

汀線の陸側にある防波壁に作用する 砕波後の不規則波圧に関する実験的研究

高橋 研也¹・相馬 裕²・石井 敏雅³・西畑 剛⁴・道前 武尊⁵・横畠 隆広⁶

¹正会員 五洋建設株式会社 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

²東京電力ホールディングス株式会社 福島第一廃炉推進カンパニー

福島第一原子力発電所 土木部 港湾土木G (〒979-1301 福島県双葉郡大熊町大字夫沢字北原22)

E-mail:souma.yu@tepcoco.jp

³正会員 東京電力ホールディングス株式会社 経営技術戦略研究所

土木・建築エンジニアリングセンター (〒100-8560 東京都千代田区内幸町一丁目1-3)

E-mail:ishii.toshimasa@tepcoco.jp

⁴正会員 五洋建設株式会社 土木部門土木本部土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽二丁目2-8)

E-mail:takeshi.nishihata@mail.penta-ocean.co.jp

⁵正会員 五洋建設株式会社 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:takeru.michimae@mail.penta-ocean.co.jp

⁶正会員 五洋建設株式会社 土木部門土木本部土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽二丁目2-8)

E-mail:takahiro.yokohata@mail.penta-ocean.co.jp

汀線の陸側にある防波壁に作用する波圧について、規則波および不規則波を対象とした水理模型実験を実施し富永・九津見の式の適用性について検討するとともに、防波壁前面に設置できる新たな遡上波減衰構造物を提案し、その波圧低減効果を把握した。

その結果、富永・九津見の式は規則波に対しては妥当な結果を与えるが、不規則波に対しては過少評価することが明らかとなり、不規則波の打ち上げ高および最大波圧の修正係数を提案した。また、不規則波の場合は防波壁前面における進行波としての最高波頂高まで様な台形波圧分布とすることで実験値を包絡できることが分かった。遡上波減衰構造物は規則波で最大0.26、不規則波で最大0.43の波圧低減係数を示し、築堤マットや砕石が陸側に打ち上げられても波圧低減効果が維持されることを確認した。

Key Words : seawall, random wave pressure, Tominaga and Kutsumi's formula, rubble mound break-water, gabion

1. はじめに

近年、海崖侵食対策工や津波浸水防止対策工として汀線の陸側に直立型の防波壁が設置されることが増えてきている。このような防波壁に作用する波圧については富永・九津見^{1,2)}が提案している算定式が設計上用いられることがあるが、規則波実験に対して求められた式であるため、不規則波に対してそのまま適用することはできないものと考えられる。橋本³⁾はこのような考えに基づいて汀線の海側にある直立壁に作用する不規則波力の有義値について検討しているが、直立壁の安定性に寄与する最大水平波力作用時における波圧分布を定式化するまでには至っていない。また、海岸保全施設の技術上の基準・同解説⁴⁾においては富永・九津見^{1,2)}の式中の波高として換算沖波波高 H_0 が準用されていることから、現地

海岸を対象とした各種の実務上の検討においてはこの方法が用いられているのが現状のようである⁵⁾。

防波壁の設計の合理化のために前面に補助構造物として消波工を設置することも考えられるが、汀線近傍の領域における波圧低減効果についての評価事例は未だ少ないようである。特に、防波壁施工時において海上に築造される仮設構造物としての作業通路に捨石堤の波圧低減効果を期待でき、かつ、例え被災しても波圧低減効果がある程度維持されるのであれば、防波壁断面のスリム化および施工費の縮減が容易に実現可能となる。

そこで、本研究においては、規則波および不規則波を対象とした水理模型実験を実施して富永・九津見^{1,2)}の式の適用性について検討するとともに、防波壁前面に設置できる施工面に配慮した新たな遡上波減衰構造物を提案し、その波圧低減効果を把握することを目的とする。

