

建設発生土等の長期的な品質管理 向上技術に関する共同研究

令和3年 1月

国立研究開発法人土木研究所
東 京 大 学
一般社団法人セメント協会
日 本 石 灰 協 会
株 式 会 社 安 藤 ・ 間
株 式 会 社 大 林 組
酒 井 重 工 業 株 式 会 社
西 尾 レ ン ト オ ー ル 株 式 会 社
西 松 建 設 株 式 会 社
株 式 会 社 フ ジ タ
株 式 会 社 不 動 テ ト ラ
前 田 建 設 工 業 株 式 会 社
三 笠 産 業 株 式 会 社

Copyright © (2021) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

建設発生土等の長期的な品質管理 向上技術に関する共同研究

要 旨：

本研究では、施工性に劣る、又は力学特性が要求される性能を満足しない低品質な建設発生土を対象に、石灰又はセメントを混合した改良土等の長期的な強度の変化のメカニズムの解明と、改良土等の長期的な安定性向上に向けた施工技術、品質管理手法の提案を目的とした実験を行った。その結果、道路盛土に利用される改良土の長期的な強度の変化は、十分に配慮された設計、施工の下では比較的緩慢であること、飽和度の変化及びカルシウム等の溶脱が改良土の強度に影響を与えることが分かった。また、改良土による道路盛土の長期的な安定性を確保する上で重要なのは、改良土を十分に締め固めることと、品質管理において締め固めによる密度及び飽和度の増加を適切な方法で計測、評価することであることが示唆された。

キーワード：建設発生土、改良土、道路盛土、長期安定性、品質管理手法

研究担当者

	所属（研究当時）	氏名
(国研) 土木研究所	地質・地盤研究グループ施工技術チーム 上席研究員	宮武 裕昭
	地質・地盤研究グループ施工技術チーム 主席研究員	澤松 俊寿
	地質・地盤研究グループ施工技術チーム 主席研究員	宮下 千花
	地質・地盤研究グループ施工技術チーム 交流研究員	井上 玄己
	地質・地盤研究グループ施工技術チーム 交流研究員	大田 孝
	地質・地盤研究グループ施工技術チーム 交流研究員	青山 翔吾
	技術推進本部 総括研究監	藤野 健一
	技術推進本部先端技術チーム 上席研究員	新田 恭士
	技術推進本部先端技術チーム 主任研究員	橋本 毅
	技術推進本部先端技術チーム 研究員	山田 充
東京大学	生産技術研究所都市基盤安全工学国際研究センター 教授	桑野 玲子
	生産技術研究所人間・社会系部門 助教	大坪 正英
	大学院社会基盤学専攻博士課程	サンジエロニ ダヤニ
(一社) セメント協会	研究所 研究所長	高橋 俊之
	研究所コンクリート研究グループ グループリーダー	吉本 徹
	研究所コンクリート研究グループ サブグループリーダー	野田 潤一
	研究所コンクリート研究グループ サブグループリーダー	泉尾 英文
	研究所コンクリート研究グループ	瀧波 勇人
	普及部門 統括リーダー	小宮山 慎一郎
	普及部門	中村 弘典
日本石灰協会	材料施工委員長	三嶋 信雄
	石灰安定処理委員会 委員	小嶋 利司
	石灰安定処理委員会 委員	福光 邦夫
	石灰安定処理普及部会 委員	小松 満二
(株) 安藤・間	技術研究所土木研究部 主席研究員	三反畑 勇
	技術研究所先端・環境研究部長	黒台 昌弘
	技術研究所土木研究部 研究員	永井 裕之
	技術研究所土木研究部 研究員	西尾 竜文
	技術研究所先端・環境研究部 主任研究員	根岸 敦規
(株) 大林組	技術研究所 副所長	山本 彰
	技術研究所 上級主席技師	高橋 真一
	技術研究所 上級主席技師	古屋 弘
	技術研究所 副部長	山田 祐樹
酒井重工業(株)	技術開発部 部長代理	内山 恵一
西尾レントオール(株)	通信測機事業部建設ICT営業課 課長	山口 秀樹
西松建設(株)	技術研究所 主席研究員	佐藤 靖彦
	技術研究所土木技術グループ 上席研究員	吉野 修
	技術研究所土木技術グループ 係長	岩谷 隆文
(株) フジタ	技術センター土木研究部 部長	平野 勝識
	技術センター土木研究部 上級主席コンサルタント	北島 明
	技術センター土木研究部 研究員	堀田 崇由
	土木本部土木エンジニアリングセンター企画部 部長	相良 昌男
(株) 不動テトラ	中部支店土木技術室 担当部長 → 土木事業本部技術部 担当部長	浅田 浩司
	土木事業本部技術部 担当部長	西田 克司
	土木事業本部技術部 課長	諸戸 健治
	東京本店土木技術部 主任	小林 純
前田建設工業(株)	ICI総合センター ICIラボ 主幹	石黒 健
	ICI総合センター ICIラボ シニアプロデューサー	平田 昌史
三笠産業(株)	国内営業部門国内営業統括室 部長	丸山 史郎
	技術本部開発部 部長	永澤 賢一
	国内営業部門営業サポート室 課長	風間 照之

4.1.3	供試体断面方向の局所強さ分布の推定方法	66
4.1.4	局所強さの経時変化	69
4.1.5	針貫入試験における試験区間長の影響	92
4.2	改良土の化学分析及び鉍物分析結果	95
4.2.1	化学分析結果	95
4.2.2	鉍物分析結果	108
4.3	改良土の長期強度増加、低下メカニズム	131
4.3.1	石灰改良土の長期強度増加、低下メカニズム	131
4.3.2	セメント改良土の長期強度増加、低下メカニズム	132
第5章	まとめ（改良土による道路盛土の長期安定性）【土木研究所、東京大学】	135
付録A	土質試験結果一覧【土木研究所】	137
付録B	一軸圧縮試験結果一覧【土木研究所、東京大学】	143
付録C	高含水比砂質土（美浦砂）の保水性及び改良土の透水性の評価の試み 【土木研究所、東京大学】	149

WG2「改良土等の長期的な品質確保を目指した確実な施工手法
及びメンテナンスを考慮した品質管理技術の提案」報告

第6章	はじめに（改良土盛土の締固め）	155
6.1	研究背景【土木研究所】	155
6.2	道路盛土の締固めに関する技術図書の整理【土木研究所、セメント協会、石灰協会】	155
6.2.1	盛土材料の室内試験	155
6.2.2	施工管理のための試験法及び管理基準値	156
6.2.3	改良材の添加率及び添加量	156
6.3	改良土盛土の締固めに関する既往の研究【土木研究所】	167
6.4	研究目的【土木研究所】	167
6.5	研究計画及び研究体制【土木研究所】	167
第7章	改良した高含水比砂質土（美浦砂）の締固め特性	169
7.1	配合試験（美浦砂）【土木研究所】	169
7.1.1	試料土（美浦砂）及び改良材	169
7.1.2	配合試験結果（美浦砂）	170
7.1.3	力学指標の相関（CBR 及びコーン指数）	190
7.2	振動ローラによる低改良土の締固め実験【安藤ハザマ】	191
7.2.1	実験方法	191
7.2.2	転圧回数と試験値の関係	200
7.2.3	密度の深さ分布	203
7.2.4	密度と地盤反力係数、コーン貫入抵抗、CCV 値及び乱れ率の関係	204
7.2.5	現場転圧試料及び室内作製試料の一軸圧縮試験結果	206
7.2.6	まとめ	208

7.3	ランマによる美浦砂及び改良率の異なる改良土の締固め実験【不動テトラ、三笠産業】	209
7.3.1	実験方法	209
7.3.2	転圧回数と試験値の関係	216
7.3.3	密度の深さ分布	226
7.3.4	密度と地盤反力係数及び衝撃加速度の関係	228
7.3.5	締固め度と沈下量の比較	235
7.3.6	まとめ	236
7.4	締め固めた改良土のコーン指数試験【石灰協会】	237
7.4.1	混合方法及び養生条件	237
7.4.2	コーン指数に対する混合方法の影響（現場／室内混合試料+2.5 kg ランマ突固め）	238
7.4.3	コーン指数に対する仮置き及び養生日数の影響（現場／室内混合試料+2.5 kg ランマ突固め）	239
7.4.4	コーン指数及びコーン貫入抵抗への締固め方法の影響	240
7.5	締め固めた改良土の一軸圧縮、針貫入試験【セメント協会】	242
7.5.1	実験方法	242
7.5.2	実験結果	245
第8章	改良した礫混じり粘性土（仮置土）の締固め特性	249
8.1	配合試験（仮置土）【石灰協会、土木研究所】	249
8.1.1	試料土（仮置土）及び改良材	249
8.1.2	配合試験結果（仮置土）	250
8.1.3	力学指標の相関（CBR、コーン指数、一軸圧縮強さ及び衝撃加速度）	278
8.2	ランマ及び前後進コンパクタによる仮置土及び改良率の異なる改良土の締固め実験 【西松建設、三笠産業】	284
8.2.1	実験方法	284
8.2.2	転圧回数と試験値の関係	300
8.2.3	密度の深さ分布	318
8.2.4	地盤反力係数及び衝撃加速度への養生期間の影響	320
8.2.5	平板載荷試験及び現場 CBR 試験結果と各種動的載荷試験結果の比較	325
8.2.6	まとめ	330
8.3	振動ローラによる低改良土の締固め実験【前田建設工業、大林組、酒井重工業】	332
8.3.1	実験方法	332
8.3.2	転圧回数と試験値の関係、及び試験値への養生期間の影響	346
8.3.3	各種動的載荷試験及び現場 CBR 試験結果の比較	360
8.3.4	振動ローラによる締固め効果について	365
8.3.5	まとめ	368
8.4	セメント改良土の攪拌混合精度の検証実験【セメント協会】	369
8.4.1	締固め実験における改良土の強さのバラツキの検証（検討1）	370
8.4.2	セメント改良土の混合精度が強度発現性へ与える影響の検証（検討2）	373
8.4.3	まとめ	379

第9章	まとめ (改良土盛土の締固め)【土木研究所】	381
9.1	改良土の室内締固め試験結果の総括.....	381
9.2	実大規模の締固め実験結果の総括.....	385
9.2.1	実験条件及び実験方法の総括.....	385
9.2.2	実験結果の総括.....	387
9.3	まとめ	392
付録D	配合試験結果一覧【土木研究所】	393
付録E	山砂の締固め実験【前田建設工業、大林組、酒井重工業】	433
付録F	振動ローラによる安定処理土路床及び山砂路床の路盤を介した剛性評価 【前田建設工業、大林組、酒井重工業】	449
参考文献	483

概要【土木研究所】

近年、リサイクルの推進を背景に、低品質な建設発生土も石灰、セメント等で安定処理され、改良土として道路盛土の建設等に有効利用されている。ここで、低品質な建設発生土とは、施工性に劣る、又は力学特性が要求される性能を満足しない土として定義する。一方道路盛土には、著しい降雨及び地震に対する高い安定性、交通荷重に対する高い支持力等を、供用期間を通して維持することが求められる。低品質な発生土の道路盛土への有効利用にあたっては、改良土による道路盛土の長期的な安定性を評価するとともに、要求された品質を長期間維持するための品質管理手法を検討することが必要である。

改良土による道路盛土の長期的な安定性は、改良土の長期的な力学特性の変化の影響を受ける。深層混合処理による改良土のように、改良材（石灰、セメント等）の添加率が高く施工時から飽和状態に近い改良土の長期的な力学特性については、周辺（暴露）環境の影響も含めた検討が進められている。しかし、改良材の混合率が低く、盛土建設において不飽和の状態で締め固められ、供用期間中に降雨等による水の浸透作用を受ける改良土の長期的な力学特性についてはあまり解明されていない。WG1では、改良土による道路盛土の長期強度特性を解明することを目的として、改良土の材齢2年までの室内暴露実験を行った。高含水比の砂質土に石灰又はセメントを混合した改良土を対象とし、養生環境及び安定材の添加量が改良土の長期的な力学特性に及ぼす影響を、一軸圧縮試験、針貫入試験、養生水の水質分析、供試体の化学分析及び鉍物分析により調べた。

本研究で取り扱った砂質土においては、道路盛土に利用される改良土の長期的な強度の変化（増加、低下）は、十分に配慮された設計、施工の下では比較的緩慢であること、飽和度の変化及びカルシウム等の溶脱が改良土の強度に影響を与えることが分かった。実験結果の概略を箇条書きで示す。

- 石灰改良土、セメント改良土ともに、不飽和状態の封緘養生で最も高い一軸圧縮強さが得られた。日数の経過とともに、封緘養生した石灰改良土は強さが緩やかに増加し、セメント改良土は材齢半年までの強さが著しく増加した。
- 材齢2年までの実験において、水浸養生した改良土の一軸圧縮強さが封緘養生の初期材齢で発現した改良土の強さを大幅に下回ることにはなかった。ただし、同一材齢で比較すると、水浸養生の強さは混合率の低い改良土ほど早期から不飽和状態の封緘養生における強さを下回った。
- 水浸養生したセメント改良土の中心部では、材齢2年経過後もエトリングタイトの存在を確認した。添加率が低いことが一因となり、その他の水和物は石灰改良土、セメント改良土ともに同定されなかったが、水浸養生の一軸圧縮強さが材齢2年まで初期材齢での強さを大幅に下回らなかったのは、水和物が残存していたためである可能性が考えられた。
- 同一材齢において石灰改良土の一軸圧縮強さが不飽和状態の封緘養生より小さかったのは、水浸養生の一軸圧縮強さが長期的に増加しなかったためである。水浸養生の強さの変化は、飽和度の増加に伴うサクシジョンの低下と、Caイオン濃度及びpHの低下に起因したポズラン反応の阻害によるものであったと考えられた。
- 同一材齢において、セメント改良土の水浸養生の一軸圧縮強さが不飽和状態の封緘養生より小さかったのは、日数の経過とともに水浸養生の強さの変化の傾向が増加から低下に転じたためであった。水浸養生の強さの変化は、飽和度の増加に伴うサクシジョンの低下と、Caイオン等の溶脱に起因した、強さに影響を及ぼす水和物の消失によるものであったと考えられた。

改良土による道路盛土の品質管理は、砂置換法による現場密度の測定のみによるものが多い。盛土の剛性を多点で計測する簡便な手法を併用することにより、盛土の力学特性を施工段階で面的に把握、評価できる可能性が考えられる。含水比の低い良質な砂礫質土等にはこのような品質管理手法が有効であることが認知されつつあるが、改良土への適用性はあまり検討されていない。WG2 では、改良土による道路盛土の長期的な安定性又は支持力を確保するための確実な施工手法、及びメンテナンスを考慮した品質管理手法の提案を目的とし、様々な混合率で改良した2種類の低品質な土を対象に室内配合試験、室内締固め試験及び実大規模の締固め実験を行った。

本研究で取り扱った砂質土（第1章以下では、高含水比砂質土（^{みほ}美浦砂）という）及び礫混じりシルト（第8章以下では、礫混じり粘性土（仮置土）という）においては、改良土の品質管理は、締固めによる密度及び飽和度の増加を適切な方法で計測、評価することが、盛土の長期的な安定性を確保する上で重要であることが示唆された。実験結果の概略を箇条書きで示す。

- ・ 生石灰を混合した改良土、及びセメントを混合した砂質土の改良土は、室内試験において、添加率が高いほど最大乾燥密度が小さく、最適含水比が大きくなる傾向が見られた。締固め曲線の変化は砂質土でより著しかった。飽和度一定曲線及び空気間隙率一定曲線の変化は、いずれの土においても締固め曲線の変化と比較すると顕著でなかった。
- ・ 改良材の種類及び添加率を変化させ、砂質土及び礫混じりシルトの実大規模の締固め実験を行った。土の種類、改良土の種類及び添加率によらず、締固め度と締固め直後の剛性は飽和度が約80%（概ね最適飽和度に相当）未満では正の相関を示し、飽和度が約80%以上では関係が逆転した。材齢の増加に伴い、改良土の剛性は締固めによる密度又は飽和度が高い状態であるほど増加した。

WG1「建設発生土（改良土等）の長期的な耐久性、強度低下等の
メカニズムの解明と長期的な品質確保」報告

第1章 はじめに（改良土による道路盛土の長期安定性）【土木研究所、東京大学】

1.1 研究背景

改良土による道路盛土の長期的な安定性は、改良土の長期的な力学特性の変化の影響を受ける。深層混合処理による改良土のように、改良材（石灰、セメント等）の添加率が高く施工時から飽和状態に近い改良土の長期的な力学特性については、周辺（暴露）環境の影響も含めた検討が進められている。しかし、改良材の添加率が低く、盛土建設において不飽和の状態で締め固められ、供用期間中に降雨等による水の浸透作用を受ける改良土の長期的な力学特性についてはあまり解明されていない。

1.2 改良土の長期安定性に関する既往の研究

港湾空港技術研究所は、沿岸地域の軟弱地盤改良技術の研究の一環で、地盤改良の技術開発が始まった当時から改良土の長期安定性に関する研究成果を多数報告している。例えば中村&北詰¹⁾は、川崎粘土を液性限界以上の含水比に調整し、普通ポルトランドセメントを混合した安定処理土の室内暴露実験を行った。針貫入試験による深さ方向の局所的な一軸圧縮強さの推定値より、暴露期間が半年以上となると強度の低下が見られ、海水に暴露した改良土の表層部分の強度が最も低下したこと、強度低下領域ではカルシウムの溶脱が確認されたことを示した。Takahashi et al.²⁾は、深層混合処理工法が開発された当時に、原位置で生石灰により安定処理された浚渫粘土の改良体の長期安定性を、材齢37年までの研究成果の総括として報告している。屋外の実験土槽に埋設されて養生された改良体は、37年経過後も一軸圧縮強さは高い値を維持したままであった一方で、針貫入試験結果から表層付近での局所的な強度の劣化、pH及び電気伝導率の低下が確認されたことを示した。

寒地土木研究所は、深層混合処理工法のうち、DJM工法による杭式改良柱体の長期安定性に関する研究成果を報告している。林ら³⁾は、改良柱体の暴露環境に着目した室内試験で一軸圧縮試験、針貫入試験及び細孔径分布の測定を行った。セメント安定処理土の強度増加は骨格構造の密実化に関連し、強度低下はカルシウム溶脱によるポーラス化が原因であるとした。橋本ら⁴⁾は、一般国道の橋台背面部の側方流動抑止を目的としてDJM工法で施工され、30年経過した改良柱体を対象に、一軸圧縮試験、針貫入試験等を実施した。30年経過しても改良体の中心部を含む大部分が強度増加傾向にある一方で、未改良地盤に接している改良体表面部はそれより内側との強度差が顕著であったことを報告した。

セメント協会セメント系固化材技術専門委員会^{5), 6)}は、関東ローム（火山灰質粘性土）に一般軟弱土用固化材をスラリー混合し、地下水位より浅い地盤に充填、覆土した改良柱体（直径0.45m）の長期的な強度特性を定期的に計測し、評価している。一軸圧縮強さは材齢2年まで増加、それ以降は材齢22年まで概ね一定であり、長期的な安定性を保持していた一方で、表層から約10mmの低強度層を有することを示した。長期強度特性には火山灰質土の非晶質成分が影響していること、低強度層が形成された原因はカルシウムの溶脱と移設に伴う乾燥・炭酸化による変質であることを示した。

地盤工学会セメント改良土の物性と試験方法に関する研究委員会⁷⁾は、周辺環境の強度への影響がない、または小さい既往の研究を整理した結果、室内実験や現地調査から得られた様々な改良土の材齢28日に対する材齢10年以上の強度増加率は1.6～8.6倍であったと報告した。

以上の研究成果は、主に深層混合処理工法による固化材添加率の高い改良土の長期安定性に関するものである。いずれの研究成果においても、改良体は長期的に高い安定性を示し、養生水、又は無処理の周辺地盤と接する改良体の周縁部のみが中心部と比べて低い強度を示すことが報告されている。

井上ら⁸⁾は、改良土による大規模道路盛土にて施工から約9年後にボーリング調査を実施し、改良土による道路盛土の長期安定性を調べた。深度方向全体において、建設から約9年後も設計値を超える強

度を有することを示した。一方、改良土の内部に地下水位が存在し、同一深度で計測した地下水位以下の改良土の一軸圧縮強さは、材齢 56 日からの約 9 年間で約 1.2 倍に増加しており、強度増加率は既往研究⁷⁾の下限値付近と同程度であったことを明らかにした。改良土による道路盛土は、地形等の条件によっては、地下水等の水の浸透作用の影響を受ける可能性を指摘した。

原ら^{9) 10)}は、海水が遡上する河川堤防の基礎部を構成する石灰処理した浚渫土層の軟化と、それによる堤防の漏水の発覚を契機として、室内試験にて石灰又はセメント安定処理された有明粘土の海水暴露による劣化の進行を確認するとともに、セメント安定処理土の劣化機構を推定した。海水暴露環境下では、海水に含まれる Mg^{2+} がセメント安定処理土中の $Ca(OH)_2$ (水酸化カルシウム) と反応して不溶解性の $Mg(OH)_2$ (水酸化マグネシウム) を生成すると同時に、 $Ca(OH)_2$ は溶解度の高い $CaCl_2$ (塩化カルシウム) 又は $CaSO_4$ (硫酸カルシウム) の形態に変化することにより、Ca が安定処理土から溶脱し、劣化が進行すると結論づけた。

嘉門ら¹¹⁾は、酸性雨の浸透過程を流下試験及び浸漬試験として室内で再現し、まさ土、関東ローム及び沖積粘土を石灰又はセメント安定処理した土の侵食メカニズムを明らかにした。流下試験では、pH を 5.6~2.0 とした模擬酸性雨を安定処理土に透水させ、pH の低い酸性雨に侵食されると、安定処理土の pH がアルカリから大きく減少したこと、安定処理土の pH が低いほど一軸圧縮強さ及び割線変形係数 (E_{50}) が小さいことを示した。また、侵食された土からは、加水ゲーレンイト、 $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ (硫酸カルシウム二水和物)、 $CaCO_3$ (炭酸カルシウム) 等が検出された。浸漬試験の結果も考慮し、酸性雨による侵食メカニズムは、(1) 自由 Ca^{2+} の溶脱による安定処理土の pH の低下 (2) 吸着及び水和 Ca^{2+} の分離によることとした。

小野ら¹²⁾は、相馬産珪砂 3 号のセメント改良土を対象に定水位透水試験を行い、固相と液相に含まれる Ca の濃度と水の流速及び流量との関係を示した。セメントの量が少なく (この論文では W/C が大きく)、水の流速が速いほど、Ca の固液平衡関係が非平衡になり、Ca の溶脱による劣化の影響を受けやすいことを示した。また、EPMA 分析により、Ca の溶脱は土粒子間の粗大な空隙から徐々に進展することを示した。

1.3 研究目的

WG1 では、改良土による道路盛土の長期強度特性を解明することを目的として、改良土の材齢 2 年までの室内暴露実験を行った。高含水比砂質土 (美浦砂) に石灰又はセメントを混合した改良土を対象とし、養生環境及び安定材の添加量が改良土の長期的な力学特性に及ぼす影響を調べた。

1.4 研究計画及び研究体制

平成 28 年度~平成 31 年 (令和元年) 度の期間において、表 1.4-1 に示す計画に基づき実施した。WG1 は次の研究分担者により活動を行った。

(国研) 土木研究所
東京大学生産技術研究所 (指定機関)
(一社) セメント協会 (指定機関)
日本石灰協会 (指定機関)
株式会社大林組
西松建設株式会社

株式会社フジタ

株式会社安藤・間（オブザーバー）

表 1.4-1 研究計画と分担（WG1）

研究項目	研究細目	研究分担			年次計画			
		土研	指定機関	共同研究者	28年度	29年度	30年度	31年度
建設発生土（改良土等）の長期的な耐久性、強度低下等のメカニズムの解明と長期的な品質確保	①改良土等の劣化促進試験	○	◎	○	←			→
	②低改良土等の密度と強度等の関連性分析	◎	◎	○		←		→

(余白)

第2章 実験方法（改良土による道路盛土の長期安定性）

【土木研究所、東京大学、セメント協会】

本研究では、茨城県美浦村で採取された高含水比砂質土（以下、美浦砂という）を生石灰、又はセメント系固化材により安定処理した改良土（以下、石灰改良土、セメント改良土という）を実験に用いた。本章では実験試料及び改良材の物性、実験方法の概略を示す。

2.1 実験試料（美浦砂）及び改良材の物性

2.1.1 実験試料（美浦砂）の物理的性質、締固め特性及びコーン指数

美浦砂の基本物性、粒度分布、塑性図、及び締固め曲線（A-c法）を表2.1-1、図2.1-1、図2.1-2及び図2.1-3にそれぞれ示す。ここに示す物性値は、現地採取した美浦砂を実験用に分取し、加水して泥状とし、目開き4.75mmのふるいを通過させた後、自然乾燥させた試料を用いて試験した結果である。

細粒分含有率は $F_c=46.3\%$ であり、土の工学的分類としては細粒分質砂（SF）に区分される。自然乾燥後の含水比 $w=31\%$ で測定したコーン指数は $q_c=68\text{ kN/m}^2$ であり、建設発生土の土質区分¹³⁾では泥土に分類される。A-c法による締固め曲線（図2.1-3）から、自然含水比は最適含水比 $w_{opt}=21.6\%$ に比べ高含水比側であった。同図中には最適飽和度（最適含水比及び最大乾燥密度となる飽和度）¹⁴⁾を併せて示した（最適飽和度 $S_{r,opt}=88.4\%$ ）。

美浦砂の含水比を変えてコーン指数試験を実施した結果を図2.1-4～図2.1-6に示す。含水比の低下に伴いコーン指数は増加した（図2.1-4）。乾燥密度とコーン指数の関係（図2.1-5）について、例えば含水比 $w=14.3\%$ と $w=28.0\%$ の乾燥密度は同程度であったが、コーン指数は大きく異なった。一方、飽和度とコーン指数の関係（図2.1-6）については、飽和度が低いほどコーン指数は大きくなった。以上の結果より、含水比の低下によるコーン指数増加の主たる要因は飽和度の低下によるサクシヨンの増大によるものと考えられる。

表 2.1-1 美浦砂の基本物性

項目	単位	美浦砂 物性値	試験法	
土粒子の密度 ρ_s	(g/cm^3)	2.693	JIS A 1202:2009	
含水比 w ^{*1}	(%)	31	JIS A 1203:2009	
粒 度	礫分(2 mm ~ 75 mm)	(%)	0.8	JIS A 1204:2009
	砂分(75 mm ~ 2 mm)	(%)	52.9	
	シルト分(5 mm ~ 75 μm)	(%)	21.6	
	粘土分(~ 5 μm)	(%)	24.7	
	最大粒径	(mm)	4.75	
コンシステンシー特性	液性限界 w_L	(%)	48.4	JIS A 1205:2009
	塑性限界 w_p	(%)	23.0	
	塑性指数 I_p	—	25.4	
土の工学的分類	分類記号	—	SF	JGS 0051-2009
	分類目	—	細粒分質砂	
締固め特性	締固め試験方法	—	A-c	JIS A 1210:2009
	最大乾燥密度 $\rho_{d,max}$	(g/cm^3)	1.624	
	最適含水比 w_{opt}	(%)	21.6	
トラフィカビリティ	含水比 w	(%)	31.2	JIS A 1228:2009
	乾燥密度 ρ_d	(g/cm^3)	1.438	
	コーン指数 q_c	(kN/m^2)	68	

*1 加水、ふるい処理後、自然乾燥させた後の含水比

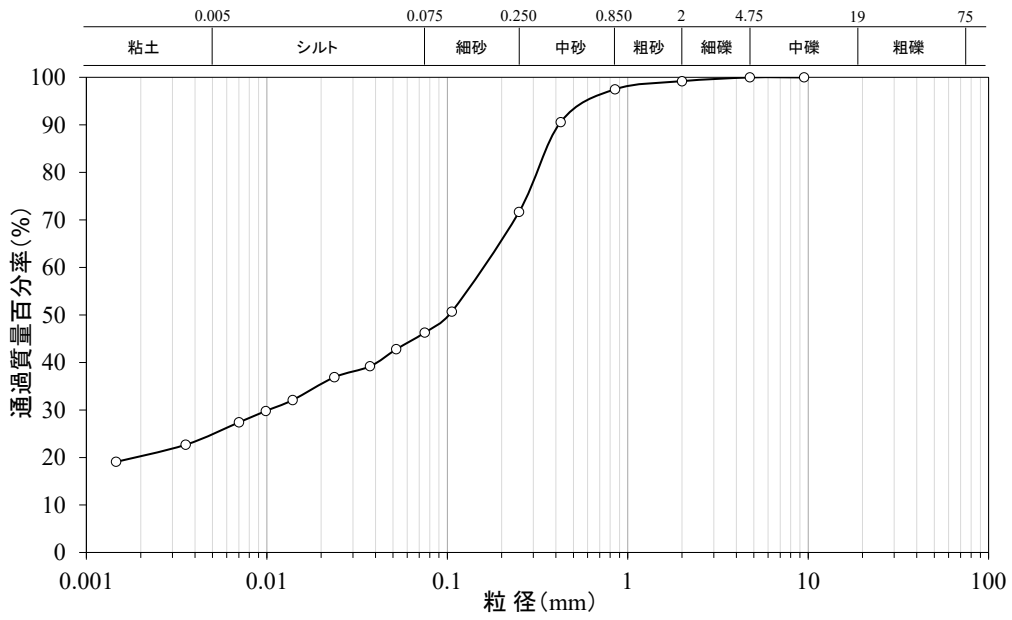


図 2.1-1 美浦砂 粒径加積曲線

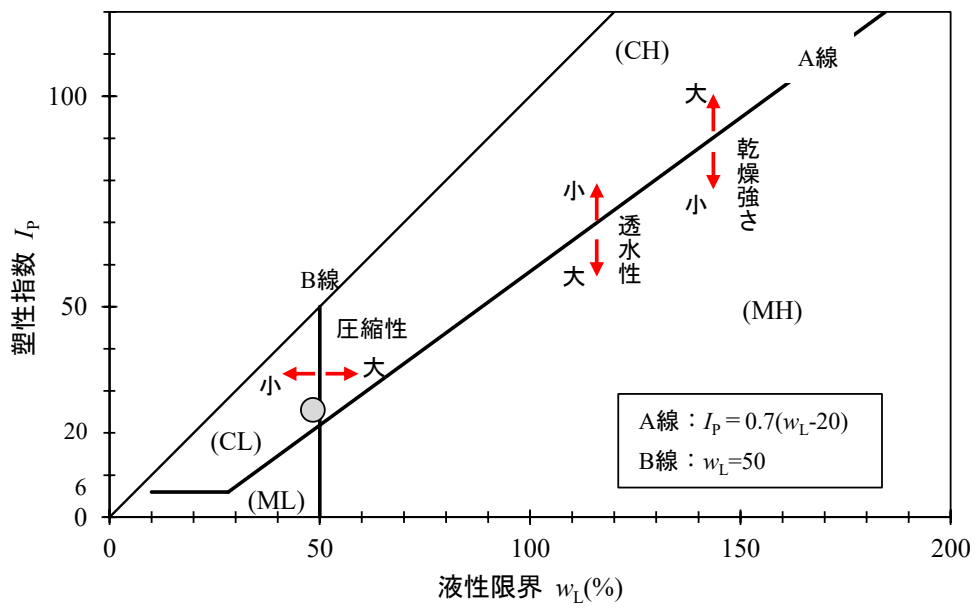


図 2.1-2 美浦砂 塑性図

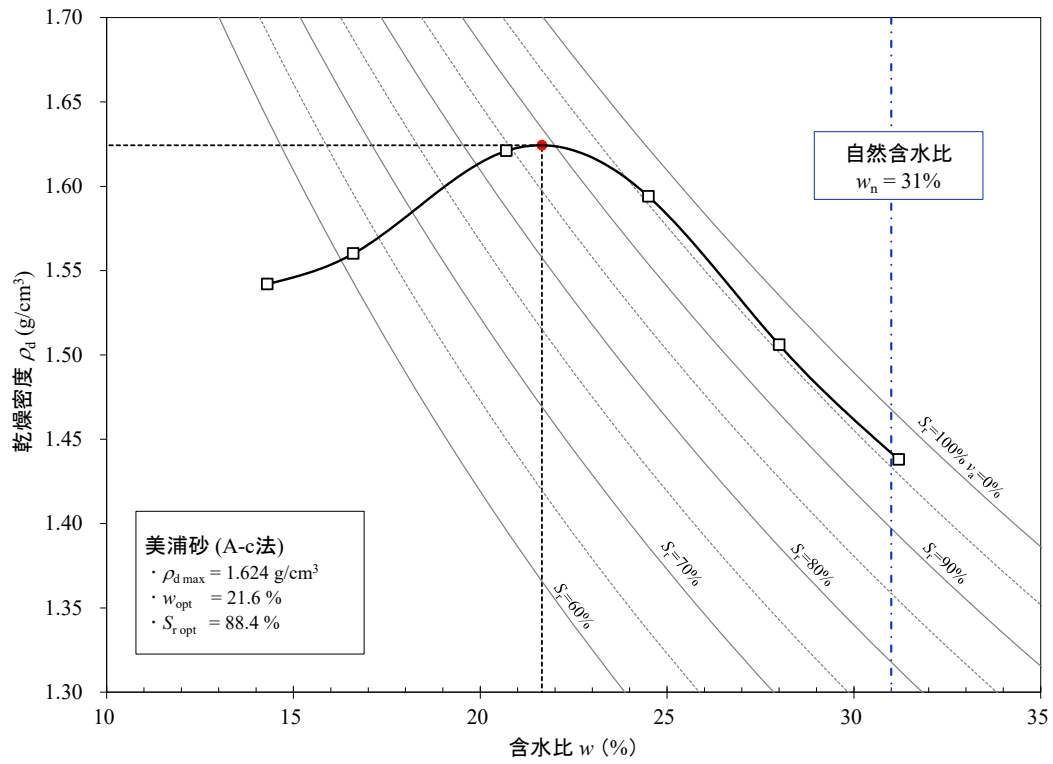


図 2.1-3 美浦砂 締固め曲線 (A-c 法)

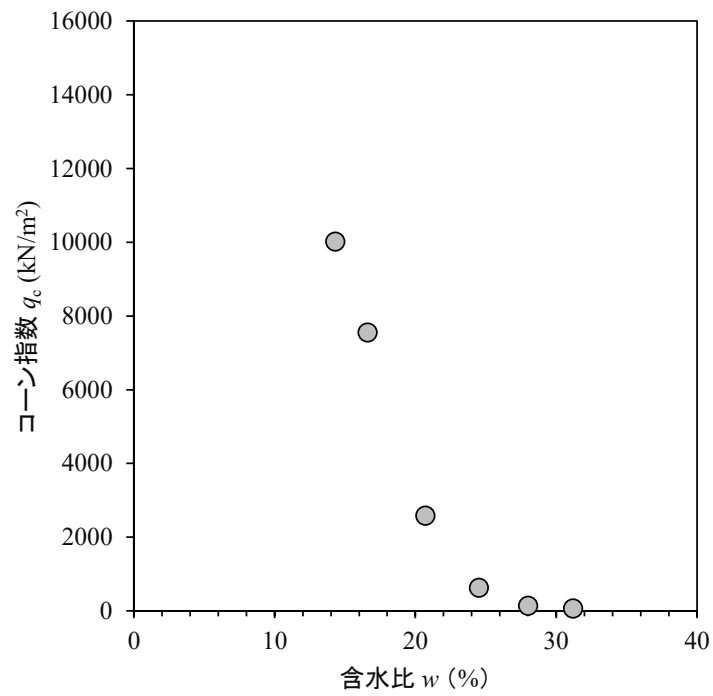


図 2.1-4 含水比とコーン指数の関係 (美浦砂)

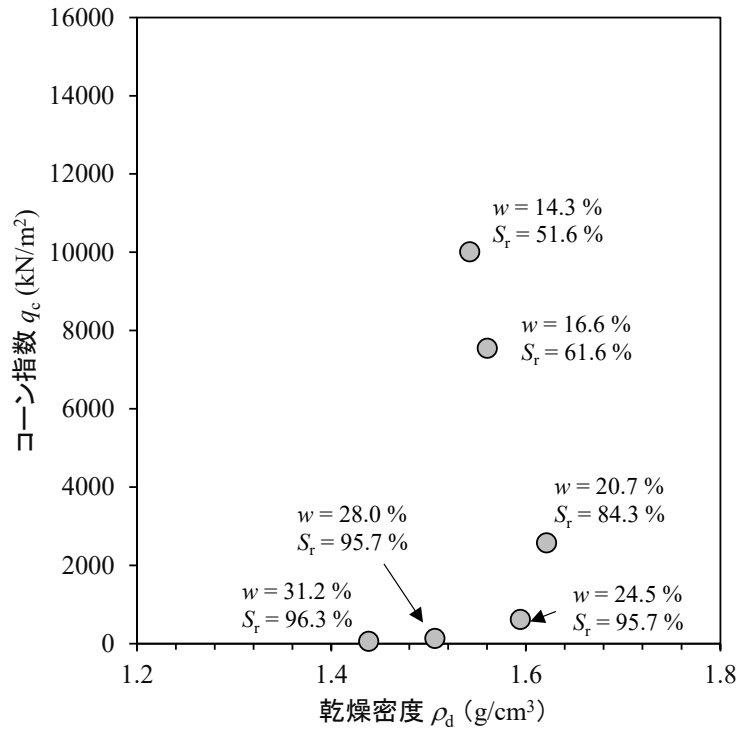


図 2.1-5 乾燥密度とコーン指数の関係 (美浦砂)

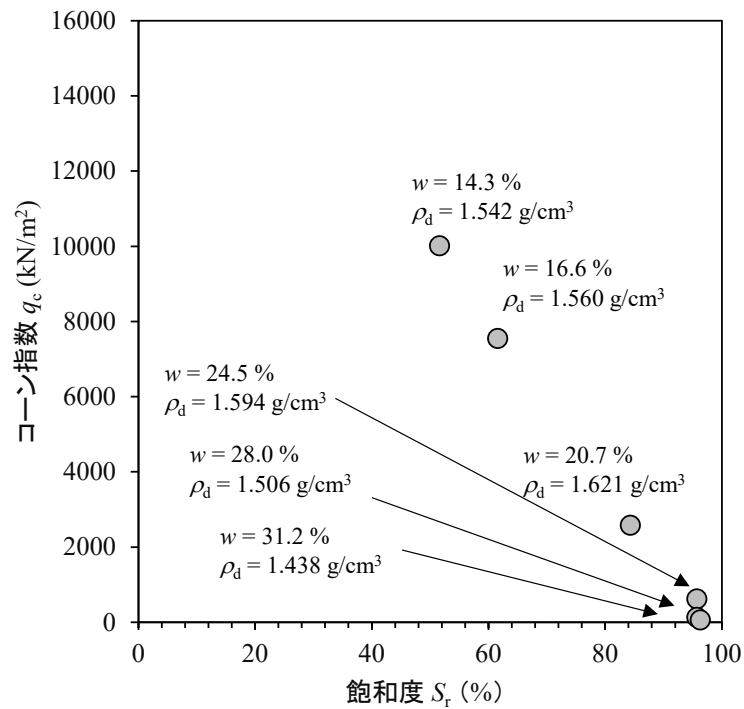


図 2.1-6 飽和度とコーン指数の関係 (美浦砂)

2.1.2 実験試料（美浦砂）及び改良材の化学的性質

美浦砂及び改良材（生石灰、セメント系固化材）の化学組成をエネルギー分散型蛍光 X 線分析（以下、XRF という）にて分析した結果を表 2.1-2 に示す。XRF には、日本電子社製エネルギー分散型蛍光 X 線分析装置 JSX-3400RII を用いた。同表の値は各元素を酸化物に換算した時の質量濃度である。セメント系固化材については、湿式化学分析（JISR 5202）により計測した SO₃ 含有率を併記した。改良材単体の CaO 濃度は美浦砂に比べ非常に高い値を示した。また、硫黄分 S_{total} については、美浦砂は若干含まれるが検出限界に近い値であった。改良材ではセメント系固化材にのみ S_{total} は含まれ、生石灰は検出限界未満であった。

表 2.1-2 美浦砂及び改良材の化学分析結果

含有率 Wt (%)	SiO ₂	TiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MnO	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	P ₂ O ₅	S _{total}	SO ₃ *1
美浦砂	61.69	0.73	19.92	6.86	0.11	1.29	1.48	1.18	1.54	0.1	0.03	—
生石灰	(No data)						94.93	(No data)			<0.02	—
セメント系 固化材	(No data)						56.37	(No data)			3.13	6.08

*1 湿式分析により計測した結果

2.1.3 実験試料（美浦砂）に含まれるアロフェンなどの非晶質成分量

地盤材料に含まれる非晶質成分量を、8 N HCl - 0.5 N NaOH 交互溶解法により評価した。本手法は、Segalen¹⁵⁾により提案され、国内では Kitagawa¹⁶⁾により火山灰質土への適用が確認されており、定量性が優れている試験方法である。試験手順のフローを図 2.1-7 に、試験結果からの定量値の評価方法を図 2.1-8 にそれぞれに示す。初期の溶解処理では、図 2.1-8 に示すように、溶解し易い非晶質成分が溶け出すため質量減少量が多く、その後、溶解処理を繰り返すことで線形的に質量が減少していく。この線形的な質量の減少を結晶性の高い成分の溶解とみなし、直線近似した切片の値を非晶質成分量として評価する。

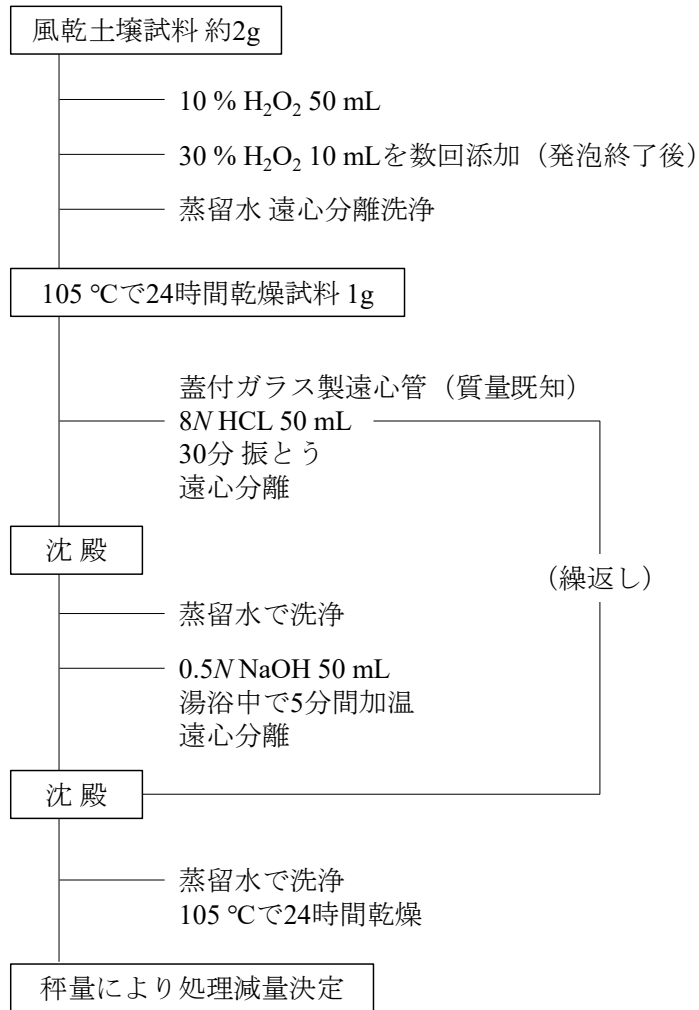


図 2.1-7 8 N HCL - 0.5 N NaOH 交互溶解法の手順

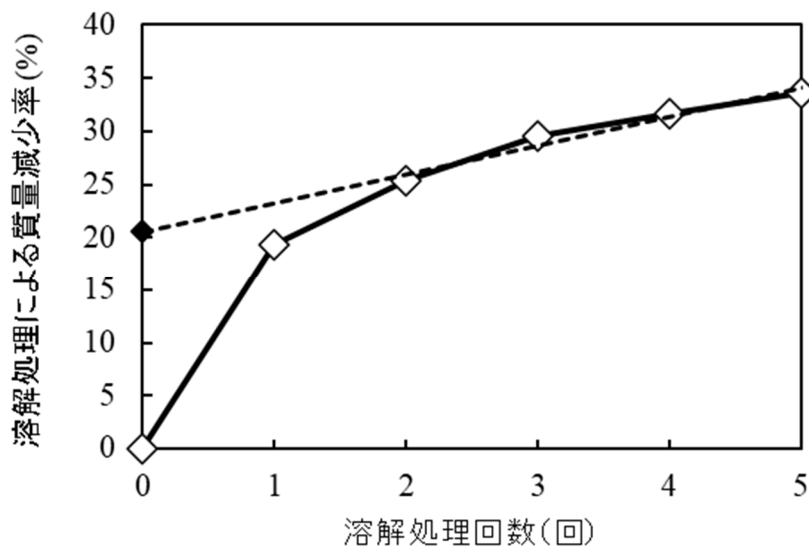


図 2.1-8 8 N HCL - 0.5 N NaOH 交互溶解法の評価方法

実験に用いた地盤材料について、8NHCl-0.5N NaOH 交互溶解法で評価した結果を表 2.1-3 に示す。表中には、後述の第 8 章の締固め実験で用いた礫混じり粘性土（仮置土）の結果も示した。また、比較のため、アロフェンなどの非晶質成分を多く含む火山灰質粘性土（関東ローム）の結果を併記した。試験は目開き 0.42mm のふるいを通過した試料を用いて実施し、乾燥質量に対する百分率で試験結果を示す。美浦砂の非晶質成分量は 10.0%、仮置土の非晶質成分量は 21.9%であった。各試料の溶解曲線を図 2.1-9 及び図 2.1-10 に示す。

美浦砂は非晶質成分が 10%と低いいため、非晶質成分によりセメント改良土の強度発現が阻害される可能性は低い¹⁷⁾と言える。

表 2.1-3 8NHCl-0.5N NaOH 交互溶解法の試験結果

試料名	非晶質成分量 (%) *1		
	1 回目	2 回目	平均値
美浦砂	9.8	10.2	10.0
仮置土	20.6	23.1	21.9
関東ローム	46.1	46.6	46.4

*1 0.42mm ふるいを通過した乾燥試料に対する百分率

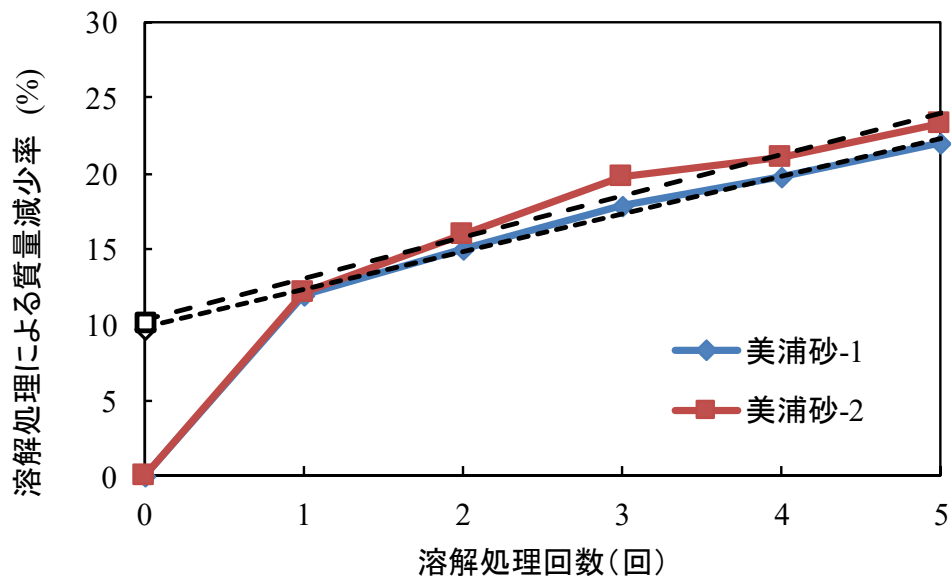


図 2.1-9 美浦砂の 8 N HCl - 0.5 N NaOH 交互溶解法の試験結果

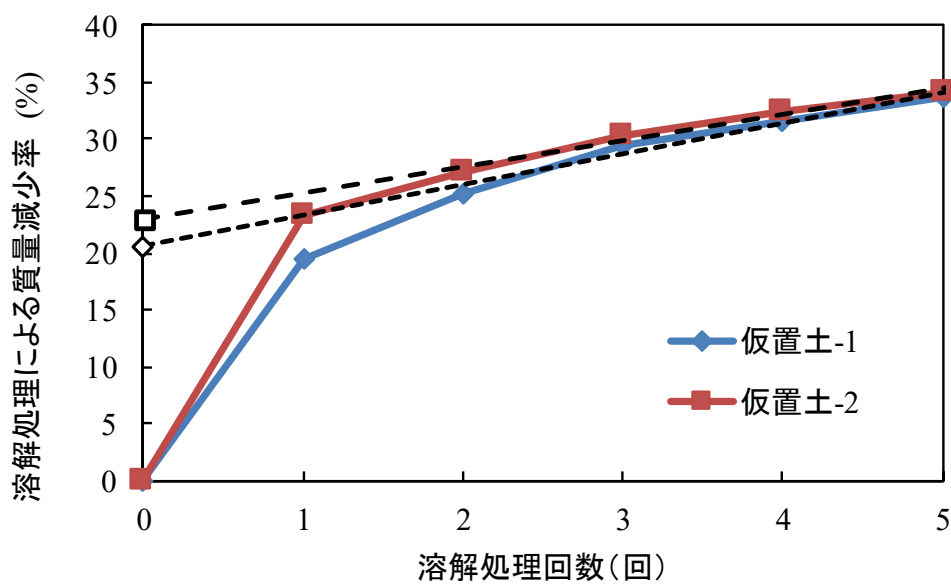


図 2.1-10 仮置土の 8 N HCl - 0.5 N NaOH 交互溶解法の試験結果

2.2 実験方法

2.2.1 供試体作製方法

(1) 改良材の添加率

本実験では、美浦砂に生石灰又はセメント系固化材を混合して改良土とした。以下、それぞれ石灰改良土、セメント改良土という。各改良材の添加率は、事前に実施した配合試験の結果に基づき、封緘養生、材齢7日の一軸圧縮強さが $q_u = 100 \text{ kN/m}^2$ となるように中間添加率 α_2 を設定した（表 2.2-1、表 2.2-2）。ここで、添加率とは土の乾燥質量に対する改良材の質量比を指す。この中間添加率のケースの他に、中間添加率の0.5倍（ α_1 ）、及び1.5倍（ α_3 ）としたケースをあわせ、各改良材とも計3ケースの添加率について実験を行った。表中には、土の湿潤密度 $\rho = 1.8 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 $w = 31\%$ を仮定して求めた添加量（土 1 m^3 に対する改良材の質量）を参考に示した。また、本報告書で用いる各改良土の略称（L ○ %、C △ %）も示した。

ここで各改良材の最低添加量の目安として、石灰を主成分とする改良材の場合は 30 kg/m^3 ¹⁸⁾、セメントを主成分とする改良材の場合には 50 kg/m^3 ¹⁹⁾ という値が示されている。本実験で設定した中間添加率 α_2 から求めた添加量は、各改良材の最低添加量に概ね一致した。

(2) 美浦砂と改良材の混合

自然含水比（ $w = 31\%$ ）に調整した美浦砂と所定量の改良材をソイルミキサ（ホバートミキサ）（図 2.2-1）により混合した。1分間混合する毎にボウル側壁に付着した試料をこそぎ落とし、試料全体の色むらがないまで、計5分間攪拌した。

(3) 供試体の作製

改良土の供試体は直径50mm、高さ100mmの円柱供試体とし、安定処理土の静的締固めによる供試体作製方法（JGS 0812-2009）に準拠して作製した（図 2.2-2）。供試体締固め時の目標乾燥密度は、後述の実機による締固め実験の結果（7.2 及び 7.3 節）を参考に 1.4 g/cm^3 とした。石灰改良土、セメント改良土ともに混合直後の試料を用いて供試体を作製した。



図 2.2-1 ソイルミキサによる試料混合状況



図 2.2-2 静的締固めによる供試体作製状況

表 2.2-1 石灰改良土の改良材添加率（添加量）

改良材の種類	生石灰		
	α_1	α_2 (中間添加率)	α_3
中間添加率に対する倍率	0.5	1.0	1.5
改良材 添加率 *1 (%)	1.2	2.5	3.8
改良材 添加量 *2 (kg/m ³)	17	34	52
報文中での略称	L 1.2 %	L 2.5 %	L 3.8 %

*1 添加率：土の乾燥質量に対する改良材の質量比

*2 添加量：土の湿潤密度 $\rho = 1.8 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 $w = 31 \%$ を仮定し、添加率より換算した値

表 2.2-2 セメント改良土の改良材添加率（添加量）

改良材の種類	セメント系固化材		
	α_1	α_2 (中間添加率)	α_3
中間添加率に対する倍率	0.5	1.0	1.5
改良材 添加率 *1 (%)	1.7	3.5	5.3
改良材 添加量 *2 (kg/m ³)	23	48	73
報文中での略称	C 1.7 %	C 3.5 %	C 5.3 %

*1 添加率：土の乾燥質量に対する改良材の質量比

*2 添加量：土の湿潤密度 $\rho = 1.8 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 $w = 31 \%$ を仮定し、添加率より換算した値

2.2.2 暴露（養生）方法

(1) 暴露（養生）条件

暴露（養生）方法は、図 2.2-3 に示すような盛土内の異なる飽和状態を想定し、封緘養生、水浸養生、封緘養生 → 水浸養生の 3 ケースを設定した。封緘養生は図 2.2-3 中の A で示すような領域であり、盛土建設時から常時地下水位以浅に存在し水の影響を受けていない改良土を想定している。水浸養生は同図中 B で示すような領域であり、盛土建設当時より常時地下水位以深に存在し水の影響を継続的に受ける改良土を想定した養生条件である。封緘養生 → 水浸養生は同図中 C で示す領域に該当する。盛土建設後の周辺環境の変化などにより、建設当初は地下水位以浅にあったものが材齢途中より地下水位以深となり、水の影響を受け始めた改良土を想定している。

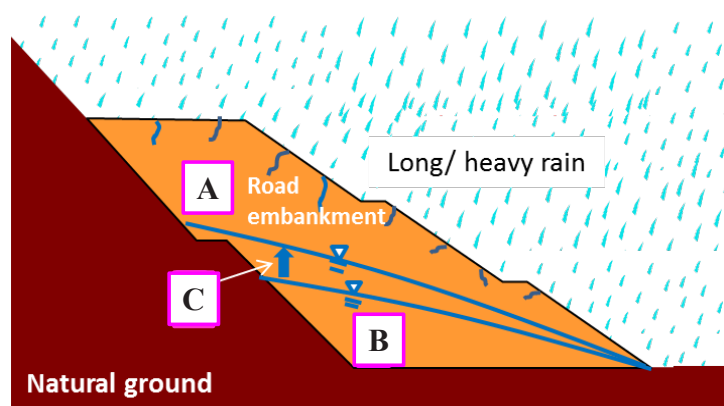


図 2.2-3 実験で模擬する盛土内の飽和状態

(2) 水浸養生の養生水

水浸養生の養生水は模擬酸性雨（以下、酸性雨という）とした。また、一部試料については比較対象として養生水に純水を用いたケースを実施した。酸性雨は、硫酸：硝酸：塩酸 = 5 : 2 : 3 の割合で混合した後、pH4.5 となるよう純水にて調整した溶液を用いた。

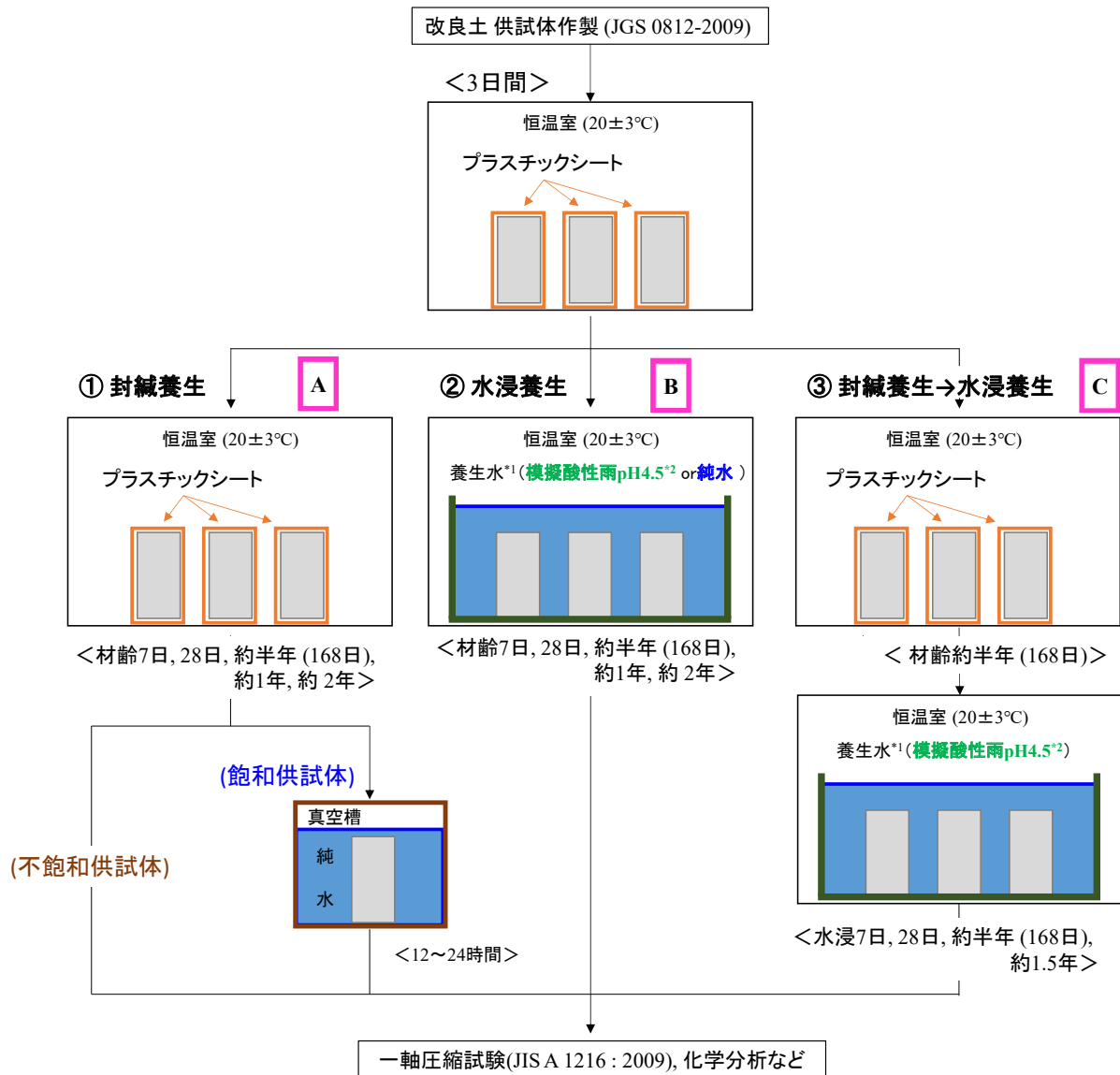
養生水の量は、1 供試体（体積：196 cm³）あたり 1000 cm³、固液比で示すと約 5.1 とした。

(3) 暴露（養生）方法

暴露（養生）方法の概要を図 2.2-4 に示す。各養生条件の時系列を示すと表 2.2-3 のとおりとなる。各改良土の改良材添加率と養生条件の組み合わせを表 2.2-4、表 2.2-5 に示す。

2.2.1 項に示した方法により作製した改良土供試体は、直ちにプラスチックシートで密封した後、20 ± 3 °C の恒温室内で 3 日間保持した。その後、封緘養生についてはそのまま所定の材齢まで恒温室内に保持した。

水浸養生については、材齢 3 日にプラスチックシートを取り除き、所定の養生水に浸漬させた状態（図 2.2-5）で恒温室内に保持した。水浸養生中は、養生水を材齢 28 日までは 7 日に 1 度、材齢約半年までは 14 日に 1 度、以降は 28 日に 1 度の頻度で定期的に交換した。封緘養生 → 水浸養生については、材齢約半年（168 日）まで封緘養生し、その後水浸養生へと切り換えた。養生水の交換は、水浸後 28 日までは 7 日に 1 度、水浸後約半年までは 14 日に 1 度、以降は 28 日に 1 度の頻度で定期的に交換した。



- *1 養生水の量は、1供試体 (196 cm³) あたり 1000 cm³ とした。固液比で示すと約 5.1 となる。
- *2 硫酸 : 硝酸 : 塩酸 = 5 : 2 : 3 の割合で混合し、純水で pH4.5 に調整した溶液である。
- *3 図中の A~C は、図 2.2-3 の盛土内の各領域に対応する。

図 2.2-4 改良土の暴露 (養生) 条件

表 2.2-3 養生条件の時系列変化

	作製日	3日後	168日後	試験前日	試験日
封緘 (不飽和)		封緘養生			
封緘 (飽和)		封緘養生			水浸養生 (純水)
水浸		封緘養生	水浸養生 (純水・酸性雨)		
封緘⇒水浸		封緘養生		水浸養生 (酸性雨)	

表 2.2-4 石灰改良土の養生条件一覧

改良材 添加率	養生条件	養生水	力学試験時の 前処理 *1	略称
1.2%	① 封緘養生	—	なし	L 1.2% 封緘 (不飽和)
		—	飽和化 (純水)	L 1.2% 封緘 (飽和)
	② 水浸養生	酸性雨	—	L 1.2% 水浸 (酸性雨)
2.5%	① 封緘養生	—	なし	L 2.5% 封緘 (不飽和)
		—	飽和化 (純水)	L 2.5% 封緘 (飽和)
	② 水浸養生	酸性雨	—	L 2.5% 水浸 (酸性雨)
		純水	—	L 2.5% 水浸 (純水)
	③ 封緘養生 → 水浸養生	酸性雨	—	L 2.5% 封緘→水浸 (酸性雨)
3.8%	① 封緘養生	—	なし	L 3.8% 封緘 (不飽和)
		—	飽和化 (純水)	L 3.8% 封緘 (飽和)
	② 水浸養生	酸性雨	—	L 3.8% 水浸 (酸性雨)

*1 2.2.3 (1) 参照のこと。封緘養生の飽和化は水浸養生の供試体と含水比を合わせるために実施した。

表 2.2-5 セメント改良土の養生条件一覧

改良材 添加率	養生条件	養生水	力学試験時の 前処理 *1	略称
1.7%	① 封緘養生	—	なし	C 1.7% 封緘 (不飽和)
		—	飽和化 (純水)	C 1.7% 封緘 (飽和)
	② 水浸養生	酸性雨	—	C 1.7% 水浸 (酸性雨)
3.5%	① 封緘養生	—	なし	C 3.5% 封緘 (不飽和)
		—	飽和化 (純水)	C 3.5% 封緘 (飽和)
	② 水浸養生	酸性雨	—	C 3.5% 水浸 (酸性雨)
		純水	—	C 3.5% 水浸 (純水)
	③ 封緘養生 → 水浸養生	酸性雨	—	C 3.5% 封緘→水浸 (酸性雨)
5.3%	① 封緘養生	—	なし	C 5.3% 封緘 (不飽和)
		—	飽和化 (純水)	C 5.3% 封緘 (飽和)
	② 水浸養生	酸性雨	—	C 5.3% 水浸 (酸性雨)

*1 2.2.3 (1) 参照のこと。封緘養生の飽和化は、水浸養生の供試体と含水比を合わせるために実施した。



供試体寸法：直径 ϕ 50 mm、高さ h 100 mm

図 2.2-5 水浸養生 実施状況

2.2.3 力学試験方法

材齢及び養生条件が改良土の力学特性に与える影響を評価することを目的として、表 2.2-6 に示す材齢において一軸圧縮試験及び針貫入試験を行った。以下に各試験方法の概要を示す。養生条件によらず一律に材齢 3 日までは封緘養生を行った事から、水浸養生については材齢と水浸期間の間に差異がある。

表 2.2-6 各養生条件における力学試験実施時の材齢（養生期間）

	材齢（日）	7	28	約半年	175	196	約1年	約2年
養生期間	①封緘養生	7日	28日	約半年	—	—	約1年	約2年
	②水浸養生	水浸4日	水浸25日	水浸約半年	—	—	水浸約1年	水浸約2年
	③封緘養生→水浸養生	—	—	—	水浸7日	水浸28日	水浸約半年	水浸約1.5年

(1) 一軸圧縮試験

所定の材齢を経た改良土に対して、JISA 1216:2009 に準拠して一軸圧縮試験を実施した(図 2.2-6)。載荷はひずみ制御にて行い、載荷速度は 1 mm/min（供試体高さに対して 1%/min）とした。

封緘養生した改良土については図 2.2-4 に示すとおり、2 通りの前処理を行った供試体にて一軸圧縮試験を実施した（表 2.2-4、表 2.2-5）。1 つは封緘養生後の含水比を保持した状態で一軸圧縮試験を行ったケースであり、以下では封緘養生（不飽和）試料という。もう一つは封緘養生を行った供試体内の飽和度を、水浸養生を行った供試体内の飽和度と合わせるために、封緘養生後の供試体を真空槽内で純水に 12 ～ 24 時間水浸させてから一軸圧縮試験に供したケースである。これを以下では封緘養生（飽和）試料という。

水浸養生及び封緘養生 → 水浸養生の改良土については、いずれも養生後の供試体の含水比（飽和状態）を保持したまま一軸圧縮試験に供した。

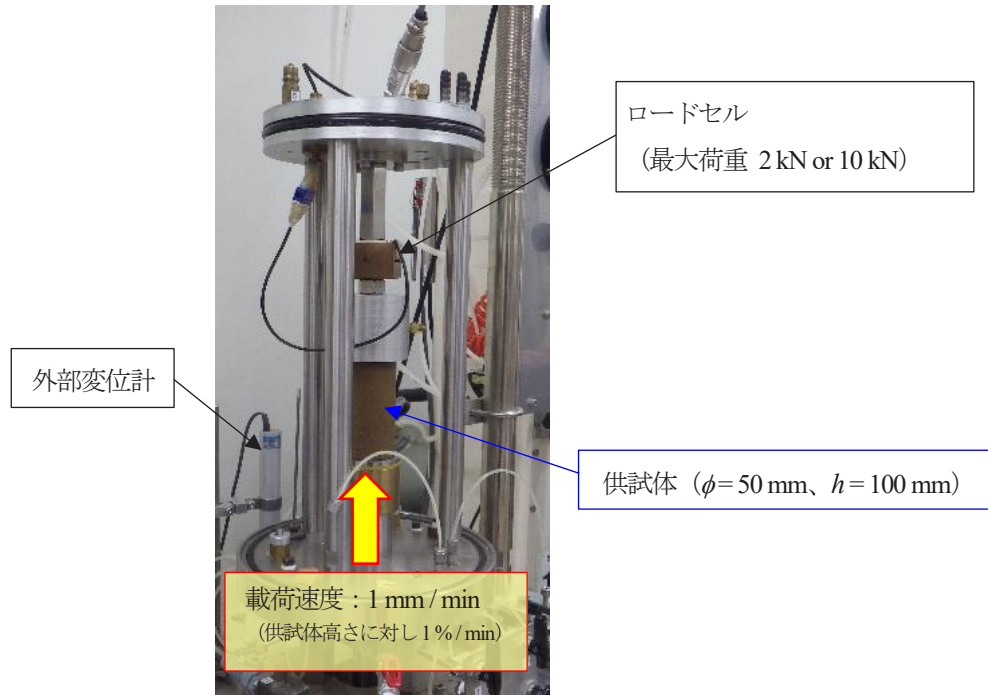


図 2.2-6 一軸圧縮試験 実施状況

(2) 針貫入試験

一軸圧縮試験は供試体全体の強さを評価するものである。これに対し、供試体の局所的な強さ（本研究では供試体断面方向の強度分布）を評価するために、針貫入試験を実施した。

<a> 針貫入試験装置

本研究で用いた針貫入試験装置の概要を図 2.2-7 に示す。

载荷装置には一軸圧縮試験と同じ、ひずみ速度制御型三軸圧縮試験機を用いた。载荷台を三軸試験機のロッド上部に設置し、その上に貫入荷重 P を測定するための電子天秤を設置した。供試体 ($\phi = 50 \text{ mm}$ 、 $h = 100 \text{ mm}$) はこの電子天秤上に治具を用いて固定した。貫入針は载荷装置枠の天板に固定した。载荷ロッドを上昇させることで载荷台、電子天秤、供試体が一体となって上昇し、天板に固定した貫入針が供試体に貫入する。この時の貫入量は外部変位計により計測した。一部の供試体については貫入荷重が電子天秤の許容重量を超えたが、これらのケースについては貫入荷重を装置中央部のロードセル（最大荷重 2 kN ）にて計測した。

 本研究で実施した試験方法と地盤工学会基準（JGS3431-2012）との相違点

本研究で実施した針貫入試験（図 2.2-7）は、地盤工学会基準「JGS3431-2012 針貫入試験方法」（以下、JGS 基準）を参考としたが、試験区間長及び使用する試験機の制約から一部 JGS 基準とは異なる点がある。JGS 基準と本研究で実施した針貫入試験方法の相違点について表 2.2-7 にまとめて示し、以下で詳述する。

本研究で用いた貫入針の直径は $\phi = 0.84 \text{ mm}$ であり、JGS 基準と同一である。一方、貫入針の突出長については、JGS 基準 ($L = 10 \text{ mm}$) よりも長い $L = 30 \text{ mm}$ とした。これは供試体断面の直径が $\phi = 50 \text{ mm}$ であり、供試体表面から中心までの強度分布を測定するためには試験区間（針突出長）として $L = 25 \text{ mm}$ 以上が必要であったためである。

針の貫入速度は JGS 基準が 20 mm/min であるのに対して、本研究では試験機の載荷装置の制約から 11 mm/min とした。

針の貫入荷重 P については、JGS 基準ではロードセル又は力計で計測することとなっているが、本研究では原則として供試体下に設置した電子天秤（図 2.2-7）にて計測することとした。これは試験機付属のロードセルの許容加重（2 kN）が貫入荷重の想定範囲（200 N 程度迄）と比較して大きく、ロードセルの分解能やノイズの影響が顕著となり、貫入荷重の測定精度に問題が生じる可能性が想定されたためである。ただし、一部の供試体において電子天秤の計測範囲を超える貫入荷重となったケースについては、ロードセルで測定した値を貫入荷重として用いた。

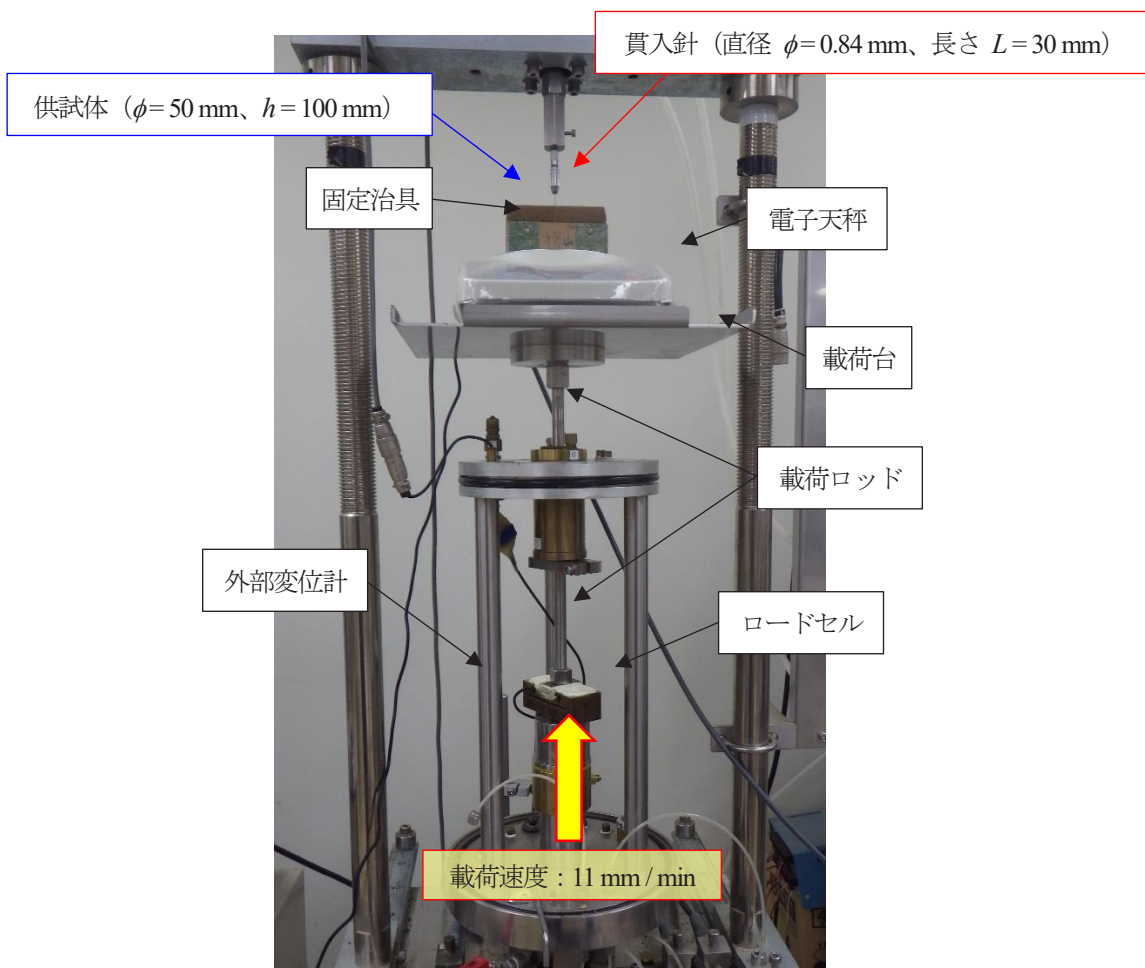


図 2.2-7 針貫入試験 実施状況

表 2.2-7 針貫入試験における本試験と基準との相違点

	本研究	JGS 3431
貫入針 直径 (mm)	0.84	0.84
貫入針 突出長 (mm)	30	10
貫入速度 (mm/min)	11	20 ± 5
貫入荷重 計測方法	電子天秤 (ロードセル)	ロードセル/力計

2.2.4 化学試験及び鉍物分析方法

封緘養生又は水浸養生中に改良土に生じる化学的特性の変化を調べるため、改良土の供試体及び供試体を浸漬させた水浸溶液に対して、図 2.2-8 に示すような化学試験、鉍物分析を実施した。

改良土の供試体に対しては、化学試験として蛍光 X 線分析 (XRF) 及び電子線マイクロアナライザ (EPMA) を、鉍物分析として粉末 X 線回折分析 (XRD) 及び熱重量・示差熱同時測定 (TG-DTA) をそれぞれ実施した。

養生水については、2.2.2 項の(3)に示した養生水交換時に一部を分取し、これを用いて pH、カルシウムイオン濃度 (以下、Ca イオン濃度という) 及び硫酸イオン濃度 (以下、SO₄ イオン濃度という) を計測した。

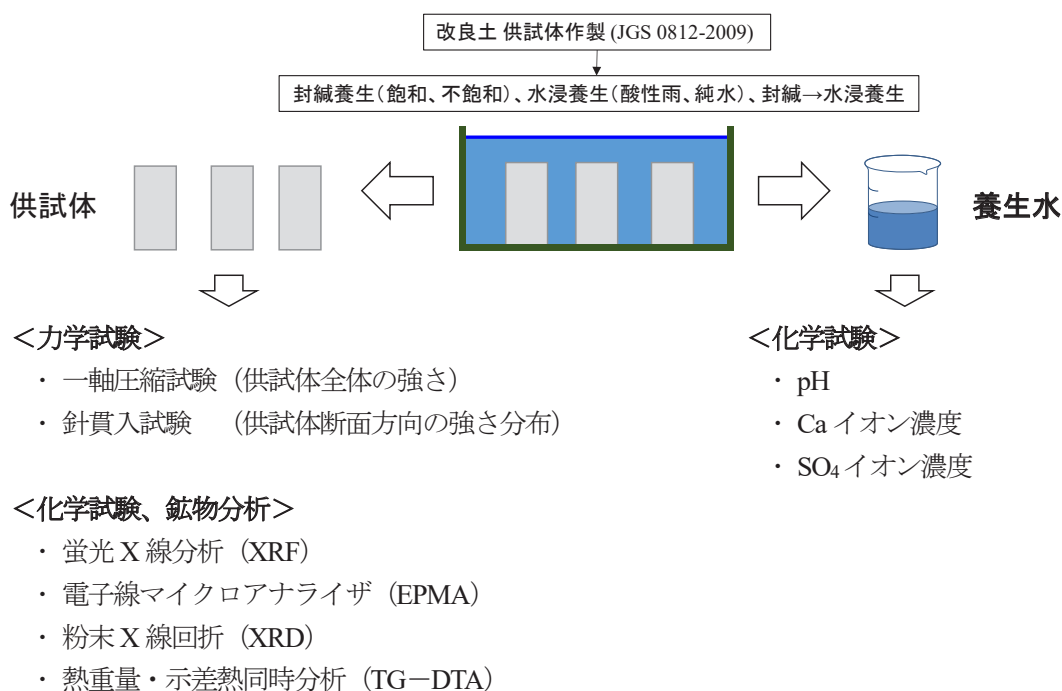


図 2.2-8 化学試験・鉍物分析概要

(1) 蛍光 X 線分析 (XRF)

供試体に含まれる元素の定量分析を目的として蛍光 X 線分析 (XRF) を実施した。本試験から得られる含有率は各元素の酸化物としての値となる。

<a> 分析装置

分析は図 2.2-9 に示す JSX-3400R II エネルギー分散型蛍光 X 線分析装置 (JEOL 社製) を用いて行った。XRF は、供試体表面に X 線を照射した際に供試体から放出される蛍光 X 線を計測することで、供試体中に含まれる元素を特定するものである。放出された蛍光 X 線の強度を分析することで、各元素の定量分析も可能である。定量分析の結果は各元素の酸化物の重量百分率として得られる。

 試料調整方法

分析には一軸圧縮試験及び針貫入試験実施後の供試体を用いた。試料は、図 2.2-10 に示すとおり供試体表面から 3 深度に分けて採取した。それぞれの採取範囲は供試体表面から 1) 0 ~ 5 mm <外縁部>、2) 10 ~ 15 mm <中間部>、3) 20 ~ 25 mm <中心部>である。水浸養生した試料について

ては供試体表面に析出した白色の物質（図 2.2-11）も同時に分取した。

採取した試料は、間隙水を蒸発させるために 40 °C で²⁰約 14 日間、炉乾燥させた。乾燥させた試料は機械式粉砕器を用いて微粉末になるまで粉砕した。粉砕した試料から約 1.2 g を採取し、金属のリング内に投入し、圧縮機で約 30 MN/m² の圧力をかけた状態で 1 分間保持し、分析用の供試体とした（図 2.2-12）。供試体から放出される蛍光 X 線は供試体の密度や厚さの影響を受けることから、上記調整方法により均一な密度及び試料厚の供試体を作製する必要がある。

<c> 分析方法

XRF 分析の諸条件を表 2.2-8 に示す。分析対象の試料は、無処理土、及び封緘／水浸養生した改良土の材齢 28、168、336、672 日とした。なお、材齢初期に封緘養生を実施したのち水浸養生を実施した試料については、材齢 168 日（水浸 0 日）、336 日（水浸 168 日）及び 672 日（水浸 504 日）とした。



図 2.2-9 XRF 分析装置

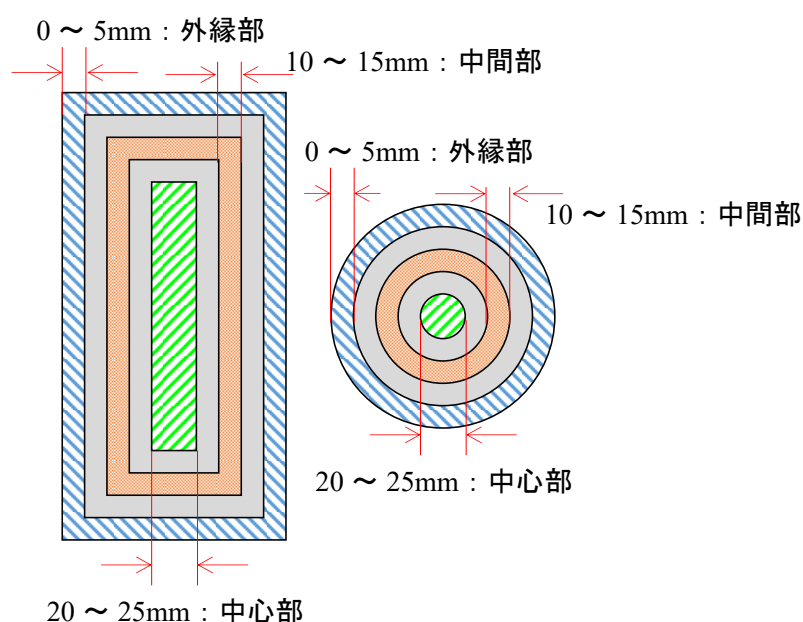
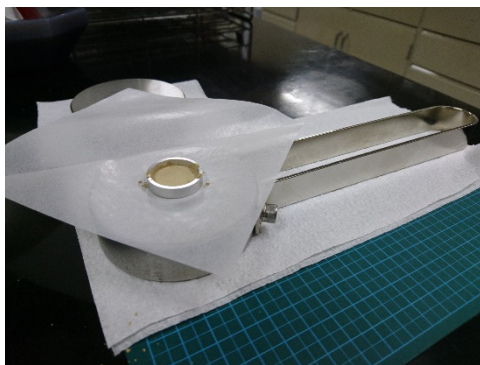


図 2.2-10 XRF 分析試料の採取位置



図 2.2-11 供試体表面の白色析出物



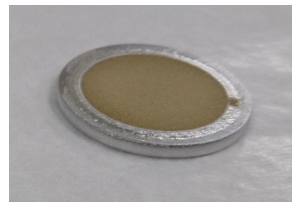
1) アルミリングに試料投入



2) 試料を 30MPa で 1 分間圧縮



(圧縮前アルミリング)



(圧縮後 供試体)

図 2.2-12 XRF 分析用供試体の作製状況

表 2.2-8 XRF 計測条件

X 線管電圧	(kV)	15
X 線管電流	(μ A)	300
計測時間	(s)	300

(2) 電子線マイクロアナライザ (EPMA)

供試体断面中の Ca イオン濃度分布を計測することを目的に電子線マイクロアナライザ (EPMA) による分析を実施した。

<a> 分析装置

分析は図 2.2-13 に示す JXA-8230 電子線マイクロアナライザ (JEOL 社製) を用いて実施した。

真空環境下に置かれた供試体の表面に対して電子線を照射すると、供試体から試料の化学特性に応じた X 線が発生する。この X 線を分光素子で分光した後、X 線検出器で X 線の波長と強度を測定することで、供試体表面の元素の定性・定量分析ができる。

 試料調整方法

分析には針貫入試験後の供試体を用いた。試験後の供試体を、概ね供試体高さ中央にて上下 2 つに割裂し、一方を 40℃で 1 週間炉乾燥させて間隙水を蒸発させた。その後、高さ中央付近で断面を切り出し分析用の試料とした。切り出した試料は補強のためにエポキシ樹脂でコーティングしてから、水溶性鉍物の溶脱を避けるために灯油で供試体を湿潤状態に保ちながら²¹⁾、表面がなめらかになるまで研磨した。最後に試料を真空乾燥させ、図 2.2-14 に示すようなカーボンコーティングを施してから分析に供した。試料調整方法の詳細については、JSCE-G 574-2005 を参照されたい。

<c> 分析方法

EPMA の分析条件を表 2.2-9 に示す。測定対象の元素は、カルシウム Ca、炭素 C、及びケイ素 Si とした。分析を行った試料の種類、養生条件及び材齢を表 2.2-10 に示す。



図 2.2-13 EPMA 分析装置

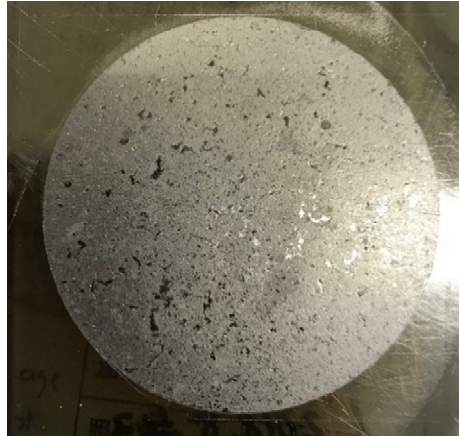


図 2.2-14 EPMA 分析試料の断面

表 2.2-9 EPMA 分析条件

加速電圧	(kN)	50
照射電流	(nA)	100
単位計測時間	(ms/point)	10
ピクセルサイズ	(mm)	35

表 2.2-10 EPMA 分析試料一覧

養生条件	材齢 (日)	石灰改良土		セメント改良土	
		添加率 2.5 %	添加率 3.8 %	添加率 3.5 %	添加率 5.3 %
封緘養生	28	—	—	—	—
	168	—	—	●	—
	336	●	●	—	—
水浸養生 (酸性雨)	28	—	●	●	—
	168	—	●	●	—
	336	●	●	●	—

* ●は分析を行った試料を示す。

(3) 粉末 X 線回折 (XRD)

供試体に含まれる水和物の分析を目的として粉末 X 線回折分析 (XRD) を実施した。

<a> 分析装置

分析は、多目的 X 線回折装置 Empyrean (PANalytical 社製。以下、機器 A という)、又は全自動多目的 X 線回折装置 SmartLab (リガク社製。以下、機器 B という) にて行った。例として機器 A を図 2.2-15 に示す。XRD は供試体に X 線を照射し、供試体からの回折 X 線を計測する。結晶や非晶質は固有の 3 次元原子配列を有しており、ブラッグの法則に従う回折 X 線のピーク角度はこの原子配列に基づき結晶や非晶質により固有の値を有する。したがって、回折 X 線のピーク角度やピーク角度における回折 X 線の相対強度を評価することで、試料中の鉱物を想定することができる。

 試料調整方法

分析には一軸圧縮試験後の供試体を用いた。分析用の試料は、一軸圧縮試験後の供試体表面から 1) 0 ~ 5 mm <外縁部>、2) 20 ~ 25 mm <中心部> という 2 つの深さよりそれぞれ採取した (図 2.2-16)。試料の前処理の方法については 4.2 節にて詳述する。

<c> 分析方法

上記調整を行った試料を、XRD 分析の直前にめいめいの製の乳鉢・乳棒で微粉末状になるまで再度すりつぶした。この際、摩擦熱による水和物の破壊や変化を避けるため、可能な限りゆっくりすりつぶすこととした。すり潰した試料をガラス製のモールドの上ののせ、ガラス板で表面を均したのち、ステンレス製の治具にセットした (図 2.2-14)。

XRD の陽電極には純銅 Cu を使い、この電極から発せられる Cu K α 特性 X 線 (波長 $\lambda = 1.5418 \text{ \AA}$) にて分析を行った。その他の諸条件は表 2.2-11 に示すとおりである。

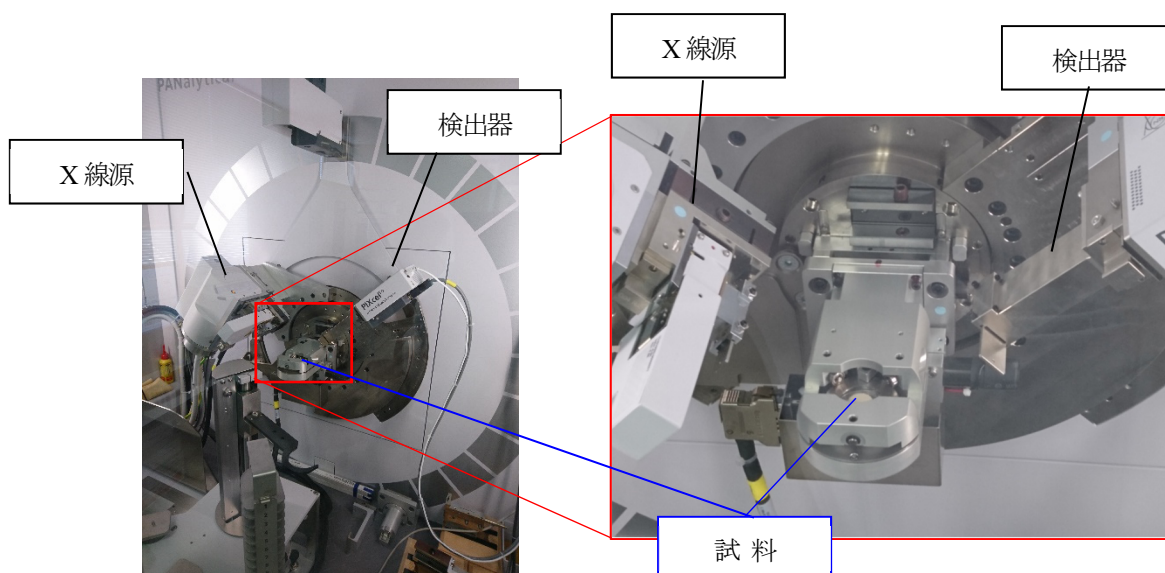


図 2.2-15 XRD 分析装置 (機器 A : 多目的 X 線回折装置 Empyrean <PANalytical 社製>)

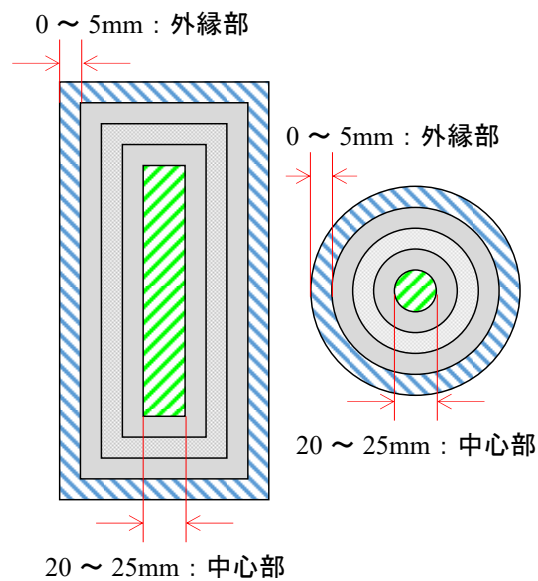
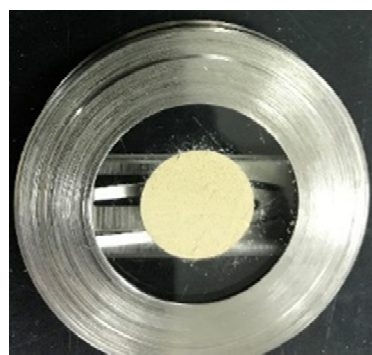


図 2.2-16 XRD 分析用試料の採取位置



a) 試料充填・均し状況



b) 治具に設置した分析試料

図 2.2-17 XRD 分析用供試体の作製状況

表 2.2-11 XRD 分析 諸元

項目	単位	機器 A	機器 B
X 線管電圧	(kV)	45	40
X 線管電流	(mA)	40	46
検出器	—	ハイブリッド ピクセル検出器	高分解能・高速 1 次元 X 線検出器
2θ 走査範囲	(degree)	5 ~ 65	5 ~ 65
2θ 走査ステップ	—	2284	3000
2θ 走査間隔	(degree)	0.026261	0.02
1 ステップあたりの 計測時間	(s)	176.715	—
スピード計数時間	(degree/min)	—	2.00

(4) 熱重量・示差熱同時分析 (TG-DTA)

供試体に含まれる水和物の評価を目的として、熱重量・示差熱同時分析 (TG-DTA) を実施した。

<a> 分析装置

分析はTG/DTA 7300 (日立ハイテクサイエンス社製) にて行った。TG-DTA のうち、熱重量測定 (TG) は試料を一定の速度で加熱・冷却又は一定の温度で保持したときに試料に生じる重量変化を測定する手法である。示差熱分析 (DTA) は、一定のプログラムに従って温度を変化させた時の試料と基準物質の温度差を測定する手法である。TG-DTA 分析は、これまでも改良土における水和反応やポズラン反応の進行を調べる目的で実施されている²⁾。

 試料調整方法

分析には一軸圧縮試験後の供試体を用いた。分析試料の一覧を表 2.2-12 に示す。封緘養生の材齢 7 日及び 28 日については試料全体から偏りなく採取した。一方、材齢約 2 年 (672 日) については、図 2.2-18 に示すとおり一軸圧縮試験後の供試体表面から 1) 0 ~ 5 mm <外縁部>、2) 20 ~ 25 mm <中心部> という 2 つの深さよりそれぞれ採取した。

採取した試料より、湿潤状態で約 10 g を分取して乳鉢で粉砕した。その後、脱水処理のために 50 mL のアセトンとあわせてビーカー内で攪拌し、2 時間静置した。2 時間後、アセトンを捨て、新たに 50 mL のアセトンを加えてから攪拌後、2 時間静置した。計 2 時間×2 回のアセトン置換をした後、アセトンを捨ててから、気中で約 5 分間乾燥させた。その後、アセトンが完全に蒸発するまで 40 °C の乾燥炉で 10 分程度乾燥させたものを TG-DTA 分析用試料とした。

<c> 分析方法

前述とおり調整した試料を 45 ~ 80 mg 分取し、表 2.2-13 に示す条件にて分析を行った。

表 2.2-12 TG-DTA 分析試料一覧

養生条件	材齢 (日)	試料採取位置	セメント改良土	
			添加率 3.5 %	添加率 5.3 %
封緘養生	7	供試体全体	●	●
	28	供試体全体	●	●
	672	外縁部 (0-5 mm)	—	●
		中心部 (20-25 mm)	—	●
水浸養生 (酸性雨)	672	外縁部 (0-5 mm)	●	●
		中心部 (20-25 mm)	●	●

* ●は分析を行った試料を示す。

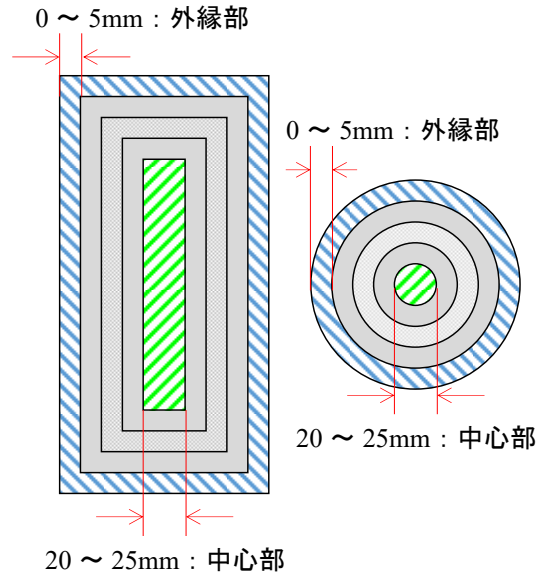


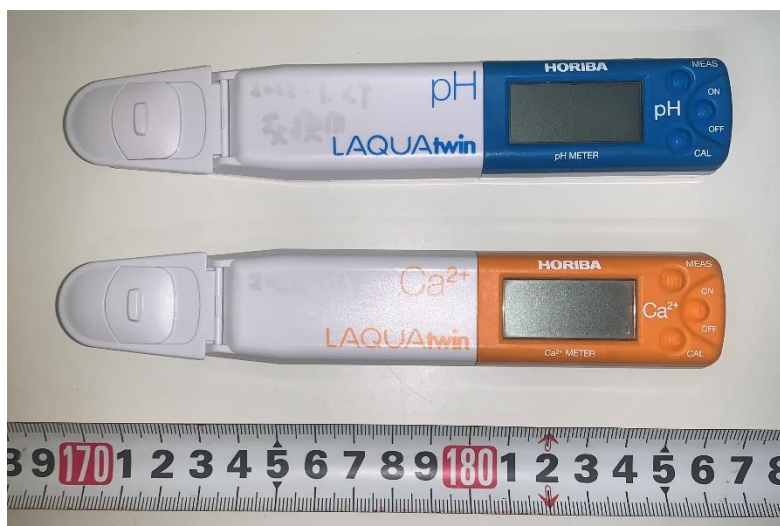
図 2.2-18 TG-DTA 試料採取位置

表 2.2-13 TG-DTA 計測条件

基準物質	アルミナ				
温度プログラムモード	ランプ				
冷却ユニット	自動冷却				
温度プログラム	Cel	Cel	Cel/min	min	s
	30	1000	20	5	0.5
ガス 1 (Air)	0 mL/min				
ガス 2 (N2)	120 mL/min				
パン	Pt				

(5) 養生水の化学試験

供試体から養生水中へ溶脱したイオンや、それに伴う pH の変化を調べるために養生水の化学分析を行った。計測した対象は、図 2.2-8 に示したとおり養生水の pH、Ca イオン濃度及び SO₄ イオン濃度である。pH 及び Ca イオン濃度はコンパクトメータ（堀場 LAQUA twin B-712、B-751）を用いた（図 2.2-19）。SO₄ イオン濃度はイオンクロマトグラフ（JIS K 0102 41.3）により計測した。



上：pH 計測用 堀場 LAQUA twin B-712、下：Ca イオン濃度計測用 LAQUA twin B-751

図 2.2-19 pH、Ca イオン濃度計測用 コンパクトメータ

第3章 暴露した改良土の一軸圧縮試験による長期安定性評価【東京大学、フジタ】

本章では暴露した改良土の一軸圧縮試験結果及びその経時変化を養生水の化学試験結果に基づき考察した結果を記す。ここで、本章で用いる各改良土の略記を表 3.1-1 に再度示す。

表 3.1-1 各改良土の略記

改良土	石灰改良土 (生石灰)			セメント改良土 (セメント系固化材)		
添加率 (%)	1.2	2.5	3.8	1.7	3.5	5.3
略記	L1.2%	L2.5%	L3.8%	C1.7%	C3.5%	C5.3%

3.1 一軸圧縮試験

3.1.1 一軸圧縮試験結果

(1) 一軸圧縮強さと暴露期間 (材齢) の関係

材齢 7 日、約 2 年で得られた石灰改良土の代表的な応力ひずみ関係を図 3.1-1 に、セメント改良土の関係を図 3.1-2 にそれぞれ示す。いずれも封緘養生 (不飽和) の一軸圧縮強さ (以下、 q_u という) が 7 日で 100 kN/m² 程度となることを目標とした基準ケース (生石灰添加率 2.5 % (L2.5%)、セメント添加率 3.5 % (C3.5%)) の結果である。石灰改良土の応力ひずみ関係は、材齢に関わらず封緘 (不飽和) 以外の供試体の養生条件の影響は小さいが、セメント改良土は材齢が進むと養生条件に応じて応力ひずみ関係が大きく異なっていることが分かる。

封緘、水浸養生環境における石灰改良土の q_u 値と材齢との関係を図 3.1-3 に、セメント改良土の関係を図 3.1-4 に示す。ここで、各改良土の最小添加率のケース (L1.2%、C1.7%) については供試体の強度が低く、十分に飽和度を上げることができなかつたことから、参考値として示すに留める。

すべての養生日数において、各改良材、添加率で封緘養生 (不飽和) の q_u 値が最も大きく、次いで封緘養生 (飽和) の q_u 値が大きかった。また、材齢の経過に伴う q_u の増加が確認された。強さの増加は添加率の大きいケースほど長期に渡って継続した。

石灰改良土について、材齢約 1 年の L3.8%を除き、石灰改良土の水浸養生、封緘→水浸養生と封緘養生 (飽和) の間で q_u の差異は小さかった (図 3.1-3)。L3.8%においてのみ、材齢 168 日から約 1 年までの間に水浸養生の q_u が低下した。詳細に見ると、封緘養生は前述のとおり L2.5%、L3.8%のいずれも材齢約 2 年にかけて q_u が継続的に増加した。また、L3.8%については材齢 7 日から 28 日にかけての増加が特に大きくなった。水浸養生は L2.5%と L3.8%で q_u が異なる変化を示した。L2.5%水浸養生は材齢 7 日以降、時間経過に伴う q_u の増加が生じず概ね一定の値を示した。この q_u の経時変化について、養生水に酸性雨を用いたケースと純水を用いたケースでは両者に大きな差異はなかつた。一方、L3.8%水浸養生は材齢約半年まで q_u が封緘養生と同様に増加した。材齢約半年以降は時間経過に伴う q_u の増加が止まり材齢約 1 年にて微減した後、概ね一定の値を示した。この結果、L2.5%水浸養生では材齢約半年から、L3.8%水浸養生では材齢約 1 年から q_u が封緘養生 (飽和) を下回った。L2.5%封緘養生→水浸養生については、水浸開始後の q_u の変化は小さく、各材齢で水浸養生と概ね同じ値を示した。

セメント改良土では C3.5%で材齢 28 日、C5.3%で材齢 168 日から、水浸養生の q_u 値は封緘養生 (飽和) よりも小さくなった (図 3.1-4)。封緘→水浸養生の q_u は材齢約 1 年でわずかに封緘養生 (飽和) を下回ったが、水浸養生と比較すると常に大きく、水浸による強度低下は初めの封緘養生が長いほど

小さいことがわかった。詳細に見ると、封緘養生について、C3.5%、C5.3%のいずれも材齢28日まで q_u の増加率が高かった。その後、時間経過と共に q_u の増加率は低下し、材齢約半年で概ね一定値となった。水浸養生について、C3.5%では材齢28日から q_u の増分が封緘養生（飽和）に比べて小さくなり、材齢約2年には q_u が低下に転じた。ただし、C3.5%封緘養生の材齢7日における q_u を下回ることはなかった。この q_u の経時変化について、養生水に酸性雨を用いたケースと純水を用いたケースでは両者に大きな差異はなかった。C5.3%水浸養生では材齢約半年において q_u の増分が封緘養生（飽和）に比べて小さくなった。この材齢約半年をピークに以降は q_u が低下に転じた。ただし、材齢約2年においても、C5.3%封緘養生の材齢28日における q_u を下回ることはなかった。C3.5%封緘養生→水浸養生について、水浸養生開始以降は材齢とともに q_u が低下した。ただし、材齢約2年においても材齢初期に水浸養生を開始した試料の q_u よりは大きく、C3.5%封緘養生の材齢7日の q_u を下回ることはなかった。

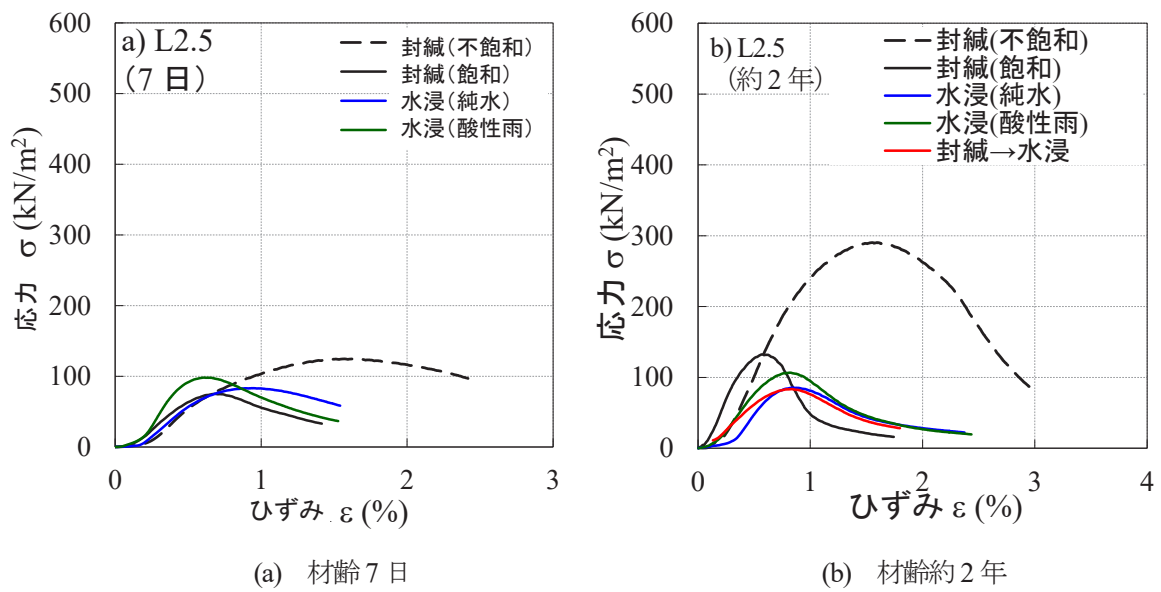


図 3.1.1 石灰改良土（添加率2.5%） 一軸圧縮試験の応力ひずみ関係

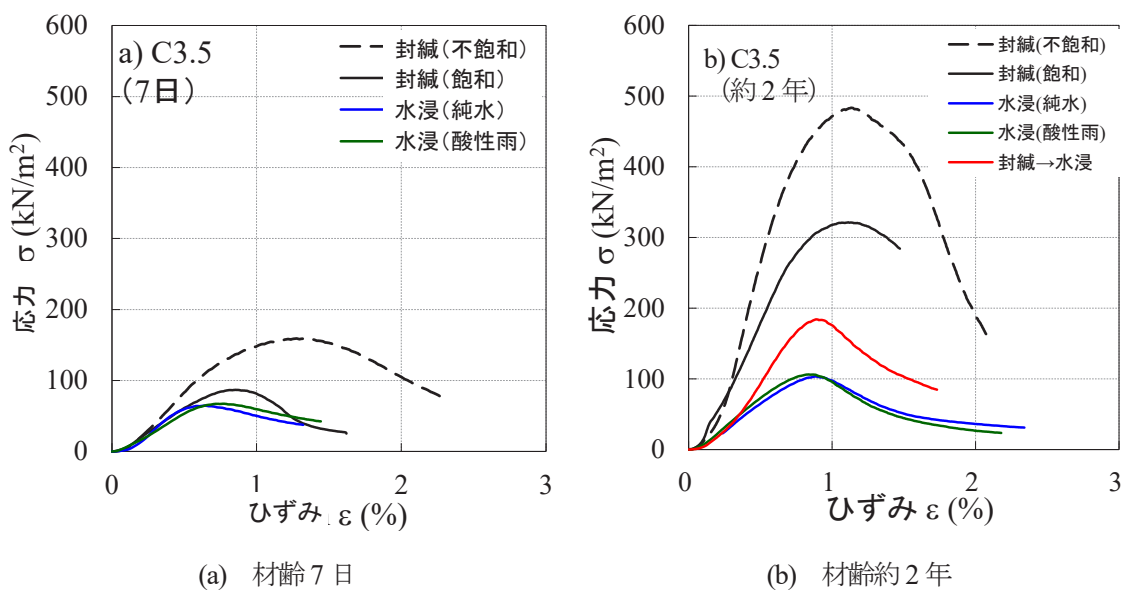


図 3.1.2 セメント改良土（添加率3.5%） 一軸圧縮試験の応力ひずみ関係

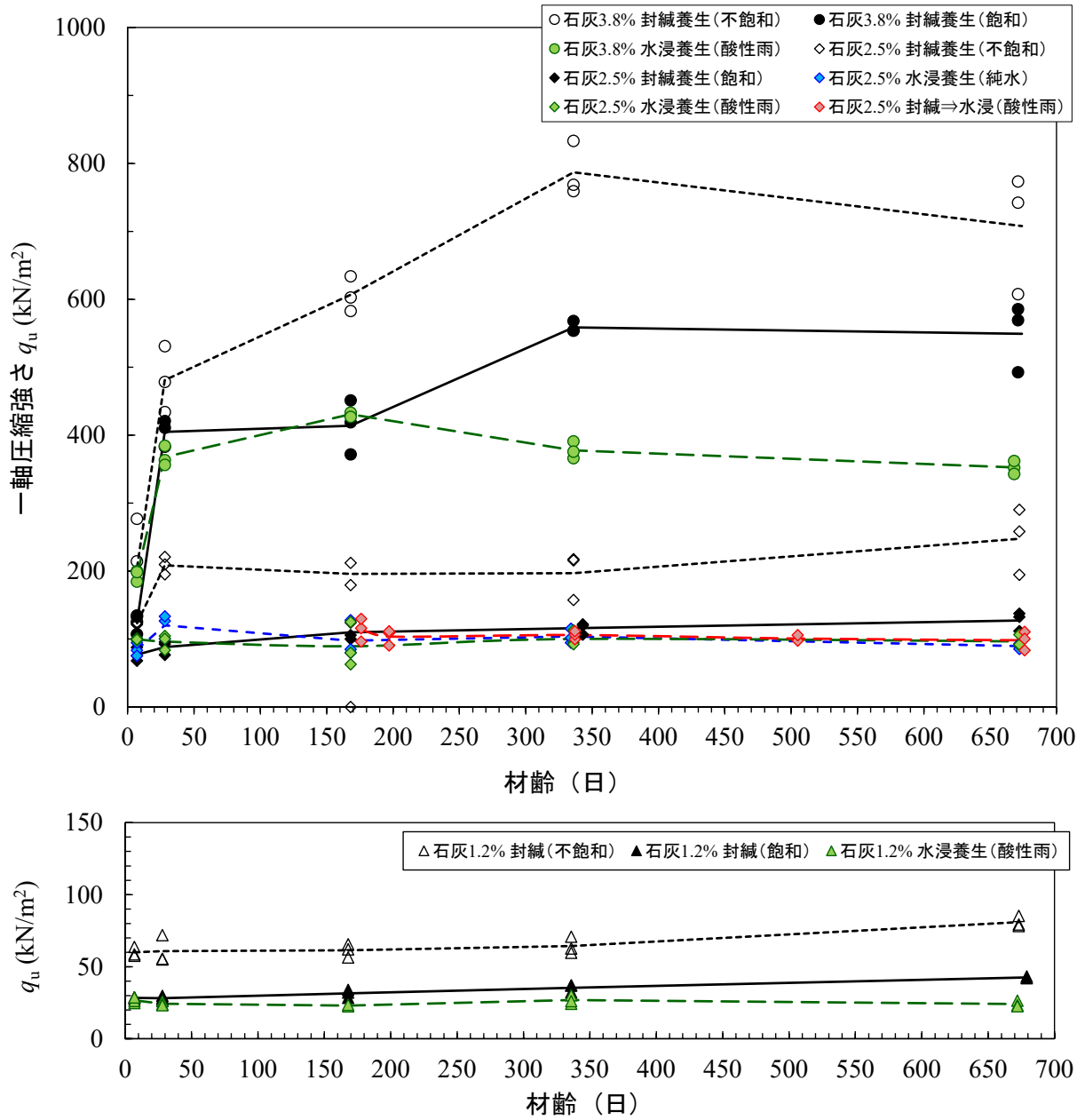


図 3.1-3 石灰改良土における異なる養生条件での改良土の一軸圧縮強さ q_u と暴露期間の関係

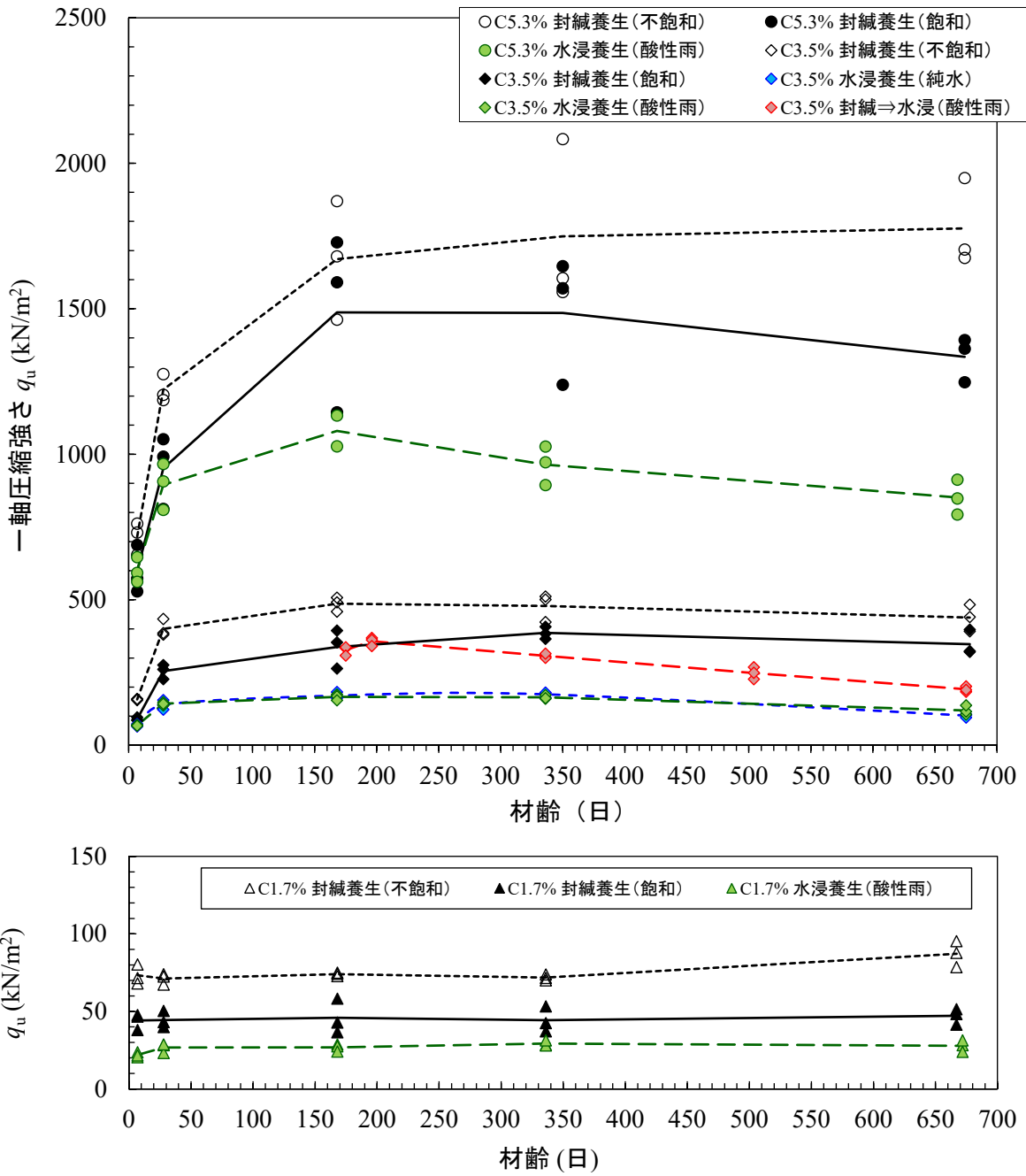


図 3.1-4 セメント改良土における異なる養生条件での改良土の一軸圧縮強さ q_u と暴露期間の関係

(2) 割線変形係数 (E_{50}) と暴露期間 (材齢) の関係

石灰改良土の割線変形係数 (以下、 E_{50} という) と材齢との関係を図 3.1-5 に、セメント改良土の関係を図 3.1-6 に示す。

石灰改良土 (図 3.1-5) について、L2.5%では材齢の経過や養生条件の違いによる E_{50} の差は明瞭でなく、初期材齢での値からほとんど変化がなかった。詳細に見ると、封緘養生では材齢約半年以降も E_{50} は微増しており、このため材齢約 2 年時の E_{50} を見ると水浸養生が封緘養生を下回る結果となった。L3.8%では材齢 7 日から 28 日で全ての養生条件での E_{50} が増加した。その後、水浸養生では材齢半年をピークに減少に転じ、材齢約 2 年での E_{50} は、L2.5%と同様に水浸養生が封緘養生を下回った。

セメント改良土 (図 3.1-6) について、封緘養生 (不飽和、飽和) の E_{50} が同一材齢において概ね同じ値となった。養生日数の経過に伴う E_{50} の変化、封緘 (飽和)、水浸養生の E_{50} の差異は、 q_u から得られた傾向と概ね一致していた。C3.5%については、材齢 28 日より水浸養生の E_{50} が封緘養生の E_{50} を下回ったのに対し、C5.3%では材齢 28 日では両者に明確な差はなく、遅れて材齢約半年の E_{50} において水浸養生が封緘養生を下回った。

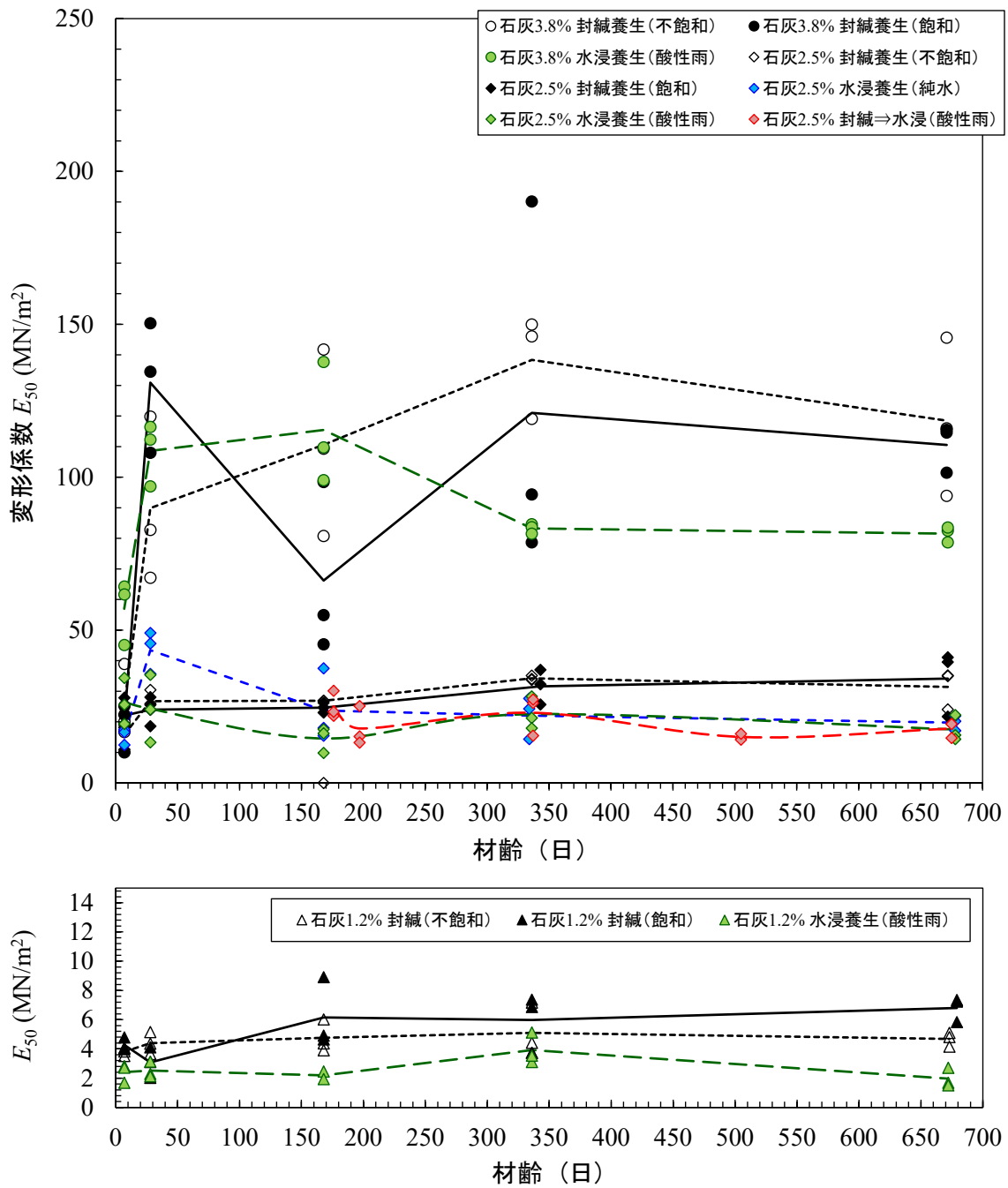


図 3.1-5 石灰改良土における異なる養生条件での改良土の割線変形係数 E_{50} と暴露期間の関係

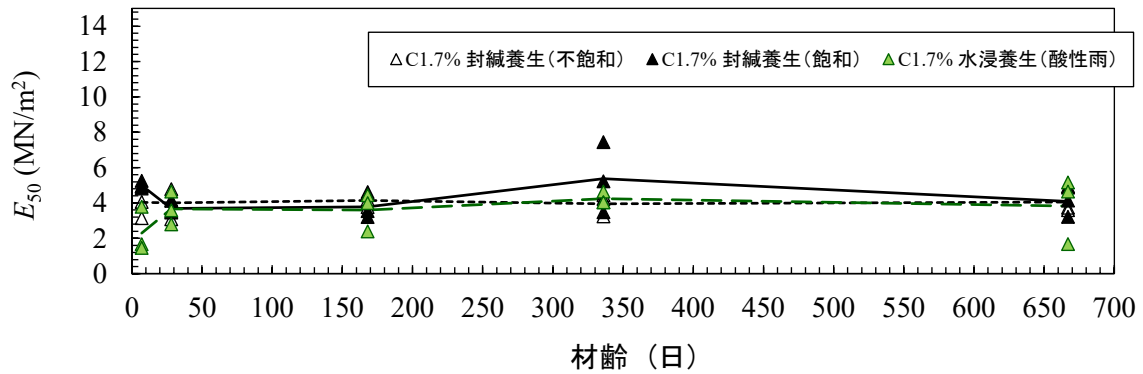
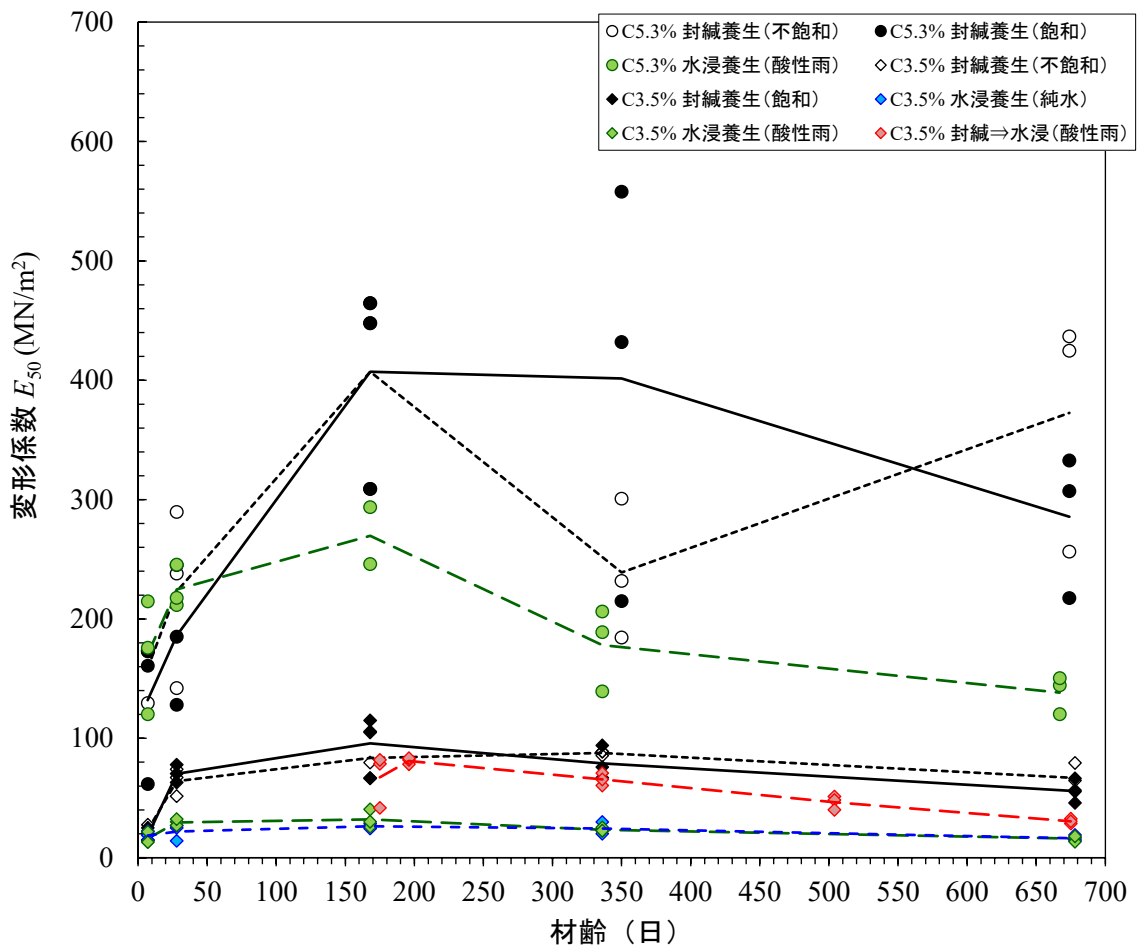


図 3.1-6 セメント改良土における異なる養生条件での改良土の割線変形係数 E_{50} と暴露期間の関係

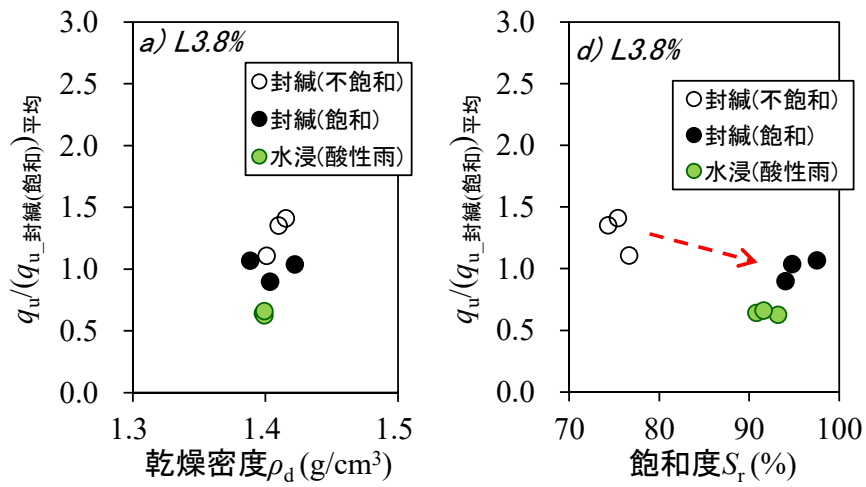
3.1.2 一軸圧縮強さ比と乾燥密度、飽和度との関係

石灰改良土の材齢約 2 年における強さ比と、乾燥密度及び飽和度との関係を図 3.1-7 に、セメント改良土の関係を図 3.1-8 にそれぞれ示す。強さ比は、材齢約 2 年における封緘養生、水浸養生の各 q_u 値を、同じく材齢 2 年の封緘養生（飽和）の q_u 平均値 ($(q_u)_{封緘(飽和)平均}$) で除した値である。

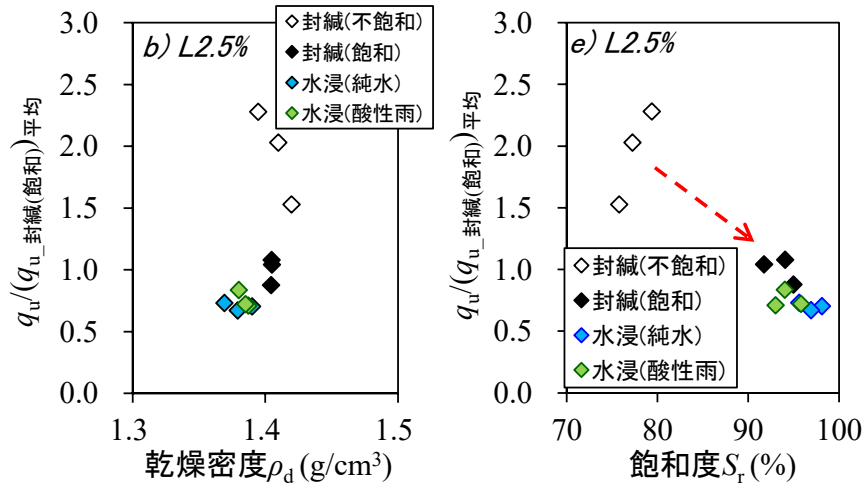
石灰改良土について図 3.1-7(a)(b)より、L3.8%、L2.5%における封緘養生（不飽和）の強さ比は 1.2～1.4 程度であった。封緘養生供試体の乾燥密度は不飽和供試体と飽和供試体で同程度であったが、飽和度（含水比）は封緘養生の不飽和供試体の方が飽和供試体より低かった。このことから石灰改良土の封緘養生（飽和）供試体は、飽和度の増加に伴うサクシジョンの低下により q_u 値が低下したと考えられる。一方で水浸養生の強さ比は 0.7～1 であったが、封緘養生（飽和）と水浸養生供試体の乾燥密度及び飽和度は概ね同程度であった。したがって、石灰改良土の封緘養生（飽和）と水浸養生の q_u 値の差は物理的性質によるものでなく、化学的性質の変化によるものであると考えられる。

セメント改良土について図 3.1-8(a)(b)より、C5.3%、C3.5%において水浸養生の強さ比はいずれも 1 より小さい値であったが、封緘（飽和）、水浸養生供試体の乾燥密度と飽和度は同程度の値であった。したがって、石灰改良土と同様に、セメント改良土の封緘養生（飽和）と水浸養生の q_u 値の差は物理的性質によるものでなく、化学的性質の変化によるものであると考えられる。

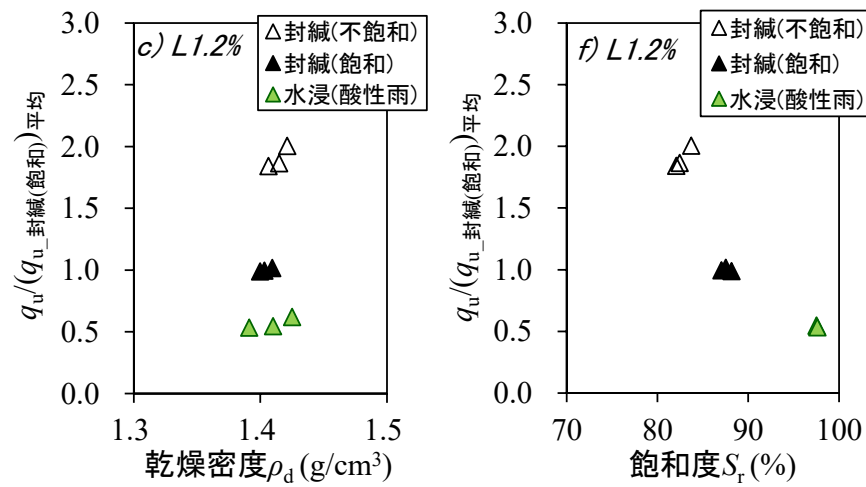
なお、添加率の最も低い L1.2%、C1.7%では、前述のとおり強度の都合上封緘（飽和）供試体の飽和度を十分に高めることが出来なかったため、物理的性質の強度への影響を明確には説明できなかった。



(a) 石灰改良土 添加率 3.8% (L3.8%)

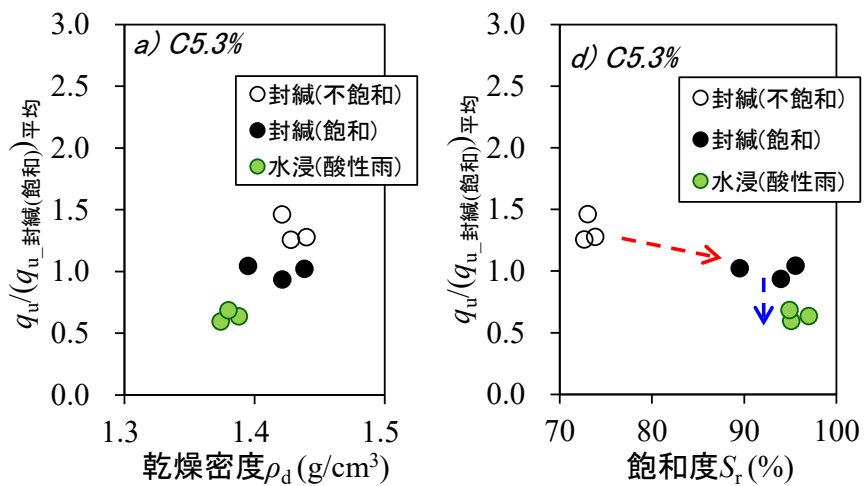


(b) 石灰改良土 添加率 2.5% (L2.5%)

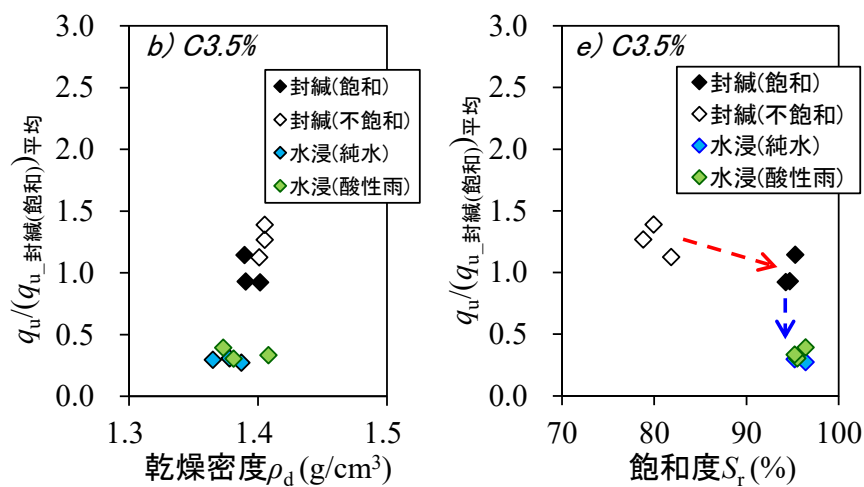


(c) 石灰改良土 添加率 1.2% (L1.2%)

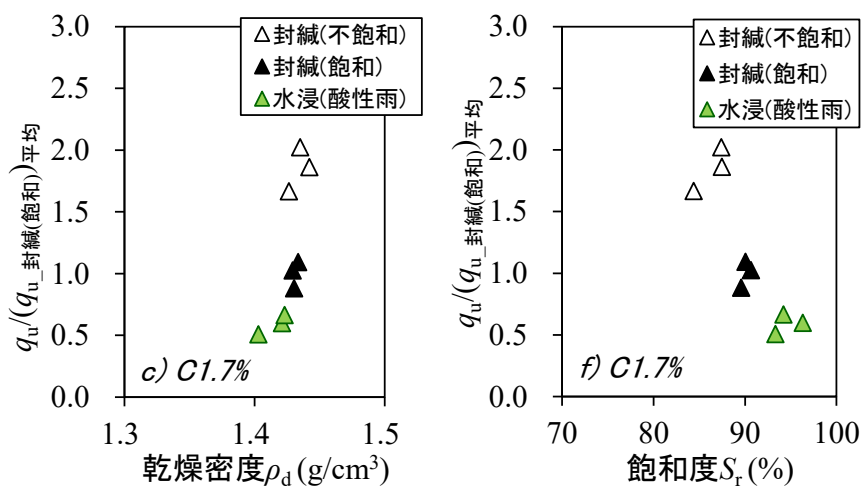
図 3.1-7 石灰改良土における一軸圧縮強さ比と乾燥密度 ρ_d および飽和度 S_r の関係



(a) セメント改良土 添加率 5.3% (C5.3%)



(b) セメント改良土 添加率 3.5% (C3.5%)



(c) セメント改良土 添加率 1.7% (C1.7%)

図 3.1-8 セメント改良土における一軸圧縮強さ比と乾燥密度 ρ_d および飽和度 S_r の関係

3.2 養生水の水質分析

本節では、改良土の強度特性に及ぼす化学的性質の影響を調べるために、水浸養生条件の供試体の養生水の pH、Ca イオン濃度、SO₄ イオン濃度を定期的に測定した結果について考察する。

3.2.1 Ca イオン濃度の補正

養生水の Ca イオン濃度計測は、原則としてコンパクトメータ（堀場 LAQUA twin B-751 以下、コンパクト型水質計という）を用いたが、改良土の材齢が約 500 日以降に採取した養生水の試料については原子吸光分析による Ca イオン濃度計測も実施した。ここで、コンパクト型水質計は電極式による計測である。

コンパクト型水質計と原子吸光分析による Ca イオン濃度の計測結果の関係を図 3.2-1 に示す。同図の横軸は水浸溶液を採水した直後にコンパクト型水質計で計測した Ca イオン濃度、縦軸は同時に採水した溶液を原子吸光分析にて別途測定した結果である。なお、コンパクト型水質計の精度が±20% であることから、横軸方向には 20% のエラーバーを付した。また同図中には、セメント改良土および石灰改良土の試験結果全てを母集団とし、最小二乗法により求めた回帰直線も示した。

図 3.2-1 より、いずれの溶液についてもコンパクト型水質計で計測した Ca イオン濃度が原子吸光分析による Ca イオン濃度を大きく上回る結果となった。主な原因として考えられる項目は以下のとおりであるが、各項目が計測値の差に与える影響の大きさは不明である。

- ・ 分析試料の濃度と、コンパクト型水質計の校正標準液濃度の不一致（大多数の試料の濃度が数十 ppm であるのに対し、水質計は 150 ppm と 2000 ppm の標準液による 2 点校正）
- ・ 微粒子（土粒子、水和物等）を含む試料状態
- ・ 妨害イオンの影響（Fe²⁺, Zn²⁺, Fe³⁺, Cu²⁺ 等が挙げられるが、各試料の含有量はいずれも概ね検出限界以下）
- ・ 試料の pH（水質計の仕様では pH4～12 での動作を保証しており、養生水試料はその範囲内であるが、アルカリ性の溶液を計測していることが計測結果に影響した可能性）

原子吸光分析がより信頼性が高いと判断したが、特に養生初期の水質分析はコンパクト型水質計のみで行っていたことから、コンパクト型水質計の計測結果を以下の回帰式で補正することにより Ca 溶脱量の経時変化を示すこととする。

$$\text{Ca イオン濃度補正值} = 0.468 \times \text{コンパクト型水質計による Ca イオン濃度} \dots\dots\dots (式 3.2-1)$$

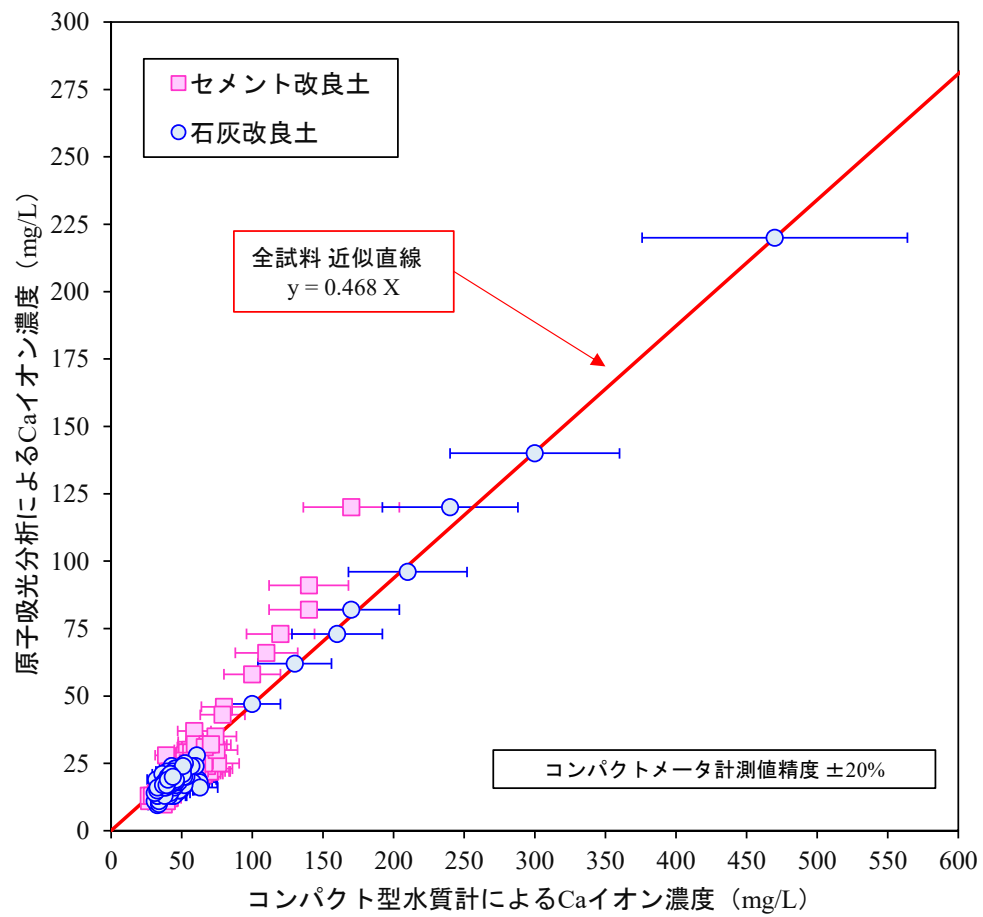


図 3.2-1 コンパクトメータと原子吸光分析による Ca イオン濃度計測結果

3.2.2 養生水の水質分析結果

(1) pH の経時変化

材齢 879 日までの石灰改良土の養生水の pH の経時変化を図 3.2-2 に、セメント改良土の経時変化を図 3.2-3 に示す。

石灰改良土について初期材齢は約 pH 11 ~ 12 だったが、L1.2%水浸養生は水浸直後から、L2.5%の水浸養生は純水、酸性雨ともに約半年 (168 日) 以降から、L3.8%水浸養生および L2.5%の封緘→水浸も約 1 年 (336 日) 以降から pH が低下し始め、最終的には全ての条件で pH 9 を下回る結果になった。

セメント改良土は、初期材齢における pH が石灰改良土よりもやや低い約 pH 10.5 ~ 11.5 であった。C1.2%水浸養生は水浸直後から、C3.5%水浸養生は純水、酸性雨ともに石灰改良土 (L2.5%) の半分の 84 日以降から、C5.3%水浸養生および C3.5%の封緘→水浸も同様に石灰改良土 (L3.8%水浸養生、及び S2.5%封緘→水浸) の時の半分の 168 日以降から低下し始めた。最終的には全ての条件で pH 8.5 を下回る結果になった。最も添加率の小さい L1.2%、C1.7% の pH は他の添加率よりも常に小さかった。

養生水の水質 (酸性雨/純水) により pH に顕著な差は認められなかった。

(2) Ca イオン濃度の経時変化

石灰改良土の養生水への Ca イオンの累積溶脱量を図 3.2-4 に、累積溶脱率を図 3.2-5 に示す。累積溶脱量は 1 供試体あたりの養生水に溶脱した Ca イオンの累積量に相当し、累積溶脱率は、石灰、セメントの化学組成 (表 2.1-2) と、添加率に基づいて 1 供試体あたりの改良材による Ca 量の増分を求め、Ca の累積溶脱量を除して求めた値である。同様にセメント改良土の累積溶脱量を図 3.2-6 に、累積溶脱率を図 3.2-7 に示す。石灰改良土は添加率によらず、水浸期間に応じて溶脱率が増加したが、セメント改良土は添加率により異なり、C1.2%および C3.5%では石灰改良土と同様に水浸期間に応じて溶脱率が増加したが、C5.3%では溶脱率が小さかった。

養生水の水質 (酸性雨/純水) により Ca 溶脱量に顕著な差は認められなかった。

(3) SO₄ イオン濃度の経時変化

石灰改良土の養生水への SO₄ イオンの累積溶脱量を図 3.2-8 に、累積溶脱率を図 3.2-9 に、セメント改良土の累積溶脱量を図 3.2-10 に、累積溶脱率を図 3.2-11 に示す。SO₄ の溶脱率は Ca の溶脱率よりも高く、特に C1.7%、C3.5%では初期材齢における溶脱の進行が顕著であった。

C3.5%の SO₄ 溶脱量は、養生水を酸性雨としたケースの方が養生水を純水としたケースよりわずかに大きかった。

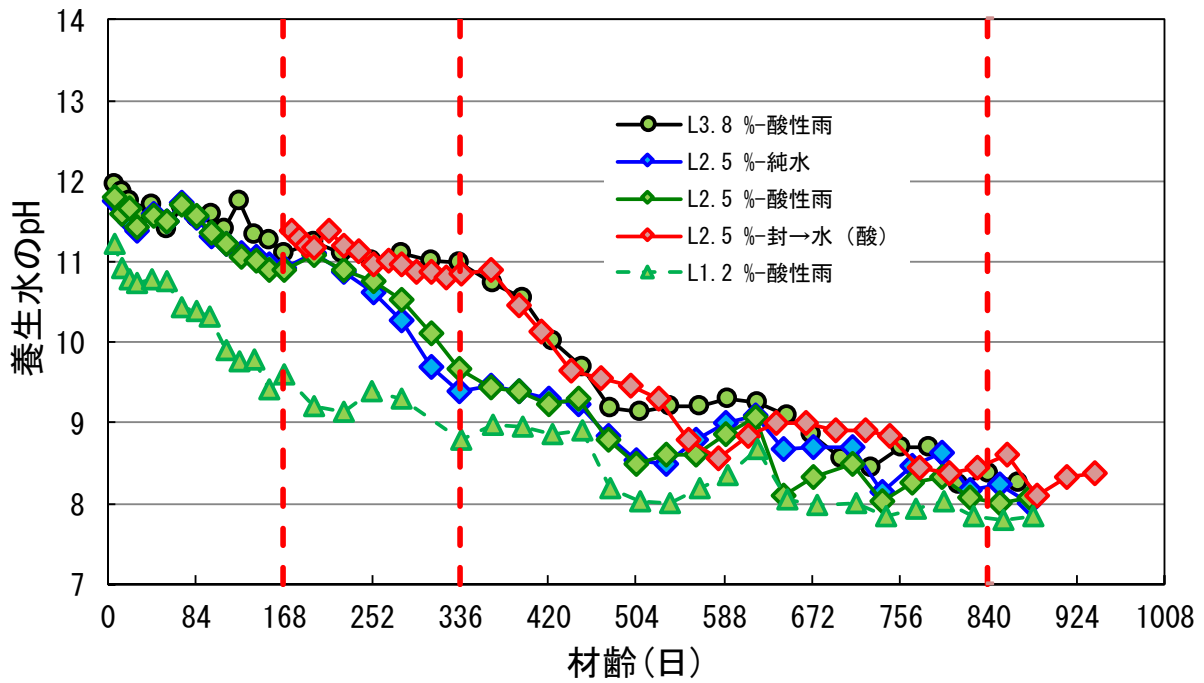


図 3.2-2 養生水の pH の経時変化 (石灰改良土)

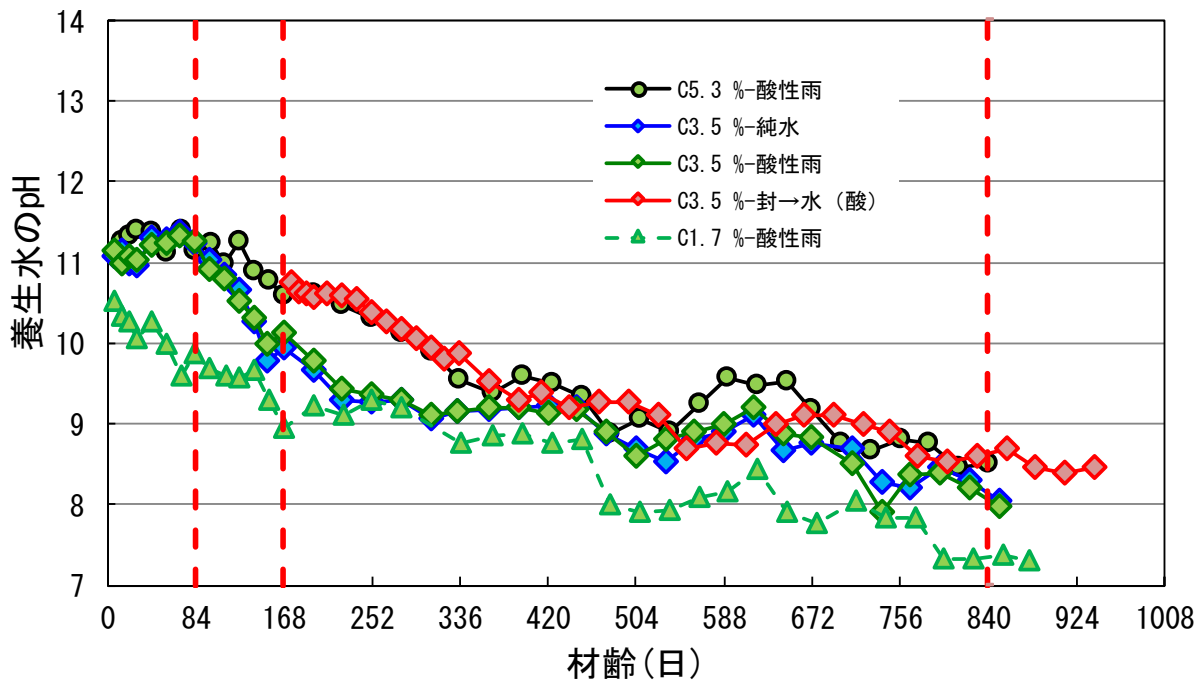


図 3.2-3 養生水の pH の経時変化 (セメント改良土)

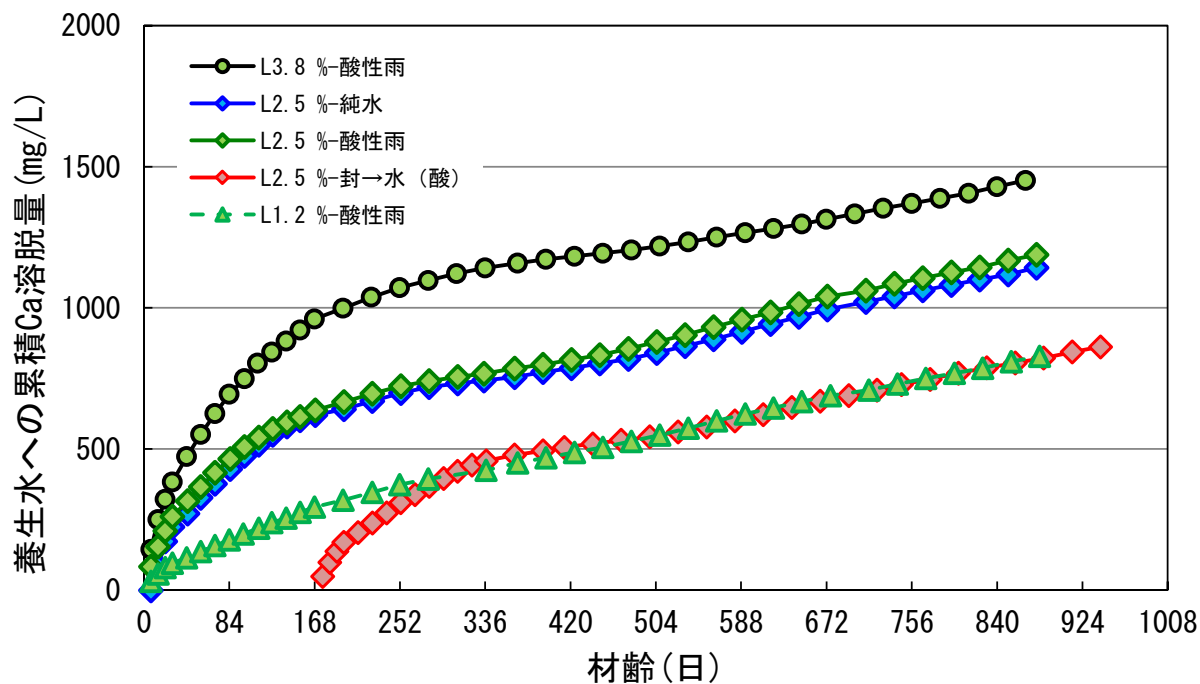


図 3.2-4 累積 Ca 溶脱量の経時変化 (石灰改良土)

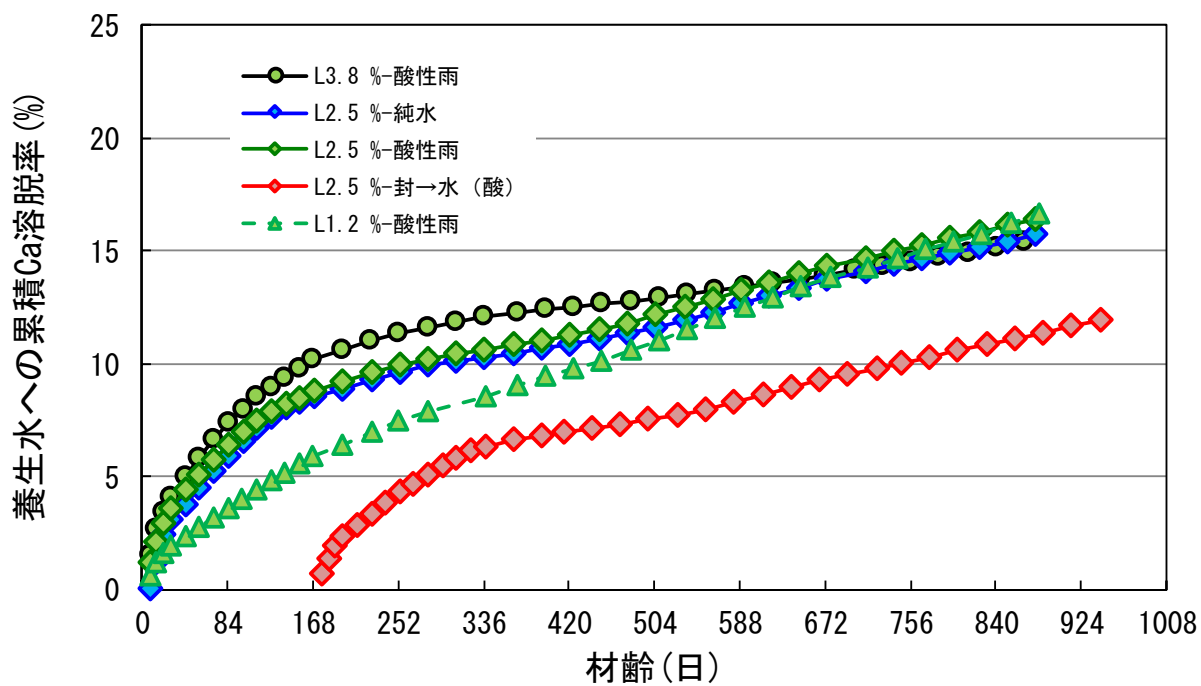


図 3.2-5 累積 Ca 溶脱率の経時変化 (石灰改良土)

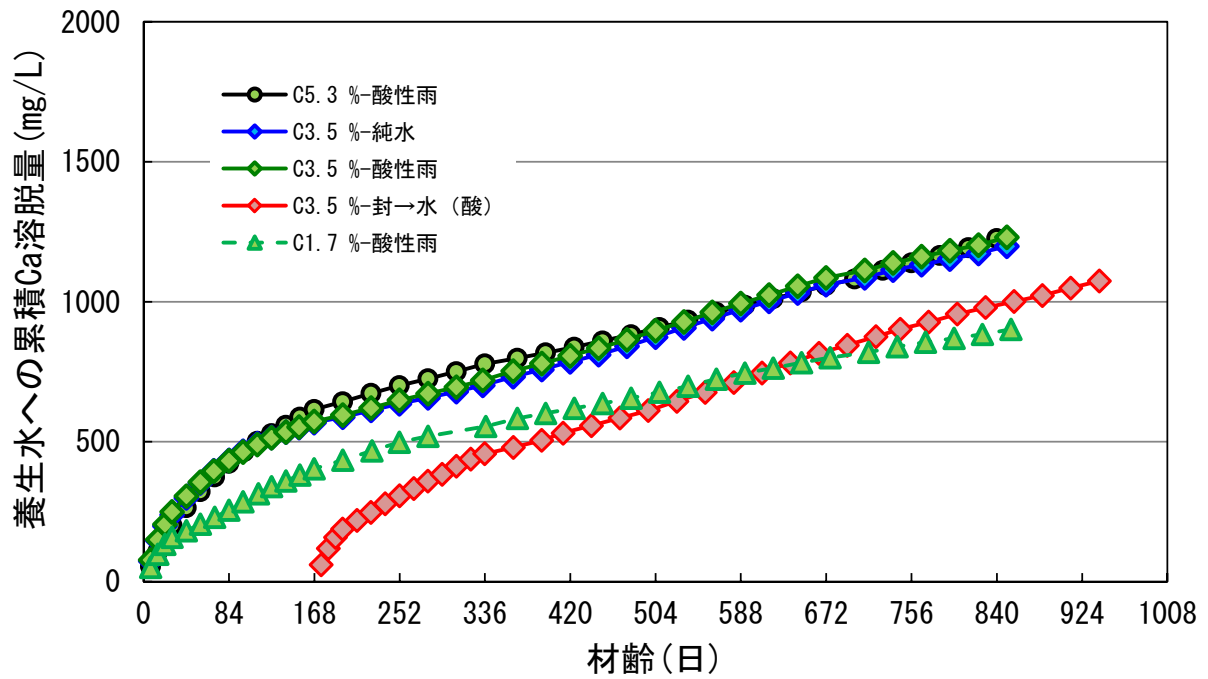


図 3.2-6 累積 Ca 溶脱量の経時変化 (セメント改良土)

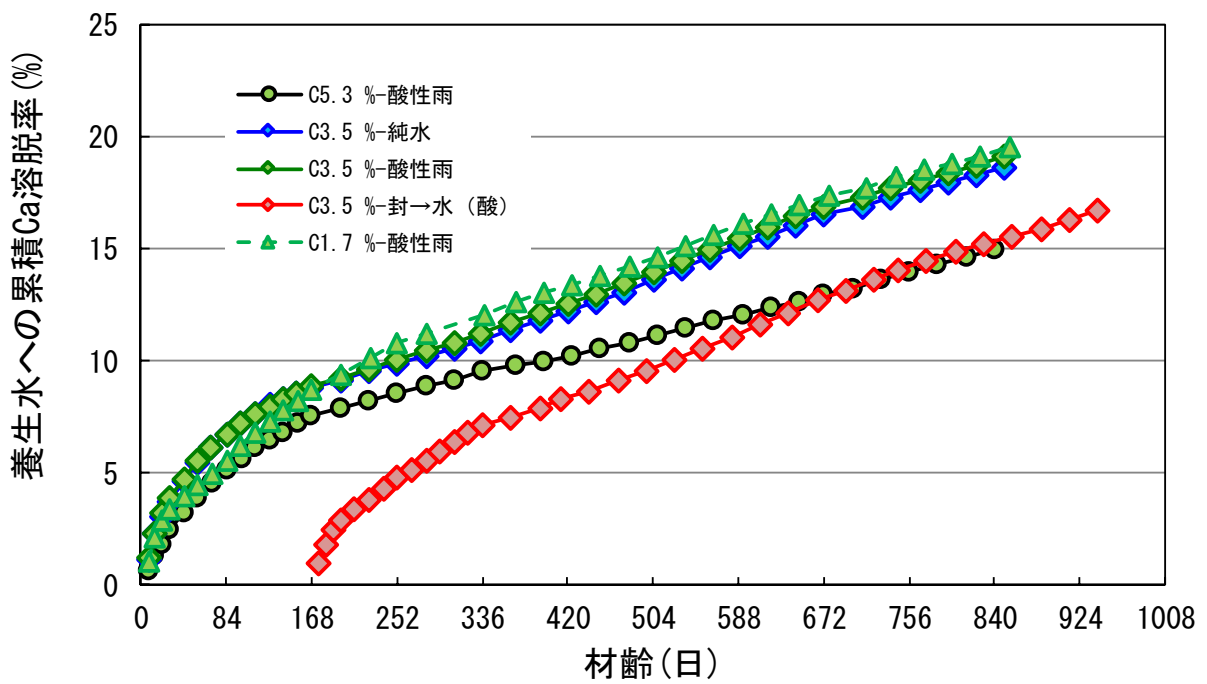


図 3.2-7 累積 Ca 溶脱率の経時変化 (セメント改良土)

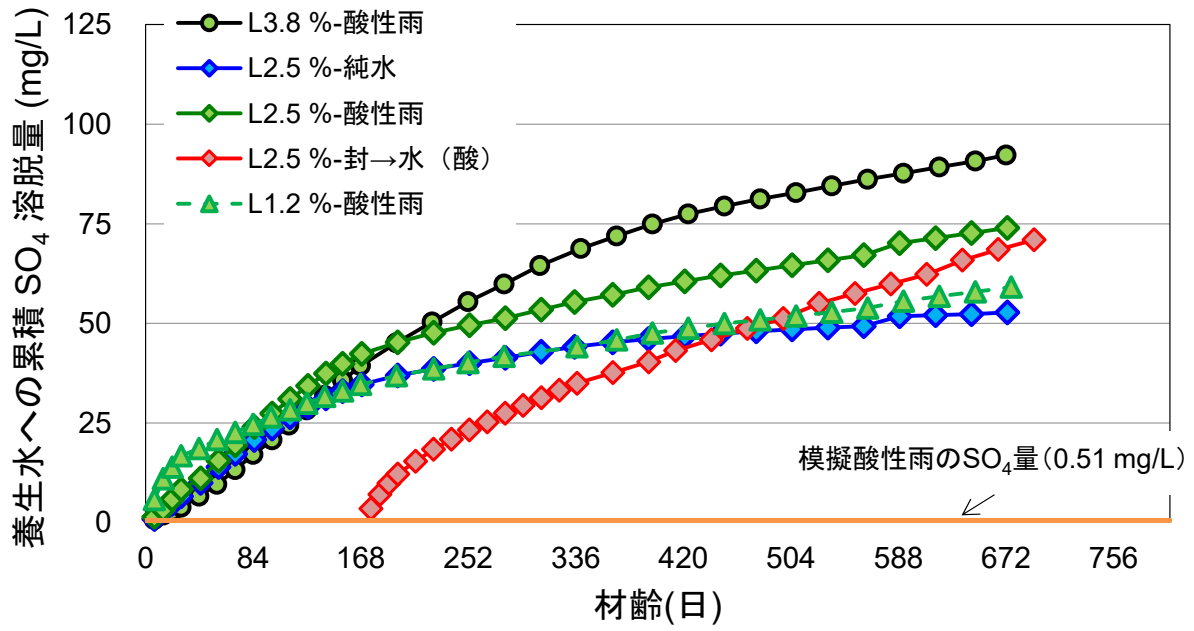


図 3.2-8 累積 SO_4 溶脱量の経時変化 (石灰改良土)

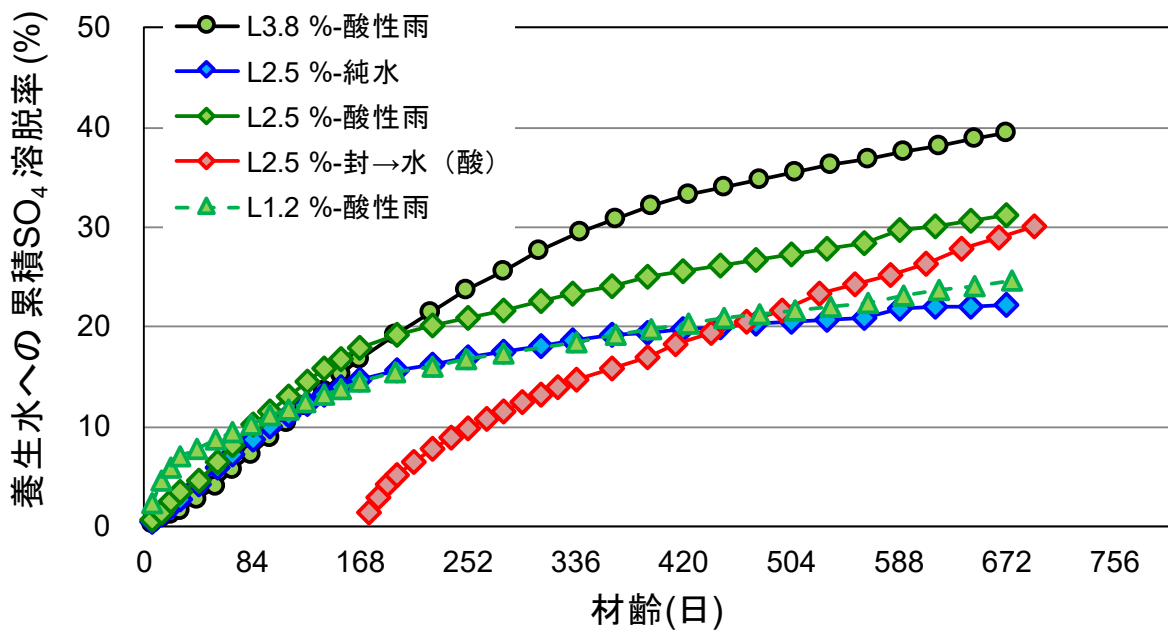


図 3.2-9 累積 SO_4 溶脱率の経時変化 (石灰改良土)

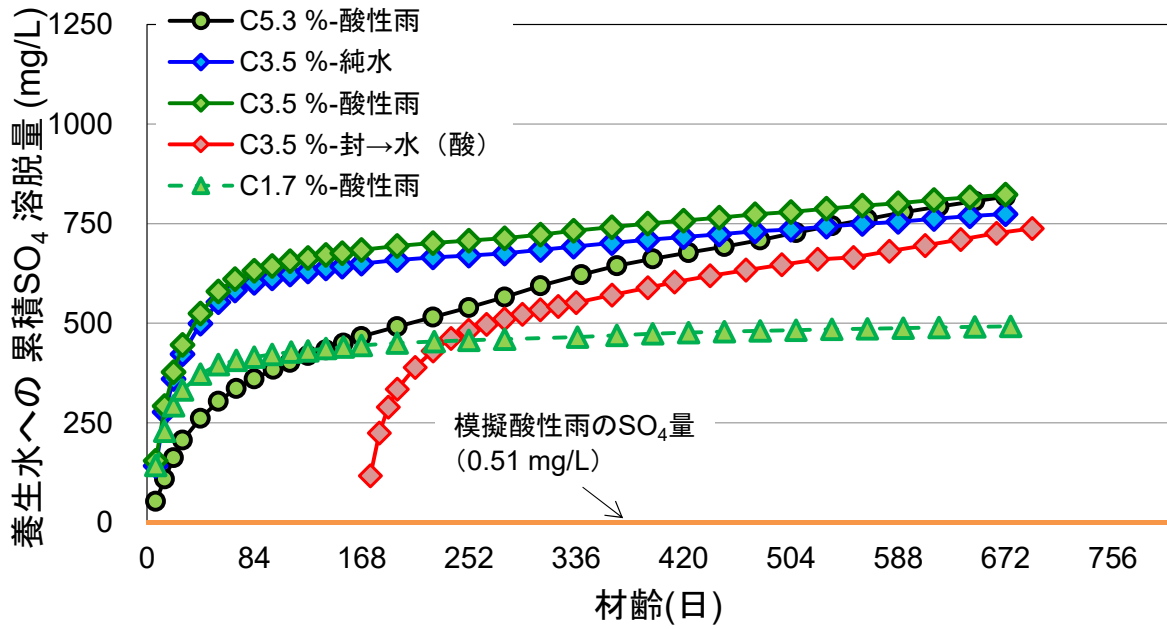


図 3.2-10 累積 SO₄溶脱量の経時変化 (セメント改良土)

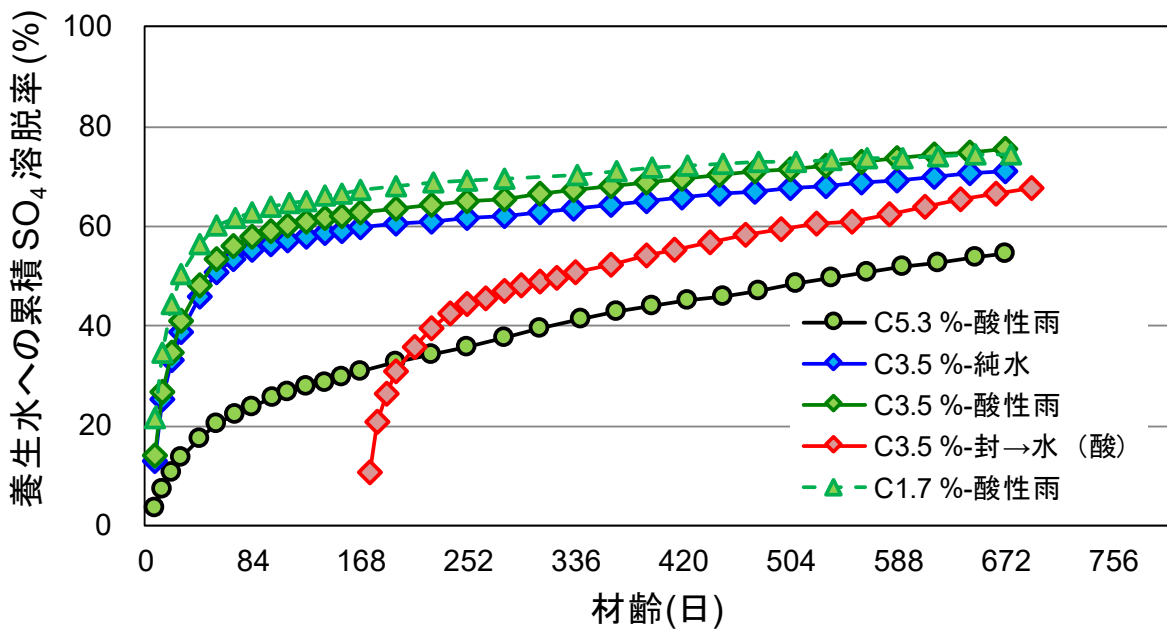


図 3.2-11 累積 SO₄溶脱率の経時変化 (セメント改良土)

3.2.3 一軸圧縮強さ比と pH、Ca イオン、SO₄ イオン残留率との関係

セメント改良土の水浸養生による pH の低下、Ca イオンの溶脱と、これら化学的性質の変化に伴う改良土の劣化（強度の低下）は多くの既往研究で報告されてきた。例えば土田ら²³⁾は、海水環境下で供試体表面からエトリンガイトの消失を示唆する X 線回折分析（以下、XRD という）結果が得られたことを報告しており、橋本ら²⁴⁾は大黒粘土を用いて単位セメント量を変化させたセメント改良土の室内暴露試験を行い、針貫入試験から求めた圧縮強度とエネルギー分散型 X 線分析（EDX）で測定した Ca イオン含有量から、改良土の Ca イオン量含有比率と一軸圧縮強度比の関係を導いている。

本研究の酸性雨または純水による水浸養生環境下でも、Ca イオン、SO₄ イオンを含む水和物の消失がセメント改良土の劣化の一因となり、一軸圧縮強さに影響を及ぼした可能性が考えられる。そこで水浸養生供試体を対象に、養生日数 28、168、336、672 日の一軸圧縮強さ比（封緘養生、水浸養生の各 q_u 値の平均値 ($(q_u)_{平均}$) を、同材齢における封緘養生（飽和）の平均値 ($(q_u)_{封緘(飽和)平均}$) で除した値。以下、 q_u 比という。）と pH、Ca イオン残存率および SO₄ イオン残存率（セメント改良土のみ）の関係を整理した。なお、参考値扱い（3.1.1 (1)参照）である L1.2%及び C1.7%の結果は本図から除いた。

Ca イオン残存率は改良材由来の初期 Ca イオン含有量 Ca_{mi} （表 2.1-2 に基づき算定）に対する供試体中の Ca 含有量推定値 Ca_{cot} ' の比とした。 Ca_{cot} ' は、コンパクト型水質計による養生水中の Ca イオン濃度（補正值）から供試体 1 本あたりの Ca イオン累積溶脱量を算定し、これを Ca_{mi} から差し引くことで推定した。セメント改良土の SO₄ イオン残存率は、改良材由来の初期 SO₄ 含有量 SO_{4mi} （ただし、湿式分析による SO₃ 含有量から SO₄ 含有量に換算した値）に対する供試体中の SO₄ 推定含有量 SO_{4cot} ' の比とした。 SO_{4cot} ' は、イオンクロマトグラフによる養生水中の SO₄ イオン濃度から供試体 1 本あたりの SO₄ イオン累積溶脱量を算定し、これを SO_{4mi} から差し引くことで推定した。

石灰改良土の q_u 比と pH の関係を図 3.2-12 に、Ca イオン残存率との関係を図 3.2-14 にそれぞれ示す。pH、Ca イオン残存率のいずれも、値が低下するほど水浸養生の q_u 比は低下した。ここに改良材添加率や養生水の液性（酸性雨／純水）及び養生条件（材齢初期から水浸又は材齢途中から水浸）による差異は認められなかった。

セメント改良土の q_u 比と pH の関係を図 3.2-13 に、Ca イオン残存率との関係を図 3.2-15 に、SO₄ イオン残存率との関係を図 3.2-16 にそれぞれ示す。図 3.2-15 には、参考として、橋本ら²⁴⁾が提唱する関係式を黒点線で示している。石灰改良土と同様に、pH 又は Ca イオン残存率が低下するほど q_u 比も低下した。さらに、SO₄ イオン残存率についても値が低下するほど q_u 比は低下する結果となった。水浸により溶脱した Ca 及び SO₄ イオンの起源のひとつには供試体中の未反応イオンがある。この他に、一度生成された種々の水和物が時間経過とともに水浸の影響で分解され、イオンとして溶脱に至った可能性が考えられる。材齢約 2 年において推定された溶脱量は Ca イオンでは 2～3 割、SO₄ イオンでは初期含有量の大半であった。これらの溶脱量のうち水和物の分解を起源とするものについては、分解量に相当する水和物が発現していた強度も消失する。これにより水浸養生では q_u の増分が封緘養生と比較して小さくなった、又は q_u が低下したと考えられる。しかし、材齢約 2 年においても水浸養生の q_u が封緘養生の材齢初期に得られた q_u を大幅に下回ることにはなかった。この要因を検討するためには、供試体中の水和物の分布を直接評価することが有効であると考えられた。加えて、SO₄ は初期含有量が小さいため計測エラーの影響が大きくなること、計測値には美浦砂由来と考えられる SO₄ 溶脱量も含まれる可能性が石灰改良土で確認されたことなどから、別の計測手法を併用し、水和物の生成、溶脱状況を確認することが望ましい。したがって、SO₄ を含む水和物のひとつであるエトリンガイトに着目し、セメント改良土中での生成、溶脱状況を XRD にて分析することを第 4 章で試みた。

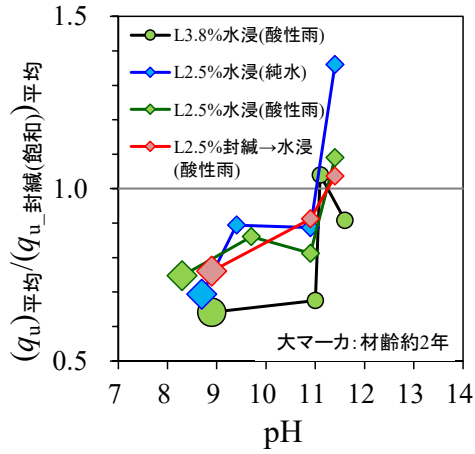


図 3.2-12 養生水の pH と q_u 比の関係 (石灰改良土)

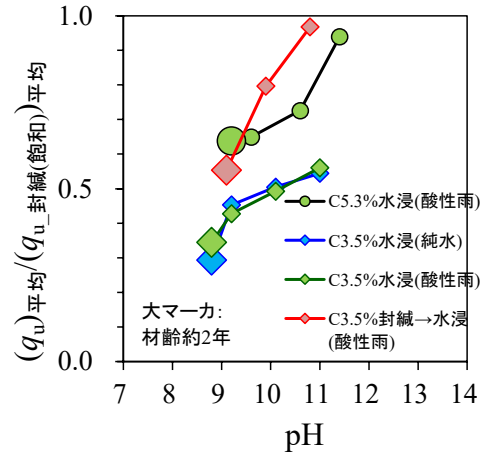


図 3.2-13 養生水の pH と q_u 比の関係 (セメント改良土)

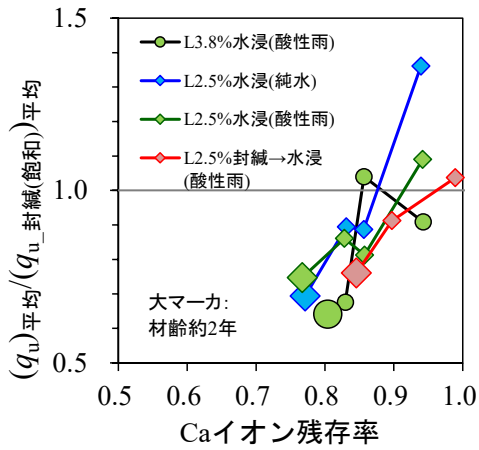


図 3.2-14 供試体の Ca イオン残存率と q_u 比の関係 (石灰改良土)

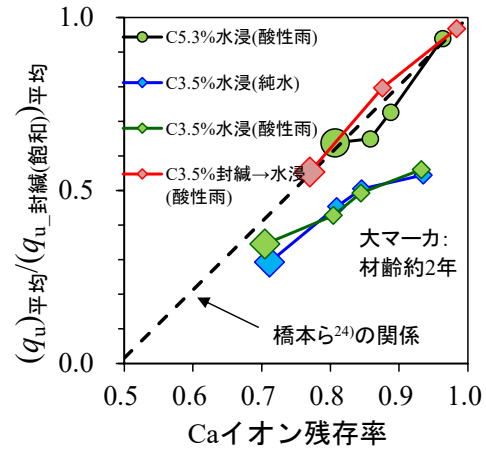


図 3.2-15 供試体の Ca イオン残存率と q_u 比の関係 (セメント改良土)

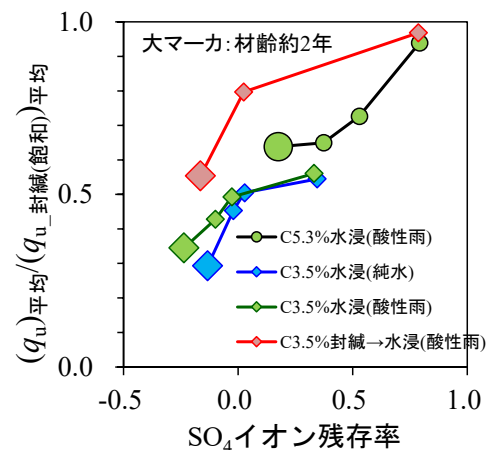


図 3.2-16 供試体の SO_4 イオン残存率と q_u 比の関係 (セメント改良土)

第4章 暴露した改良土の針貫入試験及び供試体の化学・鉍物分析による長期安定性評価
【東京大学、土木研究所、セメント協会】

本章では、暴露した改良土の局所的な強度を評価するために行った針貫入試験の結果及びその経時変化を供試体の化学分析及び鉍物分析結果に基づき考察した結果を記す。ここで、本章で用いる各改良土の略記を表4.1-1に再度示す。

表 4.1-1 各改良土の略記

改良土	石灰改良土（生石灰）			セメント改良土（セメント系固化材）		
添加率（%）	1.2	2.5	3.8	1.7	3.5	5.3
略記	L1.2%	L2.5%	L3.8%	C1.7%	C3.5%	C5.3%

4.1 針貫入試験

長期暴露した改良土について、前章では一軸圧縮試験により求めた供試体全体の強度を用いて評価・考察した。他方、長期暴露による影響は暴露境界である供試体表面から進展することがこれまでの研究（例えば 1）、25）でも示されてきた。このことから、本章では供試体断面方向の局所的な強度分布に着目し長期暴露した改良土の特性を評価する。この断面方向強度分布を計測するために、本研究では針貫入試験を実施した。針貫入試験は、改良土の劣化（強度変化）を評価する手法として従来の研究（例えば 1）、25）でも用いられてきた手法である。

4.1.1 針貫入試験方法の詳細

本研究の針貫入試験では、針の貫入長を変えた2種類の試験方法（試験方法A、試験方法B）をとった。供試体の寸法については、いずれの試験方法も直径 $\phi=50\text{ mm}$ 、高さ $H=100\text{ mm}$ で同一である。

(1) 試験方法A

試験方法Aでは、供試体表面から中心部まで連続して針貫入荷重を測定した。

供試体高さ方向の中心に貫入針が来るように供試体を設置した後、一定の速度（11 mm/min）で載荷台を上昇させ、貫入針を供試体中心付近（貫入長 $L=20\text{ mm}$ ）まで貫入させた（図4.1-1、①の位置）。1方向の貫入試験が終了したら、一旦貫入針を引き抜いて供試体を 120° 回転させ（同図、②の位置）、同一の断面にて再び貫入針を供試体中心付近まで貫入させた。同様の操作をもう一度行い（同図、③の位置）、1供試体あたり中央高さの断面にて合計3方向から貫入試験を実施した。

本試験方法は、石灰改良土及びセメント改良土のうち、表4.1-2に示す養生条件の試料について実施した。試験時の養生期間は、材齢7日、28日、約半年（168日）、約1年（336日）及び約2年（762日）とした。ただし、封緘養生→水浸養生条件は、材齢175日（水浸7日）、材齢196日（水浸28日）、約1年（水浸約半年）及び約1年半（水浸約1年）とした。封緘養生は水浸養生との飽和度の違いによって生じる強度差を除外するため、一軸圧縮試験と同様の手法により飽和化した試料を試験に用いた。具体的には図2.2-4にあるとおり、封緘養生後の供試体を真空槽内で純水に12～24時間浸漬させた。

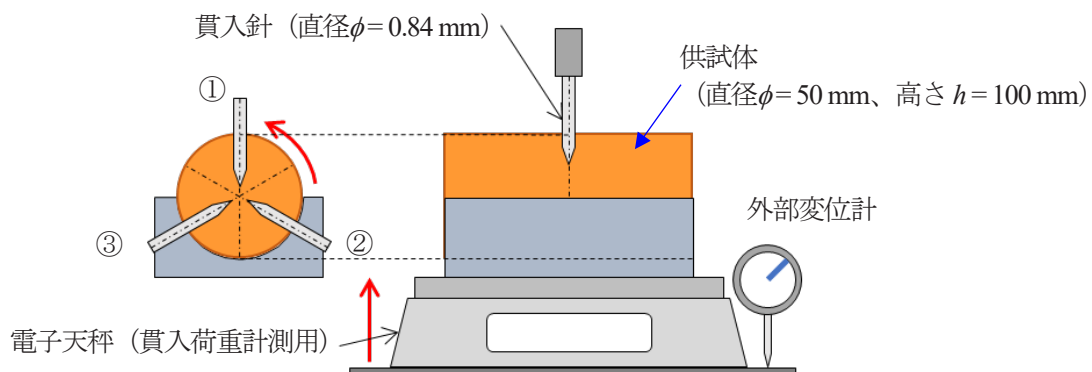


図 4.1-1 針貫入試験（試験方法 A） 試験概要 ²⁶⁾より引用、加筆

表 4.1-2 試験方法 A 改良材添加率、養生条件及び材齢

改良材	改良土（略記）	養生条件 ^{*1}	養生水
生石灰	L1.2%	封緘養生	—
		水浸養生	酸性雨
	L2.5%	封緘養生	—
		水浸養生	酸性雨
			純水
	L3.8%	封緘 → 水浸	酸性雨
封緘養生		—	
セメント系固化材	C1.7%	封緘養生	—
		水浸養生	酸性雨
	C3.5%	封緘養生	—
		水浸養生	酸性雨
			純水
	封緘 → 水浸	酸性雨	
	C5.3%	封緘養生	—
		水浸養生	酸性雨

*1 封緘養生試料については試験前に純水にて飽和化を行った。

(2) 試験方法 B

試験方法 A を用いた場合、貫入長が長くなるにつれて貫入針と供試体の接触面積が増え、周面摩擦抵抗が大きくなることが想定される。また、本実験の貫入長は JGS 基準と比べて長いことから、貫入中の針の曲がりなどの影響も懸念された。これらの影響を検証することを目的に、試験方法 B を計画、実施した。

試験方法 B は、1 回の試験当たりの貫入長が一定 ($L=10\text{ mm}$) となるように供試体を削りながら試験を行った。最初に、供試体高さ中央及びその近傍で計 3 箇所、供試体表面より 10 mm (貫入深さ $s=0\sim 10\text{ mm}$) まで針貫入試験を行った。試験後、供試体表面を 5 mm 削ったのち、再び 10 mm の貫入試験 ($s=5\sim 15\text{ mm}$) を行った。同様の操作を繰り返し、 5 mm ずつ試験区間を重複させながら供試体中心まで試験を行った (図 4.1-2)。試験区間 (貫入深さ) をまとめると、 $s=0\sim 10\text{ mm}$ 、 $5\sim 15\text{ mm}$ 、 $10\sim 20\text{ mm}$ 、 $15\sim 25\text{ mm}$ 、 $20\sim 30\text{ mm}$ となる。

本試験方法は、石灰改良土及びセメント改良土のうち、表 4.1-3 に示す養生条件の試料について実施した。試験時の材齢はいずれも 672 日とした。

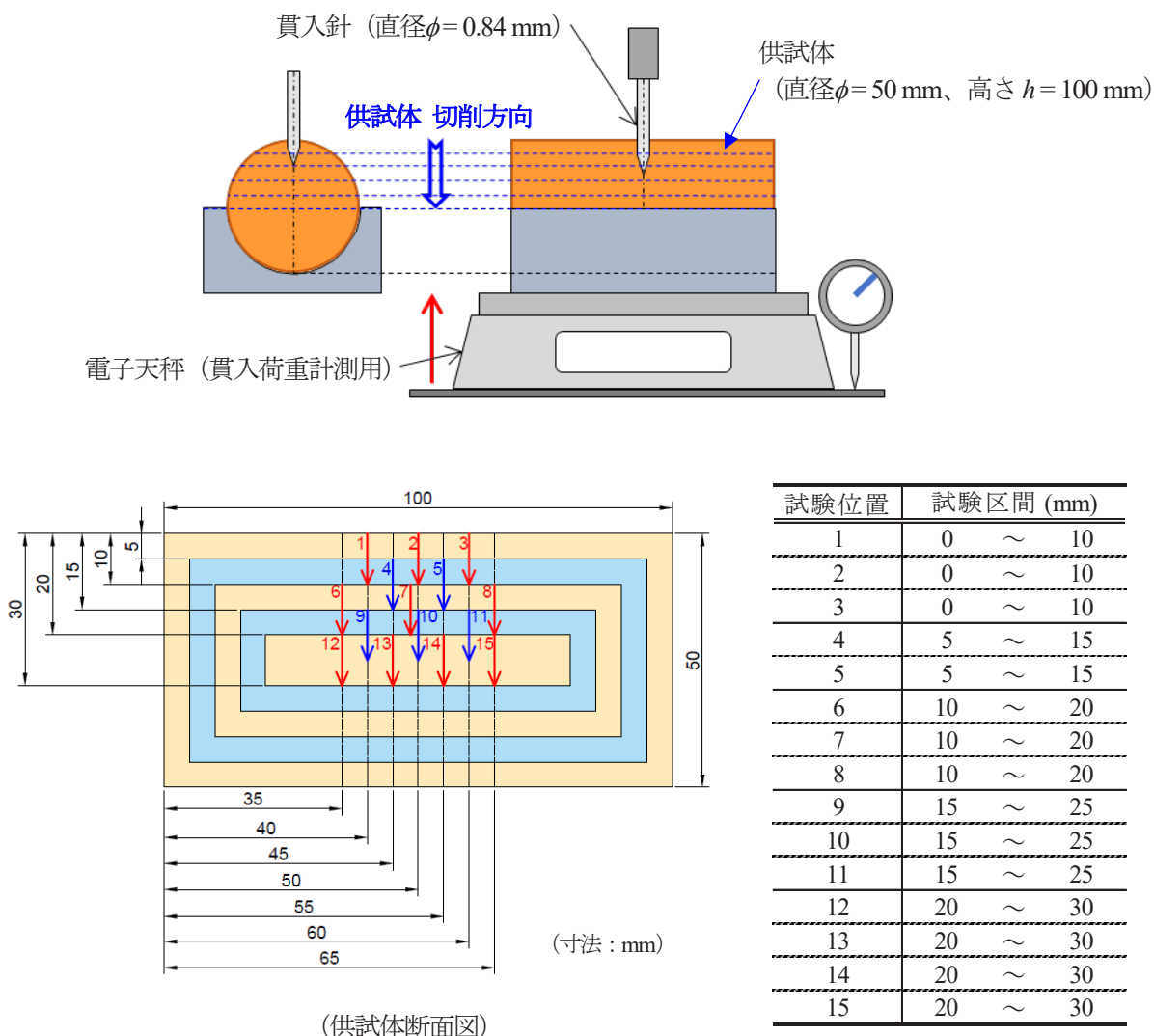


図 4.1-2 針貫入試験 (試験 B) 試験方法 26)より引用、加筆

表 4.1-3 試験方法 B 改良材添加率、養生条件及び材齢

改良材	改良土 (略記)	養生条件	養生水
生石灰	L2.5%	水浸養生	酸性雨
			純水
	L3.8%	水浸養生	酸性雨
セメント系 固化材	C3.5%	水浸養生	酸性雨
			純水
	C5.3%	水浸養生	酸性雨

4.1.2 針貫入試験結果 (針貫入荷重)

試験方法 A (供試体表面から 20mm まで連続貫入) の貫入深さと貫入荷重の関係を改良材及び改良材添加率ごとに整理して図 4.1-3 ~ 図 4.1-10 に示す。図中、塗り潰しは各貫入深さにおける供試体貫入荷重を、白抜きは同深さにおける貫入荷重の値の範囲を示す。

ここで、各改良土の最も添加率が低いケース (L1.2%、C1.7%) については、貫入荷重及び養生期間による貫入荷重の変化が小さく評価が困難であったことから、本節の考察対象からは除外した。

試験方法 A では 1 供試体あたり 3 方向から貫入試験を実施し、試験中は貫入荷重を連続的に記録 (データ計測間隔 : 0.2 sec、貫入速度 : 11 mm/min) したが、図中には以下に示す一次処理を行った貫入荷重を示した。

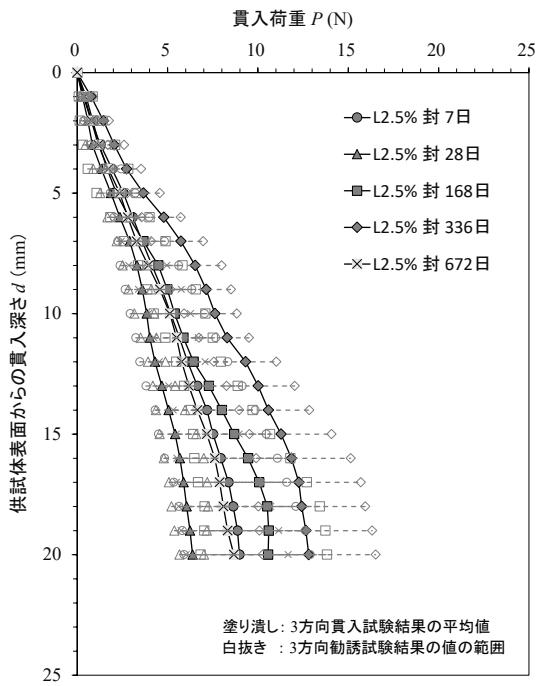
【貫入荷重の一次処理方法】

- 各貫入方向で、貫入深さ 2mm ごとの貫入荷重移動平均を求め、これを当該区間の中央深さにおける貫入荷重の代表値とする。
(例 : 2 ~ 4 mm の貫入荷重の平均値 → 貫入深さ 3 mm における貫入荷重代表値)
- 上記の方法で求めた貫入深さ A における 3 試験方向それぞれの貫入荷重代表値の平均値を同・深さ A における供試体の貫入荷重とする。

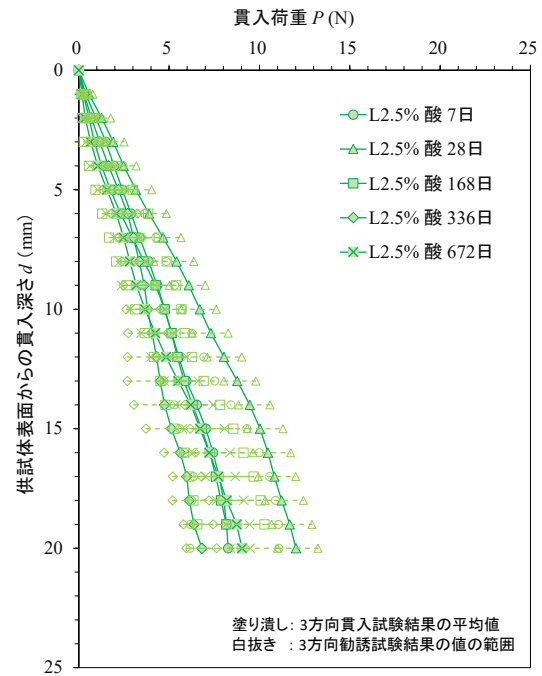
(1) 石灰改良土

L2.5%における貫入深さと貫入荷重の関係を養生条件ごとに整理し、図 4.1-3 に示す。いずれの養生条件においても材齢が長くなるほど、同一貫入深さにおける貫入荷重は大きくなった。この結果を材齢毎に整理したものが図 4.1-4 である。材齢 336 日では封緘養生に比べて水浸養生の貫入荷重が小さくなったが、それ以外の材齢では封緘養生と水浸養生の差はほとんどないか、又は水浸養生の方が封緘養生に比べて大きくなった。

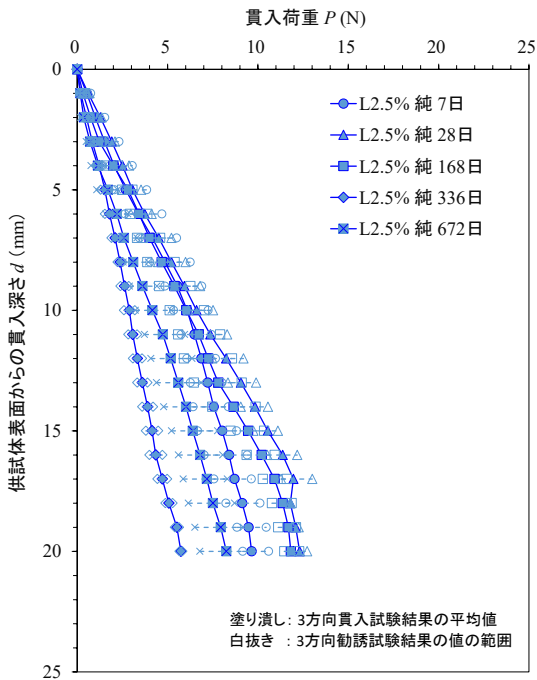
L3.8%における貫入深さと貫入荷重の関係を養生条件ごとに整理し、図 4.1-5 に示す。いずれの養生条件においても、材齢 7 日から 28 日にかけての貫入荷重の増分が大きく、これは一軸圧縮強さ (図 3.1-3) の傾向と合致する。図 4.1-5 の結果を材齢毎に整理して図 4.1-6 に示す。材齢 7 日を除き、水浸養生の貫入荷重が封緘養生に比べて小さくなっており、水浸により石灰改良土の強度発現が阻害された可能性が示唆される。



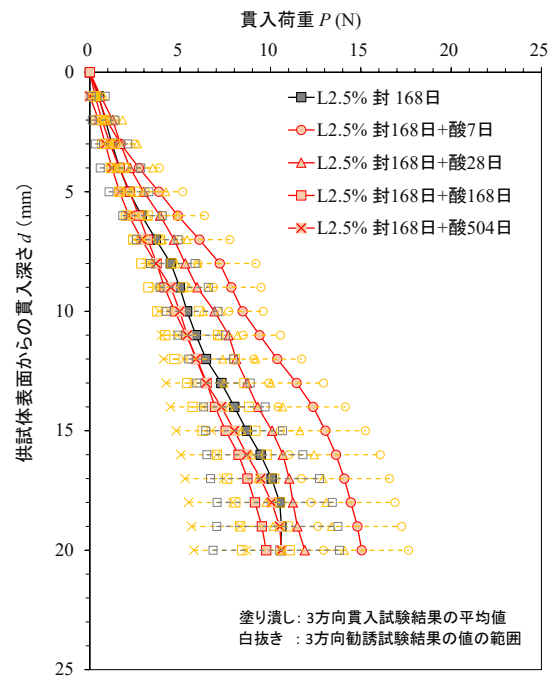
i) 封緘養生 (飽和)



ii) 水浸養生 (酸性雨)



iii) 水浸養生 (純水)



iv) 封緘養生→水浸養生 (酸性雨)

図 4.1-3 石灰改良土 (L2.5%) 貫入深さと貫入荷重の関係 ~養生条件ごとの整理~

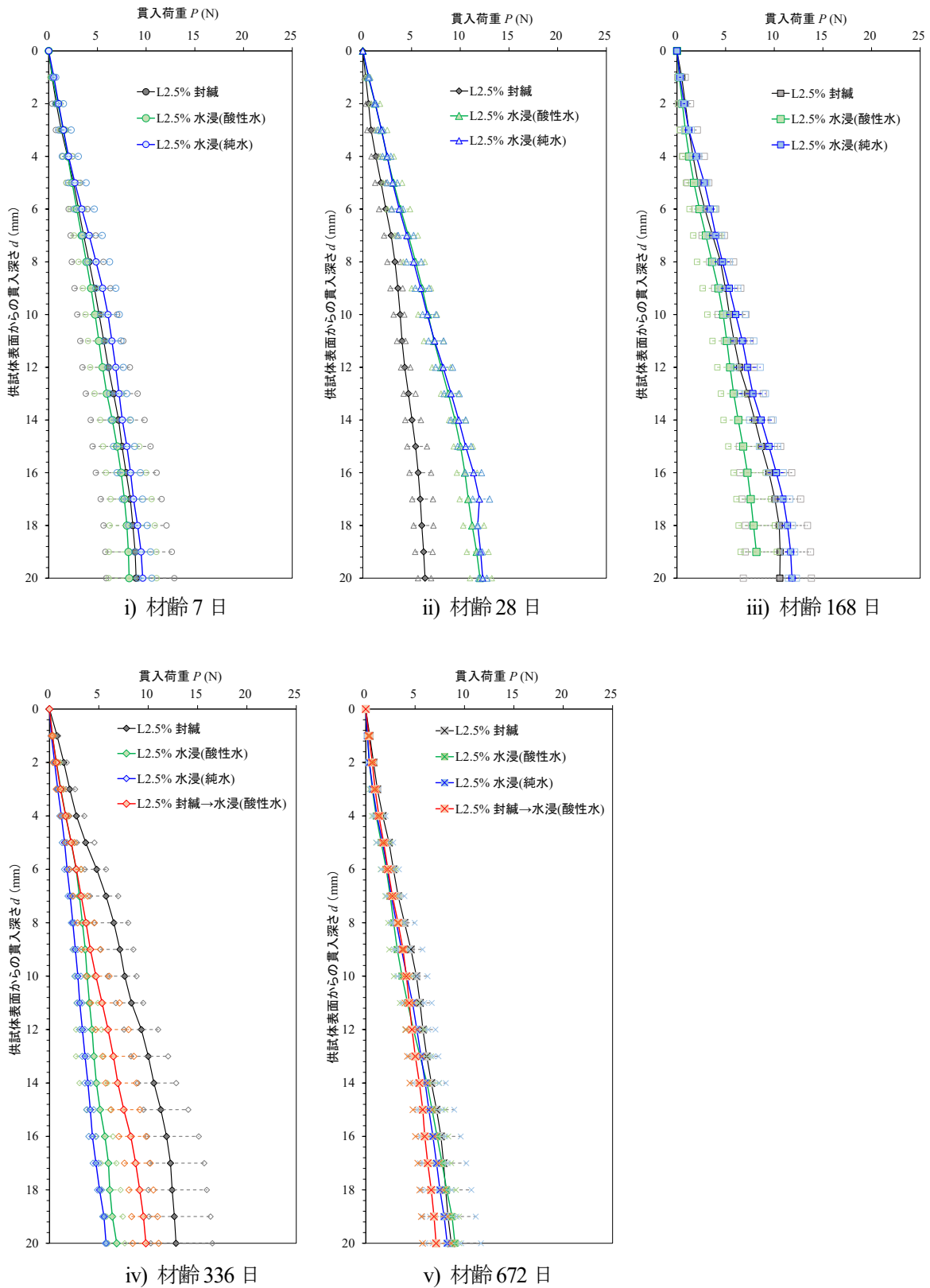
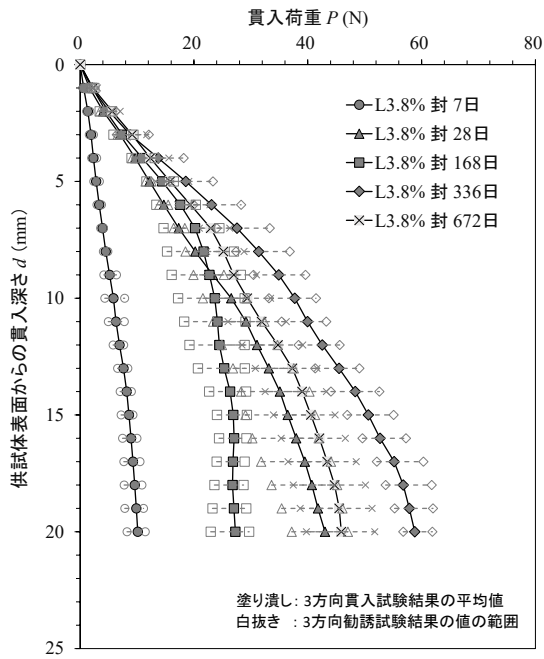
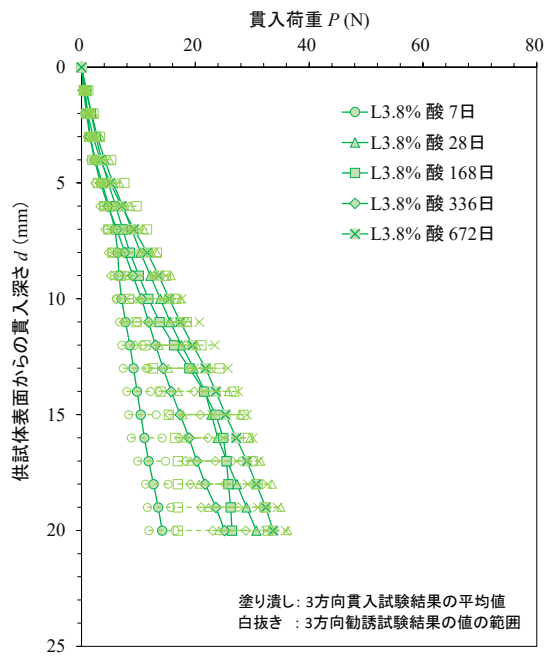


図 4.14 石灰改良土 (L2.5%) 貫入深さと貫入荷重の関係 ～材齢ごとの整理～



i) 封緘養生 (飽和)



ii) 水浸養生 (酸性雨)

図 4.1-5 石灰改良土 (L3.8%) 貫入深さと貫入荷重の関係 ～養生条件ごとの整理～

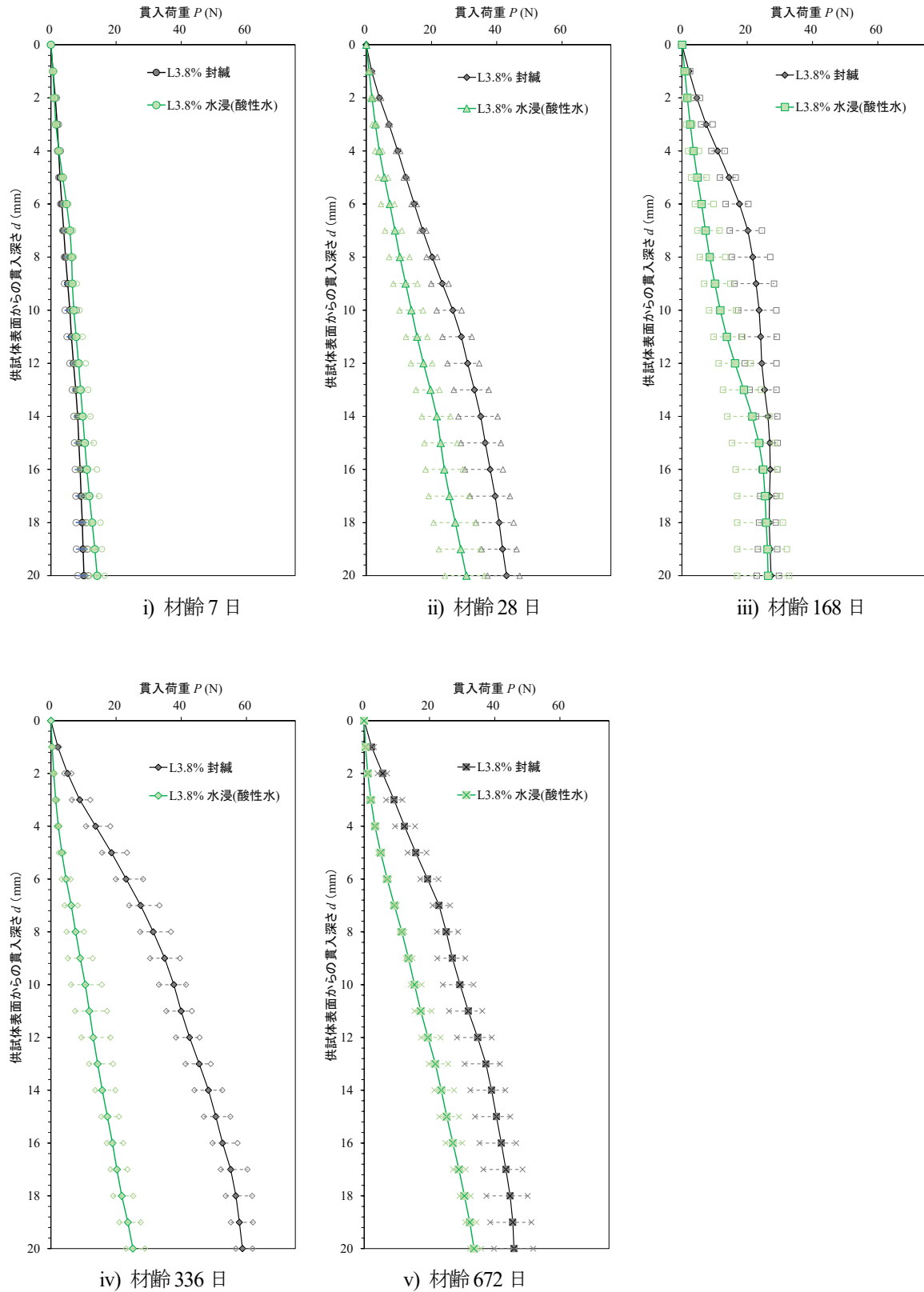


図 4.1-6 石灰改良土 (L3.8%) 貫入深さと貫入荷重の関係 ～材齢ごとの整理～

(2) セメント改良土

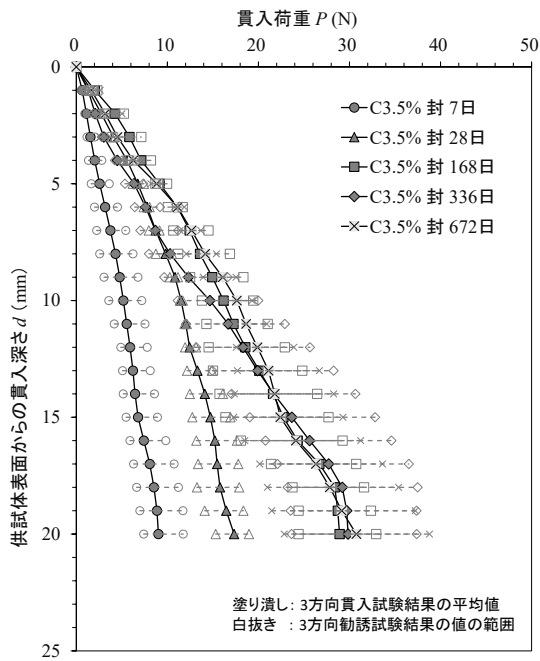
C3.5%における貫入深さと貫入荷重の関係を図 4.1-7 に示す。封緘養生の材齢 7 日 ~ 約半年 (168 日) は材齢が長くなるに従い貫入荷重も増加した。一方、約半年以降の貫入荷重の変化は概ねバラツキの範囲内であった。このような封緘養生の貫入荷重と材齢の関係は、同じく封緘養生の一軸圧縮強さと材齢の関係 (図 3.1-4) と概ね整合する。

水浸養生については、養生水の液性 (酸性雨/純水) によらず材齢約半年 (168 日) までは養生期間が長くなるに従い貫入荷重も増加した。これは封緘養生と同様である。一方、材齢約 1 年以降は封緘養生とは異なり、材齢が長くなるほど貫入荷重は低下した。このように、ある材齢までは強度が増加し、その後は減少に転ずるという変化は、水浸養生の一軸圧縮試験結果 (図 3.1-4) と同様であった。封緘養生 → 水浸養生について、水浸後に材齢と共に貫入荷重は低下しており、これも概ね同・養生条件の一軸圧縮試験結果 (図 3.1-4) と同様であった。

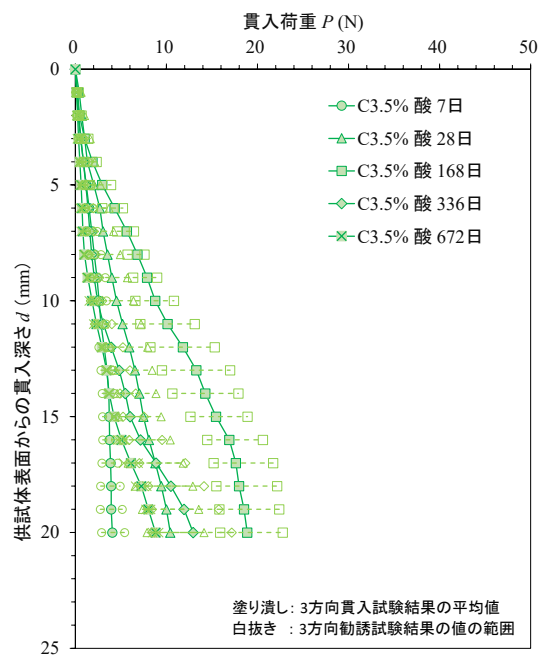
以上の結果を材齢毎に整理して図 4.1-8 に示す。水浸養生の貫入荷重は養生水の液性によらず、全ての養生期間、全ての貫入深さにおいて、同じ貫入深さの封緘養生の貫入荷重と比較して小さくなった。封緘養生 → 水浸養生についても、材齢約 2 年 (水浸約 1.5 年) において、全ての貫入深さにおいて水浸養生の貫入荷重が封緘養生を下回った。これらは、水浸養生によりセメント改良土の強度発現が阻害された、又は一旦発現した強度が低下したためと推察される。さらに、水浸養生では材齢約半年以降、封緘養生 → 水浸養生では材齢約 2 年において、供試体表面よりある深さまで貫入荷重がほとんど増加しない範囲が確認された。また、水浸期間が長いほど供試体のより深い位置まで貫入荷重の増加しない区間が分布した。おおよその範囲は、水浸養生の材齢約半年では供試体表面から 2mm まで、材齢約 1 年で同 8mm まで、材齢約 2 年で同 10mm までであった。これらの区間では水浸による影響が顕著に生じていると考えられる。

