

混成防波堤堤幹部の 根固方塊被災機構の検討

FAILURE MECHANISM OF FOOT-PROTECTION BLOCKS FOR TRUNK PART OF COMPOSITE-TYPE BREAKWATER

川浪輝恵¹・岡安章夫²・下園武範³・有川太郎⁴

Terue KAWANAMI, Akio OKAYASU, Takenori SHIMOZONO, Taro ARIKAWA

¹修(工) セントラルコンサルタント株式会社 環境水工部 (〒104-0042 東京都中央区入船1-4-10)

²正会員 工博 東京海洋大学教授 海洋科学部 (〒108-8477 東京都港区港南4-5-7)

³正会員 博(工) 東京海洋大学助手 海洋科学部 (〒108-8477 東京都港区港南4-5-7)

⁴正会員 博(工) (独法) 港湾空港技術研究所 津波防災研究センター
(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

The failure mode and mechanism of foot-protection blocks at the toe of caissons for composite-type breakwater was investigated. In a wave flume, pressure at the upper and lower surfaces of a foot-protection block was measured and velocity contribution on the pressure change was examined. It was found that in general the lower surface pressure begins to increase earlier than that at the upper surface when wave crests approach to the breakwater. The difference between them has its maximum at the phase of initiation of water surface rise, and the value is large when the wave front is very steep as in the case of wave breaking. The contribution of turbulent velocity caused by the structure or wave breaking is relatively small and can be neglected. The floating of the blocks was considered to be subject to the degree of wave nonlinearity, or wave-front steepness.

Key Words: composite breakwater, foot-protection block, failure mechanism, maintenance

1. はじめに

近年, 海岸構造物の設計に際しては, 供用期間中にその構造物が保持しなければならない性能を規定し, 設計を行う「性能設計法」が採用される方向にある. 2007年には「港湾の施設に関する技術上の基準・同解説」¹⁾が仕様規定から性能規定に改定された. 合理的な設計を行う上で, 被災のメカニズムを解明することは重要な課題であり, メンテナンスを含むライフサイクルでの評価を通じた総合的なコスト削減などにより, 多大な利益が期待される.²⁾

我が国の防波堤の主流である混成防波堤については, その直立部前面に設置される根固方塊および被覆ブロックが, 設計条件を上回る異常波浪の来襲によって飛散・散乱するという被災事例が発生している. 施設計画時に適切な設計波高を決定することの他にも, ロバストな構造物の設計および維持管理を行っていく上では, この被災過程や力学的機構を明らかにすることが重要であるが, 研究の蓄積は少なく未だ不明な点が多い.

以上のような背景を踏まえ, 本研究は, 混成防波堤堤幹部の根固方塊を対象に水理模型実験を行い, 高波浪による被災過程やその力学的機構を解明することを目的とした.

2. 実験方法

(1) 実験の概略

実験において具体性のある条件を設定するために, 2004年に台風16号による被災があった志布志湾(若浜地区)の混成防波堤堤幹部を対象とし, ピストン式二次元造波水路(長さ25m, 幅1.0m, 高さ2.0m)において縮尺1/50の模型実験を行った. 実海域の地形条件を模して図-1のように1/10, 1/20の勾配と水平部を設置し, 水平部上に基礎マウンドおよびケーソンによって構成される混成堤模型を設置した. また, 水面変動を計測するため, 図-1に示したH1~H4の4箇所に容量式波高計を設置した. 基礎マウンドは1.5cm程度の砕石を用いて, 高さ6.0cmになるよう築造し, ケーソンの形状は, 波峰線方向の長さ100.0cm, 幅40.2cm, 高さ26.0cmで

ある。実験の対象となる根固方塊は、図-2に示すような波峰線方向長さ10.0cm、幅5.0cm、高さ2.5cmのモルタル製のものを使用した。模型設置断面を図-3に示す。

本研究で行った実験は、被災過程を調べるための実験（実験Ⅰ）と被災の力学的機構を明らかにするための実験（実験Ⅱ）の二つに大きく分けられる。これら二種類の実験を通して、設定波高は、事前に検定した、堤体前面より沖側2.5cmに設置した波高計H4で期待される通過波の波高で示している。

