

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.44 NO.2 June 2005

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE



港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 44 卷 第 2 号 (Vol. 44, No. 2), 2005 年 6 月 (June 2005)

目 次 (CONTENTS)

1. 台風 0314 号による大韓民国馬山湾の高潮の現地調査と数値計算
.....河合 弘泰・富田 孝史・平石 哲也・安田 誠宏..... 3
(Field Investigation and Numerical Simulation of Storm Surge in Masan Bay, Korea by Typhoon 0314
..... Hiroyasu KAWAI, Takashi TOMITA, Tetsuya HIRAISHI, Tomohiro YASUDA)
2. 台風 0314 号の高潮による大韓民国馬山市街地での浸水に関する数値計算
.....平石 哲也・河合 弘泰・南 靖彦・安田 誠宏 23
(Numerical Simulation on Inundation in Masan City, Korea due to Storm Surge by Typhoon 0314
..... Tetsuya HIRAISHI, Hiroyasu KAWAI, Yasuhiko MINAMI, Tomohiro YASUDA)
3. 非固定航路で不連続的に観測された流況データからの潮汐成分と残差流成分の分離手法について
.....鈴木高二朗・竹田晃・橋本典明..... 39
(Separation of Tidal and Subtidal Currents from Intermittent Currents Data measured at non-Fixed Routes
..... Kojiro SUZUKI, Akira TAKEDA, Noriaki HASHIMOTO)
4. 管中混合固化処理地盤の強度変動と要因分析
.....北詰昌樹・早野公敏..... 57
(Strength Scatter and its Causes of Pneumatic Flow Mixing Treated Ground
..... Masaki KITAZUME, Kimitoshi HAYANO)
5. 海水流動の 3 次元性を考慮した高潮・津波数値シミュレータ STOC の開発と津波解析への適用
.....富田孝史・柿沼太郎..... 83
(Storm Surge and Tsunami Simulator in Oceans and Coastal Areas (STOC)
..... Takashi TOMITA, Taro KAKINUMA)
6. 構造物の沈下挙動を制御する新型基礎に関する基礎的研究
.....水谷崇亮・菊池喜昭..... 99
(Fundamental study on a new type foundation which control settlements of a structure
..... Taka-aki MIZUTANI, Yoshiaki KIKUCHI)
7. 飛砂の限界摩擦速度変化特性を考慮した飛砂量推定
.....有働恵子..... 123
(Sand Transport Rate Estimate Considering Variation in the Threshold Wind Shear Velocity
..... Keiko UDO)

管中混合固化処理地盤の強度変動と要因分析

北詰 昌樹*・早野 公敏**

要 旨

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つで、その原理は空気圧送中の軟弱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軟弱土と固化材を混練するものである。本工法では、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することができる。

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。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、中部国際空港の空港用地造成工事を対象に管中混合固化処理工法により大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。

その結果、土運船1隻の土量(約2,000~3,000 m³)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600 m程度の圧送距離が得られれば、処理土の強度の変動係数は十数%程度であった。しかし、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の強度の変動係数は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。

キーワード：管中混合固化処理工法，セメント処理土，強度，現地試験，サンプリング，ばらつき

* 地盤・構造部地盤改良研究室長

** 地盤・構造部主任研究官（空港研究センター特任研究官併任）

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：046-844-5055 Fax：046-841-8307 e-mail:kitazume@pari.go.jp

Strength Scatter and its Causes of Pneumatic Flow Mixing Treated Ground

Masaki KITAZUME *
Kimitoshi HAYANO **

Synopsis

Many man-made islands constructed to obtain enough plain land area require huge amount of soil with relatively high quality properties for sea reclamation. Recently it becomes more difficult to obtain such a soil with reasonable expense because of restrict environmental protection. A huge amount of soft soil is dredged at many ports every year to maintain enough sea route and sea berth. These soft soils are used to dump at disposal sites constructed at coastal area. It becomes more difficult to construct disposal area for dredged soil and subsoil, because of environmental restriction and economical reason. These circumstances promote to use dredged soft soils as a reclamation material. Recently, a new soil improvement technique has been developed in Japan, named as Pneumatic Flow Mixing Method, in which dredged soft soil is mixed with small amount of binder, usually cement, in a pipe during transporting by compressed air and is deposited for sea reclamation.

Field and laboratory tests were conducted to investigate the degree of strength variance on large-scale artificial ground. The ground was constructed by the Pneumatic Flow Mixing method. Stability of monitoring and controlling system on cement-water ratio of treated soil was observed. It was also observed that the effect of transforming distance on the strength variance was negligible as far as the distance exceeds around 600m. 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.

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

* Head, Soil Stabilization Division, Geotechnical and Structural Engineering Division

** Senior Researcher, Geotechnical and Structural Engineering Division (and Project Researcher, Airport Research Center)

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5055 Fax : +81-46-841-8307 e-mail:kitazume@pari.go.jp

目 次

要 旨	57
1. 序論	61
2. 管中混合固化処理工法	61
2.1 概要	61
2.2 施工法	62
2.3 処理土の特性	62
2.4 配合設計	63
3. 大規模急速施工と強度のばらつきの要因	65
3.1 大規模急速施工システムと工法の原理	65
3.2 施工概要	65
3.3 浚渫土の配合特性と目標配合強度	66
3.4 配合管理システム	68
3.5 施工管理	69
3.6 強度のばらつきの指標と要因	69
4. 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	70
4.1 配合管理における含水比と水セメント比のばらつき	70
4.2 長距離圧送と気中部打設時の処理土の変化	71
4.3 圧送距離が処理土の混練に及ぼす影響	72
5. 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	74
5.1 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	74
5.2 設定含水比の変化が配合管理に及ぼす影響	75
5.3 打設船上における強度のばらつき	76
5.4 水中部の強度のばらつき	77
5.5 サンプリングと試験方法が与える影響	78
6. 結論	80
謝辞	80
参考文献	80

1. 序論

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。浚渫した土砂は高含水比の粘性土であることが多く、一般的に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、これまで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セメントなどの固化材を添加・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（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999；沿岸開発技術研究センター，2001）。

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つで、その原理は空気圧送中の軟弱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軟弱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することができる。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数多く行われている（Kitazume, M. and Sato, T., 2002；菅沼，2003）。

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（沿岸開発技術研究センター，2001）。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、中部国際空港の空港用地造成工事を対象に管中混合固化処理工法により大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。研究では、施工管理用に採取した試験データの提供を受け再整理するとともに、本研究用に新たに採取した試験データを利用した。中部国際空港の空港用地造成工事については文献に詳しく紹介されている（佐藤，2003；2004）。

本報告では、管中混合固化処理工法と中部国際空港用地造成工事の概要を第2章と第3章に簡潔に記述した。第4章と第5章では、管中混合固化処理工法による処理地盤の強度特性と評価について記述した。

2. 管中混合固化処理工法

2.1 概要

管中混合固化処理工法は軟弱な地盤の固化処理工法の一つであり、類似の工法としては表-1に示す事前混合処理工法、軽量混合処理工法、深層混合処理工法があげられる（沿岸開発技術研究センター，1999a, 1999b, 1999c）。管中混合固化処理工法は、図-1に示すように土運船から揚土した浚渫土を空気圧送船で圧送する際に固化材を添加し、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浚渫土とセメントなどの固化材を攪拌混合する技術である。

管中混合固化処理工法の特徴として、浚渫土のリサイクルが可能であること、固化材の添加量に応じて任意の強度の材料を短期間で供給することが可能であることが挙げられる。さらに、圧送時に混練りも行うために固化処理設備が簡略化でき、大型の圧送船を用いることなどにより大規模急速施工が可能となる。また、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によって対応できるため、比較的容易に設備全体を構築することが可能である。

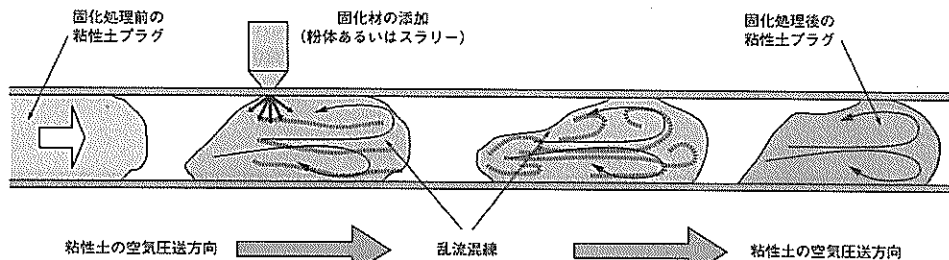


図-1 プラグ流と混練り効果の概念図

表-1 固化処理工法の分類

工法名	適応土質	混練り方法
軟弱土固化処理工法		
管中混合方式 (管中混合固化処理工法)	粘性土	空気圧送のプラグ流を利用した管中混合
プラント混合方式	粘性土	混練りミキサによる機械式混合
事前混合処理工法	砂質土	ベルトコンベア上での混合(ドライ方式)
		混練りミキサによる混合(ウェット方式)
軽量混合処理工法	粘性土	混練りミキサによる混合
深層混合処理工法	粘性土 砂質土	原位置での攪拌翼による混合

