

メンテナンスを考慮した発生土等の品質管理手法に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 27～令 1

担当チーム：施工技術チーム、先端技術チーム

研究担当者：宮武裕昭、宮下千花、澤松俊寿

新田恭土、橋本 毅、山田 充

【要旨】

本研究では、低品質な建設発生土の改良土としての有効利用を促進することを目的として、道路盛土のボーリング調査と室内暴露実験を行い、改良土による道路盛土の長期的な安定性の評価を行った。また、様々な混合率で改良した二種類の低品質な盛土材料を対象に室内配合試験及び実大規模の締固め実験を行い、改良土による道路盛土の長期的な安定性を確保するための品質管理手法を検討した。

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（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、改良土を十分に締固めることと、品質管理において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

1. はじめに

近年、リサイクルの推進を背景に、低品質な建設発生土（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）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。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を、供用期間を通して維持することが求められる。発生土の適切な有効利用を促進するためには、改良土による道路盛土の長期的な安定性を評価すると共に、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）の混合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^{例えば 1)~3)}。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。

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かった⁴⁾。盛土の剛性を簡便な手法により多点で計測し、盛土の力学特性を面的に把握する品質管理手法を併用することにより、盛土の安定性を施工段階で評価できる可能性が

考えられる。飽和度の低い良質な砂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⁵⁾が、改良土への適用性については不明瞭な点が多いのが現状である。

本研究では、道路盛土のボーリング調査と室内暴露実験を行い、改良土による道路盛土の長期的な安定性の評価を行った。また、様々な混合率で改良した二種類の低品質な盛土材料を対象に室内配合試験及び実大規模の締固め実験を行い、改良土による道路盛土の長期的な安定性を確保するための品質管理手法を検討した。

2. 改良土による道路盛土の長期的な安定性の評価

2.1 建設から約9年経過したセメント改良土による道路盛土の強度特性⁶⁾

セメント改良土で建設された道路盛土において建設から約9年後にボーリング調査を行い、長期的な強度特性の変化について調べた。

2.1.1 対象盛土の概要

対象盛土は最大高さ約40m、総土量414340m³におよぶ大規模な谷埋めの高盛土であり、前後の複数の切土区間で生じる発生土を受け入れる計画であった。発生土の大部分は高含水比の火山灰質粘性土であり、セメント混合により改良土とし、盛土の建設に利用された。高盛土としての安定性を確保するために、表-1に示す設計一軸圧縮強さが設定された。他工区の切土

の工程に従って品質の異なる発生土が不規則に運び込まれたため、最も強度発現が小さい発生土の配合試験に基づいて安全側にセメント混合量が決定された。混合量の範囲は $32\sim 225\text{ kg/m}^3$ であった。発生土とセメントの混合は定置式プラントで行い、改良土の均質性を確保した。

表-1 設計及びプラントでの一軸圧縮強さ

		路体(下部)	路体(上部)
設計一軸圧縮強さ (kN/m ²) ※材齢28日		500	190
配合試験での目標一軸圧縮強さ (kN/m ²) ※材齢28日、(現場/室内)強さ比0.8		625	238
プラントでの一軸圧縮強さ (kN/m ²) ※材齢28日	範囲	562 ~ 1584	239 ~ 1654
	平均	1022	914

2. 1. 2 ボーリング調査の方法

建設から約9年後、図-1に示す盛土の小段から底面の原地盤まで、オールコアボーリング(掘削長 L=21 m、コア径 $\phi=70\text{ mm}$)にて改良土を採取した。目視観察及びフェノールフタレイン試験を実施し、固結及び混合状態を確認した。深度方向に約2 m 間隔で一軸圧縮試験、10 cm 間隔で土壌硬度試験及び針貫入試験を実施し、強さを確認した。

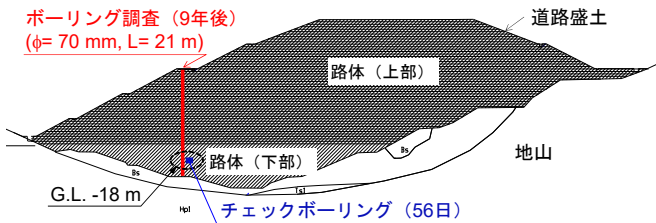


図-1 ボーリング調査実施地点の盛土の断面図

2. 1. 3 ボーリング調査の結果

採取した改良土(ボーリングコア)は比較的硬質で、全体に棒状を呈する固結状態であった。ボーリングに伴う亀裂を除き、潜在的な亀裂は認められなかった。累計29種類の発生土が利用されていたためか、土質、礫径等が異なる部分もあった。地下水位は深度約15 mであり、改良土による盛土の内部に、常時水が浸透していた可能性が示唆された。

図-2にフェノールフタレイン溶液散布前後の代表写真(深度15~18 m間)を示す。採取した改良土全体にフェノールフタレイン反応による色の変化が見られたことから、約9年後もセメント混合によるアルカリ性を保持していること、顕著なムラがなくセメントが全体に混合されていたことを確認した。

図-3に一軸圧縮強さの深度分布を示す。本調査で

得られた強さのばらつきの範囲は盛土の上部で $449\sim 1070\text{ kN/m}^2$ 、下部で $920\sim 3820\text{ kN/m}^2$ であった。図-4に示すとおり、一軸圧縮強さと供試体の含水比及び乾燥密度との間には相関があった。従って、強さのばらつきの一因は改良土の物理的性質の違いであったことが確認された。

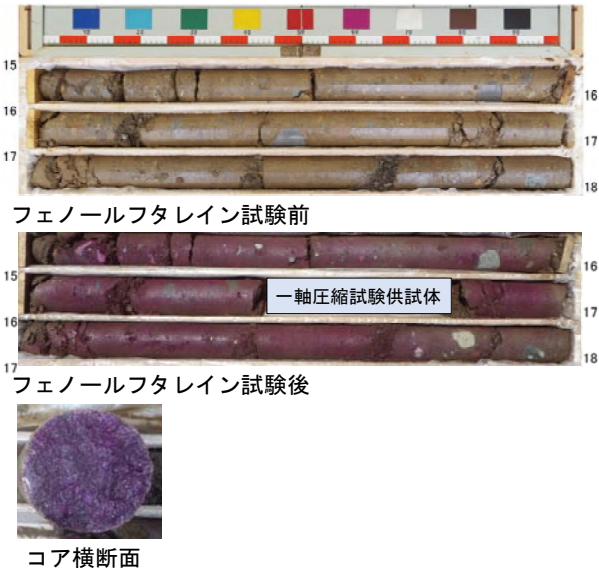


図-2 フェノールフタレイン試験結果の一例(深度15~18 m)

