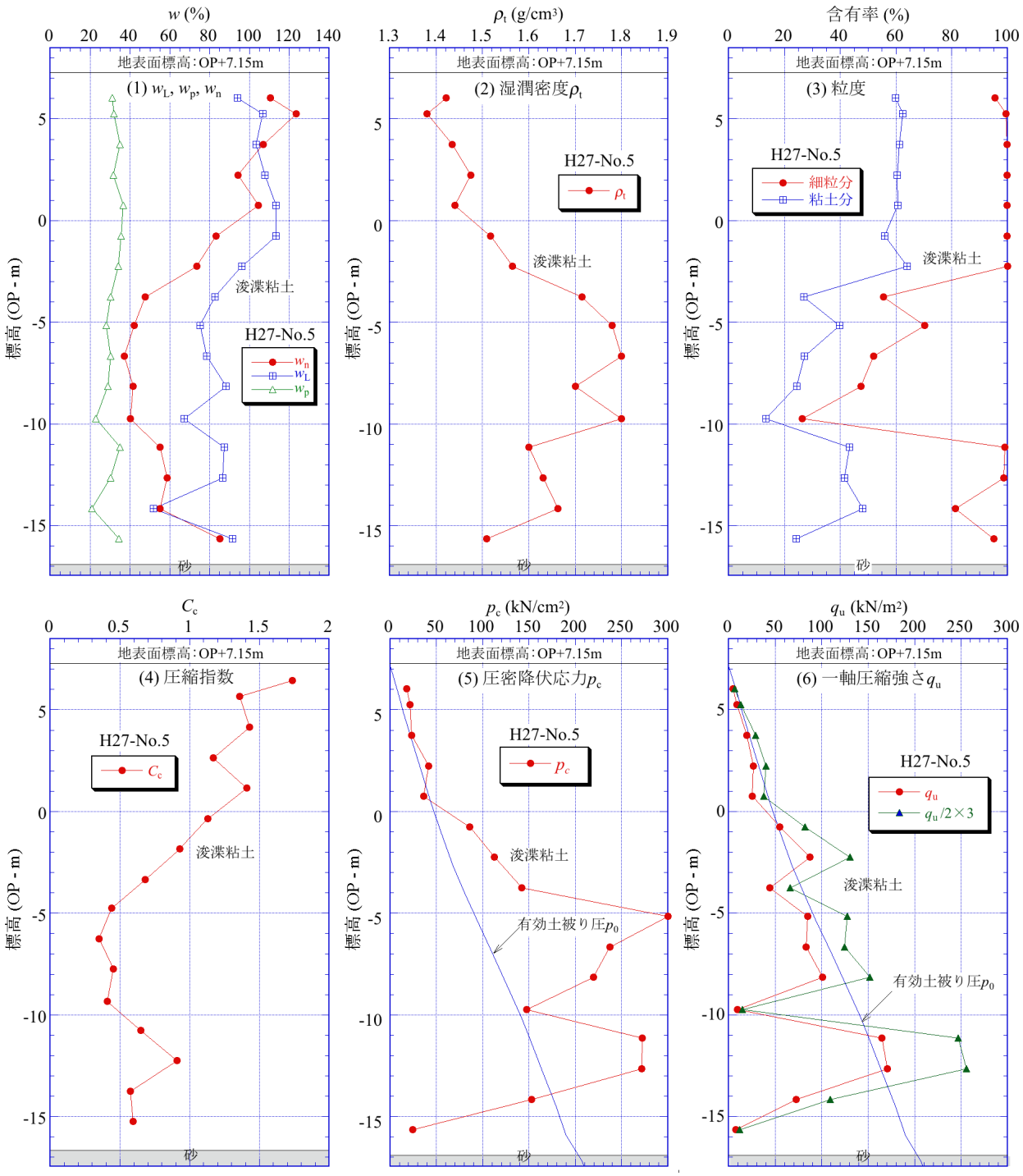
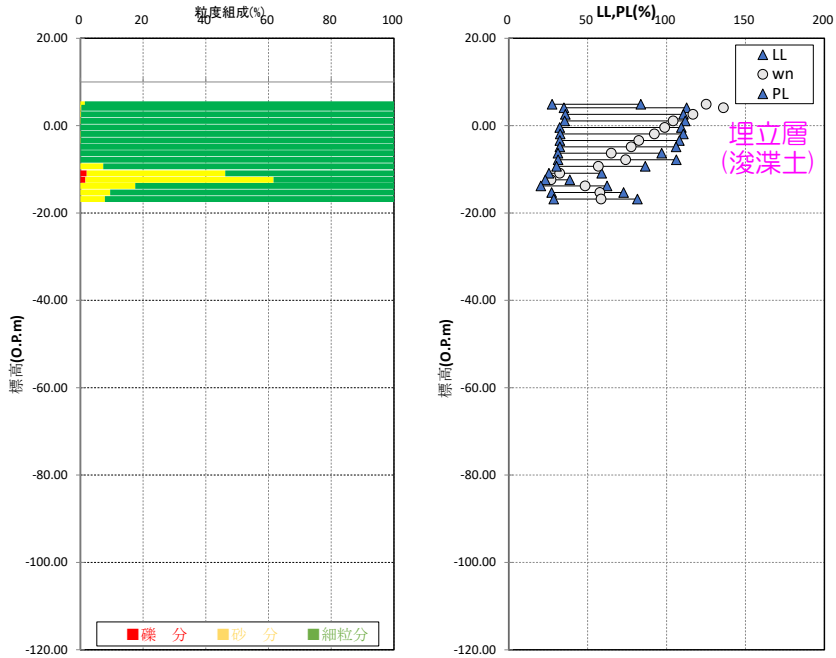
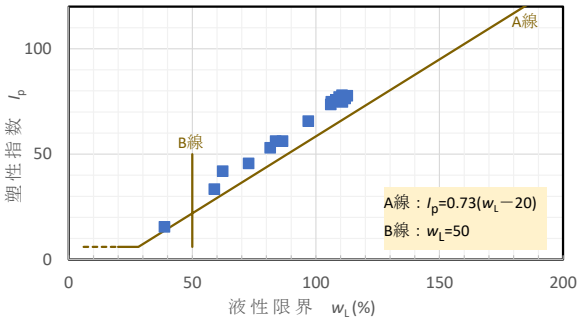


図-4.2.20　H27（2015）No.5 ボーリングデータ（つづき）

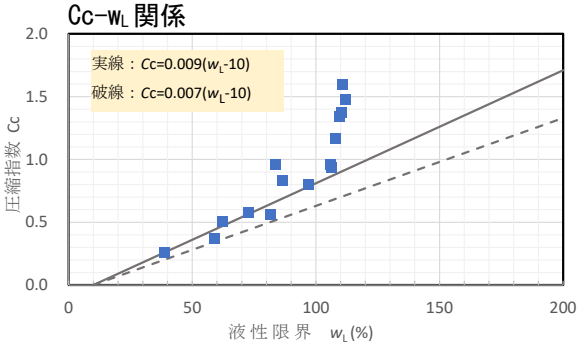
【No.22_H27 No.6】



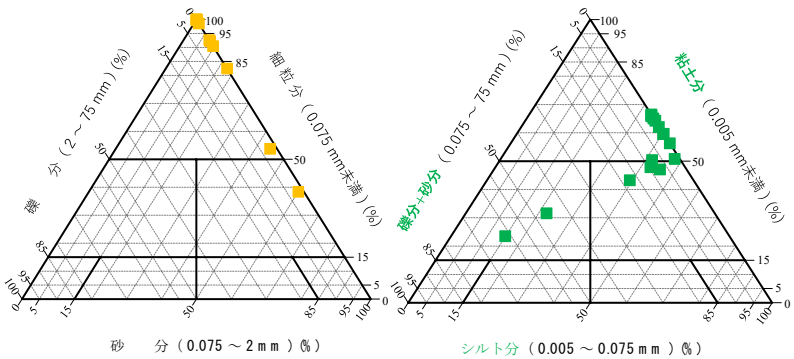
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

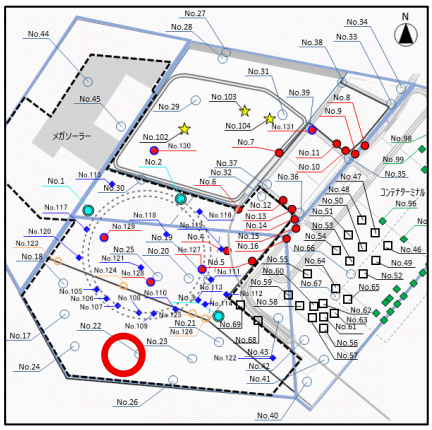


図-4.2.21 H27 (2015) No.6 ボーリングデータ （つづく）

H27-No.6（浚渫粘土層のみ）の図(1)から，やはり表層に盛土がないので，浚渫粘土層の表層の w_n は w_L より大きく，軟弱な状態にある。No.5 と同様に w_n の深度方向の低下が大きい。OP-8m までほぼ均質（w_L≒110%），OP-8m 以深で砂分混入してりるが，No.5 に比べて砂分混入深度が深い（図(3)参照）。ここでも不均質性が見られる。図(4)の C_c から，上部は 1～2.2 の高圧縮性を示すが，下部は圧縮性が低い。図(5)の p_c は，OP+5 m～0 m ではほぼ正規圧密にあるが，OP 0 m 以深は No.5 と同様に過圧密となっている。これも OP 0 m 以深に打設された PBD による圧密促進効果と考えられる。先の w_n の深度方向の低下もこの圧密進行によると考えられる。OP-12.5m 付近の p_c が低いのは砂分混入の影響と考えられる（図(3)参照）。過圧密の状態は図(6)の $q_u/2\times3$ の分布からも確認できる。

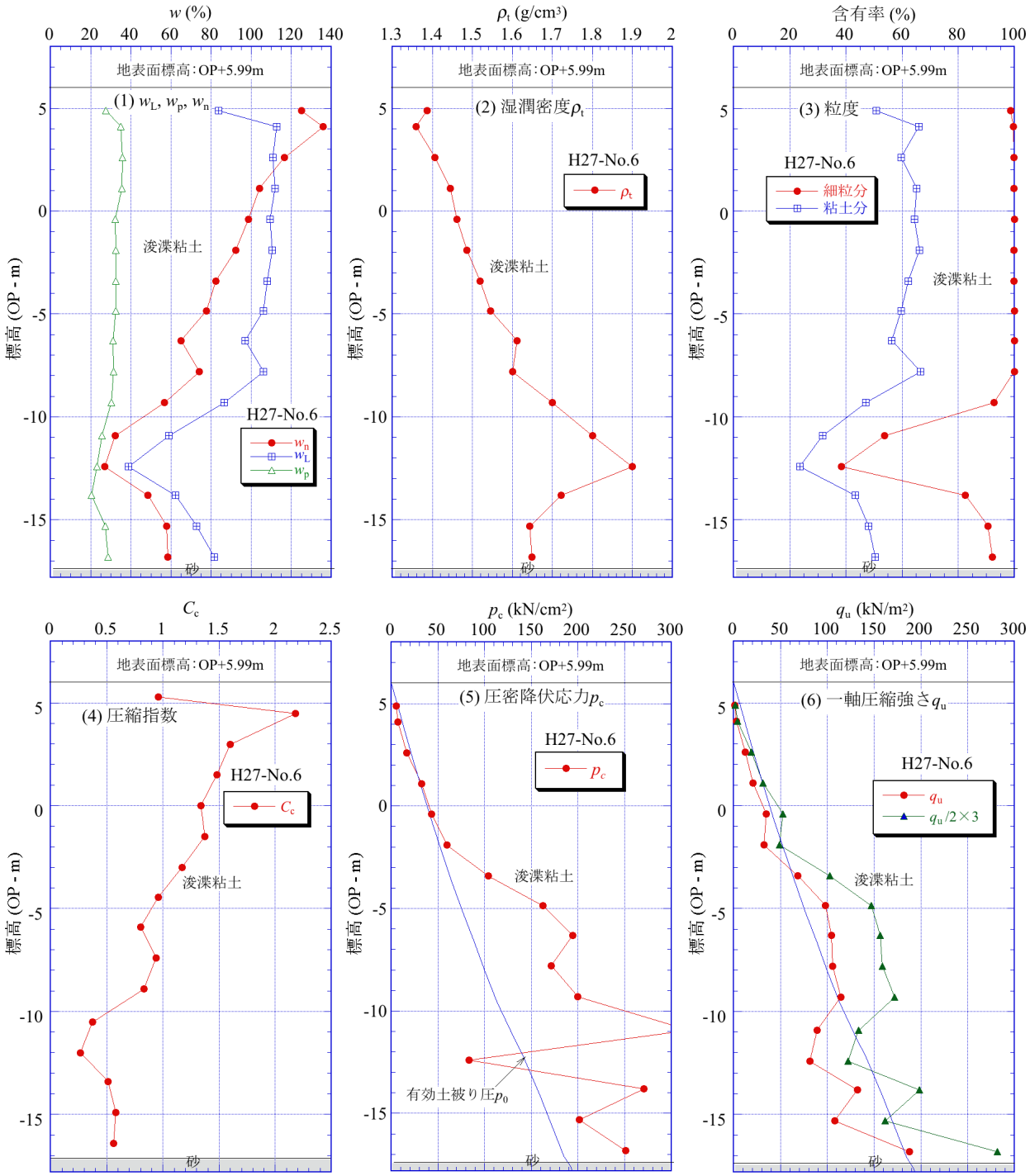
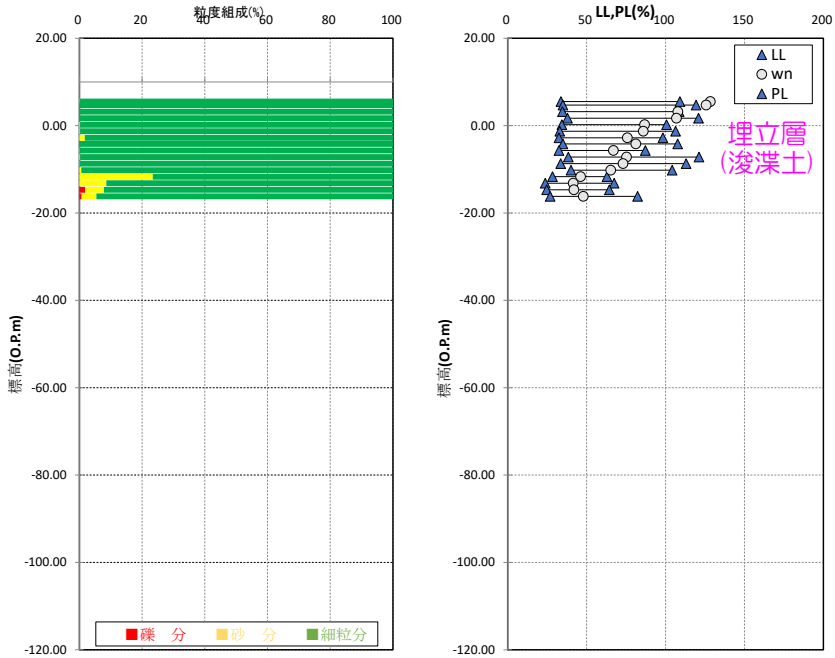
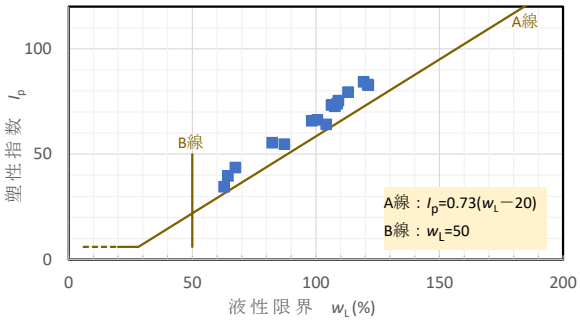


図-4.2.21　H27（2015）No.6 ボーリングデータ（つづき）

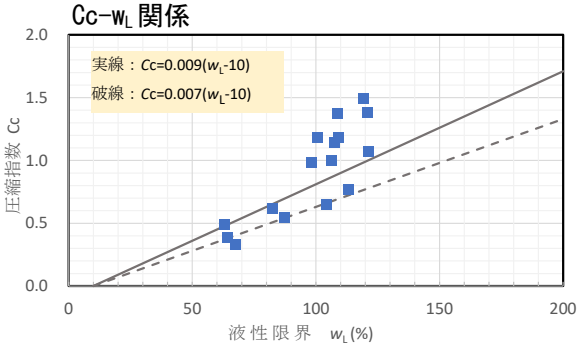
【No.23_H27 No.7】



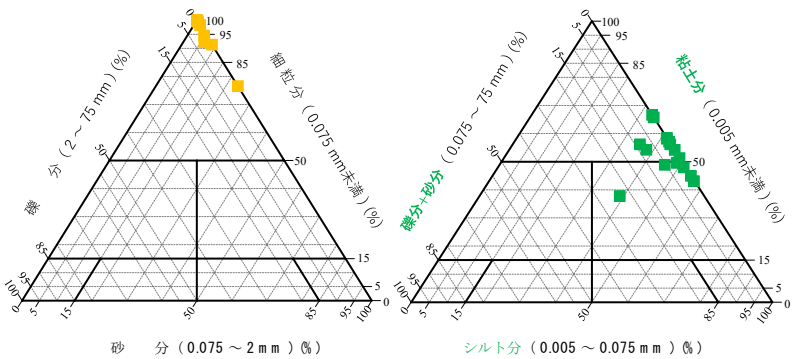
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

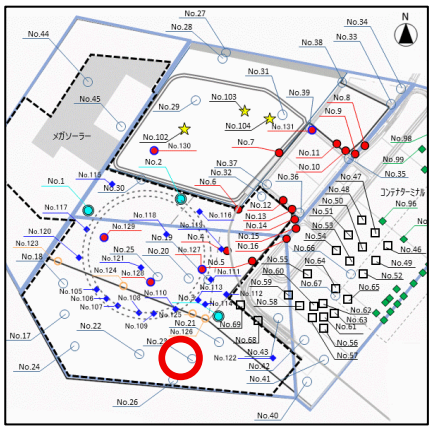


図-4.2.22 H27 (2015) No.7 ボーリングデータ（つづく）

H27-No.7（浚渫粘土層のみ）の図(1)から，やはり表層に盛土がないので，浚渫粘土層の表層の w_n は w_L より大きく，軟弱な状態にある。やはり w_n の深度方向の低下が大きい。w_L の分布や砂分混入深度（図(3)参照）は No.6 と同様である。図(4)の C_c から，上部は 1～1.5 の高圧縮性を示すが，下部は圧縮性が低い。図(5)の p_c は，No.6 と同様に上部はほぼ正規圧密にあるが，OP 0 m 以深は過圧密となっている。これも PBD による圧密促進効果と考えられる。先の w_n の深度方向の低下もこの圧密進行によると考えられる。ただし，過圧密の程度は No.5，6 に比べて小さい。なお，OP-8.5m～13m の p_c は過小と考えられる（砂分混入の影響もある）。一方，図(6)の q_u および $q_u/2\times3$ は全体に過小と考えられる。

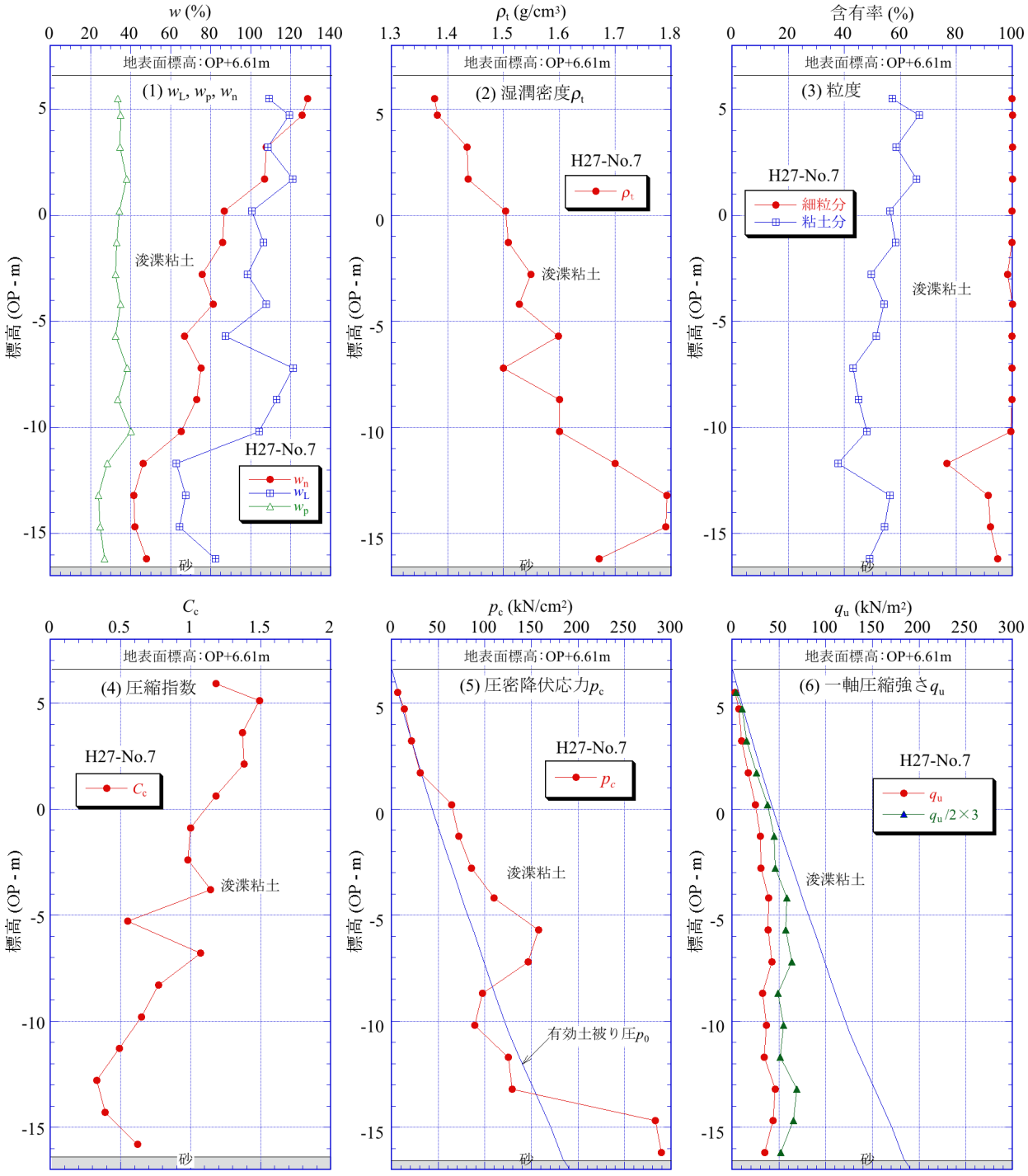
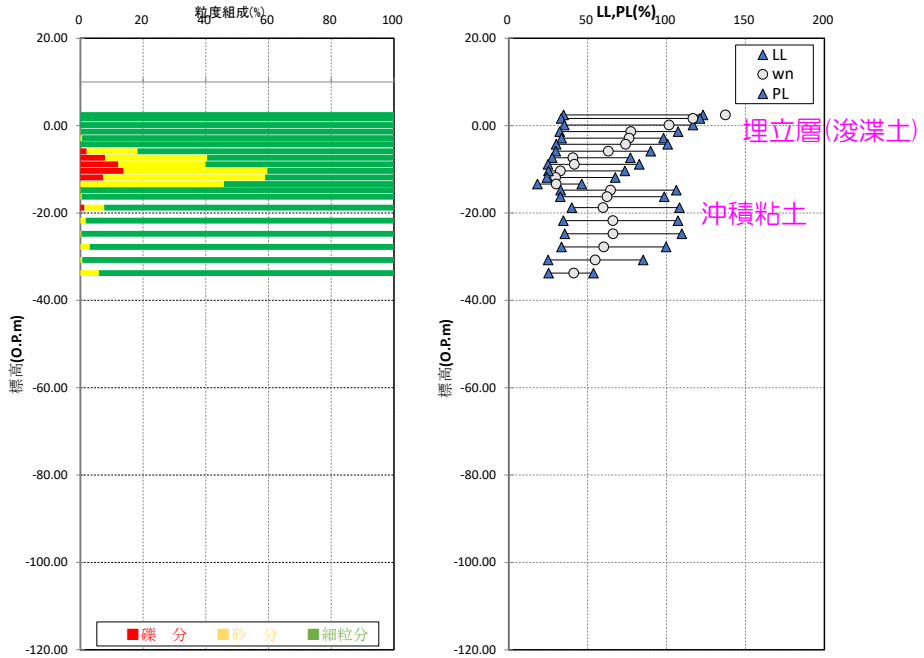
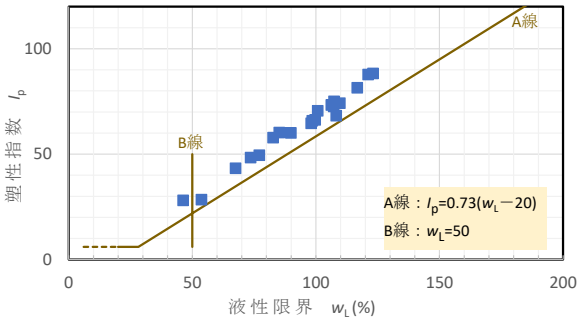


図-4.2.22　H27（2015）No.7 ボーリングデータ（つづき）

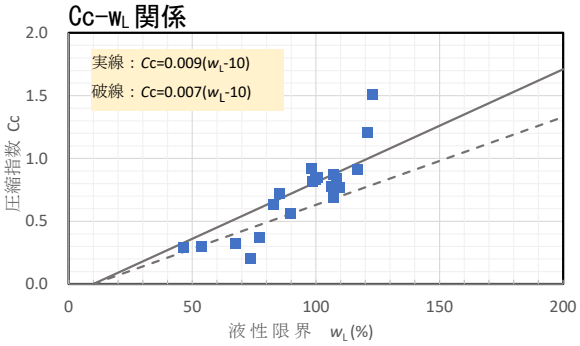
【No.24_H27 No. Ⅰ】



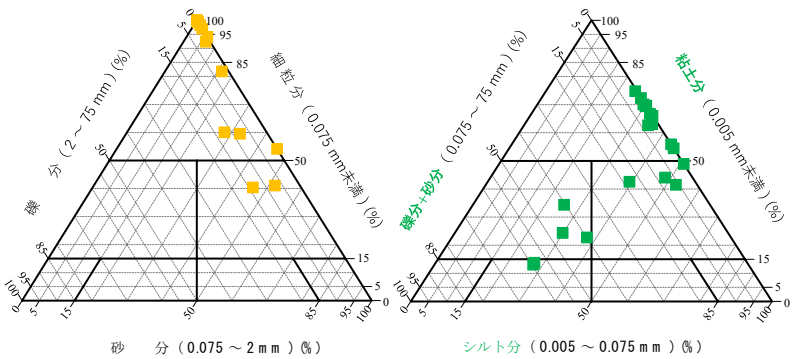
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

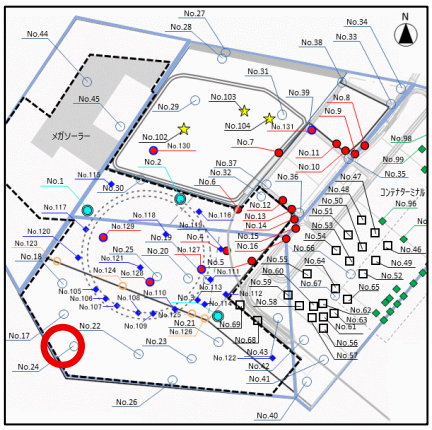


図-4.2.23 H27 (2015) No. Ⅰ ボーリングデータ（つづく）

H27-No. I の図(1)から，表層に盛土がないので，浚渫粘土層の表層の w_n は w_L より大きいが，深度方向に w_L，w_n が小さくなっている。OP-5m 以深は砂分混入（図(3)参照）している。Ma13 層の w_L はやはり弓形分布をしているが，砂分の混入は少ない。図(4)の C_c から，上部は 0.7～1.5 の高圧縮性を示すが，下部は先の w_L の分布を反映して圧縮性は低い。Ma13 層の C_c は 0.8 前後となっている。図(5)の p_c は，浚渫粘土層，Ma13 層ともに過圧密状態にある。浚渫粘土層の過圧密は PBD による圧密促進効果が現れている（**表-4.2.4** 下の図参照）。先の w_n の深度方向の低下も圧密進行によると考えられる。図(6)の $q_u/2\times3$ の分布からは未圧密とも見られるが，q_u が過小に得られているためと考えられる。なお，No. I の敷砂深度が粘土の物性と整合していない（ボーリング結果による）。正しくは OP-11m 付近と考えられる。

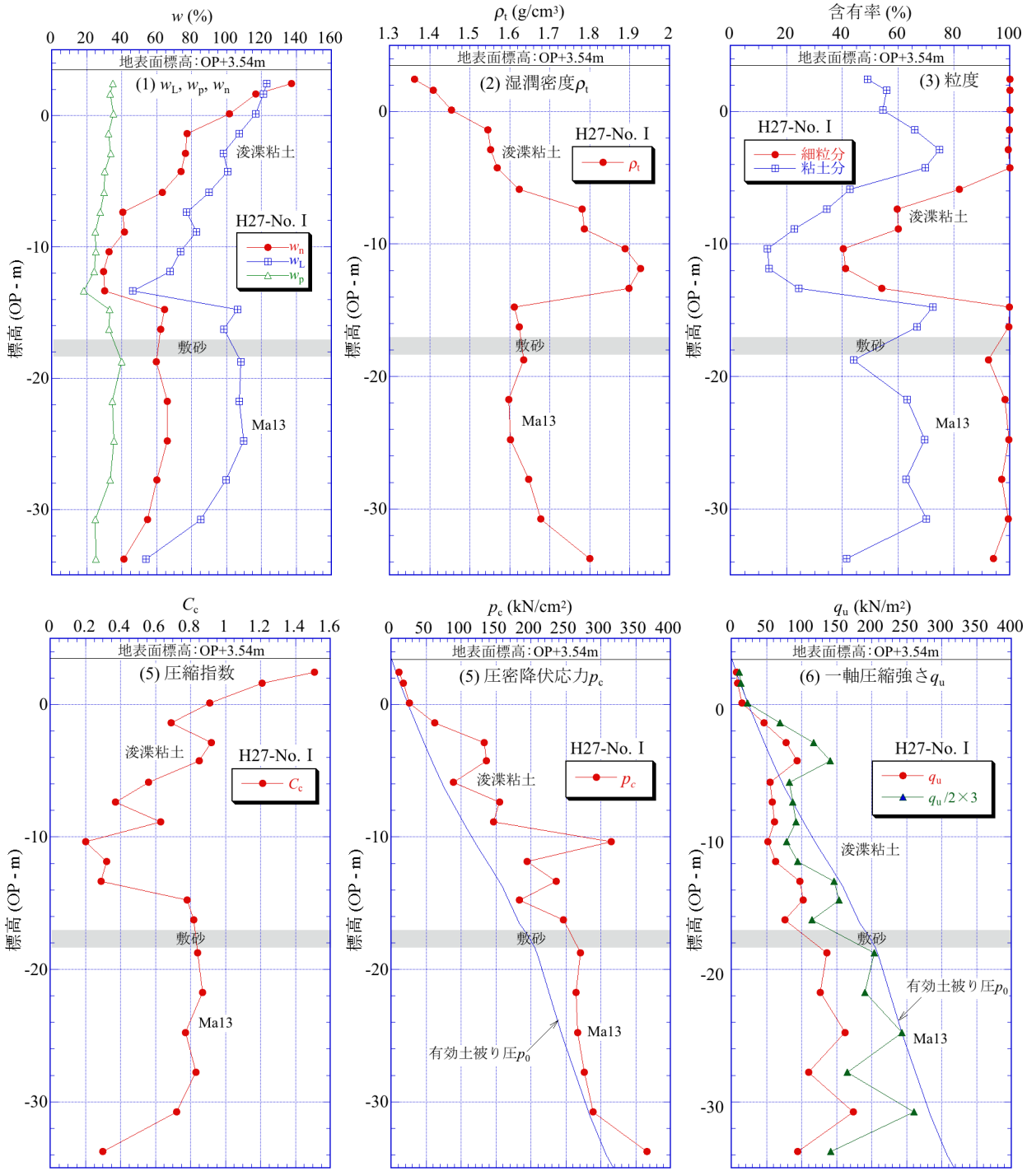
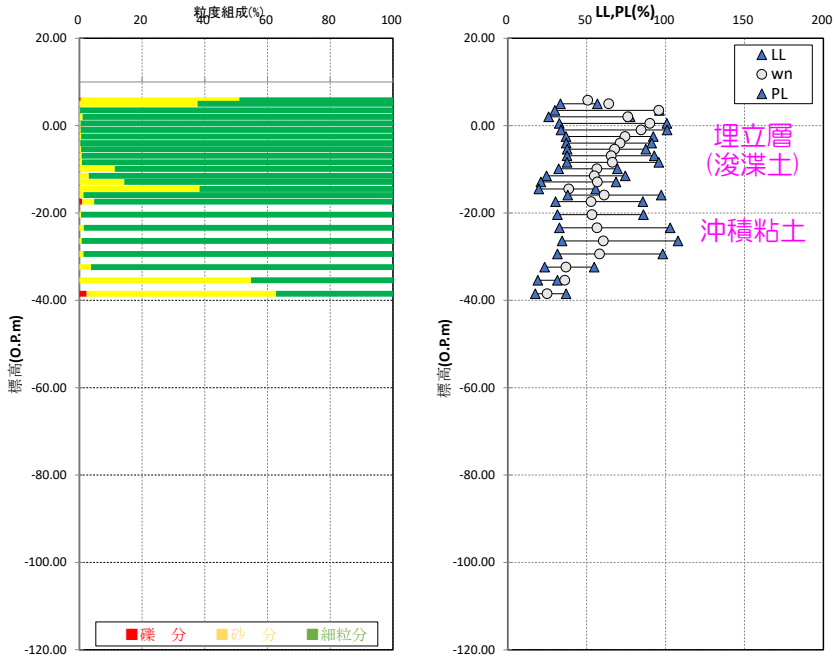
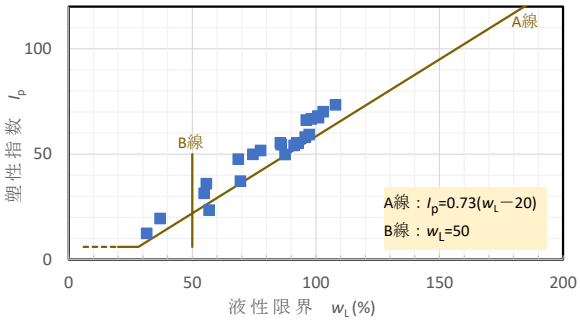


図-4.2.23　H27（2015）No. I　ボーリングデータ（つづき）

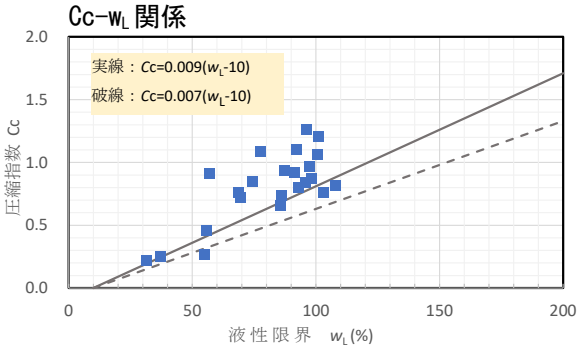
【No.25_H27 No.Ⅱ】



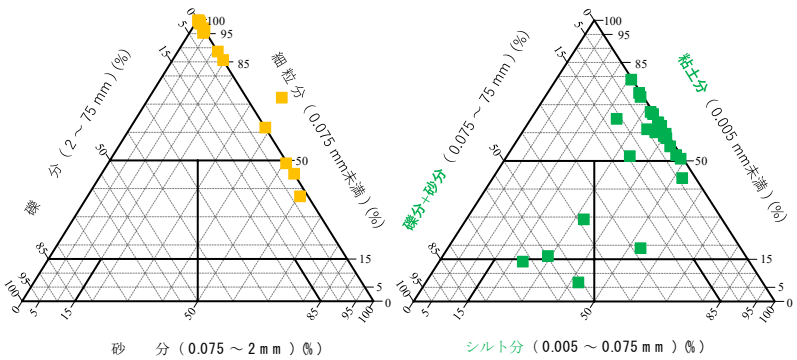
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

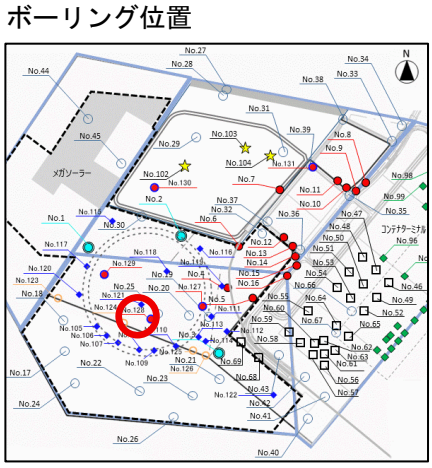


図-4.2.24 H27 (2015) No.Ⅱ ボーリングデータ（つづく）

H27-No.Ⅱの図(1)から，浚渫粘土層上部の w_L は 100%前後の高塑性を示している。OP-10m 以深は砂分混入（図(3)参照）によって w_L，w_n ともに低くなっている。w_n の深度方向の低下も見られる。Ma13 層の w_L はやはり弓形分布となっている。図(4)の C_c は，浚渫粘土層上部では 0.8～1.2 と高圧縮性を示し，Ma13 層はやはり 0.8 程度である。図(5)の p_c から，浚渫粘土層は過圧密と見なされる。これも PBD による圧密促進効果が現れていると考えられる。w_n の深度方向の低下もこの圧密進行によると考えられる。さらに，Ma13 層は特に過圧密性が高く（過圧密比 OCR は 2 程度），SD による圧密促進効果が見られる。それは，図(6)の $q_u/2\times3$ からも確認できる（下部の q_u は過小）。

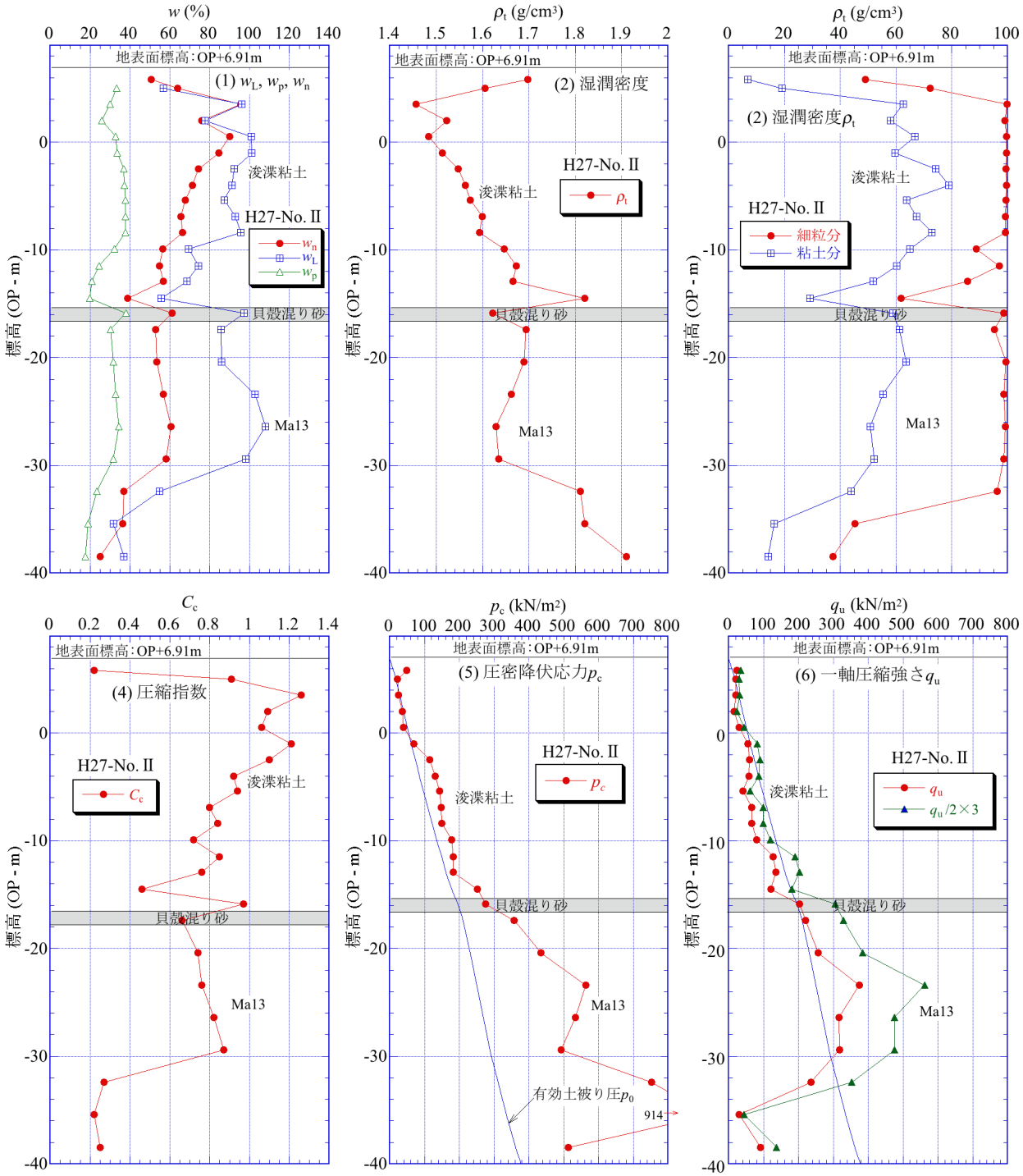
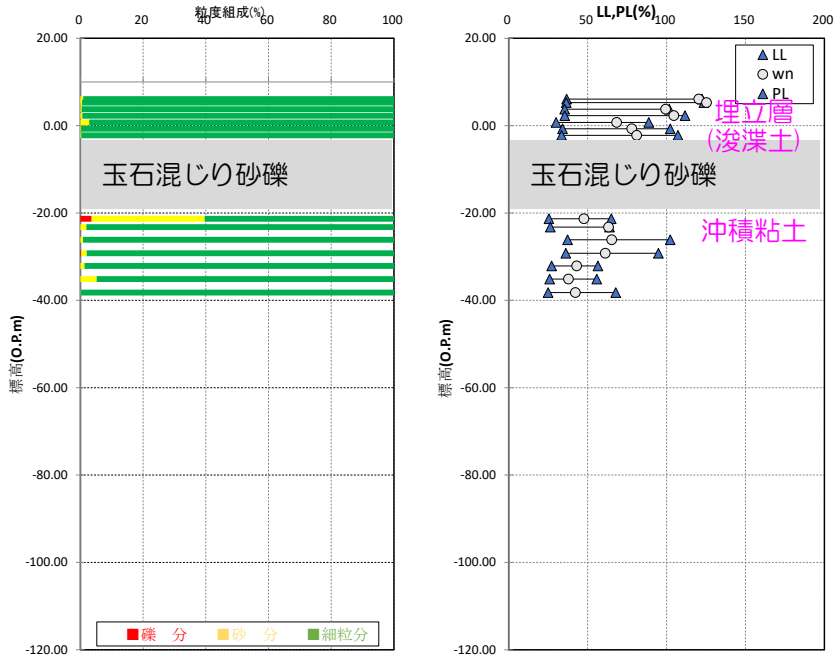
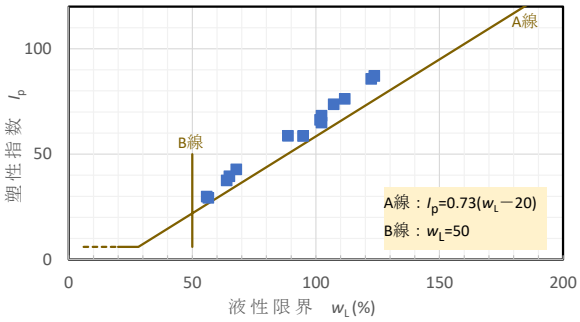


図-4.2.24　H27（2015）No.Ⅱ ボーリングデータ（つづき）

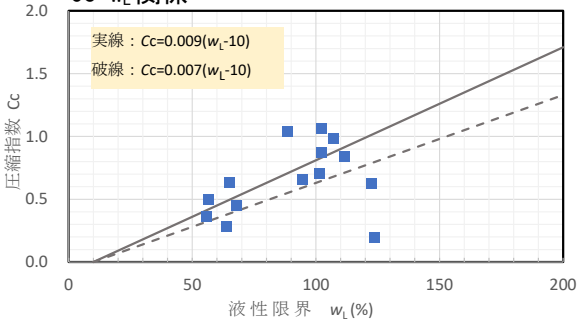
【No.26_H27 No.Ⅲ】



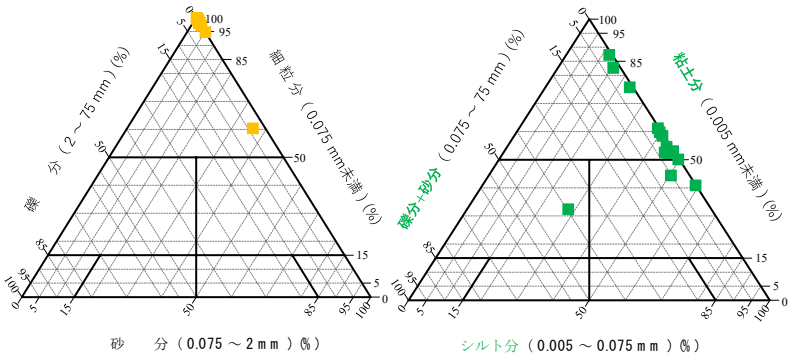
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

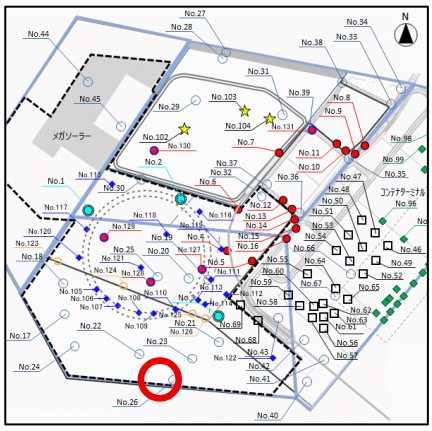


図-4.2.25 H27 (2015) No.Ⅲ ボーリングデータ（つづく）

H27-No.Ⅲの図(1)から，No.Ⅲは南部の護岸に近いため，OP-2～-19m まで盛土または敷砂となっており，浚渫粘土層は層厚 9m 程度と薄いが，w_L=90～120%と高塑性を示し，砂分混入も少ない（図(3)参照）。Ma13 層の w_L はやはり弓形分布をしており，砂分の混入は少ない。図(4)の C_c から，浚渫粘土層では 0.6～1 とやや低く，Ma13 層でも 0.8 以下である。図(5)の p_c は，浚渫粘土層ではややばらつきがあるが，未圧密と見なされる。これは**表-4.2.4** 下の図に示したように，No.Ⅲ地点は PBD 未打設領域にあるためである。さらに，Ma13 層も未圧密と見なされる。図(6)の q_u/2×3 から，やはり浚渫粘土層，Ma13 層の未圧密が確認できるが，Ma13 層の q_u は過小と考えられる。

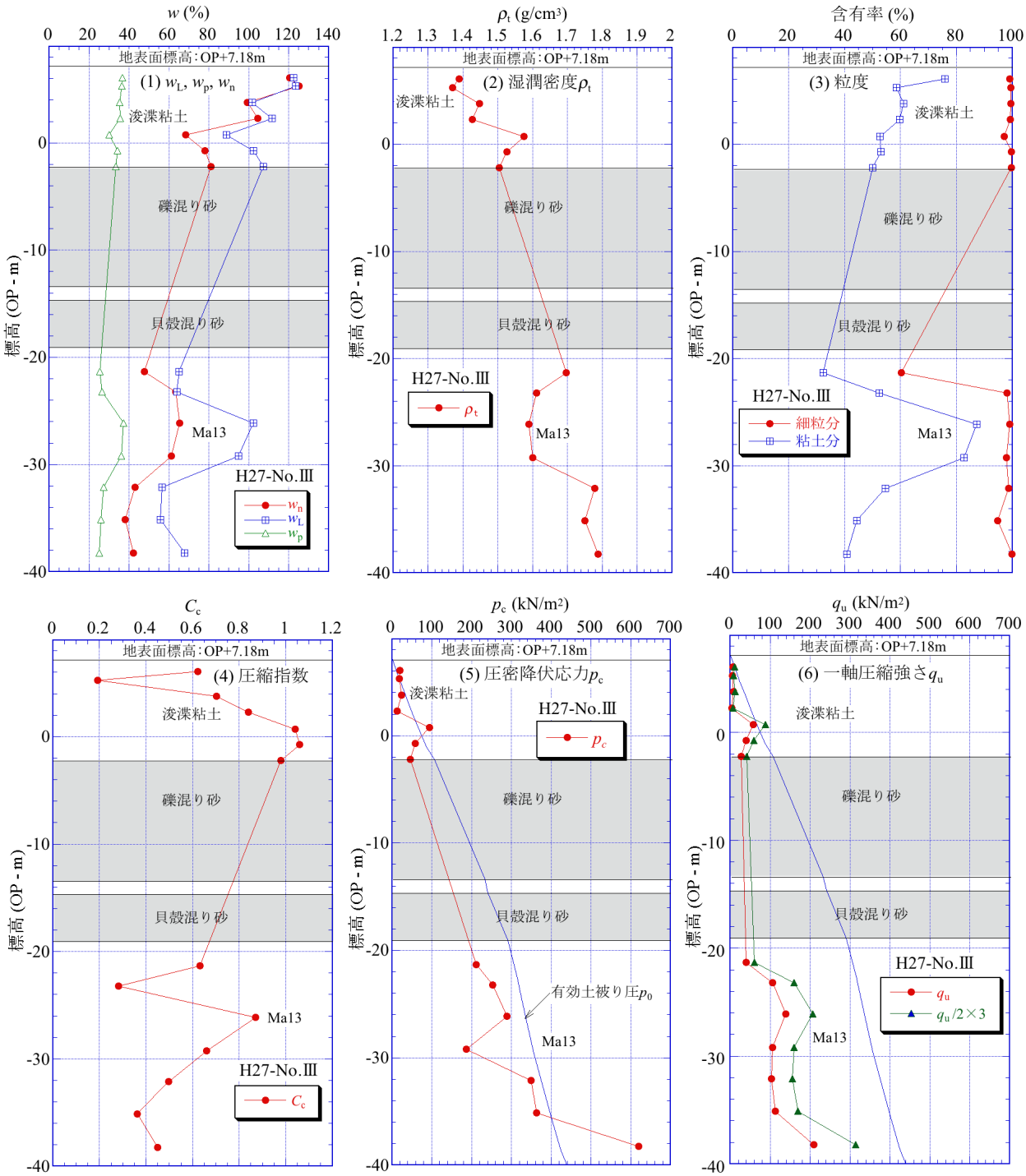
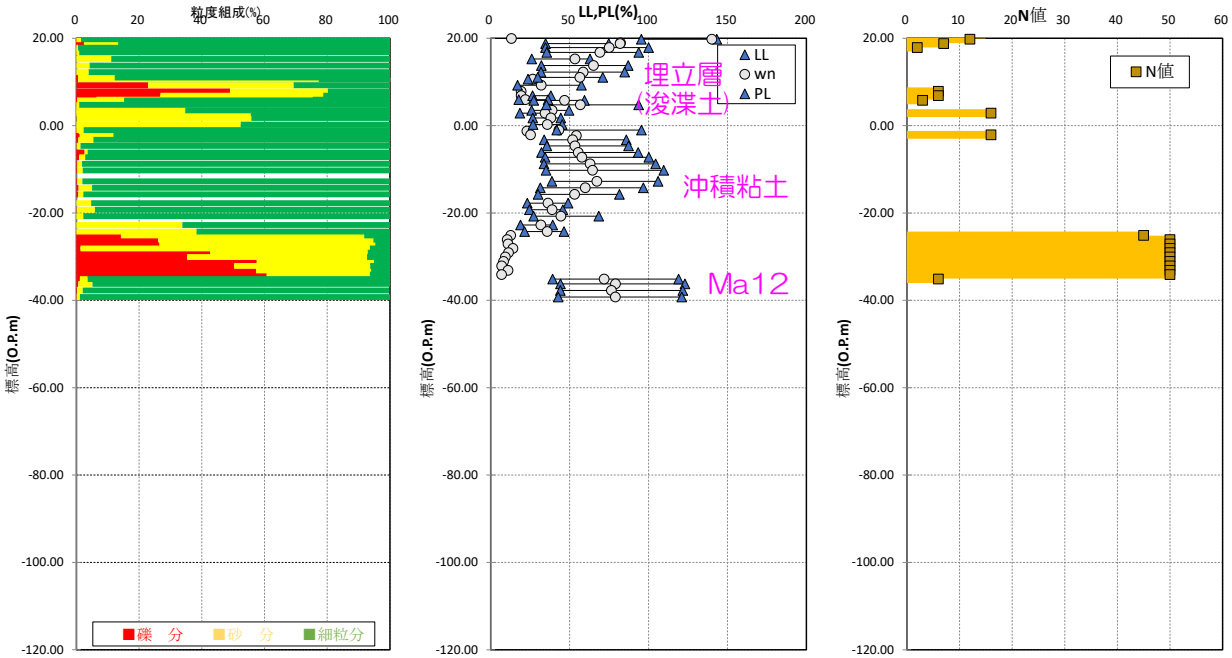
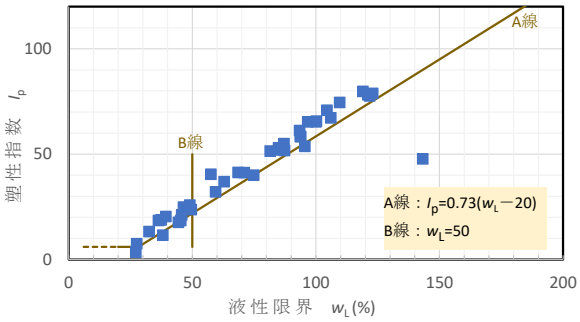


図-4.2.25　H27（2015）No.Ⅲ ボーリングデータ（つづき）

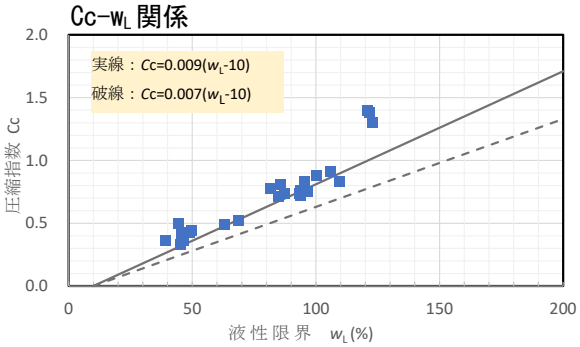
【No.68_H16 No.16-6】



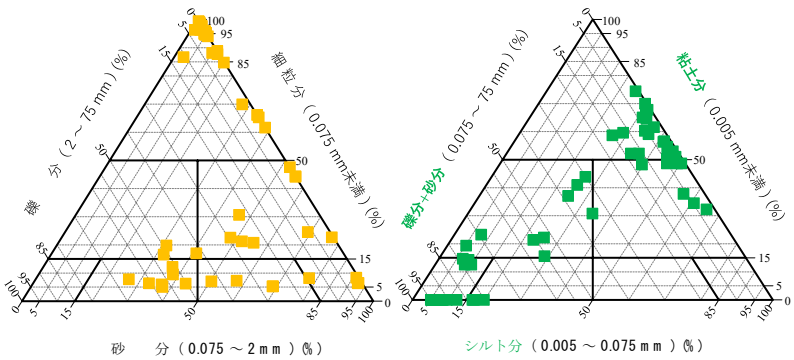
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

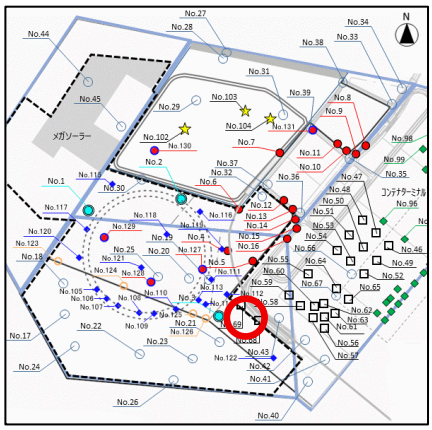


図-4.2.26 H16（2004）No.16-6 ボーリングデータ（つづく）

No.16-6 の図(1)の w_n，w_L，w_p より，浚渫粘土層は OP-2m～-7m に砂礫を挟んで 2 層に分かれており，上部は比較的 w_L（塑性）が高いが，下部は塑性が低く（図(3)に示すように砂分が混入している），かなり不均質な状態にある。これらは排砂管位置の影響と考えられる。一方，OP-15m 以深の Ma13 層は堆積時の海進・海退を反映して w_L は弓形分布を示している（w_n，w_p も同様）。Ma12 層の w_L は 120%を超え，塑性が高い。図(4)の C_c は，浚渫粘土層上部は 0.7 前後を示すが，下部は先の w_L の分布を反映して圧縮性が低くなっている。Ma13 層では 0.8 前後，Ma12 層では 1.2～1.4 で高圧縮性を示す。図(5)の p_c は，浚渫粘土層では p_0 より大きく，やや過圧密にあるが。Ma13 層はやや未圧密の状態にある。Ma12 層の p_c は過小と考えられる。図(6)の q_u から，▲で示す $q_u/2\times3$ は強度増加率 $s_u/p=1/3$ を仮定した p_c 相当となるが，浚渫粘土では正規圧密状態が確認できるが，Ma13 層，Ma12 層ではかなり過小に得られている。

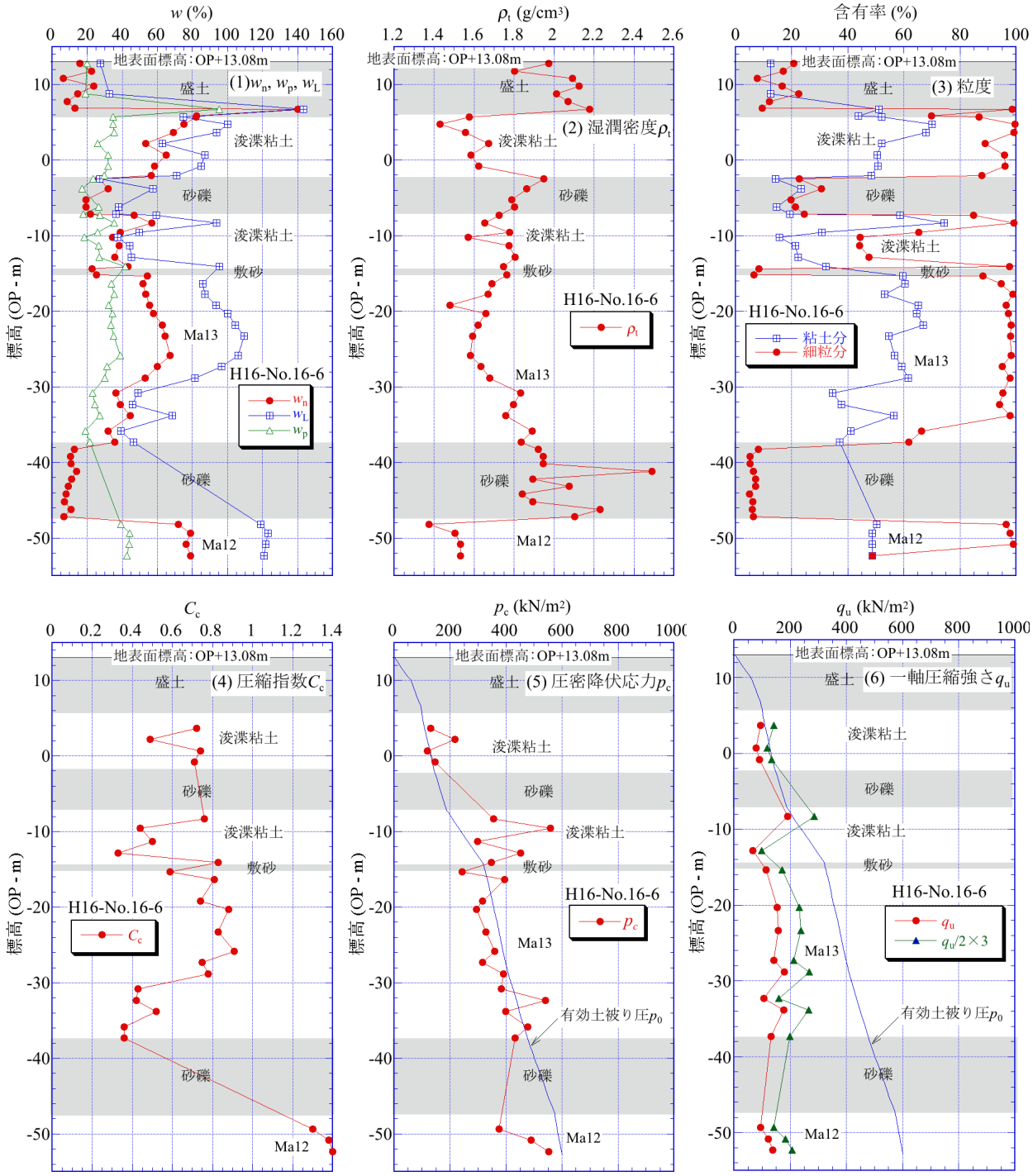
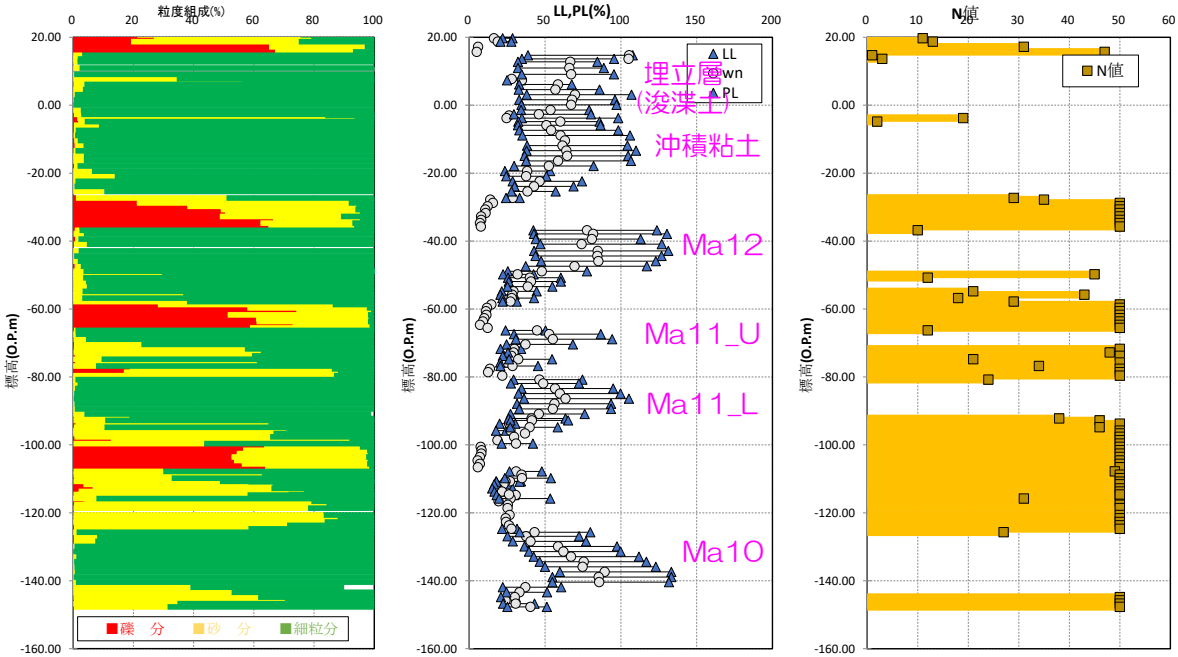
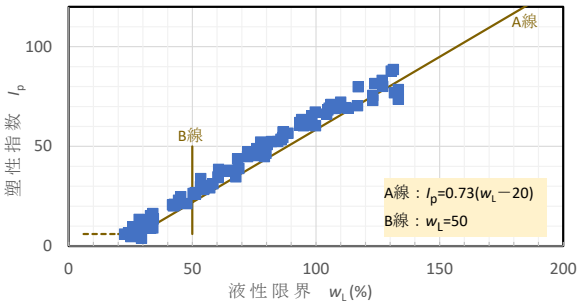


図-4.2.26　H16（2004）No.16-6 ボーリングデータ（つづき）

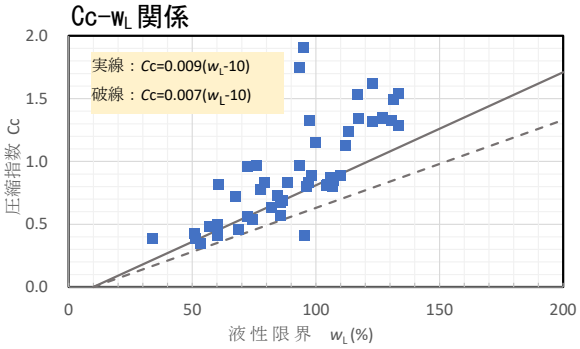
【No.69_H16 No.16-7】



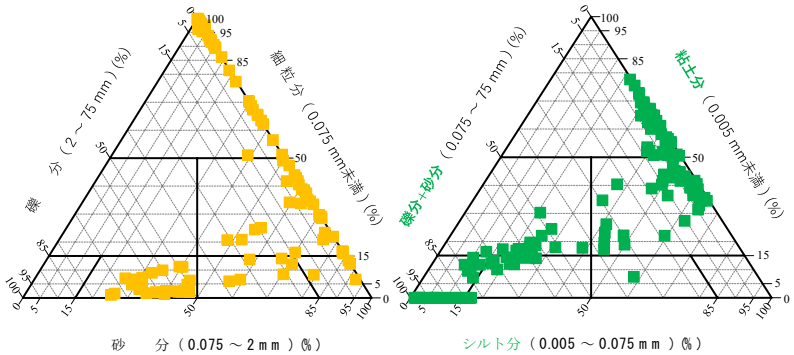
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

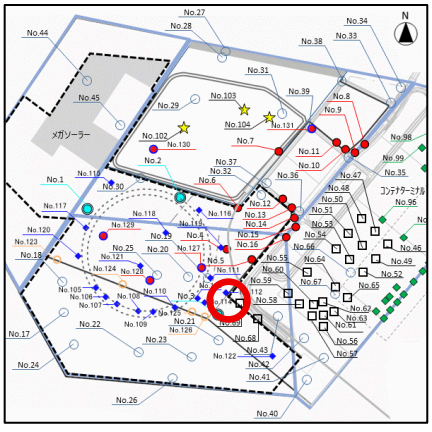


図-4.2.27　H16（2004）No.16-7 ボーリングデータ（つづく）

No.16-7 の図(1)の w_n，w_L，w_p より，浚渫粘土層は OP-4m 付近で砂が混入して（図(3)参照），w_L（塑性）が低く不均質となっている。OP-15m 以深の Ma13 は先と同様に w_L は弓形分布を示している。洪積粘土 Ma12，Ma11，Ma10 層の w_L も弓側分布している。なお，Ma11 層は間に砂層を挟み 2 層に分かれている。図(4)の C_c より，浚渫粘土，Ma13 層では 0.8 前後を示すが，Ma13 層の下部は 0.4 前後で小さい。また，洪積粘土 Ma12～Ma10 層では圧縮性が大きいことがわかる。図(5)の p_c から，浚渫粘土層，Ma13 層の p_c は p_0 よりも小さく，未圧密状態と見なされる。洪積粘土層の p_c もやや小さい（Ma10 v の p_c はばらつきが大きい）。図(6)の $q_u/2\times3$ から，浚渫粘土層，Ma13 層は未圧密または正規圧密状態が確認できる。洪積粘土では q_u が過小に得られていると考えられる。

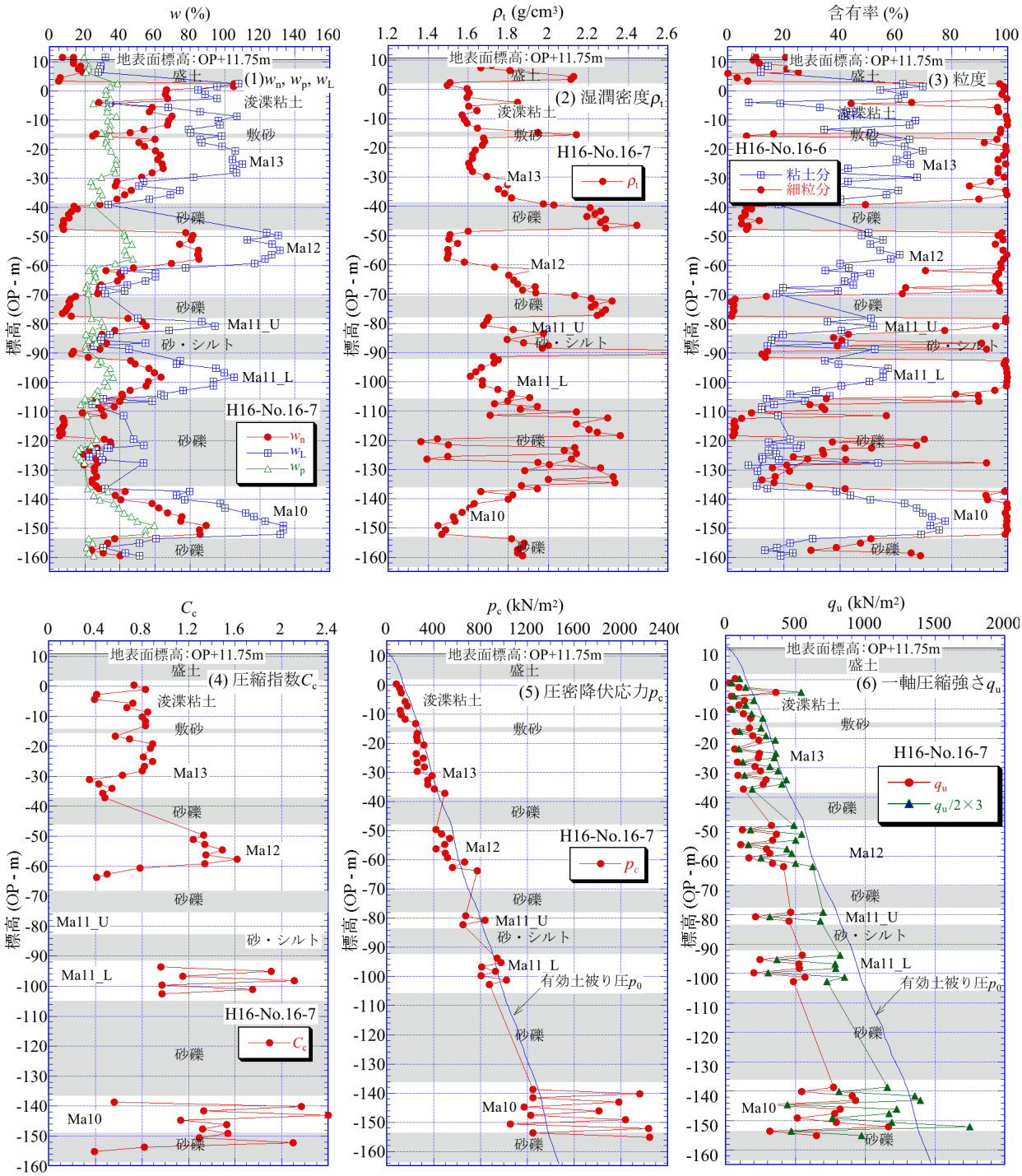
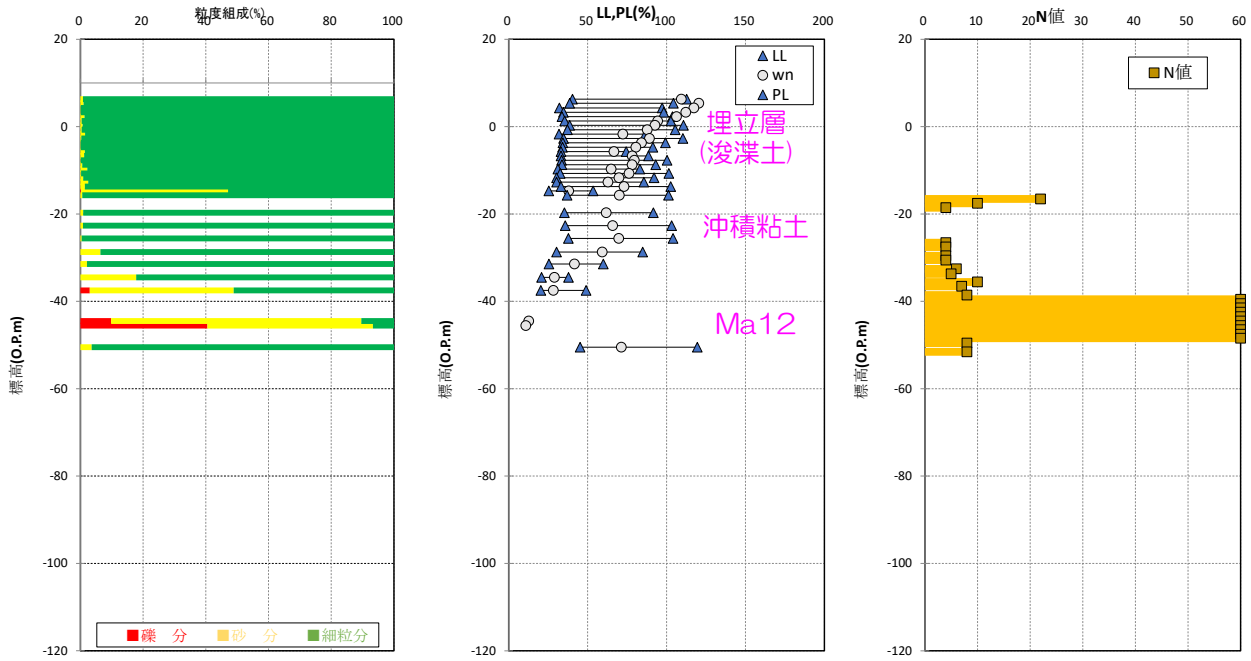
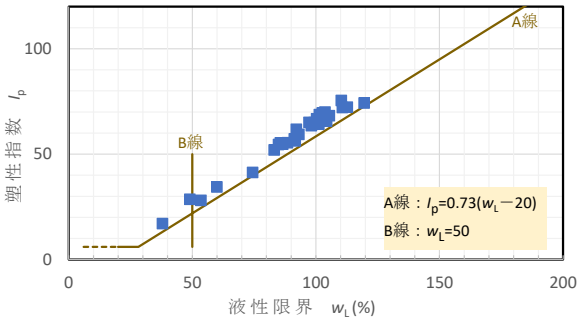


図-4.2.27　H16（2004）No.16-7 ボーリングデータ（つづき）

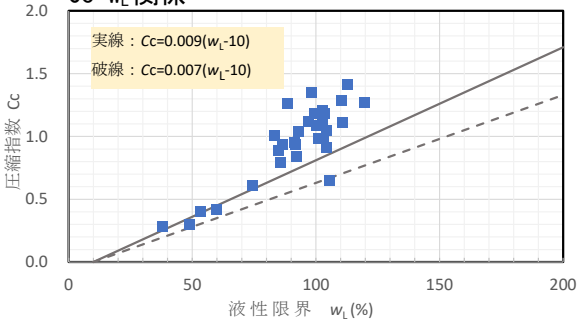
【No.105_R04-2022-1】



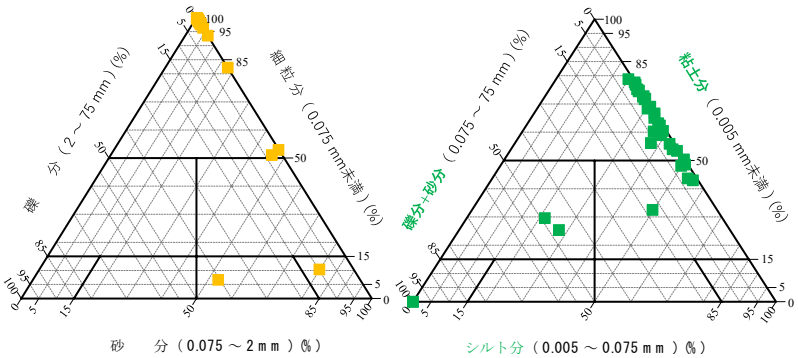
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

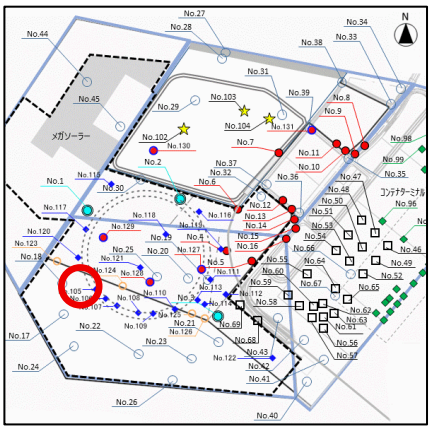
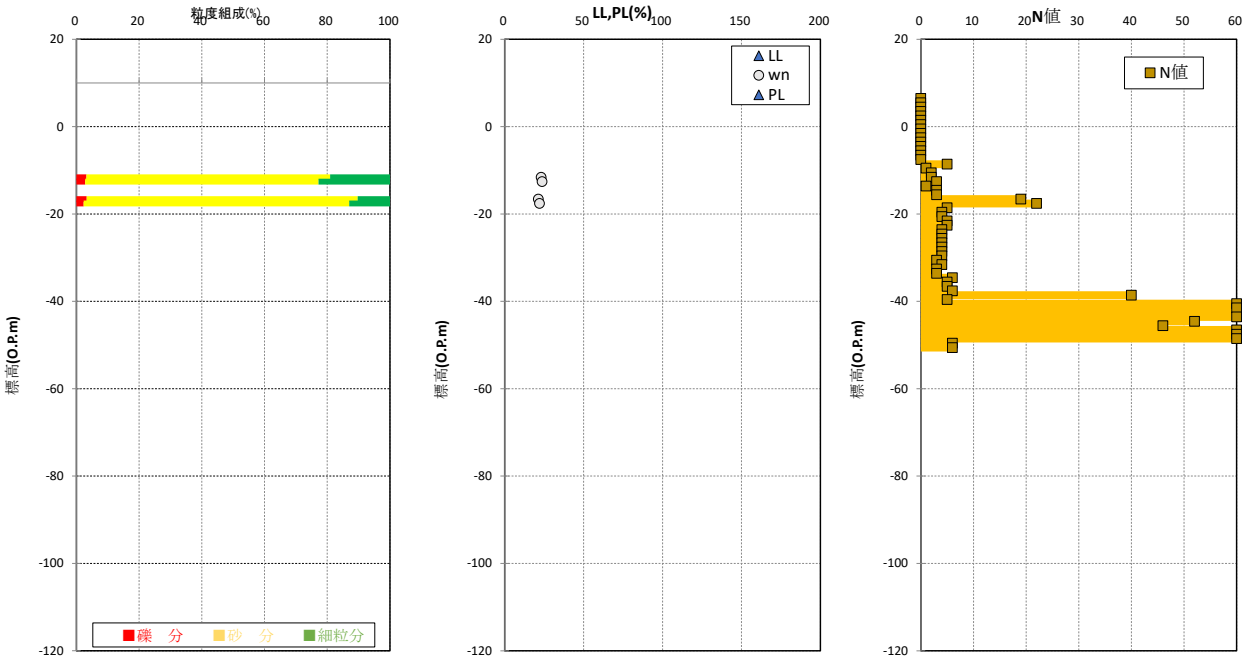
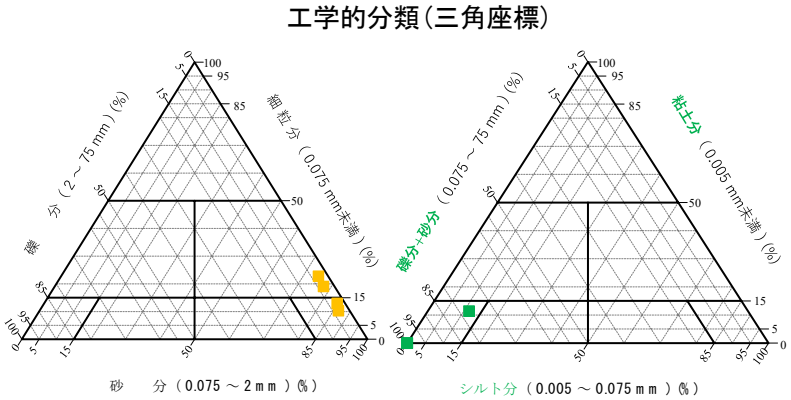


図-4.2.28　R04(2022) 2022-1 ボーリングデータ

【No.106_R04-2022-2】





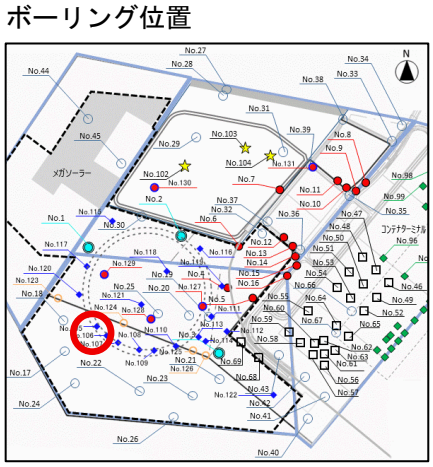
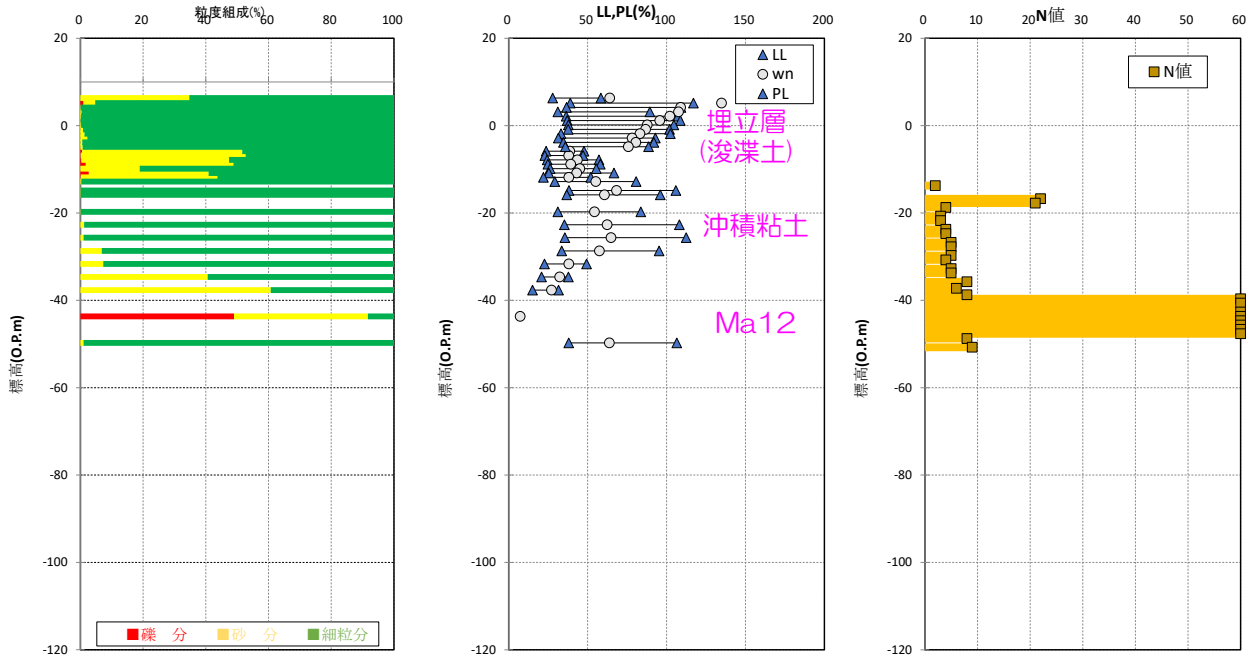
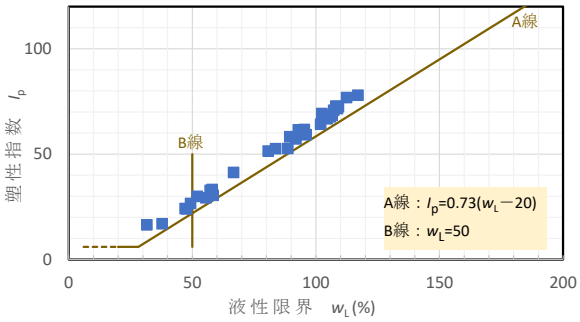


図-4.2.29　R04(2022) 2022-2 ボーリングデータ

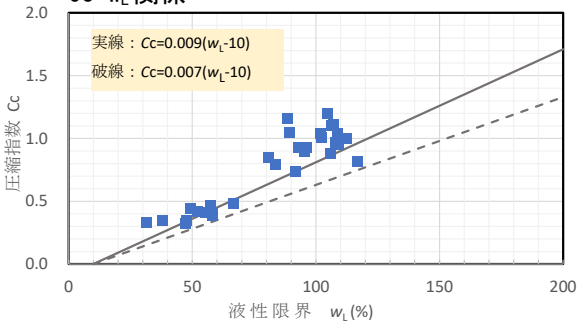
【No.107_R04-2022-3】



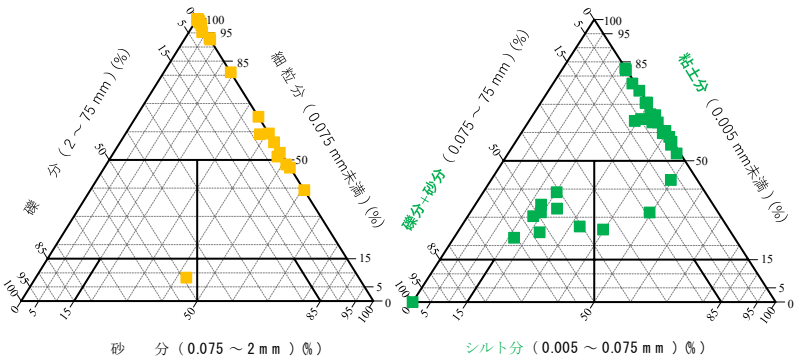
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

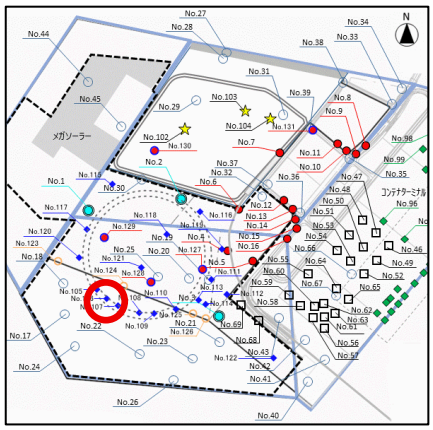
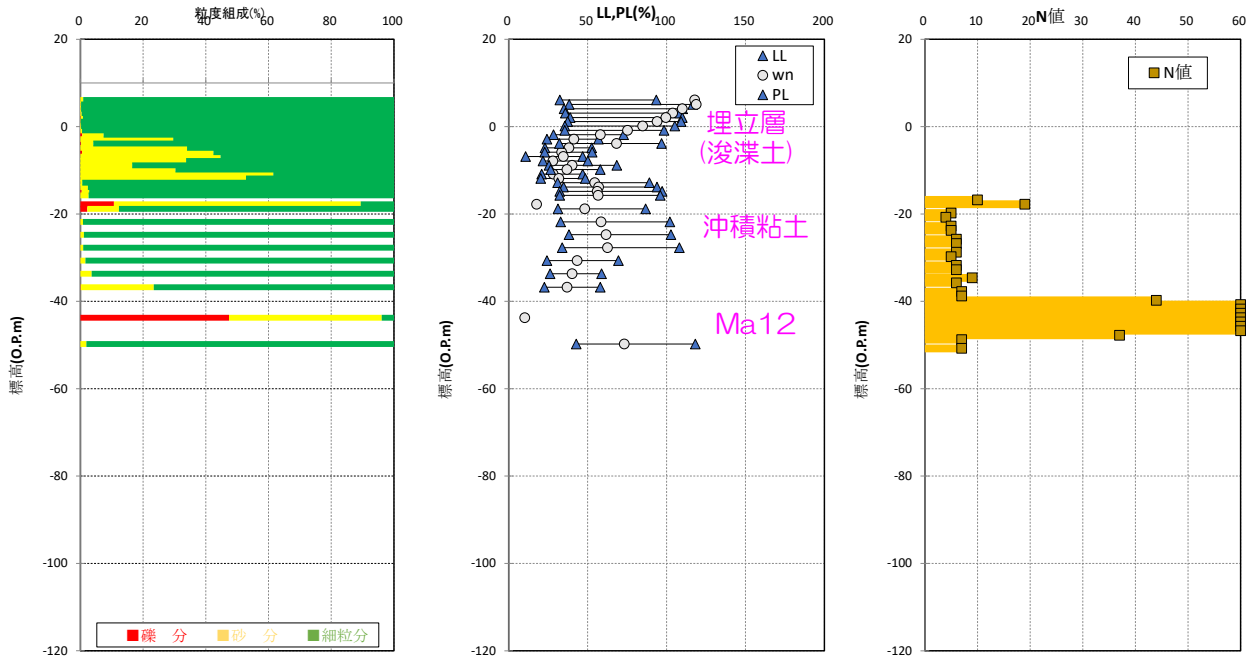
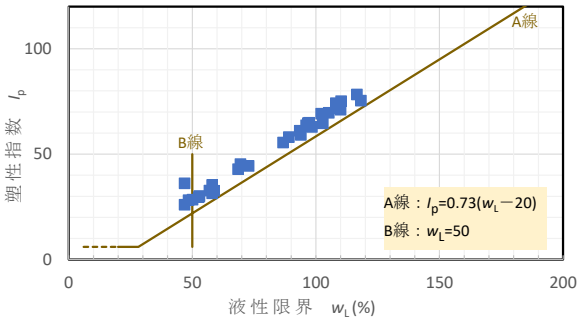


図-4.2.30 R04(2022) 2022-3 ボーリングデータ

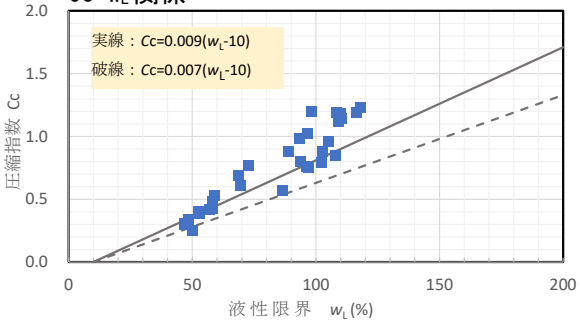
【No.108_R04-2022-4】



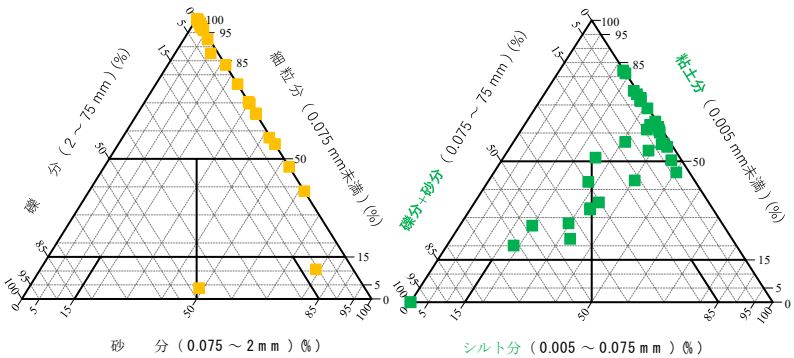
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

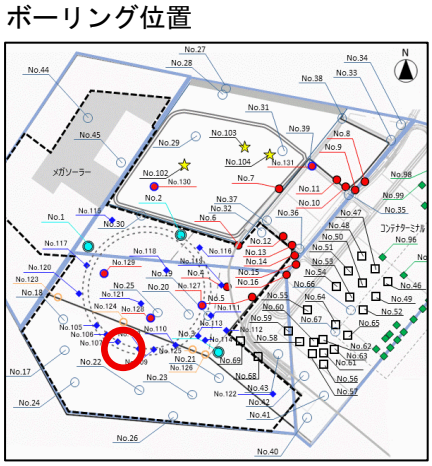
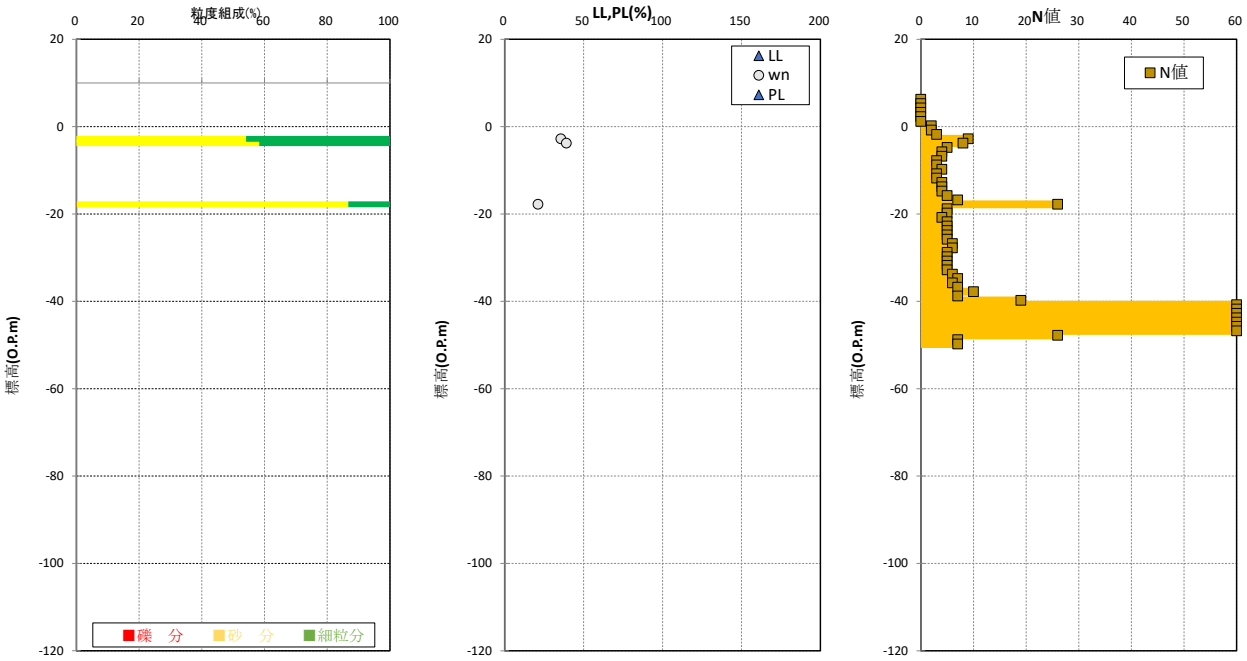
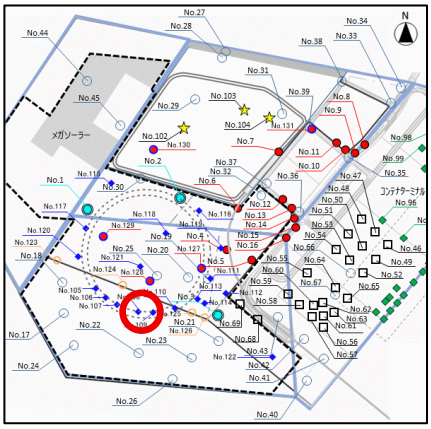


図-4.2.31　R04(2022) 2022-4 ボーリングデータ

【No.109_R04-2022-5】



ボーリング位置



工学的分類(三角座標)

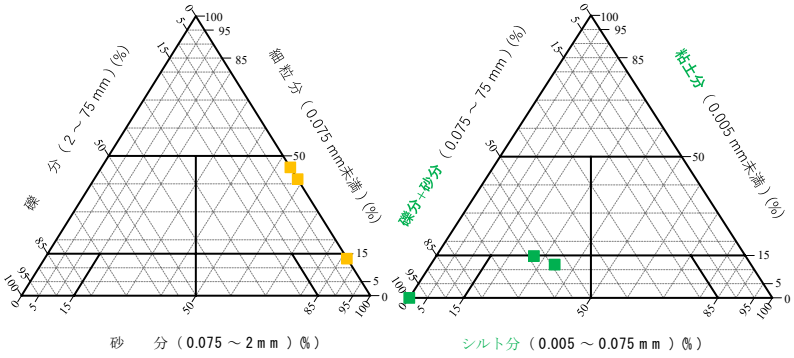
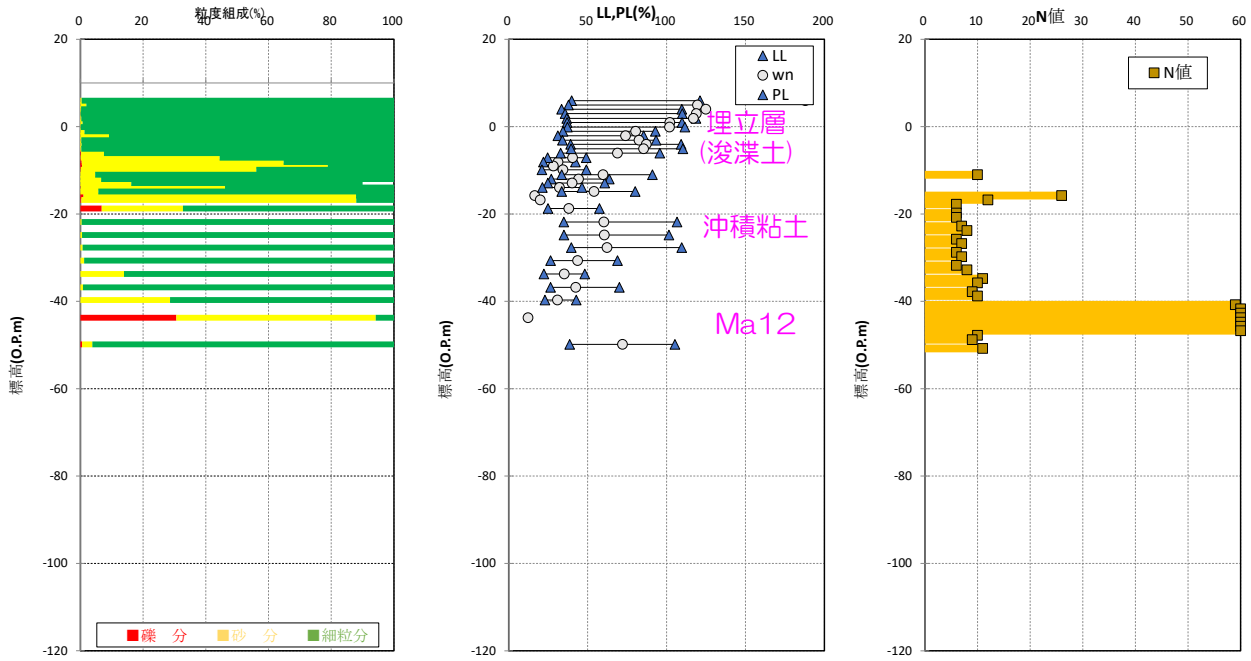
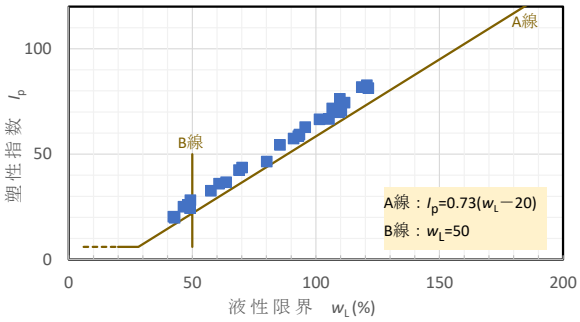


図-4.2.32　R04(2022) 2022-5 ボーリングデータ

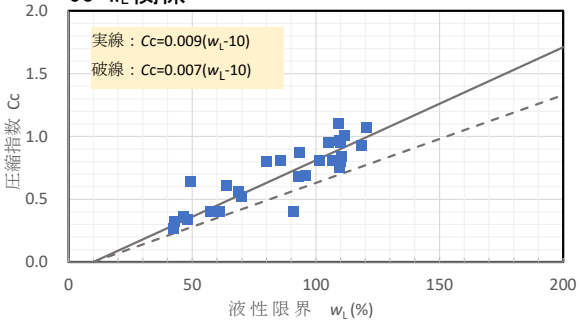
【No.110_R04-2022-6】



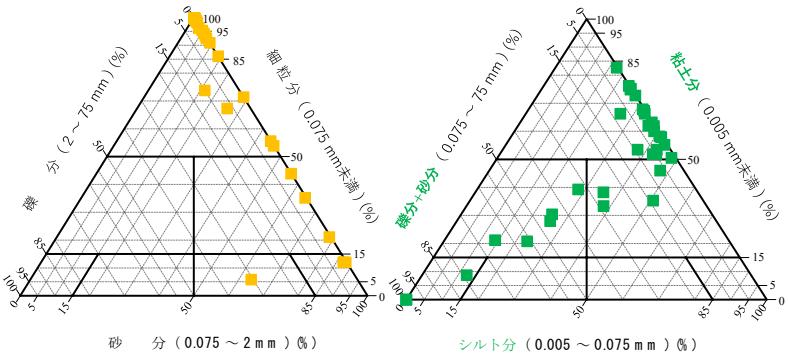
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

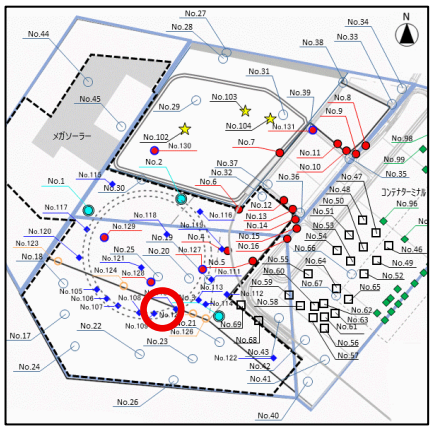
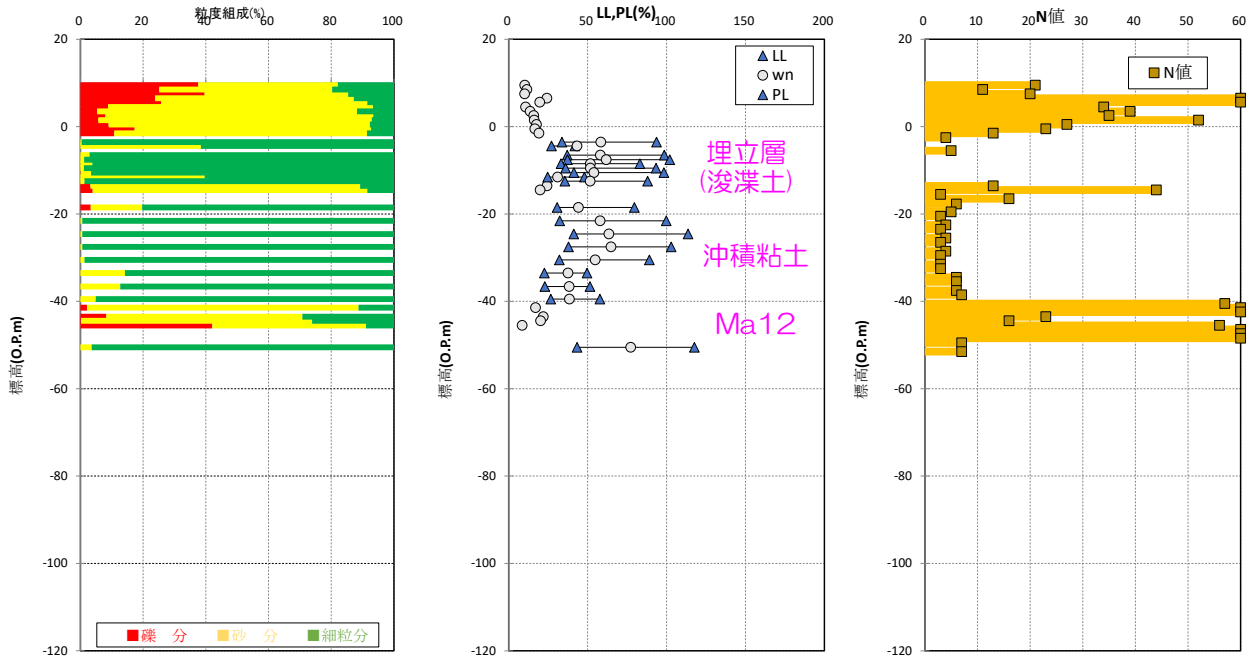
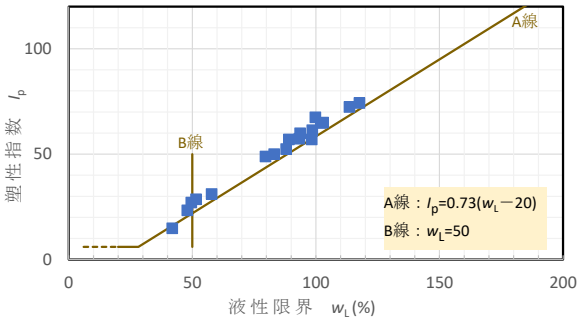


図-4.2.33　R04(2022) 2022-6 ボーリングデータ

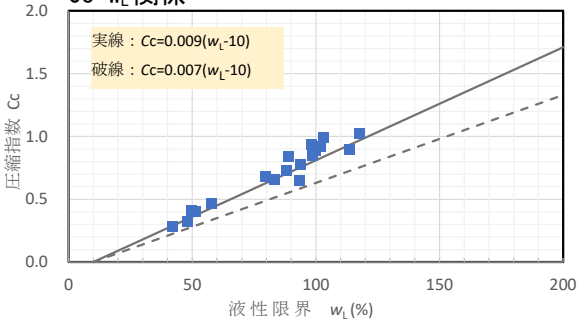
【No.111_R04-2022-7】



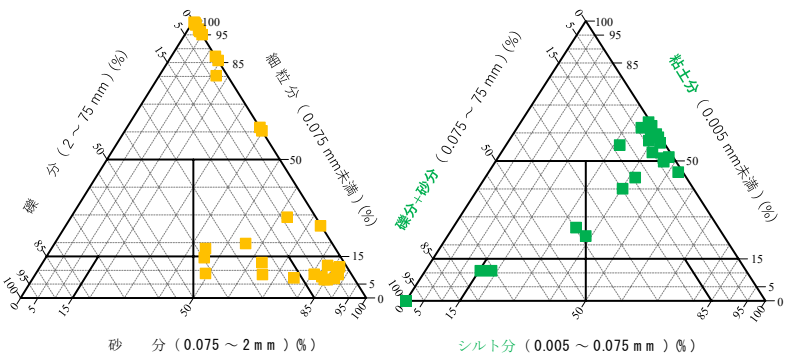
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

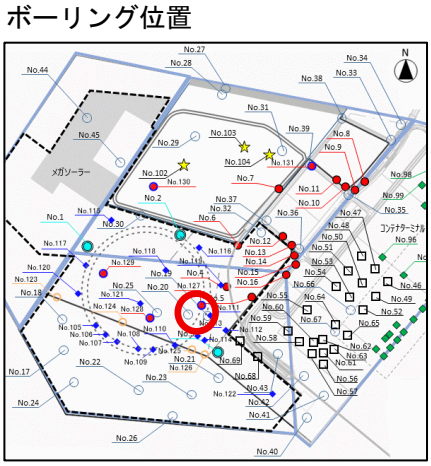
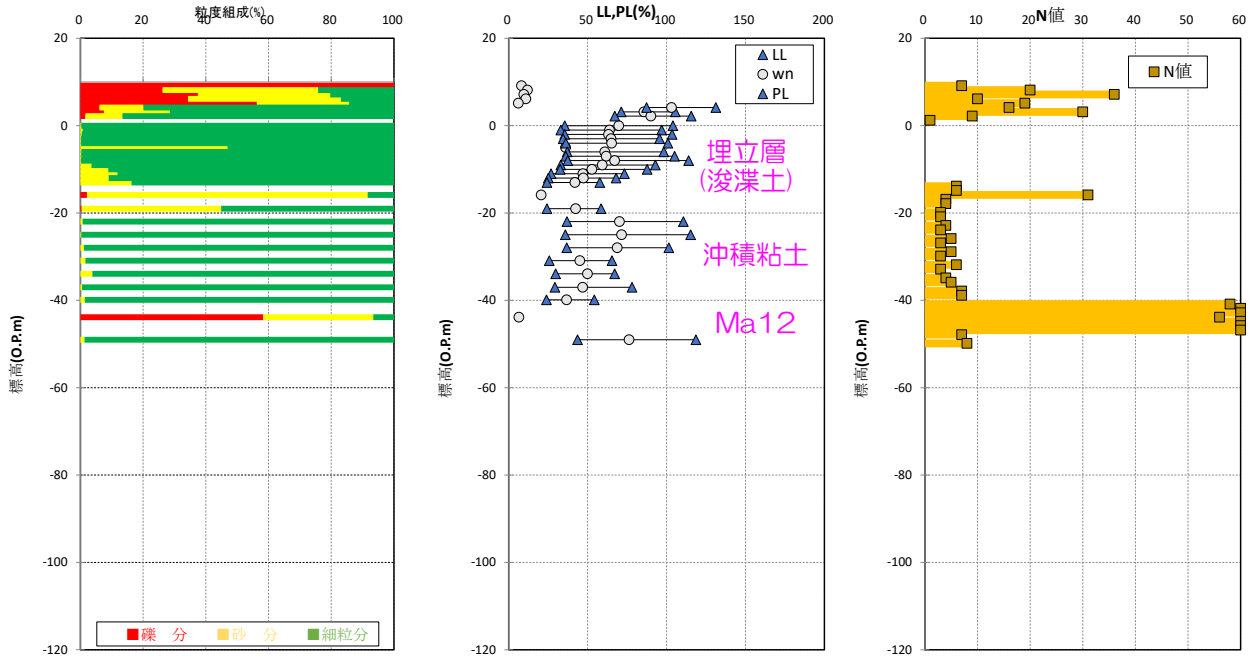
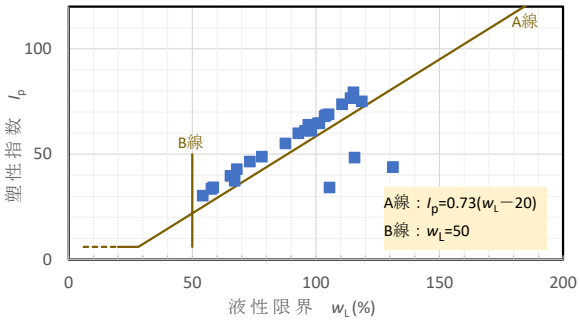


図-4.2.34　R04(2022) 2022-7 ボーリングデータ

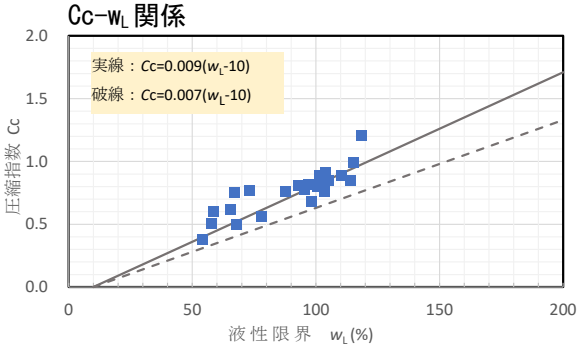
【No.113_R04-2022-9】



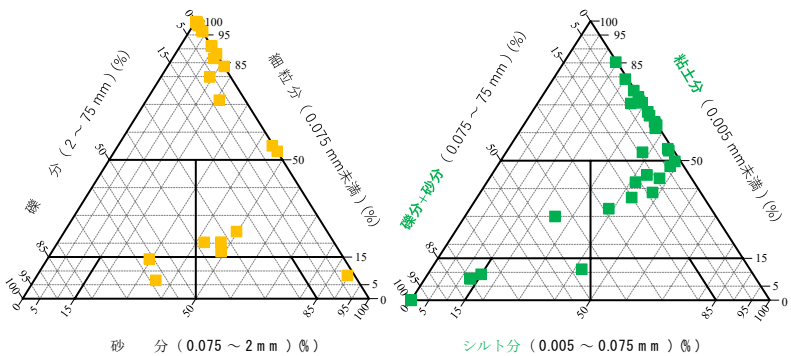
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

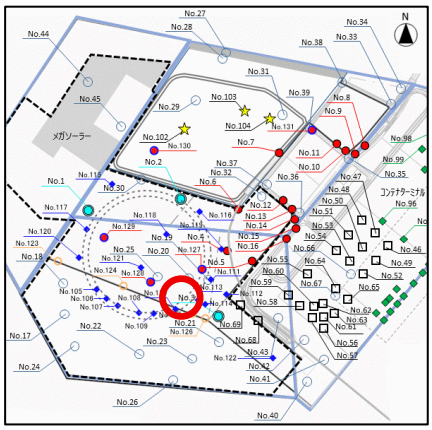
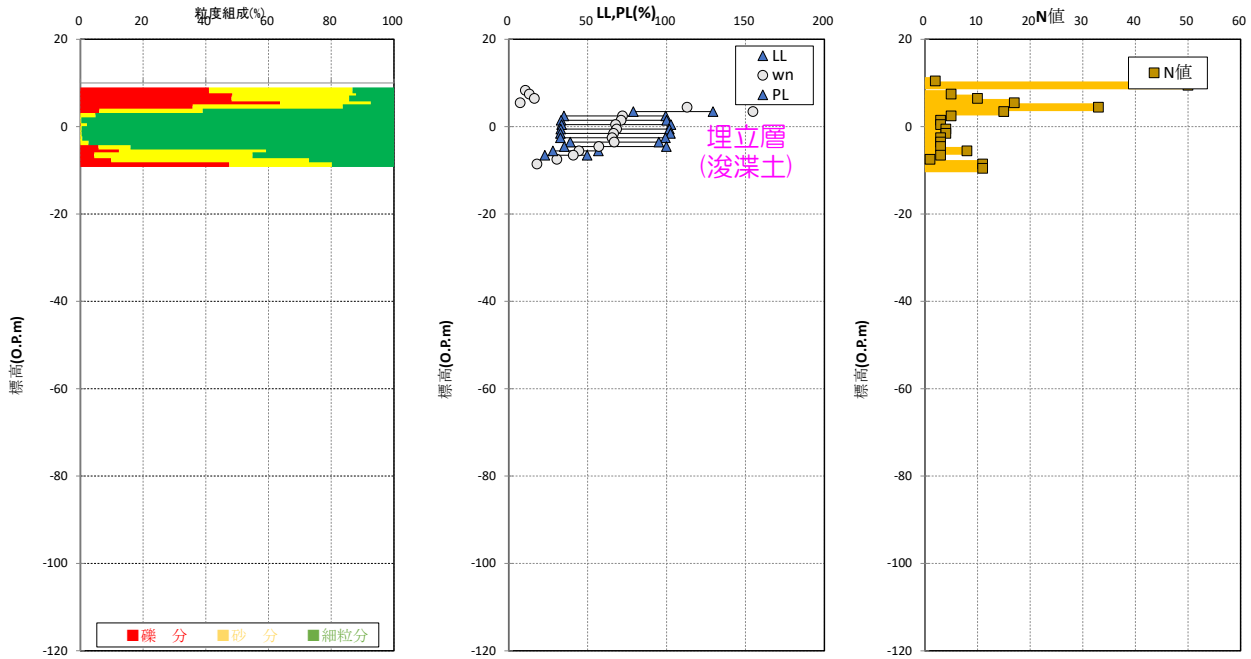
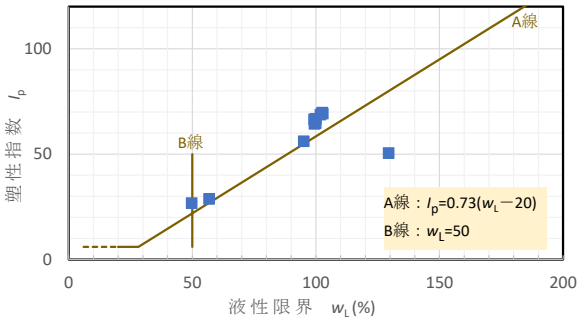


図-4.2.35　R04(2022) 2022-9 ボーリングデータ

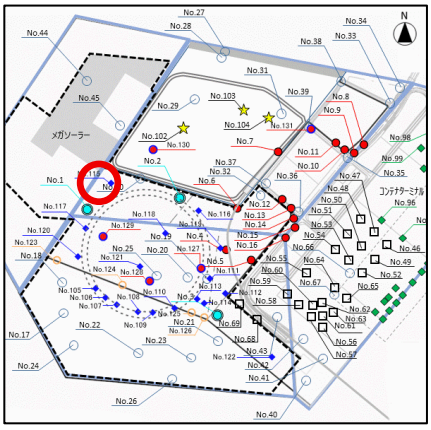
【No.115_R04-2022-11】



塑性図



ボーリング位置



工学的分類(三角座標)

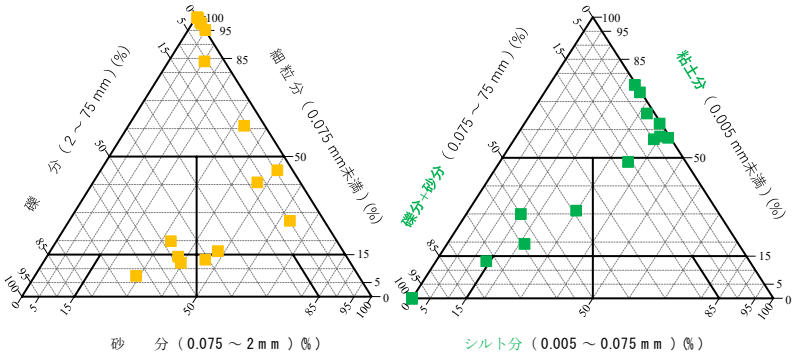
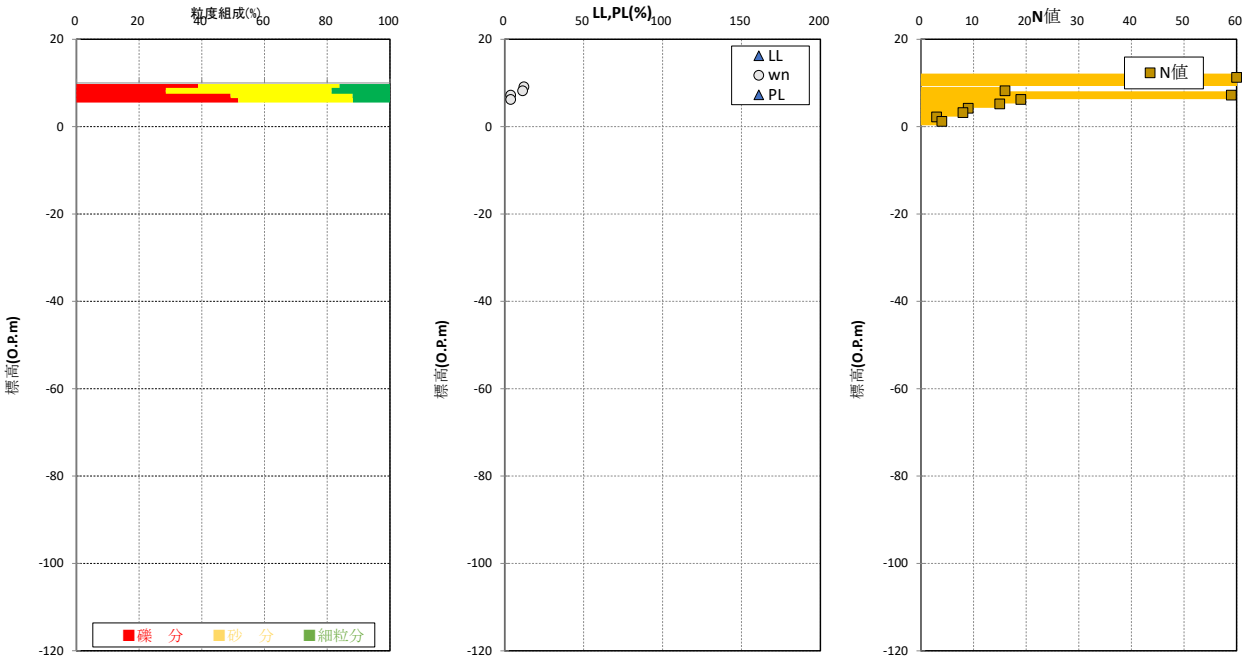
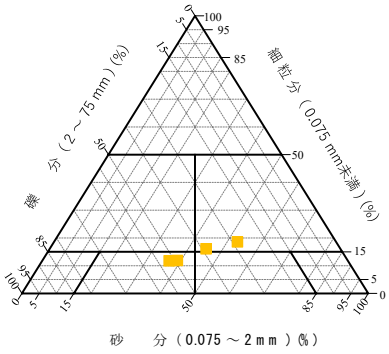


図-4.2.36　R04(2022) 2022-11 ボーリングデータ

【No.116_R04-2022-12】



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

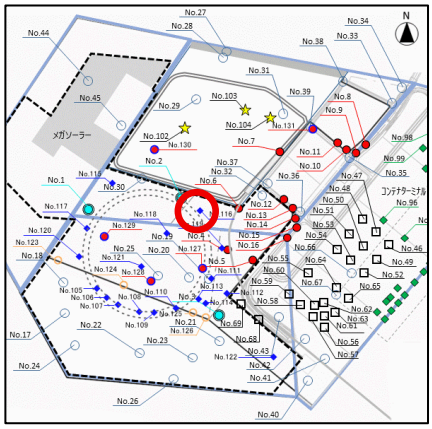
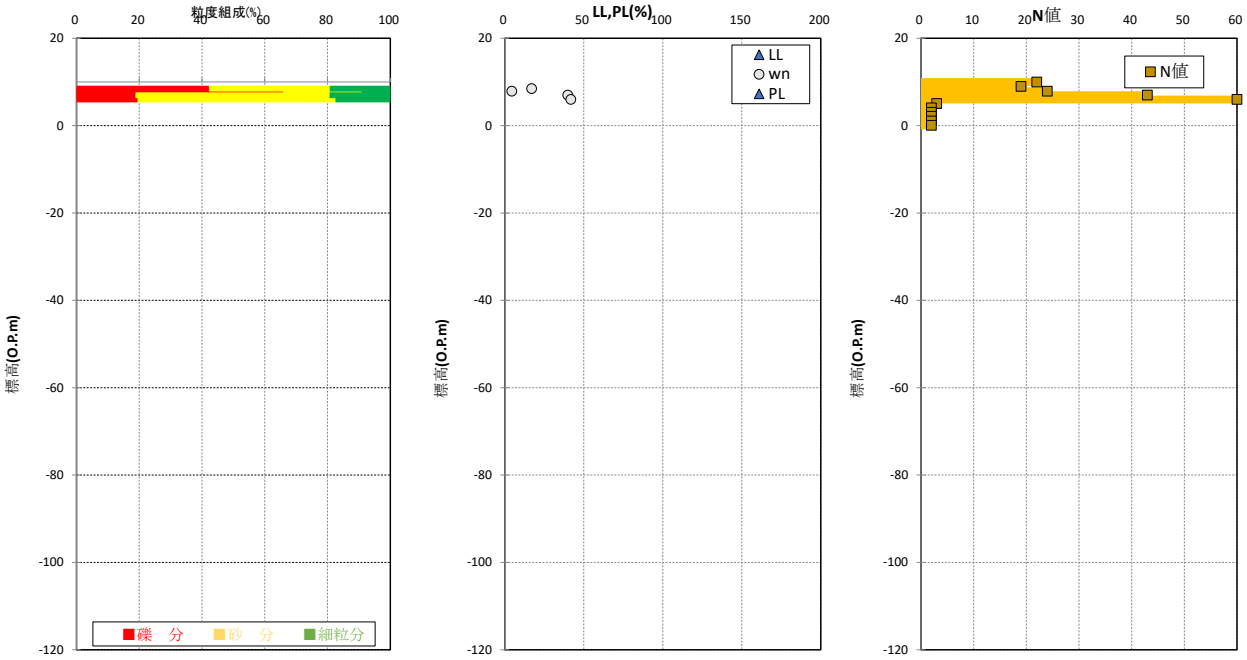
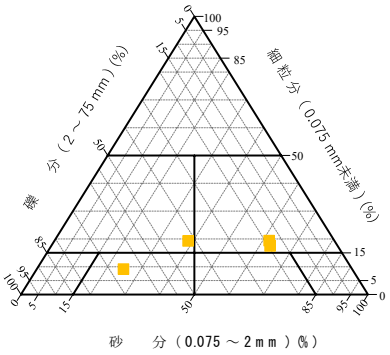


図-4.2.37　R04(2022) 2022-12 ボーリングデータ

【No.117_R04-2022-13】



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

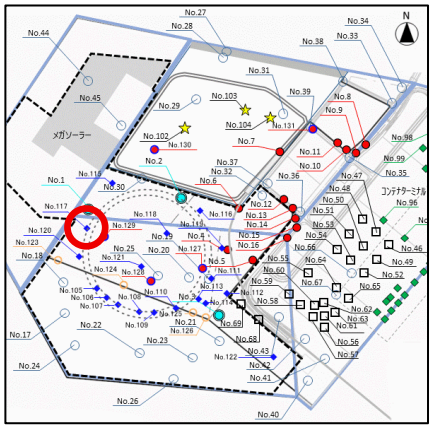
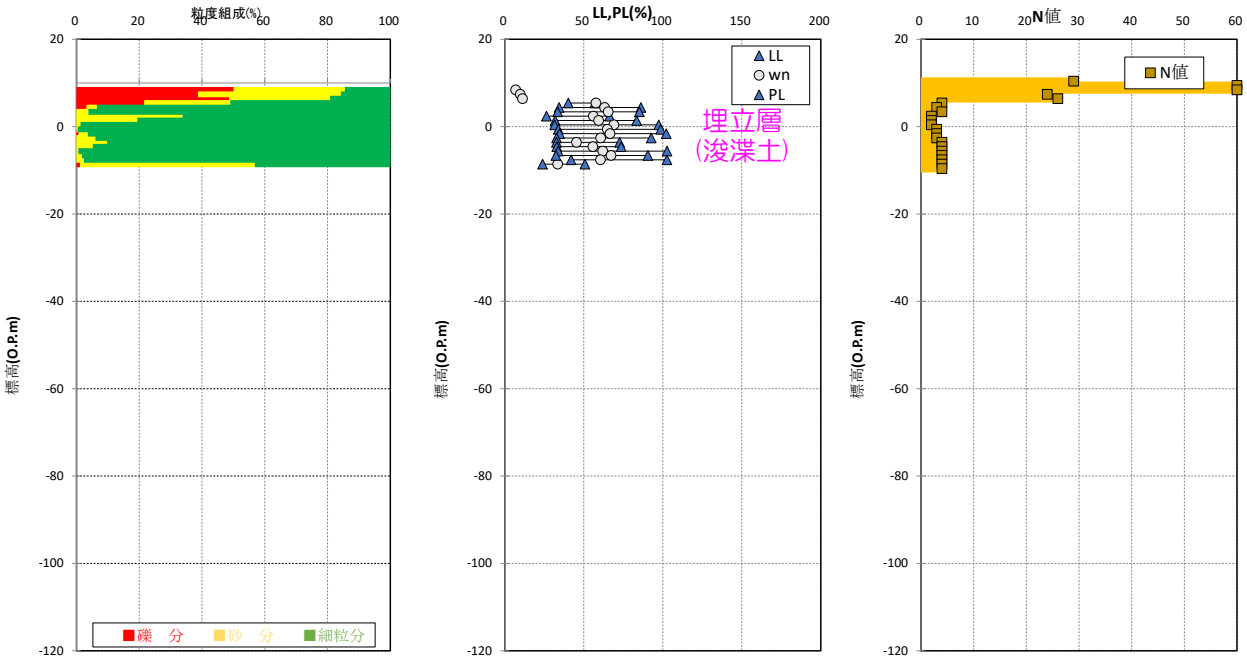
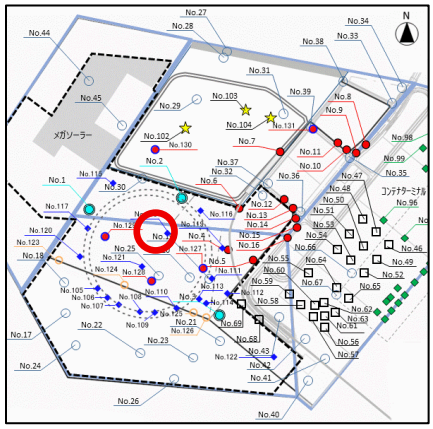


図-4.2.38　R04(2022) 2022-13 ボーリングデータ

【No.118_R04-2022-14】



ボーリング位置



工学的分類(三角座標)

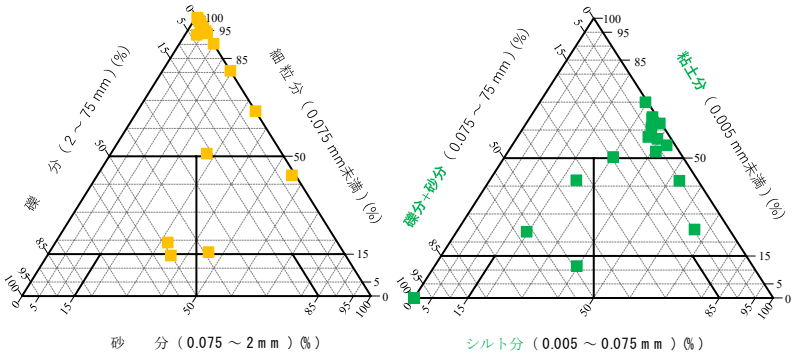
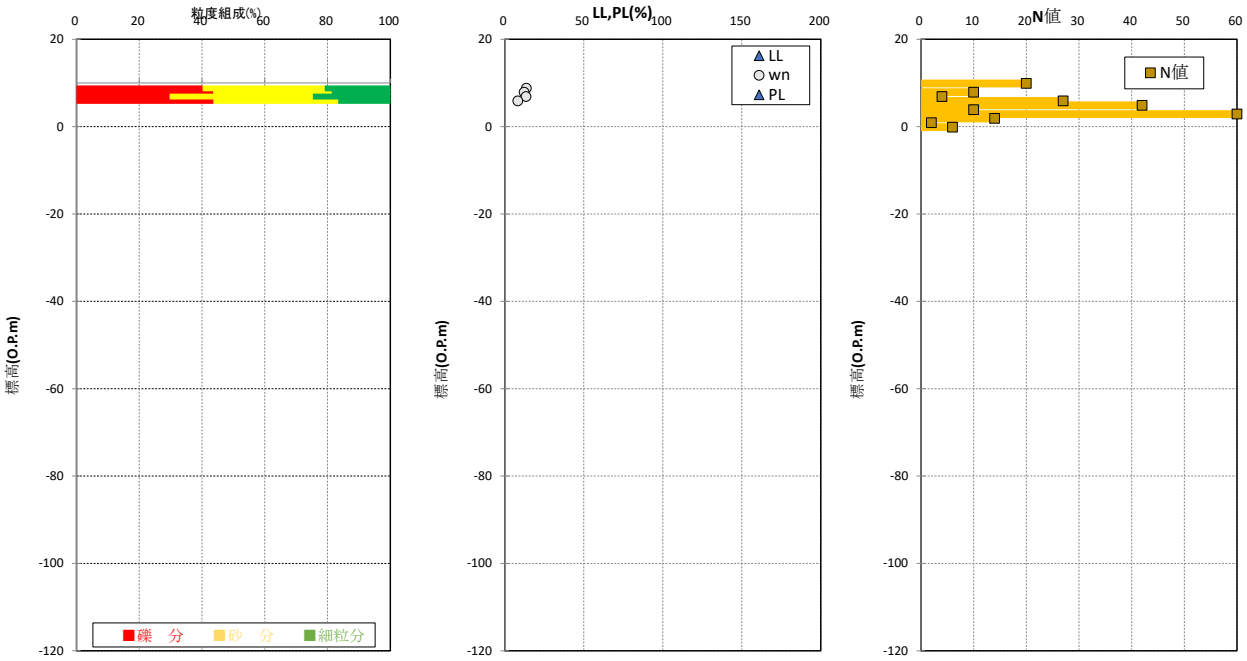
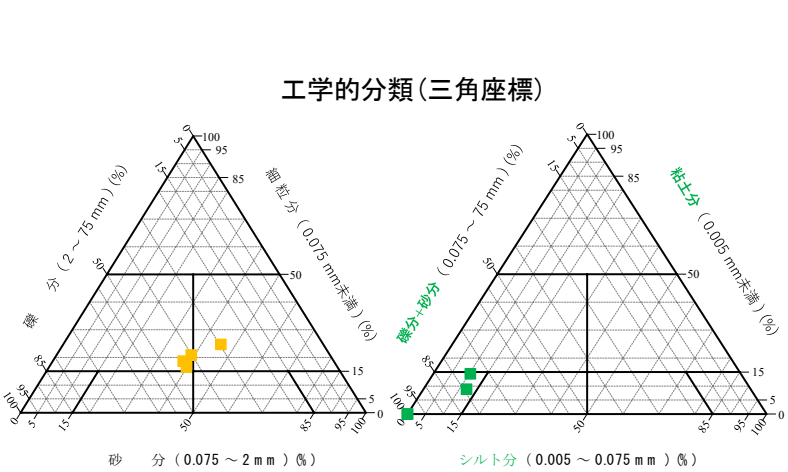


図-4.2.39　R04(2022) 2022-14 ボーリングデータ

【No.119_R04-2022-15】





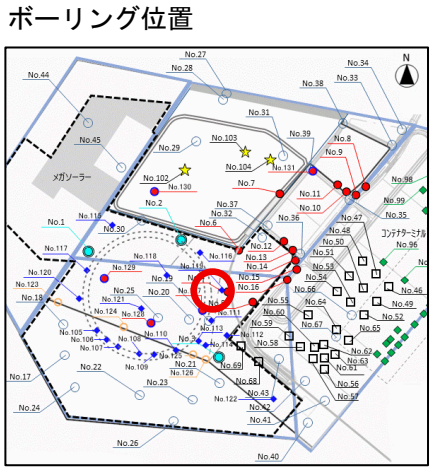
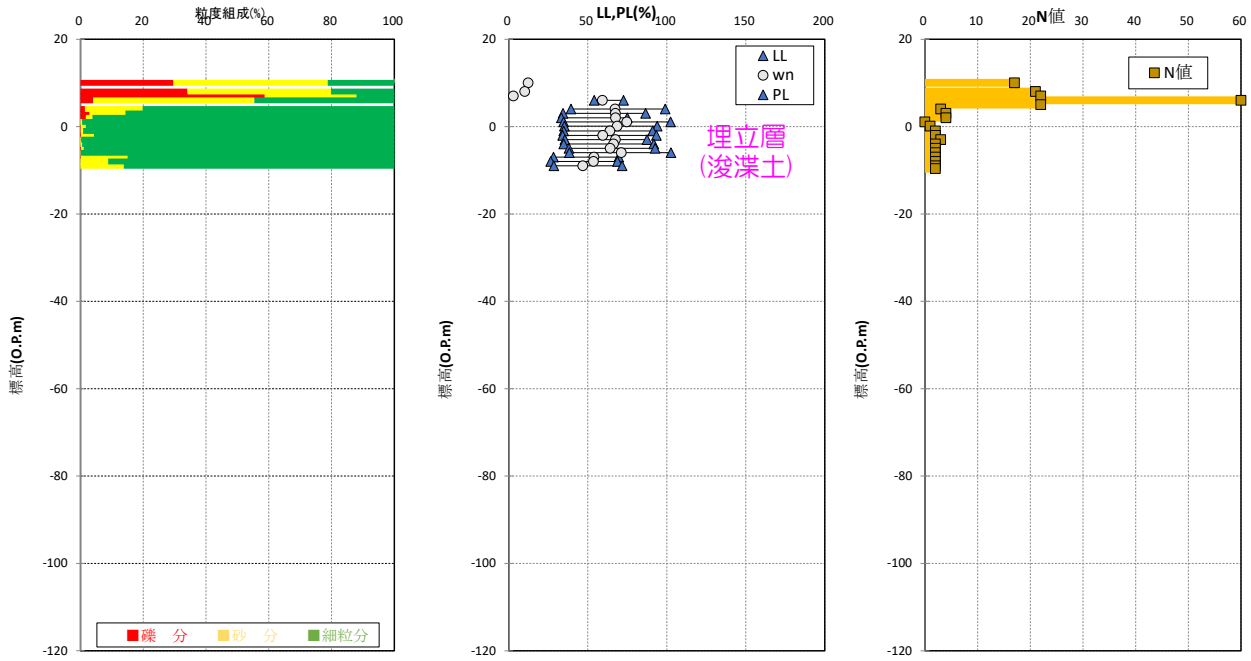
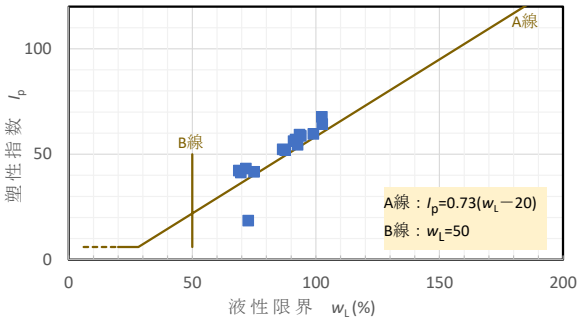


図-4.2.40　R04(2022) 2022-15 ボーリングデータ

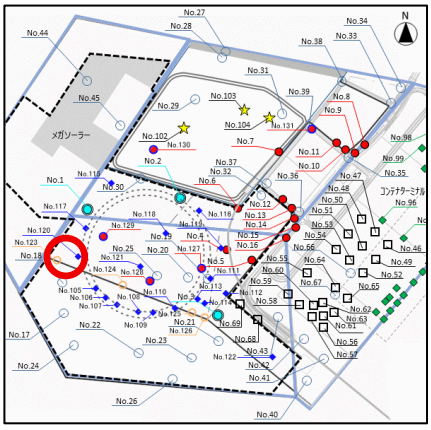
【No.120_R04-2022-16】



塑性図



ボーリング位置



工学的分類(三角座標)

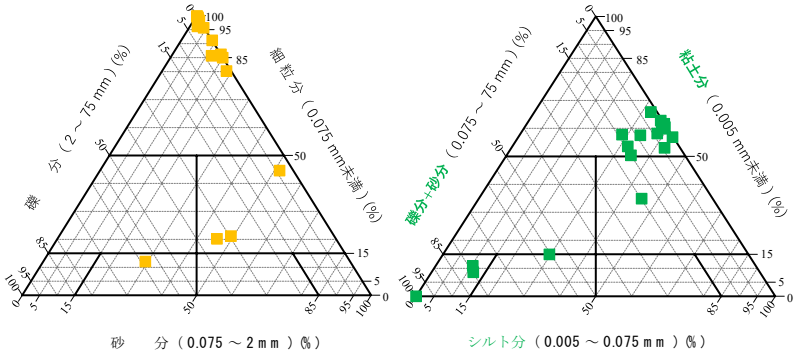
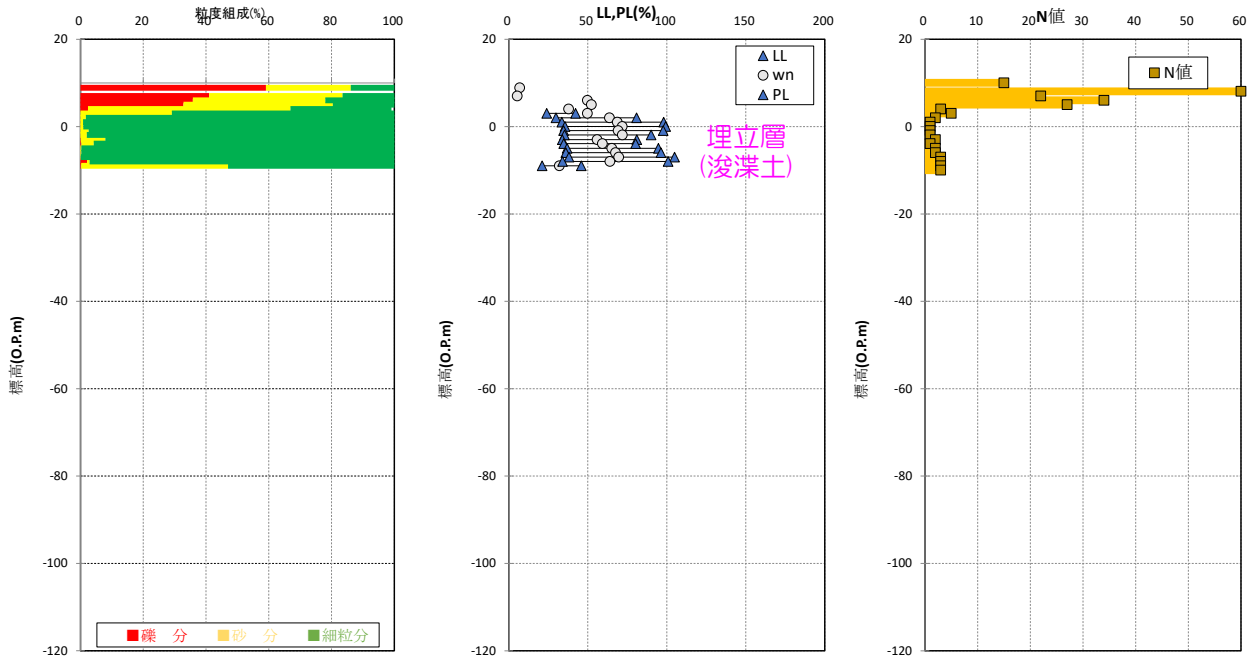
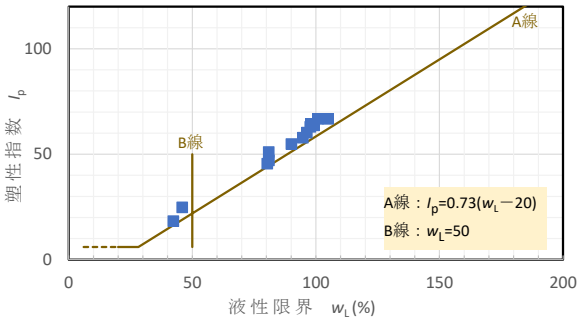


図-4.2.41　R04(2022) 2022-16 ボーリングデータ

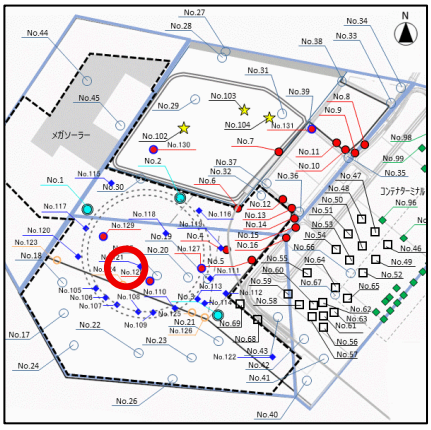
【No.121_R04-2022-17】



塑性図



ボーリング位置



工学的分類(三角座標)

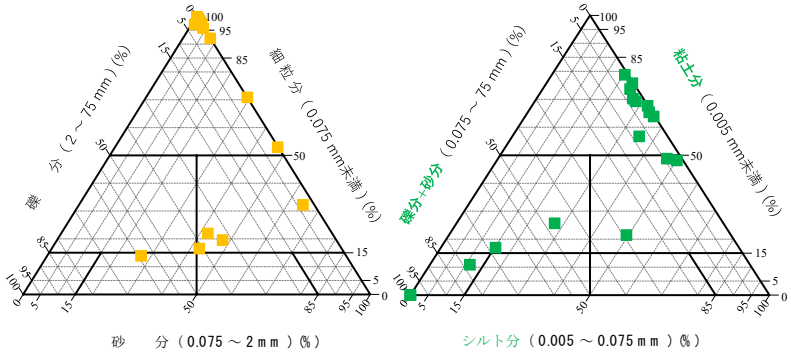
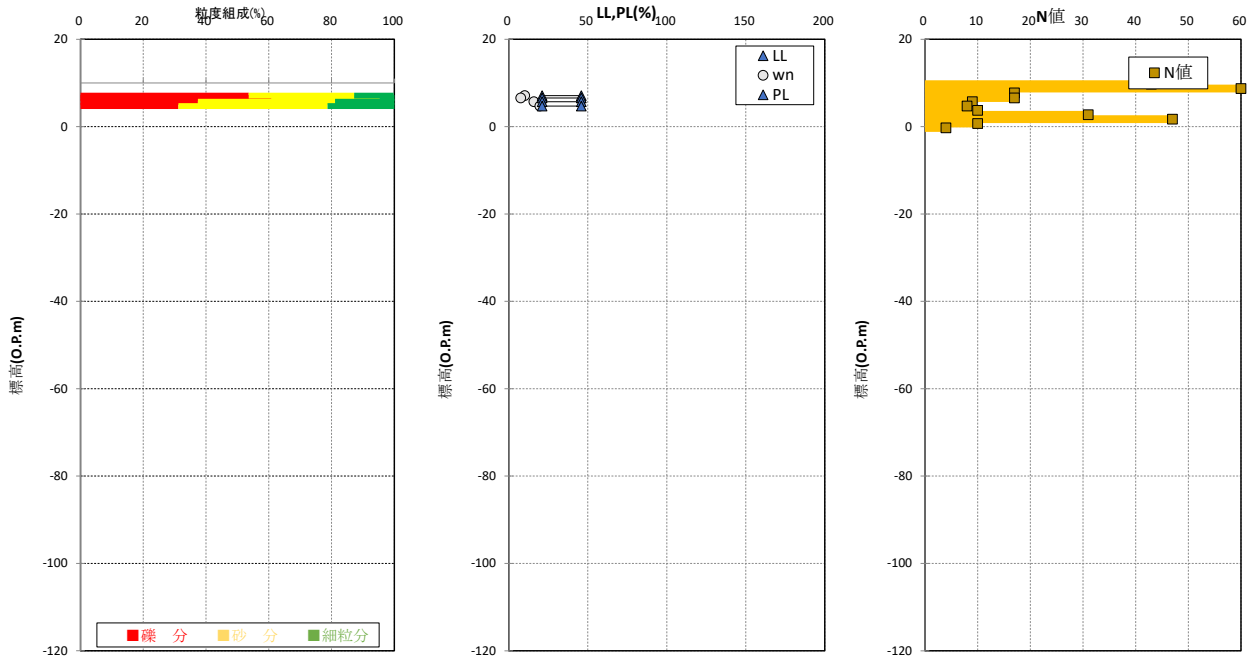
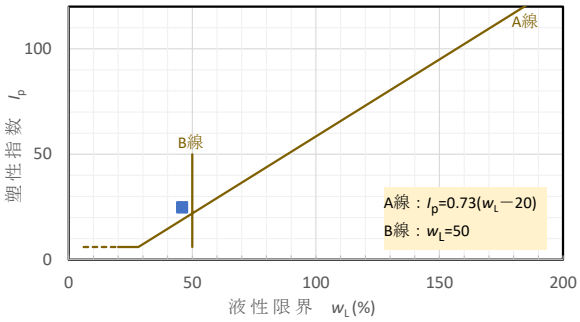


図-4.2.42　R04(2022) 2022-17 ボーリングデータ

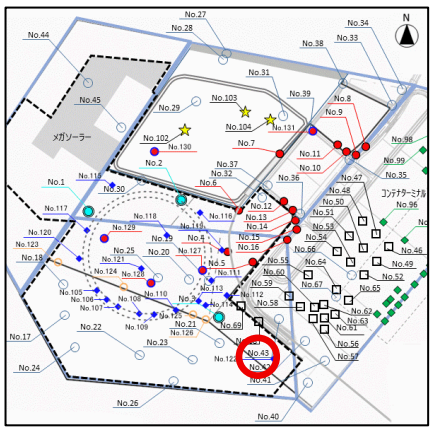
【No.122_R04-2022-18】



塑性図



ボーリング位置



工学的分類(三角座標)

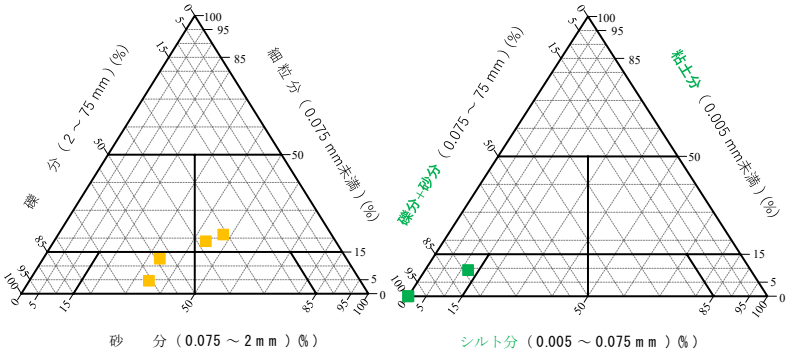
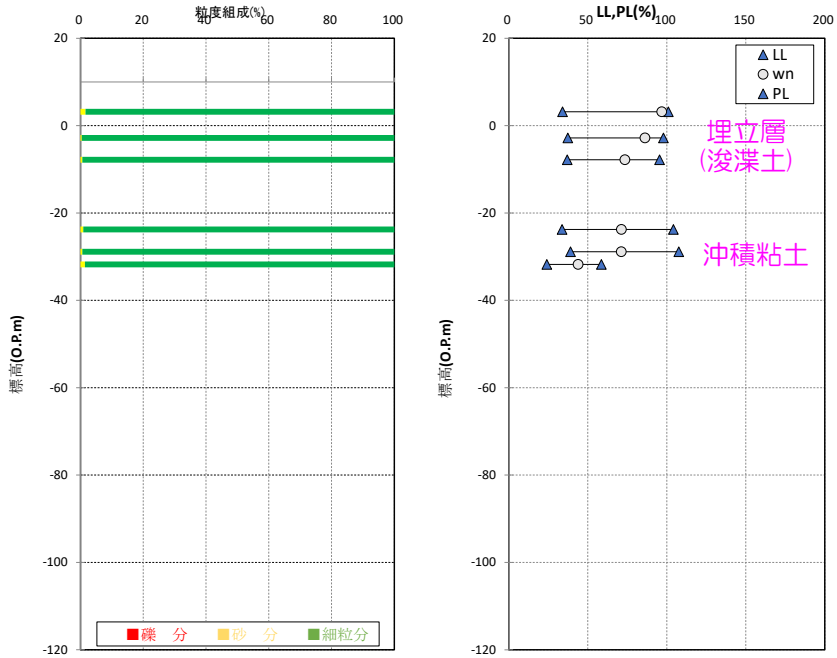
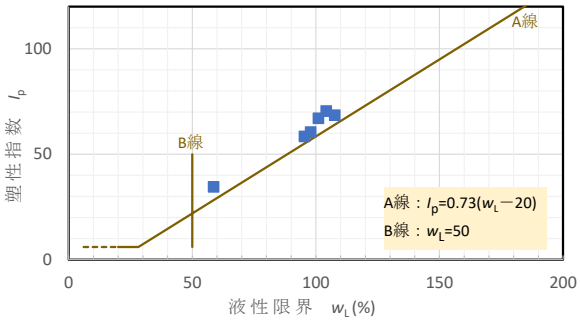


図-4.2.43　R04(2022) 2022-18 ボーリングデータ

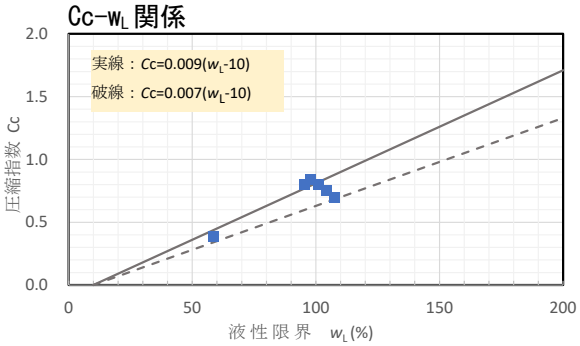
【No.123_R01-No.A】



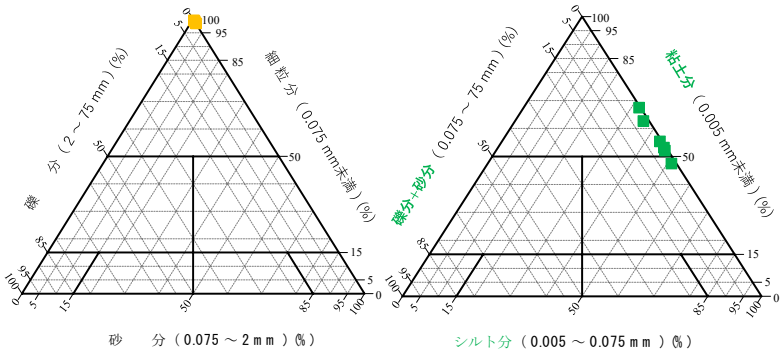
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

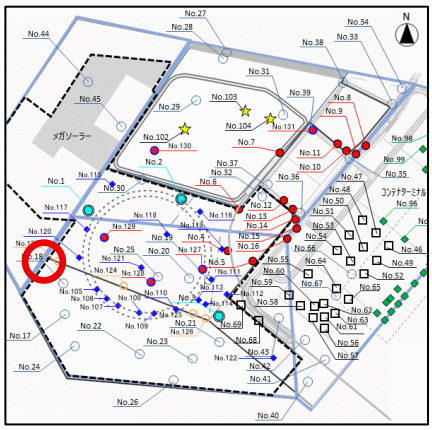


図-4.2.44　R01(2019) No.A ボーリングデータ（つづく）

R01-No.A の図(1)から，測定点数が少ないので，深度方向に変化は読み取りにくいが，浚渫粘土層は w_L≒100%の高塑性を示している。下部は砂分が混入していると推定される。Ma13 層の w_L もやはり弓形分布の傾向を示している。図(3)から，測定データの範囲内では砂分混入はあまり見られない。図(4)の C_c は，浚渫粘土層では 0.8 程度を示している。Ma13 層はやはり w_L の分布が反映されるが，他地点に比べてやや圧縮性が低い。図(5)の p_c から，浚渫粘土層はやや未圧密または正規圧密と見なされる。一方，Ma13 層は明らかに未圧密の状態と見なされる。この Ma13 の未圧密性は近傍の H16-No.16，No.17 と同様である。なお，ここでは q_u は未測定である。

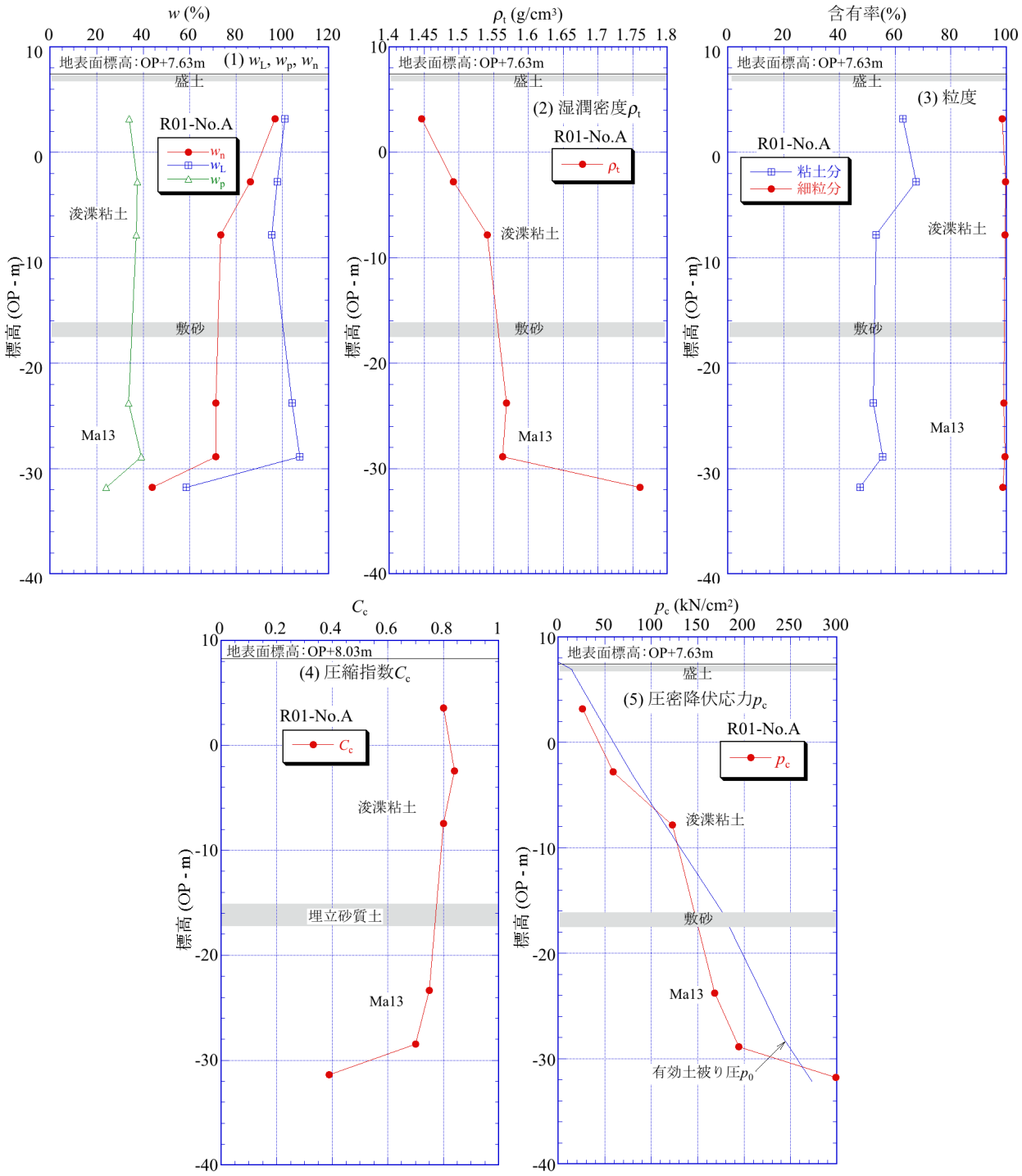
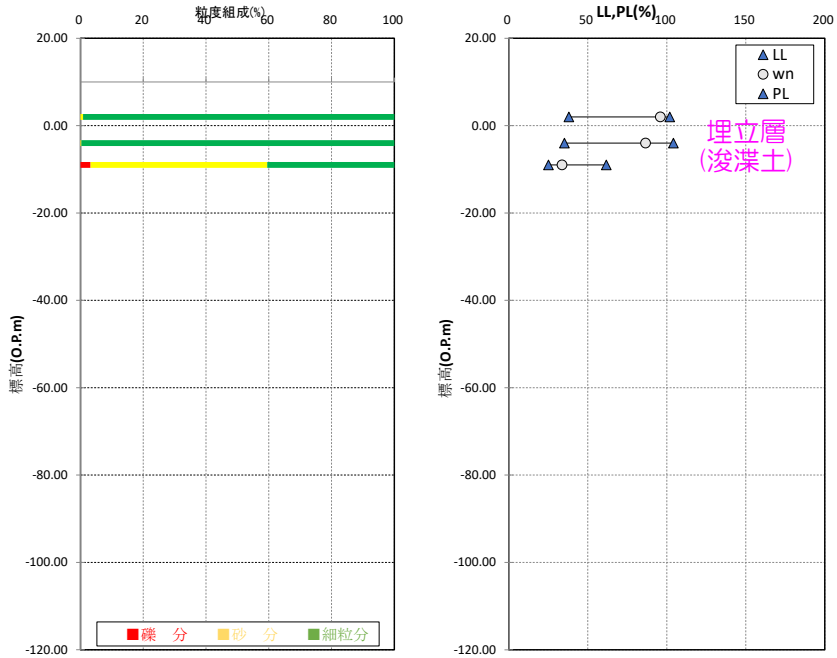
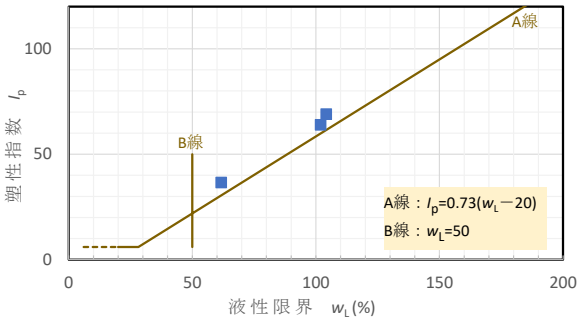


図-4.2.44　R01(2019) No.A ボーリングデータ（つづき）

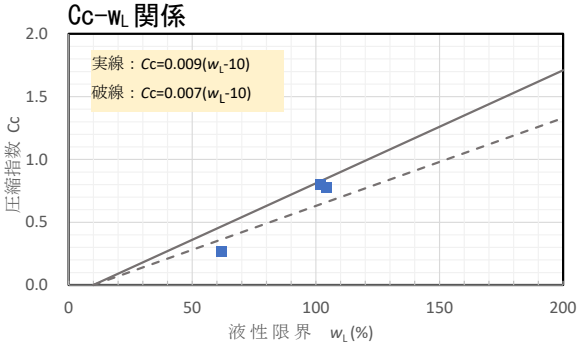
【No.124_R01-No.B】



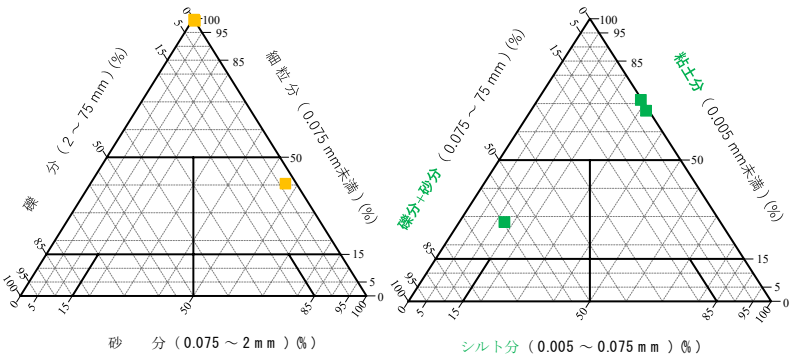
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

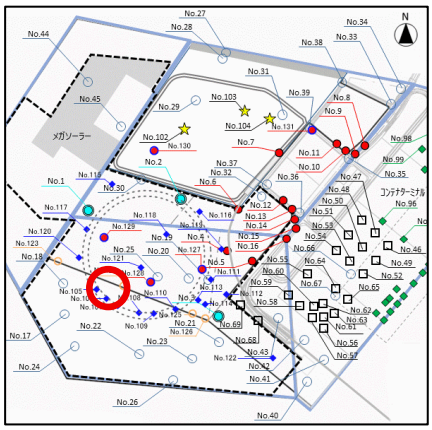


図-4.2.45　R01(2019) No.B ボーリングデータ（つづく）

R01-No.B（浚渫粘土層のみ）の図(1)から，浚渫粘土層の測定が 3 点しかないので，深度方向に変化は読み取りにくいが，浚渫粘土層の上部は w_L≒100%の高塑性を示している。下部は砂分が混入（図(3)参照）して w_L は低い。図(4)の C_c は，やはりの分布を反映しており，上部で 0.8 程度を示し，下部では低い。図(5)の p_c は，図(5)の No.A の浚渫粘土層とほぼ同様で，やや未圧密または正規圧密と見なされる。なお，ここでも q_u は未測定である。

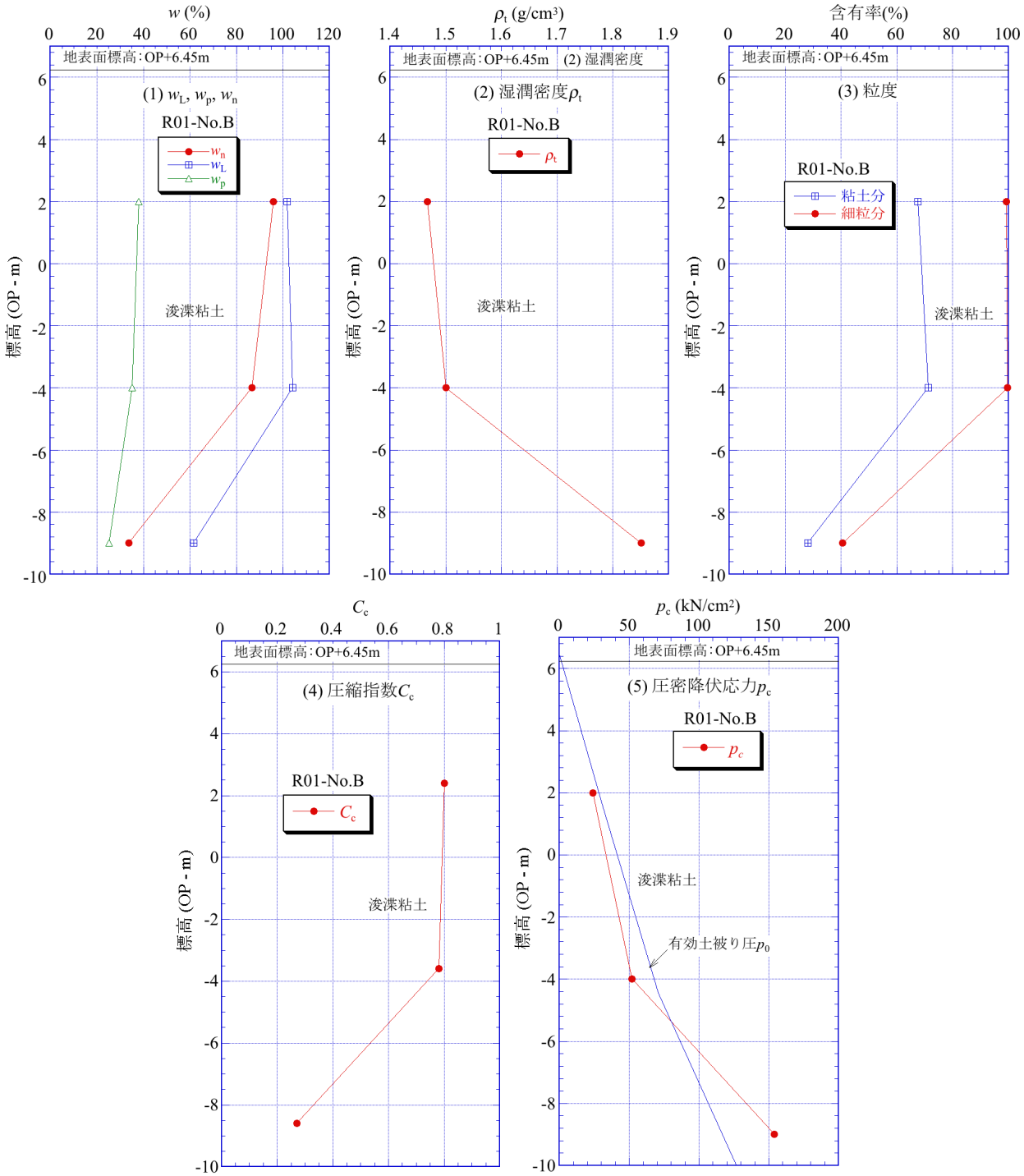
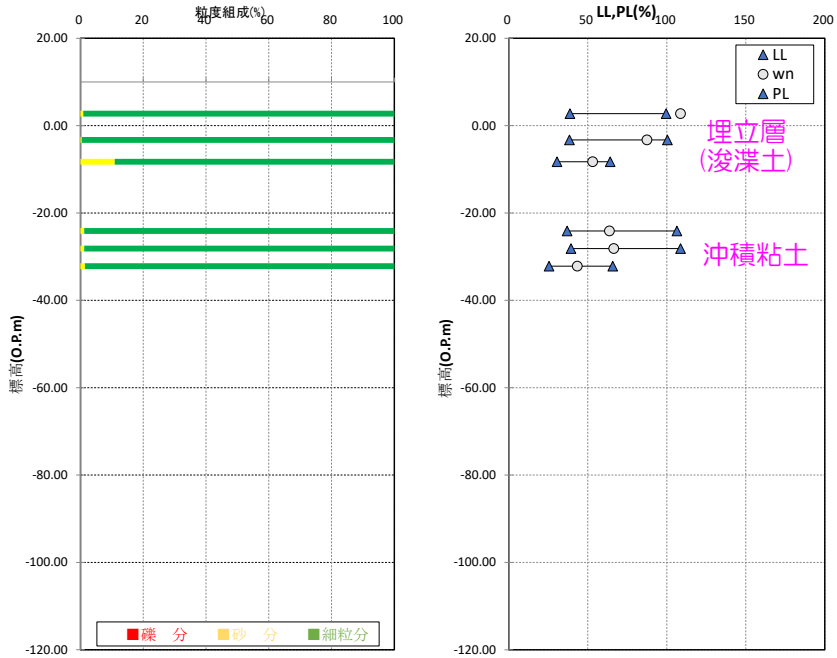
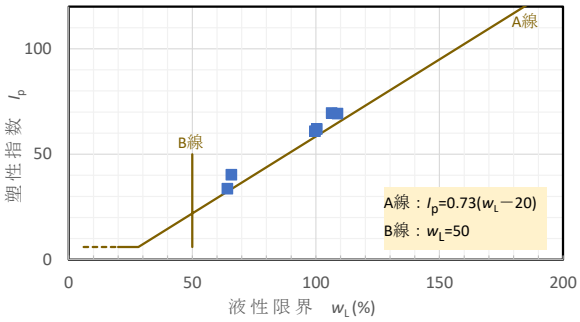


図-4.2.45　R01(2019) No.B ボーリングデータ（つづき）

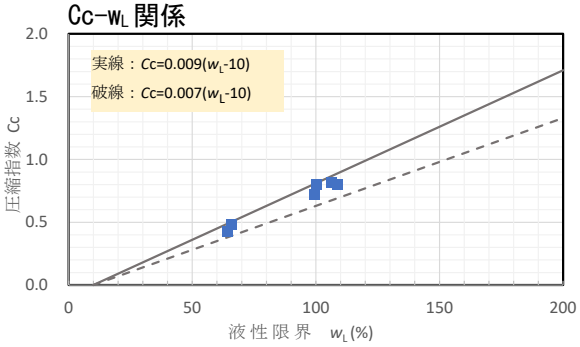
【No.125_R01-No.C】



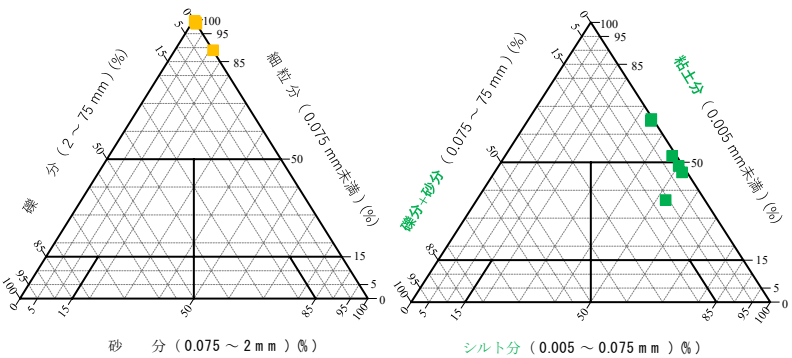
塑性図



Cc-w_L 関係



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

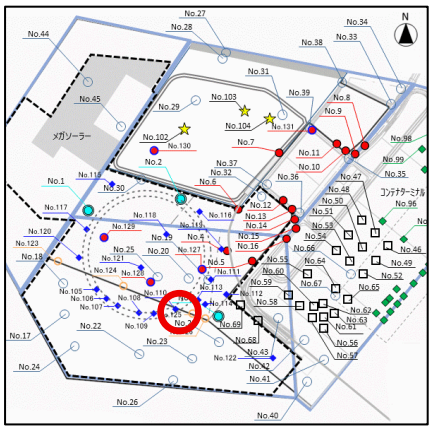


図-4.2.46　R01(2019) No.C ボーリングデータ（つづく）

R01-No.C の図(1)から，やはり測定点数が少ないので，深度方向に変化は読み取りにくいが，浚渫粘土層の上部は w_L≒100%の高塑性を示している。Ma13 層の w_L もやはり弓形分布の傾向を示している。図(3)から，浚渫粘土層の下部では砂分混入が見られる。図(4)の C_c は，浚渫粘土層の上部では 0.7～0.8 程度を示している。Ma13 層はやはり最大 0.8 とする弓形分布となっている。図(5)の p_c から，浚渫粘土層は OP 0m 以深では過圧密と見なされる。これも PBD による圧密促進効果と考えられる。さらに，Ma13 層は先の東側の No.A に比べて明らかに過圧密の状態と見なされる。なお，ここでも q_u は未測定である。

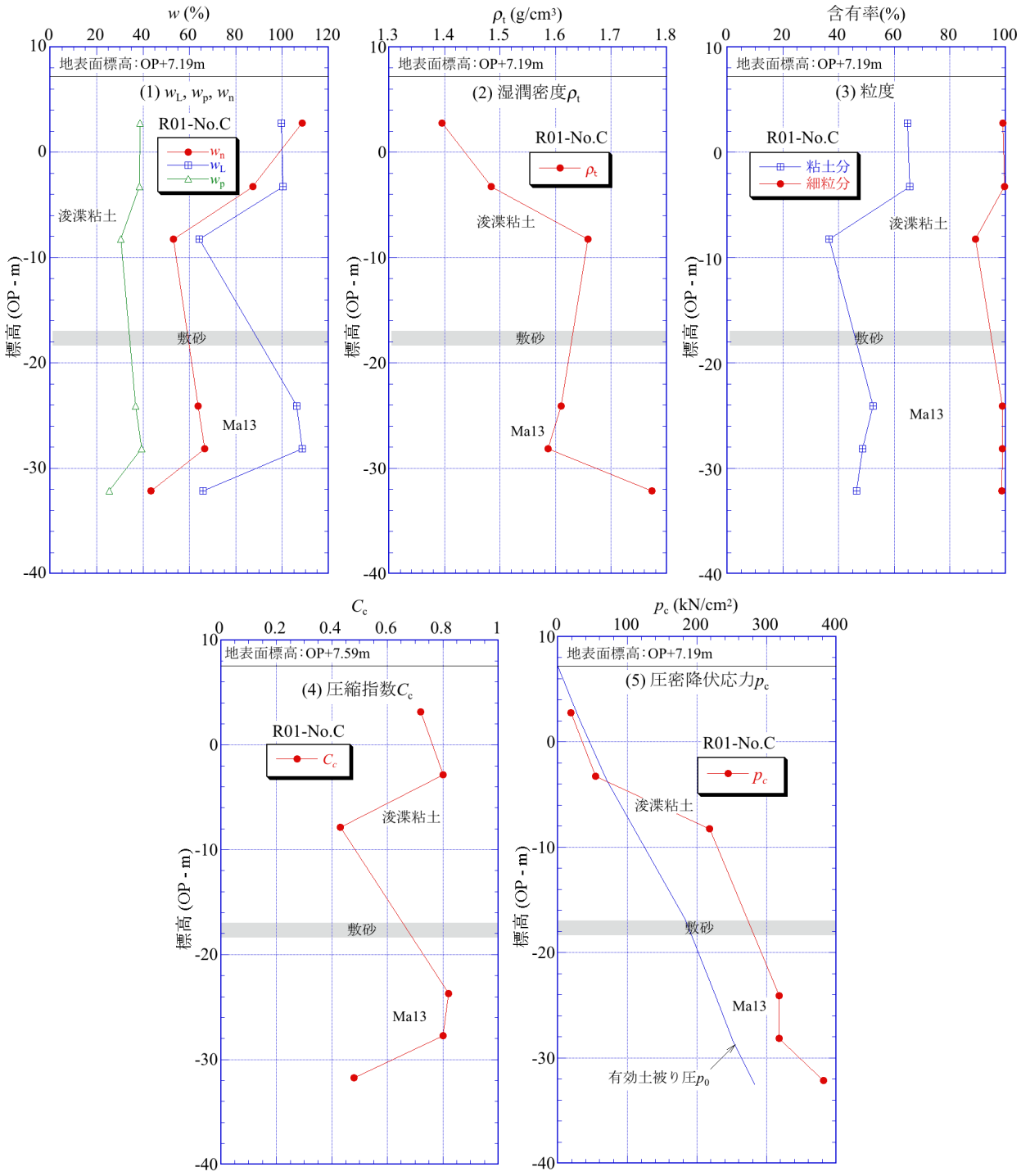
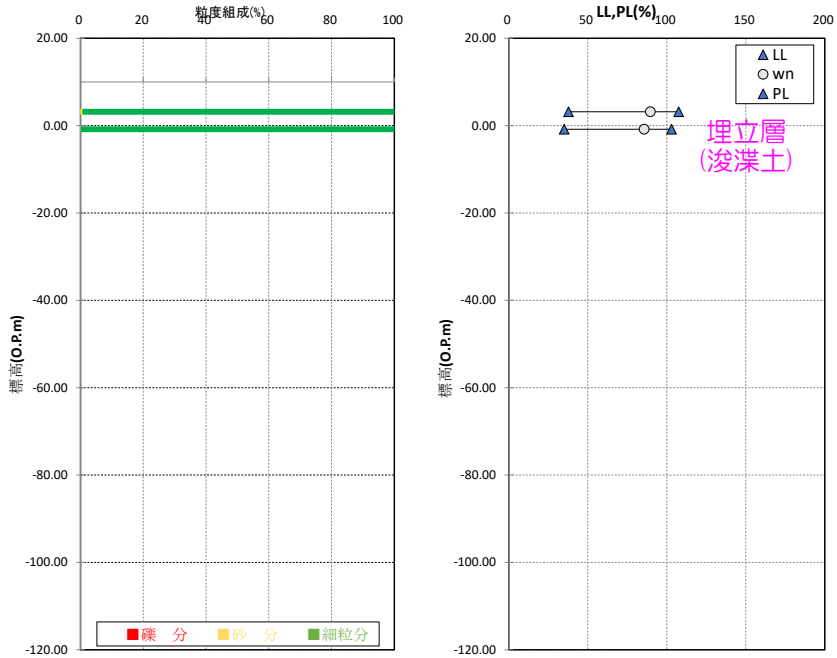
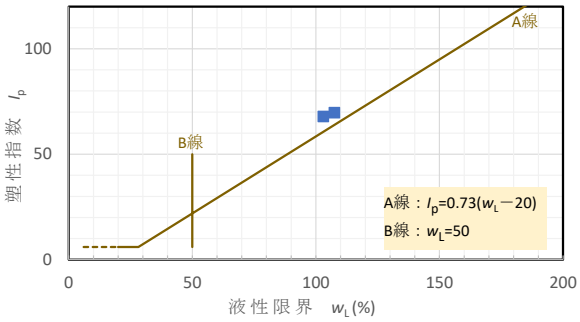


図-4.2.46　R01(2019) No.C ボーリングデータ（つづき）

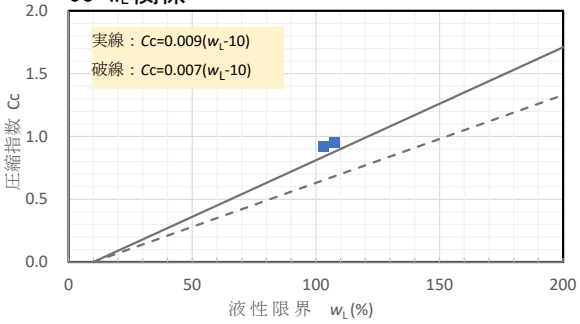
【No.126_R01-No.D】



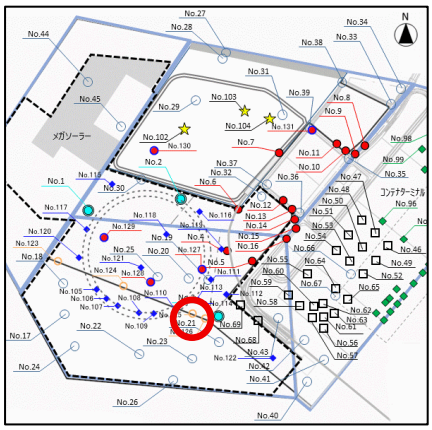
塑性図



Cc-w_L 関係



ボーリング位置



工学的分類(三角座標)

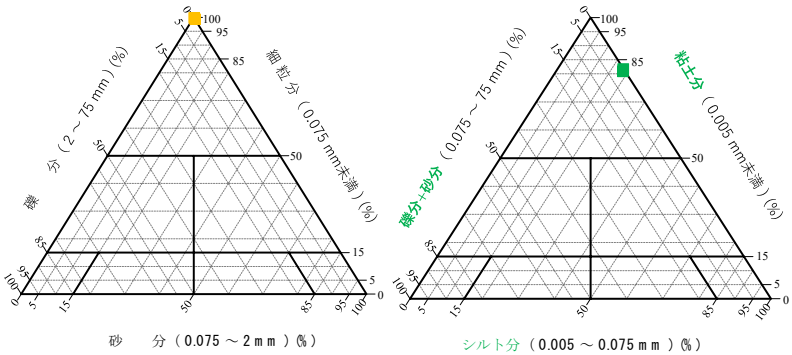


図-4.2.47　R01(2019) No.D ボーリングデータ（つづく）

R01-No.D（浚渫粘土層のみ）の図(1)から，浚渫粘土層の測定が 2 点しかないので，深度方向に変化はわからないが，w_L≒100%を超える高塑性を示している。測定データの範囲内では砂分の混入はない（図(3)参照）。図(4)の C_c は，0.9 程度を示している。図(5)の p_c から，未圧密と見なされる。No.D の浚渫粘土は内護岸に近いため，層厚が薄いが，PBD が未打設のため（**表-4.2.4** 下の図参照），圧密が進行していないと考えられる。なお，ここでも q_u は未測定である。

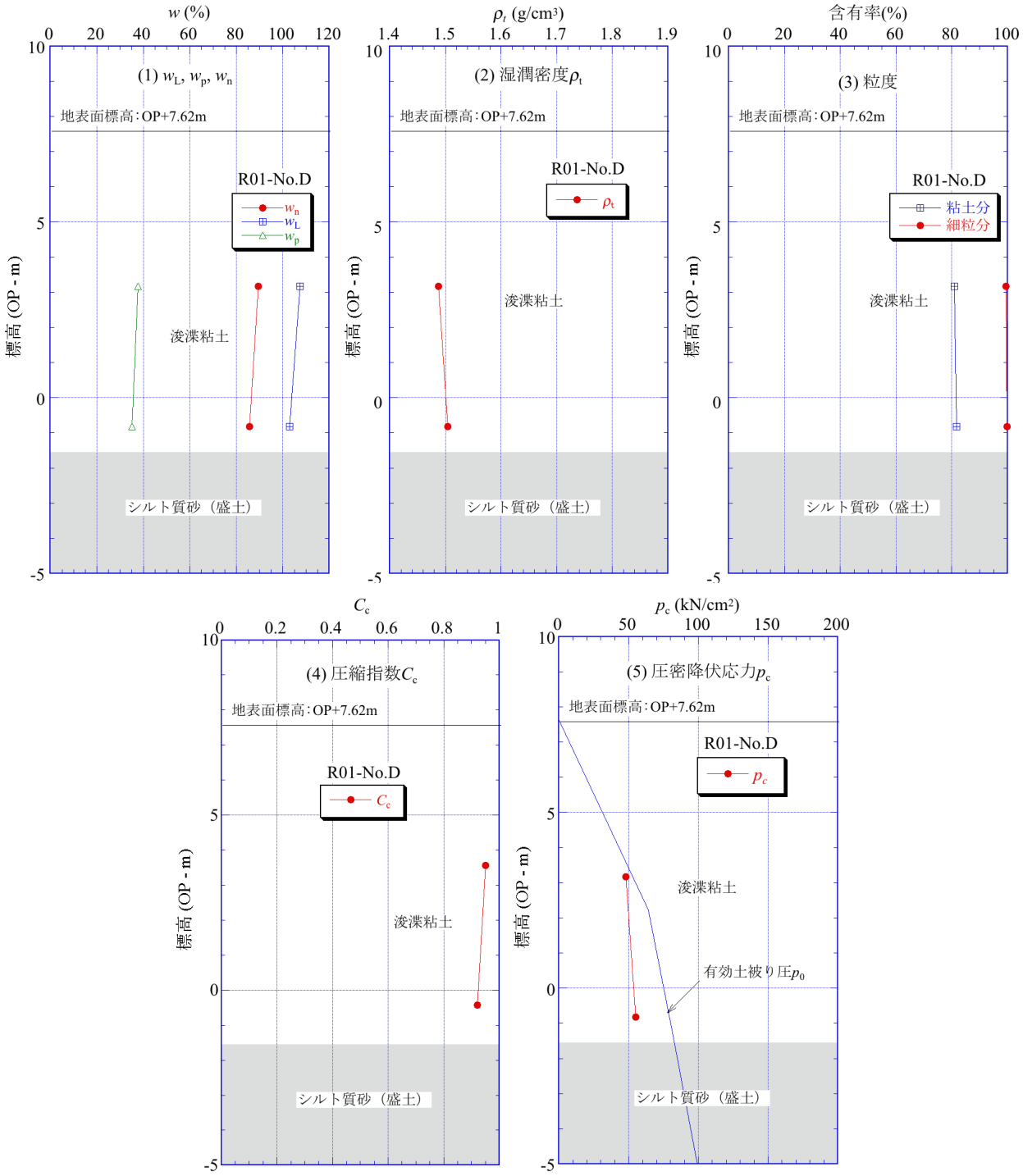
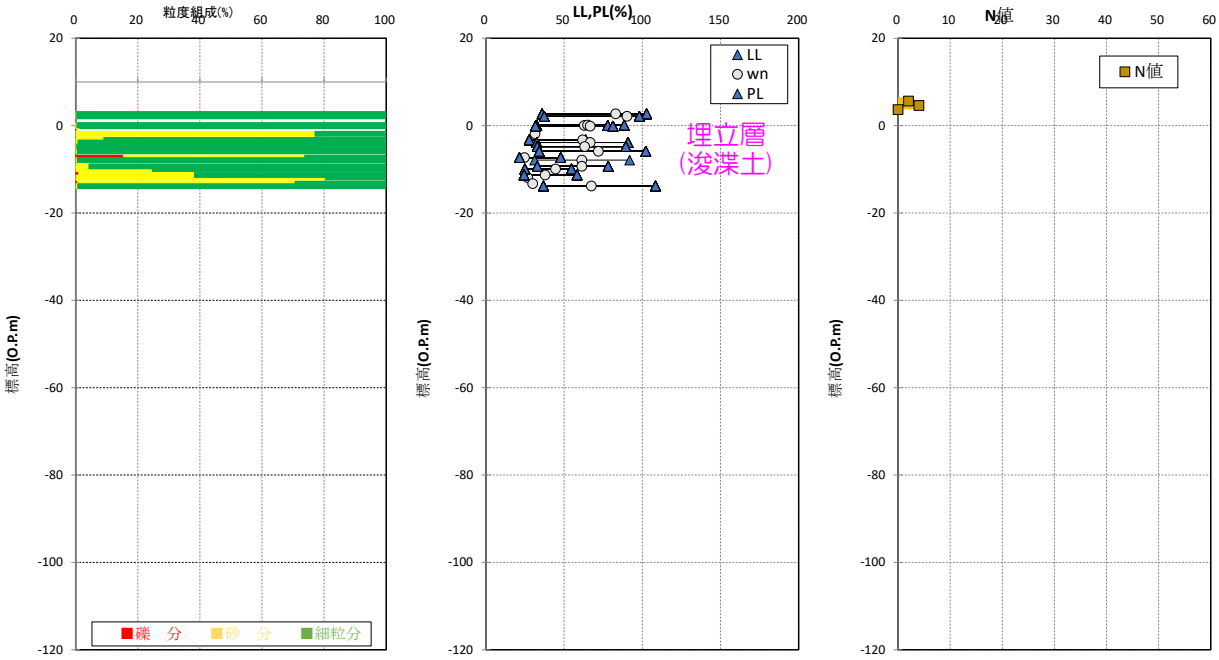
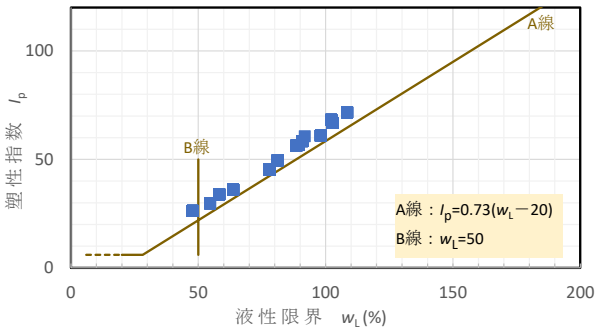


図-4.2.47　R01(2019) No.D ボーリングデータ（つづき）

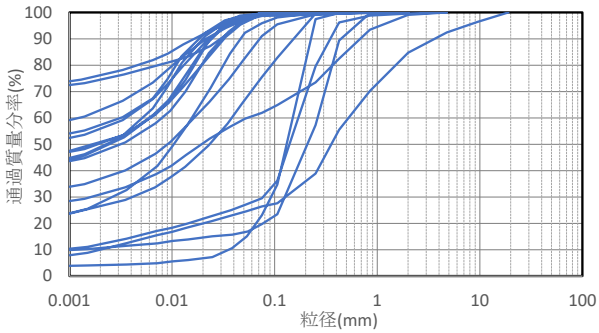
【No.127_2 区①】



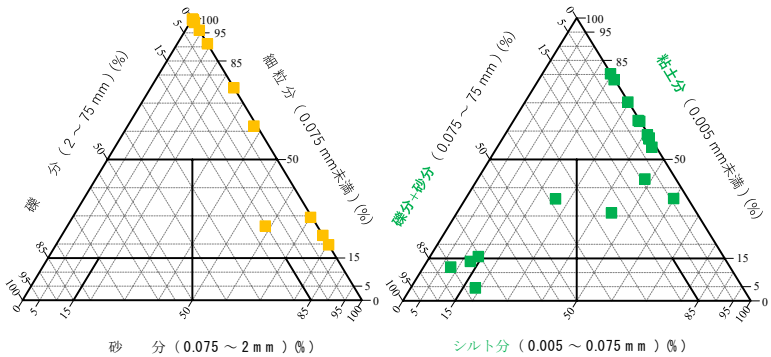
塑性図



粒径加積曲線



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

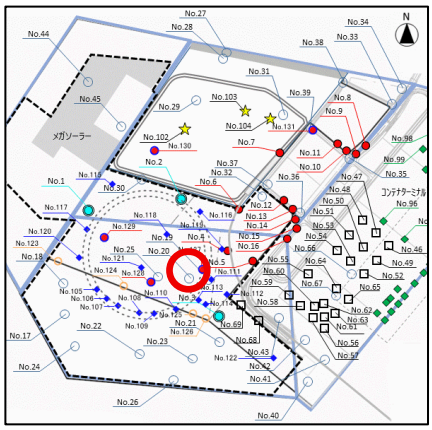
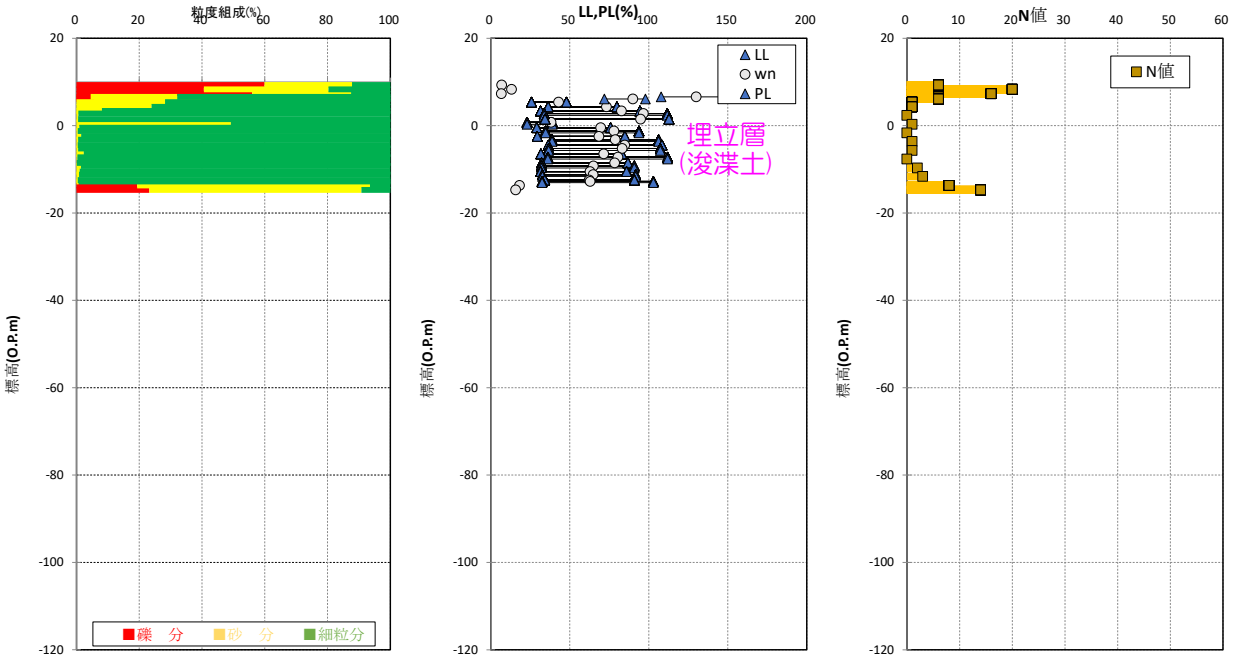


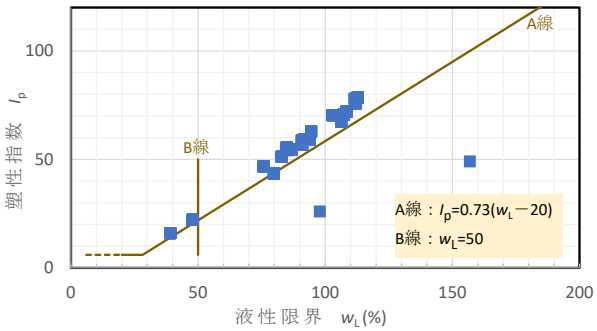
図-4.2.48　R03(2021) 2区①　ボーリングデータ

(2区①の土質特性の詳細は4.6.4(1)を参照)

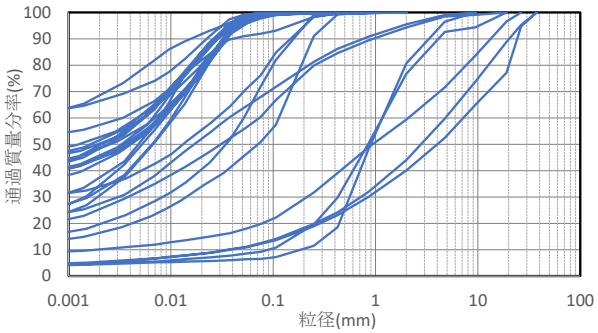
【No.128_2 区②】



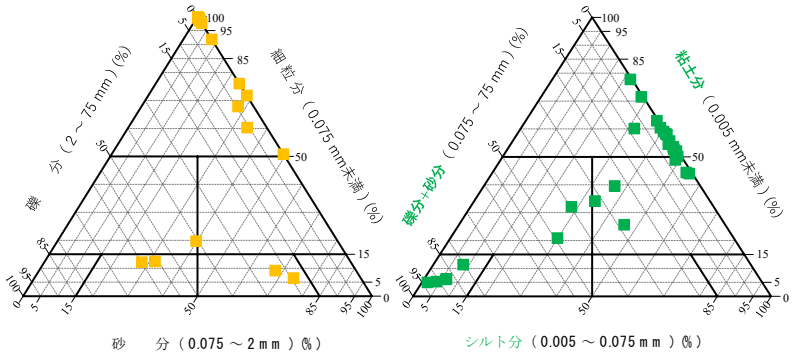
塑性図



粒径加積曲線



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

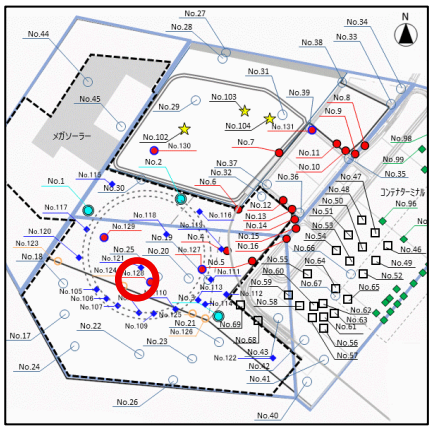
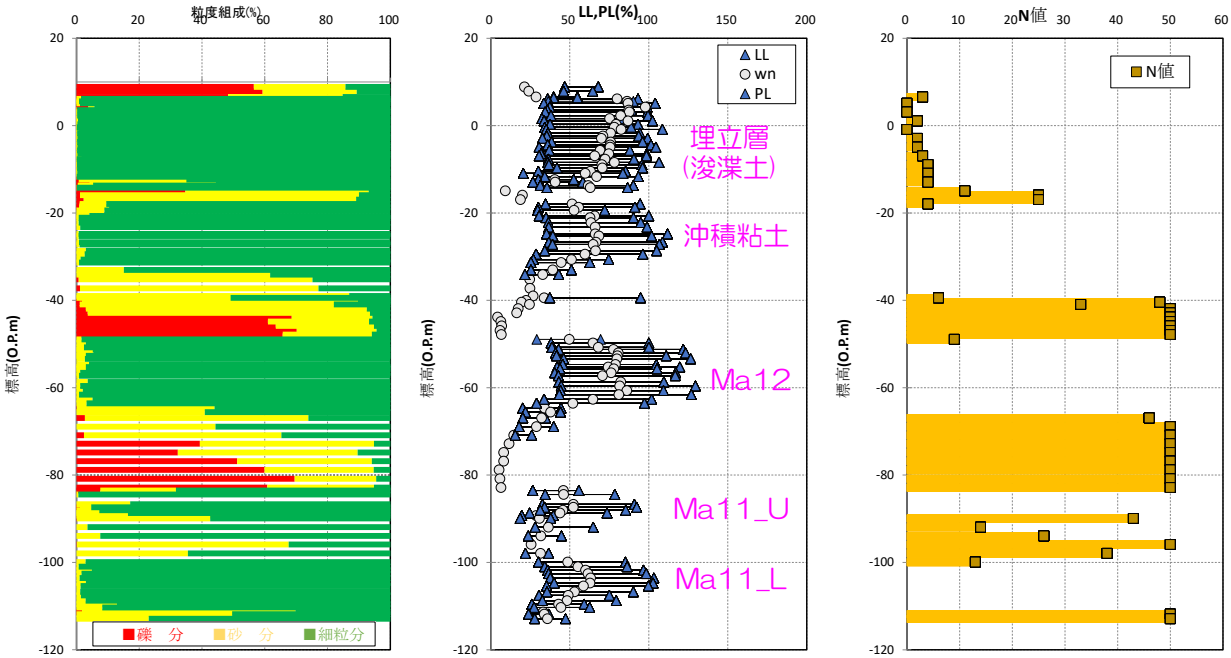


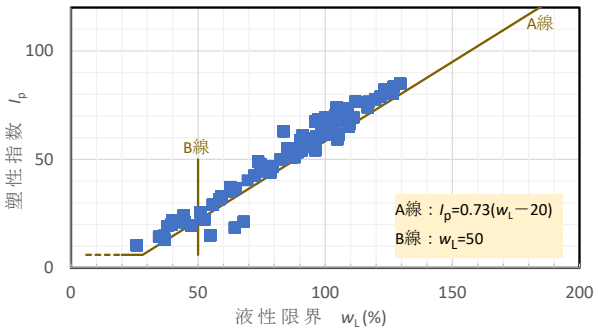
図-4.2.49　R03(2021) 2区② ボーリングデータ

(2区②の土質特性の詳細は4.6.4(2)を参照)

