

カルシア改質土の人工干潟造成への適用

Application of Improved Dredged Soil with Steelmaking Slag to Artificial Tidal Flat

本田 秀樹 HONDA Hideki JFE スチール スチール研究所 土木・建築研究部 主任研究員 (課長)
土田 孝 TSUCHIDA Takashi 広島大学大学院工学研究院 社会環境空間部門 教授・博士 (工学)

要旨

浚渫土の有効活用として、鉄鋼製造の副産物である転炉系製鋼スラグと浚渫土を混合したカルシア改質土の用途開発に取り組んでおり、浅場・干潟の造成材、浚渫窪地の埋戻し材や埋立柱への適用を考えている。ここでは、人工干潟への利用技術として、人工干潟の修復工法への適用とカルシア改質土を腹付け材とした人工干潟構造を検討した。人工干潟修復工法への適用では、カルシア改質土を用いた修復工法の提案と実規模施工試験を行い、カルシア改質土の有効性を実証した。人工干潟構造の開発では、潜堤の腹付け材にカルシア改質土を用いた新しい人工干潟構造を提案し、遠心模型実験により、従来構造と同等の安定性を有することを確認した。

Abstract:

In order to effectively use dredged soil, improved dredged soil which is mixed with steelmaking slag has been developed. Intended application areas of the improved soil are tidelands, dredging hollows and reclamation materials. Restoration method of an artificial tidal flat and development of a new artificial tideland using the improved dredged soil were studied. For the restoration method using the improved dredged soil, proposed new method was demonstrated to be effective compared with the conventional type through field construction test. For the development of new artificial tideland, proposed new structure with the improved dredged soil enables reduction in soil improvement width and increase in dredged soil quantity, and the stability of this artificial tideland was confirmed through centrifuge model test.

1. はじめに

港湾整備では、船舶の航行に必要な水深の維持や船舶大型化にともなう増深工事により発生する浚渫土の有効活用が課題となっている。JFE スチールでは、シルト・粘土分が多く、そのまま再利用が困難であった浚渫土と転炉系製鋼スラグの混合土 (以下、カルシア改質土) の用途開発に取り組んでいる^{1,2)}。転炉系製鋼スラグは、鉄鋼製造の副産物であり、成分中に遊離石灰が含まれる。カルシア改質土は、浚渫土のシリカ成分と製鋼スラグの遊離石灰分のポゾラン反応により強度発現を示す。また、固化することから液状化しにくい材料であり、浚渫土が主な原材料であるため、透水性が低いなどの特性を有している^{1,2)}。このような土質特性を利用した、浅場・干潟の造成材、浚渫窪地の埋戻し材や埋立柱としての利用を考えている。本論文では、カルシア改質土の人工干潟への適用を目的とした、人工干潟修復工法とカルシア改質土を腹付け材とした人工干潟構造について報告する。

2. カルシア改質土の人工干潟修復工法への適用

2.1 人工干潟修復工法の概要

人工干潟は、石材を用いた潜堤の陸側に、浚渫土の中詰材と天然砂の覆砂層とで構成されることが多い。一方、中詰材の圧密沈下に起因する干潟面積の減少や干潟機能低下が課題であった。この対策として、スラリー化した浚渫土を中詰材内部に圧入し、沈下した干潟地盤を隆起させる修復工法が検討されている³⁾。この工法は、定常的に発生する浚渫土を有効活用できることや覆砂表層の生物環境に影響を与えないことが特長であるが、1ヶ所の圧入口からの圧入量が少ないことが課題であった。今回は、この修復工法の圧入効果を高める方法として、浚渫土と覆砂材の中間に固化層であるカルシア改質土を設ける構造を考案した⁴⁾。人工干潟修復工法の概略図を図1に示す。今回提案する構造は、強度を有するカルシア改質土で、浚渫土圧入箇所での局所的な隆起が抑制され、より広範囲に干潟地盤が隆起するため、圧入浚渫土の増量が可能になると考えられる。そこで、提案構造の圧入効果の実証を目的として、実規模施工試験を行った。