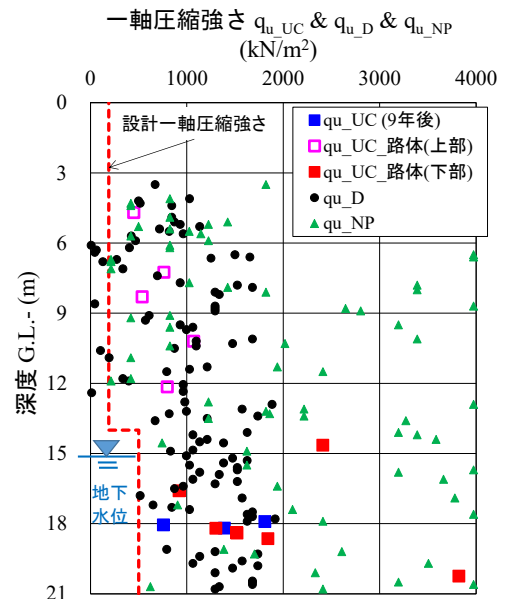


図-3 一軸圧縮強さの深度分布

土壌硬度試験の硬度指標と針貫入試験の針貫入勾配は、それぞれ地盤工学会基準⁷⁾、試験器メーカーのマニュアル(丸東製作所、SH-70)で提案されている式を用いて一軸圧縮強さに換算し、図-3に示した。針貫入試験による一軸圧縮強さ (q_{u_NP}) は礫が点在する影響から大きなばらつきを有するが、土壌硬度試験

による強さ ($q_{u,D}$) と共に、一軸圧縮試験と概ね同程度の強さを示した。設計一軸圧縮強さを下回る強さも局所的に見られたが、施工から約9年後も深度方向全体において設計一軸圧縮強さを超える強さを有しているものと判断した。一方、設計の数倍大きな一軸圧縮強さも確認された。後述する施工当時と約9年後の強さの比較結果も考慮すると、設計値をはるかに上回る強度発現箇所が生じたのは、施工ときに最も強度発現の小さい発生土にあわせてセメントの混合量を決定したためであったと考えられる。

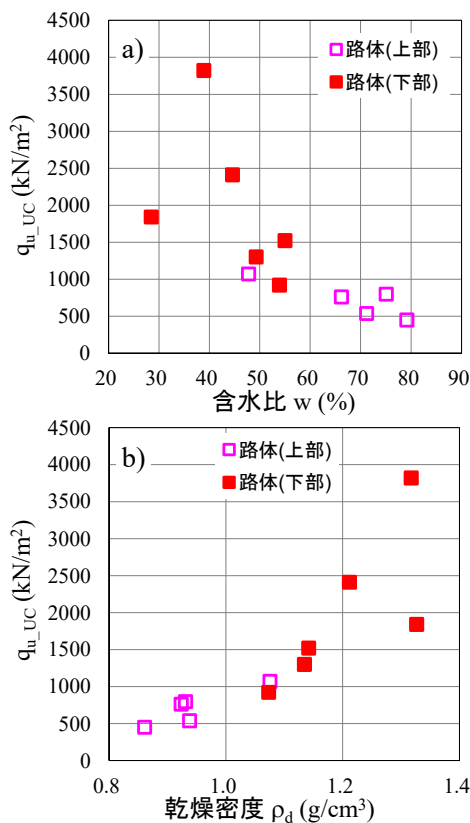


図-4 一軸圧縮強さと含水比、乾燥密度との関係

2. 1. 4 長期的な強度特性の変化

深度 18 m 付近で得られた施工時 (材齢 56 日) 及び本調査 (約 9 年後) の一軸圧縮強さを図-5 に示す。施工時の一軸圧縮強さは盛土の品質管理の一環で求めたものである。約 9 年後の強さの平均値は材齢 56 日の平均値の約 1.2 倍であった。既往の研究³⁾で報告されているセメント改良土の長期強度特性と比較すると、強度増加が緩慢であった。当該のセメント改良土は火山灰質粘性土にセメント系固化材をスラリー混合し、地下水位以上の深度に充填・覆土した改良柱体である。本調査の改良土は種類の異なる火山灰質粘性土にセメントを紛体混合し、締め固めた改良盛土であり、強度の確認は地下水位以深で行った。二つの改良土の長期

強度増加傾向の違いは以上のような材料特性、施工方法、セメントの混合量、周辺環境による養生条件等の影響によるものであったと考えられる。

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によると、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 倍であったと報告されている⁸⁾。表-1 に示す路体 (下部) のプラントでの材齢 28 日の一軸圧縮強さの範囲と、深度 18 m の材齢約 9 年での一軸圧縮強さの比で本調査の強度増加率を求めると 1.0~2.8 倍の範囲であり、既往研究⁸⁾の下限値付近と同程度であった。

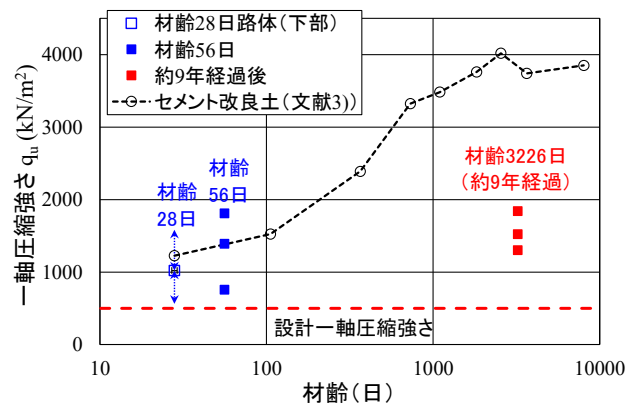


図-5 一軸圧縮強さと材齢の関係 (深度 18 m 付近)

2. 2 室内暴露実験における締め固めた改良土の強度特性^{9), 10)}

2. 1 で調査した道路盛土では改良土の内部に地下水位が存在し、長期強度特性が水の浸透作用の影響を受けていた可能性が示唆された。改良土の長期強度特性に及ぼす周辺 (養生) 環境の影響を調べる目的で室内暴露実験を実施し、材齢 2 年までの結果を得た。

2. 2. 1 実験試料と改良土供試体の作製方法

実験には茨城県で採取した低品質な砂質土 (美浦砂) を用いた。2. 1 で対象としたアロフェンを含む火山灰質粘性土とセメントとの長期的な反応は複雑であるとされる¹¹⁾。室内暴露実験で最初に扱う実験試料としては不適切と考え、高含水状態の砂質土を選んだ。美浦砂の基本物性を表-2 に示す。美浦砂の改良には生石灰又はセメント系固化材を用いた。石灰の混合率 (土の乾燥質量に対する石灰の質量比) は 1.2、2.5、3.8% の 3 種類、セメントの混合率は 1.7、3.5、5.3% の 3 種類を設定したが、本報告書では、2. 1 の盛土の設計一軸圧縮強さと同レベルの強さが得られたセメント 5.3% の結果のみ示す。現地採取した美浦砂に加水して泥状とし、4.75 mm ふるいを通過させた後、現地採