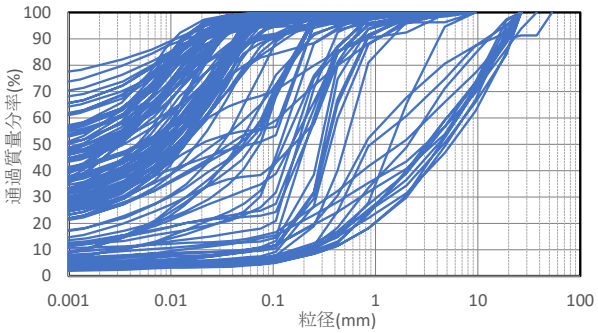
【No.129_2 区③】



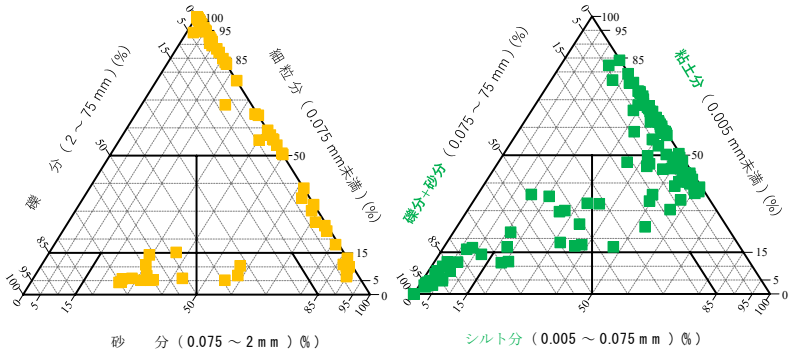
塑性図



粒径加積曲線



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

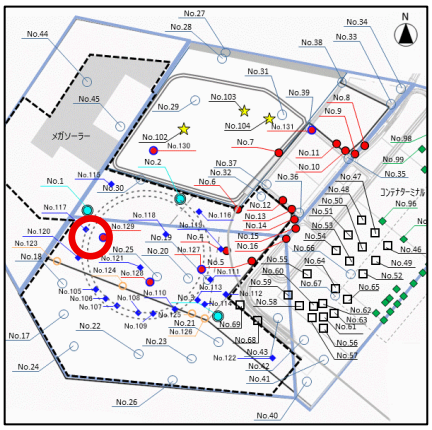
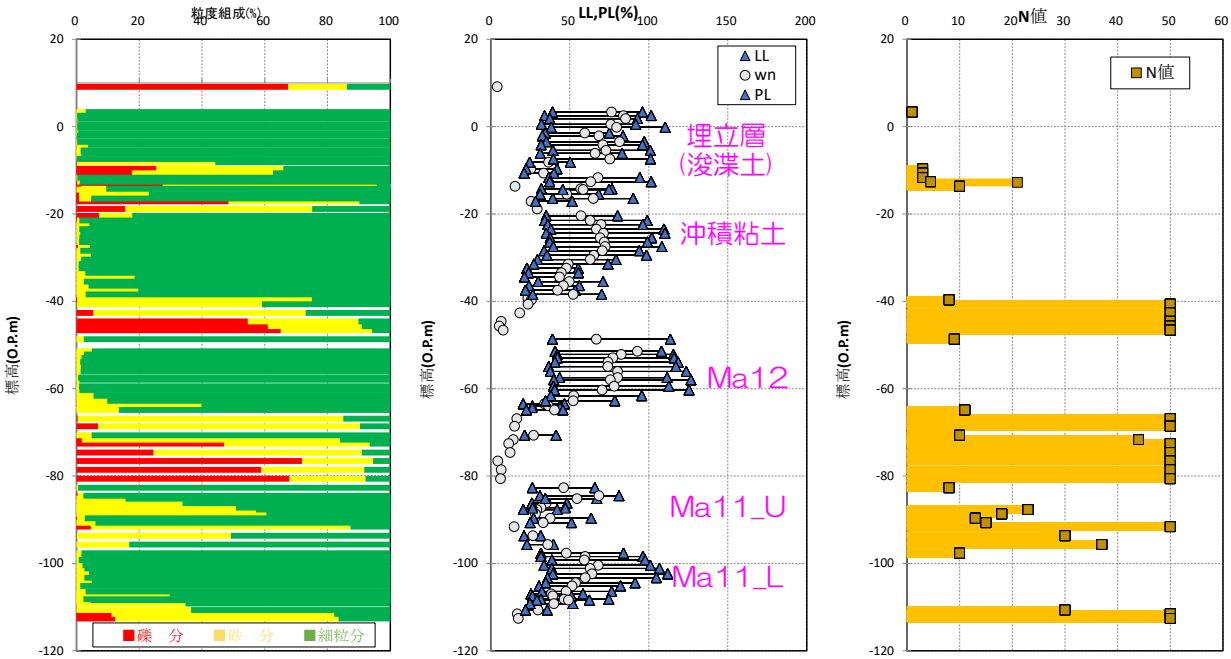


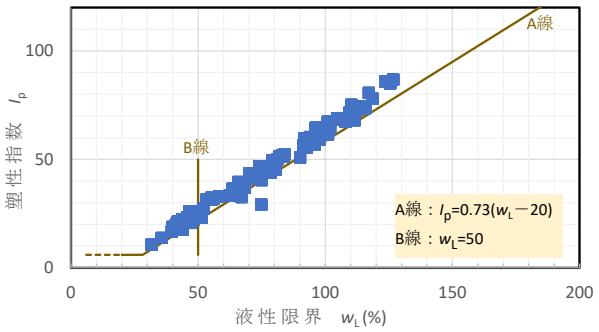
図-4.2.50　R03(2021) 2区③ ボーリングデータ

(2区③の土質特性の詳細は4.6.4(3)を参照)

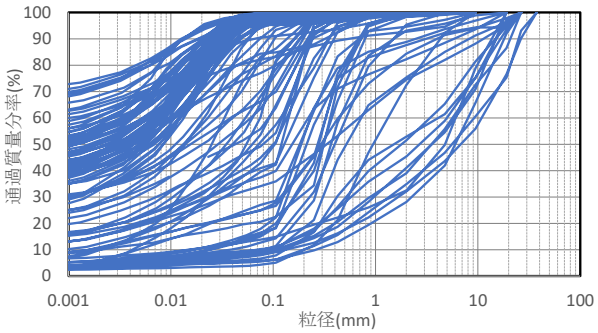
【No.130_3 区-2】



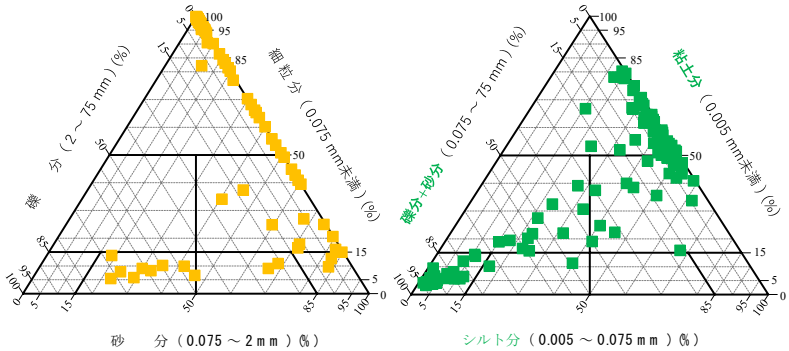
塑性図



粒径加積曲線



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

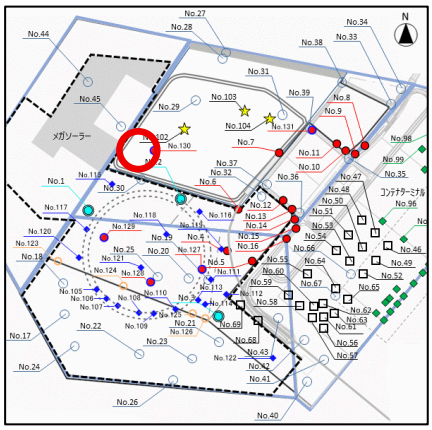
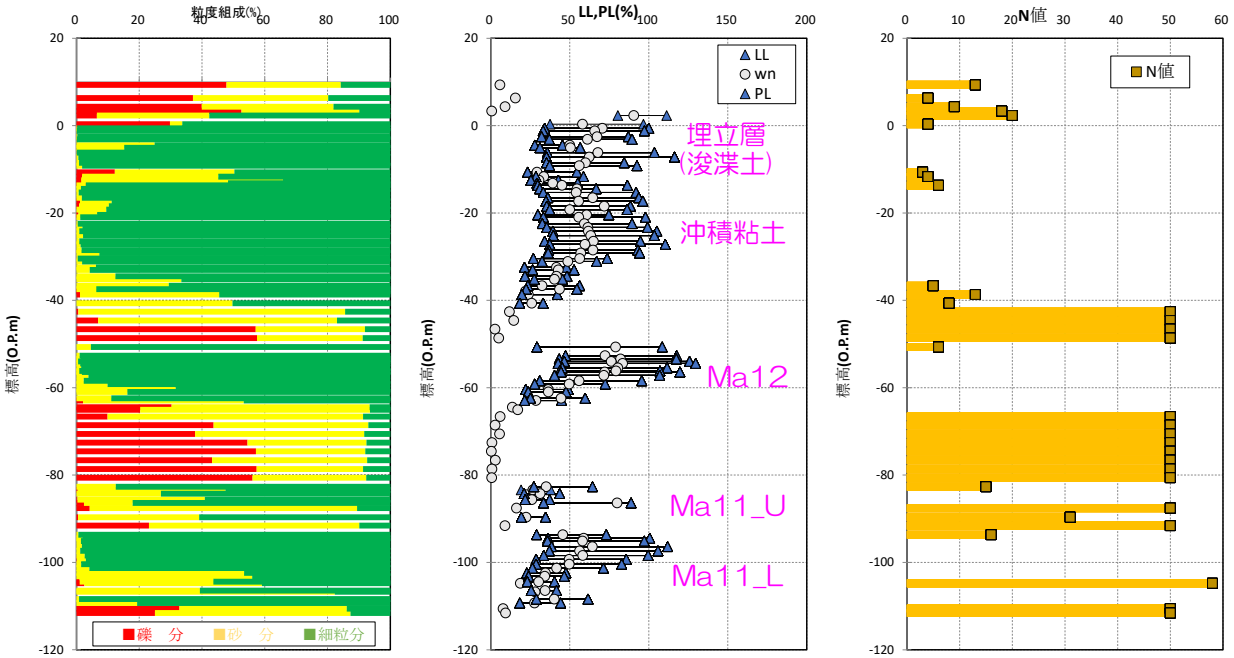


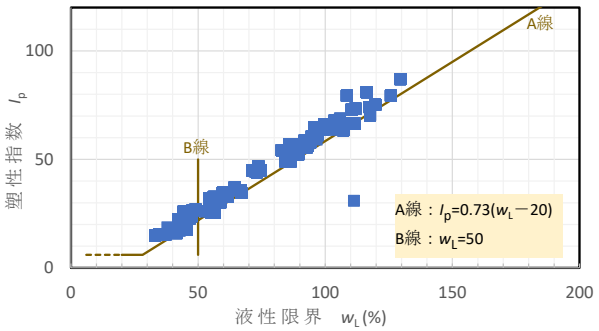
図-4.2.51　R03(2021) 3 区-2 ボーリングデータ

(3 区-2 の土質特性の詳細は 4.6.4(4)を参照)

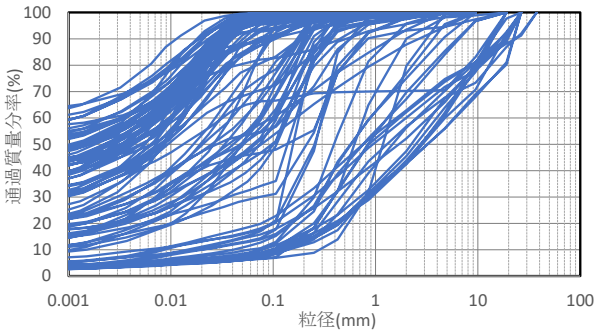
【No.131_3 区-6】



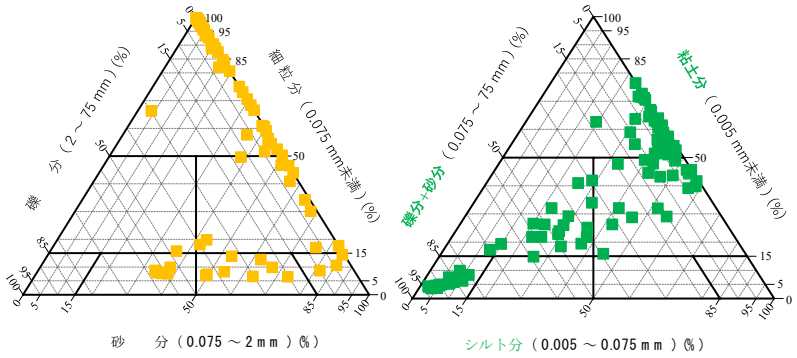
塑性図



粒径加積曲線



工学的分類(三角座標)



ボーリング位置

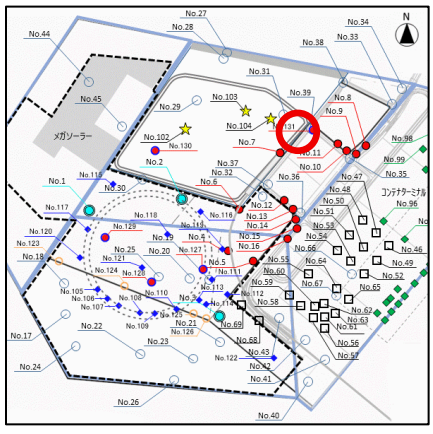


図-4.2.52　R03(2021) 3 区-6 ボーリングデータ

(3 区-6 の土質特性の詳細は 4.6.4(5)を参照)

上記のデータの内，比較的最近に実施されたボーリングデータからコンシステンシー特性および圧密特性について整理を行った。なお，液性限界と圧密特性は相関性が高いことから，液性限界 w_L が 100％以上，80～100％，80％以下のデータに分けて整理を行った。その結果を**図-4.2.53～図-4.2.56** に示す。

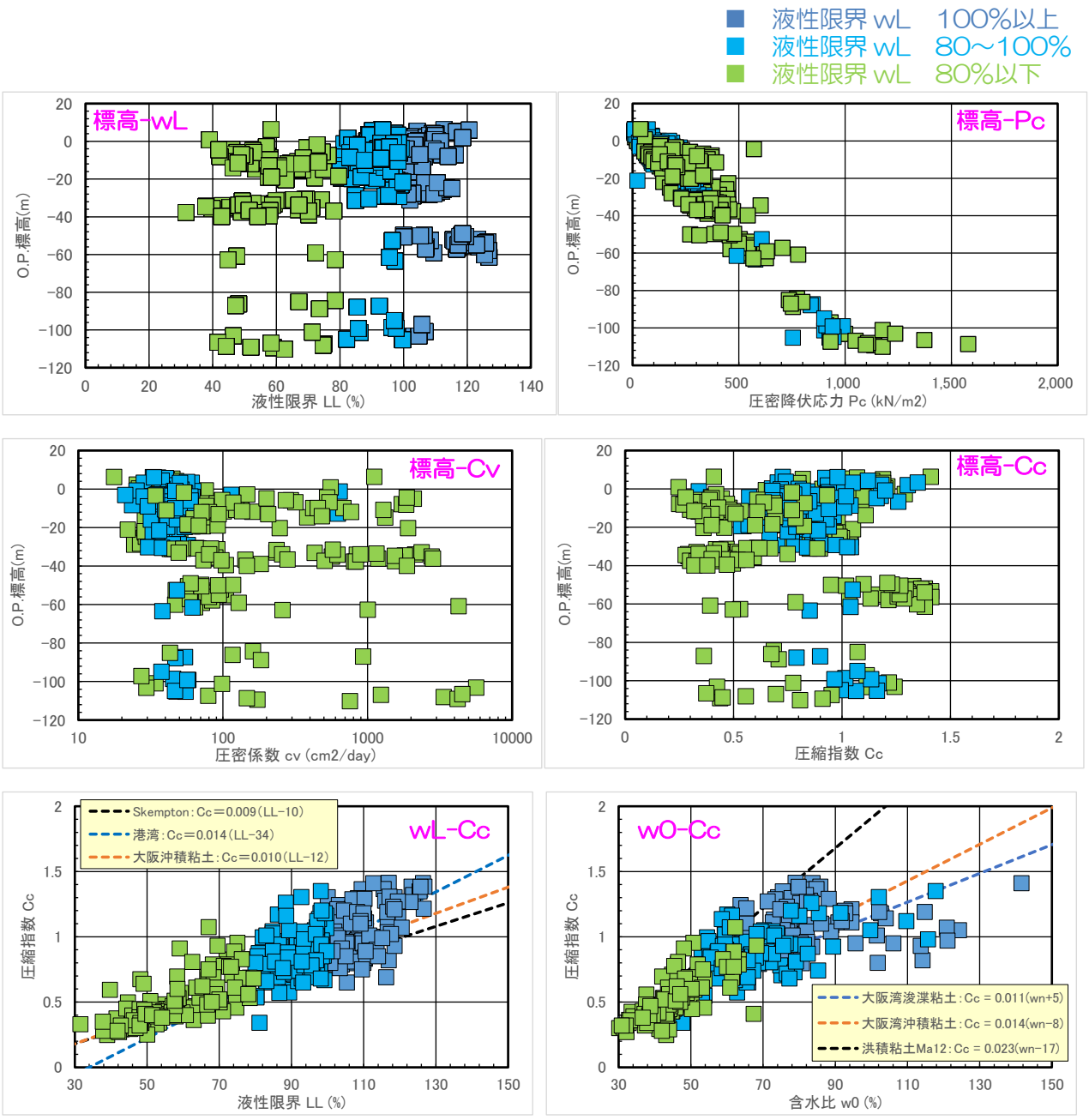


図-4.2.53　夢洲地区　埋立後ボーリングデータ（全体）

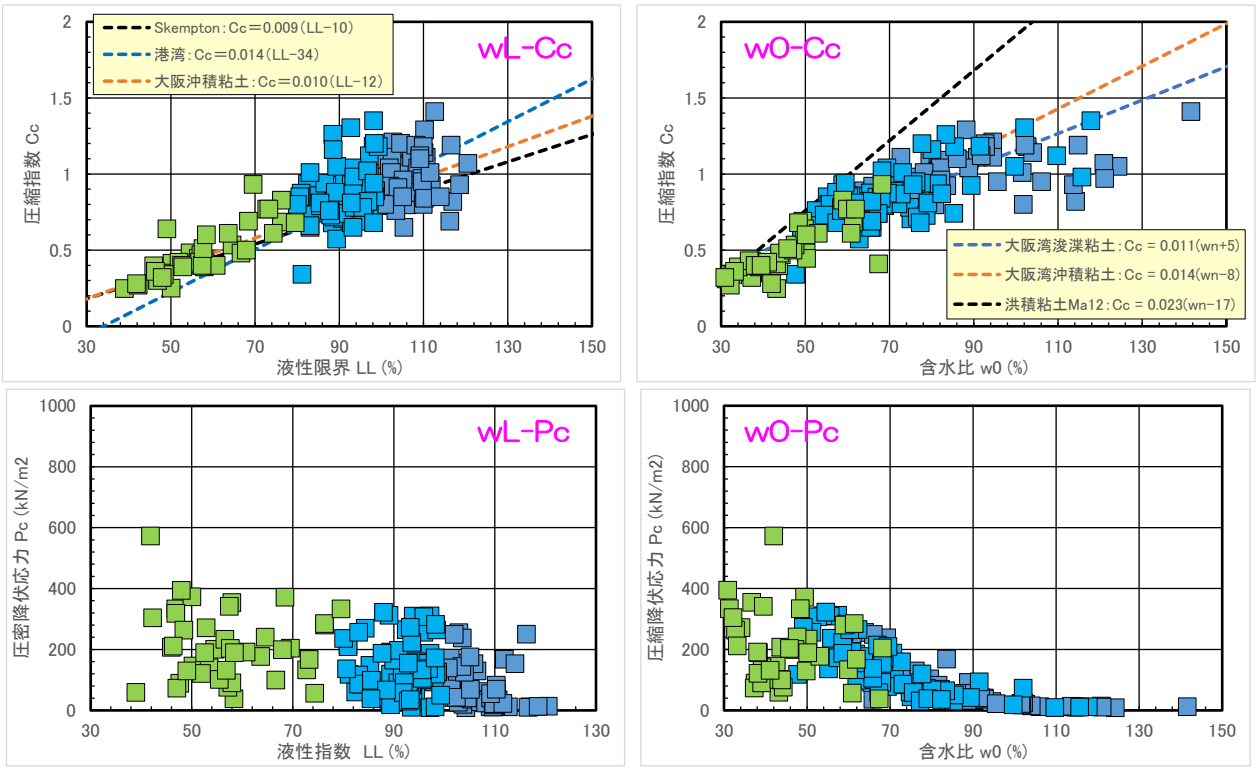


図-4.2.54　夢洲地区　各層の圧密特性（洪積土）

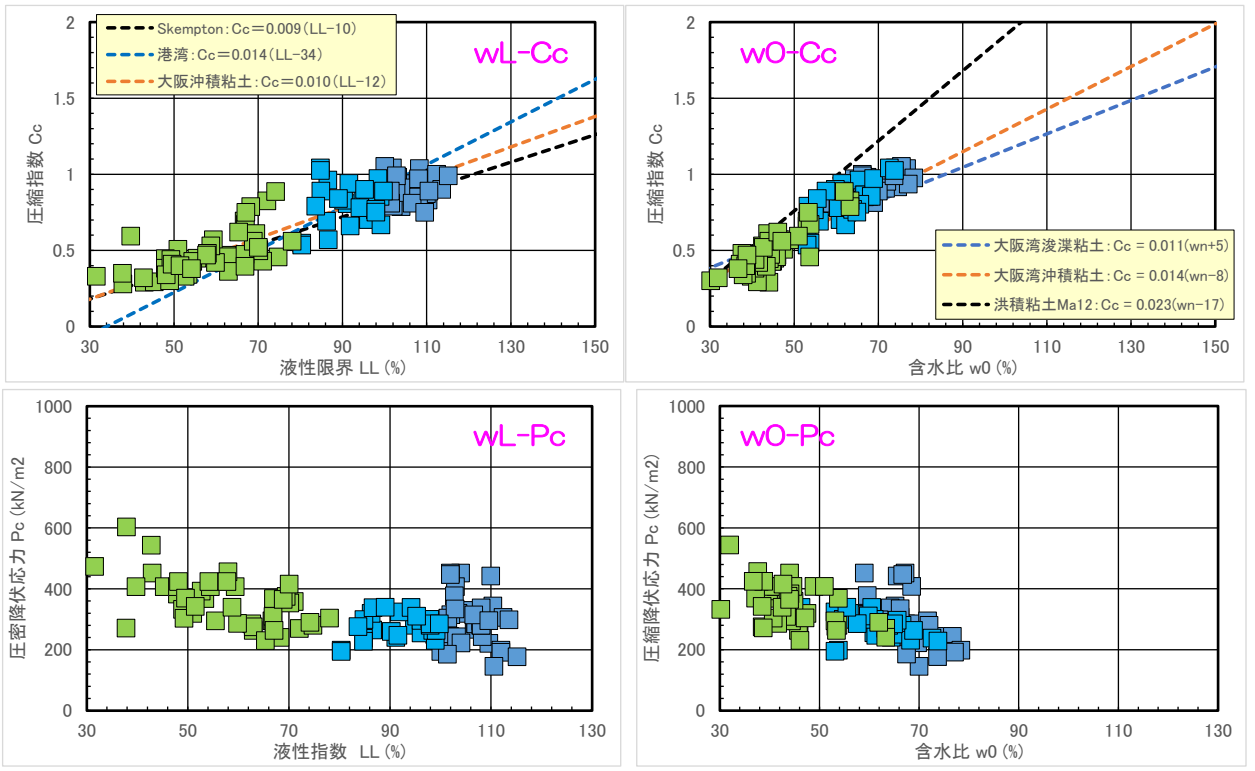


図-4.2.55　夢洲地区　各層の圧密特性（沖積粘土 Ma13 層）

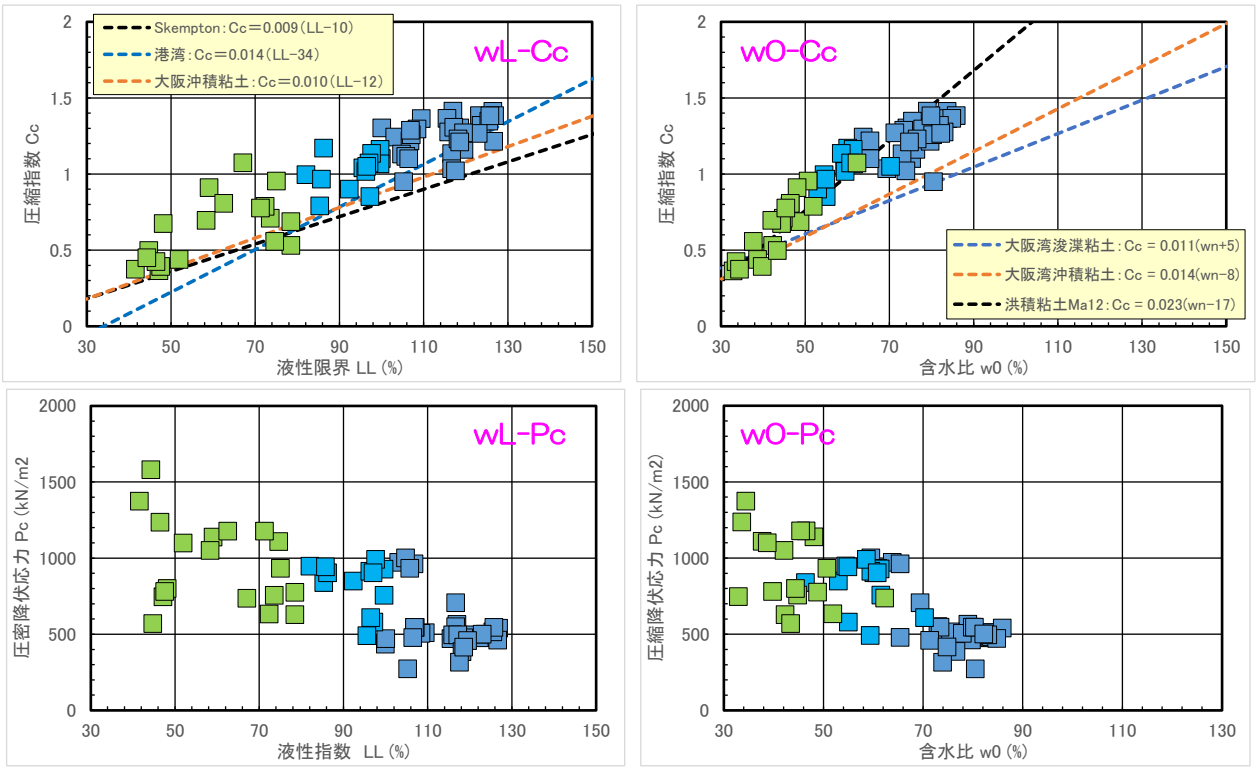


図-4.2.56　夢洲地区　各層の圧密特性（**Ma12，Ma11** 層）

4.2.3　埋立後地盤性状の考察

各ボーリングデータの比較から，夢洲地区の埋立後地盤性状について検討を行った。試験結果の比較検討から，以下の点が確認された。

- 埋立層は調査地点によって粒度組成の違いがみられる。護岸付近や地区境界付近の調査は礫分，砂分が多いことや南側の方で粘性土分が多い箇所があるが，全体的には目立った傾向はなかった。これは各地区における埋立や盛土，対策工の施工方法や時期が異なることが要因と考えられる。
- 沖積粘土 Ma13 層は，層厚については違いがあるが特徴は類似している。コンシステンシー特性も概ね近い値を示し，塑性図でも A 線より若干高い（高液性限界）位置で安定している。地点による違いは下位層との境界で砂分，礫分が異なり，含水比に若干違いがみられている。特に 2 区東側でその傾向がみられる。
- 洪積粘土 Ma12 層は断面図と同様に上面の不陸が目立つ。「海底地盤」[6]では大阪湾の特徴として Ma12 層の分布深度の変化が示されており，2 区および 3 区の西側は若干ではあるが Ma12 層で大阪型の特徴（w_L が弓型分布）がみられる。対して，2 区および 3 区の東側や北側は Ma12 層の上位が削剥されており，こちらも「海底地盤」に示す上位削剥のものと考えられる（**図-4.2.57** 参照）。

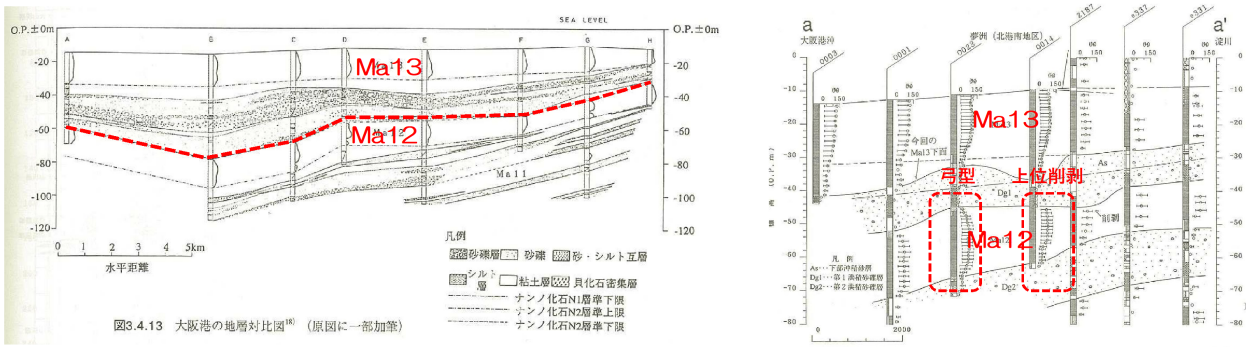


図-4.2.57　大阪湾の海底地盤

- 南側や南東側の砂分が少ない地点は圧縮指数が関係式より大きい傾向を示している。H27 の No.1 から No.7，H27 No.II，2020-3 地点，2022-1 地点，2022-3 地点の C_c が大きい。
- 液性塑性 w_L と圧縮指数 C_c の関係性から，埋立層，沖積粘土 Ma13 層は土層内に砂分が多い地点は関係式に近い圧縮指数の傾向を示し，特に液性限界が 90 %未満のものは「大阪粘土」の傾向（関係式）に近いものが多い。洪積粘土 Ma12 層は液性限界が高く，圧縮指数も大きい，Ma11 層は各関係式と比べて圧縮指数が大きい傾向がみられる。
- WG1 の検討において，液性限界 w_L が 100 %以上，80～100 %，80 %以下で三角座標（粒度分布）や圧縮曲線（$e-\log p$）に違いがみられたことから，液性限界を分けて整理した。浚渫土については液性限界が低いデータはばらつきが比較的小さく，関係式の傾向に近い結果を示した。沖積粘土 Ma13 層や洪積粘土 Ma12，Ma11 層は液性限界が高いデータのばらつきが比較的小さいが，関係式よりは圧縮性が高い傾向を示した。
- 圧縮指数 C_c と液性限界 w_L との相関性を検討するのと合わせて，C_c と自然含水比 w_0 の相関性についても検討を行った[7]。今回の調査結果では，全体データでは液性限界 w_L および自然含水比 w_0 と

圧縮指数 C_c の相関性に大きな違いは見られないが，土層毎に見た場合は液性限界 w_L より自然含水比 w_0 との相関性が高い傾向を示す。特に沖積粘土 Ma13 層や洪積粘土 Ma12，Ma11 層はデータばらつきが小さくなり，相関式にのりやすい傾向を示した。

【参考文献】

1) 公益社団法人地盤工学会：地盤工学会誌「夢洲 建設プロジェクト」，Vol.73，No.04，2025.
2) 公益社団法人 2025 年日本国際博覧会協会 : 夢洲地区のボーリングデータ，https://www.expo2025.or.jp/association/ maintenance /category/boring/（2025.7.31 参照）
3) 大阪港湾局：夢洲地区のボーリングデータ，https://www.city.osaka.lg.jp/port/page/0000506387.html（2025.7.31 参照）
4) 関西圏地盤情報ネットワーク：関西圏地盤情報ライブラリー，https://www.kg-net2005.jp/library.html（2025.7.31 参照）
5) 大島昭彦：夢洲既往ボーリング結果のまとめ，夢洲の地盤性状と沈下性状の事前検討会，資料 3-4，2010.
6) 土質工学会関西支部：海底地盤 大阪湾を例として，pp.83，1995.
7) 大島昭彦・田村匠大：沖積粘土の圧縮指数 C_c と液性限界 w_L，自然含水比 w_n との相関性の再考，第 60 回地盤工学研究発表会，No. 22-4-1-01，2025.

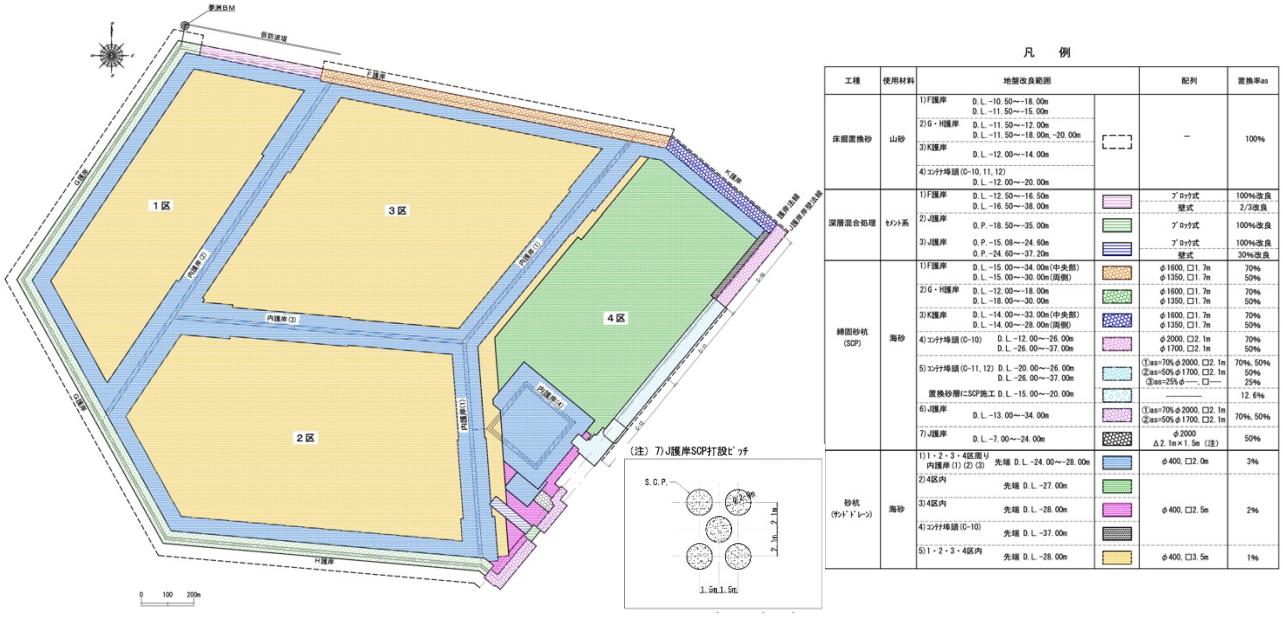
4.3 埋立履歴と沈下計測結果

本委員会 WG3 では，**第５章**の圧密沈下予測における埋立履歴の設定，予測結果と比較するための実測沈下量の整理を目的としており，本節では，WG3 で実施した内容を記載する。沈下計測結果報告書および埋立履歴報告書等から整理した 1 区～4 区ごとの埋立層厚–経過日数の関係，沈下量–経過時間を示す。最後に 3 区を 5 m メッシュで区切り，地点毎の埋立履歴を整理した結果についても記載する。

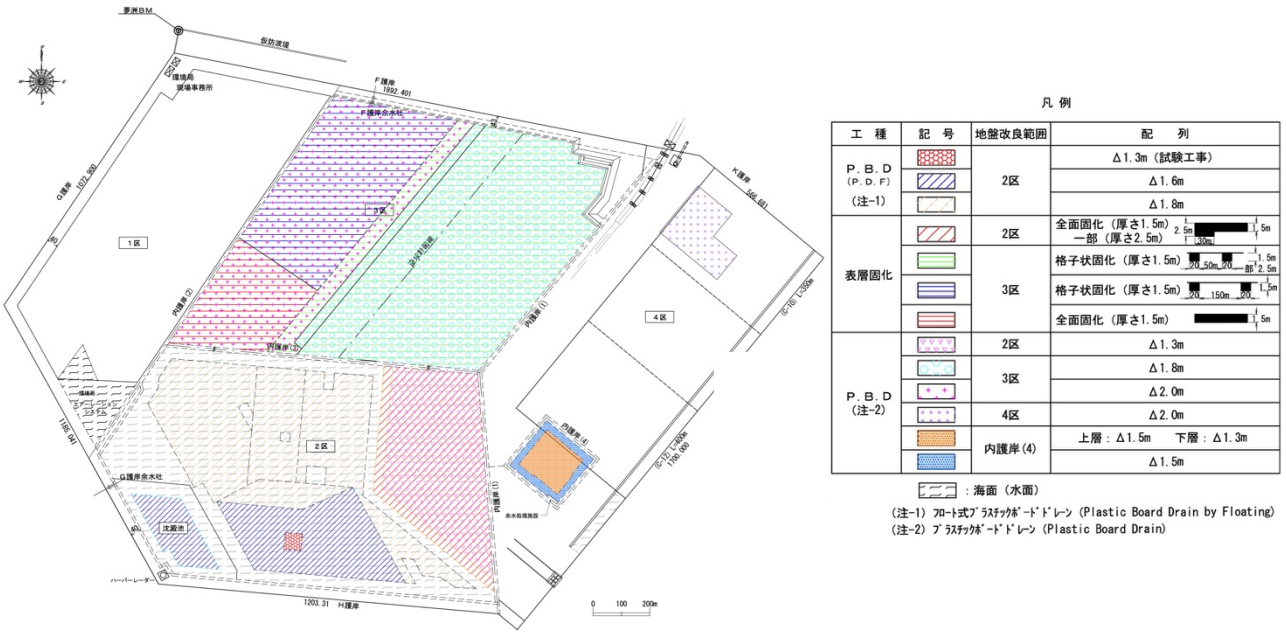
4.3.1 地盤改良と埋立履歴

まず，**図–4.3.1** に夢洲の沖積粘土層の地盤改良（床掘置換砂，深層混合処理，締固め砂杭（SCP），サンドドレーン（SD））の平面図を示す[1]。SD（直径 400 mm）は，埋立前の 1 区～3 区は 1983～1987 年度にピッチ 3.5 m で，4 区は 1992～1994 年度にピッチ 2.5 m で打設している。

また，**図–4.3.2** に夢洲の埋立粘土層（浚渫粘土層）の地盤改良（プラスチックボードドレーン（PBD），



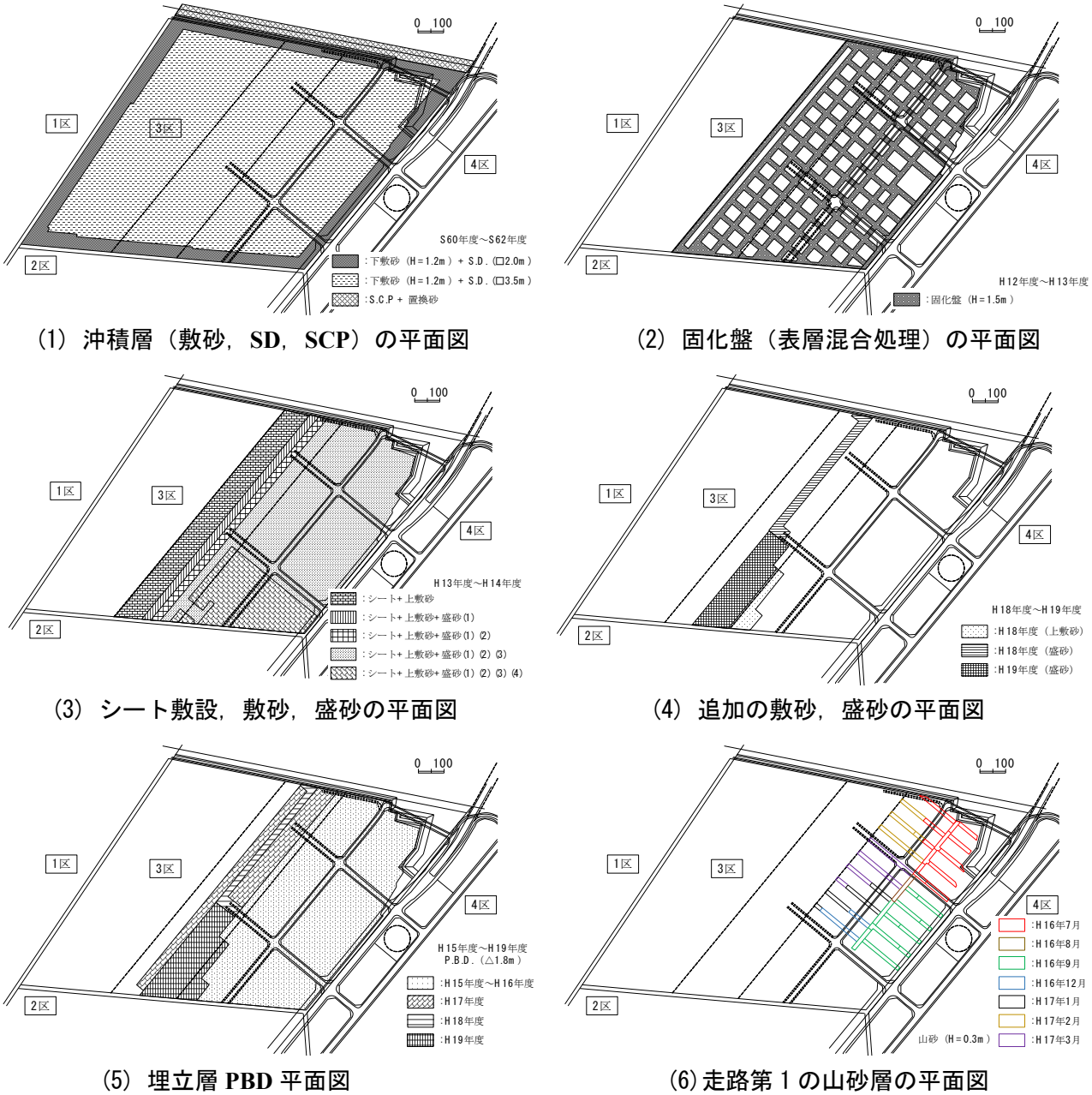
図–4.3.1　夢洲の沖積粘土層の地盤改良の平面図



図–4.3.2　夢洲の埋立粘土層（浚渫粘土層）の地盤改良の平面図

表層固化（全面固化，格子状固化)）の平面図を示す[1)]。2 区では一次浚渫粘土層への PBD（PDF 工法）は 2002 年から，2 区の一次・二次浚渫粘土層への 2 度目の PBD は 2020 年から打設された。3 区の PBD は東側で 2003～2007 年度に，西側で 2010～2011 年度に，4 区の PBD は 2000～2003 年度に打設された。ピッチは各区で 1.3 m～2.0 m となっている。なお，これらの履歴は**第 5 章 5.3，5.5** の沈下予測に用いている。

図-4.3.1 と**図-4.3.2** 間の埋立履歴は，「夢洲 2・3・4 区 埋立履歴報告書（平成 6 年度～21 年度）平成 24 年 3 月」[2)]を参照した。この報告書では，1985 年度～1987 年度にかけて行われたサンドドレーン（SD）工から，その後に施工された敷砂工や盛砂，盛土の履歴が記載されている。**図-4.3.3** にこの報告書による 3 区の埋立履歴と地盤改良履歴の一例を示す。**図-4.3.3(1)** は，1985 年度～1987 年度にかけて沖積層に行われたサンドドレーン工（SD）の平面図である。**図-4.3.3(2)** は，2000 年度～2001 年度にかけて表層混合処理によって施工された固化盤の平面図を示している。**図-4.3.3(3)** は，2002 年度～2003



(1) 沖積層（敷砂，SD，SCP）の平面図　　(2) 固化盤（表層混合処理）の平面図

(3) シート敷設，敷砂，盛砂の平面図　　(4) 追加の敷砂，盛砂の平面図

(5) 埋立層 PBD 平面図　　(6) 走路第 1 の山砂層の平面図

図-4.3.3　3 区の埋立履歴と地盤改良履歴[2)]

年度にかけて行われた，シート敷設，敷砂，盛砂の平面図であり，**図-4.3.3(4)**は，2006 年度～2007 年度に行われた追加の敷砂，盛砂の平面図であり，**図-4.3.3(5)**は，2003 年度～2007 年度にかけて行われた埋立層に対するプラスチックボードドレーン（PBD）の平面図である。**図-4.3.3(6)**は，2004 年度から 2005 年度にかけて敷かれた山砂層の平面図を示している。

「夢洲 2・3・4 区　埋立履歴報告書（平成 6 年度～21 年度）平成 24 年 3 月」[2]に記載されている 2 区，3 区，4 区の埋立履歴は**表-4.3.1～表-4.3.3** のとおりである。4 区の内護岸(4)の内側では，平成 9 年度から平成 13 年年度にかけて，埋立土の受入れをしており，平成 15 年度に埋立土層に 1.5m 間隔の三角形配置でプラスチックボードドレーン（PBD）を打設している。その他の場所においては，埋立土の受入は行っていない。なお，**表-4.3.1～表-4.3.3** に記載した層厚は，工程名称に明示的に示されているものについては，その値を採用し，黒字で示した。「夢洲 2・3・4 区　埋立履歴報告書（平成 6 年度～21 年度）平成 24 年 3 月」[2] には，ある測線での埋立履歴が示されている。例えば，**図-4.3.4** に示す 3

表-4.3.1　埋立履歴（2 区）

工程	年度	層厚 (m)	夢洲2・3・4区　埋立履歴報告書（平成6年度～21年度）　平成24年3月におけるページ番号
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S57 - S60	12.7	6
埋立土（P.B.D)	S62 - H13	11.5	11
固化盤（表層混合処理）	H13 - H14	1.5, 2.5	8
シート敷設，上敷砂，盛砂	H14	1.5	9
平成15年度 走路（山砂）1層目	H15	0.5	13
平成15年度 走路（山砂）2層目	H15	0.5	14
平成15年度 走路（山砂）3層目	H15	0.5	15
平成15年度 走路（山砂）4層目	H15	0.5	16
平成15年度 盛土第1層（層厚 H = 1.0 m）	H15	1.0	17
平成15年度 盛土第2層（層厚 H = 1.4 m）	H15	1.4	18
平成15年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）	H15	1.6	19
平成15年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）	H15	1.0	20
平成16年度 盛砂（追加）	H16	1.2	10
平成16年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）	H16	1.6	21
平成16年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）	H16	1.0	22
平成16年度 プレロード第1層（層厚 H = 1.0 m）	H16	1.0	23
平成16年度 プレロード第2層（層厚 H = 1.0 m）	H16	1.0	24
平成16年度 走路（山砂）	H16	0.5	25
平成16年度 築堤第1次	H16	1.0	26
平成16年度 築堤第2次	H16	1.0	27
平成17年度 走路（層厚 H = 0.5 m）	H17	0.5	28
平成17年度 築堤第3次	H17	1.0	29
平成18年度 山砂	H18	1.0	30
平成18年度 普通土砂	H18	1.0	31
平成19年度 普通土砂	H19	0.5	32
平成19年度 軟弱土砂	H19	1.0	33

表-4.3.2　埋立履歴（3 区）

工程	年度	層厚 (m)	夢洲2・3・4区　埋立履歴報告書（平成6年度～21年度）　平成24年3月におけるページ番号
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60 - S62	12.7	38
埋立土（P.B.D)	H1-H12	21.0	43
固化盤（表層混合処理）	H12 - H13	1.5	40
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13 - H14	0.5～2.5	41
平成16年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）	H16	0.3	47
平成16年度 盛土第1層（層厚 H = 1.5 m）	H16	1.5	48
平成16年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）	H16	0.5	49
平成16年度 盛土第2層（層厚 H = 1.0 m）	H16	1.0	50
平成17年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）	H17	0.3	51
平成17年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）	H17	0.5	52
平成17年度 盛土第1層（層厚 H = 1.0・1.5 m）	H17	1.0, 1.5	53
平成18年度 上敷砂，盛砂	H18	1.0	42
平成18年度 走路第1層（層厚 H = 0.5 m）	H18	0.5	54
平成18年度 普通土砂第1層	H18	1.0	55
平成18年度 普通土砂第2層	H18	1.0	59
平成18年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）	H18	0.5	56
平成18年度 軟弱土砂第1層	H18	1.0	57
平成18年度 軟弱土砂第2層	H18	1.5	58
平成18年度 改良場（山砂）	H18	0.5	60
平成19年度 走路（層厚 H = 0.5 m）	H19	0.5	61
平成19年度 普通土砂第2層	H19	1.0	64
平成19年度 普通土砂	H19	1.0	62
平成19年度 軟弱土砂	H19	1.0	63
平成20年度 普通土砂	H20	1.0	66
平成20年度 普通土砂	H20	1.0	67
平成20年度 走路（層厚 H = 0.5 m）	H20	0.5	65
平成20年度 普通土砂	H20	1.0	68
平成20年度 軟弱土砂	H20	1.0	69
平成21年度 走路（層厚 H = 0.5 m）	H21	0.5	70
平成21年度 普通土砂	H21	1.0	71
平成21年度 軟弱土砂	H21	1.0	72

表-4.3.3　埋立履歴（4区）

工程	年度	層厚 (m)	夢洲2・3・4区　埋立履歴報告書（平成6年度～21年度）　平成24年3月におけるページ番号
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P., D.M.）	H4-H6	16.2	80
埋立土（P.B.D) 内護岸(4)内	H9 - H13	11.0	82
平成7年度 普通土砂	H7	1.0	83
平成8年度 普通土砂	H8	6.5	84
平成9年度 普通土砂	H9	9.3, 3.5	85
平成10年度 普通土砂	H10	3.5	86
平成10年度 軟弱土砂，超軟弱土砂	H10	6.0, 1.5	87
平成11年度 普通土砂	H11	4.0	88
平成11年度 軟弱土砂	H11	1.0	89
平成12年度 軟弱土砂	H12	1.5	90
平成12年度 普通土砂	H12	1.5, 4.0	91
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13	1.5	81
平成13年度 普通土砂	H13	3.0, 16.0	92
平成13年度 軟弱土砂 H = 0.5 m	H13	0.5	93
平成14年度 普通土砂	H14	9.5	94
平成15年度 普通土砂	H15	5.5	95
平成16年度 普通土砂	H16	1.0	96
平成17年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）	H17	0.3	97
平成17年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）	H17	0.5	98
平成17年度 走路第3層（層厚 H = 0.5 m）	H17	0.5	99
平成17年度 走路第4層（層厚 H = 0.5 m）	H17	0.5	100
平成17年度 盛土第1層（層厚 H = 1.5 m）	H17	1.5	101
平成17年度 盛土第2層（層厚 H = 1.5 m）	H17	1.5	102
平成17年度 盛土第3層（層厚 H = 2.0 m）	H17	2.0	103
平成17年度 盛土第4層	H17	1.0	104
平成17年度 盛土	H17	1.0	105
平成18年度 盛土第1層（層厚 H = 0.6 m）	H18	0.6	106
平成18年度 盛土第2層（層厚 H = 1.3 m）	H18	1.3	107
平成18年度 盛土第3層（層厚 H = 1.5 m）	H18	1.5	108
平成18年度 盛土第4層（層厚 H = 0.3 m）	H18	0.3	109
平成18年度 盛土	H18	1.0	110
平成19年度 盛土	H19	1.0	111
平成20年度 盛土	H20	1.0	112

区の測線 A-A'では，**図-4.3.5** に示すようにまとめられている。明示的に層厚が工程名称に記載されていない場合は，これらの図を参照して，層厚を決定した。このように決定した層厚については青字で示した。どちらにも記載がない場合は，1.0 m と仮定し，赤字で示した。

2 区，3 区，4 区における沈下観測地点を**図-4.3.6～図-4.3.8** に示す。これらの地点での埋立履歴について，整理を行う。対象とした沈下観測地点は，2 区においては，2-S3，2-S4，2S-6～2S-18，2S-20，2S-21，2S-23，2S-25，2S-25 と観測台 I，J であり，3 区においては，3-S1～3S-56，観測台 N，O，P，Q，

R，S，T，U，V であり，4 区においては，J-S1～J-S8，J-S11，J-S13，K-6，K-12，K-14，K-15，K-20，K-23，K-25，K-26，S-20～S-30，1～13 である。

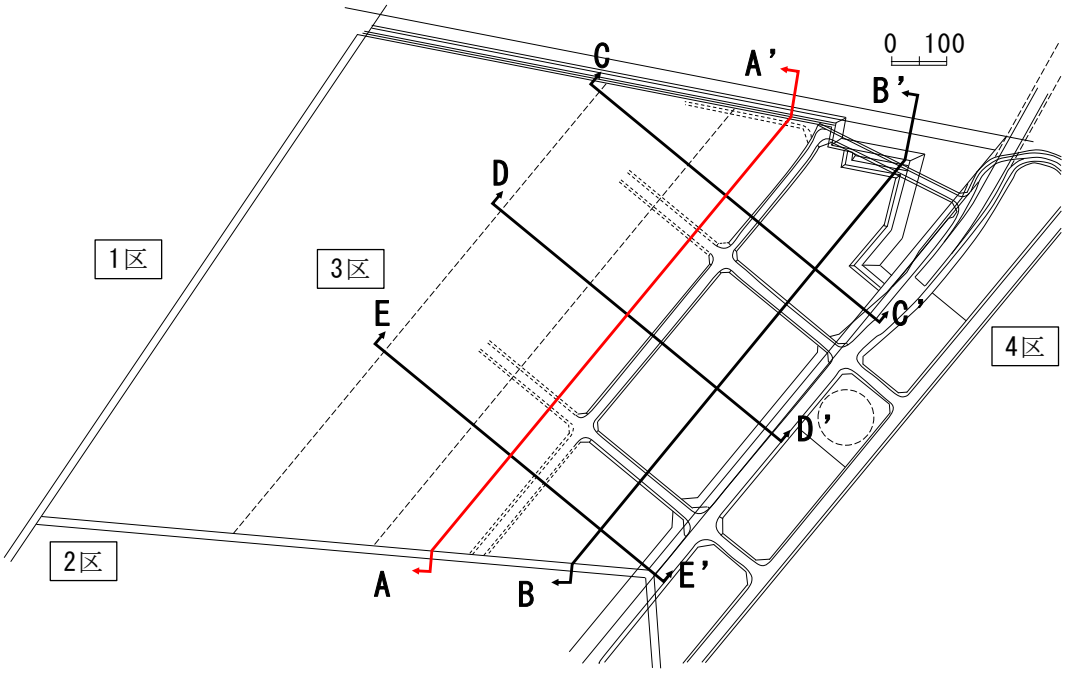


図-4.3.4　3 区測線位置図

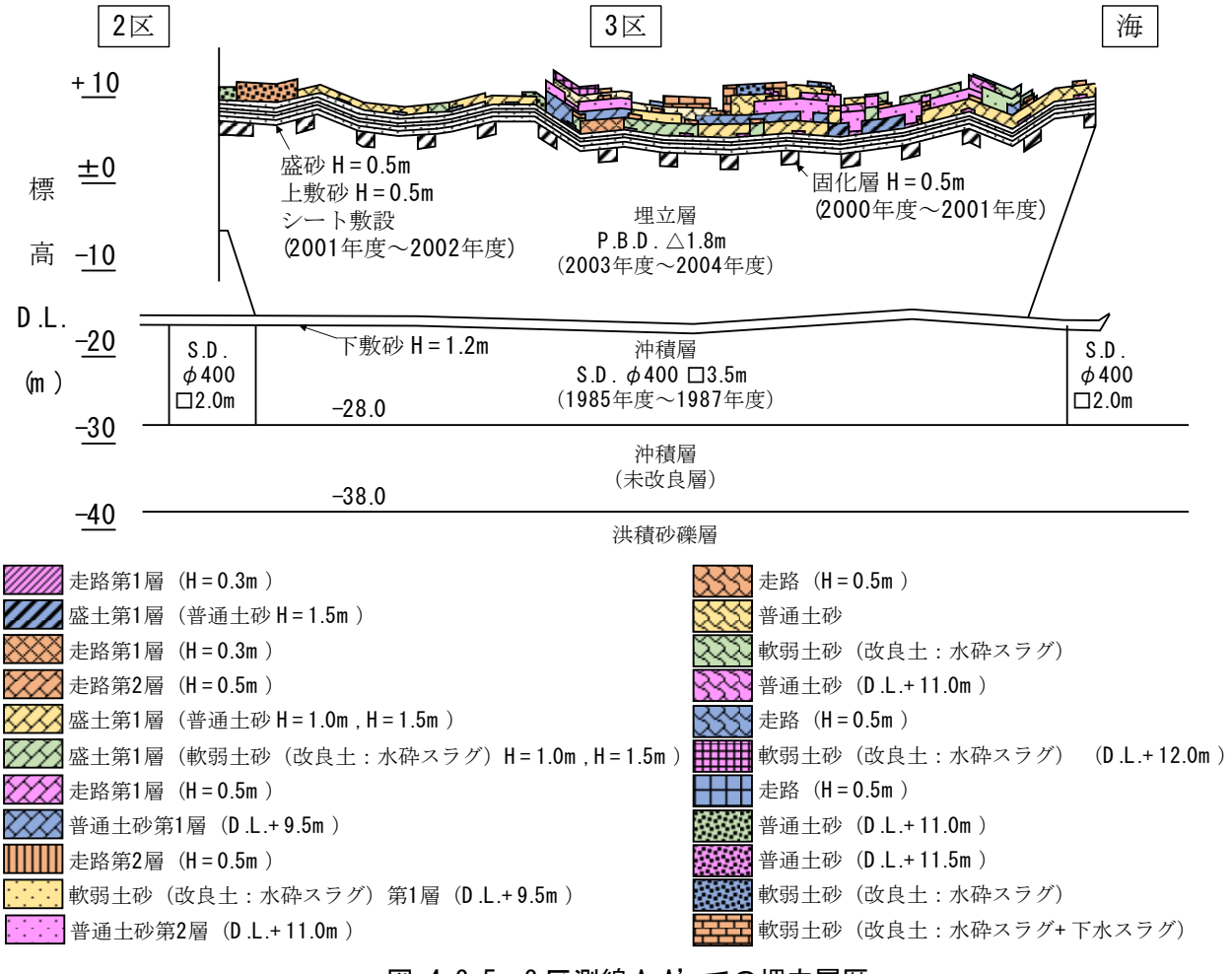


図-4.3.5　3 区測線 A-A' での埋立履歴

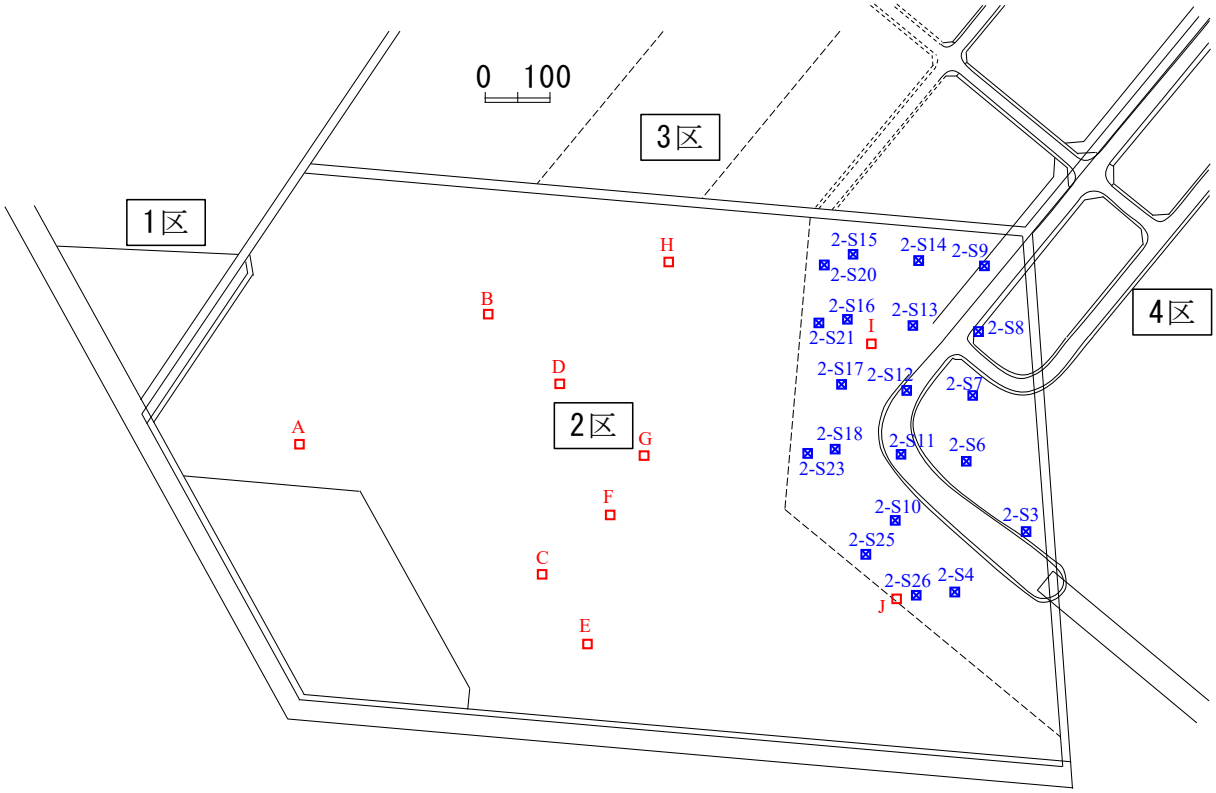


図-4.3.6　2区における沈下計測地点位置図

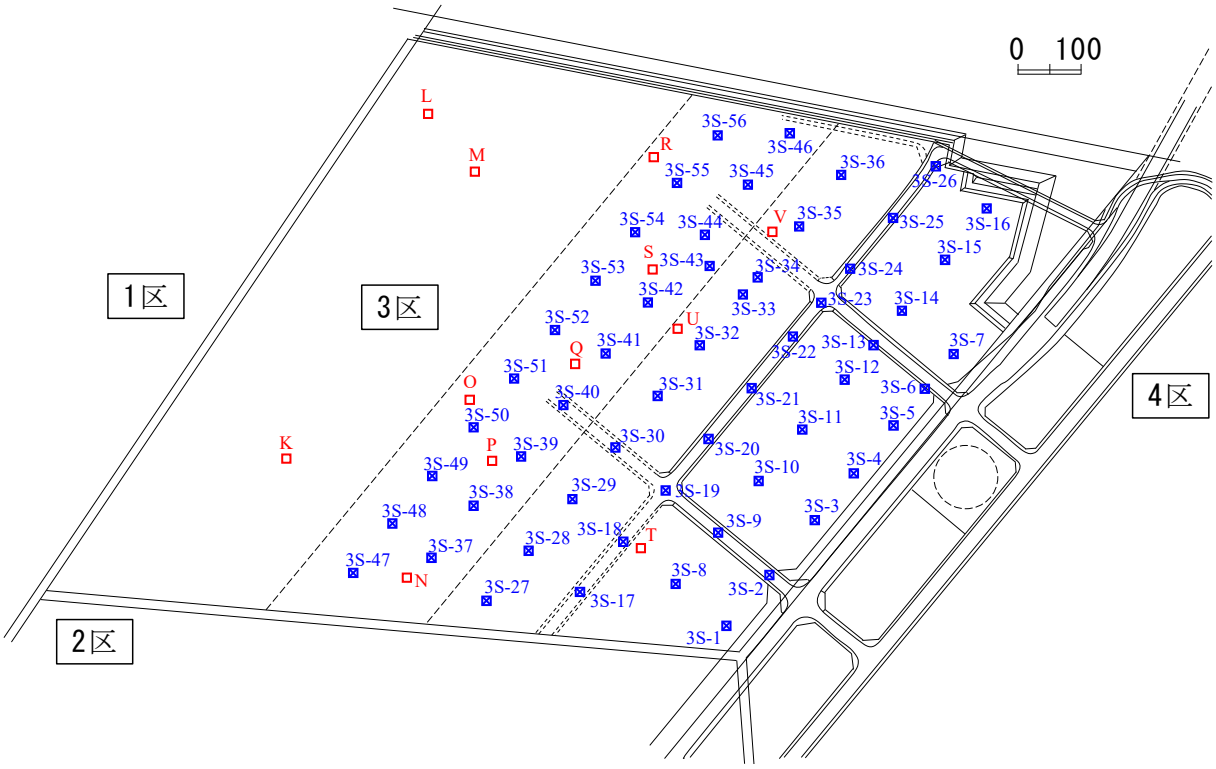


図-4.3.7　3区における沈下計測地点位置図

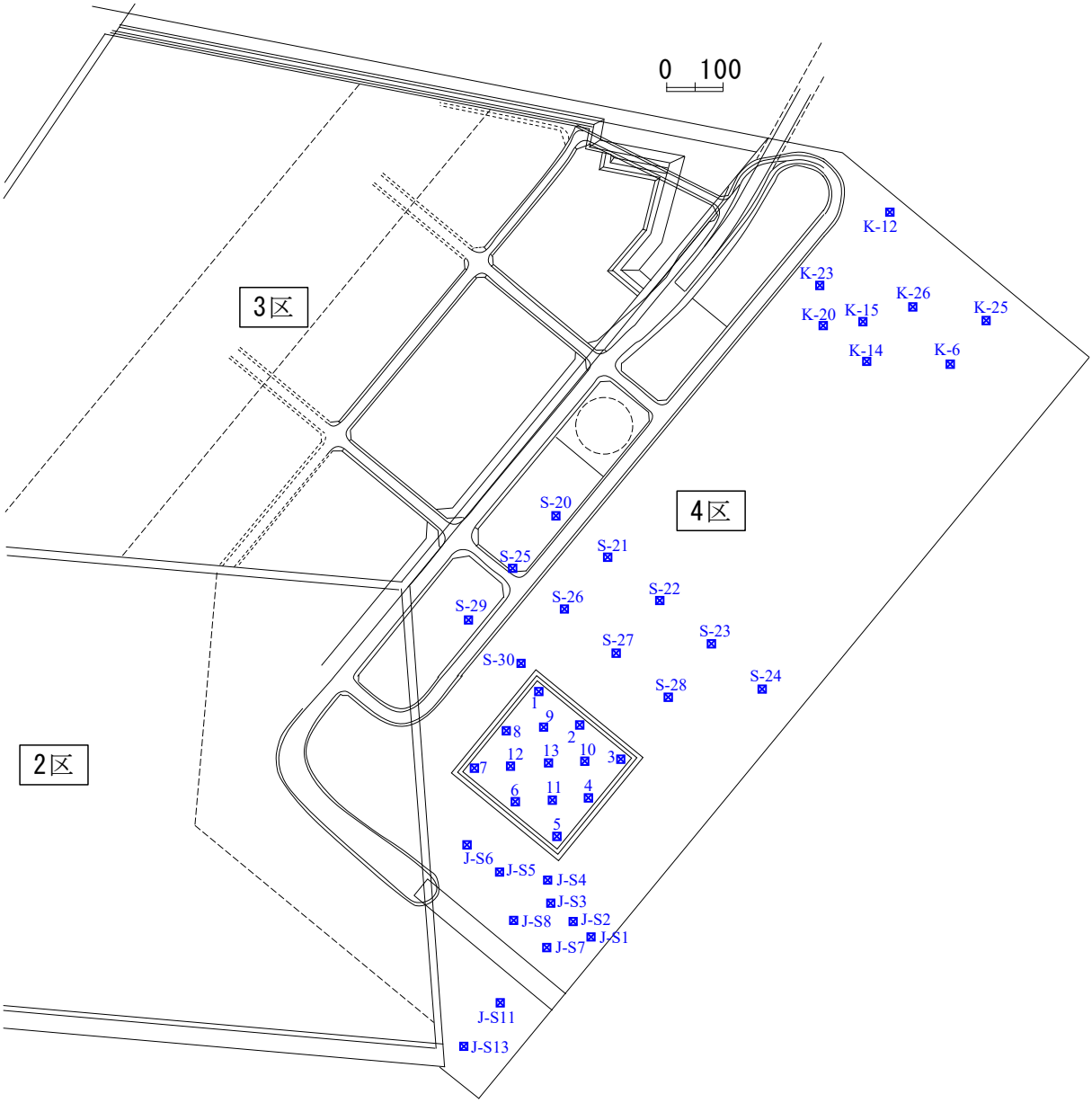


図-4.3.8　4区における沈下計測地点位置図

2区における沈下観測地点2-S3，2-S4，2S-6～2S-18，2S-20，2S-21，2S-23，2S-25，2S-25と観測台I，Jの位置での埋立履歴を「夢洲2・3・4区　埋立履歴報告書（平成6年度～21年度）平成24年3月」[2)]を参照して，整理した結果を**表-4.3.4～表-4.3.7**に示す。埋立履歴の項目は，**表-4.3.1**に記載した通りである。3区における，沈下観測地点3-S1～3S-56と観測台N，O，P，Q，R，S，T，U，Vの位置での埋立履歴を同様に整理した結果を**表-4.3.8～表-4.3.16**に示す。埋立履歴の項目は，**表-4.3.2**に記載した通りである。4区における，沈下観測地点J-S1～J-S8，J-S11，J-S13，K-6，K-12，K-14，K-15，K-20，K-23, K-25, K-26, S-20～S-30, 1～13の位置での埋立履歴を同様に整理した結果を**表-4.3.17～表-4.3.21**に示す。

表-4.3.4　2区の埋立履歴（沈下観測地点 2-S3，2-S4，2-S6～2-S9）

工程	2-S3		2-S4		2-S6		2-S7		2-S8		2-S9	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7
埋立土（P.B.D)	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5
固化盤（表層混合処理）	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5
シート敷設，上敷砂，盛砂	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5
平成15年度 走路（山砂）1層目					H15.7.25	0.5	H15.10.31	0.5				
平成15年度 走路（山砂）2層目			H15.9.20	0.5	H15.8.30	0.5	H15.11.10	0.5				
平成15年度 走路（山砂）3層目							H15.11.20	0.5				
平成15年度 走路（山砂）4層目												
平成15年度 盛土第1層（層厚 H = 1.0 m）	H15.8.1	1.0	H15.9.6	1.0	H15.9.2	1.0	H15.11.7	1.0	H15.11.4	1.0	H15.10.27	1.0
平成15年度 盛土第2層（層厚 H = 1.4 m）	H15.9.17	1.4	H15.10.9	1.4	H15.9.30	1.4	H15.11.19	1.4	H15.11.26	1.4	H15.11.12	1.4
平成15年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）	H15.10.10	1.6			H15.10.23	1.6	H16.1.31	1.6	H15.12.10	1.6	H15.12.6	1.6
平成15年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）	H15.10.28	1.0									H16.2.13	1.0
平成16年度 盛砂（追加）												
平成16年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）											H16.5.12	1.6
平成16年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）					H17.2.17	1.0					H17.3.17	1.0
平成16年度 プレロード第1層（層厚 H = 1.0 m）												
平成16年度 プレロード第2層（層厚 H = 1.0 m）												
平成16年度 走路（山砂）	H16.4.12	0.5			H16.12.2	0.5						
平成16年度 築堤第1次			H16.6.8	1.0								
平成16年度 築堤第2次			H16.6.17	1.0								
平成17年度 走路（層厚 H = 0.5 m）												
平成17年度 築堤第3次												
平成18年度 山砂												
平成18年度 普通土砂												
平成19年度 普通土砂												
平成19年度 軟弱土砂			H20.1.10	1.0								

表-4.3.5　2区の埋立履歴（沈下観測地点 2-S10～2-S15）

工程	2-S10		2-S11		2-S12		2-S13		2-S14		2-S15	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7
埋立土（P.B.D)	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5
固化盤（表層混合処理）	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5
シート敷設，上敷砂，盛砂	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5
平成15年度 走路（山砂）1層目	H15.7.30	0.5	H15.7.29	0.5	H15.7.26	0.5					H15.10.29	0.5
平成15年度 走路（山砂）2層目			H15.9.9	0.5	H15.9.1	0.5					H15.11.17	0.5
平成15年度 走路（山砂）3層目			H15.10.11	0.5								
平成15年度 走路（山砂）4層目	H15.10.20	0.5										
平成15年度 盛土第1層（層厚 H = 1.0 m）	H15.9.8	1.0	H15.9.1	1.0	H15.8.27	1.0	H15.10.31	1.0	H15.10.28	1.0	H15.11.5	1.0
平成15年度 盛土第2層（層厚 H = 1.4 m）	H15.9.29	1.4	H15.10.2	1.4	H15.9.18	1.4	H15.11.18	1.4	H15.11.20	1.4	H15.11.29	1.4
平成15年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）	H15.10.14	1.6	H15.10.22	1.6	H15.12.19	1.6	H16.1.21	1.6	H15.12.22	1.6		
平成15年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）	H15.11.18	1.0	H15.11.1	1.0								
平成16年度 盛砂（追加）												
平成16年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）												
平成16年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）					H17.3.19	1.0	H17.2.9	1.0	H17.3.18	1.0		
平成16年度 プレロード第1層（層厚 H = 1.0 m）			H16.6.1	1.0								
平成16年度 プレロード第2層（層厚 H = 1.0 m）			H16.8.26	1.0								
平成16年度 走路（山砂）	H16.4.6	0.5							H16.10.27	0.5		
平成16年度 築堤第1次											H16.7.5	1.0
平成16年度 築堤第2次											H16.7.13	1.0
平成17年度 走路（層厚 H = 0.5 m）												
平成17年度 築堤第3次	H18.3.14	1.0										
平成18年度 山砂												
平成18年度 普通土砂												
平成19年度 普通土砂												
平成19年度 軟弱土砂	H20.2.4	1.0							H20.3.28	1.0	H20.3.11	1.0

表-4.3.6　2 区の埋立履歴（沈下観測地点 2-S16～2-S18，2-S20～2-S23）

工程	2-S16		2-S17		2-S18		2-S20		2-S21		2-S23	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7
埋立土（P.B.D)	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5
固化盤（表層混合処理）	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	2.5	H13.4.1	2.5	H13.4.1	2.5
シート敷設，上敷砂，盛砂	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5
平成15年度 走路（山砂）1層目	H15.10.31	0.5	H15.7.29	0.5	H15.7.31	0.5						
平成15年度 走路（山砂）2層目	H15.11.18	0.5	H15.9.9	0.5	H15.9.11	0.5						
平成15年度 走路（山砂）3層目												
平成15年度 走路（山砂）4層目												
平成15年度 盛土第1層（層厚 H = 1.0 m）	H15.11.6	1.0	H15.8.28	1.0	H15.8.25	1.0						
平成15年度 盛土第2層（層厚 H = 1.4 m）	H15.12.14	1.4	H15.10.6	1.4	H15.10.7	1.4						
平成15年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）												
平成15年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）												
平成16年度 盛砂（追加）							H16.4.1	1.2	H16.4.1	1.2	H16.4.1	1.2
平成16年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）												
平成16年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）												
平成16年度 プレロード第1層（層厚 H = 1.0 m）												
平成16年度 プレロード第2層（層厚 H = 1.0 m）												
平成16年度 走路（山砂）												
平成16年度 築堤第1次			H16.6.30	1.0	H16.5.25	1.0						
平成16年度 築堤第2次	H16.7.10	1.0	H16.7.10	1.0	H16.6.26	1.0						
平成17年度 走路（層厚 H = 0.5 m）											H18.1.12	0.5
平成17年度 築堤第3次					H18.3.17	1.0					H17.12.20	1.0
平成18年度 山砂												
平成18年度 普通土砂							H18.4.22	1.0	H18.4.20	1.0		
平成19年度 普通土砂							H19.5.29	0.5	H19.5.31	0.5	H19.6.8	0.5
平成19年度 軟弱土砂	H20.3.6	1.0	H20.2.20	1.0	H20.2.14	1.0						

表-4.3.7　2 区の埋立履歴（沈下観測地点 2-S25，2-S26，I，J）

工程	2-S25		2-S26		I		J	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7	S57.4.1	12.7
埋立土（P.B.D)	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5	S62.4.1	11.5
固化盤（表層混合処理）	H13.4.1	2.5	H13.4.1	2.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	2.5
シート敷設，上敷砂，盛砂	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5	H14.4.1	1.5
平成15年度 走路（山砂）1層目								
平成15年度 走路（山砂）2層目								
平成15年度 走路（山砂）3層目								
平成15年度 走路（山砂）4層目								
平成15年度 盛土第1層（層厚 H = 1.0 m）					H15.11.6	1.0		
平成15年度 盛土第2層（層厚 H = 1.4 m）					H15.11.13	1.4		
平成15年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）					H15.12.16	1.6		
平成15年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）								
平成16年度 盛砂（追加）			H16.4.1	1.2				
平成16年度 盛土第3層（層厚 H = 1.6 m）								
平成16年度 盛土第4層（層厚 H = 1.0 m）								
平成16年度 プレロード第1層（層厚 H = 1.0 m）								
平成16年度 プレロード第2層（層厚 H = 1.0 m）								
平成16年度 走路（山砂）								
平成16年度 築堤第1次								
平成16年度 築堤第2次								
平成17年度 走路（層厚 H = 0.5 m）	H18.1.20	0.5	H18.1.21	0.5				
平成17年度 築堤第3次	H18.1.7	1.0	H18.1.13	1.0				
平成18年度 山砂								
平成18年度 普通土砂								
平成19年度 普通土砂								
平成19年度 軟弱土砂	H19.5.30	1.0	H19.6.4	1.0	H20.3.13	1.0		

表-4.3.8　3区の埋立履歴（沈下観測地点 3-S1～3-S7）

工程	3-S1		3-S2		3-S3		3-S4		3-S5		3-S6		3-S7	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7
埋立土（P.B.D）	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0
固化盤（表層混合処理）	H12.4.1	1.5			H12.4.1	1.5					H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	2.5	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0
平成16年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）							H16.9.24	0.3						
平成16年度 盛土第1層（層厚 H＝1.5 m）					H16.11.30	1.5	H16.12.13	1.5	H16.9.22	1.5	H16.9.10	1.5	H16.7.24	1.5
平成16年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）					H17.2.25	0.5	H17.2.23	0.5	H17.2.21	0.5	H17.2.17	0.5		
平成16年度 盛土第2層（層厚 H＝1.0 m）							H17.3.28	1.0	H17.3.23	1.0	H17.3.18	1.0		
平成17年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H＝1.0・1.5 m	H17.6.28	1.0	H17.6.25	1.0										
平成18年度 上敷砂，盛土	H18.4.1	1.0			H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0
平成18年度 走路第1層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 普通土砂第1層					H18.7.18	1.0	H18.5.10	1.0	H19.1.11	1.0				
平成18年度 普通土砂第2層					H18.11.15	1.0	H19.2.8	1.0	H19.3.8	1.0				
平成18年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 軟弱土砂第1層														
平成18年度 軟弱土砂第2層														
平成18年度 改良場（山砂）					H18.12.18	0.5	H19.3.26	0.5	H19.3.30	0.5				
平成19年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成19年度 普通土砂第2層														
平成19年度 普通土砂														
平成19年度 軟弱土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 軟弱土砂														
平成21年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成21年度 普通土砂	H21.9.1	1.0	H21.7.15	1.0										
平成21年度 軟弱土砂														

表-4.3.9　3区の埋立履歴（沈下観測地点 3-S8～3-S14）

工程	3-S8		3-S9		3-S10		3-S11		3-S12		3-S13		3-S14	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7
埋立土（P.B.D）	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0
固化盤（表層混合処理）	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5			H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	2.5	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0
平成16年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）							H16.9.9	0.3						
平成16年度 盛土第1層（層厚 H＝1.5 m）					H16.11.2	1.5	H16.12.11	1.5	H16.9.29	1.5	H16.9.11	1.5	H16.7.24	1.5
平成16年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）							H17.2.23	0.5	H17.2.24	0.5	H17.2.17	0.5	H16.11.6	0.5
平成16年度 盛土第2層（層厚 H＝1.0 m）							H17.3.27	1.0						
平成17年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）							H17.11.9	0.5						
平成17年度 盛土第1層（層厚 H＝1.0・1.5 m	H17.6.29	1.0	H17.6.22	1.0										
平成18年度 上敷砂，盛土	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0			H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0
平成18年度 走路第1層（層厚 H＝0.5 m）									H18.6.28	0.5				
平成18年度 普通土砂第1層							H18.5.10	1.0						
平成18年度 普通土砂第2層					H18.11.10	1.0	H19.2.1	1.0	H19.3.1	1.0	H19.3.10	1.0		
平成18年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 軟弱土砂第1層														
平成18年度 軟弱土砂第2層														
平成18年度 改良場（山砂）					H18.12.8	0.5	H19.3.26	0.5	H19.3.31	0.5				
平成19年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成19年度 普通土砂第2層														
平成19年度 普通土砂														
平成19年度 軟弱土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 軟弱土砂														
平成21年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成21年度 普通土砂			H21.6.28	1.0										
平成21年度 軟弱土砂														

表-4.3.10　3区の埋立履歴（沈下観測地点 3-S15～3-S21）

工程	3-S15		3-S16		3-S17		3-S18		3-S19		3-S20		3-S21	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7
埋立土（P.B.D）	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0
固化盤（表層混合処理）	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5			H12.4.1	1.5			H12.4.1	1.5		
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.5	H13.4.1	2.5	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0
平成16年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）			H16.7.21	0.3									H17.1.28	0.3
平成16年度 盛土第1層（層厚 H＝1.5 m）	H16.8.5	1.5	H16.8.23	1.5							H17.1.31	1.5		
平成16年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成16年度 盛土第2層（層厚 H＝1.0 m）														
平成17年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）	H17.5.23	0.5	H17.5.25	0.5									H17.10.12	0.5
平成17年度 盛土第1層（層厚 H＝1.0・1.5 m）					H17.7.30	1.0	H17.8.27	1.0	H17.7.23	1.0			H17.9.15	1.0
平成18年度 上敷砂，盛土	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0			H18.4.1	1.0			H18.4.1	1.0		
平成18年度 走路第1層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 普通土砂第1層											H18.6.28	1.0	H18.5.17	1.0
平成18年度 普通土砂第2層											H19.2.17	1.0		
平成18年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）	H18.9.26	0.5	H18.9.15	0.5							H19.3.14	0.5		
平成18年度 軟弱土砂第1層														
平成18年度 軟弱土砂第2層														
平成18年度 改良場（山砂）														
平成19年度 走路（層厚 H＝0.5 m）											H20.3.8	0.5		
平成19年度 普通土砂第2層														
平成19年度 普通土砂											H19.6.25	1.0	H20.2.18	1.0
平成19年度 軟弱土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 軟弱土砂														
平成21年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成21年度 普通土砂														
平成21年度 軟弱土砂													H21.9.3	1.0

表-4.3.11　3区の埋立履歴（沈下観測地点 3-S22～3-S28）

工程	3-S22		3-S23		3-S24		3-S25		3-S26		3-S27		3-S28	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7
埋立土（P.B.D）	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0
固化盤（表層混合処理）	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5			H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0
平成16年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）			H17.3.9	0.3	H17.2.19	0.3								
平成16年度 盛土第1層（層厚 H＝1.5 m）			H17.3.23	1.5										
平成16年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成16年度 盛土第2層（層厚 H＝1.0 m）														
平成17年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H＝1.0・1.5 m	H17.4.9	1.0					H17.5.18	1.0	H17.6.8	1.0			H17.8.1	1.0
平成18年度 上敷砂，盛土	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0
平成18年度 走路第1層（層厚 H＝0.5 m）			H18.12.27	0.5										
平成18年度 普通土砂第1層	H18.6.16	1.0			H18.12.9	1.0								
平成18年度 普通土砂第2層	H19.3.12	1.0	H18.12.27	1.0			H19.3.27	1.0						
平成18年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 軟弱土砂第1層														
平成18年度 軟弱土砂第2層					H18.12.19	1.5								
平成18年度 改良場（山砂）														
平成19年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成19年度 普通土砂第2層														
平成19年度 普通土砂	H19.12.22	1.0	H20.1.28	1.0										
平成19年度 軟弱土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 軟弱土砂														
平成21年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成21年度 普通土砂											H22.1.8	1.0		
平成21年度 軟弱土砂														

表-4.3.12　3区の埋立履歴（沈下観測地点 3-S29～3-S35）

工程	3-S29		3-S30		3-S31		3-S32		3-S33		3-S34		3-S35	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7
埋立土（P.B.D）	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0
固化盤（表層混合処理）	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0
平成16年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）													H17.2.21	0.3
平成16年度 盛土第1層（層厚 H＝1.5 m）					H17.3.1	1.5								
平成16年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成16年度 盛土第2層（層厚 H＝1.0 m）														
平成17年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）							H17.10.27	0.5						
平成17年度 盛土第1層（層厚 H＝1.0・1.5 m	H17.8.9	1.0	H17.7.20	1.0			H17.8.26	1.0	H17.4.14	1.0	H17.4.16	1.0		
平成18年度 上敷砂，盛土	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0
平成18年度 走路第1層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 普通土砂第1層					H18.6.24	1.0	H18.5.23	1.0	H18.6.14	1.0	H19.1.6	1.0		
平成18年度 普通土砂第2層					H19.1.16	1.0			H19.2.23	1.0	H19.1.15	1.0	H19.3.17	1.0
平成18年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 軟弱土砂第1層														
平成18年度 軟弱土砂第2層														
平成18年度 改良場（山砂）														
平成19年度 走路（層厚 H＝0.5 m）					H20.3.11	0.5								
平成19年度 普通土砂第2層											H19.4.10	1.0		
平成19年度 普通土砂							H20.2.13	1.0	H19.12.21	1.0	H20.1.31	1.0	H19.10.2	1.0
平成19年度 軟弱土砂					H19.5.12	1.0							H19.12.21	1.0
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 軟弱土砂														
平成21年度 走路（層厚 H＝0.5 m）											H21.5.27	0.5		
平成21年度 普通土砂														
平成21年度 軟弱土砂							H21.12.2	1.0						

表-4.3.13　3区の埋立履歴（沈下観測地点 3-S29～3-S35）

工程	3-S36		3-S37		3-S38		3-S39		3-S40		3-S41		3-S42	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7
埋立土（P.B.D）	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0
固化盤（表層混合処理）	H12.4.1	1.5					H12.4.1	1.5			H12.4.1	1.5		
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0
平成16年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成16年度 盛土第1層（層厚 H＝1.5 m）														
平成16年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成16年度 盛土第2層（層厚 H＝1.0 m）														
平成17年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H＝1.0・1.5 m	H17.5.21	1.0												
平成18年度 上敷砂，盛土	H18.4.1	1.0	H19.4.1	1.0	H19.4.1	1.0	H19.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0		
平成18年度 走路第1層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 普通土砂第1層														
平成18年度 普通土砂第2層	H19.3.31	1.0					H19.2.15	1.0						
平成18年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 軟弱土砂第1層														
平成18年度 軟弱土砂第2層														
平成18年度 改良場（山砂）														
平成19年度 走路（層厚 H＝0.5 m）											H19.9.18	0.5		
平成19年度 普通土砂第2層	H19.4.9	1.0												
平成19年度 普通土砂											H19.12.1	1.0	H19.11.8	1.0
平成19年度 軟弱土砂	H20.2.9	1.0												
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 軟弱土砂													H20.11.20	1.0
平成21年度 走路（層厚 H＝0.5 m）											H21.5.27	0.5		
平成21年度 普通土砂			H21.5.14	1.0	H21.9.25	1.0	H21.10.16	1.0	H21.10.31	1.0				
平成21年度 軟弱土砂														

表-4.3.14　3区の埋立履歴（沈下観測地点 3-S43～3-S49）

工程	3-S43		3-S44		3-S45		3-S46		3-S47		3-S48		3-S49	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7
埋立土（P.B.D）	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0
固化盤（表層混合処理）	H12.4.1	1.5			H12.4.1	1.5								
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	2.0	H13.4.1	0.5	H13.4.1	0.5	H13.4.1	0.5
平成16年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成16年度 盛土第1層（層厚 H＝1.5 m）														
平成16年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成16年度 盛土第2層（層厚 H＝1.0 m）														
平成17年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H＝1.0・1.5 m）														
平成18年度 上敷砂，盛土	H18.4.1	1.0			H18.4.1	1.0								
平成18年度 走路第1層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 普通土砂第1層														
平成18年度 普通土砂第2層														
平成18年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 軟弱土砂第1層														
平成18年度 軟弱土砂第2層														
平成18年度 改良場（山砂）														
平成19年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成19年度 普通土砂第2層														
平成19年度 普通土砂			H19.10.22	1.0	H19.12.10	1.0								
平成19年度 軟弱土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 普通土砂									H20.12.20	1.0	H21.1.16	1.0	H21.1.31	1.0
平成20年度 走路（層厚 H＝0.5 m）									H21.2.17	0.5	H21.2.17	0.5	H21.2.10	0.5
平成20年度 普通土砂									H21.2.18	1.0	H21.2.17	1.0	H21.2.16	1.0
平成20年度 軟弱土砂			H20.9.10	1.0	H20.7.24	1.0								
平成21年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成21年度 普通土砂														
平成21年度 軟弱土砂														

表-4.3.15　3区の埋立履歴（沈下観測地点 3-S50～3-S56）

工程	3-S50		3-S51		3-S52		3-S53		3-S54		3-S55		3-S56	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7
埋立土（P.B.D）	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0
固化盤（表層混合処理）							H12.4.1	1.5			H12.4.1	1.5		
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	0.5	H13.4.1	0.5	H13.4.1	0.5	H13.4.1	0.5	H13.4.1	0.5	H13.4.1	0.5	H13.4.1	0.5
平成16年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成16年度 盛土第1層（層厚 H＝1.5 m）														
平成16年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成16年度 盛土第2層（層厚 H＝1.0 m）														
平成17年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H＝1.0・1.5 m）														
平成18年度 上敷砂，盛土							H18.4.1	1.0			H18.4.1	1.0		
平成18年度 走路第1層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 普通土砂第1層														
平成18年度 普通土砂第2層														
平成18年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成18年度 軟弱土砂第1層														
平成18年度 軟弱土砂第2層														
平成18年度 改良場（山砂）														
平成19年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成19年度 普通土砂第2層														
平成19年度 普通土砂														
平成19年度 軟弱土砂					H19.10.29	1.0	H19.10.10	1.0	H19.10.4	1.0	H19.11.21	1.0	H19.11.28	1.0
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 普通土砂	H20.12.19	1.0	H20.11.29	1.0										
平成20年度 走路（層厚 H＝0.5 m）	H21.2.5	0.5	H21.2.5	0.5	H21.1.20	0.5			H20.6.18	0.5	H21.3.30	0.5	H21.3.30	0.5
平成20年度 普通土砂	H21.2.7	1.0	H21.2.6	1.0										
平成20年度 軟弱土砂					H21.2.18	1.0	H21.2.9	1.0	H21.2.6	1.0	H20.12.1	1.0	H20.11.28	1.0
平成21年度 走路（層厚 H＝0.5 m）														
平成21年度 普通土砂														
平成21年度 軟弱土砂														

表-4.3.16　3区の埋立履歴（沈下観測地点 N～T）

工程	N		O		P		Q		R		S		T	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.）	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7	S60.4.1	12.7
埋立土（P.B.D)	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0	H1.4.1	21.0
固化盤（表層混合処理）					H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	1.5	H13.4.1	0.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	0.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	2.5
平成16年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）														
平成16年度 盛土第1層（層厚 H = 1.5 m）														
平成16年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）														
平成16年度 盛土第2層（層厚 H = 1.0 m）														
平成17年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H = 1.0・1.5 m）													H17.7.12	1.0
平成18年度 上敷砂，盛土	H19.4.1	1.0			H19.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0	H18.4.1	1.0
平成18年度 走路第1層（層厚 H = 0.5 m）														
平成18年度 普通土砂第1層														
平成18年度 普通土砂第2層							H19.2.26	1.0			H19.2.17	1.0		
平成18年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）														
平成18年度 軟弱土砂第1層														
平成18年度 軟弱土砂第2層														
平成18年度 改良場（山砂）														
平成19年度 走路（層厚 H = 0.5 m）														
平成19年度 普通土砂第2層														
平成19年度 普通土砂							H19.11.21	1.0			H19.10.25	1.0		
平成19年度 軟弱土砂														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 普通土砂					H21.3.21	1.0								
平成20年度 走路（層厚 H = 0.5 m）														
平成20年度 普通土砂														
平成20年度 軟弱土砂											H20.10.2	1.0		
平成21年度 走路（層厚 H = 0.5 m）														
平成21年度 普通土砂	H21.4.19	1.0			H21.10.5	1.0								
平成21年度 軟弱土砂							H21.7.17	1.0						

表-4.3.17　4区の埋立履歴（沈下観測地点 J-S1～J-S7）

工程	J-S1		J-S2		J-S3		J-S4		J-S5		J-S6		J-S7	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.,D.M.）	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2
埋立土(P.B.D)														
平成7年度 普通土砂														
平成8年度 普通土砂														
平成9年度 普通土砂														
平成10年度 普通土砂														
平成10年度 軟弱土砂，超軟弱土砂														
平成11年度 普通土砂														
平成11年度 軟弱土砂														
平成12年度 軟弱土砂														
平成12年度 普通土砂														
シート敷設，上敷砂，盛砂														
平成13年度 普通土砂														
平成13年度 軟弱土砂 H = 0.5 m														
平成14年度 普通土砂														
平成15年度 普通土砂														
平成16年度 普通土砂											H16.12.1	1.0		
平成17年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第3層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第4層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H = 1.5 m）														
平成17年度 盛土第2層（層厚 H = 1.5 m）														
平成17年度 盛土第3層（層厚 H = 2.0 m）														
平成17年度 盛土第4層														
平成17年度 盛土														
平成18年度 盛土第1層（層厚 H = 0.6 m）													H17.9.12	0.6
平成18年度 盛土第2層（層厚 H = 1.3 m）														
平成18年度 盛土第3層（層厚 H = 1.5 m）														
平成18年度 盛土第4層（層厚 H = 0.3 m）														
平成18年度 盛土														
平成19年度 盛土														
平成20年度 盛土														

表-4.3.18　4区の埋立履歴（沈下観測地点 J-S8，J-S11，J-S13，S-20～S-23）

工程	J-S8		J-S11		J-S13		S-20		S-21		S-22		S-23	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.，D.M.）	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2
埋立土(P.B.D)														
平成7年度 普通土砂							H8.3.1	1.0						
平成8年度 普通土砂							H8.11.1	6.5					H8.8.1	6.5
平成9年度 普通土砂									H10.2.1	9.3	H9.11.1	9.3		
平成10年度 普通土砂														
平成10年度 軟弱土砂，超軟弱土砂														
平成11年度 普通土砂														
平成11年度 軟弱土砂														
平成12年度 軟弱土砂														
平成12年度 普通土砂														
シート敷設，上敷砂，盛砂														
平成13年度 普通土砂							H13.9.1	3.0	H13.10.1	3.0	H14.1.1	3.0	H14.9.1	3.0
平成13年度 軟弱土砂 H = 0.5 m							H14.3.1	0.5	H14.3.1	0.5				
平成14年度 普通土砂														
平成15年度 普通土砂							H15.9.1	5.5	H15.9.1	5.5	H15.8.1	5.5		
平成16年度 普通土砂			H16.5.1	1.0										
平成17年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第3層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第4層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H = 1.5 m）														
平成17年度 盛土第2層（層厚 H = 1.5 m）														
平成17年度 盛土第3層（層厚 H = 2.0 m）														
平成17年度 盛土第4層														
平成17年度 盛土	H17.9.14	1.0												
平成18年度 盛土第1層（層厚 H = 0.6 m）														
平成18年度 盛土第2層（層厚 H = 1.3 m）														
平成18年度 盛土第3層（層厚 H = 1.5 m）														
平成18年度 盛土第4層（層厚 H = 0.3 m）														
平成18年度 盛土														
平成19年度 盛土														
平成20年度 盛土														

表-4.3.19　4区の埋立履歴（沈下観測地点 S-24～S-30）

工程	S-24		S-25		S-26		S-27		S-28		S-29		S-30	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.，D.M.）	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2
埋立土(P.B.D)														
平成7年度 普通土砂			H8.3.1	1.0										
平成8年度 普通土砂	H9.2.1	6.5	H8.12.1	6.5							H19.2.1	6.5	H9.3.1	6.5
平成9年度 普通土砂					H10.2.1	9.3	H9.7.1	9.3	H9.7.1	9.3	H9.6.1	3.5	H9.6.1	3.5
平成10年度 普通土砂														
平成10年度 軟弱土砂，超軟弱土砂														
平成11年度 普通土砂														
平成11年度 軟弱土砂														
平成12年度 軟弱土砂														
平成12年度 普通土砂														
シート敷設，上敷砂，盛砂														
平成13年度 普通土砂			H13.12.1	3.0	H14.2.1	3.0								
平成13年度 軟弱土砂 H = 0.5 m														
平成14年度 普通土砂			H15.3.1	9.5	H15.2.1	9.5	H14.12.1	9.5	H14.4.1	9.5				
平成15年度 普通土砂			H15.5.1	5.5							H15.6.1	5.5		
平成16年度 普通土砂														
平成17年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第3層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第4層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H = 1.5 m）														
平成17年度 盛土第2層（層厚 H = 1.5 m）														
平成17年度 盛土第3層（層厚 H = 2.0 m）														
平成17年度 盛土第4層														
平成17年度 盛土											H18.3.1	1.0	H18.3.1	1.0
平成18年度 盛土第1層（層厚 H = 0.6 m）														
平成18年度 盛土第2層（層厚 H = 1.3 m）														
平成18年度 盛土第3層（層厚 H = 1.5 m）														
平成18年度 盛土第4層（層厚 H = 0.3 m）														
平成18年度 盛土											H18.9.15	1.0	H18.4.11	1.0
平成19年度 盛土														
平成20年度 盛土														

表-4.3.20　4区の埋立履歴（沈下観測地点 K-6, K-12, K-14, K-15, K-20, K-23, K-25）

工程	K-6		K-12		K-14		K-15		K-20		K-23		K-25	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.，D.M.）	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2
埋立土(P.B.D)														
平成7年度 普通土砂			H8.1.1	1.0			H8.3.1	1.0			H8.3.1	1.0		
平成8年度 普通土砂					H9.1.1	6.5								
平成9年度 普通土砂									H9.4.1	9.3				
平成10年度 普通土砂														
平成10年度 軟弱土砂，超軟弱土砂					H10.10.1	6.0	H10.10.1	6.0	H10.10.1	1.5	H10.10.1	6.0		
平成11年度 普通土砂	H11.8.1	4.0												
平成11年度 軟弱土砂					H11.4.1	1.0	H11.4.1	1.0	H11.4.1	1.0	H11.4.1	1.0		
平成12年度 軟弱土砂					H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5		
平成12年度 普通土砂														
シート敷設，上敷砂，盛砂					H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5	H12.4.1	1.5		
平成13年度 普通土砂	H13.8.1	16.0	H13.11.1	16.0	H14.2.1	3.0	H14.2.1	3.0	H14.3.1	3.0	H14.3.1	3.0	H13.10.1	16.0
平成13年度 軟弱土砂 H = 0.5 m														
平成14年度 普通土砂														
平成15年度 普通土砂														
平成16年度 普通土砂														
平成17年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第3層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第4層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H = 1.5 m）														
平成17年度 盛土第2層（層厚 H = 1.5 m）														
平成17年度 盛土第3層（層厚 H = 2.0 m）														
平成17年度 盛土第4層														
平成17年度 盛土														
平成18年度 盛土第1層（層厚 H = 0.6 m）														
平成18年度 盛土第2層（層厚 H = 1.3 m）														
平成18年度 盛土第3層（層厚 H = 1.5 m）														
平成18年度 盛土第4層（層厚 H = 0.3 m）														
平成18年度 盛土														
平成19年度 盛土														
平成20年度 盛土														

表-4.3.21　4区の埋立履歴（沈下観測地点 K-26, No.1～No.6）

工程	K-26		1		2		3		4		5		6	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.，D.M.）	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2
埋立土(P.B.D)			H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0
平成7年度 普通土砂														
平成8年度 普通土砂														
平成9年度 普通土砂														
平成10年度 普通土砂														
平成10年度 軟弱土砂，超軟弱土砂														
平成11年度 普通土砂														
平成11年度 軟弱土砂														
平成12年度 軟弱土砂														
平成12年度 普通土砂														
シート敷設，上敷砂，盛砂			H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5
平成13年度 普通土砂	H13.9.1	16.0												
平成13年度 軟弱土砂 H = 0.5 m	H13.11.1	0.5												
平成14年度 普通土砂														
平成15年度 普通土砂														
平成16年度 普通土砂														
平成17年度 走路第1層（層厚 H = 0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第3層（層厚 H = 0.5 m）														
平成17年度 走路第4層（層厚 H = 0.5 m）					H17.10.6	0.5	H17.9.29	0.5	H17.9.28	0.5				
平成17年度 盛土第1層（層厚 H = 1.5 m）					H17.10.15	1.5	H17.10.24	1.5	H17.11.4	1.5				
平成17年度 盛土第2層（層厚 H = 1.5 m）					H17.11.24	1.5	H17.11.28	1.5	H17.12.17	1.5				
平成17年度 盛土第3層（層厚 H = 2.0 m）					H18.3.10	2.0	H18.3.18	2.0	H18.3.10	2.0				
平成17年度 盛土第4層														
平成17年度 盛土														
平成18年度 盛土第1層（層厚 H = 0.6 m）													H18.8.1	0.6
平成18年度 盛土第2層（層厚 H = 1.3 m）													H19.1.6	1.3
平成18年度 盛土第3層（層厚 H = 1.5 m）									H18.12.8	1.5				
平成18年度 盛土第4層（層厚 H = 0.3 m）														
平成18年度 盛土														
平成19年度 盛土													H19.7.5	1.0
平成20年度 盛土									H20.4.25	1.0			H20.11.15	1.0

表-4.3.21　4区の埋立履歴（沈下観測地点 No.7～No.13）

工程	7		8		9		10		11		12		13	
	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)	日付	層厚(m)
沖積層（下敷砂，S.D.，S.C.P.，D.M.）	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2	H4.4.1	16.2
埋立土(P.B.D)	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0	H9.4.1	11.0
平成7年度 普通土砂														
平成8年度 普通土砂														
平成9年度 普通土砂														
平成10年度 普通土砂														
平成10年度 軟弱土砂，超軟弱土砂														
平成11年度 普通土砂														
平成11年度 軟弱土砂														
平成12年度 軟弱土砂														
平成12年度 普通土砂														
シート敷設，上敷砂，盛砂	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5	H13.4.1	1.5
平成13年度 普通土砂														
平成13年度 軟弱土砂 H＝0.5 m														
平成14年度 普通土砂														
平成15年度 普通土砂														
平成16年度 普通土砂														
平成17年度 走路第1層（層厚 H＝0.3 m）														
平成17年度 走路第2層（層厚 H＝0.5 m）														
平成17年度 走路第3層（層厚 H＝0.5 m）														
平成17年度 走路第4層（層厚 H＝0.5 m）														
平成17年度 盛土第1層（層厚 H＝1.5 m）							H17.9.30	1.5	H17.9.29	1.5	H17.9.28	1.5	H17.9.2	1.5
平成17年度 盛土第2層（層厚 H＝1.5 m）			H17.10.15	1.5	H17.10.18	1.5	H17.10.25	1.5					H17.11.5	1.5
平成17年度 盛土第3層（層厚 H＝2.0 m）					H17.11.26	2.0	H17.11.30	2.0						
平成17年度 盛土第4層					H18.3.24	1.0	H18.3.17	1.0					H18.3.28	1.0
平成17年度 盛土														
平成18年度 盛土第1層（層厚 H＝0.6 m）	H19.3.30	0.6							H18.7.28	0.6	H18.8.18	0.6		
平成18年度 盛土第2層（層厚 H＝1.3 m）									H18.9.1	1.3	H18.9.15	1.3		
平成18年度 盛土第3層（層厚 H＝1.5 m）			H18.12.16	1.5							H19.2.22	1.5		
平成18年度 盛土第4層（層厚 H＝0.3 m）			H19.2.2	0.3										
平成18年度 盛土														
平成19年度 盛土									H19.10.10	1.0			H 20.1.16	1.0
平成20年度 盛土														

さらに，2区の浚渫土の泥面標高を**図-4.3.9～図-4.3.15**に示す。このデータは，「平成30年度夢洲2区内地盤解析及び沈下観測業務委託第6104号（平成31年3月）」[6]による。なお，図中の計測地点凡例の「追-」の地点は浚渫粘土投入途中から計測したものである。**図-4.3.9**の観測台A～Jおよび**図-4.3.10～図-4.3.12**の泥面標高はほとんど同じ変化となっている。一方，**図-4.3.13～図-4.3.15**では1987.1～2002.1の間には大きな差はないが，2002.1以降では泥面標高が低い測点がいくつかある。

なお，**第５章5.3.3**ではこの泥面標高値を用いて，2区万博用地の浚渫粘土層の埋立履歴を再現する圧密計算を行っている。

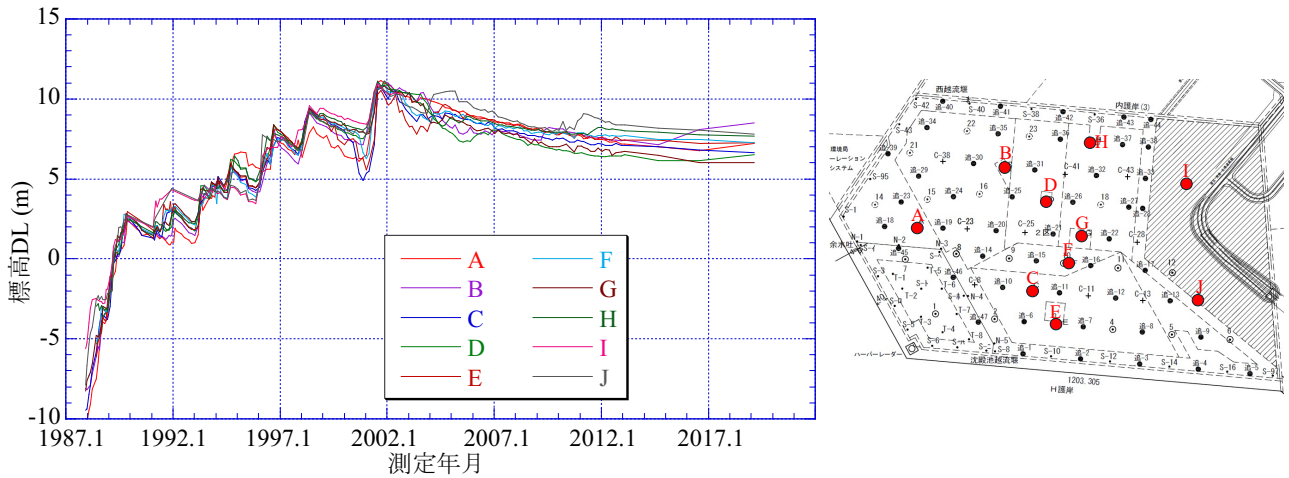


図-4.3.9　2区の泥面標高の経時変化（観測台 A～J）

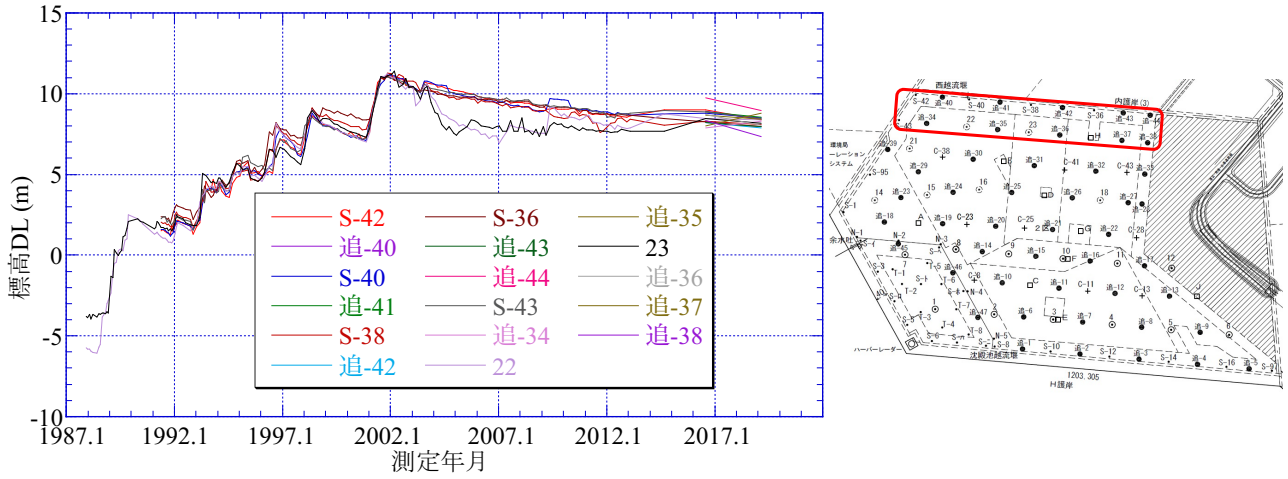


図-4.3.10　2 区の泥面標高の経時変化（北部北測点）

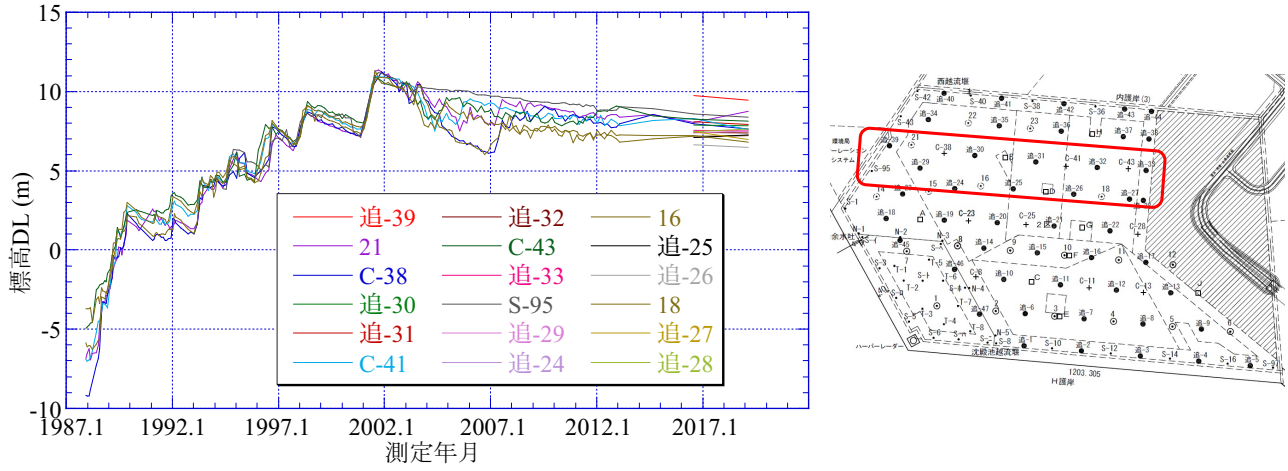


図-4.3.11　2 区の泥面標高の経時変化（北部南測点）

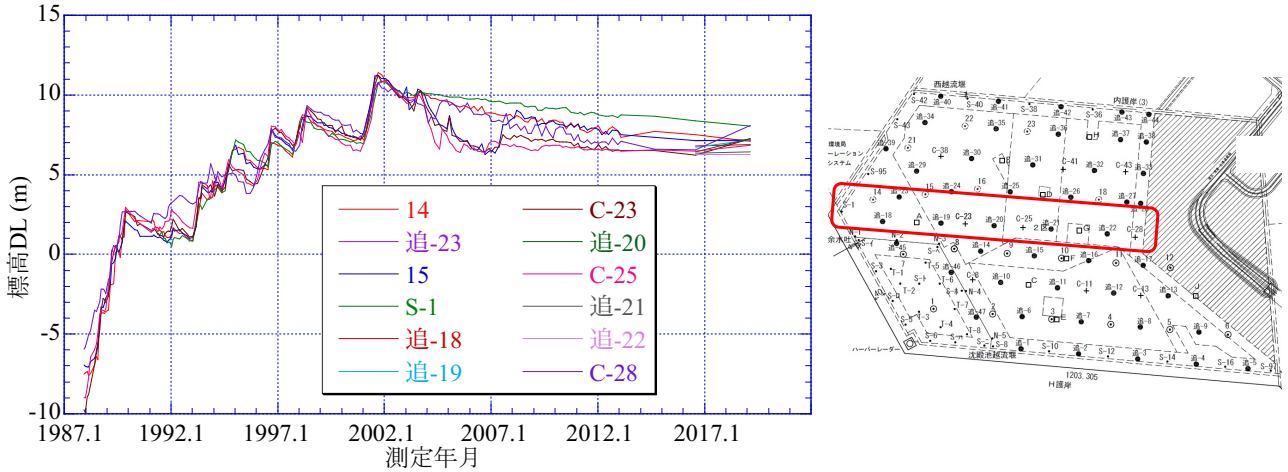


図-4.3.12　2 区の泥面標高の経時変化（中部北測点）

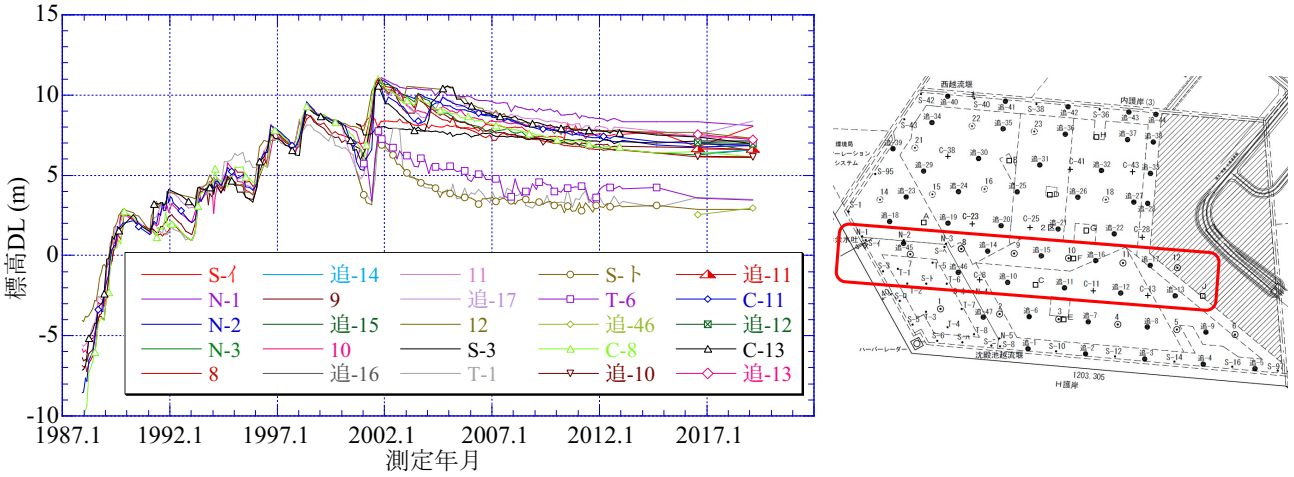


図-4.3.13　2 区の泥面標高の経時変化（中部南測点）

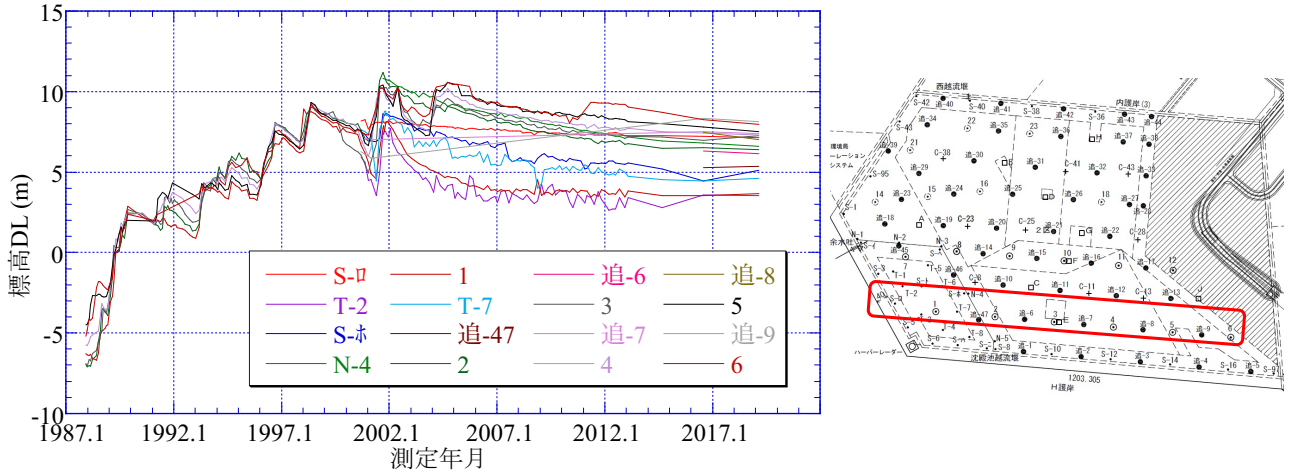


図-4.3.14　2 区の泥面標高の経時変化（南部北測点）

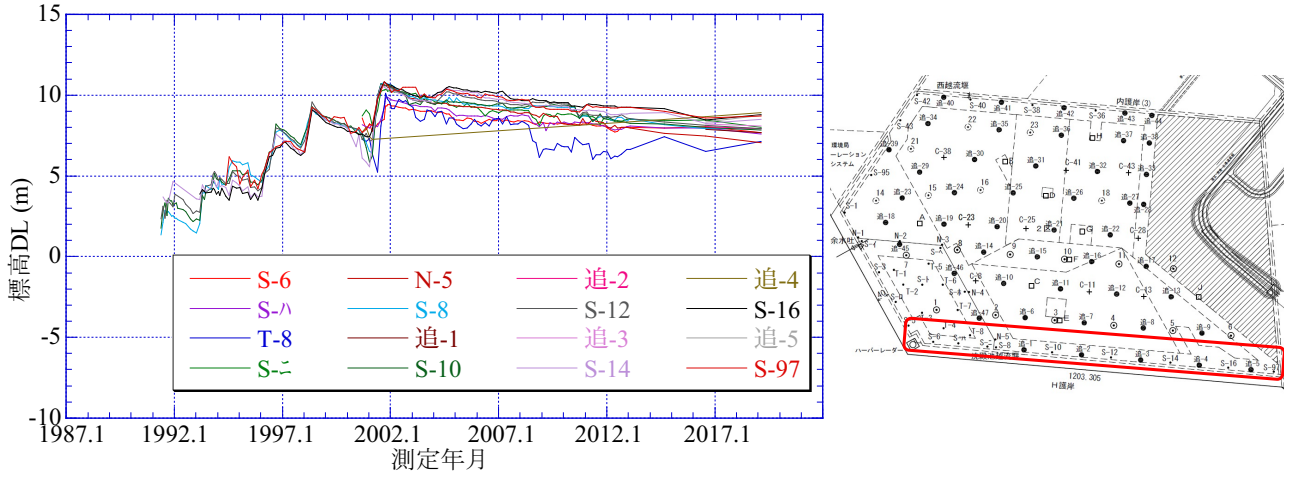


図-4.3.15　2 区の泥面標高の経時変化（南部南測点）

4.3.2 1区の埋立履歴と沈下計測結果

1区は一般廃棄物による埋立地盤である。沈下計測結果は各年度の報告書で示されているが，ここでは最新の「令和5年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託報告書 請第8000号（令和6年3月）[5)]」に掲載のデータを示す。なお，護岸部や内護岸部でも多くの沈下計測測点があるが，ここでは除く。

図-4.3.16に管-(1)～管-(18)（以下，No.1～No.18）の16地点での二重管沈下計と表面沈下板の設置位置を，**図-4.3.17**にその概略断面を示す。いずれも現在では計測不能となっている。

図-4.3.18～図-4.3.33にNo.1～No.18の埋立履歴（埋立地盤の標高）と沈下量の経時変化を示す。各図の-3（△）が地表面の全沈下量，-E（×）が沖積粘土層以深の沈下量，-D（＋）が洪積粘土層以深の沈下量を表している。No.が大きい地点ほど計測開始時期が遅い（No.1：S63.1～，･･･，No.18：H9.1～）が，地表面では8m前後，沖積粘土層以深では6m前後，洪積粘土層以深では2m前後の沈下が計測されている。特にNo.8での沈下量が最も大きく（地表面沈下量は10.2 m），No.11，13，16，17の沈下量は小さい。

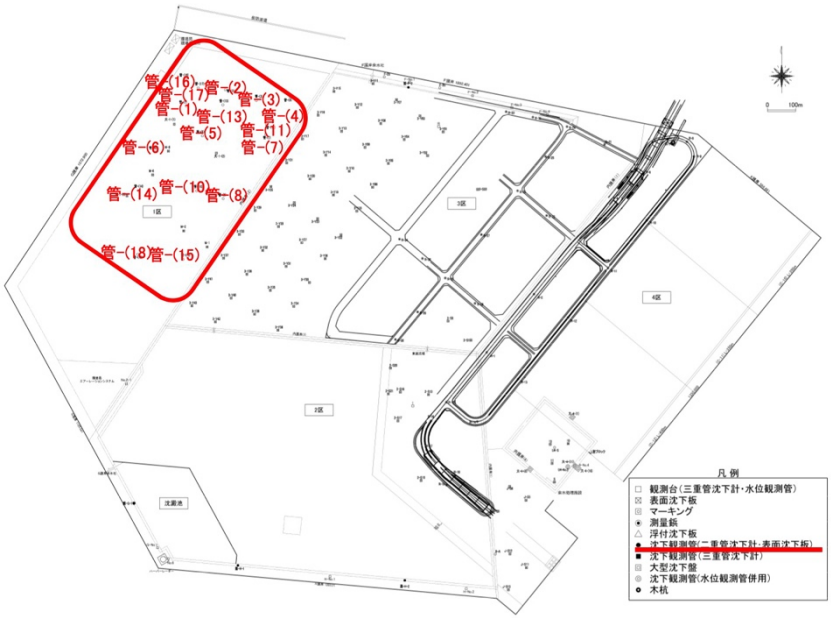


図-4.3.16　1区の二重管沈下計と表面沈下板の設置位置

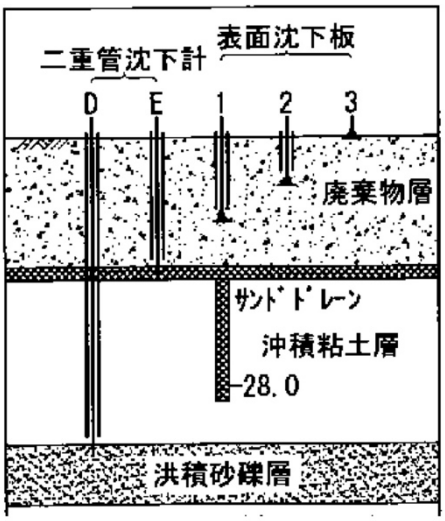


図-4.3.17　1区の二重管沈下計と表面沈下板の概略断面

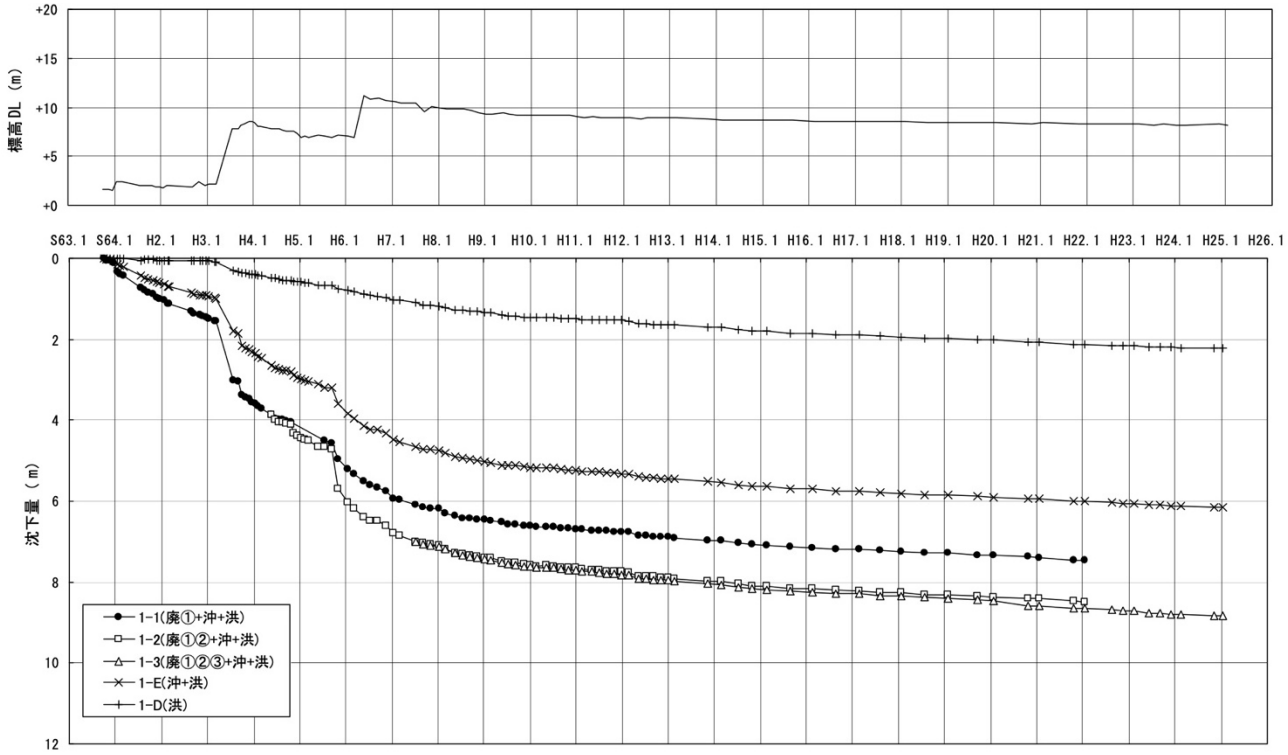


図-4.3.18　**1 区 No.1 の沈下量の経時変化**

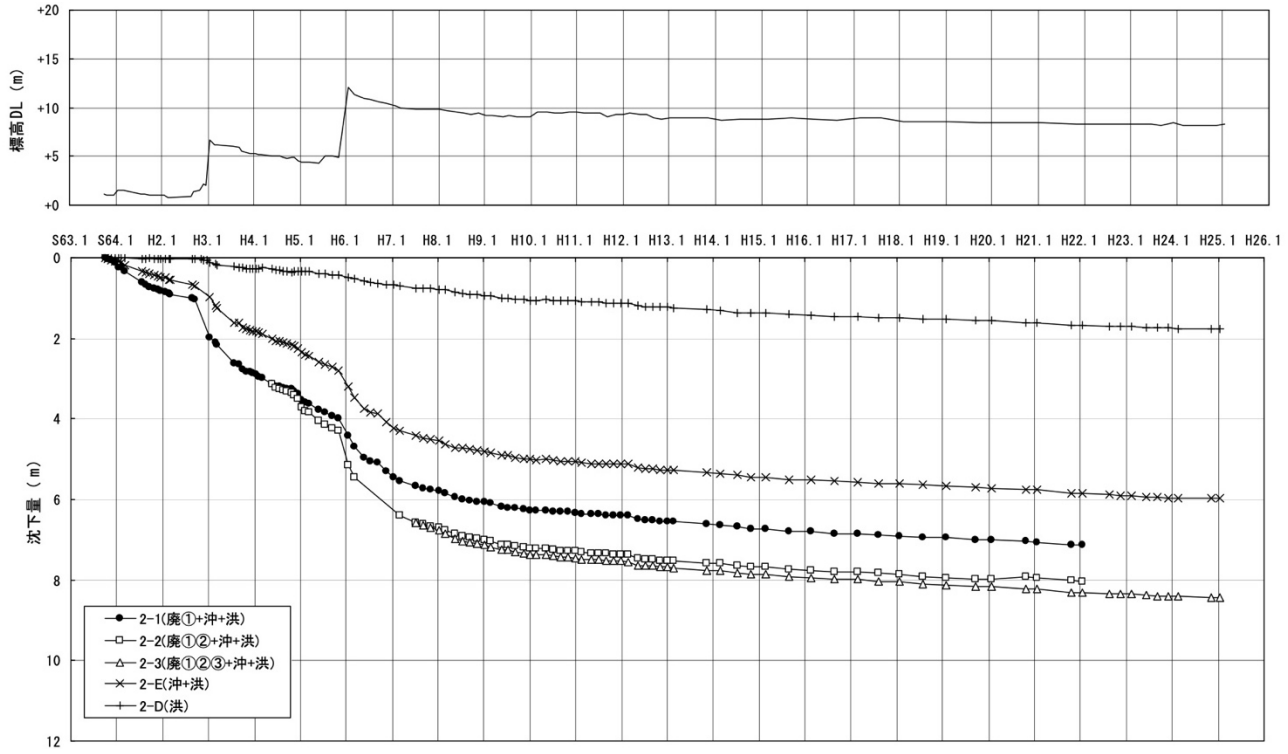


図-4.3.19　**1 区 No.2 の沈下量の経時変化**

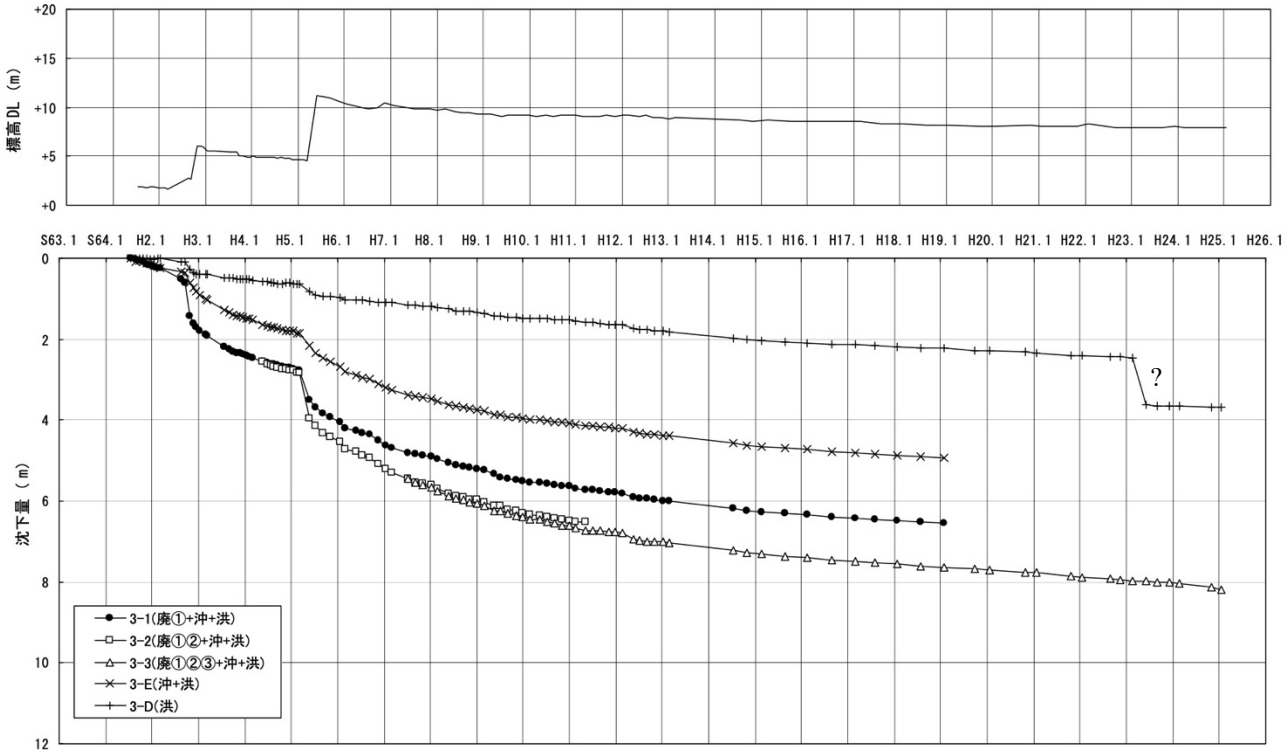


図-4.3.20　1区 No.3 の沈下量の経時変化

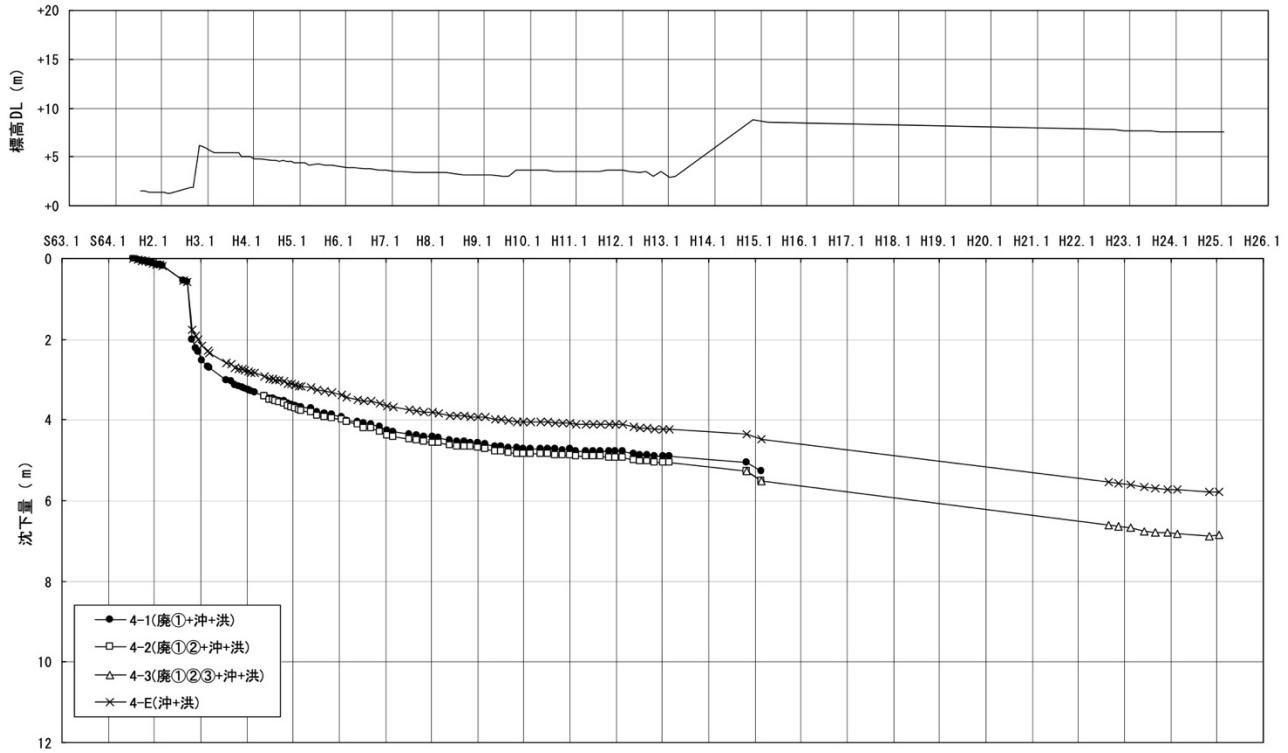


図-4.3.21　1区 No.4 の沈下量の経時変化

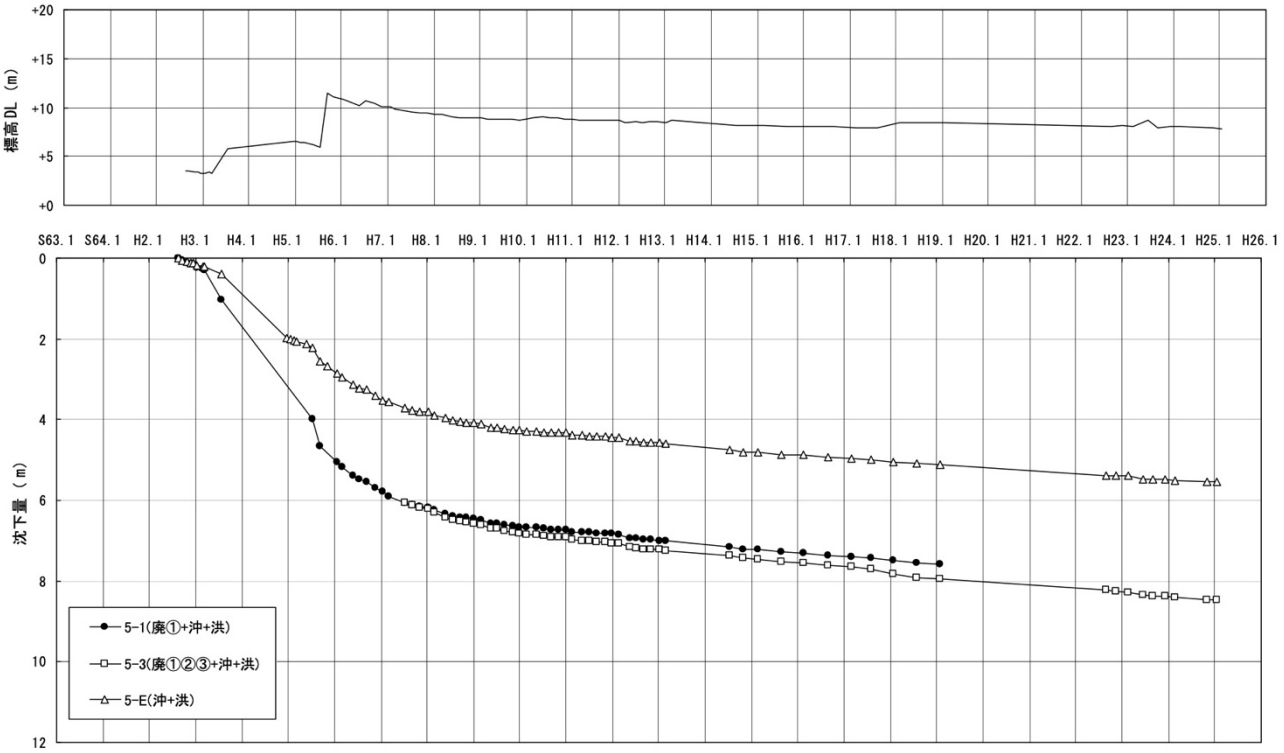


図-4.3.22　1区 No.5 の沈下量の経時変化

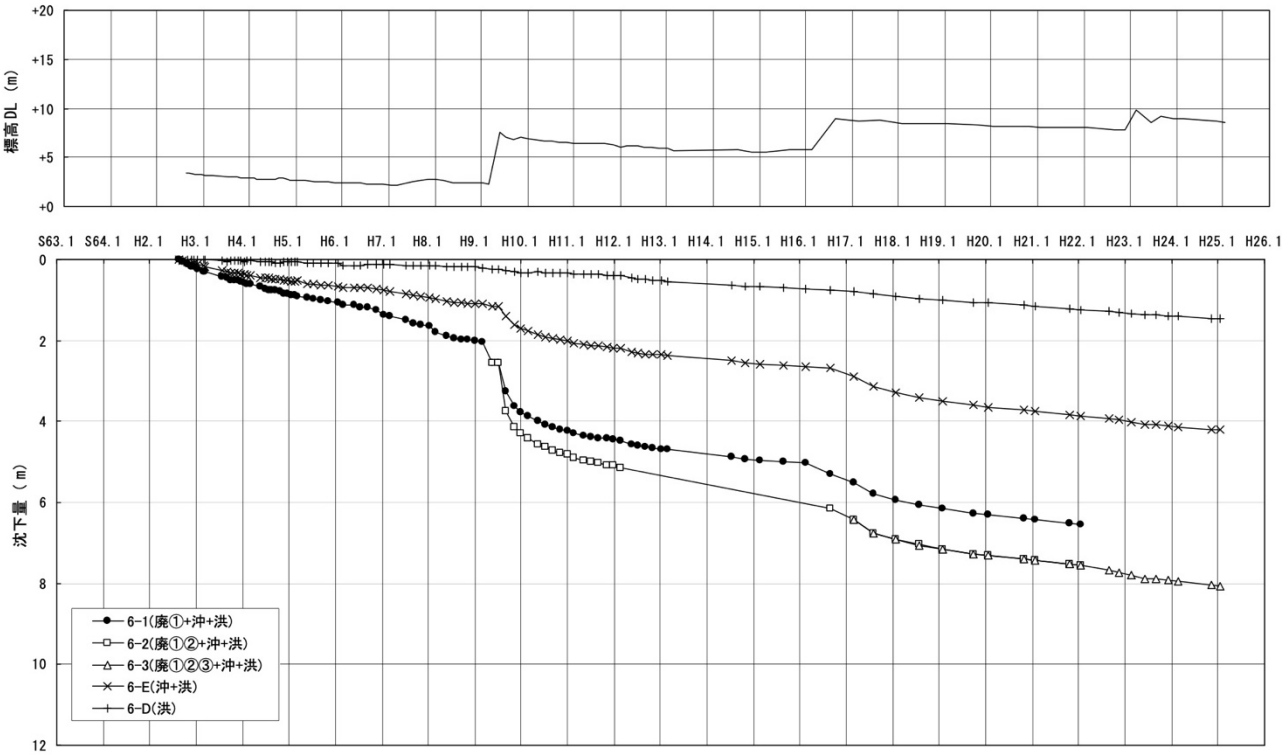


図-4.3.23　1区 No.6 の沈下量の経時変化

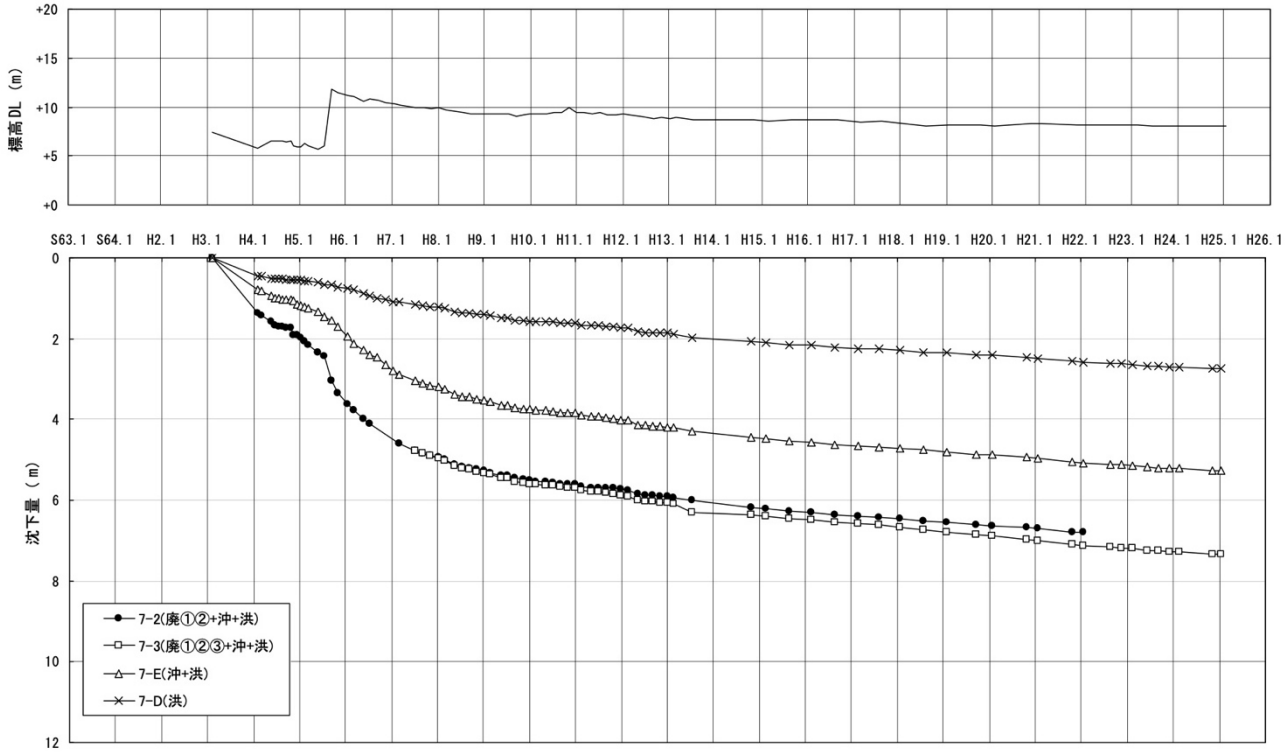


図-4.3.24　1区 No.7 の沈下量の経時変化

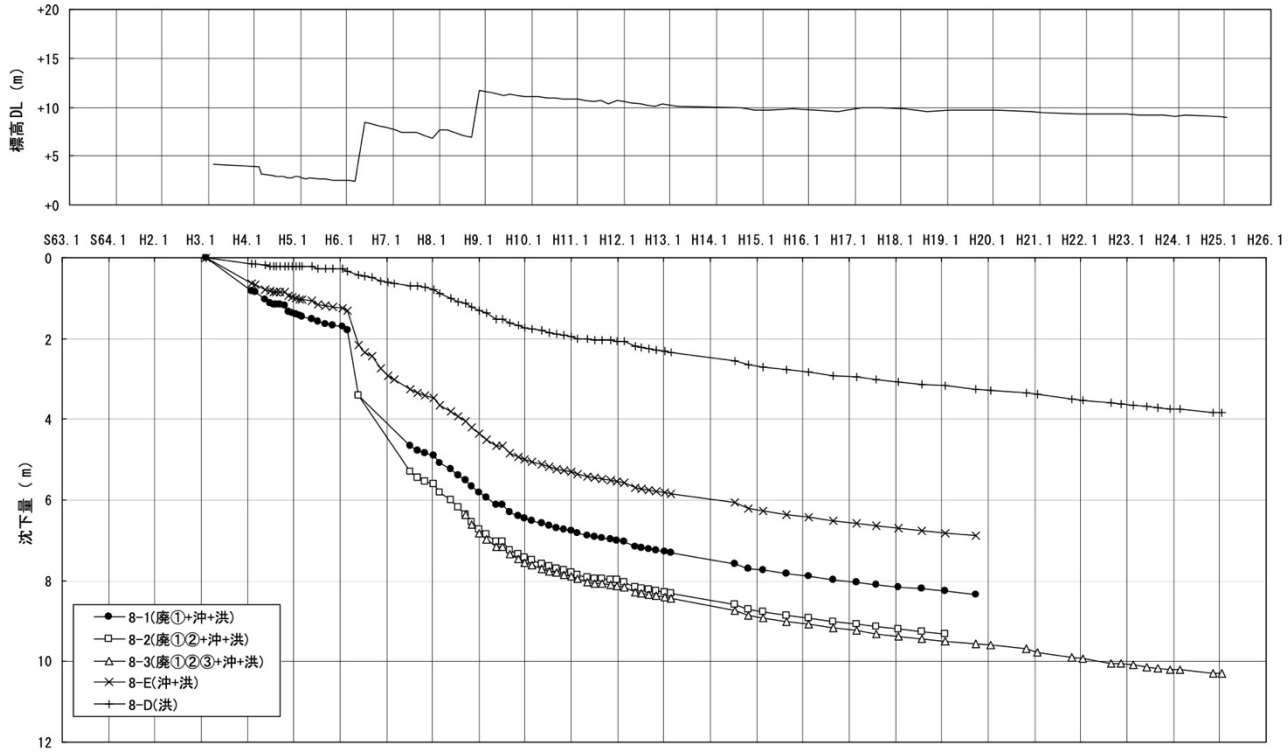


図-4.3.25　1区 No.8 の沈下量の経時変化

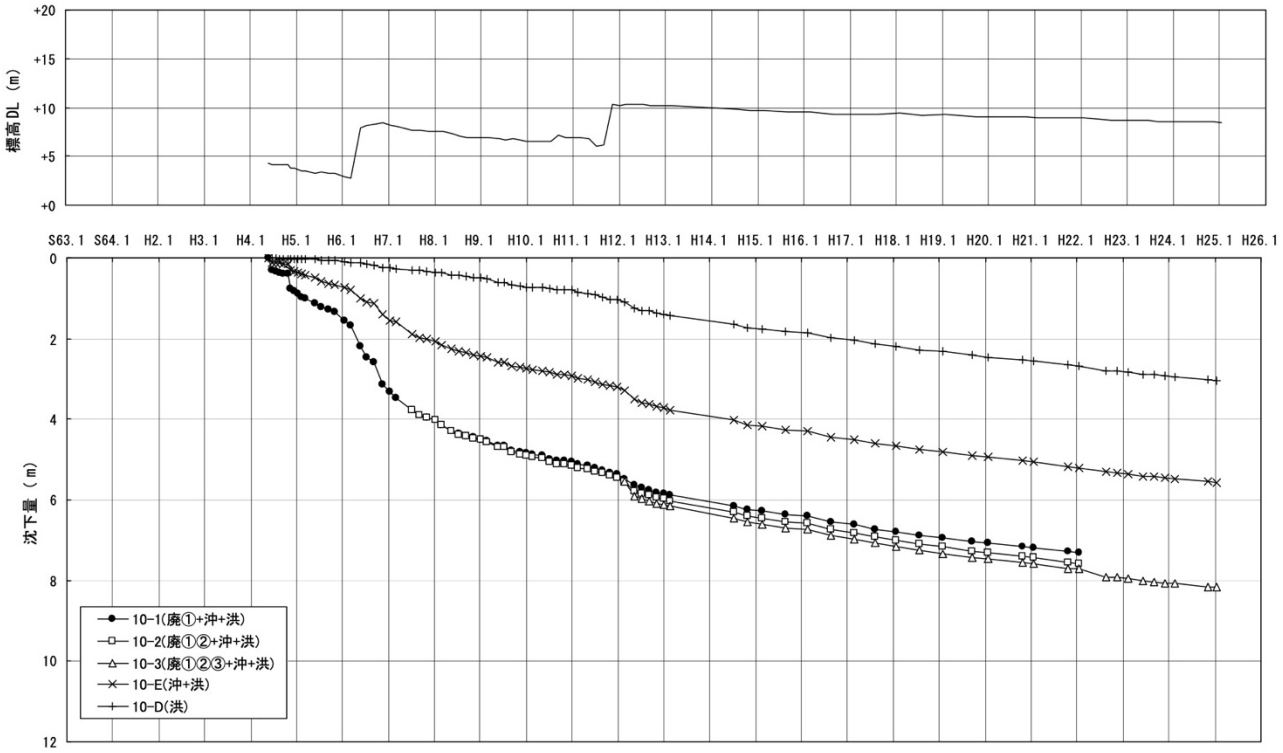


図-4.3.26　**1 区 No.10 の沈下量の経時変化**

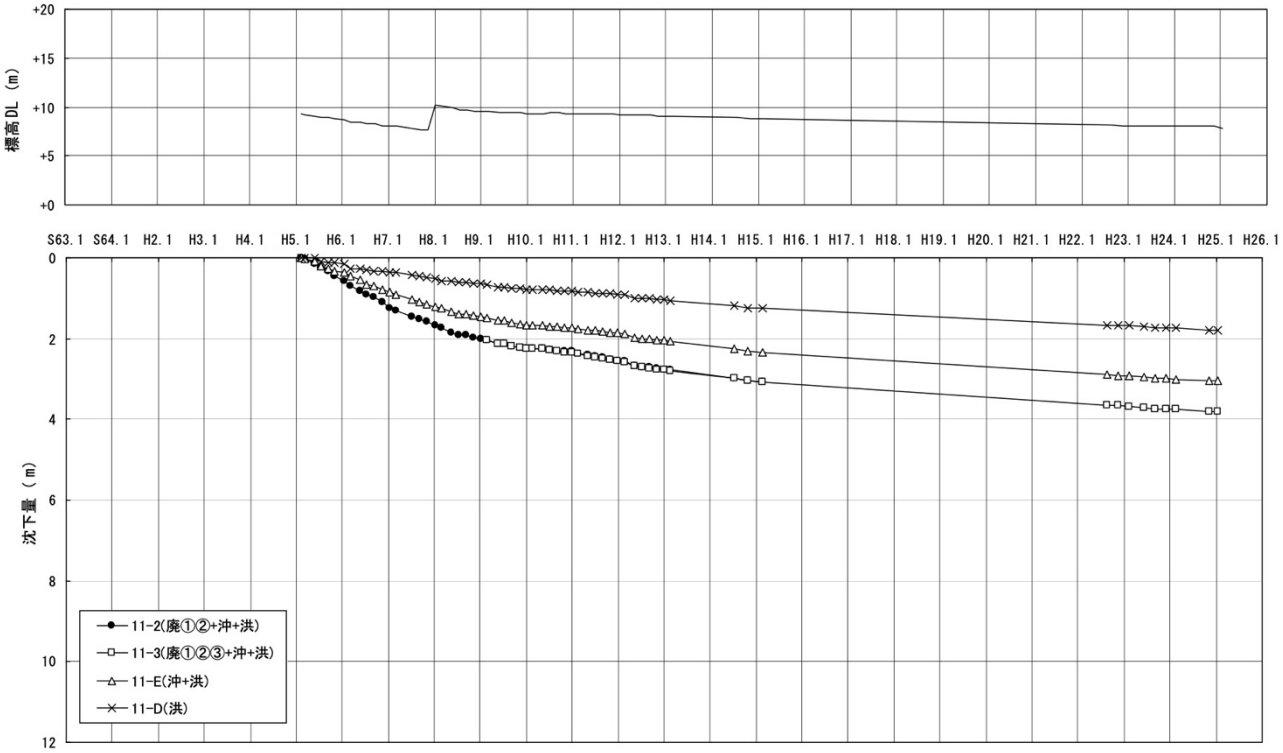


図-4.3.27　**1 区 No.11 の沈下量の経時変化**

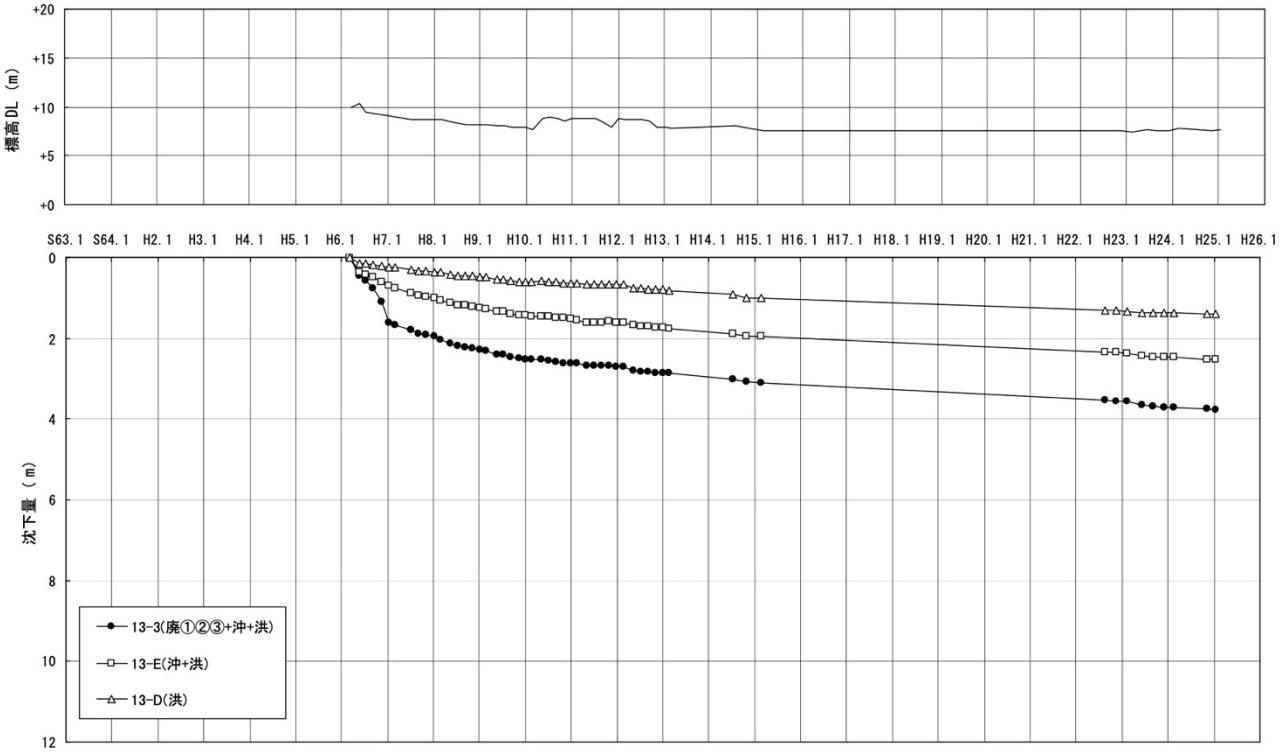


図-4.3.28　**1 区 No.13 の沈下量の経時変化**

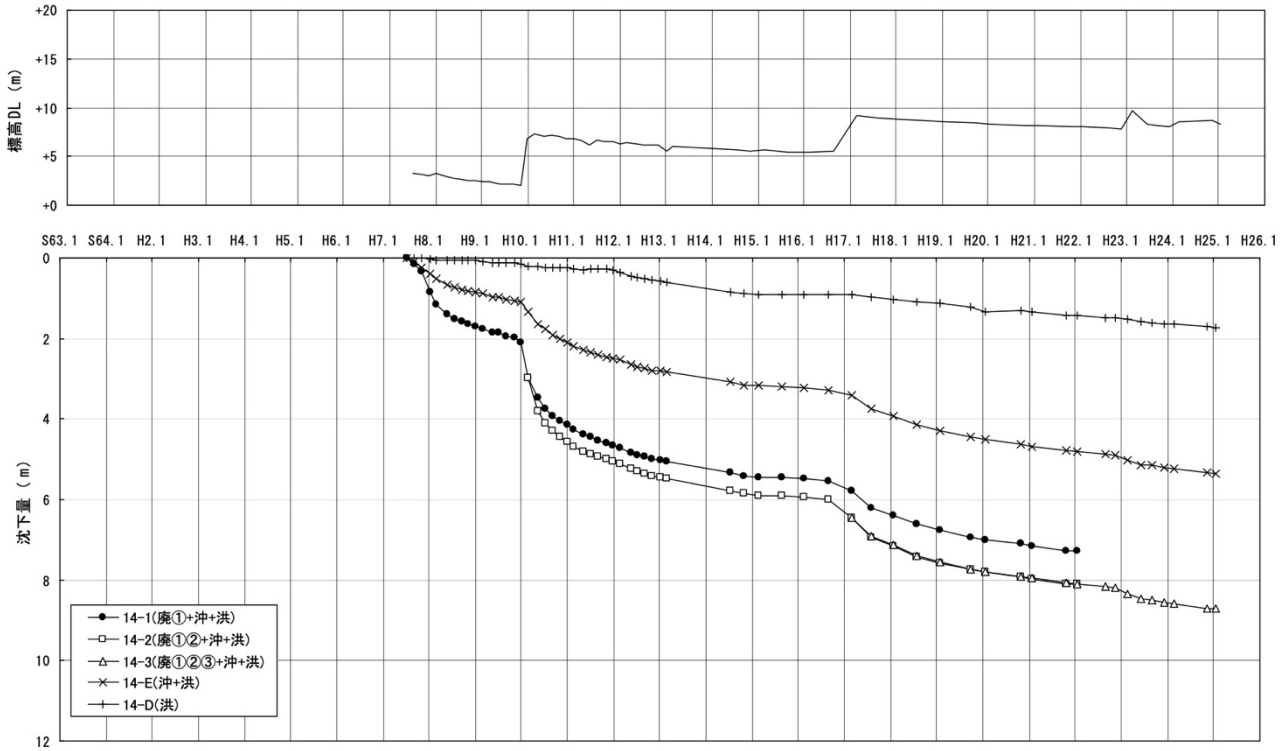


図-4.3.29　**1 区 No.14 の沈下量の経時変化**

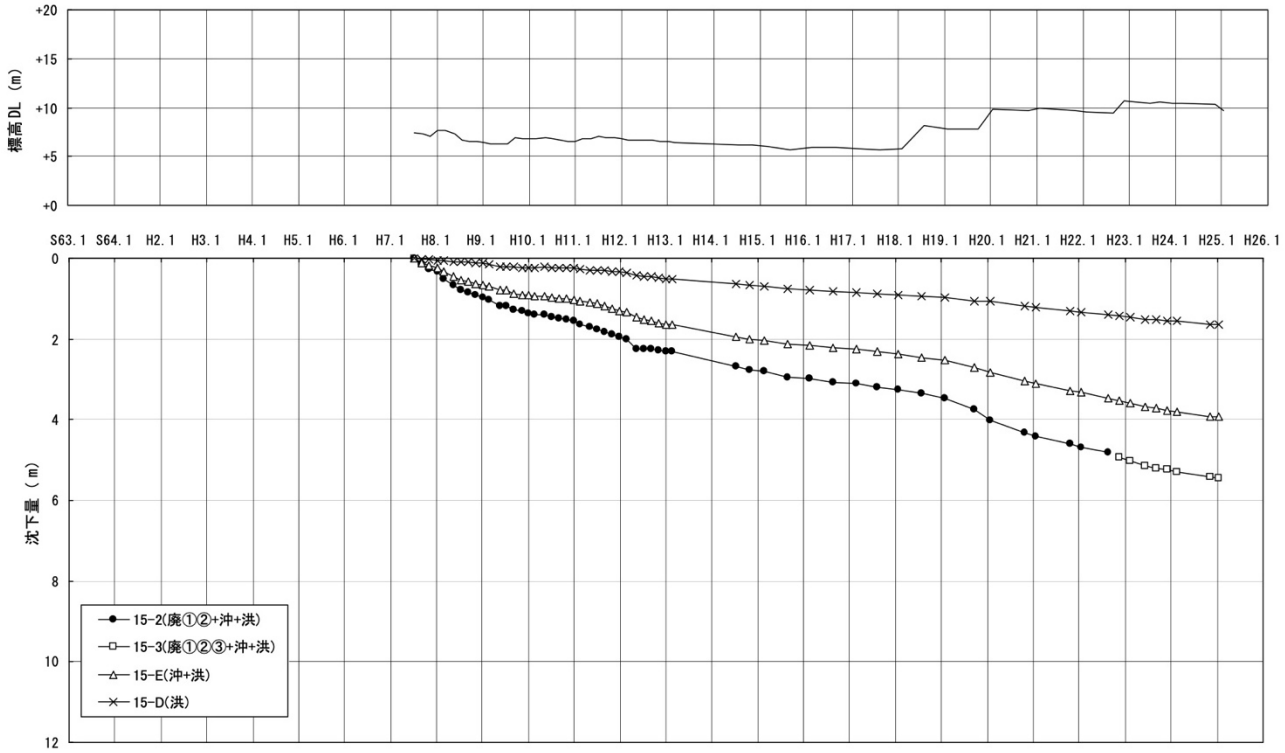


図-4.3.30　1区 No.15 の沈下量の経時変化

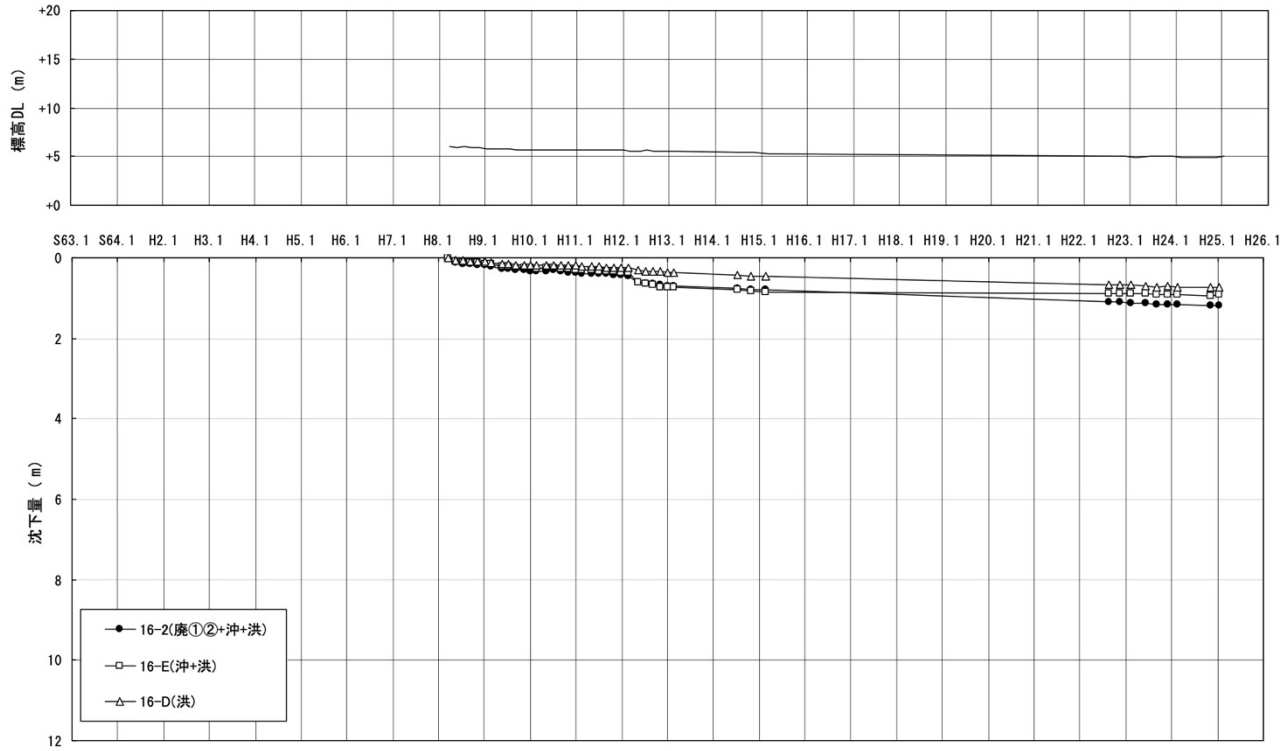


図-4.3.31　1区 No.16 の沈下量の経時変化

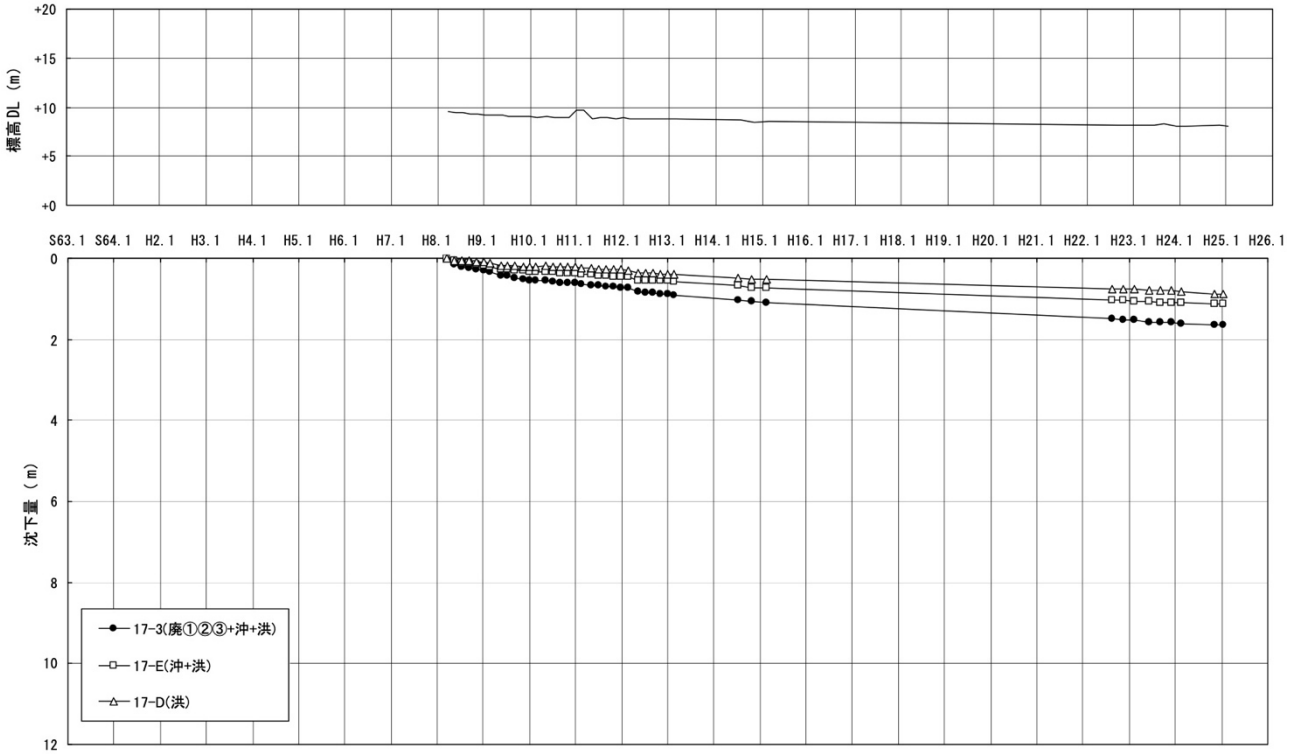


図-4.3.32　1区 No.17 の沈下量の経時変化

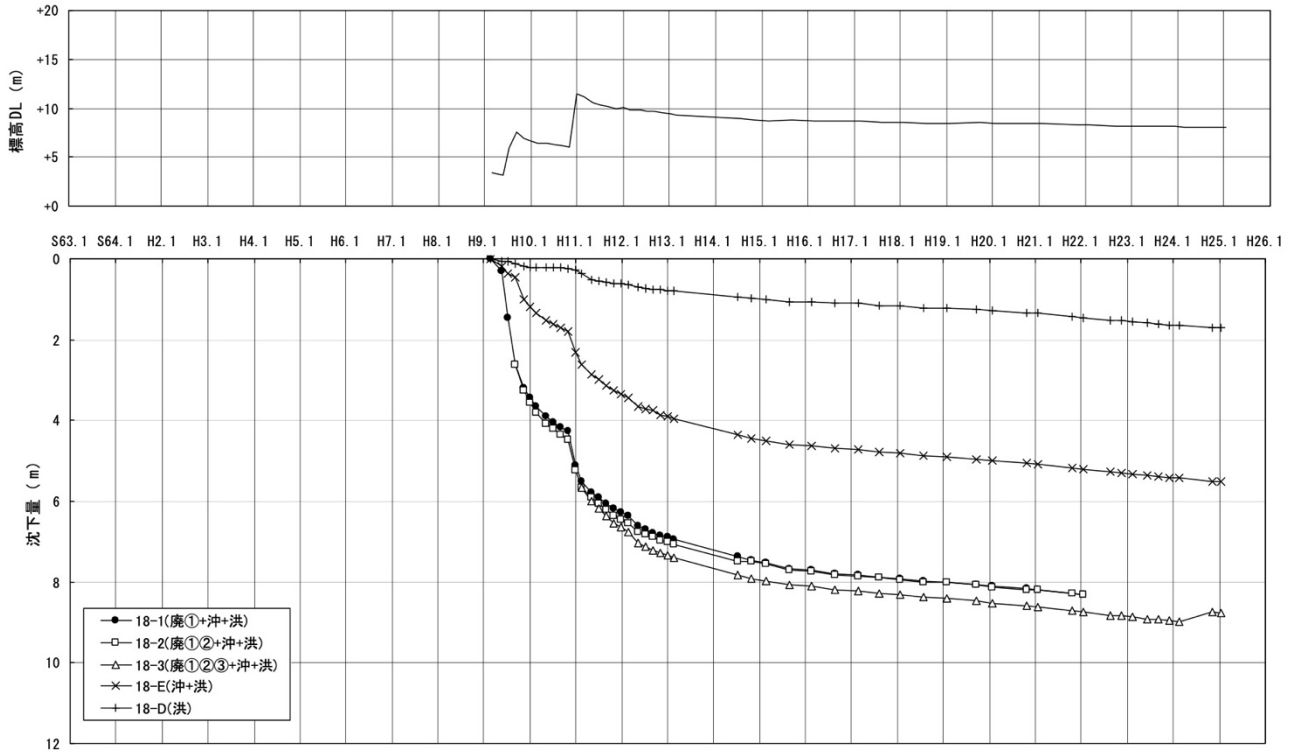


図-4.3.33　1区 No.18 の沈下量の経時変化

次いで，**図-4.3.34** に大-1-(1)～大-1-(3)の 3 地点での大型沈下板の設置位置とその観測断面を示す。いずれも現在では計測不能となっている。

図-4.3.35～図-4.3.37 に大-1-(1)～大-1-(3)の埋立履歴（埋立地盤の標高）と沖積粘土層以深の沈下量の経時変化を示す。沖積粘土層以深の沈下量は，大-1-(1)で 6.2 m，大-1-(2)で 6.8 m に対して，大-1-(3)では 11.2 m とかなり大きな値が計測されている。

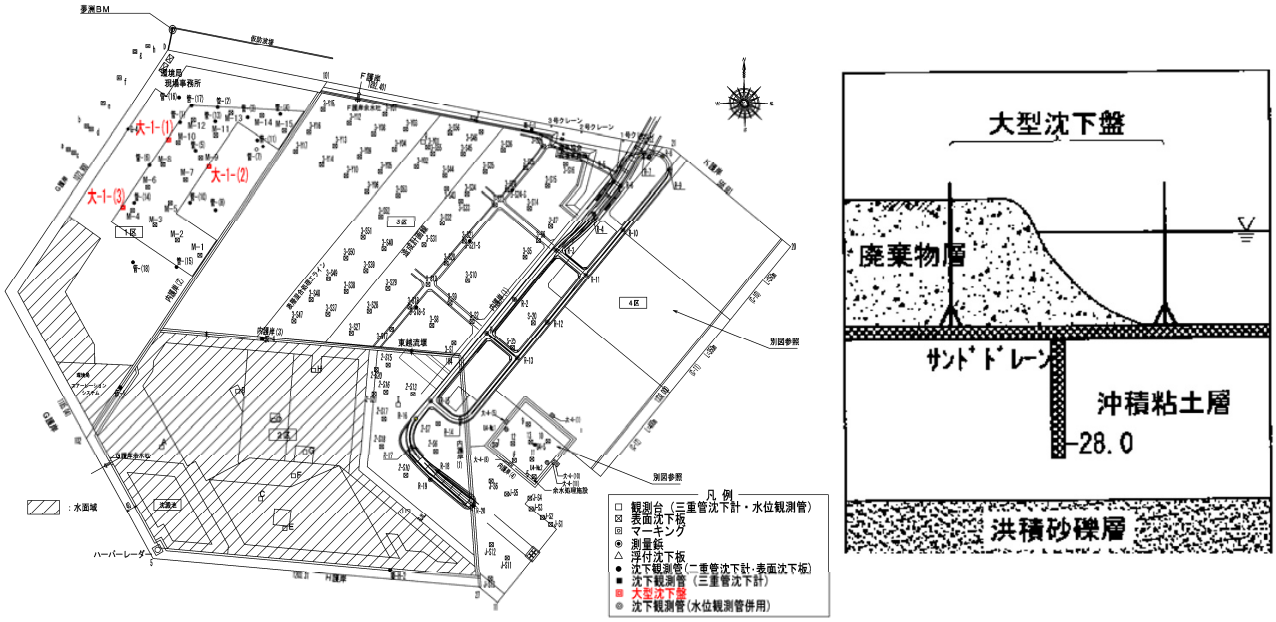


図-4.3.34　1 区の大型沈下板の設置位置とその観測断面

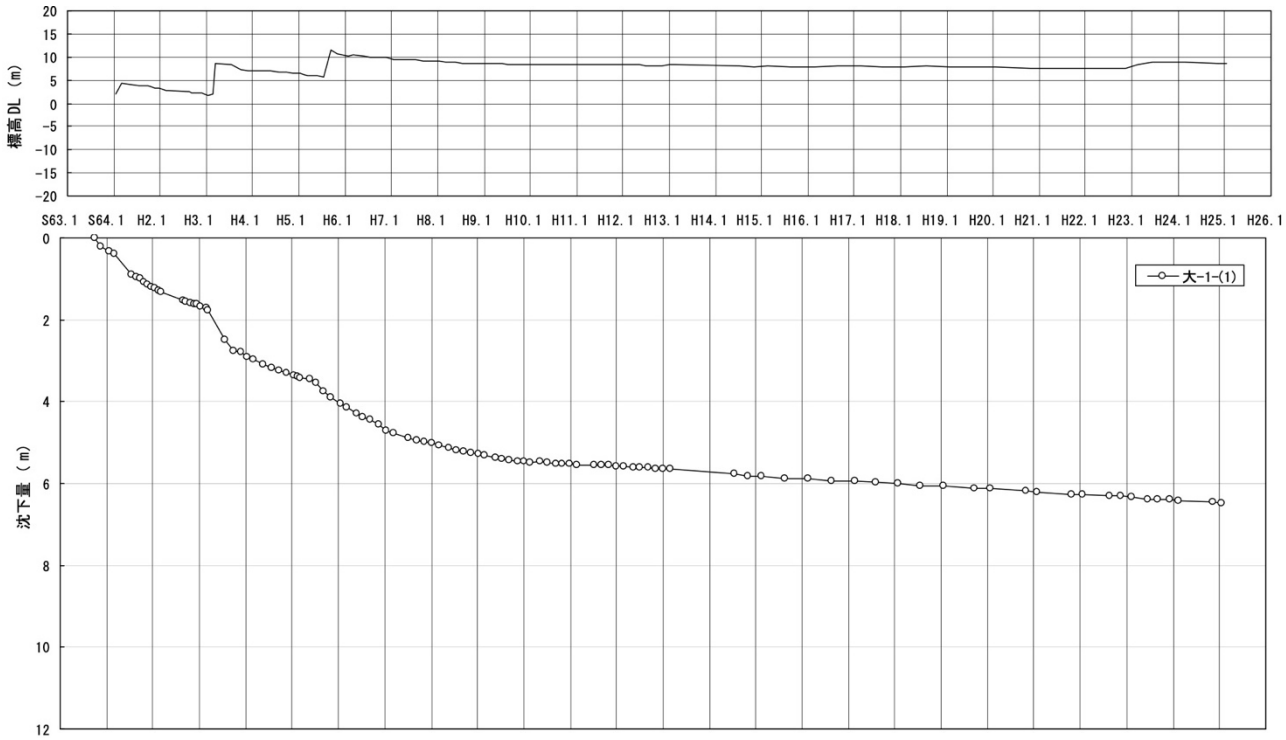


図-4.3.35　1 区の大型沈下板の大-1-(1)での沈下量の経時変化

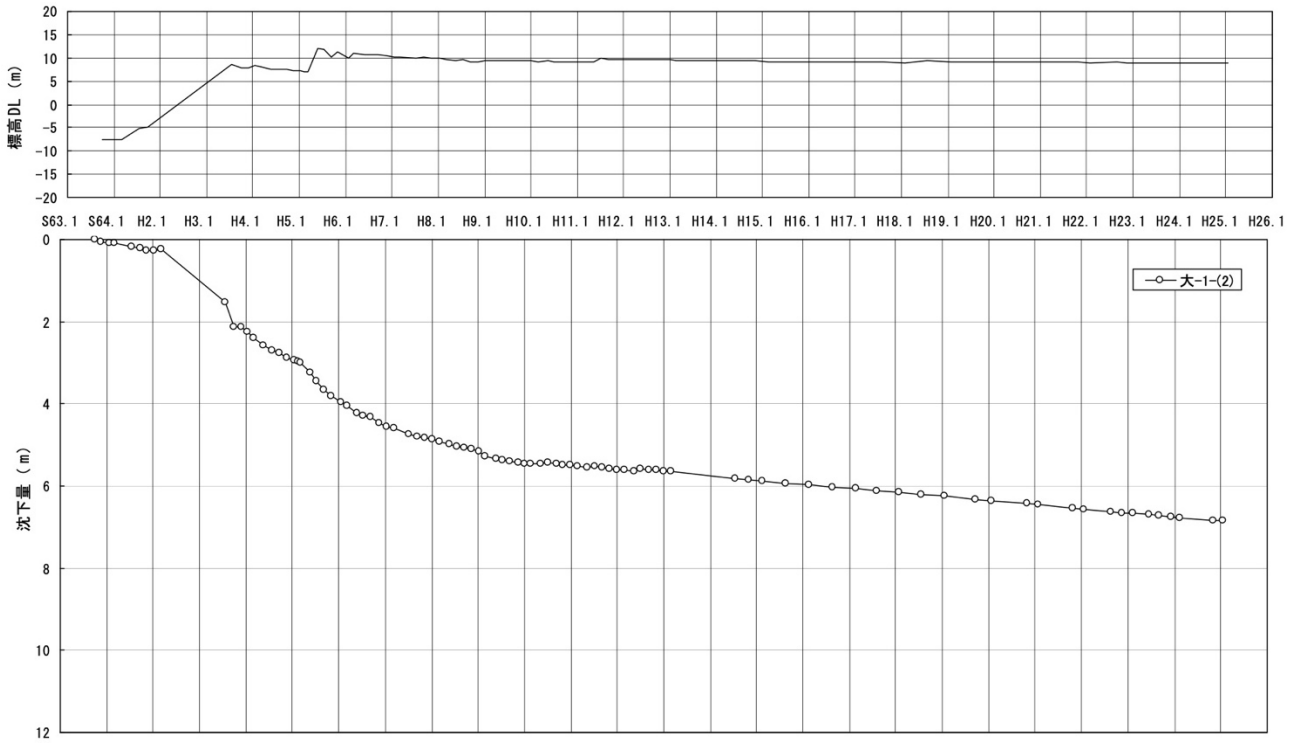


図-4.3.36　1 区の大型沈下板の大-1-(2)での沈下量の経時変化

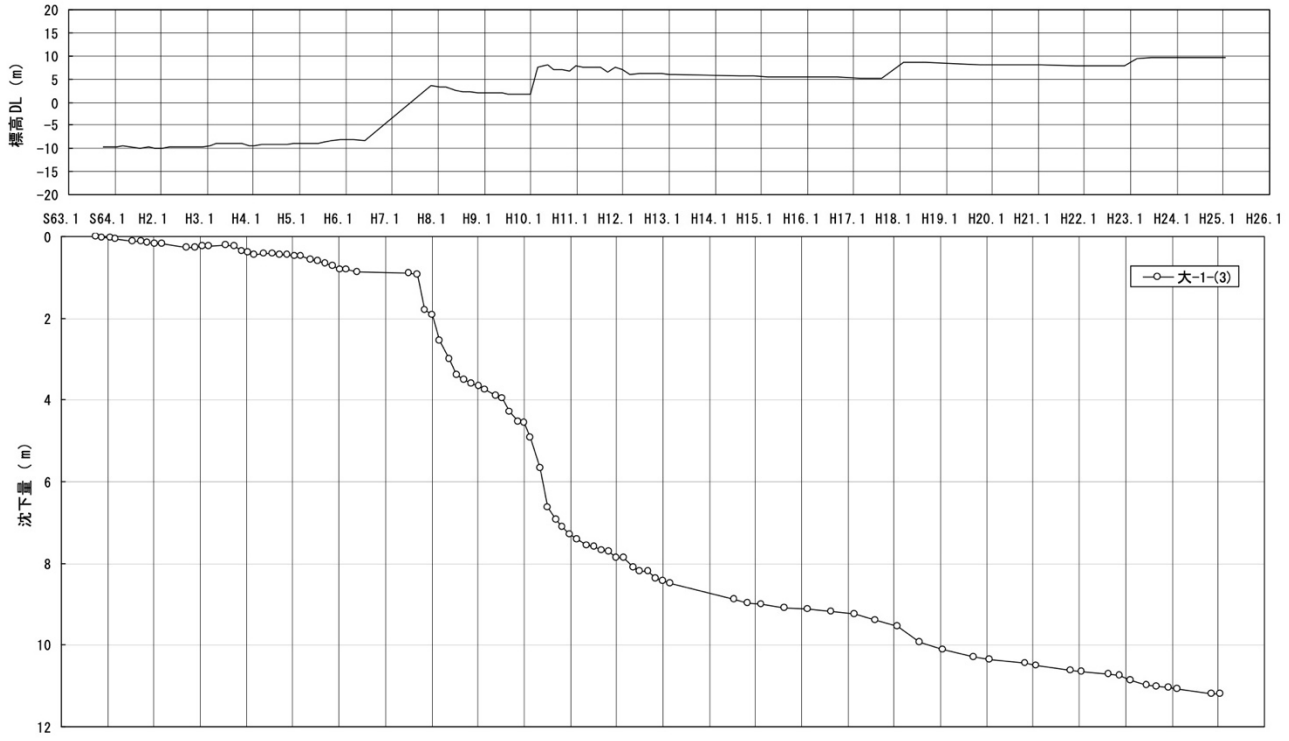


図-4.3.37　1 区の大型沈下板の大-1-(3)での沈下量の経時変化

4.3.3 2 区の埋立履歴と沈下計測結果

2 区の埋立履歴と沈下計測結果を**図-4.3.38～図-4.3.54** に示す。計測地点は 2 区東部である(**図-4.3.6** 参照)。沈下量の経時変化は，2 区の 2S-3，2S-4，2S-8，2S-9，2S-11，2S-12，2S-14，2S-23 については，「夢洲・舞洲・咲州・新島・鶴浜地区地盤解析及び沈下観測業務報告書（平成 20 年 3 月)」[3)]，2S-6，2S-7，2S-7，2S-15 については，「夢洲・舞洲・咲州・新島・鶴浜地区地盤解析及び沈下観測業務委託報告書（平成 24 年 3 月)」[4)]，2S-10，2S-13，2S-16，2S-17，2S-20，2S-21 については，「令和 5 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託報告書（令和 6 年 3 月)」[5)]を参照した。なお，ほとんどの測点が現在では計測不能となっている。

図-4.3.38～図-4.3.54 から，計測開始が H13.1.1 以降と比較的遅いが，3 m～7 m の地表面沈下量が計測されている。

さらに，2 区万博用地の盛土施工に対して，2020 年に 100 m 間隔で新たな沈下測点が 33 点設けられている（測点配置は**第５章**の**図-5.3.14** 参照)。その計測結果は 5.3.5 で示している。

