傾斜堤における $h_c/H_0=0\sim 1$ の範囲での 越波水理模型実験

姫野 一樹¹・竹下 哲也²・五十嵐 竜行³・小泉 知義⁴・諏訪 義雄²

¹正会員 国土技術政策総合研究所 企画部企画課 (〒305-0804 茨城県つくば市旭一番地)

E-mail: himeno-k2mt@nilim.go.jp

²正会員 国土技術政策総合研究所 河川研究部海岸研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭一番地)

E-mail: takeshita-t2hp@nilim.go.jp, suwa-y22aa@nilim.go.jp

³正会員 一般財団法人 土木研究センター (〒110-0016 台東区台東1-6-4タカラビル)

E-mail: igarashi@pwrc.or.jp

⁴日本ミクニヤ株式会社 (〒213-0001 川崎市高津区溝口3-25-10)

法勾配5分, 1割の傾斜堤を対象に h_c/H_0' (天端高/沖波高) $=0\sim 1$ の条件について, 外洋を想定した波浪条件で132ケースの越波量測定及び2ケースの裏法尻洗掘の水理模型実験を行った結果, 以下のことがわかった. 越波量測定結果を合田, 鈴木らの越波流量算定線と比較したところ, $h_c/H_0'=0.0$ では概ね整合した. $h_c/H_0'=0.5, 1$ では本実験結果の方が越波流量算定線よりも大きく, その差は $h_c/H_0'=0.5$ よりも1の方が大きい. 越波による裏法尻洗掘は津波越流と同様, 裏法面を流下する水脈が地盤にぶつかることで発生する. 裏法尻洗掘を規定する越流量を推定したところ, 実験の越波流量の28倍, 50倍であった.

Key Words : wave overtopping, high wave and surge condition, hydraulic model experiment, coastal dike with 1:0.5 and 1:1 slope, scour

1. 研究の目的

水防法改正に伴い必要となる想定最大規模の高潮浸水想定区域図を作成する際には, 天端高と水面が近い条件での越波量が重要である.

海岸堤防や護岸を越波する流量は, 合田¹⁾が不規則波による模型実験及び越波計算に基づいて作成した直立護岸の越波流量推定図を用いる場合が多い. 同算定図は, 潮位が堤防等の天端に近い条件, つまり平均水位からの天端高/沖波高 (h_c/H_0') が0.5以下については適用範囲外である. 鈴木²⁾は, h_c/H_0' が0.5以下の越波・越流混在条件の越波流量を算出する数値実験を行い, 合田の越波流量推定図を拡張した. 玉田³⁾は, 緩傾斜護岸 (前法勾配1:3~1:7) の越波流量について不規則波実験を行い, 合田¹⁾と同様の天端高/沖波高 (h_c/H_0') が0.5以上について越波流量算定図を作成している.

本研究は前法勾配1:0.5~1:1の傾斜堤を対象に, $h_c/H_0'=0\sim 1$ 程度の高潮位条件下で越波の不規則波水理模型実験を実施した. 測定した越波流量を鈴木²⁾の直立護岸の推定線, 玉田³⁾の緩傾斜護岸の算定線と比較した. また, 越波により発生する堤防背後のハザードを見るため, 越波桁部分を移動床とした裏法尻洗掘実験を行った. 越波による裏法尻洗掘の状況を鳩貝⁴⁾の津波越

流実験の裏法尻洗掘状況と比較した. この際, 津波の戻り流れが発生する護岸前面の洗掘深が流量と落差によって決まる渦の規模に比例するとの野口⁵⁾の考察結果を参考に, 流量と洗掘深の関係について考察した.

2. 越波流量測定実験

(1) 実験条件

長さ150 m, 幅0.6 m, 深さ1.5 mの水路に, 図-1のとおり, 勾配1/30の海浜断面を固定床で作り高さ0.05~0.30 mの堤防模型 (表法勾配1:0.5及び1:1, 裏法勾配1:1) を設置した. 表-1の模型・潮位条件で表-2に示す不規則波200波 (修正プレットシュナイダー光易型) を作用させ, 堤防背後に越波桁を設けて越波量を測定した. 越波量を越波時間で除して越波流量を算定した.