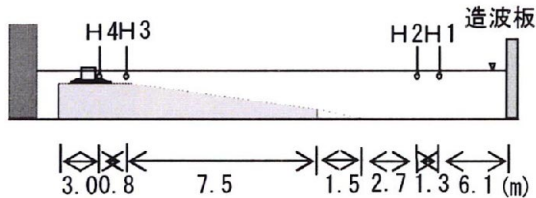


図-1 実験水路概要

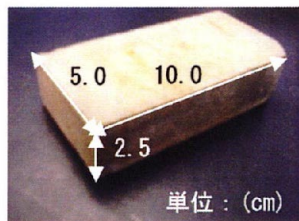


図-2 根固方塊模型

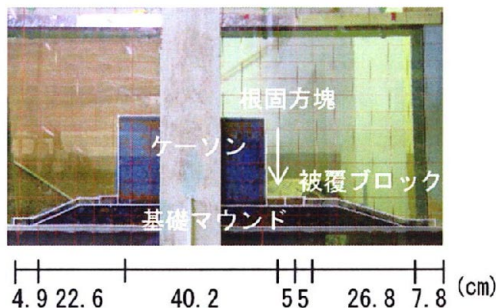


図-3 模型設置断面図

(2) 実験Ⅰ

実験Ⅰでは、防波堤に規則波を作用させた状態で、根固方塊の挙動を、ガラス側壁越しに側面から目視で観察するとともにビデオで撮影した。現地波浪を参考に、規則波の周期は2.08sで一定とし、波高については台風来襲時の被災波高 $H_s = 15.6\text{cm}$ （現地換算で7.8m）を基準として2割減の0.8 H_s から4割増しの1.4 H_s まで段階的に波高を増大させていった。同一波高での波の作用時間は20分間であり、波高を増加させる際にはブロックの積み直しは行わず、被害を累加させて被災状況进行评估した。

実験では、表-1に示すように、ある程度の防波

堤の変形を想定し、ケーソン滑動やマウンド沈下の影響についても検討を行った。また、多くの現地被災事例は、マウンドのり先部の被覆ブロックの沖側への移動を契機として起きることが知られているが、ここでは根固方塊の安定性に焦点を絞るため、被覆ブロックの沖側への移動が生じないようにのり先を固定した。

表-1 実験Ⅰの実験条件

ケース NO	堤前水深 (cm)	開始時の模型の状態
1	30.6	ケーソンが岸側に1cm滑動
2	30.6	ケーソンが岸側に2cm滑動、マウンド部が1cm沈下
3	26.0	ケーソンが岸側に1cm滑動、マウンド部が1cm沈下

(3) 実験Ⅱ

実験Ⅱではブロックに作用する流体力を評価するため、圧力計、レーザ流速計（以下LDV）およびレーザ変位計を用いた詳細な計測を行った。圧力計は根固方塊上下の圧力差を求めるため、二つの圧力センサーを方塊上下面それぞれの中央部に設置した。

LDVはブロック直上の岸沖流速を計測するため、上面の圧力計上1.0cmの位置に計測点を配置した。レーザ変位計はブロックの移動を検出するために用いた。ブロックの浮上によって反応するように、対象とする根固方塊の上面の一角にレーザを照射した。計測器の設置概要を図-4に示す。計測対象とした根固方塊は、LDVの測定可能距離の制約から、ケーソン直下のガラス側面に最も近いものとした。この根固方塊は、ガラス面の影響で片側の摩擦力が軽減されるため四方がブロックに接触しているものより移動しやすいと懸念されるが、実験Ⅰの結果からその影響は小さいと判断した。

また、実験Ⅰでは、ケーソンの奥行きを水路幅に合わせて作成したため、波の越波に伴って防波堤背後の水位が上昇し、結果、防波堤上部から落下流が発生した。そのため実験Ⅱでは、図-5のように水路中央を隔壁により二分し（写真左側が計測部）、計測を行わない側の堤高を低く設定した。このことにより、計測部の堤体上を越えた水は天端の低い非計測部から戻り、堤体背後の水位上昇による落下流の発生はなくなった。