C5.3%の貫入深さと貫入荷重の関係を図 4.1-9 に示す。封緘養生は材齢約 2 年 (672 日) まで材齢が長くなるに従い貫入荷重は増加した。ただし、材齢約半年 (168 日) から約 1 年 (336 日) までの貫入荷重の増分は、材齢 7 日から 28 日及び 28 日から約半年と比較して僅かであった。封緘養生の一軸圧縮強さは材齢 168 日以降に大きな増加が見られなかった (図 3.1-4) ことを考慮すると、C5.3%封緘養生の強度増加は材齢約半年まででほぼ収束しており、材齢約 2 年で確認された貫入荷重の増加は改良土の不均一性 (供試体に用いた試料が相対的に改良材を多く含んでいたなど) や、針貫入中の針の曲がりによる周面摩擦の増加などの影響とも考えられる。水浸養生では、材齢約半年 (168 日) までは材齢が長くなるにつれて貫入荷重も増加した。一方、材齢約 1 年 (336 日) では供試体表面より貫入荷重が低下し、材齢約 2 年 (672 日) になると低下量がさらに大きくなった。

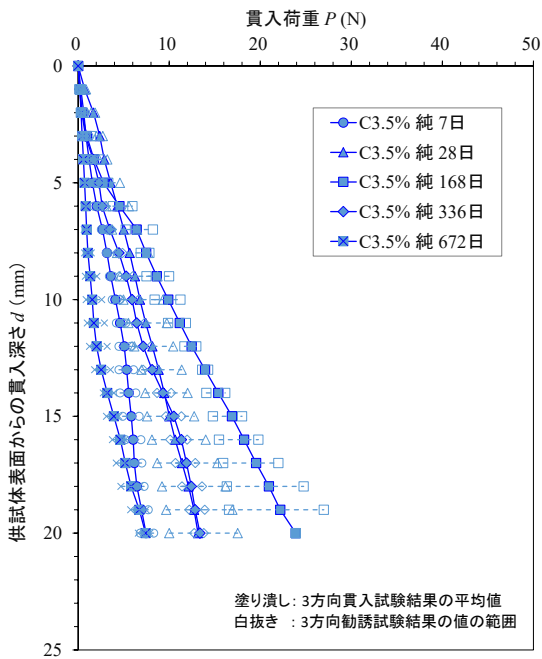
以上の結果を材齢毎に整理して図 4.1-10 に示す。C3.5%と同様に、全ての材齢において、いずれの貫入深さでも水浸養生の貫入荷重の方が封緘養生よりも小さくなった。これらは、水浸養生により改良土の強度発現が阻害された、又は一旦発現した強度が低下したためであると考えられる。C3.5%で確認された貫入荷重がほぼ増加しない区間について、C5.3%では材齢約 2 年 (672 日) のみ確認された。これは、添加率が大きくなるほど表面からの水浸の影響が低減することを示唆している。



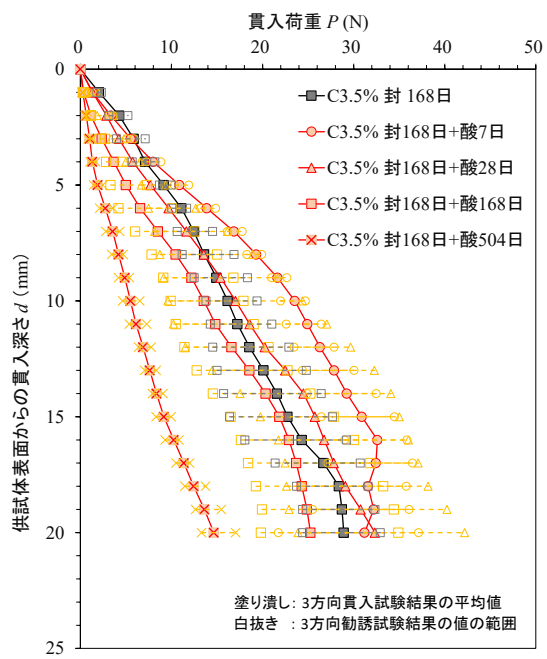
i) 封緘養生 (飽和)



ii) 水浸養生 (酸性雨)



iii) 水浸養生 (純水)



iv) 封緘養生→水浸養生 (酸性雨)

図 4.1-7 セメント改良土 (C3.5%) 貫入深さと貫入荷重の関係 ～養生条件ごとの整理～

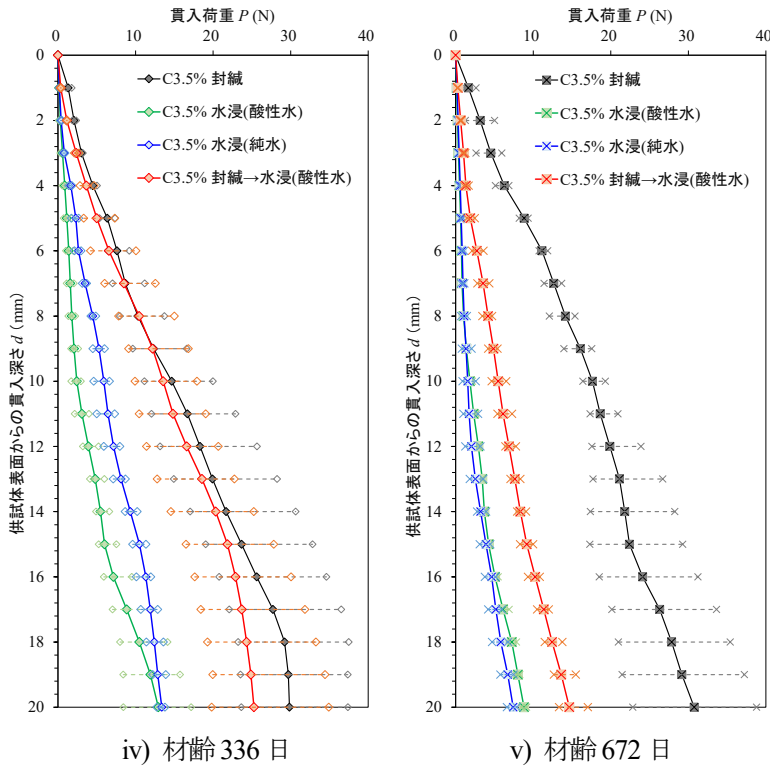
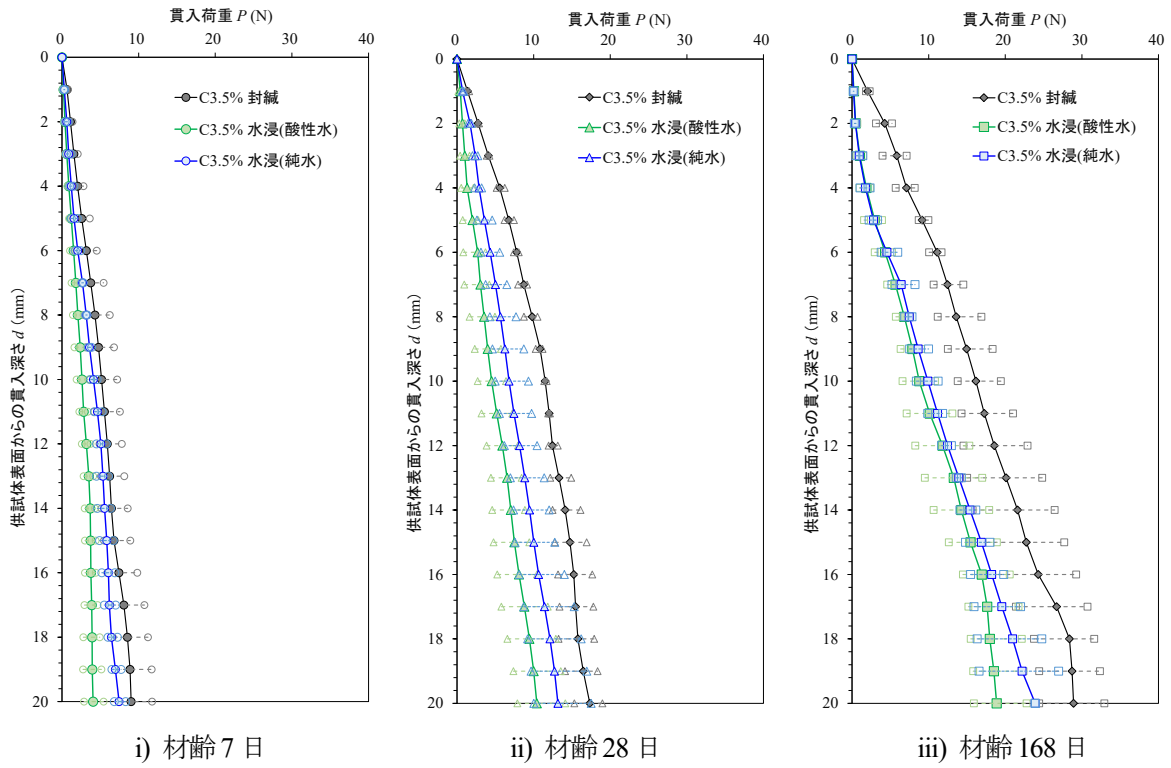
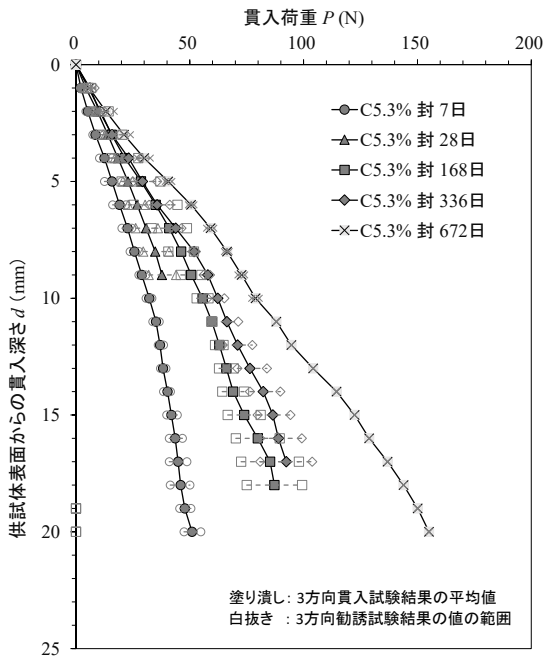
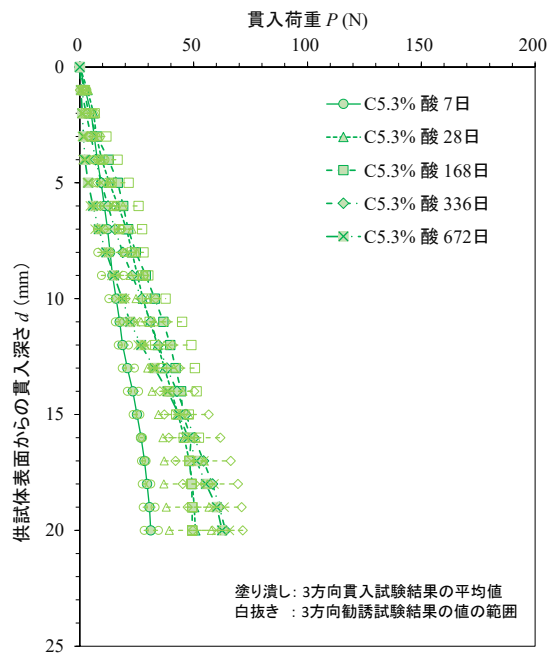


図 4.1-8 セメント改良土 (C3.5) 貫入深さと貫入荷重の関係 ～材齢ごとの整理～

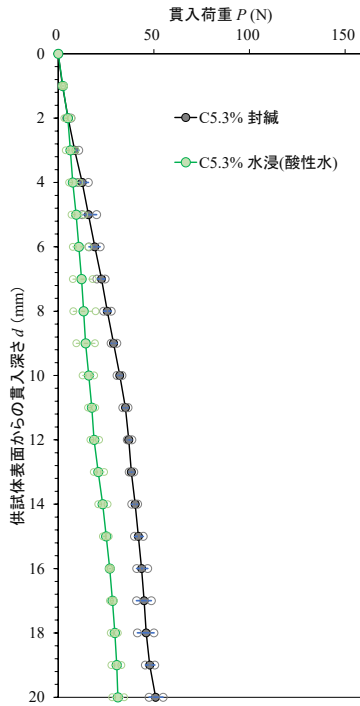


i) 封緘養生 (飽和)

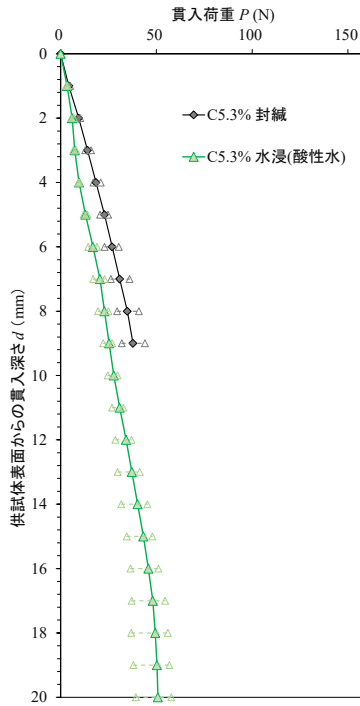


ii) 水浸養生 (酸性雨)

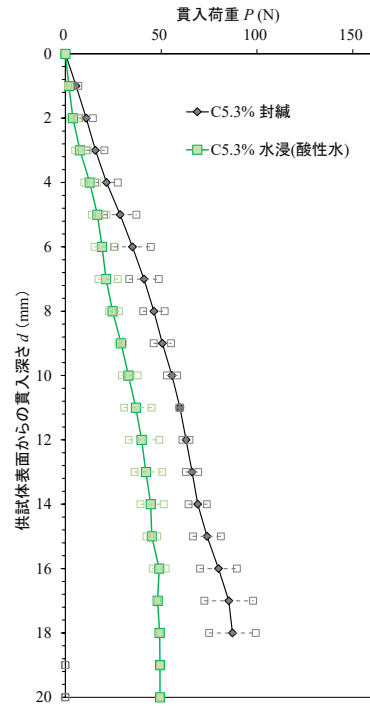
図 4.1-9 セメント改良土 (C5.3%) 貫入深さと貫入荷重の関係 ~養生条件ごとの整理~



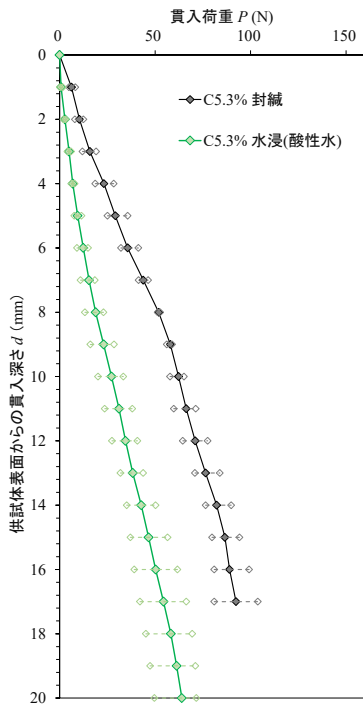
i) 材齢 7 日



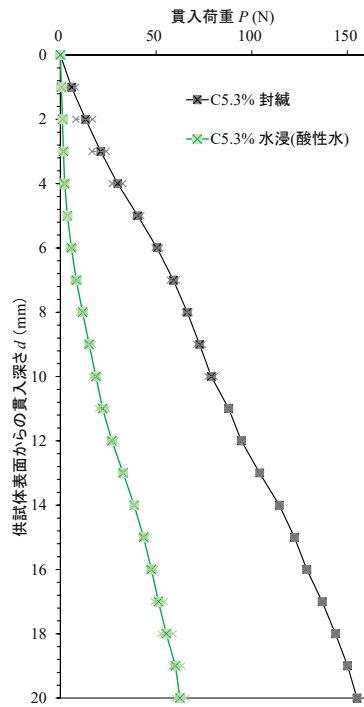
ii) 材齢 28 日



iii) 材齢 168 日



iv) 材齢 336 日



v) 材齢 672 日

図 4.1-10 セメント改良土 (C5.3%) 貫入深さと貫入荷重の関係 ～材齢ごとの整理～

4.1.3 供試体断面方向の局所強さ分布の推定方法

前項4.1.2で示した針貫入試験の貫入荷重には、貫入深さにおける針の先端抵抗だけでなく、その貫入深さまでの抵抗の影響も含まれる。そのため、JGS 3431-2012では、針の貫入長さ L と貫入荷重 P から下式により求めた針貫入勾配 N_p より一軸圧縮強さを推定する方法が示されている。

$$N_p = \frac{P}{L} \quad \dots \dots \text{(式 4.1-1)}$$

ここに、 N_p : 針貫入勾配 (N/mm)
 P : 貫入荷重 (N)
 L : 針の貫入長 (mm)

本報告書では、Sangeewani²⁶⁾による任意深度における局所針貫入勾配 N_p' (図4.1-11) から当該深度の局所一軸圧縮強さ q_u' を推定した結果に基づき、供試体断面方向の強度分布について検討を行った。具体的な供試体断面方向の局所強さ分布の推定方法は次頁以降で順に示す。

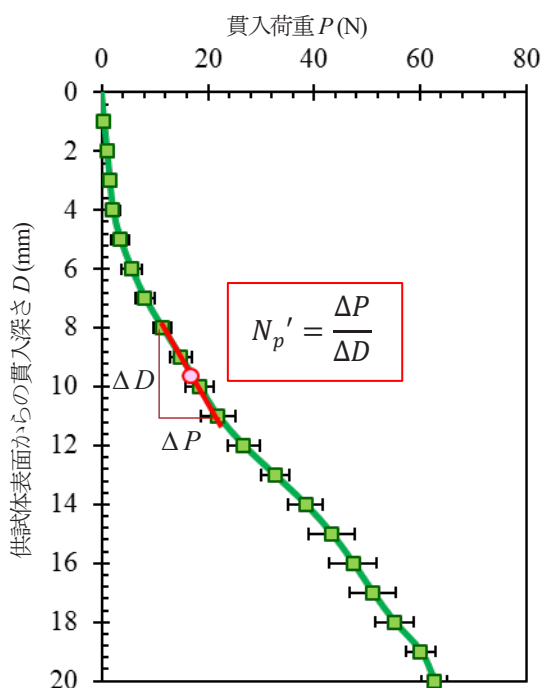


図 4.1-11 局所貫入勾配の算定イメージ²⁶⁾より引用・加筆

(1) 局所針貫入勾配 N_p' と一軸圧縮強さ q_u の相関

石灰改良土及びセメント改良土の封緘養生における一軸圧縮強さ q_u の平均値と局所針貫入勾配 N_p' の平均値の関係 (図 4.1-12) から、以下に示すような指数近似式を求めた。近似式はセメント改良土と石灰改良土でそれぞれ1つとし、同じ改良土では改良材添加率が異なっても同一とした。

セメント改良土 : $q_u = 0.208 N_p'^{1.029}$ (式 4.1-2)

石灰改良土 : $q_u = 0.176 N_p'^{0.841}$ (式 4.1-3)

いずれも、 q_u : 一軸圧縮強さ (MN/m²)

N_p' : 局所針貫入勾配の供試体平均値 (N/mm)

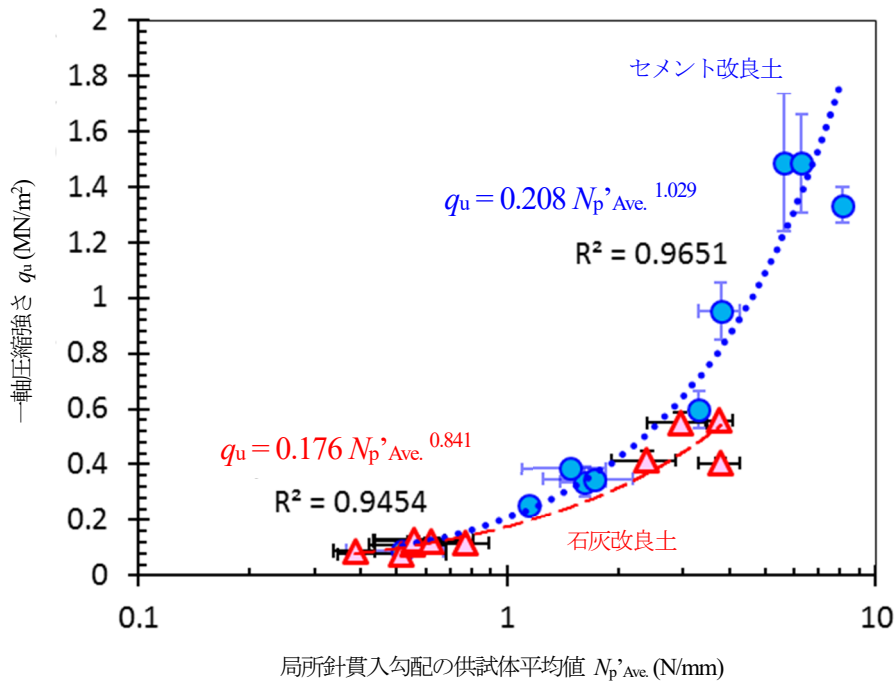


図 4.1-12 局所貫入勾配の供試体平均値と一軸圧縮強さの関係 ²⁶⁾より引用、加筆

ここで、局所針貫入勾配 N_p' については、4.1.2 で求めた供試体深さ方向 1mm ごとの供試体の貫入荷重より、以下の式に基づき供試体深さ方向 1mm 毎の N_p' とし求め、この平均値を供試体の代表値とした。

<供試体表面からの深さ X mm における換算局所一軸圧縮強さ $N_p'(x)$ >

$$N_p'(X) = \frac{P(X) - P(X - 1)}{X - (X - 1)} \quad \dots \quad \text{(式 4.1-4)}$$

$N_p'(x)$: 供試体表面から X mm における局所針貫入勾配 (N/mm)

$P(x)$: 供試体表面から X mm における供試体の貫入荷重 (N)

図 4.1-12 に示した封緘養生の結果及び推定した近似式を既往研究成果^{27) ~ 32)}とあわせて図 4.1-13 に示す。本研究の結果は改良材添加率が低く一軸圧縮強さが小さいため、既往研究と比較すると下限側の分布となっている。

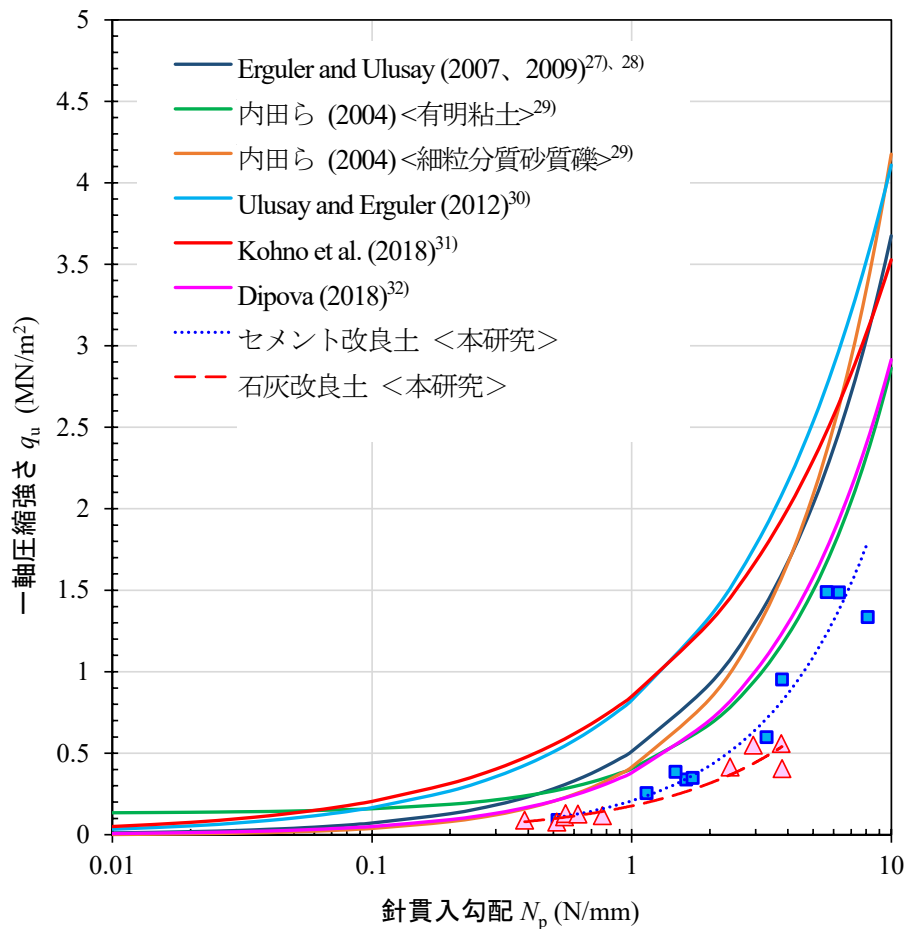


図 4.1-13 既往研究と本研究における針貫入勾配と一軸圧縮強さの関係²⁶⁾より引用・加筆

(2) 換算局所一軸圧縮強さ q_u' の推定

任意深度における換算局所一軸圧縮強さ q_u' は、封緘試料の局所針貫入勾配 N_p' 平均値と一軸圧縮強さ q_u の相関式（式 4.1-2、式 4.1-3）を用いて、同深度の局所針貫入勾配 N_p' より推定した。なお、相関式は封緘養生の一軸圧縮試験と針貫入試験結果に基づき設定したものであるが、水浸養生や封緘養生 → 水浸養生についても同じ相関式を用いて換算局所一軸圧縮強さ q_u' を推定することとした。

4.1.4 局所強さの経時変化

換算局所一軸圧縮強さ q_u' の断面方向深度分布及び局所強さ比 R_{Lsd} の断面方向深度分布を、改良材添加率及び養生条件により整理して図 4.1-14～図 4.1-20 及び図 4.1-22 に示す。

各頁の上図は換算局所一軸圧縮強さ q_u' の深度分布を示す。図中のプロットは水浸養生の針貫入試験結果から推定した換算局所一軸圧縮強さ q_u' である。実線は、換算局所一軸圧縮強さに基づいて設定した供試体断面方向の局所一軸圧縮強さ分布を示す。この局所一軸圧縮強さ分布は、換算局所一軸圧縮強さの一次データである局所針貫入勾配のバラツキが非常に大きいことを踏まえ、Sangeewani²⁶⁾ にならい最小二乗法などの演繹的手法ではなく、全体の換算局所一軸圧縮強さの分布や他材齢における結果などを考慮して工学的に設定したものである。破線は、各材齢における封緘養生の一軸圧縮強さ q_u を示す。

各頁の下図は局所強さ比 R_{Lsd} の深度分布を示す。ここで、局所強さ比 R_{Lsd} は、式 4.1.5 により求められる同材齢の封緘養生の一軸圧縮強さ q_u に対する水浸養生の換算局所一軸圧縮強さ q_u' の比²⁶⁾ とした。図中の実線は局所強さ比の分布を示す。この分布は、局所一軸圧縮強さ分布と同様に、全体の局所強さ比分布や他の材齢における結果などを考慮して設定したものである。

$$R_{Lsd} = \frac{q_u'}{q_u} \quad \dots \quad \text{(式 4.1-5)}$$

ここに、 R_{Lsd} : 局所強さ比

q_u' : 水浸養生試料の換算局所一軸圧縮強さ

q_u : 同材齢における封緘養生試料の一軸圧縮強さ

(1) 石灰改良土

L2.5%水浸養生（酸性雨）の結果を図 4.1-14 に示す。材齢 28 日までは供試体断面方向の換算局所一軸圧縮強さ q_u' は概ね一定であり、局所強さ比は $R_{Lsd} > 1$ となり水浸による影響は確認されなかった。一軸圧縮試験結果（図 3.1-3）においても、同期間の水浸養生（酸性雨）と封緘養生（飽和）の差異は明確ではなく、結果は整合的である。材齢約半年（168 日）以降は、供試体表面に近い位置ほど q_u' 及び R_{Lsd} が小さくなった。また、材齢約半年と約 2 年（672 日）を比較すると、材齢が長いほど q_u' 及び R_{Lsd} が小さくなる範囲は供試体中心部へと拡大した。このように、改良土の水浸養生において供試体表面から強度が低下し、その範囲が材齢と共に供試体内部へ拡大する現象は既往の研究^{例えば 33)}でも示されてきた。本報告ではこの現象を Sangeewani²⁶⁾にならい「表面劣化」と称することとした。表面劣化の範囲は、材齢約半年で供試体表面より 7 mm 程度、材齢約 2 年で 9 mm 程度までであった。材齢約 1 年（336 日）において表面劣化範囲より供試体中心部側では局所一軸圧縮強さ q_u' が封緘養生（飽和）を下回っており、局所強さ比は $R_{Lsd} = 0.8$ 程度となった。ただし、材齢 28 日では $R_{Lsd} > 1.2$ と上

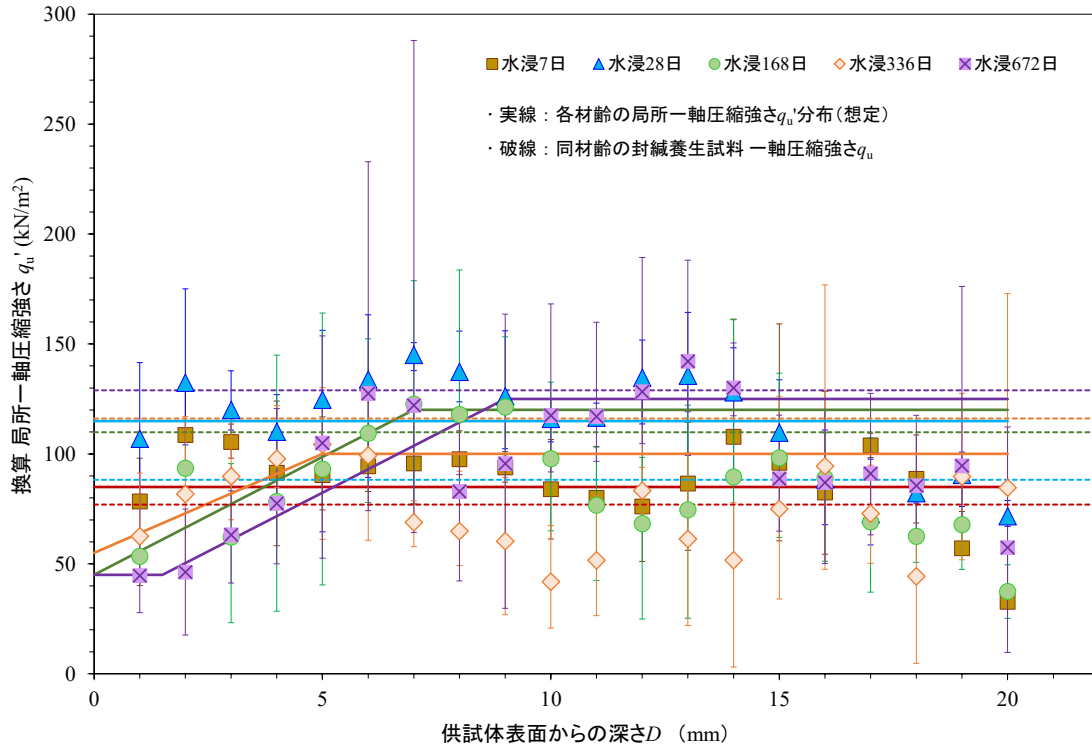
側に振れていることから、 R_{Lsd} の低下は供試体のばらつきとも考えられ、現状では水浸の影響を評価することは難しい。

L2.5%水浸養生（純水）の結果を図 4.1-15 に示す。水浸養生（酸性雨）と同様、材齢約半年（168 日）以降において表面劣化が確認され、その範囲は概ね供試体表面より 6 mm 程度であった。また、材齢約 1 年（336 日）及び約 2 年（672 日）では、表面劣化範囲より供試体中心部側において一様に q_u' が低く、 $R_{Lsd} < 1$ となった。

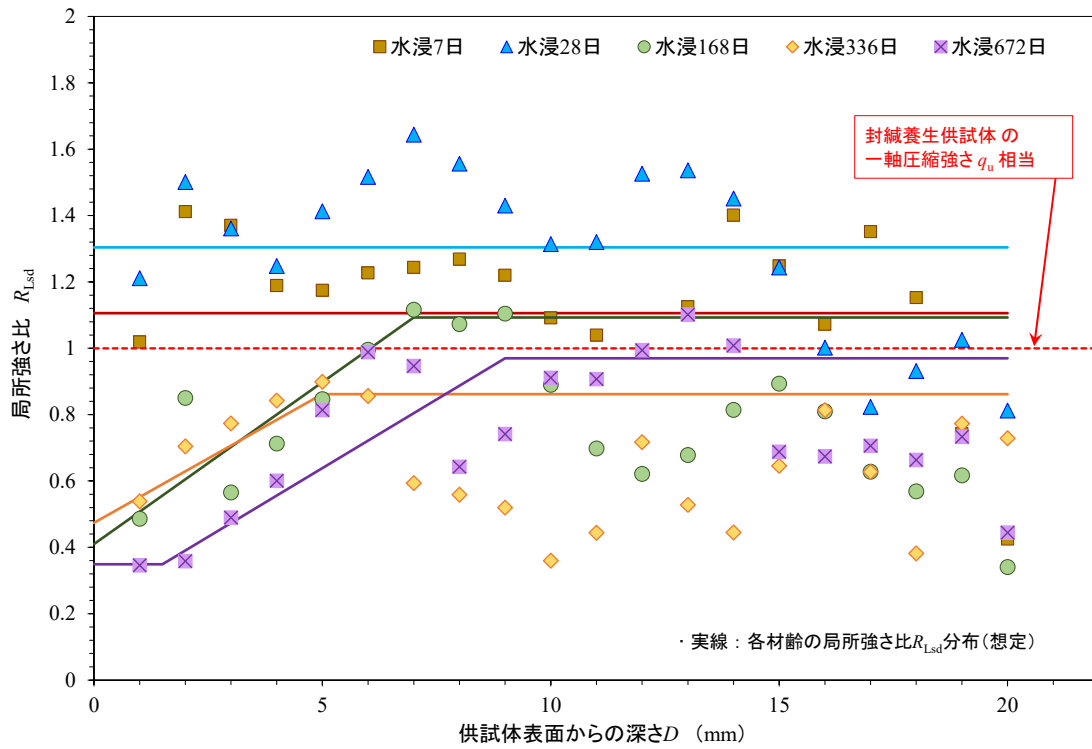
L3.8%水浸養生（酸性雨）の結果を図 4.1-16 に示す。材齢 7 日については概ね封緘養生（飽和）の一軸圧縮強さ q_u と同程度の q_u' を示した。供試体外縁部の q_u' がやや低いようにも見えるが、ばらつきの範囲内ともとれ不明瞭である。材齢 28 日以降は供試体外縁部ほど q_u' が小さくなる表面劣化が確認された。表面劣化の範囲は概ね供試体表面より 6 mm 程度であり、材齢による進展は認められなかった。また L2.5%水浸養生と比較すると、劣化開始材齢が遅くなる、劣化範囲が狭くなるといった明確な差異は確認されなかった。

同 L3.8%（酸性雨）の表面劣化範囲より中心部側に着目すると、材齢 28 日以降は封緘養生の q_u に比べて水浸養生の q_u' は一様に小さく、 R_{Lsd} は 0.4 ~ 0.6 程度となった。この間、封緘養生（飽和）の q_u は 3 ~ 4 倍程度増加したのに対し、水浸養生の供試体中心部の q_u' の増加は 2 ~ 2.5 倍程度の増加にとどまった。水浸養生における q_u' 増加の抑制が材齢後半で生じたことと、石灰改良土の強度発現メカニズム¹⁸⁾を考慮すると、石灰改良土で生じるポズラン硬化反応が水浸養生によって供試体の深度方向によらず一様に阻害されたことが要因の 1 つとして想定される。このような供試体深度方向によらず一様に R_{Lsd} が小さくなる現象について、本報告では Sangeewani²⁶⁾にならい「固化阻害」と定義した。L2.5%（酸性雨及び純水）では、表面劣化範囲より供試体中心側で一様に R_{Lsd} が小さくなるケースが材齢によっては確認されたが、L3.8%に比べて不明瞭であった。これは、L2.5%では改良材添加率が低いために封緘養生におけるポズラン硬化反応に起因する強度増加自体が小さく、その結果水浸養生による固化阻害の絶対量も小さくなり、その影響が不明瞭となったものと考えられる。

L2.5%、封緘養生 → 水浸養生（酸性雨）の結果を図 4.1-17 に示す。水浸後 28 日（材齢 196 日）までは水浸による q_u' の低下は確認されなかった。水浸約半年（材齢約 1 年）には供試体表面ほど q_u' が小さくなる表面劣化が確認され、その範囲は水浸約半年（材齢約 1 年）→ 水浸約 1.5 年（材齢約 2 年）の間に、5 mm → 8 mm 程度まで拡大した。また、表面劣化の範囲より供試体中心部側では、 R_{Lsd} が 0.8 程度であった。

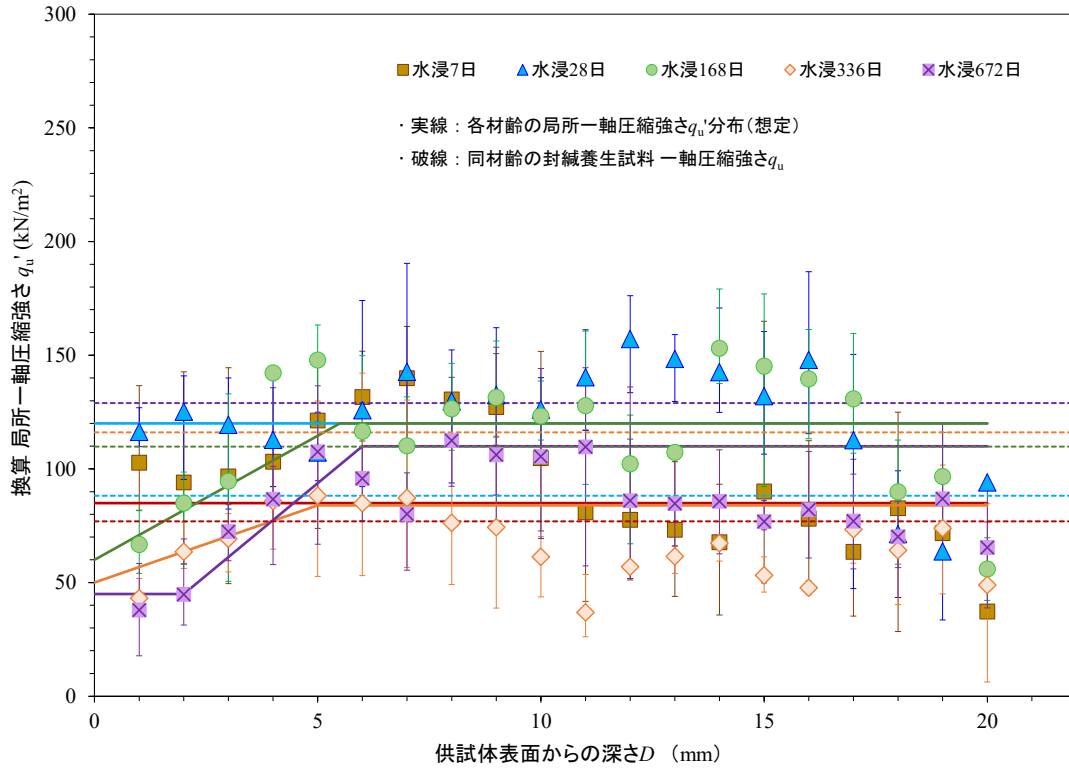


1) 換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向分布

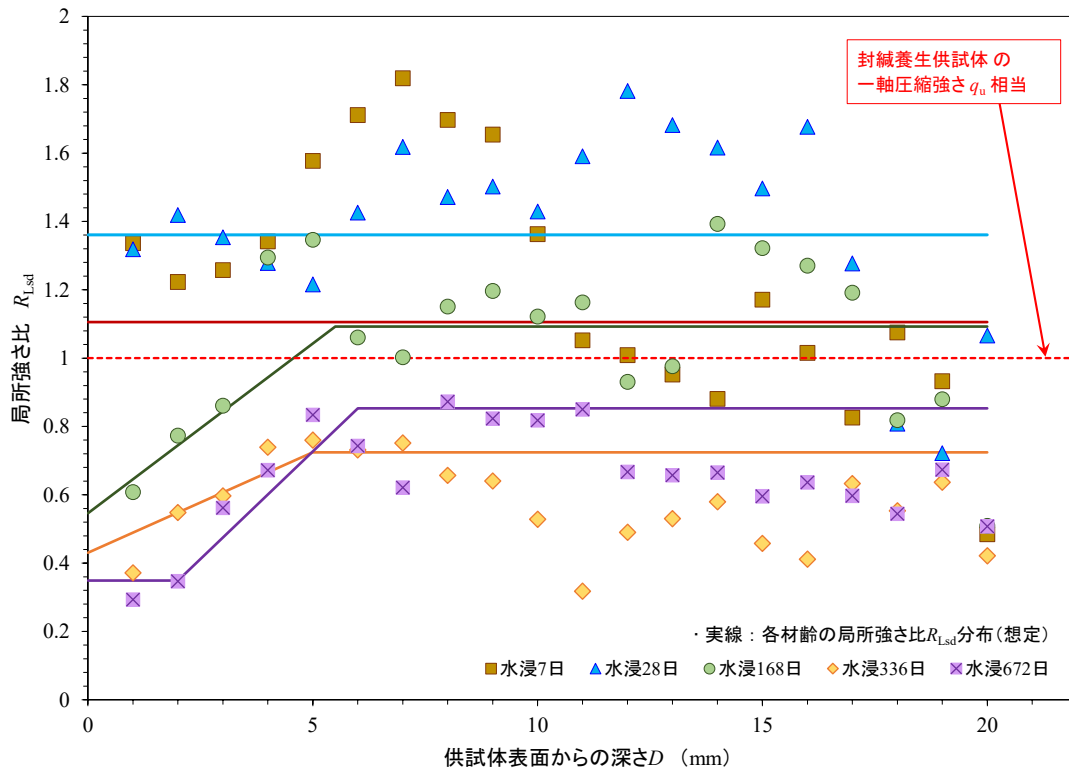


2) 局所強さ比の供試体断面方向分布

図 4.1-14 石灰改良土 (L2.5%) 水浸養生 (酸性雨) 換算局所一軸圧縮強さ及び局所強さ比分布

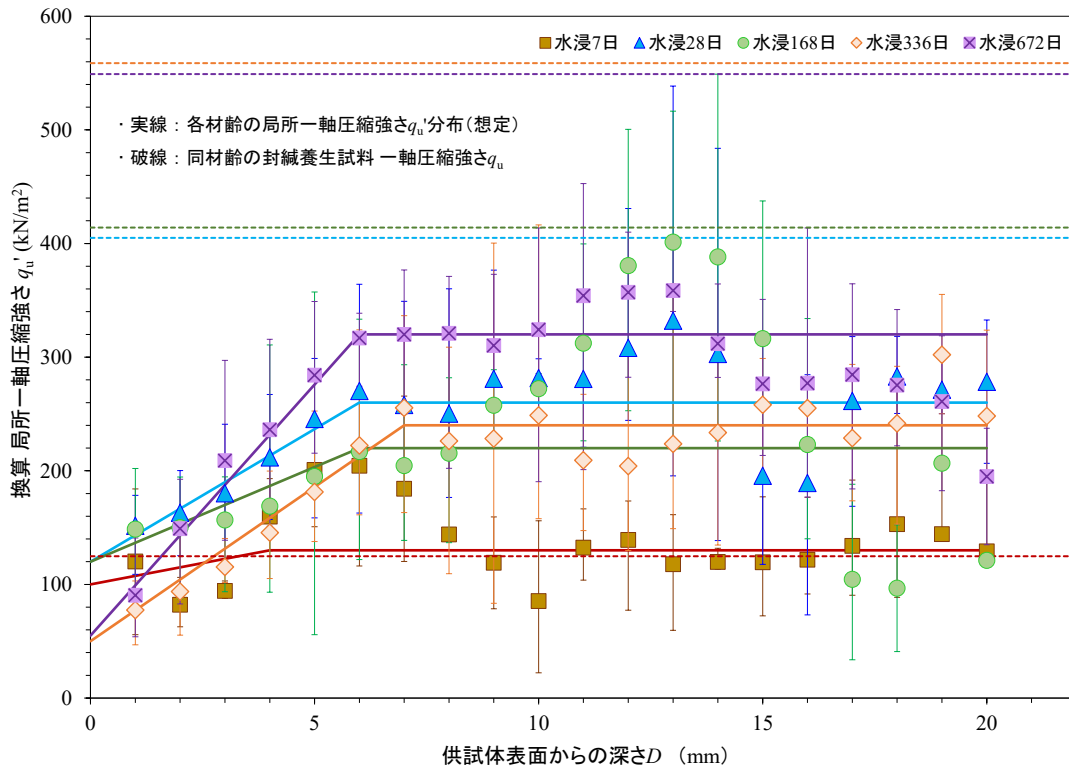


1) 換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向分布

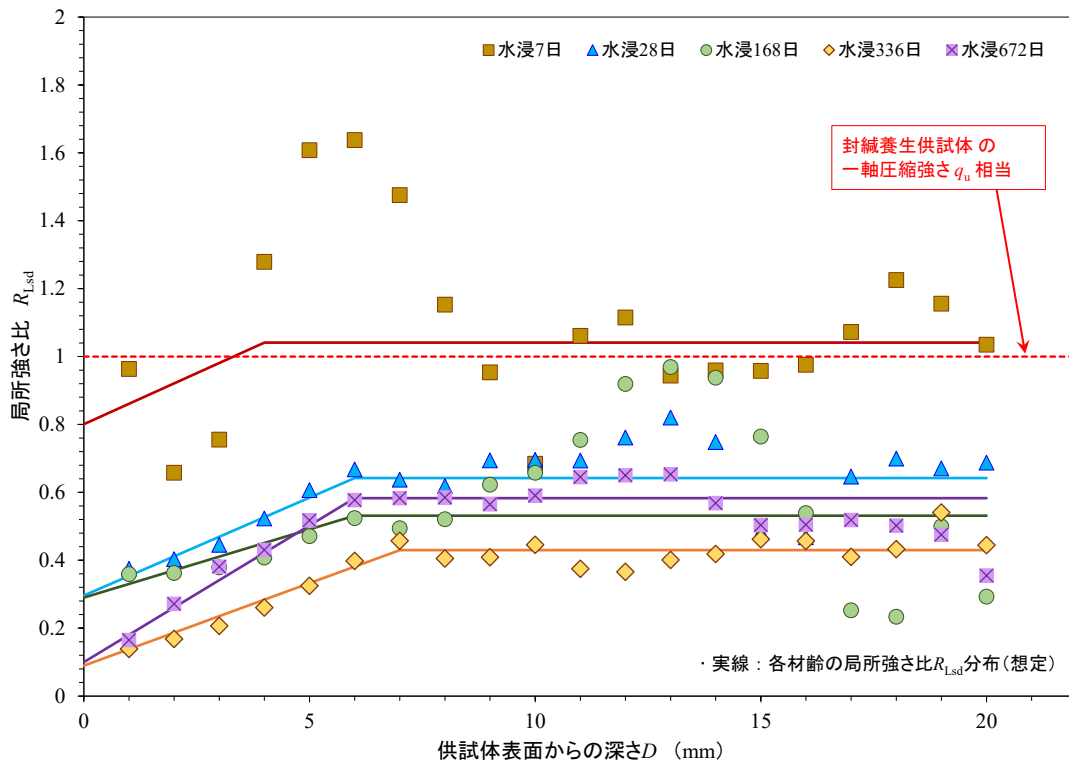


2) 局所強さ比の供試体断面方向分布

図 4.1-15 石灰改良土 (L2.5%) 水浸養生 (純水) 換算局所一軸圧縮強さ及び局所強さ比分布

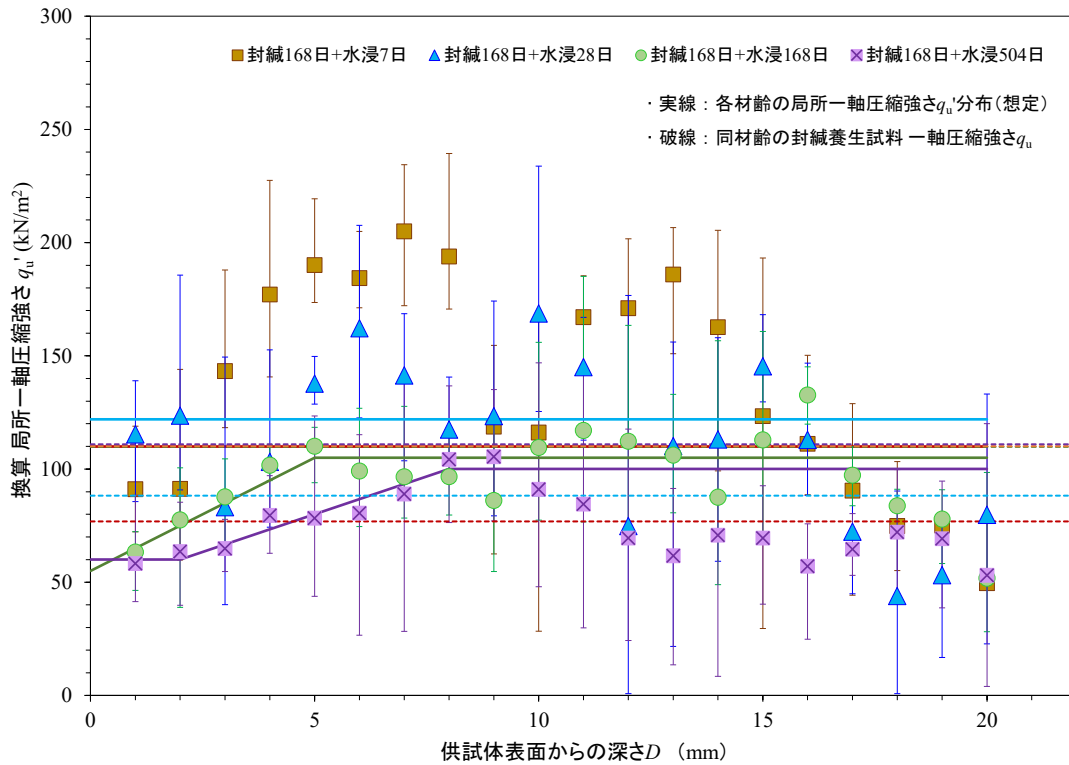


1) 換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向分布

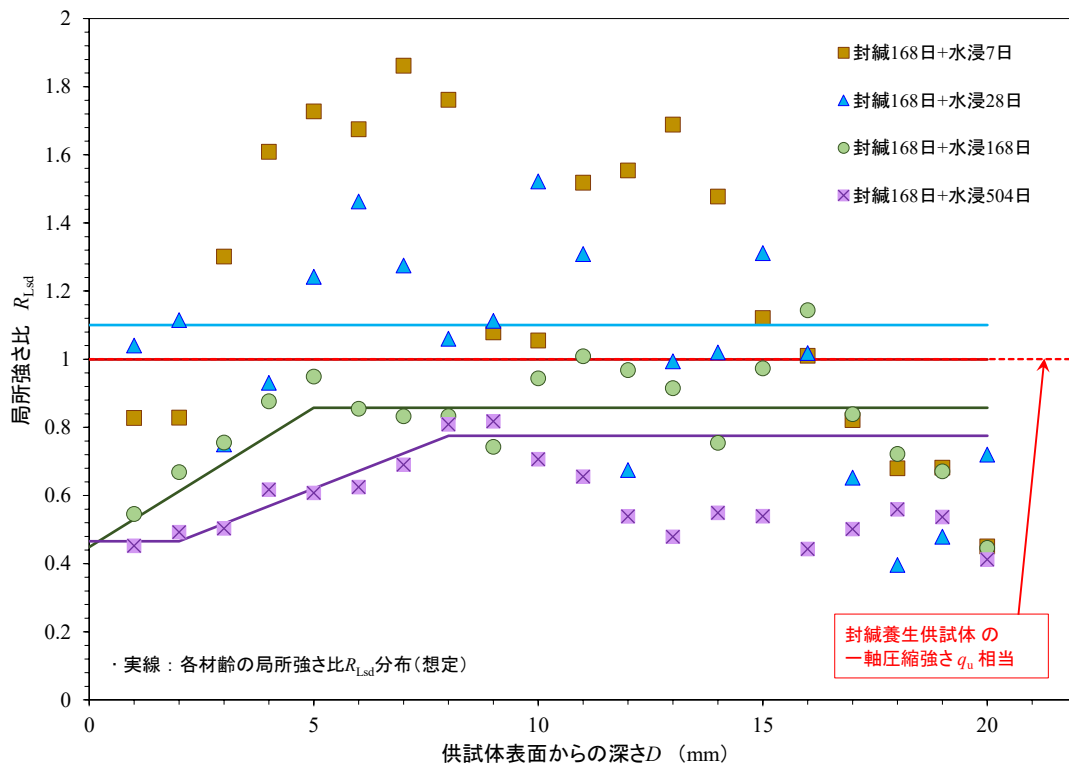


2) 局所強さ比の供試体断面方向分布

図 4.1-16 石灰改良土 (L3.8%) 水浸養生 (酸性雨) 換算局所一軸圧縮強さ及び局所強さ比分布



1) 換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向分布



2) 局所強さ比の供試体断面方向分布

図 4.1-17 石灰改良土 (L2.5%) 封緘養生→水浸養生 (酸性雨)
換算局所一軸圧縮強さ及び局所強さ比分布

(2) セメント改良土

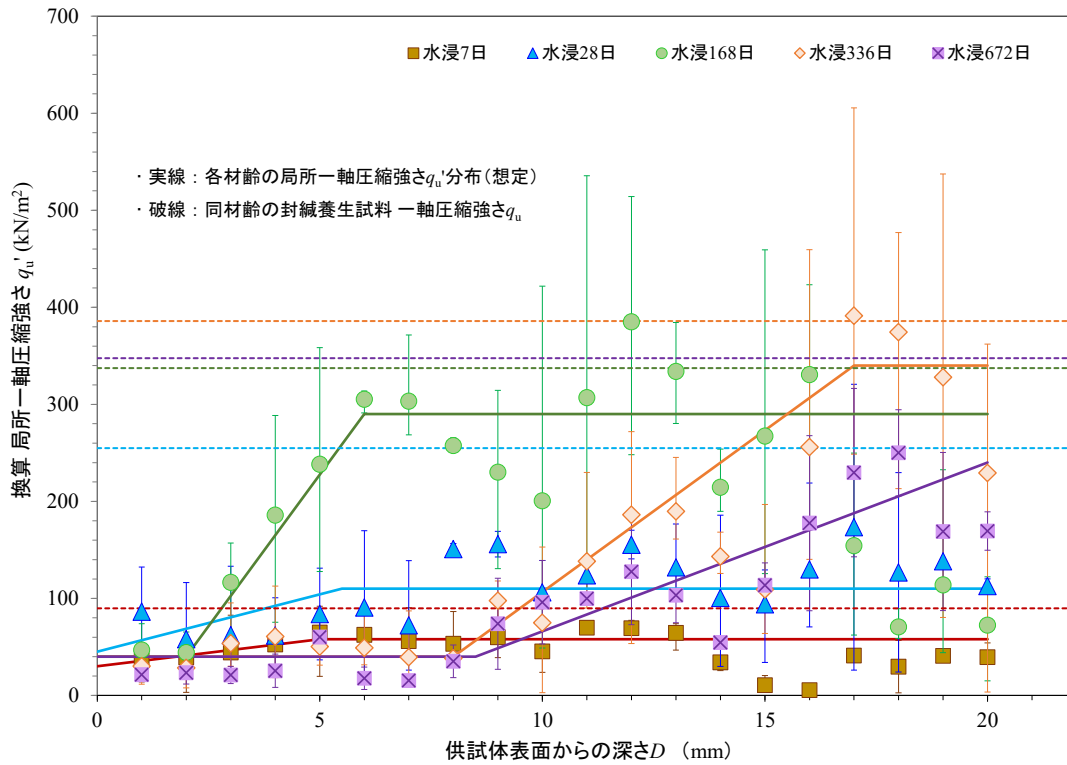
C3.5%水浸養生（酸性雨）の結果を図 4.1-18 に示す。材齢 7 日よりいずれの材齢においても供試体表面に近いほど換算局所一軸圧縮強さ q_u' 及び局所強さ比 R_{Lsd} が小さくなっており、石灰改良土と同様に表面劣化が確認された。表面劣化の範囲は材齢 7 日では表面より 5 mm 程度であったが、材齢約 1 年（336 日）では表面から 17 mm 程度まで、材齢約 2 年（672 日）には測定範囲の最深部（表面より 20 mm）までと、材齢を経る毎に表面劣化の範囲は供試体中心部へ拡大した。さらに、材齢約半年（168 日）以降は、供試体表面より q_u' が非常に小さいまま深さ方向に一定となる区間が確認された。材齢約半年では表面から 2 mm 程度、材齢約 1、2 年では表面から 8 ～ 9 mm 程度の範囲がこの区間に該当する。この範囲では水浸による表面劣化が十分進展した状態にあると考え、本研究では「完全劣化（区間）」と称することとした。

一方、表面劣化範囲より供試体中心部側に着目すると、表面劣化が計測範囲最深部まで及んだ材齢約 2 年を除いて、 q_u' は概ね一定の値を示した。このときの q_u' について、水浸初期の材齢 7 日及び 28 日では封緘養生（飽和）の一軸圧縮強さ q_u と比較して著しく小さく、 R_{Lsd} は 0.4 ～ 0.6 程度であった。また、材齢 7 日から 28 日にかけて封緘養生（飽和）の q_u は 2.9 倍に増加したのに対し、水浸養生の供試体中心部の q_u' の増加は 1.8 倍にとどまった。このような強度増加の抑制は、改良土におけるセメントの水和反応が供試体の深度方向で一様に阻害されたことが要因の 1 つとして考えられ、石灰改良土と同様に「固化阻害」と称することとした。石灰改良土では固化阻害が主に材齢の後半で生じていたが、C3.5%水浸養生（酸性雨）では材齢初期ほど固化阻害の影響が顕著であり、材齢を経る毎に供試体中心部の q_u' は封緘養生（飽和）の q_u に漸近した。この間、固化阻害が生じていると考えられる供試体中心部において q_u' 自体は材齢約 1 年まで一貫して増加した。したがって、先に記した表面劣化は一旦発現した強度が低下するという現象であったのに対し、固化阻害は水和反応などによる強度の増加を妨げるという異なるメカニズムの現象であると考えられる。

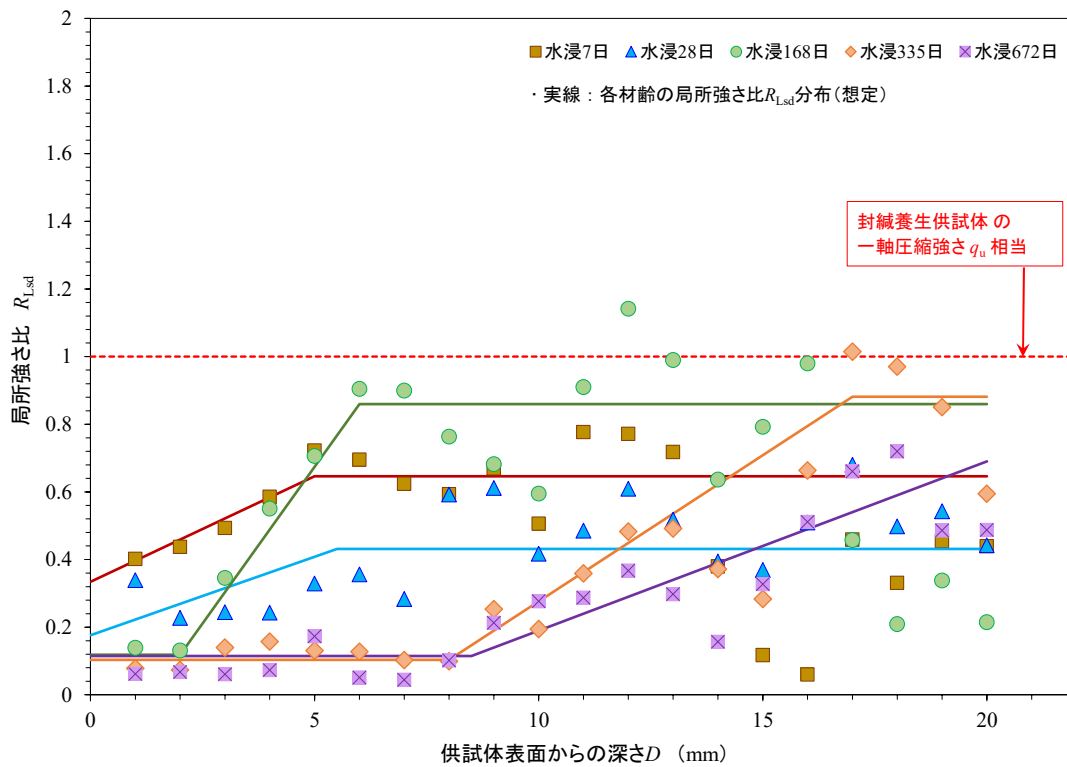
C3.5%水浸養生（純水）の結果を図 4.1-19 に示す。水浸養生（酸性雨）と同様に、全材齢において表面劣化が確認され、その範囲は材齢の経過と共に供試体中心方向へ拡大した。材齢約 1 年（336 日）以降は表面劣化が試験区間全域に及んだ。また、材齢約半年（168 日）より完全劣化区間が生じ始めた。固化阻害についても材齢 28 日において影響が顕著に生じており、供試体中央部の R_{Lsd} は 0.6 程度となった。材齢 168 日では水浸供試体中央部の局所強さ比が大きく増加し、 R_{Lsd} は 0.95 程度を得た。以上、概ね水浸養生（酸性雨）条件と同様の結果となっており、針貫入試験結果からみても一軸圧縮試験結果と同様に、養生水の液性が改良土の強度変化に与える影響は本実験条件下では小さかった。

C5.3%水浸養生（酸性雨）の結果を図 4.1-20 に示す。C3.5%水浸養生とは異なり材齢 28 日までは表面劣化が確認されなかった。また、材齢約 2 年（672 日）時点でも表面劣化の範囲は供試体表面より約 12 mm までであった。完全劣化区間についても C3.5%水浸養生より遅い材齢約 2 年で初めて確認された。以上より、セメント改良土では、セメント添加率が高くなると表面劣化の影響は小さくなると言える。固化阻害については、C3.5%水浸養生と同様に材齢初期より確認された。一方、C3.5%水浸養生では材齢約半年で水浸養生の供試体中心部 q_u' が封緘養生（飽和）の q_u に概ね到達した ($R_{Lsd} \approx 1$) のに対し、C5.3%水浸養生（酸性雨）では材齢約 1 年でも R_{Lsd} が 0.6 程度となっており、水浸養生による固化阻害の影響が継続した。図 4.1-21 には水浸養生供試体中心部の q_u' （図 4.1-18、図 4.1-20 にて実線で示した値）及び封緘養生（飽和）の q_u の経時変化を示した。セメント添加率が高くなると、固化阻害に起因する封緘養生（飽和）の q_u と水浸養生の q_u' との強度差は大きくなり、固化阻害の影響期間も長くなることが分かる。

C3.5%封緘養生→水浸養生（酸性雨）の結果を図 4.1-22 に示す。水浸以降、供試体中央部の R_{Lsd} は概ね 1 となっており固化阻害は確認されなかった。表面劣化のみ水浸 28 日（材齢 196 日）以降に確認された。材齢と共に表面劣化の範囲は供試体中心方向へ拡大し、水浸 504 日（材齢 762 日）には試験区間全域で表面劣化が確認された。

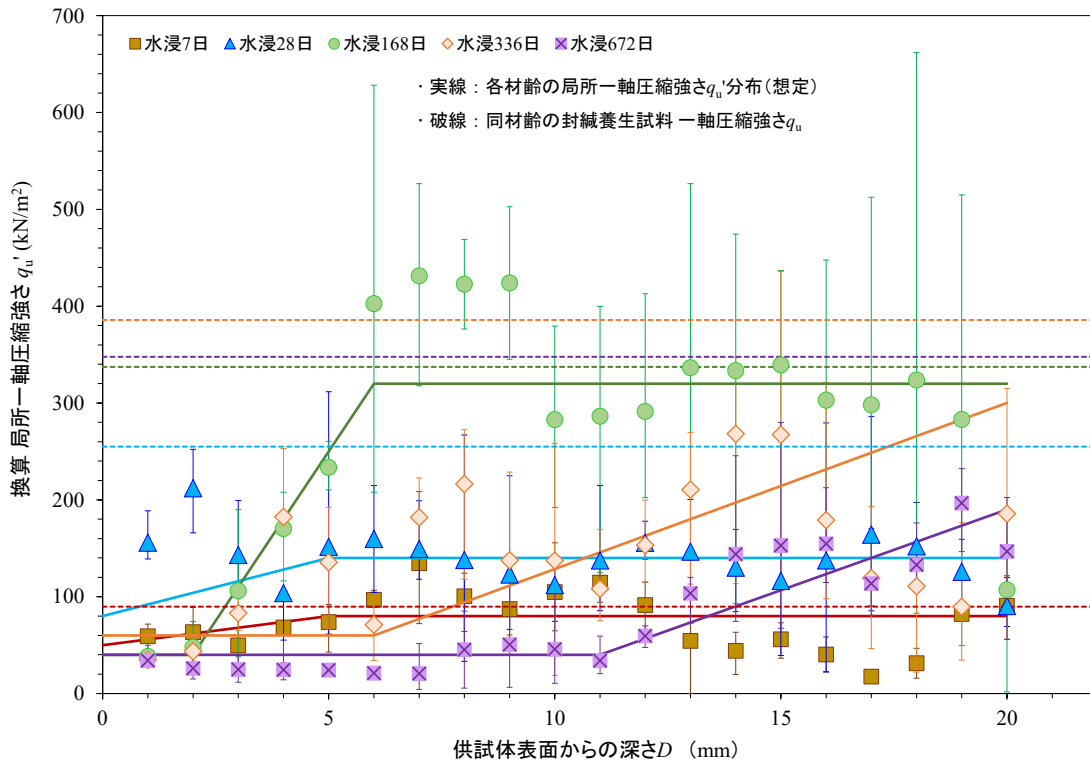


1) 換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向分布

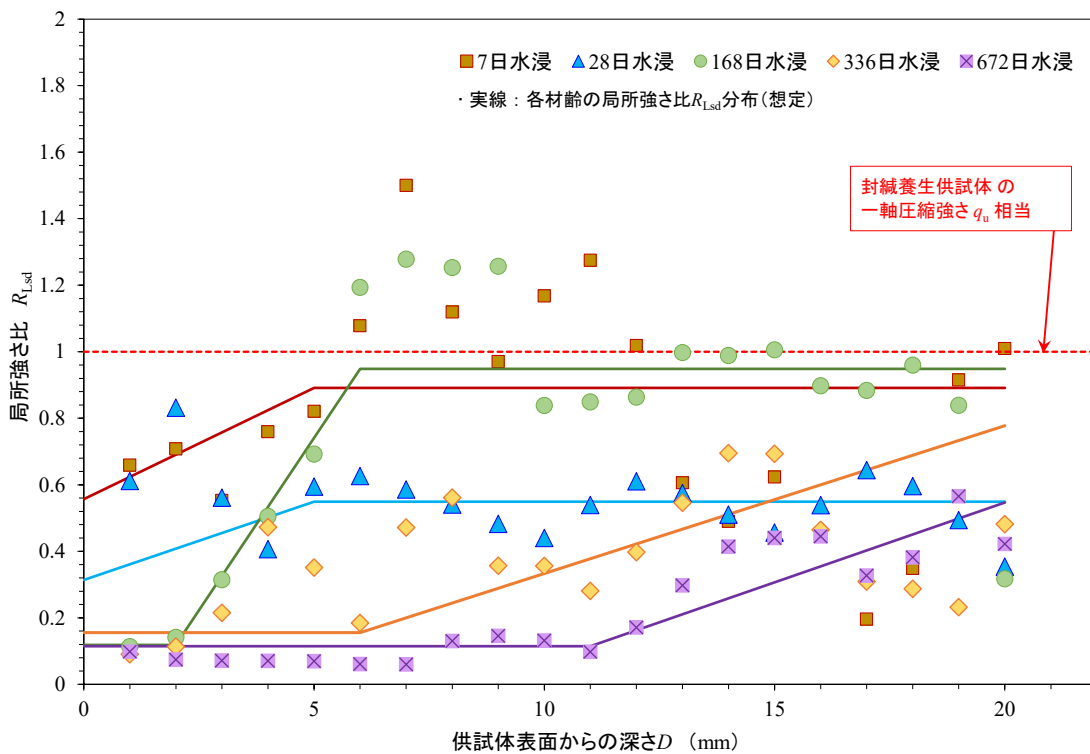


2) 局所強さ比の供試体断面方向分布

図 4.1-18 セメント改良土 (C3.5%) 水浸養生 (酸性雨) 換算局所一軸圧縮強さ及び局所強さ比分布

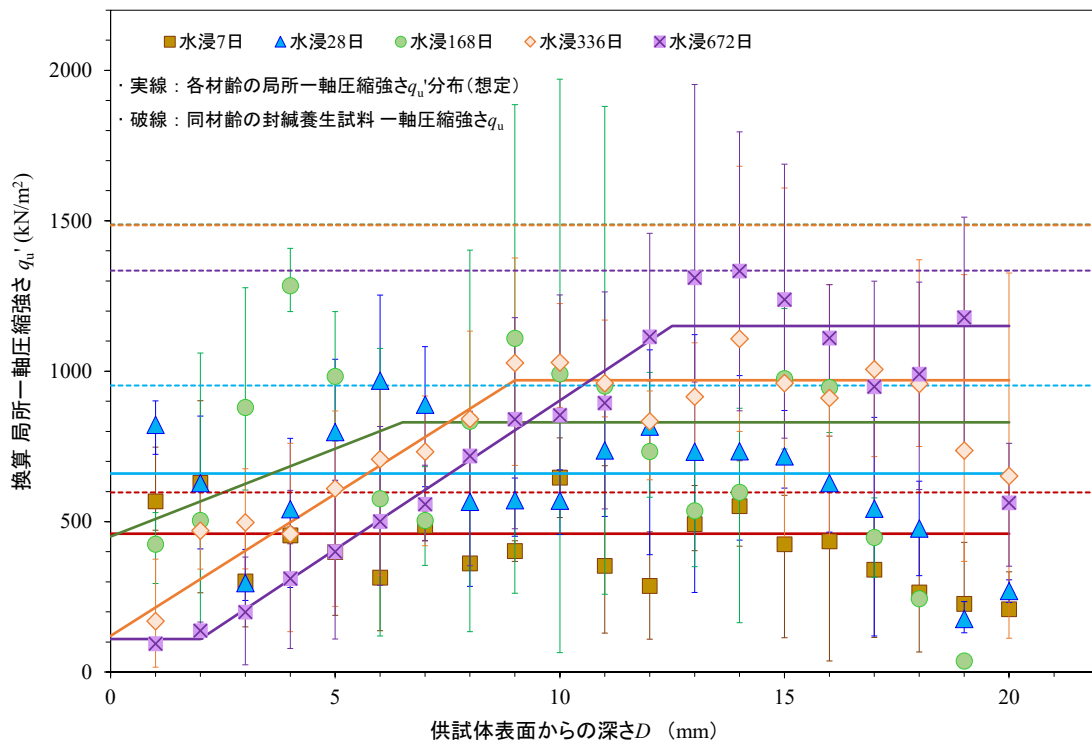


1) 換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向分布

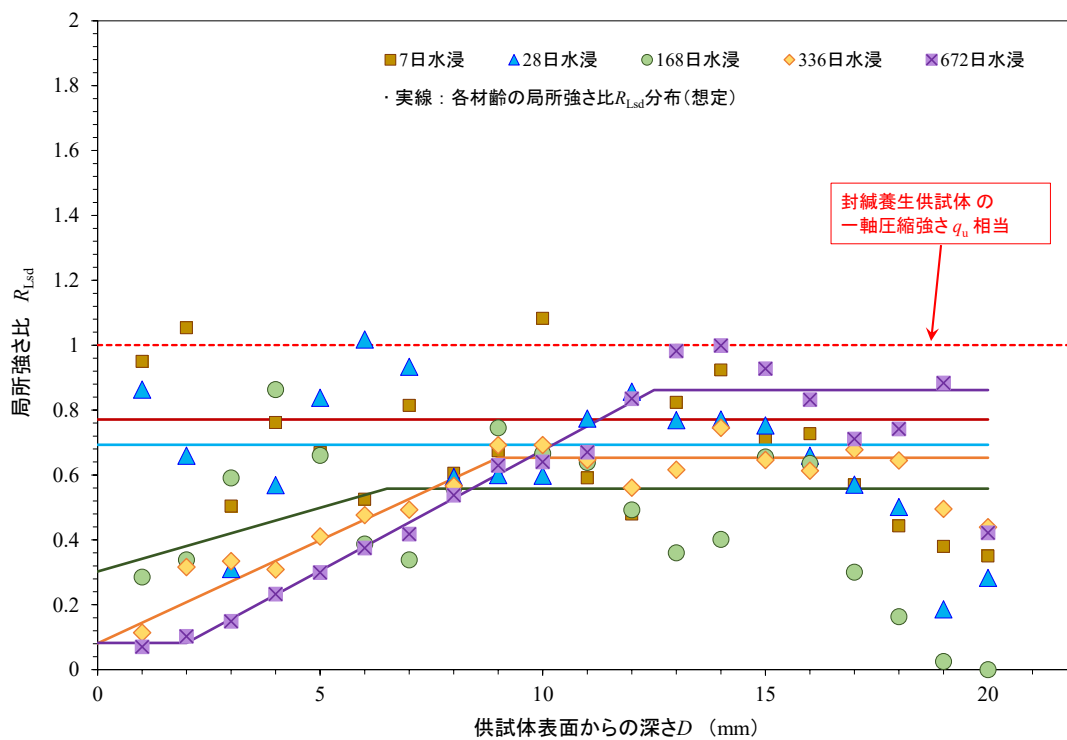


2) 局所強さ比の供試体断面方向分布

図 4.1-19 セメント改良土 (C3.5%) 水浸養生 (純水) 換算局所一軸圧縮強さ及び局所強さ比分布



1) 換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向分布



2) 局所強さ比の供試体断面方向分布

図 4.1-20 セメント改良土 (C5.3%) 水浸養生 (酸性雨) 換算局所一軸圧縮強さ及び局所強さ比分布

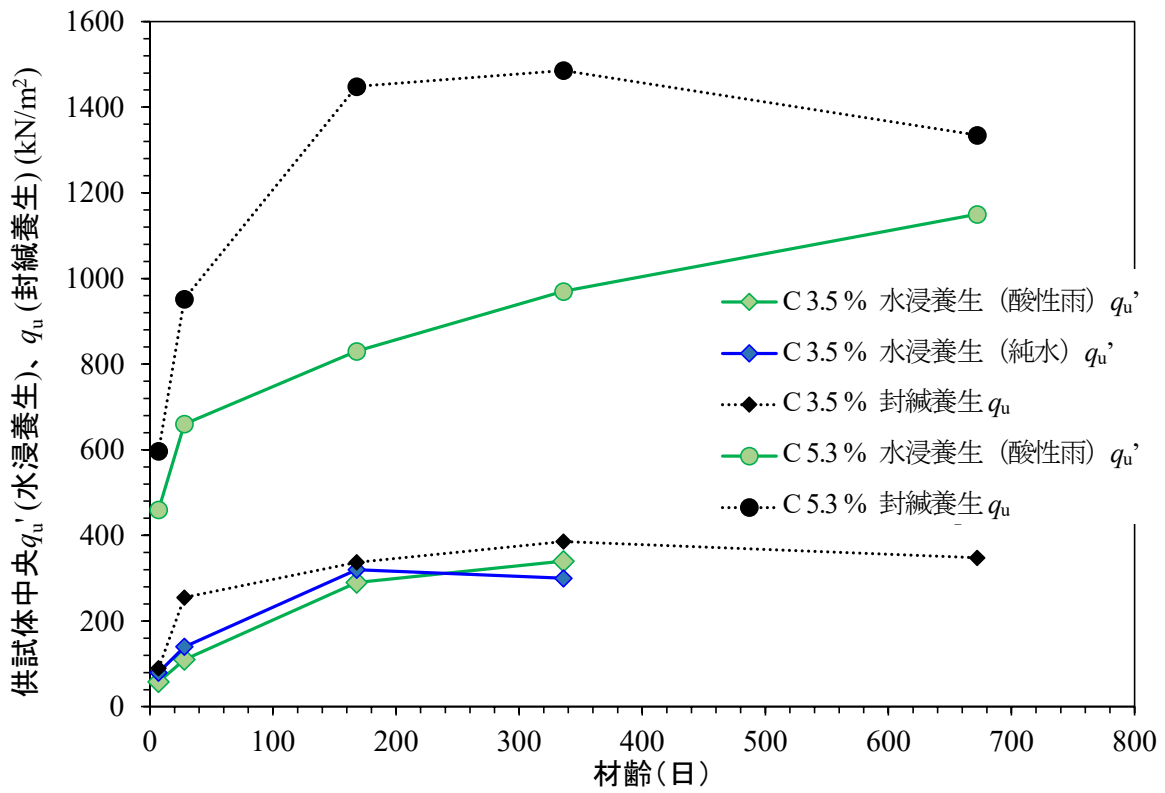
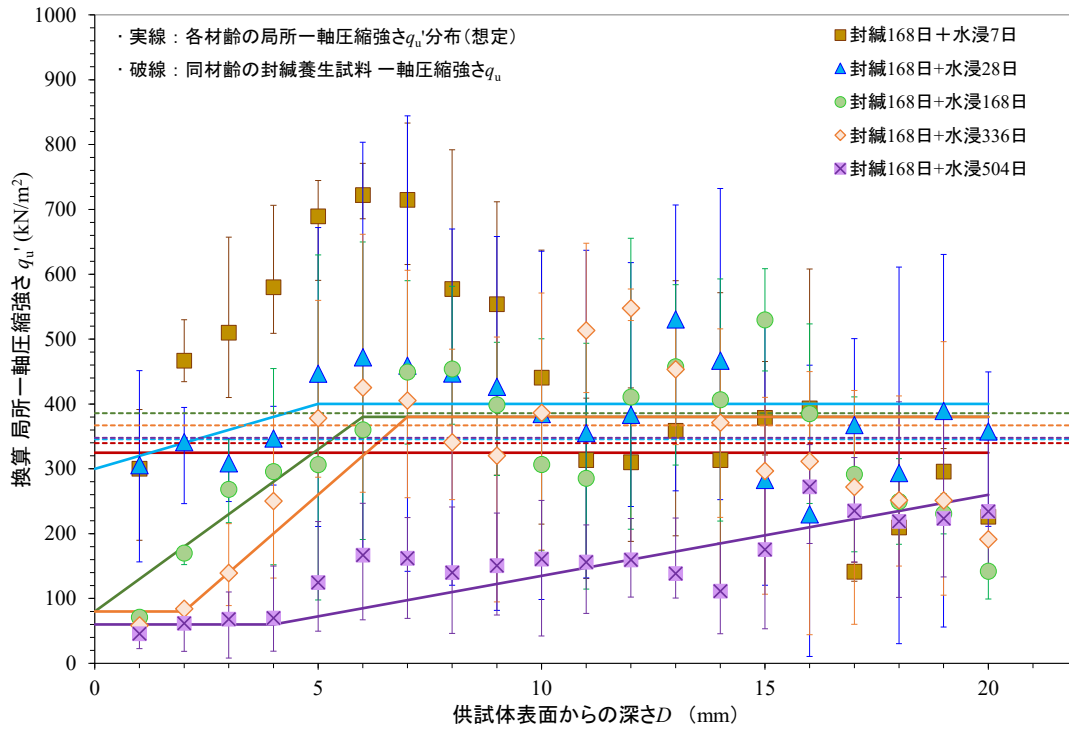
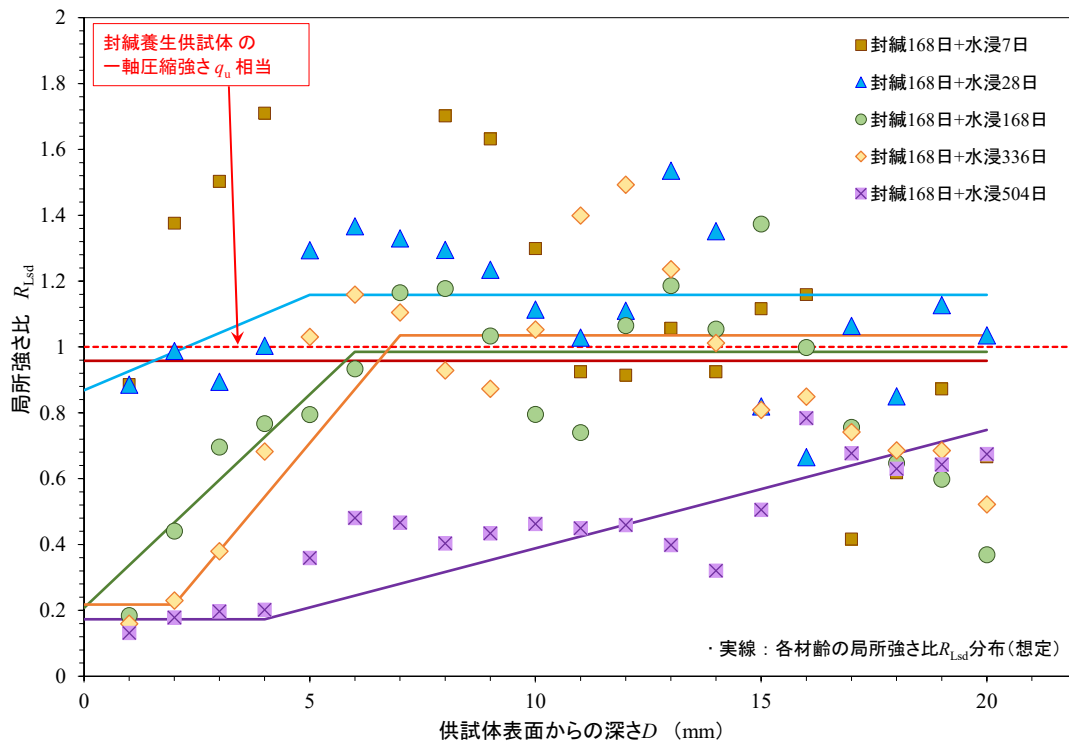


図 4.1-21 セメント改良土 (C3.5%、C5.3%) 水浸養生供試体中央部の局所強さ (局所強さ分布からの読み取り値) 及び封緘養生一軸圧縮強さの経時変化



1) 換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向分布



2) 局所強さ比の供試体断面方向分布

図 4.1-22 セメント改良土 (C3.5%) 封緘養生→水浸養生 (酸性雨)
換算局所一軸圧縮強さ及び局所強さ比分布

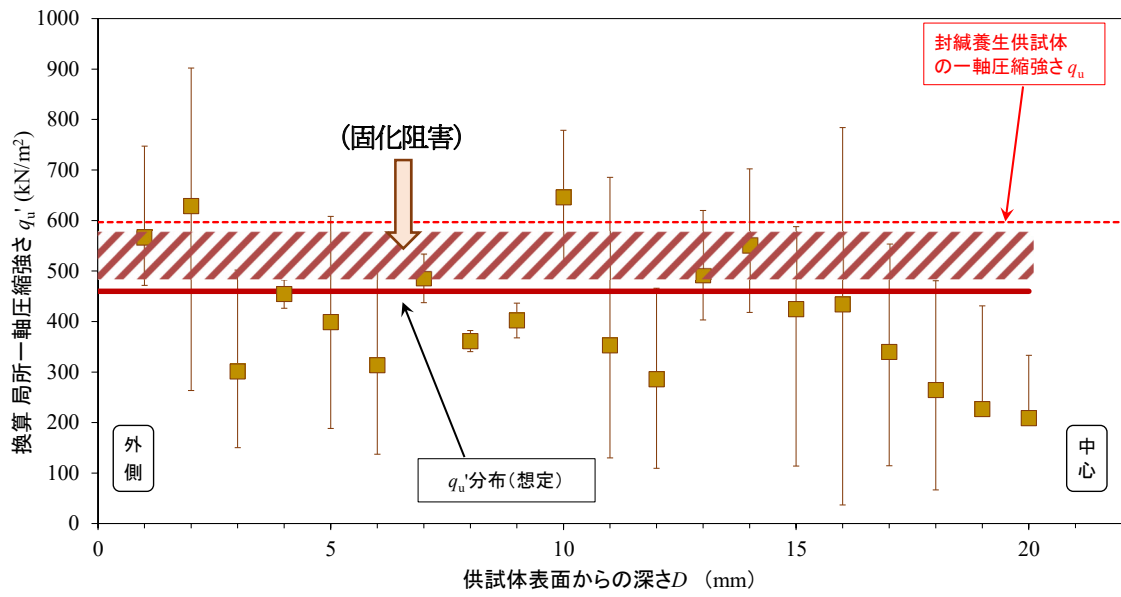
(3) 表面劣化、固化阻害の定量化

表面劣化、固化阻害の影響がより明確に現れたセメント改良土を例に、水浸養生期間による各現象の進展を模式図として図 4.1-23 に示す。図中、斜線で示した範囲が表面劣化及び固化阻害の影響の程度を表す。

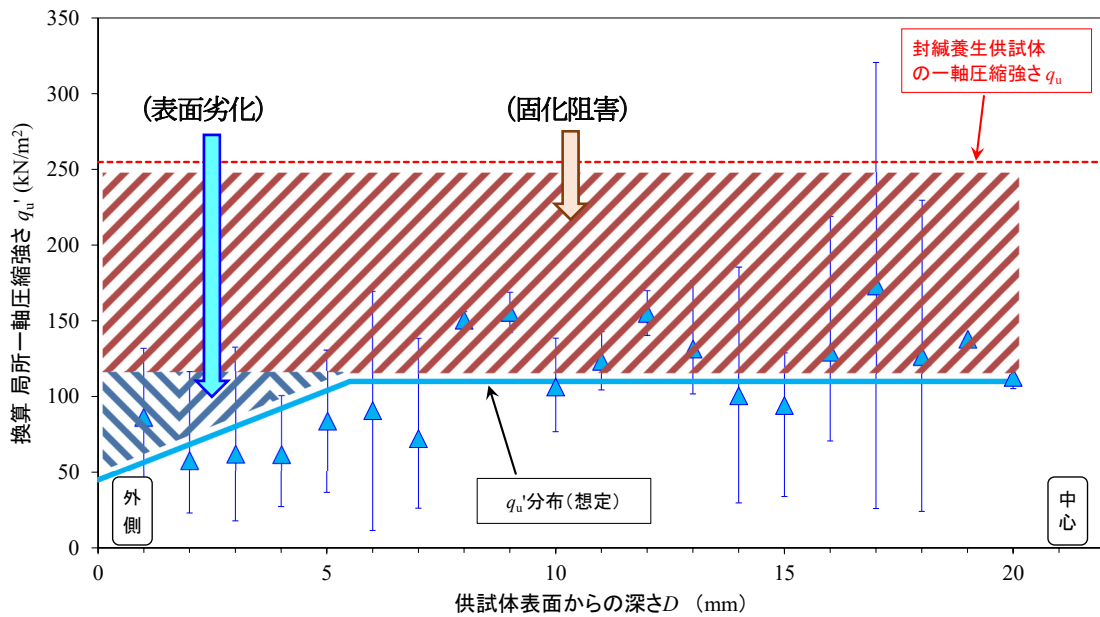
C3.5%水浸養生では、材齢 7 日で固化阻害と同時に供試体外縁部では表面劣化が生じたと考えた。この状態を Stage 2 (図 4.1-23 (1)) とした。材齢を経ると表面劣化範囲は供試体内部へ進展するとともに固化阻害の影響は次第に低減する。その後、材齢約半年になると供試体外縁部では表面劣化の影響が顕著となり完全劣化区間が生じた。この段階を Stage 3 (図 4.1-23 (2)) とした。この時、固化阻害の影響はさらに小さくなり、換算局所一軸圧縮強さ q_u は封緘養生（飽和）の一軸圧縮強さ q_u に漸近した。以降、表面劣化範囲が供試体中心に向かって拡大していき、材齢約 2 年では試験区間全域で表面劣化が生じる Stage 4 (図 4.1-23 (2)) となったものとした。この段階では、表面劣化と固化阻害の影響を切り分けて評価することが不可能となる。

C5.3%水浸養生では材齢初期 28 日までは表面劣化が認められず、内部固化阻害のみが生じた。この状態を Stage 1 (図 4.1-23 (1)) とした。その後は C3.5%水浸養生と同様に推移したが、材齢 2 年においても表面劣化が供試体中心部まで到達することはなく、Stage 3 (図 4.1-23 (3)) までであった。

石灰改良土については表面劣化による局所強さ比の R_{Lsd} の低下が主であり、固化阻害も材齢後半の 1 ~ 2 年で生じるなど、図 4.1-23 に示したセメント改良土とは異なるメカニズムを有すると考えられる。ただし、表面劣化及び固化阻害の影響の程度は同様に評価することができる。

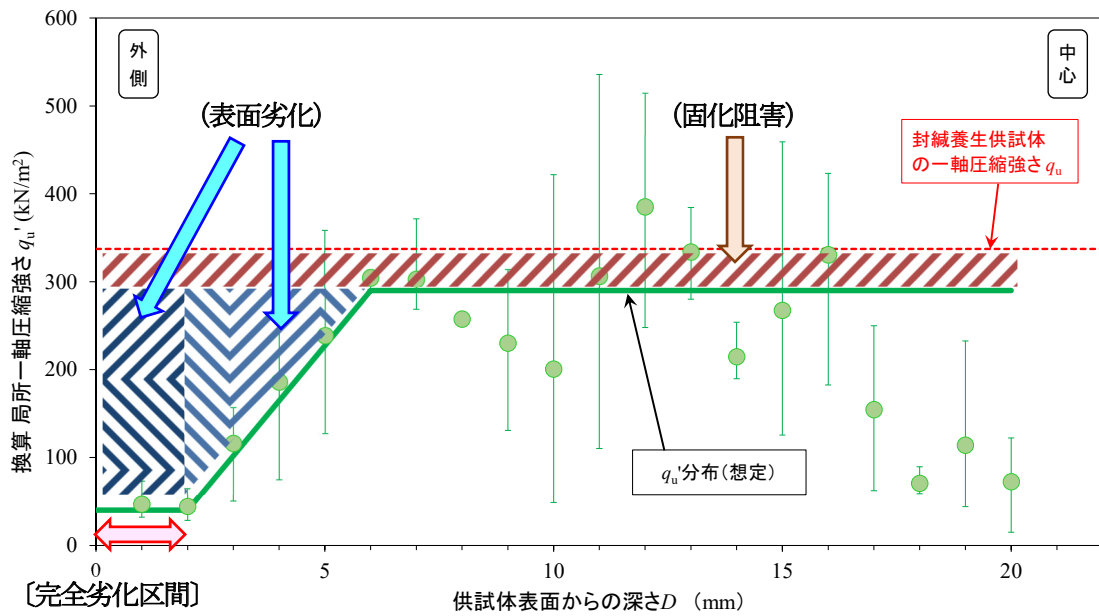


Stage 1 固化阻害のみ <C5.3% 水浸養生 (酸性雨)、材齢 7 日>

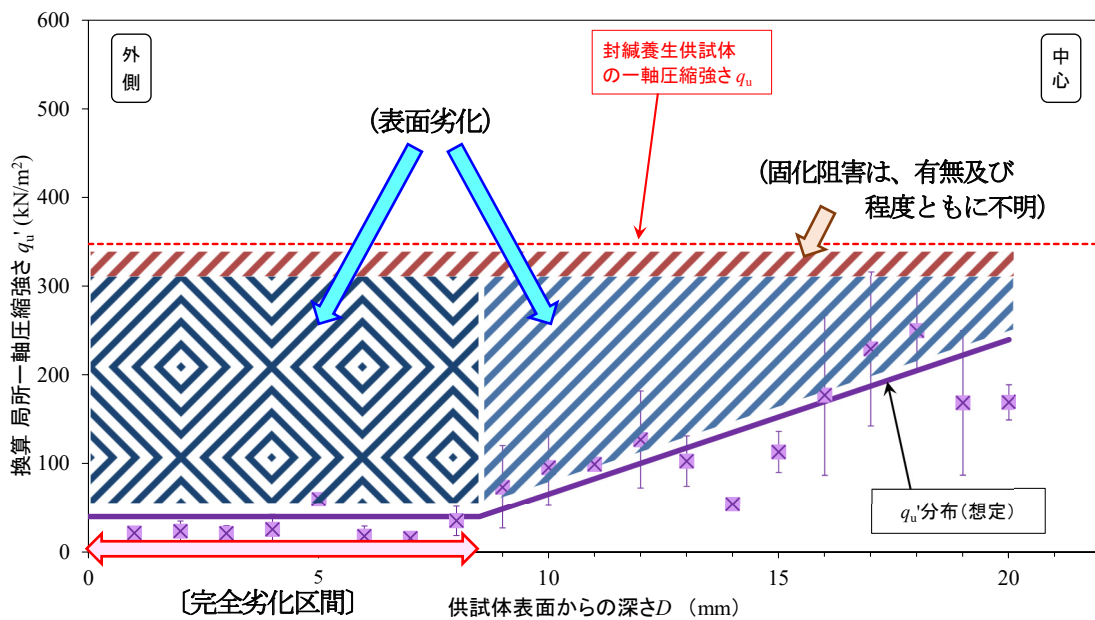


Stage 2 表面劣化 + 固化阻害 (影響 大) <C3.5% 水浸養生 (酸性雨)、材齢 28 日>

図 4.1-23 (1) セメント改良土の局所強さ分布形状と表面劣化、固化阻害の模式図



Stage 3 表面劣化（完全劣化区間あり）＋ 固化阻害（影響緩和）
 <C3.5% 水浸養生（酸性雨）、材齢 168 日>



Stage 4 表面劣化（完全劣化区間あり）、固化阻害は不明
 <C3.5% 水浸養生（酸性雨）、材齢 672 日>

図 4.1-23 (2) セメント改良土の局所強さ分布形状と表面劣化、固化阻害の模式図

図 4.1-23 で示した表面劣化や固化阻害の進行程度を定量的に評価する指標として、図 4.1-24 及び式 4.1-6 ~ 式 4.1-8 に示すとおり、「封緘養生の一軸圧縮強さと水浸養生の局所一軸圧縮強さの差」と「該当する区間の供試体断面積」の積を、それぞれ固化阻害度 DB、表面劣化度 DS として定義した。また、両者の合計を劣化度 DD (DS+DB) として定義した。なお、表面劣化が試験区間全域に達した状態 (図 4.1-23 (2)、Stage 4) については固化阻害と表面劣化の影響を分離できないことから、劣化度 DD のみの評価とした。

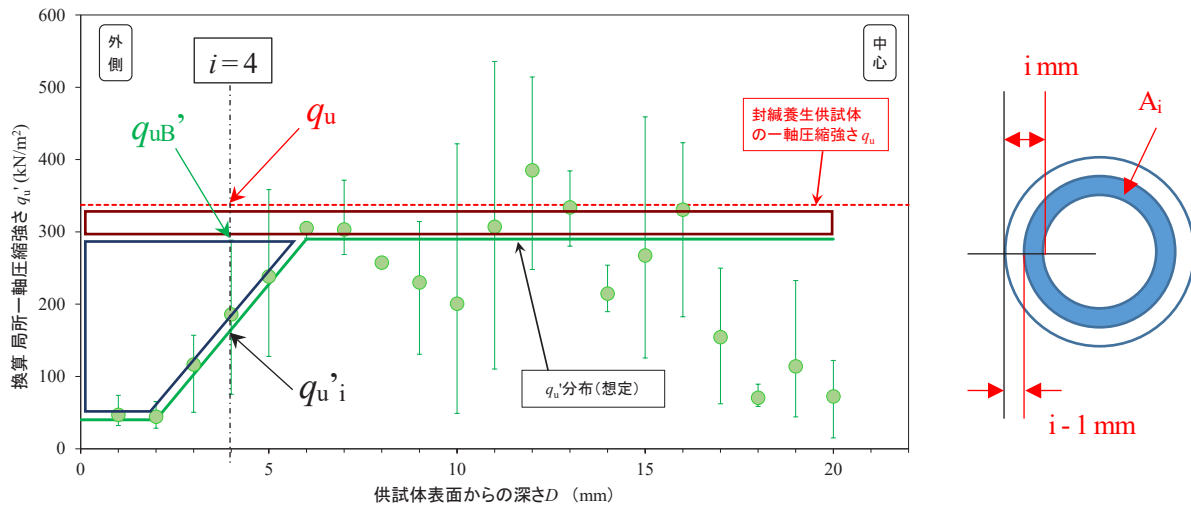


図 4.1-24 表面劣化度 DS、固化阻害度 DB、劣化度 DD の算定方法

$$DB = \sum_{i=1}^{20} (q_u - q_{uB'}) \times A_i \quad \dots \quad \text{(式 4.1-6)}$$

$$DS = \sum_{i=1}^{20} (q_{uB'} - q_{u'i}) \times A_i \quad \dots \quad \text{(式 4.1-7)}$$

$$DD = \sum_{i=1}^{20} (q_u - q_{u'i}) \times A_i \quad \dots \quad \text{(式 4.1-8)}$$

- ここに、 q_u : 同材齢における封緘養生の一軸圧縮強さ (kN/m²)
 $q_{uB'}$: 固化阻害のみ生じている箇所の局所一軸圧縮強さ (設定値) (kN/m²)
 $q_{u'i}$: 供試体表面から i (mm) における局所一軸圧縮強さ (設定値) (kN/m²)
 A_i : 供試体表面からから $i-1 \sim i$ (mm) における断面積 (m²)

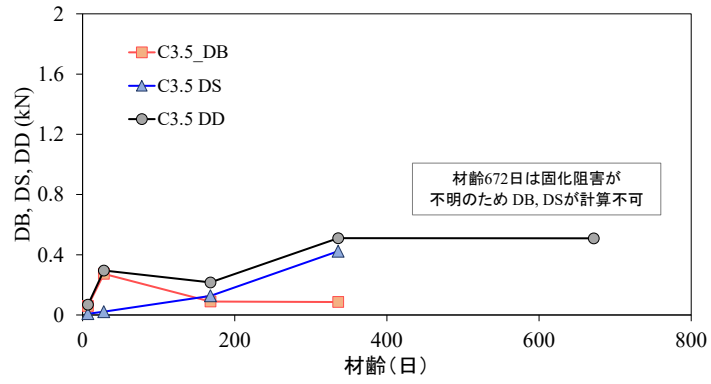
<a> セメント改良土

セメント改良土の固化阻害度 DB、表面劣化度 DS 及び劣化度 DD の経時変化を改良材添加率及び養生条件毎に整理して図 4.1-25 に示す。また、封緘養生と水浸養生の一軸圧縮強さ q_u の差 ($q_{u<封緘>} - q_{u<水浸>}$) の経時変化を図 4.1-26 に示す。

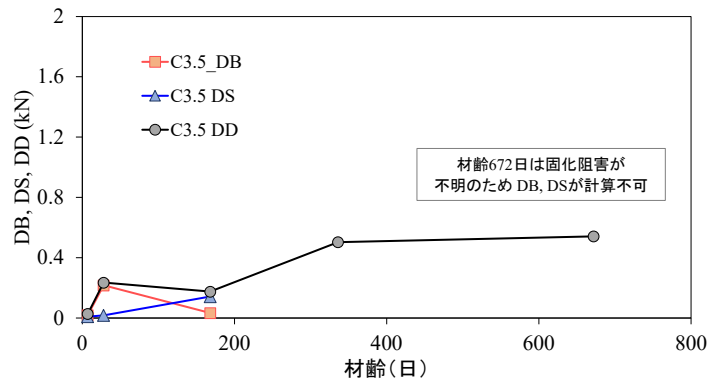
C3.5%について、表面劣化度 DB は材齢と共に単調増加を示した。一方、固化阻害度 DS は材齢 28 日でピークに達した後、減少に転じ固化阻害の影響は低減した。この経時変化において養生水の液性の影響は確認されなかった。劣化度 DD については、材齢 7 日から 28 日にかけて大きく増加したのに対し、材齢 336 日から 672 日にかけての増加は小さかった。この傾向は、一軸圧縮強さの差の経時変化 (図 4.1-26) と一致した。ただし、材齢 168 日に固化阻害の低減により劣化度は一旦減少したが、一軸圧縮強さの差は材齢の増加に伴い単調増加を示し異なる結果を得た。この差異が生じた要因について、現時点では不明である。

C5.3%について、表面劣化度は C3.5%と同様に材齢と共に単調に増加した。固化阻害度 DB はピーク時の材齢が 168 日と C3.5%に比べて遅くなった。以降は C3.5%と同様、減少に転じ固化阻害の影響は低減した。劣化度 DD について、材齢 28 日から 168 日で大きく増加し、336 日でピークを示した以降、変化は小さかった。この過程は一軸圧縮強さの差の経時変化と同様であった。

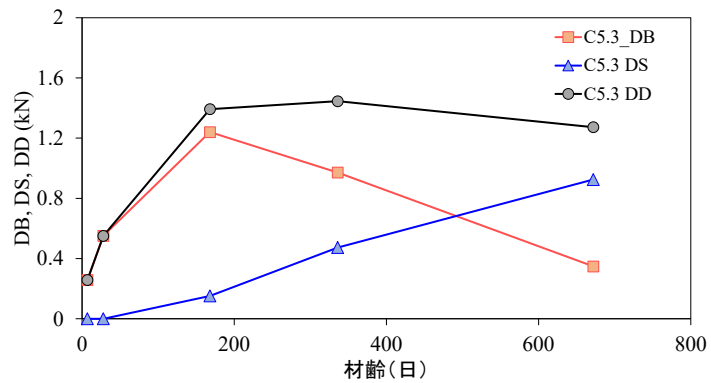
C3.5%封緘養生 → 水浸養生について、若干のバラツキはあるものの固化阻害度 DB は概ね 0 程度であり、表面劣化度 DS 及び劣化度 DD は材齢の増加と共に単調増加を示した。一軸圧縮強さの差についても材齢の増加にともない単調増加を示しており、劣化度 DD の傾向と一致した。



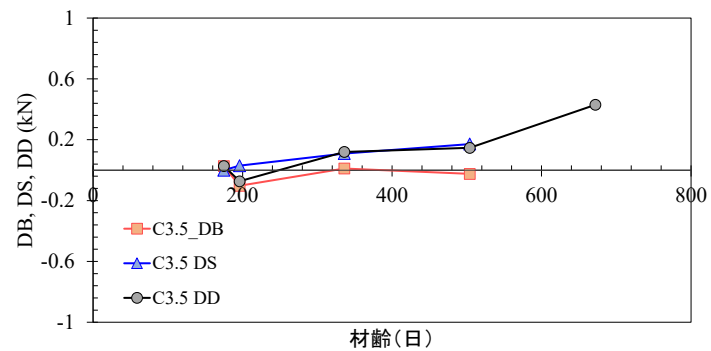
(1) C3.5% 水浸養生 (酸性雨)



(2) C3.5% 水浸養生 (純水)

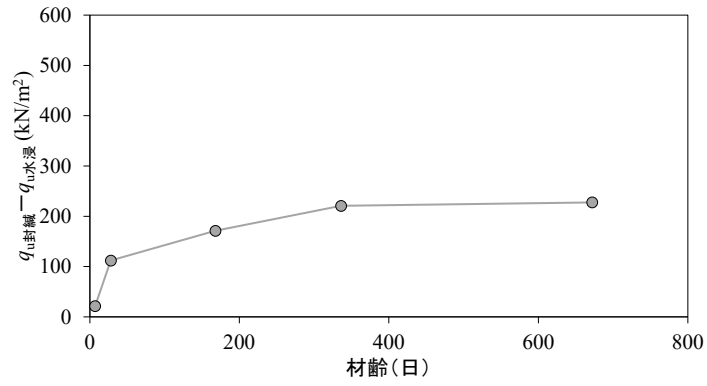


(3) C5.3% 水浸養生 (酸性雨)

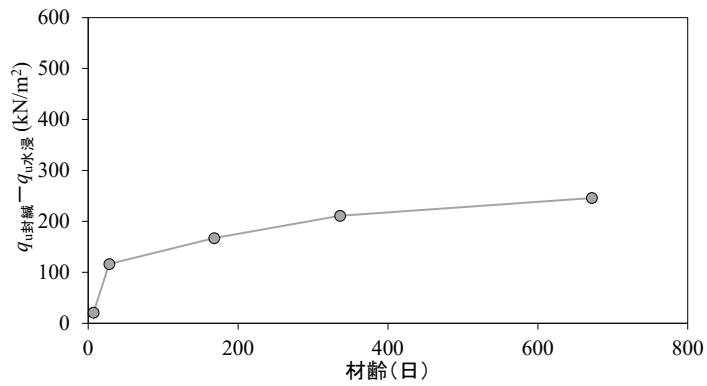


(4) C3.5% 封緘養生 168 日→水浸養生 (酸性雨)

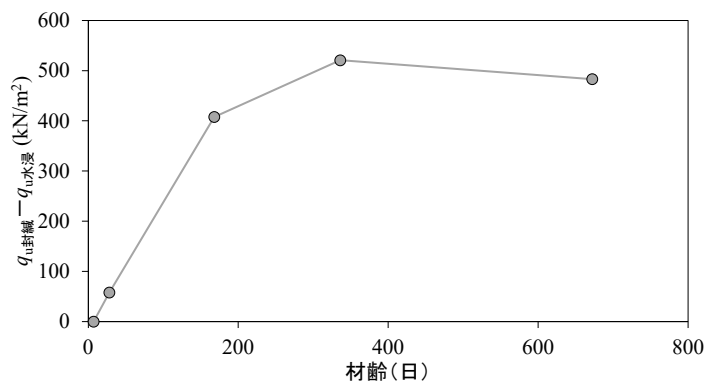
図 4.1-25 固化阻害度 DB、表面劣化度 DS、劣化度 DD の経時変化 (セメント改良土)



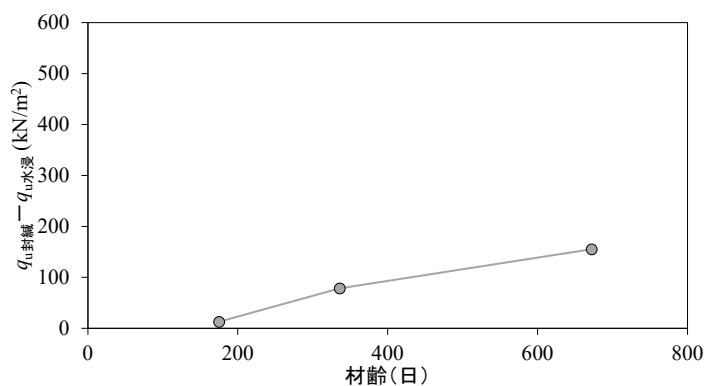
(1) C3.5% 水浸養生 (酸性雨)



(2) C3.5% 水浸養生 (純水)



(3) C5.3% 水浸養生 (酸性雨)



(4) C3.5% 封緘養生 168 日→水浸養生 (酸性雨)

図 4.1-26 封緘養生の一軸圧縮強さと水浸養生の一軸圧縮強さの差 経時変化 (セメント改良土)

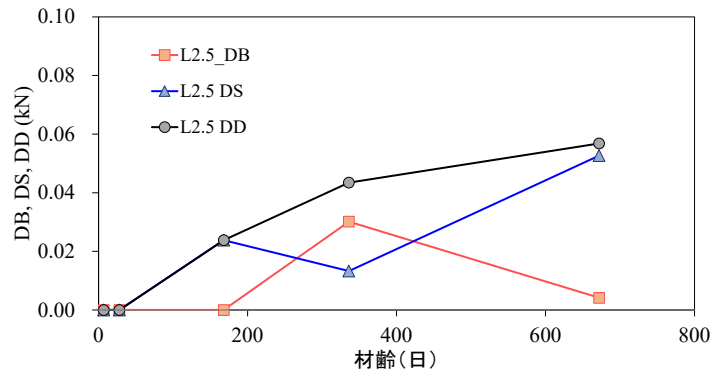
 石灰改良土

石灰改良土の固化阻害度 DB、表面劣化度 DS 及び劣化度 DD の経時変化を改良材添加率及び養生条件毎に整理して図 4.1-27 に示す。また、封緘養生と水浸養生の一軸圧縮強さ q_u の差 ($q_{u<封緘>} - q_{u<水浸>}$) の経時変化を図 4.1-28 に示す。

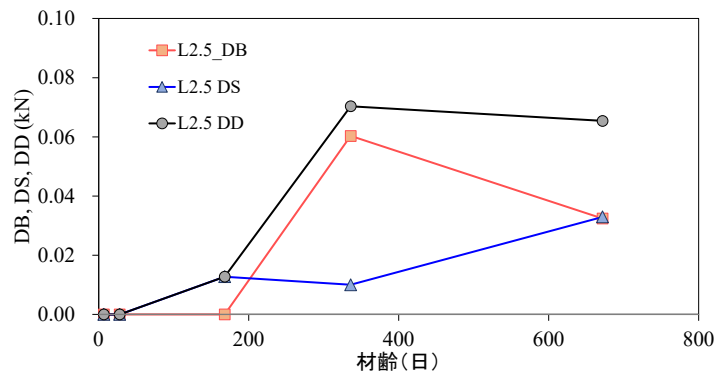
L2.5%について、表面劣化度 DS は材齢 336 日を除いて材齢と共に増加した。固化阻害度 DB は、材齢初期 (~168 日) までは認められず、材齢後半 (336 日) にて最大値を示した後に減少に転じた。これは材齢初期に固化阻害度 DB がピークを示したセメント改良土の固化阻害の経時変化と異なる結果である。

L3.8%について、劣化度 DD の大半を占めたのは固化阻害に起因するものであった。固化阻害度 DB は L2.5%と同様に材齢 336 日にてピークを示した後、やや減少した。表面劣化度 DS は材齢と共に単調増加を示したが、全体の劣化度 DD に対する寄与度は小さかった。

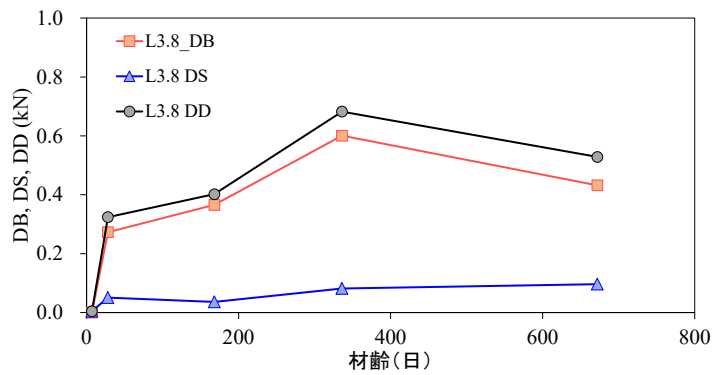
L2.5%封緘養生 → 水浸養生について、水浸約 1.5 年 (材齢約 2 年) まで表面劣化度 DS 及び固化阻害度 DB とともに単調増加を示した。



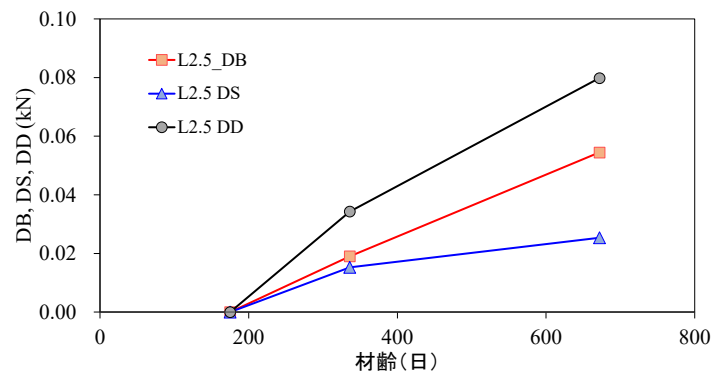
(1) L2.5% 水浸養生 (酸性雨)



(2) L2.5% 水浸養生 (純水)

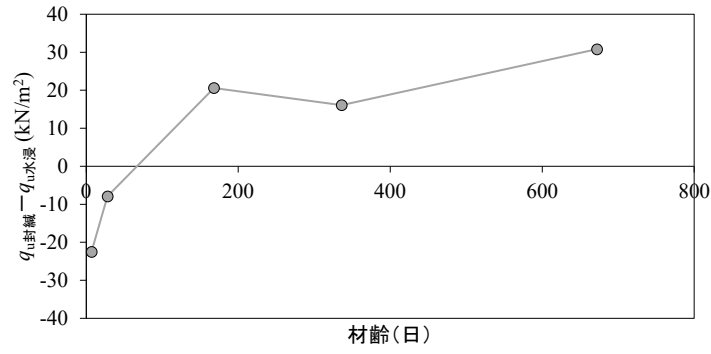


(3) L3.8% 水浸養生 (酸性雨) 注 縦軸縮尺が異なる

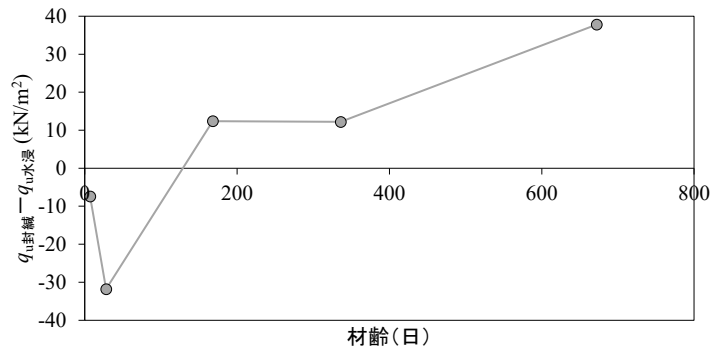


(4) L2.5% 封緘養生 168 日→水浸養生 (酸性雨)

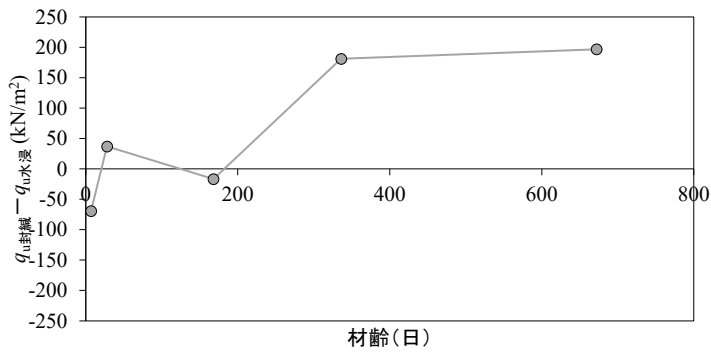
図 4.1-27 固化阻害度 DB、表面劣化度 DS、劣化度 DD の経時変化 (石灰改良土)



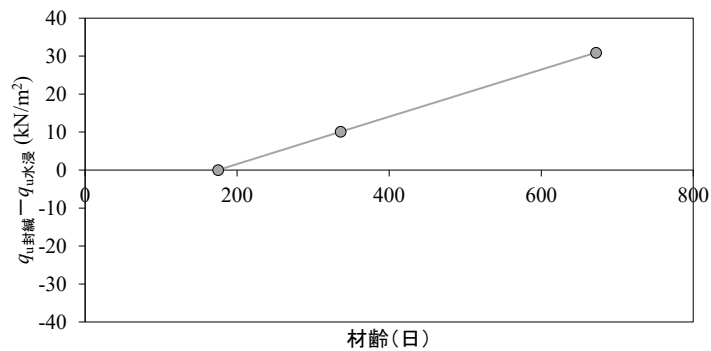
(1) L2.5% 水浸養生 (酸性雨)



(2) L2.5% 水浸養生 (純水)



(3) L3.8% 水浸養生 (酸性雨) 注 縦軸縮尺が異なる



(4) L2.5% 封緘養生 168 日→水浸養生 (酸性雨)

図 4.1-28 封緘養生の一軸圧縮強さと水浸養生の一軸圧縮強さの差 経時変化 (石灰改良土)

4.1.5 針貫入試験における試験区間長の影響

4.1.4 までに示した結果はいずれも試験方法 A にて実施したものである。この試験方法は試験区間長が 30 mm と JGS 3431-2012 で定められた試験区間長の 3 倍である。このため、貫入試験中の針と供試体間の摩擦や針の曲がりなどによる影響が供試体深さ方向で異なることで、供試体断面方向の局所強さが正しく評価できていない可能性が考えられた。そこで、材齢約 2 年 (672 日) の試料を対象に、試験区間長を 10 mm に細分化した試験方法 B (図 4.1-2) を実施し、針の曲がりや摩擦が試験方法 A の結果に影響を与えたか検証を行った。

図 4.1-29 には C3.5% 及び C5.3% の水浸養生試料に対して試験方法 B による針貫入試験を実施した結果を局所強さ比 R_{Lsd} に換算して示した。図中には試験方法 A による結果 (図 4.1-18 ~ 図 4.1-20、材齢約 2 年) も合わせて示した。セメント改良土については、改良材添加率や養生水の液性によらず、試験方法 B の R_{Lsd} 分布は試験方法 A の R_{Lsd} 分布と概ね同様であった。したがって、セメント改良土については針貫入試験の試験区間長の影響は小さかったものと考えられる。

図 4.1-30 には L2.5% 及び L3.8% の水浸養生試料に対して試験方法 B による針貫入試験を実施した結果を、セメント改良土と同様に R_{Lsd} に換算して示した。図中には試験方法 A による結果 (図 4.1-14 ~ 図 4.1-16、材齢約 2 年) も合わせて示した。L2.5% 水浸養生 (酸性雨) では試験方法 A と試験方法 B で R_{Lsd} の分布に相違が見られた。現時点では、一部の石灰改良土でのみこのような差異が生じた要因は不明である。ただし、石灰改良土の換算局所一軸圧縮強さ q_u' はセメント改良土の q_u' と比較して小さいため、試験方法 B の試料整形時の供試体の乱れの影響は石灰改良土の方が相対的に受けやすい。このことから、乱れが比較的強く生じた一部の石灰改良土試料において、試験方法 B の R_{Lsd} が試験方法 A の R_{Lsd} に比べて低下したとも考えられる。

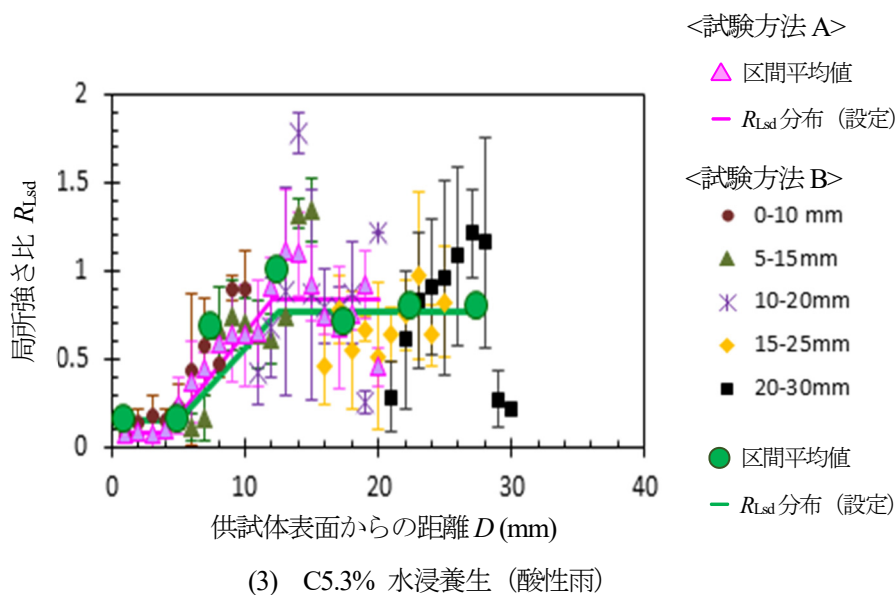
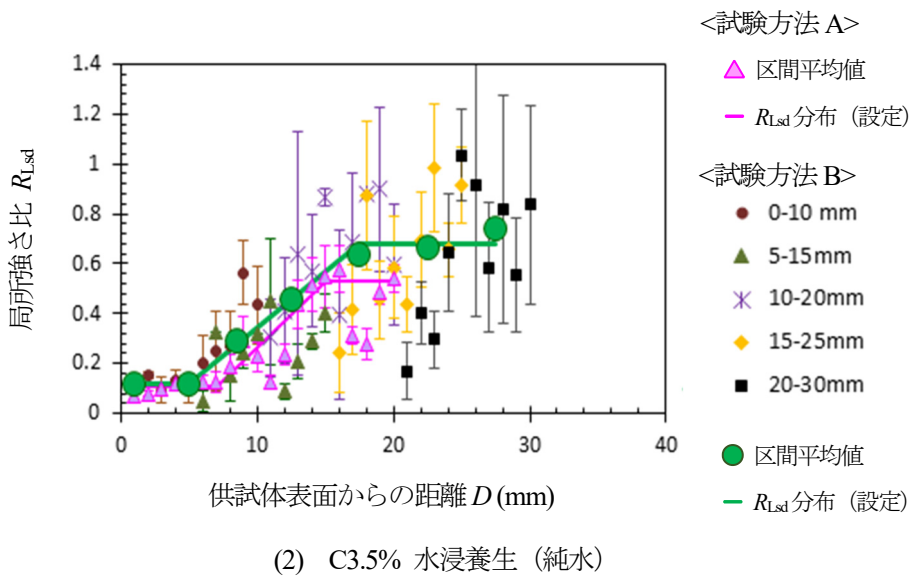
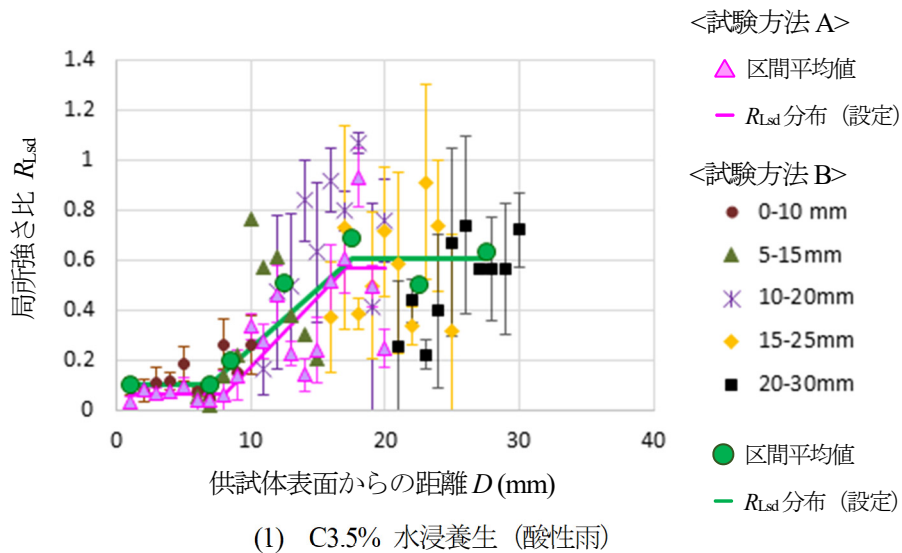


図 4.1-29 セメント改良土 針貫入試験結果 (試験方法 A と試験方法 B の比較) ²⁶⁾より引用・加筆

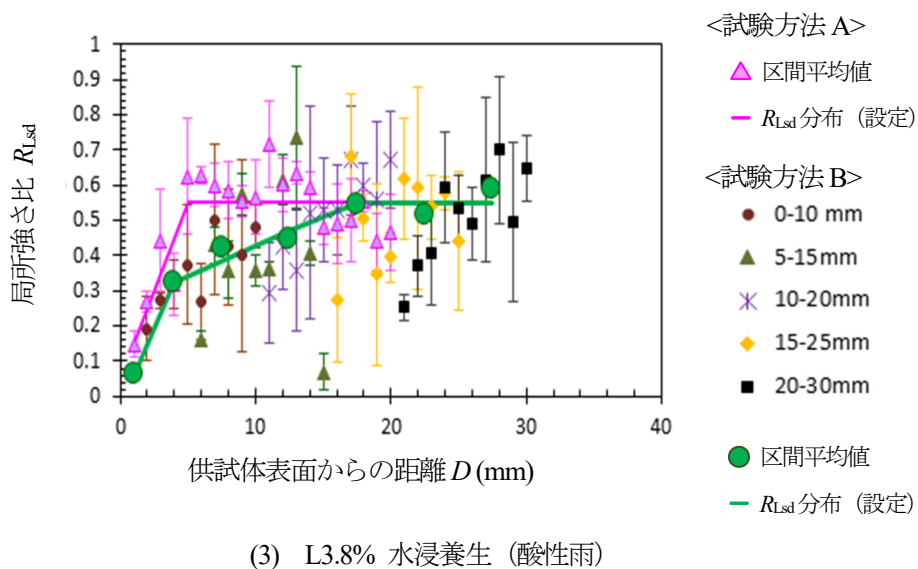
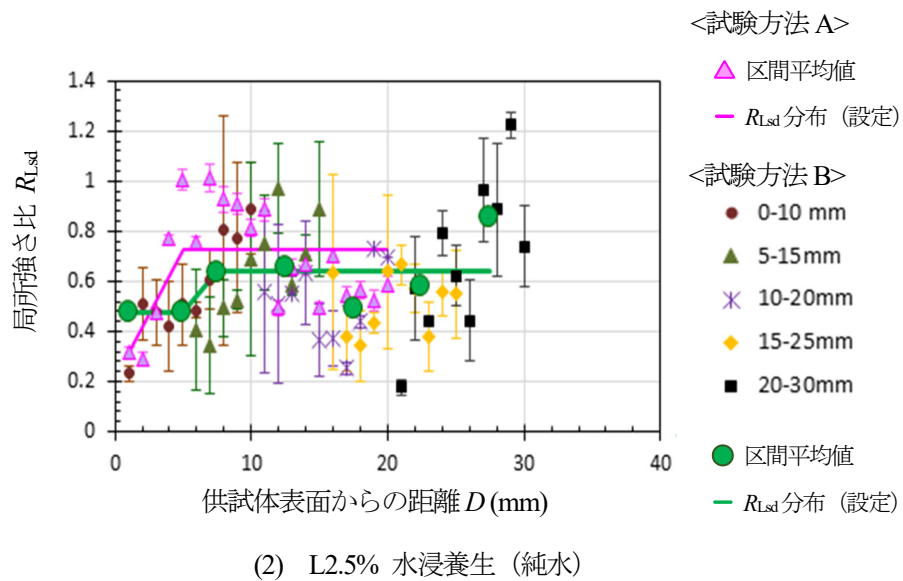
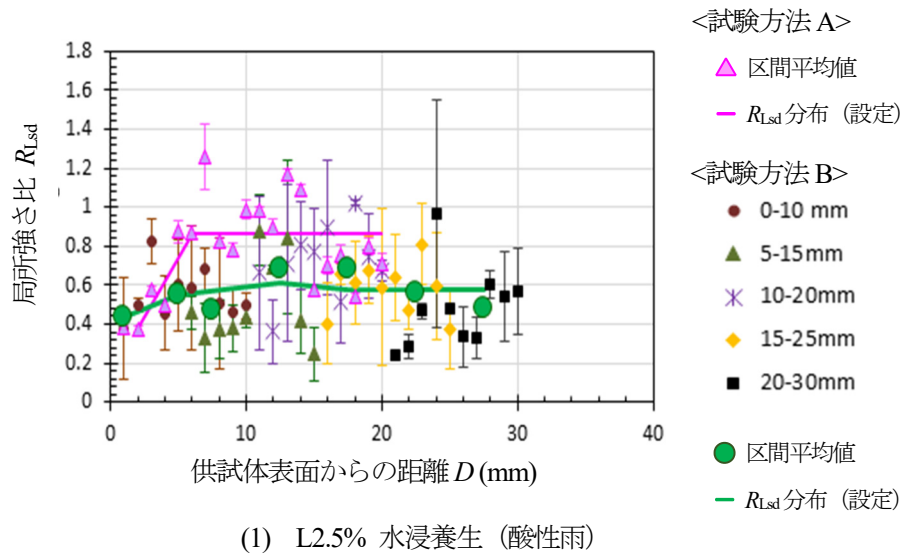


図 4.1-30 石灰改良土 針貫入試験結果 (試験方法 A と試験方法 B の比較) 26)より引用・加筆

4.2 改良土の化学分析及び鉱物分析結果

4.1 節において示した水浸養生による改良土の局所強さの変化について、改良土の化学的特性の変化に基づき考察を行うため、以下に示す4種の化学分析及び鉱物分析を実施した。本節ではこれらの分析結果を順に示す。

<化学分析>

- ✓ 蛍光 X 線分析 (XRF)
- ✓ 電子線マイクロアナライザ (EPMA)

<鉱物分析>

- ✓ 粉末 X 線回折 (XRD)
- ✓ 熱重量・示差熱同時分析 (TG-DTA)

4.2.1 化学分析結果

(1) 蛍光 X 線分析 (XRF)

セメント改良土の水浸養生による Ca イオンの溶脱と改良土の強度低下は既往研究^{例えば 24)}で報告されてきた。封緘養生に比べ水浸養生の換算局所一軸圧縮強さ q_u が小さくなった範囲では、同様に Ca イオンの溶脱が生じている可能性を考え、これを検証するために蛍光 X 線分析 (XRF) を実施した。

石灰改良土の供試体断面方向 Ca イオン濃度分布について、材齢毎に整理したものを図 4.2-1 に、養生条件毎に整理したものを図 4.2-2 に示す。封緘養生について、材齢 28 日のみ供試体全体を 1 試料の Ca イオン濃度で代表させた。これ以外の材齢は供試体外縁部、中間部及び中心部の各採取位置における Ca イオン濃度である。図中の Ca イオン濃度は XRF 分析により得られた値から美浦砂由来の Ca イオンを除外し、改良材由来の Ca イオン濃度のみ²⁶⁾を示した。改良材添加率によらず封緘養生の各材齢における断面方向の Ca イオン濃度分布は同様であった。材齢によって Ca イオン濃度が 0.2 ~ 0.4 % 程度の幅で増減しているが、封緘養生の下では本来ならば Ca イオン濃度 (総量) は変化しないはずである。したがって、ここで得られた濃度の幅は本実験条件における XRF 分析のバラツキの程度を示すといえる。

水浸養生について、供試体表面から同じ距離での Ca イオン濃度の経時変化を見ると、改良材添加率や試料採取位置によらず、概ね材齢を経るにともない Ca イオン濃度は単調に低下した。また、供試体外縁、中間、中心と 3 点で分析を行った材齢約 1 年及び約 2 年について供試体断面方向の Ca イオン濃度分布に着目すると、外縁部 (表面、0 mm を除く) の Ca イオン濃度の低下量が最も大きく、供試体中では中心部に向かって連続的に Ca イオン濃度が増加する (減少量は連続的に低下する) ことが確認された。Ca イオンが表層より溶脱した結果であると考えられる。さらにいずれの添加率とも、材齢約 1 年以降は供試体中心部まで Ca イオン濃度の低下が確認された。ここで、表層の Ca イオン濃度が大きい点については、溶脱した Ca イオンが供試体表面に析出した (図 2.2-11) ためと考えられる。

針貫入試験による換算局所一軸圧縮強さ q_u の結果と比較するために、L3.8%水浸養生 (酸性雨) の結果 (図 4.1-16) に着目する。材齢約 1 年及び 2 年では外縁部ほど表面劣化により q_u が小さく、供試体中心部では固化阻害により局所強さ比 R_{Lsd} が 1 より小さい値を示しており、これらについては Ca イオン濃度分布と整合する結果を得た。しかし、針貫入試験結果では、材齢 28 日以降、表面劣化によ

り外縁部ほど q_u' が低下し、中心部でも局所強さ比 R_{Lsd} が低下したが、同材齢においてこの強度変化に対応する Ca イオン濃度の変化は今回の XRF 分析では確認されなかった。

セメント改良土の供試体断面方向 Ca イオン濃度分布について、材齢毎に整理したものを図 4.2-3 に、養生条件毎に整理したものを図 4.2-4 に示す。Ca イオン濃度は、石灰改良土と同様に改良材由来の Ca イオン濃度のみ²⁶⁾を示している。封緘養生について、石灰改良土と同様に、材齢 28 日のみ供試体全体の Ca イオン濃度を 1 試料の結果で代表させており、これ以外の材齢は供試体外縁部、中心部（及び中間部）の各採取位置における Ca イオン濃度を示す。改良材添加率によらず封緘養生の各材齢における断面方向の Ca イオン濃度分布は石灰改良土と同様に概ね一様であった。材齢によって Ca イオン濃度が 0.2 ~ 0.3 % 程度の幅で増減しているが、封緘養生の下では本来ならば Ca イオン濃度（総量）は変化しないはずである。したがって、ここで得られた濃度の幅は、石灰改良土の場合と同様に本実験条件における XRF 分析のバラツキの程度を示すといえる。

水浸養生について、供試体表面から同じ距離での Ca イオン濃度の経時変化は、石灰改良土と同様に改良材添加率や試料採取位置によらず、材齢を経るにともない単調に低下した。供試体断面方向の Ca イオン濃度分布に着目すると、C3.5%では材齢 28 日以降、C5.3%で材齢約半年以降に供試体外縁部で Ca イオン濃度の低下が確認された。また、供試体外縁、中間、中心と 3 点で分析を行った材齢約 1 年及び約 2 年については、石灰改良土と同様、外縁部（表面、0mm を除く）の Ca イオン濃度の低下量が最も大きく、供試体中では中心部に向かって連続的に Ca イオン濃度が増加する（減少量は連続的に低下する）ことが確認された。Ca イオンが表層より溶脱した結果であると考えられる。さらにいずれの添加率とも、材齢約 1 年以降は供試体中心部まで Ca イオン濃度の低下が確認された。ここで、表層の Ca イオン濃度が大きい点については、石灰改良土と同様に溶脱した Ca イオンが供試体表面に析出した（図 2.2-11）ためと考えられる。

針貫入試験による換算局所一軸圧縮強さ q_u' の結果（図 4.1-18、図 4.1-20）と比較として、外縁部において Ca 濃度が低下した時期（C3.5%は材齢 28 日、C5.3%は材齢約半年）は、表面劣化が開始した時期と整合した。一方、材齢初期の 28 日にて確認された固化阻害による中心部の R_{Lsd} の低下について、今回の XRF 分析では対応する Ca イオン濃度の変化（供試体中心部における Ca イオン濃度の低下）は確認されなかった。

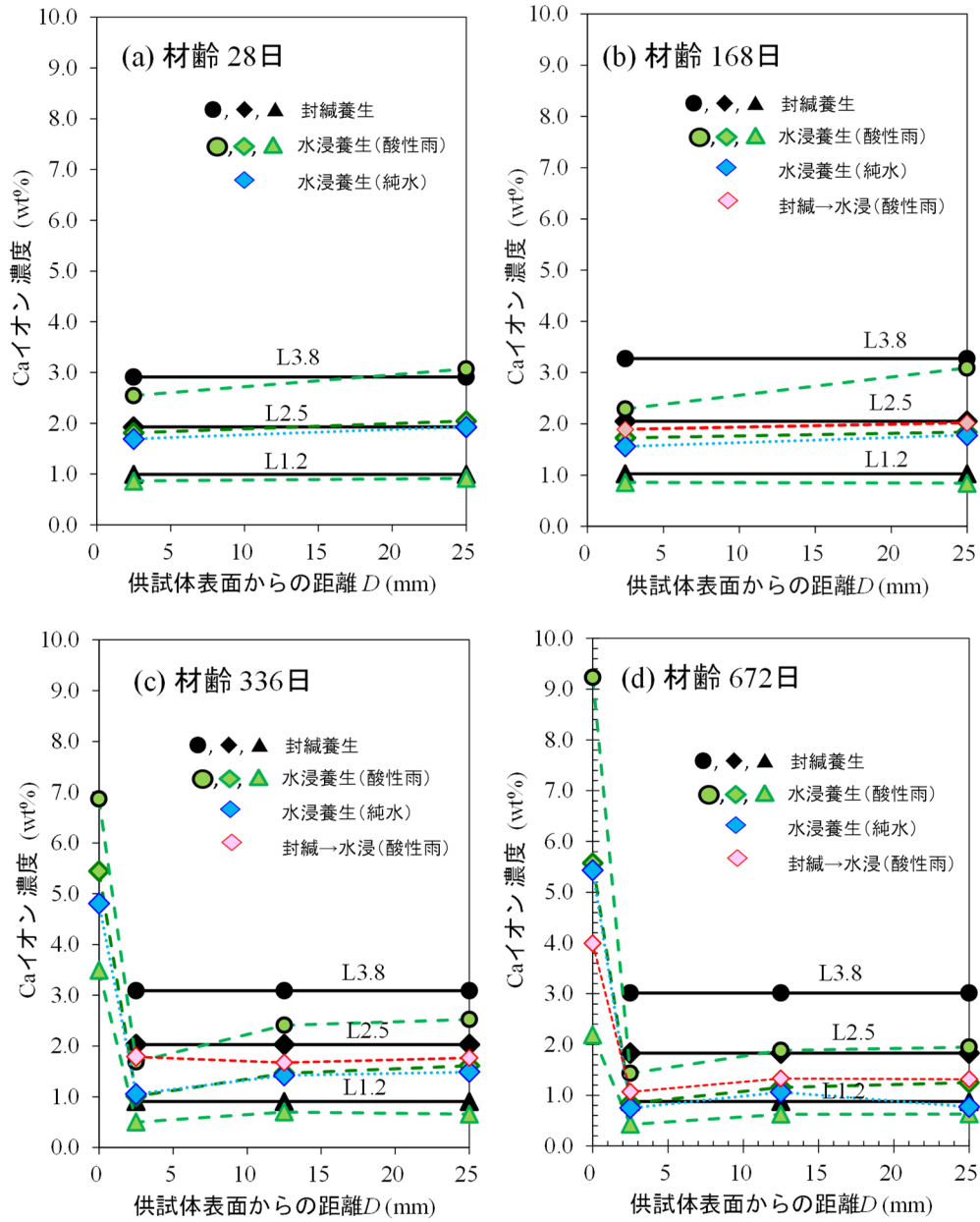


図4.2-1 XRFによる石灰改良土中のCaイオン濃度分布(材齢による整理)

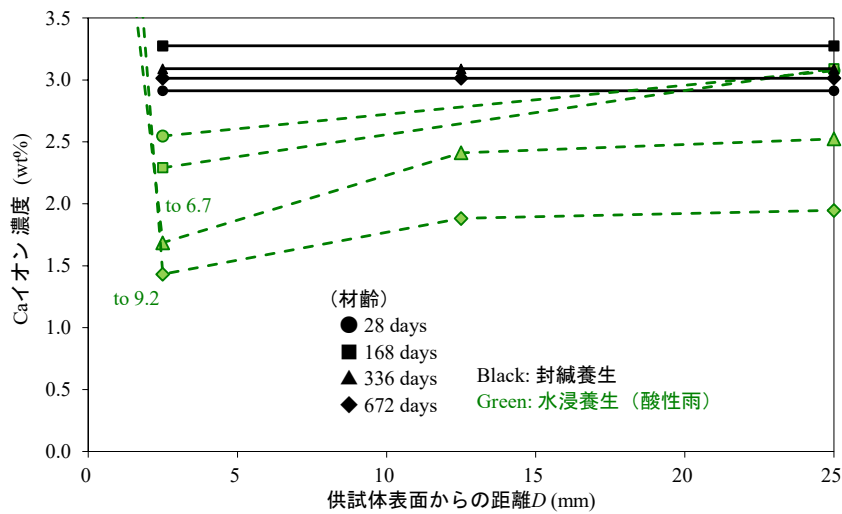
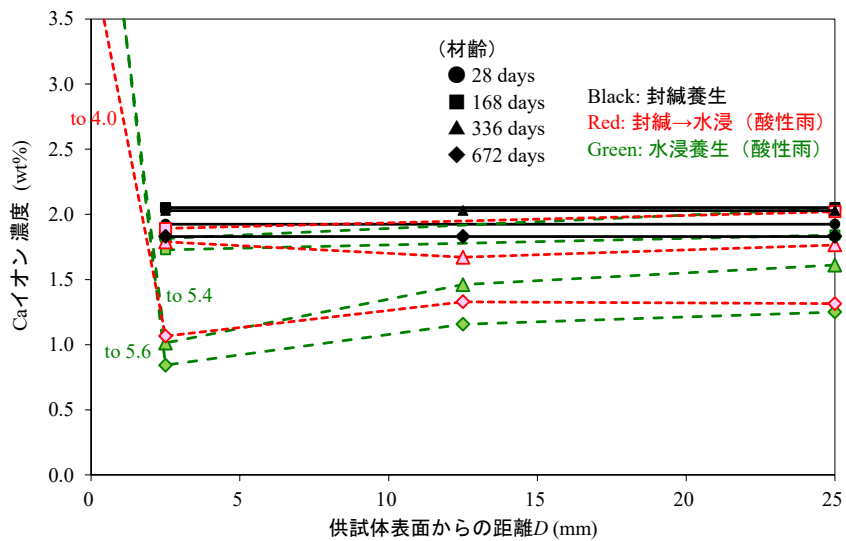
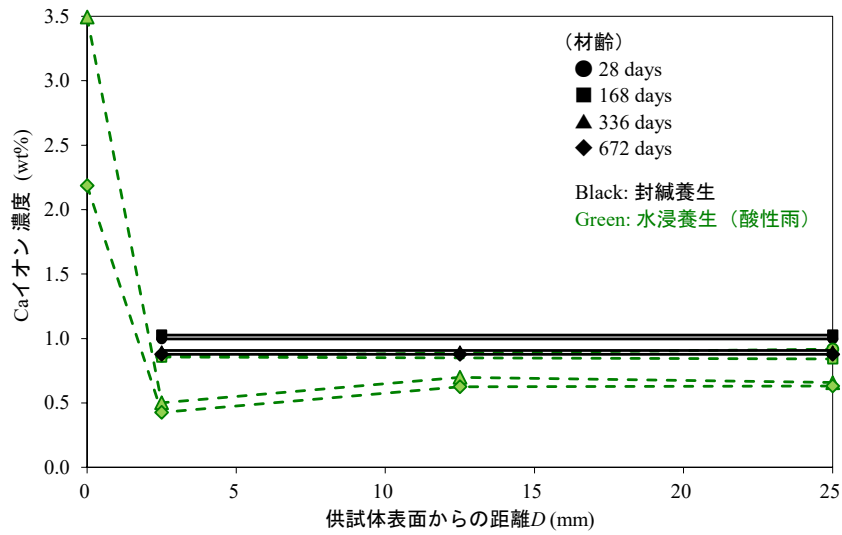


図 4.2-2 XRF による石灰改良土中の Ca イオン濃度分布 (養生条件による整理)

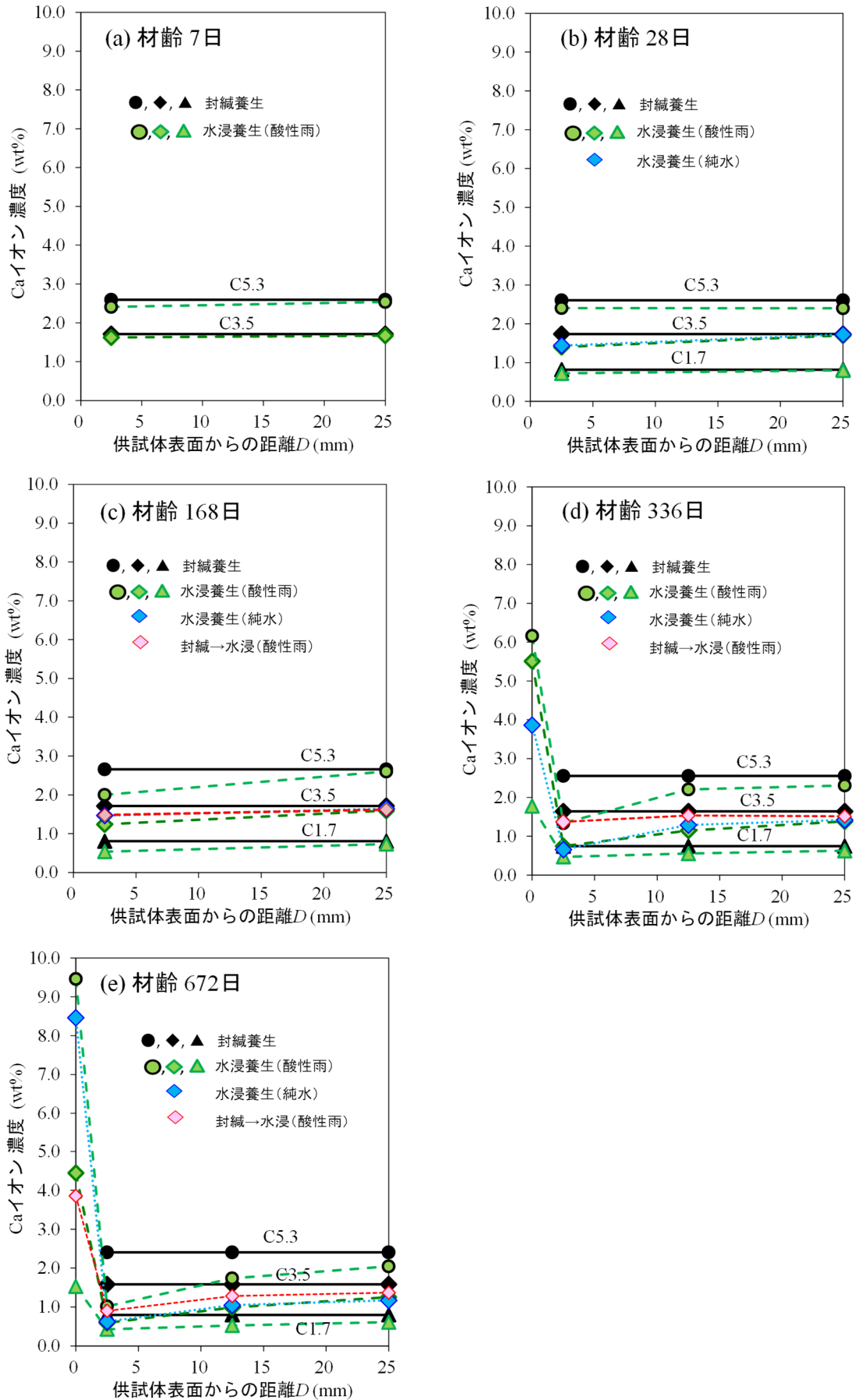


図 4.2-3 XRF によるセメント改良土中の Ca イオン濃度分布 (材齢による整理)

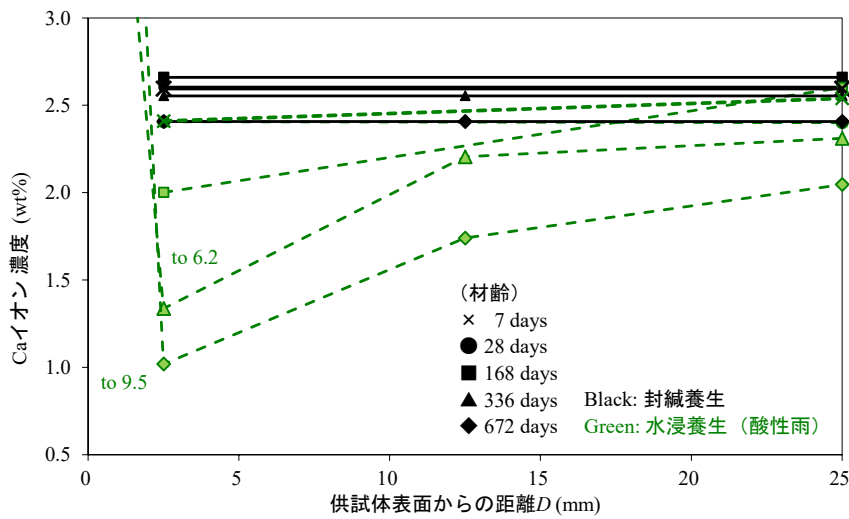
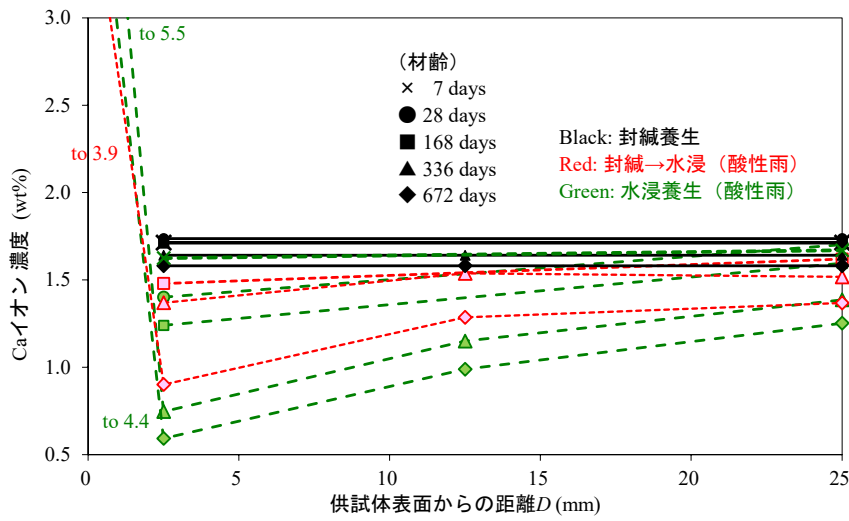
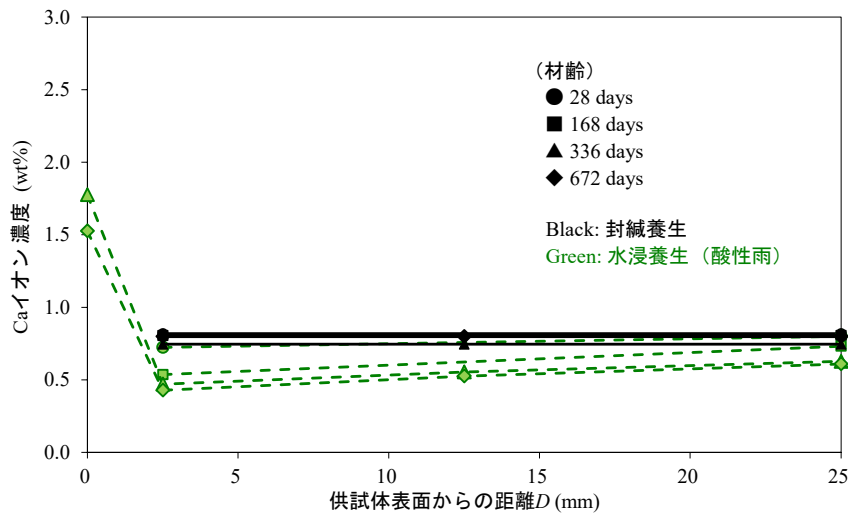


図 4.2-4 XRF によるセメント改良土中の Ca イオン濃度分布 (養生条件による整理)

(2) 電子線マイクロアナライザ (EPMA) 分析結果

XRF 分析では、供試体外縁部（表面、0 mm を除く）、中間部及び中心部という 3 点のデータから、外縁部の Ca イオン濃度の低下量が最も大きく、供試体中では中心部に向かって連続的に Ca イオン濃度が増加する（減少量は連続的に低下する）ことが確認された。これは水浸養生により供試体表面から Ca イオンが溶脱したことを示唆する結果である。この Ca イオン濃度の変化について供試体断面方向で連続的に評価するために電子線マイクロアナライザ (EPMA) による分析を実施した。

<a> Ca イオン濃度の評価方法

Ca イオンは、改良材のみでなく美浦砂にも含まれる。美浦砂中の CaO の質量濃度は表 2.1-2 に示したとおり 1.5% 程度であり、生石灰の 95% やセメント系固化材の 56% と比較すると非常に小さい。しかし、本研究で用いた改良土の改良材添加率は最大でも 5.3% と低いことから、改良土中の美浦砂由来の CaO 質量濃度を計算すると 40 ~ 70% となる。したがって、EPMA にて計測された供試体断面中の Ca イオン分布の内、美浦砂由来の Ca イオン及び空隙の箇所を除外し、改良材又は水和物に起因する Ca イオンのみを抽出する必要がある。本報告では 3 種のイオン又は元素 (Ca, C, Si) の含有量分布から推定した改良材又は水和物由来の Ca イオン濃度²⁰⁾を検討に用いた。評価方法を以下に示す。

最初に、3 種のイオン又は元素の計測結果の例を図 4.2-5 に示す。断面中の空隙はエポキシ樹脂で埋められており、断面中で観測された C は主にこのエポキシ樹脂由来である。そのため、C の重量百分率 w_C が閾値 ($w_C = 15$ 又は 30 %、試料により調製) を超過したピクセルは空隙であると判断し、同ピクセルの Ca イオンは評価対象からは除外した。断面中の美浦砂に相当するピクセルは Si の重量百分率 w_{Si} にて同定した。既往研究³⁴⁾に基づき、Si の重量百分率 w_{Si} が 28 % 以上のピクセルについては美浦砂と判断し、同ピクセルの Ca イオンは評価対象から除外した。

以上の処理を経て残存したピクセルを固化材又は水和物のピクセルとした。以下、これらのピクセルを有効ピクセルと称す。有効ピクセルの Ca イオン濃度から供試体断面方向濃度分布を以下の処理により求めた。この処理の概念図を図 4.2-6 に示す。

<有効ピクセルの Ca イオン濃度算定手順>

- a. 供試体中心から半径 $R_1 = t_1 = 5$ mm の円内にある有効ピクセル数 X を求める。
- b. 同円内にある有効ピクセルの Ca イオン濃度の平均値を当該領域の代表イオン濃度 C_1 とする。
- c. 上記円周から同心円状に対象領域を広げていき、追加対象領域内に含まれる有効ピクセル数が X となる半径を R_2 とする。
- d. 上記追加領域内 (領域幅 $t_2 = R_2 - R_1$) にある有効ピクセルの Ca イオン濃度の平均値を当該領域の代表濃度 C_2 とする。
- e. 以下、供試体表面まで同様に半径 $R_{i-1} \sim R_i$ の円の間領域 (領域幅 $t_i = R_i - R_{i-1}$) に含まれる有効ピクセル数が X となるように R_i を定め、当該領域内にある有効ピクセルの Ca イオン濃度の平均値を当該領域の代表イオン濃度 C_i とする。

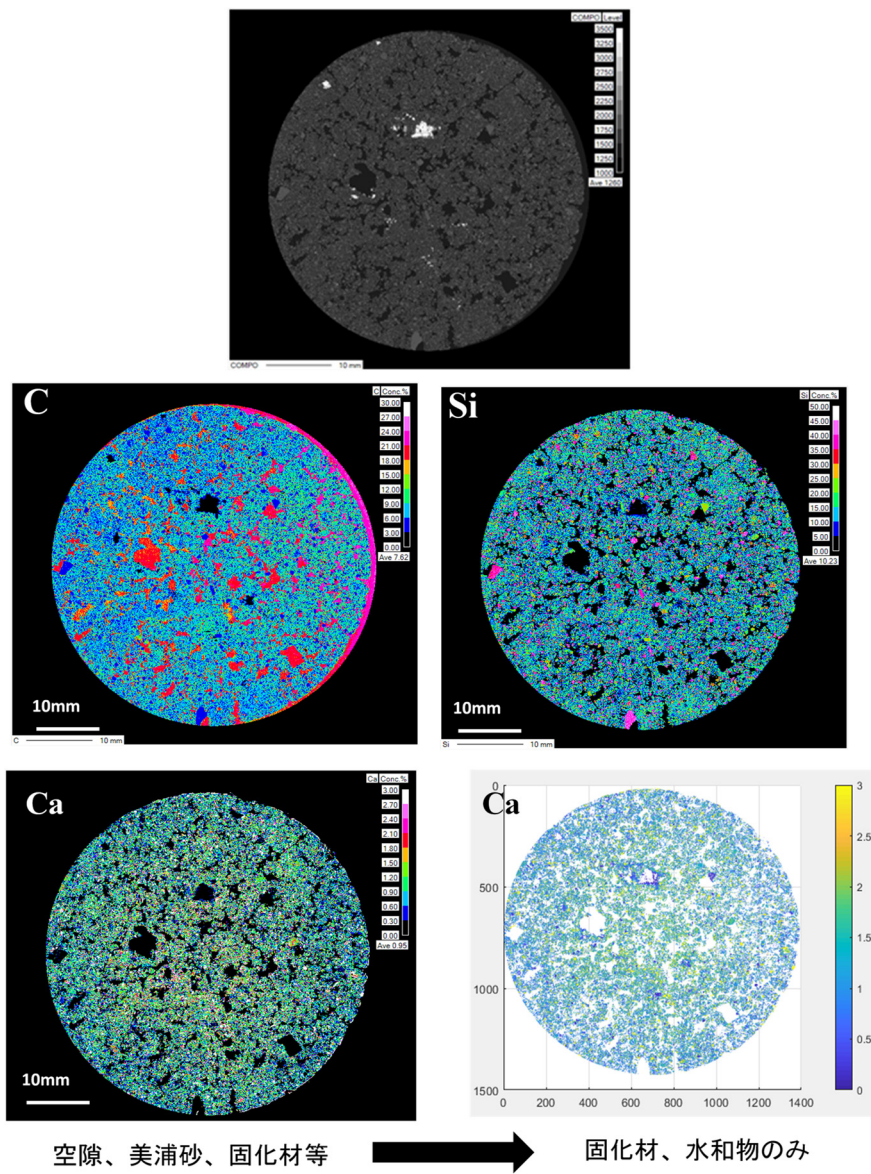


図 4.2-5 EPMA の結果から改良材及び水和物由来の Ca イオン濃度を抽出する過程 ²⁶⁾より引用・加筆

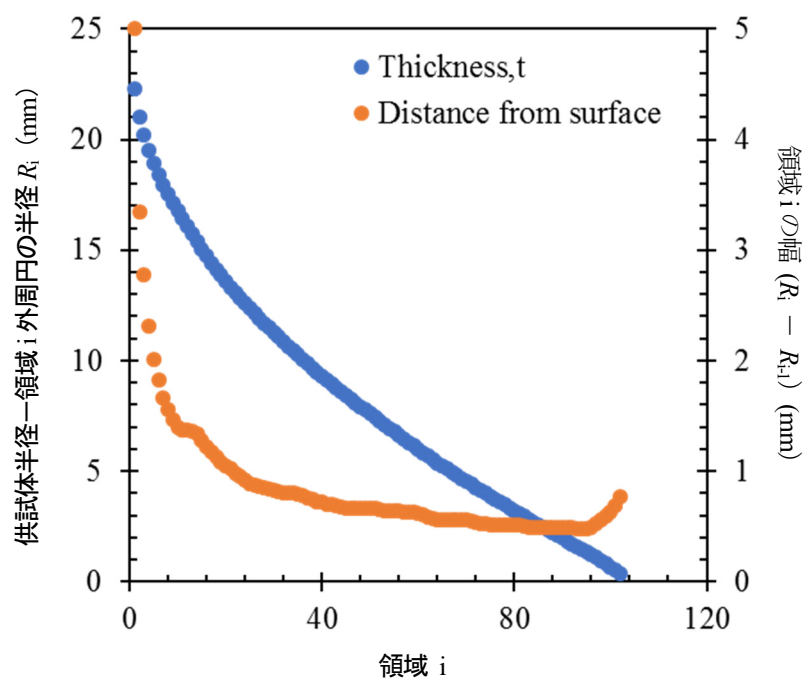
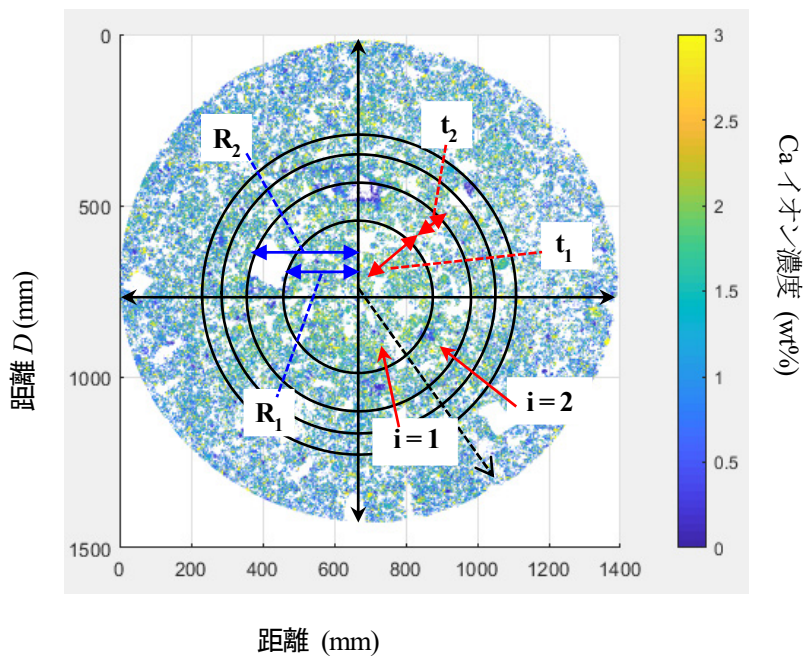


図 4.2-6 供試体断面方向の代表 Ca イオン濃度計算方法²⁶⁾より引用・加筆

 分析結果

石灰改良土 (L2.5%、L3.8%) の分析結果を図 4.2-7、図 4.2-8 に、セメント改良土 (C3.5%) の結果を図 4.2-9 にそれぞれ示す。各図、上段が EPMA 分析の Ca イオン濃度のカラーコンター、下段は代表 Ca イオン濃度の断面方向分布図である。いずれの試料も水浸養生は養生水が酸性雨のケースである。

石灰改良土のうち L2.5% の材齢約 1 年 (図 4.2-7) については、封緘養生及び水浸養生ともに断面方向の代表 Ca イオン濃度は概ね一様であった。一方、同材齢の水浸養生外縁部では換算局所一軸圧縮強さ q_u' は表面劣化により低下しており (図 4.1-14)、XRF 分析でも外縁部において Ca イオン濃度の低下が確認された (図 4.2-2)。L2.5% は改良材の添加率が低いことから試料中の Ca イオン濃度が低く、水浸養生による影響も相対的に小さくなる。このため、水浸養生による Ca イオン濃度の変化量が今回実施した EPMA の分析手法 (前処理方法を含む) の分解能に対して十分でなく、一様な Ca イオン濃度を示した可能性が考えられる。ここで、供試体の表面 2 mm 程度までは代表 Ca イオン濃度が大きくなっているが、これは溶脱した Ca イオンが供試体表面に析出した結果 (図 2.2-11) と考えられる。L3.8%、C3.5% についても同様の理由から供試体表面のみ Ca イオン濃度が高くなったと考えられる。

L3.8% (図 4.2-8) は、封緘養生の代表 Ca イオン濃度が断面方向に概ね一様であったのに対し、水浸養生の材齢 28 日では供試体表面から 5 mm 程度まで代表 Ca イオン濃度が低下した。材齢 1 年では 10 mm 程度までイオン濃度の低下範囲が拡大しており、供試体表面からの Ca イオンの溶脱が示唆される。針貫入試験による換算局所一軸圧縮強さ q_u' 分布 (図 4.1-16) では、水浸養生の材齢 28 日より供試体外縁部で表面劣化による q_u' の低下が生じた。また、XRD 分析でも同様に水浸養生の材齢 28 日から供試体外縁部で Ca イオン濃度の低下が確認された。これらの変化は EPMA の代表 Ca イオン濃度分布と整合する。しかし、材齢 1 年の供試体中心部について、針貫入試験で得られた固化阻害による局所強さ比 R_{Lsd} の低下や、XRF で確認された Ca イオン濃度の低下に対応する変化は EPMA の代表 Ca イオン濃度では認められず、概ね封緘養生の代表 Ca イオン濃度と同様であった。

セメント改良土 C3.5% (図 4.2-9) について、封緘養生及び水浸養生の材齢約半年 (168 日) までは供試体深さ方向に代表 Ca イオン濃度が概ね一様であった。一方、針貫入試験の結果 (図 4.1-18) では水浸養生の材齢約半年において表面劣化による外縁部の q_u' 低下が始まっており、XRF の結果からも外縁部において Ca イオン濃度の低下が確認でき (図 4.2-4)、EPMA はこれらとは整合しない結果となった。水浸養生の材齢約 1 年になると、EPMA においても供試体表面からおよそ 10 mm 程度まで供試体表面ほど代表 Ca イオン濃度が小さくなった。しかし、針貫入試験による q_u' は供試体中心部まで低下しており、XRF による Ca イオン濃度も中心部において低下が確認された。この結果も EPMA から得られた代表 Ca イオン濃度分布とは整合しない結果であった。

以上、EPMA によりいずれの改良土も供試体外縁部から中心部まで Ca イオン濃度が低下し、水浸養生による Ca イオンの溶脱を示唆する結果は得られた。しかし、針貫入試験による q_u' や XRF による Ca イオン濃度分布とは整合しない点が多く残った。

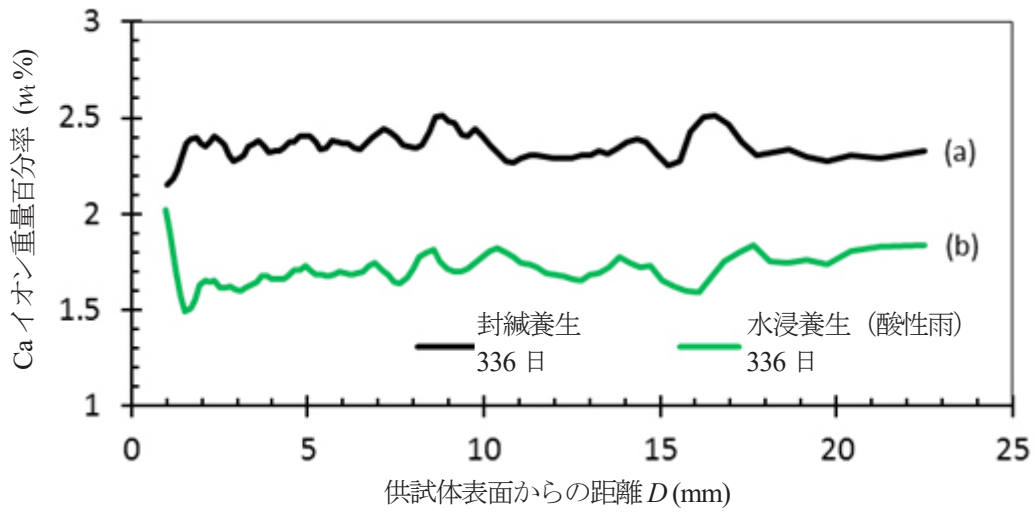
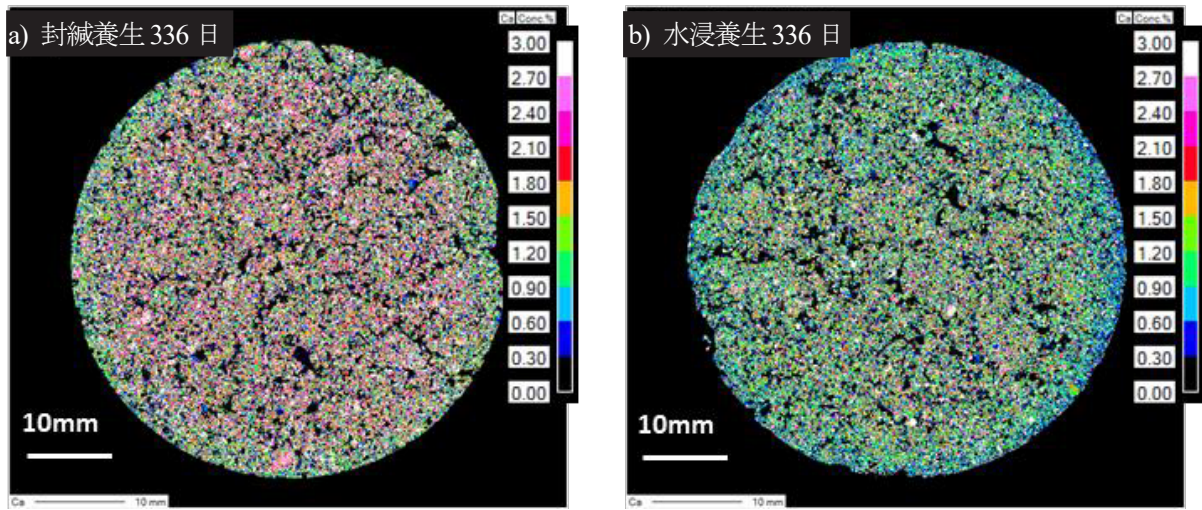


図 4.2-7 L2.5%水浸養生 (酸性雨) EPMA 結果及び代表 Ca イオン濃度分布 ²⁶⁾より引用

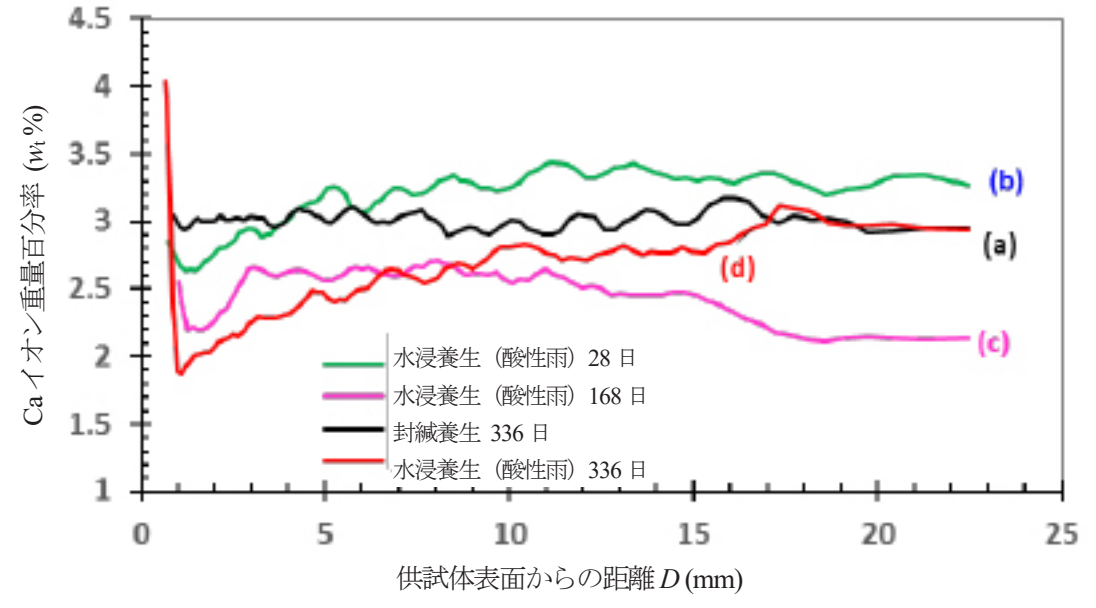
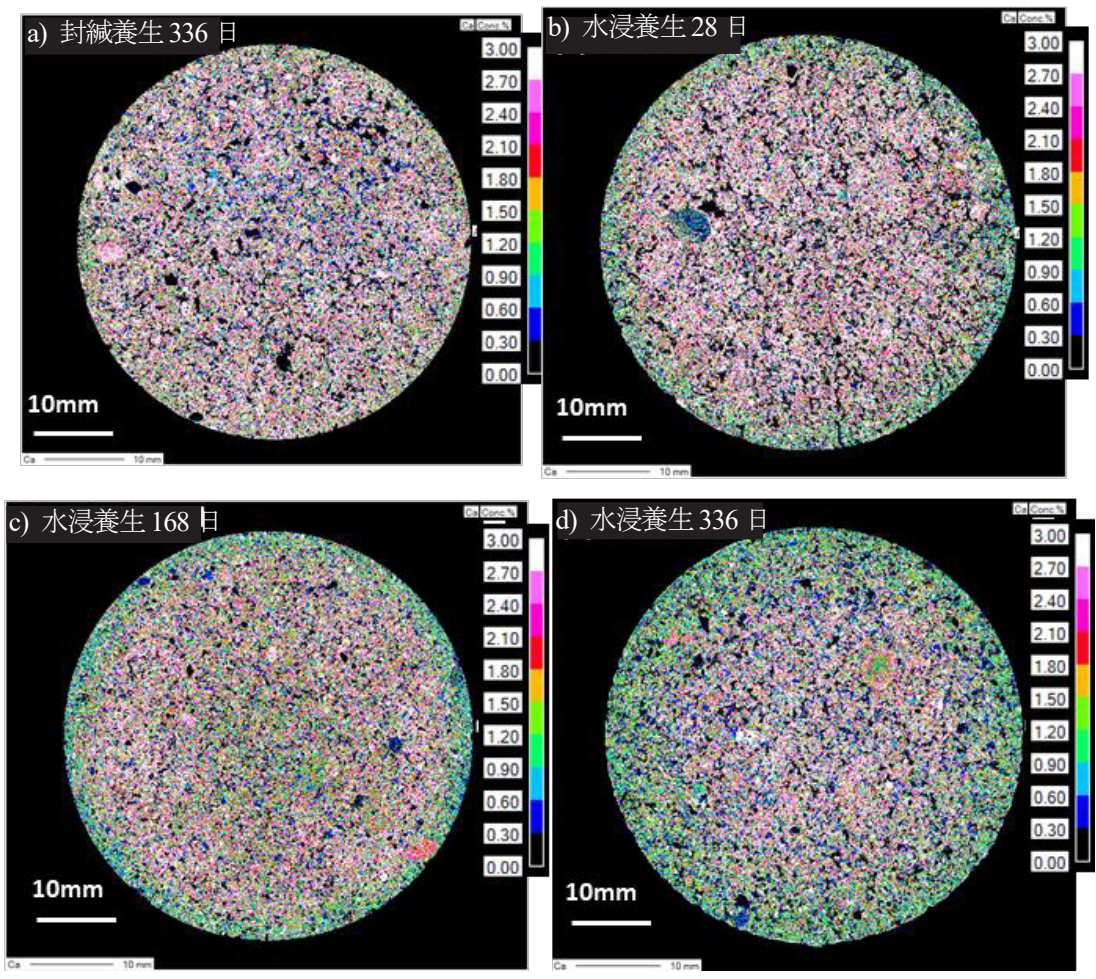


図 4.2-8 L3.8%水浸養生 (酸性雨) EPMA 結果及び代表 Ca イオン濃度分布 ²⁶⁾より引用

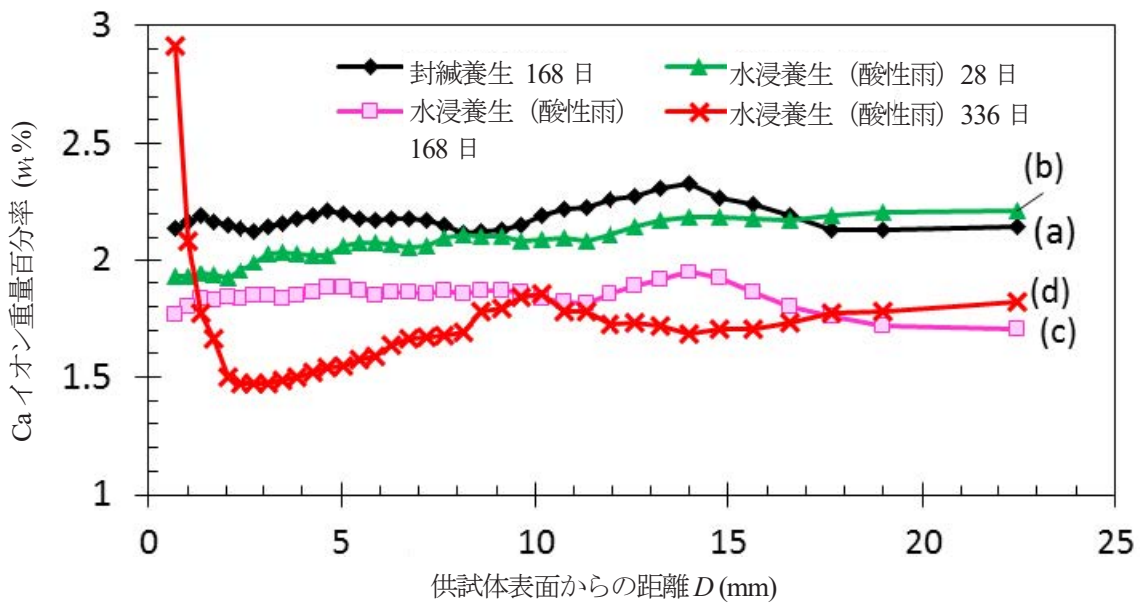
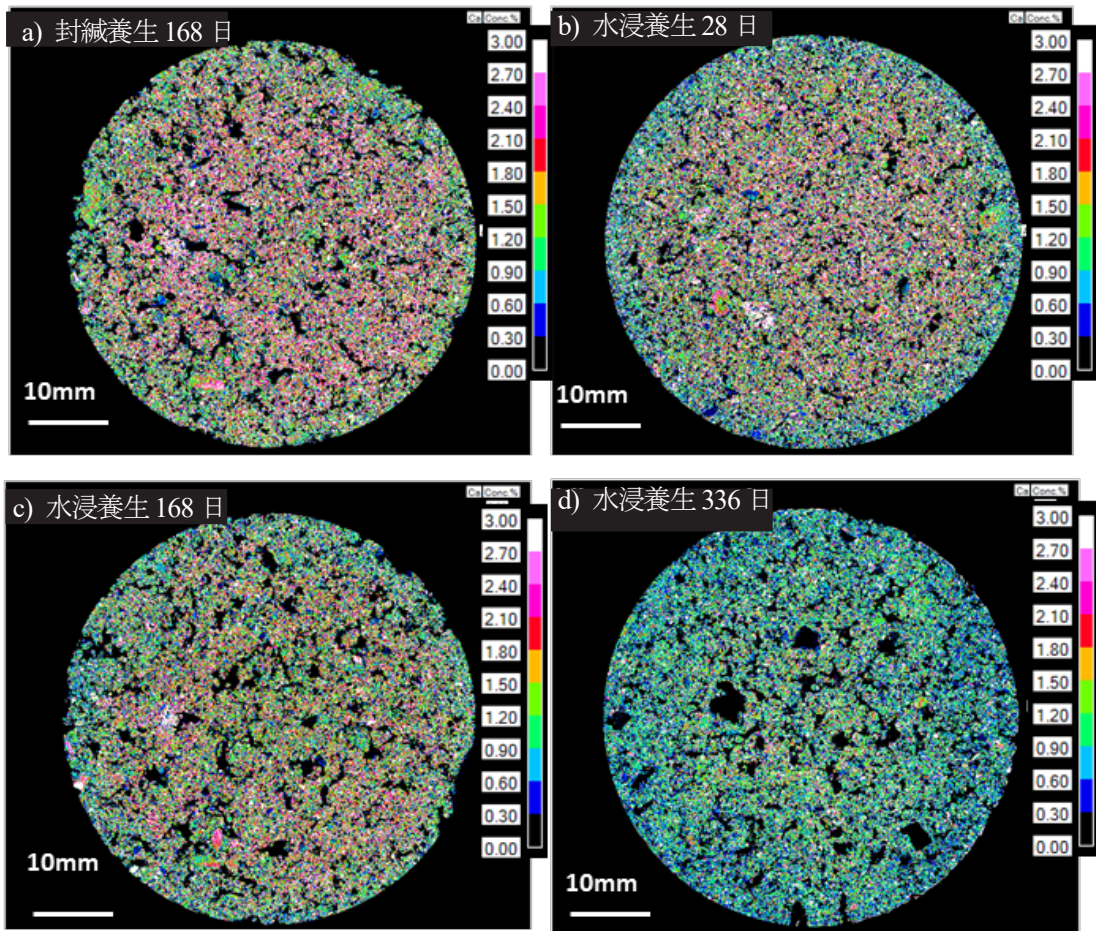


図 4.2-9 C3.5%水浸養生 (酸性雨) EPMA 結果及び代表 Ca イオン濃度分布²⁶⁾より引用

4.2.2 鉱物分析結果

前項の化学分析により、水浸養生の過程で供試体から Ca イオンが溶脱したことが示された。また一部の試料においては、局所強さ比 R_{Lsd} の低下と Ca イオン濃度の低下に相関があることが示された。この Ca イオン濃度の変化が R_{Lsd} の低下に作用するメカニズムを検討するために、改良土中の水和物の変化を直接評価する鉱物分析（粉末 X 線回折及び熱重量・示差熱同時分析）を試みた。

(1) 粉末 X 線回折 (XRD)

<a> 分析試料の前処理手法に関する検討

石灰又はセメントで改良した改良土には、改良材の水和反応により水和生成物が存在する。水和物は水酸化カルシウムやエトリンガイトなどであり、XRD によって確認することができる(例えば 25)。しかし、改良材添加率が低い改良土の場合には水和物の生成量が少ないため、不適切な前処理方法により水和物の一部が分解されると検出が不可能になる可能性がある。そのため、試料の前処理過程で可能な限り水和物の分解を避ける方法として、手法① 低温での炉乾燥 + 機械粉砕 + 手粉砕と、手法② アセトン置換 + 手粉砕の 2 ケースを検討した。

水和物以外に試料土が含有する鉱物も XRD によって回折パターンを示す。この時、鉱物によっては水和生成物と同じ回折角度でピーク強度を示すことがある。本試験で使用した美浦砂の XRD 分析結果を図 4.2-10 に示す。エトリンガイトの第 1 回折ピーク ($2\theta = 9.09^\circ$) 付近において美浦砂の鉱物のピークが認められ、エトリンガイトの回折パターンが不明瞭となることが予想される。この傾向は、低添加率の改良土、すなわち水和物の生成量が少なく試料土の量が多い場合に顕著となる。この回折ピークの重なり以外にも、前述のとおり低添加率の改良土の場合には水和物の含有量(率)が少ないが、これもピークが不明瞭になる要因となる。このような条件において水和物の回折ピークを明瞭にするには改良土中から水和物を分離・抽出する必要があり、その手法について、手法③ 重液分離、手法④ 沈降分離及び手法⑤ ふるい分け + 手粉砕の 3 ケースを検討した。

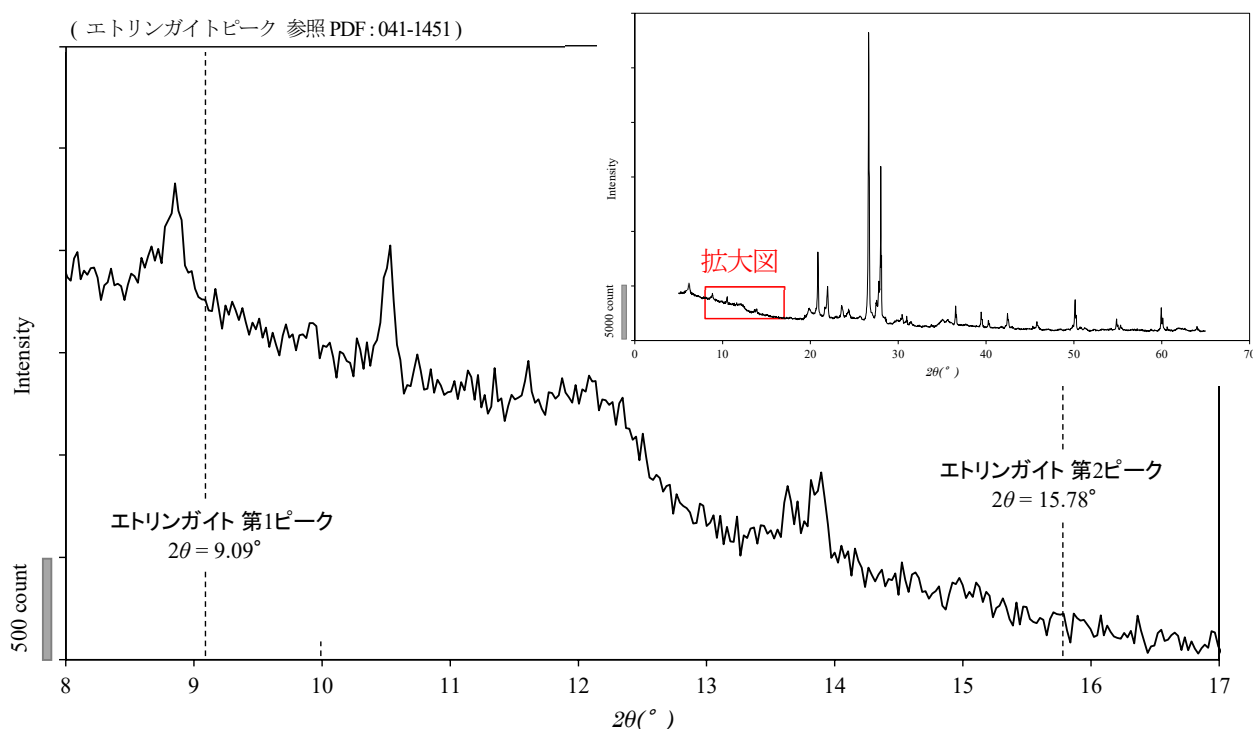


図 4.2-10 美浦砂 XRD 分析結果

手法① 低温での炉乾燥 + 機械粉碎 + 手粉碎

供試体から採取した試料を一般的な炉乾燥の温度（100℃）より低温である40℃で14日間炉乾燥させた。炉乾燥の温度（40℃）は既往の研究^{例えは35)}に基づき、熱による結晶水の消失などでエトリングイトの分解が生じない、又は少ない温度として定めた。乾燥させた試料は団粒が2mm程度以下になるまで乳鉢でほぐし、樹脂製容器に試料とメノウ製ロッドを封入し、振動式の機械粉碎装置（安井器械社製マルチビーズショッカー）にて2000 rpmで1分間、粗粉碎した。その後さらにメノウ乳鉢で微粉末状になるまで入念に手粉碎し、XRD分析用試料とした。

C5.3%、封緘養生、材齢28日の分析結果を図4.2-11に示す。分析には表2.2-11に示す機器A（Empyrean）を用いた。図中、回折線の形状比較の為に各試料の分析結果は縦軸方向に平行移動して表示した。また、測定時のX線照射側のDivergence Slit幅の違いにより計測値（縦軸：Intensity[カウント数]）が大きく異なる試料については、同一のグラフ内で回折線ピーク形状を比較するために各回折角 2θ でのカウント数に一律の係数（図中の凡例、括弧内の数字）を掛け合わせた値にて表示した。以下に示すXRDの結果も同様である。

エトリングイトの第1ピーク（ $2\theta=9.09^\circ$ ）、第2ピーク（ $2\theta=15.78^\circ$ ）にあたる角度において、C5.3%の回折線に明確なピークは確認されなかった。これは、乾燥中の試料の炭酸化、機械式粉碎時に発生した摩擦熱などにより、自由水だけでなく水和した結合水の大部分が消失し、生成されていたエトリングイトが前処理の過程で分解されてしまった可能性が考えられる。

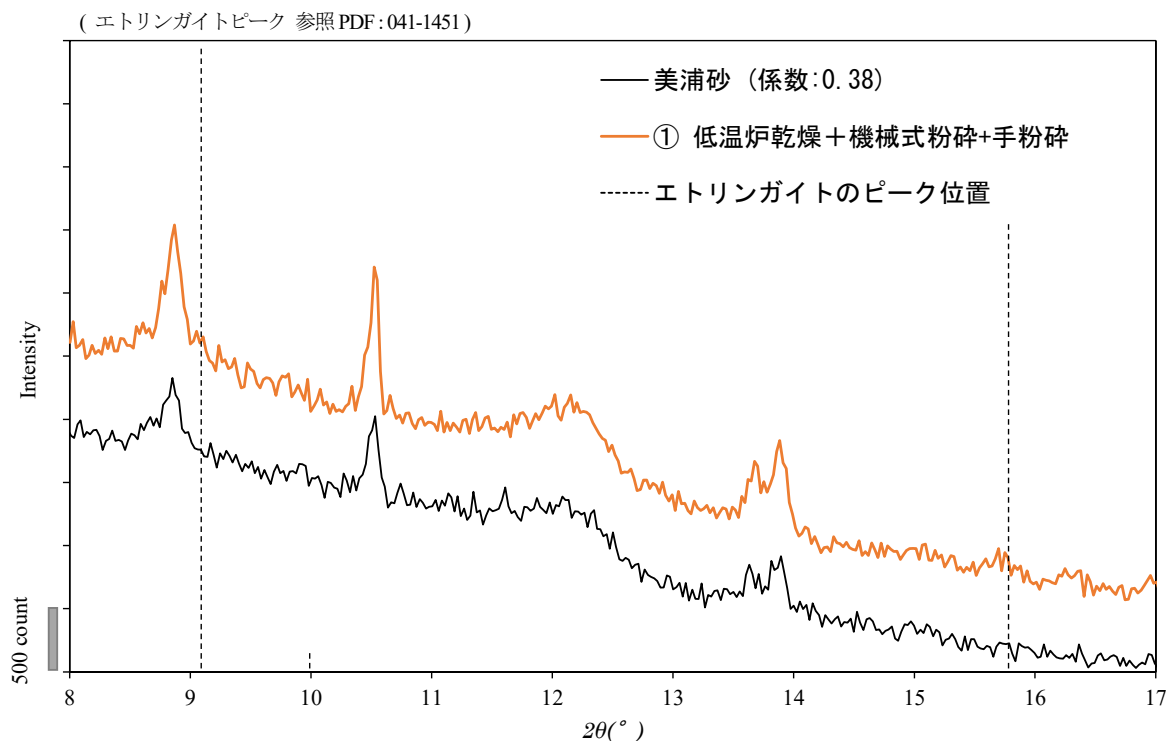


図4.2-11 手法① 低温での炉乾燥+機械粉碎+手粉碎 調整試料のXRD分析結果
(C5.3%、封緘養生、材齢28日)

手法② アセトン置換 + 手粉碎

供試体から採取した試料を団粒が2mm程度以下となるまで乳鉢でほぐした後、10gの湿潤試料を分取し50mLのアセトンに2時間浸漬させた。2時間後、上澄み液を捨てた上で再度同様の操作を繰り返し、試料中の水分をアセトンで置換した。計4時間アセトンに浸漬させた後、40℃で5分間炉乾燥し試料中のアセトンを蒸発させた。乾燥させた試料は粉末状になるまでメノウ乳鉢で手粉碎し、XRD分析用試料とした。手粉碎の程度は手法①よりも低く、手粉碎により生じ得る摩擦熱を極力低減させつつ、分析に支障のない程度に粉碎するように留意した。

C5.3%、封緘養生、材齢28日の分析結果を図4.2-12に示す。分析には表2.2-11に示す機器A (Empyrean)を用いた。同図中には方法①により前処理した結果も併記した。縦軸方向の補正は手法①で示したとおりである。

手法①により前処理した試料と異なり、エトリンタイトの第1ピーク ($2\theta=9.09^\circ$)、第2ピーク ($2\theta=15.78^\circ$)にあたる角度においてC5.3%の回折線にピークが確認された。本結果より、加熱と炭酸化による水和物の減少の影響を低減しつつ、粉末X線回折分析に適した条件まで試料を均質に粉碎するためには、アセトン浸漬による水分除去と、機械粉碎を避けてメノウ乳鉢による粉碎程度の調整が有効であることが分かった。

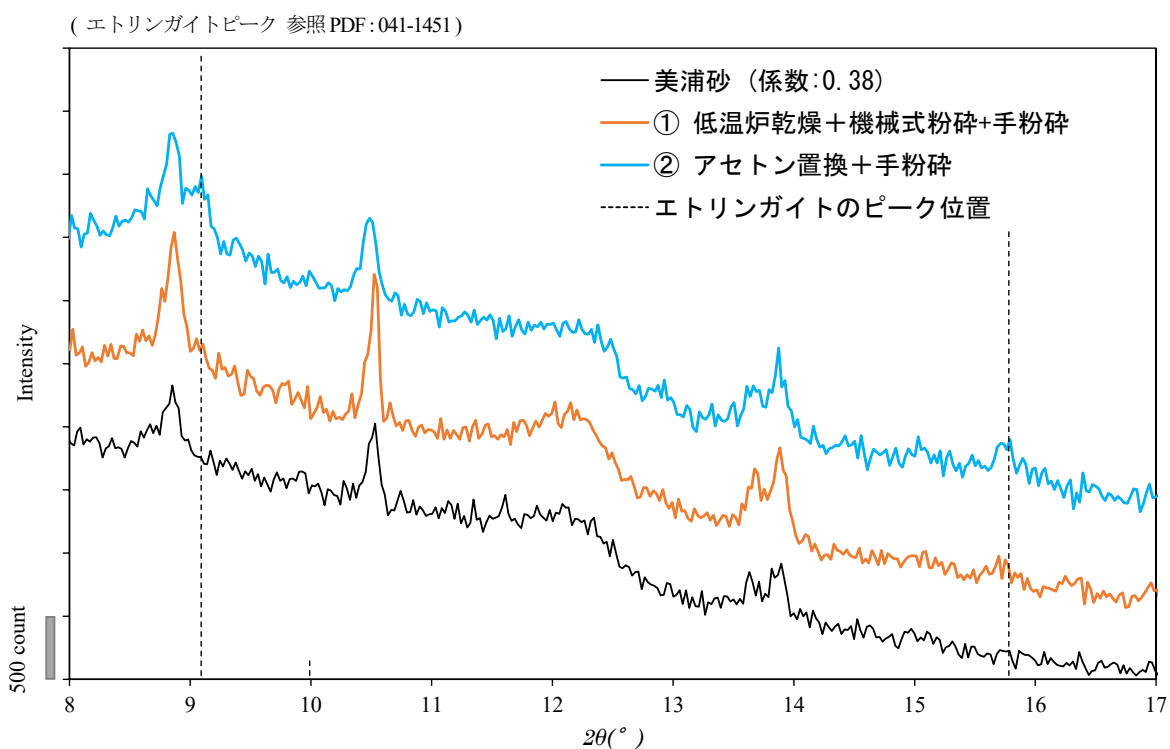


図4.2-12 手法② アセトン置換+手粉碎 調整試料のXRD分析結果
(C5.3%、封緘養生、材齢28日)

参考として、同じアセトン浸漬による水分除去を行った後、粉砕の方法を変えて分析した結果を図4.2-13に示す。図中、「メノウ乳鉢（手粉砕）」は手法②により前処理した試料の結果である。一方、「機械式粉砕 + メノウ乳鉢」は、アセトン浸漬による水分除去後、手法①に示した機械式粉砕とメノウ乳鉢による手粉砕を実施した試料である。メノウ乳鉢による手粉砕の方法自体は手法②と同様であるが、前述のとおりこちらの手法の方が粉砕の程度は強い。

同図より、アセトン浸漬による水分除去を行った後「機械式粉砕+メノウ乳鉢の手粉砕」を行った改良土ではエトリンガイトのピークが消失していた。機械式粉砕により発生する摩擦熱のみではなく、メノウ乳鉢による手粉砕の程度もエトリンガイトの分解に影響を及ぼした可能性があると言える。

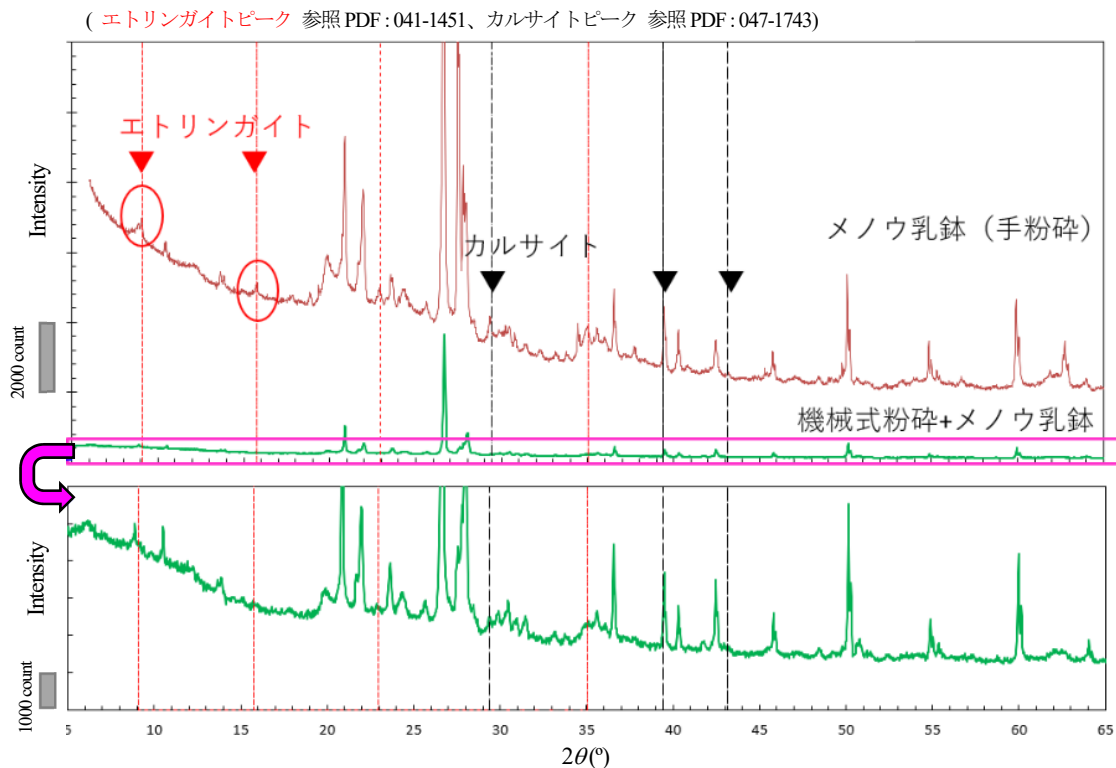


図4.2-13 アセトン浸漬で水分除去した試料の粉砕程度の違いによるセメント水和生成物への影響
(C 5.3%、封緘養生、材齢約2年)

手法③ 重液分離

重液分離に用いる重液として、当初は毒性がないLST重液の使用を想定したが、試料をLST重液に浸漬させると気泡が生じるなど、試料中のカルシウム成分と重液の反応が疑われた。そのため、コンクリート分野で使用実績のあるブロモホルムを重液として使用することとした。重液の密度は、エタノールを混合して2.3及び2.0 g/cm³に調整した。試料の前処理は、前述の手法②の結果を参考に10 gの湿潤試料を50 mLのアセトンに2時間浸漬させる操作を2回繰り返して、40℃で約10分間乾燥させた。その後、機械式粉碎及びメノウ乳鉢での手粉碎を行い、図4.2-14に示す手順で重液分離を行った。試料を重液に投入して超音波洗浄機で混合した後、回転速度4000 rpmの遠心分離を15分間実施した。浮遊した試料を、エタノールで3回とアセトンで1回洗浄し、XRD分析を行った。



図 4.2-14 ブロモホルムによる重液分離手順²⁶⁾より引用

ブロモホルムによる重液分離の結果、添加率が高いC5.3%の長期材齢試料を含め、エトリンタイトなどの水和生成物の回折ピークは認められなかった。C5.3%は添加率が高く強度発現性も良いため、エトリンタイトは確実に存在しているものと考えられる。そのため、回折ピークが認められなかったのは、重液分離の操作過程で水和生成物が減少したためであった可能性がある。そこで、使用した溶液や粉碎過程によるXRD分析結果への影響について確認を行った。

重液分離において使用した溶液であるブロモホルムの他に、エタノール及びアセトンに改良土を浸漬させた後、試料を乾燥させてXRD分析を行った。C5.3%、封緘養生、材齢約2年(703日)の分析結果を図4.2-15に示す。溶液に浸漬させていない試料はエトリンタイトのピーク($2\theta=9.09^\circ$)が認められたが、ブロモホルムに浸漬させた試料ではそのピークが消失していた。一方で、エタノール及びアセトンに浸漬させた試料ではエトリンタイトのピークが確認された。これらの結果から、重液分離の工程における機械式粉碎及びブロモホルムへの浸漬によって、改良土の試料中に生成していたエトリンタイトが分解されていたことが確認された。

以上より、本研究に用いた改良土においては、ブロモホルムによる重液分離は適していないこと、試料の粉碎にあたり機械式粉碎は適切でないことが示された。

(エトリンガイトピーク 参照 PDF: 041-1451)

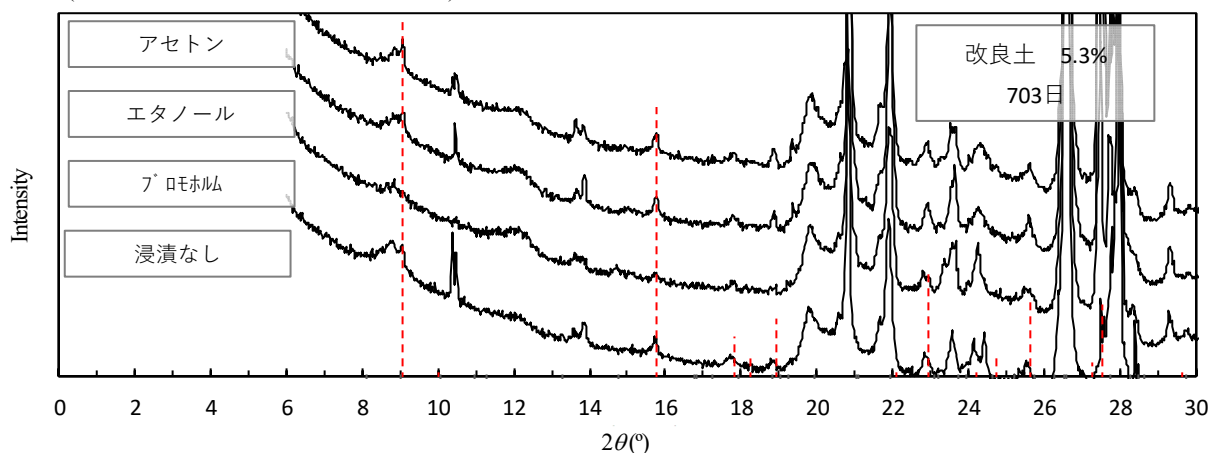


図 4.2-15 重液分離に使用する各種溶液によるセメント水和物への影響
(C 5.3%、封緘養生、材齢約 2 年)

手法④ 沈降分離

重液分離は各種鉱物の密度差によって浮遊物と堆積物に完全に分離できるため、質量割合から定量的な評価を行えるなどの特徴があるが、本改良土には適用できないことが示された。そこで、分析の目的を定性的な評価に限れば、密度差による沈降速度の違いから分離を行う沈降分離が適用できる可能性があり検討を行った。

試料の前処理は、10 g の試料を 100mL のアセトンに 60 時間浸漬させ、40 °C 乾燥を試料の色味に変化するまで行った。その乾燥試料を、ふるい目 150 μm のふるいで粗い粒子を取り除き、ふるいを通じた試料の全てを、メノウ乳鉢で手粉碎してふるい目 45 μm を通過させた。その試料を沈降分離し、水和生成物の分離・抽出を試みた。

沈降分離の器具を図 4.2-16 に、手順を図 4.2-17 にそれぞれ示す。ポリプロピレン製の遠沈管に、アセトンと試料を入れて振とうと超音波振動 (約 5 分) によって攪拌・分散させた。その懸濁液を、回転速度 4000 rpm にて遠心分離を 3 分間行い、試料を沈降・堆積させた。遠沈管内の上澄みの溶液はスポイトで吸い取り、堆積した試料内の溶液は脱水処理により取り除いた。脱水処理は、遠沈管の底部に穴をあけて、管の底部側を延長した後に遠心分離を行った。脱水処理後の試料を遠沈管から取り出し、堆積した上層部分を XRD 分析用の試料とした。

沈降分離による分離結果を図 4.2-18 に示す。沈降分離を行うことで、エトリンガイトの回折ピークがやや明確となった。C5.3%の結果では、無処理では認められなかった回折角度 $2\theta = 11.6^\circ$ のピークが確認され、このピークはセメント水和生成物の一つであるモノカーボネート (PDF: 041-0219) の可能性がある。また、C3.5%の材齢 7 日の結果では、無処理においてエトリンガイトのピークが認められなかったが、沈降分離することによってわずかに回折線の変化が認められた。完全な分離は難しいが、沈降分離によって試料中の水和生成物の割合を高められる可能性が確認された。



図 4.2-16 沈降分離の器具一式

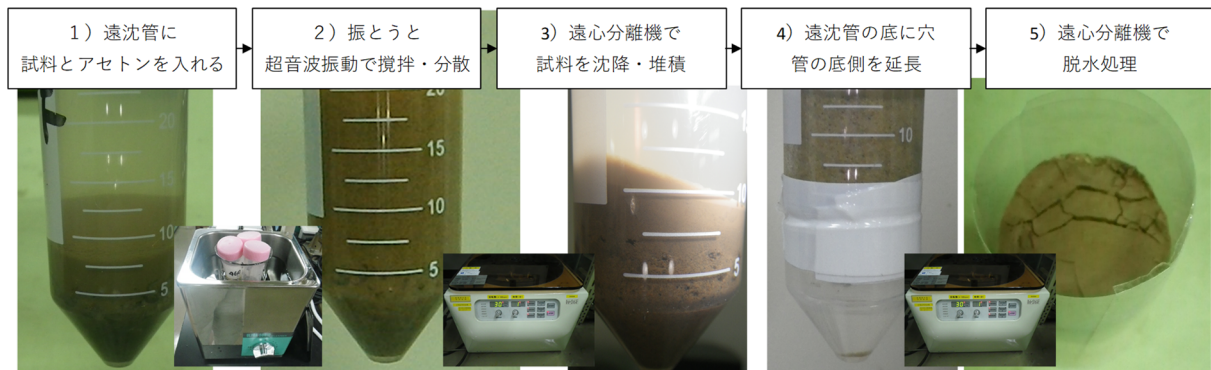


図 4.2-17 沈降分析の手順

(エトリンサイトピーク 参照PDF:041-1451)

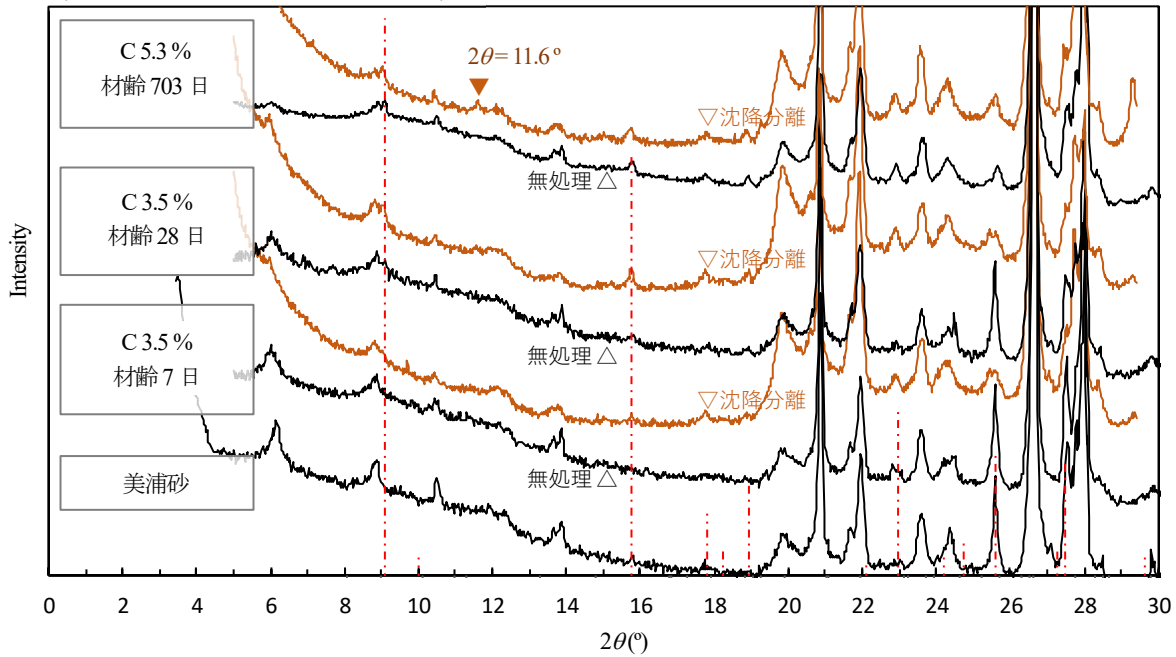


図 4.2-18 沈降分離によるセメント水和物の分離・抽出結果

手法⑤ ふるい分け + 手粉碎

手法④沈降分離の検討において、試料の粉碎を進めていくと試料の色味が変化していくことが確認された。改良土中の各鉱物の粉碎性の違いによって、粉碎されやすい鉱物は粉碎工程の初期にふるいを通り、粉碎されにくい鉱物は工程の終盤にふるいを通っているものと考えられた。そこで、エトリンサイトの回折ピークが最も不明瞭であった C 3.5 % の材齢 7 日の試料について、粉碎工程の最初、中盤及び最後にふるいを通り通過した試料を XRD 分析した。器具は前述の沈降分離と同じものを使用した。使用したメノウ乳鉢とふるいを図 4.2-19 に示す。

ふるい分けによる分離が XRD 分析結果に与える影響を図 4.2-20 に示す。最初にふるい分けた試料では、エトリンサイトのピークが明確に認められた。一方で、最後にふるい分けた試料では、エトリンサイトは認められず石英のピーク強度が大きくなっていった。石英は、エトリンサイトよりも粉碎されにくく、ふるいの工程の終盤まで残存していたものと考えられる。この結果から、粉碎・ふるい分けの工程において、初期にふるい分けた試料では、セメント水和生成物の割合が高くなり、生成物の回折ピークを確認し易くなることが示された。



