

# 防波堤マウンド法先部被覆ブロックの被災メカニズムの検討

Damage Mechanism of Armor Blocks at Toe of Rubble Mound Foundation of Composite Breakwater

有光 剛<sup>1</sup>・安岡恒人<sup>2</sup>・川崎浩司<sup>3</sup>

Tsuyoshi ARIMITSU, Tsunehito YASUOKA and Koji KAWASAKI

The Hudson equation is, in general, employed to estimate the minimum weight of an armor unit on rubble mound foundation. However, the damage of the units is occasionally found at the toe of the foundation while the weight of armor units is larger than the one calculated by the Hudson equation. This paper aims to elucidate the damage mechanism of armor blocks at the toe of rubble mound foundation of a composite caisson-type breakwater by performing hydraulic model experiments and numerical computations with a numerical wave flume "CADMAS-SURF" under irregular wave actions. It is found from the numerical and experimental results that the increase of horizontal velocity and the decline of wave pressure in the vicinity of the blocks cause the block damage at the toe of the foundation.

## 1. はじめに

通常、捨石マウンドの設計では、構造的に最も弱いとされるマウンドの水平部や法肩部の被覆材の所要重量をハドソン式によって算定し、安全のために斜面部全体も同じ重量にすることが多い(日本港湾協会, 2007). しかしながら、被覆ブロックの場合、低マウンドの条件ではマウンド法先のブロックが最初に移動が生じる(谷本ら, 1982; 大熊ら, 2003)など、マウンドの形状や波浪条件によっては一般的な重量算定方法が適用できず、設計上の技術的な課題となっている。実際に、ハドソン式を満足する重量の異形ブロックで全体を被覆している防波堤マウンドにおいて、法肩ではブロックの移動がみられないものの、法先に設置された同種のブロックのみが被災した事例がある。したがって、抜本的な被災防止対策を講じるためには、マウンド法先部の被覆ブロックの被災メカニズムを詳細に解明することが必須であるといえる。

一方、近年、数値波動水路CADMAS-SURF(磯部ら, 1999; (財)沿岸開発技術センター, 2001)が実用化され、マウンド被覆材の被災メカニズムを考慮した高度な設計法の確立を目的として、数値計算を利用した検討が進められている(松本・高橋, 2001; 松本ら, 2003; 大熊ら; 2003). しかしながら、計算容量の制約等もあり、これらの数値計算は規則波を対象としており、被覆材の安定性を検討する際、一般的に実施される不規則波実験との比較を行った不規則波計算例はほとんどない。

本研究では、現地で実際に被災しているマウンド法先部の被覆ブロックに対して、水理模型実験と数値波動水路CADMAS-SURFを用いた不規則波計算を実施し、法

先ブロック周辺の流速・圧力特性から、被覆ブロックの被災発生メカニズムを解明することを目的とする。

## 2. マウンド法先部被覆ブロックの被災事例の概要

図-1に、被覆ブロックが被災した防波堤の標準断面を示す。防波堤の設置水深 $h$ は18m、マウンド水平部水深 $h'$ は13.3mであり、 $h'/h=0.74$ の比較的低マウンドの断面である。なお、ここでは安全のためにL.W.L.の場合を対象とした。根固ブロック設置部を除いて、図中に示す20tの異形ブロックが1層、6列配置され、法先の水平部は2列のブロックで構成されている。設計当時に稲垣・片山の式(1971)を用いて算定されたブロック重量20tに対する限界波高は、安定数 $N_s$ を用いたハドソン式から求めると、 $H_{ls}=10.4\text{m}$ であり、20年確率波に相当する。しかし、現地では、数年確率波程度の波が作用したとき、法肩や斜面部で被災が生じないものの、マウンド法先部に設置されている2列の被覆ブロックは約3年に1度の高頻度で沖側への移動が確認され、多額の補修費が必要であり、極めて深刻な問題となっている。