取時に近い状態まで自然乾燥させた。含水比を 31% に調整し、ミキサーで土と改良材を計 5 分混合した。地盤工学会基準「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、直径 50 mm、高さ 100 mm の円柱供試体を作製した。供試体の乾燥密度の目標値は、実施工機械を用いて実施した締固め実験 (3. 2 で後述) の結果を参考に 1.4 g/cm³ とした。

表-2 美浦砂の基本物性

地盤材料の工学的分類	細粒分質砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.693
細粒含有率 F_C (%)	46.3
塑性指数 I_p	25.4
最適含水比 (A-c法) w_{opt} (%)	21.6
最大乾燥密度 (A-c法) ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.624
コーン指数 q_c (kN/m ²) ($w=31\%$)	68

2. 2. 2 改良土供試体の養生方法

作製した供試体は、図-6 の下部に示すような封緘と水浸の 2 通りの環境で恒温 (20±3 度) 条件を保ちながら養生した。これは例えば図-6 の上部に示すような供用期間中の道路盛土内の条件を簡易に模擬したものであり、封緘養生は外的作用の影響を受けにくい部分 (①)、水浸養生は水の浸透の影響を受ける部分 (②) をそれぞれ想定している。水浸養生では、硫酸、硝酸、塩酸を 5: 2: 3 の容積比で純水と混合し、pH を 4.5 に調整した模擬酸性雨を養生水とした。1 供試体あ

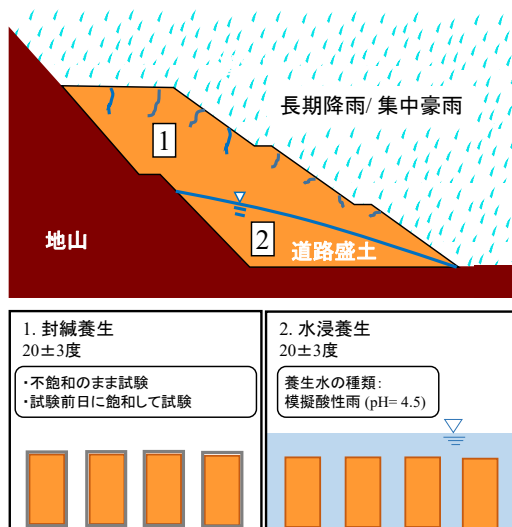


図-6 室内暴露実験の養生環境

表-3 美浦砂とセメントの化学組成

	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%)
Miho sand	61.7	0.73	19.9	6.86	0.11	1.29	1.48	1.18	1.54	0.10	0.03	-
Cement	not measured						56.4	not measured		3.13	6.08	

注: 装置の計測対象外のイオンの存在、計測誤差等により、蛍光X線分析により検出されたイオンのwt%の合計は100%とならない

たりの養生水量を 1 リットルとし、供試体作製から 4 日後に水浸養生を開始した。材齢 28 日までは 7 日、168 日までは 14 日、それ以降は 28 日ごとに養生水を交換した。

2. 2. 3 力学試験及び化学分析方法

封緘、水浸養生した供試体は、材齢 7 日、28 日、約半年 (168 日)、約 1 年、約 2 年で一軸圧縮試験 (JIS A 1216) に供した。封緘養生は不飽和条件と試験の前日に飽和させた条件の 2 通りの条件で試験を実施し、飽和度が改良土の強度に及ぼす影響を調べた。

交換時に排出した養生水を回収し、pH、Ca 濃度、SO₄ 濃度を測定した。pH、Ca 濃度はコンパクトメータ (堀場 LAQUAtwin B-712、B-751)、SO₄ 濃度はイオンクロマトグラフ (JIS K 0102 41.3) によりそれぞれ測定した。コンパクトメータ (電極式) による Ca 濃度の計測値は、より高精度な原子吸光分析による計測値の 2.1 倍であったことが実験の途中で判明した。実験初期は原子吸光分析による計測値がないため、コンパクトメータの計測値を 2.1 で除した補正値を評価することとした。

エネルギー分散型蛍光 X 線分析装置で得た美浦砂とセメントの化学組成を表-3 に示す。セメントの SO₃ は湿式分析 (JIS R 5202) により測定した。材齢 7 日、28 日及び約 2 年の供試体表面から 5 mm 内側までを削り取って粉末試料とし、アセトン浸漬で試料に乾燥処理を施した後、粉末 X 線回折による鉱物分析を行った。

2. 2. 4 改良土の一軸圧縮強さに及ぼす物理的性質の影響

封緘、水浸養生した改良土の一軸圧縮強さと材齢との関係を図-7 に示す。封緘-不飽和養生 (Seal (unsat)) 及び封緘-飽和養生 (Seal (sat)) では、材齢約 1 年 (350 日) までは日数の経過に伴って強さが増加し、材齢約 2 年 (674 日) の強さは約 1 年と同程度であった。水浸養生 (Soak (acid)) でも約半年 (168 日) までは強さが増加したが、材齢約 1 年及び 2 年では強さが漸減し、材齢 28 日と約 2 年の強さは同程度となった。材齢ごとに比較すると、Seal (unsat) で常に最高値が得られた。約半年以降は、Soak (acid) の強さが最低となった。

封緘、水浸養生の一軸圧縮強さに与える改良土の物

理的性質の影響を調べた。Seal (sat) に対する Seal (unsat)、Soak (acid) の一軸圧縮強さの比（強さ比）と乾燥密度、飽和度との関係を図-8に示す。強さ比は、各養生条件で得られた強さの平均を Seal (sat) の強さの平均 ($(q_{u_Seal(sat)})_{avg}$) で除した値である。Seal (unsat) の強さ比は1より大きかった。各養生条件の供試体の乾燥密度に有意な差は見られなかった。一方、Seal (unsat) の供試体の飽和度（含水比）は Seal (sat) よりも低かった。Seal (sat) の強さが Seal (unsat) よりも低いのは、供試体の飽和度を高めたことによるサクシジョンの低下によるものであると考えられる。Soak (acid) の強さ比は1以下であった。Seal (sat) と Soak (acid) の供試体の乾燥密度、飽和度は概ね同じ範囲にあり、両者の一軸圧縮強さの違いは物理的性質の差のみでは説明できなかった。

2. 2. 5 改良土の一軸圧縮強さに及ぼす化学的性質の影響

強さ比と、一軸圧縮試験の各実施材齢で交換時に計測した養生水の pH との関係を図-9 a) に示す。材齢7日で11.4だった養生水の pH は、材齢約2年で8.6まで低下した。

