

大規模施工された管中混合固化処理地盤の強度 のばらつきとその要因

北詰昌樹¹・早野公敏²・佐藤恒夫³・上用敏弘⁴

¹正会員 工博 (独)港湾空港技術研究所 地盤・構造部地盤改良研究室 (〒230-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

²正会員 工博 (独)港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒230-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

³正会員 工博 (独)港湾空港技術研究所 海洋・水工部 (〒230-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

⁴正会員 中部国際空港(株) 建設事務所 (〒479-0837 常滑市新開町 6-1-10)

管中混合固化処理工法により大量急速施工された地盤の強度のばらつきとその要因を調べるために、原位調査・試験および室内試験を行った。土運船1隻が供給する原料土に対し、含水比と水セメント比の変動係数 CV を数%程度に制御した配合管理を行いかつ十分な管路圧送距離で混練を行うと、処理土の一軸圧縮強さ q_u の変動係数 CV は十数%程度であった。同様の配合管理を複数の土運船が供給する大規模土量に続けると、打設船上で採取した処理土全体の q_u の CV は 30%程度になった。これは原料土である浚渫土の不均質性の影響を受けている。また固化処理地盤からロータリー式サンプラーで採取した試料の q_u の CV は 37.4%になり、水中部に打設する際の材料の分離や水の巻き込みの影響が生じていると考えられた。

Key Words: *pneumatic flow mixing method, cement treated ground, field test, sampling, unconfined compressive strength, coefficient of variation*

1. はじめに

港湾では、航路泊地を拡幅または増深することや船舶航路水深の確保のために浚渫を行うことが多い。浚渫した土砂は一般に高含水比の粘性土であることが多く、そのままでは盛土などの建設材料として適用することができない。そのため、浚渫土の大部分は沿岸部に設けた埋立地に処分されてきた。しかし、浚渫土の発生量が非常に多いことから、処分のための埋立地が飽和状態になりつつある。このような状況の下、環境およびコスト意識が高まり、これまで埋立て処分してきた浚渫土に固化材を添加・混合し、人工地盤材料として有効利用する事例が増えている。そして、埋立て材料や護岸、岸壁の裏込め材料として軟弱な浚渫粘土を固化処理して活用する管中混合固化処理工法に注目が集まっている¹⁾。

管中混合固化処理工法は、浚渫土などを含む軟弱土のリサイクルが可能な固化処理工法の一種である。工法の原理は、空気圧送中の原料土に固化材を添加し、空気圧送管内で発生するプラグ流による乱流効

果を利用して原料土と固化材を混練するものである。本工法の大きな利点の一つに、必要な設備を比較的容易に構築できることが挙げられる。すなわち圧送中に固化処理土の混練も行うために固化処理設備が非常に簡略化でき、既存の空気圧送設備に固化材の添加装置を追加することでシステムを構築できる。最近では大型の空気圧送船を導入し、短期間に大量の処理土を管路圧送して施工する大規模急速施工も行われている^{2), 3)}。

一方、管中混合固化処理工法は機械的な攪拌を行わないために、処理土の強度のばらつきに対する危惧が大きい。そのため試験施工を含むこれまでの実績に基づいて、処理土にある程度の不均質性を許容した設計・施工が行われることが一般的である⁴⁾。しかし、より経済的・合理的に管中混合固化処理地盤の設計・施工を行うためには、処理地盤特性のばらつきとその要因を十分に把握し、地盤の強度・変形特性や耐久性を精度良く予測することが重要である。

そこで本研究では管中混合固化処理工法により大

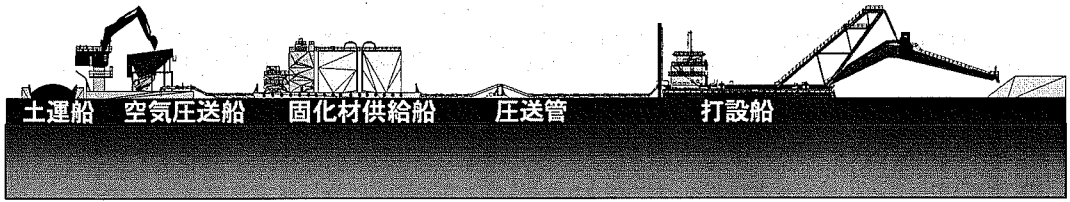


図-1 管中混合固化処理工法による大規模急速施工の概要

規模急速施工で造成された処理地盤に対して、施工時及び施工後に原位置調査・試験および室内試験を実施し、改良地盤の強度のばらつきとその要因について検討を行った。

2. 大規模急速施工システムと強度のばらつきの要因

本研究では中部国際空港の空港用地造成のために管中混合固化処理工法で施工された固化処理地盤を対象に、調査・試験を実施した。本章では工事および採用された管中混合固化処理工法の概要、工法における配合設計とその配合管理システムの概要を紹介する。さらに施工された固化処理土の強度のばらつきをもたらす要因について述べる。

(1) 大規模急速施工システムと工法の原理

管中混合固化処理工法による建設工事は2000年8月に着工され、2003年2月にほぼ用地造成が完了した。建設地は愛知県常滑市の沖合2~3kmの海上で、水深は平均で6m、最大で10m程度の海域である。空港用地の造成に要する埋立て土量は約5,600万 m^3 であり、そのうち約860万 m^3 に、浚渫土を管中混合固化処理工法で改良した人工地盤材料が用いられた。浚渫土は名古屋港の航路・泊地の浚渫工事によって

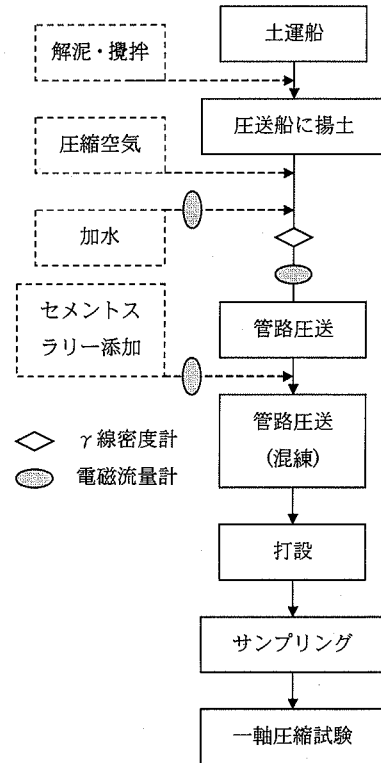


図-2 大規模急速施工フロー

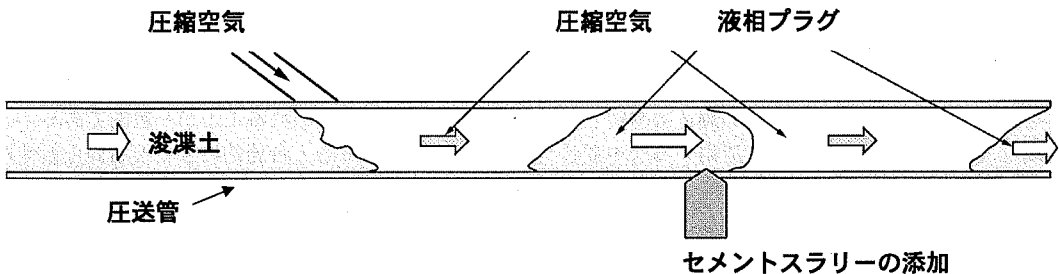


図-3 圧縮空気による管路圧送中のプラグ

発生したものである。

建設工事における管中混合固化処理工法の大規模急速施工の概要を図-1に示す。浚渫土を運ぶ土運船のほかに、圧縮空気を供給する空気圧送船、セメントスラリーの添加を行う固化材供給船、処理土の打設を行う打設船および圧送船と打設船を結ぶ約500～1,500mの長さの圧送管から構成される。土運船は1回に約2,000～3,000m³の土量の浚渫土を運搬し、空気圧送船は最大で毎分470m³の圧縮空気を圧送管に供給する。固化材供給船は毎時100m³のセメントスラリーを圧送管内の浚渫土に供給することができる。今回の施工では毎時800m³の固化処理土の施工が可能であり、これにより土運船1隻の浚渫土量(約2,000～3,000m³)を約2～3時間の短時間で固化処理して施工することが可能である。

図-2に本工事での管中混合固化処理土の施工フローを示す。まず護岸外に配置した土運船内の浚渫土がなるべく均質になるようにバックホウによる解泥・攪拌を行う。次に浚渫土を圧送船に揚土した後、圧縮空気で管路圧送を行う。圧送の際には所定の現地強度が得られるように、必要量のセメントスラリーを添加する。最後に圧縮空気の連続的な供給により打設船まで処理土の管路圧送を行う。

圧送管内は、図-3に示すように固まっていない処理土の液相(プラグ)と圧縮空気の気相に分断される。プラグは圧縮空気の連続的な供給によって高速で移動する。プラグの内部では、管壁との摩擦によりプラグの崩壊や再形成が断続的に生じ、このプラグの形状変化の結果として、浚渫土とセメントとの混練が生じる。従って、管内にセメントスラリーを添加した後、一定の圧送距離が確保できれば圧送中にセメントとの十分な混練効果が得られると考えられている⁴⁾。

(2) 浚渫土の配合特性と目標配合強度

本工事では名古屋港の浚渫土が固化処理土の原料土として使用されたが、その浚渫場所は1箇所ではなく、大きく分けて5箇所になる。表-1はそのうち、代表的な二つの浚渫場所A, Bから採取した浚渫土の物理特性を示したものである。浚渫場所A, Bの浚渫土の砂分はそれぞれ約4.0%と約16.0%であり、両者で物理特性の違いが見られる。