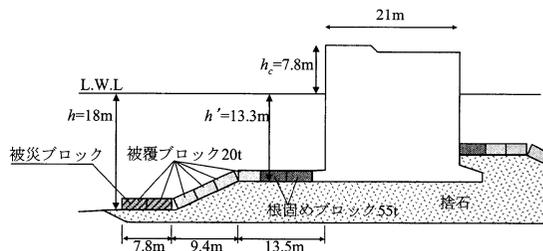


図-1 防波堤標準断面

## 3. 法先部被覆ブロック安定性に関する水理模型実験

### (1) 実験概要

図-1に示した防波堤を対象に、法先部被覆ブロックの移動メカニズムの解明と、重量増加による安定性向上効

1 正会員 博(工)関西電力(株)電力技術研究所  
2 正会員 関西電力(株)電力技術研究所  
3 正会員 博(工)名古屋大学准教授 大学院工学研究科 社会基盤工学専攻

果の確認を目的として、水理模型実験を実施した。実験は、**図-2**に示すように、全長50m、幅1.0m、深さ1.2mの二次元造波水路の造波板から33.2mの区間を用いた。模型縮尺は1/60とし、造波板から8.53mの区間が水平で、そこから1mの区間を勾配1/5.3の斜面とし、その岸側の20mの区間に勾配1/100の斜面、さらに岸側に勾配1/25の斜面を設置し、造波板から31.2mの位置に防波堤模型を設置した。造波板前面の一樣水深部における静水深は0.73mとし、防波堤模型設置位置の水深は0.3mとした。本研究では法先部の被覆ブロックの安定性のみに着目しているため、**写真-1**に示すように被覆ブロックの模型は法先部の2列のみに設置し、マウンドの斜面および水平部については、実構造物と開口率を一致させた塩化ビニール板を設置した。

実験に用いた被覆ブロックの形状を**図-3**に、長さ $L_a$ 、幅 $B_a$ 、高さ $H_a$ の諸元を表-1に示す。原設計の20t異形ブロックを用いて被災を再現するとともに、ブロック重量による安定性の差異を確認するために、重量を50tおよび85tに増加させたブロックと、20t異形ブロックから下側の脚を除いた形状で、高さが低い16.6tのブロック(以後、脚無ブロック)を用いて被覆ブロックの被災状況を調べた。なお、捨石マウンドは5g以下の碎石を用いて所定の形状に成形した。

波浪条件は表-2に示すとおりであり、2年確率波から50年確率波までの6種類とし、修正Bretschneider・光易型の周波数スペクトルを有する不規則波を200波作用させた。

**(2) 実験結果と考察**

各ブロックに対する有義波高と被害率の関係を**図-4**に示す。5年確率波( $H_{1/3} = 12.8\text{cm}$ )作用時で原設計の20t異形ブロックに被災が生じ、現地の状況をよく再現してい

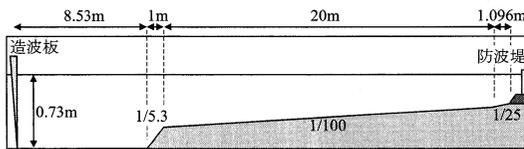


図-2 二次元造波水路を用いた水理模型実験の概要図

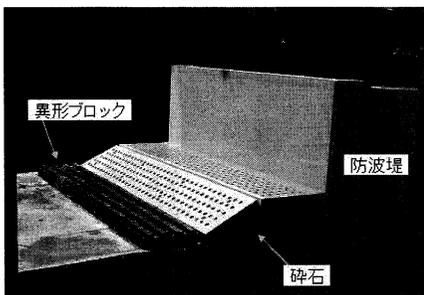


写真-1 防波堤模型

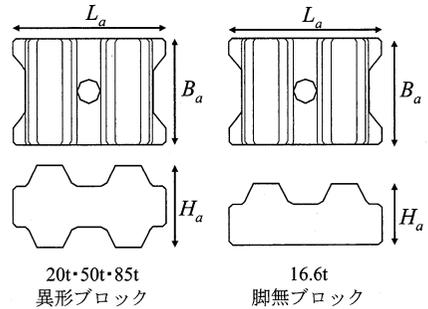


図-3 実験に用いた異形ブロックの形状

表-1 実験に用いた異形ブロックの諸元(実物スケール)

