

浸水痕跡に基づく簡易氾濫流速推定法の基礎的検討

BASIC EXAMINATION ON THE SIMPLIFIED METHOD FOR ESTIMATING VELOCITY OF INUNDATED FLOW WITH INUNDATION TRACES

松富英夫¹・岡本憲助²・佐藤和典³
Hideo MATSUTOMI, Kensuke OKAMOTO and Kazunori SATO

¹正会員 工博 秋田大学工学資源学部地域防災力研究センター長 (〒010-8502 秋田市手形学園町 1-1)

²学生会員 秋田大学大学院工学資源学研究科 (〒010-8502 秋田市手形学園町 1-1)

³りんかい日産建設株式会社 (〒105-0014 東京都港区芝二丁目 3-8)

Information on the velocity of inundated flow is necessary to investigate the actual situation of flood or tsunami disaster, to estimate the fluid force on individual building, the moving velocity of floating body, *etc.* Although a simplified method for estimating the velocity had been presented by authors (1998), there still remain problems to be examined, such as the velocity coefficient, the distribution of water edge on a building or other object, *etc.* These problems are examined through hydraulic experiments.

Key Words : Velocity of inundated flow, flood, tsunami, experimental study, field survey

1. はじめに

氾濫流に対する建物などの耐力は同じ造り（例えば、鉄筋コンクリート造、木造など）であっても千差万別であり、建物などの被災程度は個々の耐力で判断する必要がある。また、洪水や津波の氾濫が予想される地域の建物などの設計では、どのくらいの大きさの流体力が建物などに作用し得るか評価する必要がある。さらに、漂流物の衝突力に関する漂流物移動速度の評価も必要である。したがって、氾濫水深（以下、浸水深とも呼ぶ）はもちろんであるが、抗力や動水圧などに密接に関係する氾濫流速は氾濫災害の諸実態の解明、個々の建物などの耐力評価や設計などにおいて是非とも必要である。

一般に、氾濫水位や浸水深（=氾濫水位-氾濫水位点での地盤高）は事後の氾濫水位の痕跡調査で把握し、氾濫流速は氾濫水位や浸水深などを用いた何らかの方法で推定することになる。ただし、この方法による氾濫流速は最大浸水深時やその後のピーク浸水深時のものである。

著者ら¹⁾は津波氾濫域において、建物を対象に氾濫流が作用する面（以下、前面と呼ぶ）とその背面での痕跡に基づく浸水深を測定し、それらを用いた簡易な氾濫流



図-1 小山に残された津波痕跡（北スマトラ Leupung, 2004）

速推定法を提案した。しかし、流速係数をはじめ、前背面浸水深は建物での測定位置で異なり、建物の水際の浸水深分布はどうか、といった基礎的な検討が残っている。

2004 年インド洋津波のとき、北スマトラ西岸の Leupung で図-1 に示すような小山に残された津波痕跡を複数発見した²⁾。小山での浸水痕跡は大津波時などの氾濫流速推定に有用と考えられるが、建物とは形状が大きく異なり、提案した氾濫流速推定法が有用かどうかはもちろん、流速係数なども不明である。

そこで、本研究は著者らが提案した簡易氾濫流速推定法を適用する際の流速係数や建物などの水際の浸水深分布といった基礎的なことを、建物を想定した角

柱模型, 小山を想定した円錐模型, 前二者の中間を想定した円柱模型に対して水理実験を行い, 検討する.

2. 簡易な氾濫流速推定法

氾濫流速は浸水深, 水面勾配, 地面勾配や地面粗度などに依存し, その評価は意外と難しい. 著者ら¹⁾は, 建物などの津波に対する耐力や破壊条件などを氾濫流速や流体力(抗力)で論じることが目的として, 氾濫流速 u と浸水深 h の関係を現地調査に基づいて検討してきた. 2006年ジャワ島南西沖地震津波(未発表)や2007年ソロモン諸島地震津波³⁾で得られたものを含めた最新結果を図-2(a)と(b)に示す. 白丸で示された現地調査データは, 次式のベルヌーイの定理を用いて評価されている.