以上のような設定による計測を、表-2に示す様々な堤前水深および入射波の条件の下で、同期を取りながら行った。なお、入射波は先と同様に周期2.08sの規則波であり、各ケースについて20波分のデータを取得した。実験Ⅰでは、被災過程を調べるために、ケーソンの滑動や基礎マウンドの

沈下など防波堤を変形させたが、実験Ⅱでは被災の力学的機構を明らかにすることを目的としているため、模型の初期位置は全て設計状態で実験を行った。

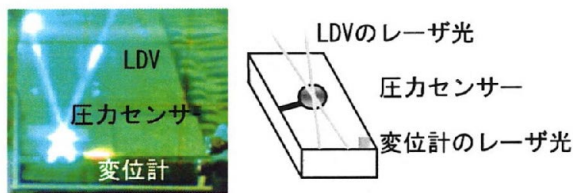


図-4 実験Ⅱでの計測点配置



図-5 実験Ⅱでの模型設置状況

表-2 実験Ⅱの実験条件

ケース	堤前水深 (cm)	通過波 (cm)
1	23.0	5.5~15.7
2	20.0	4.4~14.8
3	18.0	8.1~16.1
4	16.0	8.3~17.4

(4) 被災基準

被災基準は下迫³⁾を参考にした。実験Ⅰにおいて波作用時に観察された根固方塊の特徴的な挙動を表-3に示す。実験Ⅱはケーソンと根固方塊に隙間が小さい状態で実験を行ったため、傾斜や回転は発生せず、方塊の挙動は動揺と浮上に留まった。実験Ⅰの結果から、ブロックの水平移動と浮上はほぼ同時に起こっていたため、実験Ⅱでは浮上を被災基準とした。

表-3 根固方塊の特徴的な挙動

状態	ブロックの挙動
動揺	微小な動きをする。
滑動	水平方向の移動
浮上	マウンドから剥離する。
傾斜	方塊が天端上の被覆ブロック端部に乗り上げて傾斜する。
回転	方塊がその場で回転する。
飛散	方塊がその場より抜け出す

3. 結果と考察

(1) 実験Ⅰ

根固方塊の挙動が最も顕著に表れたのは、ケース1である。ケース1では、波高ランク1.0 H_s で根固方塊が浮上し、ケーソン側に滑動を始めた。図-6はこの状況を水槽上部から撮影したものであるが、堤体前面と根固めブロックの隙間がなくなっていることが分かる。波高を増大させると、波高ランク1.2 H_s で傾斜、回転を開始した。波高ランク1.4 H_s を終えた時点で、沖側に設置した9個の根固方塊のうち7個が傾斜・回転をした。ケース2では波高ランク1.2 H_s で根固方塊の傾斜が始まり、波高ランク1.3 H_s で回転した。さらに、このケースでは、根固方塊の前列の被覆ブロックが3個飛散した。ケース3では、波高ランク1.3 H_s を終了した時点で、根固方塊の移動は岸方向への滑動だけであった。実験Ⅰの結果を表-4に示す。

ケース2は、ケーソンと根固方塊との隙間を2.0cmと広めに設定したことにより、根固方塊が被覆ブロック側に乗り上げて傾斜しにくく、回転も発生しなかった。ケース3に関しては、波高を高くするにつれて防波堤より沖側に離れた地点で碎波したことにより、方塊への作用流体力が低下し、被災が少なかったものと考えられる。

また実験Ⅰでは、先述したように波の越波に伴って防波堤背後の水位が上昇した結果、堤上からの落下流が発生した。図-7、8のように沖側に設置した根固方塊とその前面に設置した被覆ブロックのみが大きく飛散する結果が生じたのは、この位置が落下中の着水点と重なることから、落下流の影響によるものと考えられる。なお、落下流を抑制した実験Ⅱではこのような被災は確認されなかった。

