

破堤氾濫流に関する基礎的実験とその二次元数値解析

Experiments on Unsteady Overland Flows due to Dyke Break and their 2D Numerical Simulation

内田龍彦*・伊藤康**・戎忠則***・河原能久****

Tatuhiko Uchida, Yasushi Ito, Tadanori Ebisu and Yoshihisa Kawahara

*正会員 工修 広島大学大学院助教 工学研究科社会環境システム専攻 (〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1)

**学生会員 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻 (同上)

***正会員 和歌山県 (〒640-8585 和歌山市小松原通 1-1)

****フェロー会員 工博 広島大学大学院教授 工学研究科社会環境システム専攻 (〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1)

It is important to prepare sets of detailed and accurate experimental data obtained in a large-scale channel to develop a reliable numerical model for inundation flows. This study makes a detailed measurement of temporal and spatial variation of water depth for overland flows caused by the break of channel dyke. A two-dimensional numerical model is also proposed employing CIP-CSL2 method to directly capture the variations of flow and complex geometry within a computational cell. The comparison between the experimental data and the numerical results reveals that the present numerical model can reproduce the characteristics of inundation flows under steady and unsteady conditions and with and without buildings.

Key Words: dyke break, unsteady flow, detailed and accurate experimental data, large-scale experimental channel, two-dimensional numerical model

1. 序論

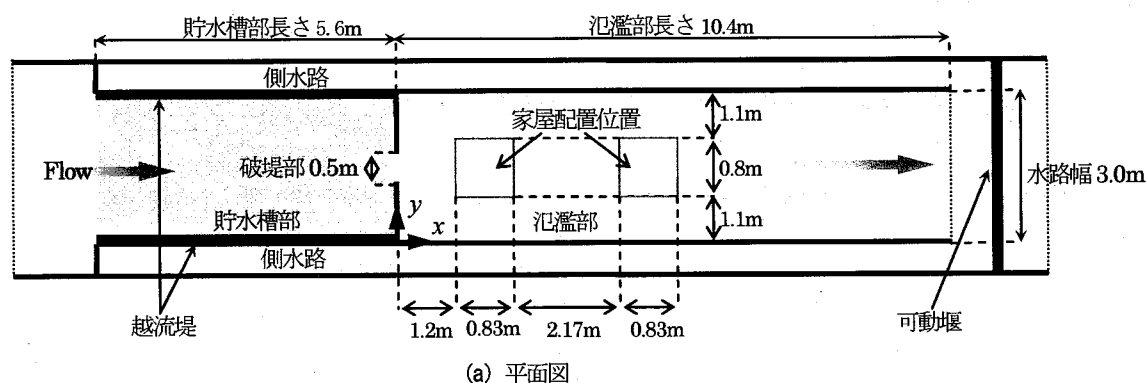
近年、集中豪雨や台風によって、主として中小河川において破堤洪水氾濫が頻発しており、ソフト対策とハード対策を一体化した減災体制の構築が求められている。そのためには、氾濫解析が必要不可欠となるが、信頼性の高い氾濫解析モデルの構築のためには、氾濫流の挙動を十分に理解し、適切にモデル化する事が重要である。

洪水氾濫は大規模で突発的であるため、実績データが十分に整備されているとは言えず、水理模型実験により氾濫流の挙動の理解や解析モデルの妥当性の検証が行われてきた。井上¹⁾はこれまでの氾濫解析法の発展と氾濫解析法の種類と課題について述べている。特に、都市域の氾濫流解析においては、氾濫流の挙動を決定付ける建物群や街路の評価が主要な課題であることを指摘している¹⁾。末次ら²⁾は家屋の抗力を抗力係数で表現し、水理実験により抗力係数の特徴を調べ、家屋の抗力係数と面積占有率を用いた等価粗度係数による家屋群の抵抗評価法を提案している。この手法は実用的な方法として、実際の氾濫流解析によく用いられている³⁾。福岡ら⁴⁾は家屋群に作用する流体力を直接計測し、家屋群の抗力係数が家屋配置によって大きく変化することを示すとともに、水深を用いた流体力評価法と、これを考慮した解析モデルを構築している。この流体力の