$$u = \sqrt{2g(h_f - h_r)} \quad (1)$$

ここで, g は重力加速度, 下付きの f と r は建物などの前面と背面の別を示す. また, 実線は2種類のフルード数 $F_r (= u/\sqrt{gh_r})$. 氾濫流のフルード数に相当)に対する式(2)と(3)で, 全現地調査データの包絡線である.

$$u/\sqrt{gR} = \sqrt{2C_v^2 F_r^2 / (F_r^2 + 2C_v^2)} \sqrt{h_f/R} \quad (2)$$

$$u/\sqrt{gR} = F_r \sqrt{h_r/R} \quad (3)$$

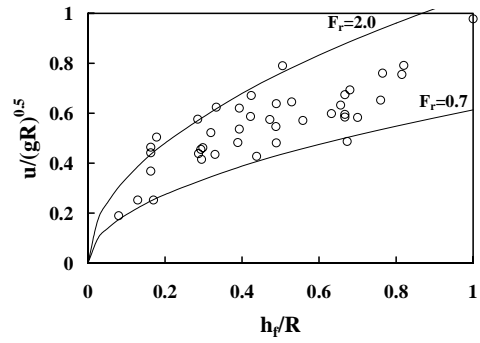
ここで, R は測点やその近傍での津波来襲時の海面からの津波高, 左辺は全エネルギー(海面基準の位置エネルギーに換算)に対する運動エネルギーの割合を表し, C_v (式(8)参照)はエネルギー損失起因の補正係数, つまり流速係数で, フルード数や建物などの配置間隔などに依存し, 例えば $F_r > 1$ では0.7~0.9程度と報告⁴⁾されている.

ところで, 建物などにとって危険側という場合には大きく2つの視点がある. 1つは, 「建物などにどのくらいの流体力が作用し得るか, 換言して建物などにどのくらいの耐力が必要か?」という視点で, この場合は建物などにとって大きい方の氾濫流速や流体力が危険側となる. この視点では, 個々の建物などの耐力を考慮した被害推定ができるとともに, この視点の氾濫流速や流体力は設計にも使える. 図-2(a)と(b)中の上側の包絡線がこの視点に対応し, 氾濫流速推定式は各々次式⁴⁾である.

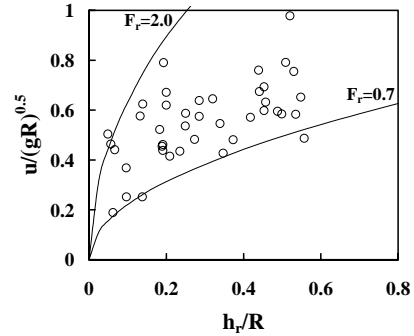
$$u/\sqrt{gR} = 1.1\sqrt{h_f/R} \quad (4)$$

$$u/\sqrt{gR} = 2.0\sqrt{h_r/R} \quad (5)$$

もう1つは, 「建物などはどのくらいの流体力から被災し得るか?」という視点で, この場合は建物などにとって小さい方の氾濫流速や流体力が危険側となる. この視点は建物などの大まかな被害推定に有用であるが, 設計には使えない. 図-2(a)と(b)中の下側の包絡線がこの視点に対応し, 氾濫流速推定式は各々次式である.



(a) 前面水深を浸水深とした場合



(b) 背面水深を浸水深とした場合

図-2 浸水深と氾濫流速の関係

$$u/\sqrt{gR} = 0.6\sqrt{h_f/R} \quad (6)$$

$$u/\sqrt{gR} = 0.7\sqrt{h_r/R} \quad (7)$$

上式群から, 建物などでの浸水深が判れば, 危険側の氾濫流速が評価できる. 大まかには, 氾濫流の先端部を除いて, 氾濫流速は $\sqrt{gh_r}$ の2倍以下と考えればよい.

図-2に示した氾濫流速は, 建物などの前背面に残された浸水痕跡から, エネルギー損失を考慮していないベルヌーイの定理を用いて推定されており, 過大である. より正確な氾濫流速, ひいては流体力を推定するには, 流速係数の評価が非常に重要となる. 流速係数は建物などの大きさ x , 形状 y や配置間隔 λ (以下, 開度と呼ぶ), 建物などに対する氾濫流の流向 z などに依存し, より一般的な簡易氾濫流速推定式として次式が考えられる.

$$u = C_v(x, y, z, \lambda, \dots) \sqrt{2g(h_f - h_r)} \quad (8)$$

3. 実験

実験は非定常な氾濫流と未知要素の少ない定常流を用いた実験の2種類からなる.