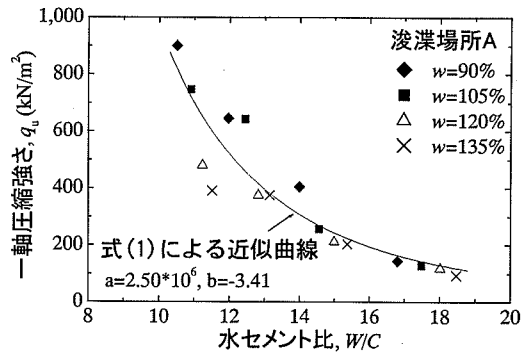
採取した浚渫土に対して次のように配合試験を実施した。まず浚渫土の初期含水比 w を調整した後、所定の W/C に相当する量の高炉セメントB種をスラリー状で添加してよく混練を行った。ここで W/C は、浚渫土とセメントスラリーに含まれる全体の水分量とセメント重量との比である。次に直径50mm×高さ

100mmのモールドに詰めて供試体を作製し、28日の養生後に一軸圧縮試験を実施して q_u を求めた。

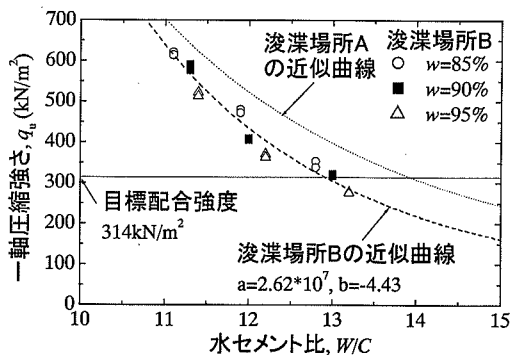
図-4に水セメント比 W/C ～一軸圧縮強さ q_u の関係で整理した室内配合試験結果を示す。図-4(a)が浚渫場所A、図-4(b)が浚渫場所Bの結果を示したもので

表-1 浚渫粘土の物理特性

		浚渫場所	
		A	B
比重	G_s	2.715	2.695
自然含水比	$w_n(\%)$	103	87.9
コンシステンシー特性	$w_L(\%)$	73.8	60.0
	$w_P(\%)$	32.5	28.9
	I_p	41.3	31.1
粒度特性	レキ分(%)	1.0	0.2
	砂分(%)	4.0	16.0
	シルト分(%)	53.0	48.0
	粘土分(%)	42.0	35.8



(a) 浚渫場所 A



(b) 浚渫場所 B

図-4 浚渫土の室内配合試験による W/C ～ q_u 関係

ある。どちらの浚渫土も W/C が増加すると q_u が低下することが認められる。またデータのばらつきが少しあるものの、浚渫土の初期含水比 w が q_u に与える影響は小さく、同じ W/C であれば、ほぼ同じ q_u が得られている。そこで図-4(a)に、次式にてデータを近似した曲線も示した。

$$q_u = a(W/C)^b \quad (1)$$

ここで、 a, b は浚渫場所ごとに求まるパラメータである。図-4(b)には浚渫場所 A, B の各データを近似した曲線に加えて、本工事の目標配合強度の 314kN/m^2 も合わせて示した。目標配合強度は、空港舗装の路床としての支持力や上載圧以上の圧縮降伏応力などを満足する設計基準強度に、さらに強度のばらつきなどを考慮した結果決められたものである⁹⁾。図-4(b)の各近似曲線から、目標配合強度に必要な W/C が浚渫場所ごとに異なって得られる。そこで本工事では、浚渫土の配合特性を浚渫場所によって区分し、浚渫場所ごとに配合管理が行われた。すなわち各場所で事前に採取した浚渫土の配合試験結果から、所定の配合強度を得るための水セメント比 W/C がそれぞれ設定された。

ところで図-4 は 28 日養生強度の試験結果であるが、固化処理土の強度は、一般に養生日数の増加とともにある程度増加する。図-5 は本工事で用いた管中混合固化処理土の一軸圧縮強さ q_u および圧裂試験による引張強度 σ_t と養生日数の代表的な関係をそれぞれ示したものである。各養生日数における一軸圧縮強さおよび引張強度は、28 日養生したときの強度で正規化している。この結果から 84 日養生したと

きの一軸圧縮強さおよび引張強度はそれぞれ 28 日養生強度の約 1.4 倍に増加している。従って、設計強度を満たすために必要な固化材添加量は、長い日数で養生した供試体の強度で決定されたほうが経済的である。しかし一方で、固化材の添加量が少ないと、固化反応を生じさせるのに不十分な固化材量が混じる部分が増加し、処理土のばらつきが相当に大きくなる⁹⁾。また本工事では配合強度の決定に際して、この固化処理土のばらつきを設定する必要があり、人工地盤の安全性の確保という観点からその目安は過去の実績⁹⁾に基づく必要があった。過去の実績が 28 日養生強度に基づいて施工管理および配合設計されたものであることから、本工事でも 28 日養生強度に基づく施工管理と配合設計が採用された。今後、固化材添加量がより少なくても施工時のばらつきが抑えられる管中混合固化処理工法の発展が、期待される⁹⁾ところである。

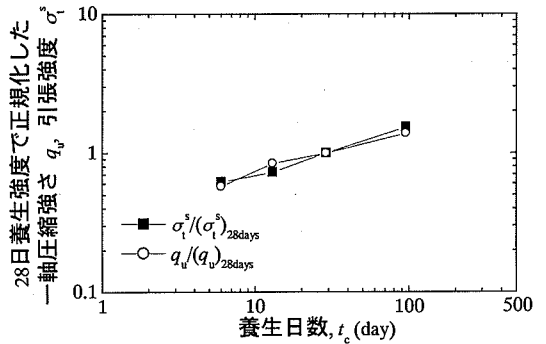


図-5 一軸圧縮強さ、引張強度と養生日数の関係

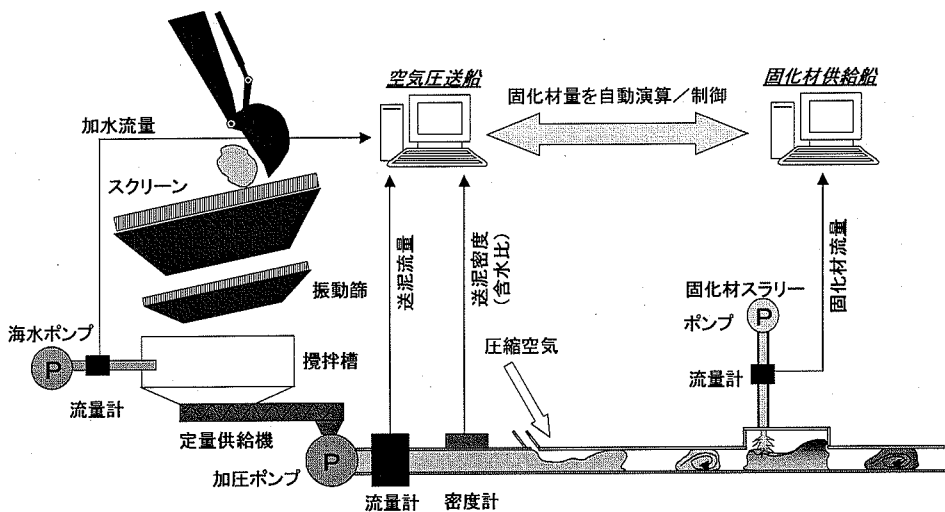


図-6 配合管理システム概要⁹⁾

(3) 配合管理システム

図-6に本工事で採用された配合管理システム⁹⁾の概要を示す。このシステムは、水セメント比 W/C を用いた固化処理土の配合設計強度の管理を行うために、浚渫土の水量を検出して圧送に必要な水量を加え、かつ必要な固化材量を制御するものである。すなわち、固化材を供給するまでの品質管理を行うもので、管路圧送中の混練や打設時における処理土の品質変化までは管理・制御できない。

配合管理システムでは、最初に管路圧送に必要な流動性を満たすように含水比 w^{opt} の調整が行われた。具体的にはまず、土運船から揚土した浚渫土をスクリーンに通して異物を除去した後、その密度と流量が γ 線密度計と流量計で計測された。ここで γ 線密度計の計測は、浚渫土に γ 線を透過させ、その透過率から浚渫土の密度を算定するものである。 γ 線が浚渫土内を透過する際に散乱が生じ、その一部が失われ検出器には到達しない。この散乱の程度が浚渫土の密度に依存しており、この性質を利用することにより浚渫土の密度を求めている。また流量計には電磁流量計が用いられた。これは配管に磁界を発生させ、浚渫土のスラリーが磁界を通過する際に、流れと直角方向に発生する起電力を利用するものである。

次に γ 線で計測した密度から飽和状態を仮定して浚渫土の含水比 w が算定された。別途実施した調査結果では、 γ 線密度計から算定された含水比が 112% のときに実際に採取した浚渫土の含水比は 103% であり、大きな違いが認められなかった。本工事中では算定された含水比 w をそのまま用いて、圧送に必要な流動性を満たす含水比 w^{opt} を目標に、海水を用いた加水が浚渫土に行われた。