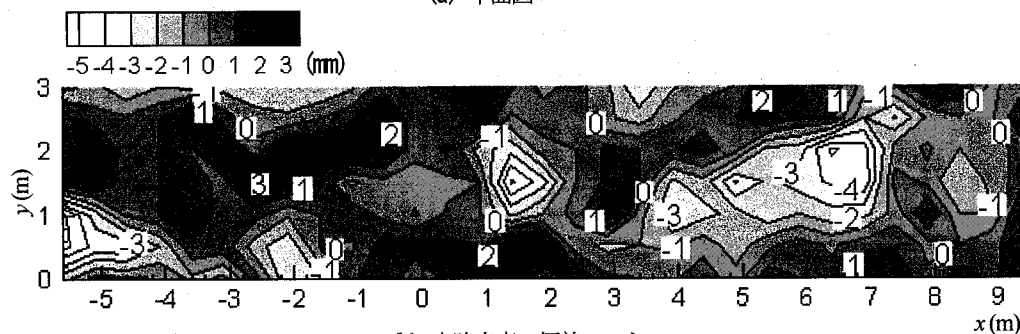
評価法は家屋の被災評価にも用いられている⁵⁾。重枝ら⁶⁾は二次元ダムブレイクによる非定常流を用い、構造物が設置された氾濫域での水深、流速ベクトルおよび構造物に働く流体力の実験データを得ており、数値解析モデルと比較している。福留ら⁷⁾は刈谷田川破堤氾濫流を再現する大規模な水理実験を行い、数値解析結果との比較及び水防・避難活動の検討を行っている。しかし現状では、数値解析モデルの妥当性を検証するための大型水理模型実験を用いた基礎的な非定常実験は少ない。

一方、計算に必要な地盤高等のデータはデカルト座標系で整備されていることが多く、そのデータ整備環境に合った計算方法のメリットは大きいと考えられる。また、地盤の起伏、様々な土地利用に応じた底面粗度係数の分布、樹木などの抵抗体・建造物などの不透過物の配置などを考慮しなければならないため、境界適合座標における計算格子の生成と計算データ整備は容易ではない。著者らはデカルト座標系においてこれらを表現し得る解析法を検討してきた^{8),9)}。しかし、水理実験との比較は行われておらず、解析法の妥当性の検証は十分とは言えない。

本研究では、破堤氾濫流に関する大型水理実験を行い、非定常氾濫流の詳細な実験データを得るとともに、氾濫水の挙動特性の検討と著者らの数値解析モデルの検証を行うことを目的としている。



(a) 平面図



(b) 水路床高の偏差コンター

図-1 実験水路

2. 破堤氾濫流大型水理実験

2.1 実験水路と実験条件

本実験では破堤氾濫流を想定しているが、破堤氾濫流に関する基礎的検討を行うため、河道の主流方向の運動量がない条件としている。図-1に示すように、実験水路は貯水槽部と氾濫部より構成されている。貯水槽部長さ 5.6m、氾濫部長さ 10.4mであり、全長 16.0m、水路幅 3m、水路勾配 1/625 である。座標軸の原点を破堤断面の右岸際とし、流下方向に x 軸、左岸方向に y 軸を設定する。実験水路の下流端の河床高を $z=0.014\text{m}$ としている。マンニングの粗度係数は $n=0.011$ である。破堤部中央に幅 0.5m のアクリル製のゲートを設置している。実験条件を単純化するため、貯水槽両側に高さ 0.091m の越流堤を設け、非定常実験において貯水槽内の水位がゲート開放時に大きく変化しないようにしている。氾濫部には、 $0.8\text{m} \times 0.83\text{m}$ の家屋配置区画を上流、下流の二箇所設けている。実験水路床高は図-1(b)に示すように、小さな凹凸を有している。この河床形状は、特に破堤部直下の浅い流れの計算において無視できないため、後述の数値解析ではこの河床形状の凹凸を考慮している。

実験条件を表-1に示す。実験は定常実験(表-1(a)参照)と非定常実験(表-1(b)参照)に大きく分けられる。家屋配置として、図-2に示す整列配置と千鳥配置の2種類を用いた。それぞれの建物占有率は56.9%、50.6%である。家屋の大きさは21cm(縦断)×20cm(横断)であり、水没しない。

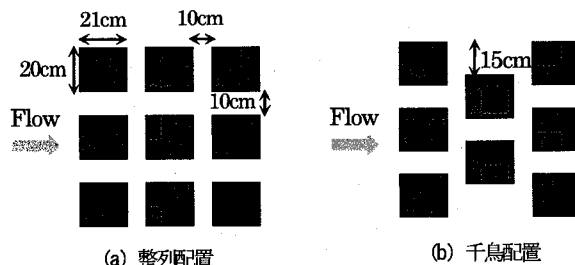


図-2 家屋配置

表-1 実験条件

(a) 定常実験

	流量 (ℓ/s)	貯水槽 水位 (cm)	下流端 水位 (cm)	家屋配置
Case 1	10	8.6	0 (段落ち)	無
Case 2	20	11.7		
Case 3-1	40 ^{*1}	13.0	4.5	整列上流
Case 3-2		13.0	4.5	千鳥上流
Case 3-3		13.0	4.5	整列下流

(b) 非定常実験

	流量 (ℓ/s)	貯水槽初期 水位 (cm)	氾濫部初期 水位 (cm)	家屋配置
Case A	40 ^{*1}	14.0	4.0	無
Case B			6.0	
Case C-1			4.0	整列上流
Case C-2				千鳥上流
Case C-3				整列下流