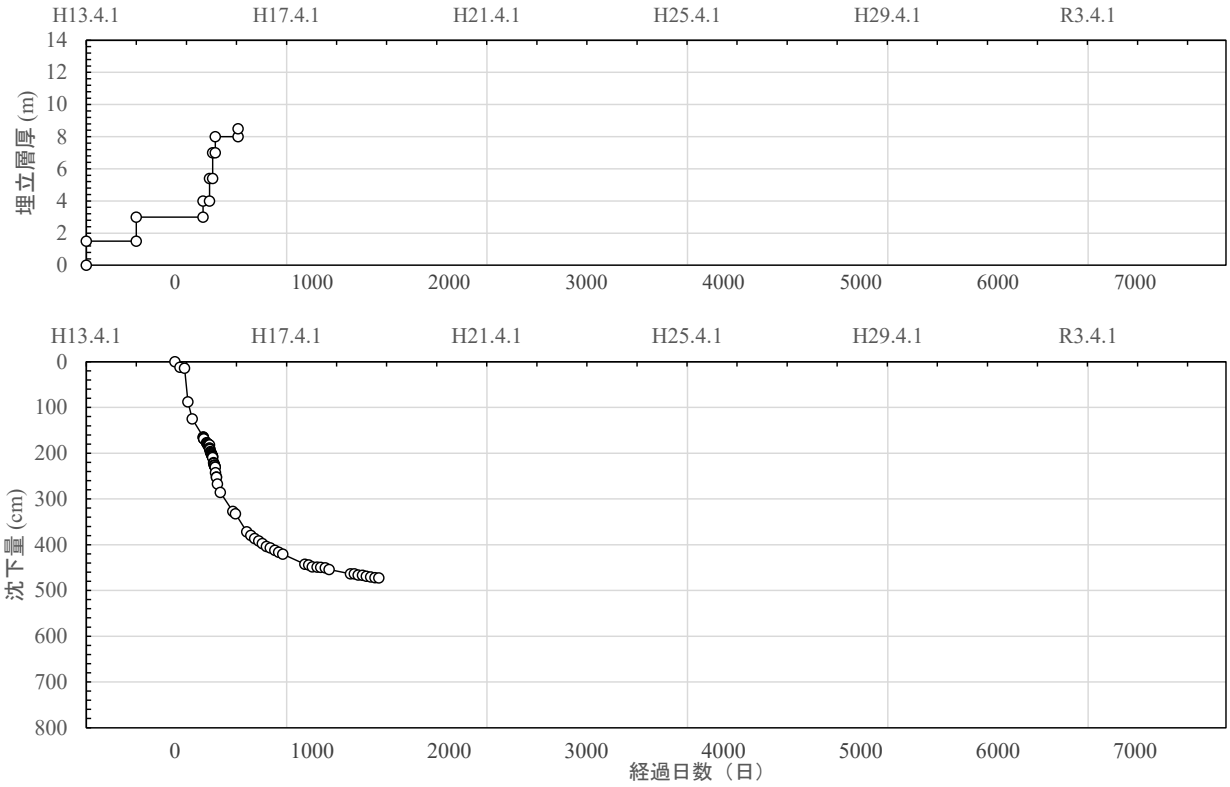


図-4.3.38　2S-3 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

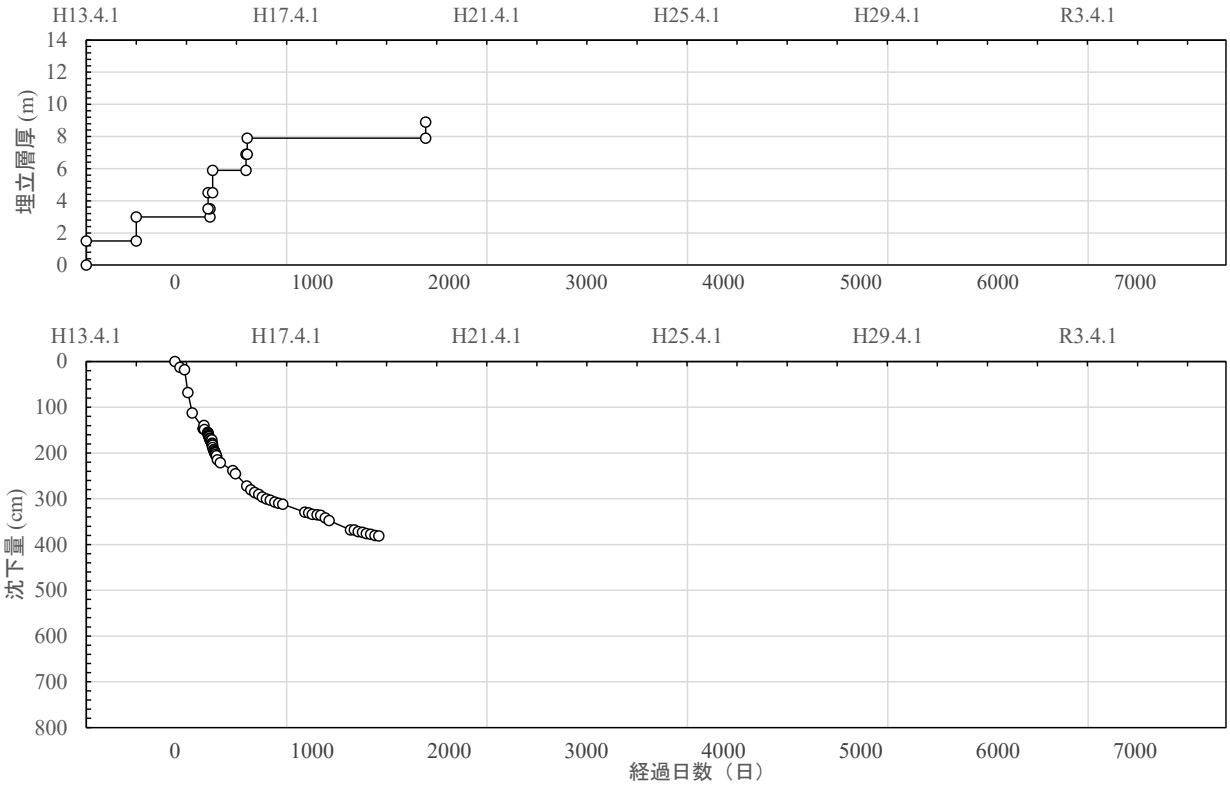


図-4.3.39　2S-4 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

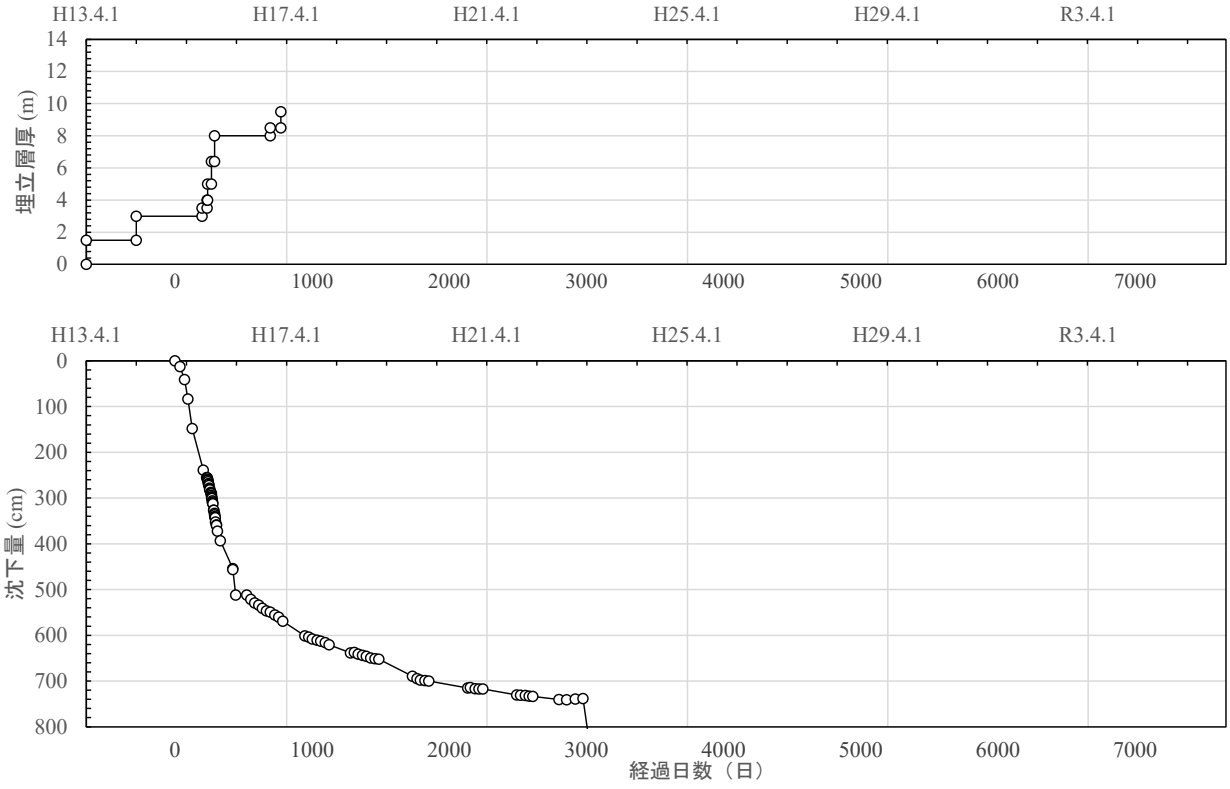


図-4.3.40　2S-6 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

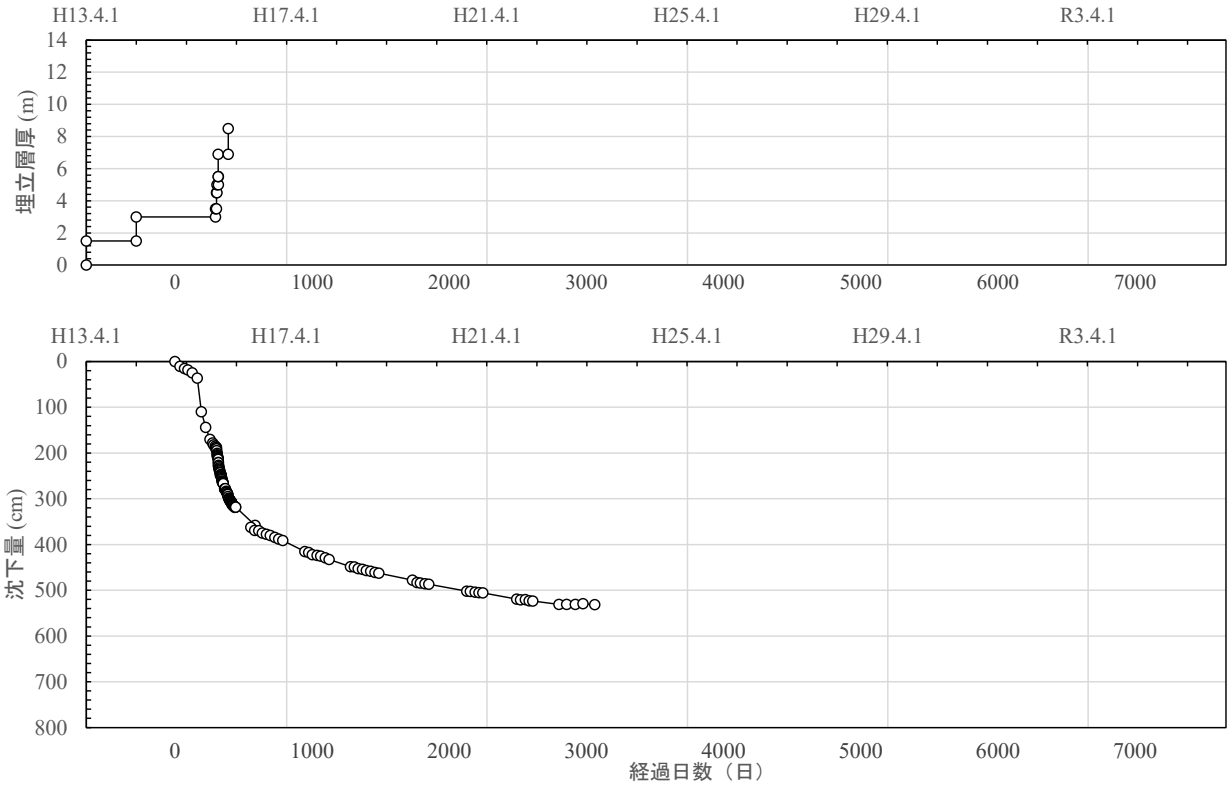


図-4.3.41　2S-7 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

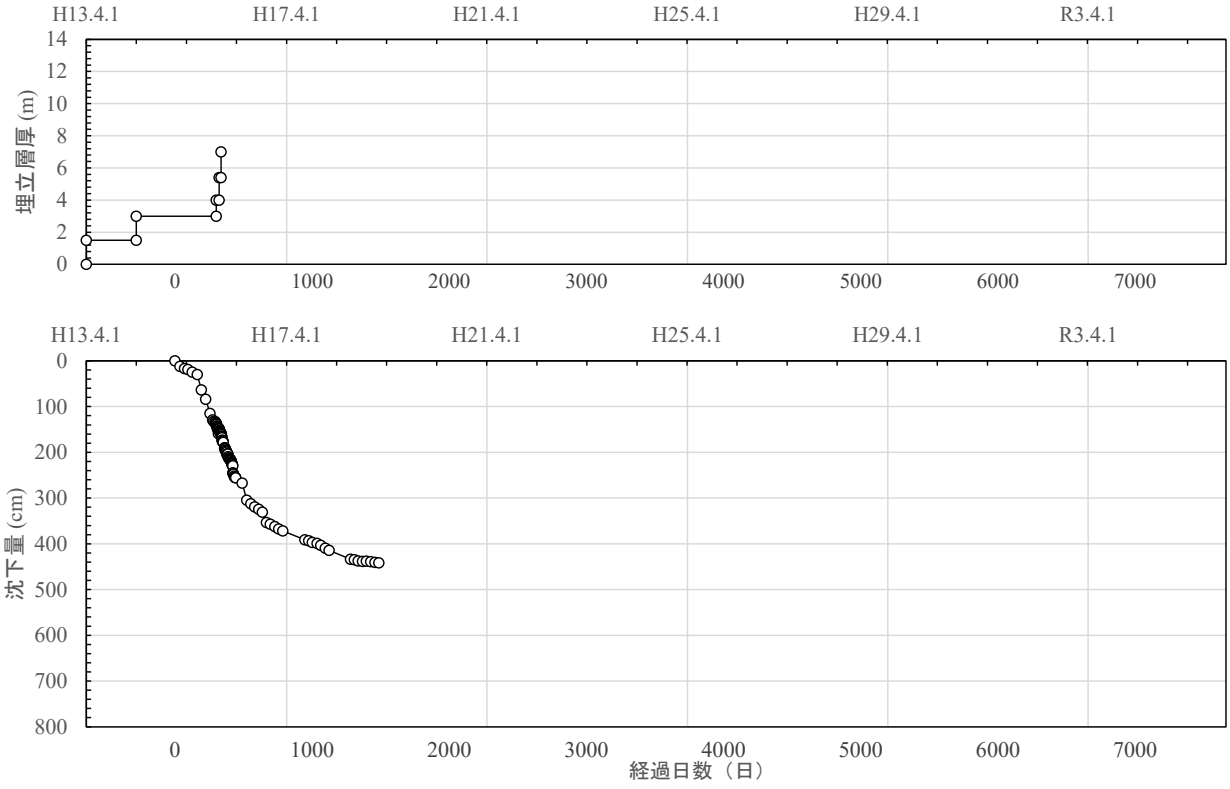


図-4.3.42　2S-8 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

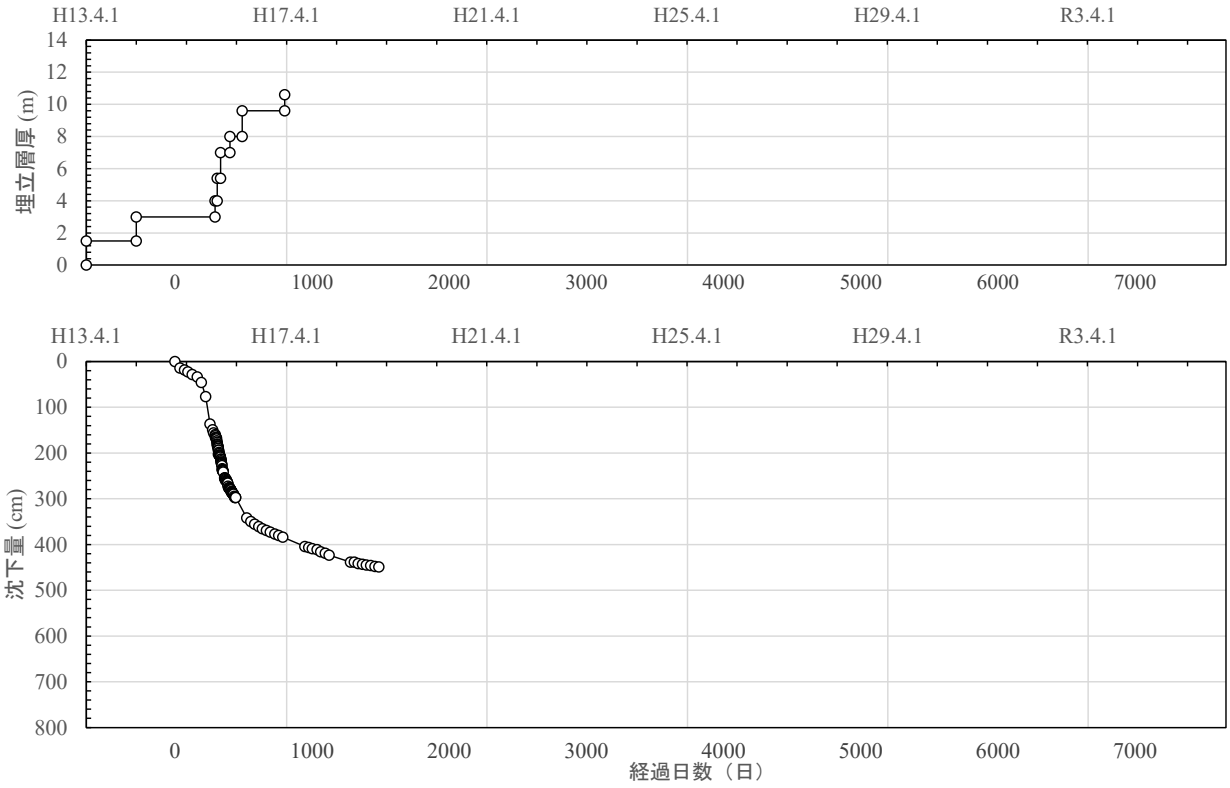


図-4.3.43　2S-9 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

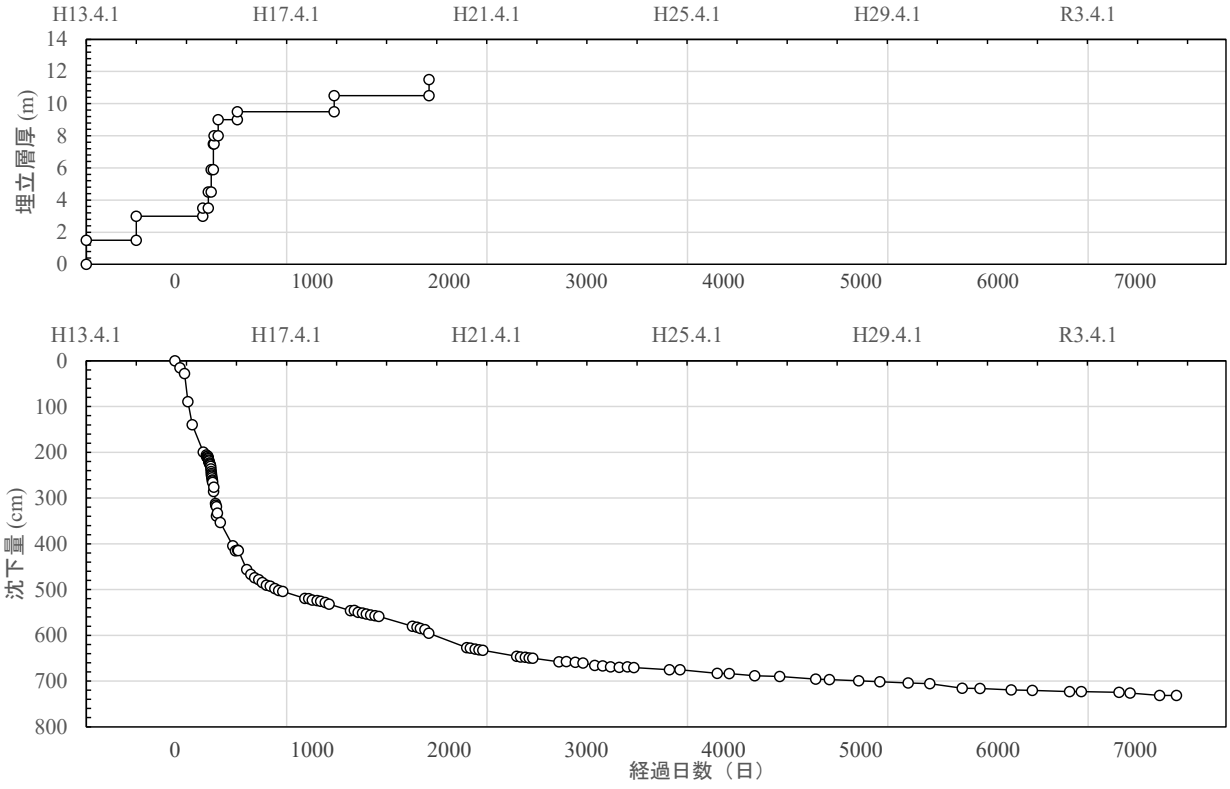


図-4.3.44　2S-10 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

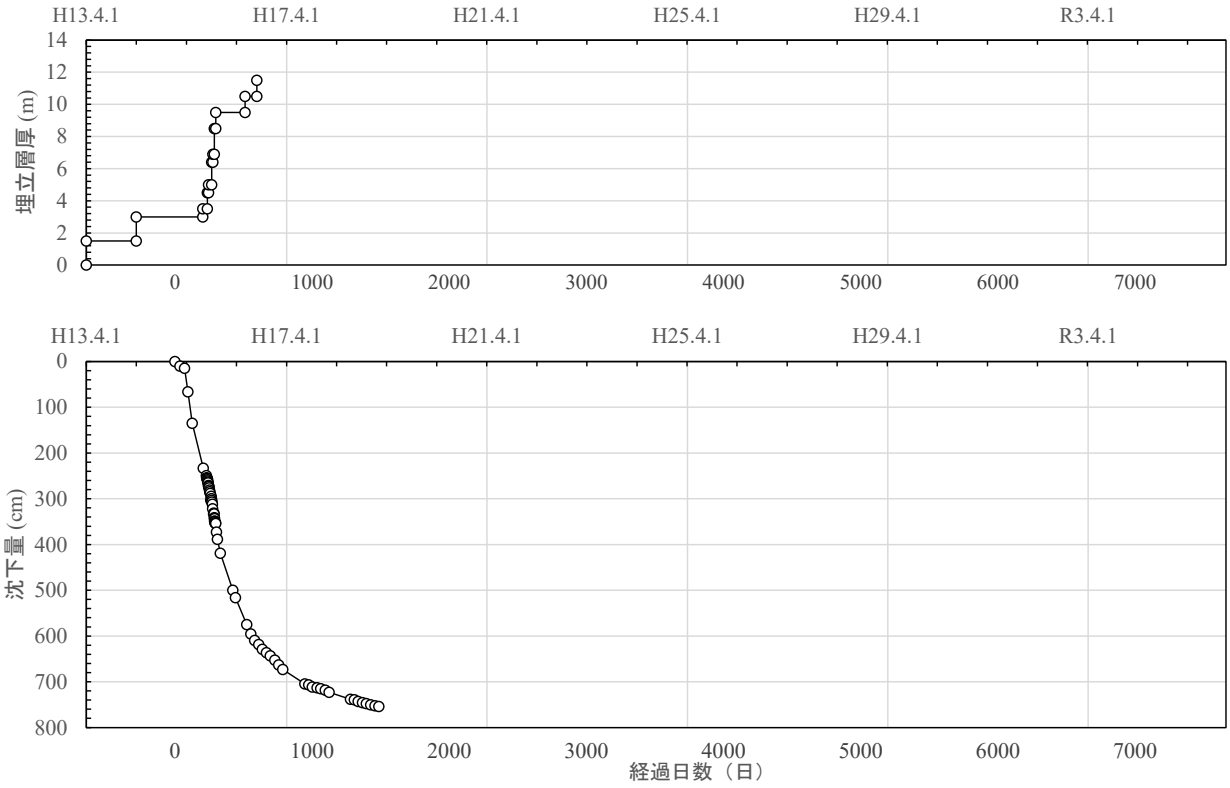


図-4.3.45　2S-11 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

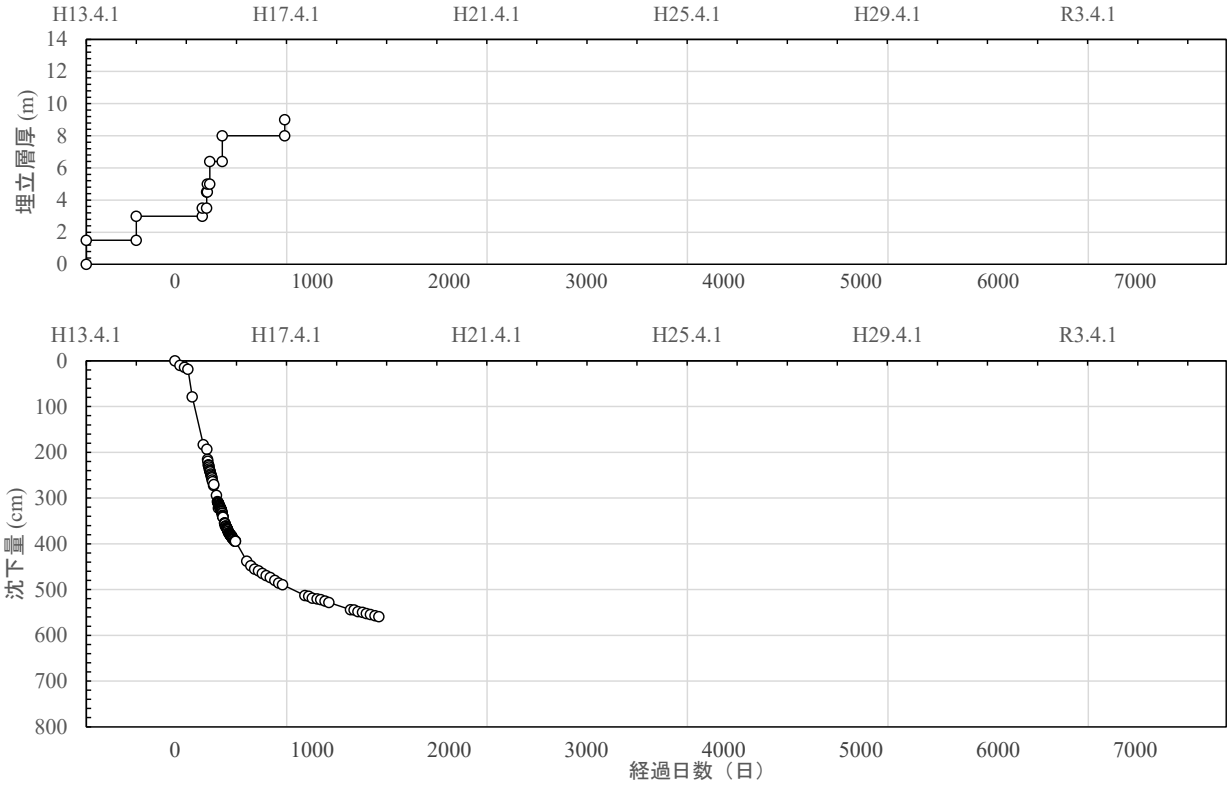


図-4.3.46　2S-12 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

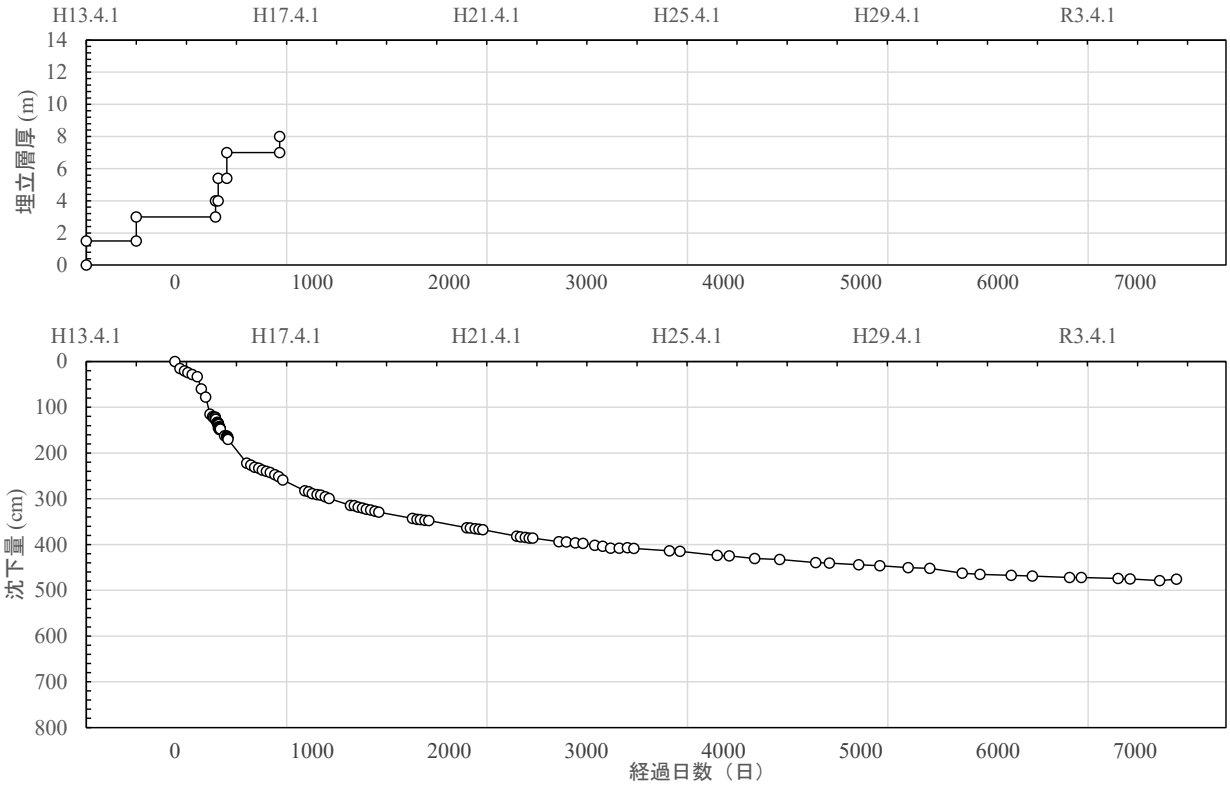


図-4.3.47　2S-13 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

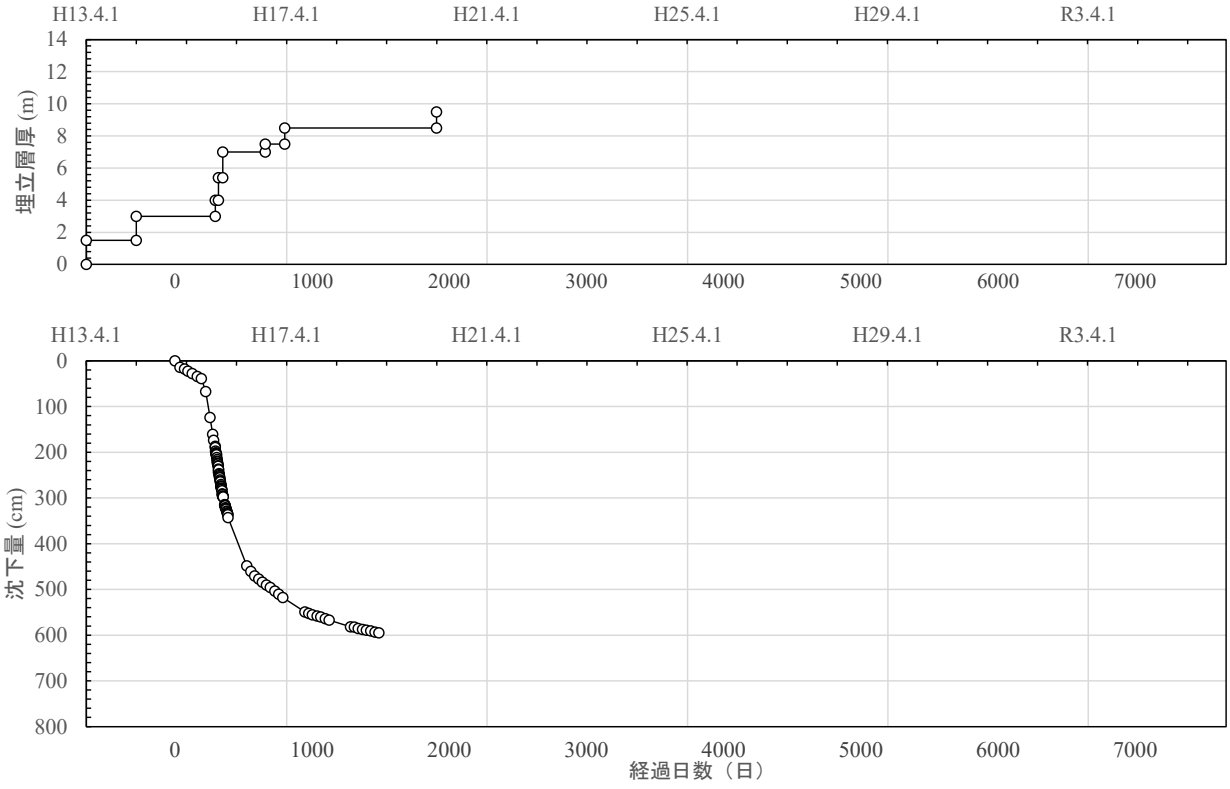


図-4.3.48　2S-14 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

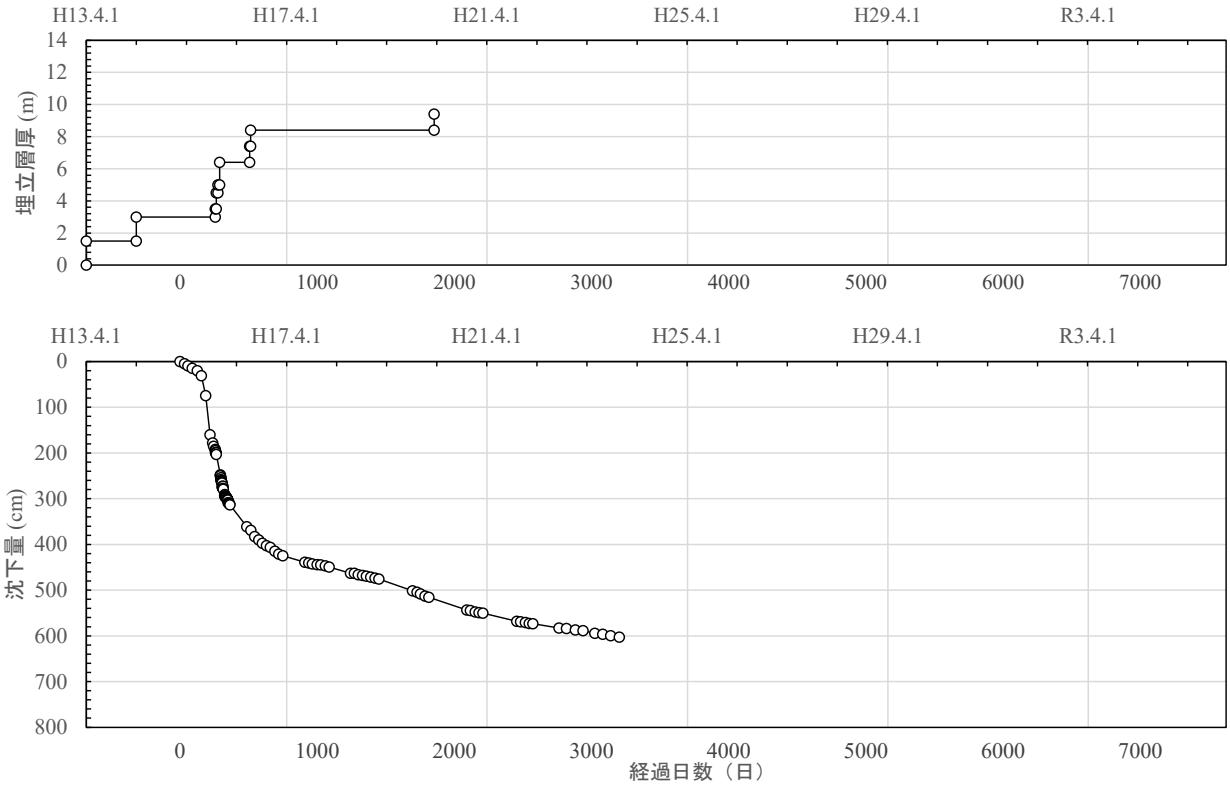


図-4.3.49　2S-15 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

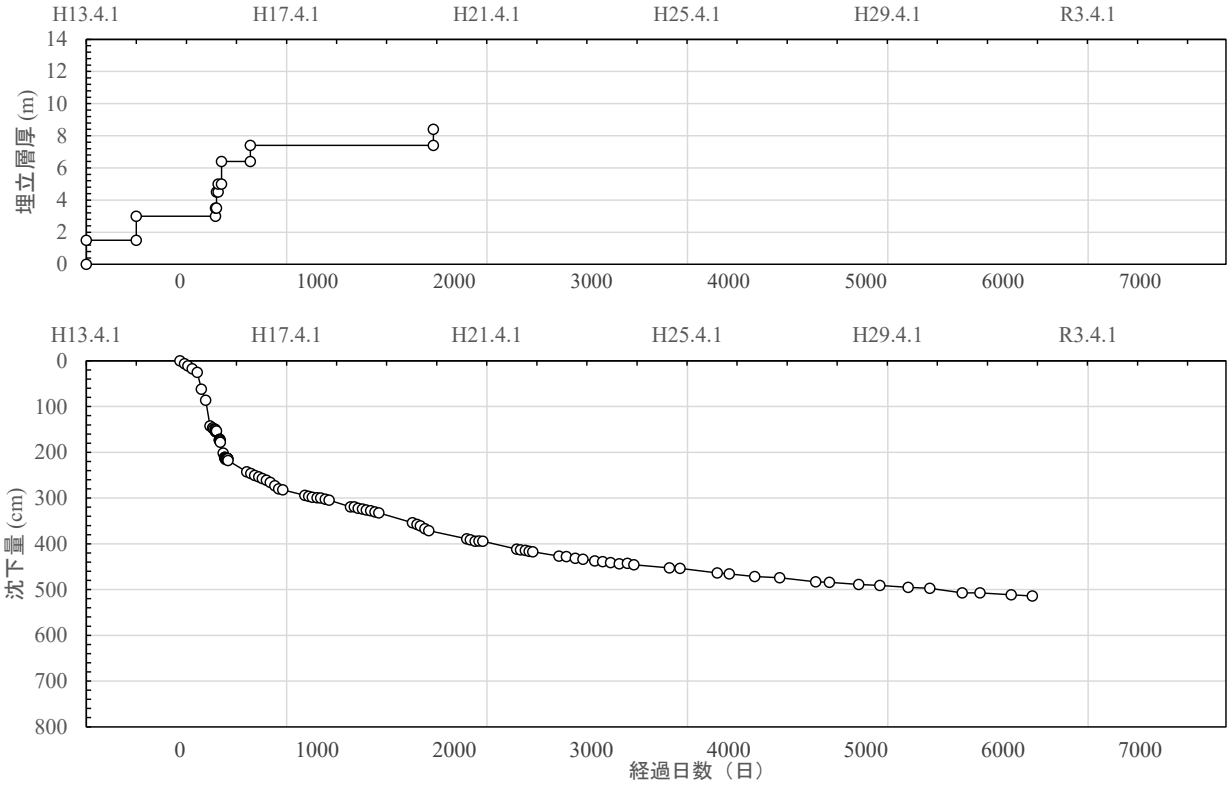


図-4.3.50　2S-16 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

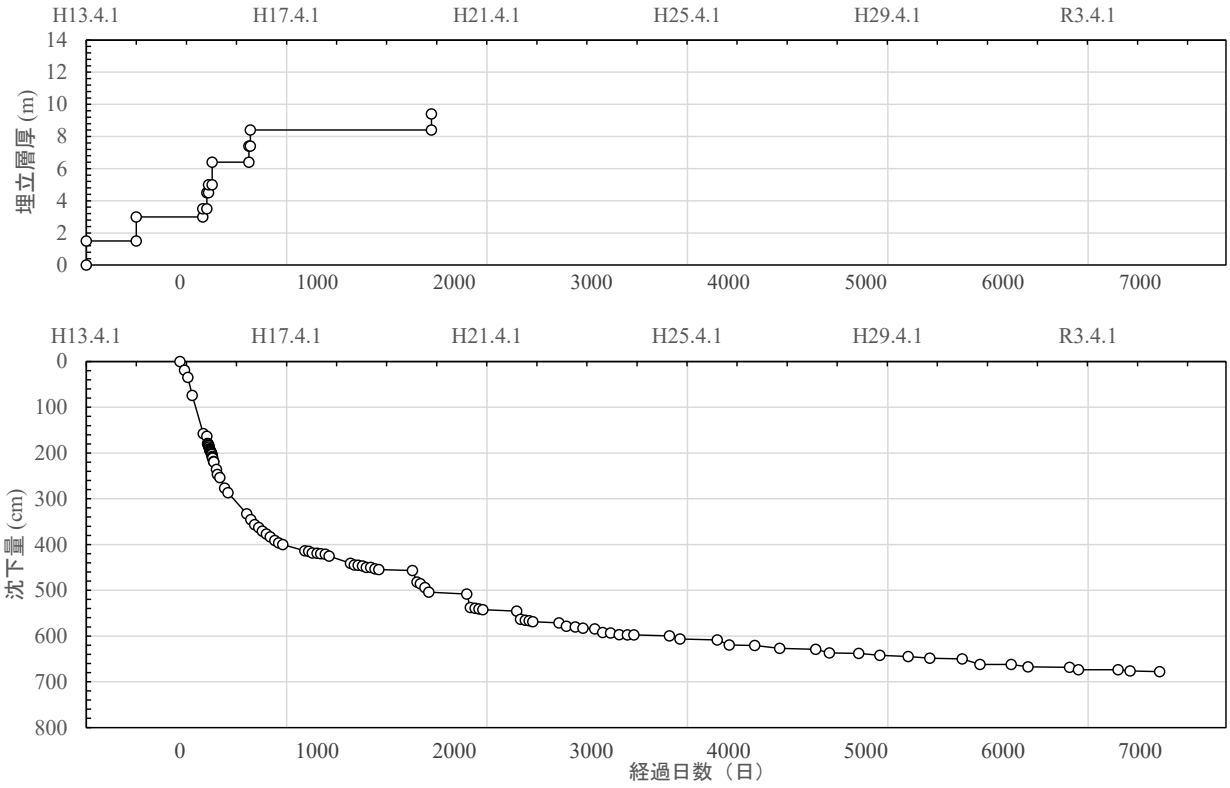


図-4.3.51　2S-17 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

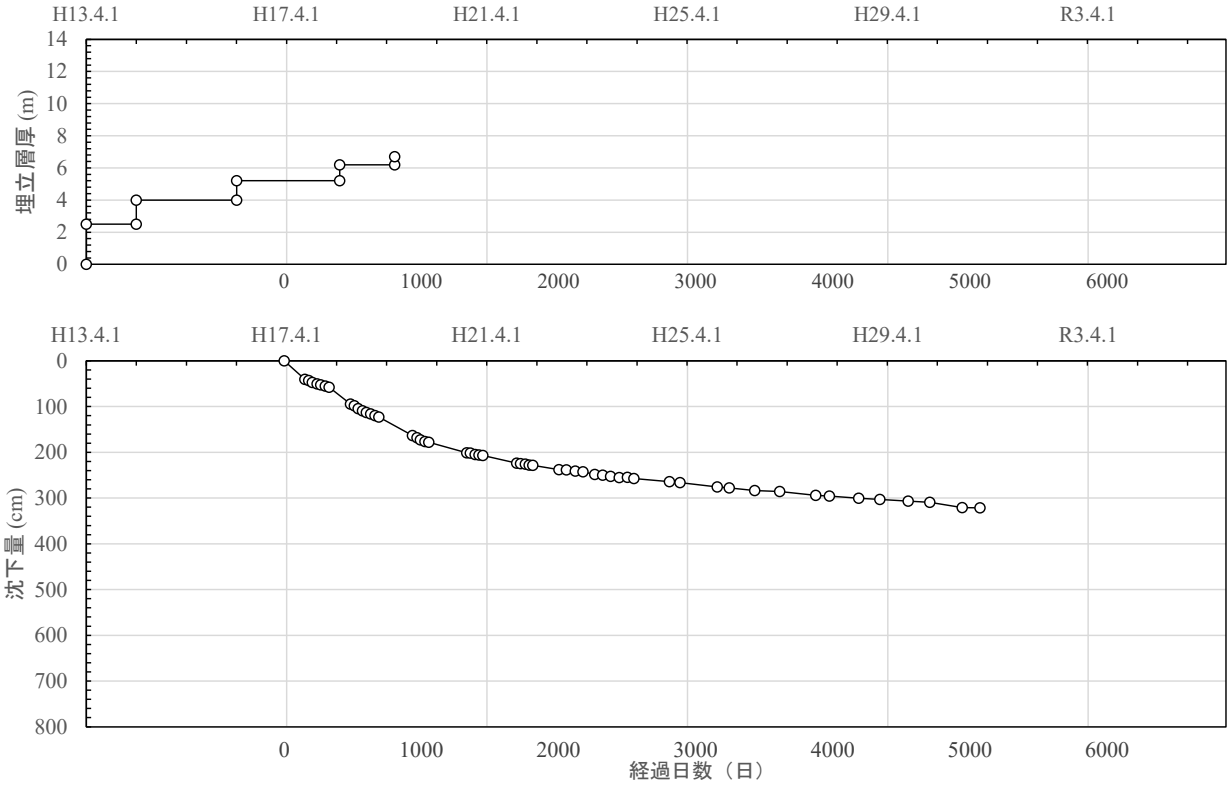


図-4.3.52　2S-20 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

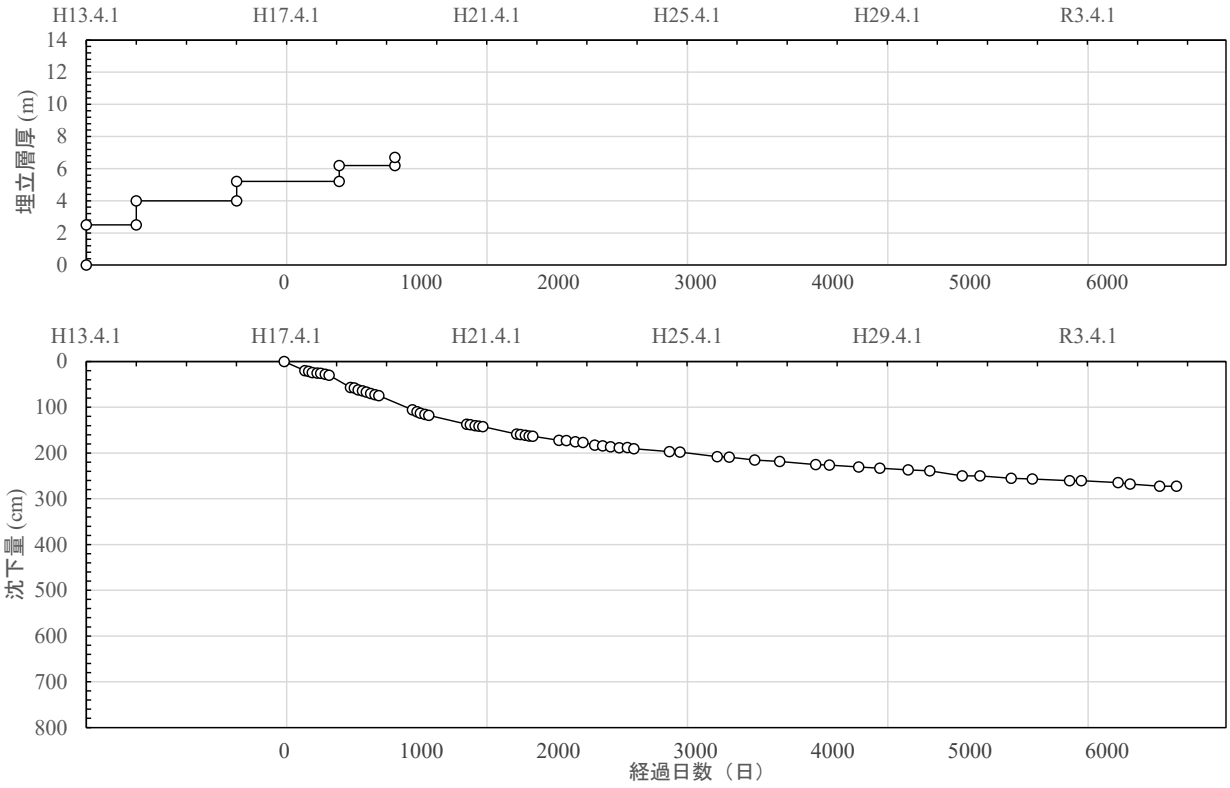


図-4.3.53　2S-21 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

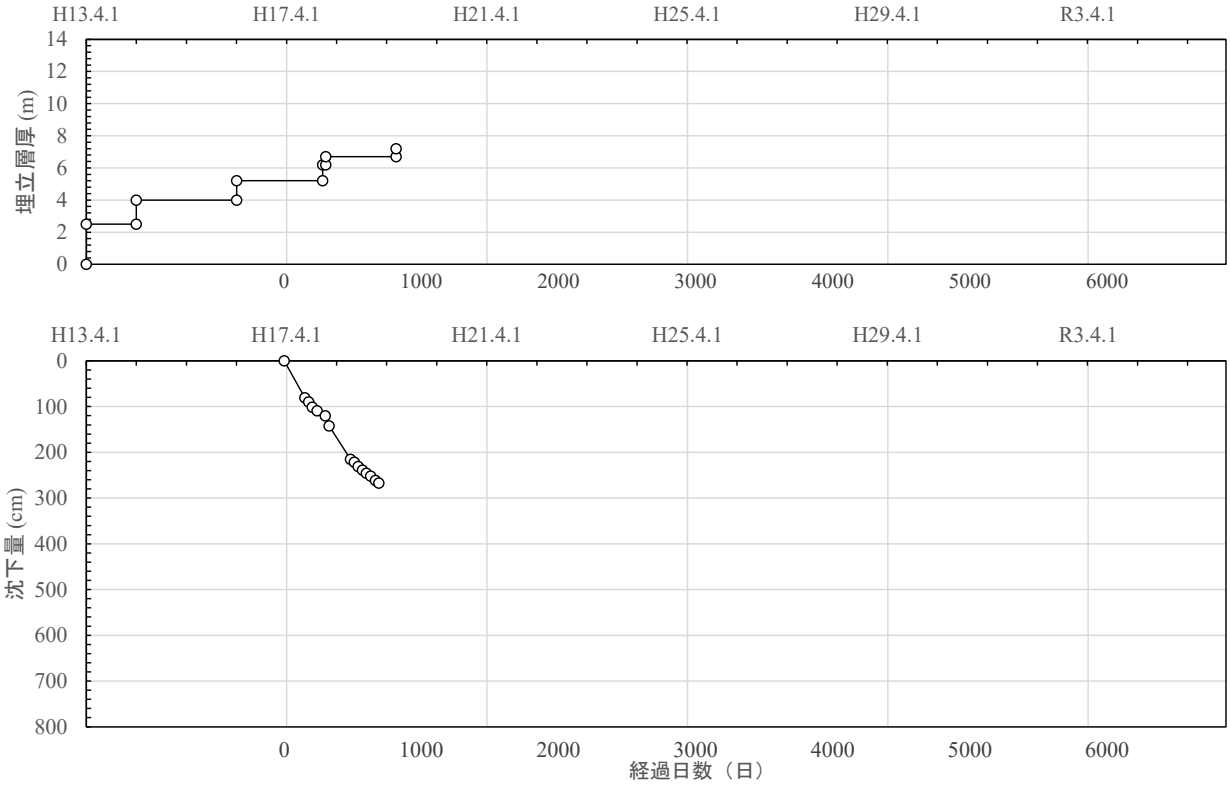


図-4.3.54　2S-23 の埋立履歴と沈下量の経時変化（2 区）

次に，2 区の観測台 A～J（**図-4. 3. 6** 参照）では，敷砂層（埋立層下端）以深，第 1 洪積砂礫 Dg1 層（沖積粘土 Ma13 層下端）以深の沈下量を計測しているので，沖積粘土 Ma13 層以深の全沈下量，洪積粘土 Ma12 層以深の沈下量が測定されるので，その差から沖積粘土 Ma13 層のみの沈下量を分離することができる。ただし，その後の埋立工事の影響で，これらの観測台の計測は 2019 年以降不可となった。したがって，この層別沈下は一次，二次浚渫粘土の埋立によるものであり，2020 年以降の敷砂・盛砂および盛土による沈下は表していない（**第５章**の 5. 5. 6 参照）。

図-4. 3. 55 に 2 区の観測台 A～J での沖積粘土 Ma13 層以深の全沈下量の経時変化を示す[5]。図の上部には A～J の平均泥面高（先の**図-4. 3. 9** の平均）と 2 区堤内水面高も示している。観測台 A～J での沈下量は 7.9～8.4 m 生じており，かなり大きいことがわかる。

図-4. 3. 56 に 3 区の観測台 A～J での沖積粘土 Ma13 層のみの沈下量の経時変化を示す。Ma13 層の沈下量は 4.4～5.3 m 生じている。

図-4. 3. 57 に**図-4. 3. 55** と**図-4. 3. 56** の差から求めた 3 区の観測台 A～J での洪積粘土 Ma12 層以深の沈下量の経時変化を示す。Ma12 層以深の洪積層の沈下量は 2.6～3.2 m 生じている。

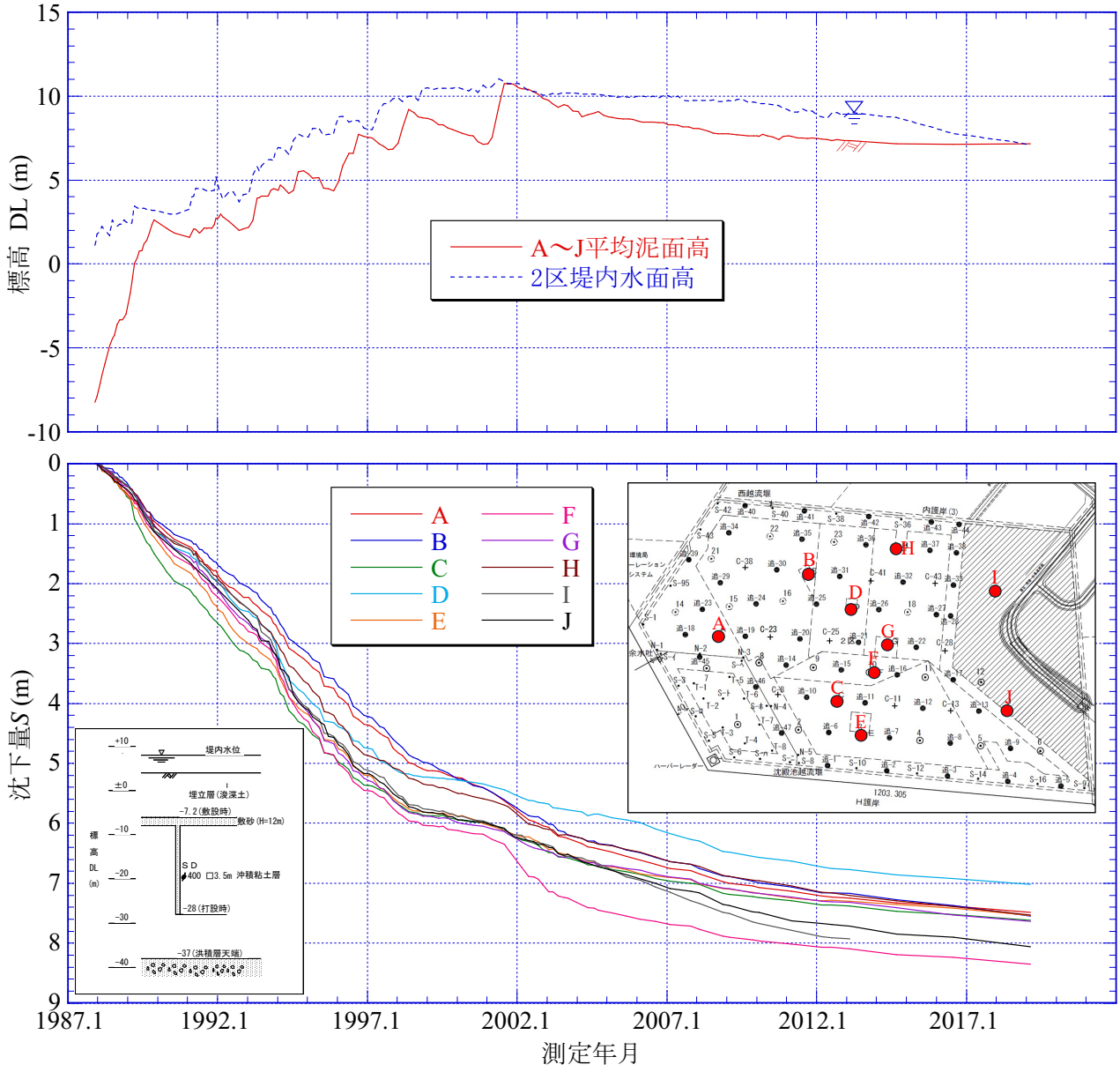


図-4. 3. 55　2 区の観測台 A～J の沖積粘土 Ma13 層以深の全沈下量の経時変化

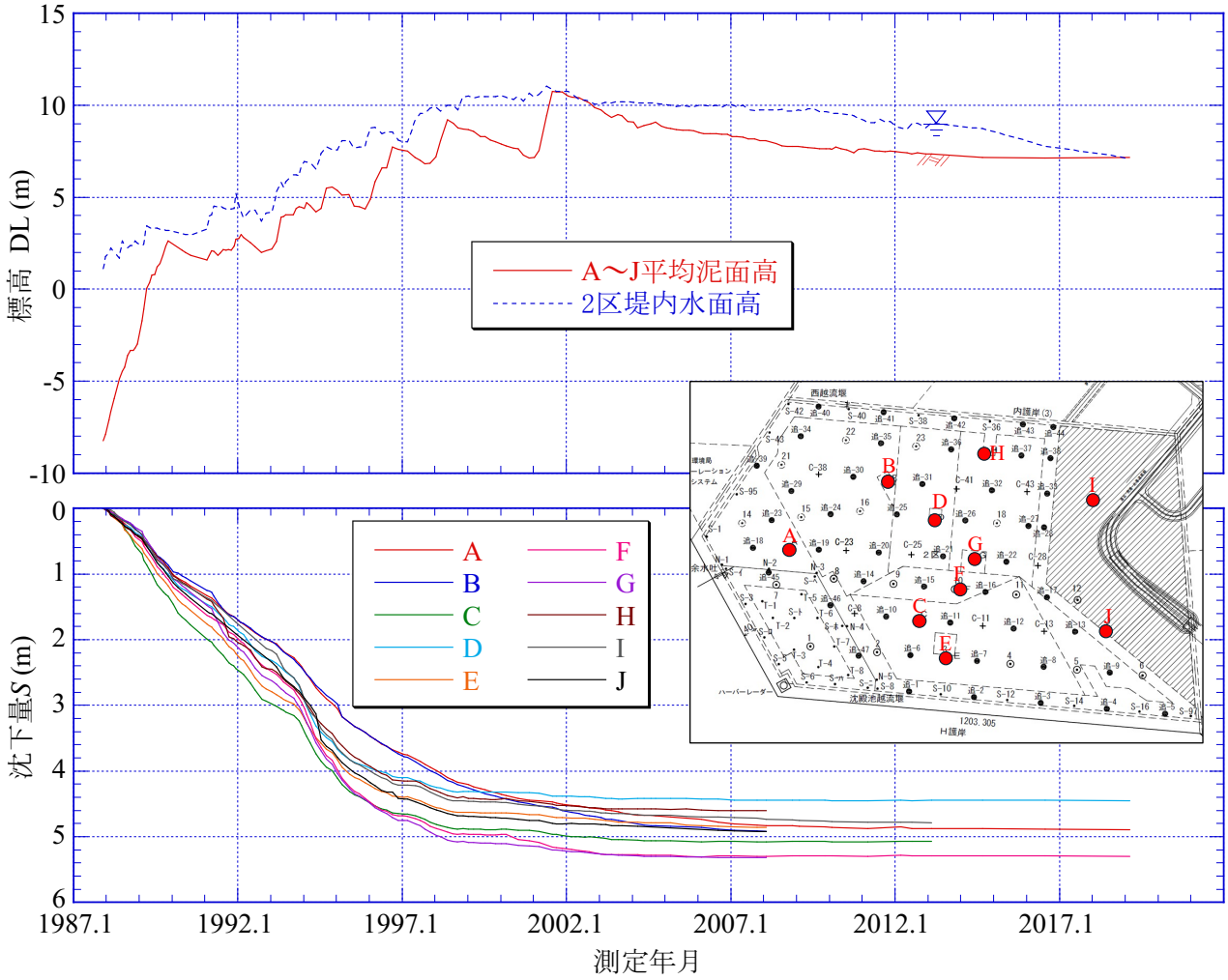


図-4.3.56　2 区の観測台 A～J の沖積粘土 Ma13 層の沈下量の経時変化

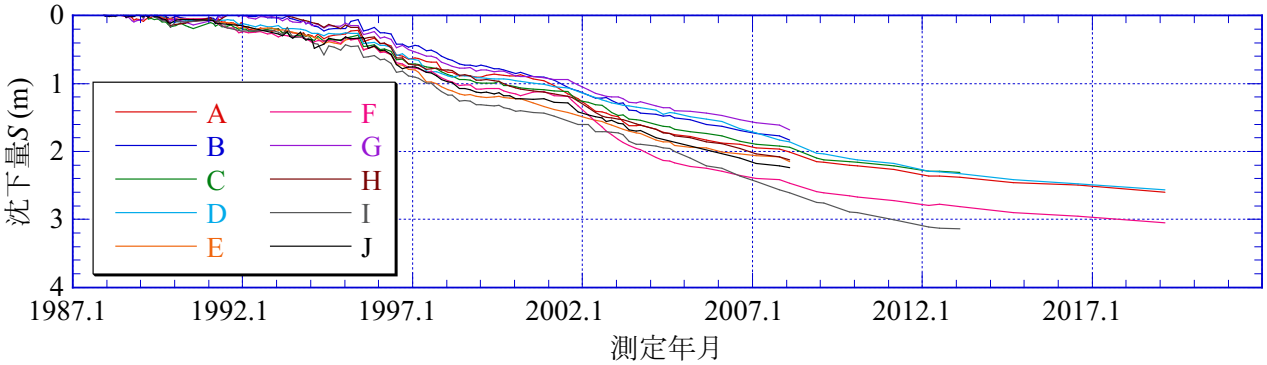


図-4.3.57　2 区の観測台 A～J の洪積粘土 Ma12 層以深の沈下量の経時変化

なお，**第５章**の 5.3.3 では**図-4.3.55** の沖積粘土 Ma13 層以深の全沈下量を用いて，2 区万博用地の浚渫粘土層の投入量の算定を行っている。また，5.5.6 では**図-4.3.56** の沖積粘土 Ma13 層のみ，および**図-4.3.57** の洪積粘土 Ma12 層以深の沈下量の実測値と圧密計算による計算値との比較を行っている。

次に，2 区の揚水井戸では平成 31 年（2019 年）1 月までの沖積粘土 Ma13 層以深の全沈下量を測定している。**図-4.3.58** に南部の揚水井戸 No.1～No.6 の，**図-4.3.59** に中部の揚水井戸 No.7～No.13 の沖積粘土 Ma13 層以深の全沈下量の経時変化を示す[5]。南部では 7.7～8.4 m，中部では 7.9～8.9 m の沈下量が記録されている。

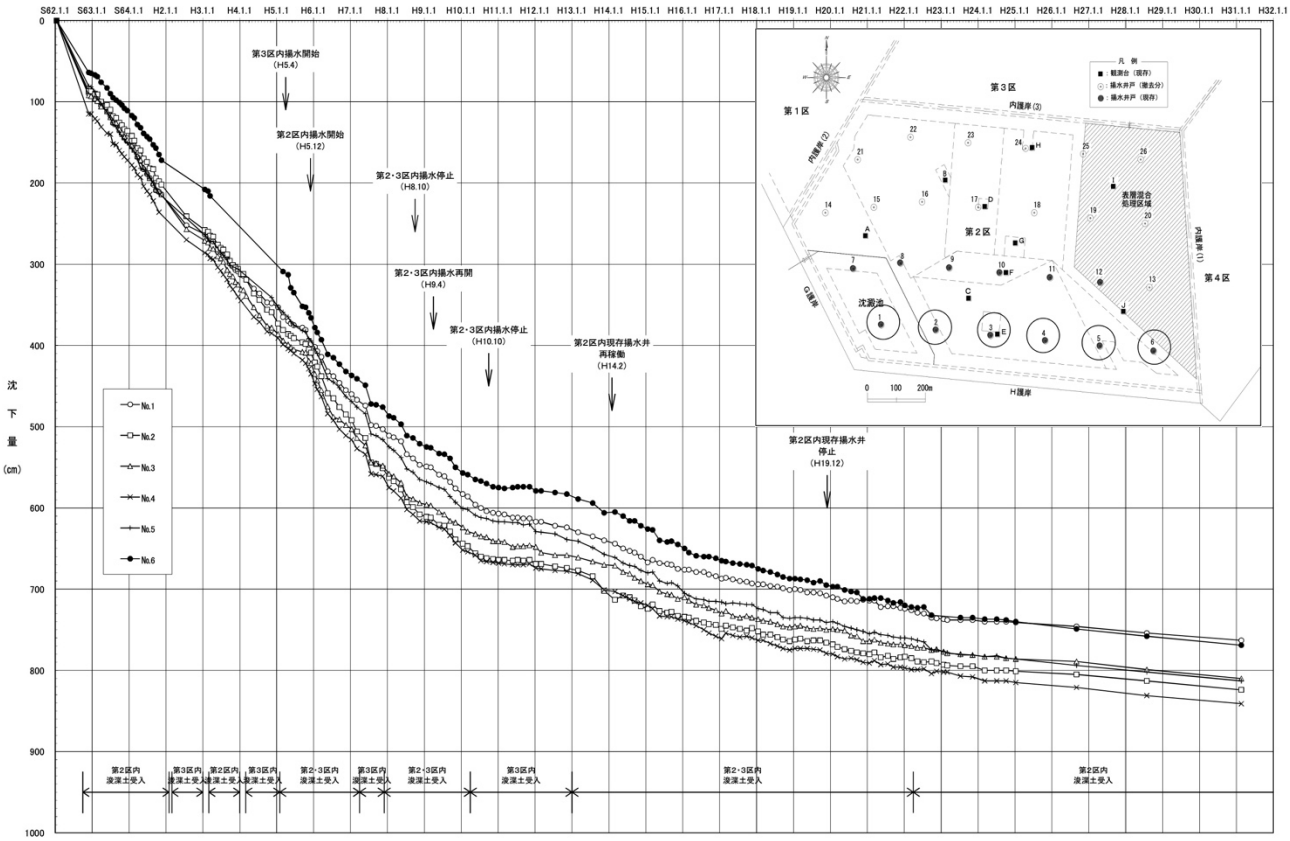


図-4.3.58　2 区の揚水井戸 No.1～No.6 の沖積粘土 Ma13 層以深の全沈下量の経時変化

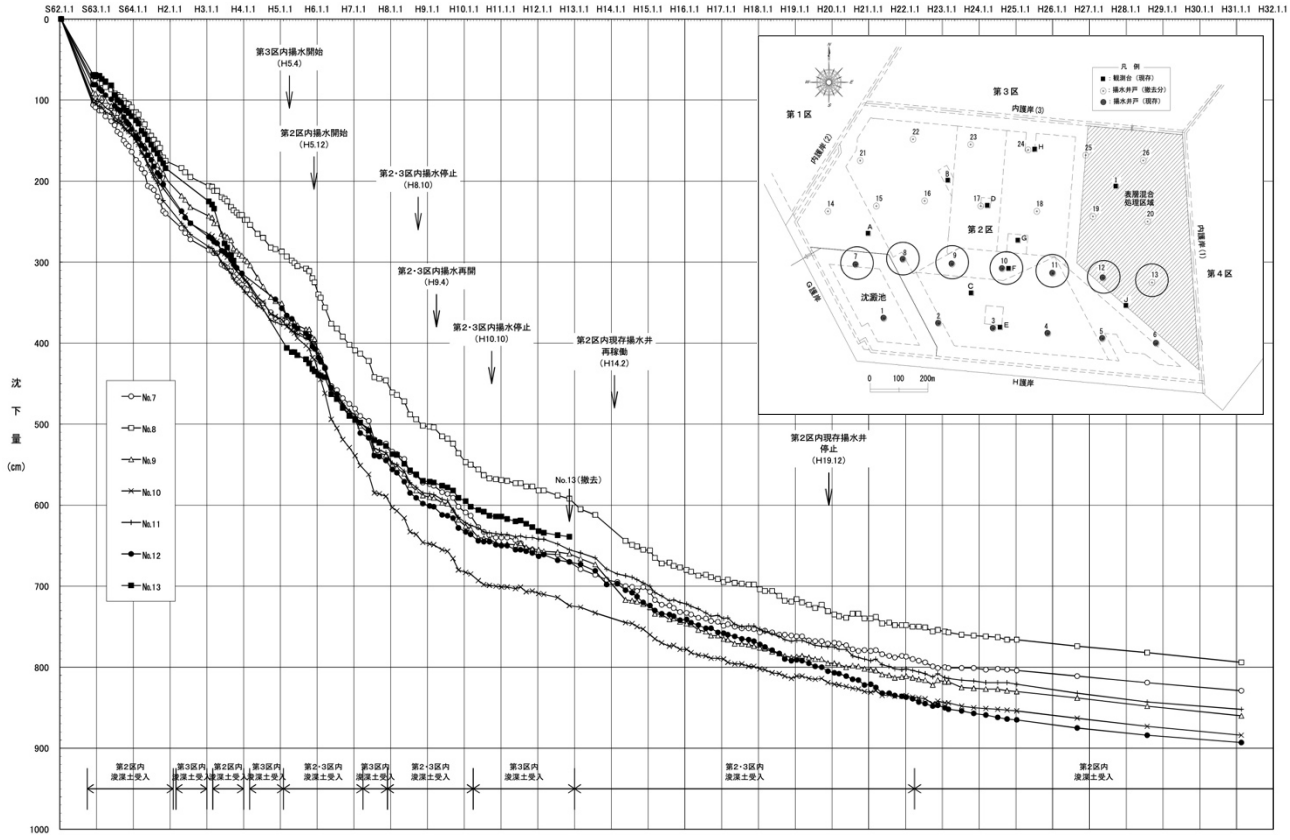


図-4.3.59　2 区の揚水井戸 No.7～No.13 の沖積粘土 Ma13 層以深の全沈下量の経時変化

4.3.4 3 区の埋立履歴と沈下計測結果

3 区の埋立履歴と沈下計測結果を**図-4.3.60～図-4.3.85** に示す。計測地点は 3 区東部である(**図-4.3.7** 参照)。沈下量の経時変化は，3 区の 3S-22，3S-24，3S-34，3S-35 については，「夢洲・舞洲・咲州・新島・鶴浜地区地盤解析及び沈下観測業務委託報告書（平成 20 年 3 月)」[3)]，3S-6，3S-17，3S-18，3S-32，3S-36，3S-37，3S-46，3S-47，3S-48，3S-49，3S-50，3S-51，3S-53，3S-55，3S-56 については，「夢洲・舞洲・咲州・新島・鶴浜地区地盤解析及び沈下観測業務委託報告書（平成 24 年 3 月)」[4)]，3S-1，3S-8，3S-28，3S-29，3S-31，3S-33，3S-43 については，「令和 5 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託報告書（令和 6 年 3 月)」[5)]を参照した。なお，いずれの測点も現在では計測不能となっている。なお，3 区西側，および護岸部や内護岸部でも多くの沈下計測測点があるが，ここでは除く。

図-4.3.60～図-4.3.85 から，計測開始が H13.1.1 以降と比較的遅いが，2 m～7 m 以上の地表面沈下量が計測されている。

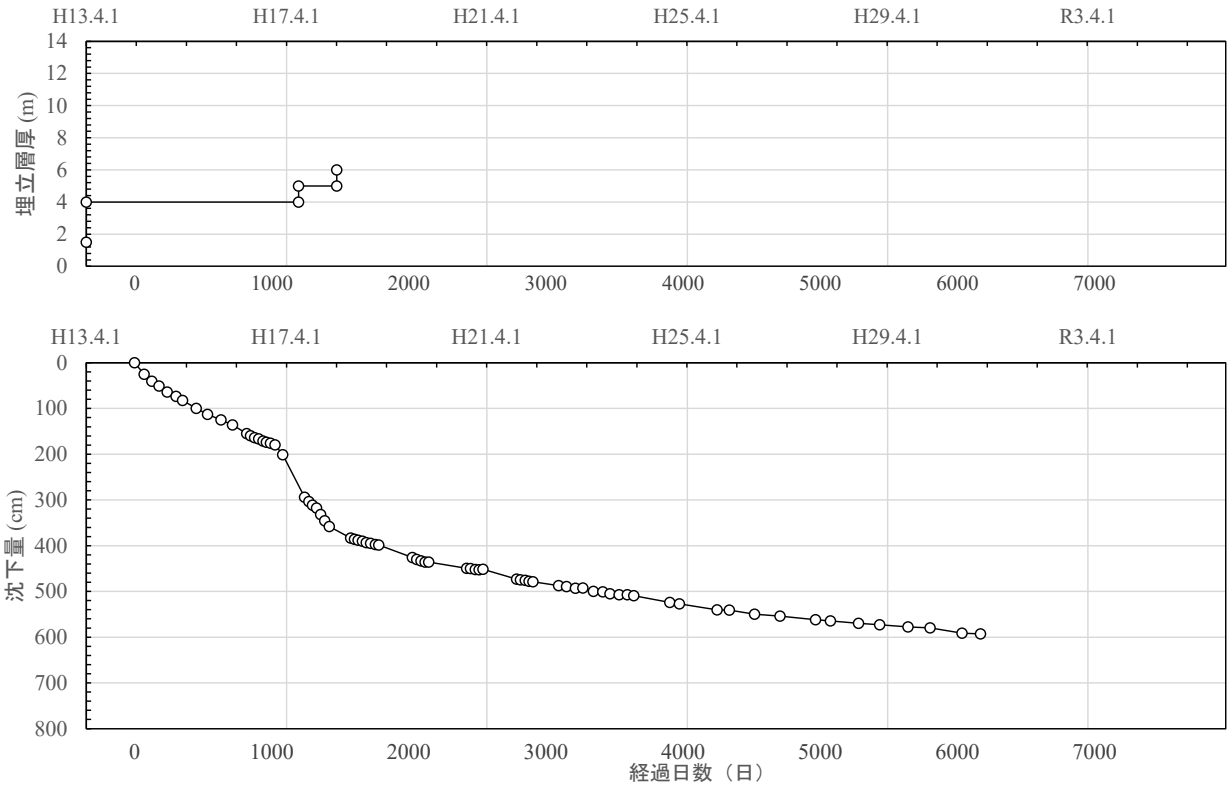


図-4.3.60　3S-1 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

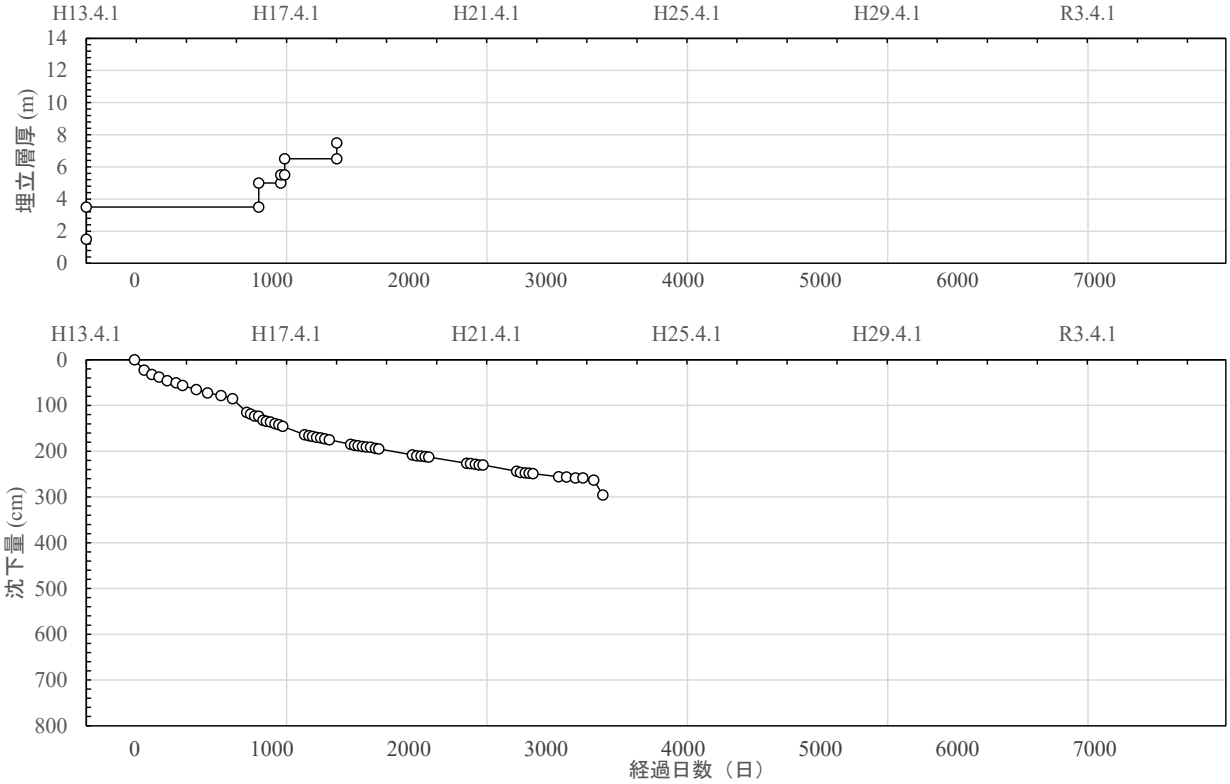


図-4.3.61　3S-6 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

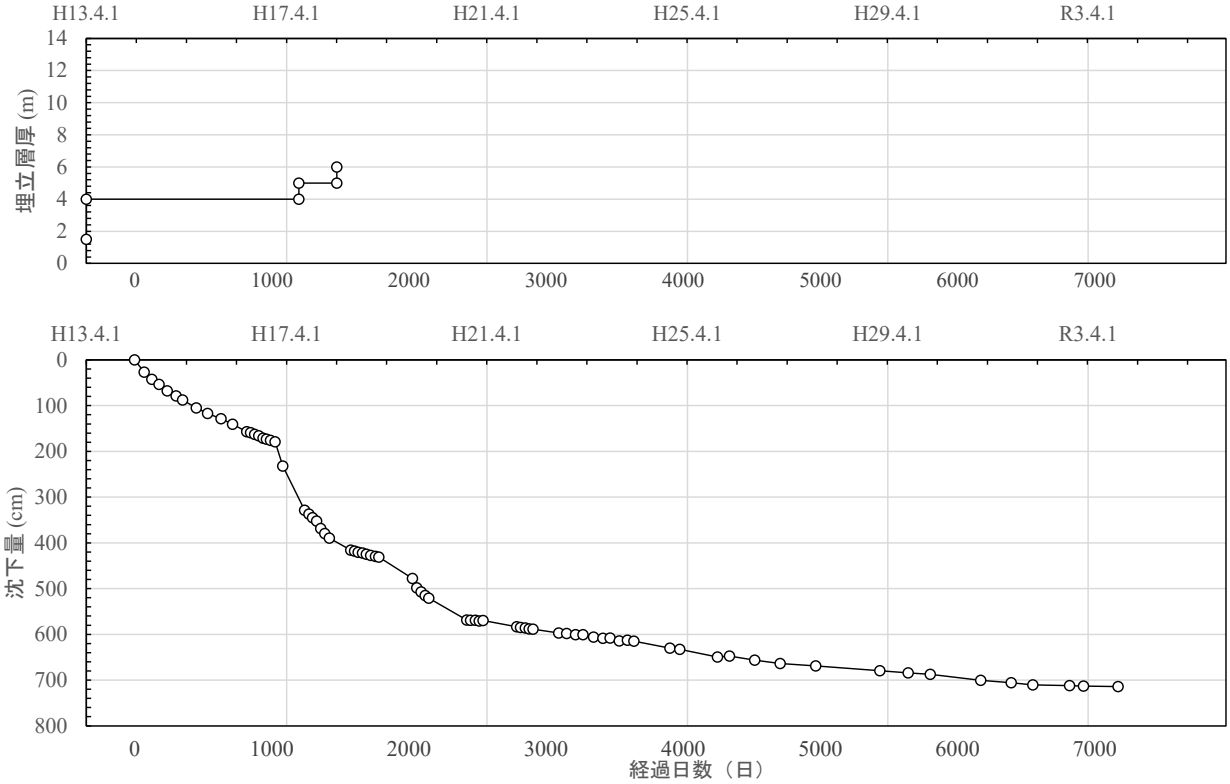


図-4.3.62　3S-8 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

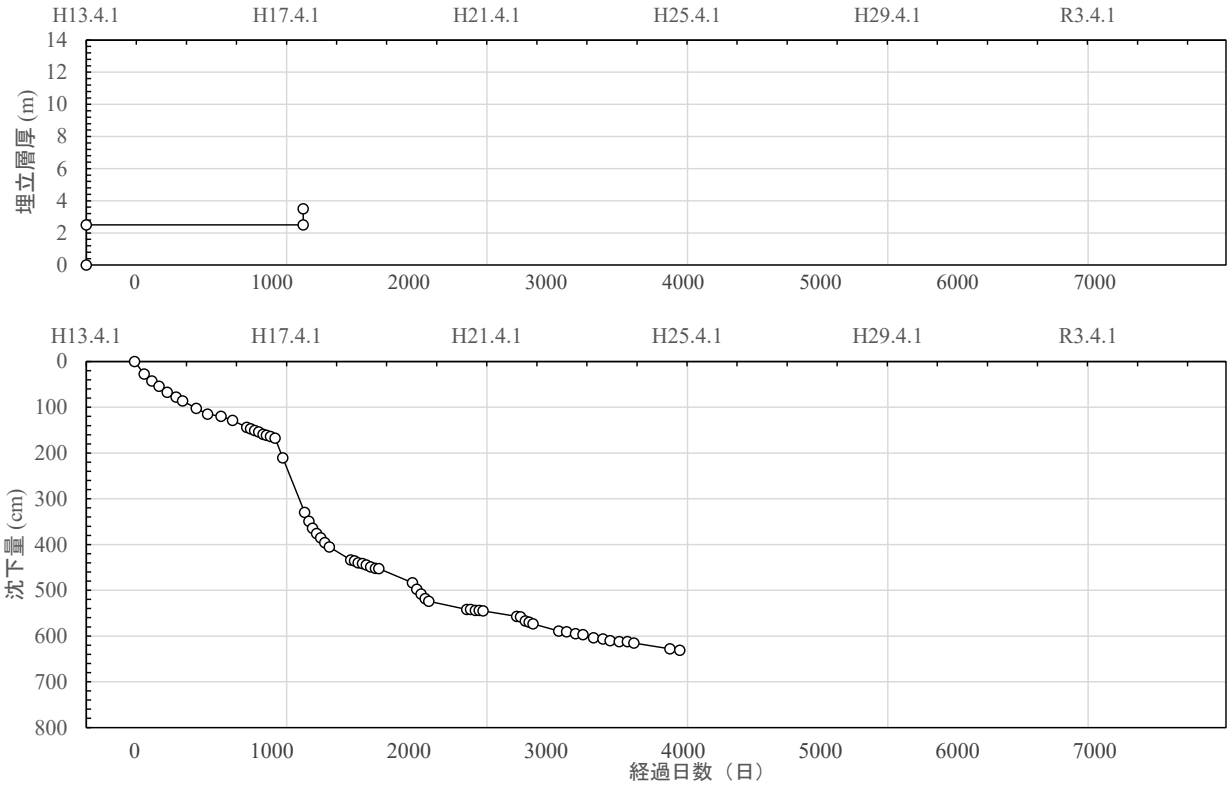


図-4.3.63　3S-17 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

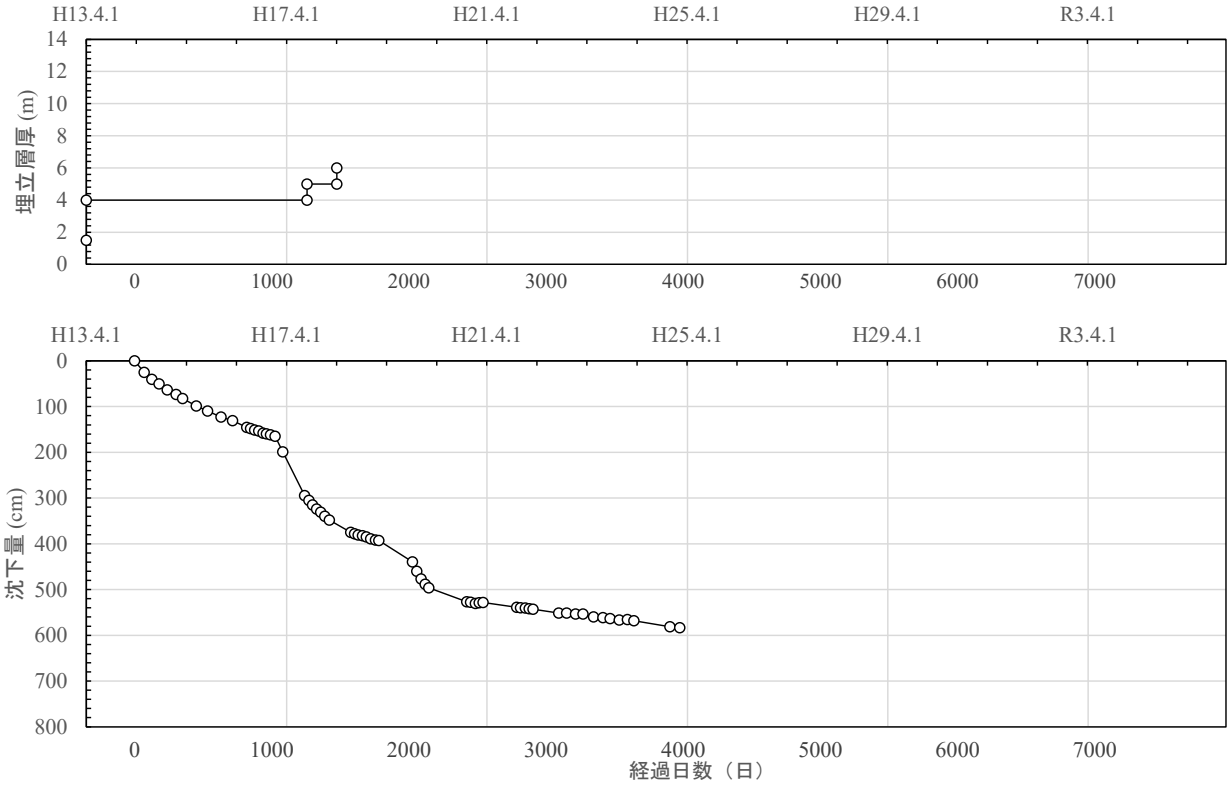


図-4.3.64　3S-18 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

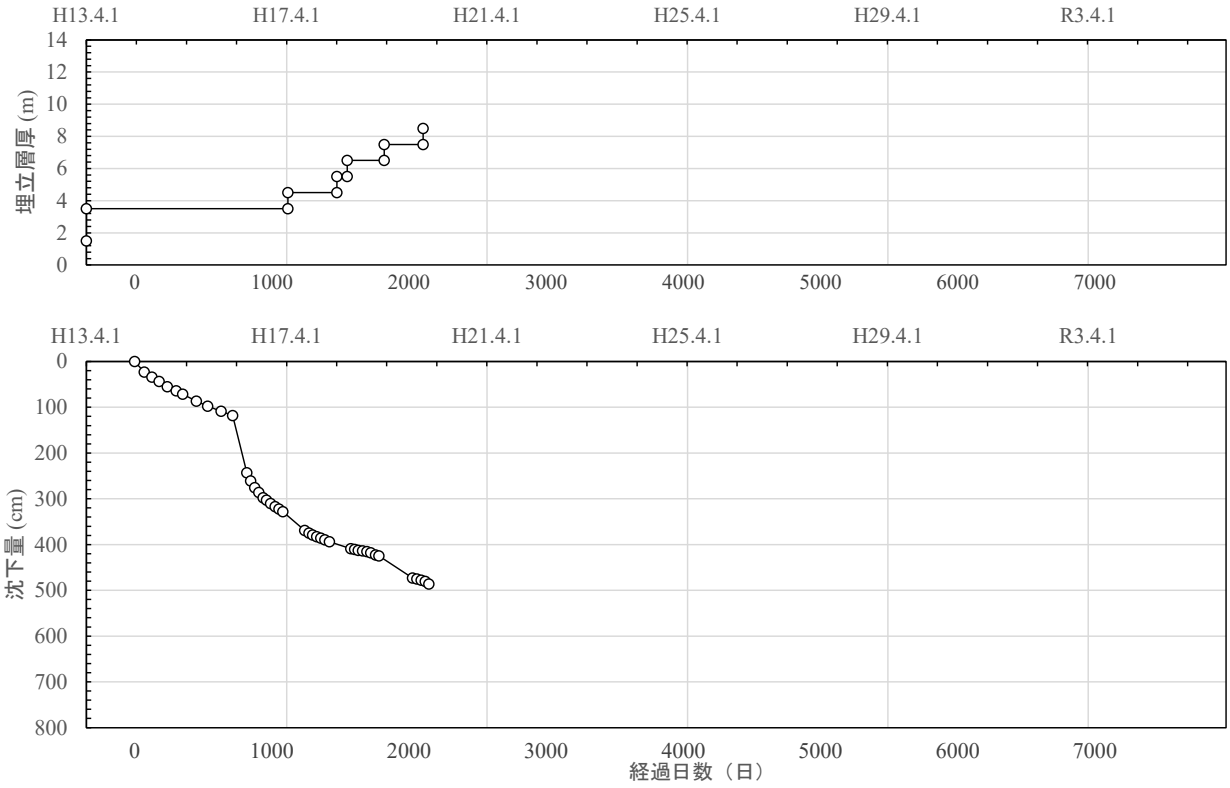


図-4.3.65　3S-22 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

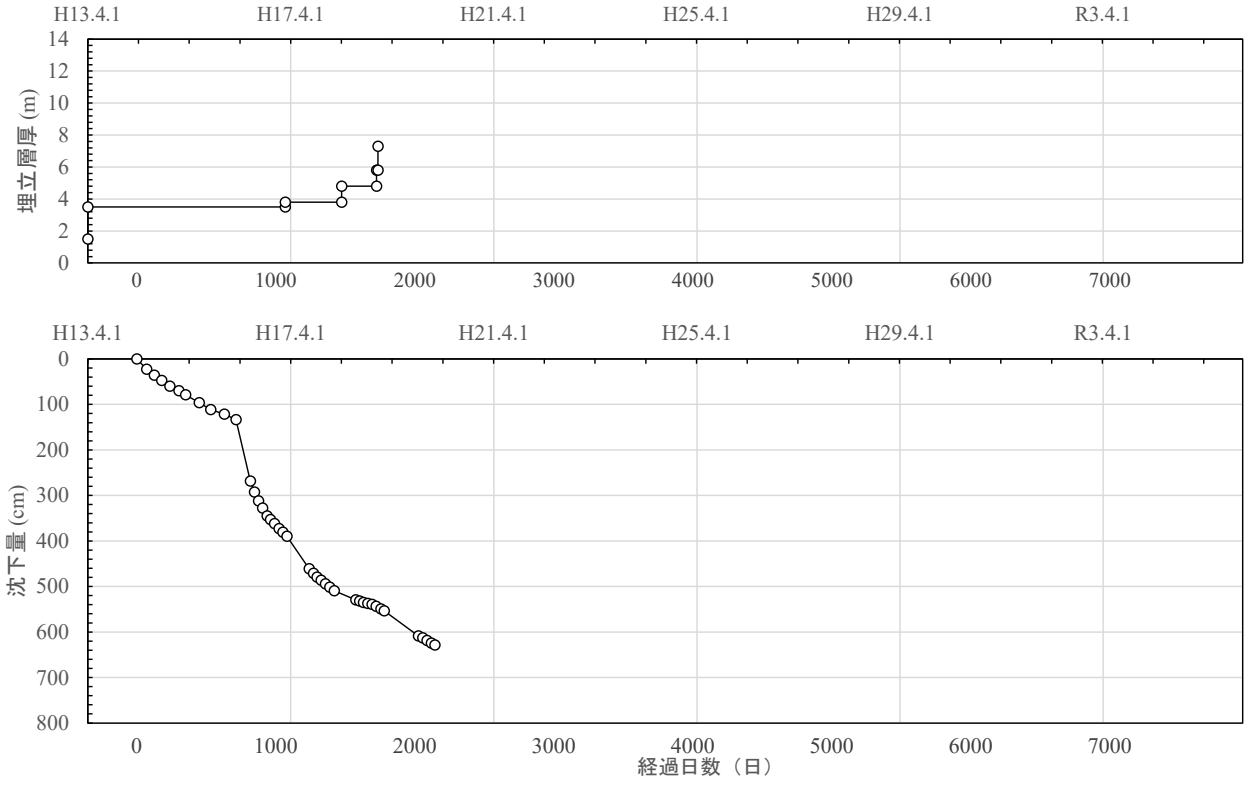


図-4.3.66　3S-24 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

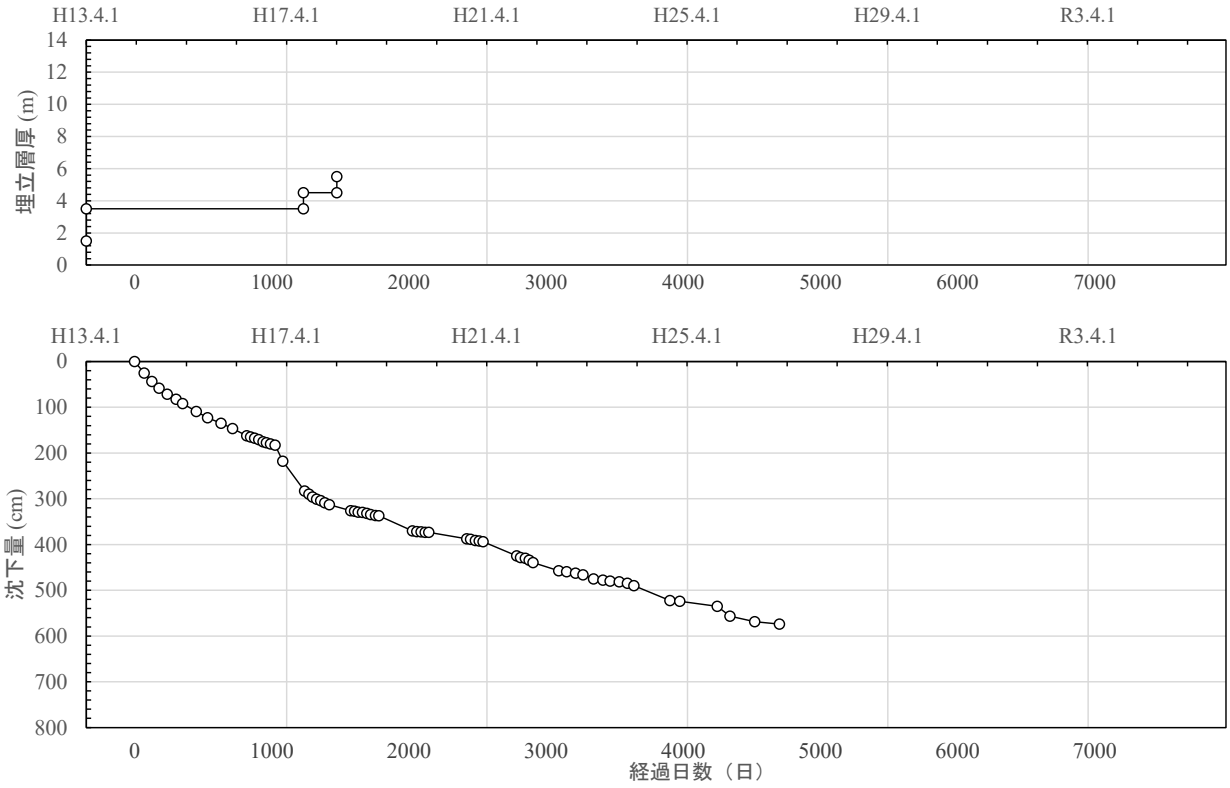


図-4.3.67　3S-28 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

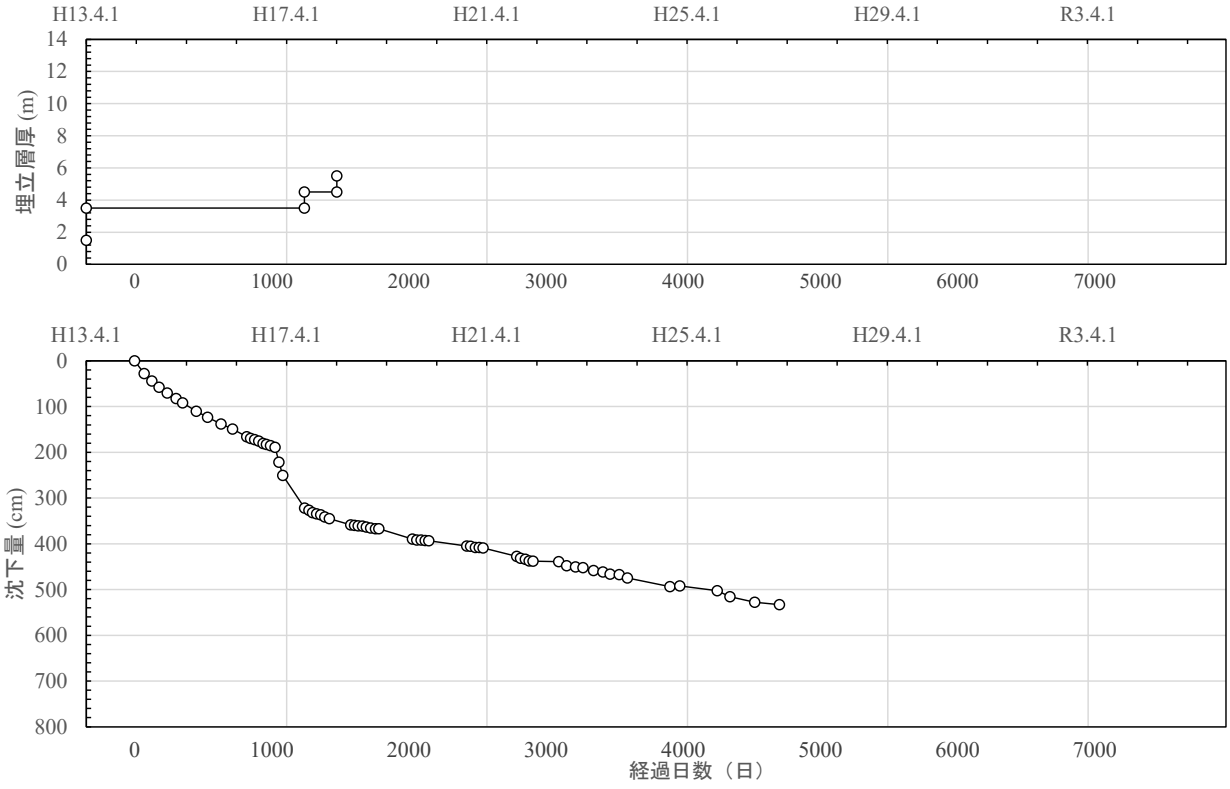


図-4.3.68　3S-29 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

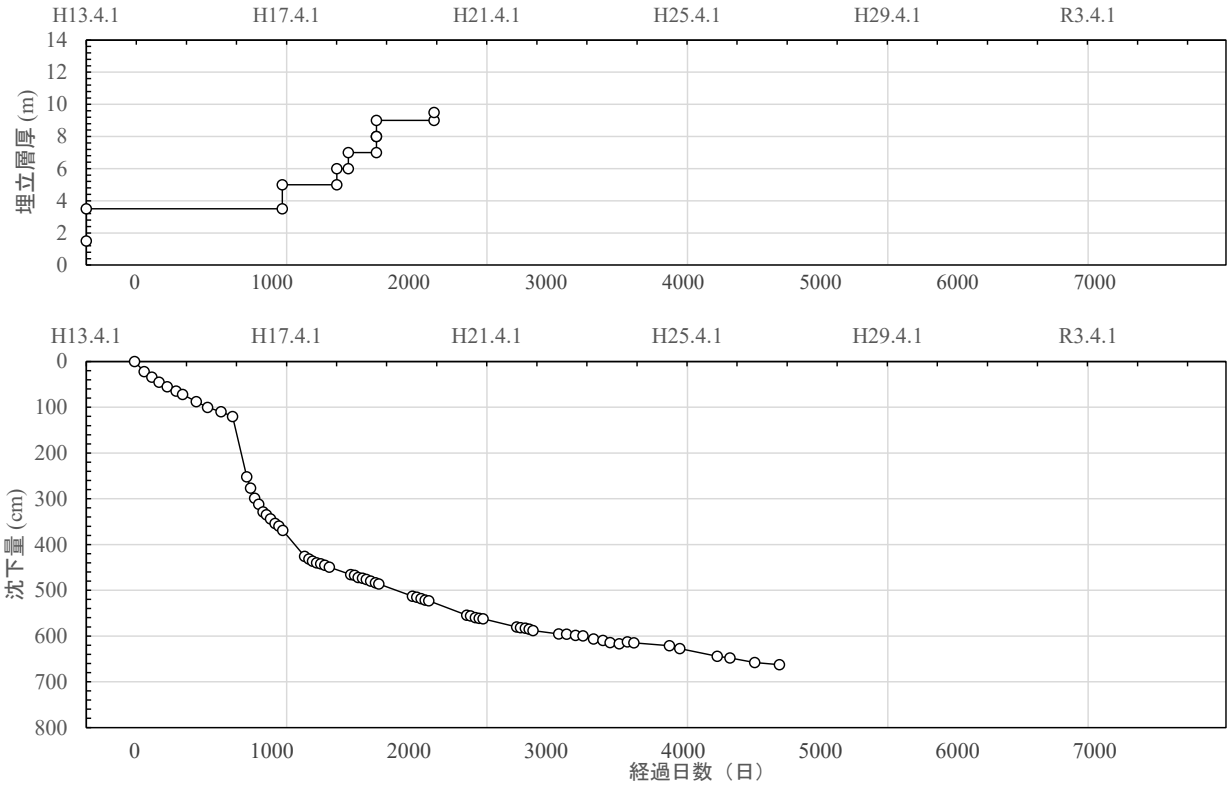


図-4.3.69　3S-31 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

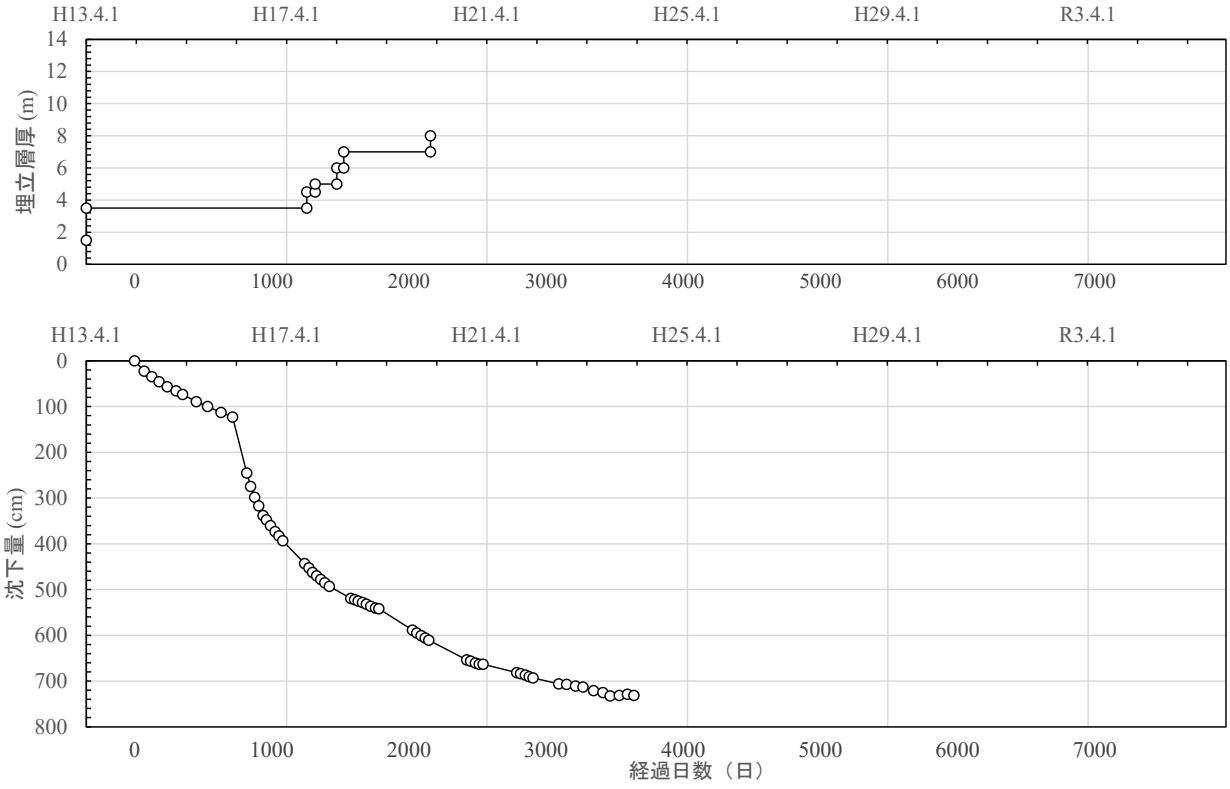


図-4.3.70　3S-32 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

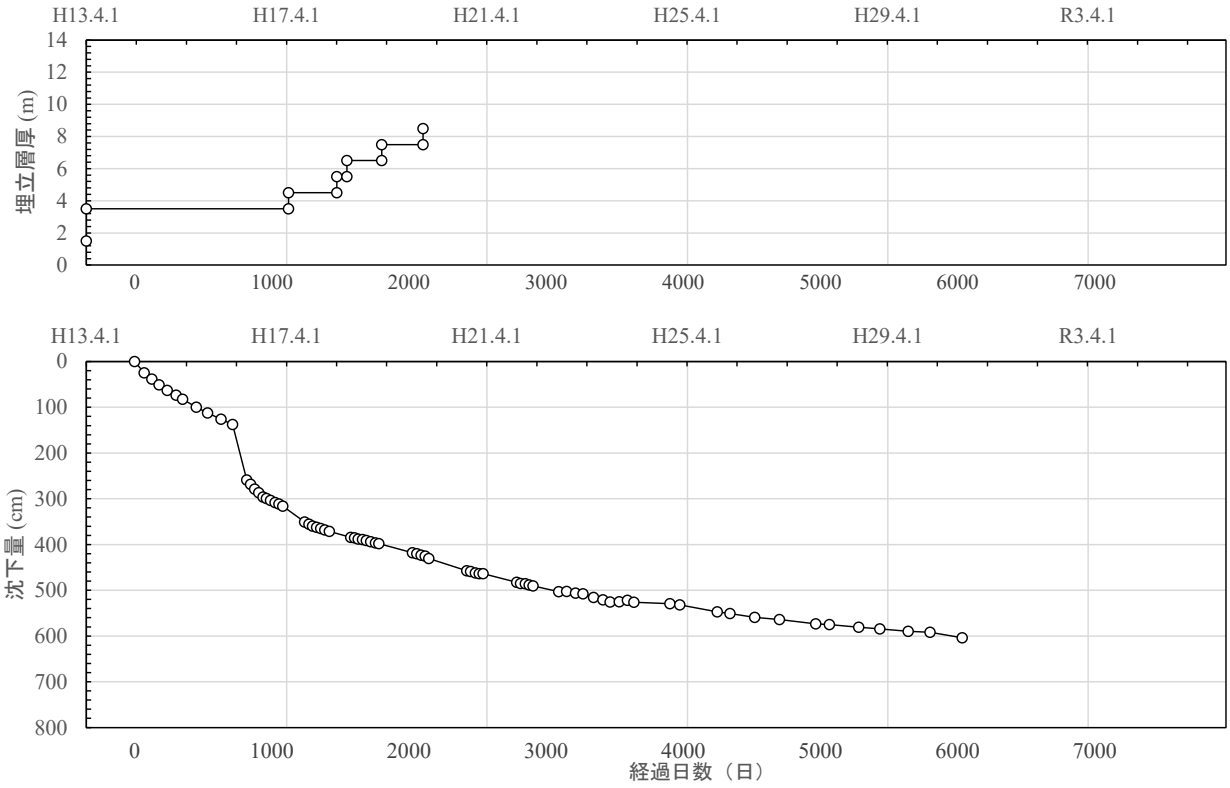


図-4.3.71　3S-33 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

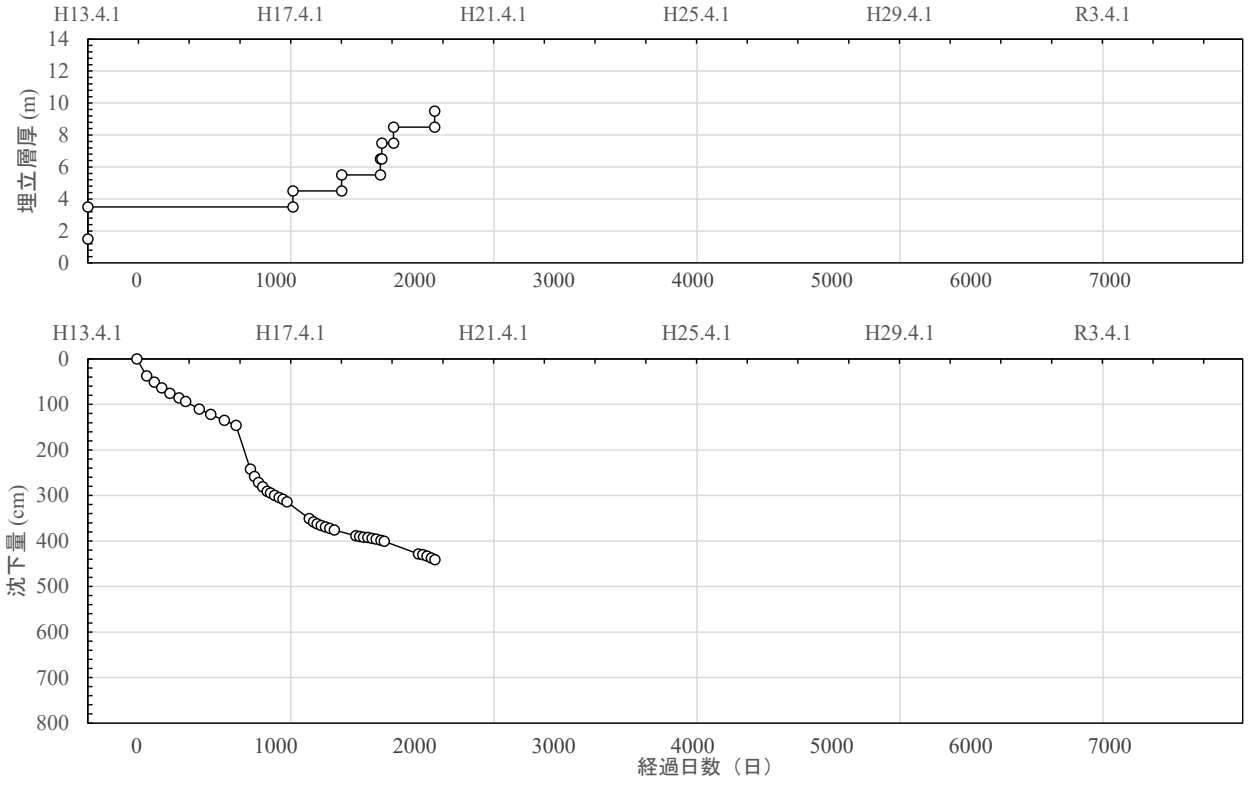


図-4.3.72　3S-34 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

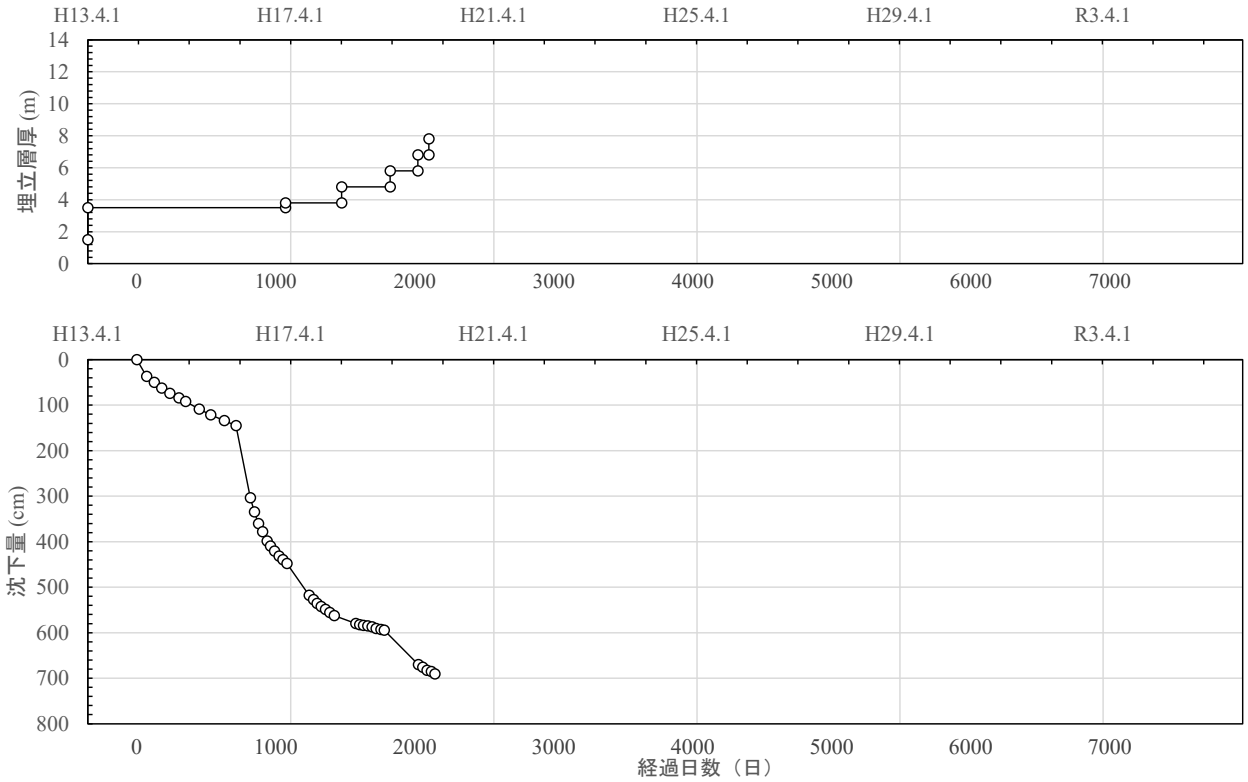


図-4.3.73　3S-35 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

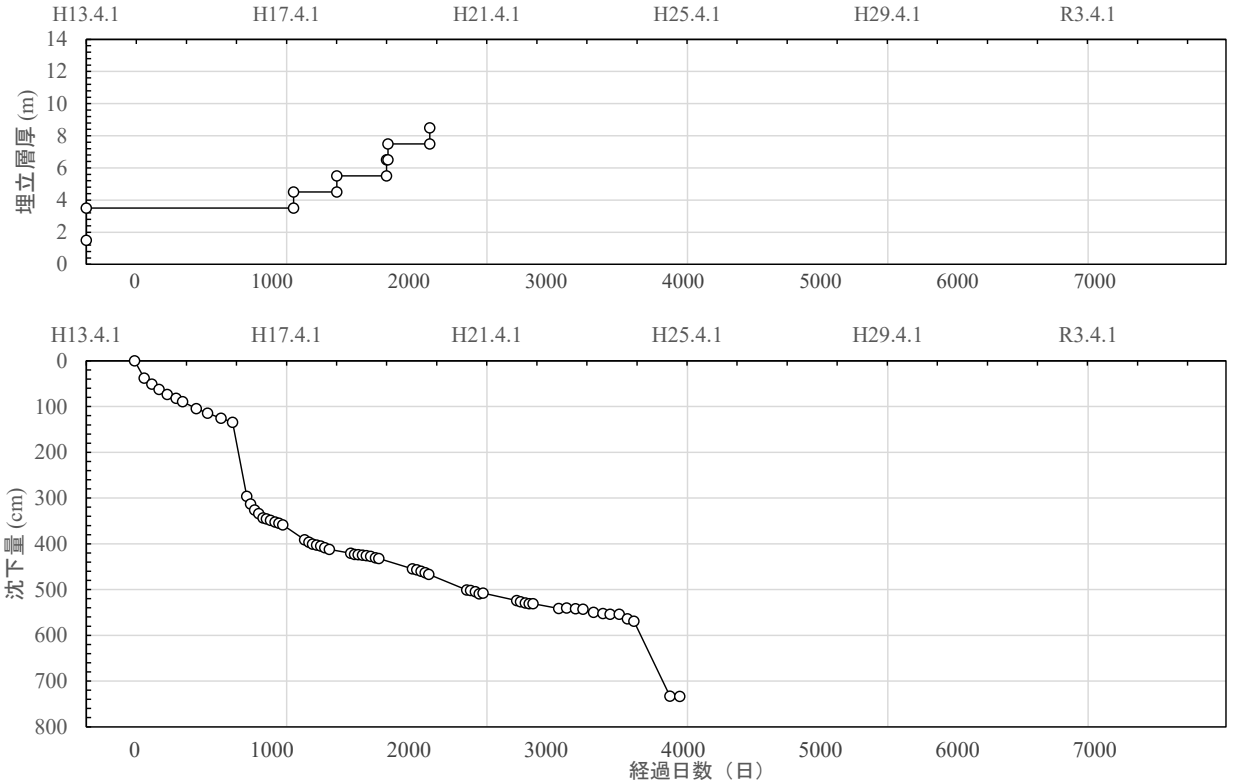


図-4.3.74　3S-36 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

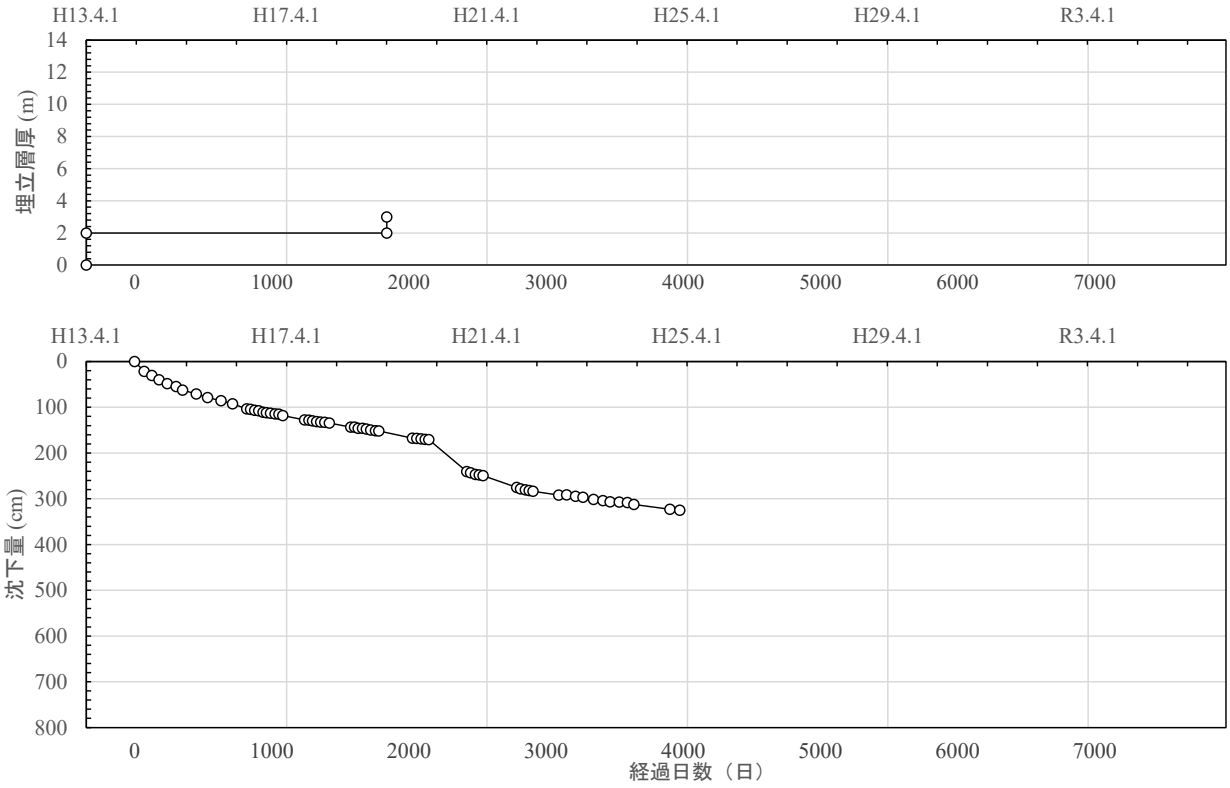


図-4.3.75　3S-37 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

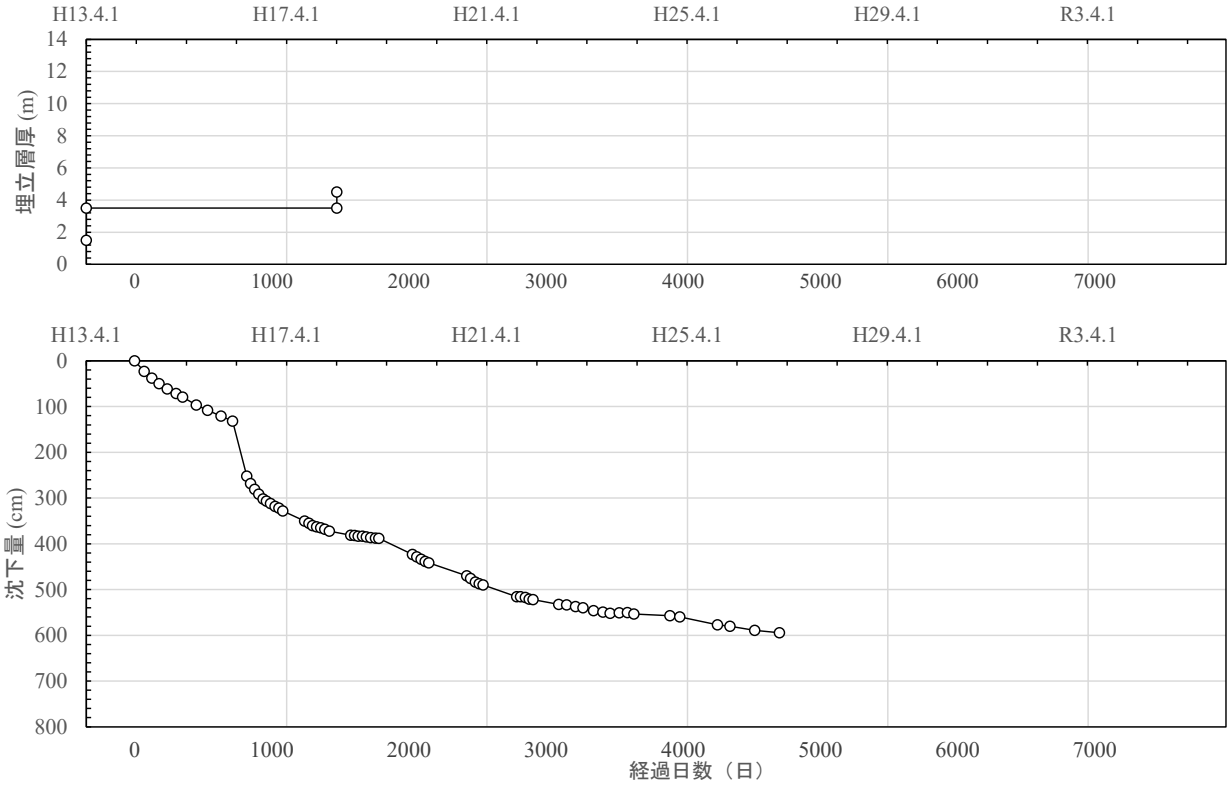


図-4.3.76　3S-43 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

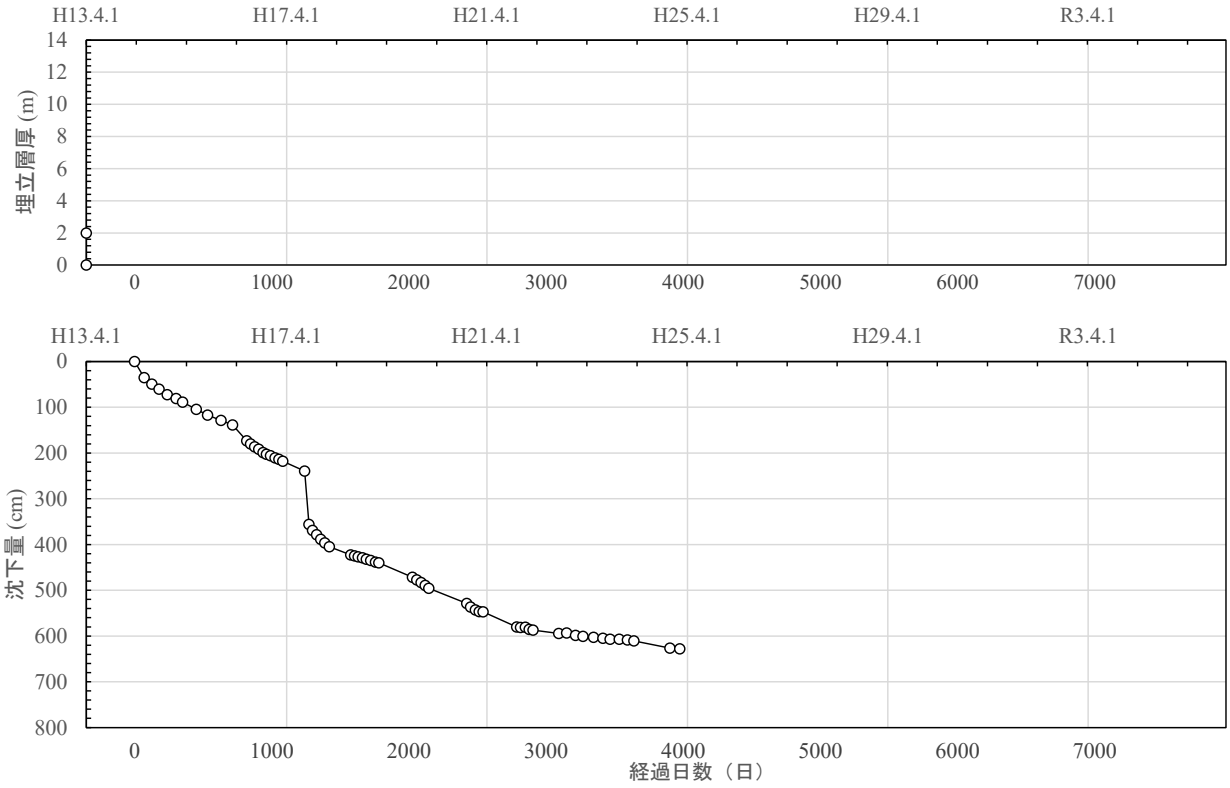


図-4.3.77　3S-46 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

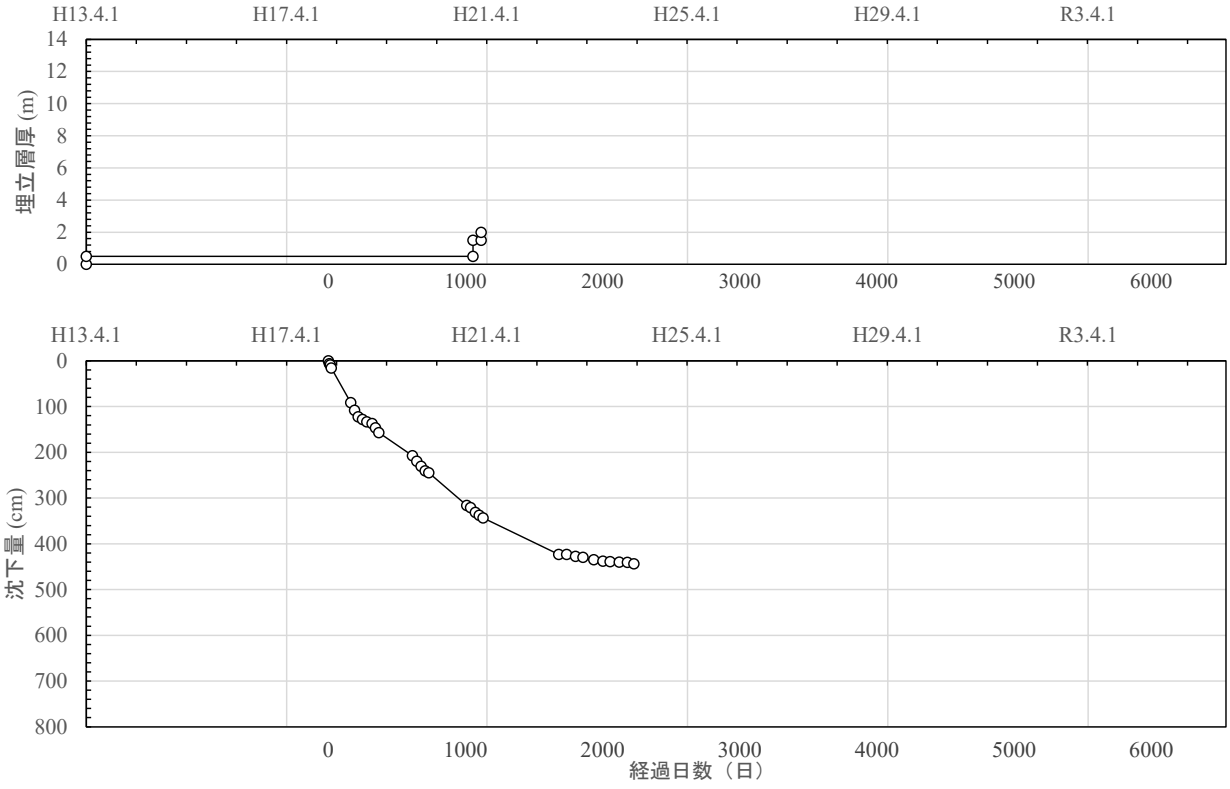


図-4.3.78　3S-47 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

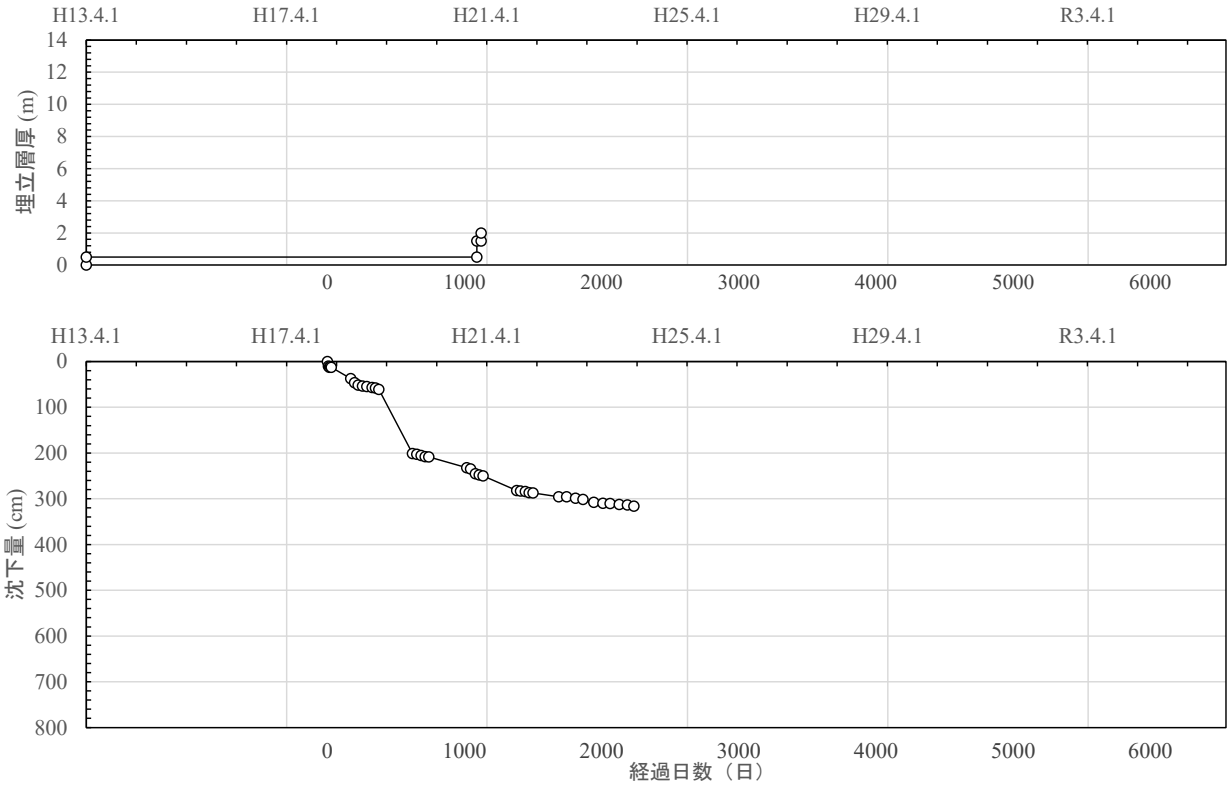


図-4.3.79　3S-48 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

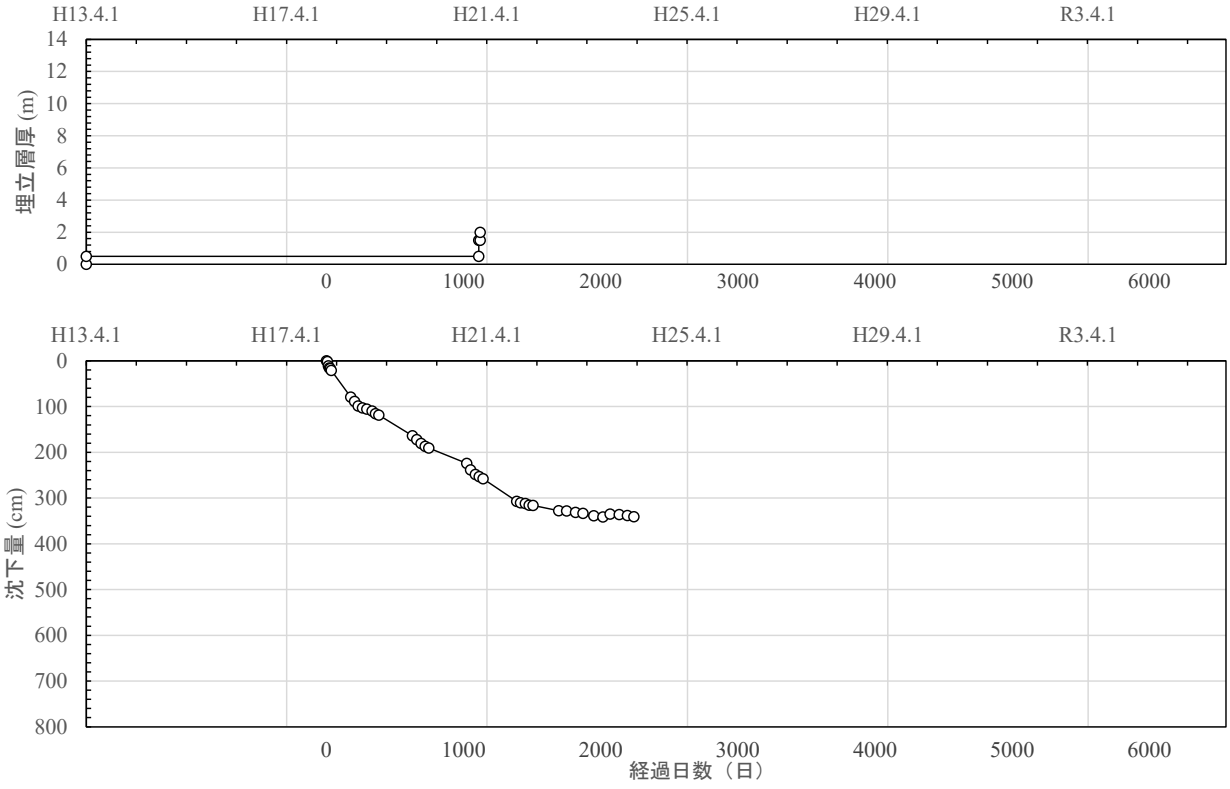


図-4.3.80　3S-49 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

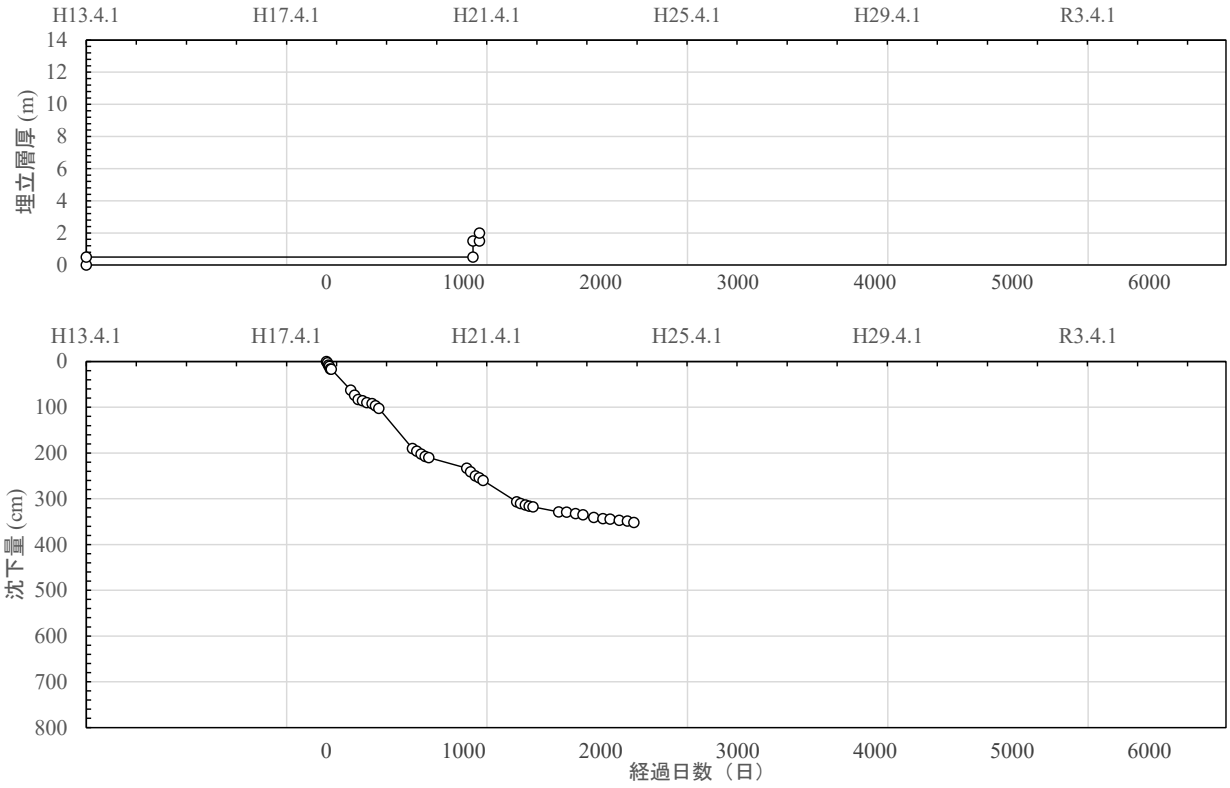


図-4.3.81　3S-50 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

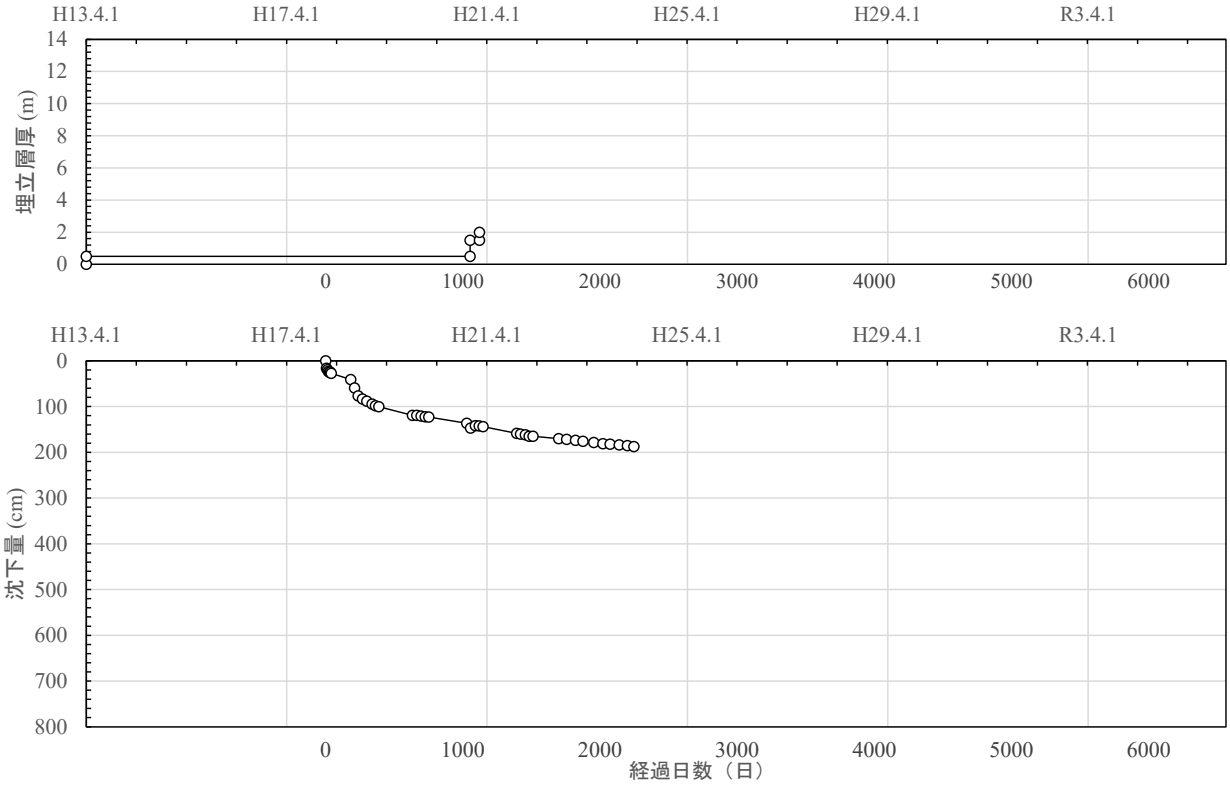


図-4.3.82　3S-51 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

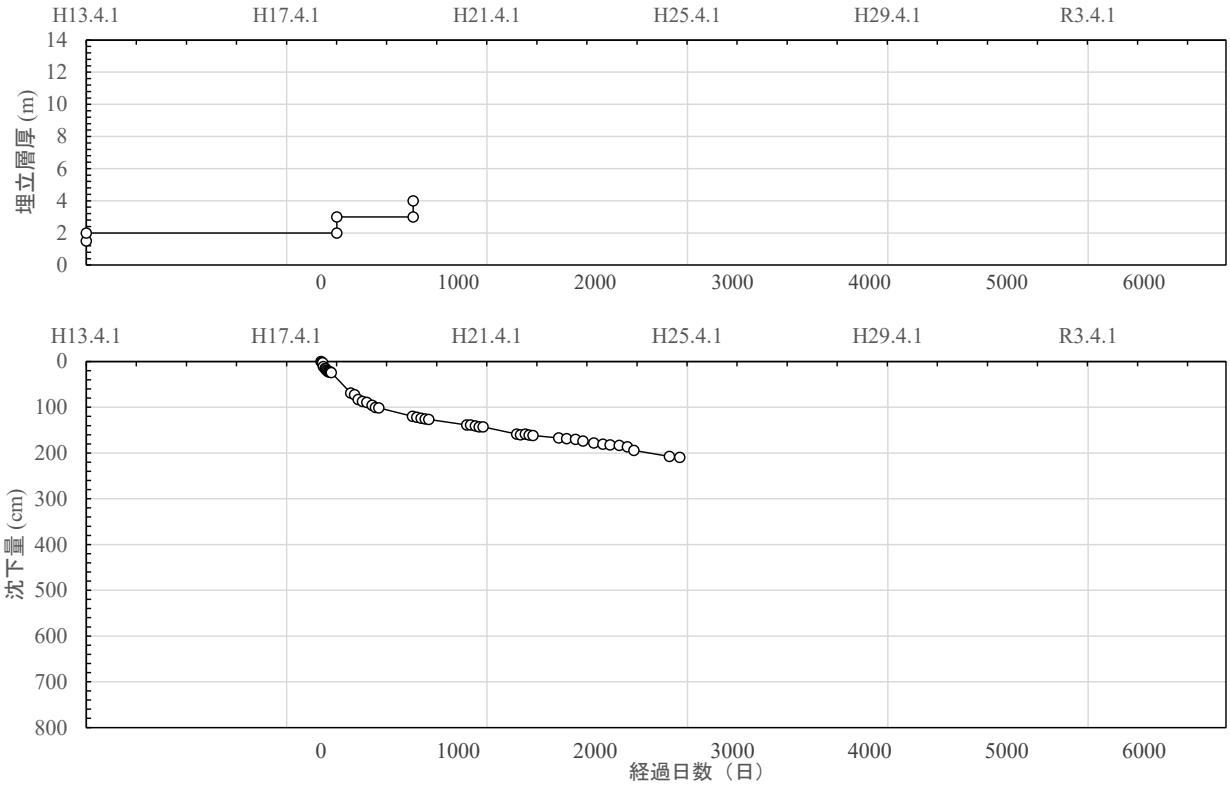


図-4.3.83　3S-53 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

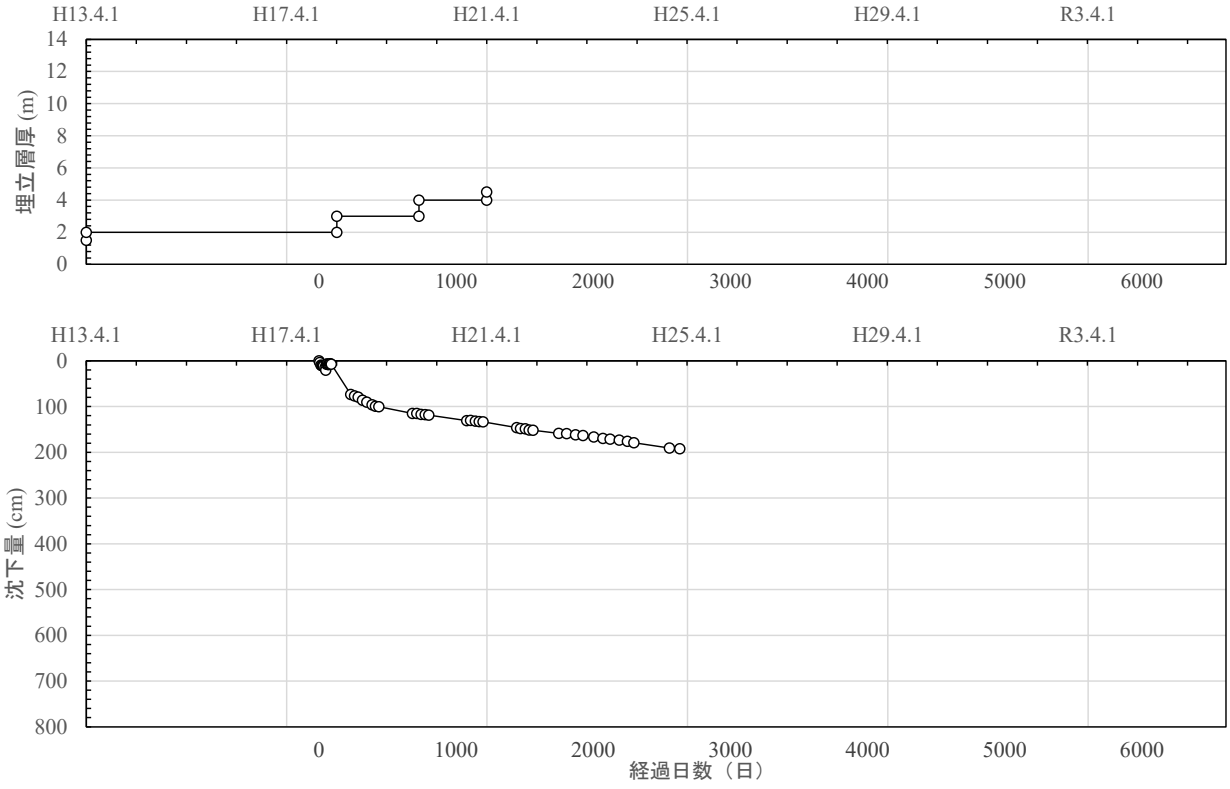


図-4.3.84　3S-55 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

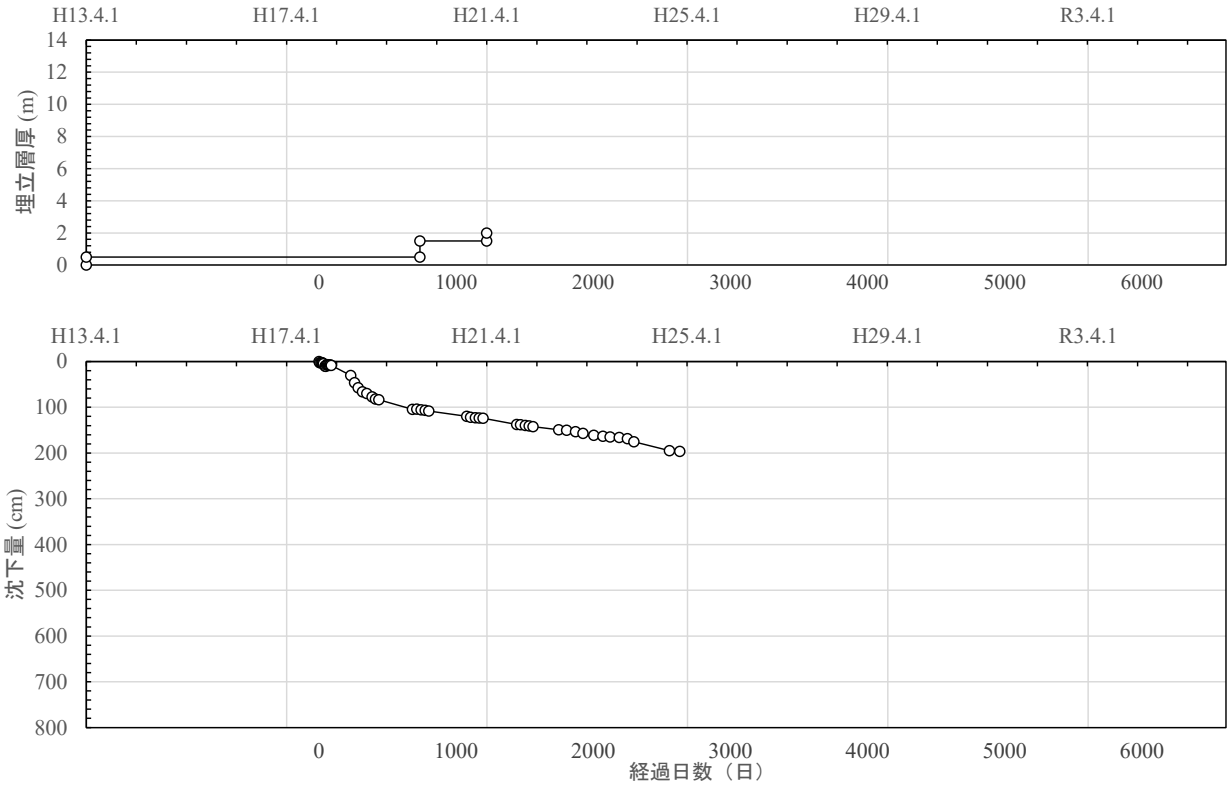


図-4.3.85　3S-56 の埋立履歴と沈下量の経時変化（3 区）

次に，図-4.3.86，図-4.3.87 に 3 区の内護岸内に設置された三重管沈下計の設置位置（仮-1～仮-9）とその観測断面を示す（いくつかは 1 区～4 区の境界に位置する）。この沈下計では，D で沖積粘土層全体の沈下量，S で沖積粘土層上部のサンドドレーン（SD）改良層（第 I 層）の沈下量を測定しているので，D–S から沖積粘土層下部の SD 未改良層（第Ⅱ層）の層別沈下量を求めることができる。ただし，いずれも現在では計測不能となっている。

図-4.3.88～-4.3.96 に仮-1～仮-9 の層別沈下量の経時変化を示す[5]。沖積粘土層全体の沈下量は 5.3 m～7.5 m，SD 改良層の沈下量は 4.6 m～6.1 m，未改良層の沈下量は 0.6 m～1.5 m 生じている。

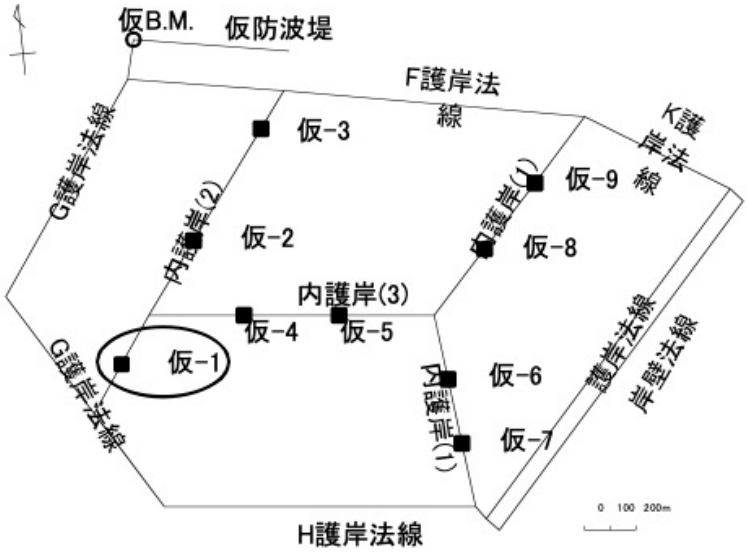


図-4.3.86　3 区の内護岸内に設置された三重管沈下計の設置位置

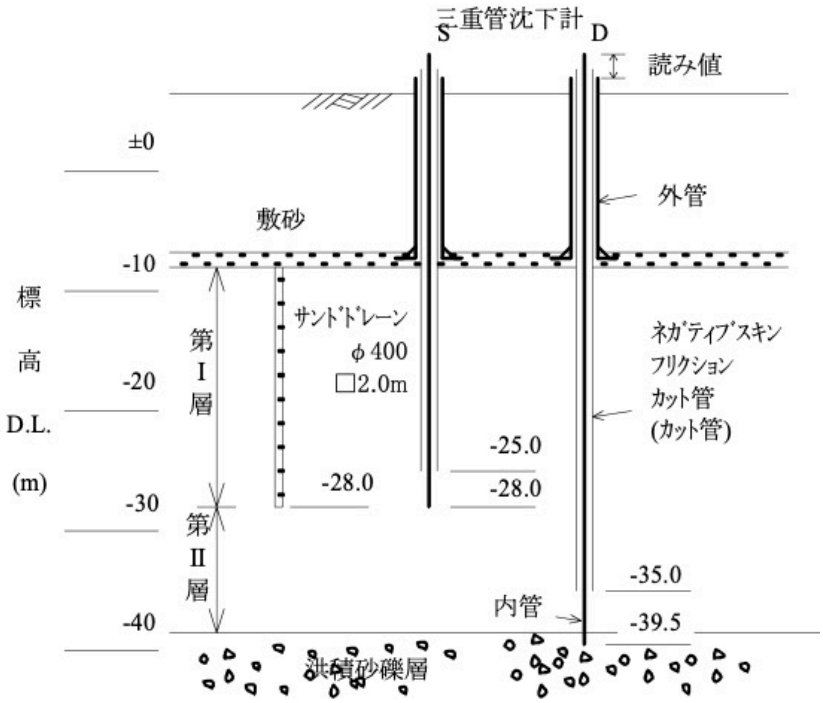


図-4.3.87　3 区の内護岸内に設置された三重管沈下計の観測断面

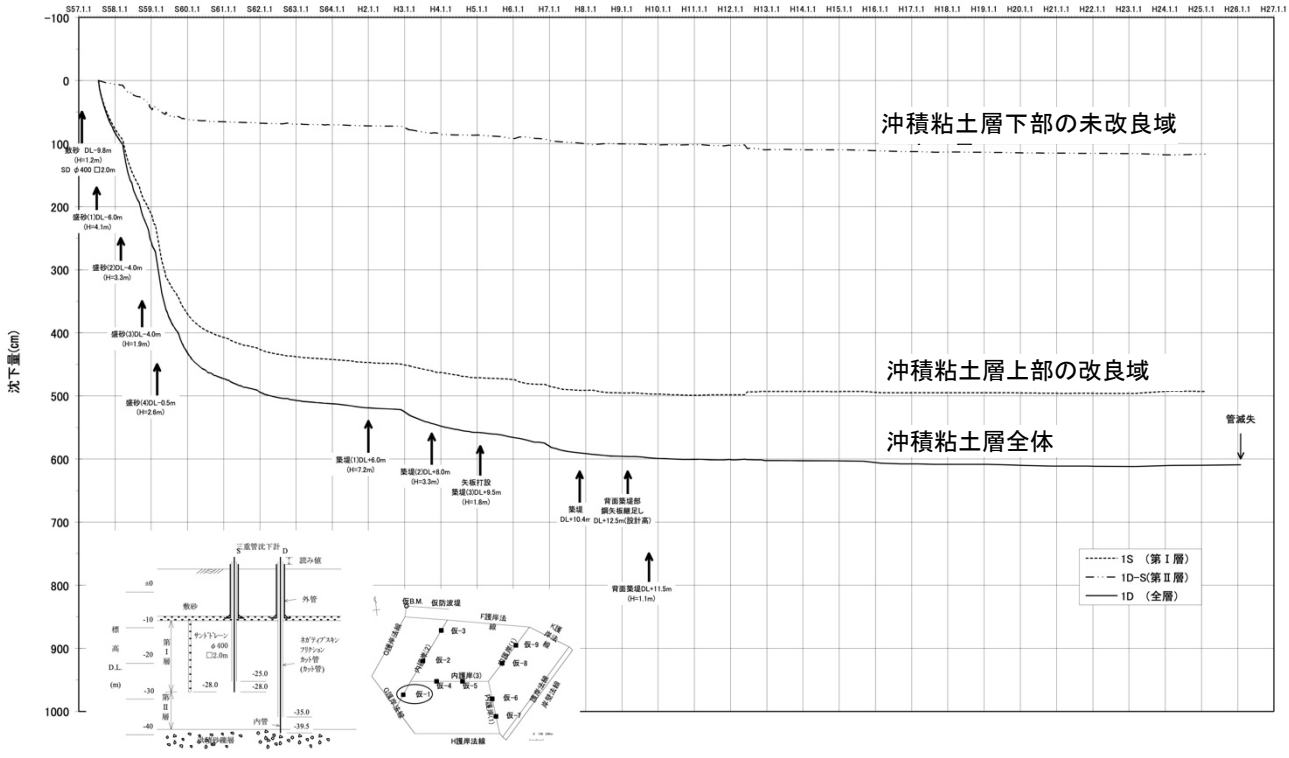


図-4.3.88　仮-1 での層別沈下量の経時変化

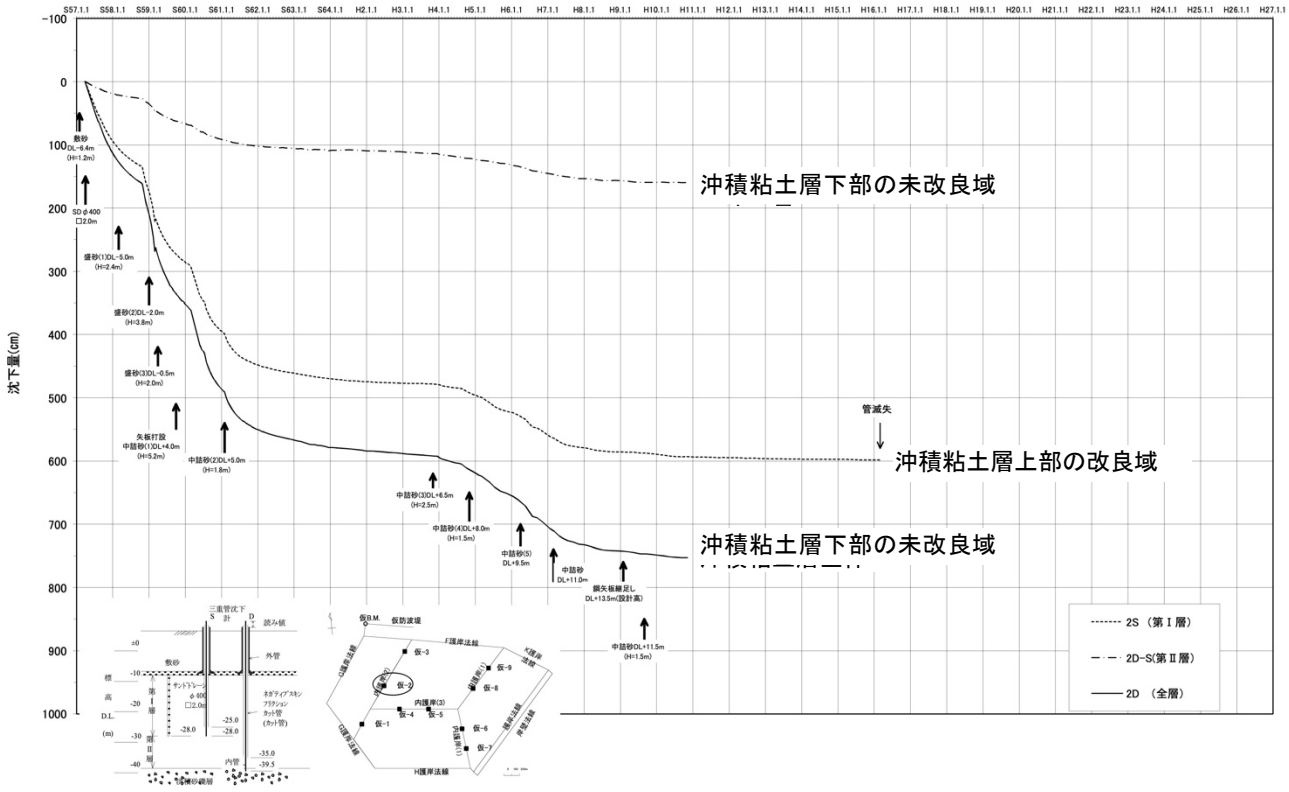


図-4.3.89　仮-2 での層別沈下量の経時変化

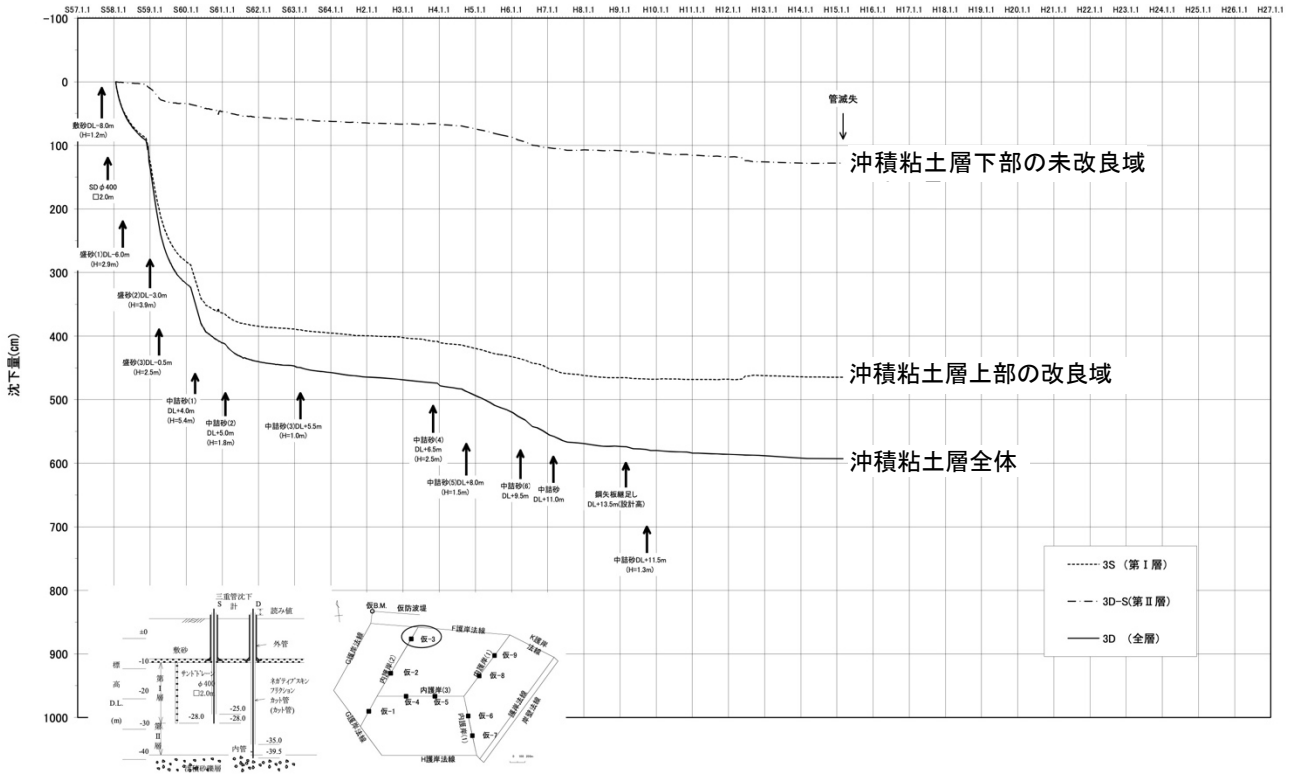


図-4.3.90　仮-3 での層別沈下量の経時変化

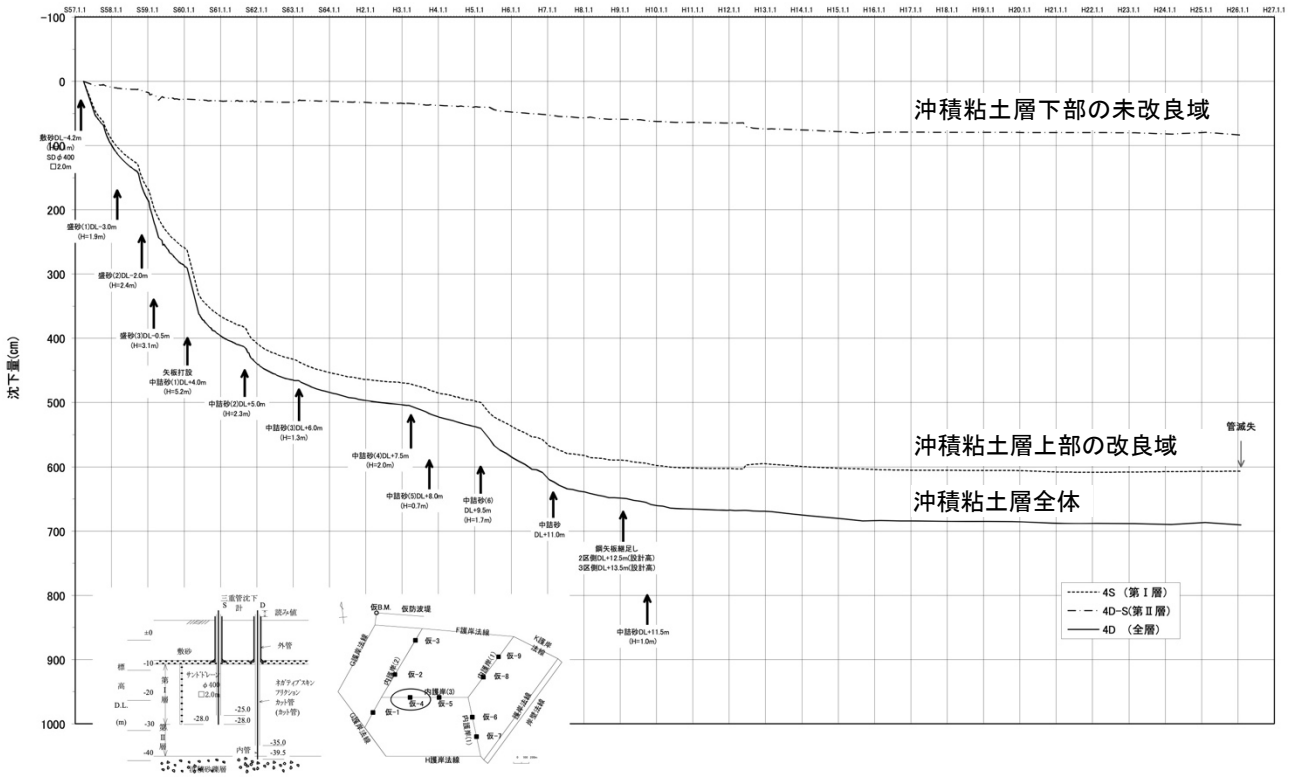


図-4.3.91　仮-4 での層別沈下量の経時変化

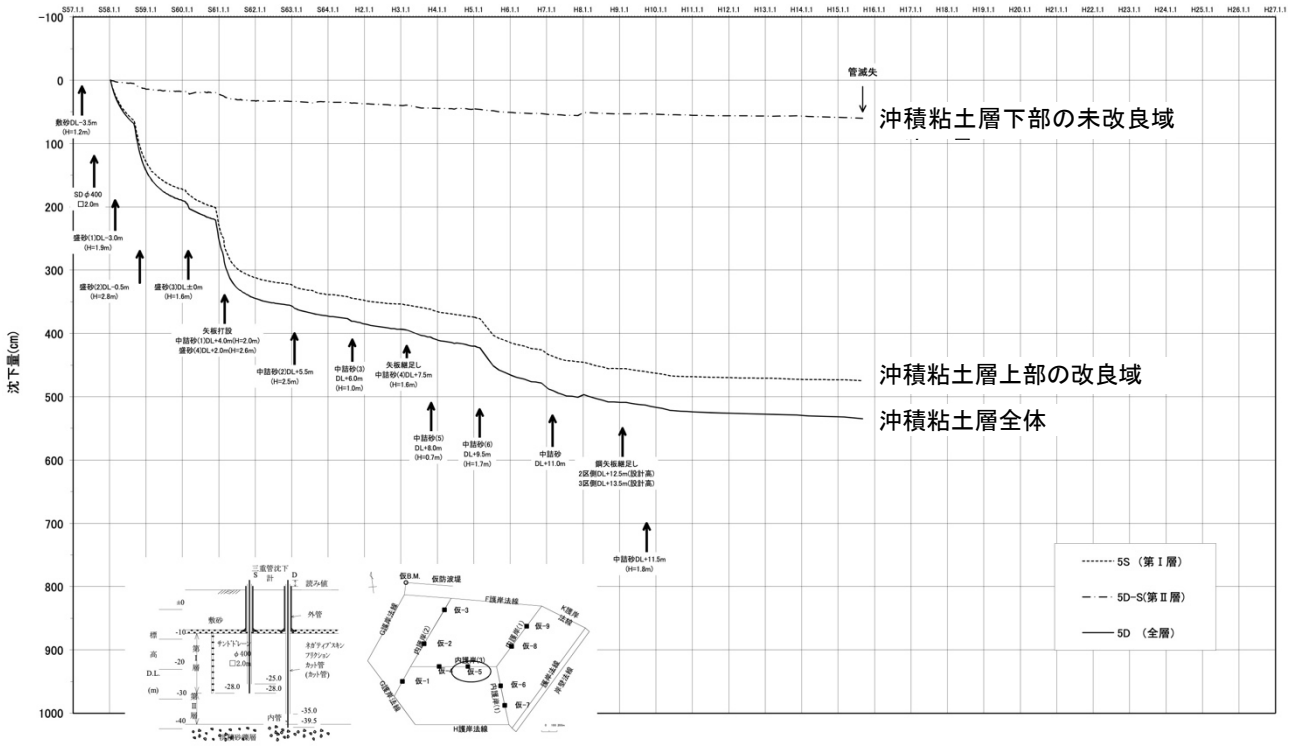


図-4.3.92　仮-5 での層別沈下量の経時変化

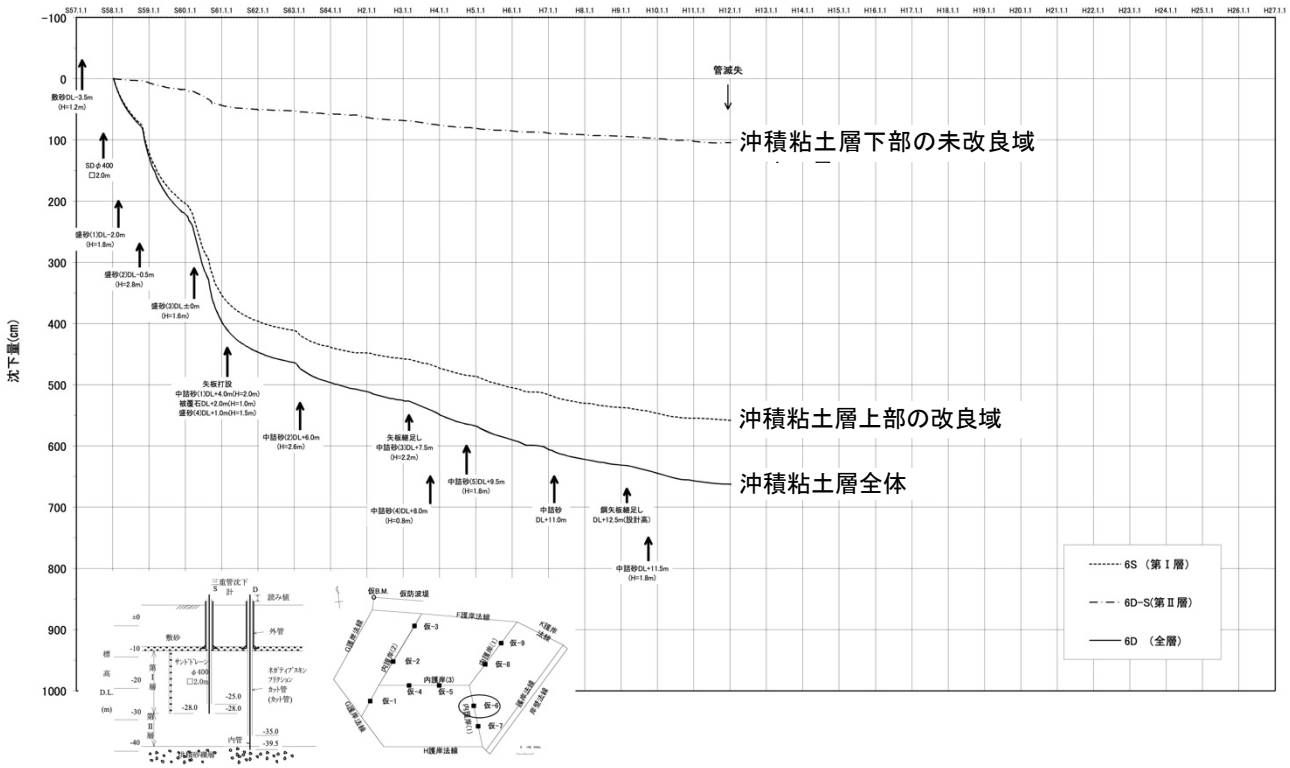


図-4.3.93　仮-6 での層別沈下量の経時変化

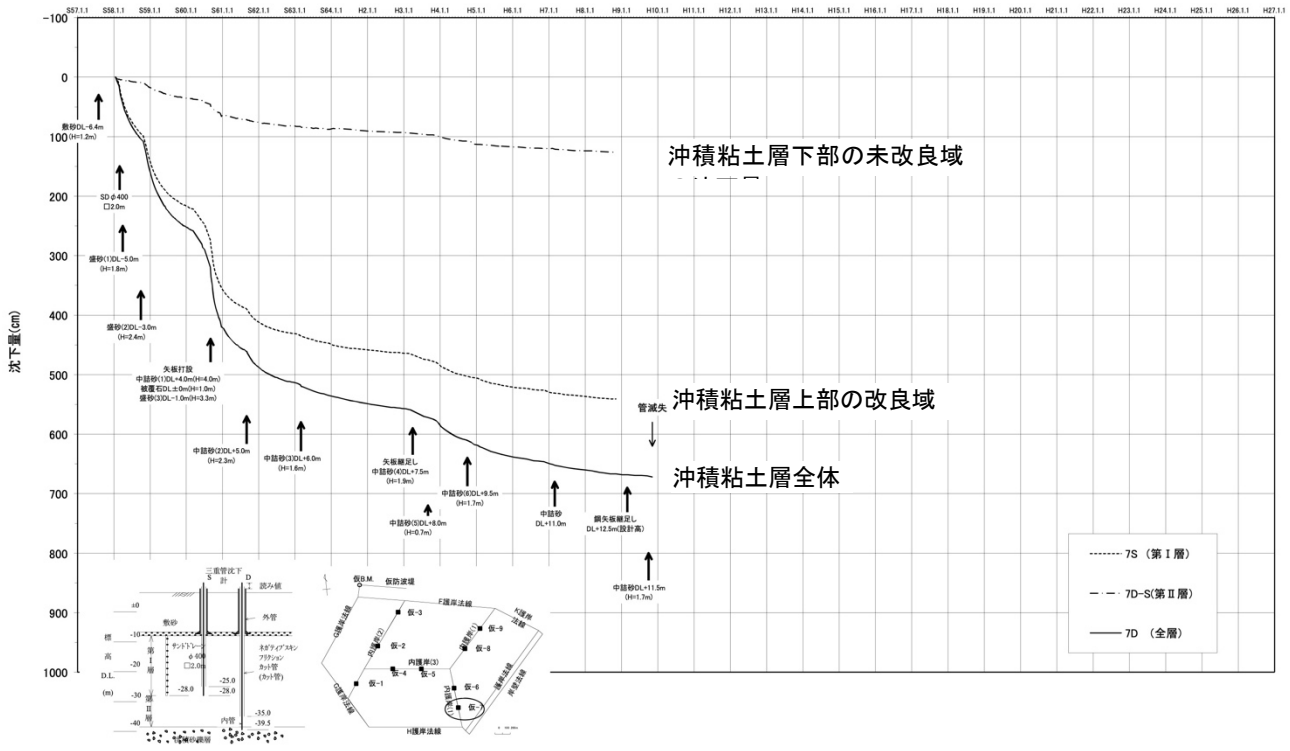


図-4.3.94　仮-7 での層別沈下量の経時変化

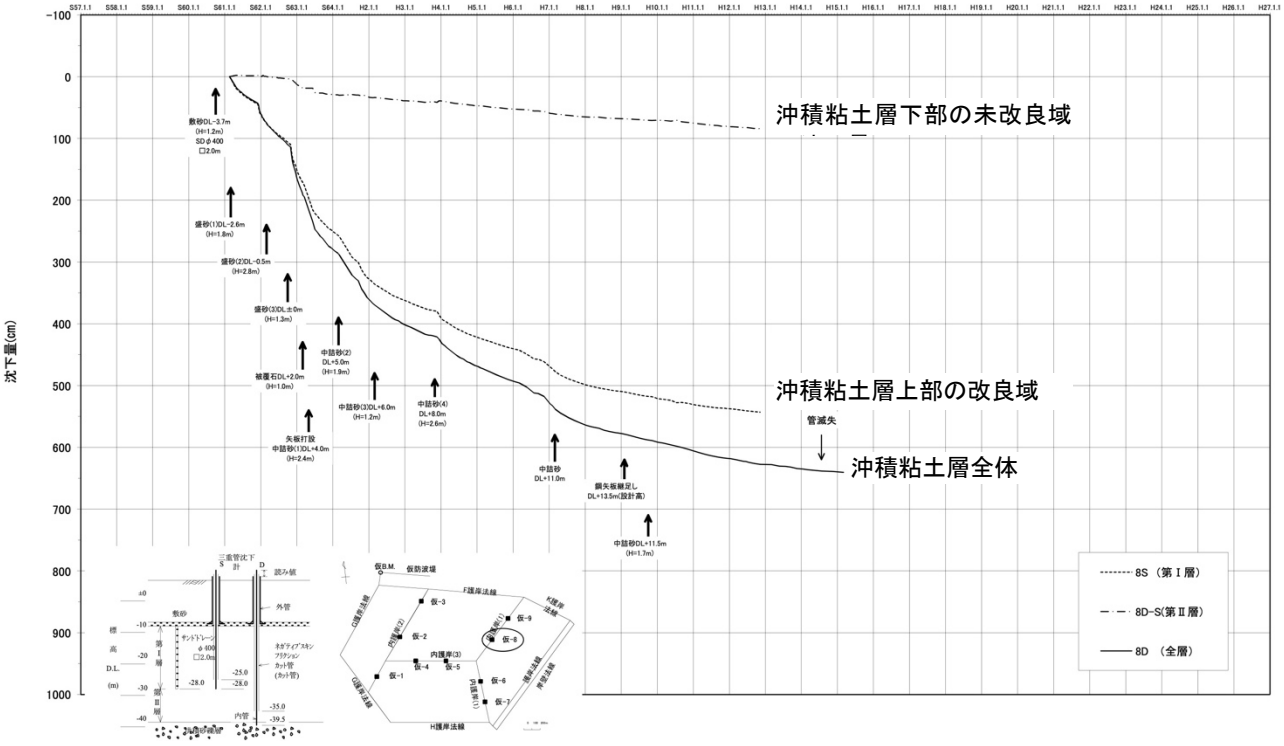


図-4.3.95　仮-8 での層別沈下量の経時変化

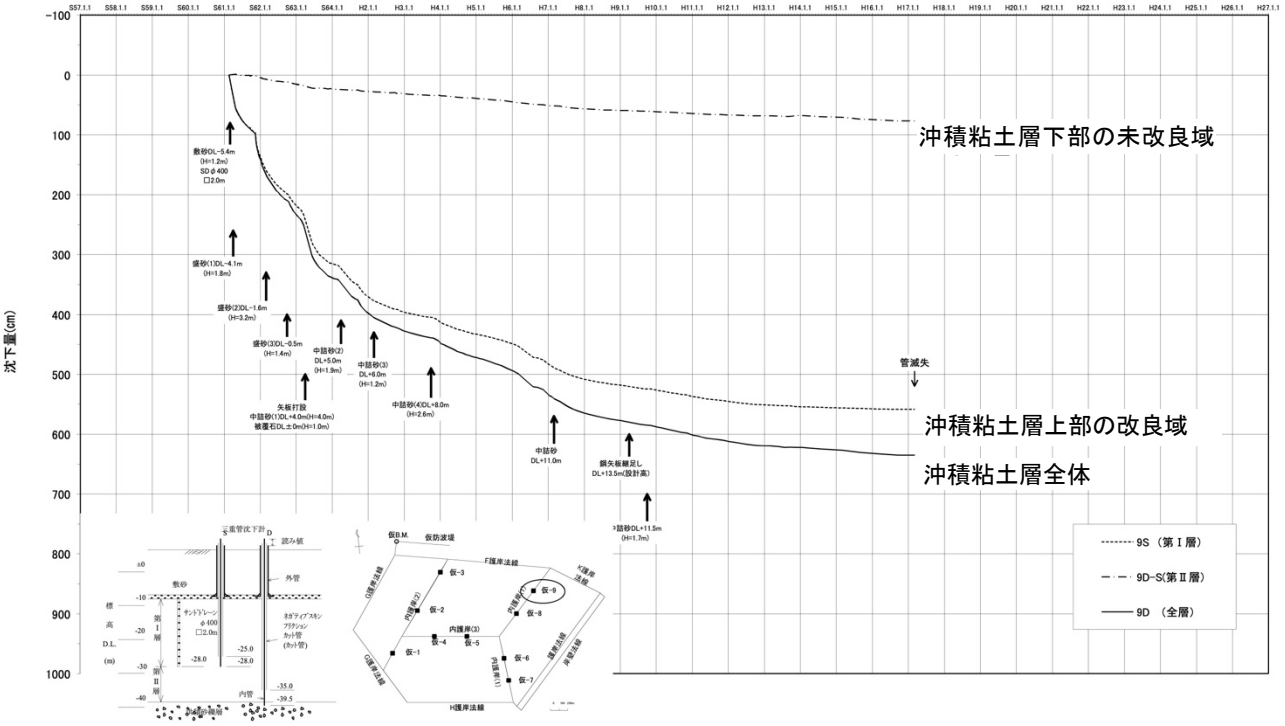


図-4.3.96　仮-9 での層別沈下量の経時変化

4.3.5 4区の埋立履歴と沈下計測結果

4区はコンテナターミナル基地として利用されている。沈下計測結果は各年度の報告書で示されているが，ここでは最新の「令和5年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託報告書 請第8000号（令和6年3月）[5)]」に掲載のデータを示す。なお，護岸部や内護岸部でも多くの測点があるが，ここでは除く。

図-4.3.97 に4区の内護岸(4)の大型沈下板の大-1-(1)～大-1-(12)，**図-4.3.98** に内護岸(4)の地表面沈下板のNo.1～No.13の設置位置を示す。いくつかの測点は現在では計測不能となっている。

図-4.3.99～図-4.3.106 に大-4-(1)～大-1-(12)とNo.1～No.13の沖積粘土層以深の沈下量の経時変化を示す。沖積粘土層以深の沈下量は，最小で3.1 m，最大で8.9 mが計測されている。

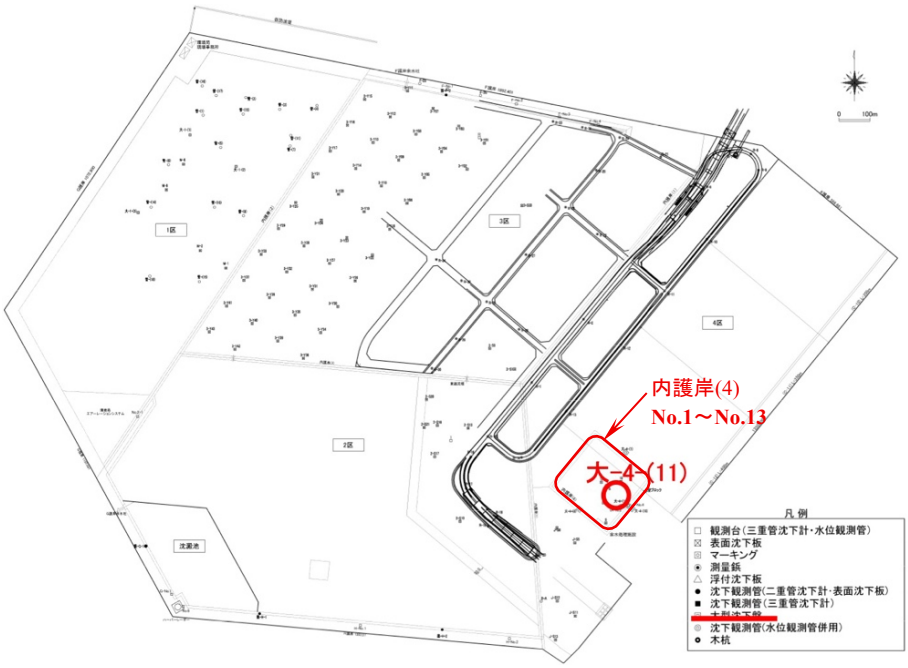


図-4.3.97　4区の内護岸(4)での大型沈下板の大-1-(1)～大-1-(12)の設置位置

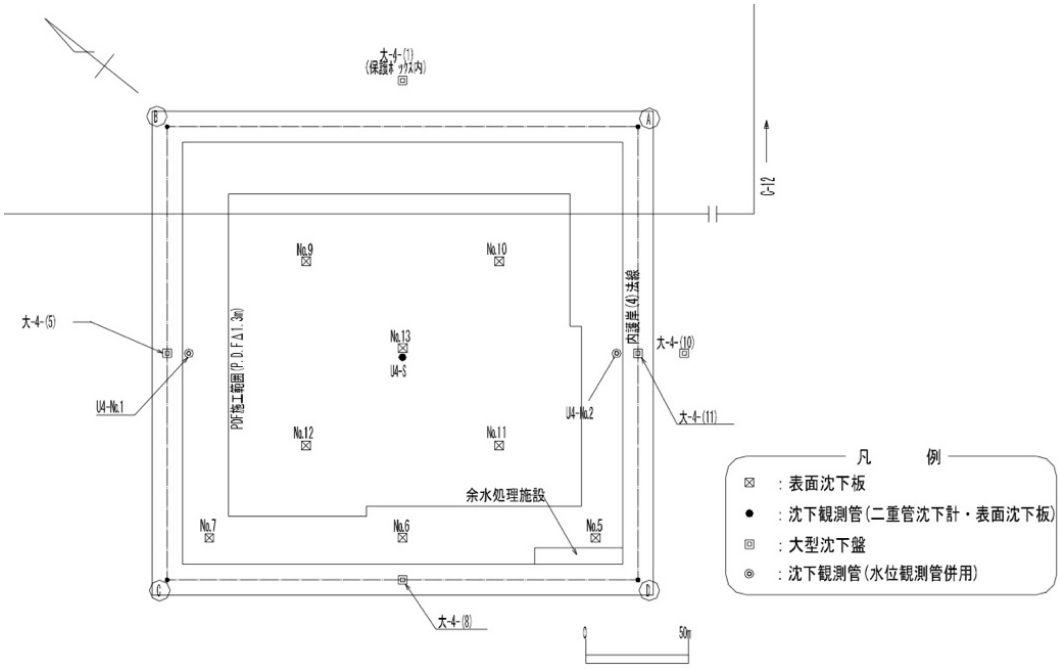


図-4.3.98　4区の内護岸(4)での地表面沈下板のNo.1～No.13の設置位置

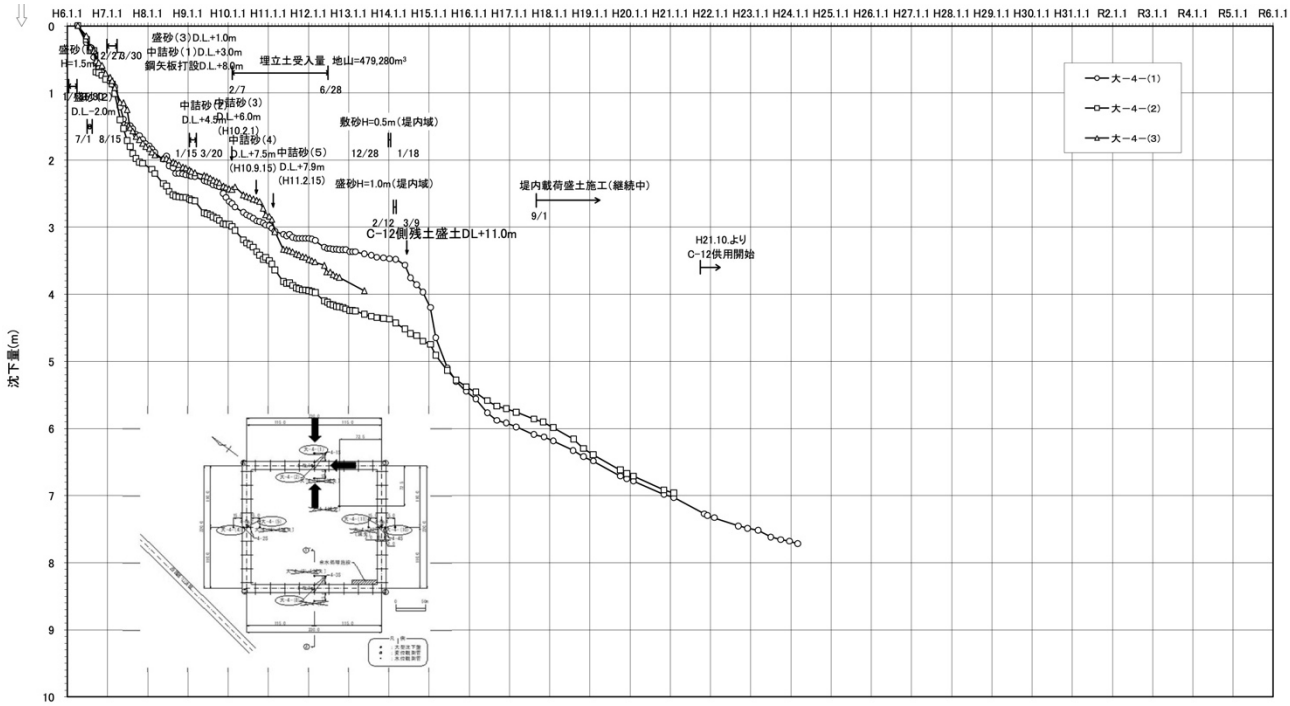


図-4.3.99　4区の大-4-(1)～大-4-(4)の地表面沈下量の経時変化

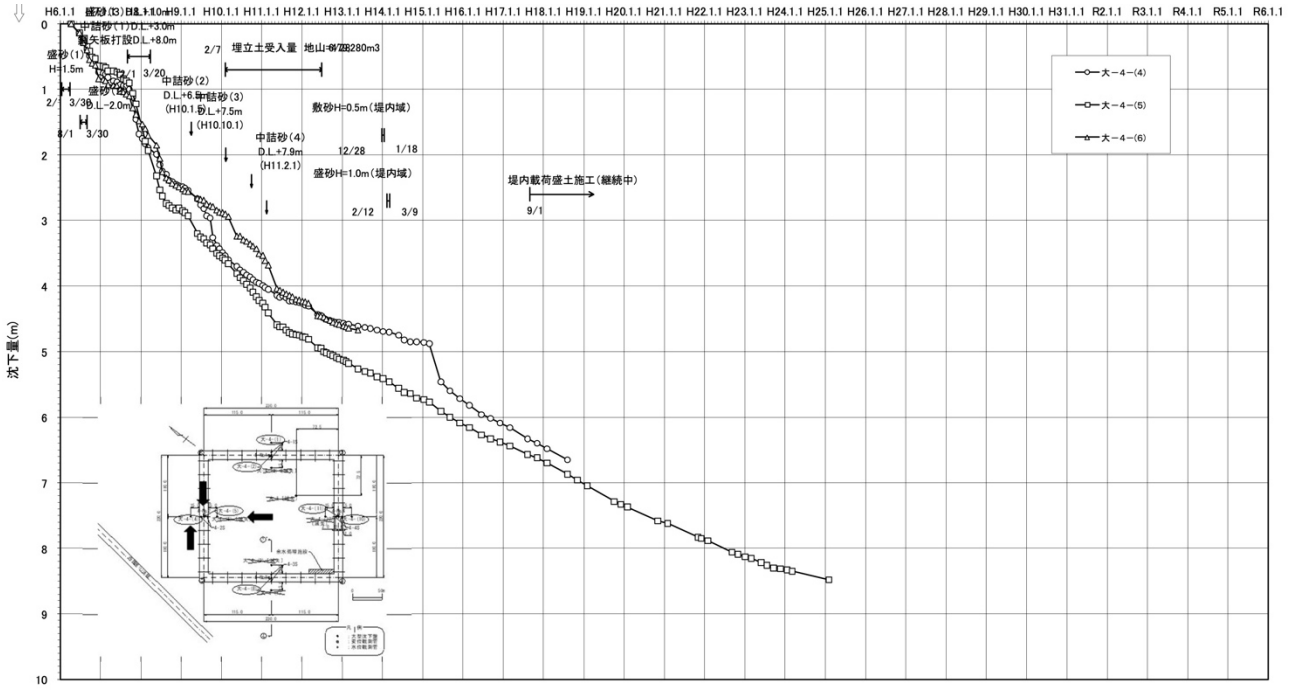


図-4.3.100　4区の大-4-(4)～大-4-(6)の地表面沈下量の経時変化

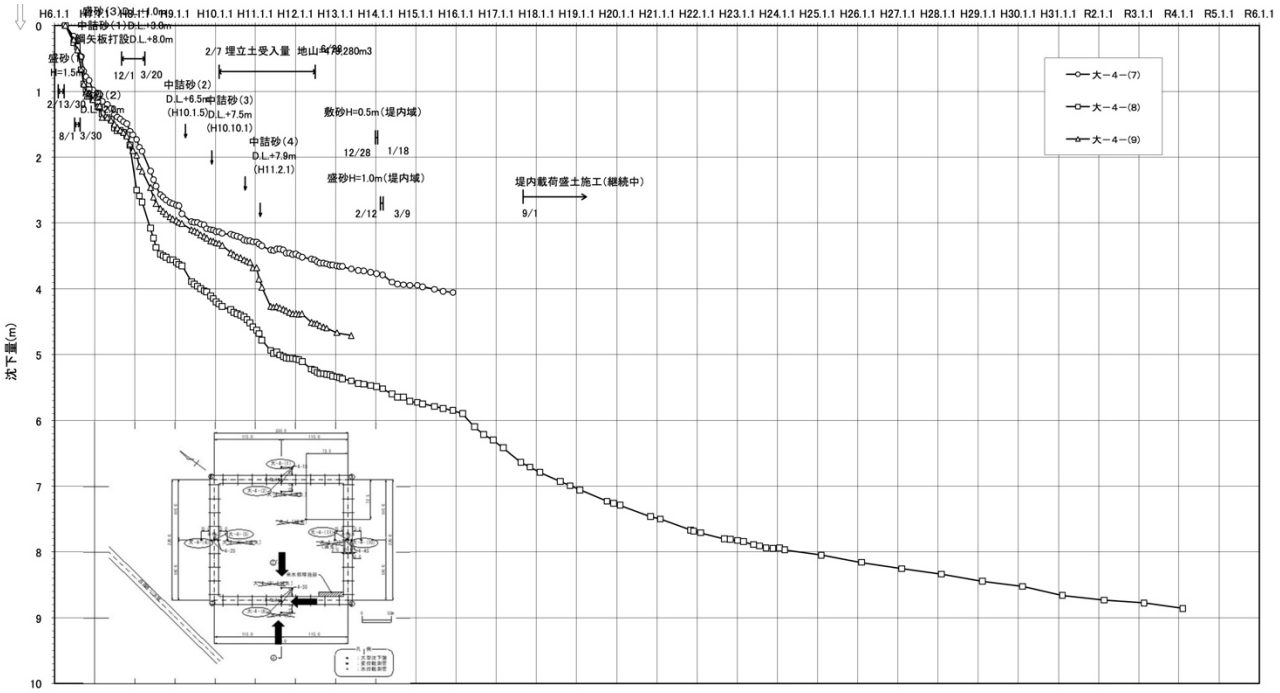


図-4.3.101　4区の大-4-(7)～大-4-(9)の地表面沈下量の経時変化

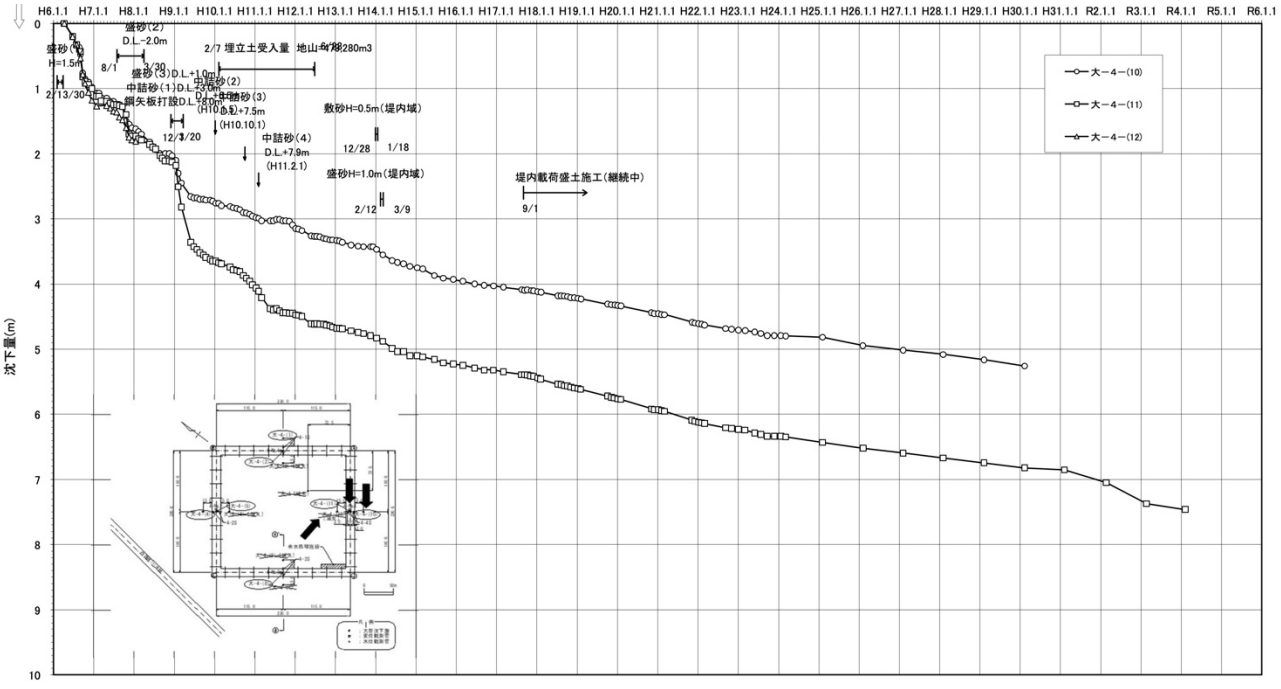


図-4.3.102　4区の大-4-(10)～大-4-(12)の地表面沈下量の経時変化

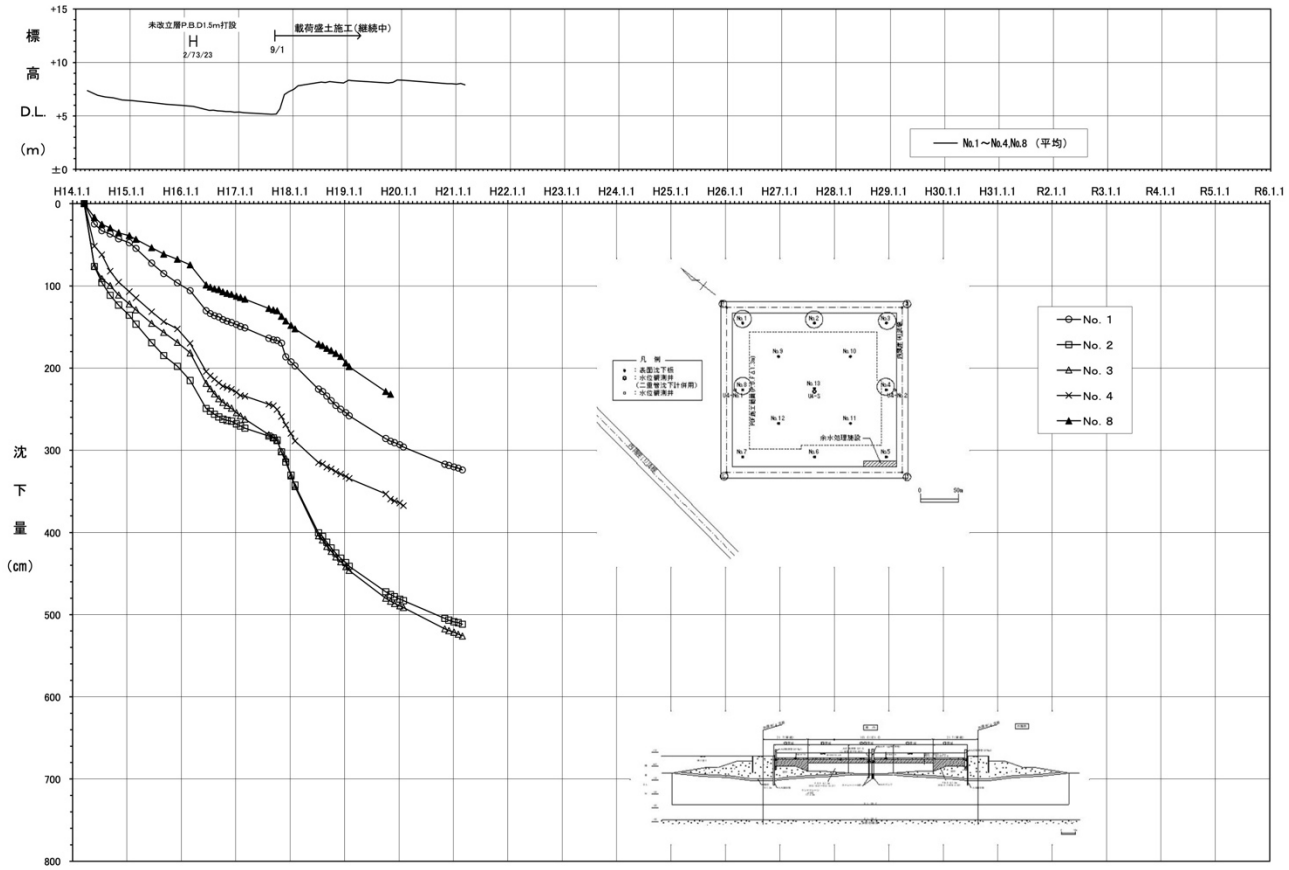


図-4.3.103　4 区の No.1～No.4, No.8 の地表面沈下量の経時変化

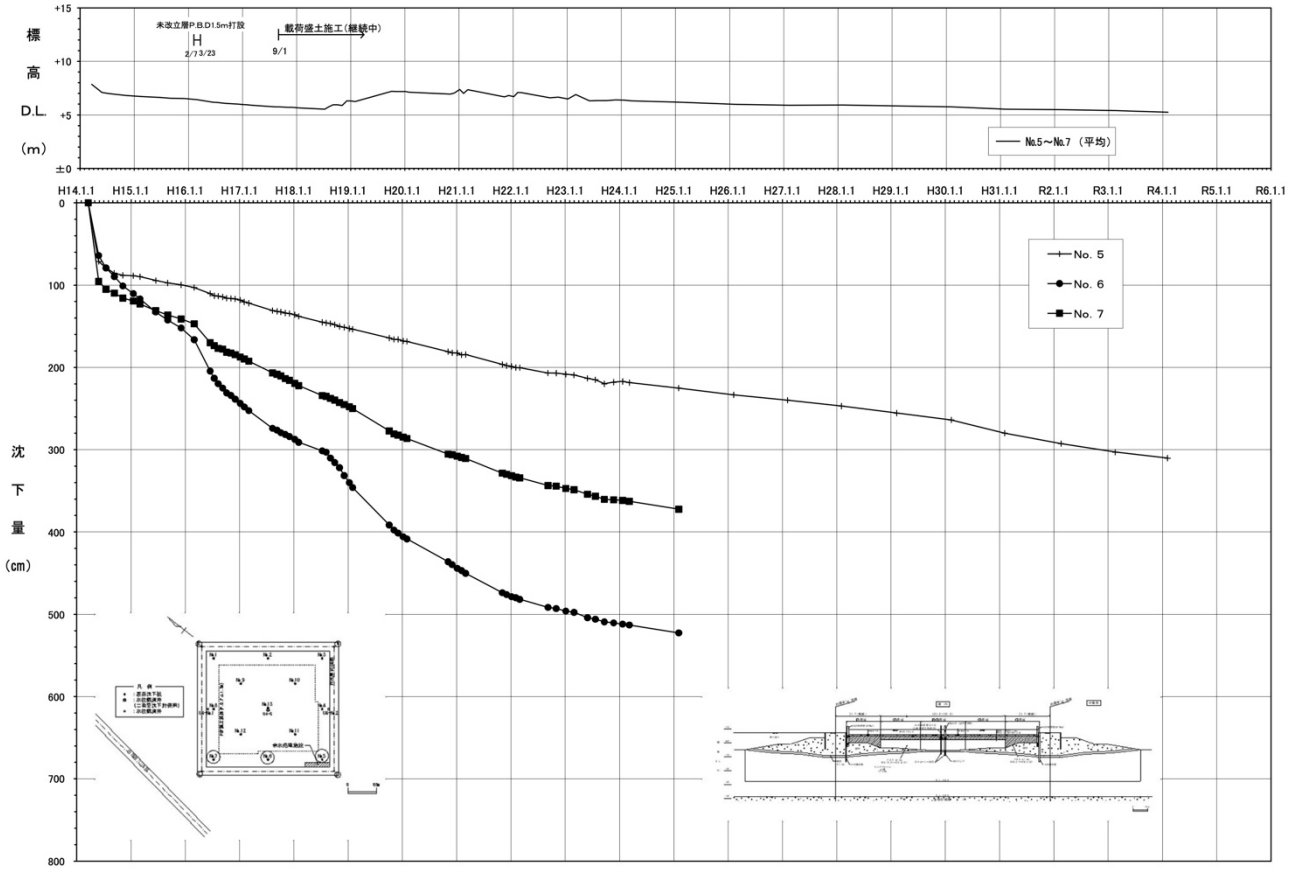


図-4.3.104　4 区の No.5～No.7 の地表面沈下量の経時変化

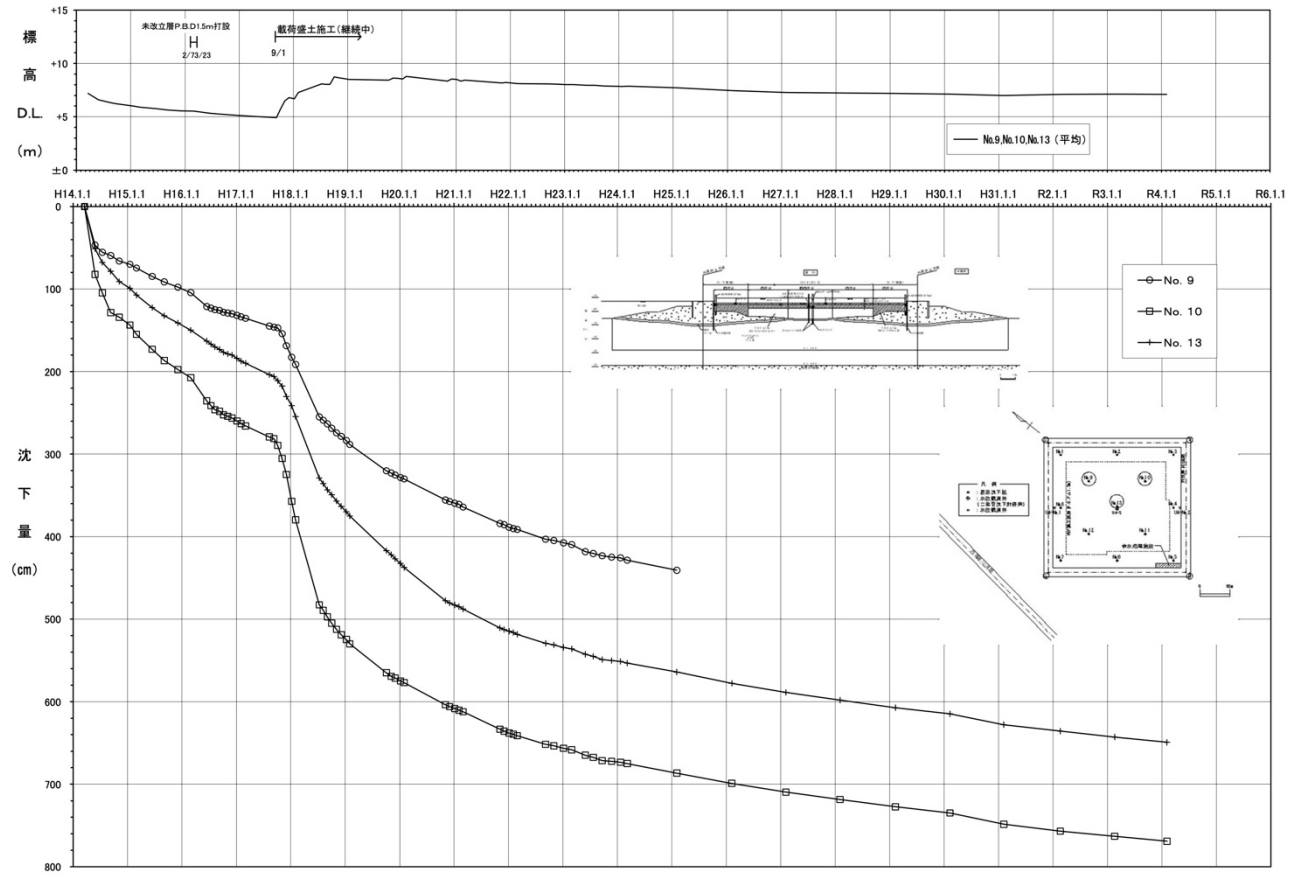


図-4.3.105　4 区の No.9～No.10, No.13 の地表面沈下量の経時変化

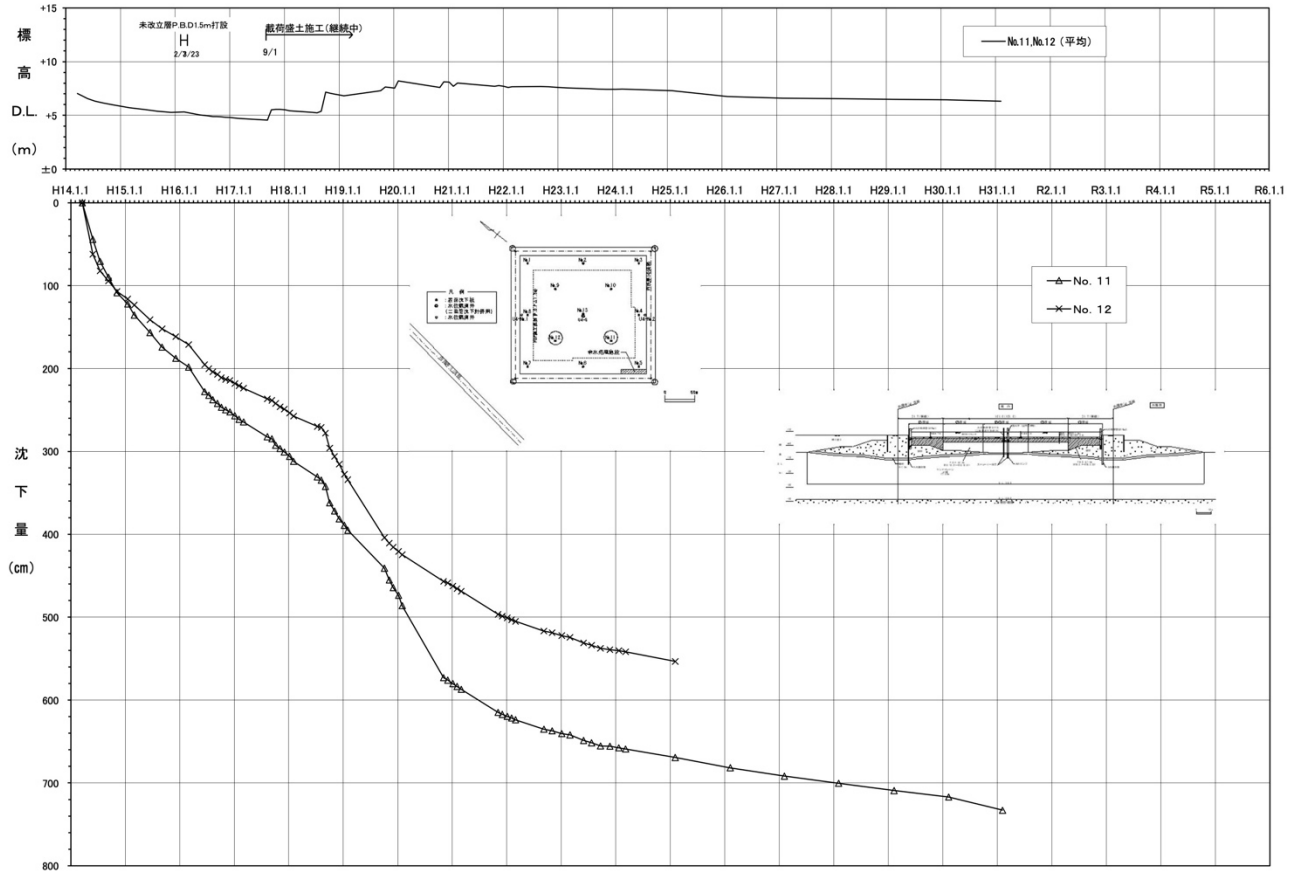


図-4.3.106　4 区の No.11～No.12 の地表面沈下量の経時変化

4.3.6 3区の新規層別沈下計の計測結果

3区では2021年6月～9月に6地点でボーリングを行い，新たなアンカーロッド式層別沈下計が設置された（沈下計の詳細は**図-4.6.9**，**図-4.6.10**参照）。**図-4.3.107**，**図-4.3.108**に層別沈下計の設置位置とその観測断面を示す[7]。アンカーは6深度に設置されている。なお，層-5の近傍に層-新5が再設置されている。計測は2021年10月（層-新5は2022年12月）から行われている。