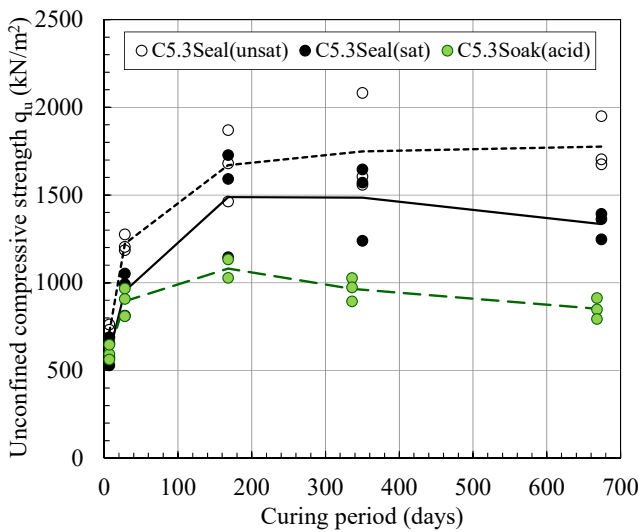


図-7 一軸圧縮強さと材齢の関係

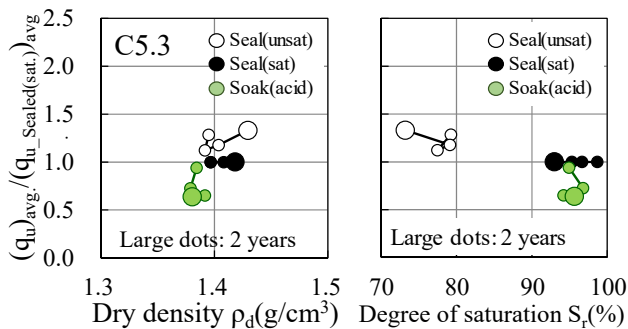


図-8 一軸圧縮強さの比と乾燥密度、飽和度の関係

一軸圧縮試験の各実施材齢までに養生水に溶脱した Ca、SO₄ イオンの累積値をそれぞれ求め、各材齢で供試体に残存していたセメント由来の Ca、SO₄ イオンの比率を推定した。セメント由来の Ca、SO₄ イオンの残存率の推定値と強さ比との関係を図-9 b)、c) にそれぞれ示す。Ca、SO₄ イオンの残存率が低下するにつれ、強さ比も小さくなった。図-10に粉末 X 線回折による鉱物分析の結果を示す。材齢7日、28日では封緘、水浸養生の試料からエトリンガイトの存在を示唆するピークが検出されたが、材齢約2年の水浸養生の供試体表面では検出されなかった。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。本研究の模擬酸性雨による養生環境下でも、Ca、SO₄ イオンが溶脱して強度に寄与する水和物が表面から消失したことが一因となり、封緘（飽和）養生と比較して水浸養生の一軸圧縮強さが小さくなった可能性が考えられる。

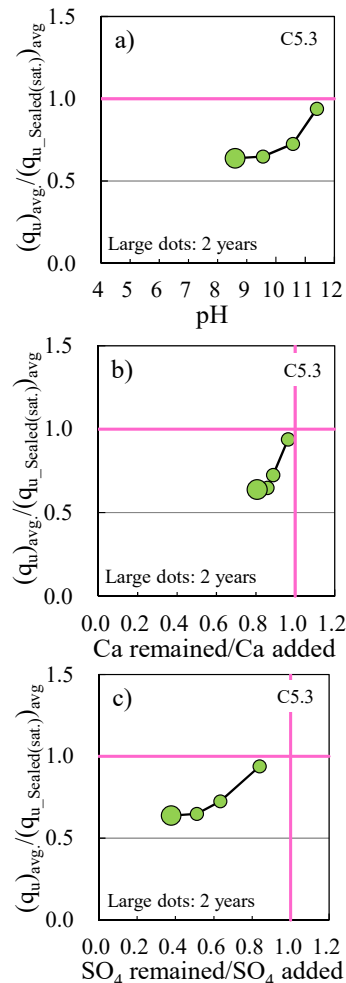


図-9 一軸圧縮強さの比と養生水の pH、供試体内の Ca 及び SO₄ イオンの推定残存率

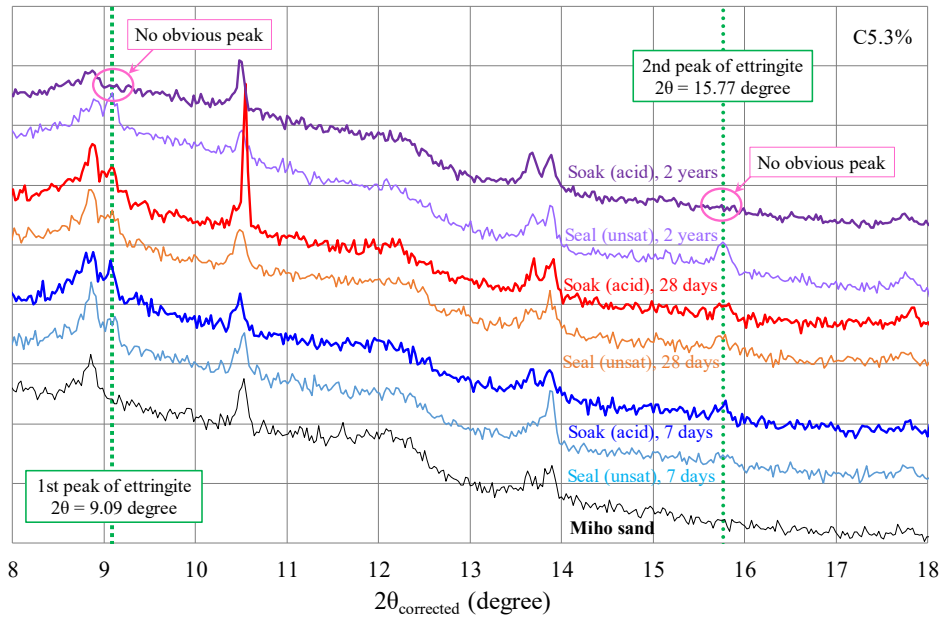


図-10 粉末X線回折による改良土の鉱物分析の結果

表-4 締固め実験に用いた盛土材料の物理、力学特性

試料名	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 q_c (kN/m ²)	CBR (%)
美浦砂 (大型機械、改良前)	2.691	A-c	24.1	1.527	33~36	68 ($w=34.1\%$)	-
美浦砂 (小型機械、改良前)	2.728	A-c	19.5	1.649	32~35	31 ($w=33.0\%$)	0.4 ($w=32.5\%$)
仮置土 (改良前)	2.584	B-c	29.5	1.350	40~50	217 ($w=45.7\%$)	1.0 ($w=44.0\%$)

