

傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐津波特性 に関する実験的研究

高橋 研也¹・田中 仁²

¹ 正会員 五洋建設(株) 技術研究所土木技術開発部 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)
E-mail: kenya.takahashi@mail.penta-ocean.co.jp (Corresponding Author)

² フェロー会員 東北大学大学院 工学研究科土木工学専攻
(〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)
E-mail: hitoshi.tanaka.b7@tohoku.ac.jp

上部工を有する傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐津波特性に着目した水理模型実験および流体解析をおこなった。3段階に潮位を設定し、津波が堤体を越流および浸透する通常の実験ケースに加えて、越流のみを発生させたケースおよび浸透のみを発生させたケースも実施した。

その結果、潮位が高い場合は水面近傍の被覆ブロックがわずかに被災するのみであったが、潮位が低い場合は被災位置が下側にずれるとともにその程度も大きくなった。また、浸透流を作用させない場合は被災時の越流水深が深くなった。越流量と浸透流量の和がブロックの安定性に寄与していること、ブロック底面で動水圧の上昇が、表面で落水に伴う負圧が発生し、浸透力と法先方向流速が大きくなると被災すること、潮位や落水位置が負圧や高流速の発生に影響を及ぼすことが分かった。

Key Words : *sloping breakwater, armor block, Dupuit-Forchheimer law, tsunami overflow, seepage flow*

1. はじめに

平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震津波によって防波堤などの港湾構造物の多くが被災したが、その原因としては、防波堤に作用した巨大な水平力に加え、防波堤の天端を越流した津波が防波堤背後で強い流れとなり基礎マウンドや海底地盤を洗掘して防波堤の安定性を低下させたためであるものと考えられている。これを踏まえ、国土交通省港湾局¹⁾は「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において防波堤を設計するための基本的考え方をとりまとめているが、その構造形式としては主に混成堤および消波ブロック被覆堤を対象としており、他の構造形式についてはまでは言及されていない。

一方、砕波帯内などの水深が比較的浅い位置においては、石やコンクリートブロックを台形状に捨て込んだ構造形式である傾斜堤が用いられることもあるが、我が国においては混成堤などと比較して適用事例が少なく、耐津波特性に係る調査研究も未だ十分に進んでいないようである。例えば、片山ほか²⁾は太平洋に面する発電所取水専用港湾の傾斜堤が東北地方太平洋沖地震津波により被災したことを報告しているが、大規模な被災事例は他に見当たらない。また、松本ほか³⁾、榊山⁴⁾、三井ほか⁵⁾

は水理模型実験により津波に対する傾斜堤の捨石およびブロックの安定性について検討しているものの、上部工の有無やブロック形状の違い等により防波堤形状が三者三様であり、傾斜堤の耐津波設計に向けてはさらに知見を積み重ねていく必要がある。

本研究においては、上部工を有する消波ブロック1層被覆式傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐津波特性に着目した水理模型実験および流体解析をおこない、今後の耐津波設計に資することを目的とした。なお、本稿では上部工が滑動・転倒しないブロック被災モードを検討した。

2. 水理模型実験

(1) 実験方法

図-1に消波ブロック1層被覆式傾斜堤模型断面図を示す。実験縮尺をFroudeの相似則に準じた1/64.8とし、46.0t型消波ブロックを160g、9t型被覆ブロックを33gのモルタル製模型(比重2.3)として再現した。なお、縮尺効果によって、ブロックの安定性は実機に比べて保守的な結果になりうるものと考えられる。堤体を長さ50m、幅0.6m、高さ1.2mの断面還流水槽内に設置して還流が