外洋に面した海岸, 内湾の海岸の計画波浪を参考にすると, 外洋は H_0/L_0 (沖波高/沖波長, 沖波波形勾配) が

図-1 実験水路断面図

表-1 模型・水位条件

番号	堤防 比高	水面から の天端高	堤前 水深	ケース数 ※表法勾配1ケースの 場合は、1:1 勾配
	(m)	hc(m)	h(m)	
A	0.05	0.00	0.05	12 (波浪 6×表法勾配 2)
B	0.05	0.05	0.00	6 (波浪 6×表法勾配 1)
C	0.10	0.00	0.10	12 (波浪 6×表法勾配 2)
D	0.10	0.05	0.05	12 (波浪 6×表法勾配 2)
E	0.10	0.10	0.00	6 (波浪 6×表法勾配 1)
F	0.15	0.05	0.10	12 (波浪 6×表法勾配 2)
G	0.15	0.10	0.05	12 (波浪 6×表法勾配 2)
H	0.20	0.00	0.20	12 (波浪 6×表法勾配 2)
I	0.20	0.10	0.10	12 (波浪 6×表法勾配 2)
J	0.25	0.05	0.20	12 (波浪 6×表法勾配 2)
K	0.30	0.00	0.30	12 (波浪 6×表法勾配 2)
L	0.30	0.10	0.20	12 (波浪 6×表法勾配 2)

表-2 波浪条件

番号	設定値		実験値			備 考
	有義 波高	有義 波 周期	有義 波高	有義 波 周期	波形 勾配	
	H_0 (m)	T_0 (s)	H_0' (m)	T_0' (s)		
1	0.1	1.3	0.061~ 0.115	1.4~ 1.62	0.019~ 0.028	外洋意識
2	0.15	1.6	0.128~ 0.197	1.82~ 2.07	0.023~ 0.031	外洋意識 (一部内湾)
3	0.2	1.9	0.174~ 0.222	2.01~ 2.37	0.021~ 0.032	外洋意識 (一部内湾)
4	0.1	1.9	0.093~ 0.160	1.88~ 2.17	0.014~ 0.029	外洋意識
5	0.15	2.2	0.139~ 0.197	2.02~ 2.63	0.016~ 0.022	外洋意識
6	0.2	2.5	0.207~ 0.251	2.82~ 3.34	0.014~ 0.019	外洋意識

0.042 以下、内湾は H_0'/L_0 が 0.03 以上である。作用波浪は外洋を意識した $H_0'/L_0 = 0.02$ と内湾を意識した $H_0'/L_0 = 0.04$ を目標としたが、計測結果の H_0'/L_0 は外洋を意識した波浪条件となった。そこで、 H_0'/L_0 が 0.042 以下を外洋、0.03 以上を内湾を意識した条件として実験結果を整理した。 H_0'/L_0 が 0.03~0.042 は外洋、内湾両方に重複する。なお、堤防や波浪の規模は縮尺 1/30 を想定して設定しており、現地換算で $H_0' = 1.83 \text{ m} \sim 7.53 \text{ m}$ 、 $T = 7.7 \sim 18.3 \text{ s}$ に相当する。

(2) 実験結果

越波流量推定図や越波流量算定図に重ねる前に、波形勾配の影響を見ることにした。相対水深 (h/H_0' 、堤前水深/沖波高) が 0.25 前後の越波流量測定結果を抽出し、横軸に H_0'/L_0 、縦軸に無次元越波流量をとりグラフを作成した (図-2)。図-2 中には、本実験における相対水深 (h/H_0') が 0.2~0.3 のものを抜粋し、表法勾配が 1:0.5 のものを塗りつぶし、1:1 のものを白抜きでプロットした (表-1 の A、D、G の内、表-2 の 3、6 のケース)。グラフには、合田ら¹⁾と鈴木ら²⁾の直立護岸の越波流量推定線、玉田ら³⁾の緩傾斜護岸の越波流量算定図から読み取った