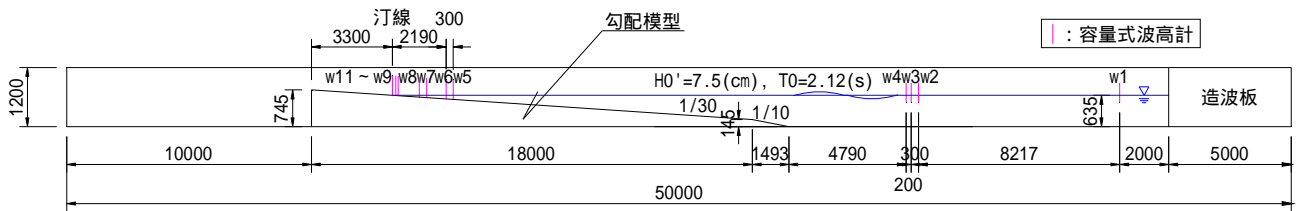


図-1 実験断面図 (縦横比=2:1, 単位: mm)

表-1 実験条件 (規則波: ケース1-6, 不規則波: ケース1-12)

ケース No	実験種類	H_0' (cm)	T_0 (s)	釘線から防波壁までの距離 x (cm)	遡上波減衰構造物の堤前水深 h (cm)
1	波圧実験	7.5	2.12	0.0	無し
2				10.0	
3				20.0	
4				0.0	
5				10.0	
6				20.0	
7				10.0	
8				20.0	
9	破壊モード実験	7.5	2.12	7.0	無し
10				12.1	4.6
11				15.2	3.0
12				15.2	2.0

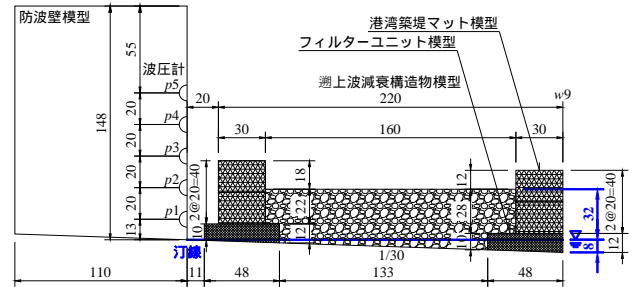
2. 実験方法

(1) 波圧実験

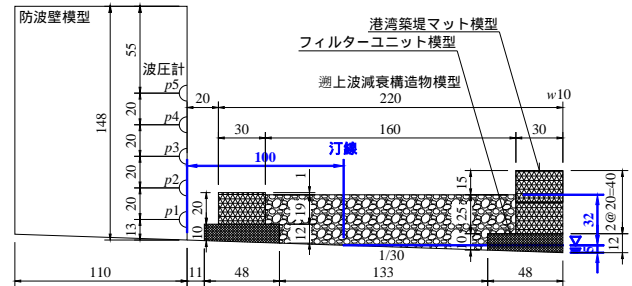
図-1に実験断面図を示す。1/30の一樣勾配模型を二次元造波水路内に設置し、法先を約1/10の一樣勾配斜面で水路床に摺り付け、造波水深を63.5 cmとした。表-1に実験条件を示す。規則波実験(ケース1~6)および不規則波実験(ケース1~8)をそれぞれ実施するものとし、規則波実験の場合は換算沖波波高 H_0' 相当の規則波を造波した。波浪条件は換算沖波波高 $H_0' = 7.5$ cm, 沖波周期 $T_0 = 2.12$ sの1種類としたが、本実験は釘線近傍の領域を対象としており生じる現象が不安定となることが想定されたため、規則波の場合は20波以上を作用させる実験を3回以上、不規則波の場合は200波以上の同一波群を作用させる実験を3回以上おこなった。

まず、勾配模型のみの状態で造波をおこない、後述の検討で使用される進行波諸元を計測した。サンプリング周波数20 Hzにて水位を計測し、波高計 $w_2 \sim w_4$ における計測水位から合田ほか⁶⁾による入・反射波分離をおこなって通過波検定を実施した。次に、表-1に示す釘線から陸側への水平距離 x の位置に遡上波が越波しない高さ148 mmの亚克力製防波壁模型を図-2(a), (b)に示すように設置し、水路中央位置に波圧計を配置して造波をおこなった。底面から13 mmの位置に最下部の波圧計を設置して20 mm間隔で高さ80 mm分を設置した。波圧計5個を使用し、サンプリング周波数200 Hzにて圧力を計測した。