続いて含水比の調整を行った浚渫土に対して、セメントスラリーの添加が行われた。前述のように浚渫場所ごとに事前に配合強度 $q_0 = 314 \text{ kN/m}^2$ に相当する (W/C) が設定された。そこでセメントスラリーの添加に際してはまず、浚渫土の送泥量と目標含水比 w^{opt} を用いて浚渫土が含む水量が算出された。送泥量は電磁流量計から知ることができる。最後にセメントスラリーが含む水量も考慮して、 (W/C) になるように浚渫土にセメントスラリーの添加が行われた。なおセメントスラリーは海水とセメントの重量比が 1:1 になるように混練したものである。

(4) 強度のばらつきの指標と要因

造成された固化処理地盤の強度のばらつきは大きいことがしばしば指摘されている^{6), 7)}。強度のばらつきを表す指標としてコア試料の強度分布から得ら

れる変動係数 CV がよく用いられる。 CV は標準偏差を平均値で除したもとのとして定義され、大きいほどばらつきが大きいと判断される。現場で採取する試料の強度の平均値や標準偏差は、配合設計強度や施工方法などにより異なるが、 CV はばらつき自体を示すものであり、平均値や標準偏差と比較して品質の信頼性を議論しやすいために指標として用いられていると考えられる。本研究においても強度のばらつきの評価に CV を用いることとした。

既存の実績⁴⁾と同程度に、本研究で調査・試験の対象とした、管中混合固化処理工法で施工された固化処理地盤にもある程度の強度のばらつきが生じた。固化処理地盤の複数のポーリング孔から得られたロータリーコアチューブサンプリング試料の q_0 の頻度分布を正規分布で近似すると、変動係数 CV は 37.4% であった。この程度の CV の値は深層混合固化処理工法でも報告されている⁸⁾ が、強度のばらつきが生じた要因として、配合設計の考え方や工法の原理、施工から調査までのフローなどの観点から、

- 浚渫土の不均質性
- 配合管理における含水比やセメントスラリー添加量の誤差
- 管路圧送距離による処理土の混練効果の違い
- 打設時の処理土の変化
- 打設後の養生温度や天候条件などの処理土への影響
- サンプリングや室内試験時に生じる試料の乱れの違い

などが考えられる。a) はおもに事前の土質調査や配合設計に起因するばらつき、b), c), d) はおもに処理土の施工時に生じるばらつきの要因であり、e), f) は施工後に生じるばらつきの要因と考えられる。ここでいう施工後とは、配合設計および施工管理で採用された 28 日養生強度が発現するまでのことを指している。例えば 37.4% の変動係数が得られたロータリーコアチューブサンプリング試料は 28 日前後に採取したものを 28 日養生強度に換算したものである。

管中混合固化処理工法を用いた既往の多くの施工や設計では、個々の要因ごとに分類することなしに全体としてのばらつきを考慮している。しかし、より合理的な施工・設計を行うためには、ばらつきの要因を精査することが重要である。そこで本研究では、ばらつきが生じる過程を、浚渫場所がかなり限定された場合と、そうではなく広範囲にわたる場合とに 2 段階にわけて検討した。まず前者として土運船 1 隻が供給する浚渫土量に対する処理土の強度の

ばらつきを検討し、続いて後者として複数の土運船が供給する広範な浚渫土量に対する処理土の強度のばらつきを調査し、それぞれについて影響を及ぼす要因について系統的な検討を行った。

3. 土運船1隻の浚渫土量に対する処理土の強度のばらつきとその要因

本工事に採用された管中混合固化処理工法では、土運船1隻の浚渫土量(約2,000~3,000m³)が約2~3時間の短時間で固化処理して施工された。本章では土運船一隻が供給する浚渫土量に限定し、このときに生じる固化処理土の強度のばらつきの程度やその要因について検討を行った結果を述べる。具体的には、土運船が供給している際に生じている配合管理システムにおける含水比や水セメント比 W/C の変動、圧送距離による混練効果の違い、気中部への打設の影響などについて検討を行った。

(1) 配合管理における含水比と水セメント比のばらつき

グラブ船で浚渫した浚渫土は、浚渫の際に若干の含水比の増加があるものの原地盤の状態に近い物理・化学的性質を有していると考えられる。しかし、土運船一隻が供給する土量に限定しても、原地盤のももとの不均質性や浚渫時に混入する水量の違いから、含水比のばらつきが生じている恐れがある。

そこで土運船で運ばれる浚渫土の含水比のばらつきを調べた。今回の工事で浚渫土を運搬する数多くの土運船(3,000m³級)の中から5隻の土運船を選び、それぞれについて図-7に示すように上層部分の3箇所、中層部分の3箇所から柄杓で500cc程度の試料を採取した。図-8に5隻の土運船から得られた試料の含水比の範囲を上層部と中層部ごとに示すが、土運船内の上層部と中層部で特徴的な違いが見られなかった。また1隻の土運船内で生じる含水比の違いは6.7~20.5%で、平均して14.9%であった。

本工事では上記のような含水比のばらつきがある浚渫土が土運船から圧送船に揚土されると、配合管理システム(図-6参照)を用いた含水比の調整とセメントスラリーの添加が行われた。前章で述べたようにまず浚渫土の含水比が海水の加水によって圧送に必要な流動性を満たすように調整された。図-9はある土運船一隻が供給した浚渫土に対し、加水を行った直後に得られた浚渫土の含水比 w の変動を示したものである。図中のデータは圧送管に取り付けた γ 線密度計の測定値から得られたものである。加水を行った際の調整目標の含水比 w^{opt} は110%であった。 w

は、図-8に示した土運船内の含水比の変動幅と同じくらい変動しているものの、平均値は111%であり、 w^{opt} とほぼ同じである。これは一隻の土運船で供給した浚渫土が平均して配合管理で目標とする含水比に近い値で調整されたことを意味している。調整後の含水比のばらつきを表す指標として、 w の頻度分布を正規分布として仮定すると、3.5%の変動係数が得られた。

配合管理では含水比の調整後、浚渫場所ごとに設定した $(W/C)^*$ に応じてセメントスラリーの添加が行われた。ここで $(W/C)^*$ は配合管理の目標値であり、必要なセメントスラリーの重量が圧送中の浚渫土の含水比や流量の計測データから刻々と算出される。図-10に、土運船一隻が浚渫土を供給した際に、管理システムにより実際に添加されたセメントスラリーから求めた水セメント比 W/C の変動例を示す。ここで W/C は、浚渫土の水量に電磁流量計で計測されたセメントスラリーの水量を加えた全水量と、セメントの重量から算出された値である。あらかじめ設定された水セメント比 $(W/C)^*$ は14.0である。図中の W/C の平均値は14.1であり、 $(W/C)^*$ に極めて近い。これは含水比 w と同様に、一隻の土運船で供給した浚渫土

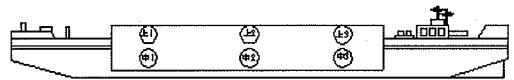
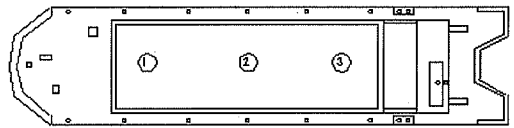


図-7 土運船一隻における試料の採取位置

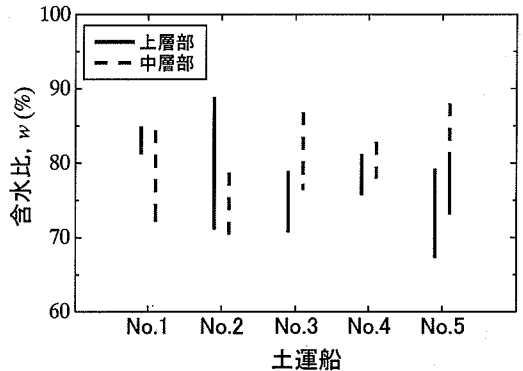


図-8 5隻の各土運船における試料の含水比の範囲

に対して平均して、配合管理で目標とする(W/C)*に近い値でセメントが添加されていることを意味している。さらに図中のW/Cの変動係数を求めると1.3%であり、ばらつきの少ない安定したW/Cでセメントスラリー量の添加が行われたことが分かる。

以上の結果から、土運船一隻が供給する浚渫土量に対しては平均すると、ほぼ目標とおりに含水比の調整および水セメント比の配合が実施されたことが分かる。また配合管理における含水比と水セメント比の変動係数はどちらも数%程度であり、安定した配合管理が行われたことが明らかになった。

(2) 長距離圧送と気中部打設時の処理土の変化

配合管理の安定性に関する検討に続いて、管路圧送による混練性や気中部への打設が、固化処理土の強度のばらつきにどのような影響を及ぼすかについて検討を行った。まず処理土をよく混練すると考えられた、長距離の管路圧送を実施した際に生じる固化処理土の強度のばらつきについて検討を行った。調査の対象とした固化処理土のばらつきは、土運船一隻が供給する浚渫土量から得られるものである。

具体的には、前述の配合管理システムによりセメントスラリーが添加された後、約1300mの圧送距離の管路圧送で混練された処理土について調査を行った。ここで調査を行ったときの圧送管の長さは総延長で約1500mあり、空気圧送船から固化材供給地点までの長さ約200mを除いたものが固化材供給後の処理土の圧送距離になる(図-1参照)。調査では打設船上にて、圧送により瞬間的に通過する処理土のプラグから試料を採取した。試料の採取は、土運船がすべての浚渫土を供給するまで断続的に行った。すなわち圧縮空気の連続的な供給により次々と約10秒の