図-2 波形勾配による越波流量の比較 ($h/H_0' = 0.2 \sim 0.3$ を抜粋)

値もプロットした。図-2 から以下のことがわかる。玉田ら³⁾の算定線及び合田ら¹⁾の推定線では H_0'/L_0 が大きくなると無次元越波流量が小さくなるが、本研究の実験結果では H_0'/L_0 が大きくなっても無次元越波流量の低下傾向は確認できない。この傾向は鈴木ら²⁾の推定線から読み取った結果も同様である。法勾配については、表法勾配 5 分よりも 1 割の方が大きくなると予想されたが、実験結果では明瞭な差が確認できない。なお、相対水深 (h/H_0') が 0.5、0.9 前後のものについても確認したが、同様の傾向であった。これらを踏まえ、実験結果の H_0'/L_0 は外洋と内湾想定以上に細分せず、既往の推定線、算定図と比較する。鈴木ら²⁾の直立護岸の推定線に本研究の実験結果をプロットしたものが図-3 である。図-3 は波形勾配 0.017 の推定線であり、実験結果は外洋を意識した $H_0'/L_0 \leq 0.042$ をプロットした (本実験の全てのケース)。図-3 には $h/H_0' = 0, 0.5, 0.9$ の対数近似線を引いた。前述したとおり表法勾配 5 分と 1 割で結果に差が確認できなかったため両者合わせたデータ群で近似線を引いた。同様に玉田ら³⁾の緩傾斜堤算定図 (前法勾配 1:3) に本研究の実験結果をプロットしたものが図-4 (外洋を意識) である (プロットしたデータは図-3 と同じもので $h/H_0' < 0.8$)。

これらの図から以下のことがわかる。実験結果は、 $h/H_0' = 0$ については鈴木ら²⁾の推定線とよく一致する。 $h/H_0' = 0.5$ は、 $h/H_0' = 0.2 \sim 1.2$ で鈴木らの推定線より大きく、玉田ら³⁾の算定図よりやや小さい。 $h/H_0' > 1.2$ となる範囲では鈴木らの推定線と一致する。 $h/H_0' = 0.9$ は、 $h/H_0' > 0.2$ で鈴木らの推定線、玉田ら³⁾の算定図より大きく、その差は $h/H_0' = 0.5$ よりも広がる。高山ら⁴⁾の越波流量算定式近似式モデルで Breaking と Post Breaking の境界になる h/H_0'

$=i/(H_o/L_o)^{0.5}$ (i : 海底勾配) 付近のBreaking Zone側で推定線との差が大きい。 h_c/H_o が0.5よりも1の方が差が大きくなることも踏まえると、砕波後のボアが堤防法面にぶつかる影響と考えられる。

図-3 本実験 (外洋意識: $H_o/L_o \sim 0.042$) と鈴木ら²⁾の算定線 (波形勾配 0.017) の比較 (鈴木ら²⁾の算定線を抜粋加筆)

図-4 本実験 (外洋意識: $H_o/L_o \sim 0.042$) と玉田ら³⁾の算定図 (波形勾配0.017) の比較 (玉田ら³⁾の算定図に加筆)

3. 裏法尻洗掘実験 (移動床実験)

(1) 概要

越波による堤防裏法尻の洗掘の特性を把握するため越波桁部分を移動床 ($d_{50}=0.14$ mm, 鹿島硅砂6号) とした裏法尻洗掘実験を行った。裏法尻洗掘の流況を観察したところ、図-5に示すように裏法尻洗掘部の流れによって形成される定在渦のスケールで洗掘深のスケールが決まる点で津波越流による裏法尻洗掘と共通していた。そこで、同等の洗掘深となる津波越流実験の裏法尻洗掘と比較して越波による裏法尻洗掘の特性を考察する。