図4.2-19 メノウ乳鉢 及び ふるい

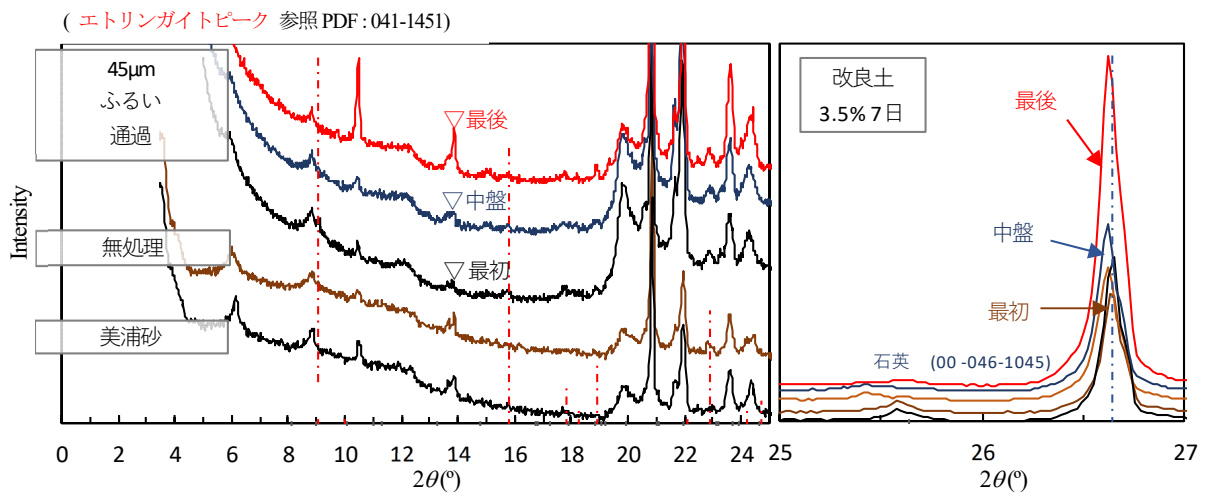


図 4.2-20 粉砕、ふるい分けによるセメント水和生成物の分離・抽出結果
(C 3.5%、封緘養生、材齢 7 日)

XRD 分析結果

前述の前処理手法の検討にてエトリンタイトのピークが最も明確に現れた、手法⑤ ふるい分け + 手粉碎 の方法にて前処理した試料の XRD 分析結果について水浸養生の影響を検討する。分析には表 2.2-11 中の機器 B (SmartLab) を用いた。代表的な水和物の回折 X 線ピーク角度 2θ は表 4.2-1 に示すとおりである。

表 4.2-1 水和物の回折 X 線ピーク角度 2θ

鉱物名	化学式	参照 PDF 番号	回折角 2θ	
			第 1 ピーク	第 2 ピーク
エトリンタイト	$\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$	041-1451	第 1 ピーク	9.09 °
			第 2 ピーク	15.77 °
			第 3 ピーク	22.90 °
			第 4 ピーク	34.96 °
ポートランドイト	$\text{Ca}(\text{OH})_2$	004-0733	第 1 ピーク	34.10 °
			第 2 ピーク	18.00 °
カルサイト*1	CaCO_3	047-1743	第 1 ピーク	29.41 °
			第 4 ピーク	39.43 °

*1 第 2、第 3 ピークの $2\theta > 40^\circ$

セメント改良土について、今回実験した試料中で最も水和物の生成量が多いと考えられる C5.3% 封緘養生の XRD 分析結果を図 4.2-21 に示す。本研究の XRD 分析から同定できた改良土中の水和物はエトリンタイトのみであり、他の水和物に相当するピークは検出できなかった。したがって、以下ではエトリンタイトの第 1 ピーク及び第 2 ピーク近傍の結果のみ ($8^\circ \leq 2\theta \leq 17^\circ$) を示す。

図 4.2-22、図 4.2-23 に C3.5%、C5.3% の XRD 分析結果をそれぞれ示す。また、表 4.2-2 にエトリンタイトの同定結果をまとめて示す。同表中、括弧内の A ~ I、a ~ i は図 4.2-22 及び図 4.2-23 中の表記に対応する。水浸養生は養生水に酸性雨を用いた結果である。表 4.2-2 中に「△」で示した箇所は、図 4.2-22 の「C3.5% 水浸養生 (酸性雨)、供試体外縁部、材齢 28 日」のようにエトリンタイトのピークが不明瞭であったケースを示す。ピークの明瞭さ (高さ) の違いは含有量の差異を示唆しているが、本分析では試料調整の過程でふるい分けを適用したため、鉱物の半定量的評価には注意が必要である。したがって、ピークが不明瞭であった事は参考として示すに留め、以下ではエトリンタイトの有無について検討を進める。ピークが不明瞭なケースについてはエトリンタイト「あり」に含めた。

C3.5% と C5.3% を比較すると、エトリンタイトの有無という観点からは差異は確認されなかった。材齢 28 日では水浸養生の外縁部、中心部ともにエトリンタイトのピークが確認された。材齢約 2 年の水浸養生の中心部でもエトリンタイトのピークは確認された。これに対し、水浸養生の外縁部ではエトリンタイトに相当する角度においてピークは消失し、回折線は美浦砂に近い形状を示した。この材齢に伴う含有状況の変化から、初期材齢で生成されたエトリンタイトが水浸養生の材齢約 2 年においても供試体中心部に残存していたことが分かる。ただし、供試体外縁部では水浸期間が長期化するにつれ、一度は生成されたエトリンタイトの大部分が分解され、イオンとして養生水中へ溶脱したと考えられる。

材齢2年の針貫入試験結果からは供試体外縁部で換算局所一軸圧縮強さ q_u が非常に小さくなる完全劣化が確認された。また、XRF分析でも外縁部でCaイオン濃度の低下が認められた。XRD分析から得られたエトリンガイトの減少という結果はこれらと対応するものである。一方、供試体中心部については、一様に局所強さ比 R_{Lsd} は小さく、XRF分析におけるCaイオン濃度も低下が認められたが、これらをXRD分析より水和物の増減に基づき評価するためには、定量評価をできるような試料の前処理方法を検討する必要がある。

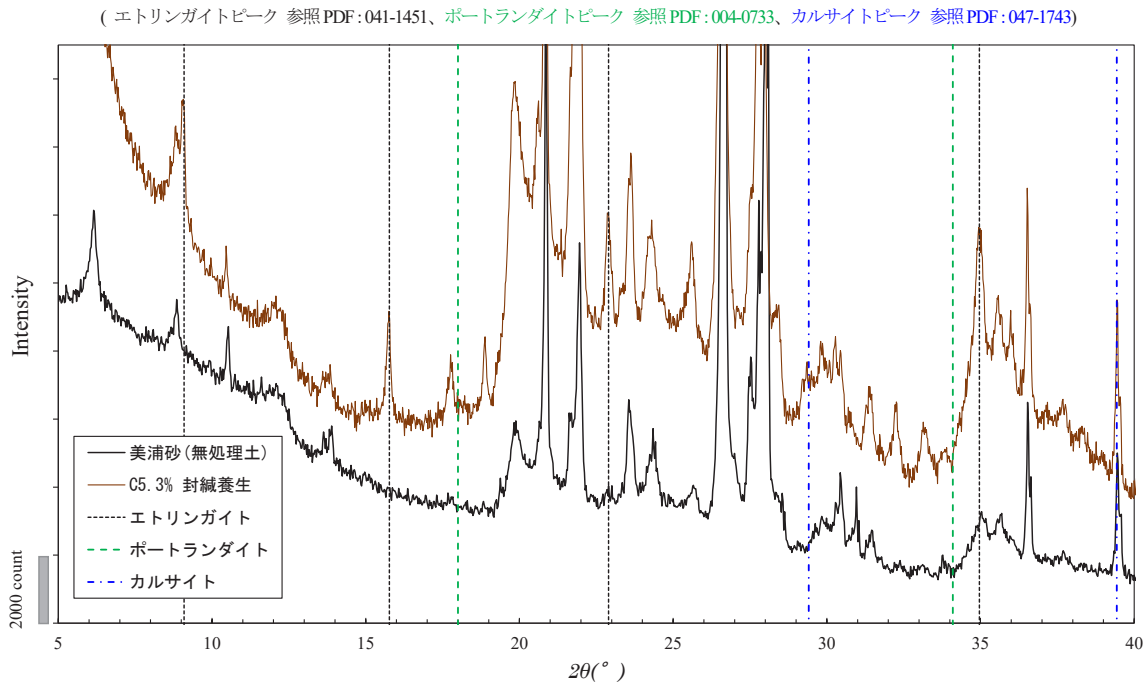


図4.2-21 C5.3%封緘養生 XRD分析結果

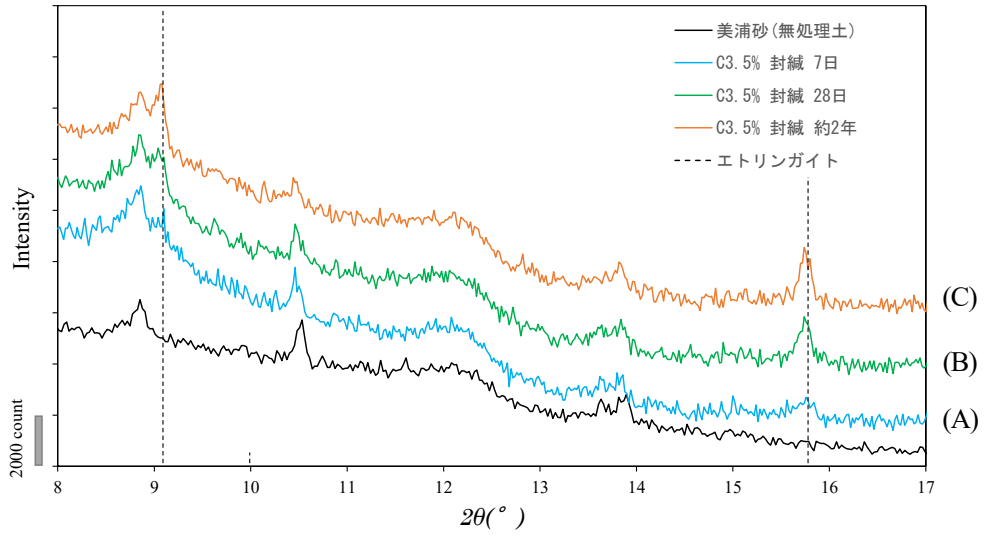
表4.2-2 セメント改良土中のエトリンガイトの同定結果

改良材 添加率	養生条件	試料 採取位置	エトリンガイトの有無 ^{*1,*2}		
			材齢7日	材齢28日	材齢約2年
3.5%	封緘養生	中心部	△ (A)	○ (B)	○ (C)
	水浸養生	中心部	△ (D)	○ (E)	○ (F)
		外縁部	△ (G)	△ (H)	× (I)
5.3%	封緘養生	中心部	○ (a)	○ (b)	○ (c)
	水浸養生	中心部	○ (d)	○ (e)	○ (f)
		外縁部	○ (g)	○ (h)	× (i)

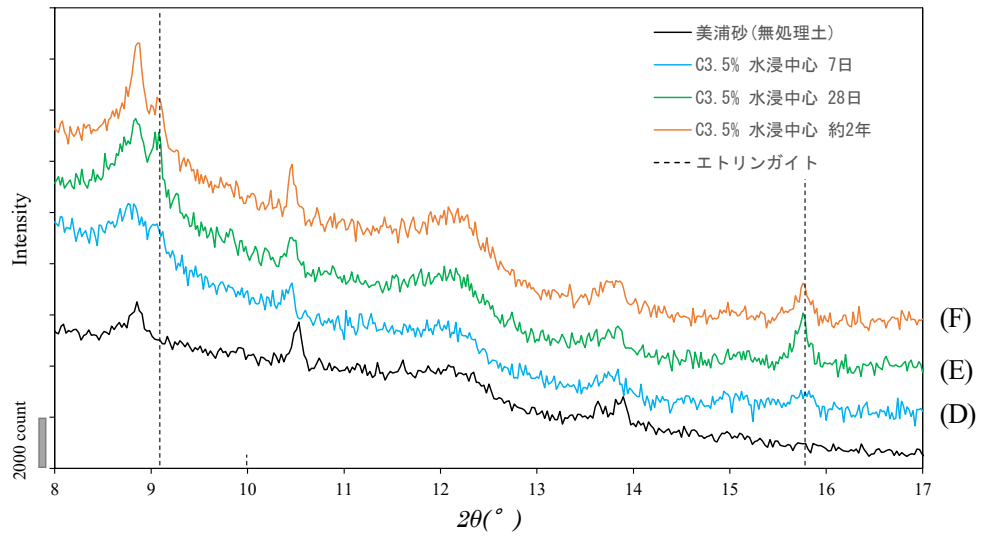
*1 ○：明瞭なエトリンガイトのピークあり、△：エトリンガイトのピークが不明瞭、×：エトリンガイトピーク位置にピーク認められず

*2 表中、括弧内のA~Iは図4.2-22に、a~iは図4.2-23にそれぞれ対応

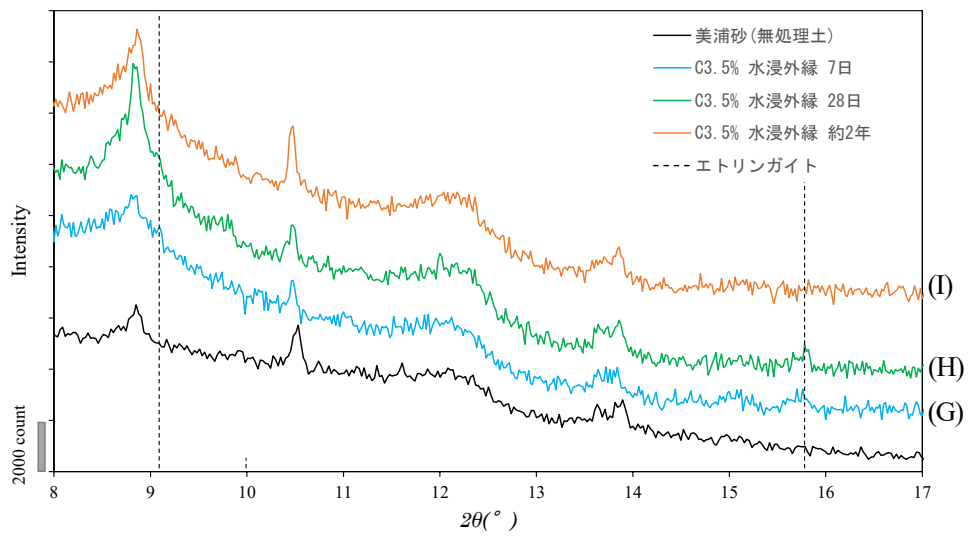
(エトリンナイトピーク 参照PDF:041-1451)



(1) 封緘養生、供試体中心部



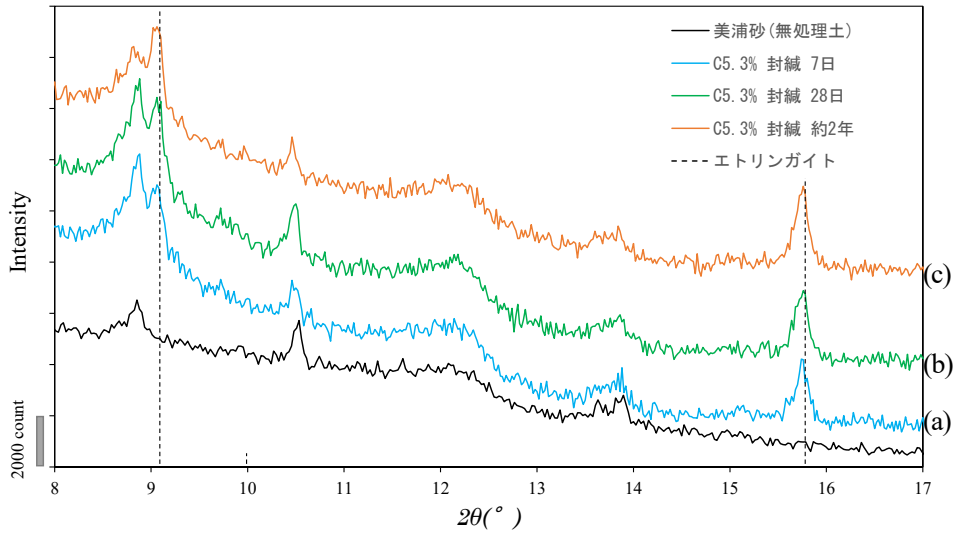
(2) 水浸養生 (酸性雨)、供試体中心部



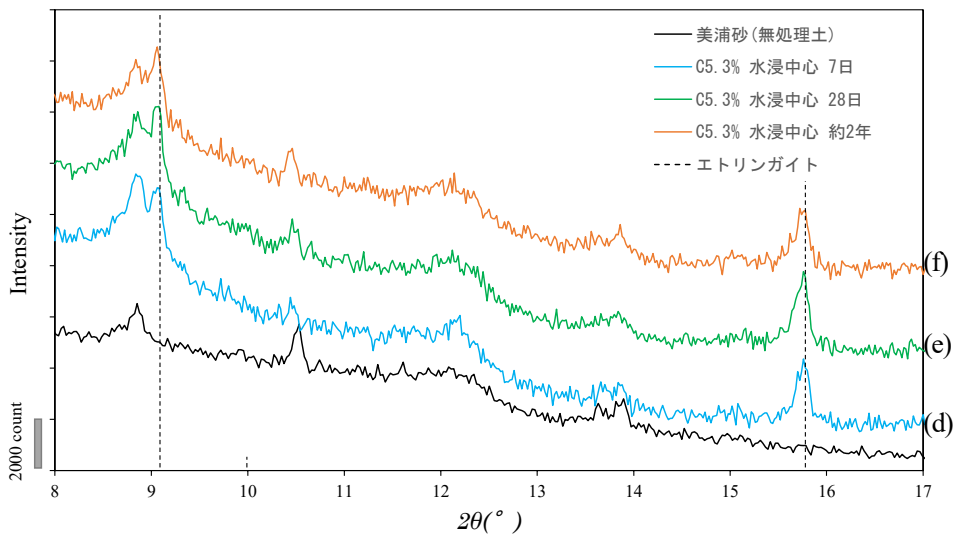
(3) 水浸養生 (酸性雨)、供試体外縁部

図 4.2-22 C3.5% XRD 分析結果

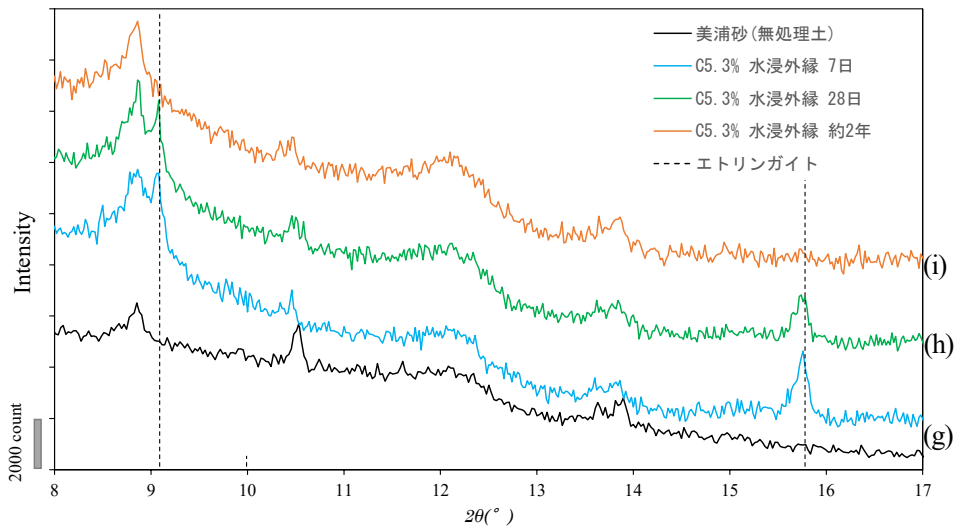
(エトリンガイトピーク 参照PDF:041-1451)



(1) 封緘養生、供試体中心部



(2) 水浸養生 (酸性雨)、供試体中心部



(3) 水浸養生 (酸性雨)、供試体外縁部

図 4.2-23 C 5.3 % XRD 分析結果

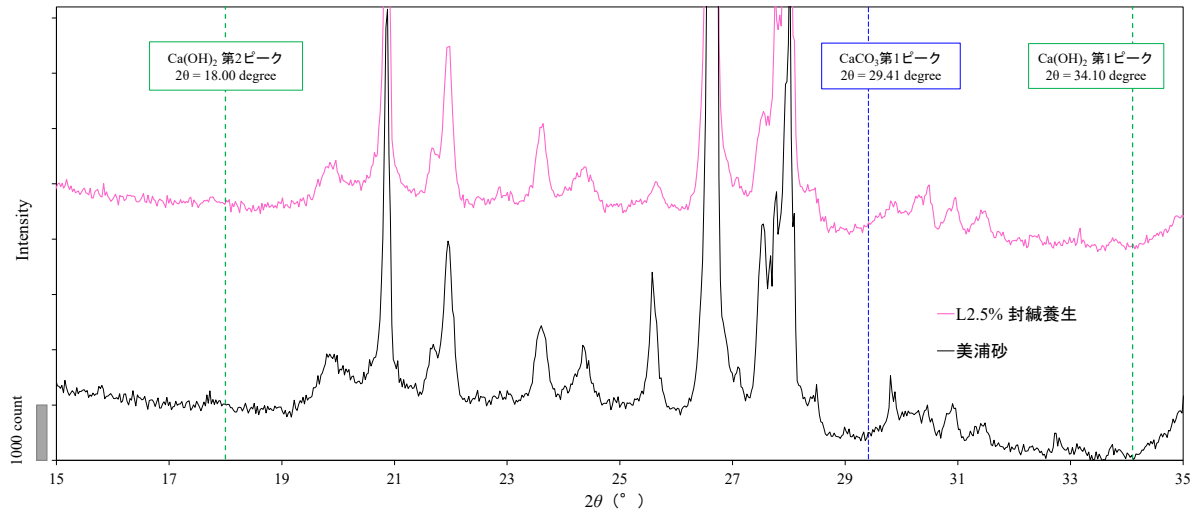
石灰改良土については、手法② アセトン置換 + 手粉碎 前処理した試料を用いて XRD 分析を行った。分析には表 2.2-11 に示す機器 A (Empyrean) を用いた。

L2.5%について、材齢約 2 年の結果を図 4.2-24 に示す。封緘養生試料を含め、いずれの試料からも消石灰由来の水酸化カルシウム（ポルトランドライト、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ）及び炭酸化によって生じる炭酸カルシウム（カルサイト、 CaCO_3 ）に相当するピークは確認されなかった。これは、改良材添加率が低く生成物の量が検出限界に満たなかったためと考えられる。

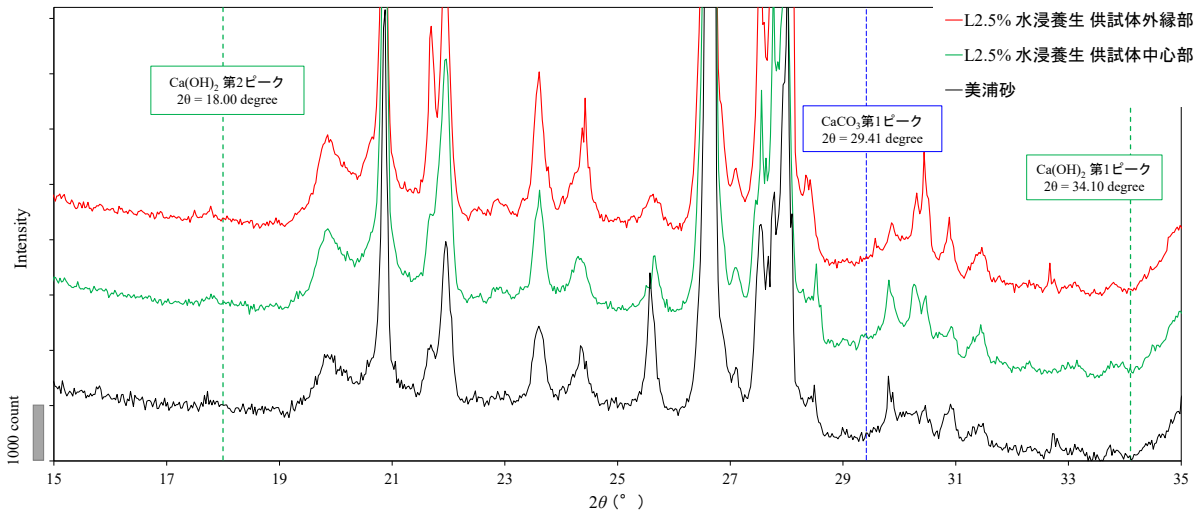
L3.8%については、材齢 28 日及び材齢約 2 年の結果を図 4.2-25 に示す。封緘養生について、水酸化カルシウムは材齢 28 日ではピークが確認されたが、材齢約 2 年では確認されなかった。炭酸カルシウムは材齢 28 日及び約 2 年ともに第 1 ピーク ($2\theta=29.41^\circ$) の位置に回折波のピークを確認した。水浸養生の材齢約 2 年について、供試体外縁部及び中心部のいずれも水酸化カルシウムの含有は確認されなかった。さらに、炭酸カルシウムも供試体外縁部及び中心部のいずれの位置でもピークが確認されなかった。これは、水浸養生で Ca イオンが溶脱し、水酸化カルシウムも炭酸カルシウムも含有量が減少したことによるものと考えられる。

L3.8%の XRF による Ca イオン濃度（図 4.2-2）を見ると、供試体中央部でも Ca イオン濃度が封緘養生に比べて低下しており、上記の XRD による分析結果と整合するものであった。また、針貫入試験による局所強さ比 R_{Lsd} によると、水浸養生の材齢約 2 年において供試体中心部まで R_{Lsd} が 0.6 程度と小さくなっており、炭酸カルシウムの減少が水浸養生における改良土の強度変化の要因の 1 つとして考えられる。

(ポルトランドイトピーク 参照PDF:004-0733、カルサイトピーク 参照PDF:047-1743)



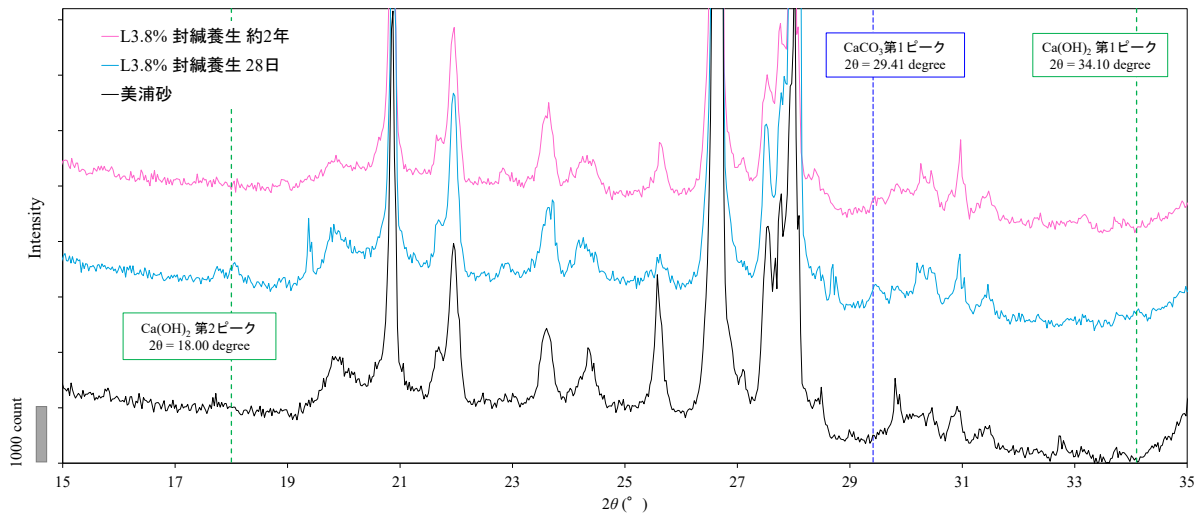
(1) 封緘養生、材齢 約2年



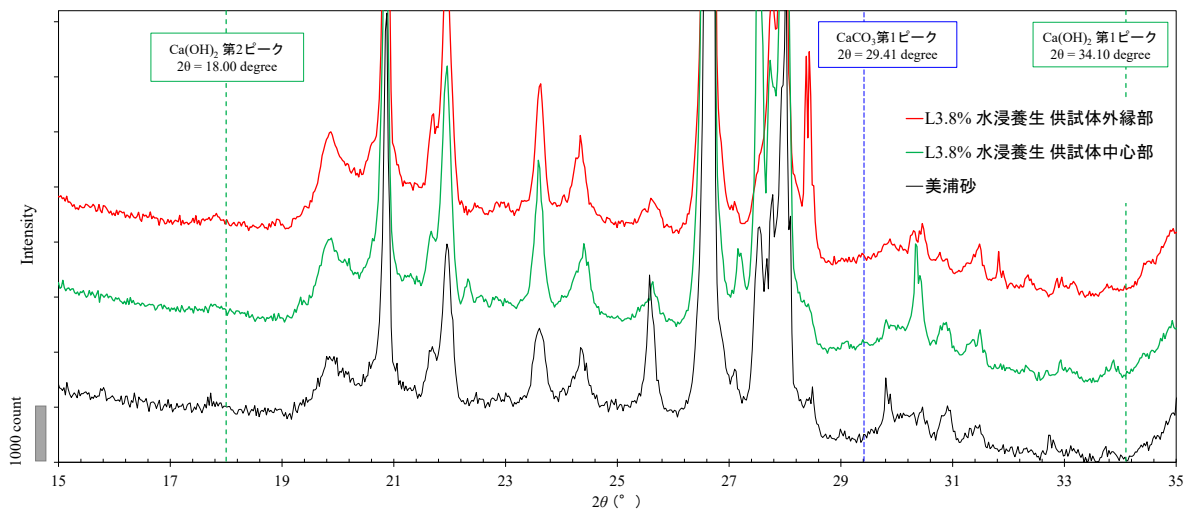
(2) 水浸養生 (酸性雨)、材齢 約2年

図 4.2-24 L2.5% XRD 分析結果

(ポルトランドイトピーク 参照 PDF: 004-0733、カルサイトピーク 参照 PDF: 047-1743)



(1) 封緘養生、材齢 28 日及び約 2 年



(2) 水浸養生 (酸性水)、材齢 約 2 年

図 4.2-25 L3.8% XRD 分析結果

(2) 熱重量・示差熱同時分析 (TG-DTA)

セメント改良土における水和物の変化を評価するために熱重量・示差熱同時分析 (TG-DTA) を実施した。

<a> 評価方法

図 4.2-26 に TG-DTA 分析結果の例を示す。横軸は (セルシウス) 温度 (°C)、縦軸のうち TG は時間ごとに一定温度を連続的に上昇させた時の重量変化 (%), DTG は TG (重量変化) に対する時間の微分曲線 ($\mu\text{g}/\text{min}$)³⁶⁾である。また、DTA は試料に温度変化を与えたときの基準物質との温度差 (μV)³⁷⁾である。この TG 曲線と DTA 曲線の組み合わせから熱分解や燃焼、酸化、還元といった様々な熱挙動を判定可能³⁷⁾である。

TG 曲線において加熱開始後 200°C までの重量減少は、改良土中の保有水や結合水の離脱によるものであるが、本研究ではこれら全てを結合水の減少によるものとした。次の 450°C をピーク (DTG 曲線より) とする重量の減少は、OH 基を持つ鉱物の水酸化カルシウム $\text{Ca}(\text{OH})_2$ の分解による水分子の離脱から生じるものとし、この水分子の離脱量から試料中の $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 濃度を評価した (式 4.2-1)。最後に 710°C 付近をピーク (DTG 曲線より) とする重量減少は炭酸カルシウム CaCO_3 の分解過程で生じる炭酸ガス CO_2 の離脱によるものとし、この減少量から改良土中の CaCO_3 濃度を評価した (式 4.2-2)。また、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ と CaCO_3 由来の Ca イオンを合わせて総カルシウム量として評価し、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 換算量として示した (式 4.2-3)。

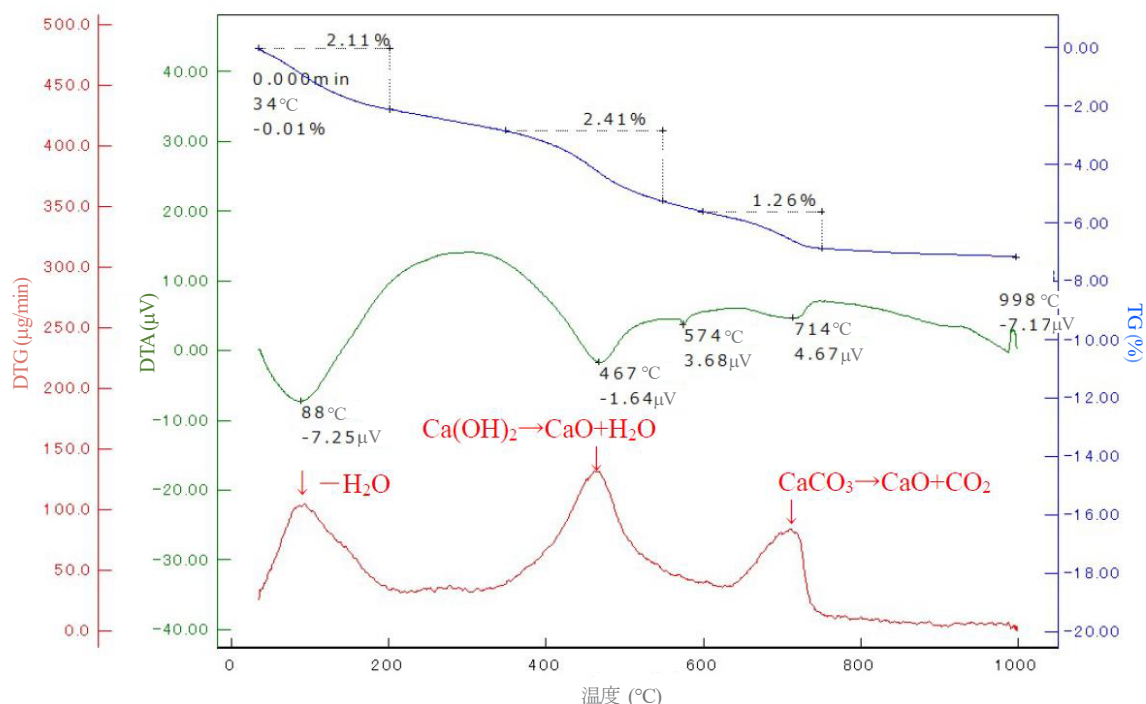


図 4.2-26 TG-DTA 分析結果の例 (セメント改良土)

【Ca(OH)₂ 量の計算】

Ca(OH)₂ の分子量 = 74.1、400 ~ 500 °Cでの減量物質 H₂O の分子量 = 18 より、
Ca(OH)₂ 量 = 脱水量 <400 ~ 500 °Cでの減量値> × (74.1 ÷ 18) . . . (式4.2-1)

【CaCO₃ 量の計算】

CaCO₃ の分子量 = 100、600 ~ 800 °Cでの減量物質 CO₂ の分子量 = 44 より、
CaCO₃ 量 = 脱炭酸量 <600 ~ 800 °Cでの減量値> × (100 ÷ 44) . . . (式4.2-2)

【総カルシウム量 : Ca(OH)₂ 換算量】

総カルシウム量 <Ca(OH)₂ 換算量> = Ca(OH)₂ 量 + CaCO₃ 量 × (74.1 ÷ 100)
. . . (式4.2-3)

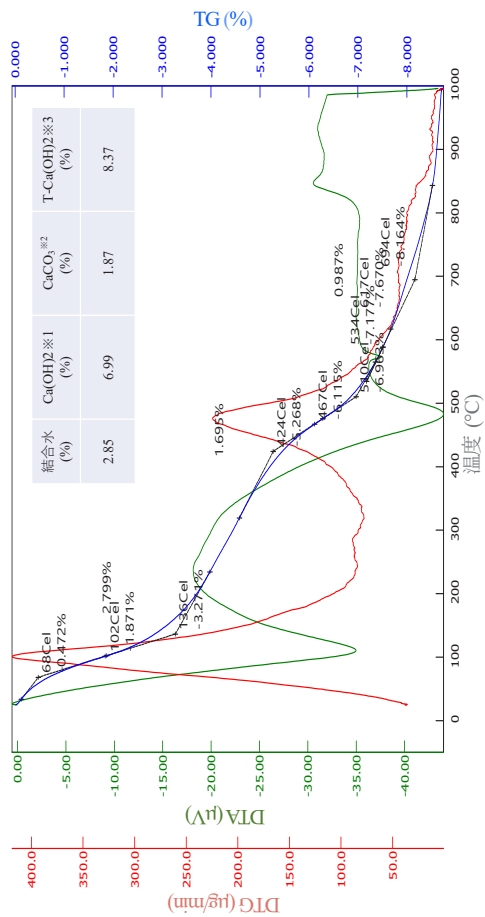
 分析結果

代表的な TG – DTA 分析結果として美浦砂、C5.3%封緘養生及びC5.3%水浸養生（酸性雨）の供試体外縁部と中心部から採取した試料、計4試料の結果を図4.2-27に示す。これらの結果から先に示した結合水量、Ca(OH)₂量、CaCO₃量及び総カルシウム量（以下、4指標という）を計算し、材齢との関係に整理した（図4.2-28 ~ 図4.2-30）。

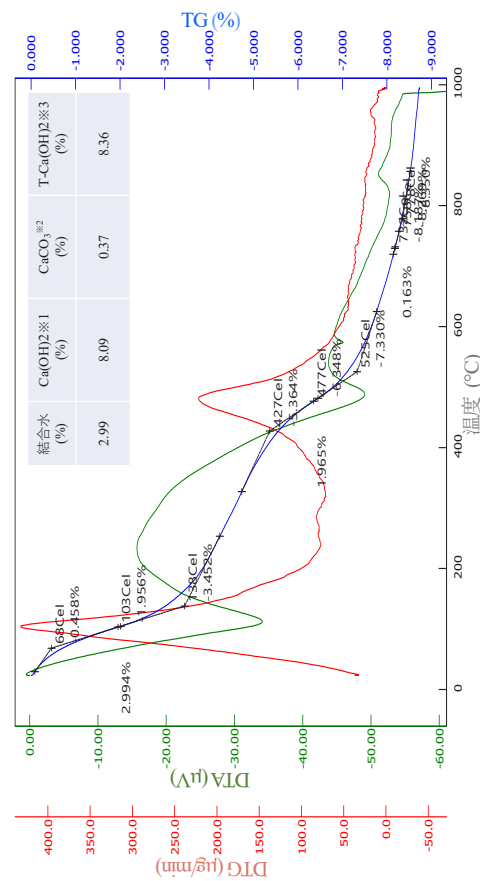
封緘養生における4指標と材齢の関係を図4.2-28（C3.5%）及び図4.2-29（C5.3%）に示す。同図中には一軸圧縮強さ q_u の経時変化も併記した。結合水の量は非晶質なものも含め改良土に含まれる水和物の量と相関があると考えられる。C3.5%、C5.3%のいずれも美浦砂に比較して結合水の量は多い結果を得た。しかし、一軸圧縮強さ q_u が材齢を経ると大きくなったのに対し、結合水量は材齢によらずおおむね一定の値となった。Ca(OH)₂量については、美浦砂と大きな差異は認められず、材齢による変化もほとんどなかった。CaCO₃量はCa(OH)₂量に比べ濃度が15 ~ 25%程度と絶対値自体が小さい。C5.3%では q_u と同様に材齢に伴いCaCO₃量が増加したが、C3.5%ではCaCO₃量は材齢による変化はなく、 q_u の材齢に伴う増加とは対応しなかった。総カルシウム量については、CaCO₃の絶対量が小さいため、概ねCa(OH)₂量と同じ傾向をとった。

水浸養生（酸性雨）、材齢約2年における4指標について、供試体断面方向の分布（外縁部と中心部）を、図4.2-30（C3.5%）及び図4.2-31（C5.3%）にそれぞれ示す。図中には、針貫入試験による換算局所一軸圧縮強さ q_u' の分布も併記した。結合水量については、いずれの改良土も外縁部の方が中心部より小さくなっており、これは q_u' の分布と整合する結果であった。Ca(OH)₂量については、封緘養生と同様に美浦砂とほとんど差異がなく、また水浸養生における断面方向の濃度の違いも認められなかった。CaCO₃量については、封緘養生とは逆にC3.5%では外縁ほどCaCO₃量が少なく、 q_u' 分布と整合する結果となった。一方、C5.3%ではCaCO₃量と q_u' が逆相関となった。ただし、いずれの改良土もCaCO₃の絶対量が小さいため、これらの結果の有意性については不確実である。総カルシウム量については、封緘養生の場合と同様、概ねCa(OH)₂の結果と同様であった。

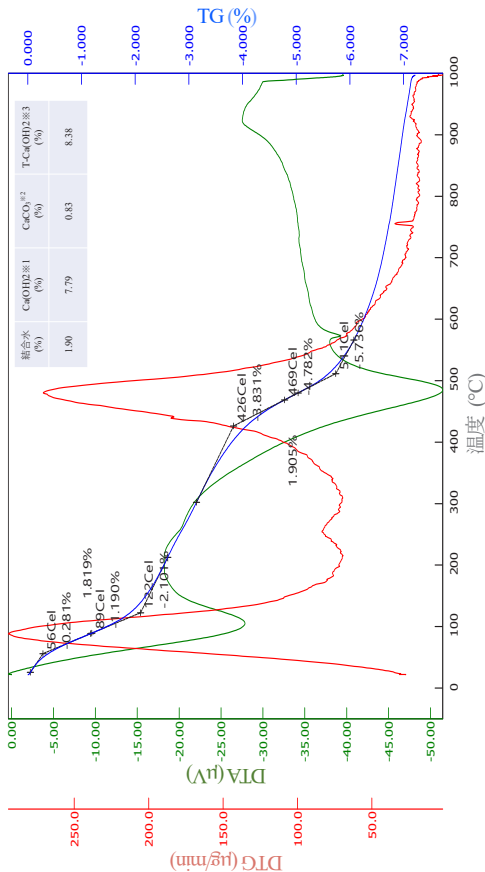
以上、改良土の水浸養生において結合水量の断面方向分布と q_u' の断面方向分布に整合性が見いだされた。しかし、封緘養生の結果を見ると q_u が材齢に伴い増加しているのに対し、結合水量は材齢による変化はほとんど認められなかった。これら2条件の結果を考慮すると、今回の実験条件で実施したTG-DTA分析結果に基づき水浸養生が改良土の強度に与える影響を分析することは困難であると考えられる。



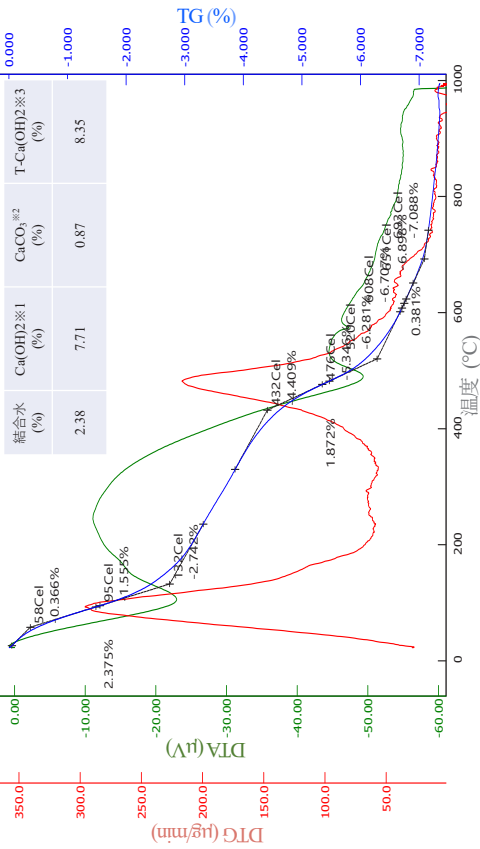
2) C5.3% 封藏養生—中心部



4) C5.3% 水浸養生 (酸性雨) — 中心部



1) 美浦砂



3) C5.3% 水浸養生 (酸性雨) — 外縁部

図 4.2-27 代表的な TG-DTA 分析結果

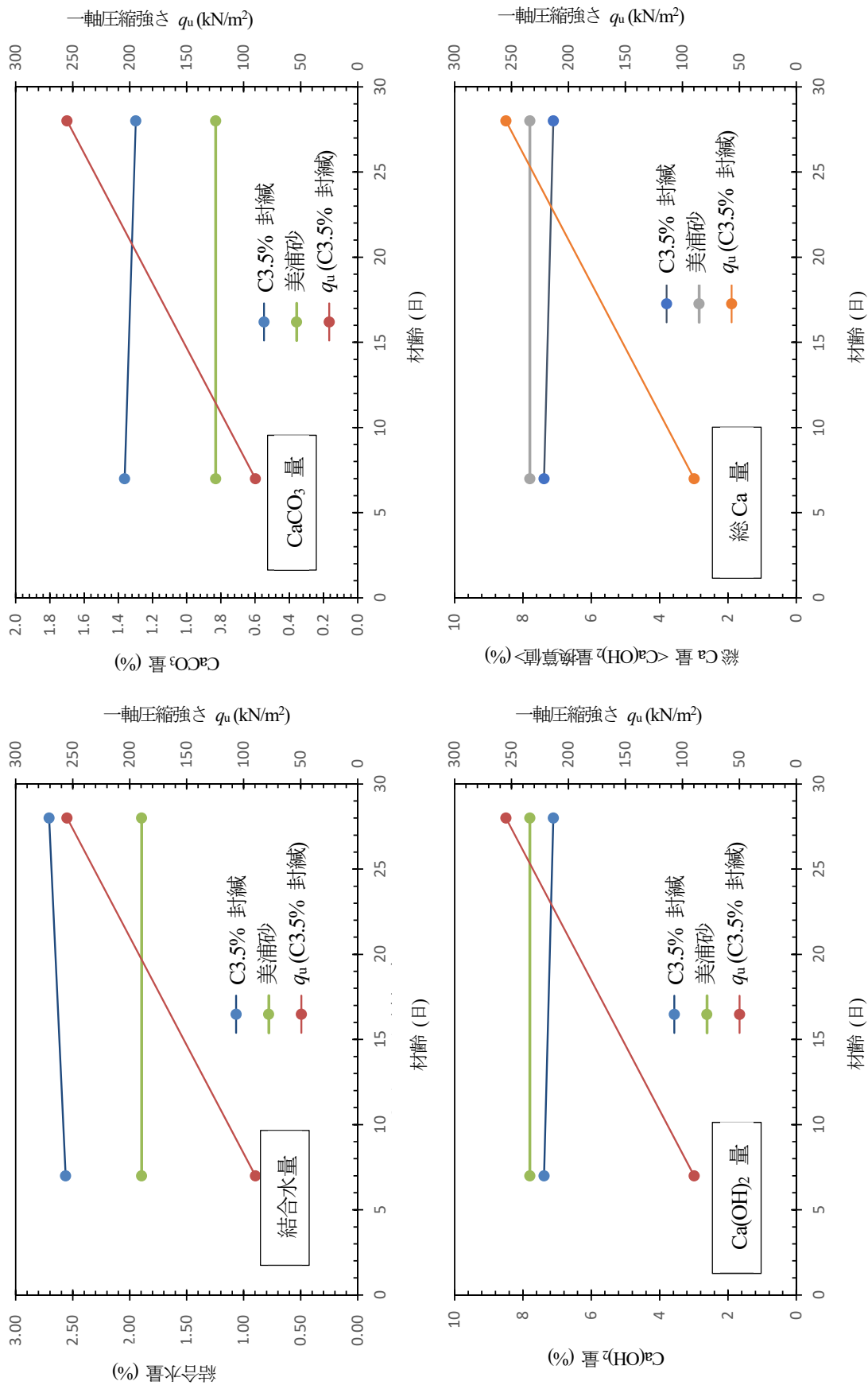


図 4.2-28 C3.5%封緘養生 TG-DTA 分析結果の 4 指標 及び一軸圧縮強さの経時変化

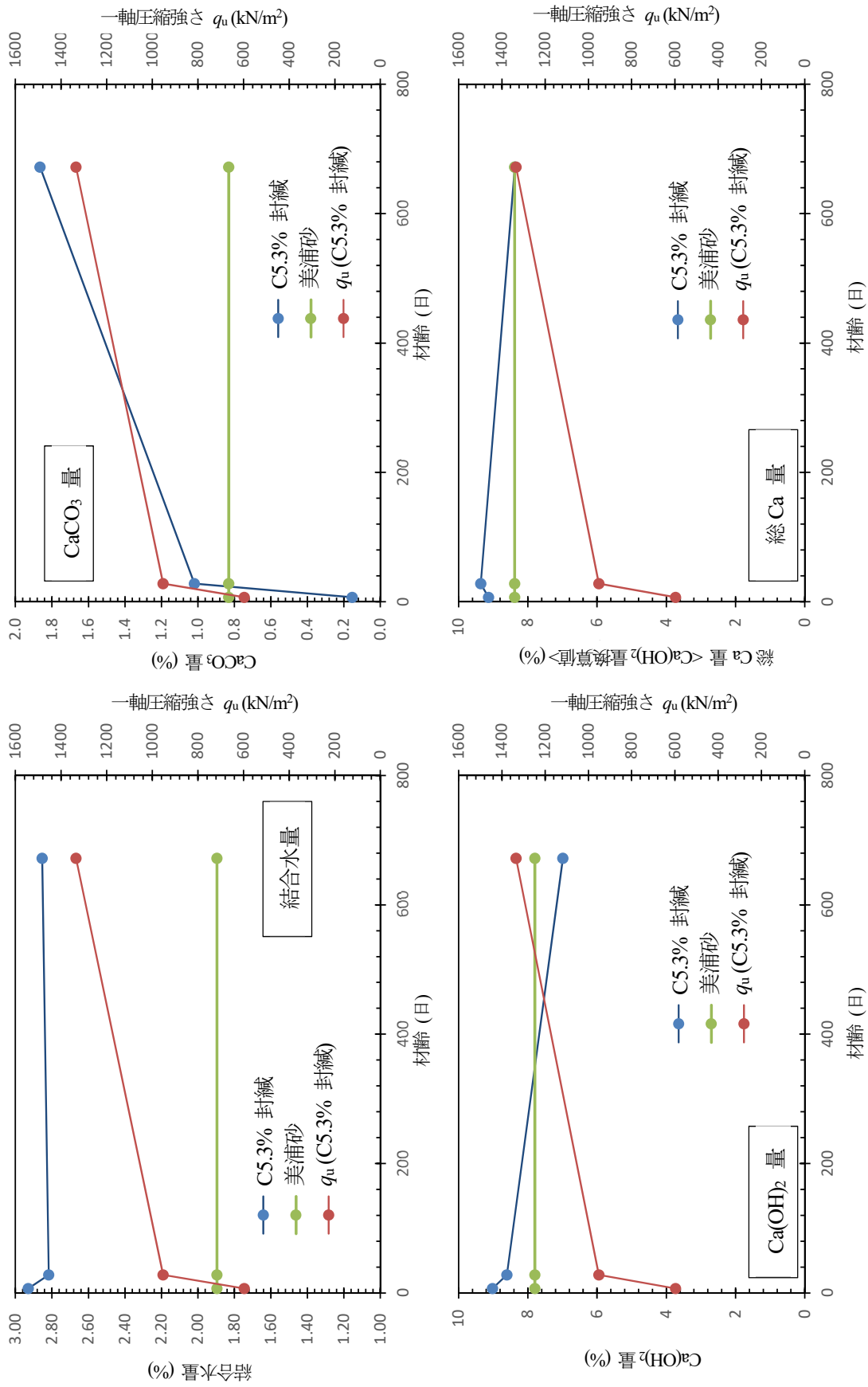


図 4.2-29 C5.3%封緘養生 TG-DTA 分析結果の 4 指標 及び一軸圧縮強さの経時変化

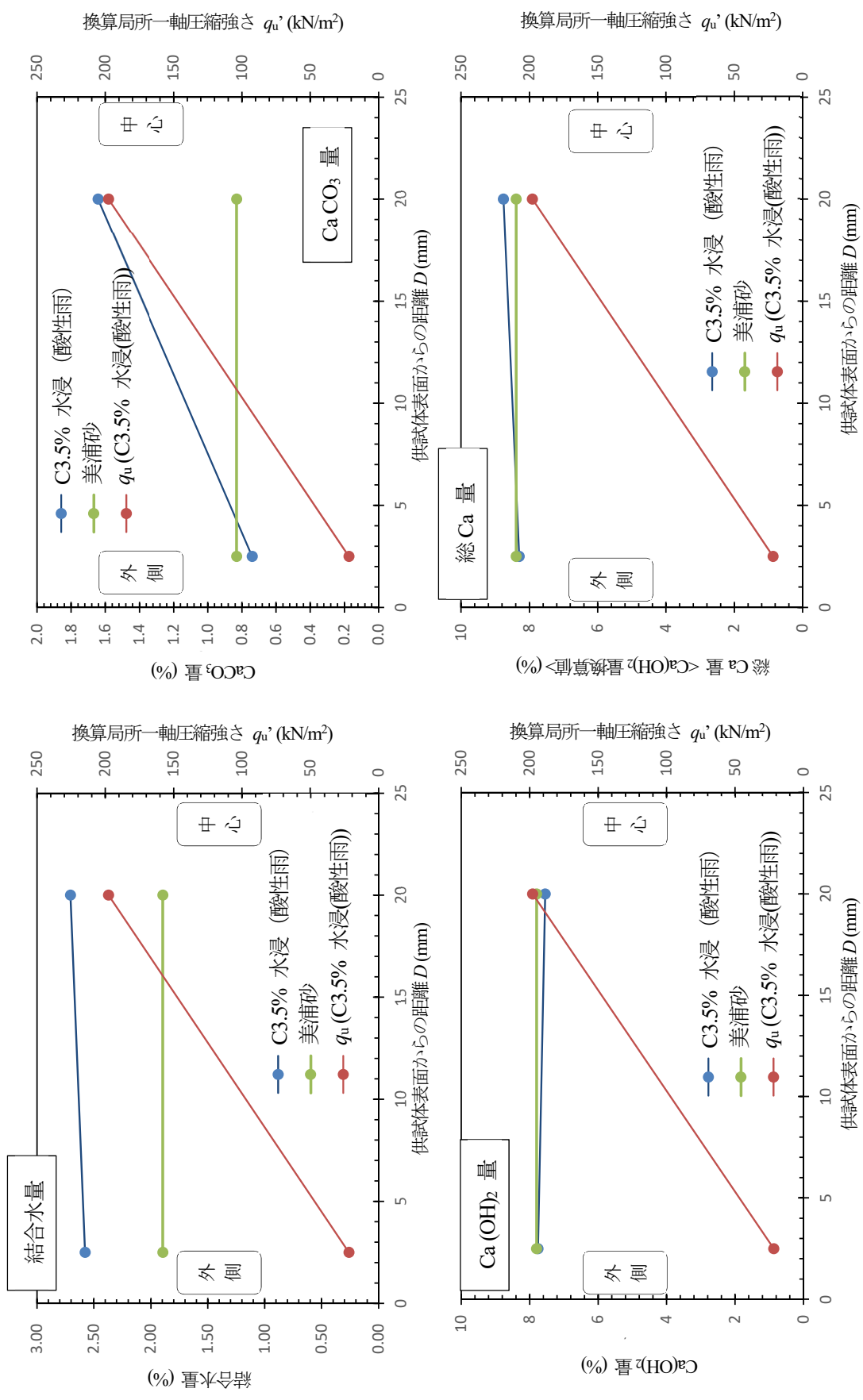


図 4.2-30 C3.5%水浸養生 (酸性雨) TG-DTA 分析結果の 4 指標 及び換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向の分布

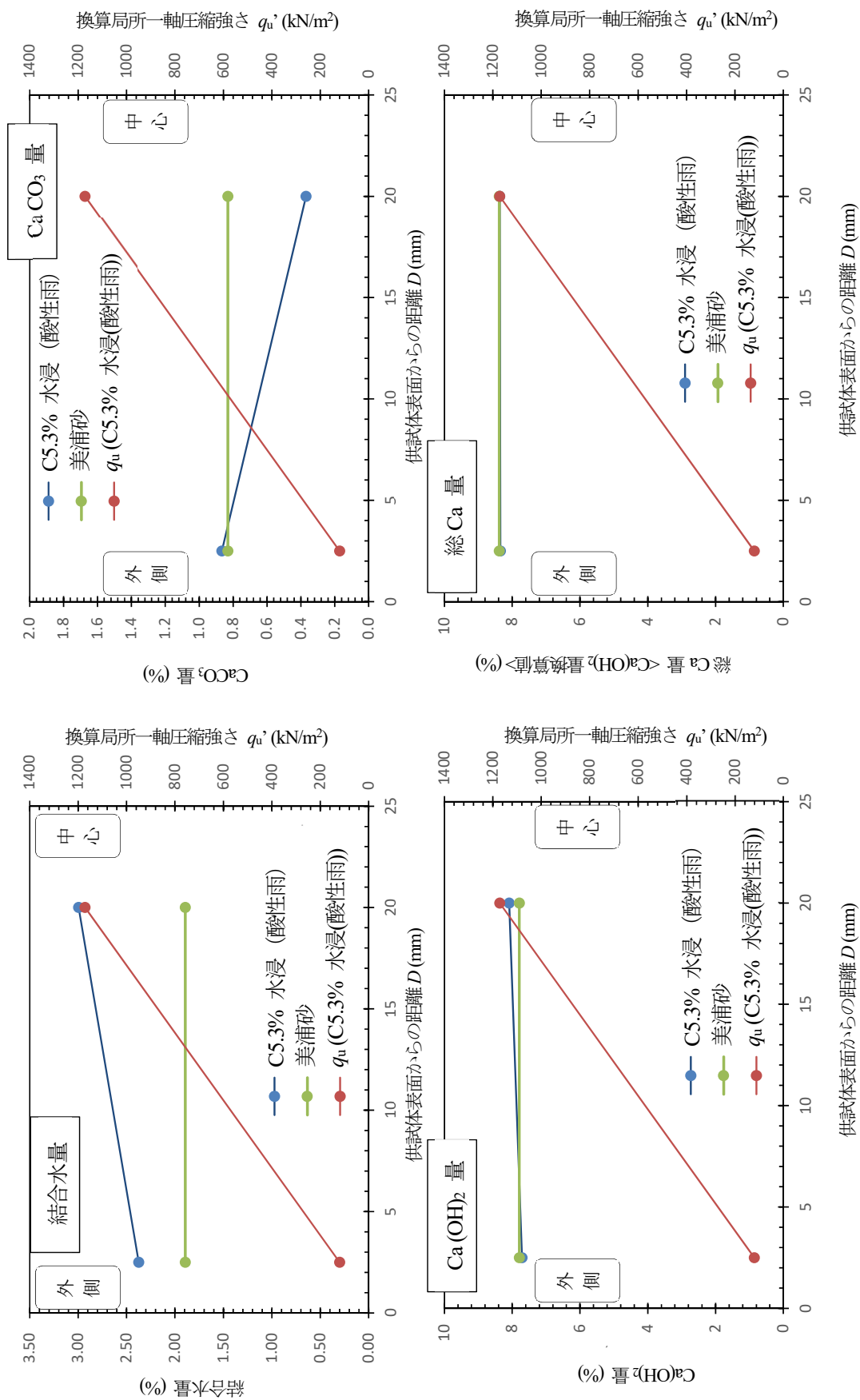


図 4.2-31 C5.3%水浸養生 (酸性雨) TG-DTA 分析結果の 4 指標 及び換算局所一軸圧縮強さの供試体断面方向の分布

4.3 改良土の長期強度増加、低下メカニズム

4.3.1 石灰改良土の長期強度増加、低下メカニズム

石灰改良土の長期強度増加モデルを図 4.3-1 に示す。材齢初期の強度改善効果は主に土の物性改良によるものであり、生石灰 (CaO) の消化吸水反応とイオン交換反応の 2 つがある。消化吸水反応の過程では生石灰と土中の水分が反応し、消石灰 (Ca(OH)₂) が生成される過程で土中水が水和水として取り込まれると共に、反応熱によって土中水が蒸発することで土の含水比が低下する。また、生成直後の消石灰は、絶乾状態にあり極めて高いサクシオンを有していることから、土の含水比をさらに低下させる¹⁸⁾。イオン交換反応については、生成された消石灰が土中水に溶解するとカルシウムイオン (Ca²⁺) が土粒子表面に付着している陽イオンとイオン交換して土粒子表面に吸着し、土粒子表面の帯電状態が変わり団粒化することで土の塑性指数 I_p が低下する¹⁸⁾。

中長期の強度改善効果はポズラン硬化反応によるものである。前述のイオン交換反応により土中水がアルカリ性になると、土粒子由来のシリカ (SiO₂) やアルミナ (Al₂O₃) が土中水に溶出し、Ca²⁺イオンと反応しケイ酸カルシウム水和物 (nCaO・SiO₂・H₂O) やアルミン酸カルシウム水和物 (3CaO・Al₂O₃・6H₂O) が析出する。

この他に、長期的には土中の炭酸や炭酸ガスと土中水の Ca²⁺イオンが反応して炭酸カルシウム (CaCO₃) を形成することで強度増加に寄与する (炭酸化反応)。

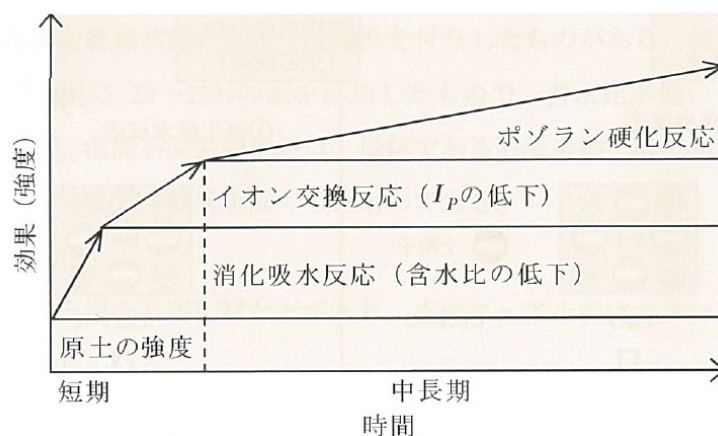


図 4.3-1 石灰改良土の強度増加モデル¹⁸⁾

以上の長期強度増加メカニズムに対する水浸の影響を以下で考察する。

石灰改良土の水浸養生における封緘養生に対する相対的な一軸圧縮強さの低下は、物理的な性質の変化と、化学的な性質の変化によるものと考えられる。物理的な性質の変化とは、水浸による飽和度の増加に起因したサクシオンの低下である (図 3.1-7)。化学的な性質の変化とは、添加した生石灰に含まれるカルシウムの溶脱による表面劣化及び固化阻害によるものと考えられる。

ここで、一軸圧縮強さへの化学的な性質の変化の影響について詳述する。針貫入試験の結果から、水浸養生供試体の一軸圧縮強さの相対的な低下は、供試体表面ほど強度の低下が大きくなる表面劣化と、供試体表面からの距離によらず一様に強度が低下する固化阻害によるものと考えた。針貫入試験で表面劣化が確認された供試体表面から 10 mm までの範囲に着目すると、XRF (図 4.2-2) や EPMA (図 4.2-8) による化学分析結果から、材齢と共に供試体外縁部より Ca イオン濃度が低下したことが確認された。また、XRD による L3.8%の鉱物分析結果 (図 4.2-25) からは、供試体外縁部において

CaCO₃の減少が確認された。これらの化学的な特性の変化が外縁部での強度低下の要因と考えられる。

石灰改良土の水浸養生における固化阻害について、図 4.3-1 における中長期材齢に相当する材齢 28 日以降で固化阻害度が大きくなった (図 4.1-27) ことから、ポゾラン反応が阻害されたことが要因のひとつと考えられる。XRF (図 4.2-2) による化学分析の結果では、固化阻害が明確に確認できた L3.8% において供試体中心部まで Ca イオン濃度の低下が確認されており、これはポゾラン反応の阻害が生じうることを示唆する結果である。また、養生水の水質分析の結果 (図 3.2-2) からは材齢とともに養生水の pH が低下しており、土中水のアルカリ雰囲気 が失われている可能性がある。この土中の pH の低下もポゾラン反応を阻害しうる。

加えて、L3.8%については封緘養生、材齢 672 日の XRD による鉱物分析の結果 (図 4.2-25) で炭酸カルシウムが確認された。これは炭酸化反応が生じていることを示唆する。一方、水浸養生では表面劣化の影響が及んでいない供試体中央部の試料からも炭酸カルシウムは認められなかった。これは、Ca イオンの溶脱が要因であると考えられる。L3.8%の水浸養生における固化阻害は、ポゾラン反応の阻害に加えて炭酸化反応の阻害も要因として含まれると考えられる。

以上、石灰改良土では、供試体外縁部からの Ca 溶脱による表面劣化の中心部への進行、及びポゾラン反応や炭酸化反応の阻害による強度増加の阻害 (固化阻害) により、水浸養生の一軸圧縮強さが同材齢の封緘養生と比較して低下したと考えられる。

4.3.2 セメント改良土の長期強度増加、低下メカニズム

セメント改良土の長期強度増加モデルを図 4.3-2 に示す。材齢初期の強度改善効果は、① セメントの水和反応による土粒子間の硬化、② 水分の結合水としての固定化による含水比の低下、③ イオン交換、④ 団粒化等によって塑性指数が小さくなるなどの土自身の物性変化によるもの¹⁹⁾である。一方、セメント改良土では長期にわたり強度増加があることが知られている^{例えば 25)}が、これは土粒子とセメントの水和反応により生じる Ca(OH)₂ とのポゾラン反応により安定的な反応物質が析出することに起因すると言われている¹⁾。

セメントの水和硬化反応により生成される主な水和物のうち、ケイ酸カルシウム (3CaO·SiO₂, 2CaO·SiO₂) の水和反応からはケイ酸カルシウム水和物 (C-S-H ゲル) 及び水酸化カルシウム (Ca(OH)₂) が生成される。C-S-H ゲルは土粒子を接着する作用のほか、水分を固定化する作用もある。アルミネート相 (3CaO·Al₂O₃) とフェライト相 (3[CaSO₄·2H₂O]) の水和反応からは主にエトリンガイト (3CaO·Al₂O₃·3CaSO₄·32H₂O) が生成される。エトリンガイトは大きい針状結晶となり、土の空隙部分に骨格構造を形成して、そのネットワーク中に細粒土を拘束するとともに、土中の水分を固定化する作用がある¹⁹⁾。特に、セメント系固化材を改良材として用いた場合には三酸化硫黄 (SO₃) の含有量が多いことから改良土中に生成されるエトリンガイトの量が普通セメントを改良材として用いた場合より数倍多くなるという特徴がある。また、改良土の液相中の硫酸イオン濃度が低下すると、一旦生成されたエトリンガイトはアルミネート相やフェライト相 (4CaO·Al₂O₃·Fe₂O₃) と反応して六角板状のモノサルフェート (3CaO·Al₂O₃·CaSO₄·12H₂O) に変化する。

ポゾラン反応は石灰改良土と同様にアルカリ雰囲気の液相に土粒子からシリカ (SiO₂) やアルミナ (Al₂O₃) が溶出し、これらと液相中の Ca²⁺が反応することでケイ酸カルシウム水和物 (nCaO·SiO₂·H₂O) やアルミン酸カルシウム水和物 (3CaO·Al₂O₃·6H₂O) が析出するものである。

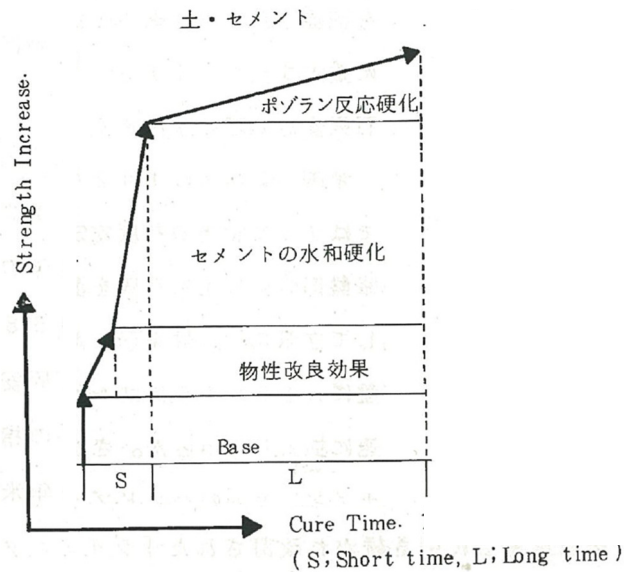


図 4.3-2 セメント改良土の強度増加モデル³⁸⁾より引用・加筆

以上の長期強度増加メカニズムに対する水浸の影響を以下で考察する。

セメント改良土の水浸養生における封緘養生に対する相対的な一軸圧縮強さの低下は、物理的な性質の変化と、化学的な性質の変化によるものと考えられる。物理的な性質の変化とは、水浸による飽和度の増加に起因したサクシジョンの低下である（図 3.1-8）。化学的な性質の変化とは、添加したセメント系固化材に含まれるカルシウムの溶脱による表面劣化及び固化阻害によるものと考えられる。

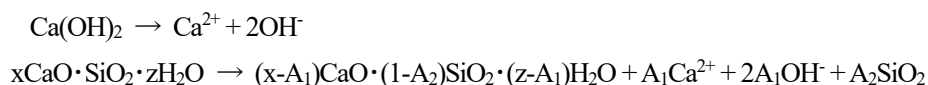
ここで、一軸圧縮強さへの化学的な性質の変化の影響について詳述する。針貫入試験の結果から、石灰改良土と同様に、水浸養生供試体の一軸圧縮強さの相対的な低下は、「固化阻害」と「表面劣化」の2つの現象によるものと考えた（図 4.1-23）。材齢初期より水浸養生を行ったケースについては、改良材の添加率によらず固化阻害が若材齢（材齢 28 日以前）で生じていることから、図 4.3-2 の短期（S、Short time）の強度増加に係るセメントの水和硬化反応が阻害された結果と考えられる。この水和硬化反応は、反応に寄与するイオンが固化材より溶出し、供試体液相中で飽和した後に水和生成物が析出するという既往研究^{例えば 39)}がある。供試体を水浸させると、養生水の化学分析結果（例えば図 3.2-6、図 3.2-10）で示したとおり、供試体から Ca イオンや硫酸イオンが養生水に溶出した。これにより供試体液相中のイオン濃度が低下し、水和物である C-S-H ゲルやエトリンガイトの析出が阻害されたことが固化阻害のメカニズムとして考えられた。ただし、今回実施した供試体の XRF による化学分析結果（図 4.2-4）では、材齢 28 日までの間に水浸養生の供試体中心部において Ca イオン濃度の低下は確認できなかった。また、材齢 28 日の XRD による鉱物分析結果（表 4.2-1）によると、C3.5%、C5.3%のいずれも水浸養生の供試体中心部でエトリンガイトの存在が確認されたが、封緘養生に対して生成量が抑制されているかの評価は現状では不可能である。定量評価を可能とする試料前処理の手法を検討していく必要がある。

C5.3%については、材齢約半年（168 日）以降も固化阻害の影響が確認された（図 4.1-25）。図 4.3-2 の強度増加モデルを参考にすると、この時期の固化阻害にはポゾラン反応の阻害による影響が含まれている可能性がある。阻害のメカニズムとしては水和硬化反応と同様に供試体液層中の Ca イオン濃度が低下したことが第 1 に考えられる。他に、養生水の pH が低下した（図 3.2-3）ことから、供試体の液相中のアルカリ性も低下したものと推定される。これにより土粒子から液相中へのシリカやアル

ミナの溶出が抑制され、ポゾラン反応が阻害されたことが考えられる。ここで、C3.5%では改良材の量が少なくポゾラン反応による強度増加が水和硬化反応による強度増加に比べて小さいために、水浸による固化阻害として確認されなかった可能性がある。

C3.5%の材齢 28 日以降及び C5.3%の材齢 168 日以降は固化阻害度が低下した。これは、既述のとおり封緘養生の強度増加が概ね収束したのに対し、水浸養生では供試体中央部で強度増加が継続した結果（図 4.1-19、図 4.1-20）と考えることができる。このように材齢後半で水浸養生の固化が進展した理由としては、養生水の交換頻度の違いが挙げられる。材齢 28 日までは 7 日ごと、材齢 168 日までは 14 日ごと、以降は 28 日ごとに養生水を交換した。材齢を経る毎に養生水の交換頻度が下がったことから、拡散の影響が緩和されて液相中の Ca イオンや硫酸イオンの濃度が上がり、セメントの水和硬化反応により析出物が形成された可能性がある。

表面劣化について、既往の研究^{例えば 40)}で示されているとおり、供試体表面から養生水への水和生成物（水酸化カルシウム及び C-S-H ゲル）の溶脱・溶解反応が要因として考えられる（下式参照）。これらの反応が進むと供試体中の Ca イオンは外部へ拡散し濃度は減少することとなる。



本研究で実施した化学分析（XRF 及び EPMA）において、水浸養生では、表面劣化の進展と同様に材齢を経る毎に Ca イオン濃度の低下範囲は供試体中心方向に拡大することが確認された（図 4.2-4、図 4.2-9）。また、XRF の結果では同じ試料採取深度における Ca イオン濃度は材齢を経るほど低下した（図 4.2-4）。これらは既往の改良土の劣化に関する研究結果と整合するものである。

また、本研究で行った鉱物分析（XRD）では、材齢 2 年の水浸養生、供試体外縁部でエトリンガイトの減少が確認された（表 4.2-2）。この範囲は、針貫入試験で顕著に表面劣化が進んでいると確認された完全劣化区間に該当する（図 4.1-18、図 4.1-20）。したがって、表面劣化には従来の Ca イオンの溶脱による水酸化カルシウム及び C-S-H ゲルの減少だけでなく、エトリンガイトの減少も要因の 1 つと考えられる。エトリンガイトが減少したメカニズムとして、Ca イオンの溶脱に加えて、液相中の硫酸イオン濃度の低下により、モノサルフェートなどの別の鉱物に変化したことが考えられるが、今回の XRD 分析においてモノサルフェートの存在は確認できなかった。

以上、セメント改良土の水浸養生における強度変化メカニズムについて、水和物のうちエトリンガイトに着目して検討を行った。しかし、セメント改良土の強度発現に寄与している水和物はエトリンガイト以外にも多種存在する。したがって水浸がセメント改良土に及ぼす影響のメカニズムを解明するには、これらエトリンガイト以外の水和物についても水浸による変化を定性、定量評価する必要がある。

第5章 まとめ（改良土による道路盛土の長期安定性）【土木研究所、東京大学】

高含水比な砂質土（美浦砂）に生石灰又はセメント系固化材を混合した改良土（石灰改良土又はセメント改良土）の材齢2年までの室内暴露実験を行った。定期的実施した一軸圧縮試験、針貫入試験、養生水の水質分析、供試体の化学分析及び鉍物分析の結果から得られた結論と今後の課題を以下に示す。

石灰改良土及びセメント改良土は、封緘養生では材齢の経過に伴い一軸圧縮強さが増加した。石灰改良土は材齢2年まで強さが緩やかに増加した。セメント改良土は材齢約半年までで強さが著しく増加し、その後概ね一定の強さを示した。

同一材齢で比較すると、封緘養生した改良土の不飽和状態での一軸圧縮強さは、試験の前日に飽和した封緘養生の改良土の一軸圧縮強さより大きかった。道路盛土に利用される締め固めた石灰改良土及びセメント改良土の一軸圧縮強さは、飽和度の影響を受けることが示された。

材齢2年までの実験において、水浸養生した石灰改良土及びセメント改良土の強さが封緘養生の初期材齢で発現した改良土の強さを大幅に下回ることにはなかった。ただし、水浸養生した改良土の一軸圧縮強さを同一材齢の封緘養生の一軸圧縮強さと比較すると、添加率が低いほど初期の段階から、水浸養生の強さが封緘養生の強さを下回った。

石灰改良土の水浸養生の一軸圧縮強さが同一材齢の封緘養生の一軸圧縮強さを下回ったのは、水浸養生の一軸圧縮強さが長期的に増加しなかったためである。養生水及び改良土の化学分析結果から、生石灰の添加率が2.5%、3.8%の改良土中のCaイオン濃度及びpHの低下が確認された。これらの化学的性質の変化がポズラン硬化反応を阻害して、一軸圧縮強さが変化しなかった可能性が示唆された。

針貫入試験による局所的な一軸圧縮強さの推定値によると、水浸養生した石灰改良土供試体の材齢28日以降の局所的な強さは表面から6～9mmまでは中心部より小さく、中心部は概ね一定であった。表面の強さの小さい領域は、材齢が経過しても変化しなかった。化学的性質の変化によるポズラン反応による硬化の阻害は、供試体全体で生じたものと考えられる。

セメント改良土の水浸養生の一軸圧縮強さが同一材齢の封緘養生の一軸圧縮強さを下回ったのは、水浸養生の一軸圧縮強さの変化が長期的に増加から低下に転じたためである。養生水及び改良土の分析結果から、改良土中のCa、SO₄イオン濃度及びpHの低下が確認された。カルシウム等の溶脱によって改良土中の水和物が分解されたことにより、封緘養生に対する水浸養生の強さの差、及び水浸養生における強さの減少が生じたものと考えられる。

粉末X線回折分析の結果、セメント系固化材の添加率が3.5%及び5.3%の材齢2年まで水浸養生した改良土は、供試体外縁部ではエトリンナイトが分解・消失していたが、中心には残存していたことが確認された。蛍光X線分析では、Caイオンの溶脱が供試体外縁から中心に向かって連続的に進展したことが確認された。水浸養生の一軸圧縮強さが材齢2年まで初期材齢での強さを大幅に下回らなかったのは、水和物が残存していたためである可能性が考えられた。一方で、同一材齢の封緘養生と比較すると一軸圧縮強さが小さかったのは、供試体全体の水和物の量が相対的に少なかったためである可能性が指摘された。

針貫入試験による局所的な一軸圧縮強さの推定値によると、水浸養生したセメント改良土供試体では、材齢の経過に伴う表面から中心部への強さの小さい領域の拡大（表面劣化の進展）と、中心部での強さの増加の両方が観察された。添加率3.5%では材齢1年で表面劣化の影響が中心部まで進展したが、5.3%では材齢2年においても表面から約12mmまでの進展に留まり、中心部の局所的な強さは増加した。水和物の溶脱は供試体表面から中心部に向かって進展するが、添加率が高いほどその進展速度は緩やかになるも

のと考えられる。

セメント添加率の低い改良土の粉末 X 線回折分析のための試料調整には、炭酸化、加熱及び原土由来の粗粒分の影響を低減させる工夫が必要であることが分かった。具体的には、アセトン浸漬による水分除去、ふるい分け及びメノウ乳鉢による粉砕程度の調整が有効であった。

本研究は砂質土を対象とした材齢 2 年までの限定的な実験結果を示すものであるが、十分な排水施設を設置して改良土による盛土への水の浸透を抑制すること、配合試験において水浸させた供試体の強さを評価することは、道路盛土に用いる改良土の長期的な安定性を確保するうえでの実務上の重要な留意点であると考えられる。

室内暴露実験は現在も継続中である。引き続き長期材齢における改良土の化学的性質の変化が力学特性に与える影響について検討する必要がある。また、改良土の強さが増加、低下するメカニズムを更に解明するために、エトリングイト以外の水和物の定性、定量分析手法の検討も進める必要がある。加えて、改良土の一軸圧縮強さに与える飽和度の影響について、保水性試験及び透水試験を行うことにより引き続き検討する必要がある。更に、粘性土、火山灰質土、有機質土等の改良土の長期的な安定性についても検討を進める必要がある。

付録 A 土質試験結果一覧 【土木研究所】

(美浦砂)

【土粒子の密度試験結果】	138
【土の含水比試験結果】	138
【土の液性限界・塑性限界試験結果】	139
【土の粒度試験結果】	139
【突固めによる土の締固め試験結果】	140
【締固めた土のコーン指数試験結果】	141

【土粒子の密度試験結果】

付表 A-1 土粒子の密度一覧（美浦砂）

改良材	添加率 (%)	No.	土粒子 密度 ρ_s (g/cm^3)
無 処 理	-	1	2.692
		2	2.695
		3	2.691
		平均	2.693
生 石 灰	1.2	1	2.744
		2	2.747
		3	2.722
		平均	2.738
	2.5	1	2.742
		2	2.739
		3	2.730
		平均	2.737
	3.8	1	2.753
		2	2.750
		3	2.771
		平均	2.758
セ メ ン ト 系 固 化 材	1.7	1	2.713
		2	2.732
		3	2.722
		平均	2.722
	3.5	1	2.717
		2	2.724
		3	2.719
		平均	2.720
	5.3	1	2.734
		2	2.745
		3	2.732
		平均	2.737

【土の含水比試験結果】

付表 A-2 供試体を作製した無処理（改良前）の美浦砂の含水比

容器 No.	10	18	30
含水比 w (%)	28.9	28.9	28.6
平均値 w (%)	28.8		

【土の液性限界・塑性限界試験結果】

付表 A-3 供試体を作製した無処理（改良前）の美浦砂の液性限界・塑性限界

液性限界試験		塑性限界試験	液性限界 w_L (%)
落下回数	含水比 w (%)	含水比 w (%)	48.4
45	45.7	23.0	塑性限界 w_P (%)
35	46.8	23.1	23.0
29	47.7	22.8	塑性指数 I_P
22	49.1		25.4
17	50.2		
9	53.4		

【土の粒度試験結果】

付表 A-4 供試体を作製した無処理（改良前）の美浦砂の粒度

	無処理土	
	粒径(mm)	通過質量(%)
	75	
	53	
	37.5	
	26.5	
	19	
	9.5	
	4.75	100.0
	2	99.2
	0.85	97.5
	0.425	90.6
	0.25	71.7
	0.106	50.7
	0.075	46.3
	0.0522	42.8
	0.0373	39.2
	0.0237	36.9
	0.0139	32.1
	0.00986	29.8
	0.00701	27.4
	0.00355	22.7
	0.00146	19.1
粒度試験結果	含有率	
	礫分	0.8
	砂分	52.9
	シルト分	21.6
	粘土分	24.7
	細粒分	46.3

【突固めによる土の締固め試験結果】

付表 A-5 締固め試験結果一覧 (美浦砂)

改良材	添加率 (%)	突き固め方法	湿潤密度	含水比	乾燥密度	土粒子密度 ρ_s	最適含水比	最大乾燥密度
			ρ_t (g/cm ³)	w (%)	ρ_d (g/cm ³)	(g/cm ³)	w_{opt} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
無処理	-	A-c (3層×25回)	1.763	14.3	1.542	2.693	21.6 ($S_r=88.5\%$)	1.624
			1.819	16.6	1.560			
			1.957	20.7	1.621			
			1.985	24.5	1.594			
			1.928	28.0	1.506			
			1.887	31.2	1.438			
生石灰	1.2	A-c (3層×25回)	1.738	11.6	1.557	2.738	20.9 ($S_r=85.7\%$)	1.641
			1.826	15.3	1.584			
			1.941	19.0	1.631			
			1.997	22.8	1.626			
			1.929	26.5	1.525			
			1.864	31.2	1.421			
	2.5	A-c (3層×25回)	1.729	11.7	1.548	2.737	20.9 ($S_r=80.0\%$)	1.595
			1.797	14.6	1.568			
			1.883	18.5	1.589			
			1.948	22.7	1.588			
			1.938	26.0	1.538			
			1.895	30.4	1.453			
	3.8	A-c (3層×25回)	1.681	10.8	1.517	2.758	21.0 ($S_r=74.4\%$)	1.550
			1.735	14.0	1.522			
			1.803	17.6	1.533			
			1.885	21.8	1.548			
			1.879	25.1	1.502			
			1.838	29.7	1.417			
セメント系固材	1.7	A-c (3層×25回)	1.762	12.3	1.569	2.722	20.3 ($S_r=83.9\%$)	1.641
			1.854	15.7	1.602			
			1.969	20.0	1.641			
			1.985	23.9	1.602			
			1.927	27.2	1.515			
			1.848	31.7	1.403			
	3.5	A-c (3層×25回)	1.767	12.0	1.578	2.720	20.7 ($S_r=86.4\%$)	1.647
			1.853	15.5	1.604			
			1.941	18.6	1.637			
			2.004	23.4	1.624			
			1.945	26.9	1.533			
			1.881	31.2	1.434			
	5.3	A-c (3層×25回)	1.763	12.1	1.573	2.737	20.0 ($S_r=85.7\%$)	1.670
			1.851	15.1	1.608			
			1.984	19.1	1.666			
			2.016	22.6	1.644			
			1.945	26.0	1.544			
			1.860	31.0	1.420			

【締固めた土のコーン指数試験結果】

付表 A-6 供試体を作製した無処理（改良前）の美浦砂のコーン指数

供試体 作製時 含水比 (%)	供試体条件					コーン指数 q_c (kN/m ²)
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	飽和度 S_r (%)	空気間隙率 v_a (%)	
14.3	1.763	14.3	1.542	51.6	20.7	10019
16.6	1.819	16.6	1.560	61.6	16.2	7556
20.7	1.956	20.7	1.621	84.3	6.3	2586
24.5	1.985	24.5	1.594	95.7	1.8	627
28	1.928	28.0	1.506	95.7	1.9	139
31.2	1.886	31.2	1.438	96.3	1.7	68

(余白)

付録B 一軸圧縮試験結果一覧【土木研究所、東京大学】

【石灰改良土】	144
【セメント改良土】	146

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

【石灰改良土】

付表 B-1 一軸圧縮供試体の諸元 (石灰改良土)

改良材	添加率 (%)	材齢	養生条件	供試体諸元													
				含水比w (%)				乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)				飽和度 S_r (%)					
				供試体①	供試体②	供試体③	平均	供試体①	供試体②	供試体③	平均	供試体①	供試体②	供試体③	平均		
生石灰	1.2	1週	封緘 飽和	31.4	31.3	31.2	31.3	1.420	1.417	1.410	1.416	92.7	92.0	90.8	91.9		
			封緘 不飽和	29.7	29.6	29.0	29.4	1.418	1.436	1.427	1.427	87.3	89.4	86.5	87.7		
		水浸 酸性雨	31.2	31.1	31.1	31.1	1.415	1.411	1.431	1.419	91.3	90.5	93.3	91.7			
		4週	封緘 飽和	31.5	31.6	31.5	31.5	1.424	1.412	1.407	1.414	93.3	92.2	91.2	92.2		
			封緘 不飽和	29.5	29.4	29.1	29.3	1.416	1.420	1.419	1.419	86.4	86.7	86.0	86.4		
		水浸 酸性雨	32.4	32.6	32.7	32.6	1.399	1.386	1.378	1.388	92.6	91.6	90.6	91.6			
			封緘 飽和	30.8	31.3	30.9	31.0	1.422	1.407	1.422	1.417	91.2	90.7	91.5	91.1		
		24週	封緘 不飽和	29.0	29.4	29.3	29.2	1.418	1.431	1.413	1.421	85.2	88.1	85.6	86.3		
			水浸 酸性雨		34.7	34.3	34.5		1.396	1.389	1.393		98.9	96.6	97.8		
		48週	封緘 飽和	30.5	30.1	29.7	30.1	1.402	1.403	1.415	1.407	87.5	86.6	87.2	87.1		
			封緘 不飽和	29.1	29.0	28.6	28.9	1.398	1.400	1.402	1.400	83.1	83.2	82.2	82.8		
		水浸 酸性雨	33.4	32.7	33.4	33.2	1.411	1.407	1.393	1.404	97.2	94.5	94.8	95.5			
			封緘 飽和	30.1	30.8	30.2	30.4	1.409	1.400	1.403	1.4	87.5	88.2	87.0	87.6		
		96週	封緘 不飽和	28.2	28.4	28.3	28.3	1.415	1.406	1.421	1.4	82.4	82.1	83.7	82.7		
			水浸 酸性雨	33.7	33.5	34.5	33.9	1.425	1.410	1.391	1.409	100.2	97.5	97.6	98.4		
		2.5	1週	封緘	飽和	31.5	30.8	29.5	30.6	1.410	1.408	1.407	1.408	91.7	89.2	85.3	88.7
					封緘 不飽和	28.3	28.2	28.5	28.3	1.401	1.407	1.407	1.405	81.1	81.7	82.5	81.8
				水浸	純水	30.7	30.7	31.1	30.8	1.408	1.403	1.392	1.401	88.9	88.3	88.1	88.4
					酸性雨	30.9	31.5	31.5	31.3	1.403	1.396	1.393	1.397	89.2	89.8	89.3	89.4
				2週	封緘 飽和	30.9	32.2	34.1	32.4	1.406	1.399	1.348	1.384	89.4	92.3	90.6	90.8
					封緘 不飽和	28.4	28.4	28.3	28.4	1.408	1.405	1.401	1.405	82.2	81.9	81.3	81.8
				水浸	純水	30.8	31.1	30.1	30.7	1.428	1.396	1.431	1.418	92.0	88.6	90.1	90.2
					酸性雨	31.3	31.3	31.6	31.4	1.408	1.408	1.399	1.405	90.7	90.8	90.3	90.6
				4週	封緘 飽和	30.6	31.1	31.0	30.9	1.395	1.393	1.407	1.398	87.0	88.2	89.7	88.3
					封緘 不飽和	27.4	27.3	27.5	27.4	1.411	1.413	1.410	1.411	79.7	79.9	79.9	79.8
				水浸	純水	32.9	32.6	33.0	32.8	1.400	1.405	1.380	1.395	94.3	94.1	91.9	93.4
					酸性雨	32.8	32.3	33.2	32.8	1.397	1.406	1.401	1.401	93.5	93.3	95.3	94.0
				8週	封緘 飽和	33.4	33.6	33.5	33.5	1.410	1.411	1.406	1.409	97.2	97.9	96.9	97.3
					封緘 不飽和	27.5	27.5	27.8	27.6	1.424	1.417	1.417	1.419	81.7	80.9	81.6	81.4
				水浸	純水	32.9	32.7	33.6	33.1	1.419	1.413	1.389	1.407	97.1	95.5	94.6	95.7
					酸性雨	32.8	33.6	33.0	33.1	1.403	1.379	1.388	1.390	94.5	93.4	92.9	93.6
				14週	封緘 飽和	34.2	34.2	34.6	34.3	1.383	1.394	1.375	1.384	95.6	97.1	95.7	96.1
					封緘 不飽和	28.1	28.2	28.1	28.1	1.405	1.417	1.409	1.410	81.2	83.0	81.7	82.0
				水浸	純水	34.1	34.7	34.2	34.3	1.391	1.382	1.387	1.387	96.5	96.9	96.2	96.5
					酸性雨	34.2	33.9	34.8	34.3	1.376	1.389	1.383	1.383	94.8	95.7	97.3	95.9
				24週	封緘 飽和	34.3	34.4	34.1	34.3	1.392	1.389	1.404	1.395	97.1	97.1	98.2	97.5
					封緘 不飽和	27.9	27.8	28.1	27.9	1.396	1.392	1.326	1.371	79.4	78.7	72.3	76.8
				水浸	純水	33.9	35.8	35.3	35.0	1.386	1.366	1.376	1.376	95.3	97.6	97.7	96.9
					酸性雨	34.6	35.3	35.5	35.1	1.383	1.382	1.367	1.377	96.7	98.7	97.0	97.5
			封緘+水浸 (酸性雨)	30.1	29.7	30.3	30.0	1.407	1.396	1.414	1.406	87.2	84.7	88.8	86.9		
			26週 封緘+水浸 (酸性雨)	31.5	31.8	32.2	31.8	1.397	1.401	1.409	1.402	90.0	91.3	93.5	91.6		
			28週 封緘+水浸 (酸性雨)	32.2	32.4	32.3	32.3	1.415	1.382	1.390	1.396	94.3	90.3	91.3	92.0		
	32週 封緘+水浸 (酸性雨)		32.6	33.0	32.7	32.8	1.394	1.387	1.387	1.389	92.7	92.8	91.9	92.5			
	38週 封緘+水浸 (酸性雨)		33.7	33.1	33.5	33.4	1.386	1.389	1.389	1.388	94.7	93.5	94.5	94.2			
	48週		封緘 飽和	32.3	31.4	31.1	31.6	1.387	1.402	1.401	1.397	91.0	90.4	89.2	90.2		
			封緘 不飽和	27.0	28.2	27.6	27.6	1.403	1.396	1.405	1.401	77.7	80.2	79.6	79.2		
	水浸		純水	33.7	34.3	34.4	34.1	1.385	1.373	1.382	1.380	94.6	94.5	96.0	95.0		
			酸性雨	34.0	35.2	34.0	34.4	1.384	1.366	1.384	1.378	95.3	95.8	95.3	95.5		
	封緘+水浸 (酸性雨)		33.0	34.1	34.2	33.8	1.406	1.383	1.376	1.388	95.3	95.3	94.6	95.1			
	49週 封緘 飽和		33.0	33.8	33.5	33.4	1.399	1.383	1.388	1.390	94.2	94.5	94.2	94.3			
	72週 封緘+水浸 (酸性雨)		33.7	34.0	33.3	33.7	1.391	1.389	1.391	1.390	95.2	96.0	94.1	95.1			
	96週		封緘 飽和	31.8	32.6	32.9	32.4	1.405	1.405	1.404	1.405	91.7	94.0	95.0	93.6		
			封緘 不飽和	27.9	26.6	25.7	26.7	1.394	1.410	1.420	1.408	79.4	77.2	75.8	77.5		
	水浸		純水	34.9	34.8	34.9	34.9	1.369	1.390	1.379	1.379	95.6	98.1	96.9	96.9		
			酸性雨	33.1	34.2	33.8	33.7	1.387	1.385	1.380	1.384	93.0	95.8	94.0	94.3		
	封緘+水浸 (酸性雨)		34.6	34.1	35.0	34.6	1.373	1.373	1.367	1.371	95.4	94.0	95.6	95.0			
	3.8		1週	封緘 飽和	34.2	33.9	34.2	34.1	1.411	1.405	1.398	1.405	98.7	97.1	97.0	97.6	
		封緘 不飽和		30.0	27.9	27.1	28.3	1.414	1.415	1.431	1.420	86.9	81.1	80.7	82.9		
		水浸	酸性雨	28.3	28.9	28.5	28.6	1.417	1.414	1.410	1.414	82.5	83.9	82.3	82.9		
			封緘 飽和	34.0	33.9	33.9	33.9	1.433	1.431	1.432	1.432	100.0	100.0	100.0	100.0		
		4週	封緘 不飽和	26.8	27.1	27.1	27.0	1.434	1.432	1.429	1.432	80.1	80.7	80.3	80.4		
			水浸 酸性雨	31.1	30.7	31.0	30.9	1.403	1.407	1.400	1.403	88.8	88.0	88.3	88.4		
		24週	封緘 飽和	33.1	33.9	34.0	33.7	1.411	1.405	1.399	1.405	95.7	97.0	96.5	96.4		
			封緘 不飽和	26.9	27.3	27.1	27.1	1.400	1.397	1.401	1.399	76.5	77.3	77.2	77.0		
		水浸	酸性雨	33.8	33.8	33.5	33.7	1.384	1.382	1.392	1.386	93.8	93.6	94.2	93.9		
			封緘 飽和	33.1	33.5	33.5	33.4	1.401	1.404	1.408	1.404	94.2	95.9	96.3	95.5		
		48週	封緘 不飽和	26.2	26.3	26.9	26.5	1.407	1.414	1.406	1.409	75.4	76.3	77.2	76.3		
			水浸 酸性雨	33.6	34.4	34.2	34.1	1.380	1.377	1.386	1.381	92.9	94.6	95.2	94.2		
		96週	封緘 飽和	32.9	34.9	32.3	33.4	1.403	1.388	1.422	1.4	94.0	97.5	94.8	95.4		
			封緘 不飽和	26.9	25.9	25.8	26.2	1.401	1.415	1.410	1.4	76.6	75.4	74.3	75.4		
		水浸 酸性雨	32.0	32.8	32.2	32.3	1.398	1.399	1.399	1.399	90.8	93.2	91.6	91.9			

※（国研）土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているのので拡大のうえ参照されたい。

付表 B-2 一軸圧縮強さ（石灰改良土）

改良材	添加率 (%)	材齢	養生条件	一軸圧縮試験結果													
				一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)				変形係数 E_{50} (MPa)				破壊ひずみ $\bar{\epsilon}_R$ (%)					
				供試体①	供試体②	供試体③	平均	供試体①	供試体②	供試体③	平均	供試体①	供試体②	供試体③	平均		
生石灰	1.2	1週	封緘	飽和	27.7	28.6	28.9	28.4	3.97	4.8	4.1	4.3	1.33	1.01	1.40	1.24	
				不飽和	57.7	58.6	63.8	60.0	3.51	3.8	4.1	3.8	3.00	3.10	2.83	2.98	
				酸性雨	24.9	26.3	28.7	26.6	2.82	2.7	1.7	2.4	1.53	1.64	3.38	2.18	
		4週	封緘	飽和	28.0	26.6	29.8	28.1	2.03	4.1	3.1	3.1	1.69	1.13	1.38	1.40	
				不飽和	55.2	55.5	71.9	60.9	4.36	3.6	5.2	4.4	2.51	2.54	2.60	2.55	
				酸性雨	26.0	23.8	23.4	24.4	2.29	3.1	2.1	2.5	1.66	1.32	1.69	1.56	
		24週	封緘	飽和	28.5	32.1	34.0	31.5	4.91	8.91	4.65	6.2	0.80	0.71	1.09	0.87	
				不飽和	65.6	56.5	62.2	61.4	3.06	4.12	3.40	3.5	2.75	1.87	2.31	2.31	
				酸性雨	22.5	23.6	23.1	23.1	2.5	1.9	2.2	2.2	1.36	1.73	1.55		
		48週	封緘	飽和	32.2	36.9	37.1	35.4	6.87	7.363	3.727	6.0	0.97	0.83	1.29	1.03	
				不飽和	62.7	59.7	70.9	64.4	7.17	3.725	4.411	5.1	1.98	2.71	2.35	2.35	
				酸性雨	30.2	24.3	26.2	26.9	3.10	5.121	3.529	3.9	1.42	1.04	1.14	1.20	
		96週	封緘	飽和	43.2	42.1	42.4	42.5	5.83	7.231	7.345	6.8	1.17	0.871	0.840	1.0	
				不飽和	79.4	78.3	85.3	81.0	4.80	4.151	5.089	4.7	2.30	2.629	2.584	2.5	
				酸性雨	26.4	23.2	22.7	24.1	1.68	1.507	12.660	1.723	1.99	1.910	1.405	1.768	
		2.5	1週	封緘	飽和	67.9	75.23	87.5	76.9	18.9	19.4	27.9	22.0	0.6	0.6	0.8	0.6
					不飽和	123.2	124.57	121.5	123.1	11.0	18.1	18.1	15.7	1.6	1.4	1.4	1.5
					純水	83.3	94.41	75.2	84.3	17.5	12.4	16.6	15.5	0.8	1.1	0.8	0.9
			2週	封緘	飽和	76.7	74.79	76.8	76.1	23.5	13.8	22.0	19.8	0.5	0.7	0.5	0.6
					不飽和	129.9	133.64	149.7	137.8	19.3	14.4	28.1	20.6	1.3	1.3	1.1	1.3
					純水	88.0	101.36	81.1	90.1	9.6	42.5	6.2	19.4	1.2	0.4	1.6	1.1
			4週	封緘	飽和	85.3	82.74	112.6	93.6	18.3	10.6	33.9	20.9	0.7	0.9	0.5	0.7
					不飽和	95.6	76.53	92.4	88.2	25.5	28.0	18.5	24.0	0.6	0.4	0.6	0.5
					純水	100.2	126.56	133.3	120.0	35.7	45.6	49.1	43.4	0.5	0.4	0.4	0.5
			8週	封緘	飽和	104.6	95.31	95.6	98.5	26.1	31.4	31.7	29.8	0.5	0.5	0.7	0.6
					不飽和	178.2	183.70	166.9	176.3	22.4	28.7	26.6	25.9	1.4	1.3	1.5	1.4
					純水	105.2	73.83	93.5	90.8	19.9	9.3	26.3	18.5	0.9	1.1	0.7	0.9
			14週	封緘	飽和	98.9	89.42	104.8	97.7	13.3	15.4	27.7	18.8	1.0	0.9	0.5	0.8
					不飽和	98.8	106.52	94.9	100.1	25.4	21.8	18.3	21.8	0.6	0.7	0.6	0.6
					純水	142.2	143.91	163.0	149.7	26.1	19.2	27.7	24.3	1.2	1.3	1.4	1.3
			24週	封緘	飽和	91.2	121.07	130.7	114.3	27.2	35.6	33.4	32.1	0.6	0.6	0.5	0.5
					不飽和	98.6	127.10	87.4	104.4	21.4	24.3	12.0	19.2	0.7	0.8	1.0	0.8
					純水	124.1	105.50	99.9	109.8	26.2	24.7	23.0	24.7	0.6	0.6	0.7	0.6
			49週	封緘	飽和	179.4	212.00	129.4	173.6	26.9	26.8	21.9	25.2	1.2	1.4	0.9	1.2
					不飽和	79.9	84.80	127.6	97.4	15.5	18.0	37.5	23.7	1.0	0.7	0.5	0.7
					純水	125.1	79.75	62.8	89.2	17.6	16.2	9.8	14.5	0.9	0.9	1.7	1.2
			72週	封緘	飽和	96.1	116.0	129.6	113.9	21.92	23.25	30.11	25.1	0.62	0.71	0.68	0.7
					不飽和	131.0	122.4	111.7	121.7	35.70	30.96	19.37	28.7	0.53	0.53	0.91	0.7
					酸性雨	108.7	111.5	90.4	103.5	15.19	25.13	13.18	17.8	1.11	0.62	0.76	0.8
			96週	封緘	飽和	128.4	95.5	90.5	104.8	37.04	20.77	12.33	23.4	0.57	0.73	0.89	0.7
					不飽和	123.0	113.2	101.9	112.7	31.96	26.58	24.08	27.5	0.60	0.60	0.67	0.6
					酸性雨	126.1	130.58	122.0	126.2	39.32	35.797	29.714	34.943	0.49	0.568	0.642	0.566
			1週	封緘	飽和	217.3	157.49	215.7	196.8	33.68	34.014	35.073	34.257	1.26	0.917	1.398	1.191
					不飽和	115.0	94.6	101.8	103.8	24.26	14.32	27.61	22.06	0.663	0.779	0.492	0.64
					純水	94.7	92.3	112.8	99.9	21.25	17.91	28.28	22.48	0.73	0.92	0.57	0.74
			2週	封緘	飽和	99.6	106.6	111.4	105.9	26.14	27.29	15.45	22.96	0.55	0.63	0.98	0.72
					不飽和	121.7	106.43	120.0	116.0	32.24	25.651	36.977	31.62	0.53	0.581	0.492	0.535
					純水	98.6	97.6	105.6	100.6	14.87	14.13	16.09	15.0	1.15	0.90	0.86	1.0
			4週	封緘	飽和	135.4	139.68	111.7	128.9	39.6	41.1	21.7	34.1	0.5	0.5	0.8	0.6
					不飽和	290.2	258.25	194.5	247.6	35.1	35.0	24.0	31.4	1.4	1.3	1.3	1.3
					純水	93.2	89.60	85.4	89.4	20.2	17.1	21.9	19.7	0.7	0.7	0.6	0.7
			8週	封緘	飽和	90.4	92.05	106.6	96.4	15.7	14.4	22.2	17.4	0.8	0.9	0.7	0.8
					不飽和	110.5	83.44	100.2	98.0	19.3	14.7	19.2	17.8	0.7	0.8	0.7	0.7
					酸性雨	134.53	107.1	133.0	124.9	22.3	10.0	25.2	19.2	0.81	1.16	0.89	0.95
			1週	封緘	飽和	125.68	214.1	276.9	205.6	16.7	20.1	39.0	25.2	0.98	1.79	1.47	1.41
					不飽和	184.58	199.9	198.4	194.3	64.2	45.1	61.6	57.0	0.56	0.73	0.73	0.67
					酸性雨	420.96	410.9	382.9	404.9	150.4	108.0	134.5	130.9	0.47	0.58	0.48	0.51
			4週	封緘	飽和	530.92	434.2	478.3	481.1	119.8	82.8	67.1	89.9	0.90	0.88	1.03	0.93
					不飽和	363.14	356.4	384.4	368.0	116.4	112.3	97.0	108.6	0.47	0.50	0.56	0.51
					酸性雨	371.8	419.1	451.3	414.0	45.3	54.9	98.4	66.2	1.04	0.82	0.55	0.80
	24週		封緘	飽和	602.7	582.9	633.9	606.5	109.3	80.8	141.8	110.6	1.00	1.17	0.92	1.03	
				不飽和	432.0	433.3	426.8	430.7	137.7	109.8	99.0	115.5	0.47	0.54	0.56	0.52	
				酸性雨	554.0	553.9	568.1	558.7	190.15	78.659	94.325	121.0	0.50	0.82	0.80	0.71	
	48週		封緘	飽和	833.3	759.1	768.7	787.0	149.98	146.079	119.055	138.4	0.95	0.98	1.01	0.98	
				不飽和	391.0	366.1	375.8	377.6	84.61	83.659	81.548	83.3	0.59	0.54	0.59	0.57	
				酸性雨	492.8	585.5	569.2	549.2	114.59	115.503	101.460	110.5	0.59	0.636	0.712	0.6	
	96週		封緘	飽和	607.6	773.5	742.4	707.8	115.98	145.603	93.891	118.5	0.86	0.875	1.073	0.9	
				不飽和	352.0	343.0	362.1	352.4	78.67	82.514	83.545	81.576	0.56	0.559	0.536	0.552	
				酸性雨													

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

【セメント改良土】

付表 B-3 一軸圧縮供試体の諸元 (セメント改良土)

固化材	添加率 (%)	材齢	養生条件	供試体諸元													
				含水比 w (%)				乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)				飽和度 S_r (%)					
				供試体①	供試体②	供試体③	平均	供試体①	供試体②	供試体③	平均	供試体①	供試体②	供試体③	平均		
セメント系固化材	1.7	1週	封緘	飽和	30.0	30.0	29.8	29.9	1.429	1.435	1.446	1.437	90.4	91.0	92.0	91.1	
			水浸	不飽和	28.8	28.8	28.8	28.8	1.438	1.432	1.450	1.440	87.9	87.1	89.4	88.1	
			酸性雨	31.6	31.9	31.8	31.8	1.415	1.413	1.425	1.418	93.2	93.8	95.1	94.0		
		4週	封緘	飽和	30.0	30.2	30.4	30.2	1.436	1.432	1.437	1.435	91.1	91.2	92.6	91.6	
			水浸	不飽和	29.1	29.0	29.4	29.2	1.435	1.432	1.449	1.439	88.3	87.8	91.1	89.1	
			酸性雨	32.5	33.2	32.7	32.8	1.424	1.410	1.414	1.416	97.1	97.2	96.3	96.9		
		24週	封緘	飽和	30.0	30.1	29.9	30.0	1.439	1.436	1.461	1.445	91.5	91.4	94.4	92.4	
			水浸	不飽和	29.0	29.1	29.0	29.0	1.437	1.444	1.441	1.441	88.2	89.4	89.0	88.9	
			酸性雨	33.2	33.8	33.3	33.4	1.412	1.406	1.414	1.411	97.4	98.4	98.1	98.0		
		48週	封緘	飽和	30.8	30.0	30.4	30.4	1.403	1.432	1.428	1.421	89.1	90.6	91.4	90.4	
			水浸	不飽和	28.7	28.5	28.6	28.6	1.432	1.441	1.426	1.433	86.7	87.2	85.7	86.5	
			酸性雨	28.4	27.5	27.8	27.9	1.426	1.443	1.445	1.438	85.1	84.5	85.7	85.1		
		96週	封緘	飽和	29.7	30.1	29.7	29.9	1.430	1.429	1.433	1.431	89.6	90.6	90.0	90.084	
			水浸	不飽和	28.2	28.5	28.8	28.5	1.426	1.442	1.435	1.434	84.4	87.5	87.4	86.409	
			酸性雨	32.4	31.6	32.2	32.1	1.421	1.423	1.403	1.416	96.3	94.2	93.3	94.6		
		3.5	1週	封緘	飽和	32.1	31.7	31.6	31.8	1.390	1.403	1.407	1.400	91.4	91.9	92.1	91.8
				水浸	不飽和	28.6	28.5	28.5	28.5	1.401	1.395	1.401	1.399	82.5	81.6	82.2	82.1
				純水	32.1	32.4	32.4	32.3	1.388	1.389	1.390	1.389	90.9	91.9	92.1	91.6	
			2週	封緘	飽和	31.3	31.4	31.9	31.5	1.410	1.400	1.393	1.401	91.4	90.6	91.1	91.0
				水浸	不飽和	28.3	28.6	28.4	28.4	1.395	1.394	1.396	1.395	81.1	81.7	81.6	81.5
			純水	32.7	32.8	32.6	32.7	1.375	1.382	1.373	1.377	90.9	92.0	90.3	91.1		
	4週		封緘	飽和	31.8	31.5	31.3	31.5	1.393	1.403	1.412	1.403	90.8	91.1	92.0	91.3	
			水浸	不飽和	27.8	27.5	27.7	27.7	1.403	1.417	1.407	1.409	80.5	81.2	80.9	80.9	
			純水	33.0	33.2	32.9	33.0	1.393	1.408	1.403	1.401	94.3	97.1	95.4	95.6		
	8週		封緘	飽和	34.2	34.2	34.5	34.3	1.397	1.397	1.390	1.395	98.3	98.2	98.1	98.2	
			水浸	不飽和	27.9	28.2	28.2	28.1	1.403	1.410	1.407	1.407	81.0	82.5	82.1	81.9	
			純水	33.5	33.4	34.5	33.8	1.410	1.393	1.382	1.395	98.1	95.4	96.8	96.8		
	14週		封緘	飽和	33.8	33.6	33.9	33.8	1.410	1.410	1.383	1.401	99.0	98.4	95.3	97.6	
			水浸	不飽和	33.8	33.7	33.9	33.8	1.403	1.399	1.391	1.398	97.8	97.0	96.4	97.1	
	24週		封緘	飽和	28.1	28.3	28.3	28.2	1.396	1.383	1.382	1.387	85.4	79.5	79.6	81.5	
			水浸	不飽和	35.3	34.7	34.8	34.9	1.397	1.423	1.416	1.412	100.0	100.0	100.0	100.0	
			純水	34.9	34.8	34.6	34.8	1.404	1.400	1.411	1.405	100.0	100.0	100.0	100.0		
	25週		封緘	飽和	33.1	32.9	33.4	33.1	1.400	1.401	1.389	1.397	95.6	95.2	94.7	95.2	
			水浸	不飽和	27.1	27.2	27.3	27.2	1.409	1.408	1.411	1.409	79.3	79.4	79.9	79.5	
			純水	35.2	34.8	35.4	35.1	1.387	1.388	1.386	1.387	99.7	98.6	99.9	99.4		
	26週	封緘	飽和	34.3	34.5	35.3	34.7	1.383	1.378	1.361	1.374	96.5	96.3	96.1	96.3		
		水浸	不飽和	32.0	32.3	32.5	32.3	1.410	1.389	1.383	1.394	93.6	91.7	91.4	92.2		
	28週	封緘	飽和	32.8	32.7	32.9	32.8	1.380	1.390	1.397	1.389	91.8	92.9	94.7	93.1		
		水浸	不飽和	33.3	33.0	33.8	33.4	1.395	1.387	1.382	1.388	95.4	93.4	95.0	94.6		
	32週	封緘	飽和	33.7	33.6	33.3	33.5	1.382	1.373	1.387	1.381	94.6	93.1	94.2	94.0		
		水浸	不飽和	34.4	34.4	34.3	34.4	1.380	1.382	1.385	1.382	96.3	96.7	96.6	96.5		
	48週	封緘	飽和	33.7	36.9	33.9	34.8	1.386	1.348	1.383	1.372	95.0	98.3	95.2	96.2		
		水浸	不飽和	33.0	32.8	34.0	33.3	1.396	1.399	1.375	1.390	94.4	94.2	94.2	94.2		
		純水	27.2	27.8	27.6	27.6	1.395	1.396	1.394	1.395	77.8	79.5	78.7	78.7			
	72週	封緘	飽和	27.1	27.3	27.9	27.5	1.401	1.389	1.395	1.395	78.2	77.2	79.7	78.4		
		水浸	不飽和	35.0	33.8	34.6	34.5	1.364	1.375	1.381	1.373	95.7	93.9	97.0	95.5		
		純水	33.7	34.4	33.4	33.8	1.382	1.373	1.381	1.379	94.7	95.3	93.7	94.6			
	96週	封緘	飽和	33.5	34.3	33.8	33.9	1.392	1.386	1.382	1.387	95.2	96.6	94.8	95.5		
		水浸	不飽和	34.3	34.7	33.2	34.0	1.385	1.365	1.389	1.380	96.5	94.7	93.9	95.0		
	1週	封緘	飽和	32.7	33.4	33.6	33.2	1.402	1.390	1.389	1.394	94.2	94.7	95.3	94.7		
水浸		不飽和	27.2	28.4	27.6	27.7	1.405	1.401	1.405	1.404	78.8	81.8	79.9	80.2			
4週	封緘	飽和	34.2	34.7	34.1	34.3	1.378	1.365	1.387	1.377	95.5	95.2	96.4	95.7			
	水浸	不飽和	34.3	32.6	34.8	33.9	1.381	1.408	1.373	1.387	95.5	95.2	96.4	95.7			
	純水	34.5	34.1	33.5	34.0	1.373	1.377	1.397	1.4	95.3	94.9	95.9	95.4				
24週	封緘	飽和	29.3	27.9	27.8	28.3	1.499	1.527	1.549	1.525	97.1	96.4	99.2	97.6			
	水浸	不飽和	23.7	23.7	26.9	24.8	1.437	1.481	1.481	1.466	71.6	76.3	86.8	78.2			
48週	封緘	飽和	32.3	31.5	31.7	31.8	1.415	1.415	1.394	1.408	94.7	92.2	89.9	92.3			
	水浸	不飽和	34.3	33.9	33.8	34.0	1.403	1.416	1.406	1.408	98.9	99.5	97.6	98.7			
	純水	27.7	27.9	27.9	27.8	1.390	1.386	1.409	1.395	78.2	78.4	81.1	79.2				
96週	封緘	飽和	34.2	33.7	33.8	33.9	1.369	1.392	1.392	1.384	93.9	95.3	95.7	94.9			
	水浸	不飽和	33.1	33.4	33.7	33.4	1.399	1.395	1.396	1.397	94.8	95.0	96.2	95.3			
	純水	27.3	27.4	27.3	27.3	1.384	1.401	1.390	1.392	76.4	78.8	77.2	77.5				
1週	封緘	飽和	34.9	34.8	33.8	34.5	1.377	1.381	1.388	1.382	96.5	97.1	95.1	96.2			
	水浸	不飽和	33.7	33.9	34.1	33.9	1.399	1.400	1.391	1.397	96.4	97.2	96.4	96.7			
4週	封緘	飽和	31.2	33.3	32.4	32.3	1.419	1.397	1.415	1.410	91.8	95.2	95.0	94.0			
	水浸	不飽和	27.6	27.4	27.5	27.5	1.403	1.399	1.409	1.404	79.3	78.4	79.7	79.1			
	純水	26.7	26.6	26.4	26.6	1.414	1.407	1.404	1.408	78.2	76.9	76.1	77.1				
96週	封緘	飽和	34.1	33.2	32.6	33.3	1.380	1.394	1.401	1.392	94.8	94.3	93.6	94.2			
	水浸	不飽和	29.5	31.8	33.6	31.6	1.438	1.421	1.395	1.418	89.5	94.0	95.5	93.0			
	純水	24.3	24.3	24.7	24.5	1.428	1.440	1.421	1.430	72.7	73.9	73.0	73.2				
	酸性雨	34.5	34.5	34.1	34.4	1.388	1.374	1.380	1.381	97.0	95.1	94.9	95.7				

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているのて拡大のうえ参照されたい。

付表 B-4 一軸圧縮強さ (セメント改良土)

固化材	添加率 (%)	材齢	養生 条件	一軸圧縮試験結果												
				一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)				変形係数 E_{50} (MPa)				破壊ひずみ ϵ_{br} (%)				
				供試体①	供試体②	供試体③	平均	供試体①	供試体②	供試体③	平均	供試体①	供試体②	供試体③	平均	
セメント系 固化材	1.7	1週	封緘	飽和	38.1	46.8	47.8	44.2	4.81	4.939	5.239	4.995	1.63	2.325	2.356	2.104
				不飽和	68.0	71.5	80.3	73.3	3.14	4.908	4.048	4.032	4.07	3.697	4.230	3.998
				酸性雨	23.6	20.5	21.6	21.9	3.78	1.662	1.451	2.297	0.91	1.705	2.152	1.588
			水浸	飽和	50.3	43.2	39.9	44.4	3.46	4.105	3.504	3.689	2.64	2.082	2.057	2.261
				不飽和	67.3	74.0	72.5	71.3	3.07	4.160	4.780	4.004	3.76	3.470	3.327	3.520
				酸性雨	28.2	23.1	28.7	26.7	3.57	4.635	2.778	3.662	1.29	1.010	1.433	1.244
		4週	封緘	飽和	42.9	36.6	58.3	45.9	4.62	3.199	3.535	3.784	1.52	2.156	2.884	2.187
				不飽和	75.0	72.8	74.3	74.0	4.47	3.762	4.179	4.138	3.29	3.153	3.360	3.267
				酸性雨	28.8	27.5	24.2	26.8	4.43	3.982	2.382	3.599	1.04	1.172	1.409	1.209
			水浸	飽和	37.2	42.5	53.3	44.3	7.44	3.473	5.214	5.374	0.79	2.070	1.959	1.608
				不飽和	71.7	73.9	70.0	71.9	4.43	3.234	4.217	3.961	3.02	3.129	2.863	3.003
				G不飽和	82.0	90.1	98.0	90.0	13.08	16.480	15.599	15.052	2.44	2.003	2.799	2.414
		24週	封緘	飽和	28.4	28.0	31.3	29.2	4.64	4.038	4.041	4.239	1.16	0.917	1.347	1.141
				不飽和	41.5	48.3	51.5	47.1	3.21	4.132	4.938	4.095	1.75	1.624	1.484	1.619
				酸性雨	78.5	87.7	95.3	87.2	3.73	3.588	4.864	4.059	3.22	3.291	3.104	3.204
			水浸	飽和	28.2	31.3	23.9	27.8	1.67	5.155	4.644	3.823	1.82	0.865	0.637	1.107
				不飽和	86.6	86.82	95.9	89.8	14.78	14.387	24.976	18.049	0.72	0.791	0.625	0.712
				酸性雨	159.6	159.06	155.5	158.0	19.95	21.921	27.489	23.121	1.29	1.157	1.319	1.26
		96週	封緘	飽和	64.7	73.67	69.3	69.2	18.72	22.270	14.717	18.569	0.51	0.501	0.659	0.56
				不飽和	70.4	67.45	67.3	68.4	21.76	13.058	12.954	15.923	0.50	0.639	0.689	0.61
				酸性雨	160.5	156.80	164.8	160.7	41.79	45.344	47.386	44.840	0.65	0.459	0.488	0.53
			水浸	飽和	206.4	208.80	241.5	218.9	36.06	40.780	50.745	42.529	1.00	1.013	0.988	1.00
				不飽和	96.2	103.14	108.4	102.6	30.55	20.642	27.463	26.219	0.57	0.644	0.602	0.61
				酸性雨	90.4	102.10	108.4	100.3	13.71	18.645	28.125	20.161	0.77	0.674	0.484	0.64
		2週	封緘	飽和	261.6	276.10	227.2	255.0	77.76	70.445	62.873	70.359	0.45	0.527	0.532	0.50
				不飽和	385.7	434.29	380.5	400.2	67.05	73.944	51.440	64.145	0.98	0.893	1.024	0.96
				酸性雨	137.5	148.11	143.0	142.9	29.96	26.901	32.159	29.674	0.57	0.704	0.550	0.61
			水浸	飽和	320.3	251.52	305.4	292.4	94.92	88.730	59.195	80.949	0.48	0.400	0.623	0.50
				不飽和	413.0	369.79	424.0	402.3	92.04	85.930	81.427	86.465	0.79	0.709	0.810	0.77
				酸性雨	186.5	208.13	198.9	197.9	35.33	45.988	39.943	40.421	0.64	0.624	0.697	0.65
		4週	封緘	飽和	142.0	170.66	150.8	154.5	32.61	37.577	29.191	33.125	0.53	0.600	0.666	0.60
				不飽和	348.0	272.65	318.8	313.1	98.11	75.376	79.534	84.340	0.45	0.581	0.541	0.52
				酸性雨	406.0	376.99	396.1	393.0	90.90	94.409	107.891	97.734	0.68	0.723	0.675	0.69
			水浸	飽和	210.0	188.0	186.6	194.9	45.34	29.799	51.248	42.129	0.59	0.877	0.62	0.69
				不飽和	189.8	157.2	166.9	171.3	26.93	36.001	32.014	31.649	0.82	0.62	0.69	0.71
				酸性雨	263.9	394.21	354.1	337.4	66.75	105.606	114.908	95.755	0.83	0.66	0.55	0.68
		8週	封緘	飽和	507.5	491.56	459.9	486.3	104.94	79.645	66.384	83.655	0.85	1.05	1.48	1.13
				不飽和	162.6	183.3	165.0	170.3	28.48	25.829	24.408	26.240	0.74	1.02	0.89	0.88
				酸性雨	174.7	169.0	154.7	166.1	25.89	40.314	29.974	32.059	0.77	0.55	0.64	0.65
			水浸	封緘+水浸 (酸性雨)	333.6	337.4	308.7	326.6	78.56	81.853	41.595	67.336	0.78	0.53	0.86	0.72
				封緘+水浸 (中性雨)	374.9	363.4	397.1	378.4	102.76	117.495	97.551	105.934	0.48	0.44	0.54	0.49
				封緘+水浸 (中性雨)	369.4	362.5	341.0	357.6	78.19	81.788	83.352	81.109	0.60	0.57	0.58	0.58
		14週	封緘	封緘+水浸 (酸性雨)	330.4	309.9	324.8	321.7	89.89	73.221	84.273	82.462	0.53	0.59	0.58	0.57
				封緘+水浸 (酸性雨)	326.3	318.6	298.9	314.6	63.05	87.634	52.554	67.747	0.76	0.50	0.75	0.67
				封緘+水浸 (酸性雨)	383.8	366.08	407.5	385.8	75.93	94.038	67.019	78.996	0.55	0.567	0.682	0.60
			水浸	G飽和	362.3	376.45	337.4	358.7	111.87	143.670	95.331	116.957	0.57	0.524	0.545	0.55
				G不飽和	423.7	511.31	501.1	478.7	85.53	88.837	88.749	87.706	0.80	0.885	0.859	0.85
				G不飽和	579.0	544.38	527.9	550.4	138.69	129.646	120.097	129.479	0.80	0.832	0.857	0.83
	24週	封緘	純水	179.4	163.9	181.1	174.8	29.84	19.96	23.76	24.52	0.960	0.766	0.965	0.98	
			酸性雨	160.2	172.9	161.9	165.0	22.49	25.28	22.65	23.48	0.84	0.86	0.89	0.86	
			封緘+水浸 (酸性雨)	305.6	300.7	315.5	307.3	70.84	60.39	65.57	65.60	0.60	0.66	0.60	0.62	
		水浸	封緘+水浸 (酸性雨)	268.4	227.6	249.5	248.5	51.08	48.27	40.08	46.5	0.73	0.62	0.83	0.73	
			飽和	321.3	323.65	397.9	347.6	45.8	55.3	66.4	55.8	1.0	0.8	0.8	0.9	
			不飽和	440.7	391.94	483.4	438.7	64.6	56.4	79.4	66.8	1.0	1.2	1.0	1.1	
	96週	封緘	純水	106.9	103.43	95.2	101.8	19.0	15.5	14.3	16.3	0.7	0.8	0.8	0.8	
			酸性雨	106.2	116.27	137.1	119.9	16.8	13.3	17.9	16.0	0.8	1.1	0.9	0.9	
			封緘+水浸 (酸性雨)	184.1	202.58	190.4	192.4	32.6	28.6	30.4	30.5	0.7	0.9	0.8	0.8	
		水浸	飽和	528.7	573.5	688.3	596.8	61.615	160.777	173.193	131.862	0.991	0.618	0.530	0.713	
			不飽和	731.4	761.8	654.8	716.0	129.414	172.989	173.329	158.577	0.731	0.646	0.505	0.627	
			酸性雨	593.0	647.0	562.3	600.8	214.684	175.843	120.216	170.247	0.387	0.472	0.589	0.483	
	4週	封緘	飽和	812.1	1052.0	992.4	952.2	245.057	128.042	185.161	186.087	0.621	0.769	0.596	0.662	
			不飽和	1186.2	1204.7	1275.7	1222.2	289.595	237.902	142.043	223.180	0.676	0.640	0.884	0.733	
			酸性雨	808.8	967.0	907.2	894.3	211.582	217.554	245.377	224.838	0.468	0.480	0.436	0.461	
		水浸	飽和	1591.4	1144.8	1728.1	1488.1	500.740	219.543	473.108	397.797	0.446	0.887	0.481	0.604	
			不飽和	1680.6	1870.1	1462.6	1671.1	447.686	464.547	308.906	407.047	0.525	0.541	0.593	0.553	
			酸性雨	1027.7	1133.2	558.5	906.5	245.979	293.545	167.812	235.779	0.495	0.435	0.584	0.505	
	24週	封緘	飽和	1646.3	1571.0	1239.1	1485.5	557.94	431.856	214.876	401.558	0.42	0.469	0.871	0.587	
			G飽和	1650.6	1452.1	1587.2	1563.3	308.66	450.815	441.652	400.377	0.61	0.546	0.405	0.522	
			G不飽和	1558.1	2083.0	1605.3	1748.8	231.77	300.739	184.279	238.931	0.86	0.930	0.950	0.854	
		水浸	G不飽和	1773.0	1989.4	1866.1	1876.2	496.49	616.637	616.803	576.643	0.74	0.525	0.475	0.579	
			酸性雨	894.1	1027.1	973.1	964.8	139.20	206.188	188.935	178.107	0.76	0.602	0.616	0.659	
			飽和	1362.7	1247.7	1393.3	1334.6	332.62	217.532	307.093	285.7	0.81	0.928	0.501	0.747	
	96週	封緘	不飽和	1675.3	1703.5	1949.4	1776.1	436.69	256.363	424.588	372.5	0.62	0.689	0.572	0.626	
			酸性雨	848.3	793.1	913.1	851.5	144.29	120.280	150.372	138.314	0.70	0.884	0.727	0.770	

(余白)

付録C 高含水比砂質土（美浦砂）の保水性及び改良土の透水性の評価の試み

【土木研究所、東京大学】

本付録では、WG1 で実験試料とした美浦砂の保水性と、美浦砂に生石灰又はセメント系固化材を混合して作製した改良土の透水性を土質試験により試行的に求めた結果について記す。

1 美浦砂の保水性

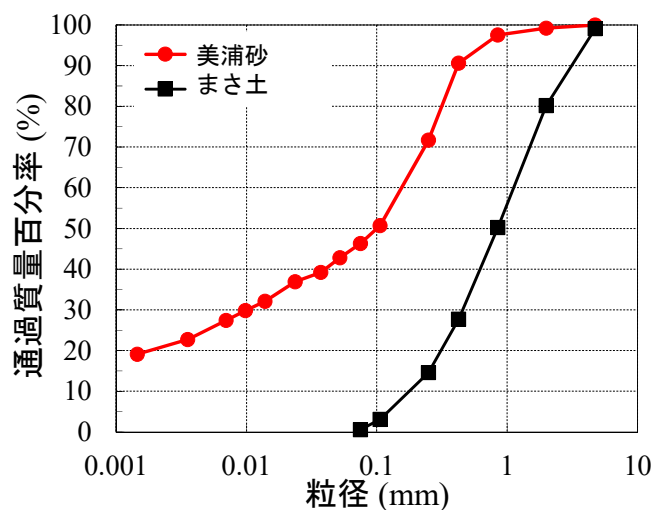
第3章では、封緘養生した美浦砂改良土の一軸圧縮強さに与える飽和度の影響を指摘した。飽和度の上昇に伴うサクシヨンの低下が一軸圧縮強さに与える影響を調べるため、無処理の美浦砂を対象に保水性試験を実施し、飽和度とサクシヨンとの関係を調べた。

(1) 試料及び供試体作製

試験した美浦砂の基本物性を付表 C-1、付図 C-1 に再掲する。保水性試験の結果の比較対象としたまさ土の基本物性も併せて示す。

付表 C-1 美浦砂及びまさ土の基本物性

試料名	美浦砂	まさ土
土質分類 (JGS 0051)	細粒分質砂	砂質土
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.693	2.665
塑性指数 I_p	25.4	NP
細粒分含有率 F_C (%)	46.3	0
最適含水比 (A 法) w_{opt} (%)	21.6	12.5
最大乾燥密度 (A 法) ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.624	1.825
コーン指数 q_c (kN/m ²)	68 ($w = 31\%$)	-



付図 C-1 美浦砂及びまさ土の粒度分布

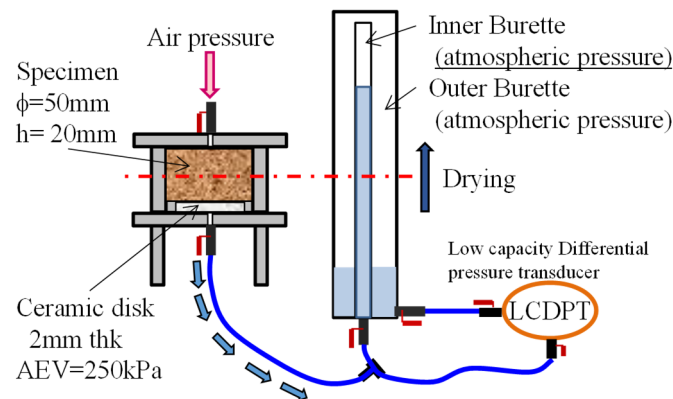
いずれの材料も、不飽和の状態です突固めにより直径 50 mm、高さ 20 mm の円柱供試体を作製した。供試体作製時の土の含水比は美浦砂で 31%、まさ土で 0%とした。美浦砂供試体の乾燥密度は第3章、第4章に示した一連の暴露実験の供試体の平均値 (約 1.4 g/cm³) を目標としたが、やや高い 1.44 g/cm³

となった。まさ土の供試体は A 法の締固め試験から得られた最大乾燥密度の 90 %程度を目標として作製したが、乾燥密度は 1.750 g/cm^3 (締固め度 96 %) となった。

(2) 試験方法

加圧板法による保水性試験 (JGS0151:2009) を実施した。付図 C-2 に保水性試験の概略を示す。供試体の下部には、厚さ 2 mm、空気侵入値 (Air entry value) が 250 kN/m^2 の飽和させたセラミックディスクを装着した。供試体は試験装置にセットした後、試験装置ごと脱気水槽に入れて負圧を載荷し、飽和化させた。脱気水槽から取り出した試験装置及び供試体の質量を計測して飽和後の供試体の質量を間接的に求めたあと、セラミックディスクの下部と二重管ビュレットの内側を飽和させた配管で接続した。ビュレットの外側は大気圧に解放した。ビュレットの内側と外側の差圧を低容量の差圧計で計測することにより、供試体からの排水量を計測した。

供試体上部から空気圧を載荷し、圧力一定の状態を保持したまま供試体からの排水が収束するのを待った後、空気圧を次の段階まで上昇させた。これを繰り返して、乾燥過程の土の保水性を求めた。

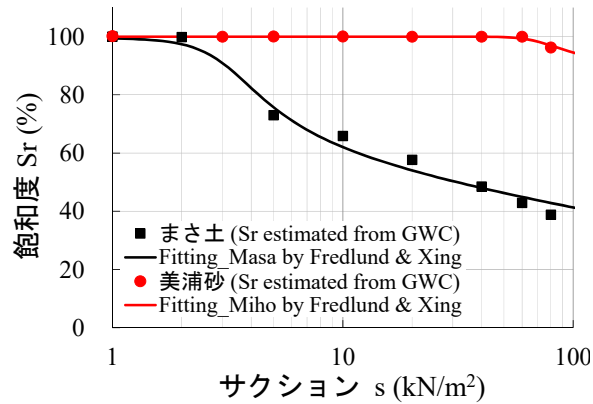


付図 C-2 保水性試験の概略

(3) 試験結果

付図 C-3 に美浦砂とまさ土の保水性試験の結果を示す。飽和度は試験で計測した含水比からの予測値であり、フィッティングは Fredlund and Xing⁴¹⁾により行った。

細粒分を約 50 %含む美浦砂は砂分のみで構成されるまさ土と比較して保水性が高く、用いた試験法及び装置の圧力の範囲では飽和度が 96 %までしか下がらなかった。第 3 章に示した封緘 (不飽和) 養生の改良土供試体の飽和度 (約 70~80 %) をカバーできる他の手法の併用が必要である。引き続き美浦砂及び改良土の保水性を求める試験を行い、改良土の飽和度とサクシヨンの関係、及びサクシヨンが改良土の強度特性に及ぼす影響について更に検討したい。



付図 C-3 美浦砂及びまさ土の保水性

2 美浦砂改良土の透水性

第3章及び第4章に示した水浸養生供試体の化学的性質の変化と、これに起因した力学特性の変化は、改良土供試体の間隙に化学的性質の異なる養生水が浸潤することにより生じたと考えられる。養生水が動水勾配を持たずに改良土の間隙に浸潤する現象は、例えば盛土に動水勾配を有する地下水が浸透する現象とは厳密には異なる。しかし、改良土の透水性を評価することは、水浸養生した改良土の強度変化、特に強度低下の進行速度を理解する一助となるものと考えられる。そこで、改良土用の変水位透水試験装置を試作し、美浦砂改良土の飽和透水試験を実施した。

(1) 試料及び供試体作製

試験した美浦砂の基本物性は付表 C-1、付図 C-1 に再掲したとおりである。第2章に示した手順で含水比 31% の美浦砂に改良材を混合して改良土とし、直径 100 mm、体積 1000 cm³ の円柱供試体を、5 層に分けて突固めにより作製した。供試体の呼称、種類（改良材の種類及び添加率）と作製直後の乾燥密度及び含水比を付表 C-2 に示す。石灰改良土は(2)に示す二種類の飽和化の方法で各添加率の透水試験を 2 回実施した。

1 回目の試験では、5 層目の突固め完了後の供試体の高さと同様の仕上がり高さ（127 mm）が概ね同じであった。7 日間の養生後に供試体の上端面をわずかに削って平滑に仕上げたため、ランマーが直接打撃して乱された表層部のほとんどが削り取られずに残った状態の供試体が透水試験に供された。表層部は、目視で確認されるマクロな空隙の構造がそれ以下と比べて緻密であり、後述の試験結果から、上端面の仕上がりが高さが透水に影響を及ぼした可能性が考えられた。そこで、2 回目の試験では、5 層目の突固め完了後の供試体の高さが 132mm となるように各層の厚さを 1 mm ずつ増やして供試体を作製し、7 日間の養生後に上端面を約 5 mm 削って平滑に仕上げ、透水試験に供した。

付表 C-2 美浦砂改良土の透水試験供試体の諸条件

供試体 呼称	改良材		試験 1 回目		試験 2 回目	
	種類	添加率 (%)	乾燥密度(g/cm ³)	含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)	含水比 (%)
L 1.2 %	生石灰	1.2	1.375	30.6	1.374	30.6
L 2.5 %		2.5	1.375	30.2	1.375	30.2
L 3.8 %		3.8	1.375	29.9	1.375	29.9
C 1.7 %	セメント 系固化材	1.7	1.377	30.4	-	-
C 3.5 %		3.5	1.373	30.0	-	-
C 5.3 %		5.3	1.370	29.4	-	-

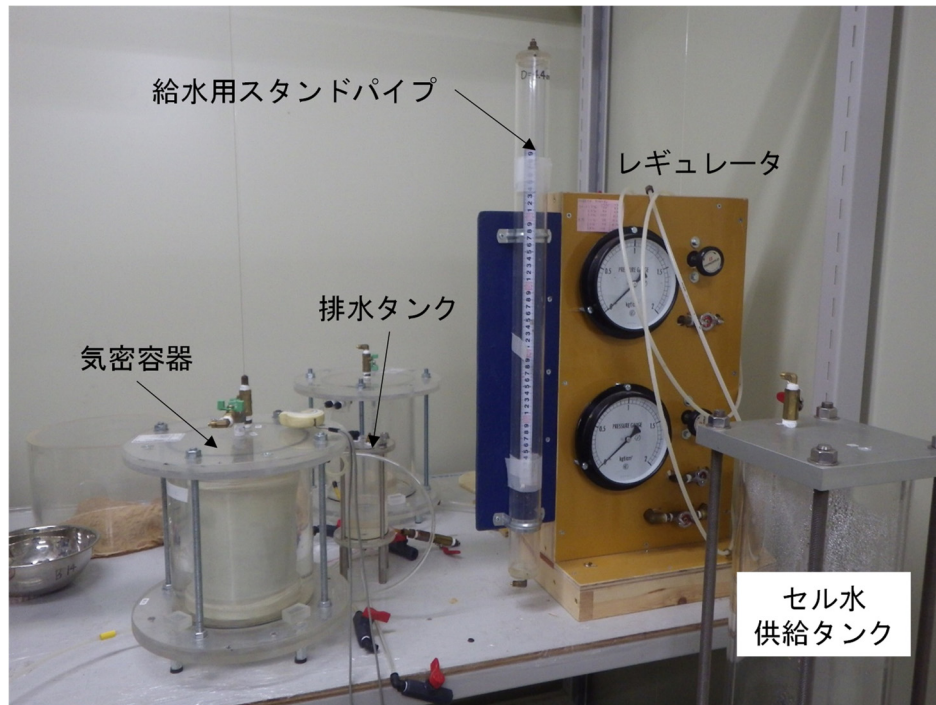
(2) 試験方法

改良土は一般に透水性が低く、供試体が硬質であるため、通常の透水試験装置で透水試験を行うと、給水した水が最も透水性の高い供試体側面と剛なモールドとの境界を通過し、透水量を適切に評価できない可能性が考えられる。そこで、付図 C-4 に示す透水試験装置を試作した。試験装置は気密容器、セル水供給タンク、給水用スタンドパイプ、排水タンク、レギュレータ及びベビーコンプレッサーで構成される。供試体上端面から給水し、下端面から排水する機構とした。給水用スタンドパイプ/排水タンクと供試体上下端面との間の有孔板には、付図 C-5 に示す透水性の高いフィルター材（直径 100 mm、厚さ 10 mm）を活用した。フィルター材は約 2 mm 角のプラスチックをランダムに配置し、圧縮して作製されたものである。厚みがありランダムな空隙を有するフィルター材を用いることにより、供試体上端全体から均等に水が供給され、下端面全体から偏りなく水を排水させる工夫を施した。機密容器の内径は 170 mm とし、その中心部に有孔板を付した直径 110 mm の上下キャップを設置した。メンブレンを被せた供試体を上下のキャップで挟み、変水位を作用させる機構とした。

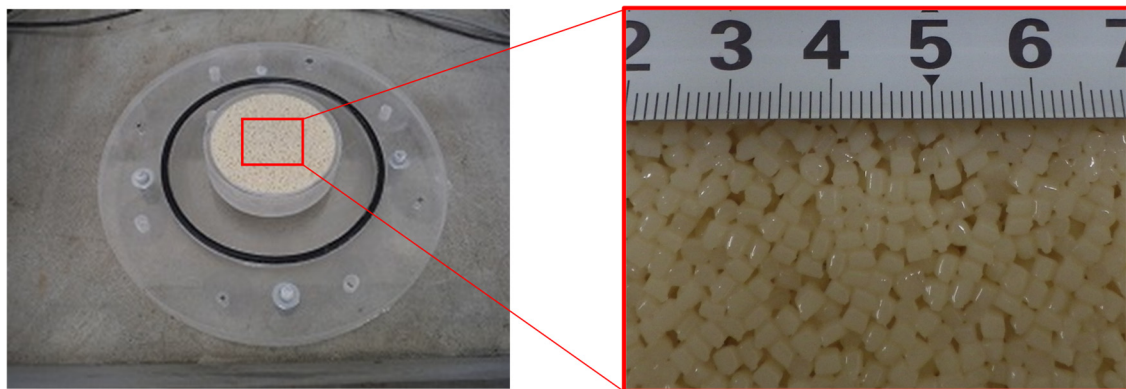
7 日間封緘養生した改良土供試体を気密容器にセットした。供試体の飽和化の方法は後述する二通りとした。供試体側面に膨潤させたベントナイトを塗布し、メンブレンを被せて上下のキャップで挟んだ。供試体と上下キャップとの間には、直径 100 mm のろ紙を挟んだ。気密容器のメンブレンの外側にセル水を入れて圧力を 5 kN/m² 作用させ、供試体側面-ベントナイト-メンブレンを密着させた。変水位として給水タンクから供試体に 100 ~ 200 kN/m² を作用させ、測定時間の間に供試体から排水タンクに排水される水量を計測した。測定時間と排水量の計測を一つの試験で 3 回実施し、透水係数の平均値を求めた。

各配合の改良土供試体の 1 回目の試験（付表 C-2 の試験 1 回目）では、7 日間封緘養生した改良土供試体を脱気水槽に入れ、負圧を約半日作用させて飽和化した。負圧は、各改良土の一軸圧縮強さに応じて -20 kN/m² ~ -100 kN/m² の範囲とした。飽和が完了した改良土供試体は側面や角が欠けた状態となる場合があった。また、第 3 章でも指摘したとおり、この方法では添加率の低い改良土で飽和度が十分に高められなかった。

試験装置の配管等を改良し、石灰改良土のみ、2 回目の試験を実施した。この試験では、供試体を不飽和のまま気密容器にセットし、容器ごと脱気水槽に入れ、負圧を作用させた。負圧は -100 kN/m² とし、供試体の飽和度を高めた。



付図 C-4 試作した改良土供試体用の透水試験装置



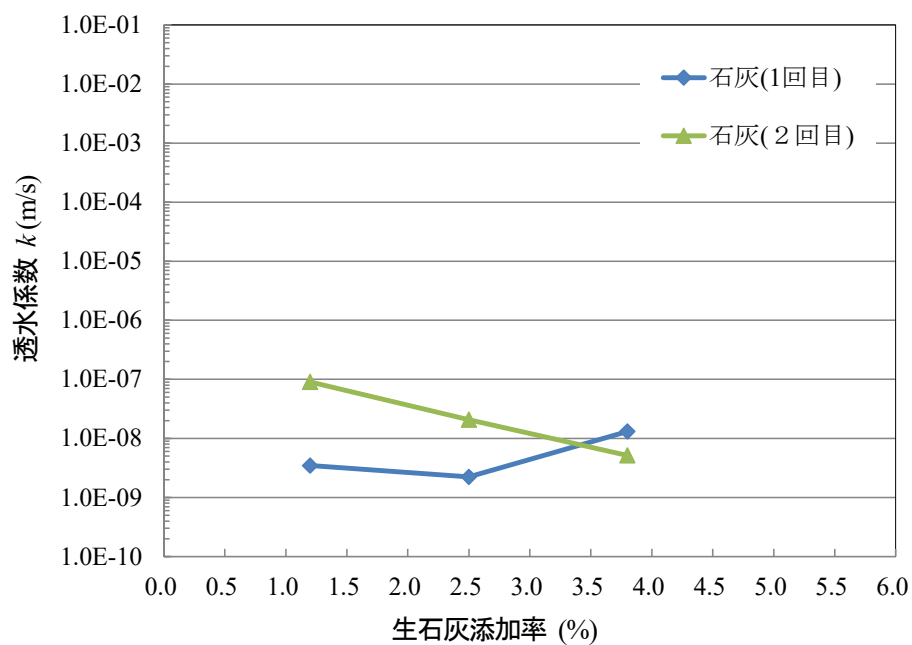
付図 C-5 キャップ及び有孔板（プラスチック製のフィルター材）

(3) 試験結果

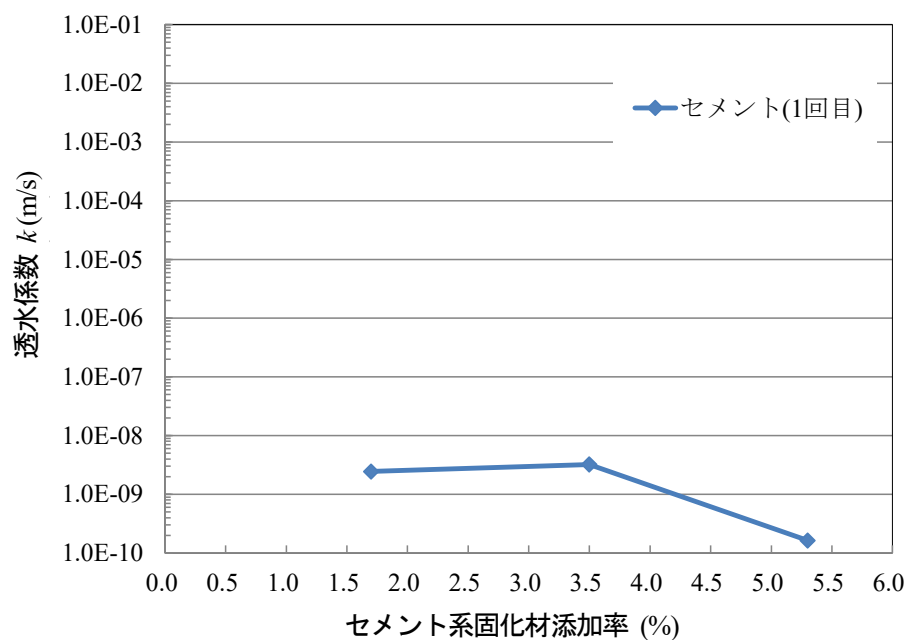
付図 C-6 に石灰改良土の飽和透水試験結果を示す。1 回目の試験では生石灰の添加率が最も高い L3.8%の条件で透水係数が最も高く、石灰改良土の透水係数の範囲は $1 \times 10^{-9} \sim 10^{-8} \text{ m/s}$ のレベルであった。2 回目の試験では、供試体作製における上端面の仕上げと供試体の飽和化の方法を改良した結果、L1.2%及びL2.5%の透水係数が 10 倍大きくなり、生石灰の混合率が最も高い L3.8%の条件で透水係数が最も低くなった。透水係数の範囲は $1 \times 10^{-7} \sim 10^{-8} \text{ m/s}$ のレベルであった。

付図 C-7 にセメント改良土の飽和透水試験結果をそれぞれ示す。セメントの添加率が最も高い C5.3%の条件で透水係数が最も低く、セメント改良土の透水係数の範囲は $1 \times 10^{-10} \sim 10^{-9} \text{ m/s}$ のレベルであった。ただし、石灰改良土と同様に 2 回目の実験を実施し、透水係数を確認する必要がある。

第 3 章に示した供試体全体としての一軸圧縮強さの低下、第 4 章に示した供試体表面からの局所的な強度の低下が混合率の低い供試体ほど早期に現れたのは、透水係数が相対的に高いこと、すなわち、養生水を交換するたびに供試体の空隙に浸潤するスピードが速かった可能性が高いことが影響したものと考えられる。



付図 C-6 石灰改良土の飽和透水試験結果



付図 C-7 セメント改良土の飽和透水試験結果

3 まとめ

- 無処理の美浦砂の保水性は、細粒分を含まないまさ土のような砂質土と比較して高く、飽和度が土の強度に及ぼす影響が高いことが示唆された。
- 石灰改良／セメント改良した美浦砂の透水係数は、安定材の添加率が高いほど低い値となった。

WG2「改良土等の長期的な品質確保を目指した確実な施工手法
及びメンテナンスを考慮した品質管理技術の提案」報告

第6章 はじめに（改良土盛土の締固め）

6.1 研究背景【土木研究所】

改良土による道路盛土の品質管理は、砂置換法による現場密度の測定のみによるものが多い⁴²⁾。盛土の剛性を多点で計測する簡便な手法を併用することにより、盛土の力学特性を施工段階で面的に把握、評価できる可能性が考えられる。含水比の低い良質な砂礫質土等にはこのような品質管理手法が有効であることが認知されつつある^{例えば43)}が、改良土への適用性はあまり検討されていない。

6.2 道路盛土の締固めに関する技術図書の整理【土木研究所、セメント協会、石灰協会】

路床及び路体盛土の構築に関する技術図書^{44)～55)}を整理した。

表 6.2-1～表 6.2-3 には国土交通省及び東・中・西日本高速道路株式会社が道路盛土の品質管理のために実施を必須とする試験項目及び試験方法、施工管理のための試験項目、試験方法及び管理基準値をまとめる。表中、国土交通省が定めている試験項目等は一般国道として整理した。国土交通省に関する項目については表中に示したもの^{44)、45)}の他に、道路橋示方書・同解説中⁴⁶⁾に橋台背面アプローチ部の材料の仕様及び締固め管理値について記されているが、本報告書では省略する。一方、東・中・西日本高速道路株式会社が定めている試験項目等^{47)、48)}は、表中では高速道路としてとりまとめた。ここで、一般国道と異なり高速道路では路床、路体をそれぞれ、上部路床と下部路床、上部路体と下部路体に分けている。路床の区分は経済的な視点から力学的に釣り合いのとれた構成とするために用いられるものであり、標準として上部路床は舗装の下 30 cm まで、下部路床は上部路床より下、路体までの部分を指す⁴⁹⁾。上部路体は路床下面より約 1 m の部分である。路床を締め固めるための基礎としての機能を持つ部分であり、下部路体は上部路体以外の盛土の主たる部分を指す⁴⁹⁾。また、同表中に整理した項目は全て高速道路本線に関するものである。この他に裏込めや盛りこぼし橋台等についても試験項目等が定められているが、国土交通省の橋台背面アプローチ部と同様に本報告書では割愛する。

表 6.2.4 では改良材の添加率及び添加量について、現場での割増しの考え方と最低値に関する各図書の記述を整理している。

6.2.1 盛土材料の室内試験

(1) 土木工事施工管理基準及び規格値（案）（国土交通省）⁴⁴⁾

路床、路体等に用いる盛土材料の室内試験の項目を定めている（表 6.2-1、表 6.2-2）。試験法は JIS 規格、舗装調査・試験法便覧⁴⁵⁾によることとしている。

路床については、無処理土の場合には締固め試験及び CBR 試験が実施される。路体については、無処理土の場合には締固め試験が、改良土（安定処理土）の場合には締固め試験に加え、締固めた土のコーン指数試験及び一軸圧縮試験（三軸圧縮試験）が必要に応じて実施される。

路床、路体等にセメント成分を含んだ改良材を用いる改良土（安定処理土）の場合には六価クロム溶出試験を実施する。

(2) 土工施工管理要領（東・中・西日本高速道路株式会社）⁴⁷⁾

路体、路床等に用いる盛土材料の室内試験の項目を定めている（表 6.2-1、表 6.2-2）。試験法は JIS 規格（NEXCO 試験条件⁴⁸⁾）によることとしている。

路床について、無処理土の場合には粒度試験、液性限界・塑性限界試験、締固め試験及び CBR 試験が実施される。一方、改良土（安定処理土）の場合には締固め試験と CBR 試験が実施される。路体に

については、上部路体と下部路体で試験項目（目的）が異なる。上部路体については路床と同様に締固め試験と CBR 試験が実施される。下部路体については締固め試験のほか、コーン指数試験が必要に応じて実施される。

路床及び上部・下部路体とも、セメント成分を含んだ改良材を用いる改良土（安定処理土）の場合には六価クロム溶出試験の実施が必要となる。

(3) その他の技術図書

<a> 地盤工学会試験基準⁵⁰⁾

改良土（安定処理土）の供試体作製方法として、安定処理土の突固めによる供試体作製方法（JGS 0811）、安定処理土の静的締固めによる供試体作製方法（JGS 0812）、安定処理土の締固めをしない供試体作製方法（JGS 0821）が定められている。

 セメント協会標準試験方法⁵¹⁾

セメント系固化材による改良土の一軸圧縮強さを求めるための試験法として、セメント協会が定めた標準試験方法が「JCAS L-01 セメント系固化材による改良体の強さ試験方法」である。試験器具、試料の調整方法、供試体の作製方法、養生方法及び一軸圧縮試験方法について規定されている。試験方法の主な特徴、JIS 規格と地盤工学会試験基準等との相違点と、試験方法の変遷を表 6.2-5 にまとめる。JCAS L-01 で用いる供試体は、直径 50 mm、高さ 100 mm の円柱形であり、1.5 kg ランマーを使用して突き固めて作製する。突固め回数は 2003 年に改定し 3 層に分けて各層 12 回と規定し、試料の許容最大粒径は 2006 年に改定し 9.5 mm と規定している。

6.2.2 施工管理のための試験法及び管理基準値

(1) 土木工事施工管理基準及び規格値（案）（国土交通省）⁴⁴⁾

路体盛土、路床盛土等の品質管理試験の項目を定めている（表 6.2-3）。試験法は JIS 規格、舗装調査・試験法便覧⁴⁵⁾によることとしている。

路床については、現場密度の測定とブルーフローリング試験が実施される。現場密度の測定（管理）は、砂置換法、突砂法、RI 計器による計測、または TS・GNSS を用いた締固め管理により実施される。

路体については現場密度の測定が実施され、その測定（管理）手法は路床と同様である。

(2) 土工施工管理要領（東・中・西日本高速道路株式会社）⁴⁷⁾

盛土等の品質管理試験の項目を定めている（表 6.2-3）。試験法は JIS 規格、NEXCO 試験方法⁴⁸⁾によることとしている。

路床については、RI 計器による密度・含水量測定に加えて、ブルーフローリングにおいてベンケルマンビームによるたわみ量測定が行われる。一方、路体についても RI 計器による密度・含水量測定が実施される。

6.2.3 改良材の添加率及び添加量

(1) 現場添加率及び添加量

一般国道の路体盛土構築のための現場添加量の割増しについては、道路土工—盛土工指針⁵²⁾において後述の図書¹⁹⁾、⁵⁴⁾を引用しており、独自に定められた方法はない。路床安定処理における現場での添加率は、舗装施工便覧⁵⁴⁾に割増率方式による方法が記述されている。

高速道路の盛土構築のための室内配合試験では、例えば上部路床、下部路床及び上部路体では室内

での CBR の目標値を無処理土の 2 倍とする強度の割増しを行っている。また、下部路体ではコーン指数を 100 kN/m^2 割り増すこととしている。配合試験では、割り増した強度に必要な添加率から添加量を求めることにしており、原則として現場での改良材の割り増しは行わない⁵⁵⁾。

セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第 4 版）¹⁹⁾では、一軸圧縮強さを指標とする場合の（現場／室内）強さ比から現場添加量を割り増す方法が示されている。

(2) 添加率及び添加量の最低値

一般国道の盛土構築のための改良材の添加量及び添加率の最低値については道路土工－盛土工指針⁵²⁾において後述の図書^{18)、19)}を引用しており、独自に定められた規定値はない。

高速道路の盛土構築のための改良材の添加量の最低値は、まず配合設計で求めた設計添加率が施工機械の攪拌性能により定められている最低添加率を満足しているかを判断し、満足していない場合には最低添加率まで底上げを行い、底上げされた添加率から添加量を求める。この添加量が土と改良材との混合性により定められている添加量⁵⁵⁾を下回らないよう現場添加量を定めている。

（一社）セメント協会又は日本石灰協会が発刊する各マニュアル^{19)、18)}では、参考値として改良材の最少添加量又は最小添加量を示している。現行のマニュアルでは、現場における均一な混合が確保できる最少又は最小添加量として、セメントを主成分とする改良材は 50 kg/m^3 、石灰を主成分とする改良材は 30 kg/m^3 を記載している。特に粉体で添加する際は、最少添加量を下回ると、均一な混合が難しく部分的に貧配合となり強度不足となる箇所が生じやすくなる。各マニュアルの最少又は最小値の記載の変遷については、表 6.2-5 又は表 6.2-6 を参照されたい。

表 6.2-1 道路盛土の品質管理のために実施を必須とする室内試験方法 (路床) 44)、45)、47)、48)、50)、51)、52)、53)

検討対象		対象土	主要な試験・基準名	主な試験目的	対象土内での分類	材料の品質基準値 (目標強度)
大項目	細目					
一般国道	無処理土	突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210	突固めによる土の締固め試験	密度比管理の基準密度	-	-
			CBR試験 / CBR試験方法 JIS A 1211 / S041	※ 経路に基づく設計法の場合 ・ 設計CBRの決定	-	CBR (良質盛土材料、砕石等の粒材料では修正CBRも可)
一般国道	改良土 (安定処理土)	突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210	突固めによる土の締固め試験	密度比管理の基準密度	-	-
			安定処理土のCBR試験方法 F031	配合設計 ※ 経路に基づく設計法の場合 ・ 設計添加率 a_0 の決定 ・ 設計CBRの決定 ※ 理論的設計法の場合 ・ 弾性係数 $E=10$ CBRの推定	-	設計CBR $\geq 3\%$ の任意の値 (路床、舗装設計時のCBR)
路床	安定処理をせずに用いる場合	無処理土	土粒子の密度試験 JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
			土の含水比試験 JIS A 1203 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
路床	安定処理を行って用いる場合	無処理土	土の粒度試験 JIS A 1204 - NEXCO試験法条件	施工時の品質管理方法の決定 材料品質の評価	-	$I_p \geq 10$ かつ $F_{20} \geq 25\%$ の場合、 材料として使用しない。
			土の液性限界・塑性限界試験 JIS A 1205 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	破砕性判定のための岩石の破砕試験 試験法 109 - 2015	材料品質の評価	-	-
			岩石の促進スレーキング試験 試験法 110 - 2015	材料品質の評価 施工時の品質管理方法の決定	-	-
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	地盤材料の工学的分類 試験法 119 - 2015	材料品質の評価	-	-
			突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	密度比管理の基準密度	-	-
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	95%修正CBR $\geq 10\%$
			【無処理土、E法の $w_p \geq w_{p0.05}$ の場合のみ】 突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	配合設計に用いる乾燥密度	無処理土、E法の $w_p \geq w_{p0.05}$	-
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	【無処理土、E法の $w_p \geq w_{p0.05}$ の場合のみ】 CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	配合設計 ・ 設計添加率 a_0 の決定	無処理土、E法の $w_p \geq w_{p0.05}$	-
			【セメント系安定材使用時のみ】 安定処理土の六価クロム溶出試験方法 試験法 118 - 2015	材料品質の評価	無処理土、E法の $w_p < w_{p0.05}$	環境基準値以下
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	配合設計 ・ 設計添加率 a_0 の決定	無処理土、E法の $w_p < w_{p0.05}$	95%修正CBR $\geq 20\%$
			突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	密度比管理の基準密度	無処理土、E法の $w_p < w_{p0.05}$	95%修正CBR $\geq 20\%$
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	土粒子の密度試験 JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
			【塑性指数 I_p 改良目的の場合のみ】 土の液性限界・塑性限界試験 JIS A 1205 - NEXCO試験法条件	配合設計 ・ 設計添加率 a_0 の決定	無処理土の $I_p \geq 10$ 、かつ $F_{20} \leq 25\%$	$I_p < 10$
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	【塑性指数 I_p 改良目的の場合のみ】 突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	無処理土の $I_p \geq 10$ 、かつ $F_{20} \leq 25\%$	-
			土粒子の密度試験 JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
路床	安定処理をせずに用いる場合	無処理土	土の含水比試験 JIS A 1203 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
			土の粒度試験 JIS A 1204 - NEXCO試験法条件	施工時の品質管理方法の決定 材料品質の評価	-	-
路床	安定処理をせずに用いる場合	無処理土	土の液性限界・塑性限界試験 JIS A 1205 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
			破砕性判定のための岩石の破砕試験 試験法 109 - 2015	材料品質の評価	-	-
路床	安定処理をせずに用いる場合	無処理土	岩石の促進スレーキング試験 試験法 110 - 2015	材料品質の評価 施工時の品質管理方法の決定	-	-
			地盤材料の工学的分類 試験法 119 - 2015	材料品質の評価	-	-
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	密度比管理の基準密度	-	-
			CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	90%修正CBR $\geq 5\%$
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	【無処理土、E法の $w_p \geq w_{p0.05}$ の場合のみ】 突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	配合設計に用いる乾燥密度	無処理土、E法の $w_p \geq w_{p0.05}$	-
			【無処理土、E法の $w_p \geq w_{p0.05}$ の場合のみ】 CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	配合設計 ・ 設計添加率 a_0 の決定	無処理土、E法の $w_p \geq w_{p0.05}$	-
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	【セメント系安定材使用時のみ】 安定処理土の六価クロム溶出試験方法 試験法 118 - 2015	材料品質の評価	無処理土、E法の $w_p < w_{p0.05}$	環境基準値以下
			CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	配合設計 ・ 設計添加率 a_0 の決定	無処理土、E法の $w_p < w_{p0.05}$	95%修正CBR $\geq 10\%$
路床	安定処理を行って用いる場合	改良土 (安定処理土)	突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	密度比管理の基準密度	無処理土、E法の $w_p < w_{p0.05}$	95%修正CBR $\geq 10\%$
			土粒子の密度試験 JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-

*1 東・中・西日本高速道路株式会社が発注する高速自動車国道
*2 道路土工盛土工指針に考え方の例として記載されている指標

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

試験条件	供試体作製方法		試験、および供試体作製における養生条件等		備考
	基準名等	供試体作製条件	改良材(安定材)種別	養生条件等	
原則としてA法又はB法 重要度の高い路床はC法、D法又はE法	-	-	-	-	
-	CBR試験/CBR試験方法 JIS A 1211/S041	φ15cmモールド、4.5kgランマ、 67回/層×3層	-	水浸4日	
原則としてA法又はB法 重要度の高い路床はC法、D法又はE法	-	-	-	-	
-	CBR試験 JIS A 1211、S041	φ15cmモールド、4.5kgランマ、 67回/層×3層	セメント系安定材	室内養生3日⇒水浸養生4日(計7日)	
-	-	-	石灰系安定材	室内養生6日⇒水浸養生4日(計10日)	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	石分、塵分を含む材料の場合
-	-	-	-	-	石分、塵分を含む材料の場合
-	-	-	-	-	
E法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、92回/層×3層)	-	-	-	-	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	E-1法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、 17,42,92回/層×3層)	-	水浸4日	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	B法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、 55回/層×3層)	-	-	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	B法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、 55回/層×3層)	-	水浸4日	設計添加率を求めるために実施するとよい。
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	安定処理土の六価クロム溶出 試験方法 試験法 118 - 2015	ES-1法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、 17,42,92回/層×3層)	セメント系安定材	3日空気中養生後4日水浸養生(計7日)	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	BS-1法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、 55回/層×3層)	セメント系安定材	3日空気中養生後4日水浸養生(計7日)	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	安定処理土の突き固めによる 供試体作製方法 JGS 0811 - NEXCO試験法条件	ES-1法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、 17,42,92回/層×3層)	セメント系安定材	3日空気中養生後4日水浸養生(計7日)	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	BS-1法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、 55回/層×3層)	石灰系安定材	6日空気中養生後4日水浸養生(計10日)	
ES法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、92回/層×3層)	-	-	-	-	
BS法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、55回/層×3層)	-	-	-	-	一般に空気乾燥管理となるため締固め試験は本 実必要ないが、日常管理において計測された値と 突固め曲線やゼロ空隙曲線と比較のため実施。
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	E法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、 92回/層×3層)	セメント系安定材	3日空気中養生後4日水浸養生(計7日)	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	E法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、 92回/層×3層)	石灰系安定材	6日空気中養生後4日水浸養生(計10日)	
E法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、92回/層×3層)	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	石分、塵分を含む材料の場合
-	-	-	-	-	石分、塵分を含む材料の場合
-	-	-	-	-	
E法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、92回/層×3層)	-	-	-	-	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	E-1法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、 17,42,92回/層×3層)	-	水浸4日	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	B法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、 55回/層×3層)	-	-	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	B法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、 55回/層×3層)	-	水浸4日	設計添加率を求めるために実施するとよい。
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	安定処理土の六価クロム溶出 試験方法 試験法 118 - 2015	ES-1法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、 17,42,92回/層×3層)	セメント系安定材	3日空気中養生後4日水浸養生(計7日)	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	BS-1法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、 55回/層×3層)	セメント系安定材	3日空気中養生後4日水浸養生(計7日)	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	安定処理土の突き固めによる 供試体作製方法 JGS 0811 - NEXCO試験法条件	ES-1法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、 17,42,92回/層×3層)	セメント系安定材	3日空気中養生後4日水浸養生(計7日)	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	突き固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	BS-1法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、 55回/層×3層)	石灰系安定材	6日空気中養生後4日水浸養生(計10日)	
ES法 (φ15cmモールド、4.5kgランマ、92回/層×3層)	-	-	-	-	
BS法 (φ15cmモールド、2.5kgランマ、55回/層×3層)	-	-	-	-	一般に空気乾燥管理となるため締固め試験は本 実必要ないが、日常管理において計測された値と 突固め曲線やゼロ空隙曲線と比較のため実施。
-	-	-	-	-	安定材の添加量が多くなり明らかに無処理 土と安定処理土の土粒子の密度に差がある と認められる際に実施する。

表 6.2-2 道路盛土の品質管理のために実施を必須とする室内試験方法 (路体) 44)、45)、47)、48)、50)、51)、52)、53)

検討対象		対象土	主要な試験・基準名	主な試験目的	対象土内での分類	材料の品質基準値 (目標強度)	
大項目	細目						
一般国道	無処理土	突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210	密度比管理の基準密度	密度比管理の基準密度	-	-	
							改良土 (安定処理土)
		締固めた土のコーン指数試験 JIS A 1228	配合設計	・トラフィックビリティー確認を目的とした設計添加率 a_0 の決定	-	$q_c > 400 \text{ kN/m}^2$	
		一軸圧縮試験 (三軸圧縮試験)	配合設計	・盛土の安定性確保を目的とした設計添加率 a_0 の決定	-	盛土の安定性に必要となる強度	
路体	上部路体	安定処理をせずに用いる場合	無処理土	土粒子の密度試験 JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
				土の含水比試験 JIS A 1203 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
				土の粒度試験 JIS A 1204 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価 施工時の品質管理方法の決定	-	-
				土の塑性限界・塑性限界試験 JIS A 1205 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
				破砕性判定のための岩石の破砕試験 試験法 109 - 2015	材料品質の評価	-	-
				岩石の促進スレーキング試験 試験法 110 - 2015	材料品質の評価 施工時の品質管理方法の決定	-	-
				地盤材料の工学的分類 試験法 119 - 2015	材料品質の評価	-	-
				突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	密度比管理の基準密度	-	-
				CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	硬質土 砂質土	90%修正CBR $\geq 2.5\%$
						粘性土 火山灰質粘性土	$20\% \leq F_c < 50\%$ 修正CBR $\geq 2.5\%$ (修正CBR $v_{10}=15\%$ と $v_{10}=1\%$ に対応する CBRのうち、小さい方の値) $F_c \geq 50\%$ 修正CBR $\geq 2.5\%$ (修正CBR $v_{10}=10\%$ と $v_{10}=1\%$ に対応する CBRのうち、小さい方の値)
			無処理土	突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	配合設計方法の決定	-	-
			【セメント系安定材使用時のみ】 安定処理土の六価クロム溶出試験方法 試験法 118 - 2015	配合設計 ・設計添加率 a_0 の決定	$W_n < W_{W95}$	-	-
			【セメント系安定材使用時のみ】 安定処理土の六価クロム溶出試験方法 試験法 118 - 2015	材料品質の評価	$W_n < W_{W95}$	環境基準値以下	-
			CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	配合設計 ・設計添加率 a_0 の決定	$W_n < W_{W95}$ $W_n \geq W_{W95}$	95%修正CBR $\geq 5\%$ CBR $\geq 5\%$	-
			突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	密度比管理の基準密度	$W_n < W_{W95}$ $W_n \geq W_{W95}$	- -	-
			土粒子の密度試験 JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-	-
	下部路体	安定処理をせずに用いる場合	無処理土	土粒子の密度試験 JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
				土の含水比試験 JIS A 1203 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
				土の粒度試験 JIS A 1204 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価 施工時の品質管理方法の決定	-	-
				土の塑性限界・塑性限界試験 JIS A 1205 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-
破砕性判定のための岩石の破砕試験 試験法 109 - 2015				材料品質の評価	-	-	
岩石の促進スレーキング試験 試験法 110 - 2015				材料品質の評価 施工時の品質管理方法の決定	-	-	
地盤材料の工学的分類 試験法 119 - 2015				材料品質の評価	-	-	
突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件				密度比管理の基準密度	-	-	
締固めた土のコーン指数試験 JIS A 1228 - NEXCO試験法条件				トラフィックビリティー確認	-	-	
					無処理土	締固めた土のコーン指数試験 JIS A 1228 - NEXCO試験法条件	配合設計 ・設計添加率 a_0 の決定
		【セメント系安定材使用時のみ】 安定処理土の六価クロム溶出試験方法 試験法 118 - 2015	材料品質の評価	-	環境基準値以下	-	
		締固めた土のコーン指数試験 JIS A 1228 - NEXCO試験法条件	配合設計 ・設計添加率 a_0 の決定	-	湿地ブルドーザーが走行可能な程度 の q_c 値	-	
		突固めによる土の締固め試験 JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	密度比管理の参考値	-	-	-	
		土粒子の密度試験 JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	材料品質の評価	-	-	-	

*1 東・中・西日本高速道路株式会社が建設する高速自動車国道

*2 道路土工-盛土工指針に考え方の例として記載されている指標

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

試験条件	供試体作製方法		試験、および供試体作製における養生条件等		備考
	基準名等	供試体作製条件	改良材(安定材)種別	養生条件等	
原則としてA法又はB法 構造物取付部はC法、D法又はE法	-	-	-	-	
原則としてA法又はB法 構造物取付部はC法、D法又はE法	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	材料の品質基準値は、道路土工-盛土工指針に考え方の例として記載されている指針。
-	-	-	セメント系安定材 石灰系安定材	3日空中養生後 4日水浸養生 (計7日) 6日空中養生後 4日水浸養生 (計10日)	材料の品質基準値は、道路土工-盛土工指針に考え方の例として記載されている指針。
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	石分、礫分を含む材料の場合
-	-	-	-	-	石分、礫分を含む材料の場合
-	-	-	-	-	
B法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、55回/層×3層)	-	-	-	-	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がB法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	B-1法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、 10,25,55回/層×3層)	-	水浸4日	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用		B-2法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、 10,25,55,92回/層×3層)	-	水浸4日	
E法 (φ15cmモールド、4.5kgランマー、92回/層×3層)	-	-	-	-	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	CBR試験 JIS A 1211 - NEXCO試験法条件	E-1法 (φ15cmモールド、4.5kgランマー、 17,42,92回/層×3層)	-	水浸4日	設計添加率を求めるときに実施するとよい。
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。		安定処理土の六価クロム溶出 試験方法 試験法 118 - 2015	ES-1法 (φ15cmモールド、4.5kgランマー、 17,42,92回/層×3層) BS-1法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、 55回/層×3層)	セメント系安定材 セメント系安定材	3日空中養生後 4日水浸養生 (計7日) 3日空中養生後 4日水浸養生 (計7日)
自然含水比 w_w の状態の試料を使用 ただし、 w_w がE法の最適含水比 w_{opt} より乾燥側の 場合には w_w になるよう含水比調整を行う。	安定処理土の突圍めによる 供試体作製方法 JGS 0811 - NEXCO試験法条件	ES-1法 (φ15cmモールド、4.5kgランマー、 17,42,92回/層×3層)	セメント系安定材 石灰系安定材	3日空中養生後 4日水浸養生 (計7日) 6日空中養生後 4日水浸養生 (計10日)	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用		BS-1法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、 55回/層×3層)	セメント系安定材 石灰系安定材	3日空中養生後 4日水浸養生 (計7日) 6日空中養生後 4日水浸養生 (計10日)	
ES法 (φ15cmモールド、4.5kgランマー、92回/層×3層)	-	-	-	-	
BS法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、55回/層×3層)	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	石分、礫分を含む材料の場合
-	-	-	-	-	石分、礫分を含む材料の場合
-	-	-	-	-	
B法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、55回/層×3層)	-	-	-	-	
-	締固めた土のコーン指数試験 JIS A 1228 - NEXCO試験法条件	B-2法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、 10,25,55,92回/層×3層)	-	水浸4日	対象は細粒土が主材料となる土。 トラフィックビリティはモル施工により 確認するため、コーン指数試験は本来不要 であるが、事前にコーン指数を把握したい 場合や、施工中に土質の性状が変化した場 合に実施する。
B法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、55回/層×3層)	-	-	-	-	設計添加率を求めるときに実施するとよい。
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	安定処理土の六価クロム溶出試 験方法 試験法 118 - 2015	BS-0法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、 10,25,55,92回/層×3層)	セメント系安定材	3日空中養生後 4日水浸養生 (計7日)	
自然含水比 w_w の状態の試料を使用	安定処理土の突圍めによる 供試体作製方法 JGS 0811 - NEXCO試験法条件	BS-0法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、 55回/層×3層)	-	3日空中養生	必要とする σ_c 値に対して、100kN/m ² の強度割 増を行う。
BS法 (φ15cmモールド、2.5kgランマー、55回/層×3層)	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	安定材の添加量が多く明らかに無処理 土と安定処理土の土粒子の密度に差がある と認められる際に実施する。

表 6.2-3 道路盛土の品質管理のために実施を必須とする試験方法及び管理基準値^{44)、45)、47)、48)}

検討対象		測定項目	試験名	計測間隔	対象土		
大項目	細目				大分類	小分類	
路床	一般国道	現場密度の測定	<最大粒径 ≤ 53 mm> ・砂置換法による土の密度 試験方法 JIS A 1214 <最大粒径 > 53 mm> ・突砂法による路床の密度 の測定方法 G021-1	500 m ³ につき1回 (ただし、1工事あたり最低3回)	無処理土 改良土 (安定処理土)	砂質土 粘性土 (密度比管理が可能 場合は砂質土に準ずる)	
			RI計器を用いた盛土の 締固め管理要領(案)	500 m ² 未満：5点 500以上 1000 m ² 未満：10点 1000以上2000 m ² 未満：15点	無処理土 改良土 (安定処理土)	砂質土 粘性土 (密度比管理が可能 場合は砂質土に準ずる)	
			TS・GNSSを用いた盛土の 締固め管理要領	盛土管理単位	無処理土 改良土 (安定処理土)	-	
		ブルーフローリング	ブルーフローリング試験方法 G023	全幅・全区間で実施	無処理土 改良土 (安定処理土)	-	
	高速道路 ^{*1}	RI計測による 土の密度・含水比測定	RI計器による土の密度 試験方法 試験法 106 - 2015	施工箇所 一層ごとに15点	無処理土	$F_c < 20\%$ $20\% \leq F_c \leq 50\%$ $50\% \leq F_c$	
					改良土 (安定処理土)	$F_c < 20\%$ $20\% \leq F_c \leq 50\%$ $50\% \leq F_c$	
			ブルーフローリング	ベンケルマンビームによる たわみ量測定方法 試験法 102 - 2015	路床仕上り面全面	-	-
	路体	一般国道	現場密度の測定	<最大粒径 ≤ 53 mm> ・砂置換法による土の密度 試験方法 JIS A 1214 <最大粒径 > 53 mm> ・突砂法による路床の密度 の測定方法 G021-1	1000 m ³ につき1回 (ただし、1工事あたり最低3回)	無処理土 改良土 (安定処理土)	砂質土 粘性土
				RI計器を用いた盛土の 締固め管理要領(案)	500 m ² 未満：5点 500以上1000 m ² 未満：10点 1000以上2000 m ² 未満：15点	無処理土 改良土 (安定処理土)	砂質土 粘性土
TS・GNSSを用いた盛土の 締固め管理要領				盛土管理単位	無処理土 改良土 (安定処理土)	-	
高速道路 ^{*1}		RI計測による 土の密度・含水比測定	RI計器による土の密度 試験方法 試験法 106 - 2015	施工箇所 一層ごとに15点	無処理土	$F_c < 20\%$ $20\% \leq F_c \leq 50\%$ $50\% \leq F_c$	
					改良土 (安定処理土)	$F_c < 20\%$ $20\% \leq F_c \leq 50\%$ $50\% \leq F_c$	

*1 東・中・西日本高速道路株式会社が建設する高速自動車国道

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているのて拡大のうえ参照されたい。

管理基準	管理基準値	管理値を決めるための材料試験等			
		試験名	試験条件	実施間隔	
密度比	$D_c \geq 95\%$ *2	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210	A法又はB法	-
	$D_c \geq 90\%$ *2	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210	C法、D法又はE法	-
空気間隙率	$2 \leq v_a \leq 8\%$ *2, *4	土粒子の密度試験	JIS A 1202	-	-
密度比	$D_c \geq 97\%$ *3	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210	A法又はB法	-
	$D_c \geq 92\%$ *3	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210	C法、D法又はE法	-
空気間隙率	$v_a \leq 8\%$ *3	土粒子の密度試験	JIS A 1202	-	-
ブロック内の締固め回数	規定回数	-	-	-	-
地表面のたわみ量	-	-	-	-	-
密度比	上部路床 : $D_c \geq 97\%$ *3 下部路床 : $D_c \geq 92\%$ *3	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	E法	5000m ³ ごとに1回 材料の異なるごとに1回
空気間隙率	$v_a \leq 13\%$ *3 $v_a \leq 8\%$ *3	土粒子の密度試験	JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	-	5000m ³ ごとに1回 材料の異なるごとに1回
密度比	$D_c \geq 97\%$ *3	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	ES法	5000m ³ ごとに1回 材料の異なるごとに1回
空気間隙率	$v_a \leq 13\%$ *3 $v_a \leq 8\%$ *3	土粒子の密度試験	JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	-	5000m ³ ごとに1回 材料の異なるごとに1回
上部路床の仕上面のたわみ量	5 mm以下	-	-	-	-
密度比	$D_c \geq 90\%$ *2	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210	A法又はB法	-
飽和度	$85\% \leq S_r \leq 95\%$ *2, *4	土粒子の密度試験	JIS A 1202	-	-
空気間隙率	$2\% \leq v_a \leq 10\%$ *2, *4				
密度比	$D_c \geq 92\%$ *3	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210	A法又はB法	-
空気間隙率	$v_a \leq 8\%$ *3	土粒子の密度試験	JIS A 1202	-	-
ブロック内の締固め回数	規定回数	-	-	-	-
密度比	$D_c \geq 92\%$ *3	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	B法	5000m ³ ごとに1回 材料の異なるごとに1回
空気間隙率	$v_a \leq 13\%$ *3 $v_a \leq 8\%$ *3	土粒子の密度試験	JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	-	5000m ³ ごとに1回 材料の異なるごとに1回
間隙比	上部路床 : $D_c \geq 97\%$ *3	突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210 - NEXCO試験法条件	ES-1法	5000m ³ ごとに1回 材料の異なるごとに1回
空気間隙率	$v_a \leq 13\%$ *3 $v_a \leq 8\%$ *3	土粒子の密度試験	JIS A 1202 - NEXCO試験法条件	-	5000m ³ ごとに1回 材料の異なるごとに1回

*2 砂置換/突砂法 : 1試験につき3孔で測定し、3孔の最低値にて評価する。

*3 RI計測 : 測定した値の平均値にて評価する。

*4 空気間隙率の下限値及び飽和度の上限値は、過転圧を防ぐために締固めを止める目安として示された値である。⁵²⁾

表 6.2-4 改良材の添加率及び添加量^{54)、55)、19)、18)}

項目	対象／機関	規定内容
現場添加量	一般国道	盛土工指針: 独自に定めた方法なし 舗装施工便覧: 割増係数を基に求める方法
	高速道路 ^{*1}	目標強度で規定
	石灰協会	独自に定めた方法はなし
	セメント協会	一軸圧縮強さを指標とし、(現場／室内)強さ比から求める方法
最低添加量	一般国道	独自に定めた値なし
	高速道路 ^{*1}	最低添加量 : 土と改良材(安定材)の混合 ・セメント系安定材 : 50 kg/m ³ ・石灰系安定材 : 30 kg/m ³
	石灰協会	必要最小添加量 30 kg/m ³
	セメント協会	最少添加量 50 kg/m ³

*1 東・中・西日本高速道路株式会社が建設する高速自動車国道

表 6.2-5 セメント系固化材による地盤改良マニュアルの変遷

		最低添加量	セメント協会標準試験方法
第1版 (1985年)	対象	浅層改良	
	参考値	50 kg/m ³	
	備考	現場における均一な混合が確保できる添加量	
第2版 (1994年)	対象	浅層改良	一軸圧縮強さ
	参考値	50 kg/m ³	JCAS L-01:1990 セメント系固化材による安定処理土の試験方法
	備考	現場における均一な混合が確保できる添加量。特に、粉体で使用する場合に、最低添加量を下回ると、均一な混合が難しく、部分的に貧配合となり、強度にむらが生じがちである。	[JCAS L-01の主な特徴] ・許容最大粒径: 4.75 mm ・供試体寸法: φ50 × h 100 mmの円柱形 ・対象: 締固め可能な安定処理土 ・締固め: 4層に分け、1.5 kgランマーで20 cmの高さから1層目10回、2、3層目各20回、4層目40回を突き固め。 [JSF T 811、JSF T 812、JSF T 821 との主な相違点] ・許容最大粒径 JSF T 811: ①19 mm ②4.75 mm ③ 37.5 mm JSF T 812, JSF T 821 : 9.5 mm ・供試体寸法 JSF T 811 ①②φ100 × h 127 mm ③φ150 × h125 mm ・締固め JSF T 811: ① a 3層に分け、2.5 kgランマーで30 cmの高さから各層25回突き固め b 3層に分け、4.5 kgランマーで45 cmの高さから各層42回突き固め ② c 3層に分け、2.5 kgランマーで30 cmの高さから各層10,25,55,90回突き固め ③ 3層に分け、4.5 kgランマーで45 cmの高さから各層17,42,92回突き固め JSF T 812: 静的締固め JSF T 821: 締固めをしない ・対象 JSF T 811: 主にCBR試験と安定処理路盤の一軸圧縮試験のための供試体作製について規定
第3版 (2003年)	対象	全般	一軸圧縮強さ
	参考値	50 kg/m ³	JCAS L-01:2003 セメント系固化材による改良体の強さ試験方法
	備考	現場における均一な混合が確保できる添加量。特に、粉体で使用する場合に、最低添加量を下回ると、均一な混合が難しく、部分的に貧配合となり、強度にむらが生じがちである。	[JCAS L-01の主な特徴] ・許容最大粒径: 4.75 mm ・供試体寸法: φ50 × h 100 mmの円柱形 ・対象: 締固め可能な安定処理土 ・締固め: 3層に分け、1.5 kgランマーで20 cmの高さから各層12回突き固め [JGS 0811-2000、JGS 0812-2000、JGS 0821-2000 との主な相違点] ・許容最大粒径 JGS 0811: ①19 mm ②4.75 mm ③ 37.5 mm JGS 0812, JGS 0821 : 9.5 mm ・供試体寸法 JGS 0811 ①②φ100 × h 127 mm ③φ150 × h 125 mm ・締固め JGS 0811: ① a 2.5 kgランマーで30 cmの高さから各層25回突き固め b 4.5 kgランマーで45 cmの高さから各層42回突き固め ② c 2.5 kgランマーで30 cmの高さから各層10,25,55,90回突き固め ③ 4.5 kgランマーで45 cmの高さから各層17,42,92回突き固め JGS 0812: 静的締固め JGS 0821: 締固めをしない ・対象 JGS 0821: 主にCBR試験、安定処理路盤の一軸圧縮試験及び安定処理土のコーン指数試験のための供試体作製について規定
第4版 (2012年)	対象	浅層改良	一軸圧縮強さ
	参考値	50 kg/m ³	JCAS L-01:2006 セメント系固化材による改良体の強さ試験方法
	備考	現場における均一な混合が確保できる添加量。	[JCAS L-01の主な特徴] ・許容最大粒径: 9.5 mm ・供試体寸法: φ50 × h 100 mmの円柱形 ・対象: 締固め可能な安定処理土 ・締固め: 3層に分け、1.5 kgランマーで20 cmの高さから各層12回突き固め [JGS 0811-2009、JGS 0812-2009、JGS 0821-2009 との主な相違点] ・許容最大粒径 JGS 0811: ①19 mm ②4.75 mm ③ 37.5 mm ・「供試体寸法」「締固め」「対象」は、上記第3版の記述と同じ。

JSF T 811、JGS 0811: 安定処理土の突固めによる供試体作製方法
 JSF T 812、JGS 0812: 安定処理土の静的締固めによる供試体作製方法
 JSF T 821、JGS 0821: 安定処理土の締固めをしない供試体作製方法

表 6.2-6 石灰による地盤改良マニュアルの変遷

		最小添加量／必要最小添加量
第1版 (1974年)	対象	路床
	参考値	路上混合：粗粒材は4%、粘性土は10% プラント混合：粗粒材は2%、粘性土は5% (参考)割増量の目安 路上混合：粗粒材は1~2%、粘性土は2~3% プラント混合：粗粒材は0~1%、粘性土は1~2% ※ただし、高含水比の粘性土の場合の石灰添加量は割増量を上記目安より多くする必要がある。
	備考	現場での対象材料と石灰の混合性を考慮した最小添加量の目安
第2版 (1985年)	対象	路床
	参考値	路上混合： I_p の低いものは2.0%、 I_p の高いものは2.5% 中央プラント混合： I_p の低いものは1.5%、 I_p の高いものは2.0% (いずれも土の乾燥重量に対する百分率)
	備考	現場における混合の均一性を考慮した必要最小添加量の目安
第3版 (1996年)	対象	①道路路体 ②道路路床 ③基礎地盤の改良 ④発生土の改良
	参考値	①30 kg/m ³ ②路上混合：混合しやすい場合は2.5%、混合しにくい場合は3.0% プラント混合：混合しやすい場合は1.5%、混合しにくい場合は2.0% (いずれも土の乾燥質量に対する百分率) ③50 kg/m ³ ④30 kg/m ³
	備考	現場における均一な混合を確保できる必要最小添加量の目安
第4版 (2005年)	対象	安定処理用石灰を用いる全ての用途
	参考値	30 kg/m ³
	備考	現場における均一な混合を確保できる必要最小添加量の目安
第5版 (2009年)	対象	①盛土(路体) ②路床
	参考値	①、②30 kg/m ³
	備考	①現場における均一な混合性を確保するための必要最小添加量の目安 ②混合性・施工性を考慮した目安
第6版 (2011年)	対象	①盛土(路体) ②路床 ③裏込めの安定処理
	参考値	①、②、③30 kg/m ³
	備考	①現場における均一な混合性を確保するための必要最小添加量の目安 ②、③混合性・施工性を考慮した目安
第7版 (2016年)	対象	①盛土(路体) ②路床 ③裏込めの安定処理
	参考値	①、②、③30 kg/m ³
	備考	①、②、③現場における均一な混合性を確保するための必要最小添加量の目安

注) 第1版～第4版の書籍名は「石灰安定処理工法 設計・施工の手引」

6.3 改良土盛土の締固めに関する既往の研究【土木研究所】

高速道路総合技術研究所は、日本道路公団の時代から行われてきた道路土工部の安定処理に関する研究、試験施工及び施工事例に基づく知見と、整備した基準類に基づき、高速道路建設における土工構造物の設計の考え方、土質安定処理の必要性、安定処理土の品質を長期的に確保するための設計及び施工方法を取りまとめた技術図書⁵⁵⁾を発刊している。安定処理土の品質を長期的に確保するための施工管理の基本は、適切な室内土質試験の実施、試験施工による諸条件の確認及び現場での密度の把握であることを示している。また、近年の研究では、10～20日養生した安定処理路床の品質管理に振動ローラの加速度応答値を用いる技術⁵⁶⁾について検討されている。

寒地土木研究所では、北海道の不良土をセメント、石灰安定処理して盛土建設に利用するための室内配合試験、試験施工、本施工、施工管理及び維持管理の方法について解説する技術図書⁵⁷⁾を発刊している。改良した不良土の施工管理は、密度によらず、試験施工で決定した転圧回数の管理及び養生後の強度の確認を基本とすることを提案している。

龍岡ら^{58)～60)}は、セメント改良した良配合礫質土を鉄道の橋台等に用いる場合を想定した室内試験により、許容変形量の極めて小さい重要本設土構造物の建設に改良土を用いるための締固め管理の方法について提案している。改良土の変形・強度特性に与える締固め乾燥密度の影響は非常に大きく、乾燥密度が低い状態ではセメント添加量が多くても長期的な強度増加が小さいこと、施工において目標の乾燥密度と飽和度（最適飽和度¹⁴⁾）を定めて管理すると、改良土の強度が極大となる可能性を示している。

6.4 研究目的【土木研究所】

WG2 では、改良土による道路盛土の長期的な安定性又は支持力を確保するための確実な施工手法及びメンテナンスを考慮した品質管理手法の提案を目的とし、様々な添加率で改良した2種類の低品質な土を対象に室内配合試験、室内締固め試験及び実大規模の締固め実験を行った。

6.5 研究計画及び研究体制【土木研究所】

平成28年度～平成31年（令和元年）度の期間において、表6.5-1に示す計画に基づき実施した。WG2は次の研究分担者により活動を行った。

- (国研) 土木研究所
- (一社) セメント協会 (指定機関)
- 日本石灰協会 (指定機関)
- (株) 安藤・間
- (株) 大林組
- 酒井重工業 (株)
- 西尾レントオール (株)
- 西松建設 (株)
- (株) 不動テトラ
- 前田建設工業 (株)
- 三笠産業 (株)

表 6.5-1 研究計画と分担 (WG2)

研究項目	研究細目	研究分担			年次計画			
		土研	指定機関	共同研究者	平成28年度	平成29年度	平成30年度	平成31年度
改良土等の長期的な品質確保を目指した確実な施工手法及びメンテナンスを考慮した品質管理技術の提案	① 機械特性に応じた改良土等による盛土の施工手法の確立	○	○	◎	←			→
	② 改良土等の材料特性に応じた合理的な品質管理手法の確立	◎	◎	◎	←			→
	③ 施工時データの維持管理段階での活用検討	◎	○	◎		←		→

第7章 改良した高含水比砂質土（美浦砂）の締固め特性

7.1 配合試験（美浦砂）【土木研究所】

7.1.1 試料土（美浦砂）及び改良材

試料土は茨城県稲敷郡美浦村で採取した細粒分質砂（SF）である。以下、本報内では当該試料土を「美浦砂」と称する。表 7.1-1 に物理特性及び力学特性を示す。後述の 7.2 節と 7.3 節の締固め実験は実施時期が約 1 年異なるため、試料土の油圧ショベルによる含水比調整等の結果、両者で異なる物性が得られた。したがって、表 7.1-1 にはそれぞれの実験に用いた試料土の物性を分けて示した。本節では、7.3 節のランマによる締固め実験の際に搬入した土を用いて実施した各種試験の結果を配合試験結果として示す。

試料土は 75 μm 以下の細粒分を 47～49% 含んでおり、土の工学的分類上は「細粒分質砂（SF）」に区分される。試料搬入時の含水比 w は $w = 33.4\%$ であり、砂質土としては高かった。

ここで、各試験における試料の自然含水比は試料搬入時の含水比を基に $w_n = 34\%$ と定義した。自然含水比を目標に調整した試料 ($w = 33.9\%$) のコーン指数 q_c は $q_c = 68$ 又は 25 kN/m^2 であった。また、同様に調整した試料（供試体作製時の含水比 $w = 32.5\%$ ）の CBR は $\text{CBR} = 0.4\%$ であった。

表 7.1-1 試料土の物性値一覧（美浦砂）

項目	単位	振動ローラによる 締固め実験		ランマーによる 締固め実験 及び配合試験		試験法	
		美浦砂 物性値		美浦砂 物性値			
土粒子の密度 ρ_s	(g/cm^3)	2.691		2.728		JIS A 1202:2009	
含水比 w	(%)	33.4		-		JIS A 1203:2009	
粒 度	礫分(2 mm ~ 75 mm)	(%)	0.9	0.2		JIS A 1204:2009	
	砂分(75 μm ~ 2 mm)	(%)	50.2	52.9			
	シルト分(5 μm ~ 75 μm)	(%)	23.6	22.2			
	粘土分(~ 5 μm)	(%)	25.3	24.7			
	最大粒径	(mm)	9.5	4.75			
コンシステンシー 特性	液性限界 w_L	(%)	45.0	41.8		JIS A 1205:2009	
	塑性限界 w_p	(%)	22.7	20.8			
	塑性指数 I_p	-	22.3	21.0			
土の工学的分類	分類記号	-	SF		SF		JGS 0051-2009
	分類目	-	細粒分質砂		細粒分質砂		
締固め特性	締固め試験方法	-	A-c	E-c	A-c	E-c	JIS A 1210:2009
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	(g/cm^3)	1.527	-	1.649	1.769	
	最適含水比 w_{opt}	(%)	24.1	-	19.5	16.9	
トラフィカビリティ	含水比 w	(%)	34.1		33.9		JIS A 1228:2009
	乾燥密度 ρ_d	(g/cm^3)	1.377		1.374		
	コーン指数 q_c	(kN/m^2)	68		25		
支持力特性	含水比 w	(%)	-		32.5		舗装調査・試験法便覧 S041
	乾燥密度 ρ_d	(g/cm^3)	-		1.363		
	CBR	(%)	-		0.4		

7.1.2 配合試験結果（美浦砂）

試験は、自然含水比 $w_n = 34\%$ を目標に調整した美浦砂に改良材として生石灰を混合した石灰改良土と、セメント系固化材を混合したセメント改良土の2種類で実施した。美浦砂及び改良材の化学組成を表 7.1-2 に示す。美浦砂の化学組成は蛍光 X 線分析により求めたものである。改良材の化学組成は各材料の成分表に記載の値であり、生石灰は JIS R 9011 により求められたものである。セメント系固化材は JIS R 5201、JIS R 5202（本体法）及び JIS R 5204 により求められた値のうち、CaO、 S_{total} 及び SO_3 のみを示す。

配合試験において、石灰改良土は混合の翌日、セメント改良土は混合から 2 時間以内の改良土を、それぞれ試験に供することを標準とした。なお、石灰改良土については一部のケースで混合後、約 2 時間程度で試験を実施したものもあるが、これらについては文中で注記した。

以下で示す添加率とは、試料土の乾燥質量に対する改良材の質量百分率である。

表 7.1-2 試料土（美浦砂）及び改良材の化学組成

	SiO ₂ (wt%)	TiO ₂ (wt%)	Al ₂ O ₃ (wt%)	Fe ₂ O ₃ (wt%)	MnO ₂ (wt%)	MgO (wt%)	CaO (wt%)	Na ₂ O (wt%)	K ₂ O (wt%)	P ₂ O ₅ (wt%)	S _{total} (wt%)	SO ₃ (wt%)
美浦砂	61.7	0.73	19.9	6.86	0.11	1.29	1.48	1.18	1.54	0.10	0.03	-
生石灰	-	-	-	-	-	-	94.9	-	-	-	<0.02	-
セメント系固化材	-	-	-	-	-	-	56.4	-	-	-	3.13	6.08

(1) 土粒子の密度

土粒子の密度の測定には湿潤土を用い、JISA 1202:2009 に準拠して試験を行った。脱気は規格に従い湯せん用具を用いた煮沸法で行った。図 7.1-1 に改良材添加率と土粒子密度の関係を示す。改良材の種類や添加率によらず、概ね一定の値を得た。

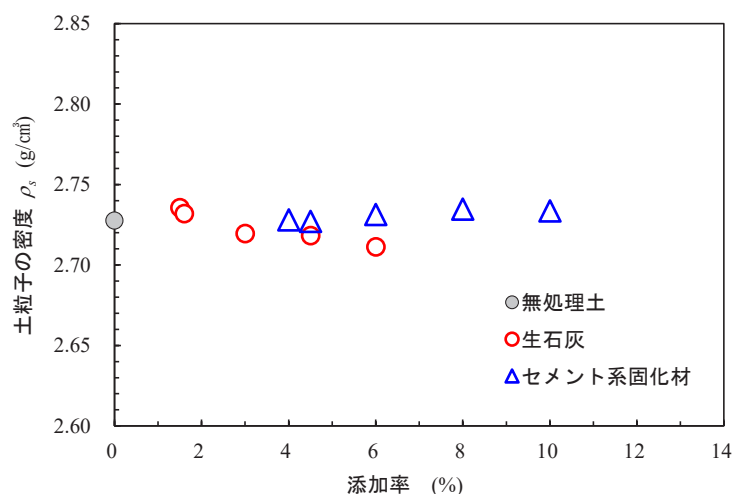


図 7.1-1 改良材添加率と土粒子の密度の関係（美浦砂）

(2) 含水比

図 7.1-2 に CBR 試験供試体作製時の含水比と改良材添加率の関係を示す。参考として無処理の美浦砂の CBR 試験実施時の含水比 ($w=32.5\%$) もプロットした。各改良材とも、添加率の増加に伴い含水比は低くなった。

生石灰の添加に伴う含水比の低下は、土中水との反応による生石灰の消化吸水と発熱反応による蒸発効果によるものであると考えられる。図 7.1-2 には、式 7.1-1¹⁸⁾から求めた生石灰添加による含水比低下後の含水比 (計算値) も併せて示す。同式の初期含水比 w_0 は $w_0 = 34\%$ とした。石灰改良土の含水比は式 7.1-1 の計算値よりも若干大きくなった。これは式 7.1-1 が生石灰の CaO 有効成分を 100% と仮定して算出しているためである。

$$w = \frac{w_0/100 - 0.77 \times a/100}{1 + 1.32 \times a/100} \times 100 \dots\dots\dots \text{式 7.1-1}$$

ここに、 w : 低下後の含水比 (%)

w_0 : 初期含水比 (%)

a : 土の乾燥質量に対する生石灰添加率 (%)

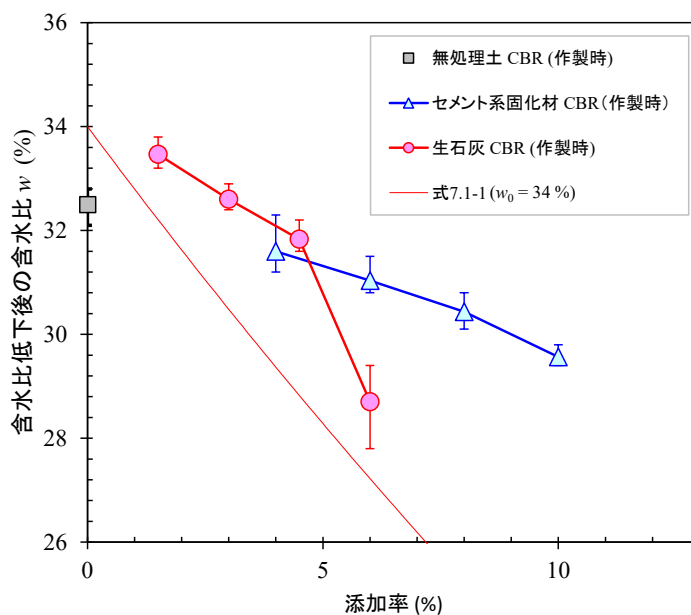


図 7.1-2 添加率と含水比の関係 (美浦砂)

(3) 粒度

図 7.1-3 に無処理土及び改良土の粒径加積曲線を示す。また、図 7.1-4 には細粒分中のシルトと粘土の割合を示す。改良土は無処理土に比べて粘土分（粒径 $5\mu\text{m}$ 以下）の割合が減少し、シルト分（粒径 $5 \sim 75\mu\text{m}$ ）の割合が増加した。改良材由来のカルシウムイオン Ca^{2+} が土粒子表面に付着している陽イオンと交換され、土粒子表面の帯電状態が変わったことで団粒化した^{例えば18), 19)}ことが要因と考えられる。なお、本試験で用いた添加率の範囲（生石灰で 4.5% ~ 6.0%、セメント系固化材で 6.7% ~ 9.7%）では、改良材の添加率によって細粒分中のシルトと粘土の割合に違いは確認されなかった。

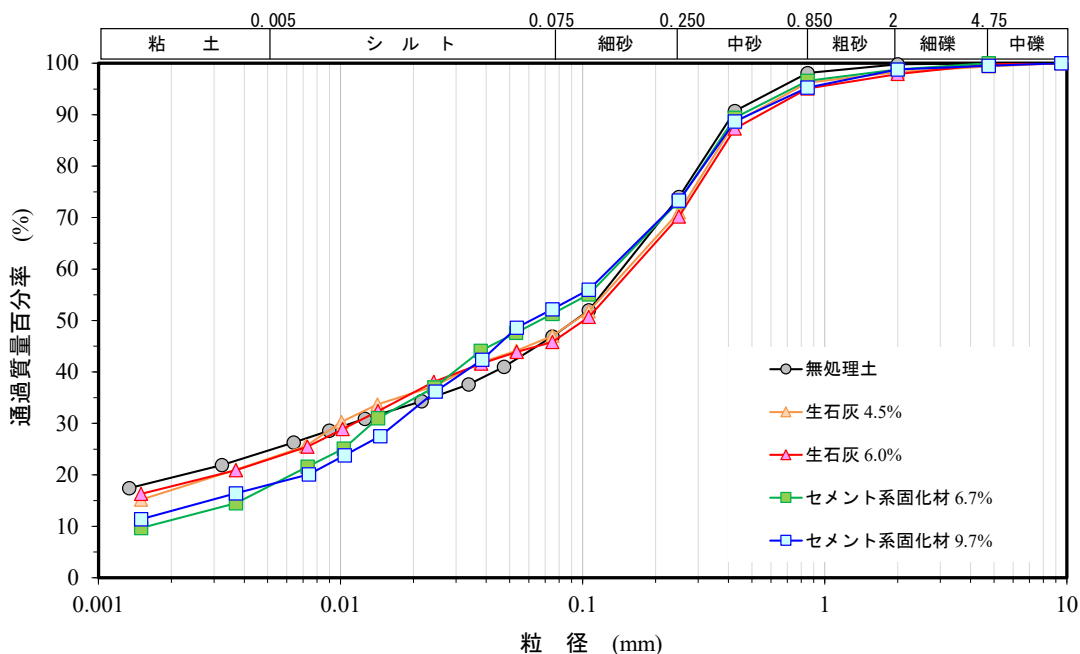


図 7.1-3 粒径加積曲線集積図（美浦砂）

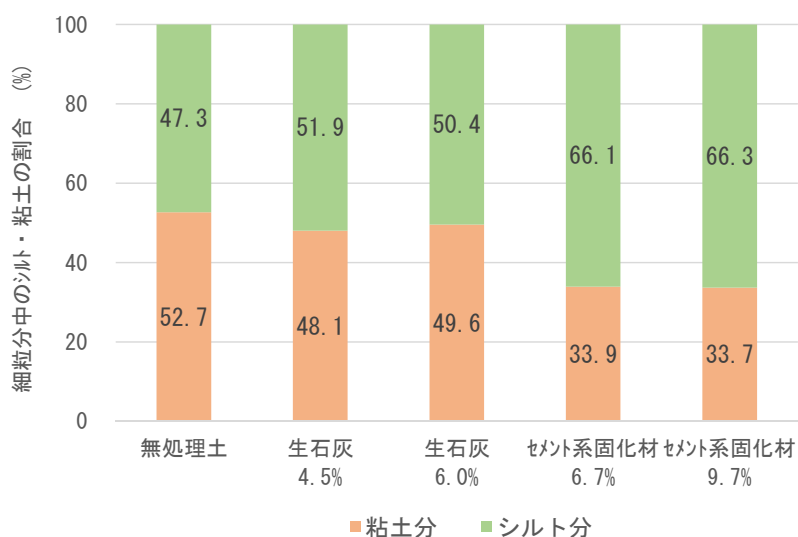


図 7.1-4 細粒分中のシルトと粘土の割合（美浦砂）

(4) 最適含水比・最大乾燥密度

JISA1210:2009のA-c法及びE-c法による美浦砂（無処理土）及び改良土の締固め曲線を図7.1-5及び図7.1-7に示す。また、改良材の添加率と最大乾燥密度の関係を図7.1-6及び図7.1-8に示す。石灰改良土は、美浦砂と生石灰を混合してから1日仮置きした後に試験を実施した。セメント改良土は美浦砂とセメントを混合して2時間以内に試験を実施した。

美浦砂の自然含水比は $w_n=34\%$ である。いずれの試料も、最適含水比 w_{opt} は自然含水比より乾燥側となった。

A-c法による締固め試験では、石灰改良土、セメント改良土ともに改良材の添加率が高くなるほど最適含水比は高くなり、最大乾燥密度は小さくなった。一方、E-c法による締固め試験では、改良土の最大乾燥密度は無処理土と同等かそれ以上となった。

石灰改良土では、生石灰が土中の水と反応して消石灰となり、体積が膨張したと考えられる。また、セメント改良土では、セメントによる固結の程度（固結構造の発達度合い又は強さ）は添加率の増加に伴い大きくなったと推測される。締固めエネルギーの一部は体積膨張した消石灰の圧縮、又はセメントと土の固結構造の破壊に消費され、添加率の高い改良土ほどエネルギーの損失が大きかった可能性が考えられる。試験結果から、A法で用いた2.5kgランマによる締固めエネルギーでは、エネルギーの損失の影響が相対的に大きく、乾燥密度が小さかったものと推測される。

最適含水比及び最大乾燥密度となる飽和度を最適飽和度¹⁴⁾という。図7.1-5及び図7.1-7の中の表によると、最適飽和度は無処理の美浦砂で81~85%、石灰改良土で75~89%、セメント改良土で79~85%の範囲にあった。A-c法で得られた最適飽和度は、E-c法で得られた値より高い範囲にあった。

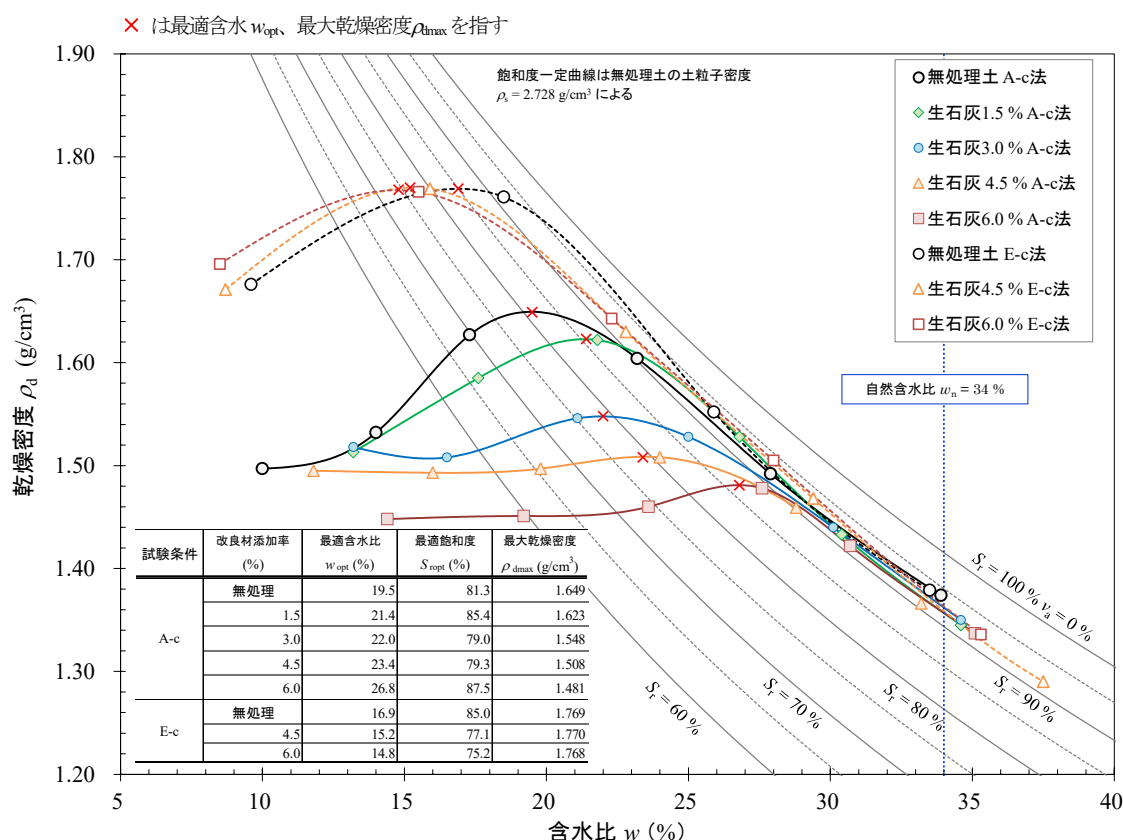


図7.1-5 石灰改良土締固め曲線（美浦砂）

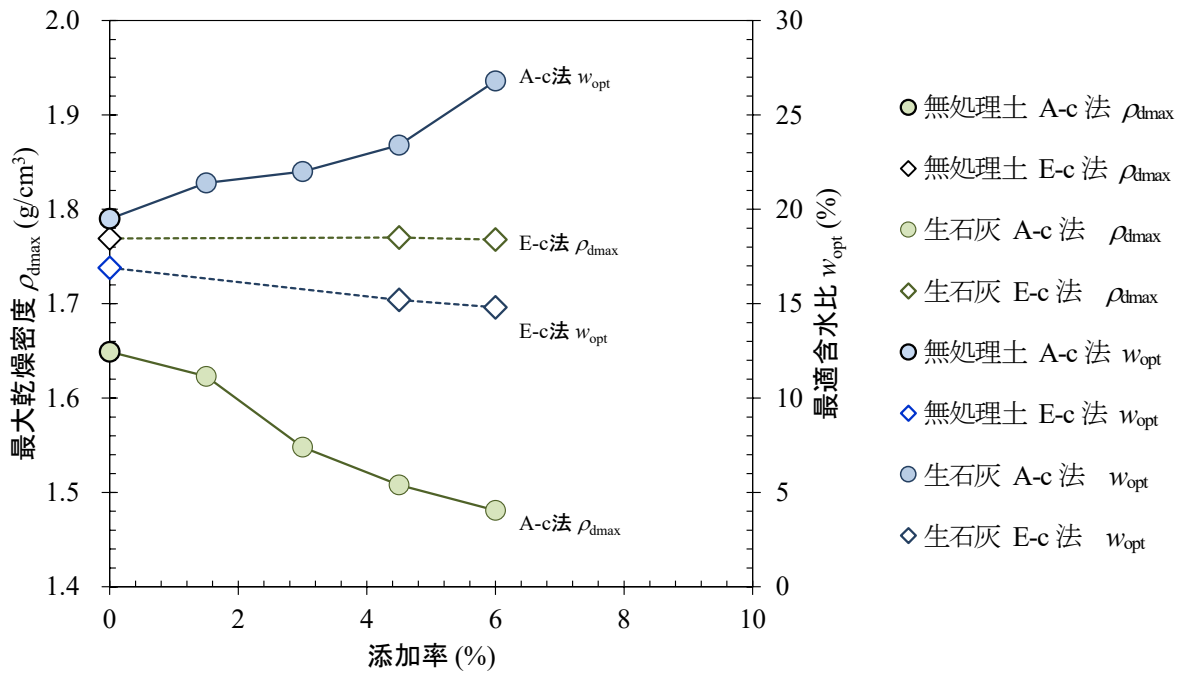


図 7.1-6 石灰改良土における添加率と最大乾燥密度、最適含水比の関係 (美浦砂)