(1) 氾濫流実験

氾濫流は一樣水深部, それに続く一樣勾配斜面部を伝播した後, 平坦な陸上部を氾濫するゲート急開流れて模

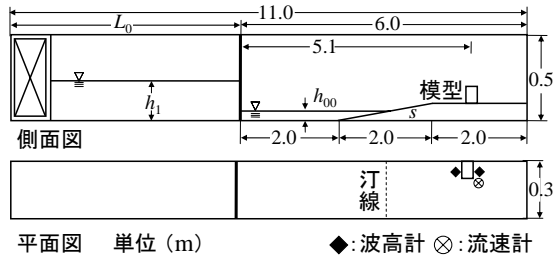


図-3 氾濫流実験水路、模型（半分）と計測機器の配置

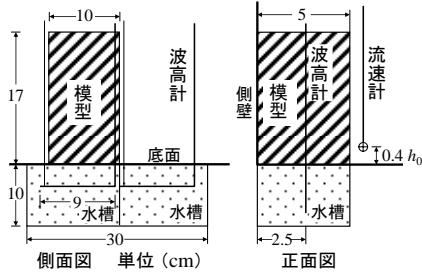


図-4 角柱模型（斜線部）と計測機器の配置

擬した。実験水路の概略などを図-3 に示す。貯水長 L_0 が 5 m、一様水深部（水深 h_{00} ）、一様勾配斜面部（勾配 s ）、平坦な陸上部が各々 2 m で、高さ 0.5 m、幅 0.3 m、全長が 11 m の両面ガラス張り鋼製矩形水路である。水路下流端の壁は撤去してあり、氾濫流はそこを自由に通過できる。建物を想定した角柱模型は平坦な陸上部の中央で水路側壁に密着させ、1 種類のみとした。建物と氾濫流は氾濫方向を基準に左右対称と考え、それらの片半分を代表させた。建物模型の諸元を図-4 に示す。

浸水深 h は容量式波高計（計測技研製）、氾濫流速 u は 1 点法によりプロペラ流速計（直径 3 mm、中村製作所製）で測定した。計測機器の配置を図-3 と 4 に示す。

実験条件を表-1 にまとめて示す。開度 λ の定義は $\lambda = 100 \times (1 - \text{模型幅} / \text{水路幅})$ である。各ケース 3 回ずつ実験を行った。縮尺は 1/200 を想定しており、本条件は周期 $(\cong 8L_0 \sqrt{gh_1})^{0.4}$ が 7~8 分、沖の水平底における入射段波波高水深比が 0.5~4.4 の波状や碎波段波津波に相当する。

(2) 定常流実験

氾濫流先端部背後の準定常部分を検討対象としており、未知要素の少ない定常流での実験も行うことにした。実験水路の概略などを図-5 に示す。高さ 0.5 m、幅 0.3 m、全長が 12 m の両面ガラス張り鋼製矩形水路である。

実験に用いた模型の種類、形状と諸元を表-2 にまとめて示す。建物を想定した角柱 2 種類、小山を想定した円錐 2 種類、前二者の間を想定した円柱 2 種類の計 6 種類で、全て塩化ビニール樹脂製である。表中、「半分」は半分模型を水路側壁に密着させた場合、「全体」は全体模型を水路中心に設置した場合を示す（図-6 参照）。また、「半分」と「全体」で高さが異なるが、これは「全体」の条件のときに模型が水没するのを防ぐためである。

測定項目は水路上流端から 5.5 m のところに設置した

表-1 氾濫流実験における実験条件

角柱模型諸元 (cm)	半幅 $W=5$, 奥行 $L=10$, 高さ $H=17$	
開度 λ (%)	83	
斜面勾配 s	1/26	
貯水深 h_1 (cm)	15	16
一様水深 h_0 (cm)	1~7 (1cm 刻み)	1~7 (1cm 刻み)