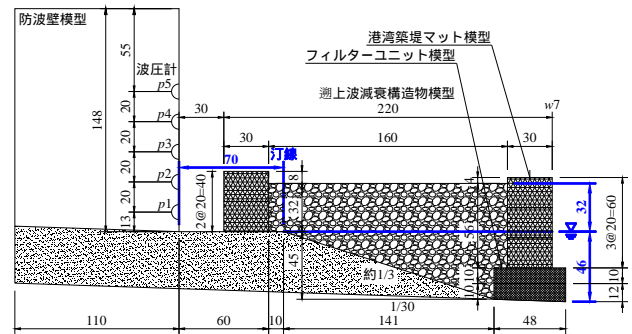
さらに、表-1に示す釘線より海側の堤前水深 h の位置に遡上波減衰構造物模型を図-2(a), (b)に示すように設置



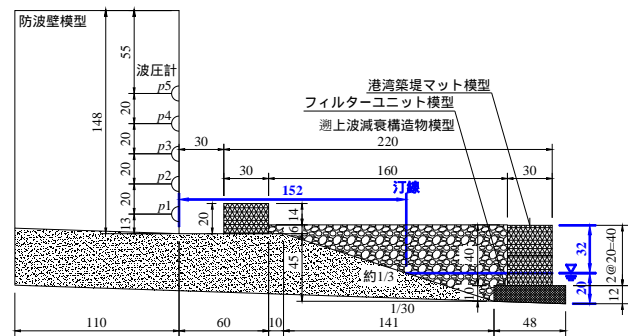
(a) ケース4 (波圧実験: $x=0$ mm, $h=8$ mm)



(b) ケース7 (波圧実験: $x=100$ mm, $h=5$ mm)



(c) ケース10 (破壊モード実験: $x=70$ mm, $h=46$ mm)



(d) ケース12 (破壊モード実験: $x=152$ mm, $h=20$ mm)

図-2 防波壁模型・遡上波減衰構造物模型断面図および波圧計配置図 (単位: mm)

して造波をおこなった。これは仮設構造物としての捨石堤兼作業通路を想定しているものであり、主動土圧に対しては港湾築堤マットおよびフィルターユニットの摩擦力により抵抗し、水平波力に対しては受働土圧により抵抗するとしたものである。本構造により側面が鉛直に切り立つため、一般的に築造される等脚台形マウンド（捨石堤）よりも材料費を縮減できるものと考えられる。また、内部の捨石が保護されるとともに、例え被災しても復旧が容易になるものと思われる。なお、遡上波減衰構造物模型の天端高や堤体幅は重機施工時を想定して全ケースで同一とした。したがって、堤前水深 h によって捨石、港湾築堤マットおよびフィルターユニットの模型数量が異なることとなり、これが結果に影響するものと考えられる。石材模型には比重が2.60のものを選定し、捨石および港湾築堤マットの中詰材の模型には6号砕石（単粒度砕石13-5 mm）を、フィルターユニットの中詰材の模型には7号砕石（単粒度砕石5-2.5 mm）を使用した。空隙率は捨石部で0.47、港湾築堤マットで0.51、フィルターユニットで0.59であった。

(2) 破壊モード実験

遡上波減衰構造物模型の破壊モードおよび破壊過程における作用波圧の変化を把握するため、表-1に示す堤前水深 h の位置に模型を設置して（増深させて）造波をおこなった（ケース9～12）。その際、作用波浪の増大のために防波壁模型を越波することが懸念されたため、図-2(c)、(d)に示すように捨石部直下に海底勾配約1/3の固定床を追加で設置して防波壁模型の高上げをおこなった。波浪条件は不規則波のみとし、破壊しても模型を組み直すことはせずに200波の同一波群を5回繰り返して合計1000波作用させた。1波群造波終了後の200波毎に圧力計測データの収録および破壊形態の目視確認をおこなった。