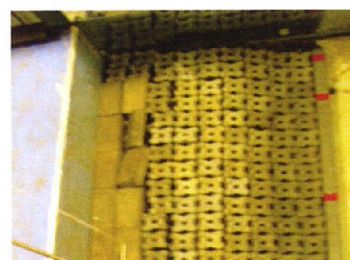


図-6 根固方塊の滑動と傾斜

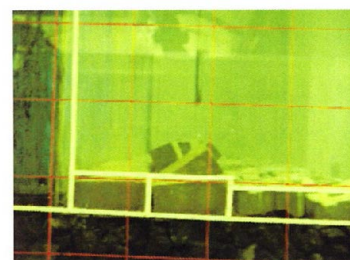


図-7 根固方塊の傾斜と回転

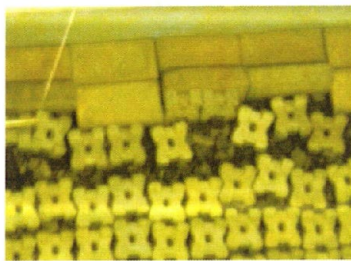


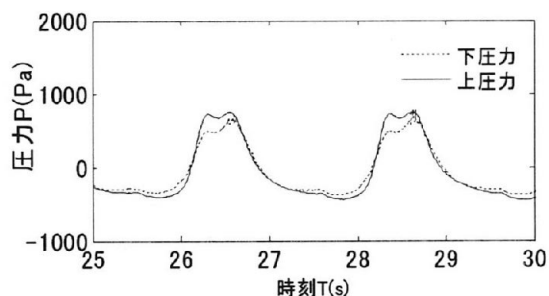
図-8 根固方塊の回転と被覆ブロックの飛散

表-4 実験Ⅰの結果

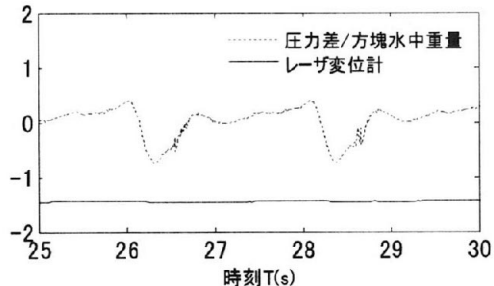
ケース 波高ランク	1	2	3
0.8H	動揺	変化無	変化無
1.0H	浮上・滑動	動揺	変化無
1.1H	傾斜・回転	浮上・滑動	変化無
1.2H	傾斜・回転	傾斜	動揺
1.3H	傾斜・回転	傾斜・回転	滑動
1.4H	傾斜・回転	—	—

(2) 実験Ⅱ

図-9に、根固方塊が安定しているケースの方塊上下面の圧力および上下面での無次元化された圧力差とレーザ変位計の反応を示す。無次元化された圧力差は、圧力差による応力と根固方塊の水中重量の比であり、この無次元圧力差が1.0以上であれば、理論上根固方塊は浮上すると考えられる。このケースでは、ブロックの移動を検出しているレーザ変位計の反応は出でおらず、方塊上下面での圧力差も小さいことが分かる。