2017 年 4 月 3 日受付

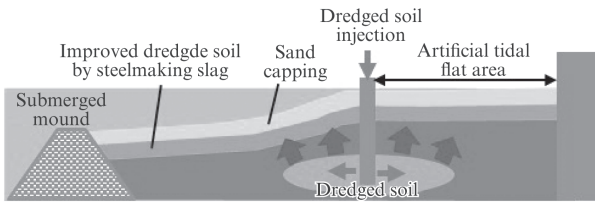


図1 人工干潟修復工法の概略図

Fig. 1 Restoration method of the artificial tidal flat

2.2 実規模施工試験の概要

2.2.1 試験に用いたカルシア改質土

カルシア改質土は、福山港の航路浚渫土（細粒分含有率91%）70体積%と製鋼スラグ（粒度26.5mm以下、遊離石灰の含有率4.1%）30体積%を原料に、バックホウ混合により製造した。事前の配合試験から、混合直後の施工性と早期の強度発現を考慮して、カルシア改質土のフロー値を約9cmに設定した。

2.2.2 実規模施工試験の方法

陸上に設けられた浚渫土置場内の18m×18mの範囲に、人工干潟の部分モデルを設けた。施工試験フローを図2、試験断面を図3に示す。実験地盤が、実際の干潟地盤と同程度の強度⁵⁾（非排水せん断強さ $c_u=1.4\sim 4.1\text{ kN/m}^2$ ）となるように、表層から深さ2.5mまでを攪拌機付泥上作業車で、解泥と加水調整（含水比95%）を行った。実験地盤表層に、混合直後のカルシア改質土を厚さ50cmにならし、3ヶ月間の養生後、覆砂材（高炉水砕スラグを使用）を層厚50cmに敷設した。次に、浚渫土圧入時に地盤を緩やかに隆起させるため、浚渫土の圧入位置周辺を軟化させた。ここでは、地盤改良分野で利用されている高圧噴射攪拌工法⁶⁾を用いて、地表面下から2.5m±0.25mの範囲に高圧ジェット水

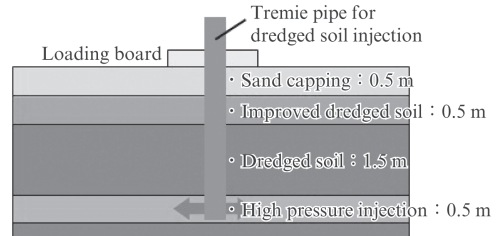
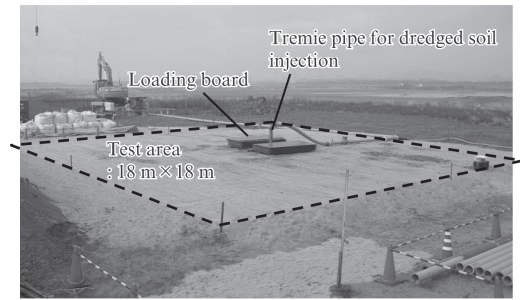


図3 試験断面

Fig. 3 Cross section of construction test

（40MPa）を噴射して、液性限界の約1.2倍である含水比125%となるように地盤を軟化させた。浚渫土の圧入試験は、圧入用トレミー管の先端に設けた開口部中心が覆砂材天端から深さ2.5mとなるようにトレミー管を挿入して、コンクリートポンプを用いて圧送流量 $45\text{ m}^3/\text{h}$ で浚渫土を圧送した。トレミー管周辺部の局所的な隆起や圧入浚渫土の吹き出し防止のため、トレミー管挿入位置には、直径3mの載荷盤と鉄板（載荷重 20 kN/m^2 ）を設置した。圧入用の浚渫土は、グラブバケットでの浚渫を想定して、液性限界の約1.2倍（含水比125%）に調整した。なお、試験後の掘削調査のため、浚渫土にセメントスラリー（セメント添加量 60 kg/m^3 ）を加えた。浚渫土の圧入後、3Dスキャナーを用いて地表面形状を計測した。

2.3 実規模施工試験の結果

2.3.1 カルシア改質土の品質

今回の試験に用いたカルシア改質土の品質を確かめるため、バックホウ混合直後の試料を用いて強度試験を行った。その結果、養生28日での一軸圧縮強さの変動係数は0.15（供試体24本、平均値 174 kN/m^2 、標準偏差 26.5 kN/m^2 ）であり、セメント混合固化工法で用いられる設定値以下⁷⁾であることから、混合品質は良好と考えられる。また、試験エリアに敷設したカルシア改質土から採取したコア試料の強度試験の結果、一軸圧縮強さは、バックホウ混合直後に採取した試料と同程度であることを確認した。圧入試験時における試験エリアのカルシア改質土の一軸圧縮強さは 223 kN/m^2 であった。