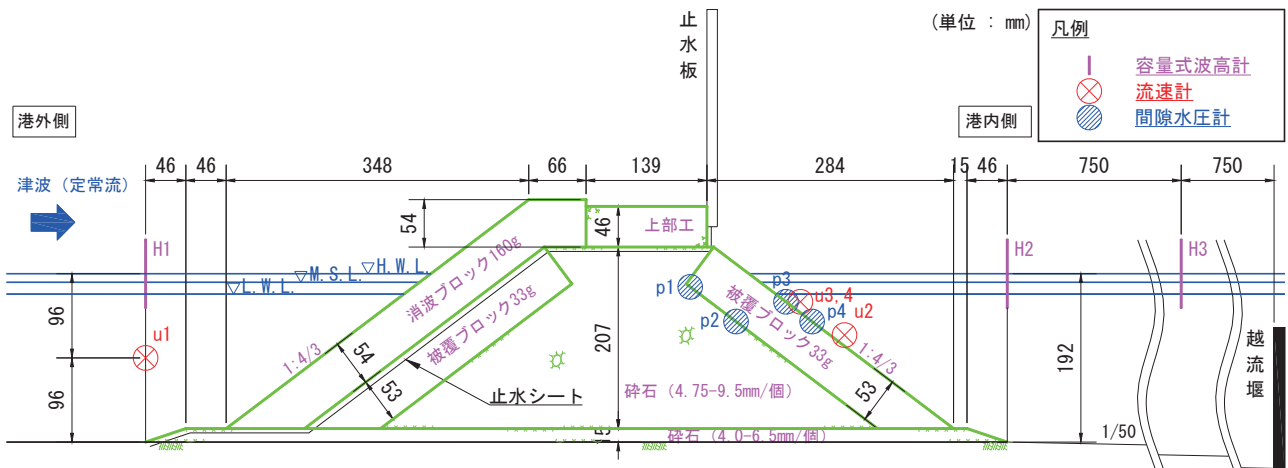


図-1 消波ブロック1層被覆式傾斜堤模型断面図 (実験縮尺: 1/64.8)

表-1 実験条件 (実験縮尺: 1/64.8)

ケース	潮位	止水シート	止水板	実験状況
1	H.W.L.(+1.0cm)	無	無	越流 浸透流
2	M.S.L.(±0.0cm)			
3	L.W.L.(-1.3cm)			
4	H.W.L.(+1.0cm)	有	無	越流
5	M.S.L.(±0.0cm)			
6	L.W.L.(-1.3cm)			
7	H.W.L.(+1.0cm)	無	有	浸透流

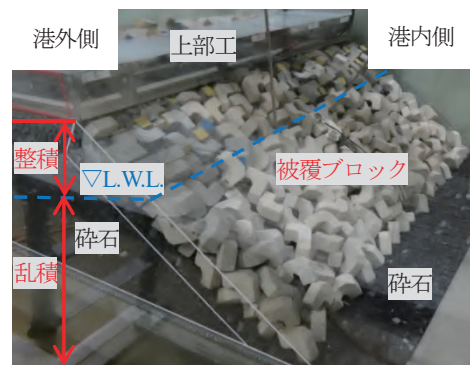


写真-1 防波堤模型設置状況

ンプにより津波を模擬した流れを作用させ、ブロックの移動および砕石の吸出しなどを目視によりよく観察しながら水位、流速をサンプリング周波数 20 Hz にて、間隙水圧を 1,000 Hz にて計測した。なお、還流ポンプのモーターの出力は 60 秒かけて立ち上げ、その後定常流を 120 秒 (実機スケールで約 16 分) 以上作用させた。そして、模型の被災が観察されなかった場合には還流ポンプを停止し、上部工前趾天端上の越流水深が 5 mm 深くなるまでモーターの出力を上げた実験を再度おこない、この手順を模型が被災するまで繰り返した。その間、ブロック模型単体がロッキングなどにより微動する状況であったとしても、ブロックが群体として移動するなどの顕著な被災が発生するまでは積み直しをせずに実験を継続した。

(2) 実験条件

表-1 に実験条件を示す。港内側水位の変化によって港内側被覆ブロックの被災形態に違いが現れるのかを確認するために、H.W.L.(+1.0 cm), M.S.L.(±0.0 cm), L.W.L.(-1.3 cm) の 3 潮位を設定した。なお、堤体背後に設けた越流堰の堰高を事前におこなった流量検定に基づいて調整することによって、港内側水位を固定した実験をおこなった。三井ら⁹⁾と同様に、津波が堤体を越流および浸透する通常の実験ケースに加えて、港外側の消波ブロックと被覆ブロックとの間に止水シートを敷設して越流の