(2) 実験条件

波浪条件は表-2の3とし、堤防の比高・表裏法勾配・ $hc \cdot hl$ は表-1のKとLの2種類で実施した。移動床材料は $d_{50}=0.14$ mmとやや細かいが、粒子間の粘着力の影響は見られなかった。また、洗掘時に形成される定在渦のスケールは幾何学的に決まるのでフルード相似則で現地換算できると考え、以降現地換算値で考察する。表-3は、現地換算値で示したケース一覧表である。比較考察する津波越流実験のケースもあわせて示す。

図-5 越波、越流による裏法尻洗掘メカニズム

表-3 裏法尻洗掘実験の諸元と結果 (いずれも現地換算値)

ケース	堤防比高	表裏法勾配	水面からの天端高	実験有義波高	実験有義波周期	実験波形勾配	最大洗掘深	実験粒径	(参考) $H_o' \cdot hc$	越波回数	堤防裏法面に全ての水塊が落ちるモード発生数	堤防背後まで水塊が飛ぶモード発生数
	h (m)	割	hc (m)	H_o' (m)	T_o (s)		(m)	(mm)		波	波(%)	波(%)
1	9	1	0	6.5	11.4	0.032	6.68	4.2	6.5	200	170 (85%)	30 (15%)
2	9	1	3	6.4	11.7	0.036	3.97	4.2	3.4	200	130 (65%)	70 (35%)

(参考)津波越流実験の結果

ケース	堤防比高	表裏法勾配	最大越流水深	最大洗掘深	実験粒径	越流波形
	h (m)	割	(m)	(m)	(mm)	
A	9	2	6	7.05	7.5	約10分のハイドロ (図-8 青実線)
B	9	2	3	4.75	7.5	約10分のハイドロ (図-9 青実線)

比高は9 mで共通、表裏法勾配はケース1, 2が1割, ケースA, Bが2割, 地盤材料粒径はケース1, 2が $d_{50}=4.2$ mm, ケースA, Bが $d_{50}=7.5$ mmである. ケースA, Bには裏法尻に幅0.5 mの平場があるがケース1, 2に平場はない. 外力は, ケース1, 2が $H_0 \doteq 6.5$ m, $T \doteq 11.5$ sを200波, ケースAは最大越流水深 $h_2=6$ m, ケースBは $h_2=3$ mで越流時間約10分の波形の津波(鳩貝ら⁴⁾)である.

(3) 最終洗掘形状

図-6はケース1, 2, A, Bの最終洗掘形状を比較したものである. ケース1とケースA, ケース2とケースBの最大洗掘深は同程度であった. ケース1, 2の裏法尻最大洗掘深 Z は $H_0 \cdot h_c$ と同程度であった.

ケース1, 2の洗掘孔の長さは, ケースA, Bの半分程度であった. この要因は次のように観察された. 津波越流では, 跳水を生じることなく裏法尻地盤材料を流失させる状態と跳水が発生してその上流側で定在渦が生じている状態を繰り返しながら発達する. これに対し, 越波時の裏法尻洗掘は定在渦の発達とともに大きくなるが, 津波越流のような跳水とその上流側の渦がなく洗掘が発達する状態は短いため洗掘長(範囲)が発達しない.

(4) 越波実験の越流量 $Q_I(t)$, 越流水深 $ho_I(t)$ の推定

越波実験ケース1, 2の時刻における越流量 $Q_I(t)$ を本間の越流公式を用いて(1)式で, 越流水深 $ho_I(t)$ を(2)式で, 堤前流速 $v(t)$ を同条件の越波量測定実験で計測した堤前水位変位量 $\eta(t)$ と波速 C_w から(3)式を仮定して推定する. 推定した $\Sigma Q_I(t)$ と計測された越波量 $\Sigma Q_w(t)$ を比較し, 両者が合うよう越流水深 $ho_I(t)$ の調整係数 α を定める.