(a) 上下面の圧力（静水圧からの変動）

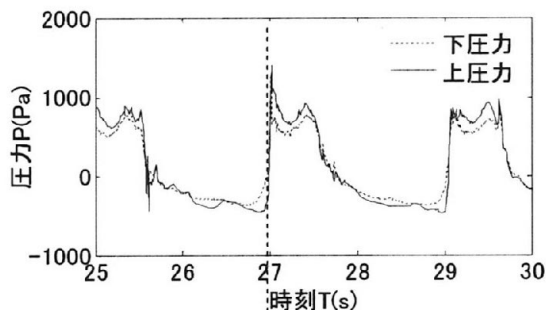


(b) 圧力差と根固方塊の水中重量比とレーザ変位計の反応

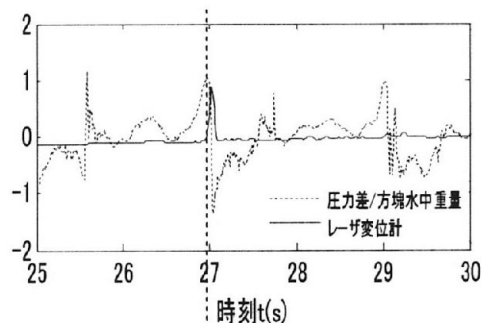
図-9 根固方塊安定時の計測値の例

図-10は、根固方塊が浮上したケースの各計測値の例である。流速は、計測対象としている根固方塊上面の圧力計上1.0cmの岸沖方向の流速を測定している。

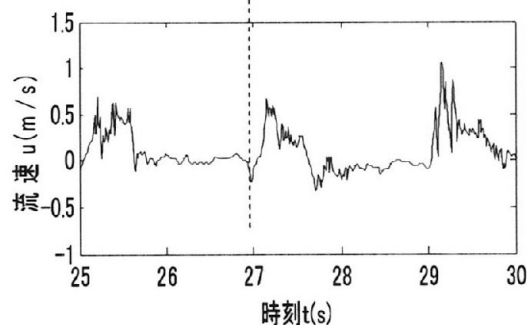
目視やビデオ撮影の結果、根固方塊の浮上は引き波から押し波に移行し次の峰が現れる直前でのみ発生していた。図-10よりこの時点で無次元化された圧力差が最大となり（図の $t=27s$ 直前の点線の時刻）、レーザ変位計の反応も出ていることが分かる。以下、各計測項目について、その傾向の詳細を述べる。



(a) 上下面の圧力（静水圧からの変動）



(b) 圧力差と根固方塊の水中重量比とレーザ変位計の反応



(c) 根固方塊直上1.0cmでの流速

図-10 根固方塊浮上時の計測値の例

a) 浮上と圧力差の関係

根固方塊が浮上した全ケース（波毎）について、レーザ変位計の反応があった箇所の無次元化された圧力差の度数分布を図-11に示す。無次元化された圧力差が1.0以上で浮上するケースが全体の約9割

を占めた。よって、上下面の圧力差が根固方塊の水中重量を上回ることによって、浮上が発生していることが確認でき、また、圧力計の計測値は、上面または下面全体の圧力の積分値を良く代表していると判断できる。

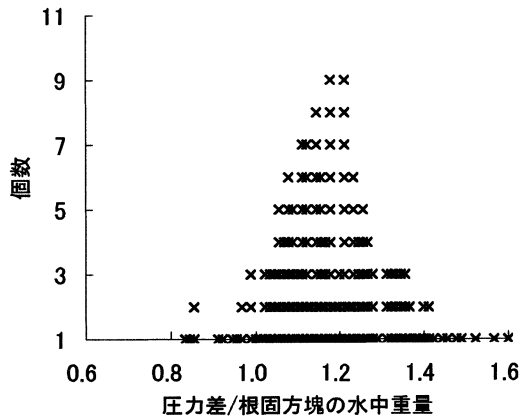


図-11 圧力差と根固方塊の水中重量の比の度数分布

b) 浮上における流速の寄与

流速は、一般に押し波では岸向き、引き波では沖向きの流れが発生する。本実験では、岸向きの流れが正である。解析の結果、流速が最大、最小の箇所では、上下面の圧力差は小さく、根固方塊は安定している状態であった。図-10でレーザ変位計の反応が出ている造波開始後約27s付近の、計測された流速は沖向き方向に0.166m/sであった。この流速を圧力に換算すると14.5Paであり、根固方塊上下面で計測された圧力に比べ微小であった。そのため、流速の圧力差への影響は小さいと推測される。

c) 上下面での圧力変動の相違と圧力差

図-12は引き波から押し波に移行する際の典型的な上下面の圧力変化と根固方塊上で計測した水面変動より求めた圧力を示している。両面の圧力は引き波とともに降下し、押し波とともに上昇する。しかし、上面の圧力が水面変動から求めた圧力とほぼ同様な変動をするのに対し、下面の圧力はこれらの圧力ほど下降せず、上昇する時刻も早い。その結果、上面と下面での圧力差が根固方塊の水中重量以上になり、浮上が発生している。