*1) 流量40 ℓ/s では両側水路へ水が越流し氾濫部への流量は40 ℓ/s ではない。

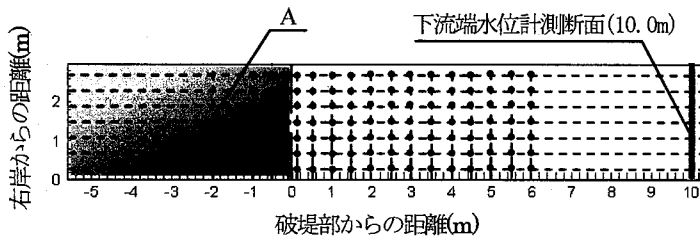


図-3 非定常実験計測点

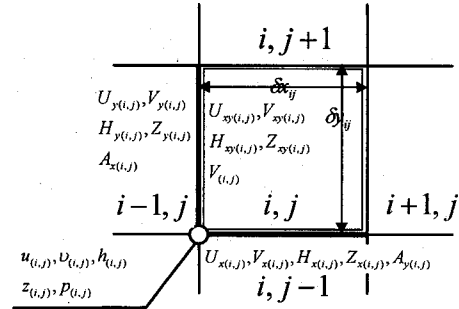


図-4 本解析モデルの変数配置

2.2 非定常実験における水位の計測方法

破堤部のゲートを瞬間的に開放することにより、ダムブレイク流れを発生させ、図-3に示す各点の水位をKENEK社製のサーボ式波高計によって連続的に計測する。計測時間は70秒、計測間隔は0.1秒である。波高計の台数の制約により、波高計を移動させ同様の実験を複数回繰り返す。また実験結果の信頼性を高めるために、同一計測点において、3回計測し、そのアンサンブル平均をその点における実験データとしている。

水位計測開始から $t_s=10$ 秒後にゲートを手動で開放する。各計測においてゲートを開放するタイミングにずれが生じるため、図-3のA点に波高計を固定し、以下の方法で時間軸を調整する。まず、ゲート開放による負の段波がA点に到達する時刻を各実験で平均したもの t_0 は正しいとする。各計測において、A点までの到達時刻を t_i とすると、各計測のゲート開放時間のずれは、 $t' = t_i - t_0$ となる。したがって、ゲート開放時刻を0秒とすると、各計測の時間軸は式(1)で調整される。

$$t_m = t - t' - t_s \quad (1)$$

ここに、 t_m ：補正された時刻、 t ：各計測における時刻、 $t' = t_i - t_0$ 、 t_i ：各計測における段波到達時刻、 t_0 ：全計測の平均段波到達時刻、 t_s ：ゲート開放設定時刻(=10秒)である。なお、全実験の平均到達時間 $t_0 - t_s = 1.85$ sec. は、ゲート解放前の水深を用いて負の段波の理論¹⁰⁾から計算される値 $t_i = 1.93$ sec. とほぼ一致しており、本実験計測の時間軸の精度が確認される。

3. 数値解析モデルと計算方法

本研究では、近年提案された保存型CIP法¹¹⁾を応用した著者らの二次元浅水流解析モデル^{8),9)}を用いる。モデルの詳細は既報^{8),9)}であるため、ここでは本モデルの特徴を以下に示すに留める。

本研究の基礎方程式は、市街地における建物群などによる氾濫流の排除体積を考慮できる流体占有率を取り入れた以下の二次元浅水流方程式(2)、(3)である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{V} \frac{\partial A_j u_j h}{\partial x_j} = 0 \quad (2)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{Vh} \left(V \frac{\partial u_i h}{\partial t} + \frac{\partial A_j u_j h}{\partial x_j} \right) \\ & = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x_i} - \frac{\tau_{0i}}{\rho h} - \frac{f_i}{\rho Vh} + \frac{1}{Vh} \frac{\partial A_j h \tau_{ij} / \rho}{\partial x_j} \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、添え字 ij は総和規約に従い、1,2 はそれぞれ x, y 方向を表す。添え字 J は j と等しいが、総和規約には従わないものとする。また、 h は水深、 u_i は i 方向流速、 $\zeta = z + h$ (z ：地盤高) であり、 A_i, V は i 方向断面と計算格子の流体占有率(空隙率)である。 τ_{0i} は底面せん断応力であり、マンニングの粗度係数 n を用いて与える。 τ_{ij} は水平せん断応力であり、渦粘性係数 ν_t は $1/6 \kappa u_* h$ にスマゴリンスキーモデルによる渦動粘性係数が加えられたものが用いられている。 f_i は計算で直接表現できない(していない)境界形状による i 方向抵抗外力であり、後述する家屋群の群評価の計算では抗力係数 C_D を用いて表現される。

本解析モデルでの主要な変数の配置を図-4に示す。図-4では、格子の交点上(点値)、格子軸上(x, y 軸線平均値)及び格子内(面平均値)において、 x, y 方向流速、水深、地盤高、流体占有率を順に示している。本モデルの特徴はこれら4つの定義位置で表現された基礎方程式を、CIP法を応用して解くことにより、①流速値の補間を必要とせず、②流れの遷移部や境界条件を粗い計算格子でも捉えることができることにある。