間隔でプラグが圧送されているなかで、15分経過ごとに合計10個のプラグから試料を採取した。一回の試料採取につき直径50mm×高さ100mmのモールド供試体を3個ずつ作製しラップで密閉して室内で28日間養生した後、一軸圧縮試験を行った。

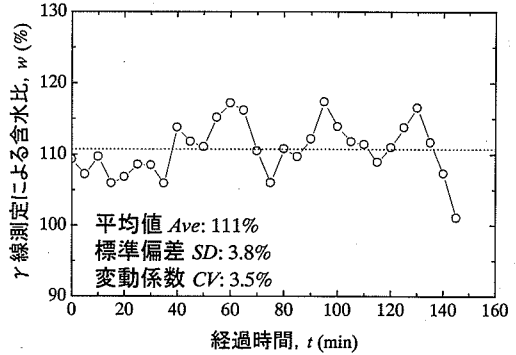


図-9 加水後の含水比の時刻歴

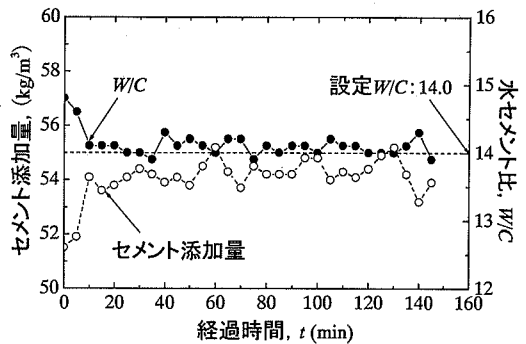
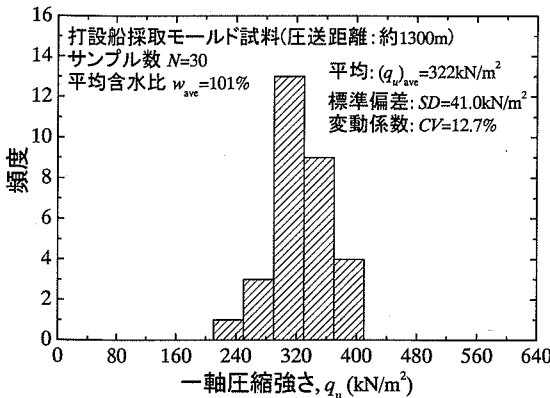


図-10 セメント添加量と算定した水セメント比の時刻歴

(a)



(b)

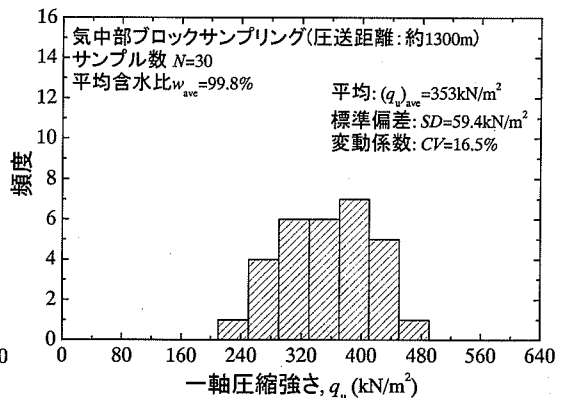


図-11 土運船一隻程度の浚渫土量に対する処理土の q_u の頻度分布 (管路圧送距離: 約1300m)
(a) 打設船上サンプリング試料, (b) 気中部ブロックサンプリング試料)

また、打設船上で採取しなかった残りの処理土は、そのまま自重で流し込んで、気中部の地盤表面に打設した。打設位置は後に特定できるように詳細に計測を行った。そして原位置で8日間養生させた後、試料のブロックサンプリングを実施した。採取した試料はさらに室内で20日間養生させた後に直径50mm×高さ100mmの円柱供試体に整形して一軸圧縮試験を実施した。室内養生を行う前の原位置養生期間中の平均気温は21.7℃で、室内養生の温度条件である20℃と比較して大きな違いは見られなかった。

図-11(a)に打設船上で採取した試料の q_u の頻度分布を示す。 q_u の値は224~394kN/m²の範囲でばらついている。平均値(q_u)_{ave}は322kN/m²であるが、これは同じ土運船から得られた浚渫土を同じ配合条件で、室内でよく混練して作製した⁹⁾供試体の q_u^{lab} =308kN/m²とほぼ同じであった。図-11(b)には打設後のブロックサンプリング試料から得られた q_u のヒストグラムを示す。 q_u の平均値(q_u)_{ave}は353kN/m²であり、図-11(a)に示した打設船上の採取試料と顕著な違いは認められない。

本工事の配合設計では原位置のコアの単軸圧縮強さが正規分布に従うものと仮定し、正規分布における確率統計手法から目標とする配合強度を設定している⁹⁾。実際に図-11(a)と図-11(b)のコアの分布に対しShapiro-Wilkの方法¹⁰⁾により正規性の検討を行うと、0.05の有意水準で正規性があると判定された。また本論文で以降に示すコアの頻度分布からも同じ方法により0.05あるいは0.1の有意水準で正規性があると検定され、配合設計における仮定の妥当性が確認された。以上をふまえて図-11のコアの分布に対し近似した正規分布から変動係数CVを求めると、図-11(a)の打設船採取試料のCVは12.7%で、図-11(b)のブロックサンプリング試料のCVは16.5%であった。両者のCVに顕著な違いがなく、土運船一隻が供給する施工で、気中部の特に表層における打設が処理土の強度のばらつきに及ぼす影響は比較的小さかったと言える。

(3) 圧送距離が処理土の混練に及ぼす影響

前節で述べたように土運船一隻が供給する浚渫土に対し固化材を添加して約1300mの圧送距離で管路圧送を行うと、打設船上や地盤表層からサンプリングした処理土の q_u の変動係数は十数%程度であった。幾分のばらつきが生じた理由として、管路圧送による処理土の混練が影響を及ぼしていると考えられた。処理土の混練は、管路圧送中のプラグの崩壊および再形成によって行われるものであり、特に圧送距離が短い場合には混練が不十分となり、大きなばらつ

きを生じさせる恐れがあると考えられた。そこで圧送距離と処理土の強度のばらつきを把握するために、打設船へ管路圧送されている途中の処理土をサンプリングして室内試験を実施した。

具体的にはまず配合管理における目標含水比 w^{opt} が90%の浚渫土に $(W/C)^*=12.0$ の設定でセメントスラリーを添加し、処理土の管路圧送を行った。そしてセメントスラリーの添加位置から圧送距離43m, 93m, 136m, 645mの位置に取り付けたバルブから処理土を採取した。本調査を行ったとき、工事で行われていた圧送距離は、前節で調査したときよりも短くなっており、圧送距離645mの採取地点が打設船上である。調査時には、同一のプラグから試料を採取するように、試料採取のタイミングを上記の4地点で少しずつ遅らせるようにした。プラグの移動速度は毎秒10m前後であるが、圧送時の浚渫土の含水比や管内の圧力損失により速度が変化する。採取にあたっては、事前にプラグ通過時に生じる圧送管の浮き沈みやたわみの観察から移動状況がわかることを利用して、次の採取地点までに要するプラグの移動時間を確認した。またプラグの通過は一瞬なので、各地点では一つのプラグから一回しか処理土の採取ができないが、採取した処理土をそれぞれ25~30個のモールドに分けて供試体(直径50mm×高さ100mm)を作製した。これをラップで密閉して室内で28日間養生した後に一軸圧縮試験を実施した。打設船上で採取されなかった残りの処理土は、そのまま自重で流し込んで気中部の地盤表面に打設を行った。また、管中混合ではなく室内でミキサーを用いて混合した場合の強度の確認を行うために、同じ土運船から浚渫土を採取した。これを用いて室内で同じ配合条件の供試体を作製して一軸圧縮試験を実施した。

図-12に各圧送距離の地点で採取した処理土の q_u と含水比 w の関係を示す。図中には、室内作製供試体で得られた一軸圧縮強さ q_u^{lab} と含水比 w の関係も2本の直線で示した。ここで管路圧送中に採取した処理土の q_u と w が2直線の交点に近いほど、混練の程度が室内での混練の程度に近いことを示している。同図から43mの地点で採取した処理土の q_u は室内配合強度より著しく小さく、逆に93m, 136mの地点で採取した処理土の q_u は著しく大きいことが分かる。一方、645mの地点で採取した処理土の q_u は、室内供試体の q_u に近い。また含水比 w は全体的に室内供試体の含水比 w より小さいが、645mの地点で採取した処理土の含水比 w は、他の3地点で採取した試料の含水比よりバラツキが小さいことが分かる。

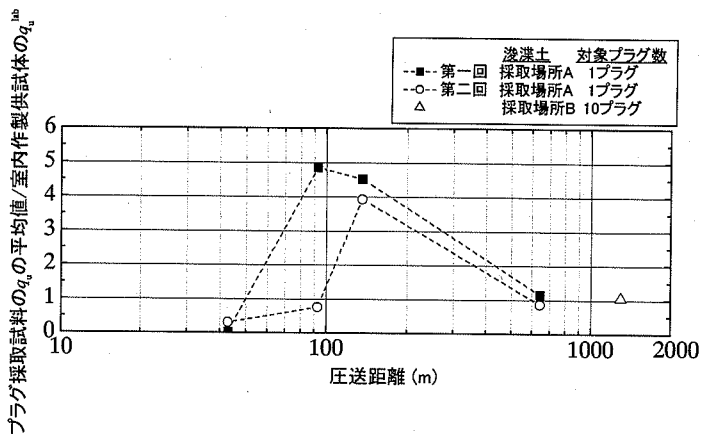
上記の圧送途中で試料を採取する試験を2回繰返して実施し、各地点で採取した試料の q_u の平均値

