

重力式係船岸の増深工法の開発

水谷 崇亮¹・森川 嘉之¹・渡部 要一¹・菊池 喜昭²

¹独立行政法人港湾空港技術研究所地盤研究領域（〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1）

²東京理科大学理工学部土木工学科教授（〒278-8510 千葉県野田市山崎2641）

既存の重力式係船岸について、捨石マウンドの一部を改良・固化し掘削することで法線位置を変更せずに数メートルの増深を可能とする工法（以下、新工法）を考案し、その設計・施工に関する研究を行った。研究では、模型実験を行って新工法により増深した重力式係船岸の地震時の挙動を確認したほか、静的な安定解析による新工法の設計手法について検討し、さらに数値解析によりその妥当性を検証した。一方、捨石のような粗粒材の一部分を改良することが可能かどうか模型実験を行い、新工法が実際に施工可能であることを確認した。本研究は港湾空港技術研究所と日本埋立浚渫協会の共同研究により実施したものである。

キーワード 重力式係船岸, 増深, 注入, 模型実験, 数値解析

1. はじめに

輸送船舶の大型化は近年の国際的な動向であり、我が国の港湾においても、競争力維持のため、その対応が急がれている。一方、社会基盤全般において、既存施設の戦略的な維持管理や有効活用が求められている。港湾施設においても、既設の岸壁の高機能化が進められており、船舶の大型化に対しても、既設岸壁の増深により対応することが検討される事例が多くなっている。

重力式係船岸は我が国の岸壁において多く採用されている構造形式であるが、ケーソンの安定を確保しつつ増深をすることが難しい。そのため、岸壁前面の海面に新たな栈橋を設けたり、矢板式係船岸を構築するなど構造形式を変更して増深される場合が多い¹⁾。しかしながら、これらの増深方法では岸壁の法線位置を変更せざるを得ず、既設岸壁の前面海域に十分な余地が無い場合には対応が難しい。ケーソン背後の土圧を軽減するなどの方法により、法線位置を変更せずに重力式係船岸を増深した例^{2) 3)}もあるが、その工法原理から適用可能な岸壁には限りがあると考えられる。

このようなことから、港湾空港技術研究所では、日本埋立浚渫協会と共同で重力式係船岸の新しい増深工法の研究を進めてきた。その成果として、既存の重力式係船岸の捨石マウンドの一部を改良・固化し、掘削することで増深する工法（以下、新工法）を開発し、その設計・施工に関する種々の検討を進めてきた。主要な課題は、新工法により増深した岸壁の挙動特性の把握、設計手法の検討、施工可能性の検証等である。本稿は、その成果の一部を紹介し、新工法の実現可能性を示すものである。

2. 静的安定計算による試設計

新工法の実現可能性を探る手掛りとして、また、その設計方法に関する基礎的検討として、従来から行われている静的な安定計算に基づく試設計を行った。検討対象の岸壁として図-1に示すような前面水深-16.1mのモデル断面を想定し、この重力式係船岸を2m増深する場合について検討することとした。検討フローを図-2に示す。また、モデル断面の設計条件を表-1に示す。

