

重力式係船岸増深のための 基礎構造に関する研究

小笠原 哲也¹・合田 和哉¹・加藤 繁幸²・水谷 崇亮³
・菊池 喜昭⁴・寺内 潔²

¹正会員 (一社)日本埋立浚渫協会 (〒107-0052東京都港区赤坂3丁目3番5号住友生命山王ビル8階)
E-mail: terakiyo@mtj.biglobe.ne.jp

²(一社)日本埋立浚渫協会 (〒107-0052 東京都港区赤坂3丁目3番5号住友生命山王ビル8階)
E-mail: terakiyo@mtj.biglobe.ne.jp

³(独)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)
E-mail: mizutani-t@pari.go.jp

⁴フェロー会員 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)
E-mail: kikuchi_y@rs.tus.ac.jp

輸送船舶の大型化は近年の国際的な動向である一方で、既存施設の戦略的な維持管理や有効活用が求められており、船舶の大型化に対しても既存の係船岸を増深する工法を検討する事例が増えている。しかし、重力式係船岸の安定を確保しつつ増深するには、前面海域に新規栈橋を構築するなど構造形式を変更して増深する工法を採用することが多く、また前面海域に余裕がない場合、法線を変更できないため、工法の適用自体が難しい。そこで著者らは、既設重力式係船岸の捨石マウンドの一部を改良・固化してからマウンドを掘り下げ、法線位置を変更せずに数メートル増深する工法の研究を行った。設計手法の検討および施工可能性の検証を進め、大型土槽において実物に近い捨石へ注入実験を行い、実用化に向けた研究成果が得られたので報告する。

Key Words : caisson-type quay wall, rubble mound, ground improvement, water-depth enlargement

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おり、船舶の大型化に対しても既設係船岸を増深する工法を検討する事例が増えている。

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、係船岸の安定を確保しつつ増深するには、前面海域に新規の栈橋や鋼矢板岸壁を構築するなど構造形式を変更して増深する工法を採用することが多く、大掛かりな工法になりやすいことや、前面海域に余裕がない場合、法線を変更できないため、工法の適用自体が難しい。

そのような状況を踏まえ、独立行政法人港湾空港技術研究所の地盤研究領域と、一般社団法人日本埋立浚渫協会の技術委員会は共同で、新しい増深工法の研究を遂行

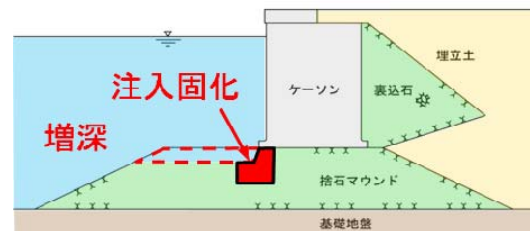


図-1 本工法のイメージ図

してきた。研究した工法は、図-1に示すような既設重力式係船岸の捨石マウンドの一部を改良・固化してからマウンドを数メートル掘り下げることで増深するものである¹⁾²⁾。本稿では、その研究の一環として実施した試設計、固化材の選定および大型注入実験について報告する。