みを発生させたケース、および上部工後趾上に止水板を設置して浸透流のみを発生させたケースも実施した。ケース 1 のみ 2 回実施して再現性を確認した。今回の 7 ケースについて、同じ津波外力とした状況ではなく、同じ被災判定「被覆ブロックの群体移動・砕石の吸出し」という状況を対象に、比較検討をおこなった。

写真-1 に防波堤模型設置状況を示す。著者ら⁹⁾が別途おこなった耐波浪特性に関する水理模型実験と同様に、被覆ブロックを施工実態に合わせて L.W.L.以深を二層乱積、以浅を二層整積として設置した。

(3) 実験結果

a) 被災形態

写真-2 に実験状況を、図-2 に港内側被覆ブロックの実験後の状況を示す。港内側被覆ブロックの群体移動または砕石の吸出しが観察されて被災と判断された場合の状況を示している。越流水深は波高計 H₁ における上部工天端からの定常時の値である。なお、写真-2 中の破線は越流水脈の落水位置をケース間の位置やスケールを合わせて示している。また、図-2(a) は実験後に断面還流水槽内から水を抜いた状態で撮影した複数枚の実験模型写真を使用して Agisoft MetaShape Professional Version 1.7.1 により生成したオルソモザイク、図-2(b) は同様に生成した実

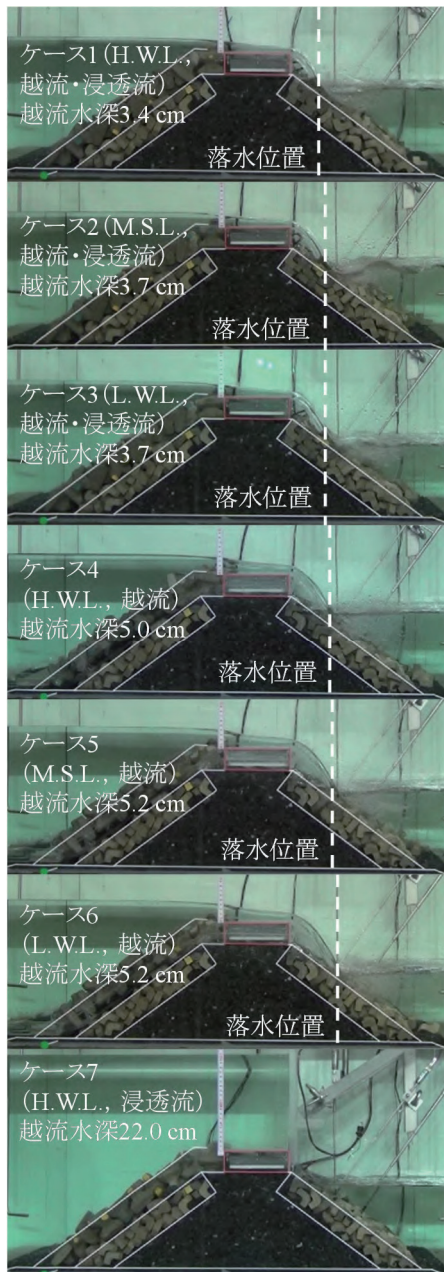
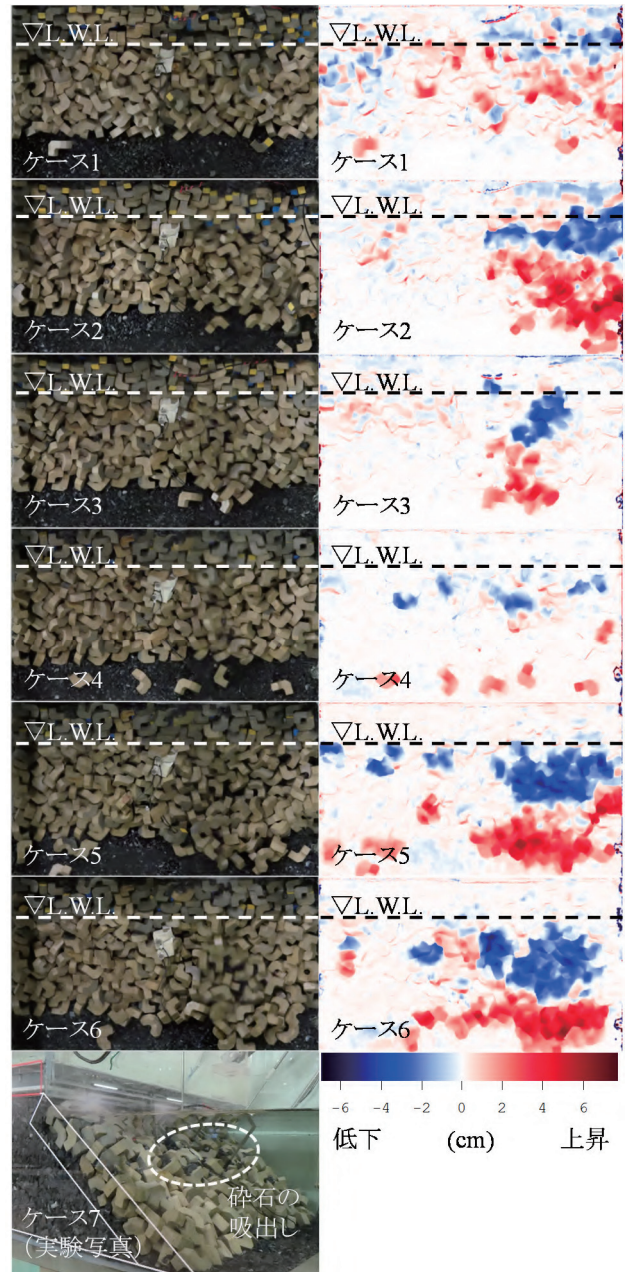