2.3.2 浚渫土の圧入試験結果

浚渫土圧入時に計測した注入圧力は $0.1\sim 0.2\text{ MPa}$ 程度であり、安定的に浚渫土の圧入を実施できた。3Dスキャナー

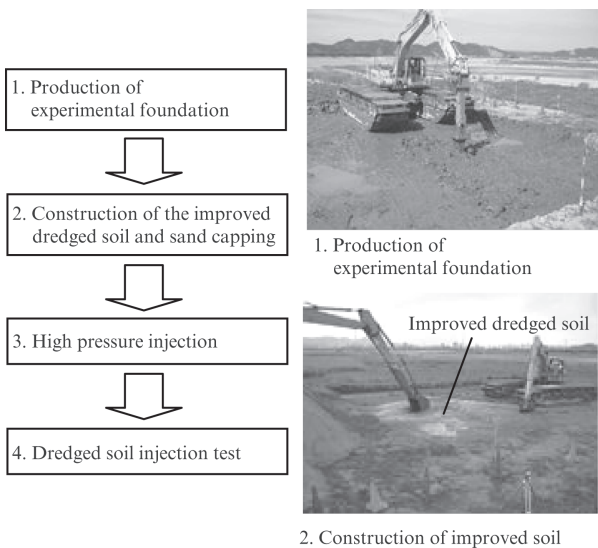


図2 実規模施工試験フロー

Fig. 2 Construction test flow

で計測した地表面隆起量の経時変化を図4、試験終了時における地表面の隆起状況を写真1に示す。試験開始後、圧入量 50 m³ 時点から隆起が生じ、圧入量 105 m³ では圧入位置を中心とした円形状の隆起と覆砂材表面にクラックが発生した。その後、圧入量 179 m³ において、クラック部より浚渫土の漏出がみられたため、今回の施工試験の圧入限界と判断した。この時の地表面の最大隆起量は 1.26 m であった。

一方、カルシア改質土を敷設しない条件に対して、同様の施工方法で実施された試験結果³⁾では、浚渫土の圧入限界量は 86 m³、地表面の最大隆起量は 0.66 m であった。これより、浚渫土と覆砂材の中間に固化層であるカルシア改質土を設けた人工干潟構造は、浚渫土の圧入効果を高める方法として有効であり、今回の施工条件では、圧入口 1 箇所あたりの浚渫土圧入量を約 2 倍に増量できた。

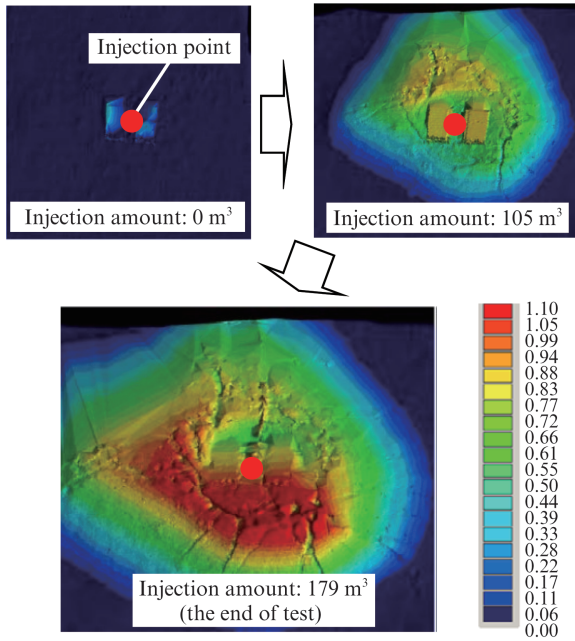


図4 地表面隆起量の測定結果

Fig. 4 Result of the ground level measurement



写真1 地表面隆起状況 (試験終了時)

Photo 1 Situation of the protuberance in the ground level

2.4 数値解析を用いた圧入効果の検討

2.4.1 解析方法

本工法への数値解析の適用性を検証するため、今回の施工試験を対象として、静的地盤変形解析プログラムによる軸対象条件での FEM 解析を行った。解析モデルを図5に示す。下端部は水平・鉛直変位固定境界として、覆砂層の上面には、施工試験と同様に、直径 3 m の隆起抑制板と載荷圧 20 kN/m² を設定した。解析定数を表1に示す。地盤は全て線形弾性体とした。解泥層と高圧噴射層の変形係数は、式(1)と式(2)を用いて、電気式静的コーン貫入試験から得られたコーン貫入抵抗 q_c を非排水せん断強さに換算して求めた。カルシア改質土層の変形係数は、現場採取した供試体の 91 日材齢の一軸圧縮強さより、式(3)を用いて算定した。解析時における浚渫土の圧入は、圧入位置の地盤要素を非排水境界で閉じ、内部に圧力を与えて地盤要素を膨張させることで表現した。与える圧力は、圧入前後における体積増分が圧入土量と等しくなるように調整した。