3. 改良土による道路盛土の長期的な安定性を確保するための品質管理手法の検討¹²⁾

3.1 実験に用いた盛土材料の室内配合試験

実験に用いた盛土材料の粒度分布を図-11、基本物性を表-4に示す。美浦砂は高含水状態の砂質土で、採取時含水比(約34%)で計測したコーン指数から、発生土の土質区分において泥土に分類される低品質な盛土材料である。仮置土は礫まじりシルトで、茨城県内で発生した建設発生土である。自然含水比(約46%)での発生土の土質区分は第4種建設発生土、CBRは1%であり、そのままでは道路盛土に使うことのできない低品質な盛土材料である。

二つの盛土材料に改良材を混合し、改良土の室内配合試験を実施した。改良材は生石灰、セメント系固化材、高炉セメントB種とした。配合試験の結果を表-5、図-12及び図-13に示す。美浦砂の改良土では、改良材の混合率が高くなるほど最大乾燥密度が小さく、最適含水比が大きくなった(図-12)。

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、混合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/cm³程度であった。混合率が大きくなると締固め曲

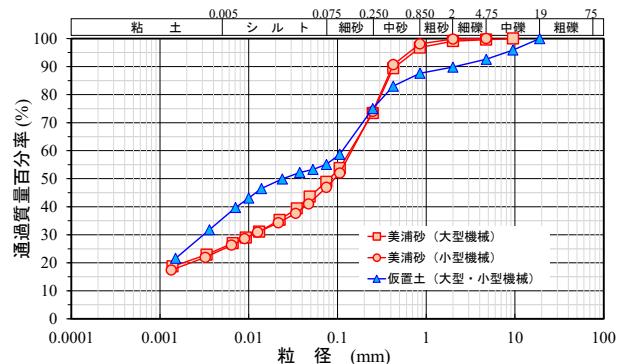


図-11 締固め実験に用いた盛土材料の粒度分布

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、改良後の最適含水比は混合率が大きくなるほど小さくなった(図-13b)。

セメント系固化材及び高炉セメントB種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-13c、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¹³⁾が、実態調査⁴⁾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可能性が示唆された。改良

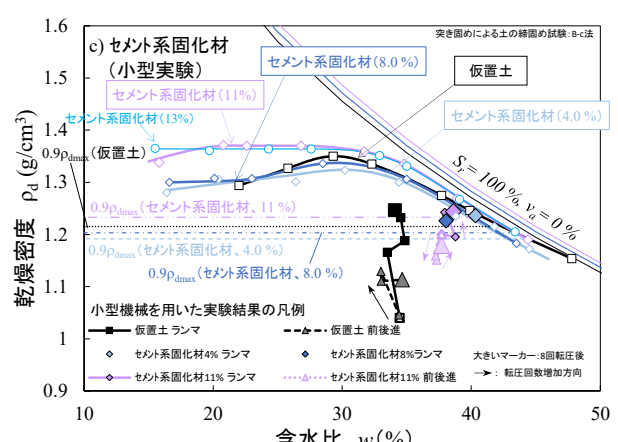
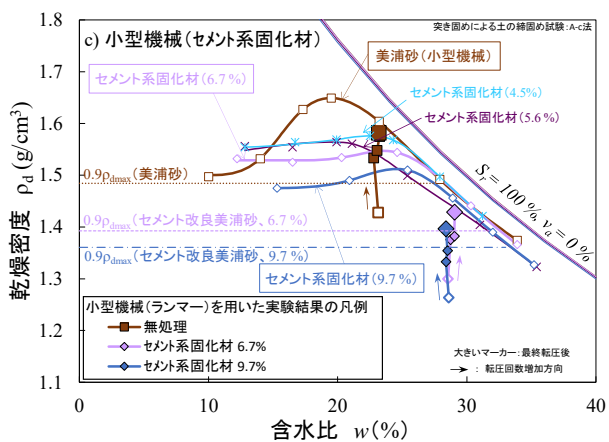
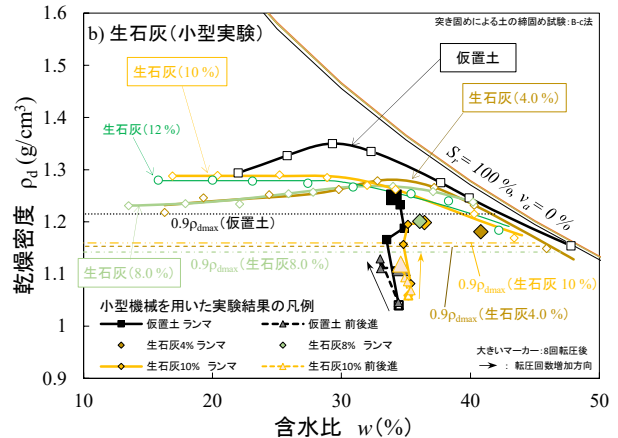
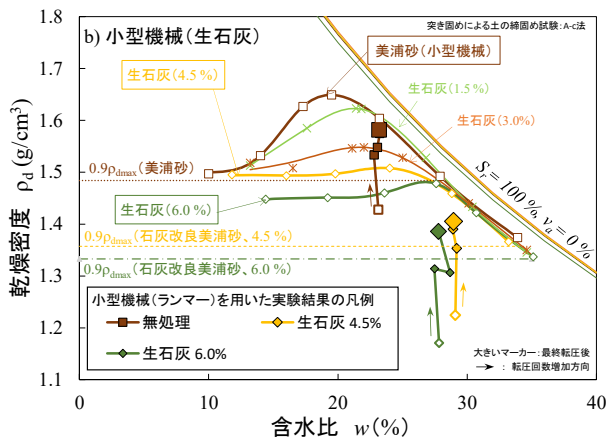
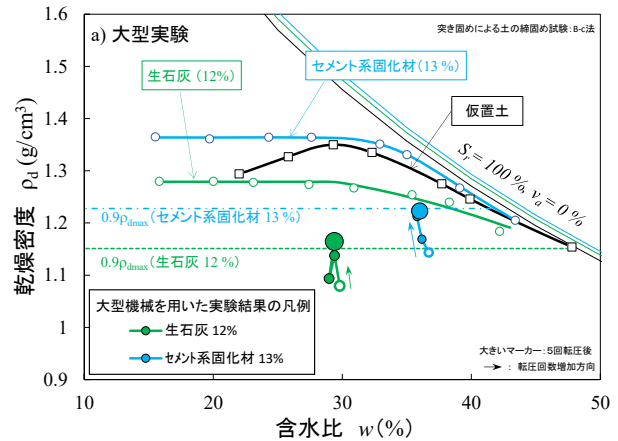
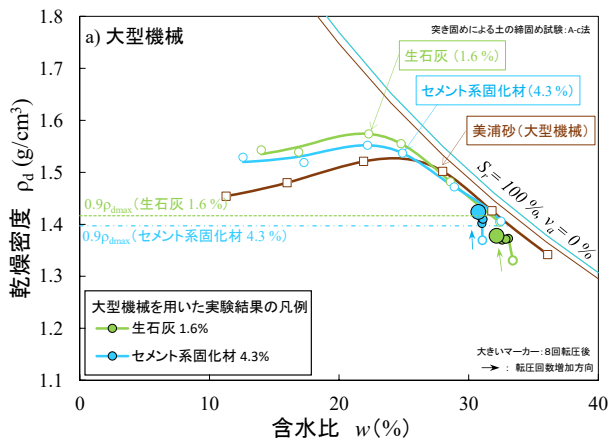