図-4.3.109～**図-4.3.123**に層-1～層-6の層別沈下の変化量と各層の層別沈下量の経時変化（最新データ2025.3まで）を示す[7]。いずれの計測からもMa10層以深の沈下量が大きいことがわかる。ただし，これらの計測はまだ設置から4年弱であるので，今後も長期的な計測が期待される。

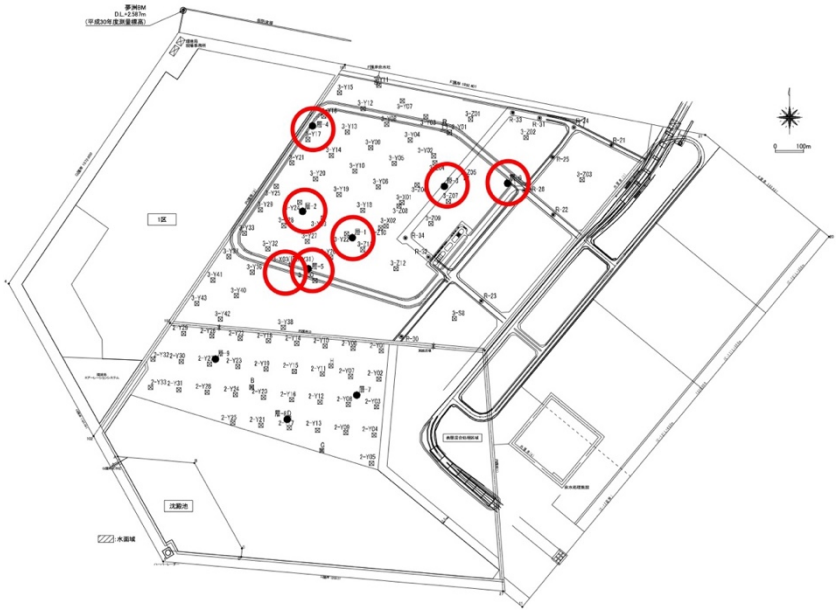


図-4.3.107　3区内に設置されたアンカーロッド式層別沈下計の設置位置とその観測断面

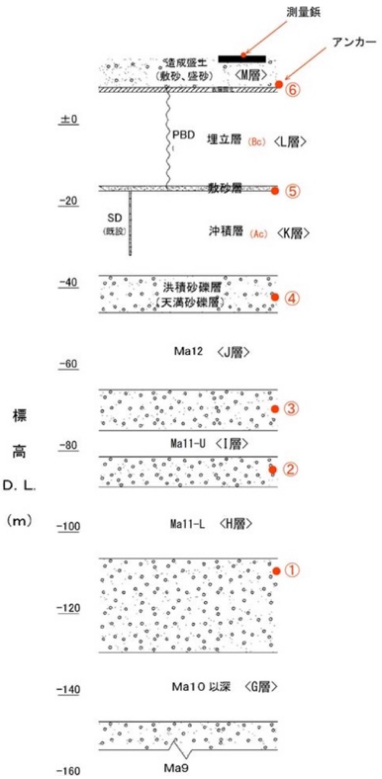


図-4.3.108　3区内に設置されたアンカーロッド式層別沈下計の観測断面

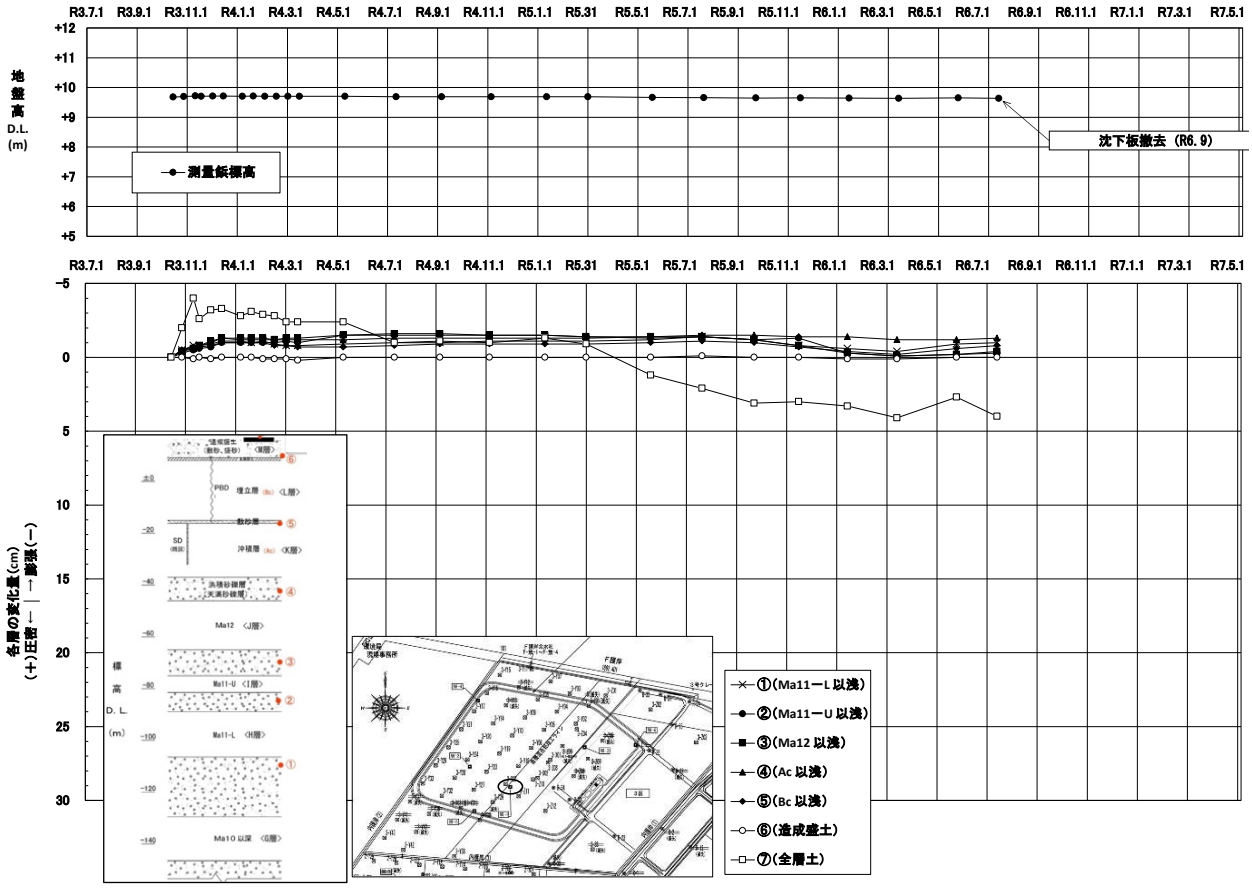


図-4.3.109　3 区の層-1 での層別沈下の変化量の経時変化

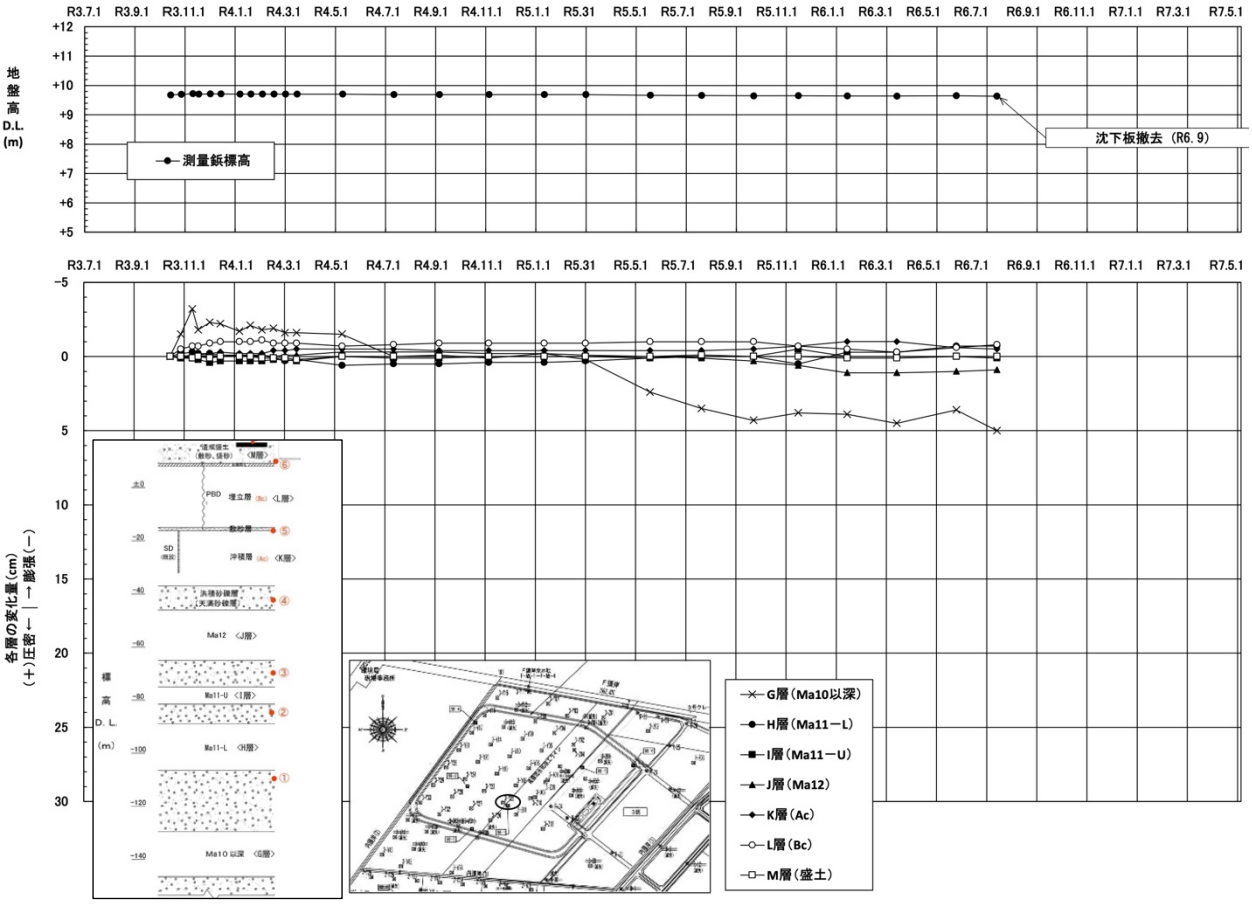


図-4.3.110　3 区の層-1 での層別沈下量の経時変化

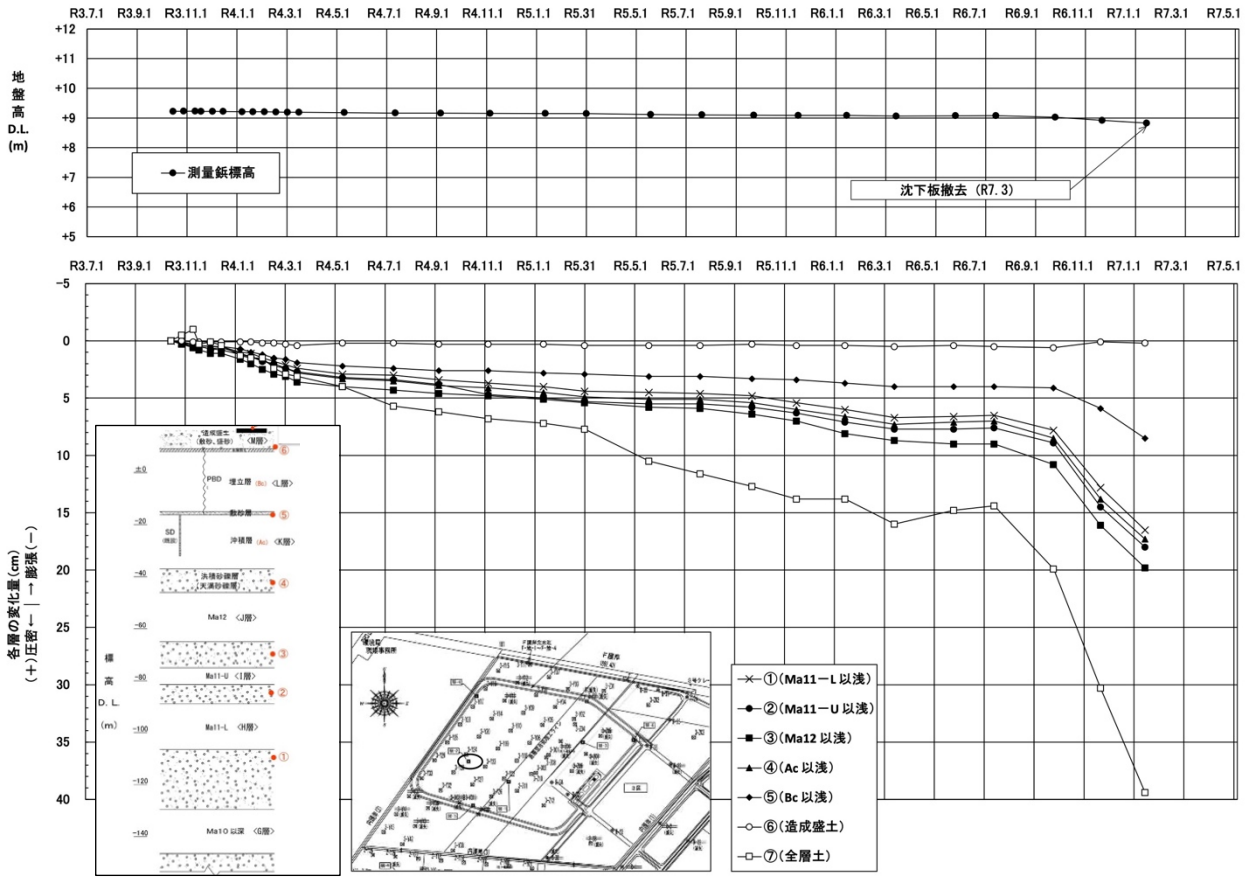


図-4.3.111　3 区の層-2 での層別沈下の変化量の経時変化

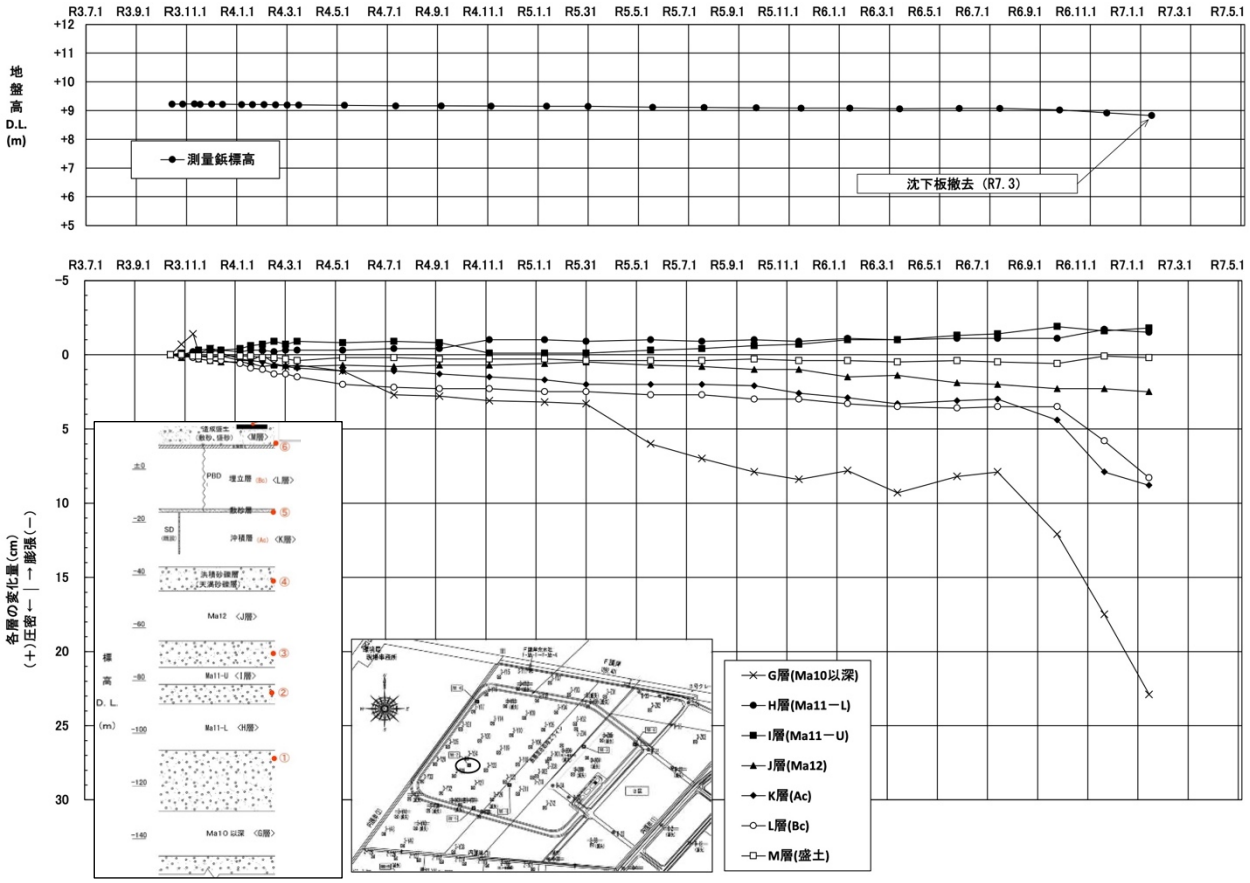


図-4.3.112　3 区の層-2 での層別沈下量の経時変化

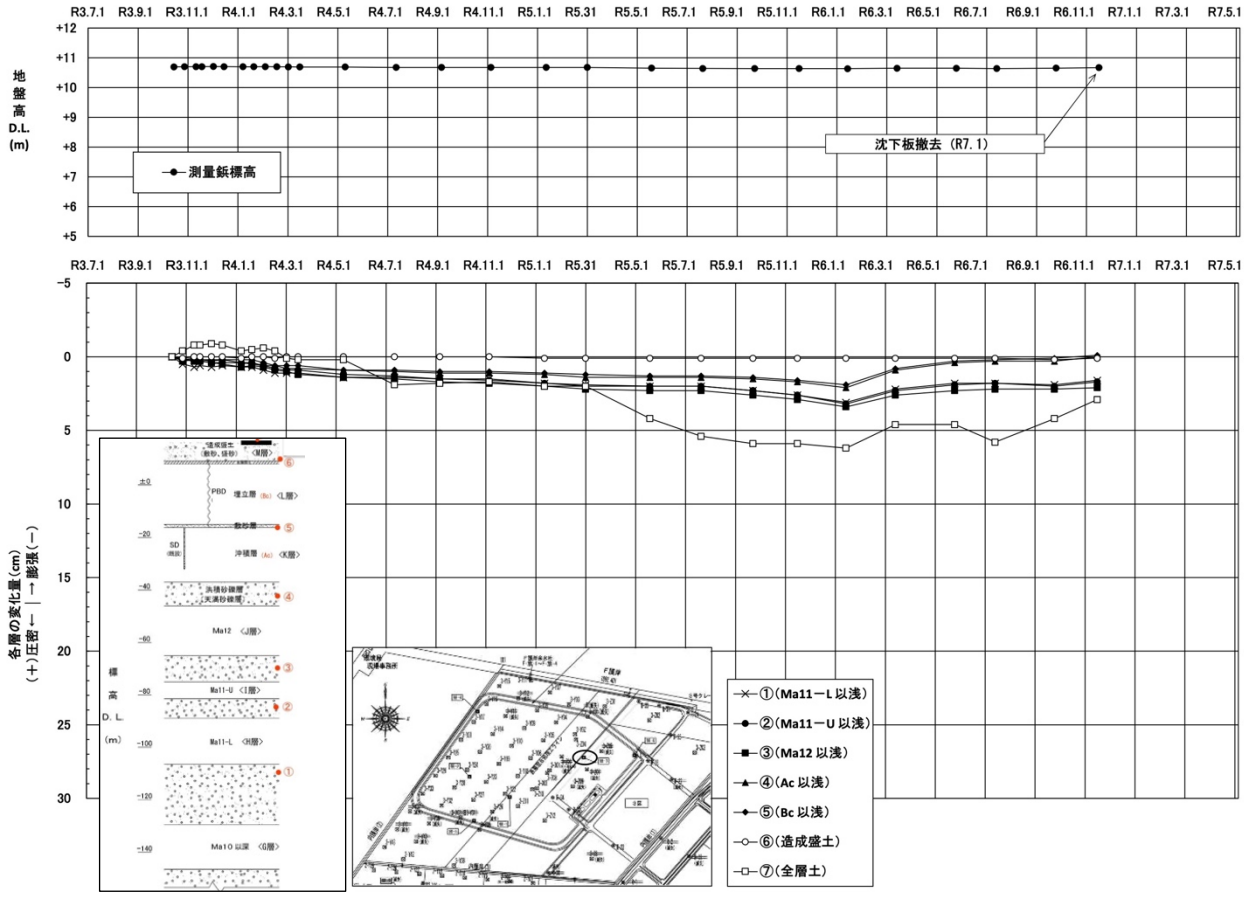


図-4.3.113　3区の層-3での層別沈下の変化量の経時変化

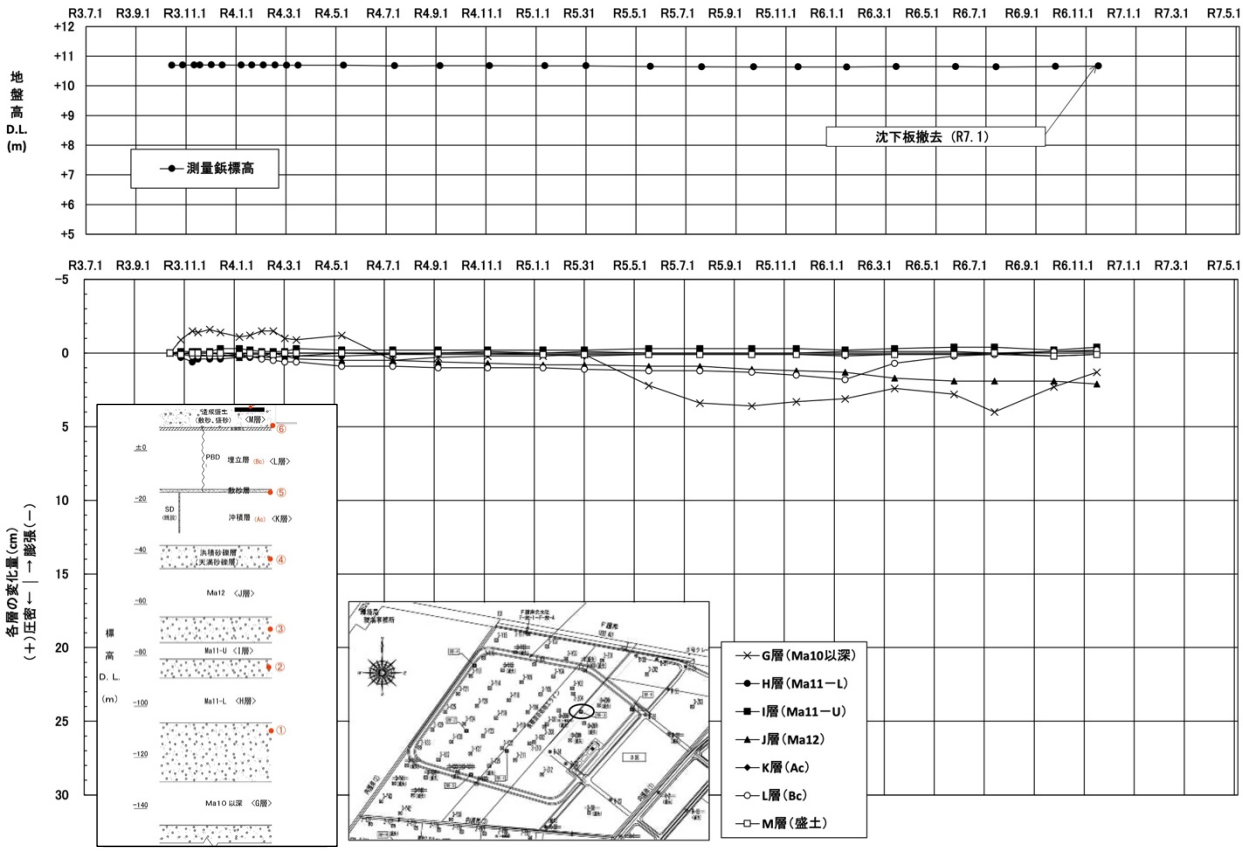
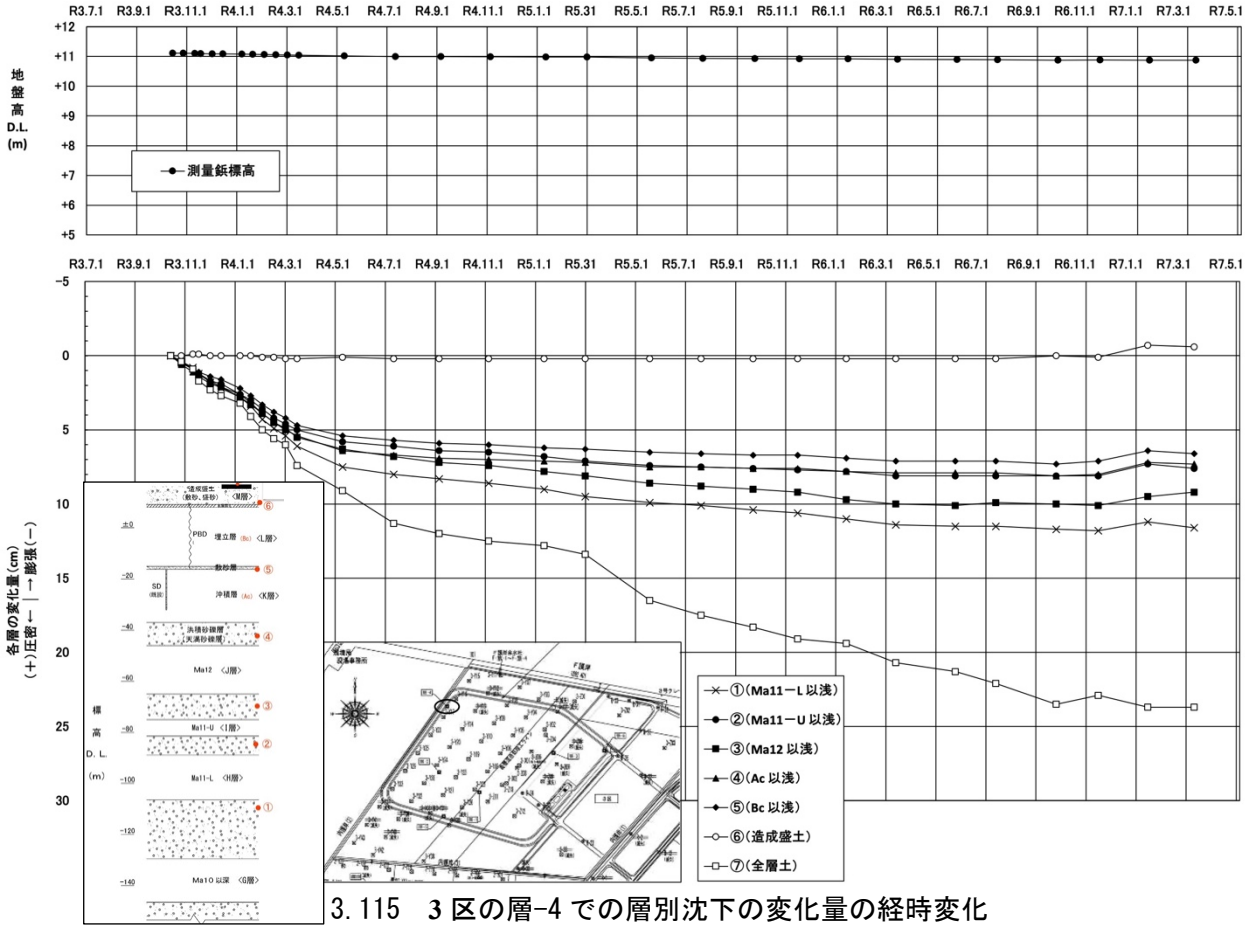


図-4.3.114　3区の層-3での層別沈下量の経時変化



3.115　3 区の層-4 での層別沈下の変化量の経時変化

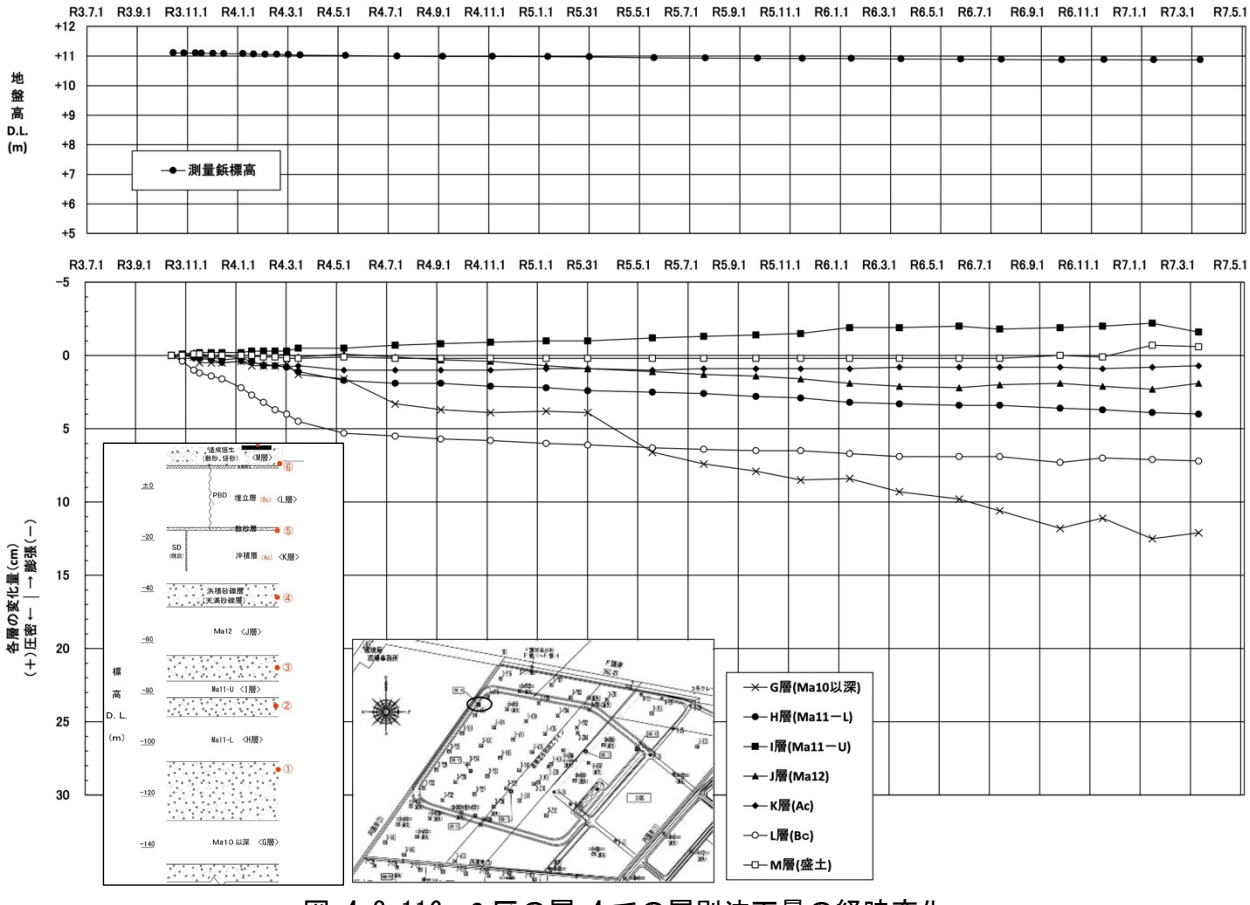


図-4.3.116　3 区の層-4 での層別沈下量の経時変化

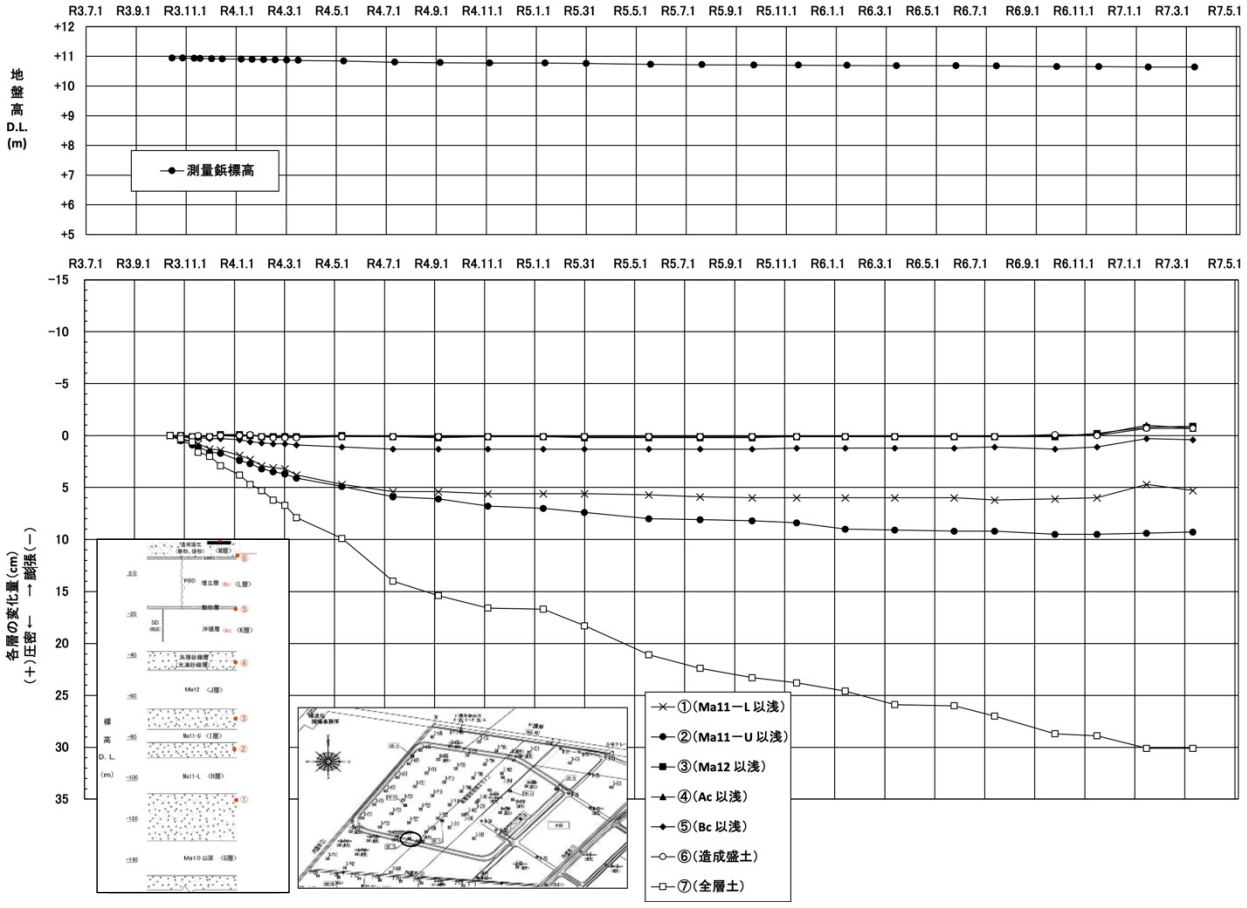


図-4.3.117　3区の層-5での層別沈下の変化量の経時変化

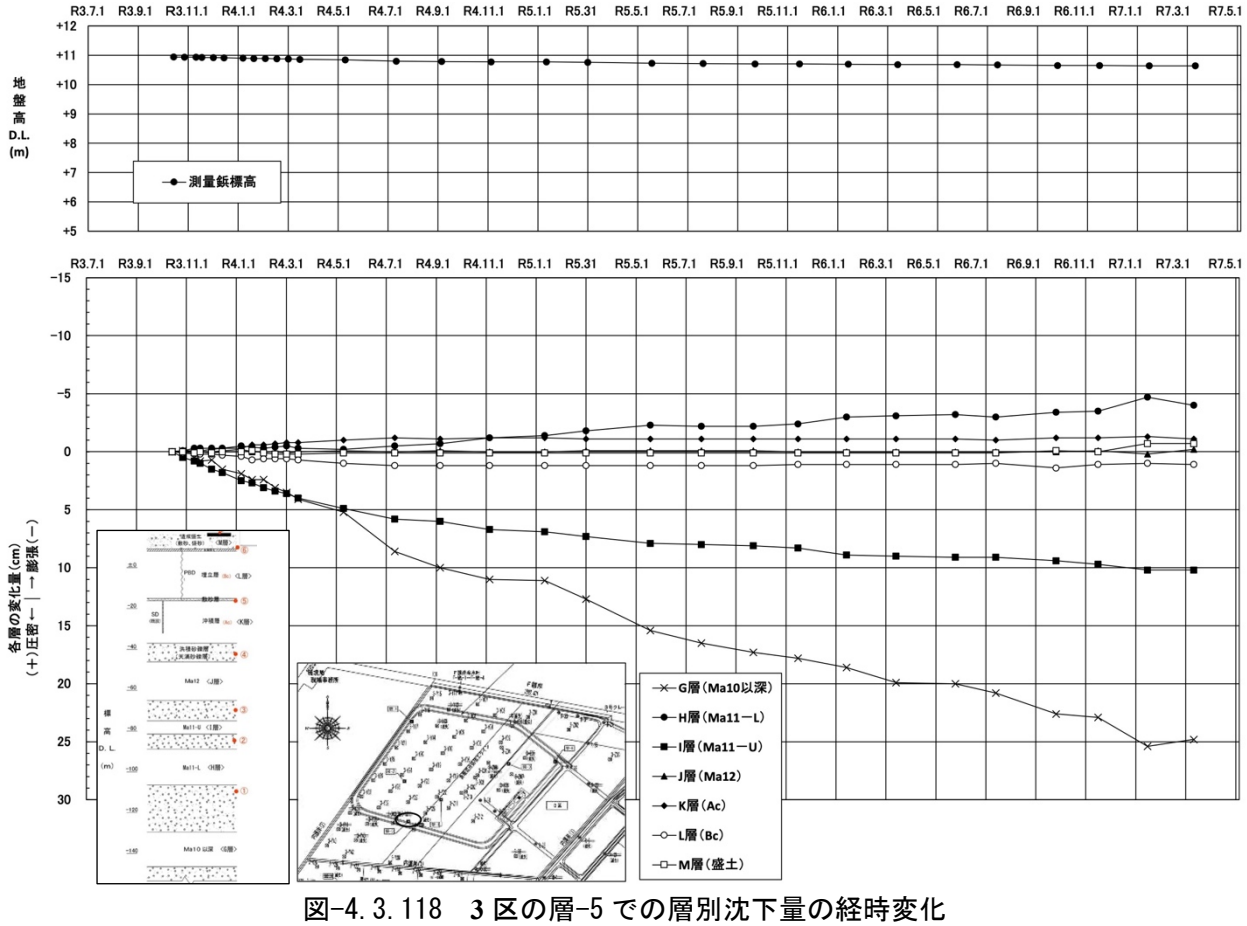


図-4.3.118　3区の層-5での層別沈下量の経時変化

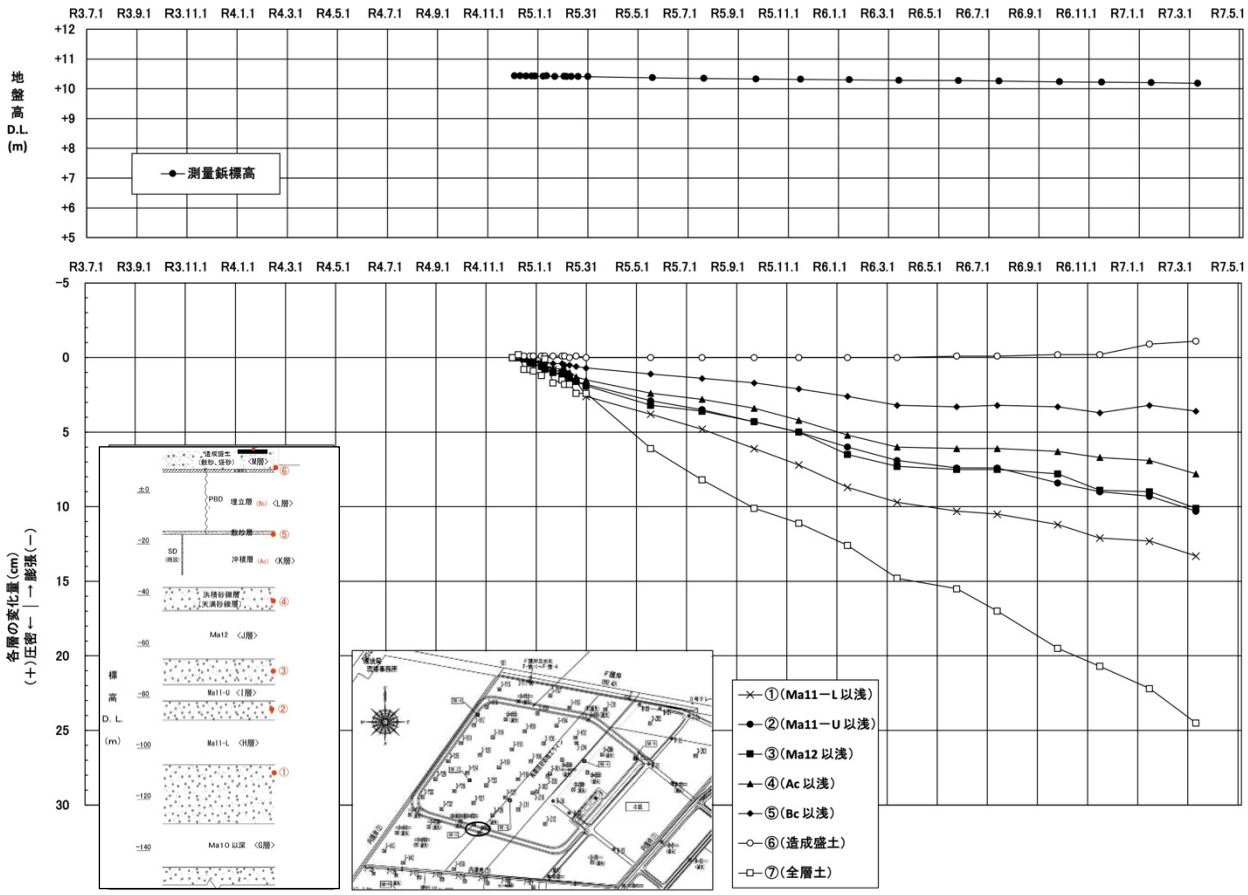


図-4.3.119　3区の層-新5での層別沈下の変化量の経時変化

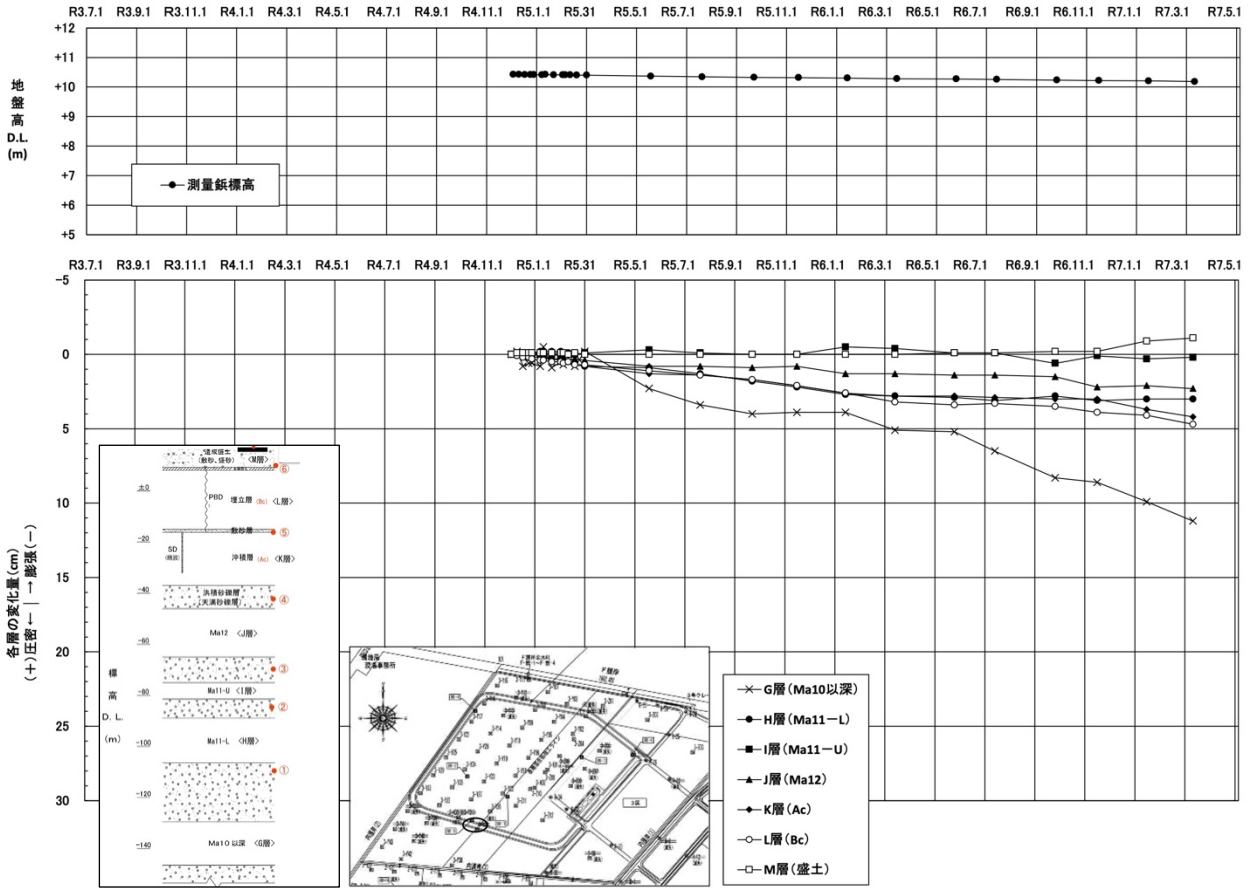


図-4.3.120　3区の層-新5での層別沈下量の経時変化

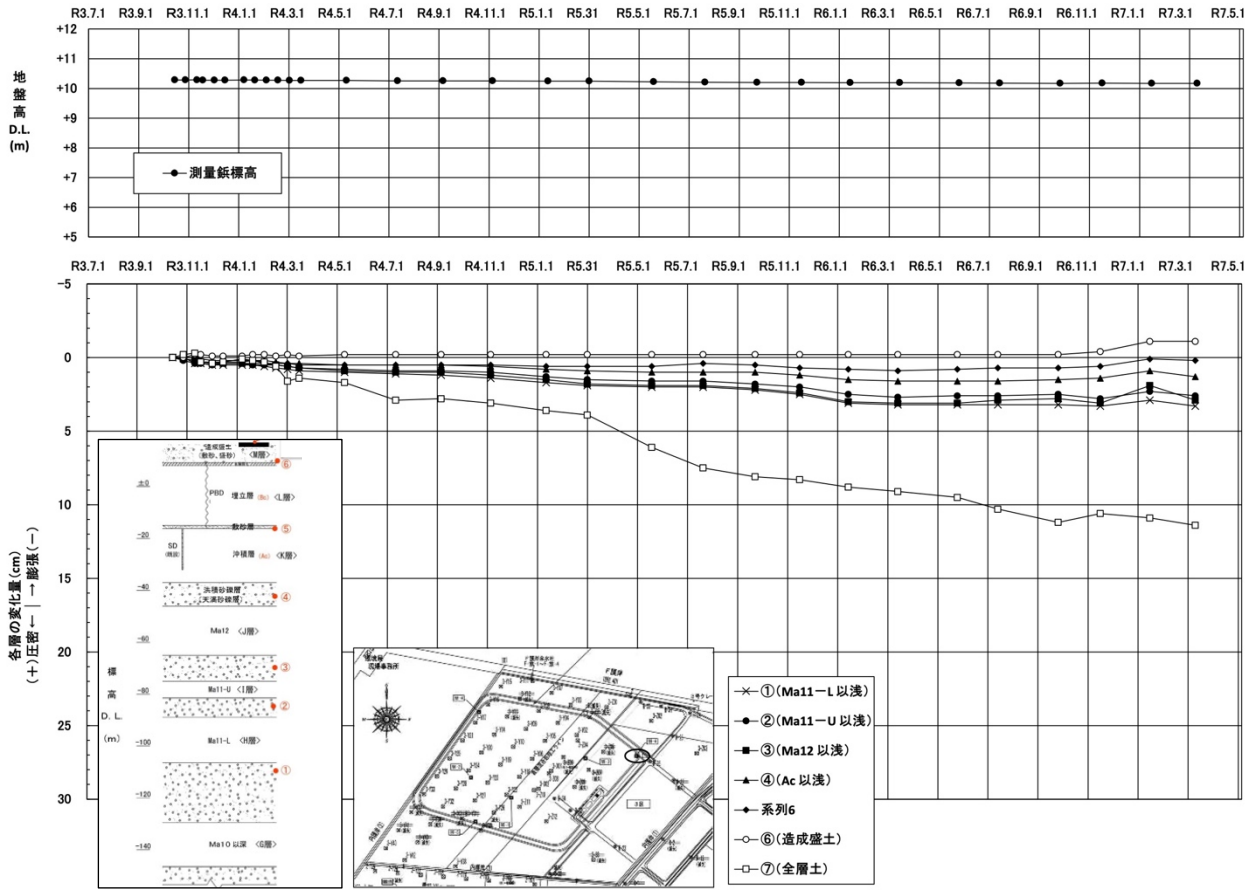


図-4.3.121　3 区の層-6 での層別沈下の変化量の経時変化

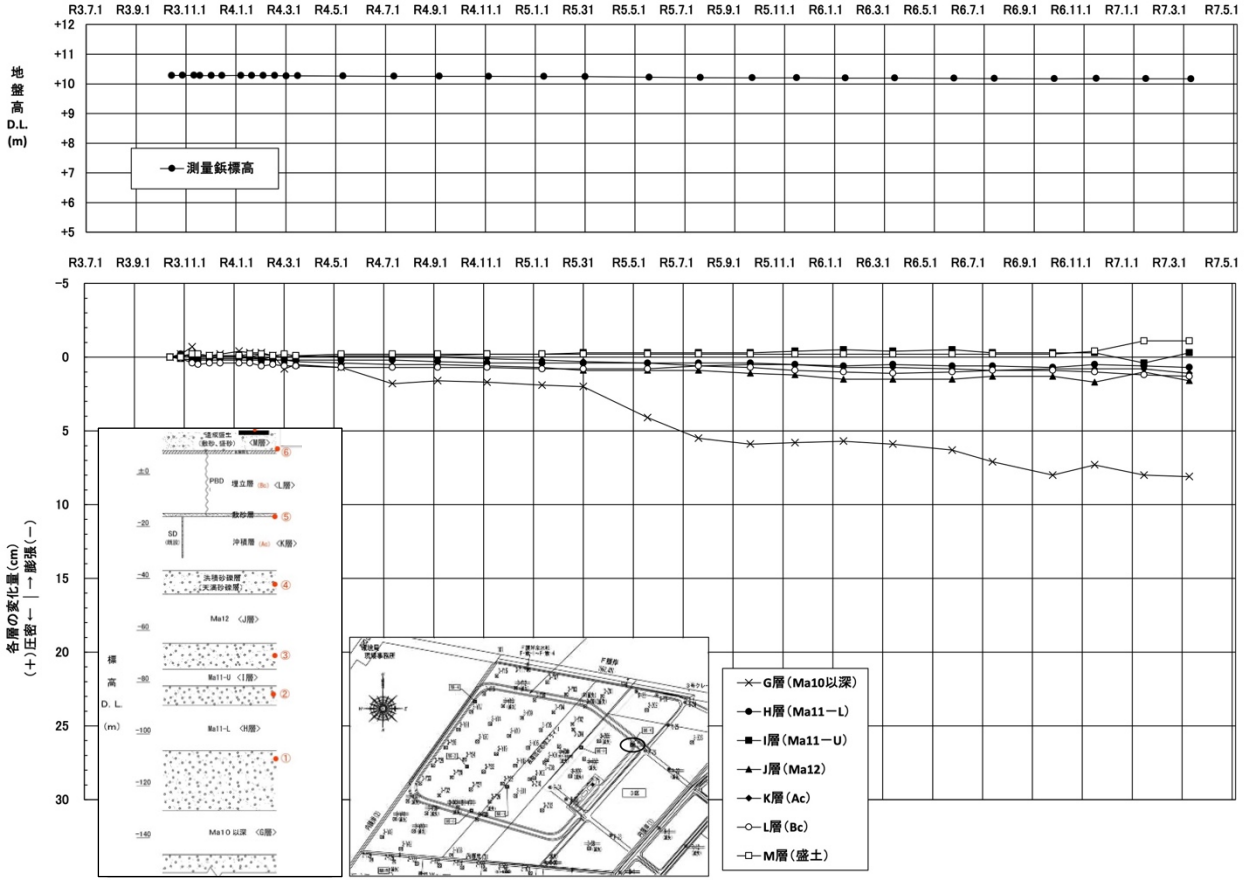


図-4.3.122　3 区の層-6 での層別沈下量の経時変化

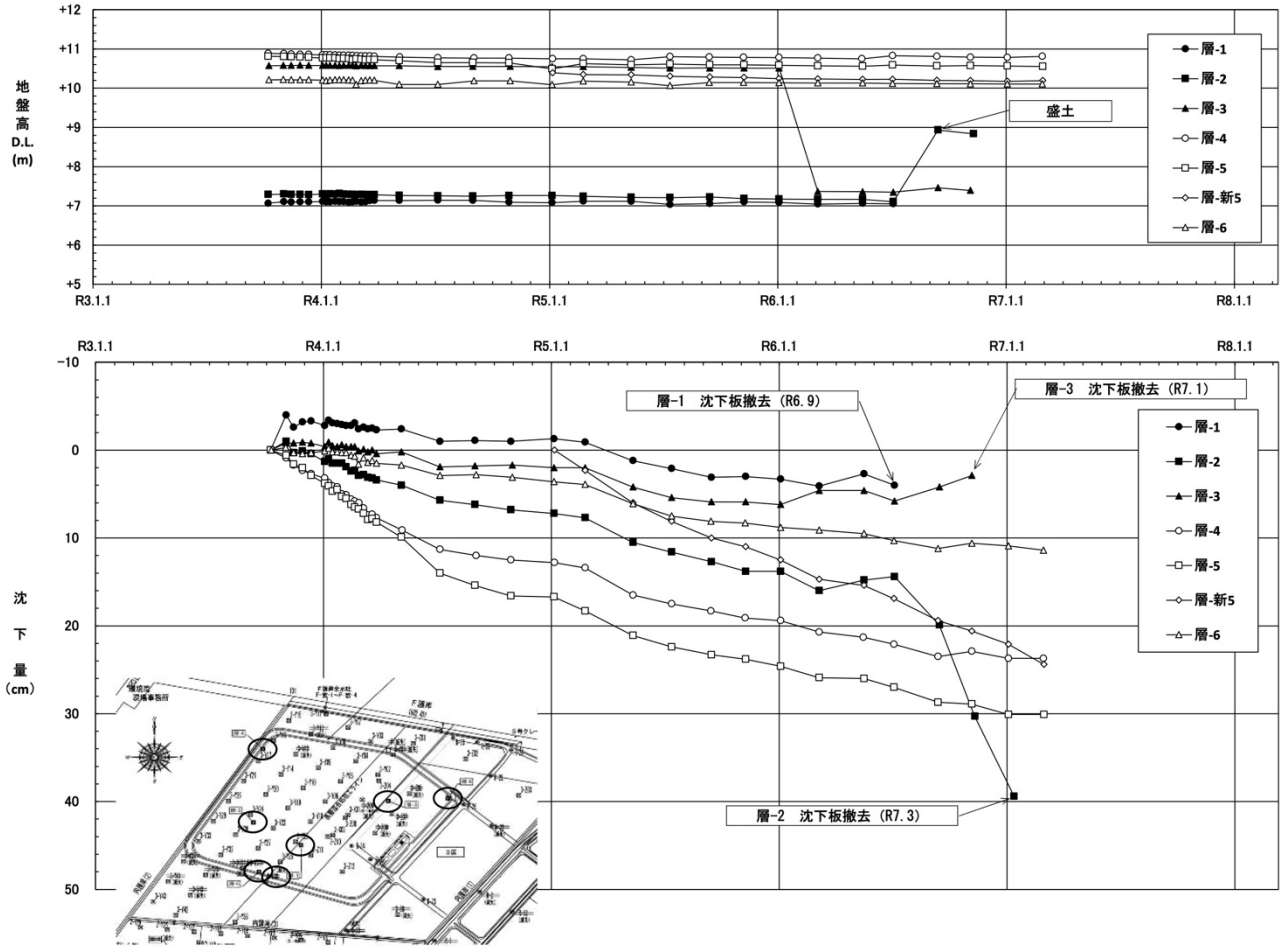


図-4.3.123　3 区の層-1～層 6 の地盤高と地表面沈下量の経時変化

4.3.6　3 区の埋立履歴の 5 m メッシュでの整理

埋立履歴は，圧密沈下解析に用いることを前提としているため，沈下量が計測されていない箇所での埋立履歴が必要となる可能性（例えば，3 次元解析を行う場合など）も考えられるため，国土地理院の基盤地図情報として公開されている DEM（Degital Elevation model：数値標高モデル）データがある地点において，施工履歴を抽出した。基盤地図情報の DEM データは，1m メッシュ，5m メッシュ，10m メッシュが用意されているが，5 m メッシュを用いた（**図-4.3.124**）。格子点の間隔は正確には 5 m でなく，緯度，経度で 0.2 秒毎である。**4.3.1** で示した埋立履歴を参照し，各格子点での埋立履歴を抽出した。抽出した埋立履歴は，3 区のみであるが，夢洲全体で総抽出点数は，205,337 点である。**図-4.3.125** に抽出した例を示す。このようなデータが工程ごとに整理されている。

図-4.3.126 は，3 区における，平成 16 年度盛土第 1 層の埋立履歴平面図である。3-S22，3-S24，3-S34，3-S35 では，盛土がされていない。したがって，**4.3.1** に掲載した，これらの埋立履歴平面図から埋立履歴を整理した表にある 3-S22，3-S24，3-S34，3-S35 には，この工程（H16 年度 盛土第 1 層）は，埋立履歴に入っていない（**表-4.3.11**，**表-4.3.12** 参照）。しかし，その近傍では平成 17 年 3 月 23 日から平成 18 年 4 月 1 日にかけて盛土がされており，これらの地点の沈下計測結果（**図-4.3.65**, **図-4.3.66**, **図-4.3.72**，**図-4.3.73**）を見ると，対応する時期に沈下速度が速くなっている。**4.3.1** でまとめた沈下計測地点における埋立履歴は一次元的な圧密沈下解析の際に参照し，外力として考慮することができるが，近傍の埋立履歴は反映されない。ここで整理した 5 m メッシュでの埋立履歴データを参照することによって，二次元あるいは，三次元の圧密沈下解析を行うときに，外力として与える埋立荷重の設定に使用することができる。

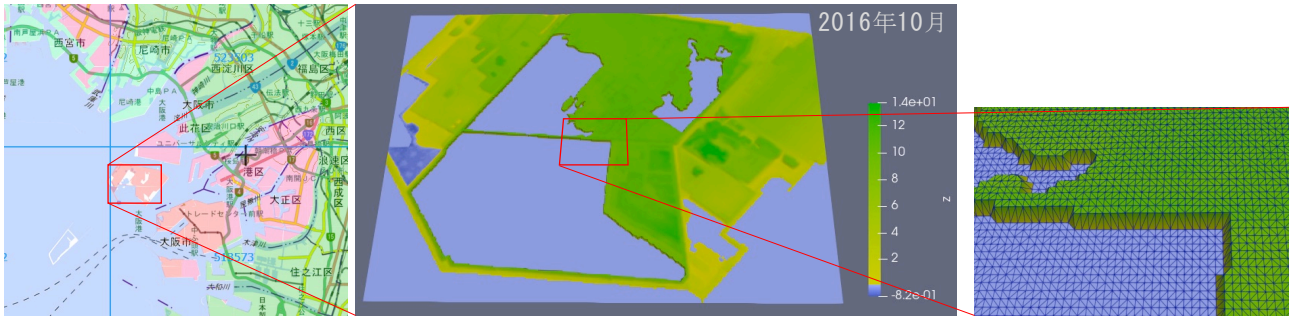


図-4.3.124　5 m メッシュ

	A	B	C	D	E	F	G
1	平面直角座標系（6系）座標			凡例番号		施工日	
2	wkt_geom	緯度	経度	Code	種類	date	
3	MultiPointZ ((-56478.98352016357239336 -149525.50135345145827159 1))	34.65058333	135.3838611	1	H21.1 普通土砂	1月27日	
4	MultiPointZ ((-56473.88682097182027064 -149525.53251552936853841 1))	34.65058333	135.3839167	1	H21.1 普通土砂	1月27日	
5	MultiPointZ ((-56473.84914093701809179 -149519.36950117765809409 1))	34.65063889	135.3839167	1	H21.1 普通土砂	1月27日	
6	MultiPointZ ((-56468.79928852392185945 -149525.56361875581205823 1))	34.65058333	135.3839722	2	H21.2 普通土砂	2月19日	
7	MultiPointZ ((-56468.76161188394326018 -149519.400604426744394 1))	34.65063889	135.3839722	1	H21.1 普通土砂	1月27日	
8	MultiPointZ ((-56468.72394197206449462 -149513.23869929683860391 1))	34.65069444	135.3839722	1	H21.1 普通土砂	1月27日	
9	MultiPointZ ((-56463.66491613101243274 -149519.43176090842462145 1))	34.65063889	135.3840278	2	H21.2 普通土砂	2月19日	
10	MultiPointZ ((-56463.62724961944331881 -149513.26985580116161145 1))	34.65069444	135.3840278	1	H21.1 普通土砂	1月27日	
11	MultiPointZ ((-56463.58957627403287916 -149507.10684138431679457 1))	34.65075	135.3840278	1	H21.1 普通土砂	1月27日	
12	MultiPointZ ((-56458.53972400069324067 -149513.30095346394227818 1))	34.65069444	135.3840833	2	H21.2 普通土砂	2月19日	
13	MultiPointZ ((-56458.50205405012820847 -149507.13793906974024139 1))	34.65075	135.3840833	1	H21.1 普通土砂	1月27日	
14	MultiPointZ ((-56458.46438404633954633 -149500.9749246196297463 1))	34.65080556	135.3840833	1	H21.1 普通土砂	1月27日	
15	MultiPointZ ((-56453.40536513398546958 -149507.16908997570862994 1))	34.65075	135.3841389	2	H21.2 普通土砂	2月19日	
16	MultiPointZ ((-56453.36769853116129525 -149501.00607554966700263 1))	34.65080556	135.3841389	2	H21.2 普通土砂	2月19日	
17	MultiPointZ ((-56453.33003865459613735 -149494.84417032203054987 1))	34.65086111	135.3841389	2	H21.2 普通土砂	2月19日	

図-4.3.125　5 m メッシュでの施工履歴の抽出例（3 区　工程：H20 普通土砂）

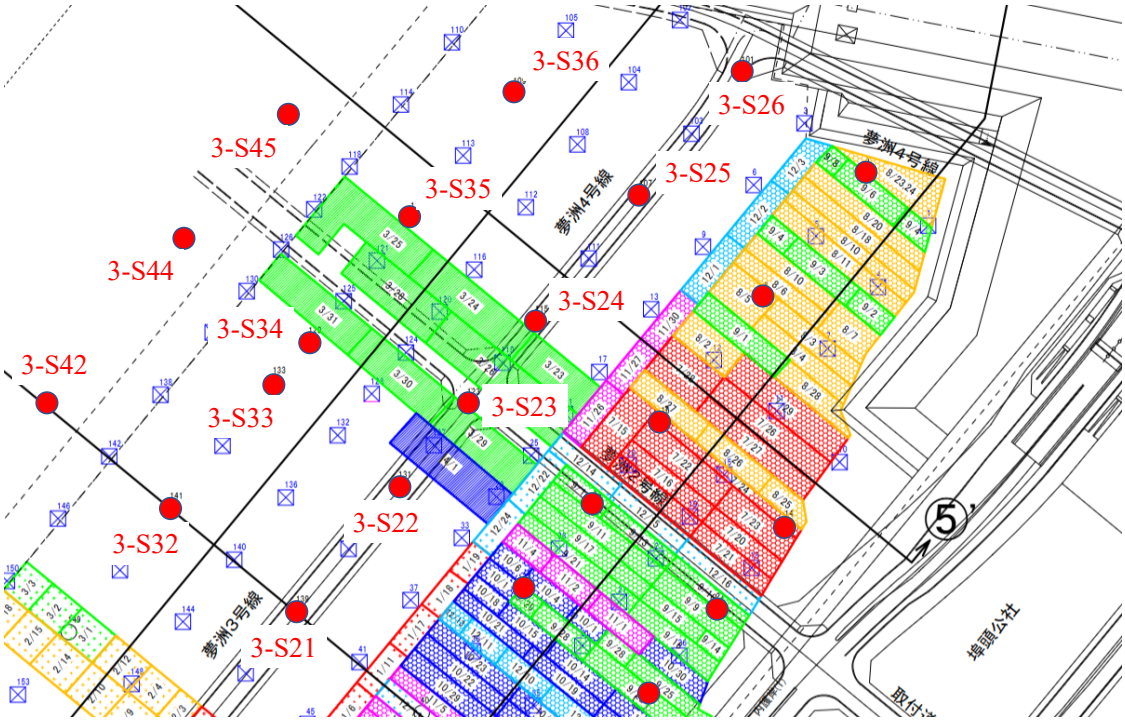


図-4.3.126　3 区における平成 16 年度盛土第 1 層埋立履歴平面図

【参考文献】

1) 大阪市港湾局計画整備部保全監理課（設計）・(株)中堀ソイルコーナー：平成 30 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託概要報告書 請第 8000 号（平成 31 年 3 月），2019.
2) (財)大阪市環境事業協会・(株)中堀ソイルコーナー：平成 23 年度夢洲 2・3・4 区埋立履歴報告書 請第 005 号（平成 6 年度～平成 21 年度），2012.
3) 大阪市港湾局計画整備部設計担当・(株)中堀ソイルコーナー：平成 19 年度夢洲・舞洲・咲州・新島・鶴浜地区地盤解析及び沈下観測業務報告書 請第 8000 号（平成 20 年 3 月），2008.
4) 大阪市港湾局計画整備部保全監理担当（設計），中央開発(株)：平成 23 年度夢洲・舞洲・咲州・新島・鶴浜地区地盤解析及び沈下観測業務委託報告書 請第 8000 号（平成 24 年 3 月），2012.
5) 大阪港湾局計画整備部保全監理課（設計）・(株)中堀ソイルコーナー：令和 5 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託報告書 請第 8000 号（令和 6 年 3 月），2024.
6) 大阪市港湾局計画整備部整備部工務課（環境保全）・(株)中堀ソイルコーナー：平成 30 年度夢洲 2 区内地盤解析及び沈下観測業務委託報告書 請第 6104 号（平成 31 年 3 月），2019.
7) 大阪市港湾局計画整備部保全監理課（設計）・(株)中央技術コンサルタンツ：令和 6 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託報告書 請第 8000 号（令和 7 年 3 月），2025.

4.4 夢洲 2 区造成工事における地盤性状

本項では，夢洲 2 区土地造成工事（2018 年度，大阪港湾局発注工事）における地盤調査で判明した地盤性状を報告する。調査位置図を**図-4.4.1** に示す。ここでは，受け入れる浚渫土を減容化する目的で工事着手前にプラスチック・ボード・ドレーン（PBD）による改良済みの区画（B, C 区画）および PBD 未改良の区画（A, D, E 区画）に大別される。夢洲 2 区土地造成工事に関わる A, B, C 区画内の調査結果を以下に示す。

なお，調査値は，大阪港湾局「平成 27 年度 夢洲２区土質調査業務委託 報告書 平成 28 年 3 月」[1]および夢洲２区土地造成工事における土質調査結果報告書（令和元年 9 月）[2]の結果を使用している。

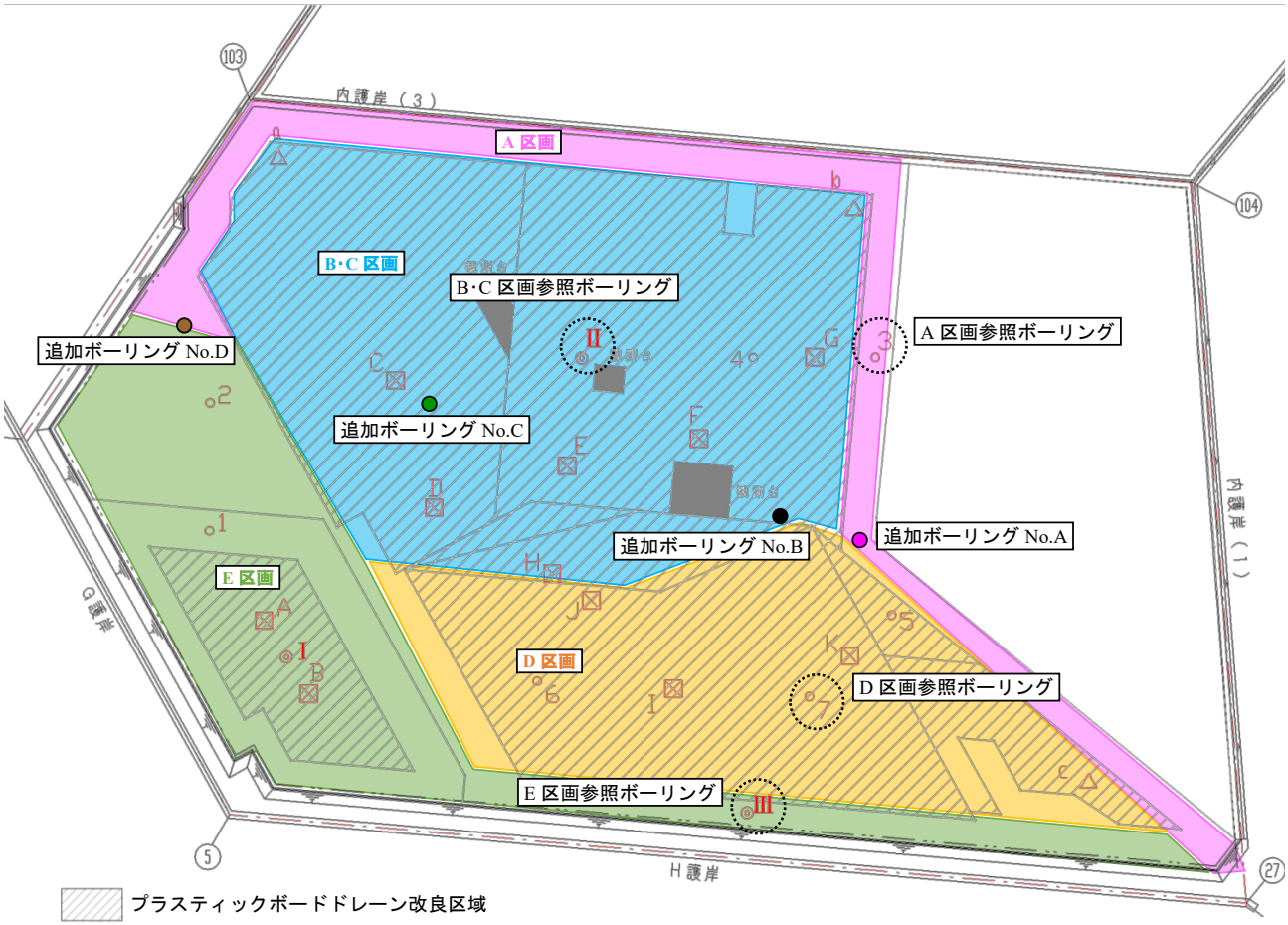


図-4.4.1　地盤調査付近を含む夢洲 2 区平面図

4.4.1 A 区画における地盤性状

A 区画の Bc 層（浚渫粘土層）における物理性状，圧密特性を**図-4.4.2** および**図-4.4.3**，**図-4.4.4** に，力学特性（三軸圧縮試験値）を**図-4.4.5** および**図-4.4.6** に示す。

A 区画の Bc 層の物理性状として，浚渫土による埋立土であり，土質は比較的均質な高塑性粘土が主体で，含水比は 100 %前後の高含水であった。

A 区画の Bc 層上部における湿潤密度は平均 1.35 g/cm^3, 下部における湿潤密度は 1.48 g/cm^3 であった。過去に実施された夢洲２区土地造成工事に伴う設計業務委（その１－２）報告書 平成 30 年 3 月」による調査結果と大きな差異がないことを確認した。

図-4.4.2 に示す圧密試験結果の圧密降伏応力 p_c は，調査地点によりばらつきはあるものの，有効応力σ'に対して 1 倍程度とみられ，全層で正規圧密状態に近いと考えられる。

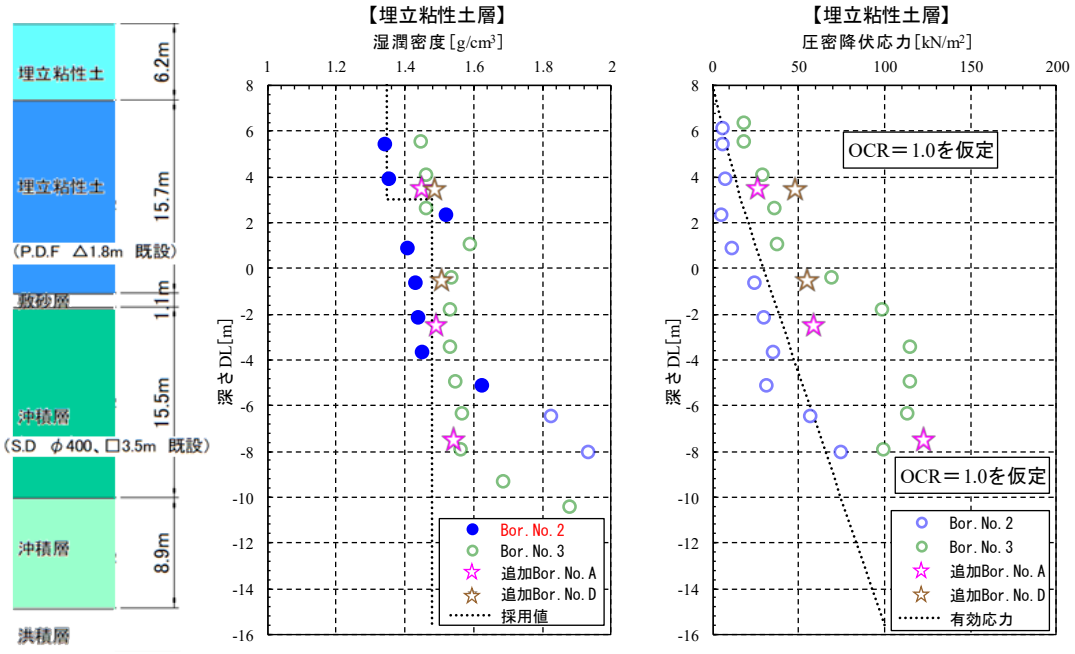


図-4.4.2　湿潤密度および圧密降伏応力（A 区画，Bc 層）

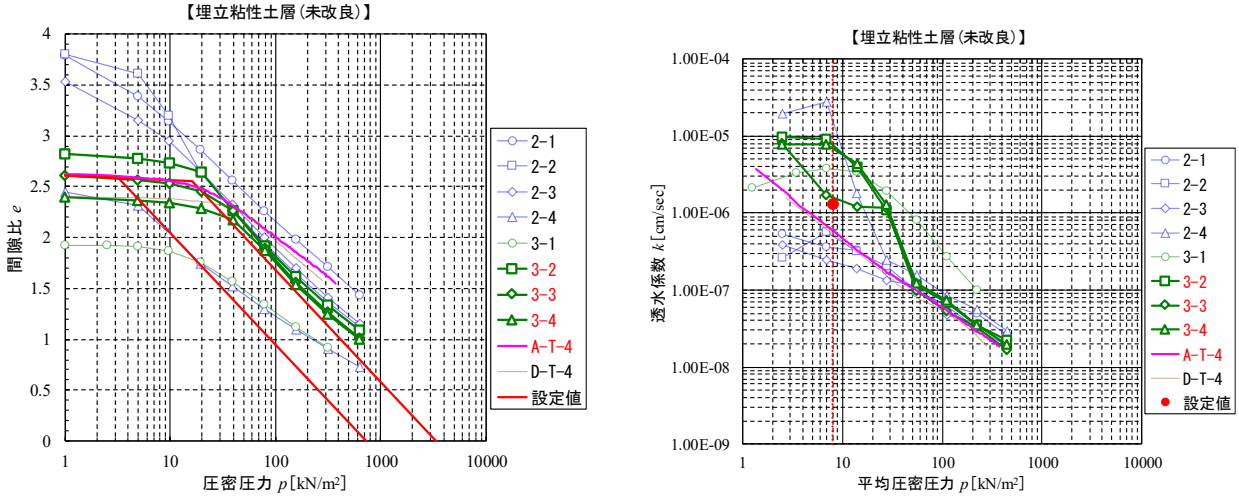


図-4.4.3　圧密特性（A 区画，Bc 層上部）

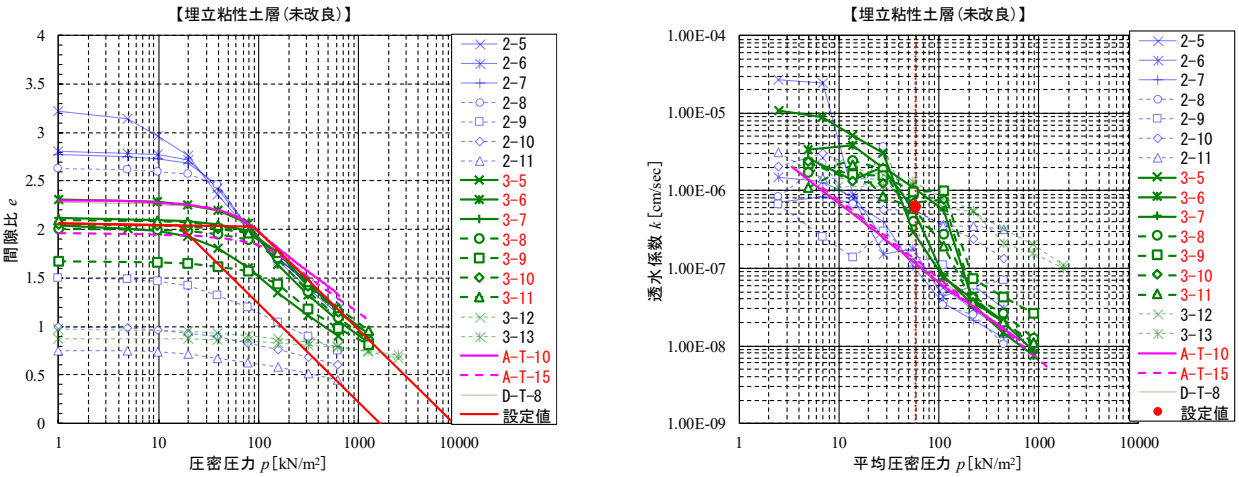


図-4.4.4　圧密特性（A 区画，Bc 層下部）

A 区画 Bc 層の力学特性として，三軸圧縮試験（CU）結果は，有効応力での粘着力は層上部で c'=4～8 kN/cm^2，せん断抵抗角はϕ'=14.6°であり，層下部では，c'=2 kN/cm^2，ϕ'=18.1°であった。層上下部で性状に大きな違いはなく，比較的均質な性状であったといえる。

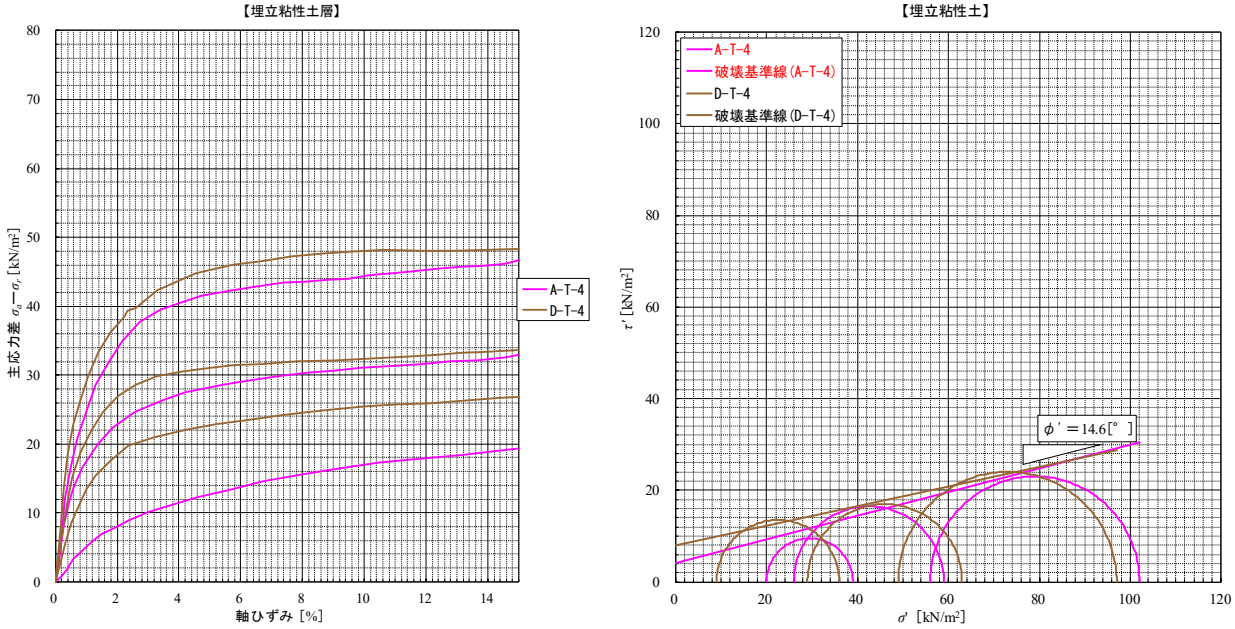


図-4.4.5　三軸圧縮試験（A 区画，Bc 層上部）

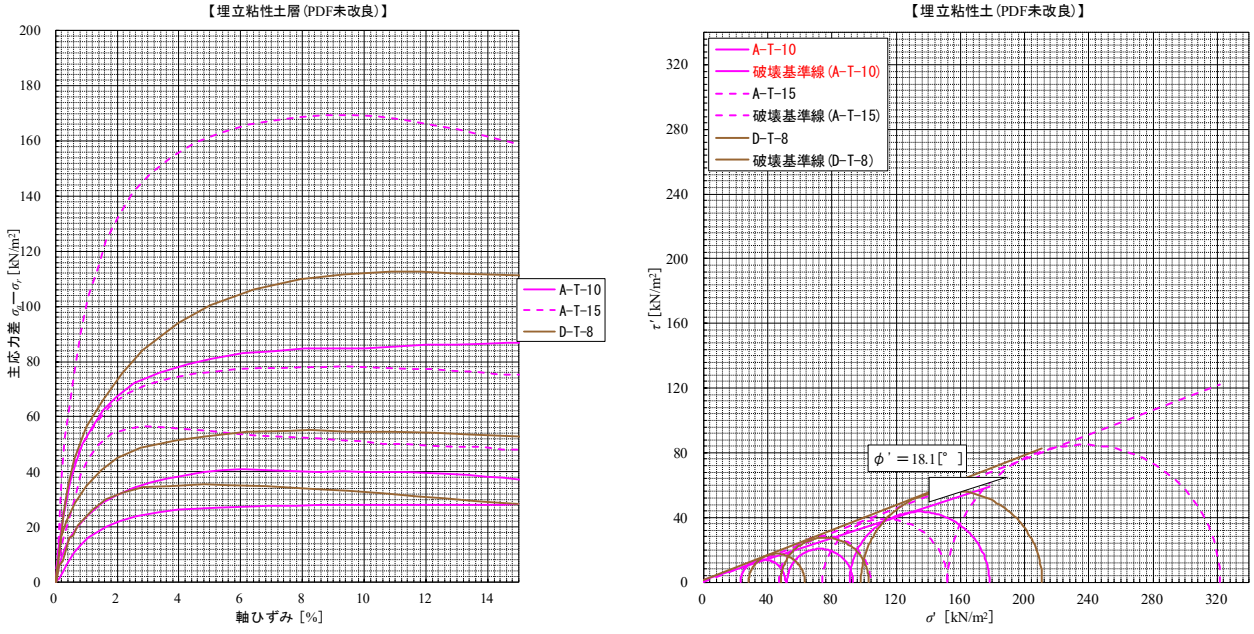


図-4.4.6　三軸圧縮試験（A 区画，Bc 層下部）

A 区画の Ac 層における物理性状，圧密特性を**図-4.4.7** および**図-4.4.8**，**図-4.4.9** に示す。A 区画の Ac 層の物理性状として，土質は粘土（高液性限界）の（CH）に該当する。湿潤密度は全層において平均 1.68 g/cm^3 であった。**図-4.4.7** に示すように，圧密降伏応力 p_c は，有効応力σ'に対して 1.1~1.4 倍とみられ，正規圧密状態に近いと考えられる。

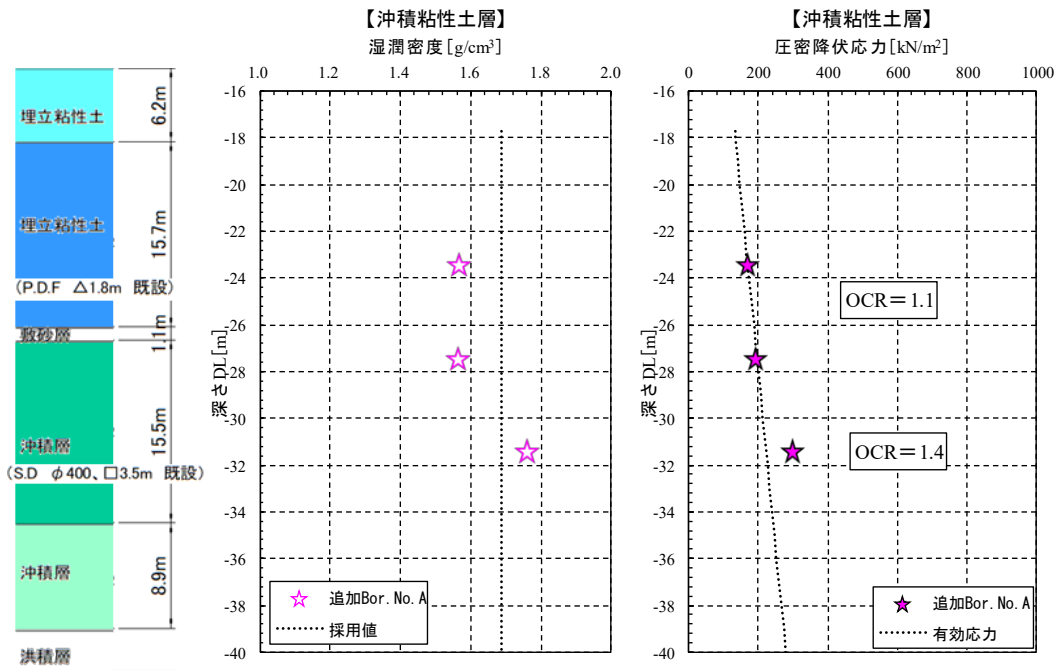


図-4.4.7　湿潤密度および圧密降伏応力（A 区画，Ac 層）

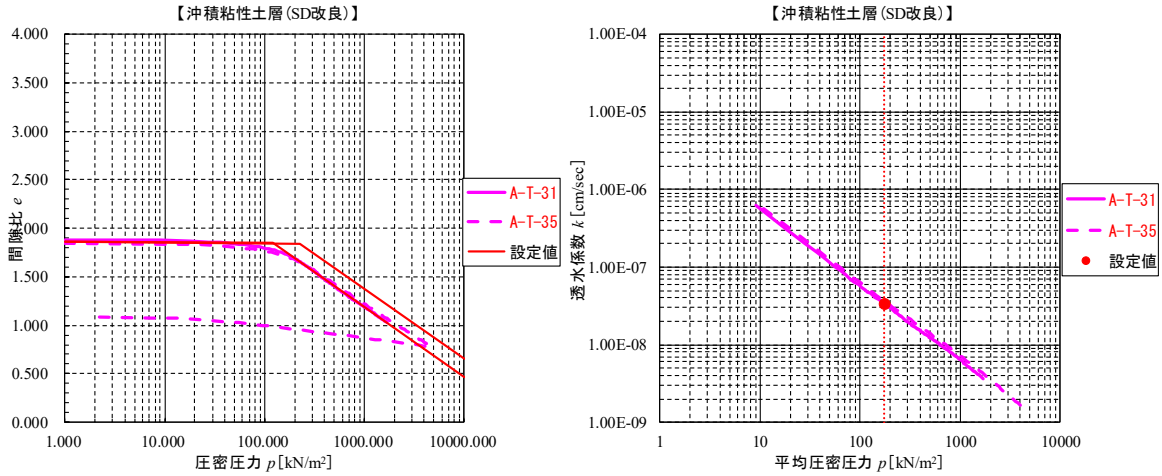


図-4.4.8　圧密特性（A 区画，Ac 層上部）

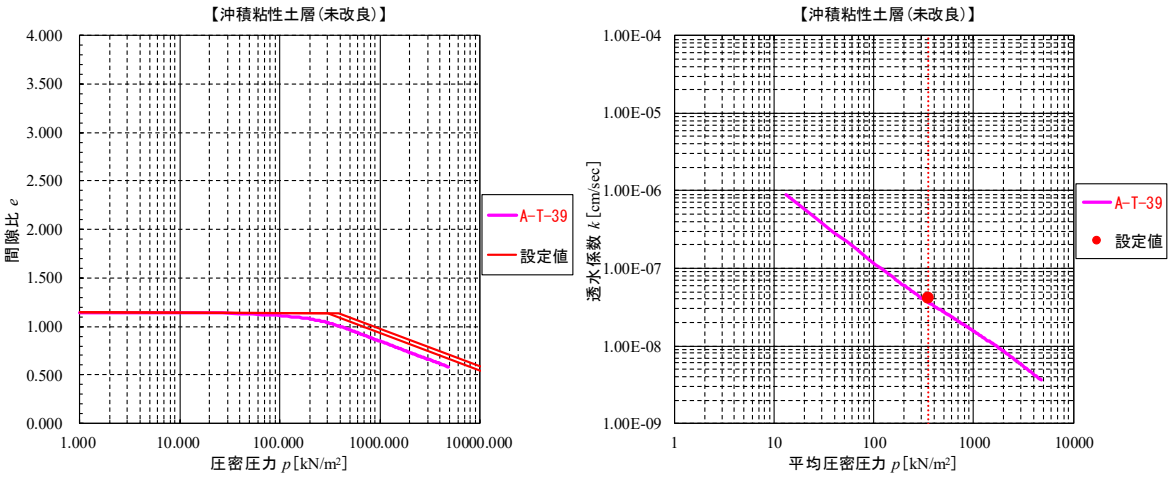


図-4.4.9　圧密特性（A 区画，Ac 層下部）

A 区画 Ac 層の力学特性として，三軸圧縮試験（CU）結果を**図-4.4.10** および**図-4.4.11** に示す。この結果，有効応力での粘着力 c' は層上部（S.D.改良部）で c'=10 kN/cm^2，せん断抵抗角はϕ'=26.0°であり，層下部（S.D.改良なし）では，c'=2 kN/cm^2，ϕ'=26.0°であった。S.D.改良の実施有無による層上下部で性状の大きな違いは見られなかった。

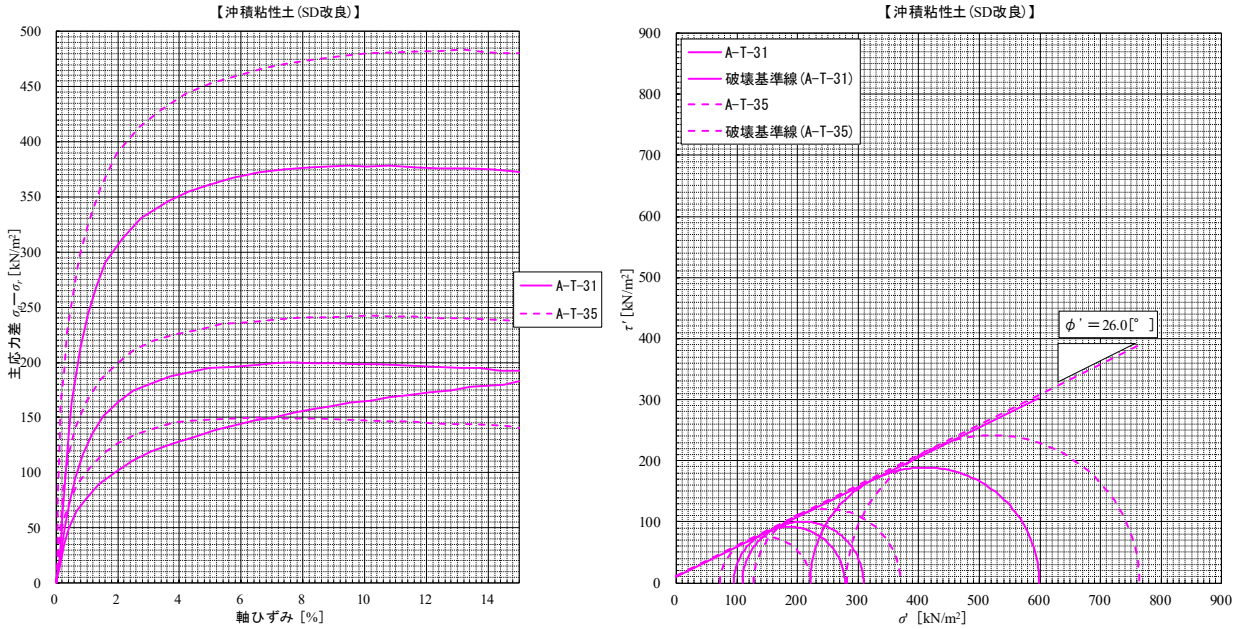


図-4.4.10　三軸圧縮試験（A 区画，Ac 層上部 SD 改良部）

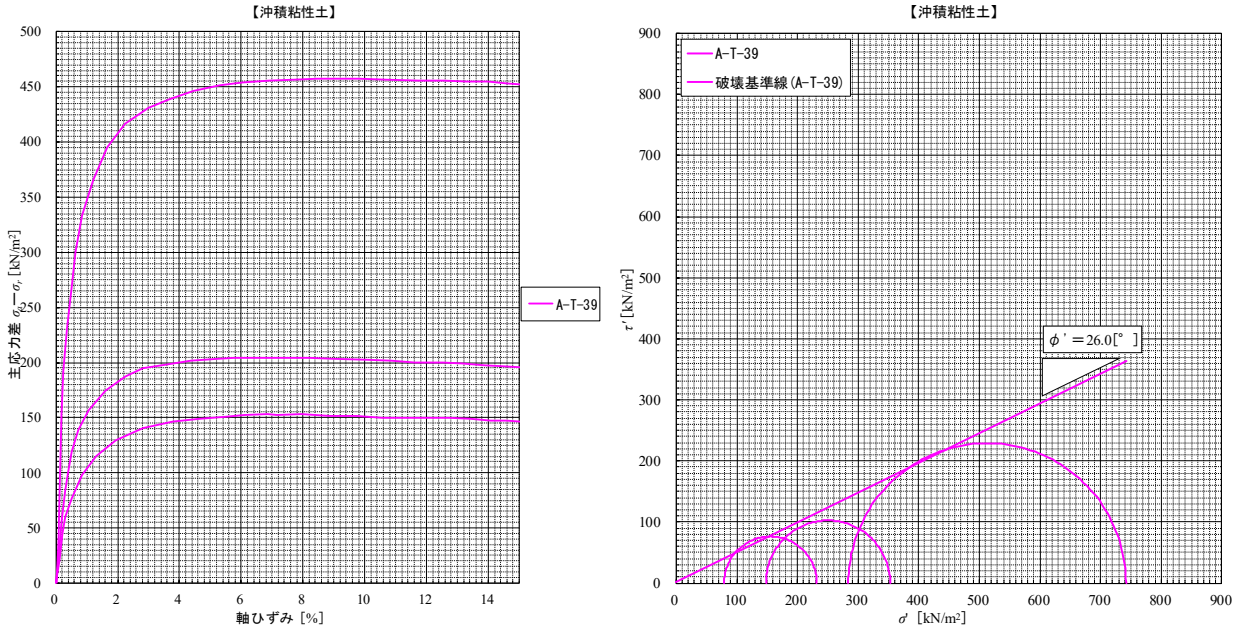


図-4.4.11　三軸圧縮試験（A 区画，Ac 層下部）

4.4.2 B，C 区画における地盤性状

B, C 区画の Bc 層における物理性状，圧密特性を**図-4.4.12** および**図-4.4.13**，**図-4.4.14** に示す。Bc 層上部の PBD 未改良部の湿潤密度は 1.44 g/cm^3，PBD 改良済みの下部の湿潤密度は 1.58 g/cm^3 と明確な差異がみられた。圧密降伏応力 p_c は Bc 層下部で有効応力σ'の 2.6 倍と過圧密粘土といえる。Bc 層上部の p_c はσ'に比べて大きな値を示しているが，下部ほど明確に大きいものではないため，上下層で PBD 改良履歴の有無による性状の違いがあると考えられる。

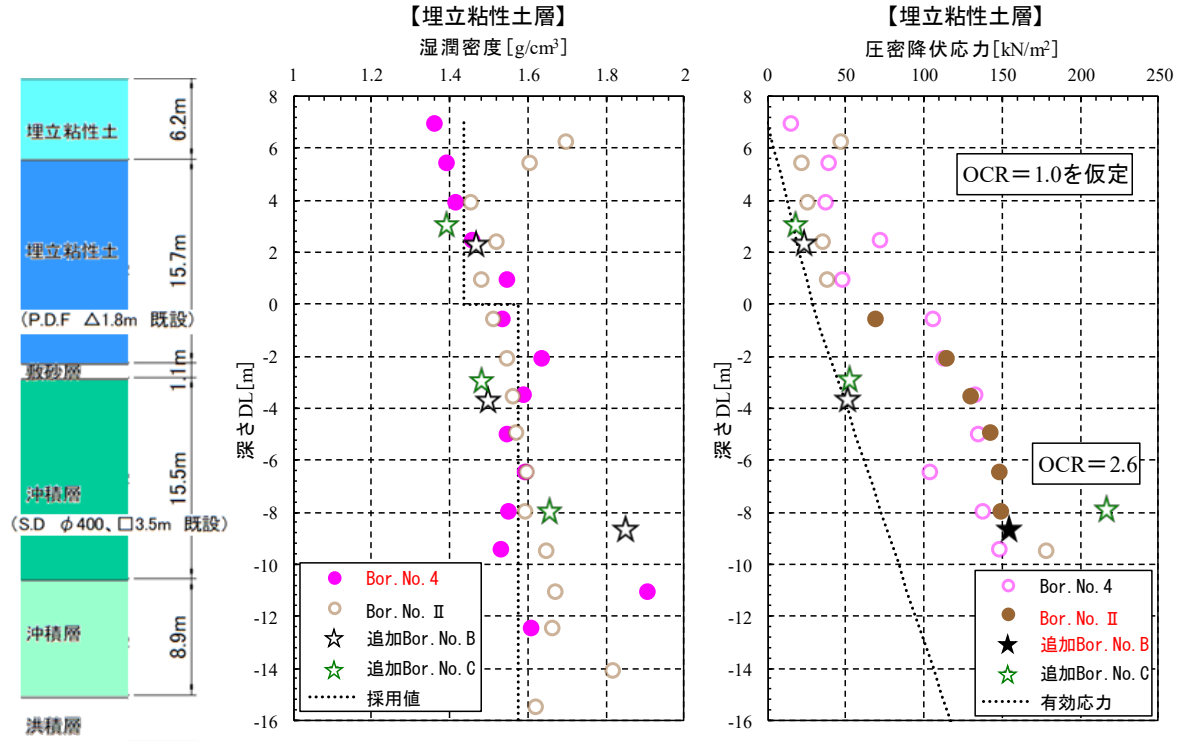


図-4.4.12　湿潤密度および圧密降伏応力（B, C 区画，Bc 層）

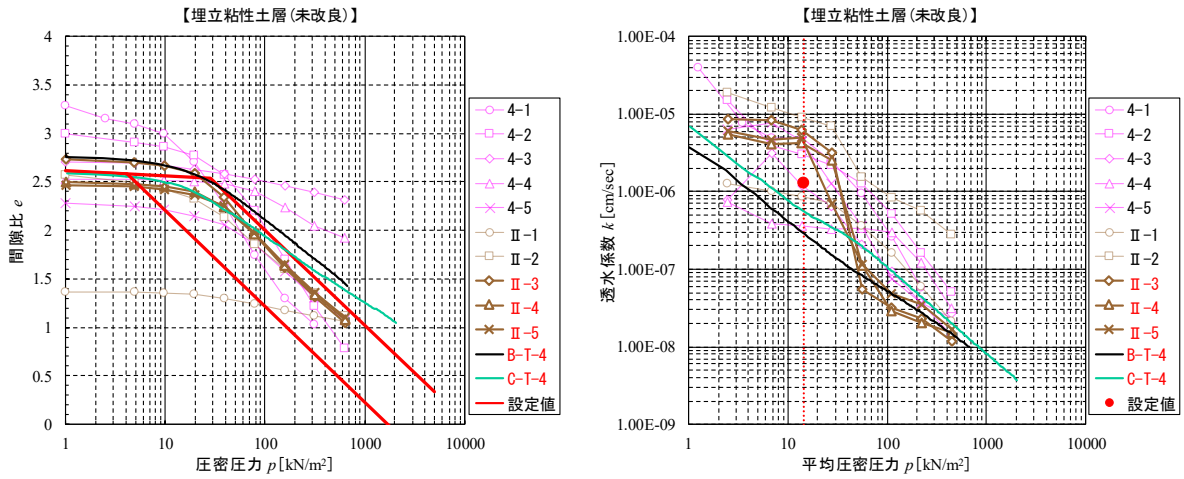


図-4.4.13　圧密特性（B, C 区画，Bc 層上部）

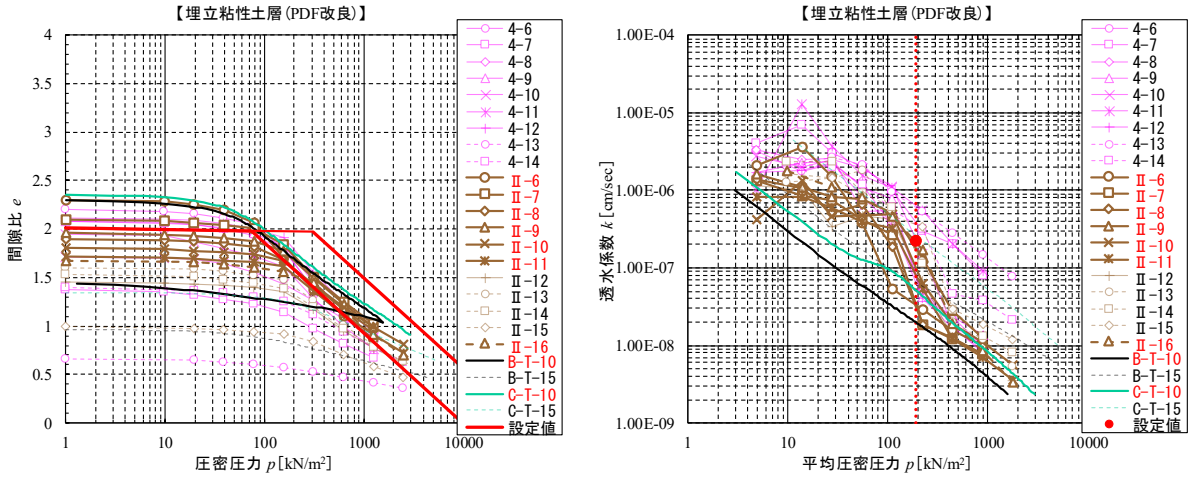


図-4.4.14　圧密特性（B, C 区画，Bc 層下部）

B, C 区画 Bc 層の力学特性として，三軸圧縮試験（CU）結果を**図-4.4.15** および**図-4.4.16** に示す。この結果, 有効応力での粘着力 c' は Bc 層上部（PBD 未改良部）で c'=4 kN/cm^2, せん断抵抗角はϕ'=16.0°であり，Bc 層下部（PBD 改良済み）では，c'=4～12 kN/cm^2，ϕ'=22.8°であった。PBD 改良の実施有無による層上下部で性状が異なり，PBD 改良済みの下部の方が上部に比べて強度が高いことが示されている。

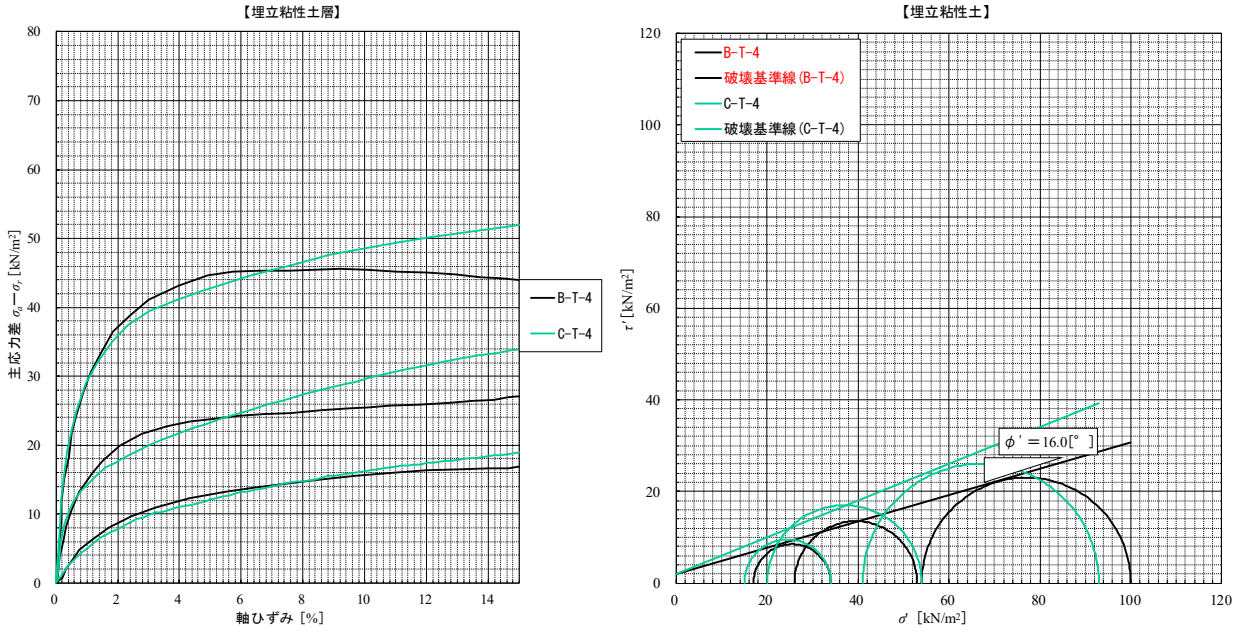


図-4.4.15　三軸圧縮試験（B, C 区画，Bc 層上部）

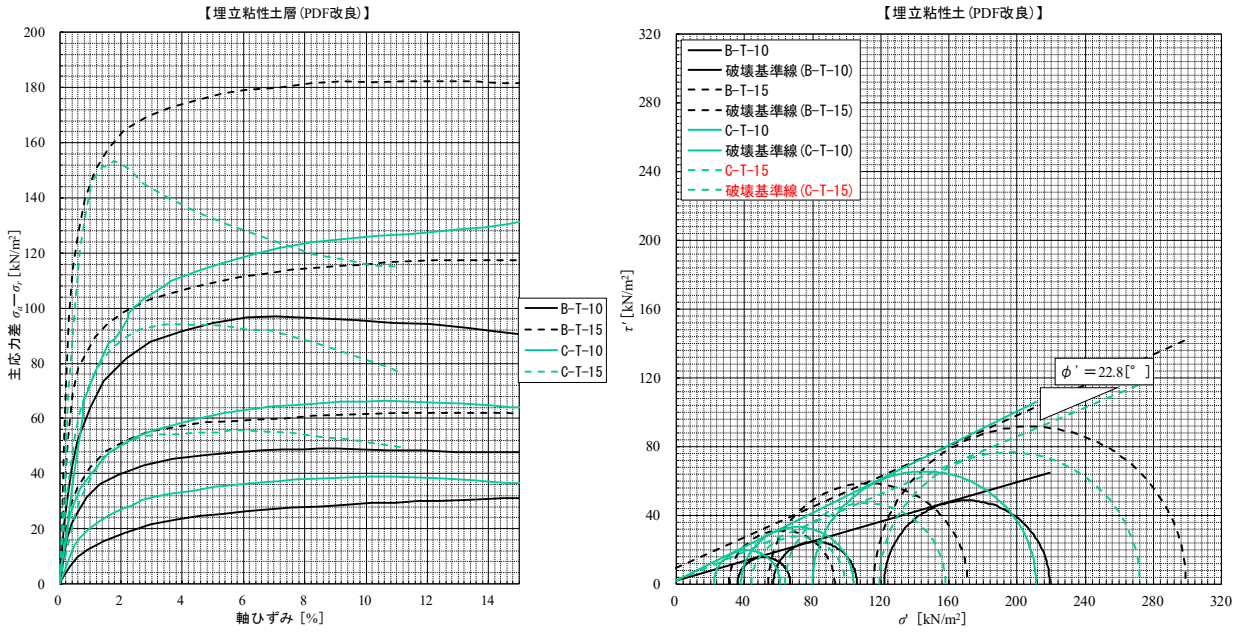


図-4.4.16　三軸圧縮試験（B,C 区画，Bc 層下部）

B,C 区画の Ac 層における物理性状，圧密特性を図-4.4.17 および図-4.4.18，図-4.4.19 に示す。Ac 層の湿潤密度は S.D.改良による上下層による差異は無く，Ac 層全層の平均値は 1.68 g/cm^3 であった。圧密降伏応力 p_c は Ac 層上部で有効応力σ'の 2.7 倍，Ac 層下部でσ'の 2.9 倍と過圧密粘土といえる。Bc 層上部の p_c はσ'に比べて大きな値を示しているが，下部ほど明確に大きいものではないため，上下層で PBD 改良履歴の有無による性状の違いがあるといえる。

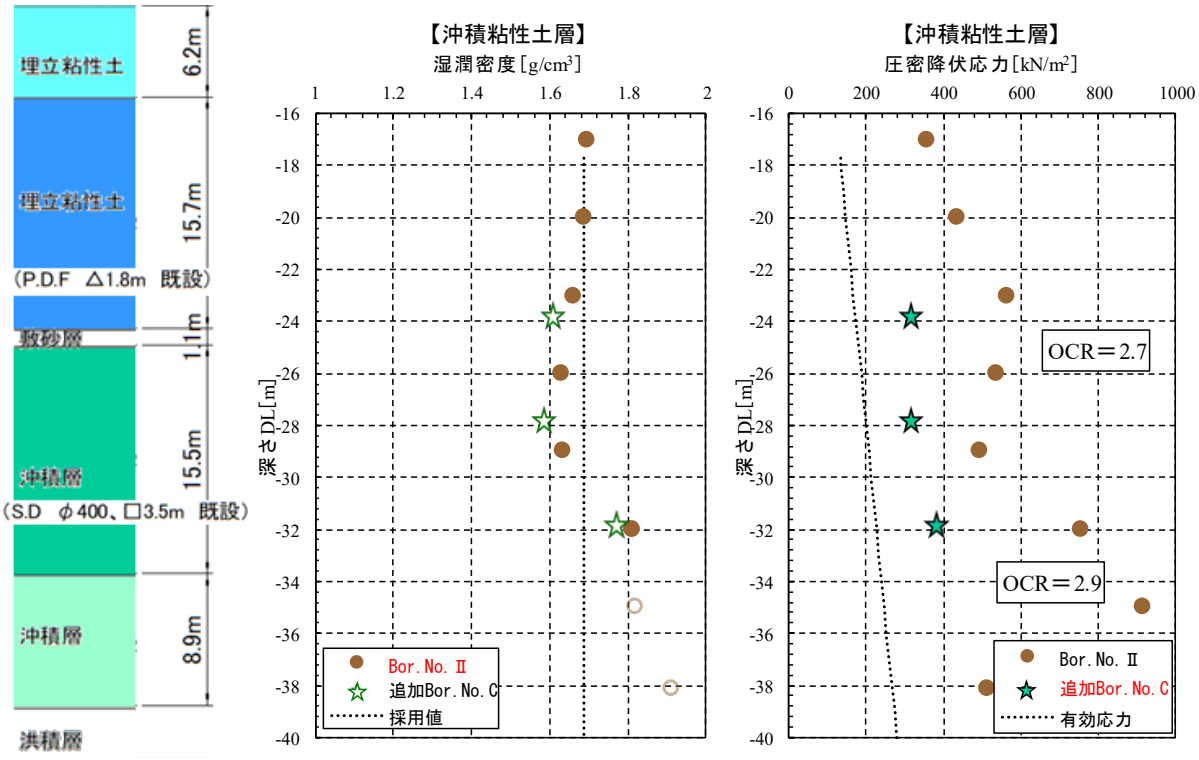


図-4.4.17　湿潤密度および圧密降伏応力（B,C 区画，Ac 層）

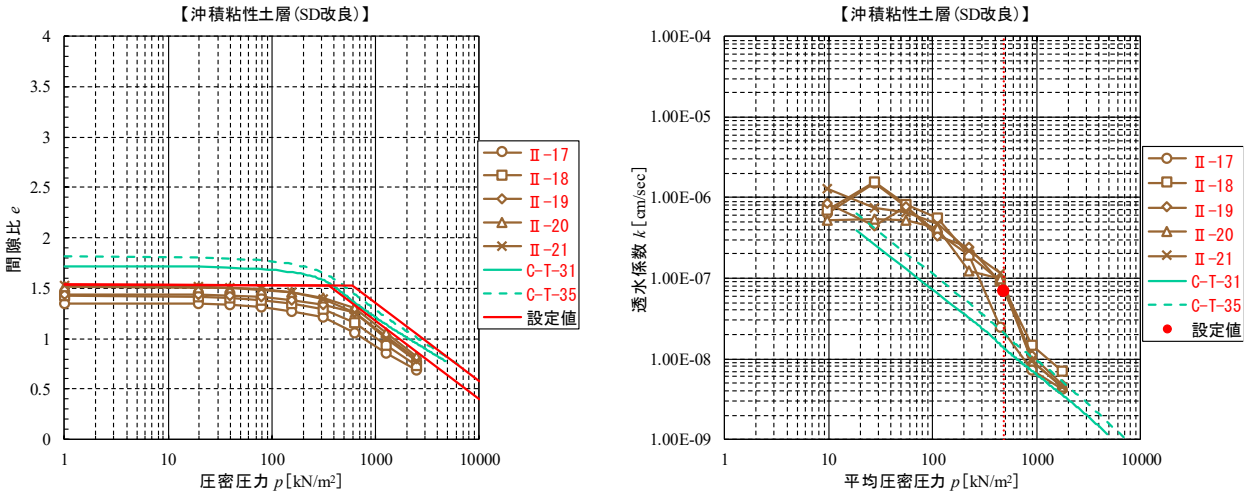


図-4.4.18　圧密特性（B,C 区画，Ac 層上部 S.D 改良部）

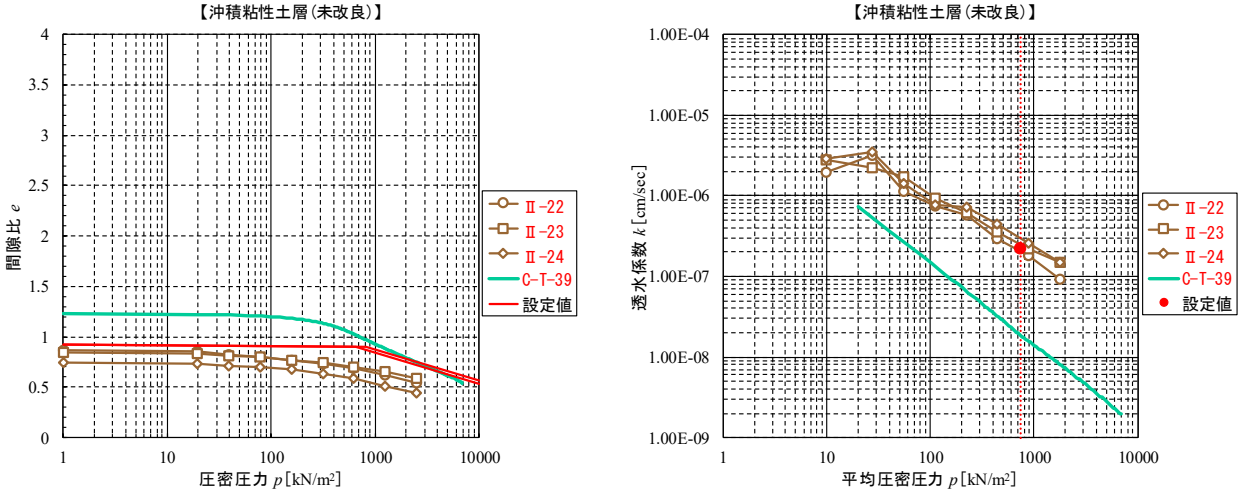


図-4.4.19　圧密特性（B,C 区画，Ac 層下部）

B, C 区画 Ac 層の力学特性として，三軸圧縮試験（CU）結果を図-4.4.20 および図-4.4.21 に示す。この結果，有効応力での粘着力 c' は Ac 層上部（S.D.改良部）で c'=5 kN/cm^2，せん断抵抗角はϕ'=22.5°，Ac 層下部（S.D.改良なし）では c'=10kN/cm^2，ϕ'=13.5°であった。Ac 層下部は自然堆積地盤であることを考慮すると，ϕ'は過小な結果と考えられる。したがって，内部摩擦角ϕ'は塑性指数 I_p を用いて推定すると，下記のようになる。

$$\sin\phi' = 0.81 - 0.233 \cdot \log I_p = 0.81 - 0.233 \cdot \log 40.3 = 0.436$$

$$\phi' = 25.8°$$

この結果，Ac 層上下部で性状の大きな違いはないと考えられる。

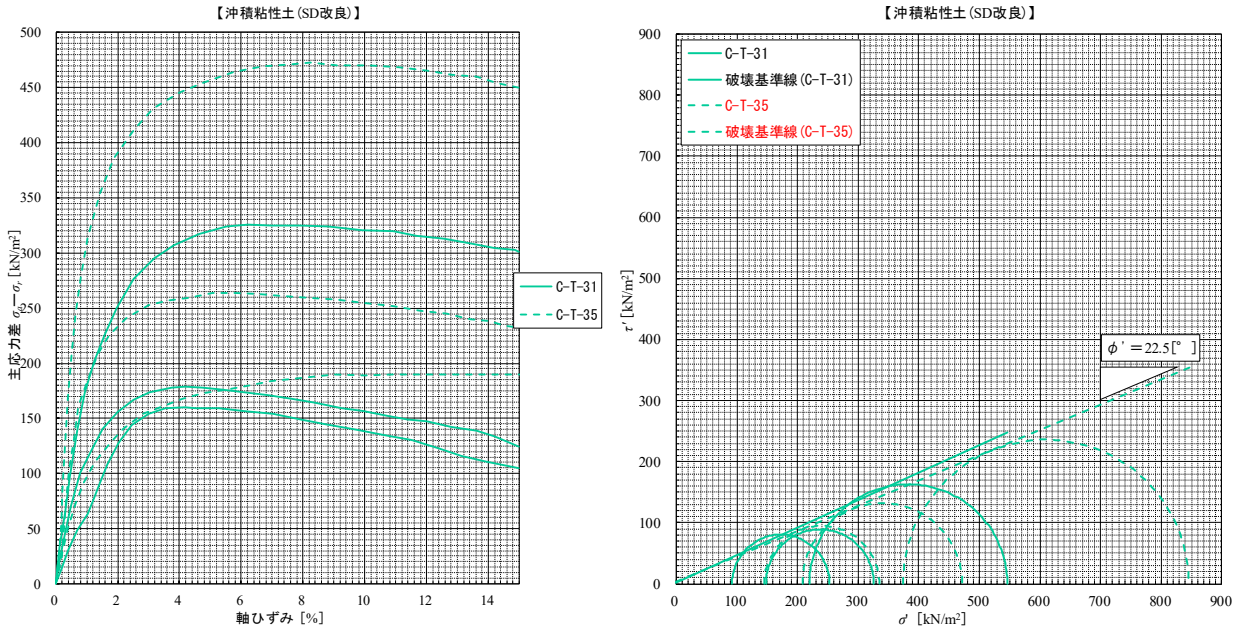


図-4.4.20　三軸圧縮試験（B,C 区画，Ac 層上部）

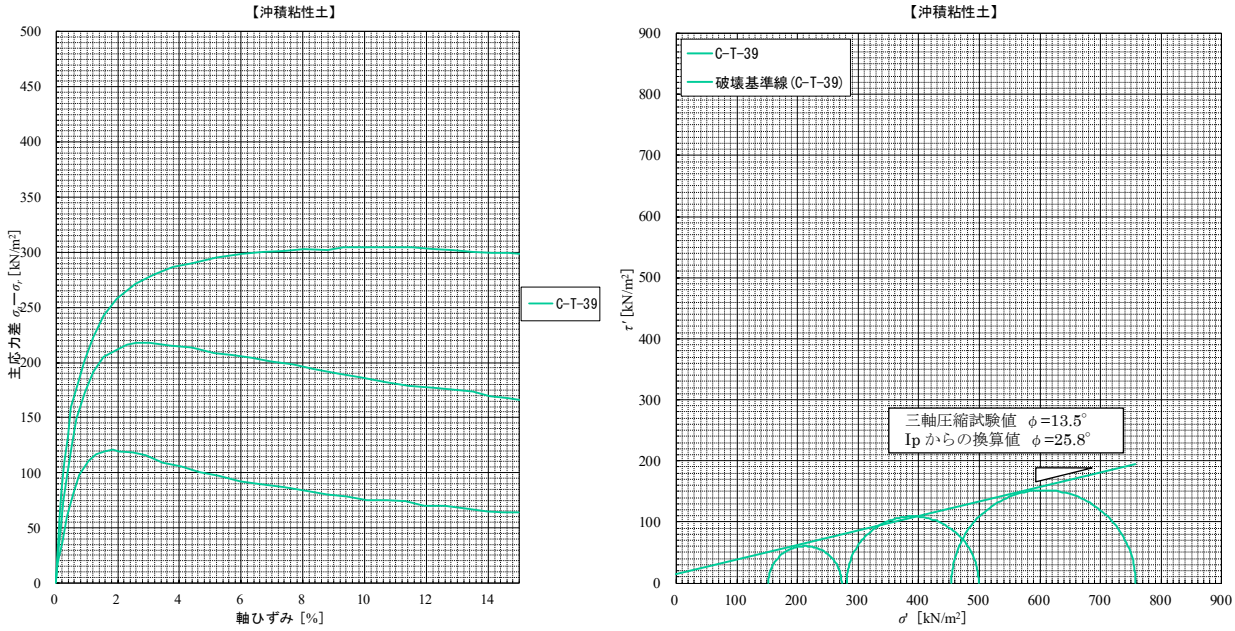


図-4.4.21　三軸圧縮試験（B,C 区画，Ac 層下部）

【参考文献】

1) 大阪市港湾局：平成 27 年度 夢洲２区土質調査業務委託 報告書（平成 28 年 3 月），2016.

2) 大阪市港湾局：夢洲２区土地造成工事における土質調査結果報告書（令和元年 9 月），2019.

4.5 夢洲 2 区の浚渫粘土層の PBD 打設時の先端貫入抵抗の分布

4.5.1 概要

図-4.5.1 に示す夢洲（2022 年 3 月の状態）は 1～4 区に区分けされ，1 区は一般廃棄物の処分場，2・3 区は浚渫土と建設残土の処分場，4 区は良質土埋立によるコンテナターミナル基地となっている [1)]。2 区で 2025 年 4 月から大阪・関西万博が開催されている（正確には 1 区，3 区の一部を含む）。ただし，2・3 区に投入された浚渫土は高含水比状態（約 1000 %）でポンプ圧送され，排砂管から吹き出されるので，材料分離して近傍に粗粒分として砂が，外側に細粒分として粘土が堆積するため，場所によって土の種類が異なる不均質な状態になることが一般に知られている。また，浚渫粘土層は超軟弱で層厚が大きいため，長期間にわたって大きな圧密沈下が生じる。そこで，既に夢洲 2 区の万博用地となる土地造成地（**図-4.5.1** の赤破線内，約 30ha）では浚渫粘土層の圧密促進のために鉛直排水工として 2020 年 10 月から 2021 年 4 月までに約 175,000 本のプラスチックボードドレーン（PBD）が打設された。さらに，夢洲 2 区南東部（**図-4.5.1** の黄破線内，約 12ha）では，追加工事として，同様に鉛直排水工として 2022 年 9 月から 12 月にかけて約 70,000 本の PBD が打設された。

この浚渫粘土層内の PBD 打設では，PBD を収めたケーシング圧入時の油圧 P_M と圧入深さを計測しており，この仕様は電気式コーン貫入試験（CPT）と類似しており，一種のサウンディングと見なすことができる [2)]。既に PBD の P_M と CPT の先端貫入抵抗 q_t とを関係付けて，PBD の先端貫入抵抗を推定する技術が開発されている [3)]。これを応用すれば，浚渫粘土層の強度分布からその不均質性（粘土～砂の識別）を把握できると考えられる。

そこで本節では，この技術を応用・改良して求めた夢洲 2 区万博用地の PBD 先端貫入抵抗の深度方向の面的分布，およびそれから推定した圧密特性，強度特性の面的分布を示す。

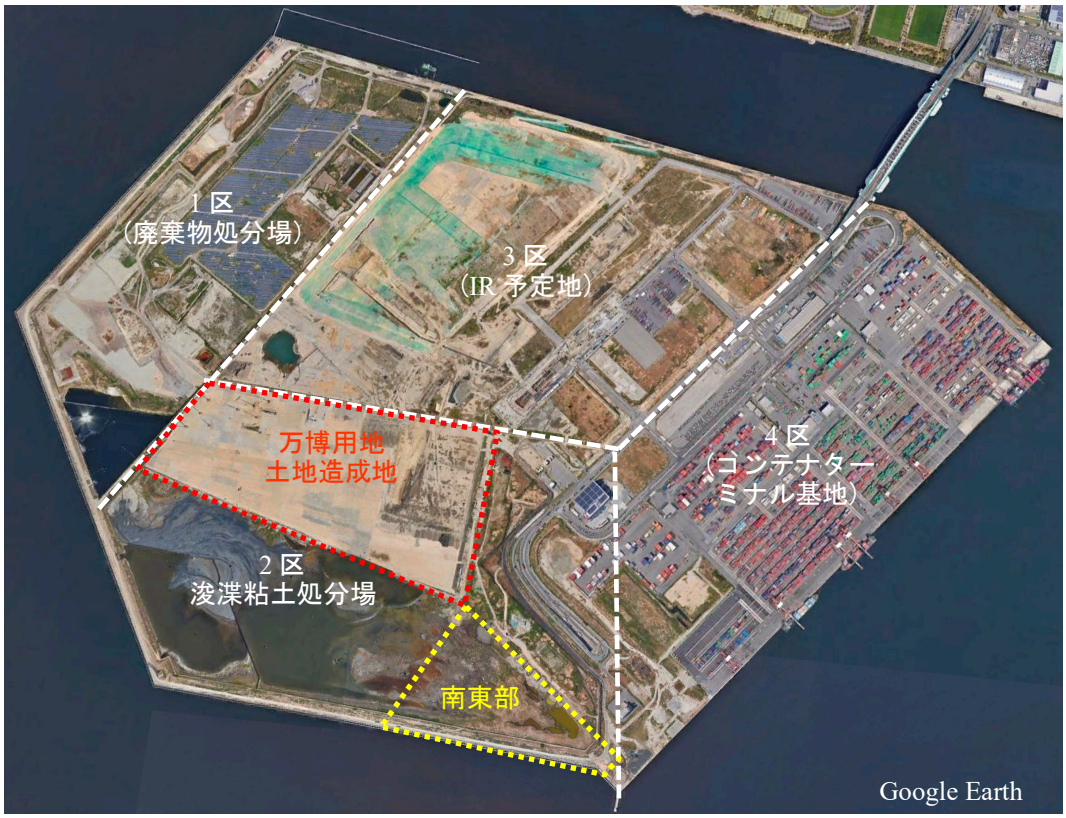


図-4.5.1　2022 年 3 月時点の夢洲の状態と区割り

4.5.2 夢洲 2 区万博用地での PBD の打設状況

(1) PBD の打設深度

夢洲 2 区万博用地では，計 12 台の打設機によって約 175,000 本の PBD が打設された。**図-4.5.2** にその打設深度の分布を示す[4]。図には 8 ヶ所の CPT 実施位置も示す（地盤調査を実施した①，②，③地点，CPT を実施した A，C，E，G，I 地点）。赤に近いほど打設深度が浅く，青に近いほど深いことを示している。図から洪積粘土層の層厚は全体に南側が深く，西側，北側が浅いことがわかる。西側と北側が浅いのは内護岸（鋼矢板）に沿う盛土の影響と考えられる。また，西側の右斜め下方や所々で局所的に浅い箇所が見られるのは排砂管があった跡と推定され，材料分離による砂質土の堆積により，PBD 打設が高止まりしたと考えられる。この図からも夢洲 2 区の深度方向の地盤性状をある程度把握することができる。

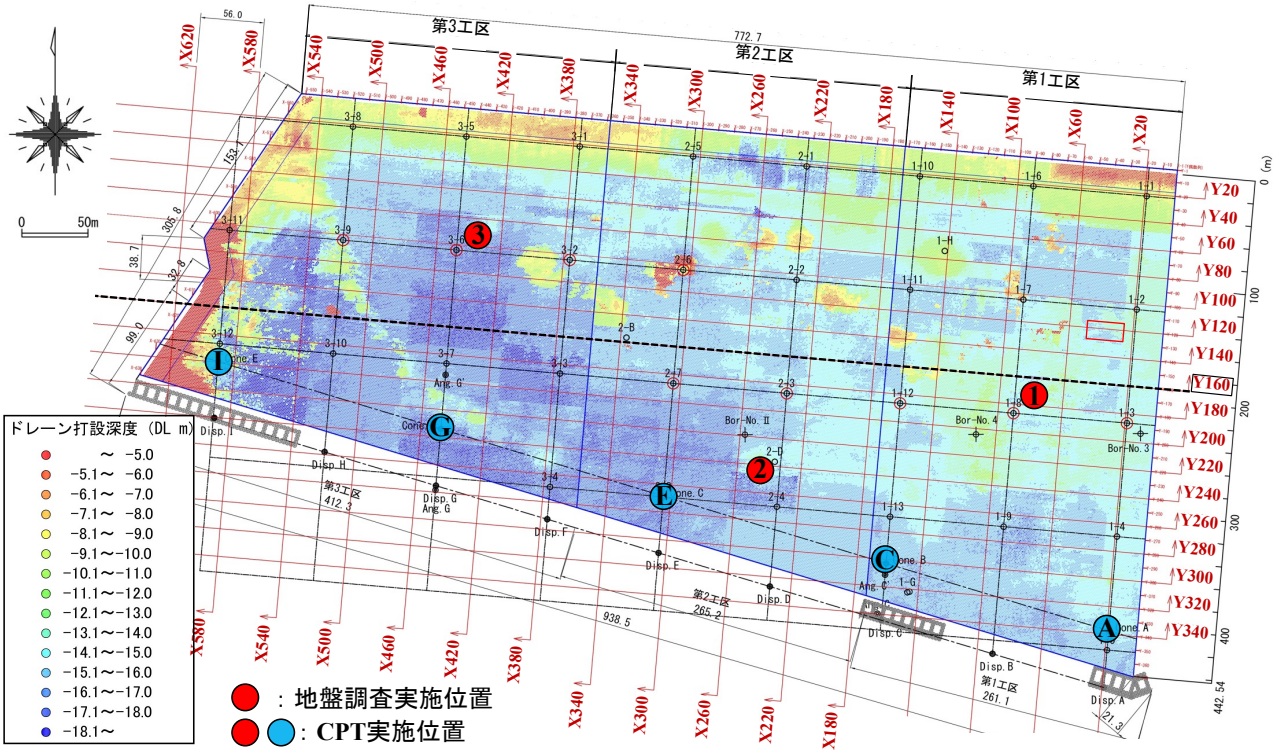


図-4.5.2　PBD 打設深度と CPT 実施位置[4]

(2) PBD 打設時の油圧抵抗 P_M と CPT の q_t の対応関係

PBD 打設時の油圧 P_M から先端貫入抵抗を求めるためには，まずは P_M と CPT の q_t が対応していることを確認する必要がある。そこで，**図-4.5.3**(1)～(8)に①～③地点，A，C，E，G，I 地点での PBD 打設時の油圧 P_M と CPT の q_t の深度分布の比較を示す。なお，PBD 打設は 1.4m ピッチで行っているので，CPT 実施地点に最も近い点での値を採用している。①～③地点では地盤調査[5]も行ったため，柱状図も示している。なお，I 地点は西側の内護岸に近いため，浅い位置から盛砂が現れ，q_t が過大となっている（**図-4.5.2** 参照）。②，C 地点では両者の深度方向の増加傾向が少し異なり，③地点の DL-14m 付近，A 地点の DL-4m 付近，G 地点の DL-13m 付近などでは CPT で現れた q_t の局所的な増加（砂と推定される）が P_M では検知できていない。また，A 地点では DL+5～-3m で P_M が 0 となっている（油圧の初期値のずれと推測される）点も CPT と異なる。しかし，それ以外については，q_t と P_M の深度分布の傾向はよく類似しており，PBD の P_M と CPT の q_t が対応していることが確認できる。

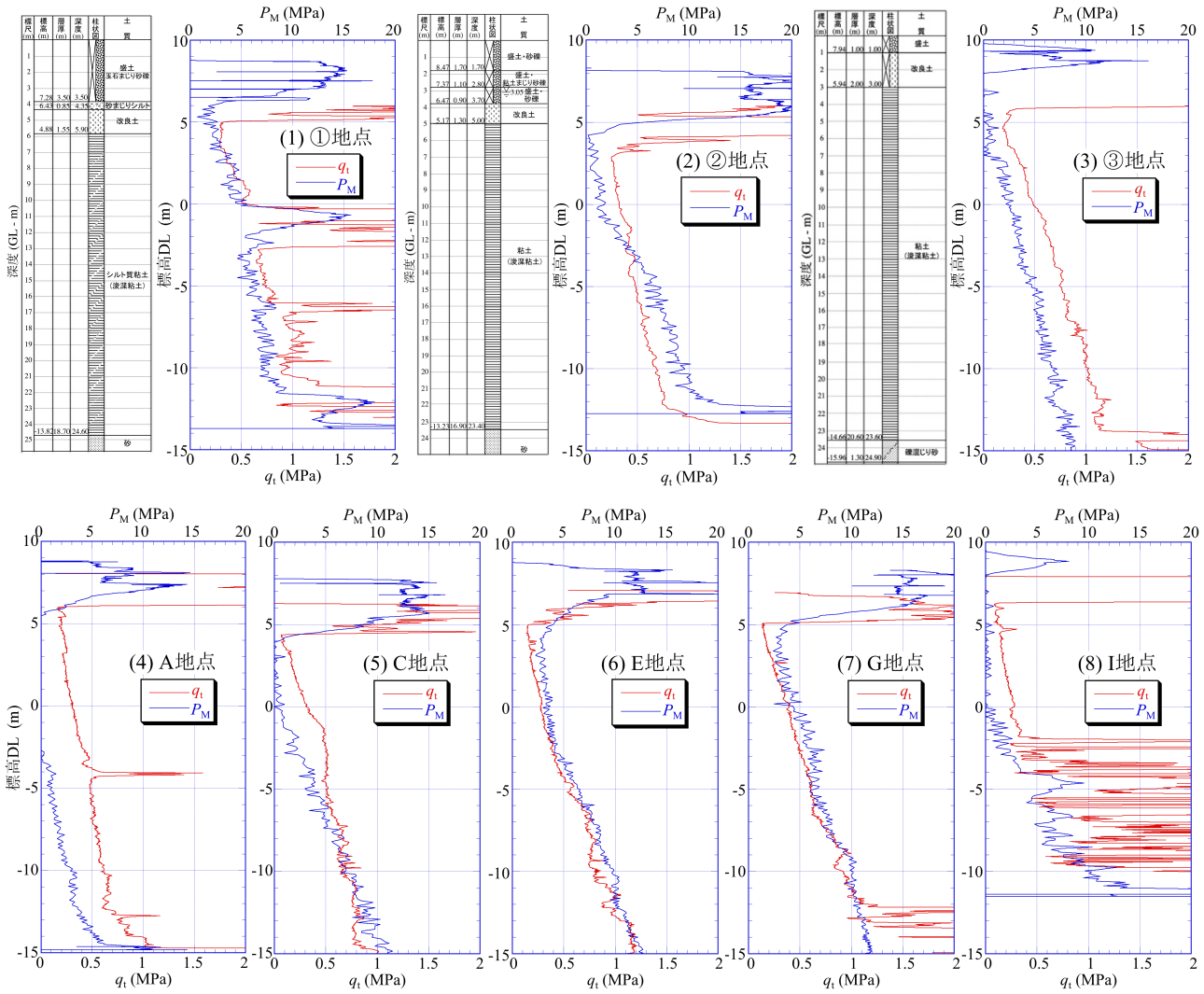


図-4.5.3　PBD 打設時の油圧 P_M と CPT の q_t の深度分布の比較

4.5.3 PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の算定方法

(1) PBD の施工と力の釣合い式

文献3)から，PBD の油圧 P_M と先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の関係は次のように誘導される。

図-4.5.4 に PBD の施工方法を示す。施工の際の PBD 打設時のケーシング貫入時の力の釣合いから，**図-4.5.5** に示すようにケーシング貫入力 F_K はケーシング先端抵抗力 F_C とケーシング周面摩擦力 F_S の和として式(4.5.1)で表すことができる。

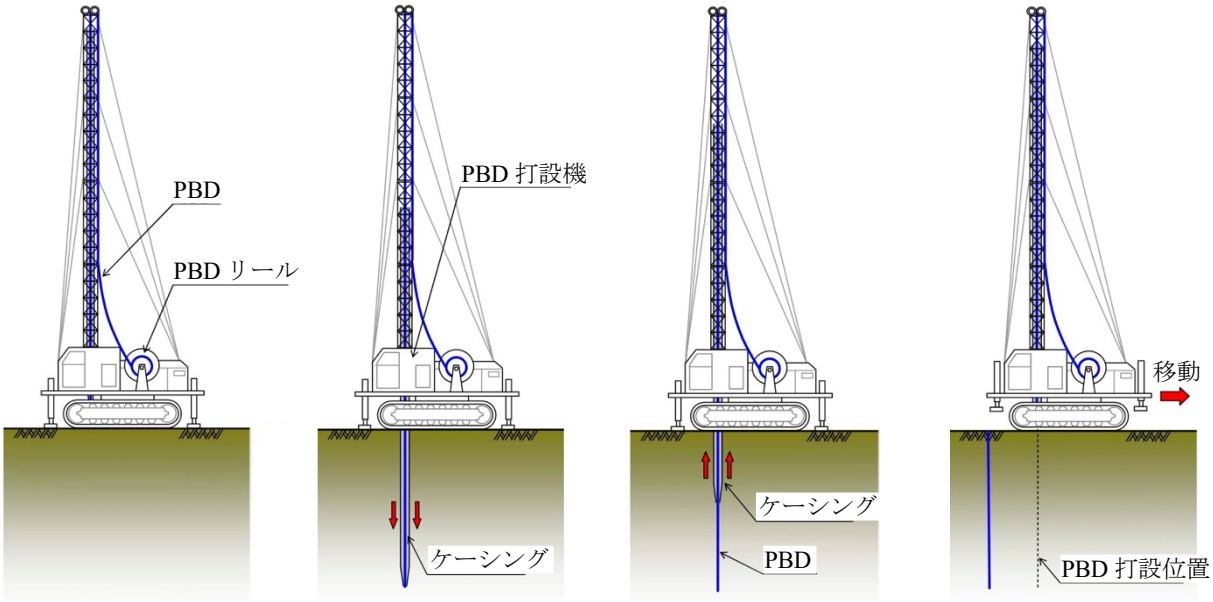
$$F_K = F_C + F_S \tag{4.5.1}$$

PBD 打設機によるケーシングの貫入は，**図-4.5.6** に示すように油圧 P_M が作用することによって駆動油圧モータが回転し，ギアを通してフリクションローラに力が伝達され，ケーシングを圧入する。ケーシング貫入力 F_K は油圧モータの押込み力 F_M とケーシングの自重 W の和となる。F_M は P_M に比例するので，校正係数μを用いれば，F_K は式(4.5.2)で表すことができる。

$$F_K = \mu P_M + W \tag{4.5.2}$$

PBD 打設時のケーシング貫入が CPT と等価であると仮定すると，先端抵抗力 F_C は，CPT の補正先端貫入抵抗 q_t(間隙水圧の影響を補正)に対して PBD の貫入速度や断面形状の違いを補正係数αで考慮し，ケーシングの断面積を A_K とすると，式(4.5.3)で表すことができる。

$$F_C = \alpha \cdot A_K \cdot q_t \tag{4.5.3}$$



(1) PBD を櫓上部からケーシング内にセット　(2) ケーシングを地盤内に貫入　(3) PBD を地盤内に残し，ケーシングのみ引抜き　(4) PBD を切断し，次の打設位置に移動

図-4.5.4　PBD の施工方法 [3)]

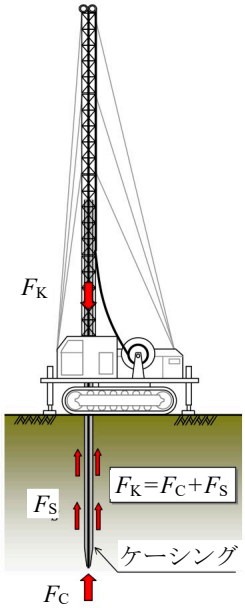


図-4.5.5　ケーシングの力の釣合い [3)]

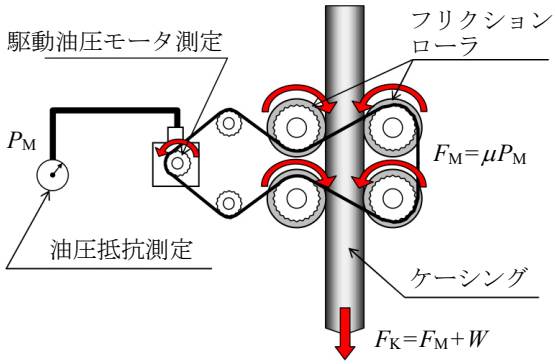


図-4.5.6　ケーシングの貫入機構 [3)]

周面摩擦力 F_S は地表面からケーシング先端までの局部周面摩擦力の累積値と見なすことができる。これが先と同様に，CPT の局部周面摩擦抵抗 f_s と相関があると仮定すると，材質の違い，動摩擦の影響，地盤の練返しの影響などを補正係数βで考慮し，ケーシング周長を D_K，ケーシング深度を z とすると，式(4.5.4)で表される。

$$F_S=\beta\cdot D_K\int_0^z f_s\,dz \tag{4.5.4}$$

ここで，文献 3)では f_s と q_t に相関性があるとし，周面摩擦係数 $FR=f_s/q_t=0.05$ と仮定して，式(4.5.4)中の f_s は式(4.5.5)で表されるとした。

$$f_s=0.05\cdot q_t \tag{4.5.5}$$

よって，式(4.5.4)に式(4.5.5)を代入すると，F_S は式(4.5.6)で求めることができる。

$$F_S=0.05\cdot\beta\cdot D_K\int_0^z q_t\,dz \tag{4.5.6}$$

以上から，式(4.5.1)に式(4.5.2)，(4.5.3)，(4.5.6)を代入すれば，式(4.5.7)となる。

$$\mu P_M + W = \alpha \cdot A_K \cdot q_t + 0.05 \cdot \beta \cdot D_K \int_0^z q_t \, dz \tag{4.5.7}$$

これより，PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ は式(4.5.8)と式(4.5.9)で求められる。

$$\sum q_{t,PBD}(i\text{-}1) = \sum q_{t,PBD}(i\text{-}2) + q_{t,PBD}(i\text{-}1) \tag{4.5.8}$$

$$q_{t,PBD}(i) = \frac{\mu P_M + W - \beta D_K \, 0.05 \, \Delta z \sum q_{t,PBD}(i\text{-}1)}{\alpha A_K + \beta D_K \, 0.05 \Delta z} \tag{4.5.9}$$

ここに，Δz：分割層厚（=0.1m），i：表層からΔz ごとに分割した番号である（初期値 i=1）。式(4.5.8)で加算したものから，式(4.5.9)で i 番目の $q_{t,PBD}$ を求めることができる。なお，$q_{t,PBD}(-1)=q_{t,PBD}(0)=0$ である。

以上が，文献 3)による $q_{t,PBD}$ の算定方法であるが，F_S を求める際に $FR=f_s/q_t=0.05$ と仮定して式(4.5.5)の成立が前提となっている点には疑問がある。そこで，**図-4.5.7** に夢洲 2 区万博用地の①，②，③地点での CPT による FR の深度分布を示す。FR は明らかに 0.05 よりも小さく，かつ深度方向に一定でない。これは他の地点の CPT でも同様であった。よって，式(4.5.5)で f_s を求めることは無理があるといえる（そもそも f_s/q_t が一定であれば，CPT で f_s を測定する必要がないことになる）。

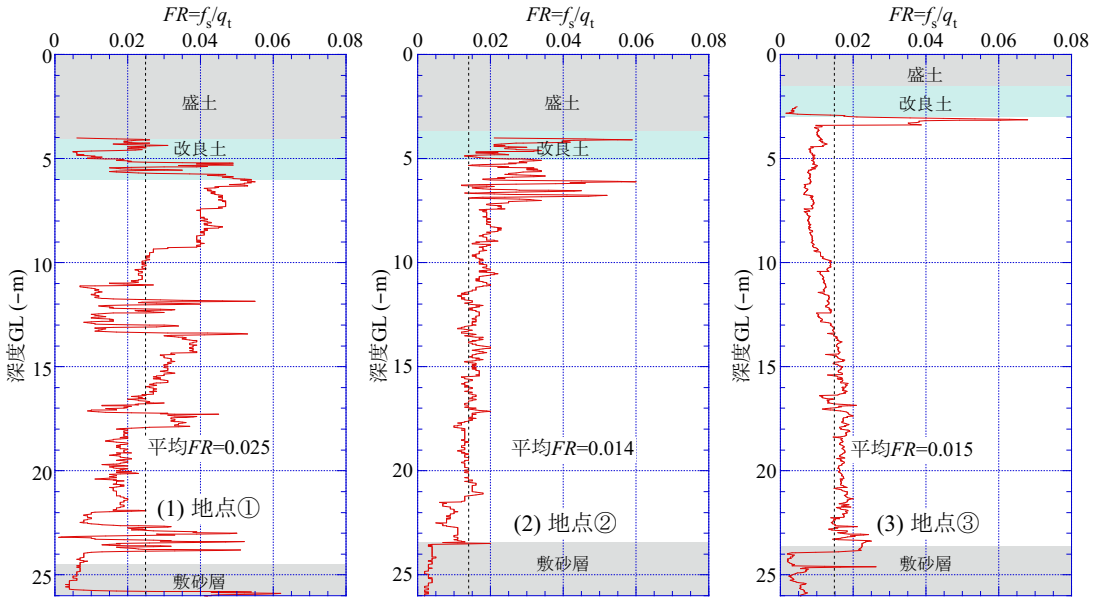


図-4.5.7　夢洲 2 区万博用地の周面摩擦係数 *FR*

(2) 新たな f_s の算定方法と $q_{t,PBD}$ の算定方法

そこで，新たに f_s は粘土層の非排水せん断強さ s_u と相関すると考え，f_s/s_u 値を用いて f_s を算定することとした [6]。CPT での s_u は，σ_v を全応力，N_{kt} をコーン係数とすると，式(4.5.10)で表される。

$$s_u = (q_t - \sigma_v)/N_{kt} \tag{4.5.10}$$

よって，f_s は式(4.5.11)とおくことができる。

$$f_s = (f_s/s_u) \times (q_t - \sigma_v)/N_{kt} \tag{4.5.11}$$

よって，F_S は式(4.5.12)で求められる。なお，F_S の算定方法を変えたので，補正係数をβ'としている。

$$F_S = \beta' \cdot D_K \int_0^z (f_s/s_u) \times (q_t - \sigma_v)/N_{kt} \, dz \tag{4.5.12}$$

式(4.5.1)に式(4.5.2)，(4.5.3)，(4.5.12)を代入すれば，式(4.5.13)となる。

$$\mu P_M + W = \alpha \, A_K \, q_t + \beta' D_K \int_0^z (f_s/s_u) \times (q_t - \sigma_v)/N_{kt} \, dz \tag{4.5.13}$$

これにより，PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ は式(4.5.8)（再掲）と式(4.5.14)によって求めることができる。

$$\sum q_{t,PBD}(i\text{-}1) = \sum q_{t,PBD}(i\text{-}2) + q_{t,PBD}(i\text{-}1) \tag{4.5.8}$$

$$q_{t,PBD}(i) = \frac{\mu P_M + W - \beta' D_K (f_s/s_u)\Delta z/N_{kt} \{\sum q_{t,PBD}(i\text{-}1) - \sigma_v(i)\}}{\alpha A_K + \beta' D_K (f_s/s_u)/N_{kt}\,\Delta z} \tag{4.5.14}$$

先と同様に，式(4.5.8)で加算したものから，式(4.5.14)で i 番目の $q_{t,PBD}$ を求めることができる。なお，$q_{t,PBD}(-1)=q_{t,PBD}(0)=0$ である。

ここで，夢洲 2 区万博用地の①，②，③地点でサンプリングした浚渫粘土を用いて一面定体積せん断試験で得られた s_u と CPT の f_s よる f_s/s_u 値を**図-4.5.8** に，②，③地点で適合した N_{kt} を**図-4.5.9** に示す（①地点は不均質なため，整合性が悪い）。これらより，3 地点の平均値から夢洲 2 区万博用地では f_s/s_u=0.21，N_{kt}=8 と設定した（$f_s/s_u/N_{kt}$=0.026）。したがって，式(4.5.15)となる。

$$q_{t,PBD}(i) = \frac{\mu P_M + W - 0.026\,\beta' D_K \Delta z \{\sum q_{t,PBD}(i\text{-}1) - \sigma_v(i)\}}{\alpha A_K + 0.026\,\beta' D_K \Delta z} \tag{4.5.15}$$

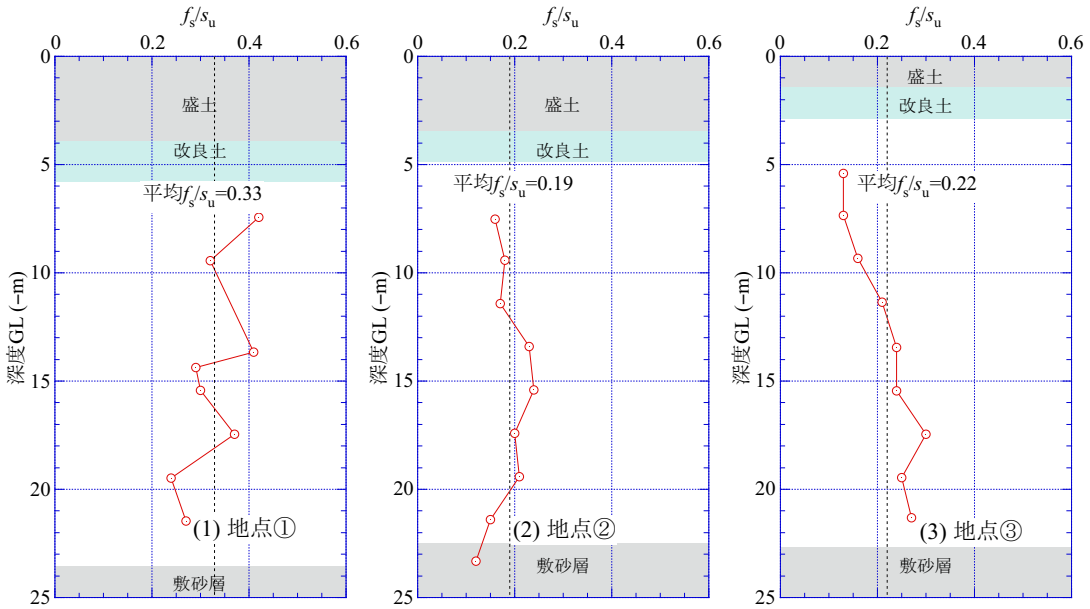


図-4.5.8　夢洲 2 区万博用地の f_s/s_u 値の深度分布

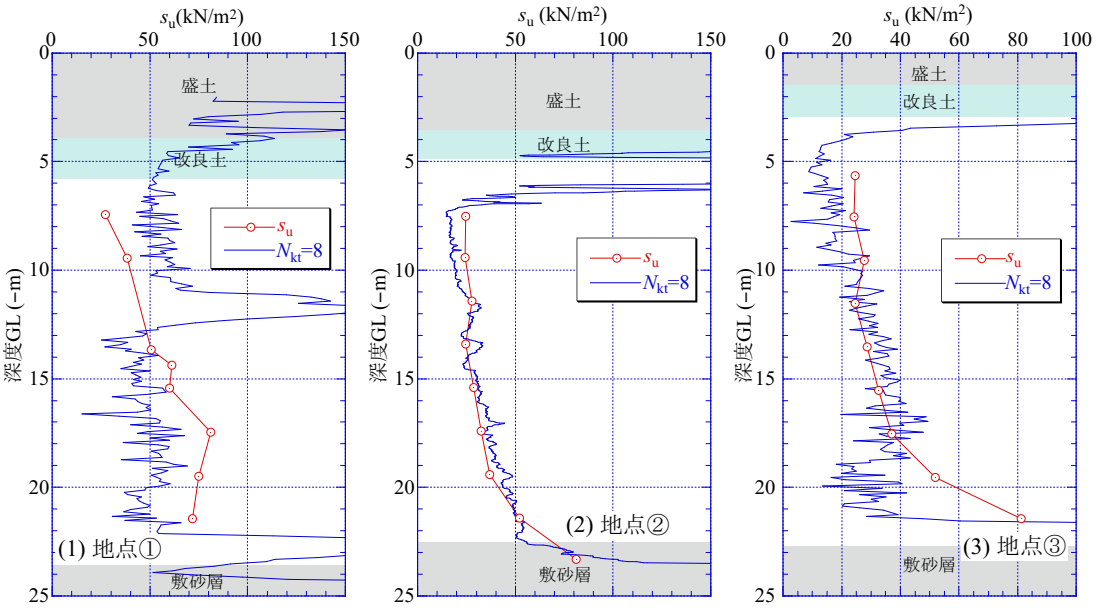


図-4.5.9　夢洲 2 区万博用地のコーン係数 N_{kt}

(3) f_s/s_u の検討

図-4.5.10 に大島らがこれまで地盤調査を行った地点における粘土層の種別（一般粘土，鋭敏粘土，高有機質土(泥炭)）ごとの f_s/s_u（f_s は CPT，s_u は一面定体積せん断試験による）の深度分布を示す[7]。ここで，液性指数 $I_L \geqq 1$ を鋭敏粘土，$I_L < 1$ を一般粘土とした。一般粘土の平均 f_s/s_u 値は 0.24，鋭敏粘土は 0.10，高有機質土は 1.32 となった。鋭敏粘土では CPT のロッドと粘土の接触による練返し効果により周面摩擦が小さくなり，f_s が小さく現れ，高有機質粘土は未分解の腐植物の影響で周面摩擦が大きくなり，f_s が大きく現れたと考えられる。

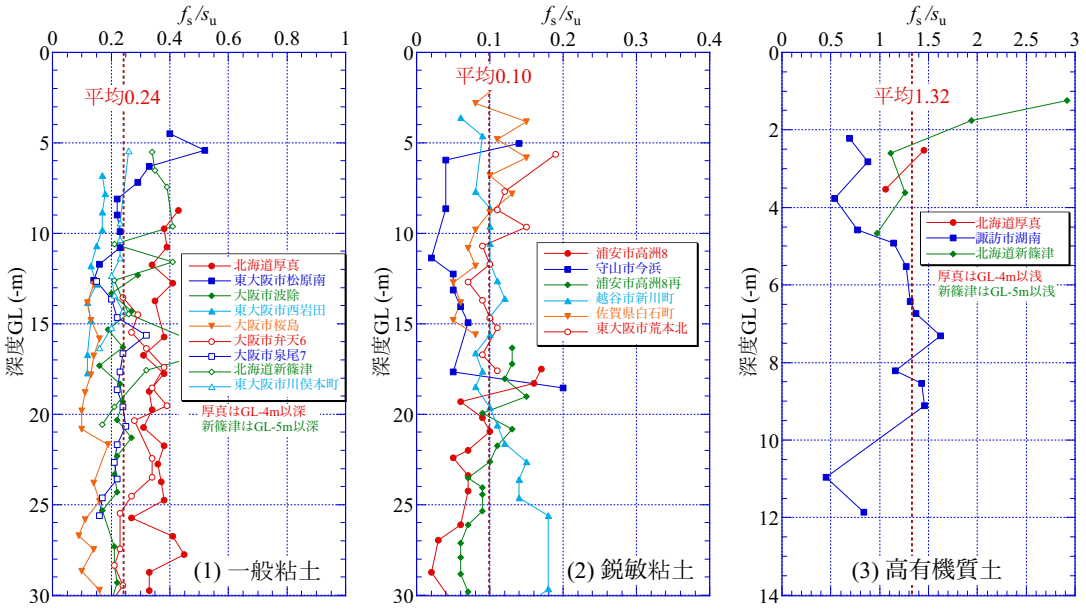


図-4.5.10　粘土層の種別による f_s/s_u 値の深度分布

以上から，夢洲 2 区万博用地は一般粘土の範疇に入っているが，粘土層の種類によって f_s/s_u 値は変化するといえる。f_s/s_u 値の目安は**図-4.5.10** から推定できるが，正確な f_s/s_u 値を求めるためには，やはり粘土層の s_u を測定する必要があるといえる。

(4) 校正係数と補正係数

a) 校正係数μとケーシング諸量

表-4.5.1 に夢洲 2 区万博用地で使用した PBD 大型打設機 12 台の式(4.5.2)における校正係数μをまとめた。文献 3)では大型打設機の全てでμ=0.0050 を与えていたが，打設機によって若干異なることがわかった。μは打設力検定試験（ケーシング押込み時の油圧 P_M を順に変えていって，敷鉄板上に設置したロードセルで貫入力 F_K を測定して，その関係の勾配からμを求める試験）によって求められる。万博用地で用いられた打設機 12 台のうち検定試験は 7 台で実施することができたが，残りの 5 台は同型機種でのμの平均値とした。

また，PBD 打設機のケーシング諸量は，重量 W=0.0180MN，断面積 A=0.0170m^2，周長 D_k=0.497m であった。

表-4.5.1　PBD 打設機の校正係数μ

現場呼称	校正係数μ
1号機	0.0048
2号機	0.0053*
3号機	0.0053*
4号機	0.0056
5号機	0.0059*
6号機	0.0059*
7号機	0.0067
8号機	0.0063
9号機	0.0050
10号機	0.0062
11号機	0.0056
12号機	0.0059*

1~3, 8 号機：機種 1，その他：機種 2
*：同型機種でのμの平均値に設定

b）補正係数α，β'の求め方

補正係数α，β'はケーシングの押込み試験（通常の打設）と引抜き試験から求めることができる[3]。**図-4.5.11** に示すように押込み試験では，貫入力$F_{K|押}$は先端抵抗力F_Cと周面摩擦力F_Sとの和となる。

$$F_{K|押}=\mu\cdot P_{M|押}+W=F_C+F_S \tag{4.5.16}$$

一方，引抜き試験ではF_Cは働かないので，引抜き力$F_{K|引}$からF_Sを直接求めることができる。

$$F_{K|引}=\mu\cdot P_{M|引}-W=F_S \tag{4.5.17}$$

よって，式(4.5.16)の$F_{K|押}$と式(4.5.17)の$F_{K|押}$の差をとれば，F_Cを求めることができる。

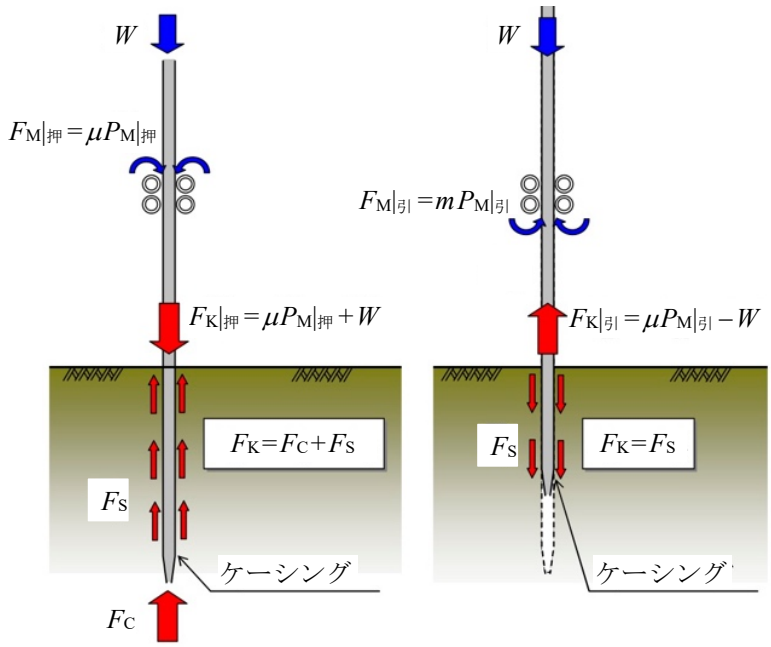
$$F_{K|押}-F_{K|引}=F_C \tag{4.5.18}$$

式(4.5.3)と式(4.5.18)，式(4.5.12)と式(4.5.17)の関係から，α，β'はそれぞれ式(4.5.19)，式(4.5.20)で求めることができる。

$$\alpha=\frac{\mu\,(P_{M|押}-P_{M|引})+2W}{A_K\,q_t} \tag{4.5.19}$$

$$\beta'=\frac{\mu\,P_{M|引}-W}{D_K\int_0^z (f_s/s_u)\times(q_t-\sigma_v)/N_{kt}\,dz} \tag{4.5.20}$$

ここで，本来の対象地である夢洲2区万博用地では通常の押込み打設のみが行われ，引抜き試験は行われなかった。したがって，補正係数α，β'を直接求めることはできなかった。そこで，別の現場で押込み，引抜き試験を行い，α，β'を求めることにした（**4.5.4** で後述）。

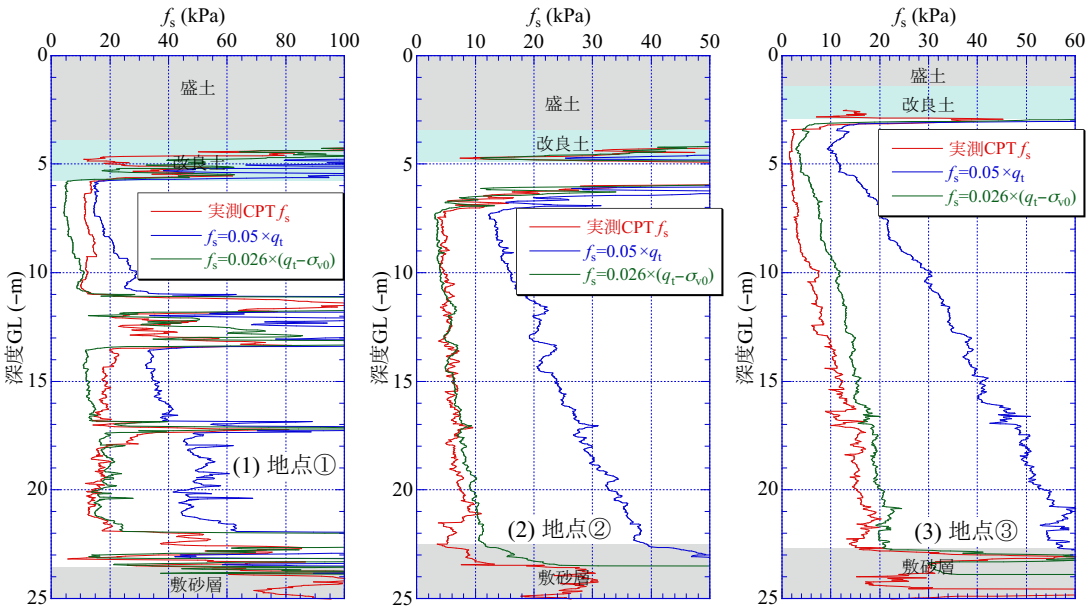


（1）押込み時　　（2）引抜き時

図-4.5.11　ケーシング押込み・引抜き時の力の釣合い[3]

(5) 周面摩擦抵抗f_sの算定方法の比較

文献3)による式(4.5.5)によるf_sと(2)で新たに定義した式(4.5.11)によるf_sの比較を**図-4.5.12** に示す。式(4.5.5)によるf_sは実測値と比べて過大であり，式(4.5.11)によるf_sはほぼCPTの実測値の傾向に整合している。よって，ここで提案した式(4.5.11)によるf_sの算定式は文献3)によるものよりも有用と考えられる。この関係については**4.5.4**(1)で述べる岐阜県養老町の現場でも同様であった。



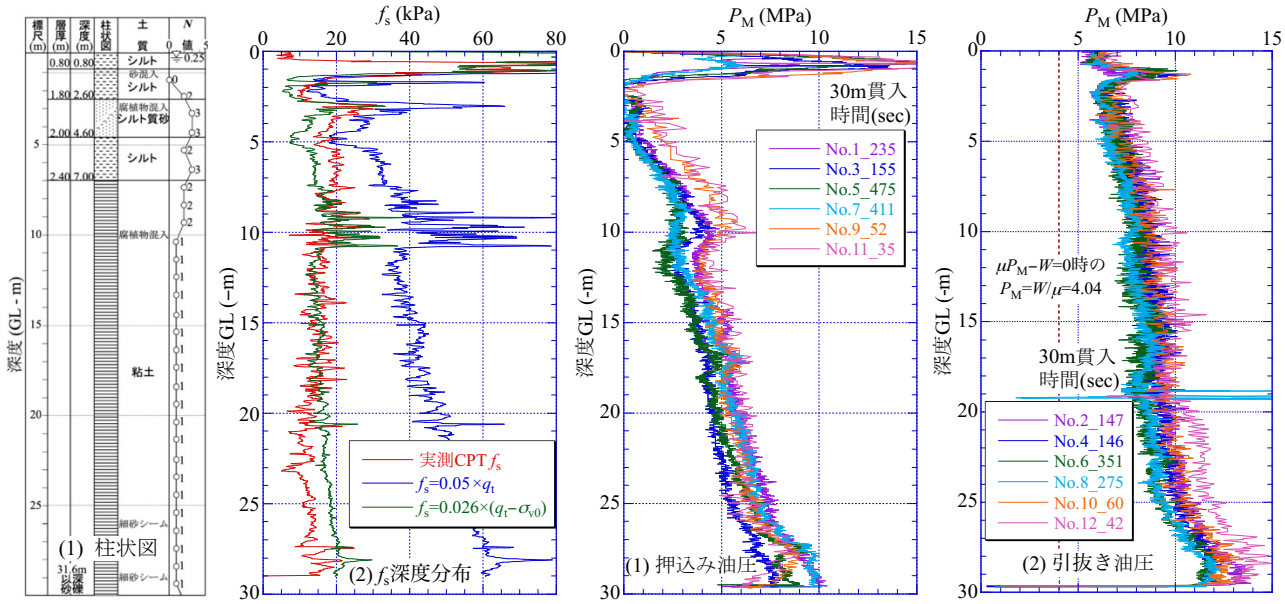
図−4.5.12　夢洲 2 区万博用地の周面摩擦抵抗 f_s の比較

4.5.4 他現場での検討

(1) 岐阜県養老町での結果

岐阜県養老郡養老町の東海環状自動車道の PBD 打設現場にてケーシング押込み・引抜き試験と CPT 試験を実施することで補正係数α, β'を算出し，夢洲 2 区万博用地にて得られた補正係数α, β'が妥当であるか検討した。2023 年 8 月 1 日に CPT，2023 年 12 月 20 日に CPT 実施地点近傍にてケーシングの押込み・引抜き試験を実施した。なお，本敷地は自然堆積地盤であり，圧密は終了していると考えられるので，この時間差による地盤強度の変化はないと見なした。

図−4.5.13 に養老町における周面摩擦抵抗 f_s の深度分布を示す。図−4.5.13(1)のボーリング柱状図は CPT 実施地点から 74m 南に離れた地点のものである。GL-7.0m 以深が N 値 2〜1 の沖積粘土層である。図−4.5.13(2)は式(4.5.5)による f_s と式(4.5.11)による f_s と CPT の実測による f_s を示す。先の図−4.5.12 の夢洲 2 区万博用地と同様に，式(4.5.5)による f_s は実測値と比べて過大であり，式(4.5.11)による f_s はほぼ



図−4.5.13　養老町における周面摩擦抵抗 f_s の比較　図−4.5.14　養老町における押込み・引抜き油圧

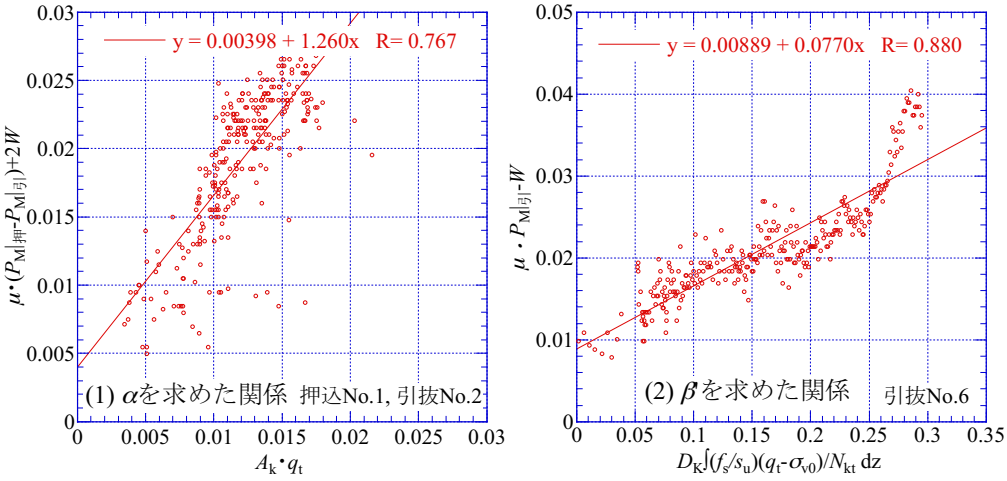


図-4.5.15　油圧補正前のα，β'を求めた関係

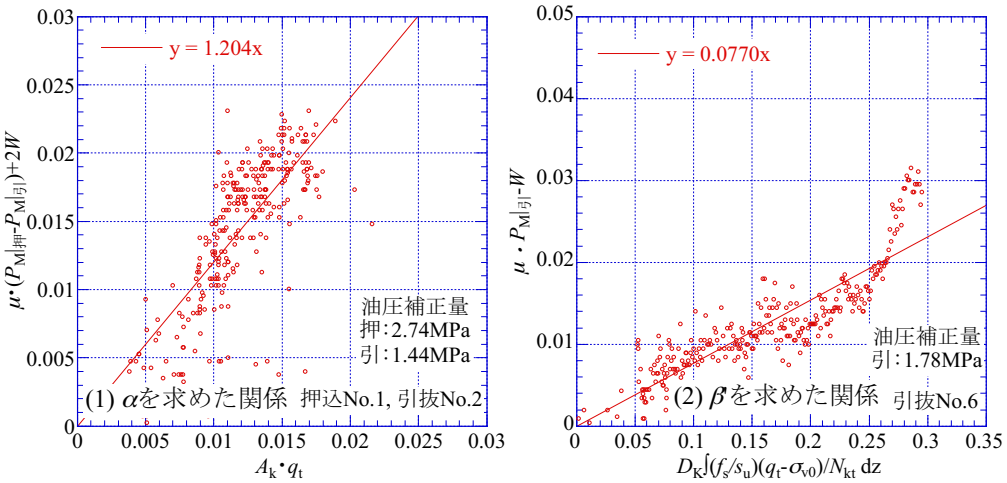


図-4.5.16　油圧補正後のα，β'を求めた関係

CPT の実測値に整合している。やはり，ここで提案した式(4.5.11)による f_s の算定式は有用といえる。

図-4.5.14(1)，(2)にそれぞれ押込み 6 本，引抜き 6 本の油圧 P_M の深度分布を示す。それぞれ凡例には深度 30m の貫入時間(sec)を示すが，上 4 本は通常の打設速度よりも遅い速度で，下 2 本は通常の打設速度と同等の速い速度で実施したが，押込み・引抜きともに速い速度で実施した方が P_M は大きい。**図-4.5.14**(2)の引抜き油圧にはケーシング自重を持ち上げるのに必要な油圧 4.04MPa を点線で示しているが，今回の試験では GL0m においてそれを上回っている。この原因はケーシングを引き抜く際のフリクションローラに初動油圧が生じているためと考えられた。

図-4.5.15，**図-4.5.16** に式(4.5.19)，式(4.5.20)によるα，β'を求めた関係の一例を示す。αは押込み・引抜き試験の速度が近いデータを組み合わせて求めた 20 ケースで，β'は引抜き油圧 6 ケースで求めた。**図-4.5.15** に見られるα，β'の切片は前述の初動油圧によると考え，切片からこの初動油圧を逆算し，**図-4.5.16** のように原点を通るようにした。このようにして求めた全てのα，β'を平均して養老町ではα=1.46（油圧補正後ではα=1.11），β'=0.077 を得た。

このα，β'を用いて，式(4.5.5)による f_s/q_t，式(4.5.11)による f_s/s_u を用いて算定した $q_{t,PBD}$ と CPT の q_t との比較を**図-4.5.17**(1)に示す。参考のため，**図-4.5.17**(2)は油圧補正前の結果も示すが，油圧補正によって CPT の q_t に近くなっている。また，f_s/q_t よりも f_s/s_u による $q_{t,PBD}$ の方が CPT の q_t に近い。しかし，養老町の地盤強度が大きいため，F_S に比べて F_C が大きくなり，両者の差が小さくなったと考えられる。

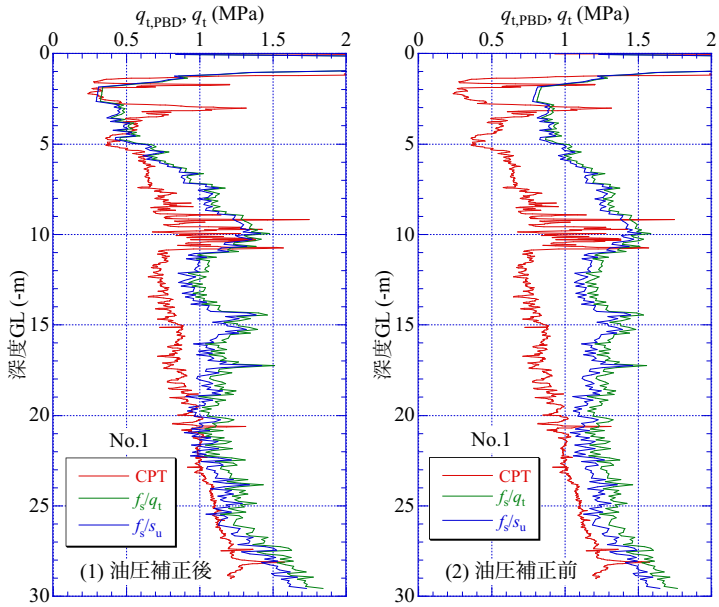


図-4.5.17　養老町での $q_{t,PBD}$ と CPT による q_t の比較

(2) 京都府のある現場での結果

京都府のある PBD 打設現場（現場地点は非公開）にてケーシング押込み・引抜き試験と CPT 試験を実施することで補正係数α, β'を算出した。2024 年 6 月 21 日～28 日にボーリング･粘性土サンプリング，CPT，それらの近傍にてケーシングの押込み・引抜き試験を実施した。

図-4.5.18 に当該現場の 25m までの柱状図，CPT と一面定体積せん断強さによる f_s/s_u 比と s_u の深度分布を示す。f_s/s_u=0.60 が得られた。これは先の一般粘土と比べてかなり大きいが，当地の地盤は砂分がかなり混入した不均質な粘性土であったためと考えられる。また，CPT，一面 s_u の比較から，当地のコーン係数は N_{kt}=15 と通常よりもかなり大きくなった。

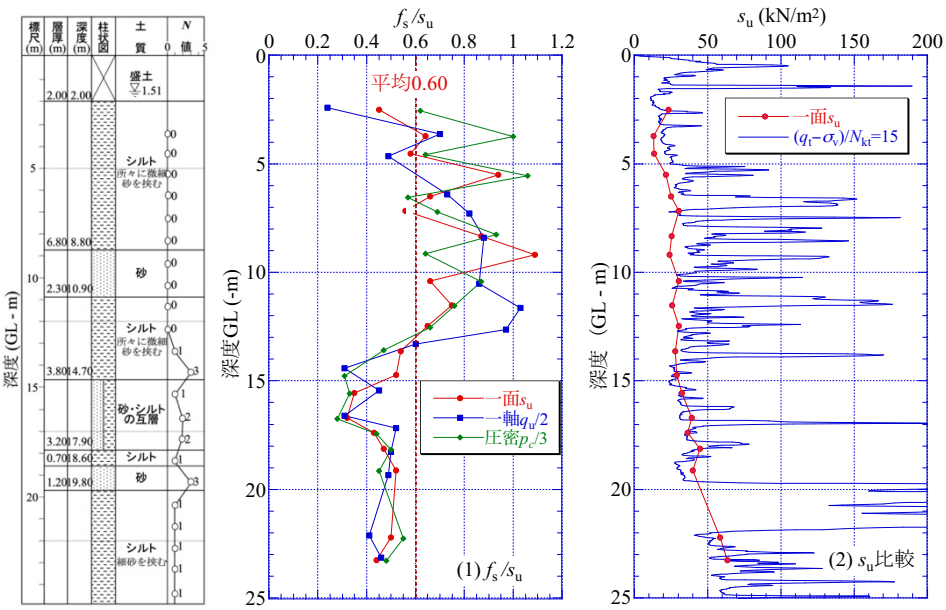


図-4.5.18　京都府の現場での CPT，一面による f_s/s_u 値と s_u の深度分布

ここで，P_M の生データを用いて式(4.5.20)，式(4.5.19)の分子，分母の関係を求めると（f_s/s_u=0.60，N_{kt}=15 とした），**図-4.5.19** に代表例として 2 測点を示すと，式(4.5.20)のβ'ではマイナス側に，式(4.5.19)のαで

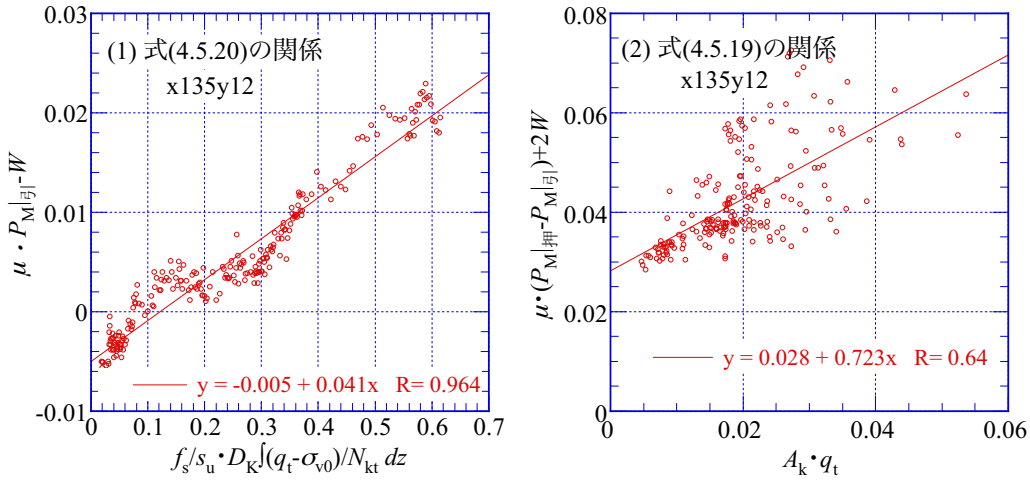


図-4.5.19　京都府の現場での補正前の式(4.5.20)，式(4.5.19)の分子，分母の関係

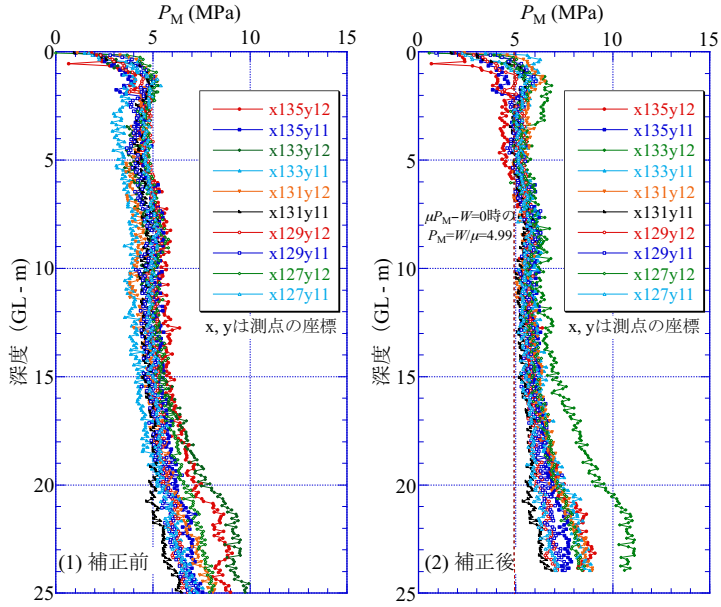


図-4.5.20　京都府の現場での引抜き油圧の深度分布

はプラス側に切片が生じた。特に，引抜き油圧は GL-0m においてケーシング自重を持ち上げるのに必要な油圧（$\mu P_M - W = 0$ より，この現場の施工機では $P_M = W/\mu = 4.99$ MPa）になるはずであるが，今回の引抜き油圧は 4.99 MPa より小さく，式(4.5.20)のβ'で切片がマイナス側に生じたと考えられる。また，式(4.5.19)のαも引抜き油圧に依存するため，切片が両方 0 に近づくような補正が必要となった。

そこで，(4.5.20)のβ'の分母，分子の関係で切片が 0 になるよう補正を行った。補正前後の引抜き油圧を**図-4.5.20** に，それによって求めた式(4.5.19)，式(4.5.20)の分母，分子の関係を**図-4.5.21** に示す。補正前後でα, β' の値は変化しないが，**図-4.5.20** より，補正後の引抜き油圧は深度が 0m に近づくと 4.99 MPa に近づくような値となり，各地点における引抜き油圧のばらつきが小さくなった。ただし，式(4.5.19)のαの関係の切片は 0 とならなかったので，原点を強制通過させた。この点は今後の課題である。

上記の整理で求めたα=1.40，β'=0.027（いずれも各測点の平均値）を用いて，式(6)，(7)によって PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ を算出した。**図-4.5.21** に代表例として 2 測点の $q_{t,PBD}$ と CPT の q_t の深度分布を示す。GL-0～10 m 付近では，$q_{t,PBD}$ は CPT の q_t よりもやや大きいが，全体的に $q_{t,PBD}$ は CPT の q_t の傾向と整合している。

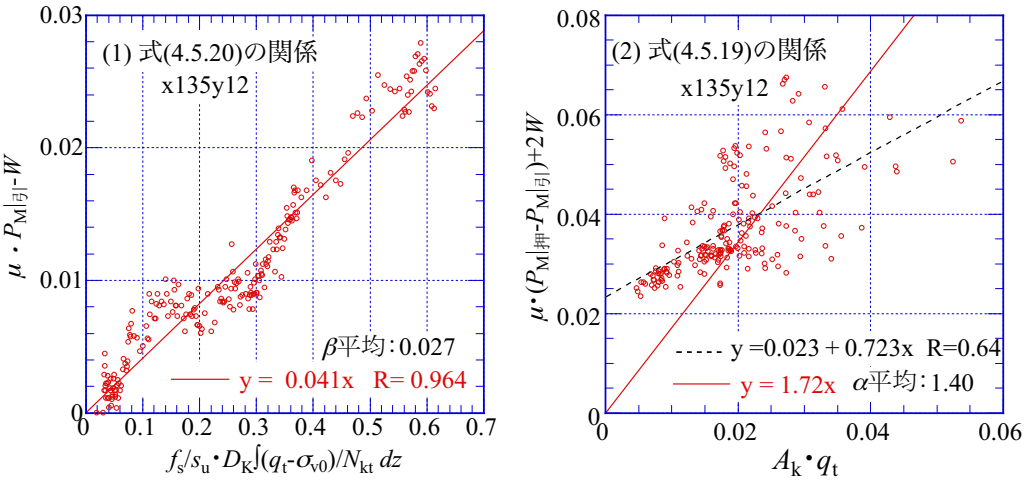


図-4.5.21　京都府の現場での補正後の式(4.5.20)，式(4.5.19)の分母，分子の関係

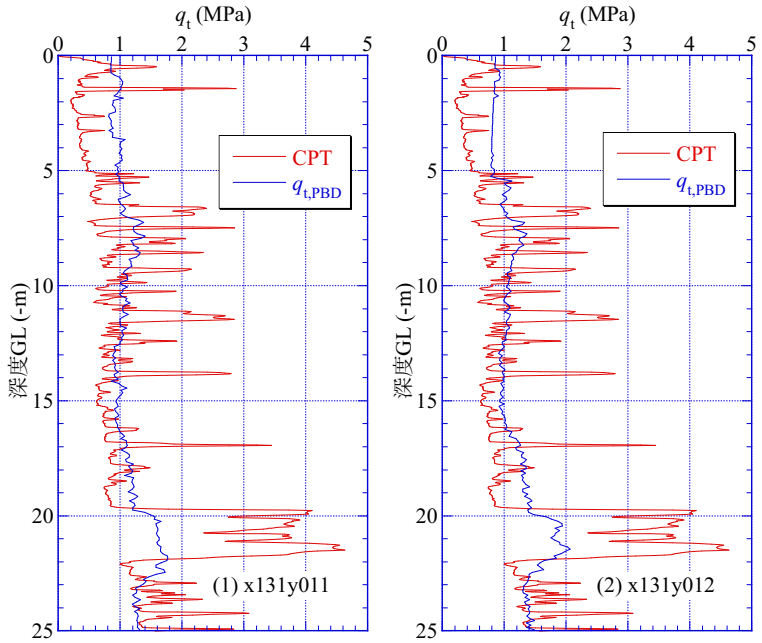


図-4.5.22　京都府の現場での PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$

(3) 夢洲 2 区南東部での結果

先に述べたように，本来の対象地である夢洲 2 区万博用地では引抜き油圧を測定しなかったため，直接α, β'を求めることができなかった。そこで，その後（2022 年 9～12 月）に行われた夢洲 2 区南東部において押込み・引抜き油圧を測定して，α, β'を求めることにした。**図-4.5.23** に夢洲 2 区南東部（約 12ha）の 4 測点（x66y55，x181y33，x150y103，x178y119）およびボーリング，CPT の位置を示す。

しかし，本来は押込み，引抜き試験および CPT を同時期に行うべきであったが，押込みの通常施工を優先したため，CPT および引抜き試験は，それぞれ約 1 ヶ月，約 2 ヶ月後に行ったため，**表-4.5.2** に示すように PBD 打設日（最初の押込み）と CPT 実施日に日数差が生じた。

図-4.5.24 に夢洲 2 区南東部での押込み，引抜き油圧の全データを示す。図(1)の x66y55，図(2)の x181y33 地点では 1 回目の押込み(9/27, 10/11)から 2 回目(12/19)で油圧が大きく増加しているが，図(3)の x150y103，図(4)の x178y119 地点では増加があまり見られない。油圧の増加は浚渫粘土の圧密進行によると考えられるが，地点によってそれが異なるようである。一方，引抜きは押込みよりも大きな油圧が発生している。

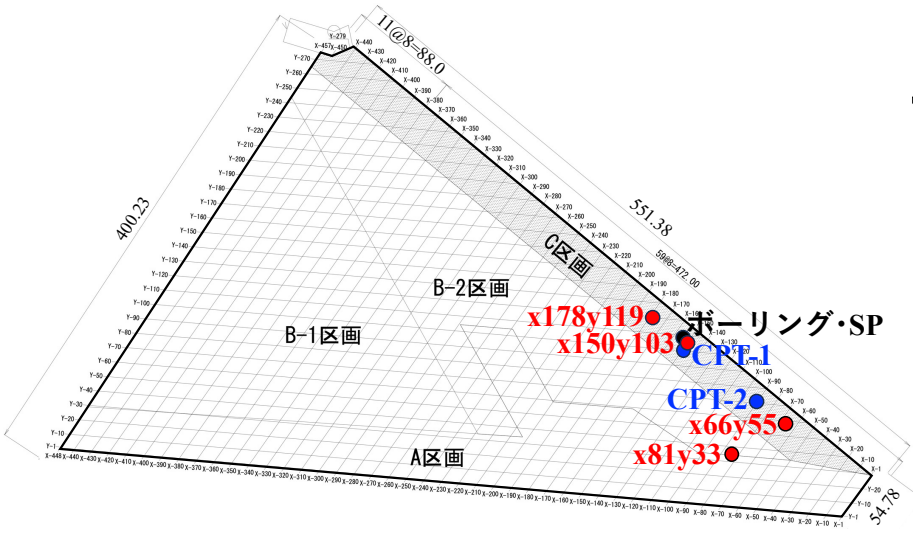


図-4.5.23　夢洲 2 区南東部の 4 測点およびボーリング，CPT の位置

表-4.5.2　夢洲 2 区南東部の各試験日と日数差

南東部	PBD打設日(押込み)	CPT 実施日	日数差	再押込み・引抜き試験日	日数差
x66y55	2022/9/27	2022/10/25	28日	2022/12/19	55日
x81y33	2022/10/11	2022/10/25	14日	2022/12/19	55日
x150y103	2022/9/26	2022/10/26	30日	2022/12/16	51日
x178y119	2022/9/9	2022/10/26	47日	2022/12/26	61日

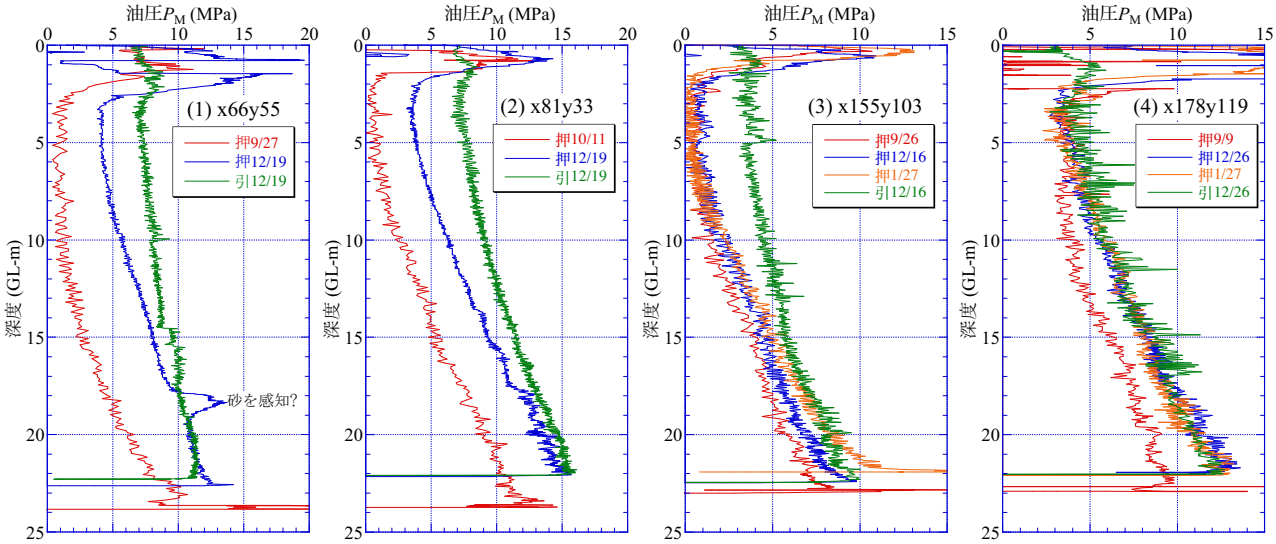


図-4.5.24　夢洲 2 区南東部 4 測点の押込み，引抜き油圧の全データ

PBD 打設日（最初の押込み）と CPT 実施日の日数差（14～47 日）の間に浚渫粘土層の圧密が進行して強度増加するため，その後（12/16～12/26）に再押込み試験と引抜き試験を行い，PBD 打設日と再試験日の日数差（69～108 日）間の押込み油圧の増加量から CPT 実施日における押込み・引抜き油圧を推定することにした。

ただし，単純な日数の比例配分では CPT の結果とうまく整合しなかった。そこで，圧密による強度増加に対応する応力の圧密度はひずみの圧密度と同様に時間 t の平方根$\sqrt{t}$に比例して進行する（圧密度

50%以下では$\sqrt{t}$に比例）と仮定し，PBD 打設日と再押込み試験日までの油圧増加量を CPT 実施日の日数差$\sqrt{t}$の割合に当てはめて，CPT 実施日における押込み油圧・引抜き油圧を推定した[8]。その推定した押込み油圧・引抜き油圧を**図-4.5.25** に示す。測点によって油圧が異なるのは，浚渫粘土層の圧密進行の違いと考えられる。この補正によって，α=1.48，β'=0.431 が得られた。なお，夢洲 2 区南東部でも f_s/s_u=0.21，N_{kt}=8 としている（$f_s/s_u/N_{kt}$=0.026）。

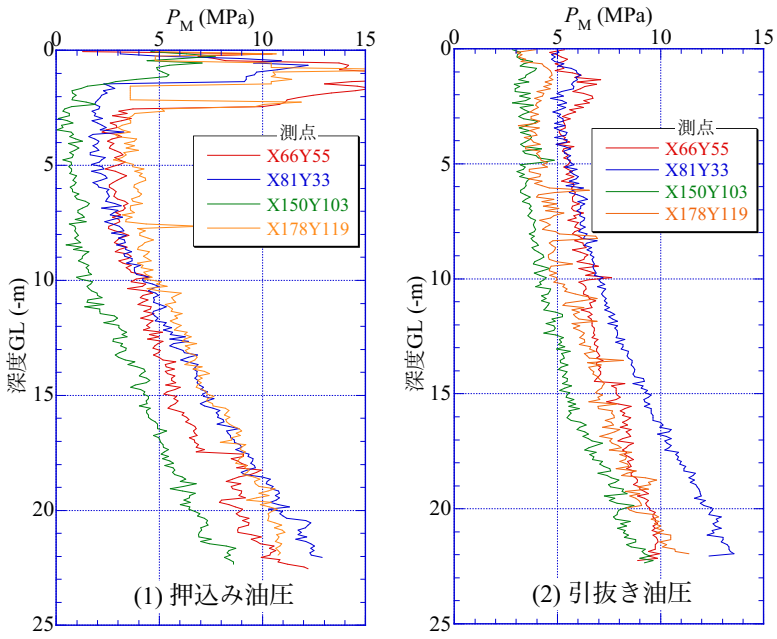


図-4.5.25　夢洲 2 区南東部 4 測点の推定押込み，引抜き油圧

夢洲 2 区南東部の 4 測点にα=1.48，β'=0.431 を適用して求めた PBD の $q_{t,PBD}$ と CPT の q_t との比較を**図-4.5.26** に示す。両者は比較的よく整合しており，$\sqrt{t}$法による油圧補正は適切と考えられる。

ここで，文献 3)では一律にα=1.0，β=0.05（βの定義が異なるが）と設定していたが，夢洲 2 区では異なり，α=1.48，β'=0.431 となった。また，同様な試験を行った養老町ではα=1.46（油圧補正後で 1.11），β'=0.077，京都府の現場ではα=1.40，β'=0.027 であった。α は大差ないが，β'は場所によって大きく異なった。そこで，夢洲2区南東部と養老町においてβ'への影響要因を検討した。