2. 試設計算

(1) 静的安定計算

捨石マウンドの一部を改良・固化し重力式係船岸を増

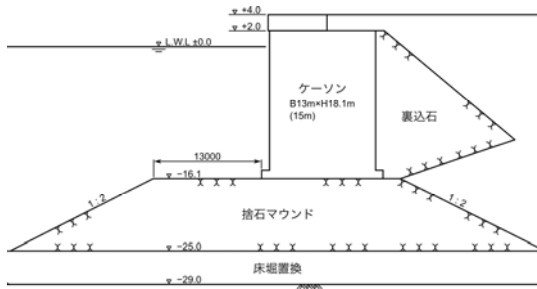


図-2 検討モデル断面

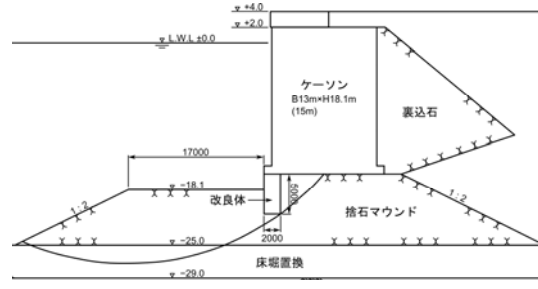


図-4 改良深さ5mの場合に最小安全率を与える円弧

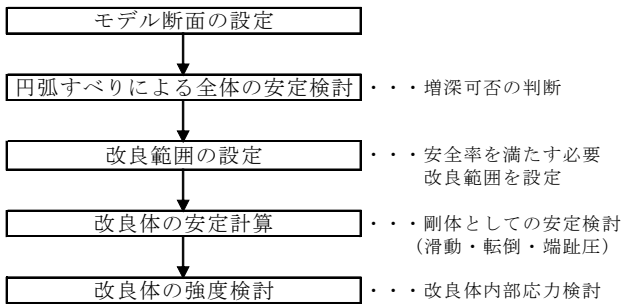


図-3 静的安定計算の検討フロー

深する方法の可否を判断する手がかりとして、図-2のようなモデル断面（増深前の捨石マウンド高16.1 m）を設定し、図-3の検討フローにより静的安定計算に基づく試設計を行った。表-1に設計条件を示す。静的安定計算には、以下に述べる従来からの一般的な手法を用いた。

a) 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、増深のために別途対策が必要となる。本モデル断面では計算の結果、常時の安全率は増深前のFs = 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。

b) 改良範囲の設定

ケーソン下部で改良を必要と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。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 $\phi=40^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta=0^\circ$ 、見掛けの震度 $k'=0.30$ ($k=0.15$) とすると、主働崩壊角 ζ は 51.7° となる。したがって、増深深さ2 mで崩壊する範囲は、直立部から1.58m背後までと考えられる。

ここでは、安全側の値として、必要な改良幅を2 mに設定することとした。引き続き、2 m幅の矩形の改良体の深さを変え、ケーソン底面の偏心傾斜荷重に対するビショップ法による安定計算を行った。この結果、表-2に示すように、ケーソンの許容安全率として常時1.2以上、地震時1.0以上³⁾を満足する改良体の必要深さを5 mと算出

表-1 モデル断面の設計条件

設計水深	-16.1 m
潮位	H.W.L. = +2.00 m L.W.L. = ±0.00 m
残留水位	R.W.L. = +0.67 m
荷重	上載荷重 常時 20.0 kN/m ² 地震時 10.0 kN/m ²
設計震度	$k_h=0.15$
土質条件	埋込材 砂 $\phi=27.5^\circ$ $\gamma=18.0$ kN/m ³ $\gamma'=10.0$ kN/m ³
	裏込材 割石 $\phi=40^\circ$ $\gamma=18.0$ kN/m ³ $\gamma'=10.0$ kN/m ³
	基礎 割石 $\phi=40^\circ$ $\gamma=18.0$ kN/m ³ $\gamma'=10.0$ kN/m ³
	原地盤 土丹 シルト層 $c=3.92$ kN/m ² $\gamma=14.7$ kN/m ³ 砂層 $N=0\sim5$ $\gamma=17.6$ kN/m ³
摩擦係数	壁体底面と基礎との摩擦係数 $\mu=0.6$

表-2 ビショップ法による安定計算結果（地震時上載荷重無）

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

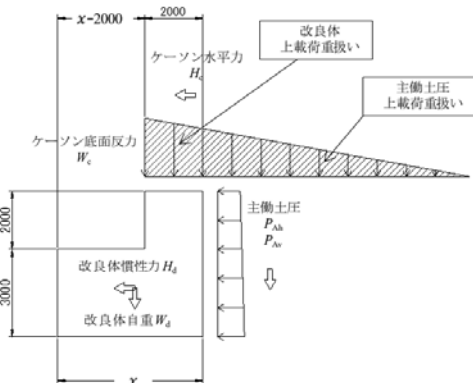


図-5 想定した改良体形状と外力の概念図

した。深さ5 mでの地震時上載荷重無の最小安全率 (=1.048) を与える円弧を図-4に示す。このときの改良体の強度は、後で概説するように有限要素法による解析を行って改良体内部に発生する応力から、最大主応力に耐えうる設計基準強度である $q_{ack}=241$ MPaと設定した。