	ブロック重量			
	20t (原設計)	50t	85t	16.6t (脚無)
$L_a$	3.332m	4.522m	5.177m	3.332m
$B_a$	2.261m	3.069m	3.513m	2.261m
$H_a$	1.739m	2.360m	2.702m	1.304m

表-2 波浪条件

確率年	$H_{1/3}$	$T_{1/3}$
2年確率波	9.1cm	1.4s
3年確率波	10.9cm	1.5s
5年確率波	12.8cm	1.7s
20年確率波	16.7cm	1.9s
50年確率波	18.8cm	2.0s

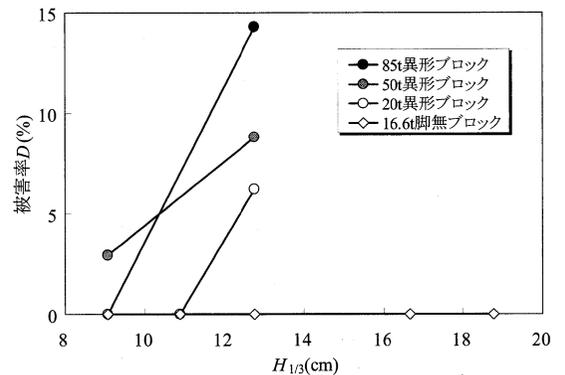


図-4 法先部被覆ブロック被害率

る。ハドソン式ではブロック所要重量は波高の3乗に比例し、重量が大きいくほど安定性が向上する。また、大熊ら(2003)は法先部に対して原設計の3.75倍の重量の補強ブロックを用いることで安定性を増加させている。これに対して、本研究の実験結果はブロック重量が大きいくほど被害程度が著しくなり、重量増加による安定性の向上はみられなかった。逆に、安定性が最も高いのは最小重量16.6tの脚無ブロックで、50年確率波でも被災は全く生じなかった。

5年確率波を作用させた場合に対する50tの法先ブロッ

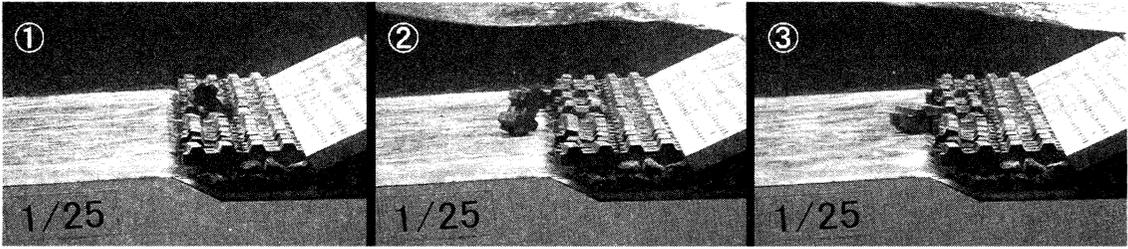


写真-2 法先部被覆ブロック被災状況

クの被災例を写真-2に示す。被災するブロックは、①のように押し波時に吸い出されるように持ち上がり、一度岸向きに動いたのち、②～③のように引き波時に沖側へ大きく移動することが多かった。被災状況は横断方向に一樣でなく、造波中に移動するブロックと安定なブロックが混在していた。しかし、これは碎石の敷き均し状況やブロックの配置などのわずかな差異によるものであり、ブロックが防波堤法線方向に移動することから、鉛直2次元の流況場がブロックの移動に影響をおよぼしているものと考えられる。