$$Q_I(t) = C \times B \times (ho_I(t))^{\frac{3}{2}} \quad (1)$$

$$ho_I(t) = \text{Max}\{0, \alpha \times ((\eta(t) - hc) + \frac{v(t)^2}{2g})\} \quad (2)$$

図-6 最終裏法尻洗掘形状の比較

図-7 越波量測定値と推定した $\Sigma Q(t)$ の比較

$$v(t) = \text{Max}\{0, C_w \times \frac{\eta(t)}{0.5 \times H_{f1/3}}\} \quad (3)$$

ここで, C : 流量係数, B : 水路幅, $ho_I(t)$: 時刻 t の越流水深, α : 計測越波量と合わせるための調整係数, $\eta(t)$: 時刻 t の堤前水位変位量, hc : 平均水面上堤防天端高, $v(t)$: 時刻 t の堤前流速, C_w : 堤前波速, $H_{f1/3}$: 堤前有義波高である.

堤前波速 C_w は, 画像解析で計測した代表10波の堤前波速(波の山が動く速度)の平均値とした. 図-7は, 推定した $\Sigma Q_I(t)$ (実線)を計測された越波量 $\Sigma Q_w(t)$ (点線)と比較したものである. 調整係数 α はケース1: $\alpha=1.15$, ケース2: $\alpha=0.44$ であった.

(5) 裏法尻最大洗掘深 $Z_I(t)$, $Z_2(t)$ の時間変化特性

図-8はケース1の $ho_I(t)$, ケースAの $h_2(t)$ と実験動画から読み取った越波実験, 越流実験それぞれの最大洗掘深 $Z_I(t)$, $Z_2(t)$ を図示したものである. 図-9はケース2とBについて同様に図示した. 図から, $h_2(t)$ に比べて $ho_I(t)$ は短時間の大きな値が繰り返し発生していることがわかる. ケース1, 2で約30分で $Z_I(t)$ が安定し, ケースAで約5分, ケースBで約4分で $Z_2(t)$ が概ね安定する. $Z_I(t)$, $Z_2(t)$ ともに

図-8 ケース1とケースAの越流水深 $ho(t)$ 及び最大洗掘深 $Z(t)$ の時間変化比較

図-9 ケース2とケースBの $h_{o1}(t)$, $h_2(t)$ 及び最大洗掘深 $Z_1(t)$ の時間変化比較

図-10 $\Sigma Q(t)/\Sigma Q(t) \text{ at } Z_1(t)=Z_{opt1}$ と $Z_1(t)/Z_{opt1}$ の比較

上に凸の曲線となる傾向は類似している。そこで、概ね安定した $Z_1(t)$ を飽和洗掘深 Z_{opt1} とし $Z_1(t)$ を Z_{opt1} で、 $\Sigma Q(t)$ を Z_{opt1} までの累積越流量 ($\Sigma Q(t) \text{ at } Z_1(t)=Z_{opt1}$) で無次元化し、横軸に無次元洗掘深 $Z_1(t)/Z_{opt1}$ を、縦軸に無次元累積越流量 $\Sigma Q(t)/\Sigma Q(t) \text{ at } Z_1(t)=Z_{opt1}$ をとってグラフ化したものが図-10である。図から、ケース1とAでは類似した経過をとること、ケース2とBでも次第に緩やかになるという経過は似ていることがわかる。 Z_{opt1} に達するまでのメカニズムが越波と津波越流で同じであることを示唆していると考えられる。