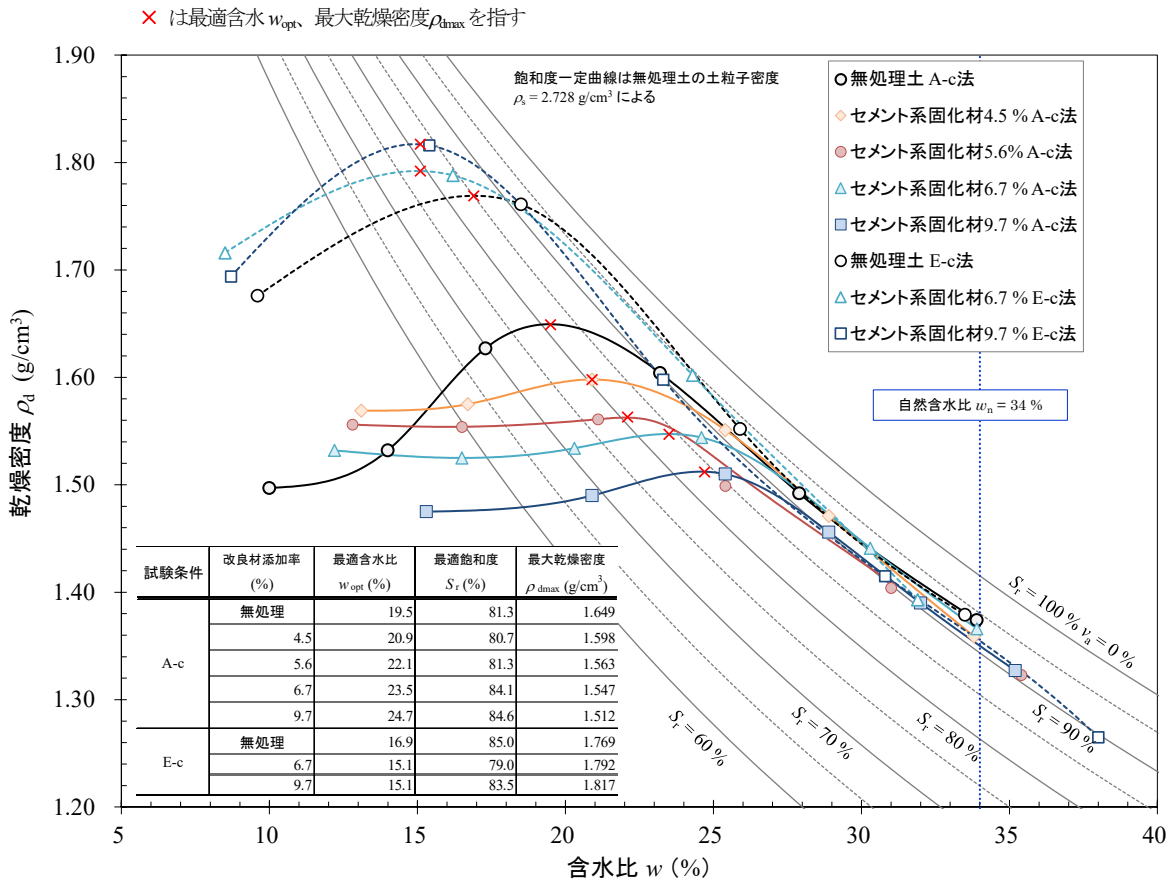


図 7.1-7 セメント改良土締固め曲線 (美浦砂)

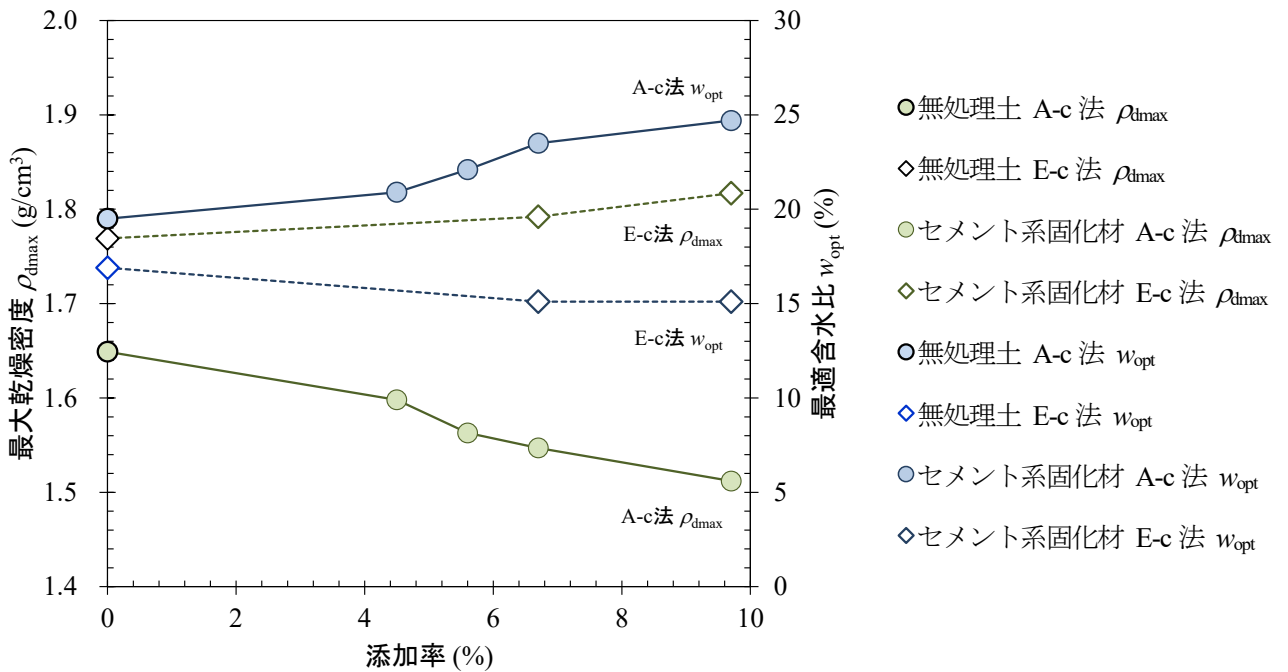


図 7.1-8 セメント改良土における添加率と最大乾燥密度、最適含水比の関係（美浦砂）

(5) CBR

CBR 試験は舗装調査・試験法便覧⁴⁵⁾(F031)に準拠して実施した。改良材混合前の美浦砂の含水比は自然含水比 $w_n=34\%$ を目標に調整した。石灰改良土の供試体は、美浦砂と生石灰を攪拌して1日置き後に作製した。

図 7.1-9 に改良材添加率と CBR の関係を示す。図中のプロットは各添加率における CBR の平均値を、エラーバーは値の範囲をそれぞれ示す。いずれの改良土も改良材添加率が高いほど CBR は大きくなった。また、改良材添加率と CBR の関係は、途中で折れ点を有する2直線で近似される関係となった。

図 7.1-10 に改良材添加率と供試体作製時の乾燥密度の関係を、図 7.1-11 に供試体作製時の乾燥密度と CBR の関係をそれぞれ示す。各図中のプロットは同一添加率における平均値を、エラーバーは値の範囲をそれぞれ示す。以下、同様とする。石灰改良土、セメント改良土ともに改良材添加率が高くなると供試体作製時の乾燥密度 ρ_{d1} も大きくなった。また、供試体作製時の乾燥密度と CBR の関係は単調増加を示した。特に高い添加率においてセメント改良土の CBR の増加率が大きいのは、供試体の密度が高くなって改良材による改良効果がより高く発揮されたことも一因であったと考えられる。

図 7.1-12 に改良材添加率と供試体作製時及び CBR 試験時（水浸後）の含水比の関係を、図 7.1-13 に各含水比と CBR の関係をそれぞれ示す。含水比と CBR は負の相関関係を示した。ただし、セメント改良土については CBR の変化に対して含水比の変化は相対的に小さい。供試体作製時の含水比は、いずれの改良土も改良材添加率が高くなるほど低くなった。石灰改良土の CBR 試験時（水浸後）の含水比は、添加率 1.5%のみ作製時よりも低くなったが、理由は現状では不明である。一方、セメント改良土ではいずれの添加率においても試験時（水浸後）の含水比の方が低くなった。これは材齢と共に水和反応が進み供試体内の水が消費されたことが要因のひとつとして考えられる。

図 7.1-14 に改良材添加率と供試体作製時及び CBR 試験時（水浸後）の飽和度の関係を、図 7.1-15 には各飽和度と CBR の関係をそれぞれ示す。両図とも CBR 試験時（水浸後）の飽和度については水浸後の膨潤量の計測を実施していないことから、水浸後の乾燥密度は供試体作製時から変化しなかったものと仮定して推定した値である。改良材添加率が高くなると乾燥密度が大きく、かつ含水比が低くなった結果、乾燥密度と含水比の関数である飽和度は添加率によらず 85%以上の値を示した。したがって、CBR は各添加率の改良土の飽和度に依存しない結果となった。

改良土の改良材添加率と締固め度（締固め試験と CBR 試験の両方を行ったケースのみ）及び空気間隙率との関係を図 7.1-16 に示す。締固め度は CBR 供試体作製時の乾燥密度より、空気間隙率は CBR 供試体作製時の乾燥密度及び CBR 試験時の含水比に基づきそれぞれ算定した。土木工事施工管理基準及び規格値（案）⁴⁴に示されている路床の管理指標と比較すると、CBR 試験供試体の締固め度について、A 法に基づく締固め度は管理指標を上回る場合と下回る場合があった。一方、E 法に基づく締固め度はいずれも管理指標を下回った。空気間隙率については概ね管理指標内であった。

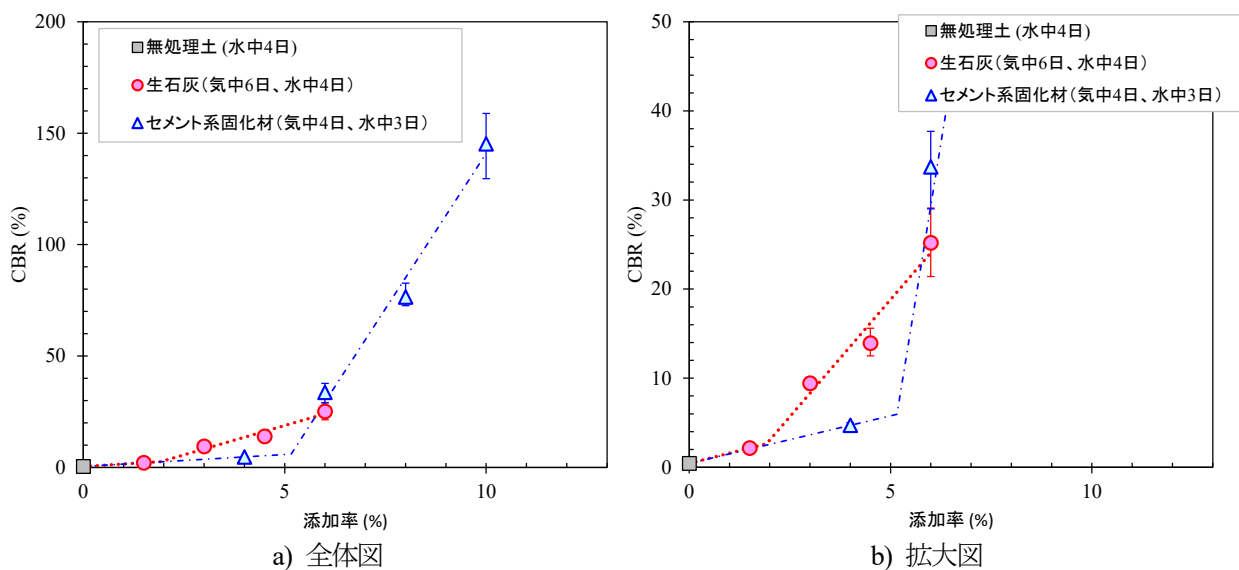


図 7.1-9 改良材添加率と CBR の関係（美浦砂）

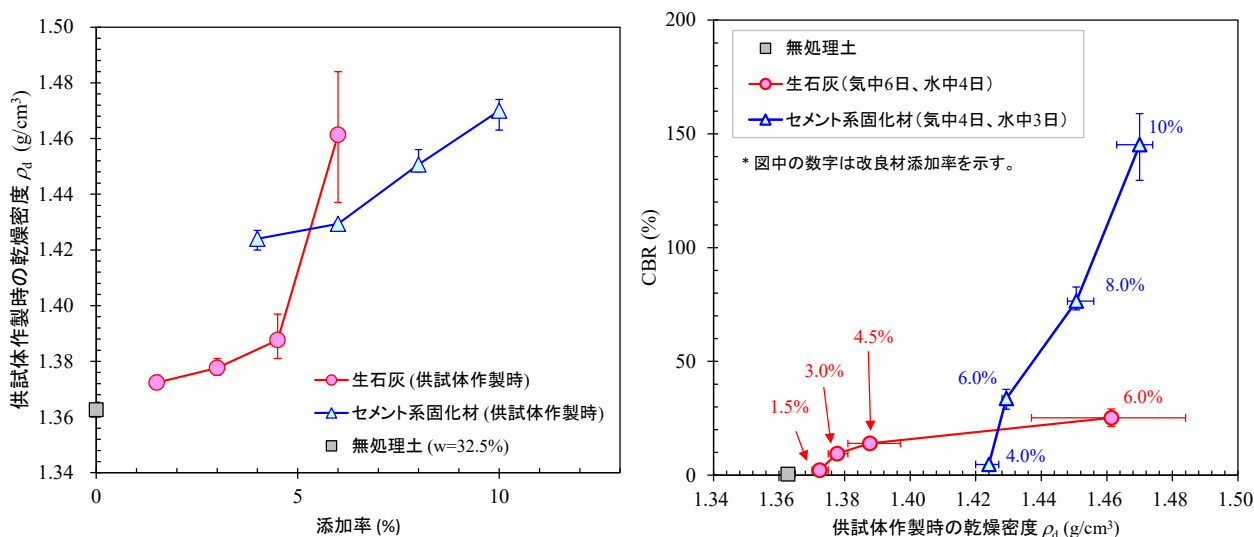


図 7.1-10 改良材添加率と供試体作製時の乾燥密度の関係（美浦砂）

図 7.1-11 供試体作製時の乾燥密度と CBR の関係（美浦砂）

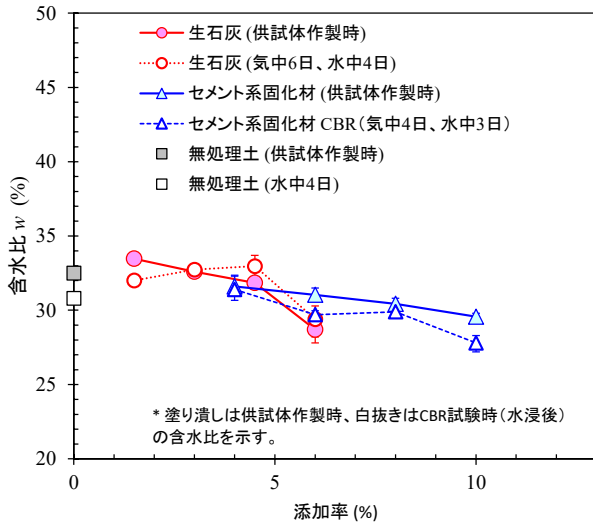


図 7.1-12 改良材添加率と含水比の関係 (美浦砂)

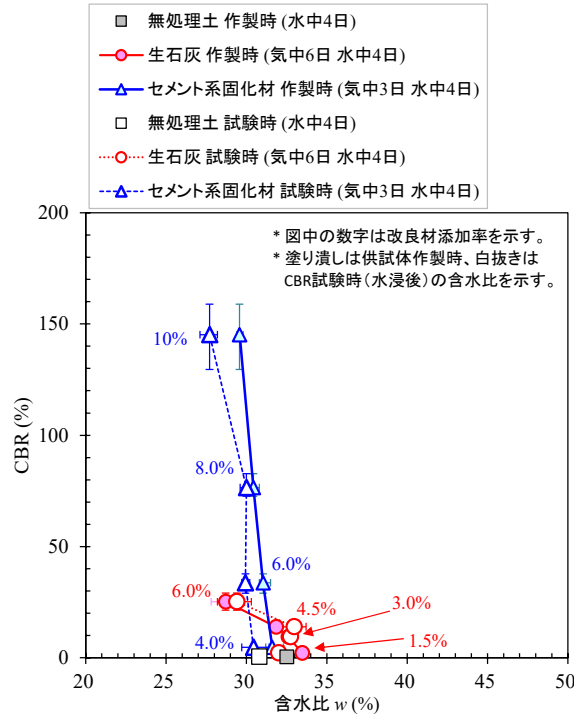


図 7.1-13 含水比と CBR の関係 (美浦砂)

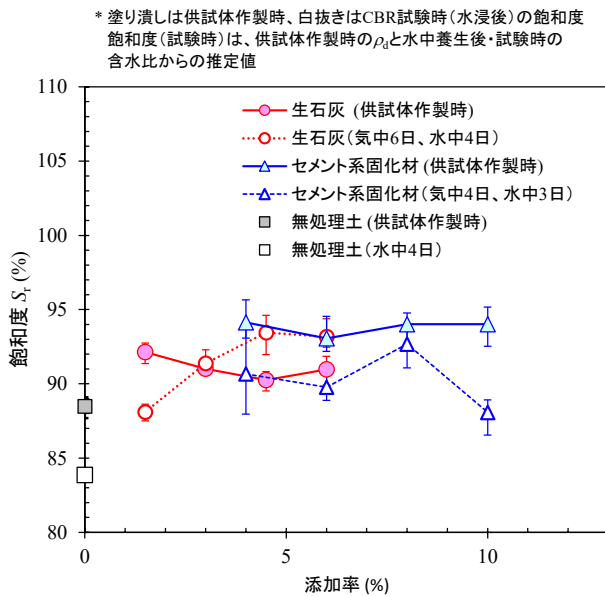


図 7.1-14 改良材添加率と飽和度の関係 (美浦砂)

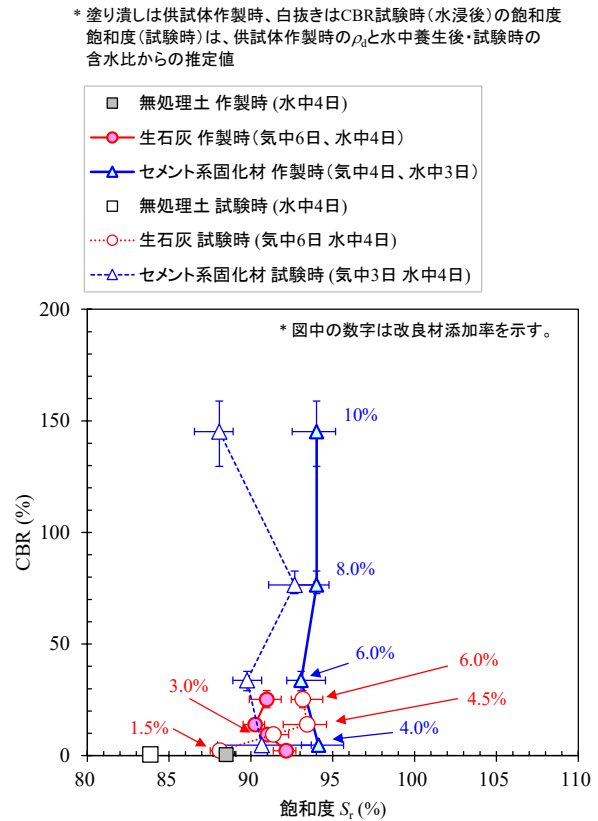


図 7.1-15 飽和度と CBR の関係 (美浦砂)

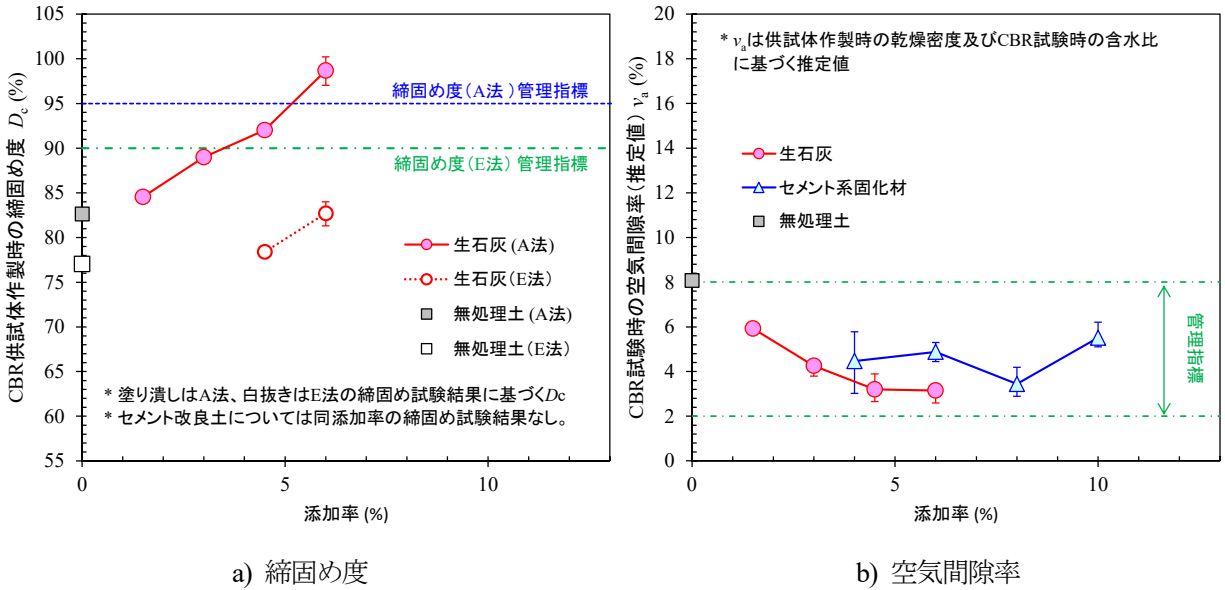


図 7.1-16 改良材添加率と締固め度及び空気間隙率の関係 (美浦砂)

(6) コーン指数

図 7.1-17 に、美浦砂 (無処理土) の含水比とコーン指数の関係を示す。試験は JIS A 1228 に準拠して実施し、突固め回数は 1 層あたり 25、突固め層数は 3 とした。含水比の低下に伴いコーン指数が増加した。乾燥密度とコーン指数の関係を図 7.1-18 に示す。例えば含水比 $w = 10.0\%$ と $w = 27.9\%$ に着目すると、乾燥密度は同程度であっても、含水比の低い $w = 10.0\%$ の方がコーン指数は大きく異なる結果となった。飽和度とコーン指数の関係を図 7.1-19 及び図 7.1-20 に示す。飽和度が低いほどコーン指数は大きくなっており、含水比の低下によるコーン指数の増加の要因は主としてサクシヨンの増大によるものであると推察された。

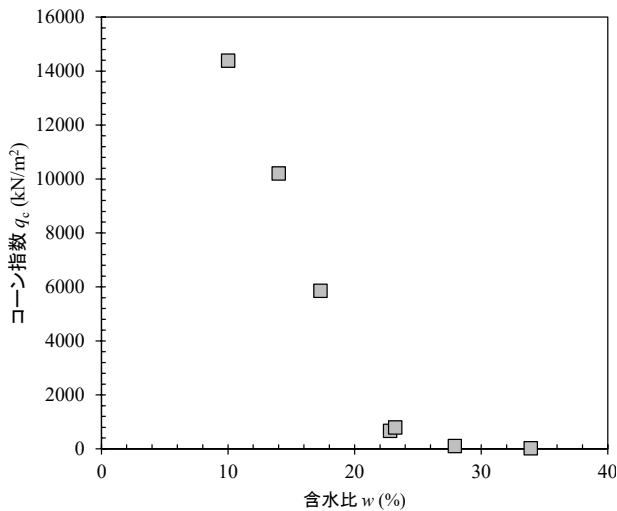


図 7.1-17 含水比とコーン指数の関係 (美浦砂、無処理土)

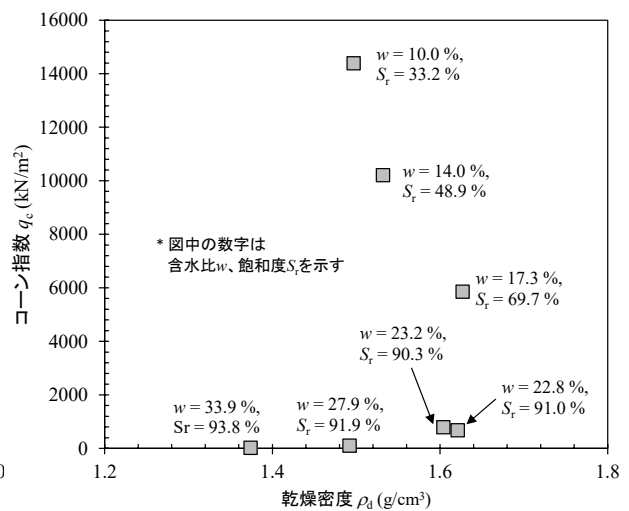


図 7.1-18 乾燥密度とコーン指数の関係 (美浦砂、無処理土)

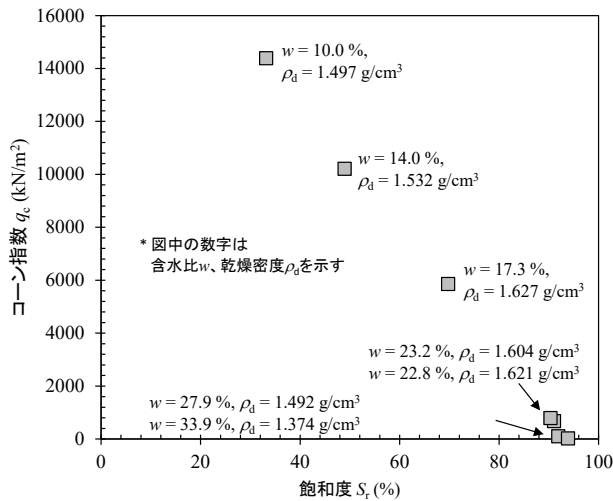


図 7.1-19 飽和度とコーン指数の関係

<算術目盛> (美浦砂、無処理土)

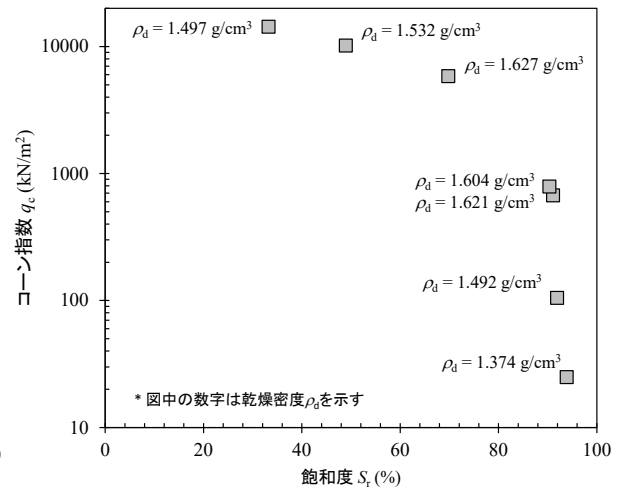


図 7.1-20 飽和度とコーン指数の関係

<対数目盛> (美浦砂、無処理土)

改良土のコーン指数試験のための供試体は JIS A 1228 に準拠して作製し、突き固め回数は 1 層あたり 25、突き固め層数は 3 とした。自然含水比 $w_n = 34\%$ を目標に調整した美浦砂と各改良材を混合し、石灰改良土は 1 日仮置き後、セメント改良土は混合直後に供試体を作製した。供試体の養生条件は、建設発生土利用技術マニュアル¹³⁾に記載された標準的な条件 (石灰改良土は気中 6 日 & 水中 4 日、セメント改良土は気中 3 日 & 水中 4 日)、又は NEXCO 試験方法⁴⁸⁾に記載された下部路体盛土の条件 (JIS A1228-NEXCO 試験法条件、呼び名: BS-0、改良材によらず気中 3 日) の 2 通りとした。

図 7.1-21 に石灰改良土及びセメント改良土の改良材添加率とコーン指数の関係を示す。いずれの改良土も添加率の増加に伴いコーン指数は増加した。気中 3 日養生の石灰改良土は添加率の増加に伴うコーン指数の増加が直線的であったのに対し、気中 6 日 & 水中 4 日養生の石灰改良土は添加率とコーン指数の関係が途中で折れ点を有する 2 直線で近似された。したがって、添加率が高いほど養生日数の違いによるコーン指数の差が大きくなった。セメント改良土は、いずれの養生条件においても添加率とコーン指数の関係が途中で折れ点を有する 2 直線で近似された。添加率 6 % 以上では養生日数の違いによるコーン指数の差が確認されたが、その差は石灰改良土と比較すると小さかった。

図 7.1-22 に改良材添加率と試験時の乾燥密度の関係、図 7.1-23 には試験時の乾燥密度とコーン指数の関係をそれぞれ示す。図 7.1-23 には各試料の改良材添加率を図中に併記した。いずれの改良土においても添加率と乾燥密度の関係は単調増加となった (図 7.2-22)。また、いずれの養生条件においても乾燥密度とコーン指数の関係は単調増加となった (図 7.2-23)。同じ種類の改良土の乾燥密度を同一添加率で比較すると、養生日数の違いによる乾燥密度の差は小さかった (図 7.2-22)。図 7.1-21 で指摘した養生日数の異なる石灰改良土のコーン指数の差は、試験時の乾燥密度の影響によるものではないと考えられる。

図 7.1-24 に改良材添加率と試験時の含水比の関係、図 7.1-25 には試験時の含水比とコーン指数の関係をそれぞれ示す。いずれの改良土においても添加率と含水比の関係は単調減少となり、同一改良土及び同一添加率で気中 3 日養生と水中養生後を比較すると、水中養生後の方が含水比は高かった (図 7.1-24)。

図 7.1-26 に改良材添加率と試験時の飽和度の関係、図 7.1-27 には試験時の飽和度とコーン指数の関係をそれぞれ示す。改良材添加率が高くなると乾燥密度が増加、含水比が低下するため、改良材添加

率による飽和度の差は小さかった（図 7.1-26）。飽和度はいずれの条件においても概ね 90 %以上の高い値を示し、コーン指数の大小には影響を与えていなかった（図 7.1-27）。

以上より、改良材添加率が高くなるほど供試体の乾燥密度が大きく、含水比が低くなり、改良効果がより高く発揮されてコーン指数が大きくなったと考えられる。養生条件の異なる石灰改良土のコーン指数が添加率 4.5 %及び 6.0 %で大きく異なった理由は、乾燥密度、含水比、飽和度等の物理的性質では説明できなかった。乾燥密度の高い条件下では、材齢が 7 日間異なった影響が強く表れたことが一因として考えられるが、現状では不明である。

改良土の改良材添加率と締固め度（締固め試験とコーン指数試験の両方を行ったケースのみ）及び飽和度との関係を図 7.1-28 に示す。土木工事施工管理基準及び規格値（案）⁴⁴⁾に示されている路体の管理指標と比較すると、コーン指数試験供試体の締固め度について、A 法に基づく締固め度は管理指標を上回る場合と下回る場合があった。また、飽和度はいずれの改良土も管理指標内であった。路体の管理指標には含まれないが、E 法に基づく締固め度についてはいずれも 90 %未満であった。

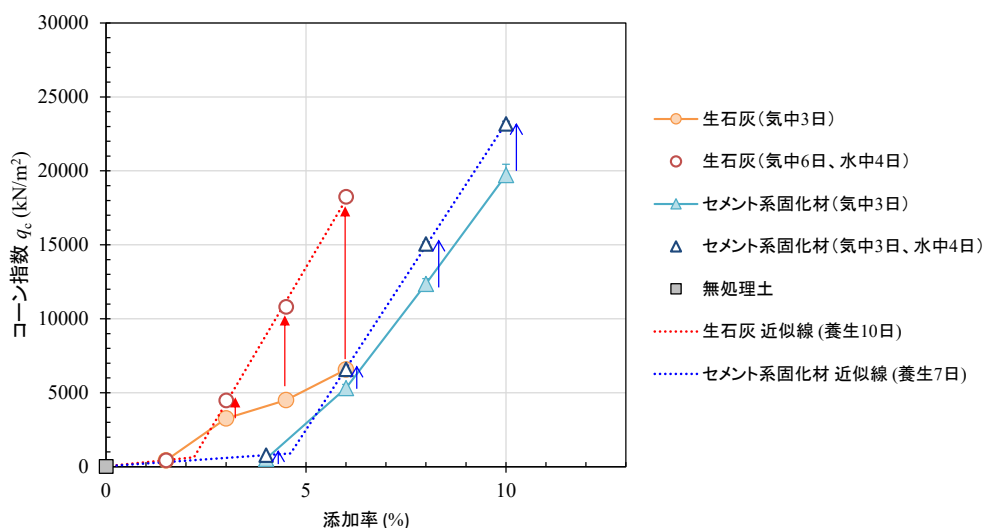


図 7.1-21 改良材添加率とコーン指数の関係（美浦砂）

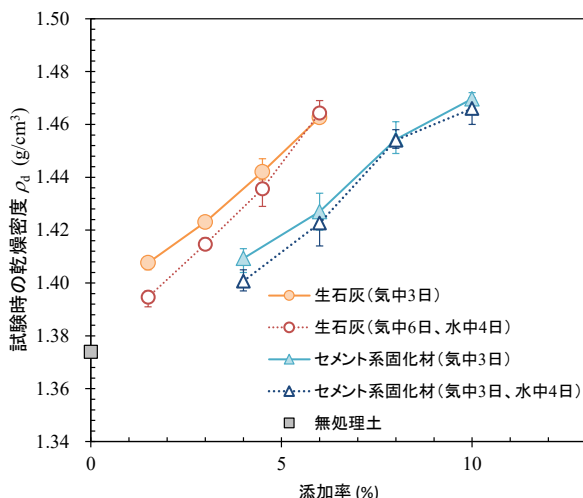


図 7.1-22 改良材添加率と試験時の乾燥密度の関係（美浦砂）

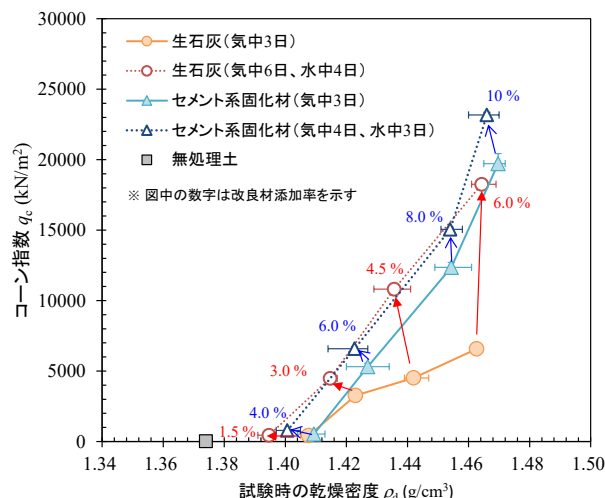


図 7.1-23 試験時の乾燥密度とコーン指数の関係（美浦砂）

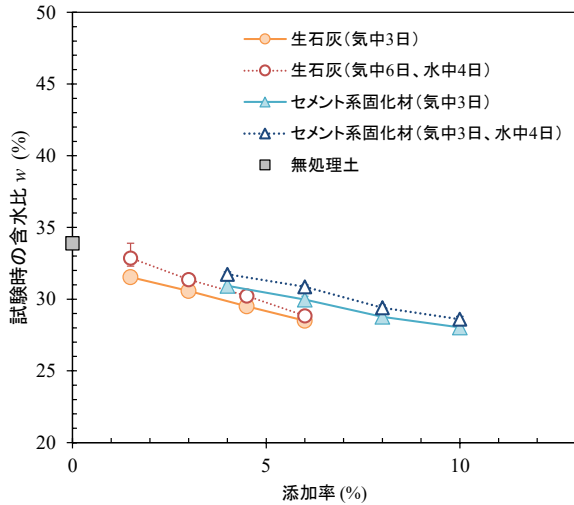


図 7.1-24 改良材添加率と試験時の含水比の関係
(美浦砂)

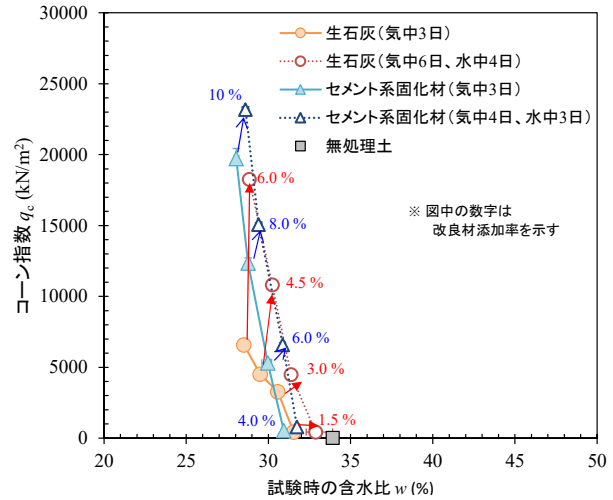


図 7.1-25 試験時の含水比とコーン指数の関係
(美浦砂)

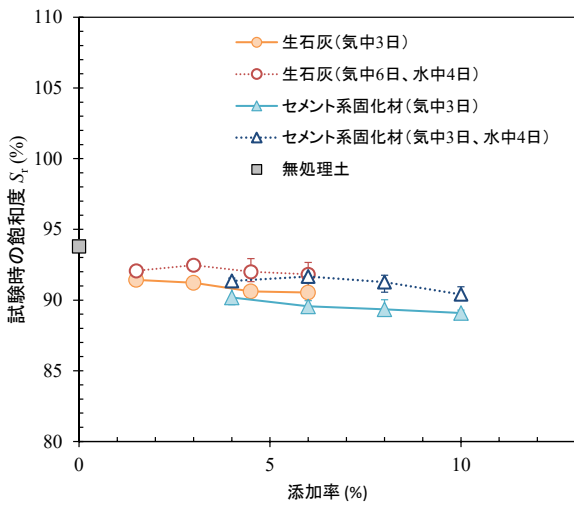


図 7.1-26 改良材添加率と試験時の飽和度の関係
(美浦砂)

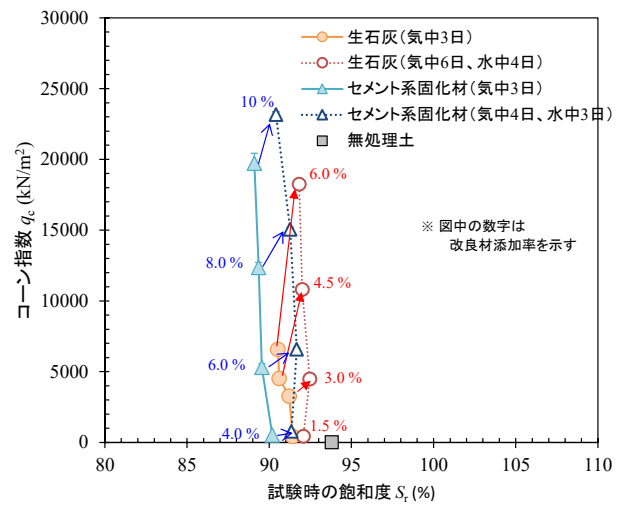
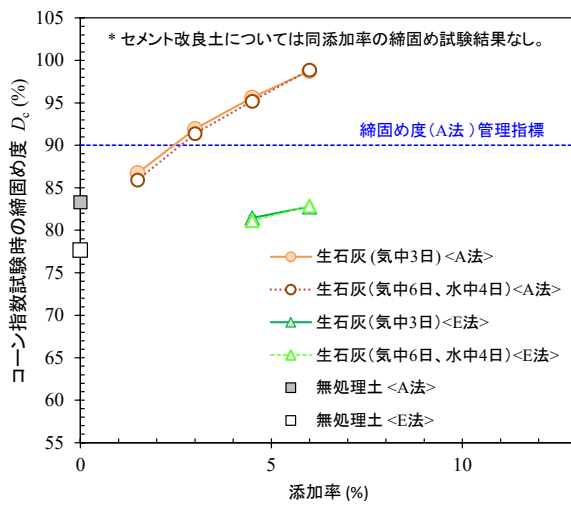
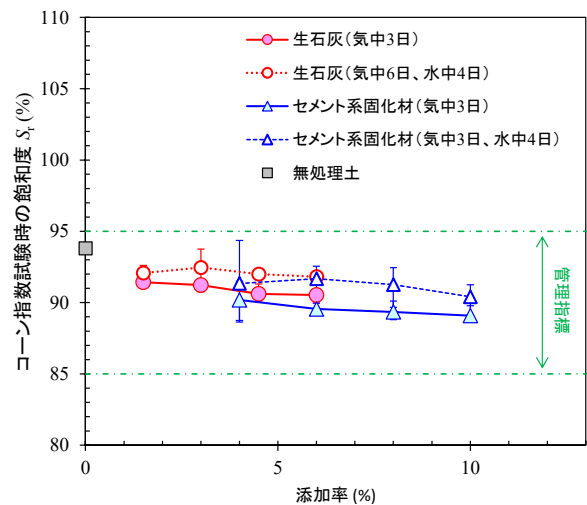


図 7.1-27 試験時の飽和度とコーン指数の関係
(美浦砂)



a) 締固め度



b) 飽和度

図 7.1-28 改良材添加率と試験時の締固め度及び飽和度の関係 (美浦砂)

(7) 一軸圧縮強さ及び変形係数

改良材添加率、供試体の乾燥密度及び飽和度が一軸圧縮強さに与える影響を評価するため、表 7.1-3 に示す条件にて供試体を作製し、所定の条件（石灰改良土：気中 10 日、セメント改良土：気中 7 日）にて養生後、一軸圧縮試験に供した。自然含水比 $w_n = 34\%$ を目標に調整した美浦砂と改良材を混合し、石灰改良土は 1 日仮置き後、セメント改良土は混合直後に供試体を作製した。供試体は直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱とし、目標とする乾燥密度となるように突き固めて、又は静的に締め固めて作製した。石灰改良土の供試体はいずれも 5 層に分けて突固めにより作製した。セメント改良土の供試体は、添加率 4.5% については石灰改良土と同様の突固め、他の添加率については静的締固め (JGS 0812:2009 に準拠) により作製した。表 7.1-3 中の目標締固め度は無処理土の最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.649 \text{ g/cm}^3$ を基準に算定した値であるが、乾燥密度を一定の間隔で変えながら試験を行うために便宜的に設定したものであり、設定値自体は意味を持たない。また、最も高い乾燥密度の目標値は 1.484 g/cm^3 (無処理土の締固め度 $D_c = 90\%$ に相当) であったが、一部の試料で供試体作製が困難となったため、実現可能な最大密度とした。

表 7.1-3 一軸圧縮試験供試体の作製条件及び養生条件一覧 (美浦砂)

改良材	添加率	目標締固め度 D_c	目標乾燥密度 ρ_d	供試体作製方法	気中養生日数	備考
	(%)	(%)	(g/cm^3)			
生石灰	1.6	75	1.237	5層突き固め	10日	
		80	1.319			
		85	1.402			
		86.2	1.421			※1
	4.5	75	1.237	5層突き固め	10日	
		80	1.319			
		85	1.402			
		88.8	1.464			※1
	6	75	1.237	5層突き固め	10日	
		80	1.319			
		85	1.402			
		90	1.484			
セメント系固化材	4.5	75	1.237	5層突き固め	7日	
		80	1.319			
		85	1.402			
		87.1	1.436			※1
	5.2	75	1.237	静的締固め	7日	
		80	1.319			
		85	1.402			
		90	1.484			
	6.7	75	1.237	静的締固め	7日	
		80	1.319			
		85	1.402			
		90	1.484			
	9.7	75	1.237	静的締固め	7日	
		80	1.319			
		85	1.402			
		90	1.484			

※1 供試体作製の制約から5層突き固めにて可能な最大密度とした。

石灰改良土について、乾燥密度と一軸圧縮強さの関係及び飽和度と一軸圧縮強さの関係を、添加率ごとに整理して図 7.1-29 及び図 7.1-30 にそれぞれ示す。乾燥密度、飽和度ともに一軸圧縮試験時の値である。同一目標密度で比較すると、添加率が高いほど一軸圧縮強さは大きくなった。同一添加率で比較すると、乾燥密度が $\rho_d = 1.4 \text{ g/cm}^3$ 程度又は飽和度が $S_r = 80 \sim 85\%$ 程度までは、乾燥密度又は飽和度が高くなるほど一軸圧縮強さも大きくなった。一方、 $\rho_d = 1.4 \text{ g/cm}^3$ 又は $S_r = 80 \sim 85\%$ を超える

と一軸圧縮強さは頭打ち又は減少に転じた。参考として、表 7.1-3 には記載されていない一軸圧縮試験の結果を図 7.1-31 及び図 7.1-32 に示す。これらは、生石灰の添加率を 3.0、4.5 及び 6.0 %とし、美浦砂と生石灰の混合から 2 時間後に静的締固め (JGS 0812:2009) により作製した供試体を気中 7 日養生で一軸圧縮試験に供したときの乾燥密度及び飽和度と一軸圧縮強さの関係である。この参考データにおいても、乾燥密度が $\rho_d = 1.4 \text{ g/cm}^3$ 程度又は飽和度が $S_r = 80 \sim 85 \%$ を超えると一軸圧縮強さは減少に転じた。

石灰改良土の乾燥密度と変形係数 E_{50} の関係を図 7.1-33 に、飽和度と E_{50} の関係を図 7.1-34 にそれぞれ示す。同一目標密度で比較すると、添加率が高いほど変形係数 E_{50} は大きくなった。同一添加率で比較すると、添加率 3%及び 4.5%については乾燥密度 $\rho_d = 1.4 \text{ g/cm}^3$ 又は飽和度 $S_r = 85 \sim 90\%$ 程度迄は E_{50} が概ね一定の値を示し、 $\rho_d = 1.4 \text{ g/cm}^3$ 又は $S_r = 85 \sim 90\%$ 程度を越えると E_{50} は低下した。添加率 6%については結果のバラツキが大きいものの、飽和度 $S_r = 80\%$ 付近にピークが認められる。

以上に示した結果の内、締固め試験の結果が得られている添加率 3.0、4.5 及び 6.0% (図 7.1-31 及び図 7.1-32 の参考データを含む) について、締固め曲線 (図 7.1-5、A-c 法) 上に一軸圧縮試験供試体の含水比と乾燥密度を図示すると図 7.1-35 のとおりとなる。図中には、各添加率の最適飽和度曲線も示した。一軸圧縮強さ及び変形係数が頭打ち又は減少に転じた供試体の飽和度は、4.5%石灰改良土では最適飽和度曲線より高飽和度側、6.0%石灰改良土は最適飽和度曲線付近であった。

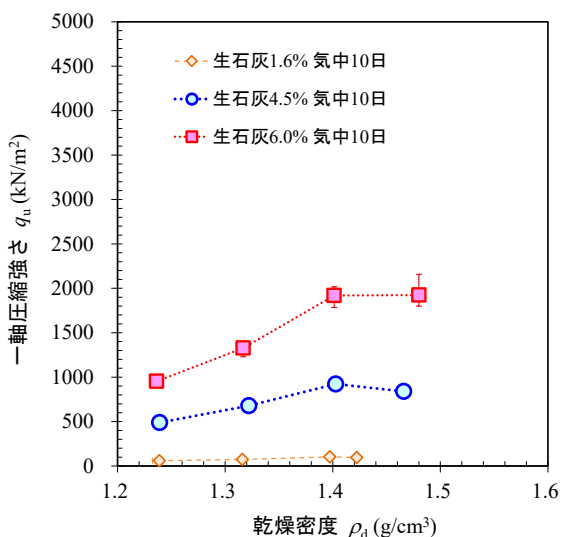


図 7.1-29 石灰改良土における乾燥密度と一軸圧縮強さの関係 (美浦砂)

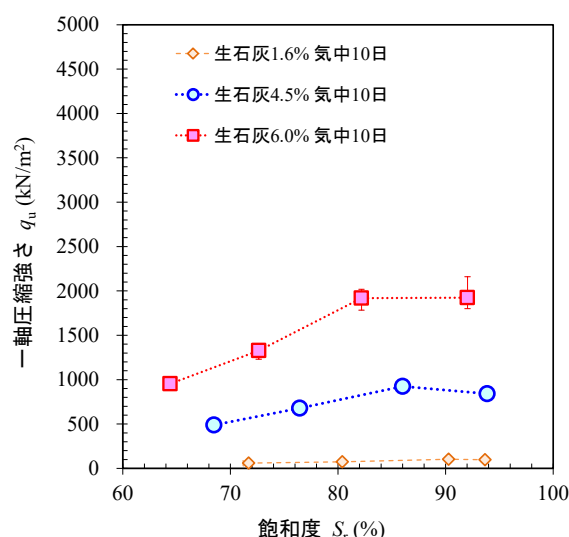


図 7.1-30 石灰改良土における飽和度と一軸圧縮強さの関係 (美浦砂)

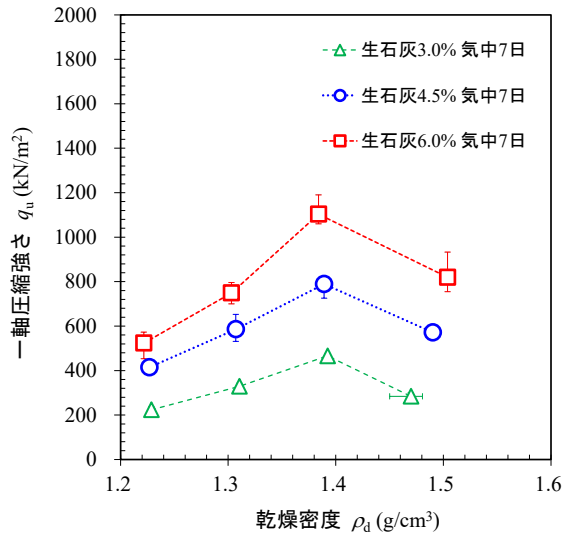


図 7.1-31 石灰改良土における乾燥密度と一軸圧縮強さの関係 (美浦砂)
 <混合 2 時間後に静的締固め、
 氣中養生 7 日>

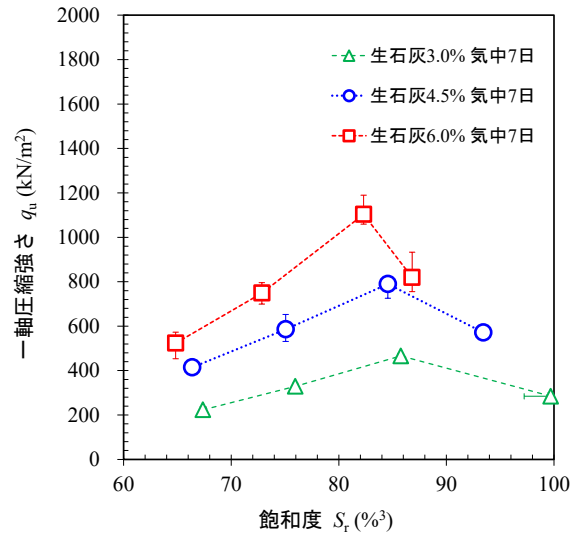


図 7.1-32 石灰改良土における飽和度と一軸圧縮強さの関係 (美浦砂)
 <混合 2 時間後に静的締固め、
 氣中養生 7 日>

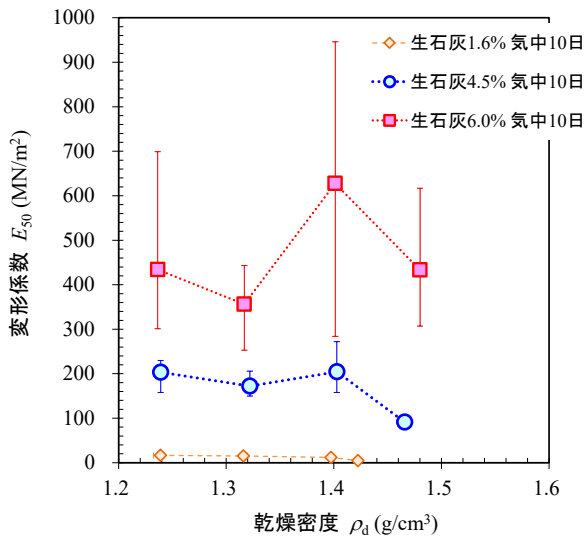


図 7.1-33 石灰改良土における乾燥密度と変形係数の関係 (美浦砂)

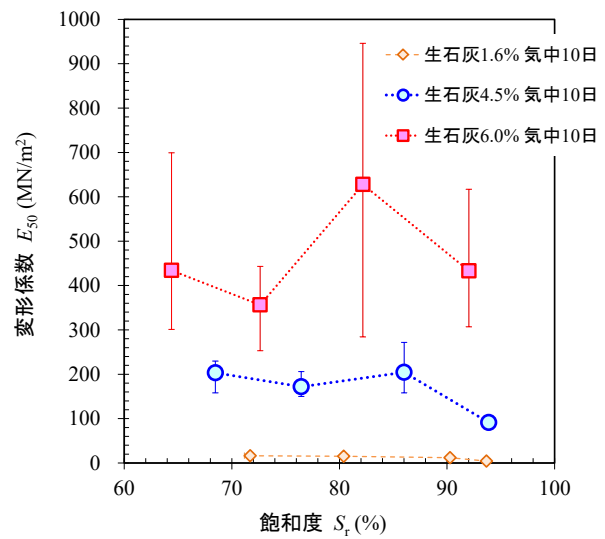
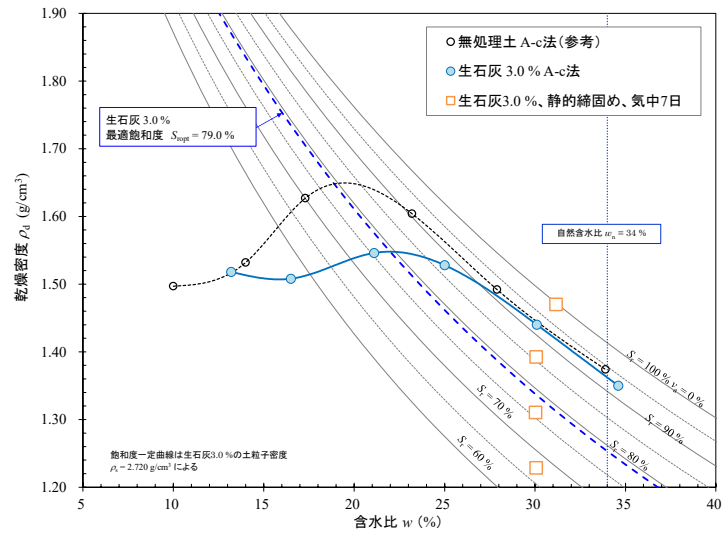
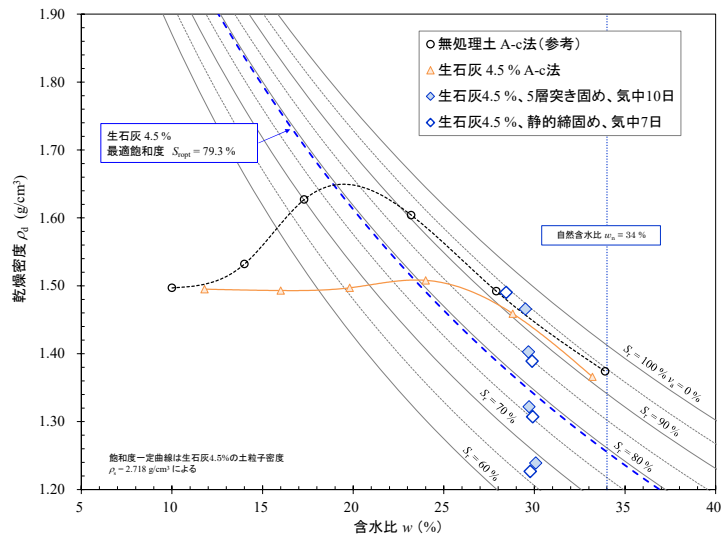


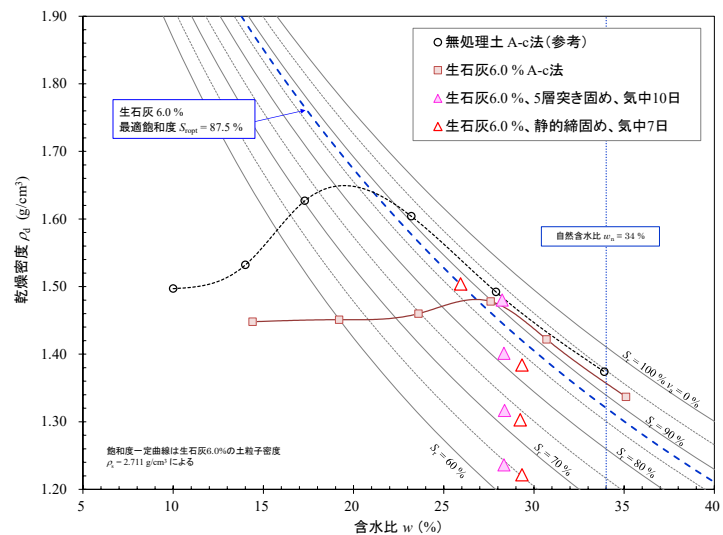
図 7.1-34 石灰改良土における飽和度と変形係数の関係 (美浦砂)



1) 添加率 3.0% 石灰改良土



2) 添加率 4.5% 石灰改良土



3) 添加率 6.0% 石灰改良土

図 7.1-35 石灰改良土の締固め曲線 (A-c 法) と一軸圧縮試験供試体条件の関係 (美浦砂)

セメント改良土について、乾燥密度と一軸圧縮強さの関係及び飽和度と一軸圧縮強さの関係を、添加率ごとに整理して図 7.1-36 及び図 7.1-37 にそれぞれ示す。乾燥密度、飽和度ともに一軸圧縮試験時の値である。同一目標密度で比較すると、添加率が高いほど一軸圧縮強さは大きくなった。同一添加率で比較すると、乾燥密度又は飽和度の増加に伴い一軸圧縮強さも概ね増加した。添加率 6.7 %及び 9.7 %については、乾燥密度で $\rho_d=1.4\text{g/cm}^3$ 以上、飽和度で $S_r=85\%$ 以上になると、密度又は飽和度に対する一軸圧縮強さの増加が緩やかになった。

セメント改良土の乾燥密度と変形係数 E_{50} の関係を図 7.1-38 に、飽和度と E_{50} の関係を図 7.1-39 にそれぞれ示す。添加率 4.5、5.2、6.7 %の変形係数はバラツキが大きく、石灰改良土のように乾燥密度又は飽和度との関係は不明瞭であった。添加率 9.7 %については乾燥密度及び飽和度と変形係数が単調増加の関係を示した。

以上に示した結果の内、締固め試験結果が得られている添加率 4.5、6.7 及び 9.7 %について、締固め曲線上 (図 7.1-7、A-c 法) に一軸圧縮試験供試体の含水比と乾燥密度を図示すると図 7.1-40 のとおりとなる。図中には各添加率の最適飽和度曲線も示す。一軸圧縮強さの増加が緩やかになった供試体の飽和度は、添加率 6.7 %、9.7 %のいずれも最適飽和度曲線より高飽和度側であった。

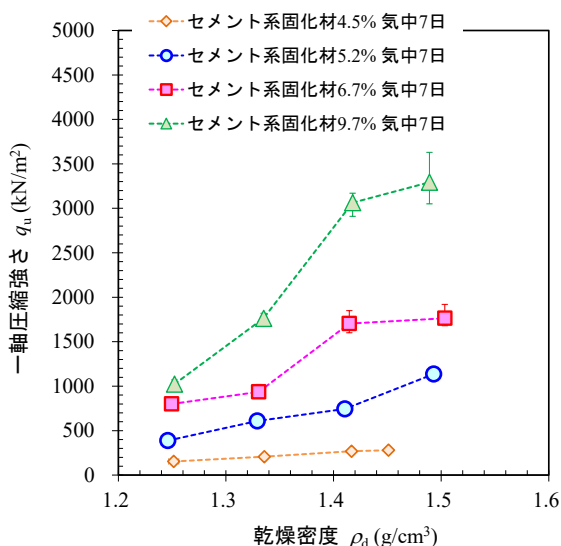


図 7.1-36 セメント改良土における乾燥密度と一軸圧縮強さの関係 (美浦砂)

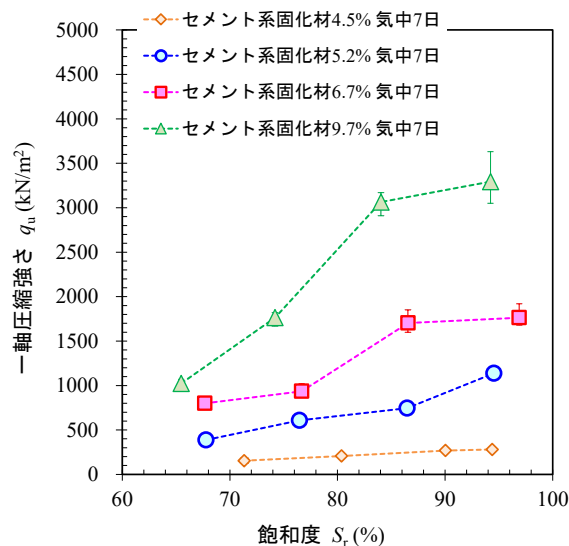
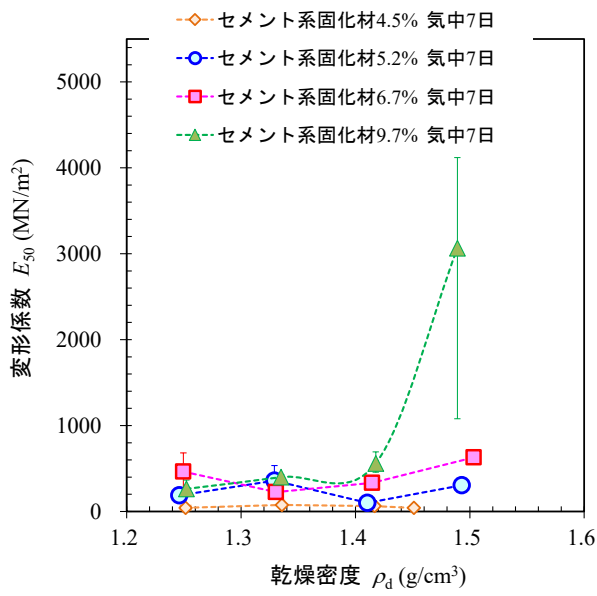
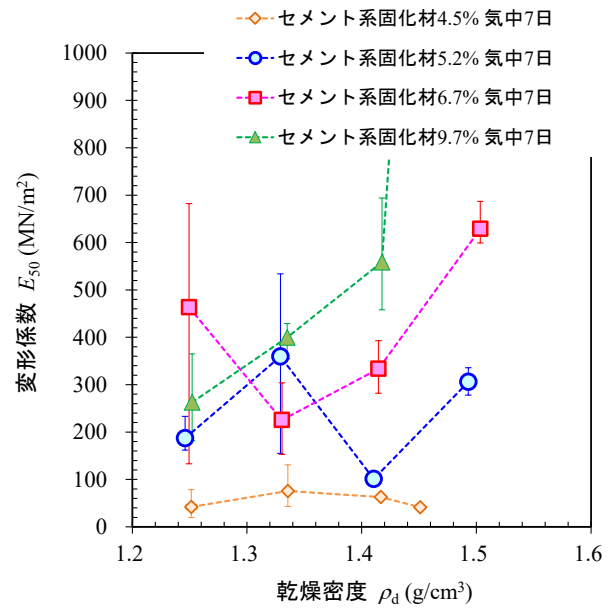


図 7.1-37 セメント改良土における飽和度と一軸圧縮強さの関係 (美浦砂)

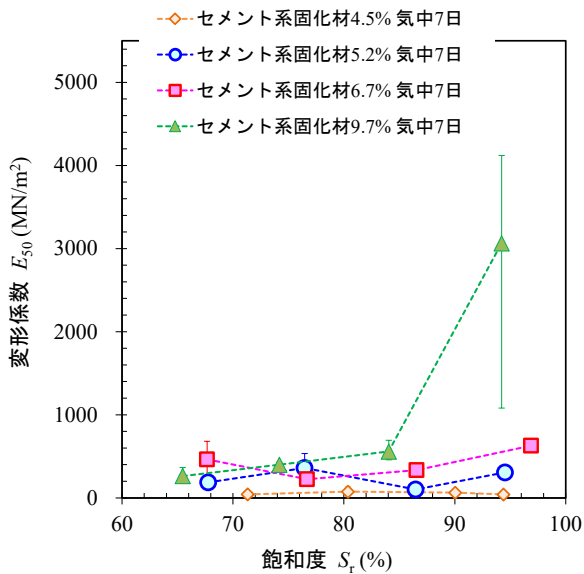


(全体図)

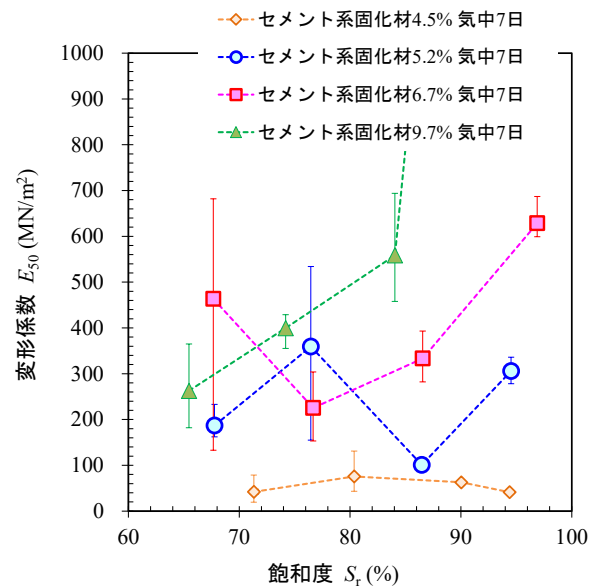


(全体図を縦軸のみ拡大)

図 7.1-38 セメント改良土における乾燥密度と変形係数の関係 (美浦砂)

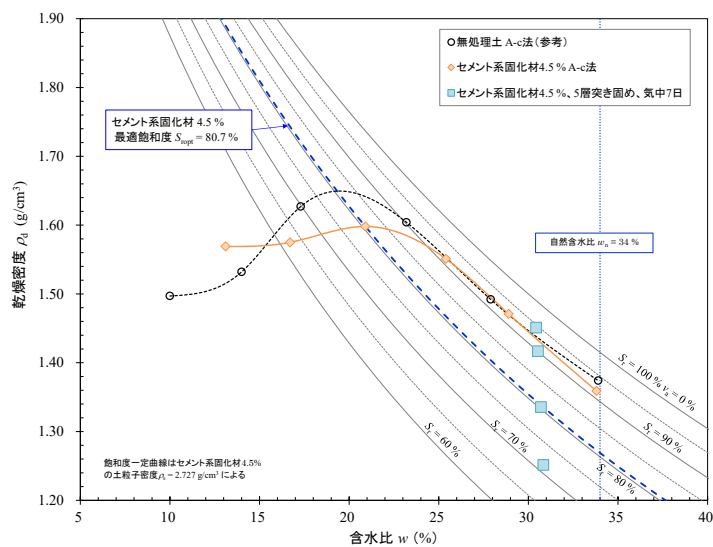


(全体図)

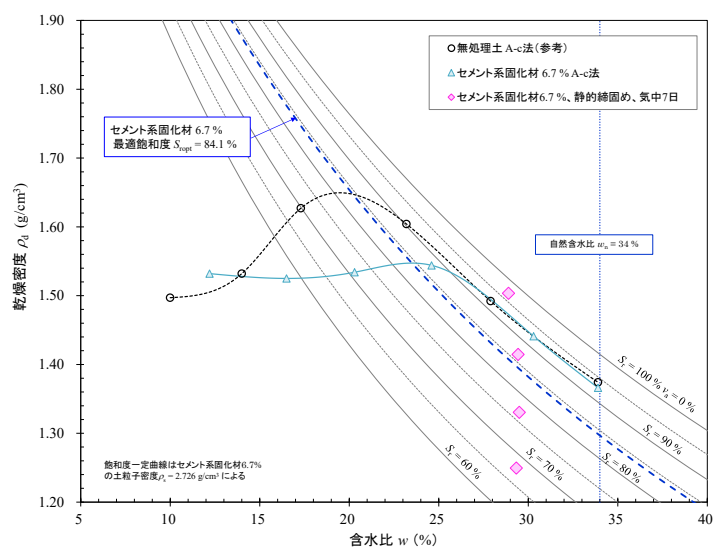


(全体図を縦軸のみ拡大)

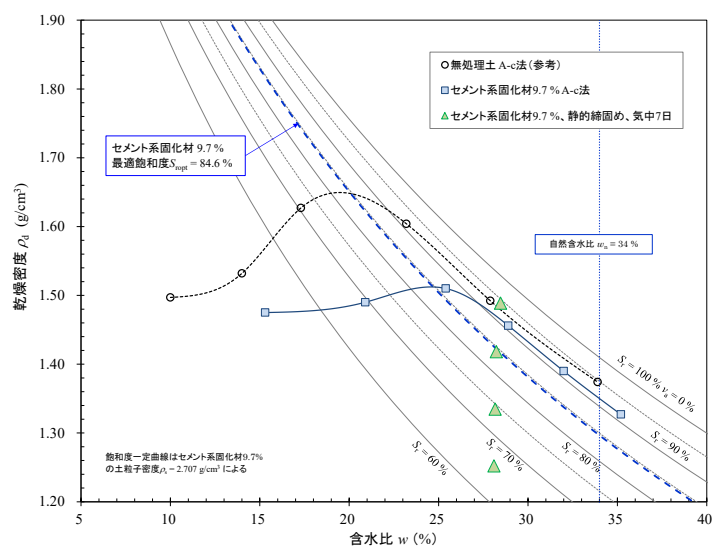
図 7.1-39 セメント改良土における飽和度と変形係数の関係 (美浦砂)



1) 添加率 4.5% セメント改良土



2) 添加率 6.7% セメント改良土



3) 添加率 9.7% セメント改良土

図 7.1-40 セメント改良土の締固め曲線 (A-c 法) と一軸圧縮試験供試体条件の関係 (美浦砂)

改良土の一軸圧縮強さ及び変形係数は無処理土と同様に飽和度（サクション）の影響を受け、概ね最適飽和度曲線を境に異なる傾向を示すようである。同一添加率の供試体の飽和度が最適飽和度曲線を越えると、石灰改良土では一軸圧縮強さ及び変形係数が頭打ち又は減少に転じ、セメント改良土で一軸圧縮強さ及び変形係数の密度に対する変化が緩やかになった。セメント改良土の一軸圧縮強さ及び変形係数が最適飽和度曲線を越えても増加し続けたのは、飽和度の増加（＝サクションの低下）に起因する強度減少分に対比、密度の増加（＝土粒子間距離の減少による水和物と土粒子との固結構造の発達）に起因する強度増加分が大きかったことによると推察される。

締固めを伴わない深層混合改良等の土の安定処理では、土、改良材及び水の配合と攪拌混合精度が発現強度を支配する。一方、盛土のための土の安定処理では、配合及び攪拌混合精度だけでなく、締固めにより達成される乾燥密度及び飽和度も発現強度に大きな影響を与えることが室内配合試験により示された。

最後に、図 7.1-41 に一軸圧縮強さと変形係数 E_{50} の関係を示す。同図に用いたデータは、石灰改良土については気中 10 日養生（図 7.1-33）、セメント改良土は気中 7 日養生（図 7.1-38）の供試体の一軸圧縮強さ及び変形係数である。添加率 9.7% のセメント改良土で乾燥密度が最大（目標締固め度 90%）の供試体の変形係数は、バラツキが非常に大きく信頼性が他の試料と比べて低い可能性があるため、これを除外した図 7.1-41 b) に着目する。各改良土で、同一添加率の乾燥密度の変化に伴う一軸圧縮強さの変化と変形係数の変化の傾向が同一でないこと、変形係数のバラツキが大きいことから、一軸圧縮強さと変形係数の関係は $E_{50} = 100 \sim 600 \times q_u$ の範囲でバラツキを示す結果となり、改良材や添加率による係数の違いは認められなかった。

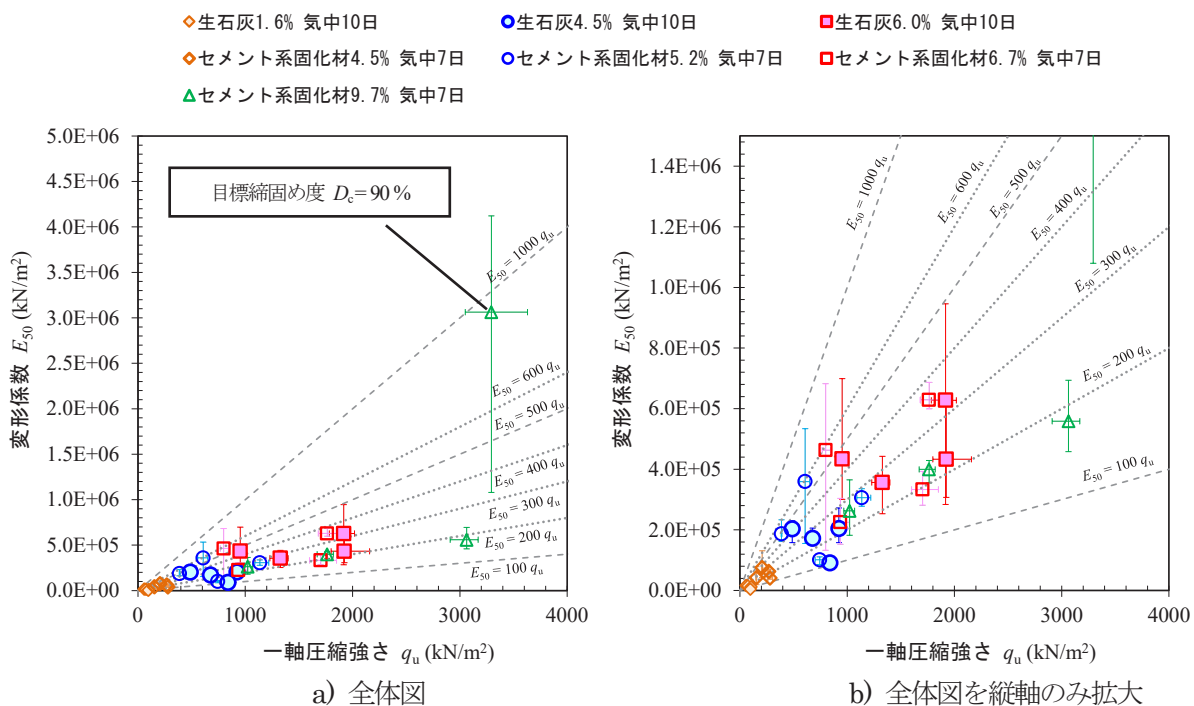


図 7.1-41 改良土の一軸圧縮強さと変形係数の関係（美浦砂）

7.1.3 力学指標の相関 (CBR 及びコーン指数)

JIS A 1228 及び建設発生土利用技術マニュアル¹³⁾に準拠して求めたコーン指数 (図 7.1-21 の一部) と、舗装調査・試験法便覧⁴⁵⁾に準拠して求めた CBR (図 7.1-9) の関係を図 7.1-42 に示す。両者は、供試体のサイズ及び締固めエネルギーが異なるが、養生条件は同一である。ここで、無処理土のコーン指数試験では供試体の水中養生を行っていない (CBR は水中 4 日養生) ため、参考値として示すに留める。いずれの改良土も、コーン指数 q_c と CBR は線形の単調増加関係を示した。また、同じコーン指数 q_c に対応する CBR はセメント改良土に比べて石灰改良土では 1/4 程度となった。両試験の供試体乾燥密度の比較を図 7.1-43 に示す。ただし、コーン指数試験の供試体乾燥密度は試験前 (水中養生後) であるのに対し、CBR 試験の供試体乾燥密度は供試体作製時であり、計測時点が異なる点は注意を要する。セメント改良土は改良材添加率によらず両試験の供試体の乾燥密度が概ね一致したのに対し、石灰改良土は改良材添加率 6% を除き CBR 試験供試体の乾燥密度の方がコーン指数試験供試体の乾燥密度より小さくなった。締固めエネルギーの大きい CBR 試験供試体の乾燥密度が、コーン指数試験供試体の乾燥密度を下回った理由は不明である。この密度の違いが石灰改良土とセメント改良土でコーン指数と CBR の関係に違いが生じた原因の一つであったとも考えられるが、乾燥密度の計測時点がコーン指数試験と CBR 試験で異なることも考慮し、今後さらなる検討を行う必要がある。

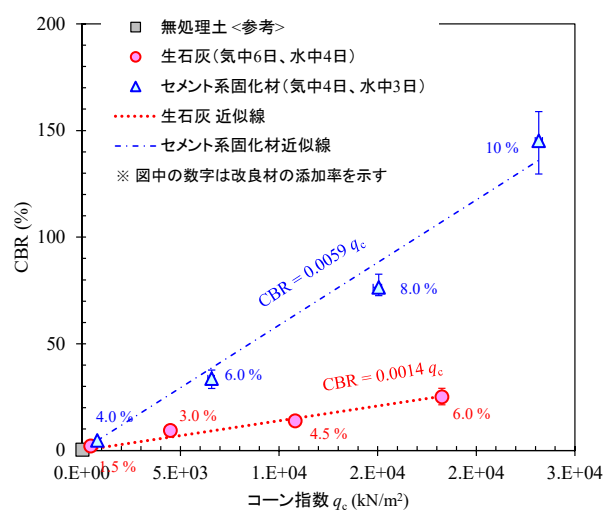


図 7.1-42 コーン指数と CBR の関係 (美浦砂)

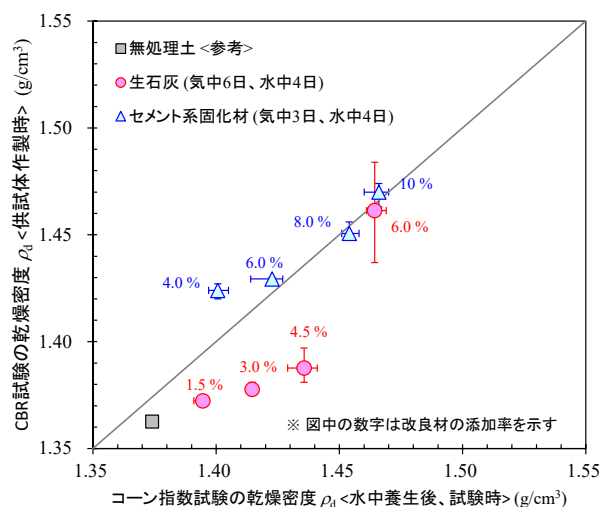


図 7.1-43 コーン指数試験供試体と CBR 試験供試体の乾燥密度 (美浦砂)

7.2 振動ローラによる低改良土の締固め実験【安藤ハザマ】

建設発生土に固化材を混合した改良土の長期的な安定性を確保するための適切な品質管理手法の提案を目的とし、石灰改良土及びセメント改良土の振動ローラによる締固め実験を実施した。

7.2.1 実験方法

(1) 実験試料

実験試料は、美浦砂の含水比を自然含水比 $w_n = 34\%$ を目標に調整し、添加量 21.3 kg/m^3 (土の乾燥質量に対する質量比で定義される添加率 1.6%) の生石灰又は添加量 58.7 kg/m^3 (添加率 4.3%) のセメント系固化材をそれぞれ油圧ショベルで混合した2種類の改良土(以下、本節ではそれぞれ石灰改良土、セメント改良土という)とした。7.1節の表7.1-1に示した美浦砂のうち、「振動ローラによる締固め実験」と表記された試料である。

石灰改良土は生石灰によるトラフィカビリティの改善が求められる現場を想定し、コーン指数による添加量の設定を行った。室内配合試験の目標値は、湿地ブルドーザーが走行可能な $q_c = 300 \text{ kN/m}^2$ に安全率 100 kN/m^2 を見込んだ $q_c = 400 \text{ kN/m}^2$ とした。養生条件は早期の施工が求められる現場条件を想定し、生石灰を混合した翌日から起算して材齢2日とした。

セメント改良土は盛土の安定性が求められる現場を想定し、一軸圧縮強さによる添加量の設定を行った。一軸圧縮強さ(材齢7日)の設計値は $q_u = 100 \text{ kN/m}^2$ とした。(現場/室内)強さ比を 0.7 (軟弱土に粉体の改良材(安定材)を油圧ショベルで混合する場合の強度比の最大値)として、室内の目標一軸圧縮強さが $q_u = 143 \text{ kN/m}^2$ となるよう添加量の設定を行った。

美浦砂及び各改良土の基本物性を表7.2-1、粒度分布を図7.2-1に示す。表中、改良土の実験時含水比は締固め完了後に採取したコアサンプル((5)品質試験参照)から得られた含水比の範囲である。また、A-c法による締固め曲線(含水比 $w \sim$ 乾燥密度 ρ_d)を図7.2-2(a)に、締固め曲線の横軸を「飽和度 S_r と最適飽和度 $S_{r\text{opt}}$ の差」で表示した曲線を図7.2-2(b)に示す。図7.2-2(a)には、美浦砂及び各改良土の最適飽和度曲線も示した。突き固めによる土の締固め試験は、石灰改良土については美浦砂に生石灰を混合した翌日、セメント改良土については美浦砂とセメント系固化材を混合して2時間以内にそれぞれ実施した。

図7.2-2(a)において、各試料の締固め曲線は美浦砂、セメント改良土、石灰改良土の順で左上方向に移動する傾向を示しており、改良材の改良効果により締固め特性が改善していることが分かる。一方、最適飽和度 $S_{r\text{opt}}$ の値は、美浦砂、石灰改良土、セメント改良土でそれぞれ 85.1% 、 82.5% 、 80.3% となった。図7.2-2(b)より、各試料の曲線形状は概ね一致していることが確認できる。

表 7.2-1 試料の基本物性

名称		美浦砂*1	石灰改良土	セメント改良土
土質分類		細粒分質砂	—	—
改良材	種類	—	生石灰	セメント系固化材
	添加量 (kg/m ³)	—	21.3	58.7
	添加率 (%)	—	1.6	4.3
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.691	2.739	2.738
締固め A-c 法	最適含水比 w_{opt} (%)	24.1	22.3	22.4
	最適飽和度 S_{ropt} (%)	85.1	82.5	80.3
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.527	1.574	1.552
実験時含水比 *2 w (%)		—	31 ~ 36	30 ~ 32

*1 美浦砂（無処理土）の締固め実験は行っていないが、参考のため併記した。

*2 改良土の実験時含水比は、締固め実験後のコアサンプルによる含水比の範囲を示す。

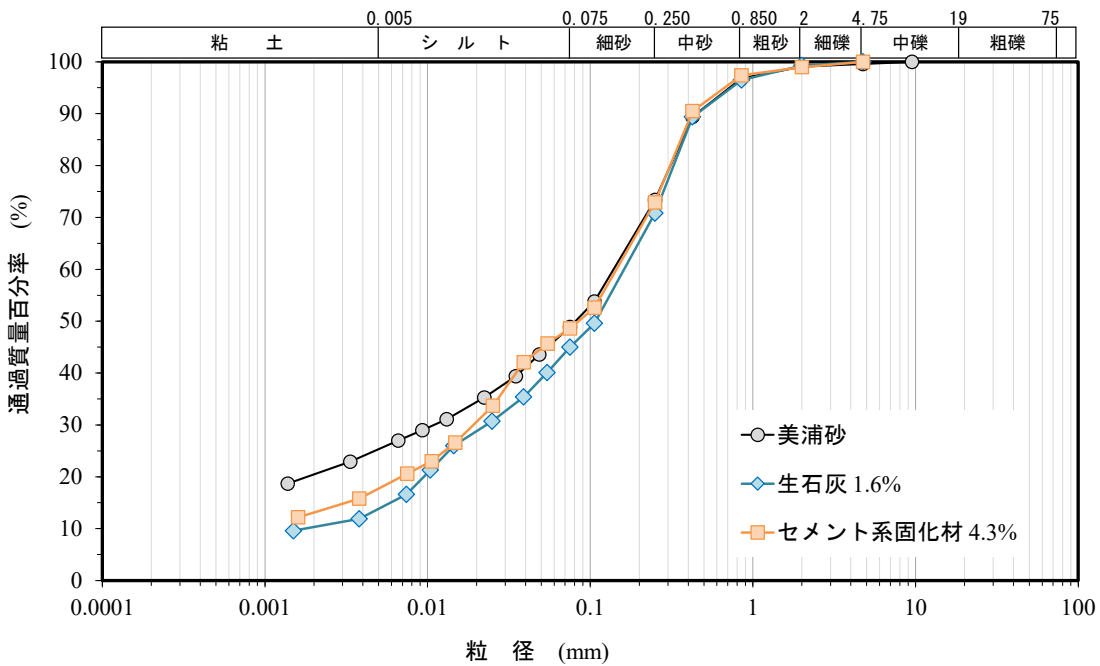
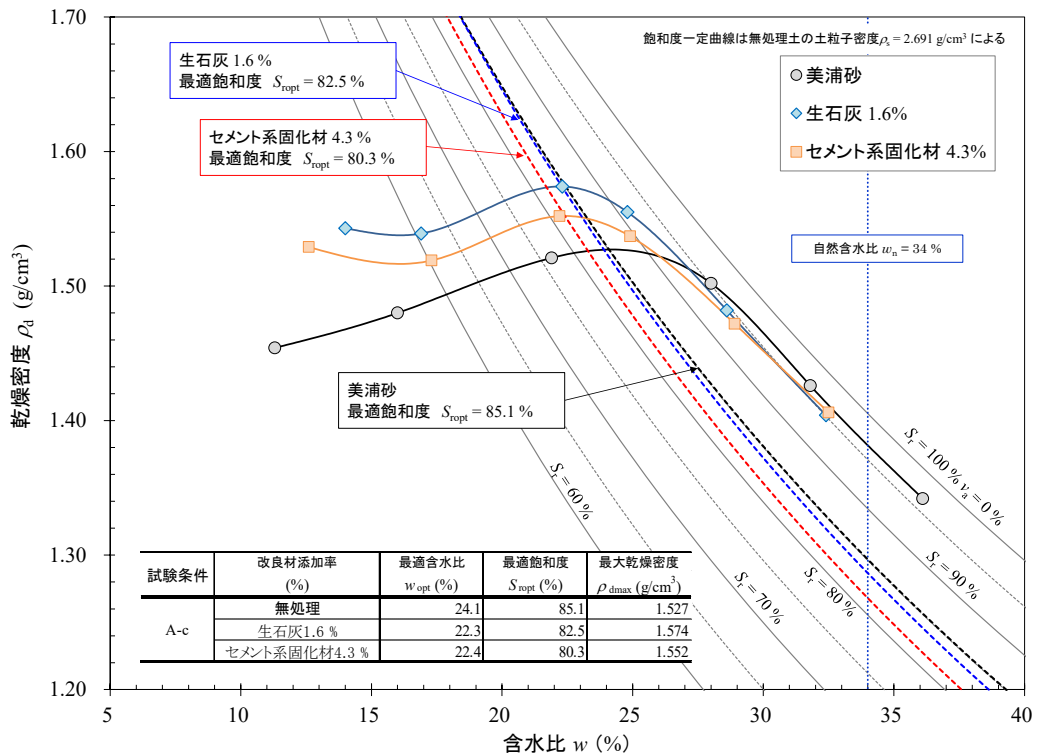
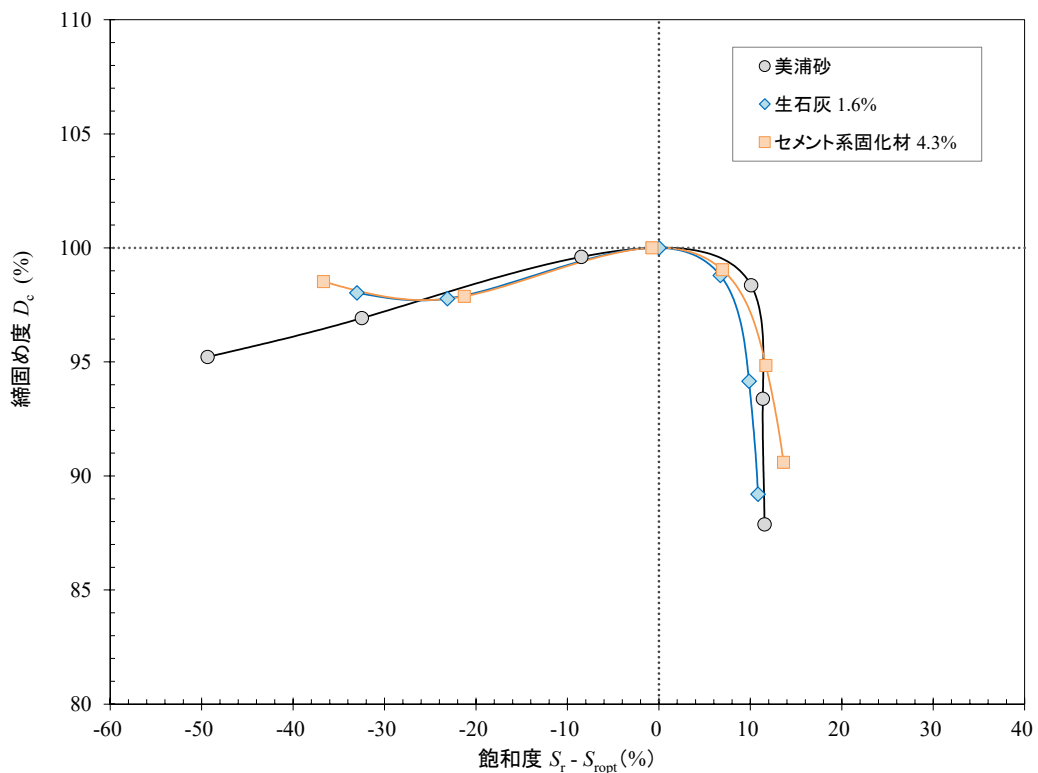


図 7.2-1 試料の粒度分布



(a) $w \sim \rho_d$ の関係 (締固め曲線)



(b) $S_r - S_{ropt} \sim D_c$ の関係

図 7.2-2 試料の締固め試験結果 (A-c 法)

ピットでの締固め実験のための美浦砂と改良材の攪拌混合は、0.45 m³ バケットを装着した油圧ショベル（自重 12.7 t）により行った。美浦砂と生石灰の攪拌混合は屋外のコンクリート床の上、美浦砂とセメント系固化材の攪拌混合は実験ピット脇のコンクリート土間の上でそれぞれ実施した。混合時間はいずれも約 30 分間とした。図 7.2-3 に攪拌混合の状況を示す。



(a) 美浦砂と生石灰の攪拌混合

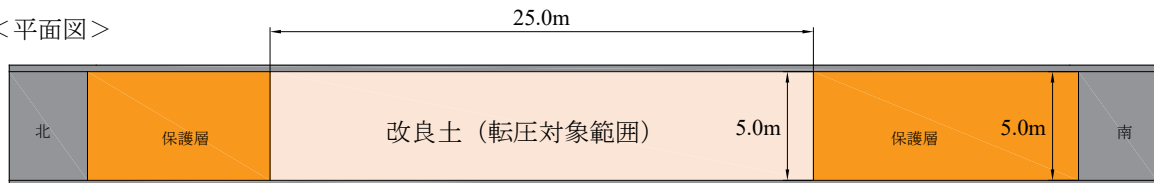
(b) 美浦砂とセメント系固化材の攪拌混合

図 7.2-3 0.45 m³ バケットを装着した油圧ショベルによる美浦砂と改良材の攪拌混合状況

(2) 実験ヤード

締固め実験は図 7.2-4 に示す幅 5.0 m、長さ 44.8 m、深さ 3.0 m のコンクリート製ピットに構築された基礎地盤上で実施した。基礎地盤はよく締め固められた厚さ 2.8 m の砂質土である。改良土による実験は、ピットの中央部に幅 5.0 m、長さ 25 m、厚さ 0.3 m の実験区間を設けて実施した。

< 平面図 >



< 断面図 >



図 7.2-4 締固め実験ヤード

(3) 締固め機械

締固め実験は、表 7.2-2 に示す 11 t 級振動ローラを用いた。国内で一般的に扱われている振動締固め機械のうち、最大クラスの機械である。転圧時の起振力は 181 kN とした。

表 7.2-2 締固め実験に用いた振動ローラの諸元

呼称	振動ローラ
写真	
メーカー：型式	酒井：SV512D-1
機械質量 (kg)	11,950
前軸質量 (kg)	6,350
締固め幅 (m)	2.13
起振力 (kN)	181
振動数 (Hz)	33
振幅 (mm)	0.92
動線圧 (N/cm) (前輪)	1,138

(4) 実験手順

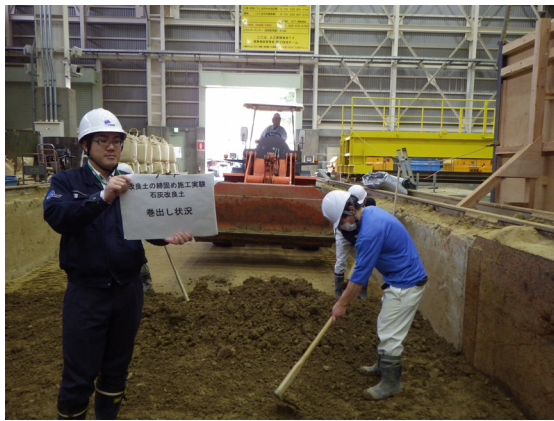
締固め実験は、基礎地盤上に作製した実験ヤード (図 7.2-5) に改良土を投入して実施した。石灰改良土の実験から実施し、完了後には石灰改良土の層を取り除いて、セメント改良土の実験を実施した。

石灰改良土は攪拌混合の翌日、セメント改良土は攪拌混合直後に実験ヤードに投入し、実験を開始した。石灰改良土は、攪拌混合した屋外のコンクリート床の上でブルーシートを被せて翌日まで仮置きした。締固め完了後の層厚が 30 cm 程度となるように、層厚約 40 cm とし、タイヤショベルにより改良土をまき出し、レーキなどを使って人力で敷きならした (図 7.2-6(a))。まき出し、敷きならしをした改良土試料の上で油圧ショベル (0.1 m³ クラス、自重 2.7 t) を走行させ、クローラが一往復するように試料表面を整地した (図 7.2-6(b))。油圧ショベルのクローラの寸法及び間隔、並びに実験区間の幅の都合上、油圧ショベルのみでは実験区間全面を整地できなかったため、部分的に 300 kg 級の前後進コンパクタを用いて整地した。

クローラが試料表面を一往復した状態を転圧回数 0 回と定義し、11 t 級の振動ローラ (表 7.2-2) を用いて最大 8 回 (4 往復) の締固めを行った (図 7.2-7)。実験区間を東西 2 レーンに分け、レーンごと (東レーン/西レーン) に表 7.2-3 に示す回数で締め固め、(5) に示す品質試験を行った。



図 7.2-5 試料投入前の実験区間 (美浦砂改良土)



(a) 試料のまき出し及び敷きならし



(b) 試料の整地

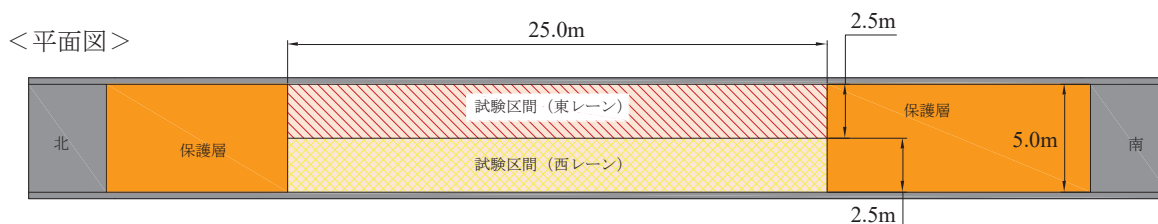
図 7.2-6 試料のまき出し、敷きならし及び整地状況 (美浦砂改良土)



図 7.2-7 締固め機械による締固め状況 (美浦砂改良土)

表 7.2-3 試験区間ごとの転圧回数

改良材		転圧回数 (回)	
種類	添加率 (%)	東レーン	西レーン
生石灰	1.6	3	8
セメント系固化材	4.3	4	8



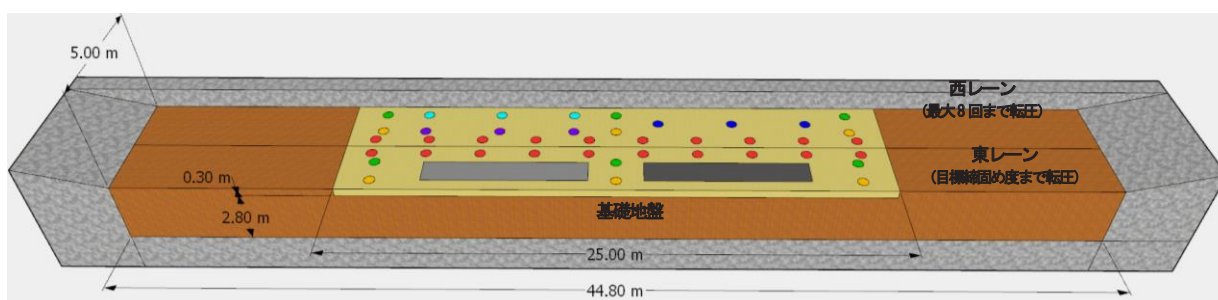
(5) 品質試験

図 7.2-8 及び表 7.2-4 に示すように、西レーン及び東レーンにおいて様々な品質試験を実施した。

小型 FWD 試験は FWD および小型 FWD 運用の手引き⁶¹⁾に準拠し、株式会社東京測器研究所製の FWD-Light を用いて実施した。動的平板載荷試験は旧建設省土木研究所において開発されたアプライドリサーチ株式会社製の超小型動的平板載荷試験装置 IST-03 (Impact Soil Tester 3)⁶²⁾を用いて実施した。

一軸圧縮試験の供試体はブロックサンプリングによる不攪乱試料と、油圧ショベルにより攪拌混合した改良土を用いて室内で作製した試料の 2 種類とした。締固め実験の翌日にブロックサンプリングした乱れの少ない試料は、サンプリング後直ちに成形して円柱供試体 ($\phi 5 \text{ cm} \times H 10 \text{ cm}$) とした。また、油圧ショベルにより攪拌混合した改良土は、3 層に分けて静的に締め固めて円柱供試体 ($\phi 5 \text{ cm} \times H 10 \text{ cm}$) を作製した。静的締固めは締固め度 90% を目標とした。いずれのケースも、供試体成形又は作製後、材齢 7 日、及び 28 日まで室内 (約 20 °C) で封緘養生した後、一軸圧縮試験に供した。

コーン指数試験は締固め実験の翌日にコアサンプリングした乱れの少ない試料から成形して作製した円柱供試体 ($\phi 100 \text{ mm} \times H 100 \text{ mm}$) を用いて実施した。供試体成形後、材齢 7 日まで室内 (約 20 °C) で封緘養生を行った後、コーン指数試験に供した。



～凡例～

- : RI、● : コアサンプル、● : レベル測量、● : コーン貫入、● : 小型 FWD、
- : 動的平板載荷、■ : 一軸圧縮試験用ブロックサンプリング、■ : コーン貫入試験用コアサンプリング

図 7.2-8 締固め実験ヤード及び品質試験位置 (美浦砂改良土)

表 7.2.4 (1) 品質試験項目 (美浦砂改良土)

呼称 (計測項目)	試験状況	概要	試験法等
沈下量		<p>レベル測定器を用いた水準測量により、東西レーンのN=0、1、2、3、4、5、6、7、8回の転圧後に、転圧0回の改良地盤高さを基準とした地表面沈下量を6点測定</p>	
コアサンプル (密度及び 含水比)		<p>西レーンのN=0、1、2、3、4、5、6、7、8回の転圧後に、3点、各点3深度 (GL 0~-10cm、-10~-20cm、-20~-30cm) にてコア (内径10cm、高さ10cm) を採取し、密度及び含水比を測定</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・JGS 1613 (コアカッターによる土の密度試験) ・JIS A 1203 (土の含水比試験方法)
RI (密度及び 含水比)		<p>RI計器により、東西レーンのN=0、1、2、3、4、5、6、7、8回の転圧後に、密度及び含水比を20点測定</p>	<p>JGS 1614-2012 (RI計器による土の密度試験)</p>

表 7.2-4 (2) 品質試験の概要 (美浦砂改良土)

呼称 (計測項目)	試験状況	概要	試験法等
小型 FWD (地盤反力 係数)		東京測器研究所製 KFD-100A を用いて、西レーンの N=0、1、2、3、4、5、6、7、8 回の転圧後に、地盤反力係数 (K_{30}) を 3 点測定	FWD および小型 FWD 運用の手引き ⁶¹⁾
動的 平板載荷試験 (地盤反力 係数)		IST-03 (重錘落下試験) ⁶²⁾ を用いて、西レーンの N=0、1、2、3、4、5、6、7、8 回の転圧後に 3 点の測定を実施。 各点、12 回計測し最大・最小値を除外した 10 点の平均値を採用	
コーン貫入試験 (コーン貫入抵抗) コーン指数試験 (コーン指数)		東西レーンの N=0、1、2、3、4、5、6、7、8 回の転圧後に、コーン貫入抵抗 (先端コーン底面積 6.45 cm^2) 及びコーン指数 (先端コーン底面積 3.24 cm^2) をそれぞれ 3 点で測定	<ul style="list-style-type: none"> ・JGS 1431 (ポータブルコーン貫入試験) ・JISA 1228 (締固めた土のコーン指数試験)
CCV、 α システム (加速度 応答)		振動ローラに取り付けた加速度計によって振動ローラの振動加速度波形を測定し、CCV 値及びびれ率 (地盤の剛性を表す指標) を評価 (写真は CCV システムの設置例)	
一軸圧縮試験 (不攪乱) (一軸圧縮 強さ)		東レーンで転圧後の試料をブロックサンプリングし、計 38 個の供試体に成形、室内 (約 20°C) で封緘養生。 材齢 7、28 日に一軸圧縮試験を実施。	JISA 1216 (土の一軸圧縮試験方法)
一軸圧縮試験 (静的 締固め) (一軸圧縮 強さ)		油圧ショベルで攪拌混合した試料を分取し、3 層に分けて静的締固めにより供試体を 14 個作製、室内 (約 20°C) で封緘養生。静的締固めの目標乾燥密度は $D_c = 90\%$ 。 材齢 7、28 日に試験を実施	<ul style="list-style-type: none"> ・JIS 0812 (安定処理土の静的締固めによる供試体作製方法) ・JISA 1216 (土の一軸圧縮試験方法)
コーン指数 試験 (コーン 指数)		東レーンで転圧後の試料を計 9 点 (3 箇所×3 深度) コアサンプリングし、室内 (約 20°C) で封緘養生。 材齢 7 日に試験を実施 (7.4 節参照)	JISA 1228 (締固めた土のコーン指数試験) の先端コーンを使用

7.2.2 転圧回数と試験値の関係

(1) 沈下量

転圧回数と沈下量の関係を図 7.2-9 に示す。沈下量は転圧回数毎にレベル測量にて測定した 3 点の平均値であり、転圧 0 回の地表面高さとの差である。石灰改良土、セメント改良土は、いずれも転圧 3 回まで大きく沈下し、その後は漸増傾向を示し、転圧 8 回で収束することが確認された。この傾向は、西レーン、東レーンともに同様である。

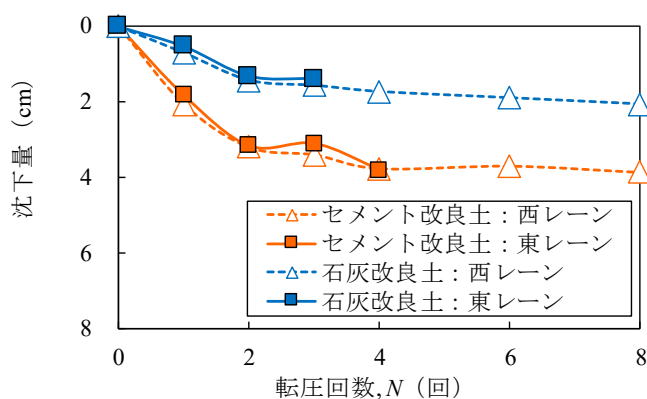


図 7.2-9 転圧回数と沈下量の関係

(2) 締固め度、飽和度

RI 及びコアサンプリングによる密度試験結果から得られた転圧回数と締固め度及び飽和度の関係を図 7.2-10 及び図 7.2-11 にそれぞれ示す。締固め度と飽和度は、それぞれ上層、中層、下層の平均値とした。RI とコアサンプリングの結果には差があるものの、締固め度及び飽和度はいずれも転圧回数 3~4 回で最大値を示し、それ以降は漸増もしくは一定値を示した。なお、締固め度と飽和度はいずれもセメント改良土の方が石灰改良土よりも大きい値を示した。

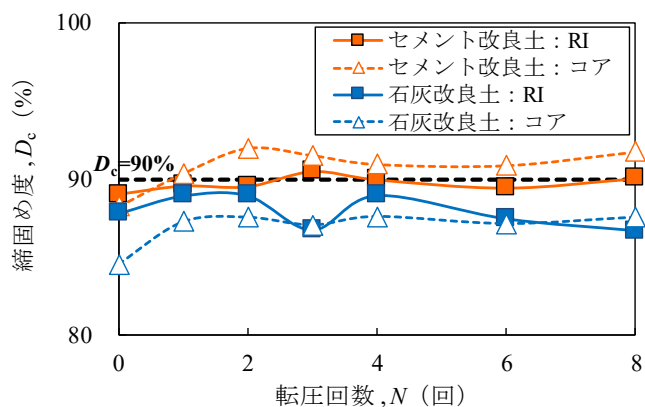


図 7.2-10 転圧回数と締固め度の関係

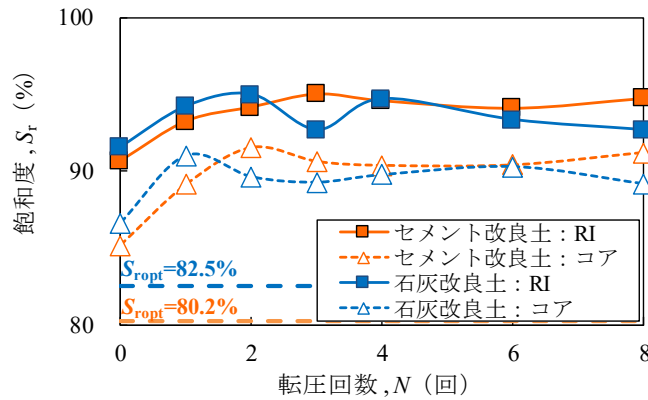


図 7.2-11 転圧回数と飽和度の関係

(3) 地盤反力係数、コーン貫入抵抗

小型 FWD 試験及び動的平板載荷試験により得られた地盤反力係数 K_{30} と転圧回数の関係を図 7.2-12 に示す。地盤反力係数 K_{30} はいずれも各試験結果から平板載荷試験の K_{30} に換算した値とする。小型 FWD 試験における地盤反力係数 K_{30} への換算としては式 7.2-1⁶³⁾より引用、加筆が一般に用いられる。本実験（美浦砂及び美浦砂改良土）では、 $\gamma=1.5$ （砂系）として小型 FWD 試験結果から地盤反力係数を求めた。動的平板載荷試験における地盤反力係数 K_{30} への換算には式 7.2-2⁶²⁾より引用、加筆が用いられる。本実験（美浦砂及び美浦砂改良土）では、 $A_1=30.43$ 、 $A_2=0$ （砂質系地盤の設定値）として動的平板載荷試験結果から地盤反力係数を求めた。

$$K_{PFWD} = \gamma \cdot K_{30} \quad \dots \quad (\text{式 7.2-1})$$

ここで、 K_{PFWD} ：小型 FWD 試験から得られる載荷板直径 30cm 相当に補正した K 値

K_{30} ：平板載荷試験から得られる K_{30}

礫系： $\gamma=2$ 、砂系： $\gamma=1.5$ 、火山灰質粘性土： $\gamma=1$

$$K_{30} = A_1 \cdot X + A_2 \quad \dots \quad (\text{式 7.2-2})$$

ここで、 K_{30} ：平板載荷試験から得られる K_{30}

X ：超小型動的平板載荷試験装置の測定値

A_1 、 A_2 ：定数

また、コーン貫入抵抗 q_c と転圧回数の関係を図 7.2-13 に示す。コーン貫入抵抗 q_c はポータブルコーン貫入試験（JGS 1431-2012）から得られた値である。

石灰改良土の地盤反力係数は、転圧 0 回で最大値を示し、転圧 3 回までは転圧回数とともに減少した。以降は転圧回数が増加しても値は概ね一定値を示した。コーン貫入抵抗についても転圧 0 回で最大値を示し、以降は転圧 1 回時に減少した後、概ね一定の値を示した。

セメント改良土の地盤反力係数は、転圧 0 回で最大値を示し、それ以降は転圧回数が増加しても値は概ね一定値を示した。コーン貫入抵抗は転圧 3 回までは転圧回数とともに増加する傾向を示したが、転圧 4 回以降は減少又は一定となった。

動的平板載荷から換算された地盤反力係数と小型 FWD から換算された地盤反力係数の関係を図

7.2-14 に示す。いずれの改良土でも小型 FWD による地盤反力係数の方が動的平板載荷による地盤反力係数より大きくなった。両者の関係を分散が最小となるように近似すると、図中の赤色点線で示すような切片を有する線形関係となった。ただし、計測対象の物体の剛性がゼロに近いときにはどちらの試験においても地盤反力係数がほぼゼロとなるものと仮定すると、石灰改良土では小型 FWD 試験による地盤反力係数が動的平板載荷試験の地盤反力係数の 1.25 ～ 3 倍、セメント改良土では小型 FWD 試験による地盤反力係数が動的平板載荷試験の地盤反力係数の 1.5 ～ 2 倍となったと説明することも可能である。

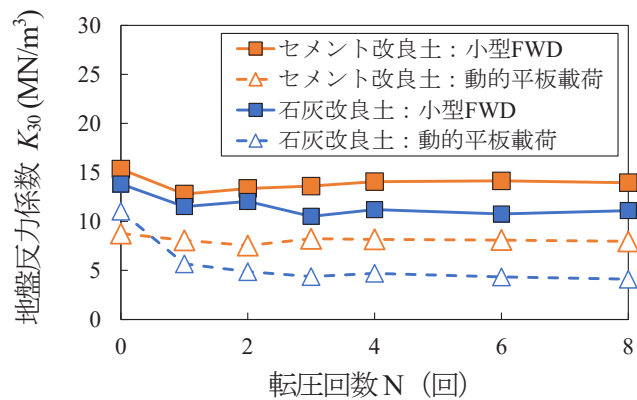


図 7.2-12 転圧回数と地盤反力係数（小型 FWD、動的平板載荷）の関係

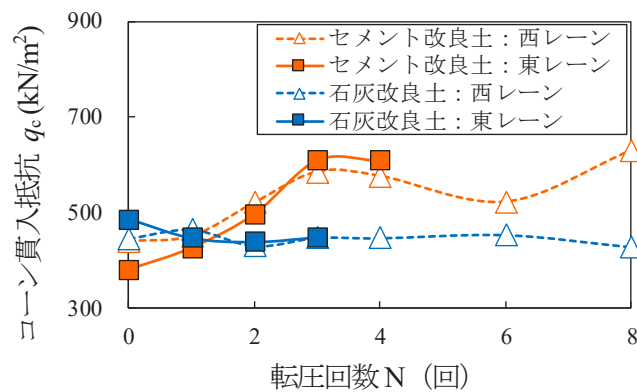


図 7.2-13 転圧回数とコーン貫入抵抗の関係

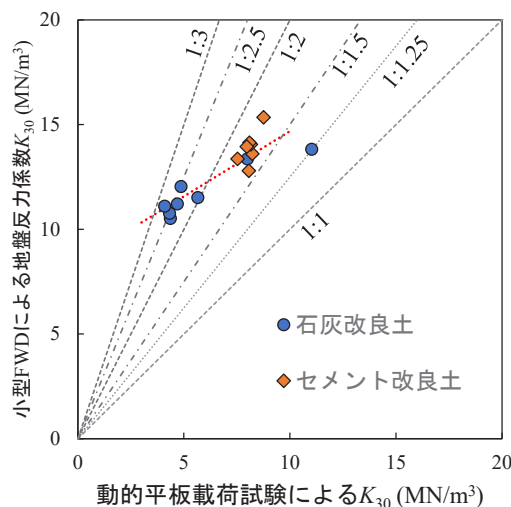
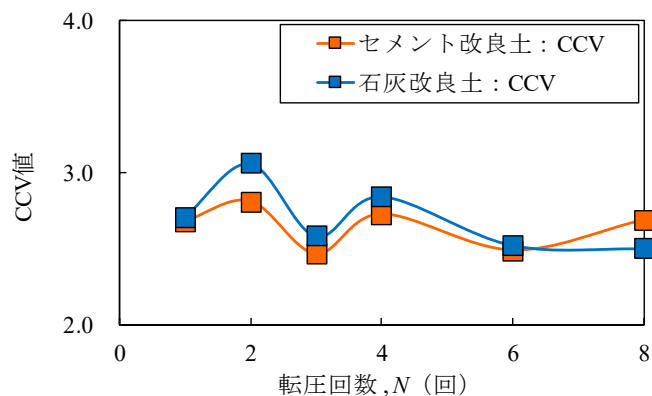


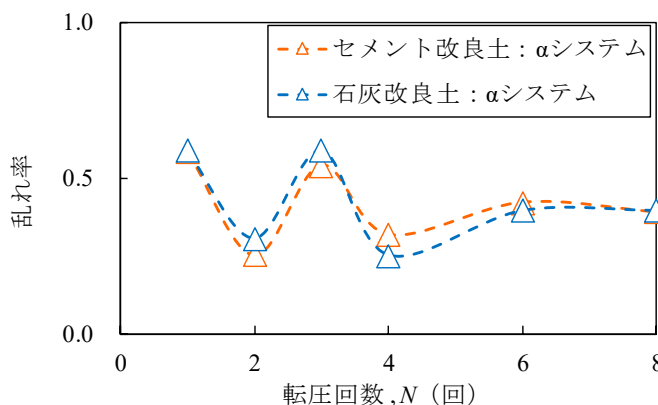
図 7.2-14 動的平板載荷及び小型 FWD 試験から換算した地盤反力係数の関係

(4) 加速度応答値 (CCV 値、乱れ率)

締固め実験で取得した加速度応答値 (CCV 値、乱れ率) と転圧回数との関係を図 7.2-15 に示す。図 7.2-15 (a) より、CCV 値は転圧 2 回で最も大きい値を示し、それ以降は概ね一定値を示した。一方、図 7.2-15 (b) より、乱れ率は転圧 0 回で最も大きい値を示し、転圧 1、2 回で増減傾向を示し、それ以降は一定値を示した。これらの傾向は、石灰改良土、セメント改良土ともに同様であった。



(a) CCV システム



(b) α システム

図 7.2-15 転圧回数と CCV 値及び乱れ率の関係

7.2.3 密度の深さ分布

コアサンプルで得られた上層 (盛土表層 GL-0 ~ -10 cm)、中層 (GL-10 ~ -20 cm)、下層 (GL-20 ~ -30 cm) の締固め度、飽和度の深度分布をそれぞれ図 7.2-16、図 7.2-17 に示す。石灰改良土、セメント改良土における締固め度及び飽和度は、いずれも上層で最も大きい値を示し、中層、下層の順に値が小さくなった。締固め度及び飽和度の上層と下層との差は、転圧 0 回の際は 5 ~ 10 %程度であったが、転圧回数の増加に伴いその差は減少し、転圧 8 回では 2 ~ 3 %程度となった。

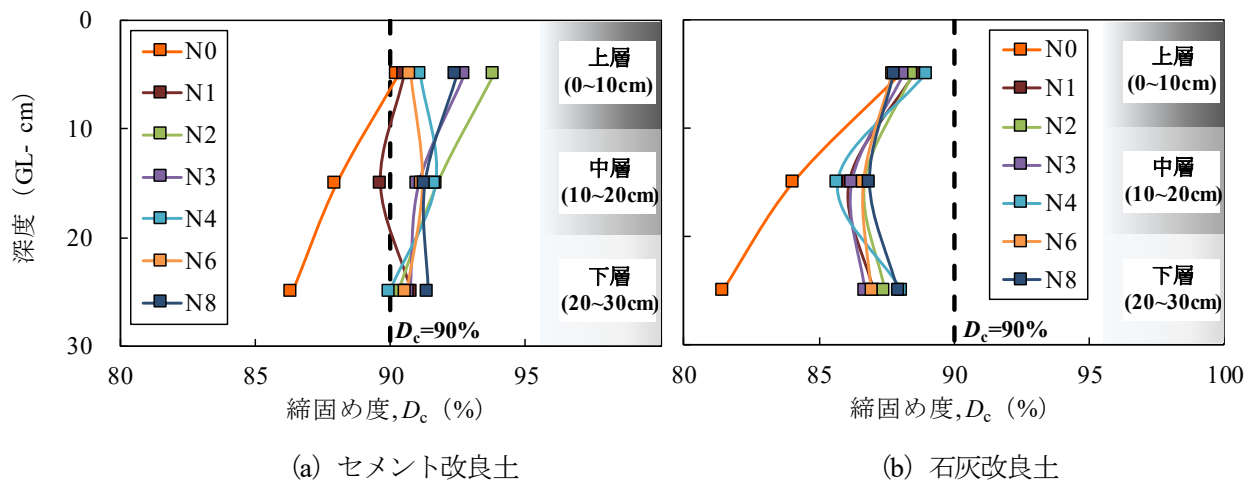


図 7.2-16 転圧回数による締固め度 D_c 深度分布の変化

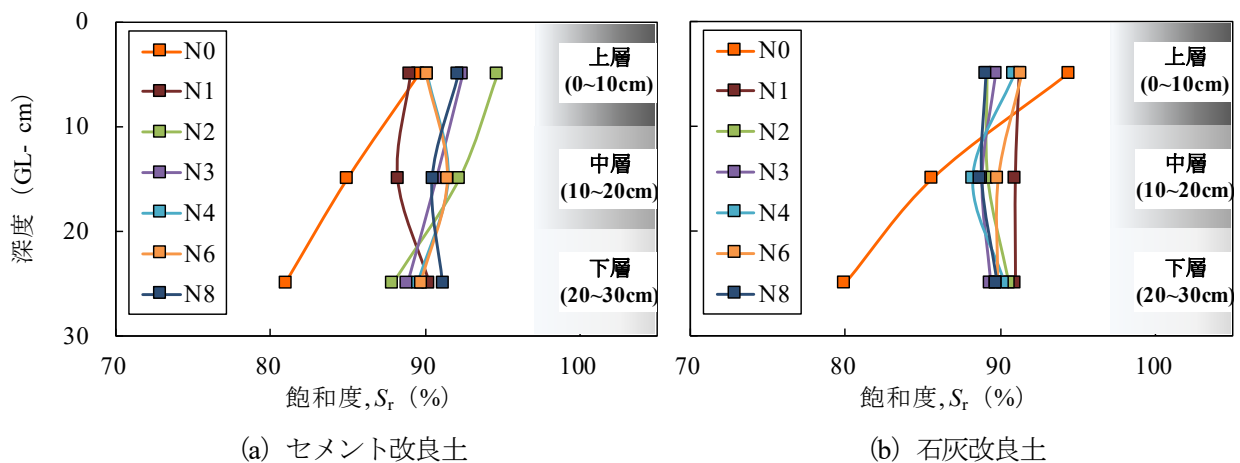


図 7.2-17 転圧回数による飽和度 S_r 深度分布の変化

7.2.4 密度と地盤反力係数、コーン貫入抵抗、CCV 値及び乱れ率の関係

地盤反力係数と締固め度及び飽和度との関係を図 7.2-18 に示す。地盤反力係数は、締固め度及び飽和度が最も低い時（転圧 0 回時）に最大値を示し、それ以降は締固め度又は飽和度が増加しても地盤反力係数は概ね一定値を示した。これは、転圧 0 回時の飽和度がほぼ最適飽和度付近であり、転圧回数が増加するにつれて過転圧状態に近づいているためと考えられる。

コーン貫入抵抗と締固め度及び飽和度との関係を図 7.2-19 に示す。コーン貫入抵抗は地盤反力係数と異なり、締固め度の増加に伴い一様に増加する傾向を示した。これは、重錘落下方式による小型 FWD 試験や動的平板載荷試験は過転圧状態となった地表面の影響を受けやすいのに対し、コーン貫入試験は地中にコーンを貫入するとき得られる抵抗力を測定するため地表面の過転圧状態の影響を受けにくいためであると考えられる。

CCV 値、乱れ率と締固め度及び飽和度との関係を図 7.2-20、図 7.2-21 に示す。CCV 値、乱れ率は締固め度及び飽和度と明確な相関関係が確認されなかった。これは、前述したように締め固めた地盤が過転圧状態で地盤反力が小さかったため、加速度応答値も小さい値となり、さらに締固め度や飽和度の変化にも鈍感になる傾向を示したものと考えられる。このような CCV 値及び乱れ率の特性は、締固め施工時の過転圧の予防に活用できる可能性があるということを示唆している。

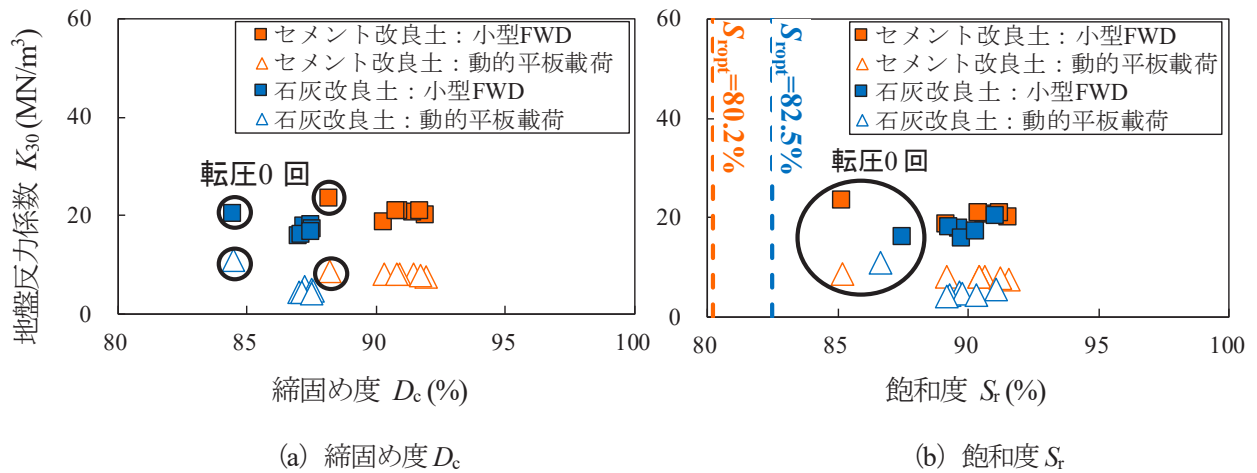


図 7.2-18 締固め度、飽和度と地盤反力係数の関係

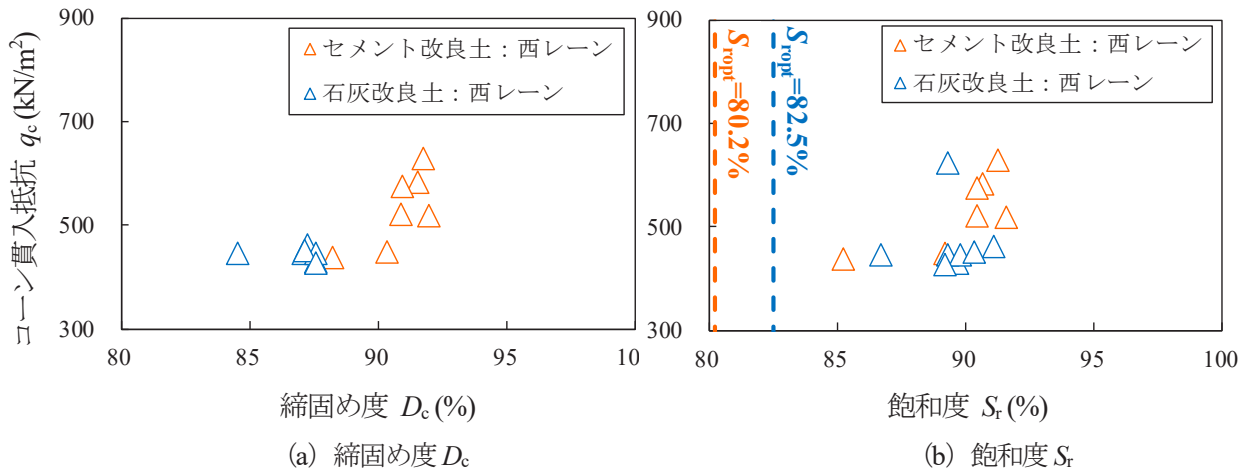


図 7.2-19 締固め度、飽和度とコーン貫入抵抗の関係

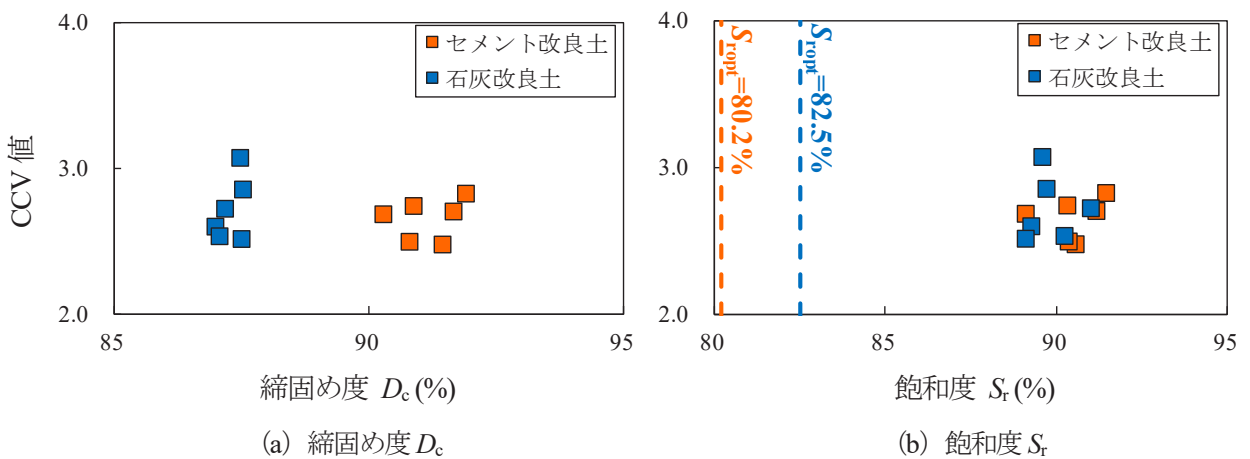


図 7.2-20 締固め度、飽和度と CCV 値の関係

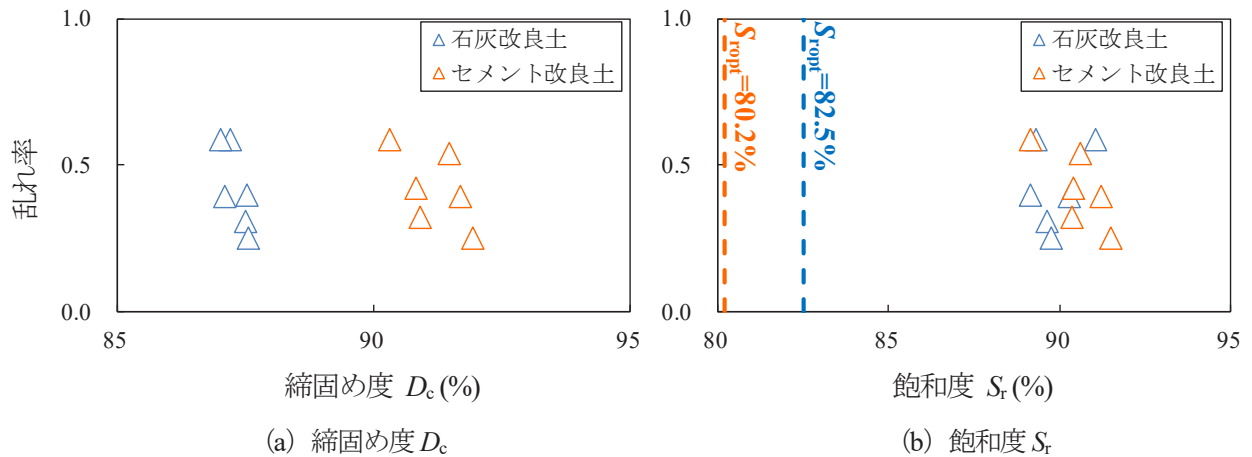


図 7.2-21 締固め度、飽和度と乱れ率の関係

7.2.5 現場転圧試料及び室内作製試料の一軸圧縮試験結果

締固め実験後にブロックサンプリングした乱れの少ない試料から成形した供試体（現場転圧試料）と、バックホウで攪拌混合した改良土を分取し、3層に分けて静的に締め固めて作製した供試体（目標締固め度 D_c 90%、室内作製試料）について、材齢7日、28日に一軸圧縮試験を実施した。供試体寸法はいずれも $\phi 5 \text{ cm} \times H 10 \text{ cm}$ であり、供試体成形又は作製後から一軸圧縮試験までは室内（約 20°C ）で封緘養生した。

締固め度と一軸圧縮強さの関係を図 7.2-22 に、飽和度と一軸圧縮強さの関係を図 7.2-23 にそれぞれ示す。図 7.2-22 より、石灰改良土及びセメント改良土の一軸圧縮強さは、いずれも締固め度の増加とともに若干増加する傾向を示し、養生期間が長くなるほど一軸圧縮強さは大きくなった。図 7.2-23 より、石灰改良土及びセメント改良土の一軸圧縮強さは、いずれも飽和度が最適飽和度付近の時に大きい値を示し、飽和度が増加していくほど値が小さくなる傾向を示した。これは、前述した過転圧による影響であると考えられる。

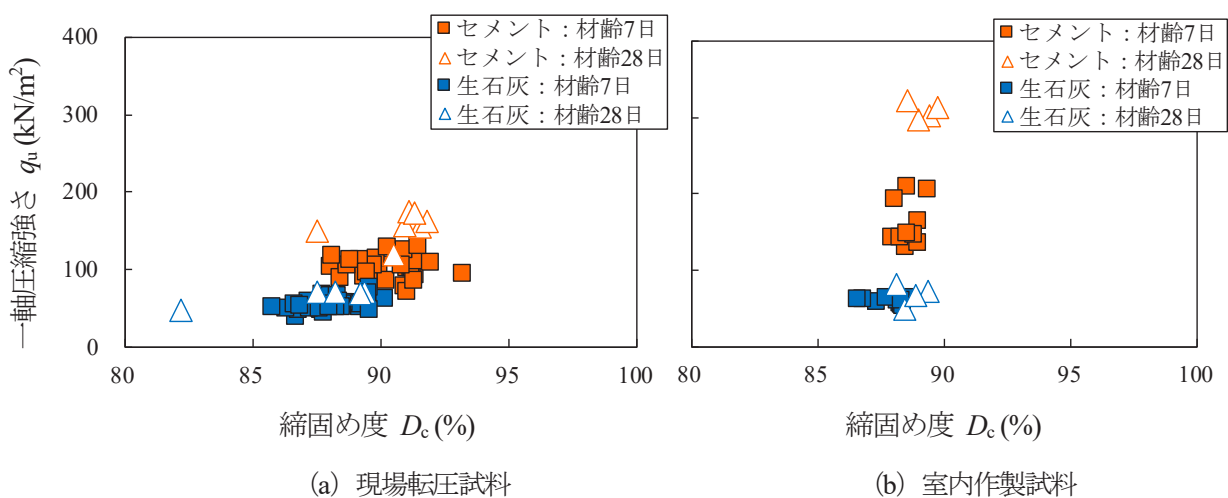


図 7.2-22 締固め度と一軸圧縮強さの関係

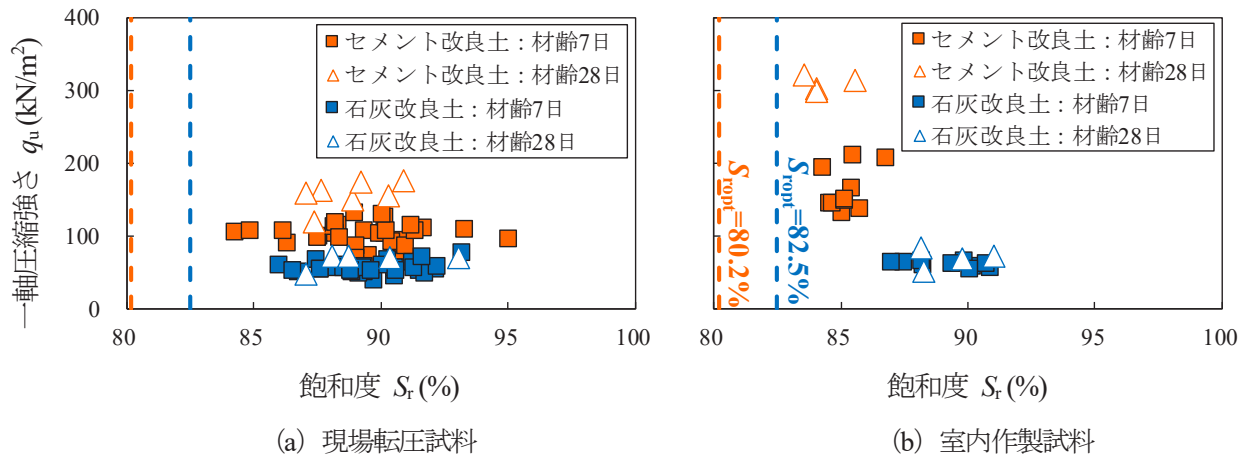
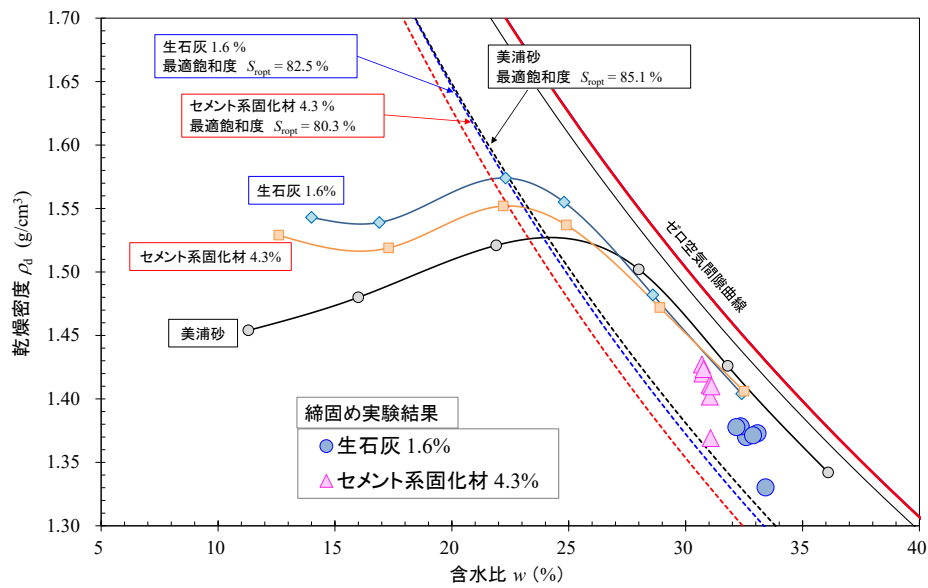


図 7.2-23 飽和度 S_r と一軸圧縮強さ q_u の関係

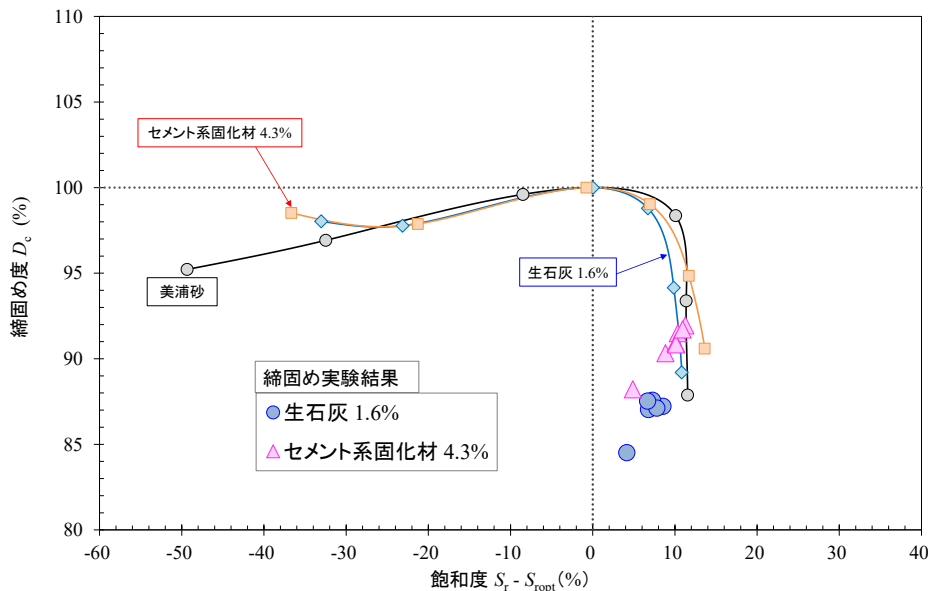
7.2.6 まとめ

図 7.2-2 の締固め曲線に締固め実験結果を加筆したグラフを図 7.2-24 に示す。石灰改良土、セメント改良土は含水比 w が高いために転圧開始時から飽和度 S_r が最適飽和度 S_{ropt} を上回り、11 t 級の振動ローラを用いても締固め度が大きく変化することはなかった。ただし、締固めにより、いずれの改良土も飽和度が深さ方向に均一に高まり、改良土に含まれる空隙の割合は低下した。

セメント改良土の材齢 7 日における一軸圧縮強さは、実験における配合の条件として与えた設計値と同程度となった。コーンの角度や寸法が異なるため同一指標ではないものの、石灰改良土のコーン貫入抵抗は、実験における配合の条件として与えたトラフィカビリティを十分に満足する結果となった。



(a) 乾燥密度 ρ_d と含水比 w の関係



(b) 締固め度 D_c と $S_r - S_{ropt}$ の関係

図 7.2-24 締固め曲線と締固め実験結果の関係

7.3 ランマによる美浦砂及び改良率の異なる改良土の締固め実験【不動テトラ、三笠産業】

添加率（添加量）の異なる石灰及びセメント改良土の締固めに関する基礎データの収集を目的として、タンピングランマ（以下、ランマという）による締固め実験を行った。

7.3.1 実験方法

(1) 実験試料

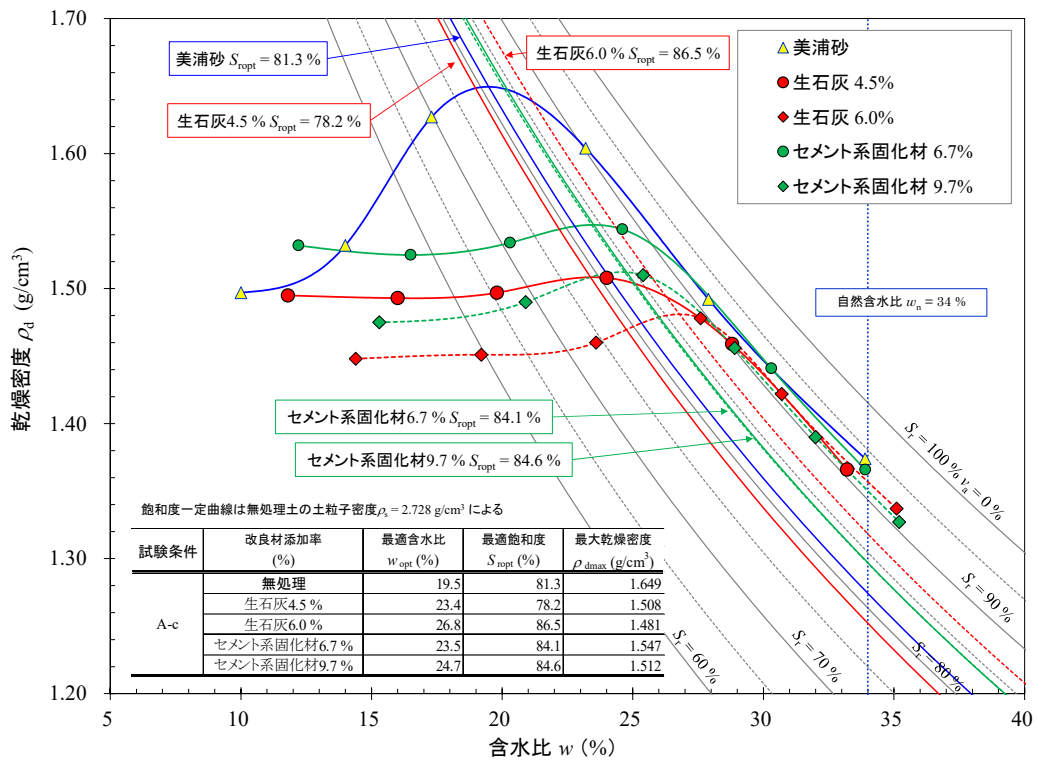
実験試料は、7.1 に示した美浦砂の含水比を自然含水比 $w_n = 34\%$ を目標に調整し、土の乾燥質量に対する改良材の質量比（以下、添加率という）で 4.5 及び 6.0 % の生石灰を混合した石灰改良土 2 試料、添加率 6.7 及び 9.7 % のセメント系固化材を混合したセメント改良土 2 試料と、美浦砂の含水比を約 23 % まで低下させて安定処理をしなくても転圧の効果がある程度期待できる状態とした試料（以下、低含水比美浦砂）の計 5 試料とした。

試料の基本物性を表 7.3-1 に示す。表中の実験時含水比は締固め実験後に採取したコアサンプル ((5) 品質試験 参照) から得られた含水比の範囲を示す。また、図 7.1-5 及び図 7.1-7 から該当する添加率の A-c 法による結果のみを抜粋し、各試料の締固め曲線を図 7.3-1 (a) に、飽和度 S_r と最適飽和度 S_{ropt} の差と乾燥密度の関係を図 7.3-1 (b) にそれぞれ示す。石灰改良土及びセメント改良土の実験時の含水比は、それぞれの最適含水比と比較して約 1 ~ 6 % 高かった。

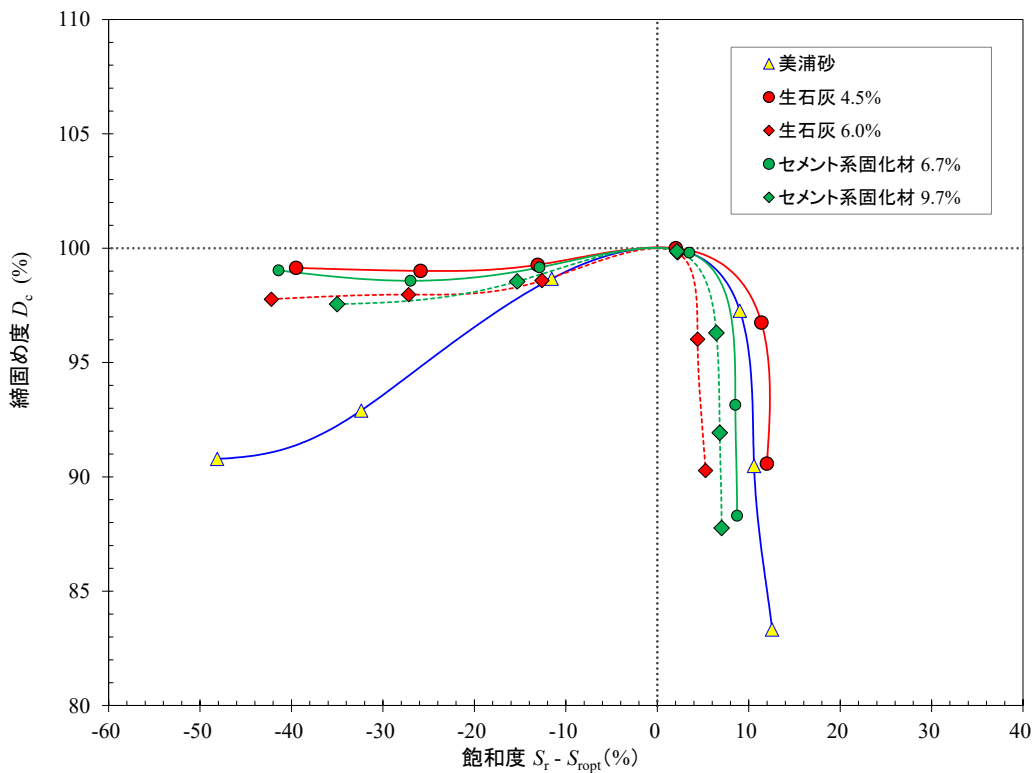
表 7.3-1 実験試料の基本物性（美浦砂及び美浦砂改良土）

名称		低含水比 美浦砂	石灰改良土		セメント改良土		
土質分類		細粒分質砂	—	—	—	—	
改良材	種類	—	生石灰		セメント系固化材		
	添加率 (%)	—	4.5	6.0	6.7	9.7	
土粒子の密度		ρ_s (g/cm ³)	2.728	2.748	2.736	2.726	2.707
締固め	最適含水比	w_{opt} (%)	19.5	23.4	26.8	23.5	24.7
	最適飽和度	S_{ropt} (%)	81.3	78.2	86.5	84.1	84.6
A-c	最大乾燥密度	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.649	1.508	1.481	1.547	1.512
実験時含水比 *1		w (%)	22~25	28~31	27~31	27~32	27~30

*1 改良土の実験時含水比は、締固め実験後のコアサンプルによる含水比の範囲を示す。



(a) $w \sim \rho_d$ の関係 (締固め曲線)



(b) $S_r - S_{ropt} \sim D_c$ の関係

図 7.3-1 実験を行った試料の A-c 法による締固め試験結果 (美浦砂及び美浦砂改良土)

ピットでの締固め実験における美浦砂と改良材の攪拌混合は、0.1 m³ バケットを装着した油圧ショベル（自重2.7t）により行った。攪拌混合は実験ピット脇のコンクリート土間の上で実施した。混合時間は約30分間とした。図7.3-2に攪拌混合の状況を示す。

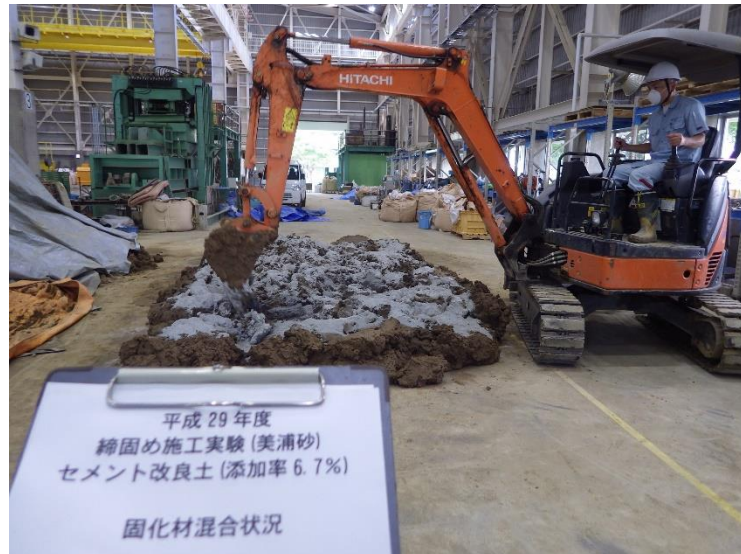


図7.3-2 0.1 m³ バケットを装着した油圧ショベルによる美浦砂と改良材の攪拌混合状況

(2) 実験ヤード

締固め実験は図7.3-3に示す幅5.0m、長さ44.8m、深さ3.0mのコンクリート製ピットに構築された基礎地盤上で実施した。基礎地盤はよく締め固められた厚さ2.8mの砂質土である。基礎地盤上に構築された保護層（厚さ0.3m）を幅0.5m、長さ5.0mで掘削して実験溝とし、ここに実験試料を投入して締固め実験を行った。実験溝1は低含水比美浦砂でのみ使用し、その他の実験溝は全ての試料にて使用した。

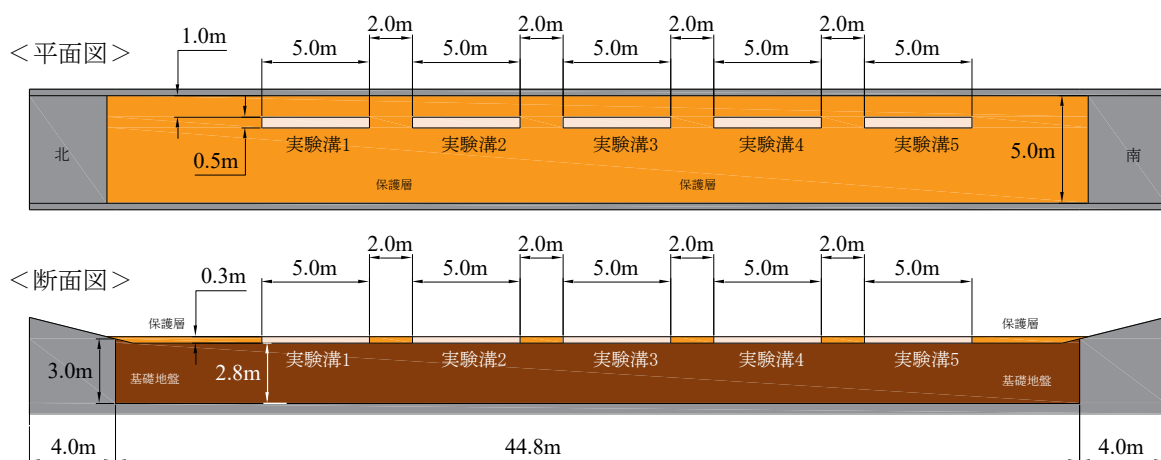



図7.3-3 ランマによる締固め実験の実験ヤード（美浦砂及び美浦砂改良土）

(3) 締固め機械

本実験では質量約 70 kg のランマを用いた。狭隘部又は構造物周りなどの大型機械では締固めができない箇所を使用される小型締固め機械である。機械の仕様を表 7.3-2 に示す。

表 7.3-2 美浦砂及び美浦砂改良土の締固め実験に用いた小型締固め機械の仕様

呼 称	ランマ
写 真	
メーカー：型式	三笠：MTX-70
機械質量 (kg)	75
打撃力 (kN)	14.9
衝撃数 (Hz)	10.7 ~ 11.6
締固め幅 (m)	0.285

(4) 実験手順

締固め実験は、基礎地盤上に作製した実験溝（図 7.3-3、図 7.3-4）に、低含水比美浦砂及び改良土を投入して実施した。各試料の実験完了後は、対象試料を実験溝から取り除き、次の試料の実験を実施した。

石灰改良土は攪拌混合の翌日、セメント改良土は攪拌混合直後に実験溝に投入し、実験を開始した。

試料のまき出しは、締固め完了後の層厚が 30 cm 程度となるように試料層厚を約 40 cm として人力にて行った。試料表面をレーキなどでならして足で踏んだ後、油圧ショベル（0.1 m³ クラス、自重 2.7 t）を走行させ、クローラが一往復するように試料表面を整地した（図 7.3-5）。クローラが試料表面を一往復した状態を、転圧回数 0 回と定義した。

ランマ（表 7.3-2）で実験溝ごとに異なる回数の締固め（転圧）を行った（表 7.3-3）。所定回数の締固め完了後、転圧 0 回の実験溝も含め、後述の（5）に示す品質試験を転圧から 2 時間以内を目標に実施した。



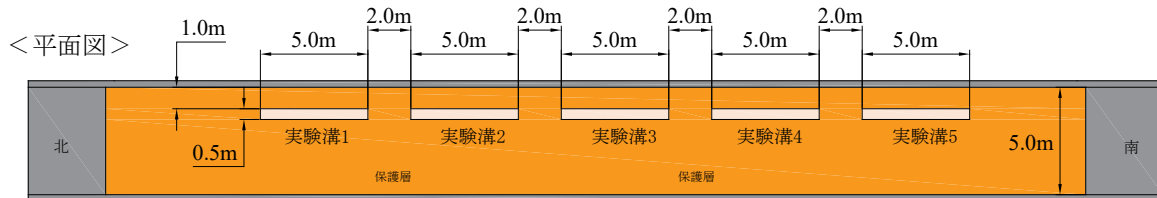
図 7.3-4 試料投入前の実験溝
(美浦砂及び美浦砂改良土)



図 7.3-5 試料の整地状況
(美浦砂及び美浦砂改良土)

表 7.3-3 各試料で設定した転圧回数の一覧 (美浦砂及び美浦砂改良土)

対象土	低含水比美浦砂					石灰改良土、セメント改良土				
	ランマ					ランマ				
実験溝番号	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
転圧回数(回)	0	1	2	4	8	/	0	1	2	4



ランマの施工幅は実験溝の幅の約半分であったため、1つの実験溝を2レーンに分けて締め固めた(図 7.3-6)。ランマは低含水比美浦砂、各改良土のいずれも操作面では不具合なく施工可能であり、本試験のような高含水比の砂質土でも作業性能を発揮した。



図 7.3-6 締固め機械による締固め状況 (美浦砂及び美浦砂改良土)

(5) 品質試験

表 7.3-4 に示す品質試験を実施した。

小型 FWD 試験は FWD 及び小型 FWD 運用の手引き⁶¹⁾に準拠し、株式会社東京測器研究所製の FWD-Light を用いて実施した。動的平板載荷試験はアプライドリサーチ株式会社製の超小型動的平板載荷試験装置 IST-03⁶²⁾を用いて実施した。コーン指数試験は、JIS A 1228:2009 にある先端コーンの底面積が $A=3.24\text{ cm}^2$ のコーンを用いて実施した。衝撃加速度試験は北海道開発局土木試験所（現・（国研）土木研究所 寒地土木研究所）にて開発⁶⁴⁾された試験器を用いて実施した。

一軸圧縮試験の供試体はブロックサンプリングによる乱れの少ない試料とした。締固め実験の翌日（9.7%セメント改良土のみ当日）に転圧 4 回の実験溝においてブロックサンプリングした乱れの少ない試料を、サンプリング後直ちに成形して円柱供試体（ $\phi 5\text{ cm} \times H 10\text{ cm}$ ）とした。低含水比美浦砂の実験では転圧 1 回の実験溝においてもブロックサンプリングを行った。供試体成形後、材齢 7 日及び 28 日（4.5%石灰改良土は 49 日含む）まで室内（約 20℃）で封緘養生し、試験に供した。

表 7.3-4 品質試験項目（美浦砂及び美浦砂改良土）

呼称 (計測項目)	試験状況	概要	試験法等
沈下量		レベル測定器を用いた水準測量により、N=0、1、2、4、8回の転圧後に、転圧0回の改良地盤高さを基準とした地表面沈下量を3点測定	
コアサンプル (密度及び 含水比)		N=0、1、2、4、8回の転圧後に、3点、各点3深度（GL 0~-10 cm、-10~-20 cm、-20~-30 cm）にてコア（内径10 cm、高さ10 cm）を採取し、密度及び含水比を測定	<ul style="list-style-type: none"> ・JGS 1613（コアカッターによる土の密度試験） ・JIS A 1203（土の含水比試験方法）
小型 FWD (地盤反力 係数)		東京測器研究所製 KFD-100A を用いて、N=0、1、2、4、8回の転圧後に3点の測定を実施	FWD および小型 FWD 運用の手引き ⁶¹⁾
動的平板 載荷試験 (地盤反力 係数)		アプライドリサーチ社製 IST-03（重錘落下試験） ⁶²⁾ を用いて、N=0、1、2、4、8回の転圧後に3点の測定を実施。 各点、12回計測し最大・最小値を除外した10ヶの平均値を採用	
衝撃加速度 試験 (衝撃 加速度)		土木研究所寒地土木研究所開発の衝撃加速度試験装置を用いて、N=0、1、2、4、8回の転圧後に3点の測定を実施。 各点、10回計測し上位2ヶ及び下位2ヶを除く6ヶの平均値を採用	道路・河川工事仕様書 ⁶³⁾
コーン指数 試験 (コーン 指数)		N=0、1、2、4、8回の転圧後に3点の測定を実施 JIS A 1228:2009 の先端コーンを使用	JIS A 1228（締固めた土のコーン指数試験）の先端コーンを使用
一軸圧縮試験 (一軸圧縮 強さ)		N=4回の転圧後、20個程度のブロックサンプリングによる不攪乱試料を成形し、室内（約20℃）で封緘養生。 材齢7、28日に試験を実施	JIS A 1216（土の一軸圧縮試験方法）

7.3.2 転圧回数と試験値の関係

(1) 沈下量

転圧回数と沈下量の関係を図 7.3-7 に示す。低含水比美浦砂（図中、無処理土。以下同様）、改良土ともそれぞれ転圧回数に応じて沈下量は増加した。測点中央の添加率 4.5 %石灰改良土と 6.7 %及び 9.7%セメント改良土で、他のケースよりも沈下量がやや大きくなった。北、中央、南の平均値で比較すると、4.5 %石灰改良土の 1～3 回転圧後の沈下量が他のケースよりもやや大きかったが、転圧 4 回では各試料の沈下量が概ね同程度となった。

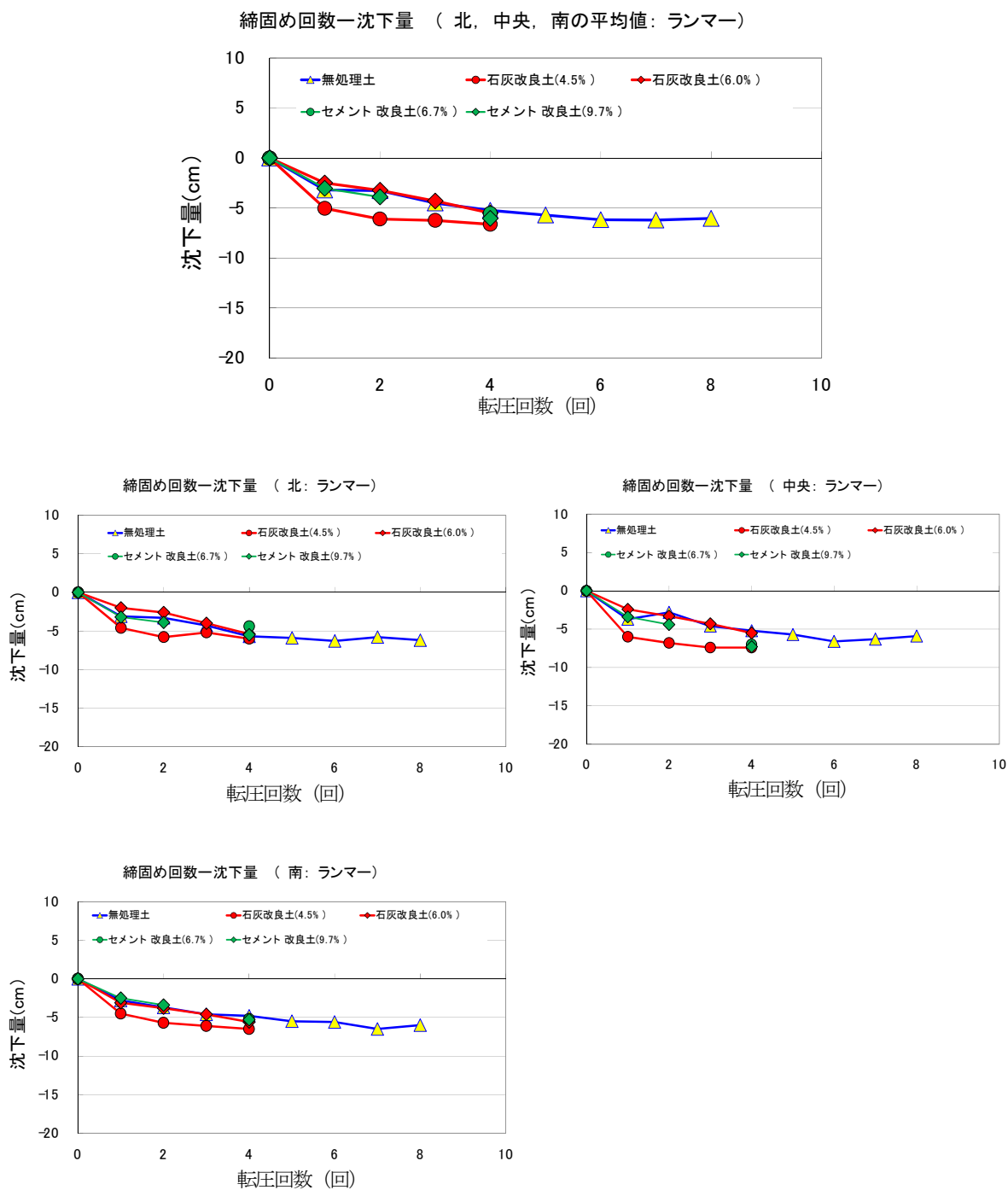


図 7.3-7 転圧回数と沈下量の関係

(2) 乾燥密度、締固め度、含水比、飽和度及び空気間隙率

図 7.3-8 に転圧回数と乾燥密度の関係を示す。低含水比美浦砂は改良土と比較して高い乾燥密度を示した。一方、改良土では改良材の種類、添加率に係わらず乾燥密度は低くなった。全体的に、初期状態から転圧 1 回までの乾燥密度の増加量は大きく、その後、深さ 10 cm においてはほぼ変化がなく、深さ 20 cm と 30 cm においては微増であった。転圧 0 回においては、セメント改良土が石灰改良土より乾燥密度が高く、その後は、乾燥密度の差は比較的小さく、セメント改良土の方が石灰改良土より乾燥密度が低くなるケースがあるなど規則性は見られなかった。また、添加率が低い方が乾燥密度は高くなった。全ケースにおいて、締固めを行うと深さが浅いほど乾燥密度が高くなった。

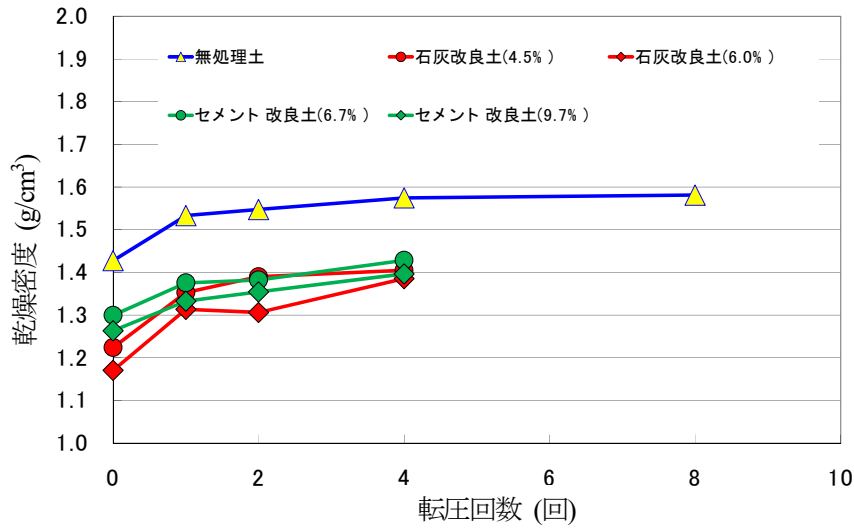
図 7.3-9 に転圧回数と締固め度の関係を示す。全体的に、初期状態から転圧 1 回までの締固め度の増加量は大きくなった。深さ 10 cm ～ 30 cm の平均値では全ケースで転圧 4 回までの締固め度は 90% を超えている。転圧 0 回ではセメント改良土が高い締固め度を示すが、全体的に石灰改良土の方がセメント改良土より締固め度の増加量が大きくなった。

図 7.3-10 に転圧回数と含水比の関係を示す。低含水比美浦砂の含水比は 22 ～ 23% とほぼ一定の値を示し、転圧回数が増加してもほとんど変化はなかった。改良土についても含水比は 27 ～ 29% 程度と同様な値であり、深さの違いによる含水比の差もほとんど認められなかった。

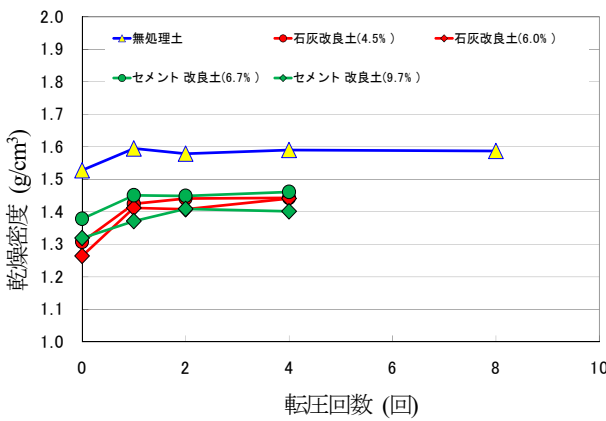
図 7.3-11 に転圧回数と飽和度の関係を示す。深さ 10 cm の添加率 6.0% 石灰改良土で転圧 2 回において飽和度が下がったが、全体的には転圧回数が増えるほど飽和度が高くなった。特に改良土では石灰改良土、セメント改良土によらず、本実験での最終転圧回数 4 回までは転圧回数が増えるほど飽和度が高くなる傾向を示した。また、セメント改良土と石灰改良土のいずれも添加率が低いほど飽和度は高くなった。

図 7.3-12 に転圧回数と空気間隙率の関係を示す。深さ 10 cm の添加率 6.0% 石灰改良土で転圧 2 回において空気間隙率が上がったが、全体的には転圧回数が増えるほど空気間隙率が低くなった。深さ 10 ～ 30 cm の平均値では転圧 0 回における石灰改良土の空気間隙率は高かったが、転圧を 1 回以上行くと、4.5% 石灰改良土の空気間隙率は 9.7% セメント改良土より低くなった。また、セメント改良土と石灰改良土のいずれも添加率が高いほど空気間隙率は高くなった。

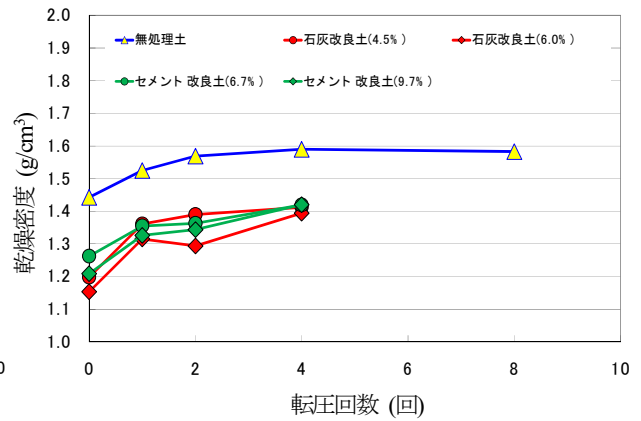
締固め回数—乾燥密度 (平均値: 深さ10~30cm: ランマー)



締固め回数—乾燥密度 (深さ10cm: ランマー)



締固め回数—乾燥密度 (深さ20cm: ランマー)



締固め回数—乾燥密度 (深さ30cm: ランマー)

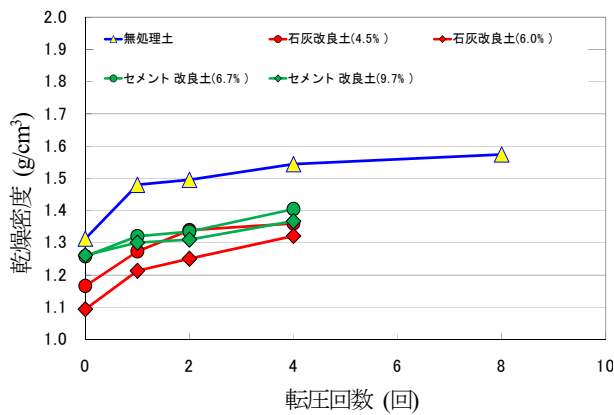


図 7.3-8 転圧回数と乾燥密度の関係

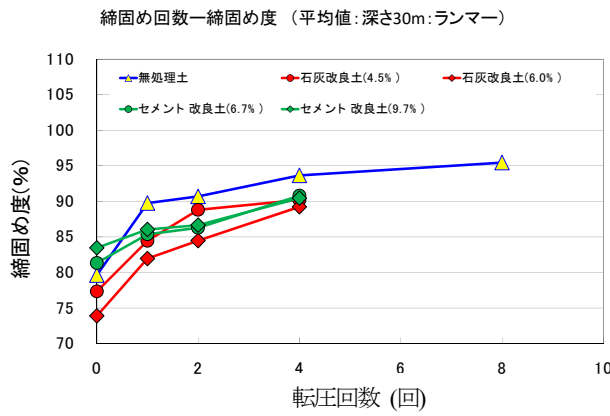
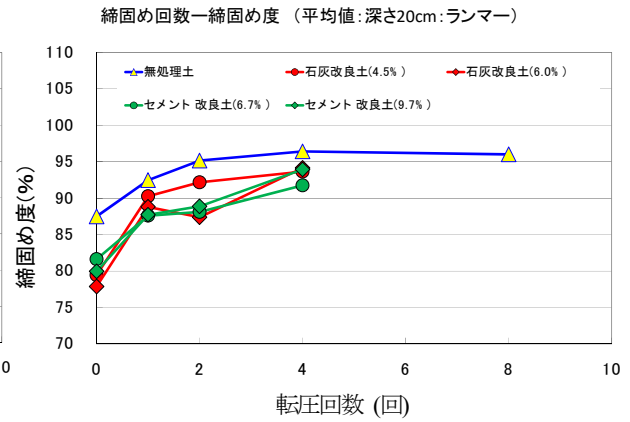
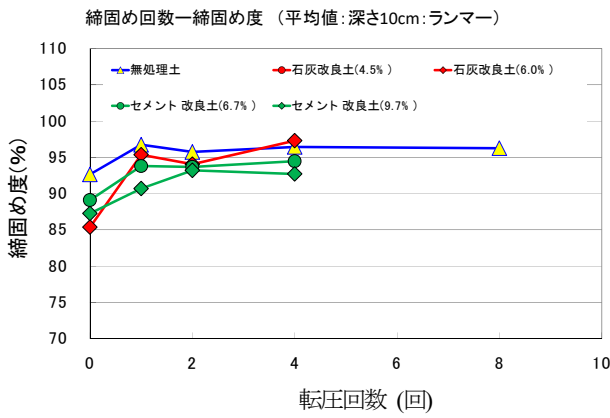
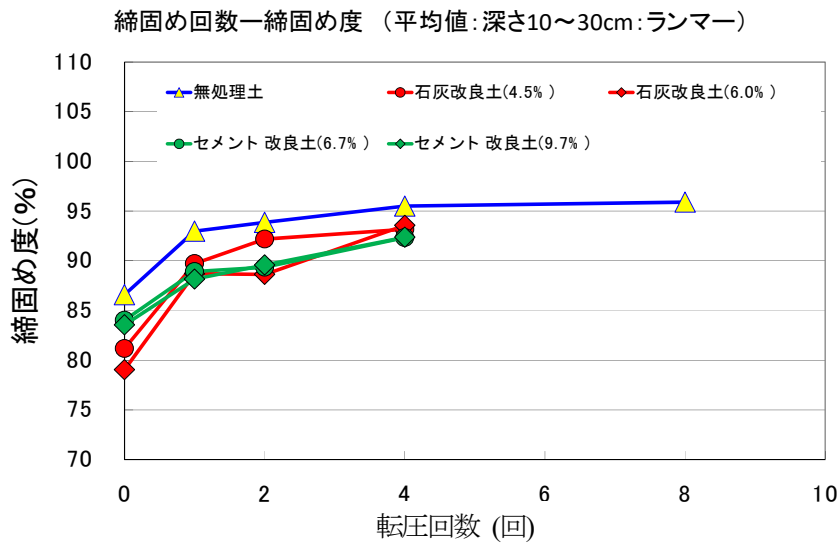
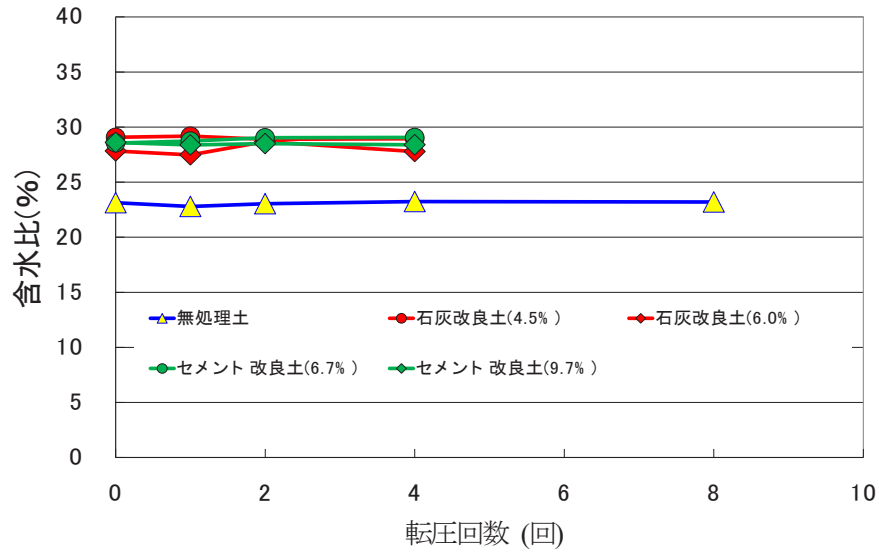
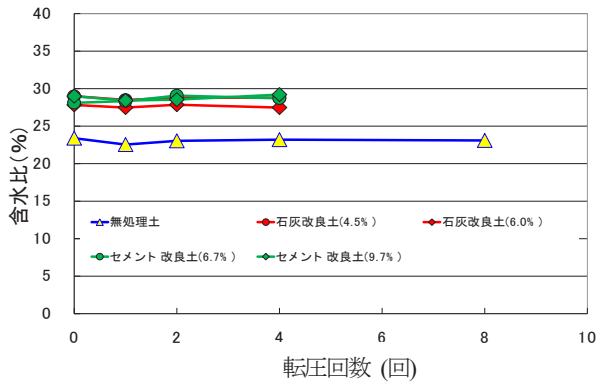


図 7.3-9 転圧回数と締固め度の関係

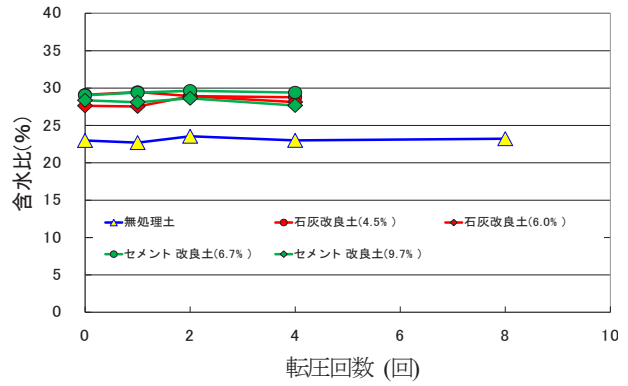
締固め回数一含水比 (平均値: 深さ10~30cm: ランマー)



締固め回数一含水比 (深さ10cm: ランマー)



締固め回数一含水比 (深さ20cm: ランマー)



締固め回数一含水比 (深さ30cm: ランマー)

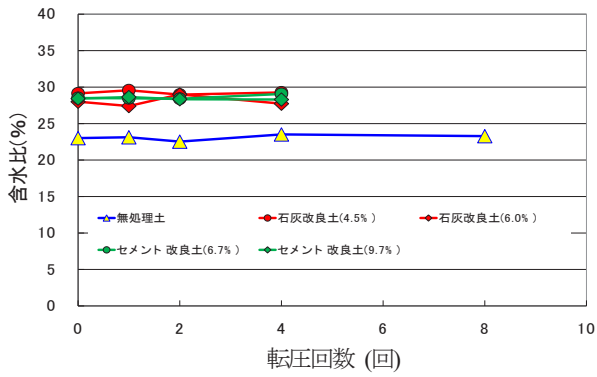
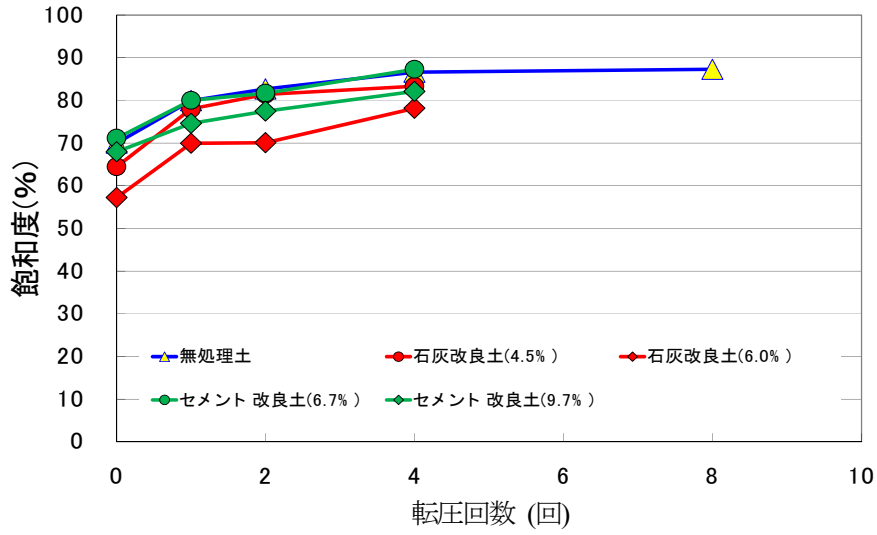
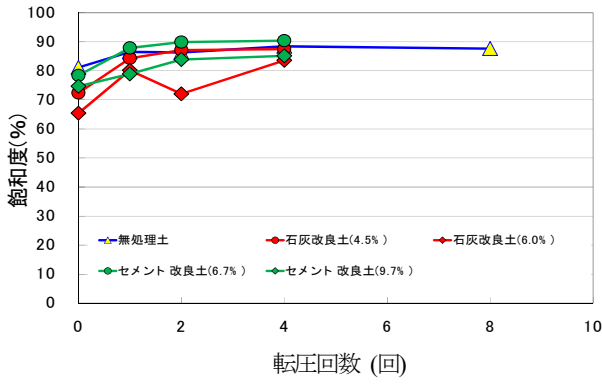


図 7.3-10 転圧回数と含水比の関係

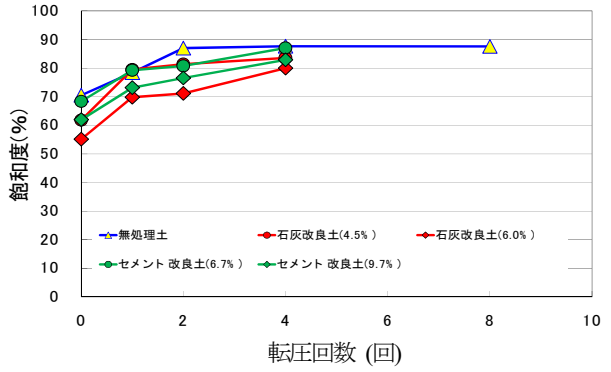
締固め回数—飽和度 (平均値: 深さ 10~30cm: ランマー)



締固め回数—飽和度 (深さ 10cm: ランマー)



締固め回数—飽和度 (深さ 20cm: ランマー)



締固め回数—飽和度 (深さ 30cm: ランマー)

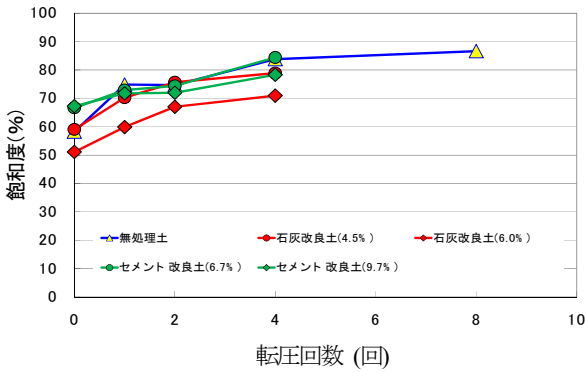
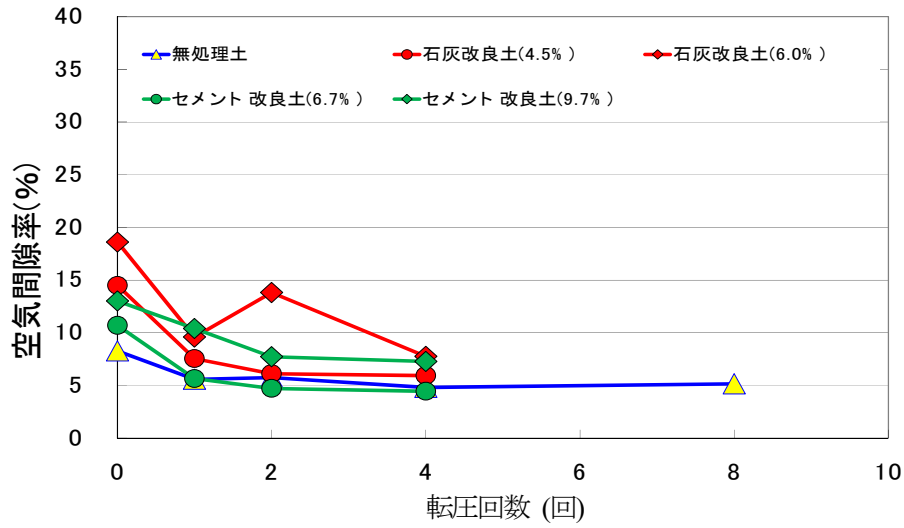
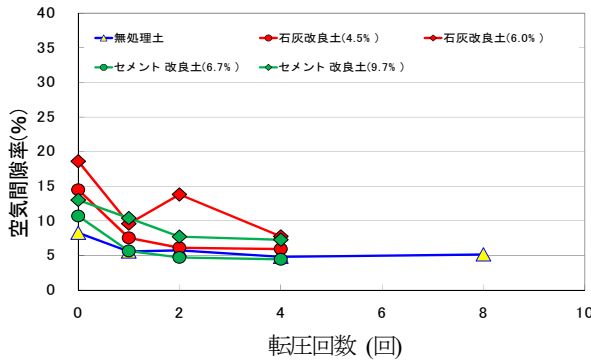


図 7.3-11 転圧回数と飽和度の関係

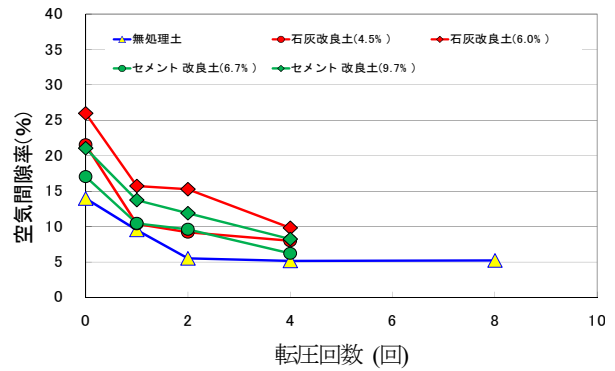
締め回数—空気間隙率 (深さ10cm: ランマー)



締め回数—空気間隙率 (深さ10cm: ランマー)



締め回数—空気間隙率 (深さ20cm: ランマー)



締め回数—空気間隙率 (深さ30cm: ランマー)

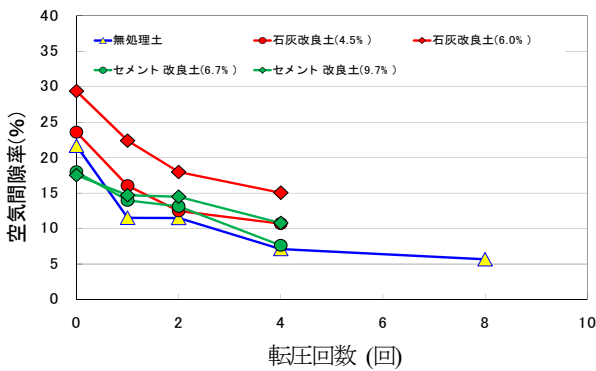


図 7.3-12 転圧回数と空気間隙率の関係

(3) 地盤反力係数

小型 FWD 試験及び動的平板載荷試験により得られた地盤反力係数 K_{30} と転圧回数との関係を図 7.3-13 及び図 7.3-14 に示す。地盤反力係数 K_{30} はいずれも各試験結果から平板載荷試験の K_{30} に換算した値とする。小型 FWD 試験における地盤反力係数 K_{30} への換算としては式 7.3-1⁶³⁾より引用、加筆が一般に用いられる。本実験（美浦砂及び美浦砂改良土）では、 $\gamma=1.5$ （砂系）として小型 FWD 試験結果から地盤反力係数を求めた。動的平板載荷試験における地盤反力係数 K_{30} への換算には式 7.3-2⁶²⁾より引用、加筆が用いられる。本実験（美浦砂及び美浦砂改良土）では、 $A_1=30.43$ 、 $A_2=0$ （砂質系地盤の設定値）として動的平板載荷試験結果から地盤反力係数を求めた。

$$K_{PFWD} = \gamma \cdot K_{30} \quad \cdot \cdot \cdot \quad (\text{式 7.3-1})$$

ここで、 K_{PFWD} ：小型 FWD 試験から得られる載荷板直径 30cm 相当に補正した K 値

K_{30} ：平板載荷試験から得られる K_{30}

礫系： $\gamma=2$ 、砂系： $\gamma=1.5$ 、火山灰質粘性土： $\gamma=1$

$$K_{30} = A_1 \cdot X + A_2 \quad \cdot \cdot \cdot \quad (\text{式 7.3-2})$$

ここで、 K_{30} ：平板載荷試験から得られる K_{30}

X ：超小型動的平板載荷試験装置の測定値

A_1 、 A_2 ：定数

試料によって、転圧回数の増加に対する地盤反力係数の変化傾向が異なった。低含水比美浦砂では転圧 2 回以降、いずれの試験結果も転圧回数の増加に伴い地盤反力係数は減少した。過転圧による影響が考えられる。石灰改良土の地盤反力係数は、いずれの試験結果においても、4.5%石灰改良土では転圧 1 回をピークに、6.0%石灰改良土では転圧 2 回をピークにそれぞれ減少に転じた。セメント改良土の地盤反力係数は、6.7%セメント改良土で転圧 1 回以降に減少傾向である点は両試験結果とも同じであった。一方、9.7%セメント改良土については転圧回数と地盤反力係数は単調増加関係を示した。また、転圧 0 回から 1 回にかけての増加率が大きく、その後は転圧回数に伴う地盤反力係数の増加は鈍化した。転圧 4 回における地盤反力係数を比較すると、セメント改良土、石灰改良土ともに添加率の高い方が地盤反力係数は大きくなった。

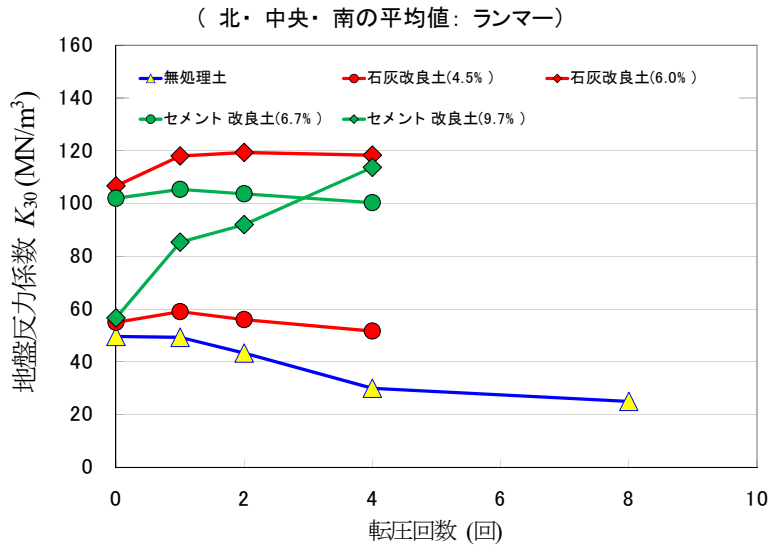


図 7.3-13 転圧回数と小型 FWD 試験による地盤反力係数の関係

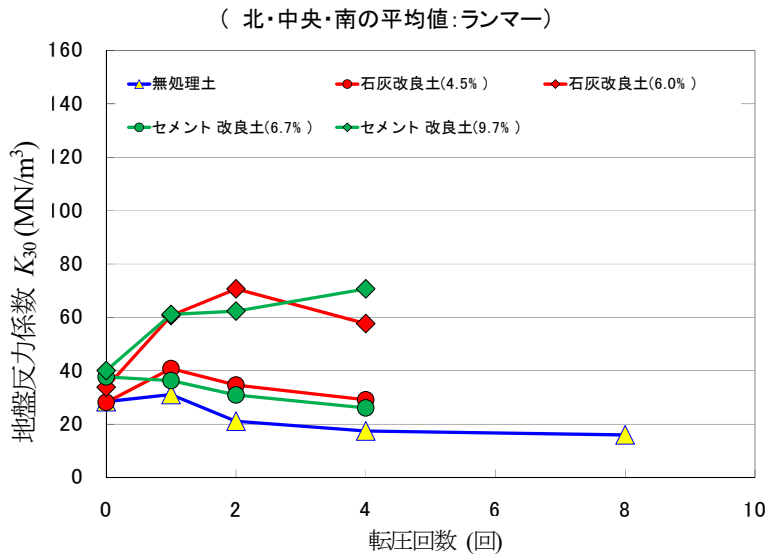


図 7.3-14 転圧回数と動的平板載荷試験による地盤反力係数の関係

ここで、小型 FWD と動的平板載荷試験それぞれの地盤反力係数の関係を図 7.3-15 に示す。低含水比美浦砂 (図中、無処理土)、4.5%石灰改良土及び9.7%セメント改良土では、小型 FWD の地盤反力係数が動的平板載荷試験の地盤反力係数の概ね 1.5 ~ 2 倍程度となった。6.0%石灰改良土でも、転圧回数 0 回を除くと 1.5 ~ 2 倍の範囲となった。一方、6.7%セメント改良土では 3 ~ 4 倍であり、転圧回数が大きくなるほど倍率は小さくなった。6.0%石灰改良土及び6.7%セメント改良土では小型 FWD 試験機の載荷板の直径が $\phi=100$ mm、他は $\phi=150$ mm (低含水比美浦砂の一部は $\phi=200$ mm) であった。転圧回数が小さくクローラ走行による試料表面の不陸の影響が残った状態では、小型 FWD 試験による計測値も、動的平板載荷試験による計測値も不安定であった可能性が指摘されるが、6.7%セメント改良土で転圧回数が大きくなっても倍率が他試料より高かった理由は、現時点では不明である。

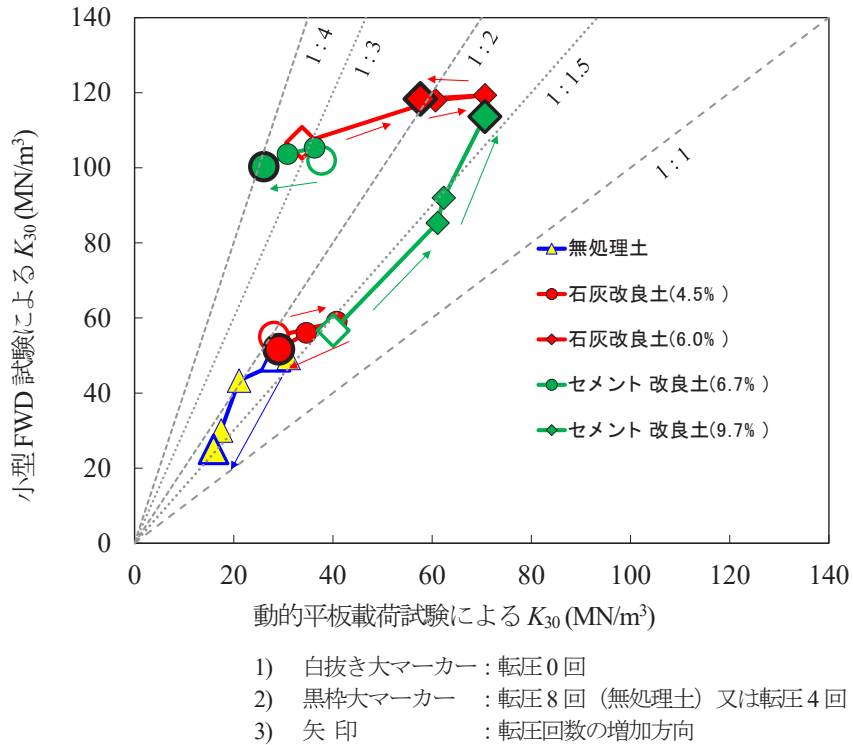


図 7.3-15 動的平板载荷試験による地盤反力係数と小型 FWD 試験による地盤反力係数の関係

(4) 衝撃加速度

図 7.3-16 に転圧回数と衝撃加速度の関係を示す。衝撃加速度は、添加率 6.0% 石灰改良土では転圧回数に応じて増加した。9.7%セメント改良土では転圧 2 回まで増加傾向を示したが、転圧 4 回で減少に転じた。その他は、転圧 1 回で増加がみられたが、以降は転圧完了まで減少傾向を示した。各改良土で同一の転圧回数における衝撃加速度を比較すると、セメント改良土と石灰改良土ともに添加率の高い方が衝撃加速度は大きい結果を得た。

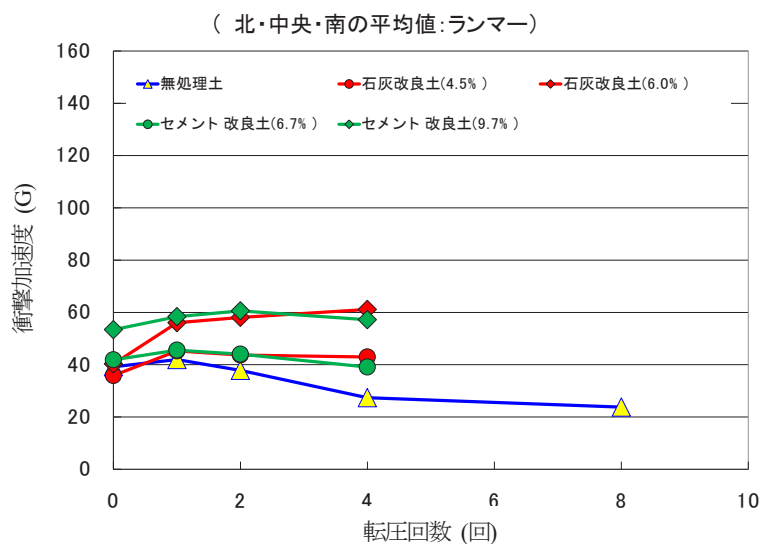


図 7.3-16 転圧回数と衝撃加速度試験による衝撃加速度の関係

7.3.3 密度の深さ分布

図 7.3-17 に試料毎の締固め度と深度の関係を示す。低含水比美浦砂では、転圧 0 回において上～中～下層の締固め度の差が大きいですが、転圧回数が増えるに従ってその差が小さくなった。しかし、9.7%セメント改良土を除けば、転圧 8 回においても上層の締固め度が最も高かった。

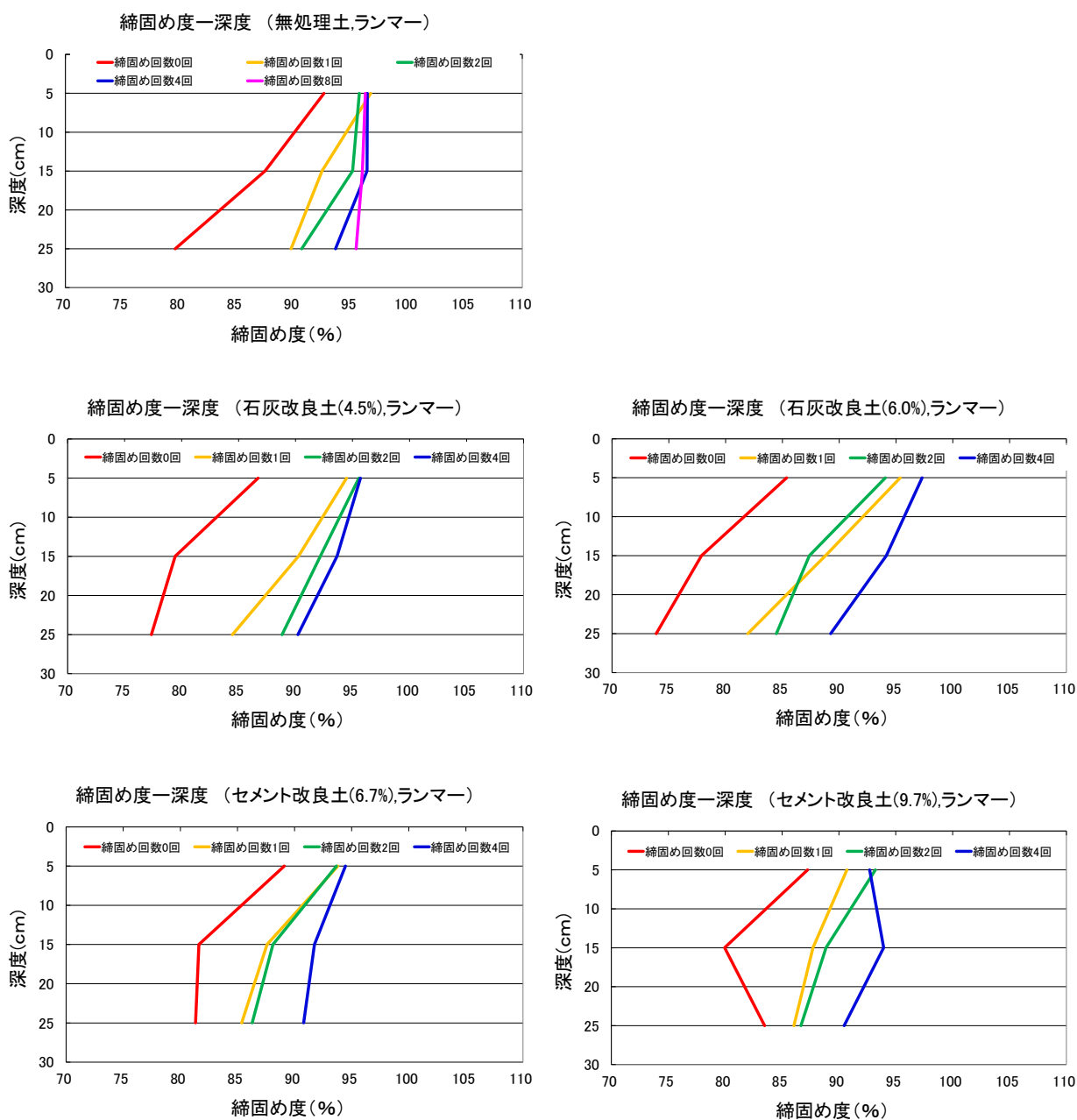


図 7.3-17 試料毎の締固め度と深度の関係

図 7.3-18 に転圧回数ごとの締固め度と深度の関係を示す。全てのケースにおいて、転圧回数の増加に伴い、上層から下層までの締固め度の差が小さくなった。しかし、9.7%セメント改良土を除けば、転圧8回においても上層の締固め度が、最も高かった。

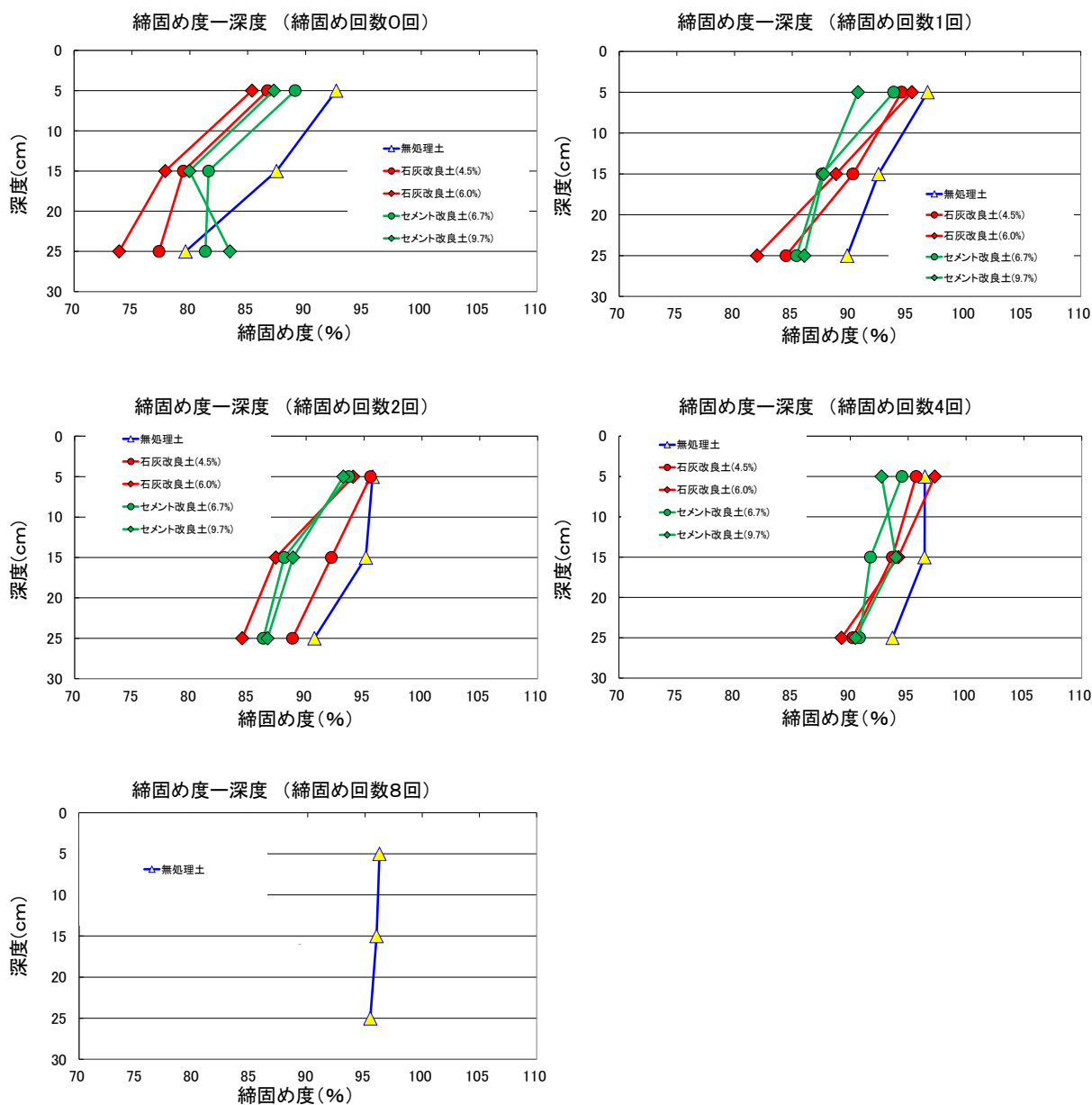


図 7.3-18 転圧回数毎の締固め度と深度の関係

7.3.4 密度と地盤反力係数及び衝撃加速度の関係

乾燥密度と小型 FWD 試験による地盤反力係数 (図 7.3-13) の関係を図 7.3-19 に示す。乾燥密度は深さ方向の平均値を用いた。低含水比美浦砂では、乾燥密度の増加に対して地盤反力係数は減少傾向を示した。一方、添加率 9.7%セメント改良土では、乾燥密度の増加と共に地盤反力係数は増加傾向を示しており、一定の傾向は見られない。また、セメント改良土と石灰改良土のいずれも添加率が高いほど乾燥密度の最大値における地盤反力係数は大きくなった。

乾燥密度と動的平板载荷試験による地盤反力係数 (図 7.3-14) の関係を図 7.3-20 に示す。乾燥密度は深さ方向の平均値を用いた。6.7%セメント改良土では、乾燥密度の増加に対して動的平板载荷試験による地盤反力係数は減少傾向を示した。一方、9.7%セメント改良土では、乾燥密度の増加と共に地盤反力係数は増加傾向を示しており、一定の傾向は見られなかった。また、セメント改良土と石灰改良土のいずれも添加率が高いほど地盤反力係数は大きくなった。

図 7.3-21 に乾燥密度と衝撃加速度の関係を示す。乾燥密度は深さ方向の平均値を用いた。添加率 6.0%石灰改良土では、乾燥密度の増加と共に衝撃加速度は増加傾向を示した。低含水比美浦砂は乾燥密度が増加するとともに衝撃加速度が減少し、改良土では乾燥密度の上昇に伴い衝撃加速度が初期値より増加した。また、セメント改良土と石灰改良土のいずれも添加率が高いほど衝撃加速度は大きくなった。

各改良土の含水比と乾燥密度を締固め曲線 (A-c 法、図 7.3-2 (a)) 及び $S_r - S_{ropt} \sim D_c$ の関係 (図 7.3-2 (b)) 上に示すと図 7.3-22 ~ 図 7.3-26 のとおりとなる。各図中には最適飽和度曲線も示した。低含水比美浦砂、4.5%石灰改良土、6.7%セメント改良土については、概ね最適飽和度曲線を越えた試料において、地盤反力係数及び衝撃加速度の減少が見られた。9.7%セメント改良土については、転圧 4 回時に最適飽和度近傍まで到達しており、動的平板载荷試験による地盤反力係数及び衝撃加速度は増加が鈍化した。これらは過転圧の影響が要因の 1 つとして考えられる。一方、6.0%石灰改良土については、転圧 4 回でも最適飽和度曲線には至っていないが、地盤反力係数及び衝撃加速度は頭打ちとなった。