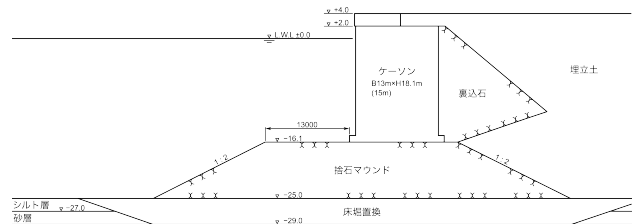


図-1 検討モデル断面

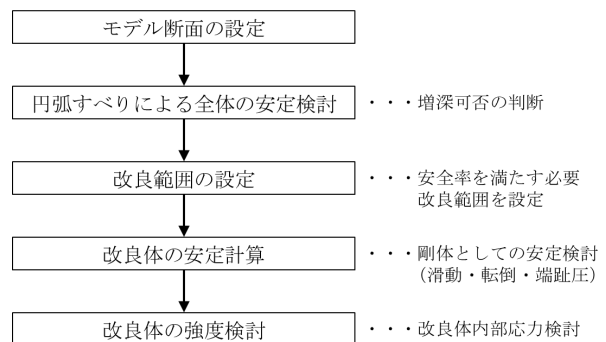


図-2 試設計検討フロー

表-1 モデル断面の設計条件

設計水深	-16.1m
潮位	H.W.L.=+2.00m L.W.L.=+0.00m
残留水位	R.W.L.=+0.67m
荷重	上載荷重 常時20.0kN/m ² 地震時10.0kN/m ²
設計震度	k ₀ =0.15
土質条件	埋込材 砂 φ=27.5° γ=18.0kN/m ³ γ'=10.0kN/m ³
	裏込材 割石 φ=40.0° γ=18.0kN/m ³ γ'=10.0kN/m ³
	基礎 割石 φ=40.0° γ=18.0kN/m ³ γ'=10.0kN/m ³
	原地盤 土丹 シルト層 c=3.92kN/m ² γ=14.7kN/m ³ 砂層 N=0~5 γ=17.6kN/m ³
摩擦係数	壁体底面と基礎との摩擦係数 μ=0.6

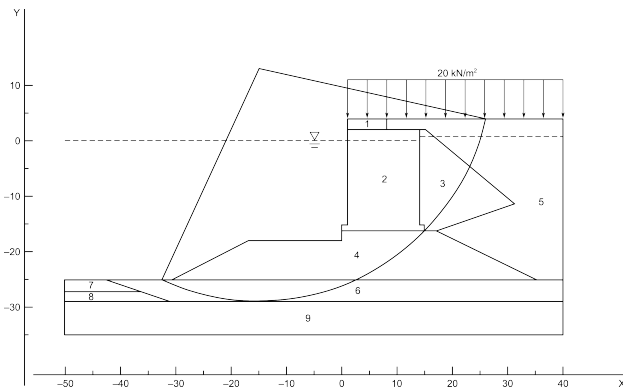


図-3 増深後の断面で最小安全率を与える円弧

(1) 円弧すべりによる全体の安定検討

増深により抵抗側重量となる捨石マウンドの一部を撤去するため、堤体の円弧すべり安全率は減少する。その結果必要安全率を満足しない場合は、増深するために別途対策が必要となる。そこで、増深前後の断面で常時上載荷重有のケースについて、ビショップ法により円弧すべり計算を実施した。計算の結果、安全率は増深前のF_s = 1.468から1.338に低下するものの、必要安全率1.2以上を確保できることを確認した。増深後の断面について、円弧すべり計算で得られた最小安全率を与える円弧を図-3に示す。

(2) 改良範囲の設定

ケーソン下部で改良を要する幅を決定する目安として、増深のためのマウンド掘削によりケーソン前趾下部に生じる直立部が崩壊する範囲を考える。マウンドの掘削は、仮想的に、もともと直立部にあった擁壁を取り除いたと考えることができ、その結果、直立部には主働崩壊が発生するものと考えられる。

捨石の内部摩擦角φ=40°、壁面摩擦角δ=0°、見掛けの震度k=0.30 (k=0.15) とすると、主働崩壊角δ₀は51.7°となる。従って、崩壊する範囲は図-4のとおり直立部から1.58m背後までと考えられる。