3. 実験結果

(1) 波圧波形の変化および波圧分布

図-3にケース1において波圧計 p_1 に最大波圧が作用した時間帯の波圧変動時系列を示す。不規則波の場合には衝撃的な波圧が作用しており、堤体基部での最大波圧として規則波の3～4倍程度となっていることが分かる。図-4にケース1～3における各波圧計にて計測された最大波圧 p_{max} の鉛直分布を示す。不規則波に対しては富永・九津見^{1),2)}の式に最高波高を用いるのが適当と考えられるが、ここでは海岸保全施設の技術上の基準・同解説⁴⁾に倣い換算沖波波高 H_0' によって無次元化した。 ρ は水の密度、 g は重力加速度である。いずれも3回の実験値の平均値であり、標準偏差の範囲も示している。富永・九津見^{1),2)}の式は規則波に対しては妥当な結果を与えるが、

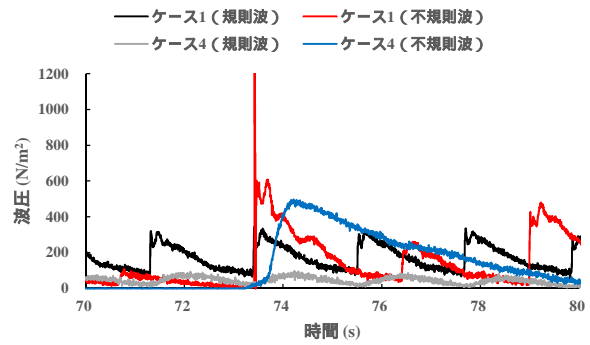
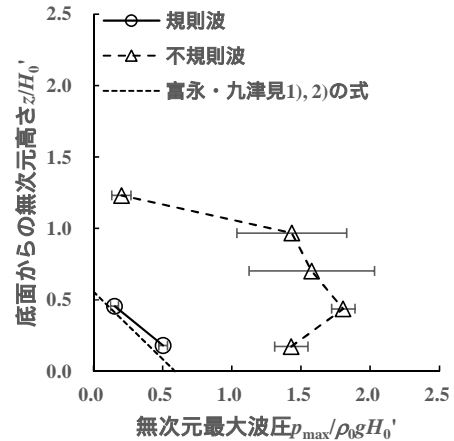
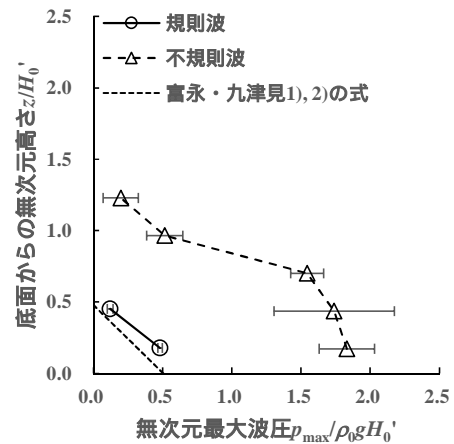


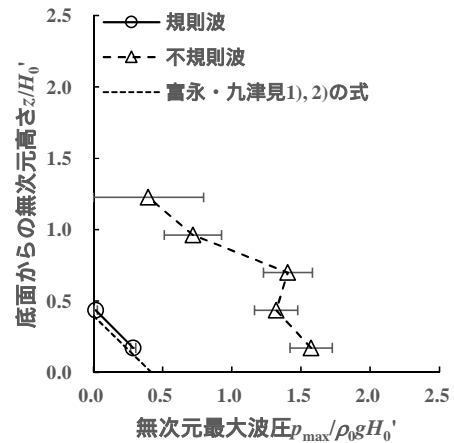
図-3 p_1 最大波圧作用時における波圧変動時系列（ケース1,4）



(a) ケース1 ($x=0$ mm)



(b) ケース2 ($x=100$ mm)



(c) ケース3 ($x=200$ mm)