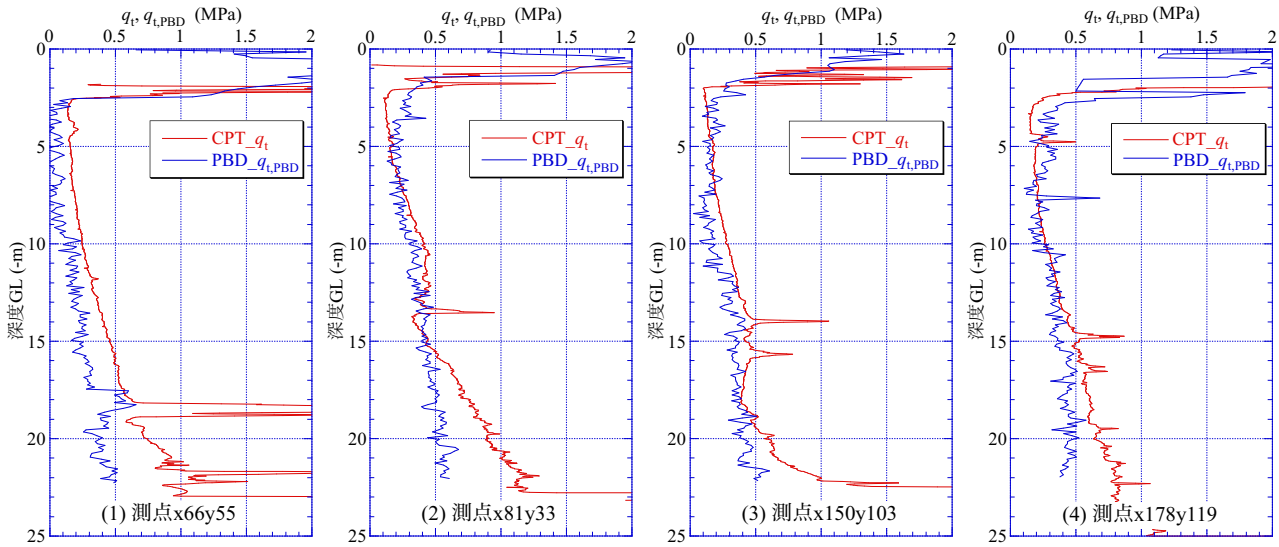


図-4.5.26　夢洲 2 区南東部の PBD の $q_{t,PBD}$ と CPT の q_t の比較

図-4.5.27，図-4.5.28 に式(4.5.20)におけるそれぞれ分子，分母を示す。分子では大きな差はないが，分母では明らかに養老町で大きい。このため，β'が小さくなったといえる。さらに，図-4.5.29，図-4.5.30 に両地点の式(4.5.20)内のそれぞれ先端貫入抵抗 q_t と全応力σ_v を示す。σ_v はそれほど大きな違いはないが，q_t は養老町で大きい。この結果よりβ'は地盤強度に依存し，地盤強度が大きいほど小さくなる傾向にあるといえる。

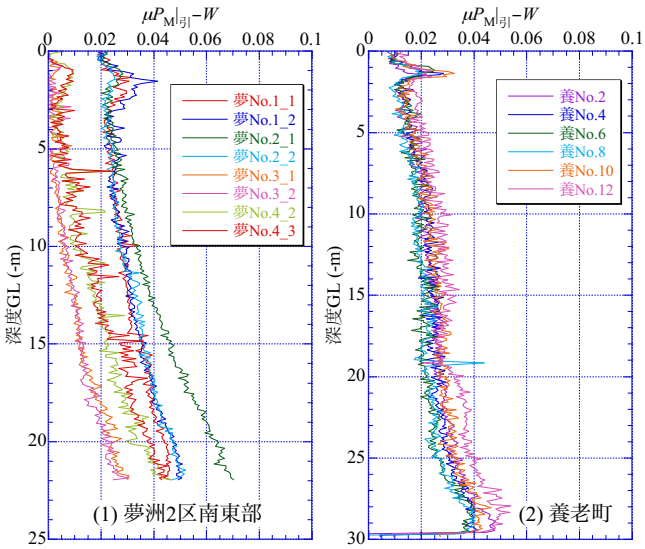


図-4.5.27　式(4.5.20)での分子の比較

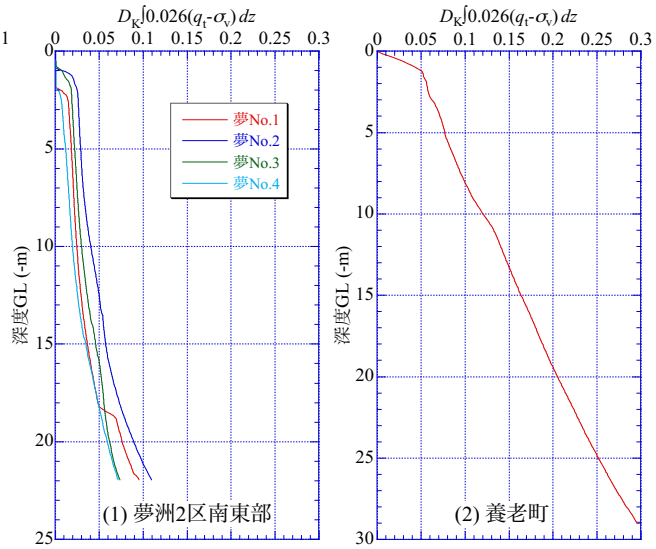


図-4.5.28　式(4.5.20)での分母の比較

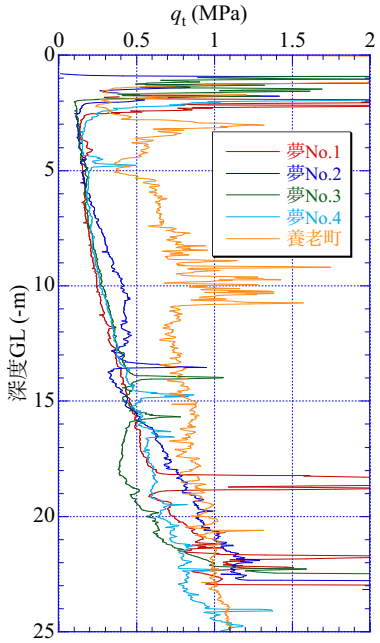


図-4.5.29　先端貫入抵抗 q_t の比較

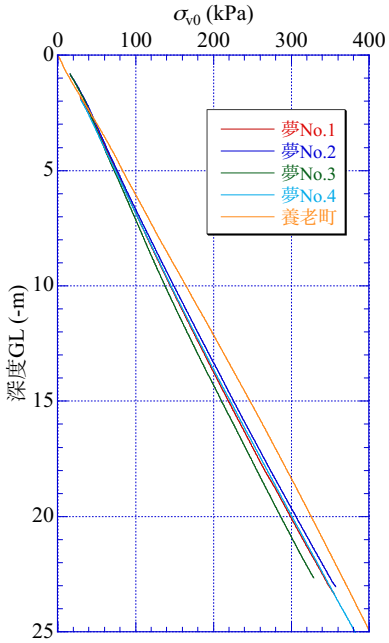


図-4.5.30　全応力σ_v の比較

4.5.5 夢洲 2 区万博用地の $q_{t,PBD}$ の分布性状

(1) PBD の $q_{t,PBD}$ と CPT の q_t の比較

夢洲 2 区万博用地でも CPT 実施と PBD 打設は同時ではなく，現場の都合によって CPT 実施は PBD 打設の約 2～8 ヶ月後となった。したがって，この間の浚渫粘土層の圧密進行の影響を受けており，CPT によって得られた q_t は $q_{t,PBD}$ よりも大きくなることが予想される。

先の夢洲 2 区南東部で得たα=1.48，β'=0.431 を用いて万博用地の①，②，③地点およびコーン A，C，E，G，I 地点（位置は**図-4.5.2** 参照）で求めた PBD の $q_{t,PBD}$ と CPT の q_t との比較を**図-4.5.31** に示す。$q_{t,PBD}$ は q_t よりも小さいが，これは CPT が PBD 打設から数ヶ月後の圧密進行中に実施したためであり，むしろ，この結果からここで提案した式(4.5.12)によって周面摩擦力が正しく評価できたと考えられる。

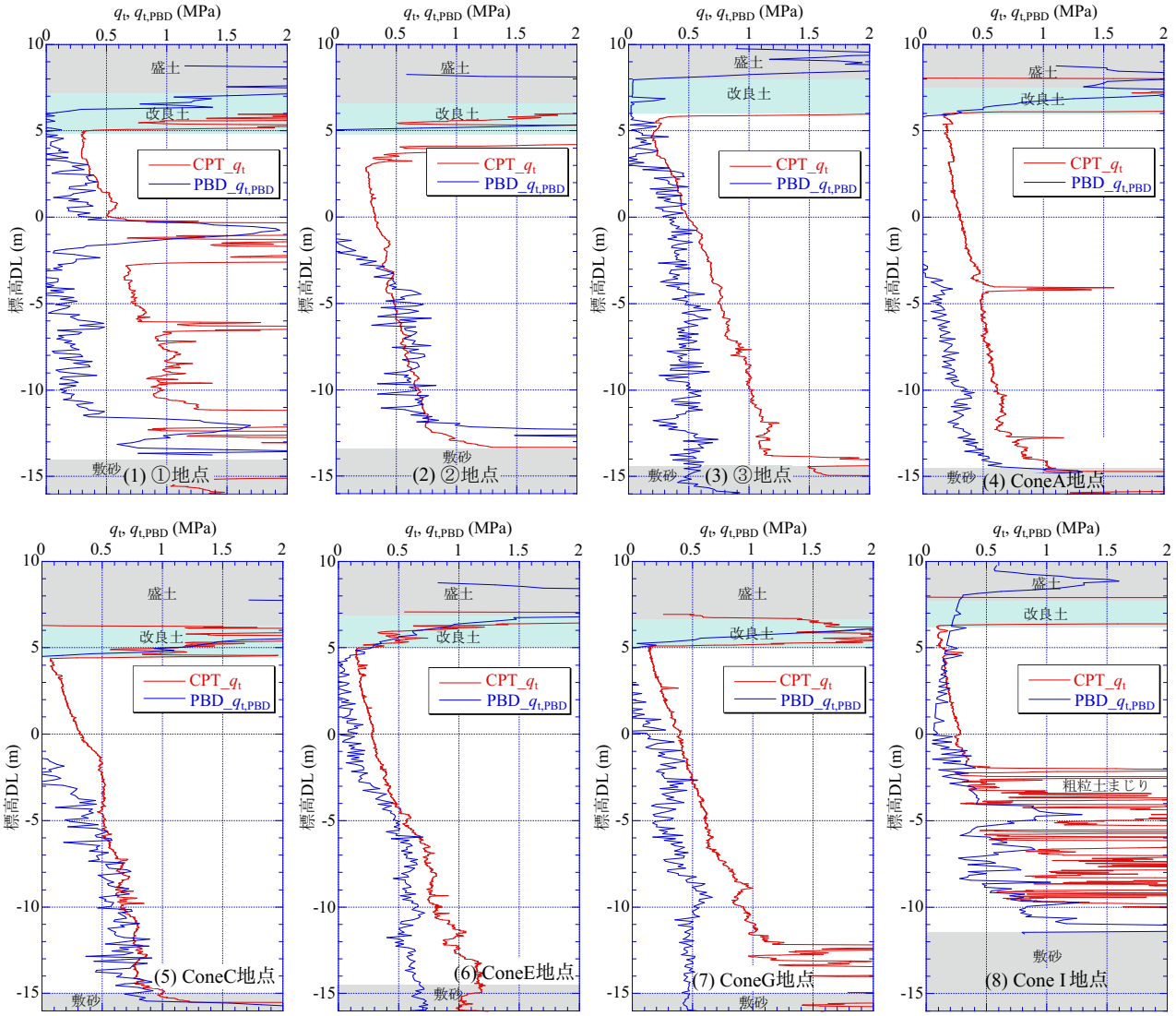


図-4.5.31　夢洲 2 区万博用地の CPT の q_t と PBD の $q_{t,PBD}$ の比較

(2) PBD 先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の深度方向の平面分布

図-4.5.32 に夢洲 2 区万博用地における約 175,000 本の PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の GL-1，-2，-5，-10，-15，-20 m ごとの平面分布を示す。図(1)の GL-1 m では表層混合処理による強度増加で全体に赤色（$q_{t,PBD}$≧2 MPa）となっており，図(2)の GL-2 m では赤色から青色（$q_{t,PBD}$≦0.2 MPa）が変わりつつある。

図(3)の GL-5 m では全体に青色となっており，軟弱な粘土層であることがわかるが，図(4)の GL-10 m では東側にスポット的に赤色となり，粗粒土混入による不均質性が現れていると考えられる。図(5)の GL-15 m 以深では徐々に青色から水色に変わっており，粘土層の圧密による強度増加が現れていると考えられる。また，所々に緑，黄，赤となっているのは，排砂管近傍に粗粒土が堆積したためと考えられる。特に図(6)の GL-20 m で南東方向に連続的に緑，黄，赤となっている箇所は排砂管の跡と考えられる。これらは先の**図-4.5.2** とも対応している。なお，白色は PBD をこの深度以浅で打ち止めたところを示している。

ここで示した手法によって，深度方向のより詳細な $q_{t,PBD}$ の分布（実際には深度 0.1 m ピッチで得ている）を表すことが可能となった。この結果から，PBD 打設時に浚渫土層の強度分布および不均質性（粘土～砂の識別）の地盤性状を把握できると考えられる。

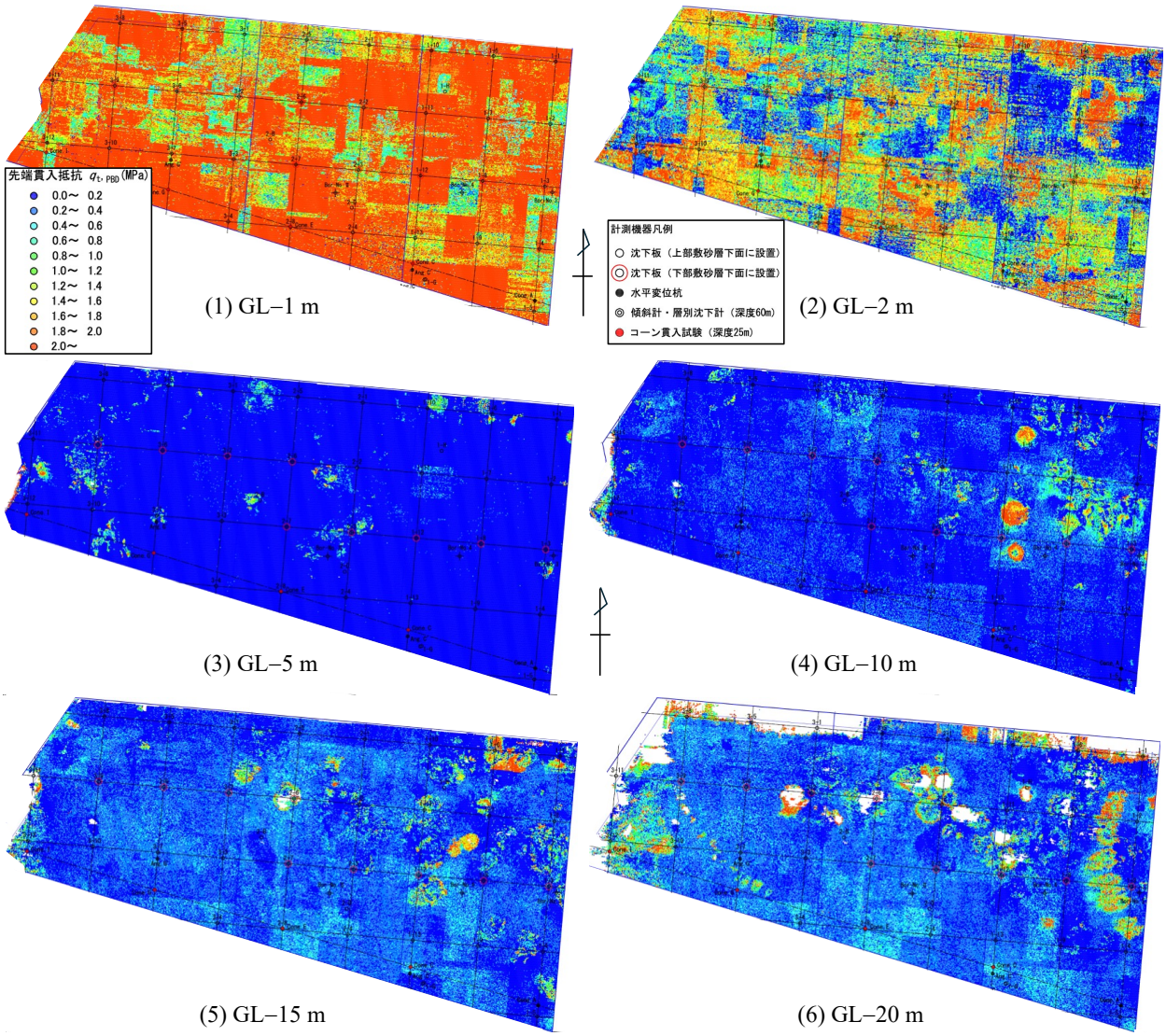


図-4.5.32　夢洲 2 区万博用地の PBD 打設時の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の平面分布

(3) 夢洲 2 区万博用地における強度，圧密特性の面的な分布

図-4.5.33 に夢洲 2 区万博用地の PBD 打設時の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の東西断面の深度分布を南北方向に約 25 m ピッチで並べたものを示す。凡例のスケールは 0～1 MPa で，赤色となる範囲が砂質土に相当すると考えられる。北部と南部で $q_{t,PBD}$ が小さい状態にあることがわかる。さらに，中央付近の西側，東

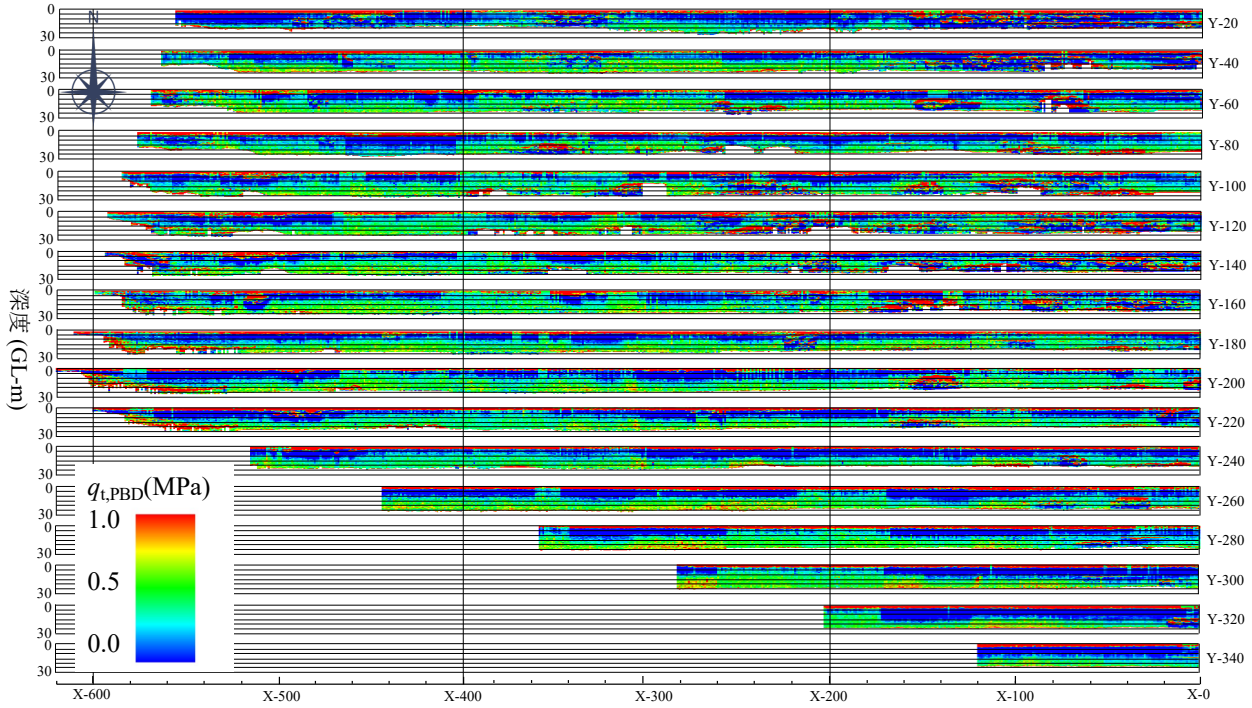


図-4.5.33　夢洲 2 区万博用地の PBD 打設時の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の分布

側において 1MPa を超えている箇所は粘土ではなく，明らかに砂質土であることを表しており，敷地全体で砂混入による不均質性が見て取れる。これはやはり排砂管位置による材料分離（排砂管近傍に砂質土が，それより遠方に粘性土が堆積）によって不均質となっていると考えられる。

なお，この $q_{t,PBD}$ の分布は，当初文献 3)に従って求めた分布 [4]に比べてかなり小さい値となっている。これも基になった CPT の q_t は圧密進行の影響を受けていたためで，ここで示した $q_{t,PBD}$ の方がより正確に PBD 打設時の地盤強度を表していると考えられる。

この PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ が CPT の q_t と同等とすれば，式(4.5.21)で土被り圧である全応力 σ_{v0} とコーン係数 N_{kt} から非排水せん断強さ s_u を求めることができる。

$$s_u = \frac{q_{t,PBD} - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \tag{4.5.21}$$

また，強度増加率 $s_u/p=1/3$ と仮定すると，式(4.5.22)によって s_u から圧密降伏応力 p_c が求められる。

$$p_c = 3 s_u \tag{4.5.22}$$

さらに，p_c と有効土被り圧 p_0（①，②，③地点の平均による，GL-3m 付近に地下水位）から，式(4.5.23)によって過圧密比 OCR が求められる。

$$OCR = p_c / p_0 \tag{4.5.23}$$

図-4.5.34 に式(4.5.21)によって求めた非排水せん断強さ $s_{u,PBD}$ の分布を示す。当然ながら $s_{u,PBD}$ には $q_{t,PBD}$ の分布が反映されるが，場所による洪積粘土層の $s_{u,PBD}$ の分布の違いを見ることができる。やはり $s_{u,PBD}$ は北西部や中央付近で大きく，北部と南部で小さい。また，同図には式(4.5.22)によって換算した圧密降伏応力 $p_{c,PBD}$ の分布を示す。分布傾向は同様である。

図-4.5.35 に夢洲 2 区の過圧密比 OCR_{PBD} の面的な分布を示す。当然ながら OCR_{PBD} には $p_{c,PBD}$ の分布が反映されるが，北西部や中央付近で過圧密，北部と南部が未圧密となっている。このような傾向から，過圧密の箇所では沈下量が小さく，未圧密の箇所では沈下量が大きくなると予想でき，それが沈下量の実測値[9]と整合していることを確認している。

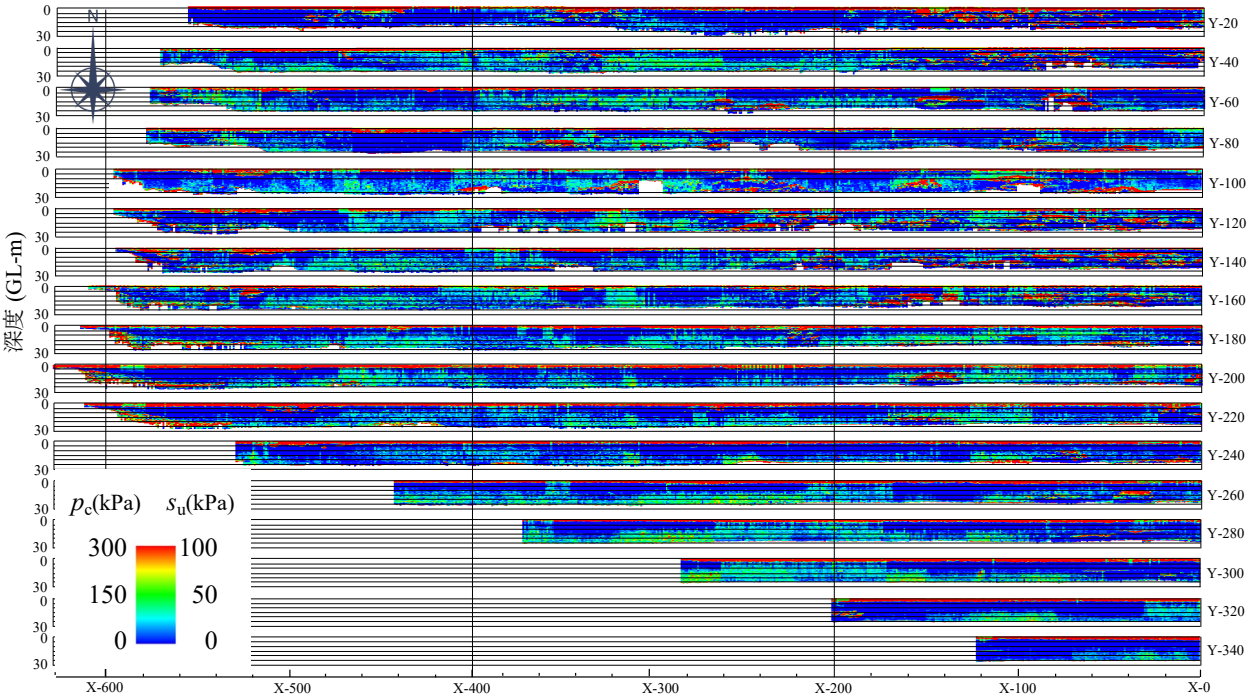


図-4.5.34　夢洲 2 区万博用地の非排水せん断強さ s_u, 圧密降伏応力 p_c の分布

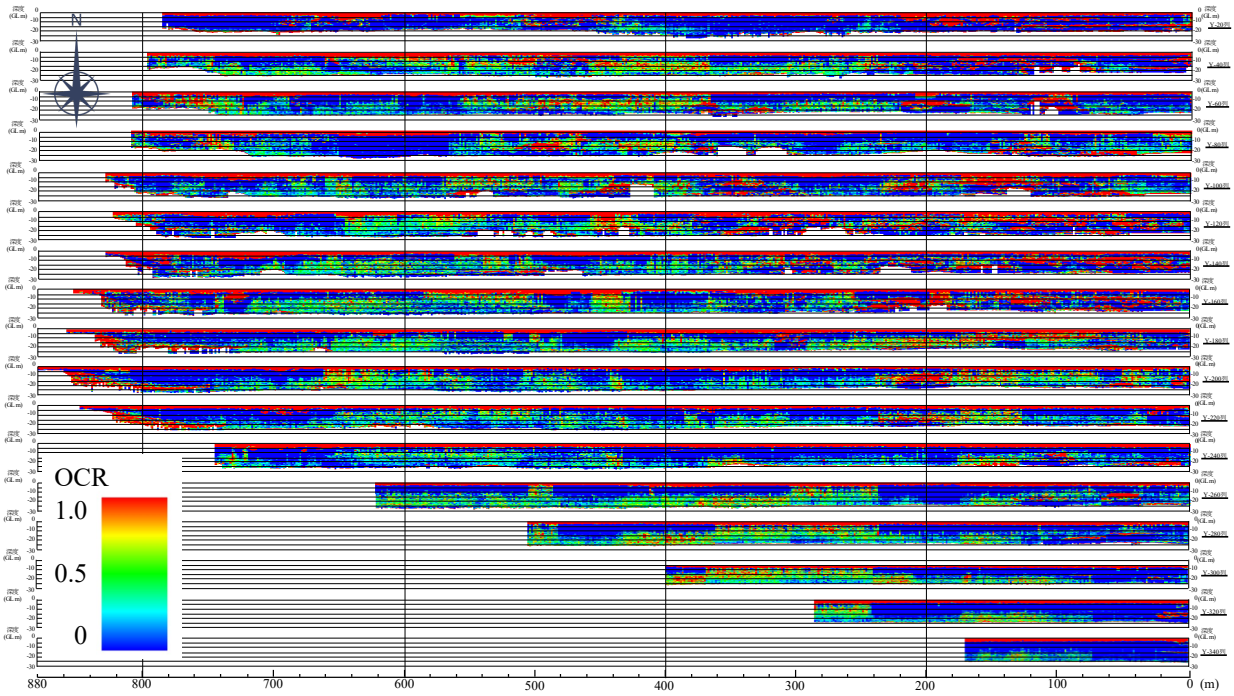


図-4.5.35　夢洲 2 区万博用地の過圧密比 OCR の分布

なお, 側方拘束条件下の圧密試験で得られる体積圧縮係数 m_v の逆数で定義される変形係数 $M(=1/m_v)$ が CPT の実効コーン貫入抵抗 $q_n(=q_t-\sigma_{v0})$に比例する関係を利用して，m_v と $q_{t,PBD}$ の関係から夢洲 2 区万博用地の最終沈下量 S_f を予測した結果は文献 10)で報告している。

4.5.6 まとめ

本項では，PBD 打設時の油圧に基づいて夢洲 2 区万博用地の浚渫粘土層の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ を求めた。それらの結果から以下の結論が得られた。

1) 文献 3)での周面摩擦係数 $FR(=f_s/q_t)$に代わって，非排水せん断強さ s_u と周面摩擦抵抗 f_s の比 f_s/s_u 値を用いて周面摩擦力 F_s を算定する式を新たに提案した。ただし，f_s/s_u 値は粘土層の種類 (一般粘土，鋭敏粘土，高有機質土)によって変わるので，正確な f_s/s_u 値を求めるためには，やはり粘土層の s_u を測定する必要があるといえた。
2) 夢洲 2 区南東部での押込み・引抜き油圧の測定から，補正係数α=1.48，β'=0.431 が得られた。ただし，他現場（養老町，京都府）での同様な試験から，αは大差ないが，β'は場所によって大きく異なり，地盤強度が大きいほど小さくなる傾向にあった。よって，今後この手法を適用するには現地でのケーシング引抜き油圧も測定してβ'を求める必要があると考えられた。
3) 夢洲 2 区万博用地で求めた PBD の $q_{t,PBD}$ は CPT の q_t よりも小さくなったが，これは CPT が PBD 打設から数ヶ月後の圧密進行中に実施したためと考えられた。むしろ，この結果から本稿で提案した式(8)によって周面摩擦力が正しく評価できたと考えられる。
4) 夢洲 2 区万博用地における約 175,000 本の PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の深度方向の詳細な平面分布から，深度，平面方向の強度分布の違いを示すことができた。その違いは，浚渫時の排砂管の影響による不均質性（粘土～砂の違い）を表していると考えられた。
5) また，$q_{t,PBD}$ から浚渫粘土の非排水せん断強さ $s_{u,PBD}$，圧密降伏応力 $p_{c,PBD}$，過圧密比 OCR_{PBD} の面的な分布を示すことができた。

【参考文献】

1) 大島昭彦・小林靖仁：夢洲の埋立てと建設プロジェクト，地盤工学会誌，Vol.73，No.4，pp.1-5，2025.
2) 渡部要一・鈴木和実・新舎博・宮本健児：PBD 打設時のマンドレル貫入抵抗による土質判定，土木学会第 64 回年次学術講演会，III-181，2009.
3) 平田昌史・白神新一郎・清水英樹・福田淳・川鍋修・野村忠明：プラスチックボードドレーン打設機の油圧抵抗を利用した地質推定方法の開発，土木学会論文集 C，Vol.67，No.3，pp.358-371，2011.
4) 林口美木・大島昭彦・萩原侑大・大月一真・白神新一郎：夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の PBD 打設時の先端貫入抵抗の面的な分布，Kansai Geo-Symposium 2022，pp.115-120，2022.
5) 一谷浩史・大島昭彦・坂口雄人・岡田広久・大月一真：夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の土質特性と埋立・地盤改良を再現した圧密沈下予測，Kansai Geo-Symposium 2022，pp.109-114，2022.
6) 林口美木・大島昭彦・辻光平・白神新一郎・大月一真：PBD 打設時の油圧に基づく夢洲２区（万博用地）の浚渫粘土層の先端貫入抵抗の分布，第 16 回地盤改良シンポジウム，pp.388-395，2024.
7) 辻光平・大島昭彦・白神新一郎・榊原司：PBD 打設時の油圧に基づく粘土層の先端貫入抵抗の算定方法の検討，第 60 回地盤工学研究発表会，No.22-3-3-04，2025.
8) 大島昭彦・辻光平・白神新一郎・榊原司・大月一真：夢洲２区（万博用地）の浚渫土層の PBD 打設時の油圧に基づく先端貫入抵抗による地盤性状，基礎工，Vol.53，No.7，pp.26-31，2025.
9) 一谷浩史・大島昭彦・坂口雄人・岡田広久・大月一真：夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の沈下予測と実測値との比較，第 15 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.553-580，2022.
10) 萩原侑大・林口美木・大島昭彦・大月一真・白神新一郎：夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の PBD 打設時の先端貫入抵抗に基づく沈下量予測，第 15 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.217-224，2022.

4.6 夢洲 2 区，3 区での新規地盤調査結果

4.6.1 新規ボーリング調査結果

(1) 調査位置

図-4.6.1，図-4.6.2 に 2021 年 6 月～8 月に行われたボーリング地点位置（2 区 3 地点，3 区 6 地点）を示す。このボーリングの本来の目的は，大阪港湾局発注による夢洲 2 区，3 区地区に層別沈下計の設置であったが，大阪港湾局から本研究委員会のために 2 区①，②地点では浚渫粘土層のみを，2 区③地点および 3 区-2，-6 地点では浚渫粘土層，沖積粘土 Ma13 層，洪積粘土 Ma12 層，Ma11 層の乱れの少ない試料がサンプリングされた（浚渫粘土層， Ma13 層は T：固定ピストン式サンプラー， Ma12 層，Ma11 層は D：二重管式（デニソン）サンプラーまたは S：三重管式（トリプル）サンプラーによる）。なお，3 区-1，-3，-4，-5 地点は層別沈下計の設置のみで，粘土層のサンプリングはしていない。また，4.2 で示した埋立後の既存ボーリング位置に新規ボーリング位置を重ねた図を図-4.6.3 に示す。

これらのサンプリングした粘土層の土質試験結果は 4.6.4 に示す。

さらに，2 区③地点の近傍では電気式コーン貫入試験（CPT），動的コーン貫入試験（H-DCPT）も実施した。それらの試験結果は 4.6.2，4.6.3 に示す。

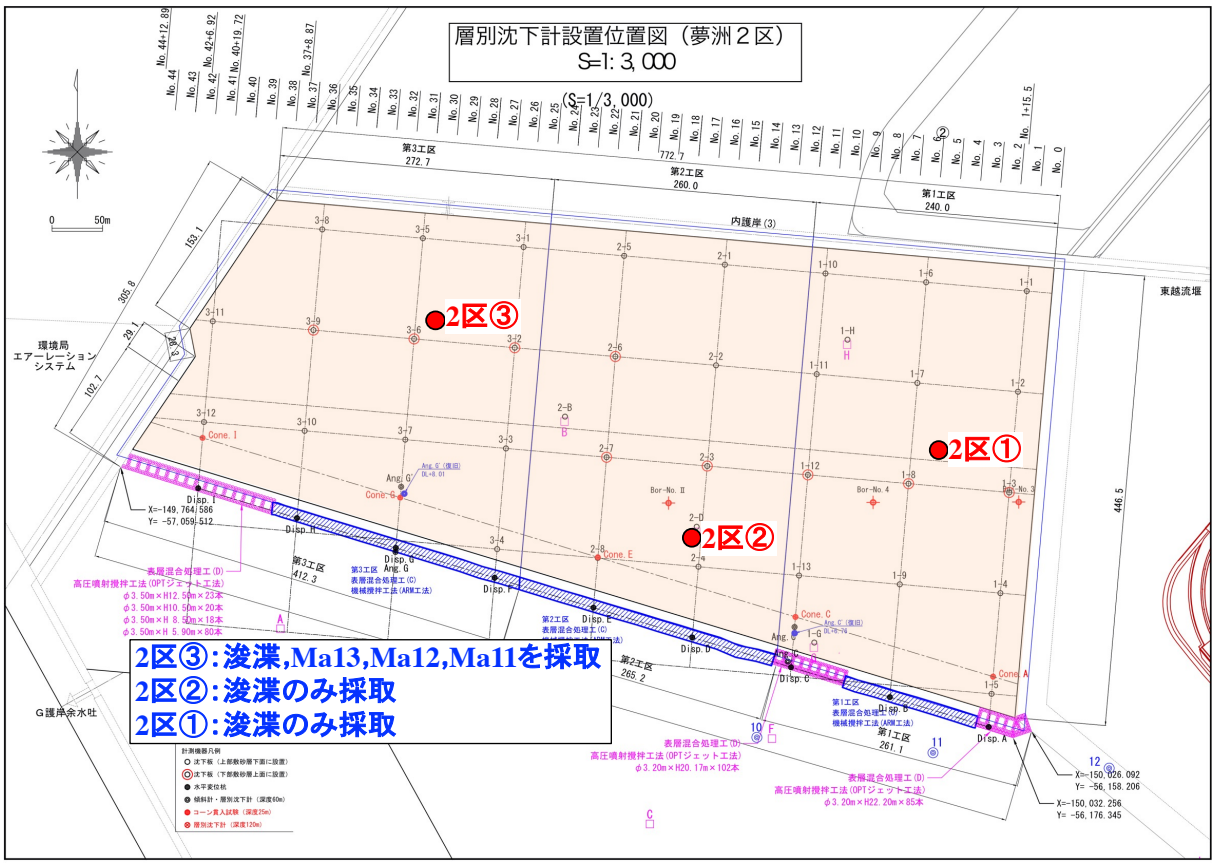


図-4.6.1　夢洲 2 区の調査位置

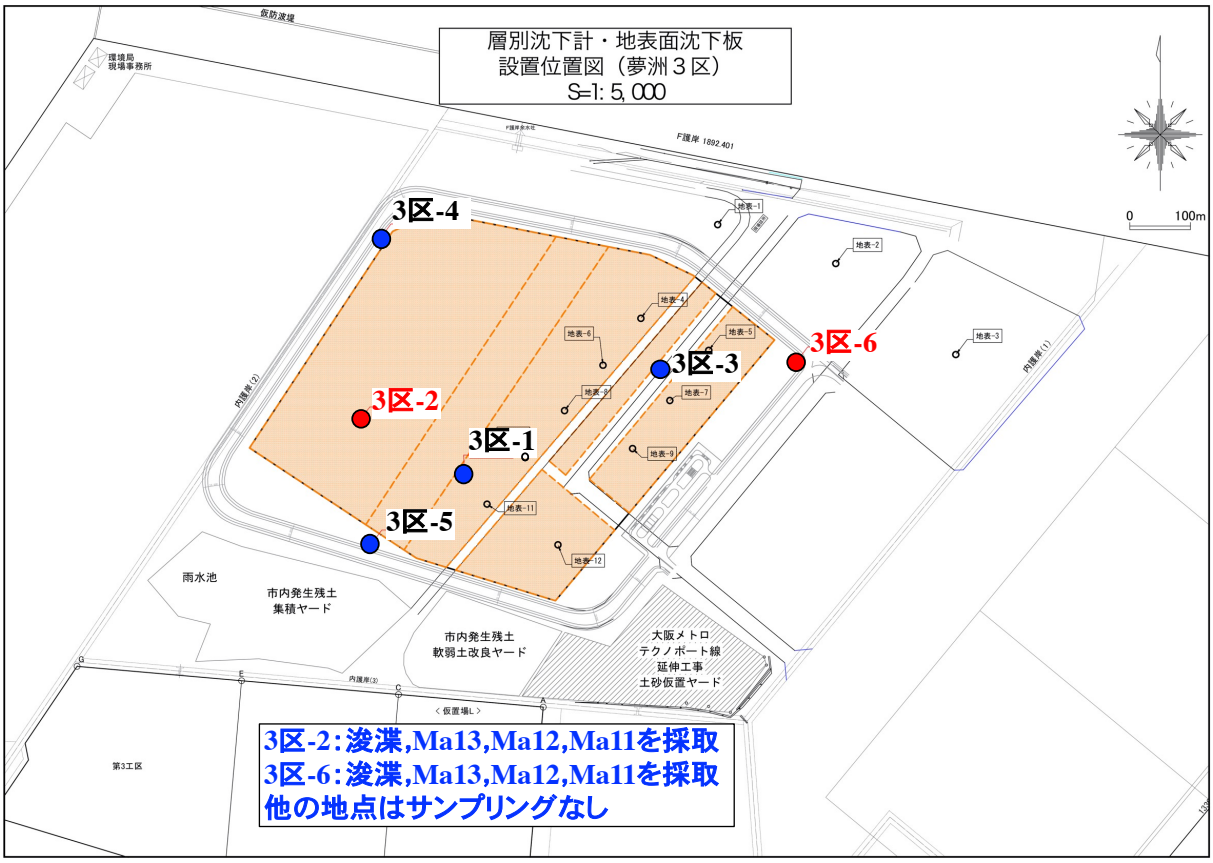


図-4.6.2　夢洲３区の調査位置

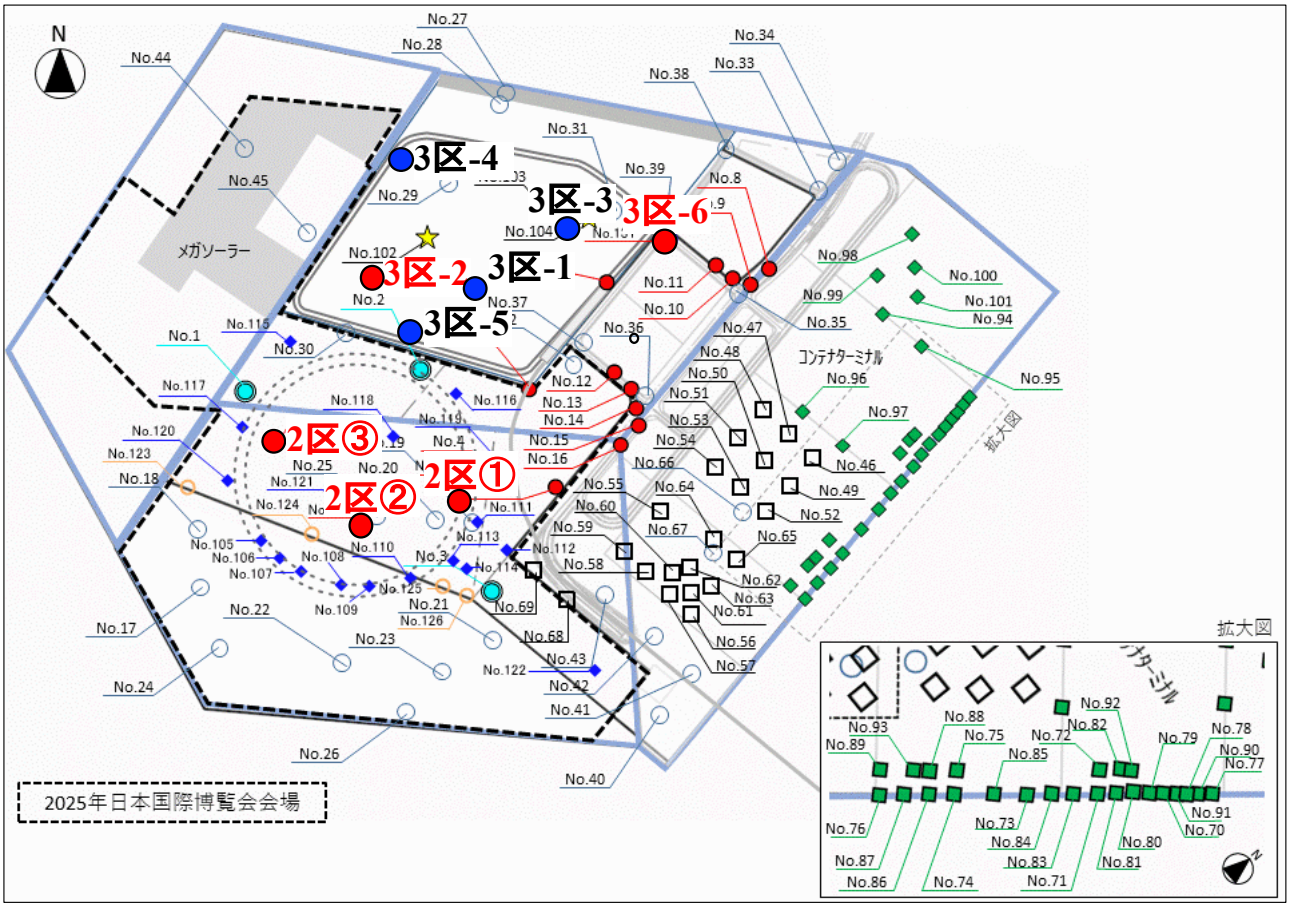


図-4.6.3　夢洲での埋立後の既存ボーリングと新規ボーリングの調査位置

(2) 土質柱状図

図-4.6.4～図-4.6.8 にそれぞれ 2 区①，②，③地点，3 区-2，-6 地点の土質柱状図を示す。

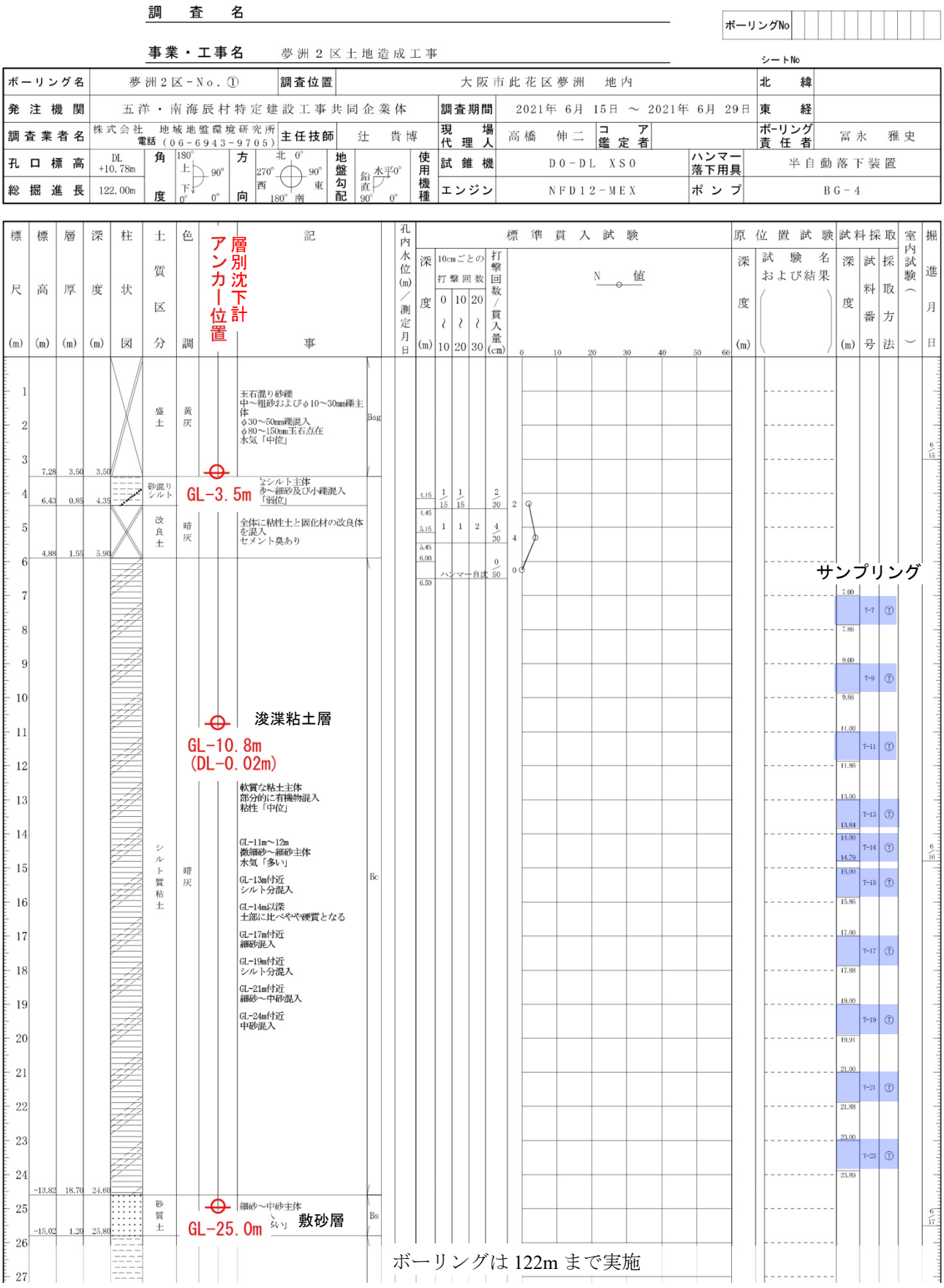


図-4.6.4　2 区①の土質柱状図（サンプリングは深度 7.0～23.9m）

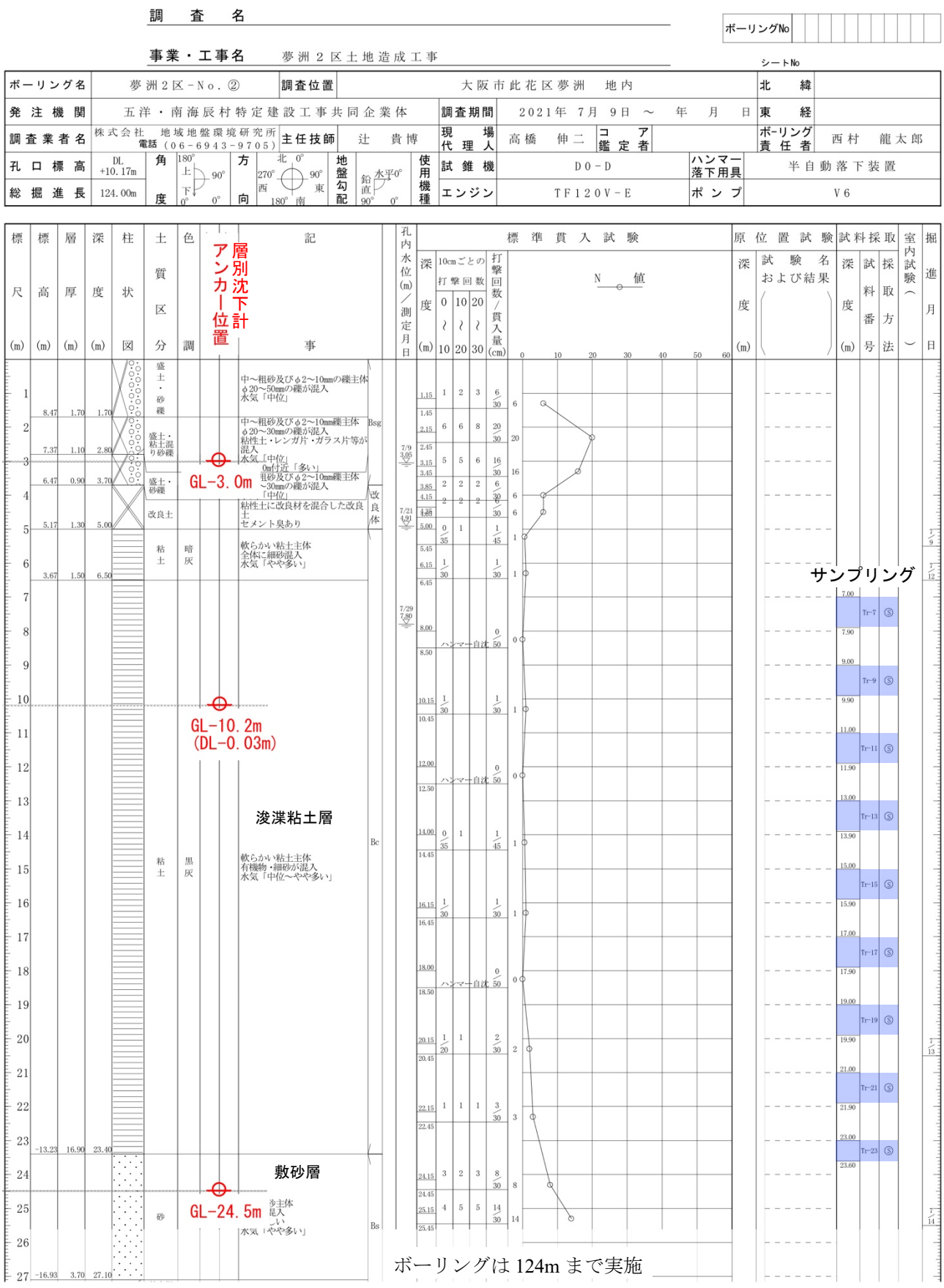


図-4.6.5　2 区②の土質柱状図（サンプリングは深度 7.0～23.6m）

調　査　名

ボーリングNo

事業・工事名　夢洲２区土地造成工事

シートNo

ボーリング名	夢洲２区－Ｎｏ．③	調査位置	大阪市此花区夢洲　地内			北緯	
発注機関	五洋・南海辰村特定建設工事共同企業体			調査期間	2021年 6月 5日 ～ 年 月 日	東経	
調査業者名	株式会社　地域地盤環境研究所 電話（０６－６９４３－９７０５）	主任技師	辻　貴博	現場代理人	高橋　伸二	ボーリング責任者	西村　龍太郎
				コア鑑定者			
孔口標高	DL +8.94m	角度	上180° 下0° 90° 0°	方向	北0° 東90° 南180° 西270°	地盤勾配	鉛直90° 水平0°
総掘進長	122.40m	使用機種	試錐機：D0－D　ハンマー落下用具：半自動落下装置　エンジン：TF120V－E　ポンプ：V6				

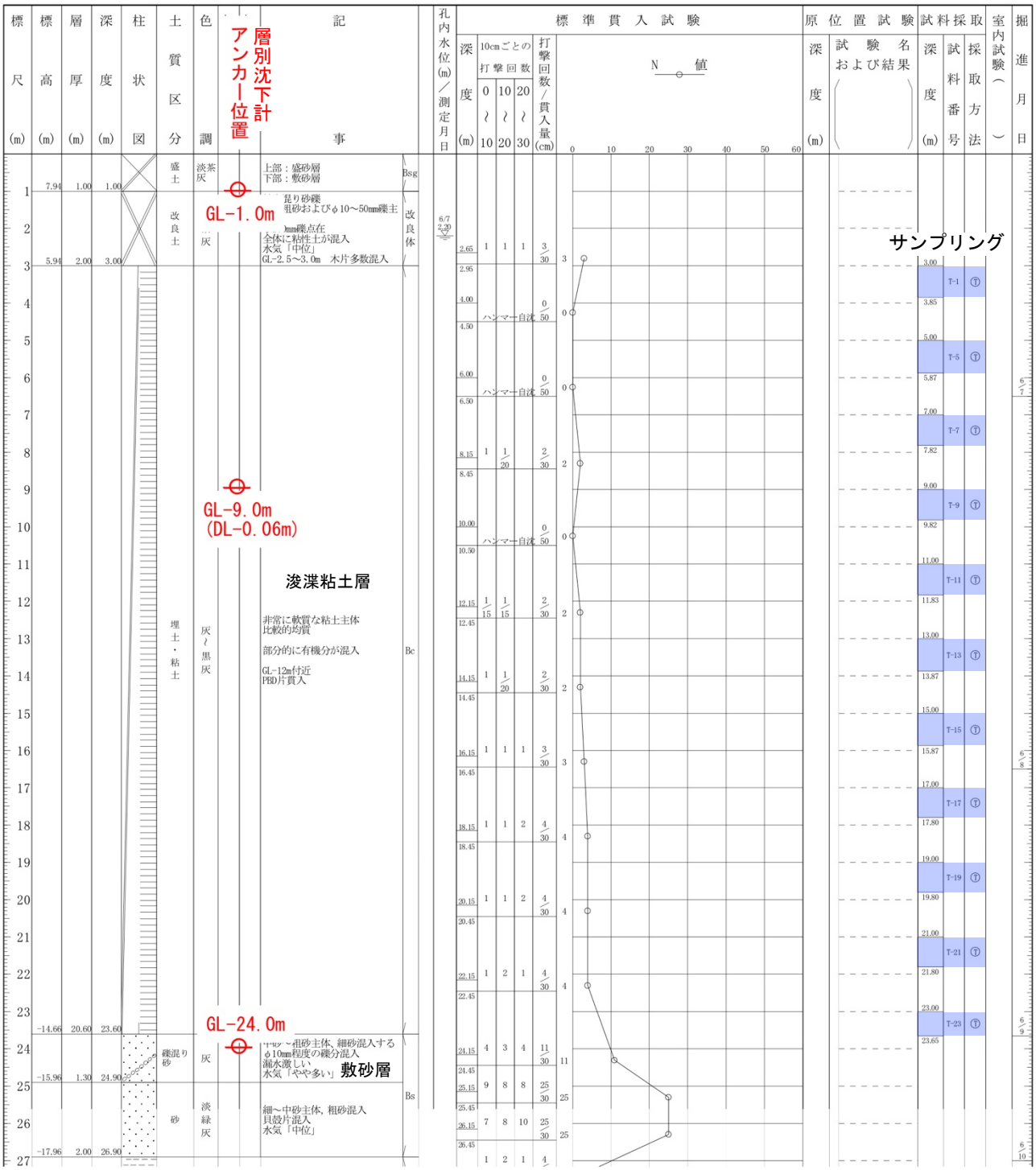


図-4.6.6　２区③の土質柱状図（つづく）

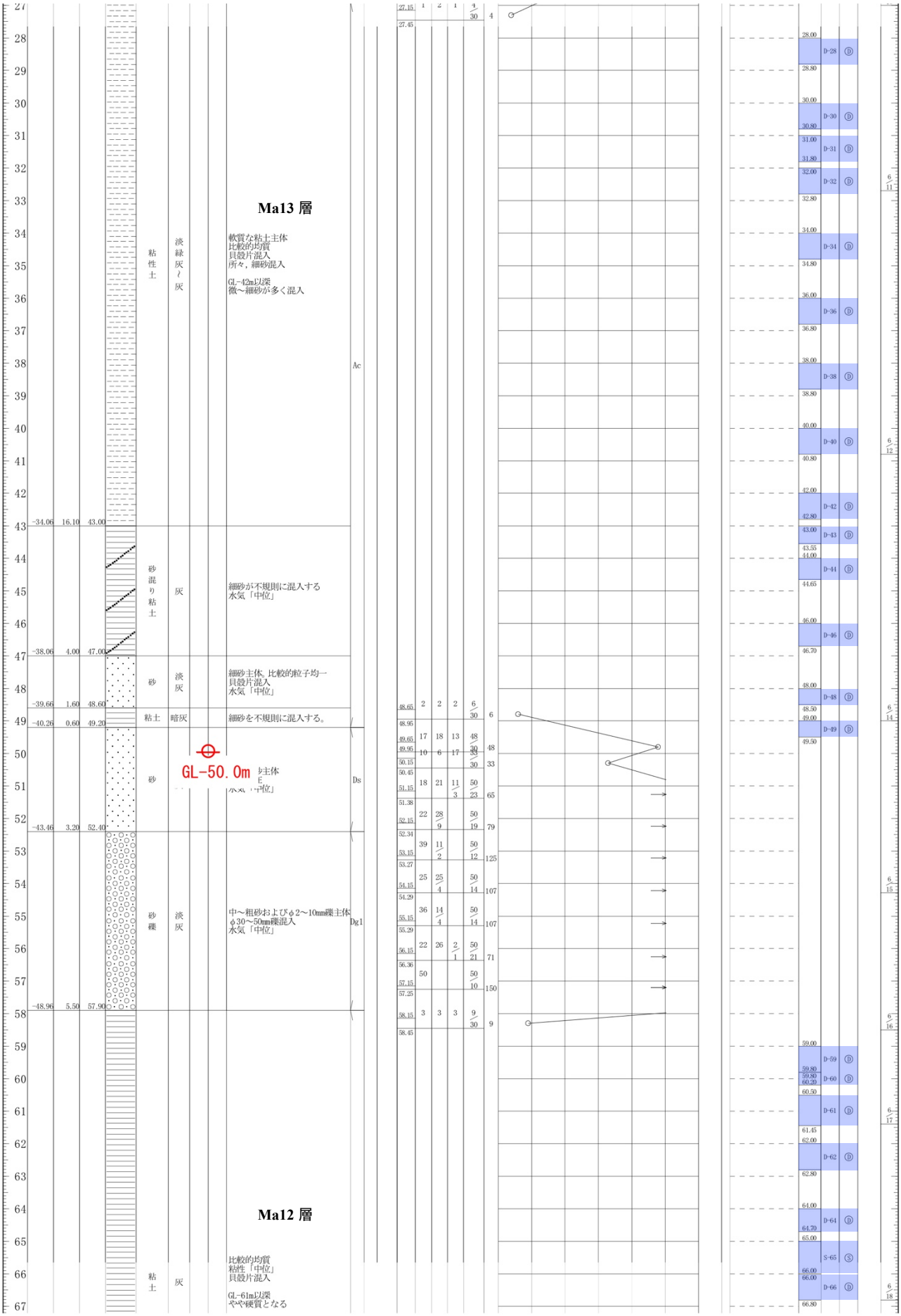


図-4.6.6　2 区③の土質柱状図（つづく）

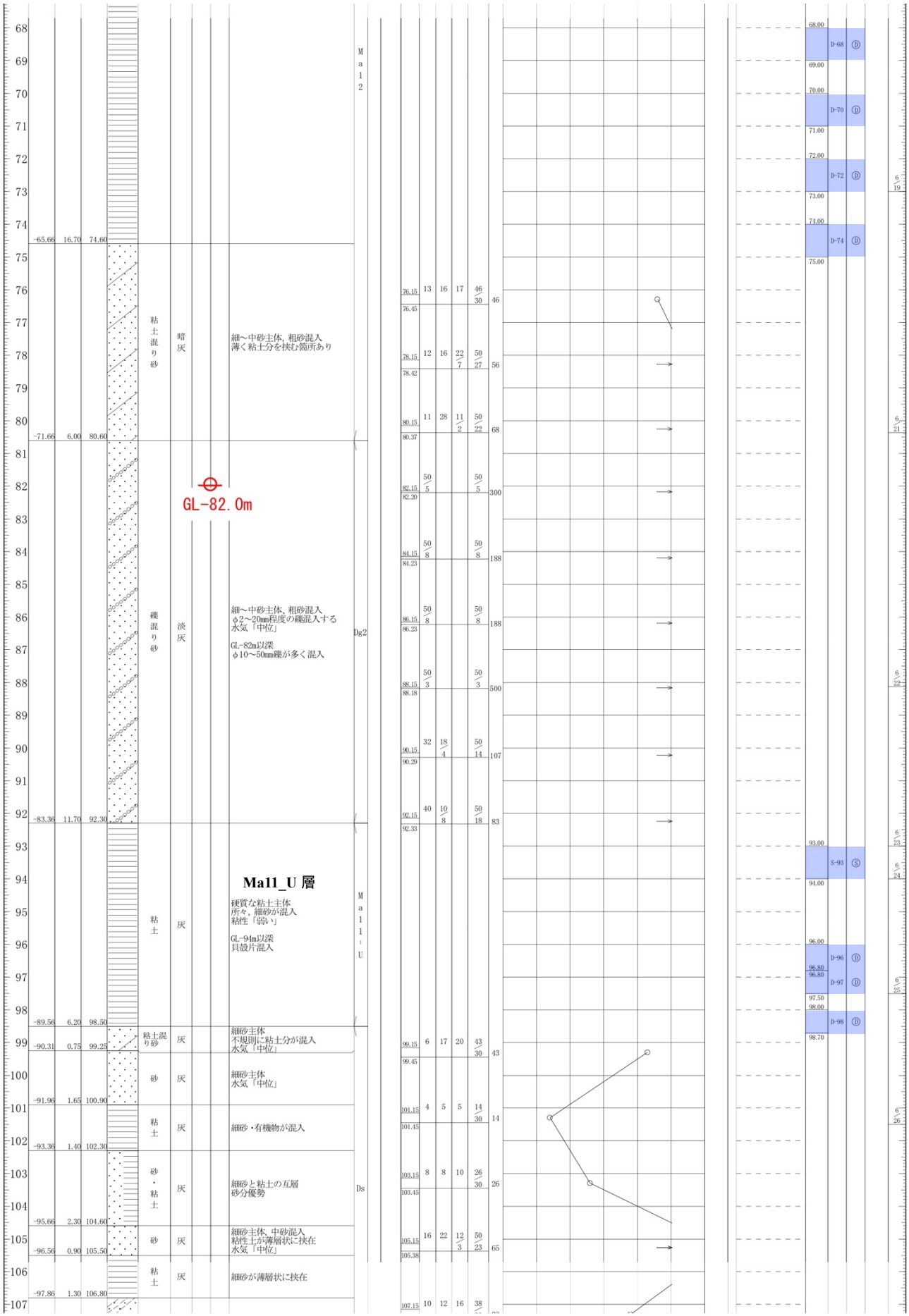


図-4.6.6　2 区③の土質柱状図（つづく）

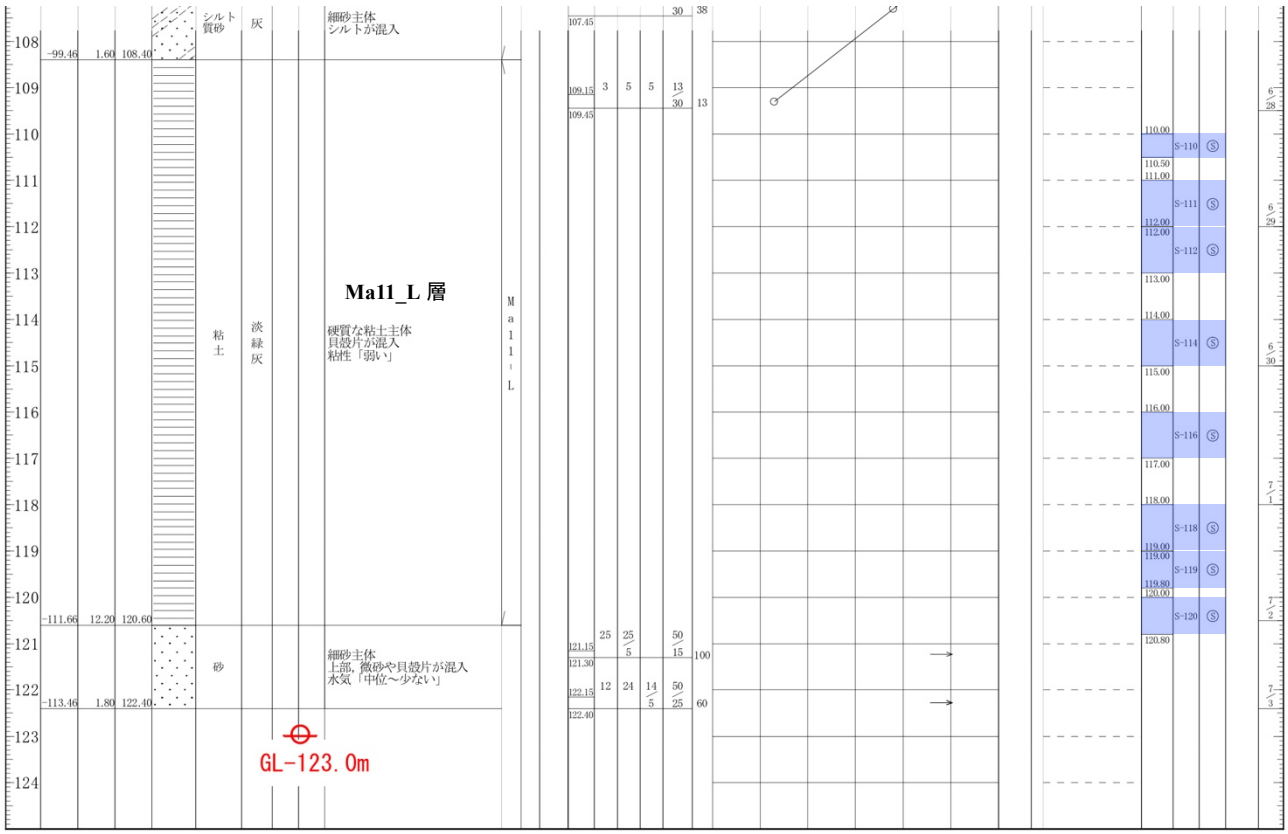


図-4.6.6　2 区③の土質柱状図（つづき）

調　査　名

ボーリングNo

事業・工事名　夢洲２区土地造成工事

シートNo

ボーリング名	夢洲３区－層別２	調査位置	大阪府大阪市此花区夢洲　地内			北　緯	
発注機関	五洋・南海辰村特定建設工事共同企業体			調査期間	2021年 6月 28日 ～ 2021年 月 日	東　経	
調査業者名	株式会社　地域地盤環境研修所 電話（06－6943－9705）	主任技師	辻　貴博	現場代理人	高橋伸二	コア鑑定者		ボーリング責任者	川野慎也
孔口標高	DL +9.20m	角度	180° 上 90° 下 0° 0°	方向	北 0° 270° 西 90° 東 180° 南	地盤勾配	鉛直 90° 水平 0°	使用機種	試錐機	東邦DO－D	ハンマー落下用具	半自動落下装置
総掘進長	123.00m								エンジン	ヤンマーTF　90VE	ポンプ	東邦BG－4L

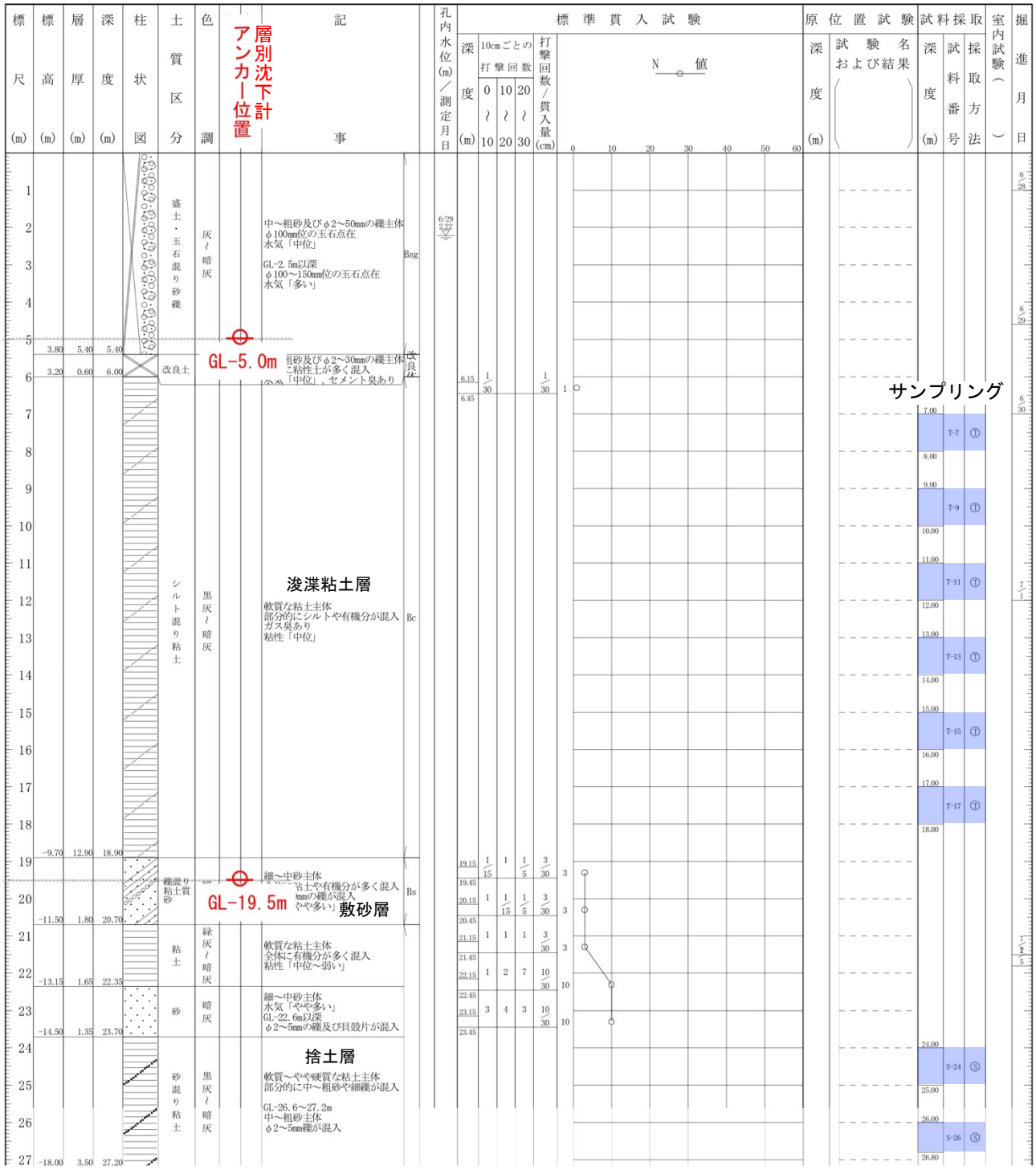


図-4.6.7　3区-2の土質柱状図（つづく）

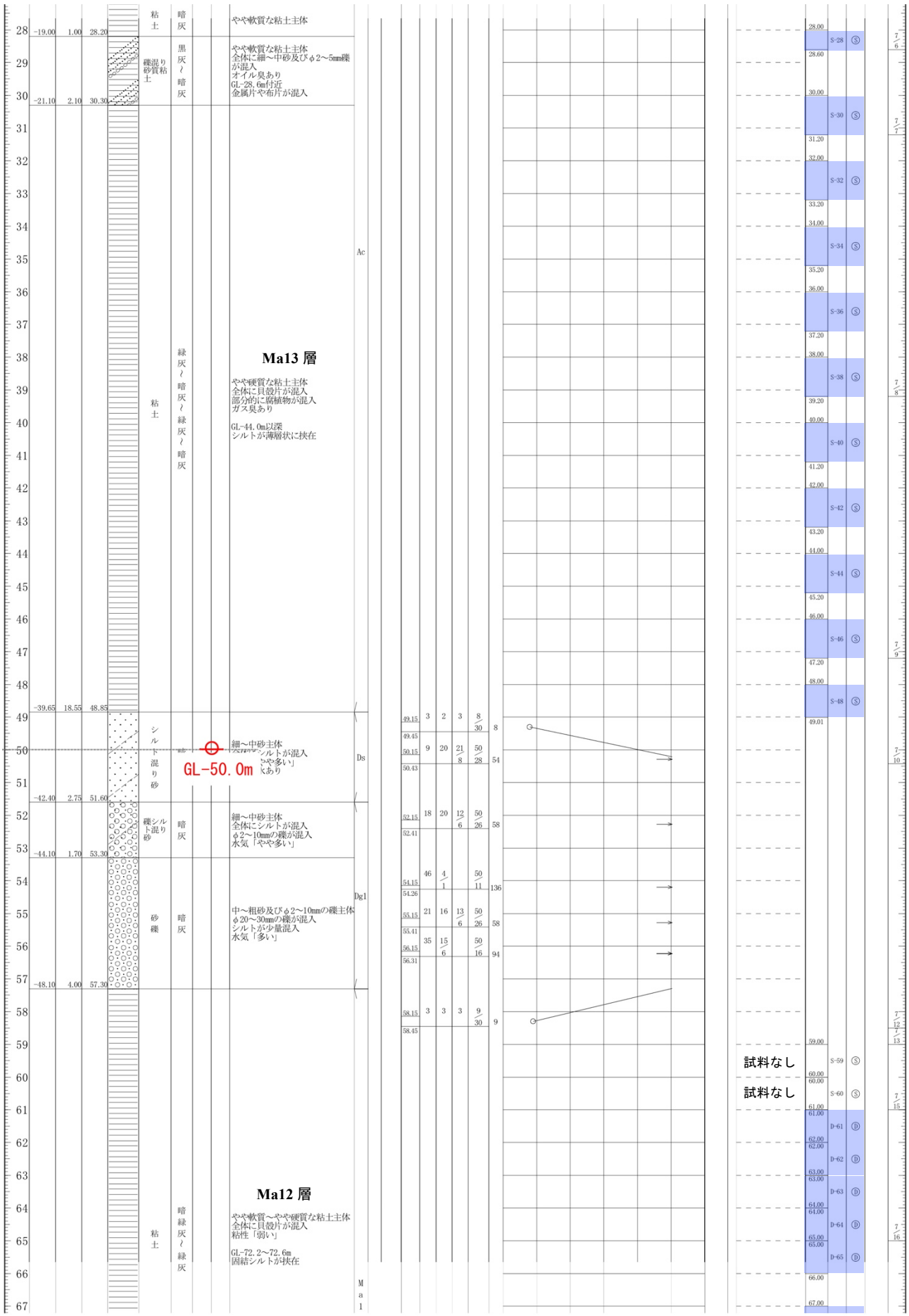


図-4.6.7　3 区-2 の土質柱状図（つづく）

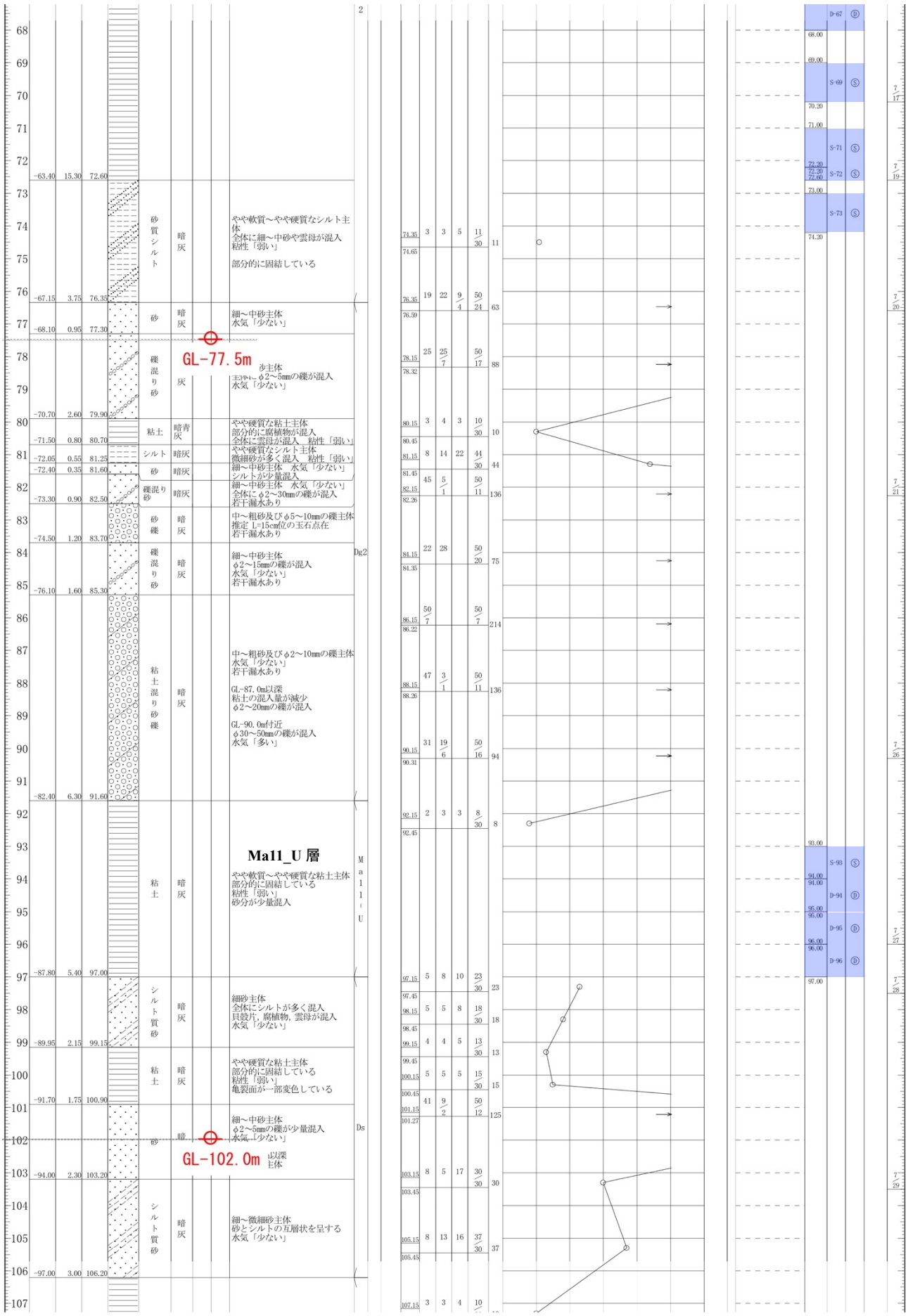


図-4.6.7　3 区-2 の土質柱状図（つづく）

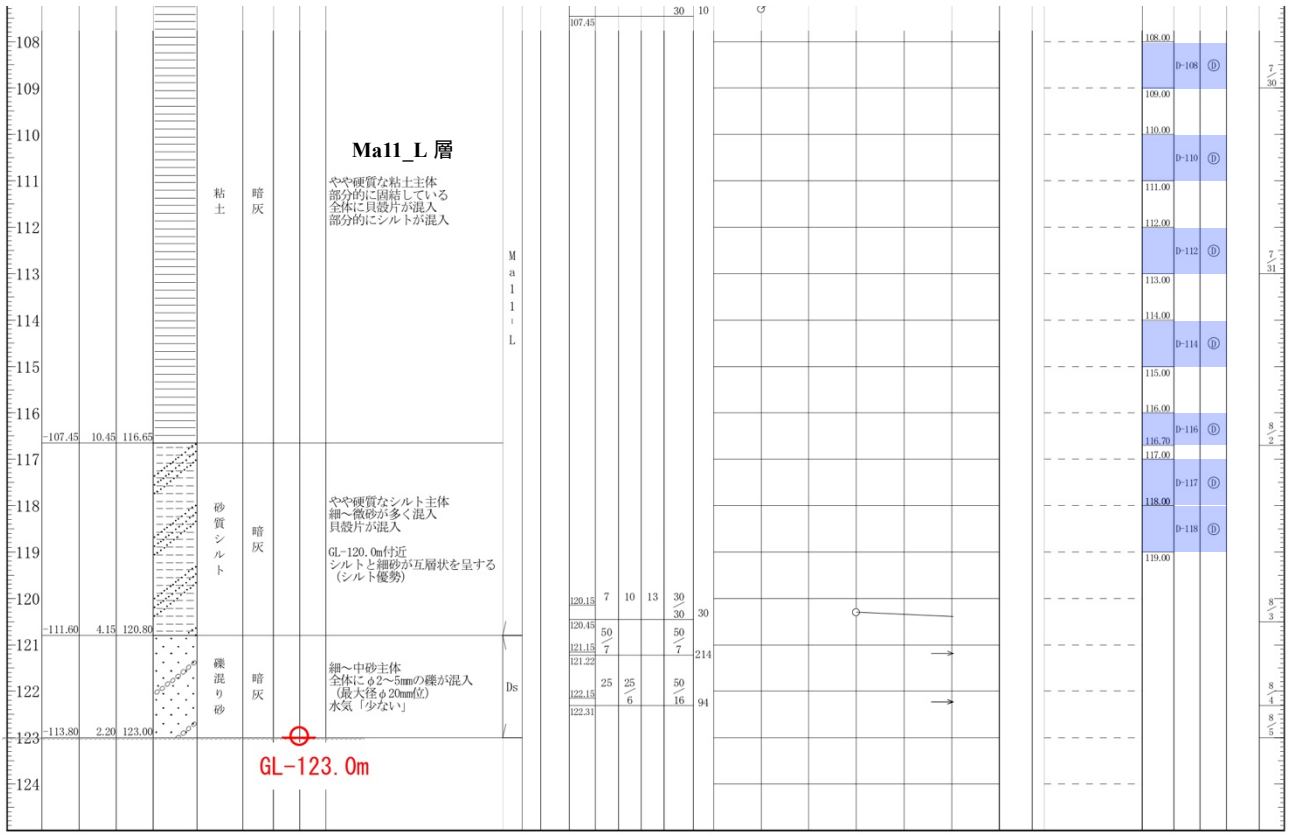


図-4.6.7　3 区-2 の土質柱状図（つづき）

調　査　名

ボーリングNo

事業・工事名　夢洲２区土地造成工事

シートNo

ボーリング名	夢洲３区－層別６	調査位置	大阪市此花区夢洲　地内			北緯	
発注機関	五洋・南海辰村特定建設工事共同企業体			調査期間	2021年 7月 5日 ～ 年 月 日	東経	
調査業者名	株式会社 地域地盤環境研究所 電話（06－6943－9705）	主任技師	辻　貴博	現場代理人	高橋　伸二	コア鑑定者		ボーリング責任者	浅井　政志
孔口標高	DL +10.20m	角度	180° 上 90° 下 0° 0°	方向	北 0° 270° 西 90° 東 180° 南	地盤勾配	鉛直 水平0° 90° 0°	使用機種	試錐機	D1－C4	ハンマー落下用具	半自動落下装置
総掘進長	123.00m								エンジン	TF120V－E	ポンプ	V6

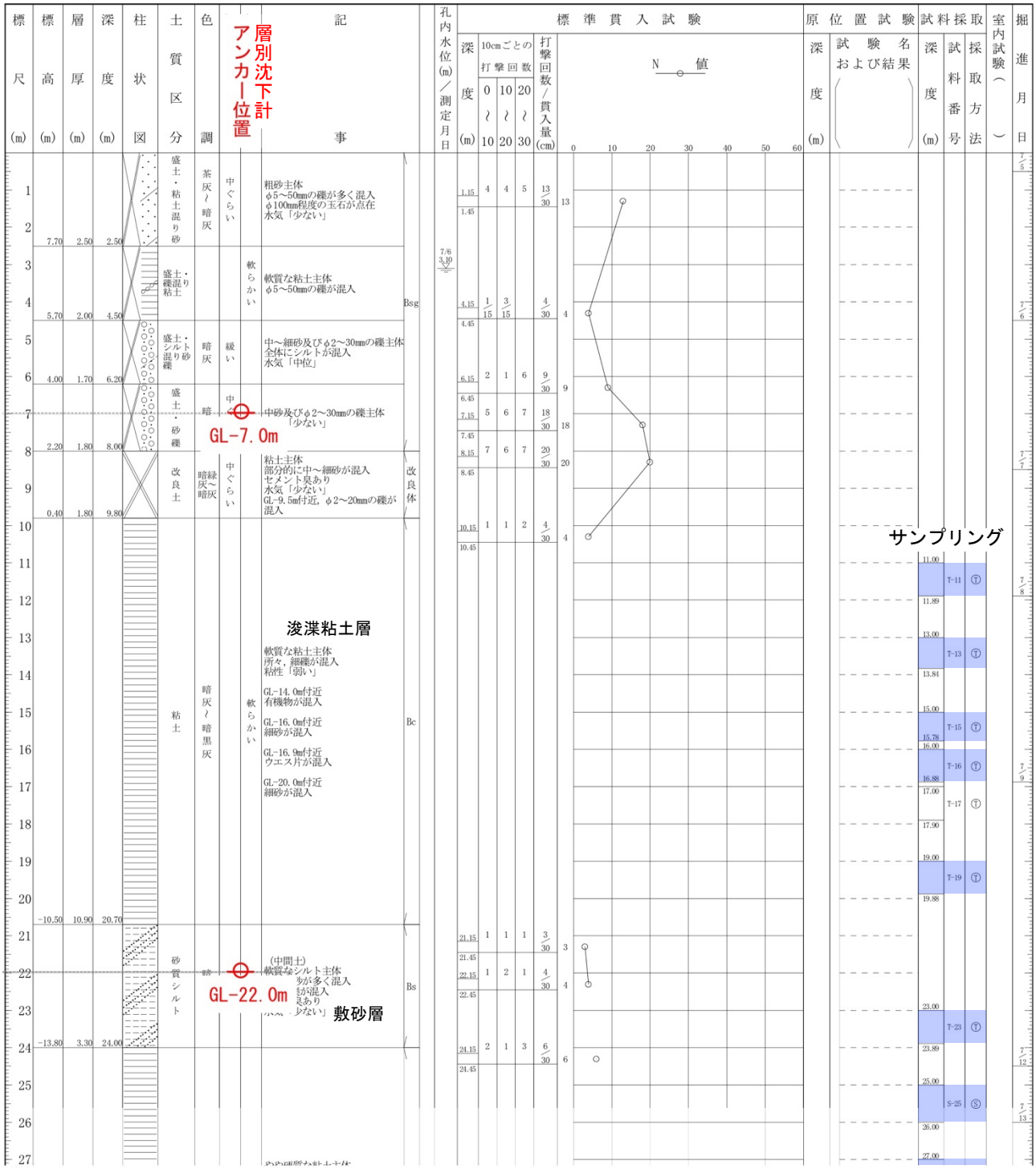


図-4.6.8　3区-6の土質柱状図（つづく）

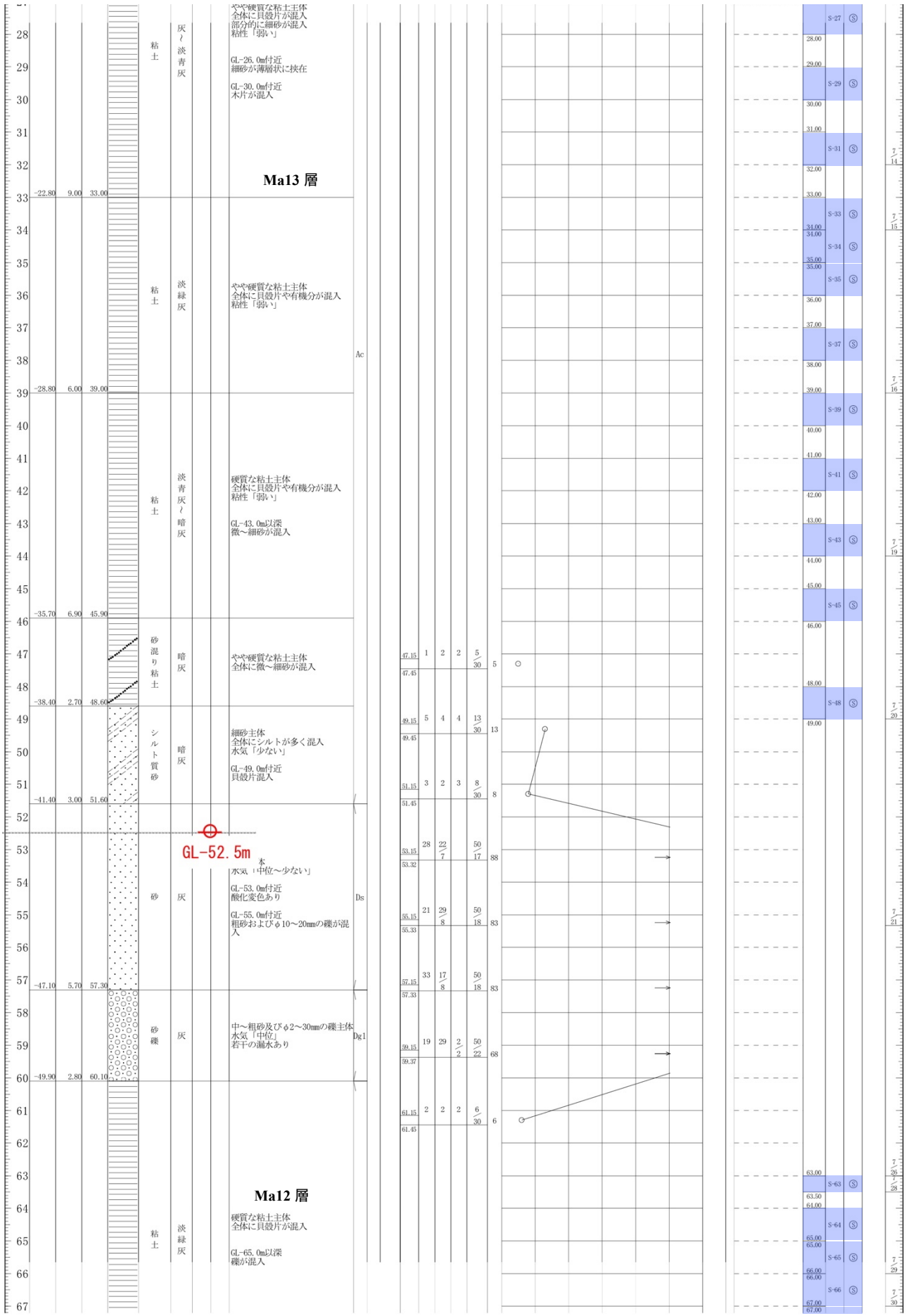


図-4.6.8　3 区-6 の土質柱状図（つづく）

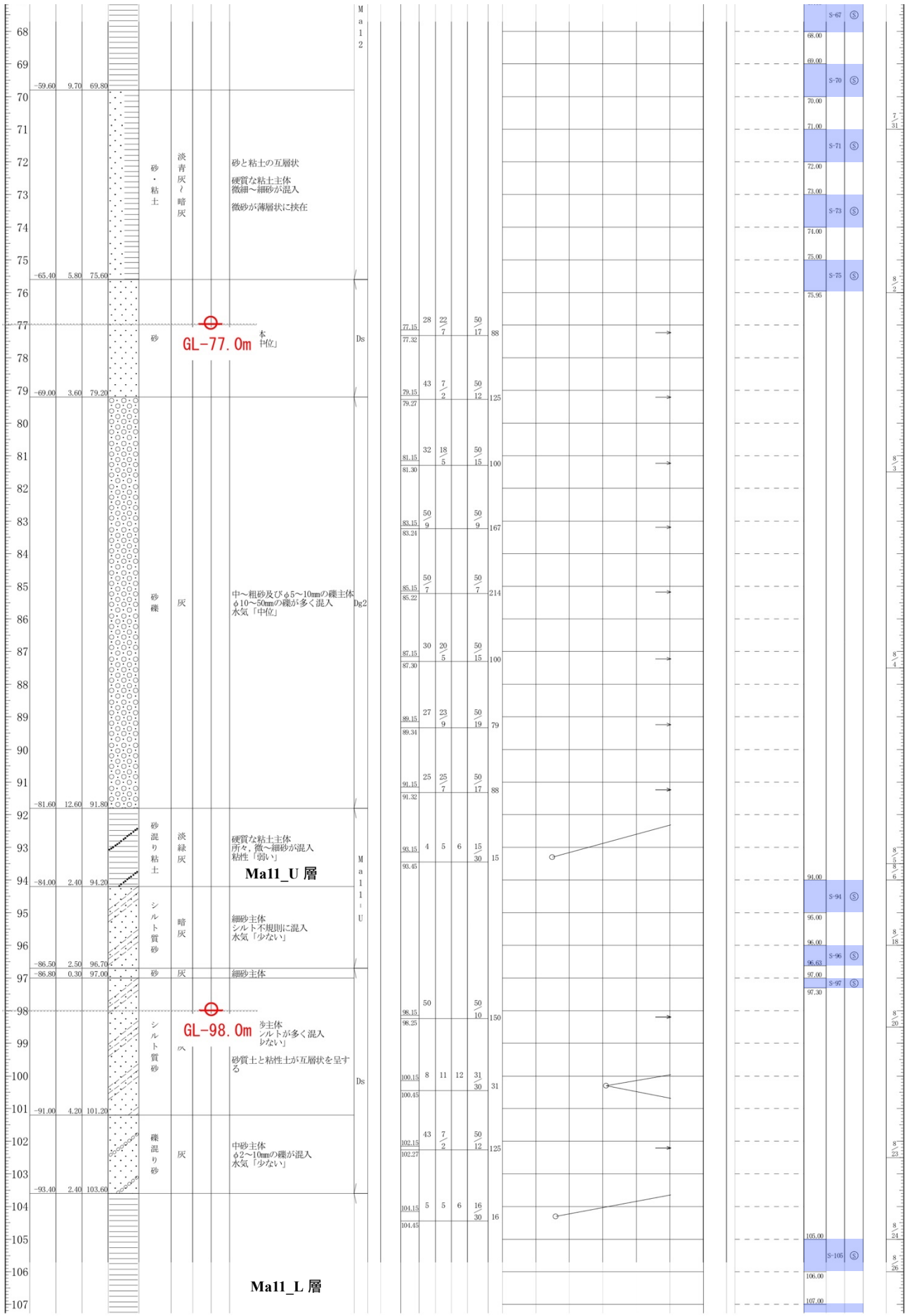


図-4.6.8　3 区-6 の土質柱状図（つづく）

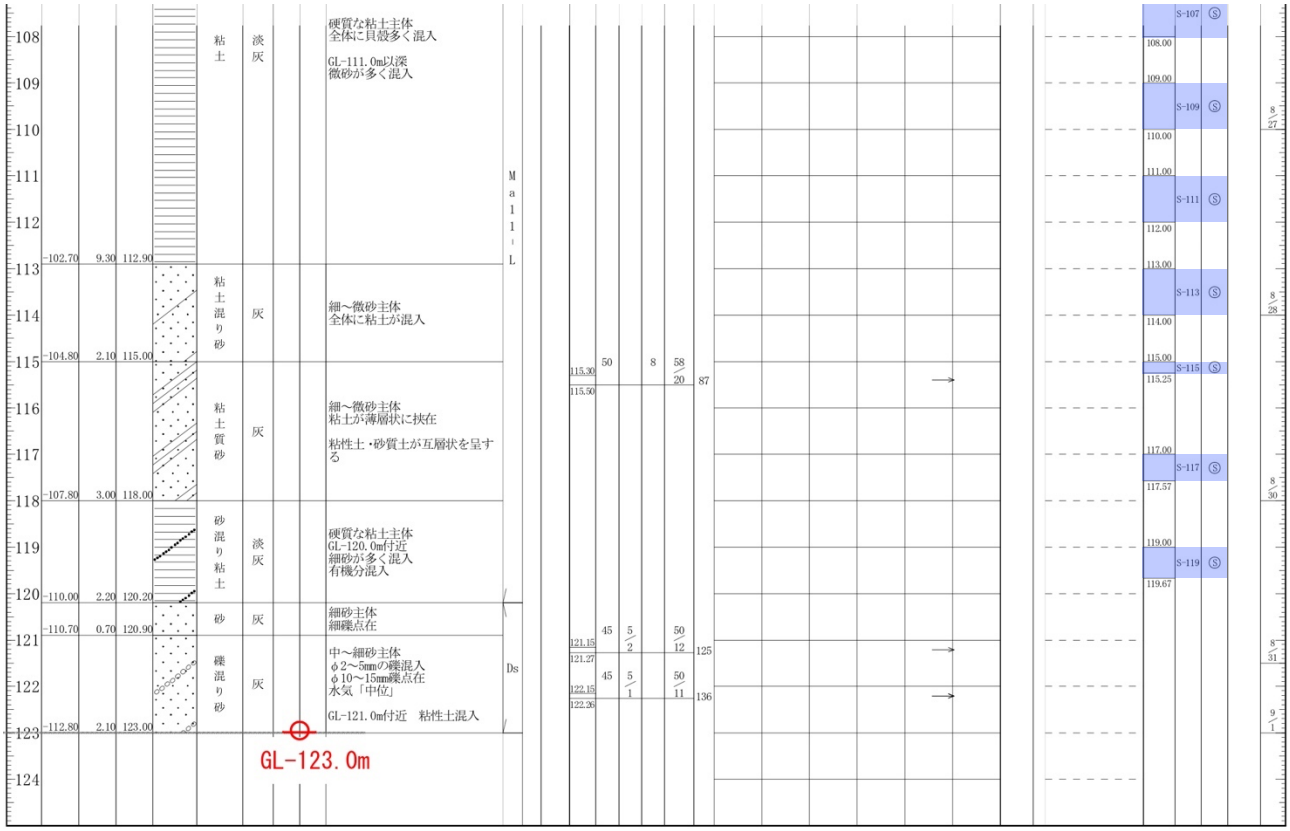


図-4.6.8　3 区-6 の土質柱状図（つづき）

(3) ボーリング位置の標高

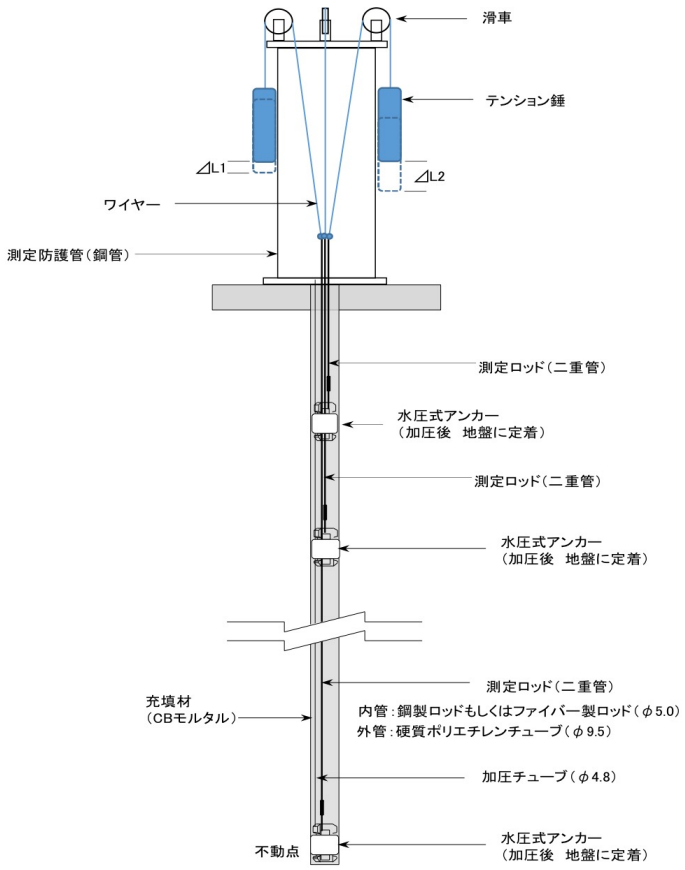
表-4.6.1 に 2 区 3 地点，3 区 6 地点の標高値を示す。

表-4.6.1　ボーリング地点の標高値

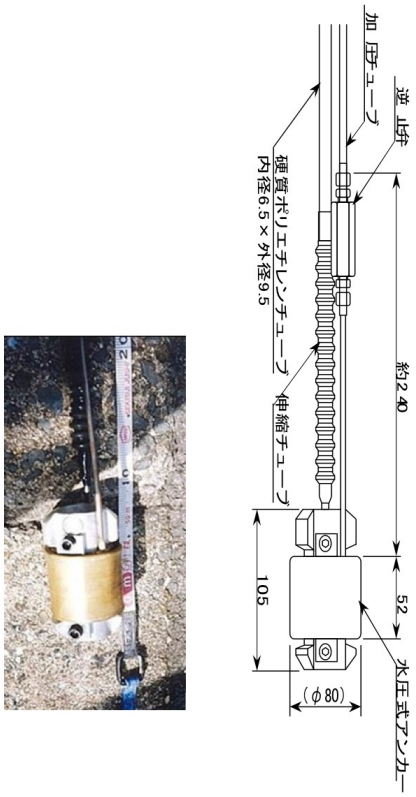
地点	標高			表層の地下水位	
	DL (m)	OP (m)	TP (m)	GL (m)	DL (m)
2 区①	+10.78	+11.21	+9.91	未測定	
2 区②	+10.17	+10.60	+9.47	-3.05	+7.12
2 区③	+8.94	+9.37	+8.07	-2.30	+6.64
3 区-1	+9.76	+10.19	+8.89	-2.95	+6.81
3 区-2	+9.20	+9.63	+8.33	-2.22	+6.98
3 区-3	+10.69	+11.12	+9.82	-2.60	+8.09
3 区-4	+11.01	+11.44	+10.14	-4.70	+6.31
3 区-5	+10.96	+11.39	+9.73	-2.30	+8.66
3 区-6	+10.20	+10.63	+9.33	-3.10	+7.10

(4) 層別沈下計の状態

図-4.6.9，**図-4.6.10** にボーリング地点に設置したアンカーロッド式層別沈下計の詳細を示す。3 区 6 地点（層-5 の近傍に層-新 5 を追加設置）での計測は現在も計測中で，その計測結果は**図-4.3.109～図-4.3.123** に示している。一方，2 区 3 地点の層別沈下計は残念ながらうまく作動せず，現在計測は行われていない。



(1) 沈下計概念図



(2) アンカーと測定ロッド連結部

図-4.6.9　アンカーロッド式層別沈下計の詳細

図-4.6.10　アンカーロッド式層別沈下計の現場での設置状況

4.6.2 夢洲 2 区での他のサウンディング試験結果

(1) 電気式コーン貫入試験結果

図-4.6.1 に示した 2 区のボーリング①，②，③地点に近接して電気式コーン貫入試験（CPT）を行った。その補正先端抵抗 q_t，周面摩擦抵抗 f_s，間隙水圧 u の結果をそれぞれ図-4.6.11～4.6.13 に示す。図-4.6.11 の①地点では浚渫粘土内に砂を挟み，不均質な状態にあることがわかる。図-4.6.12 の②地点と図-4.6.13 の③地点の浚渫粘土は比較的均質であることがわかる。ただし，③地点に比べて②地点の

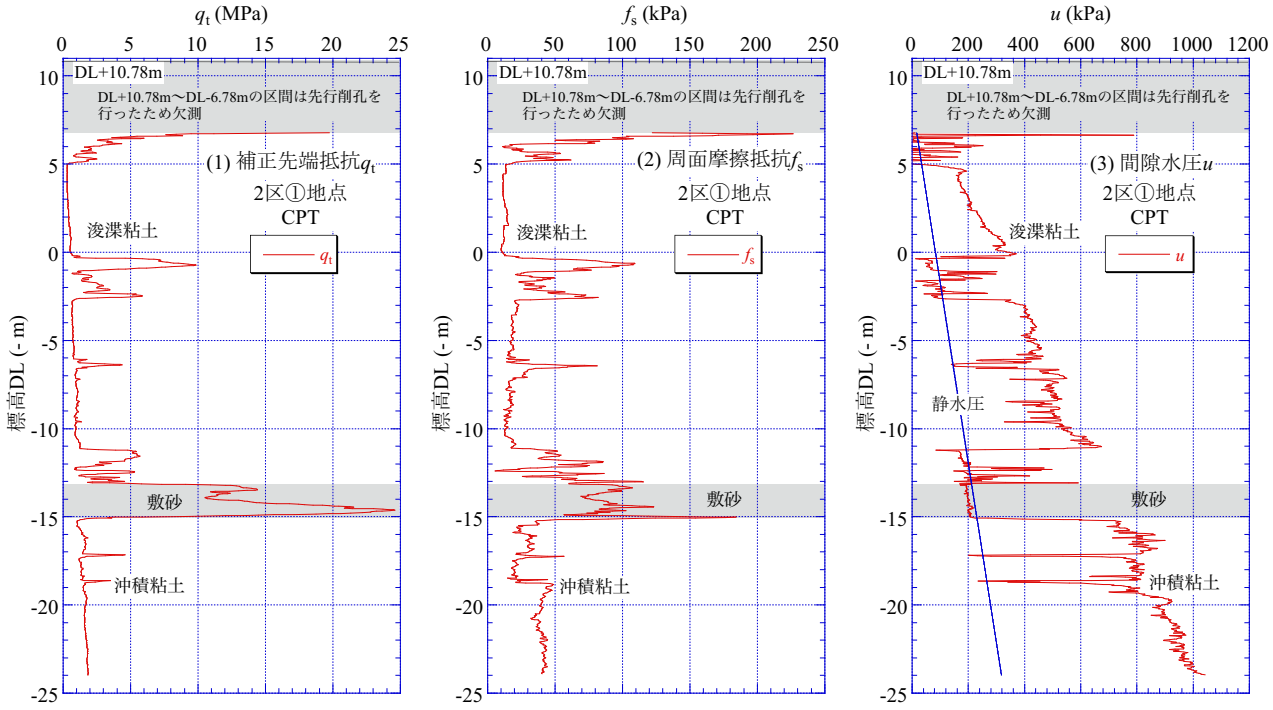


図-4.6.11　2 区①地点の CPT 結果

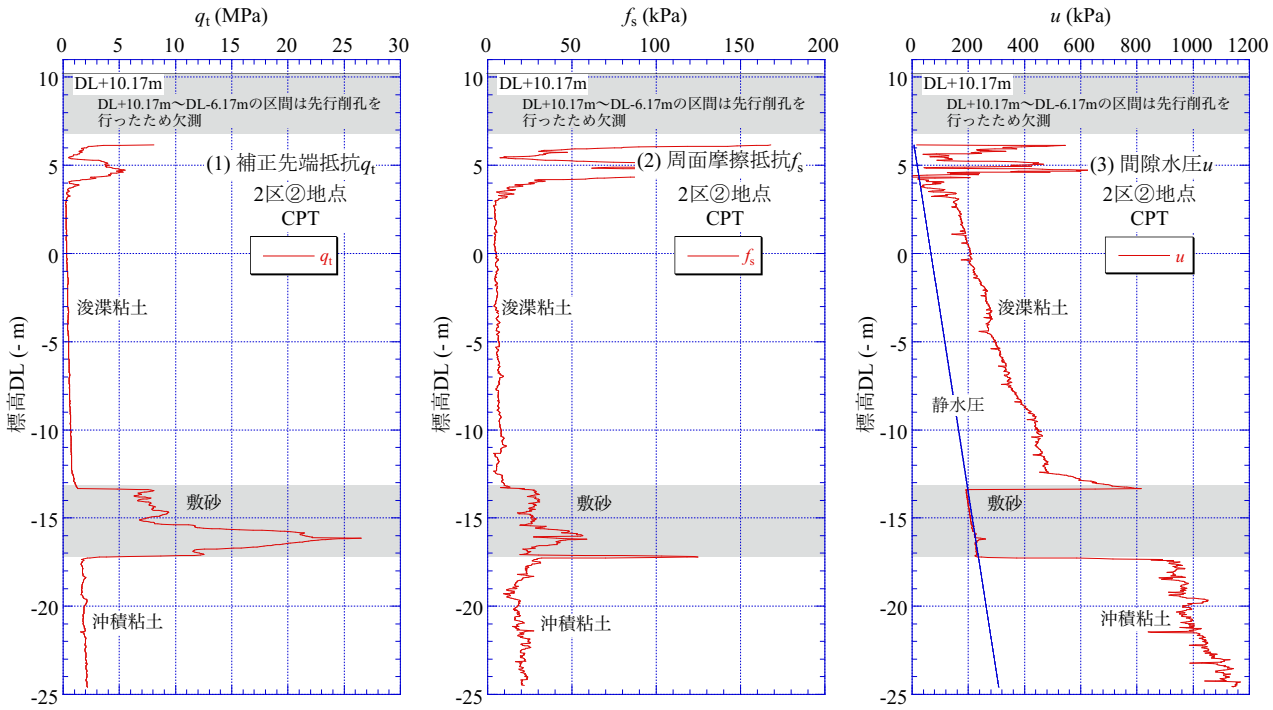


図-4.6.12　2区②地点のCPT結果

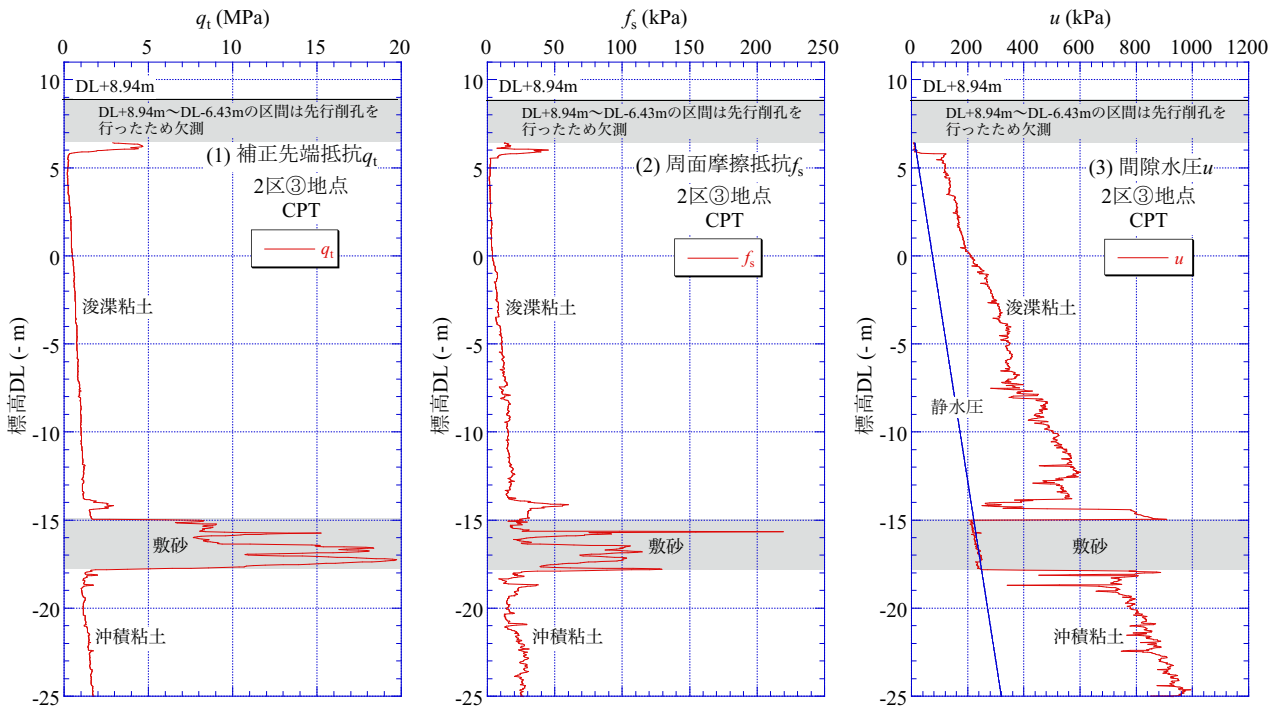


図-4.6.13　2区③地点のCPT結果

浚渫粘土の q_t はやや小さく，軟弱といえる。これは後述するように②地点は PBD による改良が行われておらず，未圧密であるためである（**図-4.6.16(8)** 参照）。なお，②地点の敷砂の層厚は厚い。

(2) 動的コーン貫入試験結果

図-4.6.14 に2区のボーリング③地点に近接して実施した大型動的コーン貫入試験（H-DCPT）の結果を示す。3ケース行ったが，DL+4m 以深の N_d 値は深度方向に単調に増加している。

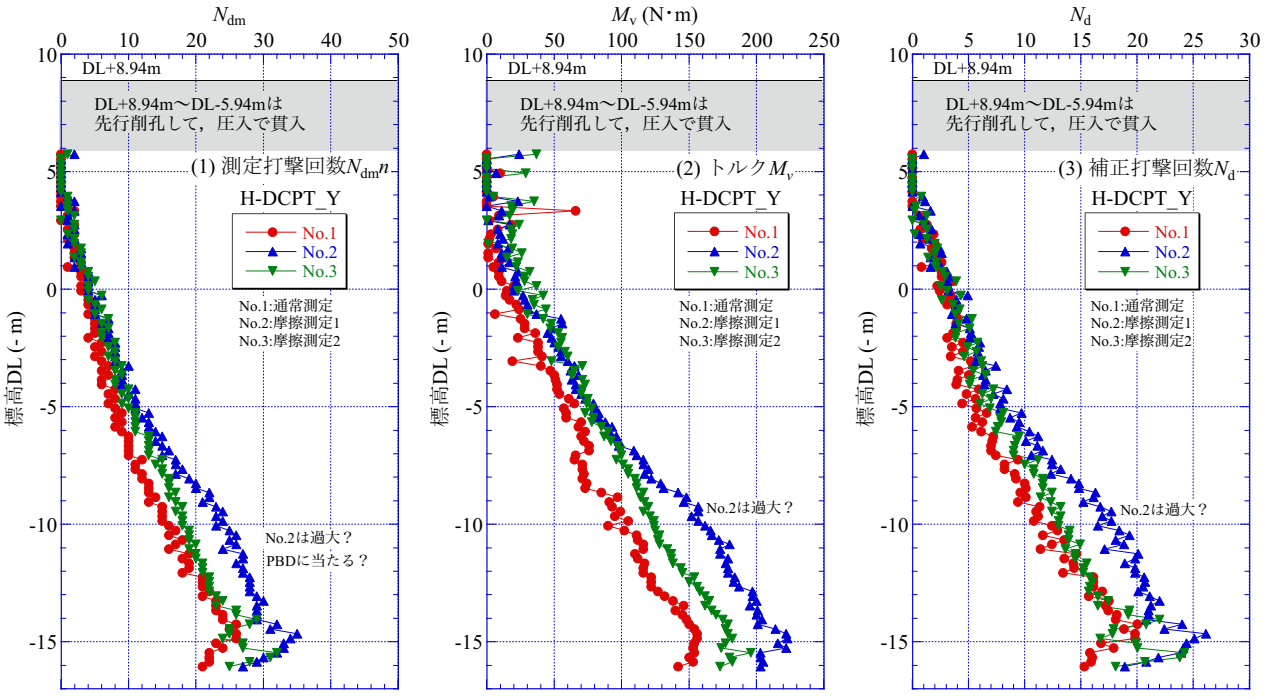


図-4.6.14　2区③地点の動的コーン貫入試験結果

4.6.3 土質試験結果

(1) 2区①地点（浚渫粘土層）[1),2)]

図-4.6.15 (1)～(13)に 2 区①地点の浚渫粘土層の土質特性を示す。地表面標高は DL+10.78m で，DL+7.28m まで盛土（層厚 3.5m），DL+4.88 まで改良土（層厚 2.4m）で，DL+4.88～-13.82m（GL-5.90～-24.60m），層厚 18.7m が浚渫粘土層である（**図-4.6.4** 参照）。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，2 区①地点では粘土層の塑性（w_L）の変化が大きく不均質な状態にあり，DL-1m 前後，DL-6.5m 前後，DL-10.5m 前後の w_n，w_L は低く，砂が混入している（図(5)参照）。平均的には w_L=90%前後，w_n=70%前後となっている。

図(2)の液性指数 I_L は，深度方向の変化が大きいが，全体に 0.9～0.5 程度を示している。DL-6.5m 付近は砂混入によるものと考えられる。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，多少の増減があるが，2.60～2.69 g/cm^3 程度の値を示している。中央から下でやや低い値を示している。

図(5)の粒度含有率から，図(1)と同様に，DL-1m 前後，DL-6.5m 前後，DL-10.5m 以深で砂が混入している。

図(6)の圧縮指数 C_c は，w_L や w_n と相似な分布を示している。やはり砂が混入している深度では C_c が小さい。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=628～1256 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，浚渫粘土では堆積時間が短いので，構造発達があまり見られない。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，w_L と逆相似な分布となっているが，やはり砂が混入している深度では c_v は大きいが，それ以外では 40～80 cm^2/d の値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0[注)] と対比しているが，上部の盛土荷重については未圧密状態にあると考えられる。DL-3m 付近は試料に乱れがあった（以前に打設されていた PBD にサンプリングチューブが当たったもよう）ため p_c は小さいが，それ以外はやや未圧密の状態にあるといえる。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，盛土部の地下水位 DL+7.28m（GL-3.05m）に対して，敷砂層の地下水位を DL+2.0m（実測値）に固定して，水位差による有効応力増分を粘土層内に比例配分して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からもやや未圧密の状態がわかる。DL-3m 付近は試料の乱れによる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，深度方向に弓形の分布を示しているが，全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも，図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。これが試験機関によるものかどうかを調べるため，関西地盤環境研究センターで実施した結果が図(10)'であるが，DL-7m 付近は大きいが，それ以外は先の結果とそれほど変わらない。後述するように他の地点でも q_u は過小な値となった（原因は不明である）。

図(11)の一面せん断強さ s_u は，定体積（非排水）試験によるものである。未圧密状態にあることがわかったので，図(8)の p_c で圧密して行った。図中に示した $3s_u$ は p_c 相当（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定）となる。$3s_u$ からはほぼ正規圧密から少し過圧密の状態にあるといえる。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。深度方向の粘土の塑性の違いを反映して，圧縮曲線の位置は大きな幅を示している。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってやや異なるが，比較的近い値（平均線）となっている。

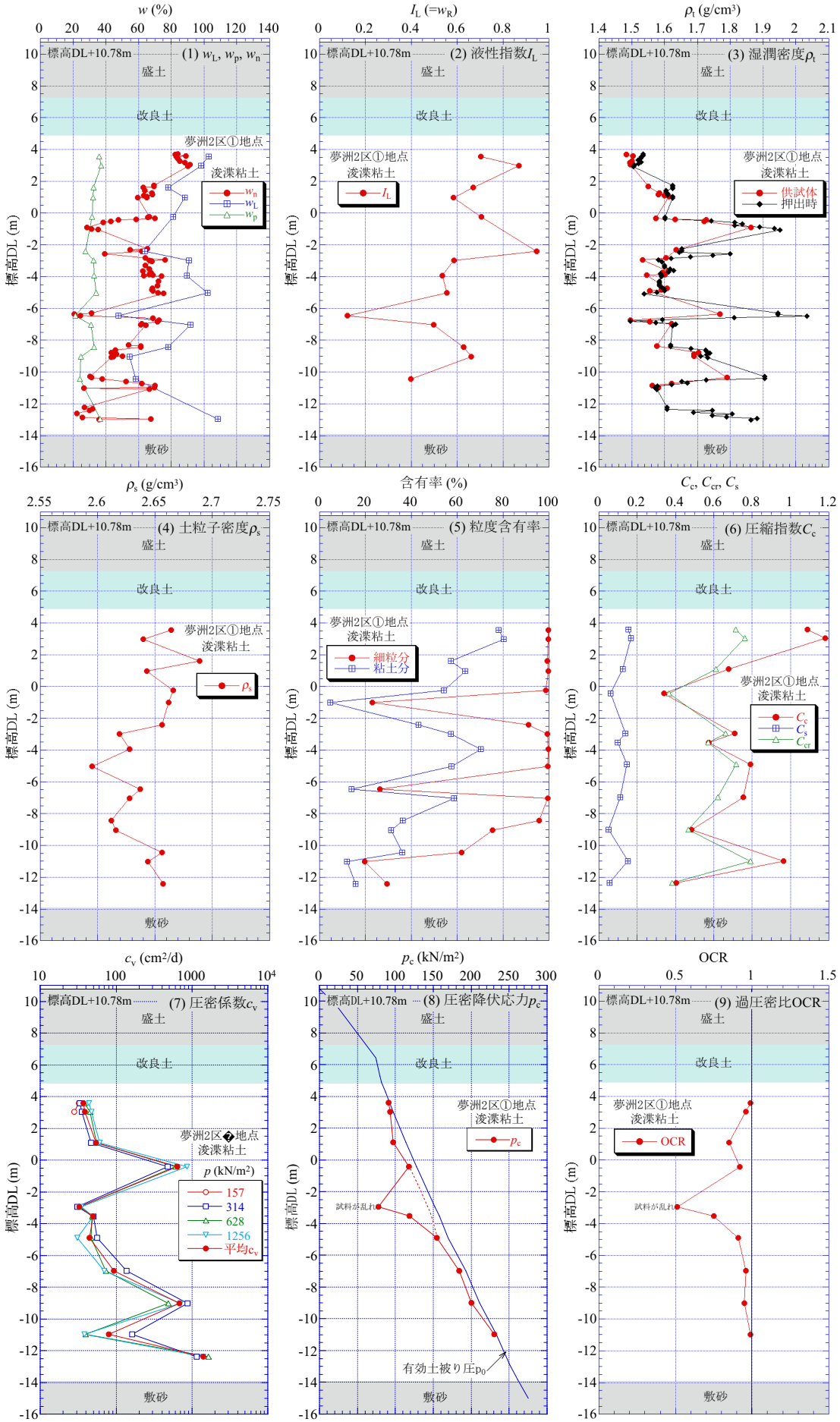


図-4.6.15　2区①地点の浚渫粘土層の土質特性（つづく）

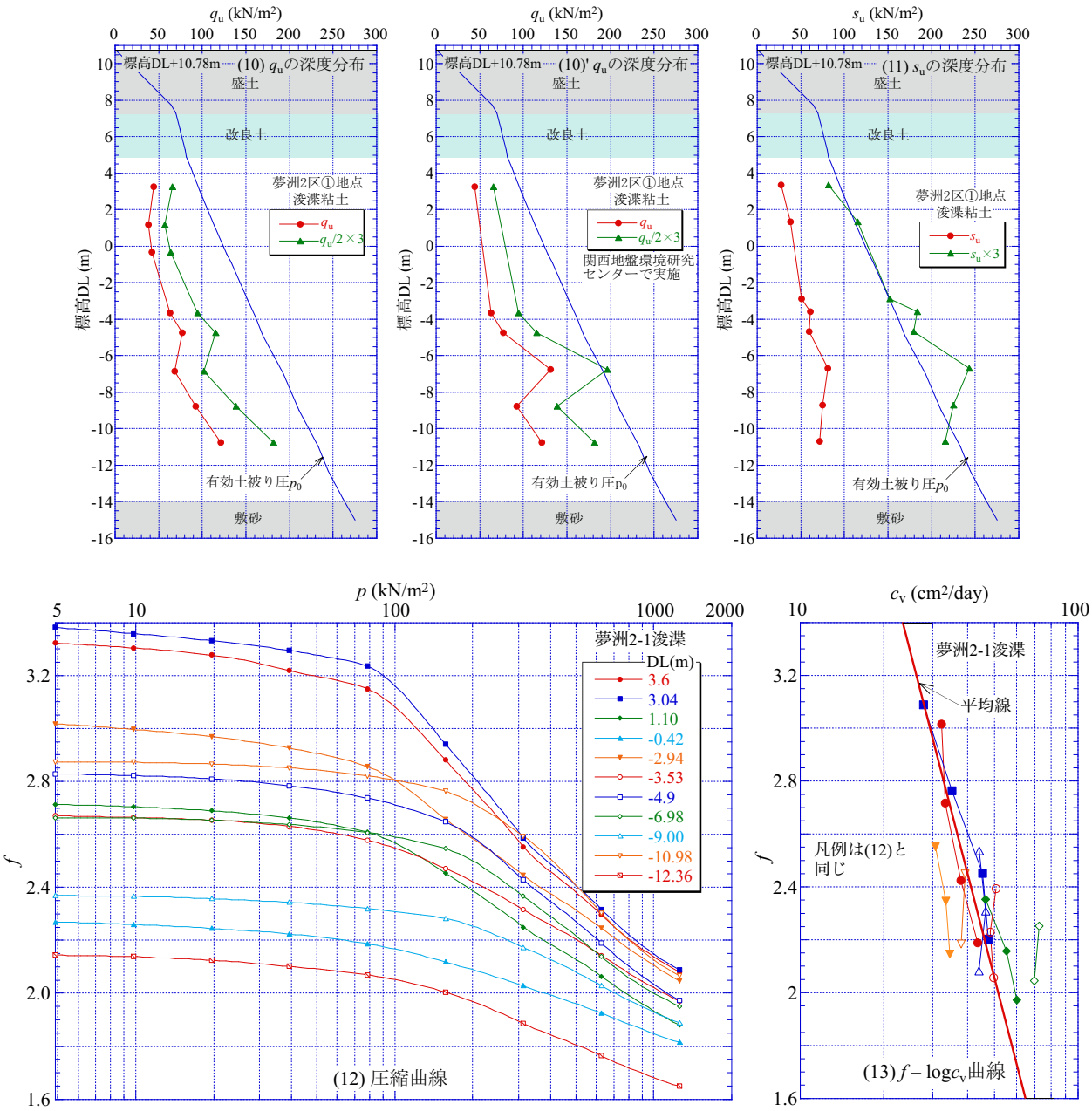


図-4.6.15　2区①地点の浚渫粘土層の土質特性（つづき）

(2) 2区②地点（浚渫粘土層）[1),2)]

図-4.6.16 (1)～(13)に 2 区②地点の浚渫粘土層の土質特性を示す。地表面標高は DL+10.77m で，DL+6.47m まで盛土（層厚 3.7m），DL+5.17 まで改良土（層厚 1.3m）で，DL+5.17～-13.23m（GL-5.00～-23.40m），層厚 18.4m が浚渫粘土層である（**図-1.4** 参照）。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，2 区②地点では比較的均質な粘土であるが，DL-0.5m 前後のみ w_n，w_L は低く（40%程度），砂が混入している（図(5)参照）。平均的には w_L=90%，w_n=80%程度となっている。

図(2)の液性指数 I_L は，全体に 0.9～0.5 程度を示しており，上部ほど大きく，下部ほど小さく，土被り圧による圧密の影響を受けていると考えられる。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，DL+4m 前後で小さいが，他では 2.65～2.69 g/cm^3 程度の値を示している。

図(5)の粒度含有率から，図(1)と同様に上部と DL-0.5m 前後で砂が混入しているが，それ以深では細粒分含有率はほぼ 100%に近い。

図(6)の圧縮指数 C_c は，w_L や w_n と相似な分布を示している。やはり砂が混入している DL-0.5m 前後では C_c が小さい。図中に示した C_{cr} は高圧力域（628～1256 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，浚渫粘土では堆積時間が短いので，構造発達は小さいようである。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，w_L と逆相似な分布となっているが，やはり砂が混入している DL-0.5m 前後では c_v は大きいが，それ以外では 50cm^2/d 前後の値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，完全に未圧密の状態にあり，p_c の深度分布が弓形となっていることから，一次元圧密での未圧密の分布となっている。これは，この２区②地点がかつての計測櫓 2-D（地下水位低下井戸と層別沈下計測兼用）位置に近く，その近傍で PBD が打設されていなかったことによる影響と考えられる。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，盛土部の地下水位 DL+7.32m（GL-3.05m）に対して，敷砂層の地下水位を DL+2.0m（実測値）に固定して，水位差による有効応力増分を粘土層内に比例配分して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からも未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，やはり深度方向に弓形の分布を示しているが，全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも，図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。これを確認するために再試験を行った結果が図(10)'であるが，ほぼ同じ結果となった。q_u が過小な値となった原因は現状では不明である。

図(11)の一面せん断強さ s_u は，定体積（非排水）試験によるものである。未圧密状態にあることがわかったので，図(8)の p_c で圧密して行った。図中に示した $3s_u$ は p_c 相当（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定）となる。$3s_u$ からほぼ図(8)の p_c と同様な未圧密の分布となった（p_c で圧密したので，$3s_u$ が p_c に近いのは当然であるが）。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。深度方向の粘土の塑性の違いを反映して，圧縮曲線の位置は幅があるが，砂が混入している DL-0.45m を除けば，比較的狭い範囲に集まっている。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってやや異なるが，比較的近い値（平均線）となっている。

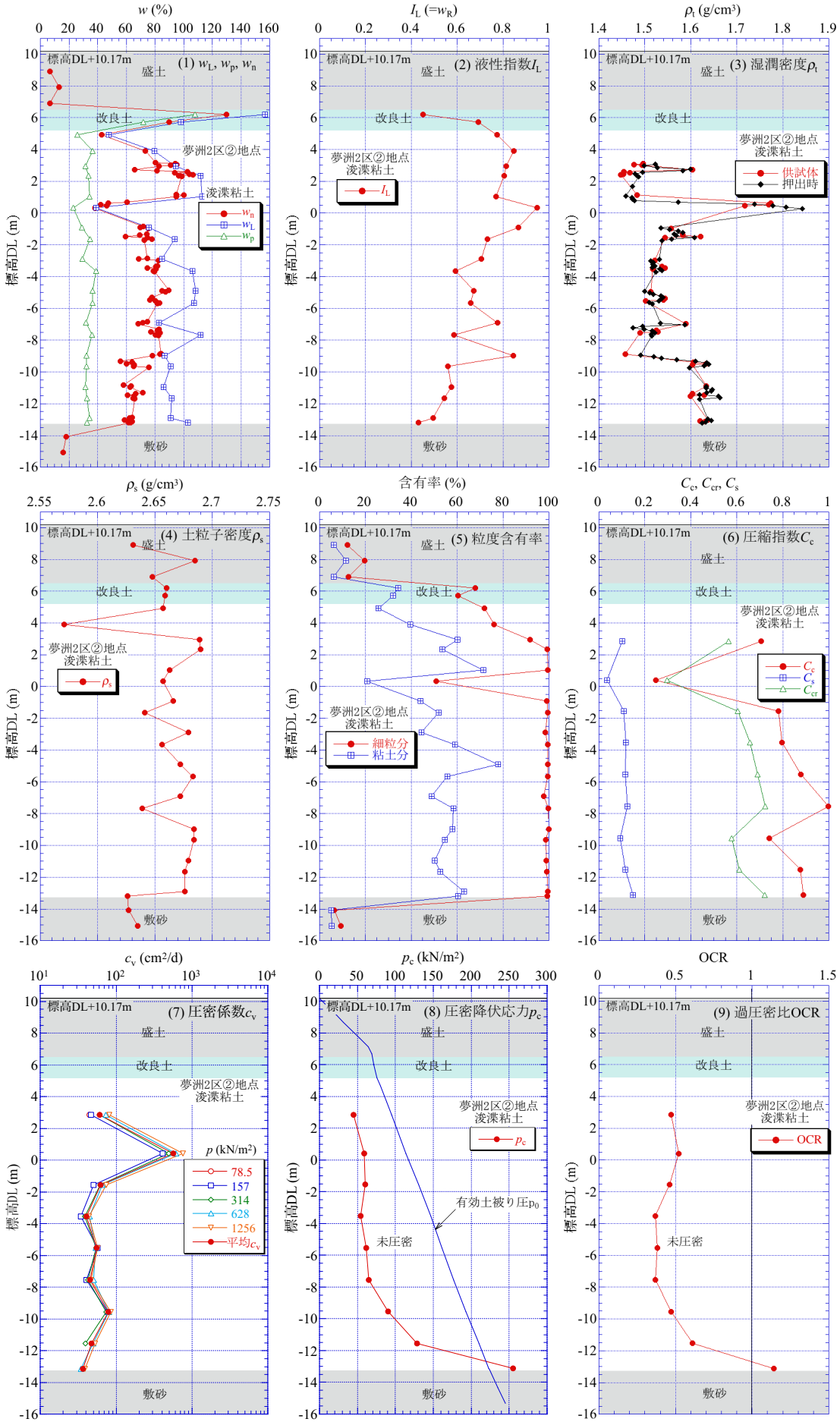


図-4.6.16　2区②地点の浚渫粘土層の土質特性（つづく）

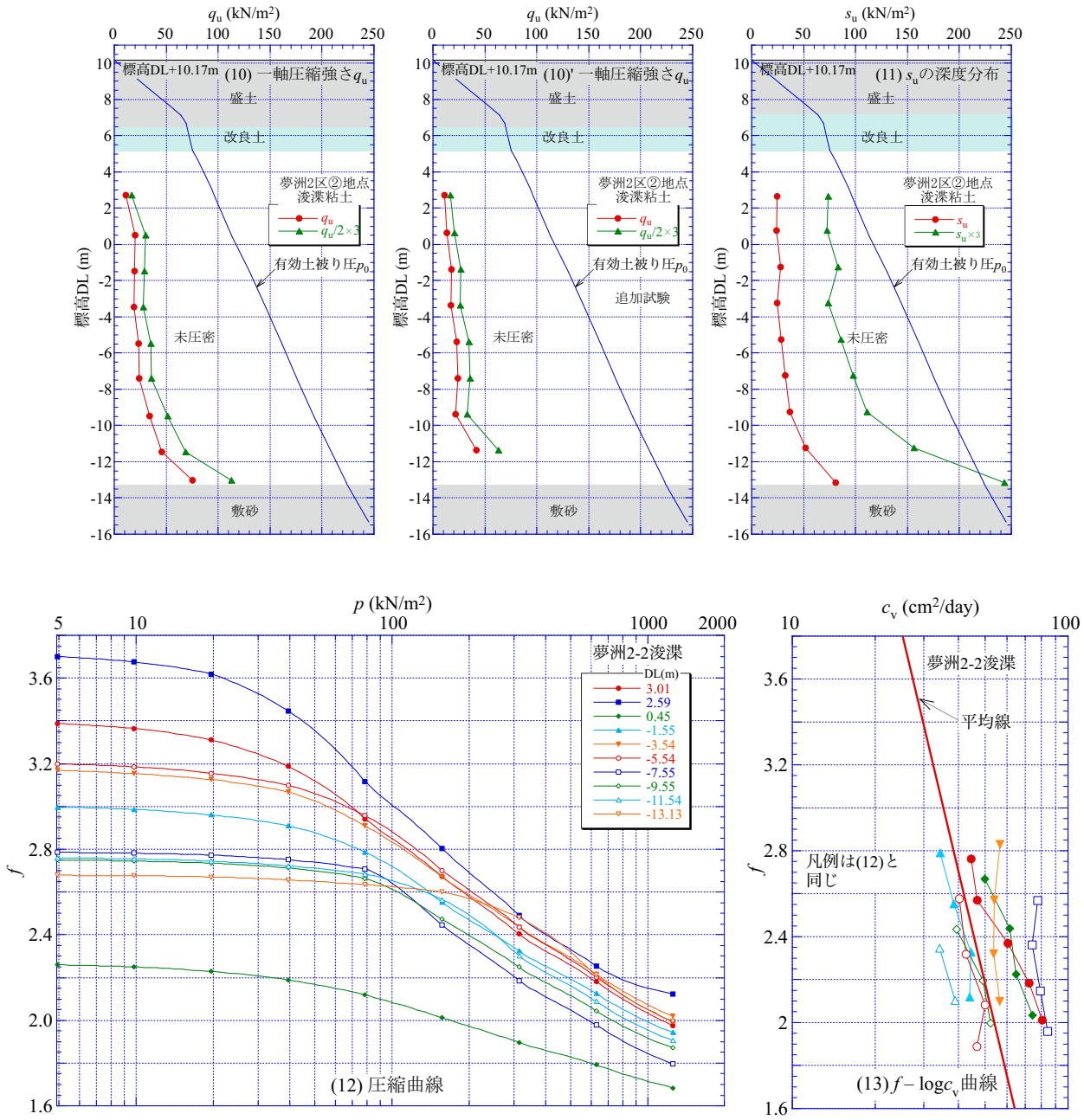


図-4.6.16　2区②地点の浚渫粘土層の土質特性（つづき）

(3) 2区③地点

a) 全層

図-4.6.17 (1)～(9)に2区③地点の全層の土質特性を示す。地表面標高はDL+8.94mで，DL+7.94mまで盛土（層厚1.0m），DL+5.94まで改良土（層厚2.0m）である（**図-4.6.6**参照）。各粘土層は以下である。洪積粘土Ma11層は間に砂層を挟み，2層に分かれている。

浚渫粘土層：DL+5.94～-14.66m（GL-3.00～-23.60m），層厚20.60m

沖積粘土Ma13層：DL-17.96～-38.06m（GL-26.90～-47.00m），層厚20.10m

洪積粘土Ma12層：DL-48.96～-65.66m（GL-57.90～-74.60m），層厚16.70m

洪積粘土Ma11_U層：DL-83.36～-89.56m（GL-92.30～-98.50m），層厚6.20m

洪積粘土Ma11_L層：DL-99.46～-111.66m（GL-108.40～-120.60m），層厚12.20m

各粘土層の土質特性の詳細はそれぞれb)～e)で述べる。

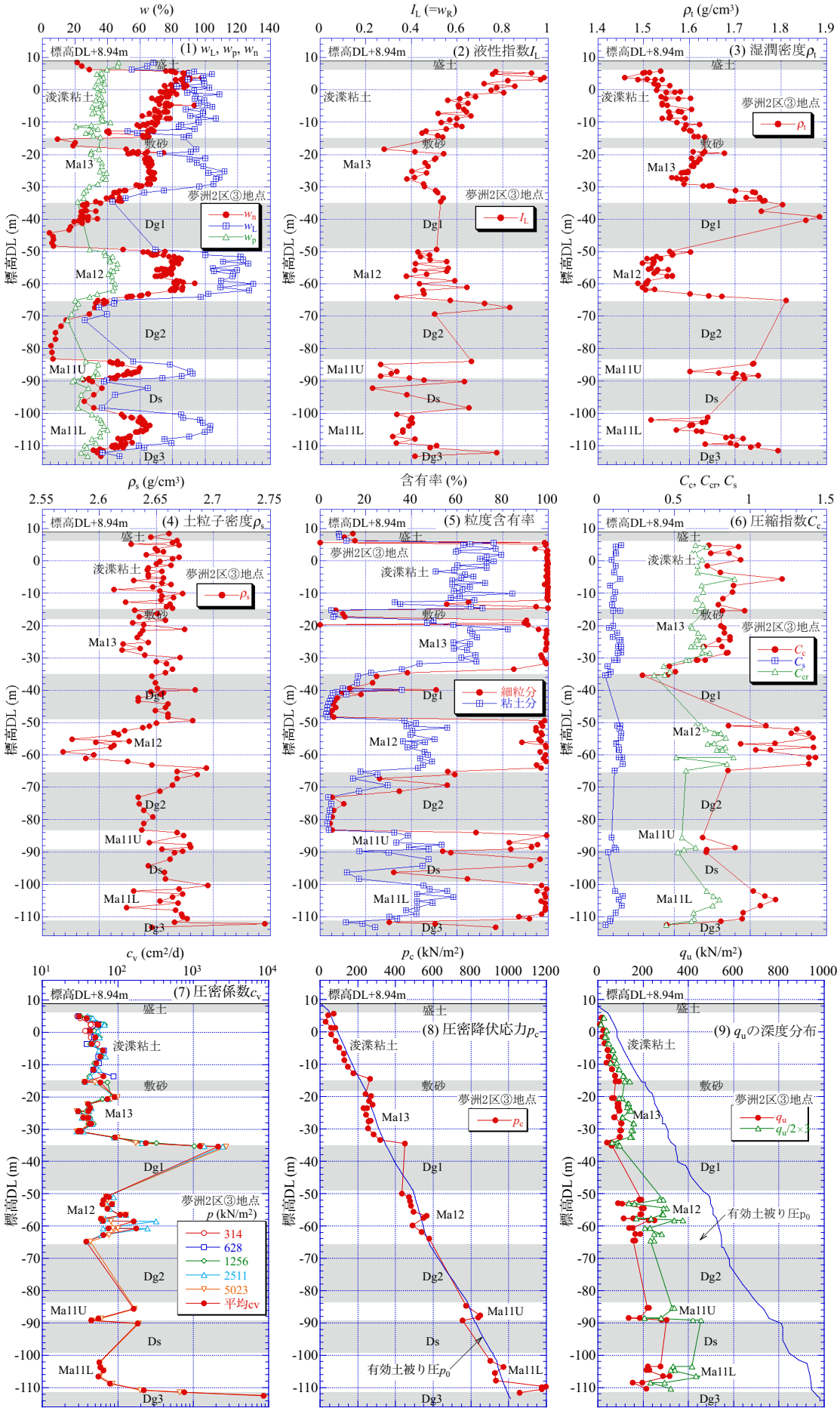


図-4.6.17　2区③地点の全層の土質特性

b) 浚渫粘土層（2 区③地点）[1),2)]

図-4. 6. 18 (1)〜(12)に 2 区③地点の浚渫粘土層の土質特性を示す。

図(1)の自然含水比 w_n, 液性限界 w_L, 塑性限界 w_p から, 2 区③地点は均質な粘土であることがわかる。全体に w_L=100%前後，w_n は 90〜60%で深度方向に減少している。ただし，DL-13m 付近の塑性が低いのは，砂の混入による（図(5)参照）。

図(2)の液性指数 I_L は，全体に 0.9〜0.5 程度で深度方向に減少しており，土被り圧による圧密の影響を受けていると考えられる。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，多少のばらつきはあるが，平均的に 2.65 g/cm^3 程度の値を示している。

図(5)の粒度含有率から，全体に細粒分含有率はほぼ 100%に近く，粘土分含有率は 80〜60%を示す。ただし，DL-13m 付近では砂が混入している。

図(6)の圧縮指数 C_c は，w_L と相似な分布を示している。DL-4.7m の C_c は過大と思われる（再試験注）。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=628〜1256 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，浚渫粘土では堆積時間が短いので，構造発達は小さいようである。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，w_L と逆相似な分布となっているが，深度方向にほぼ一定で，50cm^2/d 程度の値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，全体に未圧密の状態にある。p_c と p_0 の差が深度方向に一定（約 30 kN/m^2）となっていることから，PBD の鉛直排水工が効いた未圧密の分布となっている。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，盛土部の地下水位 DL+6.74m（GL-2.20m）に対して，敷砂層の地下水位を DL+2.0m（実測値）に固定して，水位差による有効応力増分を粘土層内に比例配分して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からもやや未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は, 未圧密の影響を受けて全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からは，図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。これを確認するために再試験を行った結果が図(10)'であるが，ほぼ同じ結果となった。q_u が過小な値となった原因は現状では不明である。

図(11)の一面せん断強さ s_u は，定体積（非排水）試験によるものである。未圧密状態にあることがわかったので，図(8)の p_c で圧密して行った。図中に示した $3s_u$ は p_c 相当（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定）となる。$3s_u$ は図(8)の p_c よりも少し大きく，正規圧密に近い分布となっている。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。ほぼ均質な粘土層であったことから，圧縮曲線は比較的狭い範囲に集まっている。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってやや異なるが，比較的近い値（平均線）となっている。

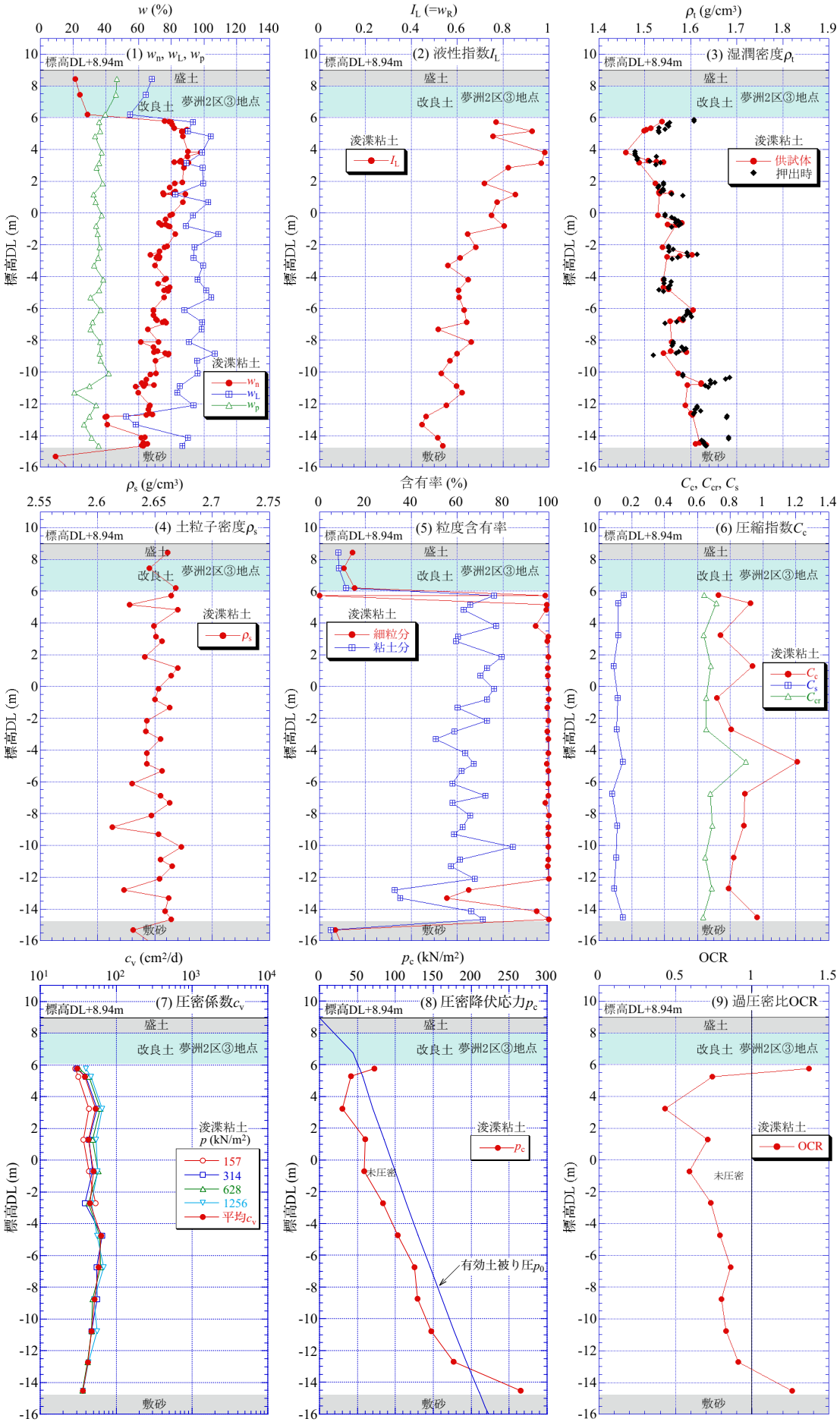


図-4.6.18　2区③地点の浚渫粘土層の土質特性（つづく）

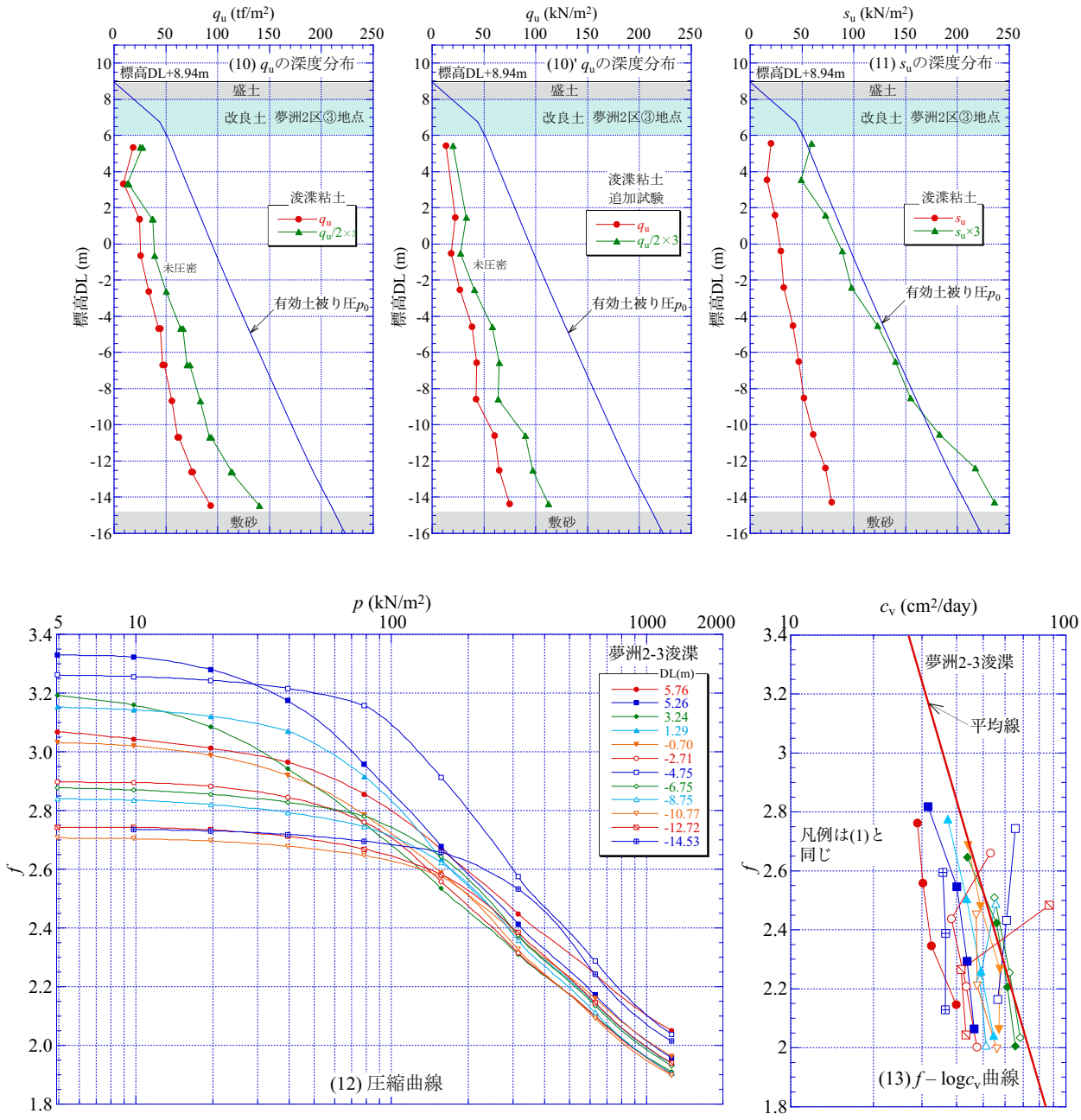


図-4.6.18　2区③地点の浚渫粘土層の土質特性（つづき）

c）沖積粘土 Ma13 層（2 区③地点）[3),4)]

図-4. 6. 19 (1)～(12)に 2 区③地点の沖積粘土 Ma13 層の土質特性を示す。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，Ma13 層の塑性は西大阪地域の典型的性状で，上下部で低く，中央で高い弓形分布を示す。これは海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。中央部で w_L=100～110%で高塑性，w_n は 65%前後である。

図(2)の液性指数 I_L は，全体に 0.55～0.4 で深度方向にほぼ一定となっている。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，多少のばらつきはあるが，平均的に 2.65 g/cm^3 程度の値を示している。

図(5)の粒度含有率から，上下部を除き，全体に細粒分含有率はほぼ 100%に近く，粘土分含有率は 60～80%を示す。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な弓形分布を示している。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=1256～2511 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，Ma13 層では構造発達が見られる。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，やはり w_L と逆相似な弓形分布となっているが，上下部の c_v は大きいが，中央部では 40cm^2/d 程度の値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，粘土中央部では未圧密となっている。p_c と p_0 の差が約 40 kN/m^2 程度あるが，表層の盛土 1m および 2m の表層改良の荷重を考慮すれば，盛土・表層改良の前の有効土被り圧でほぼ正規圧密にあったといえる。現状は盛土・表層改良荷重によって圧密途中にあると考えることができる。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，敷砂層以深の砂礫層の地下水位はいずれも DL+2.0m（実測値）に固定して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からも未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，ほぼ深度方向に一定で，全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。q_u が過小な値となった原因は現状では不明である。

図(11)の一面せん断強さ s_u は，定体積（非排水）試験によるものである。未圧密状態にあることがわかったので，図(8)の p_c で圧密して行った。図中に示した $3s_u$ は p_c 相当（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定）となる。$3s_u$ は図(8)の p_c よりも少し大きく，正規圧密に近い分布となっている。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。圧縮曲線は粘土の塑性の影響を受け，上下では低い位置にあるが，中央部は高い位置で比較的狭い範囲に集まっている。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってやや異なるが，比較的近い値（平均線）となっている。ただし，下部の低塑性部の c_v は大きい。

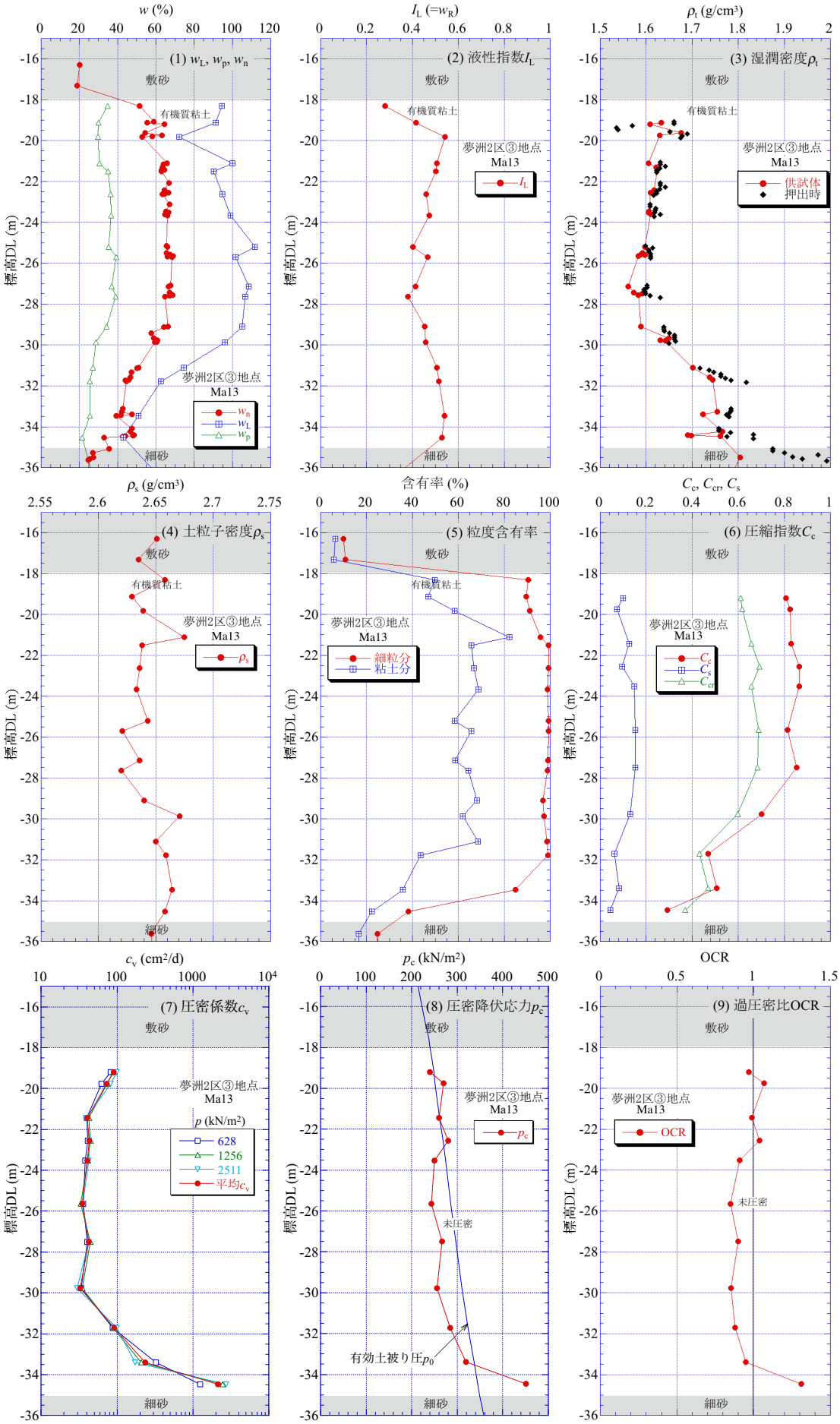
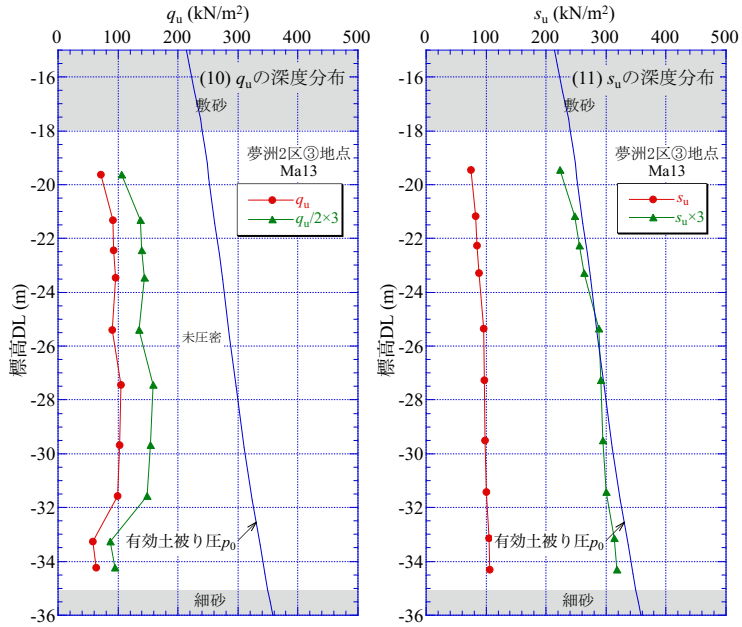


図-4.6.19　2区③地点の沖積粘土 Ma13 層の土質特性（つづく）



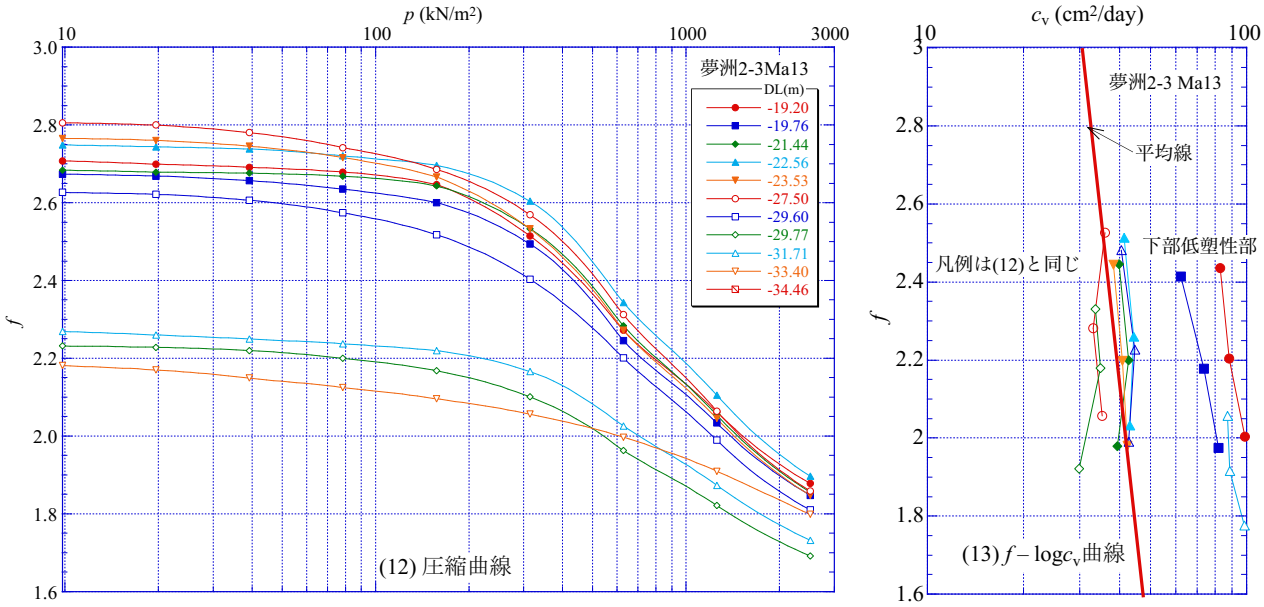


図-4.6.19　2区③地点の沖積粘土 **Ma13** 層の土質特性（つづき）

d）洪積粘土 Ma12 層（2 区③地点）[3),4)]

図-4.6.20 (1)～(12)に 2 区③地点の洪積粘土 Ma12 層の土質特性を示す。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，Ma12 層の塑性は先の Ma13 層と同様に上下部で低く，中央で高い弓形分布を示している。これも海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。中央部で w_L=110～120%，w_n=80%前後を示し，先の Ma13 層よりも高い値となっている。

図(2)の液性指数 I_L は，多少ばらつきはあるが，全体に 0.4～0.6 で，深度方向の変化はあまり見られない。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，中央部で低い弓形分布を示している。通常の粘土が示す 2.67 g/cm^3 に比べてやや小さい値を示している。

図(5)の粒度含有率から，上下部を除き，全体に細粒分含有率はほぼ 100%に近く，粘土分含有率は 40～50%を示す。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な弓形分布を示している。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=2511～5023 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，堆積年代が古い Ma12 層では構造発達が顕著に見られる。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，やはり w_L と逆相似な弓形分布となっているが，深度方向に c_v はほぼ一定で，中央部では 70cm^2/d 程度で，Ma13 層に比べて少し大きな値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0[注)] と対比しているが，全体に少し未圧密となっている。p_c と p_0 の差が約 40 kN/m^2 程度あるが，表層の盛土 1m および 2m の表層改良の荷重を考慮すれば，盛土・表層改良の前の有効土被り圧でほぼ正規圧密にあったといえる。現状は盛土・表層改良荷重によって圧密途中にあると考えることができる。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，敷砂層以深の砂礫層の地下水位はいずれも DL+2.0m（実測値）に固定して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からもやや未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，やはり全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。q_u が過小な値となった原因は現状では不明である。

図(11)の一面せん断強さ s_u は，定体積（非排水）試験によるものである。未圧密状態にあることがわかったので，図(8)の p_c で圧密して行った。図中に示した $3s_u$ は p_c 相当（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定）となる。$3s_u$ は図(8)の p_c よりも少し大きく，正規圧密に近い分布となっている。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。圧縮曲線は粘土の塑性の影響を受け，上下では低い位置にあるが，中央部は高い位置で比較的狭い範囲に集まっている。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってやや異なるが，比較的近い値（平均線）となっている。ただし，先の Ma13 層よりも全体に c_v が大きい。下部の DL61.88m の c_v は小さい。

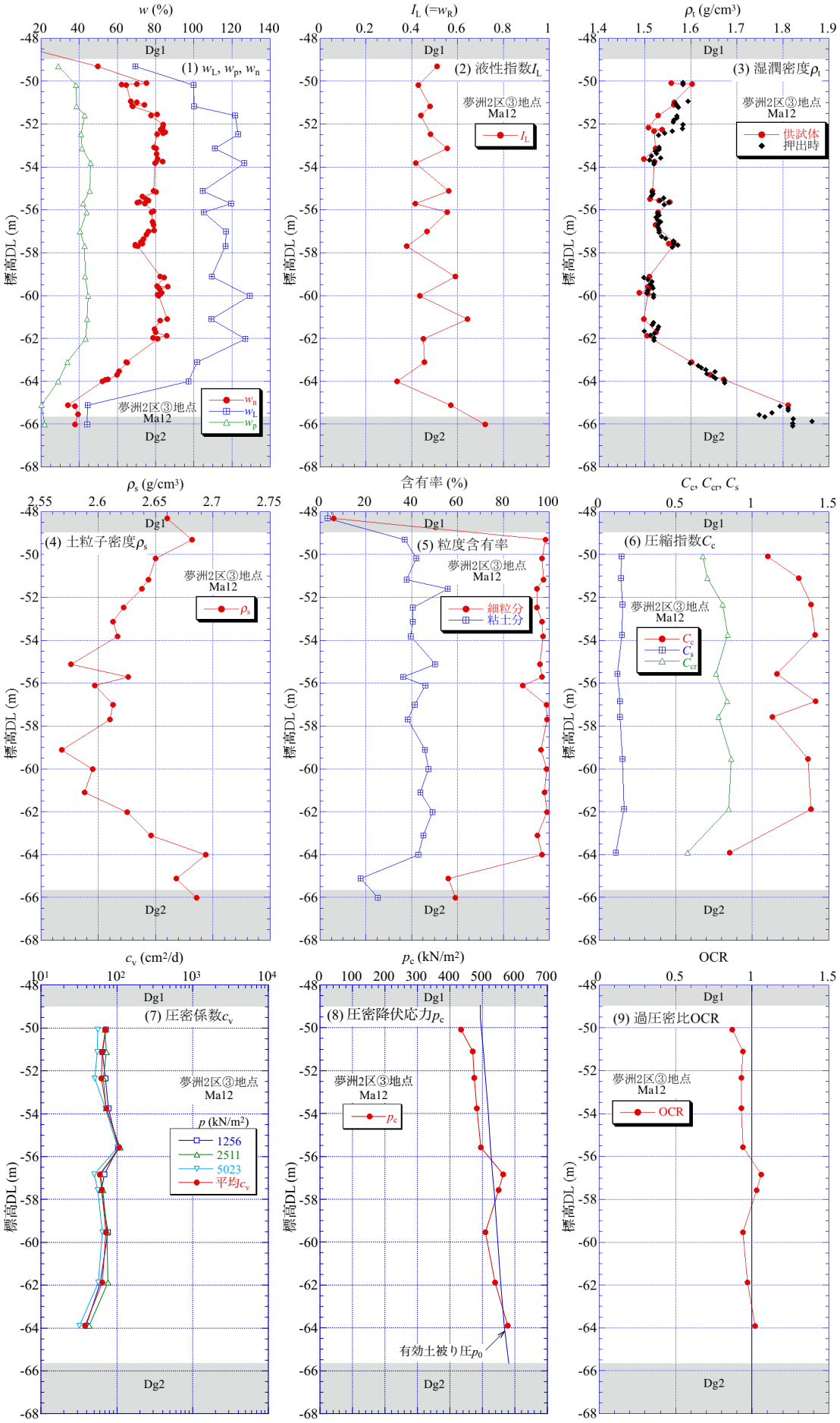
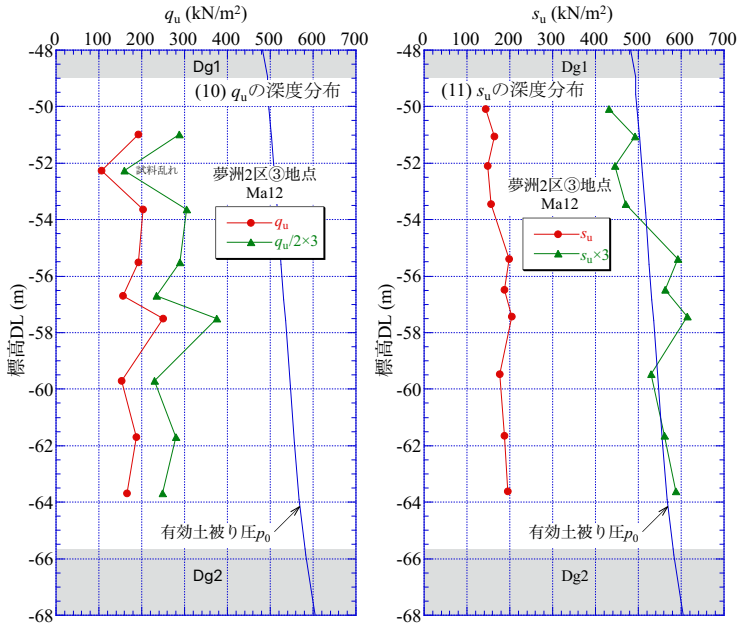


図-4.6.20　2区③地点の洪積粘土 Ma12 層の土質特性（つづく）



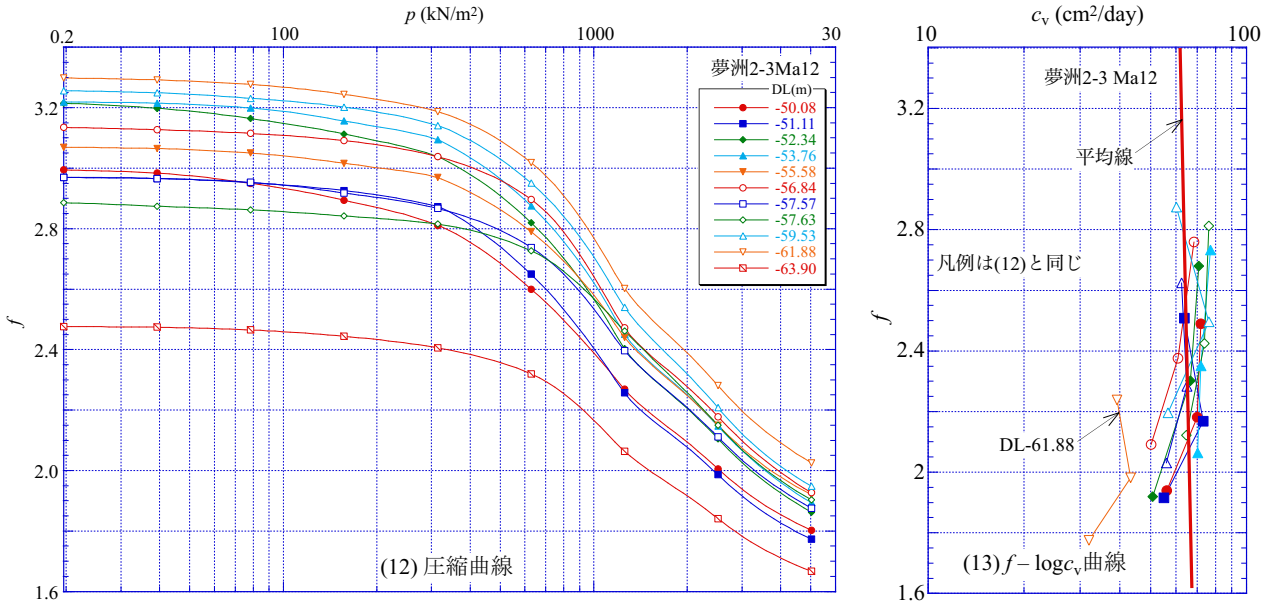


図-4.6.20　2区③地点の洪積粘土 **Ma12** 層の土質特性（つづき）

e）洪積粘土 Ma11 層（2 区③地点）[3),4)]

図-4.6.21 (1)～(12)に 2 区③地点の洪積粘土 Ma11 層の土質特性を示す。Ma11 層は間に砂層を挟んで２層（Ma11U 層，Ma11L 層）に分かれている。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，Ma11U 層，Ma11L 層ともに塑性は先の Ma13，Ma12 層と同様に上下部で低く，中央で高い弓形分布を示している。これも海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。Ma11U 層の中央部で w_L=90%，w_n=60%を，Ma11L 層の中央部で w_L=100%，w_n=60%を示し，下部の Ma11L 層の方が塑性は高い。

図(2)の液性指数 I_L は，Ma11U 層で 0.3 前後，Ma11L 層で 0.4 前後を示している。

図(3)の湿潤密度 ρ_t は，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度 ρ_s は，多少のばらつきはあるが。通常の粘土が示す 2.67 g/cm^3 程度の値を示している。

図(5)の粒度含有率から，Ma11U 層ではやや砂の混入が見られるが，Ma11L 層では細粒分含有率は 95%程度に近く，粘土分含有率は 40～60%を示している。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な弓形分布を示している。Ma11U 層，Ma11L 層の中央で，それぞれ 0.9，1.2 程度の値を示す。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=2511～5023 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，堆積年代が古い Ma11 層では構造発達が顕著に見られる。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，やはり w_L と逆相似な弓形分布となっている。Ma11U 層，Ma11L 層の中央でともに 50cm^2/d 程度を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，全体に少し未圧密となっている。p_c と p_0 の差が約 40 kN/m^2 程度あるが，表層の盛土 1m および 2m の表層改良の荷重を考慮すれば，盛土・表層改良の前の有効土被り圧でほぼ正規圧密にあったといえる。現状は盛土・表層改良荷重によって圧密途中にあると考えることができる。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，敷砂層以深の砂礫層の地下水位はいずれも DL+2.0m（実測値）に固定して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からもやや未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，やはり全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。q_u は過小な値となった原因は現状では不明である。

図(11)の一面せん断強さ s_u は，定体積（非排水）試験によるものである。未圧密状態にあることがわかったので，図(8)の p_c で圧密して行った。図中に示した $3s_u$ は p_c 相当（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定）となる。$3s_u$ は図(8)の p_c よりも少し大きいが，まだ未圧密の分布となっている。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。圧縮曲線の位置は Ma11U 層，Ma11L 層ともに粘土の塑性の影響を受け，上下している。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。上部の Ma11U の c_v は大きい。下部の Ma11L の c_v は比較的近い値（平均線）となっている。

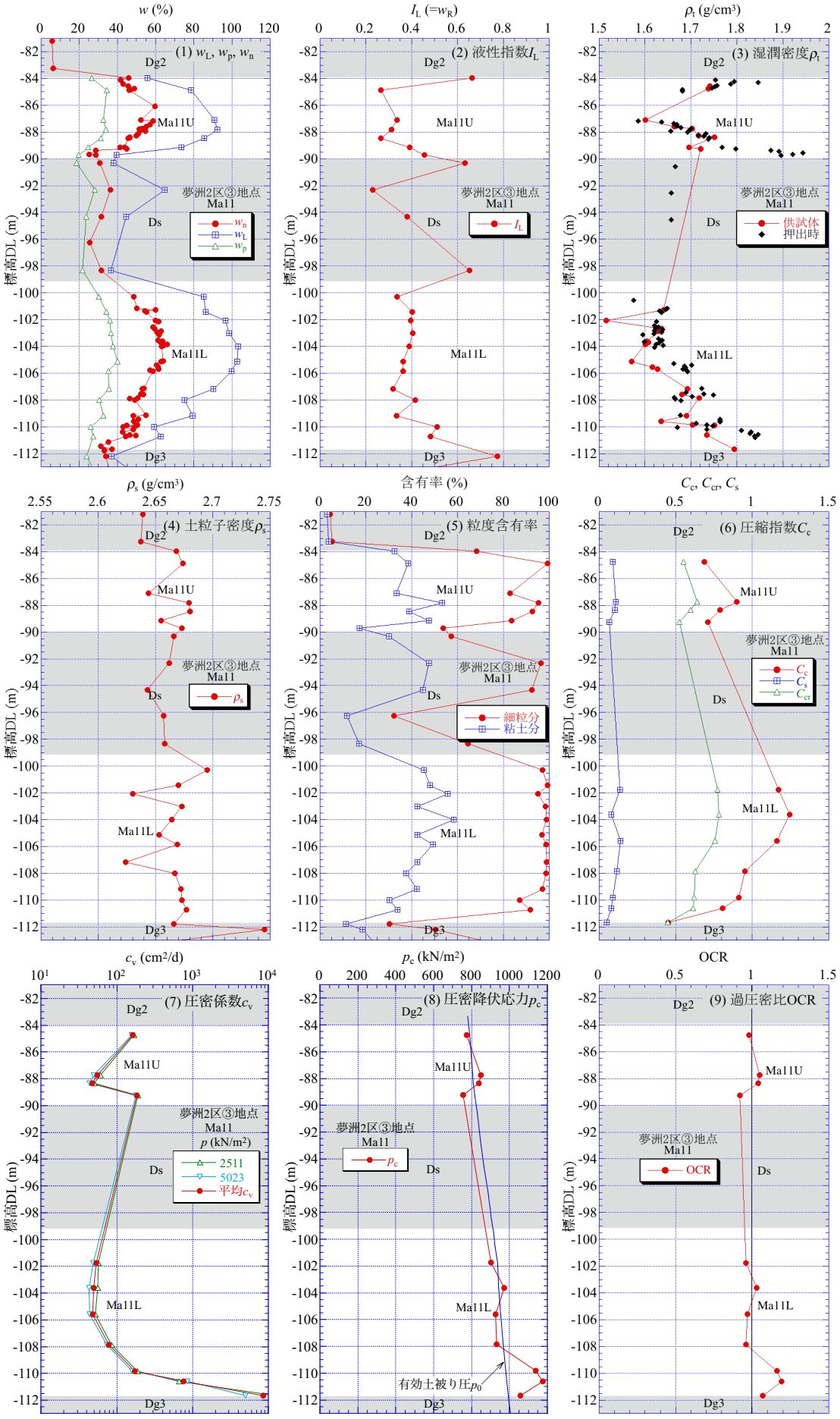


図-4.6.21　2区③地点の洪積粘土 Ma11 層の土質特性（つづく）

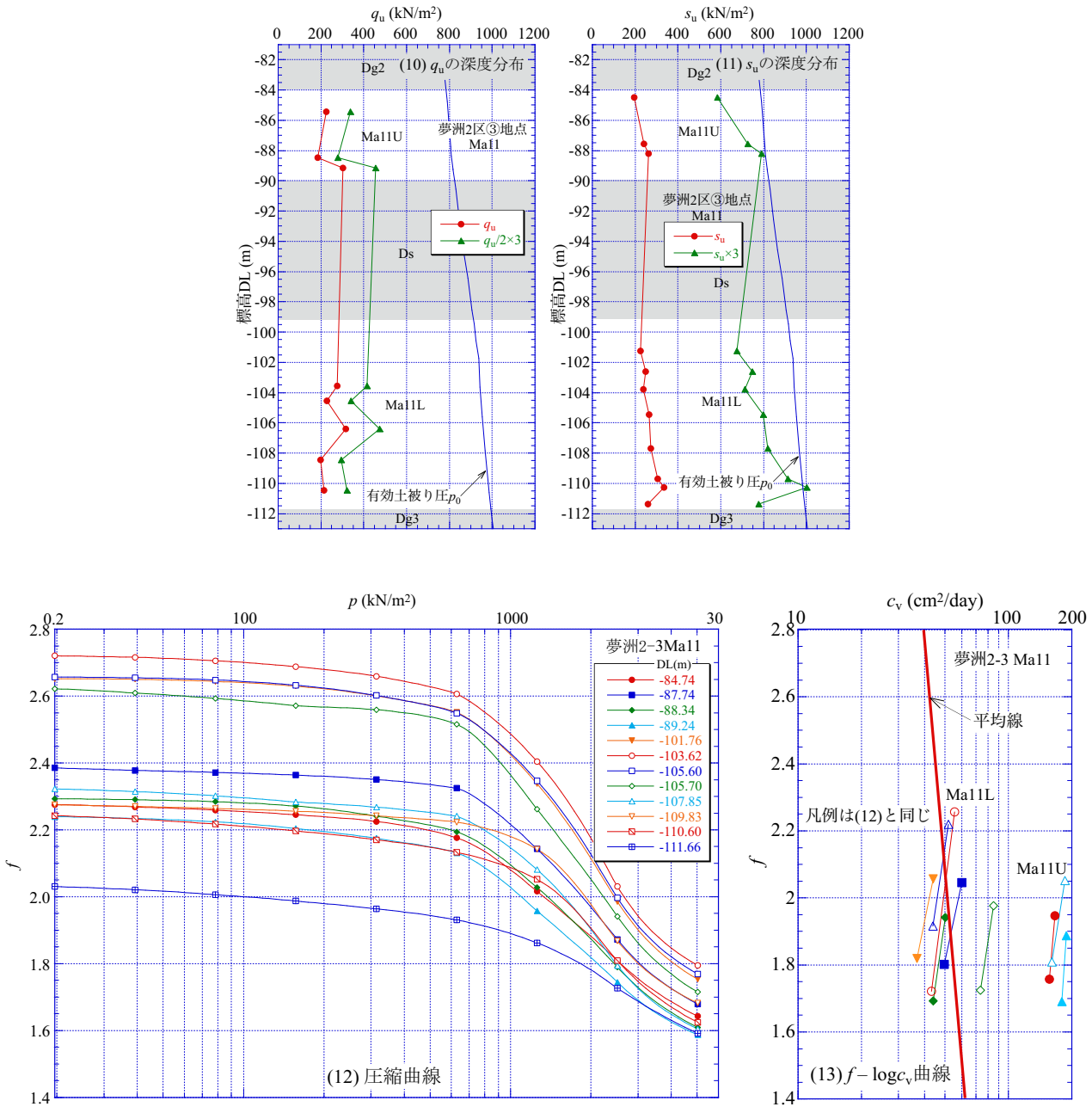


図-4.6.21　2区③地点の洪積粘土 Ma11 層の土質特性（つづき）

(4) 3区-2地点

a) 全層

図-4.6.22 (1)〜(9)に3区-2地点の全層の土質特性を示す。地表面標高はDL+9.20m，DL+3.80mまで盛土(層厚5.4m)，DL+3.20m(層厚0.6m)まで改良土である（**図-4.6.7**参照)。各粘土層は以下である。

浚渫粘土層：DL+3.20〜-9.70m（GL-6.00〜-18.90m)，層厚12.90m

捨土粘土層：DL-14.50〜-20.00m（GL-23.70〜-29.20m)，層厚5.50m

沖積粘土Ma13層：DL-20.00〜-39.65m（GL-29.20〜-48.85m)，層厚19.65m

洪積粘土Ma12層：DL-48.10〜-67.15m（GL-57.30〜-76.35m)，層厚19.05m

洪積粘土Ma11_U層：DL-82.40〜-87.80m（GL-91.60〜-97.00m)，層厚5.40m

洪積粘土Ma11_L層：DL-97.00〜-111.60m（GL-106.20〜-120.80m)，層厚14.60m

各粘土層の土質特性の詳細はそれぞれb)〜e)で述べる。

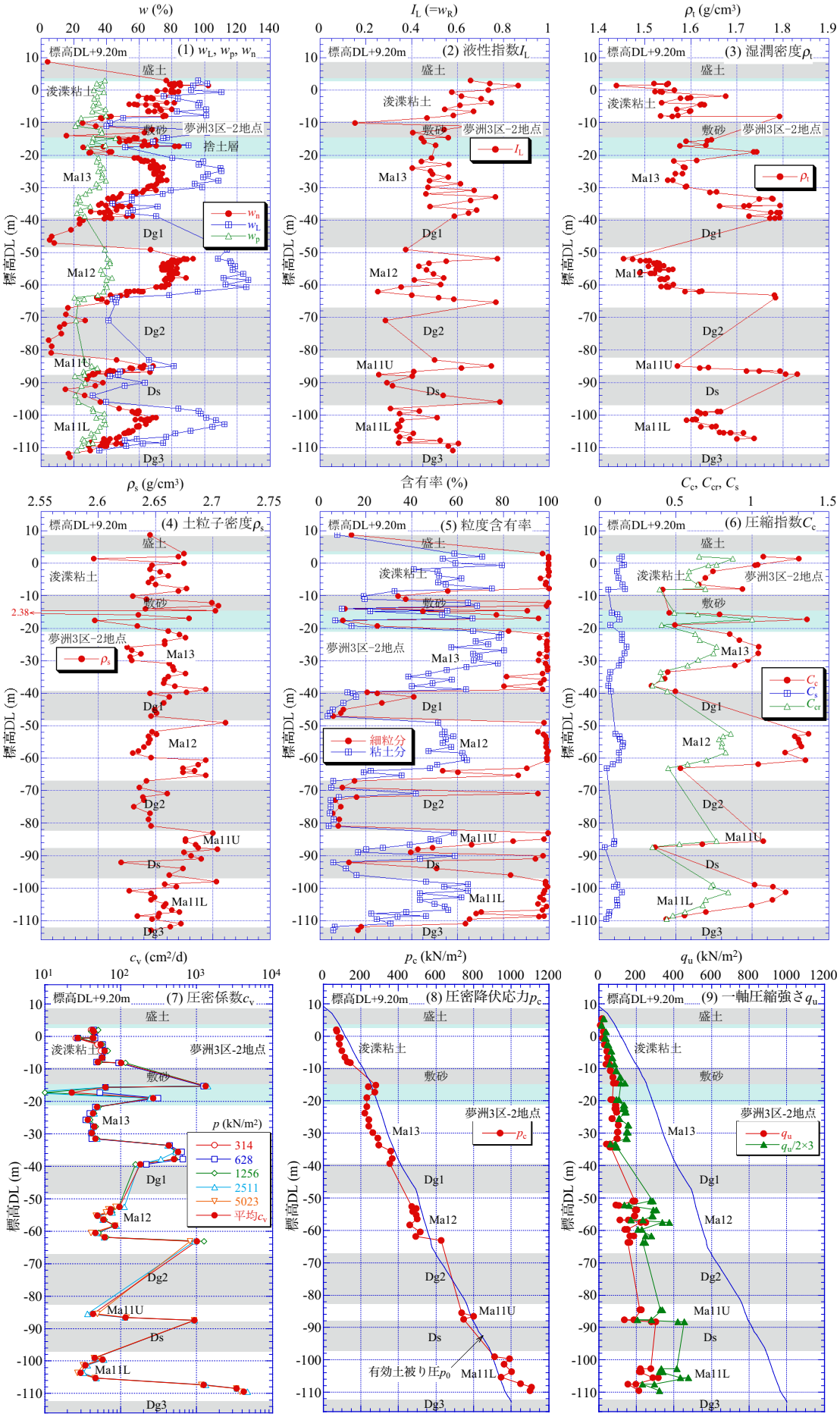


図-4.6.22　3区-2地点の全層の土質特性

b）**浚渫粘土層（3 区-2 地点）**

図-4.6.23 (1)～(12)に 3 区-2 地点の浚渫粘土層の土質特性を示す。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，3 区-2 地点は比較的均質な粘土で，w_L=80～100%程度，w_n は 80～60%で深度方向に減少している。ただし，DL-8m 以深の塑性が低いのは，砂の混入による（図(5)参照）。

図(2)の液性指数 I_L は，全体に 0.8～0.5 程度で深度方向に減少しており，土被り圧による圧密の影響を受けていると考えられる。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，平均的に 2.65 g/cm^3 程度の値を示しているが，DL-2.5m 付近はやや低い。

図(5)の粒度含有率から，全体に細粒分含有率はほぼ 100%に近く，粘土分含有率は 60%前後を示す。ただし，DL-8m 以深では砂が混入している。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な分布を示している。DL+2m～0m の C_c は 1 を超えているが，下部はやや小さい。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=628～1256 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，浚渫粘土では堆積時間が短いので，構造発達は小さいようである。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，深度方向にほぼ一定で，50cm^2/d 程度の値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，全体に未圧密の状態にある。p_c と p_0 の差が DL-2m 以深で一定（約 60 kN/m^2）となっていることから，PBD の鉛直排水工が効いた未圧密の分布となっている。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，盛土部の地下水位 DL+6.98m（GL-2.22m）に対して，敷砂層の地下水位を DL+2.0m（実測値）に固定して，水位差による有効応力増分を粘土層内に比例配分して求めている。

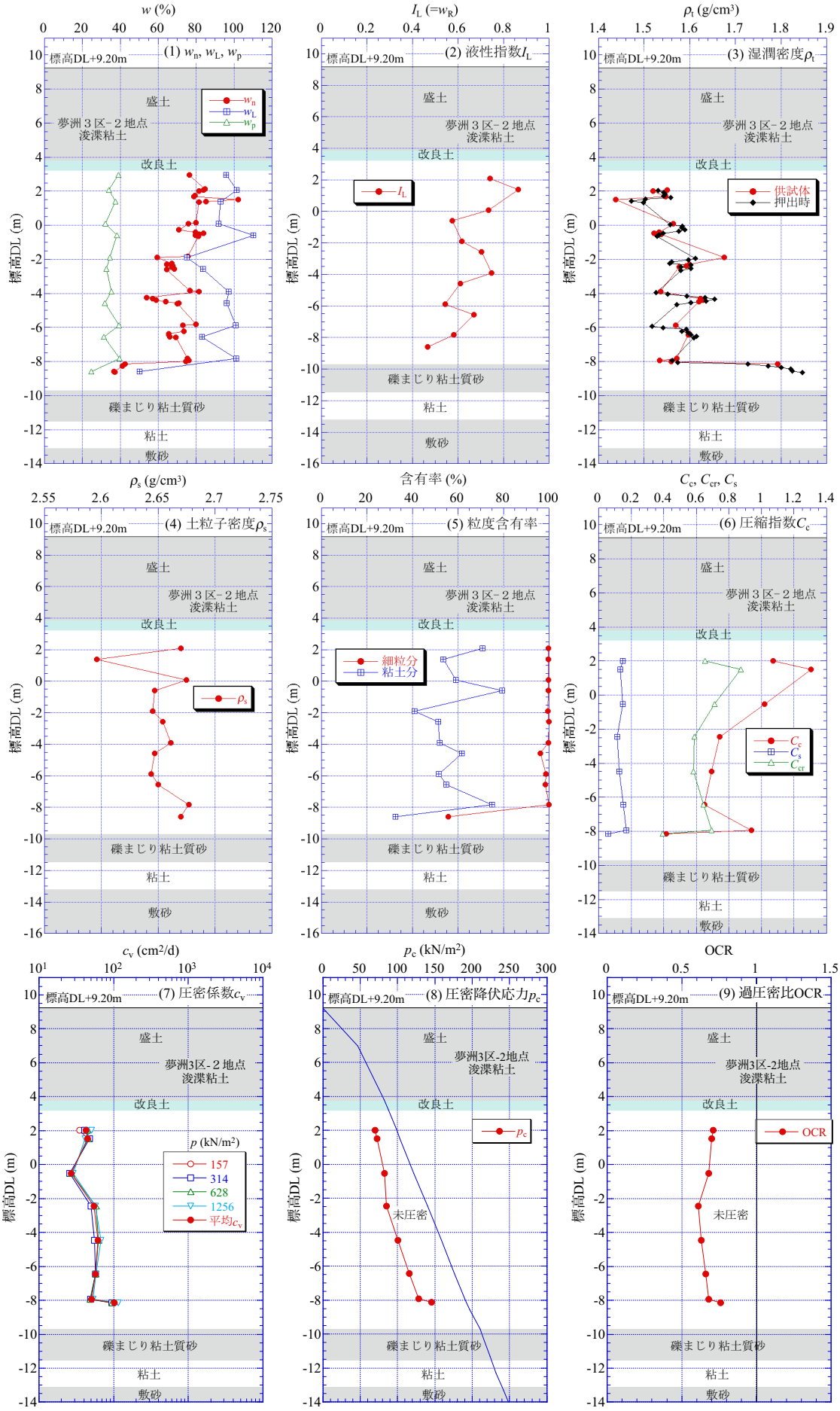
図(9)の過圧密比 OCR からもやや未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，未圧密の影響を受けて全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。q_u が過小な値となった原因は現状では不明である。

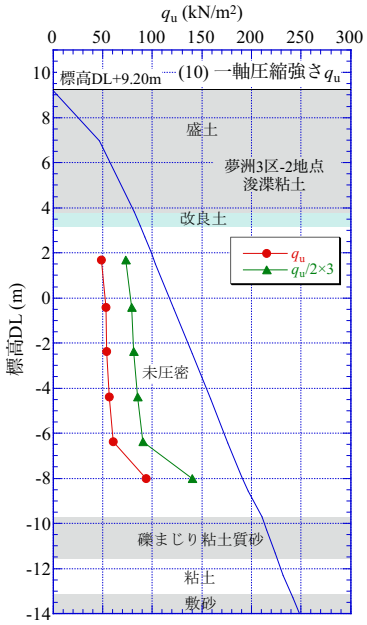
なお，一面定体積せん断試験は未実施である。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。粘土の塑性に応じて，圧縮曲線の位置は上下している。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってやや異なるが，比較的近い値（平均線）となっている。 ただし，下部の c_v は大きい。



図−4.6.23　3 区−2 地点の浚渫粘土層の土質特性（つづく）



(11) 一面せん断は未実施

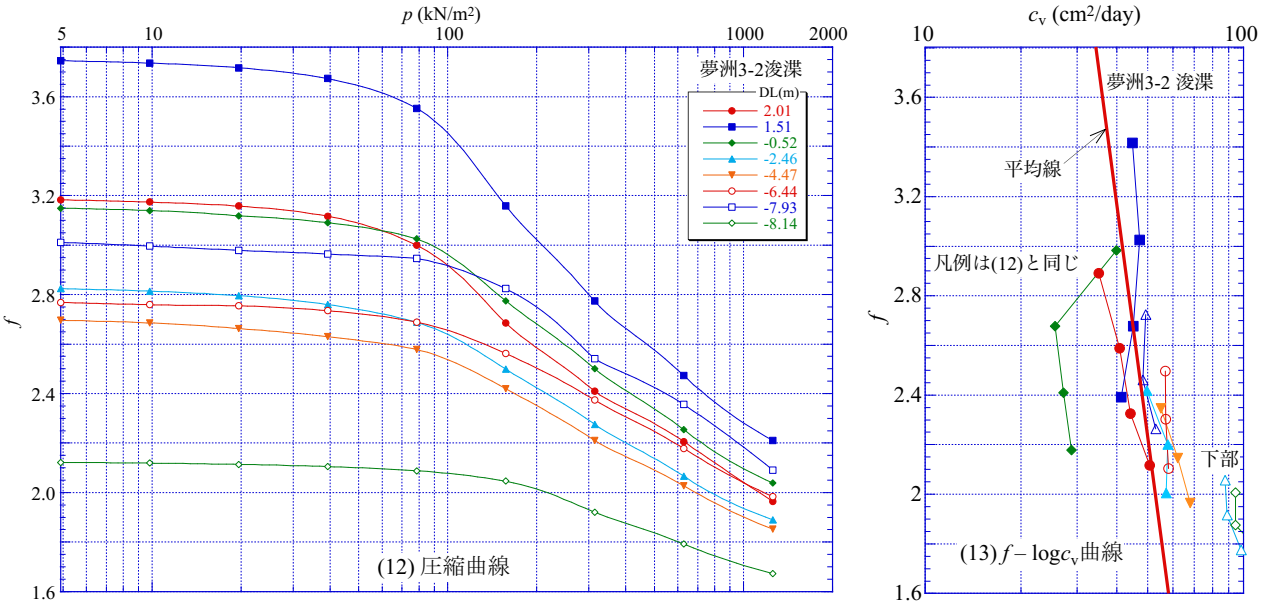


図-4.6.23　3区-2地点の浚渫粘土層の土質特性（つづき）

c）沖積粘土 Ma13 層（3 区-2 地点）

図-4.6.24 (1)～(12)に 3 区-2 地点の沖積粘土 Ma13 層の土質特性を示す。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，DL-20m 以深の Ma13 層の塑性は西大阪地域の典型的性状で，上下部で低く，中央で高い弓形分布を示す。これは海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。中央部で w_L=100～110%で高塑性，w_n は 70%前後である。なお，DL-14.50～-20.00m は黒色有機質，プラスチックなどの異物を混入した粘土層で，敷砂層の下，Ma13 層の上に置かれた捨土層と考えられる。

図(2)の液性指数 I_L は，全体に 0.4～0.75 で，Ma13 層としては比較的安定したものとなっている。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，捨土層は有機質で小さく，Ma13 層では 2.62～2.69 g/cm^3 程度の値を示している。

図(5)の粒度含有率から，捨土層下部は礫，砂主体で，Ma13 層では上下を除いて，全体に細粒分含有率はほぼ 100%に近くを示す。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な弓形分布を示している。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=1256～2511 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，Ma13 層では下部以外は構造発達が見られる。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，やはり w_L と逆相似な弓形分布となっているが，上下部の c_v は大きいが，中央部では 40cm^2/d 程度の値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，全体に未圧密となっている。p_c と p_0 の差が約 80 kN/m^2 程度と大きいが，この地点の盛土層厚が 5.4 m と大きい（表層改良厚は 0.6m）ため，その荷重を考慮すれば，盛土・表層改良の前の有効土被り圧でほぼ正規圧密にあったといえる。現状は盛土・表層改良荷重によって圧密途中にあると考えることができる。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，敷砂層以深の砂礫層の地下水位はいずれも DL+2.0m（実測値）に固定して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からも未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，深度方向に変化は少なく（下部は砂質で小さい），全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。q_u が過小な値となった原因は現状では不明である。

なお，一面定体積せん断試験は未実施である。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。粘土の塑性に応じて，圧縮曲線の位置は上下している。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってやや異なるが，比較的近い値（平均線）となっている。 ただし，下部の低塑性部の c_v は大きく，DL-17.29m は有機質粘土で c_v は小さい。