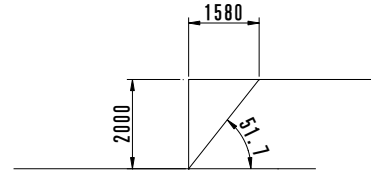


図-4 主働崩壊角による改良幅の検討

表-2 ビショップ法による安定計算結果

改良深さ H	安全率
2.0m	0.871
3.0m	0.877
4.0m	0.949
5.0m	1.048
6.0m	1.155

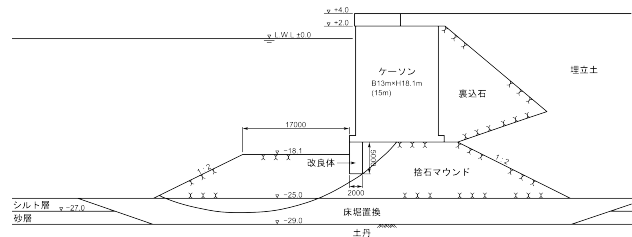


図-5 改良深さ5mの場合に最小安全率を与える円弧

ここでは、安全側の値として、必要な改良幅を2mと設定することとした。引き続き、ケーソン底面反力に対して改良体の支持力が確保できているか確認するため、偏心傾斜荷重による改良体内を通るすべりについて検討する。改良体の許容せん断応力度τ_aは次式で求められる。

$$\tau_a = \frac{q_{uck}}{2 \cdot F} \quad (1)$$

ここで、q_{uck}：一軸圧縮強度、τ_a：許容せん断応力度、F：材料の安全率（常時3、地震時2）である。改良体強度は、別途有限要素解析を行って改良体内部に発生する応力を算定し、その結果得られた最大主応力に耐え得る設計基準強度としてq_{uck} = 2.41MPaとした。式(1)より、τ_aは常時で400kN/m²、地震時に対して600kN/m²となる。許容安全率を常時は1.2以上、地震時は1.0以上とし⁴⁾、偏心傾斜荷重による支持力検討を行ったところ、改良幅2mで許容安全率を満足することが確認された。

次に、改良深さについて検討する。ケーソン直下の改良幅を2mに固定し、改良深さHを変化させた（改良体の断面形状を幅2m、高さHmの矩形とした）場合のビショップ法による安全率の計算結果を表-2に示す。計算条件は、増深前の条件で支持力に対する安全率が最小となった地震時上載荷重有の場合とした。

計算の結果、改良深さH ≥ 5mの場合に必要な安全率1.00を満たす結果となった。改良深さ5mの場合に最小安全率を与える円弧を図-5に示す。

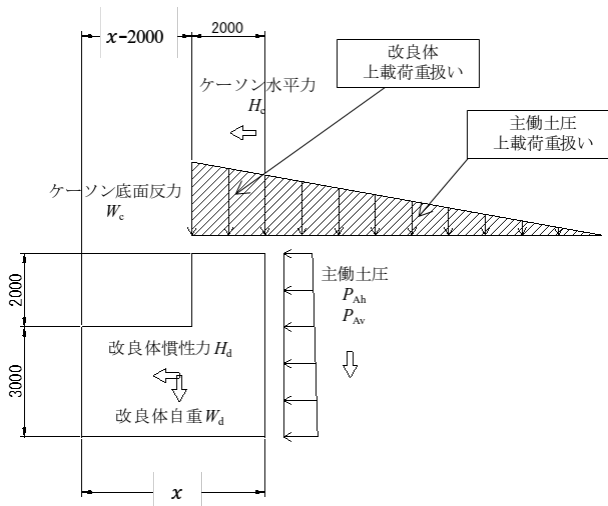


図-6 想定した改良体形状と外力の概念図

表-3 改良体に作用する外力

	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	M_x (kN·m/m)	M_y (kN·m/m)
改良体重量	237.50	64.41	668.75	130.52
ケーソン底面反力	1090.45	332.55	4325.56	1662.77
主働土圧	138.52	516.97	692.61	1252.60
合計	1466.47	913.94	5686.92	3045.89

(3) 改良体の安定計算

ここまでの検討より、改良幅2m、改良深さ5mとすれば増深後の係船岸の安定が保たれることがわかった。しかしながら、このような縦長い矩形の改良体では改良体自体が不安定であると考えられる。そこで、図-6に示すような逆L字形の形状に改良することを想定し、改良体の底面改良幅（図-6中のx）を、改良体の安定計算により設定することとした。

改良体の安定計算については、深層混合処理工法³⁾における安定検討手法を援用することとした。設計外力の概念は図-6に示したとおりである。改良体前面の捨石マウンドの受働土圧については、後で述べる模型振動実験で改良体前面のマウンドの崩壊が見られたケースがあったことから、ここでは考慮しないこととした。