写真-2 実験状況

験前後のDEMデータ(Digital Elevation Model)の差分により表わされるブロック表面の断面変化量分布である。

まず、通常の実験であるケース1~3を見ると、港内側水位がH.W.L.の場合においては越流水脈が水面に落水して整積・乱積境界の被覆ブロックがわずかに被災するのみであるが、M.S.L.およびL.W.L.の場合においては越流水脈が被覆ブロックを直接叩きながら勢い良く流下して、被覆ブロックの被災位置が下側にずれるとともにその程度も大きくなっていることが分かる。次に、越流のみを発生させたケース4~6を見ると、港内側水位の変化による影響はケース1~3と同様の傾向であるが、被覆ブロックに浸透流による流体力が作用しなくなる分だけ、被災時の越流水深がケース1~3と比較して深くなっていることが分かる。最後に、浸透流のみを発生させたケー



(a) オルソモザイク (ケース7除く) (b) 表面の断面変化量分布
図-2 港内側被覆ブロックの実験後の状況

ス7を見ると、他のケースと比較して大きな浸透流が堤体に作用するため、被覆ブロックの移動の前に砕石の吸出しが発生していることが分かる。なお、左側より右側の方が被災しているのは上部工の設置誤差の影響である。

b) 被害率および被災位置

図-3に図-2(b)に示した港内側被覆ブロックの体積低下量から算出した被害率および最大断面低下量の発生位置を示す。なお、図中には被災事例として著者ら⁶⁾が別途おこなった耐波浪特性に関する水理模型実験および現況調査による結果も示している。前項で述べた傾向が被害率および被災位置に表れているとともに、設計波クラスの高波浪来襲時の被害率と同程度であることから、津波と高波とで被災条件に類似性があるものと考えられる。