$$c_u = q_c / 20 \dots\dots\dots (1)$$

$$E = 200 c_u \dots\dots\dots (2)$$

$$E = 300 q_u \dots\dots\dots (3)$$

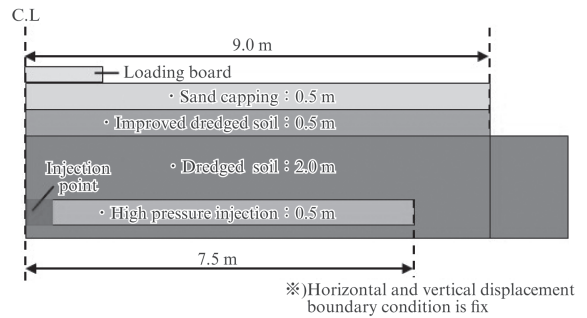


図5 解析モデル

Fig. 5 Analysis model

表1 解析定数

Table 1 Analysis constants

	Cohesion of soil (kN/m ²)	Internal friction angle (°)	Deformation modulus (kN/m ²)
Sand capping (granulated slag)	0	35	1.0 × 10 ⁴
Improved dredged soil	111	0	6.68 × 10 ⁴
Dredged soil	—	—	5.30 × 10 ²
High pressure injection	—	—	2.00 × 10 ²

2.4.2 解析の結果

地表面隆起量の解析結果と施工試験での測定値の比較を **図6** に示す。最大隆起量の発生位置がやや異なるが、最大隆起量や隆起形状はよく一致しており、本工法に対して FEM 解析の適用可能性があると考えられる。

3. カルシア改質土を腹付け材とした人工干潟構造

3.1 カルシア改質土を用いた人工干潟構造の概要

浚渫土を活用した人工干潟造成が実施されているが、海底地盤が軟弱な粘土地盤の場合、土留め潜堤の基礎地盤部にはサンドコンパクションパイル（以下、SCP）などの地盤改良が必要となる。この地盤改良の費用は、工事費全体に占める割合が高いことから、地盤改良コストの削減が課題のひとつとなっている。そこで、潜堤の腹付け材にカルシア改質土を組み合わせた人工干潟構造を考案した⁸⁾。今回の人工干潟構造の概略図を **図7** に示す。この人工干潟構造の特長は、3点挙げられる。1点目は、腹付け材とするカルシア改質土は、従来の石材の水中単位体積重量（10 kN/m³）よりも軽量で、大きな粘着力を有するため、地盤改良幅の縮小が可能となる。2点目は、カルシア改質土は、浚渫土単体と比べて流動性が低下する。この特性を利用して、腹付け材としたカルシア改質土に勾配を設けて、潜堤背後を嵩

上げすることで、従来よりも多くの浚渫土を中詰材に利用できる。3点目は、カルシア改質土の嵩上げを行うことで、潜堤背後の天端位置が高くなるため、覆砂部の勾配が緩くなる。このため、従来よりも干潟面積の拡大が可能となり、覆砂材の波浪安定性向上も期待できる。

一方、今回の人工干潟構造は、従来よりも地盤改良幅を縮小して、潜堤背後の浚渫土を増量していることから、安定性が課題と考えられる。従来、人工干潟構造は、円弧すべり計算を用いて安定性を評価しているが、セメント固化処理土などの改良土を部分的に用いた構造物では、円弧すべり計算による安定性評価の妥当性が問題となる場合がある⁹⁾。そこで、カルシア改質土を用いた人工干潟構造に関して、従来構造との比較による安定性の実証と円弧すべり計算手法の適用性を明らかにすることを目的に、遠心模型実験を行った。

3.2 遠心模型実験の概要

3.2.1 実験断面

実験断面を設定するため、水深9mの海域に造成される人工干潟を想定して、**表2**の地盤条件（設計値）を用いた円弧すべり計算を行い、地盤改良幅を求めた。ここでは、改良率25%のSCP工法を用い、改良地盤は杭体と粘性土の複合地盤とした。得られた人工干潟断面を **図8** に示す。今回の条件では、カルシア改質土を用いた場合の地盤改良幅は21.0mであり、従来構造の改良幅29.4mと比較して約