図-12 美浦砂及び美浦砂改良土の締固め特性

土の盛土への利用にあたっては、配合試験で決定した混合率（混合量）で締固め曲線を求め直し、これを品質管理に用いることが望ましい。

3.2 実大規模の締固め実験

3.2.1 実験方法

実験条件を表-5、表-6に示す。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

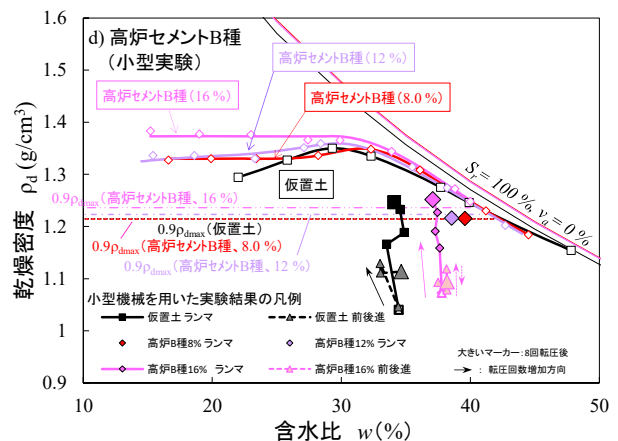


図-13 仮置土及び仮置土改良土の締固め特性

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に実験を行ったケースもあった。改良土の各実験の混合率は、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。2 種類の盛土材料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。

図-14には、実験ピットにおいて美浦砂とその改良土で実施した大型、小型締固め実験の概略を示す。

表-5 締固め実験を行った盛土材料の物理、力学特性及び実験条件

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 ^{*1} q_c (kN/m ²)	CBR (%)	
			種別	混合率 (%)								混合量 (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	32~36	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	31~32	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	28~32	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 ^{*2} (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	28~30	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	27~29	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	27~30	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	27~29	21600	133
S-K01		仮置土 ^{*2} (小型機械)	無改良			2.584	B-c	29.5	1.350	32~36	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	33~36	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	35~39	4030	18	
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	37~39	6960	19	

*1 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）
*2 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-6 締固め実験の条件

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(cm)
L-M01	屋外	油圧ショベル	屋外・半日	振動ローラ (11 t)	1	30
L-M02	屋内	(0.45 m ³)			2	20
L-K01, 02	実験ピット内	スタビライザ				
S-M01	-	-	-	-	1	30
S-M02, 03	屋内	油圧ショベル	屋内・半日	ランマ (70 kg)		
S-M04, 05		(0.1 m ³)				
S-K01	-	-	-	ランマ (70 kg)		
S-K02~04	屋内	油圧ショベル	屋内・半日	前後進コンパクタ (300 kg)		
S-K05~10		(0.1 m ³)				

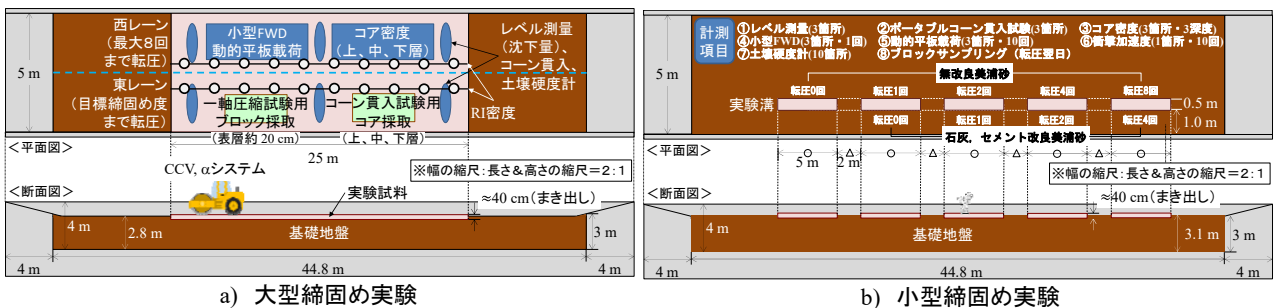


図-14 締固め実験の概略

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締固め度 $D_c > 95 \%$ の基礎地盤を造成した。大型締固め実験では、基礎地盤の上に各試料を投入し、敷き均した。バックホウ（自重 2.7 t）でクロウ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、試料の全体を一様に締め固め、転圧 0 回も含めて図-1 4 a) に示す各計測を実施したが、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、図-1 4 a) に示す計測を実施した。振動ローラの起振力は 181 kN とした。

小型締固め実験では、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バックホウ（自重 2.7 t）でクロウラ走行した状態を転圧 0 回として、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の転圧を行った。すべての溝の転圧が終わった後、転圧 0 回の試料も含めて図-1 4 b) に示す計測を実施した。

本報告書では、コアカッターによる土の乾燥密度試験と小型 FWD 試験による地盤反力係数の計測結果を対象に検討結果をまとめた。

3. 2. 2 実験結果

美浦砂（砂質土）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-1 5 に示す。ランマと振動ローラは締固めの機構や対象とする工事の規模は異なるが、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⁵⁾。飽和度が極めて高い生石灰 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、地盤反力係数にもほとんど変化が見られなかった。含水比を低下させた美浦砂