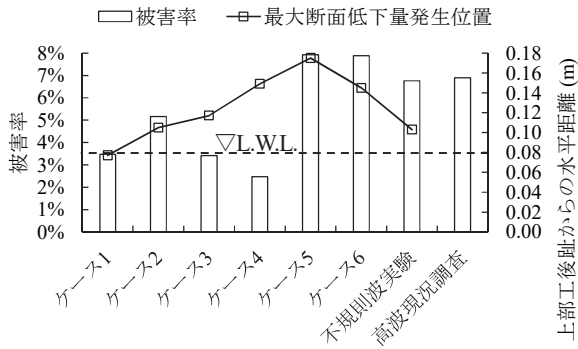


図-3 港内側被覆ブロックの被害率および被災位置

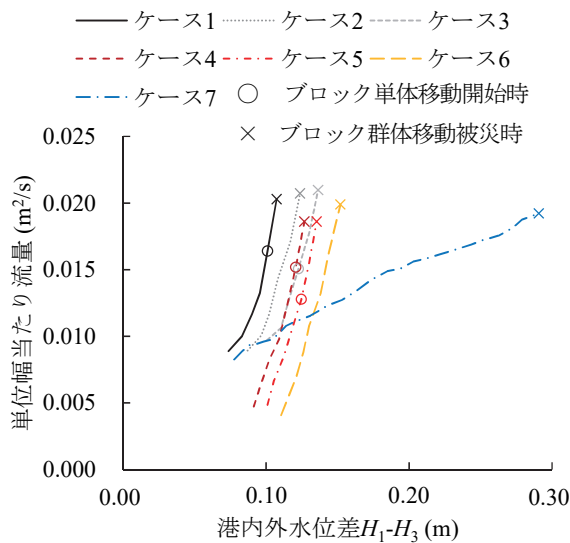
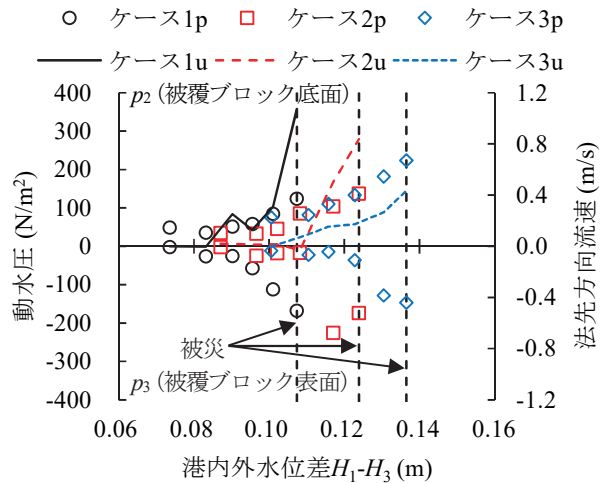


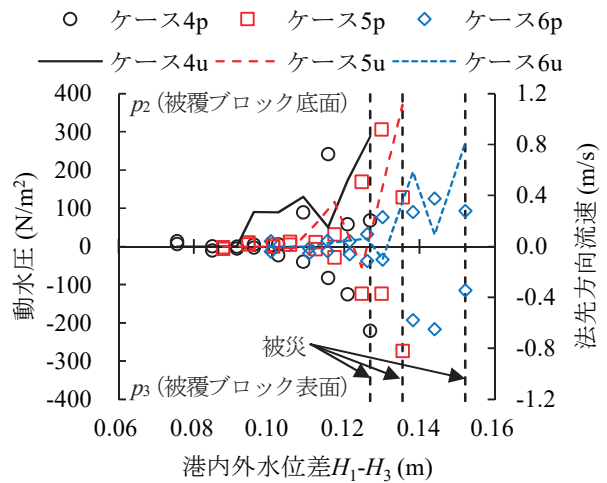
図-4 港内外水位差 H_1-H_3 と単位幅当たり流量との関係

c) 越流および浸透流の影響

図-4 に港内外水位差 H_1-H_3 と単位幅当たり流量との関係を示す。ここに、単位幅当たり流量とは還流管に設置された電磁流量計による計測値を水路幅 0.6 m で除したものである。図中にはロッキングまたはブロック単体移動開始時と、ブロック群体移動被災時の位置も示した。被災時の流量は港内側水位が高い場合の方がわずかに小さくなっていることから、津波来襲時の潮位が高い場合の方がより浅い越流水深(すなわち、より低い津波高さ)で被災が開始するものと考えられる。また、越流のみを発生させたケース4~6の被災時の流量は通常の場合1~3よりもやや小さくなっていることから、港内側被覆ブロックの安定性に対しては浸透流よりも越流の方がやや支配的であるものと考えられる。一方、浸透流のみを発生させたケース7の被災時の流量はケース1と4の間となつてはいるもののほぼ同程度であり、三井ほか⁹⁾が指摘しているように、越流量と浸透流量の合計により港内側被覆ブロックの安定性を評価できる可能性が示唆される。