$(q_u)_{ave}$ を q_u^{lab} で正規化して圧送距離に対してプロットした結果を図-13(a)に示す。図中には前節で述べた約 1300m 圧送して打設船上で採取した処理土の $(q_u)_{ave}/q_u^{lab}$ も△印で示してある。ただし△印のデータは10個のプラグから採取した試料の q_u から得られたものである。図-13(b)には採取した試料の q_u の変動係数 CV について同様にプロットした。

一般に、混練が不十分な場合には、プラグに固化材が極端に多い部分と少ない部分が生じ、逆に混練が十分であればプラグの大部分で固化材の配合が均一になっていると考えられる。従ってプラグの混練が不十分であれば、採取試料の $(q_u)_{ave}$ は非常に大きくなるかあるいは小さくなる可能性が高く、逆に混練が室内で行うほど十分であれば、 $(q_u)_{ave}$ は q_u^{lab} と同程度になる可能性が高い。

図-13(a)をみると 136m 地点で採取した処理土の $(q_u)_{ave}$ は1回目、2回目ともに q_u^{lab} より著しく大きい。すなわち非常に大きい $(q_u)_{ave}$ が得られた 136m の地点では、固化材が極端に多い部分を1回目、2回目ともに採取したと考えられる。一方、1回目、2回目の圧送試験とともに 645m 地点で採取した試料の $(q_u)_{ave}$ は、

(a)



(b)

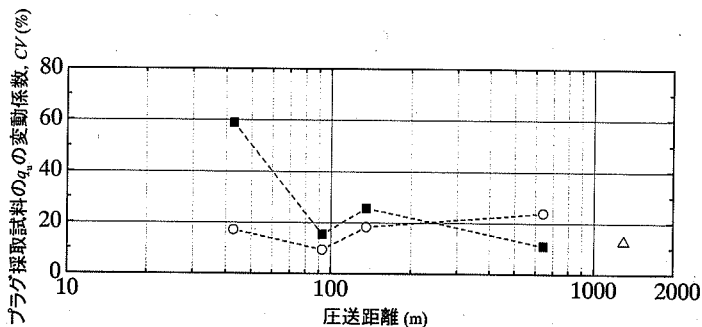


図-13 固化材供給後の圧送距離の違いがプラグ採取試料の一軸圧縮強さの平均値や変動係数に及ぼす影響 ((a)一軸圧縮強さの平均値, (b)変動係数)

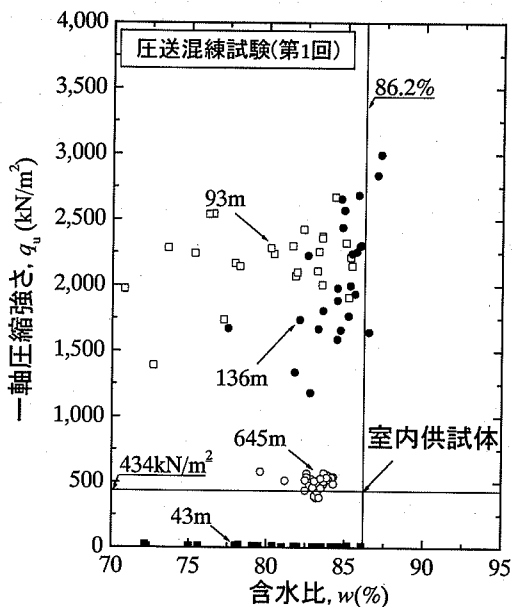


図-12 管路圧送中に採取した処理土の一軸圧縮強さと含水比の関係

約1300mの地点で採取した試料と同様に q_u^{lab} に近い。645m地点では、十分に混練された部分を1回目、2回目ともに採取したことになる。

図-12(b)に示した変動係数は、1回目の試験の43m地点で採取した試料で大きな値が得られていることを除くと、全体的に小さく、また圧送距離による顕著な違いは認められない。これは採取した試料が瞬間的に通過するプラグ1個の局所的な部分で、それを分けたモールド供試体のばらつきが比較的小さかったためと思われる。

以上の試験結果から、136m地点と645m地点においてプラグの混練程度が同程度で、2回の試験ともにたまたま136m地点では混練の乏しい部分を、そして645m地点では良い部分を採取したとは考えにくい。それよりは136m地点から645m地点に圧送される途中でプラグの混練が向上したと考えるとより合理的に説明がつく。すなわち、136m地点でのプラグは、645m地点でのプラグほどには十分混練されていない可能性が高いと考えられる。したがって本工事の施工条件の場合には、136mの圧送距離では管中混合による混練は不十分で、645mの圧送距離が確保できれば十分である可能性が高いことが分かった。

図-14は採取せずにそのまま原位置に打設した処理土の28日間養生後のブロックサンプリング試料から得られた q_u のばらつきを示したものである。得られた $(q_u)_{ave}$ の値は、室内作製供試体の q_u^{lab} の1.19倍で変動係数CVは15.3%であった。この値は図-10(b)に示した1300m圧送後の打設地盤から得られたブロックサンプリング試料の q_u の変動係数と同程度である。このことから645m圧送すると処理土の混練は十分でかつ、処理土のばらつきに対する気中部表層への打設の影響は小さいことが分かる。

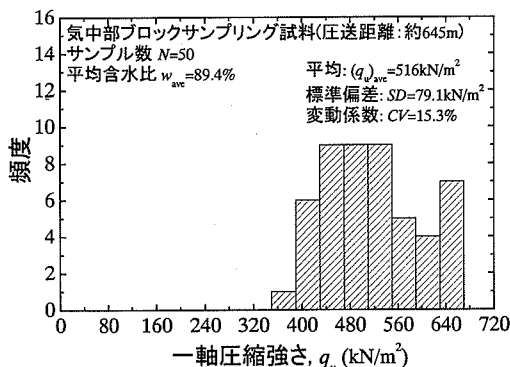


図-14 土運船一隻程度の浚渫土量に対する処理土の q_u の頻度分布(管路圧送距離:約645m, 気中部ブロックサンプリング試料)

4. 複数の土運船の浚渫土量に対する処理土の強度のばらつきとその要因

本章では複数の土運船が供給する広範な浚渫土量に対する処理土の強度のばらつきを調査し、その要因について検討を行った結果を述べる。具体的には、施工管理上の圧送距離や設定含水比の変化にともなう水セメント比 W/C の変動および浚渫土の不均質性や水中部への打設がおよぼす影響などについて検討を行った。

(1) 複数の土運船が供給する処理土の打設船上におけるサンプリング

前章で述べたが、土運船一隻が供給する浚渫土量に対してある程度の圧送距離、本施工では645m程度の圧送距離で十分であるが、その距離が確保できれば打設船上もしくは地盤表層からサンプリングした処理土の q_u の変動係数CVは十数%程度であった。ところが、固化処理地盤全体にわたり複数のボーリングを行って得られたロータリーコアチューブサンプリング試料の一軸圧縮強さ q_u の変動係数は37.4%であり、両者のばらつきの程度に隔たりがある。

固化処理地盤の造成には大量の処理土が必要で、それらは複数の浚渫場所で採取された浚渫土を原料土とする。そして浚渫土は浚渫場所ごとにそれぞれ配合管理され固化材が添加された後、管路圧送で混練された。従って、複数の土運船が浚渫土を供給している間に生じる施工管理の変化、配合管理の変動や、大量の浚渫土の不均質性などが処理土の強度のばらつきに影響を及ぼしたものと考えられる。

そこで複数の土運船が供給する浚渫土より得られる処理土を継続的にサンプリングし、前章より広範な浚渫土量に対する処理土の q_u のばらつきを調べた。具体的には土運船が1回に約2,000~3,000m³の土量の浚渫土を次々と運搬しているなかで、打設船上で土量約25,000m³ごとに処理土を採取した。採取した処理土は直径50mm、高さ100mmのモールドに詰め、室内で28日間の養生後に一軸圧縮試験を実施した。

(2) 設定含水比の変化が配合管理に及ぼす影響

本工事では人工地盤が部分的に造成されていくなかで地理的制約が生じ、施工管理上、圧送管の総延長が変化した。図-15に、固化材供給地点からある打設船までの圧送距離の経時変化を示す。図より、施工の進捗にあわせて徐々に処理土の圧送距離が短くなったことが分かる。いままでに述べてきたように、圧送距離の変化は、管中混合による処理土の混練性や配合管理時の流動に必要な含水比の設定に影響を