管中混合処理工法の主な利用用途は埋立と裏埋である。埋立では沈下のほとんど生じない地盤を短期間で造成することができる。一方、裏埋では護岸の背後に打設して、埋め立てた浚渫土の吸い出し防止にも利用できる。本工法はこれまで名古屋(港運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999)や伏木富山港で埋立工事や裏埋工事(上園と塚田, 1999)に用いられてきた。近年、同工法は中部国際空港の建設に適用され、多量の固化処理土が短期間に打設された(佐藤, 2003; 2004)。

2.2 施工法

管路輸送においては、粘性土のみの単相流では管内壁との摩擦による圧力損失が大きく、圧送が困難となる場合が多い。空気圧送技術は、このような粘性土に対して圧送管内に圧縮空気を注入して粘性土と圧縮空気の混相流であるプラグ流を形成させ、圧力損失を低くして圧送を容易にするものである。圧送管内に圧縮空気を注入すると、管内が粘性土の液相(プラグ)と圧縮空気の気相に分断され、圧縮空気の連続的な供給によって粘性土のプラグが混相流として吐出口へと圧送されることとなる(図-1)。圧送能力は、①圧縮空気量、②圧送管径、③圧送圧力、④粘性土のせん断抵抗などに支配されることが分かっている(岩月ら, 1998)。

圧送中の粘性土プラグの内部では、図-1に示すように管壁との摩擦によってプラグの形が常に変化し、またプラグの崩壊や再形成が断続的に生じていると考えられる。

このプラグの形状変化の結果として、粘性土と固化材の混練効果を得ることができる。すなわち、管内にセメントなどの固化材を添加すると、一定の圧送距離が確保できれば圧送中に固化材との十分な混練効果を得ることができる。なお、混練に必要な圧送距離は、これまでの事例では50~100 m程度とされている(運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999; 沿岸開発技術研究センター, 2001)。長距離圧送にあたっては圧力損失を少なくするように浚渫土の含水比を増加させてせん断抵抗を小さくするか、あるいは圧縮空気量を増やすといった対応が必要になる。

施工法に関して固化材の添加位置によって2種類の方式があり、圧縮空気の注入前に固化材の添加を行う「圧送機添加方式」と、圧縮空気の注入後に添加を行う「ライン添加方式」と呼ばれている。また、供給される固化材の性状によって、「スラリー添加方式」と「粉体添加方式」に分けられる(運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999)。現在、管中混合固化処理工法には表-2(堀井ら, 1999)に示す9工法が開発されている。

表-2 管中混合固化処理工法一覧

添加方式	工法名
圧送機添加方式	ロータウインドミキシング工法
	タンク&プラグ混合処理工法
	スネークミキサ工法
	均等処理土圧送工法
ライン添加方式	K-DPM工法
	Pipe-Mixing工法
	プラグマジック工法
	LMP工法
	W-管混合工法

2.3 処理土の特性

これまでの試験工事・実証試験や工事により得られた固化材添加量と一軸圧縮強さの関係の一例を図-2(運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999)に示す。図には、種々のサンプリング方法によって得られた試料の強度特性を示している。室内配合試験の場合には、固化材添加量が40 kg/m³程度の場合にも、約100 kN/m²程度の一軸圧縮強さが得られている。一方、現地で打設・作製された試料について見ると、固化材添加量が約40 kg/m³程度以下ではほとんど強度増加が見られていない。それ以上の添加量では添加量にほぼ比例して強度が増加する傾向が見られる。

図-3(運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室,

1999) は固化材添加量と一軸圧縮強さの変動係数の関係の一例を示したものである。固化材添加量が 50 kg/m³ 程度以下の場合、変動係数が大きく混練性はあまり良くないことが分かる。一方、固化材添加量が 50 kg/m³ 程度以上になると変動係数は 35%程度以下に収まり、深層混合処理工法による処理土の強度のばらつきとほぼ同程度であることが確認されている。

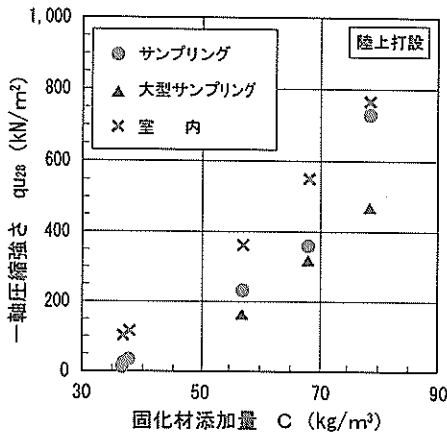


図-2 固化材添加量と一軸圧縮強さの関係 (運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999)

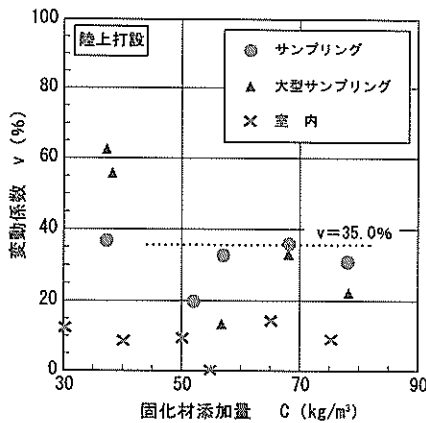


図-3 固化材添加量と変動係数の関係 (運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999)

2.4 配合設計

管中混合固化処理工法では、セメントの配合量や浚渫土の含水比を調整することで、任意の強度の材料を作製することが可能である。管中混合固化処理工法の配合設計は、一般に図-4 に示す配合設計の流れを基に行われる。ここではその概要を以下に述べる。

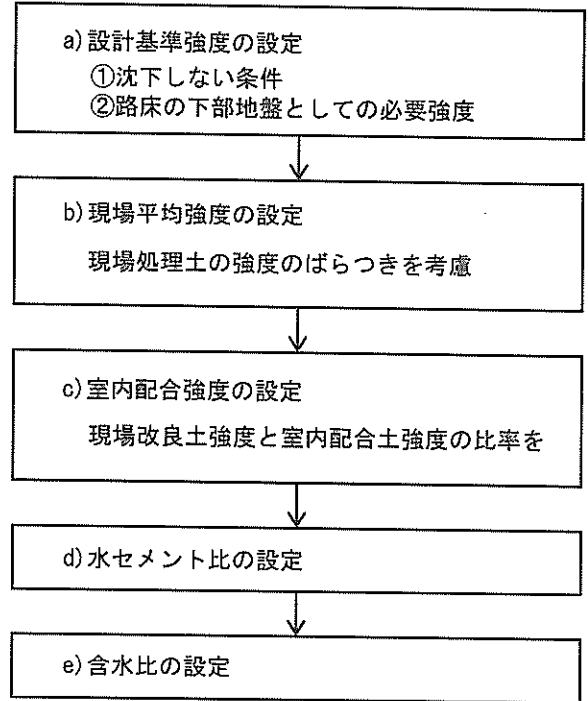


図-4 配合設計検討フロー

(1) 設計基準強度の設定

配合設計においては、まず設計基準強度を設定する。必要な強度は、建設する構造物の種類、規模、用途などに大きく左右される。中部国際空港の場合には、滑走路路床の下部地盤としての必要強度の確保と、改良浚渫土が上載荷重により圧密沈下しない条件を満たすように設計基準強度の値が設定された (佐藤, 2003 ; 2004)。

(2) 現場平均強度の設定

現場で打設される改良浚渫土の強度には、図-3 に例示したように比較的大きなばらつきが見られる。現場処理土の強度がすべて設計基準強度を満たすような設計を行うと、非常に強固な地盤が形成されるばかりでなく、不経済なものになる恐れがある。そのため、最近の設計では、不良率の考え方が取り入れられている。すなわち、現場強度が設計基準強度を下回ることをある程度許容する考えである。改良浚渫土の現場強度分布を正規分布と仮定し、式(1)に示すように現場平均強度から標準偏差 (σ) のある倍数 (ここでは α 倍と記述する) を差し引いた値を設計基準強度 q_{uck} とする。このようにすると、不良率は改良浚渫土の現場における一軸圧縮強さが設計基準強度を下回る割合と定義される。

$$q_{uck} = q_{uf} - \alpha \times \sigma = (1 - \alpha \times v) \times q_{uf} \quad (1)$$

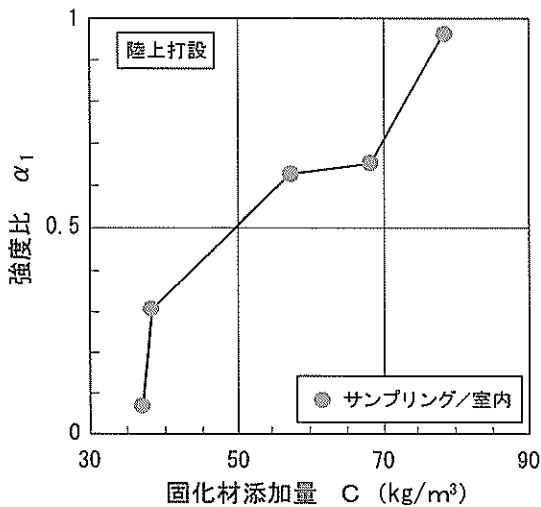
ここに、

- q_{uck} : 設計基準強度 (kN/m²)
- q_{ur} : 現場平均強度 (kN/m²)
- α : 係数
- σ : 標準偏差 (kN/m²)
- ν : 変動係数