(a) ケース1~3 (越流・浸透流)



(b) ケース4~6 (越流)

図-5 p_2 (底面) および p_3 (表面) での定常時平均動水圧と u_4 (表面) での定常時法先方向平均流速の実験結果

d) 港内側被覆ブロックに作用する表面流速および動水圧

図-5 にケース1~6における p_2 (港内側被覆ブロック底面) および p_3 (港内側被覆ブロック表面) での定常時平均動水圧と u_4 (港内側被覆ブロック表面) での定常時法先方向平均流速の実験結果を示す。図中の破線は各ケースにおける被災時の港内外水位差 H_1-H_3 を、凡例中の添え字 p は動水圧、 u は流速を示している。動水圧は港内側被覆ブロック底面に作用する揚圧力を正、表面に作用する負圧を負として示した。なお、計測値には落水や空気塊の巻き込みによる乱れ成分が混在していたため、平均値により整理した。

通常の実験であるケース1~3を見ると、港内外水位差が増加するとともに揚圧力が上昇し、それと同時に落水に伴う表面流速の増大と負圧も発生して、やがて被災に至ることが分かる。また、越流のみを発生させたケース4~6を見ると、落水が激しくなるために結果がばらつくようではあるが、揚圧力がそれほど上昇しない一方で負圧が大きくなり、やがて被災に至ることが分かる。

表-2 計算条件

乱流モデル	高 R_e 型 $k-\varepsilon$ 2方程式モデル
格子間隔(m)	$0.003 \leq \Delta x \leq 0.023, 0.003 \leq \Delta z \leq 0.016$
境界条件	流速・圧力の境界条件: 対数則 VOF関数 F の境界条件: フリー (上部工背面のみ $F = 0.0$)
流速・圧力計算のサブグループ	2回
透過性構造物の抵抗力計算	Dupuit-Forchheimer式 ブロック ⁸⁾ : $\alpha_0 = 426, \beta_0 = 0.70$ 碎石(図-6): $\alpha_0 = 1017, \beta_0 = 0.72$

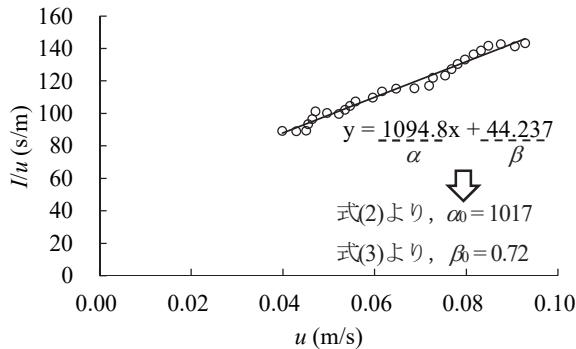


図-6 動水勾配 $I(=-1/\rho \cdot dp/dx)$ と流速 u との関係(碎石)

3. 流体解析

(1) 計算条件

表-2 に計算条件を示す。流体解析には数値波動水槽 CADMAS-SURF⁷⁾を使用した。乱流モデルには高 R_e 型 $k-\varepsilon$ 2方程式モデルを用い、堤体範囲の格子間隔が3 mmの正方格子で最小となる不等間隔格子として設定した。越流水脈が上部工背面に付着しないようにその範囲のみをVOF関数 $F = 0.0$ の境界条件とし、空気塊巻き込み時のノイズ処理として流速・圧力計算を2回繰り返した。表-1に示した全7ケースの実験の再現計算をおこなった。

透過性構造物の抵抗力計算には、次の式(1)で示されるDupuit-Forchheimer式を用いた。

$$-\frac{\gamma_V dp}{\rho dx} = \gamma_V u(\alpha + \beta|u|) \quad (1)$$

ここで、 x は水平方向座標、 u は x 方向の流速、 ρ は密度、 p は圧力、 γ_V は空隙率である。 α, β は次の式(2)、(3)のEngelundの表現を採用することとした。

$$\alpha = \alpha_0 \frac{(1 - \gamma_V)^3 v}{\gamma_V^2 d^2} \quad (2)$$

$$\beta = \beta_0 \frac{(1 - \gamma_V) 1}{\gamma_V^3 d} \quad (3)$$

ここで、 ν は流体の動粘性係数、 d は材料の代表径であり、材料による係数 α_0, β_0 はブロックには鈴木ほか⁸⁾が用いた値を、碎石には図-6に示した透水試験結果を使用した。