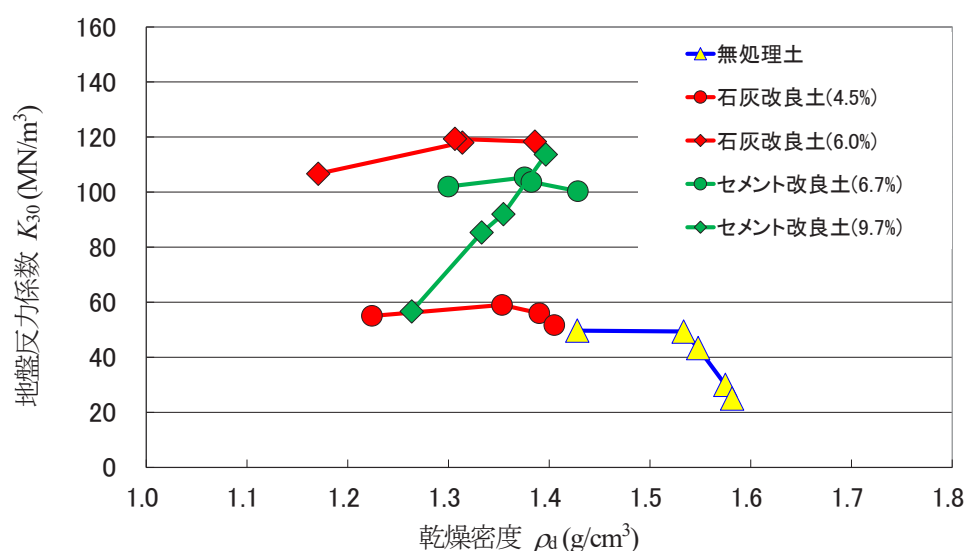


図 7.3-19 乾燥密度と小型 FWD 試験による地盤反力係数の関係

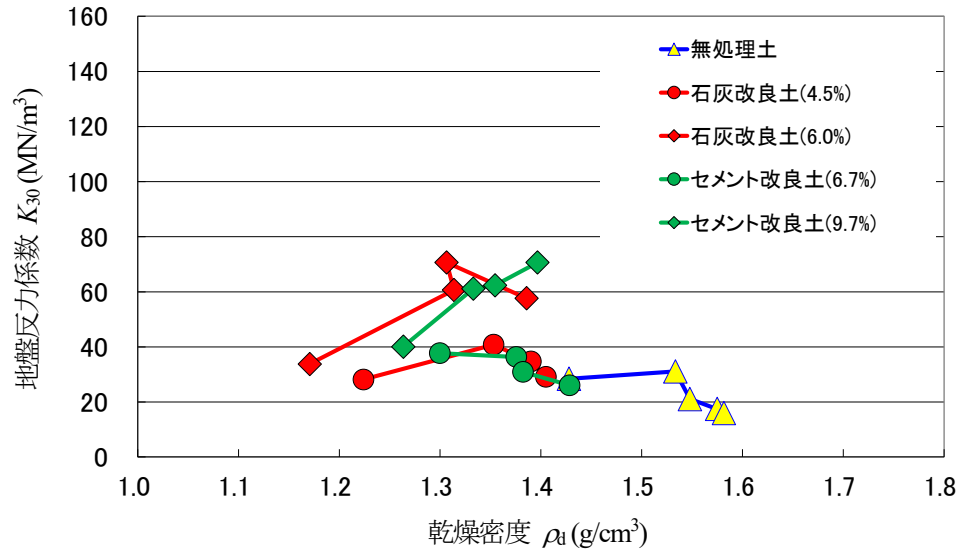


図 7.3-20 乾燥密度と動的平板載荷試験による地盤反力係数の関係

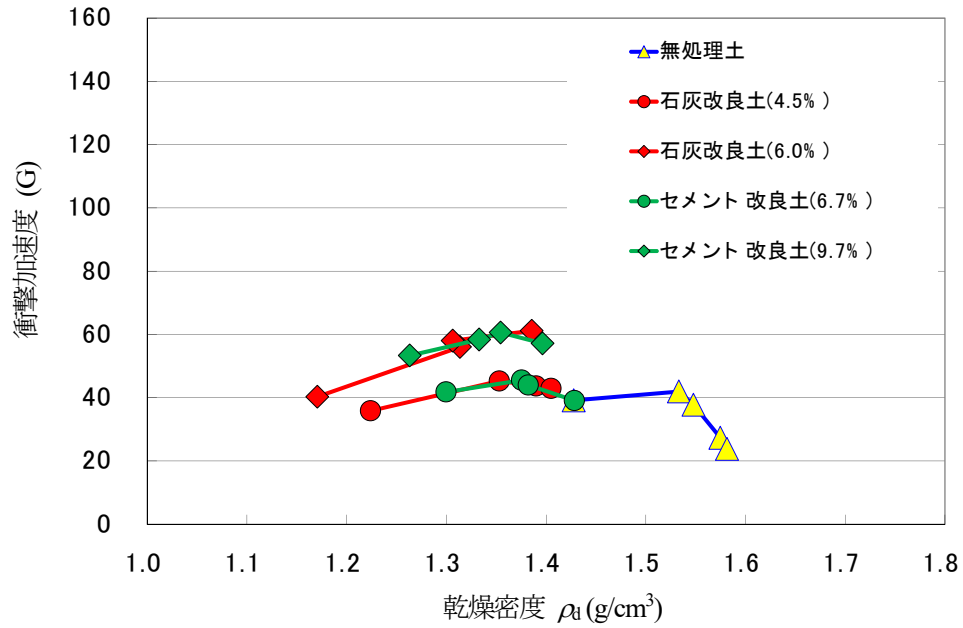
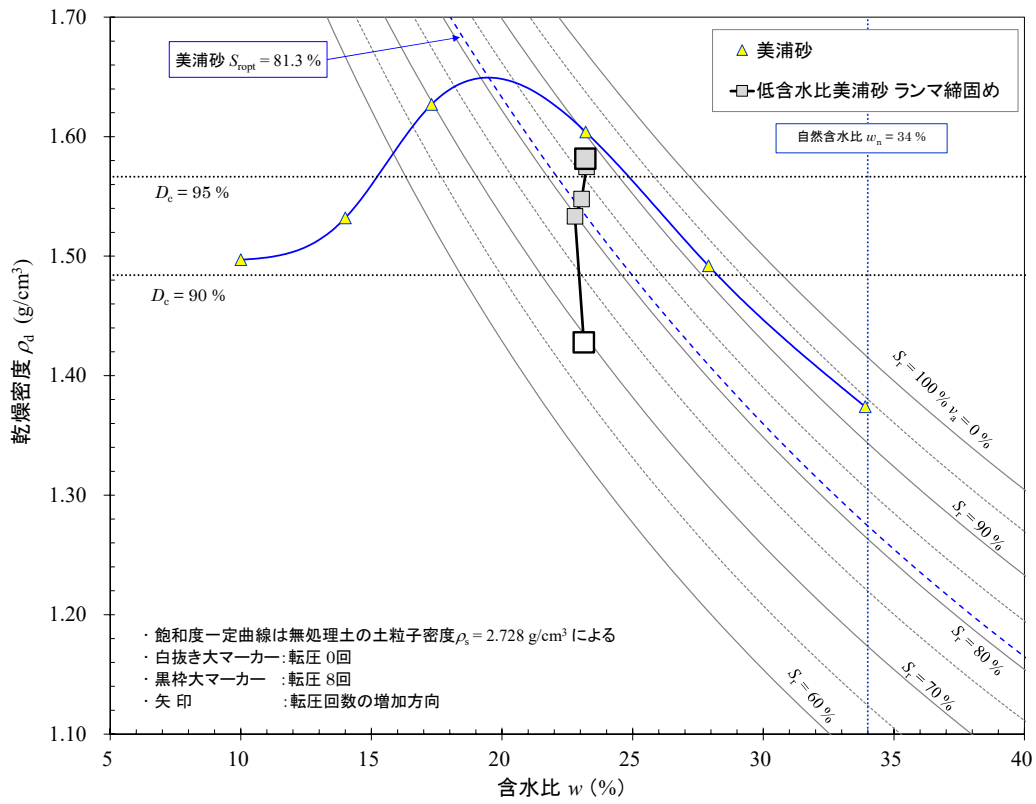
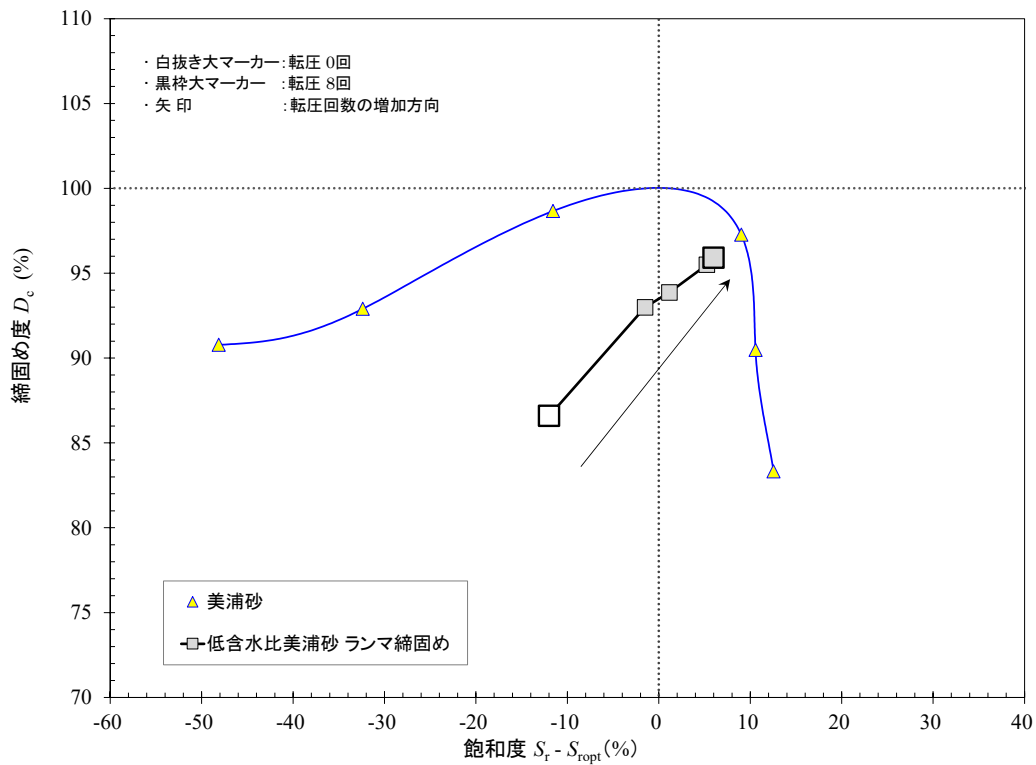


図 7.3-21 乾燥密度と衝撃加速度の関係

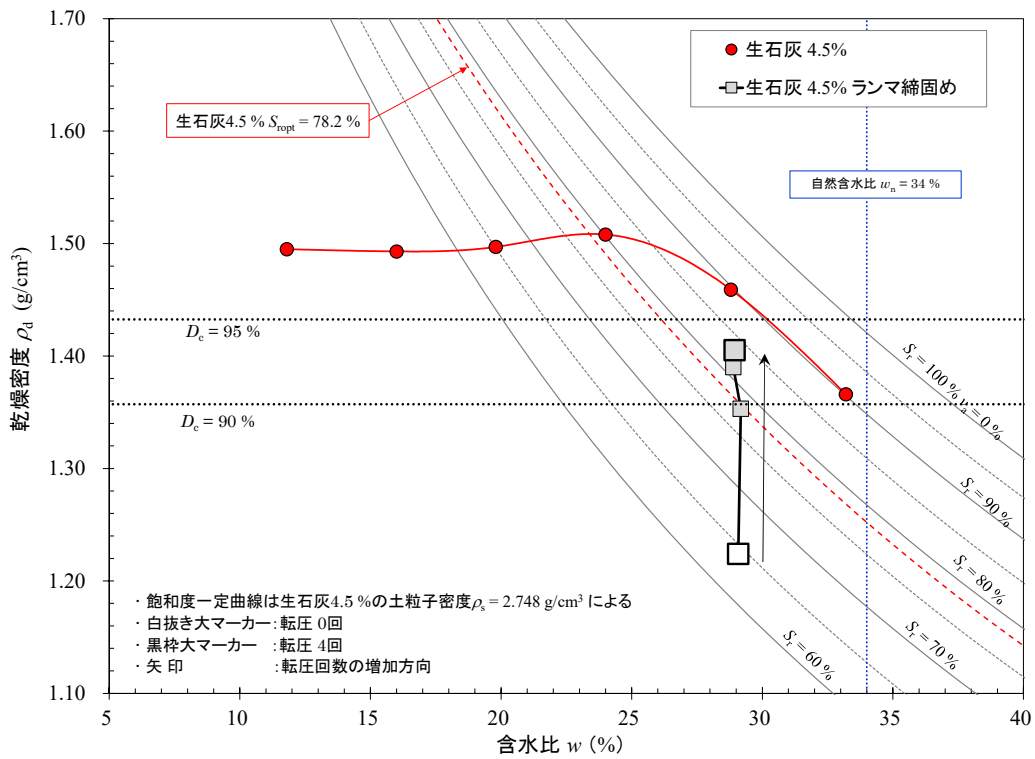


(a) 乾燥密度 ρ_d と含水比 w の関係

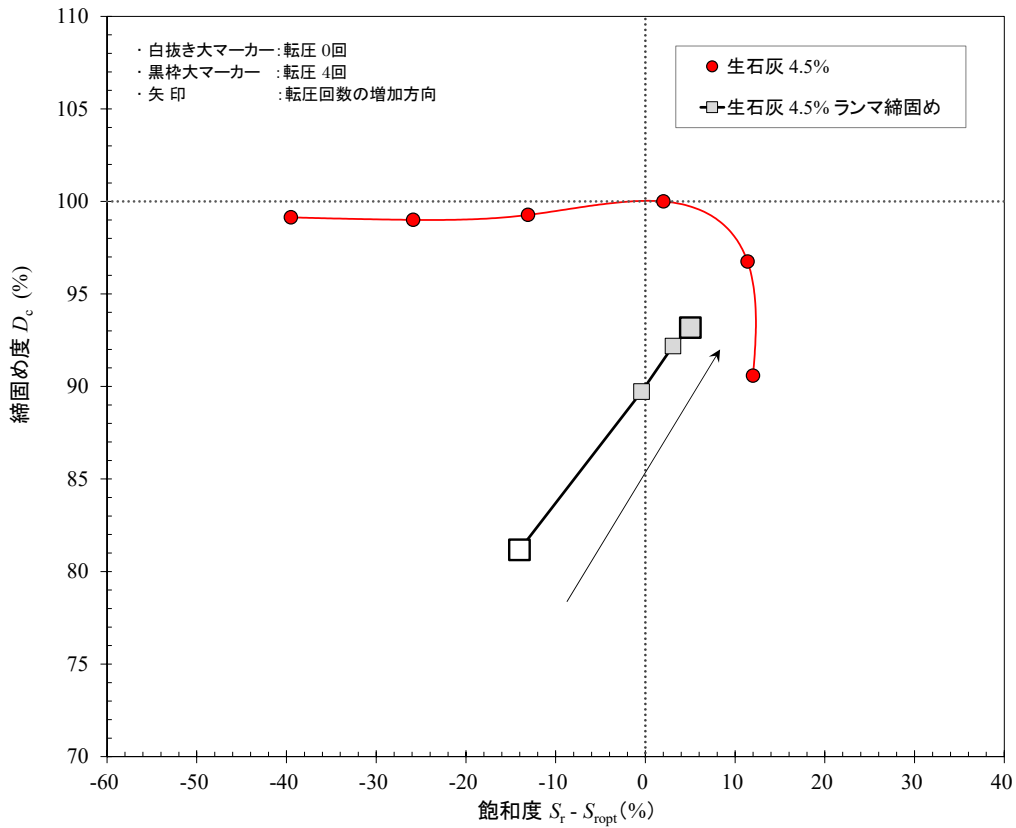


(b) 締固め度 D_c と $S_r - S_{ropt}$ の関係

図 7.3-22 締固め曲線 (A-c 法) と締固め実験結果の関係 (低含水比美浦砂)

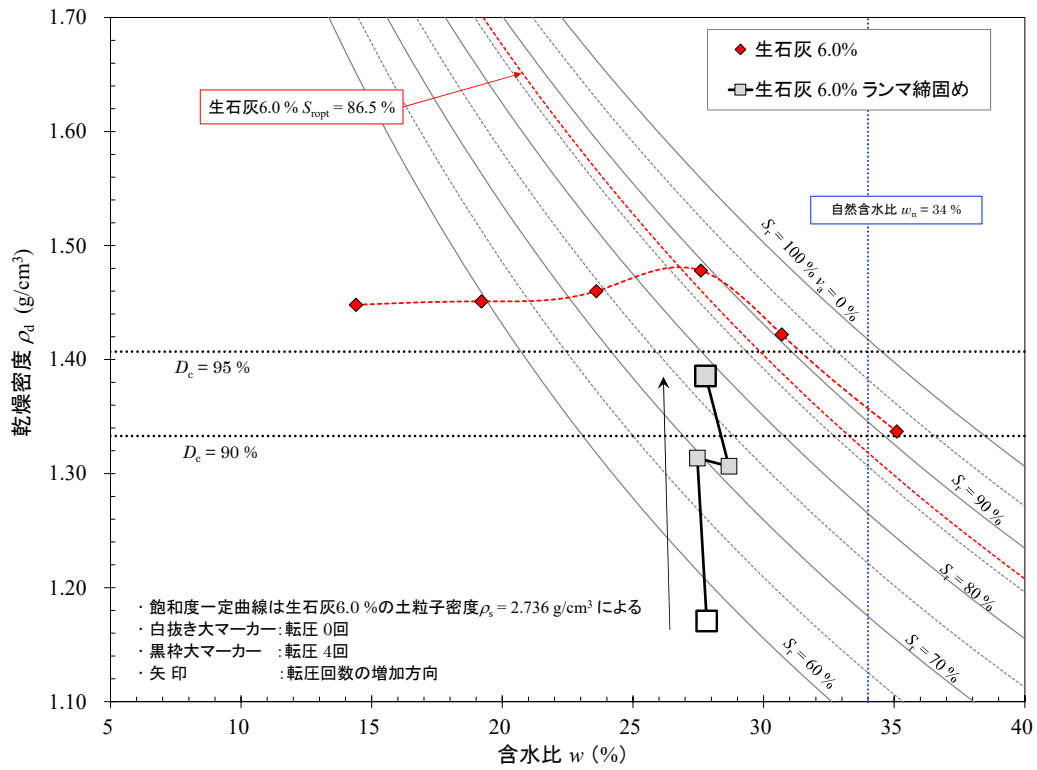


(a) 乾燥密度 ρ_d と含水比 w の関係

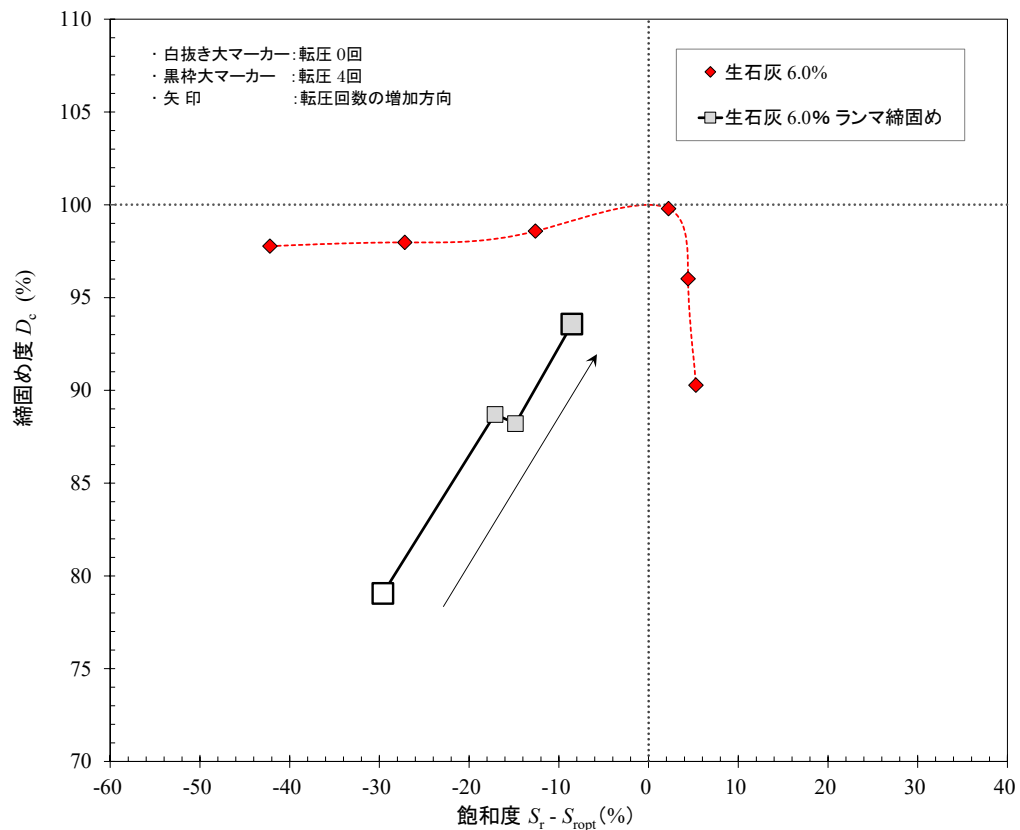


(b) 縮固め度 D_c と $S_r - S_{ropt}$ の関係

図 7.3-23 縮固め曲線 (A-c 法) と縮固め実験結果の関係 (4.5% 石灰改良土)

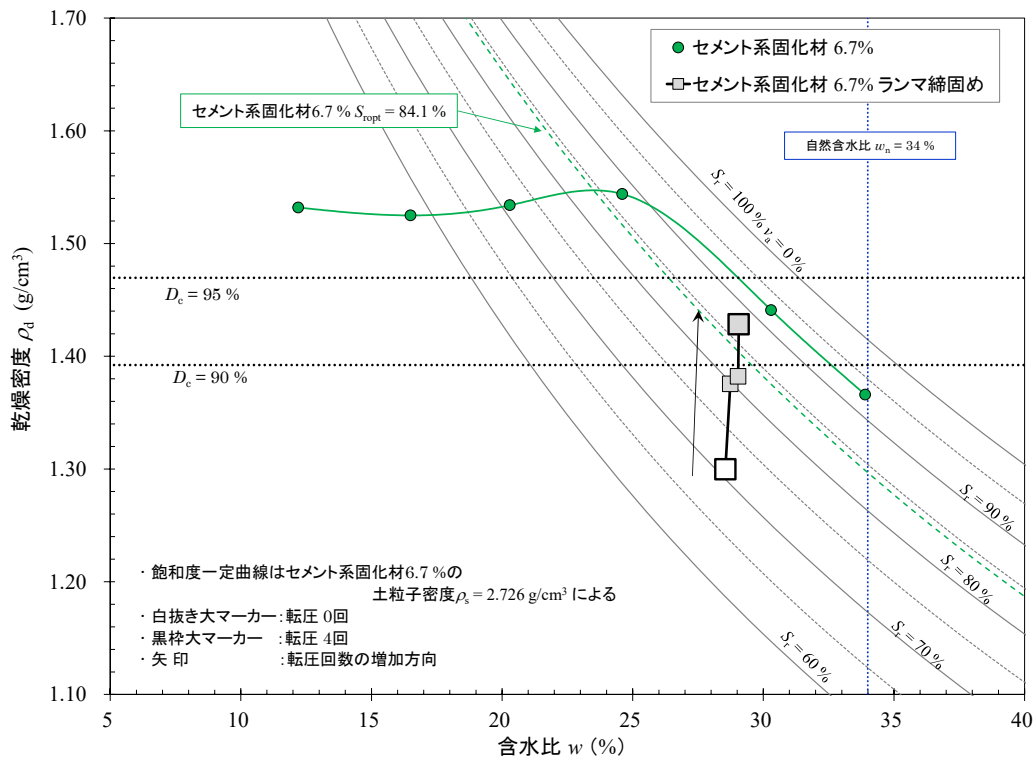


(a) 乾燥密度 ρ_d と含水比 w の関係

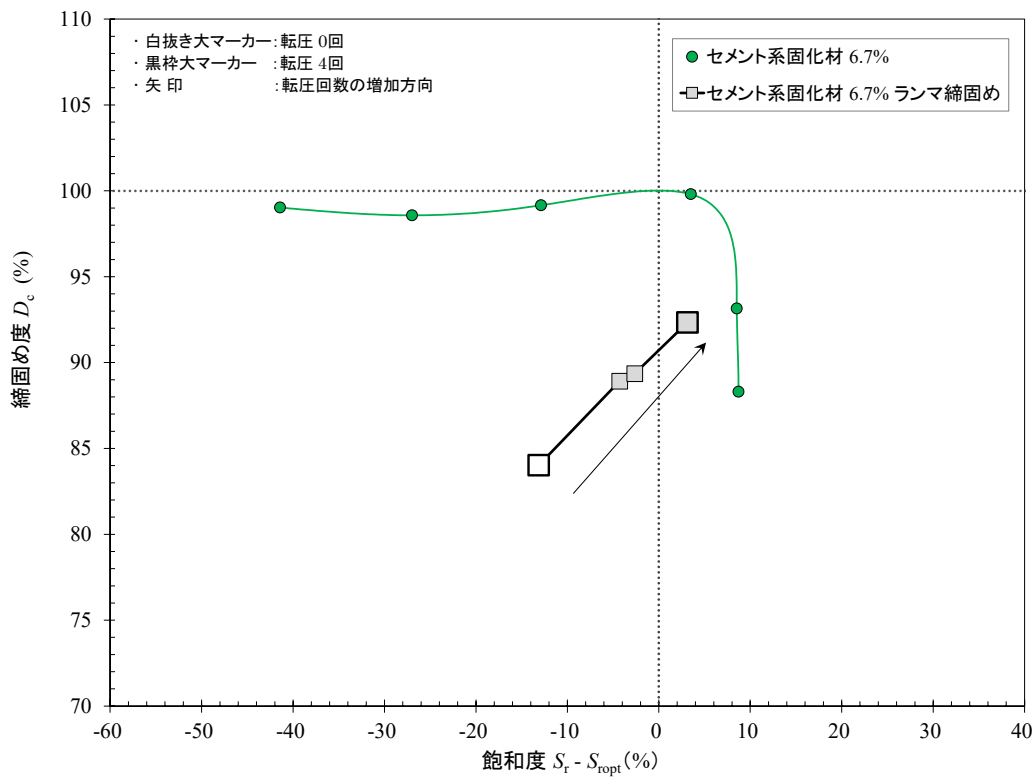


(b) 縮固め度 D_c と $S_r - S_{r,opt}$ の関係

図 7.3-24 縮固め曲線 (A-c 法) と縮固め実験結果の関係 (6.0% 石灰改良土)

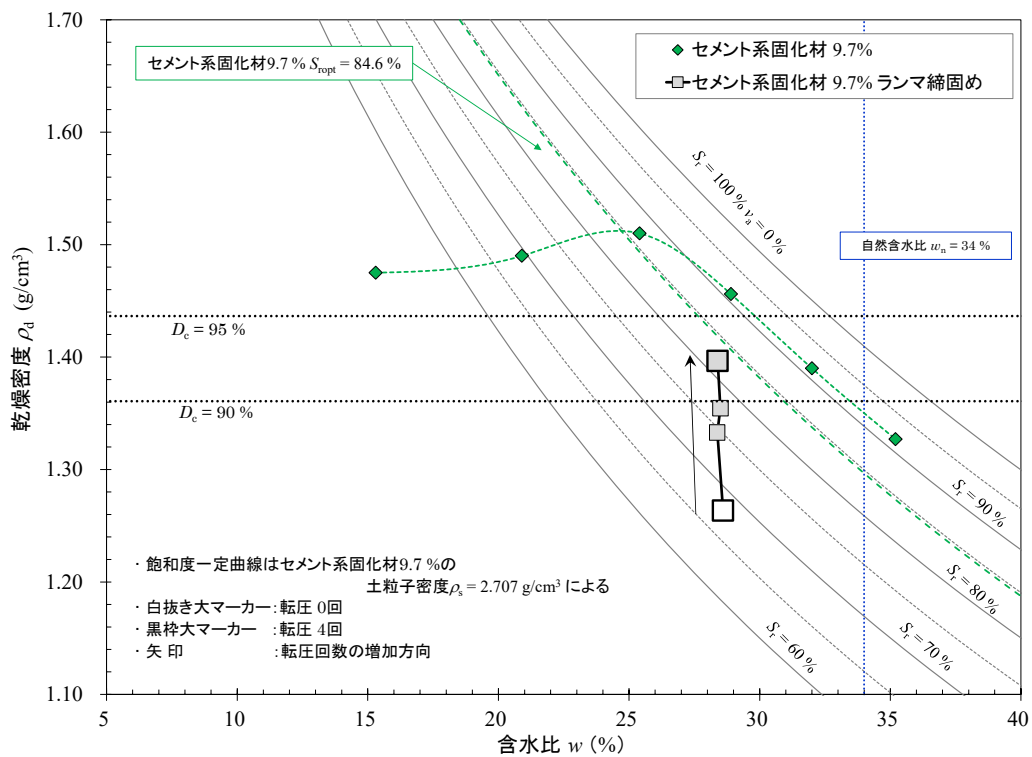


(a) 乾燥密度 ρ_d と含水比 w の関係

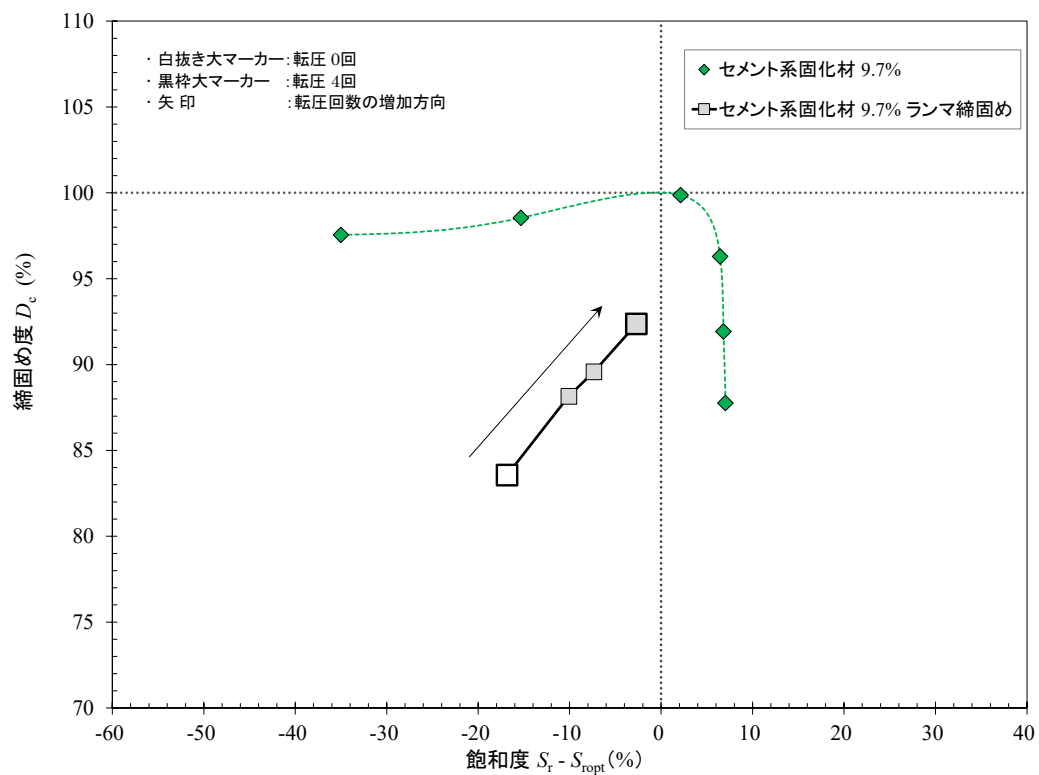


(b) 締固め度 D_c と $S_r - S_{ropt}$ の関係

図 7.3-25 締固め曲線 (A-c 法) と締固め実験結果の関係 (6.7% セメント改良土)



(a) 乾燥密度 ρ_d と含水比 w の関係



(b) 締固め度 D_c と $S_r - S_{ropt}$ の関係

図 7.3-26 締固め曲線 (A-c 法) と締固め実験結果の関係 (9.7% セメント改良土)

7.3.5 締固め度と沈下量の比較

図 7.3-27 に締固め度と沈下量の関係を示す。全体的には締固め度の増加とともに沈下量は大きくなったが、一部の試料では沈下量と締固め度との関係が不規則になった。沈下量の測定位置と締固め度の測定位置が同一でないことが不規則な関係の一因となったと考えられる。また、低含水比美浦砂は改良土に比べて全体的に沈下量が小さい傾向を示した。

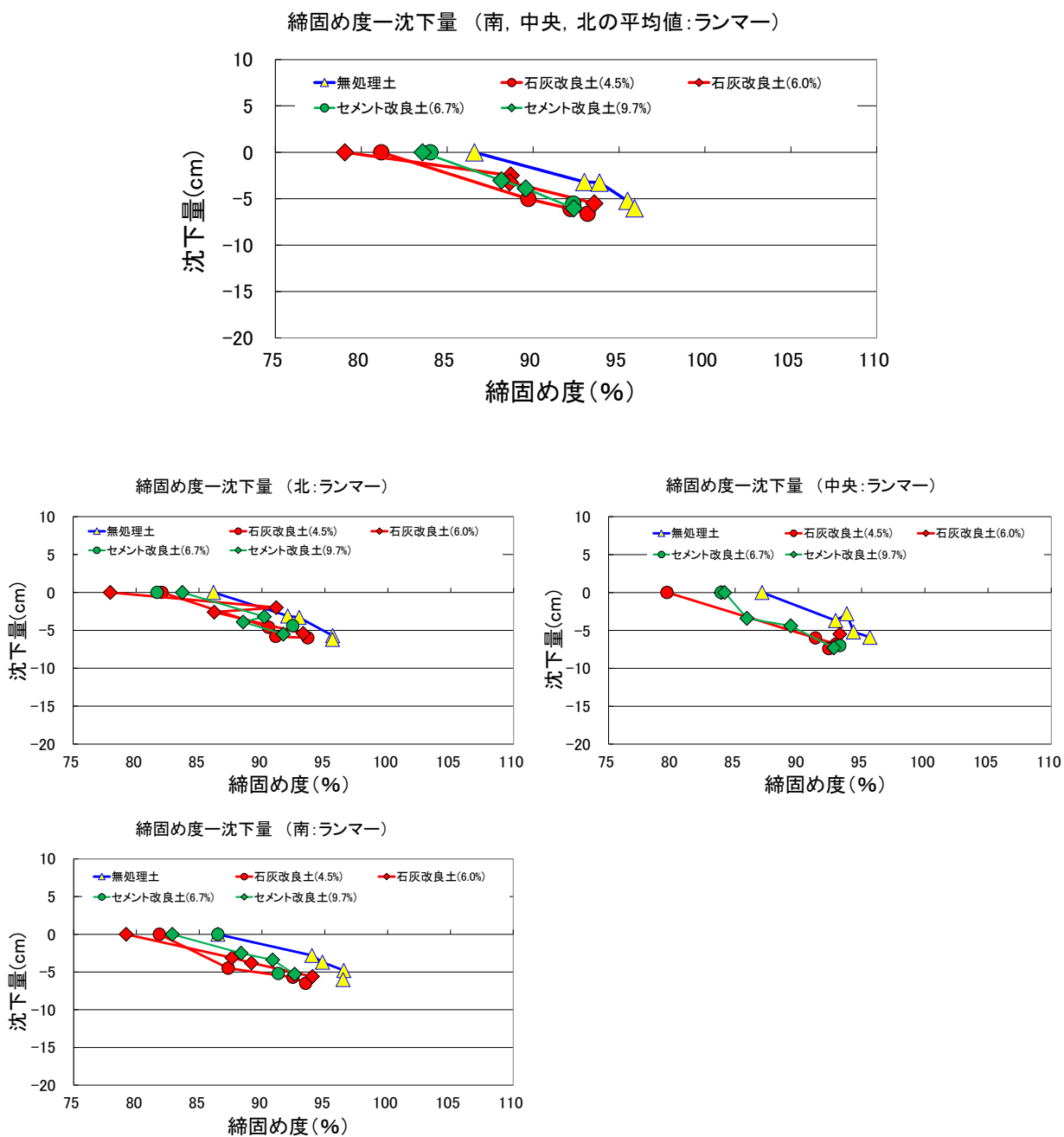


図 7.3-27 締固め度と沈下量の関係

7.3.6 まとめ

(1) 締固め度、乾燥密度及び飽和度について

締固め度の結果を比較すると、全ケースにおいて転圧4回までの締固め度は90%以上であった。その中でも低含水比美浦砂の締固め度が最も大きく95%を超える結果となった。締固め度の増加量は6.0%石灰改良土が最も大きく、次いで4.5%石灰改良土となり、低含水比美浦砂とセメント改良土は同様な増加量となった。

全ての試料において、転圧4回まで乾燥密度及び飽和度の増加が確認できた。転圧4回での最終的な乾燥密度及び飽和度は、添加率の高い改良土の方が値は低くなった。

(2) 地盤反力係数 (K_{30} 値) について

地盤反力係数は低含水比美浦砂、改良土それぞれの転圧回数に対する変化傾向が異なった。低含水比美浦砂では転圧回数が増加するにつれて地盤反力係数は減少したのに対し、9.7%セメント改良土では増加傾向となり、その他の改良土では大きな変化は認められなかった。これは、主に飽和度の違いによるものと考えられる。本実験では、地盤反力係数が施工管理の指標としては適さない結果となった。

(3) 衝撃加速度について

衝撃加速度については、6.0%石灰改良土では転圧回数及び乾燥密度に応じて増加傾向を示した。その他の試料では衝撃加速度は一旦上昇し、転圧4回までに減少傾向を示した。転圧4回での最終的な衝撃加速度は、地盤反力係数と同様に添加率の高い改良土において大きくなった。

(4) 深度方向の変化について

全ての試料において深度が浅いほど締固め度は大きくなった。また、転圧回数が多いほど深度20cm～30cmの締固め度が大きくなった。このことから、低含水比美浦砂、改良土に関わらずランマによる締固めエネルギーは深さ30cm程度までは確実に深度方向に伝達され、地盤が締め固められるものと考えられる。

7.4 締め固めた改良土のコーン指数試験【石灰協会】

7.2 節に示した石灰改良土の振動ローラによる締め固め実験の一環で、油圧ショベルによる現場混合とソイルミキサによる室内混合の石灰改良土のコーン指数試験を実施した。

7.4.1 混合方法及び養生条件

(1) 混合方法

石灰改良土の混合方法はピットでの締め固め実験時の油圧ショベルによる攪拌混合（現場混合）とソイルミキサによる室内攪拌混合（室内混合）を比較対象とした。油圧ショベルによる攪拌混合試料（現場混合試料）は、7.2 節の振動ローラによる締め固め実験時、油圧ショベルで攪拌混合後に分取した試料である。室内攪拌混合は図 7.4-1 に示すソイルミキサ（アイリッヒミキサ及びホバートミキサ）を用いて混合した（室内混合試料）。生石灰の添加率はいずれの混合方法も 1.6%とした。

混合状態は、油圧ショベルによる攪拌混合では土塊表面に生石灰を分散、アイリッヒミキサでは土塊をせん断し細かい土塊にして表面に分散、ホバートミキサでは試料を練りつぶし生石灰を練り込むような状況であった。



a) アイリッヒミキサ

b) ホバートミキサ

図 7.4-1 室内混合に用いたソイルミキサ

(2) 仮置き及び養生日数

生石灰を混合してから締め固めるまでの仮置き、及び締め固めてからコーン指数を測定するまでの養生条件を表 7.4-1 に示す。条件は 7.2 節に示したピットでの締め固め実験の条件、建設発土利用技術マニュアル¹³⁾及び石灰による地盤改良マニュアル¹⁸⁾を参考に設定した。

表 7.4-1 仮置き及び養生条件

条件 No.	仮置き(日)	養生(日)	備考
1	2	0	振動ローラ転圧のポータブルコーン測定と同一の条件
2	2	5	7.2 節の実験で東レーン（振動ローラにより転圧 3 回）から採取したコアサンプルと同一の測定条件 振動ローラ転圧の翌日にコア採取し、4 日室内養生
3	0	2	No. 1 との比較のために実施
4	0	3	石灰による地盤改良マニュアル ¹⁸⁾ 準拠
5	0	10 (4 日水浸)	建設発生土利用技術マニュアル ¹³⁾ 準拠

7.4.2 コーン指数に対する混合方法の影響（現場／室内混合試料+2.5 kg ランマ突固め）

現場混合試料及び2種類の室内混合試料を用い、締固めた土のコーン指数試験（JISA 1228:2009）を行った。

図 7.4.2 にホバートミキサ混合試料のコーン指数に対するアイリッヒミキサ又は現場混合試料のコーン指数の関係を示す。仮置き及び養生条件が同じコーン指数同士を比較したものであり、各点の下に「(仮置き日数・養生日数)」を示す。現場混合試料では添加率の精度の影響もあるが、ホバートミキサ混合試料に比べ、アイリッヒミキサ混合試料及び現場混合試料の方がコーン指数は大きくなった。本実験では養生が比較的短い（0～10日間）ため、混合におけるこね返しによる土自体の強度低下が影響したものと考えられる。

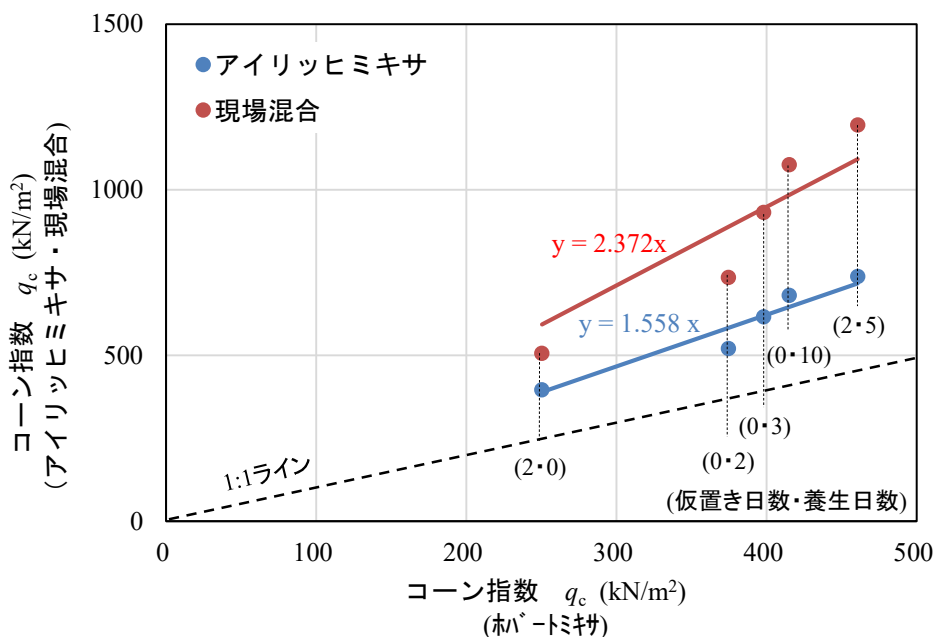
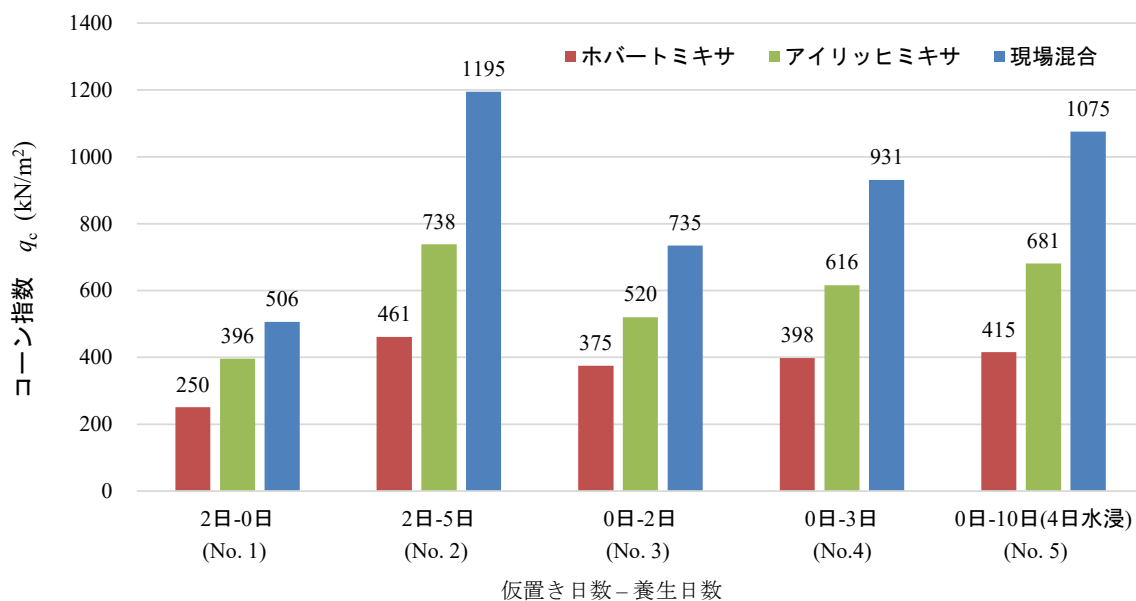


図 7.4.2 混合方法の異なるコーン指数の比較

7.4.3 コーン指数に対する仮置き及び養生日数の影響（現場／室内混合試料+2.5 kg ランマ突固め）

図 7.4-2 の結果を仮置き及び養生日数ごと、混合方法ごとに整理して図 7.4-3 に示す。養生日数が長くなるに伴いコーン指数は大きくなった。また、仮置き・養生の方法によりコーン指数は大きく異なった。コーン指数試験はトラフィカビリティ確保を目的とした試験であり、事前の配合試験は現場の施工状況に応じた条件を設定する必要があると考えられる。



* 図中のNo. は表7.4-1に対応する

図 7.4-3 コーン指数への仮置き及び養生日数の影響

7.4.4 コーン指数及びコーン貫入抵抗への締固め方法の影響

(1) 振動ローラ転圧による締固め実験のコーン指数（現場混合+現場転圧）

7.2 節に示した振動ローラによる締固め実験において採取したコアサンプル（1 点あたり 3 サンプル、表 7.2-3 参照）を用いてコーン指数 q_c (JISA 1228:2009 を参考) を測定した。測定は、表 7.4-1 No. 2 に示す振動ローラ転圧翌日に採取したコアサンプルを 4 日間室内養生した後に実施した。また、コアサンプルは高さが短いため、コーン指数はコーンの貫入量が 5 cm と 7.5 cm に到達したときの貫入抵抗力の平均値から求めた。

図 7.4.4 は振動ローラによる転圧 3 回後のコアサンプルの含水比、締固め度及びコーン指数の深度分布図である。含水比及び締固め度はコーン指数試験時に測定した値である。含水比は深さ方向に変化は少ないが、締固め度は表層部分が大きく次いで下層となり中層部分が最も小さかった。コーン指数についても締固め度と同様の傾向であった。

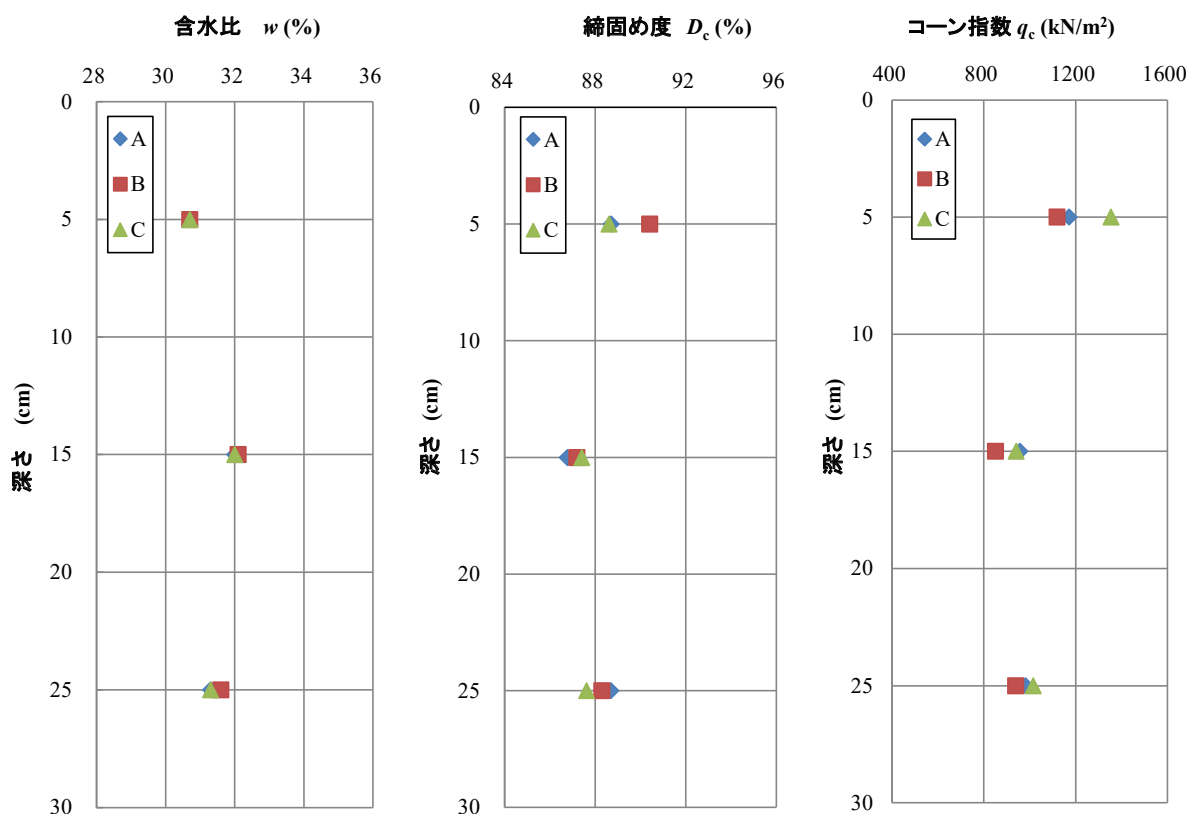


図 7.4.4 振動ローラによる転圧 3 回後のコアサンプルの含水比、締固め度及びコーン指数の深度分布

(2) 締固め方法（現場混合、現場転圧/2.5 kg ランマ突固め）

振動ローラによる転圧3回後のコアサンプルから求めたコーン指数 q_c と、現場混合試料を室内で突き固めて供試体を作製し、計測したコーン指数 q_c （JIS A 1228:2009 以下、2.5 kg ランマ突固め試料の q_c ）について、締固め度 D_c とコーン指数 q_c の関係を図7.4-5に示す。締固め度 D_c が大きくなるにともない、いずれのコーン指数 q_c も大きくなる傾向を示した。

振動ローラ転圧のコアサンプルのコーン指数 q_c とランマで突き固めた試料のコーン指数 q_c に加え、振動ローラの締固め実験時のコーン貫入抵抗 q_c （図7.2-6(b)）を表7.4-2にまとめて示す。コーン貫入抵抗を計測したポータブルコーンのみ先端コーンの底面積は $A = 6.45 \text{ cm}^2$ であり、コーン指数を計測した他2試料の先端コーン底面積は $A = 3.24 \text{ cm}^2$ である。締固め直後は振動ローラ転圧実験時の貫入抵抗 q_c も2.5 kg ランマ突固め試料のコーン指数 q_c も共に小さく同程度であったが、締固め後5日では振動ローラ転圧後に採取したコアサンプルのコーン指数 q_c が2.5 kg ランマ突固め試料のコーン指数 q_c と比較してやや小さい値となった。振動ローラ転圧の中層部の締固め度が小さかったためと考えられる。

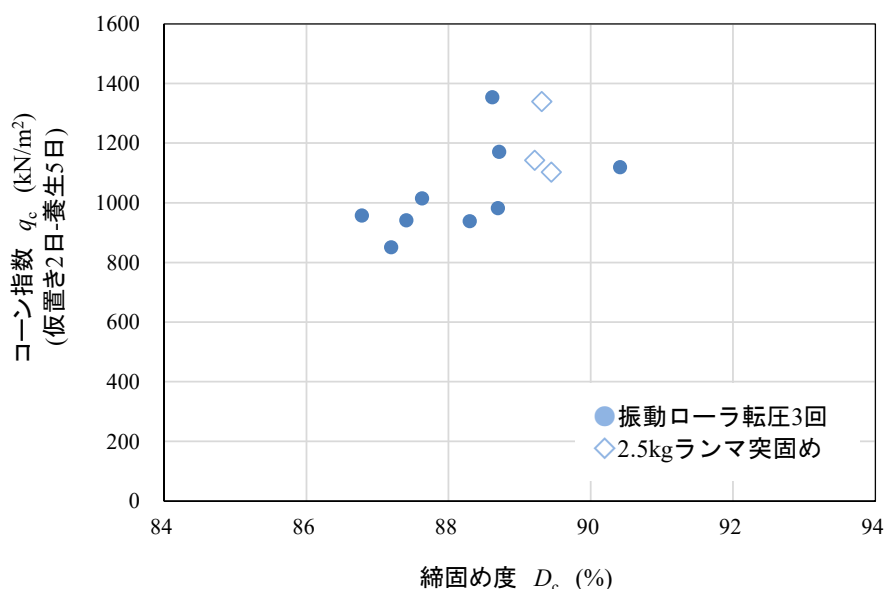


図 7.4-5 締固め度とコーン指数の関係

表 7.4-2 室内締固め及び現場転圧によるコーン指数及びコーン貫入抵抗

仮置き期間 — 養生期間	締固め (室内/現場)	q_c 平均値 (kN/m ²)	q_c 最小～最大 (kN/m ²)	備考
2日 — 0日	室内	506	478 ～ 547	2.5 kg ランマ、25 回×3 層突固め直後のコーン指数
	現場	496	440 ～ 554	振動ローラ転圧 0-8 回のポータブルコーン（貫入抵抗値）の平均
2日 — 5日	室内	1195	1103 ～ 1309	2.5 kg ランマ、25 回×3 層突固め試料のコーン指数
	現場	1036	851 ～ 1354	転圧 3 回のコアサンプルのコーン指数

7.5 締め固めた改良土の一軸圧縮試験、針貫入試験【セメント協会】

美浦砂を対象に事前の配合試験と実施工の攪拌混合精度の違いを検討するため、7.3 節に示したセメント改良土の締め固め実験と試験室でそれぞれ作製した供試体を用いて一軸圧縮試験及び針貫入試験を実施した。また、泥土又は第4種に区分される建設発生土の更なる有効利用に寄与する基礎的なデータの取得を目的に、コーン指数試験、一軸圧縮試験及び針貫入試験を実施し、一軸圧縮強さ、コーン指数及び針貫入勾配の結果と各試験結果の関係について検討した。

7.5.1 実験方法

(1) 供試体の概要

実験に使用した材料は、美浦砂とセメント系固化材である。ピットでの締め固め実験は、美浦砂にセメント系固化材を添加して油圧ショベルで混合し、実験ピット内にまき出した後、ランマで締め固めた。締め固め実験の詳細は7.3節を参照されたい。本節で検討した供試体は、表7.5-1に示す3種類である。一つ目（以下、現場供試体という）は、締め固め後、材齢1日（添加率9.7%セメント改良土は材齢0日）で実験ピットからサンプリングされた改良土を、所定の形状に成形したもの（現場混合+現場転圧）である。一軸圧縮試験にはブロックサンプリング試料、コーン指数試験にはコアサンプリング試料をそれぞれ用いた。二つ目（以下、管理供試体という）は、ピット実験時に油圧ショベルで混合された直後の改良土を分取し供試体を作製したもの（現場混合+室内作製）である。三つ目（以下、室内供試体という）は、締め固め実験とセメント系固化材の添加率が同じ条件（振動ローラ：4.3%、70kgランマ：6.7%、9.7%）で試験室にてソイルミキサで混合された改良土を用いて供試体を作製したもの（室内混合+室内作製）である。

一軸圧縮試験及び針貫入試験用の供試体の寸法は $\phi 5\text{ cm} \times H 10\text{ cm}$ 、コーン指数試験用の供試体の寸法は現場供試体で $\phi 10\text{ cm} \times H 10\text{ cm}$ 、管理供試体及び室内供試体で $\phi 10\text{ cm} \times H 12.73\text{ cm}$ である。各供試体の養生方法は材齢1日まで異なるが、これ以降は所定材齢まで封緘養生（室温約20℃）とした。

供試体の作製方法について、一軸圧縮試験及び針貫入試験用の管理供試体はJCS L-01:2006に準拠して作製された。具体的には試料を3層に分けて、1.5kgのランマで20cmの高さから各層12回突き固めて作製した。コーン指数試験用の供試体は、JISA 1228:2009に準拠しJISA 1210:2009のA法（3層、2.5kgランマで30cmの高さから各層25回突き固め）にて作製された。室内供試体は、ソイルミキサで攪拌した後の試料が締め固め困難な性状を呈したため、一軸圧縮試験及び針貫入試験用、並びにコーン指数試験用のいずれも安定処理土の締め固めをしない供試体作製方法（JGS 0821-2009）に準拠して作製された。

(2) 試験項目と材齢

表 7.5-2 に試験項目と材齢を示す。試験項目は、一軸圧縮試験 (JISA 1216:2009)、針貫入試験 (JGS 3431-2012) 及びコーン指数試験 (JISA 1228:2009) とした。針貫入試験は一軸圧縮試験前の供試体を用いて実施した。なお、針貫入試験による一軸圧縮強さへの影響が極めて小さいことは確認済みである。測点は円周方向に3等分した位置で、供試体高さの中心とした。1 供試体あたり 3 測点のため、1 水準あたり 9 測点の結果を得た。また、針貫入試験の結果は、貫入量 2 ~ 8 mm での貫入荷重との関係を回帰させた時の傾き (以下、針貫入勾配と記す) で整理した。コーン指数は、供試体高さが小さい現場供試体のみ、貫入量 5、7、9 cm での貫入抵抗力の平均値から求めた。

表 7.5-1 供試体の作製方法と養生方法

種別	供試体作製方法		養生方法
	作製方法	寸法	
現場 供試体	締固め後の実験ピットからサンプリングした改良土を、所定の形状に成形	〈一軸圧縮試験用〉 採取：ブロックサンプリング 成形：φ5 cm × H 10 cm 〈コーン指数試験用〉 採取：コアサンプリング 成形：φ10 cm × H 10 cm	材齢 1 日で実験ピットからサンプリングした後、所定材齢まで試験室 (20±3℃) で封緘養生
管理 供試体	油圧ショベルで混合された直後の改良土を成形	〈一軸圧縮試験及び針貫入試験用〉 作製方法：JCAS L-01:2006 寸法：φ5 cm × H 10 cm 〈コーン指数試験用〉 作製方法：JISA 1210:2009、A 法 寸法：φ10 cm × H 12.73 cm	材齢 1 日まで実験ピットの側で封緘養生。その後、試験室 (20±3℃) に移動させ、所定材齢まで封緘養生
室内 供試体	試験室でミキサーに混合された改良土を成形	〈一軸圧縮試験及び針貫入試験用〉 作製方法：JGS 0821-2009 寸法：φ5 cm × H 10 cm 〈コーン指数試験用〉 作製方法：JGS 0821-2009 寸法：φ10 cm × H 12.73 cm	成形後、所定材齢まで試験室 (20±3℃) で封緘養生

表 7.5.2 試験項目と材齢

材齢	試験項目*1		
	現場供試体	管理供試体	室内供試体
	現場混合+現場転圧	現場混合+室内作製	室内混合+室内作製
1日	—	—	一軸圧縮試験 針貫入試験 コーン指数試験
7日	一軸圧縮試験 コーン指数試験*2	一軸圧縮試験 針貫入試験 コーン指数試験	一軸圧縮試験 針貫入試験 コーン指数試験
28日	一軸圧縮試験	一軸圧縮試験 針貫入試験 コーン指数試験	一軸圧縮試験 針貫入試験
91日	—	一軸圧縮試験 針貫入試験	一軸圧縮試験 針貫入試験

*1 一軸圧縮試験（JIS A 1216:2009）、針貫入試験（JGS 3431-2012）、コーン指数試験（JIS A 1228:2009）

*2 コアサンプリング試料高さの制約から貫入量 5、7、9cm の平均値をコーン指数 q_c とした。

7.5.2 実験結果

(1) 一軸圧縮強さと針貫入勾配

材齢と一軸圧縮強さの関係を図 7.5-1 ～ 図 7.5-3 に示す。現場供試体から得られた一軸圧縮強さは「現場」、管理供試体から得られた一軸圧縮強さは「管理」、室内供試体から得られた一軸圧縮強さは「室内」と表記した。図より改良材添加率や材齢に関わらず、同一材齢における一軸圧縮強さは室内供試体 > 管理供試体 > 現場供試体の順となり、特に室内供試体と管理及び現場供試体との差が大きかった。また、日数の経過に伴う強度発現性は室内供試体が大きく、管理供試体と現場供試体が同程度であった。室内供試体は試験室のソイルミキサで、管理及び現場供試体は油圧ショベルで攪拌混合したセメント改良土で作製したものであり、両者の大きな違いは攪拌混合の精度である。セメントが偏在して所定のセメントが入っていない部分が存在すると弱点部分になると考えられ、添加率が同様であっても一軸圧縮強さや強度発現性が小さくなると推察できる。管理及び現場供試体の一軸圧縮強さや強度発現性が室内供試体よりも小さい理由は、攪拌混合の違いによって生じる弱点部分の多少に起因すると考え、局所的な強度を測定できる針貫入試験の結果のバラツキを用いて検証した。針貫入試験は一軸圧縮試験前の管理供試体と室内供試体を対象に実施した。添加率と針貫入勾配の関係の一例を図 7.5-4 に、針貫入勾配の変動係数（9 測点）を図 7.5-5 に示す。針貫入勾配の変動係数は、材齢に関わらず、室内供試体よりも管理供試体の方が大きく、管理供試体ではセメントが偏在しているといえる。改良効果を高めるためには、丁寧な攪拌混合が重要であることが示唆された。

図 7.5-6 に材齢 7 日の現場供試体の一軸圧縮強さと添加率の関係を示す。図中に示す数字は、室内供試体の平均一軸圧縮強さに対する現場供試体の平均一軸圧縮強さの比であり、(現場/室内) 強さ比とした。石灰、セメント改良土共に、(現場/室内) 強さ比は 1 を下回る値を示した。図 7.5-5 の針貫入試験結果においても指摘したように、室内供試体と現場供試体の強度の差は油圧ショベルとソイルミキサの攪拌精度の違いが一因と考えられる。その他に、締固め（突固め）までの経過時間の差なども影響をおよぼしたものと考えられる。加えて、添加率が高いほど（現場/室内）強さ比は小さくなった。これは、改良土の不均一性の影響が高い添加率ほど顕著になったためであると考えられる。

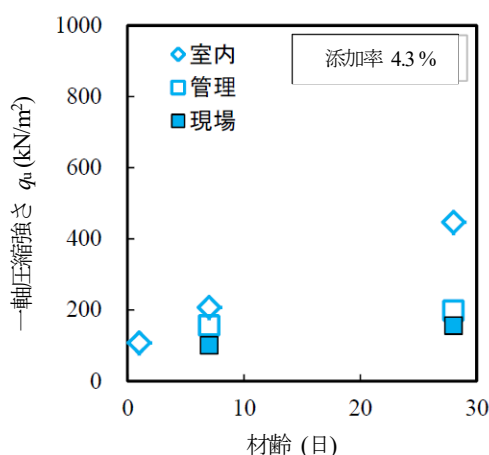


図 7.5-1 材齢と一軸圧縮強さの関係
(添加率 4.3%)

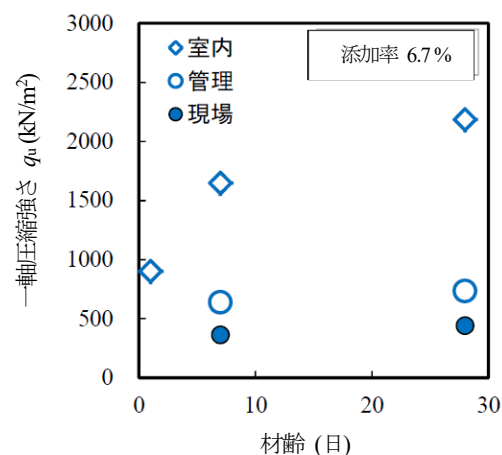


図 7.5-2 材齢と一軸圧縮強さの関係
(添加率 6.7%)

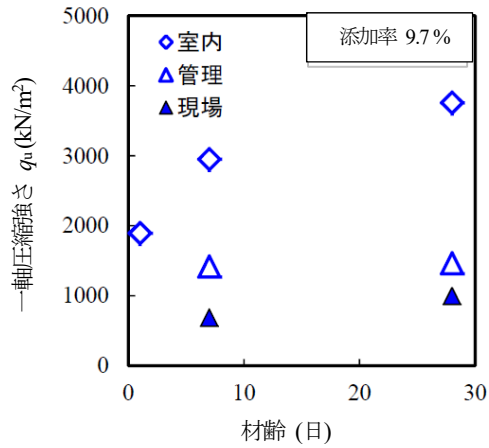


図 7.5-3 材齢と一軸圧縮強さの関係 (添加率 9.7%)

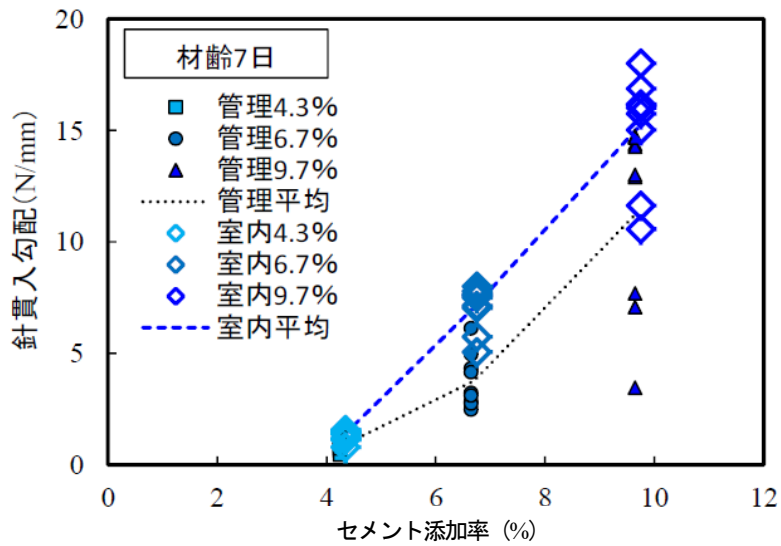


図 7.5-4 セメント添加率と針貫入勾配の関係

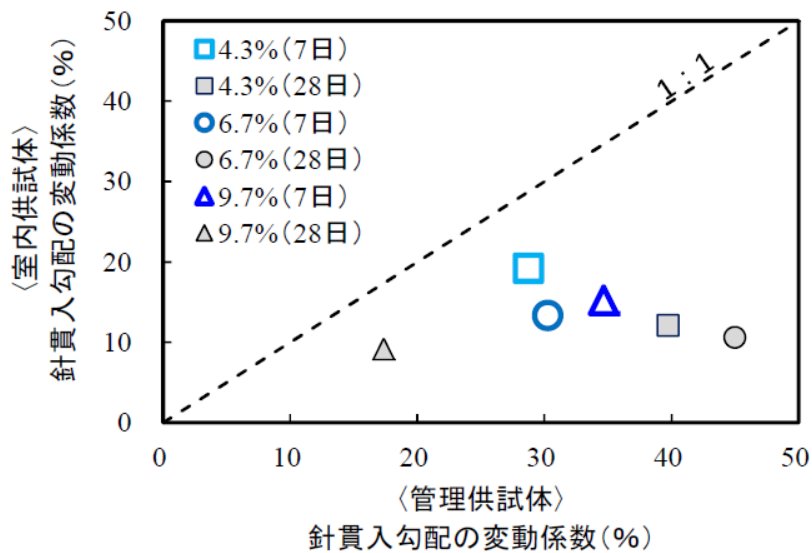


図 7.5-5 針貫入勾配の変動係数

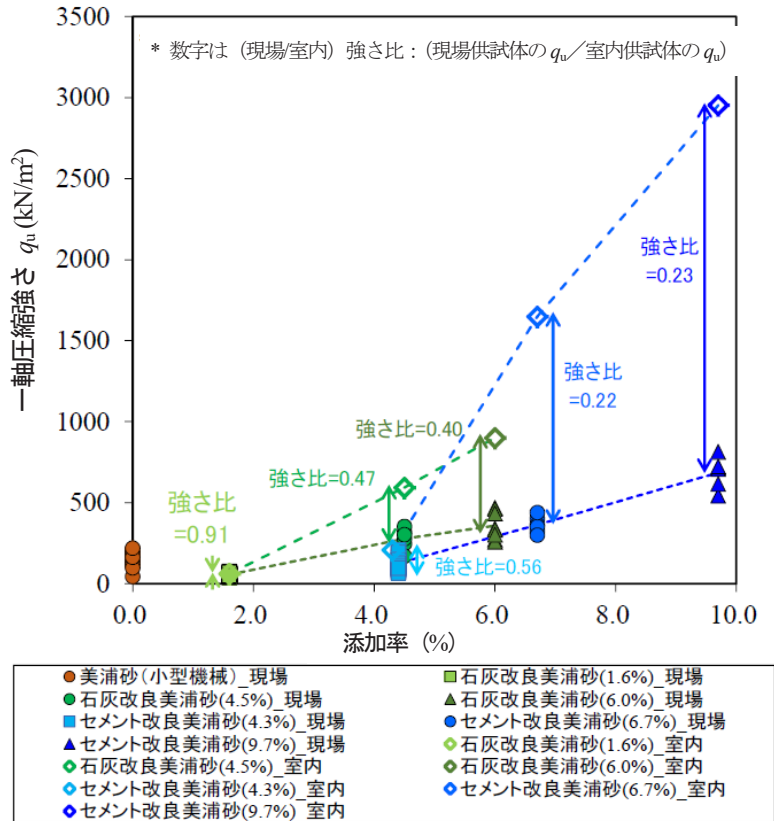


図 7.5-6 セメント添加率と一軸圧縮強さの関係

(2) 一軸圧縮強さとコーン指数

一軸圧縮強さとコーン指数の関係を図 7.5-7 及び図 7.5-8 に示す。粘性土地盤の一軸圧縮強さとコーン指数の関係は $q_c = 5 q_u$ ⁶⁶⁾ が報告されているが、本要素実験ではコーン指数試験の実用的な強度範囲 (4.3%の現場、管理及び室内供試体) においては $q_c = 13 q_u$ となり、全てのデータ (4.3%の現場及び室内供試体と、4.3%、6.7%、9.7%の管理供試体) では $q_c = 23 q_u$ の関係を得た。既報⁶⁷⁾と同様にセメント改良美浦砂の場合は関係が異なり、また強度レベルによる影響も認められた。

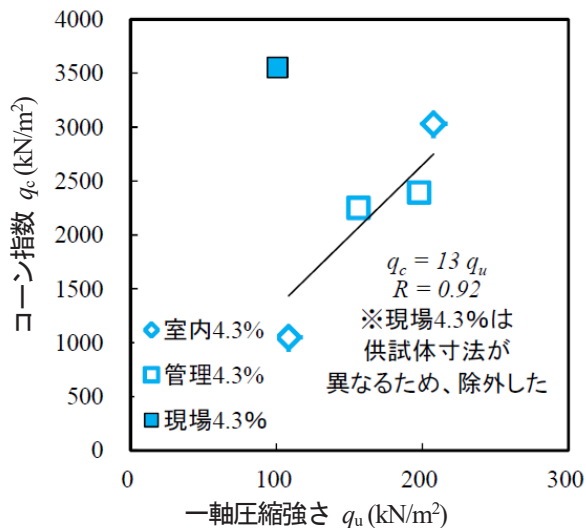


図 7.5-7 一軸圧縮強さとコーン指数の関係 (添加率 4.3%)

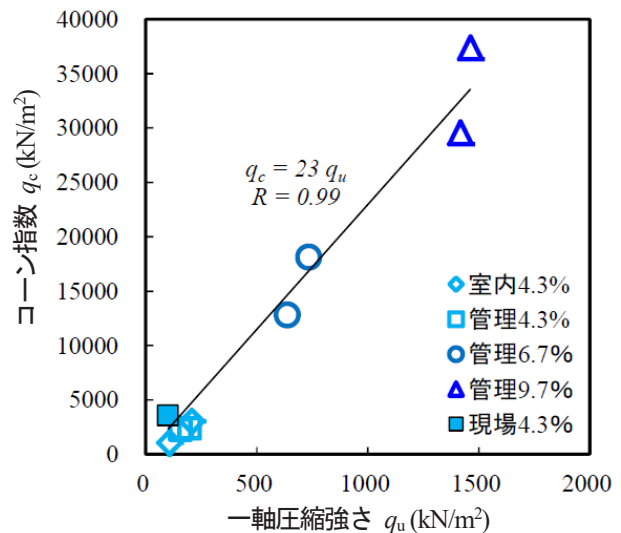


図 7.5-8 一軸圧縮強さとコーン指数の関係 (全データ)

(余白)

第8章 改良した礫混じり粘性土（仮置土）の締固め特性

8.1 配合試験（仮置土）【石灰協会、土木研究所】

8.1.1 試料土（仮置土）及び改良材

試料土は首都圏連絡自動車道の掘削工事より発生した礫混じり砂質シルトである。以下、本報では当該試料土を「仮置土」と称する。表 8.1-1 に物理特性及び力学特性を示す。

試料土は粒径 75 μm 以下の細粒分を 55% 含んでおり、液性限界は $w_L=81.9\%$ 、塑性指数 $I_P=42.8$ であった。塑性図を図 8.1-1 に示す。土の工学的分類上は「シルト（高液性）（MH）」に区分される。

ここで、各試験における試料の自然含水比は試料搬入時の含水比を基に $w_n=46\%$ と定義した。自然含水比を目標に調整 ($w=45.7\%$) して締め固めた後、4 日間水浸養生した供試体のコーン指数は $q_c=217\text{ kN/m}^2$ であった。また、同様に調整した試料（供試体作製時含水比 $w=44.0\%$ ）の CBR は CBR = 0.9% であった。

表 8.1-1 試料土の物性値一覧（仮置土）

項目	単位	試験結果		試験法
土粒子の密度 ρ_s	(g/cm^3)	2.584		JIS A 1202:2009
含水比 w	(%)	47.8		JIS A 1203:2009
粒 度	礫分(2 mm ~ 75 mm)	(%)	10.2	JIS A 1204:2009
	砂分(75 μm ~ 2 mm)	(%)	34.7	
	シルト分(5 μm ~ 75 μm)	(%)	19.3	
	粘土分(~ 5 μm)	(%)	35.8	
	最大粒径	(mm)	19	
コンシステンシー特性	液性限界 w_L	(%)	81.9	JIS A 1205:2009
	塑性限界 w_P	(%)	39.1	
	塑性指数 I_P	—	42.8	
有機物含有量	強熱減量 L_i	(%)	10.46	JIS A 1226:2009
土の工学的分類	分類記号	—	MH	
	土の分類名	—	シルト(高液性)	
締固め特性	締固め試験方法	-	B-c	E-c
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	(g/cm^3)	1.350	1.425
	最適含水比 w_{opt}	(%)	29.5	27.5
トラフィカビリティ	含水比 w	(%)	45.7	
	乾燥密度 ρ_d	(g/cm^3)	1.158	
	コーン指数 q_c	(kN/m^2)	217	
支持力特性	含水比 w	(%)	44.0	
	乾燥密度 ρ_d	(g/cm^3)	1.190	
	CBR	(%)	0.9	

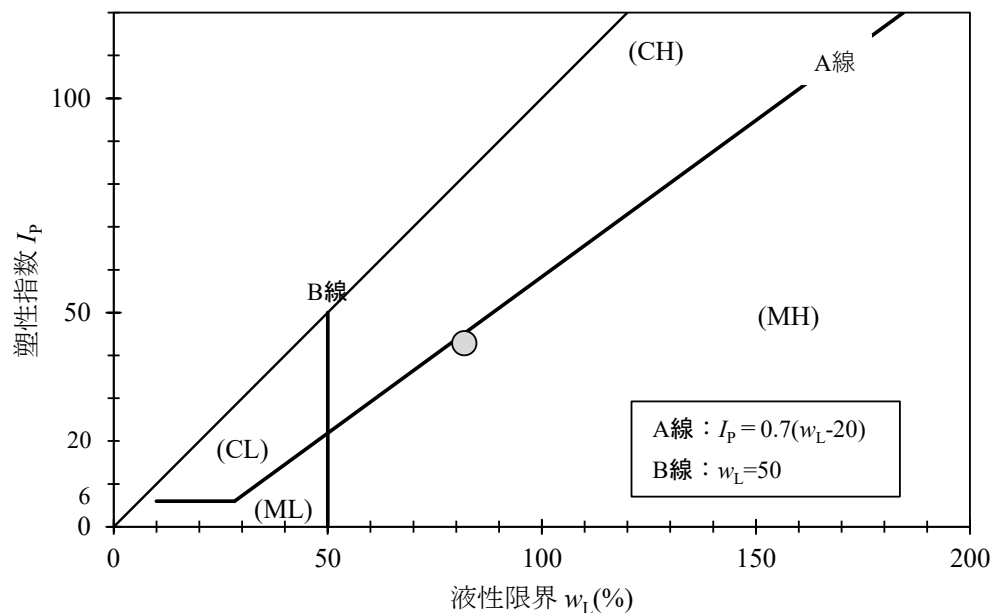


図 8.1-1 塑性図 (假置土)

8.1.2 配合試験結果 (假置土)

試験は、自然含水比 $w_n = 46\%$ を目標に調整した假置土に改良材として生石灰を混合した石灰改良土、セメント系固化材を混合したセメント改良土及び高炉セメント B 種を混合した高炉 B 種改良土の 3 種類で実施した。假置土及び各改良材の化学組成を表 8.1-2 に示す。假置土の化学組成は蛍光 X 線分析により求めたものである。改良材の化学組成は各材料の成分表に記載の値であり、生石灰は JIS R 9011、高炉セメント B 種は JIS R 5201、JIS R 5202、JIS R 5203 及び JIS R 5204 により求められたものである。セメント系固化材は JIS R 5201、JIS R 5202 (本体法) 及び JIS R 5204 により求めた値のうち、CaO 及び SO_3 のみを示す。

各配合試験において、石灰改良土は假置土と生石灰を混合した翌日、セメント改良土と高炉 B 種改良土は假置土と改良材を混合した直後に、それぞれ試験に供することを標準とした。以下で示す添加率とは、試料土の乾燥質量に対する改良材の質量百分率である。

表 8.1-2 試料土及び改良材の化学組成

	SiO ₂ (wt%)	TiO ₂ (wt%)	Al ₂ O ₃ (wt%)	Fe ₂ O ₃ (wt%)	MnO ₂ (wt%)	MgO (wt%)	CaO (wt%)	Na ₂ O (wt%)	K ₂ O (wt%)	P ₂ O ₅ (wt%)	S _{total} (wt%)	SO ₃ (wt%)
假置土	56.7	0.98	20.2	6.48	0.11	1.02	2.73	0.71	1.31	0.22	0.27	-
生石灰	-	-	-	-	-	-	95.8	-	-	-	-	-
高炉セメント B 種	-	-	-	-	-	3.60	-	-	-	-	-	2.31
セメント系固化材	-	-	-	-	-	-	55.1	-	-	-	-	6.41

(1) 土粒子の密度

土粒子の密度の測定には湿潤土を用い、JIS A 1202:2009 に準拠して試験を行った。脱気は規格に従い湯せん用具を用いた煮沸法で行った。図 8.1-2 に改良材添加率と土粒子の密度の関係を示す。土粒子の密度は改良材添加率の増加と共に大きくなる傾向を示した。

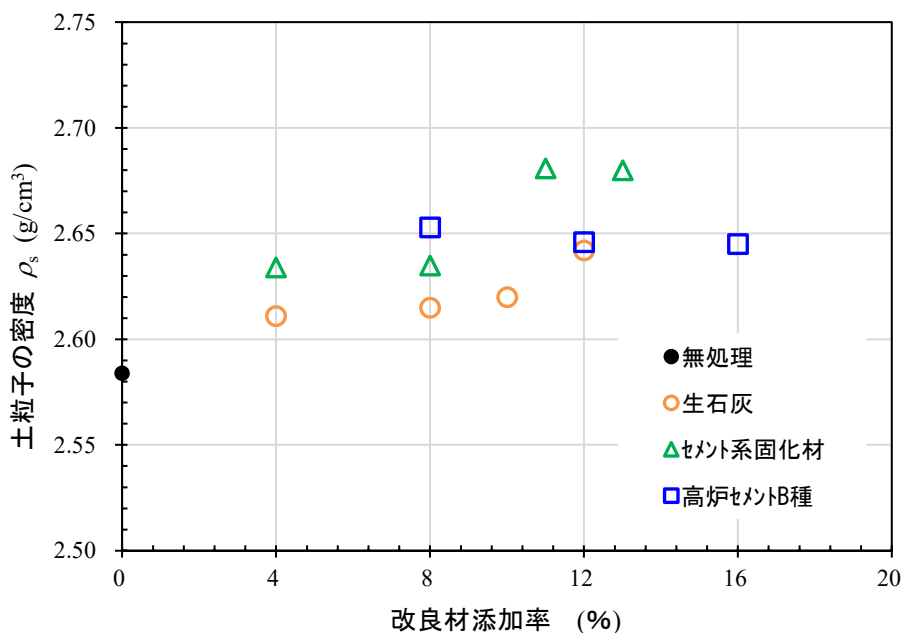


図 8.1-2 改良材添加率と土粒子の密度の関係 (仮置土)

(2) 含水比

図 8.1-3 に石灰改良土の CBR 試験、コーン指数試験及び衝撃加速度試験の供試体作製時 (含水比低下後) の含水比と改良材添加率の関係を示す。参考として仮置土の自然含水比 ($w_n=46\%$) もプロットした。添加率の増加に伴い、含水比は低くなった。これは、土中水との反応による生石灰の消化吸水と発熱反応による蒸発効果によるものであると考えられる。同図中には式 8.1-1¹⁸⁾ から求めた生石灰添加による含水比低下後の含水比の計算値も併せて示した。同式の初期含水比 w_0 は、改良材混合前の仮置土の自然含水比より $w_0=46\%$ とした。石灰改良土の含水比は式 8.1-1 の計算値よりも若干大きくなった。これは式 8.1-1 が生石灰の CaO 有効成分を 100% と仮定して算出しているためである。

$$w = \frac{w_0/100 - 0.77 \times a/100}{1 + 1.32 \times a/100} \times 100 \quad \dots\dots\dots \text{式 8.1-1}$$

ここに、 w : 低下後の含水比 (%)

w_0 : 初期含水比 (%)

a : 土の乾燥質量に対する生石灰添加率 (%)

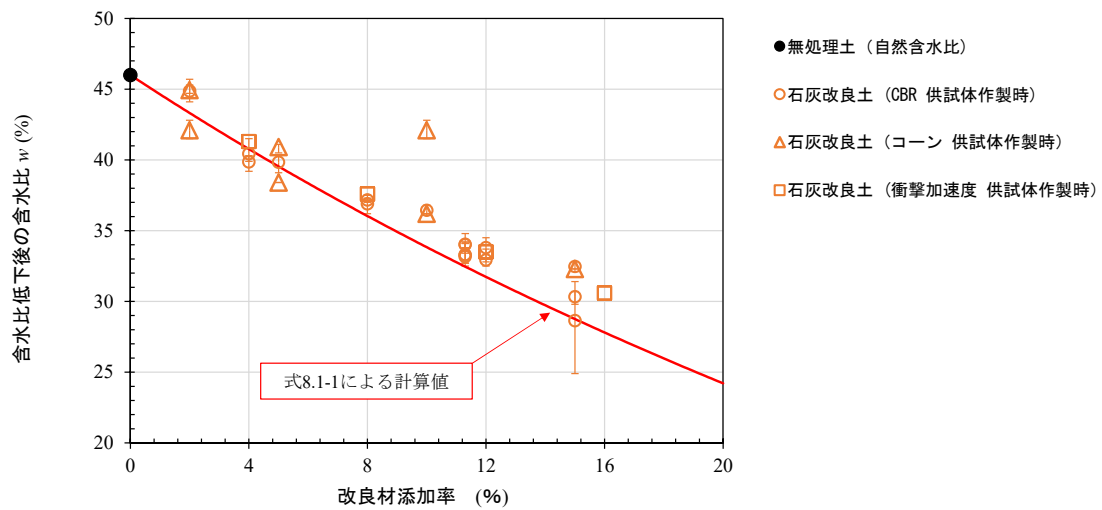


図 8.1-3 添加率と供試体作製時（含水比低下後）の含水比の関係（仮置土、石灰改良土）

図 8.1-4 にセメント改良土及び高炉 B 種改良土の CBR 試験、コーン指数試験及び衝撃加速度試験の供試体作製時（含水比低下後）の含水比と改良材添加率の関係を示す。参考として仮置土の自然含水比（ $w = 46\%$ ）もプロットした。いずれの改良土も添加率の増加に伴い、含水比は小さくなった。これは改良材との水和反応によって土中水が消費されたためと考えられる。セメント改良土と高炉 B 種改良土の添加率に応じた含水比の上がり方は概ね同じであった。

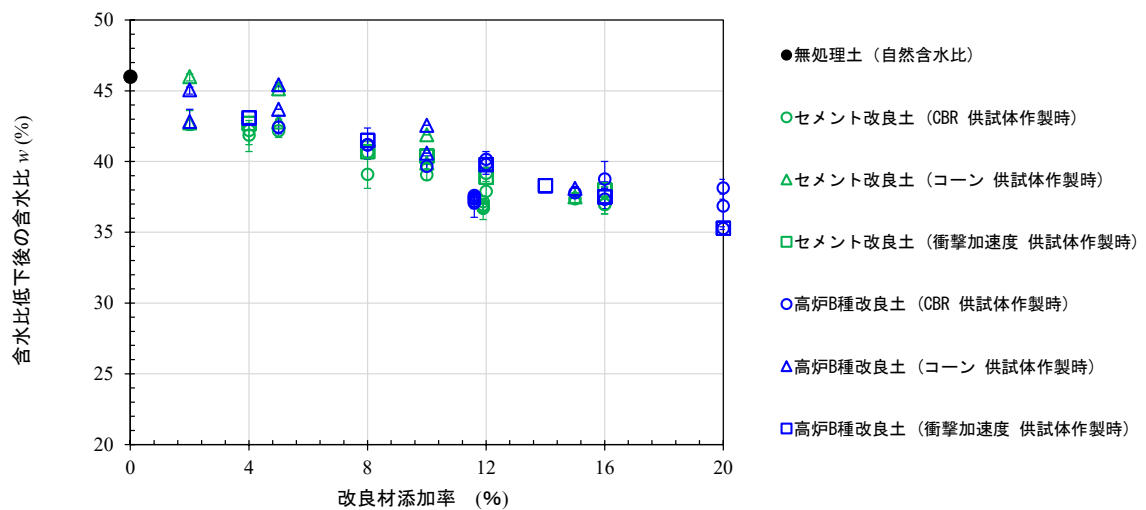


図 8.1-4 添加率と供試体作製時（含水比低下後）の含水比の関係
（仮置土、セメント改良土及び高炉 B 種改良土）

(3) 粒度

図 8.1-5 に無処理土及び改良土の粒径加積曲線を示す。また、図 8.1-6 には細粒分中のシルトと粘土の割合を示す。改良土は無処理土に比べて粘土分（粒径 $5\mu\text{m}$ 以下）の割合が減少し、シルト分（粒径 $5 \sim 75\mu\text{m}$ ）の割合が増加した。改良材由来のカルシウムイオン Ca^{2+} が土粒子表面に付着している陽イオンと交換され、土粒子表面の帯電状態が変わったことで、団粒化した^{例えば 18)、19)}ことが要因と考えられる。

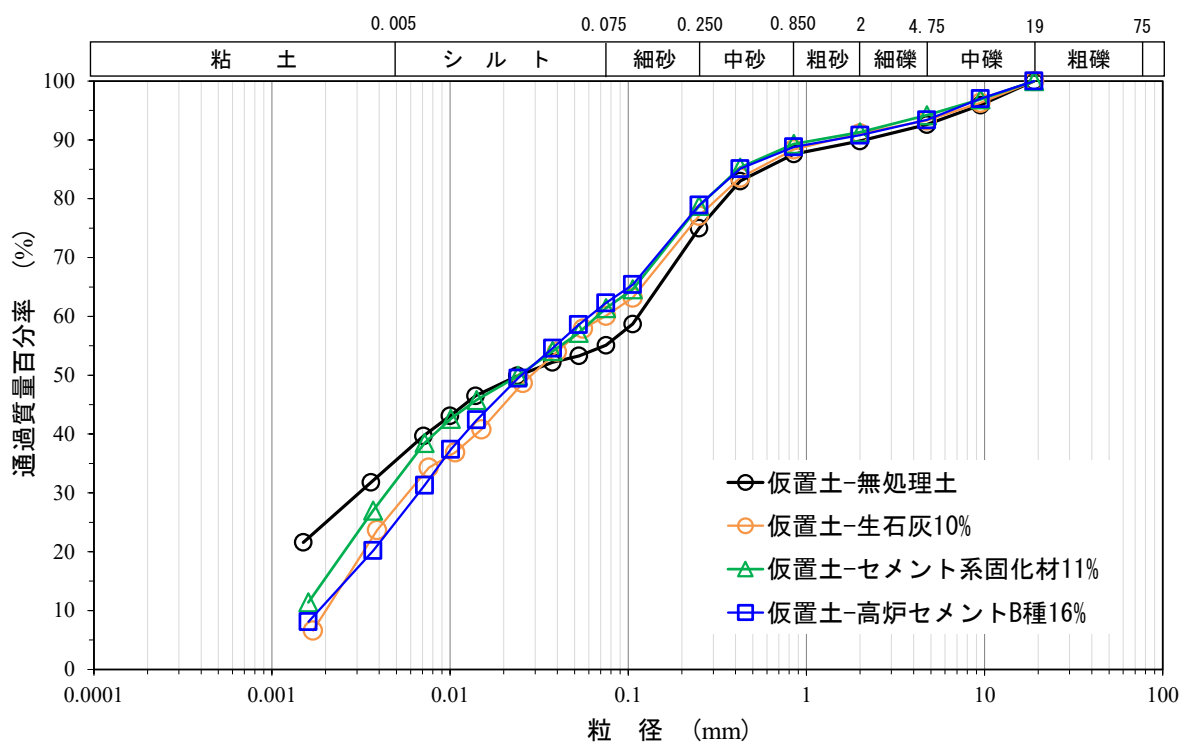


図 8.1-5 粒径加積曲線（仮置土）

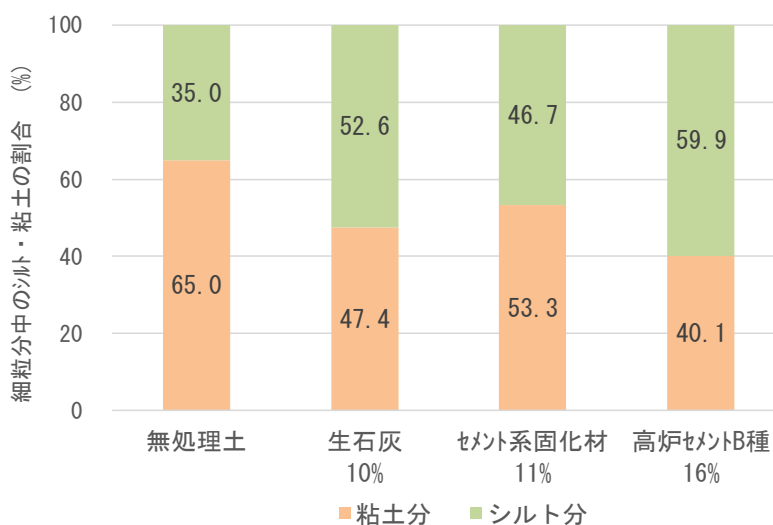


図 8.1-6 細粒分中のシルトと粘土の割合（仮置土）

(4) 最適含水比・最大乾燥密度

JIS A 1210:2009 の B-c 法及び E-c 法による仮置土（無処理土）及び改良土の締固め曲線を図 8.1-7、図 8.1-9 及び図 8.1-11 に示す。また、改良材の添加率と最大乾燥密度の関係を図 8.1-8、図 8.1-10 及び図 8.1-12 に示す。石灰改良土は、仮置土と生石灰を混合してから 1 日仮置きした後に試験を実施した。他の 2 つの改良土は仮置土と改良材を混合して直ちに試験を実施した。

仮置土の自然含水比は $w_n=46\%$ である。いずれの試料も、最適含水比 w_{opt} は自然含水比より乾燥側となった。ただし、特に B-c 法で得られた改良土の締固め試験の結果は、添加率が増加すると低含水比領域（仮置土及びその改良土では 30% 以下）で得られる乾燥密度が変化しなくなったため、明確な最適含水比を示さなくなった。

石灰改良土では、図 8.1-7 において改良土の締固め曲線が無処理土の曲線の下側にあり、図 8.1-8 に示すとおり改良土の最大乾燥密度が小さくなった。B 法と E 法を比較すると、B 法の方が無処理土と改良土の最大乾燥密度の差が大きくなった。石灰改良土では、生石灰が土中の水と反応して消石灰となり、体積が膨張したと考えられる。締固めエネルギーの一部は体積膨張した消石灰の圧縮に消費され、改良土の最大乾燥密度が無処理土と比べて小さくなったと考えられる。ただし、B 法で求めた改良土の最大乾燥密度は生石灰の添加率が高くなってあまり変化せず、美浦砂の石灰改良土とは異なる傾向を示した。

セメント改良土（図 8.1-9、図 8.1-10）では、B 法による最大乾燥密度が添加率 8% までは無処理土と比較して若干小さくなった。一方、添加率 8% 以上では最大乾燥密度は無処理土より大きくなった。E 法による最大乾燥密度は、改良土の方が無処理土より大きくなった。

高炉 B 種改良土（図 8.1-11、図 8.1-12）では、添加率 8% の場合は最大乾燥密度が無処理土と同程度、添加率 12% 及び 16% では最大乾燥密度が無処理土より大きくなった。

最適含水比及び最大乾燥密度となる飽和度を最適飽和度¹⁴⁾という。図 8.1-7、図 8.1-9 及び図 8.1-11 の中の表によると、最適飽和度は無処理の仮置土で 84 ~ 87%、石灰改良土で 72 ~ 85%、セメント改良土で 75 ~ 87%、高炉 B 種改良土で 84~87% の範囲にあった。

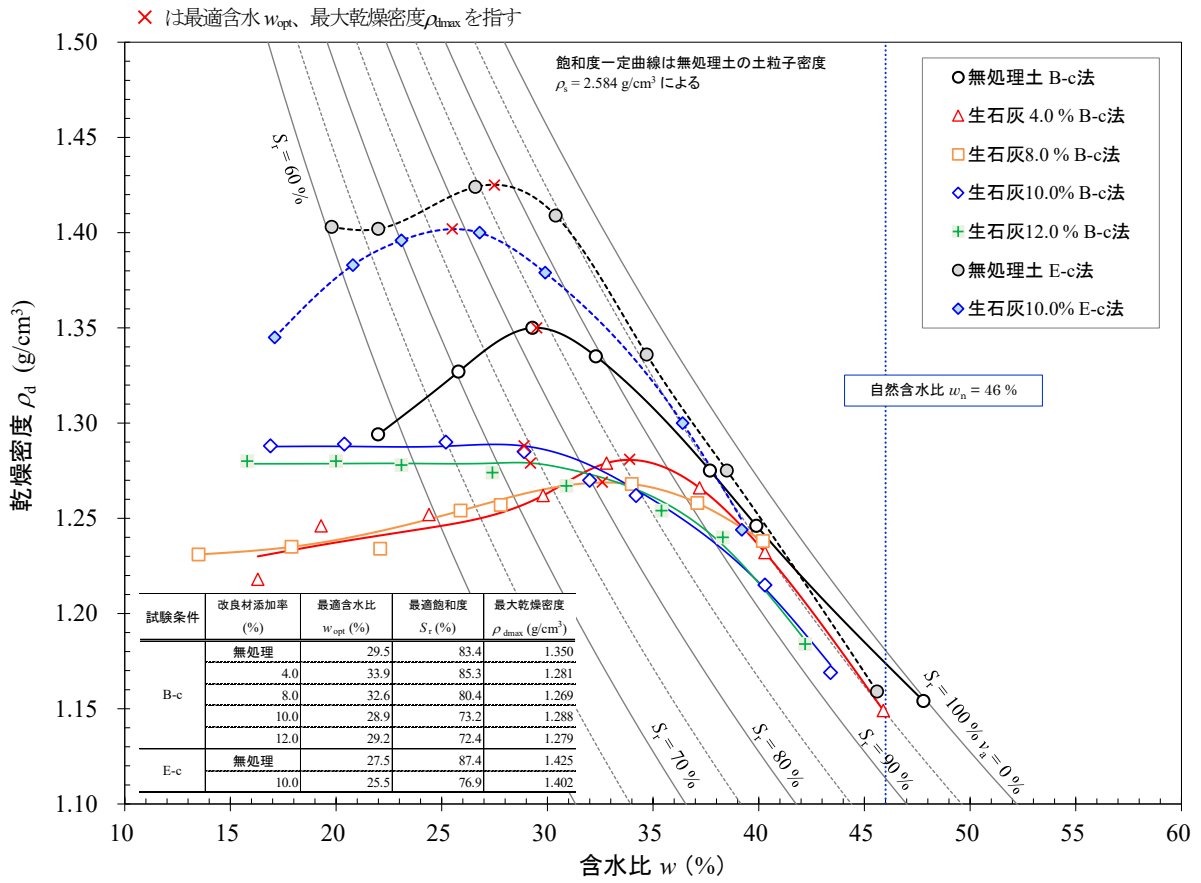


図 8.1-7 石灰改良土締固め曲線 (仮置土)

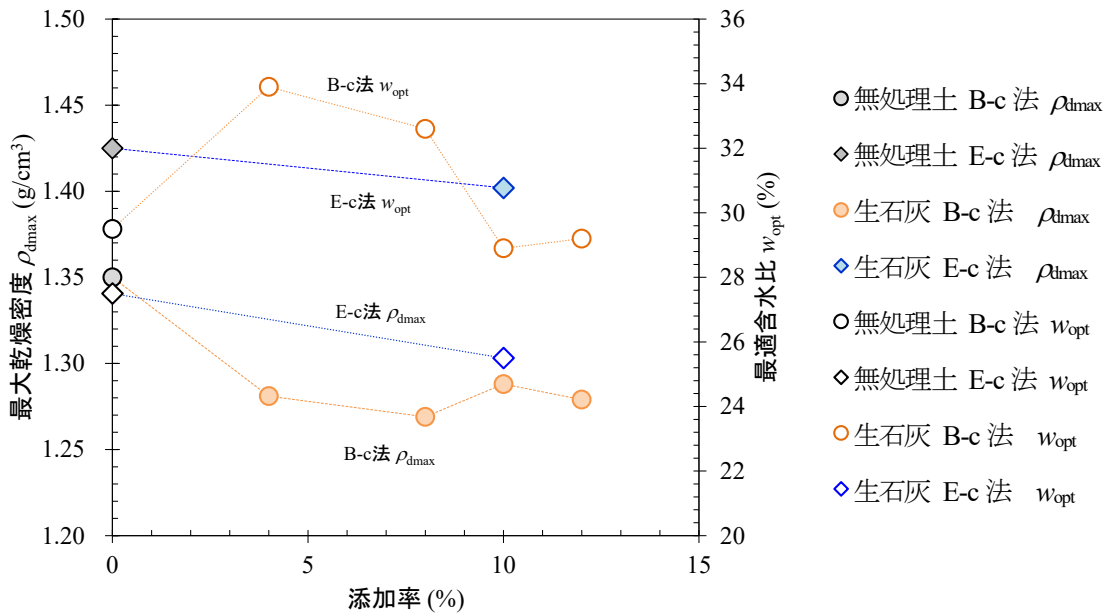


図 8.1-8 石灰改良土における添加率と最大乾燥密度、最適含水比の関係 (仮置土)

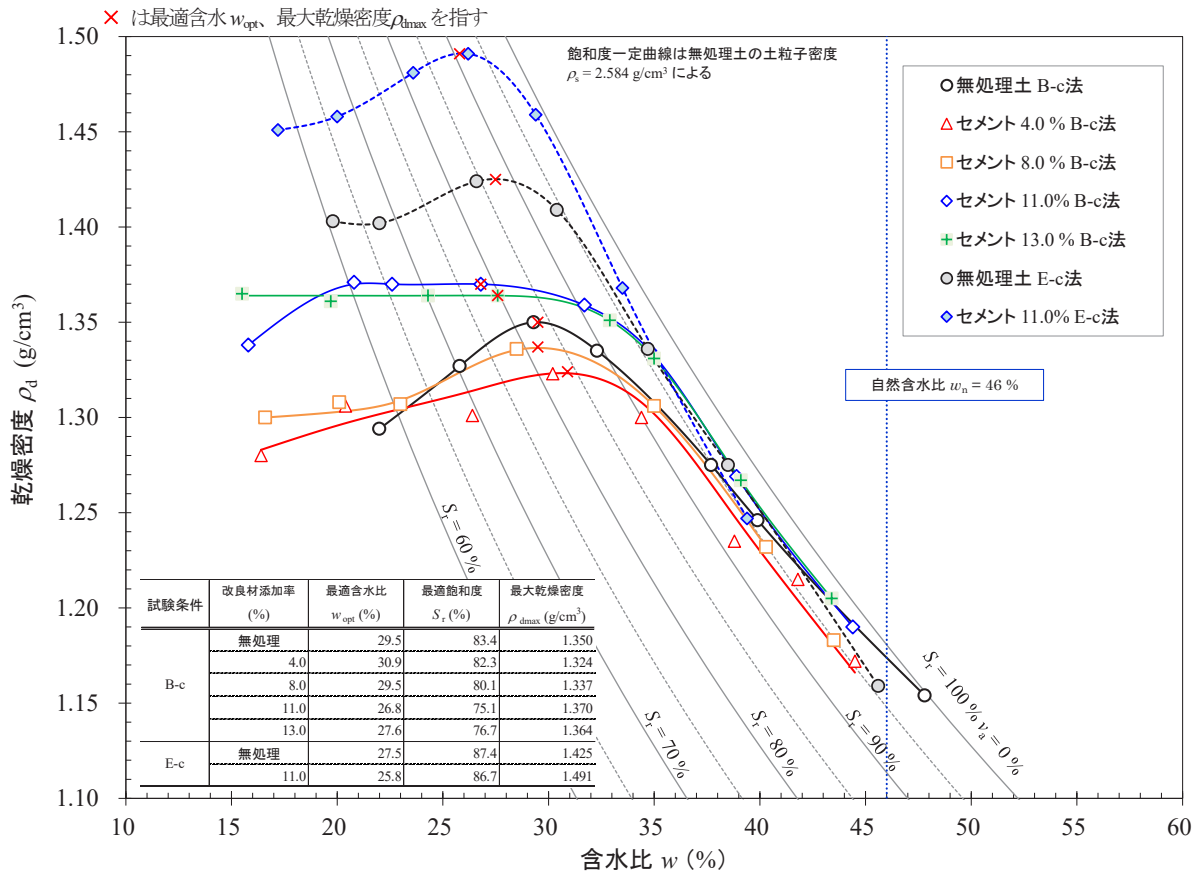


図 8.1-9 セメント改良土締固め曲線 (仮置土)

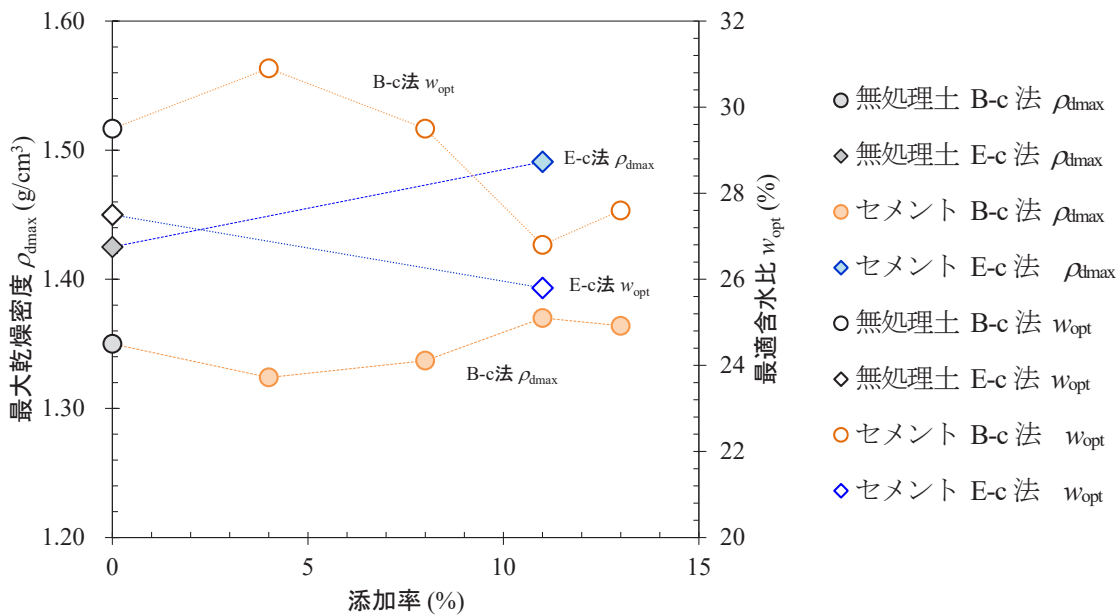


図 8.1-10 セメント改良土における添加率と最大乾燥密度、最適含水比の関係 (仮置土)

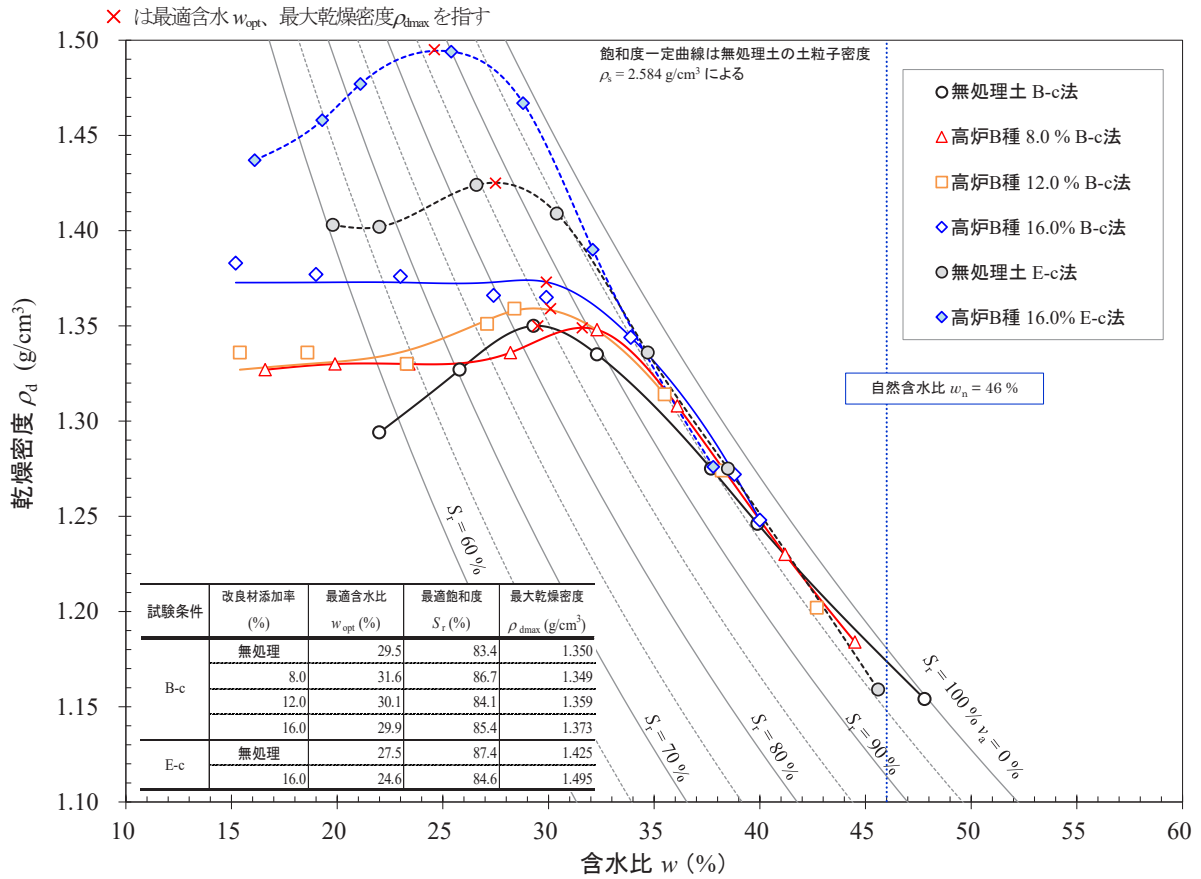


図 8.1-11 高炉 B 種改良土締固め曲線 (仮置土)

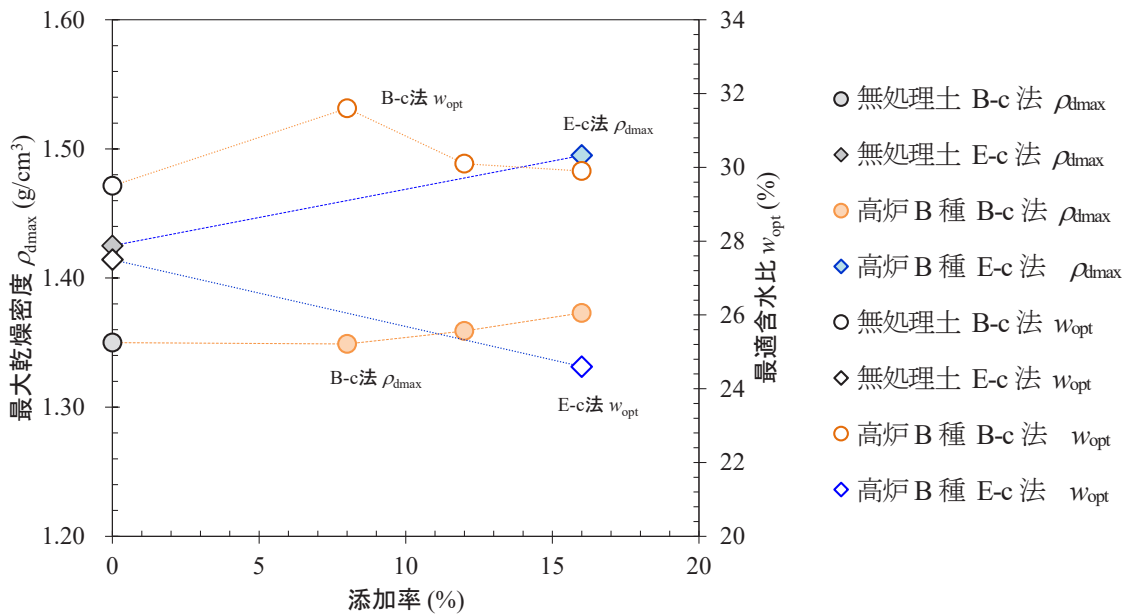


図 8.1-12 高炉 B 種改良土における添加率と最適含水比、最大乾燥密度の関係 (仮置土)

(5) CBR

CBR 試験は舗装調査・試験法便覧⁴⁵⁾(F031)に準拠して実施した。改良材混合前の仮置土の含水比は自然含水比 $w_n=46\%$ を目標に調整した。石灰改良土の供試体は、仮置土と生石灰を攪拌して1日仮置き後に作製した。

図 8.1-13 に改良材添加率と CBR の関係を示す。図中のプロットは各添加率における CBR の平均値を、エラーバーは値の範囲をそれぞれ示す。いずれの改良土も改良材添加率の増加に伴い CBR は大きくなった。また、改良材添加率と CBR の関係は、途中で折れ点を有する 2 直線で近似される関係となった。

図 8.1-14 に改良材添加率と供試体作製時の乾燥密度の関係を、図 8.1-15 に供試体作製時の乾燥密度と CBR の関係をそれぞれ示す。各図中のプロットは同一添加率における平均値を、エラーバーは値の範囲をそれぞれ示す。以下、同様とする。改良材添加率の増加に伴い、供試体作製時の乾燥密度も増加した。乾燥密度と CBR の関係は正の相関を示し、乾燥密度 1.3 g/cm^3 付近で CBR の増加率が変化した。特に高い添加率において CBR の増加率が大きいのは、供試体の密度が高くなって改良材による改良効果がより高く発揮されたことも一因であったと考えられる。

図 8.1-16 に改良材添加率と供試体作製時及び CBR 試験時(水浸後)の含水比の関係を、図 8.1-17 に各含水比と CBR の関係をそれぞれ示す。添加率の増加に伴い供試体作製時及び試験時(水浸後)の含水比は低下する傾向を示した。同一の添加率で比較した場合、石灰改良土の含水比の方がセメント改良土及び高炉 B 種改良土と比較して低くなった。含水比と CBR は負の相関関係を示した。

図 8.1-18 に改良材添加率と供試体作製時及び CBR 試験時の飽和度の関係を、図 8.1-19 に各飽和度と CBR の関係をそれぞれ示す。水浸後の膨張量の計測を実施していない試験ケースもあったことから、CBR 試験時(水浸後)の飽和度についてはいずれの試料も水浸後の乾燥密度が供試体作製時から変化しなかったものと仮定して推定した飽和度にて示した。改良材添加率が高くなると乾燥密度が高く、かつ含水比が低くなった結果、乾燥密度と含水比の関数である飽和度は添加率によらず 85% 以上の値を示した。したがって、CBR は各添加率の改良土の飽和度に依存しない結果となった。

図 8.1-20 は気中養生の後 4 日間水浸養生した改良土の CBR と、非水浸養生の(気中養生 10 日間又は 7 日間)改良土の非水浸 CBR の関係を示す。今回の配合試験結果においては改良材の種類及び添加率に関係なく、水浸の有無による CBR 値への影響は見られなかった。同一添加率で作製し、水浸養生した供試体の飽和度と水浸養生しなかった供試体の飽和度の関係を図 8.1-21 に示す。石灰改良土には飽和度の違いはなく、セメント改良土では水浸養生供試体の飽和度が高く、高炉 B 種改良土では非水浸養生供試体の飽和度が高かった。改良土の供試体を水浸養生するとき、空隙に水が浸透すれば、含水比(飽和度)が高くなってサクションが低下することにより CBR が小さくなる可能性と、土中水が供給されて改良材との反応が進むことにより CBR が大きくなる可能性の両方が考えられる。一方、改良土の緻密な空隙構造には 4 日間では水が浸透せず、水浸の影響が CBR に現れない可能性もある。各改良土の今回の配合試験で、水浸養生の間にこれらのうちのどの現象がどの程度 CBR 値に影響を及ぼしたかは不明である。

締固め試験と CBR 試験の両方を行った改良土の改良材添加率と締固め度及び飽和度との関係を図 8.1-22 に示す。土木工事施工管理基準及び規格値(案)⁴⁶⁾に示されている路床の管理指標と比較すると、CBR 試験の供試体の締固め度(B法)又は空気間隙率は、管理指標を上回る場合と下回る場合があった。セメント改良土及び高炉 B 種改良土の CBR 供試体の締固め度は、E 法による最大乾燥密度の 90% よりも小さかった。

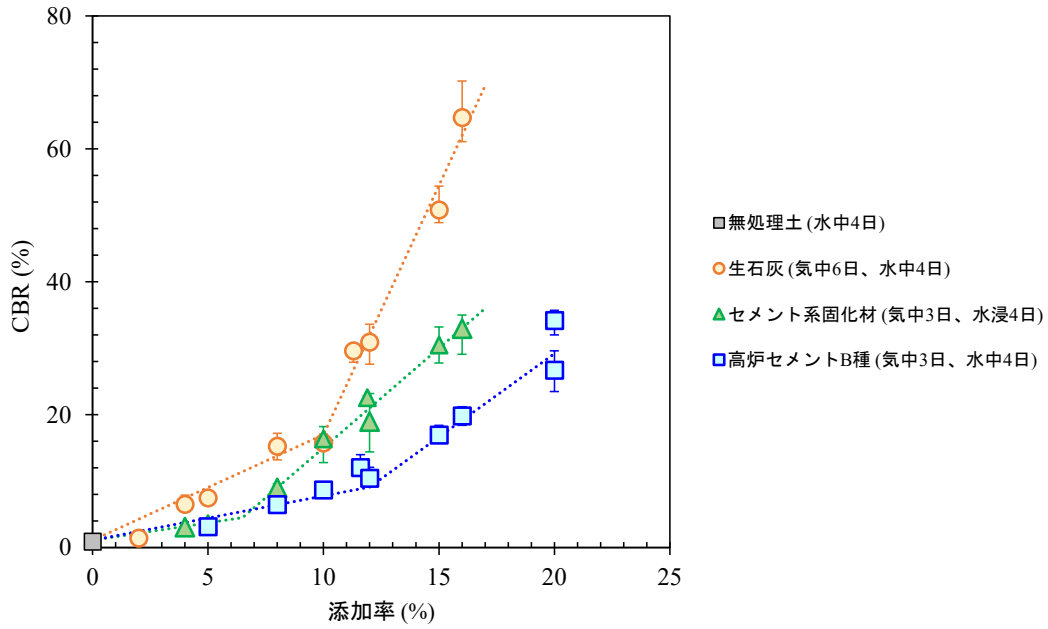


図 8.1-13 改良材添加率と CBR の関係 (仮置土)

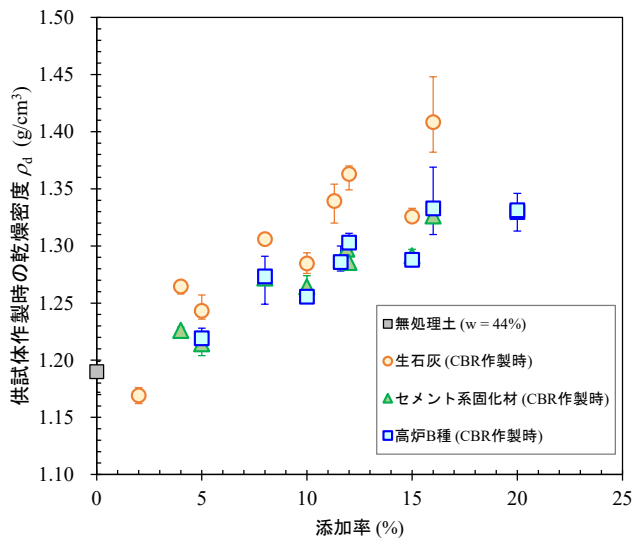


図 8.1-14 改良材添加率と供試体作製時の乾燥密度の関係 (仮置土)

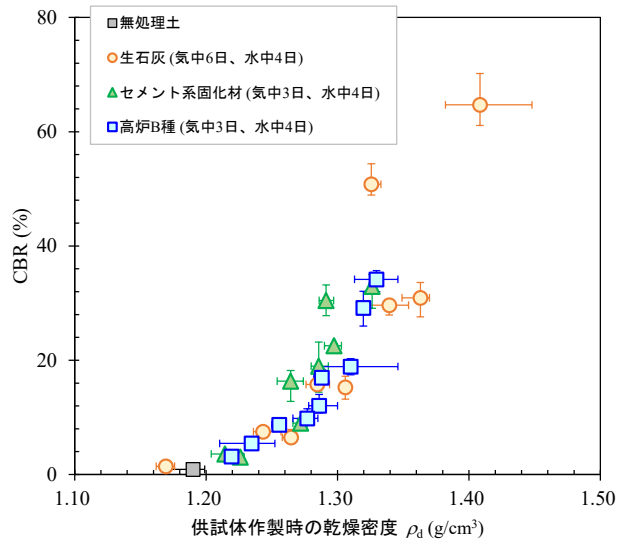


図 8.1-15 供試体作製時の乾燥密度と CBR の関係 (仮置土)

* 塗り潰しは供試体作製時、白抜きはCBR試験時（水浸後）の含水比を示す。

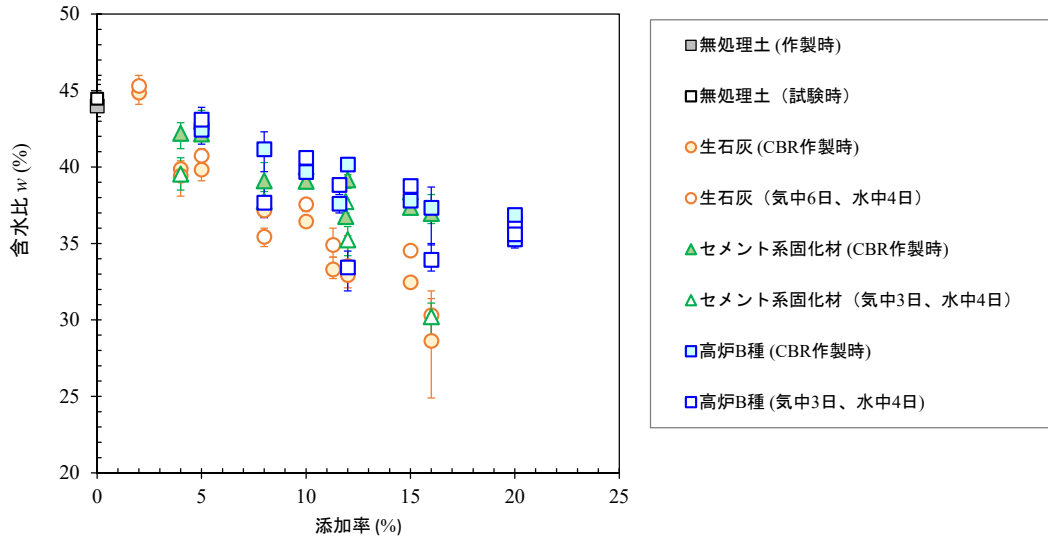


図 8.1-16 改良材添加率と含水比の関係（仮置土）

* 塗り潰しは供試体作製時、白抜きはCBR試験時（水浸後）の含水比を示す。

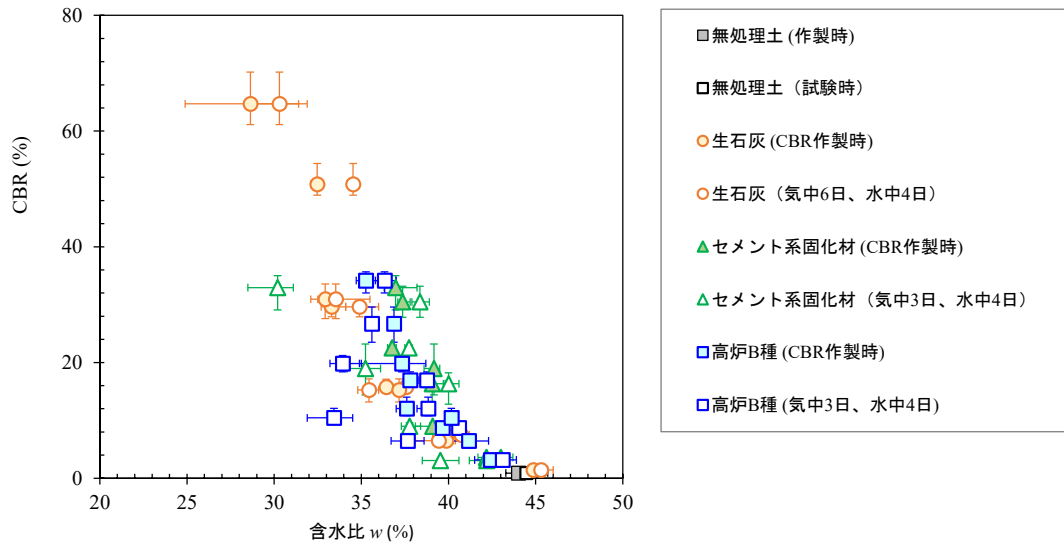


図 8.1-17 含水比と CBR の関係（仮置土）

* 塗り潰しは供試体作製時、白抜きはCBR試験時（水浸後）の含水比を示す。
 * 飽和度（試験時）は、供試体作製時の ρ_s と水中養生・試験時の含水比からの推定値

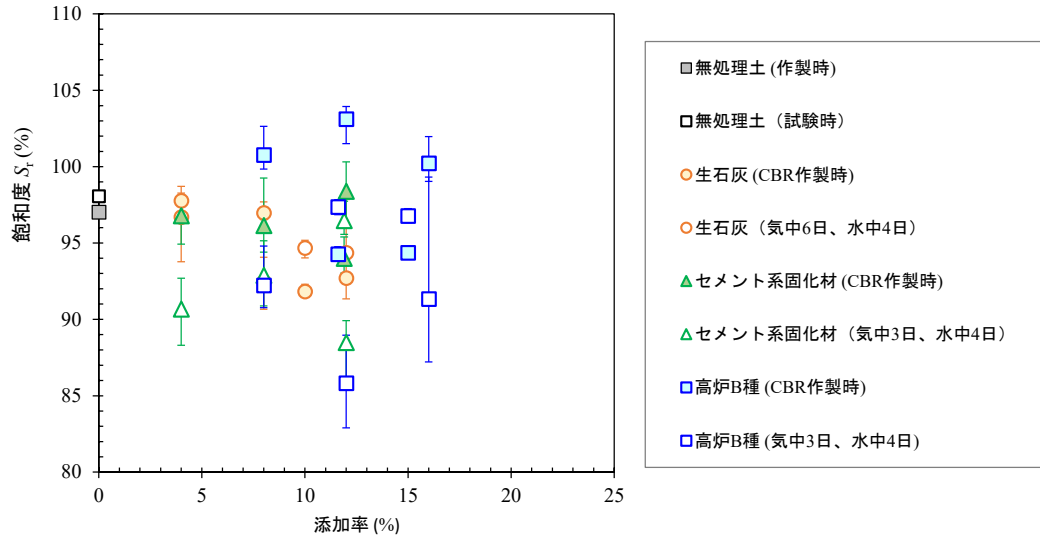


図 8.1-18 改良材添加率と飽和度の関係（仮置土）

* 塗り潰しは供試体作製時、白抜きはCBR試験時（水浸後）の含水比を示す。
 * 飽和度（試験時）は、供試体作製時の ρ_s と水中養生・試験時の含水比からの推定値

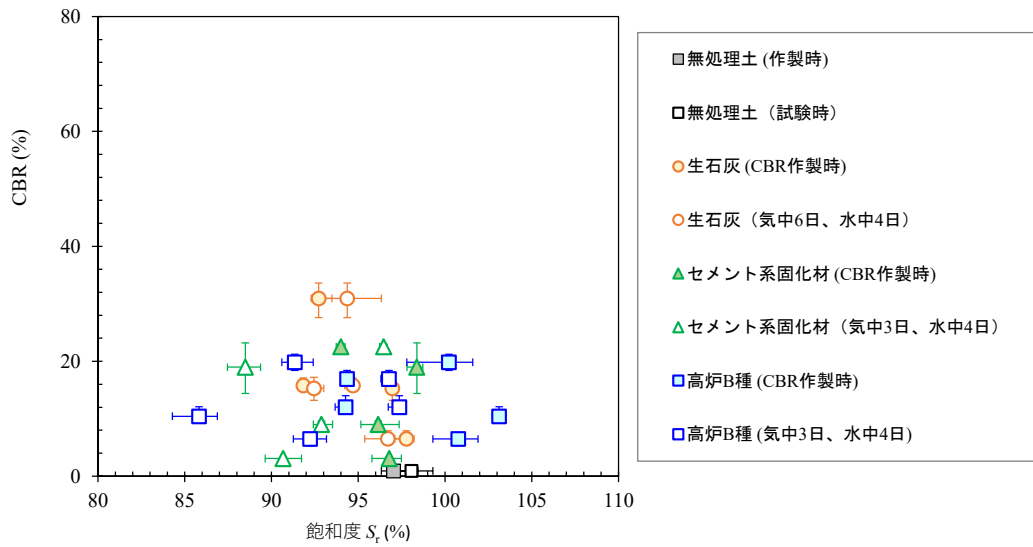


図 8.1-19 飽和度と CBR の関係（仮置土）

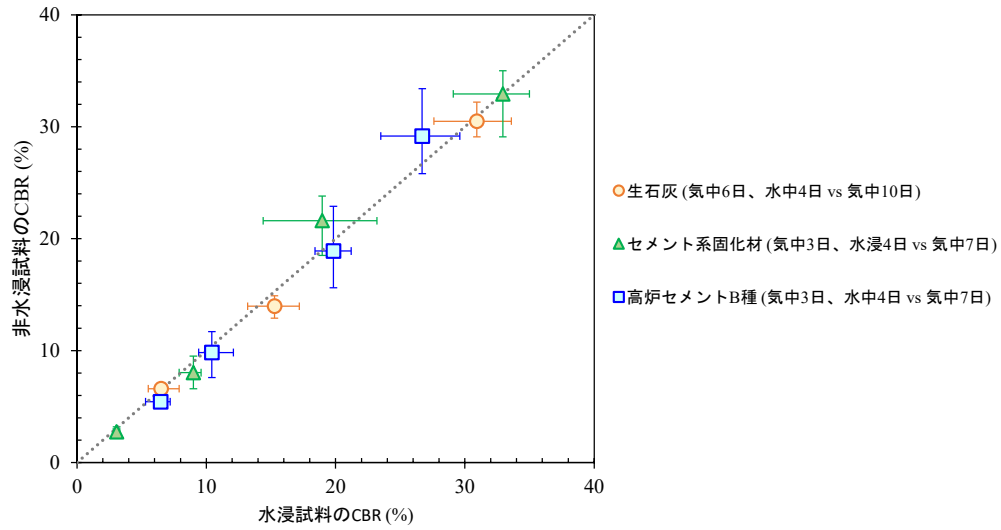


図 8.1-20 水浸 CBR と非水浸 CBR の関係 (仮置土)

* 塗り潰しは供試体作製時、白抜きはCBR試験時（水浸後）の含水比を示す。
 * 飽和度（試験時）は、供試体作製時の ρ_s と水中養生・試験時の含水比からの推定値

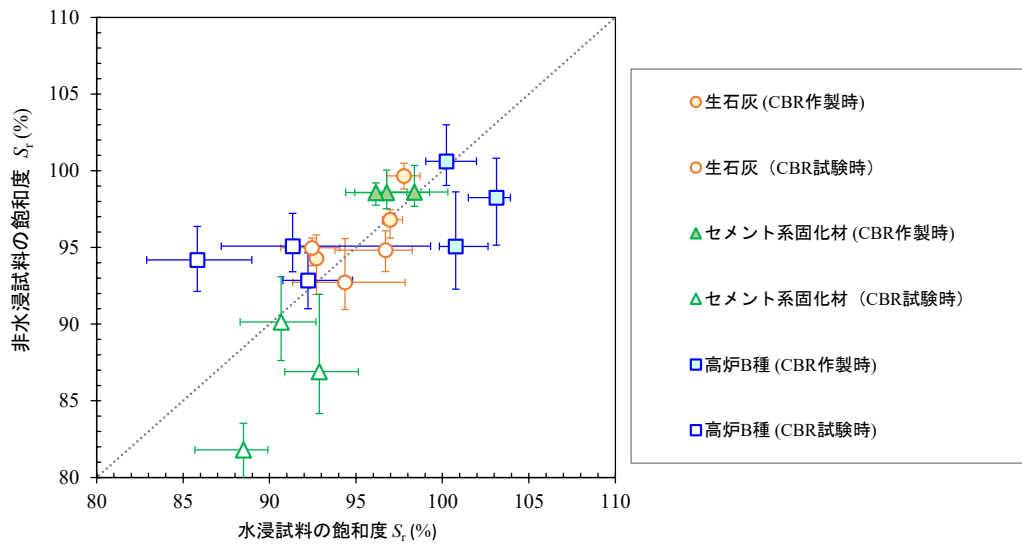
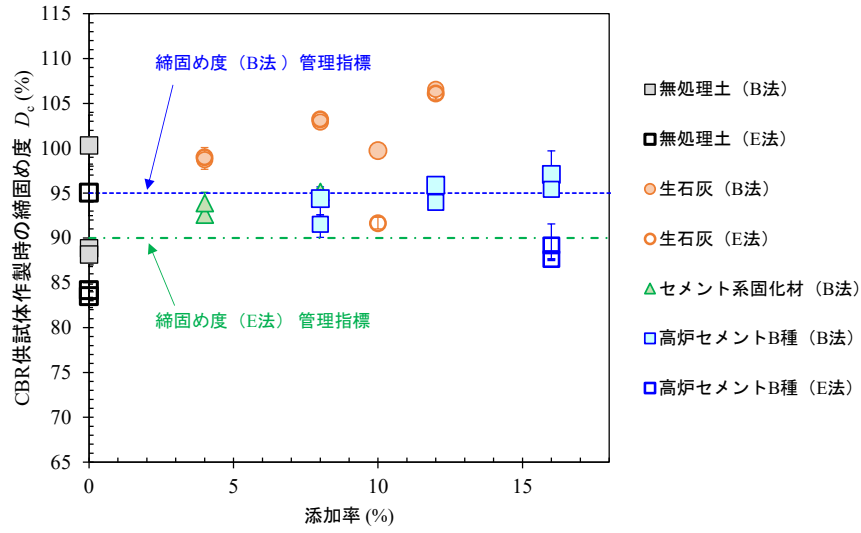


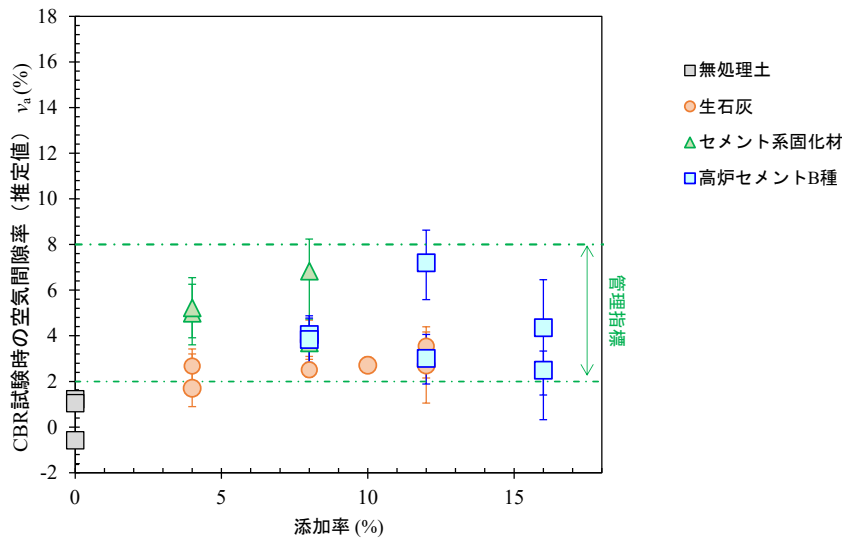
図 8.1-21 水浸養生供試体と非水浸養生供試体の飽和度の関係 (仮置土)

* 塗り潰しはB法、白抜きはE法の締固め試験結果に基づく D_c
 * セメント系固化材については対応するE法の締固め試験結果なし



a) 締固め度

* v_a は供試体作製時の乾燥密度及びCBR試験時の含水比に基づく推定値



b) 空気間隙率

図 8.1-22 改良材添加率と締固め度及び空気間隙率の関係 (仮置土)

(6) コーン指数

コーン指数試験は、表 8.1-3 に示す 3 通りの方法にて実施した。無処理土の供試体作製方法は JIS A 1228 に準拠し、直径 ϕ 10 cm のモールド、2.5 kg のランマを用い、突固め回数は 1 層あたり 25 回、突固め層数は 3 層とした。供試体を水中にて 4 日間養生した後に試験を実施した。改良土のうち、JIS A 1228 に準拠したケースでは直径 ϕ 10 cm のモールド、2.5 kg のランマを用い、突固め回数は 1 層あたり 25 回、突固め層数は 3 層とした。供試体の養生条件は、建設発生土利用技術マニュアル¹³⁾に記載された標準的な条件 (石灰改良土は気中 6 日 & 水中 4 日、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は気中 3 日 & 水中 4 日)、又は NEXCO 試験方法⁴⁸⁾に記載された下部路体盛土の条件 (JISA1228-NEXCO 試験法条件、呼び名 : BS-0、改良材によらず気中 3 日) とした。CBR 試験の供試体裏面で実施したコー

ン指数試験では、舗装調査・試験法便覧⁴⁵⁾ (F031) に準拠して直径 ϕ 15cm のモールド、4.5 kg のランマを用い、突固め回数は1層あたり 67 回、突固め層数は3層とした。供試体の養生条件は石灰改良土で気中 6 日 & 水中 4 日、セメント改良土及び高炉 B 種改良土で気中 3 日 & 水中 4 日とした。いずれの改良土供試体も自然含水比 $w_n = 46\%$ を目標に調整した仮置土と各改良材を混合し、石灰改良土は1日仮置き後、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は混合直後に供試体を作製した。

表 8.1-3 コーン指数試験供試体の作製条件及び養生条件 一覧 (仮置土)

基準名等	対象土	供試体作製条件			養生条件	
		モールド直径 (cm)	ランマ質量 (kg)	突固め方法	気中 (日)	水中 (日)
無処理土		10	2.5	25 回/層、 3 層	0	4
JIS A 1228:2009 (養生は建設発生土 利用技術マニュアル ¹³⁾)	石灰改良土	10	2.5	25 回/層、 3 層	6	4
	セメント改良土 高炉 B 種改良土				3	4
JIS A 1228:2009 (養生は NEXCO 試験 方法 ⁴⁸⁾)	石灰改良土	10	2.5	25 回/層、 3 層	3	0
	セメント改良土 高炉 B 種改良土				3	0
舗装調査・試験法便覧 ⁴⁵⁾ (CBR 試験供試体の 裏面)	石灰改良土	15	4.5	67 回/層、 3 層	6	4
	セメント改良土 高炉 B 種改良				3	4

改良材添加率と、水中養生を経て求めたコーン指数の関係を図 8.1-23 に示す。いずれの改良土も添加率の増加に伴いコーン指数は増加した。また、CBR と同様に、途中で折れ点を有する 2 直線で近似される関係となった。ただし、石灰改良土についてはバラツキの大きい結果となった。改良材添加率と養生条件を気中 3 日として求めたコーン指数の関係を図 8.1-24 に示す。本ケースでも水中養生を経て求めたコーン指数と同様に、添加率が増加するに伴いコーン指数も増加した。

水中養生を実施した 2 ケースについて、添加率と供試体作製時の乾燥密度の関係を図 8.1-25 に、乾燥密度とコーン指数の関係を図 8.1-26 にそれぞれ示す。添加率が増加するに伴い供試体作製時の乾燥密度も増加したが、添加率約 11% 以上では乾燥密度が 1.3 g/cm^3 程度で頭打ちとなった。これに伴い、添加率約 11% 以上では乾燥密度の変化に対するコーン指数の増加量が急増した。

水中養生を実施した 2 ケースについて、添加率と供試体作製時の含水比の関係を図 8.1-27 に、含水比とコーン指数の関係を図 8.1-28 にそれぞれ示す。また、添加率とコーン指数試験時 (水中養生後) の含水比の関係を図 8.1-29 に、含水比とコーン指数の関係を図 8.1-30 に示す。添加率の増加に伴い含水比は低下し、含水比とコーン指数は負の相関関係を示した。添加率約 11% 以上では、添加率の増加に伴う含水比の低下が緩やかになった。図 8.1-25 において添加率 11% 以上で供試体作製時の乾燥密度が頭打ちとなったのは、含水比の低下が緩やかになったためであったと考えられる。

締固め試験と CBR 試験の両方を行った改良土の改良材添加率と締固め度及び飽和度との関係を図 8.1-30 に示す。土木工事施工管理基準及び規格値（案）⁴⁴⁾に示されている路床の管理指標と比較すると、CBR 試験の供試体の締固め度（B 法）又は飽和度は、管理指標を上回る場合と下回る場合があった。セメント改良土及び高炉 B 種改良土では、CBR 供試体の締固め度は E 法による最大乾燥密度の 90%を下回った。

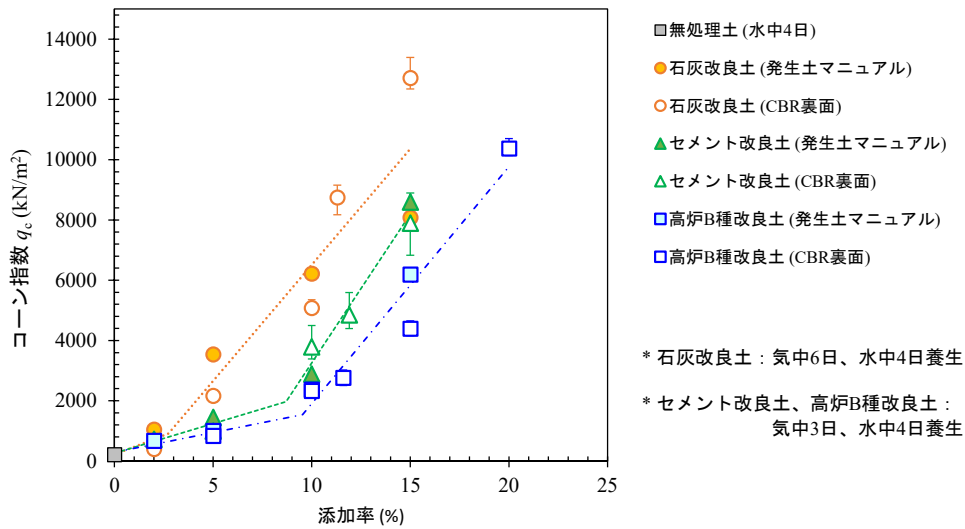


図 8.1-23 改良材添加率とコーン指数<水中養生あり>の関係（仮置土）

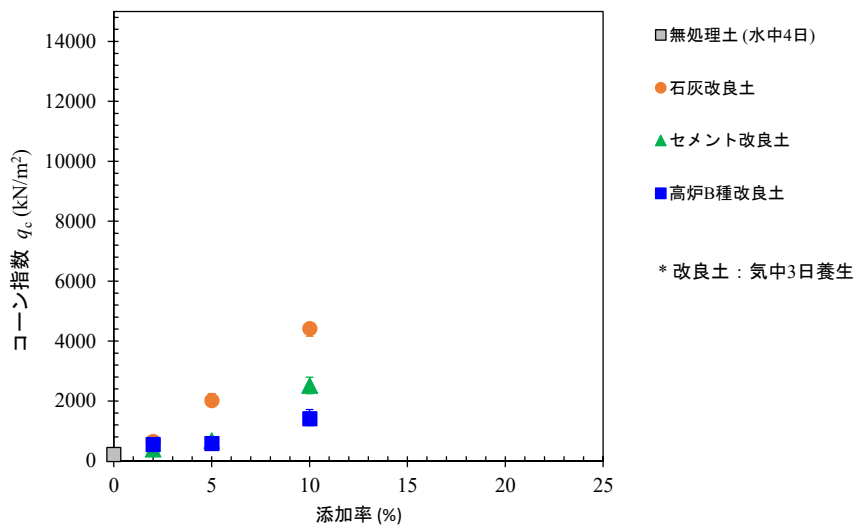


図 8.1-24 改良材添加率とコーン指数<気中養生のみ>の関係（仮置土）

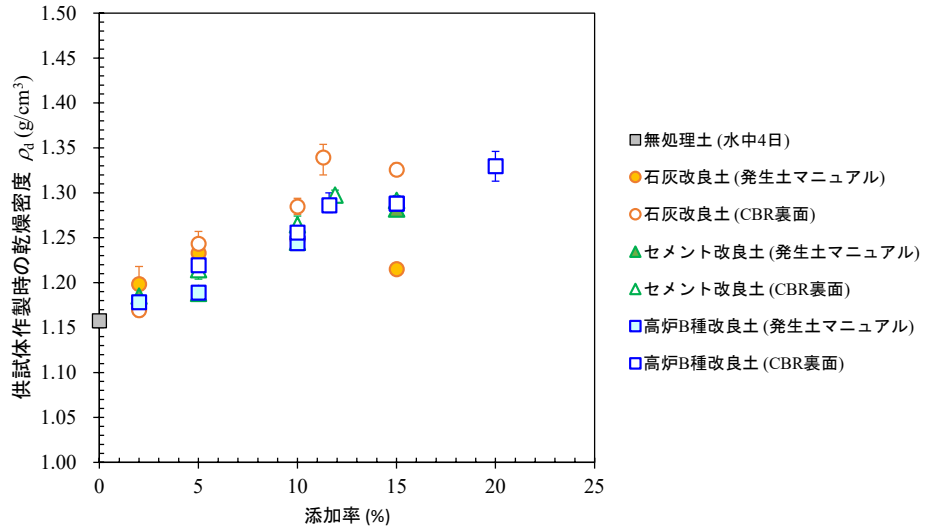


図 8.2-25 改良材添加率と供試体作製時の乾燥密度の関係 (仮置土)

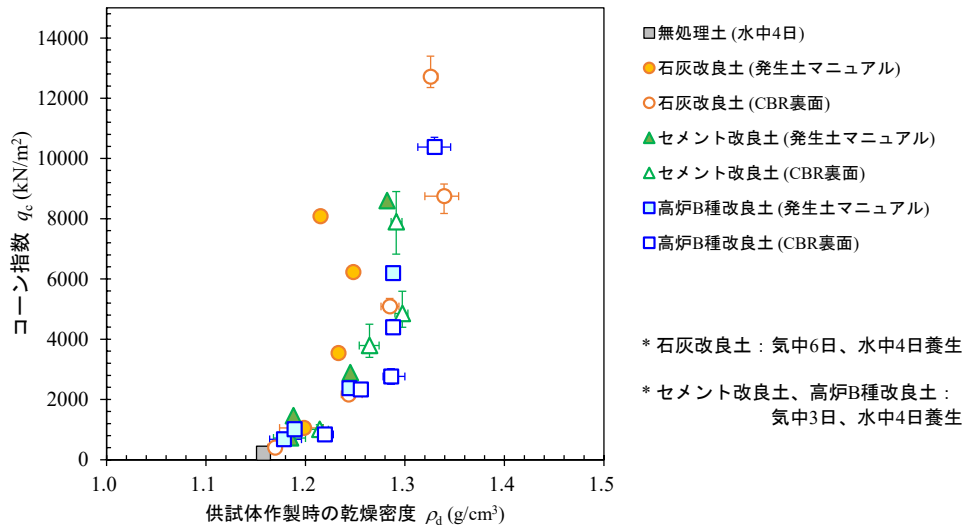


図 8.2-26 供試体作製時の乾燥密度とコーン指数の関係 (仮置土)

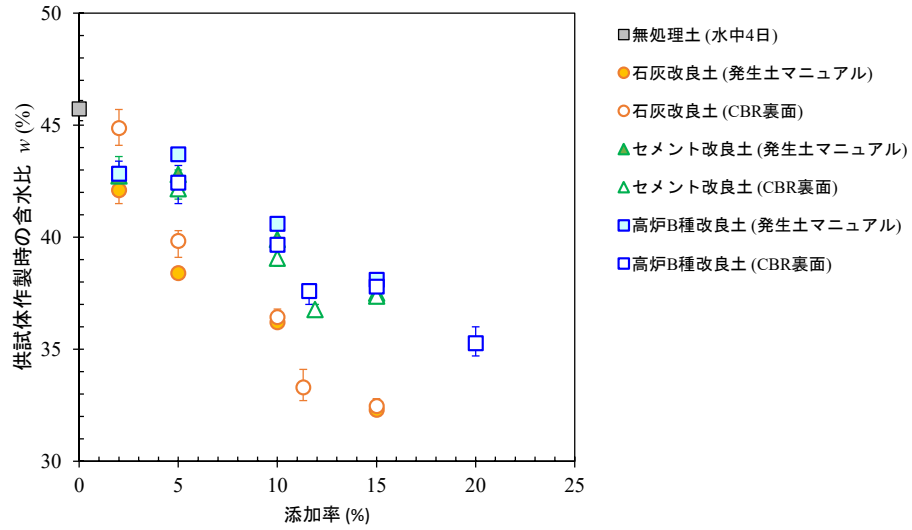


図 8.1-27 改良材添加率と供試体作製時の含水比の関係 (仮置土)

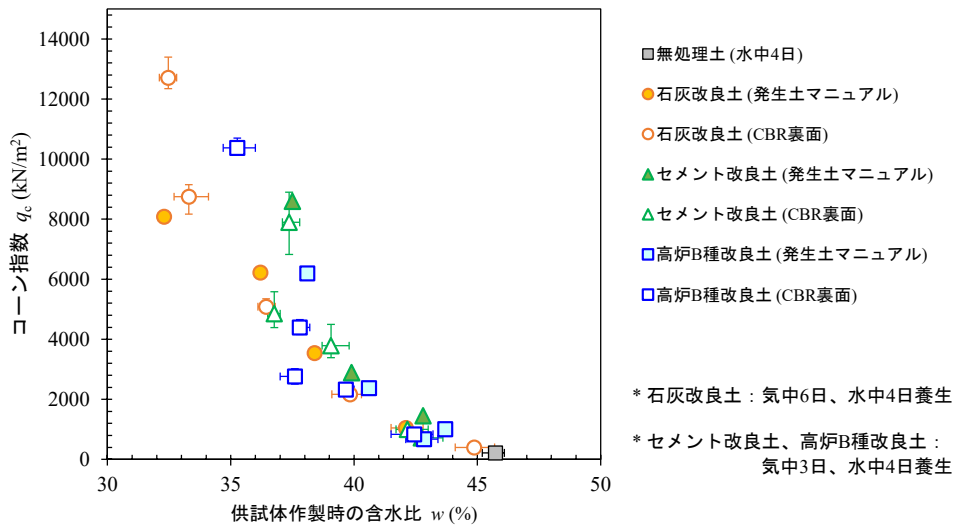


図 8.1-28 供試体作製時の含水比とコーン指数の関係 (仮置土)

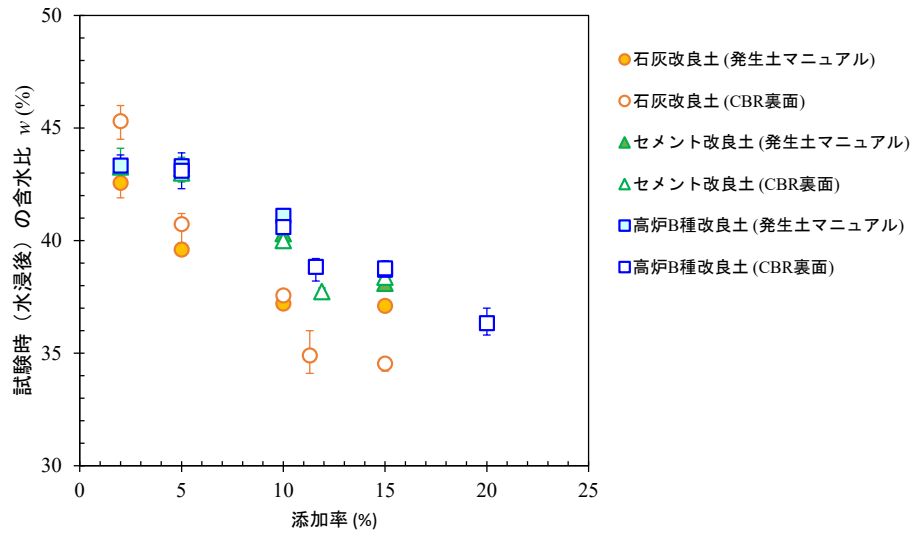


図 8.1-29 改良材添加率とコーン指数試験時（水中養生後）の含水比の関係（仮置土）

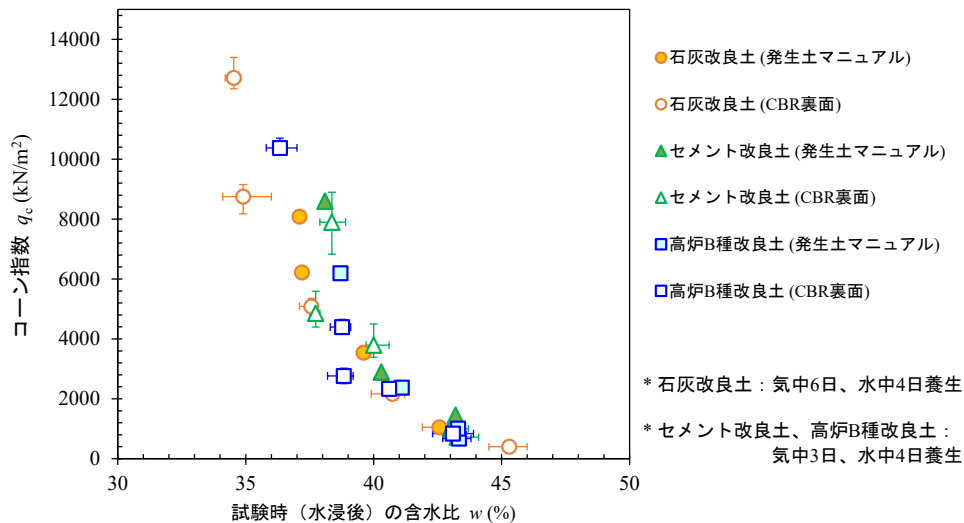


図 8.1-30 コーン指数試験時（水中養生後）の含水比とコーン指数の関係（仮置土）

(7) 一軸圧縮強さ及び変形係数

表 8.1-4 に示す 2 ケースの一軸圧縮試験を実施した。ケース 1 の試験は後述の衝撃加速度試験との結果の比較のために実施した。ケース 2 の試験は改良材添加率、供試体の乾燥密度及び飽和度が一軸圧縮強さに与える影響を評価するために実施した。自然含水比 $w_n = 46\%$ を目標に調整した仮置土と改良材を混合し、石灰改良土は 1 日仮置き後、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は混合直後に供試体を作製した。ケース 1 の供試体は直径 10 cm、高さ 20 cm の円柱とし、密度が後述の衝撃加速度試験の供試体と同等になるよう、5 層に分けて突き固めて作製した。突き固めは 2.5 kg ランマにより行い、各層の突き固め回数は目標密度となるように調整した。ケース 2 の供試体は直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱とし、添加率毎に 4 段階の目標締固め度となるように静的締固め (JGS 0812-2009) にて作製した。いずれのケースも供試体を所定の条件 (石灰改良土：気中 10 日、セメント改良土及び高炉 B 種改良土：気中 7 日) にて養生後、一軸圧縮試験に供した。

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているのので拡大のうえ参照されたい。

表 8.1-4 一軸圧縮試験供試体の作製条件及び養生条件一覧 (仮置土)

【ケース1】						【ケース2】							
改良材	添加率 (%)	目標 湿潤密度 ρ_t^{*1} (g/cm^3)	供試体 作製方法	供試体寸法		気中 養生日数 (日)	改良材	添加率 (%)	目標 締固め度 D_c (%)	供試体 作製方法	供試体寸法		気中 養生日数 (日)
				直径 ϕ (cm)	高さ H (cm)						直径 ϕ (cm)	高さ H (cm)	
生石灰	4	1.726	5層突固め	10	20	10	4	80	静的締固め	10	20	10	
	8	1.753	5層突固め	10	20	85							
	12	1.785	5層突固め	10	20	90							
	16	1.753	5層突固め	10	20	95							
セメント系 固化材	4	1.682	5層突固め	10	20	7	8	85	静的締固め	10	20	10	
	8	1.708	5層突固め	10	20	90							
	10	1.728	5層突固め	10	20	95							
	12	1.735	5層突固め	10	20	100							
高炉 セメント B種	4	1.679	5層突固め	10	20	7	12	85	静的締固め	10	20	10	
	8	1.716	5層突固め	10	20	90							
	12	1.735	5層突固め	10	20	95							
	14	1.749	5層突固め	10	20	100							
	16	1.752	5層突固め	10	20	7	4	75	静的締固め	10	20	7	
	20	1.772	5層突固め	10	20	90							
セメント系 固化材	8	1.728	5層突固め	10	20	7	8	75	静的締固め	10	20	7	
								80					
								85					
								90					
	12	1.735	5層突固め	10	20	7	12	75	静的締固め	10	20	7	
								80					
85													
90													
高炉 セメント B種	8	1.679	5層突固め	10	20	7	8	75	静的締固め	10	20	7	
								80					
								85					
								90					
	12	1.716	5層突固め	10	20	7	12	75	静的締固め	10	20	7	
								80					
85													
90													
16	1.752	5層突固め	10	20	7	16	75	静的締固め	10	20	7		
							80						
							85						
							90						

*1 衝撃加速度試験供試体の湿潤密度(供試体作製時)の平均値

ケース1について、図 8.1-31 に改良材添加率と一軸圧縮強さの関係を示す。いずれの改良土も添加率の増加に伴い一軸圧縮強さは増加した。また、途中で折れ点を有する2直線で近似される関係となった。ただし、石灰改良土では折れ点より低含水比側のデータが1点のみであるため、折れ点及び低含水比側の近似直線の傾きは不確実性が高い。図 8.1-32 には改良材添加率と変形係数の関係を示す。一軸圧縮強さと同様に添加率が増加するに伴い変形係数も増加した。

試験時(気中養生後)の乾燥密度と一軸圧縮強さの関係は図 8.1-33 のとおりとなり、乾燥密度と一軸圧縮強さは正の相関を示した。

一軸圧縮強さと変形係数の関係を図 8.1-34 に示す。いずれの改良土も、添加率が低い場合は $E_{50} = 50 \sim 100 q_u$ の範囲、高い場合は $E_{50} = 150 \sim 250 q_u$ の範囲の関係を示した。添加率が高くなると、強さよりも剛性の増加がより顕著であることを示唆しているが、図 8.1-33 でも指摘したとおり、添加率が異なると得られた乾燥密度も変化し、このことも一軸圧縮強さに影響を及ぼしたものと考えられる。一軸圧縮強さと変形係数の関係を各改良土で詳細に得るためには、含水比や乾燥密度の設定にも留意しながら更に多くの試験データを得る必要がある。

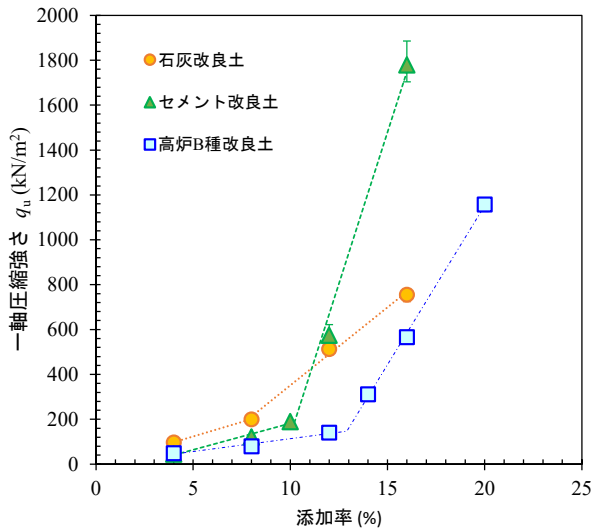


図 8.1-31 改良添加率と一軸圧縮強さの関係
 <ケース 1> (仮置土)

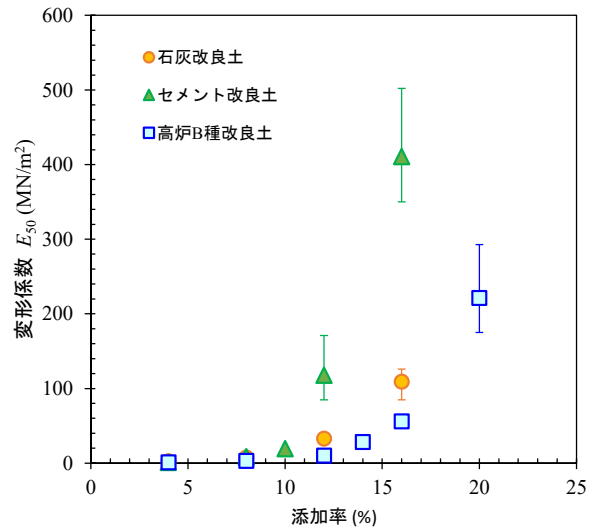


図 8.1-32 改良添加率と変形係数の関係
 <ケース 1> (仮置土)

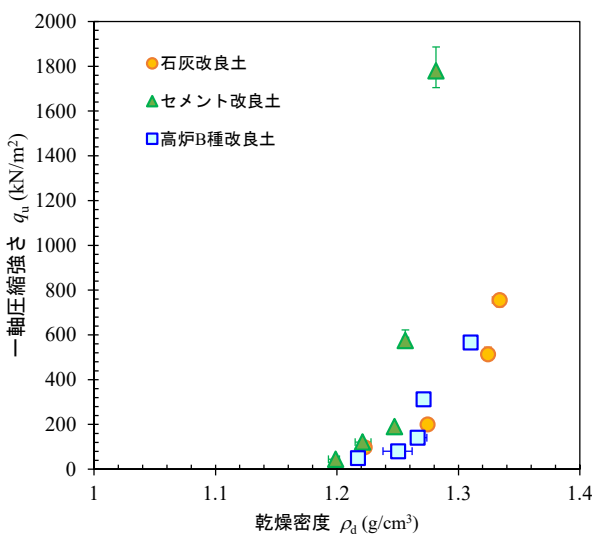


図 8.1-33 乾燥密度と一軸圧縮強さの関係
 <ケース 1> (仮置土)

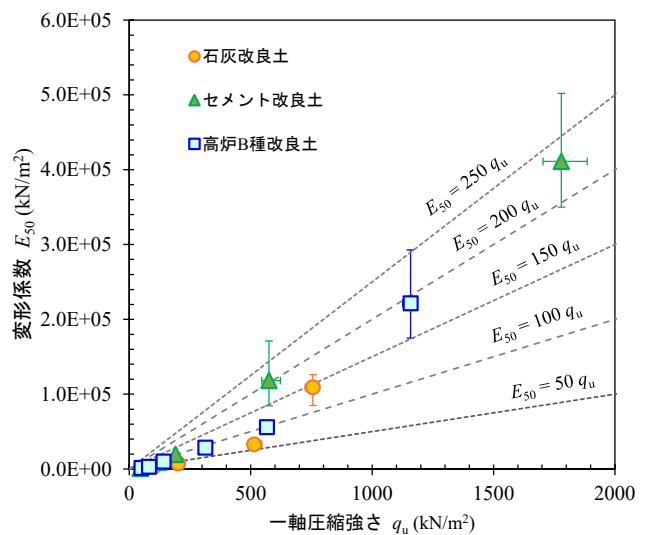


図 8.1-34 一軸圧縮強さと変形係数の関係
 <ケース 1> (仮置土)

ケース 2 について、試験時（気中養生後）の乾燥密度及び飽和度と一軸圧縮強さの関係を改良土の種類ごとに分けて図 8.1-35 ～ 図 8.1-37 に示す。図中、目標締固め度が同一の点を破線で示した。いずれの改良土も同一目標締固め度で比較すると添加率が高いほど一軸圧縮強さが大きく、同一添加率で比較すると乾燥密度又は飽和度が高いほど一軸圧縮強さが大きくなった。

試験時の乾燥密度及び飽和度と変形係数の関係を改良土の種類ごとに分けて図 8.1-38 ～ 図 8.1-40 に示す。同一添加率で比較すると、いずれの改良土も、各添加率の乾燥密度及び飽和度が最大の供試体で変形係数が低下したか、頭打ちとなった。

B-c 法による各試料の締固め曲線上に、一軸圧縮試験供試体の含水比と乾燥密度の関係を図示すると図 8.1-41 ～ 図 8.1-43 のとおりとなる。図中には各添加率の最適飽和度曲線も示す。また、変形係

数が低下した供試体は大きなマーカーで示す。仮置土の改良土では、同一添加率の一軸圧縮強さは乾燥密度及び飽和度の増加に対して単調増加となった。一方、同一添加率の供試体の飽和度が最適飽和度曲線を越えると、変形係数が頭打ち又は減少に転じた。飽和度の増加（＝サクシヨンの低下）に起因する強度減少分と、密度の増加（＝土粒子間距離の減少による水和物と土粒子との固結構造の発達）に起因する強度増加分の影響の大きさは、改良する土の性質と改良材の両方に依存するようである。

一軸圧縮強さと変形係数の関係を図 8.1-44 ～ 図 8.1-46 に示す。いずれの改良土も、密度及び飽和度が最大の供試体を除くと、同一添加率の乾燥密度の変化に伴う一軸圧縮強さの変化と変形係数の変化が同一（単調増加）である。したがって、バラツキは認められるものの一軸圧縮強さと変形係数は正の関係を示し、各改良土で添加率が低いときは q_u から E_{50} への換算係数が小さく、添加率が高いときは換算係数が大きい結果となった。

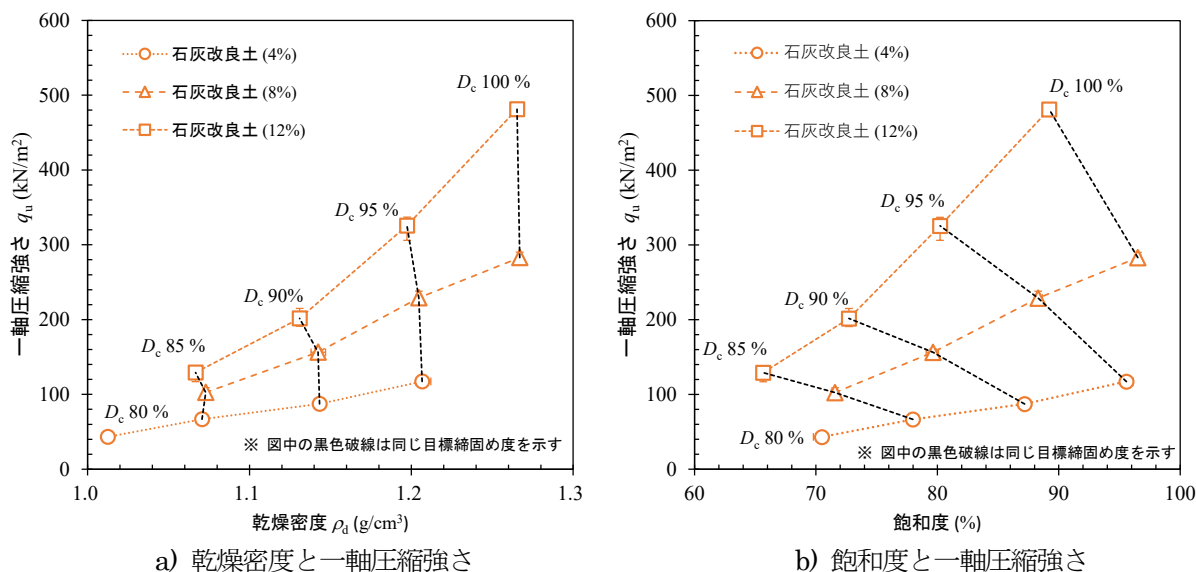


図 8.1-35 乾燥密度及び飽和度と一軸圧縮強さの関係 <ケース 2 石灰改良土> (仮置土)

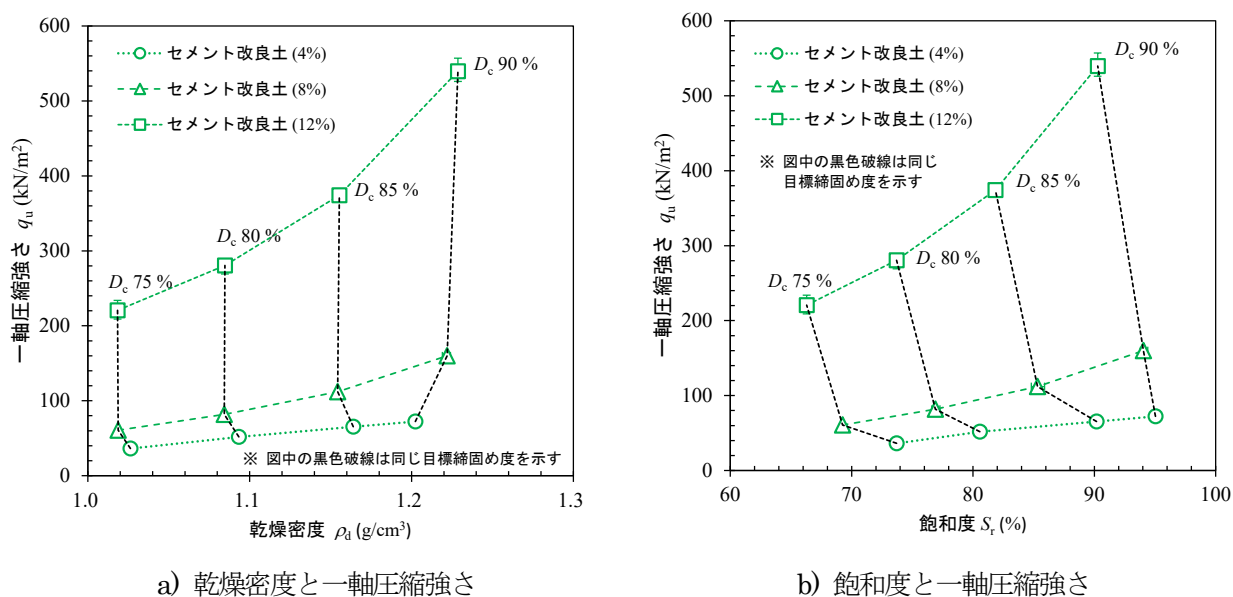
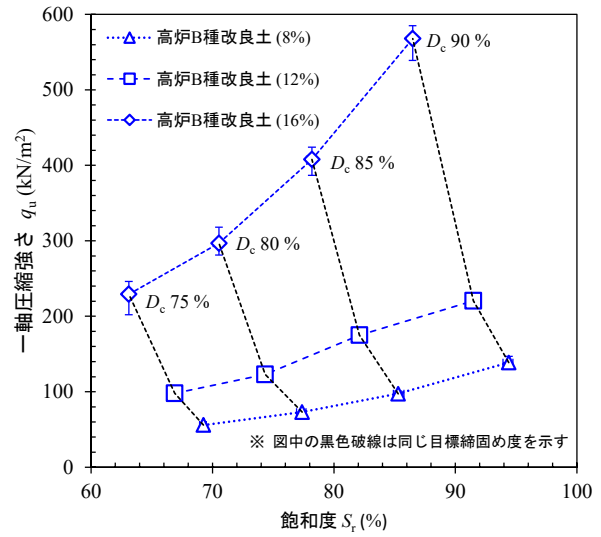
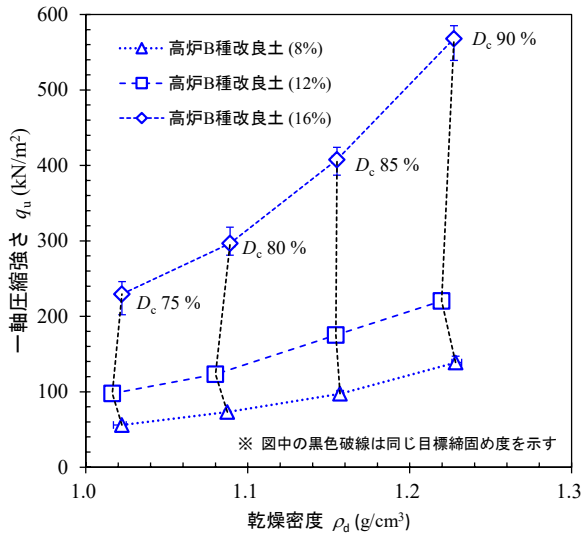


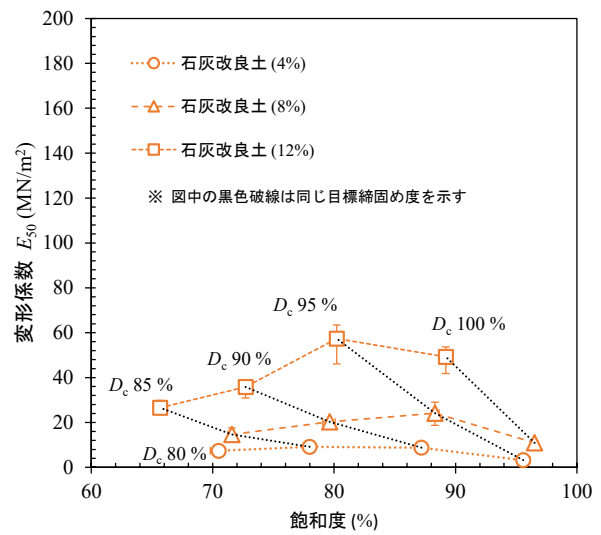
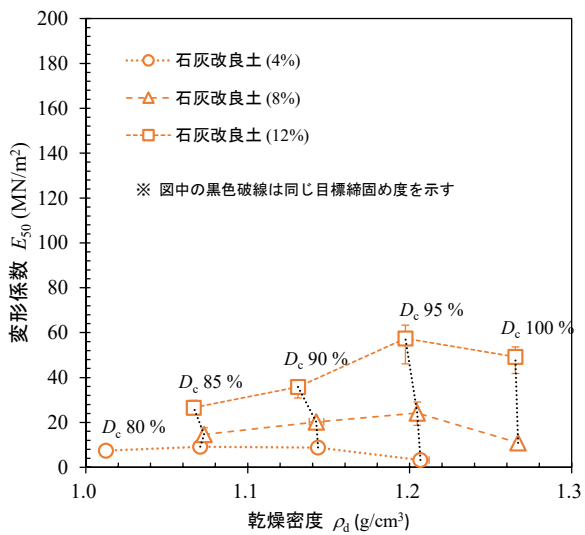
図 8.1-36 乾燥密度及び飽和度と一軸圧縮強さの関係 <ケース 2 セメント改良土> (仮置土)



a) 乾燥密度と一軸圧縮強さ

b) 飽和度と一軸圧縮強さ

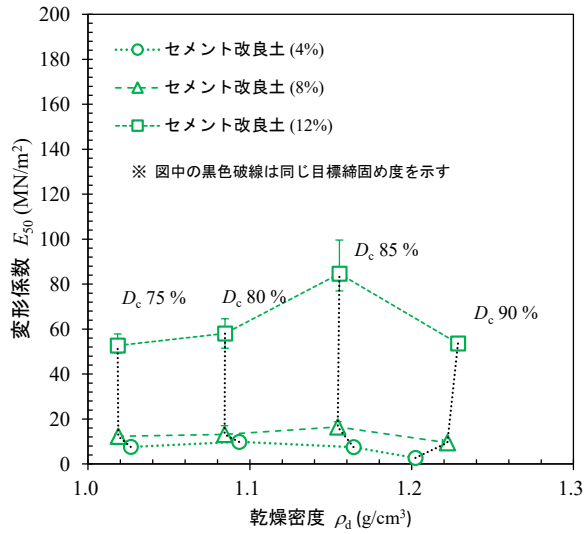
図 8.1-37 乾燥密度及び飽和度と一軸圧縮強さの関係 <ケース 2 高炉 B 種改良土> (仮置土)



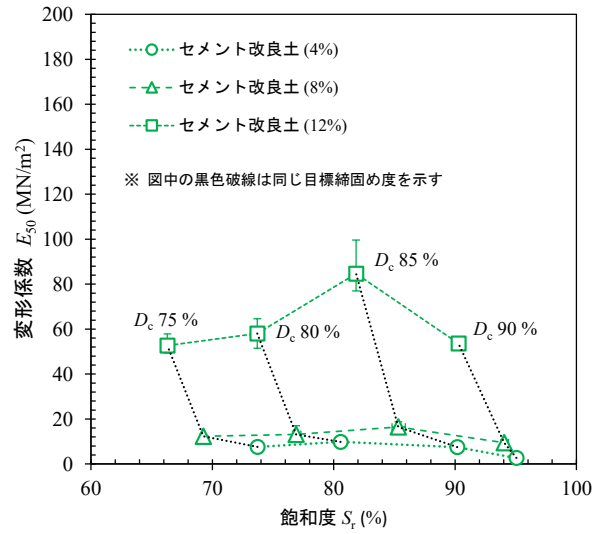
a) 乾燥密度と変形係数

b) 飽和度と変形係数

図 8.1-38 乾燥密度及び飽和度と変形係数の関係 <ケース 2 石灰改良土> (仮置土)

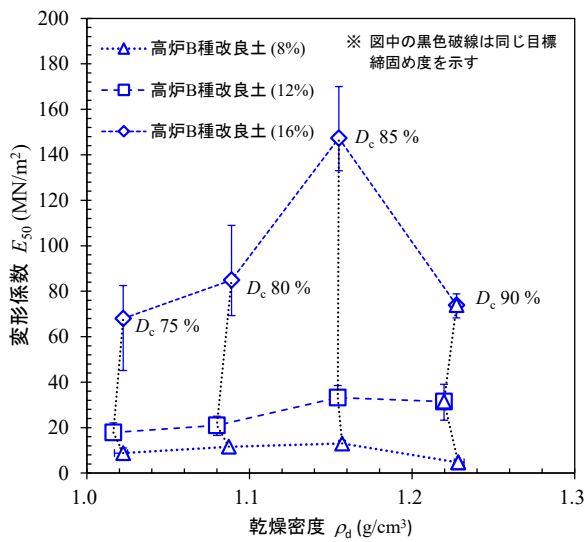


a) 乾燥密度と変形係数

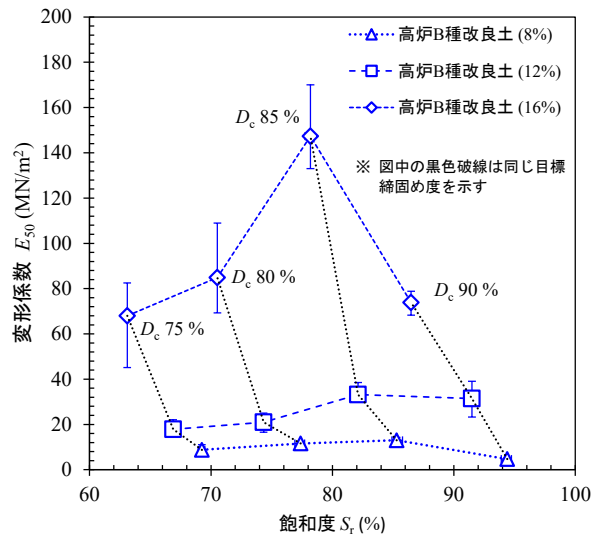


b) 飽和度と変形係数

図 8.1-39 乾燥密度及び飽和度と変形係数の関係 <ケース 2 セメント改良土> (仮置土)



a) 乾燥密度と変形係数



b) 飽和度と変形係数

図 8.1-40 乾燥密度及び飽和度と変形係数の関係 <ケース 2 高炉 B 種改良土> (仮置土)

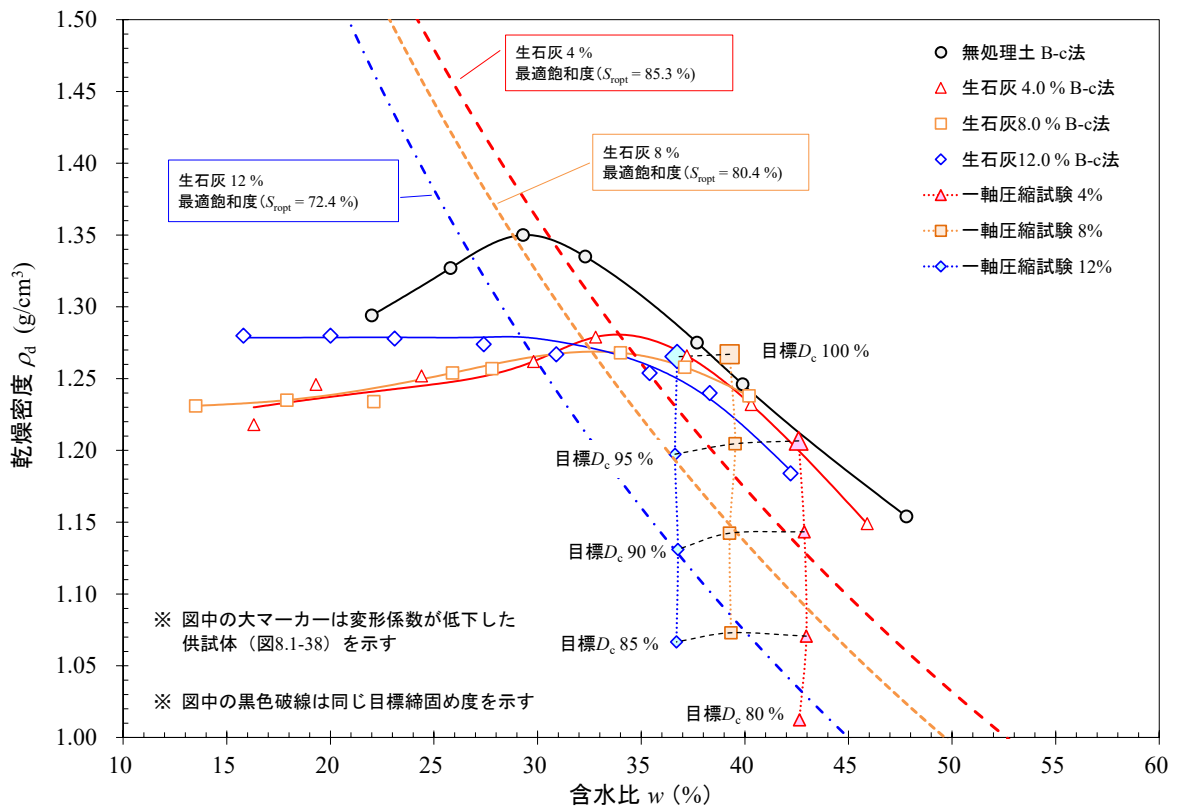


図 8.1-41 締固め曲線 (B-c 法) と一軸圧縮試験供試体条件の関係 <ケース 2 石灰改良土> (仮置土)

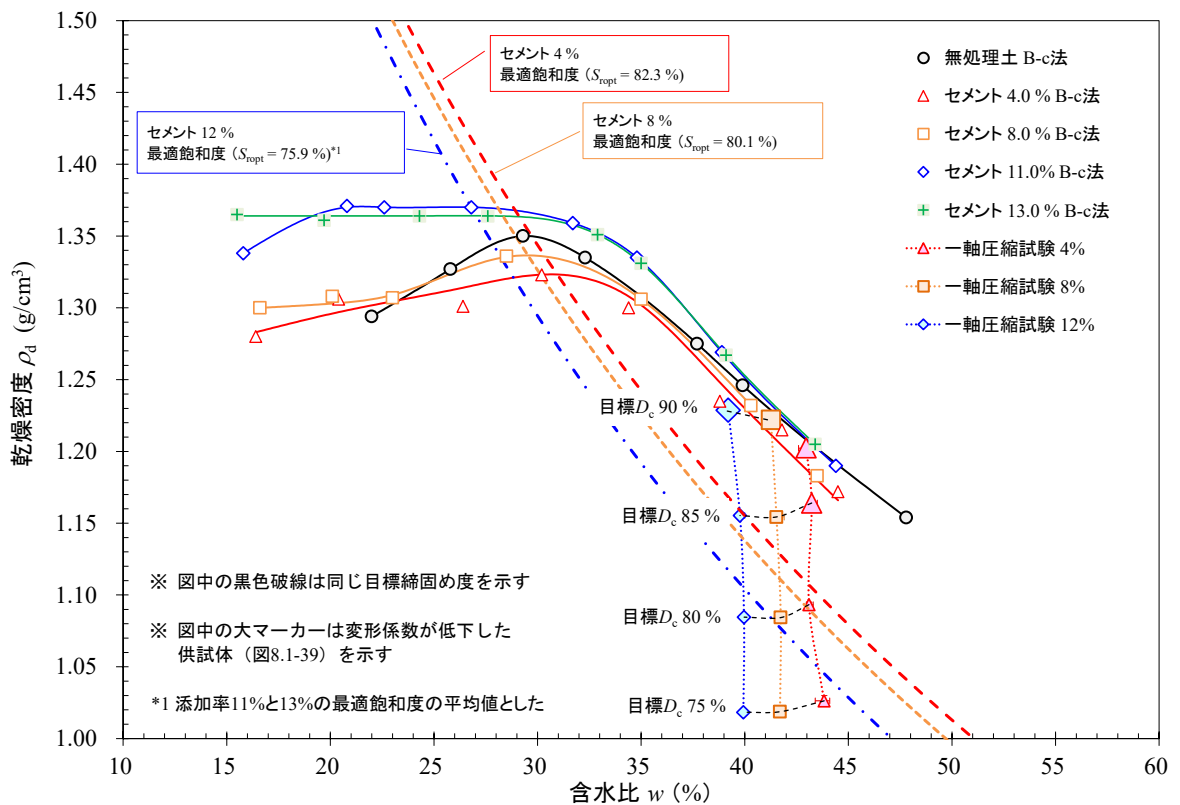


図 8.1-42 締固め曲線 (B-c 法) と一軸圧縮試験供試体条件の関係
<ケース 2 セメント改良土> (仮置土)

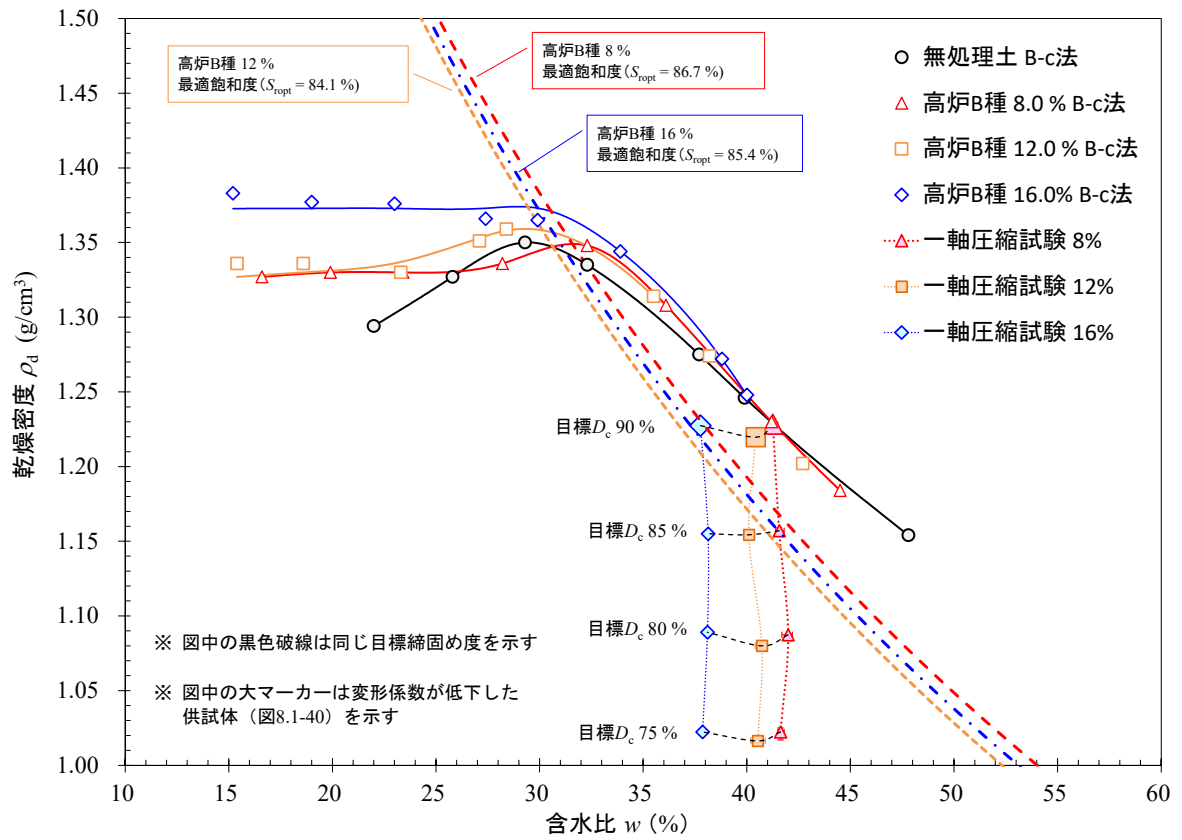


図 8.1-43 締固め曲線 (B-c 法) と一軸圧縮試験供試体条件の関係
 <ケース 2 高炉 B 種改良土> (仮置土)

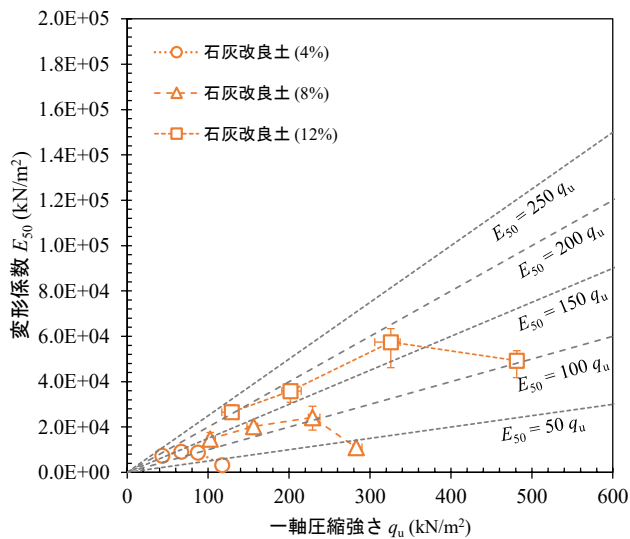


図 8.1-44 一軸圧縮強さと変形係数の関係
 <ケース 2 石灰改良土> (仮置土)

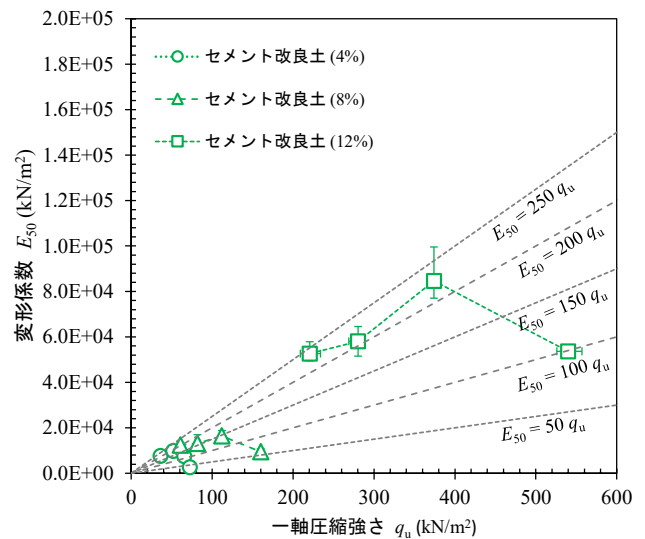


図 8.1-45 一軸圧縮強さと変形係数の関係
 <ケース 2 セメント改良土> (仮置土)

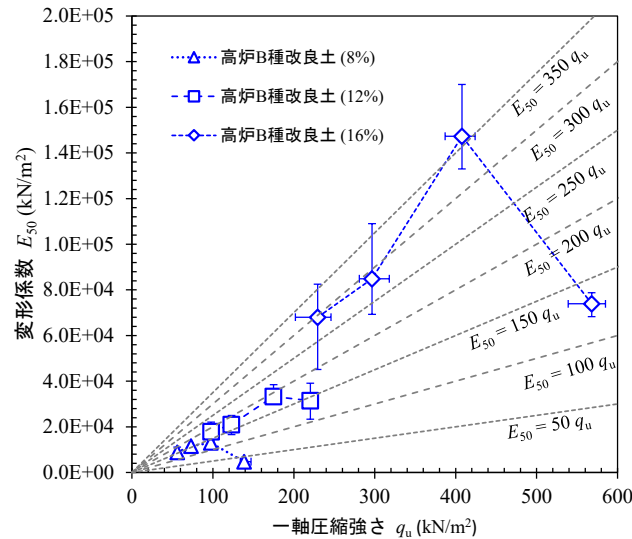


図 8.1-46 一軸圧縮強さと変形係数の関係 <ケース 2 高炉 B 種改良土> (仮置土)

(8) 衝撃加速度

衝撃加速度試験は盛土の締固め施工を管理するための試験の一つであり、北海道開発局土木試験所（現・国研）土木研究所寒地土木研究所）において開発され⁶⁴⁾、北海道開発局管内の道路盛土の施工管理に使われている⁶⁸⁾。一定質量、一定直径の半球体のランマを一定の高さから路体、路床等に自由落下させ、その時の衝撃加速度の大きさから締固め管理指標の密度や強度を推定する。セメント、石灰等による改良土の強度推定に適用できる。

供試体は、直径 15 cm、高さ約 12.5 cm の供試体を作製するモールド（CBR 試験用、透水試験用）にて、4.5 kg ランマを用いて突固めにより作製した。透水試験用モールドは高さが 12.5 cm のモールドである。突固め回数は 1 層あたり 67 回、突固め層数は 3 層とした。自然含水比 $w_n = 46\%$ を目標に調整した仮置土と改良材を混合し、石灰改良土は 1 日仮置き後、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は混合直後に供試体を作製した。石灰改良土は 10 日、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は 7 日気中養生した後に計測を行った。衝撃加速度の測定は CBR 試験用モールドでは 3 層目（突き固めた供試体の表面）で 4 回、透水試験用モールドでは 1 層目（供試体の裏面<底面>）で 2 回測定した。

CBR 試験と衝撃加速度試験の供試体は寸法が同じであるため、試験結果のバラツキを抑えるために両試験を同じ供試体で実施することが望ましいが、本研究では CBR 試験と衝撃加速度試験を別々に計画して実施したため、異なる供試体での試験とした。

図 8.1-47 に改良材添加率と衝撃加速度の関係を示す。改良材添加率の増加に伴い衝撃加速度は大きくなった。モールドの違い及び計測面の違いによらず、2 種類の方法で計測した衝撃加速度がほぼ同じであったことから、2 種類の結果を合わせて近似直線を求めた。セメント改良土及び高炉 B 種改良土については途中で折れ点を有する 2 直線で近似される関係となった。一方、石灰改良土については本試験の添加率の範囲では 1 本の直線で近似される関係となった。

図 8.1-48 に改良材添加率と供試体作製時の乾燥密度の関係を示す。モールドの違いによらず、供試体の乾燥密度は概ね同じであった。セメント改良土及び高炉 B 種改良土については添加率の増加に伴い乾燥密度も大きくなった。石灰改良土については、添加率 12% までは添加率の増加に伴い乾燥密度も増加したが添加率 16% では乾燥密度の増加が鈍化し、頭打ちとなった。

図 8.1-49 は供試体作製時の乾燥密度と衝撃加速度の関係である。いずれの改良土も乾燥密度と衝撃

加速度は正の相関を示している。特に高い添加率においてセメント改良土及び高炉B種改良土の衝撃加速度の増加率が大きいのは、供試体の密度が高くなって改良材による改良効果がより高く発揮されたことも一因であったと考えられる。

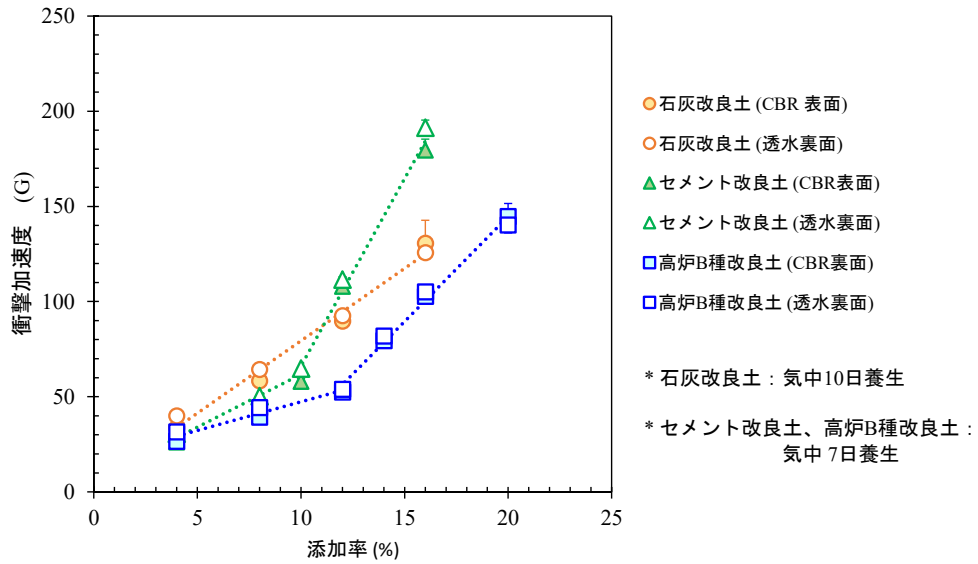


図 8.1-47 改良添加率と衝撃加速度の関係 (仮置土)

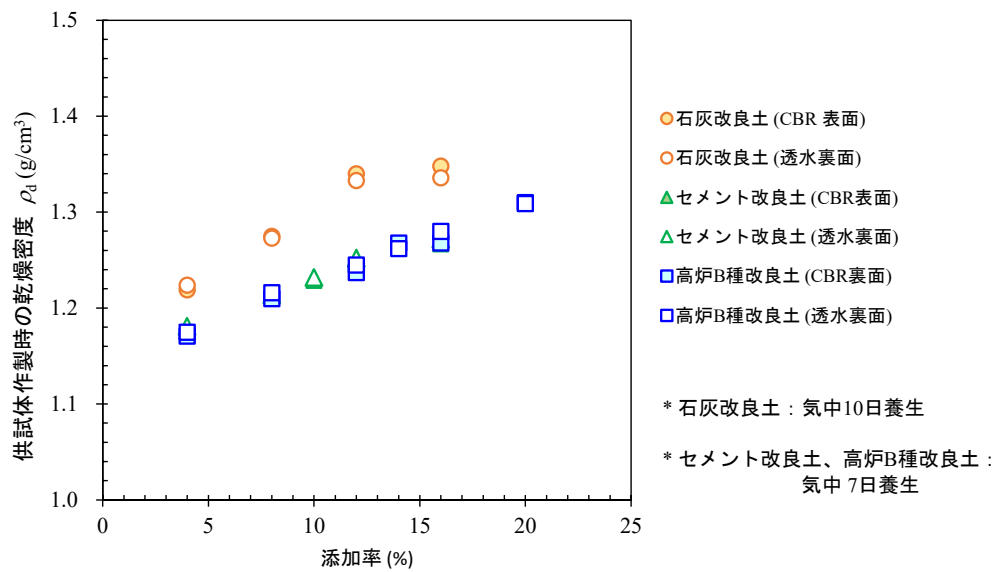


図 8.1-48 改良材添加率と供試体作製時の乾燥密度の関係 (仮置土)

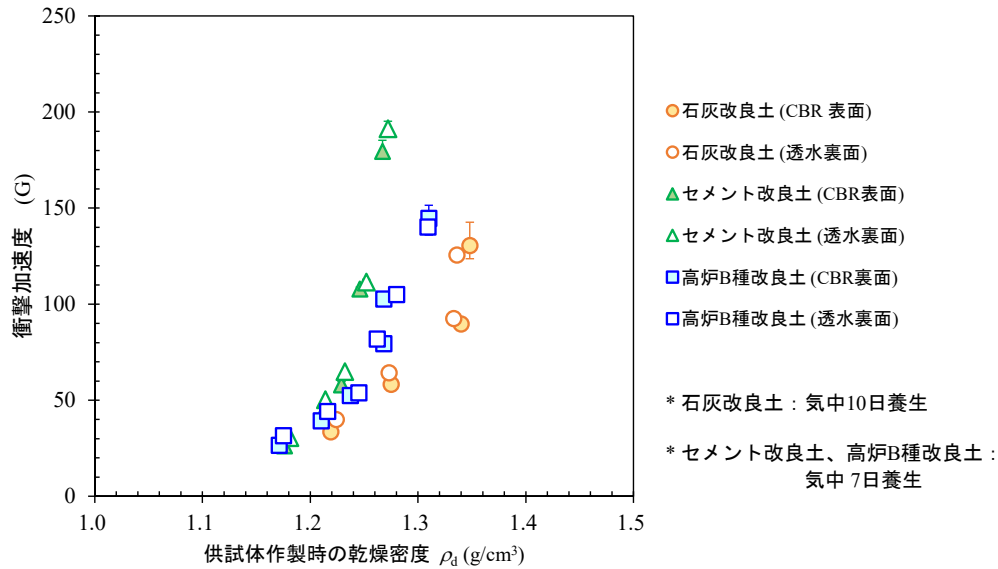


図 8.1-49 供試体作製時の乾燥密度と衝撃加速度の関係（仮置土）

8.1.3 力学指標の相関（CBR、コーン指数、一軸圧縮強さ及び衝撃加速度）

(1) コーン指数と CBR の関係

<a> 同一供試体の場合

図 8.1-50 ～ 図 8.1-52 に同一供試体（同一乾燥密度）で実施したコーン指数と CBR の関係を示す。図中に「CBR」と表記したプロットは、舗装調査・設計法便覧⁴⁵⁾ (F031) に準拠して作製した供試体（4.5 kg ランマ、1 層あたりの突固め回数 67、突固め層数 3）の CBR（図 8.1-13）と、同 CBR 試験供試体の裏面にて実施したコーン指数（図 8.1-22 の「CBR 裏面」）の関係を示す。「NEXCO BS」と表記したプロットは、JISA 1211-NEXCO 試験法⁴⁸⁾の呼び名 BS-1 に準拠して作製した供試体（2.5 kg ランマ、1 層あたりの突固め回数 55、突固め層数 3）の CBR とコーン指数（いずれも 8.1.2 項で報告されていない）の関係を示す。また、「NEXCOES ○○回」と表記したプロットは、JISA 1211-NEXCO 試験法⁴⁸⁾の呼び名 ES-1 に準拠して作製した供試体（4.5 kg ランマ、1 層あたりの突固め回数 17、42 及び 92、突固め層数 3）の CBR とコーン指数（いずれも 8.1.2 項で報告されていない）の関係を示す。無処理土は水中 4 日養生、石灰改良土は 10 日養生（気中 6 日、水中 4 日）、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は 7 日養生（気中 3 日、水中 4 日）で計測したコーン指数及び CBR である。

石灰改良土（図 8.1-50）については、同一供試体におけるコーン指数 q_c と CBR の関係は概ね、 $CBR = 3 \times 10^{-3} \sim 4 \times 10^{-3} q_c$ の範囲に分布した。ただし、締固め回数の少ない NEXCOES 17 回及びランマ質量の小さい NEXCO BS については他試料と比べコーン指数に対する CBR が大きい傾向にあり、 $CBR = 4 \times 10^{-3} \sim 8 \times 10^{-3} q_c$ の範囲に分布した。セメント改良土（図 8.1-51）については、供試体作製条件による違いは見られず概ね $CBR = 3 \times 10^{-3} \sim 6 \times 10^{-3} q_c$ の範囲に分布した。高炉 B 種改良土（図 8.1-52）もセメント改良土と同様に $CBR = 3 \times 10^{-3} \sim 6 \times 10^{-3} q_c$ の範囲に分布した。

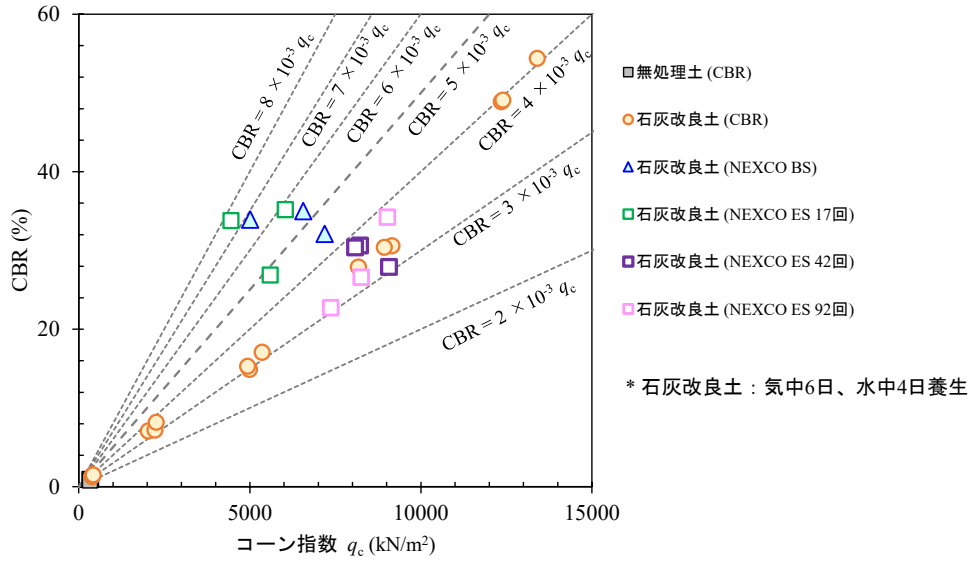


図 8.1-50 同一供試体 (同一乾燥密度) におけるコーン指数と CBR の関係 (仮置土、石灰改良土)

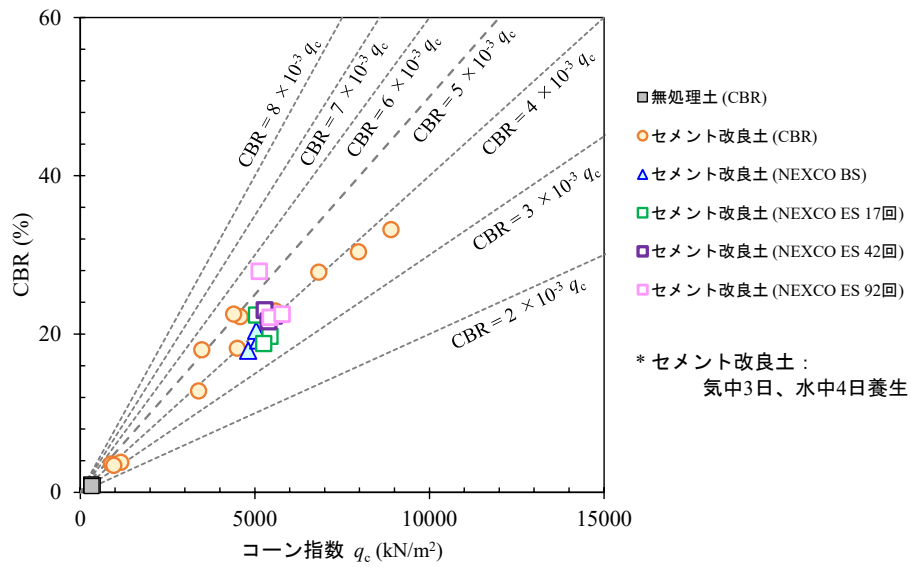


図 8.1-51 同一供試体 (同一乾燥密度) におけるコーン指数と CBR の関係 (仮置土、セメント改良土)

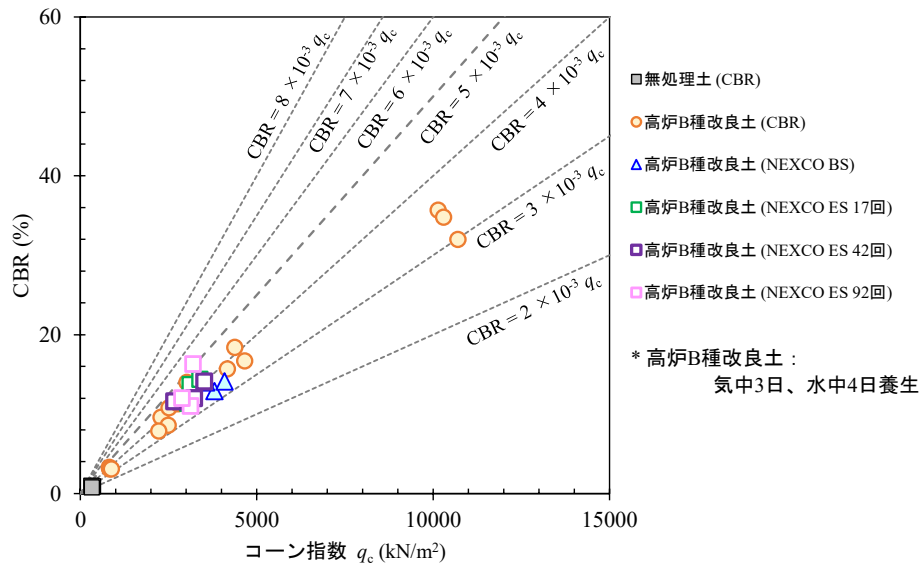


図 8.1-52 同一供試体（同一乾燥密度）におけるコーン指数と CBR の関係
（仮置土、高炉 B 種改良土）

 供試体が異なる場合

JISA 1228 及び建設発生土利用技術マニュアル¹³⁾に準拠して求めたコーン指数（図 8.1-23 の「発生土マニュアル」と、舗装調査・試験法便覧⁴⁵⁾ (F031) に準拠して求めた CBR（図 8.1-13）の関係を図 8.1-53 に示す。両者は、供試体のサイズ及び突固めエネルギーが異なるが、養生条件は同一である。ここで、参考として示した無処理土はいずれも水中 4 日養生とした。

石灰改良土は、コーン指数と CBR は正の相関を示したが、添加率 15% の供試体（コーン指数 6000 kN/m² 以上）のみ両者の関係が大きく異なり、コーン指数に対して CBR が急激に大きくなった。セメント改良土及び高炉 B 種改良土は、コーン指数と CBR が正の相関を示し、試験結果は同一供試体で求めた場合と同様に $CBR = 3 \times 10^3 \sim 6 \times 10^3 q_c$ の範囲に分布した。

図 8.1-54 に、コーン指数試験供試体の作製時の乾燥密度と CBR 試験供試体作製時の乾燥密度の関係を示す。石灰改良土の添加率 15% の供試体を除くと、同一添加率におけるコーン指数試験と CBR 試験の供試体の乾燥密度は概ね一致していた。石灰改良土の添加率 15% の供試体は、CBR 試験の供試体の乾燥密度がコーン指数試験の供試体の乾燥密度よりも約 0.1 g/cm³（約 8%）大きく、違いが顕著であった。両供試体の作製時の含水比の関係を図 8.1-55 に示す。添加率 15% の石灰改良土の含水比は約 32% であり、他添加率の石灰改良土、セメント改良土及び高炉 B 種改良土と比較して含水比が低い。図 8.1-7 に示す石灰改良土の締固め試験結果によると、添加率 15% の締固め曲線はないものの、含水比約 32% では、締固めエネルギーの違いによる乾燥密度の差が大きくなりうる事が分かる。コーン指数試験及び CBR 試験の供試体の密度差は安定処理による著しい含水比低下と各試験の締固めエネルギーの違いによるものであり、この密度差が、CBR とコーン指数の関係を異にした原因の一つと考えられる。

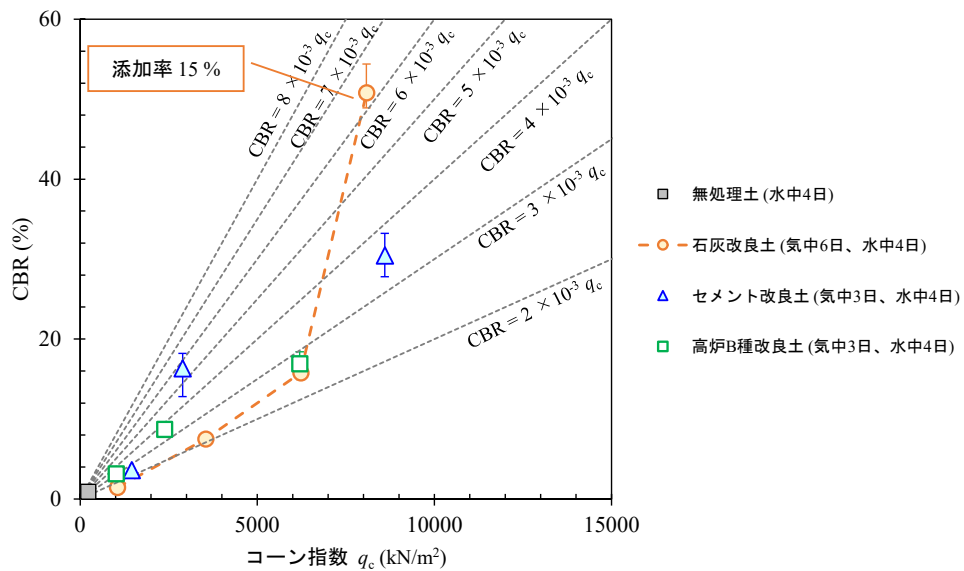


図 8.1-53 異なる供試体（各試験規格に準拠して作製した供試体）におけるコーン指数と CBR の関係（仮置土）

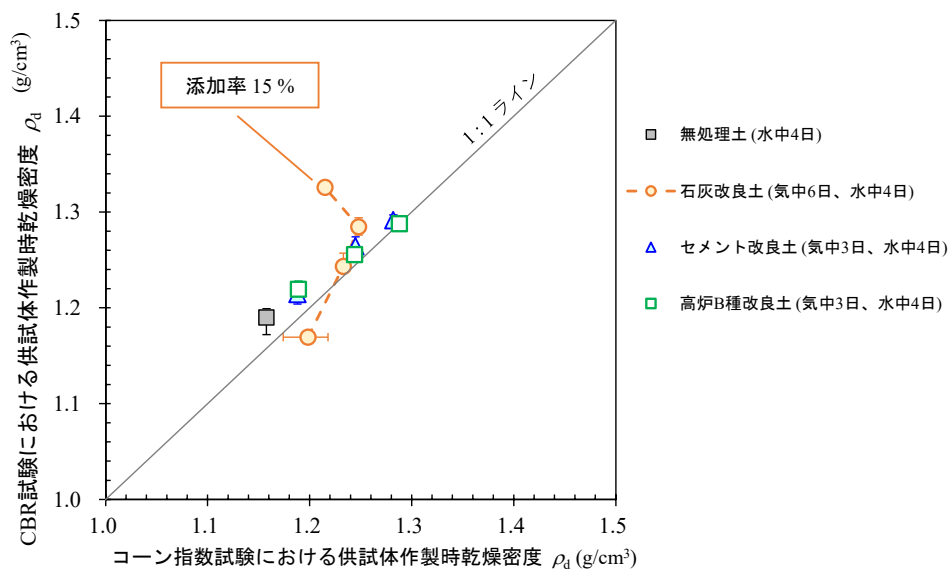


図 8.1-54 コーン指数試験供試体と CBR 試験供試体の作製時乾燥密度の関係（仮置土）

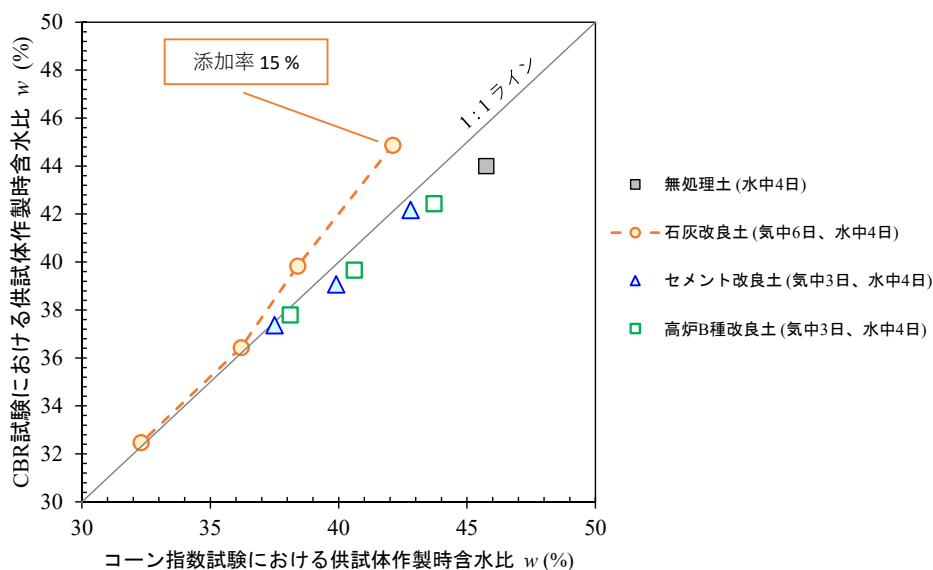


図 8.1-55 コーン指数試験供試体と CBR 試験供試体の作製時含水比の関係 (仮置土)