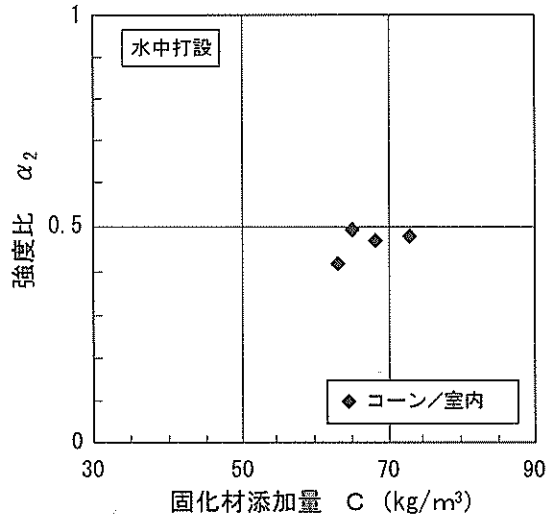
現場平均強度を決めるためには、不良率と現場強度の変動係数を定める必要がある。 α を大きな値に設定すると処理土の現場強度が設計基準強度を下回る可能性は小さくなる反面、現地平均強度が設計基準強度よりも過大になる可能性がある。一方、 α を小さな値に設定すると現場強度が設計基準強度を下回る可能性が大きくなる。中部国際空港の例では不良率として 25%が設定された(佐藤, 2003 ; 2004)。その時の α の大きさは 0.67 となる。また、変動係数(ν)については既往事例による現地サンプリングの結果を考慮して 35%と設定されている。

(3) 室内配合強度

セメントを固化材とする固化処理工法に関するこれまでの経験から、図-5(運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999)に示すように現場強度は室内配合強度(q_{ur})に比較して小さいことが知られている。この原因として、攪拌混合の方法及び程度の違い、打設後の養生条件の違いなどが考えられている。図-5に示すように、現場強度と室内強度の比である強度比は固化材添加量に大きく影響を受ける。管中混合固化処理工法に関する既往事例によれば、室内配合強度に対する現場平均強度の比(β)は陸上打設の場合で 0.7 程度、水中打設の場合で



(a) 陸上打設



(b) 水中打設

図-5 強度比(運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999)

0.5 とされている(沿岸開発技術研究センター, 2001)。

(4) 水セメント比(W/C)の設定

大規模工事の場合には、浚渫場所や深度が変化することが多く、浚渫土砂の特性は場所により大きくばらつくことが予想される。そのため、配合設計にあたっては各土質に適用できる統一的な指標が必要となる。これまでの経験より、処理土の一軸圧縮強さ(q_u)と水セメント比(W/C)にはほぼ反比例の関係があることが分かっており、W/Cを施工管理上の指標とすることが多い。なお、ここでの水セメント比は、浚渫土砂及び添加するセメントスラリーに含まれる水分を加えた全体の水分とセメント重量との比率で定義している。

(5) 含水比の設定

浚渫土の固化処理にあたっては、適当なプラグ流を発生させるとともに、圧送効率を確保するため混合土の流動性を確保し、せん断抵抗を小さくすることが重要である。一方、出来るだけ多くの浚渫土を処理して埋立地に受け入れることが要請されることが一般であるため、なるべく加水を少なくする必要がある。配合設計においては両者のバランスのとれた適切な含水比を設定する必要がある。これまでの経験から、圧送性を最低限確保するための目標フロー値として 95~100 mm に設定している。また、処理土の含水比とフロー値(JHS A313 法)(日本道路公団, 1992)にはユニークな関係が分かっており、この関係に基づき改良浚渫土の含水比が求められる。

3. 大規模急速施工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。

3.1 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中部国際空港用地造成工事は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2~3 kmの海上で、水深は平均で6 m、最大で10 m程度の海域である。空港用地の造成に要した埋立て土量は約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（佐藤, 2003; 2004）。浚渫土は名古屋港の航路・泊地の浚渫工事によって発生したものである。

3.2 施工概要

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-6に示す。浚渫土を運ぶ土運船のほか、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500~1,500 mの長さの圧送管から構成される。土運船は1回に約2,000~3,000 m^3 の土量の浚渫土を運搬し、空気圧送船は最大で毎分470 m^3 の圧縮空気を圧送管に供給する。固化材供給船は毎時100 m^3 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800 m^3 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。本工事では、急速大量施工に対応するた

め3系統の固化処理船団を投入している（佐藤, 2003; 2004）。

図-7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、名古屋港から運航されてきた土運船は空気圧送船に接舷され、土量の検収と浚渫場所の確認が行われた。浚渫土砂を搬送する土運船は2,000~3,000 m^3 積級で、1系統あたり3~4隻/日、3船団合計で11~12隻/日が運行された。浚渫土の土性は、あらかじめ把握している浚渫場所と土運船内での含水比により判断された。次に、土運船内の浚渫土を空気圧送船のバックホウで十分攪拌解泥した後に、空気圧送船のホッパーへ投入した

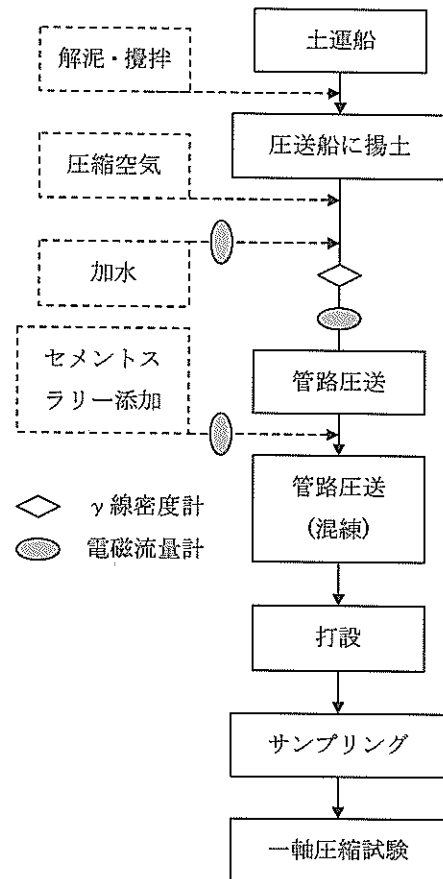


図-7 大規模急速施工フロー

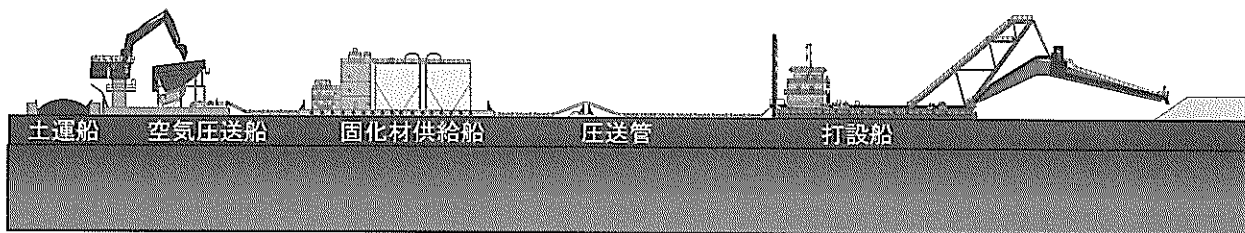


図-6 管中混合固化処理工法による大規模急速施工の概要

(図-8)．その際、浚渫土中の障害物はスクリーニングで除去された。障害物を除去された浚渫土は、目標フロー値(90～100 mm)となるように、空気圧送船上の貯泥槽において加水され含水比調整が行われた。なお、加水量の設定では、電磁流量計等により浚渫土の密度と土量を計測管理するほか、打設直前の試料を採取しフロー試験を適宜行って管理された。所定の含水比になった浚渫土は、圧縮空気により排砂管内に圧送された。

次に、固化材供給船で作製されたセメントスラリーが排砂管に供給され、管内で浚渫土に添加される。セメントはあらかじめ計量し、水セメント比が100%となるように所要の海水と混練して貯留槽に蓄えておき、送泥量及び浚渫土の場所・含水比に応じてセメントスラリーの添加量が管理されている。

なお、固化材としてのセメントには、環境への負荷を小さくするため、アルカリ性が低く、また六価クロムの溶出傾向が少ないと言われている高炉セメントB種が採用された。

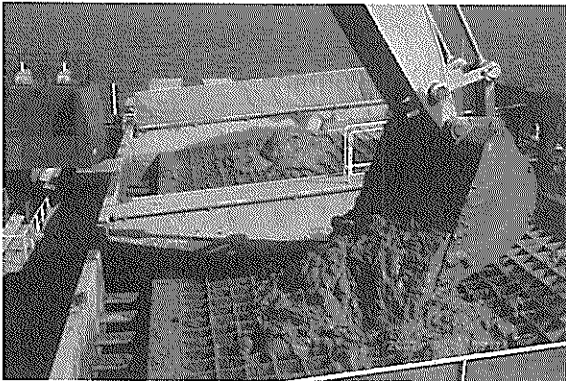


図-8 空気圧送船への土砂投入状況



図-9 管中混合固化処理打設船(自然流下方式)