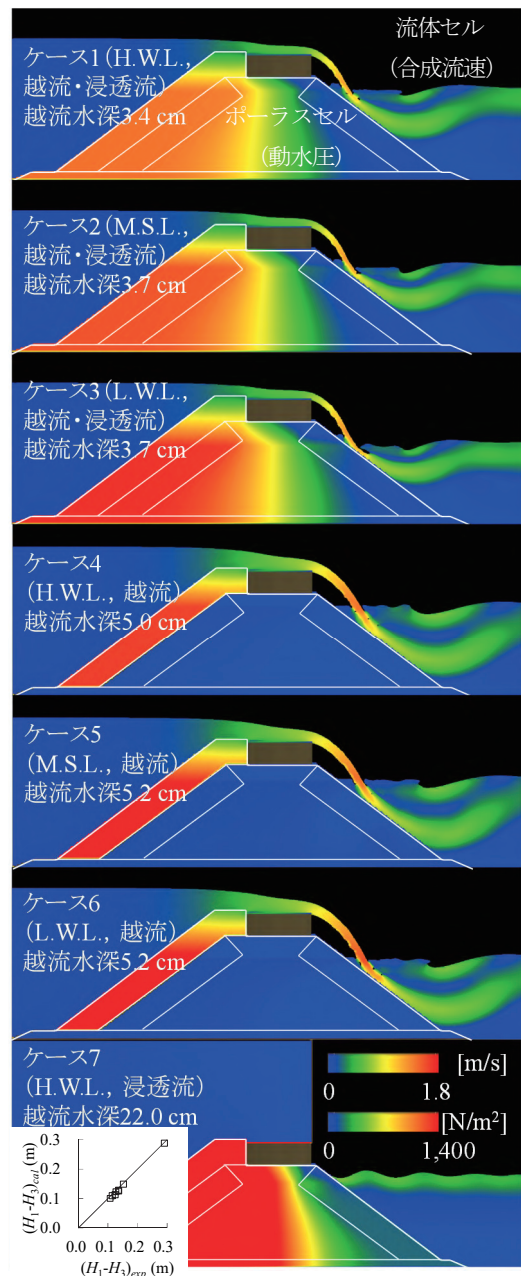


図-7 堤体内の動水圧および堤体外の合成流速の分布

(2) 計算結果

図-7 に堤体ポーラスセルにおける動水圧および堤体外流体セルにおける合成流速の分布を示す。図中には港内外水位差 H_1-H_3 の実験値と計算値の比較も示すが、前節で述べた透過性構造物の抵抗力計算により写真-2に示した実験状況がよく再現された。ケース1~3を見ると、堤体内の動水勾配が水平方向に卓越するとともに、潮位が低いほど動水圧が大きくなっていることが分かる。また、ケース4~6を見ると、堤体内の動水圧に上昇が見られない一方で、落水位置が港内側にずれ、特にケース6において堤体に作用する流速が速くなっていることが分かる。ケース7においては堤体内の動水圧が上昇しているものの、生じる流れは港内側水面に限られている。これらの計算結果は前章で述べた実験結果と概ね整合する。