計算で用いるメッシュ間隔は $\Delta x = \Delta y = 5.0$ cm であり、時間刻みは $\Delta t = 0.01$ sec. とする。粗度係数値として実験より算出した $n = 0.011$ を用いる。また、個々の家屋は該当するメッシュで流体占有率を与えることにより直接考慮しているが、後述するように、実用性を考慮し、家屋の配置を考慮せず家屋群の平均的な建物占有率と抗力係数 C_D を与える計算も行っている。下流端での境界条件として、氾濫部の初期水位を与えている。上流水槽の境界条件として、貯水槽上流端 ($x = -5.6$ m) において流入流量 (40.0 l/s) を与え、側面の境界では式(4)から算出される水量を越流させている。

$$q = C_1 \sqrt{g(h-W)^2}^{\frac{3}{2}} \quad (4)$$

ここに、 q ：単位幅越流量、 C_1 ：係数、 h ：越流堤に

表-2 定常実験での流量の比較

	Case1	Case2	Case3-1
実験流量 (ℓ/s)	10.0	20.0	24.3 ^{*2}
計算流量 (ℓ/s)	10.71	20.10	24.83

*2) 貯水槽から越流しているため、式(5)を用いて算出した。

おける水深、 W ：越流堤高さ、 g ：重力加速度である。 C_1 と W は上流水槽においてゲート解放前の初期水深とゲート解放後に定常となる水深の実験値と合うように、 $C_1=0.49$ 、 $W=0.091\text{m}$ を与えている(図-6参照)。

4. 家屋を配置しない場合の実験結果と解析結果

4.1 定常実験とその解析

まず、破堤部から流出する定常流量について実験値と解析結果を比較する。ここで、貯水槽内の水深が越流堤よりも低いCase1,2では氾濫部に流出する流量には電磁流量計で計測された流量を用いるが、貯水槽内の水深が越流堤よりも高いCase3では、エネルギー保存則から導出される式(5)から間接的に流出流量を算出する。

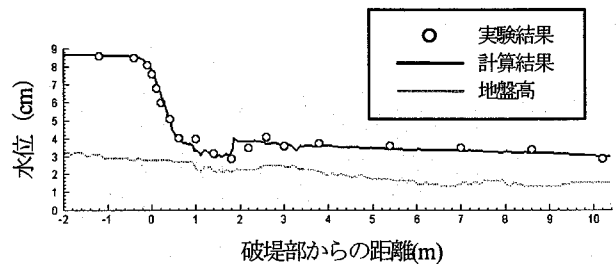
$$Q = \frac{2\sqrt{6}}{9} C_2 B \sqrt{gh}^{\frac{3}{2}} \quad (5)$$

ここに、 Q ：破堤流量、 h ：貯水槽部平均水深、 C_2 ：係数、 B ：破堤幅(=0.5m)、 g ：重力加速度である。係数 C_2 はCase1,2の結果から、 $C_2=0.90$ としている。表-2に定常実験の実験流量と本解析モデルによる計算流量の比較を示す。計算流量は概ね実験流量を等しく、破堤部からの流出流量が精度良く計算できていることが確認される。

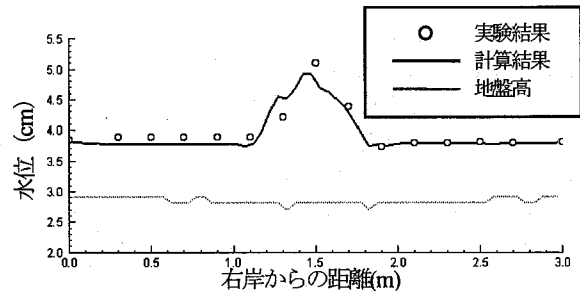
図-5にCase1における水面形の比較を示す。図-5(a)は水路中央縦断面($y=1.5\text{m}$)の縦断水面形、図-5(b)は破堤部直下($x=0.4\text{m}$)の横断水面形の比較である。縦断水面形では計算結果の跳水の発生位置が実験結果に比べてやや上流にあることと、横断水面形では右岸側で最大2mmの誤差があるなど、実験結果と計算結果には若干の相違はあるが、計算結果は実験結果をほぼ再現している。他の断面についても、計算結果は実験結果を再現していることを確認しており、本解析モデルは常・射流混在場に適用可能であると言える。

4.2 非定常実験とその解析

図-6にCase Aにおける上流貯水槽の固定点Aの水位の時間変化について、計算結果と実験結果を示す。ここで、実験結果は同一の条件における全実験結果のアンサンブル平均値(データ数 $N=88$)であり、高周波の変動はほぼ除去されている。A点の水位は