c) 改良体の安定計算と必要圧縮強度

以上の検討より、改良体の範囲を改良幅2 m、改良深さ5 m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、このような細長い矩形の改良体では改良体自体が不安定と考えられる。そこで、図-5に示す

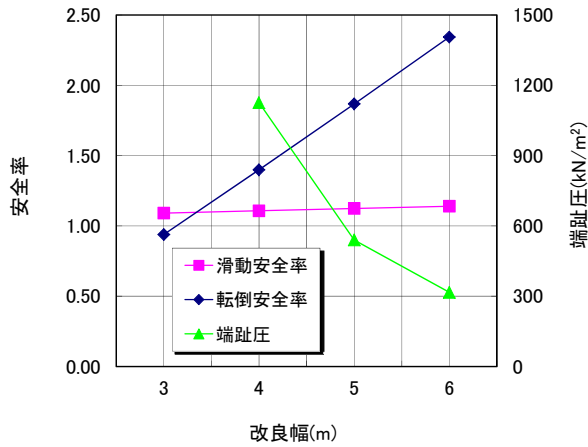


図-6 改良体安定照査結果

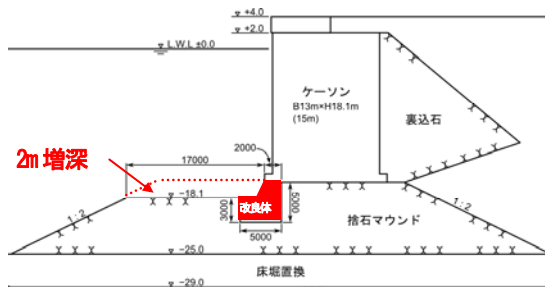


図-7 試設計の結果得られた断面

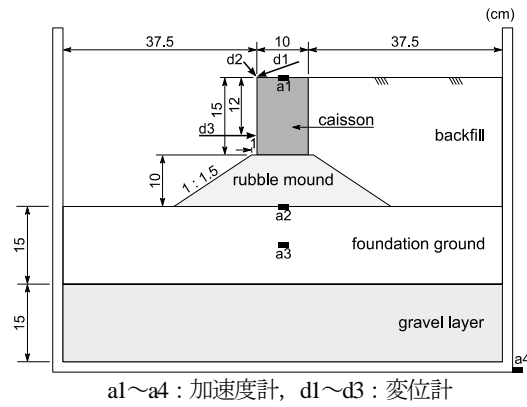
ような逆L字形の形状に改良することを想定し、改良体の底面改良幅（図-5中のx）を、改良体の安定計算により設定することとした。

改良体の安定計算については、深層混合処理工法⁴⁾における安定検討手法と同様の手法を採用することとした。設計外力の概念は図-5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。

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-6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。また、改良幅を増すにしたがって転倒安全率が上昇していき、端趾圧は下がる結果となった。

一方で、有限要素法による数値解析を行い、改良体を構築したマウンド上にケーソンを模擬した剛な梁要素を設置して、改良体と捨石マウンドにビショップ法での荷重を載荷した。これによると、改良体幅5 mにおける改良体内部に生じる最大主応力は803 kPa、最大せん断応力304 kPaであった。この最大主応力803 kPaと図-6から、滑動および転倒に関する安全率が必要安全率を満足した上で、端趾圧が803 kPa以下となる底面改良幅5.0 mを必要改良体幅とした。以上より得られた増深後の断面を図-7に示す。