表-2 模型の種類、形状と諸元

種類	形状	諸元 (cm)	備考
角柱	半分	$W=5.0$, $L=10.0$, 高さ 5.0	
	全体	$W=10.0$, $L=10.0$, 高さ 10.0	水没防止のため
円錐	半分	半径 5.0, 高さ 5.0	
	全体	半径 6.9, 高さ 6.9	水没防止のため
円柱	半分	半径 5.0, 高さ 5.0	
	全体	半径 5.0, 高さ 7.5	水没防止のため

表-3 定常流実験における実験条件

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
Q (cm ³ /s)	6600	9100	4700 (3900)	4700 (4700)
s	1/550	1/550	1/150 (1/150)	1/80 (1/80)
u_0 (cm/s)	41.0	48.0	51.7 (48.5)	69.3 (68.5)
h_0 (cm)	5.40	6.30	3.04 (2.66)	2.26 (2.29)
F_r	0.56	0.61	0.95 (0.95)	1.47 (1.45)

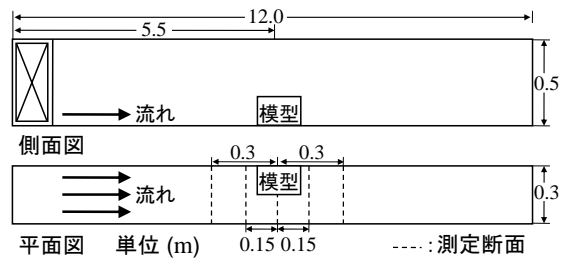


図-5 定常流実験水路、模型（半分）配置と測定断面位置

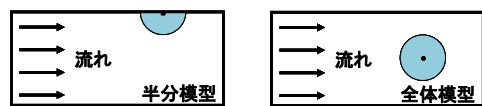


図-6 模型の配置

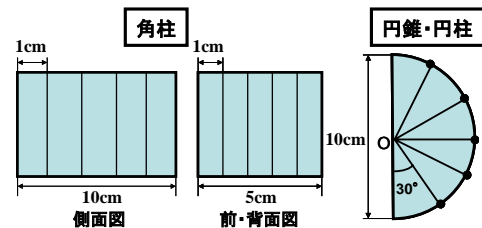


図-7 各模型水際線の測定間隔（半分模型の場合を例示）

模型の中心、模型中心から上下流へ 0.15 m と 0.3 m の 5 横断面（図-5）での水深と流速、および模型水際線の水深（角柱、円柱）と水位（円錐）である。

水深と水位はポイントゲージで、流速は 1 点法（6 割水深）によりプロペラ流速計で測定した。測定横断面間隔

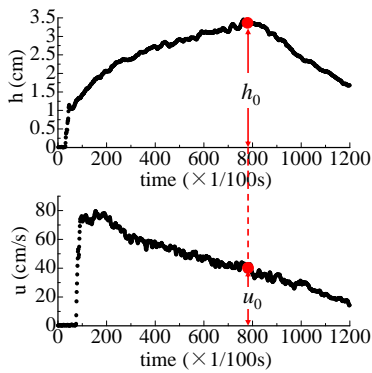


図-8 模型が無いときの h_f の測定点での氾濫水深と氾濫流速の経時変化例 ($h_1=15$ cm, $h_{00}=1$ cm)

は、模型中心と上流側横断面では2 cm、下流側横断面では1 cmとした。模型水際線の水深や水位は、角柱では前背面と側面いずれも1 cm間隔で、円錐と円柱では模型最上流点を起点 0° として 30° 間隔で測定した(図-7参照)。

表-3に実験条件を示す。 Q は流量、 s は水路底面勾配、 u_0 と h_0 は水路に模型が無いときの等流流速と等流水深である。()内は円錐の全体模型のみに対する条件である。

4. 実験結果と考察

(1) 氾濫流実験

水路に模型が無いときの氾濫水深と氾濫流速の経時変化例を図-8に示す。氾濫水深に比べて氾濫流速の立ち上がり時が遅れているが、これは測定法が水面から6割の1点法のためである。浸水痕跡はピーク氾濫水深時あたりに形成されると考えられ、推定すべき入射氾濫水深 $h=h_0$ と入射氾濫流速 $u=u_0$ は図中の赤丸時のものであろう。この入射氾濫流速の定義は既報^{4),5)}と異なる(後述)。