図-4 無次元最大波圧分布（遡上波減衰構造物模型なし）

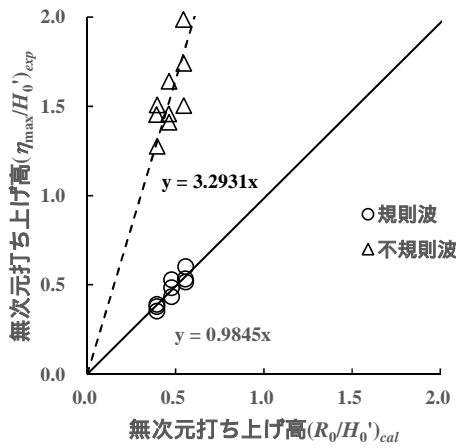


図-5 無次元打ち上げ高の実験値と富永・九津見^{1),2)}の式による計算値の比較 (ケース1~3, 遡上波減衰構造物模型なし)

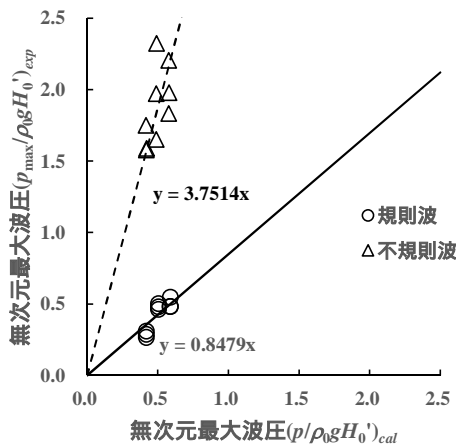


図-6 無次元最大波圧の実験値と富永・九津見^{1),2)}の式による計算値との比較 (ケース1~3, 遡上波減衰構造物模型なし)

不規則波に対しては過少評価することが明らかとなった。

(2) 富永・九津見^{1),2)}の式の修正

図-5に打ち上げ高の実験値と富永・九津見^{1),2)}の式による計算値との比較を示す。打ち上げ高の実験値には防波壁模型前面に設置した波高計によって計測された最大水位 η_{max} を用いた。また、前節と同様に換算沖波波高 H_0' によって無次元化した。規則波の場合の打ち上げ高は富永・九津見^{1),2)}の式によって精度良く再現できるが、不規則波の場合の打ち上げ高 R_0 は計算値を約3.3倍して富永・九津見^{1),2)}の式を式(1)のように修正する必要がある。

$$R_0 = 5.6 \tan \beta [(H_0' L_0)^{1/2} - x] \quad (1)$$

ここに、 β は海底勾配、 L_0 は沖波の波長である。

同様に、図-6に最大波圧の実験値と富永・九津見^{1),2)}の式による計算値との比較を示す。最大波圧の実験値は、図-4に示したように汀線から防波壁模型までの水平距離 x によって出現高さが異なったため、波圧計 $p_1 \sim p_5$ の中から最大値を抽出して用いた。規則波の場合の最大波圧

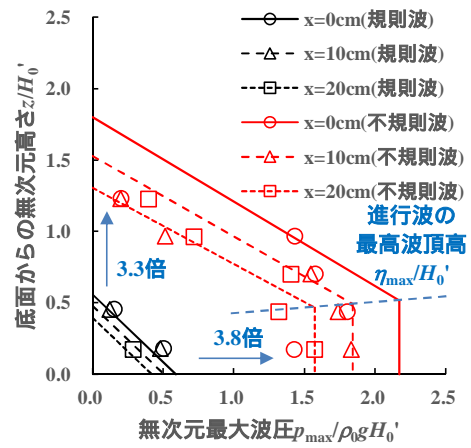


図-7 無次元最大波圧分布と富永・九津見^{1),2)}の式による波圧分布形との比較 (ケース1~3, 遡上波減衰構造物模型なし)