改良体前趾を支点とした外力の総括を表-3に示す。計算は増深前の断面について検討した際に端趾圧がもっとも大きくなった地震時上載荷重有の場合とした。

底面改良幅を変化させた場合の安定計算結果（滑動・転倒・端趾圧）を図-7に示す。滑動については改良幅を増加させても安全率がほとんど変わらない結果となった。これは外力としてケーソン底面反力 W_c 及び主働土圧 P_{Ah} が支配的であり、改良体重量 W_d の摩擦抵抗への影響が小さいためであると考えられる。転倒に関しては、改良幅を増すにしたがって安全率が上昇していき、端趾圧は下がる結果となった。

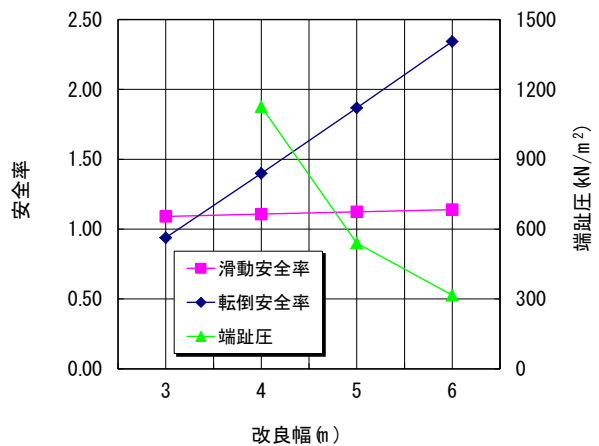


図-7 改良体安定照査結果

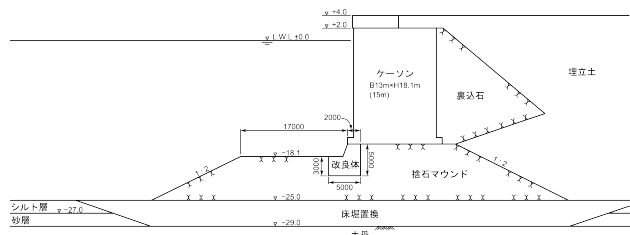


図-8 試設計の結果得られた断面

(4) 改良体の強度検討他

先述のとおり、改良体の必要強度については、別途有限要素法による数値解析を行って検討した。その結果、241MPa以上の設計基準強度を要することが確認されている。また、ケーソンがマウンドから浮いてしまい、改良体にケーソンの全荷重が作用すると仮定した場合でも、改良体内部に生ずる最大主応力は803kPaであり、必要とされる設計基準強度は5.41MPaとの結果が得られた。これらの結果と図-7から、滑動及び転倒に関する安全率が必要安全率を満たした上、端趾圧が803kPa以下となる底面改良幅5.0mが最も適切な幅であると考えられる。以上より得られた増深後のモデル断面を図-8に示す。

また、紙面の都合によりここでは説明しないが、得られた増深後の断面についてFLIPによる地震応答解析を行った。その結果、レベル1地震動に対し、増深後の断面の方が増深前よりも岸壁天端の変位及び傾斜、地震応答加速度が、若干抑制されることがわかった。また、改良体に生ずる最大せん断応力は520kN/m²であり、設定している改良体強度には十分な安全率があることを確認した。さらに、改良体のごく一部で引張応力が生じるが、引張応力の大きさはせん断応力の1/25程度であり問題無いものと判断している。これらの結果より、ここまでに述べた静的安定計算に基づく試設計の結果は概ね妥当なものであると考えている。