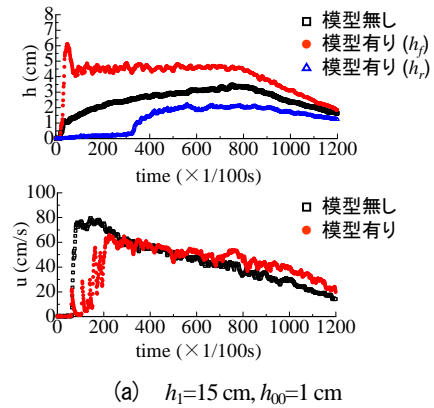
上記定義の氾濫水深と氾濫流速、これらによるフルード数の結果を表-4にまとめて示す。表から、本実験条件および本定義の氾濫水深と氾濫流速では、フルード数が1以下であることが判る。

水路に模型が有るときと無いときの氾濫水深および氾濫流速の経時変化の比較例を図-9(a)と(b)に示す。各図、上段が氾濫水深、下段が氾濫流速で、黒が模型の無いとき、赤と青が模型の有るとき、青は背面浸水深である。以下、模型が有るときにピーク氾濫水深時の氾濫流速(模型側壁下流端近傍のもの)を u_0 と記号する。

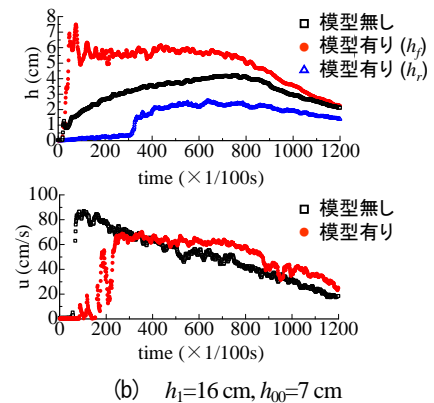
図-9(a)は強い段波として入射氾濫する場合で、氾濫流先端部が模型衝突後に上方に打ち上がるスプラッシュ現象⁹⁾が認められる。検討対象の前面浸水深はこの現象後のピーク浸水深で、本実験では実験の方法と規模の制約から、このピーク時と模型が無いときのものに時間差が認められる。既報^{4),5)}では氾濫流速として模型が有るときにピーク浸水深時のものを採用しており、この氾濫流速は上記定義の u_0 より大きい。実際の氾濫流では、も

表-4 推定すべき氾濫水深と氾濫流速

h_{00} (cm)	$h_1=15$ cm			$h_1=16$ cm		
	h_0 (cm)	u_0 (cm/s)	F_r	h_0 (cm)	u_0 (cm/s)	F_r
1	3.28	43.5	0.77	3.78	46.4	0.76
2	3.39	48.3	0.84	3.82	47.9	0.78
3	3.38	41.4	0.72	3.88	53.0	0.86
4	3.38	41.9	0.73	3.88	50.8	0.82
5	3.52	47.8	0.81	3.95	51.3	0.82
6	3.52	45.6	0.78	3.98	51.5	0.82
7	3.54	44.7	0.76	4.06	49.6	0.79



(a) $h_1=15$ cm, $h_{00}=1$ cm



(b) $h_1=16$ cm, $h_{00}=7$ cm

図-9 模型有無時の氾濫水深と氾濫流速の経時変化の比較例

っとゆっくりとピーク氾濫水深に達し、建物などが有るときと無いときのピーク時、および両ピーク時の氾濫流速に大差はないと考えられる。

図-9(b)は波状段波として入射氾濫する場合で、この場合もスプラッシュ現象が認められる。やはり、実験の方法と規模の制約から、模型が有るときと無いときの氾濫水深ピーク時に時間差が認められる。