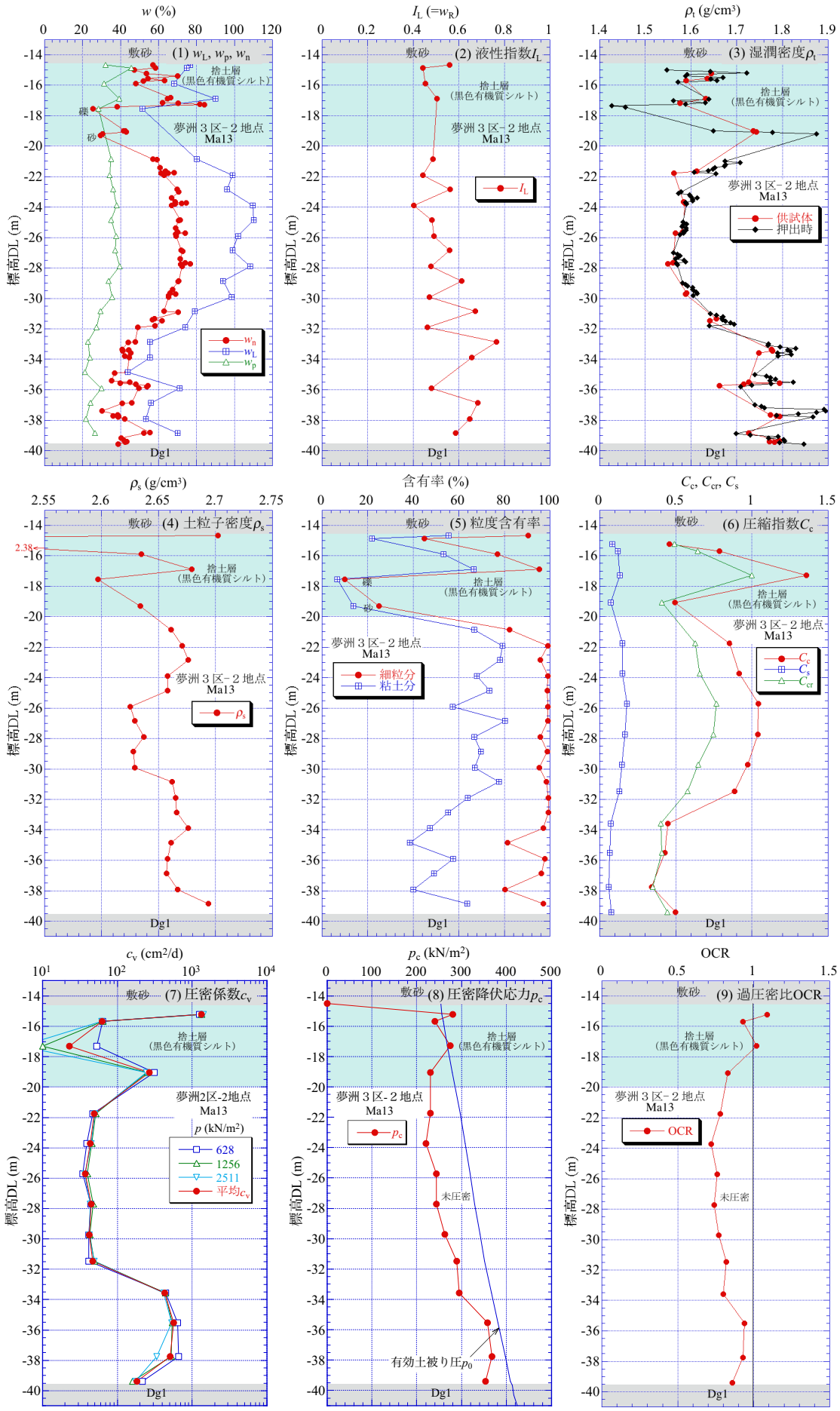
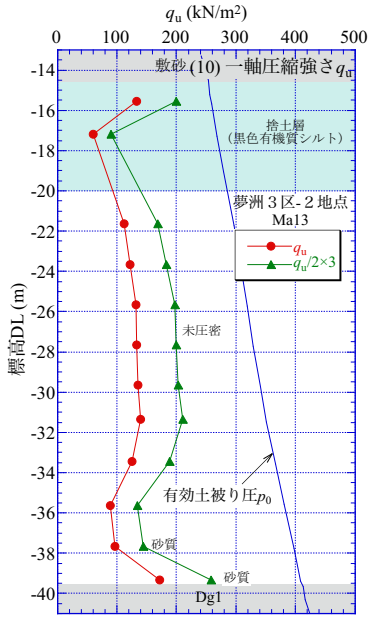


図-4.6.24　３区-2 地点の沖積粘土 Ma13 層の土質特性（つづく）



(11) 一面せん断は未実施

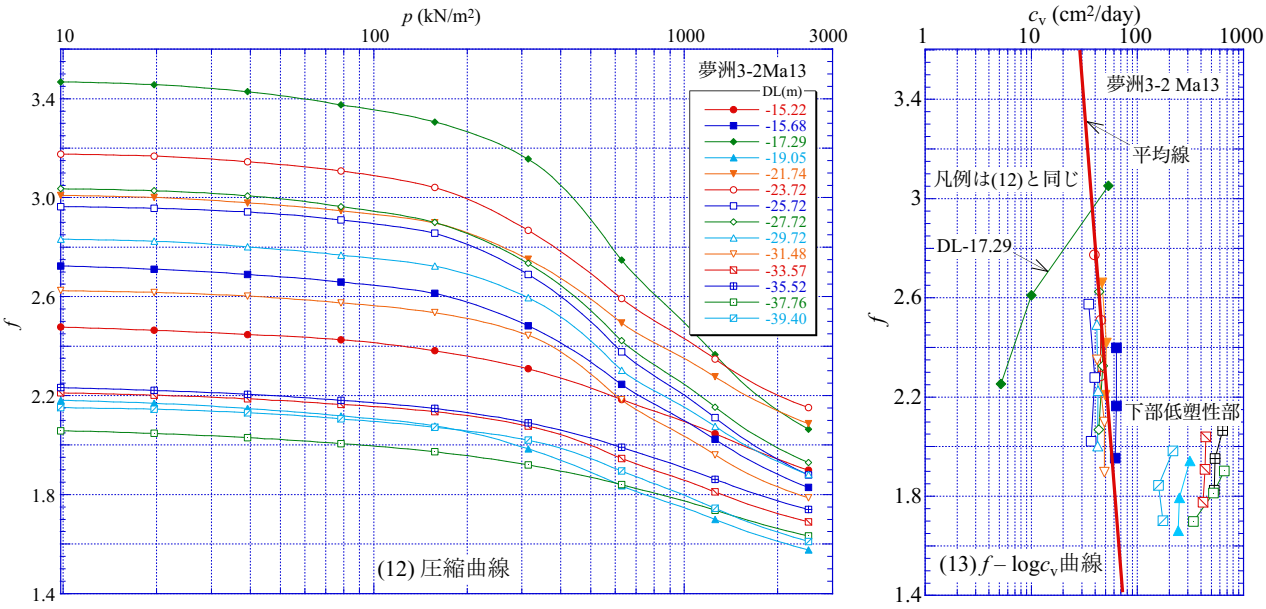


図-4.6.24　3 区-2 地点の沖積粘土 Ma13 層の土質特性（つづき）

d）洪積粘土 Ma12 層（3 区-2 地点）

図-4.6.25 (1)～(12)に 3 区-2 地点の洪積粘土 Ma12 層の土質特性を示す。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，Ma12 層上部 4m はサンプリングできなかったが，やはり塑性は先の Ma13 層と同様に上下部で低く，中央で高い弓形分布を示すと考えられる。これも海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。中央部で w_L=120%, w_n=80%前後を示し，先の Ma13 層よりも高い値となっている。

図(2)の液性指数 I_L は，全体に 0.75～0.25 で，深度方向に低下している。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，中央部では 2.64 g/cm^3 前後でほぼ一定である。下部は 2.68 g/cm^3 前後でやや大きい。

図(5)の粒度含有率から，下部を除き，全体に細粒分含有率はほぼ 100%に近く，粘土分含有率は 60%程度を示す。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な弓形分布を示している。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=2511～5023 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，堆積年代が古い Ma12 層では構造発達が顕著に見られる。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，やはり w_L と逆相似な弓形分布となっているが，下部を除いて深度方向にほぼ一定で 70cm^2/d 程度であり，Ma13 層に比べて少し大きな値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，全体に少し未圧密となっている。p_c と p_0 の差が約 60 kN/m^2 程度あるが，先の Ma13 層と同様に，この地点の盛土層厚が 5.4m と大きい（表層改良厚は 0.6m）ため，その荷重を考慮すれば，盛土・表層改良の前の有効土被り圧でほぼ正規圧密または少し過圧密にあったといえる。現状は盛土・表層改良荷重によって圧密途中にあると考えることができる。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，敷砂層以深の砂礫層の地下水位はいずれも DL+2.0m（実測値）に固定して求めている。

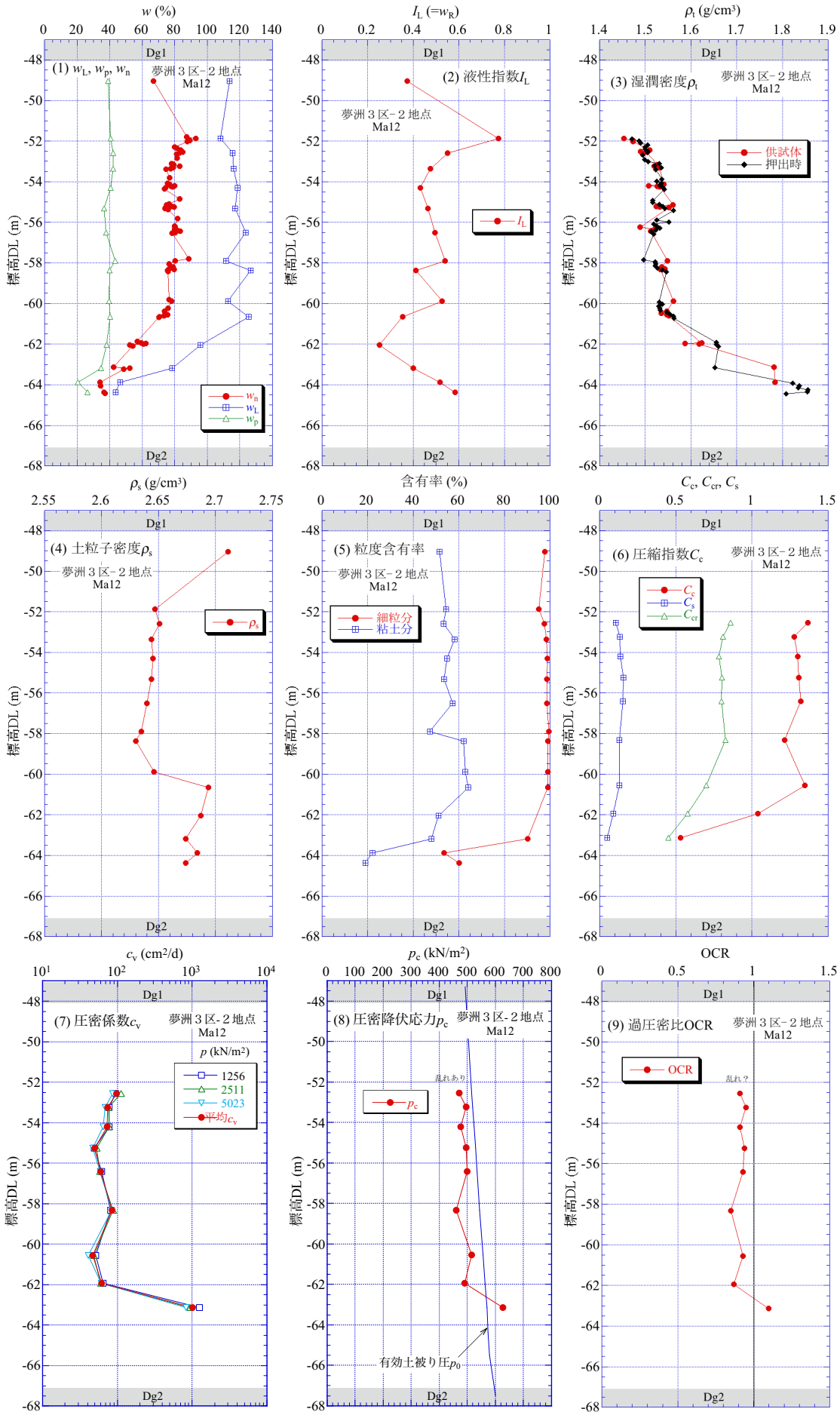
図(9)の過圧密比 OCR からもやや未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，DL-52.5m，-56.3m，-60.5m では過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。q_u が過小な値となった原因は現状では不明である。

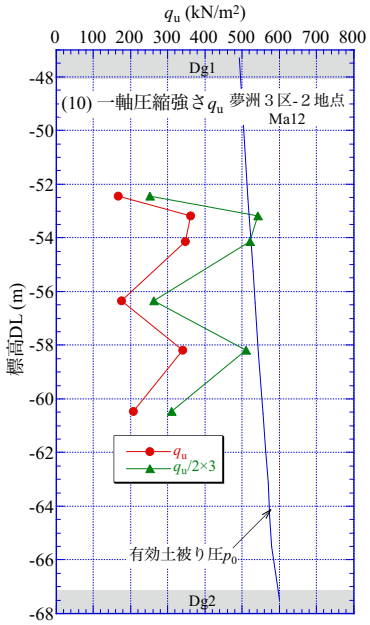
なお，一面定体積せん断試験は未実施である。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。圧縮曲線は粘土の塑性の影響を受け，下部では低い位置にあるが，他は比較的狭い範囲に集まっており，均質な性状にある。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度に 40～100 cm^2/day とかなり幅を持っている。



図−4.6.25　3区−2地点の洪積粘土 Ma12 層の土質特性（つづく）



(11) 一面せん断は未実施

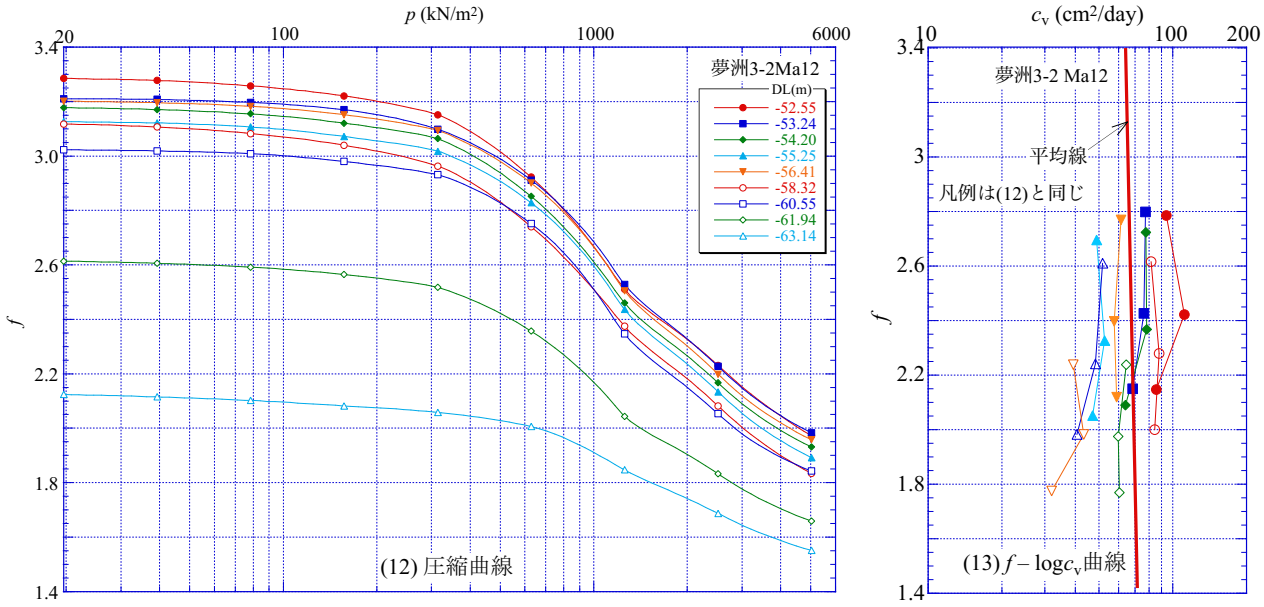


図-4.6.25　3 区-2 地点の洪積粘土 Ma12 層の土質特性（つづき）

e）洪積粘土 Ma11 層（3 区-2 地点）

図-4.6.26(1)～(12)に 3 区-2 地点の洪積粘土 Ma11 層の土質特性を示す。Ma11 層は間に砂層を挟んで２層（Ma11U 層，Ma11L 層）に分かれている。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，Ma11L 層の塑性は先の Ma13，Ma12 層と同様に上下部で低く，中央で高い弓形分布を示している。これも海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。Ma11L 層の中央部で w_L=110%，w_n=70%を示し，下部の Ma11L 層の方が塑性は高い。

図(2)の液性指数 I_L は，Ma11U 層で 0.7～0.25 と深度方向に減少している。Ma11L 層で 0.4 前後を示している。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，Ma11U 層で 2.68 g/cm^3 程度，Ma11L 層で 2.65 g/cm^3 程度の値を示している。

図(5)の粒度含有率から，Ma11U 層では下部ほど砂の混入が見られるが，Ma11L 層では細粒分含有率は 95%程度に近く，粘土分含有率は 40～60%を示している。ただし，DL-107.5m 前後には砂が混入している。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な弓形分布を示している。Ma11U 層，Ma11L 層の中央で，1.2 程度の値を示す。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=2511～5023 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，堆積年代が古い Ma11 層では構造発達が顕著に見られる。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，やはり w_L と逆相似な弓形分布となっている。Ma11U 層，Ma11L 層の中央でそれぞれ 100，50 cm^2/d 程度を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0[注)] と対比しているが，全体にばらついており，未圧密から過圧密となっている。盛土・表層改良の前の有効土被り圧との関係は現時点で者考察できない（追試験を実施中）。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，敷砂層以深の砂礫層の地下水位はいずれも DL+2.0m（実測値）に固定して求めている。

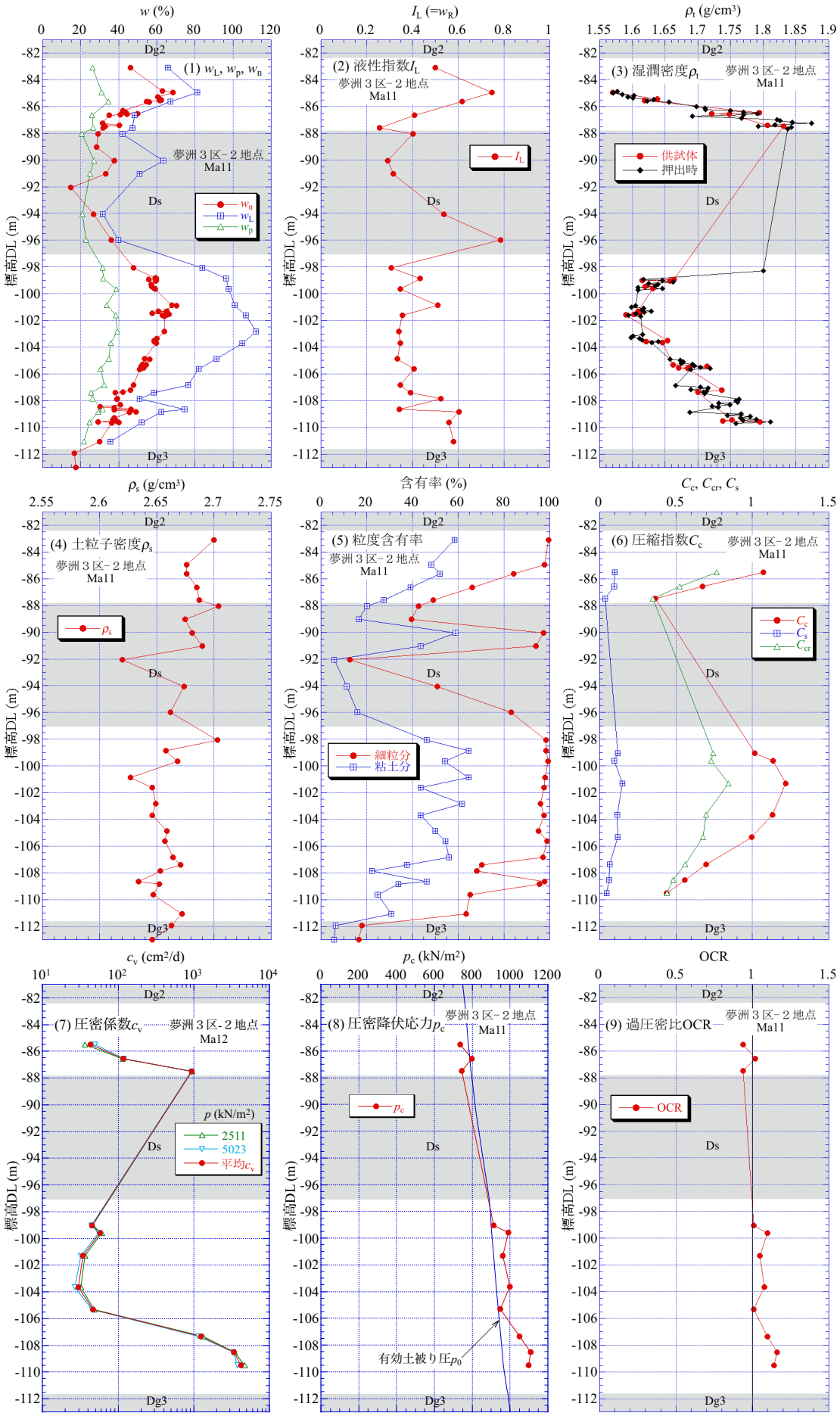
図(9)の過圧密比 OCR からも未圧密から過圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，やはり全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。q_u は過小な値となった原因は現状では不明である。

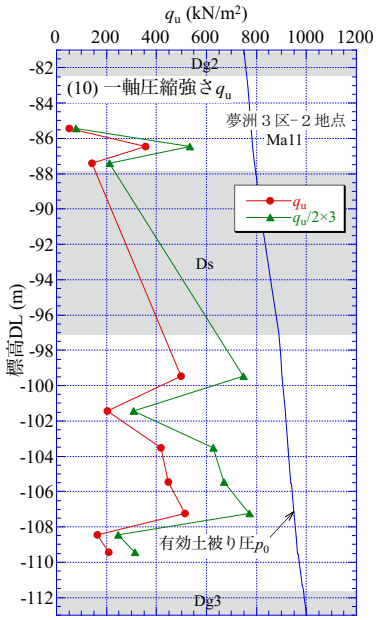
なお，一面定体積せん断試験は未実施である。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。圧縮曲線の位置は Ma11U 層，Ma11L 層ともに粘土の塑性の影響を受け，上下している。

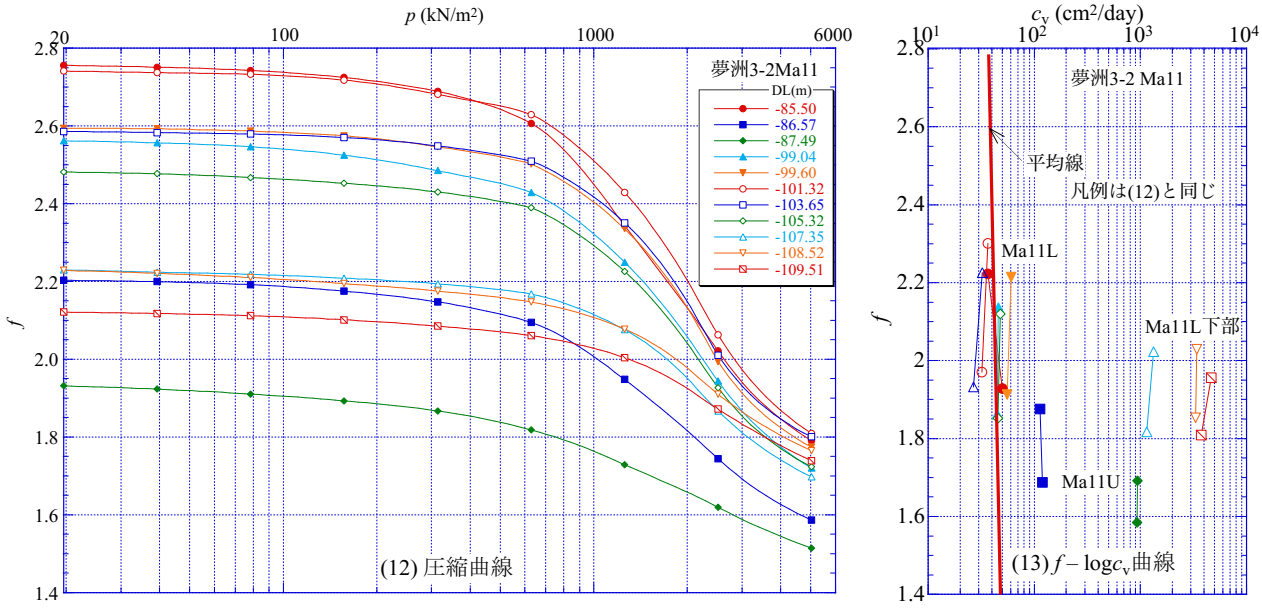
図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってかなり幅を持つ。特に Ma11L の下部の低塑性部の c_v はかなり大きい。



図−4.6.26　3 区−2 地点の洪積粘土 Ma11 層の土質特性（つづく）



(11) 一面せん断は未実施



図−4.6.26　3 区−2 地点の洪積粘土 Ma11 層の土質特性（つづき）

(5) 3 区−6 地点

a) 全層

図−4.6.27 (1)〜(9)に 3 区-6 地点の全層の土質特性を示す。地表面標高は DL+10.20m，DL+2.20m まで盛土（層厚 8.0m），DL+0.40m（層厚 1.8m）まで改良土である（**図−4.6.8** 参照）。各粘土層は以下である。

浚渫粘土層：DL+0.40〜-10.50m（GL-9.80〜-20.70m），層厚 10.90m

沖積粘土 Ma13 層：DL-13.80〜-38.40m（GL-24.00〜-48.60m），層厚 24.60m

洪積粘土 Ma12 層：DL-49.90〜-63.80m（GL-60.10〜-74.00m），層厚 13.90m

洪積粘土 Ma11_U 層：DL-81.60〜-84.00m（GL-91.80〜-94.20m），層厚 2.40m：未採取

洪積粘土 Ma11_L 層：DL-93.40〜-110.00m（GL-103.60〜-120.20m），層厚 16.60m

各粘土層の土質特性の詳細はそれぞれ b)〜e) で述べる。

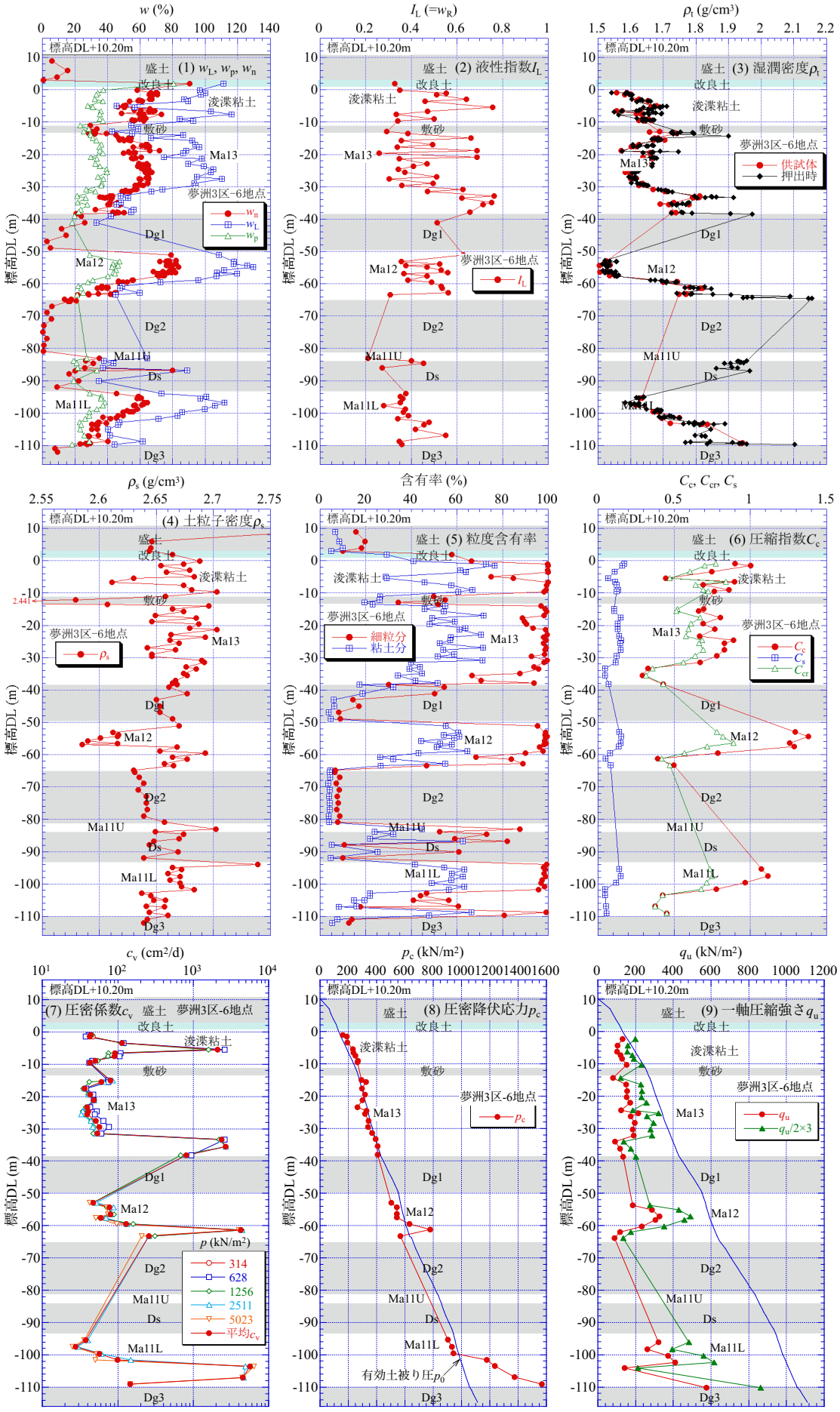


図-4.6.27　3区-6地点の全層の土質特性

b）浚渫粘土層（3 区-6 地点）

図-4.6.28(1)～(12)に 3 区-6 地点の浚渫粘土層の土質特性を示す。この地点は盛土層厚 8.0m と厚いことがわかる。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，DL-5m 付近を除けば，w_L=100%前後，w_n は 60%前後の高塑性粘土といえる。DL-5m 付近の塑性が低いのは，砂の混入による（図(5)参照）。

図(2)の液性指数 I_L は，全体に 0.3～0.7 程度で浚渫粘土としては低い値と示しており，土被り圧による圧密の影響を受けていると考えられる。

図(3)の湿潤密度ρ_t は，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_s は，平均的に 2.60～2.70 g/cm^3 の範囲の値を示している。

図(5)の粒度含有率から，DL-5m 付近では砂が混入しているが，それ以外は細粒分含有率はほぼ 100%に近い。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な分布を示している。DL-5m 付近の C_c は低いが，それ以外 0.7～1.0 程度を示す。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=628～1256 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが, 浚渫粘土では堆積時間が短いので, 構造発達は小さい。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，DL-5m 付近で大きいが，それ以外では，40～100 cm^2/d 程度の値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，全体に過圧密の状態にある。p_c と p_0 の差は約 40 kN/m^2 となっている。他の地点（特に**図-2.9**(8)の 3 区-2 地点）に比べて p_c が大きく，大きな盛土荷重と PBD の鉛直排水工によって圧密が進行している。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，盛土部の地下水位 DL+7.10m（GL-3.10m）に対して，敷砂層の地下水位を DL+2.0m（実測値）に固定して，水位差による有効応力増分を粘土層内に比例配分して求めている。

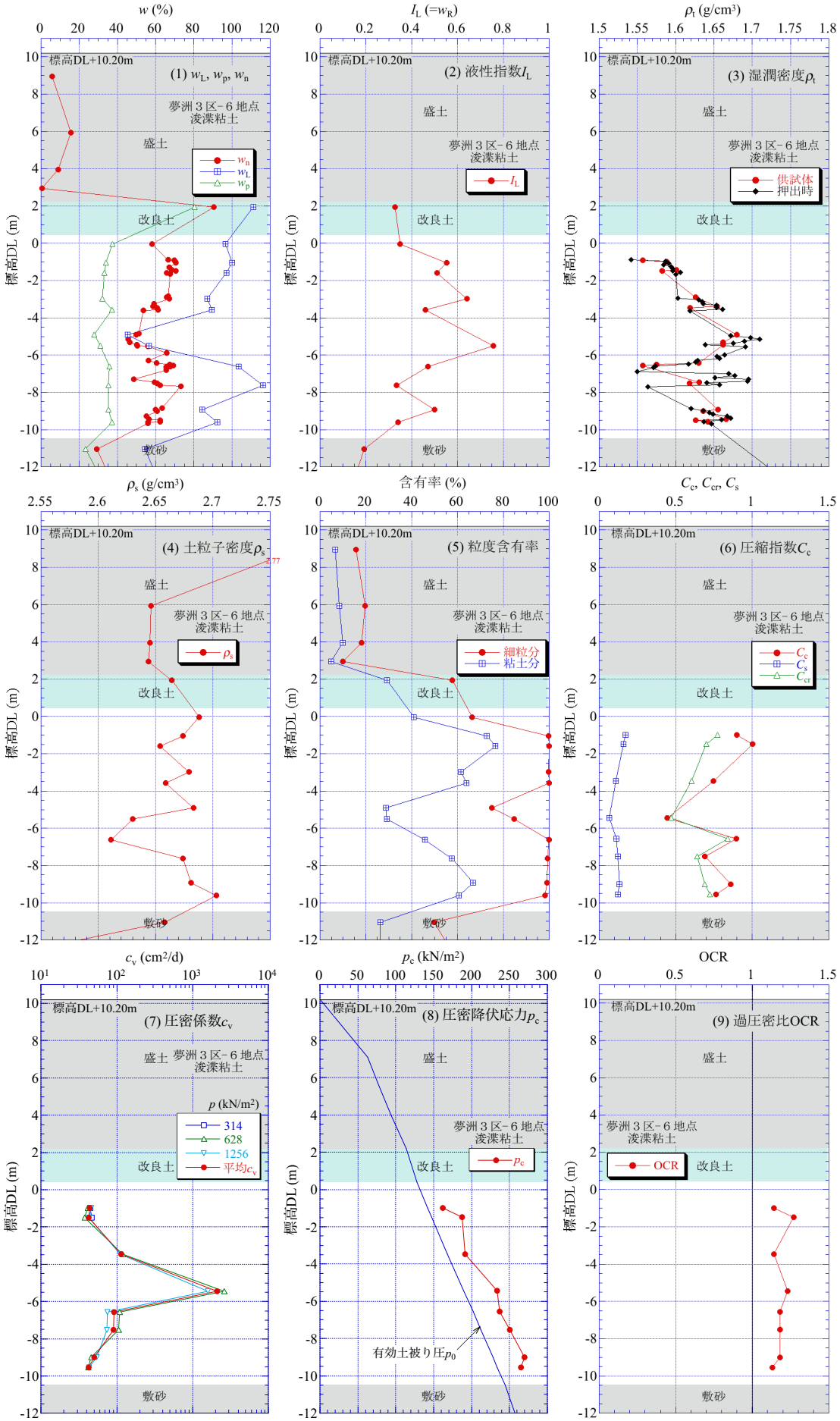
図(9)の過圧密比 OCR からも過圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，深度方向に弓形分布をしているが，DL-2 付近を除き，全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。q_u が過小な値となった原因は現状では不明である。

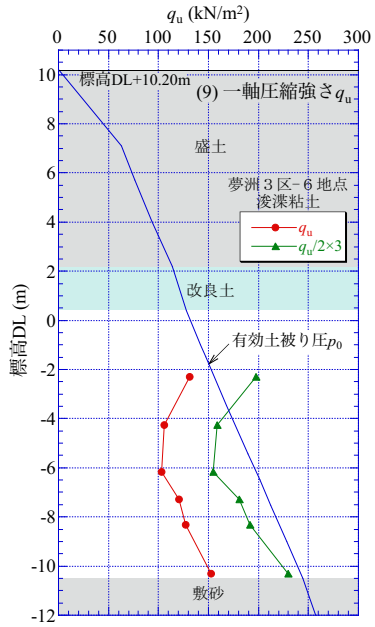
なお，一面定体積せん断試験は未実施である。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。粘土の塑性に応じて，圧縮曲線の位置は上下している。

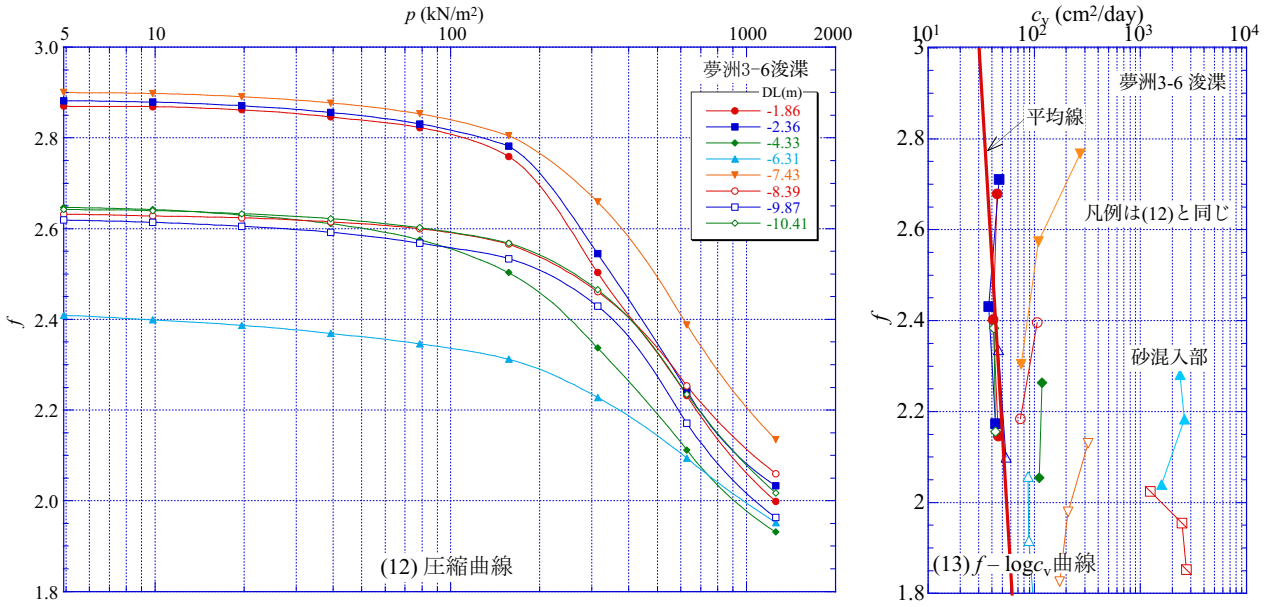
図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってかなり幅を持つ。c_v が 1000 cm^2/day を超えている深度は砂が混入しているためである。



図−4.6.28　３区−6 地点の浚渫粘土層の土質特性（つづく）



(11) 一面せん断は未実施



図−4.6.28　3 区−6 地点の浚渫粘土層の土質特性（つづき）

c）沖積粘土 Ma13 層（3 区-6 地点）

図-4. 6. 29 (1)～(12)に 3 区-6 地点の沖積粘土 Ma13 層の土質特性を示す。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，Ma13 層の塑性は西大阪地域の典型的性状で，上下部で低く，中央で高い弓形分布を示す。これは海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。中央部で w_L=100%程度で高塑性，w_n は 65%前後である。ただし，DL-32m 以深は低塑性の粘性土である。

図(2)の液性指数 I_L は，全体に大小の変化が大きいが，0.4 前後で，Ma13 層としては比較的低い。DL-32m 以深はやや高い。

図(3)の湿潤密度ρ_t は，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_s は，Ma13 層では 2.65～2.70 g/cm^3 程度の値を示している。

図(5)の粒度含有率から，DL-18m～-20m，-34m～-37m で砂の困窮があるが，それら以外では細粒分含有率はほぼ 100%に近くを示す。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な弓形分布を示している。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=1256～2511 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，この Ma13 層では構造発達がやや小さい。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，やはり w_L と逆相似な弓形分布となっており，中央部では 50cm^2/d 前後の値を示す。DL-32m 以深の低塑性の粘性土では大きい。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，上下部では正規圧密であるが，中央部ではやや未圧密となっている。現状は盛土・表層改良荷重によって圧密途中にあると考えることができる。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，敷砂層以深の砂礫層の地下水位はいずれも DL+2.0m（実測値）に固定して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からも正規圧密から未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。DL-34m 以深は低塑性の砂質ねんどのため，q_u は小さい。

なお，一面定体積せん断試験は未実施である。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。粘土の塑性に応じて，圧縮曲線の位置は上下している。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってやや異なるが，比較的近い値（平均線）となっている。 ただし，下部の低塑性部の c_v は大きい。

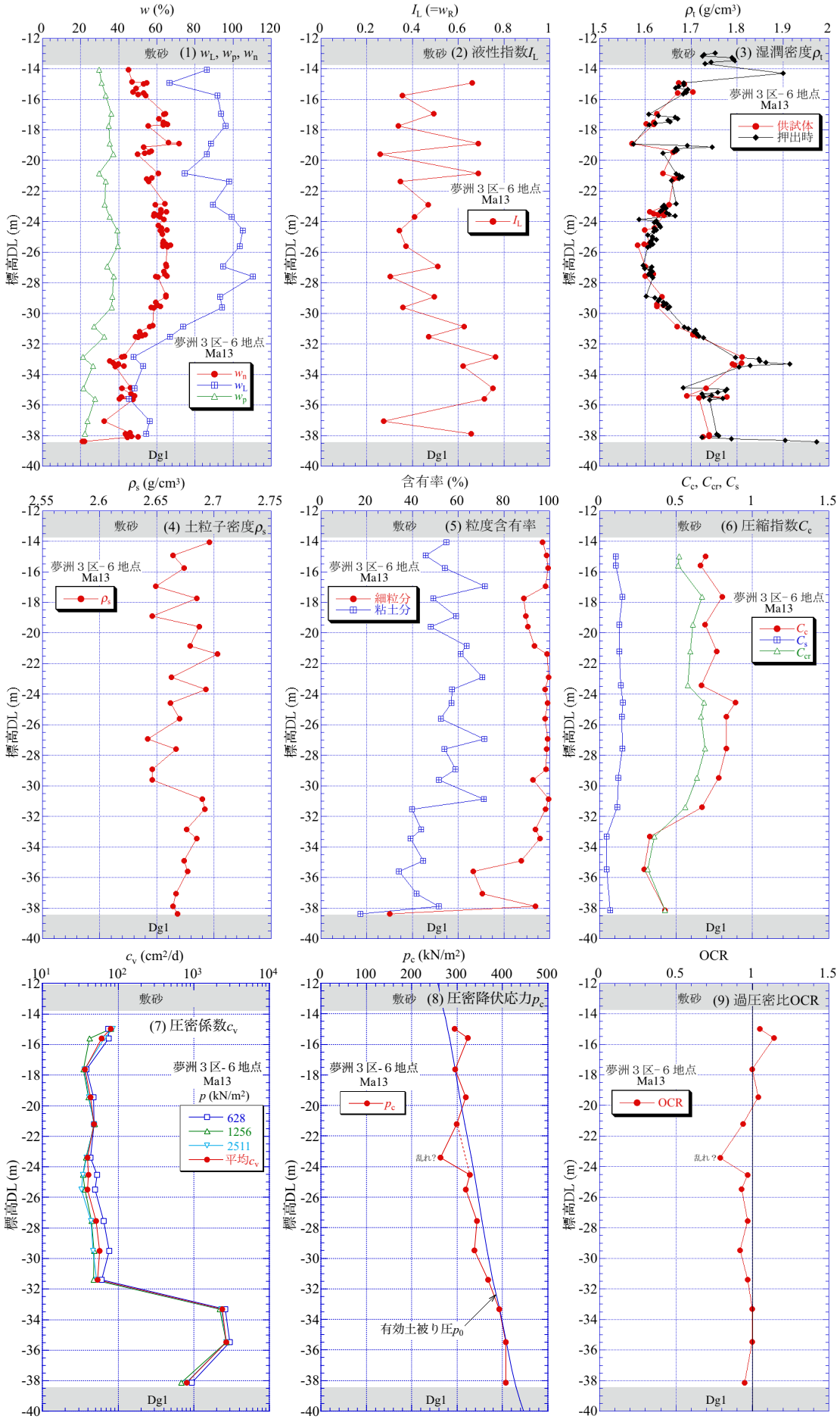
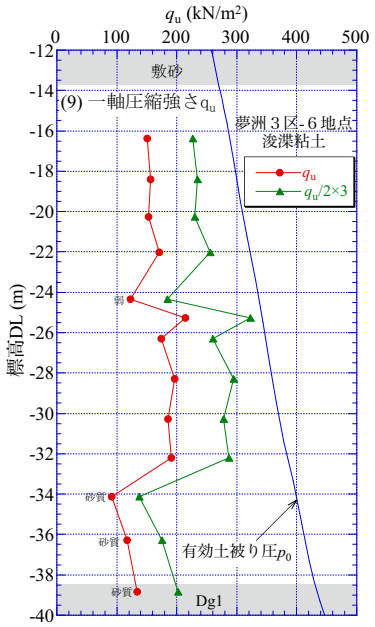


図-4.6.29　3区-6地点の沖積粘土 Ma13 層の土質特性（つづく）



(11) 一面せん断は未実施

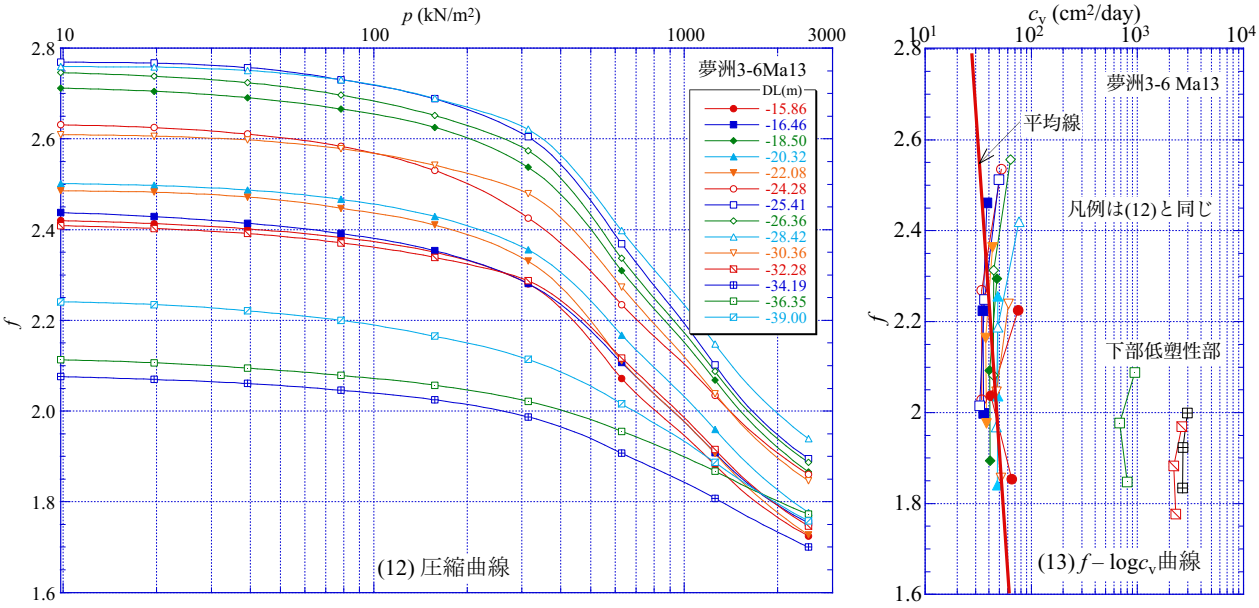


図-4.6.29　3 区-6 地点の沖積粘土 Ma13 層の土質特性（つづき）

d）洪積粘土 Ma12 層（3 区-6 地点）

図-4.6.30 (1)～(12)に 3 区-6 地点の洪積粘土 Ma12 層の土質特性を示す。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，この地点の Ma12 層上部の低塑性部分は削剥されており（古大阪川による侵食），上部から高塑性（w_L=120%，w_n=80%程度）な粘土が現れており，先の Ma13 層よりも w_L，w_n は高い値となっている。それ以深の塑性は，先の Ma13 層と同様に上下部で低く，中央で高い弓形分布を示している。これも海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。

図(2)の液性指数 I_L は，全体に 0.6～0.4 を示しており，比較的安定した粘土といえる。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，上半分が 2.60 g/cm^3 前後でやや低く，下半分は 2.67 g/cm^3 前後を示している。

図(5)の粒度含有率から，上部の高塑性粘土では細粒分含有率はほぼ 100%に近く，粘土分含有率は 50～60%程度を示す。DL-59m 以深の低塑性粘土は砂が混入している。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な弓形分布を示している。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=2511～5023 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，堆積年代が古い Ma12 層は下部以外では構造発達が顕著に見られる。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，やはり w_L と逆相似な弓形分布となっているが，下部の低塑性粘土では大きいが，上部の高塑性粘土では 70cm^2/d 前後の値を示し，Ma13 層に比べて少し大きな値を示す。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0[注)]と対比しているが，上部では少し未圧密となっている。p_c と p_0 の差が約 60 kN/m^2 程度あるが，先の Ma13 層と同様に，この地点の盛土層厚が 8.0m と大きい（表層改良厚は 1.8m）ため，その荷重を考慮すれば，盛土・表層改良の前の有効土被り圧でほぼ正規圧密または少し過圧密にあったといえる。現状は盛土・表層改良荷重によって圧密途中にあると考えることができる。ただし，下部の p_c は p_0 よりもやや大きい。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，敷砂層以深の砂礫層の地下水位はいずれも DL+2.0m（実測値）に固定して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からも上部のやや未圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，全体に過小な値となっており，特に下部の低塑性粘土は砂の混入により過小となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。上部の q_u が過小な値となった原因は現状では不明である。

なお，一面定体積せん断試験は未実施である。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。圧縮曲線は粘土の塑性の影響を受け，上部の高塑性粘土では高い位置に，下部の低塑性粘土では低い位置にある。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってやや異なるが，比較的近い値（平均線）となっている。 ただし，下部の低塑性部の c_v は大きい。

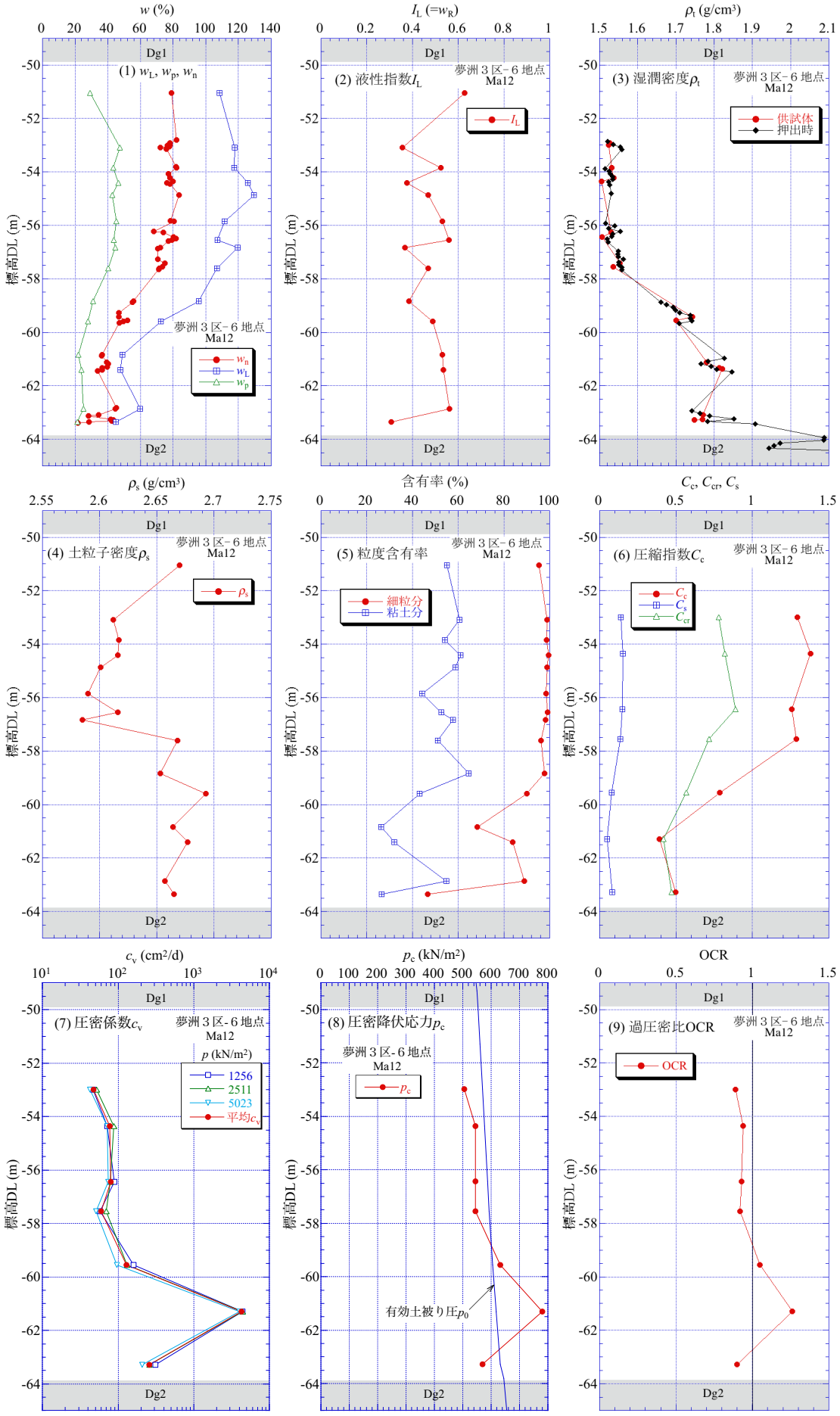
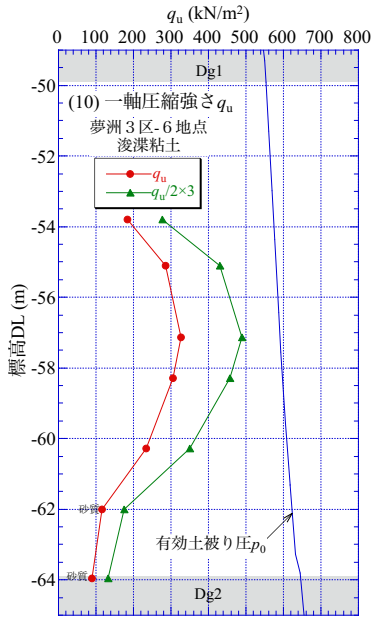
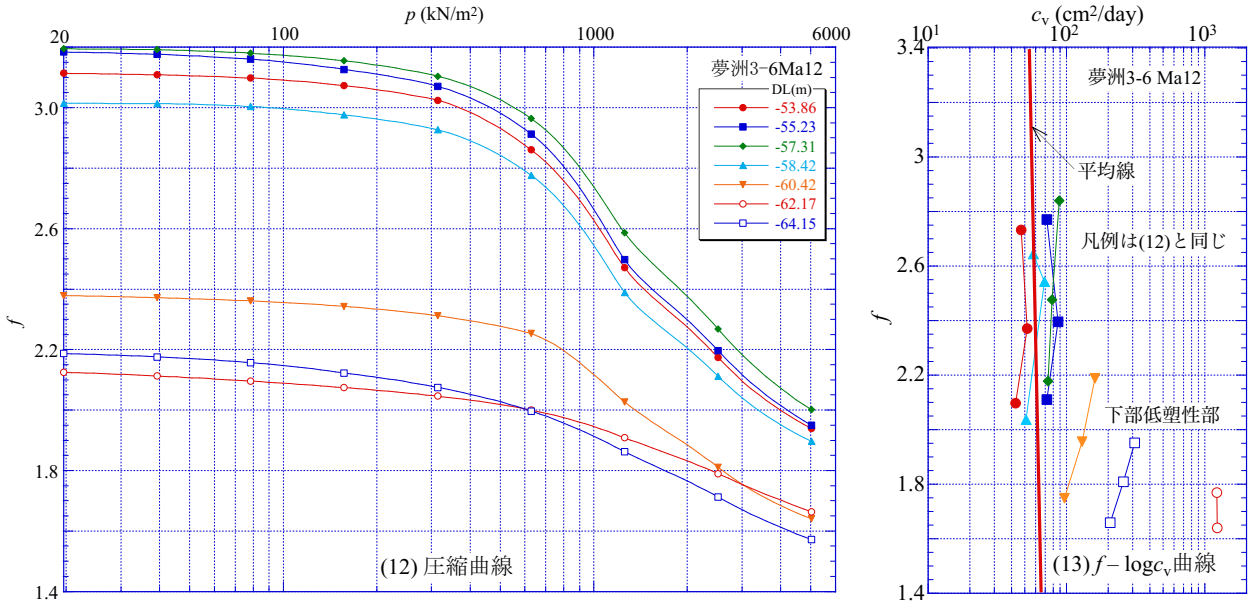


図-4.6.30　３区-6 地点の洪積粘土 Ma12 層の土質特性（つづく）



(11) 一面せん断は未実施



図−4.6.30　3区−6地点の洪積粘土 Ma12 層の土質特性（つづき）

e）洪積粘土 Ma11 層（3 区-6 地点）

図-4.6.31 (1)～(12)に 3 区-6 地点の洪積粘土 Ma11 層の土質特性を示す。Ma11 層は間に砂層を挟んで２層（Ma11U 層，Ma11L 層）に分かれているが，上部の Ma11U 層の乱れの少ない試料のサンプリングはできなかった（物理性質はペネ試料による）。

図(1)の自然含水比 w_n，液性限界 w_L，塑性限界 w_p から，Ma11L 層の塑性は先の Ma13，Ma12 層と同様に上下部で低く，中央で高い弓形分布を示している。これも海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。Ma11L 層の中央部で w_L=110%，w_n=60%の高塑性を示すが，下部では砂の混入によって（図(5)参照），塑性は低い。

図(2)の液性指数 I_L は，Ma11L 層では 0.4 前後で深度方向にほぼ一定である。

図(3)の湿潤密度ρ_tは，土質試験供試体の値とサンプリング時のシンウォールから試料を押し出した時に測定した値で示したが，両者はほぼ一致している。ρ_t は当然ながら w_n が反映された分布となっている。

図(4)の土粒子密度ρ_sは，Ma11L 層で 2.63～2.65 g/cm^3 程度の値を示している。

図(5)の粒度含有率から，Ma11L 層では上部の高塑性粘土部では細粒分含有率は 95%程度，粘土分含有率は 60%程度を示しているが，下部の低塑性粘土部では 50%前後砂分が混入している。

図(6)の圧縮指数 C_c は，やはり w_L と相似な弓形分布を示している。Ma11L 層の中央で，1.1 程度の値を示す。図中に示した C_{cr} は高圧力域（p=2511～5023 kN/m^2）での圧縮指数を表しており，C_c と C_{cr} の差は粘土の構造発達の程度を表すが，堆積年代が古い Ma11L 層では上部の高塑性粘土部で構造発達が顕著に見られる。

図(7)の圧密係数 c_v（正規圧密域の値）は，やはり w_L と逆相似な弓形分布となっている。Ma11L 層の高塑性粘土部でそれぞれ 30～40 cm^2/d 程度を示す。下部の c_v は大きい。

図(8)の圧密降伏応力 p_c は，調査時点の有効土被り圧 p_0 [注)] と対比しているが，Ma11L 層の上部でやや未圧密であるが，下部は過圧密となっている。

注）ここでの有効土被り圧 p_0 は，敷砂層以深の砂礫層の地下水位はいずれも DL+2.0m（実測値）に固定して求めている。

図(9)の過圧密比 OCR からも Ma11L 層の未圧密から過圧密の状態がわかる。

図(10)の一軸圧縮強さ q_u は，やはり全体に過小な値となっている。図中に示した $q_u/2\times3$（強度増加率 s_u/p=1/3 を仮定した p_c 相当量）からも図(8)の p_c に比べて過小な値となっている。q_u は過小な値となった原因は現状では不明である。

なお，一面定体積せん断試験は未実施である。

図(12)の圧密試験による圧縮曲線（$f-\log p$ 関係）を示す。圧縮曲線の位置は Ma11L 層の塑性の影響を受け，上下している。

図(13)の圧密試験による圧密係数 c_v（$f-\log c_v$ 関係）を示す。c_v は深度によってかなり幅を持つ。 ただし，Ma11L の下部の c_v は大きい。

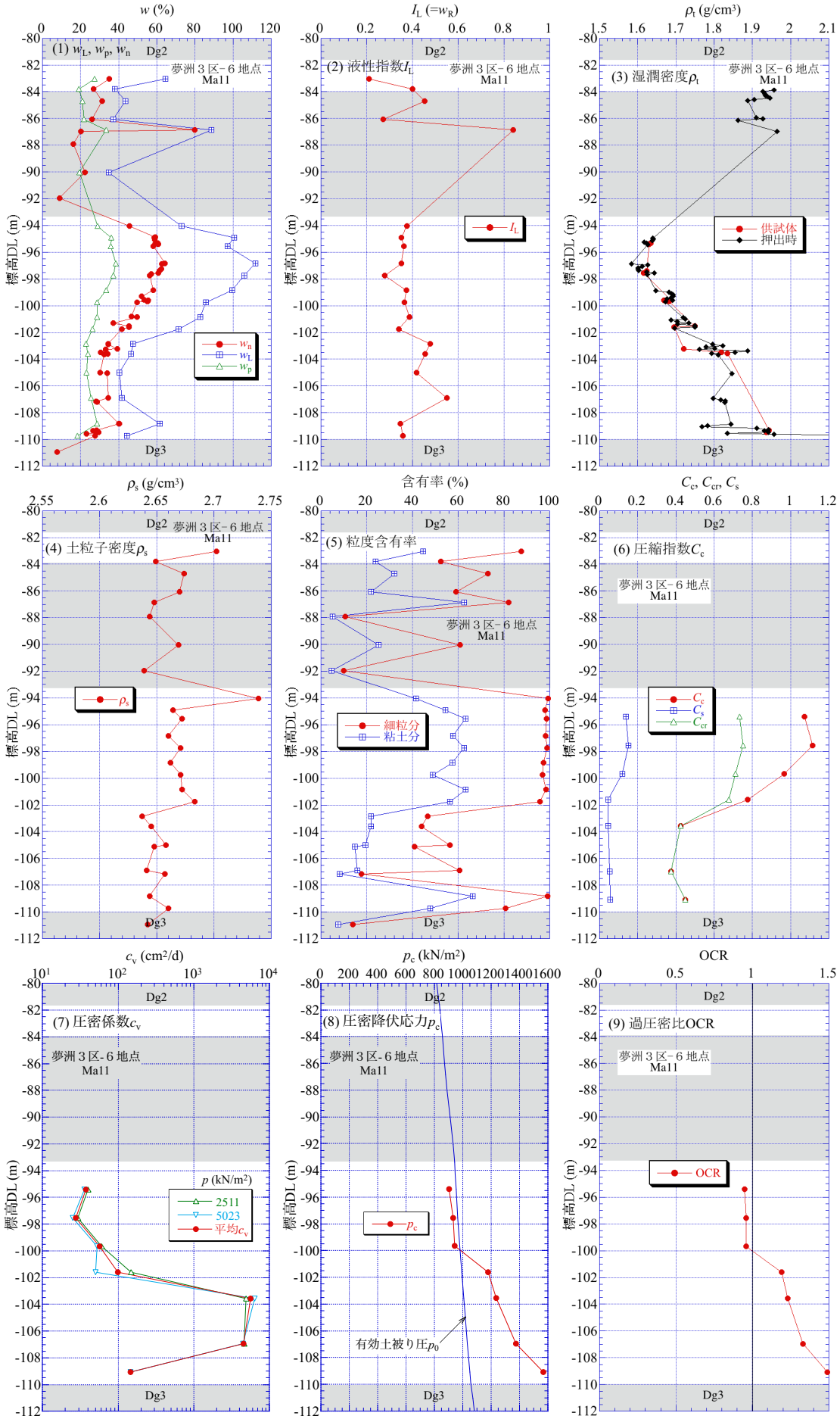
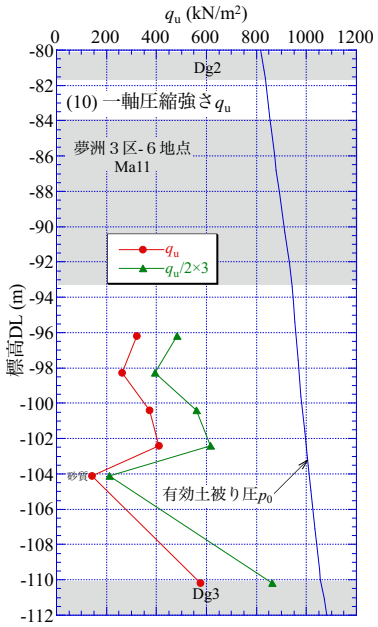


図-4.6.31　3区-6地点の洪積粘土 Ma11 層の土質特性（つづく）



(11) 一面せん断は未実施

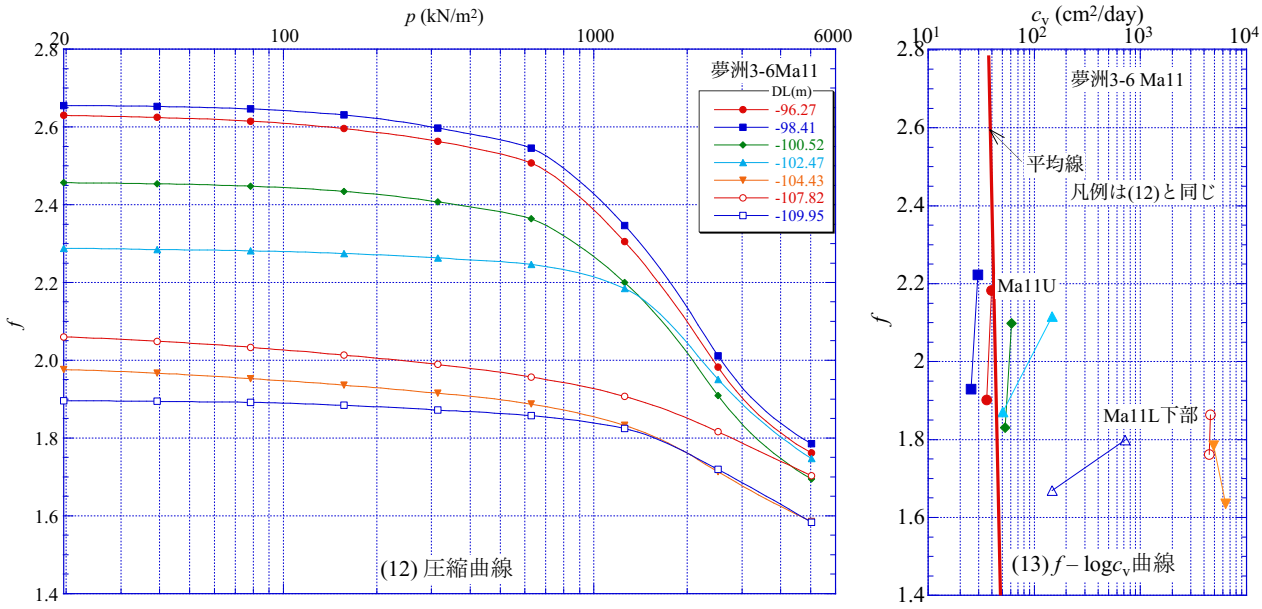


図-4.6.31　3区-6地点の洪積粘土 Ma11 層の土質特性（つづき）

【参考文献】

1) 大島昭彦・一谷浩史・萩原侑大・林口美木・岡田広久：夢洲 2 区(万博用地)の浚渫粘土層の土質特性，第 57 回地盤工学研究発表会，No.20-8-2-03，2017.
2) 一谷浩史・大島昭彦・坂口雄人・岡田広久・大月一真：夢洲 2 区(万博用地)の浚渫粘土層の土質特性と埋立・地盤改良を再現した圧密沈下予測，Kansai Geo-Symposium 2022，pp.109-114，2022.
3) 大島昭彦・一谷浩史・坂口雄人・岡田広久・大月一真・西口松男：夢洲 2 区(万博用地)の沖積粘土 Ma13 層，洪積粘土 Ma12，Ma11 層の土質特性，土木学会第 77 回年次学術講演会，III-304，2022.
4) 岡田広久・大島昭彦・塩崎一樹：夢洲 2 区(万博用地)の沖積粘土層，洪積粘土層の沈下予測，第 16 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.269-274，2024.

第５章　夢洲の沈下性状

5.1　圧密沈下予測方法の研究成果

5.1.1 夢洲 Ma13 層の *e*-log*p*'関係の推定に対するニューラルネットワークの適用性と問題点

(1) 背景と目的

図-5.1.1.1 は，夢洲で実施されたボーリング調査について，その地点を調査時点の標高に応じて色分けして示したものである。なお，本図は筆者が利用可能な調査結果のみを示したものであり，夢洲で過去に実施された全てのボーリング調査を網羅するものではない。標高-9m より深い地点（青丸）の多くは，1976 年～1979 年にかけて実施された初期の調査であり，そのほとんどが護岸沿いに位置する。これは，護岸の設計を目的として地盤情報を取得したためと推定される。一方，標高-9m より浅い地点での調査は，夢洲の北東角護岸付近および内陸部において，埋立が進行した 1991 年以降に集中している。したがって，これらの比較的新しい調査データは，埋立荷重や地盤改良といったのちの工事の影響を強く受けており，原地盤の特性を評価する上ではその影響を慎重に分離・評価する必要がある。

ところで，近年，人工知能（AI）技術を活用して地盤情報の三次元的な空間分布を推定する手法が開発されている [1),2),3)]。AI 技術の特筆すべき利点は，間隙比や圧縮係数といった地盤定数だけでなく，*e*-log *p*'関係に代表される地盤の力学挙動そのものを連続的に推定できる点にある [4),5)]。

そこで本研究では，AI 技術を用いて，埋立前の夢洲の沖積粘土層（Ma13 層）が有していたと考えられる原位置での *e*-log *p*'関係を推定する。さらに，推定された *e*-log *p*'関係と，埋立後に実施されたボーリング調査の試料を用いた圧密試験結果とを比較・考察する。この比較・考察を通じて，大規模な埋立が Ma13 層の圧密特性に与えた影響を明らかにすることを目的とする。

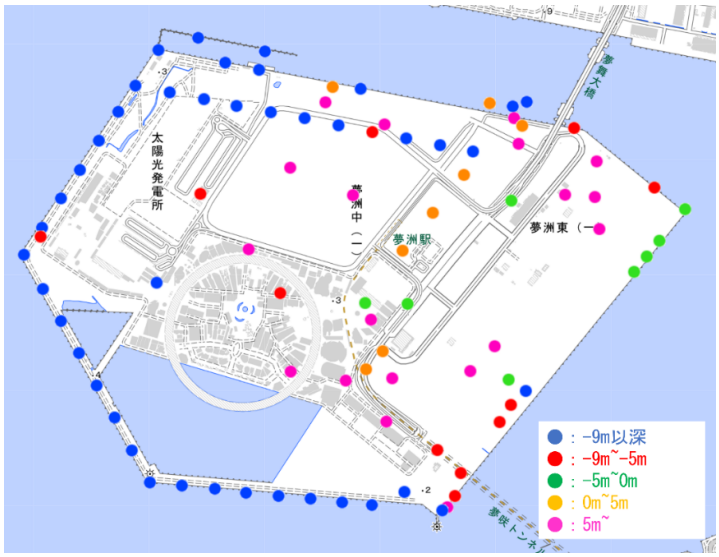


図-5.1.1.1　調査が行われた際の標高毎に色分けしたボーリング調査地点

(2) 人工知能による空間推定方法

本研究では人工知能のうち，古典的なニューラルネットワークを *e*-log*p*'関係の推定モデル構築のために用いた。図-5.1.1.2 は *e*-log*p*'関係の推定モデルに使用したニューラルネットワークの構造を模式的に表している。このニューラルネットワークは，入力層，出力層，そして両者を接続する隠れ層から構成されている。本モデルでは，説明変数は地理座標（緯度，経度，標高）と圧密圧力を入力層に与え，目的変数である間隙比を出力層から得る。まず，説明変数は，入力層を通じて最初の隠れ層に提供され

る。隠れ層には n 個のニューロンがあり，それぞれのニューロンで異なるパラメータを持つ活性関数によって非線形変換される。変換された結果は信号として次の隠れ層へと伝達され，その隠れ層において同様の変換が行われる。つまり，隠れ層の数 m だけ非線形変換が行われる。この一連の処理が最終層まで繰り返され，間隙比の推定値が算出される。本研究では，隠れ層の数を 16 層，各層のニューロン数を 250 とした。また，活性関数には ReLU（Rectified Linear Unit）関数を採用した。さらに，過学習を防止し，モデルの汎化性能を確保するため，正則化手法として早期終了を適用した。

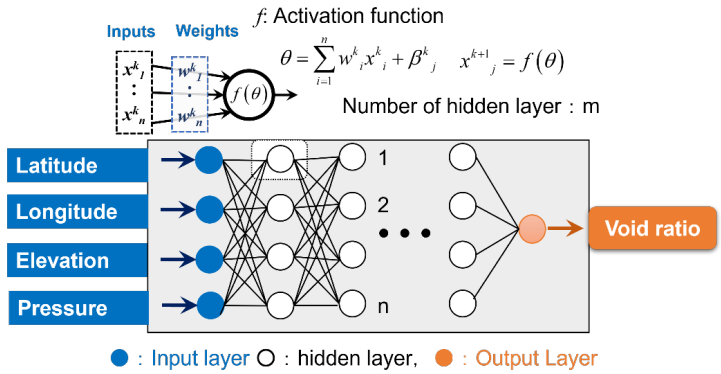


図-5.1.1.2　*e*-log*p*'関係の推定モデルで使用したニューラルネットワークの構造

本モデルの訓練データは，全データセットからランダムに抽出して作成される。したがって，構築される推定モデルは訓練データの特定の抽出の仕方に依存し，同一の入力条件に対しても異なる間隙比を返す可能性がある。この訓練データへの依存性に起因する不確実性を低減し，より頑健な推定値を得るため，本研究ではモンテカルロクロスバリデーション（MCCV）法を適用した[6]。図-5.1.1.3 に本研究で用いた MCCV の概要を示す。MCCV では，データセットの分割とモデル訓練を複数回繰り返し，得られた全推定値の平均を最終的な予測値とする。具体的には，まず全データの 70%をランダムに抽出し，これを訓練データとしてモデルを構築し推定を行う。このプロセスを 10 回繰り返し，得られた 10 個の推定値の平均を算出して，これを 1 回の MCCV 試行における推定値とした。本研究では，最終的な推定値として，この MCCV 試行を 100 回（総計 1000 回の推定に相当）実施して得られた結果の平均値を採用した。

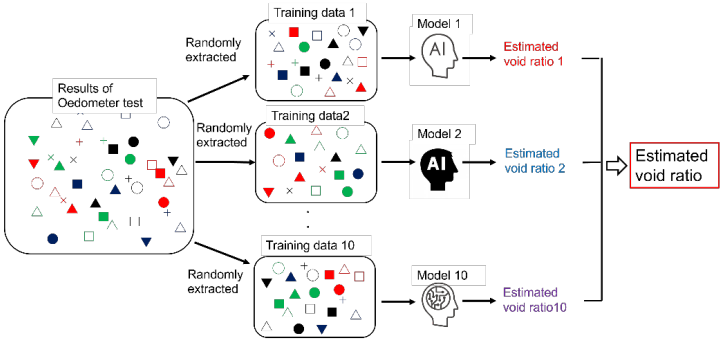


図-5.1.1.3　モンテカルロクロスバリデーション

(3) 推定モデル構築の為に用いたボーリング調査地点と推定地点

(1) で述べたように，筆者らが使用できるボーリング調査結果のうち，最も古いものは 1976 年に行われたものであり，また，その際の海底の標高は-9m よりも深かった。そこで，ボーリング調査が行われた地点が護岸近傍であり，標高が-9m 以深であるものを埋立の影響がない地盤調査であると考えた。そ

れらの地盤調査で Ma13 に対して行われた圧密試験結果を *e*-log*p*'関係の推定モデル構築のためのデータとして用いることとした。また，1980 年以降に夢洲内部で行われたボーリング調査地点を *e*-log*p*'関係の推定地点とした。なお，**図-5.1.1.1** から分かるように，夢洲内部のボーリング調査地点は多いため，それらのうちの 5 地点を推定対象とした。**図-5.1.1.4** は推定モデルの構築に用いたボーリング調査地点（●）と推定地点（●）を示している。●におけるボーリング調査は 1976 と 1979 年に行われた。それらは夢洲の北，西，南の護岸沿いにはあるが，東護岸にはない。**表-5.1.1.1** は●のボーリング調査地点の諸元を示している。また，**表-5.1.1.2** は●のボーリング調査地点の諸元を示している。O412O062 は 1980 年に調査が行われており，調査時点の標高も-9m 程度であることから埋立の影響をほとんど受けていないと考えられる。O412O063 は，1981 年の調査ではあるが既に標高が-5.4m になっており，既に埋立の影響がある可能性がある。O490o470 は，1986 年の調査であり，標高も-1.15m である。L412W925 は 2000 年の調査であり，標高は 7.48m と陸化している。L587V328 は 2001 年の調査ではあるが，標高は-9.85m でありほとんど埋立の影響がないと考えられる。ただし，**図-5.1.1.1** から分かるように近傍の地盤調査は既に-5m 以浅の標高になっているため，なんらかの埋立の影響を受けているかもしれない。

図-5.1.1.4　推定モデルの構築に用いたボーリング調査地点と推定地点

表-5.1.1.1　推定モデルの構築に使用したデータの諸元

	緯度	経度	標高（m）
最小値	34.64207	135.3731	-40.345
最大値	34.66056	135.3944	-9.500

表-5.1.1.2　推定地点のボーリング調査の諸元

ボーリング調査地点	O412O062	O412O063	O490o470	L412W925	L587V328
緯度	34.6509819	34.6505852	34.6501961	34.6475067	34.6467514
経度	135.3793945	135.3852692	135.3892975	135.3857727	135.3969421
標高（m）	-9.05	-5.4	-1.15	7.48	-9.85
調査年	1980	1981	1986	2000	2001
圧密試験の個数	7	6	18	9	9

(4) 推定結果

図-5.1.1.5 は O412O062 地点における *e*-log*p*'関係の推定結果と試験結果の比較を示している。標高-20.45m と-33.45m における推定された間隙比は試験におけるそれよりも小さい。ニューラルネットワークでは，推定値と目標値の差を最小にするような推定を行う。すなわち，試験結果をトレンド成分と誤差（ノイズ）に分離できると仮定し，トレンド成分を推定することである。例えば，最小二乗法では，近似直線がトレンド成分であり，近似直線による推定値と試験結果の差が誤差となる。したがって，ニューラルネットワークによる推定は必ずしも試験結果と一致しない。なお，本研究では，推定結果のみについて議論することとし，推定結果の統計学的考察は行わない。さて，この点を考慮すれば，標高-20.45m や-33.45m における推定結果と試験結果の乖離は，トレンドから外れたこの地点における特徴と見做すことができる。これらの点を除けば，推定モデルは圧密試験結果を適切に推定している。これは，この地点では，ボーリング調査が行われた時点で，埋立の影響がほとんどなかったことを示している。

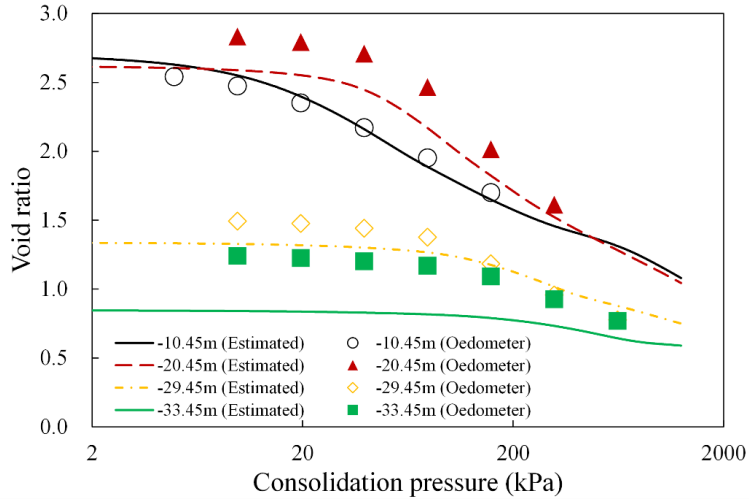


図-5.1.1.5(a) *e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（04120062）

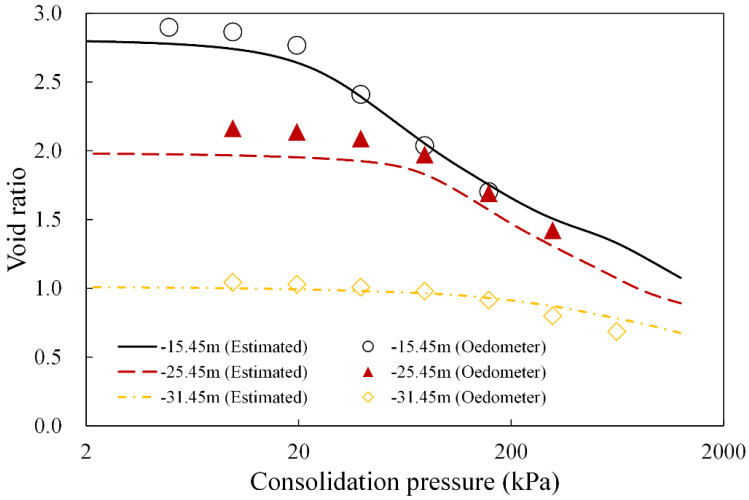


図-5.1.1.5(b) *e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（04120062）

図-5.1.1.6 は O412O063 地点における *e*-log*p*'関係の推定結果と試験結果の比較を示している。標高-9.8m の推定された間隙比は，試験結果のそれよりも全ての圧密圧力において大きい。また，試験結果の間隙比は，他の地点におけるそれらと比較してもかなり小さい。これは，この地点の特徴であることに加え，試料が大きく乱れた，もしくは，Ma13 ではなく埋立粘土に対する圧密試験であった可能性があ

る。標高-14.8m，-19.8m，-24.8m における推定結果は過圧密領域では間隙比が小さいが，正規圧密領域では試験結果とほぼ一致している。過圧密領域において推定された間隙比が小さい理由はこの地点の特徴であろう。なお，過圧密領域において試験結果の間隙比が推定されたそれよりも十分に大きいことから，海底面の標高が-5.4m であるが埋立による影響はほとんど無いことが推察される。

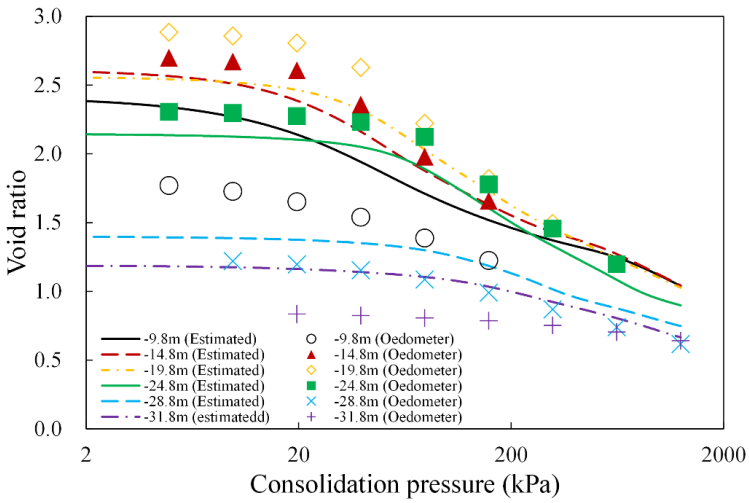


図-5.1.1.6　*e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（04120063）

図-5.1.1.7 は O490o470 地点における *e*-log*p*'関係の推定結果と試験結果の比較を示している。標高-9.215m における推定結果は試験結果よりも圧密圧力の全ての範囲において小さい間隙比を与えている。**表-5.1.1.1** を参照すれば，標高-9.215m は推定モデルを構築するために使用したデータの範囲外にある。したがって，外挿となるため適切に推定できなかったと考えられる。標高-11.24m，-14.225m および-30.73m を除けば，過圧密領域では推定された間隙比は試験結果のそれよりも大きいが，正規圧密領域では推定結果と試験結果はほぼ一致する。O490o470 地点における調査は 1986 年に行われ，その時の海底面の標高は-1.15m であることから，埋立による圧密が進行しているものと考えられる。一方，推定モデルは埋立の影響を受けていないことを前提としているため，このような差が生じたものと考えられる。なお，標高-28.8m 以深では，-30.73m を除けば，推定結果は試験結果とほぼ一致しており，この理由に関しては不明である。

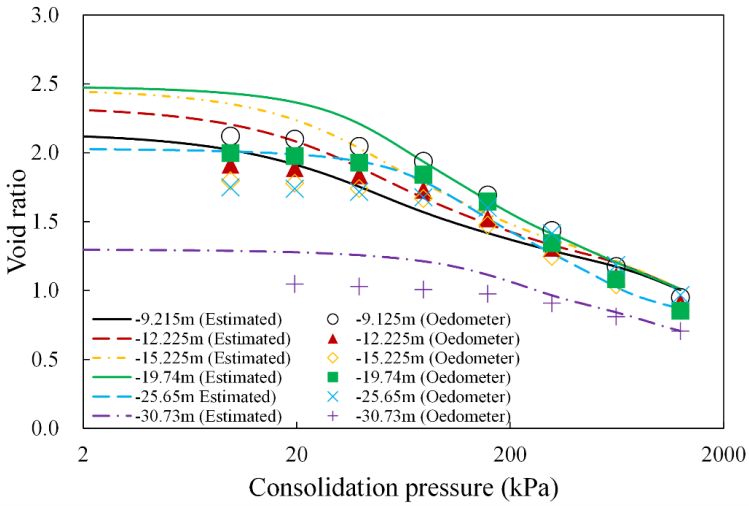


図-5.1.1.7(a)　*e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（0490o470）

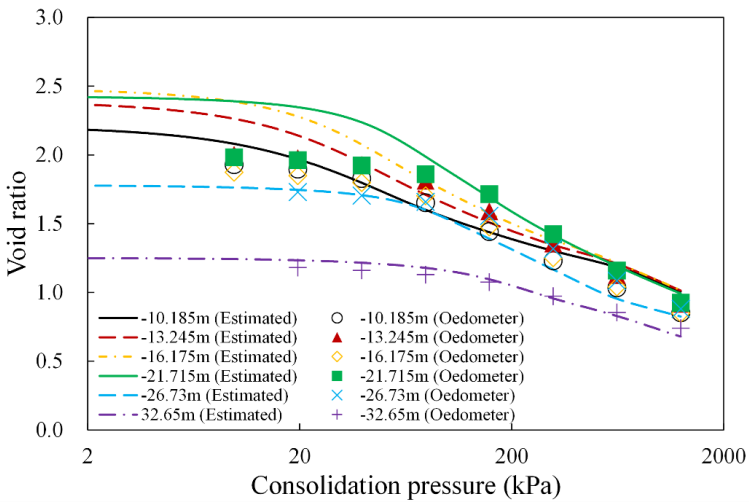


図-5.1.1.7(b) ***e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（0490o470）**

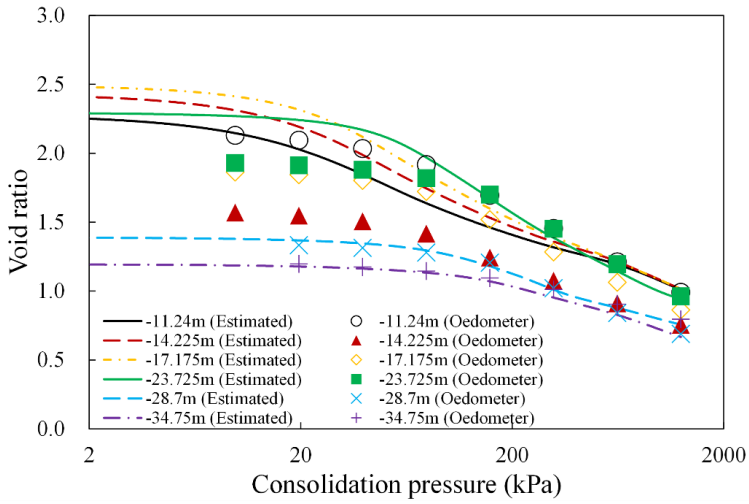


図-5.1.1.7(c) ***e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（0490o470）**

図-5.1.1.8 は L412W925 地点における *e*-log*p*'関係の推定結果と試験結果の比較を示している。この地点のボーリング調査は 2000 年に行われ，その際には既に標高 7.45m と陸化している。そのため，同

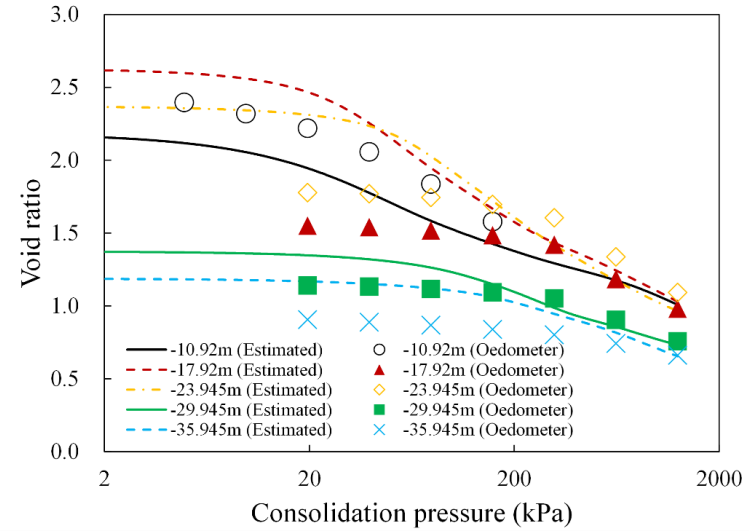


図-5.1.1.8(a) ***e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（L412W925）**

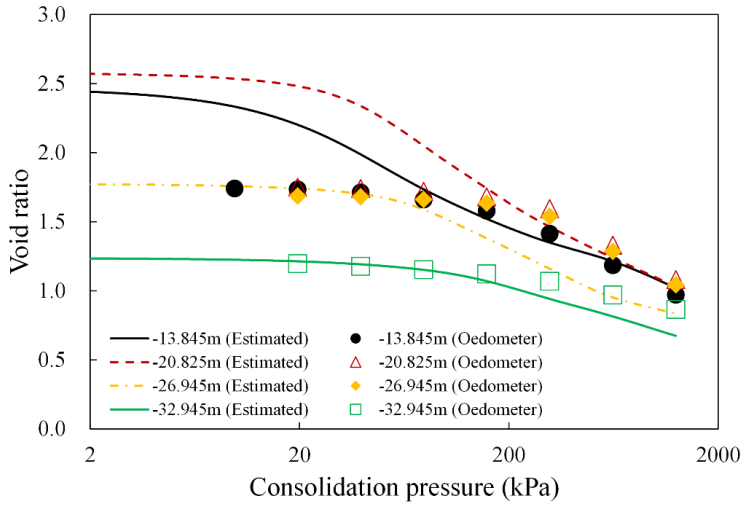


図-5.1.1.8(b) *e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（L412W925）

一の圧密圧力において，過圧密領域では推定された間隙比の方が試験結果よりも大きく，正規圧密領域では差がなくなることが想定される。しかしながら，標高-10.92m では全体的に試験結果の間隙比の方が大きい。また，標高-26.945m では，過圧密領域では推定結果と試験結果の間隙比はほぼ一致しているものの，正規圧密領域では推定結果の間隙比の方が小さくなっている。これらの理由については不明である。なお，O490o470 地点も同様であるが，L412W925 地点でも圧密沈下に伴う鉛直方向の推定地点のずれが生じる。つまり，推定する際の入力値とする標高は沈下量を加味し，もっと高い位置に設定しなければならいが，今回の推定ではそのような処理は行っていない。

図-5.1.1.9 は L587V328 地点における *e*-log*p*'関係の推定結果と試験結果の比較を示している。この地点のボーリング調査は 2001 年に行われているのだが，その際の標高は-9.85m であり，埋立の影響をほとんど受けていないと考えられる。そのため，推定結果と試験結果はほぼ一致するはずであるが，標高-21.25m 以浅ではそのようになっていない。特に，-18.25m 以浅では違いが顕著であり，推定結果の方が試験結果よりも間隙比がかなり小さい。これは，この地点の経度が推定モデルを構築するために使用したデータの範囲外であるため，推定が外挿になったためであると考えられる。つまり，今回のやり方では，夢洲の東側の地点の *e*-log*p*'関係を適切に推定することはできない。

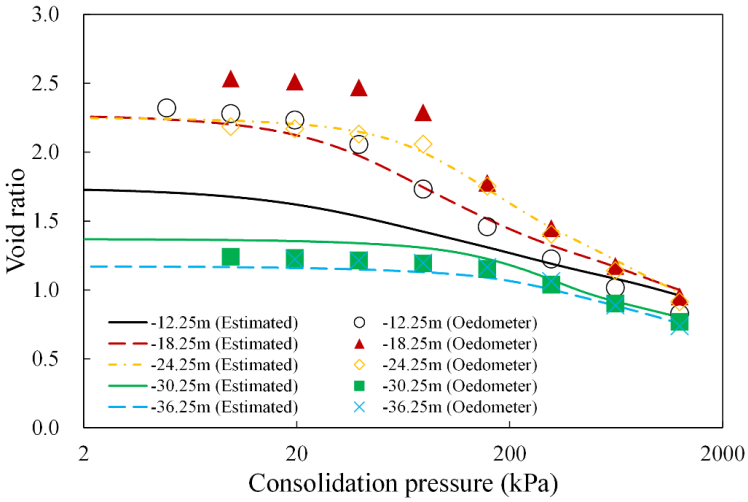


図-5.1.1.9(a) *e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（L587V328）

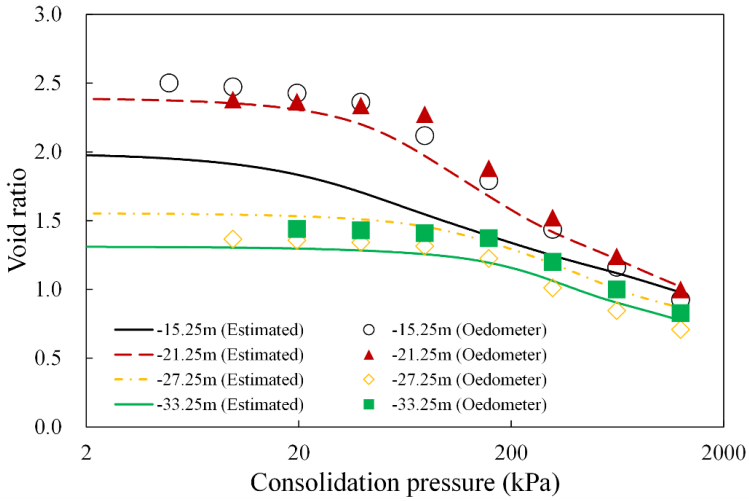


図-5.1.1.9(b)　*e*-log*p*'関係の推定値と試験結果（L587V328）

(5) まとめ

本研究では，夢洲における 1979 年以前に実施され，その時点の標高が-9m 以深であったボーリング調査で行われた Ma13 に対する圧密試験の結果に基づく *e*-log*p*'関係の推定モデルをニューラルネットワークによって構築した。構築したモデルを使って，夢洲内部の複数の地点における *e*-log*p*'関係の推定を行った。その結果，埋立の影響が少ない地点では，推定結果と試験結果が比較的よく一致するものが多い。埋立が進んだ地点では，過圧密領域では，推定された間隙比は試験結果よりも大きいが，正規圧密領域ではほぼ一致する。最後に，本研究で行った方法では，夢洲の東岸の *e*-log*p*'関係を適切に推定できない。

【参考文献】

1) 小田和広（2025）：人工ニューラルネットワークを使ったモンテカルロスロスバリデーション法による圧密パラメータの予測方法，地盤工学会誌，Vol.73，No.2，pp.21-24.
2) 小田和広，今村瑠位，乾徹（2025）：地盤情報データベースを使った神戸沖完新世粘土層の圧密パラメータの推定，第 60 回地盤工学研究発表会，DS-1-11
3) 小田和広，乾徹（2025）：神戸沖完新世粘土層の圧密沈下予測における人工知能によって推定された圧密パラメータの適用性，第 60 回地盤工学研究発表会，DS-1-10
4) 小田和広，大槻卓馬，藤田結愛（2024）：大阪港における沖積粘土の土質力学的特性の空間分布に関する機械学習による推定，Kansai Geo-Symposium 2024，pp.157-160.
5) 小田和広，小松輝弥，乾徹（2025）：ニューラルネットワークによって推定された e-logp'関係を用いた圧密沈下シミュレーションの妥当性，第 60 回地盤工学研究発表会，22-4-1-09
6) Xu, Q. S. and Liang, Y. Z., (2001): Monte Carlo cross validation, *Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems*, 56, 1-11.

5.1.2 夢洲の沖積・洪積粘土の物性と過圧密比の評価

(1) はじめに

夢洲委員会の活動で，2 区および 3 区で行ったボーリング調査結果（No.1-1．No.2，No.4-1）を検討する機会を得たので，当該現場での課題の一つである Ma-12，Ma-11 層の圧密状態（正規圧密か，過圧密か）を，また過圧密状態であるなら過圧密比はどの程度か，に焦点を当てて検討した結果をまとめた。

まず地盤中の有効応力分布を適切に算定するためには，調査で得られた試験結果の妥当性を検討し，問題となる結果に対しては修正を行う必要がある。もちろん試験結果の問題点を指摘するのが目的ではなく，検討する技術者は，試験結果をチェックしてそれらが妥当な結果であることを保証する義務があるからである。そのため，材料特性（粒度，土粒子密度，間隙比等）の基本にもどり，まず地盤の形成過程や特性の傾向等についても検討した。また適切でない試験結果の場合は修正して適切な資料に基づく地盤中の有効応力分布を算定する，という方針をとった。

次いで各地層の圧密特性を検討した上で，圧密降伏応力 p_c を JGS 法の他に，著者らが提案した方法[1),2)]で求め，地盤中の有効応力分布と比較し，検討の対象となった Ma-12，Ma-11 層がほぼ正規圧密状態にあることを結論した(ただし，浚渫粘土層および Ma13 層に対しては地盤改良することを前提とした)。

なお，この報告は上述した様に目的は Ma-12，Ma-11 層の圧密状態の検討であるが，この課題に対して JGS 基準に基づく手法だけでは適切な判断ができないことがわかり，やむを得ず基準とはなっていない「細粒土に重点を置いた三角座標分類図」や「鋭敏性を評価する状態図」の導入，さらに e～log$p$ 関係の特性を検討した上で，著者らが提案した圧密降伏応力を求める方法で検討した。本報告はその経過と結果をまとめたものである。

(2) 夢洲の地盤概要

図-5.1.2.1 は夢洲の航空写真で，調査したボーリング（No.1-1（O.P. 10.0～-81.3m），No.2（O.P. 8.6～-47.7m），No.4-1（O.P. 10.1～-123m）を示した。**表-5.1.2.1** は代表ボーリングの No.4-1 地点の地層分類表である。

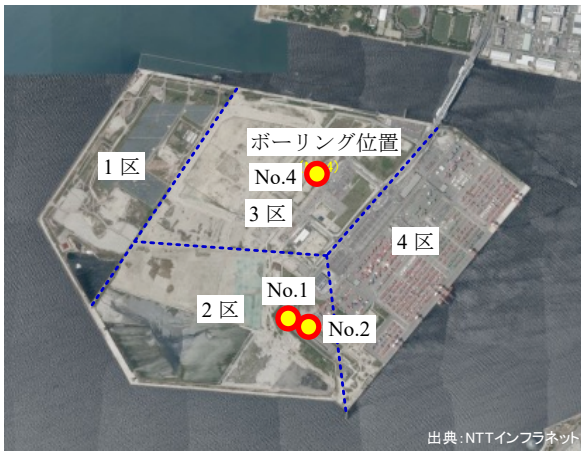


図-5.1.2.1　ボーリング位置図（大阪夢洲）

地層の色分け：①緑=高塑性粘土，②薄青=普通粘土，③薄黄=砂層または礫層（★は中部層と変更した）

表-5.1.2.1　夢洲地点の地層分布：No.4-1

層区分	詳細	OP(m)	層厚(m)
表層土	(上端)	10.13	
	(以下，下端)	2.83	7.30
浚渫粘土		-8.80	11.63
敷　砂		-10.17	1.37
Ma-13	上部	-14.17	4.00
	中部	-28.84	14.67
	下部	-37.17	8.33
第1洪積層	砂層	-43.13	5.96
	礫層	-48.13	5.00
Ma-12	★中部	-57.69	9.56
	下部	-62.17	4.48
第2洪積層	砂層	-68.13	5.96
	礫層	-77.98	9.85
Ma-11	上部	-85.17	7.19
第3洪積層	砂層	-94.01	8.84
Ma-11	中部	-103.17	9.16
	下部	-113.15	9.98
第4洪積層	礫層	-118.99	-5.84
	砂層	-123.00	-4.01

(3) 地盤材料の工学的分類法（JGS）の問題点と三笠の三角座標分類図，状態図

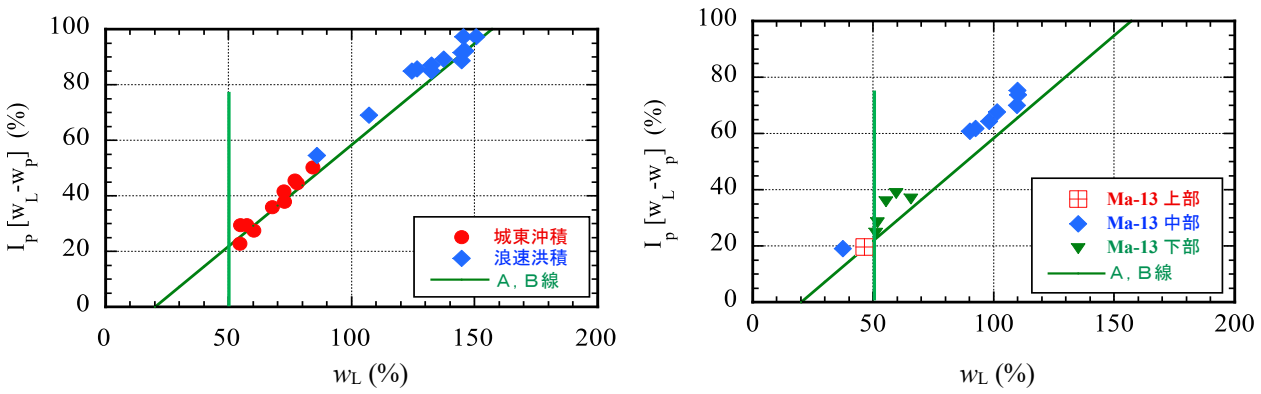
地盤調査の第 1 の目的は，地盤材料の特性の把握にある。我が国をはじめとする東南アジア諸国の地盤で問題となるのは，細粒材料の特性である。特に本報告の場合は，土質試験で得られた試験結果の妥当性の保証，言い換えれば不適切な結果を修正しないままにすると，地盤材料の過圧密比（地盤中の有効応力σ'_nと圧密降伏応力p_cによる）が適切に判断できない，と考えたからである。

ところが，「地盤材料試験の方法と解説（2009：以下では「土質試験法（2009 年版）[3]と略す)」による分類法は，粗粒土（土粒子径 D≧0.075mm が 50%以上）と細粒土とにまず分け，細粒土に対しては塑性図（JGS：塑性指数～w_L 関係）で土の種類を判別する，という方法である。図中には A 線 [I_p=0.73(w_L–20)：塑性指数 $I_p=w_L-w_p$] が引かれているが，それよりも上方に位置する材料（相対的に I_p が大きい試料）を粘土，その線の下方に位置する材料をシルトに分類し，さらにもう一本の B 線（w_L=50%の線）で低液性，高液性の 4 分類にする，というかなり大雑把なものである（ただし，火山灰質試料や有機質試料は除く）。

この基準の歴史的背景については土質試験法（2009 年版）にも説明されているが，Casagrande[4]の提案による AC 分類法（Airfield Classification System）を基に，アメリカ開拓局と陸軍工兵隊が中心になり統一的に用いる様にした分類法で，The Unified soil Classification System（統一分類法）と呼ばれている。この方法は元々が滑走路や道路盛土を対象としているため砂礫材料が中心で，古い教科書には材料の分類名とそれに対応する基本的な施工法が示されており，砂礫材料に対しては実用的な分類法である。

一方，細粒土が問題となる我が国では，塑性図の A 線の一部を変更して「C'H 域」を A 線の下方に設け，「粘土質材料」の領域を拡大して JGS 基準としたところから「日本統一分類法」と名づけられた（本来は「修正アメリカ統合分類法」とするのが適切であった様に思うが・・)。ただし，土質試験法（2009 年版）では，シルトと粘土の厳密な判別が塑性図では困難であるという理由で，修正した C'H 域を削除して，塑性図を元の A 線と B 線で区切る 4 分類に戻し，それに合わせて日本統一分類法の名称も削除された様である。また A 線に関しては Casagrande[4]は，「塑性図の A 線を境にして上方に分類される材料は透水性が小さく，乾燥させると固結し，また圧縮性が大きいこと」を説明し，さらに現場での簡単な識別手順でほとんどの土壌を“正しく”分類することができると説明している様に，実用性に重きを置いた分類法である。土質試験法（2009 年版：p.60）ではこの様な Casagrande の意図を考えてか，ダイレタンシー試験および乾燥強さ試験について説明し，粘土とシルトの簡易判別法についても掲載している。

図-5.1.2.2(a)は例として，大阪の鋭敏粘土として有名な城東沖積粘土（Db1）と浪速洪積粘土(Db8：



(a) 城東沖積粘土と浪速洪積粘土　　(b) 夢洲 No.4-1：Ma-13（上部，中部，下部層）

図-5.1.2.2　塑性図による土質材料の分類

大阪地盤図[5]から引用）の結果を塑性図（JGS）にプロットしたものである。両試料はCHに分類され，ここで本来なら城東沖積粘土については地盤が鋭敏であることや粒度に関する情報が欲しいのであるが，塑性図（JGS）では何の情報も得られない。また浪速洪積粘土はw_L（液性限界）が高いので，城東粘土よりも粘土分が多いことは推測できるが，粘土分とシルト分の含有割合や，もちろんモンモリロナイト等の膨張粘土等の情報も状態図からは判別できない。

図-5.1.2.2(b)は，夢洲No.4-1ボーリングで得たMa-13（上部，中部，下部層）の結果を塑性図にプロットしたものである。試料の分類名は全てがCHで，それらに区別はない。下部層（Ma-13層）のw_Lが中部層に比べて小さいことから，砂・シルト分の混入割合が多いことが推測できる。いずれにしても塑性図から得られる物性の情報は少なく，材料をイメージすることは難しく，試験結果が適切か，あるいは不適切かの判定はこの土質分類法では無理である（あるいはほとんどの設計技術者は無関心で，あまり役に立たないという理由で試験結果をチェックしていないのが現状かもしれない）。

この問題に対して三笠は，地盤材料の(a)三角座標分類図[5]（この方法は大阪地盤図の三角座標分類図とも呼ばれている）と，(b)状態図（粘土の鋭敏性の判定）[6]および，(c)工学的性質の分類表[7]（**付録-5.1.2.1**に概要をまとめた）を提案した。ここでは，まず例として城東鋭敏沖積粘土と浪速洪積粘土試料，Ma-13試料を例として，それらの概要と得られる情報について示す。

図-5.1.2.3(a)は城東鋭敏沖積粘土と浪速洪積粘土試料の結果を，「三笠の三角座標分類図」にプロットしたものである。三角座標分類図は直角三角形を用いているので，PCの図化ソフトで簡単に描くことができる。また図中には黄色の矢印で粘土分，あるいは砂礫分が増加した時の分布位置の方向を示し，さらに図中には「砂礫分40%線」を示した。なお，砂礫分=0%線は「粘土分＋シルト分 100%線」となる。城東粘土と浪速粘土の「シルト分/粘土分比」は大きくは変わらないが，城東粘土には20～30%の砂分が含まれている点が異なることがわかる。

図-5.1.2.3(b)は，夢洲地区No.4-1地点で採取したMa-13（上部，中部，下部の各層）試料の結果を三角座標分類図にプロットしたものである（例として）。下部層（Ma-13）試料は70%以上が細粒分で，「シルト分/粘土分比≒1」の試料である。それに対して中部層（Ma-13)試料は90%以上が細粒分で，さらに「シルト分/粘土分比≒1/3」と粘土分がかなり多いことがわかる。上部層（Ma-13）試料は30～50%以上の砂礫分（実際は砂分）が含まれるが，「シルト分/粘土分比≒1」である。

この結果から，Ma-13が堆積した初期の下部層から中部層に移る段階（①青矢印）では海進が進み，また上部層の堆積環境（②矢印）は逆に海退が進んだ結果であることも推測される。この様に細粒土試料に焦点をあてた「三笠の三角座標分類図」で，試料の材料構成の他，堆積経過に関する状況についても推測できる。

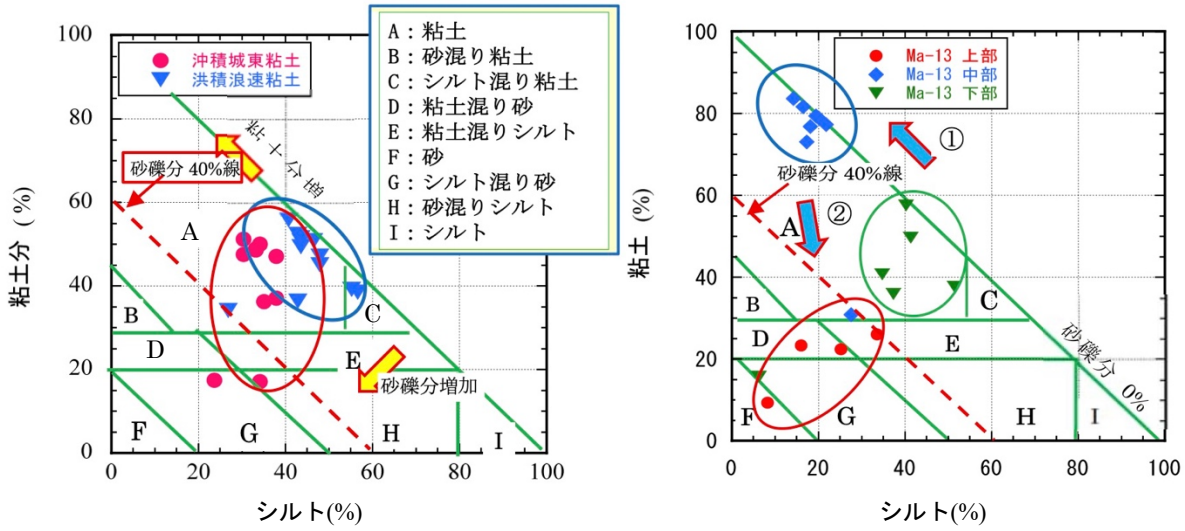
また三笠は，材料の鋭敏性を判定するために「粘性土の状態図（三笠による）[6]」を提案した。この図は縦軸にUU強度を，横軸にI_L（液性指数）をとって，粘着力cで液状粘土から固結粘土までを5段階に分け（液状粘土～固結粘土），さらに領域を区切って(a)超鋭敏粘土：UU強度が10 tf/m^{2}以下（98.1 kN/m^{2}以下）で鋭敏比S_t≧8の試料と，(b)鋭敏粘土：S_t≧4，ただしI_L≧0.4以上，それ以外を普通粘土とした。ここに鋭敏比は，「UU強度/練返しUU強度」であるが，一軸練返しUU試験については現在JIS規格からは除外されている（詳細は文献6）を参照）。この図の意図は，①鋭敏比を「土の外力による構造変化の程度」と捉えて「構造度」，また液性指数に対しては「相対含水比」と呼び，構造度の変化程度を表現することを目的としたものである（**付図-5.1.2.1**で示す「β_1-3の骨組構造」と対応する概念）。ただし，工学的に重要となる状況は「わずかな外力変化で強度低下が生じる場合」で，この鋭敏性が対象となる粘土は，液状粘土，軟弱粘土，普通粘土である。それに対して硬質粘土（洪積粘土等）や固結粘土の場

合は固結度が大きく，S_t 試験を行なえば鋭敏比は大きくなるが，多少の外力作用では強度低下しないので，鋭敏粘土には分類しない。

一方，JGS 基準（2009）では上述した様に鋭敏比試験を特別に指定しない限り S_t 値を知ることはできないこともあり，三笠の状態図は工学的に重要であるにもかかわらずほとんど用いられていない。

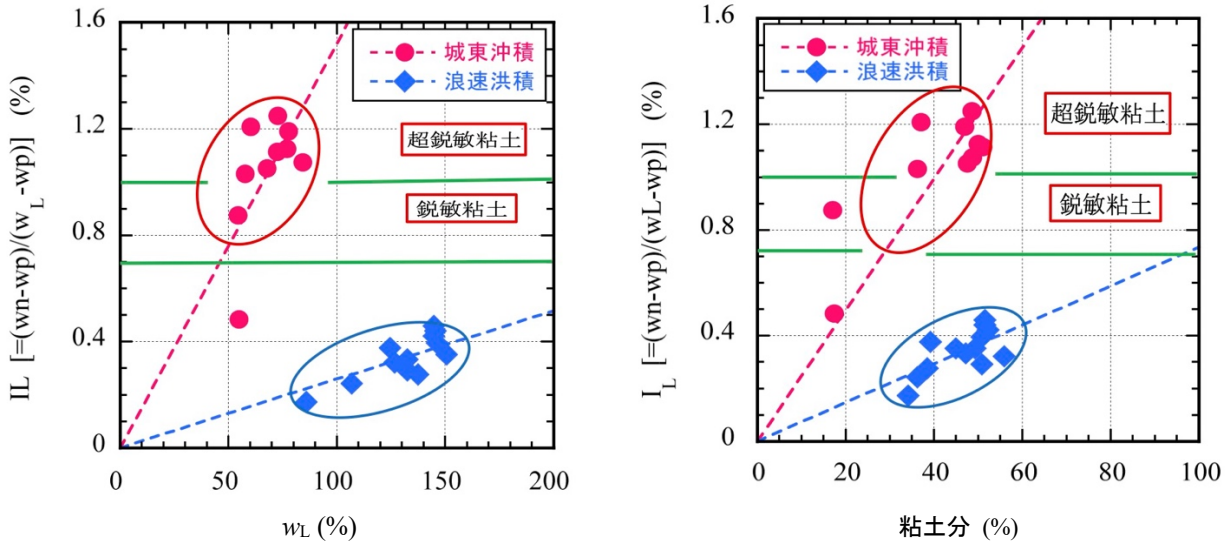
そこで「粘土の鋭敏性」の表現を I_L（液性指数）に置き換えて，I_L～w_L 関係図，I_L～粘土分割合図で表現することを考えた。すなわち(a)鋭敏粘土：$0.7 < I_L$（液性指数）$\leqq 1.0$，(b)超鋭敏粘土：$1.0 < I_L$，とした（ただし対象となるのは液状粘土（特殊土を含む），軟弱粘土，普通粘土で，硬質粘土等は除く）。

図-5.1.2.4(a) は城東試料と浪速試料の I_L (液性指数)～w_L 関係図である。城東試料の w_L は浪速試料の値よりも小さいことから，シルト分や砂分の割合が浪速試料より少なく，しかも液状化しやすい試料あるることを推測できる。一方，**図-5.1.2.4(b)** は，同試料に対する I_L～粘土分割合図として示したものである。両試料の粘土分の割合はあまり変わらないにも関わらず，城東試料の I_L (液性指数)は洪積粘土の



(a) 大阪城東沖積粘土と浪速洪積粘土　　(b) 夢洲 Ma-13（上部，中部，下部層）

図-5.1.2.3 三笠の三角座標分類図



(a) I_L～w_L 図（大阪城東沖積，浪速洪積粘土）　　**(b) I_L～粘土分図（大阪城東沖積，浪速洪積粘土）**

図-5.1.2.4　修正状態図[8]と鋭敏性の判定

それよりも高く，鋭敏性が高いことを示している。すなわち w_L（あるいは粘土分割合）に対する I_L の関係は，試料の鋭敏性の評価指標として用いることが可能であることを示している（この鋭敏性の判定図を簡易鋭敏状態図[8]と名付けた）。なお鋭敏粘土の境界値，0.7，超鋭敏粘土の境界値，1.0 は，城東粘土の結果を参考に決めたものである。

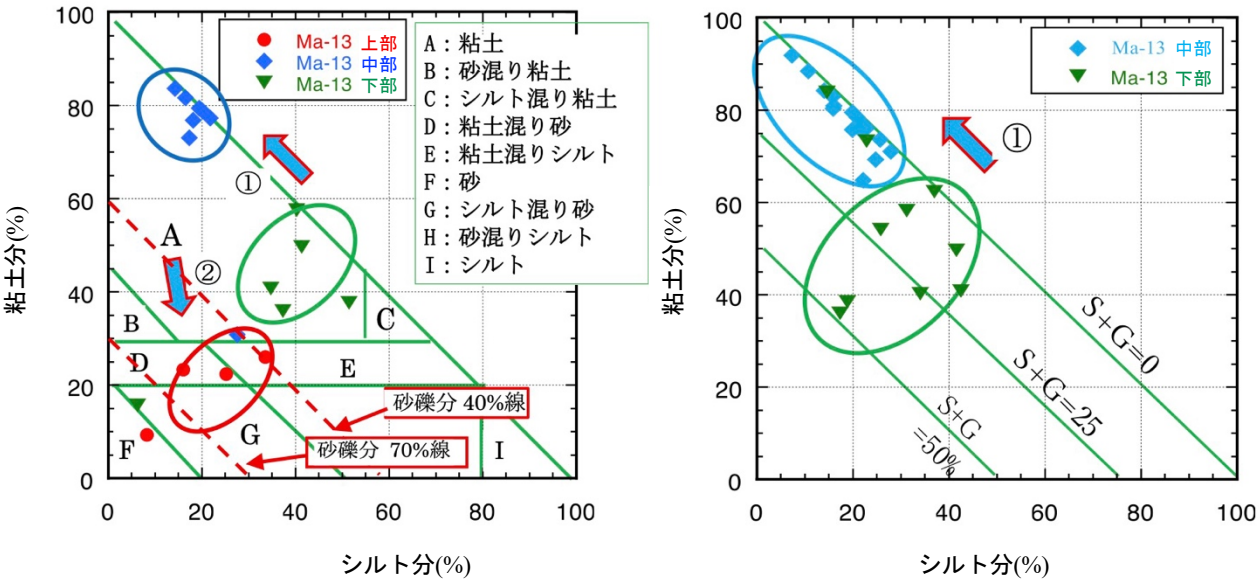
さらに，三笠[7]は「土質力学の文法であり，また地図」と位置付けた，「土の工学的性質の分類」も提案した。しかし残念ながらこの表が用いられたケースをあまり見受けないので，参考のために**付録(5.1.2)－I** にその概要と利用法の例として，「なぜ状態図（JGS による）だけでは適切な土の分類ができないか」，他についても示しておいた。

(4) 夢洲地点の地盤材料の分類とその特性

ここでは夢洲地点の Ma-13，12，11 層地盤の特性について検討した。**図-5.1.2.5(a)** は No.4-1 地点で採取した Ma-13 試料（上部，中部，下部の各層）を三角座標分類図にプロットしたもので，基準の指標とするために示した（**図-5.1.2.3(b)** と同じ図）もので，得られた主な結果を再掲する。Ma-13（上部，中部，下部層）試料の状態図（JGS）による分類名は「CH」と決まるが，それ以外の各試料の特性を見出すことはできない。一方三笠の三角座標分類図によれば，分類名は下部層，中部層（Ma-13）は粘土，上部層は粘土混じり砂，あるいは粘土混じりシルトに分類される。また下部層の「シルト分/粘土分比≒1.0」であった材料が，中部層では「粘土分＞シルト分」で，その堆積段階で海進が進んだことを示している。また粘土分の多い中部層（Ma-13）と，砂礫分（実際は砂分）が 40%以上となった上部層（粘土混じりシルト，または粘土混じり砂）の材料特性から，この段階では海退が進んだことが推測できる。

図-5.1.2.5(b) は No.1，No.2 地点（夢洲 No.4-1 地点の近傍）の結果を簡易型三角座標分類図にプロットしたものである。図には「S（砂）+G（礫）=0%，25%，50%」の補助線を引いてある。土粒子の分布を**図-5.1.2.5 (a)** と比較すると，No.4-1 試料の特性が中部層と下部層に対応しており，No.1，2 地点では上部層（Ma-13）が欠落していることがわかる。すなわち上部層の堆積時期は海退時で，一つの可能性として河川浸食等で失われたのではないか，と推測している。

図-5.1.2.6(a) は Ma-12 試料の結果をプロットしたものである。Ma-12 試料の粒度分布は，Ma-13 の

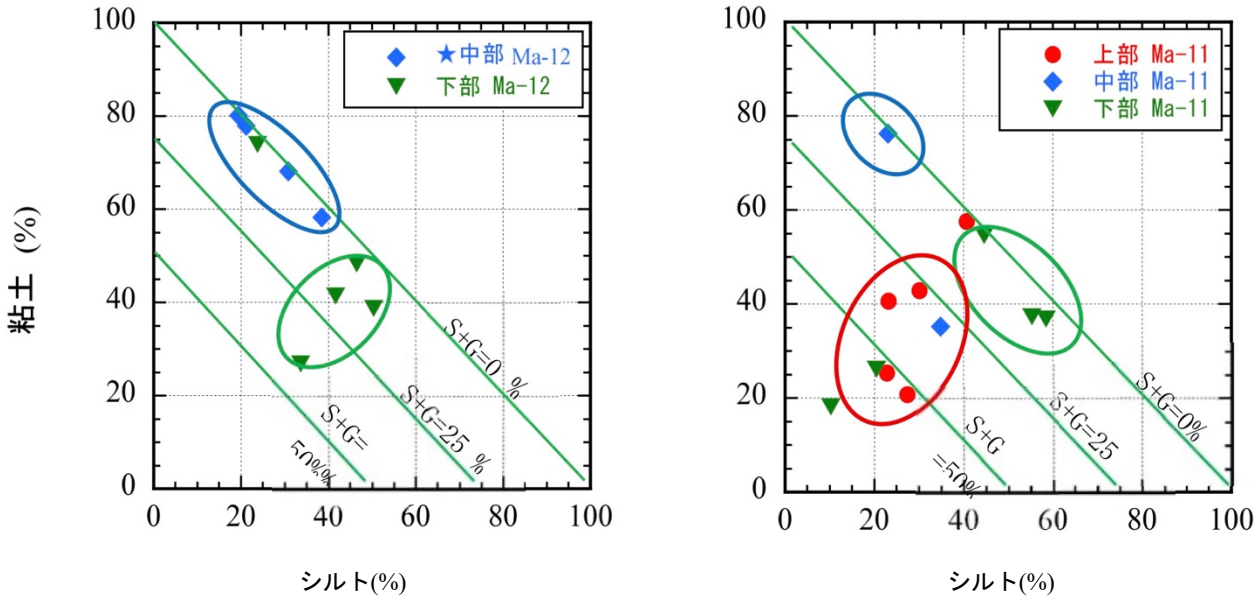


(a) Ma-13 (No.4-1)　　**(b) Ma-13（No.1，2：簡易三角座標分類図）**

図-5.1.2.5　三笠の三角座標による分類（その 1）

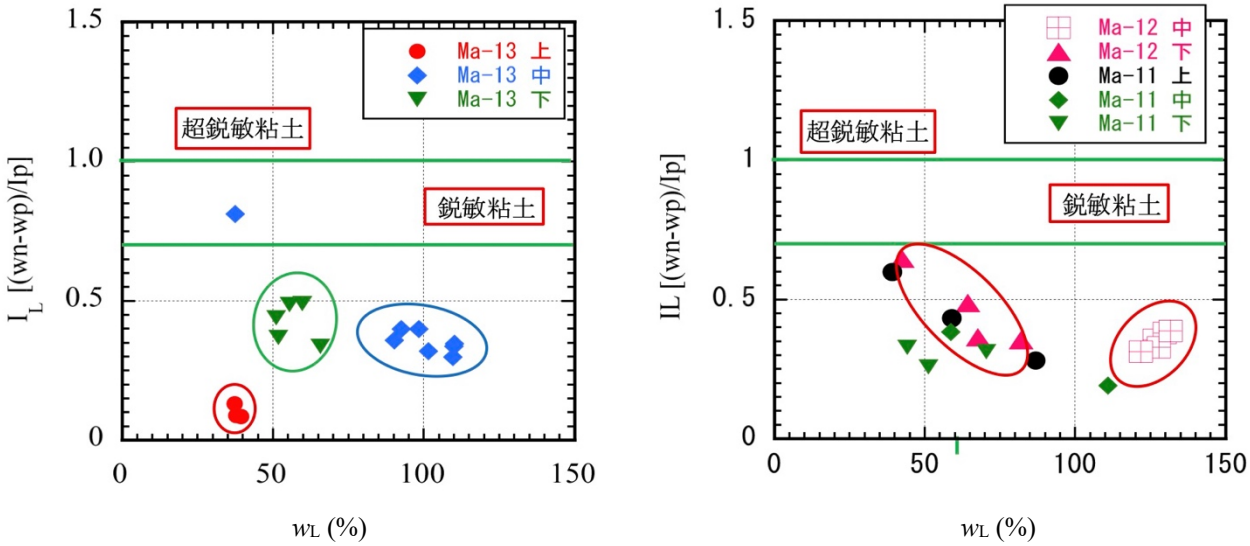
No.1，2 試料（**図-5.1.2.5(b)**）の結果と類似しており，同様に海退時に河川浸食によるか，あるいは水位の急上昇等の理由で，上部層（Ma-12）の地盤が欠落している。また Ma-13 層よりも層厚が薄いことから（**表-5.1.2.1**），堆積期間が短かった可能性も考えられる。**図-5.1.2.6(b)** は Ma-11 試料の結果をプロットしたものである。上部，中部，下部層の各材料特性は Ma-13（No.4-1 地点：**図-5.1.2.6(a)**）と類似しており，Ma-13 層と同様な堆積経過であったことが推測される。

図-5.1.2.7(a) は，Ma-13（上部，中部，下部層）の，また**図-5.1.2.7(b)** は Ma-12，11 の簡易鋭敏状態図である。試料毎に w_L の値は異なるがいずれも普通粘土で，鋭敏な粘土ではないことが判別できる。



(a) Ma-12 (No.4-1) **(b) Ma-11（No.4-1）**

図-5.1.2.6　土質の簡易三角座標分類図（その２）



(a) Ma-13（No.4-1）(No.4-1) **(b) Ma-12，11（No.4-1）**

図-5.1.2.7　簡易状態図（望月による）[8]による鋭敏粘土の判別

(5) 土粒子密度，間隙比～深度分布（No. 4-1 試料）

地盤中の有効応力分布は，各深さの土粒子密度ρ_sと自然含水比w_nがわかれば，試料が飽和状態にあることを考慮して，単位体積重量を求めることができる。ただし，試験結果である限り，適切でない結果も含まれていると考えるべきであるが，おそらくだれもチェックしていないのが現状であろうと推測する。しかし，そのばらつきは当然地盤中の有効応力σ'_n分布に反映する。そこで，ここではw_Lの計測結果は適切な結果と仮定して，ρ_sは，「連続した理解できる分布となるはず」と考えて，ρ_sの試験結果の妥当性を検討した。

図-5.1.2.8(a)は No.4-1 試料の土粒子密度ρ_sを深度（OP）に対してプロットしたものである。ρ_sの変化は想定よりも大きく，砂礫材はρ_s=2.62～2.65 g/cm^3，細粒土はそれよりも大きくてρ_s=2.66～2.74 g/cm^{3}で変動した。図中の赤矢印は，右向きを海進過程，左向きを海退過程として描いたものである。ρ_sの変化は**図-5.1.2.5**，**図-5.1.2.6** で検討した海進，海退過程の挙動と対応し，その繰り返された状況が反映されている。なお，ここに砂礫材料のρ_sが細粒土に対して小さいのは空隙の存在と考えられている様であるが，一方，シルト材と粘土の様な細粒材料に対しても同様にその影響があるのかについては，うまく説明できない。

この様な堆積過程を想定して，この挙動から外れるρ_sの試験結果の内，適切ではないと判断した結果（**図-5.1.2.8** 中に（ ）で示す）を選んで**表-5.1.2.2** に示した。それらの値については，上下深さのρ_sの平均値として修正した。但しそれによる修正間隙比 e および「修正 e/e_0」の値も計算したが，結果的には，ρ_sを調整した試料は全体の 7 %程度で，その修正した割合も大きくはなかった。

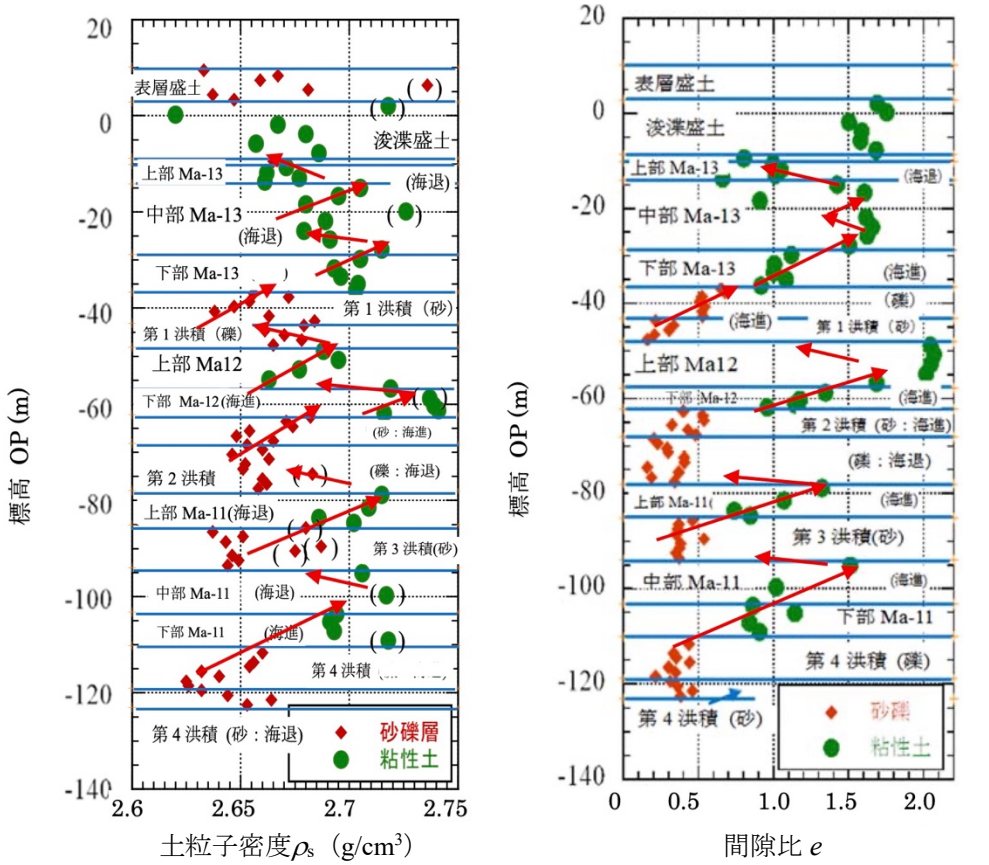


図-5.1.2.8　土粒子密度と間隙比の分布（矢印右向き=海進，左向きは海退）

表-5.1.2.2　土粒子密度の調整

中間標高 OP(m)	ρs の修正 (g/cm³)	eの変化	修正e/e₀
6.33	2.736→2.670	0.503→0.491	0.95
2.01	2.718→2.634	1.691→1.638	0.94
-19.95	2.728→2.685	1.507→1.497	0.99
-58.76	2.737→2.718	1.347→1.362	1.01
-60.25	2.739→2.718	1.175→1.166	0.99
-61.17	2.741→2.717	1.347→1.362	1.01
-74.51	2.737→2.718	1.143→1.133	0.99

★：No.4-1 ボーリングでは，98 試験の中で 7 試料（7/98≒7%）の試験結果に対して修正した。

(6) 地盤中の有効応力分布（σ'_n 分布）

過圧密比（OCR）の評価を行うためには，まず地盤中の各深さの有効応力分布（σ'_n）を計算する必要がある。そのためには採取した試料の密度から求める方法もあるが，夢洲 No.4-1 地点の調査では，各採取試料の自然含水比（w_n）と ρ_s が計測されているので，地下水面下の地盤は飽和状態にあると仮定して，以下に示す手順で計算を行った。

① $S_r=w\cdot G_s/e$ （ここで，水位以下は S_r=100%と仮定する。） →
② $e=w\cdot G_s$ →
③ $\gamma_d=G_s\cdot\gamma_w/(e+1)$ →
④ $\gamma'=(G_s-1)\,\gamma_w/(e+1)$ →
⑤ $\sigma'_n=\Sigma\gamma' dz$ ： ここで，S_r=飽和度，w=含水比(絶対値表示)，e=間隙比，$G_s=\rho_s/\rho_w$

図-5.1.2.8(b)は修正したρ_s値を用いて計算した間隙比～OP(深度)関係図である。概ね間隙比は

「 砂礫材料 ＜ シルト分を多く含む材料 ＜ 粘土分を多く含む試料 」

の順となっている。また海進や海退した経過が履歴として残っている。

以上は，三笠の三角座標土質分類図，簡易鋭敏状態図に加え，土粒子密度および間隙比の深度分布図により得た情報で，現地の状況がよく理解できる。現在用いられている統一分類法（JGS）は過去の研究や報告書との関連，あるいは国際的な基準との関係もあり簡単に変更はできないとしても，統一分類法が対象とする地盤と異なるわが国や東南アジアの各国では，分類法について再検討しても良い時期が来ているのではないか，と考えている。

(7) e～log$p$ 関係と圧密降伏応力 p_c

e（またはf）～log$p$ 関係は半対数紙上で近似的に直線関係とする，として長い間扱われてきた。一方実際の粘性土試料の試験結果が，内ぞりの曲線を示すことは以前から指摘されている。その最初は，Butterfield（1979）[9]によるとされている様である。わが国でも同時期に森田が「土質力学ノート（学生用教科書：1979）」[10]で，大阪・梅田粘土試料（①乱さない試料，②やや乱した試料，③含水比を w_L に調整した試料）の e～log$p$ 関係で説明している。

図-5.1.2.9(a)は森田の描いた e～log$p$ 関係で，図中には Casagrande 法により p_c を求めた経過が示されている（得られた p_c の値は，表-5.1.2.3 の第 2 列目に示す）。また森田は図中の①の乱さない試料の

e～log$p$ 関係が内ぞり曲線関係を示す理由として，長期に渡る時間硬化現象等により供試体の構造が発達して鋭敏な粘土地盤が形成されたから，と説明した。その解釈は一般化して，現在まで変わっていない。また pc の値は，「①の乱さない試料：p_c=4.10 kgf/cm^2 [402.3 kN/m^2]」は「②のやや乱した試料：p_c=2.66 kgf/cm^2 [261.1 kN/m^2]」の約 1.54 倍に硬化したことを説明している。この結果に対し，森田は初めて「粘土材料の骨組み構造の発達」によるものと説明した（同様な解釈は土田 [11]により，**図-5.1.2.9(d)** に示す大阪泉州沖の洪積粘土の圧密試験結果の e～log$p$ 関係に対して，セメンテーションによる構造が発達した試料としている）。

さらに森田は，「③の含水比を w_L に調整した試料（≒大幅に乱した試料）」に対しては，Casagrande 法では p_c を求めることができなかったことを指摘した。この問題に関して土質試験法（1979 年版，pp.391-392：試料①や試料③の場合）では，「e～log$p$ 関係が下に凸な形になるような場合や p_c の位置がはっきりしないような場合，C_c を求めない方がよい（＝結果として p_c も求めなくてもよい）」としている。すなわち「③の含水比を w_L に調整した試料」や，乱されやすい泥炭や有機質土の様な鋭敏性の高い試料に対しては，Casagrande 法が適用しにくい」という指摘である。

この問題に対して及川ら [12]は，鋭敏粘土であっても log$e$～log$p$ 関係で整理すると，両対数紙上で過圧密域および正規圧密域の各近似線（回帰線）が直線となることに注目して，過圧密域，正規圧密域の 2 直線を求め，その交点を p_c とすると考えた。泥炭や有機質土の様に高含水比試料を対象にして検討し，Casagrande 法で求めた p_c と同様な結果が得られたと結論している（ただし，論文ではどの様に Casagrande 法を適用したかの記述はない）。

一方，持田・望月ら [13]は，過圧密域，正規圧密域に分けてそれぞれを累乗式（定数のある）で表す方法を提案し，log$e$～log$p$ 関係が両対数紙上で直線であるという制約を外し，p_c を求める方法を提案した。しかし提案式では交点を計算で求めることが難しいため，望月 [1]はそれを修正して「それぞれの回帰線を累乗式 「e=A×p^b」 で求め，その交点を p_c とする方法」を提案した。この方法を累乗式法（望月の方法）と呼ぶ。基本的な考え方は「過圧密域の e の分布特性曲線と正規圧密域の特性曲線上に p_c が存在する」と考えているので，p_c の物理的な意味も明確にしたことになる。

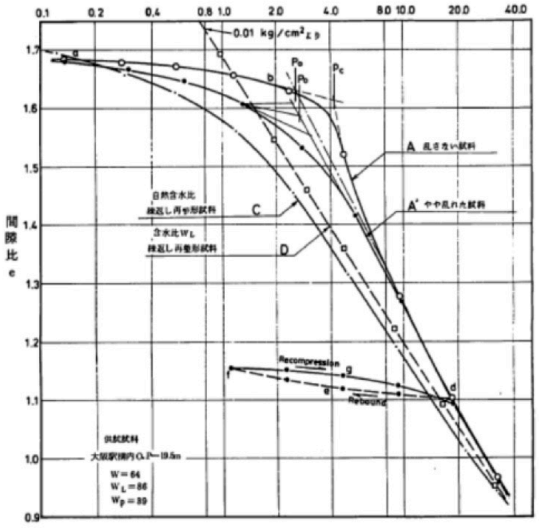
そこで，累乗式法を森田の試験結果に適用して，p_c を求めてみた：**図-5.1.2.9(b)** は森田の原図（**図-5.1.2.9(a)**）の計測データを図化ソフトでプロットし，それらを 3 次スプラインで結んだものである。森田の図では e～log$p$ の特性曲線は特に p_c 前後で強調されているのに対して，**図-5.1.2.9(b)** ではかなり滑らかな曲線となっている。過圧密域から正規圧密域への過渡領域での曲線の引き方は個人差が大きく，結果的に p_c の値も変わるという問題である。

図-5.1.2.9(c) は同関係を，log$e$～log$p$ 関係で描いたものである。過圧密域および正規圧密域が明確に直線とみなせる結果は①の乱さない試料だけで，②の少し乱した試料では過圧密域が，また③の w_n=w_L に調整した試料では過圧密域，正規圧密域で曲線となっており，log$e$～log$p$ 関係にするだけでは問題の解決にはならないことを示唆している。

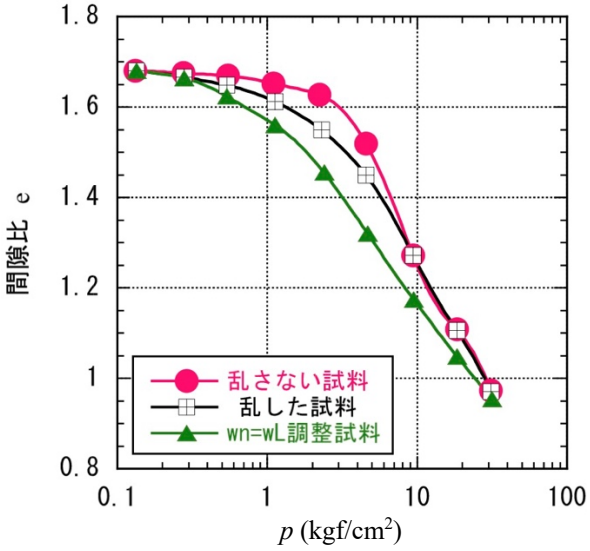
図-5.1.2.10(a)，(b)，(c) は累乗式法で過圧密域，正規圧密域に対して p_c を求めるための各回帰線（累乗式）を求めたものである。この図を描く上での注意点は，過圧密域から正規圧密域への過渡領域のデータの処理で，基本的には「過渡領域にあるデータは，整理から外す」という整理法である（ただし，森田の①試料のデータは過渡領域には入っていないことがわかったので，正規域に含めて処理した）。

表-5.1.2.3 は森田が求めた p_c の結果と累乗式法によって求めた値を比較したものである。Casagrande 法が適用しやすかった「②の試料」に対しては，累乗式法の結果とよく一致した。それに対して①の高構造試料の場合は，Casagrande 法で p_c を求めることは可能であるが，個人差が出やすく，この場合は過

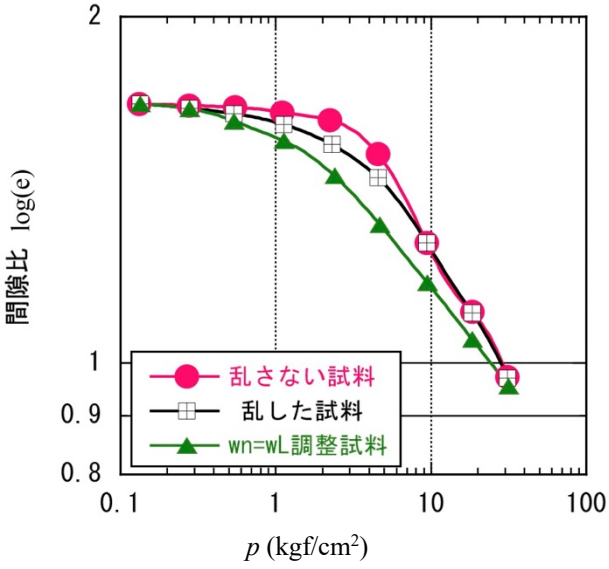
大な結果となった。また Casagrande 法では求めにくかった「③の w_n=w_L 試料」の場合でも，累乗式法では沈下曲線の特性をつかめば，p_c を決定できる。土質試験法（1979 年版）では「本来 Casagrande 法は **p_c の大体の値を推定するためのもの**で，・・」と記述されていることからも解る様に，p_c の定義があいま



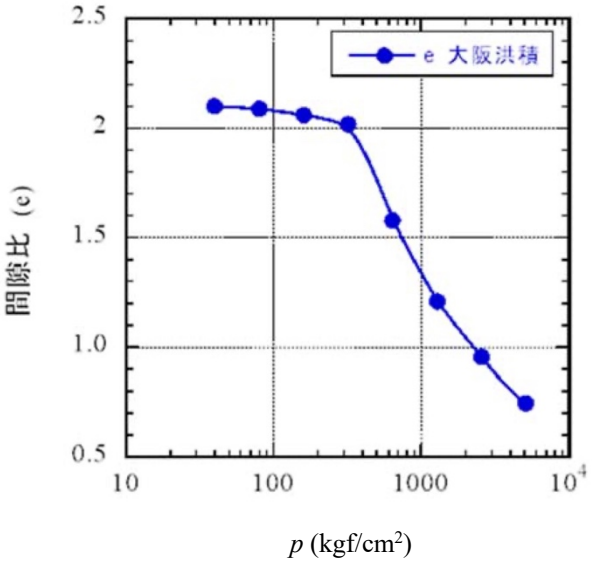
(a) 森田 [8]による *e*～log*p* 図



(b) スプラインによる *e*～log*p* 図



(c) log*e*～log*p* 図



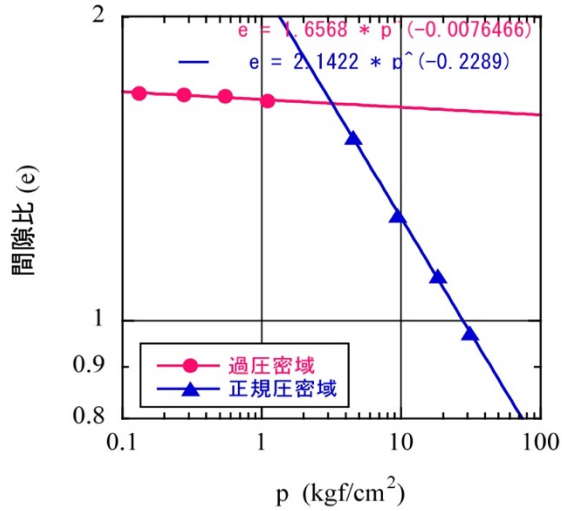
(d) *e*～log*p* 関係（大阪洪積粘土）

図-5.1.2.9　各種の書き方による *e*～log*p* 関係

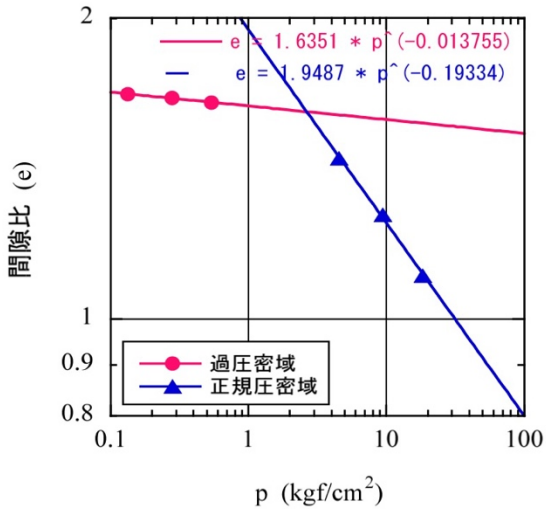
表-5.1.2.3　得られた圧密降伏応力 p_c

試　料	①Casagrande 法 (kgf/cm²)	②累乗法 (kgf/cm²)	①/②
①乱さない	3.99	3.19	1.25
②乱した	2.62	2.66	0.99
③w_n=w_L	—	1.42	—

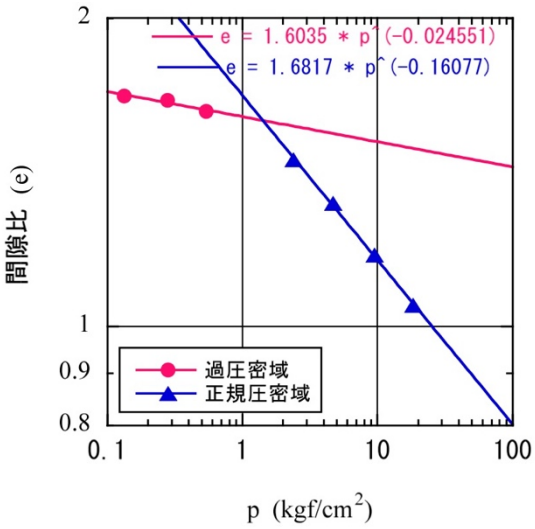
注：Casagrande 法の結果は森田 [10]による。1kgf/cm²=98.1 k N/m²



(a) 乱さない試料



(b) 少し乱した試料



(c) w_n を w_L に調整した試料

注：図-5.1.2.10(b)，(c)は e～log$p$ の屈曲点を見て，過圧密域，正規圧密域にデータを分け，さらに遷移領域のデータを除いたデータを用いてそれぞれの回帰線を求め，図中に示した。一方，図-5.1.2.10(a)の試料のデータは，遷移域に含まれてはいないため，データの除去無しに，そのまま各回帰線を求めた。

図-5.1.2.10　累乗式による回帰線近似：大阪梅田粘土（森田 [10]に加筆）

いであることは古くから認識されていた様である。厳密に考えれば，Casagrande は「p_c を求める手法で定義した」もので，p_c の物理的な意味の説明はない。

長い間 Casagrande 法によって p_c が求められてきたため確かに蓄積はあるが，新しい方法による結果との間に差が生じるという理由で否定されることはもちろん合理的ではない。どこかの段階で p_c の定義とそれを求める手法を再検討する必要があるのではないかと考えている。

(8) 夢洲地区の圧縮指数 C_c，再載荷係数 C_s と粘土の構造

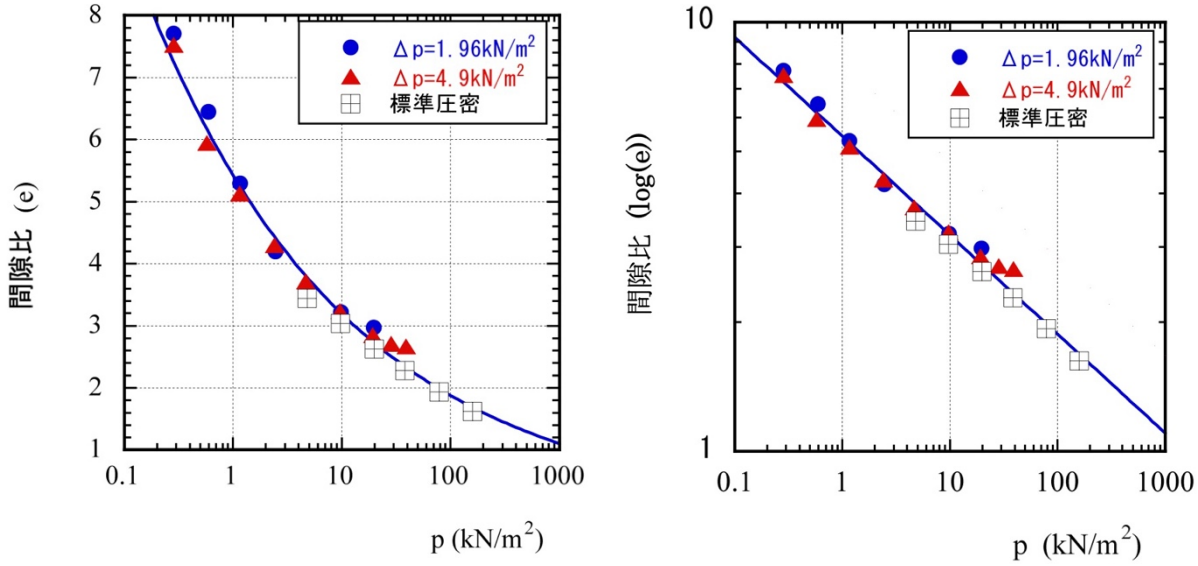
(7)で検討したが，e～log$p$ 関係が半対数紙上で C_c は内ぞり曲線となるのはセメンテーションによる構造の発達によると説明されてきた。しかし，大阪鋭敏粘土で有名な城東粘土は完新世に堆積した地層で，約 1.8 万年以降の地層である。それに対して Ma-12，Ma-11 層の洪積粘土層は 200 万年以降（両洪積層に限れば，もう少し短い期間）の堆積物である。すなわち 1.8 万年でセメンテーション現象が生じるなら，Ma-12，11 試料の e～log$p$ 関係にはさらに「極端な，あるいは強固な構造」の発達が試験結果で認められても良いはずである。ところが当該地での圧密試験結果に限れば，その様な特性は認められ

ない。この点についてはどう説明されるのであろうか？確かに試料採取時の試料乱れは避けられないことを前提としても，である。

そこで筆者らはまず C_c について，次の様な仮説を考えた；**図-5.1.2.11(a)**は矢野 [14]がアクリル円筒を用いて行った塩釜粘土の自重浸透圧密試験結果に，標準圧密試験の結果を合わせた e～log$p$ 関係である。図中の実線は筆者らが求めた回帰曲線（累乗式）である。また**図-5.1.2.11(b)**はその結果を log$e$～log$p$ 関係で描いたものである。図上でほぼ直線とみなしても良い関係である。すなわち，この結果は「乱さない状態（例えば深い海の中や静かな内海のような）」での堆積であれば，**図-5.1.2.11** で示す様な「高位の構造」で堆積するのは自然で，おそらく堆積が続き応力増加による密度増加があっても高位構造は保たれるのではないか，と考えた。この考え方は時間経過によるセメンテーション効果を否定するものではないが，p_c に与えるその割合はそう大きくはないのでは，と考えたものである。したがって「乱さない試料を採取するという条件下であるなら，e～log$p$ 関係よりも log$e$～log$p$ 関係が直線であるという前提か，あるいはその条件を取払った試験結果に合う関係を基に圧密パラメータ-を整理すべきではないか」と考えられる。同様に岡田ら [15]も log$f$～log$p$ 関係が両対数紙上で直線になることを前提にした圧密方程式の誘導を行なっている。

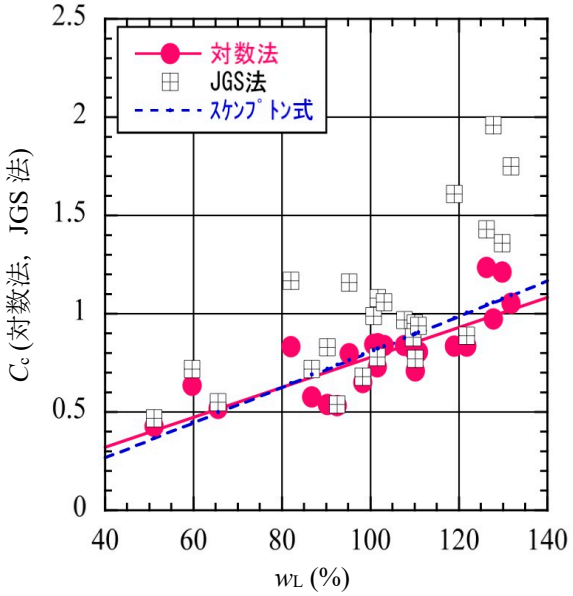
こう考えると，土質試験法（1979 年版）による圧縮指数 C_c に関する説明では，「・・・直線部分が認められない場合は，C_c および p_c を無理をして求めない方がよい。**鋭敏粘土に対しては・・C_c の最大値**ということで，$C_{c(max)}$として報告するもよい」とし，土質試験法（1990 年版）では「・・C_c は正規圧密域の**勾配の最も大きい部分**を直線近似して求めるか，平均的な C_c を求めることになるが，・・・」となった。さらに土質試験法（2000 年版）では進んで，「**正規圧密域の最も勾配の大きい部分**を直線近似して求める」と変更された経緯を理解できる様にも思われる（ただし，その理由や根拠については説明されていない），ただし，その結果 C_c のばらつきは大きくなるはずである。

図-5.1.2.12 は夢洲 No.4-1 試料の C_c を，JGS 法，対数式法[*1, 1)]（過圧密域，正規圧密域に対して対数式で回帰線を求める方法）で求めた結果をプロットしたものである。図中には対数式法で求めた C_c に対する回帰線（直線近似：実線）とスケンプトン式（破線）を示した。JGS 法による最大値は C_c=1.96 に



(a) e～log$p$ 関係　　**(b) log$e$～log$p$ 関係**

図-5.1.2.11 「浸透圧密＋圧密」試験：塩釜粘土 [14]



*1：筆者らは，圧密降伏応力 p_c に累乗式を回帰式として用いる方法を提案したのであるから，従来の C_s と C_c との関連を見出すことができれば，全ての関係を移行させるべきかもしれない。しかし現時点では沈下量やその他の計算との関連を考えると，従来型のパラメーターを求めておくことも必要と考え，矛盾する様ではあるが，再圧密係数（C_s：膨張係数と区別する）と C_c は，各圧密域の試験結果に対数式で回帰線を求め，それらの係数を C_s，C_c とした（この方法を対数式法と名付けた）。

図-5.1.2.12　C_c～w_L 図（対数式法 [1]，JGS 法）

達し，予想通りばらつきが大きいことがわかる。この様に結果にばらつきの大きい，JGS 法による C_c 決定法をこのまま継続して良いのか，の疑問が生じる。一方，対数式法による結果は最大でも C_c=1.24 で，結果は回帰線（直線）の周りに分布し，かつスケンプトン式　[C_c＝0.009 (w_L-10)] とも良い近似関係を示した。

次に，「p_c の決定に結果的に影響を与える C_s の値」についても議論しておきたい。ここに C_s は膨張係数と呼ばれているが，ここでは再圧密時の e～log$p$ 関係線の勾配を指すので，再載荷係数と呼ぶことにした。ここではまず再載荷試験を行なった。この初期載荷係数の C_s と再載荷係数の C_s との差は，採取後の試料膨張である。

図-5.1.2.13 は徳島沖積層から採取した乱さない試料に対して，p=157 kN/m^2 で一旦除荷して再圧密試験する「再載荷試験」を行なって得た e～log$p$ 関係である。過圧密域，正規圧密域に対して各回帰線を対数式で求めたところ，$C_{s(初期載荷：0.0392)}/C_{c(0.257)}$=0.089，$C_{s(再載荷：0.0146)}/C_c$=0.041$_{(0.257)}$であった。すなわち膨張の無い再載荷試験の場合の C_s/C_c 比は約 0.04 で，試料の放置等により膨張した場合は約 0.09 になることを示す結果である（もちろん試料が変わればこの比の値は変わる）。とりあえずこの結果を基準にして，No.4-1 試料の結果を評価することを考えた。

図-5.1.2.14 は「$C_{s(対数式法)}/C_{c(対数式法)}$～OP(中間深度)関係」をプロットしたものである。OP-4.8 m までは C_s/C_c 比≒0.06 で，OP-15.8m までは C_s/C_c 比≒0.09 であったが，それ以深は C_s/C_c 比≒0.1～0.2 と大きく，またばらついている。これらの結果は，OP-4.8 m までの試料の膨張はほとんどなかったが，OP-4.8～-15.8m では試料膨張の影響がやや大きくなり，それ以深の試料ではかなり明瞭に試料膨張の影響が出た結果と解釈した。当然 C_s や p_c の決定にはその影響が入ってしまう（図では，試料膨張の影響が比較的少なかったと思われる C_s/C_c≦1.0 のデータは△印で示す）。

したがって，この様な大深度試料を用いた圧密試験では，必ず試料の再圧密を行う再載荷圧密試験を行なう必要がある，と言える。残念ながら，本調査でも再載荷圧密試験法は採用されなかった。なお，試料膨張が p_c に与える影響については，**付録(5.1.2)-Ⅱ** に検討した結果を示した。幸いにも累乗法によれば，初期載荷条件で求めた p_c と再載荷条件で求めた p_c には大きな差はないという結果であったので，次節ではこの結果を p_c として用いることにした。

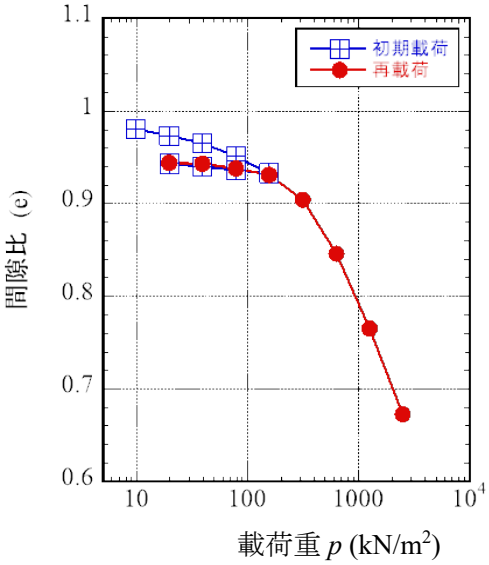


図-5.1.2.13　圧密再載荷試験(徳島沖積粘土)

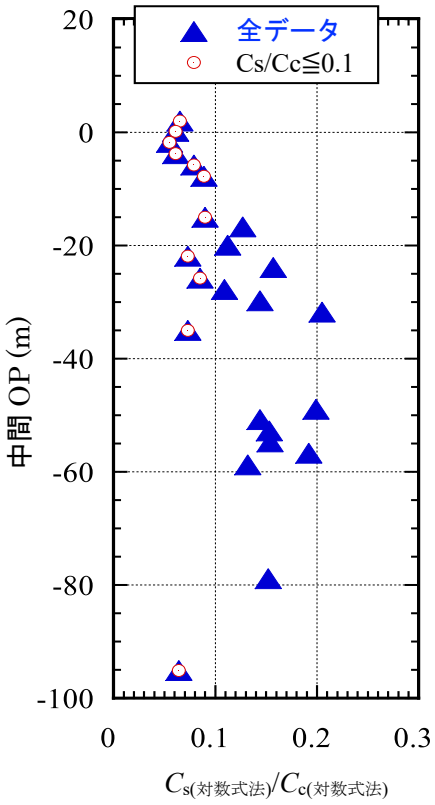


図-5.1.2.14　$C_{s(対数式法)}/C_{c(対数式法)}$～OP 図

(9) まとめ　―Ma-12，Ma-11 層の過圧密特性―

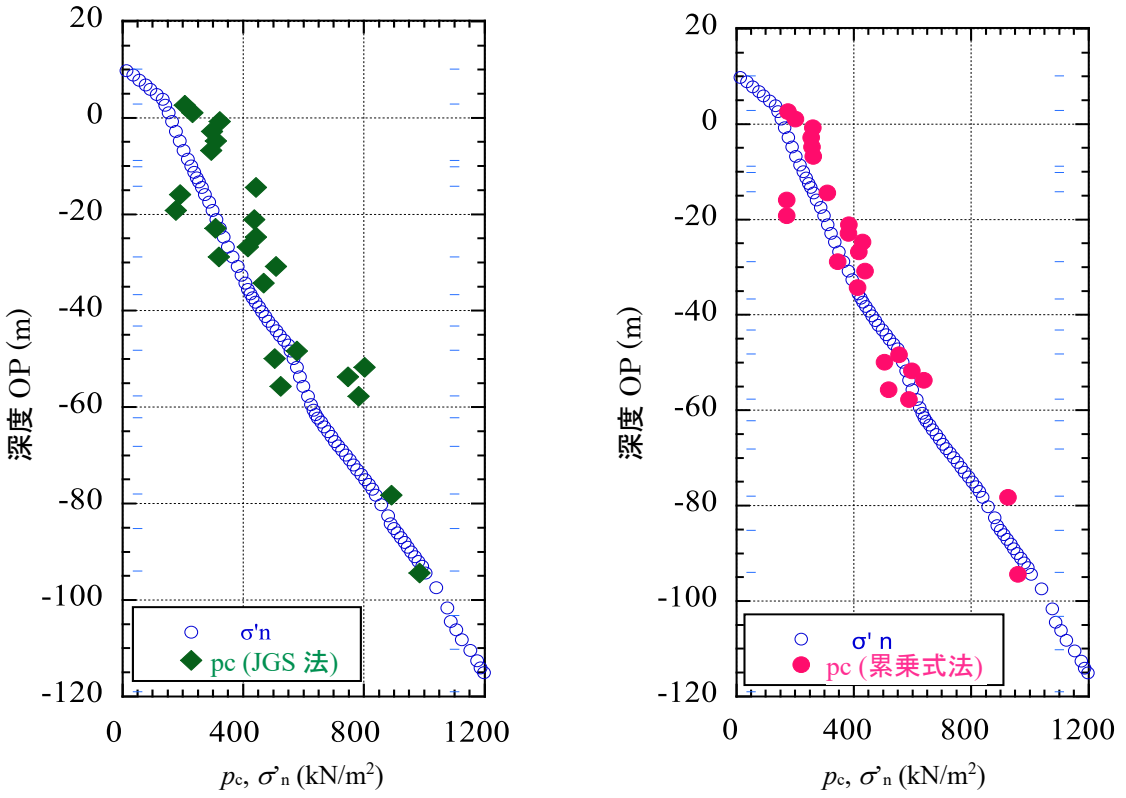
図-5.1.2.15(a)は補正したρ_sを用いて地盤中のσ'_n分布を求めた結果に，JGS 法（三笠法）で圧密降伏応力 p_c を求めてプロットしたものである。p_c は地盤中のσ'_n線に対してわずかに超えており，「やや過圧密」状態の地盤である，と判断される結果である。

この結果に対して図-5.1.2.15(b)は，圧密降伏応力を累乗式法で求めた結果をプロットしたものである。地盤中のσ'_nとほぼ重なる結果で，粘土層は正規圧密状態にあると判断できる。図 5.1.2.15(a)と図-5.1.2.15(b)との差はわずかに見えるが，計画や施工法を判断する上では影響が大きく，その結果工事費についても大きな影響があるはずである。

この報告はできるだけ「適切な OCR 値を求める」ために，三笠の三角座標分類図，地盤の簡易鋭敏状態図の検討から始め，当該地の地盤形成過程も考慮した上で試験結果を検討し，必要に応じて試験値を修正した。この手順は「地盤材料の物理試験結果の妥当性の検証」で，おそらく今までに実施されたケースは少ないのではないか，と推測する。これは土質試験業者を信頼しないという問題ではなく，試験を行なえば必ず誤差や錯誤が生じ得ると考えるべきで，設計や施工計画の立案技術者は「試験結果をまず保証してから用いて検討し，さらにその成果に対して保証する」ことを意味する。

また，圧密降伏応力を求めるにあたり，JGS 法による p_c の決め方では問題があると判断し，累乗式法を用いて決定した。この様にして初めて Ma-12，Ma-11 層の実像が見えてきた，というのが結論である。

この様な試験値の「検証作業」は，最近の発展の著しい AI 技術の支援でおそらく簡単に検討ができるのかもしれない。信頼性のあるデータから判断した結果を基に設計の成果を保証していく姿勢が，今後の国際化の時代にあっては必要ではないかと考えている。なお本報告で用いた三笠の各種の検討図や著者らの開発した図や方法はもちろん方法の一つであって，今後検討して良いものにしていく必要があることはもちろんである。



(a) JGS 法で p_c を求めたケース　　**(b) 累乗式法で p_c を求めたケース**

図-5.1.2.15　p_c～深度関係図

付録(5.1.2)-Ⅰ：三笠の工学的性質の分類表

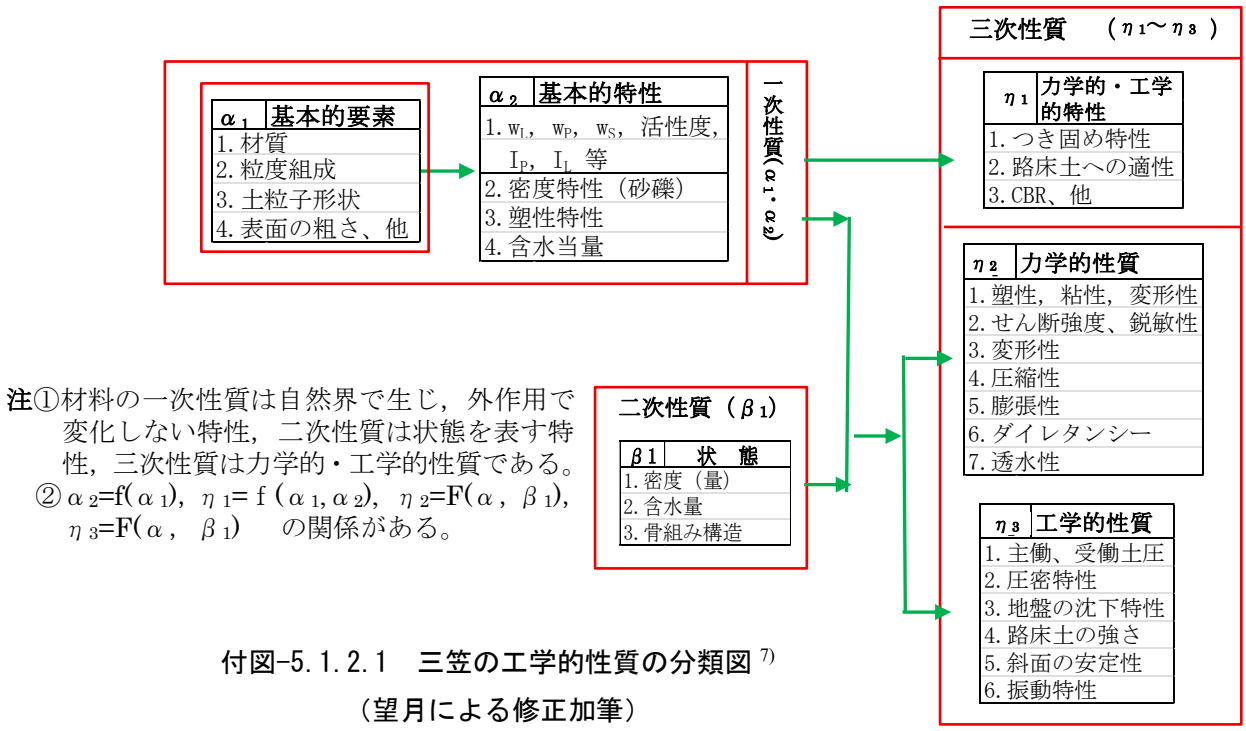
三笠によれば，「土質力学の文法であり，地図である」とした，土の工学的性質の分類表を提案した。その概要を説明する。

付図-5.1.2.1 は三笠の工学的性質の分類表を，望月が修正して関連表の形にしたものである。基本的な考え方は，三笠が材料の一次性質，二次性質に分けていた土の特性と性質を，わかりやすくするために著者らが「三次性質」の分類を加えて，一次性質を「土の種類を定義する**固有の特性**」，二次性質を「試料の基本的要素が決まれば決まる**状態**」，三次性質を「土の力学的な**性質**」としたものである。

この表の見方は，α_1 を最も基礎的**要素**（材質，粒度，他）として，α_2 は α_1（**固有の要素**）で決まる**固有の特性**とする。また三次性質に分類した η_1 は一次性質（α_1，α_2）だけで決まる力学的性質であるが，力学的性質の η_2，η_3 は一次性質（**土の種類を定義する** α_1，α_2）と二次性質（β_1：**状態**）で決まる**土の性質**，という関係にある。

なおこの関係は，上位の項目（三次性質）から下位（一次，あるいは二次性質）の項目は特定できない点に注意が必要である。また三次性質として定義した性質は，三笠の論文では二次性質に組み込まれていたものを，二次性質（**状態**を決める）と三次性質（**力学的な性質**）に分ける方が理解しやすいと考えたものである。この様な考え方は，当時植下協先生からも提案されたことが，三笠の論文[7]（表の効用と限界：p.24)」にも書かれている。三笠自身も討論によって修正され，工学的性質の分類表が改良されることを望んでいたように思われる。

この工学的分類表を用いた例として，「Casagrande の状態図では，なぜ土質材料の特性の検討には有効でないのか」について議論してみる。「**付図-5.1.2.1** の α_1（**基本的特性**）がわかっても，α_1（**基本的要素**：材質や粒度組成，他）を知ることはできない（その逆の α_1 が定義されれば α_2 は決まる)」と説明



付図-5.1.2.1　三笠の工学的性質の分類図 [7)]
（望月による修正加筆）

できる。もう一つ例をあげれば，一般全応力法と有効応力法の議論がある。有効応力法の原理は，「材料密度と有効応力によってせん断強度が決まる」というものであるが，「この説明には二次性質の**骨組み構造**（β_1 中の 3）の項が入っていない。すなわち土の構造がいろいろあり得るので，材料と密度だけでは強度を特定できない」，と説明される。なお，応用の仕方は，**付図―5.1.2.1** 中の注にある様に，

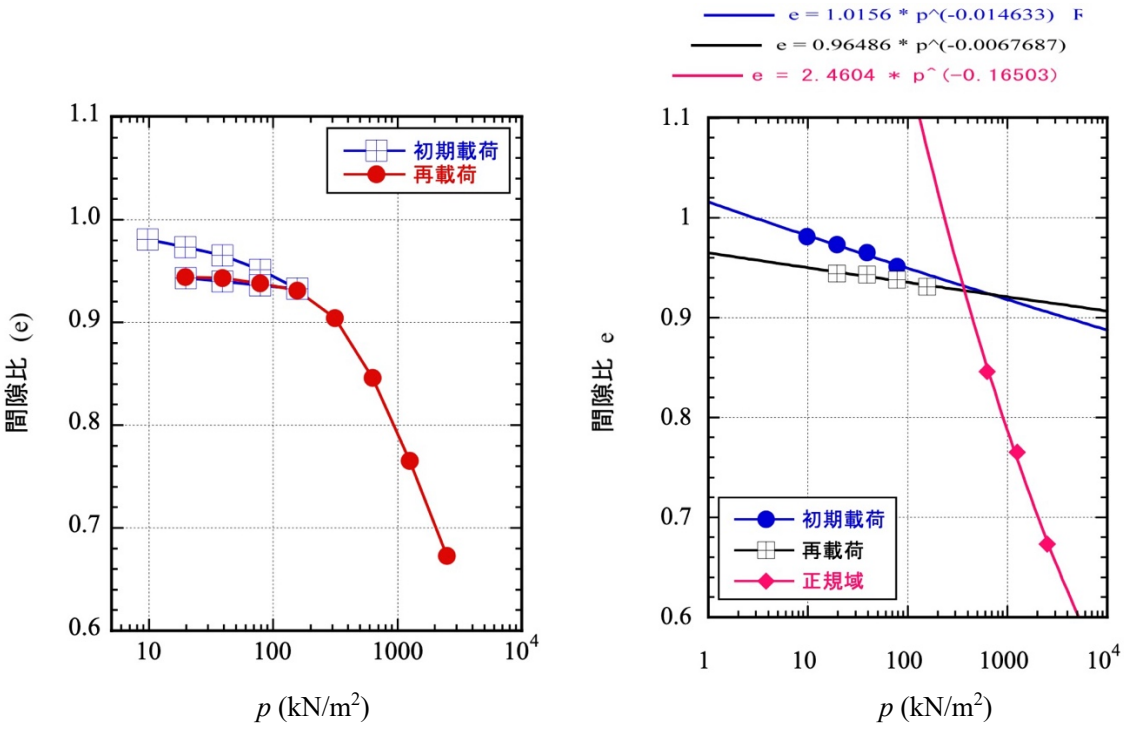
$$\alpha_2 = f(\alpha_1),$$
$$\eta_1 = f(\alpha_1, \alpha_2),$$
$$\eta_2 = F(\alpha, \beta_1), \qquad \text{式（付 5.1.2-1）}$$
$$\eta_3 = F(\alpha, \beta_1)$$

の関係で土の特性を考える，と説明される。

付録(5.1.2)－Ⅱ：膨張試料と再載荷圧密試料の圧密降伏応力

(8)では，採取後に試料が膨張する可能性について指摘し，再圧密載荷を行って膨張量を修正してから圧密試験を行うことを提案した（再圧密試験法の提案)。以下に示す**付図-5.1.2.2(a)**は，乱さない徳島の沖積粘土試料の圧密試験で得た e～log$p$ 関係図である（**図-5.1.2.13(b)**と同じもの)。**付表-5.1.2.1** は徳島粘土の主な物理特性をまとめたものである。

付図-5.1.2.2(b)は，初期載荷の e～log$p$ 関係の過圧密域の結果に対して，初期載荷，再載荷域に対する p_c を得るための各回帰線（累乗式)，および正規域に対する回帰線を示したものである。**付表-5.1.2.1** に結果をまとめた。この試験では，「$p_{c\,(\text{初期載荷条件})} \fallingdotseq p_{c\,(\text{再載荷条件})} < p_{c\,(\text{JGS 法})}$」という結果である。すなわち，初期載荷条件で求めた p_c と再載荷条件で求めた p_c には大きな差はない，という望ましい結果であった。ただし，この結果に一般性があるかどうかはわからない。今後の課題である。



(a) e～log$p$ 関係図　　**(b) 回帰線（累乗式による）**

付図-5.1.2.2　標準圧密試験と再載荷試験による p_c の比較

付表-5.1.2.1　徳島粘土の主な物理的性質

分類名	ρ_t (g/cm^3)	w_n (%)	w_L (%)	e_0
無機質粘土	1.87	36	42	1.02

付表-5.1.2.2　求め方による p_c の変動

pcの整理法	pc (kN/m2)	各pc/再載荷pc
JGS法	445.6	1.20
初期載荷(累乗法)	359.0	0.97
再載荷(累乗法)	370.5	—

【参考文献】

1) 望月秋利(2018)：8 章 土の圧密沈下現象の基礎と圧密試験結果，地盤サイエンステキスト（複眼思の土質工学)，地盤技術 SG 人材育成検討会（(株) 日本工営)，第 2 版，pp.8-1～8-29.

2) 日下拓也，佐久間和弘，望月秋利：夢洲の沖積・洪積粘土の物性と圧密度の評価，地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム論文集，Kansai Geo-Symposium 2024，pp.173-177，2024.

3) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］, pp.500-538，2020.

4) Casagrande, A.: Classification and Identification of Soils, Transactions of ASCE, Paper No.2351, pp.901-930 1947.

5) 三笠正人，他：大阪地盤図，土質工学会関西支部・関西地盤調査業協会，1966.

6) 三笠正人： 粘性土の状態図，土木学会第 22 回年次学術講演会概要集，III-60，pp.60-1~4，1967.

7) 三笠正人：土の工学的性質の分類表とその意義，土と基礎，Vol.12-4，pp.17-23，1964.

8) 望月秋利：2 章 土の物理的性質の表しから，地盤サイエンステキスト（複眼思考の土質工学）地盤技術 SG 人材育成検討会（(株)日本工営），第 2 版，pp.2-1～2-18，2018.
9) Burretfield, R., Casagrande: A natural compression law for soils (An advance on e～log(p)), Technical Note, Geotechnique, Vol. 29-4, pp.469-480, 1979.
10) 森田紀元：6.7 節 粘性土の圧縮挙動，土質力学ノート，大阪市立大学土質工学研究室，pp.71-78，1979.
11) 土田孝：海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈，地盤工学会論文集，Vol.41-1, pp.127-143，2001.
12) Oikawa. H：Compression curve of soft soils，Soils and Foundations，Vol.27，No.3，pp.99 - 104，1987.
13) 持田文弘・渡部有・黒崎ひろみ・望月秋利：カーブフィッティングによる p_c の評価法と従来法との比較，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.112-113，2004.
14) 矢野弘一郎：浚渫粘土による軟弱埋立地盤の性状とその予測，土木学会論文集，第 364 号/III-4，pp.1-14，1985.
15) 岡田広久・大島昭彦：対数体積比 log$f$ で表した圧密特性の再検討 －浚渫粘土を例にしてー，地盤工学ジャーナル，Vol.10，No.2，pp.187-199，2015.