打設船(図-9)に圧送されてきた改良浚渫土は、2層に分けて打設した。1層目は海底面(平均-5 m程度)から-1.5 m程度まですべて水中で打設した(水中打設)。その後、2～3日程度養生し、ある程度強度が発現した後に2層目の打設として-1.5 mから+2.5 mまで連続して打設した(気中打設)。

改良浚渫土の施工は、2001年6月5日から2002年10月11日までの約17ヶ月間に、約700 m³/時、稼働時間16～18時間/日(改良工事時間ほか土運船入れ替え時間などを含む)、すなわち約24,000 m³/日のペースで行なわれた。

3.3 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軟弱土として使用されたが、その浚渫場所は大きく分けて5箇所になる。表-3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。

表-3 浚渫粘土の物理特性

	浚渫場所A	浚渫場所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

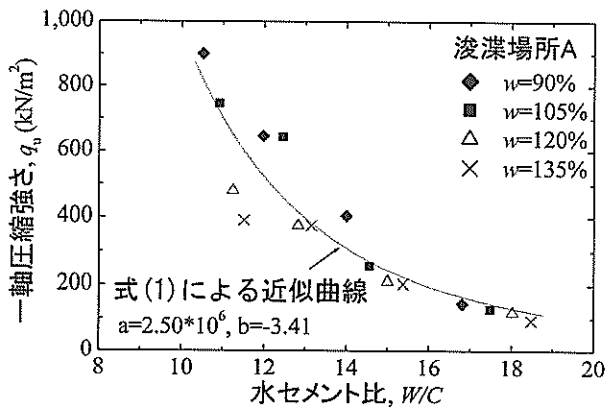
採取した浚渫土に対して以下のように配合試験を実施した。まず浚渫土の初期含水比 w を調整した後、所定の w/c に相当する量の高炉セメントB種をスラリー状で添加してよく混練を行った。ここで w/c は、浚渫土とセメントスラリーに含まれる全体の水分量とセメント重量との比である。次に直径50 mm×高さ100 mmのモールドに詰めて供試体を作製し、28日の養生後に一軸圧縮試験を実施して一軸圧縮強さ q_u を求めた。

図-10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-10(a)が浚渫場所

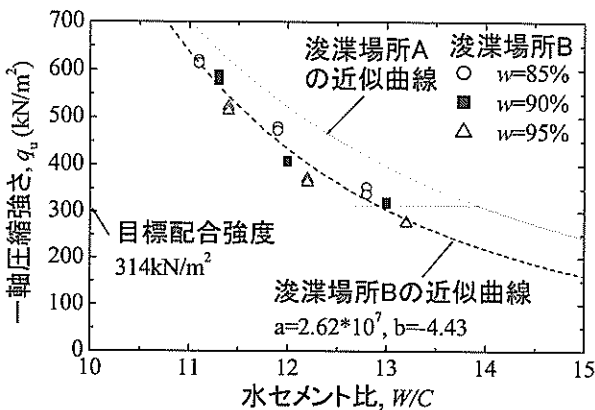
A, 図-10 (b)が浚渫場所Bの結果を示したものである。いずれの浚渫土も W/C が増加すると q_u が低下することが認められる。またデータのばらつきが少しあるものの、浚渫土の初期含水比 w が q_u に与える影響は小さく、同じ W/C であれば、ほぼ同じ q_u が得られている。そこで図-10(a)には、次式にてデータを近似した曲線も示した。

$$q_u = a \cdot (W/C)^b \quad (2)$$

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-10(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である 314 kN/m^2 もあわせて示した。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(佐藤, 2003;2004)。



(a) 浚渫場所A



(b) 浚渫場所B

図-10 浚渫土の室内配合試験による $W/C \sim q_u$ 関係

図-10(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。

図-10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-11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^s 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。図中各養生日数における一軸圧縮強さおよび引張強度は、28日養生した時の強度で正規化している。この結果から84日養生した時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方が経済的である。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ことが懸念される(沿岸開発技術研究センター, 2001)。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る。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(沿岸開発技術研究センター, 2001)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、期待される場所である。

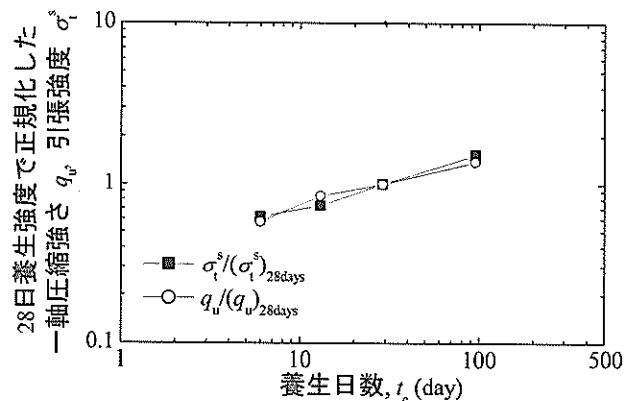


図-11 一軸圧縮強さ、引張強度と養生日数の関係

3.4 配合管理システム

今回の工事で使用した浚渫土の基本性状（含水比、密度、砂分含有量など）は、浚渫場所、深さ、仕上げ掘りなどの条件によって大きく異なることが分かった。改良浚渫土の強度が W/C に大きく依存することから、浚渫土の土性に応じて所定の強度、流動性を確保するために、浚渫土ごとに W/C に基づき配合を設定することとした。また、浚渫土の性状は改良浚渫土の品質のみならず混合処理の施工性にも大きく影響を与えるため、特定の船団ごとに土砂の著しい偏りが生じないように土運船の配船調整を行った。さらに、軟弱土の含水比は同じ土源でも随時異なっており、土運船内でもばらついている。また、長距離圧送においては、管内圧力を一定レベル以下に管理するために、必要に応じて浚渫土の加水調整も行う必要がある。改良浚渫土の強度を一定に保つには、軟弱土（加水調整後の浚渫土）の含水比と流量を把握し、適正な固化材添加量の調整を行う必要があった。そこで、用地造成工事では、図-12 に示すような配合管理システム（佐藤, 2003; 2004）が新たに開発されて現場に適用された。

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% の時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。本工事では γ 線密度計から算定された含水比 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 $q_u = 314 \text{ kN/m}^2$ 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。

土の流量ならびに加水量は電磁流量計で計測した。ま

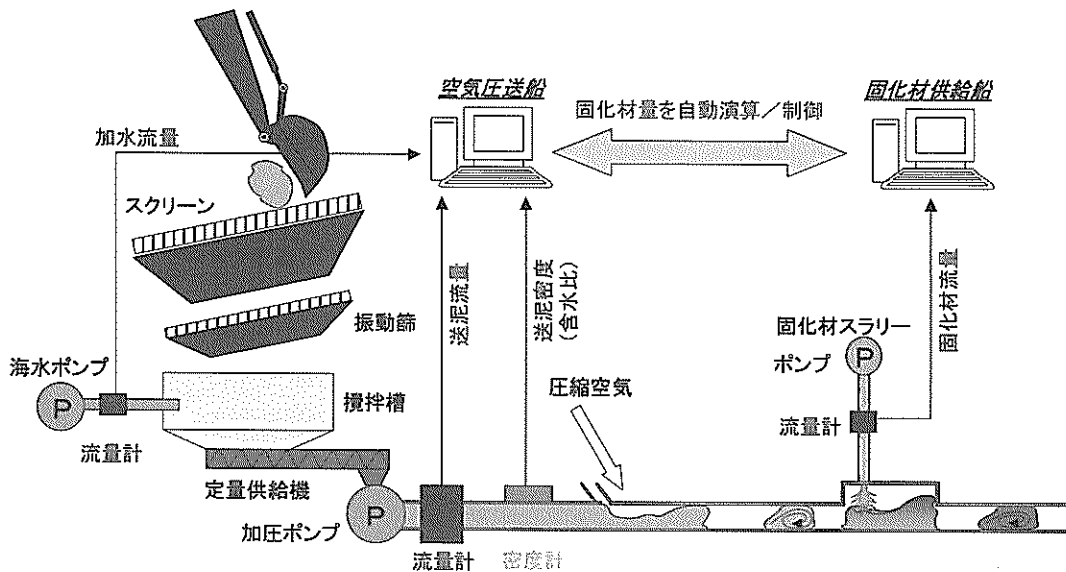


図-12 配合管理システム概要（佐藤, 2003; 2004）

た、設定含水比を用いて、セメントの添加割合を算出し、電磁流量計で計測された送泥量にあわせてセメントの添加量を計算し、その結果を固化材供給船に送信する。固化材供給船では、送られてきたデータに従い浚渫土にセメントスラリーが添加・供給される。