(a) 水路中央($y=1.5\text{m}$)の縦断水位



(b) 破堤部直下($x=0.4\text{m}$)の横断水位

図-5 Case 1における断面水面形の比較

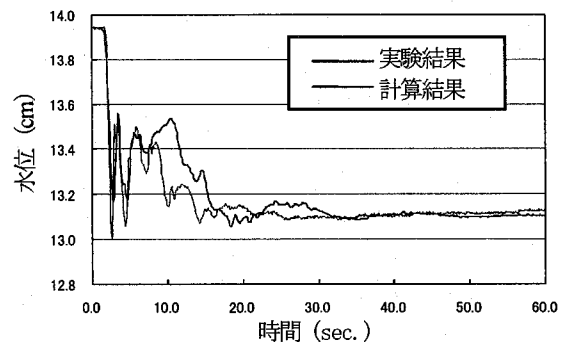


図-6 Case Aにおける基準点Aの水位変化の比較

負の段波が到達後に急に低下するが、側壁からの反射と上流端での反射の影響を受けて変動しながら緩やかに低下する。実験結果から、ゲート開放前後の上流貯水槽の水位変化は約8mmと小さいことが確認できる。計算結果は、側壁からの反射を含む破堤後の実験の水位変動を良好に再現しており、式(4)の妥当性が確認される。一方で、破堤後約8秒以降において計算結果の再現性がやや低下している。この解析結果と実験結果の差異は、その差異が生じる時間から上流端境界からの反射と考えられる。これを改善するには、実験の水路条件に合わせた上流境界の解析の取り扱いを検討する必要があるが、その差は水深に比べて僅かであり、後述する氾濫部の解析で検討する範囲においてはその影響はほとんどないと考えられる。このため、本研究では氾濫部の計算の境界条件となる貯水槽水位の波形は本手法により適切に与えられていると見なす。