(2) 衝撃加速度と一軸圧縮強さの関係

図 8.1-56 に衝撃加速度と一軸圧縮強さの関係を示す。図中に示した衝撃加速度は前述の 7.1.2 (8) に示した CBR モールド及び透水試験用モールドから得られた衝撃加速度を添加率毎に平均した値である。また、一軸圧縮強さは、8.1.2 (7) に示した結果のうち、衝撃加速度試験用供試体の密度と同等となるよう突き固めて作製した供試体の結果 (ケース 1、図 8.1-31) である。両供試体の乾燥密度の関係は図 8.1-57 に示すとおりである。衝撃加速度と一軸圧縮強さの関係は改良材の種類によらずほぼ同様であった。

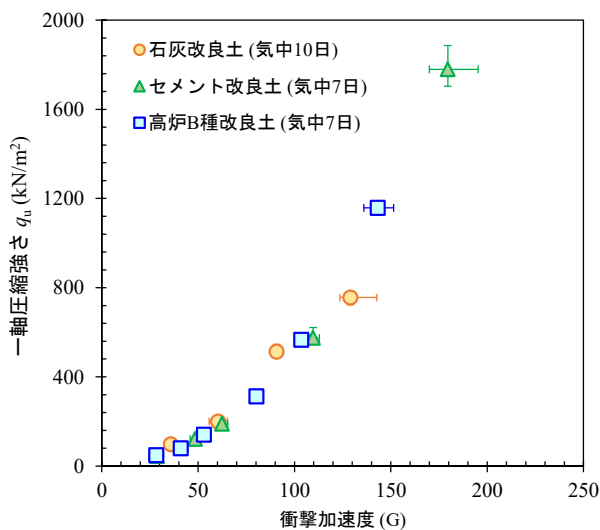


図 8.1-56 衝撃加速度と一軸圧縮強さの関係 (仮置土)

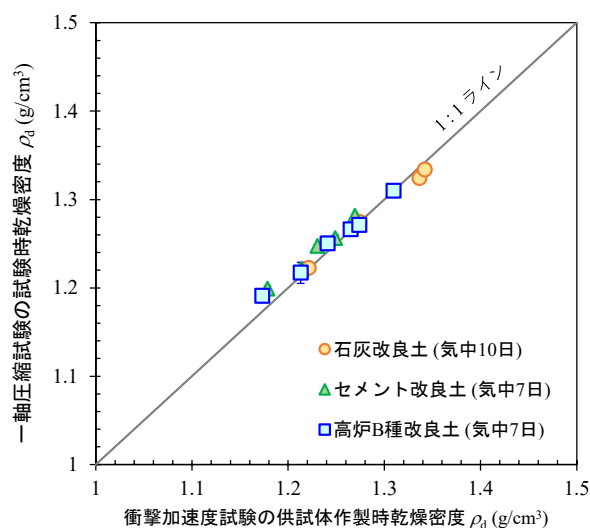


図 8.1-57 衝撃加速度試験供試体と一軸圧縮試験供試体の乾燥密度の関係 (仮置土)

(3) 衝撃加速度と CBR の関係

図 8.1-58 に CBR 試験用モールドによる衝撃加速度と、衝撃加速度試験と養生条件が同じ（石灰改良土：気中 10 日、セメント改良土及び高炉 B 種改良土：気中 7 日）である非水浸の CBR（図 8.1-20）の関係を示す。供試体寸法及び作製方法（締固めエネルギー）は同じであるが、両指標を求めた供試体は異なることに注意されたい。いずれの改良土も衝撃加速度と非水浸の CBR は正の相関を示した。一方、衝撃加速度又は非水浸の CBR が大きくなると、すなわち改良材添加率が大きくなると、石灰改良土の非水浸 CBR と衝撃加速度の関係は、セメント改良土及び高炉 B 種改良土の関係とは異なり、同一の衝撃加速度で比較すると、石灰改良土の非水浸 CBR の方が大きくなった。

両試験の供試体作製時の乾燥密度の関係を図 8.1-59 に示す。いずれの改良土においても乾燥密度は CBR 試験供試体の方が衝撃加速度試験供試体よりも若干高いが、相関関係に差異はなかった。したがって、衝撃加速度と CBR の関係が石灰改良土とセメント改良土及び高炉 B 種改良土とで異なったことは、供試体の密度とは無関係であったと考えられる。

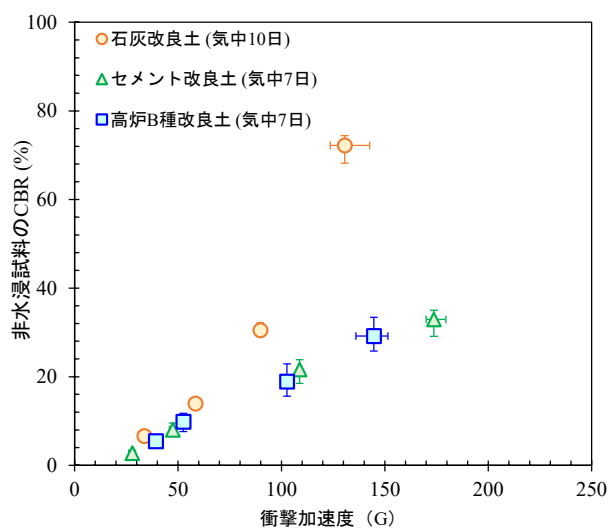


図 8.1-58 衝撃加速度と非水浸 CBR の関係
(仮置土)

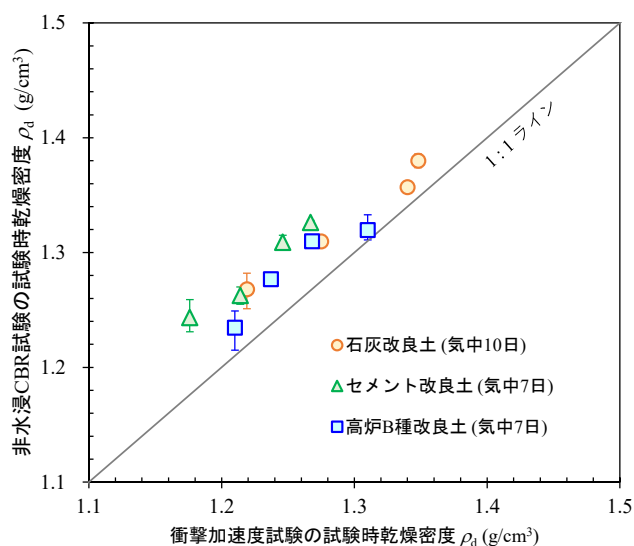


図 8.1-59 衝撃加速度試験と非水浸 CBR 試験
における供試体作製時乾燥密度の関係 (仮置土)

8.2 ランマ及び前後進コンパクタによる仮置土及び改良率の異なる改良土の締固め実験

【西松建設、三笠産業】

添加率の異なる石灰改良土、セメント改良土及び高炉B種改良土の締固めに関する基礎データの収集を目的として、タンピングランマ（以下、ランマという）及びバイプロコンパクタ（以下、前後進コンパクタという）による締固め実験を実施した。

8.2.1 実験方法

(1) 実験試料

実験試料は、8.1に示した仮置土の含水比を自然含水比 $w_n = 46\%$ を目標に調整し、生石灰、セメント系固化材及び高炉セメントB種を表8.2-1に示す添加率（土の乾燥質量に対する改良材の質量比）で混合した改良土（石灰改良土3試料、セメント改良土3試料及び高炉B種改良土3試料）9試料と、仮置土の含水比を約34%（ $w = 30 \sim 36\%$ ）まで低下させて安定処理しなくても転圧の効果がある程度期待できる状態とした試料（以下、低含水比仮置土）の計10試料とした。表8.2-2～表8.2-4に各実験試料の基本物性をまとめる。表中、実験時含水比は締固め実験後に実施したコアサンプル（(5)品質試験参照）から得られた含水比の範囲を示す。各試料の締固め曲線は、図8.1-7、図8.1-9及び図8.1-11から該当する添加率のB-c法による結果のみを抜粋し、図8.2-1～図8.2-3の(a)に改めて示す。図中には各試料の最適飽和度曲線も示した。図8.2-1～図8.2-3の(b)には締固め曲線の横軸を「飽和度 S_r と最適飽和度 $S_{r,opt}$ の差」で示した曲線を示した。

表 8.2-1 実験における各改良材の配合条件（仮置土）

添加率 a (%)	a1	a2	a3
無処理土 ($w = 34\%$)	—	—	—
生石灰	10	8	4
セメント系固化材	11	8	4
高炉セメントB種	16	12	8

※添加率：土の乾燥質量に対する改良材の添加質量比

表 8.2-2 石灰改良土の基本物性（仮置土）

改良材添加率 a (%)		無処理土	10%	8%	4%
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.584	2.620	2.615	2.611
締固め試験 B-c 法	最適含水比 w_{opt} (%)	29.5	28.9	32.6	33.9
	最適飽和度 $S_{r,opt}$ (%)	83.4	73.2	80.4	85.3
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.350	1.288	1.269	1.281
実験時含水比 w (%) ^{*1}		30 ~ 36	32 ~ 39	35 ~ 38	40 ~ 41

*1 締固め実験後のコアサンプルによる含水比を示す。

表 8.2-3 セメント改良土の基本物性 (仮置土)

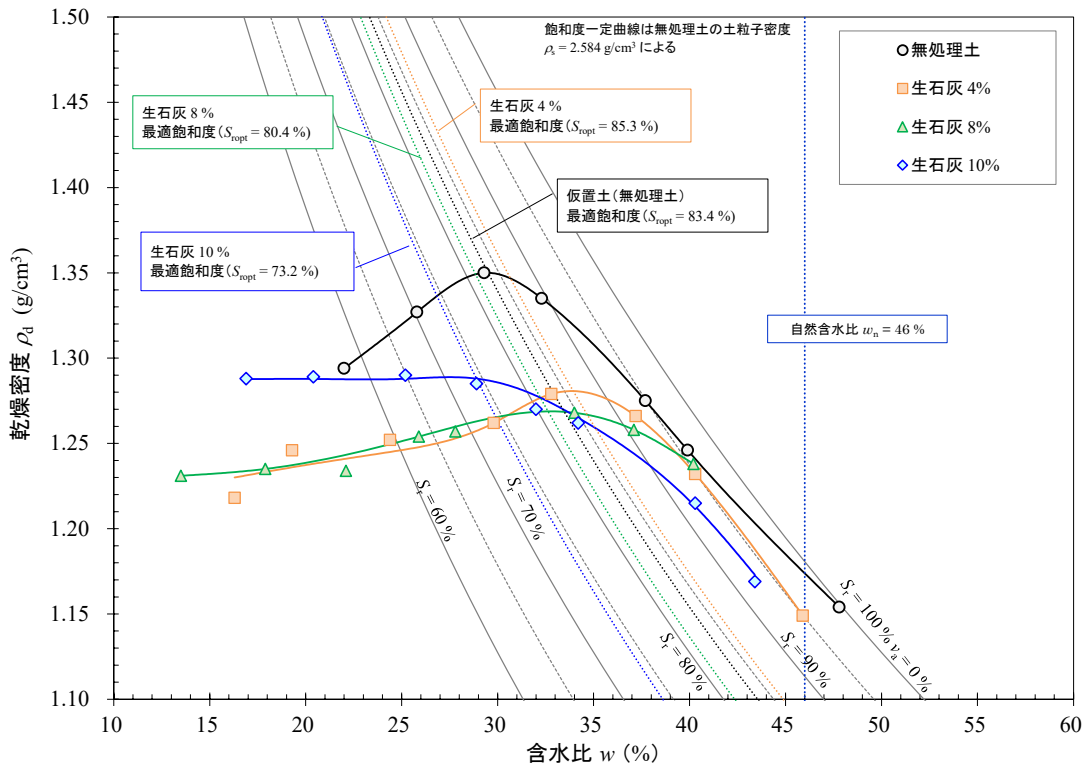
改良材添加率 a (%)		無処理土	11 %	8 %	4 %
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.584	2.681	2.635	2.634
締固め試験 B-c 法	最適含水比 w_{opt} (%)	29.5	26.8	29.5	30.9
	最適飽和度 S_{ropt} (%)	83.4	75.1	80.1	82.3
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.350	1.370	1.337	1.324
実験時含水比 w (%) *1		30 ~ 36	34 ~ 40	36 ~ 39	40 ~ 42

*1 締固め実験後のコアサンプルによる含水比を示す。

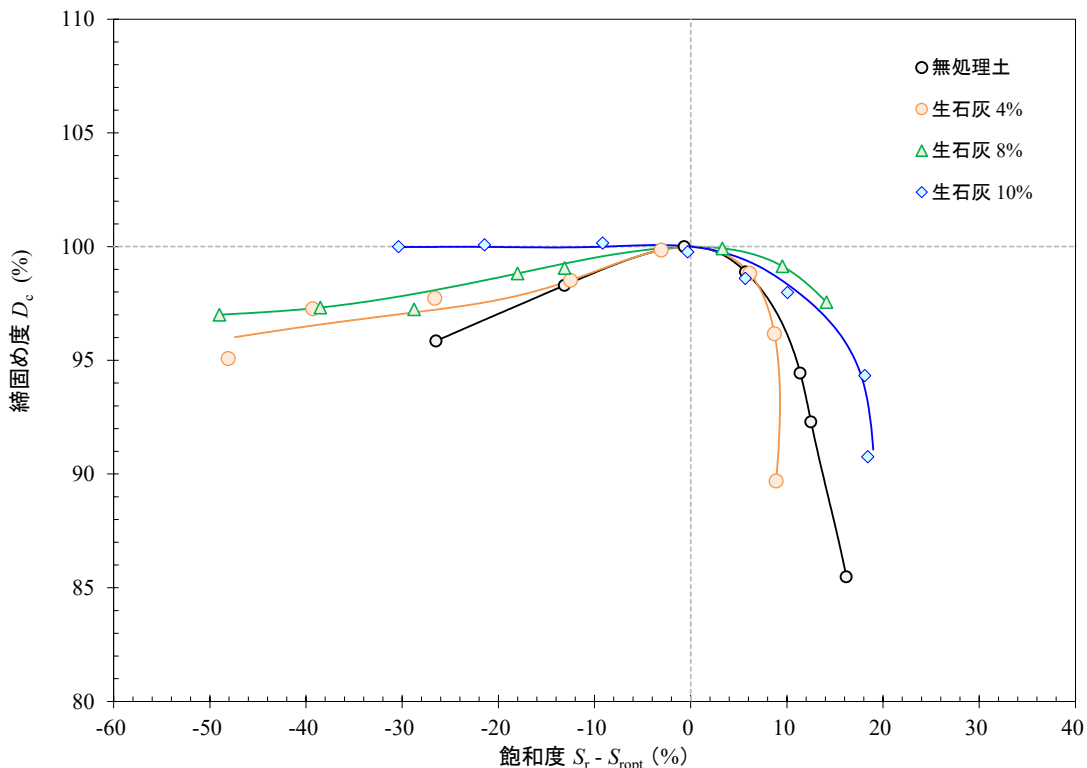
表 8.2-4 高炉 B 種改良土の基本物性 (仮置土)

改良材添加率 a (%)		無処理土	16 %	12 %	8 %
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.584	2.645	2.646	2.653
締固め試験 B-c 法	最適含水比 w_{opt} (%)	29.5	29.9	30.1	31.6
	最適飽和度 S_{ropt} (%)	83.4	85.4	84.1	86.7
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.350	1.373	1.359	1.349
実験時含水比 w (%) *1		30 ~ 36	35 ~ 41	38 ~ 39	39 ~ 40

*1 締固め実験後のコアサンプルによる含水比を示す。

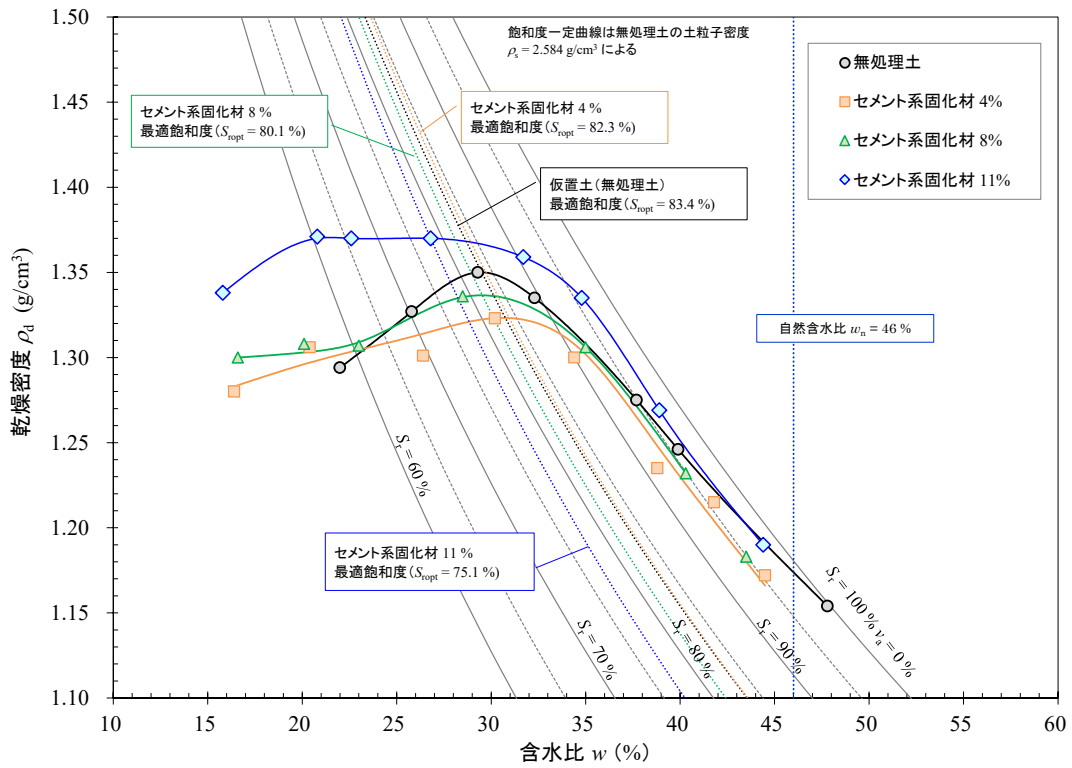


(a) $w \sim \rho_d$ の関係 (締固め曲線)

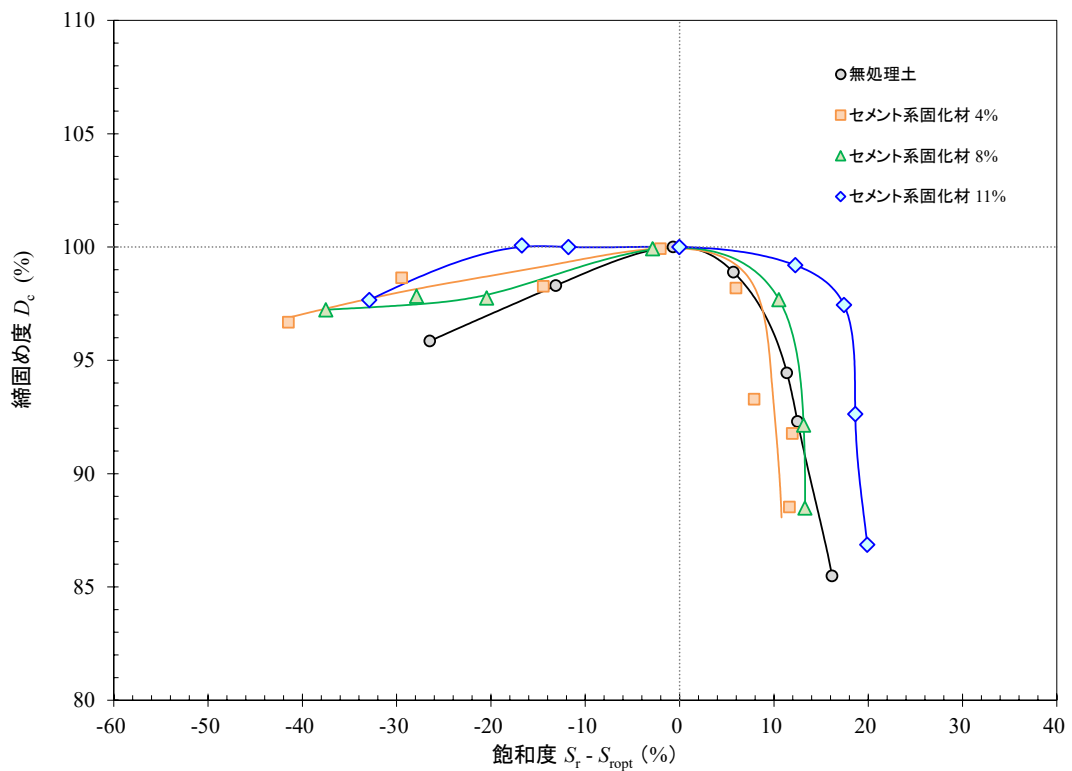


(b) $S_r - S_{ropt} \sim D_c$ の関係

図 8.2-1 実験を行った石灰改良土の B-c 法による締固め試験結果 (仮置土)

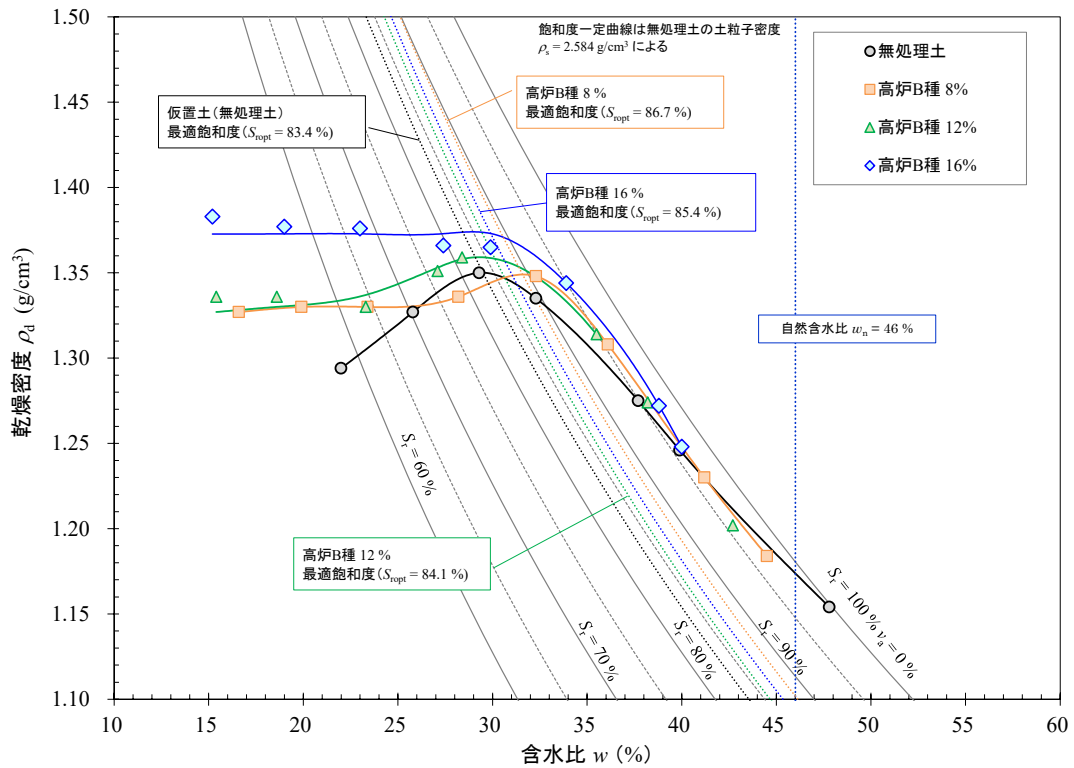


(a) $w \sim \rho_d$ の関係 (締固め曲線)

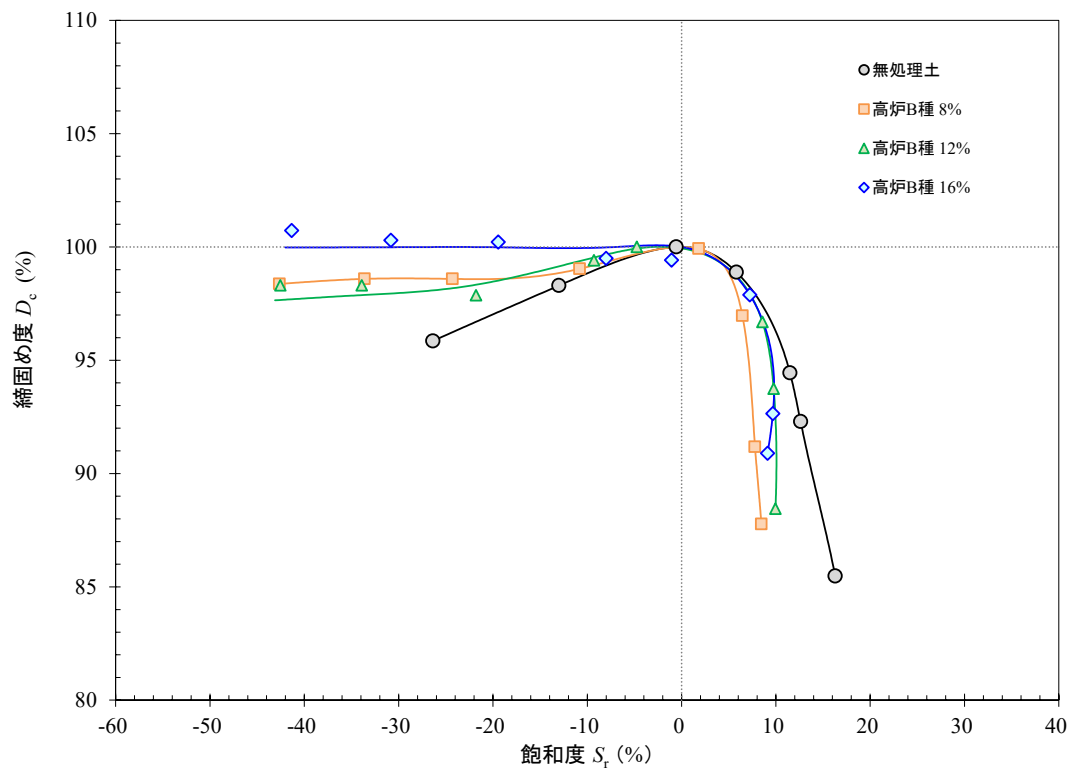


(b) $S_r - S_{ropt} \sim D_c$ の関係

図 8.2-2 実験を行ったセメント改良土の B-c 法による締固め曲線 (仮置土)



(a) $w \sim \rho_d$ の関係 (締固め曲線)



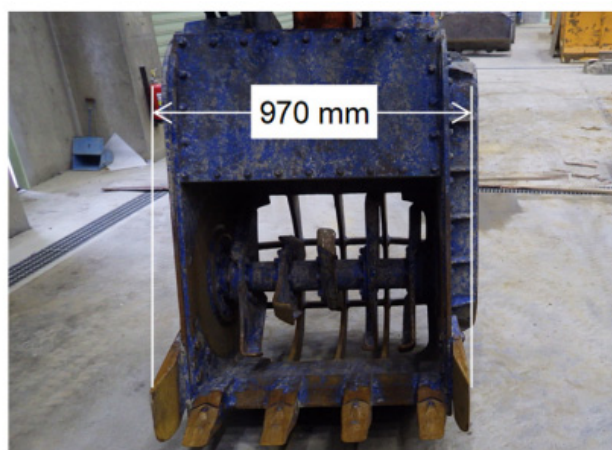
(b) $S_r - S_{r\text{opt}} \sim D_c$ の関係

図 8.2-3 実験を行った高炉 B 種改良土の B-c 法による締固め曲線 (仮置土)

ピットでの締固め実験における仮置土と改良材の攪拌混合は、仮置土に所定添加率の改良材を散布した後、混合時間の短縮と混合精度確保のため、混合装置付バケット（BM04、埼玉八栄工業株式会社）を用いて行った（図 8.2-4）。油圧ショベルの容量と混合時間は土量により異なるが、バケットの性能表に基づいて決定した。

生石灰と仮置土の混合は混合率毎に土を 3 つの山（湿潤質量で 18 t 程度の山を 1 つ（添加率 10 % 用）、1.6 t 程度の山を 2 つ（添加率 8 % 及び 4 % 用））に分けて行った。混合時間は土量の多い山で約 40 分、少ない山で約 20 分間とした。

セメント改良土及び高炉 B 種改良土の混合も石灰改良土と同様に添加率毎に土を準備し、一番添加率の高いケースの土は 2 つの大きい山（10～11 t 程度と 8～9 t 程度）に分けて、他の添加率 2 ケースは小さい山（1.6 t 程度を 2 つ）として計 4 山用意した。混合時間は土量の多い山で約 40 分、少ない山で約 20 分間とした。



a) 攪拌に使用した混合装置付バケット（BM04）



b) セメント改良土における混合状況

図 8.2-4 混合装置付バケットによる仮置土と改良材の攪拌混合状況

(2) 実験ヤード

締固め実験は図 8.2-5 に示す幅 5.0m、長さ 44.8m、深さ 3.0m のコンクリート製ピットに構築された基礎地盤上で実施した。基礎地盤はよく締め固められた厚さ 2.8m の砂質土である。基礎地盤上に構築された保護層（厚さ 0.3m）を幅 0.5m、長さ 5.5 ～ 7.0m で掘削して実験溝とし、ここに実験試料を投入して締固め実験を行った。実験溝 10、11 は石灰改良土及びセメント改良土でのみ使用し、その他の実験溝は全ての試料において使用した。

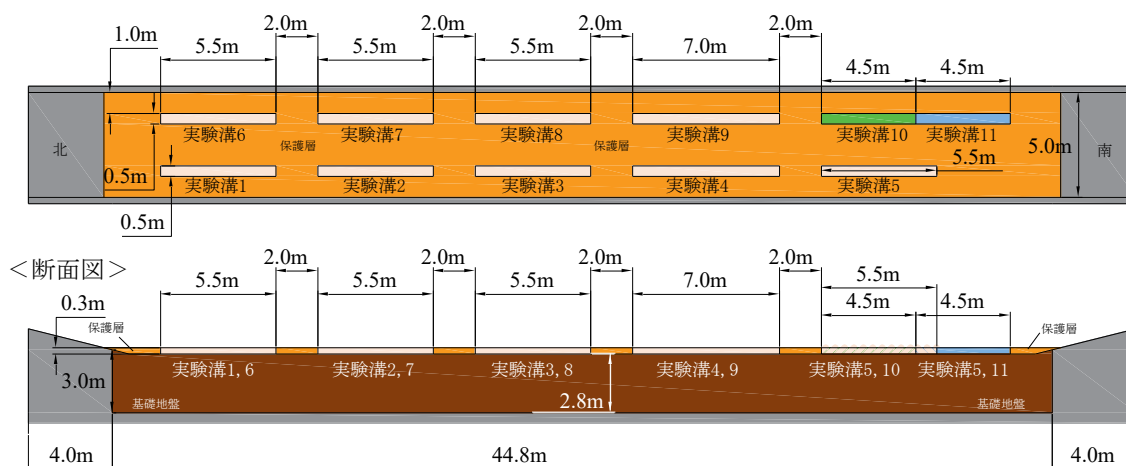


図 8.2-5 ランマ及び前後進コンパクタによる締固め実験の実験ヤード（仮置土及び仮置土改良土）

(3) 締固め機械

本実験では、質量約 70 kg のランマ及び質量 300 kg 級の前後進コンパクタを用いた。狭隘部又は構造物周りなどの大型機械では締固めができない箇所に使用される小型締固め機械である。それぞれの機械の仕様を表 8.2-5 に示す。

表 8.2-5 仮置土及び仮置土改良土の締固め実験に用いた小型締固め機械の仕様

呼称	ランマ	前後進コンパクタ
写真		
メーカー：型式	三笠：MTX-70	三笠：MVH-308DSC-PAS
機械質量 (kg)	75	341
打撃力 or 遠心力 (kN)	14.9	45
衝撃数 or 振動数 (Hz)	10.7 ～ 11.6	73
締固め幅 (m)	0.285	0.445

(4) 実験手順

締固め実験は、基礎地盤上に作製した実験溝（図 8.2-5、図 8.2-6）に、低含水比仮置土及び各改良土を投入して実施した。各試料の実験完了後は、対象試料を実験溝から取り除き、次の試料の実験を実施した。

石灰改良土は攪拌混合の翌日まで養生した後、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は攪拌混合直後に実験溝に投入し、実験を開始した。

締固め完了後の層厚が 30 cm 程度となるように、試料層厚を約 40 cm として人力によりまき出した。まき出しは厚さ約 20 cm ずつで 2 回に分けて行い、それぞれのまき出しに続き、レーキ等による敷きならし及び足踏みを行った（図 8.2-7 (a)）。その後、油圧ショベル（0.1 m³ クラス、自重 2.7 t）を走行させ、クローラが一往復するように試料表面を整地した（図 8.2-7 (b)）。クローラが試料表面を一往復した状態を、転圧回数 0 回と定義した。

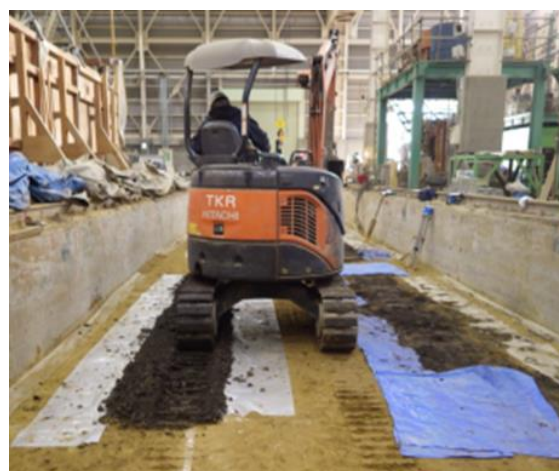
ランマ又は前後進コンパクタで実験溝ごとに異なる回数の締固め（転圧）を行った（表 8.2-6）。低含水比仮置土及び表 8.2-1 で添加率 a1 とした改良土の計 4 試料では、ランマ及び前後進コンパクタによる締固め実験を実施した。一方、表 8.2-1 で添加率 a2 及び a3 とした改良土の計 6 試料ではランマによる締固め実験のみ行った。所定回数の締固め完了後、後述の (5) に示す品質試験を行った。



図 8.2-6 試料投入前の実験溝（仮置土及び仮置土改良土）



(a) まき出し状況



(b) クローラ転圧状況（転圧 0 回）

図 8.2-7 試料の整地状況（仮置土及び仮置土改良土）

表 8.2-6 各試料で設定した転圧回数の一覧（仮置土及び仮置土改良土）

(a) 低含水比仮置土

実験溝番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
締固め機械	ランマ				—	前後進コンパクタ				—	—
転圧回数 (回)	1	2	4	8	0	1	2	4	8	—	—

(b) 石灰改良土

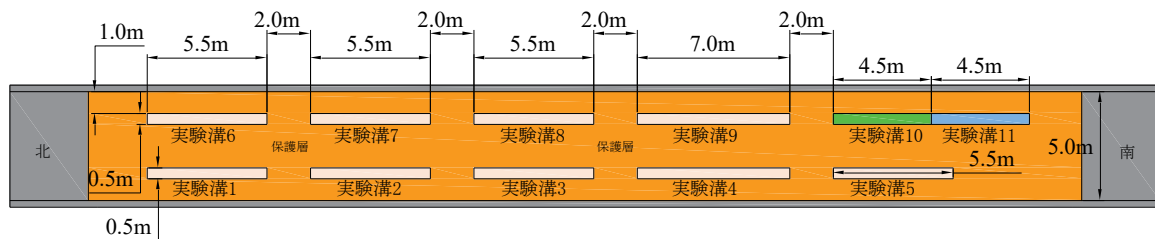
実験溝番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
締固め機械	ランマ				—	前後進コンパクタ				—	—
改良材添加率 (%)	10				10	10				8	4
転圧回数 (回)	1	2	4	8	0	1	2	4	8	8	8

(c) セメント改良土

実験溝番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
締固め機械	ランマ				—	前後進コンパクタ				—	—
改良材添加率 (%)	11				11	11				8	4
転圧回数 (回)	1	2	4	8	0	1	2	4	8	8	8

(d) 高炉 B 種改良土

実験溝番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
締固め機械	ランマ				—	前後進コンパクタ				—	—
改良材添加率 (%)	16				16	16				12	8
転圧回数 (回)	1	2	4	8	0	1	2	4	8	8	8



ランマの施工幅は実験溝の幅の約半分であったため、1つの実験溝を2レーンに分けて締め固めた(図8.2-8(a))。ランマは低含水比仮置土、各改良土のいずれも操作面では不具合なく施工可能であり、本試験のような高含水比の粘性土でも作業性能を発揮した。

前後進コンパクタは、最高速度(23 m/min)に設定し、すべて前進の方向に締め固めた(図8.2-8(b))。前後進コンパクタは、低含水比仮置土及び各改良土のいずれも含水比が高いことから転圧回数の増加と共に土が転圧盤に貼り付き、機体動作が緩慢となる傾向であった。ただし、途中の転圧盤の土の除去作業や転圧作業を工夫することで、改良土における施工機械の作業性には改善が見られた。



(a) ランマによる締固め状況



(b) 前後進コンパクタによる締固め状況

図 8.2-8 締固め機械による締固め状況（仮置土及び仮置土改良土）

(5) 品質試験

表 8.2-7 ～ 表 8.2-10 に示す品質試験を実施した。表中の計測時期については代表的なケースのみを示した。各試料の計測項目及び計測時期の詳細は後述の表 8.2-11（各試料で実施した品質試験項目の一覧）及び表 8.2-12（計測時期及び対象となる転圧回数）に示しているのので、これらを参照されたい。

コーン指数試験は、JIS A 1228:2009 にある先端コーンの底面積が $A = 3.24 \text{ cm}^2$ のコーンを用いて実施した。小型 FWD 試験は FWD および小型 FWD 運用の手引き⁶¹⁾に準拠し、株式会社東京測器研究所製の KFD-100A を用いて実施した。動的平板載荷試験はアプライドリサーチ株式会社製の超小型動的平板載荷試験装置 IST-03⁶²⁾を用いて実施した。簡易支持力測定器（キャスポル）は旧建設省近畿技術事務所と株式会社浅沼組により共同開発されたものであり、株式会社マルイ製の MIS-244-0-62 を用いた。測定は測定器使用マニュアル作成委員会基準（案）「簡易支持力測定器による試験方法」⁶³⁾に準拠して実施した。衝撃加速度試験は北海道開発局土木試験所（現・(国研) 土木研究所 寒地土木研究所）にて開発⁶⁴⁾された試験機を用いて実施した。一軸圧縮試験は各改良土及び各添加率で 2 種類の供試体にて実施した。1 つは実験溝からコアサンプリングした乱れの少ない供試体である。各改良土の転圧を 8 回行った実験溝から、所定の期間養生後にコアドリル（外径 $\phi 106 \text{ mm}$ 、長さ $L 313 \text{ mm}$ ）でコアサンプリングし、高さのみ $H 200 \text{ mm}$ 程度になるように成形して一軸圧縮試験に供した。養生期間は石灰改良土が転圧から 10 日、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は転圧から 7 日とした。石灰改良土のみ、一軸圧縮試験の前日（転圧後 9 日目）にコアサンプリングを行った。2 つ目は混合装置付バケットにより攪拌混合した改良土を分取して静的締固めにより作製した供試体である。各改良土の転圧 8 回のコアサンプルの湿潤密度を目標に、直径 $\phi 100 \text{ mm}$ 、高さ $H 200 \text{ mm}$ の二つ割りモールド内に 5 層に分けて改良土を投入し、各層を空圧ジャッキで締め固めて供試体を作製した。実験ピット付近にて所定の期間封緘養生し、一軸圧縮試験に供した。養生期間期間は石灰改良土が転圧から 10 日及び 28 日、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は転圧から 7 日及び 28 日とした。

表 8.2-7 品質試験項目 1<沈下量、密度及び含水比> (仮置土及び仮置土改良土)


呼称 (計測項目)	試験状況	概要	試験法等
沈下量	—	レベル測定器を用いた水準測量により、N=0、1、2、4、6、8回の転圧後に、転圧0回の改良地盤高さを基準とした地表面沈下量を3点測定 ※添加率 a2 及び a3 も実施	
コアサンプル (密度及び含水比)		N=0、1、2、4、6、8回の転圧後に、3点、各点3深度 (GL 0~-10 cm、-10~-20 cm、-20~-30 cm) にてコア (内径 10 cm、高さ 10 cm) を採取し、密度及び含水比を測定 ※添加率 a2 及び a3 は実施なし	・JGS1613-2012 (コアカッターによる土の密度測定法) ・JIS A 1203:2009 (土の含水比試験方法)



表 8.2-8 品質試験項目 2<静的載荷試験及びサウンディング試験> (仮置土及び仮置土改良土)

呼称 (計測項目)	試験状況	概要	試験法等
現場 CBR 試験 (CBR)		転圧 8 回完了から約 1 週間後に、現場 CBR 試験により CBR を 2 点測定 ※添加率 a2 及び a3 も実施	JIS A 1222 (現場 CBR 試験方法)
平板載荷試験 (地盤反力係数)		0、8 回の転圧完了から約 1 週間後に、平板載荷試験により地盤反力係数 (K_{30}) を 1 点測定 ※添加率 a2 及び a3 は実施なし	JIS A 1215 (地盤の平板載荷試験方法)
コーン指数試験 (コーン指数)		転圧 8 回完了直後に、ポータブルコーンの貫入抵抗値により、コーン指数 q_c を 3 点測定 ※低含水比仮置土のみ実施	JIS A 1228 (締固めた土のコーン指数試験) の先端コーンを使用

表 8.2-9 品質試験項目 3<動的載荷試験> (仮置土及び仮置土改良土)

呼称 (計測項目)	試験状況	概要	試験法等
小型 FWD (地盤反力 係数)		東京測器研究所製 KFD-100A を用いて、N=0、1、2、4、6、8 回の転圧後に、地盤反力係数 (K_{30}) を 3 点測定 ※添加率 a2 及び a3 は 8 回のみ	FWD および小型 FWD 運用の手引き ⁶¹⁾
動的平板 載荷試験 (地盤反力 係数)		アプライドリサーチ社製 IST-03 (重錘落下試験) ⁸⁾ を用いて、N=0、1、2、4、6、8 回の転圧後に、地盤反力係数 (K_{30}) を 3 点 (1 点あたり 10 回計測) 測定 ※添加率 a2 及び a3 は 8 回のみ	
簡易支持力 測定器 (キャ スポル) (地盤反力 係数)		マルイ製 MIS-244-0-62 を用いて、N=0、1、2、4、6、8 回の転圧後に、地盤反力係数 (K_{30}) を 3 点測定 ※添加率 a2 及び a3 は実施なし	簡易支持力測定器による試験方法 ⁶⁹⁾
衝撃加速度 試験 (衝撃加 速度)		土木研究所寒地土木研究所開発の衝撃加速度試験装置を用いて、N=0、1、2、4、6、8 回の転圧後に、衝撃加速度 G を 3 点測定 ※添加率 a2 及び a3 は 8 回のみ	道路・河川工事仕様書 ⁶⁵⁾

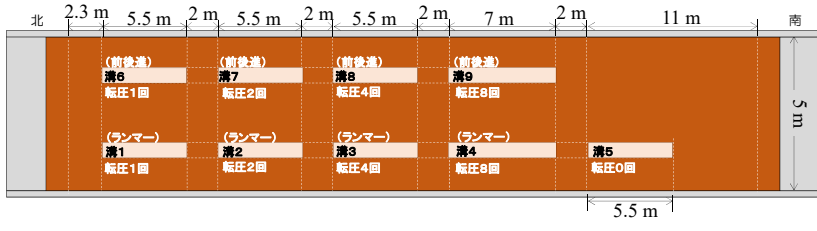
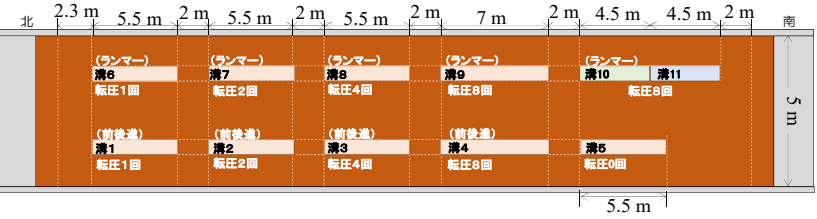
表 8.2-10 品質試験項目 4<その他> (仮置土及び仮置土改良土)

呼称 (計測項目)	試験状況	概要	試験法等
一軸圧縮試験 (静的 締め) (一軸圧縮 強さ)		8 回転圧後の湿潤密度を目標に、改良土を 5 層に分け空圧ジャッキで締め固めて供試体を 3 個作製後、実験ピット付近にて封緘養生。その後、一軸圧縮試験を実施。	JIS A 1216 (土の一軸圧縮試験方法)
一軸圧縮試験 (コア採取) (一軸圧縮 強さ)		コアボーリングにより、8 回転圧後に不攪乱コアを 1 個採取し、実験ピット付近にて封緘養生。上下端面を成形し、一軸圧縮試験を実施。	JIS A 1216 (土の一軸圧縮試験方法)

※ (国研)土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

表 8.2-11 (1) 締固め実験における品質試験項目及び試験箇所一覧 (仮置土及び仮置土改良土)

改良材		低含水比仮置土			生石灰				
含水比 w_n / 添加率 a		$(w_n = 34\%)$			$a = 10\%$		$a = 8\%$	$a = 4\%$	
施工機械		無し	前後進 コンパクタ	ランマ	無し	前後進 コンパクタ	ランマ	ランマ	ランマ
転圧回数	0	溝5			溝5				
	1		溝6	溝1		溝1	溝6		
	2		溝7	溝2		溝2	溝7		
	4		溝8	溝3		溝3	溝8		
	8		溝9	溝4		溝4	溝9	溝10	溝11
試験項目	撒き出し前 含水比	w	●	●	●	●	●	●	●
	レベル	沈下量 s	●	●	●	●	●	●	●
	コア密度(上・中・下)	ρ_r, w, ρ_d	●	●	●	●	●	●	●
	小型FWD	K_{30}	●	●	●	●	●	●	●
	動的平板載荷試験	K_{30}	●	●	●	●	●	●	●
	簡易支持力測定器 (キヤスボル)	衝撃値 I_a 換算CBR 換算 K_{30}	●	●	●	●	●	-	-
	衝撃加速度試験	衝撃加速度 G	●	●	●	●	●	●	●
	現場CBR試験	CBR	-	○(溝9のみ)	○(溝4のみ)	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	●
	平板載荷試験	K_{30}	-	○(溝9のみ)	○(溝4のみ)	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	-
	コーン指数試験	q_c	●	●	●	-	-	-	-
一軸圧縮 試験	静的締固め	q_{st}, E_{50}	-	○(溝9のみ)	○(溝4のみ)	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	●
	コア採取	q_{st}, E_{50}	-	-	-	-	-	○(溝9のみ)	●

溝配置図	
	<p style="text-align: center;">低含水比仮置土</p> 
	生石灰

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているのので拡大のうえ参照されたい。

表 8.2-11 (2) 締固め実験における品質試験項目及び試験箇所一覧 (仮置土及び仮置土改良土)

改良材		セメント系固化材					高炉セメントB種					
含水比 w_w / 添加率 a		a = 11%		a = 8%		a = 4%		a = 16%		a = 12%	a = 8%	
施工機械		無し	前後進 コンパクタ	ランマ	ランマ	ランマ	無し	前後進 コンパクタ	ランマ	ランマ	ランマ	
転圧回数	0	溝5	/	/	/	/	溝5	/	/	/	/	
	1	/	溝1	溝6	/	/	/	溝1	溝6	/	/	
	2	/	溝2	溝7	/	/	/	溝2	溝7	/	/	
	4	/	溝3	溝8	/	/	/	溝3	溝8	/	/	
	8	/	溝4	溝9	溝10	溝11	/	溝4	溝9	溝10	溝11	
試験項目	撤き出し前 含水比	w	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
	レベル	沈下量 s	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
	コア密度 (上・中・下)	ρ_w, w, ρ_d	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
	小型FWD	K_{30}	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
	動的平板載荷試験	K_{30}	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
	簡易支持力測定器 (キャスボル)	衝撃値 I_a 換算CBR 換算 K_{30}	●	●	●	-	-	●	●	●	-	-
	衝撃加速度試験	衝撃加速度 G	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	現場CBR試験	CBR	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	●	●	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	●	●
	平板載荷試験	K_{30}	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	-	-	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	-	-
	コーン指数試験	q_c	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
一軸圧縮 試験	静的締固め	q_u, E_{50}	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	-	●	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	-	●
	コア採取	q_u, E_{50}	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	●	●	-	○(溝4のみ)	○(溝9のみ)	●	-
溝配置図												
セメント系固化材、高炉セメントB種												

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているため拡大のうえ参照されたい。

表 8.2-12 (1) 締固め実験における品質試験計測時期及び対象一覧 (仮置土及び仮置土改良土)

経過日数 (日)		-1	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	...	28	
改良材	添加率	項目	日付	2018年11月28日	11月29日											
低含水比仮置土		現場状況	まき出し	転圧												
		レベル測定		● (0 - 8)												
		コアサンプル		● (0,1,2,4,8)												
		小型FWD		● (0,1,2,4,8)												
		動的平板載荷		● (0,1,2,4,8)												
		簡易支持力測定		● (0,1,2,4,8)												
		衝撃加速度試験		● (0,1,2,4,8)												
		現場CBR		● (8)												
		平板載荷試験		● (8)												
		コーン指数試験 ^{*1}		● (0,1,2,4,8)												
		一軸圧縮試験(作製) ^{*2 *3}		供試体作製 (8)			● (8)									
一軸圧縮試験(コア)																
生石灰	all	現場状況	攪拌混合	まき出し・転圧												
		レベル測定		● (0 - 8)												
		コアサンプル		● (0,1,2,4,8)			● (8)							● (8)		
		小型FWD		● (0,1,2,4,8)			● (8)							● (8)		
		動的平板載荷		● (0,1,2,4,8)			● (8)							● (8)		
		簡易支持力測定		● (0,1,2,4,8)			● (8)							● (8)		
		衝撃加速度試験		● (0,1,2,4,8)			● (8)							● (8)		
		現場CBR												● (8)		
		平板載荷試験												● (8)		
		コーン指数試験 ^{*1}														
		一軸圧縮試験(作製) ^{*3}		供試体作製 (8)										● (8)	● (8)	
		一軸圧縮試験(コア)											コアサンプリング (8)	● (8)		
	10%	レベル測定		● (0 - 8)												
		コアサンプル		● (8)			● (8)							● (8)		
		小型FWD		● (8)			● (8)							● (8)		
		動的平板載荷		● (8)			● (8)							● (8)		
		簡易支持力測定		● (8)			● (8)							● (8)		
		衝撃加速度試験		● (8)			● (8)							● (8)		
		現場CBR												● (8)		
		平板載荷試験												● (8)		
		コーン指数試験 ^{*1}														
		一軸圧縮試験(作製) ^{*3}		供試体作製 (8)										● (8)	● (8)	
		一軸圧縮試験(コア)											コアサンプリング (8)	● (8)		
		8%	レベル測定		● (0 - 8)											
コアサンプル			● (8)			● (8)							● (8)			
小型FWD			● (8)			● (8)							● (8)			
動的平板載荷			● (8)			● (8)							● (8)			
簡易支持力測定			● (8)			● (8)							● (8)			
衝撃加速度試験			● (8)			● (8)							● (8)			
現場CBR													● (8)			
平板載荷試験													● (8)			
コーン指数試験 ^{*1}																
一軸圧縮試験(作製) ^{*3}			供試体作製 (8)										● (8)	● (8)		
一軸圧縮試験(コア)												コアサンプリング (8)	● (8)			
4%	レベル測定			● (0 - 8)												
	コアサンプル		● (8)			● (8)							● (8)			
	小型FWD		● (8)			● (8)							● (8)			
	動的平板載荷		● (8)			● (8)							● (8)			
	簡易支持力測定		● (8)			● (8)							● (8)			
	衝撃加速度試験		● (8)			● (8)							● (8)			
	現場CBR												● (8)			
	平板載荷試験												● (8)			
	コーン指数試験 ^{*1}															
	一軸圧縮試験(作製) ^{*3}		供試体作製 (8)										● (8)	● (8)		
	一軸圧縮試験(コア)											コアサンプリング (8)	● (8)			

表中の()内の数字は対象とした転圧回数を示す。

*1 JISA 1228 締固めた土のコーン指数試験のコーン (コーン底面積 A=3.24 cm²) を用いた。

*2 12月11日に供試体作製、12月14日に一軸圧縮試験を実施。

*3 8回転圧時の実験溝にてコアカッターによる土の密度測定法から得られた湿潤密度の平均値を供試体作製時の目標湿潤密度とした。

*4 前後進コンパクタは転圧0回及び8回のみ実施。ランマは記載のある全ての転圧回数で実施。

(*1 ~ *4は次頁と共通)

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

表 8.2-12 (2) 締固め実験における品質試験計測時期及び対象一覧 (仮置土及び仮置土改良土)

経過日数 (日)		-1	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	...	28		
改良材	添加率	項目	日付	1月21日	1月22日	1月24日	1月25日	##	##	##	1月29日	##	1月31日	2月1日	2月19日		
セメント系 固化材	all	現場状況		攪拌混合 まき出し・転圧													
	11%	レベル測定		● (0-8)													
		コアサンプル		● (0,1,2,4,8)			● (8)				● (8)						
		小型FWD		● (0,1,2,4,8)			● (8)				● (0,1,2,4,8) ^{*4}						
		動的平板載荷		● (0,1,2,4,8)			● (8)				● (0,1,2,4,8) ^{*4}						
		簡易支持力測定		● (0,1,2,4,8)			● (8)				● (0,1,2,4,8) ^{*4}						
		衝撃加速度試験		● (0,1,2,4,8)			● (8)				● (0,1,2,4,8) ^{*4}						
		現場CBR									● (8)						
		平板載荷試験									● (8)						
		コーン指数試験 ^{*1}															
		一軸圧縮試験(作製) ^{*3}			供試体作製 (8)							● (8)					● (8)
	一軸圧縮試験(コア)										コアサンプリング (8) ● (8)						
	8%	レベル測定		● (0-8)													
		コアサンプル		● (8)			● (8)				● (8)						
		小型FWD		● (8)			● (8)				● (8)						
		動的平板載荷		● (8)			● (8)				● (8)						
		簡易支持力測定															
		衝撃加速度試験		● (8)			● (8)				● (8)						
		現場CBR									● (8)						
		平板載荷試験															
		コーン指数試験 ^{*1}															
		一軸圧縮試験(作製) ^{*3}										コアサンプリング (8) ● (8)					
	一軸圧縮試験(コア)																
	4%	レベル測定		● (0-8)													
		コアサンプル		● (8)			● (8)				● (8)						
		小型FWD		● (8)			● (8)				● (8)						
		動的平板載荷		● (8)			● (8)				● (8)						
		簡易支持力測定															
		衝撃加速度試験		● (8)			● (8)				● (8)						
		現場CBR									● (8)						
		平板載荷試験															
		コーン指数試験 ^{*1}															
		一軸圧縮試験(作製) ^{*3}			供試体作製 (8)							● (8)					● (8)
	一軸圧縮試験(コア)										コアサンプリング (8) ● (8)						
	高炉 セメント B種	all	現場状況		攪拌混合 まき出し・転圧												
		16%	レベル測定		● (0-8)												
コアサンプル				● (0,1,2,4,8)			● (8)				● (8)						
小型FWD				● (0,1,2,4,8)			● (8)				● (8)						
動的平板載荷				● (0,1,2,4,8)			● (0,8)				● (8)						
簡易支持力測定				● (0,1,2,4,8)			● (8)				● (8)						
衝撃加速度試験				● (0,1,2,4,8)			● (8)				● (8)						
現場CBR											● (8)						
平板載荷試験											● (8)						
コーン指数試験 ^{*1}																	
一軸圧縮試験(作製) ^{*3}					供試体作製 (8)							● (8)					● (8)
一軸圧縮試験(コア)											コアサンプリング (8) ● (8)						
12%		レベル測定		● (0-8)													
		コアサンプル		● (8)			● (8)				● (8)						
		小型FWD		● (8)			● (8)				● (8)						
		動的平板載荷					● (8)				● (8)						
		簡易支持力測定															
		衝撃加速度試験		● (8)			● (8)				● (8)						
		現場CBR									● (8)						
		平板載荷試験															
		コーン指数試験 ^{*1}															
		一軸圧縮試験(作製) ^{*3}										コアサンプリング (8) ● (8)					
一軸圧縮試験(コア)																	
8%		レベル測定		● (0-8)													
	コアサンプル		● (8)			● (8)				● (8)							
	小型FWD		● (8)			● (8)				● (8)							
	動的平板載荷					● (8)				● (8)							
	簡易支持力測定																
	衝撃加速度試験		● (8)			● (8)				● (8)							
	現場CBR									● (8)							
	平板載荷試験																
	コーン指数試験 ^{*1}																
	一軸圧縮試験(作製) ^{*3}																
一軸圧縮試験(コア)																	

表中の()内の数字は対象とした転圧回数を示す。

8.2.2 転圧回数と試験値の関係

(1) 沈下量

前後進コンパクタによる締固め実験における転圧回数と沈下量の関係を図 8.2-9 に、ランマによる締固め実験における転圧回数と沈下量の関係を図 8.2-10 にそれぞれ示す。図中には、低含水比仮置土 ($w = 34\%$) の結果も示した (図中、凡例は「無処理土」)。沈下量は転圧回数ごとに測定した 3 点の平均値であり、転圧 0 回の地表面高さとの差である。

前後進コンパクタによる締固めでは、すべてのケースにおいて転圧を重ねてもほとんど沈下しなかった。

ランマによる締固めでは、転圧回数の増加とともに沈下量が大きくなった。各添加率の石灰改良土の沈下量は、無処理の低含水比仮置土の沈下量よりもやや小さく、転圧 8 回における沈下量の差は約 1 ~ 2 cm であった。セメント改良土の沈下量は、添加率 11% のみ転圧回数 3 回以降で 1 cm 程度小さかった。その他の添加率では低含水比仮置土の沈下量と同程度であった。高炉 B 種改良土の沈下量は添加率 12% で最も大きく、その他の添加率では低含水比仮置土と同程度であった。

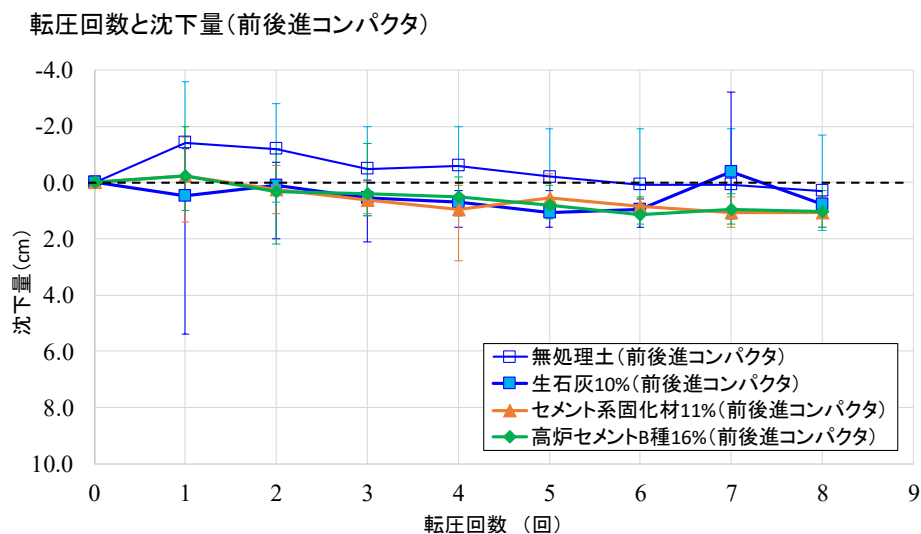
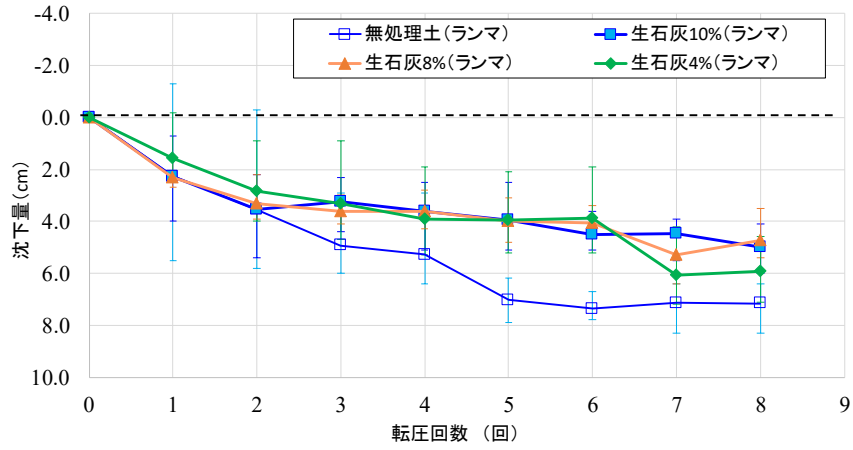
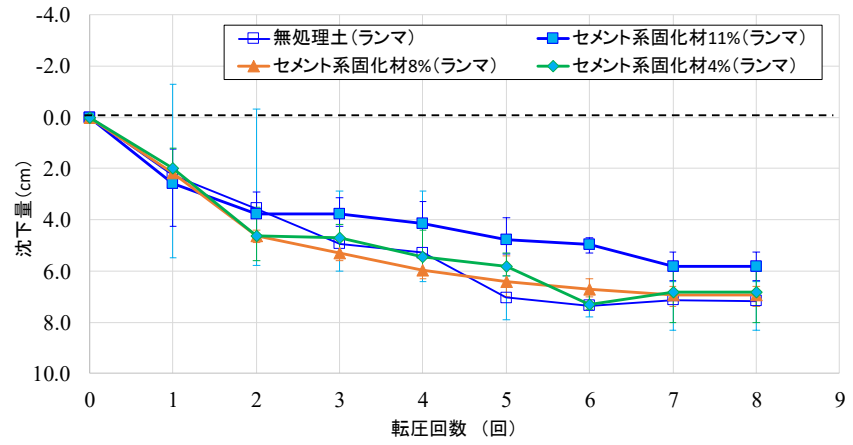


図 8.2-9 転圧回数と沈下量の関係 (前後進コンパクタ)

転圧回数と沈下量(生石灰, ランマ)



転圧回数と沈下量(セメント系固化材, ランマ)



転圧回数と沈下量(高炉セメントB種, ランマ)

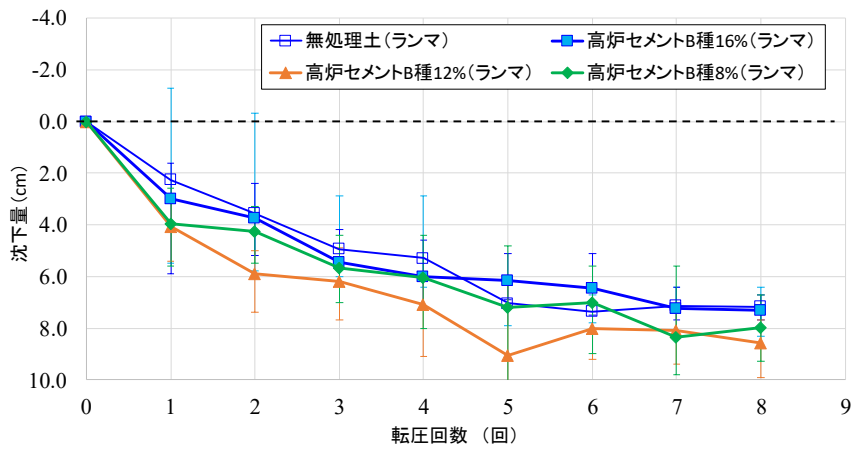


図 8.2-10 転圧回数と沈下量の関係 (ランマ)

(2) 締固め度 D_c 、含水比 w 、飽和度 S_r 及び空気間隙率 v_a

<a> 締固め度 D_c 、含水比 w

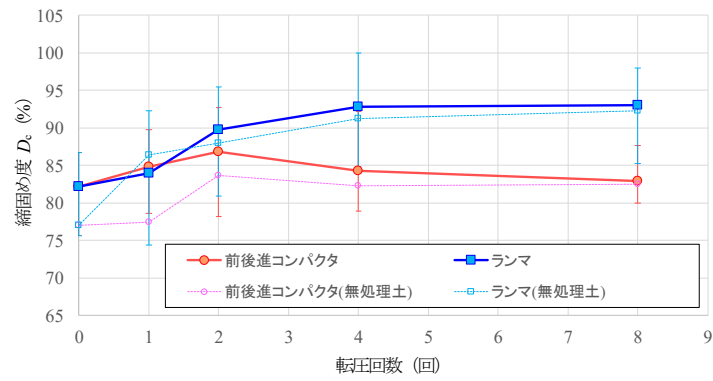
添加率 10 %石灰改良土について、前後進コンパクタとランマの転圧回数と締固め度及び含水比の関係を図 8.2-11 に示す。同図中には低含水比仮置土 (図中、凡例は「無処理土」) の結果も併記した。また、締固め度及び含水比はコアサンプルにより地表から 30 cm まで 3 箇所での測定から得られた値の平均値を示す。以下、同様とする。前後進コンパクタによる締固めでは転圧 2 回で締固め度が最大となり、その後は増加しなかった。低含水比仮置土でも同様の傾向を示した。低含水比仮置土では締固め度の最大値が約 83 %となっており、石灰改良土では約 87 %となった。ランマによる締固めでは転圧 4 回で締固め度の増加が収束し、低含水比仮置土でも同様の傾向を示した。締固め度は低含水比仮置土、石灰改良土ともに最大値は約 93 %となった。施工時の含水比は低含水比仮置土も石灰改良土もほぼ 35 %であった。前後進コンパクタ、ランマともに低含水比仮置土より改良土の方が高い締固め度を達成した。

添加率 11 %セメント改良土について、前後進コンパクタとランマの転圧回数と締固め度及び含水比の関係を図 8.2-12 に示す。前後進コンパクタによる締固めでは転圧回数に従って締固め度にわずかな増減が認められたものの、初期状態 (転圧 0 回) と転圧 8 回を比較すると、締固め度はほとんど変化しなかった。ランマによる締固めでは転圧 2 回で締固め度の増加が収束し、低含水比仮置土よりも締固め度は若干低い値となった。セメント改良土の締固め度の最大値は前後進コンパクタで約 87 %、ランマで約 91 %となった。施工時の含水比は低含水比仮置土よりやや高く、38 %程度であった。

添加率 16 %高炉 B 種改良土について、前後進コンパクタとランマの転圧回数と締固め度及び含水比の関係を図 8.2-13 に示す。前後進コンパクタによる締固めでは転圧回数に従って締固め度が増減し、最終的に初期状態 (転圧 0 回) よりも若干増加したが、低含水比仮置土と比較すると低い値となった。ランマによる締固めでは転圧 4 回で締固め度の増加は収束したが、低含水比仮置土より締固め度は若干低い値となった。高炉 B 種改良土の締固め度の最大値は前後進コンパクタで約 82 %、ランマで約 91 %となった。施工時の含水比はセメント改良土と同様に低含水比仮置土よりもやや高く 38 %程度であった。

いずれの改良土においても、ランマによる締固めで、前後進コンパクタよりも高い締固め度に到達した。

転圧回数と締固め度(生石灰10%)



転圧回数と含水比(生石灰10%)

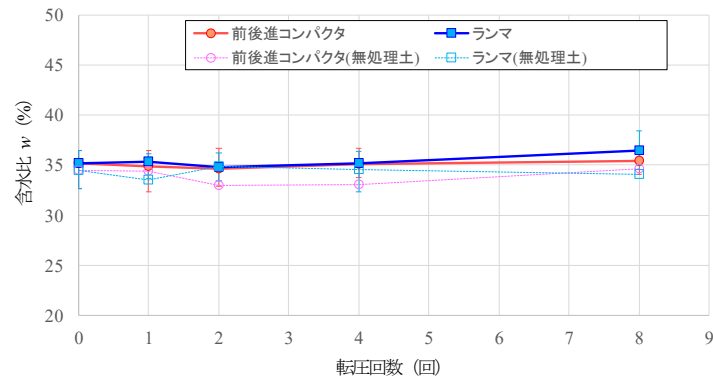
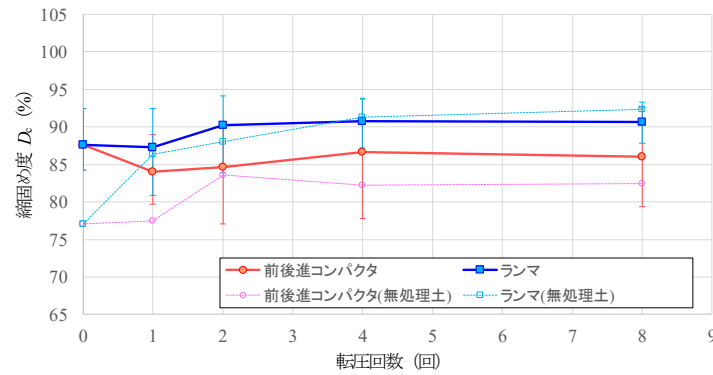


図 8.2-11 転圧回数と締固め度 D_c 、含水比 w の関係 (石灰改良土 10%)

転圧回数と締固め度(セメント系固化材11%)



転圧回数と含水比(セメント系固化材11%)

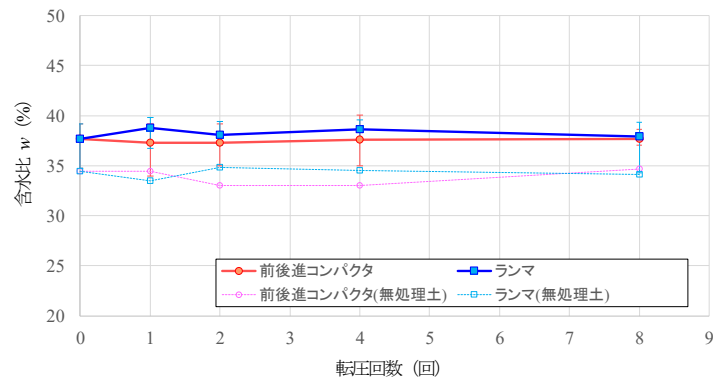


図 8.2-12 転圧回数と締固め度 D_c 、含水比 w の関係 (セメント改良土 11%)

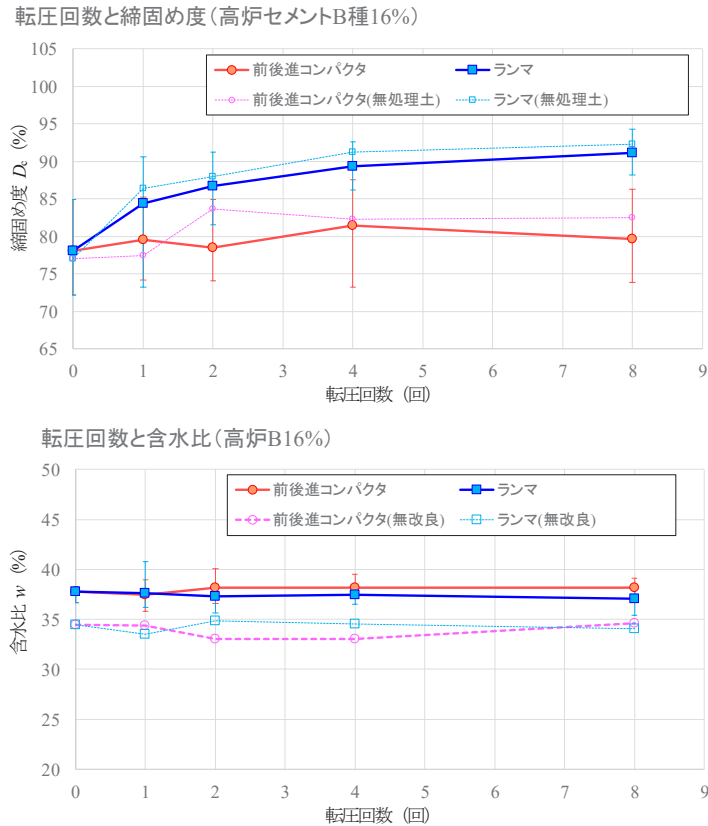


図 8.2-13 転圧回数と締固め度 D_c 、含水比 w の関係 (高炉 B 種改良土 16%)

 飽和度 S_r

各改良土について、前後進コンパクタとランマの転圧回数と飽和度の関係を図 8.2-14 に示す。同図中には低含水比仮置土 (図中、凡例は「無処理土」又は「無処理」) の結果も併記した。また、飽和度はコアサンプルにより地表から 30 cm まで 3 箇所測定から得られた値の平均値を示す。

低含水比仮置土の飽和度は、ランマによる締固めでは転圧 4 回で 80 % を超え収束した。一方、前後進コンパクタによる締固めでは、転圧回数の増加に対する飽和度の増加がランマより小さかった。

添加率 10 % 石灰改良土の飽和度は、ランマによる締固めでは転圧 4 回まで低含水比仮置土よりもやや低かったが、転圧 8 回で同程度となった。前後進コンパクタによる締固めでは、飽和度のわずかな変化と転圧回数に相関が見られなかった。

添加率 11 % セメント改良の飽和度は、初期状態 (転圧 0 回) から 80 % 以上と高く、8 回転圧後には約 90 % となった。

添加率 16 % 高炉 B 種改良土の飽和度は、セメント改良土よりも初期の飽和度は低いが、ランマによる 8 回転圧後は飽和度が約 90 % で、セメント改良土と同程度となった。

全体的に、前後進コンパクタでは、飽和度は初期状態からほとんど変化しない結果となり、ランマでは低含水比仮置土、各改良土ともに転圧 8 回終了時の飽和度が高くなった。

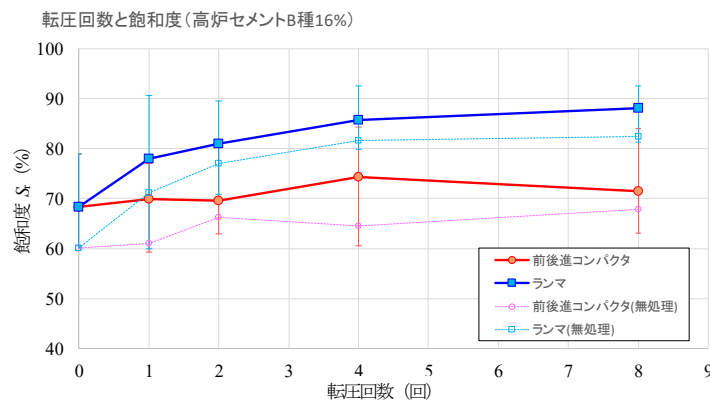
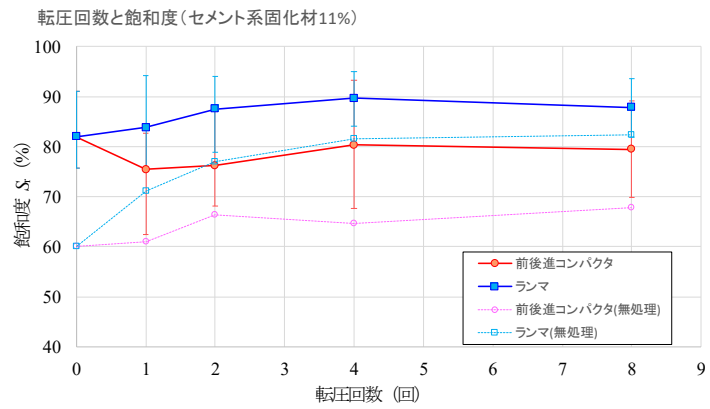
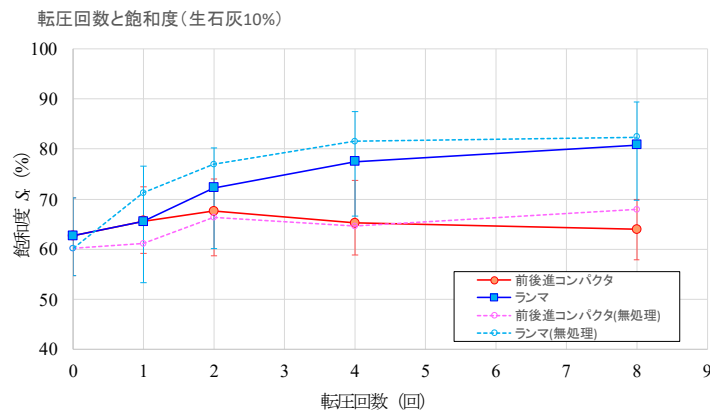
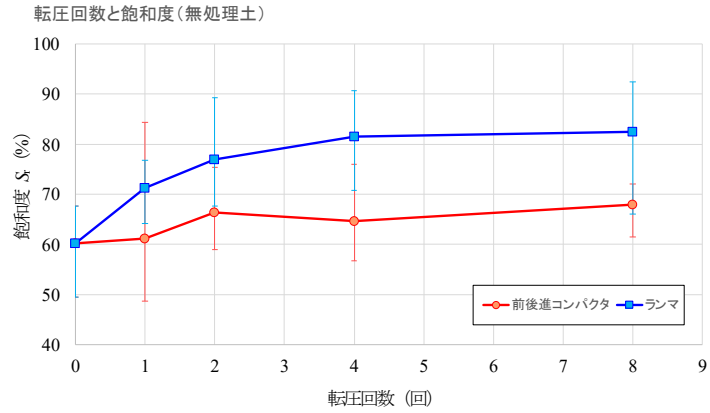


図 8.2-14 転圧回数と飽和度 S_r の関係

<c> 空気間隙率 v_a

各改良土に対して、前後進コンパクタとランマの転圧回数と空気間隙率の関係を図 8.2-15 に示す。同図中には低含水比仮置土（図中、凡例は「無処理土」又は「無処理」）の結果も併記した。また、空気間隙率はコアサンプルにより地表から 30 cm まで 3 箇所測定から得られた値の平均値を示す。

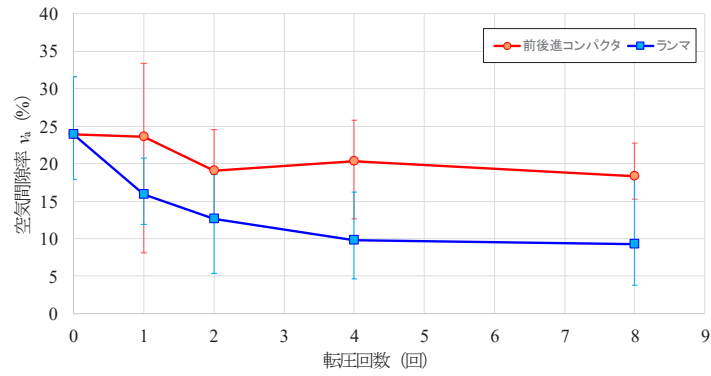
低含水比仮置土では、ランマによる 8 回の転圧後に空気間隙率が約 10 % となった。一方、前後進コンパクタでは空気間隙率が 20 % までの低下にとどまった。

添加率 10 % 石灰改良土でも、ランマによる 8 回の転圧後に空気間隙率が約 10 % となった。前後進コンパクタでは空気間隙率の増減と転圧回数との関係に相関が見られなかった。

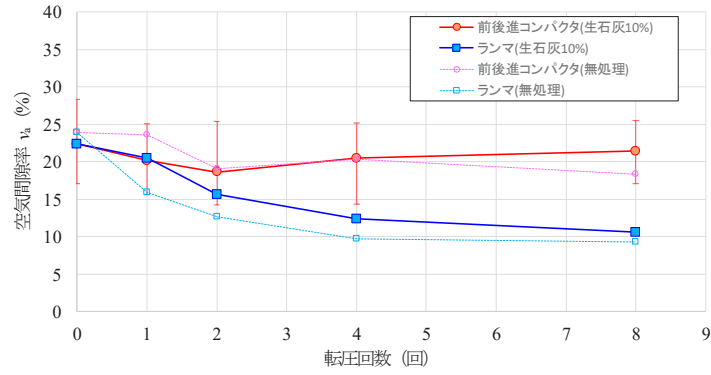
添加率 11 % セメント改良土では、初期状態（転圧回数 0 回）から空気間隙率が約 10 % となっており、ランマによる 8 回の転圧で空気間隙率が約 7 % となった。前後進コンパクタでは空気間隙率の増減と転圧回数との関係に相関が見られなかった。

添加率 16 % 高炉 B 種改良土では、初期状態での空気間隙率が石灰改良土と同程度であったが、ランマによる 8 回の転圧で空気間隙率は約 7 % まで低下した。前後進コンパクタでは空気間隙率の増減と転圧回数との関係に相関が見られなかった。

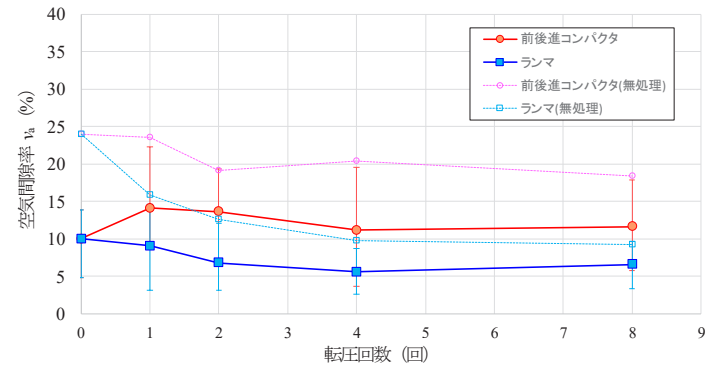
転圧回数と空気間隙率(無処理土)



転圧回数と空気間隙率(生石灰10%)



転圧回数と空気間隙率(セメント系固化材11%)



転圧回数と空気間隙率(高炉セメントB種16%)

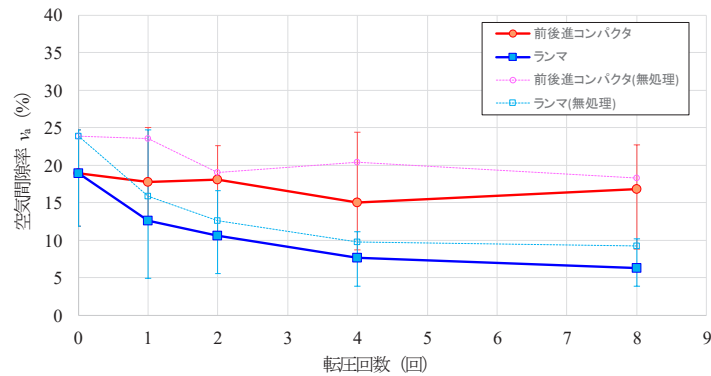


図 8.2-15 転圧回数と空気間隙率 v_a の関係

(3) 地盤反力係数 K_{30}

低含水比仮置土、石灰改良土、セメント改良土及び高炉 B 種改良土に対して、ランマ及び前後進コンパクタによる締固め実験後に、平板載荷試験、小型 FWD 試験、動的平板載荷試験及び簡易支持力測定器（キャスポル）による試験を実施し、地盤反力係数 K_{30} を求めた。

<a> 平板載荷試験

平板載荷試験による地盤反力係数 K_{30} を表 8.2-13 に示す。ただし、本実験では実験溝の幅が 50cm と平板載荷試験の平板直径（直径 $\phi=30$ cm）に対して十分広くはない。このため、平板載荷試験結果は実験溝周囲の基礎地盤の物性の影響を受けていることが考えられる。したがって、平板載荷試験による地盤反力係数は参考値として扱うに留める。

表 8.2-13 平板載荷試験による地盤反力係数 K_{30} （参考値）

材料	試験条件			地盤反力係数 K_{30} (MN/m ³)
	締固め機械	転圧回数	養生期間 (日)	
低含水比仮置土	ランマ	8 回後	0	34.4
	前後進コンパクタ			25.6
生石灰 10 %	ランマ	8 回後	10	55.2
	前後進コンパクタ			98.4
セメント系固化材 11 %	ランマ	8 回後	7	207.2
	前後進コンパクタ			160.0
高炉セメント B 種 16 %	ランマ	8 回後	7	338.0
	前後進コンパクタ			231.0

 小型 FWD

低含水比仮置土（図中、無処理土）及び各改良土に対する転圧回数と小型 FWD 試験により得られた地盤反力係数 K_{30} の結果を図 8.2-16 に示す。地盤反力係数 K_{30} はいずれも各試験結果から平板載荷試験の K_{30} に換算した値とする。小型 FWD 試験における地盤反力係数 K_{30} への換算としては式 8.2-1⁶³⁾より引用、加筆が一般に用いられる。本実験（仮置土及び仮置土改良土）では、 $\gamma=1.0$ （火山灰質粘性土）として小型 FWD 試験結果から地盤反力係数を求めた。

計測結果は各転圧直後のものである。低含水比仮置土に対する転圧回数と地盤反力係数の結果には、各締固め機械による 8 回転圧後の平板載荷試験により得られた地盤反力係数の結果（表 8.2-13、参考値扱い）も記載している。

$$K_{PFWD} = \gamma \cdot K_{30} \quad \cdot \cdot \cdot \quad (\text{式 8.2-1})$$

ここで、 K_{PFWD} ：小型 FWD 試験から得られる載荷板直径 30cm 相当に補正した K 値

K_{30} ：平板載荷試験から得られる K_{30}

礫系： $\gamma=2$ 、砂系： $\gamma=1.5$ 、火山灰質粘性土： $\gamma=1$

低含水比仮置土の K_{30} はランマによる2回の転圧で最大値を示し、その後低下した。前後進コンパクタによる締固めでは転圧4回で最大値を示したが初期値からの増加量は小さかった。また、平板載荷試験と小型FWD試験の地盤反力係数には若干の差異はあるがほぼ同じような値を示した。

石灰改良土の前後進コンパクタによる締固め実験は、添加率10%のみ実施した。石灰改良土の K_{30} 数は低含水比仮置土よりも全体的に大きい値を示した。ランマによる締固めでは転圧4回で K_{30} が最大となり、転圧8回では K_{30} が低下した。ランマによる締固めでは、添加率8%、4%でも8回転圧後に地盤反力係数の計測を行った。添加率8%は添加率10%とほぼ同じ地盤反力係数となったが、添加率4%では低含水比仮置土よりも小さい値となった。

セメント改良土の前後進コンパクタによる締固め実験は、添加率11%のみ実施した。前後進コンパクタ、ランマともに転圧回数の増加により地盤反力係数が低下し、8回転圧後は低含水比仮置土よりも低い値となった。ランマによる締固めでは、添加率8%及び4%でも8回転圧後に地盤反力係数の計測を行った。どちらの添加率においても、地盤反力係数は低含水比仮置土よりも小さかった。

高炉B種改良土の前後進コンパクタによる締固め実験は、添加率16%のみ実施した。前後進コンパクタによる締固めでは、全体的に低含水比仮置土よりも地盤反力係数が高かったが、1回転圧後に最大値を示し、その後は低下した。ランマによる締固めでは転圧回数4回で最大値を示したが、転圧回数8回後に著しく低下した。添加率12%及び8%でも8回転圧後に地盤反力係数の計測を行った。添加率12%の地盤反力係数は添加率16%とほぼ同じ値となったが、添加率8%では低含水比仮置土よりも低い値となった。

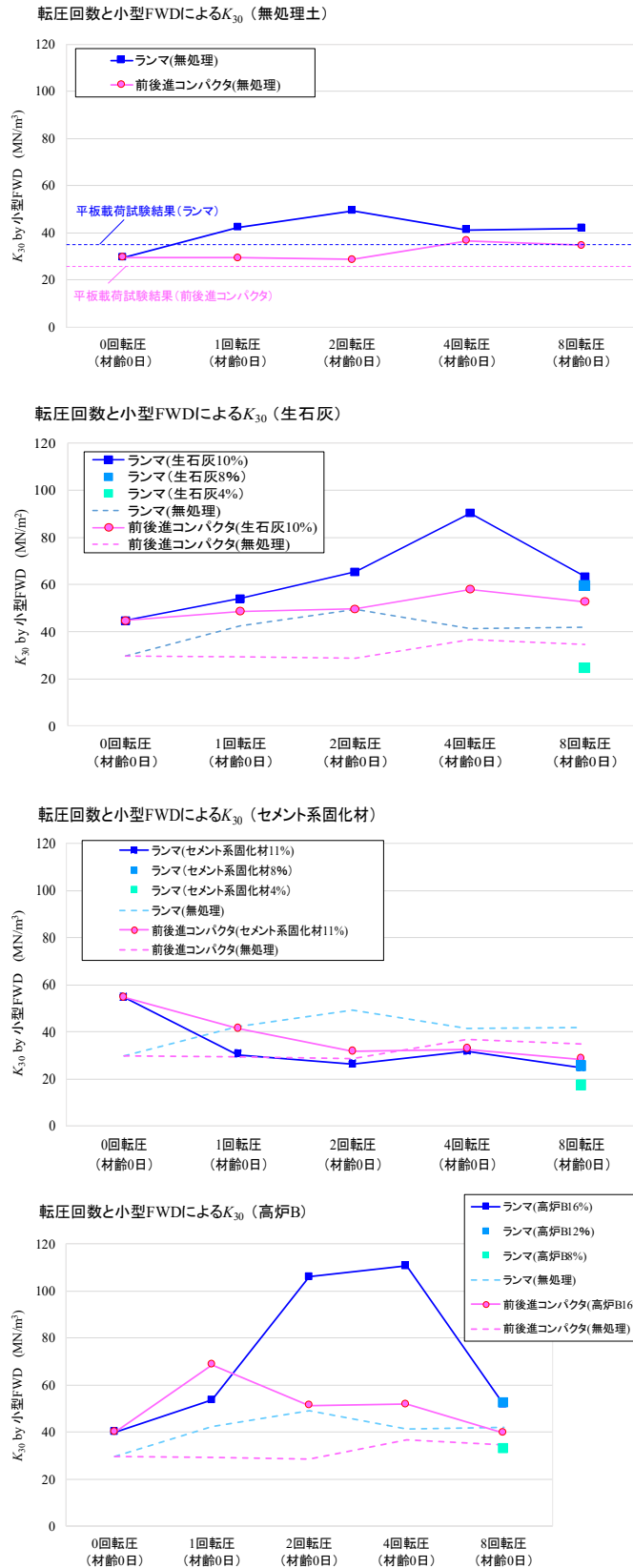


図 8.2-16 転圧回数と小型FWD試験による地盤反力係数の関係

<c> 動的平板載荷試験

低含水比仮置土（無処理土）及び各改良土に対する転圧回数と動的平板載荷試験により得られた地盤反力係数 K_{30} の結果を図 8.2-17 に示す。動的平板載荷試験における地盤反力係数 K_{30} への換算には式 8.2-2⁶²⁾より引用、加筆が用いられる。本実験（仮置土及び仮置土改良土）においても美浦砂及び美浦砂改良土ケースと同様に、 $A_1=30.43$ 、 $A_2=0$ （砂質系地盤の設定値）として動的平板載荷試験結果から地盤反力係数を求めた。

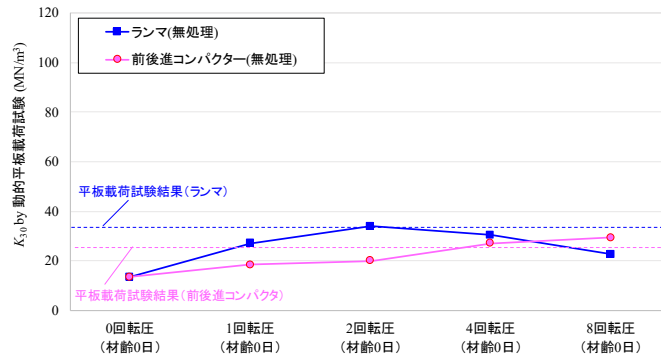
計測結果は各転圧直後のものである。低含水比仮置土に対する転圧回数と地盤反力係数の結果には、各締固め機械による 8 回転圧後の平板載荷試験により得られた地盤反力係数の結果（表 8.2-13、参考値扱い）も記載した。

試験結果は低含水比仮置土、各改良土ともほぼ小型 FWD 試験と同様の傾向を示した。

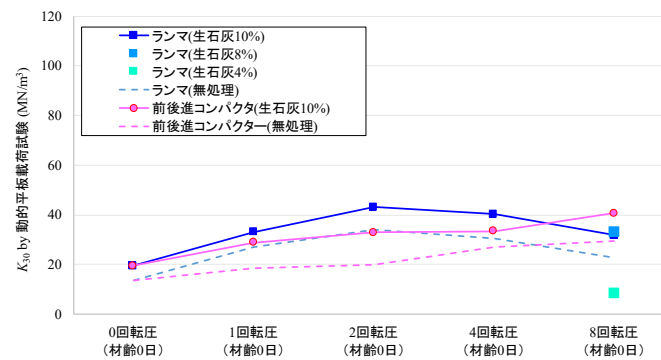
$$K_{30} = A_1 \cdot X + A_2 \quad \cdot \cdot \cdot \quad (\text{式 8.2-2})$$

- ここで、 K_{30} : 平板載荷試験から得られる K_{30}
 X : 超小型動的平板載荷試験装置の測定値
 A_1 、 A_2 : 定数

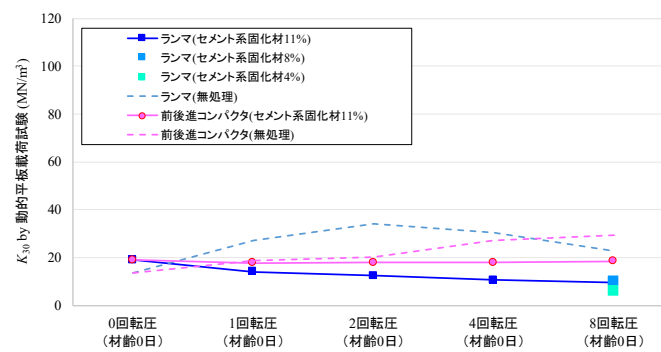
転圧回数と動的平板載荷試験による K_{30} （無処理土）



転圧回数と動的平板載荷試験による K_{30} （生石灰）



転圧回数と動的平板載荷試験による K_{30} （セメント系固化材）



転圧回数と動的平板載荷試験による K_{30} （高炉B）

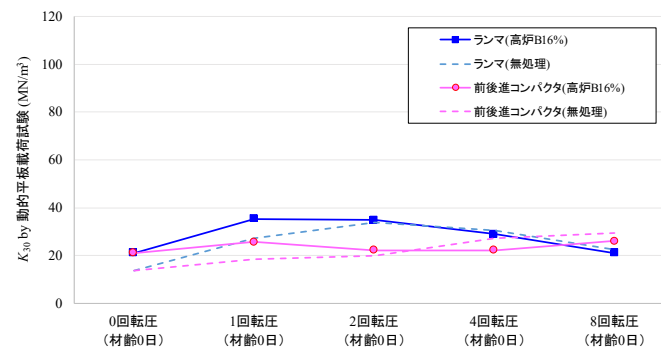


図 8.2-17 転圧回数と動的平板載荷試験による地盤反力係数の関係

<d> 簡易支持力測定器（キヤスポル）

低含水比仮置土（図中、無処理土）及び各改良土に対する転圧回数と、簡易支持力測定器（キヤスポル）により得られた衝撃値 I_a から換算した地盤反力係数 K_{30} 換算値の結果を図 8.2-18 に示す。簡易支持力測定器（キヤスポル）における地盤反力係数 K_{30} への換算には式 8.2-3⁷⁰⁾より引用、加筆が用いられる。

計測結果は各転圧直後のものである。低含水比仮置土に対する転圧回数と地盤反力係数の結果には、各締固め機械による 8 回転圧後の平板載荷試験により得られた地盤反力係数の結果（表 8.2-13、参考値扱い）も記載している。

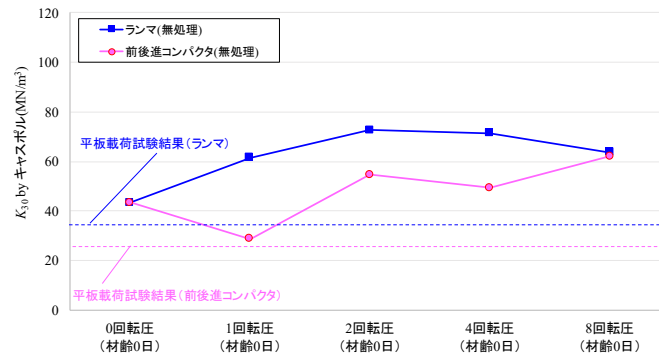
試験結果は低含水比仮置土、各改良土ともほぼ動的平板載荷試験と同様の傾向を示した。

$$K_{30} = 37.58 + 8.554 I_a \quad \cdot \cdot \cdot \quad (\text{式 8.2-3})$$

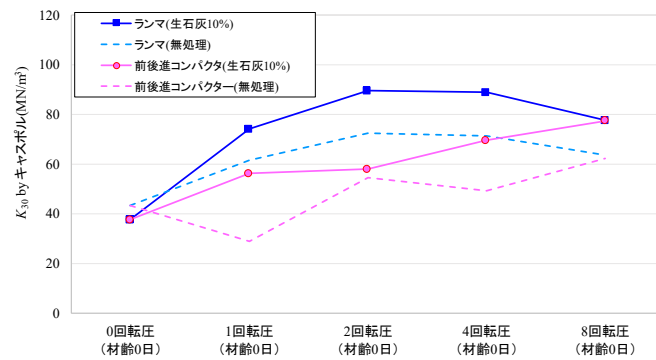
ここで、 K_{30} : 平板載荷試験から得られる K_{30} (MN/m³)

I_a : インパクト値

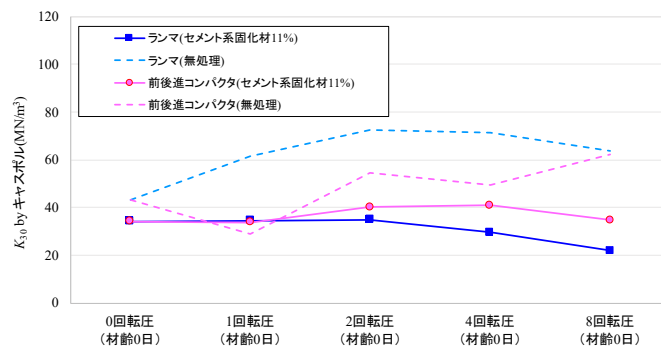
転圧回数とキャスボルによる K_{30} (無処理土)



転圧回数とキャスボルによる K_{30} (生石灰)



転圧回数とキャスボルによる K_{30} (セメント系固化材)



転圧回数とキャスボルによる K_{30} (高炉B)

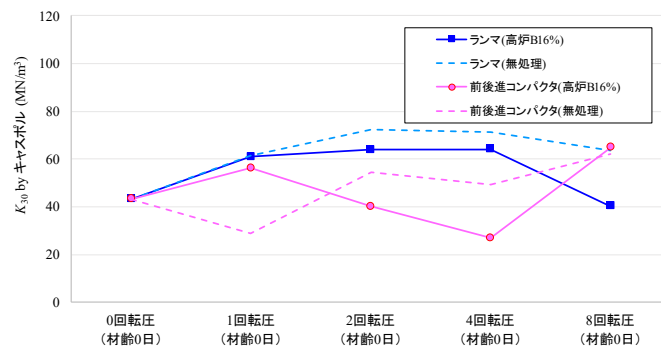


図 8.2-18 転圧回数と簡易支持力測定器 (キャスボル) による地盤反力係数の関係

(4) 現場 CBR

<a> 現場 CBR 試験

現場 CBR 試験結果を表 8.2-14 に示す。表中の現場 CBR は 2 測点の平均値である。

表 8.2-14 現場 CBR 試験結果一覧

材料	試験条件			現場 CBR (%)
	締固め機械	転圧回数	養生期間 (日)	
低含水比仮置土	ランマ	8 回	0	4.3
	前後進コンパクタ			4.6
生石灰 10%	ランマ	8 回	10	17.0
	前後進コンパクタ			12.6
セメント系固化材 11%	ランマ	8 回	7	36.0
	前後進コンパクタ			36.5
高炉セメント B 種 16%	ランマ	8 回	7	35.2
	前後進コンパクタ			24.9

 簡易支持力測定器 (キヤスポル)

低含水比仮置土 (図中、無処理土) 及び各改良土に対する転圧回数と簡易支持力測定器 (キヤスポル) により得られた CBR (衝撃値 I_a からの換算値) の結果を図 8.2-19 に示す。簡易支持力測定器 (キヤスポル) における CBR への換算には式 8.2-4⁷⁰⁾より引用、加筆が用いられる。

計測結果は各転圧直後のものである。低含水比仮置土に対する転圧回数と CBR の結果には、各締固め機械による 8 回転圧後の現場 CBR 試験結果 (表 8.2-14) も記載している。

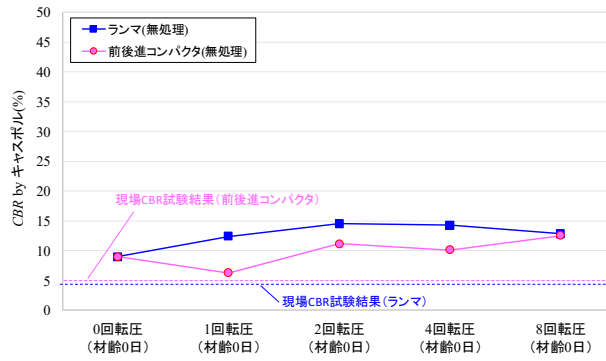
簡易支持力測定器 (キヤスポル) による CBR (換算値) も地盤反力係数 (換算値) と同様、簡易支持力測定器 (キヤスポル) で得られた衝撃値 I_a から独自の換算式により算出された値である。したがって、CBR に換算した値は、キヤスポルによる衝撃値を地盤反力係数に換算した値と同様の傾向を示した。

$$K_{30} = -4.945 + 1.615 I_a \quad \dots \quad (\text{式 8.2-4})$$

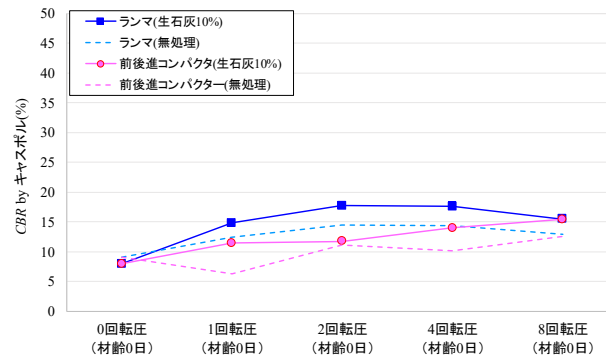
ここで、CBR : CBR 値 (%)

I_a : インパクト値

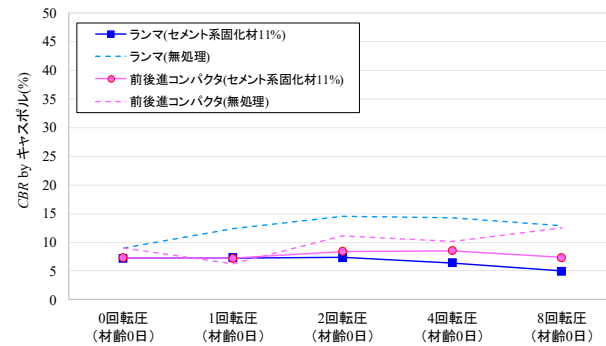
転圧回数とキャスボルによるCBR(無処理土)



転圧回数とキャスボルによるCBR(生石灰)



転圧回数とキャスボルによるCBR(セメント系固化材)



転圧回数とキャスボルによるCBR(高炉B)

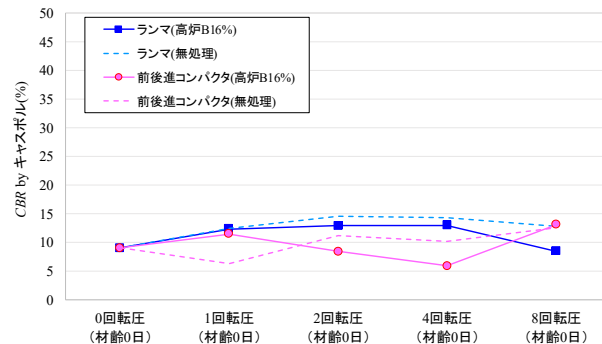


図 8.2-19 転圧回数と簡易支持力測定器 (キャスボル) による現場 CBR 換算値の関係

(5) 衝撃加速度

低含水比仮置土（図中、無処理土）及び各改良土に対する転圧回数と衝撃加速度試験により得られた衝撃加速度 G の結果を図 8.2-20 に示す。計測結果は各転圧直後のものである。試験結果は低含水比仮置土、各改良土ともほぼ動的平板載荷試験と同様の傾向を示した。

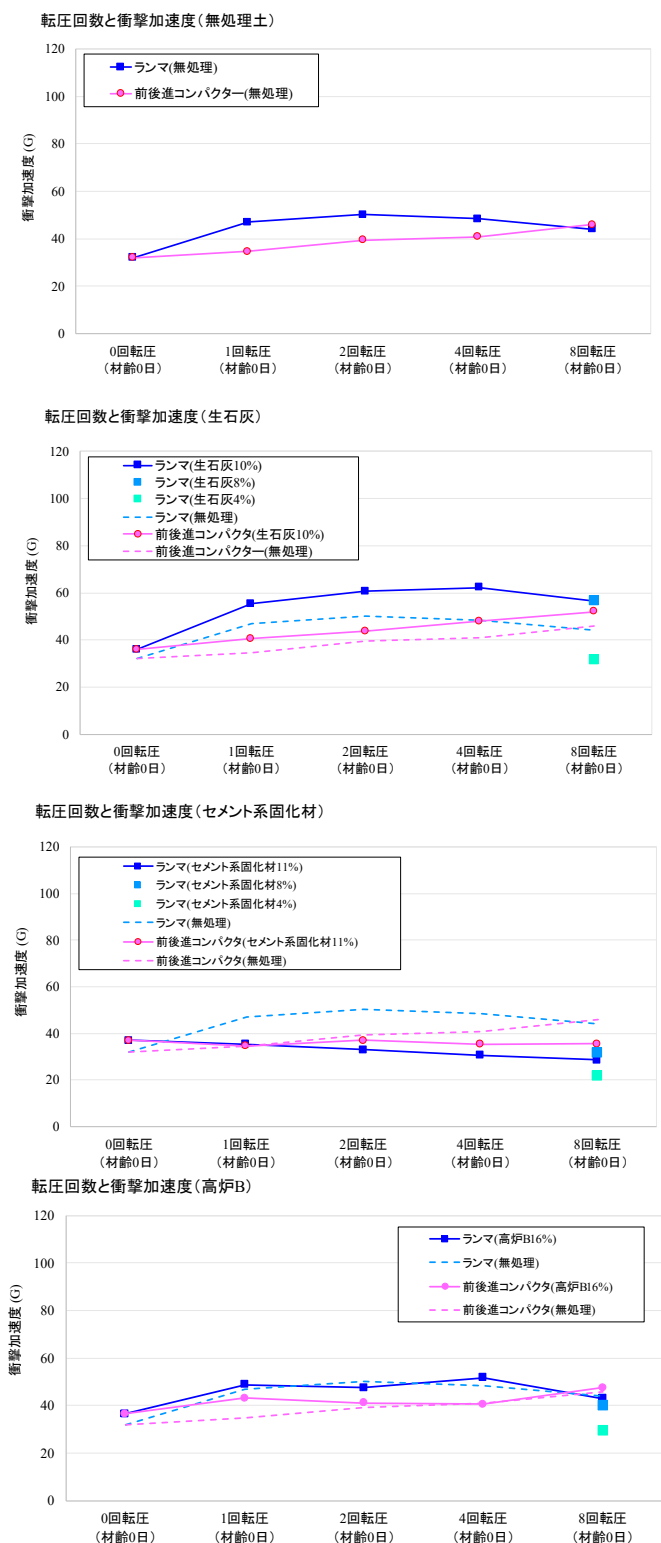


図 8.2-20 転圧回数と衝撃加速度試験による衝撃加速度の関係

8.2.3 密度の深さ分布

低含水比仮置土（図中、無処理土）、石灰改良土、セメント改良土及び高炉 B 種改良土について、前後進コンパクタ又はランマによる締固め実験後、コアサンプルにより得られた表層～10 cm、10～20 cm、20～30 cm の締固め度の深さ分布を図 8.2-21 に示す。図中の締固め度は各転圧時に計測した 3 箇所での平均値である。

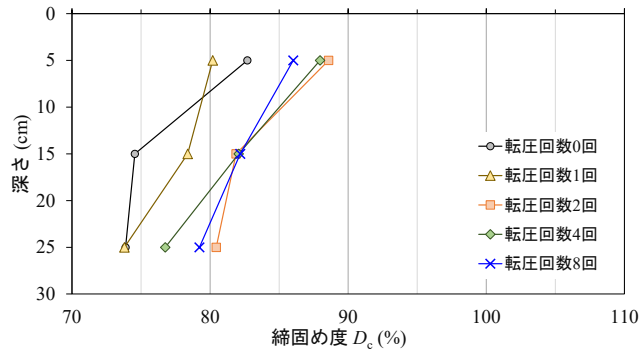
低含水比仮置土について、前後進コンパクタでは転圧 2 回以降、転圧回数が増加しても締固め度の大きな増加はなかった。ただし、初期状態（転圧 0 回）と比較すると深さ 25 cm の締固め度も転圧により増加した。ランマは転圧回数の増加に伴い、転圧 4 回までは締固め度がすべての深さで増加した。一方、転圧 4 回と 8 回を比較すると締固め度に大きな変化はなかった。

添加率 10%石灰改良土について、前後進コンパクタでは転圧 1～2 回程度が最も締固め効果が高く、それ以上回数を増やすと締固め度は逆に低下した。また、深さ 25 cm の締固め度は初期状態（転圧 0 回）からほとんど増加しない結果となった。ランマの転圧 1 回目は表層の締固め度のみ増加したが、転圧 2 回目以降は転圧回数の増加とともに締固め度が概ね全ての深さで増加した。深さ 25 cm では転圧 8 回時が最も高い締固め度となった。

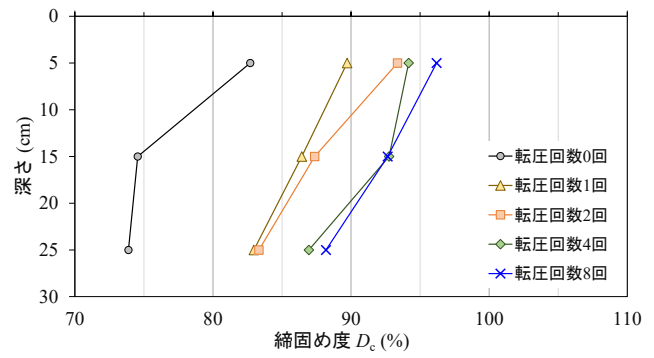
添加率 11%セメント改良土について、前後進コンパクタでは初期状態（転圧 0 回）が最も締固め度が高く、転圧回数の増加により締固め度が低下する結果となった。一方、ランマでは転圧 2 回目以降は転圧回数の増加とともに締固め度が増加した。また、他の改良土と比べ深さ方向の密度の減少が最も小さい結果となった。

添加率 16%高炉 B 種改良土について、前後進コンパクタでは転圧回数の増加により表層部の締固め度は増加したが、深さ 25 cm の締固め度は多少増加したのみであった。一方、ランマでは転圧 2 回目以降は転圧回数の増加とともに全ての深さの締固め度が増加した。

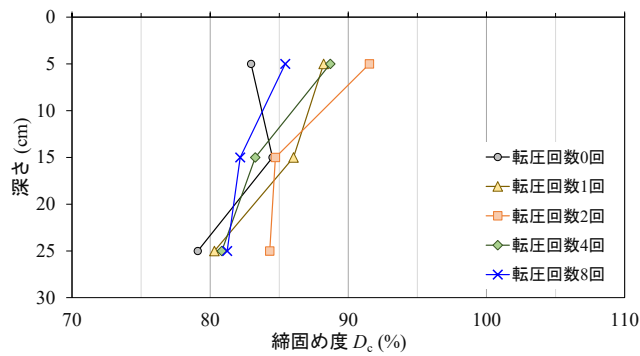
締固め度と深さ（無処理土、前後進コンパクタ）



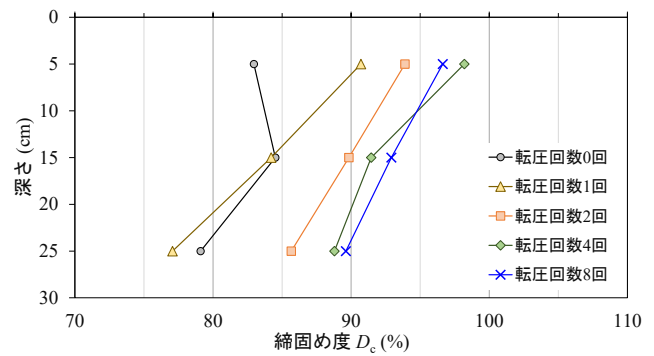
締固め度と深さ（無処理土、ランマ）



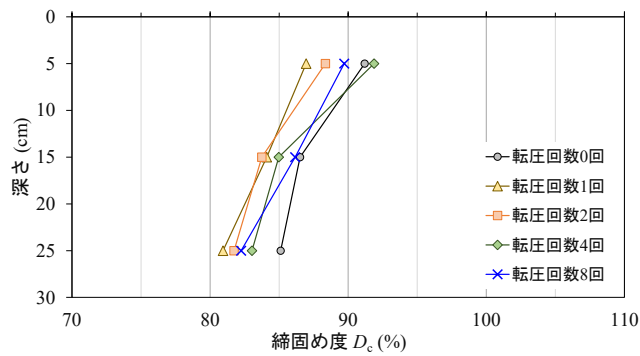
締固め度と深さ（生石灰10%、前後進コンパクタ）



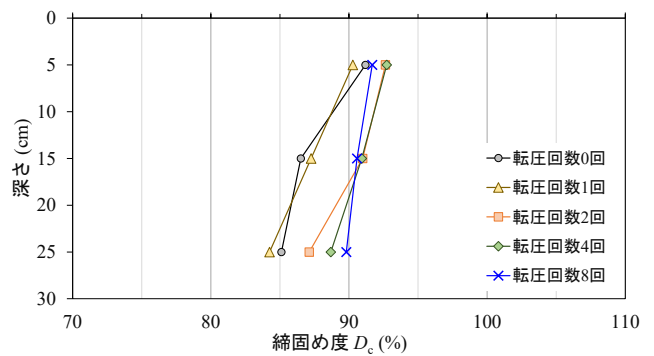
締固め度と深さ（生石灰10%、ランマ）



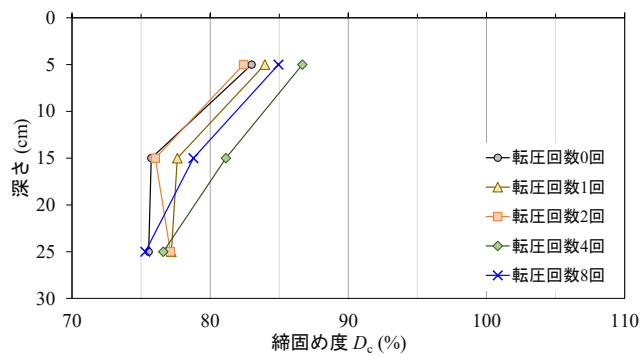
締固め度と深さ（セメント系固化材11%、前後進コンパクタ）



締固め度と深さ（セメント系固化材11%、ランマ）



締固め度と深さ（高炉B種16%、前後進コンパクタ）



締固め度と深さ（高炉B種16%、ランマ）

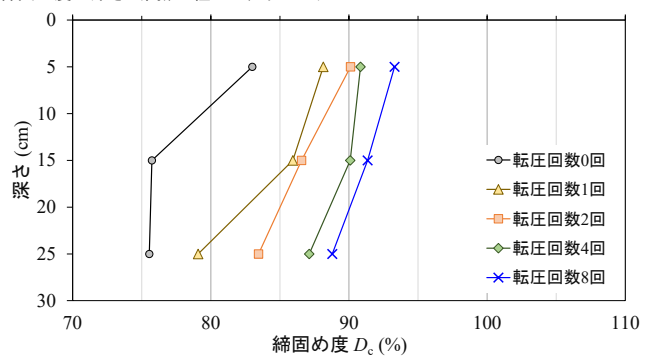


図 8.2-21 試料ごとの締固め度と深度の関係

8.2.4 地盤反力係数及び衝撃加速度への養生期間の影響

小型 FWD、動的平板載荷試験及びキャスボルにより得られた地盤反力係数 K_{30} と、衝撃加速度試験により得られた衝撃加速度 G への養生期間の影響を以下、順に検討する。

(1) 地盤反力係数 K_{30} : 小型 FWD

各改良土に対する養生期間と小型 FWD 試験により得られた地盤反力係数 K_{30} の結果を図 8.2-22 に示す。小型 FWD 試験における地盤反力係数 K_{30} への換算には 8.2.2 (3) 同様、式 8.2-1 の $\gamma = 1.0$ として求めた。

各改良土に対する試験は、石灰改良土は養生 0、3、10 日後、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は養生 0、3、7 日後に行った。各図中には改良材最大添加率に対する 8 回転圧後の平板載荷試験により得られた地盤反力係数 (表 8.2-13) の結果も参考値として記載している。

石灰改良土では、前後進コンパクタ、ランマともに養生日数の増加により地盤反力係数も増加している。平板載荷試験では前後進コンパクタの方がランマより地盤反力係数は大きい値を示したが、小型 FWD 試験ではランマの方が大きい値を示した。また、同じ養生期間において、平板載荷試験結果と小型 FWD 試験では地盤反力係数に差異が生じた。添加率の影響については、添加率 10% と 8% では剛性発現の効果はほぼ同じであった。

セメント改良土でも前後進コンパクタ、ランマともに養生日数の増加とともに地盤反力係数も増加した。同添加率において前後進コンパクタとランマではほぼ同じ地盤反力係数を示した。添加率の影響については、添加率 11% と 8% では初期材齢 (養生 0 日) ではほぼ同じ剛性であったが、養生 7 日では明らかに高添加率の方が剛性は大きくなった。

高炉 B 種改良土でも、前後進コンパクタ、ランマともに養生日数の増加とともに地盤反力係数も増加した。同添加率では、ランマの方が前後進コンパクタより高い地盤反力係数を示した。添加率 16% と 12% では養生 7 日においてセメント改良土ほど明確な違いは生じなかった。

セメント改良土、高炉 B 種改良土では、同じ養生期間において、平板載荷試験結果と小型 FWD 試験では地盤反力係数に大きな差異が生じた。この点については後述の「8.2.5 項 (1) 平板載荷試験と動的載荷試験の比較」において検討する。

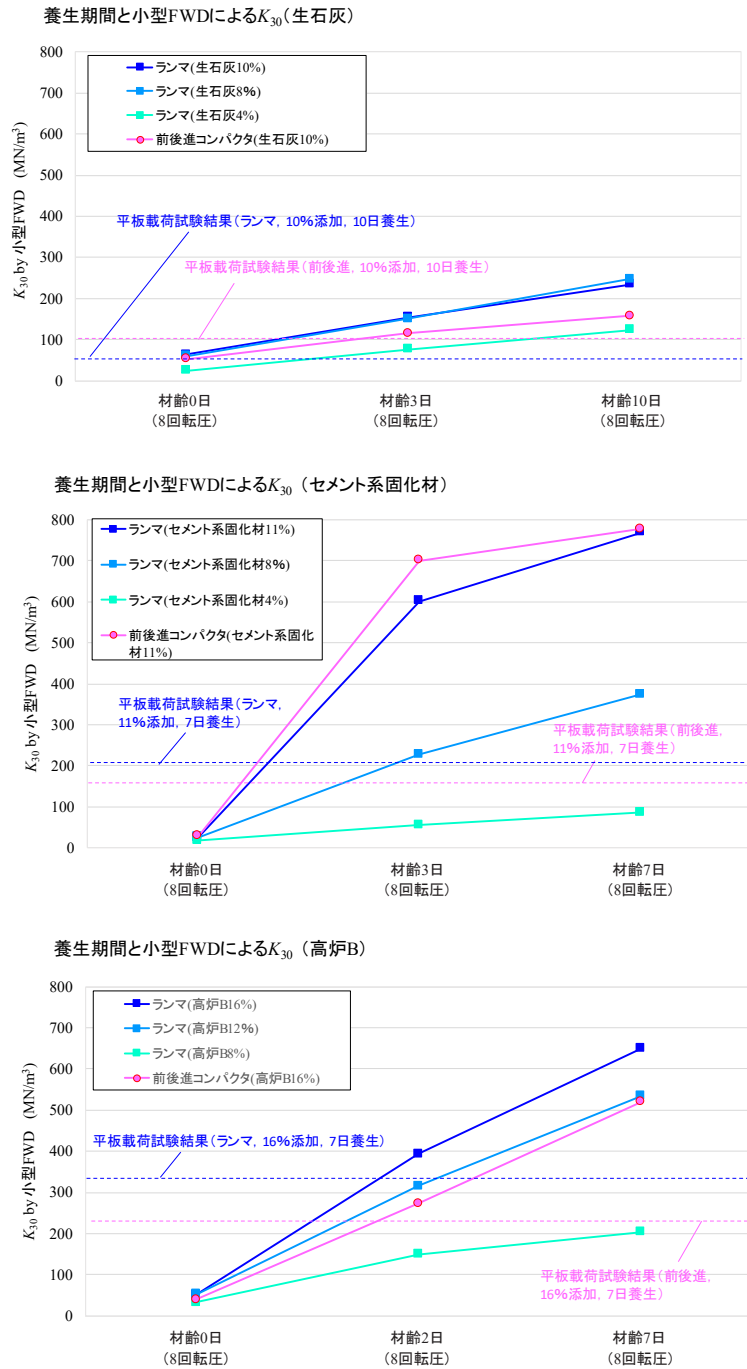


図 8.2-22 各改良土に対する養生期間と地盤反力係数 (小型 FWD 試験) の関係

(2) 地盤反力係数 K_{30} : 動的平板載荷試験

各改良土に対する養生期間と動的平板載荷試験により得られた地盤反力係数 K_{30} の結果を図 8.2-23 に示す。各改良土に対する計測は小型 FWD 試験と同条件にて行った。動的平板載荷試験における地盤反力係数 K_{30} への換算には 8.2.2 (3) 同様、式 8.2-2 の $A_1=30.43$ 、 $A_2=0$ として求めた。各図中には最大改良材添加率に対する 8 回転圧後の平板載荷試験により得られた地盤反力係数の結果 (表 8.2-13) も参考値として記載した。

石灰改良土、セメント改良土、高炉 B 種改良土ともに材齢 3 日から材齢 7 日では、小型 FWD による計測値ほど地盤反力係数の増加が生じず、最大値は 200 MN/m^3 程度であった。

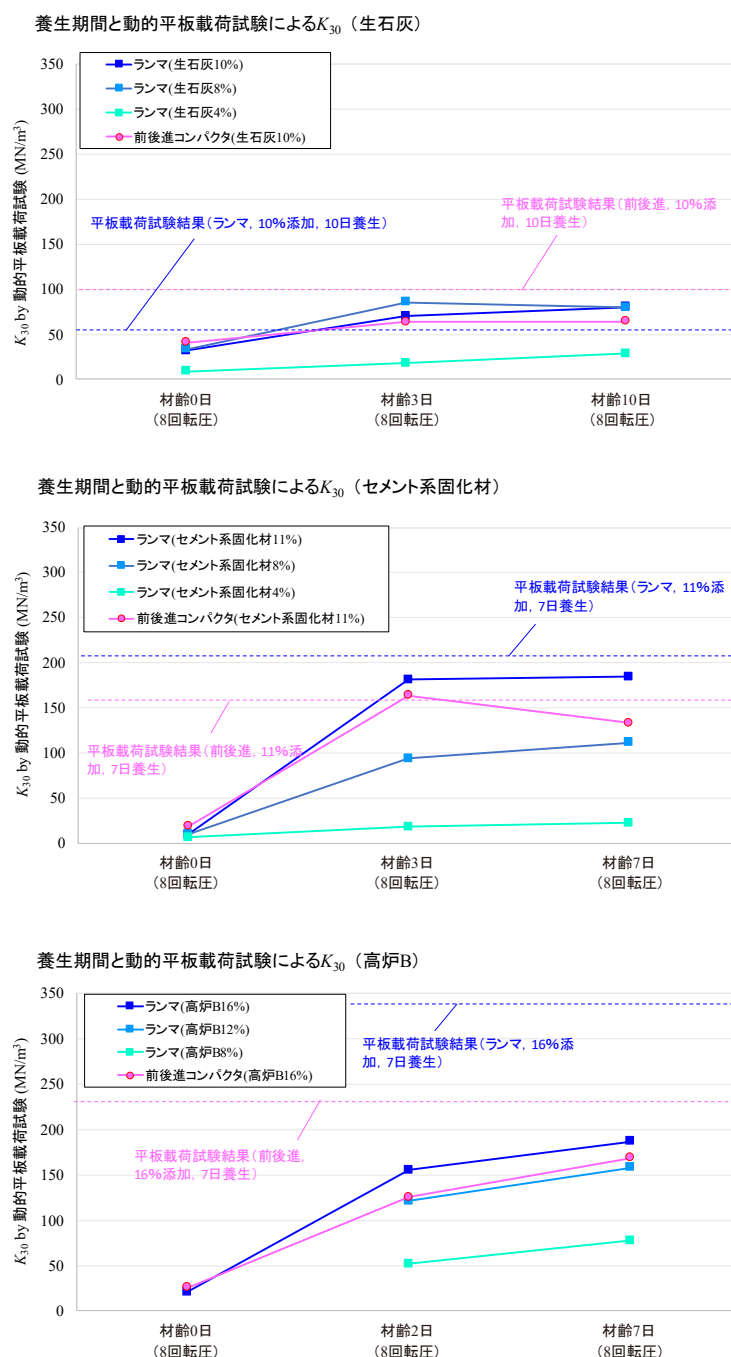


図 8.2-23 各改良土に対する養生期間と地盤反力係数 K_{30} (動的平板載荷試験) の関係

(3) 地盤反力係数 K_{30} : 簡易支持力測定器 (キヤスポル)

各改良土に対する養生期間と簡易支持力測定器 (キヤスポル) により得られた地盤反力係数 K_{30} の結果を図 8.2-24 に示す。簡易支持力測定器 (キヤスポル) における地盤反力係数 K_{30} 値への換算には 8.2.2 (3) 同様、式 8.2-3 を用いた。各改良土に対する計測は小型 FWD 試験と同条件にて行った。各図中には最大改良材添加率に対する 8 回転圧後の平板載荷試験により得られた地盤反力係数の結果 (表 8.2-13) も参考値として記載している。試験結果は無処理土、各改良土ともほぼ動的平板載荷試験結果と同様の傾向を示した。

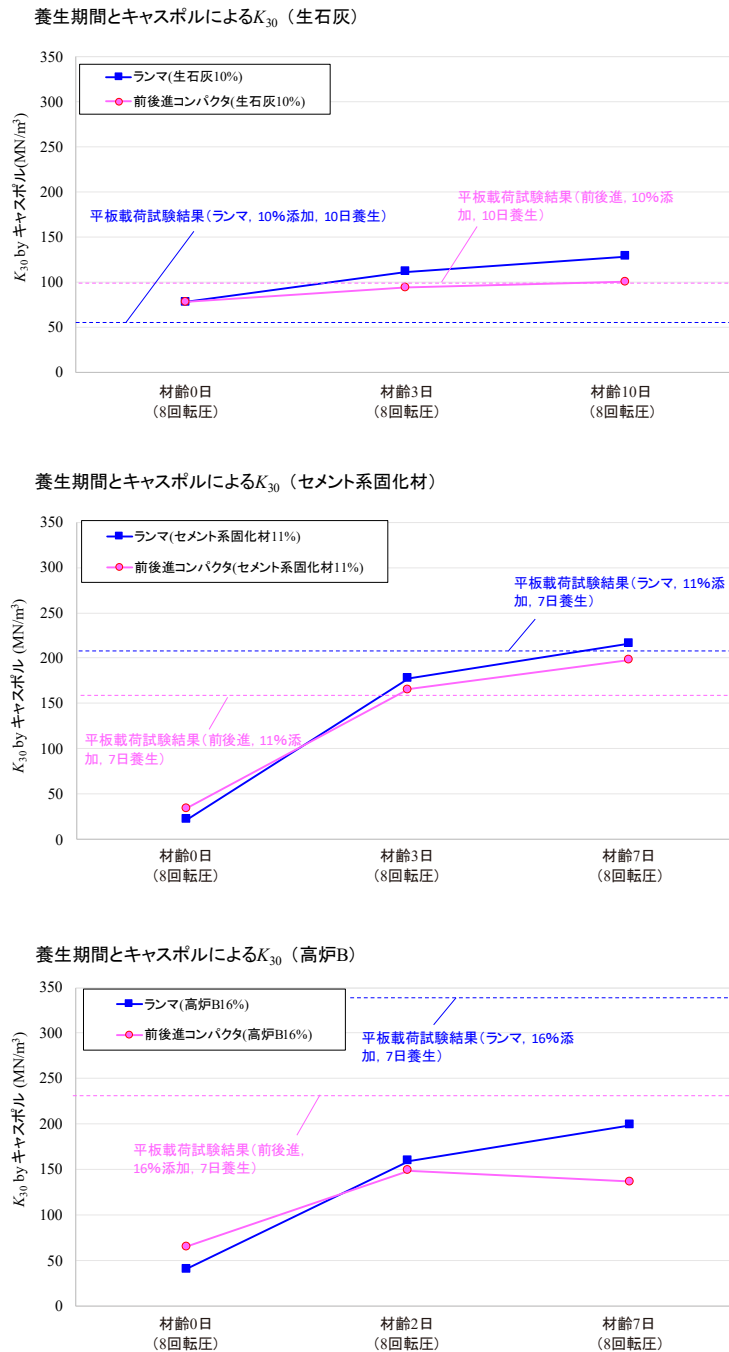


図 8.2-24 各改良土に対する養生期間と地盤反力係数 K_{30} (キヤスポルによる換算値) の関係

(4) 衝撃加速度 G

各改良土に対する養生期間と衝撃加速度試験により得られた衝撃加速度の結果を図 8.2-25 に示す。各改良土に対する計測は小型 FWD 試験と同条件にて行った。

衝撃加速度試験は、小型 FWD 試験、動的平板載荷試験、簡易支持力測定器（キャスポル）と異なり、換算地盤反力係数を直接算出するものではないが、養生期間による衝撃加速度値の増加など値としての傾向は小型 FWD 試験など他の動的載荷試験と同様の傾向を示した。

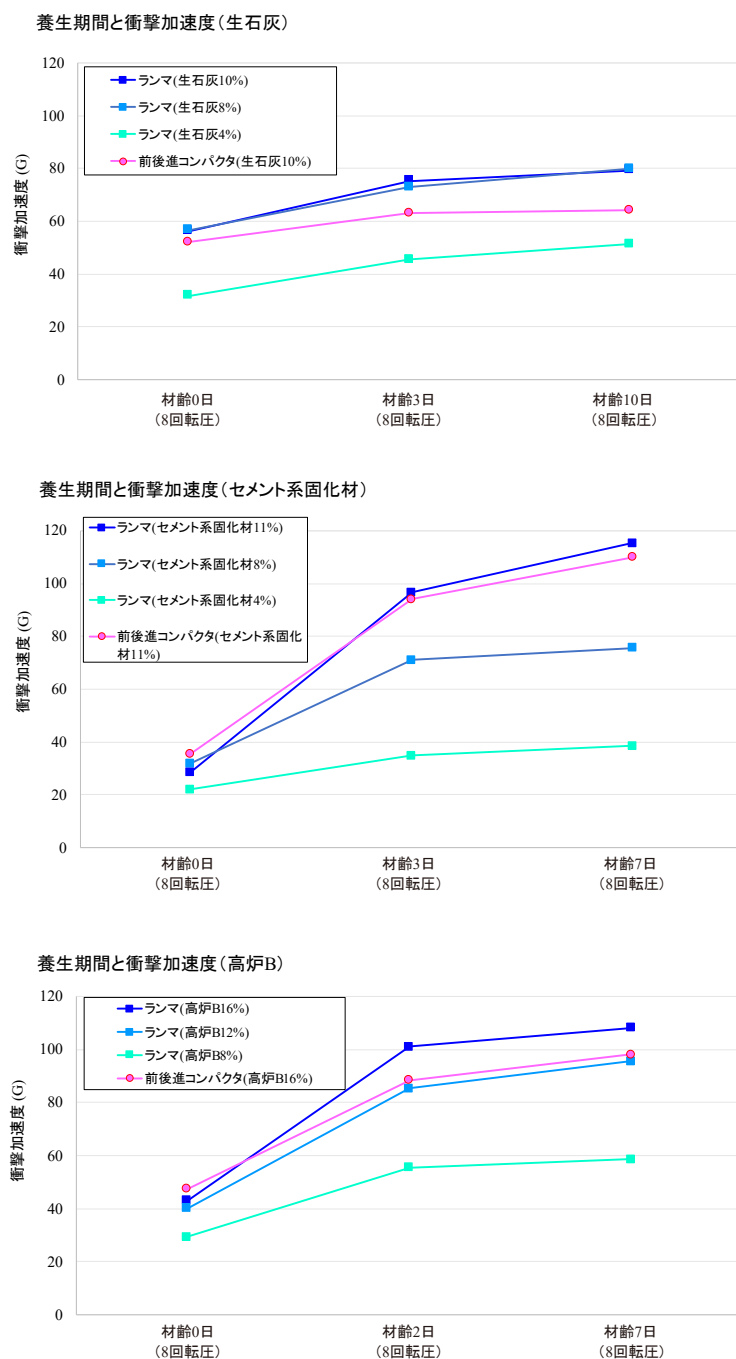


図 8.2-25 各改良土に対する養生期間と衝撃加速度（衝撃加速度試験）の関係

8.2.5 平板載荷試験及び現場 CBR 試験結果と各種動的載荷試験結果の比較

締固め実験では、実験中及び養生期間中に小型 FWD 試験、動的平板載荷試験、簡易支持力測定器（キャスポル）による計測、衝撃加速度試験といった動的載荷試験を行った。さらに、締固め実験後に平板載荷試験及び現場 CBR 試験を行った。以下に、各種動的載荷試験によって得られた換算地盤反力係数と平板載荷試験による地盤反力係数の比較、衝撃加速度試験による衝撃加速度と平板載荷試験による地盤反力係数の比較、及び簡易支持力測定器（キャスポル）によって得られた換算 CBR 値と現場 CBR 試験で得られた CBR 値の比較を順に示す。

(1) 平板載荷試験と動的載荷試験の比較

低含水比仮置土（図中、無処理土）及び各改良土による締固め実験後に同じ条件（転圧回数、添加率、養生期間）で行った動的載荷試験と平板載荷試験により得られた地盤反力係数の関係を図 8.2-26 及び図 8.2-27 に示す。改良土の計測結果は 8 回転圧の実験溝にて、石灰は養生 10 日後、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は養生 7 日後に行った結果である。図 8.2-26 と図 8.2-27 は小型 FWD による K_{30} 値（換算値）のみ異なる。図 8.2-26 に示した小型 FWD の K_{30} 換算値は、前述の通り式 8.2-1⁽⁶³⁾より引用、^{加筆}（再掲）の $\gamma = 1$ （火山灰質粘性土）として小型 FWD の K_{PFWD} 値から換算した値である。一方、図 8.2-27 には、同式 8.2-1 の $\gamma = 2$ （礫系）として小型 FWD の K_{PFWD} 値から換算した K_{30} 換算値を示した。

$$K_{PFWD} = \gamma \cdot K_{30} \quad \cdot \cdot \cdot \quad (\text{式 8.2-1、再掲})$$

ここで、 K_{PFWD} ：小型 FWD 試験から得られる載荷板直径 30cm 相当に補正した K 値

K_{30} ：平板載荷試験から得られる K_{30}

礫系： $\gamma = 2$ 、砂系： $\gamma = 1.5$ 、火山灰質粘性土： $\gamma = 1$

<a> 小型 FWD

図 8.2-26 に示す、小型 FWD 試験結果から式 8.2-1 の $\gamma = 1$ として換算した地盤反力係数（図 8.2-16）と平板載荷の地盤反力係数（表 8.2-13 参考値。以下、同様）の関係は、低含水比仮置土（図中、無処理土）や添加率 10 % 石灰改良土のように比較的剛性が低い範囲では乖離は小さく、ケースによっては良い整合を示した。しかし、添加率 11 % セメント改良土や 16 % 高炉 B 種改良土のように剛性が高くなると小型 FWD から式 8.2-1 の $\gamma = 1$ として換算した地盤反力係数は平板載荷試験の地盤反力係数よりも高い値を示し、乖離は大きくなった。ここで、今回の低含水比仮置土及び各種改良土の結果を既往文献⁷¹⁾中に追加すると図 8.2-28 の通りとなる。図中には式 8.2-1 の $\gamma = 1 \sim 4$ まで変えた際の両者の関係を赤線で示した。縦軸の平板載荷による地盤反力係数が本試験では参考値扱いのため注意は必要であるが、低含水比仮置土は粘性土の範囲に剛性が分布しているのに対し、改良土は砂質土から礫質土の分布域となる。したがって、式 8.2-1 の γ について、改良前の土の性状に基づいた「土質毎に提案されている γ ⁷²⁾」を、改良土にも一律に適用することは適当ではない可能性がある。そこで、図 8.2-27 では小型 FWD による K_{PFWD} を式 8.2-1 の $\gamma = 2$ （礫系）として換算した地盤反力係数を図示した。同図では、剛性が高いセメント改良土及び高炉 B 種改良土において平板載荷による地盤反力係数との乖離は当然ながら小さくなり、16 % 高炉 B 種改良土については地盤反力係数換算値と平板載荷による地盤反力係数が良い整合を示した。以上より、改良材の添加率や養生期間によって剛性が変化する改良土においては、対象とする時点での平板載荷試験による地盤反力係数と小型 FWD 試験

による K_{PFWD} とのキャリブレーションが重要であると言える。

 動的平板載荷試験

動的平板載荷試験から換算した地盤反力係数(図 8.2-17)と平板載荷による地盤反力係数の関係(図 8.2-26)について、低含水比仮置土、10%石灰改良土及び11%セメント改良土は両者が比較定期良い整合を示した。一方、地盤反力係数が 200 MN/m^3 程度より大きくなった16%高炉B種改良土では動的平板載荷試験からの地盤反力係数の方が平板載荷試験による地盤反力係数よりも小さい値となった。

<c> 簡易支持力測定器(キヤスポル)

簡易支持力測定器(キヤスポル)から換算した地盤反力係数(図 8.2-18)と平板載荷による地盤反力係数の関係(図 8.2-26)について、動的平板載荷試験の結果と同様に低含水比仮置土、10%石灰改良土、及び11%セメント改良土は両者が比較定期良い整合を示した。また、地盤反力係数が 200 MN/m^3 程度より大きくなった16%高炉B種改良土についても、動的平板載荷試験結果と同様、簡易支持力測定器(キヤスポル)からの地盤反力係数の方が平板載荷試験による地盤反力係数よりも小さい値となった。

<d> 衝撃加速度試験

衝撃載荷試験の衝撃加速度と平板載荷試験の地盤反力係数の関係を図 8.2-29 に示す。衝撃載荷試験により得られた衝撃加速度と平板載荷試験の地盤反力係数は概ね線形の相関を示した。

- ※ 無処理土 : 転圧 8回、養生日数 0日
- ※ 石灰改良土 : 転圧 8回、養生日数 10日
- ※ セメント改良土 : 転圧 8回、養生日数 7日
- ※ 高炉B種改良土 : 転圧 8回、養生日数 7日

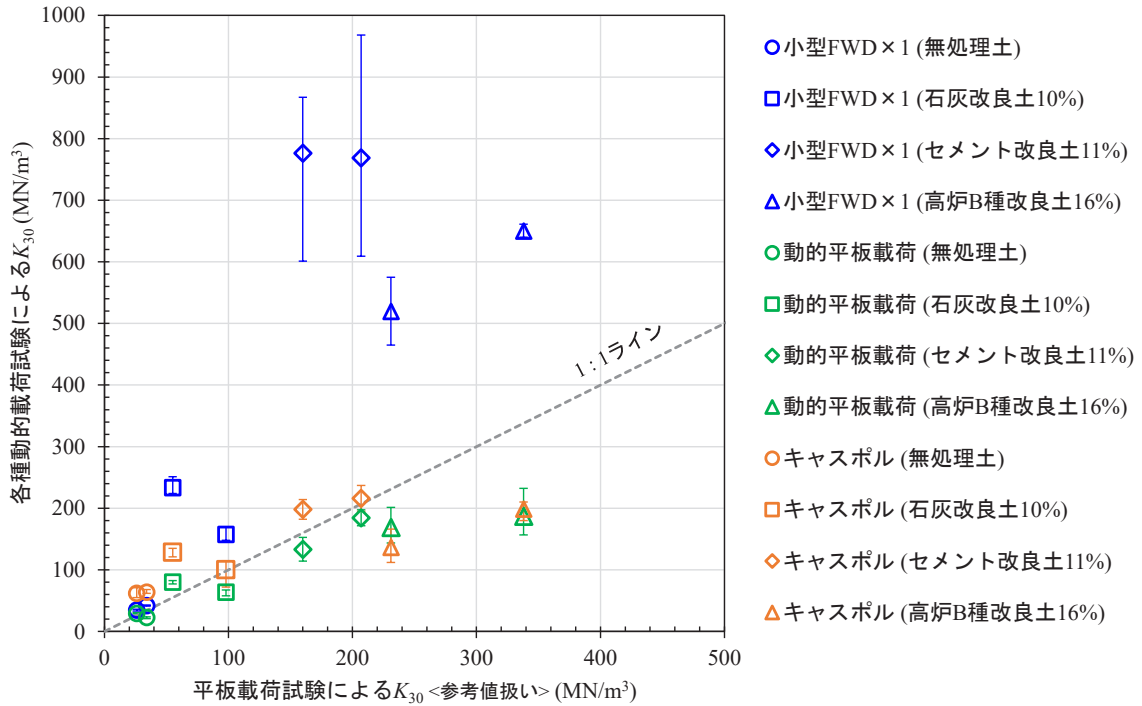


図 8.2-26 平板荷試験による地盤反力係数 (参考値) と小型 FWD (式 8.2-1 の $\gamma=1$)、動的平板荷試験及び簡易支持力測定器 (キャスポル) による地盤反力係数 (換算値) の関係

- ※ 無処理土 : 転圧 8回、養生日数 0日
- ※ 石灰改良土 : 転圧 8回、養生日数 10日
- ※ セメント改良土 : 転圧 8回、養生日数 7日
- ※ 高炉B種改良土 : 転圧 8回、養生日数 7日

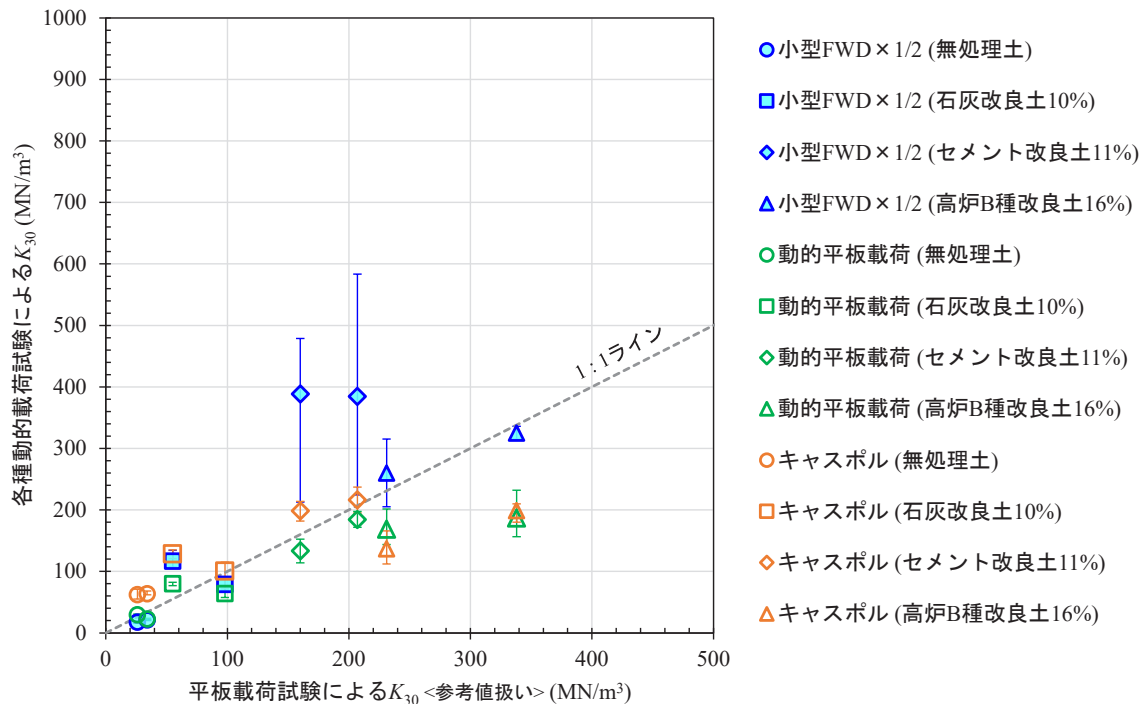


図 8.2-27 平板荷試験による地盤反力係数 (参考値) と小型 FWD (式 8.2-1 の $\gamma=2$)、動的平板荷試験及び簡易支持力測定器 (キャスポル) による地盤反力係数 (換算値) の関係

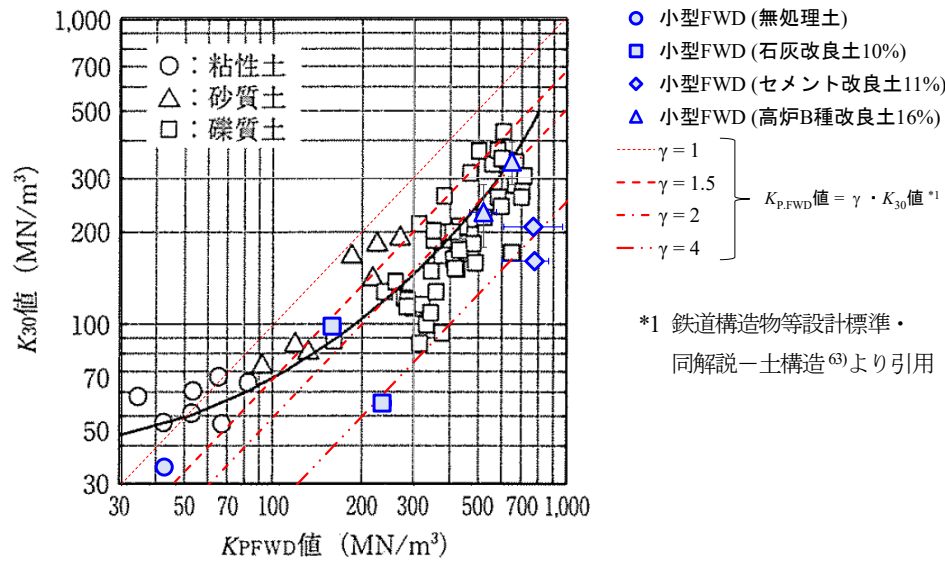


図 8.2-28 小型 FWD による K_{PFWD} と平板載荷試験による K_{30} 値の関係
(FWD を用いた鉄道盛土の施工管理⁷¹⁾より引用したグラフに加筆)

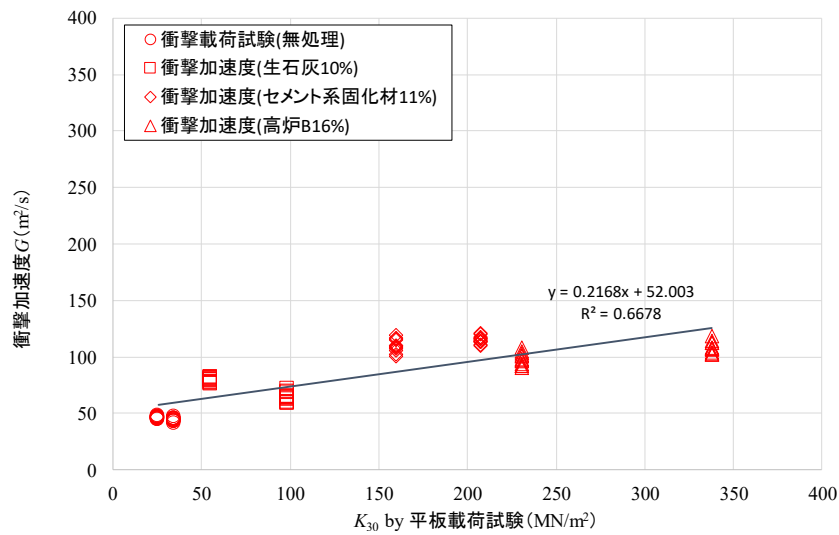


図 8.2-29 平板載荷試験による地盤反力係数と衝撃加速度試験による衝撃加速度の関係

(2) 現場 CBR 試験と簡易支持力測定器（キャスポル）による CBR 値の比較

低含水比仮置土（図中、無処理土）及び各改良土による締固め実験後に同じ条件（転圧回数、添加率、養生期間）で行った簡易支持力測定器（キャスポル）結果から換算された CBR 値と現場 CBR 試験により得られた CBR 値の関係を図 8.2-30 に示す。改良土の計測結果は、8 回転圧後の実験溝を対象に石灰改良土は養生 10 日後、セメント改良土及び高炉 B 種改良土は養生 7 日後に行った結果である。

簡易支持力測定器（キャスポル）から得られた換算 CBR 値は、全体的に現場 CBR 試験結果と比べ大きい値を示したが、概ね線形の相関関係にあることが示された。

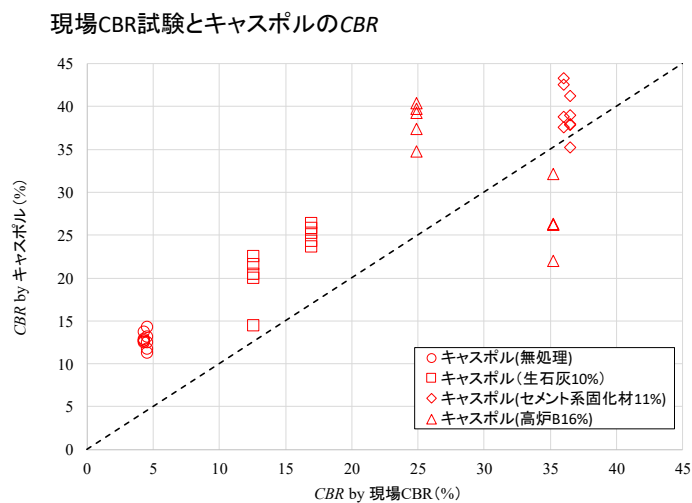


図 8.2-30 現場 CBR 試験による CBR 値と簡易支持力測定器（キャスポル）により得られた換算 CBR 値の関係

8.2.6 まとめ

(1) 施工機械による特徴

- ・ 前後進コンパクタは、低含水比仮置土及び各改良土ともに含水比が高いことから転圧回数の増加と共に土が転圧盤に貼り付き、機体動作が緩慢となる傾向であった。
- ・ ランマは低含水比仮置土及び各改良土のいずれも操作面で不具合なく施工可能であり、本試験のような高含水比の粘性土でも作業性能を発揮できる。

(2) 沈下量について

- ・ 石灰改良土は低含水比仮置土に比べ改良後の沈下量が小さくなった。
- ・ セメント改良土と高炉B種改良土ではほぼ低含水比仮置土と同じ沈下傾向を示した。
- ・ 前後進コンパクタは初期状態から沈下量はほぼ生じていないのに比べ、ランマでは大きな沈下を示した。

(3) 締固め度、飽和度及び空気間隙率について

- ・ 低含水比仮置土、各改良土に対して、前後進コンパクタは最大締固め度約80%に対し、ランマは約90%となり、ランマの方が締固め能力が高い結果となった。
- ・ ランマの場合、低含水比仮置土、各改良土に対して、転圧回数4回程度で締固め度は収束した。
- ・ 石灰改良土は、施工時の含水比の低下などにより施工性が改善され、低含水比仮置土よりも転圧回数の増加による締固め度の増加が大きくなるなどの効果が確認できた。
- ・ セメント改良土及び高炉B種改良土の養生0日（転圧当日）は、改良による締固め度の増加などの効果は確認できなかった。
- ・ ランマは前後進コンパクタに比べ試料の初期状態の影響を受けにくく、転圧回数8回時に達成する締固め度に大きな差異は生じなかった。
- ・ 前後進コンパクタでは、飽和度は初期状態からほとんど変化しない結果となり、ランマでは低含水比仮置土、各改良土ともに転圧回数の増加に伴い高い飽和度を示した。
- ・ 空気間隙率は、各改良材による違いはほとんど生じなかった。前後進コンパクタでは空気間隙率20%前後に対し、ランマでは10%前後と2倍近い差が生じた。

(4) 地盤反力係数 (K_{30} 値) について

- ・ 小型FWD試験による地盤反力係数 K_{PFWD} から K_{30} 値を換算するにあたって、改良土では改良材の添加率や養生期間により剛性が変化することから、改良前の試料特性等で一律に換算係数を設定することは不適當であることが示された。
- ・ 動的平板載荷試験及び簡易支持力測定器（キャスポル）により得られた地盤反力係数の換算値は $K_{30} < 200 \text{ MN/m}^3$ で平板載荷試験の地盤反力係数 K_{30} と良好な相関を示した。計測方法も簡便で多点計測が可能のため、平板載荷試験の補完試験としての適用が望める。ただし、本実験で得られた平板載荷試験による K_{30} 値は参考値扱いのため留意が必要である。
- ・ 動的平板載荷試験、キャスポルは $K_{30} > 200 \text{ MN/m}^3$ で平板載荷試験の K_{30} との相関が1:1の関係でなくなる。動的平板載荷試験では、計測値と平板載荷試験 K_{30} との関係を $K_{30} = 120 \text{ MN/m}^3$ 程度までの値より換算式を求めていることから、今回のように $K_{30} = 300 \text{ MN/m}^3$ といっ

た値は、換算式の範囲外のため、1:1の相関関係が取れなくなったことが原因の可能性が
ある。

(5) 衝撃加速度について

- ・ 本実験において衝撃加速度試験から得られた衝撃加速度と平板載荷試験により得られた地盤反力係数 K_{30} との関係は概ね線形の関係を示した。ただし、既往の調査事例が少ないことから、今後データを蓄積していくことで、衝撃加速度試験は平板載荷試験の補完試験としての適用が望める。

(6) 現場 CBR について

- ・ キャスポルにより得られた CBR 値は、全体的に現場 CBR 試験結果に比べ大きい値を示したが、線形の相関関係があることから、現地 CBR 試験と補正を行うことで補完試験としての適用が望める。

(7) 深度方向の密度変化について

- ・ ランマの方が前後進コンパクタに比べ深度方向でも高い締固め能力を示した。
- ・ いずれのケースも深さ 10cm までの締固め度が大きく、深くなるにつれて締固め度が小さくなる傾向にあった。
- ・ 前後進コンパクタは低含水比仮置土及び各改良土で達成する締固め度に大きなバラツキが生じており、試料の初期状態の影響を受ける。

8.3 振動ローラによる低改良土の締固め実験【前田建設工業、大林組、酒井重工業】

建設発生土に改良材を混合した改良土の長期的な安定性や耐久性を確保するための適切な品質管理手法の提案を目的とし、石灰改良土、セメント改良土を用いた振動ローラによる締固め実験を実施した。

8.3.1 実験方法

(1) 実験試料

実験試料は8.1で示した自然含水比 $w_n=46\%$ を目標に調整 ($w=40 \sim 48\%$) した仮置土に、添加率（土の乾燥質量に対する改良材の質量比）で12%の生石灰、又は13%のセメント系固化材をそれぞれスタビライザで混合した改良土（以下、石灰改良土、セメント改良土と呼ぶ）の2試料とした。各改良材の添加率は以下に示す配合設計により決定した。

<a> 配合設計

自然含水比 ($w_n=46\%$) の仮置土は、コーン指数 $q_c=217 \text{ kN/m}^2$ 、 $\text{CBR}=0.9\%$ であり、そのままの状態では道路盛土や路床として用いるのに適さない。この仮置土を安定処理して構築路床に利用することを想定して配合設計を検討した。

想定する舗装の設計条件は表8.3-1の通りとした。設計CBRは12、必要 T_A は30である。特に表層付近の支持力を高める目的で路床を二層に分けて、路床上部の目標CBRを大きく設定することとした。式8.3-1⁵³⁾より引用、加筆に基づいて二層の厚さと目標CBRを計算し、表8.3-2に示す路床構成とした。

表 8.3-1 舗装の設計条件

交通量区分	N_7 (3000 台/日・方向以上)
設計期間	10 年
信頼度	90 %
設計 CBR	12
必要 T_A	30

$$\text{CBR} = \left(\frac{h_1 \text{CBR}_1^{1/3} + h_2 \text{CBR}_2^{1/3}}{h} \right)^3 \quad \dots \quad \text{式 8.3-1}$$

ここで、CBR：設計 CBR、 h ：路床層厚（100 cm）、 h_1 ：路床（上部）の層厚、 CBR_1 ：路床（上部）の目標 CBR、 h_2 ：路床（下部）層厚 ($h-h_1$)、 CBR_2 ：路床（下部）の目標 CBR

表 8.3-2 路床構成

設計 CBR	路床 (上部)		路床 (下部)	
	処理厚 (cm)	目標 CBR (%)	処理厚 (cm)	目標 CBR (%)
12 \geq	30	18	70	10
	40	17	60	9.5
	50	16	50	9

仮置土に生石灰及びセメント系固化材の 2 種類の改良材を異なる添加率で混合した石灰改良土及びセメント改良土で CBR 値を求める配合試験を実施した。CBR 試験は舗装調査・試験法便覧⁴⁵⁾(F031) に準拠して実施した。改良材混合前の仮置土の含水比は自然含水比 $w_n = 46\%$ を目標に調整した。石灰改良土は仮置土と生石灰を混合後、1 日仮置きした後に供試体を作製し、気中 6 日、水中 4 日養生後に CBR 試験を実施した。セメント改良土については、仮置土とセメント系固化材を混合した直後に供試体を作製し、気中 3 日、水中 4 日養生後に CBR 試験を実施した。試験結果の詳細については「8.1.2 項 (5) CBR」を参照されたい。改良材添加率と CBR 値の関係を図 8.3-1 ~ 図 8.3-3 に示す。各図のデータは、図 8.1-13 と同一である。前節の前後進コンパクタ及びランマによる締固め実験にて用いた高炉 B 種改良土の結果についても参考としてここに示す。

本結果に基づき、表 8.3-2 に示す目標 CBR を満たす添加率 (割増前) を改良土毎にそれぞれ求め、表 8.3-3 に示す。路床 (上部)、処理厚 40 cm としたときの目標 CBR (CBR = 17%) に対応する添加率は図 8.3-1 ~ 図 8.3-3 にも示した。この添加率 (割増前) から設計添加率の算定は、本実験における締固め一層の仕上がり厚さを 20 cm 未満として、舗装施工便覧⁵⁴⁾の割増率方式 (目標とする CBR に対応する改良材 (安定材) の添加量を求め、この量に割増率を乗じる方法) により求めた。同・便覧⁵⁴⁾にて、処理層厚 (ここでは締固め層厚と同義とする) が 50 cm 未満の場合の割増率は一般に 15 ~ 20% の範囲と示されている。本実験では自然含水状態の仮置土が非常に軟弱であることから、割増率には 20% を採用し、添加率 (割増前) a を 20% 割増し ($1.2 \cdot a$)、0.5% 単位で繰り上げとして設計添加率を求めた。

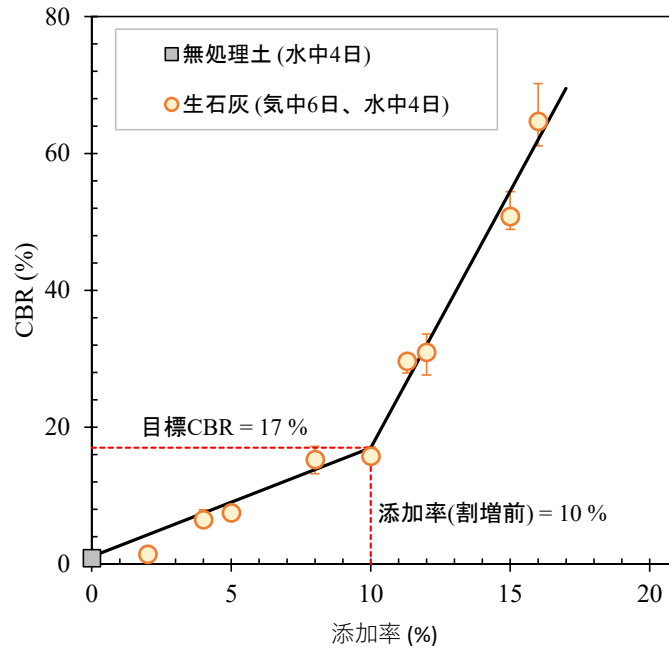


図 8.3-1 改良材添加率と CBR の関係 (石灰改良土)

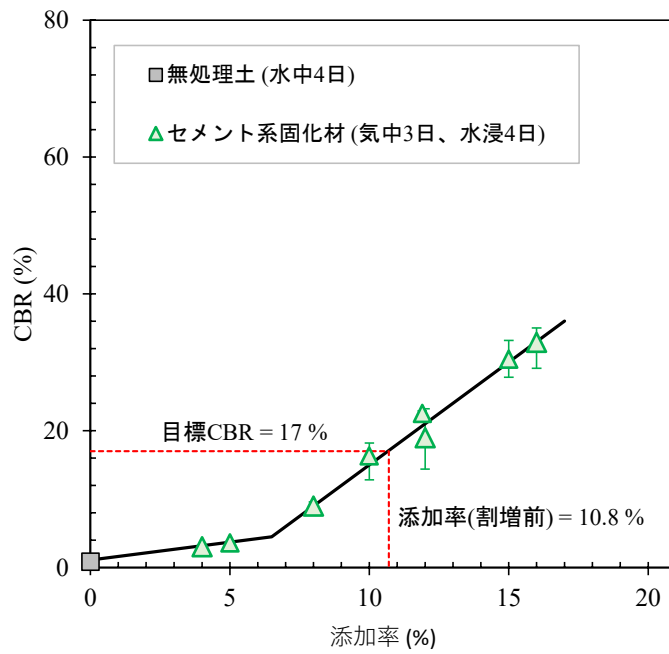


図 8.3-2 改良材添加率と CBR の関係 (セメント改良土)

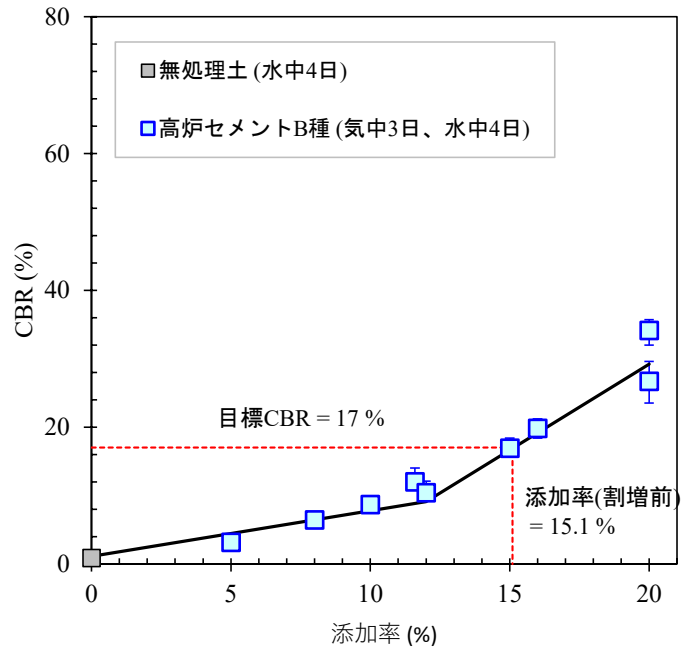


図 8.3-3 改良材添加率と CBR の関係 (高炉 B 種改良土)

表 8.3-3 各改良土の添加率 (割増前)、設計添加率

	路床 (上部)				路床 (下部)				締固め 層数 (最小)
	処理厚 (cm)	目標 CBR (%)	添加率 (割増前) (%)	設計 添加率 (%)	処理厚 (cm)	目標 CBR (%)	添加率 (割増前) (%)	設計 添加率 (%)	
石灰 改良土	30	18	10.1	12.5	70	10	6.0	7.5	6
	40	17	10.0	12.0	60	9.5	5.8	7.0	5
	50	16	9.4	11.5	50	9	5.5	7.0	6
セメント 改良土	30	18	11.1	13.5	70	10	8.4	10.5	6
	40	17	10.8	13.0	60	9.5	8.2	10.0	5
	50	16	10.4	12.5	50	9	8.0	9.5	6
高炉 B 種 改良土	30	18	15.5	19.0	70	10	7.8	9.5	6
	40	17	15.1	18.5	60	9.5	7.4	9.0	5
	50	16	14.7	18.0	50	9	7.1	9.0	6

本実験では、経済性の観点から締固め一層の仕上りの厚さはすべて 20 cm とし、路床（上部）の厚さを 40 cm とする設計を想定ケースとして選択することとした。

以上で検討したモデル全体を実験ピットで再現することは困難であることから、本実験では路床（上部）のみを対象とした。実験での改良材添加率は現場施工と同様の割増し（設計添加率）とし、石灰改良土は添加率 12%、セメント改良土は添加率 13%とした（表 8.3-3 中、赤字で示す）。

最後に、前節 8.2 で示した前後進コンパクタ及びランマによる締固め実験における改良材添加率（表 8.3-4、表 8.2-1 の再掲）について前述の配合設計における対応を参考として記す。各改良土において基本の実験ケースとした添加率 a1 ケースは、いずれも処理厚 30 cm 時の割増前の添加率（表 8.3-3 中、青字で示す）に相当した。

表 8.3-4 各改良材の配合条件（8.2 節 前後進コンパクタ及びランマによる締固め）

添加率 a (%)	a1	a2	a3
無処理土 (w=34%)	—	—	—
生石灰	10	8	4
セメント系固化材	11	8	4
高炉セメント B 種	16	12	8

※添加率：土の乾燥質量に対する改良材の添加質量比

 締固め実験に用いた試料の物性

仮置土（無処理土）及び各改良土（添加率 12%石灰改良土及び 13%セメント改良土）の基本物性を表 8.3-5 に、B-c 法による締固め曲線を図 8.3-4 に示す。同図には等最適飽和度 S_{ropt} 線を示した。ここで、最適飽和度とは最大乾燥密度 ρ_{dmax} 、最適含水比 w_{opt} が得られた時の飽和度を指す¹⁴⁾。基本物性のうち、実験時含水比は締固め実験後に採取したコアサンプル ((5)品質試験 参照) から得られた含水比の範囲を示す。室内の締固め試験は、石灰改良土については仮置土と生石灰を混合して 1 日仮置きした後、セメント改良土はセメント系固化材を混合して 2 時間以内に実施した。

石灰改良土、セメント改良土ともに乾燥側で乾燥密度が下がらず、無処理の仮置土とは異なる締固め曲線を示した。また、セメント改良土については最大乾燥密度が $\rho_{dmax}=1.364 \text{ g/cm}^3$ と無処理の仮置土よりやや大となった。一方、石灰改良土については最大乾燥密度が $\rho_{dmax}=1.279 \text{ g/cm}^3$ と無処理の仮置土と比較して小さくなった。結果の詳細については、「8.1.2 (4) 最適含水比・最大乾燥密度」を参照されたい。

表 8.3-5 盛土試料の基本物性表 8.2-2 石灰改良土の基本物性 (仮置土)

改良材添加率 a (%)		仮置土*1	石灰改良土 添加率 12 %	セメント改良土 添加率 13 %
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.584	2.642	2.680
締固め試験 B-c 法	最適含水比 w_{opt} (%)	29.5	29.2	27.6
	最適飽和度 S_{ropt} (%)	83.4	72.4	76.7
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.350	1.279	1.364
実験時含水比 w (%) *2		47.8	27 ~ 35	33 ~ 39

*1 参考として配合試験における値 (表 8.1-1) を示す。

*2 締固め実験後のコアサンプルによる含水比を示す。

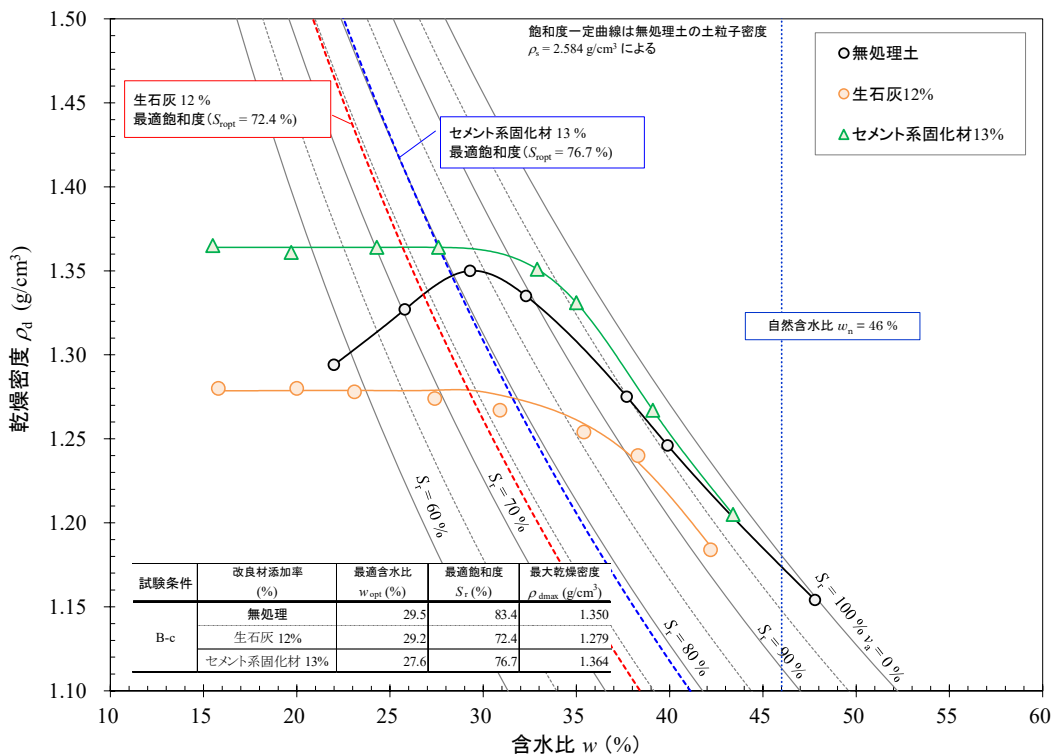


図 8.3-4 盛土試料の締固め曲線

(2) 実験ヤード

締固め実験は幅 5.0 m、長さ 44.8 m、深さ 3.0 m のコンクリート製ピットに構築された基礎地盤上で実施した (図 8.3-5)。基礎地盤はよく締め固められた厚さ 2.8 m の砂質土である。改良土の区間長は 23.0 m とした。ピットのコンクリート側壁から 0.7 m の範囲は後述のスタビライザによる攪拌混合ができないことから、改良の幅はピット中央の 3.6 m とした。改良土の層厚の目標は 0.4 m とした。

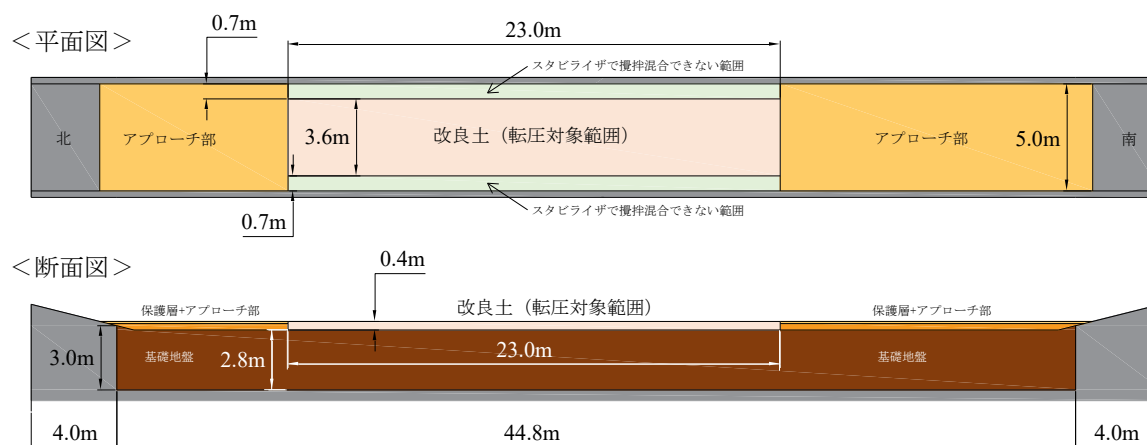


図 8.3-5 振動ローラによる締固め実験 実験ヤード <仮置土>

(3) 締固め機械

締固めは表 8.3-6 に示す 11 t 級振動ローラにて実施した。転圧時の起振力は 172 kN とした。

表 8.3-6 締固め実験に用いた振動ローラの諸元

写真	
メーカー：型式	酒井：SV513D
機械質量 (kg)	11,800
前軸質量 (kg)	6,150
締固め幅 (m)	2.13
起振力 (kN)	172
振動数 (Hz)	33.3
振幅 (mm)	0.97
動線圧 (N/cm) (前輪)	1,081

(4) 実験手順

振動ローラによる締固め実験には、石灰改良土及びセメント改良土のいずれも、転圧当日にスタビライザにより仮置土と改良材を混合した試料を用いた。締固め1層あたりの仕上がり厚さの目標を20 cmとし、2層に分けて転圧を行った。1層目は試験区間全面を4回転圧した。2層目は試験区間を4分割し、転圧回数を0回、1回、2回、5回として転圧を実施した。所定回数転圧の後、後述の(5)品質試験に示した各種試験を実施した。実験手順の詳細を以下に示す。

① 仮置土と改良材の混合攪拌 (図 8.3-6)

仮置土と改良材の攪拌混合は、振動ローラによる締固めの当日に、締固め層2層分をまとめて1度にピット内で実施した。まず、自然含水比 ($w_n=46\%$) を目標に調整した仮置土をピット内の基礎地盤上に幅5 m、長さ23 m、厚さ約50 cmで敷き均し、所定の添加率となるよう改良材を散布した。その後、スタビライザ (KOMATSU CS210 相当、攪拌幅1.8 m、最大攪拌深さ600 mm) を用いて仮置土と改良材を攪拌混合した。

② 2層目の改良土搬出、1層目整地 (転圧0回)

2層分まとめて攪拌混合した改良土のうち、2層目 (上側の約25 cm) の締固めに用いる改良土はピット外へ搬出した。ピットに残った1層目の改良土の上で油圧ショベル (0.1 m³ クラス、自重2.7 t) を走行させ、クローラが一往復するように試料表面を整地した (図 8.3-6 (4))。この状態を1層目の転圧0回とした (図 8.3-7 (1))。

③ 振動ローラによる締固め <1層目>及び品質試験

表 8.3-6 に示した11 t級振動ローラにより1層目の締固めを実施した。1層目は全面を4回転圧した。締固め時には、後述の「(5) 品質試験」に示す振動ローラの加速度応答データ (CCV、 α システム) も同時に取得した。

④ 2層目の改良土搬入、整地 (転圧0回)

②にて一度ピット外に搬出した改良土を1層目の上に搬入し、敷き均した。その後、油圧ショベル (0.1 m³ クラス、自重2.7 t) を走行させ、クローラが一往復するように試料表面を整地した。この状態を2層目の転圧0回とした。

⑤ 振動ローラによる締固め <2層目>及び品質試験

1層目と同様、表 8.3-6 に示した11 t級振動ローラにより2層目の締固めを行った (図 8.3-7 (2))。2層目は試験区間をA～Dの4つに分割し (図 8.3-8)、各エリアの転圧回数を0 (油圧ショベルによる整地のみ)、1、2、5回のそれぞれ異なる回数とした。1層目と2層目の締固め回数の組み合わせは表 8.3-7 に示す。締固め時には、1層目と同様に後述の「(5) 品質試験」に示す振動ローラの加速度応答データ (CCV、 α システム) も同時に取得した。ここで、振動ローラの締固め幅 (2.13 m) の都合上、試験区間中央は東・西側エリア走行時の転圧範囲が重なることとなる。このため、品質試験の各区域はこの転圧が重複する範囲を避けて設定した (図 8.3-8)。



1) 仮置土 敷き均し (層厚 50 cm)

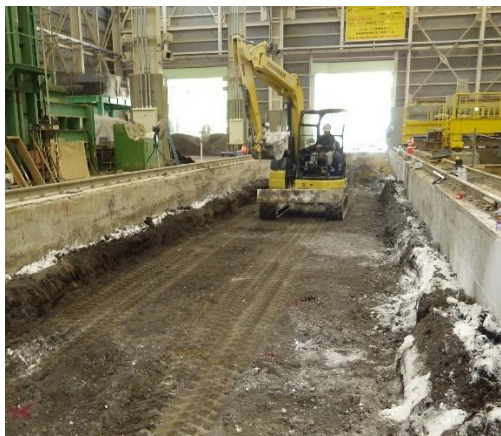


2) 改良材散布 (生石灰の例)



3) スタビライザによる混合攪拌

図 8.3-6 改良土試料の作製状況



1) 油圧ショベルによるクローラ走行 (転圧 0 回)



2) 振動ローラによる転圧

図 8.3-7 整地及び締固め状況

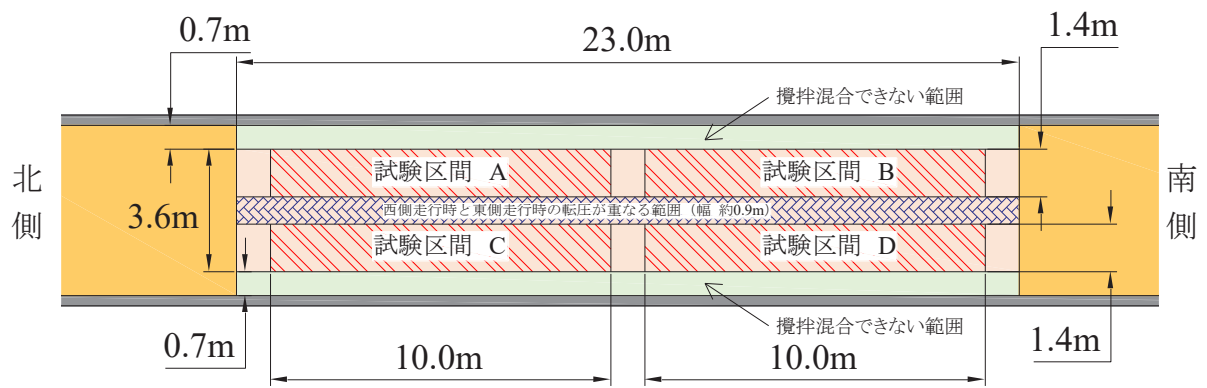


図 8.3-8 2層目転圧時の試験区間

表 8.3-7 各試験区間の1層目と2層目の転圧回数

試験区間	1層目転圧回数 (回)	2層目転圧回数 (回)
区間 A	4	0
区間 B	4	1
区間 C	4	2
区間 D	4	5

(5) 品質試験

品質試験は前述の転圧回数ごとに試験区間を4分割し、表8.3-8に示す内容で実施した。なお、品質試験は締固め実験後2週間養生した後にも実施した。また、各品質試験の概要を表8.3-9～表8.3-12に示す。

RI計器による土の密度試験には、透過型RI水分・密度計（(株)フィールドテック FT-102）を用いた。小型FWD試験はFWDおよび小型FWD運用の手引き⁶¹⁾に準拠し、株式会社東京測器研究所製のKFD-100Aを用いて実施した。動的平板載荷試験はアプライドリサーチ株式会社製の超小型動的平板載荷試験装置IST-03⁶²⁾を用いて実施した。衝撃加速度試験は北海道開発局土木試験所（現・(国研)土木研究所 寒地土木研究所）にて開発⁶⁴⁾された試験機を用いて実施した。簡易支持力測定器（キャスポル）は株式会社マルイ製のMIS-244-0-62を用いた。

一軸圧縮試験はスタビライザにより混合攪拌した試料を分取し、各改良土の1回及び5回転圧後のコアサンプルの湿潤密度を目標に、直径φ10cm、高さH20cmの二つ割りモールド内に5層に分け空圧ジャッキにて締固め供試体を作製した。その後、実験ピット付近にて所定の期間封緘養生し、一軸圧縮試験に供した。養生期間は石灰改良土が14日及び28日、セメント改良土が13日及び28日とした。

表 8.3-8 品質試験の項目及び実施時期

試験項目 \ タイミング (区切り)	転圧当日	転圧から 14 (13) 日目	転圧から 28 日目
沈下量	○	-	-
コアカッターによる土の密度試験	○	-	-
RI計器による土の密度試験	○	○	-
小型FWD試験	○	○	-
動的平板載荷試験	○	○	-
衝撃加速度試験	○	○	-
キャスポルによる簡易支持力測定	○	○	-
現場CBR試験	-	○	-
一軸圧縮試験 供試体作製	○	-	-
一軸圧縮試験	-	○	○

表 8.3-9 品質試験項目 1 (密度・含水比)


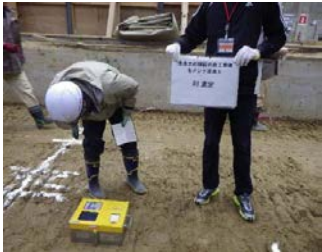
呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
沈下量	—	レベル測定器を用いた水準測量により、1層目はN=0、1、2、3、4回、2層目はN=0、1、2、3、4、5回の転圧後に、転圧0回の改良地盤高さを基準とした地表面沈下量を毎回6点測定	
コアサンプル (密度及び 含水比)		2層目転圧完了直後に、3点、各点3深度 (GL 0~-10 cm、-10~-20 cm、-20~-30 cm) にてコア (内径 10 cm、高さ 10 cm) を採取し、密度及び含水比を測定	<ul style="list-style-type: none"> ・ JGS1613-2003 「コアカッターによる土の密度測定法」 ・ JIS A 1203:2009 「土の含水比試験方法」
RI (密度及び 含水比)		RI 計器 ((株)フィールドテック FT-102) により、2層目転圧完了直後及び約2週間後に、密度、含水比を毎回6点測定	<ul style="list-style-type: none"> ・ JGS1614-2012 「RI 計器による土の密度試験方法」

表 8.3-10 品質試験項目 2 (静的載荷試験及びサウンディング試験)

呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
現場 CBR 試験 (CBR)		2層目転圧完了から約2週間後に、現場 CBR 試験により CBR を2点測定	JIS A 1222-2013 「現場 CBR 試験方法」

表 8.3-11 品質試験項目 3 (動的載荷試験)




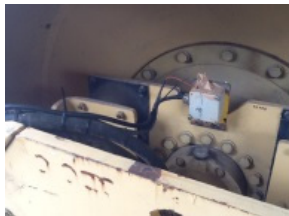

呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
小型 FWD (地盤反力 係数)		<p>東京測器研究所製 KFD-100A を用いて、2 層目転圧完了直後及び約 2 週間後に、地盤反力係数 (K_{30}) を毎回 6 点測定</p>	<p>FWD および小型 FWD 運用の手引き⁶¹⁾</p>
動的平板載荷 試験 (地盤反力 係数)		<p>アプライドリサーチ社製 IST03 (重錘落下試験) を用いて、2 層目転圧完了直後及び約 2 週間後に、地盤反力係数 (K_{30}) を毎回 6 点 (1 点あたり 10 回計測) 測定</p>	
簡易支持力 測定器 (キャ スポル) (地盤反力 係数)		<p>マルイ製 MIS-244-0-62 を用いて、2 層目転圧完了直後及び約 2 週間後に、地盤反力係数 (K_{30}) を毎回 6 点 (1 点あたり 5 回計測) 測定</p>	<p>簡易支持力測定器による試験方法⁶⁹⁾</p>
衝撃加速度 試験 (衝撃 加速度)		<p>土木研究所寒地土木研究所開発の衝撃加速度試験装置を用いて、2 層目転圧完了直後及び約 2 週間後に、衝撃加速度 G を毎回 6 点 (1 点あたり 10 回計測) 測定</p>	<p>道路・河川工事仕様書⁶⁵⁾</p>

表 8.3-12 品質試験項目 4 (その他)

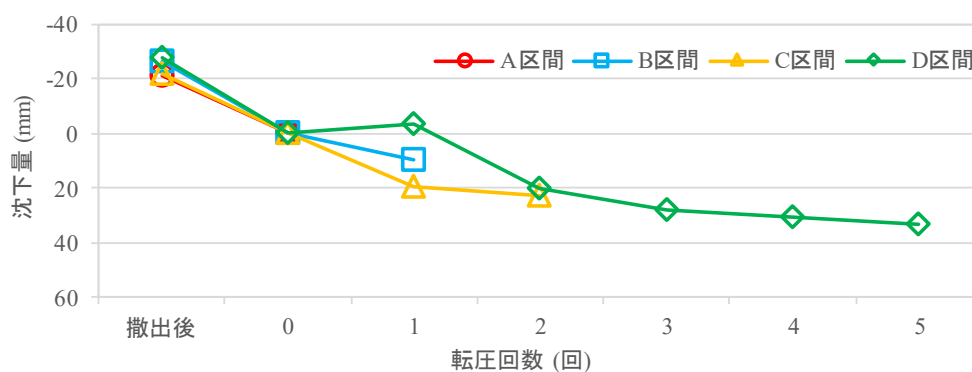
呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
CCV、 α システム (加速度 応答値)		<p>振動ローラに取り付けた加速度計によって振動ローラの振動加速度波形を測定し、CCV 値及び乱れ率（地盤の剛性を表す指標）を評価（写真は CCV システムの設置例）</p>	-
一軸圧縮試験 (静的 締め) (一軸圧縮 強さ)		<p>1 回及び 5 回転圧後の湿潤密度を目標に、改良土を 5 層に分け空圧ジャッキで締め固めて供試体を 3 個ずつ作製後、実験ピット付近にて封緘養生。その後、一軸圧縮試験を実施。</p>	JISA 1216:「土の一軸圧縮試験方法」

8.3.2 転圧回数と試験値の関係、及び試験値への養生期間の影響

(1) 沈下量

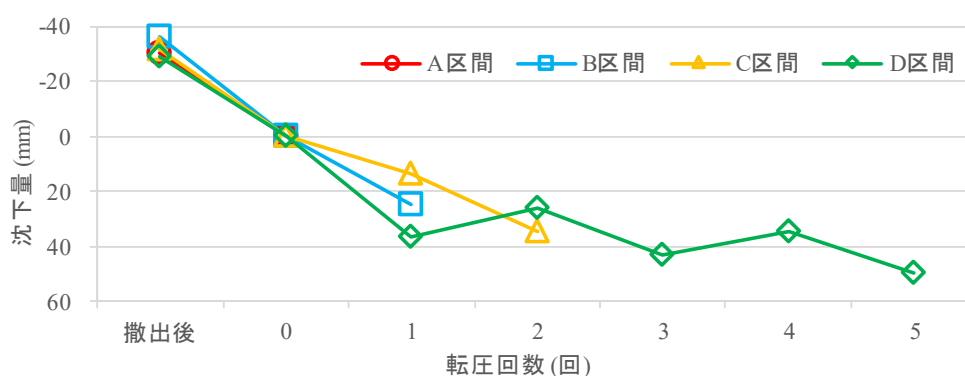
転圧回数と沈下量の関係について、石灰改良土 12%の結果を図 8.3-9 に、セメント改良土 13%の結果を図 8.3-10 にそれぞれ示す。沈下量は測定した 6 点の平均値であり、2 層目転圧 0 回の地表面高さとの差である。

石灰改良土の地表面沈下は各区間で同様の傾向を示し、2 回転圧で大半が発生するものの、その後も沈下は継続し 2 回から 5 回の間も沈下が継続的に発生している。セメント改良土の地表面沈下は 1 回転圧で大半が発生し、その後は奇数回と偶数回で沈下とリバウンドを繰り返すような傾向を示した。これは、過転圧に伴うウェービング現象が発生していることを示唆するものである。



試験区間 A : 2 層目転圧 0 回	試験区間 B : 2 層目転圧 1 回
試験区間 C : 2 層目転圧 2 回	試験区間 D : 2 層目転圧 5 回

図 8.3-9 転圧回数と沈下量の関係 (石灰改良土 12%)



試験区間 A : 2 層目転圧 0 回	試験区間 B : 2 層目転圧 1 回
試験区間 C : 2 層目転圧 2 回	試験区間 D : 2 層目転圧 5 回

図 8.3-10 転圧回数と沈下量の関係 (セメント改良土 13%)

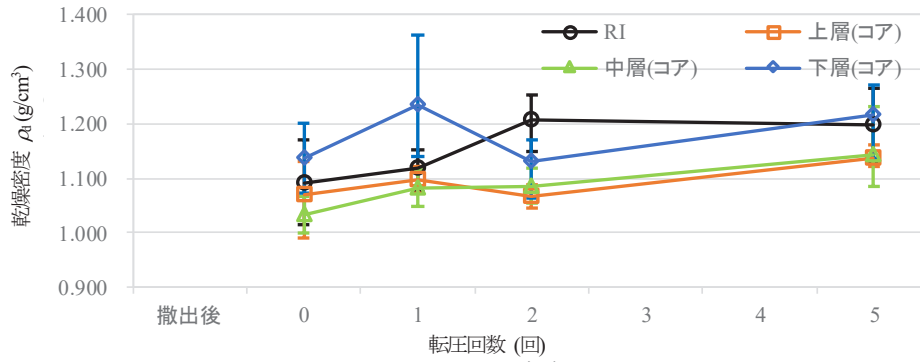
(2) 乾燥密度 ρ_d 、締固め度 D_c 、飽和度 S_r 、空気間隙率 v_a

RI 及びコアサンプルによる密度試験結果から得られた転圧回数と乾燥密度 ρ_d 、締固め度 D_c 、飽和度 S_r 及び空気間隙率 v_a の関係について、石灰改良土の結果を図 8.3-11 に、セメント改良土の結果を図 8.3-12 にそれぞれ示す。RI による乾燥密度は各区分 6 点の平均値である。コアサンプルによる乾燥密度は各区分にて 3 深度（上：地表～GL-10 cm、中：GL-10 cm ～ -20 cm、下：GL-20 cm ～ -30 cm）で各 3 点計測した深度毎の平均値である。図中、転圧回数 0 回は A 区分、1 回は B 区分、2 回は C 区分、5 回は D 区分の結果である。

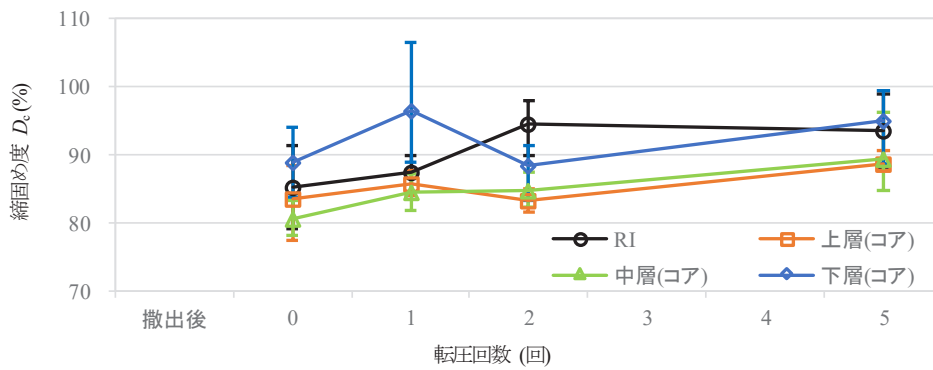
石灰改良土について、飽和度は計測手法の違いによりバラツキがあるものの、転圧初期の 50%前後から最終転圧後の 5 回でも 70%以下で推移しており、特段飽和度が高い訳ではない。乾燥密度（締固め度）や空気間隙率も転圧回数に対して同様に収斂する傾向を示しているが、乾燥密度は 5 回転圧でほぼ一定か若干低下する傾向も見える。これは地表面沈下量が中々収斂しない現象と軌を一にしており、過転圧による転圧地盤の側方流動が生じ始めている可能性を示唆する。なお、それでも締固め度 D_c は最終的には 95%まで上昇し、空気間隙率も初期の 30%より最終 15%程度まで減少しており、これらの指標を見る限りは振動ローラによる転圧効果はある程度認められる。石灰改良では母材（本実験では仮置土）の含水比を低下させる効果があり、これが転圧効果を高めたものと考えられる。

セメント改良土について、飽和度は計測手法の違いによりバラツキがあるものの、転圧初期の 60%～70%前後から最終転圧時の 5 回では 80%～90%と飽和度で転圧が行われている。湿潤側転圧で乾燥密度や地表面沈下が早期に収斂し、転圧回数の増加が密度増加に寄与しない現象は一般に見受けられ、その原因の一つが飽和度上昇（転圧エネルギーの伝達が間隙水により阻害される）にあることはよく知られている。本ケースは、石灰安定処理のような改質効果がないため初期含水比がかなり高い事もあって、振動ローラの転圧効果が石灰改良土に比べて相対的に低くなったものと考えられる。このため最終転圧後の締固め度 D_c は 90%と、石灰改良土に比べて低い結果となっている。ただし空気間隙率については飽和度が高いため、初期の 20%より最終 10%以下にまで減少している。

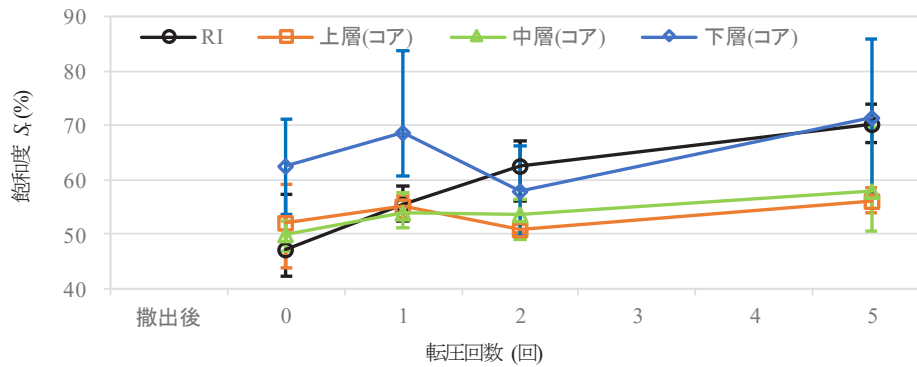
上記で得られた乾燥密度と含水比の推移を室内締固め曲線（B-c 法、締固めエネルギー $1E_c$ ）上に示した（図 8.3-13、図 8.3-14）。各図には最適飽和度曲線を併記した。石灰改良土（図 8.3-13）の施工時含水比は最適含水比付近でかつ最適飽和度以下であり、乾燥密度は転圧と共に次第に増加した。ただし $1E_c$ 締固め曲線にまでは達していない。一方、セメント改良土（図 8.3-14）の施工時含水比は最適含水比よりもかなり湿潤側にあり、転圧時の飽和度は最適飽和度を越えた。乾燥密度の増加は転圧 1 回で大半が生じ、以降はほとんど増加せず、 $1E_c$ 締固め曲線の下方で収斂する。



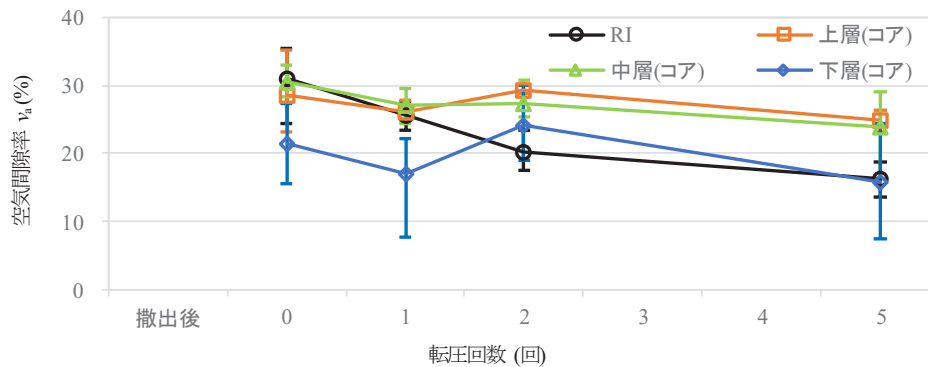
a) 転圧回数と乾燥密度 ρ_d の関係



b) 転圧回数と締固め度 D_c の関係

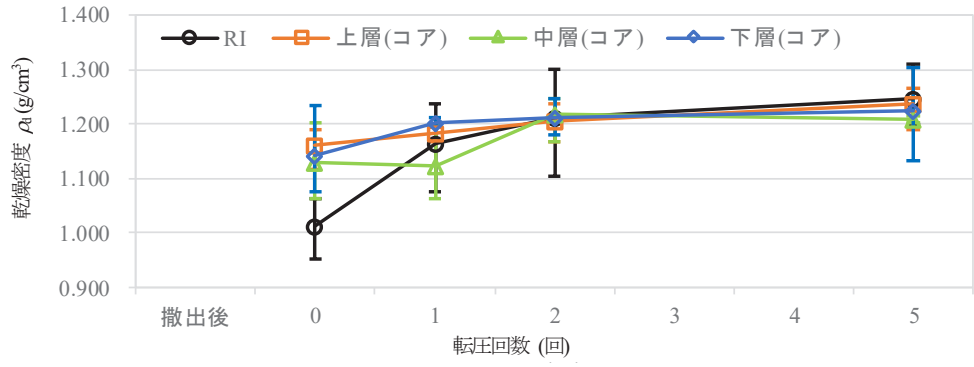


c) 転圧回数と飽和度 S_r の関係

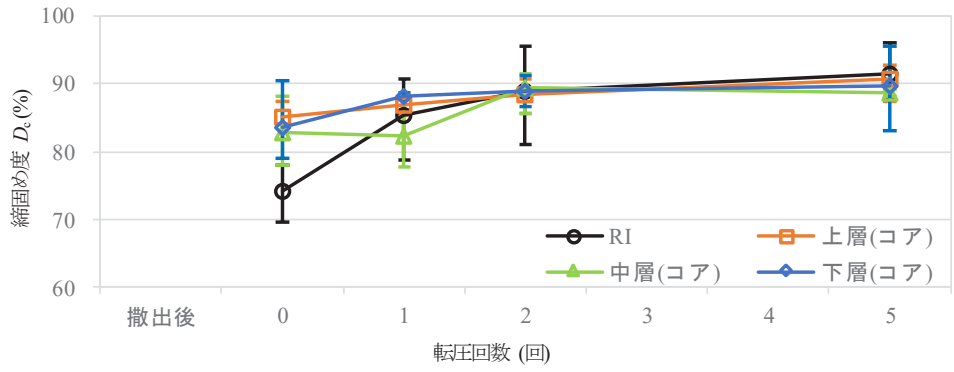


d) 転圧回数と空気間隙率 v_a の関係

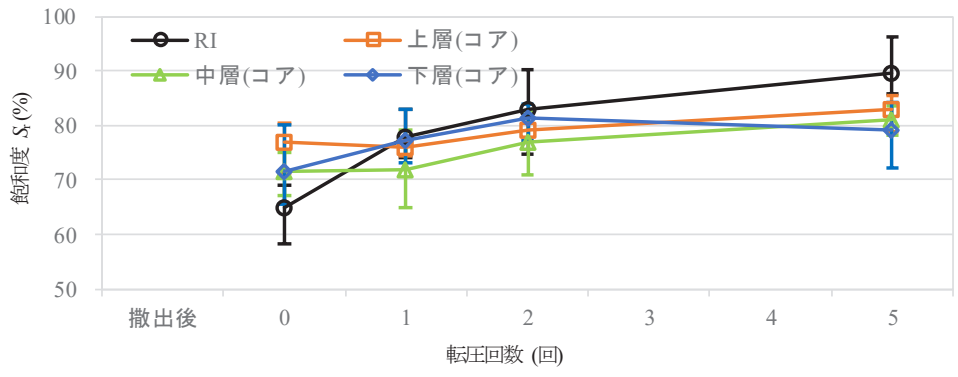
図 8.3-11 転圧回数と締固め特性値の関係 (石灰改良土 12%)



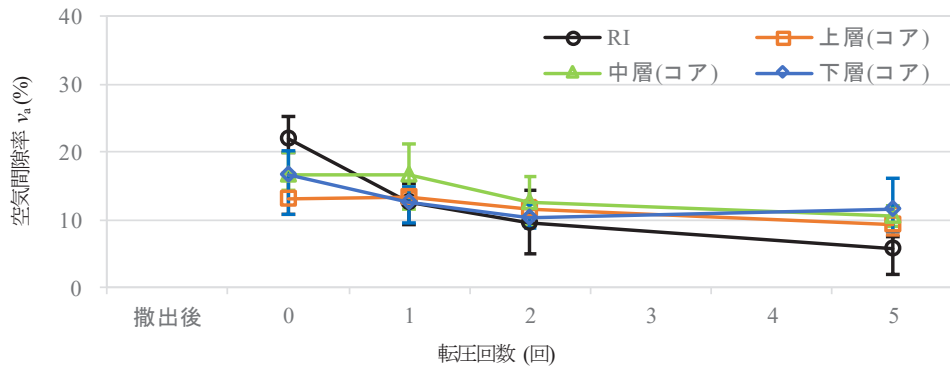
a) 転圧回数と乾燥密度 ρ_d の関係



b) 転圧回数と締固め度 D_c の関係



c) 転圧回数と飽和度 S_r の関係



d) 転圧回数と空気間隙率 v_a の関係

図 8.3-12 転圧回数と締固め特性値の関係 (セメント改良土 13%)

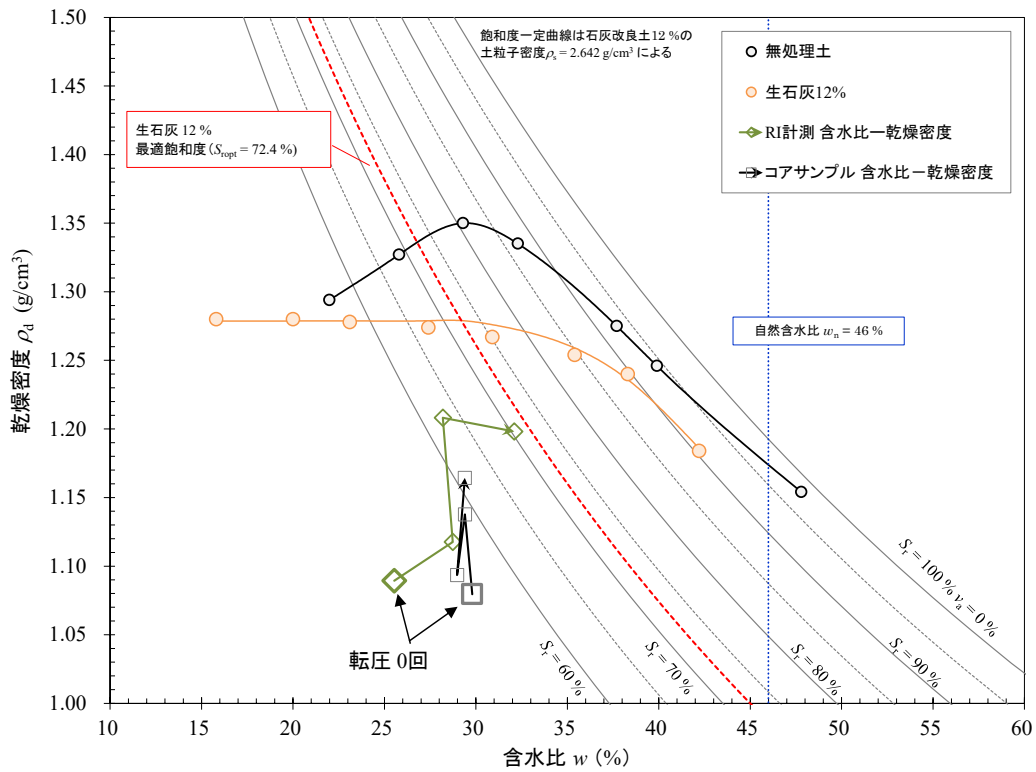


図 8.3-13 室内締固め曲線と締固め実験結果の比較 (石灰改良土12%)

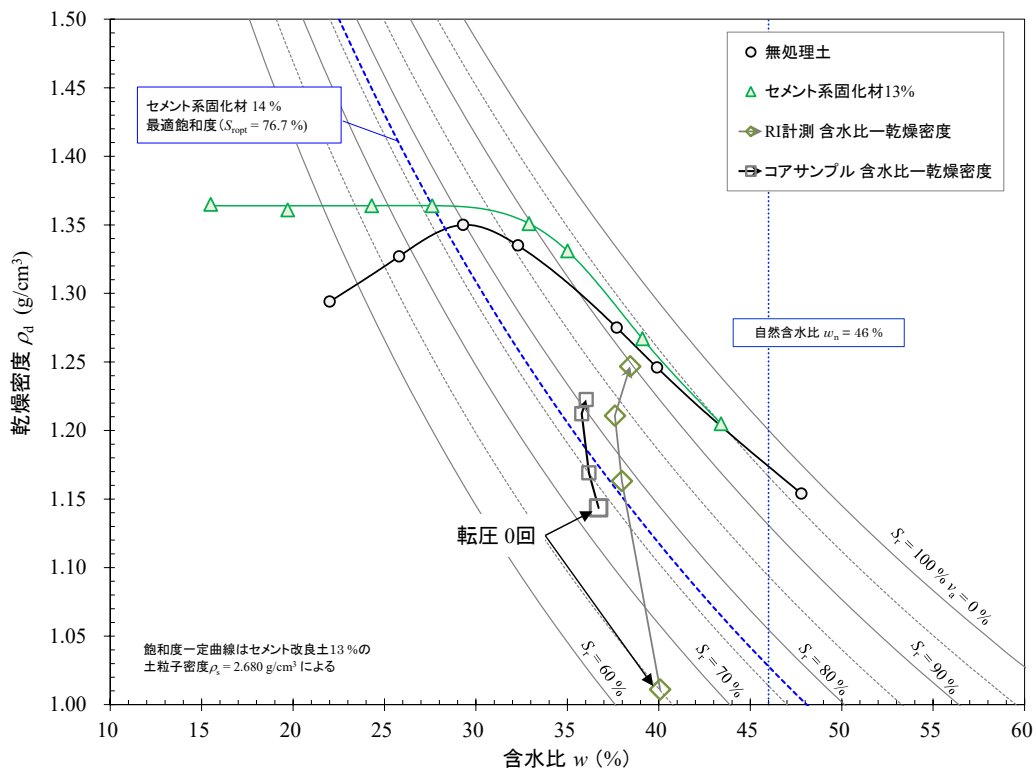


図 8.3-14 室内締固め曲線と締固め実験結果の比較 (セメント改良土13%)

(3) 地盤反力係数 K_{30}

振動ローラによる2層目の締固め実験直後、及び締固め実験から13日後（セメント改良土）又は14日後（石灰改良土）に、小型FWD試験、動的平板載荷試験及び簡易支持力測定器（キャスポル）による試験を実施し、地盤反力係数 K_{30} を求めた。

<a> 小型FWD

小型FWD試験から得られた地盤反力係数 K_{30} と転圧回数との関係について、図8.3-15に示す。地盤反力係数 K_{30} は試験結果から平板載荷試験の K_{30} に換算した値とする。小型FWD試験における地盤反力係数 K_{30} への換算としては式8.3-1⁶³⁾より引用、加筆が一般に用いられる。本実験（仮置土及び仮置土改良土）では、 $\gamma=1.0$ （火山灰質粘性土）として小型FWD試験結果から地盤反力係数を求めた。

$$K_{PFWD} = \gamma \cdot K_{30} \quad \cdot \cdot \cdot \quad (\text{式 8.3-1})$$

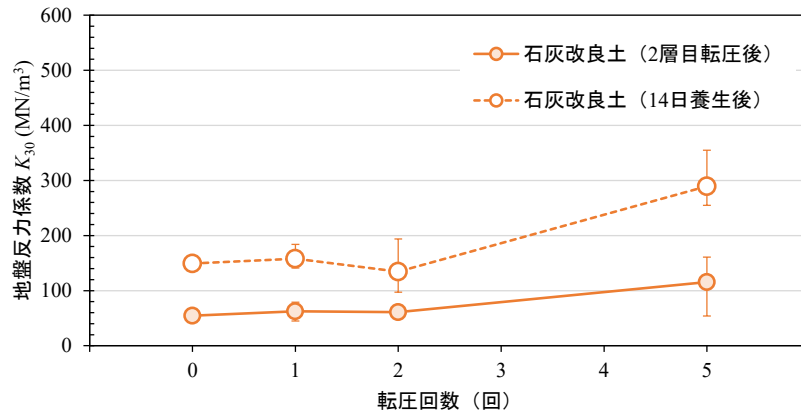
ここで、 K_{PFWD} ：小型FWD試験から得られる載荷板直径30cm相当に補正したK値

K_{30} ：平板載荷試験から得られる K_{30}

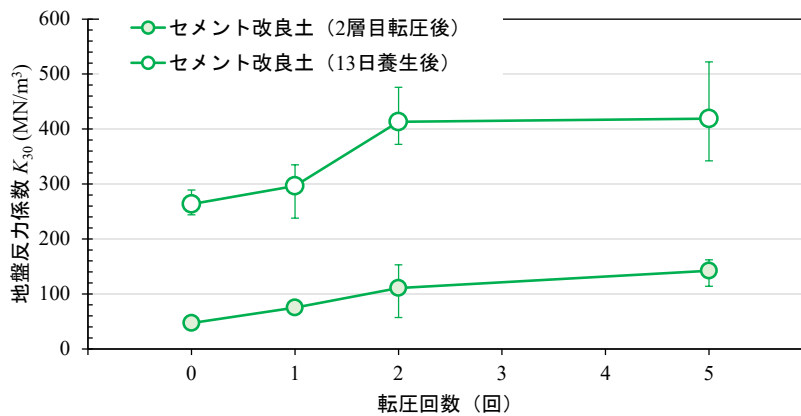
礫系： $\gamma=2$ 、砂系： $\gamma=1.5$ 、火山灰質粘性土： $\gamma=1$