上記の各測定結果は、20秒ごとに平均値が計算されてフィードバックされ、浚渫土の含水比や流量の変動に自動的に追従できるようになっている。また、送泥流量、加水量、固化材添加量、圧送管内圧力の値はパソコンで管理され、またそれらの値はリアルタイムで圧送船のモニターに表示される。さらに、打設船の上では、圧送管に取り付けたバルブから改良浚渫土を採取し、そのフロー値を測定している。測定結果は空気圧送船に無線で連絡され、目標フロー値(90~100 mm)を確保できるように加水量の微調整を行なっている。

3.5 施工管理

上記の配合管理システムに基づいて作製・打設した改良浚渫土の品質管理は、打設直前と現地打設後について行なった。打設直前の改良浚渫土についての品質確認は、フロー値と強度の2つについて行った。まず、フロー値(日本道路公団, 1992)に関しては、打設船上の圧送管に取り付けたバルブから約 25,000 m³に1回の割合で改良浚渫土を採取してフロー値を確認した。なお、各土運船の入れ替え直後には、5~10分間隔で改良浚渫土を数回採取してフロー値を測定し、安定状態を確認している。強度管理についても、圧送船上の圧送管に取り付けたバルブから改良浚渫土を約 25,000 m³に1回の割合で採取し、直径5 cm、高さ10 cmのモールドに詰め28日間の標準養生の後、一軸圧縮試験を行い、強度(平均値と変動係数)を求めた。

打設後の改良浚渫土については、固化後に二重管スリーブ内蔵式サンプラーを使用してボーリングサンプリングで採取し、材令28日の時点で一軸圧縮試験を実施した。ボーリングは25箇所で行われ、合計343本の供試体について一軸圧縮試験が実施された。

3.6 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(沿岸開発技術研究センター, 1999c; 日本建築センター, 1997)。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のと定義され、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(沿岸開発技術研究センター, 2001)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 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(地盤工学会, 1996)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の試料の乱れの違い

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。

4. 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2,000~3,000 m³)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、この時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。

4.1 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、原地盤のもと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(3,000 m³級)の中から5隻の土運船を選び、それぞれについて図-13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-14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。

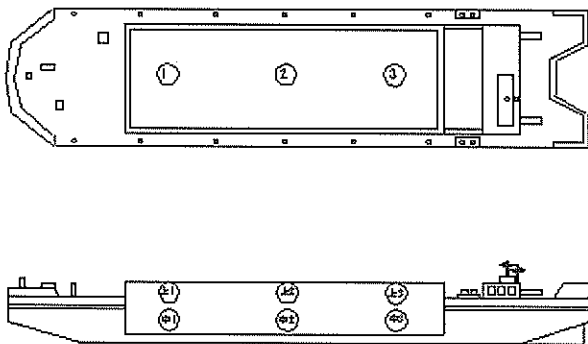


図-13 土運船一隻における試料の採取位置

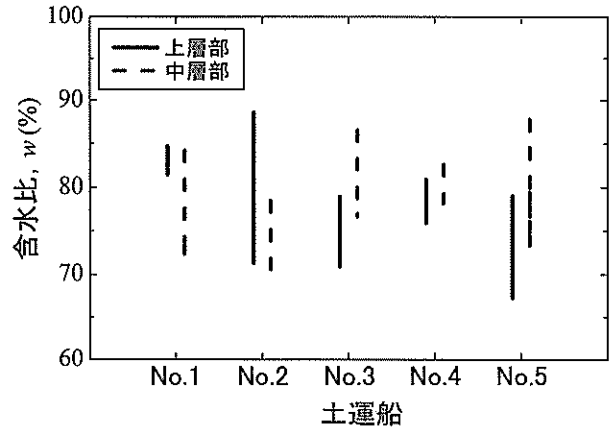


図-14 5隻の各土運船における試料の含水比の範囲 (北詰ほか, 2004)

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-12 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-15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^{pt} は110%であった。 w は、図-14に示した土運船内の含水比の変動幅と同程度変動しているものの、平均値は111%であり、 w^{pt} 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-16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

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。

4.2 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 1,300 m 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時の圧送管の長さは総延長で約 1,500 m あり、空気圧送船から固化材供給地点までの長さ約 200 m 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-6 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 50 mm × 高さ 100 mm 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。

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 50 mm × 高さ 100 mm 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°C で、室内養生の温度条件である 20°C と比較して大きな違いは見られ

なかった。

図-17(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 224~394 kN/m² の範囲でばらついている。平均値($q_{u,ave}$)は 322 kN/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(地盤工学会, 1990) 供試体の $q_u^{lab}=308$ kN/m² とほぼ同じであった。

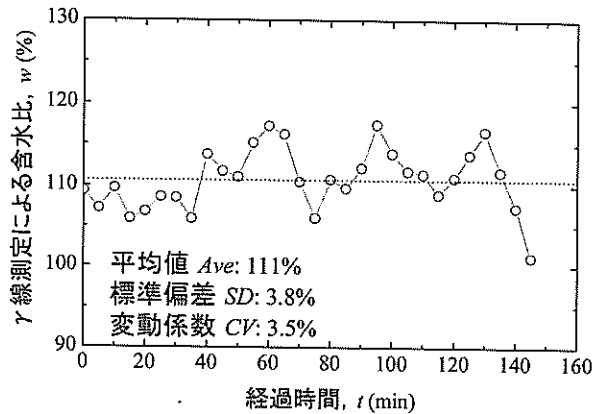


図-15 加水後の含水比の時刻歴(北詰ほか, 2004)

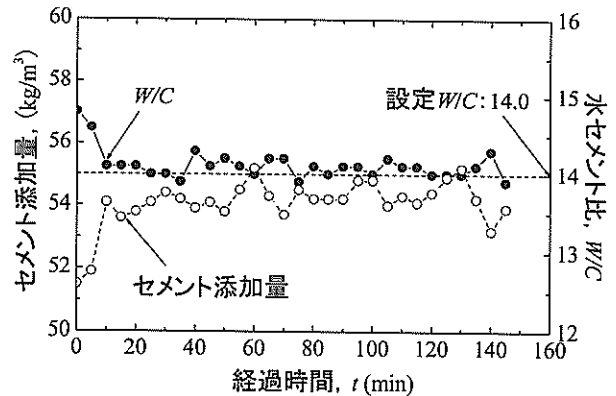
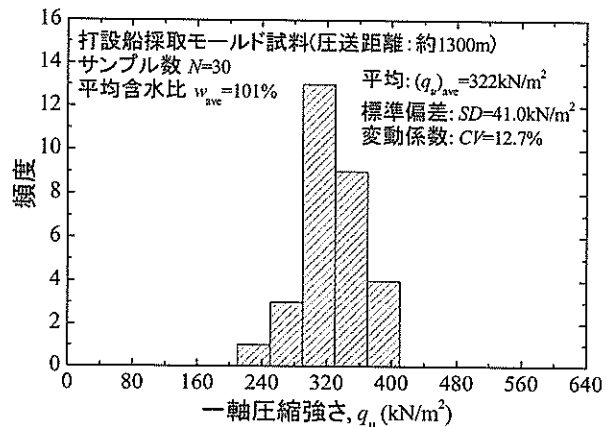
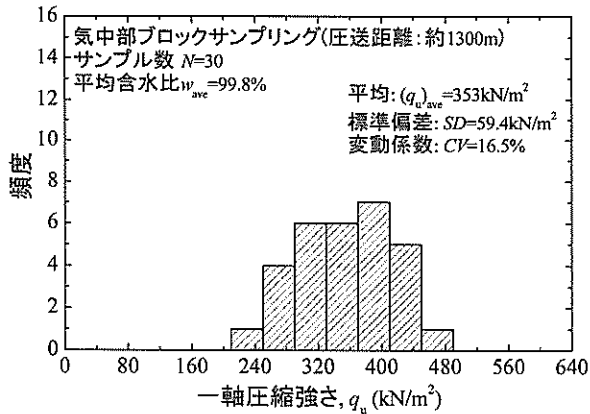


図-16 セメント添加量と算定した水セメント比の時刻歴(北詰ほか, 2004)



(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

図-17 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) (北詰ほか, 2004)

図-17(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 353 kN/m² であり、図-17(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一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 (佐藤, 2003; 2004)。実際に図-17(a) と図-17(b) のコアの分布に対し Shapiro-Wilk の方法 (Royston, 1982) 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。また後述する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-17 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-17(a) の打設船採取試料の CV は 12.7% で、図-17(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。

4.3 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 1,300 m 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 43 m, 93 m, 136 m, 645 m の位置に取り付けたバルブから処理土を採取した。本調査を行った時、工事で行われていた圧送距離は、前節で調査した時よりも短くなっており、圧送距離 645 m 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 10 m 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であるため、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 50 mm × 高さ 100 mm) を作製した。