図-7にCase Aの各時間における水面形の実験結果と計算結果を示す。計算結果は、フロント位置や

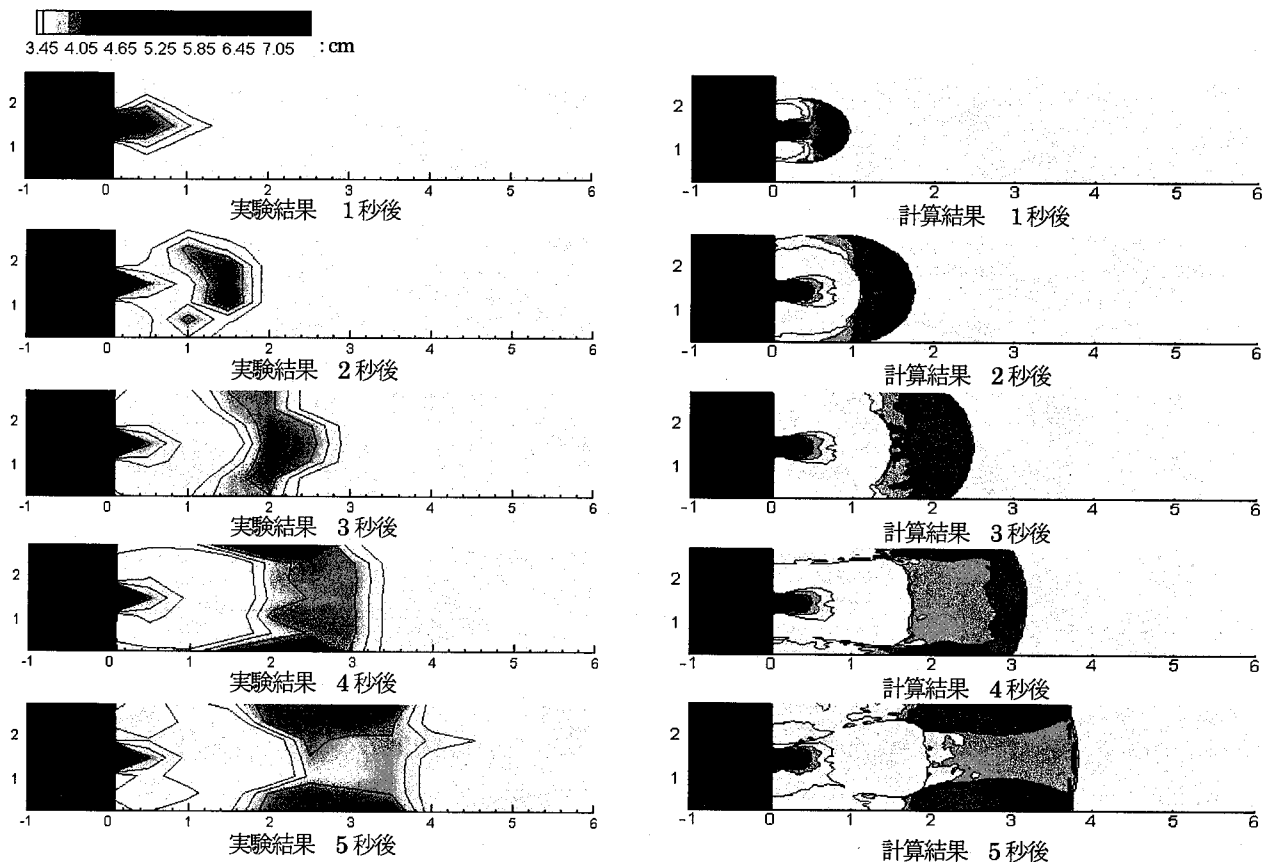


図-7 Case A における各時間の水面形状の比較

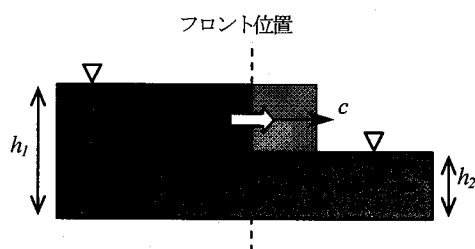
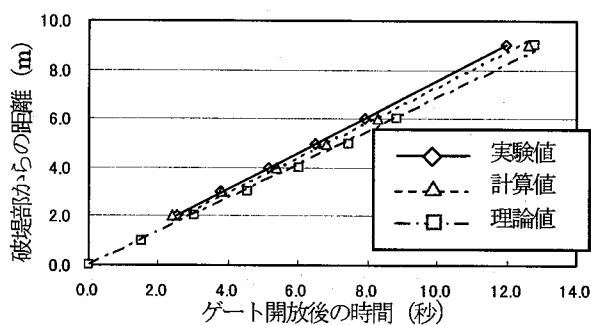


図-8 段波断面の一次元的取り扱い

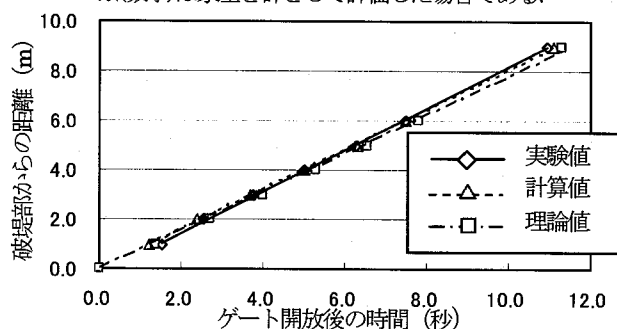
表-3 各 Case におけるフロント平均速度

	フロント平均速度 (m/s)		
	実験値	計算値	理論値
Case A	0.74	0.73	0.70
Case B	0.84	0.81	0.80
Case C-1	0.67	0.70 (0.72)	-
Case C-2	0.66	0.73 (0.74)	-
Case C-3	0.71	0.69 (0.73)	-

※(数字)は家屋を群として評価した場合である。



(a) Case A



(b) Case B

図-9 フロント到達位置の比較

形、跳水や水路壁からの反射等の各時間における実験値の水面形を概ね再現できている。

次にフロントの速度について検討する。実験水路は水路断面が一様な矩形断面であるので、一次元的な取り扱いを検討する。各横断面について、図-8のような段波を考えると、段波の波速 c は次式で与え

られる。

$$c = v_2 + \sqrt{\frac{g(h_2 + h_1)h_1}{2h_2}} \quad (6)$$

また、図-8 における斜線部を考えると、次の連続式 (7) が成立する。

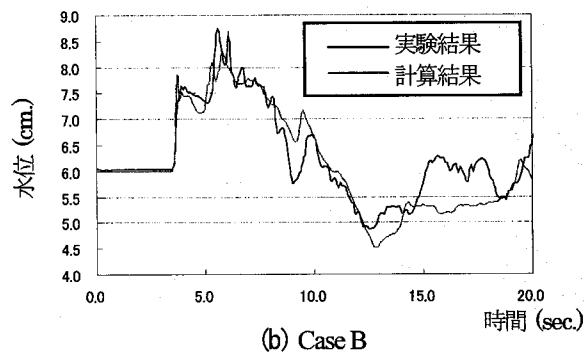
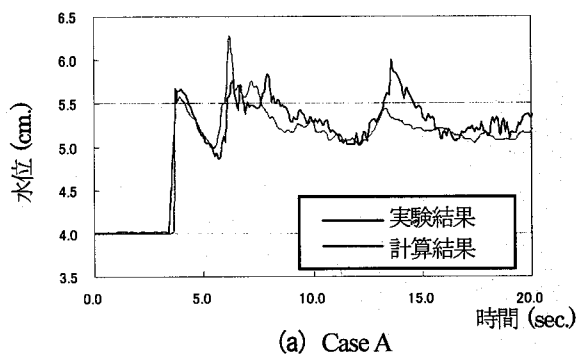
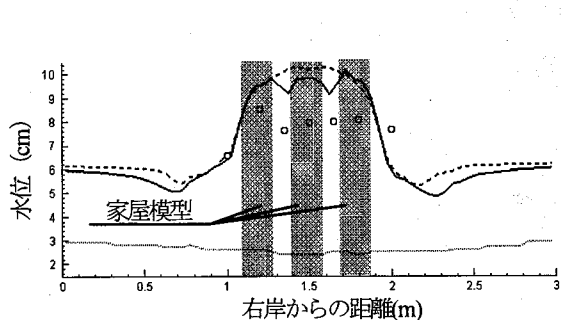
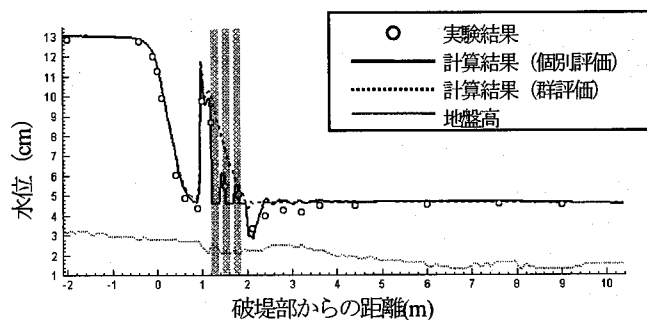