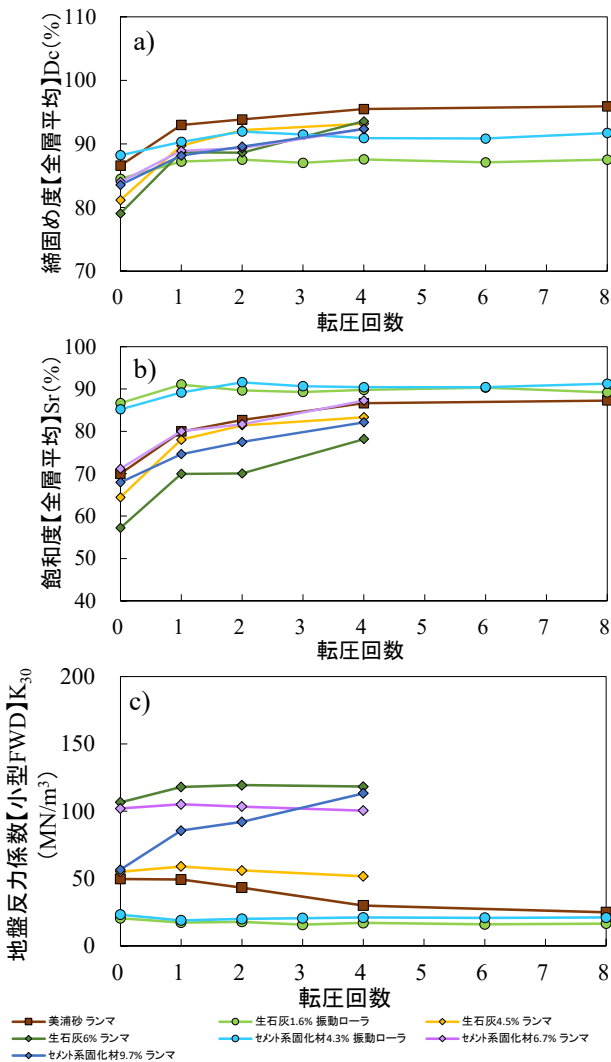


図-1 15 美浦砂及び美浦砂改良土の締固め実験結果

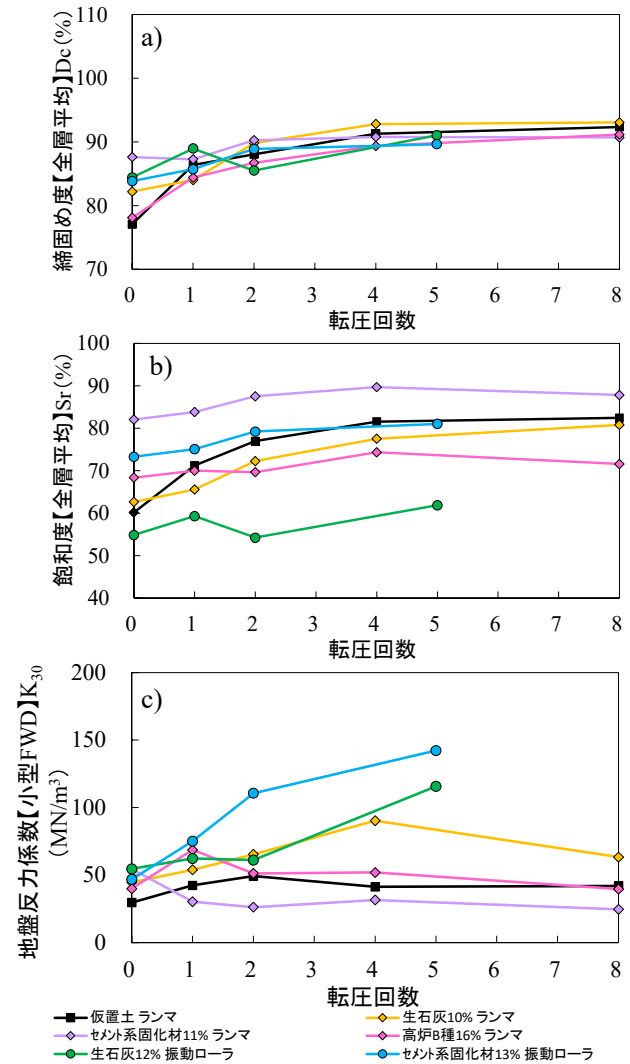


図-1 16 仮置土及び仮置土改良土の締固め実験結果

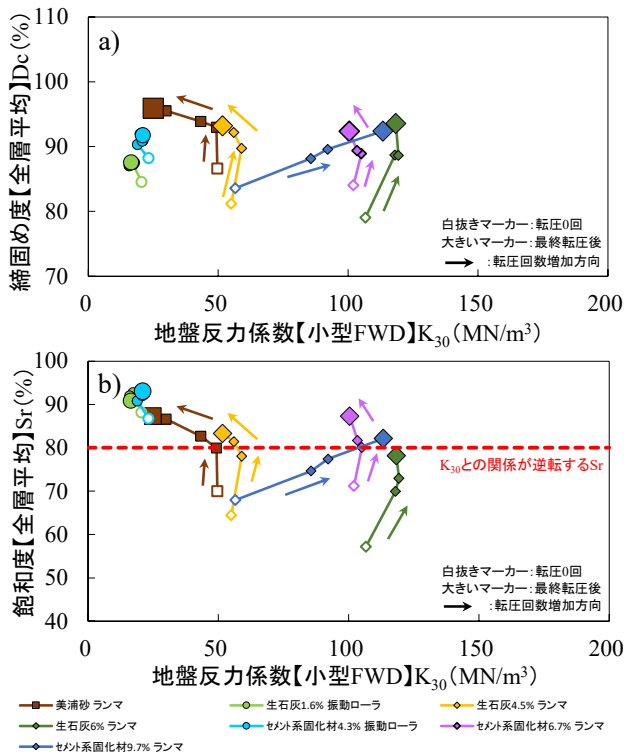


図-17 締固め度、飽和度と地盤反力係数の関係 (美浦砂及び美浦砂改良土)

及び混合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、地盤反力係数は転圧回数が大きくなるにつれて低下する場合があった。

仮置土（礫混じりシルト）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-16に示す。ここでは、振動ローラと70kg級ランマによる締固めの結果のみを取り上げている。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種類の混合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、地盤反力係数の変化の傾向は一様でなかった。

仮置土の小型締固め実験では、同一試料を70kg級ランマと300kg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-13b)~d)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、ハンドリングも良好であるが、本研究で対象としたような含水比の高い土及び改良土には、質量の大きいランマを用いた締固めが効果的であることが示された。