3. 新工法で増深した断面の模型振動実験

(1) 実験目的

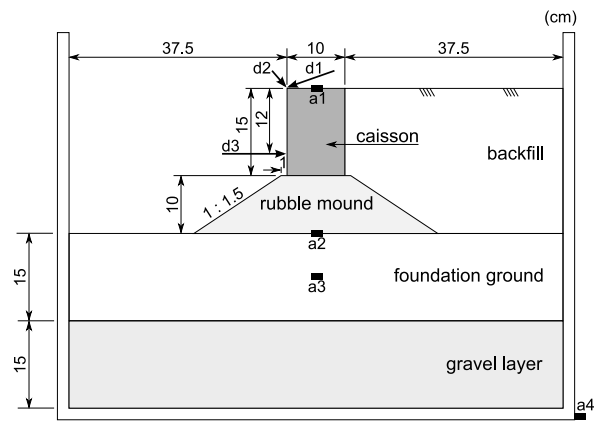
試設計の結果、捨石マウンドの一部分を改良しただけで、増深後の重力式係船岸の静的な安定が保たれることが確認された。この場合、改良により造成される改良体がマウンド内に埋め込まれる構造となるため、係船岸全体の地震時の挙動が複雑となることが予想される。そこで、捨石マウンドの一部分を改良して増深した重力式係船岸について模型振動実験を行い、地震時挙動を検討することにした。実験では、係船岸の地震時の挙動を定性的に把握することを目的とした。すなわち、増深後の重力式係船岸の動的挙動を正確に再現することではなく、係船岸全体の地震時の変形モードを観察し影響要因を抽出することを目的とした。なお、定量的な検討は、別途遠心力場における模型実験により、相似則等を考慮した実験を行うことで実施しているが、本稿では紙面の都合により省略する。

(2) 実験方法

振動台上に内寸幅850mm、高さ650mm、奥行き354mmの土槽を設置し、土槽内に図-9に示す重力式係船岸の模型を作製した。土槽最下部の碎石層は土槽の一部として長期間にわたり設置されているもので、しっかりと締固まっており実験中の変形は無いと考えられる。碎石層の上部には防砂シートが敷設されており、砂の出入も無い。本実験では、碎石層には手を加えず、図-9の基礎地盤から上の部分を実験毎に作製した。

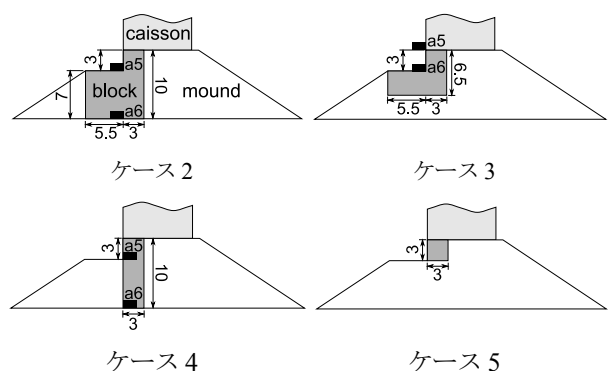
土槽を振動台に設置し、碎石層の上に空中落下法で基礎地盤を作製する。基礎地盤には相馬珪砂（6号）を使用し、相対密度が約60%となるように作製した。基礎地盤作製後、碎石（7号）を用いてマウンドを作製する。マウンドは手作業で盛り立て、締固め等は実施していない。マウンドの密度は約 $1.5\text{g}/\text{cm}^3$ である。マウンドの一部分を改良体とする場合には、マウンドの作製時、改良体模型を所定位置に設置した。改良体模型はセメントペーストを用いてあらかじめ所定の形状に作製したもので、土槽奥行き方向に3分割し、土槽壁面の影響を低減するよう工夫した。

マウンド上にケーソン模型を設置した後、背後地盤を空中落下法で作製した。ケーソン模型は木箱に砂等を入れて重量調整をしたもので、密度は $0.98\text{g}/\text{cm}^3$ である。ケーソン模型も土槽奥行き方向に3分割し、中央断面で変位等を計測することで土槽壁面の影響を低減した。背後地盤は基礎地盤と同様に、相馬珪砂（6号）を用いて相対密度60%となるように作製した。マウンドの背後地盤側の表面にはガーゼを置き、背後地盤の砂がマウンドの碎石内に落下することを防止した。本実験では、簡単のため、模型地盤を飽和せず乾燥状態で実験を行った。



a1～a4: 加速度計, d1～d3: 変位計

図-9 模型概要図



a5～a6: 加速度計

図-10 実験ケース

実験は、増深前のケース1（図-9）と、増深後の断面で改良部の形状が異なるケース2～5（図-10）の合計5ケースについて実施した。改良体の形状以外の条件は全て同一とした。