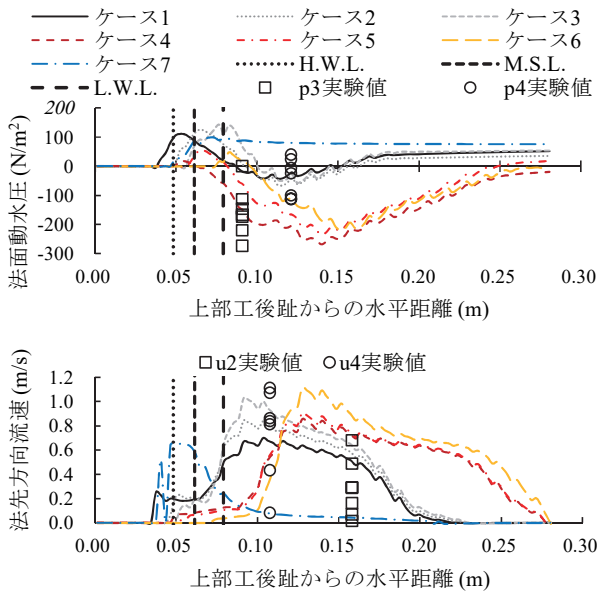


図-8 港内側被覆ブロック表面上の動水圧および法先方向流速

図-8 に港内側被覆ブロック表面における動水圧および法先方向流速の計算結果を実験結果とともに示す。実験では明瞭でなかったが、潮位が低いほど法先方向流速が速くなり負圧が卓越するとともに、落水位置が港内側にずれるとそれらの発生位置もずれる計算結果となった。しかし、計算結果は浅部で過小、深部で過大となっており、格子間隔や乱流モデル、被覆ブロックの凹凸形状による乱れの影響などが考えられるが、今後の課題である。

4. おわりに

本研究では、上部工を有する消波ブロック1層被覆式傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐津波特性に着目した水理模型実験および流体解析をおこない、耐津波設計に資する基礎データを取得した。その結果、津波来襲時の潮

位により被災の位置や程度が変化すること、傾斜堤の場合は浸透流を考慮する必要があることが分かった。今後の傾斜堤の耐津波設計においては、本研究で明らかにした法先方向流速とそれに伴う負圧、そして捨石層からの浸透力を考慮する必要がある、今後の検討課題と考える。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，37p.，2013.
- 2) 片山裕之，石井敏雅，藤田純一，古川園健朗，緒方ゆり：数値波動水槽と3次元海浜変形モデルを用いた港内堆砂予測，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.75，No.2，pp.I_523-I_528，2019.
- 3) 松本和記，泉宮尊司，石橋邦彦：波および流れによる捨石堤および消波ブロック堤の安定性に関する実験的研究，土木学会論文集B3(海洋開発)，Vol.70，No.2，pp.I_259-I_264，2014.
- 4) 榊山勉：津波に対する傾斜堤消波ブロックの所要質量算定式に関する一考察，電力中央研究所報告，O15001，28p.，2015.
- 5) 三井順，久保田真一，松本朗：マウンド天端が干出する防波堤における被覆ブロックの耐津波安定性，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.74，No.2，pp.I_295-I_300，2018.
- 6) 高橋研也，佐貫宏，菅原弘貴，高土居剛，中村友邦，熊田広幸，千葉直樹，寺嶋修平，田中仁：消波ブロック1層被覆式傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐波浪特性に関する実験的研究，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.76，No.2，pp.I_811-I_816，2020.
- 7) 財団法人沿岸技術研究センター：CADMAS-SURF/3D数値波動水槽の研究・開発—数値波動水槽の耐波設計への適用に関する研究会報告書—，沿岸技術ライブラリー，No.39，235p.，2010.
- 8) 鈴木高二朗，大寄菜々子，山本泰司：防波堤基礎での洗掘量の推定について，海岸工学論文集，第50巻，pp.886-890，2003.

(Received February 4, 2021)

(Accepted April 23, 2021)

AN EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL RESISTIVENESS AGAINST TSUNAMI ACTION OF PORT SIDE ARMOR BLOCK OF SLOPING BREAKWATER

Kenya TAKAHASHI and Hitoshi TANAKA

Many of the breakwaters were damaged by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake Tsunami. It is thought that these were caused by the strong current behind the breakwater caused by the overflow at the top of the breakwater, which scoured the foundation mound. However, the technical standards in Japan mainly focus on composite breakwaters, and do not refer to other structural types. In this study, hydraulic model experiments and fluid analysis were conducted to investigate the structural resistiveness against tsunami action of the port side armor blocks of a sloping breakwater with a capping concrete.

As a result, it was found that the location and degree of damage varied depending on the tide level at the time of tsunami attack, and that it was necessary to consider seepage flow in the case of sloping breakwaters.