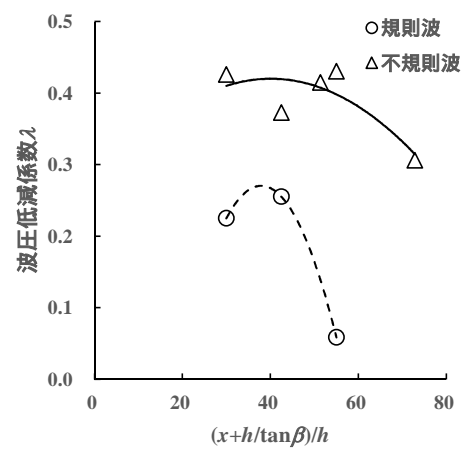


図-8 遡上波減衰構造物模型の波圧低減係数 λ (ケース4~8)

は富永・九津見^{1),2)}の式によって概ね再現できるが、不規則波の場合の最大波圧 p は計算値を約3.8倍して富永・九津見^{1),2)}の式を式(2)のように修正する必要がある。

$$p = 6.8 \rho_0 g \tan \beta [(H_0' L_0)^{1/2} - x] \quad (2)$$

図-7に各波圧計にて計測された最大波圧 p_{max} の鉛直分布を富永・九津見^{1),2)}の式による波圧分布形とともに示す。実験値は図-4に示したものと同一であり、3回の実験値の平均値を表している。規則波の場合には富永・九津見^{1),2)}の式による三角形分布によって概ね再現できるが、不規則波の場合には堤体基部(地盤面)からある高さまでは近似的に一樣分布でそれより上は直線的に減少する台形分布と捉えた方が良さそうである。本研究においては、不規則波のwave setupおよび遡上水脈の厚さの影響を考慮して、通過波検定によって得られた防波壁模型前面位置における進行波としての最高波頂高まで一樣な台形分布とすることで、実験値をおおよそ包絡させた。この方法を用いることによって波圧合力としては計算値の方が実験値よりも大きくなるため、設計波圧公式として実務上用いるにはほぼ満足すべきものになると考えられる。

(3) 遡上波減衰構造物模型の波圧低減係数

図-3には遡上波減衰構造物模型を設置したケース4において波圧計 p_1 に最大波圧が作用した時間帯の波圧変動時系列も示してある．不規則波の場合の衝撃的な波圧も緩和され，波圧低減効果があることが分かる．図-8に遡上波減衰構造物模型の波圧低減係数 λ を示す．横軸は遡上波減衰構造物模型法線から防波壁模型までの水平距離 $(x+h/\tan\beta)$ を堤前水深 h で無次元化したものであり，規則波はケース4～6の3ケース，不規則波はケース4～8の5ケースの結果を示している．波圧低減係数 λ は，全波圧計 $p_1 \sim p_5$ の中から最大値を抽出し，遡上波減衰構造物模型のある場合の波圧最大値 p_{max}^* とない場合の波圧最大値 p_{max} の比として式(3)のように定義した．

$$\lambda = p_{max}^* / p_{max} \quad (3)$$

図中には3回の実験値の平均値を示しており，2次多項式の近似曲線も記載した．図-2に示したように堤前水深 h によって捨石，港湾築堤マットおよびフィルターユニットの模型数量が異なるために実験値にばらつきが見られるが，今回の実験範囲においては規則波で最大0.26，不規則波で最大0.43の波圧低減係数が示された．この波圧低減係数 λ を式(2)により計算される最大波圧 p に乘じれば，遡上波減衰構造物を設置した場合の不規則最大波圧を推定することができる．堤前水深 h が深く防波壁までの水平距離 $(x+h/\tan\beta)$ が短い場合においては，作用波浪が高くなるために波圧低減係数 λ が極大値を持つようであり，この傾向を考慮して構造物の設計をする必要がある．