なお、有限要素法による最大主応力803 kPaと最大せん断応力304 kPaから、深層混合処理工法⁴⁾と同様の考え方



a1～a4：加速度計，d1～d3：変位計

図-8 模型概要図

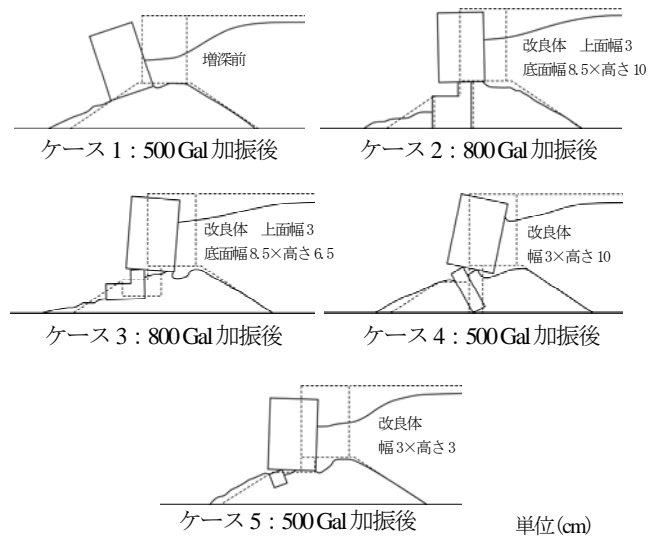


図-9 実験終了後の模型のスケッチ

を用いて検討を行い、改良体の必要圧縮強度は2.41 MPaと算出した。

(2) 模型振動実験

静的安定計算の結果、捨石マウンドの一部を改良・固化することで、増深後の重力式係船岸の静的安定が保持できると確認された。この場合、固化している改良体が捨石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になると考えられる。そこで、捨石マウンドの一部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。本模型振動実験では、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。

振動台上に内寸法幅850 mm、高さ650 mm、奥行き354 mmの土槽を設置し、土槽内に図-8に示す重力式係船岸の模型を作製した。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、砕石（7号）を使用してマウンドを作製した。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ある。

実験は、図-9に示すように増深前のケース1と、増深後の断面で改良部の形状が異なるケース2～5の合計5ケースについて実施した。入力波は10 Hzの正弦波とし、最大加速度を100, 200, 300, 500, 800 Galの5段階に変化させた。

実験終了後の模型のスケッチを図-9に示す。ケース1, 4, 5では、最大加速度500 Gal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500 Galではあまり大きな変位は生じず、800 Galの加振で大きな変位が発生した。よって増深された岸壁は、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。また、ケース3のように、逆L字型で基礎地盤から浮かせて一部分を改良した範囲(図-7参照。以下浮き基礎タイプと称す)が、最もケーソンの変位を抑制できることがわかった。

以上のように、模型振動実験により捨石マウンドの一部を改良・固化する増深工法の有効性が確認された。

3. 固化材の選定

(1) アクリルパイプによる室内実験

ここまでの検討結果から、本工法において堤体の安定性が最も良好だったのは、係船岸の前趾付近を適度な大きさで、基礎地盤から浮かせて一部改良・固化したときであった。一方で、日本海側および太平洋側の2ヶ所の防波堤において、捨石マウンドの状況を調査したところ、ケーソン直下やマウンド内部には付着物がなく、またケ

ーソン直下の捨石には土砂等の夾雑物がなかった。

以上のことから、本工法を適用する際には、付着物や夾雑物のない捨石の一部を改良・固化することが想定され、大きな間隙を有する粗粒材に対して、試設計で設定した所定の範囲に、要求どおりに改良体を構築できるかが課題として浮上した。

そこで、直径300 mm、高さ1,000 mmのアクリルパイプに詰めた最大粒径200 mm程度の石に、固化材を上から投入する室内実験を行い、充填状況を確認した。試した固化材の代表的な配合を表-3に示す。

流動性の高い水中不分離性モルタルのような固化材では、自重が卓越し下方へ落下して底面まで到達してから上に積層した。本工法のような浮き基礎タイプの改良範囲に対して制御しながら注入することは難しいと考えられた。また、セメントベントナイトや懸濁型薬液について、本工法の固化材として適用性を検討したが、水中不分離性モルタルと同様に流動性が高く、自重が卓越して注入範囲を制御できないと考えられた。