5.1.3　アイソタック則に基づいた長期圧密沈下挙動の記述

(1) はじめに

アイソタック則に基づいた粘土地盤の長期圧密沈下挙動について，主に以下の3つの視点から記述する。1つ目として，アイソタック則を適用した長期圧密挙動の予測手法について，2つ目として，大阪湾海成粘土を代表する関西国際空港の海成粘土と比較した際の夢洲の海成粘土に見られるアイソタック特性の特徴について，3つ目として，アイソタック則で記述される圧密沈下挙動における層厚の影響いついて，以下に研究成果を取りまとめる。

(2) アイソタック則を適用した長期圧密挙動の予測手法[1)]

a) 長期圧密予測手法に関する検討内容

著者はこれまでの一連の研究により，関西国際空港が位置する泉州沖の大阪湾海底粘土を中心とした各地の多様な粘土に対して，長期圧密試験やひずみ速度を段階的に変化させる多段階定ひずみ速度載荷圧密試験を実施し，レオロジー的なアプローチから粘土の圧密挙動に見られるアイソタック性をモデル化してきた[2),3),4)]。これは，ひずみ速度に応じて唯一に決まる圧縮曲線を圧密降伏応力に着目して記述する方法で，アイソタックを前提としたレオロジー的なモデルであるといえる。このようなレオロジー的アプローチに対して，超過応力型べき乗クリープ則による粘塑性ひずみの記述との比較・考察を通じて，アイソタックモデルについて再考し，その適用性を検討した。

b) アイソタックモデルの記述

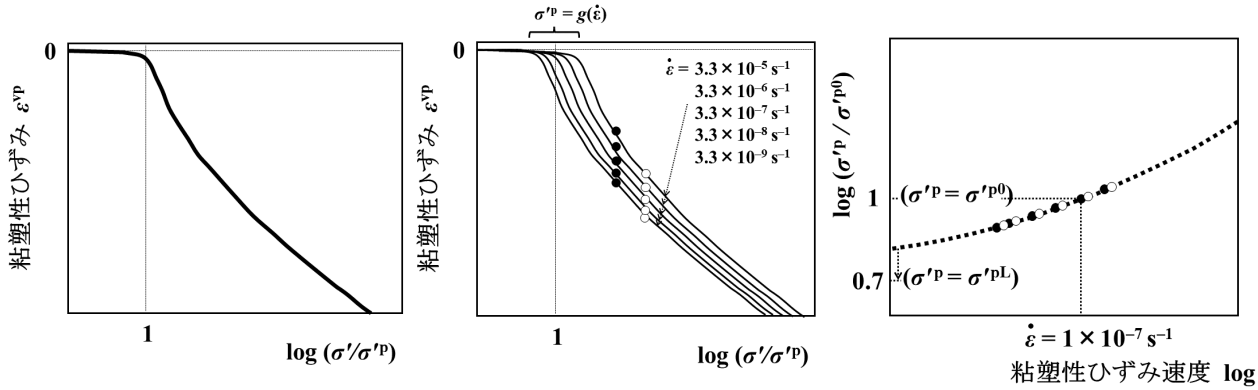
粘性土の圧密挙動に見られる圧縮曲線のアイソタック性は，Šuklje[5)]によって見出されて以来，今日までに広く知られるようになった。特に，Leroueilら[6)]が定式化した方法は試験結果に対してフィッティングしやすく，第一著者らの既往の研究[2),3),4)]でもこの方法を修正して用いてきた。すなわち，アイソタック性が粘性に基づくものであることから，全ひずみεから弾性ひずみε^{e}を差し引いた粘塑性ひずみ$\varepsilon^{\mathrm{vp}}$に着目することに修正した上で，圧密降伏応力$\sigma'^{\mathrm{p}}$で正規化した圧縮曲線の「かたち」を実験結果にフィッティングさせ，圧密降伏応力のひずみ速度依存性を見出す手法である。

Leroueilら[6)]が提案した式を粘塑性ひずみ$\varepsilon^{\mathrm{vp}}$のかたちに書き換えると式(5.1.3.1)～(5.1.3.3)によって記述することができ，その概要を図-5.1.3.1に示す。

$$\varepsilon^{\mathrm{vp}} = \varepsilon - \varepsilon^{\mathrm{e}} \tag{5.1.3.1}$$

$$\sigma'/\sigma'^{\mathrm{p}} = f(\varepsilon^{\mathrm{vp}}) \tag{5.1.3.2}$$

$$\sigma'^{\mathrm{p}} = g(\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}) \tag{5.1.3.3}$$



(a) 正規化した圧縮曲線　(b) 長期圧密試験結果と圧縮曲線　(c) 圧密降伏応力のひずみ速度依存性

図-5.1.3.1　アイソタック則に基づいた試験結果の解釈

Watabeら[2]は，粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}$が小さくなるに伴い圧密降伏応力が下限値$\sigma'^{\mathrm{pL}}$に漸近することをモデル化し，圧密降伏応力$\sigma'^{\mathrm{p}}$のひずみ速度依存性を表す式(5.1.3.4)を提案した。

$$\ln\frac{\sigma'^{\mathrm{p}}-\sigma'^{\mathrm{pL}}}{\sigma'^{\mathrm{pL}}}=c_1+c_2\ln\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}} \tag{5.3.1.4}$$

ここで，c_1とc_2は定数で，圧密降伏応力の下限値σ'^{pL}と合わせてアイソタックパラメータと称している。Watabeら[2]は，様々な粘土に対して実験を行い，アイソタックパラメータは粘土の種類や状態にかかわらず，ほぼ共通の値になることを見出した。すなわち，段階載荷圧密試験の24時間後の粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}=1.0\times10^{-7}\ \mathrm{s}^{-1}$に対応する圧密降伏応力を$\sigma'^{\mathrm{p0}}$とするとき，$\sigma'^{\mathrm{pL}}/\sigma'^{\mathrm{p0}}=0.70$，$c_1=0.935$が多くの粘土に適用できる共通の値になることを示した。この場合には，$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}=1.0\times10^{-7}\ \mathrm{s}^{-1}$で$\sigma'^{\mathrm{p}}=\sigma'^{\mathrm{p0}}$になることを用いているのでパラメータ$c_2$は従属変数となり，式(5.1.3.5)のように自動的に決まる。

$$c_2=\frac{\ln\dfrac{\sigma'^{\mathrm{p}}-\sigma'^{\mathrm{pL}}}{\sigma'^{\mathrm{pL}}}-c_1}{\ln\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}}=\frac{\ln\dfrac{1-0.7}{0.7}-0.935}{\ln(1.0\times10^{-7})} \tag{5.3.1.5}$$

式(5.1.3.4)は，ひずみ速度が無限小になったときに圧密降伏応力σ'^{p}が漸近する下限値σ'^{pL}を有していることをモデル化した式であるが，式(5.1.3.6)のように超過応力型べき乗クリープ則に似たかたちの式に容易に変換することができる[4]。

$$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}=c_3\left(\frac{\sigma'^{\mathrm{p}}-\sigma'^{\mathrm{pL}}}{\sigma'^{\mathrm{pL}}}\right)^{c_4} \tag{5.1.3.6}$$

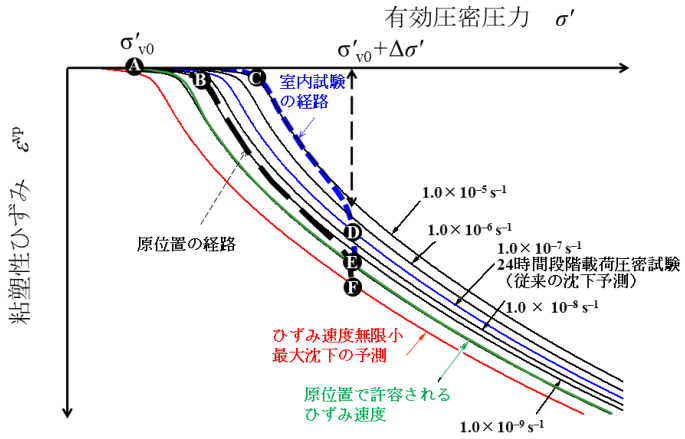
ここで，$c_3=\exp(-c_1/c_2)$，$c_4=1/c_2$である。以下，この方法による計算をレオロジー的アプローチに基づいた「アイソタック則による計算」と称することにする。

一方，超過応力型べき乗クリープ則の記述方法は，現在の有効応力σ'が現在の降伏応力σ'^{y}（後述するように，初期状態においては，アイソタック則における圧密降伏応力の下限値σ'^{pL}に相当する）に対して超過応力状態にあるときに粘塑性ひずみが発生するとして表現される。圧密の場合には次第に密な構造になっていく（硬化する）ことにより，いつかはクリープ変形が終了するという概念に基づいたモデルであり，式(5.1.3.7)のように表現できる。以下，この方法による計算を「べき乗クリープ則による計算」と称することにする。

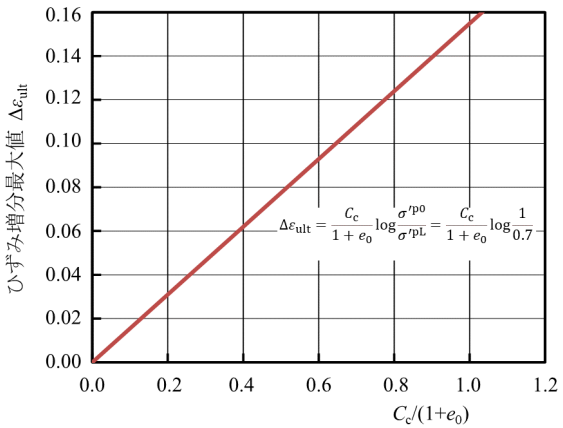
$$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}=a(R-1)^b=a\left(\frac{\sigma'-\sigma'^{\mathrm{y}}}{\sigma'^{\mathrm{y}}}\right)^b \tag{5.1.3.7}$$

ここで，Rは，$R=\sigma'/\sigma'^{\mathrm{y}}$で定義される超過応力状態を表すパラメータ，$a$と$b$は定数であり，それぞれ$c_3$と$c_4$と同じ値を用いることができる。

有効土被り圧σ'_{v0}から載荷後の圧密圧力$\sigma'_{\mathrm{v0}}+\Delta\sigma'$まで圧密圧力が増加することを想定したときに，粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}$を考慮して沈下予測する方法の概念図を**図−5. 1. 3. 2**に示す。ここに示した粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}$に応じた圧縮曲線群は，アイソタック圧縮曲線群と呼ばれるものである。段階載荷による圧密試験の載荷24時間後の粘塑性ひずみ速度は$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}=1.0\times10^{-7}\ \mathrm{s}^{-1}$程度であることから，点Dを通る圧縮曲線は，段階載荷圧密試験から得られる圧縮曲線に相当する。室内で行う長期圧密試験では経路A → C → D → Eをたどるが，原位置では排水距離が長く排水に時間がかかることから粘塑性ひずみ速度は室内試験よりもはるかに低く，経路A → B → E → Fをたどる[4]。



図−5.1.3.2　アイソタック圧縮曲線群と圧密過程における経路



図−5.1.3.3　ひずみ速度1.0×10^{-7} s^{-1}から起こりうる最大ひずみ増分量と$C_c/(1+e_0)$の関係

将来起こりうる最大の沈下は，粘塑性ひずみ速度が無限小になる点Fに対応しており，D→Fのひずみ増分（$\Delta\varepsilon_{ult}$）は，圧縮曲線（あるいは圧縮指数C_c）を使って予測される沈下量に続いて，超長期的に生じ得る最大残留沈下量ということになる。これまでの研究成果から，その沈下量は式(5.1.3.8)によって予測できる。

$$\Delta\varepsilon_{ult}=\frac{C_c}{1+e_0}\log\frac{\sigma'^{p0}}{\sigma'^{pL}}=\frac{C_c}{1+e_0}\log\frac{1}{0.7} \tag{5.1.3.8}$$

ここで，σ'^{p0}は粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{vp}=1.0\times10^{-7}$ s^{-1}のときの圧密降伏応力，σ'^{pL}は粘塑性ひずみ速度が無限小になったときに漸近する圧密降伏応力で，上述したように既往の研究における数多くの試験結果[3]から$\sigma'^{pL}=0.7\sigma'^{p0}$が提案されている。

式(5.1.3.8)の関係，すなわち，粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{vp}=1.0\times10^{-7}$ s^{-1}から起こりうる最大沈下ひずみ増分量$\Delta\varepsilon_{ult}$と$C_c/(1+e_0)$の関係を**図−5.1.3.3**に示す。圧密圧力の常用対数1サイクル当たりのひずみ量である$C_c/(1+e_0)$の約15.5 %に相当する沈下ひずみが長期的に発生しうることを意味している。大阪湾泉州沖の粘土の典型的な値として自然含水比w_n = 100 %の粘土を想定すると，土粒子密度ρ_sは2.7 Mg/m^{3}であるから，これに対応して間隙比e_0 = 2.7，圧縮指数C_c = 1.0とすると，$C_c/(1+e_0)$ = 0.27であり，予測される$\Delta\varepsilon_{ult}$は0.042となる。すなわち，層厚10 mの粘土層の場合には，長期的に約0.42 mの残留沈下が予想される。

c）定ひずみ速度載荷圧密試験のシミュレーション

上述したように，アイソタックモデルでは試験から得られた圧縮曲線を直接用いることができる。ここでは，アイソタック則による計算とべき乗クリープ則による計算を比較するために，圧縮曲線が圧密圧力の自然対数でひずみに対して定義される圧縮指数λ_ε（$=\lambda/(1+e_0)$）と膨張指数κ_ε（$=\kappa/(1+e_0)$）により表されるバイリニアな関係にあるとして考察する。アイソタック則による計算とべき乗クリープ則による計算を差分形式で表したものを**図−5.1.3.4**と**図−5.1.3.5**にそれぞれ示す。変数nは差分計算のカウンター，Δtは差分計算に用いる時間増分である。計算に用いたパラメータは**表−5.1.3.1**に示すとおりで，泉州沖の大阪湾洪積粘土Ma9に対して既往の研究で得られた代表値[7]を入力した。

ひずみ速度を3.3×10^{-12} s^{-1}から3.3×10^{-5} s^{-1}までの範囲で1オーダーずつ変化させた定ひずみ速度載荷圧密試験をシミュレーションした結果，ならびに，ひずみが5%に達したところからひずみ増分1%ごとにひずみ速度を1オーダーずつ順次段階的に変化させた多段階定ひずみ速度載荷圧密試験をシミュレーションした結果を**図−5.1.3.6**に示す。アイソタック則による計算結果とべき乗クリープ則による計算結

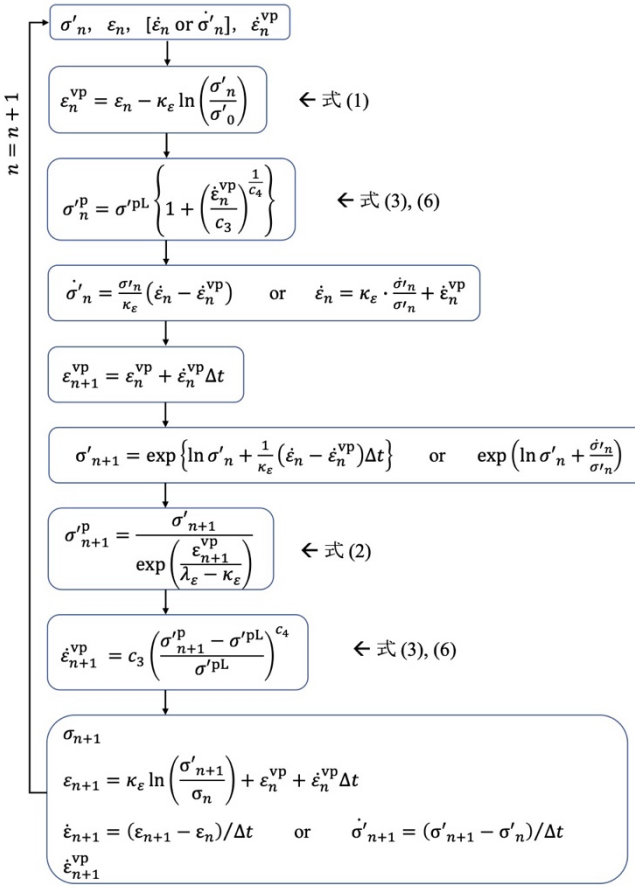


図-5.1.3.4　アイソタック則による沈下計算のフロー

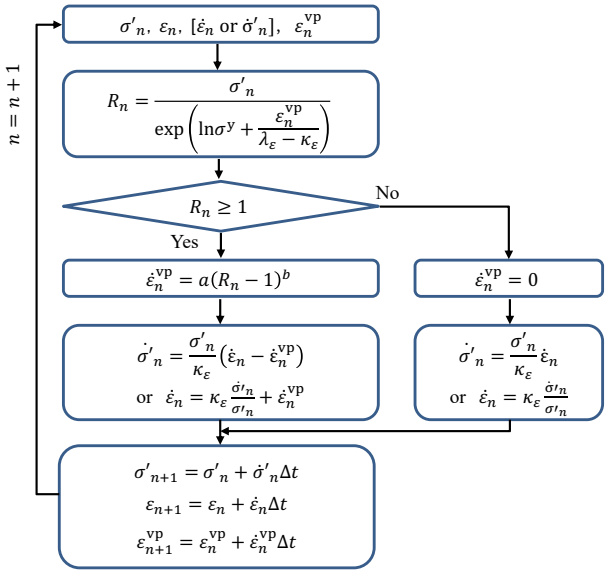


図-5.1.3.5　べき乗クリープ則による沈下計算フロー

表-5.1.3.1　入力パラメータ（c_3とc_4はc_1とc_2からそれぞれ算出した値）

	アイソタック則	べき乗クリープ則
パラメータ $\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$	0.70	–
圧密降伏応力 σ'^{p0}, σ'^{y} (kPa)	1408	980
パラメータ c_3, a	2.127×10^{-4}	2.127×10^{-4}
パラメータ c_4, b	9.043	9.043
初期圧密圧力 σ'_{v0} (kPa)	1016	1016
初期間隙比 e_0	1.42	1.42
初期粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_0^{vp}$ (s^{-1})	4.62×10^{-18}	–
圧縮指数 C_c (λ_ε)	1.0 (0.179)	1.0 (0.179)
膨張指数 C_s (κ_ε)	0.1 (0.0179)	0.1 (0.0179)

果とを重ねて描いてあるが，両者は完全に一致した結果となり区別できない。ここで，べき乗クリープ則による計算では，初期状態において$\sigma'^{y} = \sigma'^{pL}$と仮定した。すなわち，$\sigma'^{y}$は$\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$ (= 0.7)を考慮したひずみ速度無限小の圧縮曲線に対応した圧密降伏応力とした。ひずみ速度を順次変化させた多段階定ひずみ速度載荷のケースでも，アイソタック曲線群と整合するアイソタック特性を表現できている。

ひずみ速度3.3×10^{-6} s^{-1}でひずみが15%に達するまで載荷した後，圧密圧力を一定に保ってクリープ挙動をシミュレーションした結果（青い線），ならびに変位を拘束した状態で応力緩和（リラクゼーショ

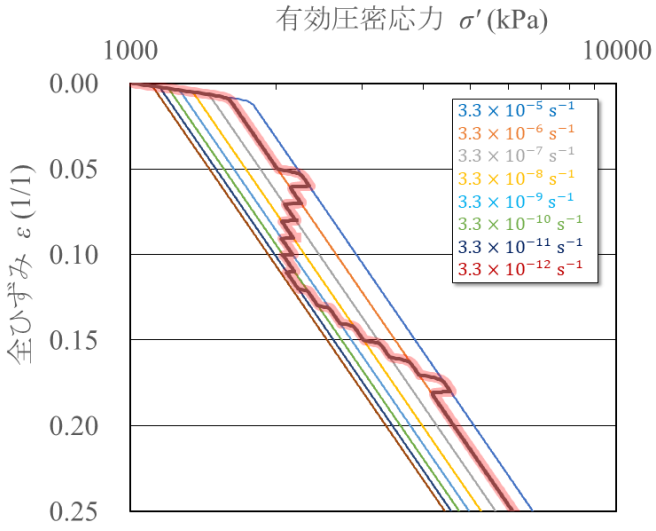
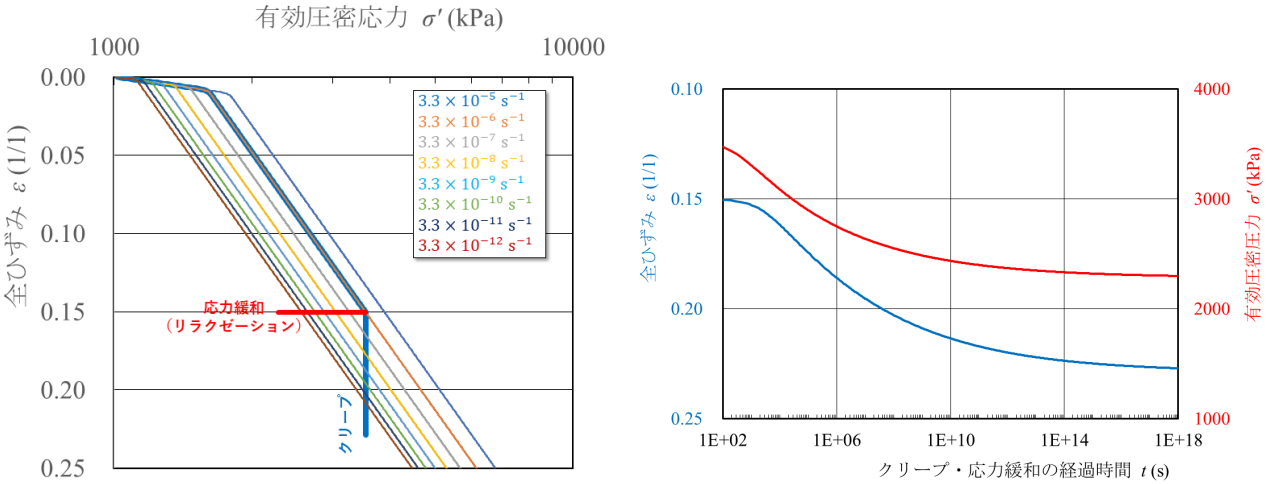


図-5.1.3.6　圧縮曲線のひずみ速度依存性に関する計算結果（全ひずみで表示）

ン）挙動をシミュレーションした結果（赤い線）を**図-5.1.3.7**に示す。**図-5.1.3.7(a)**は，アイソタック圧縮曲線群とともにクリープ挙動の経路，ならびに応力緩和の経路を示している。また，**図-5.1.3.7(b)**は，クリープ挙動におけるひずみの経時変化，ならびに応力緩和挙動における有効圧密応力の経時変化を示している。経過時間1×10^{18} sは3.17×10^{10}年を表すことからもわかるように，クリープ沈下や応力緩和は超長期的に継続する。計算は非現実的な超長期の計算をしており，ひずみ速度がほぼ無限小の状態に近いところまで達している。すなわち，両者の計算結果の最終到達地点は，ひずみ速度無限小に対応した最終沈下量を表す圧縮曲線に近いものとなっている。



(a) ひずみと有効圧密圧力の関係　　(b) クリープによるひずみと応力緩和による有効応力の変化

図-5.1.3.7　クリープ挙動と応力緩和挙動の計算結果（全ひずみで表示）

クリープ挙動におけるひずみ速度の経時変化を**図-5.1.3.8**に示す。クリープの計算結果の活用法としては，維持管理に支障のないひずみ速度に達する時間とその時のひずみ量（沈下量）の予測が考えられる。ひずみ速度が1.0×10^{-12} s^{-1}まで小さくなるのに要する時間は，クリープ期間開始からの経過時間で1.98×10^{9} s（約62.9年）と予想され，そのときのひずみは**図-5.1.3.7**により初期状態から約21%と予想された。例えば層厚10 mの場合では，初期からの累積沈下量が2.1 mとなり，一次圧密終了から約62.9年後

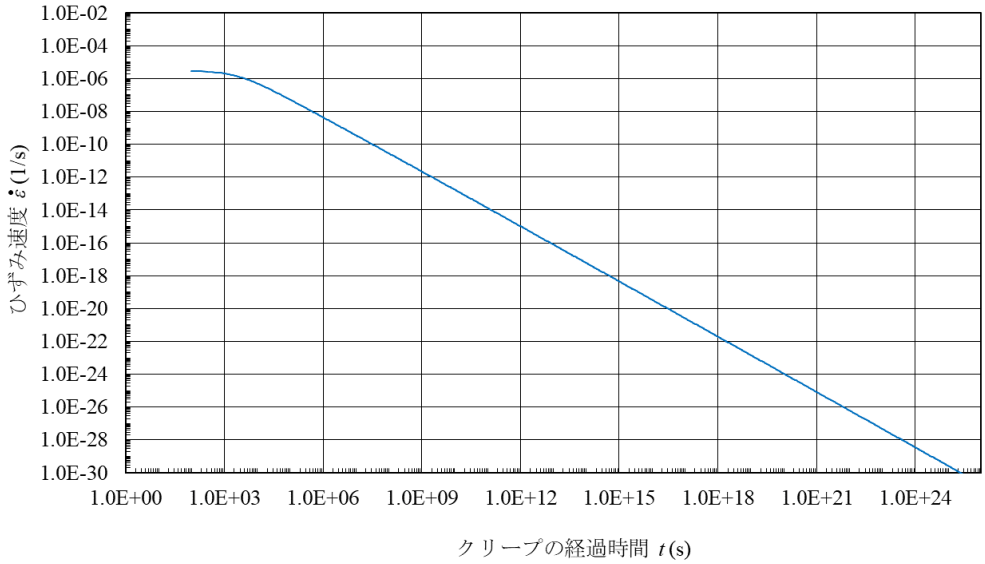


図-5.1.3.8　クリープ挙動の計算結果におけるひずみ速度の経時変化

に年間沈下量が約0.3 mm/yearまで減少することに相当する。また，見方を変えると，層厚10 mの粘土地盤の年間沈下量が約0.5 mm/year（ひずみ速度1.59×10^{-12} s^{-1}）まで減少するのに要する時間は，一次圧密終了から1.34×10^{9} s（約42.5年）後と予想される。

泉州沖の大阪湾洪積粘土Ma9に対して，背圧200 kPaを作用させ，ひずみ速度を段階的に変化させるCRS圧密試験（多段階定ひずみ速度載荷圧密試験）を実施した。定ひずみ速度（3.3×10^{-6} s^{-1}に設定）で有効土被り圧σ'_{v0}まで圧密圧力を上昇させた後，応力制御に切り替えて有効土被り圧の下で7日間予圧密した。予圧密後に再び定ひずみ速度（3.3×10^{-6} s^{-1}）で載荷していき，十分に試料を降伏させた後，ひずみ速度を3.3×10^{-5} s^{-1}から3.3×10^{-8} s^{-1}まで段階的に繰返し変化させ，各ひずみ速度での載荷段階を2回以上通る載荷パターンを設定した。有効土被り圧での予圧密後の載荷により得られた圧縮曲線を**図-5.1.3.9**に示す。図の縦軸は全ひずみであるが，有効土被り圧での7日間の予圧密完了時でオフセットして示している。

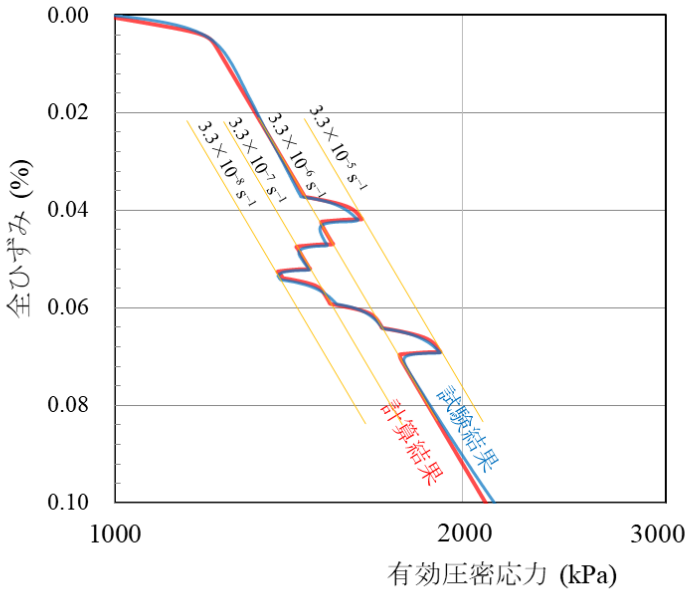


図-5.1.3.9　多段階定ひずみ速度載荷圧密試験の結果と計算結果の比較

試験結果に対してより良いフィッティングを得るために，圧縮指数C_c（またはλ）と膨張指数C_s（またはκ）は**表-5.1.3.1**の値を0.97倍，パラメータc_1の値は0.877倍に修正した[8)]。試験結果として得られた圧縮曲線のひずみ速度依存性をアイソタックモデルにより表現できているといえる。

d）考察

アイソタック則による計算と，べき乗クリープ則による計算は，定式化は異なるものの同一の計算結果が得られたことから，実質的には同じモデルであると考えられる。このことを説明するために，アイソタック曲線群とクリープ沈下の経路を描いた概念図を**図-5.1.3.10**に示す。図中の水色の矢印に沿ってクリープ沈下が生じていて，現在の状態が赤い丸印のところにあるとする。アイソタック則では現在のひずみ速度に対応する圧縮曲線（赤い曲線）の圧密降伏応力σ'^{p}と，ひずみ速度無限小の圧縮曲線（緑の曲線）の圧密降伏応力σ'^{pL}との比で超過応力状態を表現する。一方，べき乗クリープ則では，現在の有効応力σ'と降伏曲面$F=\sigma'^{y}$（ひずみゼロの初期状態においてひずみ速度無限小の曲線に相当するところから始まり，圧密による硬化で次第に右側に移動する）上の応力との比で超過応力状態を表現する。応力を対数にとったときにアイソタック圧縮曲線群が平行になる場合，超過応力を表す両者の比は幾何学関係からどちらも同じ値になる。このことから，レオロジー的アプローチからアイソタック則により計算しても，力学的アプローチから超過応力型べき乗クリープ則により計算しても，同一の計算結果が得られることを説明できる。実際，**図-5.1.3.6**のみならず，**図-5.1.3.7**，**図-5.1.3.8**，**図-5.1.3.9**でも，アイソタック則とべき乗クリープ則で同じ計算結果が得られた。なお，本研究では，アイソタック則との比較対象モデルとして，シンプルなべき乗クリープ則を採用したが，べき乗クリープ則以外にも，時間依存性挙動を表現する有力なモデルは提案されており，それらのアイソタック性に関する議論は今後の課題としたい。

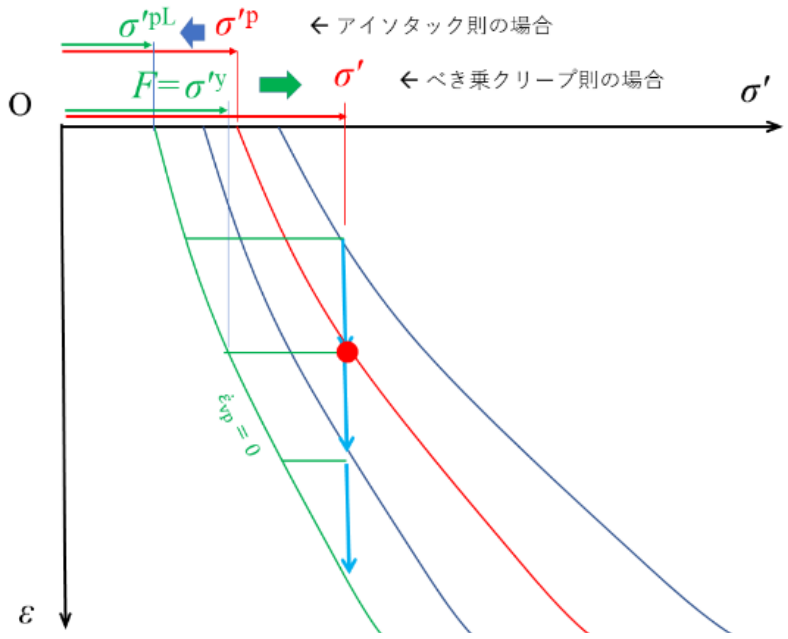


図-5.1.3.10　アイソタック則とべき乗クリープ則の超過応力の考え方

(3) 夢洲の海成粘土に見られるアイソタック特性の特徴[9)]

a) 夢洲海成粘土のアイソタック特性に関する検討内容

粘土地盤の長期圧密沈下予測に関する研究において，近年，粘性の影響に着目してひずみ速度依存性を表現するアイソタック則の適用が多くの研究者によって試みられていることは，上述の通りである。これを受けて，ここでは，大阪湾夢洲埋立地から採取された粘土試料に対して，ひずみ速度を1オーダーずつ段階的に変化させる多段階定ひずみ速度載荷圧密試験を実施し，試験結果に対するアイソタック則に基づいた整理により，圧縮曲線のひずみ速度依存性について定量的に評価した。また，大阪湾における過去の大規模埋立てプロジェクトで対象となった粘土の例として，著者がこれまでに実施してきた関西国際空港の海底粘土に対する一連の圧密試験から得られたひずみ速度依存性との比較を通じて，夢洲の粘土の圧縮曲線に関するひずみ速度依存性について特徴づけ，長期圧密沈下挙動への影響を考察した。

b) 試験方法

従来の研究[2),3),4)]で実施してきた長期圧密挙動の評価方法では，圧縮曲線を得るための定ひずみ速度載荷圧密試験と，長期圧密特性を求めるための長期圧密試験を少なくとも１回ずつ実施する必要があった。しかしながら，定ひずみ速度載荷圧密試験と長期圧密試験は，同一の供試体に対して実施することはできず，自然堆積粘性土を使った試験の場合には，試料の不均質性により試験結果に現れるばらつきの影響は不可避であった。近年では，この問題を解決するために，１つの供試体に対してひずみ速度を段階的に変化させた特殊な定ひずみ速度載荷圧密試験を実施し，同一供試体から，圧縮曲線と，ひずみ速度依存性の両者を得る方法を検討している[7),8),10)]。

具体的には，ひずみ速度を多段階で変える載荷パターンを設定して，定ひずみ速度載荷圧密試験を実施した。原位置から乱れが少ない状態で採取された試料をトリミングして試験器にセットし，膨張による乱れを防止するために試料の変位を拘束した状態で飽和させた後，有効土被り圧までひずみ速度3.3×10^{-6} m/sで載荷した。有効土被り圧に達したところで，ひずみ制御から応力制御に切り替えて圧密圧力を一定に保ち，予圧密を7日間行った。長期保存により不飽和化が進んでいる試料に対しても信頼できる試験結果を得るために，有効土被り圧での予圧密は有用である[7),8),10)]。予圧密後，ひずみ制御に切り替え，圧密降伏応力を越えるまでひずみ速度を3.3×10^{-6} s^{-1}で載荷し，その後，ひずみ速度を3.3×10^{-5} s^{-1}，3.3×10^{-6} s^{-1}，3.3×10^{-7} s^{-1}，3.3×10^{-8} s^{-1}，3.3×10^{-7} s^{-1}，3.3×10^{-6} s^{-1}，3.3×10^{-5} s^{-1}，3.3×10^{-6} s^{-1}と段階的に変化させて載荷した。

c) 粘土試料

試験に用いた試料は，大阪湾に埋め立てられた人工島・夢洲の原地盤から採取されたもので，乱さない試料としてこれをトリミングして供試体を準備し，多段階定ひずみ速度載荷圧密試験を実施した。試験に供した7試料の地層名，試料番号，深度，自然含水比w_n，初期間隙比e_0，原位置における有効土被り圧σ'_{v0} (kPa)を**表-5.1.3.2**に示す。

対象とした粘土試料は大阪湾の海成粘土層から採取された試料で，Ma13，Ma12，Ma11であり，Ma11は上部のMa11Uと下部のMa11Lに分けられる。Ma13は完新統（沖積層），Ma12とMa11は更新統（洪積層）の粘土層である。夢洲では，約25 mの厚さの埋土層があるため，人工島建設前の原地盤の状況に比べて圧密圧力が十分に高くなっており，年代効果による疑似過圧密の影響は消失して正規圧密状態になっている。

表-5.1.3.2　試料名と試料情報

試験ID	地層名	試料No.	平均深度 G.L. (–m)	自然含水比 w_n (%)	初期間隙比 e_0	有効土被り圧 σ'_{v0} (kPa)
13-1	Ma13	D-36	36.27	65.5	1.736	294
13-2	Ma13	D-38	38.51	54.0	1.431	310
12-1	Ma12	D-66	66.24	73.2	1.940	584
12-2	Ma12	S-68	68.35	82.6	2.190	541
12-3	Ma12	S-70	70.35	78.0	2.067	550
11-1	Ma11U	D-97	97.01	50.0	1.325	810
11-2	Ma11L	S-111	111.43	59.0	1.560	906

(d) 試験結果と考察

ひずみ速度を変化させた圧縮曲線の一例として，試験12-2の結果を図-5.1.3.11に示す．縦軸のひずみは初期の供試体高さから計算しているが，有効土被り圧σ'_{v0}での7日間の予圧密終了時のひずみ量でオフセットして図示している。また，ここでは，ひずみ速度を段階的に変化させて得られた圧縮曲線の部分を拡大して示している。

式(5.1.3.4)により圧縮曲線のひずみ速度依存性をアイソタック則（上述の考察により，べき乗クリープ則と同義）によりモデル化して表現し，各ひずみ速度に対応した圧縮曲線を試験結果に重ねて描いた。式(5.1.3.4)で用いたアイソタックパラメータの設定は，$\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}=0.7$とし，フィッティングにより$c_1$を設定した。既往の研究[1),2)]で，関西国際空港の海底粘土に共通のパラメータc_1を設定したことに倣って，ここでは夢洲の粘土に対して実施した全7ケースで共通の値を見つけ出して設定した。ここでσ'^{p0}はひずみ速度1×10^{-7} s^{-1}のときの圧密降伏応力であり，これは，24時間圧密後のひずみ速度に相当する。なお，σ'^{p0}を導入しているため，上述したようにc_2は式(5.1.3.5)により自動的に決まる従属変数となる。その結果，$c_1=1.20$と$c_2=0.127$が得られた。

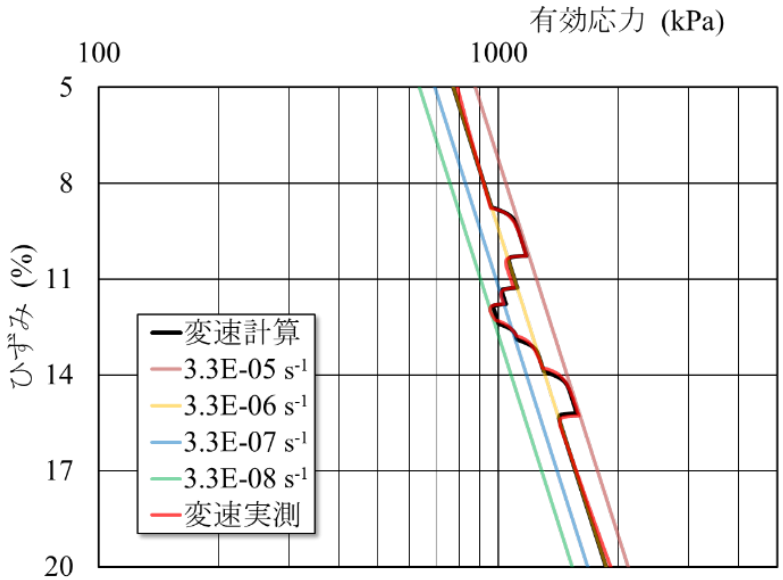


図-5.1.3.11　多段階定ひずみ速度載荷圧密試験による圧縮曲線の一例
（試験12-2の試験結果とアイソタック圧縮曲線群）

圧縮曲線の計算のアルゴリズムは上述したように差分形式でフローチャートとして示した。なお，ここでは式(5.1.3.4)により計算したが，式(5.1.3.6)や式(5.1.3.7)を用いて計算しても同等の結果が得られることは上述した通りである。設定したパラメータを**表-5.1.3.3**にまとめた。べき乗クリープ則の式(5.1.3.6)により計算する場合は，$\sigma'^{y0} = \sigma'^{pL}$，$a = c_3$，$b = c_4$とする。

図中に示したアイソタック圧縮曲線群は，ひずみ速度が1×10^{-5} s^{-1}から1×10^{-8} s^{-1}へと小さくなる際，1オーダー小さくなるごとに圧縮曲線が左側に移動する量は次第に小さくなっていくことが読み取れ，これまでの研究でモデル化したアイソタック則を表現した式(5.1.3.4)（式(5.1.3.6)や式(5.1.3.7)とも同じ）と整合する結果が得られている。

表-5.1.3.3　入力パラメーター覧

試験 ID	13-1	13-2	12-1	12-2	12-3	11-1	11-2
パラメータ $\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$	0.70						
圧密降伏応力 σ'^{p0}	214	200	390	350	345	510	600
パラメータ c_1	1.200						
パラメータ c_2	0.1270						
パラメータ c_3 $= \exp(-c_1/c_2)$	7.889×10^{-5}						
パラメータ c_4 $= 1/c_2$	7.873						
初期圧密圧力 σ'_{v0} (kPa)	294	310	584	541	550	805	906
圧縮指数 λ_ε	0.1382	0.1346	0.1705	0.1705	0.1705	0.1615	0.1794
膨張指数 κ_ε	0.0179	0.0179	0.0179	0.0179	0.0179	0.0179	0.179

注：λ_εとκ_εは圧密有効応力の自然対数1サイクル当たりのひずみ変化量で定義される値

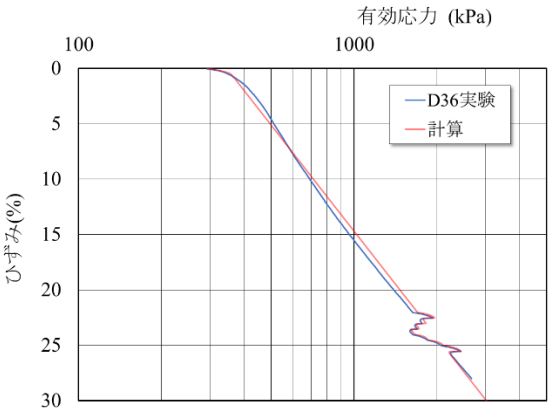
試験条件に合わせて，ひずみ量に応じてひずみ速度が段階的に変化するように設定した計算結果も示しているが，試験結果をとてもうまく再現できていることがわかる。

試験を実施した7ケースについて，多段階定ひずみ速度載荷圧密試験から得られた圧縮曲線と，試験条件に合わせてひずみ速度を変化させて計算した圧縮曲線とを比較して**図-5.1.3.12**に示した。

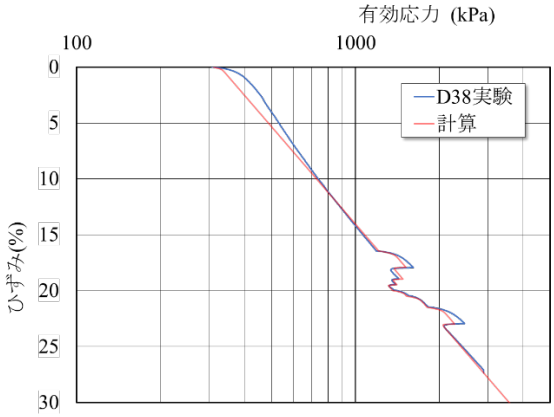
自然堆積粘土を扱っていることから，正規圧密領域における圧縮曲線は，やや下に凸な形状になっており，シミュレーションで圧縮指数λや膨張指数κを指定した直線で表されるため，全体で見ると，圧密圧力が低い範囲や高い範囲でやや乖離した部分が見られるものの，特に着目しているひずみ速度を段階的に変化させた部分については，いずれのケースでもうまくフィッティングできている。

ここでは，すべての試験ケースを同一のアイソタックパラメータで表現することを目指した結果，上述の通り$\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$については，関西国際空港の海底粘土などを対象とした既往の研究成果[3)]と同一の値（$\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0} = 0.7$）が使えると仮定して，フィッティングにより$c_1 = 1.20$と$c_2 = 0.127$が得られた。既往の研究[3)]によれば，関西国際空港の海成粘土に対するパラメータは，各深度にほぼ共通の値として，$\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0} = 0.7$, $c_1 = 0.935$, $c_2 = 0.111$が得られている。夢洲の海成粘土のアイソタックパラメータc_1の値は，関西国際空港の海成粘土のc_1の値よりも約28%大きい。

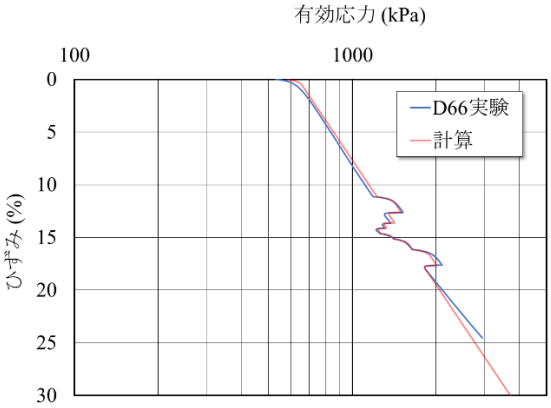
設定したアイソタックパラメータにより表現される圧密降伏応力と粘塑性ひずみ速度との関係を**図-5.1.3.13**に示す。これは式(5.1.3.4)で表される関係で，縦軸の圧密降伏応力σ'^{p}はひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{vp} = 1.0\times10^{-7}$ s^{-1}に対応した圧密降伏応力σ'^{p0}で正規化してある。



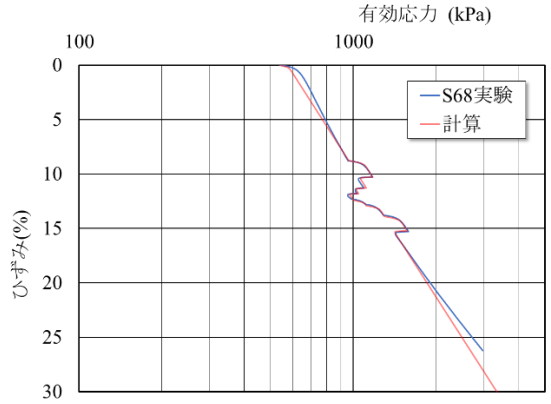
(a) 試験13-1



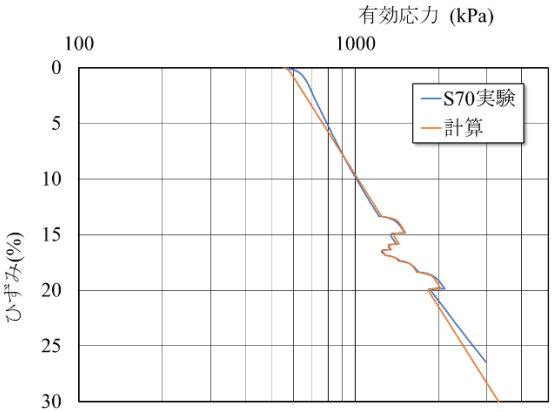
(b) 試験13-2



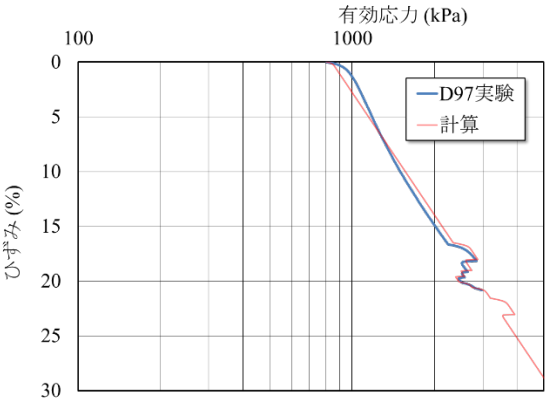
(c) 試験12-1



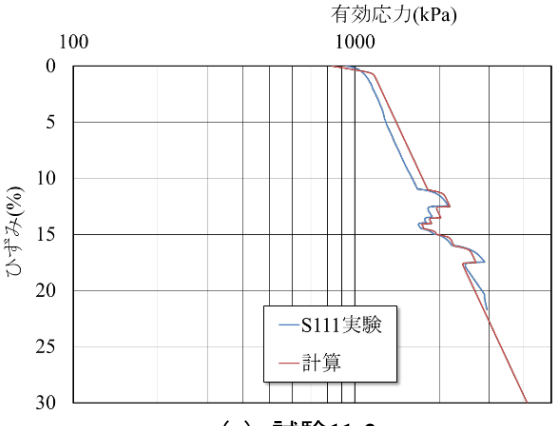
(d) 試験12-2



(e) 試験12-3



(f) 試験11-1



(g) 試験11-2

図-5.1.3.12　ひずみ速度を変化させた圧縮曲線と計算結果との比較

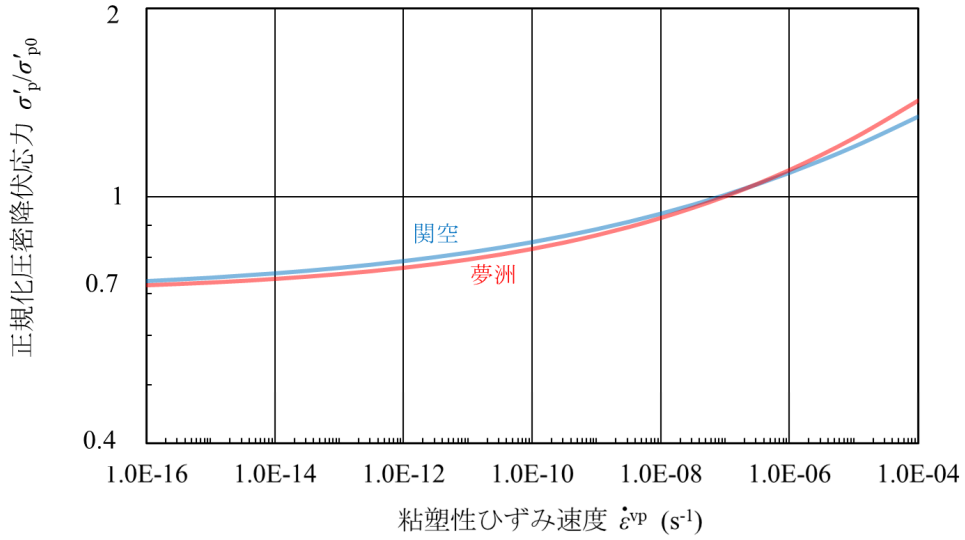


図-5.1.3.13　正規化圧密降伏応力と粘塑性ひずみ速度との関係

各地の粘土に対して実施した長期圧密試験の結果に基づいて同様の図を描いた既往の研究で，ほぼ共通の関係があることが示されていることと同様に，夢洲の粘土の圧密降伏応力のひずみ速度依存性は，関西国際空港の粘土のひずみ速度依存性とほぼ同様であるが，原地盤で想定される$1.0\times10^{-7}\,s^{-1}$より小さなひずみ速度の範囲では，夢洲の粘土の方が常に下側に位置している。

この違いが長期圧密挙動にどのように影響するかを示す例として計算した結果を**図-5.1.3.14**に示す。ここでは，夢洲の粘土と関西国際空港の粘土のアイソタックパラメータをそれぞれ用いて，ひずみが15%に達するまで定ひずみ速度$3.3\times10^{-6}\,s^{-1}$で載荷し，それに続いて圧密圧力一定の下における二次圧密挙動（クリープ挙動）を計算した。図は，ひずみ15 %における二次圧密開始時点で，時間をオフセットしてプロットしている。計算に用いたパラメータは試験12-3に基づいているが，初期圧密圧力σ'^{v0}と圧密降伏応力σ'^{p0}を共に550 kN/m^2，初期間隙比e_0を2.0と設定した。これと比較するため，関西国際空の粘土を想定した計算も，アイソタックパラメータ以外は同じ値を用いて計算した。

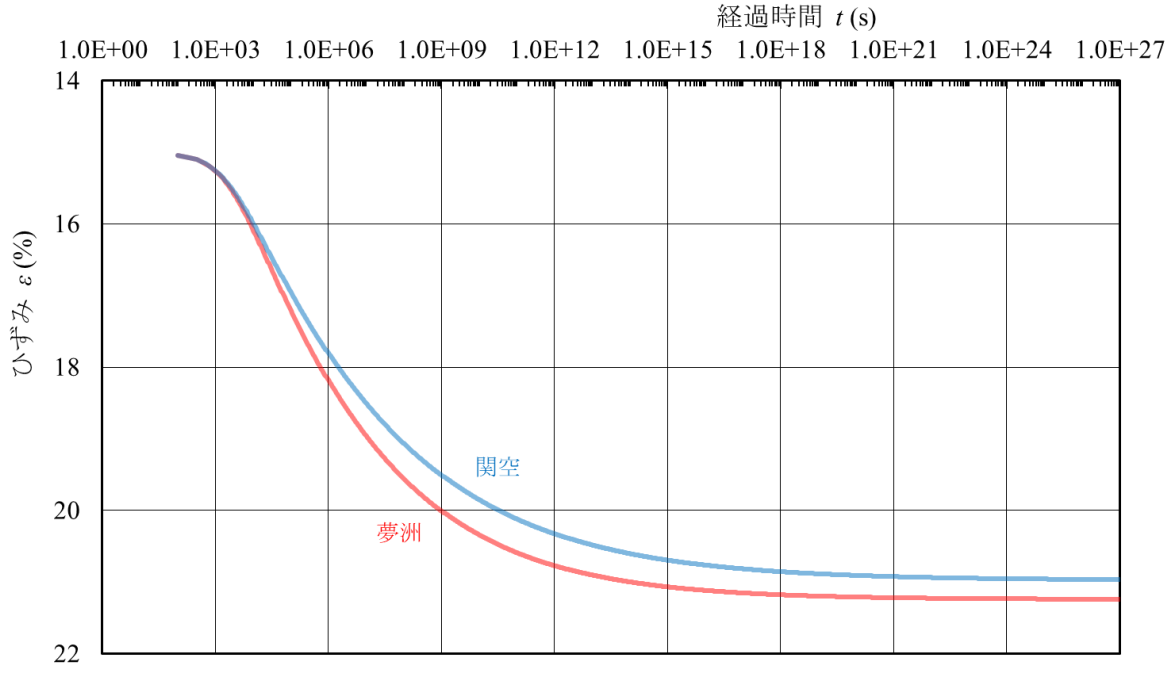


図-5.1.3.14　長期圧密（二次圧密）沈下挙動の計算結果（ひずみと経過時間の関係）

ひずみが15%に達したときの圧密圧力は約1850 kN/m^{2}と高い圧力になるが，アイソタック圧縮曲線群は平行であることから，二次圧密によるひずみの増分を議論する上では，ここで示した図は，低い圧密圧力レベルにおいても使うことができる。夢洲の粘土の方が関西国際空港の粘土よりも少しだけ速く二次圧密が進行すること，ならびに，最終的な沈下量がわずかに大きくなることがわかる。供用開始から約10年後は$t = 3\times10^8$秒，約100年後は$t = 3\times10^9$秒であり，二次圧密が次第に速度を小さくしながらも供用期間中も長期にわたり続くことが示唆される。しかしながら，図から読み取れる二次圧密を含めた最終沈下量と，許容されるひずみ速度に応じて，維持管理計画を立てることで十分に対応可能であるといえる。

(4) アイソタック則で記述される圧密沈下挙動における層厚の影響[11)]

a) 層厚の影響に関する検討内容

圧密挙動の予測においては，試験室で扱う層厚20 mmの供試体の圧密試験結果を用いて，層厚数mから数十mもある原位置の粘土層の圧密挙動を予測する。この時，相似則を考慮する必要があり，過剰間隙水圧の消散挙動については，時間が層厚（正しくは最大排水距離）の2乗に比例するとするH^2則が有効であることが知られている。一方，ひずみで表した沈下挙動については，半世紀以上にわたって長く議論が続けられてきた。これは，Laddら[12)]やJamiolkowskiら[13)]によって提起された仮説Aと仮説Bの論争として広く知られている。

仮説Aは，一次圧密中には粘性の影響，すなわちクリープ変形は生じず，一次圧密が終了してからクリープ変形が生じるとするもので，一次圧密終了時のひずみ量は，いずれの層厚でも同じ値になる。Mesri・Choi[14)]は実験結果に基づき，仮説Aが正しいと強く主張している。

仮説Bは，一次圧密中にも粘性の影響，すなわちクリープ変形が生じるとするもので，層厚が厚くなると一次圧密終了までに時間を要するために一次圧密中に生じるクリープ変形量が増え，一次圧密終了時のひずみ量が増加する。本研究で扱うアイソタック則に基づけば，初期有効応力が一様な分布の状態で圧密圧力増分を載荷し，載荷直後に一様分布の過剰間隙水圧が発生するようなケースは，仮説Bを支持する結果を得る。しかしながら，Imai and Tang[15)]が指摘したのと同様に，Degagoら[16)]が指摘したのは，一つ前の載荷段階での圧密がまだ進行途上であるならば，着目する現在の載荷段階でのひずみに前の載荷段階での残りの圧密沈下が含まれるために，見かけ上仮説Aに見えることもあるということである。

これらの議論においてよく取り上げられる有名な実験が，Aboshi[17)]による実験室レベルの層厚（0.02 m）から屋外での層厚（1 m）まで同じ粘土を用いて実施された圧密試験である。しかし，実際に得られた試験結果は，仮説Aと仮説Bの中間的な挙動とも捉えられ，貴重なデータをもってしても仮説Aと仮説Bの論争に明確な答えが得られていない。

圧密挙動に見られるアイソタック性は，Šuklje[6)]によって実験結果に基づき見出された性質で，応力－ひずみ関係はひずみ速度に応じて唯一に決まる，すなわち，応力－ひずみ－ひずみ速度の関係には唯一性があるという概念である。Leroueilら[7)]は，アイソタックの概念を圧縮曲線と圧密降伏応力で表現し定式化した。

筆者らの研究グループは，関西国際空港の海底粘土を始めとする世界各地の多様な粘土に対して長期圧密試験や多段階定ひずみ速度載荷圧密試験を実施し，レオロジー的なアプローチから圧密挙動に見られるアイソタック性をモデル化してきた（以下，アイソタック則と称する）。Watabeら[2),3)]やWatabe・Leroueil[4)]は，これをさらに発展させ，多くの粘土に対する一般的な表現式とパラメータを提示した。また，渡部・宮田[1)]は，レオロジー的アプローチから得られたアイソタック則による粘塑性ひずみの記述

と，超過応力型べき乗クリープ則による粘塑性ひずみの記述（以下，べき乗クリープ則と称する）とを比較し，両者は本質的に同一なモデルであるとしてアイソタック則の一般性を示し，差分形式でアルゴリズムを提示した。

ここでは，初期有効応力（原地盤で言えば深度に対応）と自重の影響を考慮した場合について，アイソタック則に基づいたひずみの時間変化を計算し，層厚の影響について新たな視点から考察した。

b）計算方法と計算条件

以下の計算では，べき乗クリープ則を用いて，**図-5.1.3.5**のフローに従った差分計算で粘塑性ひずみの時間変化を計算した。なお，本来であれば，過剰間隙水圧の消散過程と土骨格の圧縮挙動とを連成させて解くべきであるが，ここでは粘性の影響は沈下挙動には強く表れても，過剰間隙水圧の消散にはあまり影響しないと考え，過剰間隙水圧の消散についてTerzaghiの一次元圧密理論により計算し，その結果から有効応力の時間変化を**図-5.1.3.5**のフローチャートに入力してひずみの時間変化を計算した。これは，間隙水の移動に関する粘性ではなく骨格の変形に関する粘性に着目しており，骨格の変形に比べて過剰間隙水圧の消散の方が速いことから，連成解析の有無は沈下挙動に大きく影響しないことが背景にある。また，連成解析に必要となる収束計算のテクニックが不要で，過剰間隙水圧の消散に関する理論解を使って前進差分だけで簡単にひずみを計算できることから，現象の理解を単純化して実務者にもわかりやすい計算になっている。過剰間隙水圧を別途計算しておくケースは，クリープ挙動の計算の場合を含めて応力速度$\dot{\sigma}'_n$を与えるケース（クリープ挙動は$\dot{\sigma}'_n = 0$）である。なお，ひずみ速度$\dot{\varepsilon}_n$を与えるケースは定ひずみ速度載荷圧密試験（CRS圧密試験）に相当し，アイソタック則を表す各パラメータをひずみ速度を段階的に変化させた多段階定ひずみ速度載荷圧密試験の結果にフィッティングさせる場合（各ひずみ速度ごとに$\dot{\varepsilon}$ = 一定）や応力緩和試験（$\dot{\varepsilon} = 0$）のケースが該当する。

アイソタックに基づく土骨格の圧縮と過剰間隙水圧の消散とを連成させて計算した場合との差異については，本稿の最後に計算結果例を示して比較・考察する。

計算に用いた入力パラメータを**表-5.1.3.4**にまとめた。これは，関西国際空港二期島の海底地盤から採取された更新統の大阪湾海成粘土Ma9を対象にした多段階定ひずみ速度載荷圧密試験から得られた値[7]である。浅い深度を想定した初期圧密圧力が低い100 kPaのケースと深い深度を想定した初期圧密圧力が高い1000 kPaのケースを想定し，両面排水条件の下で層厚が0.02 m（一般的な段階載荷圧密試験に相当），0.1 m, 1 m, 5 m, 10 m, 20 m（原位置で想定される最大層厚程度に相当），30 m, 50 m, 100 mの9つの層厚条件について，粘土の自重を考慮しないケースと自重を考慮するケースについて，表-5.1.3.4に示した初期圧密圧力σ'^{v0}が粘土層の上面の応力に相当する場合と粘土層の中央深度に相当する場合とを想定し，計54ケースを設定した。ただし，粘土層中央深度で初期圧密圧力を設定したケースのうち層厚が30 m以上の3ケースについては粘土層上部の初期有効応力が負の値になってしまうため計算から除外し，実質的には計51ケースの計算を実施した。載荷した圧密圧力増分はいずれのケースでも350 kPaである。計算に用いた初期有効応力に応じた間隙比は，表中の圧密圧力1016 kPaでの間隙比eと圧縮指数C_cから計算により求めて設定した。

c）計算結果と考察

計算により得られた圧密曲線を**図-5.1.3.15**と**図-5.1.3.16**に示す。ここで，**図-5.1.3.15**は初期圧密圧力が低い100 kPaのケース，**図-5.1.3.16**は初期圧密圧力が高い1000 kPaのケースであり，(a)自重を考慮しない場合，(b)粘土層上面で初期圧密圧力を設定して自重を考慮する場合，(c)粘土層中央深度で初期圧密圧力を設定して自重を考慮する場合の計算結果である。

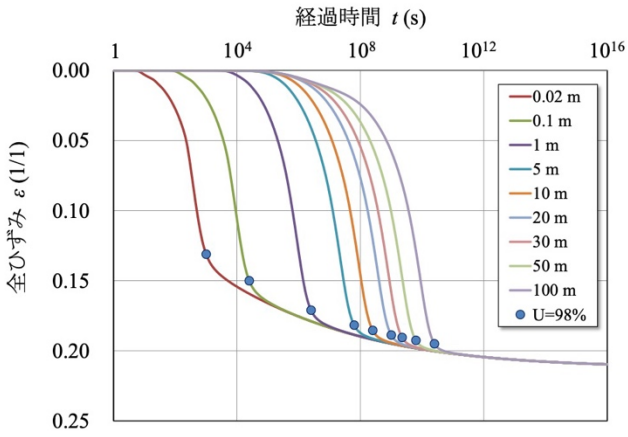
表-5.1.3.4　入力パラメータ（関西空港2期島におけるMa9層の試験結果[7]から）

解析パラメータ	入力値
初期圧密圧力 σ'_{v0}	100 kPa または 1000 kPa （それぞれ粘土層上面または中央深度で設定）
過圧密比 OCR	1（段階載荷圧密試験の 24 時間後の粘塑性ひずみ速度に相当する$\dot{\varepsilon}^{vp}$ = 1.0×10^{-6} 1/s において正規圧密）
初期圧密降伏応力 σ'_y	有効土被り圧の σ'_{v0} の 0.7 倍 （粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{vp}$ = 0 の圧縮曲線上の応力）
圧密圧力増分 $\Delta\sigma$	350 kPa
パラメータ a	2.127×10^{-4}
パラメータ b	9.043
有効重量 γ'	0（自重なし）または 7 kN/m^3（自重あり）
間隙比 e	1.42（圧密圧力 1016 kPa のとき）
圧縮指数 C_c (λ)	1.0 (0.434)
膨張指数 C_s (κ)	0.1 (0.0434)
圧密係数 c_v	1.0×10^{-7} m^2/s（86.4 cm^2/day）

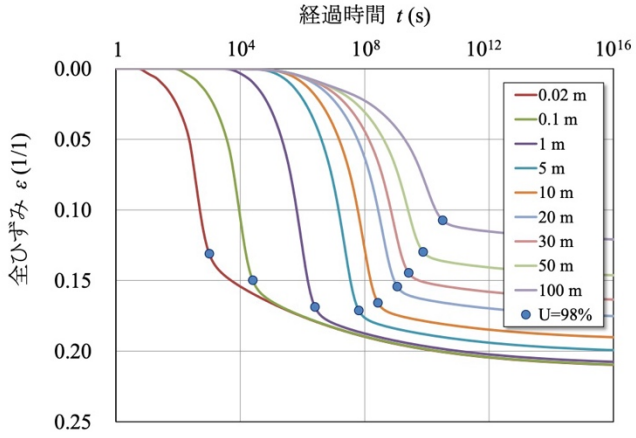
経過時間1×10^{16}秒（約3億年）でのひずみ量は，**図-5.1.3.15(a)**ではいずれのケースでも約21 %で共通であるが，**図-5.1.3.15(b)**では，層厚が薄いケースでは同様に21 %程度であるものの，層厚が厚くなるとともに小さくなっている。これは，初期状態において，圧密圧力を粘土層上面で設定し，かつ，自重を考慮するケースでは，層厚が厚くなればなるほど対象層の下方での初期圧密応力が高く，下方ほど初期間隙比が小さくなっているためである。しかしながら，自重を考慮する場合でも初期状態の圧密圧力を粘土層の中央深度で考える**図-5.1.3.15(c)**でもひずみ量は約21 %で層厚を考慮しないケースとほぼ同等であるが，層厚が20 mと厚いケースではひずみ量はわずかに小さくなる傾向が見られる。

経過時間1×10^{16}秒（約3億年）でのひずみ量は，**図-5.1.3.16(a)**ではいずれのケースでも約10.2 %で共通であり，**図-5.1.3.16(b)**でも，極端に層厚が厚いケースでわずかにひずみが減少する傾向が見られるものの，多くは10 %前後の値となった。これは，初期状態圧密圧力が極めて高いために，相対的に自重による有効応力が小さく，粘土層全体で初期間隙比がほぼ均質であったためである。自重を考慮する場合で初期状態の圧密圧力を粘土層の中央深度で考える**図-5.1.3.16(c)**では，いずれの層厚でもひずみ量は約10 %で共通であり，初期圧密圧力に対して自重の影響が相対的に小さいことに加えて，設定深度より上部と下部の影響が相殺したことにより，自重を考慮しないケースとほぼ同等のひずみ量が得られた。

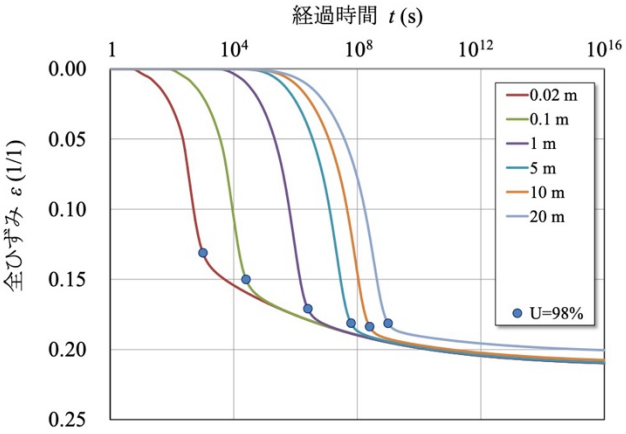
図-5.1.3.15(a)では，初期圧密圧力（100 kPa）に対して載荷圧密圧力増分（350 kPa）が相対的に大きな値であるために，全体的に大きなひずみが生じている。自重を考慮しない場合の圧密挙動は，時間の経過とともに下に凸な1本の曲線に収束していくような挙動を示すが，一次圧密終了時点（図中の丸いマーカーによるプロット）の沈下量は，層厚が厚くなるほど増加している。このことは，圧密曲線に見られる層厚の影響は仮説Bを支持するかたちであり，自重を考慮せずにアイソタック則に基づいて圧密曲線を計算すると，仮説Bと整合する結果が得られることを示している。一方，自重ありの**図-5.1.3.16(b)**は，粘土層上面での初期有効応力が100 kPa（初期間隙比2.43）であるのに対して，有効単位体積重量γ'が7 kN/m^{3}であることから，粘土層下面での初期有効応力は，層厚1mであれば107 kPa（初期間隙比2.40）と上面と下面の差はわずかであるが，層厚5 mでは135 kPa（初期間隙比2.33）と大きくなり，層厚10mでは170 kPa（初期間隙比2.28）となり，さらに層厚が厚くなると下面の初期有効応力は著しく大きな値（初



(a) 自重を考慮しないケース



(b) 自重を考慮したケース（層上面で応力設定）

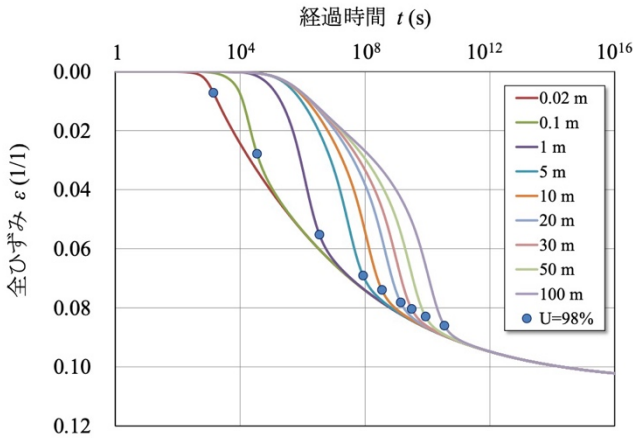


(c) 自重を考慮したケース（層中央で応力設定）

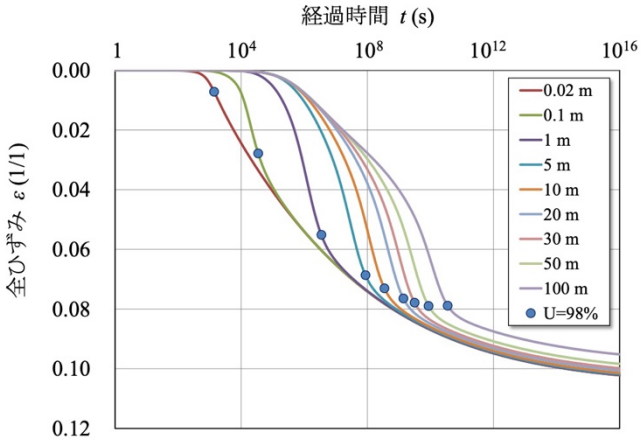
図-5.1.3.15　粘土層上面における初期圧密圧力100 kPaのケースの計算結果。凡例は層厚（両面排水）で各曲線の一次圧密終了点（EOP）を圧密度98 %で表現している

期間隙比は小さな値）になって，層厚50 mでは450 kPa（初期間隙比2.18），層厚100 mでは800 kPa（初期間隙比2.15）である。すなわち，層厚が厚くなると深部で自重による圧密が進んでいるため，層全体の平均的な初期間隙比が小さな状態になっている。このことは体積圧縮係数が小さくなっていることを表し，圧密圧力増分350 kPaに対する沈下量が小さくなる。

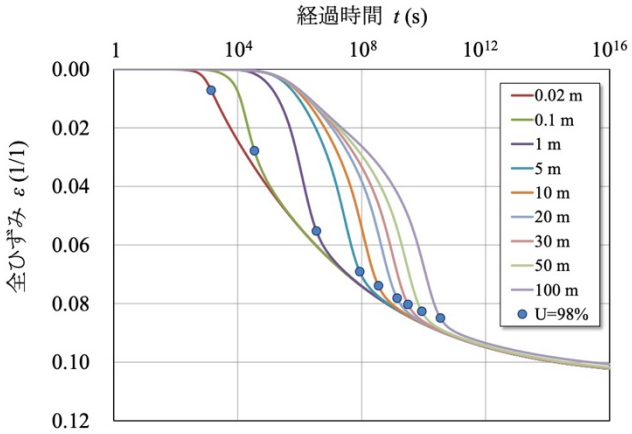
その結果，自重を考慮していない**図-5.1.3.16(a)**では仮説Bのように見えた圧密曲線が，粘土層上面で初期圧密圧力を設定し，かつ，自重を考慮した**図-5.1.3.16(b)**では様相が変わり，層厚が厚くなるとともに次第に仮説Bを支持する収束線よりも上方にずれていくことが読み取れる。層厚0.02 mや0.1 mの圧密曲線と層厚30 mや50 mの圧密曲線とを比較すると，両者の一次圧密終了時のひずみ量はほぼ同程度で，かつ，二次圧密挙動は平行な曲線になっており，一次圧密中にクリープ挙動が現れているにもかかわらず仮説Aを支持する計算結果のように見える。このことは，層厚が1 m以下の薄いもの同士であれば自重の影響が相対的に小さいために仮説Bを支持する圧密曲線になるが，圧密試験のように層厚が薄いものと，原位置のように層厚が厚いものとを比較すると，仮説Bを支持する状況から，層厚の増加とともに次第に仮説Aを支持するように見える挙動へと変化していくことを示している。また，層厚が100 mのように非現実的なほどに厚くなると，仮説Aの状態を通り超えて，層厚が厚い方が一次圧密終了時のひずみ量が小さくなることがわかる。一方で，自重を考慮した場合でも粘土層上面ではなく粘土層中央深度で初期圧密圧力を設定した**図-5.1.3.16(c)**では，中央深度よりも上部と下部の影響が相殺するために，仮説Bに近い結果が得られた。



(a) 自重を考慮しないケース



(b) 自重を考慮したケース（層上面で応力設定）



(c) 自重を考慮したケース（層中央で応力設定）

図-5.1.3.16　粘土層上面における初期圧密圧力1000 kPaのケースの計算結果。凡例は層厚（両面排水）で各曲線の一次圧密終了点（EOP）を圧密度98 %で表現している

図-5.1.3.16(a)では，初期圧密圧力（1000kPa）に対して載荷圧密圧力増分（350 kPa）は相対的に小さな値であるために，図-5.1.3.15(a)に比べると半分程度のひずみしか生じていない。自重を考慮しない場合の圧密挙動は，時間の経過とともに下に凸な1本の曲線に収束していくような挙動を示し，層厚が厚くなるほど一次圧密沈下量が増加する傾向は，図-5.1.3.15(a)で見られた傾向と定性的には同様で，仮説Bを支持するかたちである。一方，自重ありの図-5.1.3.16(b)は，粘土層上面での初期有効応力が1000 kPa（初期間隙比1.43）であるのに対して，有効単位体積重量γ'が7 kN/m^{3}であることから，粘土層下面での初期有効応力は，層厚1 mであれば1007 kPa（初期間隙比1.42），層厚5 mでは1035 kPa（初期間隙比1.41），層厚10 mでは1070 kPa（初期間隙比1.40）と上面と下面の差はわずかである。また，極端なケースで層厚50 mでは1350 kPa（初期間隙比1.33），層厚100 mでは1700 kPa（初期間隙比1.28）となり，それでも粘土層上面と下面との差は大きくない。その結果，自重を考慮していない図-16(a)では圧密曲線が仮説Bのように見えたが，自重を考慮した図-5.1.3.16(b)でもさほど大きな変化はなく，仮説Bを支持する傾向を読み取れる。自重を考慮した場合で粘土層中央深度において初期圧密圧力を設定した図-5.1.3.16(c)では，中央深度よりも上部と下部の影響が相殺するために，より明確に仮説Bに見える結果が得られた。

上述では，過剰間隙水圧の消散と土骨格の粘塑性変形を連成させずに計算をしていたが，連成させずに解いた場合と，連成させて解いた場合との差異について最後に触れておく。粘土層上面の有効土被り

圧σ'_{v0}が100 kPaで自重ありの場合で圧密圧力増分を350 kPaを設定し，Terzaghiの一次元圧密理論で粘性を考慮しない場合，同理論により過剰間隙水圧から有効応力の経時変化を計算しておいて要素の挙動としてアイソタックを導入した場合，ならびに，Terzaghiの一次元圧密理論とアイソタックによる粘塑性変形とを連成させた場合の3ケースについて，ひずみ量の経時変化を計算した結果を比較して**図-5.1.3.17**に示す。Terzaghiの圧密理論により説明される一次圧密終了後にも二次圧密が続くこと，また，非連成解析結果と連成解析結果との相違は小さく，ほぼ同様の計算結果が得られていることを確認できる。なお，ここでは，初期条件として段階載荷圧密試験の24時間後の粘塑性ひずみ速度に相当する$\dot{\varepsilon}^{vp} = 1.0\times10^{-6}$ 1/sにおいて正規圧密（OCR = 1）を設定して計算をしているが，層厚が大きくなると，連成解析の場合には粘塑性ひずみ速度に対して過剰間隙水圧の消散が追い付かず，過剰間隙水圧が湧き出す現象が現われてくる。上述の層厚100 mのケースではその傾向が顕著になる。このような特殊な現象を排除するために本検討では非連成解析を実施した。連成解析を行う場合で層厚100 mのケースでも過剰間隙水圧の湧き出しを避けるためには，初期条件の過圧密比をOCR＝1.2以上とする必要がある（ただし，有効土被り圧のσ'_{v0}の0.7倍が$\dot{\varepsilon}^{vp} = 0$に対応した降伏応力の下限値となるので，OCRの最大値は1.0/0.7 = 1.43である）。

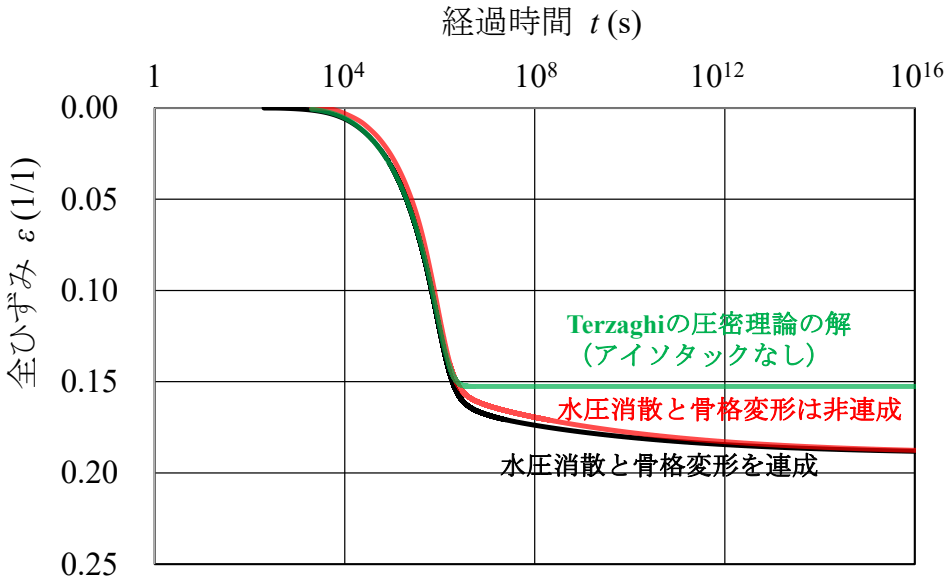


図-5.1.3.17　粘土層上面における初期圧密圧力100 kPaのケースの計算結果。非連成解析結果と連成解析結果との比較

(5) まとめ

a) 長期圧密予測手法に関するまとめ

アイソタック則による計算とべき乗クリープ則による計算により，圧密挙動に見られるアイソタック性を考察した。具体的な計算方法を差分形式で示すとともに，両者の計算は現象の捉え方は異なっていても，粘性の影響をべき乗クリープ則で表現した同一のアプローチとなっていることが示された。アイソタック則により，要素挙動としてのクリープ沈下の時間変化やリラクゼーション（応力緩和）挙動を計算でき，ひずみ速度に応じた沈下量や，そのひずみ速度に達するまでに要する時間を予測できることを示した。また，クリープ沈下におけるひずみ速度の対数は経過時間の対数に対して直線的に減少する。

b) 夢洲粘土のアイソタック特性に関するまとめ

夢洲から採取された海底粘土に対して，多段階にひずみ速度を変化させる定ひずみ速度圧密試験を実

施し，圧密挙動に見られるひずみ速度依存性について実験的に調べた。得られた試験結果に対して，アイソタック則を適用し，圧縮曲線のひずみ速度依存性について定量的に表現するとともに，関西国際空港の粘土に対して既往の研究で得られている圧縮曲線のひずみ速度依存性と比較した。その結果，夢洲粘土の圧縮曲線にもアイソタック性が見られ，これを定量的に表現するアイソタックパラメータc_1は平均的に1.20となり，関西国際空港の粘土の場合のc_1の値0.935よりも若干大きいことが特徴的であった。このパラメータの違いが長期圧密挙動に与える影響は，アイソタックパラメータ以外は同等であると仮定した場合，夢洲の粘土は関西空港の粘土に比べて最終沈下量はわずかに大きく，二次圧密沈下の収束は早くなる傾向として現れる。しかしながら，その影響はわずかであり，大阪湾の一般的な粘土として，最終沈下量と，許容されるひずみ速度に応じて，維持管理計画を立てることで十分に対応可能であるといえる。

c）層厚の影響に関するまとめ

本研究では，「アイソタック則」と同等のモデルとして，「超過応力型べき乗クリープ則」による粘塑性ひずみの計算により，アイソタック則に基づいた圧密挙動を検討した。室内試験レベルの薄い層厚から原位置レベルの厚い層厚まで広範囲の層厚条件について，粘土層上面での初期有効応力のレベルを変えた計算を実施し，層厚の影響を議論する仮説Aと仮説Bに関連させ，一次圧密終了時のひずみ量について考察した。その結果，粘土の自重を考慮しない場合には層厚の変化の影響は仮説Bに整合する，すなわち，アイソタック則に基づいた圧密挙動は要素の挙動としては本質的には仮説Bに整合することを確認した。その上で，初期圧密圧力を粘土層上面で設定し，かつ，粘土の自重を考慮した場合には，自重の影響が相対的に小さな範囲では仮説Bに整合するが，初期圧密圧力に対して自重の影響が相対的に大きな層厚になると仮説Bから次第に逸脱し，一次圧密中にクリープ挙動が現れているにもかかわらず仮説Aのように見える挙動に近付いていくことを明らかにした。これらの基本的性質に基づいた試計算により，試験室での圧密挙動と原地盤における実際の圧密挙動とを比較すると，粘土の自重の影響が相対的に小さな比較的深い深度の粘土層を対象とする場合には仮説Bを支持するものの，自重の影響が相対的に大きな比較的浅い深度の粘土層を対象とする場合には仮説Bよりも仮説Aを支持するように見えることがある。一方で，初期圧密圧力を粘土層中央深度で設定する場合には，設定深度よりも上部と下部の影響が相殺するために，より明確に仮説Bを支持する結果が得られた。

【参考文献】

1) 渡部要一，宮田喜壽：長期圧密沈下予測におけるアイソタック則の適用，*Kansai Geo-Symposium 2022*, pp.132–137, 2022.
2) Watabe, Y., Udaka, K. and Morikawa, Y. Strain rate effect on long-term consolidation of Osaka bay clay, *Soils and Foundations*, 48(4), 495–509, 2008.
3) Watabe, Y., Udaka, K., Nakatani, Y. and Leroueil, S. Long-term consolidation behavior interpreted with isotache concept for worldwide clays. *Soils and Foundations*, 52(3), 449–464, 2012.
4) Watabe, Y. and Leroueil, S. Modelling and implementation of isotache concept for long-term consolidation behavior. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 15(5), A4014006, 2015.
5) Šuklje, L. The analysis of the consolidation process by the isotache method. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Butterworths, London, 200–206, 1957.

6) Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. and Bouchard, R. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*, 35(2), 159–180, 1985.
7) 米田 茜, 渡部要一: 大阪湾洪積粘土におけるひずみ速度依存性を考慮したCRS圧密試験方法の提案, 第54回地盤工学研究発表会, 251–252, 2019.
8) Watabe, Y., Yoneda, A. and Hashizume, H.: Multi-stepwise CRS consolidation test and its application to predict long-term consolidation based on the isotache concept, *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol.2, 3685–3690, 2022.
9) 渡部要一, 宮田喜壽, 大矢悠平: 夢洲粘土の圧縮曲線におけるひずみ速度依存性の評価, *Kansai Geo-Symposium 2023*, 171–176, 2023.
10) Watabe, Y., Yoneda, A., Hashizume, H. and Ono, Y.: Multi-stepwise strain-rate loading consolidation test to evaluate strain rate dependency, *Proceedings of Geotec Hanoi 2019*, *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development*, Springer Singapore, pp.1253–1258
11) 渡部要一, 大崎慈丈, 宮田喜壽: アイソタック則で記述される圧密沈下挙動における層厚の影響, *Kansai Geo-Symposium 2024*, pp.161–166, 2024.
12) Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G.: Stress-deformation and strength characteristics, State-of-the-Art Report, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2, pp.421–494, 1977.
13) Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T., Lancellotta, R.: New developments in field and laboratory testing of soils, *Proceedings of the11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 1, pp.57–153, 1985.
14) Mesri, G., Choi, Y.K.: The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship, *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, *San Francisco*, Vol.2, pp.587–590, 1985.
15) Imai, G., Tang, Y.-X.: A constitutive equation of one-dimensional consolidation derived from inter-connected tests. *Soils and Foundations*, 32(2), pp.83–96, 1992
16) Degago, S.A., Grimstad, G., Jostad, H.P., Nordal, S. and Olsson, M.: Use and misuse of the isotache concept with respect to creep hypotheses A and B, *Géotechnique*, Vol.61, No.10, 897–908, 2011.
17) Aboshi, H.: An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay, including the secondary creep settlement, *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, Vol.4, No.3, p.88, 1973.

5.2 夢洲 2 区土地造成工事における沈下性状

5.2.1 夢洲 2 区土地造成工事における沈下計測管理と変状予測

本工事において，盛土造成時には，特に，盛土法尻付近において軟弱地盤の側方流動や円弧すべりの発生が懸念されたため，地盤特性に着目した弾塑性 FEM 解析による事前検討[1)]を行い，実施工時の地盤変状を計測管理[2)]した。また，盛土造成後に発生する沈下に伴う不陸を極力小さくなるような造成高を求めることを目的に，沈下量計測に PBD 打設機を用いて設置した計測機器を活用した ICT 施工[3)]を実施したので，これらの実施内容について示す。

(1) 盛土端部における施工時の計測管理

盛土端部においては，軟弱地盤の側方流動や円弧滑りの発生が懸念されたため，盛土造成時において**図-5.2.1** の A1-A2 断面（A 区画）および C1-C2 断面（C 区画）の土層性状別の 2 断面で鉛直・水平方向の変位計測を実施した。各計測断面における水平変位および沈下量の経時変化図を**図-5.2.2** に，各分布図を**図-5.2.3** に示す。いずれの測点においても，敷砂工から盛砂工まで大きな変位はなく，PBD 工においても A2 で 0.6 m の沈下が発生した（**図-5.2.3** 参照）が，それ以外では変化が見られなかった。一方，盛土工では施工端部の A1 と C1 ではそれぞれ 0.20 m と 0.15 m の水平変位が発生し，内陸部の A2 と C2 ではそれぞれ 1.46 m と 2.18 m の沈下が発生した（**図-5.2.2** 参照）。つまり，施工端部では水平変位量の方が大きく発生しているのに対して，内側部では逆に沈下量の方が卓越する挙動を示した。また，施工端部における水平変位は，A1 も C1 でも Bc 層（浚渫粘土層）上部を中心に発生した。これは，内側部の沈下に伴って，盛土直下地盤が施工端部方向に押し出されて水平変位が発生していること，過去に実施した PBD による改良効果の違いによることが原因として考えられる。

これらの地盤内計測結果に基づいて，富永･橋本の方法（$S-\delta$ 法）[4)]および松尾･川村の方法（$S-\delta/S$ 法）[5)]を用いて計測管理を実施した。これらの計測管理手法は，当該現場のような浚渫土上部に盛土工事を実施する際に適用する方法の 1 つであり，2 つの手法を併用することによって施工端部における側方流動等の兆候を確認することにした。なお，管理基準値は，各文献に基づいてそれぞれ $\Delta\delta/\Delta S=0.7$，$p_j/p_f=0.9$ を設定した。

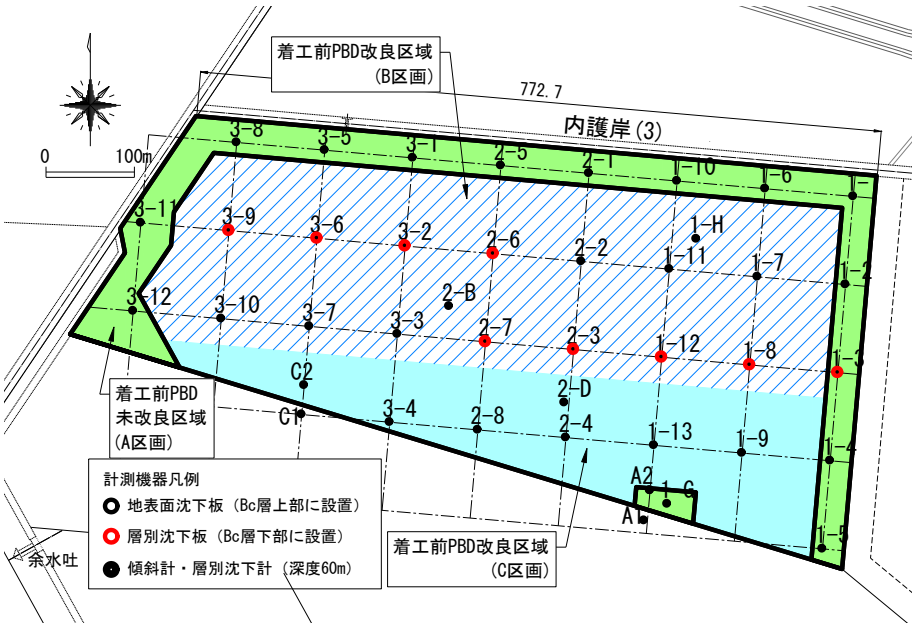
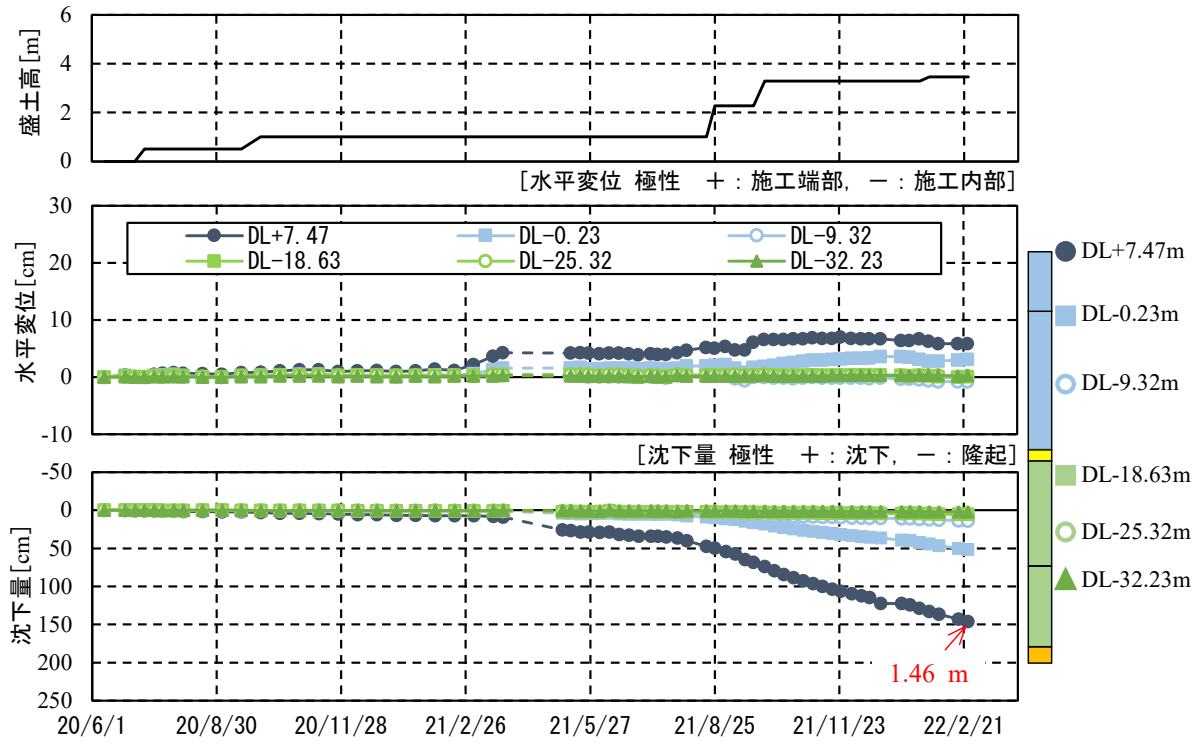
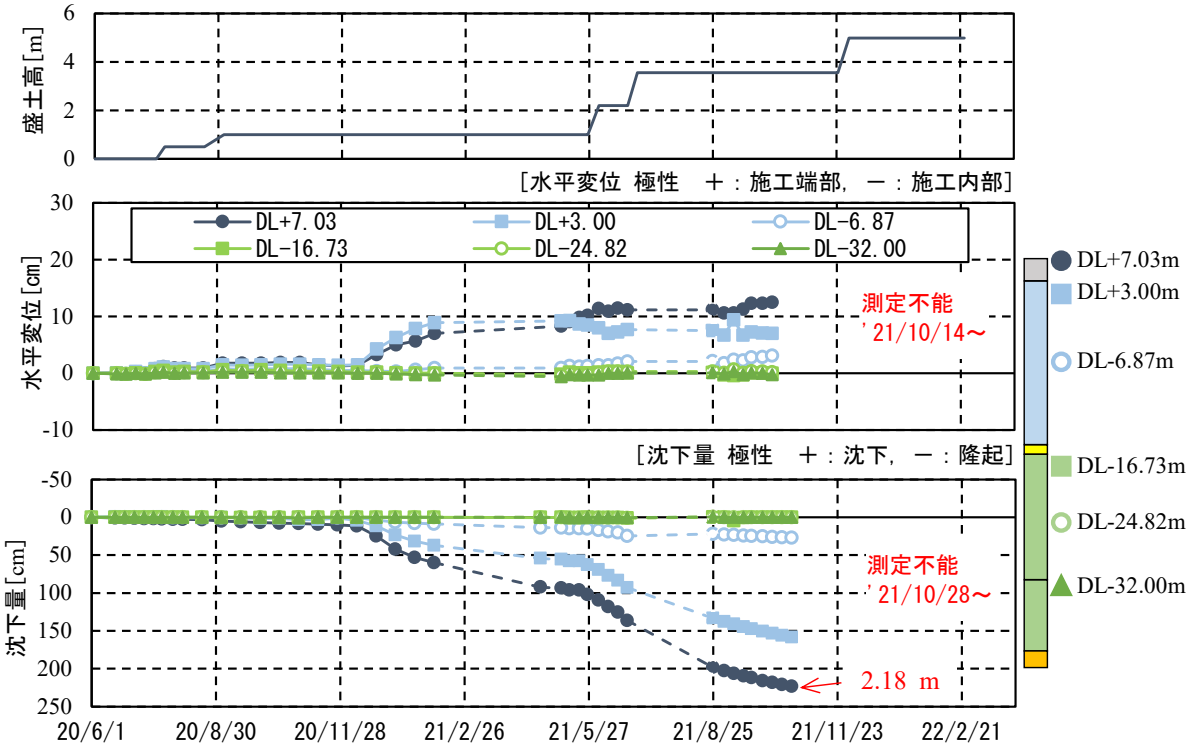


図-5.2.1　計測位置付近を含む平面図



(a) 計測地点 A2



(b) 計測地点 C2

図-5.2.2　水平変位および沈下量の経時変化図

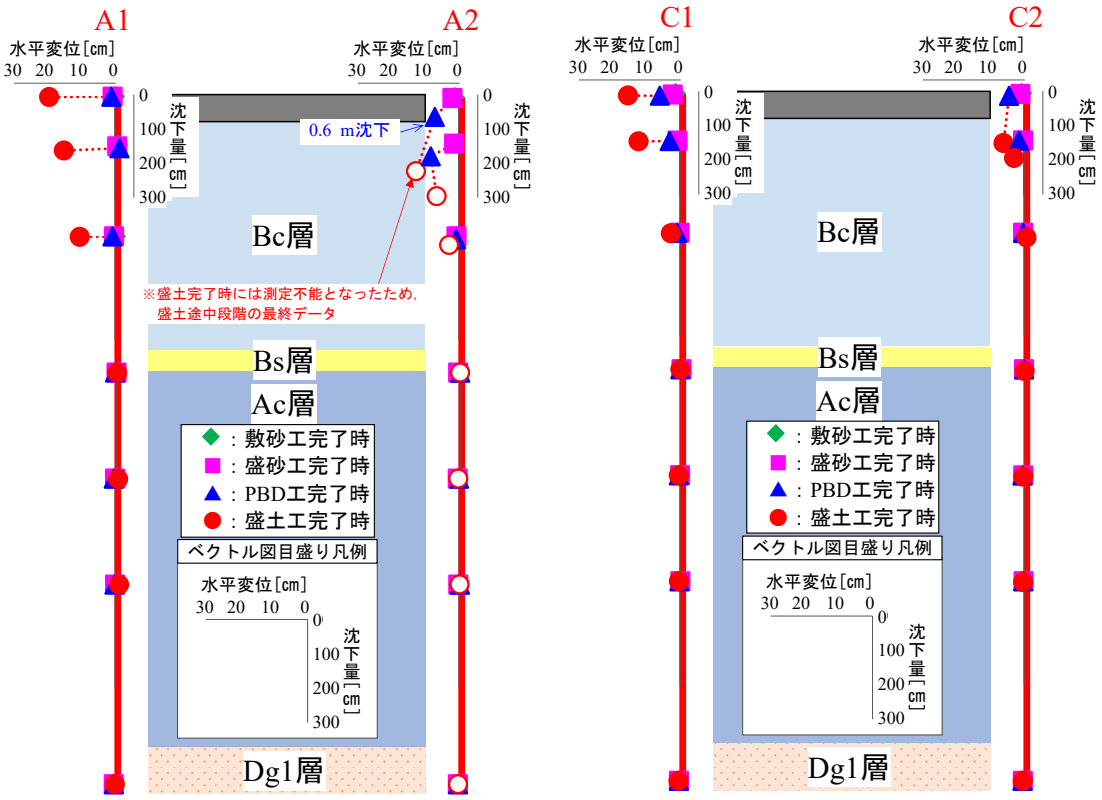


図-5.2.3　水平変位および沈下量の分布図（左側：A 区画，右側：C 区画）

各計測管理結果を図-5.2.4～図-5.2.5 に示す。図-5.2.4 からもわかるように，盛土に伴って沈下量と水平変位量の割合が急激に増加することなく，ほぼ一定の関係で沈下が卓越する結果となった。また，図-5.2.5 では，敷砂工完了時～盛土完了時を通して管理基準線の内側にあり，施工進行に伴って水平変位量と沈下量の割合は徐々に低下する結果となった。以上のことから，いずれの計測管理においても安定した状態に収束し，管理基準値を超過するような側方流動等の兆候を示す挙動は確認できなかった。なお，図中の※は，盛土完了時には測定不能となったことから，盛土途中段階での最終データを表示している。

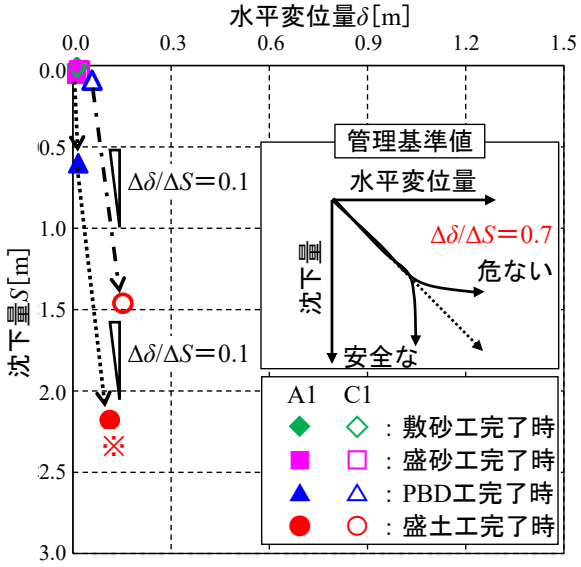


図-5.2.4　富永・橋本の方法（$S-\delta$ 法）による結果

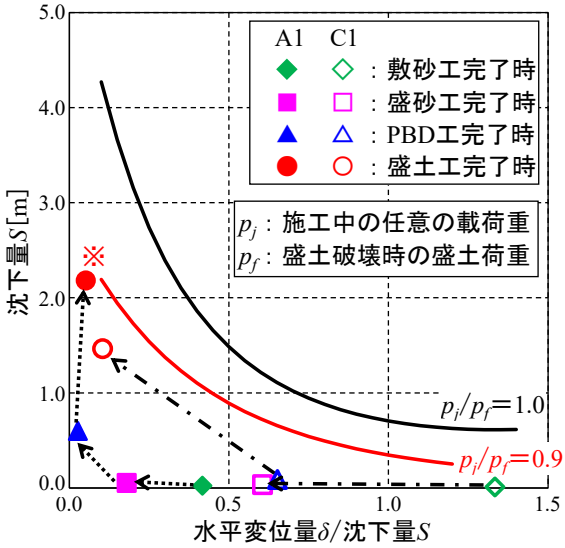


図-5.2.5　松尾・川村の方法（$S-\delta/S$ 法）による結果

(2) 軟弱な浚渫粘土上に造成した盛土地盤の変形挙動解析

有限要素メッシュ図を図-5.2.6～図-5.2.7 に示す。解析は，平面ひずみ条件下のもと，側方境界および下方境界にそれぞれ静水圧条件および排水条件の水理境界を設定し，地盤の構成則として関口・太田モデル[6]を用いた 2 次元弾塑性 FEM 解析(土～水連成解析)を実施した。弾塑性地盤材料パラメータは，Bc 層および Ac 層から採取した乱れの少ない試料を用いた段階載荷圧密試験および定ひずみ速度圧密試験と三軸圧縮試験($\overline{\text{CU}}$条件)の結果から決定した（図-5.2.8，表-5.2.1 参照）。なお，盛土層，盛砂・敷砂層，Dg1 層（第 1 洪積砂礫層）および地盤改良部については，弾性材料を仮定した。

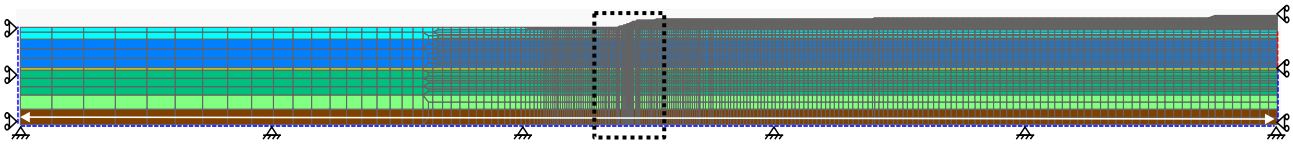
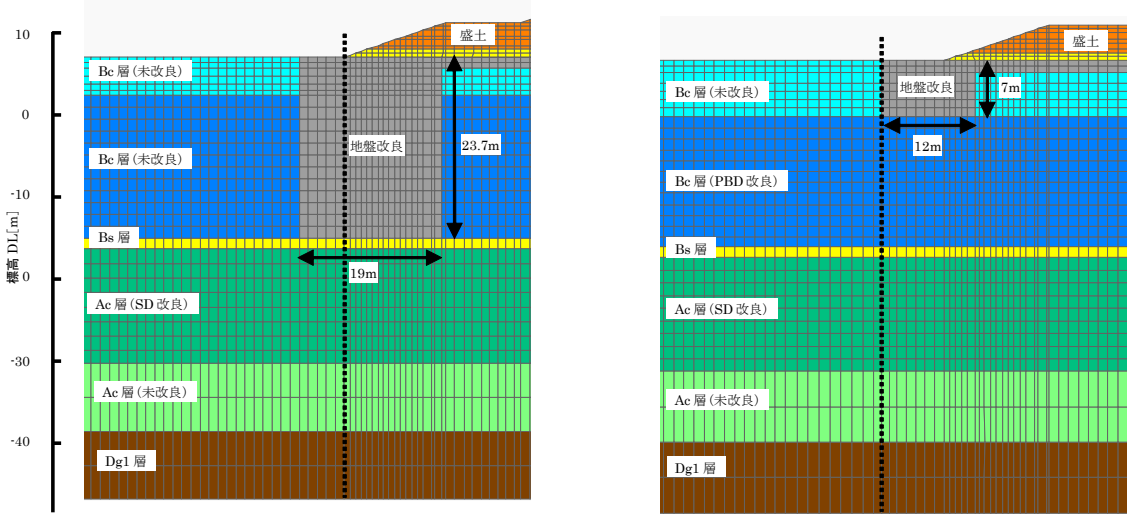
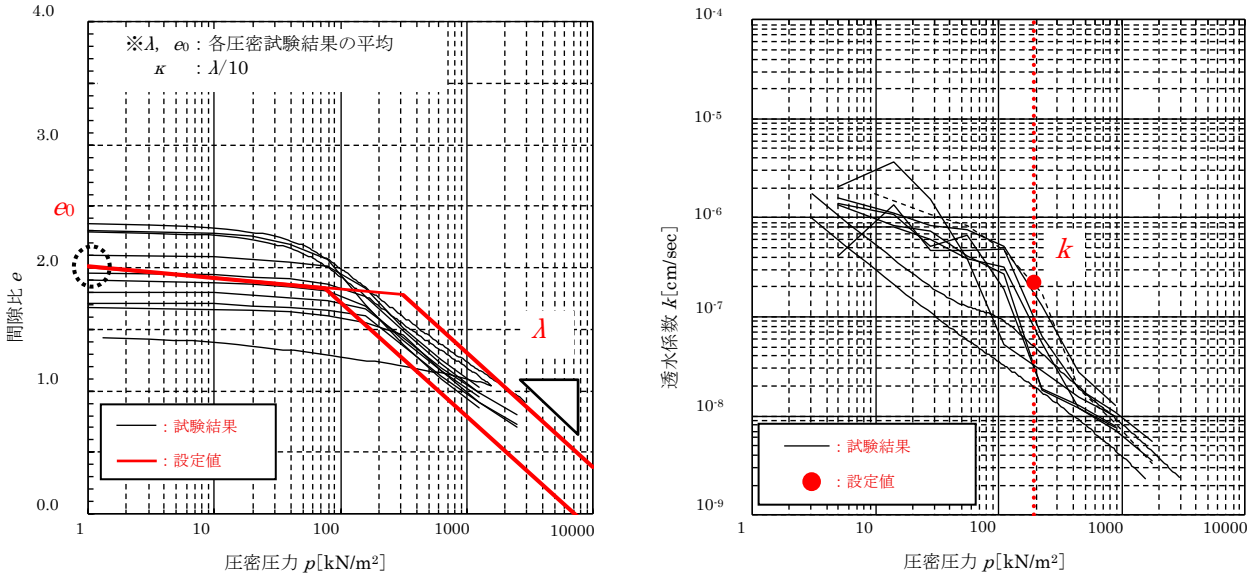


図-5.2.6　有限要素メッシュ図（全体図）



(a) A 区画拡大　　(b) C 区画拡大

図-5.2.7　有限要素メッシュ図（図-5.2.6 破線部拡大）



(a)間隙比～圧密圧力関係　　(b)透水係数～圧密圧力関係

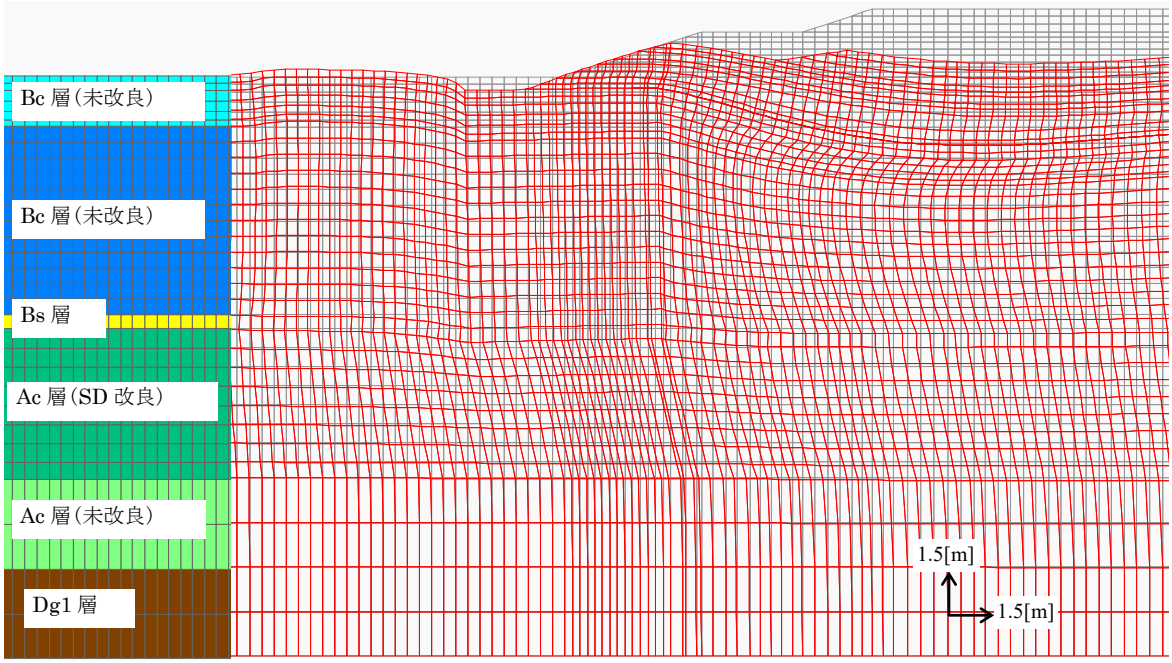
図-5.2.8　圧密試験結果(C 区画，Bc 層(PBD 改良))

表-5.2.1　FEM 解析に用いた地盤材料パラメータ

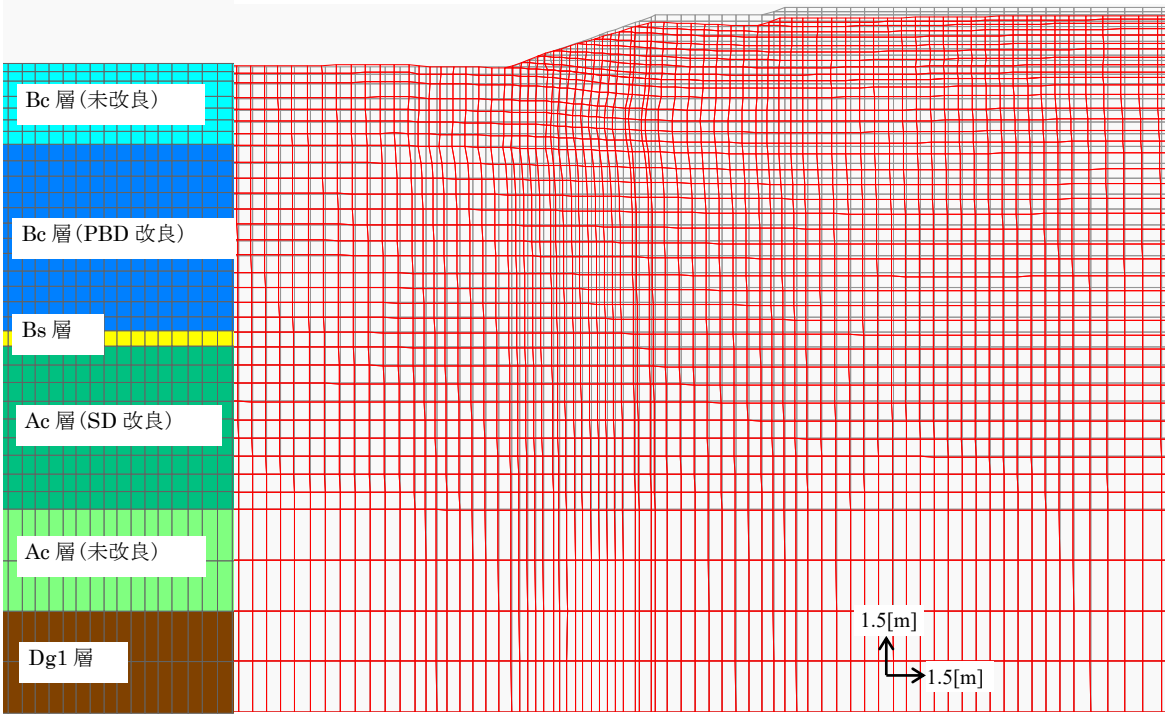
土層	平均N値	単位体積重量 γ_t [kN/m^3]		変形係数 E [kN/m^3]		ポアソン比 ν		透水係数 ($\times 10^{-9}$) k [m/sec]		静止土圧係数 K_0		弾塑性材料パラメータ									
												圧縮指数 λ		膨潤指数 κ		限界状態係数 M		過圧密比 OCR		初期間隙比 e_0	
区画		A	C	A	C	A	C	A	C	A	C	A	C	A	C	A	C	A	C	A	C
盛土	—	18.0		11900		0.33		120,000		—		—		—		—		—		—	
盛砂・敷砂	—																				
固化盤	—	4.1		20400		0.30		13.0													
Bc層(未改良)	—	3.2	4.1	—		0.43	0.42	13.1		0.75	0.72	0.48	0.43	0.05	0.04	0.55	0.61	1.0		2.61	2.62
Bc層(PBD改良)※	—	4.5	5.5	—		0.41	0.38	6.3	2.2	0.69	0.61	0.44	0.40	0.04	0.04	0.69	0.89	1.0	2.6	2.06	2.01
Bs層	17	10.0		11900		0.33		1.2		—		—		—		—		—		—	
Ac層(SD改良)	—	6.6		—		0.36	0.38	0.3	0.7	0.56	0.62	0.31	0.34	0.03	0.03	1.03	0.88	1.1	2.7	1.86	1.54
Ac層(未改良)	—	6.6		—		0.36	0.36	0.4	2.2	0.56	0.56	0.17	0.13	0.02	0.01	1.03	1.02	1.4	2.7	1.15	0.92
Dg1層	60	10.0		168000		0.33		1.2		—		—		—		—		—		—	

※：Bc層は，C区画では下半分を改良し，A区画では全層未改良である．

各区画断面の法尻付近における変位分布(盛土完了時)を図-5.2.9 に示す。



(a) A 区画拡大版



(b) C 区画拡大版

図-5.2.9　全体変形図（上側：A 区画拡大版，下側：C 区画拡大版）

計測値と解析値との水平変位量の比較を**図-5.2.10** に示す。この結果，C 区画断面での解析値は最大水平変位 0.50m を予測していたのに対し，計測値は Ac 層以深でほとんど発生せず，Bc 層で最大水平変位量 0.15 m の発生であった。解析値は，計測値よりも過大となっているものの，Bc 層にて水平変位量が大きくなる挙動については，定性的に類似傾向にあった。解析値が計測値よりも大きい理由は，地盤改良を Bc 層に実施していることから，盛土に伴って Bc 層に発生したせん断ひずみが地盤改良領域の下側に回り込むように発達したためと考えられる(**図-5.2.11** 参照)。

A 区画断面では，解析断面と計測断面で盛土中央付近における Bc 層の性状が異なるものの，法面付近の条件は同じであることから，参考までに比較した。その結果，解析値は Ac 層から大きく変位しており，最大水平変位量を 1.4m と予測していたが，計測値は Ac 層以深でほとんど発生せず，Bc 層では Ac 層から連続してほぼ直線的な変形挙動を示し，最大水平変位量は 0.20 m であった。解析値は実測値に比べて変位量が過大だったが，Bc 層だけの水平変位量に着目すれば，定性的，定量的に同程度であった。Ac 層の解析値が大きくなった理由としては，計測断面付近の実地盤よりも軟質に評価している可能性が考えられる。つまり，実地盤では地下水低下工法を併用して圧密を促進させた結果，Ac 層は上載荷重以上の有効応力が載荷したため，地下水低下工法終了後には過圧密状態に移行したものと考えられる。これは，Ac 層の過圧密比が A 区画と C 区画で同程度に過圧密であると仮定した場合，計測値と良い対応関係にあることからも推察できる(**図-5.2.10** 橙色破線参照)。

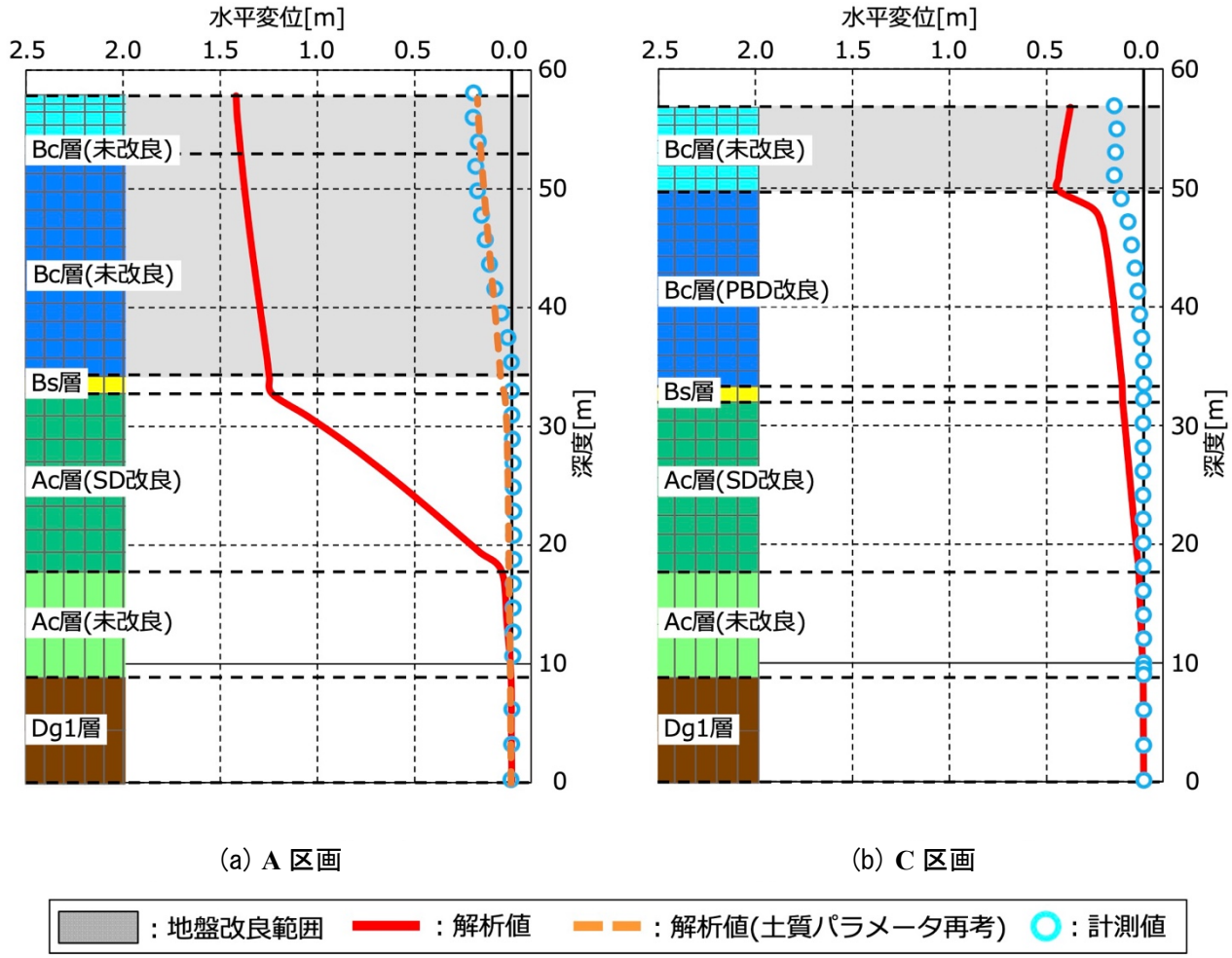
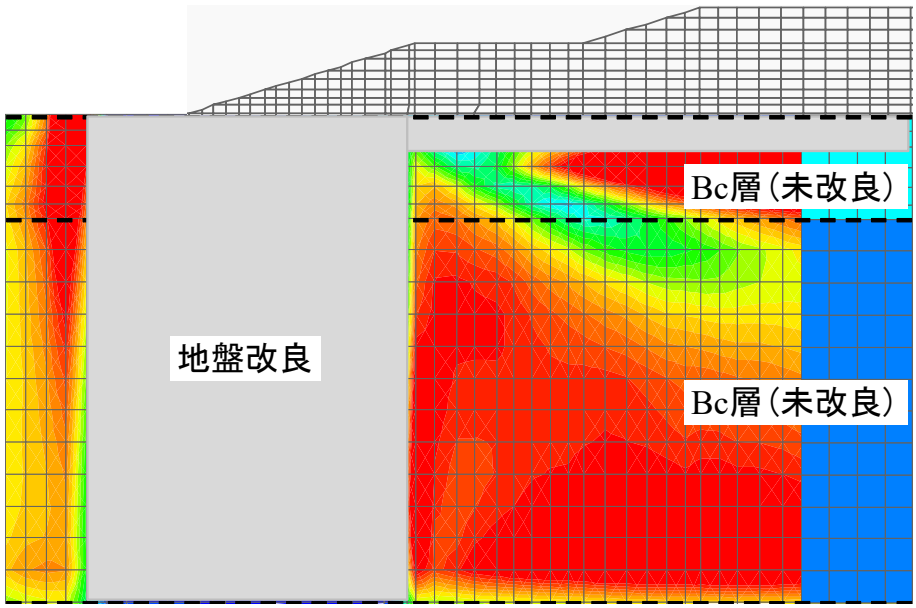
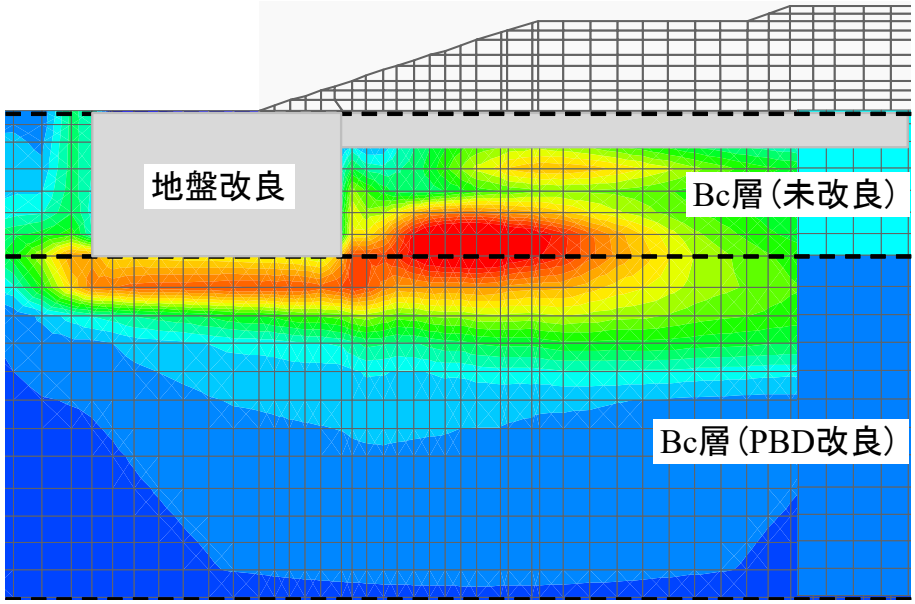


図-5.2.10　盛土法尻付近における水平変位分布図(盛土完了時)



(a) A 区画



(b) C 区画

図-5.2.11　Bc 層せん断ひずみ分布図（盛土完了時）

(3) PBD 打設機を用いて設置した沈下計測機器による夢洲 2 区の Ac 層以深の沈下性状

1) PBD 打設機を活用した沈下計測機器の設置

場所ごとに異なる Bc 層の沈下量を正確に把握するため，**図-5.2.1** に示す位置の地表面沈下板と層別沈下板を 2 週間に 1 回の頻度で継続的に計測した。層別沈下板の設置構成図を**図-5.2.12** に，現地の設置状況を**写真-5.2.1～写真-5.2.3** に示す。層別沈下板は 200 mm 四方，厚さ 16 mm の鉄板とし，PBD 打設機のケーシングパイプ下端より Bc 層内に圧入して下部敷砂層上端に設置した。沈下板の中央から鉛直方向のロッド(ϕ12 mm)とフリクションカット管（VP-ϕ25A）を接続し，盛土地表面上に突出させた。ロッドとフリクションカット管は PBD 打設機のリーダー上端よりケーシングパイプ内にワイヤーを通して電動ホイストで引き上げることで沈下板圧入と並行して継足すことで 20 m を超える Bc 層厚分を設置した。この方法により，Bc 層のみとそれ以深の層別の沈下値を分離して計測することを可能とした。

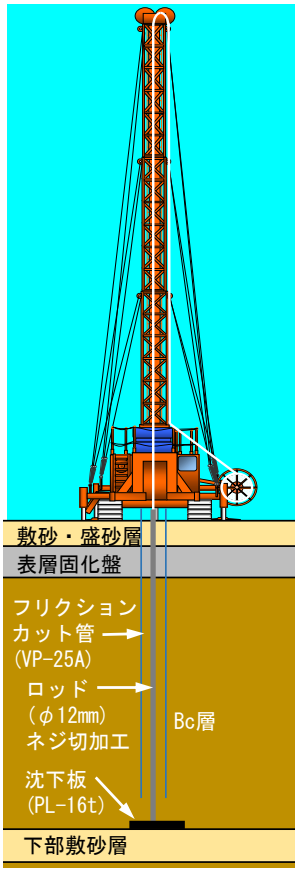


図-5.2.12　**Bc 層下端への沈下板設置**

写真-5.2.1　PBD 打設機ケーシング内への機器組込み

写真-5.2.2　沈下板圧入前

写真-5.2.3　沈下板圧入完了

2) 沈下計測値に基づく将来予測と盛土造成高の管理

盛土造成後 3 年間の短期的な沈下量の将来予測をおこなうため，層別沈下板 9 地点による Ac 層以深の実測沈下量と PBD 打設日から起算した経過日数との関係を線形近似で求めた（**図-5.2.13**）。測定値にばらつきがみられるが，Ac 層に設けられたサンドドレーン（ϕ400 mm，設置間隔 3.5 m）と測定地点との位置関係が影響したと考えられる。このため，Ac 層以深の沈下量は全 9 地点による近似直線（**図-5.2.13** 赤色破線）により求めた。全層沈下量から Ac 層以深の沈下量を差引くことで，Bc 層のみの実測沈下量とした。Bc 層の実測沈下量より造成工事の進捗に伴う盛土層厚の変化に合わせて段階的に双曲線法による将来予測をおこなった。この結果に基づき，盛土層厚と予測沈下量との関係を求めた（**図-5.2.14**）。

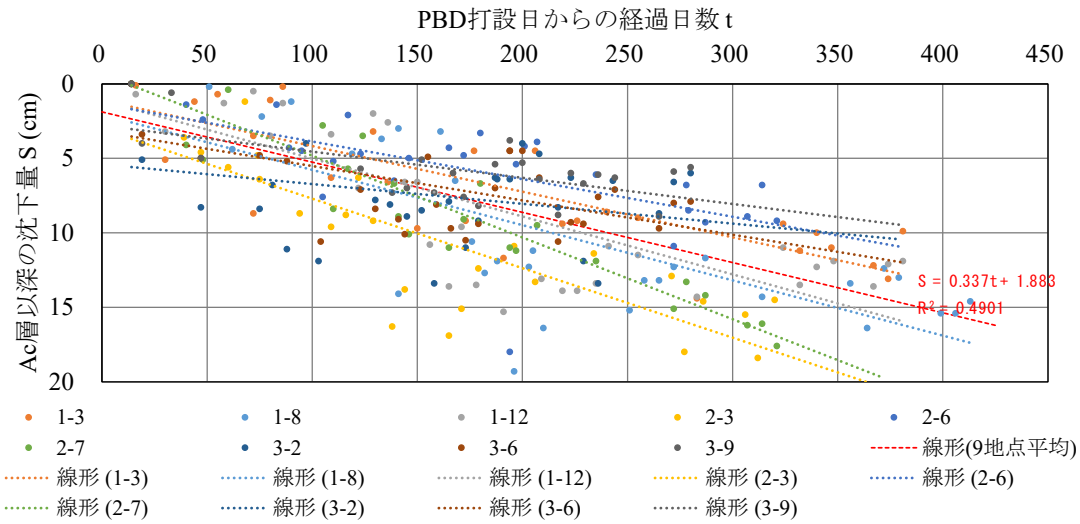


図-5.2.13　層別沈下板による Ac 層以深の沈下量

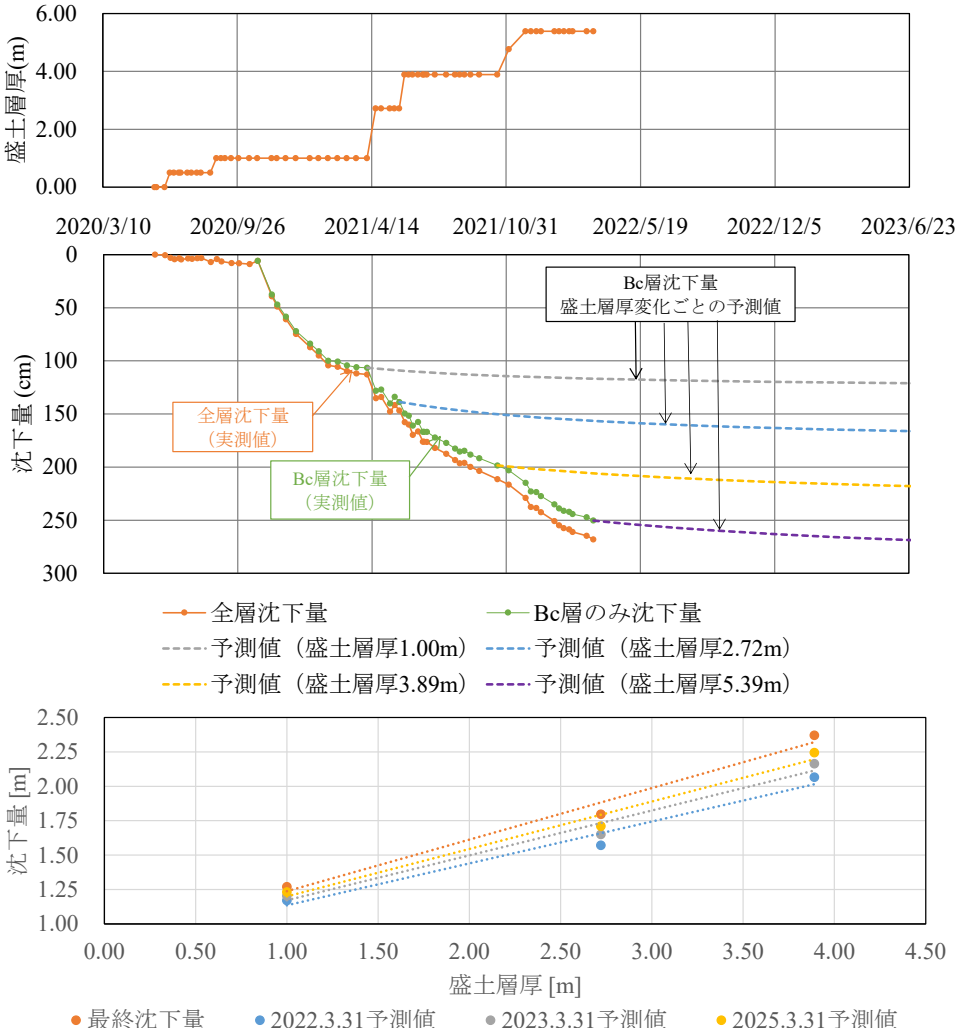


図-5.2.14　Bc 層の実測沈下量と盛土施工段階毎の将来予測（沈下板 1-4 地点）

設置した沈下板 37 地点において盛土層厚と沈下量の予測値の関係を求めた結果，盛土の造成天端高を**図-5.2.15** のように定めた。盛土工事を先行する第 1，2 工区の天端高を DL+10.8 m とし，後工程で Bc 層厚が小さい第 3 工区を DL+10.4 m とすることで，工事完了時の 2022 年 3 月時点で標高が同等とな

ることを想定した。また，沈下板 1-G 地点では沈下量が大きいため，盛土工事完了時点での造成天端高を周囲より 70 cm 高い DL+11.5 m に設定した。敷均し作業にはブルドーザに施工段階ごとの盛土形状の 3D 設計データに合わせてブレードが自動制御するマシンコントロール機能を使用した（**写真-5.2.4**）。モニタ上に示される設計データの造成高になるまで敷均し，沈下速度が低下するまで沈下量を計測する方法を繰返した。設定仕上げ高まで盛土の造成が完了した後も沈下量の計測を継続し，その後の将来予測を行った。この結果，2023 年 3 月末時点の Bc 層の圧密度は沈下板の全地点で要求された 90%以上に達することを確認した。また，造成天端の高低差は仕上げ時点で最大 110 cm の設定としたが，2023 年 3 月末で 74 cm になるなど不陸が低減する傾向にある（**図-5.2.16**）。

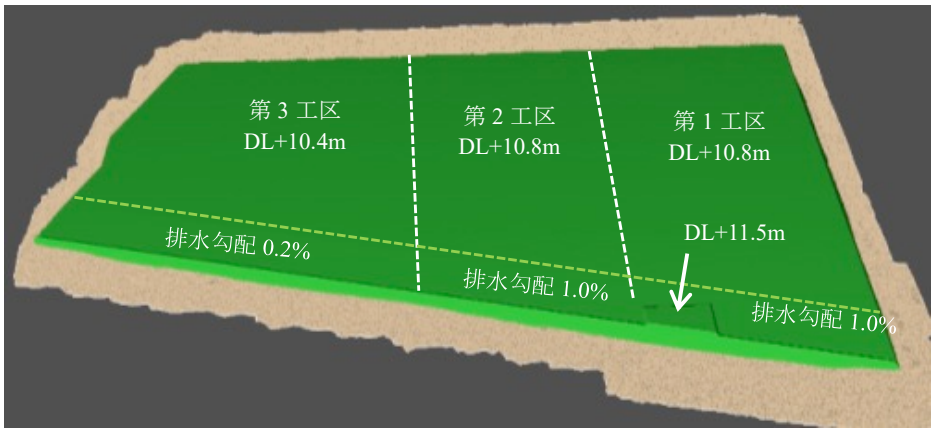


図-5.2.15　盛土造成天端高の設定

写真-5.2.4　盛土敷均し状況（マシンコントロール機能使用）

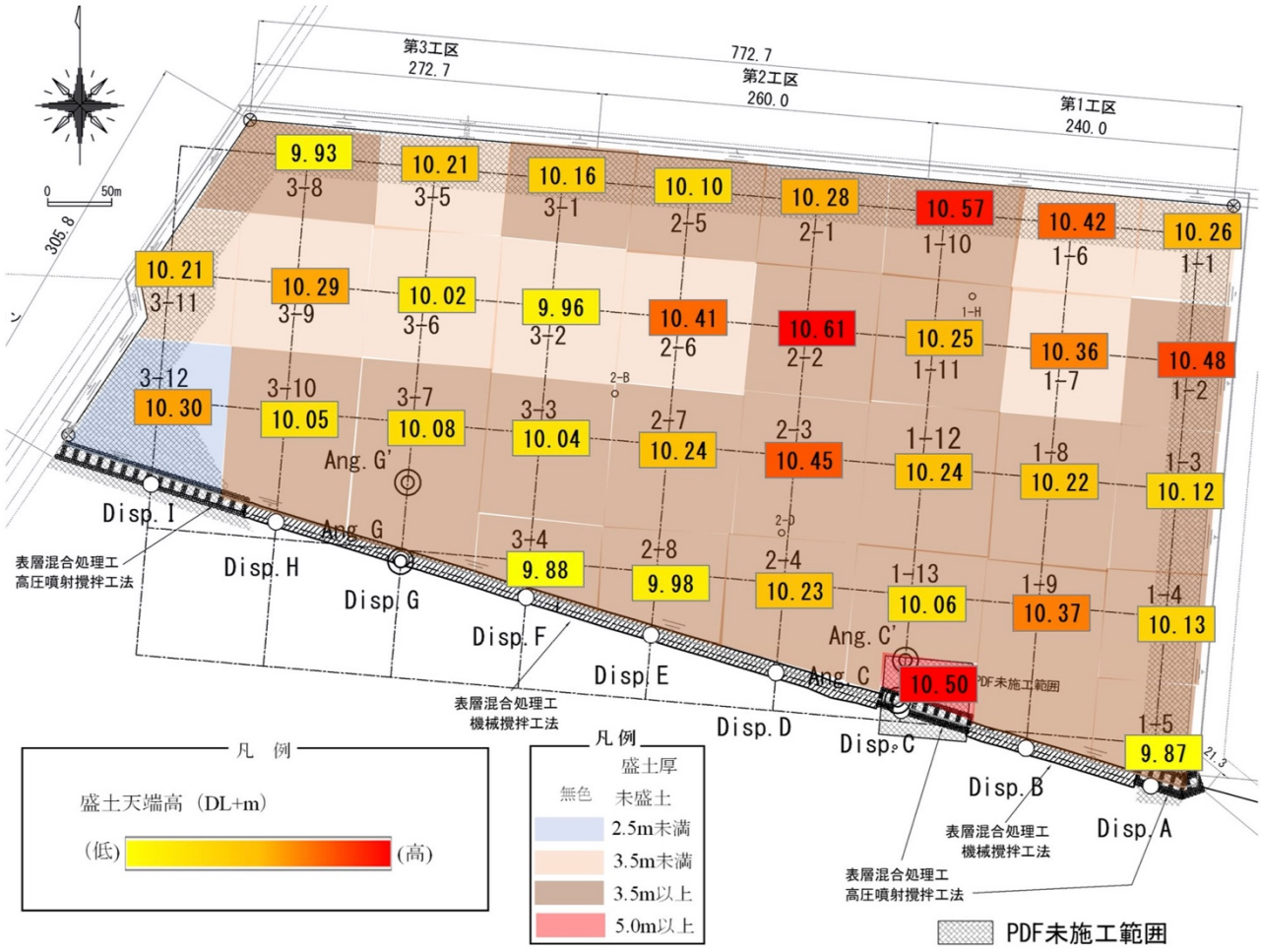


図-5.2.16　盛土造成天端高の予測値

（2022 年 2 月時点計測値に基づく 2023 年 3 月末時点予測値）

(4) まとめ

軟弱な埋立粘土地盤上において，盛土時の地盤挙動の予測および計測管理を実施した結果より，以下の結論を得た。

1) 盛土時における軟弱地盤の変位計測をおこなった結果，盛土端部では水平変位の方が，内陸部では沈下の方が卓越する挙動を示した。端部の挙動は，内側部の沈下に伴って盛土直下地盤が施工端部方向に押し出されたことが原因として考えられる。ただし，２つの計測管理手法を併用して施工管理を実施した結果すべて基準値内に収束していることから，懸念していた側方流動等の兆候を示すことなく安全に施工を終えることができた。
2) 盛土時の Bc 層の挙動について FEM 弾塑性解析を実施した結果，解析値は計測値よりも過大に評価するものの，埋立粘土層の水平変位分布は定性的に再現できることを示した。また，全層未改良区画（A 区画）における沖積粘土層の地盤材料パラメータを再考することにより，計測値を再現できることも示した。
3) PBD 打設機を用いて Bc 層下端への層別沈下板設置をおこない Ac 層以深の沈下量を計測することで，軟弱な Bc 層のみの沈下量を把握した。その結果，精度の高い沈下量の将来予測が可能となり，沈下後に不陸を低減する盛土造成の計画立案に活用した。

5.2.2 PBD 打設機を用いた軟弱改良地盤の土層分布の推定と層別沈下板の設置

本工事区域内において，沈下量が平面的に異なる発生要因を特定するため，Bc 内の土層構成を圧密層と非圧密層に分類し，圧密層の層厚 H と沈下量 S との関係を求めた。Bc 内の土層構成の分類においては， PBD 打設時の油圧抵抗値 P_M からコーン貫入抵抗力 q_c を推定する技術を活用し，土層構成を推定した。さらに，PBD 打設機を用いて設置した層別沈下板を活用し，地表面沈下板で得られた全層沈下量 S から Bc のみと Ac 以深の沈下量を分離した。本稿では，これらの PBD 打設機を活用した実測結果に基づき，夢洲 2 区内における Bc および Ac 以深の各沈下特性について報告する。

(1) PBD 打設記録から推定した Bc 内土層構成と沈下量の関係

1) PBD 打設時の油圧貫入抵抗値に基づく土層の分類

夢洲 2 区の造成完了後から 7 ヶ月経過した 2022 年 11 月 2 日時点での全層沈下量を図-5.2.17 に示す。この結果，同じ C 区画内で隣り合う沈下板 3-6 と 3-9 の全層沈下量 S は，それぞれ $S_{3\text{-}6}$=2.13 m，$S_{3\text{-}9}$=0.92 m と 1.21 m の差異が生じた。このような沈下量 S の違いには，区画別に Bc 内の圧密進行度が異なる他，Bc 内の砂質土の混入量や盛土層厚の違いによる影響が考えられる。なお，これまでの沈下量の計測結果より，PBD 打設後から 2022 年 11 月までの期間では，全層沈下量の 90 %以上が Bc の沈下量である。このため，本項においては，Bc の圧密沈下量に対する要因を分析することを目的とする。

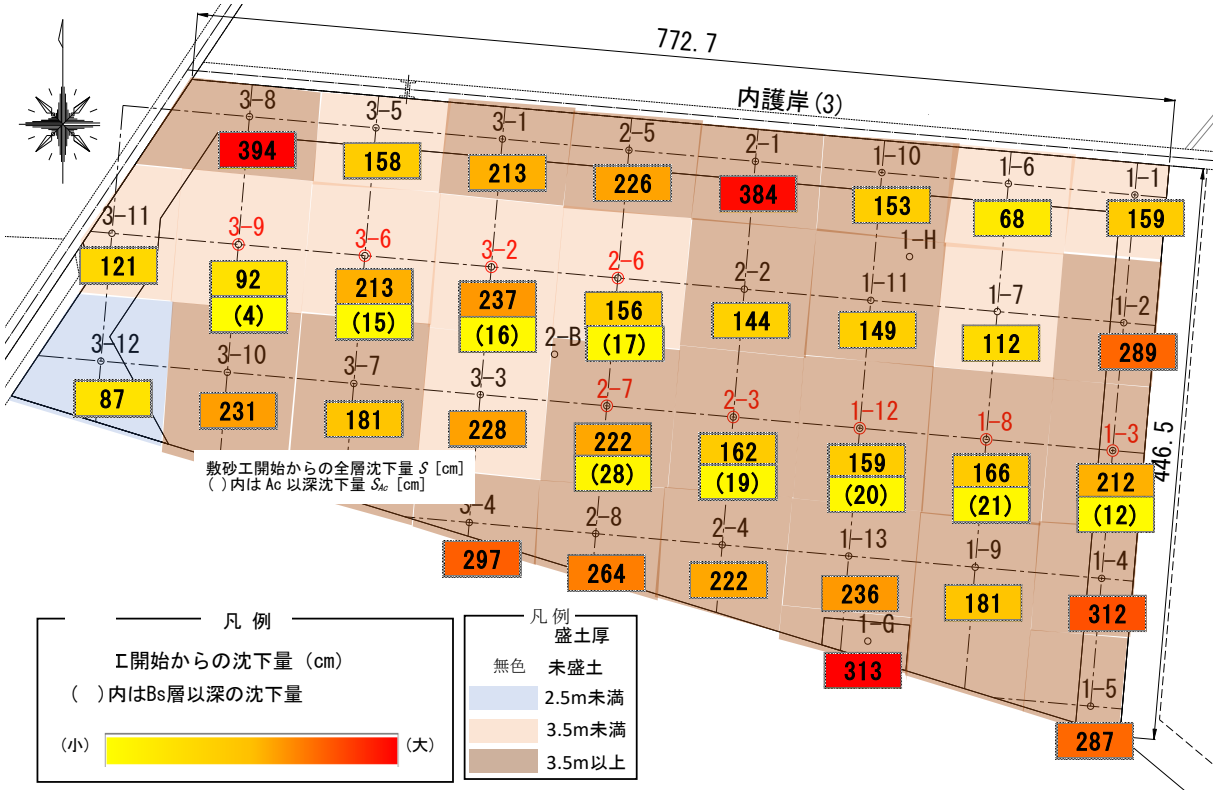


図-5.2.17 盛土層厚と沈下量平面図

(沈下量は 2022 年 11 月時点)

この課題に対し，PBD 打設記録 (打設箇所の Bc 層厚および油圧抵抗値 P_M) を用いて Bc 内の圧密層と非圧密層の分類を試み，地表面沈下板付近の圧密層の層厚 H と沈下量 S との関係を求めた。具体的には，PBD 打設時のケーシング圧入に対する油圧抵抗値 P_M から静的コーン貫入試験の貫入抵抗 q_c を推定

し，PBD 打設位置情報と連動させることで地盤の強度分布や土層分布を多次元的に図化処理するシステム[7]を活用している。P_M から q_c への換算は打設機械ごとの公差を低減した萩原ら[8]による手法を用いて定めた。得られた沈下板地点における q_c の鉛直分布を**図-5. 2. 18** に示す。

図-5. 2. 18 において，Bc 内の軟弱粘性土層は q_c=1.5 MPa 以下にあり，q_c=1.5 Mpa を超える箇所にまとまった硬質土が存在している。そこで，q_c=1.5 MPa を閾値として非圧密層である硬質土（砂質土層および表層混合処理工における改良土）と圧密層である軟弱粘性土に分類した。

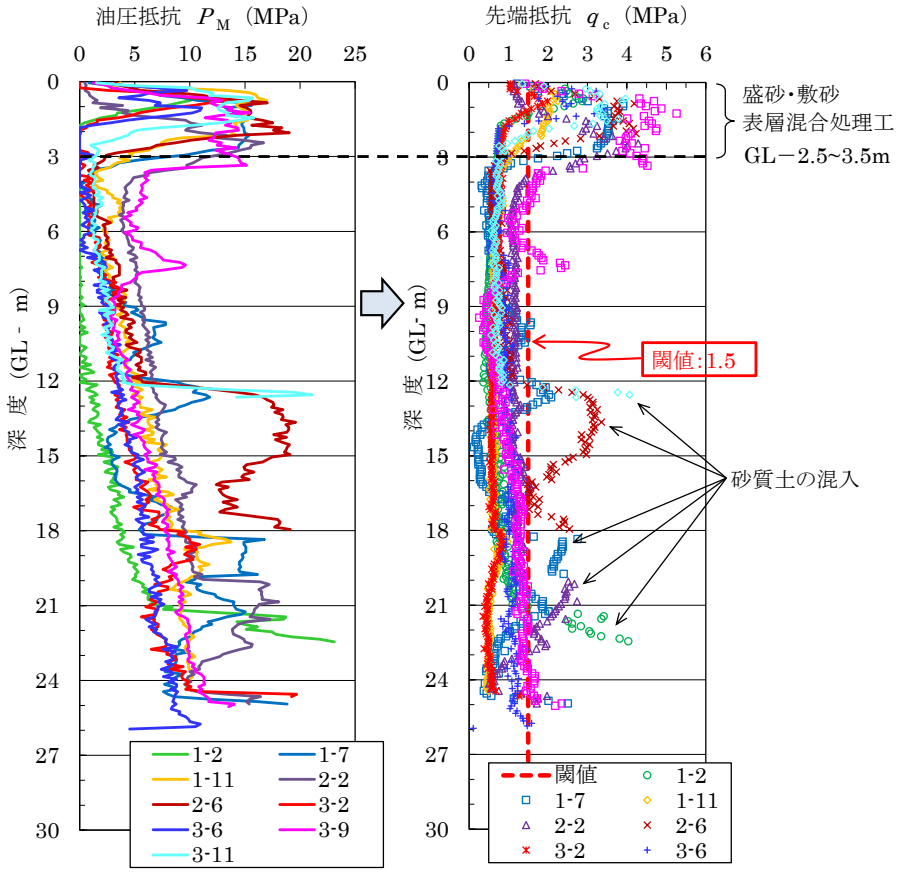


図-5. 2. 18　PBD 打設機による油圧抵抗値 P_M から換算した先端抵抗 q_c および土層区分の閾値の設定

2）PBD 打設記録から求めた夢洲 2 区の Bc 層厚と土層構成

夢洲 2 区内の Bc に 1.4 m 間隔，全 175,144 本の PBD を打設した記録を用いて，打設深度および油圧抵抗値 P_M を整理した。この結果，打設深度の平面図を**図-5. 2. 19** に，Bc 内において圧密層（q_c=1.5 MPa 未満）と非圧密層（q_c=1.5 MPa 以上）に分類した断面図を**図-5. 2. 20**（東西方向）および**図-5. 2. 21**（南北方向）に示す。**図-5. 2. 20** および**図-5. 2. 21** には地表面沈下板地点における盛土層厚および 2022 年 11 月時点の全層沈下量 S を併記している。

Bc 内の非圧密層は，深度 0 ~ 2.5 m の範囲に敷砂と盛砂による砂層（層厚 1.0 m）および表層混合処理工によるセメント固化改良土層（層厚 1.5 m）があり，層内の中間および下部に砂質土が混在している。深度 2.5 m 以浅に圧密層として図化された箇所が存在するが，これは表層混合処理工の改良土の強度が高く PBD 打設時にケーシングを貫入できない箇所を別途油圧アースオーガにより削孔したものである（削孔径ϕ300 mm）。このため，深度 2.5 m 以浅は一律全域において非圧密層とみなしている。また，Bc の圧密を促進させる載荷盛土は PBD 打設後に敷均しをしたため，**図-5. 2. 20** および**図-5. 2. 21** には図化していない。

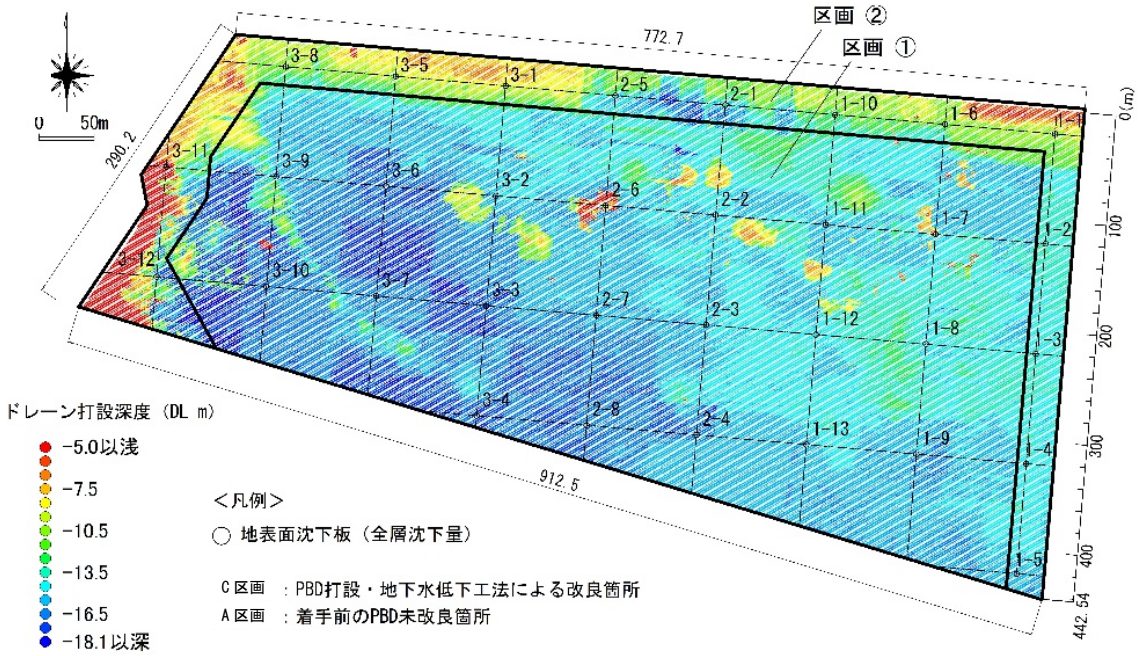


図-5.2.19　PBD 打設深度の平面分布図

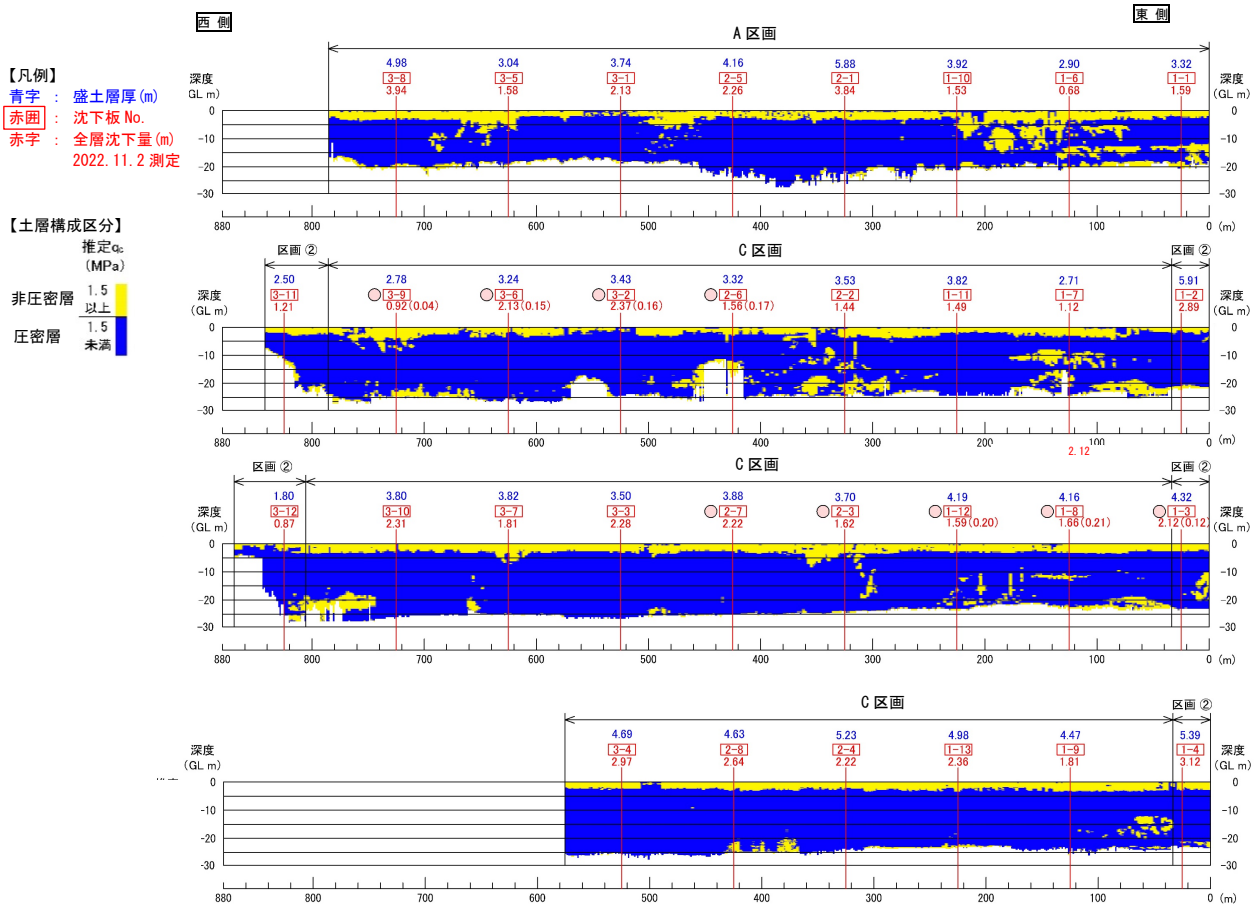


図-5.2.20　PBD 打設記録から求めた圧密層・非圧密層の土層構成図（東西方向）

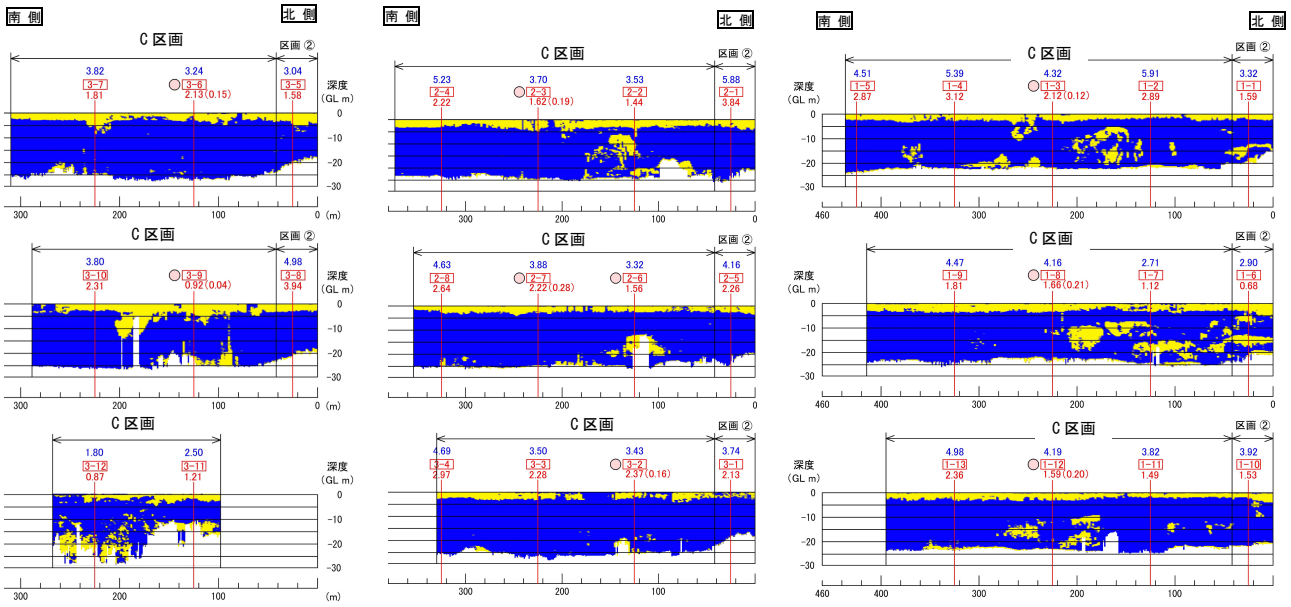


図-5.2.21　PBD 打設記録から求めた圧密層・非圧密層の土層構成図（南北方向）

3）Bc 内の圧密層厚 H，圧密圧力 p' と全層沈下量 S の関係

各沈下板地点での全層沈下量の実測値 S に不陸が生じた要因を明らかにするため，Bc 内の圧密層の厚さ H との関係を求めた。図-5.2.21 に示すように，沈下板を中心とした 10 m 四方の柱状のブロックから q_c=1.5 MPa 未満の圧密層の体積を抽出し，Bc 内の圧密層の平均層厚 H を求めた。また，盛土の造成層厚に伴い発生する圧密圧力 p' が沈下板地点ごとに異なる点も S の違いに関係していると考えた。港湾施設における圧密沈下量を求める下式[9]より，C_c と U は場所や深度ごとに違いはあるものの，ここでは同一値と仮定し，S–H，S–$\log_{10}p'$，S–$H\cdot\log_{10}p'$ の関係を整理した。

$$S_f = \frac{C_c}{1+e_0} H \left(\log_{10} \frac{p'_0 + p'}{p'_0} \right) (1-U)$$

ここに，S_f：複合地盤の沈下量(m)，C_c：圧縮指数，e_0：原地盤の初期間隙比，p'_0：初期圧力(kN/m^2)，p'：圧密圧力(kN/m^2)，U：圧密度である。

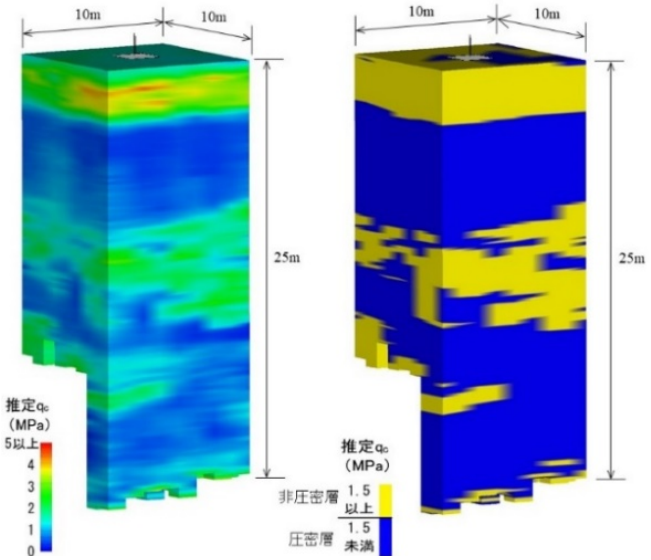


図-5.2.22　沈下板付近の圧密層の抽出例（沈下板 1-7）

図-5.2.23 に C 区画，図-5.2.24 に A 区画における全層沈下量の実測値 S と Bc 層内の圧密層厚 H，圧密圧力 p'との関係を示す。この結果，S と H，S と $\log_{10}p'$ には一定の相関が認められた。図-5.2.23 の沈下板 2-6 や図-5.2.24 の沈下板 3-8 での S は，H との関係では近似直線から逸脱して大きい値であるが，$\log_{10}p'$との関係では近似直線との乖離が小さいことが示された。

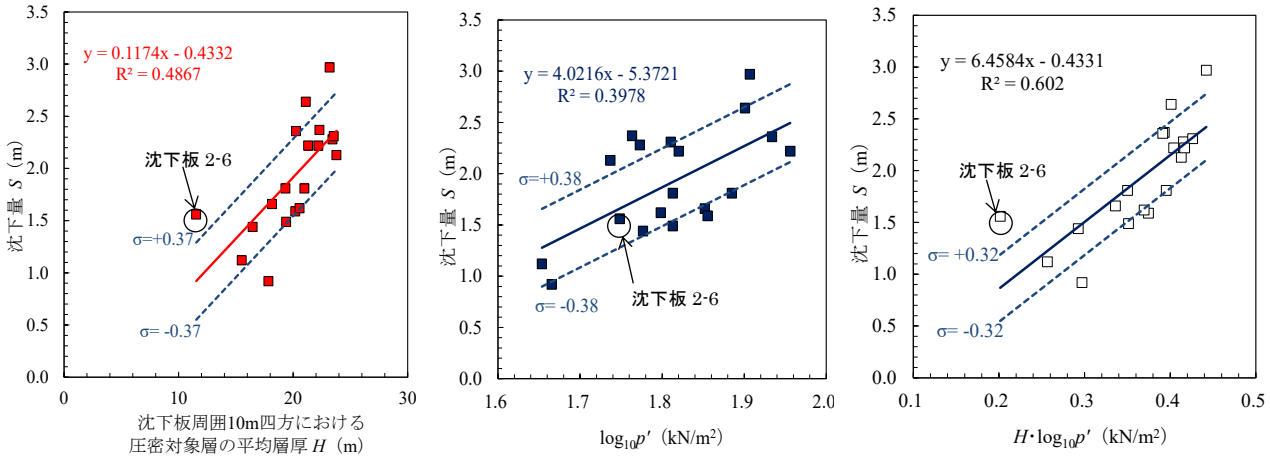


図-5.2.23　Bc 層内の圧密層の平均層厚 H，圧密圧力 p'と全層沈下量 S の関係（C 区画）

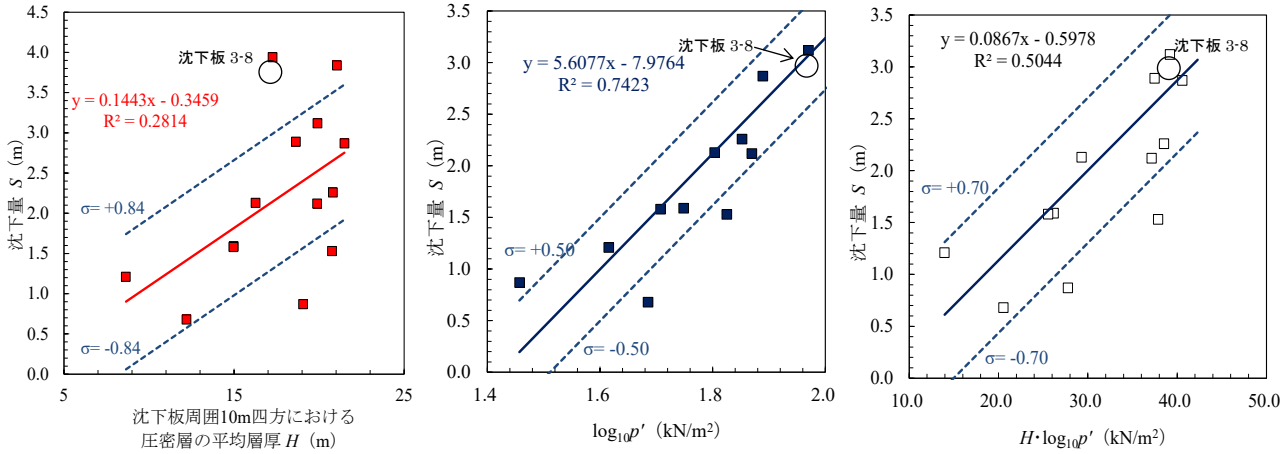


図-5.2.24　Bc 層内の圧密層の平均層厚 H，圧密圧力 p'と全層沈下量 S の関係（A 区画）

表-5.2.2　沈下板地点での沈下量 S および影響因子（C 区画）

沈下板 No.	圧密層体積比	Bc内圧密層層厚 H(m)	全層沈下量 (実測値) S (m)	盛土層厚 (m)	圧密圧力 p' (kN/m²)
1-7	72%	15.52	1.12	2.71	45.03
1-8	78%	18.15	1.66	4.16	71.13
1-9	85%	20.98	1.81	4.47	76.71
1-11	84%	19.38	1.49	3.82	65.01
1-12	87%	20.19	1.59	4.19	71.67
1-13	86%	20.24	2.36	4.98	85.89
2-2	67%	16.47	1.44	3.53	59.79
2-3	84%	20.56	1.62	3.70	62.85
2-4	88%	21.31	2.22	5.23	90.39
2-6	65%	11.53	1.56	3.32	56.01
2-7	88%	22.20	2.22	3.88	66.09
2-8	83%	21.10	2.64	4.63	79.59
3-2	90%	22.29	2.37	3.43	57.99
3-3	89%	23.44	2.28	3.50	59.25
3-4	90%	23.19	2.97	4.69	80.67
3-6	88%	23.78	2.13	3.24	54.57
3-7	77%	19.32	1.81	3.82	65.01
3-9	73%	17.84	0.92	2.78	46.29
3-10	90%	23.54	2.31	3.80	64.65

表-5.2.3　沈下板地点での沈下量 S および影響因子（A 区画）

沈下板 No.	圧密層体積比	Bc内圧密層層厚 H(m)	全層沈下量 (実測値) S (m)	盛土層厚 (m)	圧密圧力 p' (kN/m²)
1-1	73%	14.98	1.59	3.32	56.01
1-2	83%	18.64	2.89	5.91	102.63
1-3	86%	19.88	2.12	4.32	74.01
1-4	86%	19.90	3.12	5.39	93.27
1-5	87%	21.49	2.87	4.51	77.43
1-6	59%	12.20	0.68	2.90	48.45
1-10	86%	20.76	1.53	3.92	66.81
2-1	87%	21.05	3.84	5.88	102.09
2-5	88%	20.81	2.26	4.16	71.13
3-1	85%	16.26	2.13	3.74	63.57
3-5	74%	14.97	1.58	3.04	50.97
3-8	83%	17.26	3.94	4.98	85.89
3-11	70%	8.64	1.21	2.50	41.25
3-12	79%	19.06	0.87	1.80	28.65

図-5.2.23 および図-5.2.24 において，近似直線からの乖離幅の標準偏差σは，*S*–*H* のみの関係よりも *S*–log$_{10}$*p'* あるいは *S*–*H*･log$_{10}$*p'* の方が小さい結果となった。図-5.2.25 は C 区画において盛土層厚を 3.0 m から 4.0 m の間のみの *S*–*H* の関係を抽出したものである。圧密圧力 *p'* が大きく変わらない範囲に限定すると，*S*–*H* の相関性は高くなり，近似直線からの乖離幅の標準偏差σも小さい。

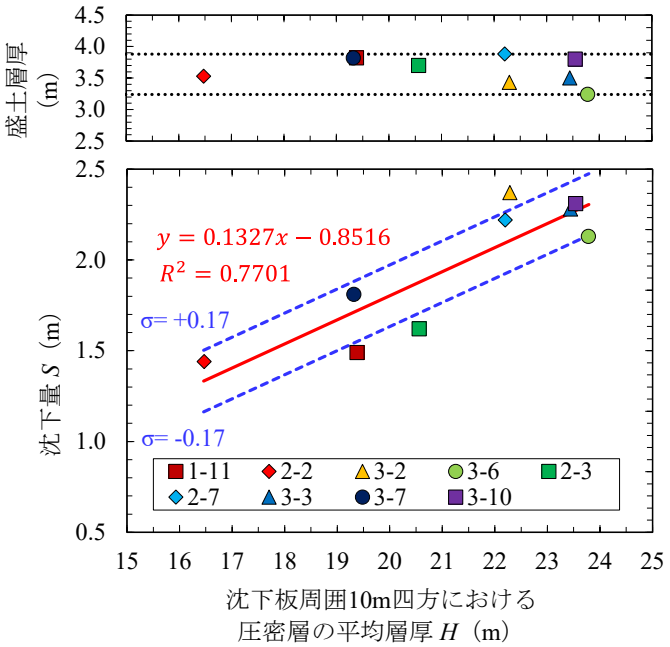


図-5.2.25　盛土層厚 3～4 m の *S*–*H* の関係（C 区画）

上記より，PBD 打設記録である油圧抵抗値 P_M から Bc 内の圧密層厚 *H* を抽出し，圧密圧力 *p'* を考慮することで，沈下量 *S* と相関性があることが示された。したがって，沈下量 *S* の平面的な違いには，Bc 内に混在する砂溜まり等の非圧密層の堆積層厚が影響していると考えられる。

この関係を用いることで，沈下計測地点間の実測沈下量および沈下量の将来予測値を PBD の打設記録により平面補間することを可能としている。沈下量を高い精度で補間するには，圧密圧力 *p'* 等のパラメータを一定の範囲内に限定するか，各種パラメータを考慮した相関を取る必要がある。

(2) PBD 打設機による層別沈下板の設置と計測値の活用

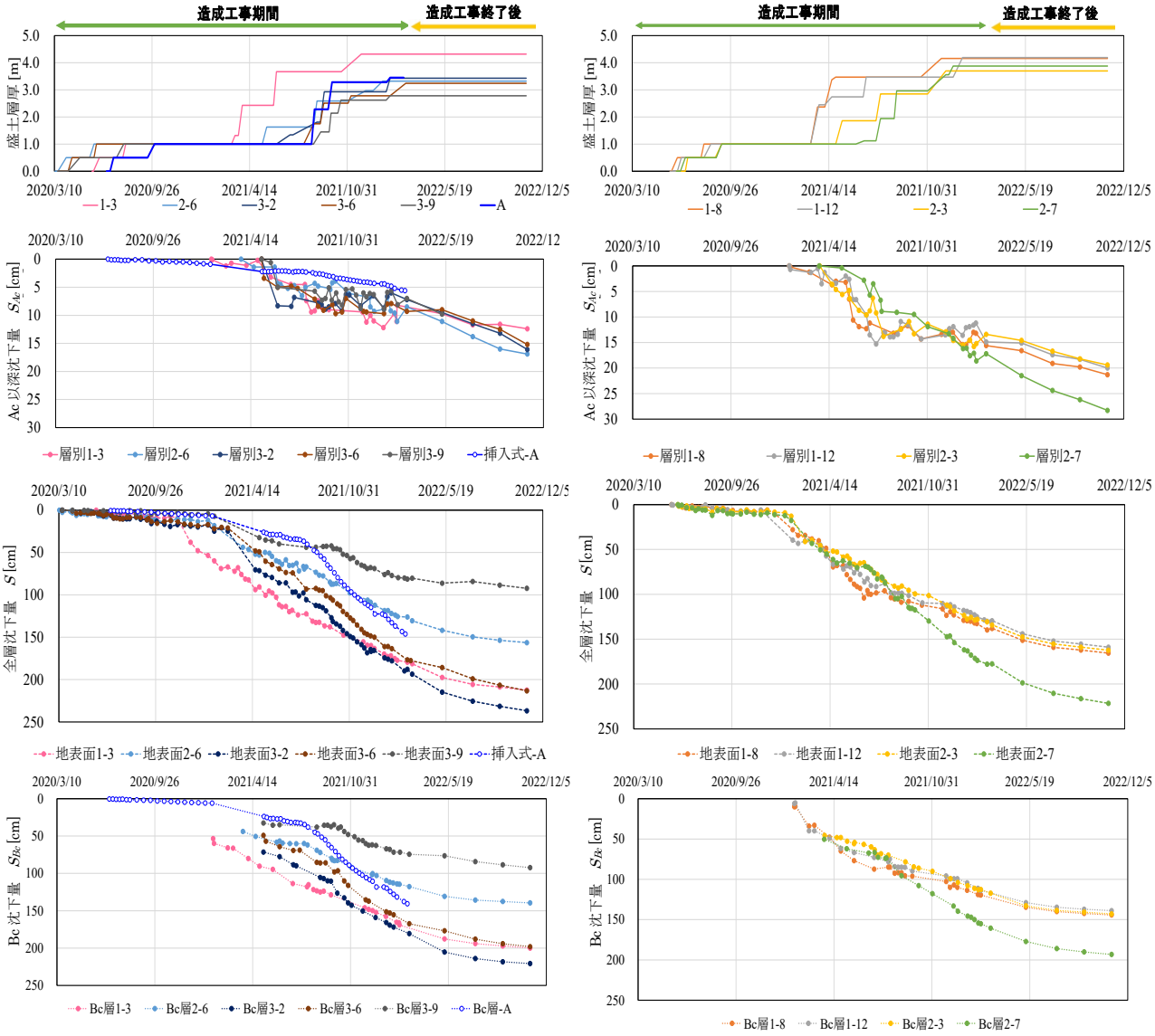
1) PBD 打設機による層別沈下板の設置

沈下性状が場所ごとに異なる Bc および Ac 以深の沈下量を分離して測定するため，図-5.2.1 の位置において地表面沈下板 (Bc 上端) および層別沈下板 (Bc 下端) の沈下量を計測した。層別沈下板の構造および設置方法は図-5.2.12 および既往文献[10]を参照されたい。

沈下量の測定頻度は沈下初期である造成工事期間中は週 1 回，造成工事完了後は 2 ヶ月に 1 回とした。沈下量の初期値は敷砂層の敷均し開始時点を沈下量ゼロとし，工事期間中の測定は計測頻度を高めるため簡易に測定できるポータブル GPS 位置決め装置を使用し，造成工事完了後の計測はオートレベルを用いた 3 級水準測量と同等の精度の計測を行った。また，造成工事期間中には工事区域南側の端部変位計測を目的として設置した観測孔（ϕ116 mm）を使用した挿入式層別沈下計を使用した計測を同じ頻度で実施した（図-5.2.1 測点 A）。

2）層別沈下板の沈下計測値に関する考察

地表面沈下板および層別沈下板による計測値と造成工事による盛土層厚の変化を図-5.2.26 に示す。図-5.2.26 では，層別沈下板により得られた Ac 以深沈下量 S_{Ac} の大小のグループに分類した。また，地表面沈下板による全層沈下量 S の実測値および各沈下量の差異から求めた Bc 沈下量 S_{Bc} を併記した。この結果，全層沈下量 S は場所ごとに大きく異なっており，計測期間内で 90～240 cm の沈下を計測し，造成工事終了後の 2022 年 5 月以降に沈下速度が低減した。沈下速度の低減は 2023 年 4 月時点で圧密度 90%に達するように設計された Bc 沈下量 S_{Bc} が卓越していることが要因にある。一方で，Ac 以深沈下量 S_{Ac} は，造成工事期間中の 12～15 ヶ月間で 5～20 cm，工事完了後の 8 ヶ月間で 5～15 cm であった。S_{Ac} は，計測期間内で沈下速度の低下が認められず，全層沈下量 S とは異なる性状を検知している。



(a) Ac 以深沈下量 S_{Ac} が小さいグループ　　(b) Ac 以深沈下量 S_{Ac} が大きいグループ

図-5.2.26　地表面沈下板および層別沈下板による沈下量実測値および盛土層厚の変化

3）層別沈下計 A 地点との比較

層別沈下板と挿入式層別沈下計（A 地点）の計測値を比較すると（**図-5.2.27** 参照），A の Ac 以深沈下量 S_{Ac} は他の層別沈下板に比べ小さい。A 地点が盛土南端部であるため，Ac 以深に作用する盛土荷重は他地点に比べ小さいことが起因していると考えられる。また，各層別沈下板の沈下量は第 1 洪積層 Ma12 以深の沈下量も含んでいるが，挿入式傾斜計 A の沈下計測値は Ac のみの値であり洪積層以深の沈下量を含んでいないことも沈下量が小さい要因にある。しかしながら，近隣の舞洲の沈下計測実績[11]では，洪積層の沈下量が Ac の沈下量に対して約 13 %であり，今回は沈下初期であることから，洪積層の沈下量の影響は小さいと考えられる。

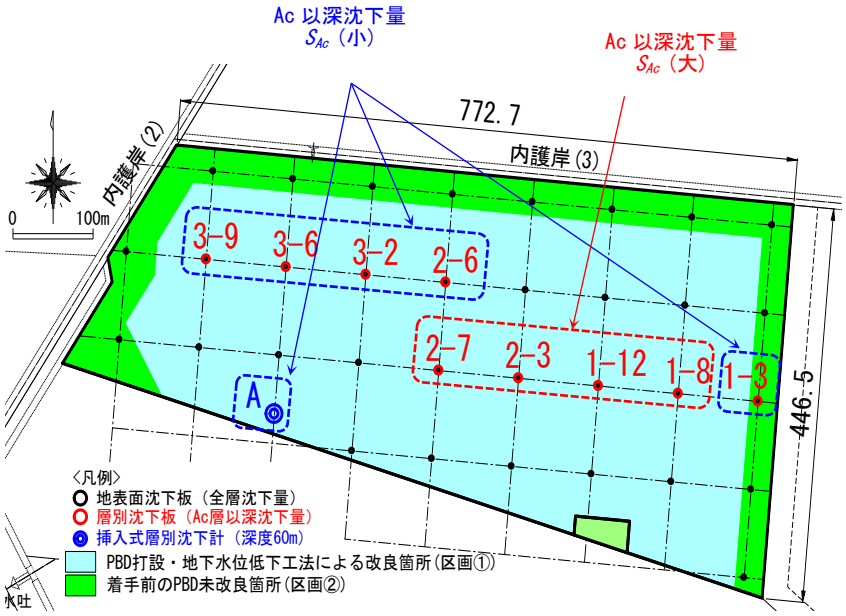


図-5.2.27　Ac 以深沈下量 S_{Ac} の大小グループの位置関係

4）Ac 層以深沈下量 S_{Ac} に関わる要因の考察

Ac 以深沈下量 S_{Ac} が比較的大きいグループの位置は，**図-5.2.27** より夢洲 2 区内の中央から東側に偏っていることが示された。本工事では工事区域東側から先行して盛土造成を行ったため，圧密圧力の載荷日数が経過している東側で S_{Ac} が大きいことを裏付けている。また，盛土造成高は沈下後の標高を確保するため，Bc 沈下量 S_{Bc} が大きい箇所には盛土層厚を大きく造成し，区域東側の盛土層厚は西側に比べて総じて大きくなった。したがって，Ac 以深沈下量 S_{Ac} が大きい箇所は，盛土層厚に伴う圧密圧力 p' が増大したことが影響していると考えられる。

また，C 区画の Bc は，過去に PBD 打設および地下水位低下工法により圧密促進することで浚渫粘土が減容化され，密度が高まって圧密圧力 p' が増加したことが考えられる。これにより，A 区画（沈下板 1-3）よりも Ac 以深沈下量 S_{Ac} が大きくなったことが考えられる。

図-5.2.28 は，盛土造成に伴う圧密圧力 p' と S_{Ac}/H_{Ac} の関係を示している。ここで，S_{Ac} は Ac 以深沈下量，H_{Ac} は Ac 層厚を示す。盛土南端部の A 地点の p' は受圧面積を考慮し他地点の 60%に低減している。この結果，S_{Ac} と $\log_{10} p'$ には一定の相関関係が認められた。したがって，層別沈下板による計測値が適切に場所ごとの特性に応じた Ac 以深沈下量 S_{Ac} を捉えたと考えられる。

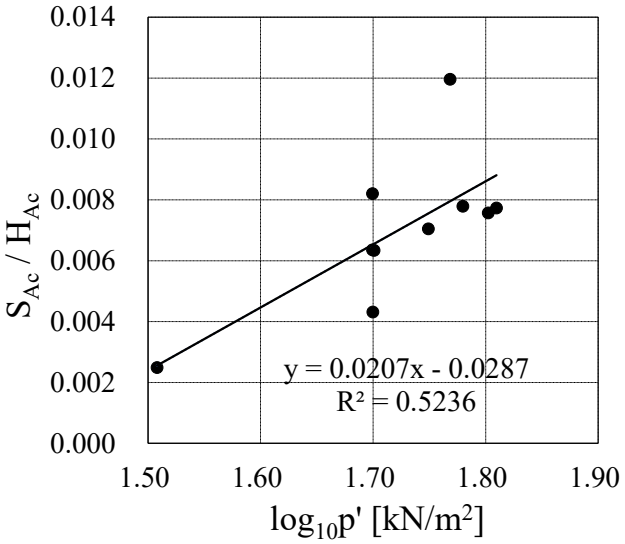


図-5.2.28　層別沈下板により計測した S_{Ac}/H_{Ac} と $\log_{10}p'$の関係

(3) おわりに

夢洲 2 区における PBD 工において，PBD 打設機を活用した下記の試みを行った結果を整理する。

1) 埋立粘性土層 Bc の土層構成を PBD 打設時の油圧抵抗値 P_M から圧密層と非圧密層に区分した土層構成を推定した。この結果，沈下板を中心に 10m 四方の圧密層の平均層厚 H と沈下量 S には相関性があり，S の平面的な違いには砂溜まりなどの非圧密層の存在が影響していることが示された。また，圧密圧力 p'を考慮することで，H と S との相関性を高められることが示された。この活用により， PBD 打設記録を用いて沈下計測地点間の沈下量を一定の精度で平面補間することが可能と考えられる。
2) PBD 打設機により Bc 下端に設置した層別沈下板による沈下計測結果より，地表面沈下板で得られた全層沈下量 S から Bc と Ac 以深の各沈下量に分離した。Bc が圧密度 90 % に達するのに従い全層での沈下速度が低下しているのに対し，Ac 以深の沈下速度は低下せず，Bc と分離した沈下性状を検知した。また，夢洲 2 区内の Ac 以深沈下量 S_{Ac} は，区画別の Bc 内の圧密進行状態や載荷盛土の層厚に伴う圧密圧力 p' と関係があることが示された。
3) 本稿の執筆および調査にあたり，工事発注者の大阪港湾局にご協力を頂いた。ここに付記して謝意を表する。

【参考文献】

1) 稲垣祐輔・譽田孝宏・大月一真：臨海地区における盛土地盤の変形挙動に関する検討，土木学会第 77 回年次学術講演会，III-04，2022.
2) 大月一真・伊藤一典・中野梢・譽田孝宏・稲垣祐輔・辻貴博：臨海地区の土地造成工事における盛土端部の計測管理，土木学会第 77 回年次学術講演会，III-05，2022.
3) 大月一真・榊原 司・大川浩司・明石実可子・大島昭彦：PBD 打設機により軟弱粘土層下部に設置した沈下計測機器の活用法，土木学会第 77 回年次学術講演会，III-409，2022.
4) 富永真生・橋本正治：側方変位の現地計測による盛土の施工管理について，(社)土質工学会「土と基礎」，Vol.22，No.11，pp.43-51，1974.
5) 松尾稔・川村国夫：軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図，(社)土質工学会「土と基礎」，Vol.26，

No.7，pp.5-10，1978.
6) Iizuka and Ohta: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
7) 平田昌史・白神新一郎・清水英樹・福田淳・川鍋修・野村忠明：プラスチックボードドレーン打設機の油圧抵抗を利用した地質推定手法の開発，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.67, No.3, 358-371, 2011.
8) 萩原侑大・林口美木・大島昭彦・大月一真・白神新一郎：夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の PBD 打設時の先端貫入抵抗に基づく沈下量予測，第 16 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.217-224, 2022.
9) 公益社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.826-827，2018.
10) 大月一真・榊原 司・大川浩司・明石実可子・大島昭彦：PBD 打設機により軟弱粘土層下部に設置した沈下計測機器の活用法，土木学会第 77 回年次学術講演会，III-409，2022.
11) 社団法人土質工学会 ： 海底地盤 大阪湾を例として，p.341， 1995.

5.3　夢洲 2 区の浚渫粘土層の沈下予測

5.3.1 概要

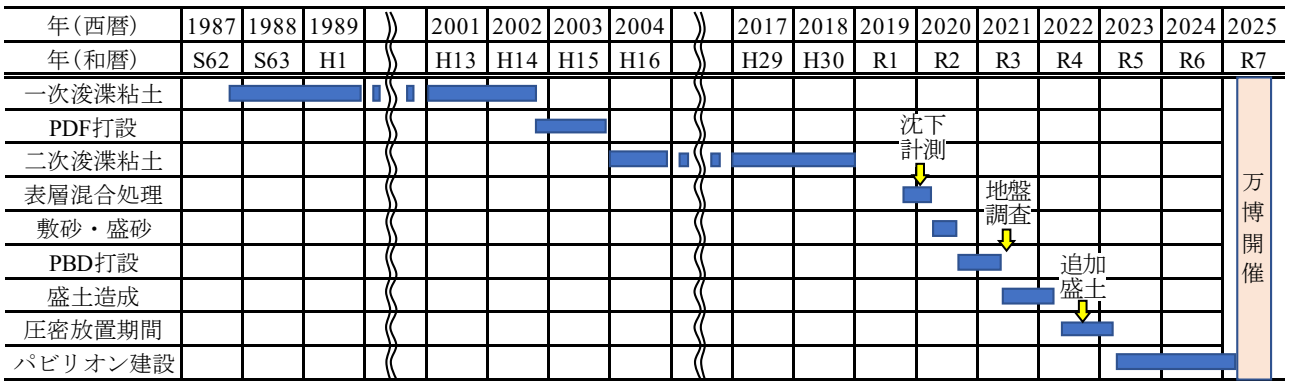
3.1 で述べたように，1977 年に埋立が開始された人工島である夢洲（**図-4.5.1** 参照）は，大阪・関西万博や統合型リゾート（IR）の用地として利用される予定にある。しかし，夢洲全体は浚渫粘土，建設発生土および廃棄物の処分場として埋め立てられたので，場所によって埋立材料や埋立履歴が異なり，かなり複雑な地盤構造となっており，例えば，浚渫粘土層の不均質性と短期的な沈下，沖積粘土層や洪積粘土層の長期的な沈下は今後の構造物の設計・施工に大きく影響する。特に，夢洲 2 区は元々浚渫粘土の処分地で，2025 年 4 月から開催された大阪・関西万博に向けて，2022 年 3 月末まで土地造成工事が行われたが，これまで 2 度に渡る浚渫粘土の埋立に対して，プラスチックボードドレーン（PBD）による鉛直排水工法と地下水位低下工法による地盤改良が行われていた。当面の課題として万博開催期間にパビリオンを含む万博構造物に不同沈下が起こらないような対応が要求されていた。この 2 区地盤の沈下性状を把握するために，**4.6** で述べたように 2 区の 3 地点で地盤調査が 2021 年 6～8 月に行われ，浚渫粘土層の乱れの少ない試料のサンプリングを行い，浚渫粘土層の土質特性（層厚，物理特性，圧密特性など）の詳細が調べられた。その結果は既に **4.6.3** に示した。

本節では，その浚渫粘土層の土質特性を基にして夢洲 2 区の浚渫粘土層の埋立履歴，地盤改良履歴を再現して圧密沈下を予測した結果を示す。

5.3.2 夢洲 2 区土地造成の概要

表-5.3.1 に夢洲 2 区の土地造成の工程表を示す（土地造成工事の詳細は **5.2** 参照）。この土地造成地の地盤性状を**図-5.3.1** に示す。夢洲の埋立は 1977 年から始められ，旧海底面の沖積粘土 Ma13 層の上に敷砂層が設置され，Ma13 層に未貫通のサンドドレーン（SD）施工後，投入開始された一次浚渫粘土を不透水層として敷砂層に設置した排水井戸によって地下水位低下工法を併用した圧密促進が行われた（この段階では Ma13 層の圧密促進が主である）。1987～2002 年に一次浚渫粘土が投入され，2003 年に海上から PDF 工法（3.1.2(2)参照）によって一次浚渫粘土に PBD が打設され，地下水位低下と PBD による圧密促進によって一次浚渫粘土が減容化され，2004～2018 年にさらに二次浚渫粘土が投入された。その後，2019 年から浚渫粘土層の上部 1.5m が表層混合処理され，敷砂 0.5m と盛砂 0.5m 施工後，2020 年 10 月から 2021 年 4 月まで一次，二次浚渫粘土層を通して再度 PBD が打設され，2022 年 3 月まで盛土による土地造成がなされ，2023 年 3 月まで 1 年間の圧密放置期間（浚渫粘土層の圧密度≧90%）を経て，2023 年 4 月から 2025 年 3 月までパビリオンなどの万博構造物の建設するのが当初計画であった（2025 年 4/13～10/13 に万博開催）。ただし，後述するように 2022 年 10 月以降に盛土が追加された。

表-5.3.1　夢洲 2 区の土地造成の工程表



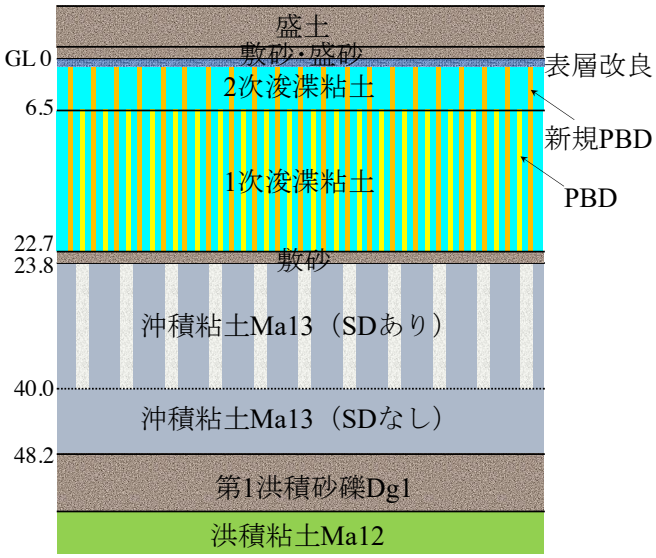


図-5.3.1　夢洲 2 区土地造成地の地盤性状

5.3.3 夢洲 2 区浚渫粘土層の地盤改良・埋立履歴を再現した圧密沈下予測

(1) 浚渫粘土層の地盤改良履歴 [1)]

図-5.3.2 に 2 区内堤内水位（浚渫粘土層の上面水位）と敷砂層水位の測定結果を示す。1992 年頃から 2007 年頃まで敷砂層に設置した排水井戸によって地下水位低下が行われているが，その後は敷砂層の水位はほぼ DL+2m に平衡している。そこで，堤内水位と敷砂層水位の差を水位差として**図-5.3.3** に示す。図には水位差の変化の平均的な傾向を簡略化した想定水位差を示す。後述の圧密沈下予測ではこの水位差による有効応力増分を圧密応力として考慮した。なお，2017 年以降も水位差は約 5m で続いているので，それを考慮した[注)]。

注）地盤調査を行った①，②，③地点（後述の**図-5.3.6** 参照）の盛土部の地下水位 DL+7.28，+7.32，+6.74m（実測値）に対して，敷砂層の地下水位を DL+2.0m に固定して，水位差による有効応力増分を粘土層内に比例配分した。

また，一次浚渫粘土層に対する PDF 工法での PBD の打設状態と有効応力増分を**図-5.3.4** に示す。PDF 工法では PBD の上部 1.5m を熱溶着して不透水としているので，それ以深の PBD の水位は下部の敷砂層と同じとなり，図に示すような有効応力増分となり，浚渫粘土層の圧密促進が期待できる。

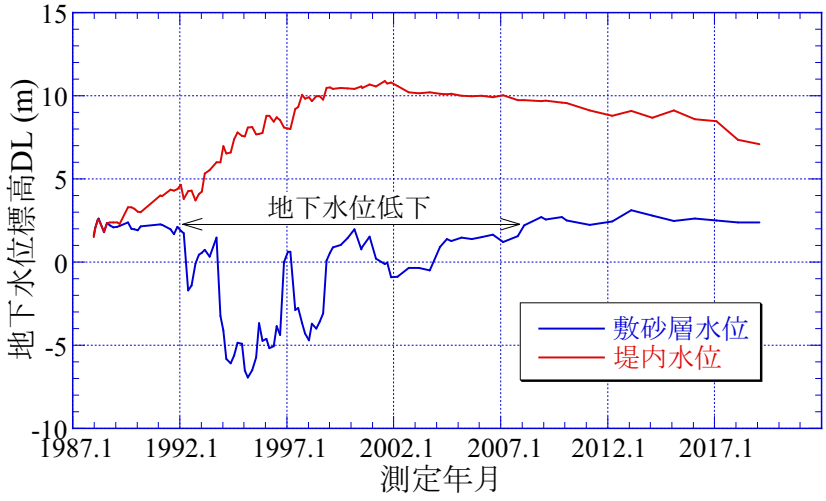


図-5.3.2　2 区内の堤内水位と敷砂層水位の測定結果

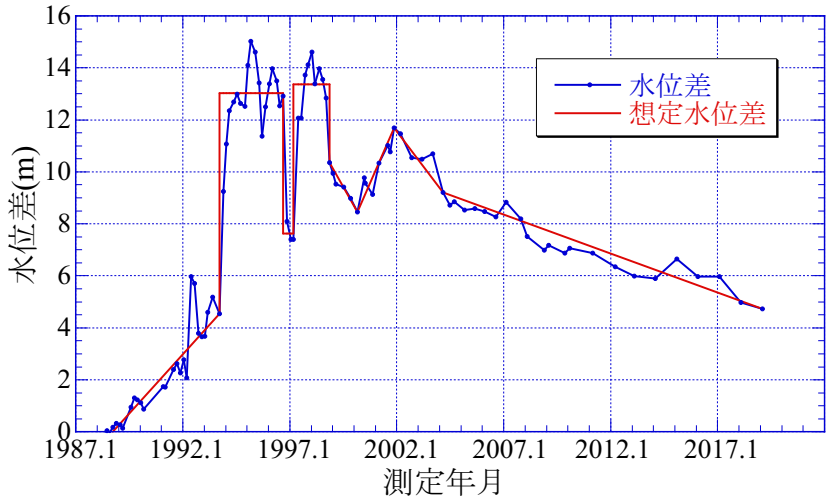


図-5.3.3　水位差の測定結果と計算で想定した水位差

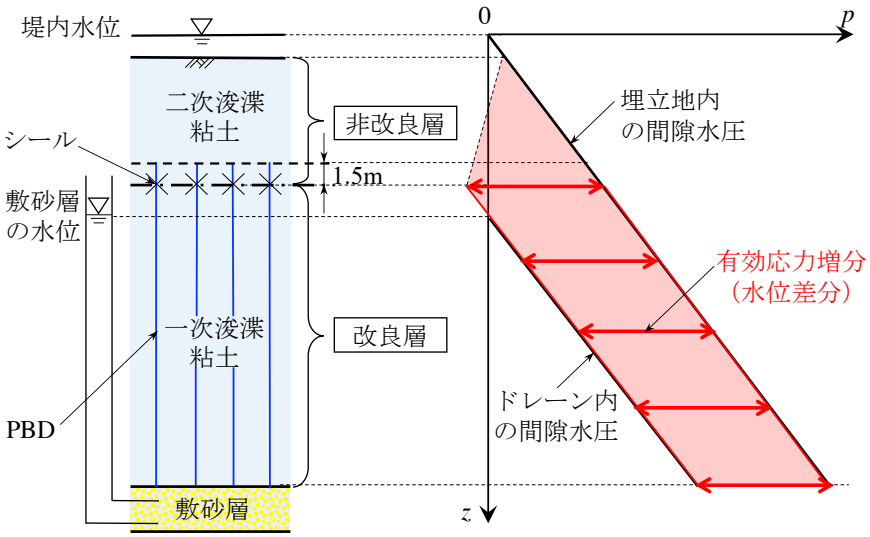


図-5.3.4　一次浚渫粘土層に対する PDF 工法による PBD の打設状態と有効応力増分

(2) 浚渫粘土層の埋立履歴

浚渫粘土層の圧密沈下予測を行うに当たっては，過去の浚渫粘土層の埋立履歴（投入状況）を再現する必要がある。具体的な浚渫粘土層の投入量の記録はないが，**図-5.3.5** に示す夢洲 2 区内で浚渫粘土層の泥面標高が計測されている [2)]（その詳細は**第 4 章**の **4.3.4** に示した）。この図の青点線枠内が今回の土地造成地になる。それを拡大したのが**図-5.3.6** である。土地造成地内に青字と赤字で示す泥面標高計測地点が 15 地点ある（図中の計測地点凡例の「追-」の地点は浚渫粘土投入途中から計測したもので今回は対象外とする）。また，図内には地盤調査を行った①，②，③地点も示す。それらの泥面標高計測値の経時変化を**図-5.3.7** に示す。測点ごとによる差はそれほどないが，以下の①，②，③地点の沈下予測ではそれぞれで最も近い C-43，D，22・C-38 測点のデータを用いた。

以下では代表例として③地点の埋立履歴を示す。**図-5.3.8** に③地点近傍の 22・C-38 測点での一次，二次浚渫粘土の泥面標高およびその平均値を示す。この平均値を計算で再現することとした。③地点近傍の 22･C-38 測点での一次，二次浚渫粘土の泥面標高の平均値を実測値として**表-5.3.2** および**図-5.3.9** に■線で示す。これを圧密計算によって再現することにした。**表-5.3.2** の左半分に，浚渫粘土層の投入年月日，経過日数と泥面標高の実測値を示す。経過日数は浚渫粘土投入開始の 1987 年 11 月 29 日を 0 と

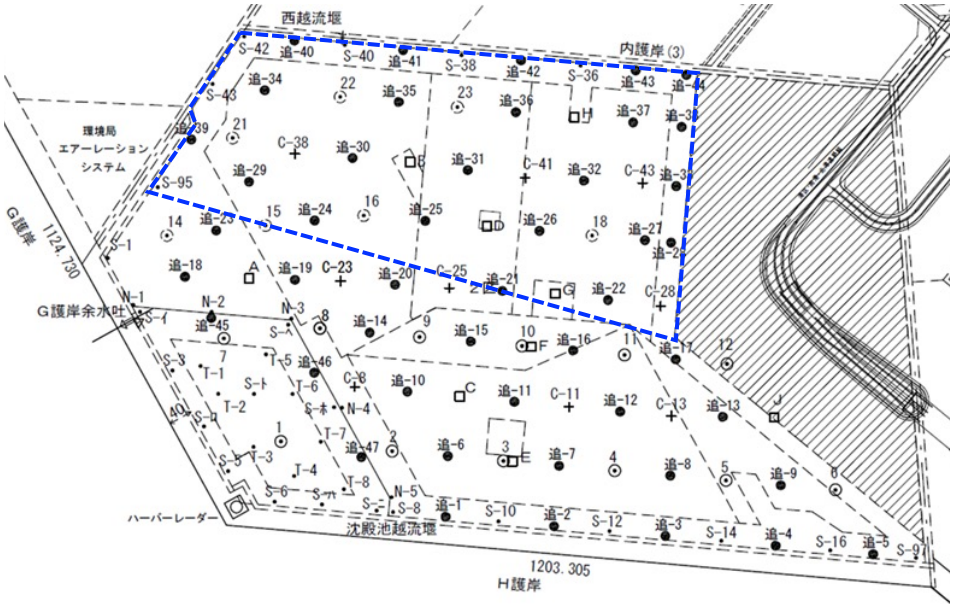


図-5.3.5　夢洲2区全域の浚渫粘土層の泥面標高計測地点 [2)]

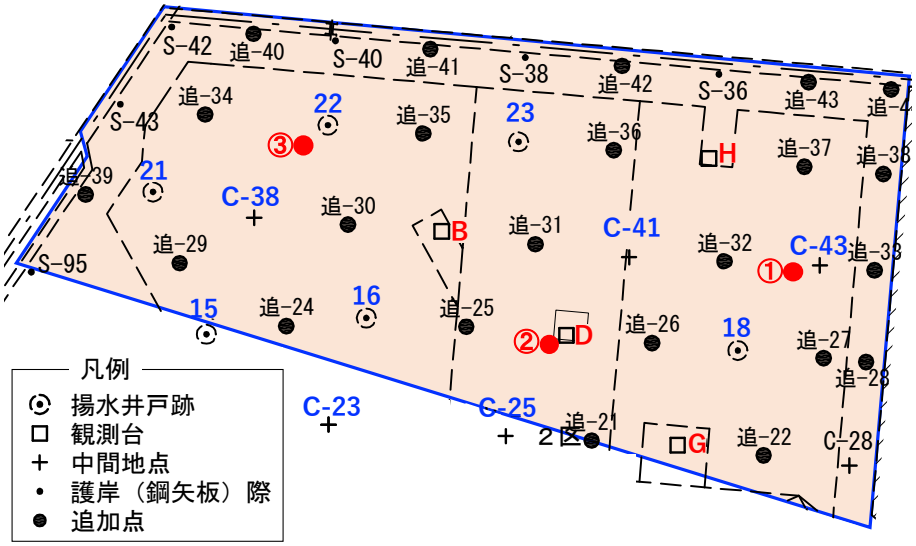


図-5.3.6　夢洲2区土地造成地内の浚渫粘土層の泥面標高測点 [2)]

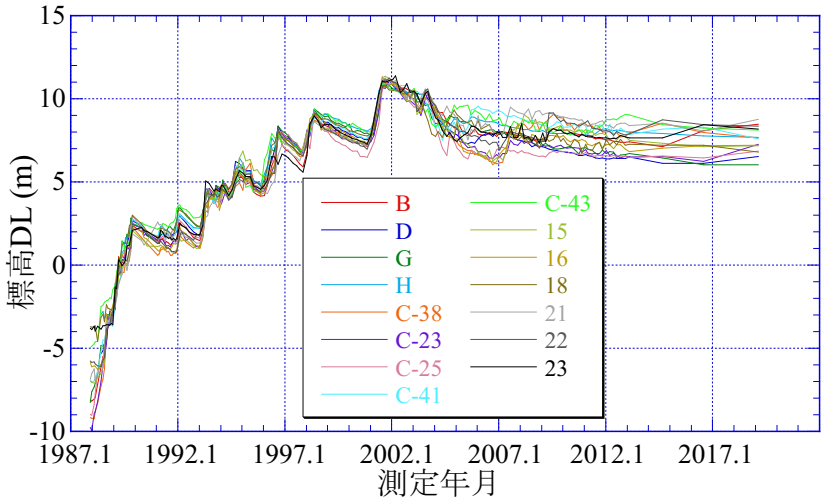


図-5.3.7　夢洲2区土地造成地内の浚渫粘土層の泥面標高の経時変化 [2)]

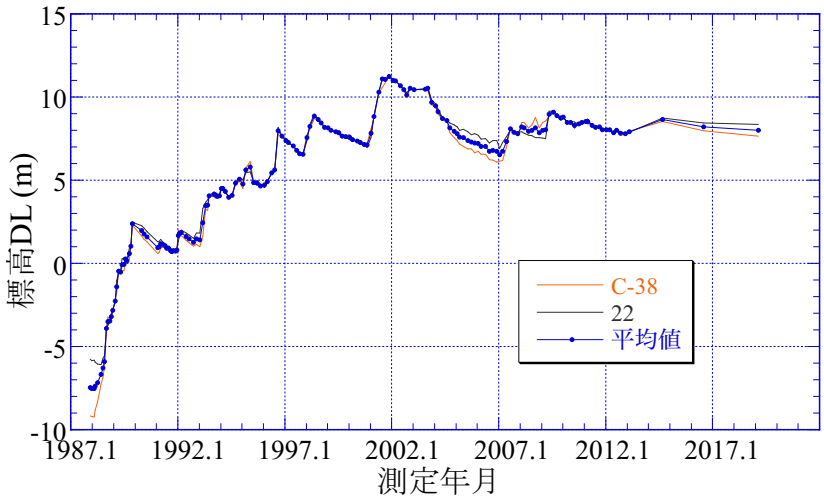


図-5.3.8　③地点の泥面標高の経時変化 [2)]

表-5.3.2　③地点の浚渫粘土の泥面標高の実測値と計算値

浚渫粘土投入回数		年月日	経過日数 (day)	実測値 DL (m)	投入層厚 (m)	計算値 DL (m)
一次浚渫粘土	1	1987/11/29	0	-7.46	14.5	-7.46
		1990/4/20	873	1.96		2.27
	2	1991/8/26	1366	**0.77**	2.2	**0.72**
		1992/3/2	1555	1.85		1.88
	3	1992/9/24	1761	**1.26**	9.6	**1.22**
		1995/5/23	2732	5.81		5.38
	4	1995/11/15	2908	**4.66**	5.0	**4.60**
		1996/9/11	3209	7.96		7.87
	5	1997/9/13	3576	**6.60**	4.1	**6.61**
		1998/5/21	3826	8.85		9.32
	6	2000/11/10	4730	**7.12**	6.4	**7.10**
		2001/11/14	5099	11.24		11.24
PDF施工		2003/7/1	5693	**10.47**		**10.46**
二次浚渫粘土	7	2003/11/14	5829	9.69	5.8	8.95
		2007/1/17	6989	6.54		6.52
	8	2007/1/17	6989	**6.54**	6.6	**6.52**
		2009/7/23	7907	9.11		9.38
	9	2012/12/6	9139	**7.78**	2.9	**7.77**
		2014/9/2	9774	8.64		9.12
		2019/2/18	11404	**8.00**		**8.02**

一次Σ 41.8m，二次Σ 15.3m，合計57.1m

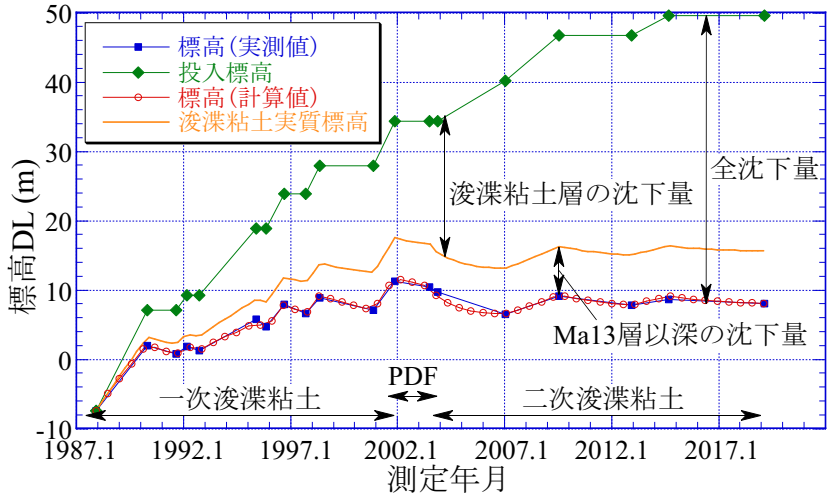


図-5.3.9　③地点での泥面標高の経時変化

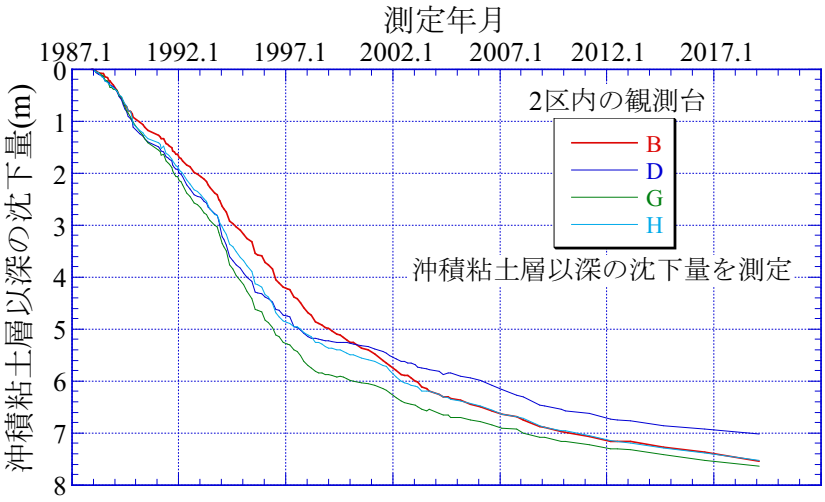


図-5.3.10　2 区内の沖積粘土層以深の圧密曲線

している。表の太字（橙の網掛け）で示す浚渫粘土投入直前の実測値に合うように，粘土の投入段階ごとの投入層厚を繰返し計算で求めた。その結果を**表-5.3.2** の右半分に示す。**図-5.3.9** の■線で標高が増加しているのは投入期間，標高が減少しているのは放置期間として，一次浚渫粘土を 6 段階，二次浚渫粘土を 3 段階で投入した。ただし，浚渫粘土投入と同時に，浚渫粘土自体の自重圧密と沖積粘土 Ma13 層以深（洪積粘土層を含む）の圧密沈下が始まるので，浚渫粘土の投入層厚は■線の実測泥面標高にそれらの沈下量を加える必要がある。Ma13 層以深の沈下は**図-5.3.6** に赤字で示した観測台 B，D，G，H で実測されている。その圧密曲線を**図-5.3.10** に示すw。約 30 年間で 7m を超える沈下が起きていることがわかる。③地点に最も近い観測台 B の沈下量を加えたのが**図-5.3.9** の橙線，さらに浚渫粘土層の沈下量を加えたのが**図-5.3.9** の◆線である。結果として一次，二次浚渫粘土層の投入層厚はそれぞれ 41.8m，15.3m となった。これは後述する浚渫粘土層の初期含水比 w_0=250%によるが，w_0 によって投入層厚は変わるが，実質層厚は同じとなるので，自重圧密後の層厚は w_0 によらず同じとなる。

(4) 浚渫粘土層の圧密特性

図-5.3.11～図-5.3.13 にそれぞれ①，②，③地点（後述の**図-5.3.14** の第 1，第 2，第 3 工区の代表地点）の浚渫粘土層の圧密特性（圧縮曲線：log$f$–log$p$ 関係，圧密係数 c_v：log$f$–logc_v 関係）を示す[3]。圧縮曲線，c_v は**図-4.6.18** の圧密試験結果から対数体積比 log$f$ による関係に変えている。これは log$f$ の方が両関係の線形性が高く，粘土の性状として本質的な関係と考えているためである[4]。各図には代表となる log$f$-log$p$ 関係，log$f$–logc_v 関係を赤線で入れた。①，②，③地点の浚渫粘土層の圧縮曲線と c_v は，次式とした。

①地点：$\log f = \log(4.95) - 0.13\log p$　[p:kN/m^2]　(5.3.1)

$\log f = \log(73.7) - 0.92\log c_v$　[c_v:cm^2/day]　(5.3.2)

②地点：$\log f = \log(4.53) - 0.12\log p$　[p:kN/m^2]　(5.3.3)

$\log f = \log(92.6) - 0.98\log c_v$　[c_v:cm^2/day]　(5.3.4)

③地点：$\log f = \log(5.34) - 0.14\log p$　[p:kN/m^2]　(5.3.5)

$\log f = \log(53.6) - 0.79\log c_v$　[c_v:cm^2/day]　(5.3.6)

圧縮曲線は，**図-5.3.11**，**図-5.3.12** の①，②地点では不均質なため，深度方向で圧縮曲線の位置が幅を持っている。これは，同一工区内であっても浚渫粘土投入時の排砂管位置に依存し，排砂管近傍には砂分が混入して不均質となり，圧密特性が異なるためである。一方，**図-5.3.13** の③地点では比較的均

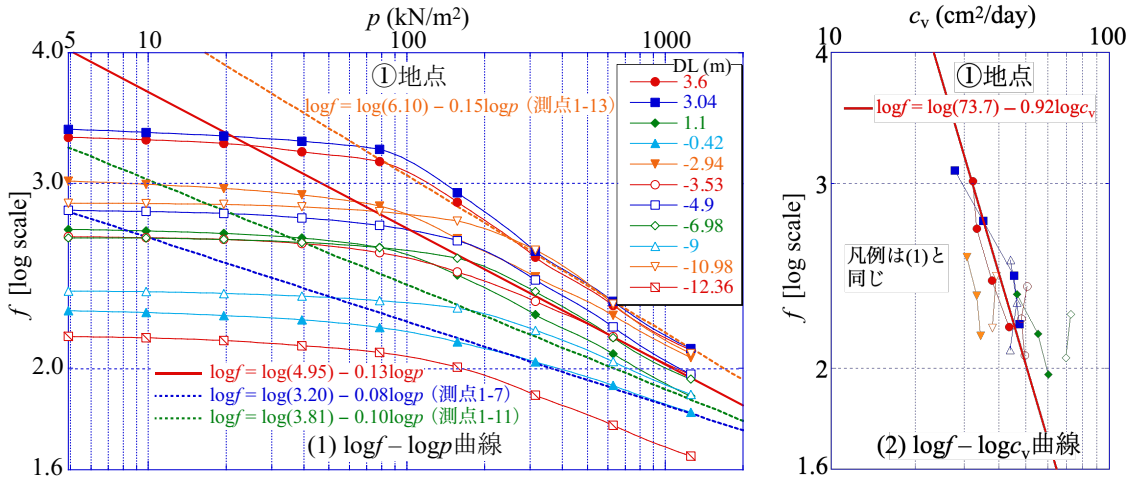


図-5.3.11　第 1 工区①地点の浚渫粘土層の圧密特性（log*f*-log*p* 関係，log*f*–logc_v 関係）と代表関係式

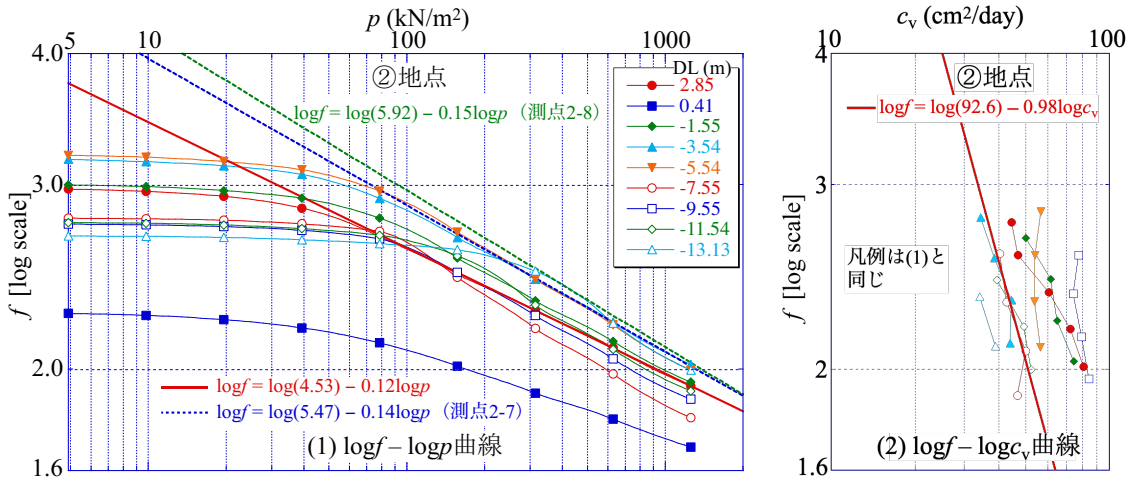


図-5.3.12　第 2 工区②地点の浚渫粘土層の圧密特性（log*f*-log*p* 関係，log*f*–logc_v 関係）と代表関係式

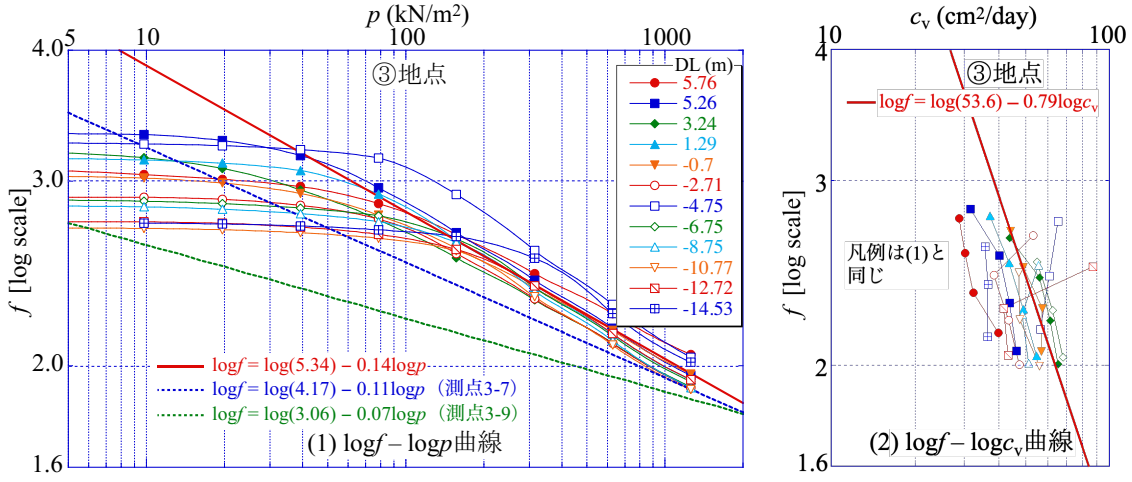


図-5.3.13　第 3 工区③地点の浚渫粘土層の圧密特性（log*f*-log*p* 関係，log*f*–logc_v 関係）と代表関係式

質である。後述の圧密沈下予測では均質粘土層としての代表関係として各図に赤線で示した log*f*-log*p* 関係を用いたが，粘土層の不均質性のために，計算値が実測値と合わない場合があったので，圧縮曲線を低塑性側，高塑性側に補正し（**図-5.3.11～図-5.3.13** の青，緑，橙の点線），再計算を行った（均質であった③地点でも第 3 工区内では低塑性である場合があった）。c_v については各地点ともに赤線で示した平均的な log*f*–logc_v 関係式を決め，圧密沈下予測では c_v の圧密中の変化を考慮した。

(5) 地盤改良・埋立履歴を再現した圧密計算方法と計算結果

一般に浚渫粘土層が自重圧密を始める際の含水比は，液性限界 w_L の 2～3 倍といわれている。③地点の浚渫粘土層は w_L≒100%である（**第４章**の**図-4.6.18** 参照）ので，初期含水比 w_0=250%と仮定した。

1987～2002 年の浚渫粘土投入時の自重圧密の計算は，式(5.3.7)の三笠の有限ひずみ圧密理論（c_v 変化と粘土自重を考慮）の自然ひずみε式で行った [4]。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = c_v \exp(2\varepsilon)\left\{\frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial {z_0}^2} + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z_0}\right)^2\right\} + \exp(2\varepsilon)\frac{dc_v}{d\varepsilon}\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z}\right)^2 - \exp(\varepsilon)\frac{d(c_v m_v \gamma')}{d\varepsilon}\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \qquad (5.3.7)$$

その後，2003 年に一次浚渫粘土層に PDF 工法によって PBD（幅 95mm，三角形配置，ピッチ d=1.8m）が打設されたので，それ以降は一次浚渫粘土層（**図-5.3.4** の改良層）には Borron 解を，二次浚渫粘土層（**図-5.3.4** の非改良層）には式(5.3.7)を用いた。先の地盤改良・埋立履歴を再現して**図-5.3.11**～**図-5.3.13** の圧密特性を基に計算した。

計算結果を**図-5.3.9** の○線で浚渫粘土層の泥面標高として示す。計算値が■線の実測値をほぼ再現できていることがわかる。①，②地点でも同様な方法で埋立状況を再現することができた。ただし，**第４章**の **4.6.3(2)** で述べたように②地点は PBD が未打設と想定されたが，その周りには PBD があるので，試行計算により PBD のピッチを拡げ，d=3.4m として計算している。

5.3.4 埋立後の表層混合処理，敷砂･盛砂，PBD 再打設，盛土造成による圧密沈下予測

①，②，③地点の 2019 年以降の表層混合処理工，敷砂・盛砂，PBD 再打設，盛土造成における圧密沈下予測を行った。表層混合処理工は浚渫粘土の表層 1.5m を固化させているので，圧密沈下層から対象外とした（荷重としては考慮）。敷砂・盛砂はそれぞれ 0.5m 層厚で，載荷に要する時間が短いことから一括荷重とした。その後 2021 年 4 月以降に，一次，二次浚渫粘土層を通して PBD（幅 150mm の広幅タイプ，三角形配置，d=1.4m）が再打設された。これ以降は一次，二次浚渫粘土を通して Barron 解で計算した。最後に，盛土造成は実測値に応じて段階荷重として与えた。なお，敷砂・盛砂，盛土の単位体積重量はγ_t=19.6kN/m^3 (2.0tf/m^3)とした。以上の工程は同じ 2 区内であっても場所によって異なるが，ここでは①，②，③地点近傍で実測されている施工年月日と盛土層厚を設定して計算した。

夢洲 2 区では，表層混合処理工後の 2020 年 3 月以降に**図-5.3.14** に示すように 100m 間隔で地表面沈下測点（浚渫粘土層の上部敷砂層下端の表層混合処理工部に沈下板を設置）が 37 ヶ所（図の○，●）設置され（この内 2-B，2-D，1-G，1-H 地点は**図-5.3.6** に示した層別沈下を測定していた観測台），さらに，●で示す 9 ヶ所では別途，沖積粘土 Ma13 層以深の沈下量も計測（浚渫粘土層の下部敷砂層に沈下板を設置）しており，地表面沈下量との差から浚渫粘土層のみの層別沈下量が測定できるようにしている [5]。①，②，③地点はそれぞれ測点 1-8，2-D，3-6 の近傍となっている。なお，各測点の沈下量の実測は 2020 年 3 月頃から始められている。

図-5.3.15～**図-5.3.17** にそれぞれ①～③地点にそれぞれ最も近い測点 1-8，2-D，3-6 の表層混合処理工以降の圧密曲線を示す。各図ともに図中の赤線が浚渫粘土層の沈下量の計算値，□は地表面沈下量の実測値，△は Ma13 層以深の実測値（②地点は 2-3 測点），○は□から△を差し引いた浚渫粘土層の沈下量の実測値である。なお，実測値は当初の最終盛土終了時点の 2022 年 2 月 28 日までとしている。これは後述するようにその後盛土が追加されたためである。**図-5.3.15** の①地点では，計算値(赤線)は実測値(○)よりもやや過小となっている。これは**図-5.3.11** に示したように圧密特性の不均質性によると考えられる。**図-5.3.16** の②地点では計算値(赤線)は実測値(○)よりもやや過小，**図-5.3.17** の③地点ではやや過大であるが，両地点ともに比較的よく整合している。なお，②地点は未圧密（**第４章**の **4.6.3(2)**