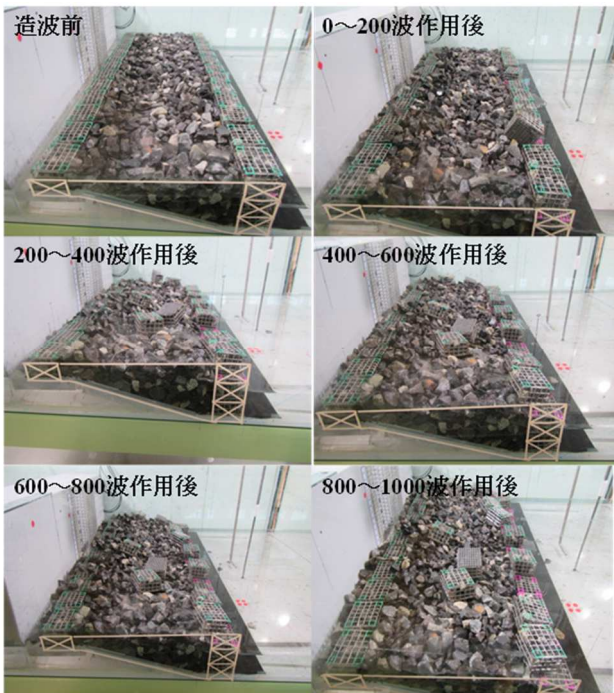
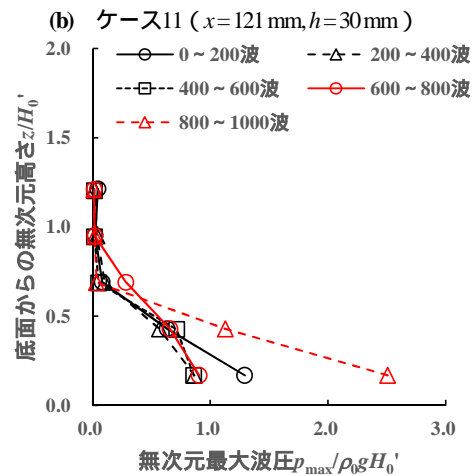
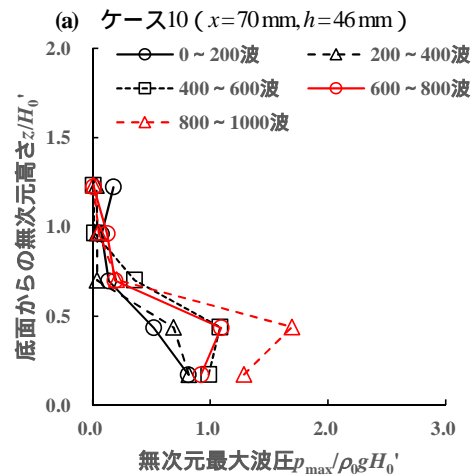
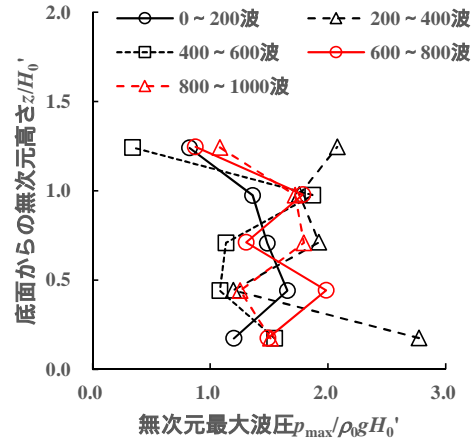


写真-1 ケース11における遡上波減衰構造物模型の破壊過程

(4) 遡上波減衰構造物模型の破壊モード

写真-1にケース11における遡上波減衰構造物模型の破壊過程を示す．繰り返し越波や透過波が作用することにより背面の砕石が徐々に陸側へ打ち上げられ，受働土圧が期待できなくなってやがて海側最上段の築堤マット模型が陸側へ滑动・転倒した．築堤マット模型が一箇所でも破堤すると，そこが水みち（弱点）となってさらに砕石が洗掘されて破壊が進行するというモードであった．作用波数が多くなるとともに破壊は進行したが，徐々にその速度は落ち着き，砕石としての安定地形に向かって



(c) ケース12 (x=152 mm, h=20 mm)

図-9 破壊モード実験における無次元最大波圧分布の時間変化

いるようであった。したがって、背面の捨石による受働土圧によって海側築堤マットが安定を保っていたとしても、捨石重量が足りずに徐々にでも陸側へ打ちあげられる状況であれば、破壊は進行していくものと考えられる。