入力波は10Hzの正弦波とし、最大加速度を100, 200, 300, 500, 800Galの5段階に変化させ、それぞれ50波加振するステップ加振により実験を行った。各ステップにおける加振終了後には、変位の記録やデータ収録・写真撮影などのため、ある程度の時間をおいてから次のステップの加振に移った。一部の実験ケースでは、模型の変形が非常に大きくなったため、最大加速度500Galの時点で実験を終了した。

(3) 実験結果

実験終了後の地盤のスケッチを図-11に、ケーソンの海側（法線位置）の天端の軌跡を図-12に示す。ケース1, 4, 5では、最大加速度500Galの加振の際に岸壁に大きな変位が発生したが、ケース2, 3では、最大加速度500Galではあまり大きな変位は生じず、800Galの加振で大きな変位が発生した。そのため、図-11, 図-12に示したスケッチ、データは、ケース1, 4, 5については500Gal加振、ケース2, 3については800Gal加振の際のものである。

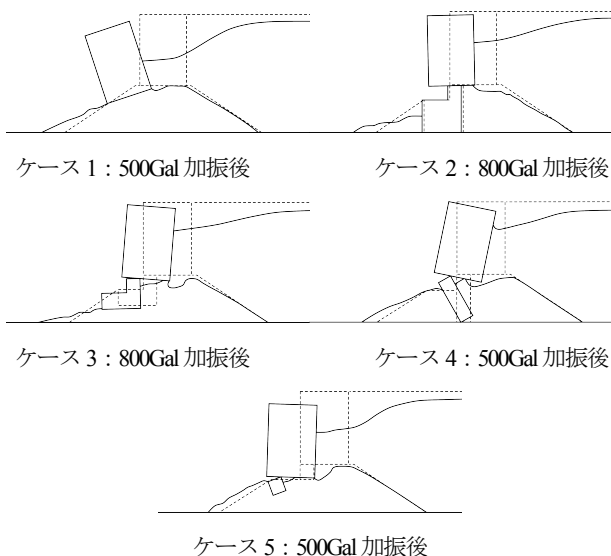


図-11 実験終了後の模型のスケッチ

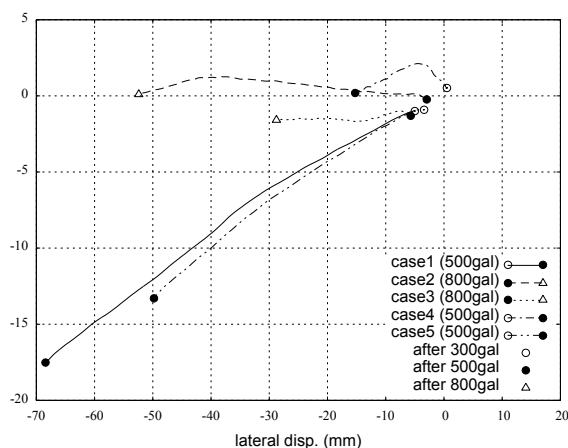


図-12 ケーソンの水平変位と鉛直変位の関係（海側への変位を負，沈下を負とする）

図-11、図-12より、ケース1、5では海側のマウンドの崩壊とともにケーソンが背後からの土圧により押し出され、大きな水平変位と沈下を生じている。ケース5では、改良体もケーソンとともに変位した。図-12より、ケース2、3では、ケーソンはあまり沈下せず、水平に変位していることがわかる。図には示していないが、これらのケースでは、800Gal加振前にケーソンがやや陸側に傾斜する様子が観察された。改良体に支えられた前趾側よりもマウンドに支えられた後趾側の方が沈下しやすかったものと思われる。その後、800Galの加振の際に、ケーソンが改良体を乗り越えるように海側に水平に変位した。最後にケース4の場合、図-11より改良体そのものが転倒していることが確認できる。ケーソンは一度持ち上がった後、沈下するような挙動を示しており（図-12参照）、水平変位は比較的小さいが、陸側に大きく傾斜している。