一方で、下方への落下を抑制するために流動性を低くした固化材として、最大寸法15 mmの粗骨材を混入した水中不分離性コンクリートを石の上から投入したが、固化材中の粗骨材が石の間ですぐに閉塞し、充填できる範囲が狭かった。上部からの自重による充填では、10 cm程度の充填範囲と観察された。下方への落下距離は小さいが、同時に横方向への広がりも小さくなると予想され、捨石へ注入するときに注入管ピッチが狭くなることから施工効率が著しく低下すると懸念された。

以上のことを踏まえて、流動特性の観点から、可塑状グラウトを適用可能な候補として抽出した。可塑状グラウトは、表-4に示すように、セメントミルクに可塑材を混入したもので、トンネルやシールドの空洞注入材として多数の実績がある。写真-1のように自重ではほとんど流動せず、加圧・振動により容易に流動するため、捨石

表-3 アクリルパイプによる実験に使用した代表的な配合

(a) 水中不分離性モルタル配合(1m³あたり)

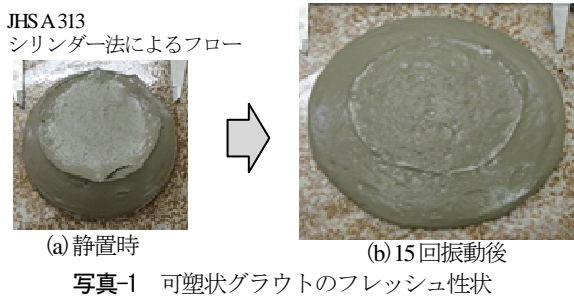
W/C (%)	砂セメント比 S/C	単体量(kg/m ³)					モルタルフロー(mm)
		水 W	セメント C	陸砂 S	高性能 AE 減水剤	水中不分離性 混和剤	
60	1	447	745	747	C×2%	W×1.1%	275

(b) 水中不分離性コンクリート配合(1m³あたり)

粗骨材最大寸法	W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単体量(kg/m ³)							スランプフロー(mm)	空気量 (%)
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	水中不分離性 混和剤	助剤	AE 減水剤		
15mm	60	35	235	392	565	1060	W×1.1%	C×2.5%	C×0.25%	545	1.6

表-4 可塑状グラウトの配合

タイプ	基材(kg/m ³)			可塑剤(kg/m ³)			水	備考	
	セメント	水	減水剤	可塑剤 A	可塑剤 B	可塑剤 C		フロー値(静置時)	圧縮強度
硬練り	1212	485	6.06	0.91	6.06	2.50	121	90mm 程度	24 N/mm ²
標準				0.61				100mm 程度	
軟練り				0.48				110mm 程度	



のように大粒径で大きな間隙を有する地盤に対して、自重による落下が卓越せず、圧入により注入範囲を制御しながら改良体を構築することに適していると考えた。

そこで、他の固化材と同様に、可塑性グラウトをアクリルパイプ内の石の上に投入し、また上部から人力で圧力を作用させた。表-4に示す配合のうち、軟練りタイプで試したところ、高さ1,000 mmのうちおおよそ1/3まで充填された。これにより可塑性グラウトを本工法に適用できる固化材の候補として選定した。

(2) ドラム缶を用いた可塑性グラウトの注入実験

可塑性グラウトを使用して捨石の限定された範囲を固化できるか確認するため、ドラム缶を用いた注入実験を行った。図-10に示す直径570 mm×高さ880 mmのドラム缶内に最大粒径200 mm程度の捨石を詰めてから満水にしたものに、可塑性グラウトをモルタルポンプにて注入して充填状況を確認した。モルタルポンプによって高圧注入できるので、硬練りでも対応できると考えられ、自重で落下しにくい硬練りの配合が本工法に適すると判断し、表-4に示す配合のうち、硬練りタイプおよび標準タイプを注入した。また注入速度を10 L/minと20 L/minの2種類とし、合計4ケースの実験を行った。捨石を詰めたドラム缶内の空隙率は約40%であり、可塑性グラウトを約40L注入し、ポンプ圧力は約0.2 MPaとした。