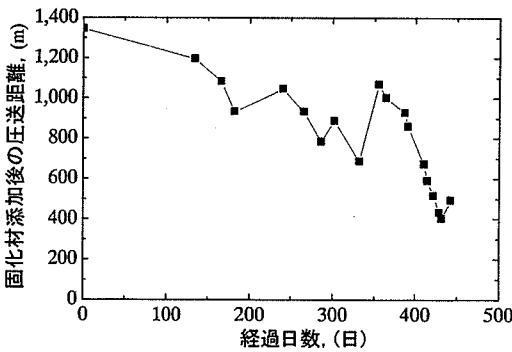


図-15 圧送距離の経時変化

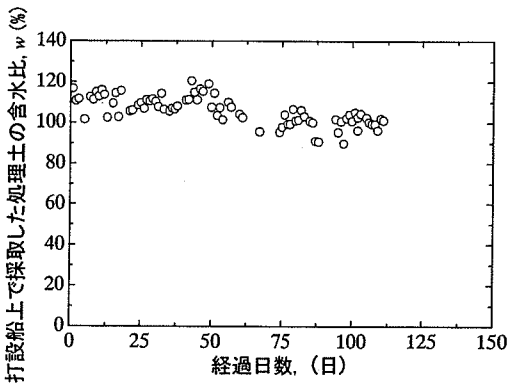


図-16 打設船採取試料の含水比の経時変化

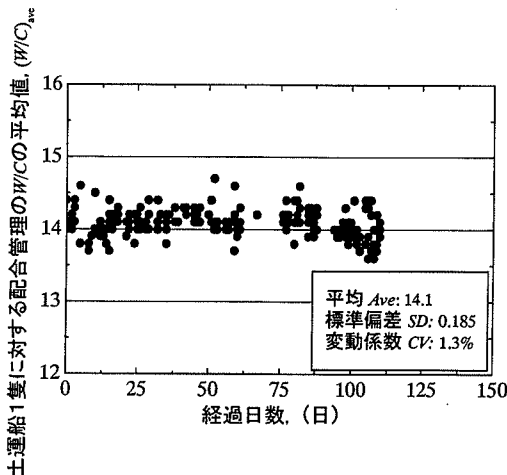


図-17 各土運船の配合管理における w/c の変動

及ぼす。同図をみると、圧送距離は400~1350mの範囲で変化しており、最終的には400mほどになっている。ここで圧送距離が短くなると、処理土の混練性が乏しくなる恐れがあるが、600m以上の圧送距離が確保できた施工日数が全体の日数の90%以上であり、また圧送距離が最小の400mの場合でも図-13に示した結果から特に処理土の混練性に違いを生じさせ、

強度のばらつきに大きな影響を及ぼしたとは考えにくい。

一方、図-15に示したような圧送距離の変化が生じると、配合管理時の含水比の調整目標値が変更された。これは圧送距離が短くなるのにあわせて、必要な流動性を満たす含水比をなるべく小さく設定したほうが、同じ水セメント比 w/c であれば添加セメント量が少なくなり経済的であるからである。

図-16は、打設船上でサンプリングした処理土の含水比の経時変化を示したものである。図より、日時の経過とともに含水比が少しずつ小さくなっていることが分かる。これは施工の制約によって生じる圧送距離の変化に合わせて、図-9に示した各土運船の浚渫土に対して配合管理上の目標含水比を徐々に小さく変更し、浚渫土への加水量を小さくしていったことを示している。

含水比の調整目標値が変化した場合、 w/c を一定に保つためには固化材添加量も調整される必要がある。図-17は、図-16に示したのと同じ施工期間中に圧送船で計測した土運船ごとの水セメント w/c の平均値 (w/c)_{ave} の変動を示したものである(図-10参照)。配合管理上の目標の水セメント比 $(w/c)^*$ は14.0である。同図をみると (w/c) _{ave} は、約13.5~15.0の範囲でばらついているが、平均値は14.1で全体的に $(w/c)^*$ に近い。また変動係数 CV は1.4%であり、設定含水比が異なる複数の土運船の供給土量に対してもそれなりに安定した水セメント比 w/c の配合管理が行われたことが分かる。

(3) 打設船上における強度のばらつき

前項に述べた結果から配合管理は1隻の土運船の供給土量に対しても、また設定含水比が異なる複数の土運船の供給土量に対しても安定して行われたことが分かった。この配合管理は原則として浚渫場所を複数に区分して事前にサンプリングした各浚渫土の室内試験結果に基づいている。

しかし、複数の土運船が浚渫土を供給し処理土を打設船上でサンプリングを行うなかで、同じ浚渫場所の浚渫土を原料土とする固化処理土の特性にばらつきが見られた。これは原地盤の不均質性の由来するものと考えられ、反応が極端に小さい場合には処理地盤の支持力不足や不同沈下を招く恐れがあった。このような場合には3日および28日養生後の処理土から得られる q_u の相関関係(図-18)を利用し、配合管理の調整が行われた。すなわち打設船で採取したモールド試料の3日養生後の q_u が約50kN/m²以下と小さい場合には、配合管理の目標値 $(w/c)^*$ の微修正を行った。

図-19は、配合管理の調整を行いながら打設船上で採取した処理土の q_u の頻度分布を示したものである。 q_u は採取後、室内で28日間養生して得られたものである。(a)が浚渫場所A、(b)が浚渫場所Bに対する処理土である。浚渫場所Aに対する処理土の q_u の平均値は 405kN/m^2 で変動係数 CV は27.4%である。一方、浚渫場所Bに対する処理土の q_u の平均値は 428kN/m^2 で変動係数 CV は30.7%であり、浚渫場所Aに対する処理土とほぼ同じような値を示している。しかし、どちらも土運船1隻の浚渫土量に対する処理土(図-11(a)参照)と比較して q_u の変動係数 CV が大きくなり、ばらつきがより大きくなっていることが分かる。このことは同一の浚渫場所であっても、浚渫深度が深くなることで原地盤土の特性が変化したためと考えられる。図-19の変動係数 CV は30%程度であり、過去の施工実績⁶⁾に基づいて事前に配合設計で考慮されたばらつきと同程度であった。過去の施工に比べると本工事の施工土量は膨大であり原料土である浚渫土の特性の違いが大きいかを考慮すると、採用した配合管理が極めて有効であったことがわかる。換言すれば、浚渫場所ごとの配合管理、土運船一隻が供給する土量あたりに対する配合管理システムや3日養生強度を用いた水セメント比 W/C の微調整が大規模施工による処理土のばらつきを抑制するために重要であるといえる。

図-20は打設船上で採取した全施工期間中に採取した全ての処理土について q_u の頻度分布を示したものである。図-19と同様に28日養生のものである。施工中に供給された浚渫土量の合計は約640万 m^3 で、浚渫場所は表-2に示すように5箇所であった。図-20から得られる q_u の平均値は約 430kN/m^2 で、変動係数 CV は32.7%であり、浚渫場所A、B各々の浚渫土に対する処理土の q_u の変動係数 CV とあまり大きな違いは

見られない。このことから浚渫場所が複数でも、場所ごとに適切な配合管理を行えば、 q_u のばらつきに及ぼす影響を小さくできると考えられる。

本工事のようにある程度の不良部分の処理土を許容するという考え方に基づいた配合設計を採用した場合に、変動係数で表されるばらつきの程度は配合設計強度を左右する要因の一つである。すなわち、ばらつきの程度が大きくなれば、必要な配合設計強度が大きくなり、コスト面で不経済になる可能性がある。通常、大規模工事では大きなばらつきが懸念されるが、いままで述べてきたようないくつかの配合管理のシステムや方法を組み合わせると、ばらつきを過去の実績と同程度にして経済的にすることができる。さらに処理土のばらつきを少なくすることは

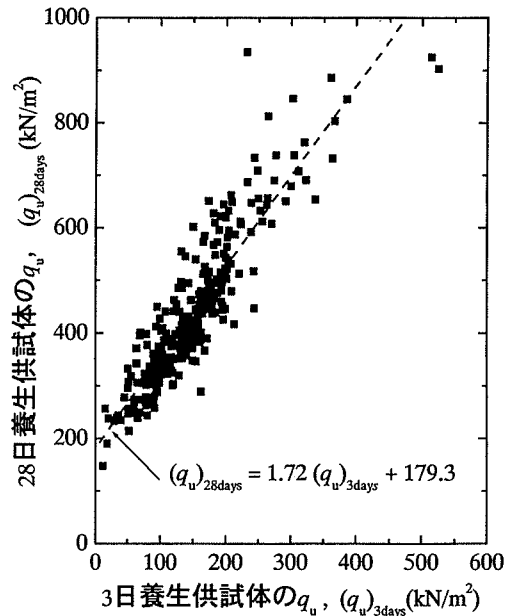


図-18 3日および28日養生供試体の q_u の関係

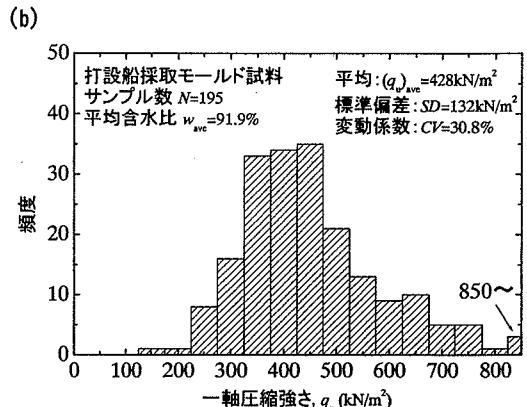
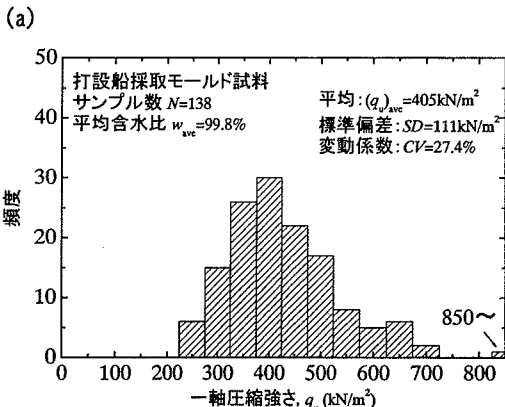