2層目締固め直後の地盤反力係数について、石灰改良土では転圧回数2回までは転圧回数が増加しても地盤反力係数 K_{30} はほとんど変化せず、転圧回数5回において地盤反力係数は若干増加した。一方のセメント改良土では、転圧回数2回までは転圧回数の増加に伴い地盤反力係数も増加したが、転圧回数5回では地盤反力係数の増加が鈍化した。

2層目締固め後、約2週間養生した後の地盤反力係数について、締固め直後からの増加率は石灰改良土が概ね2.5倍であり、転圧回数により増加率の差は認められなかった。セメント改良土の締固め直後からの増加率はおよそ3~5.5倍であった。転圧回数5回の増加率が他の転圧回数の増加率と比較してやや小さく、養生後の地盤反力係数自体のバラツキは大きい結果を得た。



a) 石灰改良土



b) セメント改良土

図 8.3-15 転圧回数と地盤反力係数 K_{30} の関係 (小型 FWD 試験)

 動的平板載荷試験

動的平板載荷から得られた地盤反力係数と転圧回数の関係を図 8.3-16 に示す。地盤反力係数 K_{30} は試験結果から平板載荷試験の K_{30} に換算した値とする。動的平板載荷試験における地盤反力係数 K_{30} への換算には式 8.3-2⁶²⁾より引用、加筆が用いられる。本実験 (仮置土及び仮置土改良土) においても美浦砂及び美浦砂改良土ケースと同様に、 $A_1=30.43$ 、 $A_2=0$ (砂質系地盤の設定値) として動的平板載荷試験結果から地盤反力係数を求めた。

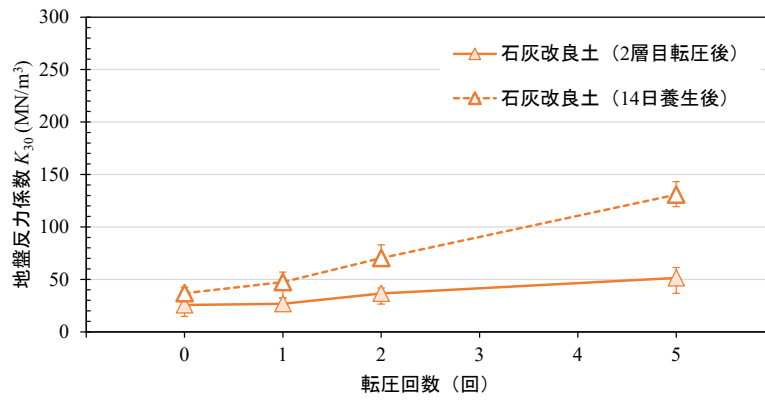
$$K_{30} = A_1 \cdot X + A_2 \quad \cdot \cdot \cdot \quad (\text{式 8.3-2})$$

- ここで、 K_{30} : 平板載荷試験から得られる K_{30}
- X : 超小型動的平板載荷試験装置の測定値
- A_1 、 A_2 : 定数

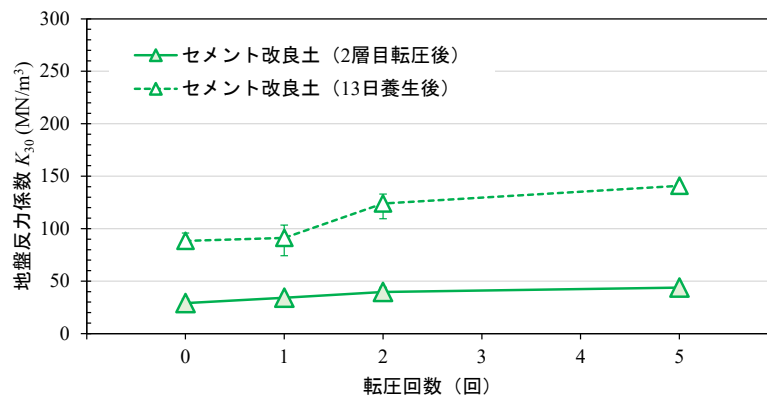
2層目締固め直後の地盤反力係数について、石灰改良土では転圧回数1回までは地盤反力係数 K_{30} はほとんど変化せず、転圧回数が2回及び5回において地盤反力係数はそれぞれ若干増加した。一方のセメント改良土では、転圧回数2回までは転圧回数の増加に伴い地盤反力係数も若干増加したが、転圧回数5回では地盤反力係数の増加が鈍化した。

2層目締固め後、約2週間養生した後の地盤反力係数について、締固め直後からの増加率は石灰改

良土が概ね 1.5～2.5 倍であり、転圧回数が多いほど増加率は大きくなった。セメント改良土の増加率は 2.7～3.2 倍程度であった。石灰改良土と同様、転圧回数が多いほど増加率は大きくなった。



a) 石灰改良土



b) セメント改良土

図 8.3-16 転圧回数と地盤反力係数 K_{30} の関係 (動的平板载荷試験)

<c> 簡易支持力測定器（キヤスポル）

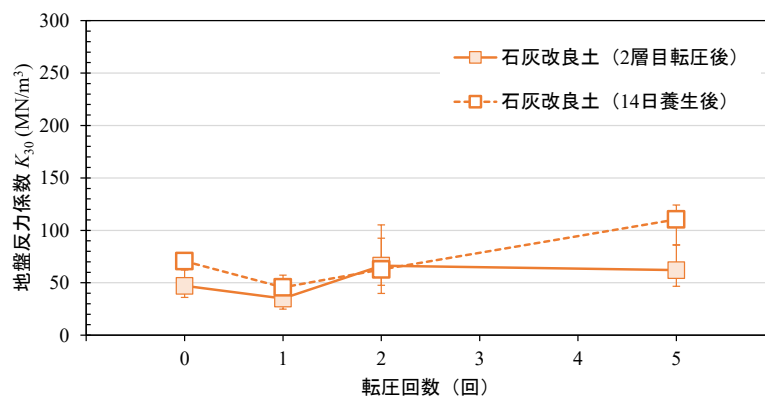
簡易支持力測定器（キヤスポル）から得られた衝撃値 I_a から換算した地盤反力係数 K_{30} 換算値と転圧回数との関係を図 8.3-17 に示す。簡易支持力測定器（キヤスポル）における地盤反力係数 K_{30} への換算には式 8.3-3⁷⁰⁾より引用、加筆が用いられる。

$$K_{30} = 37.58 + 8.554 I_a \quad \dots \quad (\text{式 8.3-3})$$

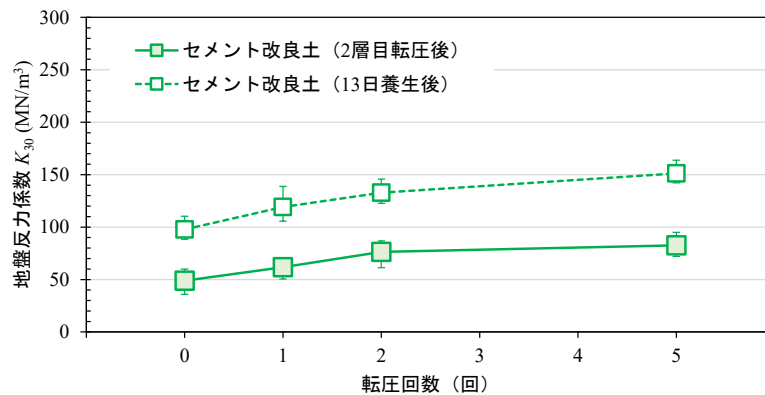
ここで、 K_{30} : 平板載荷試験から得られる K_{30} (MN/m³)

I_a : インパクト値

2 層目締固め直後の地盤反力係数について、石灰改良土では転圧回数 1 回までは地盤反力係数 K_{30} はほとんど変化せず、転圧回数が 2 回では地盤反力係数が若干増加した。一方、セメント改良土では転圧回数 2 回までは転圧回数の増加に伴い地盤反力係数も若干増加したが、転圧回数 5 回では地盤反力係数の増加が鈍化した。2 層目締固め後、約 2 週間養生した後の地盤反力係数について、締固め直後からの地盤反力係数の増加倍率は石灰改良土が概ね 1~2 であり、転圧回数 5 回の増加倍率が他より大きかった。セメント改良土の増加倍率は 2 程度であり、転圧回数による違いは認められなかった。



a) 石灰改良土



b) セメント改良土

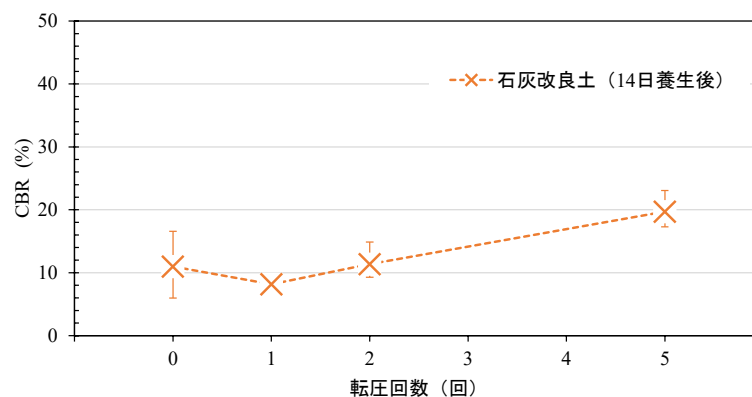
図 8.3-17 転圧回数と地盤反力係数 K_{30} の関係 (簡易支持力測定器)

(4) 現場 CBR

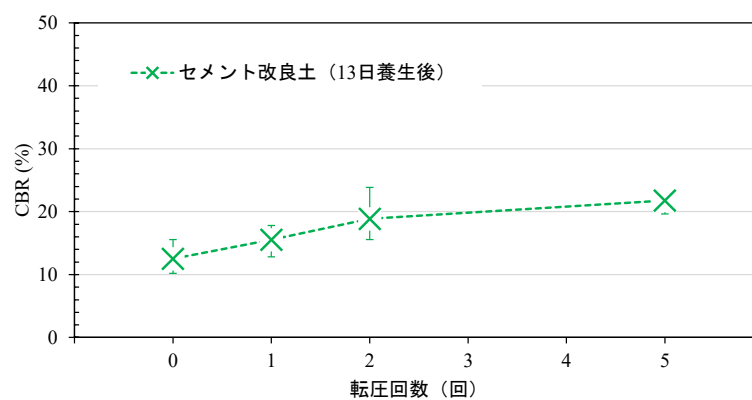
<a> 現場 CBR 試験

現場 CBR 試験結果と転圧回数を図 8.3-18 に示す。石灰改良土は 2 層目の転圧から 14 日後、セメント改良土は 13 日後にそれぞれ現場 CBR 試験を実施した結果である。

石灰改良土については、転圧 2 回及び 5 回で CBR が増加した。セメント改良土については、転圧 2 回まで CBR は転圧回数と共に増加したが、転圧 5 回では増加が鈍化した。



a) 石灰改良土



b) セメント改良土

図 8.3-18 転圧回数と CBR の関係 (現場 CBR 試験)

 簡易支持力測定器（キヤスポル）

転圧回数と簡易支持力測定器（キヤスポル）により得られた CBR（衝撃値 I_a からの換算値）の結果を図 8.2-19 に示す。簡易支持力測定器（キヤスポル）における地盤反力係数 K_{30} への換算には式 8.3-4⁷⁰⁾より引用、加筆が用いられる。石灰改良土は 2 層目転圧直後と転圧から 14 日養生後、セメント改良土は 2 層目転圧直後と転圧から 13 日養生後の結果である。

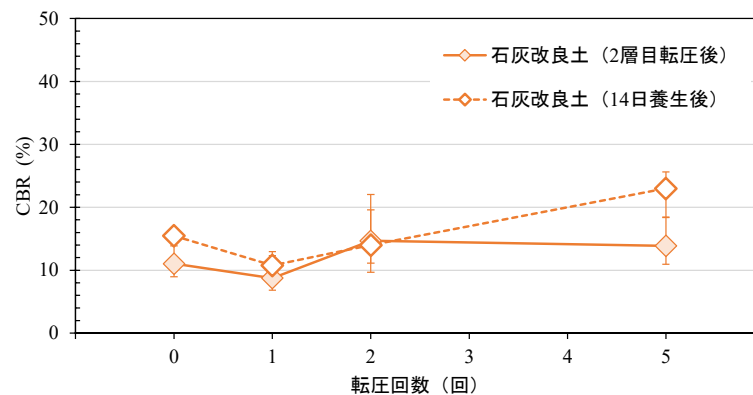
$$K_{30} = -4.945 + 1.615 I_a \quad \dots \quad (\text{式 8.3-4})$$

ここで、CBR : CBR 値 (%)

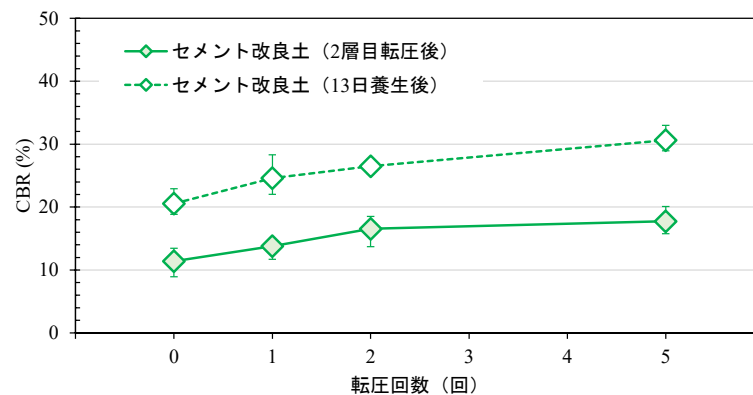
I_a : インパクト値

地盤反力係数と変換式の係数が異なるだけであるため、傾向は簡易支持力測定器による地盤反力係数と同様である。2 層目締固め直後の CBR について、石灰改良土では転圧回数 1 回まではほとんど変化せず、転圧回数が 2 回では地盤反力係数が若干増加した。一方のセメント改良土では、転圧回数 2 回までは転圧回数の増加に伴い地盤反力係数も若干増加したが、転圧回数 5 回では地盤反力係数の増加が鈍化した。

2 層目締固め後、約 2 週間養生した後の地盤反力係数について、締固め直後からの増加倍率は石灰改良土が概ね 1~2 であり、転圧回数 5 回の増加倍率が他より大きかった。セメント改良土の増加倍率は 1.7 程度であり、転圧回数による違いは認められなかった。



a) 石灰改良土



b) セメント改良土

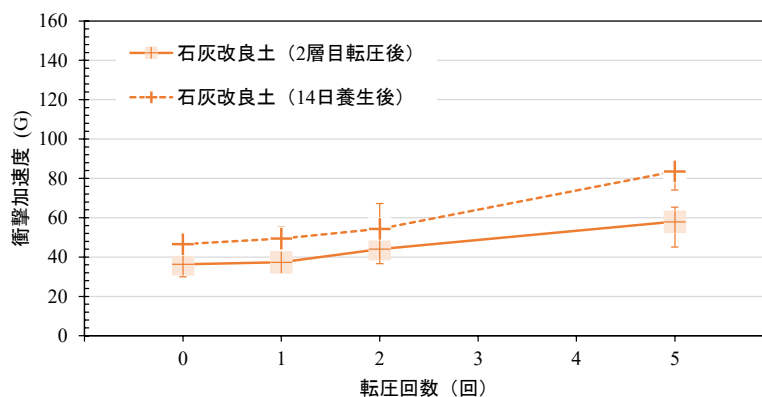
図 8.3-19 転圧回数と CBR の関係（現場 CBR 試験）

(5) 衝撃加速度

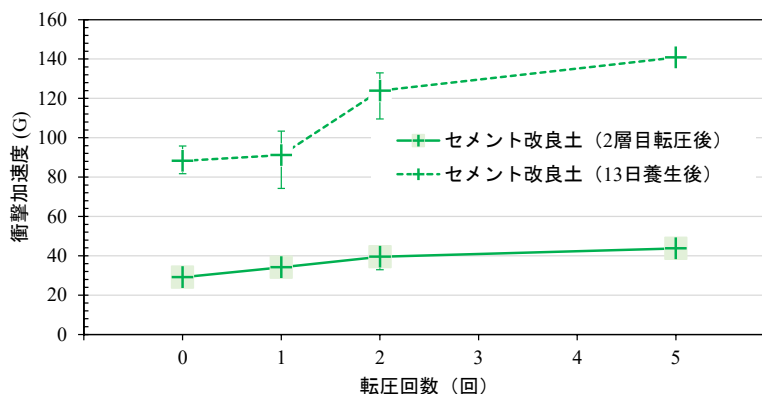
各改良土に対する転圧回数と衝撃加速度試験により得られた衝撃加速度 G の結果を図 8.3-20 に示す。計測結果は 2 層目転圧直後及び 14 日養生後（石灰改良土）又は 13 日養生後（セメント改良土）である。

石灰改良土では転圧回数の増加に伴い衝撃加速度も増加した。また、2 層目転圧直後から養生 14 日後の増加倍率は 1.3 程度であり、転圧回数による差異は認められなかった。

セメント改良土では転圧 2 回までは転圧回数の増加により衝撃加速度も増加したが、転圧 5 回では増加が鈍化した。また、2 層目転圧直後から養生 14 日後の増加倍率は 3 程度であり、転圧回数による差異は認められなかった。



a) 石灰改良土



b) セメント改良土

図 8.3-20 転圧回数と衝撃加速度の関係（衝撃加速度試験）

(6) 加速度応答値 (CCV 値、乱れ率)

図 8.3-21 に、石灰改良土の締固め実験時に CCV 及び α システムを用いて振動ローラの加速度応答を計測した結果を示す。振動ローラ走行時の各区分走行時の平均値とバラツキの範囲を併記した。CCV は転圧回数に対して漸増する傾向を示すが、乱れ率はほぼ一定で初期値から増加していない。この乱れ率の傾向は地表面沈下や乾燥密度に見られる過転圧的な現象と符合する。また、加速度応答値は CCV においては 2 ~ 4、乱れ率は 0.1 以下と小さい。この乱れ率の値は、加速度応答法の検出限界付近である。石灰による改良効果が十分に発揮される前であるため、転圧時の石灰改良土は高含水の粘性土と同様に、小さい剛性を示したと考えられる。ただし、その定性的な傾向、乱れ率に見られる一定 (≠増加) 傾向を用いて、剛性の顕著な増加が生じていないことや、転圧回数を増やしても過転圧に向かうであろうことを警告することは可能と考えられる。

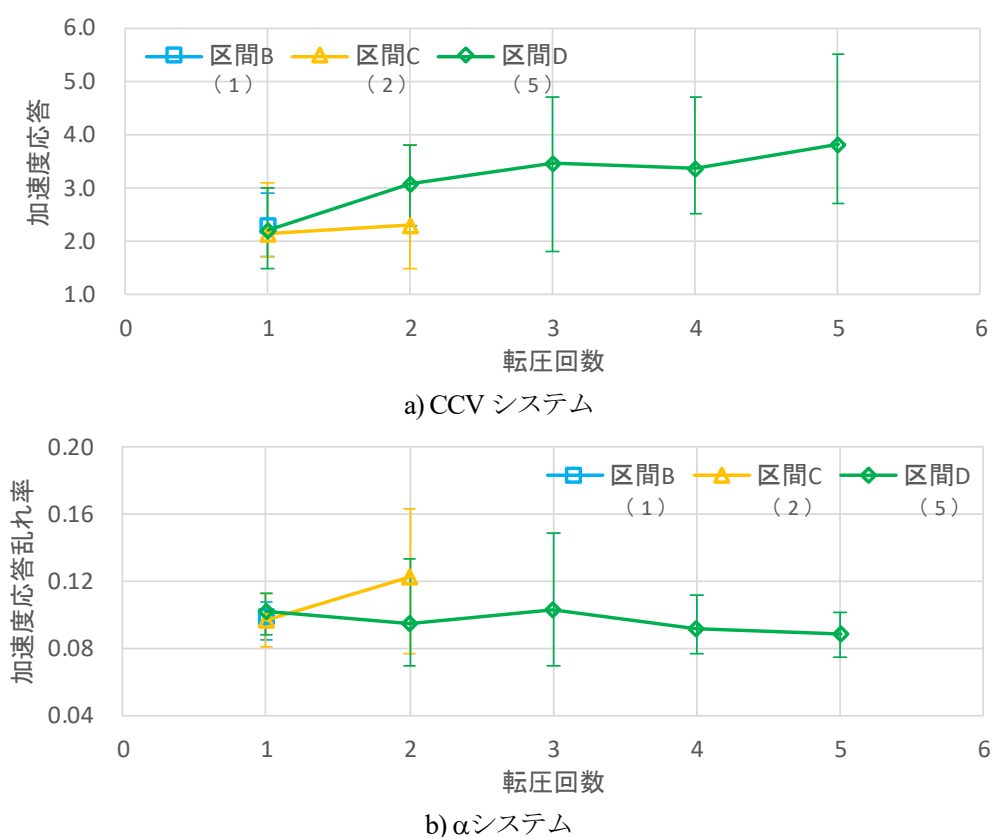


図 8.3-21 CCV システム、 α システムの計測値と転圧回数との関係 (石灰改良土 12%)

図 8.3-22 に、セメント改良土の締固め実験時に CCV 及び α システムを用いて振動ローラの加速度応答を計測した結果を示す。振動ローラ走行時の各区分走行時の平均値とバラツキの範囲を併記した。

石灰改良土で若干の漸増傾向を示した CCV は、セメント改良土ではほとんど横ばいで変化を示さない。乱れ率は後半に若干増加する傾向も見られるが、その加速応答値は CCV で 2 付近、乱れ率は 0.06~0.09 と、石灰改良土よりもさらに小さい。石灰改良土と比べると、締固め曲線や乾燥密度値、前述の K_{30} の値などから、セメント改良土の転圧直後の剛性は石灰改良土と同等か、それ以下（いずれも転圧直後は高含水比の粘性土に過ぎない）であり、このことが前述の加速度応答をもたらしたものと考えられる。石灰改良土と同様、およそ検出精度の限界に近い状態での議論であるが、その定性的な傾向、CCV 値に見られるような傾向を用いて、剛性の顕著な増加が生じていないことや、転圧回数を増やしても過転圧に向かうであろうことを警告することは可能と考えられる。

セメント改良土では材料の初期含水比が高い事もあり、転圧時の飽和度が 80% ~ 90% に及ぶ。このような状態で振動ローラの転圧を行うと、加速度応答値が転圧とともに増加せず、場合によっては低下することもある。図 8.3-23 は、3 種類の材料×3 種類の含水比の組み合わせで、今回と同じ振動ローラ転圧時の乱れ率を計測した藤山ら⁷³⁾の結果である。含水比が高い場合、転圧と共に乱れ率が頭打ち、もしくは低下するデータが出現しているが、頭打ちや低下開始時の飽和度は、材料に関わらず、図中に矢印で示した $S_r=80\%$ 程度となる。このことから、セメント改良土では転圧後半に同様な現象が生じていたことが示唆される。

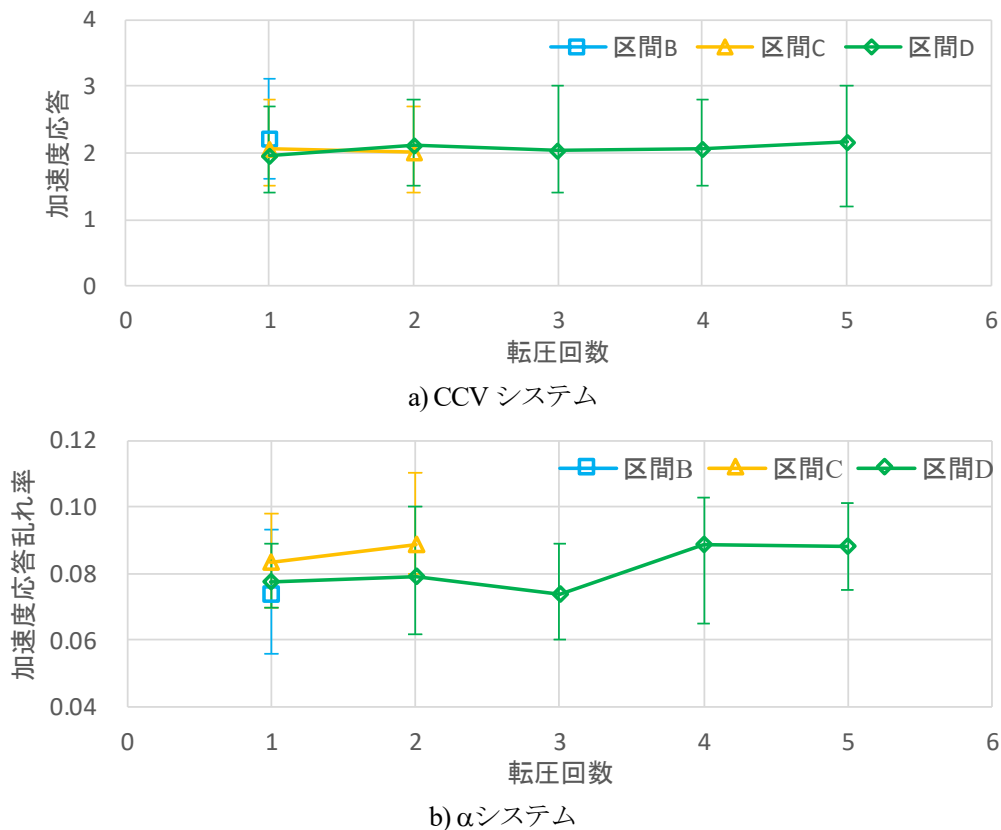


図 8.3-22 CCV システム、 α システムの計測値と転圧回数との関係 (セメント改良土 13%)

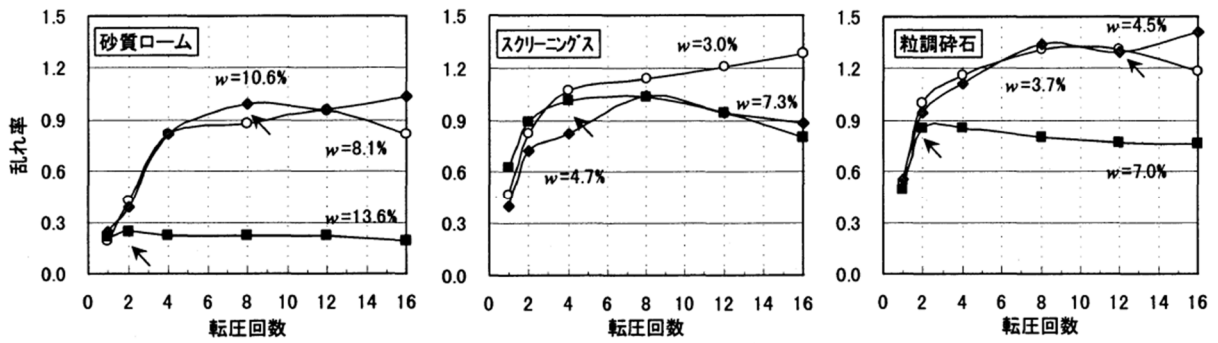


図-5 乱れ率～転圧回数関係 (層厚 30cm のケース)

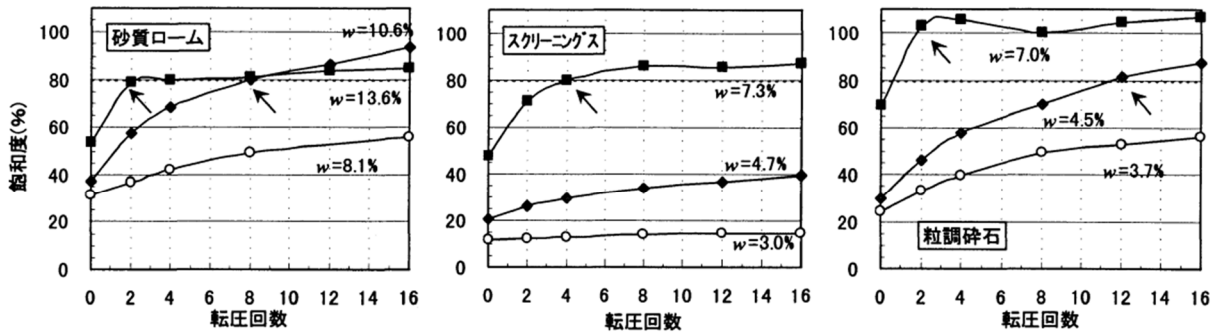


図-8 表面型 RI による飽和度～転圧回数関係 (層厚 30cm のケース)

図 8.3-23 乱れ率が頭打ち・低下する飽和度 ⁷³⁾より引用

8.3.3 各種動的荷重試験及び現場 CBR 試験結果の比較

(1) 各種動的荷重試験による地盤反力係数の比較

本実験では、小型 FWD、動的平板荷重試験及び簡易支持力測定器 (キャスポル) により地盤反力係数 K_{30} を換算値としてそれぞれ求めた。それぞれの換算値の関係を図 8.3-24 に動的平板荷重試験による換算値に対する関係として示した。図中、動的平板荷重による K_{30} : その他動的荷重試験による K_{30} の比として、1 : 1、1 : 2、1 : 3 の各ラインを示した。小型 FWD による地盤反力係数は前述のとおり式 8.3-1⁶³⁾より引用、加筆 (再掲) の $\gamma=1$ (火山灰質粘性土) として小型 FWD の K_{PFWD} 値から換算した値である。

$$K_{PFWD} = \gamma \cdot K_{30} \quad \dots \quad (\text{式 8.3-1、再掲})$$

ここで、 K_{PFWD} : 小型 FWD 試験から得られる荷重板直径 30cm 相当に補正した K 値

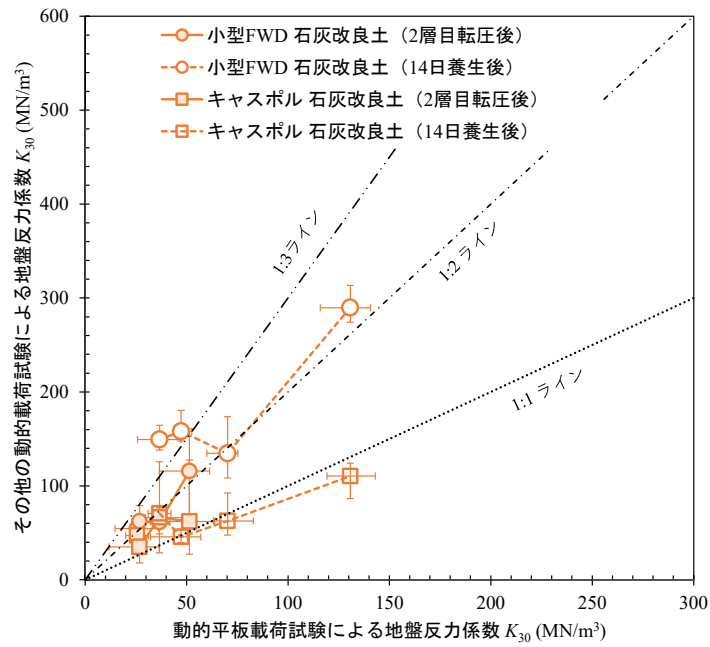
K_{30} : 平板荷重試験から得られる K_{30}

礫系 : $\gamma=2$ 、砂系 : $\gamma=1.5$ 、火山灰質粘性土 : $\gamma=1$

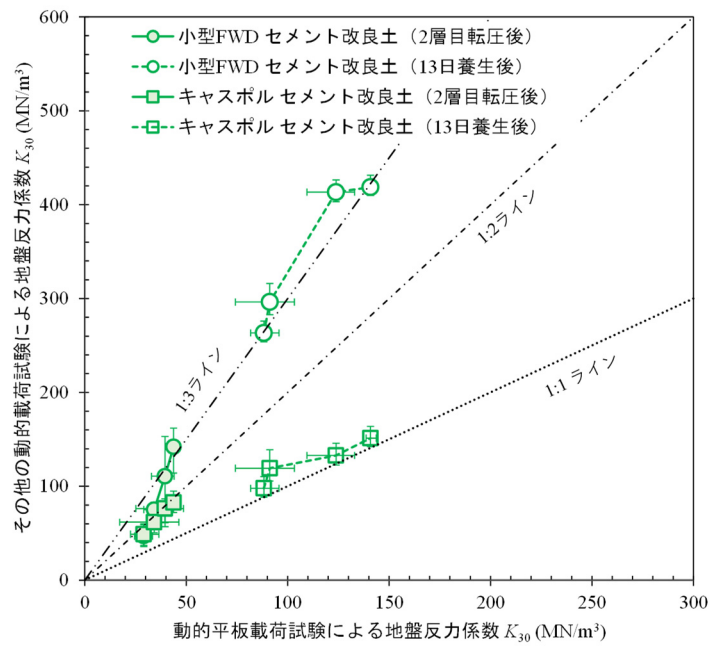
小型 FWD の結果より換算した地盤反力係数 (図 8.3-15) は動的平板荷重試験から換算した地盤反力係数 (図 8.3-16) の 2 ~ 3 倍の換算値となった。このように両者の乖離が大きくなった要因の 1 つとして、小型 FWD の換算式として一律、式 8.3-1 において $\gamma=1$ (火山灰質粘性土) を用いたことが考えられる。小型 FWD により得られた K_{PFWD} と平板荷重試験による K_{30} の関係は既往の研究⁷¹⁾ (図 8.3-25) が示す通り、土質 (対象土の剛性) によって異なる。図中には、式 8.3-1 に示す関係を $\gamma=1 \sim 4$

まで変えて赤線で示した。動的平板載荷試験及び簡易支持力測定器（キャスポル）の結果からは13日養生後のセメント改良土では地盤反力係数 $K_{30} > 100 \text{ MN/m}^3$ となることが示唆される。この範囲の地盤反力係数は図 8.3-26 中では礫質土の結果に相当し、この場合、式 8.3-1 の γ は $\gamma=2$ （礫系）となる。これは、図 8.3-24 において、小型 FWD による地盤反力係数と動的平板載荷試験による地盤反力係数の関係が概ね 2:1 のライン近傍に分布することとも整合する。以上より、改良材の添加率や養生期間によって剛性が変化する改良土については、対象とする時点での平板載荷試験による地盤反力係数と小型 FWD 試験による K_{PFWD} とのキャリブレーションが重要であると言える。

簡易支持力測定器（キャスポル）から得られた地盤反力係数（図 8.3-17）と動的平板載荷試験から得られた地盤反力係数（図 8.3-16）の関係については、地盤反力係数が比較的小さい2層目転圧直後では簡易支持力測定器（キャスポル）による地盤反力係数が動的平板載荷試験の地盤反力係数に対して1～2倍の結果となった。一方、地盤反力係数が大きい13日又は14日養生後では、両者の地盤反力係数は良い整合を示した。

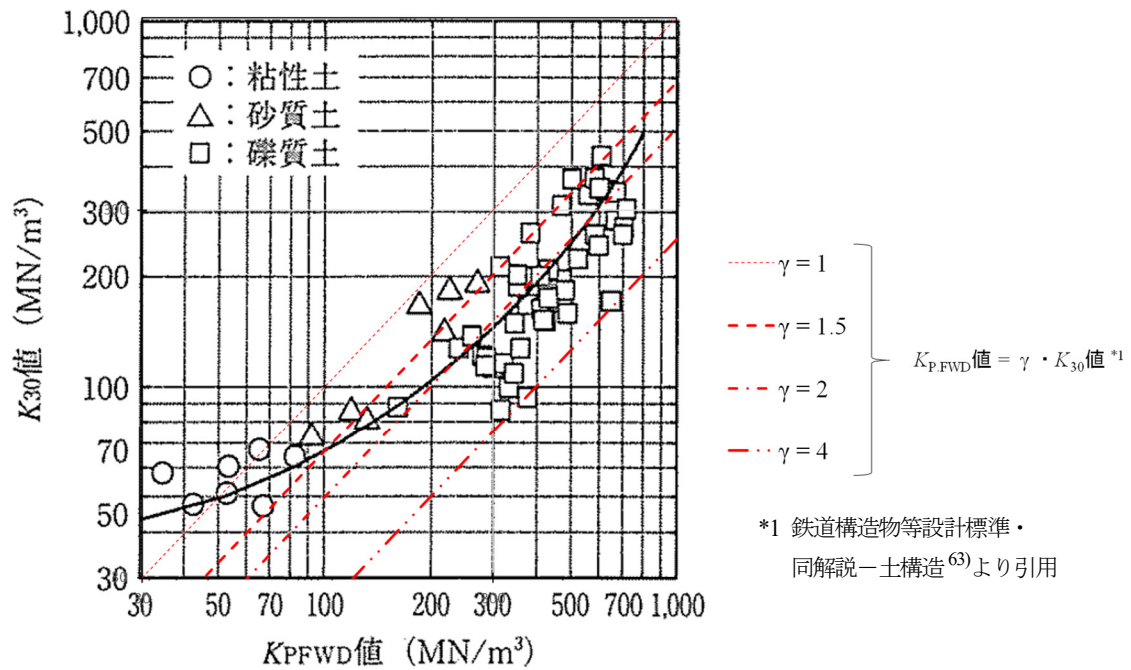


a) 石灰改良土



b) セメント改良土

図 8.3-24 動的平板载荷試験による地盤反力係数と小型 FWD 及び簡易支持力測定器 (キャスポル) による地盤反力係数の関係

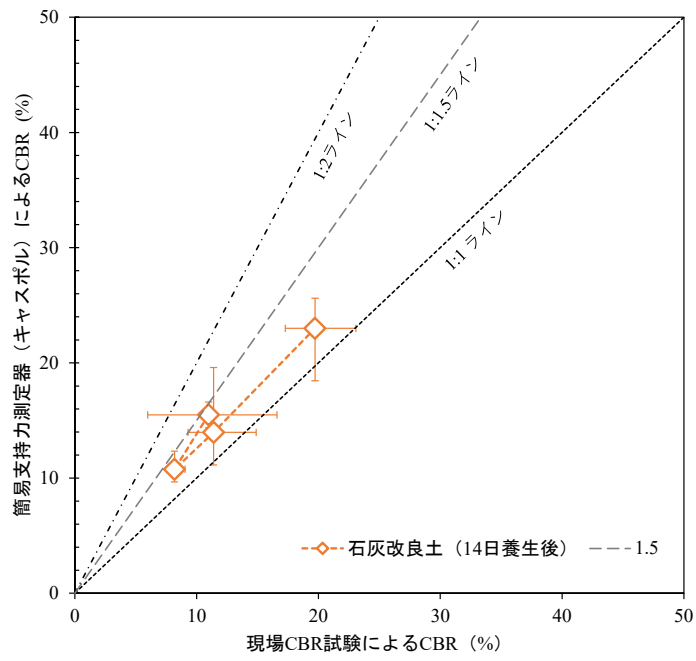


FWDを用いた鉄道盛土の施工管理⁷¹⁾より引用したグラフに加筆

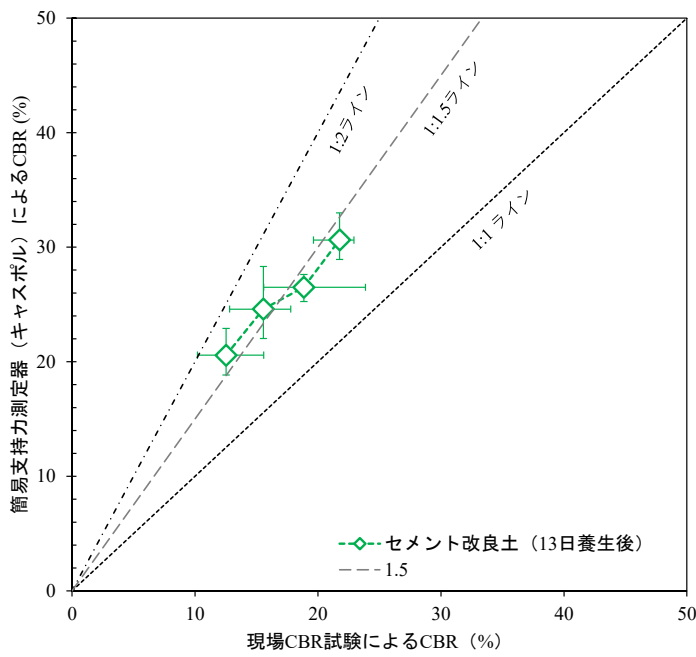
図 8.3-25 小型 FWD による地盤反力係数 K_{PFWD} と平板載荷試験による地盤反力係数の関係

(2) 現場 CBR 試験と簡易支持力測定器 (キヤスポル) の CBR 値の比較

2層目転圧直後、14日(石灰改良土)又は13日(セメント改良土)養生後に実施した現場 CBR 試験結果と、同時期に実施した簡易支持力測定器 (キヤスポル) による CBR 値の関係を図 8.3-26 に示す。本実験では、いずれの改良土においても簡易支持力測定器 (キヤスポル) から換算した CBR 値の方が現場 CBR 試験から得られた CBR 値よりも大きくなった。石灰改良土では、簡易支持力測定器 (キヤスポル) による CBR 値は現場 CBR 試験による CBR 値の 1 ~ 1.5 倍程度であった。一方、セメント改良土については、簡易支持力測定器 (キヤスポル) による CBR 値は現場 CBR 試験による CBR 値の概ね 1.5 倍となった。



a) 石灰改良土



b) セメント改良土

図 8.3-26 現場 CBR 試験による CBR 値と簡易支持力測定器 (キヤスポル) による CBR 換算値の関係

8.3.4 振動ローラによる締固め効果について

石灰改良土及びセメント改良土の締固め実験結果について、類似の実験事例（中村ら^{74), 75)}と比較検討を行う。本実験と中村ら^{74), 75)}の実験の相違点は以下の通りである。

【類似点】：仮置土は粘性土に類似する。

(ただし、粒度や含水比が異なるため定性的評価となる)

中村ら^{74), 75)}は4t、10t級の2種類の振動ローラを使用しており、10t級ローラは今回と同一である。

中村ら^{74), 75)}のRI、小型FWD、加速度応答法の計測手法と装置は今回と同一である。

【相違点】：中村ら^{74), 75)}は30cm×3層の盛土を造成し、3層目で物性を評価している。

中村ら^{74), 75)}が使用した4tローラはコンバインドでなくシングルドラムである。

中村ら^{74), 75)}は粘性土を自然含水比と高含水比の2種類の含水比で準備している。

中村ら^{74), 75)}の転圧試験結果を総括すると、次のようになる。

- ① 室内締固め特性と実機の現場転圧特性には良好な対応があり、施工含水比の影響が大きい。
- ② 4tと10tの機械の違いは転圧時の地表面沈下には現れるが締固め密度はむしろ施工含水比の影響を強く受け、重機の違いの影響は少ない。
- ③ 4t、10t共に転圧が収斂する8～10回後には室内締固め試験B法（締固めエネルギー $1E_c$ 相当）まで密度が増加した。

今回の石灰・セメント改良土の結果は、中村ら^{74), 75)}の粘性土、10tローラの結果と比較すべきである。なお中村ら^{74), 75)}の粘性土は母材含水比が70%程度と今回（仮置土の自然含水比は $w_n=46\%$ ）よりもかなり高い。事前に施工性試験を行った結果、そのままでは10tローラの施工性（トラフィカビリティ）が確保できなかったため、50～100kg/m³の生石灰を事前に混合し、改質して用いている。よって、今回の石灰改良土のケースに近い。中村ら^{74), 75)}の結果を見ると、4t、10tのいずれも室内締固め試験B法（締固めエネルギー $1E_c$ 相当）の最大乾燥密度付近までの密度増加が得られており（図8.3-27、赤枠）、今回の締固め実験において得られた締固め度 $D_c=90\sim95\%$ とやや整合しない。施工含水比はむしろ中村ら^{74), 75)}の粘性土より低く、通念的には締固め度 D_c が出やすいと思われがちである。一方、良くある話であるが、細粒な土ほど室内締固めの最大乾燥密度が小さく、よって現場では締固め度 D_c が出やすいというパラドックスもあることから、締固め度 D_c のみの議論には限界がある。そこで、中村ら^{74), 75)}の実験で得られた小型FWDの地盤剛性との比較を試みる。

今回の実験で得られた地盤反力係数 K_{30} は、石灰・セメント改良土の場合、転圧直後には50MN/m³～100MN/m³程度の値を示している（図8.3-15）。中村らの図はこれを変形係数 E に置き換えており、ブシネスク解でポアソン比1/3、 $r=0.15\text{m}$ とすると、変形係数 E は K_{30} の1/4程度となる。すなわち今回の結果は変形係数で15～25MN/m²程度に相当する。この値は中村らの粘性土の転圧試験結果（図8.3-28、赤枠）に近く、養生前の「含水比の高い粘性土」である石灰、セメント改良土の転圧直後の剛性は、中村らの10t級振動ローラの結果とほぼ整合する結果を与えている。

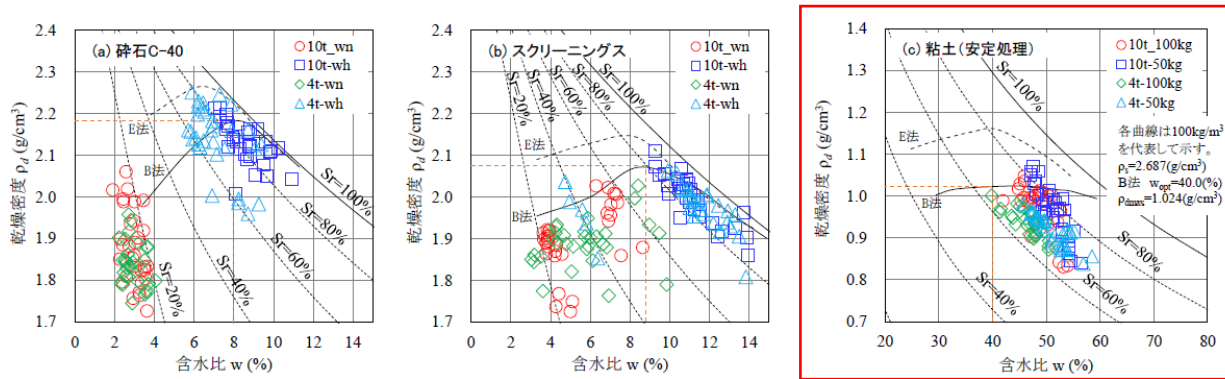


図-4 含水比と乾燥密度 (各ヤード別)

図 8.3-27 含水比と乾燥密度の関係 74)より引用・加筆

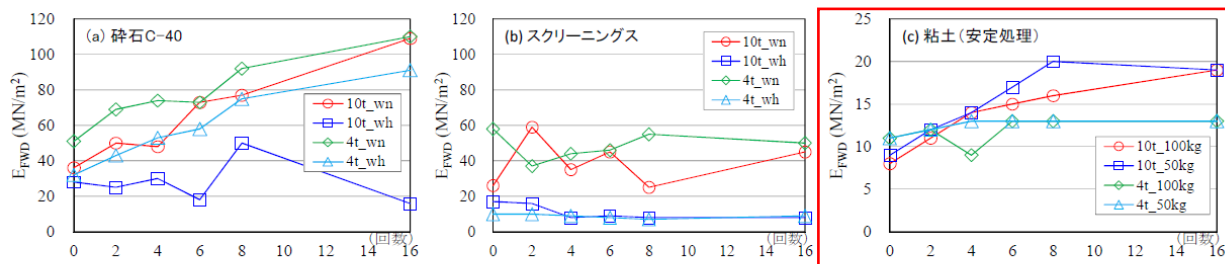


図-2 小型 FWD の変形係数と転圧回数 (3 層目)

図 8.3-28 小型 FWD による変形係数と転圧回数の関係 75)より引用・加筆

最後に、「土の締固め（地盤工学会）」⁷⁶⁾に記載された各土質に適する転圧機械の一覧表を表 8.3-13 に示す。赤で囲った範囲が今回の仮置土に近く、◎が付いているのは静的・動的なタンピングローラとブルドーザである。静的・動的なタンピングローラはロックフィルダムのコア材の転圧用であるため除外すれば、大型のブルドーザが◎で、今回用いた平滑振動ローラは○（最も有効ではないが使用できる）とされている。静的荷重で履帯面積の大きなブルドーザは深部まで締固め荷重が伝わる可能性があり、撒き出し厚に注意すれば、今回のような高含水比改良材に対して有効な転圧機械として機能する可能性がある。

表 8.3-13 土質材料に応じた締固め機械 ^{76)より引用・加筆}

表-4.8.1 層別材料に応じた締固め機械 ³⁾

盛土の構成部分	締固め機械	振動ローラ (振動輪の形状と配列)					マカダムローラ	タイヤローラ	自走式タンピングローラ	プレートコンパクタ	ランマ	ブルドーザ		備考	
		シングル		タンDEM								マカダムローラ	普通型		湿地型
		平滑輪	突起付・タンピング	平滑輪	タイヤ	コンパインド									
アスファルト混合物		△		◎	◎	◎	◎	◎	○	△					
路盤	粒土分布のよい粒調材料など	◎	△	◎	◎	◎	◎	◎	△	◎	◎				
	単粒度の砂及び粒度の悪い礫まじり砂、切込み砂利等	◎	△	◎	○	◎	◎	○	△	◎	○				
	RCCP, RCD(超硬練りコンクリート)	○		◎	○	○	△	○		○	○				
盛土・路体・路床	岩塊などで掘削締固めによっても容易に細粒化しない硬岩	◎	△	△	△	△	△	△	△	△	△				
	風化した岩、土丹等で部分的に細粒化してよく締まる軟岩等	◎	○	△	△	△	△	△	○	△	○				
	単粒度の砂、細粒度の欠けた切り込み砂利、砂丘の砂、礫まじり砂など	◎	○	△	○	△	△	△	○	◎	◎				
	細粒分を適度に含んだ粒度のよい締固め容易な砂質土、礫まじり砂質土、マサ、山砂など	◎	○	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	○				
	細粒分は多いが鋭敏性の低い土、低含水比の粘性土(関東ローム)、くだけ易い礫まじり粘性土(土丹など)	○	◎	△	○	△	△	△	○	◎	△	△	◎	着土の除去装置と早期抹土が作業性の維持に重要	
含水比調節が困難でトラフィカビリティが容易に得られない土(水分を過剰に含んだ砂質土)、シルト質の土												●			
関東ローム等、高含水比で鋭敏性の高い粘土												●	●		

◎：有効なもの、○：使用できるもの、●：トラフィカビリティの関係で他の機械が使用できないのでやむを得ず使用するもの、△：施工現場の規模の関係で、他の機械が使用できない場所でのみ使用するもの、空欄は適用が困難か不可。

8.3.5 まとめ

振動ローラを用いた改良土路床の締固め実験により得られた知見を以下に列挙する。

- ① 石灰及びセメント改良土を 11 t 級振動ローラにより転圧した。転圧回数の増加に伴い特に転圧初期に密度や剛性が増加し、空気間隙率が減少するという、粘性土に一般的な傾向を得ることができた。
- ② 転圧時の改良土は高含水状態の粘性土であるため、振動ローラによる転圧では締固め度 D_c は 90 ~ 95%程度の値に収斂し、空気間隙率 v_a は 5 ~ 15%程度にまで減少する結果を得た。
転圧直後の地盤剛性に関しては、既往の類似事例⁷⁵⁾と同等な値を記録した。
- ③ 改良土転圧時に 11 t 級振動ローラの加速度応答を計測した。高含水比、高飽和度状態の軟弱土を振動ローラで転圧しているため、加速度応答の値は粗粒材や砂質土に比べてかなり小さく、検出精度の低い中での計測となった。飽和度の低い粗粒材のように転圧に伴い加速度応答が顕著に増加する傾向を得ることはなく、これは既往の粘性土の類似実験結果と整合的であった。転圧に伴い加速度応答が頭打ち、もしくは低下する現象も見いだされ、過転圧を警告する目的で加速度応答法を用いることも可能と考えられる。

8.4 セメント改良土の攪拌混合精度の検証実験【セメント協会】

原位置でセメント又は石灰による安定処理を行った改良土の支持力や安定性は、原土と改良材の混合攪拌精度の影響を強く受ける。一般に、室内配合試験ではミキサや手練りによる丁寧かつ十分な攪拌混合が可能であるが、現場においては施工機械の混合機構や攪拌時間の多少によって、攪拌混合の精度は変化するものと考えられる。室内配合試験における混合の一例を図 8.4-1 に、機械攪拌混合の一例を図 8.4-2 に示す。

そこで、現場での安定処理を模擬した 8.2 節の締固め実験において、混合装置付バケットを用いて、攪拌混合精度が改良土の強度特性に及ぼす影響について二つの基礎的な検証実験を行った。ひとつは、添加率の異なる改良土を機械攪拌し、混合途中と混合終了時に採取した試料で、改良土の強さのバラツキを確認した（検討1）。もうひとつは、機械攪拌の途中と終了時に混合精度の異なる箇所から試料を採取し、フェノールフタレイン溶液による発色状況やカルシウム含有量から混合のバラツキ程度の評価を行い、その結果と強さとの関係を確認した（検討2）。



図 8.4-1 室内配合試験における混合の様子

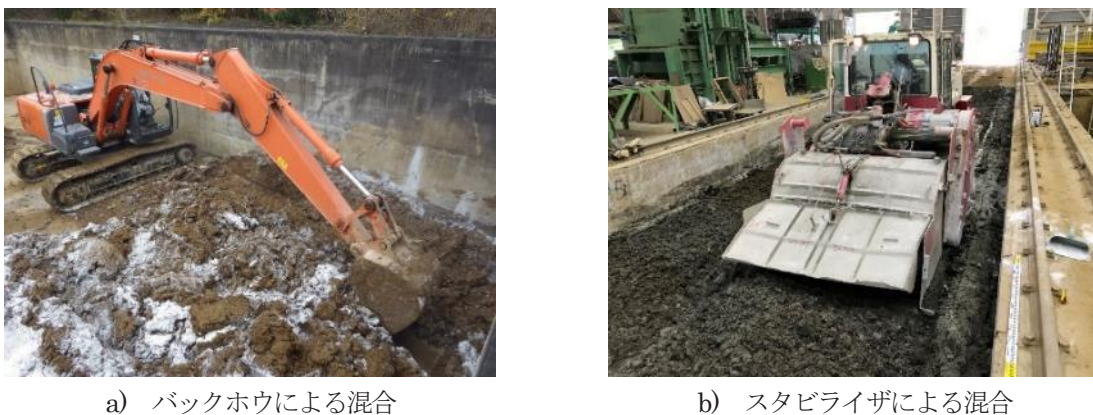


図 8.4-2 施工機械による機械攪拌混合の様子

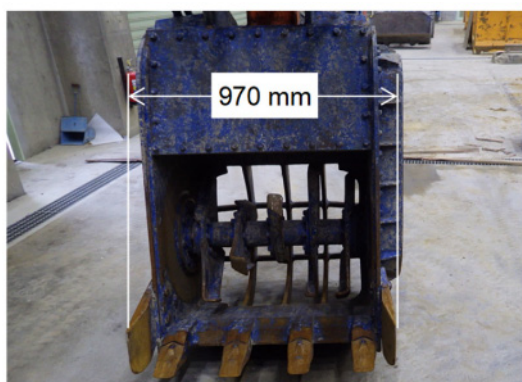
8.4.1 締固め実験における改良土の強さのバラツキの検証（検討1）

(1) 試験概要

セメント系固化材の添加は粉体状であり、母材の仮置土に対し添加率は4%、8%及び11%の3水準とし、混合装置付バケット（BM04、埼玉八栄工業株式会社）（容量0.4m³）を備えた油圧ショベルで機械攪拌混合を行った（図 8.4-3）。混合途中と混合終了後にセメント改良土の山から無作為に選定した9か所にて試料を採取した。混合途中の目安は、添加率4%と8%においては全試料が概ね混合装置付バケットを1回通過した後とし、添加率11%においては混合時間の約半分程度である15分後とした。なお、混合の土量は、添加率4%と8%では約1.6tであり、添加率11%では約8tである。

採取した試料から、JCAS-L01「セメント系固化材による改良体の強さ試験方法」に準拠して円柱供試体（直径50mm×高さ100mm）を作製した。本方法では、採取した試料を9.5mmふるいに通過させ、通過試料を1.5kgランマで3層各12回突固めを行い、円柱供試体を作製した。試験材齢は7日と28日とし、材齢まで封緘養生を行った。

試験は、土の一軸圧縮試験をJIS A1216:2009に準拠し、針貫入試験をJGS 3431-2012に準拠してそれぞれ行った。針貫入試験は一軸圧縮試験と同一の供試体を用い、突固めを行った3層の中央部の3か所で実施した。測定数は、一軸圧縮試験が9体、針貫入試験が27点である。



a) 攪拌に使用した混合装置付バケット
(BM04)



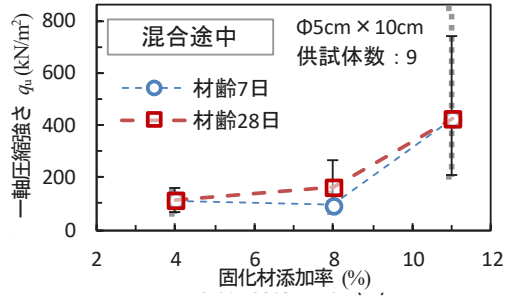
b) セメント改良土における混合状況

図 8.4-3 機械攪拌による混合状況

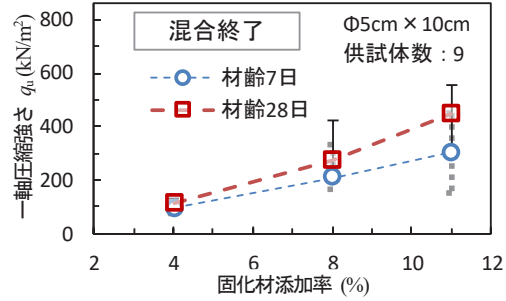
(2) 試験結果

一軸圧縮強さの試験結果を図 8.4-4 に示す。図には、混合途中（図中 a））及び混合終了後（図中 b））のセメント改良土の山から作製した供試体について、一軸圧縮強さの最大値、最小値及び平均値を併記している。混合途中の供試体では強さのバラツキが大きいですが、攪拌混合を十分に行うことでバラツキが小さくなった。また、改良材添加率と強さとの関係性や、セメントの水和反応に伴う材齢7日から28日にかけての強さの伸びは、混合途中よりも混合終了後の方が明確に認められた。

強さのバラツキの変化を示すために、一軸圧縮強さの度数分布を図 8.4-5～図 8.4-7 に示す。混合途中の強さの分布と比較して、攪拌混合を十分に行うことで強度分布の範囲が狭くバラツキが小さくなることが、添加率4%（図 8.4-5）と11%（図 8.4-7）において認められた。添加率8%においては、攪拌混合によってバラツキの範囲がやや広がるものの、強さの分布は攪拌混合を終了することで高い分布となった。

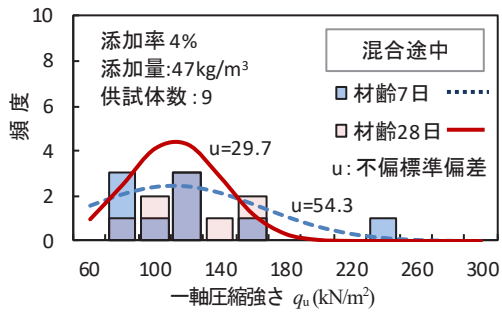


a) 攪拌混合の途中

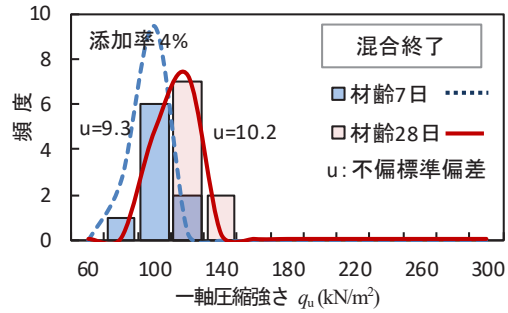


b) 攪拌混合を終了後

図 8.4.4 セメント系固化材の添加率と一軸圧縮強さとの関係

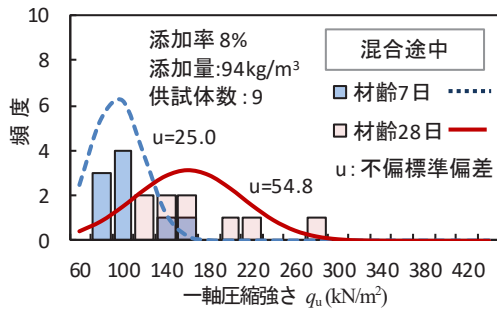


a) 攪拌混合の途中

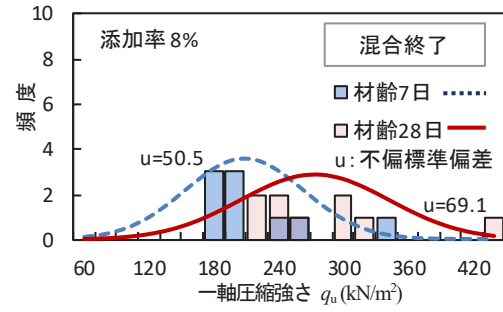


b) 攪拌混合を終了後

図 8.4.5 攪拌混合にともなう一軸圧縮強さの度数分布の変化 (添加率 4%)

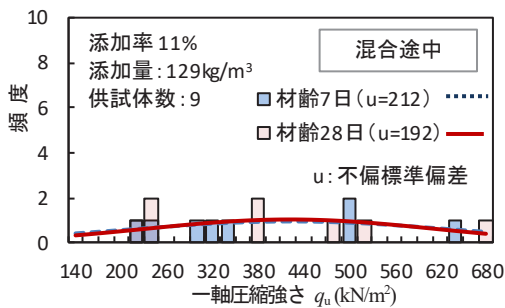


a) 攪拌混合の途中

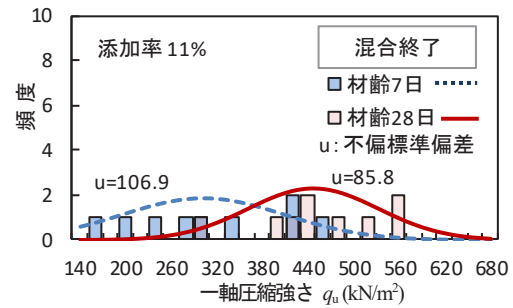


b) 攪拌混合を終了後

図 8.4.6 攪拌混合にともなう一軸圧縮強さの度数分布の変化 (添加率 8%)



a) 攪拌混合の途中



b) 攪拌混合を終了後

図 8.4.7 攪拌混合にともなう一軸圧縮強さの度数分布の変化 (添加率 11%)

針貫入試験（材齢 28 日）を実施し、一軸圧縮試験よりも狭い領域の強度を多点で評価した結果を、度数分布の変化として図 8.4-8～図 8.4-10 に示す。混合途中と比較して混合を十分に行うことで強度分布の範囲が狭くなるか、又は高い強度分布となり、一軸圧縮強さと同様の結果を示した。一軸圧縮試験では円柱供試体の全体的な強度を評価しているのに対して、針貫入試験では針（ $\phi 0.84\text{mm}$ ）を貫入させた領域の局所的な強度を評価している。そのため、針貫入試験ではより微小な領域での混合状況を評価していることとなり、強度分布の範囲は一軸圧縮強さよりも大きい結果となった。

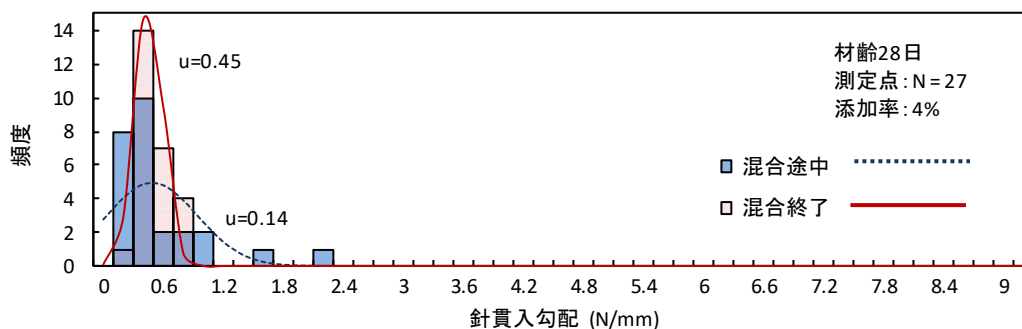


図 8.4-8 攪拌混合にともなう針貫入勾配の度数分布の変化（添加率 4% / 材齢 28 日）

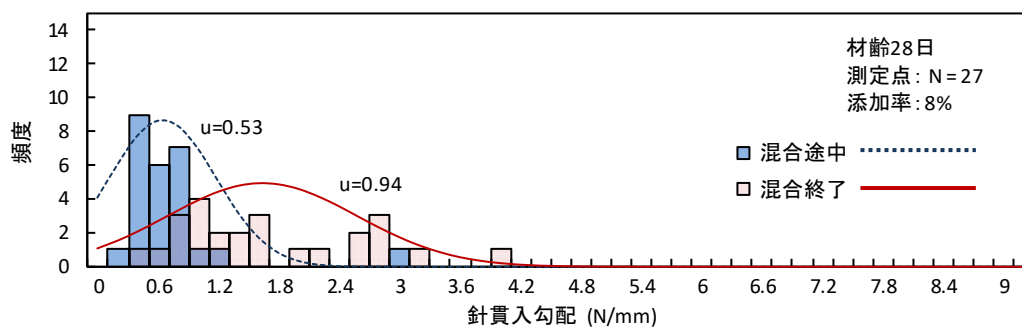


図 8.4-9 攪拌混合にともなう針貫入勾配の度数分布の変化（添加率 8% / 材齢 28 日）

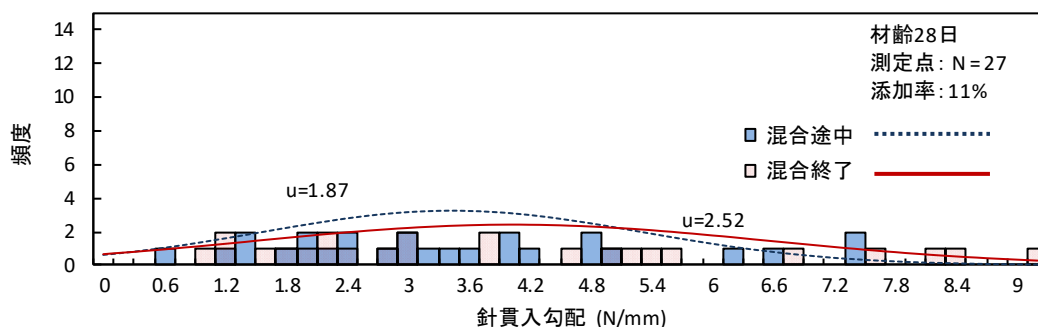
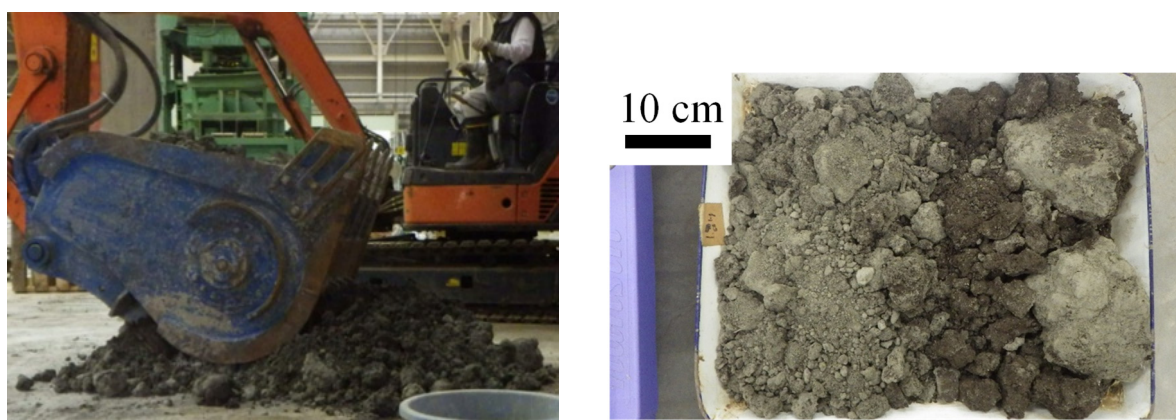


図 8.4-10 攪拌混合にともなう針貫入勾配の度数分布の変化（添加率 11% / 材齢 28 日）

8.4.2 セメント改良土の混合精度が強度発現性へ与える影響の検証（検討2）

(1) 試験概要

セメント系固化材の添加率は15.5%の1水準とし、混合装置付バケツ（容量0.4 m³）を用いて攪拌混合を行った（図 8.4-11）。混合は、バケツと同量（0.4 m³）の仮置土に所定のセメント系固化材を粉体状でまき出し、それらをバケツに投入し攪拌翼を回転させて行った。30 秒間攪拌混合した段階では、図 8.4-11 b) に示すようにセメントが混ざっていない大きな土塊も残っている状態である。この状態において、目視で判断して混合状況の異なる3箇所から試料を採取した（図 8.4-12）。ひとつは、改良材が少なく数十 cm の土塊が残存している箇所（試料 1-1）、次に、セメントが集中している箇所（試料 1-2）、最後は、比較的良好に攪拌され細粒化されている箇所（試料 1-3）とした。さらに、30 秒間の攪拌混合を行い、全体的に概ね均一に混合されたことを確認したうえで試料（試料 2）を得た。なお、室内配合試験では、ソイルミキサ（ホバートミキサ。以下、ソイルミキサという）で5分間混合した後に試料（室内試料）を採取している。



a) 攪拌混合の状況

b) 採取した試料の状況

図 8.4-11 機械攪拌混合の状況

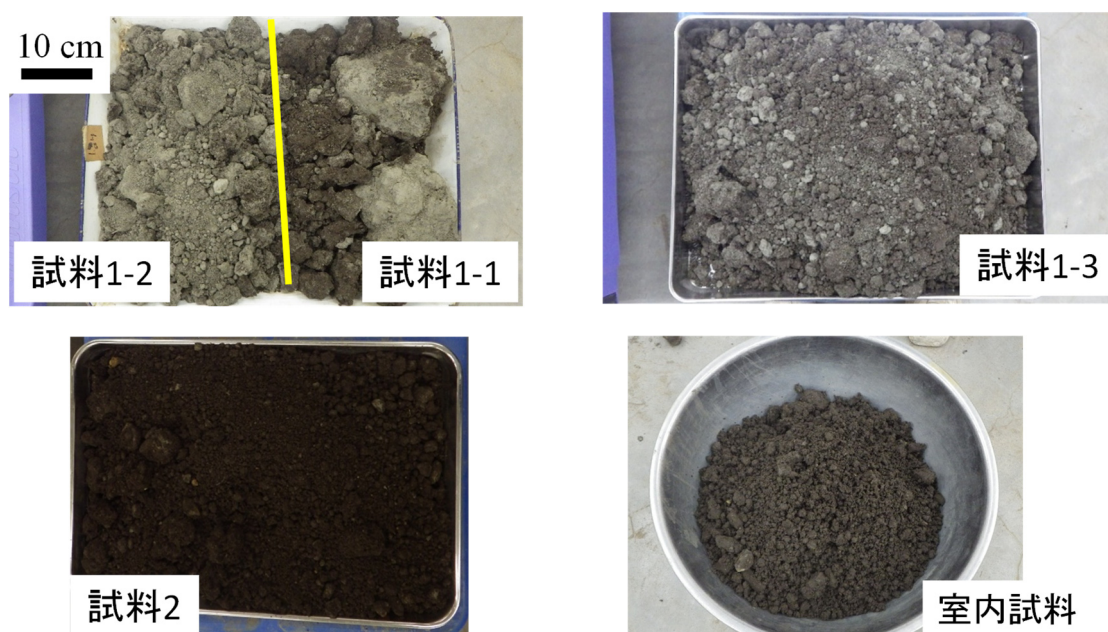


図 8.4-12 採取した試料の状況

供試体は、円柱型枠（直径 50 mm×高さ 100 mm）に投入する試料の湿潤質量を統一し、3 層に分けてプランジャーで静的に試料を押し込んで作製した。なお、試料に含まれる大きな土塊は手で細粒化し、9.5 mm 以上の礫分は除去した。

各試料の供試体のうち、一つは作製直後に縦割りにし、その断面にフェノールフタレイン溶液を噴霧し、発色状況を画像解析により評価した。他の供試体はおよそ 20°C の恒温状態で養生を行い、材齢 7 日に一軸圧縮試験に供した。一軸圧縮試験後の供試体は、含水比、乾燥密度及びカルシウム含有量の測定を行った。カルシウム含有量は、蛍光 X 線分析により計測した。フェノールフタレイン溶液による発色状況とカルシウム含有量から混合のバラツキ程度の評価を行い、その結果と強さとの関係を検証した。

(2) 試験結果

<a> 一軸圧縮強さ

採取試料ごとに整理した一軸圧縮強さの、最小値、最大値及び平均値を図 8.4-13 に示す。図中 a) は 30 秒間攪拌混合をした結果であり、土塊が残存している試料 1-1 及びセメントが集中している試料 1-2 では、比較的良く混合されていた試料 1-3 よりも強さが低かった。攪拌混合精度を目視によって判断したが、実測の一軸圧縮強さの結果と対応していた。これらの結果を、攪拌翼を通過した回数が 1 回であることから「試料 1」としてまとめて評価すると、図中 b) に示すように他の試料と比較してバラツキが大きいことが分かる。攪拌混合を 1 分行った試料では、試料 1 よりもバラツキが低減され、一軸圧縮強さの平均値は高くなった。さらに、室内配合試験においてソイルミキサを用いて 5 分間混合した試料は、強さが最も高い結果となった。攪拌混合精度が高くなることで、強さのバラツキが低減され、強さも高くなることが確認された。なお、各供試体の成型状況と破壊状況を示すために、圧縮試験前後の供試体の状況を図 8.4-14 ~ 図 8.4-18 に示す。

試料 1 及び試料 2 の最小・最大値と室内試料の平均値から、(現場/室内) 強さ比の範囲を算出した。(現場/室内) 強さ比は、試料 1 で 0.3~0.9、試料 2 では 0.5~0.8 の範囲であった。各試料の平均で算出すると、試料 1 で 0.7、試料 2 では 0.9 であった。

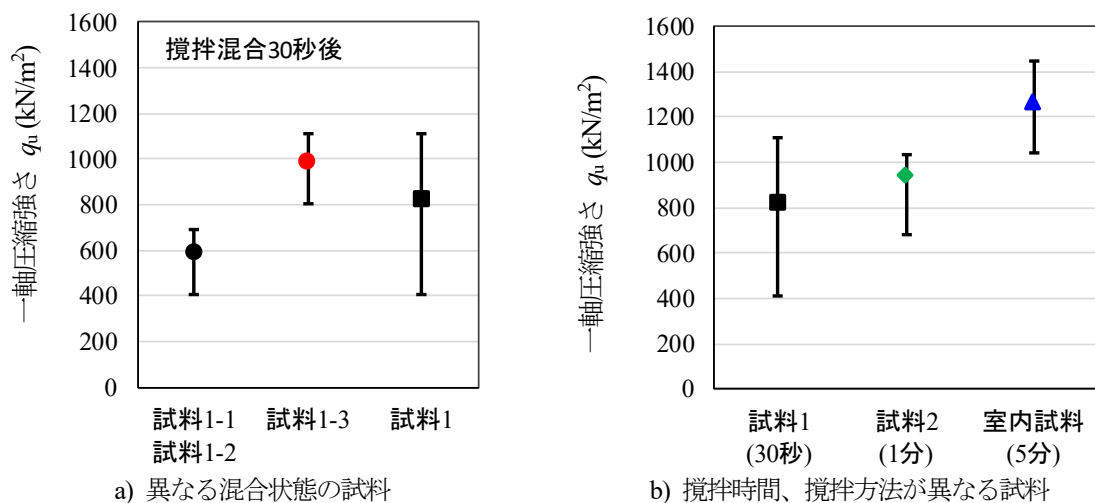
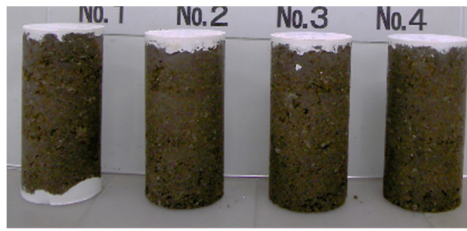
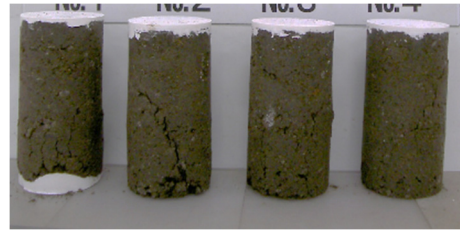


図 8.4-13 採取試料ごとのセメント改良土の一軸圧縮強さ

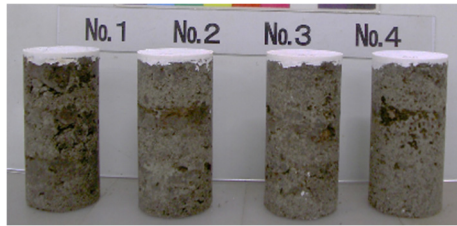


a) 圧縮試験前

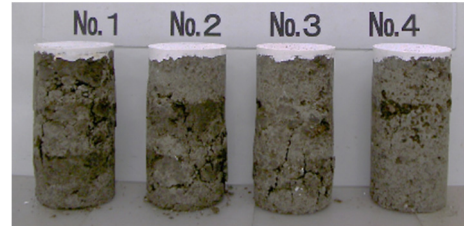


b) 圧縮試験後

図 8.4-14 試料 1-1 の圧縮試験前後の状況

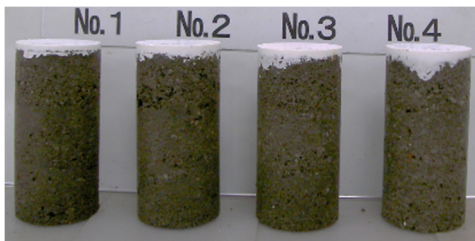


a) 圧縮試験前

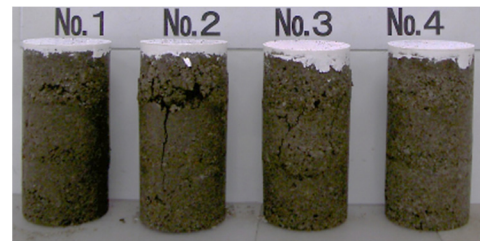


b) 圧縮試験後

図 8.4-15 試料 1-2 の圧縮試験前後の状況

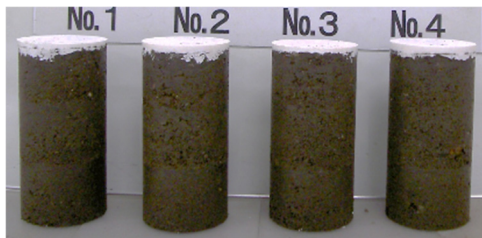


a) 圧縮試験前

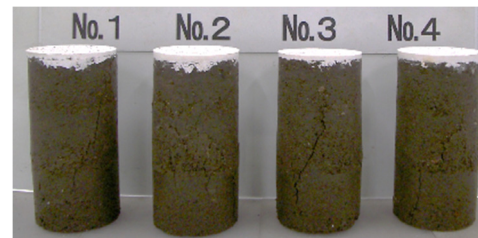


b) 圧縮試験後

図 8.4-16 試料 1-3 の圧縮試験前後の状況

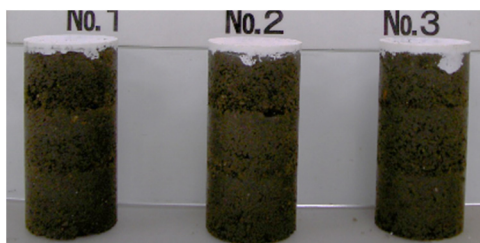


a) 圧縮試験前

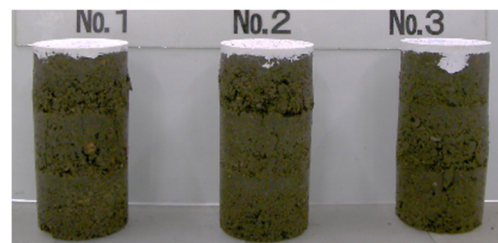


b) 圧縮試験後

図 8.4-17 試料 2 の圧縮試験前後の状況



a) 圧縮試験前



b) 圧縮試験後

図 8.4-18 室内試料の圧縮試験前後の状況

採取試料ごとに整理した変形係数の、最小値、最大値及び平均値を図 8.4-19 に示す。概ね一軸圧縮強さと同様の傾向であった。一軸圧縮強さと乾燥密度との関係を図 8.4-20 に、含水比との関係を図 8.4-21 に示す。両物性とも、強さとの関係に明確な傾向は認められなかった。

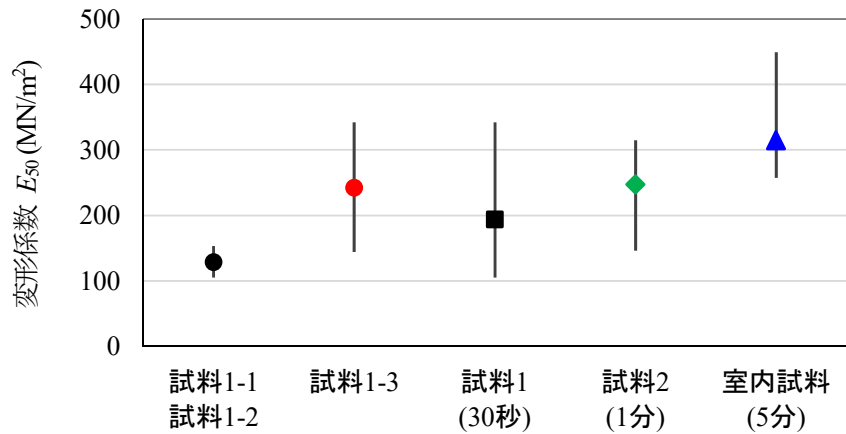


図 8.4-19 採取試料ごとのセメント改良土の変形係数

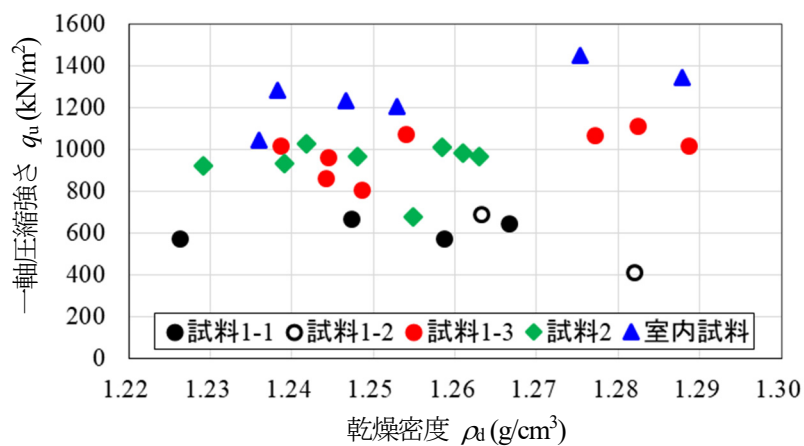


図 8.4-20 乾燥密度と一軸圧縮強さとの関係

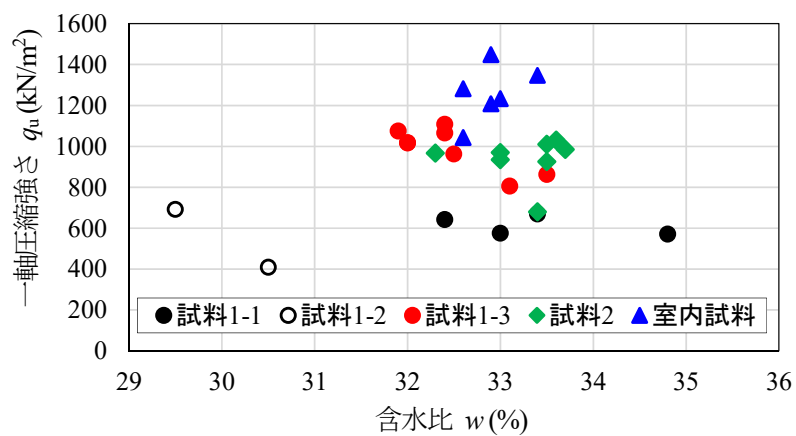


図 8.4-21 含水比と一軸圧縮強さとの関係

 フェノールフタレイン溶液による発色の画像解析

改良材と仮置土の混合むらを評価するために、供試体の縦断面にフェノールフタレイン溶液を噴霧し発色状況を確認した。その発色状況を定量的に評価するために、縦断面を撮影して画像解析を行った。解析は、撮影した RGB 画像を HSV 形式へと変換した後に、フェノール反応の色相である H 成分でフィルタリング処理を行いグレースケール化した。グレースケールの白 (100%) がフェノール反応の強い部分、黒 (0%) が反応の弱い部分と定義することで、フェノール反応の強弱 (濃度) を評価した。

各試料のグレースケール化後の供試体縦断面画像と、フェノール反応の濃度を表す頻度分布を図 8.4-22 及び図 8.4-23 に示す。室内試料は 11 %付近をピークとした正規分布に近い頻度分布となり、ソイルミキサ攪拌による均一な混合が表現された。また、混合装置付バケツで 1 分間攪拌混合した試料 2 においても、同様の分布が確認された。一方で、攪拌混合が 30 秒の試料 1 においては、25% 以上の高濃度の領域と 5% 未満の低濃度領域が存在し、頻度分布に明瞭なピークが認められなかった。目視において確認された混合攪拌のバラツキが、頻度分布により定量的に表現されたものと考えられる。ただし、試料 2 と室内試験の一軸圧縮強さに違いが生じていることに対して、本手法で評価した頻度分布ではうまく説明することができなかった。

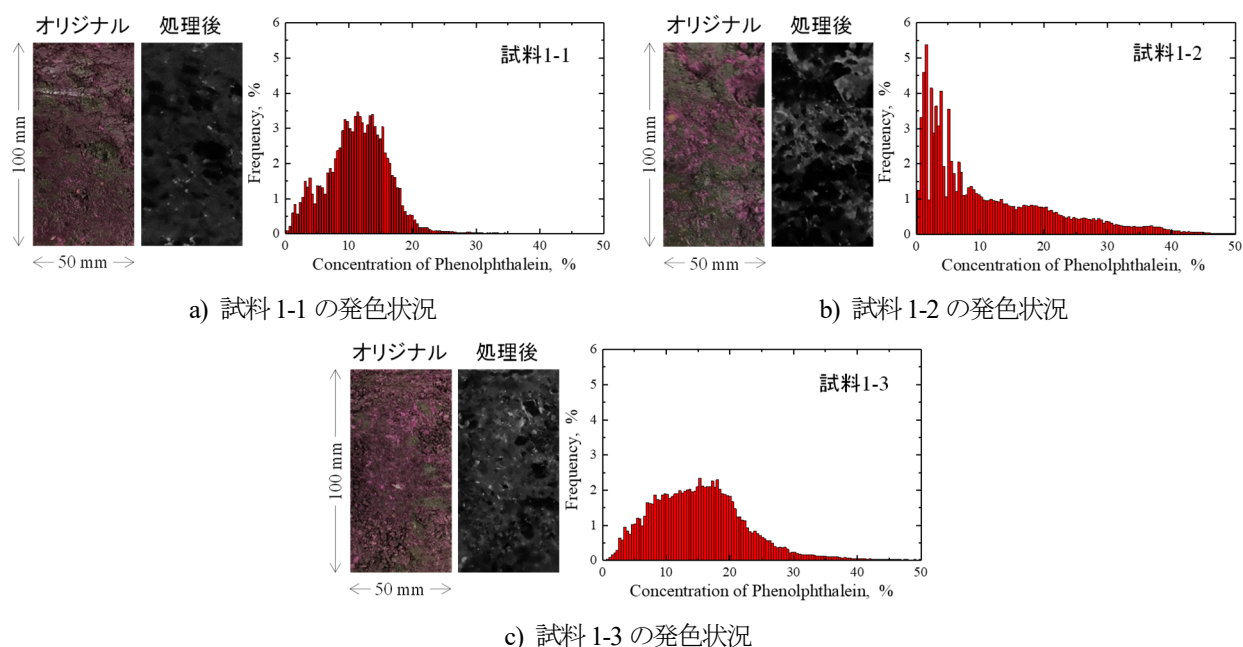


図 8.4-22 試料 1 (攪拌混合 30 秒) のフェノールフタレイン溶液による発色状況

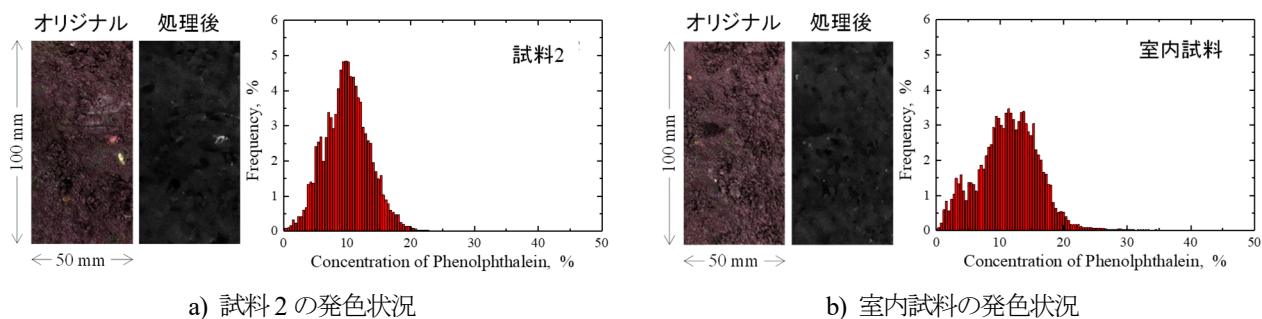


図 8.4-23 試料 2 (攪拌混合 1 分) 及び室内試料のフェノールフタレイン溶液による発色状況

<c> 蛍光 X 線分析

採取した試料ごとに、蛍光 X 線分析によって測定したカルシウム含有量を図 8.4-24 に示す。試料 1-1 及び 1-2 では、カルシウム含有量のバラツキが大きく、その他の試料では比較的バラツキが小さかった。これらのカルシウム含有量と一軸圧縮強さの関係を図 8.4-25 に示す。改良土中のカルシウム含有量は、改良材の量に比例していると思なすことができる。試料 1-1 及び 1-2 では、カルシウム含有量の多少によらず一軸圧縮強さが低かった。試料 1-3 は室内試料よりもカルシウム量が多いことから、相対的に固化材量の多い箇所から採取された試料であったと推測される。また、試料 1-3 では比較的良く攪拌されていたため、試料 1-2 と比較して強さが高くなった。より攪拌混合された試料 2 では、改良材が全体に均一に混合されたことで、カルシウム含有量は試料 1-3 よりも低かったが、強さは同程度となった。一方で、試料 2 と室内試料ではカルシウム含有量が同程度であるが、一軸圧縮強さは異なり、室内試料の強さが高かった。これは、現場の安定処理を模擬した機械攪拌と室内配合試験におけるミキサ攪拌の混合精度の違いによるものと考えられるが、その影響はフェノールフタレイン試験による結果からは確認することはできなかった。

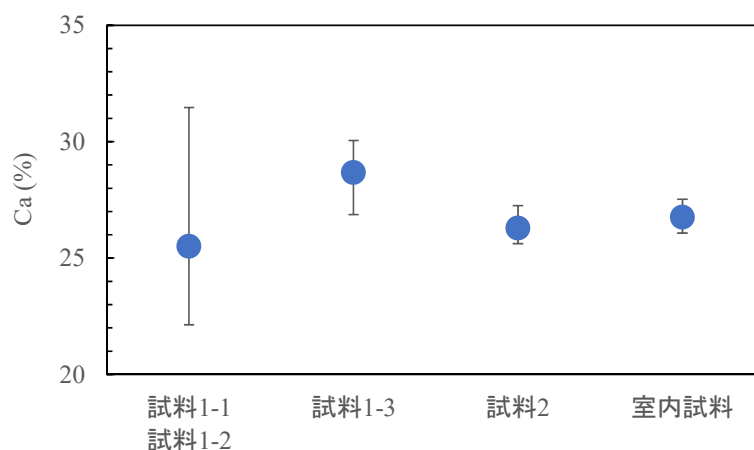


図 8.4-24 採取試料ごとのカルシウム含有量

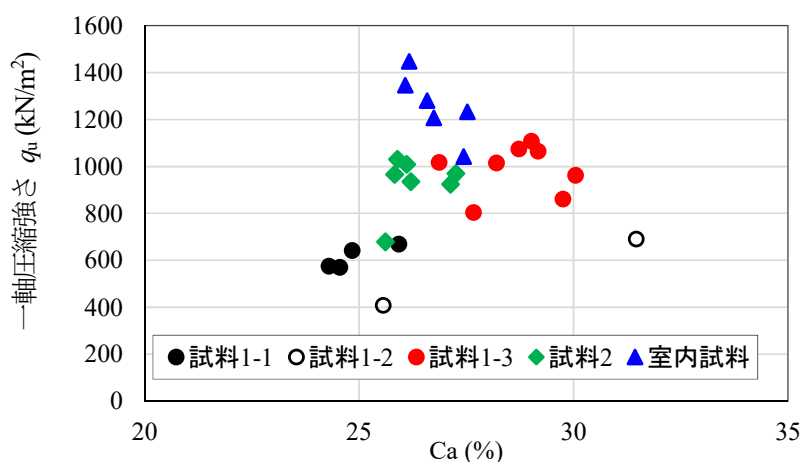


図 8.4-25 カルシウム含有量と一軸圧縮強さとの関係

8.4.3 まとめ

仮置土を母材とするセメント改良土について攪拌混合精度の基礎的な検証実験を行い、以下の知見を得た。

- ① 添加率4、8、10%のセメント改良土について、混合装置付バケツによる混合途中と混合終了後の試料の一軸圧縮強さ及び針貫入勾配を比較した。

混合途中に比べ、混合終了後の方が強度分布のバラツキが小さくなる、又は高い強度分布が得られた。また、一軸圧縮強さについては、混合終了後の方が改良材添加率と強さの関係、セメントの水和反応に伴う材齢7日から28日にかけての強さの伸びが明確となった。

- ② 添加率15.5%のセメント改良土について、混合装置付バケツによる混合途中及び混合終了後、並びにソイルミキサ（ホバートミキサ）による室内攪拌試料を比較した。

一軸圧縮強さ、変形係数 E_{50} ともに、混合途中、混合終了後、室内試料の順で攪拌精度が高くなることで、バラツキが低減され、絶対値自体も大きくなる事が確認された。

- ③ 各試料の混合のバラツキの程度をフェノールフタレイン溶液による発色状況の画像解析により定量化した。室内試料及び混合終了後の試料についてはフェノールフタレイン溶液による発色の濃度分布が正規分布に近い頻度分布となり、均一な混合が認められた。一方、混合途中の試料では発色の濃度分布に明瞭なピークが認められず、目視において確認された攪拌混合のバラツキが定量的にも評価された。

- ④ 各試料の混合のバラツキの程度を蛍光X線分析によるカルシウム含有量により定量化した。室内攪拌試料及び混合終了後の試料は、混合途中の試料に比べカルシウム含有量のバラツキが小さくなった。

混合途中の試料にはカルシウム含有量が混合終了後の試料より高いものもあったが、一軸圧縮強さとしては同程度であった。

- ⑤ 混合終了後の試料と室内攪拌試料を比較すると、カルシウム含有量は同程度であったが、一軸圧縮強さは室内攪拌試料の方が大きくなった。これは、現場を模擬した機械攪拌とミキサ攪拌の混合精度の違いによるものと考えられるが、フェノールフタレイン溶液による発色状況の画像解析からは評価することができなかった。

(余白)

第9章 まとめ（改良土盛土の締固め）【土木研究所】

本章は、第7章及び第8章を総括するものである。2種類の土を様々な添加率で改良した改良土を対象に行った室内締固め試験及び実大規模の締固め実験の結果から、改良土による道路盛土の安定性又は支持力を確保するための品質管理手法の検討結果について総括する。

9.1 改良土の室内締固め試験結果の総括

美浦砂及び仮置土に改良材を混合し、改良土の締固め試験（JISA 1210:2009）を実施した結果を図9.1-1、図9.1-2に示す。図9.1-1は、図7.2-2 a)、図7.1-5、図7.1-7を再編集し、実大規模の締固め実験で得られた美浦砂及び改良土の乾燥密度と含水比の計測結果を加えて示したものである。図9.1-2は、図8.1-7、図8.1-9、図8.1-11を再編集し、実大規模の締固め実験で得られた仮置土及び改良土の乾燥密度と含水比の計測結果を加えて示したものである。改良材は生石灰、セメント系固化材及び高炉セメントB種である。

美浦砂の改良土は、ある改良材の添加率（土の乾燥質量に対する改良材の質量比）までは添加率の増加に伴い最大乾燥密度は増加し、最適含水比は小さくなった。しかし、改良材添加率が高くなると、最大乾燥密度は小さく、最適含水比が大きくなる傾向があった（図9.1-1）。

仮置土の生石灰による改良土では、改良前の仮置土と比較して最大乾燥密度が小さくなったが、添加率による違いはなく、改良前後の最大乾燥密度の差は 0.1 g/cm^3 程度であった。添加率が高くなると締固め曲線の形状が変化し、最適含水比よりも乾燥側で密度が変化しなくなった。この結果、添加率が10%以上の場合は改良後の最適含水比が小さくなった（図9.1-2 b)）。セメント系固化材による仮置土の改良土では、改良前の仮置土の最大乾燥密度及び最適含水比から大きな変化が見られなかった（図9.1-2 c)）。高炉セメントB種による仮置土の改良土では、セメント系固化材による改良土と同様の傾向を確認した（図9.1-2 d)）。

最大乾燥密度及び最適含水比が土の改良前後で変化することは従前より知られている⁷⁾が、実態調査⁴²⁾では最大乾燥密度を改良前の発生土だけで確認した事例が散見され、改良土の締固め特性が盛土の品質管理に適切に反映されていない場合があった。改良土の盛土への利用においては、配合試験で決定した添加率（添加量）で締固め曲線を求め、これを品質管理に用いることが望ましい。

図9.1-1及び図9.1-2に示すゼロ空気間隙曲線に着目する。石灰又はセメントの混合により、土粒子の密度は変化するが、この変化によるゼロ空気間隙曲線の変化は、締固め曲線の変化よりも小さい。安定処理土の現場攪拌のばらつき、すなわち現場攪拌された安定処理土の局所的な安定材添加率のばらつきを考慮すると、現場での締固めの度合いを、安定処理の有無又は改良材添加率の影響が小さい飽和度一定曲線又は空気間隙率一定曲線で評価することも有効であると考えられる。

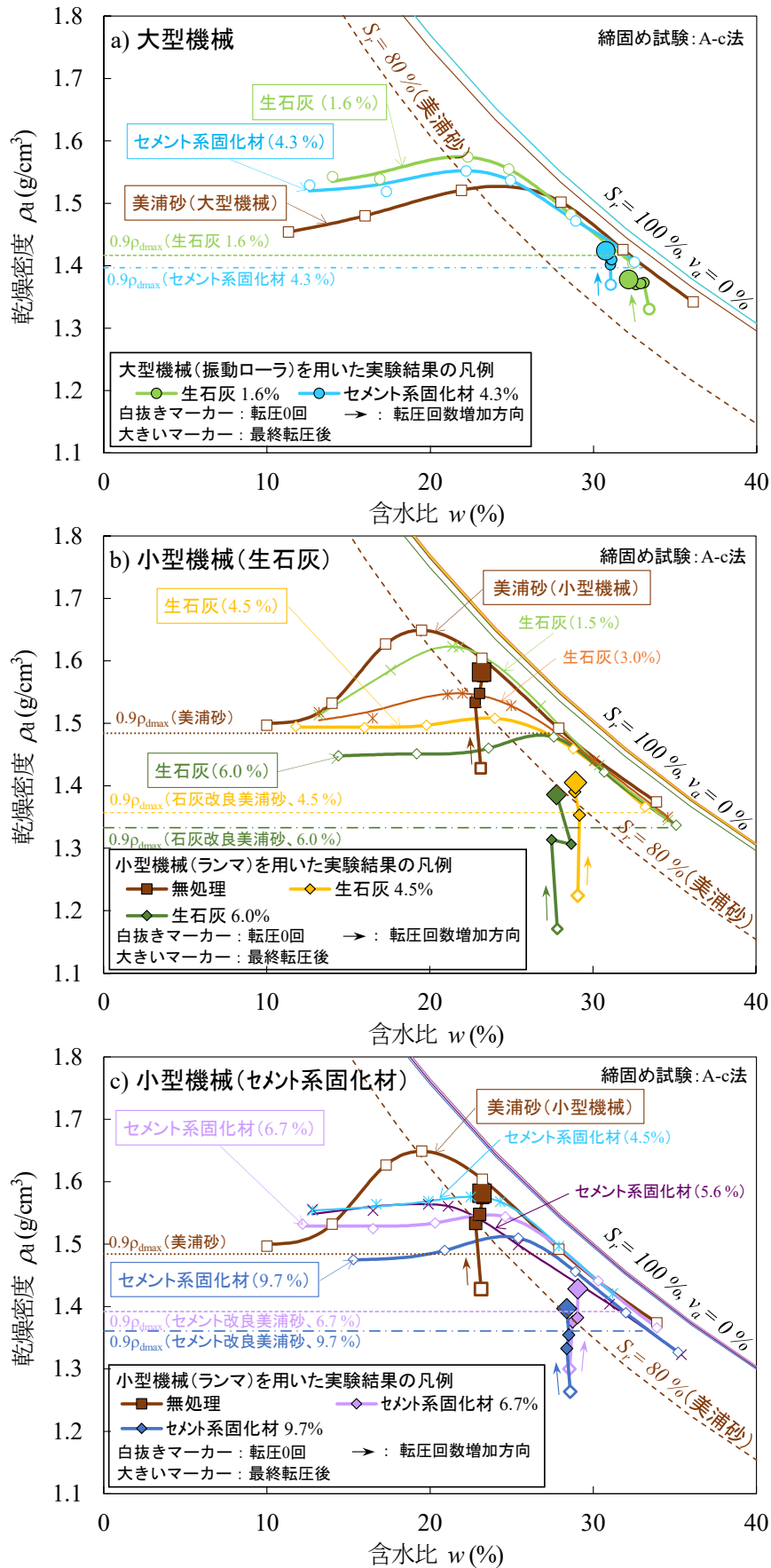


図 9.1-1 美浦砂及び美浦砂改良土の締固め特性

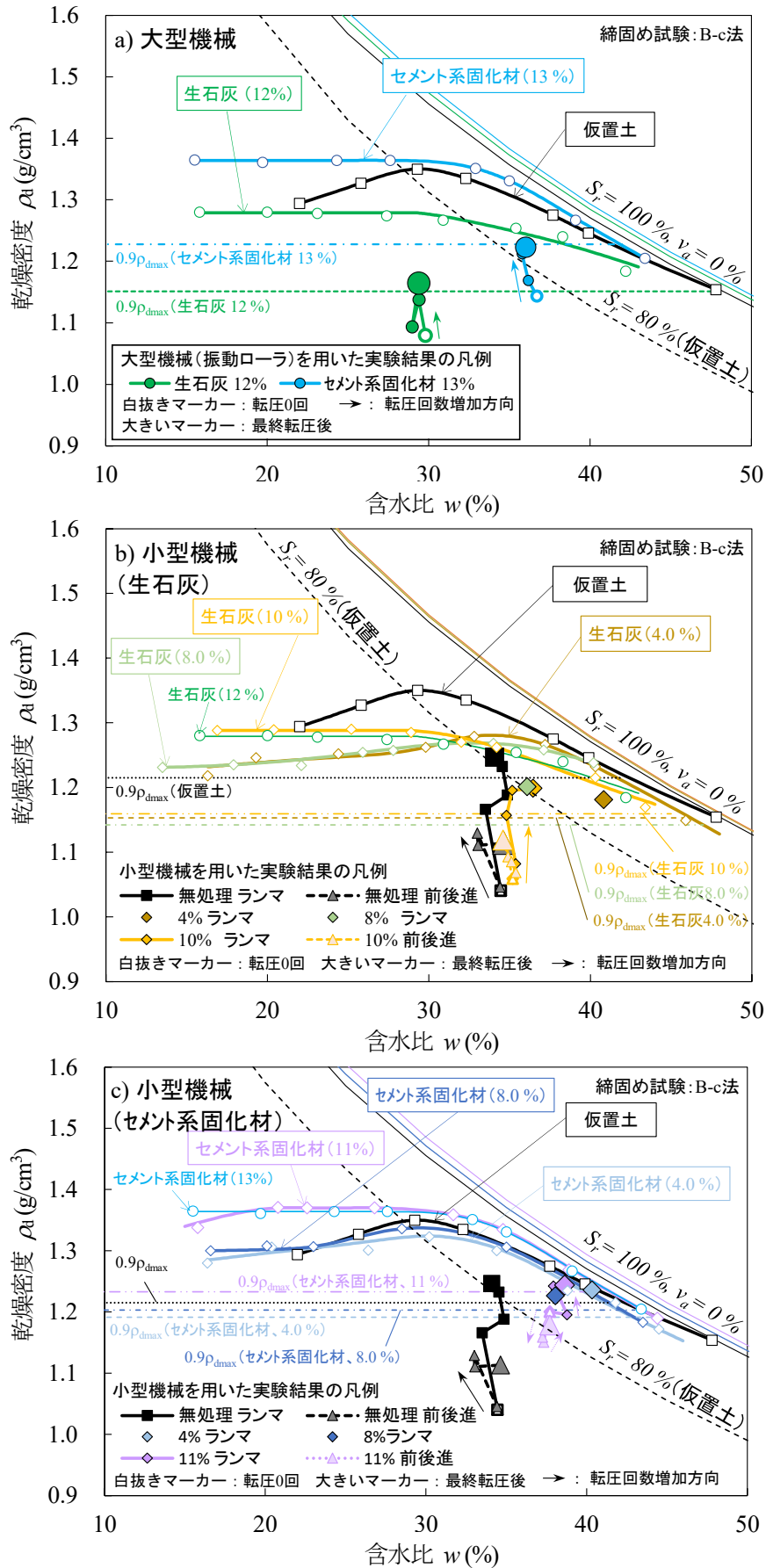


図9.1-2 (1) 仮置土及び仮置土改良土の締固め特性

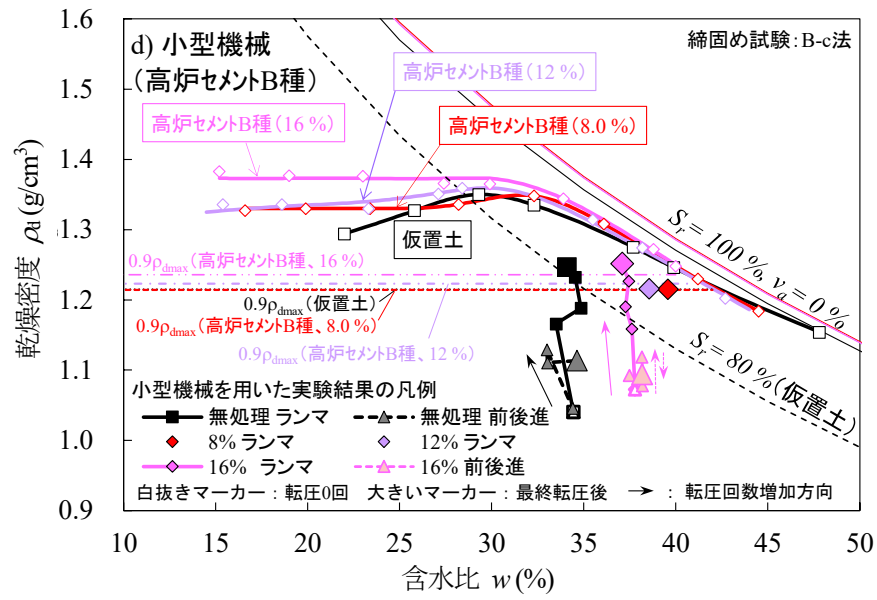


図 9.1-2 (2) 仮置土及び仮置土改良土の締固め特性

9.2 実大規模の締固め実験結果の総括

9.2.1 実験条件及び実験方法の総括

11 t 級振動ローラを用いた大型転圧機械による締固め実験を 4 ケース、70 kg 級ランマ及び 300 kg 級前後進コンパクタを用いた小型転圧機械による締固め実験を 10 ケース実施した。改良材と土との混合は油圧ショベル又はスタビライザにより行った。生石灰による改良土は、混合から約半日養生した後実験を行ったケースもあった。改良土の各実験の添加率は、トラフィカビリティーの改善が求められる路体盛土を想定したコーン指数試験結果、路体盛土の安定性が要求される現場を想定した一軸圧縮試験結果、又は路床の支持力が要求される現場を想定した CBR 試験結果に基づき設定した。美浦砂又は仮置土の含水比を低下させ、安定処理をしなくても転圧の効果がある程度期待できる状態とした試料については、小型転圧機械による実験を行った。路体盛土の締固めを想定したケースでは仕上りの締固め層厚の目標が 30 cm の盛土を 1 層、路床盛土の締固めを想定したケースでは仕上りの締固め層厚の目標が 20 cm の盛土を 2 層構築した。表 9.2-1、表 9.2-2 に全ケースの実験条件及び実験方法を整理して示す。表中の各ケースの実験名（L または S から始まるアルファベットと数字による表記）は、本章での整理のために付したものである。第 7 章、第 8 章及び本章 9.2 節では、実験ケースの識別は土の種類、改良材の種類及び添加率により示されている。

コンクリート製の実験ピット（幅 5 m、長さ 44.8 m、深さ 4 m）に、細粒分含有率が 10 % 程度の基礎地盤用の砂質土で十分に締め固めた基礎地盤を造成した。大型機械による締固め実験では、基礎地盤の上に各試料を投入し、敷き均した。油圧ショベル（自重 2.7 t）でクローラ走行した状態を転圧 0 回とした後、11 t 級の振動ローラを用いて締固め（転圧）を行った。美浦砂の実験では試料の全体を一樣に締め固め、転圧 0 回も含めて密度、剛性等を計測した。仮置土の実験では試験区画を 4 分割し、転圧 0 回、1 回、2 回、5 回の異なる締固め状態とした後、密度、剛性等を計測した。振動ローラの起振力はいずれも 181 kN とした。実験の詳細は 7.2 節及び 8.3 節を参照されたい。

小型機械による締固め実験では、基礎地盤に幅 0.5 m、長さ 5 m、高さ 0.3 m の実験溝を 4 ～ 5 溝設けた。各試料を実験溝に投入し、盛土の層厚が約 40 cm となるように敷き均した。大型機械の実験と同様に油圧ショベル（自重 2.7 t）でクローラ走行した状態を転圧 0 回とし、70 kg 級ランマ又は 300 kg 級前後進コンパクタを用いて溝ごとに異なる回数転圧を行った。全ての溝の転圧終了後、転圧 0 回の試料も含めて密度、剛性等を計測した。実験の詳細は 7.3 節及び 8.2 節を参照されたい。

表 9.2-1 実大規模の締固め実験 ケース一覧

実験名	転圧機械	試料名	改良材			土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	締固め試験法	最適含水比 w_{opt} (%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	実験時含水比 w (%)	コーン指数*2 q_c (kN/m ²)	CBR (%)
			種別	添加率 (%)	添加量 (kg/m ³)							
L-M01	大型	美浦砂 + 生石灰 (1.6%)	生石灰	1.6	22	2.739	A-c	22.3	1.574	31~36	469	2.3
L-M02		美浦砂 + セメント系固化材 (4.3%)	セメント系固化材	4.3	59	2.738	A-c	22.4	1.552	30~32	1190	5.0
L-K01		仮置土 + 生石灰 (12%)	生石灰	12	141	2.642	B-c	29.2	1.279	27~35	6860	32
L-K02		仮置土 + セメント系固化材 (13%)	セメント系固化材	13	153	2.680	B-c	27.6	1.364	33~39	6310	24
S-M01	小型	美浦砂*3 (小型機械)	無改良			2.728	A-c	19.5	1.649	22~25	793 ($w=23.2\%$)	4.0 ($w=22.0\%$)
S-M02		美浦砂 + 生石灰 (4.5%)	生石灰	4.5	62	2.748	A-c	23.4	1.508	28~31	11190	16
S-M03		美浦砂 + 生石灰 (6.0%)	生石灰	6.0	82	2.736	A-c	26.8	1.481	27~31	18100	24
S-M04		美浦砂 + セメント系固化材 (6.7%)	セメント系固化材	6.7	92	2.726	A-c	23.5	1.547	27~32	10300	49
S-M05		美浦砂 + セメント系固化材 (9.7%)	セメント系固化材	9.7	133	2.707	A-c	24.7	1.512	27~30	21600	133
S-K01		仮置土*3 (小型機械)	無改良			2.584	B-c	29.5	1.350	30~36	2344 ($w=35.7\%$)	4.9 ($w=34.5\%$)
S-K02		仮置土 + 生石灰 (4.0%)	生石灰	4.0	47	2.611	B-c	33.9	1.281	40~41	2520	7.4
S-K03		仮置土 + 生石灰 (8.0%)	生石灰	8.0	94	2.615	B-c	32.6	1.269	35~38	4690	14
S-K04		仮置土 + 生石灰 (10%)	生石灰	10	118	2.620	B-c	28.9	1.288	32~39	6224	17
S-K05		仮置土 + セメント系固化材 (4.0%)	セメント系固化材	4.0	47	2.634	B-c	30.9	1.324	40~42	1250	3.1
S-K06	仮置土 + セメント系固化材 (8.0%)	セメント系固化材	8.0	94	2.635	B-c	29.5	1.337	36~39	2320	8.9	
S-K07	仮置土 + セメント系固化材 (11%)	セメント系固化材	11	129	2.681	B-c	26.8	1.370	34~40	4030	17	
S-K08	仮置土 + 高炉セメントB種 (8.0%)	高炉セメントB種	8.0	94	2.653	B-c	31.6	1.349	39~40	1510	6.3	
S-K09	仮置土 + 高炉セメントB種 (12%)	高炉セメントB種	12	141	2.646	B-c	30.1	1.359	38~39	3900	9.0	
S-K10	仮置土 + 高炉セメントB種 (16%)	高炉セメントB種	16	188	2.645	B-c	29.9	1.373	35~41	6960	17	

*1 実験時含水比は締固め後に計測したコア密度試験の結果による

*2 JIS A 1228:2009 及び JGS0811-2009 に準拠し、石灰改良土は材齢10日 (気中6日、水中4日)、セメント改良土は材齢7日 (気中3日、水中4日)

*3 実験時含水比、コーン指数及びCBRを除き、改良前の美浦砂又は仮置土と同じ

表 9.2-2 実大規模の締固め実験 実験条件一覧

実験名	混合場所	混合機械	養生場所 /時間	転圧機械	締固め 層数	各層の目標 締固め層厚
L-M01	屋外	油圧ショベル (0.45 m ³)	屋外/半日	振動ローラ (11 t)	1層	30 cm
L-M02	屋内		—			
L-M01, 02	実験 ピット内	スタビライザ	—		2層	20 cm
S-M01	—	—	—	ランマ (70 kg)	1層	30 cm
S-M02, 03	屋内	油圧ショベル (0.1 m ³)	屋内/半日			
S-M04, 05			—			
S-K01	—	—	—	ランマ (70 kg)		
S-K02~04	屋内	油圧ショベル (0.1 m ³)	屋内/半日	前後進コンパクタ (300 kg)		
S-K05~10			—			

9.2.2 実験結果の総括

美浦砂の締固め実験で得られた締固め度、飽和度及び地盤反力係数と転圧回数との関係を図 9.2-1 に示す。締固め度はコア密度試験、地盤反力係数は小型 FWD 試験により求めた。ランマと振動ローラでは締固めの機構や対象とする工事の規模は異なる。第 7 章では試験結果を別々に記載、報告したが、本章では便宜上一つの図にまとめて示している。これは、良質な砂質土を対象に実施した同様の実験で、同等の締固め能力を有することを確認していることによる⁴³⁾。転圧 0 回から飽和度が高い生石灰 1.6%、セメント系固化材 4.3% の改良土では転圧に伴う密度及び飽和度の増加は小さく、地盤反力係数もほとんど変化しなかった。含水比を低下させた美浦砂及び添加率の高い改良土は転圧回数が大きくなるにつれて密度も飽和度も大きくなったが、地盤反力係数はセメント系固化材 9.7% のケースを除くと転圧回数が大きくなるにつれて低下した。

仮置土の締固め実験で得られた締固め度、飽和度及び地盤反力係数と転圧回数との関係を図 9.2-2 に示す。ここでは、振動ローラと 70 kg 級ランマによる実験結果のみを取り上げている。転圧 0 回から飽和度が高いセメント系固化材 11% の改良土では転圧に伴う密度及び飽和度の増加は小さく、地盤反力係数はランマによる締固めで低下した。含水比を低下させた仮置土及び 4 種類の添加率の高い改良土では転圧回数が大きくなるにつれて密度も飽和度も大きくなったが、地盤反力係数の変化の傾向は各ケースで異なった。

仮置土の小型締固め実験では、同一試料を 70 kg 級ランマと 300 kg 級前後進コンパクタで締め固めた。締固めに伴う乾燥密度と含水比の関係を図 9.1-2 b), c) に示している。仮置土及び全ての改良土で、ランマによる締固めで達成した乾燥密度が前後進コンパクタを上回った。前後進コンパクタは時間あたりの転圧面積が大きく作業効率の良い機械であるが、本研究で対象とした含水比の高い土及び改良土にはランマを用いた締固めが効果的であった。

締固め度、飽和度と地盤反力係数との関係を図 9.2-3、図 9.2-4 に土ごとにそれぞれ示す。仮置土の実験では材齢が 7~14 日経過後に地盤反力係数を計測したケースがあり、この結果を飽和度と地盤反力係数の関係で図 9.2-4 c) に示している。図 9.2-3 b) 及び図 9.2-4 b) より、実験結果を個別のケースで見ると、締固めの直後に密度と同じタイミングで計測した地盤反力係数は、締固めの初期は飽和度（締固め度）の増加と共に大きくなった。しかし飽和度が 80% を超えると、飽和度が増加するほど地盤反

力係数は小さくなる傾向を示した。ここで、図 9.1-1 及び図 9.1-2 に示すとおり、飽和度 = 80% は本研究で実験した無処理土及び改良土の最適飽和度に概ね一致している。

一方、全ケースの実験結果を比較すると、締固め直後の地盤反力係数は、改良材の添加率や地盤反力係数（材齢を経て計測した値）との相関が不明瞭であった。図 9.2-4b) 及び c) によると、締固め直後には飽和度が 80%（≒ 最適飽和度）を超えると地盤反力係数が低下したが、その後の養生期間を経ると、飽和度が高いほど（ただし、実測した飽和度は最大で 90% 程度）地盤反力係数が大きくなった。このことは、品質管理において改良土による盛土の力学特性を地盤反力係数等により把握することは現状では難しいことを示す一方で、密度及び飽和度を把握することの重要性を示唆している。改良土を十分に締め固め、密度及び飽和度の増加を RI 計器等により面的に計測することが、盛土の安定性又は支持力を確保する上で重要であると考えられる。

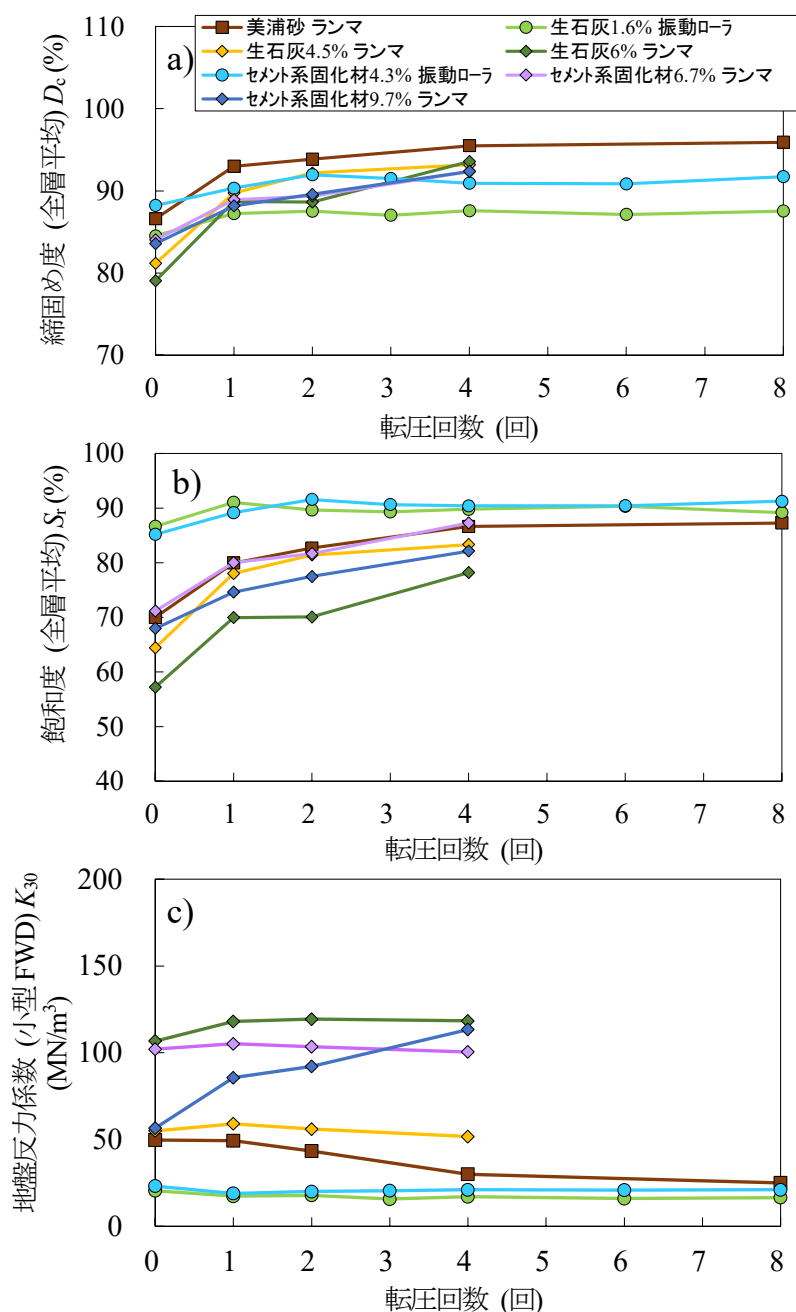


図 9.2-1 締固め度、飽和度及び地盤反力係数と転圧回数との関係（美浦砂及び美浦砂改良土）

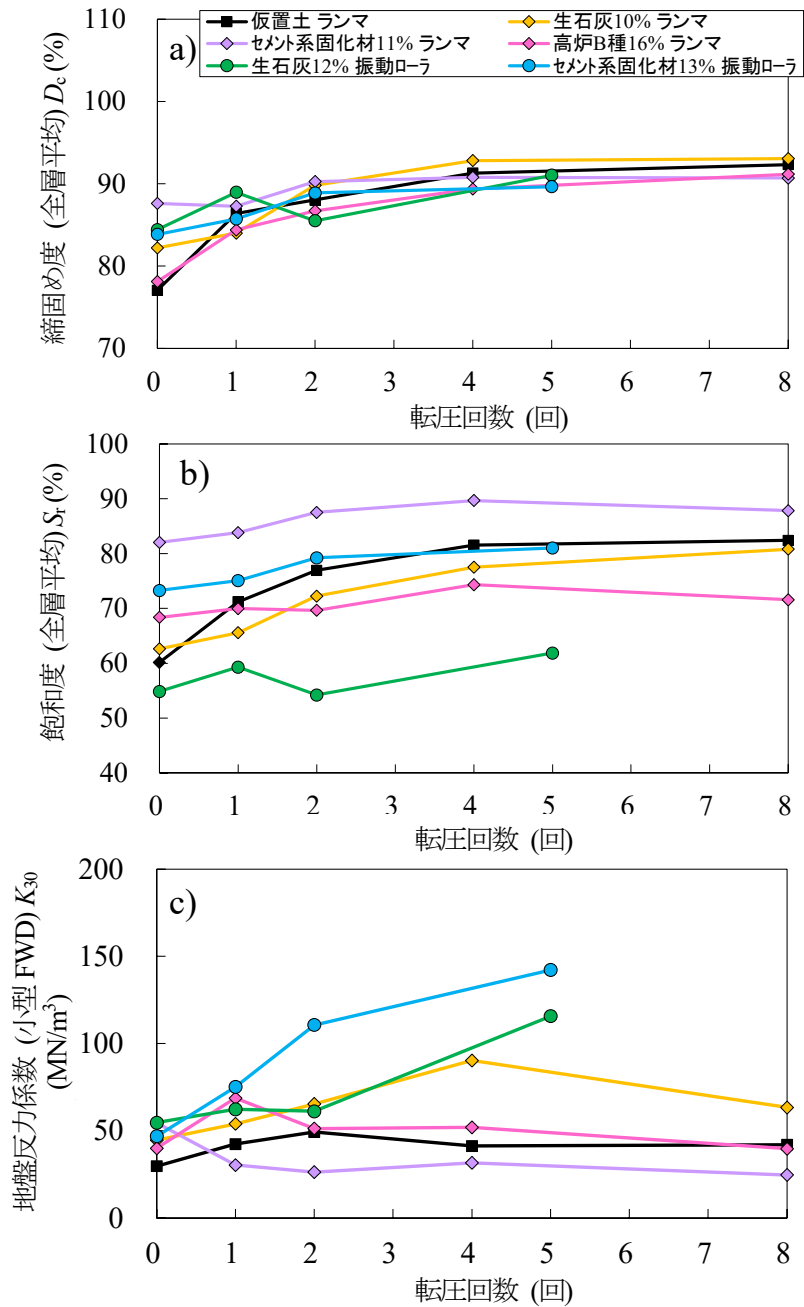


図9.2-2 締固め度、飽和度及び地盤反力係数と転圧回数との関係 (仮置土及び仮置土改良土)

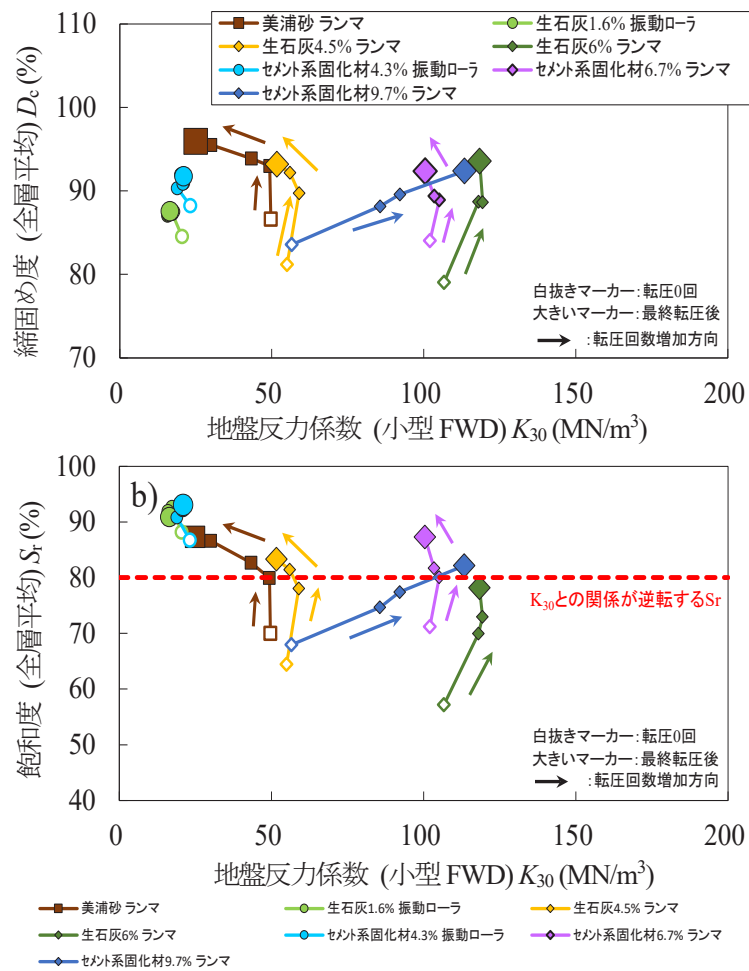


図 9.2-3 締固め度及び飽和度と小型 FWD 試験による地盤反力係数との関係
(美浦砂及び美浦砂改良土)

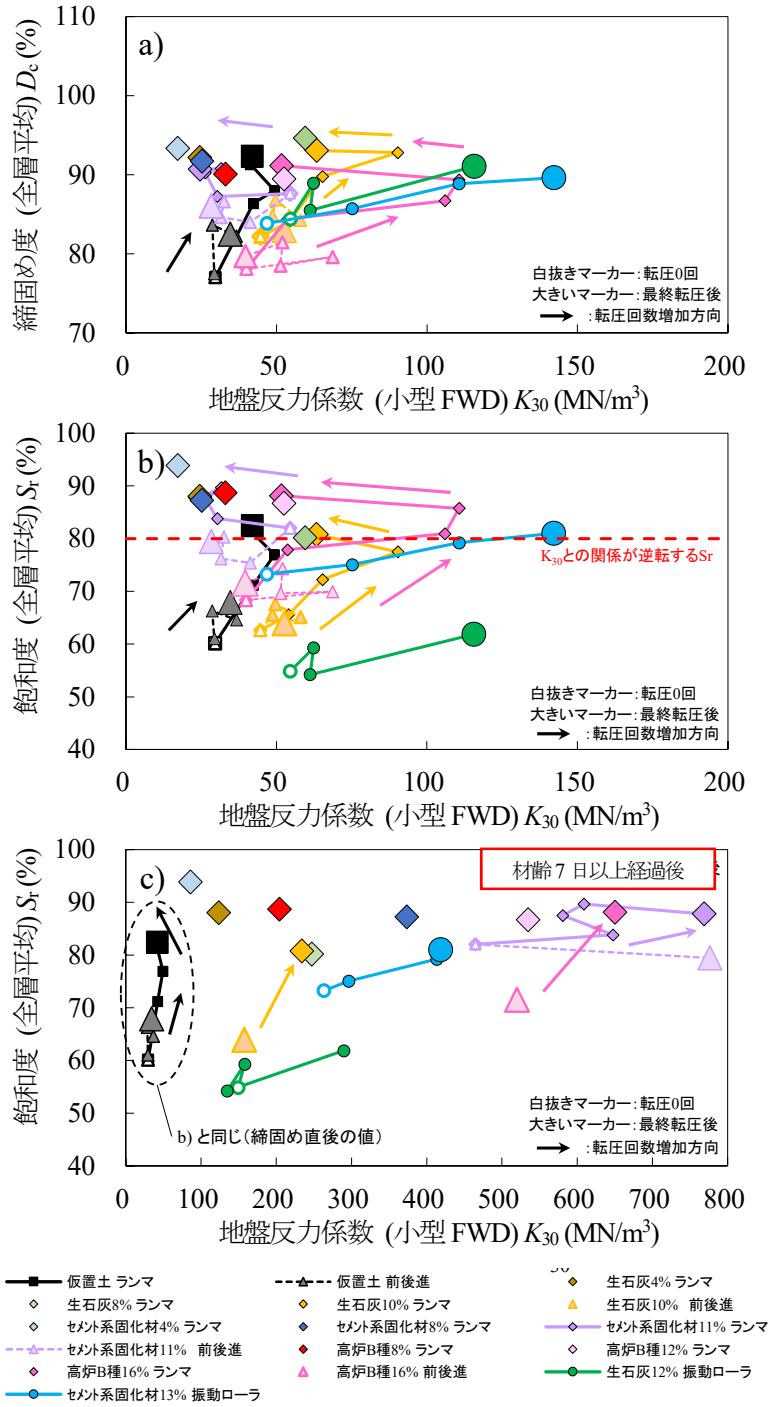


図9.2.4 締固め度及び飽和度と小型FDW試験による地盤反力係数の関係
(仮置土及び仮置土改良土)

9.3 まとめ

改良材の種類及び添加率を変化させ、2種類の低品質な土（砂質土：美浦砂及び礫まじり粘性土：仮置土）の室内締固め試験を行った。生石灰を混合した改良土、及びセメントを混合した砂質土の改良土は、添加率が高いほど最大乾燥密度が小さく、最適含水比が大きくなる傾向が見られた。締固め曲線の変化は砂質土でより著しかった。飽和度一定曲線及び空気間隙率一定曲線の変化は、いずれの土においても締固め曲線の変化と比較すると顕著でなかった。

改良材の種類及び添加率を変化させ、2種類の低品質な土の実大規模の締固め実験を行った。土の種類、改良土の種類及び添加率によらず、締固め度と締固め直後の剛性は飽和度が約80%（概ね最適飽和度に相当）未満では正の相関を示し、飽和度が約80%以上では関係が逆転した。材齢の増加に伴い、改良土の剛性は締固めによる密度又は飽和度が高い状態であるほど増加した。

以上より、改良土の品質管理においては、室内試験で改良土の締固め特性を適切に求めること、現場での締固めによる密度及び飽和度の増加を適切な方法で把握、評価することが、盛土の安定性又は支持力を確保する上で重要であると考えられる。

施工段階における品質管理の基準値は、改良土の含水比に応じて締固め度、飽和度又は空気間隙率で設定する。供用段階におけるメンテナンスを考慮すると、土及び改良材の種類、改良材の添加量、各基準値を満足した乾燥密度及び含水比の情報を記録し、保存することが望ましい。これらの情報は、点検等で変状が確認された際に、安定計算等による対策の検討に活用できる可能性がある。

今後も室内配合試験及び実大規模の締固め実験等を様々な土、改良条件で実施すると共に、締め固めた改良土の長期的な力学特性を並行して評価することで、研究成果の実施工への反映を目指したい。

付録D 配合試験結果一覧 【土木研究所】

(美浦砂)	394
【土粒子の密度試験結果】	395
【土の含水比】	396
【土の粒度試験結果】	397
【突固めによる土の締固め試験結果】	398
【CBR 試験結果】	399
【コーン指数試験結果】	400
【一軸圧縮試験結果】	402
(仮置土)	408
【土粒子の密度試験結果】	409
【土の含水比】	410
【液性限界・塑性限界試験結果】	411
【土の粒度試験結果】	411
【突固めによる土の締固め試験結果】	412
【CBR 試験結果】	414
【コーン指数試験結果】	418
【一軸圧縮試験結果】	422
【衝撃加速度試験結果】	429

(美浦砂)

- 土粒子の密度試験結果
- 土の含水比
- 土の粒度試験結果
- 突固めによる土の締固め試験結果
- CBR 試験結果
- コーン指数試験結果
- 一軸圧縮試験結果

【土粒子の密度試験結果】

付表 D-1 土粒子の密度一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	添加率 (%)	No.	土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)
無処理	-	1	2.727
		2	2.732
		3	2.724
		平均	2.728
生石灰	1.5	1	2.726
		2	2.738
		3	2.743
		平均	2.736
	1.6	1	2.730
		2	2.731
		3	2.735
		平均	2.732
	3.0	1	2.717
		2	2.724
		3	2.718
		平均	2.720
	4.5	1	2.719
		2	2.718
		3	2.718
		平均	2.718
6.0	1	2.716	
	2	2.711	
	3	2.707	
	平均	2.711	
セメント系固化材	4.0	1	2.723
		2	2.729
		3	2.732
		平均	2.728
	4.5	1	2.725
		2	2.729
		3	2.727
		平均	2.727
	5.6	1	2.731
		2	2.702
		3	2.719
		平均	2.717
	6.0	1	2.730
		2	2.733
		3	2.731
		平均	2.731
	6.7	1	2.725
		2	2.727
		3	2.727
		平均	2.726
	8.0	1	2.729
		2	2.735
		3	2.740
		平均	2.735
9.7	1	2.712	
	2	2.703	
	3	2.707	
	平均	2.707	
10.0	1	2.727	
	2	2.737	
	3	2.737	
	平均	2.734	

【土の含水比】

付表 D-2 土の含水比一覧（美浦砂 配合試験）

改良材	添加率 (%)	含水比測定対象土	含水比 w (%)
生石灰	1.5	CBR試験供試体	33.5
		コーン指数試験供試体	32.4
		コーン指数試験供試体	31.5
	3.0	CBR試験供試体	32.6
		コーン指数試験供試体	31.4
		コーン指数試験供試体	30.6
	4.5	CBR試験供試体	31.8
		コーン指数試験供試体	30.2
		コーン指数試験供試体	29.5
	6.0	CBR試験供試体	28.7
		コーン指数試験供試体	28.8
		コーン指数試験供試体	28.4
セメント系 固化材	4.0	CBR試験供試体	31.6
		コーン指数試験供試体	31.7
		コーン指数試験供試体	30.9
	6.0	CBR試験供試体	31.0
		コーン指数試験供試体	30.9
		コーン指数試験供試体	30.0
	8.0	CBR試験供試体	30.4
		コーン指数試験供試体	29.4
		コーン指数試験供試体	28.8
	10.0	CBR試験供試体	29.6
		コーン指数試験供試体	28.6
		コーン指数試験供試体	28.0

【土の粒度試験結果】

付表 D-3 土の粒度試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

無処理土		生石灰				セメント系固化材			
		添加率 : 4.5%		添加率 : 6.0%		添加率 : 6.7%		添加率 : 9.7%	
粒径(mm)	通過質量(%)	粒径(mm)	通過質量(%)	粒径(mm)	通過質量(%)	粒径(mm)	通過質量(%)	粒径(mm)	通過質量(%)
75		75		75		75		75	
53		53		53		53		53	
37.5		37.5		37.5		37.5		37.5	
26.5		26.5		26.5		26.5		26.5	
19		19		19		19		19	
9.5		9.5	100	9.5	100.0	9.5		9.5	100.0
4.75	100.0	4.75	99.4	4.75	99.8	4.75	100	4.75	99.5
2	99.8	2	98.3	2	97.9	2	98.8	2	98.8
0.85	98.1	0.85	96.2	0.85	95.1	0.85	96.6	0.85	95.3
0.425	90.7	0.425	88.5	0.425	87.3	0.425	89.4	0.425	88.7
0.25	74.0	0.25	71.1	0.25	70.2	0.25	73.2	0.25	73.3
0.106	52.0	0.106	51.8	0.106	50.7	0.106	55.1	0.106	56.0
0.075	46.9	0.075	47	0.075	45.8	0.075	51.3	0.075	52.2
0.0473	41.0	0.0533	44.1	0.0535	43.9	0.0531	47.6	0.0535	48.6
0.0338	37.6	0.0379	41.8	0.0381	41.6	0.0379	44.1	0.0385	42.4
0.0216	34.3	0.0243	37.2	0.0243	38.1	0.0244	37	0.0247	36.2
0.0126	30.9	0.0142	33.7	0.0143	32.4	0.0143	31	0.0146	27.5
0.00898	28.6	0.0101	30.3	0.0102	28.9	0.0103	25.1	0.0104	23.8
0.0064	26.3	0.0072	25.6	0.0073	25.5	0.0073	21.6	0.0074	20.1
0.00324	21.9	0.0037	21	0.0037	20.9	0.0037	14.5	0.0037	16.4
0.00134	17.4	0.0015	15.2	0.0015	16.3	0.0015	9.7	0.0015	11.4

含有率	含有率	含有率	含有率	含有率					
礫分	0.2	礫分	1.7	礫分	2.1	礫分	1.2	礫分	1.2
砂分	52.9	砂分	51.3	砂分	52.1	砂分	47.5	砂分	46.6
シルト分	22.2	シルト分	24.4	シルト分	23.1	シルト分	33.9	シルト分	34.6
粘土分	24.7	粘土分	22.6	粘土分	22.7	粘土分	17.4	粘土分	17.6
細粒分	46.9	細粒分	47.0	細粒分	45.8	細粒分	51.3	細粒分	52.2

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

【突固めによる土の締固め試験結果】

付表 D-4 締固め試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	添加率 (%)	突き固め方法	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	最適含水比 w_{opt} (%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)
無処理	-	A-c (3層×25回)	1.647	10.0	1.497	2.728	19.5 ($S_r=81.3\%$)	1.649
			1.746	14.0	1.532			
			1.908	17.3	1.627			
			1.976	23.2	1.604			
			1.908	27.9	1.492			
			1.840	33.9	1.374			
			1.840	33.9	1.374			
	-	E-c (3層×92回)	1.837	9.6	1.676	2.728	16.9 ($S_r=85.0\%$)	1.769
			2.087	18.5	1.761			
			1.954	25.9	1.552			
			1.841	33.5	1.379			
			1.780	47.2	1.209			
			1.746	58.4	1.102			
			1.746	58.4	1.102			
生石灰	1.5	A-c (3層×25回)	1.713	13.2	1.513	2.736	21.4 ($S_r=85.4\%$)	1.623
			1.864	17.6	1.585			
			1.976	21.8	1.622			
			1.938	26.8	1.528			
			1.869	30.4	1.433			
			1.810	34.6	1.345			
	3.0	A-c (3層×25回)	1.718	13.2	1.518	2.720	22.0 ($S_r=79.0\%$)	1.548
			1.757	16.5	1.508			
			1.872	21.1	1.546			
			1.910	25.0	1.528			
			1.873	30.1	1.440			
			1.817	34.6	1.350			
	4.5	A-c (3層×25回)	1.671	11.8	1.495	2.718	23.4 ($S_r=79.3\%$)	1.508
			1.732	16.0	1.493			
			1.793	19.8	1.497			
			1.870	24.0	1.508			
			1.879	28.8	1.459			
			1.820	33.2	1.366			
		E-c (3層×92回)	1.816	8.7	1.671	2.718	15.2 ($S_r=77.1\%$)	1.770
			2.050	15.9	1.769			
			2.002	22.8	1.630			
			1.900	29.4	1.468			
			1.774	37.5	1.290			
			1.751	43.2	1.223			
	6.0	A-c (3層×25回)	1.657	14.4	1.448	2.711	26.8 ($S_r=87.5\%$)	1.481
			1.730	19.2	1.451			
			1.805	23.6	1.460			
			1.886	27.6	1.478			
			1.859	30.7	1.422			
			1.806	35.1	1.337			
		E-c (3層×92回)	1.840	8.5	1.696	2.711	14.8 ($S_r=75.2\%$)	1.768
			2.040	15.5	1.766			
			2.010	22.3	1.643			
			1.927	28.0	1.505			
			1.808	35.3	1.336			
			1.732	42.5	1.215			
セメント系固化材	4.5	A-c (3層×25回)	1.775	13.1	1.569	2.727	20.9 ($S_r=80.7\%$)	1.598
			1.838	16.7	1.575			
			1.932	20.9	1.598			
			1.945	25.4	1.551			
			1.896	28.9	1.471			
			1.818	33.8	1.359			
	5.6	A-c (3層×25回)	1.755	12.8	1.556	2.717	22.1 ($S_r=81.3\%$)	1.563
			1.810	16.5	1.554			
			1.890	21.1	1.561			
			1.880	25.4	1.499			
			1.839	31.0	1.404			
			1.791	35.4	1.323			
6.7	A-c (3層×25回)	1.719	12.2	1.532	2.726	23.5 ($S_r=84.1\%$)	1.547	
		1.777	16.5	1.525				
		1.845	20.3	1.534				
		1.924	24.6	1.544				
		1.878	30.3	1.441				
		1.829	33.9	1.366				
	E-c (3層×92回)	1.862	8.5	1.716	2.726	15.1 ($S_r=79.0\%$)	1.792	
		2.078	16.2	1.788				
		1.991	24.3	1.602				
		1.838	31.9	1.393				
		1.653	39.6	1.184				
		1.582	46.5	1.080				
9.7	A-c (3層×25回)	1.701	15.3	1.475	2.707	24.7 ($S_r=84.6\%$)	1.512	
		1.801	20.9	1.490				
		1.894	25.4	1.510				
		1.877	28.9	1.456				
		1.835	32.0	1.390				
		1.794	35.2	1.327				
	E-c (3層×92回)	1.841	8.7	1.694	2.707	15.1 ($S_r=83.5\%$)	1.817	
		2.096	15.4	1.816				
		1.970	23.3	1.598				
		1.851	30.8	1.415				
		1.746	38.0	1.265				
		1.612	42.3	1.153				

【CBR 試驗結果】

附表 D-5 CBR 試驗結果一覽 (美浦砂 配合試驗)

改良材	供試體 作製時 含水量 (%)	添加率 (%)	最大粒徑	安定材 混合後 放置日 (日)	供試體作製後		No.	作製時			CBR		代表 CBR (%)	土粒子 密度 (g/cm ³)			
					氣中 (日)	水中 (日)		濕潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水量 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	飽和度 S_r (%)	空氣間隙率 v_a (%)			貫入量 2.5 mm (%)	貫入量 5.0 mm (%)	
-	23	(無 處理)	19mm \leq	-	-	-	4	1	2.035	22.2	1.665	94.9	2.0	3.8	4.6	2.728	
								2	1.955	21.7	1.606	84.7	6.3	3.1	3.6		3.6
								3	2.000	22.2	1.637	90.9	3.7	3.3	3.9		3.9
							平均值	1.997	22.0	1.636	90.2	4.0	3.4	4.0			
-	34	(無 處理)	19mm \leq	-	-	-	4	1	1.806	32.6	1.362	88.7	5.7	0.4	0.3	2.728	
								2	1.807	32.8	1.361	89.1	5.5	0.4	0.3		0.4
								3	1.803	32.1	1.365	87.7	6.1	0.5	0.4		0.5
							平均值	1.806	32.5	1.363	88.5	5.8	0.4	0.3			
生石灰	w_n (34%)	1.5	19mm \leq	1	6	4	1	1.828	33.2	1.372	91.4	4.3	1.8	2.1	2.736		
							2	1.834	33.4	1.375	92.3	3.8	2.1	2.2		2.2	
							3	1.833	33.8	1.370	92.7	3.6	2.0	2.2		2.2	
							平均值	1.832	33.5	1.372	92.1	3.9	2.0	2.2			
生石灰	w_n (34%)	3	19mm \leq	1	6	4	1	1.825	32.5	1.377	90.6	4.6	9.3	10.1	2.720		
							2	1.827	32.9	1.375	91.5	4.2	9.4	9.5		9.5	
							3	1.828	32.4	1.381	90.9	4.5	7.8	8.7		8.7	
							平均值	1.827	32.6	1.378	91.0	4.4	8.8	9.4			
生石灰	w_n (34%)	4.5	19mm \leq	1	6	4	1	1.824	31.7	1.385	89.5	5.1	13.5	15.6	2.718		
							2	1.826	32.2	1.381	90.4	4.7	10.0	12.5		12.5	
							3	1.838	31.6	1.397	90.8	4.5	11.7	13.7		13.7	
							平均值	1.829	31.8	1.388	90.3	4.8	11.7	13.9			
生石灰	w_n (34%)	6	19mm \leq	1	6	4	1	1.897	27.8	1.484	91.2	4.0	25.9	29.1	2.711		
							2	1.859	29.4	1.437	89.9	4.7	19.5	21.4		21.4	
							3	1.886	28.9	1.463	91.8	3.8	22.5	25.1		25.1	
							平均值	1.881	28.7	1.461	91.0	4.2	22.6	25.2			
生石灰	w_n (34%)	4	19mm \leq	-	3	4	1	1.874	31.3	1.427	93.7	3.0	4.3	4.1	2.728		
							2	1.879	32.3	1.420	95.7	2.1	4.8	4.6		4.8	
							3	1.870	31.2	1.425	93.1	3.3	5.0	4.6		5.0	
							平均值	1.874	31.6	1.424	94.1	2.8	4.7	4.4			
生石灰	w_n (34%)	6	19mm \leq	-	3	4	1	1.870	30.8	1.430	92.5	3.6	29.0	28.4	2.731		
							2	1.880	31.5	1.430	94.6	2.6	34.4	30.8		34.4	
							3	1.868	30.8	1.428	92.2	3.7	37.7	34.5		37.7	
							平均值	1.873	31.0	1.429	93.1	3.3	33.7	31.2			
生石灰	w_n (34%)	8	19mm \leq	-	3	4	1	1.884	30.1	1.448	92.6	3.5	74.1	69.8	2.735		
							2	1.894	30.8	1.448	94.8	2.5	72.6	67.7		72.6	
							3	1.899	30.4	1.456	94.7	2.5	82.7	73.2		82.7	
							平均值	1.892	30.4	1.451	94.0	2.8	76.5	70.2			
生石灰	w_n (34%)	10	19mm \leq	-	3	4	1	1.912	29.8	1.473	95.2	2.2	129.6	119.1	2.734		
							2	1.893	29.4	1.463	92.5	3.5	147.1	135.2		147.1	
							3	1.909	29.5	1.474	94.4	2.6	158.9	137.8		158.9	
							平均值	1.905	29.6	1.470	94.0	2.8	145.2	130.7			

【コーン指数試験結果】

付表 D-6(1) コーン指数試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	供製時 含水比 (%)	添加率 (%)	試験条件	最大粒径	供試体作製(突き固め)条件			安定材 混合後 仮置き (日)		供試体作製後 養生日数		No.	作製時			コーン指数 q_c (KN/m^2)			
					モールド 直径 (cm)	ランマ 質量 (kg)	突き固め 回数 (回)	層数	空気中 (日)	水中 (日)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	飽和度 S_r (%)		空気間隙率 v_a (%)		
無処理土	10	(無処理)	JIS A 12528	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	-	-	-	1	1.647	10.0	1.497	33.2	30.2	14392	
	14		JIS A 12528	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	-	-	-	1	1.746	14.0	1.532	48.9	22.4	10210	
	17.3		JIS A 12528	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	-	-	-	1	1.908	17.3	1.627	69.7	12.2	5861	
	23	コーン指数 JIS A 12528	(無処理)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	-	-	-	-	平均値	1.990	22.8	1.622	91.1	3.6	679
													1	1.976	23.2	1.604	90.3	4.0	793
													1	1.908	27.9	1.492	91.9	3.7	105
	33.9	JIS A 12528	(無処理)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	-	-	-	-	平均値	1.840	33.9	1.374	93.8	3.1	25
													1	1.842	32.4	1.391	91.7	4.1	423
													2	1.848	32.3	1.397	92.2	3.8	441
	生石灰	1.5	コーン指数試験 JIS A 12528 (建設養生利用技術 マニュアル条件)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	1	6	4	-	平均値	1.846	32.4	1.395	92.1	3.9	441
1													1.855	31.6	1.410	91.9	3.9	417	
2													1.851	31.5	1.408	91.4	4.2	417	
3.0		コーン指数試験 JIS A 12528 (石灰協会条件)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	1	3	-	-	平均値	1.851	31.5	1.408	91.4	4.2	414	
												1	1.860	31.3	1.417	92.6	3.6	4355	
												2	1.858	31.4	1.414	92.5	3.6	4543	
4.5		コーン指数試験 JIS A 12528 (建設養生利用技術 マニュアル条件)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	1	6	4	-	平均値	1.858	31.4	1.413	92.3	3.7	4565	
												1	1.858	30.5	1.424	91.2	4.2	3361	
												2	1.858	30.6	1.423	91.3	4.1	3133	
6.0		コーン指数試験 JIS A 12528 (石灰協会条件)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	1	3	-	-	平均値	1.858	30.6	1.422	91.2	4.2	3296	
	1											1.858	30.6	1.423	91.2	4.2	3263		
	1											1.869	30.1	1.437	91.8	3.9	10827		
34%	コーン指数試験 JIS A 12528 (建設養生利用技術 マニュアル条件)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	1	6	4	-	平均値	1.869	30.2	1.436	92.0	3.8	10820		
											1	1.872	29.4	1.447	91.0	4.2	4710		
											2	1.865	29.5	1.440	90.3	4.5	4522		
4.4	コーン指数試験 JIS A 12528 (石灰協会条件)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	1	3	-	-	平均値	1.865	29.5	1.439	90.5	4.5	4293		
											1	1.867	29.5	1.442	90.6	4.4	4508		
											1	1.883	28.7	1.463	91.2	4.0	18247		
6.0	コーン指数試験 JIS A 12528 (建設養生利用技術 マニュアル条件)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	1	6	4	-	平均値	1.894	28.9	1.469	92.7	3.4	18377		
											1	1.883	28.9	1.461	91.6	3.9	18148		
											1	1.887	28.8	1.464	91.8	3.8	18257		
6.0	コーン指数試験 JIS A 12528 (石灰協会条件)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	1	3	-	-	平均値	1.876	28.7	1.461	90.9	4.2	6472		
											2	1.879	28.4	1.463	90.3	4.5	6574		
											3	1.880	28.4	1.464	90.4	4.4	6657		
平均値	1.878	28.5	1.463	90.5	4.4	6568													

付表 D-6(2) コーン指数試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	試験条件	最大粒径	供試体作製(突き固め)条件		安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	作製時				コーン指数 q_c (kN/m^2)		
					モールド 直径 (cm)	ランマ 質量 (kg)		突き固め 回数 (回)	層数 (層)		空気中 (日)	水中 (日)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)		飽和度 S_r (%)	空気間隙率 v_a (%)
セメント系固材	4	コーン指数試験 JIS A 12528 (建設発生土利用技術 マニュアル条件)	1	10	2.5	25	3	-	3	4	1	1.843	31.9	1.397	91.3	4.2	790
			2	10	2.5	25	3	-	3	4	2	1.844	31.7	1.400	91.2	4.3	756
			3	10	2.5	25	3	-	3	4	3	1.849	31.6	1.405	91.5	4.1	809
		平均値	10	2.5	25	3	-	3	-	平均値	1.845	31.7	1.401	91.4	4.2	785	
		1	10	2.5	25	3	-	3	-	1	1.839	31.0	1.404	89.7	5.0	537	
		2	10	2.5	25	3	-	3	-	2	1.851	31.0	1.413	90.9	4.4	509	
	6	コーン指数試験 JIS A 12528 (石灰協会条件)	1	10	2.5	25	3	-	3	-	3	1.846	30.8	1.411	90.0	4.8	534
			2	10	2.5	25	3	-	3	-	2	1.845	30.9	1.409	90.2	4.7	527
			3	10	2.5	25	3	-	3	-	3	1.854	31.0	1.414	90.9	4.4	6389
		平均値	10	2.5	25	3	-	3	-	平均値	1.866	30.8	1.427	92.0	3.8	6636	
		1	10	2.5	25	3	-	3	-	1	1.867	30.8	1.427	92.0	3.8	6722	
		2	10	2.5	25	3	-	3	-	2	1.862	30.9	1.423	91.7	4.0	6582	
8	コーン指数試験 JIS A 12528 (建設発生土利用技術 マニュアル条件)	1	10	2.5	25	3	-	3	-	1	1.849	30.2	1.420	89.3	5.1	5080	
		2	10	2.5	25	3	-	3	-	2	1.857	30.1	1.427	90.0	4.8	5290	
		3	10	2.5	25	3	-	3	-	3	1.859	29.6	1.434	89.4	5.0	5559	
	平均値	10	2.5	25	3	-	3	-	平均値	1.855	30.0	1.427	89.6	5.0	5310		
	1	10	2.5	25	3	-	3	-	1	1.885	29.3	1.458	91.5	4.0	15201		
	2	10	2.5	25	3	-	3	-	2	1.876	29.3	1.451	90.6	4.4	14775		
10	コーン指数試験 JIS A 12528 (建設発生土利用技術 マニュアル条件)	1	10	2.5	25	3	-	3	4	3	1.883	29.6	1.453	91.8	3.9	15198	
		2	10	2.5	25	3	-	3	4	2	1.881	29.4	1.454	91.3	4.1	15058	
		3	10	2.5	25	3	-	3	4	3	1.868	28.9	1.449	89.1	5.1	12238	
	平均値	10	2.5	25	3	-	3	-	平均値	1.880	28.7	1.461	90.0	4.7	12133		
	1	10	2.5	25	3	-	3	-	1	1.870	28.7	1.453	89.0	5.2	12713		
	2	10	2.5	25	3	-	3	-	2	1.873	28.8	1.454	89.3	5.0	12361		
10	コーン指数試験 JIS A 12528 (建設発生土利用技術 マニュアル条件)	1	15	4.5	17	3	-	3	4	1	1.880	28.8	1.460	90.2	4.6	23160	
		2	15	4.5	17	3	-	3	4	2	1.885	28.4	1.468	90.0	4.6	23355	
		3	15	4.5	17	3	-	3	4	3	1.891	28.6	1.470	90.9	4.2	22997	
	平均値	15	4.5	17	3	-	3	-	平均値	1.885	28.6	1.466	90.4	4.5	23171		
	1	15	2.5	55	3	-	3	-	1	1.884	28.0	1.472	89.3	4.9	19327		
	2	15	2.5	55	3	-	3	-	2	1.883	27.9	1.472	89.0	5.1	20441		
3	15	2.5	55	3	-	3	-	3	1.878	28.2	1.465	89.0	5.1	19392			
平均値	15	2.5	55	3	-	3	-	平均値	1.882	28.0	1.470	89.1	5.0	19720			

<試験条件>

- ・ コーン指数試験 JIS A 1228 (建設発生土利用技術マニュアル 第4版、土木研究所 に準拠)
- ・ コーン指数試験 JIS A 1228 (石灰協会条件) ; 建設発生土利用技術マニュアル 第7版、日本石灰協会 に準拠

【一軸圧縮試験結果】

付表 D-7(1) 一軸圧縮試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	供試体作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	供試体			飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	強度 変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)
			方法	条件		気中 (日)	水中 (日)					湿潤密度 ρ _t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)				
生石灰 (34%)	1.5	3層 (L-01)	突き固め	-	2-3時間	7	-	No.1	10.000	5.000	374.6	1.908	29.2	1.477	3.0	93.5	52.7	0.90
								No.2	10.000	5.000	368.1	1.875	29.2	1.451	4.7	90.0	48.2	0.77
								No.3	10.000	5.000	374.9	1.909	29.1	1.479	3.0	93.4	47.2	0.81
		平均値	10.000	5.000	372.5	1.897	29.2	1.469	3.6	92.3	49.4	0.83						
		No.1	10.000	5.000	373.5	1.902	30.3	1.460	2.5	94.6	68.7	1.43						
		No.2	10.000	5.000	366.3	1.865	30.4	1.430	4.4	90.9	71.9	1.43						
	No.3	10.000	5.000	369.3	1.881	30.4	1.442	3.5	92.5	74.3	1.60							
	平均値	10.000	5.000	369.7	1.883	30.4	1.444	3.5	92.7	71.6	1.49							
	No.1	10.000	5.000	371.3	1.891	27.4	1.484	5.1	88.9	505	98.20							
	No.2	10.000	5.000	370.0	1.884	27.4	1.479	5.4	88.2	490	46.50							
	No.3	10.000	5.000	370.0	1.884	27.2	1.481	5.6	87.8	503	74.10							
	平均値	10.000	5.000	370.4	1.886	27.3	1.481	5.4	88.3	499.3	72.93							
No.1	10.000	5.000	377.4	1.922	28.9	1.491	2.4	94.7	290	31.50								
No.2	10.000	5.000	375.3	1.911	28.7	1.485	3.1	93.2	388	54.30								
No.3	10.000	5.000	371.6	1.893	28.7	1.471	4.0	91.3	342	30.10								
平均値	10.000	5.000	374.8	1.909	28.8	1.482	3.2	93.1	340.0	38.63								
No.1	10.000	5.000	378.3	1.927	26.5	1.523	4.0	91.1	1600	801.00								
No.2	10.000	5.000	372.4	1.897	26.4	1.501	5.5	87.8	1830	825.00								
No.3	10.000	5.000	375.8	1.914	26.2	1.517	4.8	89.2	1920	1110.00								
平均値	10.000	5.000	375.5	1.913	26.4	1.514	4.8	89.3	1783.3	912.00								
No.1	10.000	5.000	379.6	1.933	27.8	1.513	2.7	94.0	671	175.00								
No.2	10.000	5.000	376.1	1.915	28.0	1.496	3.4	92.4	534	60.20								
No.3	10.000	5.000	371.1	1.890	27.9	1.478	4.8	89.6	576	57.20								
平均値	10.000	5.000	375.6	1.913	27.9	1.495	3.6	92.0	593.7	97.47								
No.1	10.000	5.000	375.1	1.910	25.5	1.522	6.1	86.5	3420	3210.00								
No.2	10.000	5.000	369.3	1.881	25.7	1.496	7.3	84.0	3390	1570.00								
No.3	10.000	5.000	369.2	1.880	26.9	1.481	6.5	86.0	3170	2840.00								
平均値	10.000	5.000	371.2	1.890	26.0	1.500	6.6	85.5	3326.7	2540.00								
No.1	10.000	5.000	383.2	1.951	26.2	1.546	3.5	92.0	940	161.00								
No.2	10.000	5.000	384.4	1.958	26.5	1.548	2.9	93.3	837	208.00								
No.3	10.000	5.000	381.6	1.944	26.5	1.537	3.6	91.8	923	353.00								
平均値	10.000	5.000	383.1	1.951	26.4	1.544	3.3	92.4	900.0	240.67								

<供試体作製方法>

- ・ 突き固め3層 (L-01) : JCAS L-01 セメント系固化工材による改良体の強さ試験方法、セメント協会 に準拠

付表 D-7(2) 一軸圧縮試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体					強度				
			方法	条件		空气中 (日)	水中 (日)		高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ _t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)
生石灰	3.0		静的締固め (JGS 0812)	Dc=75%相当	2時間	7	-	No.1	10,000	5,000	313.8	1,598	30.3	1,226	18.0	67.3	218	102.00
								No.2	10,000	5,000	313.8	1,598	29.9	1,230	18.3	66.8	237	72.80
								No.3	10,000	5,000	313.8	1,598	30.0	1,229	18.2	67.0	215	141.00
			平均値	10,000	5,000	313.8	1,598	30.1	1,229	18.2	67.0	223.3	105.27					
			No.1	10,000	5,000	334.6	1,704	30.1	1,310	12.7	75.6	333	92.20					
			No.2	10,000	5,000	334.6	1,704	30.1	1,310	12.7	75.6	343	125.00					
	No.3	10,000	5,000	334.6	1,704	29.9	1,312	12.8	75.3	311	88.70							
	平均値	10,000	5,000	334.6	1,704	30.0	1,310	12.7	75.5	329	101.97							
	No.1	10,000	5,000	355.6	1,811	30.2	1,391	7.2	85.4	477	109.00							
	No.2	10,000	5,000	355.6	1,811	29.9	1,394	7.4	85.0	461	145.00							
	No.3	10,000	5,000	355.6	1,811	30.1	1,392	7.2	85.3	460	171.00							
	平均値	10,000	5,000	355.6	1,811	30.1	1,392	7.2	85.2	466	141.67							
No.1	10,230	5,000	382.5	1,904	31.3	1,450	1.6	96.6	278	35.50								
No.2	10,060	5,000	382.5	1,936	30.9	1,479	0.2	99.5	299	41.20								
No.3	10,020	5,000	382.5	1,944	31.3	1,481	-0.5	101.0	276	22.10								
平均値	10,103	5,000	382.5	1,928	31.2	1,470	0.5	99.0	284.3	32.93								
No.1	10,000	5,000	312.6	1,592	29.6	1,228	19.1	65.5	414	116.00								
No.2	10,000	5,000	312.6	1,592	29.9	1,226	19.0	65.9	433	94.70								
No.3	10,000	5,000	312.6	1,592	29.8	1,227	19.0	65.8	397	134.00								
平均値	10,000	5,000	312.6	1,592	29.8	1,227	19.0	65.7	414.7	114.90								
No.1	10,000	5,000	333.4	1,698	30.0	1,306	13.5	74.4	653	183.00								
No.2	10,000	5,000	333.4	1,698	30.0	1,306	13.5	74.4	531	86.00								
No.3	10,000	5,000	333.4	1,698	29.7	1,309	13.7	73.9	573	307.00								
平均値	10,000	5,000	333.4	1,698	29.9	1,307	13.6	74.2	585.7	192.00								
No.1	10,000	5,000	354.2	1,804	30.0	1,388	8.1	83.7	823	143.00								
No.2	10,000	5,000	354.2	1,804	29.9	1,389	8.2	83.5	819	122.00								
No.3	10,000	5,000	354.2	1,804	29.7	1,391	8.3	83.2	726	114.00								
平均値	10,000	5,000	354.2	1,804	29.9	1,389	8.2	83.5	789.3	126.33								
No.1	10,000	5,000	375.8	1,914	28.5	1,488	3.6	92.2	565	37.20								
No.2	10,000	5,000	375.8	1,914	28.6	1,488	3.5	92.3	586	66.80								
No.3	10,000	5,000	375.8	1,914	28.2	1,493	3.8	91.7	563	53.40								
平均値	10,000	5,000	375.8	1,914	28.4	1,490	3.7	92.1	571.3	52.47								

付表 D-7(3) 一軸圧縮試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体							強度		
			方法	条件		空气中 (日)	水中 (日)		高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ ₁ (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)
生石灰	w _n (34%)	6.0	静的締固め (JGS 0812)	De=75%相当	2時間	7	-	No.1	10,000	5,000	310.2	1,580	29.2	1,223	19.8	64.3	453	223.00
								No.2	10,000	5,000	310.2	1,580	29.4	1,221	19.7	64.6	573	187.00
								No.3	10,000	5,000	310.2	1,580	29.4	1,221	19.7	64.6	544	198.00
				平均値	10,000	5,000	310.2	1,580	29.3	1,222	19.7	64.5	523	202.67				
			静的締固め (JGS 0812)	De=80%相当	2時間	7	-	No.1	10,000	5,000	330.7	1,684	29.3	1,302	14.5	72.5	700	104.00
								No.2	10,000	5,000	330.7	1,684	29.2	1,303	14.5	72.4	796	125.00
								No.3	10,000	5,000	330.7	1,684	29.2	1,303	14.5	72.4	751	84.00
				平均値	10,000	5,000	330.7	1,684	29.2	1,303	14.5	72.4	749	104.33				
			静的締固め (JGS 0812)	De=85%相当	2時間	7	-	No.1	10,000	5,000	351.5	1,790	29.5	1,382	9.0	82.0	1060	270.00
								No.2	10,000	5,000	351.5	1,790	29.3	1,384	9.1	81.7	1190	250.00
								No.3	10,000	5,000	351.5	1,790	29.2	1,385	9.2	81.5	1060	179.00
				平均値	10,000	5,000	351.5	1,790	29.3	1,384	9.1	81.7	1103	233.00				
			静的締固め (JGS 0812)	De=90%相当	2時間	7	-	No.1	10,000	5,000	371.9	1,894	26.1	1,502	6.2	86.4	755	55.10
								No.2	10,000	5,000	371.9	1,894	25.9	1,504	6.3	86.0	771	56.50
								No.3	10,000	5,000	371.9	1,894	25.8	1,506	6.4	85.8	933	77.80
	平均値	10,000	5,000	371.9	1,894	25.9	1,504	6.3	86.1	820	63.13							
静的締固め (JGS 0812)	De=75%相当	1	7	-	No.1	10,000	5,000	327.8	1,669	35.0	1,236	11.8	78.6	257	103.00			
					No.2	10,000	5,000	326.5	1,663	34.2	1,239	12.6	77.1	303	279.00			
					No.3	10,000	5,000	329.4	1,678	35.8	1,236	10.8	80.3	241	130.00			
	平均値	10,000	5,000	327.9	1,670	35.0	1,237	11.7	78.7	267	170.67							
静的締固め (JGS 0812)	De=80%相当	1	7	-	No.1	10,000	5,000	345.4	1,759	33.5	1,318	7.9	84.7	408	117.00			
					No.2	10,000	5,000	343.4	1,749	33.0	1,315	8.8	83.2	411	79.20			
					No.3	10,000	5,000	348.4	1,775	34.7	1,318	6.4	87.8	383	67.40			
	平均値	10,000	5,000	345.7	1,761	33.7	1,317	7.7	85.2	401	87.87							
静的締固め (JGS 0812)	De=85%相当	1	7	-	No.1	10,000	5,000	362.5	1,846	31.9	1,400	4.5	90.9	731	123.00			
					No.2	10,000	5,000	358.9	1,828	30.5	1,401	6.3	87.1	728	90.10			
					No.3	10,000	5,000	358.5	1,826	30.5	1,399	6.4	86.9	647	84.00			
	平均値	10,000	5,000	359.9	1,833	31.0	1,400	5.7	88.3	702	99.03							

付表 D-7(4) 一軸圧縮試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		安定材 理合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体							強度		
			方法	条件		空中 (日)	水中 (日)		高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ _t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)
生石灰	w _n (34%)	1.6	5層突き固め	Dc=75%相当	1	10	-	No.1	10.050	4.997	319.8	1.623	31.7	1.232	15.8	71.2	58.7	11.50
								No.2	10.050	4.978	319.9	1.635	31.6	1.242	15.3	72.0	60.5	21.30
								No.3	10.040	4.986	320.4	1.634	31.6	1.242	15.3	71.9	57.9	16.40
								平均値	10.047	4.987	320.0	1.631	31.6	1.239	15.5	71.7	59.0	16.40
								No.1	10.030	5.000	341.6	1.735	31.5	1.319	10.1	80.4	70.7	15.10
								No.2	10.040	4.998	341.4	1.733	31.7	1.316	10.1	80.5	77.7	14.00
								No.3	10.040	5.003	341.4	1.730	31.8	1.313	10.2	80.3	75.6	16.30
								平均値	10.037	5.000	341.5	1.733	31.7	1.316	10.2	80.4	74.7	15.13
								No.1	10.040	5.005	362.9	1.839	31.7	1.396	4.6	90.5	99.3	10.70
								No.2	10.040	5.003	362.9	1.839	31.5	1.398	4.8	90.3	107	11.30
								No.3	10.040	5.007	363.2	1.837	31.5	1.397	4.9	90.0	102	13.80
								平均値	10.040	5.005	363.1	1.838	31.6	1.397	4.7	90.3	103	11.93
No.1	10.030	5.008	370.1	1.871	31.6	1.422	3.0	93.7	94.2	4.31								
No.2	10.030	5.008	369.2	1.869	31.5	1.421	3.2	93.3	93.5	4.99								
No.3	10.030	5.007	370.1	1.874	31.6	1.424	2.9	94.0	102	4.02								
平均値	10.033	5.008	369.8	1.871	31.6	1.422	3.0	93.7	96.6	4.44								
No.1	10.040	5.010	319.2	1.613	30.2	1.239	17.0	68.7	47.6	222								
No.2	10.030	5.010	318.4	1.610	30.0	1.238	17.3	68.3	48.9	230								
No.3	10.030	5.010	318.8	1.612	30.0	1.240	17.2	68.4	50.0	158								
平均値	10.033	5.010	318.8	1.612	30.1	1.239	17.2	68.5	48.8	203								
No.1	10.030	5.014	339.7	1.715	29.7	1.322	12.1	76.5	66.5	160								
No.2	10.030	5.013	339.5	1.715	29.6	1.323	12.1	76.3	68.1	150								
No.3	10.030	5.012	339.1	1.714	29.8	1.320	12.1	76.5	68.8	206								
平均値	10.030	5.013	339.4	1.715	29.7	1.322	12.1	76.4	67.8	172								
No.1	10.030	5.018	360.8	1.819	29.7	1.402	6.7	86.1	91.9	158								
No.2	10.030	5.018	360.9	1.819	29.7	1.402	6.7	86.1	90.8	272								
No.3	10.030	5.009	360.9	1.819	29.6	1.404	6.8	85.9	94.3	183								
平均値	10.030	5.015	360.9	1.819	29.7	1.403	6.8	86.0	92.3	204								
No.1	10.045	5.013	377.0	1.902	29.5	1.469	2.6	94.3	84.7	76								
No.2	10.045	5.023	377.0	1.894	29.5	1.463	3.0	93.4	81.4	93								
No.3	10.045	5.014	376.7	1.899	29.5	1.466	2.8	93.9	86.0	104								
平均値	10.045	5.017	376.9	1.898	29.5	1.466	2.8	93.9	84.0	91								
No.1	10.035	5.015	313.9	1.584	28.2	1.236	19.6	64.0	96.4	699.00								
No.2	10.035	5.008	314.4	1.591	28.5	1.238	19.0	64.9	96.4	302.00								
No.3	10.035	5.013	314.0	1.585	28.3	1.235	19.5	64.2	93.2	301.00								
平均値	10.035	5.012	314.1	1.587	28.3	1.236	19.4	64.4	95.3	434.00								
No.1	10.035	5.013	335.4	1.693	28.5	1.318	13.9	73.1	135.5	373.00								
No.2	10.035	5.013	335.2	1.692	28.3	1.319	14.0	72.7	139.9	253.00								
No.3	10.040	5.019	334.9	1.686	28.3	1.314	14.3	72.2	123.0	443.00								
平均値	10.037	5.015	335.2	1.690	28.4	1.317	14.1	72.6	132.8	356.33								
No.1	10.040	5.011	356.4	1.800	28.2	1.404	8.6	82.1	195.2	946.00								
No.2	10.030	5.013	356.3	1.800	28.4	1.402	8.5	82.4	201.8	284.00								
No.3	10.040	5.014	355.8	1.795	28.4	1.398	8.7	82.0	178.4	653.00								
平均値	10.037	5.013	356.2	1.798	28.3	1.401	8.6	82.2	191.8	627.67								
No.1	10.050	5.019	377.0	1.896	28.4	1.477	3.6	92.1	181.2	307.00								
No.2	10.040	5.020	377.1	1.898	28.2	1.480	3.6	92.0	215.9	375.00								
No.3	10.050	5.014	377.1	1.900	28.1	1.483	3.6	92.0	180.0	617.00								
平均値	10.047	5.018	377.1	1.898	28.2	1.480	3.6	92.0	192.4	433.00								

付表 D-7(5) 一軸圧縮試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体							強度		
			方法	条件		気中 (日)	水中 (日)		高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ ₁ (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _u (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)
セメント系固化工材	3.7	3層 突き固め (L-01)	-	-	-	7	-	No.1	10.000	5.000	369.0	1.879	31.2	1.432	3.3	93.1	135	21.80
								No.2	10.000	5.000	365.3	1.860	30.2	1.429	5.0	89.6	152	13.40
								No.3	10.000	5.000	363.4	1.851	30.9	1.414	5.0	89.8	157	14.50
			平均値						10.000	5.000	365.9	1.863	30.8	1.425	4.4	90.8	148.0	16.57
	5.2	3層 突き固め (L-01)	-	-	-	7	-	No.1	10.000	5.000	366.0	1.864	30.4	1.429	5.0	89.8	556	162.00
								No.2	10.000	5.000	371.1	1.890	30.7	1.446	3.4	92.8	582	153.00
								No.3	10.000	5.000	364.2	1.855	33.3	1.392	3.4	93.1	534	87.20
			平均値						10.000	5.000	367.1	1.870	31.5	1.422	3.9	91.9	557.3	134.07
	6.7	3層 突き固め (L-01)	-	-	-	7	-	No.1	10.000	5.000	367.6	1.872	29.8	1.442	5.0	89.6	1080	395.00
								No.2	10.000	5.000	362.7	1.847	28.9	1.433	6.9	85.7	1160	539.00
								No.3	10.000	5.000	369.4	1.881	28.8	1.460	5.3	88.9	1160	292.00
			平均値						10.000	5.000	366.6	1.867	29.2	1.445	5.7	88.0	1133.3	410.00
	9.7	3層 突き固め (L-01)	-	-	-	7	-	No.1	10.000	5.000	366.5	1.867	28.2	1.456	6.3	86.7	2260	1100.00
								No.2	10.000	5.000	370.6	1.887	28.0	1.474	5.5	88.3	2110	435.00
								No.3	10.000	5.000	367.3	1.871	27.9	1.463	6.3	86.6	2210	670.00
			平均値						10.000	5.000	368.2	1.875	28.0	1.464	6.0	87.2	2193.3	735.00
	4.5	5層突き固め	D _c = 75%相当	-	-	7	-	No.1	10.040	5.003	323.0	1.637	30.8	1.252	15.6	71.2	157	19.40
								No.2	10.040	5.010	323.0	1.632	30.9	1.247	15.8	71.0	150	78.60
No.3								10.040	4.995	323.0	1.643	30.8	1.256	15.2	71.7	154	28.20	
			平均値						10.040	5.003	323.0	1.637	30.8	1.251	15.5	71.3	154	42.07
5層突き固め		D _c = 80%相当	-	-	-	7	-	No.1	10.035	5.003	344.5	1.746	30.8	1.335	9.9	80.5	207	131.00
								No.2	10.035	5.006	344.5	1.744	30.7	1.334	10.1	80.2	200	43.10
								No.3	10.035	5.004	344.8	1.747	30.6	1.338	10.0	80.3	213	53.00
			平均値						10.035	5.004	344.6	1.746	30.7	1.336	10.0	80.4	207	75.70
5層突き固め		D _c = 85%相当	-	-	-	7	-	No.1	10.050	5.008	365.9	1.848	30.6	1.415	4.8	90.0	255	63.90
								No.2	10.045	5.007	366.0	1.850	30.5	1.418	4.8	90.0	269	56.80
								No.3	10.040	5.008	365.9	1.850	30.5	1.418	4.8	90.0	281	67.80
			平均値						10.045	5.008	365.9	1.849	30.5	1.417	4.8	90.0	268	62.83
5層突き固め	D _c = 87.1%相当	-	-	-	7	-	No.1	10.030	5.016	374.5	1.890	30.5	1.448	2.7	94.2	262	44.60	
							No.2	10.025	5.013	374.7	1.894	30.4	1.452	2.6	94.5	273	41.60	
							No.3	10.040	5.011	375.1	1.894	30.4	1.452	2.6	94.5	305	37.90	
		平均値						10.032	5.013	374.8	1.893	30.4	1.451	2.6	94.4	280	41.37	

<供試体作製方法>

- ・ 突き固め3層 (L-01) : JCAS L-01 セメント系固化工材による改良体の強さ試験方法、セメント協会 に準拠

付表 D-7 (6) 一軸圧縮試験結果一覧 (美浦砂 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		安定材 理合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体						強度							
			方法	条件		水中 (日)	空中 (日)		高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ _t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)				
セメント系固化工材	w _n (34%)	5.2	静的締固め (JGS 0812)	D _c =75%相当	-	7	-	No.1	10.000	5.000	317.9	1.619	30.1	1.244	17.6	68.0	387	162.00				
									No.2	10.000	5.000	317.9	1.619	29.8	1.247	17.8	67.6	392	166.00			
									No.3	10.000	5.000	317.9	1.619	29.9	1.246	17.8	67.7	385	233.00			
						平均値	10.000	5.000	317.9	1.619	29.9	1.246	17.7	67.8	388	187.00						
			静的締固め (JGS 0812)	D _c =80%相当	-	7	-	No.1	10.000	5.000	339.1	1.727	30.0	1.328	12.2	76.6	557	389.00				
									No.2	10.000	5.000	339.1	1.727	30.0	1.328	12.2	76.6	616	155.00			
									No.3	10.000	5.000	339.1	1.727	29.8	1.331	12.3	76.3	651	534.00			
						平均値	10.000	5.000	339.1	1.727	29.9	1.329	12.2	76.5	608	359.33						
			静的締固め (JGS 0812)	D _c =85%相当	-	7	-	No.1	10.000	5.000	360.3	1.835	30.1	1.410	6.6	86.5	810	86.00				
									No.2	10.000	5.000	360.3	1.835	30.1	1.410	6.6	86.5	700	111.00			
									No.3	10.000	5.000	360.3	1.835	30.1	1.410	6.6	86.5	723	106.00			
						平均値	10.000	5.000	360.3	1.835	30.1	1.410	6.6	86.5	744	101.00						
			静的締固め (JGS 0812)	D _c =90%相当	-	7	-	No.1	10.100	5.000	381.5	1.924	29.2	1.489	2.8	94.0	1090	278.00				
									No.2	10.070	5.000	381.5	1.930	29.2	1.494	2.5	94.6	1100	336.00			
									No.3	10.050	5.000	381.5	1.933	29.2	1.496	2.3	95.0	1220	304.00			
						平均値	10.073	5.000	381.5	1.929	29.2	1.493	2.5	94.5	1137	306.00						
			セメント系固化工材	w _n (34%)	6.7	静的締固め (JGS 0812)	D _c =75%相当	-	7	-	No.1	10.000	5.000	317.3	1.616	29.5	1.248	18.2	66.9	766	133.00	
												No.2	10.000	5.000	317.3	1.616	29.5	1.248	18.2	66.9	790	682.00
												No.3	10.000	5.000	317.3	1.616	29.0	1.253	18.5	66.3	843	575.00
									平均値	10.000	5.000	317.3	1.616	29.3	1.249	18.3	66.7	800	463.33			
						静的締固め (JGS 0812)	D _c =80%相当	-	7	-	No.1	10.000	5.000	338.3	1.723	29.7	1.328	12.6	75.7	1020	304.00	
No.2	10.000	5.000										338.3	1.723	29.4	1.332	12.8	75.3	898	153.00			
No.3	10.000	5.000										338.3	1.723	29.4	1.332	12.8	75.3	889	219.00			
						平均値	10.000	5.000	338.3	1.723	29.5	1.331	12.8	75.5	936	225.33						
静的締固め (JGS 0812)	D _c =85%相当	-				7	-	No.1	10.000	5.000	359.5	1.831	29.5	1.415	7.3	85.1	1850	282.00				
									No.2	10.000	5.000	359.5	1.831	29.4	1.415	7.4	84.9	1600	325.00			
									No.3	10.000	5.000	359.5	1.831	29.4	1.415	7.4	84.9	1660	393.00			
						平均値	10.000	5.000	359.5	1.831	29.4	1.415	7.3	85.0	1703	333.33						
静的締固め (JGS 0812)	D _c =90%相当	-				7	-	No.1	10.000	5.000	380.5	1.938	28.9	1.503	2.3	94.9	1690	600.00				
									No.2	10.000	5.000	380.5	1.938	28.9	1.503	2.3	94.9	1680	687.00			
									No.3	10.000	5.000	380.5	1.938	28.9	1.503	2.3	94.9	1920	599.00			
						平均値	10.000	5.000	380.5	1.938	28.9	1.503	2.3	94.9	1763	628.67						
セメント系固化工材	w _n (34%)	9.7				静的締固め (JGS 0812)	D _c =75%相当	-	7	-	No.1	10.000	5.000	315.0	1.604	28.2	1.251	19.5	64.4	969	182.00	
												No.2	10.000	5.000	315.0	1.604	28.0	1.253	19.6	64.1	1030	241.00
												No.3	10.000	5.000	315.0	1.604	28.1	1.252	19.6	64.2	1070	365.00
									平均値	10.000	5.000	315.0	1.604	28.1	1.252	19.6	64.2	1023	262.67			
						静的締固め (JGS 0812)	D _c =80%相当	-	7	-	No.1	10.000	5.000	336.0	1.711	28.1	1.336	14.2	72.5	1800	429.00	
			No.2	10.000	5.000							336.0	1.711	28.2	1.335	14.1	72.7	1670	355.00			
			No.3	10.000	5.000							336.0	1.711	28.2	1.335	14.1	72.7	1820	415.00			
						平均値	10.000	5.000	336.0	1.711	28.2	1.335	14.2	72.6	1763	399.67						
			静的締固め (JGS 0812)	D _c =85%相当	-	7	-	No.1	10.000	5.000	357.0	1.818	28.3	1.417	8.7	82.2	3170	694.00				
									No.2	10.000	5.000	357.0	1.818	28.2	1.418	8.8	82.0	2910	524.00			
									No.3	10.000	5.000	357.0	1.818	28.2	1.418	8.8	82.0	3110	458.00			
						平均値	10.000	5.000	357.0	1.818	28.2	1.418	8.8	82.1	3063	558.67						
			静的締固め (JGS 0812)	D _c =90%相当	-	7	-	No.1	10.000	5.000	375.6	1.913	28.4	1.490	3.9	91.6	3630	3990.00				
									No.2	10.000	5.000	375.6	1.913	28.5	1.489	3.8	91.8	3050	1080.00			
									No.3	10.000	5.000	375.6	1.913	28.5	1.489	3.8	91.8	3200	4120.00			
						平均値	10.000	5.000	375.6	1.913	28.5	1.489	3.8	91.7	3293	3063.33						

(仮置土)

- 土粒子の密度試験結果
- 土の含水比
- 液性限界・塑性限界試験結果
- 土の粒度試験結果
- 突固めによる土の締固め試験結果
- CBR 試験結果
- コーン指数試験結果
- 一軸圧縮試験結果
- 衝撃加速度試験結果

【土粒子の密度試験結果】

付表 D-8 土粒子密度一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	添加率 (%)	No.	土粒子の 密度 ρ_s (g/cm^3)
無 処 理	-	1	2.586
		2	2.583
		3	2.583
		平均	2.584
生 石 灰	4	1	2.611
		2	2.610
		3	2.612
		平均	2.611
	8	1	2.616
		2	2.615
		3	2.613
		平均	2.615
	10	1	2.624
		2	2.615
		3	-
		平均	2.620
	12	1	2.642
		2	2.642
		3	-
		平均	2.642
セ メ ン ト 系 固 化 材	4	1	2.641
		2	2.623
		3	2.638
		平均	2.634
	8	1	2.634
		2	2.626
		3	2.645
		平均	2.635
	11	1	2.680
		2	2.682
		3	-
		平均	2.681
	13	1	2.683
		2	2.676
		3	-
		平均	2.680
高 炉 セ メ ン ト B 種	8	1	2.640
		2	2.650
		3	2.669
		平均	2.653
	12	1	2.646
		2	2.650
		3	2.642
		平均	2.646
	16	1	1.641
		2	2.646
		3	2.649
		平均	2.645

【土の含水比】

付表 D-9 土の含水比一覧（仮置土 配合試験）

改良材	添加率 (%)	含水比測定対象土	含水比 w (%)
生石灰	2.0	コーン指数試験供試体	42.1
		CBR試験供試体	44.9
	4.0	CBR試験供試体	39.9
		一軸圧縮試験供試体	40.6
		衝撃加速度試験	40.5
	5.0	コーン指数試験供試体	38.4
		CBR試験供試体	39.8
	8.0	CBR試験供試体	37.2
		一軸圧縮試験供試体	36.7
		衝撃加速度試験	37.6
	10.0	コーン指数試験供試体	36.2
		CBR試験供試体	36.4
	11.3	CBR試験供試体	33.3
		CBR試験供試体	32.9
	12.0	一軸圧縮試験供試体	33.6
		衝撃加速度試験	33.8
		コーン指数試験供試体	32.3
	15.0	CBR試験供試体	32.5
		CBR試験供試体	28.6
		一軸圧縮試験供試体	30.2
16.0	衝撃加速度試験	30.8	
	2.0	コーン指数試験供試体	42.7
		CBR試験供試体	42.2
4.0	一軸圧縮試験供試体	40.1	
	衝撃加速度試験	42.4	
	5.0	コーン指数試験供試体	42.8
CBR試験供試体		42.2	
8.0	CBR試験供試体	39.1	
	CBR試験供試体	40.7	
	一軸圧縮試験供試体	40.1	
	衝撃加速度試験	40.1	
10.0	コーン指数試験供試体	39.9	
	CBR試験供試体	39.1	
	一軸圧縮試験供試体	38.9	
	衝撃加速度試験	39.1	
11.9	CBR試験供試体	36.8	
	CBR試験供試体	39.2	
	CBR試験供試体	37.9	
	一軸圧縮試験供試体	37.7	
12.0	衝撃加速度試験	38.4	
	15.0	コーン指数試験供試体	37.5
		CBR試験供試体	37.3
16.0	CBR試験供試体	37.6	
	一軸圧縮試験供試体	36.1	
	CBR試験供試体	37.0	
	衝撃加速度試験	36.3	
高炉セメント B種	2.0	コーン指数試験供試体	42.8
		一軸圧縮試験供試体	42.5
	4.0	衝撃加速度試験	42.6
		コーン指数試験供試体	43.7
	5.0	CBR試験供試体	42.4
		CBR試験供試体	41.2
	8.0	CBR試験供試体	41.2
		一軸圧縮試験供試体	40.2
		衝撃加速度試験	40.9
		コーン指数試験供試体	40.6
	10.0	CBR試験供試体	39.7
		CBR試験供試体	37.6
	12.0	CBR試験供試体	40.2
		CBR試験供試体	39.8
		一軸圧縮試験供試体	38.9
		衝撃加速度試験	38.8
	14.0	一軸圧縮試験供試体	38.2
		衝撃加速度試験	37.9
	15.0	コーン指数試験供試体	38.1
		CBR試験供試体	37.8
16.0	CBR試験供試体	37.3	
	CBR試験供試体	38.8	
	一軸圧縮試験供試体	37.3	
	衝撃加速度試験	36.7	
20.0	CBR試験供試体	36.9	
	CBR試験供試体	38.1	
	一軸圧縮試験供試体	35.1	
衝撃加速度試験	35.3		

【液性限界・塑性限界試験結果】

付表 D-10 液性限界・塑性限界試験結果 (仮置土 配合試験)

液性限界試験		塑性限界試験	液性限界 W_L (%)
落下回数	含水比 w (%)	含水比 w (%)	81.9
40	78.2	39.5	塑性限界 W_P (%)
36	79.3	38.9	39.1
30	80.8	38.9	塑性指数 I_P
22	82.6		42.8
13	86.6		
8	90.3		

【土の粒度試験結果】

付表 D-11 土の粒度試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

無処理土		生石灰		セメント系固化材		高炉セメントB種	
		添加率：10%		添加率：11%		添加率：16%	
粒径(mm)	通過質量(%)	粒径(mm)	通過質量(%)	粒径(mm)	通過質量(%)	粒径(mm)	通過質量(%)
75		75		75		75	
53		53		53		53	
37.5		37.5		37.5		37.5	
26.5		26.5		26.5		26.5	
19	100	19	100	19	100	19	100
9.5	95.9	9.5	96.3	9.5	96.9	9.5	97
4.75	92.6	4.75	93.3	4.75	94.2	4.75	93.4
2	89.8	2	91.1	2	91.3	2	90.8
0.85	87.6	0.85	88.4	0.85	89.3	0.85	88.8
0.425	83	0.425	83.6	0.425	85.3	0.425	85.1
0.25	75	0.25	77.1	0.25	78.8	0.25	78.9
0.106	58.7	0.106	63.2	0.106	64.6	0.106	65.4
0.075	55.1	0.075	60.1	0.075	61.4	0.075	62.3
0.0529	53.3	0.0558	57.9	0.0527	57.2	0.0527	58.6
0.0376	52.2	0.0399	54	0.0377	54.1	0.0377	54.6
0.0239	49.9	0.0256	48.7	0.0241	49.9	0.0241	49.5
0.0139	46.5	0.015	40.8	0.0141	45.8	0.0141	42.4
0.01	43.1	0.0107	36.9	0.0101	42.6	0.0101	37.4
0.0071	39.7	0.0076	34.3	0.0072	38.5	0.0072	31.3
0.0036	31.8	0.0039	23.7	0.0037	27	0.0037	20.2
0.0015	21.6	0.0017	6.6	0.0016	11.4	0.0016	8.1

含有率		含有率		含有率		含有率	
礫分	10.2	礫分	8.9	礫分	8.7	礫分	9.2
砂分	34.7	砂分	31.0	砂分	29.9	砂分	28.5
シルト分	19.3	シルト分	31.6	シルト分	28.7	シルト分	37.3
粘土分	35.8	粘土分	28.5	粘土分	32.7	粘土分	25.0
細粒分	55.1	細粒分	60.1	細粒分	61.4	細粒分	62.3

【突固めによる土の締固め試験結果】

付表 D-12(1) 締固め試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	添加率 (%)	試験条件	突き固め方法	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	最適含水比 w_{opt} (%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)
無処理	-	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.579	22.0	1.294	2.584	29.5 ($S_r=83.5\%$)	1.350
				1.669	25.8	1.327			
				1.746	29.3	1.350			
				1.766	32.3	1.335			
				1.756	37.7	1.275			
				1.743	39.9	1.246			
				1.706	47.8	1.154			
		粒径37.5mm \leq 団粒は19mm \leq	E-c (3層x92回)	1.681	19.8	1.403	2.598	27.5 ($S_r=86.7\%$)	1.425
				1.710	22.0	1.402			
				1.803	26.6	1.424			
				1.837	30.4	1.409			
				1.800	34.7	1.336			
				1.766	38.5	1.275			
				1.688	45.6	1.159			
生石灰	4	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.417	16.3	1.218	2.611	33.9 ($S_r=85.2\%$)	1.281
				1.486	19.3	1.246			
				1.557	24.4	1.252			
				1.638	29.8	1.262			
				1.699	32.8	1.279			
				1.737	37.2	1.266			
				1.728	40.3	1.232			
	1.676	45.9	1.149						
	8	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.397	13.5	1.231	2.615	32.6 ($S_r=80.3\%$)	1.269
				1.456	17.9	1.235			
				1.507	22.1	1.234			
				1.579	25.9	1.254			
				1.606	27.8	1.257			
				1.699	34.0	1.268			
				1.725	37.1	1.258			
	1.736	40.2	1.238						
	10	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.506	16.9	1.288	2.620	28.9 ($S_r=73.2\%$)	1.288
				1.552	20.4	1.289			
				1.615	25.2	1.290			
				1.656	28.9	1.285			
				1.676	32.0	1.270			
				1.694	34.2	1.262			
				1.705	40.3	1.215			
	1.676	43.4	1.169						
	12	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.482	15.8	1.280	2.642	29.2 ($S_r=72.2\%$)	1.279
				1.536	20.0	1.280			
				1.573	23.1	1.278			
				1.623	27.4	1.274			
				1.659	30.9	1.267			
				1.698	35.4	1.254			
1.715				38.3	1.240				
1.684	42.2	1.184							
10	粒径37.5mm \leq 団粒は19mm \leq	E-c (3層x92回)	1.575	17.1	1.345	2.587	25.5 ($S_r=78.1\%$)	1.402	
			1.671	20.8	1.383				
			1.718	23.1	1.396				
			1.775	26.8	1.400				
			1.791	29.9	1.379				
			1.773	36.4	1.300				
			1.732	39.2	1.244				

付表 D-12(2) 締固め試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	添加率 (%)	試験条件	突き固め方法	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	最適含水比 w_{opt} (%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)
セメント系固材	4	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.490	16.4	1.280	2.634	30.9 ($S_r=82.3\%$)	1.324
				1.572	20.4	1.306			
				1.644	26.4	1.301			
				1.723	30.2	1.323			
				1.747	34.4	1.300			
				1.714	38.8	1.235			
				1.723	41.8	1.215			
	8	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.694	44.5	1.172	2.635	29.5 ($S_r=80.0\%$)	1.337
				1.516	16.6	1.300			
				1.571	20.1	1.308			
				1.608	23.0	1.307			
				1.717	28.5	1.336			
				1.763	35.0	1.306			
				1.728	40.3	1.232			
	11	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.698	43.5	1.183	2.681	26.8 ($S_r=75.1\%$)	1.370
				1.549	15.8	1.338			
				1.656	20.8	1.371			
				1.680	22.6	1.370			
				1.737	26.8	1.370			
				1.790	31.7	1.359			
				1.800	34.8	1.335			
	13	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.763	38.9	1.269	2.680	27.6 ($S_r=76.6\%$)	1.364
				1.718	44.4	1.190			
				1.577	15.5	1.365			
1.629				19.7	1.361				
1.695				24.3	1.364				
1.740				27.6	1.364				
1.795				32.9	1.351				
11	粒径37.5mm \leq 団粒は19mm \leq	E-c (3層x92回)	1.797	35.0	1.331	2.644	25.8 ($S_r=88.3\%$)	1.491	
			1.762	39.1	1.267				
			1.728	43.4	1.205				
			1.701	17.2	1.451				
			1.750	20.0	1.458				
			1.831	23.6	1.481				
			1.882	26.2	1.491				
高炉セメントB種	8	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.888	29.4	1.459	2.653	31.6 ($S_r=86.7\%$)	1.349
				1.826	33.5	1.368			
				1.738	39.4	1.247			
				1.547	16.6	1.327			
				1.595	19.9	1.330			
				1.641	23.4	1.330			
				1.713	28.2	1.336			
	12	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.783	32.3	1.348	2.646	30.1 ($S_r=84.1\%$)	1.359
				1.780	36.1	1.308			
				1.737	41.2	1.230			
				1.711	44.5	1.184			
				1.542	15.4	1.336			
				1.584	18.6	1.336			
				1.640	23.3	1.330			
	16	粒径19mm \leq	B-c (3層x55回)	1.717	27.1	1.351	2.645	29.9 ($S_r=85.4\%$)	1.373
				1.745	28.4	1.359			
				1.780	35.5	1.314			
				1.761	38.2	1.274			
				1.715	42.7	1.202			
				1.593	15.2	1.383			
				1.639	19.0	1.377			
	16	粒径37.5mm \leq 団粒は19mm \leq	E-c (3層x92回)	1.692	23.0	1.376	2.655	24.6 ($S_r=84.3\%$)	1.495
				1.740	27.4	1.366			
				1.773	29.9	1.365			
1.800				33.9	1.344				
1.766				38.8	1.272				
1.747				40.0	1.248				
1.668				16.1	1.437				
1.739	19.3	1.458							
1.789	21.1	1.477							
1.873	25.4	1.494							
1.889	28.8	1.467							
1.836	32.1	1.390							
1.758	37.8	1.276							

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

【CBR 試験結果】

付表 D-13(1) CBR 試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	試験条件	最大粒径	供試体作製 (突き詰め) 条件		安定材 混合後 仮置き (日) (層)	供試体作製後		作製時			水浸後			置入後			CBR		代表 CBR (%)													
					モールド 直径 (cm)	質量 (kg)		回数 (回)	層数	酸素 (日) (日)	養生日数 水中	No.	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	飽和度 S_r (%)	空気間隙率 v_a (%)	膨張率 ϵ_s (%)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)		飽和度 S_r (%)	空気間隙率 v_a (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	飽和度 S_r (%)	空気間隙率 v_a (%)	買入量 2.5 mm (%)	買入量 5.0 mm (%)				
-	34		CBR試験	19mm \leq	15	4.5	67	3	-	4	1	1.786	35.5	1.318	95.5	2.2	1.786	36.4	1.318	97.9	1.0	1.798	36.4	1.318	97.9	1.0	3.2	3.5						
												2	1.860	32.8	1.400	100.3	-0.1	1.875	33.9	1.400	103.6	-1.7	1.875	33.9	1.400	103.6	-1.7	1.875	33.9	1.400	103.6	-1.7	5.8	6.9
												3	1.819	35.3	1.345	99.0	0.5	1.836	36.5	1.345	102.4	-1.1	1.836	36.5	1.345	102.4	-1.1	1.836	36.5	1.345	102.4	-1.1	3.8	4.3
										平均値	1.822	34.5	1.354	98.3	0.9	1.836	35.6	1.354	101.3	-0.6	1.836	35.6	1.354	101.3	-0.6	4.3	4.9							
-	43.2		CBR試験	19mm \leq	15	4.5	67	3	-	4	1	1.727	42.9	1.209	97.5	1.3	1.727	43.3	1.209	98.4	0.9	1.732	43.3	1.209	98.4	0.9	0.8	1.0						
												2	1.707	43.6	1.188	95.9	2.2	1.713	44.1	1.188	97.0	1.6	1.713	44.1	1.188	97.0	1.6	1.713	44.1	1.188	97.0	1.6	1.1	1.1
												3	1.719	43.2	1.201	96.9	1.6	1.724	43.6	1.201	97.8	1.2	1.724	43.6	1.201	97.8	1.2	1.724	43.6	1.201	97.8	1.2	1.2	1.1
										平均値	1.718	43.2	1.199	96.8	1.7	1.723	43.7	1.199	97.7	1.2	1.723	43.7	1.199	97.7	1.2	1.0	1.1							
-	44		CBR試験	19mm \leq	15	4.5	67	3	-	4	1	1.704	45.4	1.172	97.4	1.4	1.708	45.7	1.172	98.0	1.1	1.708	45.7	1.172	98.0	1.1	0.9	0.9						
												2	1.718	43.3	1.199	96.9	1.7	1.725	43.9	1.199	98.2	1.0	1.725	43.9	1.199	98.2	1.0	1.725	43.9	1.199	98.2	1.0	1.0	1.0
												3	1.718	43.3	1.199	96.9	1.7	1.725	43.8	1.199	98.0	1.1	1.725	43.8	1.199	98.0	1.1	1.725	43.8	1.199	98.0	1.1	0.7	0.8
										平均値	1.713	44.0	1.190	97.0	1.6	1.719	44.5	1.190	98.1	1.0	1.719	44.5	1.190	98.1	1.0	0.9	0.9							

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているの拡大のうえ参照されたい。

付表 D-13 (3) CBR 試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良土 材料	添加率 (%)	試験条件	最大粒径	単位体積重量 (原土を含み)		含水率 (%)	液性指数	塑性指数	配合試験		水浸後		養生後		養生後		養生後		代表 CBR (%)																																
				乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)	含水率 (%)				乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)	含水率 (%)	乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)	含水率 (%)	乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)	含水率 (%)	乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)	含水率 (%)	乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)	含水率 (%)		乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)	含水率 (%)	乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)	含水率 (%)	乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)	含水率 (%)	乾燥密度 (ρ_d) (g/cm^3)																									
セメント系 改良土	4	CBR試験	37.5mm \leq	67	3	-	3	4	-	-	-	1	1748	42.9	43.2	1253	1720	40.6	1253	92.7	3.9	3.3	3.2	3.3																											
												2	1745	41.2	1229	94.9	2.7	0.016	40.3	1229	1714	39.5	1229	91.0	4.8	3.1	2.6	3.1																							
												3	1747	42.5	1226	97.5	1.3	0.068	42.5	1226	1698	38.5	1226	88.3	6.3	2.8	2.7	2.8																							
												平均値	1745	42.2	1226	96.8	1.7	0.037	39.8	1226	1731	39.5	1226	90.7	5.0	3.1	2.6	3.1																							
												-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																	
																																			1	1771	40.7	1259	98.2	1.0	-	39.8	1259	1745	38.6	1259	91.1	3.6	3.2	3.2	3.2
																																			2	1750	42.1	1231	97.5	1.3	-	41.1	1231	1709	38.8	1231	90.7	4.5	2.4	2.4	2.4
																																			3	1760	43.7	1240	100.0	0.0	-	41.6	1240	1704	37.4	1240	87.6	6.5	2.6	2.4	2.6
																																			平均値	1762	41.9	1243	99.6	0.8	-	40.8	1243	1719	38.3	1243	90.1	5.2	2.7	2.4	2.7
																																			1	1721	43.0	1234	-	-	-	40.8	1234	1720	43.7	1234	-	-	-	-	-
2	1722	41.7	1216	-	-	-	1733	42.6	1216	-	-																								-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
3	1734	41.8	1223	-	-	-	1745	42.7	1223	-	-																								-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
平均値	1726	42.2	1214	-	-	-	1736	43.0	1214	-	-																								-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
1	1786	40.3	1273	99.3	0.4	0.032	40.3	1273	1732	37.6	1273																								92.6	3.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8						
2	1758	38.9	1206	94.8	2.7	0.000	39.2	1206	1738	37.3	1206	90.9	4.7	9.6	9.5	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6																													
3	1784	38.1	1277	94.4	2.9	0.028	38.4	1277	1767	38.4	1277	95.1	2.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5																													
平均値	1769	39.1	1272	96.1	2.0	0.019	39.4	1272	1732	37.8	1272	92.9	3.7	9.0	8.8	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0																													
1	1775	41.4	1255	99.2	0.4	-	40.4	1255	1698	35.3	1255	84.6	8.1	6.4	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6																													
2	1772	40.3	1263	97.8	1.2	-	39.4	1263	1701	34.7	1263	84.2	8.2	7.3	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0																													
3	1782	40.3	1270	98.8	0.6	-	39.4	1270	1796	37.5	1270	91.9	4.2	9.4	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5																													
平均値	1776	40.7	1263	98.6	0.7	-	39.7	1263	1715	35.8	1263	86.9	6.8	7.7	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0																													
1	1754	38.7	1265	-	-	-	1767	39.7	1265	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																												
2	1767	38.7	1274	-	-	-	1779	39.7	1274	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																												
3	1753	39.8	1284	-	-	-	1763	40.6	1284	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																												
平均値	1758	39.1	1264	-	-	-	1770	40.0	1264	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																												
1	1755	37.3	1278	92.6	3.8	-	1770	38.5	1278	98.6	2.3	22.4	20.9	22.4	20.9	22.4	20.9	22.4	20.9	22.4	20.9	22.4																													
2	1768	35.9	1301	92.3	3.9	-	1786	37.3	1301	98.9	2.1	19.7	18.3	19.7	18.3	19.7	18.3	19.7	18.3	19.7	18.3	19.7																													
3	1754	36.9	1281	92.0	4.1	-	1798	38.0	1281	94.8	2.7	18.8	17.4	18.8	17.4	18.8	17.4	18.8	17.4	18.8	17.4	18.8																													
平均値	1759	36.7	1287	92.3	3.9	-	1775	37.9	1287	98.4	2.3	20.3	18.6	20.3	18.6	20.3	18.6	20.3	18.6	20.3	18.6	20.3																													
1	1779	36.4	1304	94.0	3.0	-	1790	37.3	1304	98.3	1.9	22.3	20.9	22.3	20.9	22.3	20.9	22.3	20.9	22.3	20.9	22.3																													
2	1773	36.8	1296	93.9	3.1	-	1797	37.9	1296	98.7	1.7	23.0	21.3	23.0	21.3	23.0	21.3	23.0	21.3	23.0	21.3	23.0																													
3	1773	37.0	1294	94.1	3.0	-	1783	37.8	1294	98.1	2.0	21.6	19.9	21.6	19.9	21.6	19.9	21.6	19.9	21.6	19.9	21.6																													
平均値	1775	36.7	1298	94.0	3.0	-	1797	37.7	1298	98.4	1.8	22.3	20.7	22.3	20.7	22.3	20.7	22.3	20.7	22.3	20.7	22.3																													
1	1773	36.5	1299	93.5	3.3	-	1786	37.5	1299	98.1	2.0	22.2	19.4	22.2	19.4	22.2	19.4	22.2	19.4	22.2	19.4	22.2																													
2	1765	37.0	1303	95.4	2.3	-	1797	37.9	1303	97.7	1.1	22.5	20.6	22.5	20.6	22.5	20.6	22.5	20.6	22.5	20.6	22.5																													
3	1765	36.8	1290	93.0	3.6	-	1778	37.8	1290	98.6	2.3	22.9	21.1	22.9	21.1	22.9	21.1	22.9	21.1	22.9	21.1	22.9																													
平均値	1774	36.8	1297	94.0	3.0	-	1790	37.4	1297	98.5	1.8	22.5	20.4	22.5	20.4	22.5	20.4	22.5	20.4	22.5	20.4	22.5																													
1	1777	36.4	1303	93.9	3.1	-	1790	37.4	1303	98.4	1.8	22.1	20.7	22.1	20.7	22.1	20.7	22.1	20.7	22.1	20.7	22.1																													
2	1756	37.0	1292	92.4	3.9	-	1769	38.0	1292	98.9	2.6	22.5	20.8	22.5	20.8	22.5	20.8	22.5	20.8	22.5	20.8	22.5																													
3	1764	37.4	1294	93.7	3.2	-	1776	38.3	1294	98.0	2.1	21.9	20.5	21.9	20.5	21.9	20.5	21.9	20.5	21.9	20.5	21.9																													
平均値	1766	36.9	1290	93.3	3.4	-	1778	37.9	1290	98.8	2.3	24.2	22.3	24.2	22.3	24.2	22.3	24.2	22.3	24.2	22.3	24.2																													
1	1774	37.3	1292	94.6	2.8	-	1787	38.3	1292	97.1	1.5	17.9	16.4	17.9	16.4	17.9	16.4	17.9	16.4	17.9	16.4	17.9																													
2	1777	37.1	1296	94.7	2.7	-	1788	38.0	1296	97.0	1.5	19.2	18.1	19.2	18.1	19.2	18.1	19.2	18.1	19.2	18.1	19.2																													
3	1771	37.1	1292	94.1	3.0	-	1783	38.0	1292	98.4	1.9	20.4	18.5	20.4	18.5	20.4	18.5	20.4	18.5	20.4	18.5	20.4																													
平均値	1774	37.2	1293	94.4	2.8	-	1786	38.1	1293	98.8	1.6	19.2	17.7	19.2	17.7	19.2	17.7	19.2	17.7	19.2	17.7	19.2																													
1	1804	39.5	1293	100.3	-0.2	-0.008	38.8	1293	1751	35.4	1293	89.9	5.1	23.1	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2																													
2	1790	39.4	1284	98.7	0.7	0.008	39.7	1284	1723	34.2	1284	85.7	7.3	13.9	14.4	14.4	14.4	14.4	14.4	14.4	14.4	14.4																													
3	1774	38.6	1280	96.1	2.0	0.008	39.0	1280	1742	36.1	1280	89.9	5.2	18.9	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3																													
平均値	1789	39.2	1286	98.4	-0.8	0.005	38.8	1286	1739	35.2	1286	88.5	5.9	18.6	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0																													
1	1811	38.8	1305	100.4	-0.2	-	37.9	1305	1704	30.6	1305	79.1	10.5	21.4	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5																													
2	1791	37.7	1301	100.0	-0.032	-	38.0	1301	1746	34.2	1301	84.5	8.3	18.1	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5																													
3	1772	37.8	1286	97.8	1.1	-	37.0	1307	1728	32.2	1307	83.5	8.7	20.1	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0																													
平均値	1787	37.6	1299	100.0	-0.068	-	36.3	1315	1729	31.5	1315	82.7	8.7	23.0	23.8	23.8	23.8	23.8	23.8	23.8	23.8	23.8																													
1	1809	38.3	1327	-	-	-	36.0	1327	1705	28.5	1327	-	-	29.1	27.6	29.1	29.1	29.1	29.1	29.1	29.1	29.1																													
2	1811	36.4	1328	-	-	-																																													