締固め度、飽和度と地盤反力係数との関係を図-17、図-18にそれぞれ示す。図-17は美浦砂の実

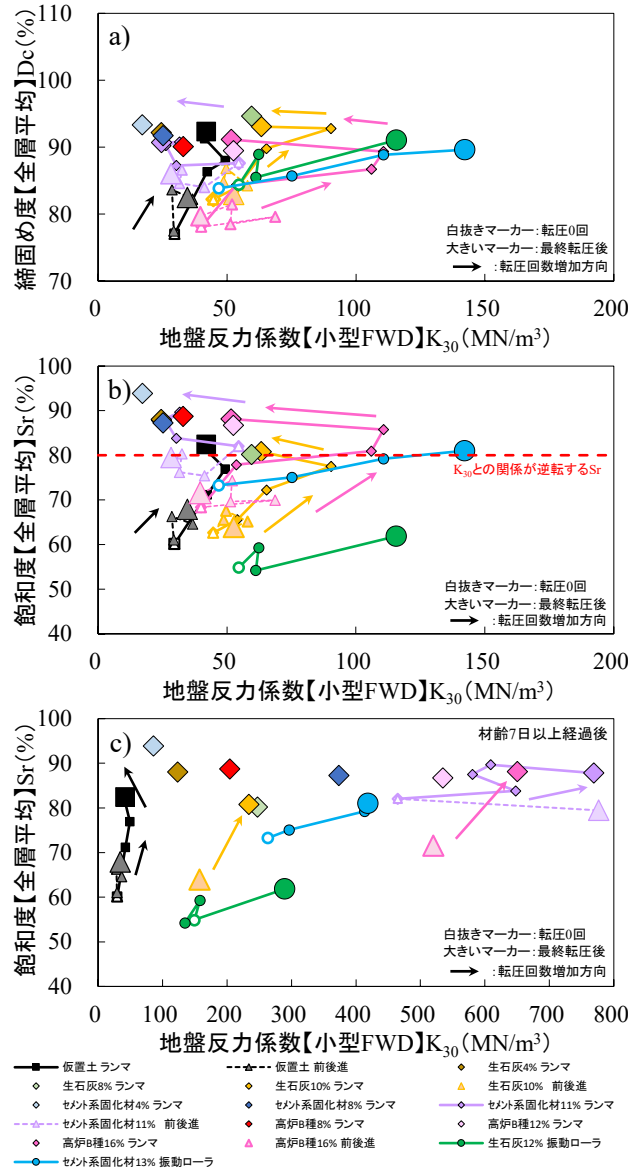


図-18 締固め度、飽和度と地盤反力係数の関係 (仮置土及び仮置土改良土)

験結果、図-18は仮置土の実験結果である。計測数は限られるが、仮置土のいくつかのケースでは材齢が7~14日経過後に地盤反力係数を計測しており、この結果を飽和度と地盤反力係数の関係で図-18c)に示している。図-17b)及び図-18b)より、締固めの直後に密度の計測と同じタイミングで計測した地盤反力係数は、改良材の混合率や材齢を経て計測した地盤反力係数の大小によらず、品質管理の目標値として定めるべき値を適切に設定することが難しいことが分かった。加えて、地盤反力係数は飽和度との相関が高く、締固めの初期は飽和度（締固め度）の増加と共に地盤反力係数も大きくなるが、飽和度が80%以上まで締め固めると、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。

図-18b) 及び c) によると、締固め直後には飽和度が高いほど地盤反力係数が一時的に低下したが、その後の養生期間を経ると、飽和度が高いほど地盤反力係数が大きくなった。このことは、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最も重要なのは、改良土を十分に締固めることと、品質管理において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、評価することであることを示唆している。

4. まとめ

改良土による大規模道路盛土のボーリング調査を建設から約9年後に実施した。深度方向全体において、約9年経過後も設計値を超える強度を有することを確認した。また、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倍に増加していた。

水の浸透作用の影響を検討するために改良土の室内暴露実験を実施した。封緘-不飽和養生で最も高い一軸圧縮強さが得られた。日数の経過に伴い、水浸養生の一軸圧縮強さが封緘-不飽和養生を下回った。これは飽和度の低下に伴うサクシヨンの低下と、Caイオン等の溶脱で生じた強度に寄与する水和物の消失によるものであったと考えられる。

改良材の種類及び混合率を変化させ、低品質な砂質土及び礫まじりシルトの室内配合試験を行った。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、混合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。

改良材の種類及び混合率を変化させ、低品質な砂質土及び礫まじりシルトの実大規模の締固め実験を行った。盛土材料、改良土の種類や混合率によらず、締固め度と締固め直後の剛性は飽和度が80%程度未満では正の相関を示し、飽和度が80%程度以上では関係が逆転する傾向が見られた。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、本研究で取り扱った盛土材料の範囲では、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が分かった。また、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。

これらの研究成果の確実性を高め、実施工へ反映さ

せるために、今後も道路盛土のボーリング調査、室内暴露実験、室内配合試験及び実大規模の締固め実験等を様々な改良土で実施し、データを蓄積したい。

参考文献

- 1) Takahashi et al. : Thirty-seven-year investigation of quicklime-treated soil produced by deep mixing method, Proc. Inst. Civ. Eng. Ground Improvement, pp. 1-13, 2017
- 2) Hashimoto et al. : Long-term strength characteristics of the cement treated soil after 30 years, 19th Southeast Asian Geotech. Conf., pp. 361-366, 2016
- 3) 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、セメント・コンクリート、No.804、pp.9-14、2014
- 4) 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
- 5) 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、2014
- 6) 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
- 7) 地盤工学会、地盤調査の方法と解説、p.425、2013.3
- 8) 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、2005.6
- 9) 宮下千花、青山翔吾、Sangeewani Dayani : 室内暴露実験における締め固めた改良土の強度特性に及ぼす物理的性質の影響 (材齢2年までの報告)、第55回地盤工学研究発表会、2222-29-06、2020
- 10) 青山翔吾、宮下千花、Sangeewani Dayani : 室内暴露実験における締め固めた改良土の強度特性に及ぼす化学的性質の影響 (材齢2年までの報告)、第55回地盤工学研究発表会、2222-9-07、2020
- 11) 土木学会 : セメント系構築物と周辺地盤の化学的相互作用研究小委員会(345委員会)第2期成果報告書、pp. 50-64、2018
- 12) 大田孝、宮下千花、橋本毅、中村弘典 : 固化改良した建設発生土の締固めに関する基礎的検討、第13回地盤改良シンポジウム概要集、pp. 277-284、2018
- 13) 松野三郎、南雲貞夫、三浦祐二、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

STUDY ON LONG-TERM QUALITY MANAGEMENT TECHNOLOGIES FOR CONSTRUCTION GENERATED SOIL

Research Period : FY2015-2019

Research Team : Geology and Geotechnical
Engineering Research
Group (Construction
Technology Research Team),
Construction Technology
Research Department
(Advanced Technology
Research Team)

Author : MIYATAKE Hiroaki

MIYASHITA Yukika

SAWAMATSU Toshikazu

NITTA Yasushi

HASHIMOTO Tsuyoshi

YAMADA Mitsuru

Abstract : It was promoted in this study that low-quality construction generated soils were reused as chemically treated soil, by investigating durability and stability of the treated soils and quality control method during constructing road embankment. It was found that the change in strength of treated soils were insignificant, by the boring survey on the embankment after 9 years from its construction and the exposing test in laboratory until 2 years. It was suggested that the most important parameter to ensure the long-term quality of the road embankment was the appropriate measurement and evaluation of density and degree of saturation of treated soil, by proportioning tests in laboratory and real scale compaction tests on two types of low-quality soils.

Key words : construction generated soil, chemically treated soil, road embankment, long-term stability and quality control method