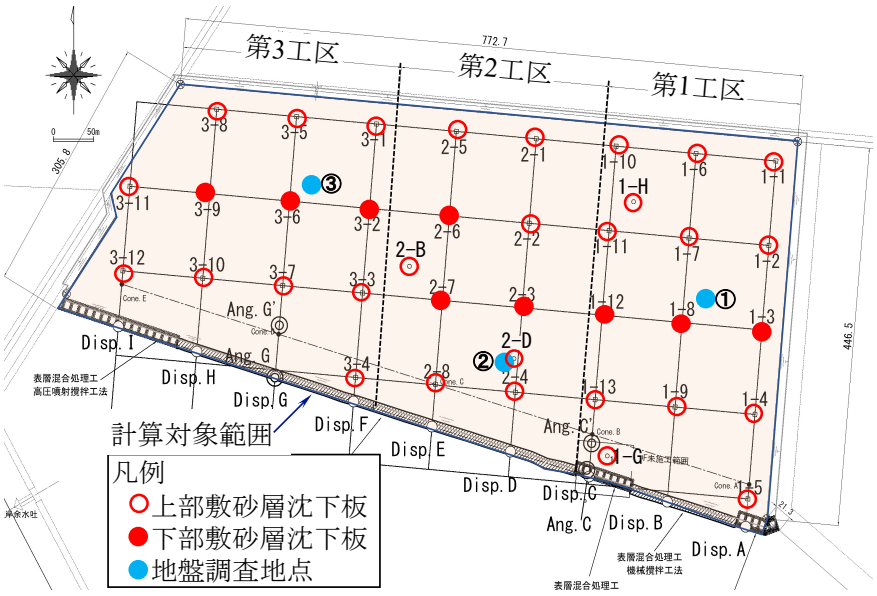


図-5.3.14　夢洲2区土地造成地内の沈下測点

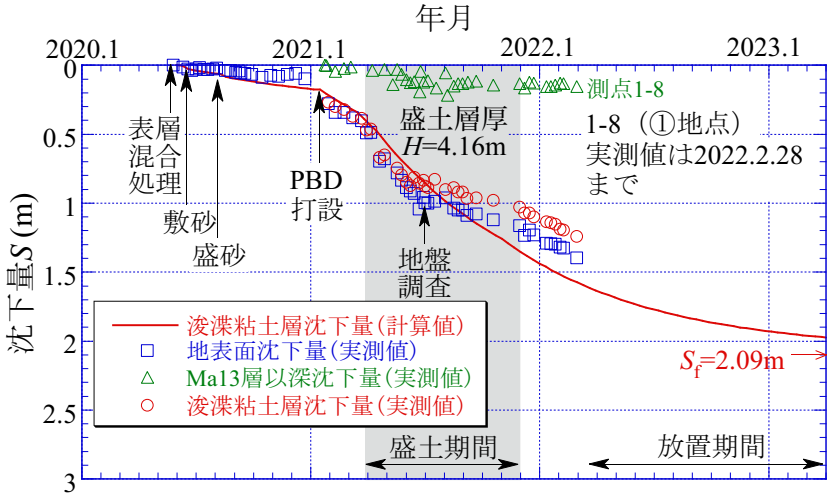


図-5.3.15　①地点の表層混合処理工以降の圧密曲線

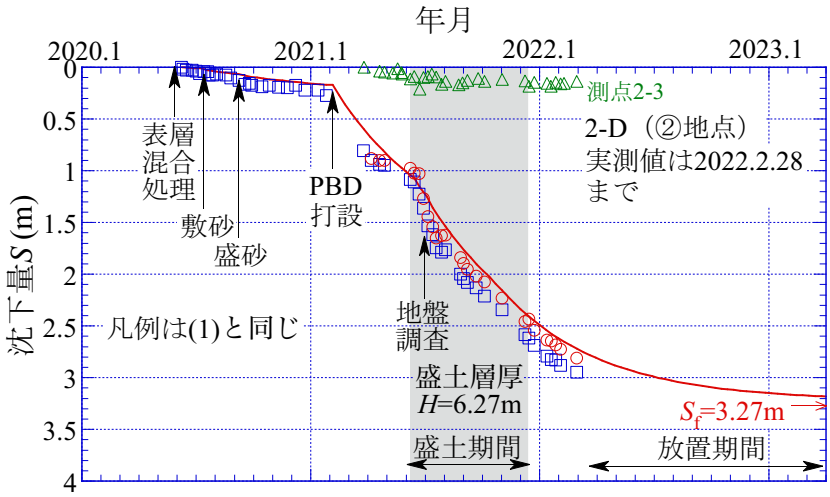


図-5.3.16　②地点の表層混合処理工以降の圧密曲線

参照）だったので，沈下量が大きい。また，最終沈下量 S_f は①～③地点でそれぞれ 2.09m，3.27m，2.28m となった。それぞれ圧密放置期間が終わる 2023 年 3 月時点では 1.98m，3.18m，2.21m であり，PBD の

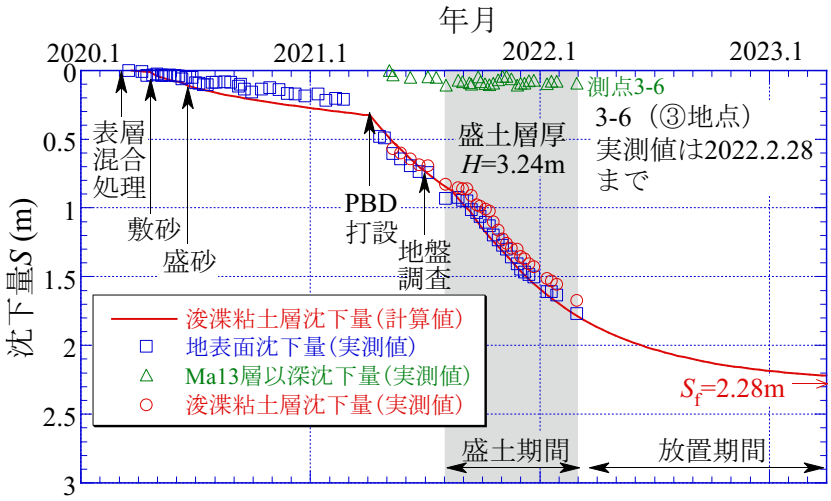


図-5.3.17　③地点の表層混合処理工以降の圧密曲線

設計通りに圧密度 90%を超えていることが確認できる。また，地盤調査時点での浚渫粘土層の層厚は①地点で実測値 18.7m，計算値 18.5m，②地点で実測値 18.6m，計算値 18.1m，③地点で実測値 20.6m，計算値は 21.3m であり，粘土層厚も計算でほぼ再現できている。

図-5.3.18～図-5.3.20 にそれぞれ①，②，③地点の地盤調査時点（2021 年 7 月）での(1)含水比 w_n，(2)圧密降伏応力 p_c の計算値と測定値の比較を示す。**図-5.3.18** の①地点の w_n の測定値は不均質で変化が大きいが，計算値はほぼ平均的な値となっている。また，p_c の計算値は測定値を再現しているが，下部で未圧密の傾向が強い。**図-5.3.19** の②地点も w_n の測定値に対して計算値はほぼ平均的な値となっている。また，p_c の計算値は測定値の未圧密の傾向を非常によく再現している。**図-5.3.20** の③地点の w_n，p_c の計算値は測定値とほぼ一致しており，計算値が浚渫粘土層の圧密進行状態をよく再現できている。

なお，第 1～第 3 工区の全測点の 2022 年 3 月以降の圧密曲線の計算値と実測値の比較は，**図-5.3.27～図-5.3.29** に示している。

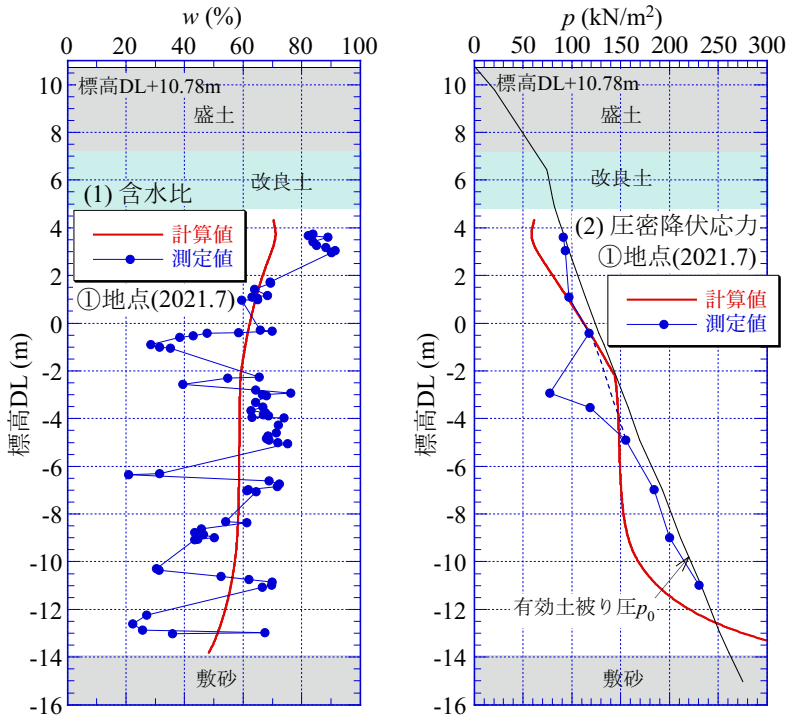


図-5.3.18　①地点での含水比 w_n，圧密降伏応力 p_c の計算値と実験値の比較

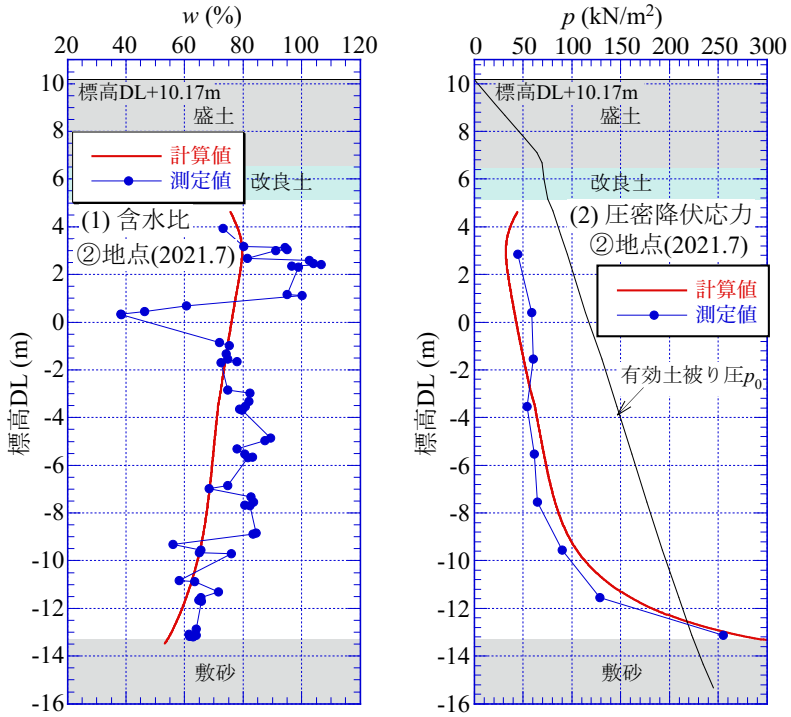


図-5.3.19　②地点での含水比 w_n，圧密降伏応力 p_c の計算値と実験値の比較

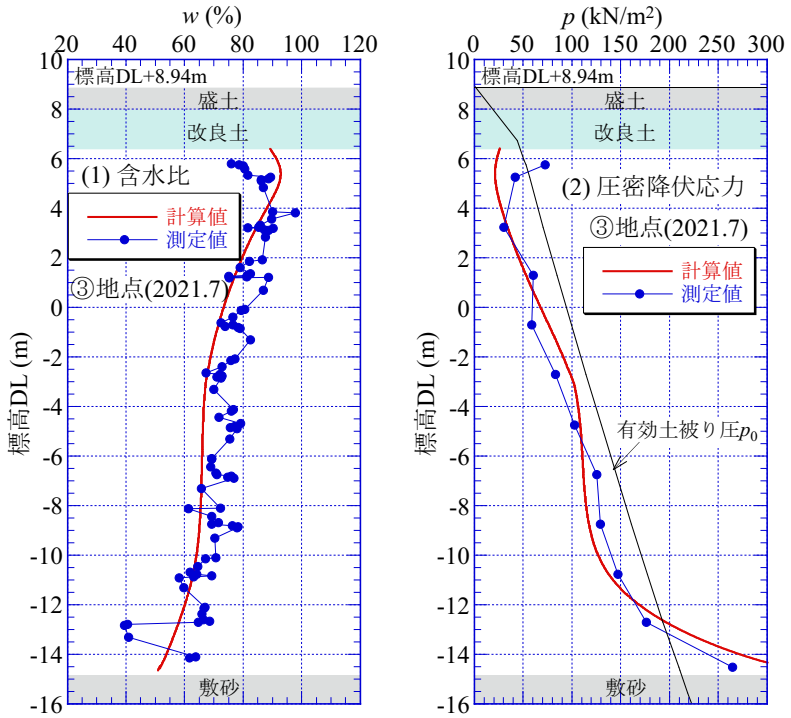


図-5.3.20　③地点での含水比 w_n，圧密降伏応力 p_c の計算値と実験値の比較

図-5.3.21 に 2020 年 3 月（沈下量の実測開始）から 2022 年 2 月 28 日（最終盛土終了）時点の沈下量の計算値（上段）と実測値（下段）を示す。青枠線の外周の北，東，西側の測点は当初は計算対象外としていたので，実測値のみを示している。沈下量の計算値は実測値とほぼ整合しているが，南西方向に大きく，北東方向に小さい傾向にある。これは，浚渫粘土投入時の排砂管に近い位置では低塑性の，遠い位置では高塑性の粘土が堆積し，粘土層の不均質性によって沈下量の小，大が現れたと考えられる。

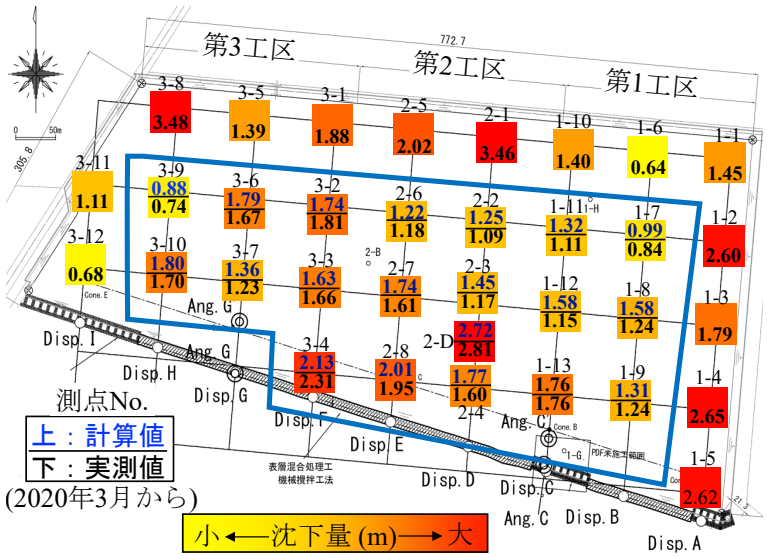


図-5.3.21　2022 年 2 月 28 日時点の沈下量

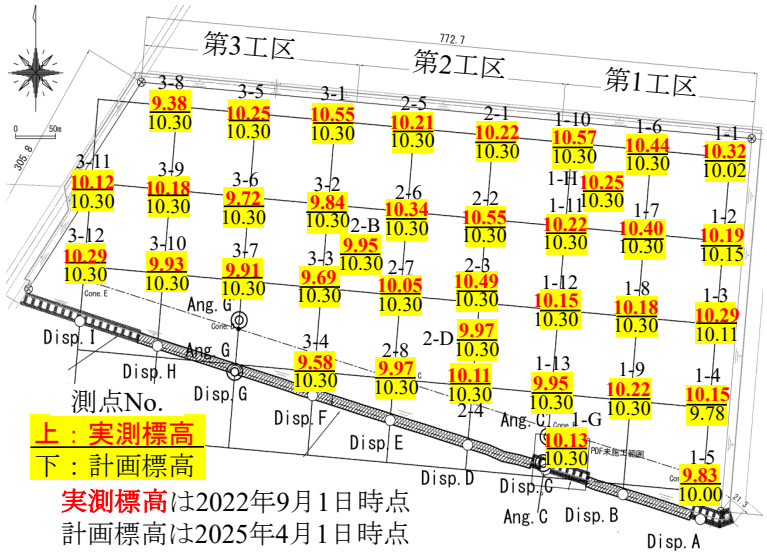


図-5.3.22　2022 年 9 月の実測標高と 2025 年 4 月の計画標高

図-5.3.22 にその後の 2022 年 9 月 1 日時点での全測点の実測標高と計画標高を示す。計画標高は万博開催時の 2025 年 4 月 1 日時点の標高値で，大阪港湾局から万博協会に敷地が移管された 2022 年 7 月頃に新たに設定された。東側の測点以外では DL=+10.30m と設定され，図に示すように既に現況の実測標高が計画標高を下回っている地点が多くあり（特に第 3 工区はその傾向が顕著），当初の計画を変更して再盛土が必要となった。なお，東側の測点（測点 1-1～1-5）では周辺道路への擦り付けのため，計画標高が他の測点より低く設定されている。

5.3.5 2022 年 10 月からの追加盛土量と圧密沈下予測

(1) 計画標高を満足する追加盛土量の予測

盛土を追加するとまた沈下が生じるので，2025 年 4 月 1 日に新たな計画標高（DL=+10.30m）を満足するような最適な盛土量（2022 年 10 月～1 月に施工予定）を算定した。そのために，**図-5.3.11～図-5.3.13** に示した①，②，③地点を含む第 1，第 2，第 3 工区の測点の圧密特性を無理のない範囲で補正し，追加盛土が載荷される前の 2022 年 9 月 7 日の実測沈下量に計算沈下量が整合するように繰返し計

算を行った。これは今後の沈下予測をより正確にするための処置と考えて行った。なお，追加盛土は盛土造成期間の中間となる 2022 年 11 月 15 日に一括載荷とした。

図-5. 3. 23～図-5. 3. 25 にそれぞれ第 1，第 2，第 3 工区の①，②，③地点の柱状図と浚渫粘土層の圧密特性（圧縮曲線：log$f$–log$p$ 関係，圧密係数 c_v：log$f$–logc_v 関係）を示す[6]。柱状図は DL-35m の Ma13 層までを示しているが，その下には洪積砂礫層，洪積粘土層が互層で堆積している。先と同様に，圧縮曲線，c_v は対数体積比 log$f$ による関係式を用いている。各図とも浚渫粘土層の不均一性によって log$f$–log$p$ 関係，log$f$–logc_v 関係は深度方向で幅を持っている（特に①，②地点で不均質性が大きい）。さらに，水平方向にも圧密特性がばらつくことが想定される。図内には**図-5. 3. 11～図-5. 3. 13** と同じ①，②，③地点の log$f$-log$p$ 関係式，log$f$–logc_v 関係式を太赤線で書き入れた。ここではこの関係を基に均質粘土層として各工区の測点ごとの沈下予測を行ったが，やはり粘土層の不均質性によって測点によっては必ずしも実測沈下量と合わない場合もあった。そこで，ここでは log$f$-log$p$ 関係を低塑性側，高塑性側に補正し（**図-5. 3. 23～図-5. 3. 25** (1)に測点ごとに破線で書き入れた），再計算を行って実測沈下量に整合させた。c_v については各工区ともに赤線で示した平均的な log$f$–logc_v 関係式を与え（測点によっては少し関係式を変えた。それを**図-5. 3. 23～図-5. 3. 25** (2)に測点ごとに破線で書き入れた），圧密沈下予測では c_v の圧密中の変化を考慮した。

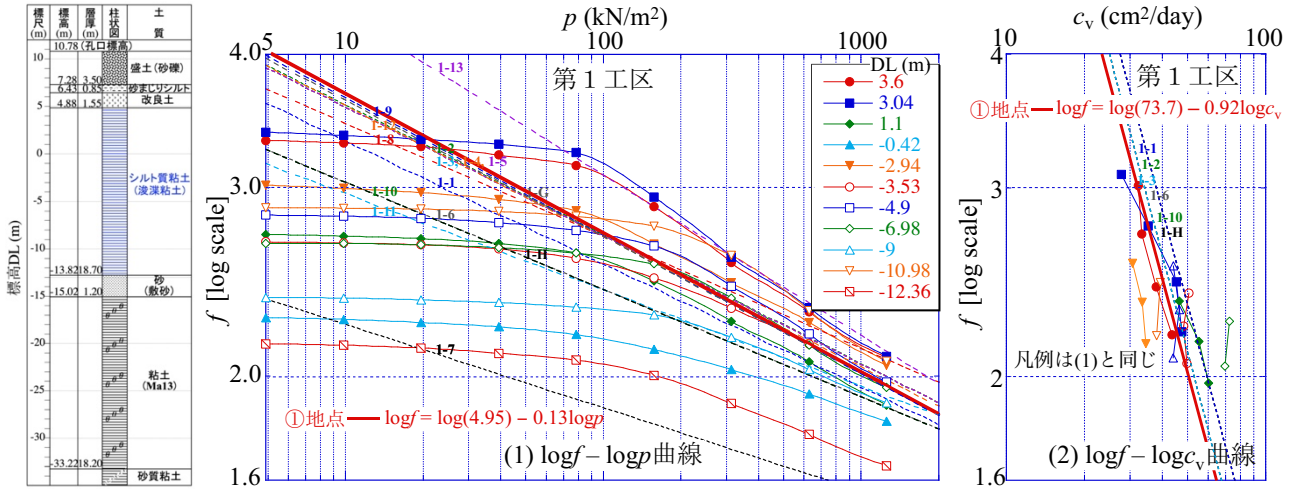


図-5. 3. 23　第 1 工区①地点の浚渫粘土層の圧密特性（log$f$-log$p$ 関係，log$f$–logc_v 関係）と代表関係式

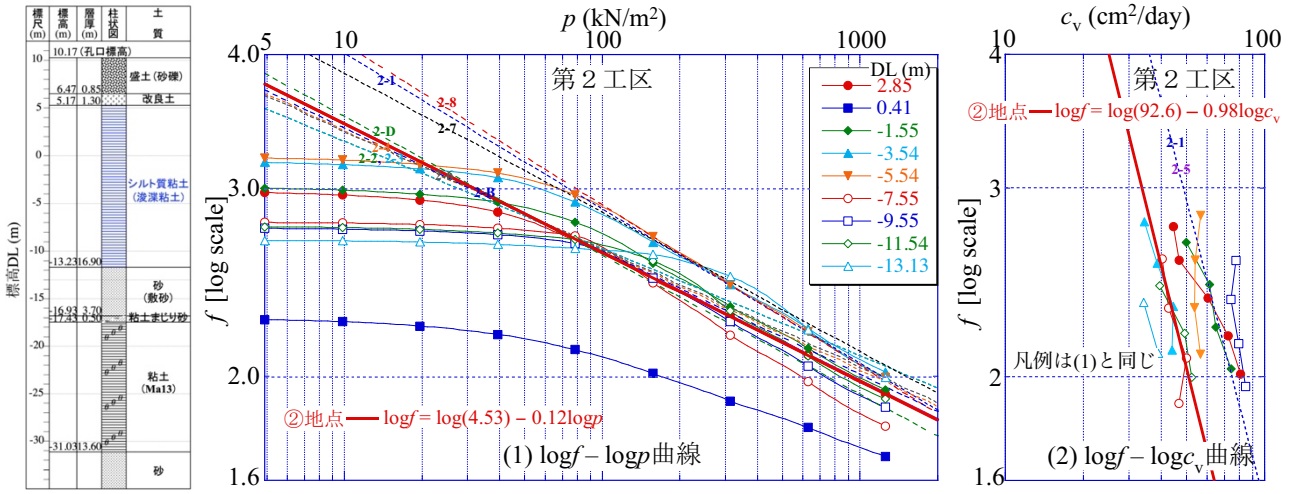


図-5. 3. 24　第 2 工区②地点の浚渫粘土層の圧密特性（log$f$-log$p$ 関係，log$f$–logc_v 関係）と代表関係式

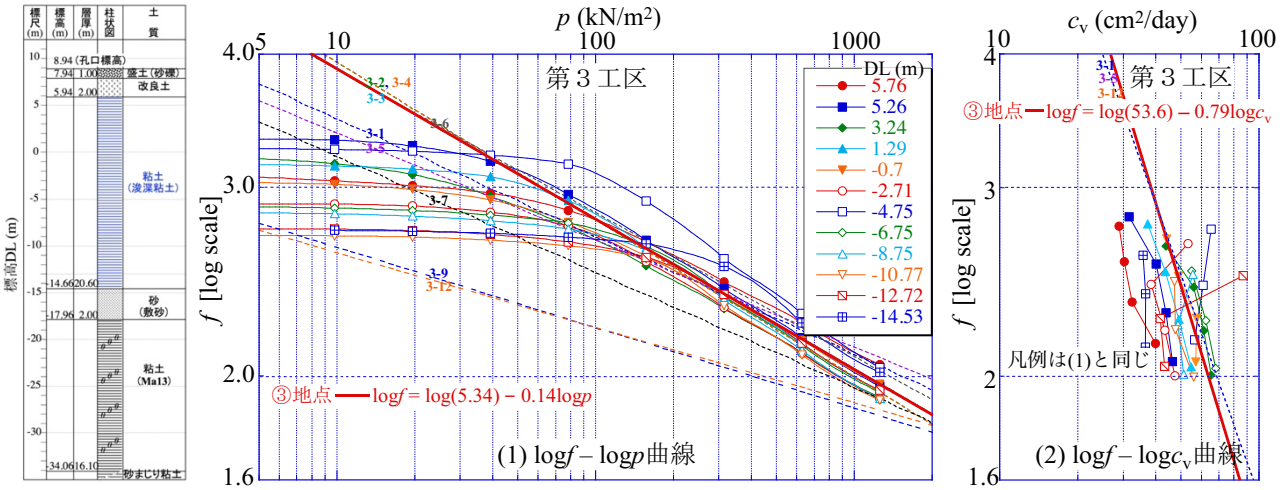


図-5.3.25　第３工区③地点の浚渫粘土層の圧密特性（log$f$-log$p$ 関係，log$f$–logc_v 関係）と代表関係式

計算で追加盛土量を予測した結果は文献 6)に示しているが，実際の現場ではその結果を参考にしながらも実測沈下量に基づく双曲線法も併用して追加盛土量が決定された。

図-5.3.26 に 2022 年 10 月～2023 年 1 月に実際に施工された各測点（観測台測点は除く）の追加盛土量を示す（これは文献 6)の計算予測盛土量に近い）。当然ながら**図-5.3.22** で実測標高が低かった第 3 工区及び南側の地点で追加盛土量が多くなっている。ただし，東側や北側の測点では現況標高が計画標高を満たしており，その後の沈下が加わっても計画標高を下回らないので，追加盛土はわずかである。

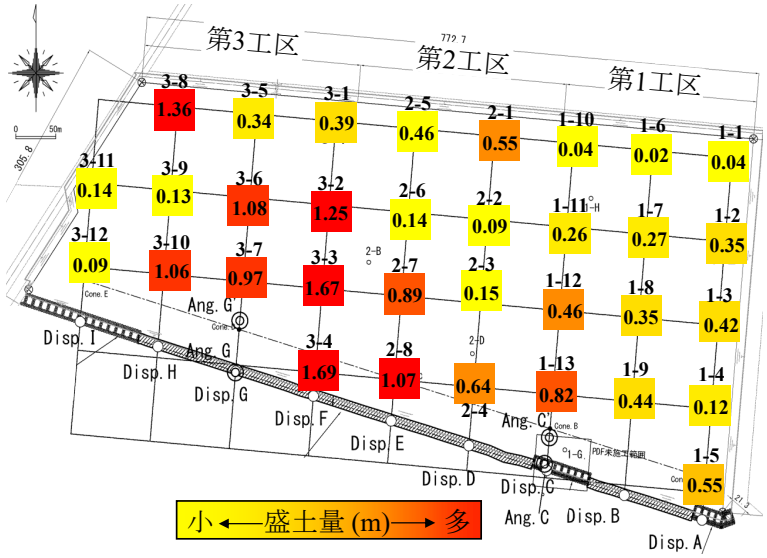


図-5.3.26　各測点の実際の追加盛土量

(2) 追加盛土量による圧密沈下予測

図-5.3.27～図-5.3.29 にそれぞれ第 1，第 2，第 3 工区の全測点の圧密曲線の計算値と実測値の比較を示す。実測値は万博開催字の 2025 年 4 月 4 日時点までである。図の見方は**図-5.3.15** と同様に，赤線が浚渫粘土層の沈下量の計算値，□は地表面沈下量の実測値，△は Ma13 層以深の実測値，○は□から△を差し引いた浚渫粘土層のみの沈下量の実測値である。圧密特性の見直しによって 2022 年 9 月 7 日時点（図の●）で計算値と実測値が一致している。これによって万博開始時の沈下量がより正確に予測できたと考えている。ただし，万博工事によって多くの測点（特に層別沈下測点）が消失した。なお，この時点で全ての測点の浚渫粘土層の沈下はほぼ収まっており，残留沈下量は 1cm 程度となった。

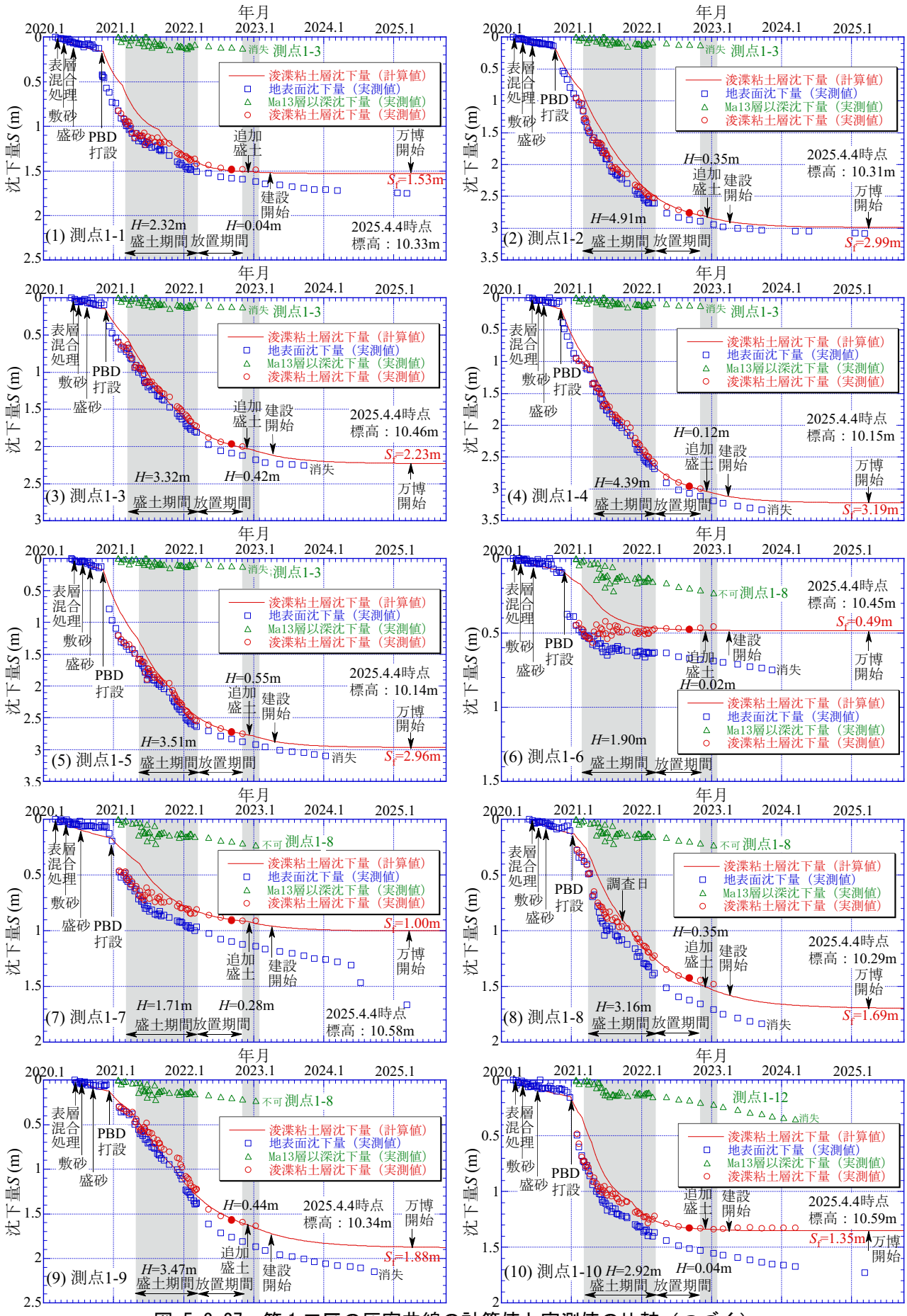


図-5.3.27　第１工区の圧密曲線の計算値と実測値の比較（つづく）

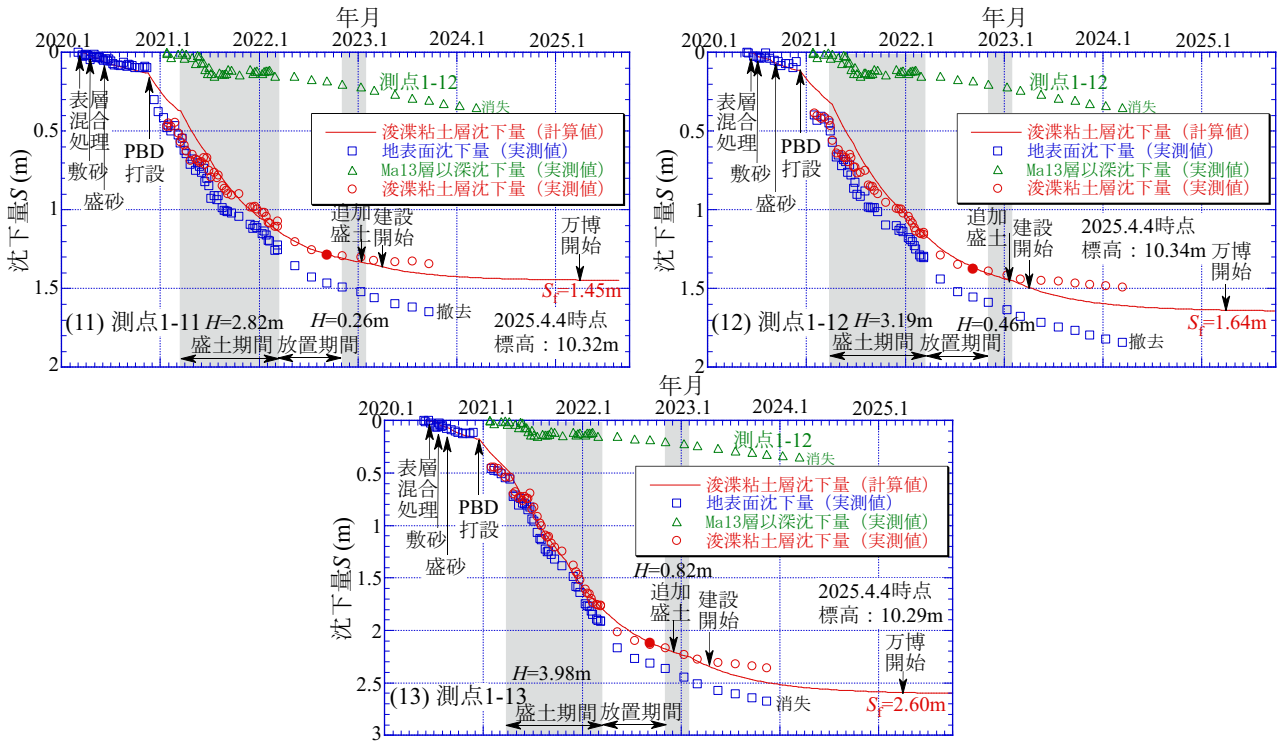


図-5.3.27　第１工区の圧密曲線の計算値と実測値の比較（つづき）

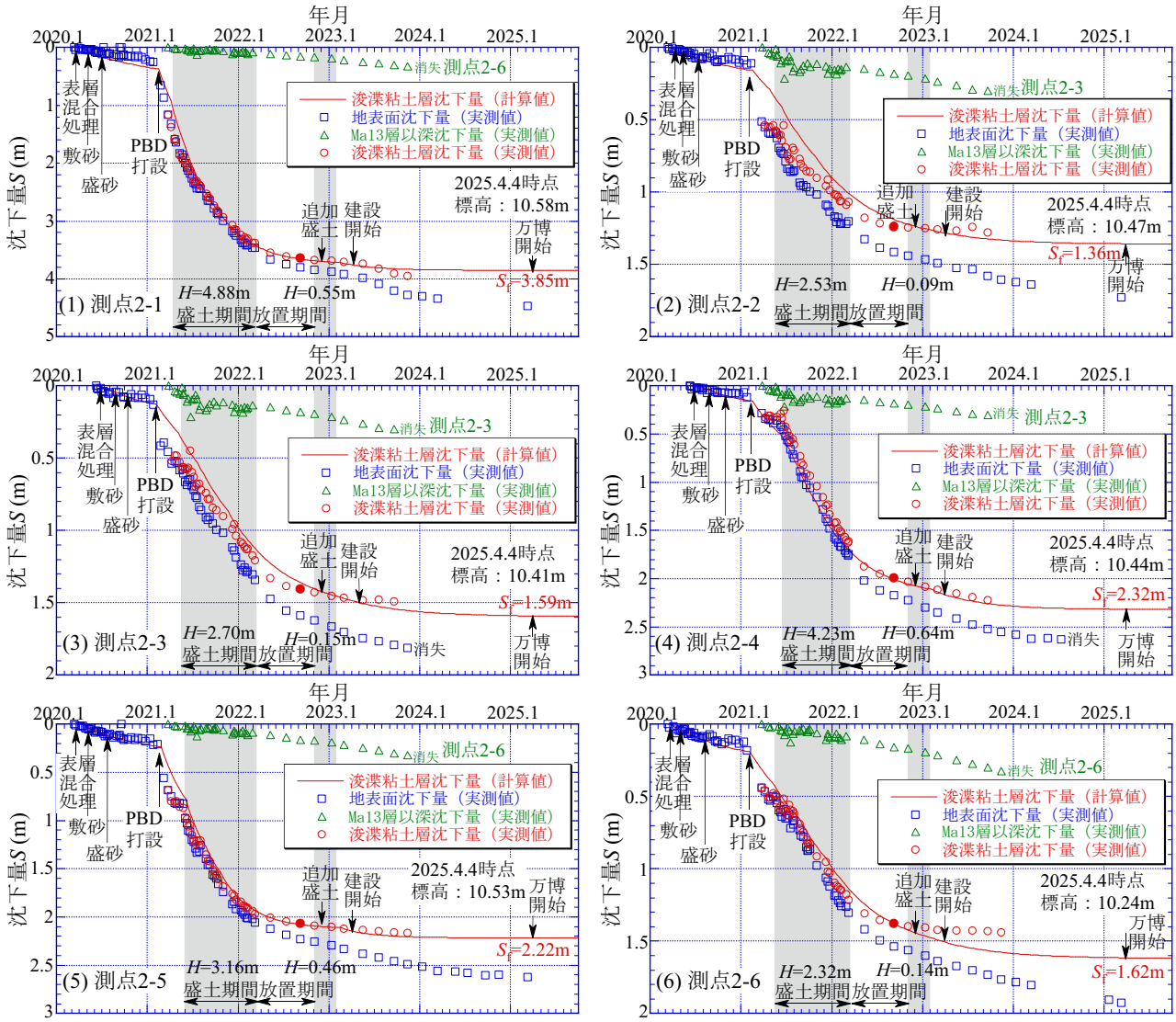


図-5.3.28　第２工区の圧密曲線の計算値と実測値の比較（つづく）

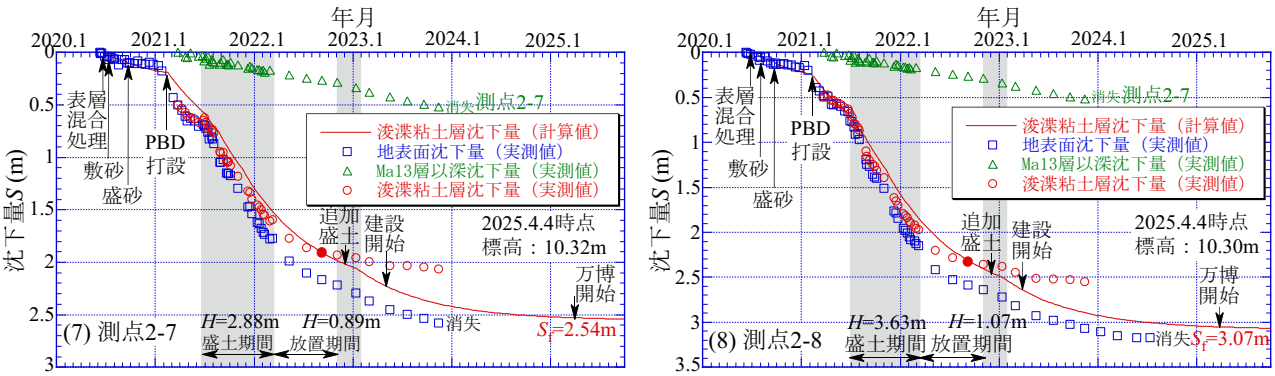


図-5. 3. 28　第 2 工区の圧密曲線の計算値と実測値の比較（つづき）

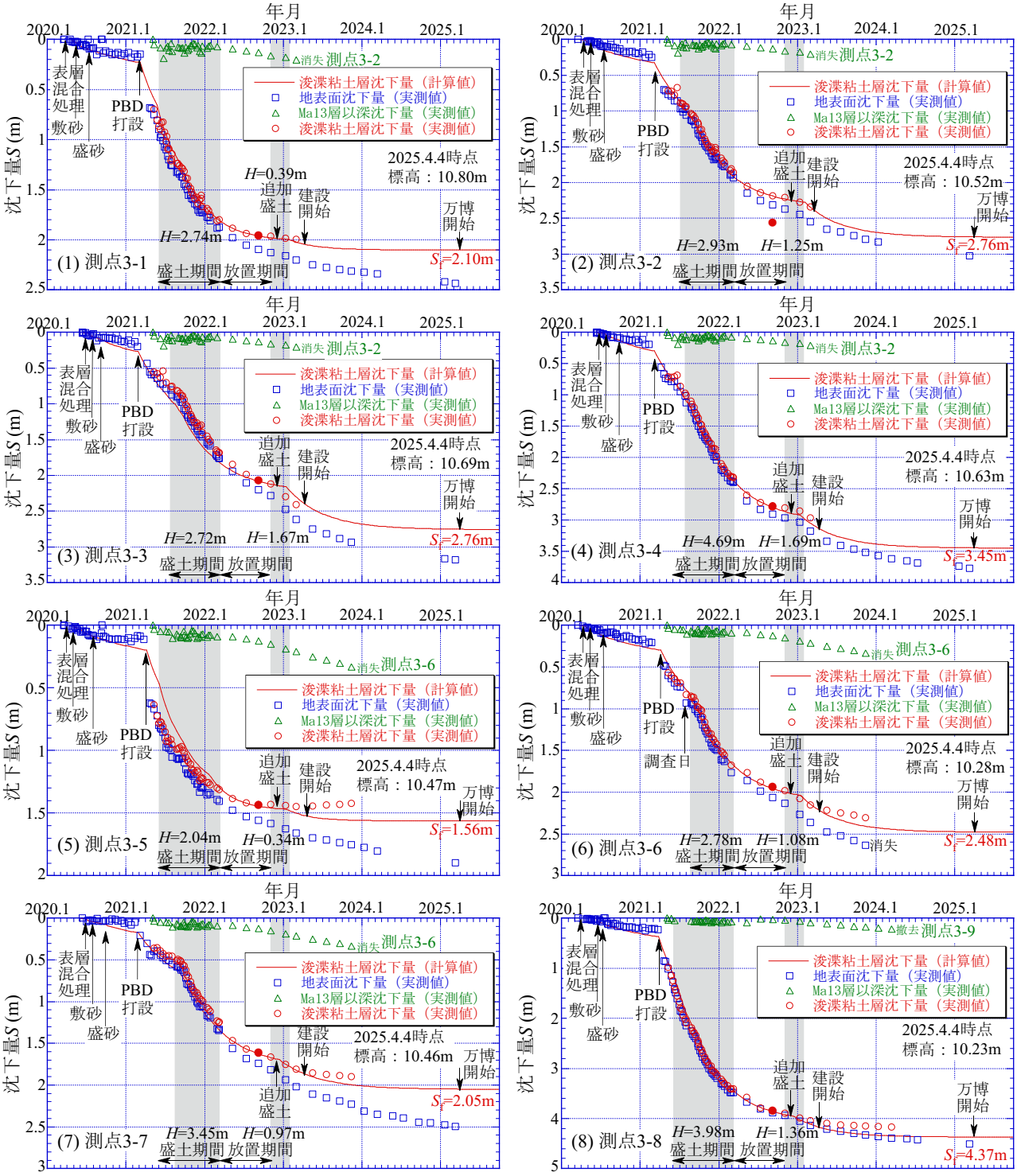


図-5. 3. 29　第 3 工区の圧密曲線の計算値と実測値の比較（つづく）

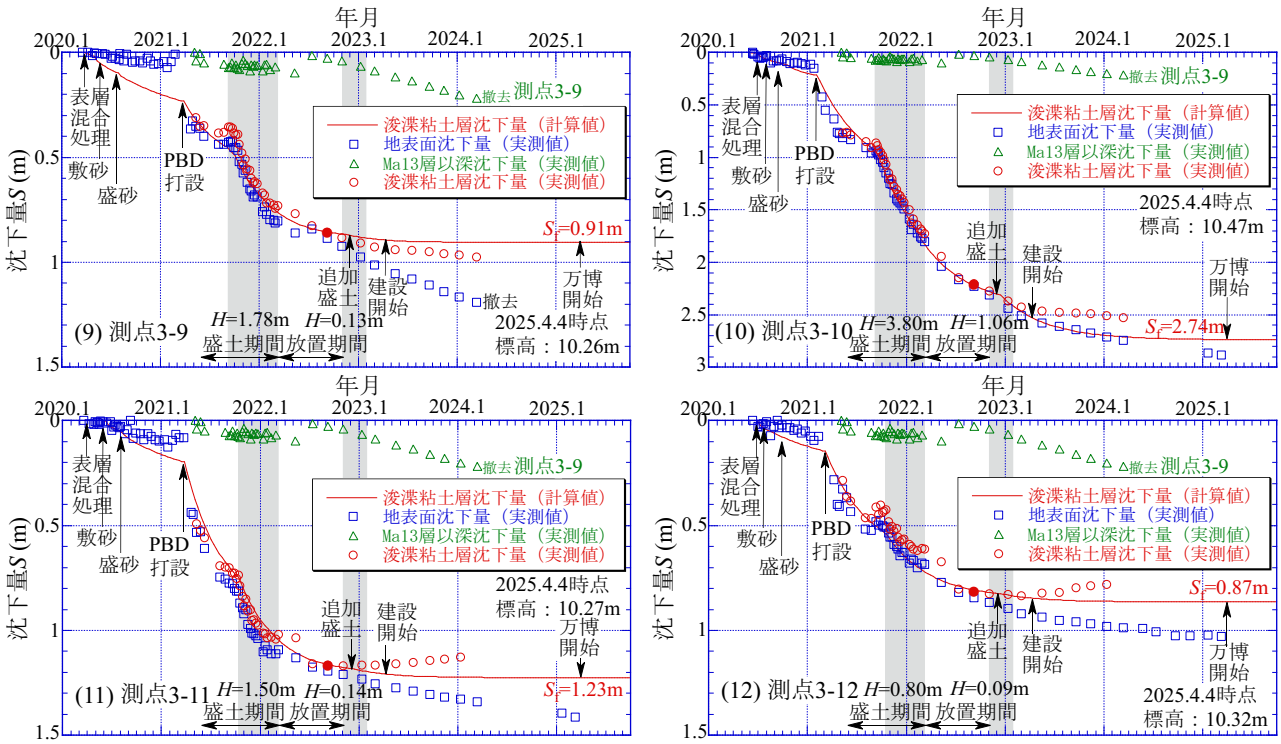


図-5. 3. 29　第 3 工区の圧密曲線の計算値と実測値の比較（つづき）

図-5. 3. 30 に図-5. 3. 26 の追加盛土量による 2020 年 3 月からの最終沈下量の分布を示す。沈下量の大きさの傾向は図-5. 3. 21 と同様であるが，当然ながら追加盛土量が多い地点ほど沈下量の増加が大きいが，最終沈下量は 2021 年 3 月～2022 年 3 月までに行われた盛土による沈下の影響が大きく，図-5. 3. 26 の追加盛土量と最終沈下量の大きさは必ずしも対応していない。

図-5. 3. 31 に各測点での万博開催時の 2025 年 4 月 1 日時点の予測標高（上段）と計画標高（下段）を示す。予測標高は計画標高 DL=+10.30m に対して-0.07m，+0.5m の範囲に収まっており，概ね計画標高を満たす結果となっており，不等沈下を最小限に留める盛土量の予測ができたと考えている。
より正確に予測できたと考えている。なお，この時点で浚渫粘土層の沈下はほぼ収まっており，全ての測点で残留沈下量は最大でも 1cm 程度となった。

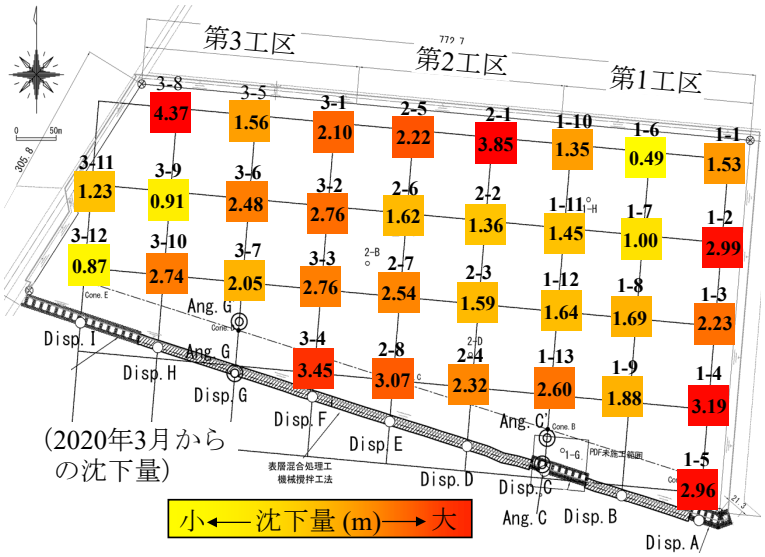
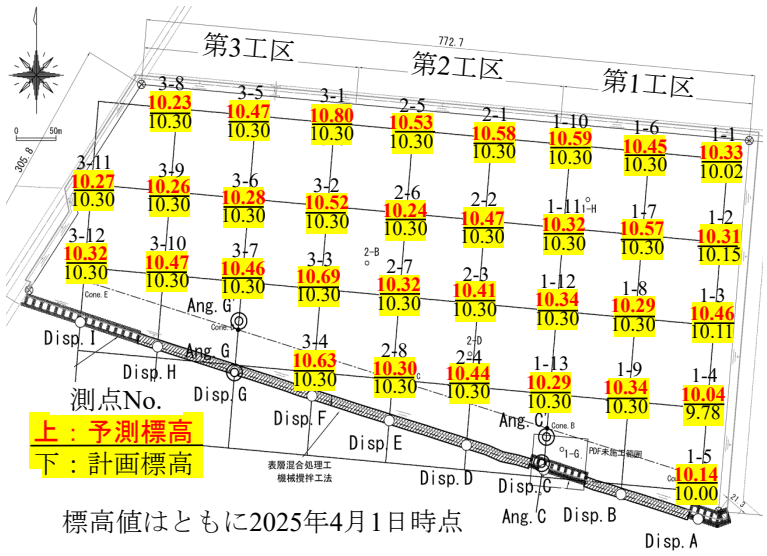


図-5. 3. 30　実際の追加盛土量による最終沈下量



標高値はともに2025年4月1日時点

図-5.3.31　2025 年 4 月 1 日時点の予測標高と計画標高

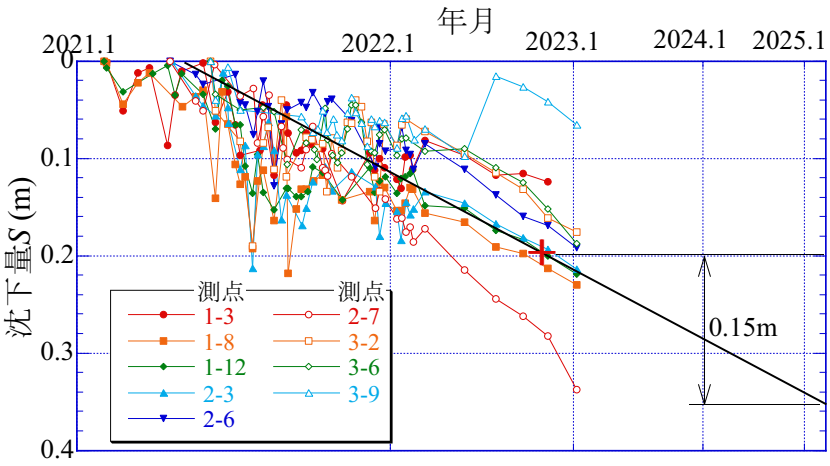


図-5.3.32　Ma13 以深の実測圧密曲線

ただし，以上の沈下予測は浚渫粘土層のみであり，実際の地表面沈下量には浚渫粘土層の下の沖積粘土 Ma13 層及び洪積粘土層の沈下も加わる。**図-5.3.32** に**図-5.3.14** の●で示した 9 地点で実測された Ma13 層以深の圧密曲線（横軸は対数時間）を示す。測点によって沈下量のばらつきは大きいが，今回想定した 2022 年 9 月 7 日時点から万博開催時 2025 年 4 月 1 日までの沈下量は，平均的に 0.15m 程度と予測される。したがって，この程度の沈下量であれば，計画標高を大きく下回ることはないと考えられる。

5.3.6 まとめ

本項では，浚渫粘土層の埋立履歴，地盤改良履歴を再現した圧密沈下予測及び万博開催時における計画標高を満たす追加盛土量とその沈下量の予測結果を示した。その結果から以下の結論が得られた。

1) 地盤調査を行った①，②，③地点で浚渫粘土層の埋立履歴，地盤改良履歴（地下水位低下，PBD 地盤改良）を再現した圧密曲線の計算値はほぼ実測値を再現することができた。
2) 表層混合処理工を行った 2020 年 3 月以降の①，②，③地点での圧密曲線の計算値は実測値を良く再現できた。また，圧密放置期間が終わる 2023 年 3 月時点で PBD の設計通りに圧密度 90%を超えていることが確認できた。
3) 地盤調査時点（2021 年 7 月）での含水比 w_n，圧密降伏応力 p_c の計算値は実験値とほぼ整合してお

り，計算値が浚渫粘土層の圧密進行状態をよく再現できた。また，浚渫粘土層の層厚も計算で再現できた。

4) 2022 年 9 月時点の標高が万博開始時の 2025 年 4 月時点の計画標高を下回っている地点があったので，既に求めていた浚渫粘土層の圧密特性を測点ごとに無理のない範囲で修正し，追加盛土が載荷される前の 2022 年 9 月 7 日の実測沈下量に計算沈下量を整合させ，計画標高を満足する追加盛土量およびそれによる圧密沈下を推定できた。

5) この追加盛土量による圧密沈下予測を行った結果，万博開催時の 2025 年 4 月時点の予測標高は計画標高 DL=+10.30m に対して-0.07m，+0.39m の範囲に収まっており，概ね計画標高を満たす結果となった。また，この時点で浚渫粘土層の沈下はほぼ収まっており，全ての測点で残留沈下量は最大でも 1cm 程度となった。

6) ただし，実際の地表面沈下量には浚渫粘土層の沈下に沖積粘土層及び洪積粘土層の沈下も加わるが，9 地点で実測された沖積粘土層以深の沈下量は万博開催時までに平均的に 0.15m 程度と予測された。したがって，この程度の沈下量であれば，計画標高を大きく下回るとはないと考えられた。

【参考文献】

1) 一谷浩史・大島昭彦・坂口雄人･岡田広久・大月一真：夢洲 2 区(万博用地)の浚渫粘土層の土質特性と埋立･地盤改良を再現した圧密沈下予測，Kansai Geo-Symposium 2022, pp.109-114，2022.
2) 大阪市港湾局計画整備部整備部工務課（環境保全)・(株)中堀ソイルコーナー：平成 30 年度夢洲 2 区内地盤解析及び沈下観測業務委託報告書 請第 6104 号（平成 31 年 3 月），2019.
3) 一谷浩史・大島昭彦・坂口雄人･岡田広久・大月一真：夢洲 2 区(万博用地)の浚渫粘土層の沈下予測と実測値との比較，第 15 回地盤改良シンポジウム，pp.573-580，2022.
4) 岡田広久・大島昭彦：対数体積比 log$f$ で表した圧密特性の再検討－浚渫粘土を例にしてー，地盤工学ジャーナル，Vol. 10，No. 2，pp.187–199，2015.
5) 大月一真・榊原司・大川浩司・明石実可子・大島昭彦：PBD 打設機により軟弱粘土層下部に設置した沈下計測機器の活用法，土木学会第 77 回年次学術講演会，III-409，2022.
6) 坂口雄人･大島昭彦・岡田広久・塩崎一樹・佐々木徹・島一郎・平原毅：夢洲 2 区（万博用地）の計画標高を満足させる盛土量と浚渫粘土層の沈下予測，Kansai Geo-Symposium 2023, pp.192-197，2023.

5.4　浚渫粘土層の変形を考慮した夢洲代表地盤モデルの地盤変形解析

5.4.1 概要

大阪湾の埋立地は，沖積粘土層と更新統の粘土層・砂礫層の互層地盤上に構築されている。本項で対象とする大阪港夢洲は，大阪湾の航路浚渫土の処分地として計画されたため，浚渫粘性土で埋め立てられた人工島となっており，自然地盤とともに埋立土層でも大きな圧縮が起こる地盤環境となっている。本節では大阪港夢洲を対象として，埋立に先立つ初期地盤モデルの作成，および埋立用浚渫粘土のモデル化を行い，一次元弾粘塑性有限要素解析によって埋立に伴う地盤の沈下挙動を検討した。

5.4.2 建設前ボーリングによる夢洲代表地盤モデル

関西圏地盤情報ネットワーク（KG-NET）の地盤情報データベース [1)]を用いて建設前ボーリングによる夢洲の代表地盤モデルを作成した。地盤情報データベースに格納される夢洲でのボーリングは，埋立前の海上ボーリングから埋立後に埋立地上で実施されたボーリングまで混在しているが，本研究では初期地盤状態を再現するため，圧密沈下の影響を受けていない埋立前の 52 本のボーリングデータを使用した。52 本のボーリング位置図 [2)]およびボーリング断面図 [2)]を**図-5.4.1** および**図-5.4.2** に示す。大深度のボーリングは 1 本のみである。また，断面図の着色は土質区分を示す。

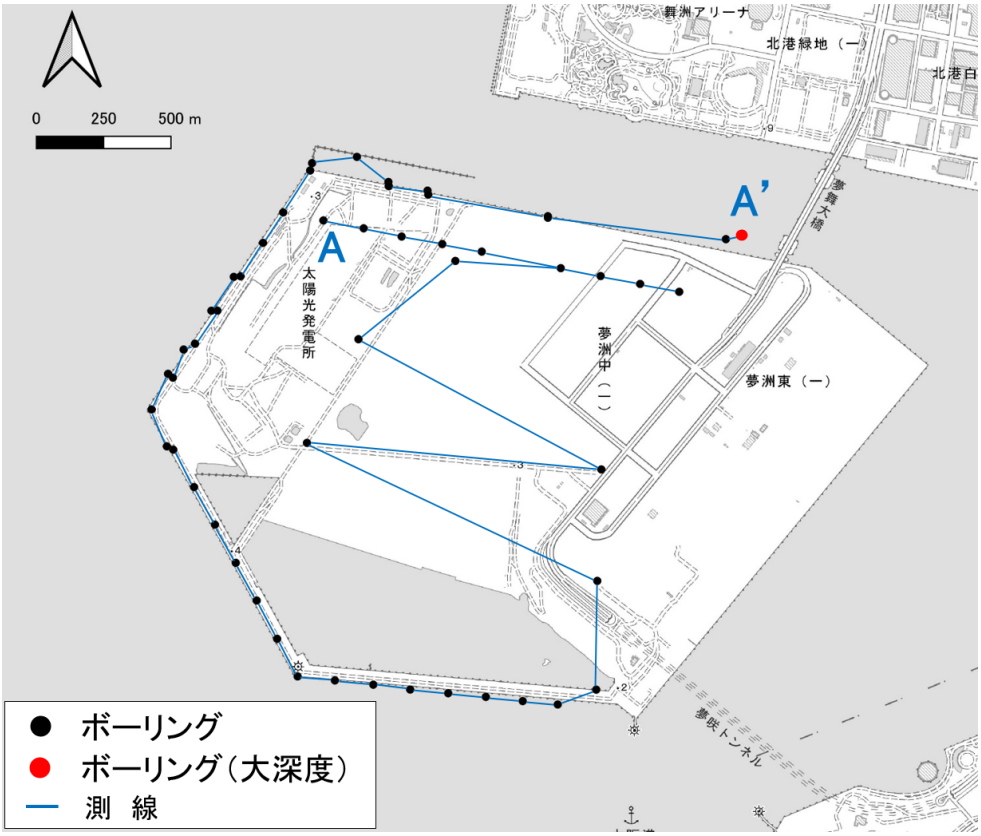


図-5.4.1　ボーリング位置図 [2)]

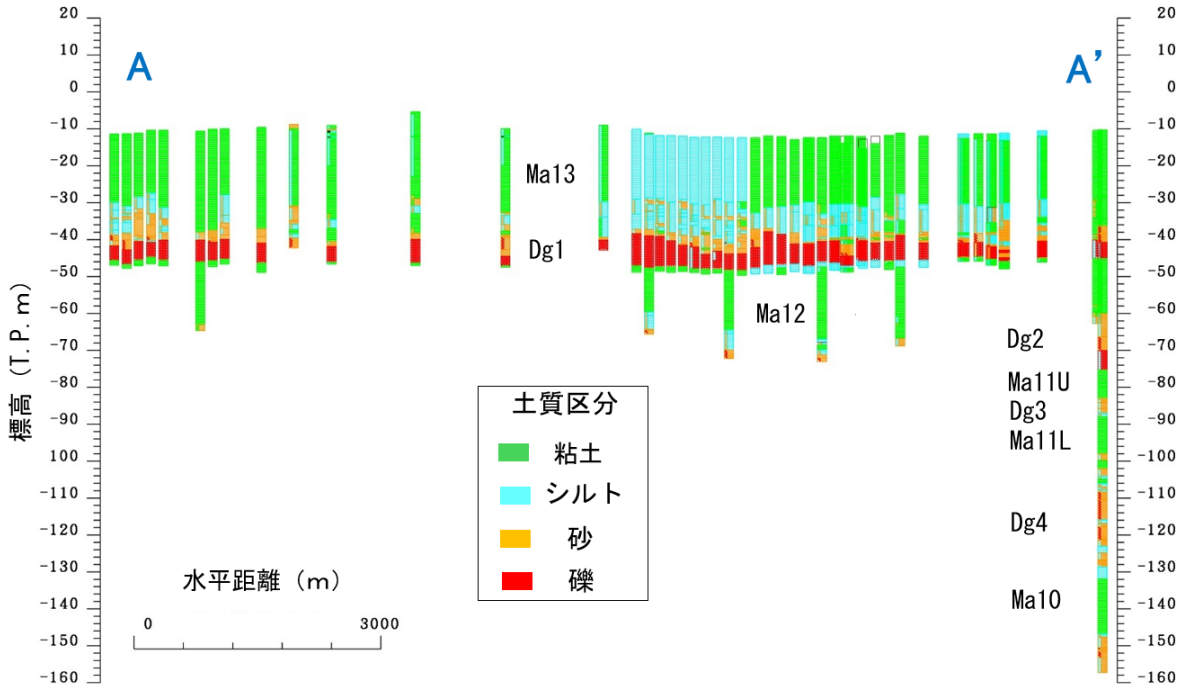
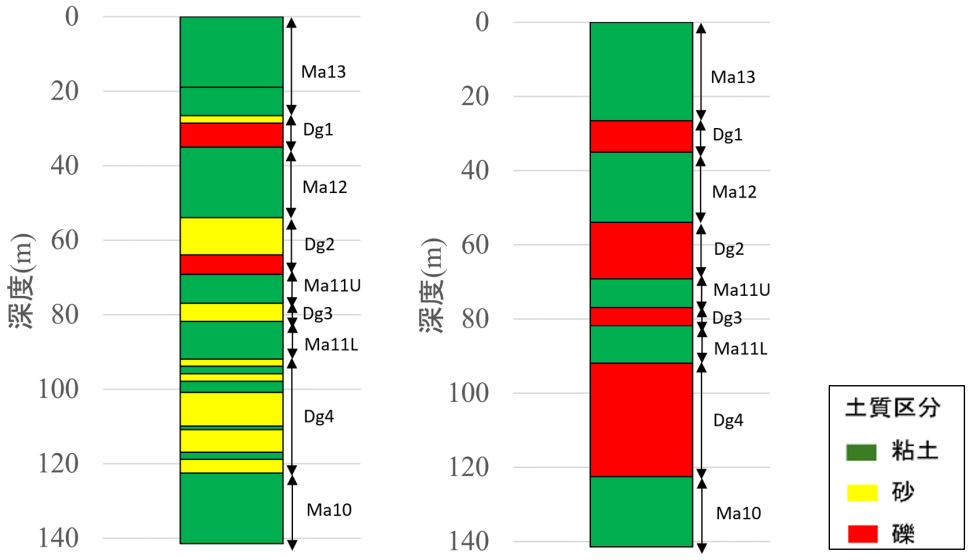


図-5.4.2　ボーリング断面図 [2)]

夢洲の代表地盤モデルは，対象として選択された各ボーリングデータの柱状図を用いて，各標高における優性土層を解析モデルの土質とする全国電子地盤図のスキーム [3)]を適用し，土質区分や粘土分含有量に基づいて土層境界を決定し，各柱状図の層厚の平均値を算出することで作成した。

埋立前の夢洲を代表する地盤モデルと地盤モデルに基づいて作成した圧密変形に供する解析モデルを図-5.4.3 に示す。地盤モデルでは Dg4 はシーム状の粘土を挟むが，Ma11 以深は大深度ボーリング 1 本で設定されていることを念頭におき，さらに，シーム状の粘土は圧縮性の小さいシルト混り細砂の可能性が高く，圧密沈下への寄与度は小さいと仮定し，解析モデルでは Dg4 を単一の礫層とした。また，地盤モデルでは砂層と礫層が混在するが，解析モデルでは礫層に統一した。なお，Ma10 以深にも互層構造が続いているが，本研究では地盤情報が明確な Ma10 までをモデル化した。



(1) 地盤モデル　　(2) 解析モデル

図-5.4.3　夢洲代表地盤モデル

5.4.3 解析モデルおよび地盤物性値

地盤変形解析は Sekiguchi[4]による弾粘塑性構成式を組み込んだ有限要素コードを用いて実施した。解析モデルでは，粘土層は弾粘塑性体，砂礫層は弾性体とした。大阪港の砂礫層は十分な層厚と透水性を有しており，既往研究[5]に従って埋立に伴う過剰間隙水圧の発生や停留については考慮せず，排水と変形はともに鉛直方向一次元と仮定した。Ma13 上部・捨土に打設されたサンドドレーン（以下，「SD」という。）と浚渫粘土層に打設されたプラスチックボードドレーン（以下，「PBD」という。）はマクロエレメント法[6]を用いてモデル化した。SD は後述する敷砂の載荷時に，PBD は良質土の載荷時に打設した。また，**図-5.4.3** に示す Ma10 の下位には更新統砂礫層が存在するため，Ma10 の下端は排水境界とした。

各粘土層の物性値を**表-5.4.1** に示す。圧密変形を担う粘土層の物性値の設定方法は，三村・井関[7]と同様の方法を用いた。すなわち，地盤情報データベース[1]に登録されたボーリングデータ，および新たに実施されたボーリングデータに基づき，圧縮指数 C_c（$=2.3\lambda$），初期間隙比 e_0，圧密係数 c_v，土粒子密度ρ_s の 4 種類のパラメータを得た。膨潤指数 C_s は C_c の 0.1 倍に設定した。各土層の物性値は基本的に埋立前のボーリング調査で得られた値を用いているが，Ma13 の圧縮指数 C_c については解析結果と実測沈下量の比較・考察を経て，埋立後のボーリング調査より得られた値を用いた。また，海底地盤であるため，飽和度 $S_r=100\%$と水の単位体積重量$\gamma_w=9.8$ kN/m^3 の仮定から土の水中単位体積重量γ'を算出した。

本解析では沖積層である Ma13 は正規圧密粘土，更新統粘土層は疑似過圧密粘土を仮定しており，過圧密比は埋立前ボーリング調査で得られた圧密降伏応力と有効上載圧から設定した。大阪湾の更新統層の過圧密比は深度が深いほど小さくなる傾向があるため[5]，Ma12 では 1.4，Ma11 では 1.35，Ma10 では 1.3 とした。

初期透水係数 k_0 はボーリング情報に基づき，体積圧縮係数 m_v と圧密係数 c_v から算定した。二次圧縮指数αは圧縮指数 C_c と初期間隙比 e_0 から算定した。基準体積ひずみ速度$\dot{v}_0$は $\dot{v}_0=\alpha/t_c$ とした。ここで，t_c は特性時間で，各粘土層の一次圧密終了時間に相当するものであり，時間係数 $T_v=0.848$，圧密係数 c_v，粘土層厚から算定することができる[8]。

表-5.4.1　各粘土層の物性値

	圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	初期間隙比 e_0	二次圧縮指数 α	初期透水係数 k_0（m/day）	基準体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$（1/day）
浚渫粘土層	0.84	0.12	2.83	4.75×10^{-3}	5.03×10^{-4}	1.85×10^{-6}
Ma13	0.45～0.87	0.05～0.09	1.21～2.73	4.17×10^{-3}～5.07×10^{-3}	9.15×10^{-5}～1.32×10^{-3}	1.30×10^{-7}～2.67×10^{-6}
Ma12	0.79～1.60	0.08～0.16	1.21～2.10	7.80×10^{-3}～1.12×10^{-2}	9.27×10^{-5}～2.31×10^{-4}	2.40×10^{-5}～4.88×10^{-5}
Ma11	0.44～1.40	0.04～0.14	0.96～1.76	4.83×10^{-3}～1.10×10^{-2}	9.56×10^{-5}～1.82×10^{-4}	1.53×10^{-4}～2.68×10^{-4}
Ma10	1.25～1.76	0.13～0.18	1.64～2.12	1.03×10^{-2}～1.22×10^{-2}	4.36×10^{-5}～9.60×10^{-5}	6.61×10^{-5}～1.43×10^{-4}

ここで，**表-5.4.1** に浚渫粘土層の物性値を併せて示しているが，本稿では埋立材料として用いる浚渫粘土層も有限要素法の中で変形を考慮した材料としてモデル化している。浚渫粘土のパラメータ設定は以下のような手法で行った。

埋立部分の地盤要素モデル[9]を**図-5.4.4** に示す。夢洲には本格構築以前に海底地盤上に捨土がなされており，本格構築時のスタートとして沖積粘性土層の地盤改良用の敷砂が施工され，その後サンドドレーンが打設，航路浚渫土を受け入れて埋立，最上位は良質土で仕上げられている。後述する施工過程を

忠実に再現するため，各層を複数のメッシュでモデル化し，捨土層は 2 要素，浚渫粘土層は 7 要素にメッシュ分割した。2021 年に実施されたボーリング調査で得られた浚渫粘土層の土質定数を用いて，その土質定数を**表-5.4.2** のように設定[9]した。なお，捨土層については情報がないため，浚渫粘土層と同一の土質定数であると仮定している。

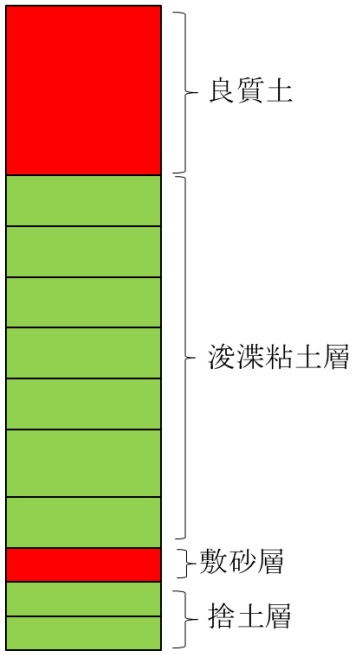


図-5.4.4　埋立層モデル[9]

表-5.4.2　浚渫粘土層の土質定数[9]

圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	間隙比 e	有効応力 p(kN/m^2)	圧密係数 cv(m^2/day)	土粒子密度 ρs(1/day)
0.84	0.12	1.80	168.5	5.42×10^{-3}	2.65

浚渫粘土モデルを有限要素として発生させ，自らの圧縮と下位の地盤への載荷要素としての機能を発揮させるために，浚渫粘土要素の初期状態を設定する必要がある。**表-5.4.2** に示す地盤調査から得られた浚渫粘土の土質定数より，正規圧密領域における圧縮曲線を低応力側に延長し，**図-5.4.5** に示すような圧縮曲線に従って変化すると仮定する。低応力状態では応力点が破壊線に近接しており，無限に高い間隙比を設定することができないため，本稿では浚渫粘土の初期応力を 10 kN/m^2，間隙比を 2.83 とした。これは初期含水比 106 %に相当する。この要素を**図-5.4.6** に示す載荷工程によって所定の応力が基礎地盤に作用する層厚で発生させ，自重による浚渫粘土層の圧密と載荷重としての自然堆積粘土量の圧密を計算するスキームとした。

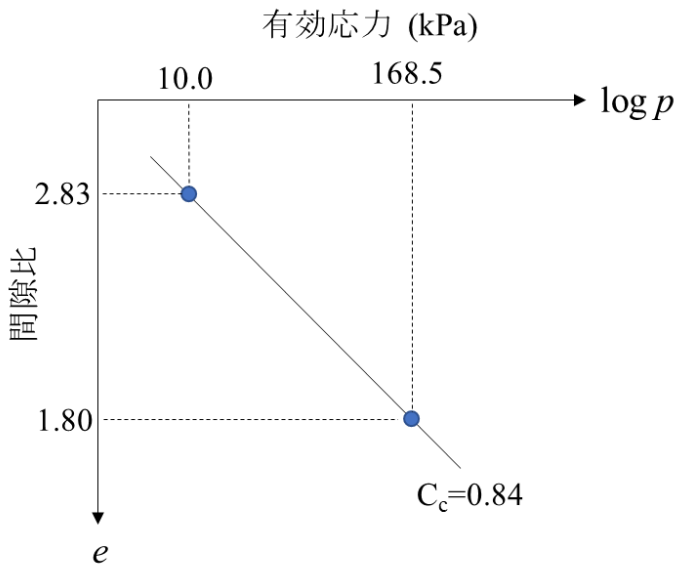


図-5.4.5　浚渫粘土層の圧縮曲線 [9)]

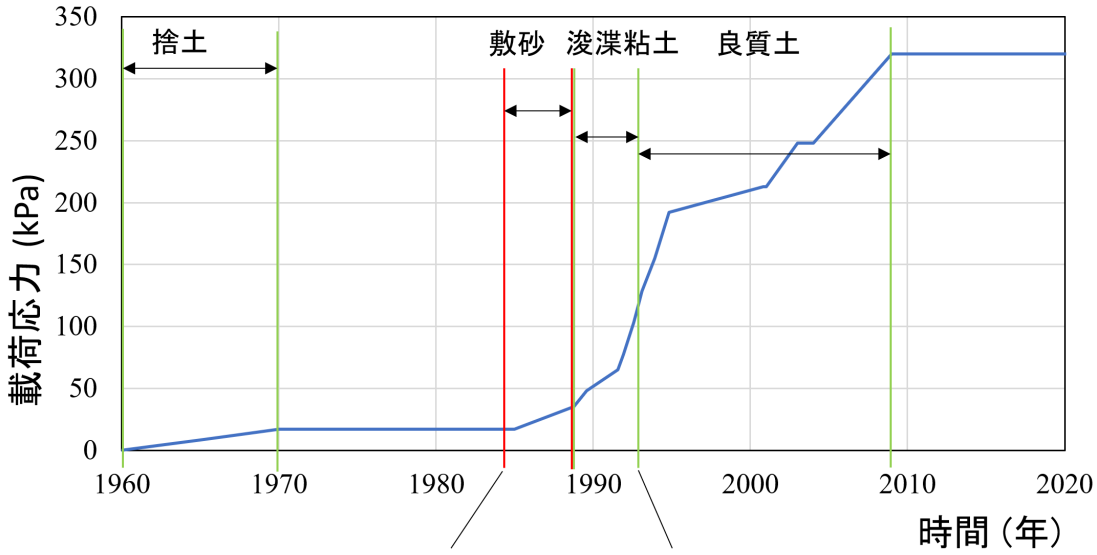


図-5.4.6　埋立施工の載荷モデル

5.4.4 埋立載荷工程

地盤に作用する載荷重の工程をモデル化する。工事報告書の埋立土の単位体積重量と盛土高さから随時載荷重量を求めて，**図-5.4.6** に示す載荷工程モデルを構築した。2021 年に実施された地盤調査 [10)]では，夢洲の埋立土層は**図-5.4.4** に示すような捨土，敷砂，浚渫粘土，良質土で構成されている。既に述べたように，埋立工事が行われる以前に夢洲海底地盤には捨土が投棄されており，既往資料より夢洲 3 区での層厚を 4m とし 1960 年から 10 年間で線形的に載荷されると仮定した。この層では浚渫粘土も混在するため変形を考慮している。その後，敷砂を載荷した後に浚渫粘土を載荷した。浚渫粘土層では現在の層厚に合うように繰り返し計算により投入量を求め，初期層厚を 23 m とした。埋立表層部のかさ上げは良質土を用いて載荷した。その結果，浚渫粘土層による埋立によって 1993 年までに 190 kN/m^2 の埋立載荷が行われ，圧密促進のための PBD が打設された後に良質土で埋立かさ上げされ，最終的に埋立荷重として 2009 年までに 320 kN/m^2 が載荷されるモデルとなっている。

5.4.5 解析結果と考察

各粘土層の過剰間隙水圧の挙動に着目することで，埋立による地盤の応力状態を確認することができる。地盤全体の過剰間隙水圧の深度分布を**図-5.4.7** に示す。各粘土層では上下の排水効果で，粘土層の深度中央部で最大値を有する放物線状の過剰間隙水圧分布を示している。Ma13 と捨土層は接触しているため水圧のやりとりが発生するので，放物線の頂点が Ma13 の中央ではなくやや上部に確認される。また，埋立による載荷が完了した 2009 年時点では全ての粘土層で過剰間隙水圧の残留が認められるが，2020 年時点では SD を打設した Ma13，捨土，浚渫粘土層，および層厚の薄い Ma11U で過剰間隙水圧はほとんど消散している。さらに，2070 年時点では全ての粘土層で圧密がほぼ完了している。

各粘土層の深度中央部の過剰間隙水圧の経時変化を**図-5.4.8** に示す。沖積粘土層 Ma13 では 1988 年に SD が打設されたため，第一段階の埋立により約 190kPa の載荷応力を受けているが，過剰間隙水圧は 49 kPa 程度の発生量に留まっている。2001 年から行われた第二段階の載荷が行われる直前にはほぼ消散していることがわかる。第二段階の埋立を開始してからは SD による排水効果と埋立による載荷で，過剰間隙水圧は増減しているが，最後の埋立が行われた 2009 年からは単調減少しており，2015 年時点ではほぼ消散している。

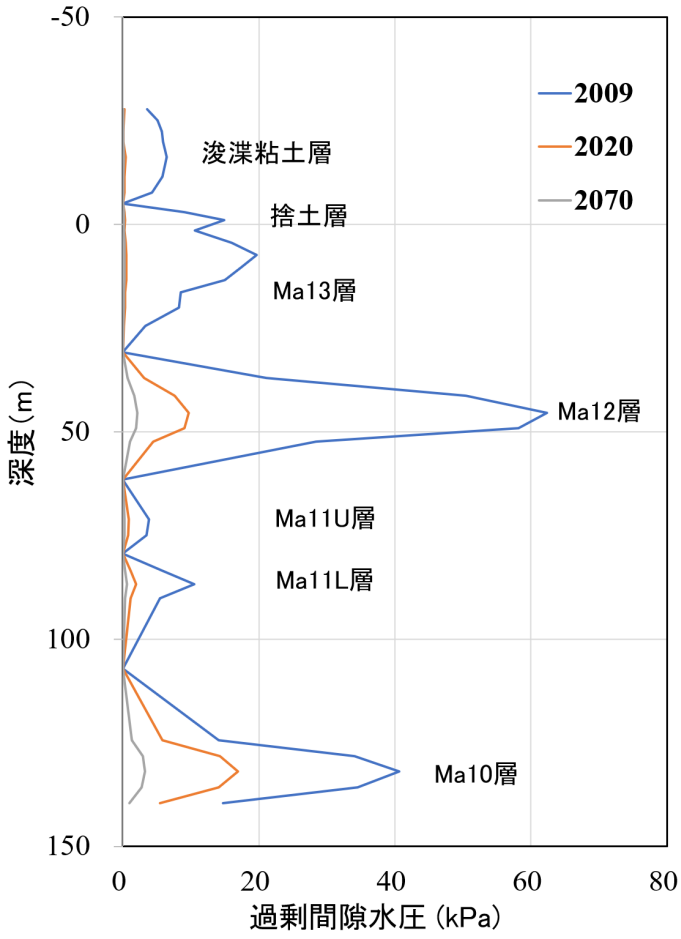


図-5.4.7　埋立に伴う過剰間隙水圧の深度分布

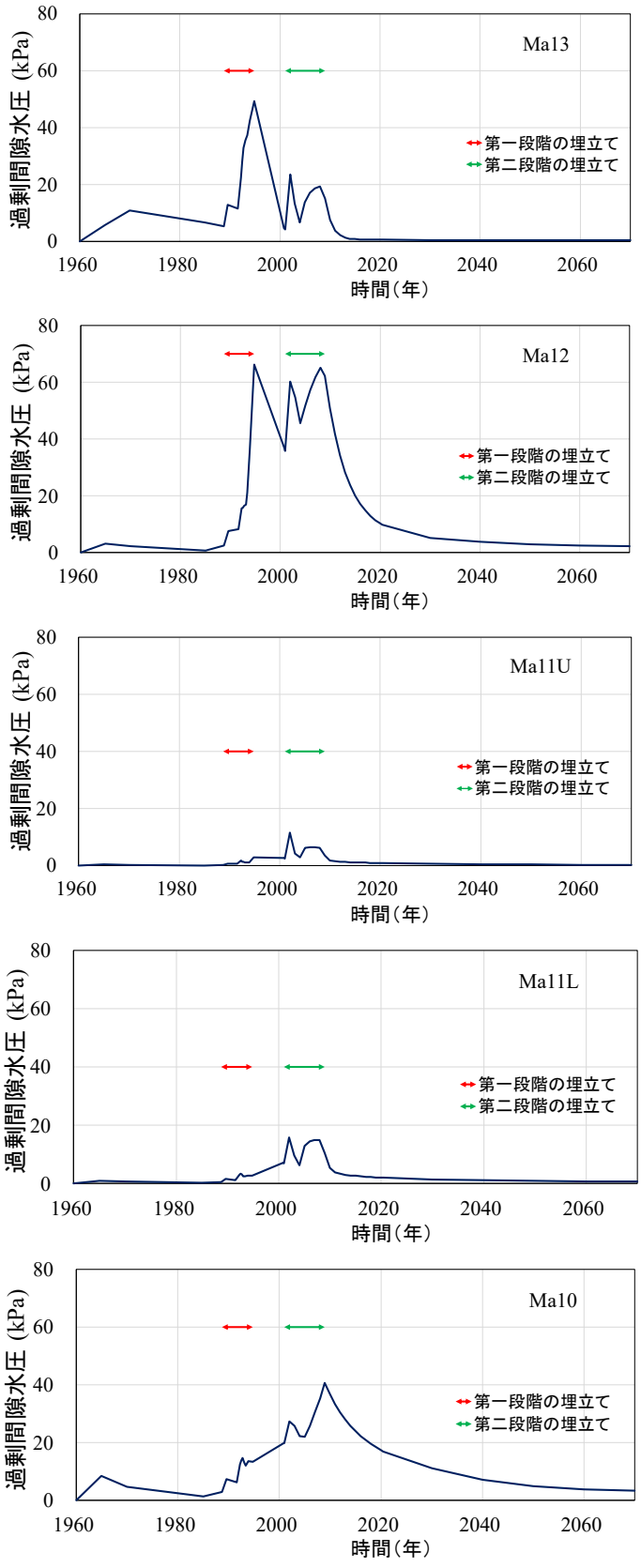


図-5.4.8　各粘土層の過剰間隙水圧の経時変化

これに対して地盤改良を行っていない更新統粘土層については各層の特性に応じて異なる挙動を示している。最上位の Ma12 では第一段階の埋立で 66 kPa 程度，第二段階の埋立で 65 kPa 程度発生し，そ

の後緩やかに消散している。2020 年時点では 10 kPa 程度の過剰間隙水圧が残留し，水圧消散にともなう沈下が今後も続くと予想される。Ma11 では層厚が薄く透水性も高いため，特に Ma11U では過剰間隙水圧の発生量は小さく，早期に消散していることがわかる。2020 年時点では Ma11U，Ma11L ともにほぼ圧密が完了している。Ma10 は出現深度が深く初期応力が大きいため圧密降伏応力も大きく，埋立による載荷後も応力状態が擬似過圧密状態にとどまるため排水が速やかに行われる。そのため，載荷応力載荷応力 318 kPa に対して，過剰間隙水圧の発生量は 41 kPa 程度にとどまり，2020 年時点でも 17 kPa 程度の残留となる。

各粘土層の時間―沈下関係を**図-5.4.9** に示す。**図-5.4.9** より，埋立による粘土層ごとの圧密挙動を確認することができる。更新統粘土層（Ma12，Ma11U，Ma11L，Ma10）については埋立初期には擬似過圧密領域にあるため大きな圧縮は示さないが，沖積粘土層（Ma13）では SD を打設した 1985 年から沈下量が増大する。洪積粘土層では PBD を打設した 1993 年から沈下量が増大する。洪積粘土層の沈下速度は沖積粘土層（Ma13）よりも大きい。2020 年時点で沖積粘土層（Ma13）の沈下量は 5.4 m，更新統粘土層（Ma12，Ma11U，Ma11L，Ma10）の沈下量は 4.3 m となった。また，2020 年以降で新たな載荷がない場合，沈下は主に更新統粘土層で発生しており，更新統粘土層で緩やかな長期沈下が起こることがわかる。2070 年時点で沖積粘土層（Ma13）はほぼ沈下は収まっており，沈下量は 5.5 m と予測される。また，2070 年時点で更新統粘土層全体の沈下量は 5.0 m と予測される。

沖積粘土層（Ma13）と更新統粘土層の長期沈下への寄与を明確にするために，Ma12 天端の沈下を更新統粘土層の沈下として，更新統粘土層，沖積粘土層および洪積粘土層の時間―沈下関係を**図-5.4.10** に示す。載荷初期は沖積粘土層の沈下量が大部分を占めるが，時間の経過とともに更新統粘土層の割合も増えていくことがわかる。

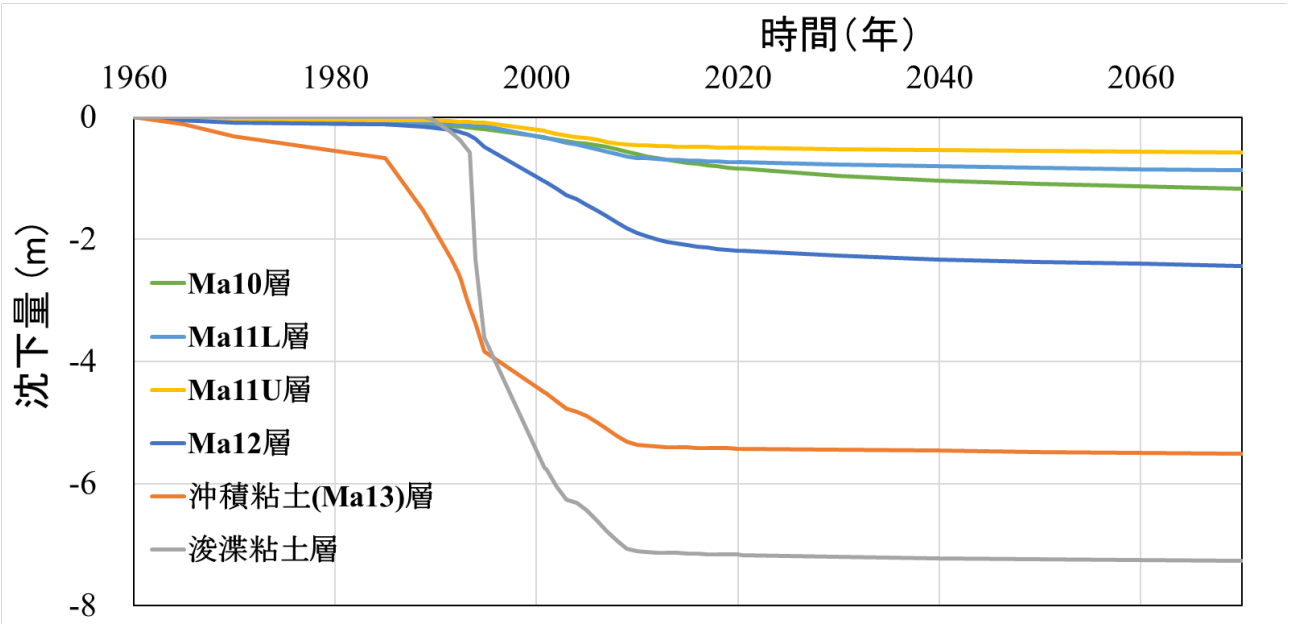


図-5.4.9　各粘土層の時間-沈下関係

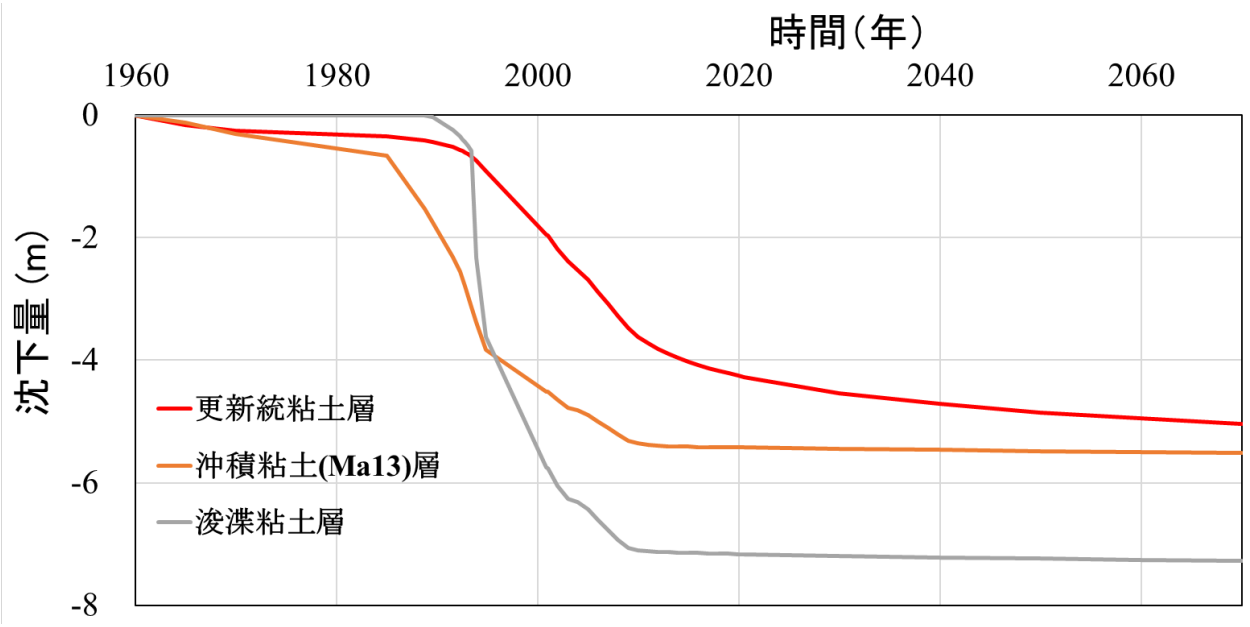


図-5.4.10　更新統粘土層，沖積粘土層，浚渫粘土層の時間-沈下関係

5.4.6 まとめ

大阪湾の埋立地の一つである大阪港夢洲を対象として，関西圏地盤情報ネットワーク（KG-NET）の地盤情報データベースを用いて埋立前の初期地盤モデルを構築し，海底地盤の物性値と埋立載荷工程を設定するとともに，圧縮を伴う浚渫埋立土のモデル化を併せて，一次元弾粘塑性有限要素法による地盤変形解析を実施した。解析結果より，SD を打設した Ma13 と捨土，PBD を打設した浚渫粘土層，および層厚が薄い Ma11U では過剰間隙水圧が早期に消散することが予測された。また，2070 年時点では全ての粘土層でほぼ圧密が完了していることが予測された。

本節で実施した検討は関西圏地盤情報ネットワーク（KG-NET）のボーリングデータベースを利用して検討を行いました。この場を借りて深くお礼申し上げます。

【参考文献】

1) KG-NET・関西圏地盤情報協議会：関西圏地盤情報データベース, 2023.
2) 三村衛・林健二・北田奈緒子・伊藤浩子：建設前ボーリングによる夢洲代表地盤モデルの作成と埋立による地盤の変形解析，Kansai Geo-Symposium 2024，pp.182-185, 2024.
3) 公益社団法人地盤工学会：全国電子地盤図の作成と利用に関する研究委員会，全国電子地盤図の作成と利用に関する研究報告書，p.39，2014.
4) Sekiguchi, H.: Rheological characteristic of clays, Proc. 9th ICSMFE, 1, pp.289-292, 1977.
5) Mimura, M. and Jang, W.: Description of Time-dependent Behavior of Quasi-overconsolidated Osaka Pleistocene Clays Using Elasto-viscoplastic Finite Element Analyses, Soil and Foundations, Vol. 44, No. 4, pp. 41-52, 2004.
6) 関口秀雄・柴田徹・藤本朗・山口博久：局部載荷を受けるバーチカル・ドレーン打設地盤の変形解析，第 31 回土質工学会シンポジウム発表論文集，pp.111-116, 1986.
7) 三村衛・井関康晶：埋立材としての浚渫粘土層の変形を考慮した夢洲地盤の変形解析，Kansai Geo-

Symposium 2023，pp.181-185, 2023.
8) 関口秀雄・柴田徹・三村衛・角倉克治：大水深護岸の変形解析，京都大学防災研究所年報，第 31 号 B-2, pp.123-145, 1988.
9) 井関康晶・三村衛：浚渫粘土層の変形を考慮した夢洲埋立地盤の変状評価に関する研究，第 58 回地盤工学研究発表会 DS-6-03，2023.
10) 公益社団法人地盤工学会関西支部：夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会，夢洲 2 区，3 区の層別沈下計の設置に伴う地盤調査土質試験結果最終報告書，2022.

5.5 夢洲２区万博用地の沖積粘土層・洪積粘土層の圧密沈下予測

5.5.1 概要

5.3 では，万博までの浚渫粘土層に対する短期的な圧密沈下予測を示したが，万博開催後は浚渫粘土層直下の沖積粘土 Ma13 層および洪積粘土層の長期的な圧密沈下予測が必要となる。ただし，Ma13 層および洪積粘土層（Ma12 層，Ma11 層）は，4.6.4 の地盤調査結果から深さ方向に粘土の圧密特性が連続的に変化する不均質粘土層であることが分かった。さらに，Ma13 層では圧密沈下の促進を目的に事前に未貫通のサンドドレーン（SD）が打設され，地下水位低下が繰返し行われており，複雑な荷重履歴を受けている。万博開催以降の長期的な圧密沈下を予測するためには，Ma13 層以深の圧密特性を正確に捉えることと，複雑な荷重履歴を反映した圧密沈下計算手法が必要となる。

本節では，Ma13 層および Ma12 層，Ma11 層を対象に，地盤調査で得られた土質特性と地下水位低下履歴や盛土の埋立履歴を基に圧密沈下の再現計算を行った。なお，計算手法として圧密特性を対数体積比で表した $\log f \sim \log p$，$\log f \sim \log c_v$ 関係による不均質粘土層として圧密予測計算を行い，実測値と比較した。また，Ma13 層以深の今後の圧密沈下予測（万博後の残留沈下）も報告する。

5.5.2 調査地点と地盤構成

図-5.5.1 に 2021 年 6 月に地盤調査を行った③地点（○）と地点 A～J の 10 ヶ所の観測台沈下計測地点（●）を示す。地盤調査は Ma13，Ma12，Ma11 層の約 120 m まで実施し，乱れの少ない試料をサンプリングし，各層で土質試験を行った（4.6.4(3)参照）。沈下計測地点では，Ma13 層の上部と Ma12 層の上部に沈下計が設置されている。この 2 つの計測値の差から Ma13 層のみの沈下量を把握できる。

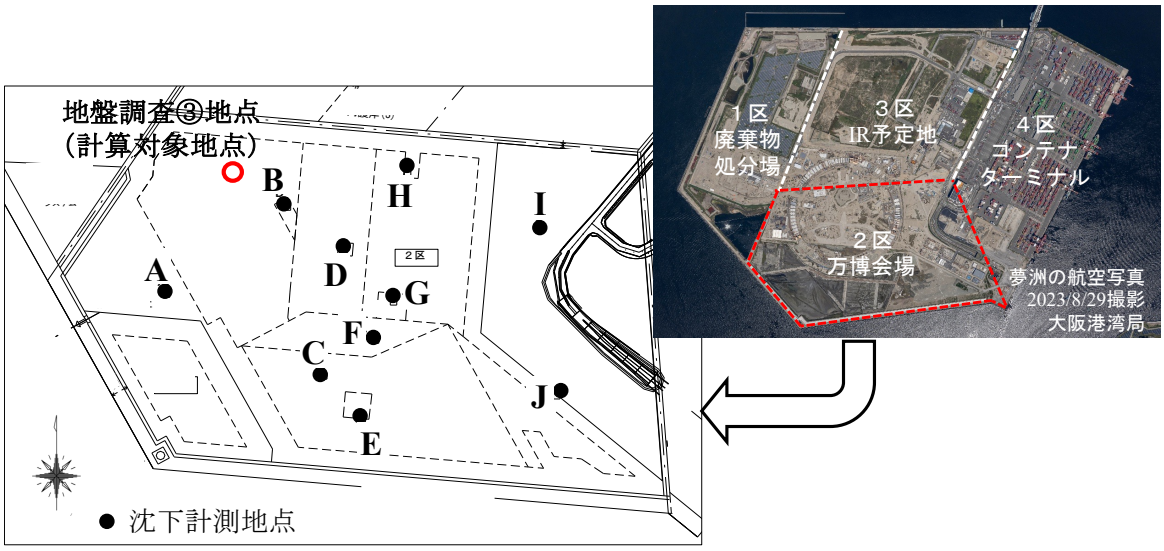


図-5.5.1　夢洲２区内の地盤調査地点（計算対象地点）と沈下計測地点

図-5.5.2 に夢洲の Ma11 層までの地盤構成を示す。なお，図中の標高は地盤調査時点（2021 年 6 月）のものである。Ma13 層では浚渫粘土の投入前に φ400 mm の SD が四角形配置の 3.5 m 間隔で Ma13 層の途中まで打設されている。本節では Ma13 層のうち SD が打設されている層を「改良層」，打設されていない層を「無改良層」とする。また，敷砂層には排水井戸が設置されており地下水位低下による圧密促進を行っている。Ma11 層は間に砂層（Ds 層）を挟むため，上層（Ma11U 層）と下層（Ma11L 層）に分けられる。なお，地盤調査時点において，現地では盛土を施工する前であった（図に示している盛土層は無い状態）。

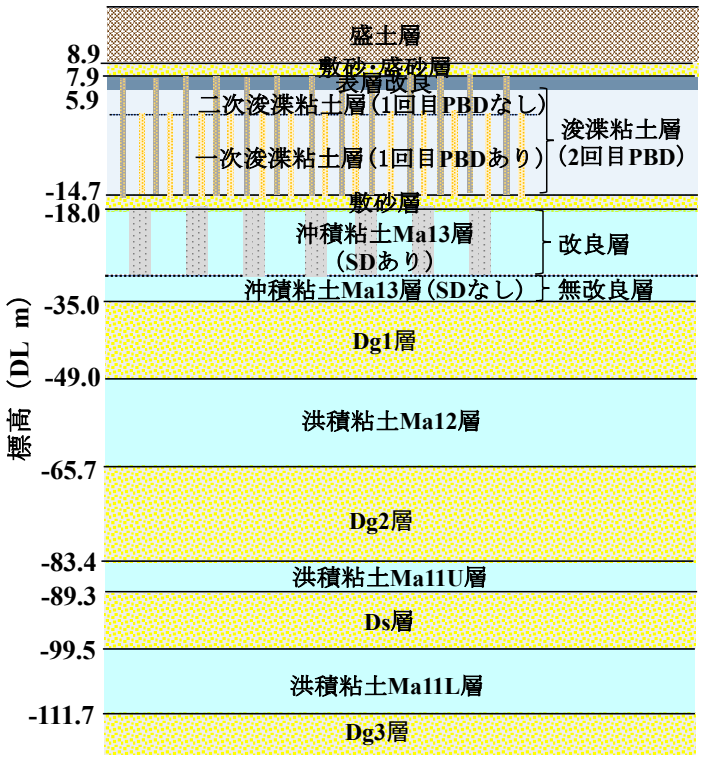
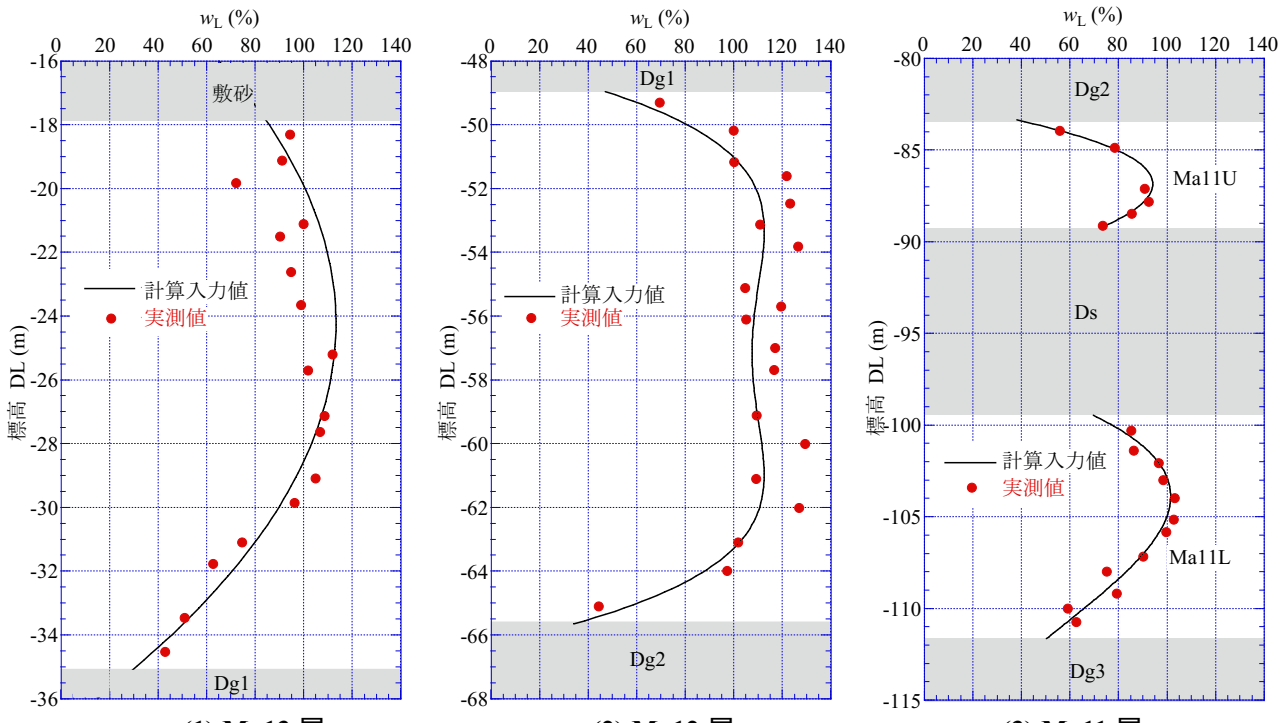


図-5.5.2　夢洲２区内の地盤構成の概要

5.5.3 沈下計算に用いた圧密特性

本項では，圧縮性と圧密速度を表すf~p，f~c_v関係において，5.3.3の浚渫粘土層と同様に，直線性が高いとされる両対数軸に取った log$f$~log$p$，log$f$~logc_v関係で表した圧密特性を用いた[1)]。

図-5.5.3 (1)~(3)にそれぞれ，Ma13層，Ma12層，Ma11層の液性限界w_Lの深度分布を示す。各層のw_Lの実測値は大阪地域の特徴である上下で小さく，中央部で大きい不均質粘土であることが分かる。沈



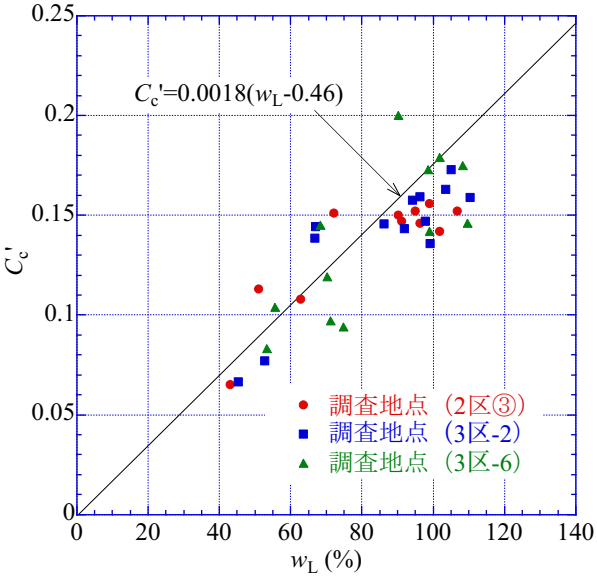
(1) Ma13 層　　(2) Ma12 層　　(3) Ma11 層

図-5.5.3　液性限界w_Lの実測値と実測値から求めた計算入力値の深度分布

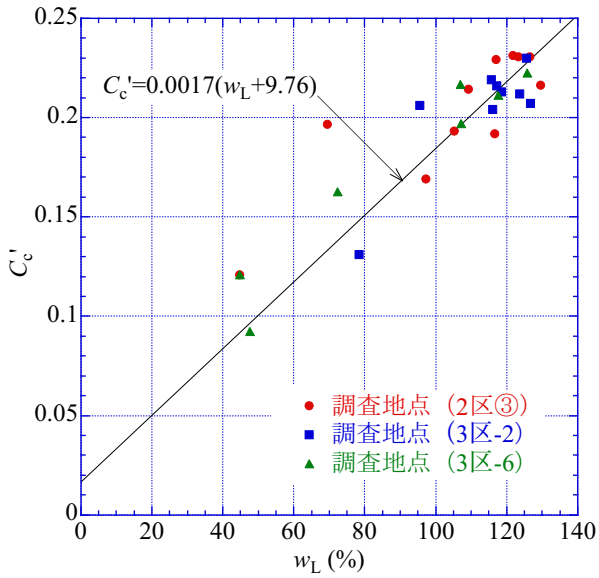
下計算に用いる圧密特性のうち，log$f$～log$p$ 関係での圧縮指数 C_c’と圧密係数 c_v は w_L と相関が高いとされていることから [2]，多くの試験結果のある w_L の深度分布に，後に示す C_c’－w_L，logc_v－w_L 関係の相関式を求めて深度方向に C_c’と c_v の計算入力値を求めた。各層の黒実線は w_L の計算入力値である。計算入力値は実測値の平均的となる値としたが，後の沈下計算において Ma13 層の計算沈下量はやや小さい結果となったことから，Ma13 層の標高 DL–20～–26m においては，やや大きな計算入力値を与えた。

図-5.5.4 (1)～(4)にそれぞれ，Ma13 層，Ma12 層，Ma11U 層，Ma11L 層の C_c’ –w_L の分布を示す。なお，参考のため，夢洲 3 区-2，-6 の調査結果もプロットしている。図に示す黒実線は 2 区の調査結果から決めた C_c’–w_L 直線式である。なお，Ma13 層上部の w_L が 90～110%の部分については，先に示した計算値が実測値よりもやや小さな沈下量になることからやや大きな計算入力値を与えた。

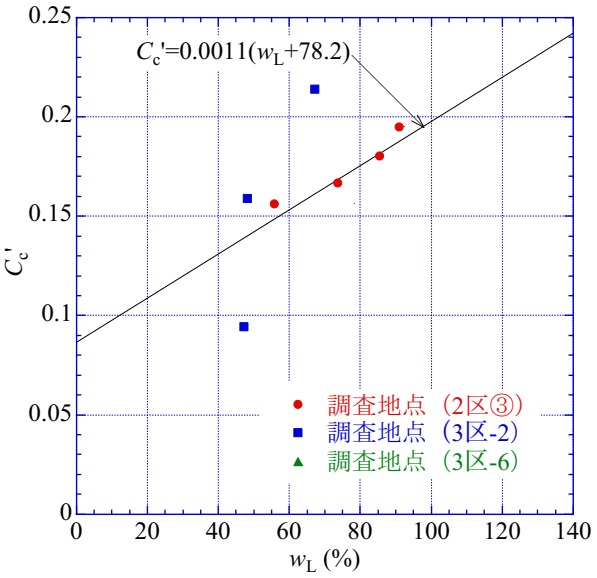
図-5.5.5 (1)～(3)にそれぞれ Ma13 層，Ma12 層，Ma11 層の C_c’の実測値と**図-5.5.4** の C_c’–w_L 関係から求めた計算入力値の比較を示す。Ma13 層では標高 DL-20～-26m においては，やや大きくなっている



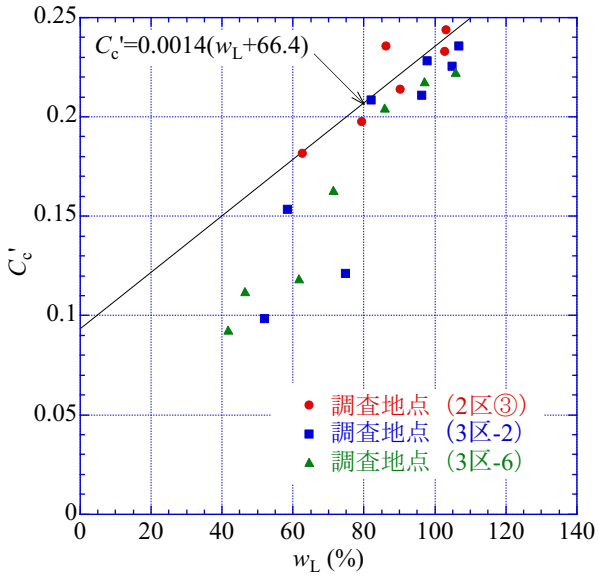
(1) Ma13 層



(2) Ma12 層

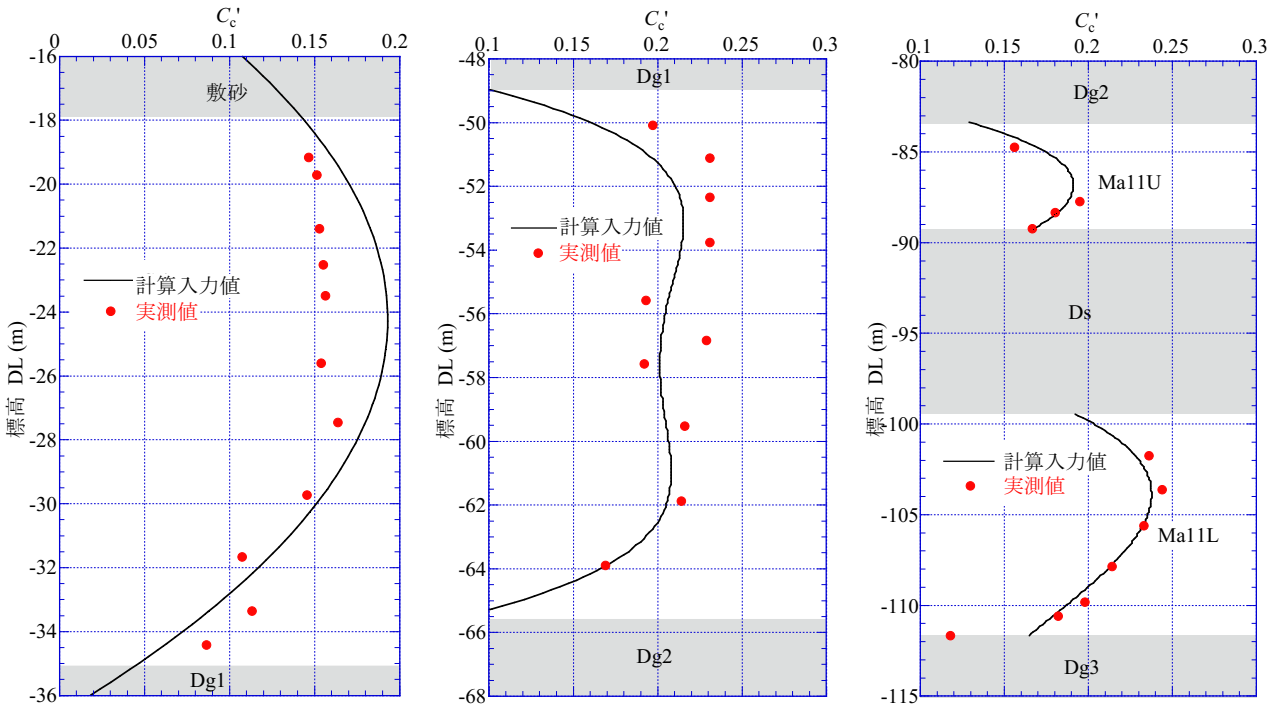


(3) Ma11U 層



(4) Ma11L 層

図-5.5.4　各層における C_c’–w_L 関係と計算に用いた直線式

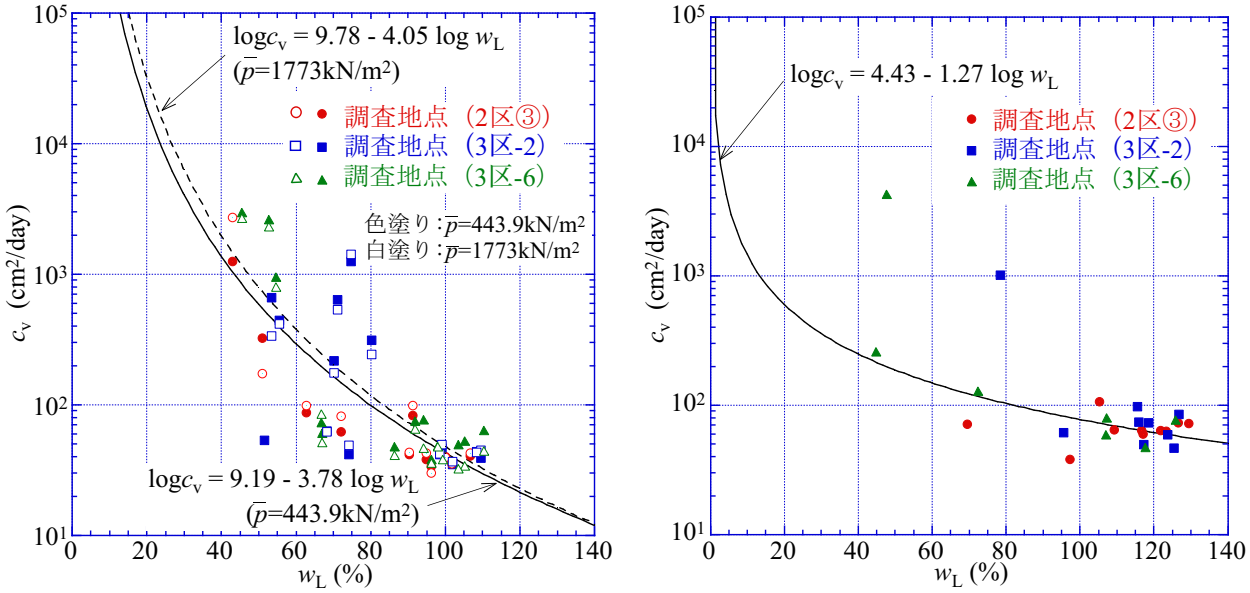


(1) Ma13 層　　(2) Ma12 層　　(3) Ma11 層

図-5.5.5　各層の C_c' の実測値と w_L と C_c'–w_L 関係から求めた計算値の比較

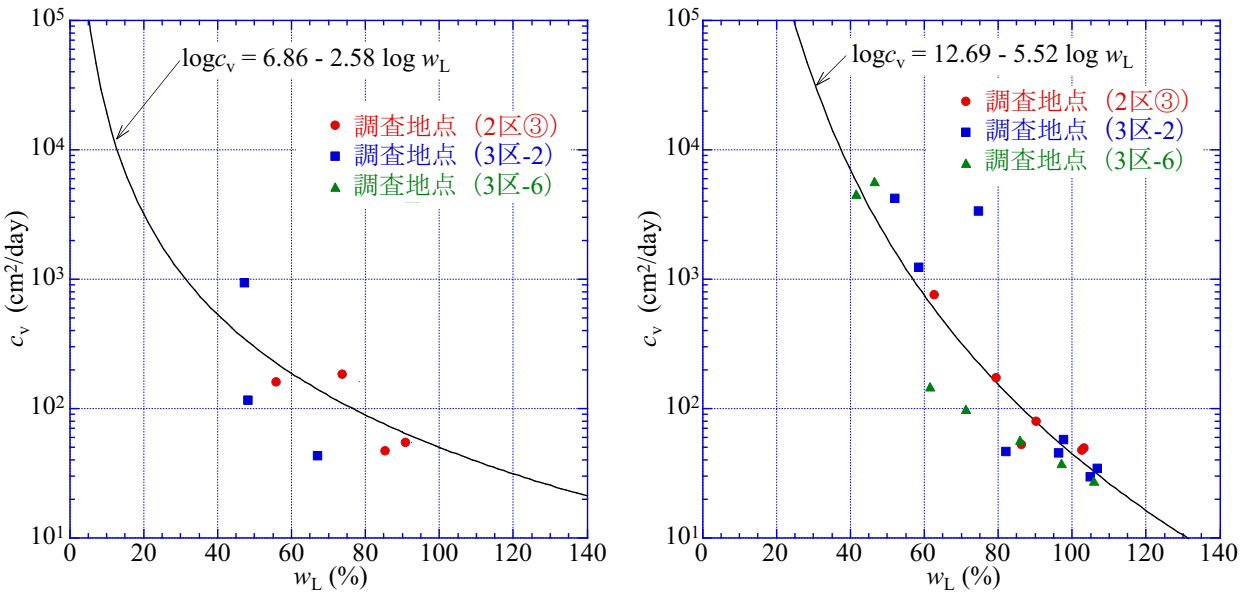
が，それ以深では実測値とほぼ一致している。Ma12 層では計算入力値は概ね実測値の平均よりもやや低い値となっている。Ma11 層では計算入力値は実測値とほぼ一致している。

図-5.5.6(1)～(4)にそれぞれ，Ma13 層，Ma12 層，Ma11U 層，Ma11L 層の $\log c_v$–w_L 関係を示す。参考ため，3 区-2，-6 の結果もプロットしている。Ma13 層では，圧密試験において圧密過程の c_v 変化が見られたことから，沈下計算において圧密中の c_v 変化を反映した沈下計算を行った。そのため，平均圧密圧力$\bar{p}$=443.9kN/m^2 と$\bar{p}$=1773kN/m^2 の時の $\log c_v$ と w_L の関係式を求めた。Ma12 層，Ma11U 層，Ma11L 層では，相対的に圧力増加が小さいため，c_v を一定として計算を行った。図に示す黒実線および黒破線は 2



(1) Ma13 層　　(2) Ma12 層

図-5.5.6　各層における $\log c_v$–w_L 関係と計算に用いた関係式（つづく）

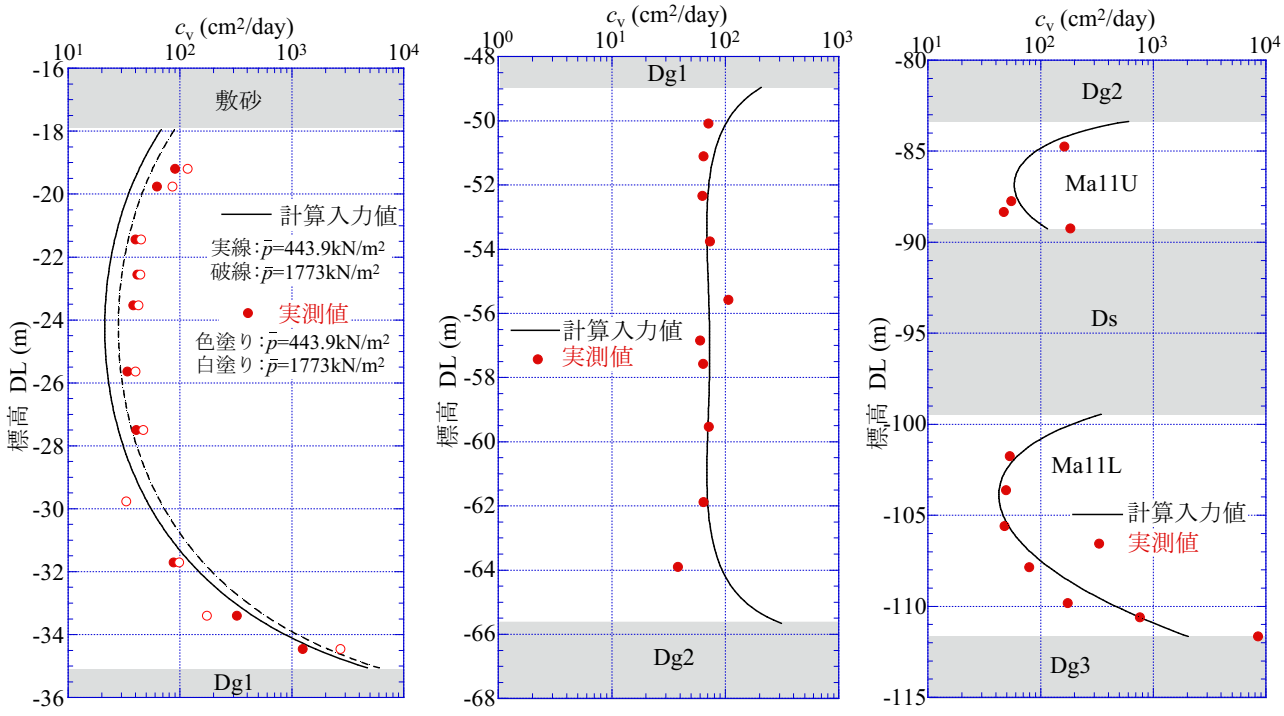


(3) Ma11U 層　　**(4) Ma11L 層**

図-5.5.6　各層における $\log c_v$–w_L 関係と計算に用いた関係式（つづき）

区の調査結果から決めた $\log c_v$–w_L 関係式である。この $\log c_v$–w_L 関係において相関式を $\log c_v$–$\log w_L$ で表す手法は大阪地域の浅層地盤モデルの構築でも用いられている [3)]。2 区の調査結果のみでは実測値が少ないため，3 区-2，-6 の実測値も踏まえて関係式を決めた。

図-5.5.7 (1)～(4)にそれぞれ，Ma13 層，Ma12 層，Ma11 層の $\log c_v$ の深度分布と $\log c_v$–w_L 関係から求めた計算値との比較を示す。Ma13 層の標高 DL-20～-26m では w_L を大きめに設定したことを受けて，実測値よりも計算値がやや低くなっている。Ma12 層，Ma11U 層，Ma11L 層では計算値は実測値の中間の位置を通っていることが確認できる。



(1) Ma13 層　　**(2) Ma12 層**　　**(3) Ma11 層**

図-5.5.7　各層の c_v の深度分布と $\log c_v$–w_L 関係式から求めた計算値との比較

5.5.4 沈下計算に用いた計算式

文献 4)で f–log$p$ 関係による圧縮曲線での不均質粘土層の圧密沈下計算手法が提案されているが，本節では log$f$–log$p$ 関係で表した圧縮曲線が深さ方向で異なる不均質粘土層の沈下計算を行うにあたり，新たに式(5.5.1)で示す相対対数体積比 logf_r'を定義した。

$$\log f_r' = \frac{\log f - \log f_2}{\log f_1 - \log f_2} \tag{5.5.1}$$

ここに，f_1，f_2 は**図-5.5.8** に示すように，ある深度における圧縮曲線のそれぞれ任意の低応力値 p_1，高応力値 p_2 における体積比，f は任意の p に対する体積比である。圧密曲線の正規圧密域を log$f$= log$f_{p=1}$–C_c'log$p$ 関係として定式化して（$f_{p=1}$ は p=1 kN/m^2 のときの f の切片），式(5.5.1)に代入すると logf_r' は式(5.5.2)に変形できる。

$$\log f_r' = \frac{(\log f_{p=1} - C_c' \log p) - (\log f_{p=1} - C_c' \log p_2)}{(\log f_{p=1} - C_c' \log p_1) - (\log f_{p=1} - C_c' \log p_2)} = \frac{\log(p_2/p)}{\log(p_2/p_1)} \tag{5.5.2}$$

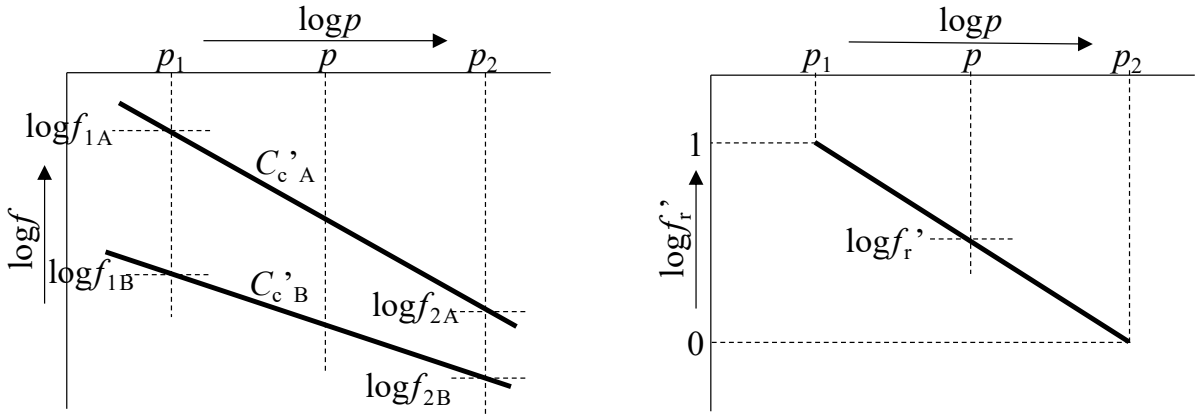


図-5.5.8　log$f$-log$p$ 関係の正規化

式(5.5.2)から log$f$–log$p$ の位置や C_c'によらず p のみの関数となり，深さ方向に圧密特性が異なる不均質な粘土層でも，logf_r' –log$p$ 関係を用いることで計算できる。この関係式から式(5.5.3)の三笠の不均質粘土層の有限ひずみ圧密方程式 [4]を用いて差分計算を行った。本節では，p_1=0.98 kN/m^2, p_2=628 kN/m^2（Ma13 層），1256 kN/m^2（Ma12・Ma11 層）で設定し計算を行った。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = c_{vr}\left[\exp(2\varepsilon)\left\{\frac{\partial^2 \varepsilon_r}{\partial {z_0}^2} + \eta'\left(\frac{\partial \varepsilon_r}{\partial z_0}\right)^2\right\} - \exp(\varepsilon)\frac{d(m_{vr}\gamma')}{d\varepsilon_r}\frac{\partial \varepsilon_r}{\partial z_0}\right] + \exp(\varepsilon)\frac{\partial c_{vr}}{\partial z_0}\left(\exp(\varepsilon)\frac{\partial \varepsilon_r}{\partial z_0} - m_{vr}\gamma'\right) \tag{5.5.3}$$

ここに，$\varepsilon_r = \int d\varepsilon_r = -\ln f_r$ (5.5.4)

$$c_{vr} = \frac{k}{m_{vr}\gamma_w} \tag{5.5.5}$$

$$m_{vr} = \frac{d\varepsilon_r}{dp} \tag{5.5.6}$$

$$\eta' = \frac{\ln f_1 - \ln f_2}{\ln 10} \tag{5.5.7}$$

次に，Ma13 層の改良層では SD（ϕ400mm，□3.5m ピッチ）が打設されているため，Barron 解を用いて計算を行った。ただし，境界条件として改良層の下面と無改良層の上面の有効応力が等しいとして両

層の連続性を確保した。また，地下水位の上昇によって過圧密となる場合は便宜的に膨張係数 C_s=0 とし，過圧密域での膨張や再沈下は生じない条件とした。

5.5.5 計算手法と計算条件

まず，各粘土層の地盤調査時点における w_n の深度分布を回帰し，S_r=100%，ρ_s=2.67g/cm^3，ρ_w=1.03g/cm^3 と仮定して f の深度分布を求めた。調査時点の層厚と f の深度分布から，粘土層に一様な有効応力（p_0=0.98kN/m^2）となる原始状態の体積比 f_0 を設定して原始状態の層厚 H_0 を求めた後，上部敷砂層が投入される前の自重圧密終了状態の有効応力 p_i を求めた。その後， log$f$–log$p$ 関係から p_i に相当する初期体積比 f_i の深度分布と初期層厚 H_i を計算で求めた。敷砂層の敷設が完了した 1984/10/1 を t=0 とし，その後は 5.2.2 で示した浚渫粘土の投入量と盛土量を基に上載荷重を与えた。また，各粘土層の上下にある砂層を排水層として両面排水条件で計算した。なお，Ma13 層上部の敷砂層の地下水位が排水井戸により低下することで，粘土層の上下で水位差が発生し，間隙水圧が減少した分の有効応力が増加する。Ma13 層の圧密沈下計算において，地下水位低下による荷重の増減は，**図-5.5.9** に示す夢洲２区内の複数個所で実測された地下水位観測結果のうち，計算対象地に近い観測地点 B と D の平均値から図の赤線に示すとおり地下水位の変動を簡単にしたものを計算に与えた。なお，与える荷重増分は地下水位低下前にあった水位 DL+2.0m からの水位差を荷重増分として与えた。

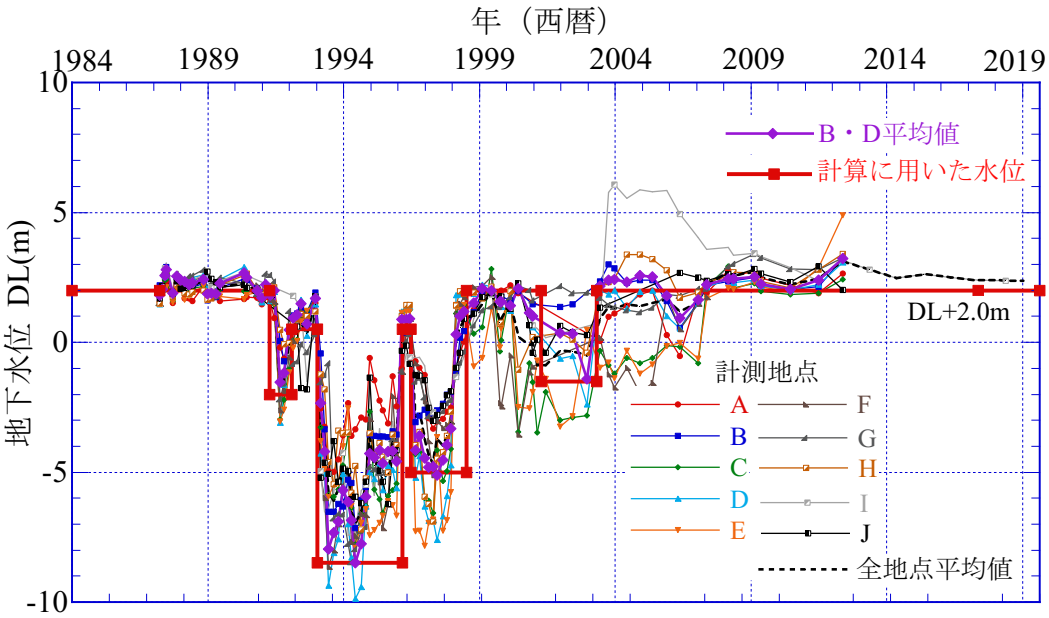
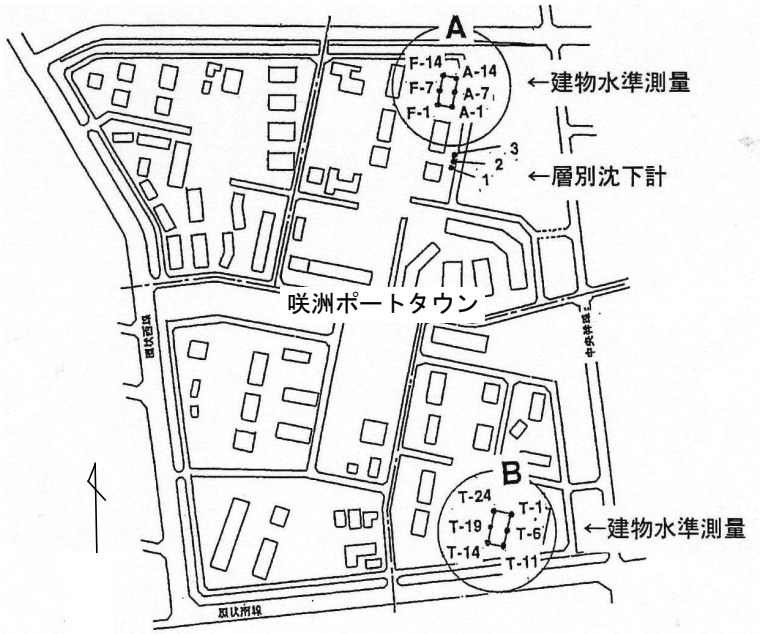
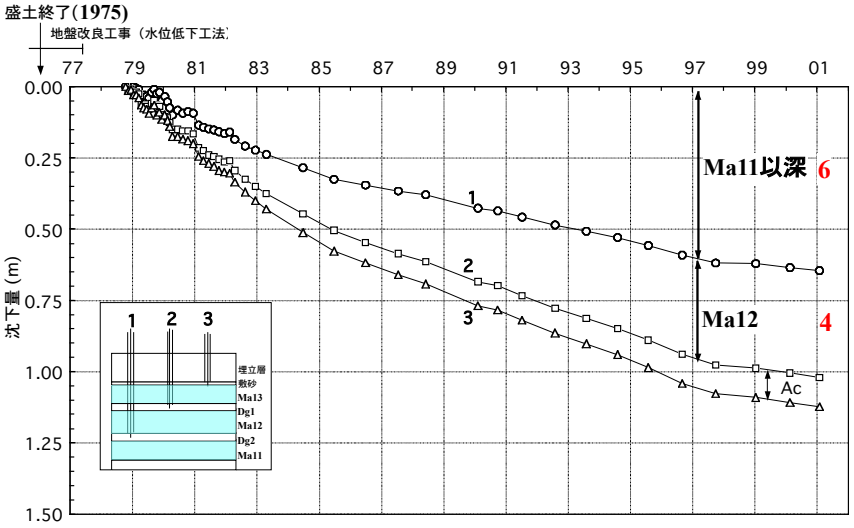


図-5.5.9　敷砂層における地下水位の経時変化

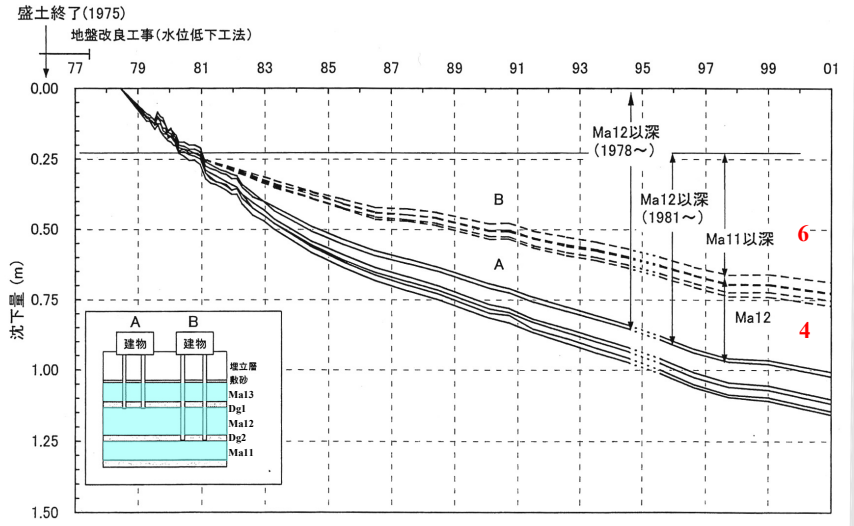
また，実測値において Ma12 層以深の沈下量を計測しているが，計算で求めることができるのは圧密特性が得られている Ma12，Ma11U，Ma11L 層のみで Ma10 層以深の沈下量は計算できない。そこで，夢洲の近隣の人工島である咲洲と舞洲の層別沈下の実績沈下量を基に検討した。**図-5.5.10**，**図-5.5.11** にそれぞれ咲洲と舞洲の層別沈下の実測値を示す[5)]。盛土や浚渫土の埋立荷重を受けて両地点とも計測開始時点から沈下しているが，その沈下傾向は Ma12 層と Ma11 層以深の沈下量の比率がおおよそ 4：6 となっていることが分かる。これを踏まえ本稿では Ma12 層の計算値に 4：6 の比率をかけて Ma11 層以深の沈下量を便宜的に求めた。



(1) 咲洲ポートタウンの沈下計測地点

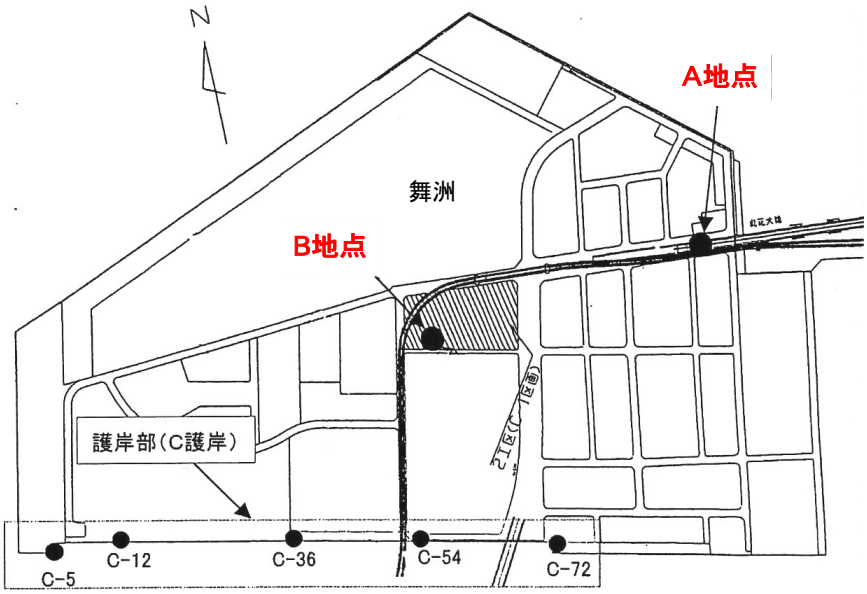


(2) 咲洲ポートタウンの二重管式層別沈下計による圧密曲線

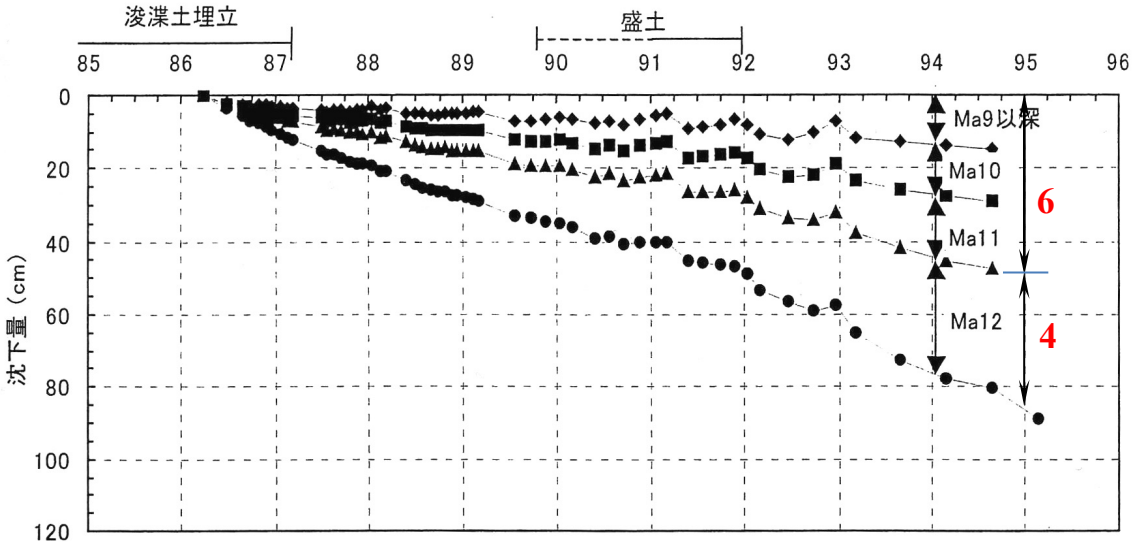


(3) 咲洲ポートタウンの建物水準測量による圧密曲線

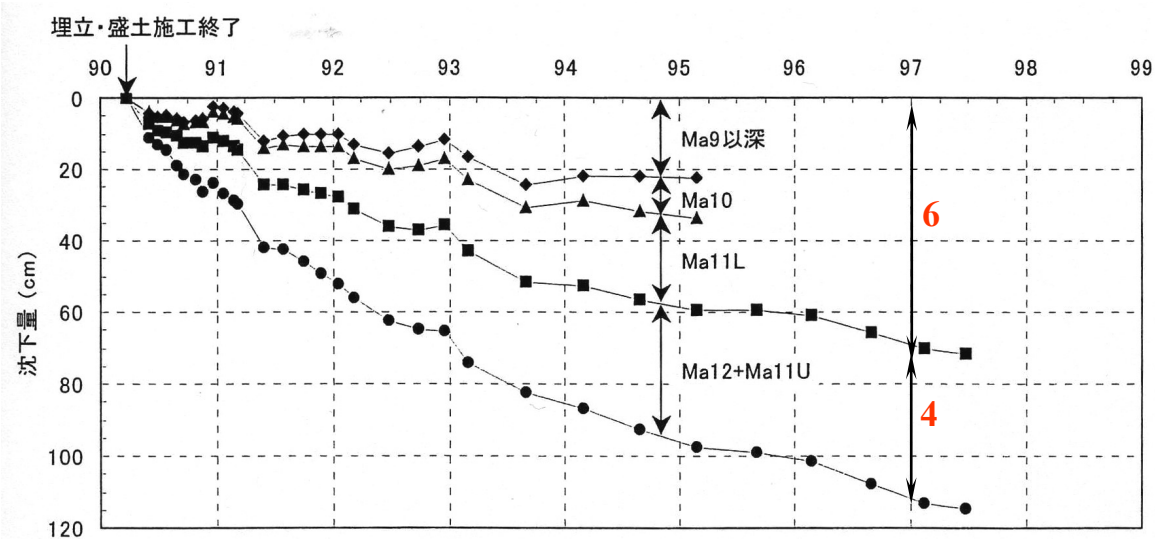
図-5.5.10　咲洲における **Ma12** 層と **Ma11** 層以深の圧密曲線 [5)]に加筆



(1) 舞洲の沈下計測地点



(2) 舞洲 A 地点での層別沈下計による圧密曲線



(3) 舞洲 B 地点での層別沈下計による圧密曲線

図-5.5.11　舞洲における **Ma12** 層と **Ma11** 層以深の圧密曲線 [5]に加筆

5.5.6 計算結果

図-5.5.12 に Ma13 層の沈下量が実測されている t=13,000 day（2020/5/5）までの算術目盛で表した圧密曲線の計算値と実測値の比較を示す（実測値は **4.3.4** 参照）。計算値は敷砂層の投入が完了した 1984/10/1（t=0 day）からの沈下量を示したが，実測値は一次浚渫粘土の投入が開始された 1987/12/4 から測定されているので，その時点の実測値を計算値の沈下量に合わせて示している。ただし，実測途中で測点が消失して測定不能となったものもある。また，実測値は土地造成工事の関係で t=12,558 day (2019/2/18)までとなっている。図の背景灰色は浚渫粘土が投入されている期間を表す。また，地下水位低下による荷重増減は先の**図-5.5.9** に示したものに対応している。実測値の地点 A～J は計算対象地点と浚渫粘土の投入量や投入時期が異なるため一概に比較することは難しいが，計算を開始して t=4,500 day（1997/1/26）付近までは計算値は実測値とほぼ一致している。ただし，t=4,500 day 以降は地点 D に近い沈下量となっているものの，全体の実測値と比べると計算値の方がやや小さい。この乖離の原因は，排水井戸による地下水低下による荷重増が地点によって異なり本計算での設定よりも大きい可能性があること，また，地点による粘土層の圧縮性が本計算での設定よりも大きい可能性があることなどが考えられるが，この点については今後の課題としたい。また，実測値において大きな水位低下のあった t=4,500 day 以降から二次浚渫粘土投入期間中も沈下量はほぼ一定であることから，地下水位 DL-8.5 m（Δp=103 kN/m^2）による荷重増加を受けて粘土が過圧密状態になっていると考えられる。また，実測値の t=12,500 day まで過圧密による膨張・再沈下は発生していないことも分かる。この過圧密状態は計算上では t=13,000 day 以降で解消される。

図-5.5.13 に Ma12 層以深の沈下量が実測されている t=13,000 day（2020/5/5）までの算術目盛で表した圧密曲線の計算値と実測値の比較を示す（実測値は **4.3.4** 参照）。図の背景灰色は浚渫粘土が投入されている期間を表す。実測値は Ma12 層以深の沈下量を計測しているが，**5.5.5** で示したように Ma12 層の計算値に 4 : 6 の比率をかけて Ma11 層以深の沈下量を求めている。浚渫粘土の投入履歴がそれぞれの計測地点で異なるため実測値と単純比較は難しいが，計算値は実測値のほぼ平均的な値となっている。なお, 1997 年頃まで計算値が早く沈下しているのは c_v を圧密中一定として計算したためと考えられる。

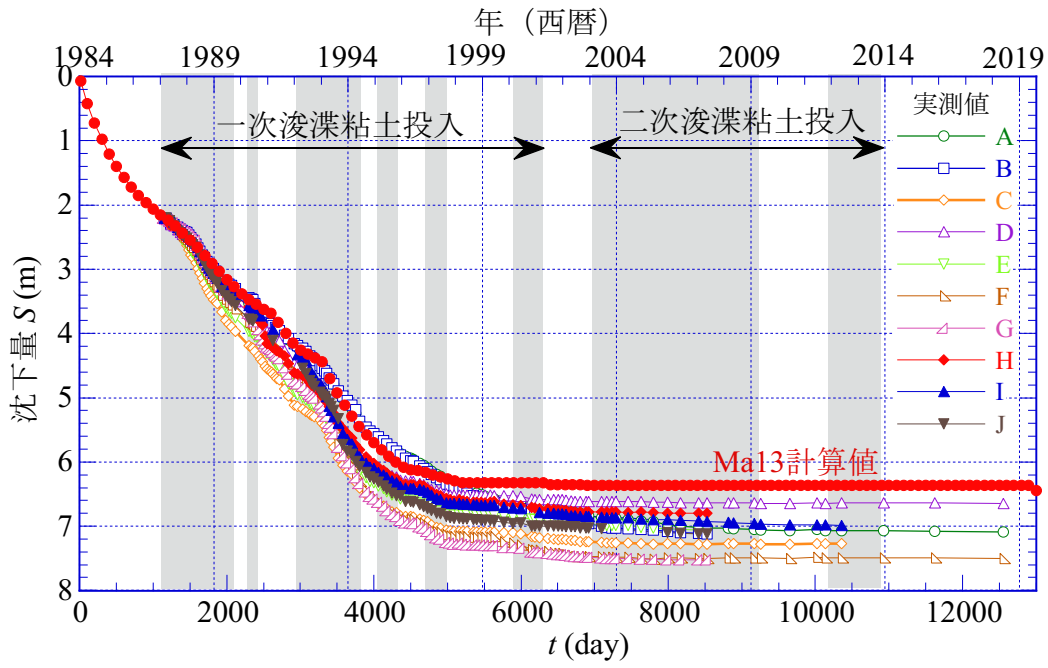


図-5.5.12　Ma13 層の計算値と実測値の比較

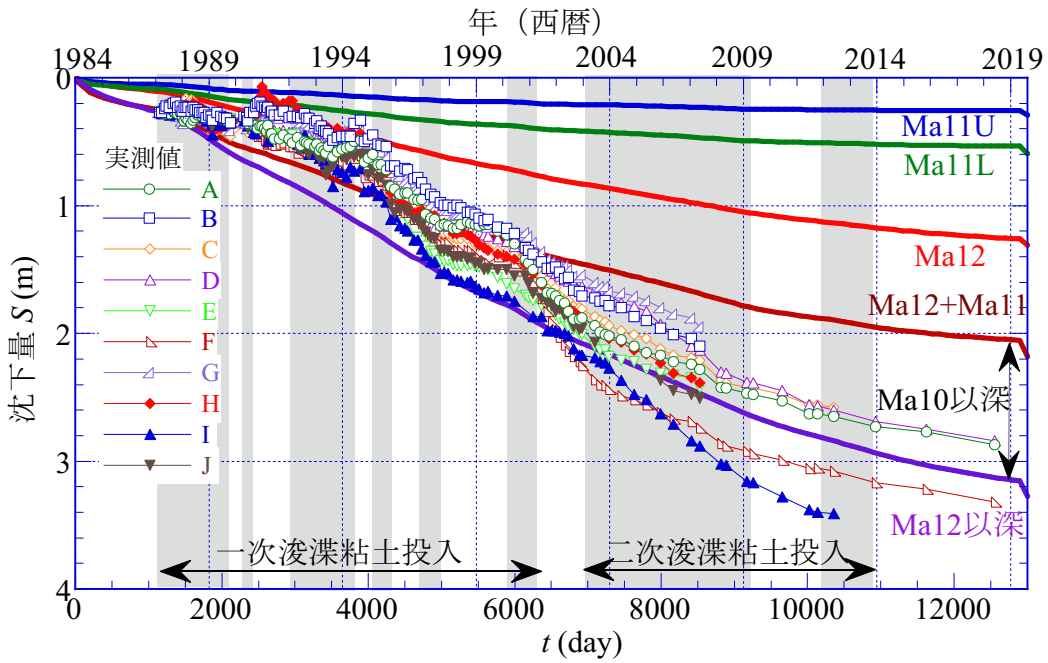
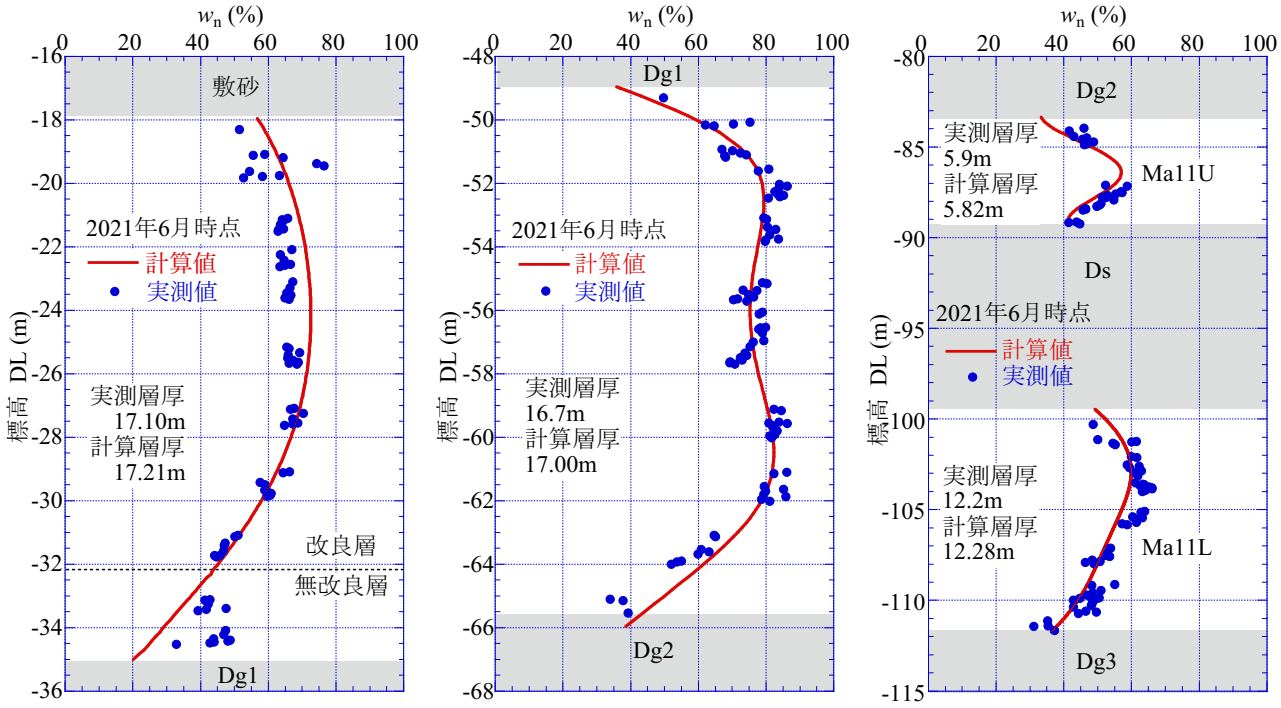


図-5.5.13　Ma12 層以深の計算値と実測値の比較

図-5.5.14 (1)～(3)にそれぞれ，Ma13 層，Ma12 層，Ma11 層の地盤調査時点（t=13,396 day）での自然含水比 w_n の深度分布の実測値と計算値の比較を示す。図(1)の Ma13 層では，改良層の w_n は標高 DL-20～-26 m で実測値と比べて計算値の方が高く，圧密がやや遅れていることがわかる。これは c_v の計算入力値を実測値よりも小さく設定したためと考えられる。一方，無改良層では計算値の w_n は低くなっており圧密がやや進んでいるが，c_v の計算入力値を実測値よりも大きく設定したためと考えられる。なお，計算値での改良層と無改良層の境界は DL-32.2m と求められた。図(2)の Ma12 層では，w_n の計算値は実測値とほぼ整合しており，深度方向の不均質性の傾向をよく再現している。図(3)の Ma11 層では，w_n は実測値とほぼ一致している。なお，地盤調査時点での Ma13 層，Ma12 層，Ma11U 層，Ma11L 層の実測層厚はそれぞれ 17.1 m，16.7 m，5.9 m，12.2 m で，計算値による層厚はそれぞれ 17.21 m，17.00 m，5.82 m，12.28 m であり，実測値に近い値となった。

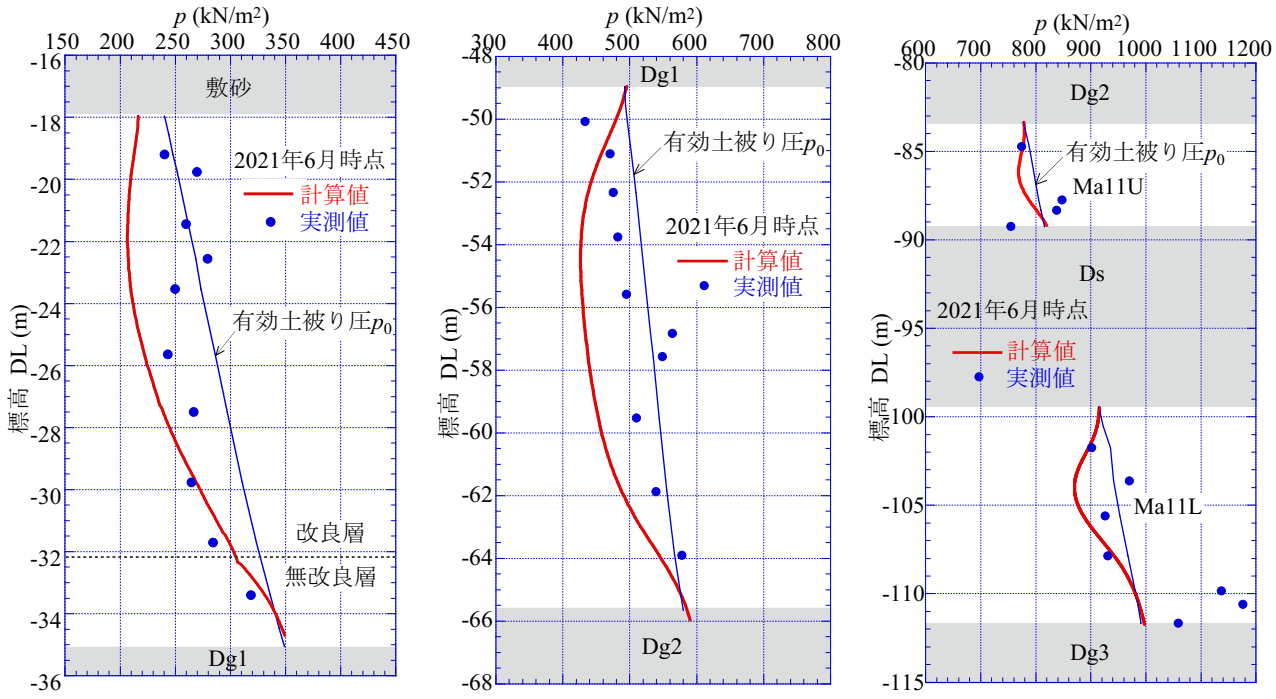
図-5.5.15 (1)～(3)に Ma13 層，Ma12 層，Ma11 層の地盤調査時点（t=13,396 day）での圧密降伏応力 p_c の実測値と有効応力 p の計算値の深度分布の比較を示す。図には調査時点の上載荷重による有効土被り圧 p_0 も示している。各層とも実測値の p_c は p_0 よりも小さく，この時点で未圧密状態である。図(1)の Ma13 層の改良層において，改良層の p は DL-20～-26 m で実測値と比べて計算値の方が低い。これは c_v の計算入力値を実測値よりも小さく設定したためと考えられる。図(2)の Ma12 層では，計算値の p の方が実測値の p_c よりもやや低くなっている。これは，計算入力値における C_c'をやや低く設定したことなどが考えられるが，今後の課題としたい。図(3)の Ma11 層では，実測値の p_c が p_0 を大きく上回っているものもあり，ばらつきが大きいと考えられる。

図-5.5.16 に圧密がほぼ終了する（圧密度 U>99.0%）t=31,000day（2066/11/20）までの Ma13 層以深の計算値と実測値の比較を示す。計算値は先で求めた Ma13 層と Ma12 層以深の沈下量を足し合わせた。また，計測は土地造成工事の関係で t=12,558day (2019/2/18) までとなっている。浚渫粘土の投入履歴が各計測地点で異なるため実測値との単純比較は難しいが，実測沈下量が小さい地点 D の沈下量とほぼ一致した。ただし，計算値の沈下量は実測値全体と比べてやや小さい。これは，先に述べた Ma13 層で求めた計算値の t=4,500day 以降での実測値との乖離によるものである。**表-5.5.1** に各層の最終沈下量 S_f



(1) Ma13 層　　**(2) Ma12 層**　　**(3) Ma11 層**

図-5.5.14　地盤調査時点（2021 年 6 月）における w_n の計算値と実測値の比較



(1) Ma13 層　　**(2) Ma12 層**　　**(3) Ma11 層**

図-5.5.15　地盤調査時点（2021 年 6 月）における p の計算値と実測値の比較

と万博終了時の 2025 年 10 月 13 日（t=14,987day）までの沈下量および万博終了以降の残留沈下量の計算値をまとめた。Ma13 層以深の最終沈下量は 13.28 m，層ごとには Ma13 層が 7.71 m，Ma12 層が 2.23 m，Ma11U 層が 0.44m，Ma11L 層が 0.93 m，Ma10 層以深は 1.97 m（外挿値）となった。また，万博終了時までの沈下量は Ma13 層以深で 12.02 m となり，万博終了後の残留沈下量は 1.26 m となった。この残留沈下量のうち大半を Ma10 層以深と Ma12 層の沈下量が占めていることがわかる。ただし，Ma13 層

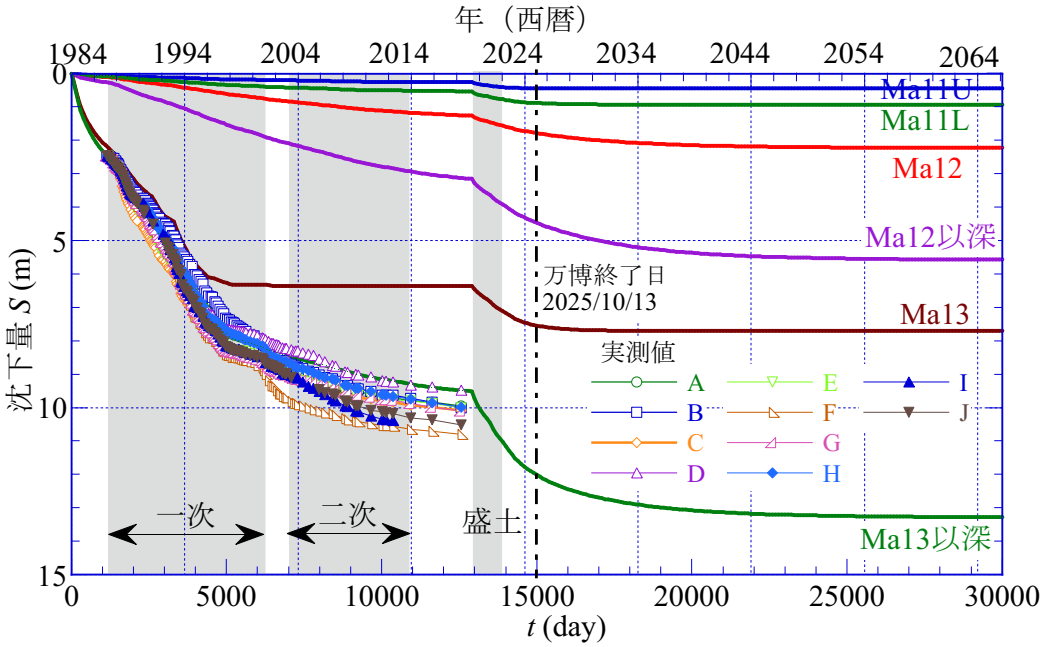


図-5.5.16　Ma13 層以深の計算値と実測値の比較

表-5.5.1 層毎の最終沈下量と万博開催後の残留沈下量の予測

粘土層	最終沈下量 S_f (m)	万博終了時点の沈下量 (m)	万博終了後の残留沈下量 (m)
Ma13	7.71	7.54	0.16
Ma12	2.23	1.79	0.44
Ma11U	0.44	0.44	0.00
Ma11L	0.93	0.89	0.05
Ma10 以深	1.97	1.36	0.61
Ma13 以深	13.28	12.02	1.26

の計算値の沈下量は**図-5.3.12** で示した通り実測値と比べて過小であるため，最終沈下量が表の値と変わらないとすると，計算で求めた開催後の残留沈下量は過大となっている可能性がある。

図-5.5.17 に浚渫粘土層下の敷砂層に新たに設置された 9 地点の沈下板の位置を示す[6]。この計測で Ma13 層以深の沈下量を計測することができる。土地造成工事によって計測地点を**図-5.5.1** で示した観測台から切替えたため，2020/5～2021/1 までの実測値は無い。**図-5.5.18** に 2021 年 3 月以降の Ma13 層以深の計算値と実測値の比較を示す。縦軸の沈下量は計算開始時点（t=0 day）を 0 m として表記している。実測値の沈下量は計測開始時点において計算値と合わせている。なお，9 地点の沈下板は万博パビリオンの建設に伴い，2024 年 3 月までに撤去された。計算値は実測値より大きく沈下しているが，これは**図-5.5.12** と**図-5.5.16** で示したとおり t=4,500～13,000 day の計算値の沈下量が実測値よりも過小であることから圧密が実測よりも進まず，その影響で 2021 年 3 月以降の計算値が実測値の沈下量よりも大きくなったと考えられる。

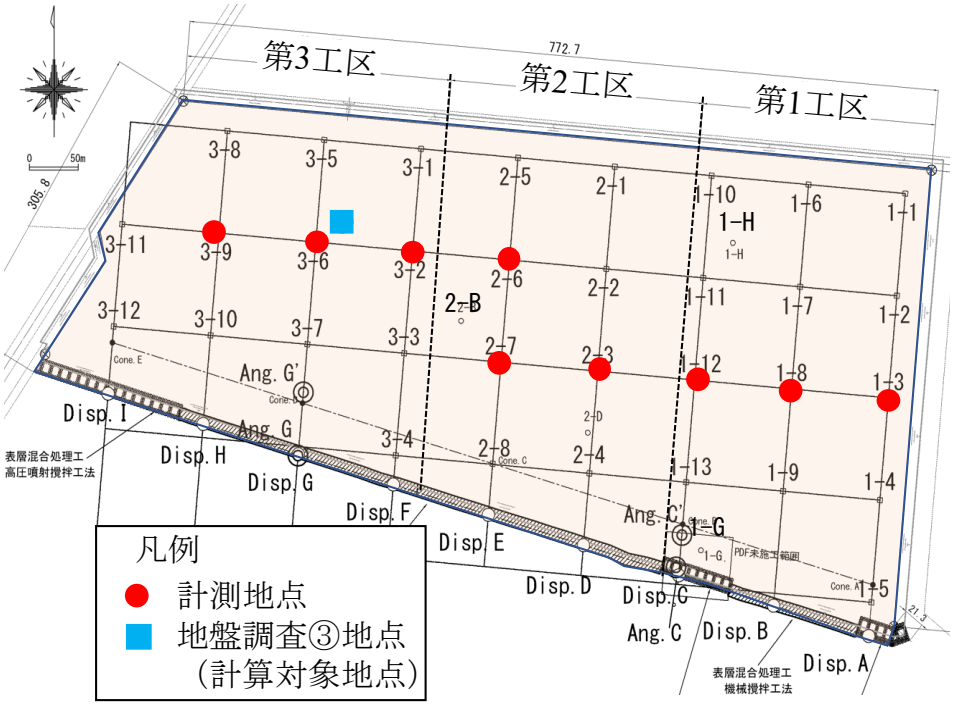


図-5.5.17　2021 年以降の調査地点

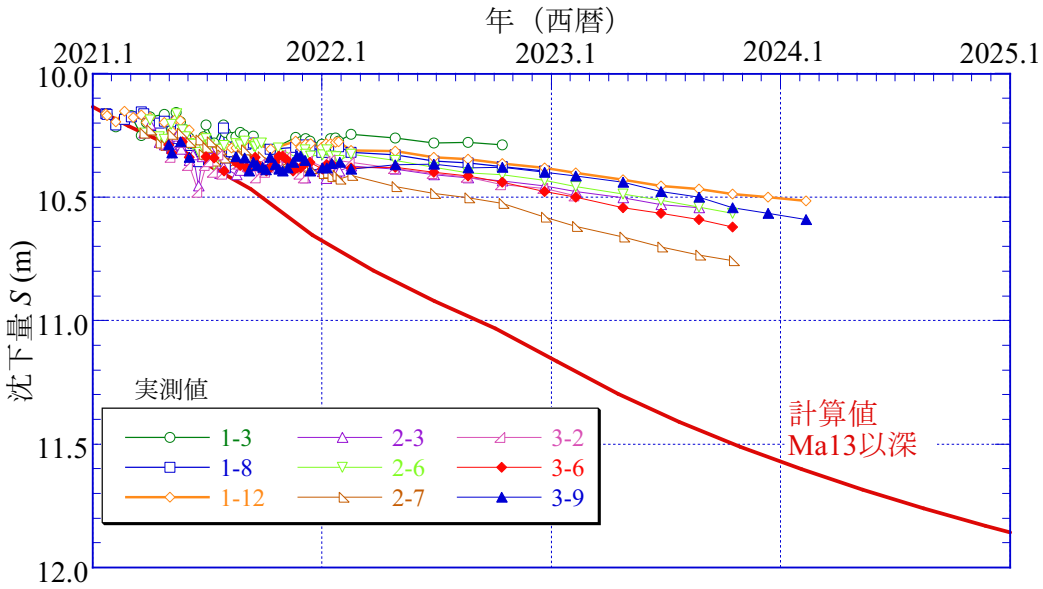


図-5.5.18　2021 年以降の沈下量の実測値と計算値の比較

5.5.7 まとめ

本節では，沖積粘土 Ma13 層および洪積粘土 Ma12 層・Ma11 層を対象に，2021 年 6 月の地盤調査で得られた土質特性と浚渫粘土の埋立履歴や Ma13 層の地盤改良履歴を基に，各層を不均質粘土層として圧密沈下の再現計算と今後の沈下予測計算を行った。以下に得られた知見をまとめる。

(1) 圧密特性のうち，圧縮性を表す圧縮指数 C_c’と圧密速度を表す圧密係数 c_v について，調査数が多く，相関関係の強いとされる液性限界 w_L から相関式を求めて圧密計算を行った。

(2) 不均質粘土層に対する沈下計算手法として相対対数体積比 $\log f_r$’を定義して三笠の圧密方程式を展開し，圧密沈下の再現計算を行った。Ma13 層のサンドドレーンで改良された層では Barron 解を用いて沈下計算を行った。

(3) 沖積粘土 Ma13 層の沈下計算では t=4,500 day までは実測値とほぼ一致したが，それ以降では計算値の沈下量が実測値よりも小さくなった。この原因として，地下水位低下による荷重増が地点により異なり計算の設定よりも大きい可能性があること，また，地点による粘土層の圧縮性が計算での設定よりも大きい可能性があることなどが考えられる。これについては今後の課題としたい。

(4) 洪積粘土 Ma12・Ma11 層の沈下計算では，計算値と実測値はほぼ一致した。また，調査時点の自然含水比の計算値と実測値の比較ではほぼ一致した。

(5) 大阪・関西万博開催以降の Ma13 層以深の沈下量は 1.26m と予測された。また，この沈下量のうち Ma10 層以深で 0.61 m，Ma12 層で 0.44 m となり沈下量の大半を占めている。

(6) 2021 年以降における沈下量は実測値に比べて計算値の沈下量が大きい結果となった。これは t=13,000 day までの計算値の沈下量は実測値よりも過小であることから，その影響を受けて計算値が過大となったと考えられる。

【参考文献】

1) 岡田広久・大島昭彦（2015）：対数体積比 log$f$ で表した圧密特性の再検討～浚渫粘土を例にして～，地盤工学ジャーナル，Vol.10，No.2，pp.187-199.
2) KG-NET・関西圏地盤研究会（2007）：新関西地盤－大阪平野から大阪湾－，2007，296+66p.
3) 春日井麻里・大島昭彦（2021）：大阪・神戸地域における 250m メッシュ浅層地盤モデルの構築，地盤工学ジャーナル，Vol.16，No.3，pp.257-273.
4) M. Mikasa, N. Takada, A. Oshima and M. Kiyama（1998）: Nonlinear consolidation theory for non-homogeneous clay layers, Soil & Foundations, Vol.38, No.4, pp.205-212.
5) 大阪湾地盤情報の研究協議会（2002）: ベイエリアの地盤と建設－大阪湾を例としてー, 地盤工学会, p.370-p.371.
6) 大月一真・榊原司・白神新一朗・大島昭彦（2023）：PBD 打設機による軟弱改良地盤の土層分布の推定と層別沈下版の活用例，Kansai Geo-Symposium 2023，pp.186-191.

第６章　おわりに

2025 年に大阪・関西万博が開催されている大阪港夢洲は，その地盤の成り立ちからみて様々な地盤工学的問題を抱えていることは明らかである。他の埋立地と異なり，夢洲は元々大阪港の航路浚渫で発生する土砂の土捨て場として計画されたもので，埋立材料は大阪湾海底に堆積している沖積粘土ということになる。つまり，埋立地盤の構造としては，旧海底面である沖積粘土層上に敷砂が敷設され，その上に浚渫した沖積粘土を撒きだして地盤が構築されている形になり，地表こそ比較的良質の盛土材で構築されているものの，超若齢の軟弱粘土層が表層に近い深度まで堆積する特異な地盤である。良質土による埋立では考慮しなくてもよい埋立層自体の圧密沈下の発生とともに，敷砂を挟んで拘束圧の低い浅部に低剛性の粘性土があることにより，地震時の地盤の揺れ方が好ましくないものとなることが容易に想定できる。

大阪関西万博の地元，関西支部として何も発信せずに見守るだけでよいものかという多くの声や声なき声に押される形で本委員会は立ち上がった。産官学それぞれの分野から 50 人の委員応募をいただき，大所帯の委員会として 4 年間にわたって活動をしてきた。ご承知のように，関西では関西圏地盤情報データベースが整備されており，海上埋立地の既存データもかなりの数が格納されていて大いに研究活動の助けとなった。加えて委員会として大阪港湾局に多大のご協力をいただき，新規に 5 本のボーリング・サンプリングを実施し，充実した物理・力学試験を実施することができた。埋立が終了して一定の時間が経過した状態における粘土の物性と力学特性が新しく得られたことは，今後の夢洲の利活用に大いに寄与する基礎データを与えるものとなった。また地盤改良に伴う貫入力の測定を委員の所属会社の協力で広く実施したことにより，埋立材料としての浚渫粘土層の場所的なばらつきを把握し，沈下挙動評価の貴重な情報を得ることができたことも高く評価できる。4 年間の活動を通じて浚渫粘土で埋め立てられているという特殊な埋立地である夢洲の地盤状態をかなり明らかにできたものと自賛している。学識委員にはそれぞれの専門に応じた研究をしていただき，圧密沈下挙動に関する成果をご提示いただくことができた。埋立開始から現状までの評価，それに基づいて将来この地盤がどのように挙動するのかについても検討していただき，万博跡地利用に対する貴重な情報を提示することができたと考えている。本委員会では主として万博が開催される 2 区を中心に検討してきた一方で，IR が建設される 3 区については新規に多くの地盤調査が行われたが，守秘義務もあって公開できないという縛りがあったため，ほとんど検討できていないのは残念である。また，1 区の廃棄物地盤の性状も扱うことができなかった。このように，全夢洲の地盤問題をカバーしきれていないことは率直に申し上げておくべきであろう。

それから委員会設立当初から顧問として参画いただいた元大阪市港湾局の木山正明氏が委員会期間中の 2024 年 9 月にご逝去された。同氏は，大阪港埋立地についてはいわば生き字引的な技術者で，埋立の歴史，技術的なことから学術的なことに至るまで造詣が深く，長きにわたって第一線でご活躍されてきた。わからないことがあれば木山さんに聞けば詳細にご教示いただける貴重な先輩であっただけに早すぎるご逝去は極めて残念である。ここに謹んでご冥福をお祈りするとともに，これまでにいただいたご助言，ご厚情に心より感謝と御礼を申し上げたい。

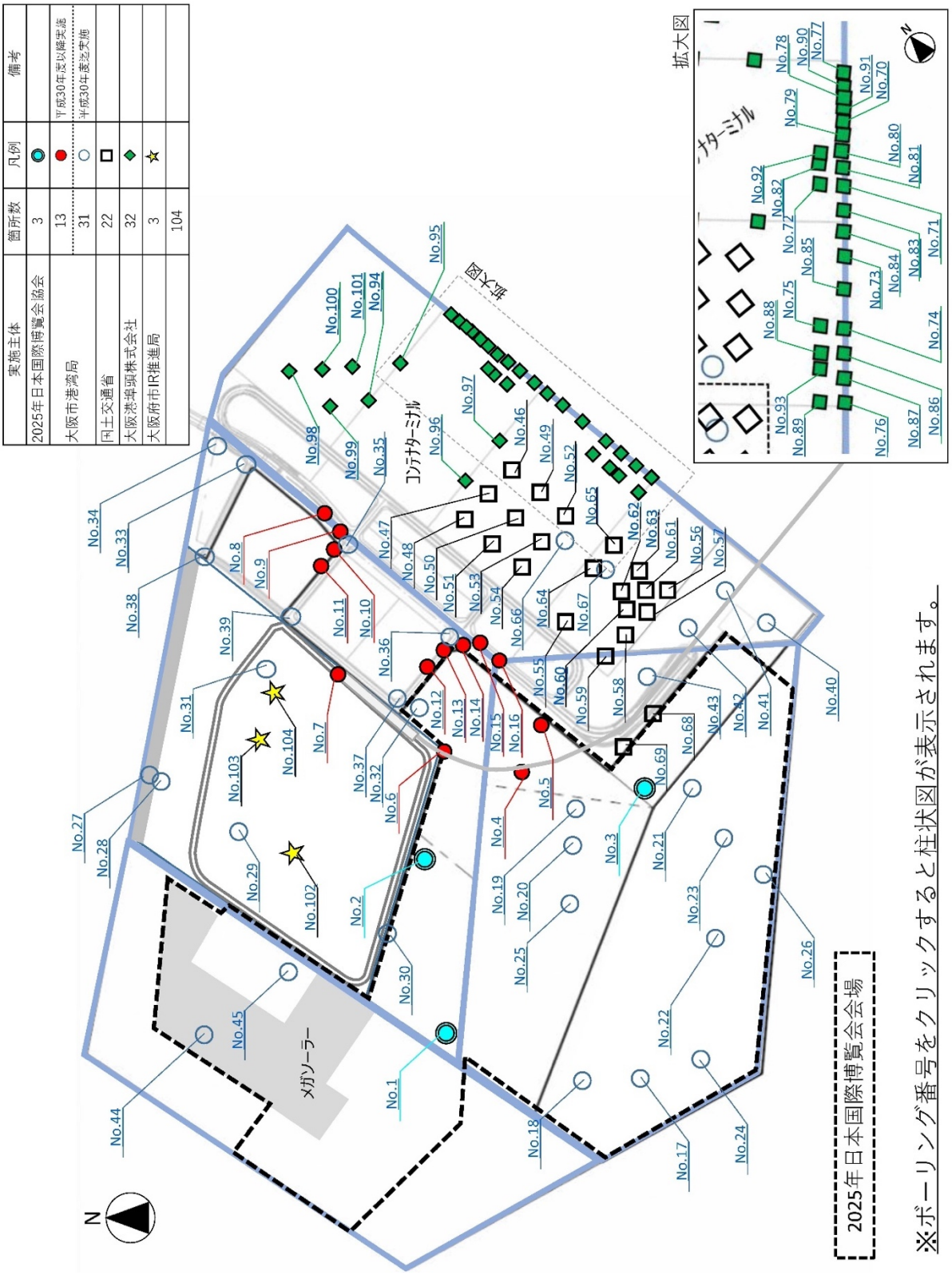
最後になるが，本委員会に参画していただいた産官学の各委員の皆様には，地盤の検討から報告書の執筆に至るまで大変熱心に活動いただいた。この報告書の形で活動の成果が結実したことに対し，厚く御礼を申し上げ，あとがきとしたい。

副委員長　三村衛（一般財団法人ＧＲＩ財団）

付　録

(1) 夢洲ボーリング調査のリスト

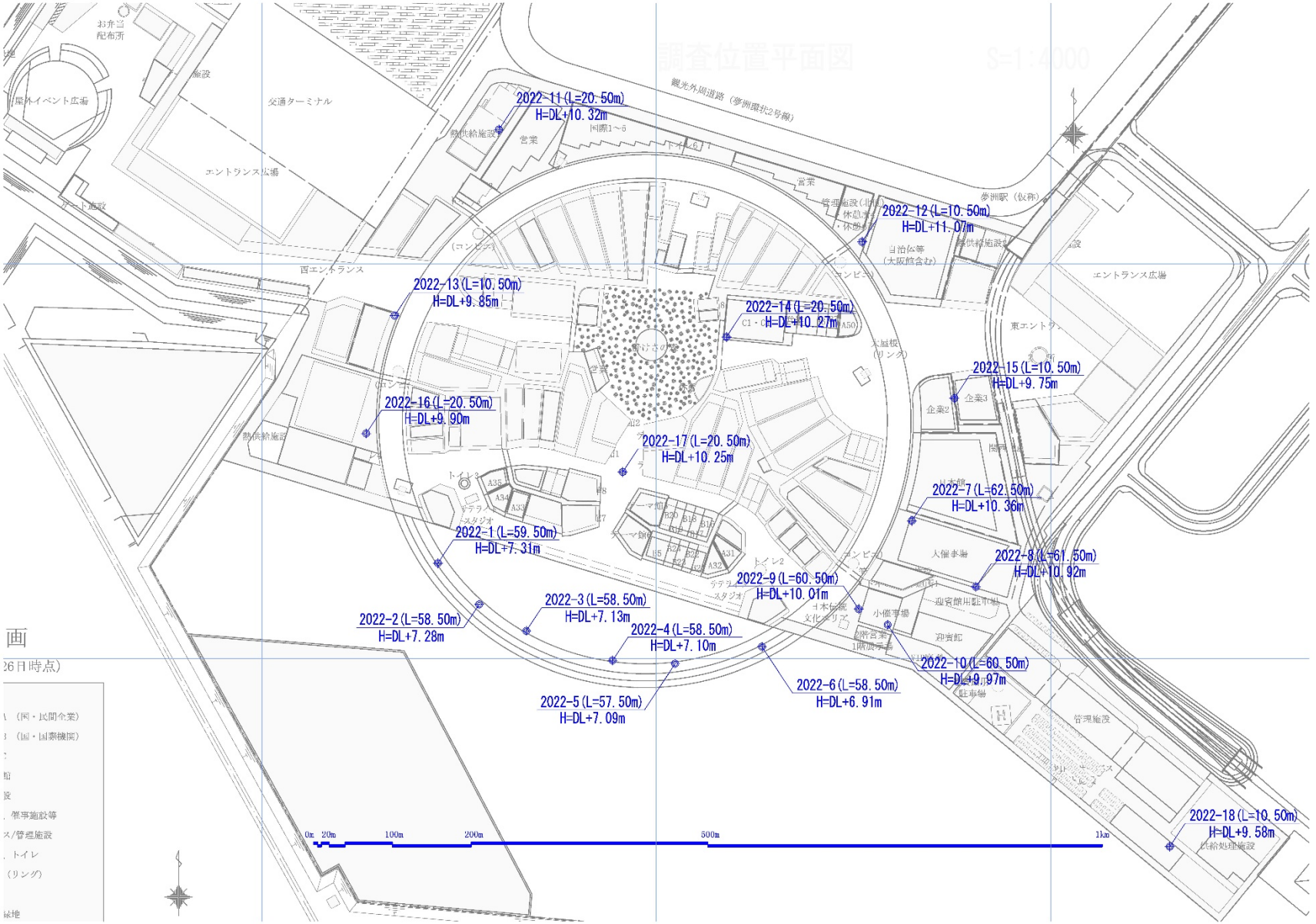
「大阪市」,「2025 年日本国際博覧会協会」,「国土交通省」およびその他が実施した，夢洲のボーリング調査について，**付図-1.1**，**付図-1.2** には調査位置平面図，**付表-1.1～付図-1.4** にボーリング調査のリストを示している。



※ボーリング番号をクリックすると柱状図が表示されます。

付図-1.1　夢洲地区のボーリングデータ　調査位置平面図

出典：https://www.city.osaka.lg.jp/port/page/0000506387.html（2025.7.24 閲覧）



付図-1.2　夢洲地区のボーリングデータ･詳細（その２）調査位置平面図

出典：https://www.expo2025.or.jp/association/maintenance/news-20230306-01/（2025.7.24 閲覧）

付表-1.1　夢洲ボーリング調査のリスト（1/4）

ボーリング番号	実施年度	実施主体	調査名	ボーリング名
No.1	令和元年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会土質調査委託	No.1
No.2	令和元年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会土質調査委託	No.2
No.3	令和元年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会土質調査委託	No.3
No.4	平成 30 年度	大阪市港湾局	北港テクノポート線土質調査業務委託	No.1-1
No.5	平成 30 年度	大阪市港湾局	北港テクノポート線土質調査業務委託	No.2
No.6	平成 30 年度	大阪市港湾局	北港テクノポート線土質調査業務委託	No.3
No.7	平成 30 年度	大阪市港湾局	北港テクノポート線土質調査業務委託	No.4-1
No.8	令和元年度	大阪市港湾局	令和元年度（仮称）夢洲北高架橋土質調査業務委託	No.1
No.9	令和元年度	大阪市港湾局	令和元年度（仮称）夢洲北高架橋土質調査業務委託	No.2
No.10	令和元年度	大阪市港湾局	令和元年度（仮称）夢洲北高架橋土質調査業務委託	No.3
No.11	令和元年度	大阪市港湾局	令和元年度（仮称）夢洲北高架橋土質調査業務委託	No.4
No.12	令和元年度	大阪市港湾局	令和元年度（仮称）夢洲南高架橋土質調査業務委託	No.1
No.13	令和元年度	大阪市港湾局	令和元年度（仮称）夢洲南高架橋土質調査業務委託	No.2
No.14	令和元年度	大阪市港湾局	令和元年度（仮称）夢洲南高架橋土質調査業務委託	No.3
No.15	令和元年度	大阪市港湾局	令和元年度（仮称）夢洲南高架橋土質調査業務委託	No.4
No.16	令和元年度	大阪市港湾局	令和元年度（仮称）夢洲南高架橋土質調査業務委託	No.5
No.17	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.1
No.18	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.2
No.19	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.3
No.20	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.4
No.21	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.5
No.22	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.6
No.23	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.7
No.24	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.Ⅰ
No.25	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.Ⅱ
No.26	平成 27 年度	大阪市港湾局	夢洲 2 区土質調査業務委託	No.Ⅲ
No.27	平成 21 年度	大阪市港湾局	夢洲 3 区地盤改良に伴う土質調査業務委託	No.A-1
No.28	平成 21 年度	大阪市港湾局	夢洲 3 区地盤改良に伴う土質調査業務委託	No.A-2
No.29	平成 21 年度	大阪市港湾局	夢洲 3 区地盤改良に伴う土質調査業務委託	No.B-1
No.30	平成 21 年度	大阪市港湾局	夢洲 3 区地盤改良に伴う土質調査業務委託	No.B-2
No.31	平成 25 年度	大阪市港湾局	H25-8003　夢洲地区地盤解析及び沈下観測業務委託（その 1-2）	No.1
No.32	平成 18 年度	大阪市港湾局	平成 18 年度　請第 8002 号　夢洲 2・3 区土質調査業務	3 区-C
No.33	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.15-1
No.34	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.15-2
No.35	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.16-1

付表-1.2　夢洲ボーリング調査のリスト（2/4）

ボーリング番号	実施年度	実施主体	調査名	ボーリング名
No.36	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.17-1
No.37	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.19-1
No.38	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.21-1
No.39	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.23-1
No.40	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.1-1
No.41	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.2-1
No.42	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.3-1
No.43	平成 22 年度	大阪市港湾局	平成 22 年度　請第 8004 号　夢洲 2・3・4 区雨水管整備実施設計業務委託	No.12-1
No.44	平成 6 年度	大阪市港湾局	平成 6 年度請第 8001 号　夢洲 1 区土質調査工事	No.A-1
No.45	平成 6 年度	大阪市港湾局	平成 6 年度請第 8001 号　夢洲 1 区土質調査工事	No.B-1
No.46	平成 25 年度	国土交通省	平成 25 年度大阪港北港南地区荷さばき地（C12）土質調査	No.25-1
No.47	平成 25 年度	国土交通省	平成 25 年度大阪港北港南地区荷さばき地（C12）土質調査	No.25-2
No.48	平成 25 年度	国土交通省	平成 25 年度大阪港北港南地区荷さばき地（C12）土質調査	No.25-3
No.49	平成 25 年度	国土交通省	平成 25 年度大阪港北港南地区荷さばき地（C12）土質調査	No.25-4
No.50	平成 25 年度	国土交通省	平成 25 年度大阪港北港南地区荷さばき地（C12）土質調査	No.25-5
No.51	平成 25 年度	国土交通省	平成 25 年度大阪港北港南地区荷さばき地（C12）土質調査	No.25-6
No.52	平成 25 年度	国土交通省	平成 25 年度大阪港北港南地区荷さばき地（C12）土質調査	No.25-7
No.53	平成 25 年度	国土交通省	平成 25 年度大阪港北港南地区荷さばき地（C12）土質調査	No.25-8
No.54	平成 25 年度	国土交通省	平成 25 年度大阪港北港南地区荷さばき地（C12）土質調査	No.25-9
No.55	平成 25 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12 延伸）土質調査	No.25-10
No.56	平成 25 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12 延伸）土質調査	No.25-11
No.57	平成 25 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12 延伸）土質調査	No.25-12
No.58	平成 25 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12 延伸）土質調査	No.25-13
No.59	平成 25 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12 延伸）土質調査	No.25-14
No.60	平成 26 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12）等土質調査	No.26-1
No.61	平成 26 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12）等土質調査	No.26-2
No.62	平成 26 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12）等土質調査	No.26-3
No.63	平成 26 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12）等土質調査	No.26-4
No.64	平成 26 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12）等土質調査	No.26-5
No.65	平成 26 年度	国土交通省	大阪港北港南地区荷さばき地（C12）等土質調査	No.26-6
No.66	平成 20 年度	大阪市港湾局	夢洲 C-12 コンテナターミナル整備等に伴う土質調査業務委託	地点 A
No.67	平成 20 年度	大阪市港湾局	夢洲 C-12 コンテナターミナル整備等に伴う土質調査業務委託	地点 B
No.68	平成 16 年度	国土交通省	大阪港夢洲トンネル夢洲 2 区土質調査	No.16-6
No.69	平成 16 年度	国土交通省	大阪港夢洲トンネル夢洲 2 区土質調査	No.16-7
No.70	平成 3 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10，11 岸壁工事に伴う設計業務委託（変更）	No.1

付表-1.3　夢洲ボーリング調査のリスト（3/4）

ボーリング番号	実施年度	実施主体	調査名	ボーリング名
No.71	平成 3 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10，11 岸壁工事に伴う設計業務委託（変更）	No.2-1
No.72	平成 3 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10，11 岸壁工事に伴う設計業務委託（変更）	No.2-2
No.73	平成 3 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10，11 岸壁工事に伴う設計業務委託（変更）	No.3
No.74	平成 3 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10，11 岸壁工事に伴う設計業務委託（変更）	No.4-1
No.75	平成 3 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10，11 岸壁工事に伴う設計業務委託（変更）	No.4-2
No.76	平成 3 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10，11 岸壁工事に伴う設計業務委託（変更）	No.5
No.77	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.1
No.78	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.2
No.79	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.3
No.80	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.4
No.81	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.5
No.82	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.6
No.83	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.7
No.84	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.8
No.85	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.9
No.86	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.10
No.87	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.11
No.88	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.12
No.89	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.13
No.90	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.1A
No.91	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.2A
No.92	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.6A
No.93	平成 9 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11，12 岸壁工事に伴う土質調査工事	No.12A
No.94	平成 11 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11 コンテナヤード整備設計業務委託	No.1
No.95	平成 11 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11 コンテナヤード整備設計業務委託	No.2
No.96	平成 11 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11 コンテナヤード整備設計業務委託	No.3
No.97	平成 11 年度	大阪港埠頭株式会社	C-11 コンテナヤード整備設計業務委託	No.4
No.98	平成 17 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10 コンテナヤード整備設計業務委託（その２）	No.4-1’
No.99	平成 17 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10 コンテナヤード整備設計業務委託（その２）	No.4-2’
No.100	平成 17 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10 コンテナヤード整備設計業務委託（その２）	No.4-A’
No.101	平成 17 年度	大阪港埠頭株式会社	C-10 コンテナヤード整備設計業務委託（その２）	No.4-B’
No.102	令和元年度	大阪府市 IR 推進局	夢洲地区地質調査業務	No.1
No.103	令和元年度	大阪府市 IR 推進局	夢洲地区地質調査業務	No.2
No.104	令和元年度	大阪府市 IR 推進局	夢洲地区地質調査業務	No.3

付表-1.4　夢洲ボーリング調査のリスト（4/4）

ボーリング番号	実施年度	実施主体	調査名	ボーリング名
2022-1	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-1
2022-2	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-2
2022-3	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-3
2022-4	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-4
2022-5	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-5
2022-6	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-6
2022-7	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-7
2022-8	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-8
2022-9	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-9
2022-10	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-10
2022-11	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-11
2022-12	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-12
2022-13	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-13
2022-14	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-14
2022-15	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-15
2022-16	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-16
2022-17	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-17
2022-18	令和 4 年度	2025 年日本国際博覧会協会	2025 年日本国際博覧会 土質調査委託 (その 2)	2022-18

(2) 夢洲沈下観測・解析等報告書のリスト

「大阪市」等が実施した，夢洲沈下観測・解析等報告書のリストを**付表-2.1～付表-2.2** に示す。

付表-2.1　夢洲沈下観測・解析等報告書のリスト（1/2）

No	年度（西暦）	年度（和暦）	請負番号	業務名称･報告書名称
1	1978	昭和 53 年	9806	北港南地区沈下観測業務
2	1979	昭和 54 年	9806	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
3	1980	昭和 55 年	9803	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
4	1981	昭和 56 年	9802	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
5	1982	昭和 57 年	9802	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
6	1983	昭和 58 年	8051	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
7	1984	昭和 59 年	8051	北港廃棄物処分地　南地区沈下観測業務及び土質調査工事
8	1985	昭和 60 年	8051	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
9	1985	昭和 60 年	8063	北港廃棄物処分地　南地区第1区沈下観測業務
10	1986	昭和 61 年	8051	北港廃棄物処分地　南地区沈下観測業務
11	1986	昭和 61 年	8053	北港廃棄物処分地　南地区第1区沈下観測業務(その2)
12	1987	昭和 62 年	8051	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
13	1987	昭和 62 年	8052	北港廃棄物処分地南地区第 1･2 区沈下観測業務
14	1988	昭和 63 年	8051	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
15	1988	昭和 63 年	8052	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務(その 4)
16	1989	平成 1 年	8051	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
17	1989	平成 1 年	8052	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務(その5)
18	1990	平成 2 年	8000	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務
19	1990	平成 2 年	8001	北港廃棄物処分地南地区沈下観測業務(その 6)
20	1991	平成 3 年	8000	北港南地区沈下観測業務
21	1991	平成 3 年	8001	北港南地区沈下観測業務
22	1992	平成 4 年	8000	夢洲(北港南)地区沈下観測業務
23	1992	平成 4 年	8001	夢洲(北港南)地区沈下観測業務(その 8)
24	1993	平成 5 年	8000	夢洲沈下観測業務
25	1993	平成 5 年	8001	夢洲沈下観測業務(その 9)
26	1993	平成 5 年	8050	舞洲沈下観測業務
27	1994	平成 6 年	8000	夢洲沈下観測業務(その10)
28	1994	平成 6 年	8003	夢洲内護岸(4)沈下観測業務
29	1995	平成 7 年	8000	夢洲沈下観測業務(その11)
30	1995	平成 7 年	8001	夢洲内護岸(4)沈下観測業務
31	1996	平成 8 年	8000	夢洲沈下観測業務(その 12)
32	1996	平成 8 年	8001	夢洲内護岸(4)沈下観測業務
33	1997	平成 9 年	8000	夢洲4区沈下観測業務(その13)
34	1997	平成 9 年	8001	夢洲内護岸(4)沈下観測業務
35	1998	平成 10 年	8000	夢洲沈下観測業務(その14)

付表-2.2　夢洲沈下観測・解析等報告書のリスト（2/2）

No	年度（西暦）	年度（和暦）	請負番号	業務名称・報告書名称
36	1998	平成 10 年	8001	夢洲内護岸(4)沈下観測業務
37	1999	平成 11 年	8000	夢洲沈下観測業務(その15)
38	1999	平成 11 年	－	夢洲地区洪積層沈下解析業務
39	2000	平成 12 年	8000	夢洲沈下観測業務(その16)
40	2001	平成 13 年	8000	夢洲及び舞洲沈下観測業務
41	2002	平成 14 年	8000	夢洲及び舞洲沈下観測業務
42	2003	平成 15 年	8000	夢洲・舞洲及び咲洲北地区沈下観測業務
43	2004	平成 16 年	8000	夢洲・舞洲及び咲洲北地区沈下観測業務(その2)
44	2005	平成 17 年	8000	夢洲・舞洲・咲洲北・新島地区　地盤解析及び沈下観測業務
45	2006	平成 18 年	8000	夢洲・舞洲・咲洲・新島地区　地盤解析及び沈下観測業務
46	2007	平成 19 年	8000	夢洲・舞洲・咲洲・新島・鶴浜地区　地盤解析及び沈下観測業務
47	2008	平成 20 年	8000	夢洲・舞洲・咲洲・新島・鶴浜地区　地盤解析及び沈下観測業務委託
48	2009	平成 21 年	8000	夢洲・舞洲・咲洲・新島・鶴浜地区　地盤解析及び沈下観測業務委託
49	2010	平成 22 年	8000	夢洲・舞洲・咲洲・鶴浜地区地盤解析及び沈下観測業務委託
50	2011	平成 23 年	005	夢洲 2・3・4 区埋立履歴報告書(平成 6 年度～平成 21 年度)
51	2011	平成 23 年	8000	夢洲・舞洲・咲洲・鶴浜地区地盤解析及び沈下観測業務委託
52	2012	平成 24 年	6106	夢洲埋立地沈下・水位観測その他業務委託(その2)
53	2012	平成 24 年	8000	夢洲・舞洲・咲洲・鶴浜地区地盤解析及び沈下観測業務委託
54	2013	平成 25 年	8003	夢洲地区地盤解析及び沈下観測業務委託(その 1-2)
55	2014	平成 26 年	6108	夢洲 2 区内沈下解析及び沈下・水位測量業務委託
56	2014	平成 26 年	8000	平成 26 年度夢洲地区地盤解析及び沈下観測業務委託
57	2015	平成 27 年	8000	平成 27 年度夢洲地区地盤解析及び沈下観測業務委託
58	2015	平成 27 年	8003	平成 27 年度夢洲地区地盤解析及び沈下観測業務委託(その 1-2)
59	2016	平成 28 年	6104	平成 28 年度夢洲 2 区内地盤解析及び沈下観測業務委託
60	2016	平成 28 年	8000	平成 28 年度夢洲地区地盤解析及び沈下観測業務委託
61	2017	平成 29 年	8000	平成 29 年度夢洲地区地盤解析及び沈下観測業務委託
62	2018	平成 30 年	8000	平成 30 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託
63	2018	平成 30 年	6104	平成 30 年度夢洲2区内地盤解析及び沈下観測業務委託
64	2018	平成 30 年	8701 8702 8703	平成 30 年度夢洲2区土地造成工事 工事誌
65	2019	令和 1 年	8000	令和元年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託
66	2020	令和 2 年	8000	令和 2 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託
67	2021	令和 3 年	8000	令和 3 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託
68	2022	令和 4 年	8000	令和 4 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託
69	2023	令和 5 年	8000	令和 5 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託
70	2024	令和 6 年	8000	令和 6 年度大阪港内地盤解析及び沈下観測業務委託