(6) 定在渦スケールからの越波による $Z_1(t)$ 規定流量 q_l の推定

津波越流実験と越波実験においても野口ら⁵⁾の定在渦のスケールから最大洗掘深 $Z_1(t)$ が決まると考え、 Z_{opt1} 形成時の流況を図示したものが図-5である。越波では跳水は発生しないが津波越流では跳水が発生するので、定在渦のスケール R_l と Z_{opt1} の関係は、越波では(4)式、津波越流では(5)式の関係にあった。

$$Z_{opt1} = R_l \quad (4)$$

$$Z_{opt2} = 2/3 R_l \quad (5)$$

野口ら⁵⁾によれば洗掘孔の定在渦のスケール R_l は(6)式

の通りである。

$$R_l \sim g^{-1/4} q_l^{1/2} z_{fi}^{1/4} \quad z_{fi} : \text{落差} \quad (6)$$

越波実験と津波越流実験は堤防比高が同じなので $z_l=z_p$ と仮定すれば、 Z_{opt1} と関連深い定在渦のスケール R_l を規定するのは流量 q_l となる。(1)式に示すとおり越流量 q_l は越流水深 h_l の3/2乗に比例するので、(4)式、(5)式から $Z_{opt1}=Z_{opt2}$ となる越波及び津波越流の越流水深 h_l と h_2 は(7)式の関係となる。

$$h_1 = \left(\frac{2}{3}\right)^{4/3} \times h_2 \quad (7)$$

ここで h_l , $h_2 : Z_{opt1}=Z_{opt2}$ となる越波と津波の越流水深。

津波実験の最大越流水深 h_2 をもとに(7)式から算出した h_l を図-8, 9に太実線で、 h_l に相当する q_l を(1)式で算出し枠囲いで示す。 q_l は越波実験の定在渦のスケールを規定する越流量、 q_l は津波実験の定在渦を規定する越流量である。ケース1の $q_l=116 \text{ m}^3/\text{s/m}$ は時間平均した計測越波流量 $q_w=2.28 \text{ m}^3/\text{s/m}$ の50倍、ケース2の $q_l=22 \text{ m}^3/\text{s/m}$ は $q_w=0.79 \text{ m}^3/\text{s/m}$ の28倍にもなる。平均の越波流量 q_w のみを見ていては見過ごしかねない点に注意が必要である。

(7) 越波状態の分類と洗掘への影響

$h_{o1}(t)$ が h_l 以上となる $Q_l(t)$ のみを累積した $\Sigma Q_l(t)$ ($q_l(t) \geq q_l$)を算出し図-7に破線で示した。 $\Sigma Q_l(t)$ ($q_l(t) \geq q_l$)は、ケース1では $\Sigma Q(t)$ の約8割、ケース2ではほぼ全てとなった。これは、 q_l 以上となる $q_l(t)$ が何度も生じるにもかかわらず、 $Z_1(t)$ の発達に限界があることを示している。この要因について考察する。

実験動画の観察から、越波の状態には堤防裏法面に全ての越波水塊が落ちる越流卓越モードと、裏法尻よりも遠くまで越波水塊が飛ぶ越波卓越モード (図-11) の2つに分けられる。裏法尻洗掘は裏法面を流下する流れが地

図-11 越波卓越モードスナップショット第1波から約330秒後 (150波目)

盤に衝突する際に進行し、裏法尻後方の地盤に直接落下する水塊は裏法尻洗掘には寄与しないので、越流卓越モードが多い方が洗掘が発達すると考えられる。

ケース1, 2それぞれについて動画から越波状態を分類し越波卓越モード、越流卓越モードの発生回数を集計した結果を表-3に示す。ほぼ全越波量が q_l を上回るにも関わらず洗掘が発達しないケース2の方が、 q_l を上回る越波量が全越波量の8割にとどまるケース1よりも越波卓越モードの割合が多く、予想を支持する結果となった。