(5) 遡上波減衰構造物の破壊過程における波圧の変化

図-9に破壊モード実験における無次元最大波圧分布の時間変化を示す。堤前水深 h が最も深く作用波浪が高かったケース10においては、造波直後の比較的早い段階で破壊が進行したために波圧分布の時間変化が明瞭でないが、それよりも堤前水深 h が浅く作用波浪が低いケース11, 12においては、破壊の進行とともに作用波圧が増大していることが分かる。データ計測時の被災度に応じて打ち上げ高や作用波圧が変化しているようであるが、破壊が進行しても波圧低減効果はある程度維持されている。

4. おわりに

水理模型実験により規則波および不規則波を対象として富永・九津見^{1),2)}の式の適用性について検討するとともに、遡上波減衰構造物模型の波圧低減効果および破壊モードを確認した。その結果、以下の知見が得られた。

- ・富永・九津見^{1),2)}の式は規則波に対しては妥当な結果を与えるが、不規則波に対しては過少評価となる。
- ・不規則波の場合、富永・九津見^{1),2)}の式により計算される打ち上げ高を約3.3倍、最大波圧を約3.8倍すれば概ね再現され、防波壁前面における進行波と

- ・しての最高波頂高まで一様な台形波圧分布とする。
- ・施工面に配慮した新たな遡上波減衰構造物を提案し、今回の実験範囲においては規則波で最大0.26、不規則波で最大0.43の波圧低減係数が示された。また、遡上波減衰構造物の破壊モードを明らかにした。
- ・遡上波減衰構造物の破壊が進行しても波圧低減効果はある程度維持される。

汀線近傍の領域にある構造物に関する以上の知見を踏まえ、今後は本研究で得られた基礎資料から合理的な設計手法に体系化し、現場施工への適用を図っていく所存である。

参考文献

- 1) 富永正照, 九津見生哲: 海岸堤防に関する研究(10) 波圧, 土木研究所報告, 第142号, pp.45-103, 1971.
- 2) 富永正照, 九津見生哲: 海岸堤防に作用する砕波後の波圧, 第18回海岸工学講演会論文集, pp.215-221, 1971.
- 3) 橋本 宏: 海岸堤防に作用する不規則波の波力, 第20回海岸工学講演会論文集, pp.285-289, 1973.
- 4) 海岸保全施設技術研究会: 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 全国農地海岸保全協会, pp.2_47-2_48, 2004.
- 5) 菜生海岸災害調査検討委員会: 菜生海岸災害調査検討委員会報告書, 資料1 倒壊メカニズムと復旧対策工法(最終報告), p.9, 2005.
- 6) 合田良実, 鈴木康正, 岸良安治, 菊地 治: 不規則波実験における入・反射波の分離推定法, 港湾技研資料, No.248, 24p., 1976.

(2018.3.15 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON RANDOM WAVE PRESSURE AFTER WAVE BREAKING ACTING ON SEAWALL ON LAND SIDE OF SHORELINE

Kenya TAKAHASHI, Yu SOUMA, Toshimasa ISHII, Takeshi NISHIHATA, Takeru MICHIMAE and Takahiro YOKOHATA

We conducted hydraulic model tests on the wave pressure acting on the seawall on the land side of the shoreline for regular waves and random waves, and examined the applicability of Tominaga and Kutsumi's formula. In addition, we proposed a new rubble mound breakwater which can be installed in front of the seawall and grasped its wave pressure reduction effect.

As a result, Tominaga and Kutsumi's formula gave reasonable results for regular waves, but it became clear that it is underestimated for random waves, and we proposed correction factors for the runup height and the maximum wave pressure of random waves. In the case of random waves, it was found that experimental values can be enveloped by setting uniform wave pressure distribution up to the maximum wave crest height as progressive waves on the front of the seawall. It was confirmed that the wave pressure reduction rate of the new rubble mound breakwater shows a maximum of 0.26 for regular waves and a maximum of 0.43 for random waves, and the wave pressure reduction effect is maintained even if gabions and crushed stones are launched to the land side.