カルシア改質土を腹付け材とした人工干潟構造の開発

本田 秀樹¹・土田 孝²・谷敷 多穂³・林 正宏³・
山田 耕一⁴・熊谷 隆宏⁴・柳橋 寛一⁴・牧野 常雄⁵

¹正会員 JFE スチール (株) スチール研究所 土木・建築研究部
(〒210-0855 神奈川県川崎市川崎区南渡田町 1-1)

E-mail: h-honda@jfe-steel.co.jp

²正会員 広島大学大学院教授 工学研究院 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail: ttuchida@hiroshima-u.ac.jp

³正会員 JFE スチール (株) スラグ事業推進部 (〒100-0011 東京都千代田区内幸町 2-2-3)

⁴正会員 五洋建設 (株) 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)

⁵ペンタテクノサービス (株) 技術部 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)

従来の捨石を用いた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。この人工干潟構造は、カルシア改質土の強度特性などを活用することで、従来構造よりも潜堤部の地盤改良幅の縮小によるコスト削減、潜堤背後に投入する浚渫土の増量などが可能となる。ここでは、提案した人工干潟構造の安定性の実証を目的として、遠心模型実験を行った。その結果、提案構造の変形量は、従来構造と同程度であったことから、従来と同等の安定性を有していると考えられる。また、提案構造の安定計算法として、現行の円弧すべり計算が適用可能であると考えられる。本研究では、カルシア改質土を腹付け材とした人工干潟構造の概要や特徴、地盤改良幅の縮小効果、および遠心模型実験による安定性の検討内容について述べる。

Key Words : artificial tideland, dredged soil, steelmaking slag, soil improvement

1. はじめに

国際競争力の向上のため、大型船舶に対応可能な港湾整備を行い、輸入コストを削減することが求められている。その際、航路や港の泊地を浚渫することで発生する浚渫土の活用方策が大きな課題である。瀬戸内海では、浚渫土を活用した人工干潟造成事業が実施されてきたが、海域の地盤が軟弱な粘土地盤であることが多く、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っている。この地盤改良の費用は、事業全体の工事費に占める割合が高いため、B/C（費用便益比）を高めて事業を推進する上で、地盤改良コストの削減が課題となっている。一方、浚渫土の活用技術として、鉄鋼製造の副産物である転炉系製鋼

スラグを混合したカルシア改質土の開発が進められている¹⁾。カルシア改質土は、浚渫土のシリカ成分と製鋼スラグのカルシウム成分でのポゾラン反応により強度発現を示し、有害物質の溶出の問題ないことが確認されており、浅場・干潟などの造成材や埋込材への適用が検討されている。山田ほか²⁾や鶴ヶ崎ほか³⁾は、潜堤全体をカルシア改質土で構築することにより、地盤改良を省略する人工干潟構造の検討を行っているが、潜堤法面の勾配上の制約や長期的な沈下対策などの課題が残っている。ここでは、従来の捨石を用いた潜堤を本体として、潜堤の腹付け材にカルシア改質土を組み合わせることで、潜堤部の地盤改良幅の縮小や潜堤背後に投入する浚渫土の使用量を増加可能な人工干潟構造を考案した。今回の人工干潟構造の概略図を図-1に示す。この提案構造は、従来

図-1 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

と比べて、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、その安定性が課題と考えられる。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⁴⁾。本研究では、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、遠心模型実験による検討を行った。