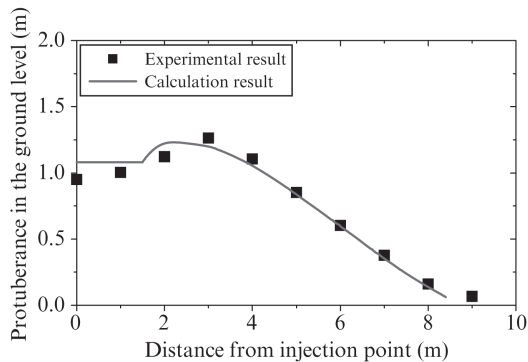


図6 解析結果と計測値の比較

Fig. 6 Comparison between calculation and measurement

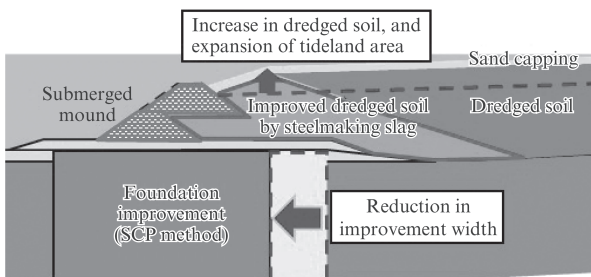


図7 カルシア改質土を用いた人工干潟構造

Fig. 7 Artificial tideland structure using improved dredged soil

表2 地盤条件
Table 2 Condition of experiment

Item		Unit	Design	Experiment
Foundation ground	Unit weight below water level	kN/m ³	4.5	6.5
	Cohesion of soil	kN/m ²	2.0 × z (ground level, z = 0)	2.6 × z (ground level, z = 0)
Improvement SCP method	Replacement area ratio	%	25	25
	Unit weight below water level	kN/m ³	10.0	10.0
	Internal friction angle	°	30	35
Submerged mound	Unit weight below water level	kN/m ³	10.0	10.0
	Internal friction angle	°	40	40
Improved dredged soil	Unit weight below water level	kN/m ³	6.2	6.2
	Cohesion of soil	kN/m ²	80	80
Dredged soil	Unit weight below water level	kN/m ³	5.4	4.0
Sand capping	Unit weight below water level	kN/m ³	10.0	10.0

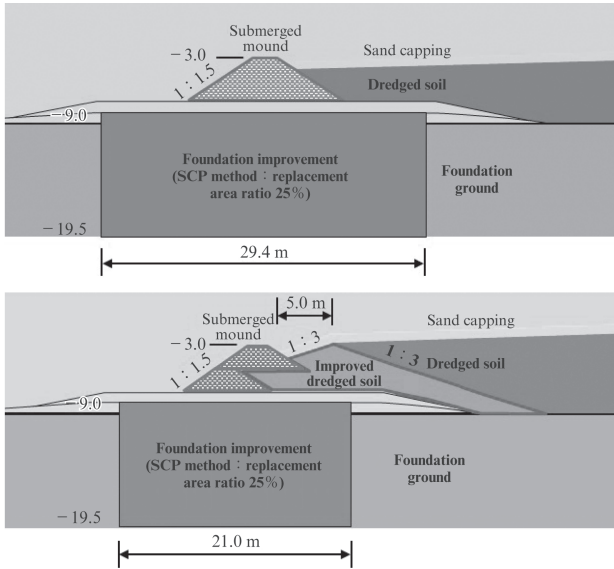


図8 実験対象断面

Fig. 8 Cross section of models

30%縮小可能であった。また、中詰材である浚渫土の使用量は、約20%増加した。実験断面は、図8の2断面を対象として、潜堤を中心に幅48m×高さ23mを実験範囲（実スケール）とした。

3.2.2 模型地盤の作製

実験では、試料容器（幅60cm×高さ40cm×奥行20cm）内に、縮尺1/80の模型地盤を作製した。実験手順を図9に示す。基礎地盤の作製は、カオリン粘土（MCクレートとAXカオリンを乾燥重量比1:1で混合）を用いた。試料容器の下層に、圧密中に透水層として機能するための支持砂層（飯豊珪砂5号、厚さ4cm）を設け、次に、含水比120%に調整したカオリン粘土を投入した。今回の実験は、正規圧密粘土地盤を対象としているため、カオリン粘土の