4. 数値波動水路による不規則波計算

不規則波作用時の法先部被覆ブロック周辺の流れを詳細に把握するために、実験と同一断面条件に対して数値波動水路CADMAS-SURFを用いた不規則波計算を実施した。前章に示したとおり、実験におけるブロックの移動の有無については3次元的な流体運動の影響が小さいと思われるため、ここでは鉛直2次元の計算を行った。

表-3に計算条件を示す。格子間隔は、鉛直方向に1cm、水平方向に可変メッシュを用いて沖側から5cm, 3cm, 1cmと変化させた。特にマウンド近傍の運動を高精度に解析するために、防波堤近傍の格子間隔は1cm×1cmとした。しかし、複雑な異形ブロックの形状を正確に反映させるほどの十分な解像度ではないため、表-3に示す3種類の法先部被覆ブロックはそれぞれの高さとしさを反映させた透過性矩形構造物として表現し、ブロックの大きさの差異が流況場におよぼす影響を検証した。なお、被覆ブロックの被災に関する不規則波再現計算に先立ち、防波堤を設置しない海底地形のみの条件で計算を行い、水理実験における通過波検定結果と比較することで、模型設置位置近傍における波高分布が実験と同等となるように入力波高値を設定した。

5. 法先部被覆ブロックの被災メカニズム

(1) 防波堤前面の流速分布

図-5に、原設計の20tブロックを設置して5年確率波を作用させた場合の、底面付近における水平方向の流速  $U_{rms}$  および押し波時・引き波時の1/3最大流速  $U_{on1/3}$ ,  $U_{off1/3}$  の計算結果と実験結果を示す。底面付近の流速は、岸向

き・沖向きともに法先部の対象ブロック位置で極大となっている。これは、法先は法肩に比べて重複波の節に近く、水平流速が比較的大きな領域に相当するためであり、実構造物においても法先部のブロックのみが移動する原因の1つであると考えられる。また、1/3最大流速に関しては、計算値、実験値ともに、引き波時と比べると押し波時の方が大きく、実験でみられた被災状況と整合している。

(2) 法先部被覆ブロック周辺の流況場

図-6に、原設計20tブロックを設置した条件に対し5年確率波を作用させた場合で、引き波から押し波へと移行する間の法先部付近における流況場の時間変化を示す。図には水位変動も合わせて示す。引き波時( $t=211.0s$ )には、法先の被覆ブロックと沖側の海底との段差によって流れが剥離し、渦が生じている。押し波時( $t=211.6s\sim 212.2s$ )には、法先部のブロックによって阻害された岸向きの流れが、ブロック沖側の上部隅角部に集中し、大

表-3 計算条件

実験縮尺	1/60		
有義波高 $H_{1/3}(cm)$	12.8		
有義波周期 $T_{1/3}(s)$	1.7		
造波方法	造波ソース		
端部境界	減衰帯+放射境界		
差分スキーム	VP-DONOR-0.2		
境界条件	流速・圧力：スリップ条件, VOF 関数：フリー条件		
ボララス下限値	0.1		
慣性力係数 $C_M$	ブロック：1.2, マウンド：1.2		
抗力係数 $C_D$	ブロック：1.0, マウンド：1.2		
空隙率 $e$	ブロック：0.5, マウンド：0.4		
法先部被覆ブロック	20t	85t	16.6t脚無