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

【コーン指数試験結果】

付表 D-14(1) コーン指数試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	供試体配合率 (%)	供試体作製時含水比 (%)	試験条件	最大粒径	モールドランマ直径 (cm)	供試体性能 (保土目的)		安定材配合後		供試体中		供試体中		供試体中		供試体中		供試体中		供試体中		コーン指数 q_c (kN/m ²)			
						質量 (kg)	回数 (回)	層数 (層)	混合後 (日)	供置後 (日)	空気中 (日)	水中 (日)	No.	含水比 (%)	飽和含水比 (%)	飽和含水比 (%)	飽和含水比 (%)	飽和含水比 (%)	飽和含水比 (%)	飽和含水比 (%)	飽和含水比 (%)		飽和含水比 (%)	飽和含水比 (%)	飽和含水比 (%)
無処理	34	コーン指数試験	JIS A 1228	19mm \leq	15	4.5	67	3	-	-	-	-	-	1	1.719	35.7	1.267	88.7	5.7	1.726	35.7	1.272	89.4	5.4	2346
														2	1.721	35.6	1.269	88.8	5.7	1.726	35.7	1.272	89.4	5.4	2386
														平均値	1.722	35.7	1.269	89.0	5.6	1.726	35.7	1.272	89.4	5.4	2344
	43.2	コーン指数試験	< CBR 供試体の裏面 >	19mm \leq	15	4.5	67	3	-	-	-	-	-	1	1.727	42.9	1.209	97.5	1.3	1.732	43.3	1.209	98.4	0.9	354
														2	1.707	43.6	1.188	95.9	2.2	1.717	43.6	1.188	97.0	1.6	309
														3	1.719	43.2	1.201	96.9	1.6	1.724	43.6	1.201	97.8	1.2	321
	平均値	1.718	43.2	1.199	96.8	1.7	1.723	43.7	1.199	97.7	1.2	328													
	44	コーン指数試験	< CBR 供試体の裏面 >	19mm \leq	15	4.5	67	3	-	-	-	-	-	1	1.704	45.4	1.172	97.4	1.4	1.708	45.7	1.172	98.0	1.1	354
														2	1.718	43.3	1.199	96.9	1.7	1.725	43.9	1.199	98.2	1.0	309
														3	1.718	43.3	1.199	96.9	1.7	1.725	43.8	1.199	98.0	1.1	321
	平均値	1.713	44.0	1.190	97.0	1.6	1.719	44.5	1.190	98.1	1.0	328													
	45.7	コーン指数試験 (技術マ)	4.75mm \leq	10	2.5	25	3	-	-	-	-	-	-	1	1.684	45.9	1.154	95.7	2.4	1.684	45.9	1.154	95.7	2.4	235
2														1.691	46.1	1.158	96.7	1.8	1.691	46.1	1.158	96.7	1.8	207	
3														1.686	45.2	1.161	95.3	2.6	1.686	45.2	1.161	95.3	2.6	206	
平均値	1.687	45.7	1.158	95.9	2.3	1.687	45.7	1.158	95.9	2.3	217														

<試験条件>

- ・ コーン指数試験 (技術マ) : 建設養生土利用技術マニュアル 第4版、土木研究所 に準拠
- ・ コーン指数試験 (JIS : 石灰マニユアル) : 石灰による地盤改良マニユアル 第7版、日本石灰協会 に準拠
- ・ コーン指数試験 (NEXCO) : JIS A 1228 (NEXCO 試験法条件)、NEXCO 試験方法 第1編土質関係試験方法 (平成29年7月)、東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社 に準拠

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトににて本報告書の電子データを公開しているので拡大のうえ参照されたい。

付表 D-14(3) コーン指数試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	添加率 (%)	試験条件	最大粒径	基礎体作成 (改良目的)		安定材		供試体養生後		製作時		水浸後		置入後		コーン指数 q_c (kN/m ²)						
				モールドラマン質量 (g)	質量 (g)	回数 (回)	回数 (回)	配合率 (%)	養生日数	養生日数	含水比 (%)	飽和含水比 (%)	含水比 (%)	飽和含水比 (%)	含水比 (%)		飽和含水比 (%)					
セメント系固化材	11.9	コーン指数試験 (供試体マ) < CBR供試体の裏面 >	9.5mm ≤	10	2.5	25	3	-	-	-	1	1.678	43.6	1.108	91.2	2.5	1.684	44.1	1.108	92.3	2.5	666
											2	1.689	42.2	1.187	91.0	2.5	1.694	42.7	1.187	92.0	2.5	747
											3	1.708	42.4	1.200	93.0	2.6	1.716	43.0	1.200	94.5	2.6	747
											平均値	1.692	42.7	1.185	91.7	2.5	1.698	43.3	1.185	92.9	2.5	720
											1	1.668	46.2	1.141	92.7	2.6	1.668	46.1	1.141	92.6	2.6	370
											2	1.674	46.1	1.146	93.1	2.6	1.673	46.0	1.146	93.0	2.6	396
											3	1.673	45.7	1.148	92.7	2.6	1.672	45.7	1.148	92.7	2.6	407
											平均値	1.672	46.0	1.145	92.8	2.6	1.671	45.9	1.145	92.8	2.6	391
											1	1.695	42.8	1.188			1.701	43.2	1.188			1455
											2	1.721	43.0	1.204			1.730	43.7	1.204			880
3	1.732	41.7	1.216			1.733	42.6	1.216			1158											
平均値	1.726	42.2	1.214			1.736	43.0	1.214			1002											
1	1.681	45.3	1.157	93.1	2.6	1.680	45.2	1.157	93.0	2.6	614											
2	1.681	45.0	1.159	92.9	2.6	1.680	44.9	1.159	92.7	2.6	726											
3	1.681	45.1	1.159	93.0	2.6	1.680	45.0	1.159	92.8	2.6	681											
平均値	1.681	45.1	1.158	93.0	2.6	1.680	45.0	1.158	92.8	2.6	674											
1	1.741	39.9	1.245			1.747	40.3	1.245			2889											
2	1.754	38.7	1.265			1.767	39.7	1.265			4497											
3	1.767	38.7	1.274			1.779	39.7	1.274			3480											
平均値	1.758	39.1	1.264			1.763	40.6	1.264			3330											
1	1.721	41.9	1.213	93.8	2.6	1.721	41.9	1.213	93.8	2.6	2245											
2	1.719	41.9	1.211	93.7	2.6	1.717	41.8	1.211	93.4	2.6	2792											
3	1.717	41.9	1.210	93.5	2.6	1.716	41.8	1.210	93.2	2.6	2510											
平均値	1.719	41.9	1.211	93.7	2.6	1.718	41.8	1.211	93.5	2.6	2516											
1	1.755	37.3	1.278	92.6	3.8	1.770	38.5	1.278	95.6	2.3	5046											
2	1.768	35.9	1.301	92.3	3.9	1.786	37.3	1.301	95.9	2.1	5432											
3	1.754	36.9	1.281	92.0	4.1	1.768	38.0	1.281	94.8	2.7	5252											
平均値	1.759	36.7	1.287	92.3	3.9	1.775	37.9	1.287	95.4	2.3	5244											
1	1.779	36.4	1.304	94.0	3.0	1.790	37.3	1.304	96.3	1.9	5551											
2	1.773	36.8	1.296	93.9	3.1	1.787	37.9	1.296	96.7	1.7	5284											
3	1.773	37.0	1.294	94.1	3.0	1.783	37.8	1.294	96.1	2.0	5388											
平均値	1.775	36.7	1.298	94.0	3.0	1.787	37.7	1.298	96.4	1.8	5408											
1	1.773	36.5	1.299	93.5	3.3	1.786	37.5	1.299	96.1	2.0	4579											
2	1.785	37.0	1.303	95.4	2.3	1.797	37.9	1.303	97.7	1.1	4393											
3	1.765	36.8	1.290	93.0	3.6	1.778	37.8	1.290	95.6	2.3	5585											
平均値	1.774	36.8	1.297	94.0	3.0	1.787	37.7	1.297	96.5	1.8	4852											
1	1.777	36.4	1.303	93.9	3.1	1.790	37.4	1.303	96.4	1.8	5440											
2	1.756	37.0	1.282	92.4	3.9	1.769	38.0	1.282	94.9	2.6	5781											
3	1.764	37.4	1.284	93.7	3.2	1.776	38.3	1.284	96.0	2.1	5128											
平均値	1.766	36.9	1.290	93.3	3.4	1.778	37.9	1.290	95.8	2.2	5440											
1	1.774	37.3	1.292	94.6	2.8	1.787	38.3	1.292	97.1	1.5	4809											
2	1.777	37.1	1.296	94.7	2.7	1.788	38.0	1.296	97.0	1.5	5098											
3	1.771	37.1	1.292	94.1	3.0	1.783	38.0	1.292	96.4	1.9	5039											
平均値	1.774	37.2	1.293	94.4	2.8	1.786	38.1	1.293	96.8	1.6	4982											
1	1.762	37.5	1.292			1.770	38.1	1.292			8598											
2	1.772	37.8	1.286			1.786	38.9	1.286			6827											
3	1.772	37.2	1.291			1.786	38.3	1.291			8898											
平均値	1.774	37.3	1.291			1.787	38.4	1.291			7896											

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトににて本報告書の電子データを公開しているのので拡大のうを参照されたい。

付表 D-14(4) コーン指数試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良土 材料	添加率 (%)	試験条件	最大粒径	供試体質量 (質量百分率)		供試体作製日数		安定材料		配合試験		水浸後		重入後		コーン指数 q_c (kN/m ²)					
				モールド 質量 (kg)	質量 (%)	回数 (回)	浸漬 回数 (回)	浸漬 回数 (回)	浸漬 回数 (回)	浸漬 回数 (回)	浸漬 回数 (回)	浸漬 回数 (回)	浸漬 回数 (回)	浸漬 回数 (回)	浸漬 回数 (回)		浸漬 回数 (回)				
A	2	コーン指数 試験(供試体マ)	9.5mm \leq	1	1.665	43.0	1.164	89.4	2.5	1.700	42.1	1.196	91.9	2.5	1.671	43.5	1.164	90.5	2.5	614	
				2	1.685	43.4	1.175	91.7	2.5	1.690	43.8	1.175	92.6	2.6	1.670	42.7	1.196	93.2	2.6	715	
				3	1.685	43.4	1.175	91.7	2.5	1.690	43.8	1.175	92.6	2.6	1.670	42.7	1.196	93.2	2.6	699	
				平均値	1.680	43.1	1.178	91.0	2.5	1.680	43.3	1.178	92.1	2.6	1.669	43.3	1.178	92.1	2.6	676	
	5	コーン指数 試験 (JIS: 石灰 マニユール)	9.5mm \leq	1	1.684	45.1	1.160	93.3	2.6	1.684	45.1	1.160	93.2	2.6	1.684	45.1	1.160	93.2	2.6	542	
				2	1.686	45.0	1.163	93.4	2.6	1.686	45.0	1.163	93.3	2.6	1.686	45.0	1.163	93.3	2.6	578	
				3	1.686	45.0	1.163	93.4	2.6	1.686	45.0	1.163	93.3	2.6	1.686	45.0	1.163	93.3	2.6	578	
				平均値	1.683	45.1	1.160	93.2	2.6	1.683	45.1	1.160	93.1	2.6	1.683	45.1	1.160	93.1	2.6	541	
	B	10	コーン指数 試験(供試体マ)	9.5mm \leq	1	1.709	43.7	1.189			1.709	43.7	1.189			1.704	43.3	1.189			1009
					2	1.742	43.2	1.217			1.742	43.2	1.217			1.731	42.6	1.213			816
3					1.738	41.5	1.228			1.738	41.5	1.228			1.736	43.1	1.213			824	
平均値					1.737	42.4	1.219			1.737	42.4	1.219			1.745	43.1	1.219			839	
11.6		コーン指数 試験 (JIS: 石灰 マニユール)	9.5mm \leq	1	1.667	45.2	1.148	91.6	2.5	1.667	45.2	1.148	91.5	2.5	1.666	45.1	1.148	91.5	2.5	601	
				2	1.684	45.5	1.157	93.6	2.6	1.683	45.4	1.157	93.4	2.6	1.683	45.4	1.157	93.4	2.6	568	
				3	1.682	45.6	1.156	93.5	2.6	1.681	45.5	1.156	93.5	2.6	1.681	45.5	1.156	93.5	2.6	587	
				平均値	1.678	45.4	1.154	92.9	2.6	1.677	45.3	1.154	92.8	2.6	1.677	45.3	1.154	92.8	2.6	588	
C		10	コーン指数 試験(供試体マ)	9.5mm \leq	1	1.752	39.5	1.256			1.752	39.5	1.256			1.751	41.1	1.244			2375
					2	1.759	39.5	1.261			1.759	39.5	1.261			1.764	40.4	1.256			2286
	3				1.759	40.0	1.250			1.762	41.0	1.250			1.770	40.4	1.261			2486	
	平均値				1.754	39.7	1.256			1.765	40.6	1.256			1.762	41.0	1.250			2330	
	11.6	コーン指数 試験 (JIS: 石灰 マニユール)	9.5mm \leq	1	1.713	42.2	1.205	93.4	2.6	1.713	42.2	1.205	93.4	2.6	1.713	42.2	1.205	93.4	2.6	1181	
				2	1.711	42.7	1.200	93.7	2.6	1.711	42.6	1.200	93.5	2.6	1.711	42.6	1.200	93.5	2.6	1341	
				3	1.710	42.8	1.198	93.6	2.6	1.709	42.7	1.198	93.5	2.6	1.709	42.7	1.198	93.5	2.6	1717	
				平均値	1.711	42.6	1.201	93.6	2.6	1.711	42.5	1.201	93.5	2.6	1.711	42.5	1.201	93.5	2.6	1413	
	D	11.6	コーン指数 試験(供試体マ)	9.5mm \leq	1	1.752	37.5	1.274	92.3	4.0	1.752	37.5	1.274	92.3	4.0	1.750	38.9	1.274	93.8	2.2	3035
					2	1.752	37.2	1.277	92.0	4.1	1.752	37.2	1.277	92.0	4.1	1.750	38.6	1.277	93.5	2.2	3109
3					1.757	37.4	1.279	92.8	3.7	1.773	38.6	1.279	93.8	2.2	1.773	38.6	1.279	93.8	2.2	3384	
平均値					1.754	37.4	1.277	92.4	3.9	1.771	38.7	1.277	93.7	2.2	1.771	38.7	1.277	93.7	2.2	3176	
11.6		コーン指数 試験 (JIS: 石灰 マニユール)	9.5mm \leq	1	1.741	37.3	1.268	91.0	4.7	1.741	37.3	1.268	91.0	4.7	1.735	38.4	1.268	93.7	3.3	3221	
				2	1.757	37.8	1.275	93.2	3.5	1.774	39.1	1.275	96.4	1.9	1.774	39.1	1.275	96.4	1.9	2657	
				3	1.772	36.5	1.298	93.2	3.5	1.786	37.6	1.298	96.0	2.0	1.786	37.6	1.298	96.0	2.0	3510	
				平均値	1.757	37.2	1.280	92.5	3.9	1.771	38.4	1.280	95.4	2.4	1.771	38.4	1.280	95.4	2.4	3129	
E		15	コーン指数 試験(供試体マ)	9.5mm \leq	1	1.781	37.0	1.300	94.8	2.7	1.797	38.1	1.301	97.7	1.2	1.797	38.2	1.300	97.8	1.1	3020
					2	1.765	37.9	1.280	94.2	3.0	1.782	39.2	1.280	97.4	1.3	1.782	39.2	1.280	97.4	1.3	2508
	3				1.762	37.9	1.278	93.9	3.2	1.778	39.1	1.278	96.9	1.6	1.778	39.1	1.278	96.9	1.6	2761	
	平均値				1.769	37.6	1.286	94.3	2.9	1.785	38.8	1.286	97.4	1.4	1.785	38.8	1.286	97.4	1.4	2763	
	15	コーン指数 試験 (JIS: 石灰 マニユール)	9.5mm \leq	1	1.797	38.1	1.301	97.7	1.2	1.807	38.9	1.301	99.8	0.1	1.807	38.9	1.301	99.8	0.1	3124	
				2	1.761	37.4	1.282	93.2	3.5	1.773	38.3	1.282	95.5	2.3	1.773	38.3	1.282	95.5	2.3	2879	
				3	1.756	36.9	1.283	92.1	4.1	1.771	38.0	1.283	94.8	2.6	1.771	38.0	1.283	94.8	2.6	3191	
				平均値	1.772	37.5	1.289	94.3	2.9	1.784	38.4	1.289	96.7	1.7	1.784	38.4	1.289	96.7	1.7	3065	
	15	コーン指数 試験 (JIS: 石灰 マニユール)	9.5mm \leq	1	1.780	37.0	1.299	94.6	2.7	1.791	37.9	1.299	96.9	1.6	1.791	37.9	1.299	96.9	1.6	3800	
				2	1.767	37.1	1.289	93.4	3.4	1.781	38.2	1.289	96.2	1.9	1.781	38.2	1.289	96.2	1.9	3562	
3				1.782	37.1	1.300	95.0	2.5	1.797	38.2	1.300	97.8	1.1	1.797	38.2	1.300	97.8	1.1	4089		
平均値				1.776	37.1	1.298	94.4	2.9	1.790	38.1	1.298	97.0	1.5	1.790	38.1	1.298	97.0	1.5	3817		
20	15	コーン指数 試験(供試体マ)	9.5mm \leq	1	1.779	38.1	1.288	94.4	2.9	1.787	38.7	1.288	97.0	1.5	1.787	38.7	1.288	97.0	1.5	6194	
				2	1.779	37.6	1.293			1.788	38.3	1.293			1.788	38.3	1.293			4371	
				3	1.772	38.2	1.282			1.784	39.1	1.282			1.784	39.1	1.282			4663	
				平均値	1.775	37.6	1.289			1.791	38.9	1.289			1.791	38.9	1.289			4163	
	20	コーン指数 試験 (JIS: 石灰 マニユール)	9.5mm \leq	1	1.798	35.1	1.330	94.1	2.6	1.812	36.2	1.330	96.9	2.7	1.812	36.2	1.330	96.9	2.7	10137	
				2	1.813	34.7	1.346	95.1	2.7	1.828	35.8	1.346	98.1	2.7	1.828	35.8	1.346	98.1	2.7	10293	
				3	1.786	36.0	1.313	93.8	2.6	1.799	37.0	1.313	96.5	2.7	1.799	37.0	1.313	96.5	2.7	10701	
				平均値	1.799	35.3	1.330	94.4	2.6	1.833	36.3	1.330	97.2	2.7	1.833	36.3	1.330	97.2	2.7	10377	

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているのので拡大のうえ参照されたい。

【一軸圧縮試験結果】

付表 D-15 (1) 一軸圧縮試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		最大粒径	安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体							強度		
			方法	条件			水中 (日)	気中 (日)		高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ _w (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)
無処理	46.6		突き面め 25回 × 5層	直径 10cm モールド	粒径 19mm ≦	-	-	4	No.1	20033	10018	2864.0	1.814	34.3	1.351	97.1	1.4	187	6.91
									No.2	20040	10021	2864.1	1.812	34.3	1.349	96.8	1.5	200	7.64
									No.3	20045	10022	2864.4	1.811	34.2	1.349	96.6	1.6	194	7.38
									平均値	20039	10020	2864.2	1.812	34.3	1.350	96.8	1.5	194	7.31
									No.1	10065	4998	285.3	1.445	34.4	1.075	63.3	21.4	45.4	4.85
									No.2	10080	4989	285.2	1.447	34.7	1.074	63.8	21.2	43.2	12.1
									No.3	10075	4990	285.4	1.449	34.5	1.077	63.7	21.1	49.5	4.84
									平均値	10073	4992	285.3	1.447	34.5	1.076	63.6	21.2	46.0	7.26
		34%		静的締固め (JGS 0812)	モールド φ5cm Dc=80%相当	粒径 19mm ≦	-	-	No.1	10070	4992	303.2	1.538	34.5	1.143	70.8	16.3	71.0	7.89
	No.2								10070	4998	303.1	1.534	34.5	1.141	70.4	16.5	71.9	7.26	
	No.3								10065	5001	303.3	1.534	34.6	1.140	70.5	16.5	74.9	7.15	
									平均値	10068	4997	303.2	1.535	34.5	1.141	70.6	16.4	72.6	7.43
								No.1	10070	5002	321.0	1.622	34.7	1.204	78.2	11.6	116	7.60	
								No.2	10060	5004	320.9	1.622	34.5	1.206	78.0	11.7	115	9.62	
								No.3	10070	5000	321.2	1.625	34.5	1.208	78.3	11.6	124	8.78	
								平均値	10067	5002	321.0	1.623	34.6	1.206	78.2	11.6	118	8.67	
								No.1	10055	4999	339.0	1.718	34.3	1.279	86.9	6.6	172	12.2	
								No.2	10055	5002	339.1	1.716	34.5	1.276	86.9	6.6	185	11.2	
								No.3	10065	5003	338.9	1.713	34.5	1.274	86.6	6.8	183	11.9	
								平均値	10058	5001	339.0	1.716	34.4	1.276	86.8	6.7	180	11.8	

<供試体作製方法>

- ・ 突き固め 3 層 (L-01) : JCAS L-01 セメント系固化工材による改良体の強さ試験方法、セメント協会 に準拠

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトに本報告書の電子データを公開しているのを拡大のうえ参照されたい。

付表 D-15(2) 一軸圧縮試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		最大粒径	安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体							強度				
			方法	条件			気中 (日)	水中 (日)		高さ H_0 (cm)	直径 D_0 (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ_1 (g/cm^3)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	飽和度 S_r (%)	空気間隙率 v_a (%)	一軸圧縮強さ q_u (kg/m^2)	変形係数 E_{50} (MN/m^2)		
生石灰 W_n (46%)	4	4	突き固め	5層	密度調整 $\rho_1 = 1.726 g/cm^3$ 衝撃加速度試験の 供試体密度	1	10	-	平均値	19.990	9.967	2682.6	1.720	40.6	1.223	93.5	3.5	91.6	2.62		
									No.1	19.985	9.952	2678.9	1.723	40.9	1.223	94.1	3.2	105	2.15		
									No.2	19.995	9.969	2677.4	1.716	40.4	1.222	92.8	3.8	97.8	2.92		
		8	突き固め	5層	密度調整 $\rho_1 = 1.753 g/cm^3$ 衝撃加速度試験の 供試体密度	1	10	-	平均値	19.990	9.963	2679.6	1.720	40.6	1.223	93.5	3.5	98.1	2.56		
									No.1	20.000	9.965	2720.3	1.744	36.5	1.278	91.2	4.5	208	7.88		
									No.2	20.005	9.965	2719.8	1.743	36.8	1.274	91.4	4.4	204	7.32		
	12	突き固め	5層	密度調整 $\rho_1 = 1.785 g/cm^3$ 衝撃加速度試験の 供試体密度	1	10	-	平均値	20.003	9.978	2721.5	1.740	36.8	1.272	91.1	4.6	189	7.43			
								No.1	20.005	9.978	2721.5	1.740	36.8	1.272	91.1	4.6	189	7.43			
								No.2	20.005	9.978	2721.5	1.740	36.8	1.272	91.1	4.6	189	7.43			
	4	静的締固め (JGS 0812)	16	突き固め	5層	密度調整 $\rho_1 = 1.753 g/cm^3$ 衝撃加速度試験の 供試体密度	1	10	-	平均値	20.002	9.980	2718.3	1.737	30.2	1.334			756.0	109	
										No.1	20.015	9.974	2766.1	1.769	33.3	1.327	88.8	5.6	546	32.3	
										No.2	20.010	9.983	2771.4	1.770	33.8	1.323	89.6	5.2	490	36.2	
4			静的締固め (JGS 0812)	16	突き固め	5層	密度調整 $\rho_1 = 1.753 g/cm^3$ 衝撃加速度試験の 供試体密度	1	10	-	平均値	10.058	4.994	284.5	1.444	42.6	1.012	70.5	18.1	43.3	7.39
											No.1	10.060	4.992	284.4	1.444	42.9	1.013	71.0	17.8	45.2	7.44
											No.2	10.060	4.992	284.4	1.444	42.9	1.010	70.7	17.9	41.5	7.42
4	静的締固め (JGS 0812)	16	突き固め	5層	密度調整 $\rho_1 = 1.753 g/cm^3$ 衝撃加速度試験の 供試体密度	1	10	-	平均値	10.058	4.994	284.5	1.444	42.6	1.012	70.5	18.1	43.3	7.39		
									No.1	10.060	4.992	284.4	1.444	42.9	1.013	71.0	17.8	45.2	7.44		
									No.2	10.060	4.992	284.4	1.444	42.9	1.010	70.7	17.9	41.5	7.42		
4	静的締固め (JGS 0812)	4	突き固め	5層	モールドφ5 cm $D_c = 75\%$ 相当	1	10	-	平均値	10.058	5.003	302.8	1.531	42.9	1.071	77.8	13.1	63.8	8.81		
									No.1	10.060	5.001	302.1	1.529	42.9	1.070	77.8	13.0	67.4	9.12		
									No.2	10.058	5.003	302.8	1.531	42.9	1.071	77.9	13.0	67.4	9.12		
		4	静的締固め (JGS 0812)	4	突き固め	5層	モールドφ5 cm $D_c = 80\%$ 相当	1	10	-	平均値	10.065	5.000	302.8	1.532	43.1	1.071	78.2	12.9	68.9	9.51
											No.1	10.061	5.001	302.6	1.531	43.0	1.071	78.0	13.0	66.7	9.15
											No.2	10.055	5.002	332.4	1.632	43.0	1.141	87.2	7.2	89.5	8.39
4	静的締固め (JGS 0812)	4	突き固め	5層	モールドφ5 cm $D_c = 85\%$ 相当	1	10	-	平均値	10.055	4.999	322.2	1.633	42.9	1.143	87.2	7.2	89.9	10.3		
									No.1	10.055	4.999	322.2	1.633	42.9	1.143	87.2	7.2	89.9	10.3		
									No.2	10.055	4.999	322.2	1.633	42.9	1.143	87.2	7.2	89.9	10.3		
4	静的締固め (JGS 0812)	4	突き固め	5層	モールドφ5 cm $D_c = 90\%$ 相当	1	10	-	平均値	10.043	5.018	340.5	1.721	42.6	1.207	95.6	2.4	117	3.22		
									No.1	10.045	5.010	340.3	1.719	42.6	1.205	95.4	2.5	111	2.91		
									No.2	10.035	5.030	340.6	1.727	42.5	1.212	96.1	2.1	121	3.52		
4	静的締固め (JGS 0812)	4	突き固め	5層	モールドφ5 cm $D_c = 90\%$ 相当	1	10	-	平均値	10.050	5.014	340.6	1.716	42.7	1.203	95.2	2.6	120	3.24		
									No.1	10.050	5.014	340.6	1.716	42.7	1.203	95.2	2.6	120	3.24		
									No.2	10.050	5.014	340.6	1.716	42.7	1.203	95.2	2.6	120	3.24		

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトに本報告書の電子データを公開しているのて拡大のうえ参照されたい。

付表 D-15(3) 一軸圧縮試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		最大粒径	安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体										
			方法	条件			気中 (日)	水中 (日)		高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ _w (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	強度 一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)	
生石灰 (46%)	w _s (46%)	8	静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =80%相当	粒径19mm≦	1	10	-	No.1	10.050	4.999	295.0	1.496	39.4	1.073	71.7	16.7	99.8	13.4	
									No.2	10.050	5.002	295.0	1.494	39.1	1.074	71.3	16.9	99.0	13.0	
									No.3	10.055	5.000	295.1	1.495	39.5	1.072	71.7	16.7	109	17.6	
			平均値	10.052	5.000	295.0	1.495	39.3	1.073	71.6	16.8	103	14.7							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =85%相当	粒径19mm≦	1	10	-	No.1	10.035	5.006	314.3	1.591	38.7	1.147	79.1	11.7	148	18.6	
									No.2	10.045	5.006	314.2	1.589	39.6	1.138	79.8	11.4	160	21.1	
		No.3							10.045	4.999	314.1	1.593	39.5	1.142	80.1	11.2	161	21.0		
		平均値	10.042	5.004	314.2	1.591	39.3	1.142	79.7	11.5	156	20.2								
		12	-	静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =90%相当	粒径19mm≦	1	10	-	No.1	10.035	5.009	332.3	1.680	39.4	1.205	88.1	6.4	225	24.7
										No.2	10.045	5.005	332.8	1.684	39.6	1.206	88.7	6.1	224	18.7
										No.3	10.045	5.007	332.0	1.679	39.6	1.203	88.2	6.4	238	29.1
				平均値	10.067	5.014	330.8	1.765	39.3	1.267	96.6	1.8	283	10.9						
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =95%相当			粒径19mm≦	1	10	-	No.1	10.070	5.014	350.8	1.764	39.2	1.267	96.4	1.9	280	11.4		
								No.2	10.065	5.012	350.8	1.767	39.3	1.268	96.8	1.6	290	11.8		
		No.3	10.065					5.015	350.8	1.764	39.3	1.266	96.5	1.8	279	9.57				
平均値	10.060	5.014	350.8	1.765	39.3	1.267	96.6	1.8	283	10.9										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =80%相当	粒径19mm≦	1	10	-	No.1	10.050	4.998	287.7	1.459	36.9	1.066	65.9	20.3	135	26.1				
						No.2	10.050	5.004	287.8	1.456	36.7	1.065	65.5	20.6	136	29.8				
						No.3	10.060	4.996	287.8	1.459	36.5	1.069	65.5	20.5	117	23.7				
平均値	10.053	4.999	287.8	1.458	36.7	1.067	65.6	20.5	129	26.5										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =85%相当	粒径19mm≦	1	10	-	No.1	10.060	5.008	305.8	1.543	36.6	1.130	72.2	15.9	215	38.7				
						No.2	10.050	5.006	306.3	1.548	36.9	1.131	72.9	15.5	199	37.9				
						No.3	10.050	5.008	306.4	1.548	36.8	1.132	72.8	15.5	191	30.9				
平均値	10.053	5.007	306.2	1.546	36.8	1.131	72.7	15.6	202	35.8										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =90%相当	粒径19mm≦	1	10	-	No.1	10.048	5.008	323.8	1.636	36.5	1.199	80.1	10.9	337	63.4				
						No.2	10.048	5.012	323.9	1.634	36.7	1.195	80.1	10.9	334	62.8				
						No.3	10.053	5.008	324.1	1.637	36.7	1.198	80.4	10.7	306	46.1				
平均値	10.050	5.009	323.9	1.636	36.6	1.197	80.2	10.8	326	57.4										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =95%相当	粒径19mm≦	1	10	-	No.1	10.040	5.007	342.4	1.732	36.6	1.268	89.2	5.6	480	53.7				
						No.2	10.050	5.011	342.4	1.728	36.8	1.263	89.1	5.7	475	52.2				
						No.3	10.055	5.008	342.7	1.730	36.8	1.265	89.3	5.6	489	41.8				
平均値	10.048	5.009	342.5	1.730	36.7	1.265	89.2	5.6	481	49.2										

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトににて本報告書の電子データを公開しているのを拡大のうえ参照されたい。

付表 D-15 (4) 一軸圧縮試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	供試体作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		最大粒径	安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体										強度	
			方法	条件			空気 (日)	水中 (日)		高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ _t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)		
セメント系固化工材	4	4	突き詰め 5層	密度調整 ρ _t = 1.682 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径 37.5mm ≦ 回粒化 19mm ≦	-	7	-	平均値	19.870	9.957	2648.7	1.699	41.3	1.202	91.3	4.7	41.3	0.85		
									No.1	19.870	9.957	2648.7	1.699	41.3	1.202	91.3	4.7	41.3	0.85		
									No.2	19.825	9.988	2662.1	1.695	42.1	1.193	91.8	4.5	42.8	0.84		
	8	8	突き詰め 5層	密度調整 ρ _t = 1.708 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径 37.5mm ≦ 回粒化 19mm ≦	-	7	-	平均値	19.865	9.985	2669.6	1.705	41.9	1.202	92.6	4.0	50.8	1.06		
									No.1	19.870	9.957	2648.7	1.712	40.3	1.220	91.6	4.5	120	6.92		
									No.2	19.925	9.988	2662.1	1.705	40.3	1.215	90.9	4.9	116	10.40		
	10	10	突き詰め 5層	密度調整 ρ _t = 1.728 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径 37.5mm ≦ 回粒化 19mm ≦	-	7	-	平均値	19.885	9.977	2660.1	1.711	40.1	1.221	91.3	4.7	121.3	8.91		
									No.1	19.880	10.014	2711.5	1.732	38.7	1.249			191	20.40		
									No.2	19.920	10.009	2713.4	1.731	38.8	1.247			186	17.70		
	12	12	突き詰め 5層	密度調整 ρ _t = 1.738 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径 37.5mm ≦ 回粒化 19mm ≦	-	7	-	平均値	19.885	10.008	2714.0	1.735	39.2	1.246			193	20.00		
									No.1	19.885	10.008	2714.0	1.735	39.2	1.246			193	20.00		
									No.2	19.920	10.023	2719.7	1.730	37.7	1.256			622	84.70		
16	16	突き詰め 5層	密度調整 ρ _t = 1.753 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径 37.5mm ≦ 回粒化 19mm ≦	-	7	-	平均値	19.955	10.018	2720.6	1.730	37.7	1.256			575.0	118.03			
								No.1	19.985	10.023	2749.0	1.743	36.1	1.281			1748	381.00			
								No.2	19.985	10.025	2749.1	1.743	36.0	1.282			1704	350.00			
4	4	突き詰め 3層 (L-01)	モールドφ 5 cm	粒径 19mm ≦	-	7	-	平均値	19.945	10.026	2749.8	1.746	36.2	1.282			1886	502.00			
								No.1	19.972	10.025	2749.3	1.744	36.1	1.281			1779.3	411.00			
								No.2	10.020	4.978	339.0	1.738	42.9	1.216	96.9	1.6	78.2	1.50			
		静的締固め (JGS 0812)	モールドφ 5 cm D _c = 75%相当	粒径 19mm ≦	-	7	-	-	平均値	10.020	4.981	338.4	1.733	42.9	1.212	96.4	1.9	81.1	1.67		
									No.1	10.030	4.977	288.1	1.476	44.1	1.024	73.9	15.9	34.3	7.51		
									No.2	10.030	4.981	288.6	1.477	43.4	1.030	73.4	16.2	35.8	7.99		
		静的締固め (JGS 0812)	モールドφ 5 cm D _c = 80%相当	粒径 19mm ≦	-	7	-	-	平均値	10.030	4.981	288.5	1.476	44.0	1.025	73.8	16.0	38.7	7.30		
									No.1	10.030	4.980	288.4	1.476	43.8	1.026	73.7	16.0	36.3	7.60		
									No.2	10.030	4.993	307.1	1.564	43.3	1.091	80.7	11.3	49.4	9.84		
		静的締固め (JGS 0812)	モールドφ 5 cm D _c = 85%相当	粒径 19mm ≦	-	7	-	-	平均値	10.030	4.987	306.7	1.565	43.0	1.094	80.5	11.4	51.0	9.40		
									No.1	10.030	4.989	307.0	1.566	43.0	1.095	80.6	11.3	55.0	10.3		
									No.2	10.030	4.983	325.9	1.666	43.1	1.164	89.9	5.6	63.4	6.39		
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ 5 cm D _c = 90%相当	粒径 19mm ≦	-	7	-	-	平均値	10.028	4.985	326.5	1.668	43.5	1.162	90.5	5.3	66.1	7.61				
							No.1	10.029	4.983	326.2	1.668	43.2	1.164	90.2	5.5	65.4	7.51				
							No.2	10.020	4.985	336.3	1.720	42.6	1.206	94.8	2.8	74.2	3.08				
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ 5 cm D _c = 90%相当	粒径 19mm ≦	-	7	-	-	平均値	10.020	4.978	335.3	1.719	43.2	1.200	95.3	2.6	73.5	2.92				
							No.1	10.020	4.983	335.8	1.718	43.1	1.201	95.1	2.7	69.3	2.12				
							No.2	10.020	4.982	335.8	1.719	43.0	1.202	95.1	2.7	72.3	2.71				

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトに本報告書の電子データを公開しているの拡大のうえ参照されたい。

付表 D-15(5) 一軸圧縮試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体										強度	
			方法	条件		最大粒径	気中 (日)		水中 (日)	高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ _w (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)	
セメント系 固化材	w _a (46%)	8	突き面め 3層 (L-01)	モールドφ5cm	粒径19mm≦	-	7	-	No.1	10.000	4.999	341.5	1.740	41.3	1.231	95.5	2.4	156	5.89	
									No.2	10.000	5.003	340.7	1.733	41.2	1.227	94.7	2.9	154	5.73	
									No.3	10.010	4.999	340.8	1.735	41.2	1.229	94.9	2.7	145	4.41	
			平均値	10.003	5.000	341.0	1.736	41.2	1.229	95.0	2.7	152	5.34							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _e =75%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.055	4.997	285.0	1.445	41.7	1.020	69.4	18.8	59.0	11.9		
								No.2	10.045	5.002	284.6	1.442	41.7	1.018	69.1	18.9	61.3	13.3		
								No.3	10.055	5.002	285.2	1.443	41.7	1.018	69.2	18.9	61.9	11.9		
			平均値	10.052	5.000	284.9	1.443	41.7	1.019	69.2	18.9	60.7	12.4							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _e =80%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.050	5.000	303.8	1.540	41.9	1.085	77.3	13.3	81.6	17.0		
								No.2	10.045	5.006	303.6	1.536	41.7	1.084	76.8	13.7	79.0	11.3		
								No.3	10.045	5.008	303.8	1.535	41.6	1.084	76.6	13.8	85.1	11.2		
			平均値	10.047	5.005	303.7	1.537	41.7	1.084	76.9	13.6	81.9	13.2							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _e =85%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.045	5.003	323.0	1.636	41.9	1.153	85.9	7.9	113	14.7		
								No.2	10.045	5.003	322.8	1.635	41.4	1.156	85.3	8.2	113	18.8		
								No.3	10.045	5.005	322.3	1.631	41.3	1.154	84.8	8.5	110	15.8		
平均値	10.045	5.004	322.7	1.634	41.5	1.155	85.3	8.2	112	16.4										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _e =90%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.040	5.003	341.5	1.730	41.3	1.224	94.5	3.0	159	10.7					
					No.2	10.050	5.008	341.1	1.723	41.4	1.219	93.8	3.3	158	9.12					
					No.3	10.040	5.009	341.2	1.725	41.1	1.223	93.7	3.4	163	8.69					
平均値	10.043	5.007	341.3	1.726	41.3	1.222	94.0	3.2	160	9.50										
12	w _a (46%)	12	突き面め 3層 (L-01)	モールドφ5cm	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.030	5.005	345.0	1.748	39.7	1.251			505	60.6		
								No.2	10.020	5.016	347.4	1.755	39.7	1.256			538	52.5		
								No.3	10.020	5.006	345.9	1.754	39.7	1.256			562	53.0		
			平均値	10.023	5.009	346.1	1.752	39.7	1.254			535	55.4							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _e =75%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.040	5.009	281.7	1.424	39.9	1.018			234	57.9		
								No.2	10.060	5.007	281.9	1.423	39.8	1.018			219	49.4		
								No.3	10.040	5.006	281.9	1.427	40.1	1.019			209	50.7		
			平均値	10.047	5.007	281.8	1.425	39.9	1.018			221	52.7							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _e =80%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.040	5.007	300.6	1.521	40.0	1.086			286	58.0		
								No.2	10.050	5.011	300.6	1.517	39.9	1.084			286	51.5		
								No.3	10.045	5.011	300.7	1.518	40.0	1.084			269	64.6		
			平均値	10.045	5.010	300.6	1.519	40.0	1.085			280	58.0							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _e =85%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.045	5.008	319.5	1.615	39.6	1.157			379	77.2		
								No.2	10.045	5.006	319.3	1.615	40.0	1.154			375	99.6		
								No.3	10.045	5.008	319.4	1.614	39.7	1.155			368	77.0		
平均値	10.045	5.007	319.4	1.615	39.8	1.155			374	84.6										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _e =90%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.040	5.010	338.0	1.708	39.3	1.226			526	54.4					
					No.2	10.040	5.006	338.0	1.710	39.3	1.228			536	54.1					
					No.3	10.040	5.005	338.1	1.712	39.0	1.232			557	52.4					
平均値	10.040	5.007	338.0	1.710	39.2	1.228			540	53.6										
突き面め 3層 (L-01)	モールドφ5cm	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.010	5.006	347.0	1.761	38.6	1.271			1595	295					
					No.2	10.015	5.004	345.7	1.755	38.4	1.268			1637	441					
					No.3	10.010	5.011	349.2	1.769	38.1	1.281			1633	425					
平均値	10.012	5.007	347.3	1.762	38.4	1.273			1622	387										

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトに本報告書の電子データを公開しているの拡大のうえ参照されたい。

附表 D-15(6) 一軸圧縮試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体										強度		
			方法	条件		最大粒径	水中 日数 (日)		空気 日数 (日)	高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ _t (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)		
高炉セメントB種	4	8	5層	密度調整 ρ _t = 1.679 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径37.5mm≦ 回粒化19mm≦	-	7	No.1	19.415	10.019	2607.3	1.703	42.4	1.196					48.7	1.27	
								No.2	19.690	9.959	2600.1	1.695	42.8	1.187					48.6	1.14	
								No.3	19.800	9.960	2612.6	1.694	42.3	1.190					52	1.32	
									平均値	19.635	9.979	2606.7	1.697	42.5	1.191					49.8	1.24
	8	8	5層	密度調整 ρ _t = 1.716 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径37.5mm≦ 回粒化19mm≦	-	7	No.1	19.840	9.958	2638.3	1.707	40.2	1.218	90.5	5.2			74.2	2.82	
								No.2	19.940	9.971	2639.6	1.695	40.7	1.205	89.8	5.6			83.3	2.91	
								No.3	19.820	9.968	2652.9	1.715	39.6	1.229	90.6	5.0			84.2	3.56	
									平均値	19.867	9.966	2643.6	1.706	40.2	1.217	90.3	5.3			80.6	3.10
	12	8	5層	密度調整 ρ _t = 1.735 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径37.5mm≦ 回粒化19mm≦	-	7	No.1	19.700	9.988	2703.0	1.751	39.2	1.258	94.0	3.2			136	9.36	
								No.2	19.933	9.988	2704.7	1.732	38.9	1.247	91.7	4.4			143	10.2	
								No.3	19.960	9.987	2700.0	1.727	38.6	1.246	90.9	4.8			144	10.7	
									平均値	19.864	9.988	2702.6	1.737	38.9	1.250	92.2	4.1			141	10.1
14	8	5層	密度調整 ρ _t = 1.749 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径37.5mm≦ 回粒化19mm≦	-	7	No.1	19.920	10.014	2744.8	1.750	38.6	1.263					330	21.7		
							No.2	19.945	10.013	2746.7	1.749	37.9	1.268					286	27.2		
							No.3	19.915	10.013	2745.7	1.751	38.1	1.268					322	36.8		
								平均値	19.927	10.013	2745.7	1.750	38.2	1.266					313	28.6	
16	8	5層	密度調整 ρ _t = 1.752 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径37.5mm≦ 回粒化19mm≦	-	7	No.1	19.990	10.018	2746.1	1.743	37.6	1.267	91.4	4.5			559	53.3		
							No.2	19.945	10.018	2747.2	1.747	36.9	1.276	91.0	4.7			574	61.6		
							No.3	20.000	10.008	2745.0	1.745	37.3	1.271	91.3	4.5			566	53.4		
								平均値	19.978	10.015	2746.1	1.745	37.3	1.271	91.2	4.6			566	56.1	
20	8	5層	密度調整 ρ _t = 1.772 g/cm ³ 衝撃加速度試験の 供試体密度	粒径37.5mm≦ 回粒化19mm≦	-	7	No.1	19.910	10.013	2774.3	1.770	35.4	1.307					1166	175		
							No.2	19.935	10.014	2775.6	1.768	35.3	1.307					1182	197		
							No.3	19.913	10.007	2774.7	1.772	34.7	1.316					1126	293		
								平均値	19.919	10.011	2774.9	1.770	35.1	1.310					1158	222	
8	8	3層 (L-01)	モールドφ5cm	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.025	4.998	341.3	1.735	41.9	1.223	95.0	2.7			133	3.13		
							No.2	9.990	4.995	340.8	1.741	42.3	1.223	96.0	2.1			139	3.30		
							No.3	10.020	4.988	340.2	1.737	42.4	1.220	95.7	2.3			140	4.17		
								平均値	10.012	4.994	340.8	1.738	42.2	1.222	95.6	2.4			137	3.53	
8	8	静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c = 75%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.050	4.990	285.2	1.451	41.5	1.025	69.4	18.8			55.6	8.98		
							No.2	10.040	4.991	285.1	1.451	41.6	1.025	69.5	18.7			55.2	6.31		
							No.3	10.045	5.006	285.1	1.442	41.8	1.017	68.9	19.2			57.0	11.1		
								平均値	10.045	4.996	285.1	1.448	41.6	1.022	69.3	18.9			55.9	8.80	
8	8	静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c = 80%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.030	5.003	304.0	1.542	41.7	1.088	76.9	13.6			71.3	11.7		
							No.2	10.030	4.998	304.0	1.545	42.1	1.087	77.6	13.2			72.6	11.6		
							No.3	10.030	4.995	303.8	1.546	42.2	1.087	77.7	13.1			75.4	11.5		
								平均値	10.030	4.999	303.9	1.544	42.0	1.088	77.4	13.3			73.1	11.6	
8	8	静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c = 85%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.030	5.009	323.0	1.634	41.5	1.155	84.9	8.6			94.1	13.5		
							No.2	10.030	4.998	323.0	1.641	41.8	1.157	85.8	8.0			101	11.2		
							No.3	10.030	5.002	323.0	1.639	41.4	1.159	85.2	8.3			97.1	14.3		
								平均値	10.030	5.003	323.0	1.638	41.6	1.157	85.3	8.3			97.4	13.0	
8	8	静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c = 90%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.025	5.004	341.2	1.731	41.2	1.226	93.9	3.3			135	5.17		
							No.2	10.025	4.995	341.5	1.738	41.1	1.232	94.5	2.9			134	4.67		
							No.3	10.025	4.998	341.5	1.736	41.5	1.227	94.7	2.8			147	4.31		
								平均値	10.025	4.999	341.4	1.735	41.3	1.228	94.4	3.0			139	4.72	

※ (国研)土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているのが拡大のうえ参照されたい。

附表 D-15(7) 一軸圧縮試験結果一覧 (仮置土 配合試験)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製		安定材 混合後 仮置き (日)	供試体作製後 養生日数		No.	供試体										強度	
			方法	条件		最大粒径	気中 (日)		水中 (日)	高さ H ₀ (cm)	直径 D ₀ (cm)	質量 m (g)	湿潤密度 ρ _w (g/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	飽和度 S _r (%)	空気間隙率 v _a (%)	一軸圧縮強さ q _u (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)	
高炉セメントB種	46%	12	突き面め 3層 (L-01)	モールドφ5cm	粒径19mm≦	-	7	-	No.1	10.020	5.008	345.3	1.750	40.1	1.249	94.9	2.7	214	13.5	
									No.2	10.025	5.008	346.5	1.755	40.1	1.253	95.4	2.4	242	14.6	
									No.3	10.020	5.018	347.5	1.754	40.2	1.251	95.4	2.4	211	14.2	
			平均値	10.022	5.011	346.4	1.753	40.1	1.251	95.2	2.5	222	14.1							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =75%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.050	4.995	281.7	1.430	40.5	1.018	67.0	20.3	101	22.1		
								No.2	10.050	5.001	281.8	1.427	40.2	1.018	66.5	20.6	98.3	14.6		
								No.3	10.040	5.002	281.7	1.428	40.9	1.013	67.2	20.2	94.2	16.9		
			平均値	10.047	4.999	281.7	1.428	40.5	1.016	66.9	20.4	97.8	17.9							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =80%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.040	5.006	300.6	1.521	40.9	1.079	74.6	15.1	124	21.2		
								No.2	10.050	5.007	300.5	1.519	40.4	1.082	73.9	15.4	122	16.6		
								No.3	10.040	5.006	300.6	1.521	40.9	1.079	74.6	15.1	123	25.0		
			平均値	10.043	5.006	300.6	1.520	40.7	1.080	74.4	15.2	123	20.9							
			静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =85%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.030	5.003	319.6	1.621	40.1	1.157	82.5	9.9	172	30.4		
								No.2	10.035	5.013	319.5	1.613	39.9	1.153	81.5	10.4	172	30.8		
								No.3	10.030	5.006	319.4	1.618	40.3	1.153	82.4	9.9	181	38.5		
平均値	10.032	5.007	319.5	1.617	40.1	1.154	82.1	10.1	175	33.2										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =90%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.028	5.006	337.9	1.712	40.6	1.218	91.6	4.5	224	32.0					
					No.2	10.030	5.005	338.3	1.714	40.4	1.221	91.6	4.5	216	23.3					
					No.3	10.033	5.009	338.2	1.711	40.3	1.220	91.2	4.8	221	39.1					
平均値	10.030	5.007	338.1	1.712	40.4	1.219	91.4	4.6	220	31.5										
突き面め 3層 (L-01)	モールドφ5cm	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.025	5.013	351.4	1.776	37.5	1.292	94.7	2.7	579	96.8					
					No.2	10.025	5.010	349.7	1.769	38.1	1.281	94.6	2.8	560	104					
					No.3	10.025	5.013	353.5	1.787	37.5	1.300	95.8	2.1	630	105					
平均値	10.025	5.012	351.5	1.777	37.7	1.291	95.0	2.5	590	102										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =75%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.050	5.012	279.0	1.407	37.7	1.022	62.8	22.8	246	82.5					
					No.2	10.050	5.004	279.0	1.412	38.1	1.022	63.5	22.4	202	45.1					
					No.3	10.040	5.009	278.9	1.410	37.8	1.023	63.1	22.6	240	76.5					
平均値	10.047	5.008	279.0	1.410	37.9	1.022	63.1	22.6	229	68.0										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =80%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.040	5.007	297.7	1.506	37.9	1.092	70.5	17.3	281	69.3					
					No.2	10.050	5.011	297.9	1.503	38.1	1.088	70.5	17.4	318	109					
					No.3	10.050	5.010	297.8	1.503	38.3	1.087	70.7	17.3	291	76.3					
平均値	10.047	5.009	297.8	1.504	38.1	1.089	70.5	17.3	297	84.9										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =85%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.045	5.013	316.3	1.595	38.4	1.152	78.4	12.2	412	133					
					No.2	10.050	5.010	316.6	1.598	38.2	1.156	78.5	12.1	424	139					
					No.3	10.045	5.013	316.3	1.595	37.8	1.157	77.8	12.5	387	170					
平均値	10.047	5.012	316.4	1.596	38.1	1.155	78.2	12.3	408	147										
静的締固め (JGS 0812)	モールドφ5cm D _c =90%相当	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.040	5.012	334.9	1.691	37.7	1.228	86.4	7.3	585	74.6					
					No.2	10.050	5.007	335.0	1.693	37.7	1.229	86.6	7.2	539	68.3					
					No.3	10.050	5.012	334.9	1.689	37.9	1.225	86.5	7.3	580	78.8					
平均値	10.047	5.010	334.9	1.691	37.8	1.227	86.5	7.2	568	73.9										
突き面め 3層 (L-01)	モールドφ5cm	粒径19mm≦	-	7	No.1	10.025	5.010	353.0	1.786	36.6	1.307	82.1	23.1	821	231					
					No.2	10.025	5.014	354.4	1.790	36.6	1.310	896	150							
					No.3	10.005	5.012	353.9	1.793	36.4	1.315	864	166							
平均値	10.018	5.012	353.8	1.790	36.5	1.311	860	182												

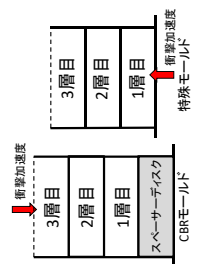
【衝撃加速度試験結果】

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているの拡大のうえ参照されたい。

付表 D-16 (1) 衝撃加速度試験結果一覧 (仮置土)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製条件			最大粒径	養生日数		含水率 w (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	飽和度 S_r (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	空気間率 v_a (%)	No.	衝撃加速度 ^{*1}		
			突き詰め モールド	ランマ 4.5kg	層数 × 回数		水中	空中							[3層目] (表面) (G)	[1層目] (裏面) (G)	
生石灰	4	4	突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	41.1	1.722		1.220		測定1	測定2	34.9	32.9
			突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	40.5	1.730		1.231		測定1	測定2	38.1	39.6
		突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	37.5	1.754		1.276		測定1	測定2	60.2	60.8	
		突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	37.6	1.751		1.273		測定1	測定2	65.1	63.5	
	8	12	突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	33.8	1.789	4.2	1.337	91.5	測定1	測定2	88.1	88.6
			突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	33.8	1.780	4.7	1.330	90.6	測定1	測定2	93.5	92.5
		突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	30.6	1.761		1.348		測定1	測定2	89.8	89.9	
		突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	30.8	1.745		1.334		測定1	測定2	91.6	93.5	
	16	16	突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	142.7					測定1	測定2	142.7	129.6
			突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	126.4					測定1	測定2	126.4	126.4
		突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	123.6					測定1	測定2	123.6	123.6	
		突き詰め	ランマ 4.5kg	67回 × 3層	粗径37.5mm ≤ 団粒化19mm ≤	1	10	130.6					測定1	測定2	130.6	127.1	
													測定1	測定2	124.2	125.7	

*1 実験実施面について
下図のように供試体を作製
し、3層目(上端面)又は
1層目(下端面)で試験を
実施した。



※ (国研)土木研究所ウェブサイトにて本報告書の電子データを公開しているの拡大のうえ参照されたい。

付表 D-16(2) 衝撃加速度試験結果一覧 (仮置土)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製条件				最大粒径	安定材 混合後 仮置き (日)	養生日数		水中	凍結密度 ρ_t (g/cm^3)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	飽和度 S_r (%)	空気間率 v_a (%)	No.	衝撃加速度 ^{*1}		
			突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層			空気中 (日)	水中 (日)								[3層目] (表面) (G)	[1層目] (裏面) (G)	
セメント系固化材	4	4	突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	1.678	42.4	1.178			測定1	29.1		
			突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.686	42.4	1.184			測定2	28.8	
		突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.708	40.1	1.219			測定3	27.4		
		突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.708	40.1	1.219			測定4	26.2		
	8	4	突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.725	39.6	1.236			平均値	27.9	
			突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.708	40.1	1.219			測定1	48.0	
		突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.708	40.1	1.219			測定2	48.2		
		突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.725	39.6	1.236			測定3	47.8		
	10	4	突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.730	39.1	1.244			測定4	45.8	
			突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.730	39.1	1.244			平均値	47.5	
		突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.730	39.1	1.244			測定1	62.8		
		突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.730	39.1	1.244			測定2	61.8		
	12	4	突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.730	37.9	1.255	4.8	90.8	測定3	109.1	
			突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.730	37.9	1.255	4.8	90.8	測定4	107.9	
		突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.739	38.4	1.257	4.0	92.3	平均値	108.7		
		突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.739	38.4	1.257	4.0	92.3	測定1	109.8		
16	4	突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.749	36.4	1.282			測定2	108.1		
		突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.749	36.4	1.282			測定3	170.5		
	突き固め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.756	36.3	1.288			測定4	174.6			
	突き固め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	粒径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	-	-	1.756	36.3	1.288			平均値	173.7			
																測定1	112.9			
																測定2	110.2			
																平均値	111.6			
																測定1	170.5			
																測定2	170.0			
																測定3	174.6			
																測定4	179.5			
																平均値	187.3			
																測定2	195.3			
																平均値	191.3			

※ (国研) 土木研究所ウェブサイトに本報告書の電子データを公開しているの拡大のうえ参照されたい。

付表 D-16(3) 衝撃加速度試験結果一覧 (仮置土)

改良材	供試体 作製時 含水比 (%)	添加率 (%)	供試体作製条件				養生日数	供試体				No.	衝撃加速度 ^{*)}				
			突き詰め モールド	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	層数		最大粒径	安定後 混合 仮置き (日)	空気中 (日)	水中 (日)		湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	飽和度 S_r (%)	空気間隙率 v_a (%)
高 性 セ ン ト B 種	4	4	突き詰め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.676	42.4	1.177		測定1	27.4	
			突き詰め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.681	42.6	1.179		測定2	27.0	
		平均値													平均値	26.6	
		平均値													測定1	32.0	
	8	8	突き詰め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.712	40.6	1.218		測定1	41.2	
			突き詰め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.720	40.9	1.221		測定2	31.1	
		平均値													平均値	41.2	
		平均値													測定1	44.6	
	12	12	突き詰め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.729	38.8	1.246		測定1	52.1	
			突き詰め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.740	38.8	1.254		測定2	53.2	
		平均値													平均値	53.9	
		平均値													測定1	53.9	
14	14	突き詰め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.753	37.0	1.280		測定1	79.4		
		突き詰め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.745	37.9	1.265		測定2	80.5		
	平均値													平均値	79.5		
	平均値													測定1	83.3		
16	16	突き詰め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.743	37.1	1.271	4.8	測定1	102.9		
		突き詰め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.760	36.7	1.287	4.1	測定2	102.0		
	平均値													平均値	102.7		
	平均値													測定1	107.9		
20	20	突き詰め	CBR用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.772	35.1	1.312		測定1	136.0		
		突き詰め	透水用 15cm モールド	ランマ 4.5kg	67回 x 3層	最大粒径 粗径37.5mm \leq 団粒化19mm \leq	-	7	-	1.771	35.3	1.309		測定2	138.1		
	平均値													平均値	142.1		
	平均値													測定1	140.1		

(余白)

付録E 山砂の締固め実験【前田建設工業、大林組、酒井重工業】

本付録には、主として振動ローラによる改良土の締固め実験との比較を目的として実施した山砂の締固め実験の結果を示す。

1 実験方法

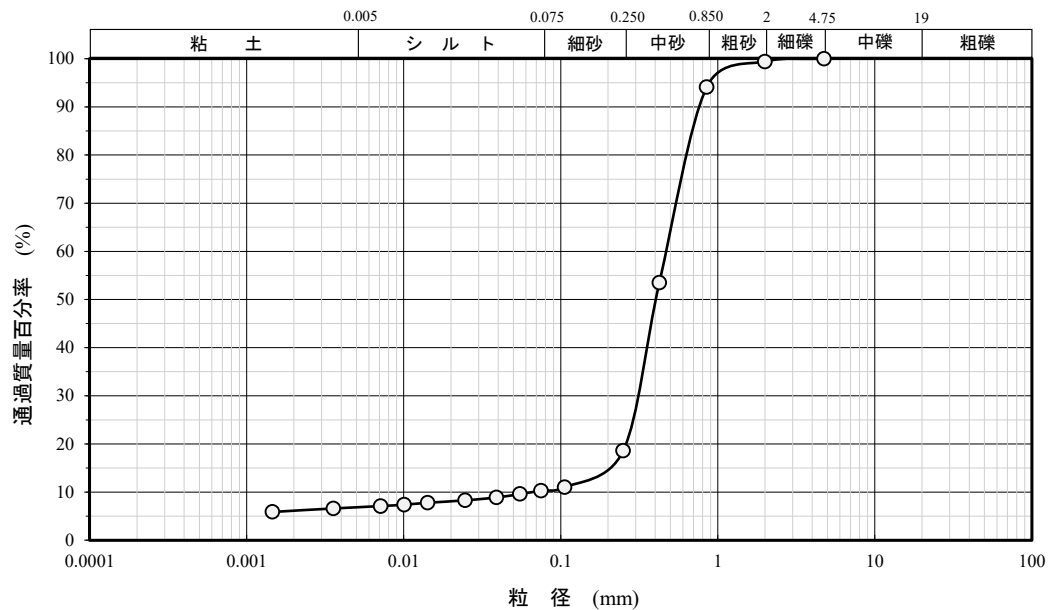
(1) 実験試料

実験に用いた試料は茨城県行方市で採取され細粒分混じり砂 (S-F) である。以下、本試料を山砂と称する。山砂の基本物性を付表 E-1 に、粒度分布を付図 E-1 に、A-b 法による締固め曲線を付図 E-2 にそれぞれ示す。締固め曲線には最適飽和度¹⁴⁾における飽和度一定曲線を付記した。ここで、最適飽和度とは最適含水比及び最大乾燥密度となる飽和度をいう¹⁴⁾。基本物性の内、実験時含水比は締固め実験後に実施したコアサンプル ((5)品質試験 参照) から得られた含水比の範囲を示す。

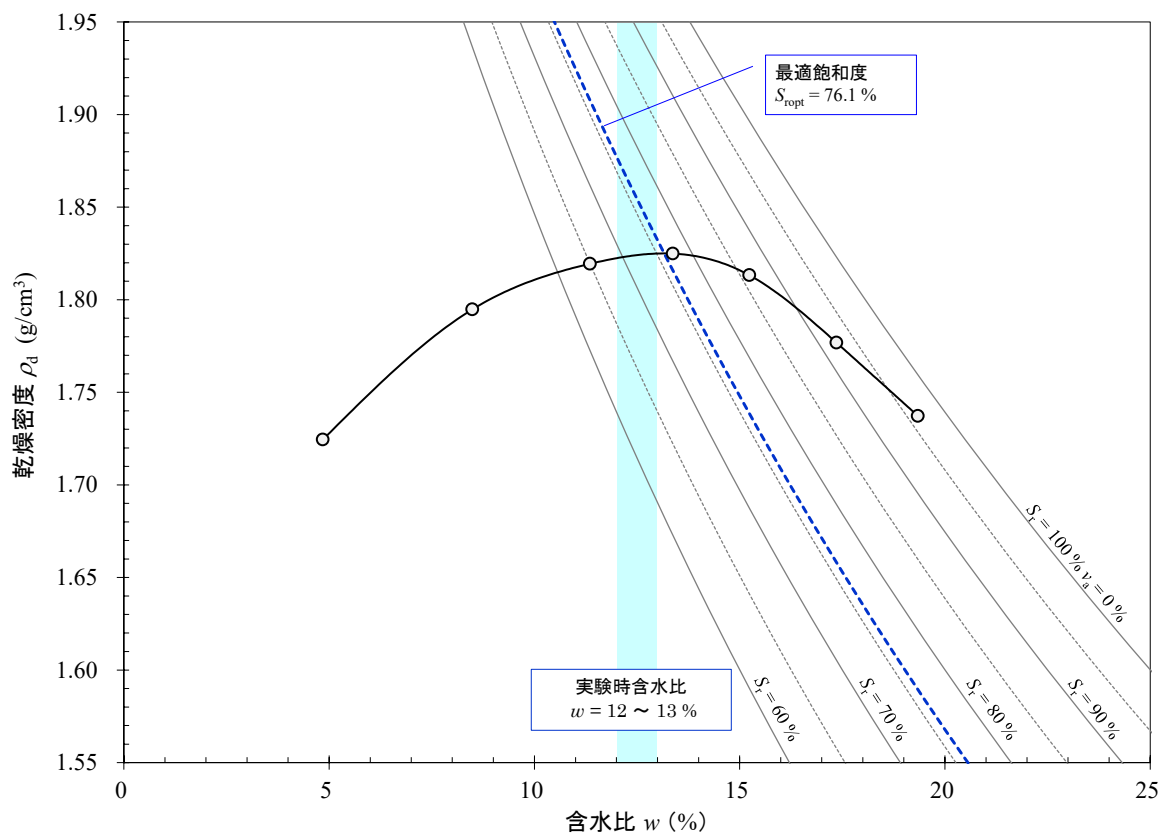
付表 E-1 盛土材料の基本物性

項目	単位	山砂	試験法	
土粒子の密度 ρ_s	(g/cm ³)	2.667	JIS A 1202:2009	
実験時含水比 w^{*1}	(%)	12 ~ 13	JIS A 1203:2009	
粒 度	礫分(2 mm ~ 75 mm)	(%)	0.6	JIS A 1204:2009
	砂分(75 μ m ~ 2 mm)	(%)	89.1	
	シルト分(5 μ m ~ 75 μ m)	(%)	3.5	
	粘土分(~ 5 μ m)	(%)	6.8	
	最大粒径	(mm)	4.75	
コンシステンシー特性	液性限界 w_L	(%)	N.P.	JIS A 1205:2009
	塑性限界 w_p	(%)	N.P.	
	塑性指数 I_p	—	N.P.	
土の工学的分類	分類記号	—	S - F	JGS 0051-2009
	分類目	—	細粒分まじり砂	
締固め特性	締固め試験方法	-	A-b	JIS A 1210:2009
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	(g/cm ³)	1.825	
	最適含水比 w_{opt}	(%)	13.2	
	最適飽和度 S_{ropt}	(%)	76.1	

*1 締固め実験後のコアサンプルによる含水比を示す。



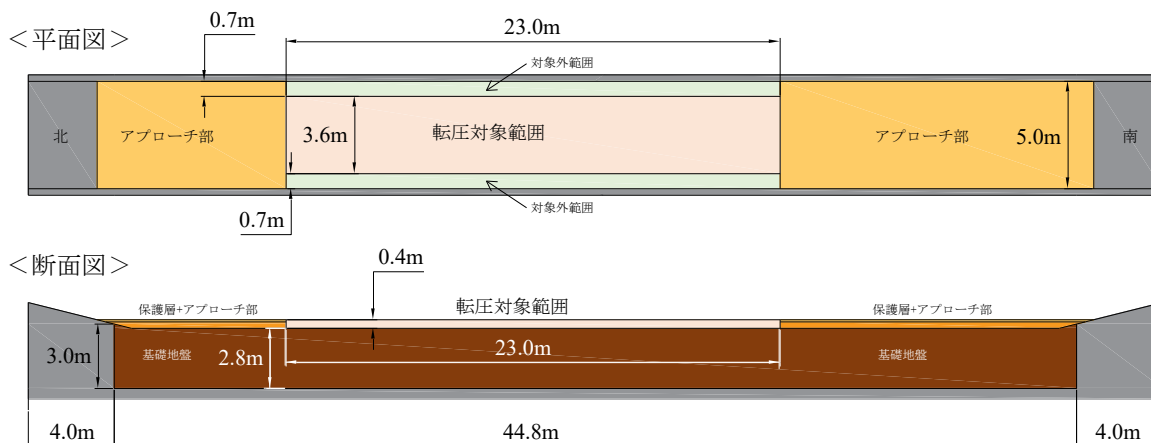
付図 E-1 粒径加積曲線 (山砂)



付図 E-2 山砂の締固め曲線 (A-b 法)

(2) 実験ヤード

締固め実験は付図 E-3 に示す幅 5.0m、長さ 44.8m、深さ 3.0m のコンクリート製ピットに構築された基礎地盤上で実施した。基礎地盤はよく締め固められた砂質土からなり、厚さは 2.8 m である。試験区間の長さは 8.3 節と同様に 23.0 m とした。また転圧対象の幅についても、本実験ではスタビライザによる攪拌はないが、8.3 節と同様に中央の 3.6m とした。層厚は後述する締固め完了後の想定層厚 (0.4 m) を示した。



付図 E-3 振動ローラによる締固め実験 実験ヤード (山砂)

(3) 締固め機械

締固めは付表 E-2 に示す 11 t 級振動ローラにて実施した。転圧時の起振力は、172 kN とした。

付表 E-2 締固め実験に用いた振動ローラの諸元

写真	
メーカー：型式	酒井：SV513D
機械質量 (kg)	11,800
前軸質量 (kg)	6,150
締固め幅 (m)	2.13
起振力 (kN)	172
振動数 (Hz)	33.3

(4) 実験手順

振動ローラによる締固め実験では2層に分けて転圧を行った。1層目は試験区間全面を6回転圧した。2層目は試験区間を4分割し、転圧回数を変えて締固めを実施した。所定回数の転圧の後、後述の「(5) 品質試験」に示した各種試験を実施した。実験手順の詳細を以下に示す。

① 1層目のまき出し、整地（転圧0回）

1層目として、締固め完了後の層厚が20cm程度となるように山砂を厚さ25cm程度でまき出し、敷きならした（付図E-4a）。その後、油圧ショベル（0.1m³クラス、自重2.7t）によるクローラ走行を2回行い（1往復し）、対象土を整地した（付図E-4b）。この状態を1層目の初期状態（転圧0回）と定義した。

② 1層目の振動ローラによる締固め

付表E-1に示した振動ローラを用い、1層目の締固めを実施した。転圧回数は全面を6回とした。締固め時には、後述の「(5) 品質試験」に示す振動ローラの加速度応答データ（CCV、 α システムによる）も同時に取得した。

③ 2層目の撒き出し、整地（転圧0回）

1層目と同様に山砂を厚さ25cm程度でまき出し、敷きならした。その後、油圧ショベル（0.1m³クラス、自重2.7t）によるクローラ走行を2回行い（1往復し）、対象土を整地した。この状態を2層目の初期状態（転圧0回）とした。

④ 2層目の振動ローラによる締固め

1層目と同様に付表E-1に示した振動ローラにより締固めを実施した（付図E-5）。2層目は試験区間を付図E-6に示すとおり4分割（区間A～区間D）し、各エリアの転圧回数を、0回（油圧ショベル走行のみ）、1、2、7回とそれぞれ異なる回数とした。1層目と2層目の締固め回数の組み合わせは付表E-3に示す。締固め時には、1層目と同様に後述の「(5) 品質試験」に示す振動ローラの加速度応答データ（CCV、 α システムによる）も同時に取得した。ここで、振動ローラの締固め幅（2.13m）の都合上、試験区間中央は東・西側エリア走行時の転圧範囲が重なることとなる。このため、各試験区域はこの転圧が重複する範囲を避けて設定した（付図E-6）。



a) まき出し、敷き均し状況

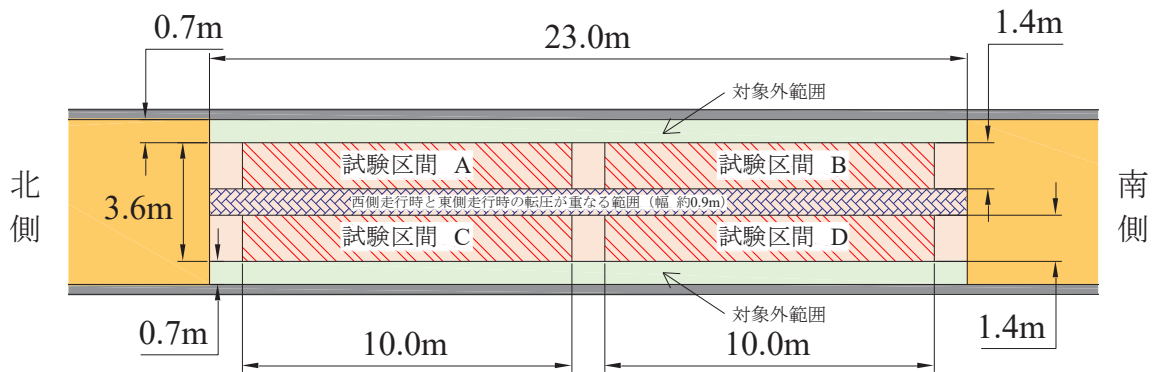


b) 整地状況 (転圧0回)

付図 E-4 まき出し、整地状況



付図 E-5 山砂の転圧状況 (2層目)



付図 E-6 2層目転圧時の試験区間

付表 E-3 各試験区間の 1 層目と 2 層目の転圧回数

試験区間	1 層目転圧回数 (回)	2 層目転圧回数 (回)
区間 A	6	0
区間 B	6	1
区間 C	6	2
区間 D	6	7

(5) 品質試験



品質試験は前述の転圧回数ごとに試験区間を 4 分割し、付表 E-4 に示す内容で実施した。各品質試験の概要を付表 E-5 ～ 付表 E-8 に示す。

RI 計器による土の密度試験には、透過型 RI 水分・密度計 ((株)フィールドテック FT-102) を用いた。小型 FWD 試験は FWD および小型 FWD 運用の手引き⁶¹⁾に準拠し、株式会社東京測器研究所製の KFD-100A を用いて実施した。動的平板載荷試験はアプライドリサーチ株式会社製の超小型動的平板載荷試験装置 IST-03⁶²⁾を用いて実施した。衝撃加速度試験は北海道開発局土木試験所 (現・(国研) 土木研究所 寒地土木研究所) にて開発⁶⁴⁾された試験機を用いて実施した。簡易支持力測定器 (キャスポル) は旧建設省近畿技術事務所と株式会社浅沼組により共同開発されたものであり、株式会社マルイ製の MIS-244-0-62 を用いた。測定は測定器使用マニュアル作成委員会基準 (案) 「簡易支持力測定器による試験方法」⁶⁹⁾に準拠して実施した。


付表 E-4 品質試験の項目及び実施時期

試験項目	タイミング (区切り)	転圧当日
沈下量		○
コアカッターによる土の密度試験		○
RI 計器による土の密度試験		○
小型 FWD 試験		○
動的平板載荷試験		○
衝撃加速度試験		○
キャスポルによる簡易支持力測定		○
現場 CBR 試験		○




付表 E-5 品質試験項目 1 (密度・含水比)

呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
沈下量	—	レベル測定器を用いた水準測量により、各回の転圧後に、転圧 0 回の改良地盤高さを基準とした地表沈下量を毎回 6 点測定	
コアサンプル (密度及び含水比)		2 層目転圧完了直後に、3 点、各点 3 深度 (GL 0~-10 cm、-10~-20 cm、-20~-30 cm) にてコア (内径 10 cm、高さ 10 cm) を採取し、密度及び含水比を測定	JGS1613-2003 「コアカッターによる土の密度測定法」 JIS A 1203:2009 「土の含水比試験方法」
RI (密度及び含水比)		RI 計器 ((株)フィールドテック FT-102) により、2 層目転圧完了後に、密度及び含水比を 6 点測定	JGS1614-2012 「RI 計器による土の密度試験方法」


付表 E-6 品質試験項目 2 (静的載荷試験及びサウンディング試験)

呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
現場 CBR 試験 (CBR)		2 層目転圧完了後に、現場 CBR 試験により CBR を 2 点測定	JIS A 1222-2013 「現場 CBR 試験方法」

付表 E-7 品質試験項目 3 (動的載荷試験)

呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
小型 FWD (地盤反力 係数)		東京測器研究所製 KFD-100A を用いて、2 層目転圧完了後に、地盤反力係数 (K_{30}) を 6 点測定	FWD および小型 FWD 運用の手引き ⁶¹⁾
動的平板載荷 試験 (地盤反力 係数)		アプライドリサーチ社製 IST03 (重錘落下試験) を用いて、2 層目転圧完了後に、地盤反力係数 (K_{30}) を 6 点 (1 点あたり 10 回計測) 測定	
簡易支持力 測定器 (キャ スポル) (地盤反力 係数)		マルイ製 MIS-244-0-62 を用いて、2 層目転圧完了後に、地盤反力係数 (K_{30}) を 6 点 (1 点あたり 5 回計測) 測定	簡易支持力測定器による試験方法 ⁶⁹⁾
衝撃加速度 試験		土木研究所寒地土木研究所開発の衝撃加速度試験装置を用いて、2 層目転圧完了後に、衝撃加速度 G を 6 点 (1 点あたり 10 回計測) 測定	道路・河川工事仕様書 ⁶⁵⁾

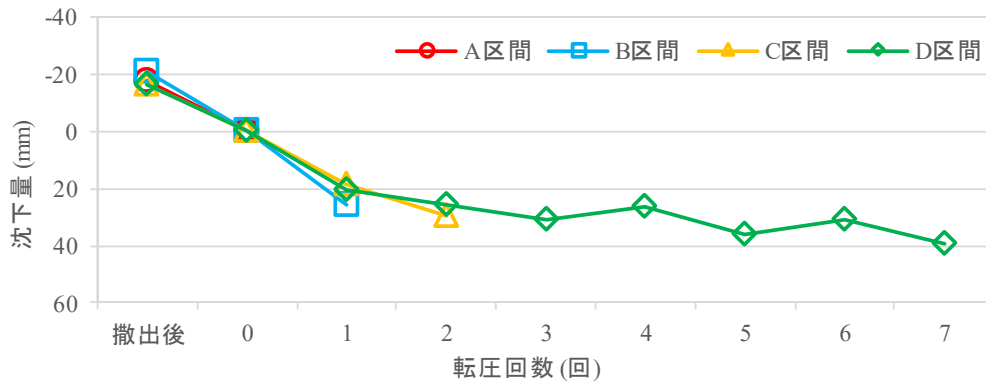
付表 E-8 品質試験項目 4 (その他)

呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
CCV、 α システム (加速度 応答値)		振動ローラに取り付けた加速度計によって振動ローラの振動加速度波形を測定し、CCV 値及び乱れ率 (地盤の剛性を表す指標) を評価 (写真は CCV システムの設置例)	

2 転圧回数と試験値の関係

(1) 沈下量

転圧回数と沈下量の関係を図 E-7 示す。沈下量は測定した 6 点の平均値であり、転圧 0 回の地表高さとの差である。沈下は各区間で同様の傾向を示し、2 回転圧で大半が発生するものの、その後も沈下は継続し 7 回転圧ではほぼ収斂する傾向を示した。



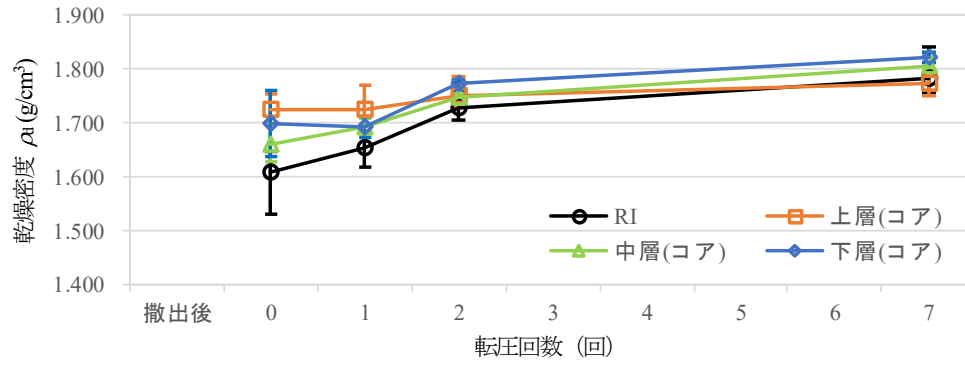
付図 E-7 2層目の転圧回数と沈下量の関係 (山砂)

(2) 乾燥密度 ρ_d 、締固め度 D_c 、飽和度 S_r 及び空気間隙率 v_a

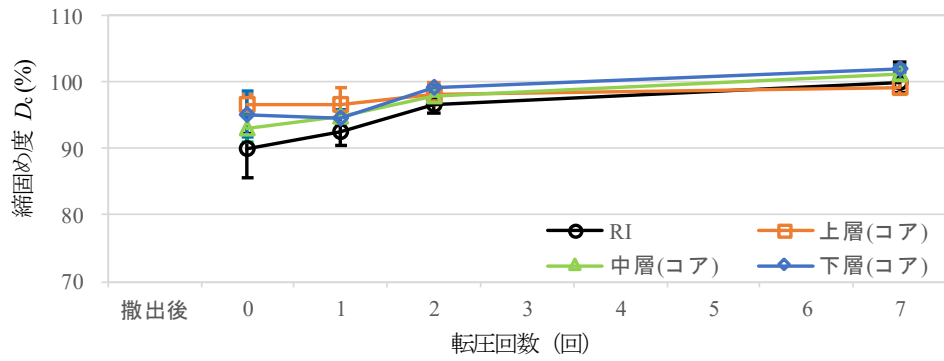
RI 及びコアサンプリングによる密度試験結果から得られた乾燥密度 ρ_d 、締固め度 D_c 、飽和度 S_r 及び空気間隙率 v_a と転圧回数の関係について付図 E-8 に示す。乾燥密度 (RI) は各区間 6 点の平均、コアサンプリングによる乾燥密度は各区間 3 点の平均 \times 3 深度 (上・中・下) 毎に示した。図中、転圧回数 0 回は A 区間、1 回は B 区間、2 回は C 区間、7 回は D 区間の結果である。また、乾燥密度と含水比の推移を室内締固め曲線 (A-b 法) 上に示した (付図 E-9)。

RI の結果は、乾燥密度 (締固め度) 及び飽和度は転圧回数とともに増加し、空気間隙率は減少した。いずれも転圧回数に対して同様に (順調に) 収斂する傾向を示した。一方、コアサンプルによる深度別計測の値はバラツキが大きく、深度方向にも一定の傾向を示していない。また転圧回数 0 回で締固め度 D_c が 90%を超えるなど、計測精度上の問題が示唆される。

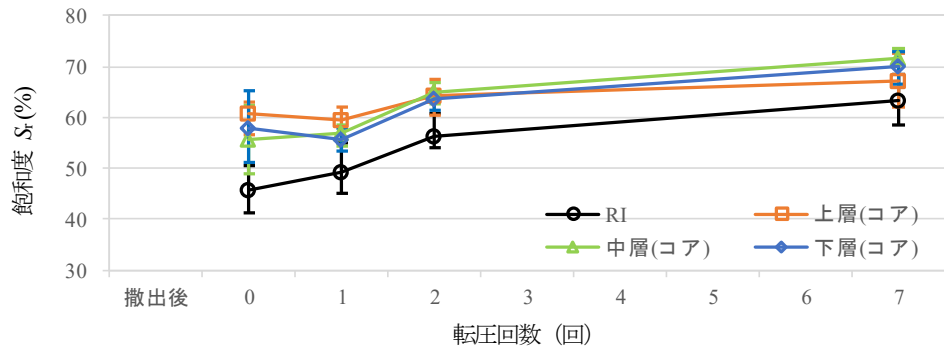
付図 E-9 より、山砂の施工含水比は最適含水比付近のやや乾燥側にあり、乾燥密度は転圧と共に次第に増加し、ほぼ 1E_c 締固め曲線の近くに達している。振動ローラによる締固めが適する材料であることが伺われる。飽和度を見ると、計測手法の違いによりバラツキがあるものの、転圧初期の 50%前後から最終転圧時の 7 回でも 70%以下で推移した。これは付図 E-9 中の最適飽和度 76.5%よりも小さく、転圧が乾燥側に終始したことを意味する。このため転圧回数に対して地表面沈下量が漸増する傾向をもたらした (間隙水が振動締固めを阻害することがなかった) ものと考えられる。このことも、今回の施工含水比においては山砂が振動ローラ転圧に適する (振動エネルギーの繰り返しが転圧効果に効果的に転嫁される) ことを物語っている。空気間隙率は初期の 20 ~ 25%より最終では 15%以下まで減少した。



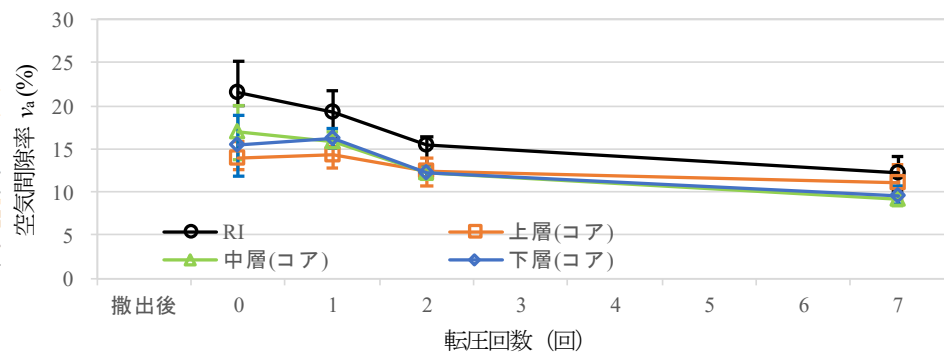
a) 転圧回数と乾燥密度 ρ_d の関係



b) 転圧回数と締固め度 D_c の関係

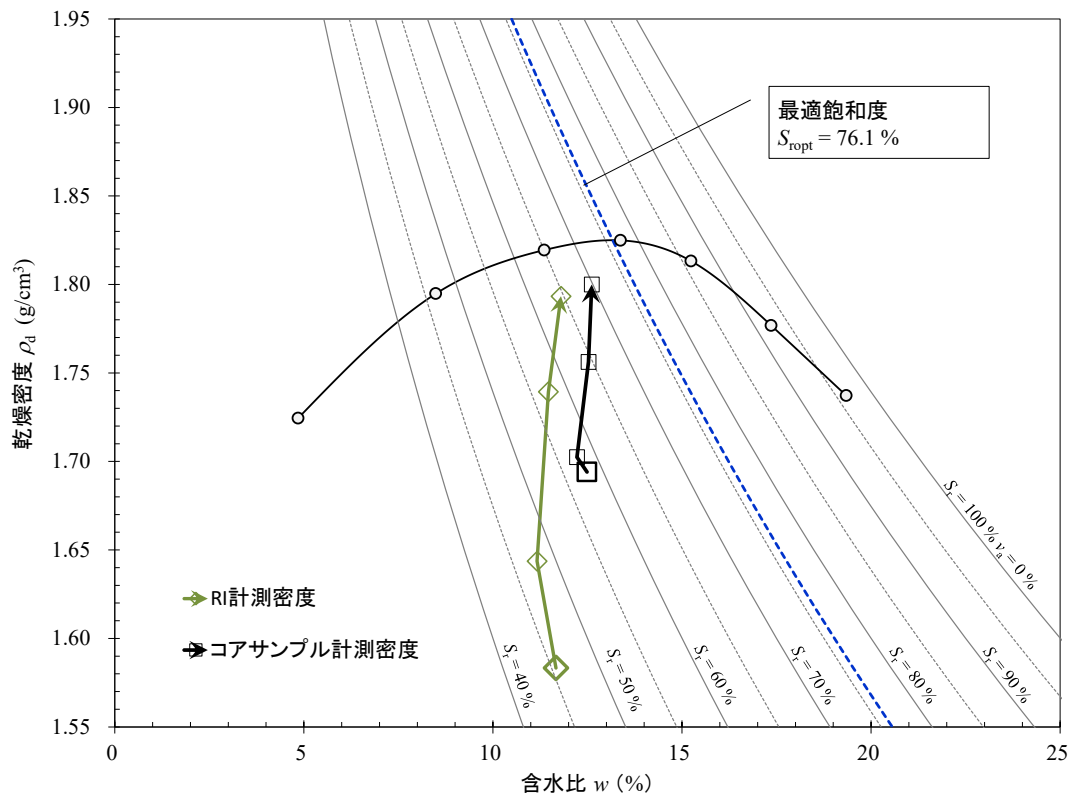


c) 転圧回数と飽和度 S_r の関係



d) 転圧回数と空気間隙率 v_a の関係

付図 E-8 2層目の転圧回数と締固め特性値の関係 (山砂)



付図 E-9 室内締固め曲線 (A-c 法) と締固め実験結果の比較 (山砂)

(3) 地盤反力係数 K_{30}

小型 FWD 試験、動的平板載荷試験及び簡易支持力測定器 (キャスポル) から得られた地盤反力係数 K_{30} と転圧回数との関係について、付図 E-10 に示す。

小型 FWD により計測された地盤反力係数を載荷板直径 30 cm 相当に補正した値 K_{PFWD} と平板載荷試験から得られる K_{30} を簡易に換算する方法として一般に以下の付式 E-1⁶³⁾ に示す関係が用いられる。付図 E-10 に示した K_{30} は $\gamma = 1.5$ (砂系) として換算した値である。

$$K_{PFWD} = \gamma \cdot K_{30} \quad \dots \text{付式 E-1}$$

ここに、 K_{PFWD} : 小型 FWD 試験から得られる地盤反力係数を載荷板直径 30 cm 相当に補正した値

K_{30} : 平板載荷試験から得られる地盤反力係数

動的平板載荷試験から得られる測定値と平板載荷試験から得られる K_{30} については付式 E-2 に示す関係⁶²⁾ が示されている。付図 E-10 に示した K_{30} は $a = 30.43$ 、 $b = 0$ (砂質地盤系) として換算した値である。

$$K_{30} = a \cdot X + b \quad \dots \text{付式 E-2}$$

ここに、 K_{30} : 平板載荷試験から得られる地盤反力係数

a 、 b : 係数

X : 動的平板載荷試験から得られる測定値

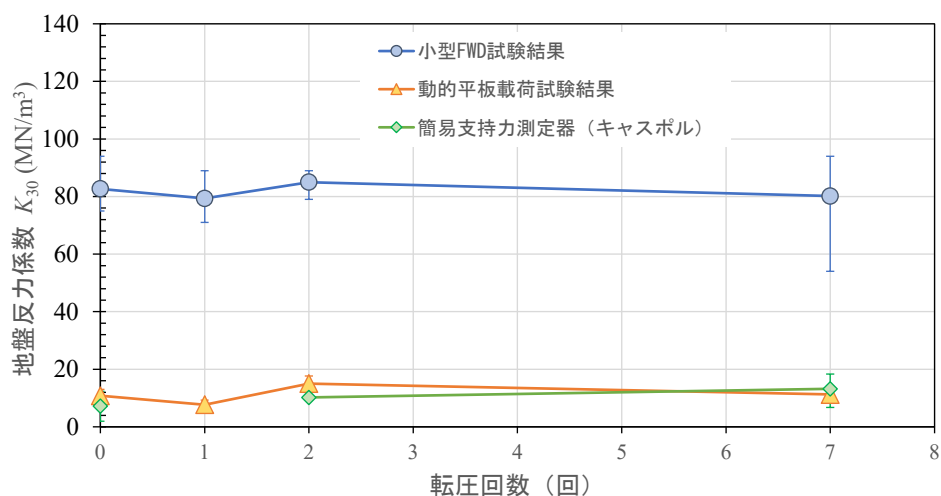
簡易支持力測定器（キヤスポル）から得られるインパクト値 I_a と平板載荷試験から得られる K_{30} については付式 E-3 に示す関係⁷⁰⁾が示されている。付図 E-10 に示した K_{30} は本関係式により換算した値である。

$$K_{30} = -37.58 + 8.554 I_a \quad \dots \text{付式 E-3}$$

ここに、 K_{30} ：平板載荷試験から得られる地盤反力係数

I_a ：簡易支持力測定器（キヤスポル）によるインパクト値

いずれの試験結果においても転圧回数が増加しても地盤反力係数 K_{30} にはほとんど変化が見られなかった。換算値を見ると、動的平板載荷試験及び簡易支持力測定器（キヤスポル）による K_{30} 換算値は概ね同様の値を示した。一方、小型 FWD 試験による K_{30} 換算値は他の試験による K_{30} 換算値の 6 ～ 10 倍の値を示した。ただし、小型 FWD 試験による K_{30} 換算値と動的平板載荷試験による K_{30} 換算値の転圧回数による増減傾向は良く一致していた。このため、換算係数に課題があると考えられ、実際の適用にあたっては平板載荷試験結果とのキャリブレーションが重要であると言える。

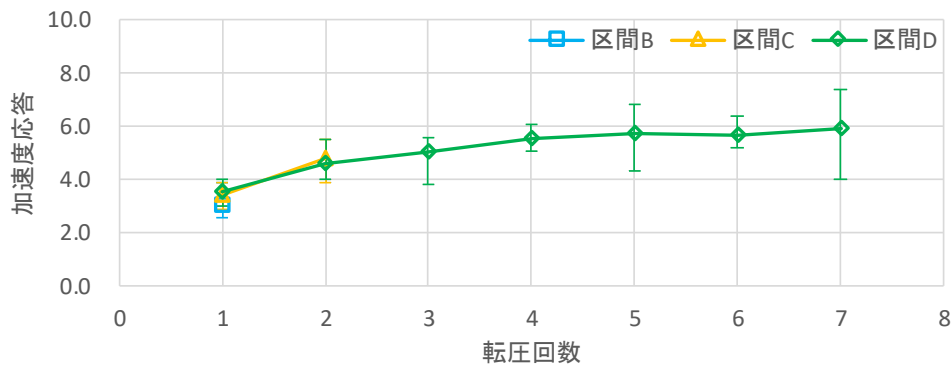


付図 E-10 2層目の転圧回数と地盤反力係数 K_{30} の関係

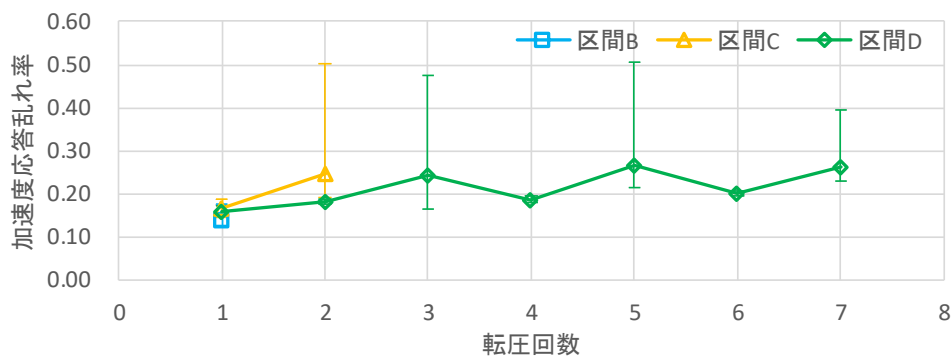
(4) 加速度応答値 (CCV 値、乱れ率)

付図 E-11 に、石灰改良土の締固め実験時に CCV 及び α システムを用いて振動ローラの加速度応答を計測した結果を示す。振動ローラ走行における各区間走行時の平均値とバラツキの範囲を併記した。

CCV の加速度応答、 α システムの乱れ率ともに、平均値で見ると転圧回数に対して漸増する傾向を示すが、その値は CCV の加速度応答においては4~6、 α システムの乱れ率は0.1~0.25 と小さい。



a) CCV システム



b) α システム

付図 E-11 CCV システム、 α システムの計測値と転圧回数との関係 (山砂)

付図 E-12 に、NEXCO 総研、大林組、前田建設工業、酒井重工業により行われた現場転圧試験結果⁷⁸⁾を参考に記載した。図中 A、B は碎石 (C-40)、C、D は砂質土 (スクリーニングス)、E、F は粘性土の結果であるが、今回と同じ 10t 級振動ローラ (SV514D) の結果を見ると、やはり同等な低い値が得られている事が分かる (碎石の場合、CCV も乱れ率も砂質土や粘土に比べて 1 オーダー大きな値を示す)。なお、この付図 E-12 は縦軸を碎石に合わせて描いているため他のデータはほぼ横ばいに見えるが、実は今回のように砂質土のデータのみを拡大して示せば、今回と同様の微増傾向を示す。振動ローラの加速度応答は、振動輪と地盤の相互作用によりもたらされる。地盤剛性が高ければ応答値自体も大きくなり (後述するジャンプも、大型ローラでは生じやすく)、転圧回数に対する増加傾向もクリアに補足することができる (碎石は地盤の締め固まり度合いをピックアップする精度が当然高い)。今回の山砂の実験では、碎石ほどの剛性がないにも関わらず、振動ローラは国内最大級の SV513D を用いているため、加速度応答の値自体が小さく (検出精度が低く)、転圧回数に対する変化の傾向を中々明瞭に捉えることが難しい。乱れ率のグラフ (付図 E-11 b) は、このことを表している。

乱れ率は CCV に比べてバラツキが大きい様に見えるが、これも検出限界能に近い中で高次スペクトルの比率を取っている (CCV はバンドパスフィルタ) がために生じているものである。

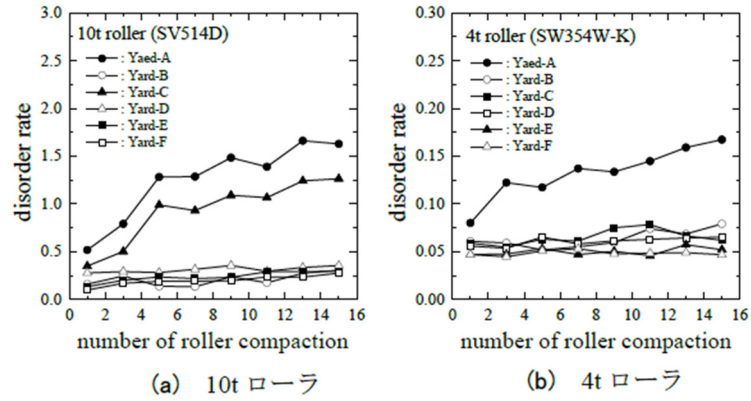


図-4 転圧回数による乱れ率の変化

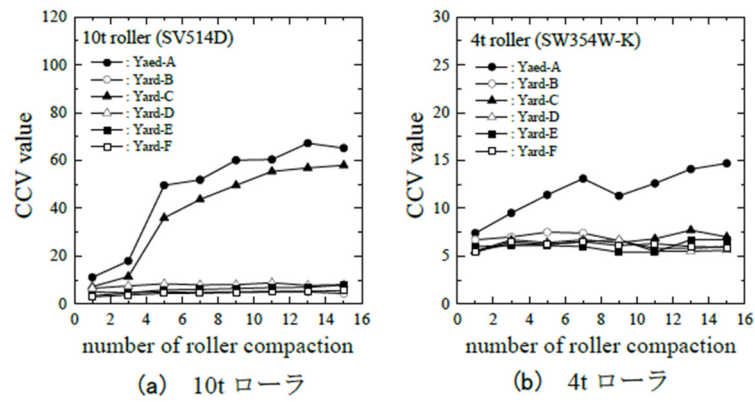


図-5 転圧回数による CCV 値の変化

付図 E-12 土質と含水状態を変えた場合の加速度応答値の違い (平田ら⁷⁸⁾より引用)

3 大型振動ローラの締固め効果について

山砂の締固め実験結果について、類似の実験事例（中村ら^{74), 75)}と比較検討を行う。本実験と中村ら^{74), 75)}の実験の相違点は以下の通りである。

【類似点】：山砂は中村ら^{74), 75)}のスクリーニングスに類似する。

（ただし、粒度や含水比が異なるため定性的評価となる）

中村ら^{74), 75)}は4t、10t級の2種類の振動ローラを使用しており、10t級ローラは今回と同一である。

RI、小型FWD、加速度応答法の計測手法と装置は今回と同一である。

【相違点】：中村ら^{74), 75)}は30cm×3層の盛土を造成し、3層目で物性を評価している。

中村ら^{74), 75)}が使用した4tローラはコンバインドでなくシングルドラムである。

中村ら^{74), 75)}は土を自然含水比と高含水比の両方で準備している。

中村ら^{74), 75)}の転圧試験結果を総括すると、次のようになる

- ① 室内締固め特性と実機の現場転圧特性には良好な対応があり、施工含水比の影響が大きい。
- ② 4tと10tの機械の違いは転圧時の地表面沈下には現れるが締固め密度はむしろ施工含水比の影響を強く受け、重機の違いの影響は少ない。
- ③ 4t、10t共に転圧が収斂する8～10回後には室内締固めB法（締固めエネルギーIEc相当）まで密度が増加した。

今回の山砂の結果は、中村ら^{74), 75)}のスクリーニングス+10tローラの結果と整合的であり、最適含水比付近において共に締固め曲線付近の密度（付図E-9、付図E-13赤枠内）に到達している。

今回の実験で得られた山砂の地盤反力係数 K_{30} は、転圧回数に限らず 100 MN/m^3 以下の値を記録している（付図E-10）。変形係数 E はその1/4として 25 MN/m^2 以下となり、中村らの砂質土（スクリーニングス）の変形係数 $E=40 \text{ MN/m}^2$ （10t、 w_n ）（付図E-14赤枠内）よりも小さい。これは、今回の山砂とスクリーニングスの乾燥密度・含水比の組み合わせの違い（中村らの砂質土のほうが低含水比+高乾燥密度）から説明される。今回の10t級振動ローラによる転圧効果（直後）は、類似の既往事例と同様の傾向を示していると判断される。

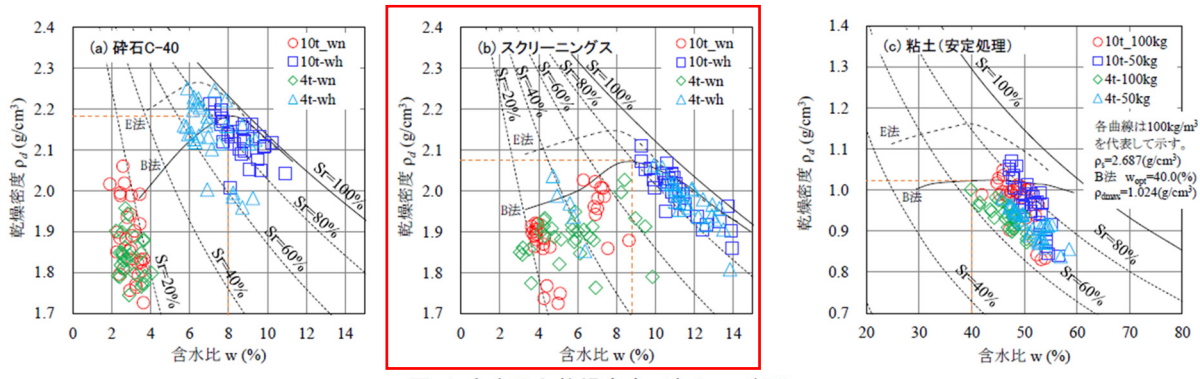


図-4 含水比と乾燥密度 (各ヤード別)

付図 E-13 中村らの締固め実験結果 74)より引用・加筆

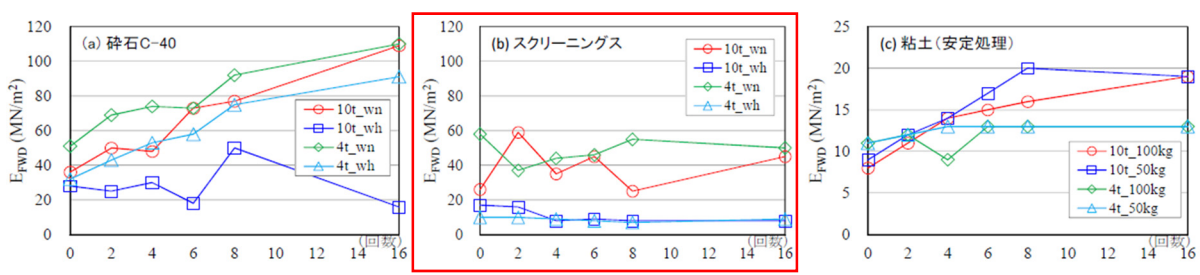


図-2 小型 FWD の変形係数と転圧回数 (3 層目)

付図 E-14 中村らの実験結果 (小型 FWD の結果) 75)より引用・加筆

付録F 振動ローラによる安定処理土路床及び山砂路床の路盤を介した剛性評価

【前田建設工業、大林組、酒井重工業】

本付録では、仮置土の安定処理土路床（第8章）及び山砂路床（付録E）上に碎石による路盤を構築し、路盤を介して路床の剛性評価を試みた結果を記す。

第8章8.2節「ランマ及び前後進コンパクタによる締固め実験」のセメント系固化材による改良土のケース、及び8.3節「振動ローラによる締固め実験」に示した仮置土の改良土のうち、生石灰を混合した石灰改良土のケースを本付録では「仮置土 石灰安定処理土 路床」という。また、セメント系固化材を混合したセメント改良土のケースを本付録では「仮置土 セメント安定処理土 路床」という。付録Eに示した振動ローラによる山砂の締固め実験のケースは、本付録において「山砂 路床」という。

以上の実験ケースをまとめて付表F-1に示す。同表中には後述する路盤材の種類、まき出し厚（目安）及び転圧回数も記した。

付表F-1 路盤締固め実験を実施した路床締固め実験ケース一覧

ケース No.	対象土	改良材		締固め機械	路床締固め 実験の掲載 箇所	路盤材		
		種類	添加率 (%)			種類*1	まき出し 厚*2 (cm)	転圧回数 (回)
1	仮置土	セメント系 固化材	11、8、4	ランマ、 前後進コン パクタ	8.2 節	碎石 B	30	7
2	仮置土	生石灰	12	振動ローラ	8.3 節	碎石 A	20	6
3		セメント系 固化材	13					
4	山砂	—	—	振動ローラ	付録 E	碎石 A	20	6

*1 付表F-2 参照のこと

*2 まき出し厚の目安を示す

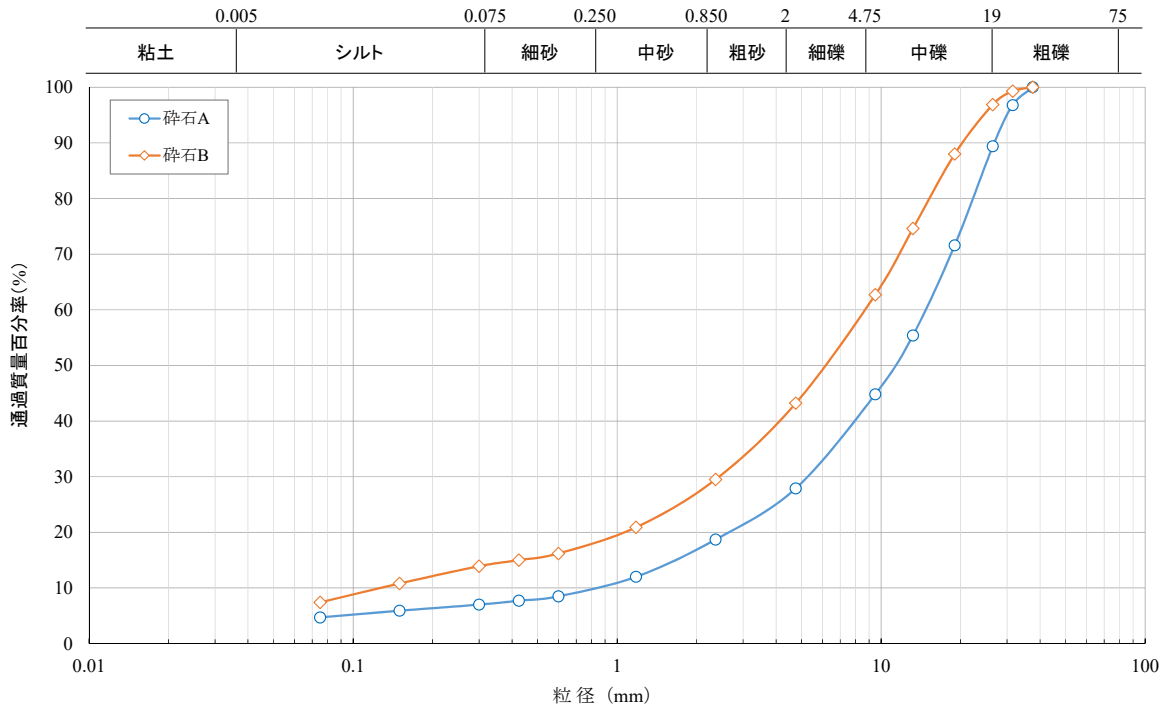
1 実験方法

(1) 実験試料（路盤材料）

路盤材料には、碎石（C-40）を用いた。C-40の基本物性を付表F-2に、粒度を付図F-1にそれぞれ示す。表中、碎石Aが振動ローラによる締固め実験（8.3節及び付録Eに示した締固め実験で構築された路床上）に用いた碎石、碎石Bがランマ及び前後進コンパクタによる締固め実験（8.2節に示した締固め実験で構築された路床上）に用いた碎石である。後述の「(5) 品質試験」に示す砂置換により計測した締固め時の各碎石の含水比は、碎石Aが $w=2.2 \sim 4.0\%$ 、碎石Bが $w=2.2 \sim 3.5\%$ であった。

付表 F-2 砕石 (C-40) 基本物性

砕石の種類		砕石 A (振動ローラ)	砕石 B (ランマ・前後進)
液性限界 w_L (%)		22.7	NP
塑性限界 w_p (%)		17.6	NP
塑性指数 I_p		5.1	NP
締固め試験結果 E 法	最適含水比 w_{opt} (%)	4.3	5.1
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	2.184	2.210
CBR (%)		206.7	279.1
修正 CBR ₍₉₅₎ (%)		94	122

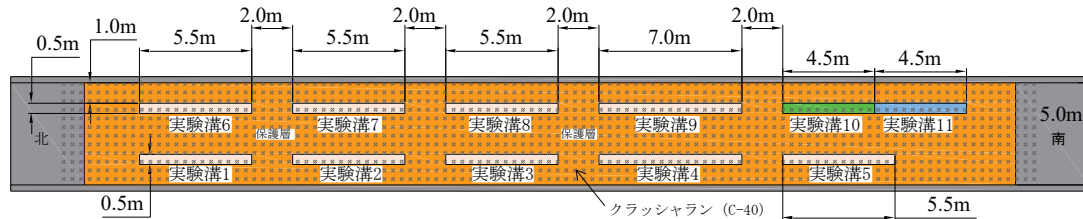


付図 F-1 砕石 A 粒度分布

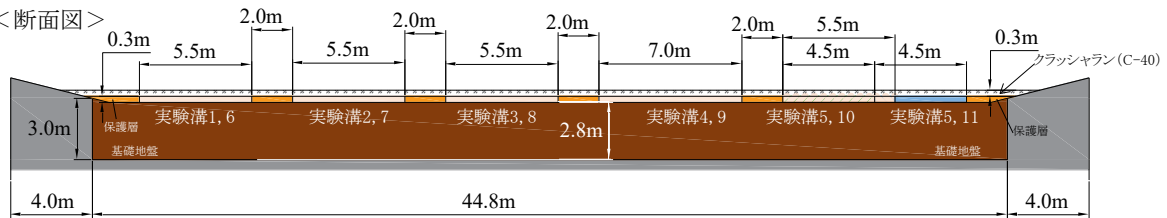
(2) 実験ヤード

締固め実験は幅 5.0m、長さ 44.8m、深さ 3.0m のコンクリート製ピットにて実施した。仮置土の改良土及び山砂を用いた路床の締固め実験の後の、碎石まき出し後の実験ヤードの状況を付図 F-2 に示す。図中のケース No.は、付表 F-1 中のケース No.を示す。

<平面図>

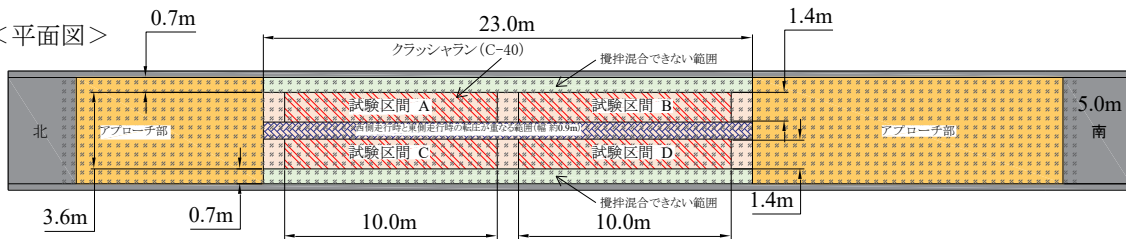


<断面図>

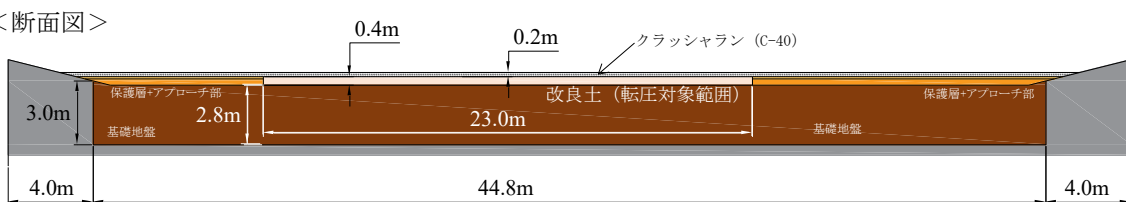


a) ケース No. 1 (路盤材の層厚 30 cm 程度)

<平面図>



<断面図>



b) ケース No. 2 ~ No. 4 (路盤材の層厚 20 cm 程度)

付図 F-2 碎石まき出し後の実験ヤードの状況

(3) 締固め機械

締固めは付表 F-3 に示す路盤用転圧機械 (コンバインドローラ 4 t 両駆 (SAKAI TW504、機械質量約 4t)) にて実施した。転圧時の起振力は、34.3 kN とした。

付表 F-3 締固め実験に用いたコンバインドローラの諸元

写 真	
メーカー：型式	酒井：TW504
運転質量 (kg)	3,540
運転質量時の前軸質量 (kg)	1,990
締固め幅 (m)	1.30
起振力 (kN)	26.5 / 34.3
振動数 (Hz)	52
振幅 (mm)	0.3 / 0.4
運転質量時の動線圧 (N/cm) (前輪)	354 / 414

(4) 実験手順

第 8 章に記した仮置土の締固め実験後の路床、及び付録 E に記した振動ローラによる山砂の締固め実験後の路床に路盤材として碎石 C-40 (碎石 A、碎石 B) をまき出し、コンバインドローラによる締固め実験を実施した。実験手順を以下に示す。

① まき出し、整地 (転圧 0 回) (付図 F-3)

仮置土の安定処理土路床については締固め完了から約 2 週間の養生後、山砂路床については締固め完了後養生期間を経ずに、路盤材 (碎石 C-40) をまき出し、敷きならした。路盤材のまき出し厚は、振動ローラにより転圧された路床 (8.3 節及び付録 E) 上の路盤は 20 cm 程度、ランマ及び前後進コンパクタにより転圧された路床 (8.2 節) 上の路盤は 30 cm 程度とした (付表 F-1)。その後、自重 2.7t の油圧ショベルによるクローラ走行を 2 回行い、路盤材を整地した。この状態を初期状態 (転圧 0 回) とした。

② コンバインドローラによる締固め (付図 F-4)

付表 F-3 に示したコンバインドローラを用い、実験ヤード全面を転圧した。締固め時には、振動ローラの加速度応答データ (CCV、 α システム) も同時に取得した。最大転圧回数は、振動ローラにより転圧された路床 (8.3 節及び付録 E) 上の路盤は 6 回、ランマ及び前後進コンパクタにより転圧された路床 (8.2 節) 上の路盤は 7 回とし、転圧回数は路盤全面同一回数とした。路床の改良材添加率及び転圧回数を付表 F-4 (付表 F-1 ケース No. 1 ; 表 8.2-6 の抜粋)、付表 F-5 (付表 F-1 ケース No. 2、3 ; 表 8.3-7 の再掲) 及び付表 F-6 (付表 F-1 ケース No. 4 ; 付表 E-3 の再

掲) にそれぞれ示す。基盤となる路床の転圧回数が各々異なる状態で、その上にまき出された路盤を転圧した。これにより、路床の剛性の違いが路盤の転圧特性に及ぼす影響や路盤転圧時の振動ローラの加速度応答に及ぼす影響を吟味することができる。



a) まき出し、敷き均し状況



b) 整地状況 (転圧0回)

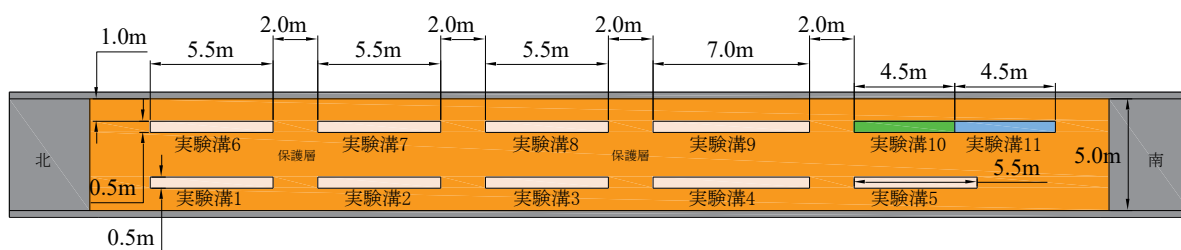
付図 F-3 路盤材のまき出し、整地状況



付図 F-4 路盤の転圧状況

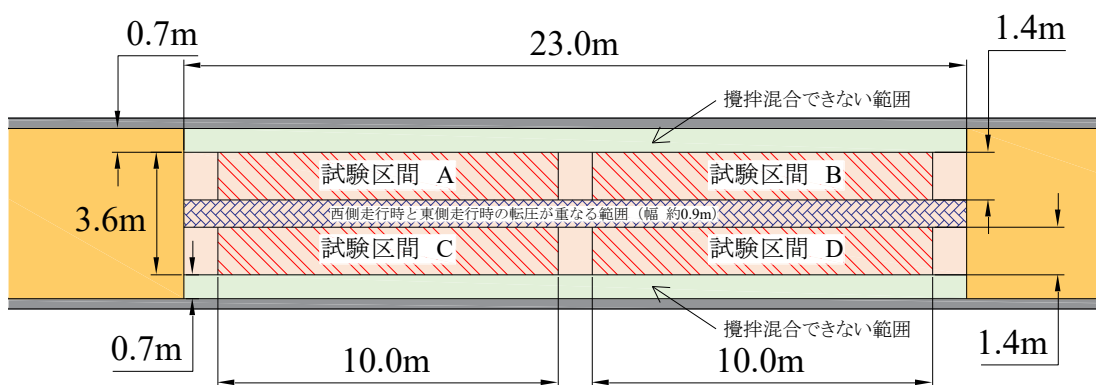
付表 F-4 ランマ及び前後進コンパクタを用いた仮置土改良土路床の転圧回数一覧 (表 8.2-6 の抜粋)

実験溝番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
締固め機械	ランマ				—	前後進コンパクタ					
改良材添加率 (%)	11				11	11				8	4
転圧回数 (回)	1	2	4	8	0	1	2	4	8	8	8



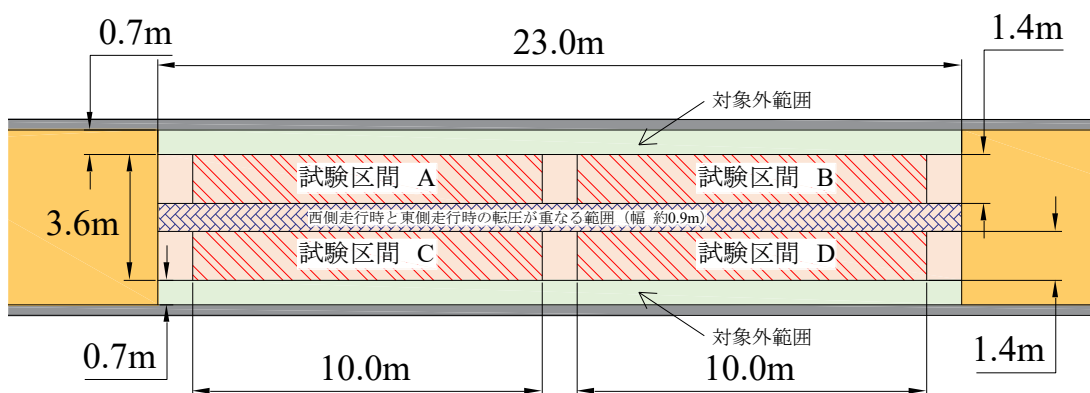
付表F-5 振動ローラを用いた仮置土改良土路床の転圧回数一覧 (表 8.3-7 の再掲)

試験区間	1層目転圧回数 (回)	2層目転圧回数 (回)
区間 A	4	0
区間 B	4	1
区間 C	4	2
区間 D	4	5



付表F-6 振動ローラを用いた山砂路床の転圧回数一覧 (付表E-3 の再掲)

試験区間	1層目転圧回数 (回)	2層目転圧回数 (回)
区間 A	6	0
区間 B	6	1
区間 C	6	2
区間 D	6	7



(5) 品質試験


実施した品質試験を付表 F-7 示す。また、各品質試験の概要を付表 F-8～付表 F-10 に示す。

小型 FWD 試験は FWD および小型 FWD 運用の手引き⁶¹⁾に準拠し、株式会社東京測器研究所製の KFD-100A を用いて実施した。動的平板載荷試験はアプライドリサーチ株式会社製の超小型動的平板載荷試験装置 IST-03⁶²⁾を用いて実施した。衝撃加速度試験は北海道開発局土木試験所（現・(国研) 土木研究所 寒地土木研究所）にて開発⁶⁴⁾された試験機を用いて実施した。



付表 F-7 品質試験の項目

試験項目	タイミング (区切り)	転圧当日
砂置換法による土の密度試験		○
小型 FWD 試験		○
動的平板載荷試験		○
衝撃加速度試験		○
現場 CBR 試験		○
平板載荷試験		○



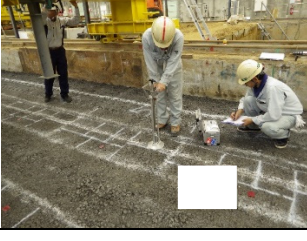
付表 F-8 品質試験項目 1 (密度・含水比)

呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
砂置換 (密度及び 含水比)		ジャーとアタッチメントからなる密度測定器により、各回の転圧完了後に、路盤の密度及び含水比を 3 点測定	JIS A 1214-2013 「砂置換法による土の密度試験」

付表 F-9 品質試験項目 2 (静的載荷試験及びサウンディング試験)

呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
現場 CBR 試験 (CBR)		転圧完了後に、現場 CBR 試験により CBR を 3 点測定	JIS A 1222-2013「現場 CBR 試験方法」
平板載荷試験 (地盤反力 係数)		転圧完了後に、平板載荷試験により地盤反力係数 (K_{30}) を 1 点測定	JISA 1215「地盤の平板載荷試験方法」

付表 F-10 品質試験項目 3 (動的載荷試験)

呼称 (計測項目)	計測状況	概要	規定等
小型 FWD (地盤反力 係数)		東京測器研究所製 KFD-100A を用いて、転圧完了後に、地盤反力係数 (K_{30}) を 3 点測定	FWD および小型 FWD 運用の手引き ⁶¹⁾
動的平板載荷 試験 (地盤反力 係数)		アプライドリサーチ社製 IST03 (重錘落下試験) を用いて、転圧完了後に、地盤反力係数 (K_{30}) を 3 点 (1 点あたり 10 回計測) 測定	
衝撃加速度 試験 (衝撃加 速度)		土木研究所寒地土木研究所開発の衝撃加速度試験装置を用いて、転圧完了後に、衝撃加速度 G を 3 点 (1 点あたり 10 回計測) 測定	道路・河川工事仕様書 ⁶⁵⁾

2 振動ローラにより転圧された路床上における路盤材の転圧回数と試験値の関係

本節では、振動ローラにより転圧された仮置土 安定処理土路床（約2週間養生後）、又は山砂路床の上に碎石 A をまき出し、転圧を行ったときの転圧回数と各種品質試験の試験値との関係を示す。仮置土の改良土路床は、添加率 12 %の生石灰により改良した石灰改良路床、及び添加率 13 %のセメント系固化材により改良したセメント改良路床の2種類である。

付図 F-7 に示すように、路盤の転圧はその下層の路床と振動ローラ（4t コンバインド）のサンドイッチ状態で行われる（図中の路体について、本ケースでは堅固な基礎地盤となる）。よって、路床が改良・養生され剛性が高くなるほど路盤の転圧効果が高くなるのが一般的である。



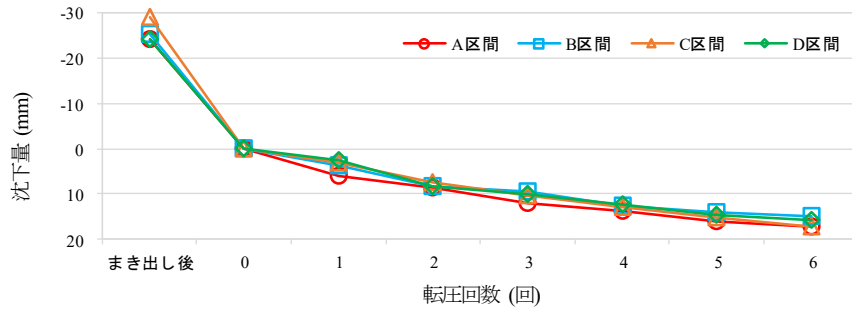
付図 F-5 路盤の締固め概要 [コンバインドローラの図は⁷⁹⁾にて提供]

(1) 沈下量

各路床上にまき出した路盤材(碎石 A)について、転圧回数と沈下量の間関係を付図 F-6～F-8 に示す。路床転圧時の結果(図 8.3-9、図 8.3-10 及び付図 E-7)とは異なる傾向を示した。地表面沈下は転圧回数の増加に対応して漸増する傾向を示し、転圧回数 1、2 回で大半が収斂した路床とは傾向が異なった。これは、路盤材が碎石という粗粒材であり、振動ローラの振動により粒子間の揺すり込みや相互移動が次第に進展すること(転圧において振動の繰り返しが効果的)、及び施工含水比が低く飽和度が低いため、改良路床材のような間隙水による阻害がないためである。

(2) 乾燥密度 ρ_d

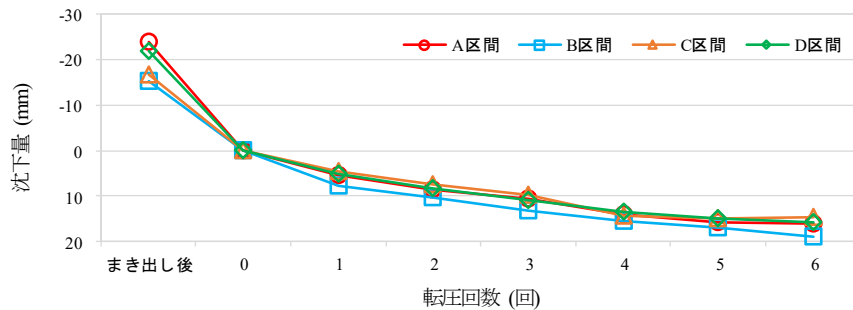
付図 F-9 ～ F-11 に、転圧回数と砂置換法により測定した路盤の乾燥密度の間関係を示す。路盤の乾燥密度は転圧回数の増加に対応して次第に増加する傾向を示した。ただし、今回の乾燥密度の計測結果は本節の冒頭に記した「路床の養生後(路盤転圧直前)の剛性が高いほど、また路床の転圧回数が多い程、サンドイッチ効果により締固め密度が高くなる」という想定とは異なる結果となった。



(山砂路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧0回	試験区間 B : 2層目転圧1回
試験区間 C : 2層目転圧2回	試験区間 D : 2層目転圧7回

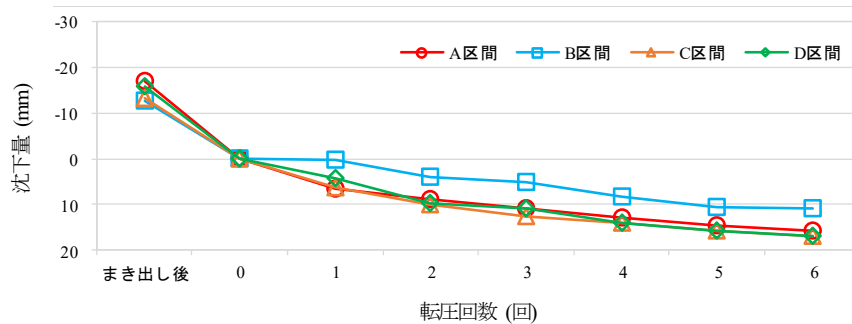
付図 F-6 路盤転圧時の地表面沈下と転圧回数との関係 (山砂路床上の路盤)



(仮置土 石灰改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧0回	試験区間 B : 2層目転圧1回
試験区間 D : 2層目転圧2回	試験区間 D : 2層目転圧5回

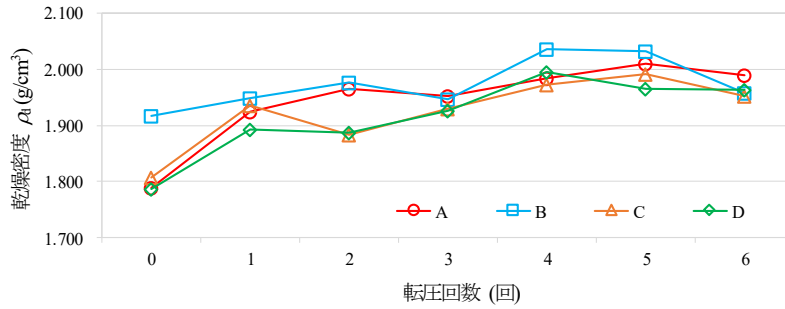
付図 F-7 路盤転圧時の地表面沈下と転圧回数との関係 (仮置土 石灰改良土 路床上の路盤)



(仮置土 セメント改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧0回	試験区間 B : 2層目転圧1回
試験区間 C : 2層目転圧2回	試験区間 D : 2層目転圧5回

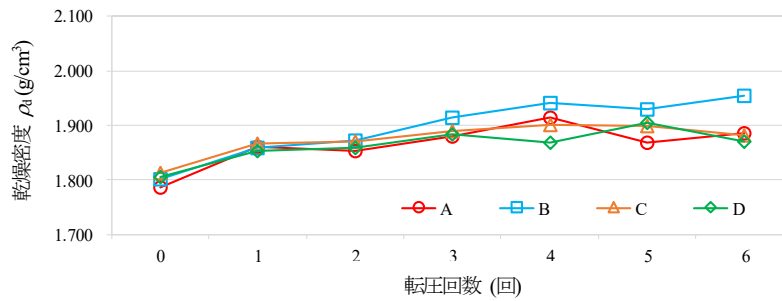
付図 F-8 路盤転圧時の地表面沈下と転圧回数との関係 (仮置土 セメント改良土 路床上の路盤)



(山砂路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧0回	試験区間 B : 2層目転圧1回
試験区間 C : 2層目転圧2回	試験区間 D : 2層目転圧7回

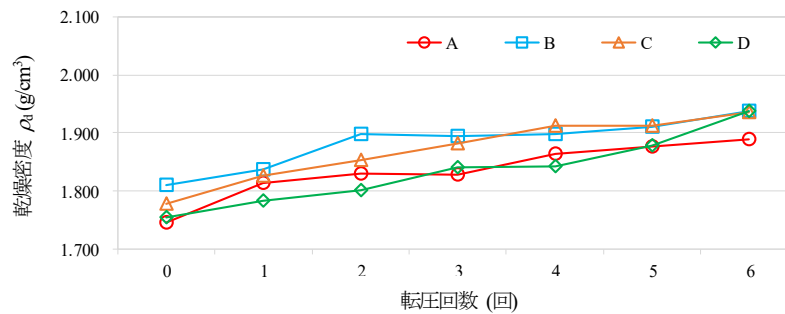
付図 F-9 路盤転圧時の路盤の乾燥密度と転圧回数との関係 (山砂路床上の路盤)



(仮置土 石灰改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧0回	試験区間 B : 2層目転圧1回
試験区間 C : 2層目転圧2回	試験区間 D : 2層目転圧5回

付図 F-10 路盤転圧時の路盤の乾燥密度と転圧回数との関係 (仮置土 石灰改良土 路床上の路盤)



(仮置土 セメント改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧0回	試験区間 B : 2層目転圧1回
試験区間 C : 2層目転圧2回	試験区間 D : 2層目転圧5回

付図 F-11 路盤転圧時の路盤の乾燥密度と転圧回数との関係 (仮置土 セメント改良土 路床上の路盤)

(3) 地盤反力係数 K_{30}

付図 F-12 に、小型 FWD 試験から得られた各路床の地盤反力係数 K_{30} と転圧回数との関係を示す。小型 FWD により計測された地盤反力係数を載荷板直径 30 cm 相当に補正した値 K_{PFWD} と平板載荷試験から得られる K_{30} を簡易に換算する方法として一般に以下の付式 F-1⁷²⁾に示す関係が用いられる⁶³⁾。付図 F-12 に示した K_{30} は、山砂路床 (2 層目) 転圧後については $\gamma=1.5$ (砂系) として、仮置土 石灰改良土又はセメント改良土路床の (2 層目) 転圧後及び養生後については $\gamma=1$ (火山灰質粘性土) として、路盤転圧後についてはいずれも $\gamma=2$ としてそれぞれ換算した値である。

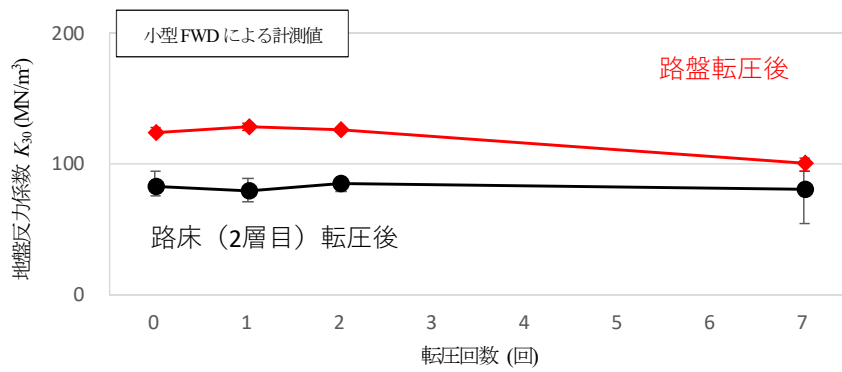
$$K_{PFWD} = \gamma \cdot K_{30} \quad \dots \quad \text{付式 F-1}$$

ここに、 K_{PFWD} : 小型 FWD 試験から得られる地盤反力係数を載荷板直径 30 cm 相当に補正した値

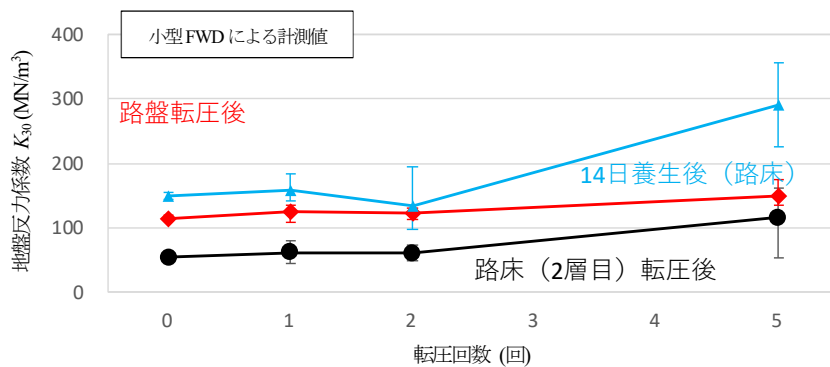
K_{30} : 平板載荷試験から得られる地盤反力係数

礫系 : $\gamma=2$ 、砂系 : $\gamma=1.5$ 、火山灰質粘性土 : $\gamma=1$

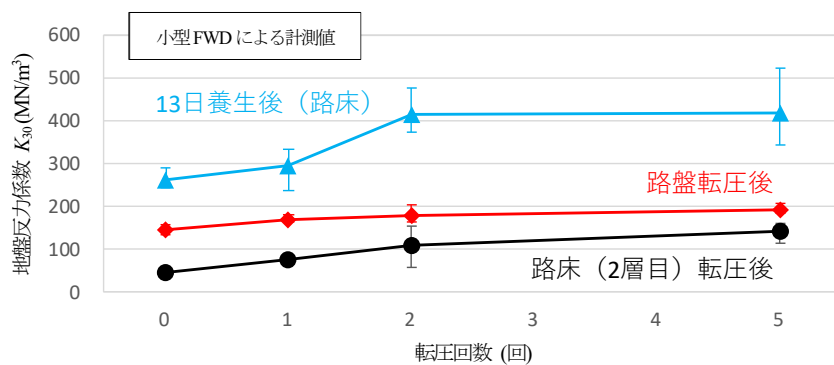
路盤材まき出し直前の路床剛性は、セメント改良路床 > 石灰改良路床 > 山砂の順になっているが、付図 F-9 ~ F-11 に示した路盤の乾燥密度では山砂路床上の路盤の密度が最も大きい。また、同一の路床において、より路床の転圧回数が多い試験区間 C、D 上の路盤の乾燥密度が試験区間 A、B 上の路盤の乾燥密度よりも大となるような傾向も見られない。この原因は不明であるが、考えられる要因は 2 点ある。ひとつは、転圧時の基礎地盤 (付図 F-5 では路体と記されている部分) の剛性がかなり高く、サンドイッチ効果がこの層で一律に発揮されてしまった可能性がある。もう 1 点は、詳細は次節の加速度応答で後述するが、転圧用の 4t コンバインドローラが高振動数・低振幅タイプであるため、路盤材料の転圧効果自体が低かった可能性である。後述するように、4t ローラ転圧回数 6 回後の締固め度 D_c は E 法による最大乾燥密度 ρ_{dmax} の 90% に届いていない。もう 1 点付言すると、中村らを実施した類似の転圧試験結果⁷⁴⁾ (付図 F-13) では、同じ碎石 C-40 を 4、10t 振動ローラで転圧した結果、碎石であっても乾燥密度が含水比によって大きく変化し、むしろ最適から湿潤側での転圧において密度の顕著な増加が見られている。今回使用した碎石の室内締固め曲線を付図 F-14 に示す。今回の施工含水比は、山砂路床上 : 3.7% (6 回転圧後の締固め度 $D_c=89.9\%$)、仮置土 石灰安定処理土 路床上 : 3.9% (6 回転圧後の $D_c=85.7\%$)、仮置土 セメント安定処理土 路床上 : 4.6% (6 回転圧後の $D_c=88.7\%$) と、最適含水比付近にあるものの、これらの含水比レンジは中村らの転圧試験 (付図 F-13) ではむしろドライ側に位置し、今回の含水比範囲での密度比は確かにかなり低い (今回と同等の乾燥密度を記録している、付図 F-13 中 4t-wn のプロット参照)。碎石材料への加水により乾燥密度や締固め度 D_c が増加するののかについては、確かに、ロックフィルダムにおけるロックゾーンの転圧では加水により粒子同士の噛み合いを外し、相互移動を促進して転圧効果を高めることが現場で行われる。その可否は今後の検討課題と考える。



a) 山砂 路床

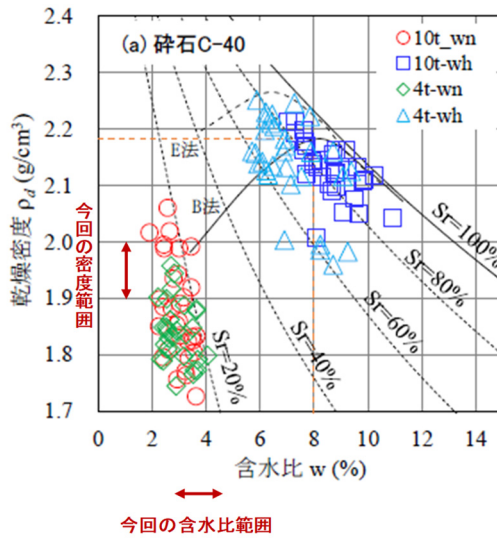


b) 仮置土 石灰改良土 路床

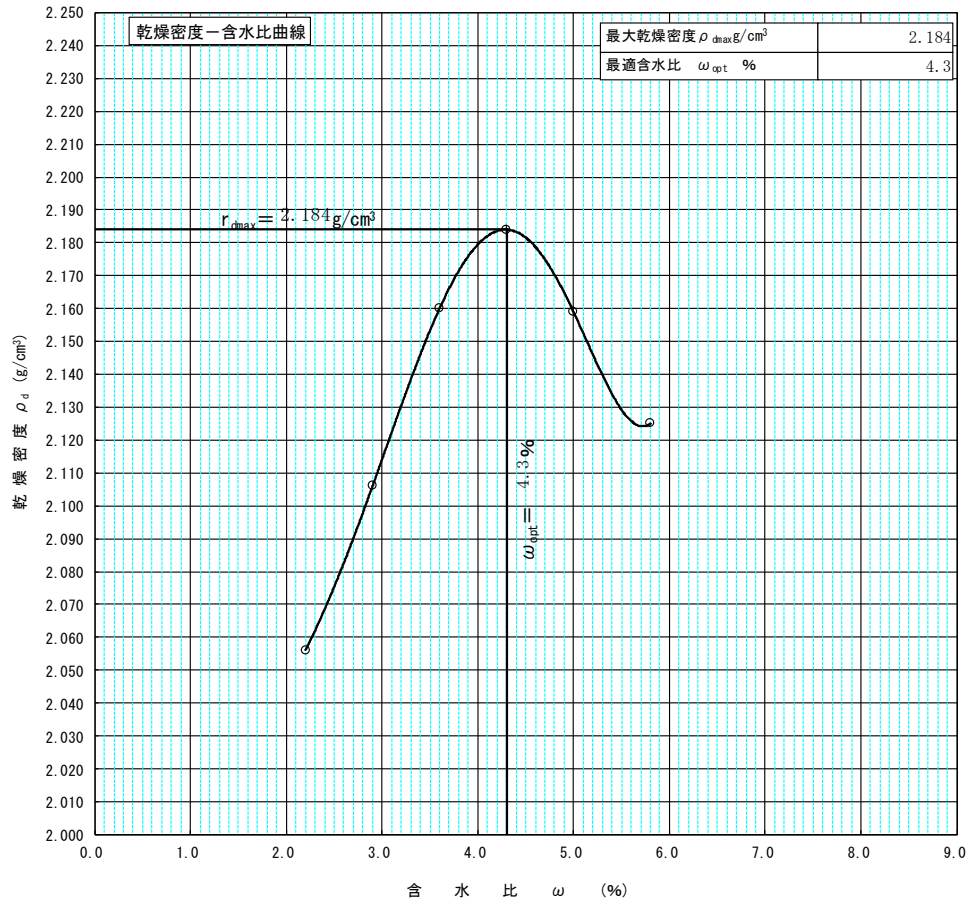


c) 仮置土 セメント改良土 路床

付図 F-12 各路床の地盤反力係数と転圧回数との関係 (小型 FWD による K_{30} 換算値)



付図 F-13 締固め実験結果 (中村ら⁷⁴より引用・加筆)



付図 F-14 本実験で用いた路盤材 (砕石 A) の室内締固め試験結果

3 振動ローラにより転圧された路床上における路盤材締固め時の加速度応答結果

(CCV、 α システム)

(1) 山砂路床上の路盤締固め

振動ローラにより転圧された山砂路床を基盤として路盤材(碎石A)をまき出し、4tの小型コンバインドローラで転圧した時の加速度応答の計測結果を付図F-15に示す。コンバインドローラ走行における各区分走行時の平均値とバラツキの範囲を併記した。

CCV、乱れ率のいずれも転圧回数と共に漸増する傾向を示すが、その値はCCVで3～5、乱れ率では0.04～0.08と、路床の場合(付図E-11)よりもさらに小さい。路盤材料は碎石であり、ネクスコ総研、大林組、前田建設工業、酒井重工業により行われた現場転圧試験結果⁷⁸⁾(付図F-16)に示したようにSV514Dのような大型の振動ローラで転圧すれば、このような小さな値を示すことはない(一桁大きくなる)。今度は、振動ローラの特長(振幅)の問題である。この事を説明するために、付図F-17及び付図F-18を準備した。付図F-17は、乱れ率の算定上重要となる振動輪のジャンプ発生の有無を、ローラの振動数と変位振幅の図に併記したもの⁸⁰⁾である。 α システムは、転圧に伴う地盤剛性の増加→振動輪のジャンプ→転圧面への衝突→加速度波形の乱れ(これが乱れ率の語源)→高次スペクトルの卓越→乱れ率の増加、の順に現象を追跡する。一般に振動ローラの振動数 f と振動輪の変位(片振幅) r の関係は付式F-2となり高振動である程、変位振幅 r が小さくなる。

$$r = \frac{F}{M \cdot (2\pi f)^2} \quad \dots \text{付式 F-2}$$

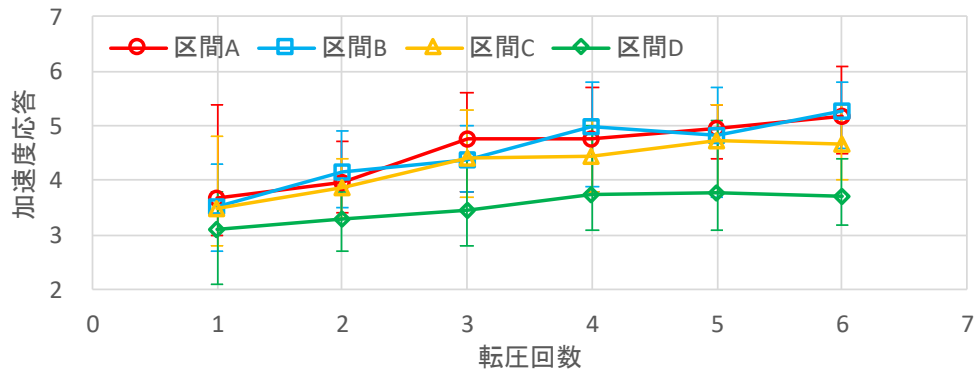
ここに、 r ：振動輪の変位(片振幅)(m)

F：起振力(kN)

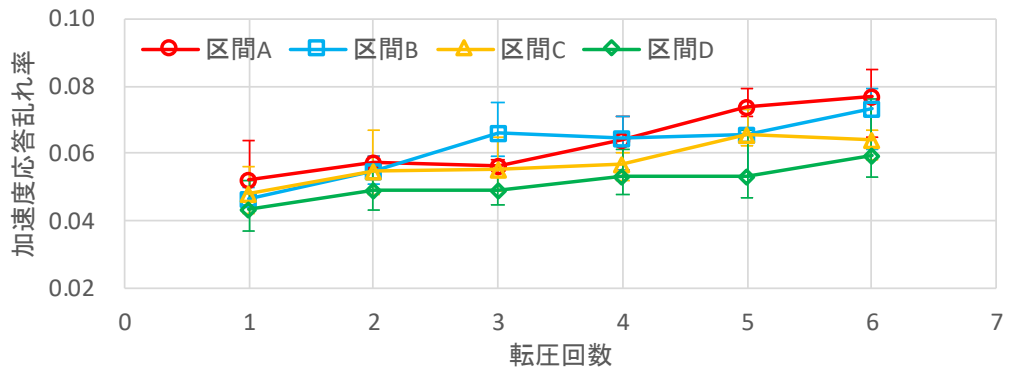
M：振動輪の重量(kg)

f ：偏心軸の振動数(Hz)

路盤転圧用の4tコンバインドローラは、SV514Dに比較してこの高周波・低振幅に相当する。ローラの振幅が小さいため、当然ジャンプは生じにくく、上記の理由から乱れ率は振幅の大きなローラに比べてかなり小さな値となる。付図F-17は模式図であるが、付図F-18は、土木研究所の橋本らによる路盤材料の加速度応答値の実測データ⁸¹⁾(同じ購入碎石、同型の高周波数・低振幅のコンバインドローラで実施)を示している。縦軸のAシステム=乱れ率であるが、その値はやはり、0.1前後とかなり小さい。先に示した付図F-16にも4tローラの結果が示されているが、隣の10t級ローラの乱れ率と比べると、やはり桁は一つ小さい。路盤材C40と4tコンバインドローラの組み合わせは、今度は硬い材料に対して小さな振幅(ジャンプが起こりにくい=地盤をあまり強く叩かない)ローラで加速度応答を求めているため、その検出精度が相対的に低下することになる。ただ、そのような前提条件を加味すれば、小さい応答値レンジの中でも路盤の転圧に伴う乱れ率の増加傾向を比較的明瞭に捉えており、路盤材の転圧管理に適用可能である事が分かる。



a) CCV システム

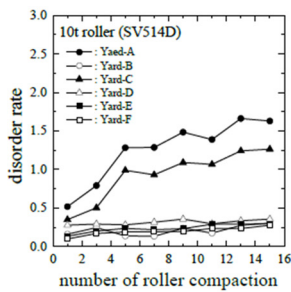


b) α システム

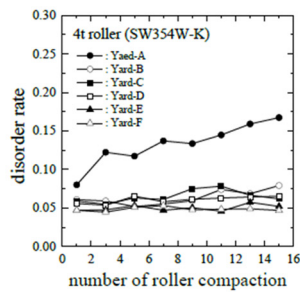
(山砂路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧0回	試験区間 C : 2層目転圧2回
試験区間 B : 2層目転圧1回	試験区間 D : 2層目転圧7回

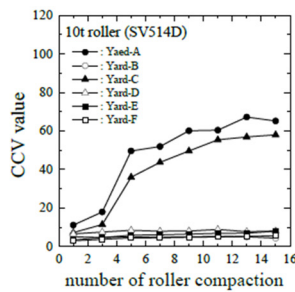
付図 F-15 CCV システム、 α システムの計測値と転圧回数との関係 (山砂路床上の路盤)



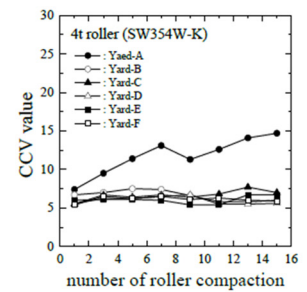
(a) 10t ローラ



(b) 4t ローラ



(a) 10t ローラ



(b) 4t ローラ

図-4 転圧回数による乱れ率の変化

図-5 転圧回数による CCV 値の変化

付図 F-16 土質と含水状態を変えた場合の加速度応答値の違い (平田ら⁷⁸⁾より引用)

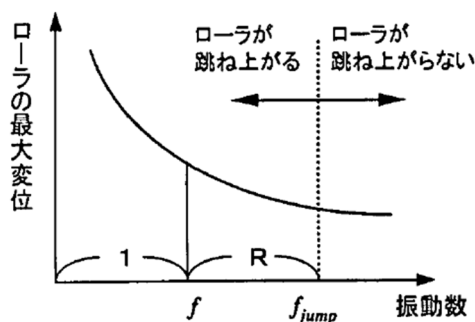


図-4 ローラの跳ね上がり高さとの振動数の関係

付図 F-17 ローラの振動数・変位とジャンプ (藤山ら⁸⁰⁾より引用)

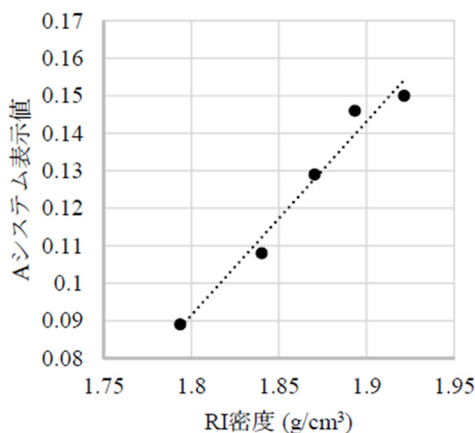


図-5 Aシステム計測結果—RI密度

付図 F-18 路盤材における乱れ率の大きさ (橋本ら⁸¹⁾より引用)

振動ローラ加速度応答法による地盤剛性の検出深度 (=影響深さ) は、大型の振動ローラで 60 cm 程度と言われている⁸¹⁾ (付図 F-19)。このため、今回の転圧試験では路盤転圧時の加速度応答は深部の路床剛性の影響を受けている可能性がある (付図 F-20)。そこで路床転圧時と路盤転圧時の加速度応答を横並べにして比較した結果を付図 F-21、付図 F-22 に示す。

これらの図の見方であるが、路床の場合は転圧回数そのものを横軸に、路盤は、下地 (路床) の影響を調べる目的で、付図 F-15 から路盤の転圧回数 6 回目の値 (路盤の転圧が収斂した後) を取り出し、その下層 (路床) の影響のみを抽出できるように試みた。6 回目の加速度応答値を、その下地の路床の転圧回数に対応させ (これを横軸に採用して) プロットしている。よって、下層 (路床) の剛性が路盤転圧時の加速度応答に影響を及ぼしているとするれば、転圧回数の増加による路床剛性の増加が路盤造成時にも反映され、横軸の転圧回数が多いほど、路盤転圧時の値も大きくなるはずである。しかしながら、CCV にせよ乱れ率にせよ、そのような明瞭な傾向は見られず、路盤転圧 6 回時の加速度応答は下層 (路床) の転圧回数 (剛性) に関わらず、ほぼ同じである。もちろん、路盤転圧時の、転圧回数に伴う加速度応答の増加は生じているが、転圧が収斂する 6 回目限定すると下地の影響は見られない。

この結果には、当然、ここまで述べてきた「材料と振動ローラの組合せ（相性）」の問題も関与する。前述のように、今回の組み合わせは路床、路盤ともに地盤剛性や加速度応答の変化をピックアップしにくい条件であったことも、その一因と考えられる。

一方、先に示した小型 FWD 試験結果から換算した地盤反力係数 K_{30} （付図 F-12 a）については、付図 F-19 の一番右の図よりその計測深度は振動ローラよりも浅い 40 cm 程度である。小型 FWD の結果は、まず路床材（山砂）と路盤材（碎石）の違いを明瞭に反映している。しかし、両者とも転圧回数に対する地盤剛性の増加傾向は顕著には見られず、このデータからも山砂の場合、大型振動ローラによる転圧では密度増加は生ずるものの、剛性変化はさほど顕著ではないことが伺われる。このため路盤転圧時にも、下層の影響を受けて加速度応答値が顕著に増加する傾向は見られていないものと判断される。同図からは転圧回数の増加に伴い地盤反力係数が若干低下する傾向も見受けられるが、その原因は不明である。

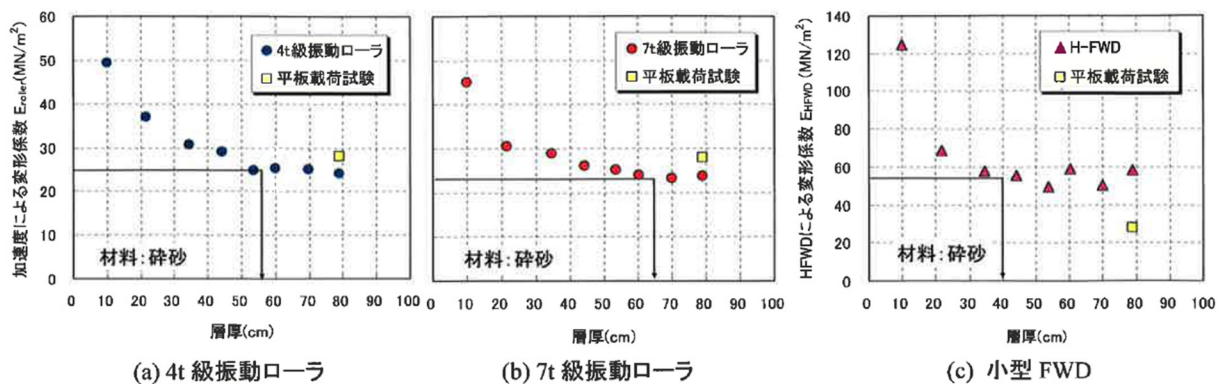


図-2 転圧試験による締固め評価深さの検証結果

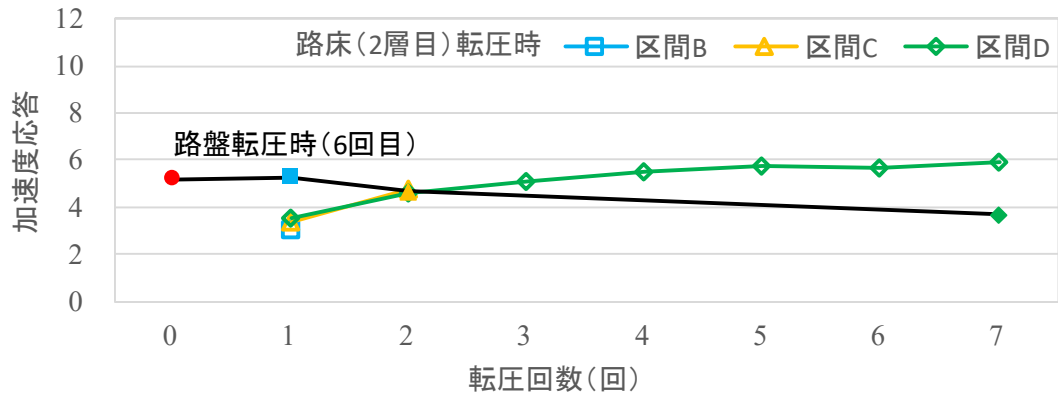
*コンクリート基盤の上で盛土厚を次第に増やし、その上面で加速度応答を計測

付図 F-19 振動ローラ加速度応答法の評価深さ（藤山ら⁸²⁾より引用）



付図 F-20 加速度応答に反映される地盤剛性の範囲（路盤とその下の改良路床を含む）

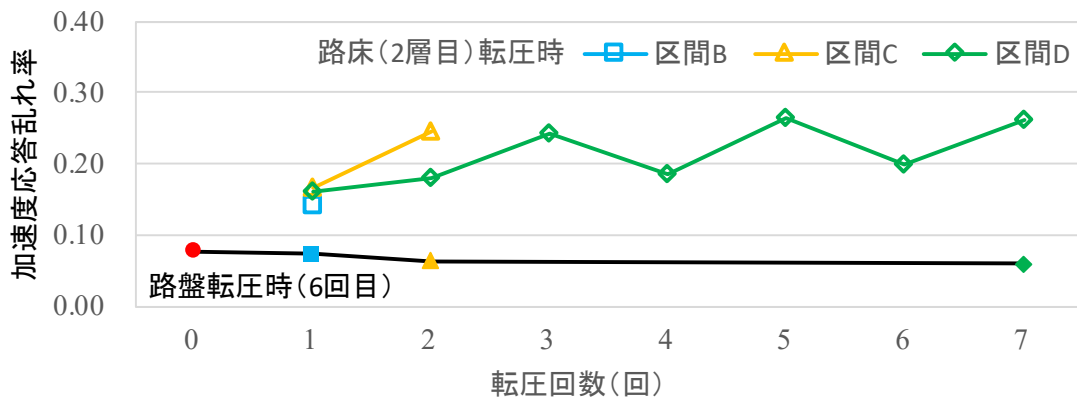
[コンバインドローラの図は⁷⁹⁾にて提供]



(山砂路床 2層目の転圧回数)

試験区間A : 2層目転圧0回	試験区間C : 2層目転圧2回
試験区間B : 2層目転圧1回	試験区間D : 2層目転圧7回

付図 F-21 路床・路盤転圧時の転圧回数と加速度応答 (CCV) の関係 (山砂路床および路盤)



(山砂路床 2層目の転圧回数)

試験区間A : 2層目転圧0回	試験区間C : 2層目転圧2回
試験区間B : 2層目転圧1回	試験区間D : 2層目転圧7回

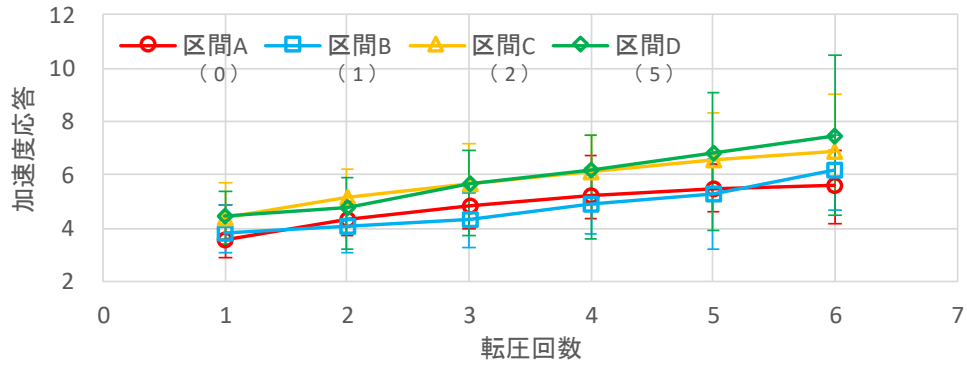
付図 F-22 路床・路盤転圧時の転圧回数と加速度応答 (α システム・乱れ率) の関係 (山砂路床および路盤)

(2) 仮置土 石灰改良土 路床上の路盤締固め

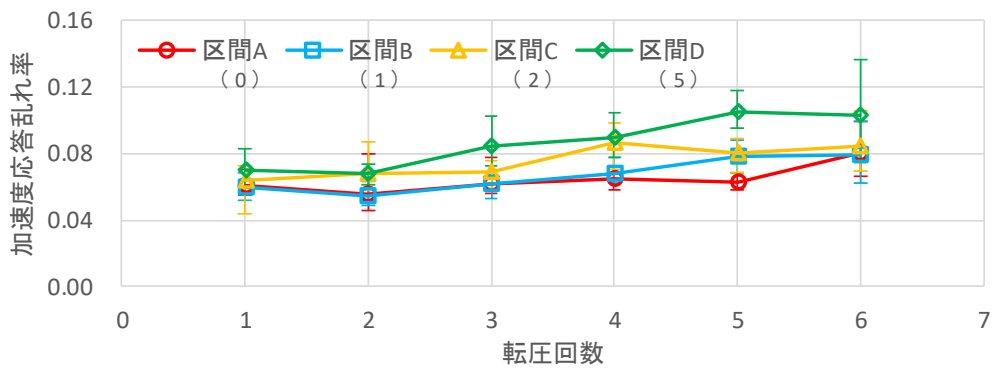
仮置土を生石灰（添加率 12%）にて安定処理した路床を約 2 週間養生した後、路盤材（砕石 A）をまき出し、4 t の小型コンバインドローラで転圧した時の加速度応答の計測結果を付図 F-23 に示す。コンバインドローラ走行時の各区間走行時の平均値とバラツキの範囲を併記した。

CCV、乱れ率のいずれも転圧回数と共に漸増する傾向を示し、その値は CCV で 4 ～ 7、乱れ率では 0.06 ～ 0.10 と、山砂路床の場合よりも若干大きい。これは 2 週間の養生により改良土路床の剛性が増加し、加速度応答値がその影響を受けたものと判断される。ただし、小さなレンジの中での議論となる。

路床転圧時と路盤転圧時の加速度応答を横並べにして比較した結果を付図 F-24、F-25 に示す。これらの図の見方であるが、路床の場合は転圧回数そのものを横軸に、路盤は、下地（路床）の影響を調べる目的で、付図 F-24 から路盤の転圧回数 6 回目の値を取り出し、その下層（路床）の転圧回数を横軸にとってプロットしている。よって、下層（路床）の剛性が路盤転圧時の加速度応答に影響を及ぼしているとすれば、転圧回数の増加による路床剛性の増加が路盤造成時にも反映され、横軸の転圧回数が多いほど、路盤転圧時の値も大きくなるはずである。このような見方で図を見ると前出の山砂の場合とは異なり、石灰安定処理の場合は CCV、乱れ率共に、路床の転圧回数が多い（＝締固め密度が高く、よって養生後の剛性も高い）ほど、路盤転圧時の加速度応答値が大きくなる傾向を示す。養生後の地盤剛性の違いについては、付図 F-12 b) に示す 14 日養生後の小型 FWD による剛性の測定結果がこれを如実に物語る。路盤転圧時の加速度応答が下の路床の剛性の違いを反映していることは興味深い。この点については、3 ケースを横並びにして、本節の最後で再度議論したい。



a) CCV システム



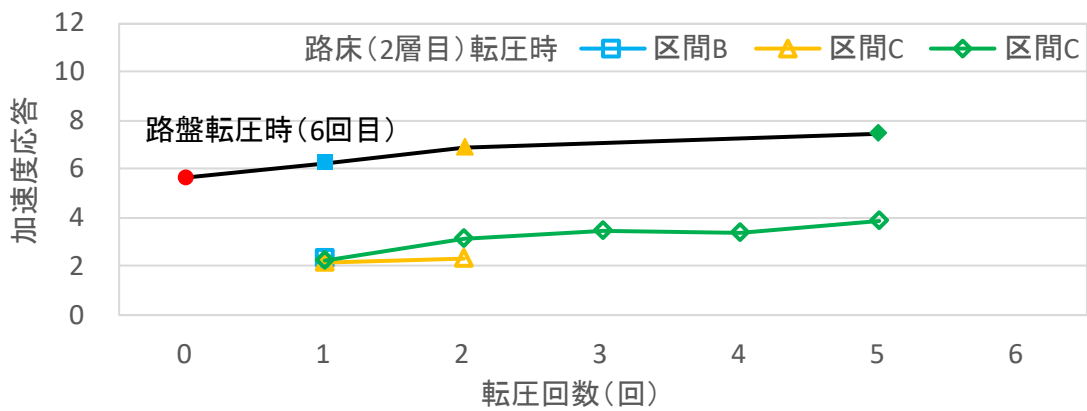
b) αシステム

(仮置土 石灰改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧0回	試験区間 C : 2層目転圧2回
試験区間 B : 2層目転圧1回	試験区間 D : 2層目転圧5回

付図 F-23 CCV システム、αシステムの計測値と転圧回数との関係

(仮置土 石灰改良土 路床上の路盤)

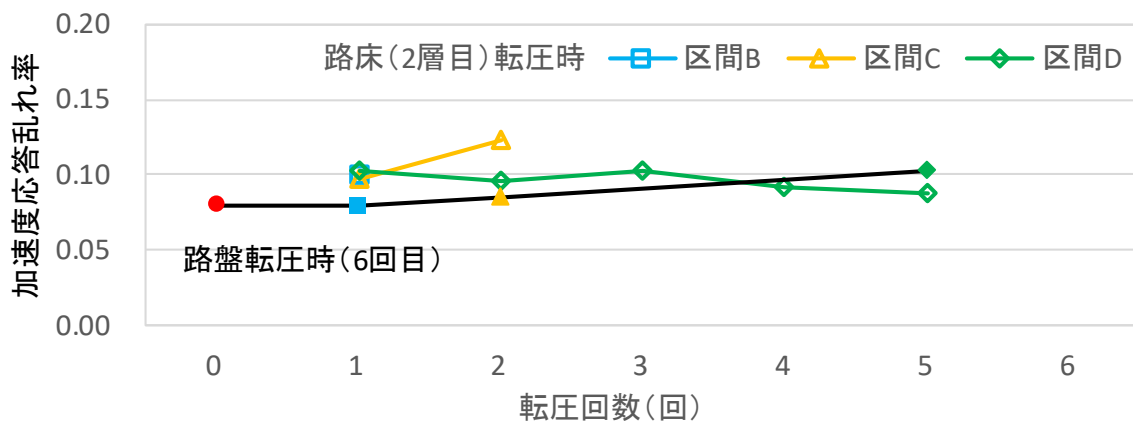


(仮置土 石灰改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧 0回	試験区間 C : 2層目転圧 2回
試験区間 B : 2層目転圧 1回	試験区間 D : 2層目転圧 5回

付図 F-24 路床・路盤転圧時の転圧回数と加速度応答 (CCV) の関係

(仮置土 石灰改良土 路床及び路盤)



(仮置土 石灰改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧 0回	試験区間 C : 2層目転圧 2回
試験区間 B : 2層目転圧 1回	試験区間 D : 2層目転圧 5回

付図 F-25 路床・路盤転圧時の転圧回数と加速度応答 (αシステム・乱れ率) の関係

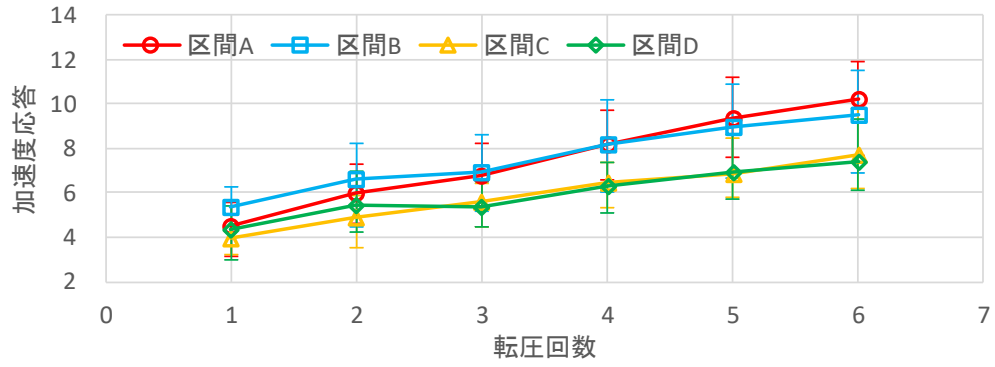
(仮置土 石灰改良土 路床及び路盤)

(3) 仮置土 セメント改良土 路床上の路盤締固め

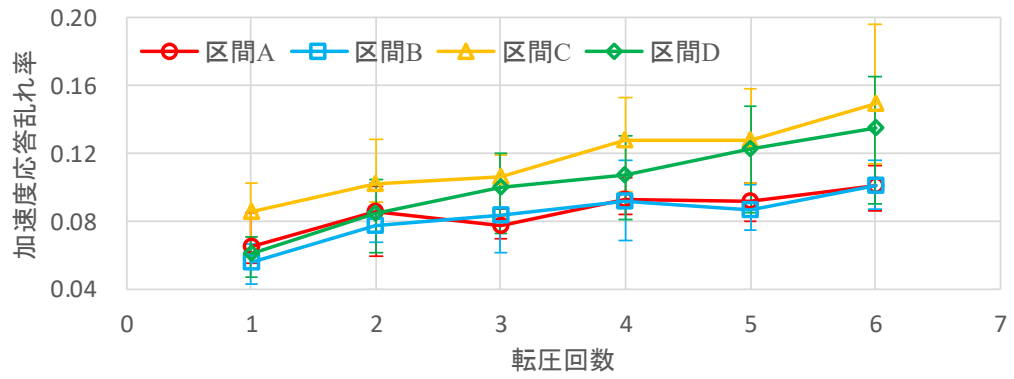
仮置土をセメント系固化材（添加率 13 %）にて安定処理した路床を約 2 週間養生した後、路盤材（砕石 A）を撒き出し、4t の小型コンバインドローラで転圧した時の加速度応答の計測結果を付図 F-26 に示す。コンバインドローラ走行時の各区間走行時の平均値とバラツキの範囲を併記した。

CCV、乱れ率のいずれも転圧回数と共に漸増する傾向を示し、その値は CCV で 4 ～ 10、乱れ率では 0.06 ～ 0.16 と、前述の石灰改良土路床の場合よりもやや大きめの値を取っている。これは 2 週間の養生により改良土路床の剛性が増加し加速度応答値がその影響を受けたものと判断される。後述するように、セメント改良土路床の養生後の剛性は石灰安定処理土に比べかなり大きい。ただし、それでも小さなレンジの中での議論となる。

路床転圧時と路盤転圧時の加速度応答を横並べにして比較した結果を付図 F-27、F-28 に示す。これまでと同様、付図 F-26 から路盤の転圧回数 6 回目の値を取り出し、その下層（路床）の転圧回数を横軸にとってプロットしている。よって、下層（路床）の剛性が路盤転圧時の加速度応答に影響を及ぼしているとすれば、転圧回数の増加による路床剛性の増加が路盤造成時にも反映され、横軸の転圧回数が多いほど、路盤転圧時の値も大きくなるはずである（付図 F-20）。このような見方で図を見ると、乱れ率は、路床の転圧回数が多い（＝締固め密度が高く、よって養生後の剛性も高い）ほど、路盤転圧時の加速度応答値が大きくなる傾向を示す。CCV は逆に減少する傾向を示しており、その原因は不明である。養生後の地盤剛性の違いについては、付図 F-12 c) に示した 14 日養生後の小型 FWD による K_{30} 換算値の結果がこれを如実に物語る。路盤転圧時の加速度応答が下の路床の剛性の違いを反映していることは興味深い。



a) CCV システム



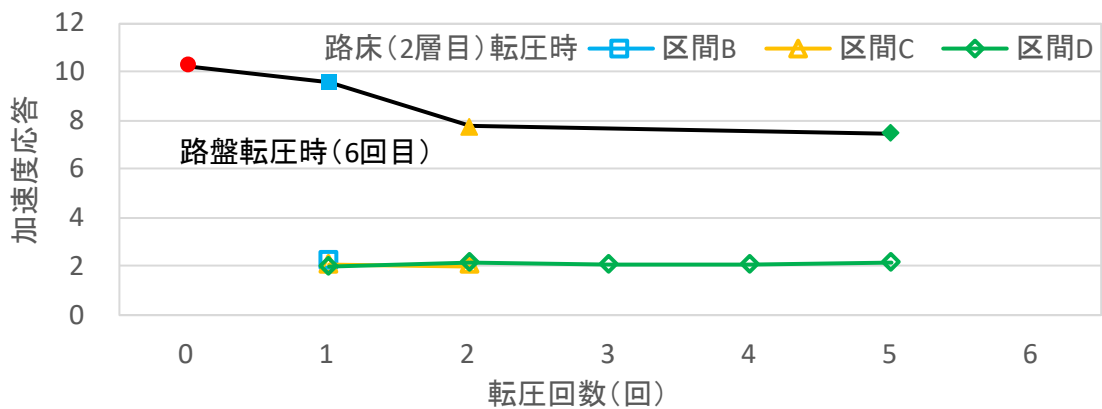
b) αシステム

(仮置土 セメント改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧0回	試験区間 C : 2層目転圧2回
試験区間 B : 2層目転圧1回	試験区間 D : 2層目転圧5回

付図 F-26 CCV システム、αシステムの計測値と転圧回数との関係

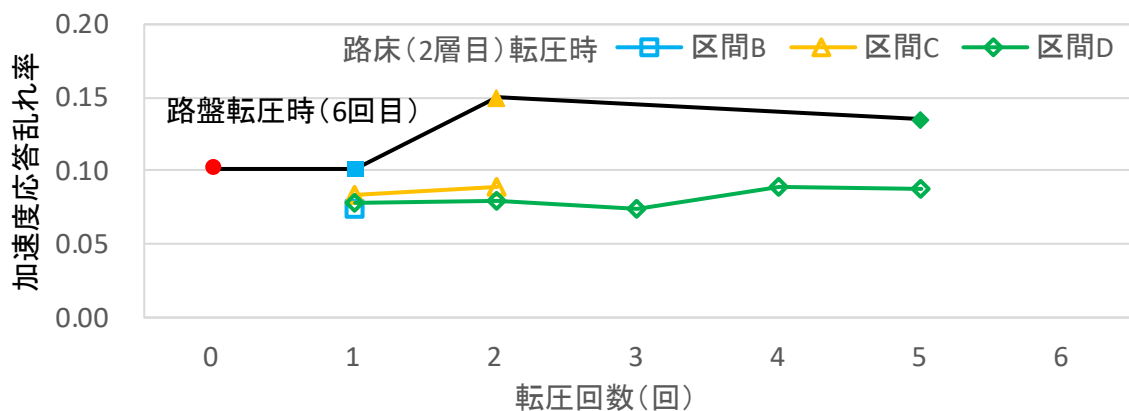
(仮置土 セメント改良土 路床上の路盤)



(仮置土 セメント改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧 0回	試験区間 C : 2層目転圧 2回
試験区間 B : 2層目転圧 1回	試験区間 D : 2層目転圧 5回

付図 F-27 路床・路盤転圧時の転圧回数と加速度応答 (CCV) の関係
(仮置土 セメント改良土 路床及び路盤)



(仮置土 セメント改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧 0回	試験区間 C : 2層目転圧 2回
試験区間 B : 2層目転圧 1回	試験区間 D : 2層目転圧 5回

付図 F-28 路床・路盤転圧時の転圧回数と加速度応答 (α システム・乱れ率) の関係
(仮置土 セメント改良土 路床及び路盤)

4 基盤剛性検出装置としての加速度応答システムの適用性について

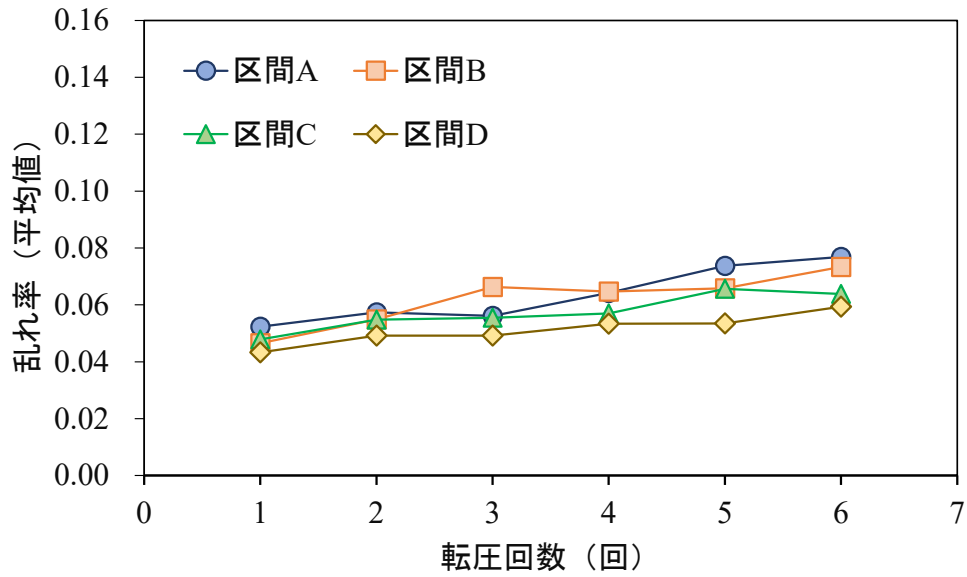
(振動ローラにより転圧された路床を対象として)

今回の実験では、2週間養生した改良土路床の上に路盤材料を撒き出し、その上を4tコンバインドローラで転圧する際の加速度応答値が計測された。加速度応答法の計測深度は60cm程度とされる⁸²⁾(付図F-19)ことから、この際の加速度応答は下地の改良土路床の剛性をも反映したものとなる(付図F-20)。

加速度応答法を基盤剛性の検出装置と見なす考え方が近年報告されている⁸³⁾が、今回の計測結果をそのような観点で再度考えてみる。

付図F-29～F-31は、路盤転圧時の乱れ率を路床の試験区間A～D別に示したものである。路床の転圧回数は試験区間A(0回)、B(1回)、C(2回)、D(改良土路床は5回、山砂路床は7回)である。付図F-12に示したとおり、小型FWDにより計測した路盤材まき出し直前の各路床の剛性 K_{30} はセメント改良土路床 > 石灰改良土路床 > 山砂路床となっており、かつ仮置土改良土路床の場合は試験区間A、BとC、Dで明瞭に剛性が異なっている。転圧回数が多く密度の高い試験区間C、Dほど剛性が高い。付図F-29～F-31は、その上を走行した際の加速度応答(乱れ率)である。縦軸を同じスケールで3ケースを比較して示した。

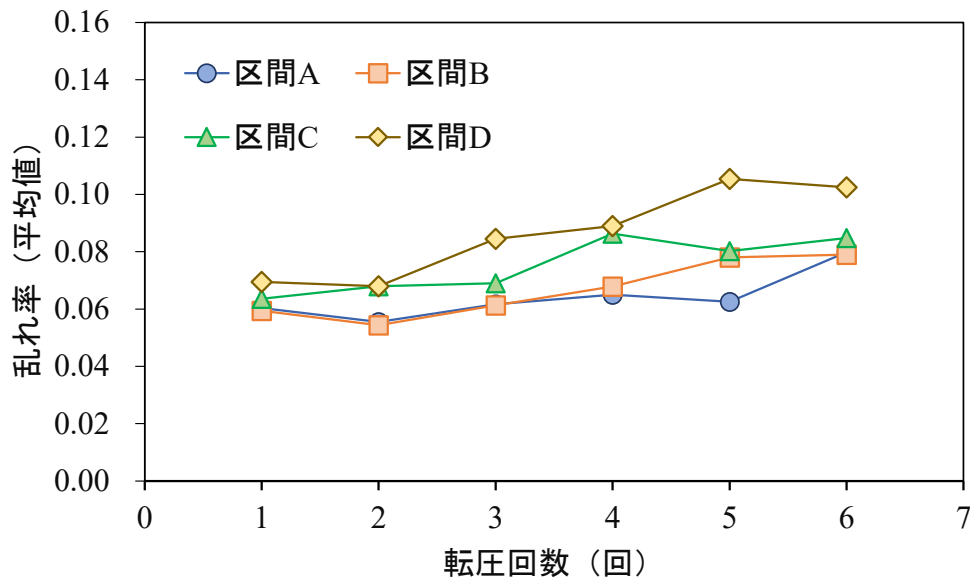
これらの図より、乱れ率が改良土路床の剛性をかなりの確に検出していることが伺われる。安定処理を行っていない山砂路床では路盤転圧時の乱れ率は最も小さく、試験区間A～Dの転圧回数の違いの影響も顕著ではない。次に剛性の大きな仮置土石灰改良土路床の乱れ率は山砂路床よりも大きく、特に試験区間C→Dの順に大きくなる。仮置土セメント改良土路床は、さらにその傾向が顕著となり、乱れ率自体も大きく、かつ試験区間C、Dの伸びがより顕著となっている。路床転圧回数2回と5回の試験区間CとDがやや逆転しているが、これも前出の路盤材まき出し直前の路床の剛性 K_{30} (付図F-12)を見ると両者はほぼ同等の高い剛性を示しており、試験区間A、BとC、Dの路床剛性の違いを(検出能が小さい条件下ながら)ピックアップできているものと考えられる。



(山砂路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧 0 回	試験区間 C : 2層目転圧 2 回
試験区間 B : 2層目転圧 1 回	試験区間 D : 2層目転圧 7 回

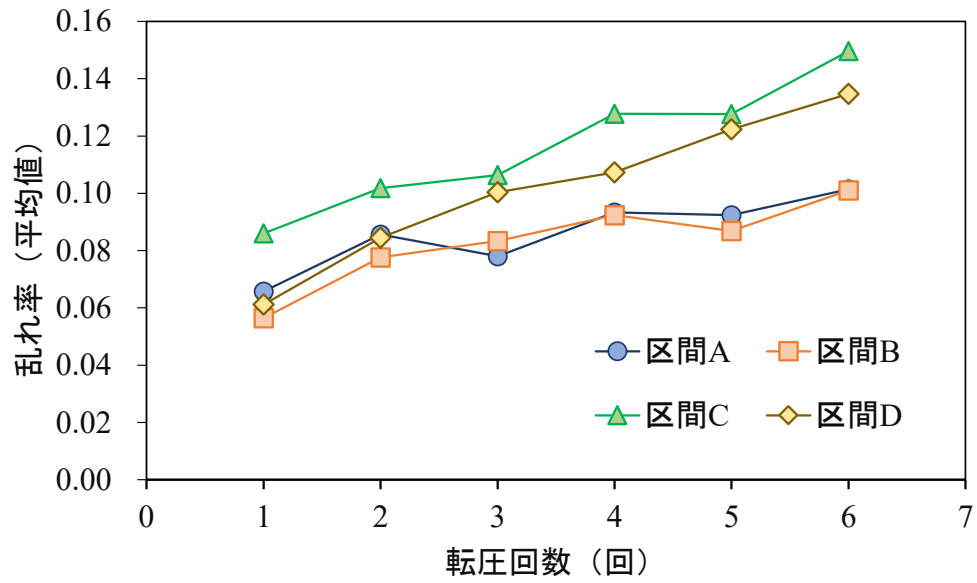
付図 F-29 路盤転圧時の転圧回数と加速度応答 (α システム・乱れ率) の関係 (山砂路床上の路盤)



(仮置土 石灰改良土 路床 2層目の転圧回数)

試験区間 A : 2層目転圧 0 回	試験区間 C : 2層目転圧 2 回
試験区間 B : 2層目転圧 1 回	試験区間 D : 2層目転圧 5 回

付図 F-30 路盤転圧時の転圧回数と加速度応答 (α システム・乱れ率) の関係 (仮置土 石灰改良土 路床上の路盤)



(仮置土 セメント改良土 路床 2 層目の転圧回数)

試験区間 A : 2 層目転圧 0 回	試験区間 C : 2 層目転圧 2 回
試験区間 B : 2 層目転圧 1 回	試験区間 D : 2 層目転圧 5 回

付図 F-31 路盤転圧時の転圧回数と加速度応答 (α システム・乱れ率) の関係
(仮置土 セメント改良土 路床上の路盤)

5 基盤剛性検出装置としての加速度応答システムの適用性について

(ランマ及び前後進コンパクタにより転圧された路床を対象として)

第8章8.2節で示した、仮置土のセメント改良土におけるランマ及び前後進コンパクタを用いた締固め実験後に、路盤材として碎石Bをまき出し、コンバインドローラによる締固め実験を実施した。仮置土のセメント改良土の締固め実験概要を付図F-32に示す。図中の K_{30} 値及びCBRはいずれも締固め(転圧完了)後、7日間養生してから計測した値である。

路盤材締固め時の加速度応答結果を付図F-33、F-34に示す。本実験では加速度応答の値を計測位置と厳密に紐づけて計測していないため、定性的な比較に留まるが、図より下記のような傾向を指摘することができる。

ランマにより転圧されたセメント改良土上の路盤締固め実験結果(付図F-33)については、

- ① ランマ転圧回数1～8回区間で、上部の路盤転圧時の乱れ率が変化し、転圧回数と共に乱れ率が増加する傾向を示した。

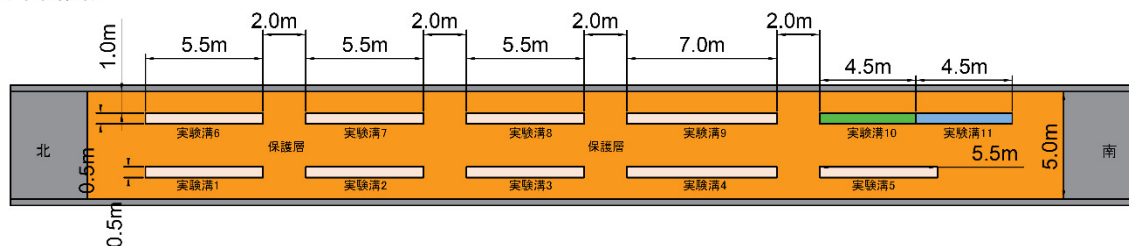
その傾向自体は路盤の転圧回数の増加と共に明瞭化した。これは、前述の振動ローラ転圧の改良路床と同じ傾向である。

- ② 転圧回数4(溝番8)と8回(溝番9)で、上部の路盤転圧時の乱れ率が逆転した理由は不明である(転圧地盤で計測された K_{30} の違いはこれを反映している)。
- ③ 溝番9(添加率11%)→溝番10(添加率8%)→溝番11(添加率4%)の順に乱れ率が減少しており、セメント添加率の違いによる剛性の差異に対応した加速度応答値が得られた。

前後進コンパクタによる締固め実験結果(付図F-34)については、転圧回数に対する乱れ率の変化は0回転圧区間(溝番5)を含めてランマによる実験結果(付図F-33)ほど明瞭ではなかった。これは、前後進コンパクタ転圧では路床の密度や剛性の初期値からの増加が顕著ではないため当然ともいえる。また、乱れ率自体もランマ転圧地盤より小さくなった。これは、前後進コンパクタ転圧地盤(路床)の剛性がランマ転圧地盤(路床)の剛性より小さいことと対応している。

以上、ランマにより締め固めたセメント改良土路床上での路盤転圧については、セメント系固化材添加率の違いにより加速度応答は明瞭に異なったが、それ以外、例えば転圧回数による変化等はやや不鮮明な結果となった。したがって、添加率の差異により改良土路床に生じる剛性の差程度は路盤材の転圧時に検出可能と結論づけられる。一方、転圧効果自体が不鮮明であった前後進コンパクタにより転圧されたセメント改良土路床上では、路盤材の転圧時に路床剛性のピックアップは難しい結果となった。

<平面図>



(仮置土セメント改良土 路床)

実験溝	セメント系固化材 添加率 (%)	締固め 機械	転圧回数 (回)
1	11	前後進	1
2	11	前後進	2
3	11	前後進	4
4	11	前後進	8
5	11	—	0
6	11	ランマ	1
7	11	ランマ	2
8	11	ランマ	4
9	11	ランマ	8
10	8	ランマ	8
11	4	ランマ	8



(前後進コンパクタによる締固め)



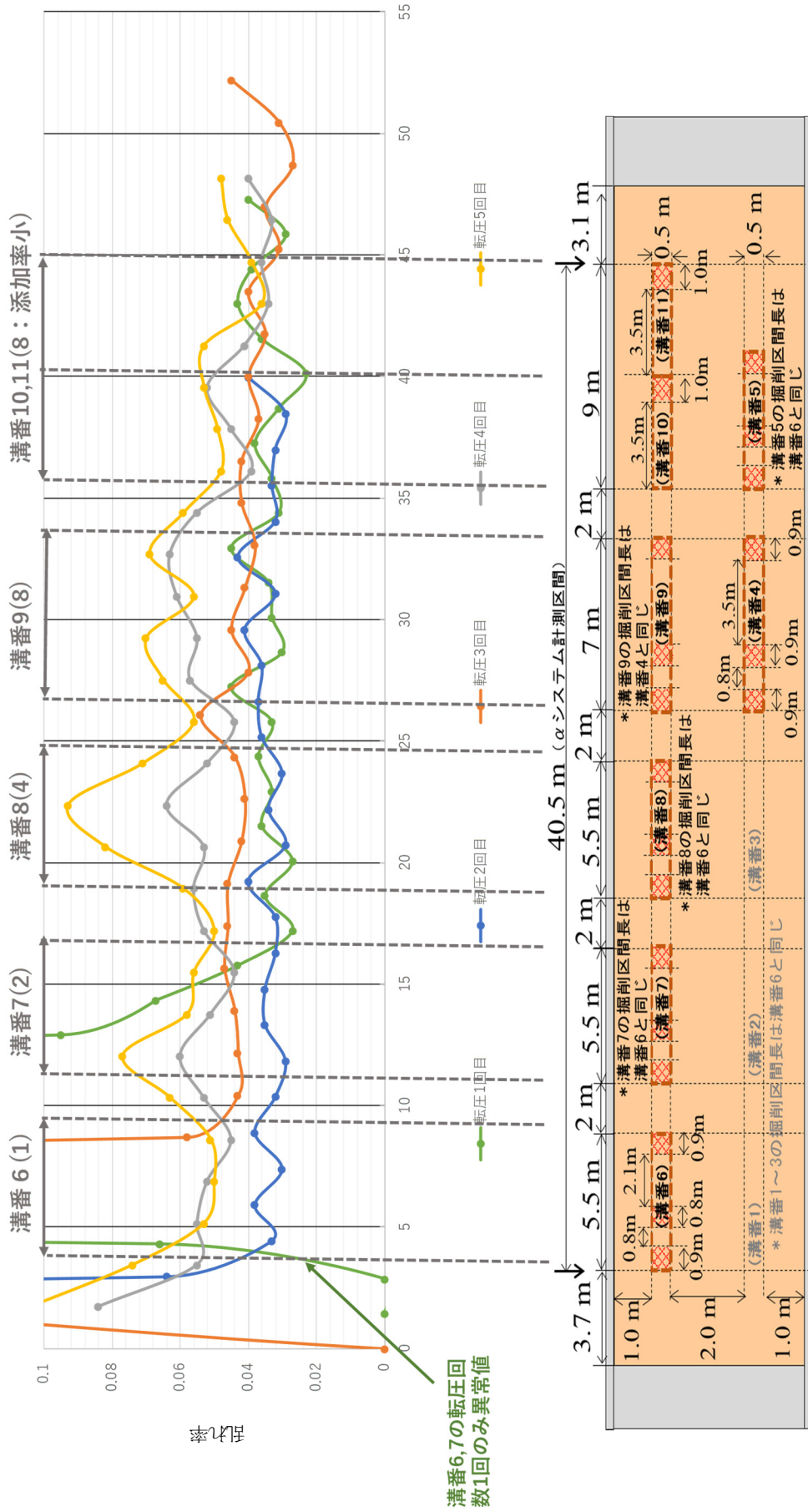
(ランマによる締固め)

施工機械	添加率 (%)	溝番号	転圧回数 (回)	小型 FWD による K_{30} (MN/m^3)	動的平板載荷試 験による K_{30} (MN/m^3)	CBR
ランマ	11	6	1	648	147	40
		7	2	165	-	40
		8	4	609	147	39
		9	8	769	-	42
	8	10	8	373	22	14
	4	11	8	86	-	3
前後進 コンパクタ	11	4	8	777	132	36
—	11	5	0	465	162	30

* K_{30} 及び CBR は締固め実験の後、7日間養生して計測した結果を示す

付図 F-32 仮置土のセメント改良土 ランマ及び前後進コンパクタによる締固め実験概要

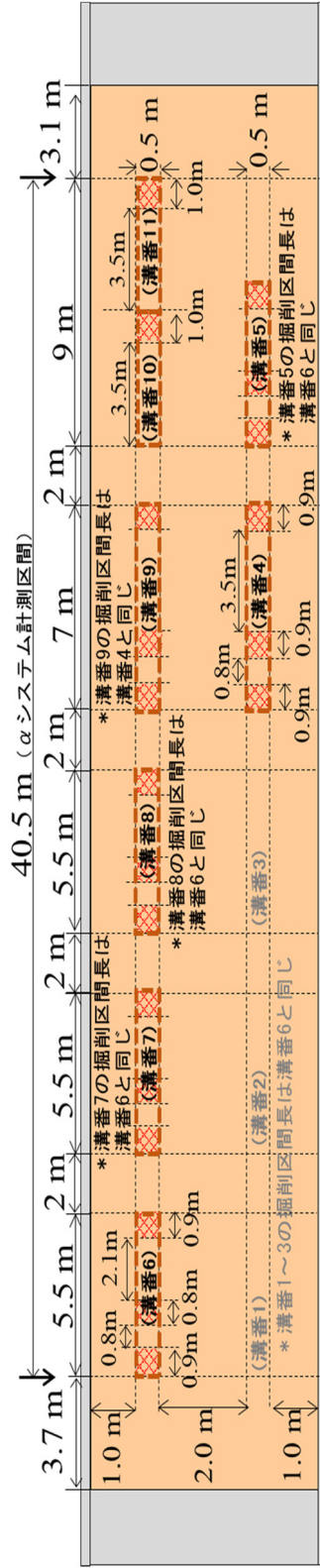
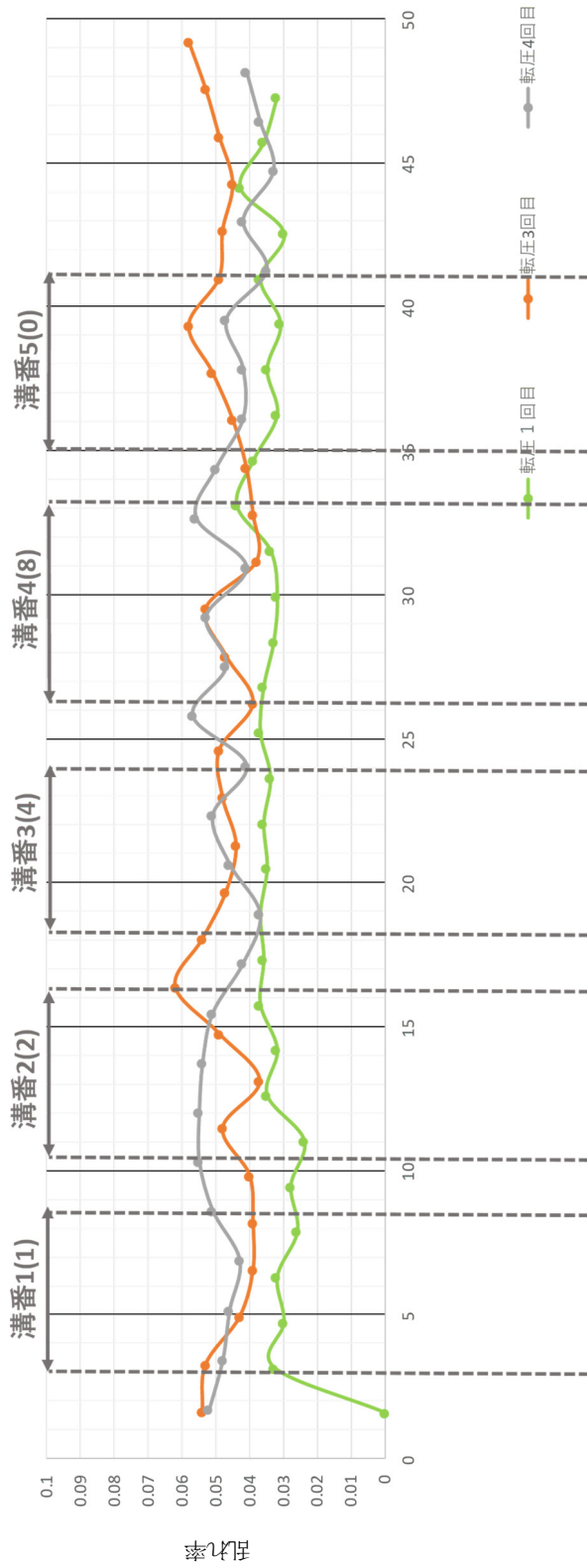
* 溝番の後の () 内の数字は転圧回数を示す



溝番6,7の転圧回数1回のみ異常値

付図F-33 路盤締め時の加速度応答 (α システム) (仮置土 セメント改良土、ランマによる締め固め路床上の路盤)

* 溝番の後の () 内の数字は転圧回数を示す



付図F-34 路盤締固め時の加速度応答 (αシステム) (仮置土 セメント改良土、前後進コンパクタによる締固め路床上の路盤)

6 まとめ

路盤を介した振動ローラによる改良土路床及び山砂路床の剛性評価を目的として、路盤材の締固め実験において加速度応答を計測した。得られた知見を以下に示す。

- 路盤の転圧回数の増加に伴い、路盤の地表面沈下と乾燥密度が漸増する、粗粒材一般に見られる傾向が得られた。
転圧後の締固め度 D_c は 90 % に及ばず、転圧機械の特性（振動数と振幅）や施工含水比の影響が想定された。
- 路盤転圧時に 4 t コンバインドローラにより加速度応答が計測された。この振動ローラが高周波数・低振幅タイプのため、10 t ローラとは異なる要因で加速度応答の値自体が小さく、やはり検出精度の低い中での計測となった。材料に碎石を用いたことから転圧に伴い順調に加速度応答が増加する、一般的な傾向を得た。路盤の転圧管理には利用可能である。
- 路盤転圧時の加速度応答は、下地の改良路床の剛性を明瞭に反映したものとなった。振動ローラ加速度応答法の基盤剛性検出装置としての可能性が示唆された。ランマにより転圧された改良土地盤においてもその傾向は同様であった。

(余白)

参考文献

- 1) 中村健、北詰昌樹：セメント安定処理土の耐久性に関する室内試験、港湾空港技術研究所資料、No. 1128、2006
- 2) Takahashi, T., Morikawa, Y., Fujii, N. and Kitazume, M.: Thirty-seven-year investigation of quicklime-treated soil produced by deep mixing method, Proc. Inst. Civ. Eng. Ground Improvement, Vol. 171(3), pp. 135-147, 2018
- 3) 林宏親、西本聡、大石幹太、寺師昌明：セメント安定処理土の長期強度特性その2－室内実験による検討一、北海道開発土木研究所月報、No. 612、pp. 28-36、2004
- 4) 橋本聖、林憲裕、林宏親、山木正彦：30年経過した深層混合処理改良体の強度特性、第12回地盤改良シンポジウム論文集、pp. 177-184、2016
- 5) セメント系固化材技術専門委員会 変質機構分析WG：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究－材齢22年調査の追加検証結果 [前編] 強度発現性一、セメント・コンクリート、No.878、pp. 48-52、2020
- 6) セメント系固化材技術専門委員会 変質機構分析WG：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究－材齢22年調査の追加検証結果 [後編] 改良体表層の変質一、セメント・コンクリート、No.879、pp. 42-45、2020
- 7) セメント改良土の物性と試験方法に関する研究委員会：委員会報告書、セメント及びセメント系固化材を用いた固化処理土の調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポジウム、pp. 163-166、2005
- 8) 井上玄己、澤松俊寿、宮下千花、宮武裕昭、佐藤靖彦、西見宣俊：施工から9年経過した改良土による道路盛土の長期耐久性の検証、第52回地盤工学研究発表会、pp. 541-542、2017
- 9) 原弘行、林重徳、末次大輔、水城正博：海水環境下における石灰処理土の性状変化に関する基礎的検討、土木学会論文集C、Vol. 66、No. 1、pp. 21-30、2010
- 10) 原弘行、末次大輔、林重徳、松田博：海水に曝露したセメント処理土の劣化機構に関する基礎的研究、土木学会論文集C、Vol. 69、No. 4、pp. 469-479、2013
- 11) 嘉門雅史、勝見武、応長雲、宮武一都：酸性雨が化学安定処理土の耐久性に及ぼす影響、京都大学防災研究所年報、第39号、B-2、pp. 27-36、1996
- 12) 小野正博、半井健一郎、李春鶴：水セメント比の異なるポーラスなセメント系材料の溶脱挙動に及ぼす移流流速の影響、土木学会第63回年次学術講演会、pp. 621-622、2008
- 13) (独) 土木研究所：建設発生土利用技術マニュアル 第4版、2013
- 14) 龍岡文夫、藤代健司、川辺翔平、菊池喜昭、建山和由、根本忠：盛土の締固め③、地盤工学・技術ノート第3回、基礎工、Vol. 41、No. 9、pp. 103-106、2013
- 15) Segalen, P.: Note sur une method de détermination des produits minéraux amorphes dans certains sol à hydroxydes tropicaux, Cahiers ORSTOM. Serie Pedologie, Vol. 6, No.1, pp. 105-126, 1968
- 16) Kitagawa, Y.: Determination of allophane and amorphous inorganic matter in clay fraction of soils, I. Allophane and allophane-halloysite mixture, Soil Science and Plant Nutrition, Vol. 22, No.2, pp. 137-147, 1976
- 17) (社) セメント協会 セメント系固化材技術専門委員会：火山灰質粘性土のセメント改良体における強度発現に関する検討《アロフェンの影響について》、セメント・コンクリート、No. 780、pp. 3-8、2012
- 18) 日本石灰協会：石灰による地盤改良マニュアル (第7版)、2016
- 19) (社) セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル (第4版)、2012

- 20) Scrivener, K., Snellings, R. and Lothenbach, B.: A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Materials, 2015
- 21) Mori, D. and Yamada, K.: A Review of Recent Applications of EPMA to Evaluate the Durability of Concrete, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 5, No. 3, pp. 285-298, 2007
- 22) 嘉敷浩靖、土田孝、姜庚吾、湯怡新：海成粘土を用いたセメント固化処理土の固化過程における化学的性質、公益社団法人地盤工学会中国支部論文報告集 地盤と建設、Vol. 35、No. 1、pp. 85-92、2017
- 23) 土田孝、笠井寿太郎、水上純一、横山裕司、槌田和徳：軽量混合処理土に及ぼす養生条件の影響、港湾空港技術研究所資料、No.834、1996
- 24) 橋本勝文、大即信明、西田孝弘：セメント系改良地盤の Ca 溶脱に伴う強度低下に関する Cl-の影響を考慮した長期予測、土木学会論文集 C、Vol. 64、No. 2、pp. 226-237、2008
- 25) セメント協会 セメント系固化材技術専門委員会：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究—材齢 22 年試験結果報告—、セメント・コンクリート、No. 804、pp. 9-14、2014
- 26) Sangeewani, D. : Long term behavior of improved surplus soils with low binder contents under groundwater、東京大学博士論文、2019
- 27) Erguler, Z. A. and Ulusay, R.: Estimation of uniaxial compressive strength of clay-bearing weak rocks using needle penetration resistance, *Proceedings of the 11th Congress on International Society Rock Mechanics*, Lisbon, Vol. 1, pp. 256–268, 2007
- 28) Erguler, Z. A. and Ulusay, R.: Water-induced variations in mechanical properties of clay-bearing rocks, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, Vol. 46, pp. 355–370, 2009
- 29) 内田直人、江藤芳武、小野英宏、三浦哲彦：針貫入試験による深層混合改良体の強度評価、土と基礎、Vol. 52、No. 7、pp. 23-25、2004
- 30) Ulusay, R. and Erguler, Z. A.: Needle penetration test: Evaluation of its performance and possible uses in predicting strength of weak and soft rock, *Engineering Geology*, Vols. 149–150, pp. 47–56, 2012
- 31) Kohno, M. and Maeda, H.: Estimate of Uniaxial Compressive Strength of Hydrothermally Altered Soft Rocks Based on Strength Index Tests, *Geomaterials*, Vol. 8, No. 2, 2018
- 32) Dipova, N.: Nondestructive Testing of Stabilized Soils and Soft Rocks via Needle Penetration, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 62, No. 2, pp. 539–544, 2018
- 33) 原弘行、末次大輔、林重徳、松田博：海水環境下におけるセメント処理した有明粘土の劣化の進行に関する検討、材料、Vol. 63、No. 1、pp. 49-54、2014
- 34) Mori, D., Yamada, K., Hosokawa, Y. and Yamamoto, M.: Applications of Electron Probe Microanalyzer for Measurement of Cl Concentration Profile in Concrete, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 4, No. 3, pp. 369–383, 2006
- 35) 坂内秀雄、中川晃次：エトリンジャイトの加熱変化、石膏と石灰、No.97、pp. 253-259、1968
- 36) 神戸博太郎：ICTA の活動(1)ー組織と熱分析用語の提案ー、熱測定、Vol. 2、No. 1、pp. 18-21、1975
- 37) 津越敬寿：入門講座 分析機器の正しい使い方 熱分析、ぶんせき、2017 年 12 号、pp. 568-574、2017
- 38) (財) 高速道路調査会：セメント、石灰による路床安定処理の計画、設計および施工に関する研究報告書、1978
- 39) Damidot, D., Lothenbach, B., Herfort, D. and Glasser, F. P.: Thermodynamics and cement science, *Cement and Concrete Research*, Vol. 41, No. 7, pp. 679–695, 2011

- 40) 山田奉彰、小野正博、半井健一郎：カルシウムの溶脱によるセメント改良砂の強度及び変形係数の変化、第36回土木学会関東支部技術研究発表会、III-42、2009
- 41) Fredlund, D. G. and Xing, A.: Equations for the soil-water characteristic curve, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, No. 4, pp. 521-532, 1994
- 42) 宮下千花、井上玄己、澤松俊寿、宮武裕昭、森芳徳：建設発生土の利用に関する現場実態調査結果の分析、第60回地盤工学シンポジウム概要集、pp.153-156、2016
- 43) 独立行政法人土木研究所：盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する研究、共同研究報告書第461号、2014
- 44) 国土交通省：土木工事施工管理基準及び規格値（案）、令和2年3月、2020
- 45) （公社）日本道路協会：舗装調査・試験法便覧（平成31年度版）、2019
- 46) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成29年11月）、2017
- 47) 東・中・西日本高速道路（株）：土工施工管理要領、令和2年7月版、2020
- 48) 東・中・西日本高速道路（株）：NEXCO 試験方法 第1編 土質関係試験方法、平成29年7月版、2017
- 49) 東・中・西日本高速道路（株）：設計要領 第一集 土工編【建設編 令和2年7月】、2020
- 50) （社）地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、2010
- 51) （社）セメント協会：JCAS L-01 セメント系固化材による改良体の強さ試験方法、2006
- 52) （公社）日本道路協会：道路土工—盛土工指針（平成22年版）、2010
- 53) （社）日本道路協会：舗装設計便覧（平成18年版）、2006
- 54) （社）日本道路協会：舗装施工便覧（平成18年版）、2006
- 55) （株）高速道路総合技術研究所：道路土工の土質安定処理技術、2017
- 56) 中村洋丈、横田聖哉、齊藤進：路床安定処理の比較試験とローラ加速度応答法の適用、土木学会第67回年次学術講演会、III-418、pp.835-836、2012
- 57) （独）土木研究所寒地土木研究所：北海道における不良土対策マニュアル、2013
- 58) 龍岡文夫、渡辺健治、菊池喜昭：盛土の締固め⑰、地盤工学・技術ノート第17回、基礎工、Vol. 42、No. 11、pp.73-76、2014.11
- 59) 龍岡文夫、古澤翔太、渡辺健治、片岡哲貴、川辺翔平、菊池喜昭：盛土の締固め⑱、地盤工学・技術ノート第18回、基礎工、Vol. 42、No. 12、pp.95-100、2014.12
- 60) 龍岡文夫、ロハーニ・タラ・N、片岡哲貴、川辺翔平、菊池喜昭：盛土の締固め⑲、地盤工学・技術ノート第19回、基礎工、Vol. 43、No. 1、pp.94-97、2015.1
- 61) （社）土木学会舗装工学委員会：FWD および小型FWD 運用の手引き、2002
- 62) 境友昭、極檀邦夫：重錘落下による地盤反力係数の測定、第41回地盤工学研究発表会、pp.975-976、2006
- 63) （公財）鉄道総合技術研究所：平成19年1月 鉄道構造物等設計標準・同解説—土構造物〔平成25年改編〕、2013
- 64) 後藤彰、能登繁幸：衝撃加速度による土の締固め度の予測、土木試験所月報、No.412、1987
- 65) 国土交通省北海道開発局：令和2年度道路・河川工事仕様書 付表、pp.39-43、2020
- 66) （公社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説-二分冊の1-、p.342、2013
- 67) 清田正人、根本佳則、鈴木章市、本田欽也、金成徳一、吉本徹：室内におけるコーン指数に代わる簡便な試験方法の検討、土木学会第62回年次学術講演会、III-376、pp.751-752、2007

- 68) 佐藤厚子、西川純一、山澤文雄：衝撃加速度による改良盛土の品質管理事例、土と基礎、Vol. 48、No. 7、pp. 21-23、2000
- 69) 建設省近畿地方建設局近畿技術事務所：測定器使用マニュアル作成委員会基準（案）「簡易支持力測定器による試験方法」（第1版）、平成8年5月、1996
- 70) 国土交通省近畿地方整備局近畿技術事務所：簡易支持力測定器（キャスポル）利用手引き、平成17年6月、2005
- 71) 関根悦夫：FWDを用いた鉄道盛土の施工管理、基礎工、Vol. 34、No. 8、pp. 71-73、2006
- 72) 関根悦夫、鴨智彦、阿部長門、丸山暉彦：重錘落下による鉄道盛土の締固め管理方法、土と基礎、Vol. 48、No. 4、pp. 13-16、2000
- 73) 藤山哲雄、益村公人、建山和由、石黒健、三嶋信雄：種々の土質条件に対するローラ加速度応答法の締固め管理への適用性、土木学会論文集、No. 701/III-58、pp. 169-179、2002
- 74) 中村洋介、中澤正典、古屋弘、内山恵一、石黒健、平田昌史：振動ローラ加速度応答法の土質および含水状態による変化（その1）～現場密度・地表面沈下・FWD測定～、第54回地盤工学研究発表会、pp. 927-928、2019
- 75) 中村洋丈、中澤正典、石黒健、平田昌史、古屋弘、内山恵一：振動ローラ加速度応答と密度測定及び小型FWD試験との相関、令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会、III-151、2019
- 76) （公社）地盤工学会：土の締固め、2011
- 77) 松野三郎、三浦裕二、南雲貞夫、山之口浩：アスファルト舗装に関する試験、建設図書、pp. 355-356、1971
- 78) 平田昌史、石黒健、中村洋丈、中澤正典、古屋弘、内山恵一：振動ローラ加速度応答の土質及び含水状態による変化（その2）～加速度応答値（乱れ率とCCV）～、第54回地盤工学研究発表会、pp. 927-930、2019
- 79) 重機イラスト (<http://genba.in.coocan.jp/irasuto06.html>)（最終閲覧日：2021年1月31日）
- 80) 藤山哲雄、建山和由：振動ローラの加速度応答を利用した転圧地盤の剛性評価手法、土木学会論文集、No. 652/III-51、pp. 115-123、2000
- 81) 橋本毅、山田充、山内元貴：振動ローラ加速度応答システムの路盤材料への適用性検討について、土木学会第74回年次学術講演会、VI-380、2019
- 82) 藤山哲雄、高橋浩、古屋弘、疋田喜彦：振動ローラ加速度応答法を利用した締固め管理手法による地盤評価深さの検討、土木学会第64年次学術講演会講演概要集、III-344、pp. 687-688、2009
- 83) 石黒健、平田昌史、高橋治、長舩哲也、石井祐介：振動ローラ加速度応答法を活用したベントナイト混合土の現場締固め管理事例、第54回地盤工学研究発表会、pp. 693-694、2019

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No. 521 January 2021

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754