このことから、根固方塊の浮上は、急激な圧力変化と方塊上下面の圧力変動の位相差との兼ね合いにより発生していることが分かる。圧力の急激な変動は、主に波浪の非線形性に依存していると考えられ、特に砕波や砕波直前の波の波峰前面での時間水位変動値の急変と関連づけられると考えられる。上下面での圧力変動の位相差については、根固方塊下の砕石中の間隙水圧の位相が方塊上面より進んでいることによると考えられるが、具体的

な変動量についてはさらなる検討が必要と考えられる。

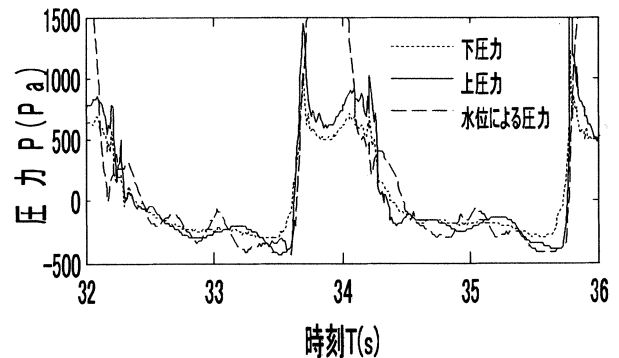


図-12 上下面の圧力差と水位による圧力

(3) 既往の研究との比較

現行の根固方塊の設計基準は、牛嶋ら⁴⁾の模型実験が基になっている。牛嶋らは、根固方塊の安定に必要な厚さは、根固方塊の厚さ t と波高 H を用いた無次元量 t/H とマウンド天端水深 d と前面水深 h の相対水深 d/h を用いた安定重量算定図によって推定できるとした。この結果を受けて木村ら⁵⁾は、混成防波堤堤幹部における根固方塊の必要厚さを式(1)と算出した。現在の設計では、この近似式が一般的に使用されている。

$$t/H = 0.18 \left(\frac{d}{h} \right)^{-0.787} \quad (1)$$

実験Ⅱで得られた結果と牛嶋らの実験結果、および木村式との比較を図-13に示す。牛嶋らの実験では、根固方塊の被災基準を現地換算30～50cmの移動量を不安定と定義している。本実験では、実験Ⅰよりこの程度の移動量は浮上とほぼ同時期に発生していたことから、レーザ変位計の反応があるケースを被災としている。牛嶋らの実験結果とは若干差異が見られるが、安定/浮上の境界と木村式との一致度はよい。

しかし、図-13を見ると、ある d/h に対し、 t/H が同程度の値でも安定と浮上したケースの混在している領域があることが分かる。これらのケースの差異を精査してみたところ、根固方塊が浮上したケースと安定したケースでの大きな違いは、波の状態であった。沖波波高の増大に伴い、模型前面の斜面で砕波が起こるため、堤体設置地点の通過波の波高（つまり H ）が同じでも、砕波と非砕波の2通りの波が存在する。前述の通り、波が砕波していないケースでは、圧力変動が緩やかで根固方塊は安定した状態であったのに対し、砕波や砕波直前の切り立った状態になったケースでは浮上が発生した。

よって、根固方塊の安定/不安定の判断には、

砕波等の波の非線形性（あるいは波面の急激な変動性）を加味できる指標が必要と考えられ、今後の課題として、波の形状や砕波条件などが含まれた式を算出する必要があると考えられる。