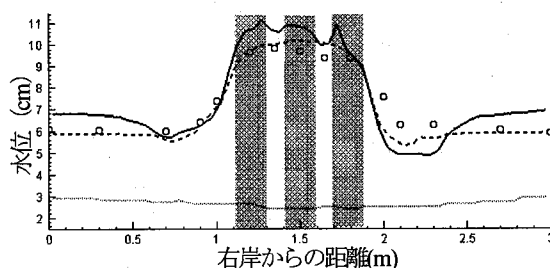
図-10 固定点($x=3.0\text{m}$, $y=1.5\text{m}$)における水位の時間変化の比較(家屋群を配置しない場合)



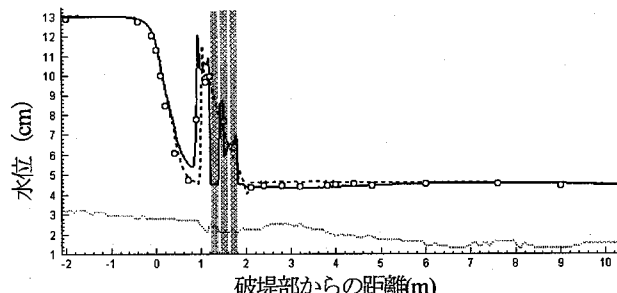
(a) Case 3-1 家屋前面 ($x=1.2\text{m}$) の横断水位



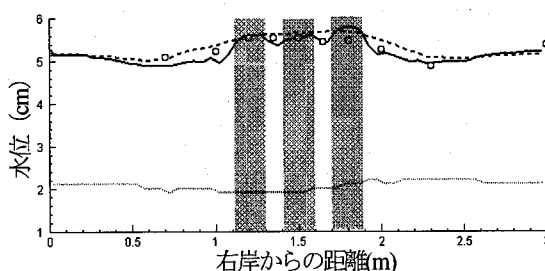
(b) Case 3-1 水路中央縦断水位



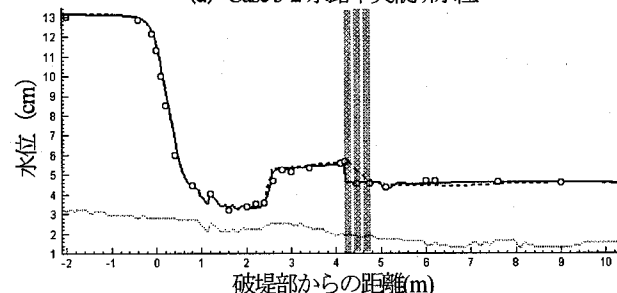
(c) Case 3-2 家屋前面 ($x=1.2\text{m}$) の横断水位



(d) Case 3-2 水路中央縦断水位



(e) Case 3-3 家屋前面 ($x=4.2\text{m}$) の横断水位



(f) Case 3-3 水路中央縦断水位

図-11 Case 3 における横断及び縦断水面形の比較

$$c = \frac{q}{h_1 - h_0} \quad (7)$$

単位幅流量 q は式(5)より求める。なお、貯水槽部の水位は図-6に示したようにゲート解放後に変化するが、ここでは段波フロント速度を計算するため、貯水槽部のゲート解放前の水位を用いている。これらを連立させて求められる波速をここでは理論値と呼ぶ。

図-9に Case A, B におけるフロント到達位置、表

-3に各 Case のフロント平均速度の実験値、理論値、計算値を示す。一次元的な簡易な方法で求めた理論値は、実験結果に見られる氾濫部の初期水深による段波の伝達速度の違いを説明できているが、破堤部直下の二次元性の強い流れを考慮していないため、実験値よりも伝達速度がやや小さい。この差異は二次元解析を行うことによってほぼ改善され、計算結果と実験結果はほぼ一致している。このことから、本解析モデルは家屋等の障害物が無い場合における、破堤氾濫流の挙動を高精度で計算できることが知ら