図-19 複数の土運船に対して打設船上で採取した処理土の q_u の頻度分布 (a) 浚渫場所A、(b) 浚渫場所B

現段階ではかなり難しいと思われるが、例えば弱材齢の処理土の水和反応や変形係数などから28日標準養生後の q_u をより精度よく予測する方法^{(1),(2)}が確立されて配合管理にフィードバックできるようになれば原料土のばらつきの影響を減らすことができる。今後も配合管理に関する技術の発展が望まれる。

(4) 水中部の強度のばらつき

前項で述べたように打設船上で採取した試料の q_u の変動係数は30%程度であるが、固化処理地盤は数mの層厚を有して、水中部の施工が処理地盤の強度のばらつきに影響を及ぼす可能性がある。そこでスリーブ内蔵2重管のサンプラーを用いてロータリーコアチューブサンプリングを行い、室内試験を実施してばらつきの程度の検討を行った。ロータリーコアチューブサンプリングは、打設後28日前後に行った。そして得られた供試体の強度は、各室内配合供試体と養生日数の関係(図-6参照)を用い、28日養生強度に換算を行ったものである。

図-21に処理地盤のうち約1100m×1400mの区画で25箇所のボーリング孔から得られたロータリーコアチューブサンプリング試料の一軸圧縮強さ q_u の頻度分布を示す。 q_u の平均値 $(q_u)_{ave}$ は296kN/m²で、その変動係数CVは37.4%であった。図-20に示した打設船上で採取した全処理土の q_u の頻度分布と比較すると、 $(q_u)_{ave}$ は約70%に減少し変動係数CVが約4.6%に増加した。

図-21のロータリーコアチューブサンプリング試料を施工時の水位を基に気中部と水中部に分けて、 q_u の統計結果を整理すると表-3に示すようになる。表-3には固化材供給地点からの圧送距離が約400~1300mであった打設船で採取した試料の q_u の平均値と変動係数CVも示した。また、打設船採取試料の q_u の平均値を基準とした強度低下率 β も合わせて示してある。

同表よりロータリーコアチューブサンプリング試料の気中部の強度低下率 β は0.85で、変動係数CV

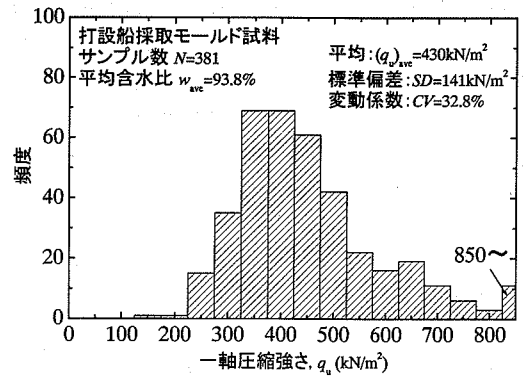


図-20 複数の土運船に対して打設船上で採取した処理土の q_u の頻度分布(浚渫場所:5箇所)

表-2 浚渫場所ごとの浚渫土量

浚渫場所	A	B	C	D	E	合計
浚渫土量 (千m ³)	2,269	3,253	179	487	172	6,360

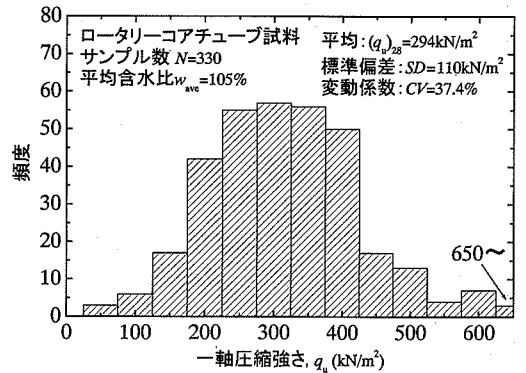


図-21 ロータリーコアチューブサンプリング試料の q_u の頻度分布(全試料)

表-3 複数の土運船が供給する浚渫土量に対する処理土の強度とそのばらつき

	打設船採取試料 (圧送距離: 約400~1300m)	ロータリーコア チューブサンプリング試料	
		気中部 (試料数:57)	水中部 (試料数:273)
一軸圧縮強さの平均値, $(q_u)_{ave}$ (kN/m ²)	430	364	282
打設船採取試料基準の強度低下率, β	1.0	0.85	0.66
一軸圧縮強さの変動係数, CV(%)	32.7	28.0	38.0

は約 28.0%である。一方、水中部の強度低下率 β は 0.66 で、変動係数 CV は 38.0%であり、気中部と比較すると強度の低下とばらつきが増大が見られる。これは次節で議論するように水中に打設する際に発生する材料の分離や海水の処理土への巻き込みが影響しているものと考えられる。

(5) サンプルングと試験方法が与える影響

図-22 は、図-21 の 25 箇所のうち 6 箇所のボーリング孔から得られたロータリーコアチューブサンプリング試料の q_u と、同じ区画で地盤表層からブロックサンプリングした試料の q_u の深度分布を示したものである。ブロックサンプリング試料の q_u の平均値 ($q_{u,ave}$) は 434kN/m^2 であった。一方、ロータリーコアチューブサンプリング試料の気中部の ($q_{u,ave}$) は 336kN/m^2 であり、ブロックサンプリング試料の強度の約 78%である。一般にブロックサンプリングは乱れの少ない良質な試料が採取できる¹³⁾と考えられていて、ブロックサンプリング試料の ($q_{u,ave}$) は、図-20 の打設船採取試料の ($q_{u,ave}$) とほぼ同じである。

一方、図-23(a)は別の 3 つのボーリング孔から得られたロータリーコアチューブサンプリング試料の一軸圧縮強さ q_u と三軸圧縮強度 q_{max} を比較したものである。三軸圧縮試験は原位置有効上載圧 σ'_{v0} で等方圧密後、非排水条件でせん断を行った。図-23(b)には

同じ試料から得られた含水比の深度分布を示した。また、図-24 は図-23 のボーリング孔の近傍 1~2m の位置で実施したコーン貫入試験(CPT)結果を示したものである。コーンの貫入は 3 箇所それぞれ 1cm/sec の速度で計測は 1cm ごとに行った。 $q_t - \sigma_{v0}$ は、コーン貫入抵抗値 q_t から原位置上載圧 σ_{v0} を差

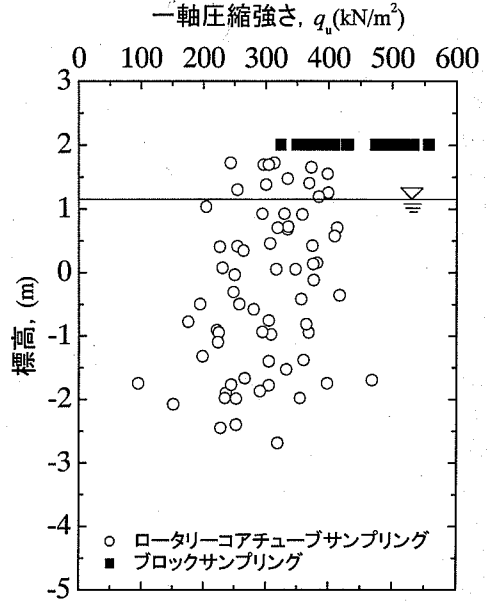
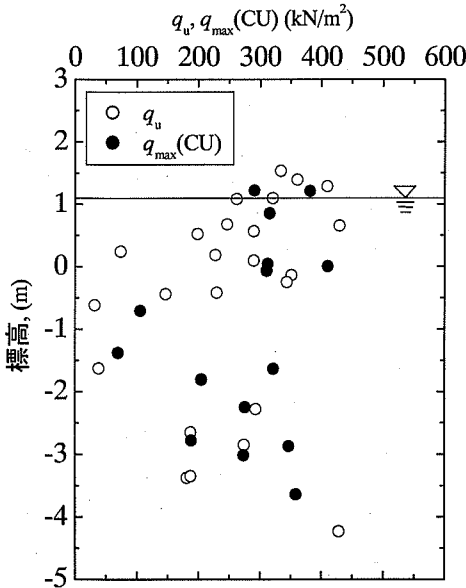


図-22 ロータリーコアチューブサンプリング試料とブロックサンプリング試料の一軸圧縮強さ

(a) 一軸圧縮強さ、圧密非排水三軸圧縮強度、
 $q_u, q_{max}(CU)$ (kN/m^2)



(b) 含水比, w (%)