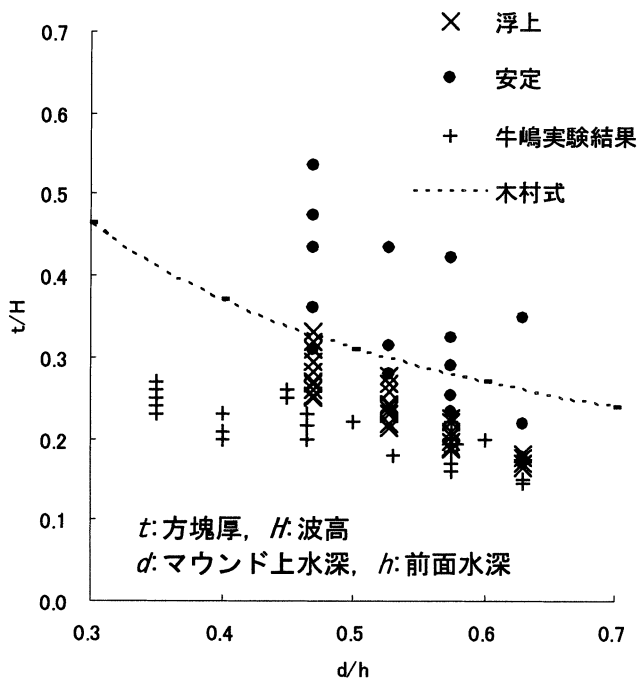


図-13 既往の研究との比較

4. 結論と今後の課題

(1) 結論

本研究で明らかになったことは以下のとおりである。

- ① 根固方塊の被災のプロセスは、動揺、浮上、傾斜、回転、の順で発生し、傾斜と回転に関してはケーソンの滑動量によって発生頻度が異なる。
- ② 実験時に発生した落下流は、根固方塊の浮上の後に発生することから、方塊の移動と落下流の関係性は無いものと推測される。
- ③ 引き波から押し波に移行し、水位が上がる際に根固方塊下面の圧力は上面の圧力より早く上がり始めるため圧力差が大きくなり、浮上する。
- ④ 浮上が発生するときの流速は冲向き方向だが、流速の値が小さいことから方塊の移動

に対する流速による影響は小さいものと考えられる。

- ⑤ 実験結果より、根固方塊の安定性は波浪前面の切り立ち具合が影響していると推測される。

(2) 今後の課題

本研究では、混成防波堤堤幹部の根固方塊に着目し、水理模型実験を行いこれらの被災過程や力学的機構を解明することを目的としたが、今後以下のような課題が考えられる。

- ① 実験に作用させた入射波は、志布志港の台風被害を参考に、規則波の周期 2.08s と固定した。実験結果を実際の設計に反映させるためには、異なる周期や不規則波についても検討を行う必要がある。
- ② 本実験では、根固方塊の安定重量算定図に用いられている、根固方塊の厚さ t 、波高 H 、マウンド上水深 d 、前面水深 h のうち、波高 H と前面水深 h のみを変化させている。しかし、根固方塊の厚さ t 、マウンド高さは一定であるため、これら二つが与える影響についても検討する必要がある。
- ③ 根固方塊の安定性は波浪前面の切り立ち具合が影響していると推測されるが、本研究では波の形状と根固方塊の安定性を関連付けて評価することができなかった。従って、波の形状と根固方塊の安定性を関連付けて評価し、それらが含まれた耐波安定式を算出する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) (社)日本港湾協会（編）：港湾の施設の技術上の基準・同解説(下)，pp. 851-852, 2007.
- 2) 高山知司，辻尾大樹，安田誠宏：消波ブロック被覆堤の変状による波力増大を考慮した期待滑動量算定法の検討，海岸工学論文集，第 54 巻，pp. 906-909, 2007.
- 3) 下迫健一郎，久保田真一，浜口正志，松本朗，半沢稔，中野文丈：混成堤における根固方塊および被覆ブロックの合理的な形状とその設計法，港湾空港技術研究所報告，Vol. 47, No. 2, pp. 89-110, 2008.
- 4) 牛島龍一郎，水野雄三，井元忠博：根固方塊の安定性に関する実験的研究，開発土木研究所月報，No. 424, pp. 1-14, 1988.
- 5) 木村克俊，水野雄三，林倫史：混成堤堤頭部における根固方塊の耐波安定性について，開発土木研月報，No. 517, pp. 2-8, 1996.