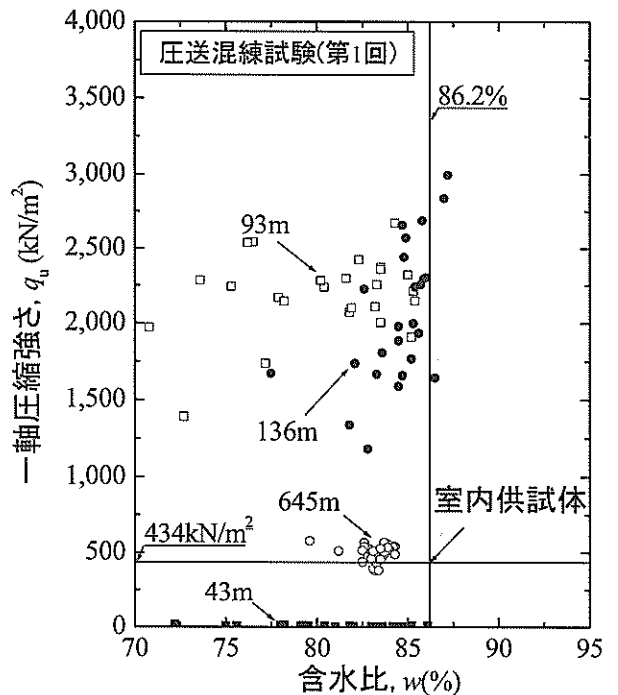


図-18 管路圧送中に採取した処理土の一軸圧縮強さと含水比の関係

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。

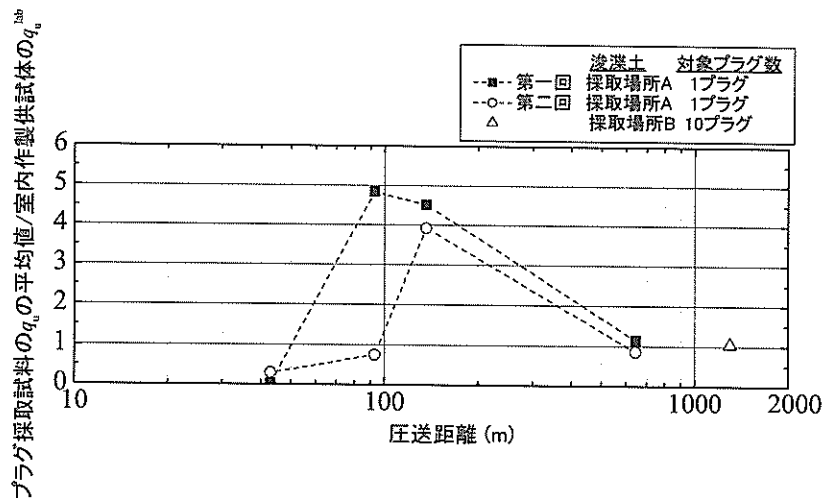
図-18に各圧送距離の地点で採取した処理土の q_u と含水比 w の関係を示す。図中には、室内作製供試体で得られた一軸圧縮強さ q_u^{lab} と含水比 w の関係も 2本の直線で示した。ここで管路圧送中に採取した処理土の q_u と w が 2直線の交点に近いほど、混練の程度が室内での混練の程度に近いことを示している。同図から 43 m の地点で採取した処理土の q_u は室内配合強度より著しく小さく、逆に 93 m, 136 m の地点で採取した処理土の q_u は著しく大きいことが分かる。

一方、645 m の地点で採取した処理土の q_u は、室内供

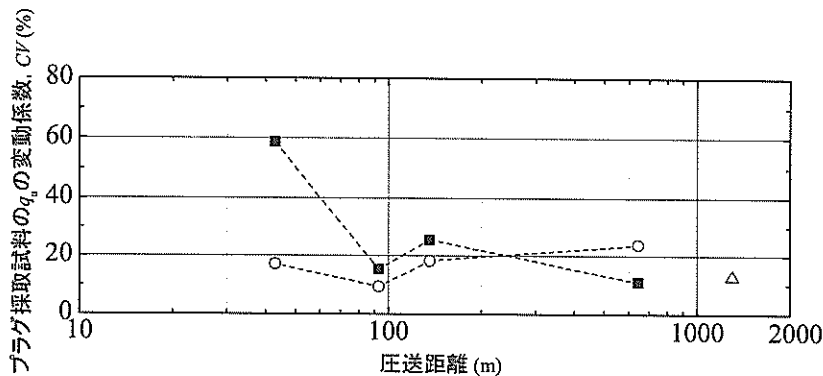
試体の q_u に近い。また含水比 w は全体的に室内供試体の含水比 w より小さいが、645 m の地点で採取した処理土の含水比 w は、他の 3 地点で採取した試料の含水比よりバラツキが小さいことが分かる。

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-19(a)に示す。図中には前節で述べた約 1,300 m 圧送して打設船上で採取した処理土の $(q_u)_{ave}/q_u^{lab}$ も Δ 印で示してある。ただし Δ 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-19(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



(a) 一軸圧縮強さの平均値



(b) 変動係数

図-19 固化材供給後の圧送距離の違いの影響 (北詰ほか, 2004)

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-19(a)を見ると 136 m 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 136 m 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 回目の圧送試験ともに 645 m 地点で採取した試料の $(q_u)_{ave}$ は、約 1,300 m の地点で採取した試料と同様に q_u^{lab} に近い。645 m 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-19(b)に示した変動係数は、1 回目の試験の 43 m 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、136 m 地点と 645 m 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 136 m 地点では混練の乏しい部分を、そして 645 m 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 136 m 地点から 645 m 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、136 m 地点でのプラグは、645 m 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。

これまでの実績では、必要な圧送距離として 50~100 m 程度と言われていた(沿岸開発技術研究センター, 2001; 上園と塚田, 1999)。本工事の施工条件の場合には、136 m の圧送距離では管中混合による混練は不十分で、645 m 程度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。今後、圧送管の長さとの比率と混合割合の関係について研究が必要であろう。

図-20 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-19(b)に示した 1,300 m 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 645 m 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。

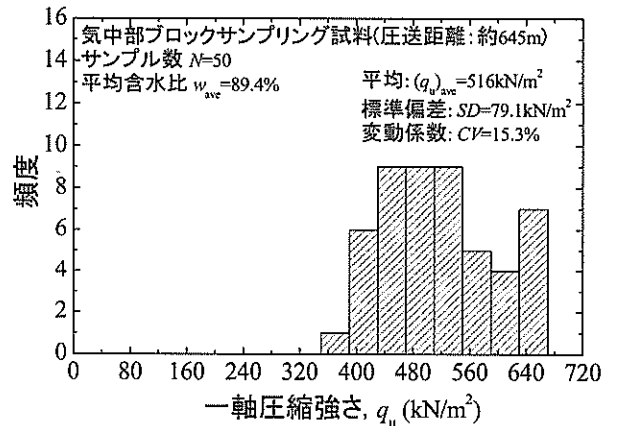


図-20 土運船一隻程度の浚渫土量に対する処理土の q_u の頻度分布(管路圧送距離:約 645m, 気中部ブロックサンプリング試料)(北詰ほか, 2004)

5. 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。

5.1 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 645 m 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軟弱土とする。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 2,000~3,000 m³ 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 25,000 m³ ごとに処理土を採取した。採取した処理土は直径 50 mm、高さ 100 mm 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。

5.2 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-21 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及ぼす。同図を見ると、圧送距離は 400~1,350 m の範囲で変化しており、最終的には 400 m 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、600 m 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 400 m の場合でも図-19 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-21 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方が、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。

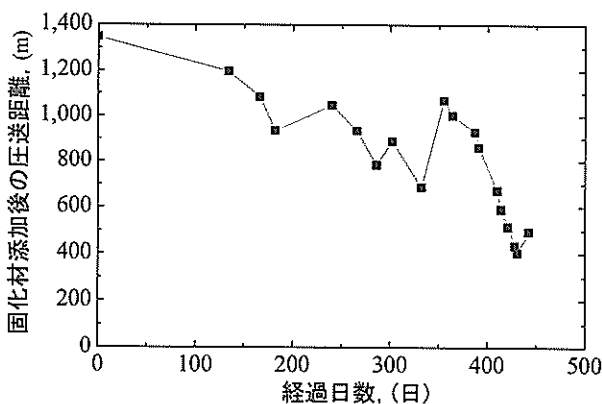


図-21 圧送距離の経時変化 (北詰ほか, 2004)

図-22 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くことが分かる。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、表-4 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-23 は、図-22 に示したのと同じ施工期間中に圧送船で計測され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-16 参照)。配合管理上の目標の水セメント比 (W/C)₀ は 14.0 である。同図を見ると (W/C)_{ave} は、約 13.5~15.0 の範囲でばらついているが、

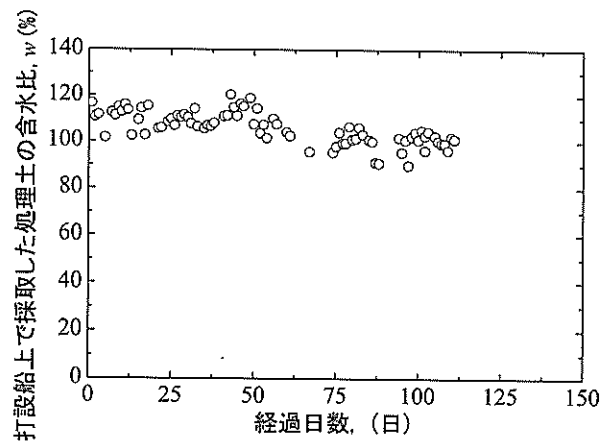


図-22 打設船採取試料の含水比の経時変化 (北詰ほか, 2004)