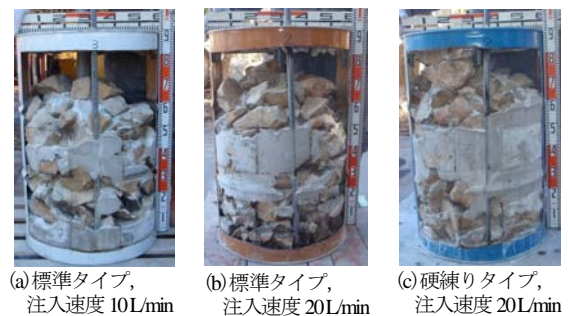
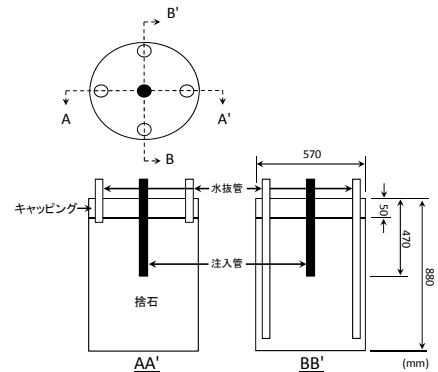
可塑性グラウトを注入後、ドラム缶を解体して出来形を観察したところ、いずれのケースでも下方への落下は卓越していなかった。とくに注入速度20 L/minのケースで、中心の注入管先端から水平方向に向かってドラム缶の壁付近までグラウトが到達しており(写真-2参照)、速めに注入することで横方向に広がりやすかった。

以上のことから、可塑性グラウトを注入することで、注入範囲を制御しながら捨石マウンドを固化できると示唆された。

4. 大型土槽における捨石への注入実験

(1) 実験方法

アクリルパイプとドラム缶による実験の結果を踏まえて、本工法に対する可塑性グラウトの適用性の最終確認



として、最大粒径200 mm程度の捨石材を用いて作製した模型地盤に対する可塑性グラウトの注入実験を行った。

実験は、港湾空港技術研究所内にある内寸幅6 m、奥行3 m、高さ3 mの大型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、長さ6 m、奥行0.6 m、深さ3 mの幅の狭い2次元的な2つの模型地盤を作製した。模型実験の寸法図を図-11に示す。この2次元的な地盤に対して可塑性グラウトをポンプにより注入し、注入管の筒先から円盤状の範囲を改良できれば、注入圧により限定範囲へ施工できる可能性が確認されたこととなる。

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1.51 ton/m³(空隙率42.0%)、ケース2では1.52 ton/m³(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。配合による充填範囲の変化を確認するため、ケース1の配合は表-4の硬練りタイプ、ケース2では標準タイプとした。可塑性グラウトの設計基準強度はいずれも24 N/mm²である。

実施工時には、捨石マウンド上面にケーソン荷重や水压等が加わる。本実験では、捨石地盤上面に鋼材等載せ、多少の拘束圧が加わる条件で注入を行った。

(2) 注入状況

ケース1、ケース2ともに注入速度を約30 L/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0.3 MPa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489 L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0.10 MPaで安定して注入することができた。ケース2では可塑性グラウトの