氾濫流先端部衝突後のスプラッシュ高の実例を図-10に示す。2004年インド洋津波のときにタイの Khao Lak で得たものである²⁾。前面浸水深が5.5 mで、スプラッシュは7.9 mの高さまで達した。この高さは前面浸水深の1.44倍である。実験では1.29(図-9(b))~1.33(図-9(a))倍であり、波高計の容量線が模型壁面から0.4 cm程度離れていることを考えると、両者の対応はよいと言える。1993年北海道南西沖地震津波のとき⁷⁾、奥尻島藻内では局所的な遡上高が31.7 m、周囲の遡上高が23.2~25.3 m

であったが、それらの比 1.25~1.37 とも対応している。

推定すべき入射氾濫流速 u を u_0 と u_{c0} としたときの流速係数 C_v の値を表-5 に示す。 C_v の評価式は次式である。

$$C_v = u / \sqrt{2g(h_f - h_r)} \quad (9)$$

ここで、 h_f と h_r は各々模型の前面水際線と背面水際線の平均水深である。また、表中の回帰式とは、開度やフルード数が増すと C_v も増すという著者ら⁴⁾の次式である。

$$C_v = 0.27\lambda^{0.22}F_r^{0.4} \quad (10)$$

ただし、フルード数は u_0 と h_0 で評価したものをを用いている。回帰式を導いたときのフルード数は、氾濫流速として模型中心から下流 40 cm、模型と反対側の水路側壁近傍でのもの ($=u_{r40}$)、水深として h_r を用いており、厳密な適用でないことを断っておく。表-5 から、① $u_0 \leq u_{r40} < u_{c0}$ 、 $h_r < h_0$ の関係があり、回帰式は妥当な傾向の値を与えていること、②本定義の入射氾濫流速 u_0 を得るための流速係数は、本実験条件では 0.6 程度と考えればよく、回帰式によるものは 1 割程度大きめの値を与えることが判る。

氾濫流実験と定常流実験（後述）における氾濫水深の比較例を図-11 に示す。上段が定常流、下段が氾濫流実験結果であり、各々等流水深 h_0 と入射氾濫水深 h_0 で無次元化されている。氾濫流実験のフルード数が 0.9 程度であるから（表-4）、フルード数 0.95 の定常流実験結果と比較すればよい。氾濫流での h_f/h_0 が 1.40、 h_r/h_0 が 0.53 に対して、定常流でのそれらは 1.69 と 0.32 であり、前面浸水深の差がやや大きい、両者の結果に定性的な違いはない。したがって、本研究は基礎的なものでもあり、未知要素の少ない定常流実験結果を中心に検討を進める。

(2) 定常流実験

図-12~14 に等流水深 h_0 で無次元化された各模型での水際線の水深や水位の分布を示す。

図-12 から次のことが言える。

①フルード数が大きいほど、前面浸水深が大きい。これは円錐や円柱模型でも同じである（図-13、14 参照）。

②半分と全体模型の前面浸水深比は 0.58~0.75 で、これは平面に接した 2 次元物体の抗力係数が 2 次元孤立物体の約 6 割であること⁸⁾、氾濫流の堰上げによる流体力はかなりの割合で動水圧を伴うこと⁹⁾を考慮すると、妥当な実験結果である。これには開度も関係する。

③模型側壁の下流端 $x/L=1$ で等流水深にほぼ一致する。よって、現地調査において建物などの側壁下流端で浸水深を測定すれば、入射氾濫水深が推定できることになる。

④全体模型、半分模型、フルード数にかかわらず、背面浸水深は入射氾濫水深（等流水深）の約半分である。これは、氾濫流実験でも（図-11）、背後に流れが回り込み易いと思われる円錐や円柱模型でも（図-13、14 参照）同じである。ただし、実際の氾濫流では壊れた窓や戸などの開口部から氾濫流が透過することなどがあり、背面



図-10 実際のスプラッシュ高の例（タイ Khao Lak, 2004）

表-5 氾濫流実験での流速係数

h_1 (cm)	h_{00} (cm)	$u=u_0$	$u=u_{c0}$	回帰式
15	1	0.62	0.77	0.64
	2	0.68	0.77	0.67
	3	0.56	0.78	0.63
	4	0.57	0.79	0.63
	5	0.64	0.79	0.66
	6	0.61	0.78	0.65
	7	0.58	0.76	0.64
16	1	0.62	0.80	0.64
	2	0.62	0.80	0.65
	3	0.68	0.74	0.67
	4	0.64	0.76	0.66
	5	0.64	0.78	0.66
	6	0.64	0.77	0.66
	7	0.62	0.81	0.65