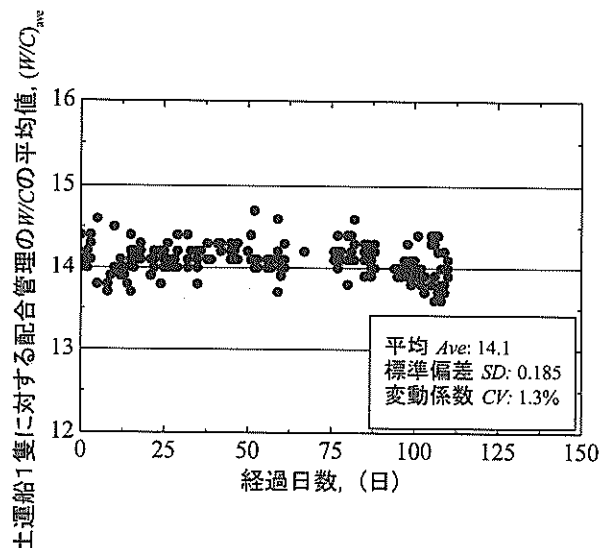


図-23 各土運船の配合管理における W/C の変動 (北詰ほか, 2004)

表-4 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

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。

5.3 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軟弱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-24) を利用し、配合管理の調整が行われた。すなわち打設船上で採取したモールド試料の 3 日養生後の q_u が約 50 kN/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-25 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。図-25(a) が浚渫場所 A、図-25(b) が浚渫場所 B に対する処理土の強度である。浚渫場所 A に対する処理土の q_u の平均値は 405 kN/m² 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 428 kN/m² 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-17 参照)と比較して q_u の変動係数 CV が大きく、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-25 の変動係数 CV は 30% 程度であり、過去の施工実

績(沿岸開発技術研究センター, 1999c)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軟弱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-26 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-25 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 m³ で、浚渫場所は表-2 に示すように 5 箇所であった。図-26 から得られる q_u の平均値は約 430 kN/m² 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。

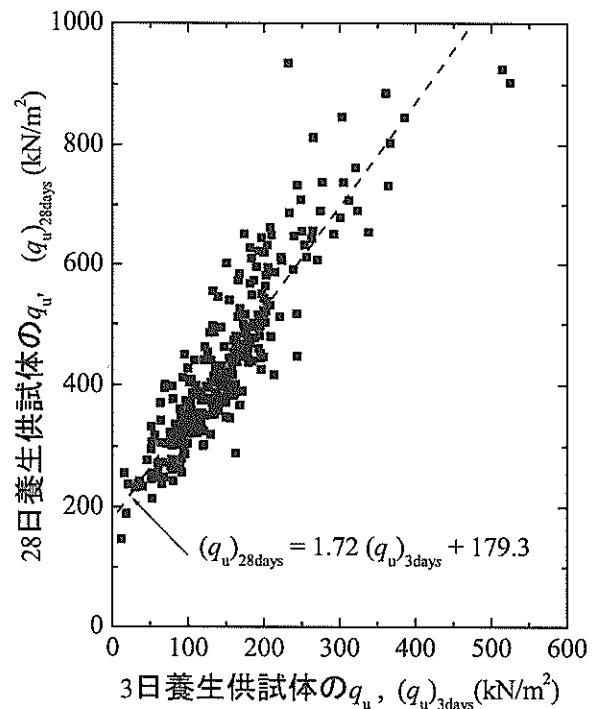
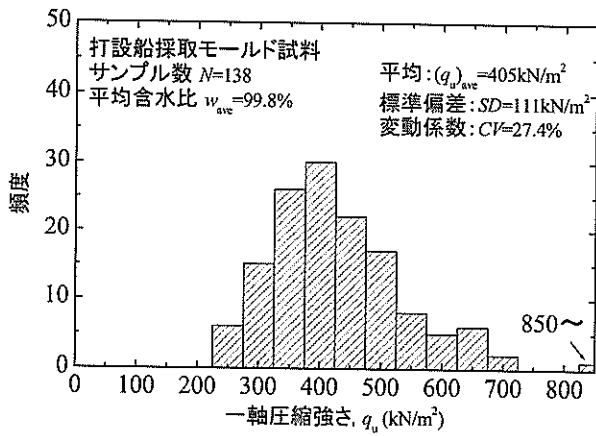
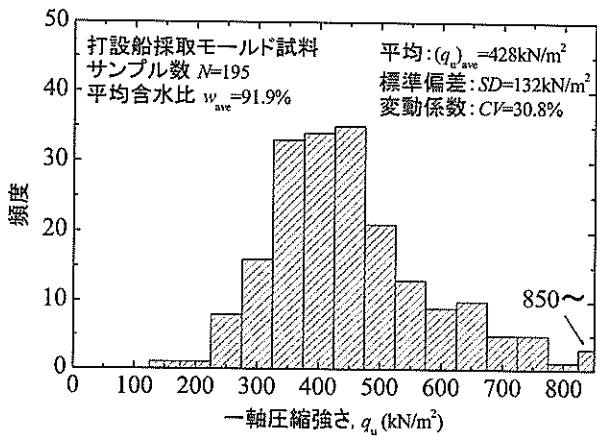


図-24 3日および28日養生供試体の q_u の関係(北詰ほか, 2004)



(a) 浚渫場所 A



(b) 浚渫場所 B

図-25 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 (北詰ほか, 2004)

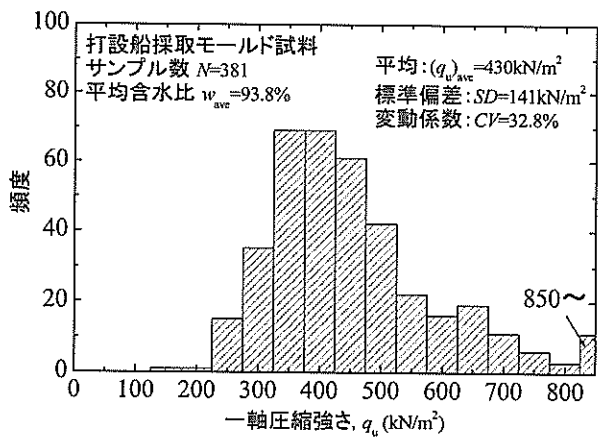


図-26 複数の土運船に対して打設船上で採取した処理土の q_u の頻度分布(浚渫場所:5 箇所) (北詰ほか, 2004)

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 (半井と石田, 2003), (渡邊ら, 2003) 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軟弱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。

5.4 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 の層厚を有していて、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-11 参照)を用い、28 日養生強度に換算を行ったものである。

処理地盤のうち約 1,100 m × 1,400 m 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

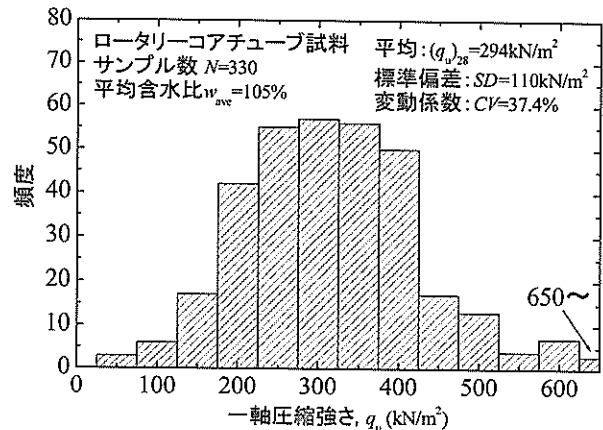


図-27 ロータリーコアチューブサンプリング試料の q_u の頻度分布(全試料) (北詰ほか, 2004)

表-5 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（北詰ほか, 2004）

	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

ンプリング試料の一軸圧縮強さ q_u の頻度分布を図-27 に示す。 q_u の平均値 $(q_u)_{ave}$ は 296 kN/m² で、その変動係数 CV は 37.4% であった。 図-26 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-27 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-5 に示すようになる。表-5 には固化材供給地点からの圧送距離が約 400~1,300 m 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 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の増大が見られる。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。

5.5 サンプリングと試験方法が与える影響

図-28 は、図-27 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 434 kN/m² 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 336 kN/m² 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（地盤工学会, 2000）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-26 の打設船採取試料の $(q_u)_{ave}$ とほぼ同じである。