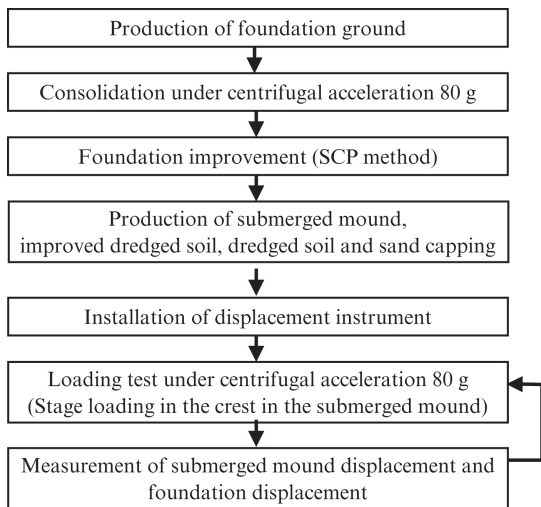


図9 実験フロー

Fig. 9 Experimental test flow

投入後、80g（gは、重力加速度）の遠心加速場で自重圧密を行い、 \sqrt{t} 法により圧密度が95%以上であることを確認した。コーン貫入試験の結果、基礎地盤の深度方向の強度増加は、 $2.6 \times z \text{ kN/m}^2$ （z：地表面からの土被り厚）であった。SCP（または砂杭）は、円筒形のアクリルパイプ（内径21mm）に飯豊珪砂5号を投入して、相対密度85%に締固めた後、凍結させた。基礎地盤の自重圧密終了後、SCP打設位置を削孔（直径21mm）して、凍結させたSCP（または砂杭）を打設した。カルシア改質土は、笠岡粘土（細粒分含有率91%、含水比225%）に、粒径1.0mm以下の製鋼スラグ20体積%を混合した。なお、実験時の強度（粘着力 80 kN/m^2 ）を得るため、普通ポルトランドセメント 96 kg/m^3 を添加した。実験に用いたカルシア改質土の単位体積重量は 16.2 kN/m^3 であった。潜堤は、7号碎石（粒径2.0~9.5mm程度）を用いて、法面勾配を1:1.5とした。中詰材の浚渫土は、カルシア改質土の材料と同じ笠岡粘土を用い、単位体積重量が 14 kN/m^3 となるように含水比調整を行った。覆砂材には、飯豊珪砂5号を用いた。

3.2.3 実験方法

作製した模型地盤を遠心模型実験装置に搭載して、80gの遠心加速場での実験を行った。地盤条件を、表2の実験値欄に示す。今回の実験は、提案構造の安定性の実証が目的であることから、同じ地盤条件で作製した従来構造と提案構造の実験を行い、変形挙動を比較した。遠心模型実験の状況を写真2に示す。実験では、円弧すべり計算において起動力として作用する潜堤天端位置に錘を載荷して、潜堤に変形を生じさせた。錘の載荷重量は、0~ 347 kN/m^2 （実スケール）の6ステップとして、段階的に増加させた。各載荷時において、潜堤天端の沈下量を測定した。また、基礎地盤部の格子状の色砂（黄色）を画像処理して、改良部の変形量を測定した。

3.3 実験結果

3.3.1 提案構造の変形挙動

提案構造は、潜堤天端の載荷重 139 kN/m^2 において、潜堤（上段）下部のカルシア改質土内にクラックの発生が見られた。この時、碎石（潜堤）による荷重分散を考慮しな