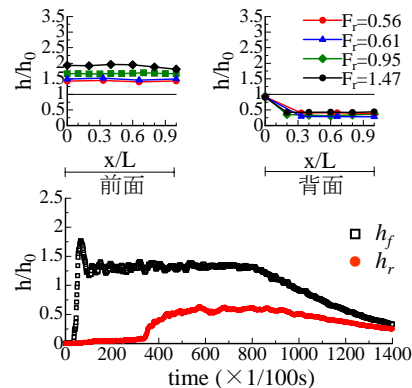


図-11 氾濫流実験と定常流実験での氾濫水深の比較例

浸水深の解釈には注意が必要である。

図-13 から、円錐模型では真横の 90°より下流域で等流水深に一致し、フルード数が大きくなるにつれて、その傾向が強くなる。半分と全体模型の前面浸水深比が 0.58~0.72 は角柱模型の場合とほぼ同じである。

図-14 から、円柱模型での等流水深に一致する位置は、角柱と円錐模型でのそれらの間であることが判る。半分と全体模型の前面浸水深比は 0.59~0.71 で、角柱や円錐模型の場合とほぼ同じである。

諸定義の氾濫流速に基づく流速係数 C_v の値を表-6 にまとめて示す。表中、 u は横断面平均氾濫流速で（模型背後の死水域を除く）、下付きの r は模型の下流域を、下付きの数字は模型中心からの流下距離 (cm) を示す。前面浸水深 h_f は、角柱では前面水際線の平均水深、円錐

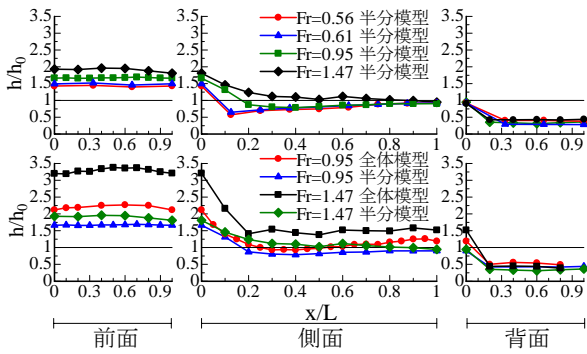


図-12 角柱模型水際線の水深分布 (L: 模型長)

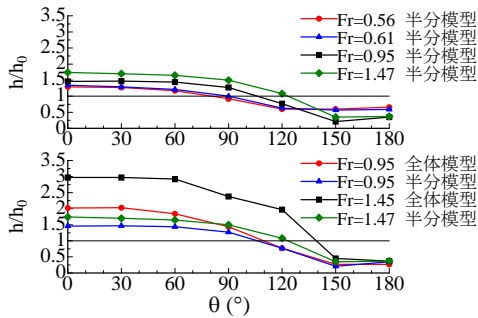


図-13 円錐模型水際線の水位分布

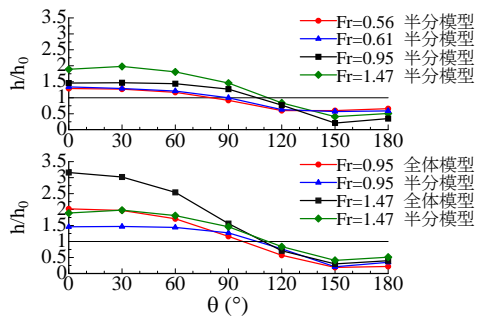


図-14 円柱模型水際線の水深分布

と円柱では各々0°での水際線水位と水深である。背面浸水深 h_r は、角柱では背面水際線の平均水深、円錐と円柱では各々180°での水際線水位と水深である。

表-6 から次のことが言える。

①本研究定義の氾濫流速 u_0 を用いたとき、流速係数 C_v の大きさは円錐>円柱>角柱模型の順で、0.4~0.9 の値を取る。この値域は、既報の角柱模型において、氾濫流速 u_{r40} を用いたときの値域0.7~0.9 と異なる。この理由は、既報が氾濫流実験でのものと、 $u_0 \leq u_{r40}$ であることによる。