2. カルシア改質土を腹付け材とした人工干潟構造の概要

(1) カルシア改質土を用いた人工干潟構造の特徴

基礎地盤が軟弱な海域に造成される人工干潟構造は、SCPなどの地盤改良を設けた石材の潜堤、浚渫土による中詰材と天然砂の覆砂材で構成されている。今回提案のカルシア改質土を用いた人工干潟構造は、石材の使用量を最小化するため、潜堤を上下二段に分割して、石材の水中単位体積重量(10kN/m³)よりも軽量であり、強度を有するカルシア改質土を潜堤の腹付け材として設けた。潜堤全体をカルシア改質土で築造することも考えられるが、カルシア改質土は石材と同等である法勾配1:1.5の施工が困難であるため、ここでは石材による潜堤の腹付け材とした。その結果、基礎地盤の上載荷重が従来の石材による潜堤よりも軽量になることやカルシア改質土によるせん断抵抗の効果により、従来構造よりも地盤改良幅の縮小が可能となる。また、カルシア改質土は、浚渫土に改質材の製鋼スラグ 10~30 体積%程度を混合するため、浚渫土単体と比較すると流動性が低下して、水中での勾配1:3~1:5程度の施工が可能となる¹⁾。この特性を利用して、潜堤の腹付け材としたカルシア改質土に勾配を設け、潜堤背後の嵩上げを行う。その結果、中詰材の容積が増加するため、従来よりも多くの浚渫土を使用できる。人工干潟は、港湾事業で発生した浚渫土のリサイクルを兼ねて造成されるので、浚渫土使用量の増加は長所と考えられる。さらに、嵩上げにより潜堤背後の天端位置が高くなるため、覆砂層の勾配が従来よりも緩くなる。干潟は、潮汐の干満差で現れる地形であるため、覆砂層の緩勾配化により、干潟面積の拡大を図ることが可能となり、覆砂材の波浪安定性向上も期待できる⁵⁾。

(2) 提案構造の断面検討結果

地盤改良幅の縮小効果を把握するため、提案構造と従来構造の断面比較を行った。ここでは、水深9mの海域に造成される人工干潟を想定して、表-1の地盤条件に対して、現行設計で用いられている修正フェレニウス法に

よる円弧すべり計算を行い、地盤改良幅を求めた。なお、地盤改良は、SCP工法(改良率25%)を用い、改良地盤は杭体(砂)と粘性土の複合地盤とした⁶⁾。人工干潟断面の検討結果を図-2、地盤改良幅の比較結果を図-3に示す。今回の検討条件では、提案構造の地盤改良幅21.0mであり、従来構造の改良幅29.4mよりも約30%縮小できる

表-1 断面検討に用いた地盤条件

項目		設計値
基礎地盤	水中単位体積重量 kN/m ³	4.5
	粘着力 kN/m ²	2.0×z (地表面 z=0)
地盤改良 SCP (砂)	改良率 %	25
	水中単位体積重量 kN/m ³	10.0
	内部摩擦角 °	30
潜堤 (捨石)	水中単位体積重量 kN/m ³	10.0
	内部摩擦角 °	40
カルシア 改質土	水中単位体積重量 kN/m ³	6.2
	粘着力 kN/m ²	80
中詰材 (浚渫土)	水中単位体積重量 kN/m ³	5.4
覆砂	水中単位体積重量 kN/m ³	10.0

図-2 人工干潟断面の検討結果

図-3 地盤改良幅の比較結果

ことがわかった。また、提案構造の中詰材に用いる浚渫土の使用量は、従来構造よりも約20%増加する結果となった。図-2には、円弧すべり計算で最小の安全率となる円弧も示している。提案構造の場合、潜堤内部から地盤改良部と基礎地盤部の浅い部分を通過するような円弧であった。

3. 遠心模型実験の概要

(1) 実験断面

実験断面は、断面検討で得られた2断面(図-2の従来構造と提案構造)を対象とした。実験範囲は、潜堤を中心に、幅48m×高さ23mの範囲(実スケール)とした。

(2) 模型地盤の作製

模型実験には、試料容器(内寸:幅60cm×高さ40cm×奥行20cm)を用いた。試料容器内に、縮尺1/80で模型地盤を作製した。実験手順を図-4に示す。

a) 基礎地盤(粘土地盤)の作製

基礎地盤の材料は、カオリン粘土(MCクレーとAXカオリンの乾燥重量比1:1での混合土)を用いた。これは、カオリン粘土が、一般の海成粘土に比べて圧密係数が大きく、圧密に要する時間を短縮できるためである⁷⁾。試料容器の下層には、圧密中に透水層として機能するための支持砂層(飯豊硅砂5号、厚さ4cm)を設けた。次に、含水比120%に調整したカオリン粘土を容器内に投入した。今回の実験は、正規圧密粘土地盤を対象としていることから、カオリン粘土の投入後に、80g(gは、重力加速度)の遠心加速場で自重圧密を行った。自重圧密では、 $\sqrt{t}$ 法により圧密が95%以上であることを確認した。自重圧密終了後には、1g場において含水比測定を行い、深度方向に含水比が減少していることを確認した。また、50g場において実施したコーン貫入試験結果とコーン係数 $N_{kt}=15^8$ から、基礎地盤の深度方向の強度増加は、 $2.6 \times z$ kN/m²(z は、地表面からの土被り厚)であった。

b) 地盤改良(SCPの砂杭打設)