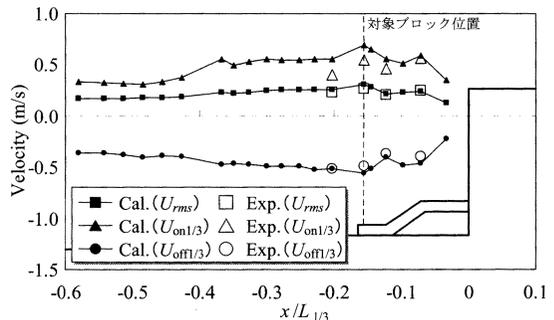


図-5 底面付近の水平流速分布

きな流速が発生する。

図-7に、図-6に示した時刻を含む5秒間の、法先部先端のブロックより1つ沖側の計算メッシュにおける水位 $\eta$ と、最下層計算メッシュ(B)および、その2cm、4cm上方(B+2cm、B+4cm)における波動圧 $P$ の時系列を示す。なお、ここでは、全圧力から静水圧を差し引いた圧力成分を波動圧と定義した。水位の時系列を示す図-7(a)には、図-6の波動圧の空間分布を示した時刻を○で示している。図-7(b)をみると、引き波から押し波に移行し、波の峰が現れるまでの間( $t=211.5s\sim 212.1s$ および $t=213.3s\sim 213.9s$ )に、最下層における波動圧が上方の値より大きくなっている。それ以外の時刻では水深による顕著な波動圧の差は認められない。

図-8に、押し波時( $t=211.9s$ )に対して、図-7と同じ計算メッシュにおける各水深の波動圧 $P$ と底面における波動圧 $P_B$ との比の鉛直分布を示す。通常、押し波時の波動圧の鉛直分布は静水面に近いほど大きくなるのに対して、法先部先端ブロック直近の計算メッシュにおける計算結果では、底面に近いほど圧力が大きい。

図-9に、図-8と同じ条件・時刻における法先部被覆ブロック付近の波動圧の岸沖方向分布を示す。法先部の先端から沖側へ被覆ブロックの長さ半分程度離れた範囲では、ブロック上面に相当する水深(B+3cm)に作用する波動圧と比べて、底面(B)における値が大きい。このように、ブロック上下の圧力差が揚圧力として働くことにより、法先部の被覆ブロックが移動しやすくなっていると考えられる。なお、計算では被覆ブロックは透過性を有するポーラスセルとして扱われているため、ブロック内部の計算メッシュでは流速および波動圧が極端に小さく

なっている。

(3) ブロックの重量増加による安定性の変化

図-10に、対象ブロックを20t、85t、脚無16.6tにした場合の、ブロック上0.5cmにおける岸沖両方向の1/3最大流速 $U_{on1/3}$ 、 $U_{off1/3}$ の計算結果を示す。ブロックの重量にかかわらず、法先ブロックの直上で岸向き流速が極大とな

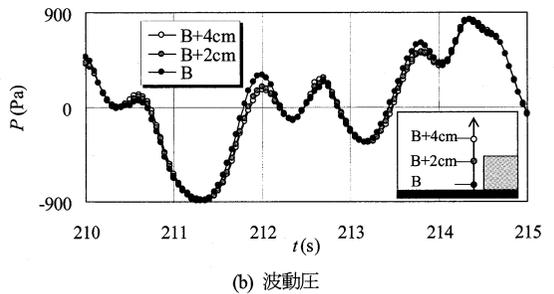
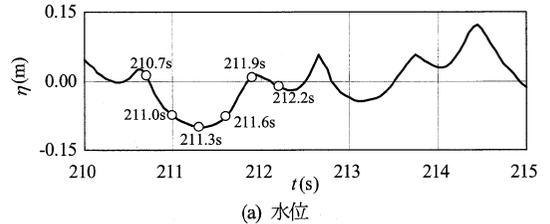


図-7 法先部の沖側における水位と波動圧の時間変化

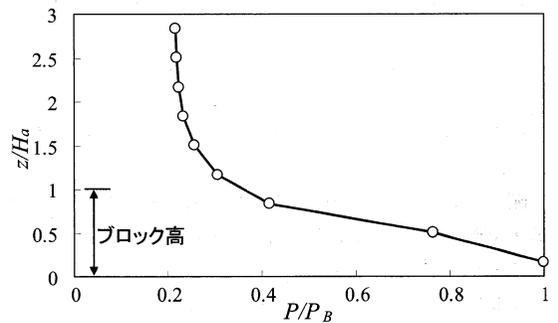


図-8 法先部の沖側における波動圧の鉛直分布( $t=211.9s$ )