以上より、新工法で増深された岸壁は、ケース4、5のように改良体自体が不安定であったり、改良体が小さ過

ぎたりする場合を除き、増深前の断面よりも耐震性が良好であると思われる。ケース2、3を比較すると、ケース3の方が水平変位が小さく、最終状態も安定的である。ケース2のように改良体が基礎地盤まで達していると、改良体が支柱のように働き強く抵抗するため、かえってケーソンの変位が大きくなったものと思われる。ケース3のように、改良体が基礎地盤に接しておらず、マウンドとともに多少変位できる場合の方が、効果的に機能すると考えられる。

4. 捨石への注入実験

(1) 実験目的

試設計及び模型振動実験の結果などから、捨石マウンドの一部分を改良しただけで、重力式係船岸を安定的に増深することが可能であることがわかった。この新工法を実現可能とするためには、捨石マウンドのような粗粒材に対し、一部分を限定的に注入改良することが可能かどうか、その施工法を検討する必要がある。

本検討では、既往の様々な注入工法を調査・整理し、予備実験を行ってその施工性を確認した。その結果、大きな間隙に対して範囲を限定した（範囲外への逸散させずに）注入が可能で、かつ十分な強度が得られる充填材として、可塑状グラウト材を選定した。

本稿では、その最終の確認として、最大径約200mmの捨石材を用いて作製した模型地盤に対する可塑状グラウト材の試験施工の結果を紹介する。

(2) 実験方法

実験は港湾空港技術研究所内にある内寸幅6m、奥行き3m、高さ3mの土槽を用いて実施した。この土槽内を鋼製簡易土留材で仕切り、幅0.6m、長さ6m、高さ3mの幅の狭い2次元的な2つの模型地盤を作製した。この2次元的な地盤に対して可塑状グラウト材を注入し、注入管の筒先から円盤状の範囲を改良できれば施工可能性が確認されたこととなる。一方、可塑状グラウト材が土槽底面に沈殿するような状況となった場合は、この材料による捨石内の限定範囲の注入は難しいと判断される。模型実験のイメージを図-13に示す。

捨石は手作業で積み上げた。完成した地盤の密度はケース1で 1.51ton/m^3 （空隙率42%）、ケース2では 1.52ton/m^3 （空隙率41.6%）であった。捨石を所定の高さまで積み上げた後、土槽を水道水で満たした。完成した地盤の様子を図-14に示す。

両ケースとも同じ材料を用いて可塑状グラウト材を作製したが、配合を変化させ、ケース1では硬練り（静置フロー93mm）、ケース2では標準的な硬さ（静置フロー104mm）とした。可塑状グラウト材の設計強度はいずれも 24N/mm^2 である。