SCPとする砂杭の材料は、飯豊硅砂5号を用いた。ここでは、基礎地盤の自重圧密終了後、SCP打設位置を鋼製ケーシング(直径21mm)で削孔して、凍結させた砂杭を挿入した。凍結砂杭は、円筒形のアクリルパイプ(内径21mm)に砂を投入して、相対密度85%となるように締め付けた後、冷凍庫で作製した。今回の実験では、図-4に示すように、潜堤天端への載荷重を段階的に増加させるため、80gの遠心加速度を繰返し作用させる。このため、SCP杭のドレーン効果による基礎地盤の強度増加を抑制するため、SCP杭にポリエチレン製ラップを巻き付けた。

c) カルシア改質土の作製

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以下の製鋼スラグを20体積%(ゼロ空隙換算)混合して、単位体積重量16.2kN/m³となるように作製した。なお、材料の混合から実験開始までの日数(5日間)で、所定の強度(粘着力 $c=80$ kN/m²)を得るため、普通ポルトランドセメント96 kg/m³の割合で添加した。

d) 潜堤、中詰材(浚渫土)、覆砂の作製

潜堤は、7号碎石(粒径2.0~9.5mm程度)を用いて、法勾配1:1.5で作製した。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14.0 kN/m³となるように含水比を調整した。また、覆砂材は、飯豊硅砂5号を用いた。

(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。模型地盤の地盤条件を表-2に示す。今回の実験は、提案構造の安定性の実証を目的としている。そこで、同じ地盤条件で作製した従来

図-4 実験の手順

表-2 遠心模型実験の地盤条件

項目		実験値
基礎地盤	水中単位体積重量 kN/m ³	6.5
	粘着力 kN/m ²	$2.6 \times z$ (地表面 $z=0$)
地盤改良 SCP(砂)	改良率 %	25
	水中単位体積重量 kN/m ³	10.0
	内部摩擦角 °	35
潜堤 (捨石)	水中単位体積重量 kN/m ³	10.0
	内部摩擦角 °	40
カルシア 改質土	水中単位体積重量 kN/m ³	6.2
	粘着力 kN/m ²	80
中詰材 (浚渫土)	水中単位体積重量 kN/m ³	4.0
覆砂	水中単位体積重量 kN/m ³	10.0

構造と提案構造の実験を行い、潜堤天端の沈下量と地盤変形を比較した。遠心模型実験の状況を写真-1に示す。実験では、潜堤などに変形を生じさせるために、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た。載荷する錘は、0~347 kN/m² (実スケール) の6ステップを段階的に増加させた。錘の載荷重と円弧すべり計算による安全率 (解析手法に関する部分係数 1.0としたときの耐力作用比) の結果を表-3に示す。

4. 実験結果

(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/m²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みられた。この時、碎石 (潜堤) による荷重分散を考慮しなければ、カルシア改質土には、潜堤天端の載荷重 139 kN/m²+潜堤の自重 20 kN/m² (水中単位体積重量 10 kN/m³×高さ 2 m) の合計値 159 kN/m²が作用しているこ

写真-1 遠心模型実験の状況 (提案構造)

表-3 円弧すべり計算の結果

	潜堤天端の載荷重 (kN/m ² , 実スケール)					
	0.0	69.5	139.0	203.5	278.0	347.4
従来構造	1.52	1.04	0.89	0.83	0.78	0.76
提案構造	1.49	1.23	0.92	0.78	0.69	0.63

写真-2 提案構造の変形状況 (載荷重 278 kN/m²)