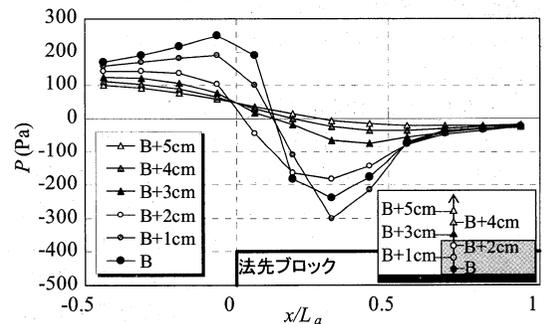


図-9 法先部被覆ブロック付近の波動圧の水平分布( $t=211.9s$ )

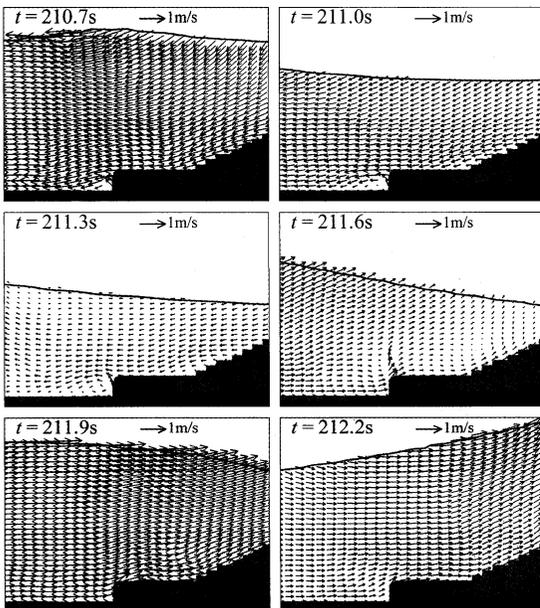


図-6 法先付近の流速分布の時間変化

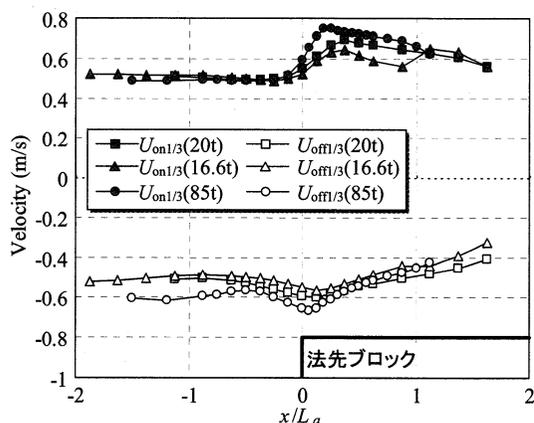
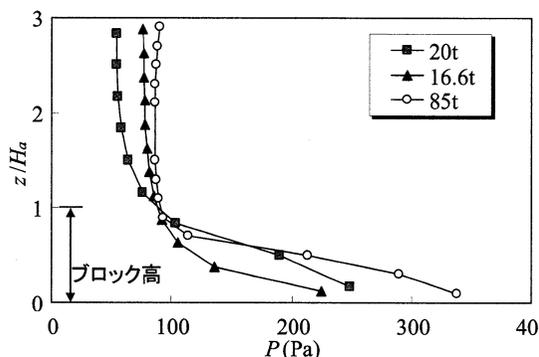


図-10 法先部被覆ブロック上の流速分布

図-11 法先部沖側における波動圧の鉛直分布 ( $t=211.9s$ )

るが、ブロック重量が大きいかほど流速値が大きくなっている。これは、表-1に示したとおり、重量の大きなブロックほど高さが高く、流れに及ぼす影響が増大したためである。