なお、裏法尻後方に直接落下する水塊は洗掘には大きな影響が無いが、家屋倒壊等には影響があると考えられ、今後検討が必要である。

4. 主要な結論

- (1)法勾配 5 分, 1 割の傾斜堤について, $h_c/H_o'=0\sim1$ の範囲での越波量が水理模型実験によって得られた。
- (2) $h_c/H_o'=0$ では鈴木らの直立護岸の越波流量算定線と概ね整合した実験結果が得られた。
- (3) $h_c/H_o'=0.5$ 以上では h/H_o' が 1 より小さい Breaking Zone で, 本実験結果の方が鈴木らの算定線より大きい。その差は $h_c/H_o'=0.5$ よりも 1 の方が大きくなる。
- (4)越波による裏法尻洗掘は, 津波越流と同様裏法面を流下する水脈が裏法尻地盤にぶつかることで発生する。
- (5)越波による裏法尻洗掘の長さ(範囲)は, 同程度の最大洗掘深が発生する津波越流時の裏法尻洗掘に比べて小さい。
- (6)越波による裏法尻洗掘も津波越流による裏法尻洗掘もある程度の洗掘深で飽和する。飽和洗掘深 Z_{qpl} となった状態ではスケール R_l の定在渦が生じている。

(7)定在渦のスケール R_l と飽和洗掘深 Z_{qpl} の関係は, 津波越流では $Z_{qpl}=2/3\cdot R_l$, 越波では $Z_{qpl}=R_l$ であった。

(8) $Z_l(t)/Z_{qpl}$ を横軸に $\sum Q_l(t)/(\sum Q_l(t) \text{ at } Z_l(t)=Z_{qpl})$ を縦軸にとると, 特に発達過程において, 洗掘深が同程度の越波による裏法尻洗掘も津波越流による裏法尻洗掘も似た傾向である。

(9)野口ら⁵⁾の渦のスケール R と q の関係から越波の Z_{qpl} を規定する越流量 q_l を推定したところ, ケース 1 ($h_c=0$ m) では時間平均越波流量 q_w の 50 倍, ケース 2 ($h_c=3$ m) では q_w の 28 倍であった。

参考文献

- 1) 合田良美, 岸良安治, 神山豊: 不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, Vol.14, pp.3-44, 1975.
- 2) 鈴木武, 柴木秀之: 越波・越流共存時の護岸通過流量のモデル化と三大湾高潮浸水被害の地球温暖化による感度の推定, 国土技術政策総合研究所研究報告, No.46, 2011.
- 3) 玉田崇, 井上雅夫, 手塚崇雄: 緩傾斜護岸の越波流量算定図とその越波低減効果に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.641-645, 2002.
- 4) 鳩貝聡, 諏訪義雄, 加藤史則: 津波の越流による海岸堤防の裏法尻の洗掘に関する水理模型実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp.I_406-I_410, 2012.
- 5) 野口賢二, 佐藤慎司, 田中茂信: 津波遡上による護岸越波および前面洗掘の大規模模型実験, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp.296-300, 1997.
- 6) 高山知司, 永井紀彦, 西田一彦: 各種消波工による越波流量の減少効果, 港湾技術研究所報告, Vol.21, pp.151-205, 1982.

(2016.3.16 受付)

HYDRAULIC MODEL EXPERIMENT ON WAVE OVERTOPPING OF COASTAL DIKE WITH 1:0.5 and 1:1 SLOPE at $h_c/H_o'=0\sim1$

Kazuki HIMENO, Tetsuya TAKESHITA, Tatsuyuki IGARASHI,
Tomoyoshi KOIZUMI and Yoshio SUWA

The wave overtopping rate on a coastal dike was measured in an experiment for 132 cases using a hydraulic model. These condition were $h_c/H_o'=0-1$, $H_o'/L_o=0.014-0.032$, $i=1/30$, and dike slopes of 1:0.5 and 1:1. The measurement of the land-side slope toe scouring was also measured in 2 cases.

The measurements result of the overtopping rate for $h_c/H_o'=0$ corresponded to the diagrams presented by Suzuki et al. (2011) for a vertical revetment. However for $h_c/H_o'=0.5$ and 0.9 overtopping rates were higher than those in Suzuki et al.'s diagrams. The mechanism of the land-side slope toe scouring by wave overtopping was the same as that of tsunami overtopping. The mechanism of the land-side slope toe scouring was wave overtopping flow on the slope plunging to the ground. The estimated flowrates for $h_c=0$ m and 3 m, the land-side slope toe scouring was 50 and 28 times higher than the mean overtopping rate.