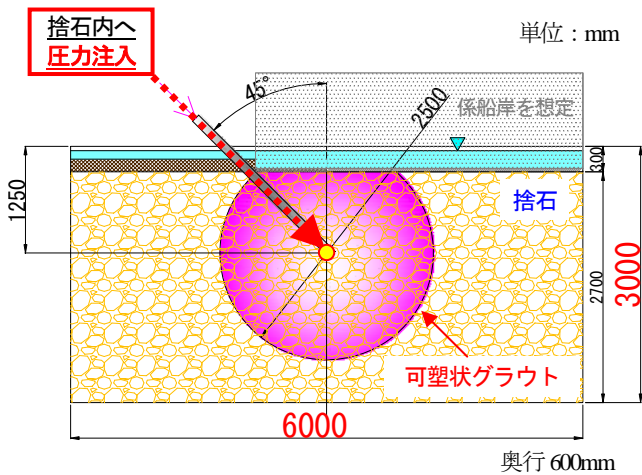


図-11 捨石への注入実験構造図

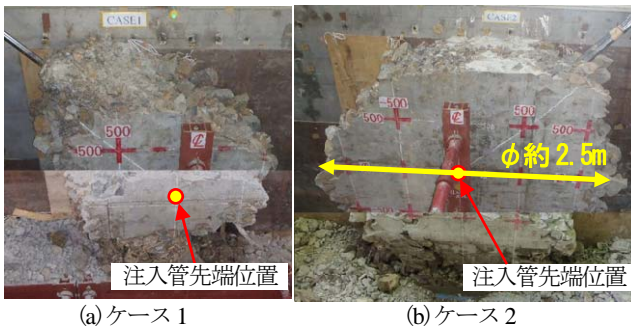


写真-3 捨石への注入実験出来形

流動性が高いことがその理由と考えられる。約1,000 L注入後、試みに注入流量を約50 L/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1,200 Lに達したところで注入を完了した。

(3) 実験結果

注入実験終了後、模型地盤を解体し、改良体の出来形を確認した。改良体の出来形を写真-3に示す。いずれのケースでも注入管先端位置を中心として、自重によって生じる下方向への注入が卓越せず、横や上にも広がっていることが確認できる。

ケース1では、注入量が少ないため充填範囲は小さい。

また、管先よりも上方に多く充填されていたが、ある程度制御しながら注入可能であることがわかった。ケース2では注入管先端を中心に直径約2.5 mの円盤に近い形で想定した形状に充填されており、改良範囲を制御して非常に良好に充填できたと考えられる。また、捨石天端を押さえていた上載物の直下まで充填されており、ケーソン底版直下まで充填できることが示唆された。以上のことから、可塑状グラウトによる捨石の限定範囲への注入が可能であることが示されたと言える。

5. おわりに

本論文では、法線を変更せず、既設係船岸を増深する工法として、捨石マウンドの一部を固化してからマウンドを数メートル掘り下げて増深する工法の実現可能性を検討した結果を報告した。これまでの研究で、設計手法、施工可能性の検証を進め、実用化に向けた研究成果が得られた。基礎研究レベルの検討は終わり、今後は実現場でのフィールド実験を行う段階にあると考えている。

謝辞：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する。また、本研究の実施にあたっては、関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所より多くのご支援・ご助言を賜った。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 水谷崇亮, 森川嘉之, 渡部要一, 菊池喜昭, 合田和哉, 加藤繁幸, 小笠原哲也: 重力式係船岸の新しい増深工法の開発, 港湾空港技術研究所資料 No1277, 2013.12.
- 2) (一社) 日本埋立浚渫協会: 重力式係船岸増深のための基礎構造に関する共同研究報告書, 2013.11
- 3) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007..
- 4) 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.

STUDY ON FOUNDATION STRUCTURE FOR DEEPENING CAISSON-TYPE QUAY WALLS

Tetsuya OGASAWARA, Kazuya GOUDA, Shigeyuki KATO, Takaaki MIZUTANI, Yoshiaki KIKUCHI and Kiyoshi TERAUCHI

The caisson-type quay wall is one of the major types used in Japan. In recent years, it is desirable that this type quay wall have more front-water depth to better accommodate the larger and larger vessels coming alongside. The authors have been studying the new construction method of the front-water-depth enlargement. In the new method, a rubble mound beneath a caisson is solidified then cut to increase the front-water-depth of the caisson. Several series of model tests and numerical analyses related to the design and construction of the new method were conducted. The results declared the feasibility of the new method. This paper presents the results of the studies for the new construction method.