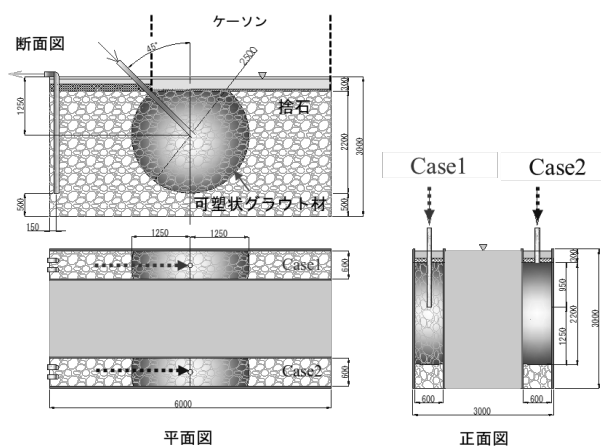


図-13 模型実験のイメージ

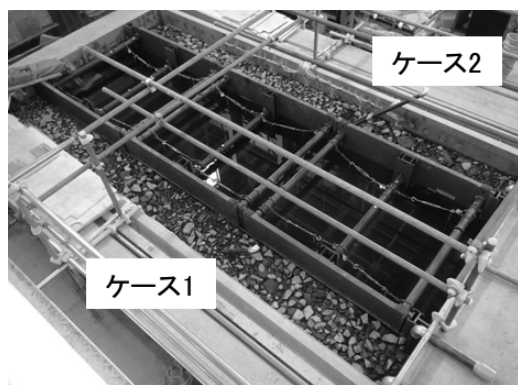


図-14 完成した模型地盤

実際の施工時には、捨石マウンド上面にはケーソン荷重や水圧等が加わることになる。本実験では、捨石地盤上面に鋼材等を載せ、多少の拘束圧が加わる条件で注入を行うこととした。

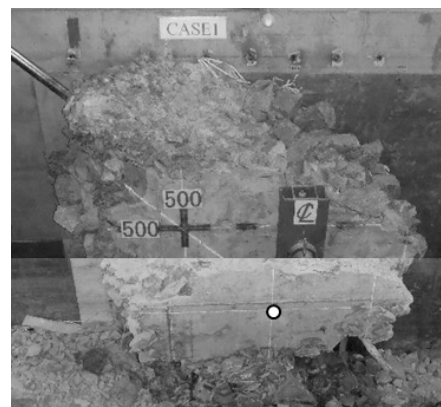
(3) 注入状況

ケース1、ケース2ともに注入流量を約30L/minとして注入を行った。しかしながら、ケース1では注入途中で注入圧力が約0.3MPaと高くなり、捨石上面に設置していた上載物では地盤の隆起を抑止できなかった。そのため、予定より少ない489L注入した時点で実験を終了した。

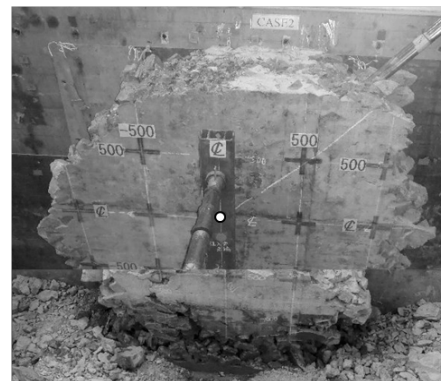
一方、ケース2では注入圧力約0.10MPaで安定して注入することができた。ケース2では可塑状グラウト材の流動性が高いことがその理由と考えられる。約1000L注入後、試みに注入流量を約50L/minと増加させたが、注入圧力は変化せず、引き続き安定的に注入できた。最終的に予定注入量1200Lに達したところで注入を完了した。

(4) 実験結果

注入実験終了後、模型地盤を解体し、改良体の出来型を確認した。改良体の出来型を図-15に示す。形状は若干いびつではあるが、いずれのケースでも概ね円盤状の改良体が作製されており、可塑状グラウト材による捨石の限定注入が可能であることが示されたと言える。



ケース1



ケース2

図-15 改良体の出来型確認状況（白丸は注入管先端位置）

5. おわりに

捨石マウンドの一部を改良・固化して掘削することで重力式係船岸の法線位置を変更せずに増深する工法を提案し、その実現可能性を検討した。本稿で紹介した以外にも種々な検討を行い、研究レベルでの工法開発は終了したと考えている。今後、事業への適用に向けて、試験施工等の取り組みを進めていきたい。

謝辞： 研究の実施にあたり関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所よりご支援・ご助言を賜った。本研究は港湾空港技術研究所と日本埋立浚渫協会の共同研究により実施したものである。関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 日本海洋開発建設協会：海洋構造物の補修・補強・更新技術，2008。
- 2) 細見知一：大型フェリーの日々の運航確保を考慮した岸壁増深改良工法について，平成21年度近畿地方整備局研究発表会論文集，2009，施工・安全管理部門 No.12。
- 3) 高島 翠：神戸港スーパー中樞港湾事業の着工について，平成19年度近畿地方整備局研究発表会論文集，2007，調査・計画・設計部門 No.11。
- 4) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007。
- 5) 沿岸開発技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル，1999。