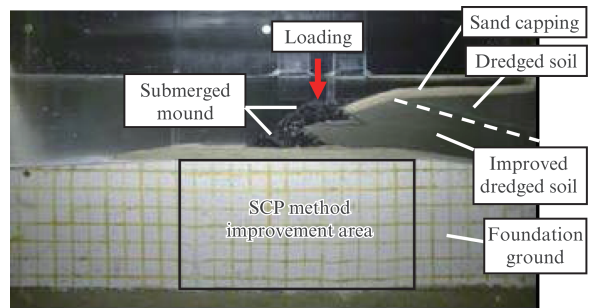


写真2 遠心模型実験の状況

Photo 2 Centrifuge model test

ければ、カルシア改質土には、潜堤天端の荷重 139 kN/m^2 と潜堤の自重 20 kN/m^2 （水中単位体積重量 $10 \text{ kN/m}^3 \times$ 高さ 2 m ）の合計値 159 kN/m^2 が作用していると考えられ、今回の実験条件とした一軸圧縮強さ 160 kN/m^2 と同程度の荷重作用時に、クラックが発生していることになる。その後、荷重 204 kN/m^2 では、クラック幅の拡大が見られたが、クラックの進展による潜堤の沈下や基礎地盤部の大きな変形はみられなかった。荷重 278 kN/m^2 での提案構造の変形状況を写真3に示す。地盤改良部に設けた色砂（黄色）に着目すると、潜堤中央より海側に位置する色砂（縦線）は海側に変形しているが、潜堤中央より陸側では変形が見られなかった。この変形は、円弧すべり計算結果のすべり線よりもやや深い位置まで影響していた。

3.3.2 提案構造と従来構造の変位比較

各荷重における潜堤天端の沈下量の比較を図10に示す。縦軸の沈下量は、荷重 0 kN/m^2 での遠心実験終了時を基準値（ゼロ）とした。その結果、同じ荷重における提案構造の沈下量は、従来構造よりも小さい結果であった。提案構造の場合、荷重 204 kN/m^2 までは、従来構造よりも傾きは緩く、カルシア改質土のクラック発生後（荷重 139 kN/m^2 ）においても沈下量の急激な変化は見られなかった。荷重 204 kN/m^2 を超えると急な傾きとなり、従来構

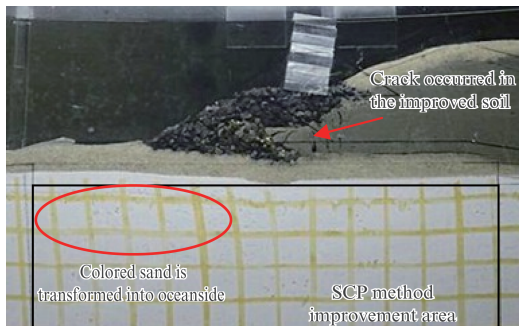


写真3 提案構造の変形状況（荷重 278 kN/m^2 ）

Photo 3 Situation of loading 278 kN/m^2

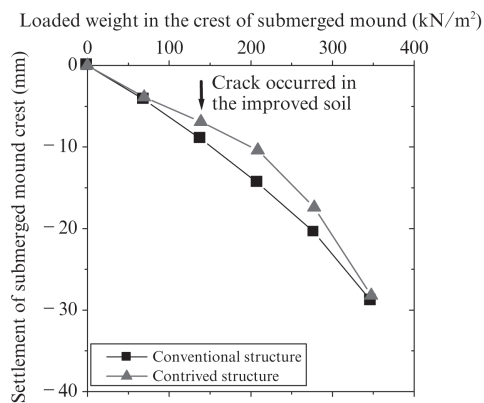


図10 潜堤天端の沈下量の比較

Fig. 10 Comparison of the submerged mound settlement

造と同程度の沈下量となった。潜堤法尻部（海側）の地表面における、水平変位の比較を図11に示す。従来構造は、荷重 139 kN/m^2 を超えると傾きが急になり、水平変位量が増加していた。一方、提案構造の水平変位は、荷重 204 kN/m^2 までは、従来構造と同程度であり、荷重 204 kN/m^2 を超えると急な傾きとなり、水平変位量が増加していた。同じ荷重に対する提案構造と従来構造の変位を比較した結果、提案構造は、従来構造と同等の安定性を有していると考えられる。

3.3.3 円弧すべり計算結果との比較

現行設計に用いられている円弧すべり計算による安定性評価の提案構造への適用性を検討するため、提案構造と従来構造の比較を行った。潜堤法尻部（海側）の地表面の水平変位量と円弧すべり計算で求めた安全率の比較を図12に示す。従来構造は、安全率 0.9 を下回ると水平変位が急増した。一方、提案構造は、安全率 0.8 付近までは従来構造と同程度の水平変位であり、安全率 0.8 を下回ると変位が急増していた。潜堤天端の沈下量も同様の比較を行ったが、同じ傾向であった。この比較結果より、提案構造の変位が急増する変曲点の安全率は 1.0 以下であり、従来構造よりも低く