一方、図-29(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

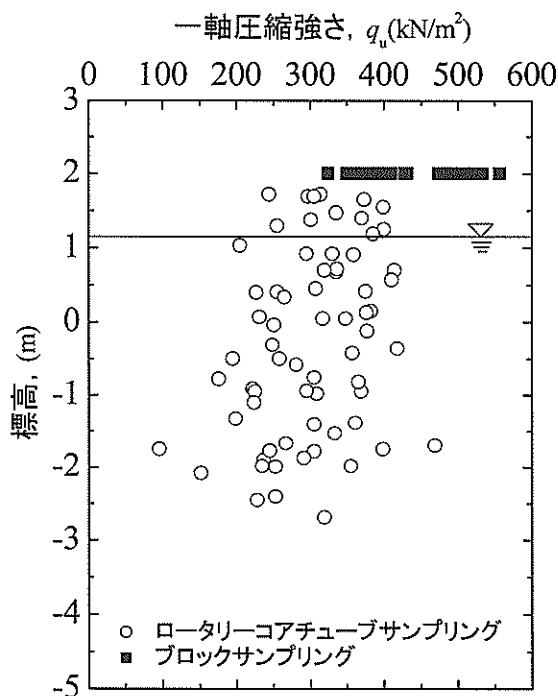
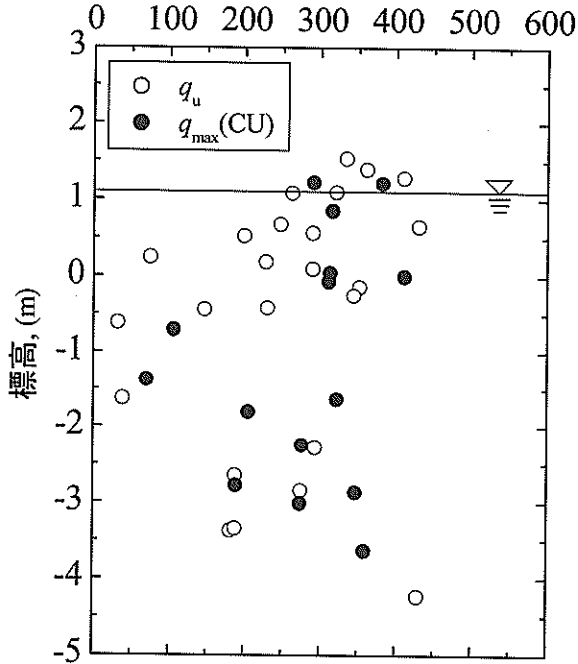


図-28 ロータリーコアチューブサンプリング試料とブロックサンプリング試料の一軸圧縮強さ（北詰ほか, 2004）

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、非排水条件で行った。図-29(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-30 は図-29 のボーリング孔の近傍 1~2 m 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 1 cm/sec の速度で計測は 1 cm ごとに行なった。 $q_t - \sigma_{v0}$ は、コーン貫入抵抗値 q_t から原位置上載圧 σ_{v0} を差し引いたもので、 q_t 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（田中, 1999）。

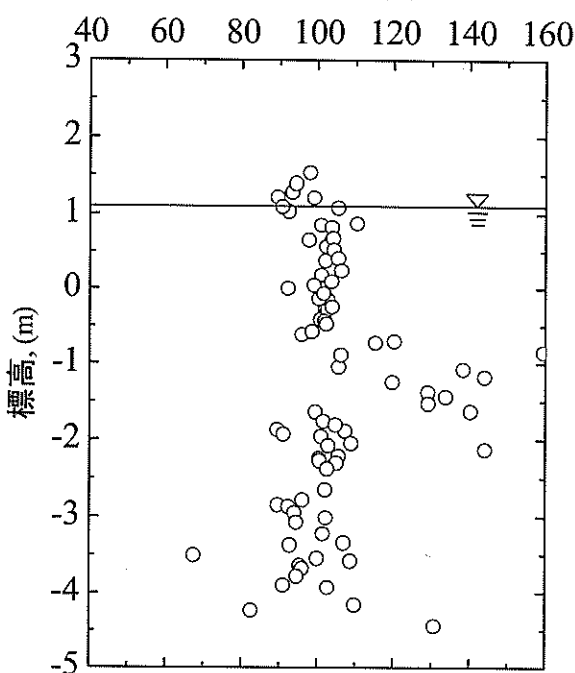
図-29(a) より、ほぼ同一深度であれば q_{max} と q_u に顕著な違いは認められなかったものの、 q_{max} の平均値 $(q_{max})_{ave}$ は 278 kN/m² で、 q_u の平均値 $(q_u)_{ave} = 256$ kN/m² より少し大

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)



(a) 強度分布

含水比, w (%)



(b) 含水比の分布

図-29 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 (北詰ほか, 2004)

大きく, q_{max} の変動係数 CV が34.9%で q_u 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 (内田ら, 1993) と類似している. 別途求めた圧密降伏応力と q_u 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-29(a)から得られたこの区画の q_u の変動係数 CV は43.6%であり, 地区全体の q_u 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~-2 m付近における q_u 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-29(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-30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.

コーン貫入抵抗, $q_t - \sigma_{vo}$ (kN/m^2)

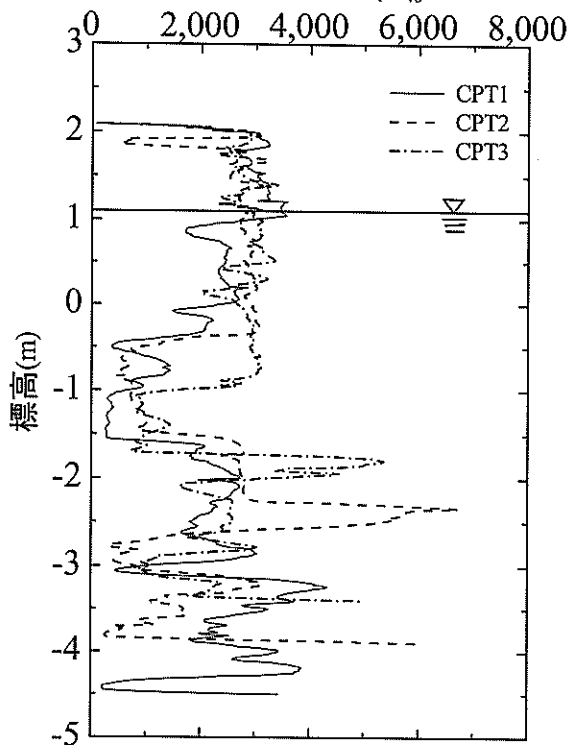


図-30 コーン貫入抵抗値の深度分布 (北詰ほか, 2004)

すなわち、同図を見ると標高-1～-2 m付近で q_u と同様に $q_t \cdot \sigma_{v0}$ 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 $q_t \cdot \sigma_{v0}$ 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1 cmごとに計測しているので、 q_u 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_u 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。

6. 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 2,000～3,000 m³)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600 m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_u の変動係数は十数%程度であった。
- 2) 一方、100 m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_u 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_u 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_u 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_u 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_u のばらつきに及ぼす影響を小さくすることができると思われる。
- 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_u 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の増大が見られる。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。

(2005. 3. 11 受付)

謝辞

本研究を進めるにあたり、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、中部国際空港株式会社ならびに東亜・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。ここに関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 岩月哲三, 神山祐一, 橋本文男, 矢内栄二, 益山忠(1998): 混気圧送方式の底泥輸送における効果的な粉体混合手法, 水工学論文集, 第42巻
- 上園 晃, 塚田正一(1999) 管中混合固化処理工法を用いた浚渫土砂の長距離圧送実験, 建設の機械化, 6月号, pp. 3-7.
- 内田恵之助, 塩井幸武, 橋本文男, 龍岡文夫(1993): 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.
- 運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室(1999): 管中混合固化処理工法, 147p.
- (財)沿岸開発技術研究センター(1999a): 事前混合処理工法技術マニュアル, 沿岸開発技術ライブラリーNo. 4, 152p.
- (財)沿岸開発技術研究センター(1999b): 港湾・空港における軽量混合工法技術マニュアル, 沿岸開発技術ライブラリーNo. 3, 172p.
- (財)沿岸開発技術研究センター(1999c): 海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル, 沿岸開発技術ライブラリーNo. 2, 226p.
- (財)沿岸開発技術研究センター(2001): 管中混合固化処理工法技術マニュアル, 沿岸開発技術ライブラリーNo. 11, 127p.
- 北詰昌樹, 早野公敏, 佐藤恒夫, 上用敏弘(2004): 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, 土木学会論文集, No. 771/III-68, pp. 199-214.
- 佐藤恒夫(2003): 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.
- 佐藤恒夫(2004): 海上空港用地造成への管中混合固化処
理工法の適用に関する研究, 港湾空港技術研究所資
料, No. 1076, 2004年3月, 81p.
- (社)地盤工学会(1990): 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.
- (社)地盤工学会(1996): 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.
- (社)地盤工学会(2000): 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.
- 菅沼史典(2003): 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.
- 田中洋行(1999): 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.
- (財)日本建築センター(1997): 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.
- 日本道路公団(1992): エアモルタルとエアミルクの試験
法(JHS A 313).
- 半井健一郎, 石田哲也(2003): 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.
- 堀井良介, 新舎 博, 藤尾良也(1999): 管中混合固化処
理プラント, 建設の機械化, p. 30-35.
- 渡邊諭, 落合英俊, 安福規之, 大嶺聖(2003): 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.
- Kitazume, M. and Sato, T. (2002): 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.
- Royston, J. P. (1982): An extension of Shapiro and
Wilk's W test for normality to large samples,
Applied Statistics, Vol. 31, pp. 115-124.