とから、今回の実験条件とした一軸圧縮強さ 160 kN/m²と同程度の荷重により、クラックが発生していることになる。その後、載荷重 204 kN/m²では、クラック幅の拡大が見られたが、潜堤の沈下や基礎地盤部の変形について、クラック発生による大きな変形はみられなかった。カルシア改質土は、ピーク強度に達した後の大きなひずみ状態においても、残留強度が高いことが示されていることから、今回の実験のように、クラック発生直後に大きな変形が生じていないものと考えられる。載荷重 278 kN/m²での提案構造の変形状況を写真-2に示す。地盤改良部に設けた格子状の色砂 (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、潜堤中央より陸側には、ほとんど変形がみられなかった。図-5は、写真-2と同じ載荷重 278 kN/m²での円弧すべりの計算結果を示す。これより、実験で観察された基礎地盤の変形は、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ることがわかった。

(2) 潜堤天端の沈下量の比較

従来構造と提案構造について、潜堤天端の海側法肩で計測した沈下量の比較を図-6に示す。縦軸の沈下量は、載荷重 0 kN/m²での遠心実験終了時を基準値 (ゼロ) とした。その結果、提案構造の沈下量は、従来構造よりも

図-5 円弧すべり計算結果 (載荷重 278 kN/m²)

図-6 潜堤天端 (海側法肩) の沈下量の比較

小さいが、載荷重 204 kN/m^2 を境界として傾きが異なっていた。載荷重 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（載荷重 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。載荷重 204 kN/m^2 を超えると、急な傾きとなり、従来構造と同程度の沈下量となった。

(3) 基礎地盤部の水平変位の比較

潜堤法尻（測線②）と潜堤中央付近（測線⑦）における、地表面から深度方向の水平変位分布を図-7に示す。横軸の水平変位は、マイナスが海側方向、プラスが陸側方向である。その結果、提案構造の潜堤法尻部は、海側方向に変形しており、地表面に近づくほど水平変位量が大きくなる分布であった。これは、潜堤中央より海側の測線①～測線⑥も同様であった。一方、潜堤中央付近よ

図-7 地表面から深度方向の水平変位分布

り陸側の測線⑦～測線⑩では、変形がみられなかった。この変形傾向は、従来構造に関しても同様であった。潜堤法尻部の地表面における、従来構造と提案構造の水平変位の比較を図-8に示す。その結果、従来構造は、載荷重 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、提案構造は、潜堤の沈下量（図-6）と同様の傾向を示しており、水平変位量は従来構造と同程度であるが、載荷重 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。

(4) 円弧すべり計算結果との比較

同じ載荷重に対して、提案構造の潜堤沈下量は従来構造よりも小さく、基礎地盤部の水平変位量は従来構造と同程度であることから、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。ここでは、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に関して、提案構造と従来構造の比較を行った。潜堤法尻部（測線②）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関係を図-9に示す。その結果、従来構造は、安全率 0.9 を下回ると水平変位が急増していることがわかる。一方、提案構造では、安全率 0.8 付近までは従来構造と同程度の水平変位量であり、安全率 0.8 を下回ると

図-8 地表面（潜堤法尻部、測線②）の水平変位の比較

図-9 地表面の水平変位量と円弧すべり計算の安全率の関係

変位量が急増した。潜堤天端の沈下量についても比較したが、同じ傾向であった。これより、提案構造の変位が急増する変曲点の安全率 1.0 以下であり、従来構造よりも小さいことから、現行設計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であると考えられる。