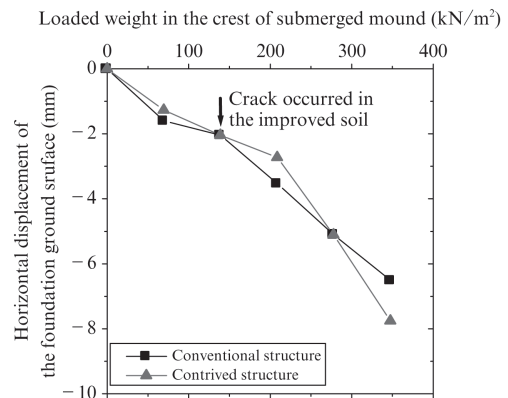


図11 潜堤法尻部の水平変位の比較

Fig. 11 Comparison of the horizontal displacement

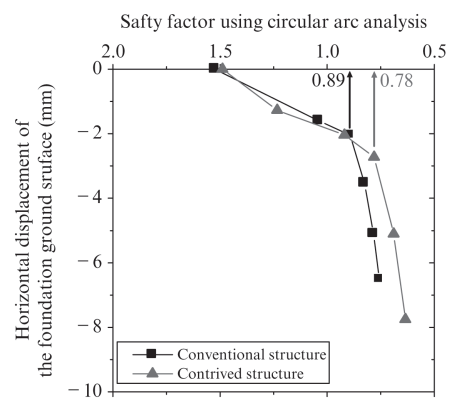


図12 円弧すべり計算による安全率の比較

Fig. 12 Comparison of the safety factor

なっていることから、現行の円弧すべり計算による安定性評価手法を提案構造に適用しても安全側に振れると考えられる。

4. おわりに

カルシア改質土の利用技術として、人工干潟修復工法とカルシア改質土を腹付け材とした人工干潟構造を検討した。人工干潟修復工法では、中詰材の浚渫土と覆砂材の中間にカルシア改質土を設けた構造を提案し、実規模施工試験により、圧入効果が約2倍となることを実証した。人工干潟構造の検討では、地盤改良幅の縮小と浚渫土量の増量が可能となる人工干潟構造を考案して、遠心模型実験を行い、全体安定性は従来構造と同等であることを確認した。近年、浅場・干潟の再生や浚渫窪地の修復など、沿岸海域の環境改善に向けた取り組みが進められている。カルシア改質土は、副産物である浚渫土と転炉系製鋼スラグが材料であり、再生資源の有効活用につながる。本技術の普及により、環境負荷の少ない持続的発展が可能な社会の構築に貢献できるものと考えている。

謝辞

五洋建設(株)並びにペンタテクノサービス(株)の皆様には、実規模施工試験や遠心模型試験に御協力いただきました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本鉄鋼連盟. 「転炉系製鋼スラグ 海域利用の手引き」. 2008.
- 2) (一財)沿岸技術研究センター. 「港湾・空港・海岸等におけるカルシア改質土利用技術マニュアル」. 2017.
- 3) 高 将真, 杉原広晃, 土田 孝, 熊谷隆宏, 山田耕一. 浚渫土圧入による人工干潟修復方法の実規模実験. 土木学会論文集 B3(海洋開発). 2013, vol. 69, no. 2.
- 4) 本田秀樹, 谷敷多穂, 林 正宏, 土田 孝, 亀山武士, 高 将真, 杉原広晃, 熊谷隆宏. カルシア改質土を用いた人工干潟修復工法の開発. 土木学会論文集 B3 (海洋開発). 2014, vol. 70, no. 2.
- 5) 上野一彦, 菊原紀子, 山田耕一, 渡部要一. 浚渫粘性土による人工干潟の造成方法と圧密沈下挙動に関する研究. 土木学会論文集 B3 (海洋開発). 2012, vol. 68, no. 2.
- 6) 資源・素材学会. ウォータージェット掘削・応用百科. 丸善. 1996, p. 123-140.
- 7) (一財)沿岸技術研究センター. 「管中混合固化処理工法技術マニュアル」. 2008. 7.
- 8) 本田秀樹, 土田 孝, 谷敷多穂, 林 正宏, 山田耕一, 熊谷隆宏, 柳橋寛一, 牧野常雄. カルシア改質土を腹付け材とした人工干潟構造の開発. 土木学会論文集 B3 (海洋開発). 2016, vol. 72, no. 2.
- 9) 北詰昌樹, 中村健, 森永真朗, 宇高泰. 低改良率で改良された杭式深層混合処理地盤の鉛直支持力. 港湾技術研究所報告. 1999, 第 38 巻第 3 号.



本田 秀樹



土田 孝