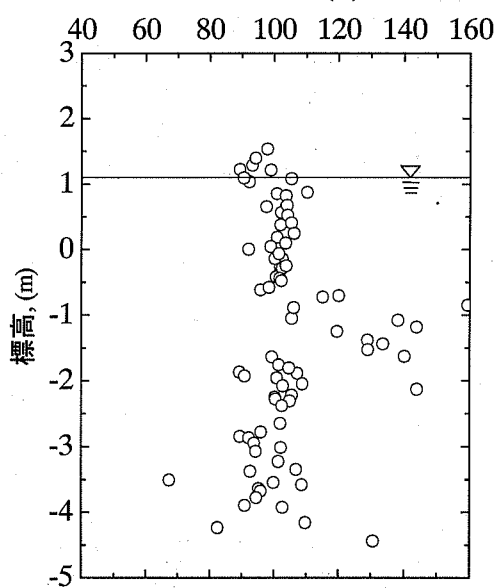


図-23 ロータリーコアチューブサンプリング試料の強度と含水比の深度分布 (a) 強度分布, (b) 含水比の分布

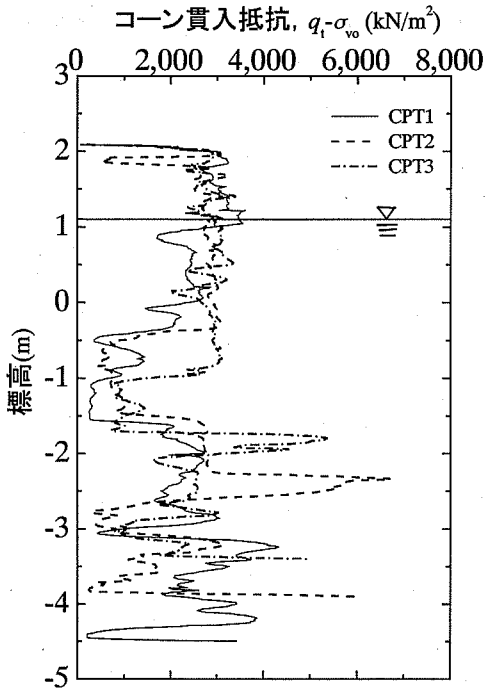


図-24 コーン貫入抵抗値の深度分布

し引いたもので、 q_1 は先端抵抗からコーンの有効断面積を考慮し間隙水圧 u の補正を行って求めた¹⁴⁾。

図-23(a)より、ほぼ同一深度であれば q_{max} と q_0 に顕著な違いは認められなかったものの、 q_{max} の平均値 ($q_{max})_{ave}$ は 278kN/m^2 で、 q_0 の平均値 ($q_0)_{ave}$ は 256kN/m^2 より少し大きく、 q_{max} の変動係数 CV が 34.9% で q_0 の変動係数 $CV=43.6\%$ より小さかった。このような傾向は深層混合工法による地盤改良の調査結果¹⁵⁾と類似している。別途求めた圧密降伏応力と q_0 の関係から、ほとんどの供試体の原位置上載圧が圧密降伏応力の 30% 以下と推定され、再圧縮時の等方応力と原位置応力状態の違いにより生じる強度増加の影響が小さいものと考えられた。一方で再圧縮はロータリーコアチューブサンプリングによる試料の乱れを軽減して、 q_{max} の強度のばらつきが小さくなったと推察される。

図-23(a)から得られたこの区画の q_0 の変動係数 CV は 43.6% であり、地区全体の q_0 の変動係数 CV 37.5% より大きい。このようなばらつきを生じさせる要因として、特に海水面直下の標高-1~-2m 付近における q_0 の低下が挙げられる。強度の低下の理由は明確ではないが、図-23(b)に示した含水比の増加が示唆しているように、水中部打設時の材料分離や海水の処理土への巻き込みが要因として考えられる。

図-24 に示した CPT 試験によるコーン貫入抵抗値の変化からも、水中部における処理土のばらつきが

明確に分かる。すなわち、同図をみると標高-1~-2m 付近で q_0 と同様に $q_1-\sigma_{v0}$ が低下していることがより明確に認められる。また、それ以外の深度においても比較的安定している気中部に比べて、水中部の $q_1-\sigma_{v0}$ は局所的に低下したり、あるいは大きくなったりしている。コーン貫入試験は試料の採取を伴わない原位置試験でかつ抵抗値を 1cm ごとに計測しているため、 q_0 の分布より連続的な強度分布が得られる。逆にいえばロータリーコアチューブサンプリング試料の q_0 の変動係数には、このようなより局所的なばらつきが反映されにくいと考えられ、今後、ばらつきをもつ固化処理地盤の強度・変形特性や耐久性を精度よく予測するうえで留意すべき課題と考えられる。

5. 結論

原位置調査・試験および室内試験を実施した結果、管中混合固化処理工法で大規模急速施工された地盤の強度のばらつきとその要因に対して本研究で得られた主な知見を次に示す。

- 1) 土運船 1 隻の土量(約 $2,000\sim 3,000\text{m}^3$)に対して、含水比や水セメント比の変動係数が数%程度の配合管理を実施すると、本施工条件では少なくとも 645m 程度の圧送距離が得られれば、打設船もしくは気中部の地盤表層にてサンプリングした処理土の q_0 の変動係数は十数%程度であった。
- 2) 一方、 136m 程度の管路圧送した処理土のプラグから採取した試料の q_0 は室内作製供試体の強度と著しく異なり、処理土の混練が十分でない可能性が大きい。
- 3) 複数の土運船が供給する、同じ浚渫場所の浚渫土から得られる処理土を長期的に打設船上で採取して q_0 の頻度分布を調べた結果、変動係数が 30% 前後のばらつきが生じた。これは同じ浚渫場所でも浚渫深度の違いなどにより原地盤の特性が変化し、各土運船の浚渫土とセメントの固化反応に違いが生じたためと考えられる。
- 4) 5 箇所の浚渫場所から供給された浚渫土に対し、打設船上で採取した全ての処理土の q_0 の変動係数は 32.7% であり、各浚渫場所の浚渫土に対する処理土の q_0 の変動係数とあまり大きな違いは見られなかった。したがって浚渫場所が複数であっても、場所ごとに適切な配合管理を行えば、 q_0 のばらつきに及ぼす影響を小さくすることができると考えられる。
- 5) 固化処理地盤のロータリーコアチューブサンプリング試料から得られた q_0 について気中部と水

中部を比較すると、水中部の強度の低下とばらつきが増大が見られる。これは水中に打設する際に発生するセメントの分離や海水の処理土への巻き込みが影響しているものと考えられる。

謝辞：原位置試験の実施に際しては(社)日本埋立浚渫協会に、また施工データの整理に際しては、東亜・熊谷・西松・三井・徳倉共同企業体に貴重な情報とご助力を頂いた。特に東亜建設工業の御手洗義夫氏には取りまとめにあたり貴重なご意見を頂いた。ここに関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 北誥昌樹, 和田耕造, 新舎博, 池畑伸一: 管中混合固化処理工法の適用土質と施工能力, 第 37 回地盤工学研究発表会, pp.885-886, 2002.
- 2) Kitazume, M. and Sato, T.: Development of pneumatic flow mixing method and its application to Central Japan International Airport construction, *Proc. of the 4th International Conference on Ground Improvement Techniques*, Kuala Lumpur, pp.1-14, 2002.
- 3) 菅沼史典: 空港用地が概成した中部国際空港の建設, 土木技術, Vol.58, No.6, pp.23-29, 2003.
- 4) (財)沿岸開発研究センター: 管中混合固化処理工法技術マニュアル, 1-127, 2001.
- 5) 佐藤恒夫: 中部国際空港埋立用地造成への管中混合固化処理工法の適用, 土木学会論文集, No.749/VI-61, pp.33-47, 2003.
- 6) (財)沿岸開発研究センター: 海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル, pp.1226, 1999.
- 7) (財)日本建築センター: 建築物のための改良地盤の設

- 計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—, pp.1-473, 1997.
- 8) (社)地盤工学会: セメント系安定処理土の物理・力学特性に関する研究委員会委員会報告, セメント系安定土に関するシンポジウム発表論文集, pp.1-95, 1996.
 - 9) (社)地盤工学会: 安定処理土の締固めをしない供試体作製方法, 土質試験の方法と解説, pp.255-262, 1990.
 - 10) Royston, J. P.: An extension of Shapiro and Wilk's W test for normality to large samples, *Applied Statistics*, Vol.31, pp.115-124, 1982.
 - 11) 半井健一郎, 石田哲也: セメント改良土における水和反応と強度発現の関係, 第 38 回地盤工学研究発表会論文集, pp.893-894, 2003.
 - 12) 渡邊諭, 落合英俊, 安福規之, 大嶺聖: 非破壊試験によるセメント安定処理土の変形係数の測定とその強度予測への適用性について, 第 38 回地盤工学研究発表会論文集, pp.895-896, 2003.
 - 13) 地盤工学会: 軟岩と硬質土のロータリー式サンプリング技術と物性評価に関するシンポジウム, 委員会報告, pp.1-76, 2000.
 - 14) 田中洋行: 我が国におけるコーン貫入試験の現状と問題点, 土と基礎, Vol.47, No.9, pp.5-8, 1999.
 - 15) 内田恵之助, 塩井幸武, 橋本文男, 龍岡文夫: 東京湾横断道路におけるセメント改良固化土, 土と基礎, Vol.41, No.8, pp.23-28, 1993.

(2003.10.24 受付)

STRENGTH VARIANCE AND ITS CAUSES ON LARGE-SCALE ARTIFICIAL GROUND CONSTRUCTED BY PNEUMATIC FLOW MIXING METHOD

Masaki KITAZUME, Kimitoshi HAYANO, Tsuneo SATO and Toshihiro ZYOYOU

Field and laboratory tests were conducted to investigate the degree of strength variance on large-scale artificial ground. The ground was constructed by pneumatic flow mixing method, in which dredged soil and cement are mixed in a pipe during transforming. Stability of monitoring and controlling system on cement-water ratio of treated soil was observed. It was also observed that the effect of the transforming distance on the strength variance was negligible as far as the distance exceeds around 650m. However there were relatively large influences of non-homogeneity of dredged grounds, though the area of the dredged ground was divided to have similar physical properties of soil so that the quality control was significantly improved. The effects of placements of treated soils in water, sampling methods and laboratory test conditions were also discussed.