5. まとめ

カルシア改質土を腹付け材に用いた人工干潟構造の遠心模型実験を行った。主な結論を以下に示す。

- 1) 潜堤部の地盤改良幅の縮小や潜堤背後に投入する浚渫土使用量の増加が可能となる新しい人工干潟構造として、従来の捨石を用いた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。
- 2) 提案した人工干潟構造について、現行設計で用いられる円形すべり計算による断面検討を行った。今回の検討条件では、提案構造の地盤改良幅 (SCP) は、従来よりも約 30 % 縮小可能であり、中詰材の浚渫土使用量は、従来よりも約 20 % 増加できることがわかった。
- 3) 提案構造は、潜堤天端の載荷重 139 kN/m^2 において、潜堤下部のカルシア改質土内にクラックがみられた。試験条件としたカルシア改質土の一軸圧縮強さ相当の荷重により、クラックが発生したと考えられる。しかし、載荷重 204 kN/m^2 では、クラック発生による大きな変形はみられなかった。これは、カルシア改質土は、ピーク強度後の大きなひずみ状態においても、残留強度が高いことが一因と考えられる。載荷重 278 kN/m^2 を超えると、クラック幅の拡大、潜堤の沈下や基礎地盤部の変形が観察された。実験で観察された変形状況は、円弧すべり計算による円弧よりもやや深い位置まで影響していた。
- 4) 基礎地盤内の深さ方向の水平変位分布は、従来構造と提案構造ともに、表層部ほど変位量が大きくなっていた。また、潜堤中央より海側の測線①～測線⑥は、海側方向に変形しているのに対して、潜堤中央付近より陸側の測

線⑦～測線⑩には、ほとんど変形が見られなかった。

5) 提案構造と従来構造の同じ載荷重に対する、潜堤の沈下量と基礎地盤の水平変位量は、同程度であった。これより、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、今回の実験条件では、地盤改良幅を約 30 % 縮小可能となる。

6) 現行設計で用いられている円弧すべり計算で求めた安全率と地表面 (潜堤法尻部、測線②) の水平変位量の関係をみると、従来構造は、安全率 0.9 を下回ると水平変位量が急増した。一方、提案構造では、安全率 0.8 付近までは水平変位が徐々に増加し、安全率 0.8 を下回ったときに急増した。潜堤の沈下量も同様であった。このように提案構造が従来よりも粘り強い理由として、カルシア改質土が、ピーク強度後の大ひずみ状態においても、高い残留強度を発揮する特性を有していることが考えられる。以上のことから、現行設計の円弧すべり計算による安定計算法は、提案構造にも適用可能と考えられる。

参考文献

- 1) (社)日本鉄鋼連盟：転炉系製鋼スラグ 海域利用の手引き別冊 転炉系製鋼スラグと浚渫土との混合改良工法, 平成 20 年 9 月
- 2) 山田耕一, 辻匠, 渡部要一, 水谷崇亮, 森川嘉之, 鶴飼亮行：軟弱地盤上のカルシア改質土を用いた干潟潜堤に関する実験と考察, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), vol.69, No.2, I_1048- I_1053, 2013
- 3) 鶴ヶ崎和博, 森川嘉之, 久保滋, 藤岡淳：カルシア改質土潜堤の安定性に関する遠心力模型実験, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.661-662, 2013
- 4) 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, 第 38 巻第 3 号, 1999
- 5) (社)土木学会：海岸施設設計便覧(2000 年版), p337
- 6) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 (下巻), 2007
- 7) 中村健, 高橋英紀, 北詰昌樹：浮き型 SCP 改良地盤の埋立載荷時の挙動に関する模型実験, 港湾空港技術研究所資料, No.1143, 2006
- 8) (社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説, p305, 2004
- 9) 赤司有三, 山越陽介, 田中裕一, 大久保泰宏：カルシア改質土で造成された地盤の特徴, 地盤工学会誌, vol.60, No.11, pp12-15, 2012

(2016.2.4 受付)

DEVELOPMENT OF THE ARTIFICIAL TIDELAND USING IMPROVED DREDGED SOIL BY THE STEELMAKING SLAG

Hideki HONDA, Takashi TSUCHIDA, Kazuho TANISHIKI, Masahiro HAYASHI,
Koichi YAMADA, Takahiro KUMAGAI, Tomokazu YANAGIHASHI,
and Tsuneo MAKINO

To utilize effectively a soft dredged soil and reduce a construction cost, we contrive new artificial tideland using an improved dredged soil by the steelmaking slag. This artificial tideland be possible to reduction in soil improvement width and increase a dredged soil in quantity. We carried out the centrifuge model tests and verified the stability of this artificial tideland.

In this paper, we described the characteristics of this artificial tideland and reduction effect in soil improvement, and clarified the result of the centrifuge model test.