②大きめの氾濫流速を推定するのであれば、既報の流速係数も本研究のものもともに0.9で、変わらない。

③氾濫流速 u_0 の場合でも、開度 λ とフルード数 F_r が大きくなるにつれて、流速係数は大きくなる(式(10)参照)。

5. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

①氾濫流速 u_0 を用いたときの流速係数 C_v の大きさは

表-6 諸定義の氾濫流速に基づく流速係数

模型種類	λ (%)	F_r	$u=U_0$	$u=U_{r15}$	$u=U_{r20}$	$u=U_{r30}$	回帰式
角柱 (半分)	67	0.56	0.41	—	0.73	—	0.54
	67	0.61	0.40	—	0.75	—	0.56
	83	0.95	0.60	0.70	—	0.69	0.70
	83	1.47	0.83	0.72	—	0.75	0.83
角柱 (全体)	67	0.95	0.52	0.62	—	0.69	0.67
	67	1.47	0.65	0.66	—	0.71	0.79
円錐 (半分)	76	0.56	0.50	—	0.85	—	—
	77	0.61	0.50	—	0.88	—	—
	88	0.95	0.64	0.64	—	0.66	—
	87	1.47	0.89	0.79	—	0.83	—
円錐 (全体)	65	0.95	0.51	0.68	—	0.75	—
	64	1.45	0.63	0.64	—	0.73	—
円柱 (半分)	67	0.56	0.44	—	0.75	—	—
	67	0.61	0.44	—	0.79	—	—
	83	0.95	0.59	0.65	—	0.66	—
	83	1.47	0.89	0.80	—	0.83	—
円柱 (全体)	67	0.95	0.50	0.53	—	0.66	—
	67	1.47	0.63	0.64	—	0.67	—

円錐>円柱>角柱模型の順で、0.4~0.9 の値を取る。

②大きめの氾濫流速を推定するのであれば、既報の流速係数も本研究のものもともに0.9で、変わらない。

③模型形状、全体模型、半分模型、フルード数にかかわらず、背面浸水深 h_r は入射氾濫水深 h_0 の約半分である。

④角柱模型側壁の下流端で等流水深 h_0 にほぼ一致する。現地調査において建物などの側壁下流端で浸水深を測定すれば、入射氾濫水深が推定できることになる。

⑤半分模型と全体模型の前面浸水深 h_f の比は模型形状にほとんど依存せず、0.6~0.7 である。

⑥「建物等はどのくらいの流体力から被災し得るか？」という視点の簡易氾濫流速推定式を示した(式(6), (7))。

参考文献

- 1) 松富英夫, 首藤伸夫: 津波の浸水深, 流速と家屋被害, 海岸工学論文集, 41 巻, pp.246-250, 1994.
- 2) Matsutomi H., Sakakiyama T., Nugroho S. and Matsuyama M.: Aspects of inundated flow due to the 2004 Indian Ocean Tsunami, CEJ, Vol.48, No.2, pp.167- 195, 2006.
- 3) Matsutomi, H., Fujima, K. and Shighihara, Y.: Earthquake and Tsunami Disaster in Solomon Island, 2 April 2007, <http://research.jaee.gr.jp/>, 2007-5-29.
- 4) 松富英夫, 飯塚秀則: 津波の陸上流速とその簡易推定法, 海岸工学論文集, 45 巻, pp.361-365, 1998.
- 5) 松富英夫, 大向達也, 今井健太郎: 津波氾濫流の構造物への流体力, 水工学論文集, 48 巻, pp.559-564, 2004.
- 6) 松富英夫: 砕波段波衝突時の圧力分布と全波力, 海岸工学論文集, 38 巻, pp.626-630, 1991.
- 7) 首藤伸夫, 松富英夫, 卯花政孝: 北海道南西沖地震津波の特徴と今後の問題, 海岸工学論文集, 41 巻, pp.236-240, 1994.
- 8) 椿 東一郎: 水理学II, 272p., 森北出版, 1974.

(2007. 9. 30 受付)