図-11に、各ブロックに対する、図-8と同じ条件・時刻・位置における各水深の波動圧 $P$ の鉛直分布を示す。ブロック重量が大きいかほどブロック上下の圧力差が大きいか分かる。このことから、水理実験においてブロックの重量を増加させても安定性が向上せず、むしろ被害率が増加したのは、ブロック高の増加によるブロック上の流速増加と被覆ブロックに作用する揚圧力の増加の影響が、ブロックの重量増加の効果を上回ったためであると推察される。

以上のように、本研究で対象としたマウンド法先部では、複雑な流れにより被覆ブロックの移動が生じやすくなっている。また、流れにおよぼす影響が大きくなるために、ブロックの重量増加によって安定性が低下した。これは、従来用いられてきたハドソン式から導かれる重量が大きいかほど安定性が増加するという関係とは正反対の結果である。これらのことから、複雑な条件下では、ブロックの被災メカニズムを詳細に検討した上で最適な

防波堤の構造と形状を選定する必要があるといえる。

## 6. まとめ

本研究では、実際に被災している防波堤マウンド法先部の被覆ブロックに対して、水理実験とCADMAS-SURFを用いた不規則波計算により被災発生メカニズムを検討した。本研究で得られた結果をまとめると、以下のとおりである。

- ①現地を確認された防波堤マウンド法先部の被覆ブロックの被災状況を再現するために、水理実験を実施した。その結果、現地と同様、5年確率波を作用させたとき、原設計の20t被覆ブロックに移動が生じたことを確認した。
- ②被覆ブロックの重量を増加させても、ブロックの安定性が向上せず、むしろ被害率が拡大することが実験結果より判明した。
- ③計算結果より、マウンド法先部で水深が急変するため、ブロック上で大きな流速が発生し、ブロック沖側端部付近で揚圧力が生じることから、法先部でブロックが移動したと考えられる。また、水理実験で確認された重量増加に伴うブロック安定性の低下は、流れにおよぼす影響が重量増加効果を上回ったためであると推察される。
- ④以上の結果は、ブロックの重量が大きいかほど安定であるという従来のハドソン式の考え方とは正反対であり、複雑な設定条件に対する水理実験および数値計算による被災メカニズムの検討の重要性が示された。

謝辞：水理実験にあたっては、(株)日本工業試験所・新幸弘行氏および池田博和氏の協力を、また図面作成の際には、名古屋大学大学院生M2・笹田泰雄君の協力を得たことを記して、謝意を表する。

## 参考文献

- 磯部雅彦・高橋重雄・余 錫平・榊山 勉・藤間功司・川崎浩司・蔣 勤・秋山 実・大山洋志(1999)：数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究-VOF法基本プログラムの作成一、海洋開発論文集、第15巻、pp.321-326。
- 稲垣紘史・片山猛雄(1971)：被災例による混成堤マウンド被覆石の安定限界の検討、港湾技研資料、No.127、22p。
- 大熊義夫・興野俊也・柴崎尚史・安田勝則・中野 修(2003)：流場における混成堤断面の被災状況の相違によるブロック安定性検討、海岸工学論文集、第50巻、pp.751-755。
- (財)沿岸開発技術センター(2001)：数値波動水路(CADMAS-SURF)の研究・開発、沿岸開発技術ライブラリーNo.12、457p。
- 谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鋼三・合田良実(1982)：不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告、第21巻、第3号、pp.3-42。
- 日本港湾協会(2007)：港湾の施設の技術上の基準・同解説(下)、1485p。
- 松本 朗・高橋重雄(2001)：流場に基づく混成堤マウンド被覆材の高度設計法、海岸工学論文集、第48巻、pp.911-915。
- 松本 朗・半沢 稔・高橋重雄(2003)：モンテカルロ法による混成堤マウンド被覆石の移動のシミュレーション、海岸工学論文集、第50巻、pp.781-785。