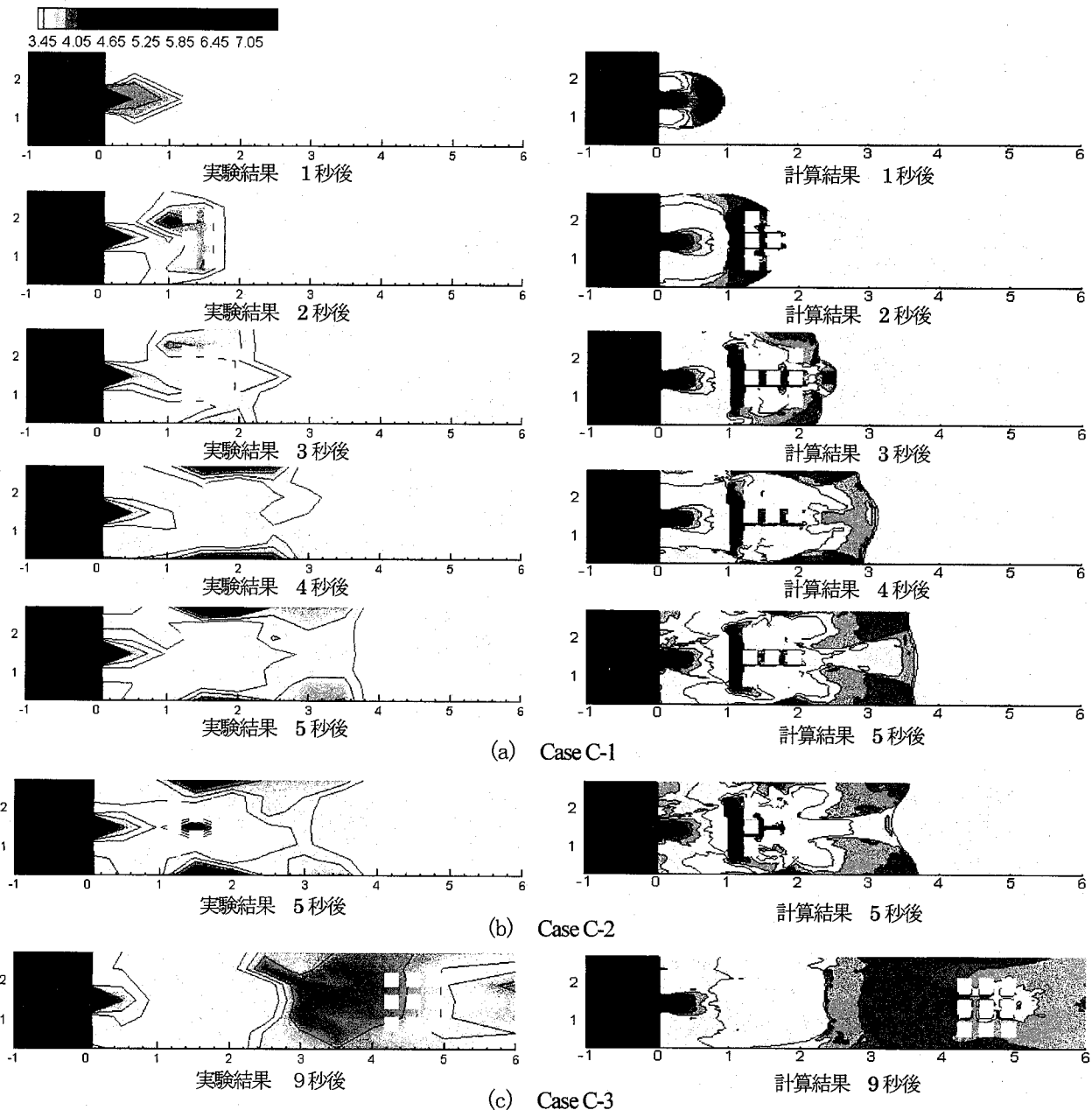


図-12 Case Cにおける各時間の水面形状の比較

れる。

図-10 に固定点における水位の時間変化の実験値と計算値の比較を示す。Case B では Case A に比べて、水位は時間的に大きく変動する。段波通過直後の変動は、初期水深が大きいことによって、クノイド波¹⁰⁾の影響が強くなったためであり、横断方向に概ね一様に変動する。計算結果は、主として高い周波数成分において実験結果との差異があるが、このような初期水深による段波通過時の水位変動特性をよく説明しており、全体的な水面変動はほぼ一致している。なお、Case B の実験では破堤後 20 秒以降において、破堤部境界に生ずる平面渦の影響による変動が顕著に現れるようになるが、本研究では破堤による非定常流を対象としており、ここでは検討しない。

5. 家屋を配置する場合の実験結果と解析結果

5.1 定常実験とその解析

図-11 に Case 3-1, 3-2, 3-3 における家屋群前面 ($x=1.2\text{m}$ (Case 3-1, 3-2), 4.2m (Case 3-3)) における横断水面形と水路中央断面における縦断水面形をそれぞれ示す。計算結果は、個別の家屋を流体占有率で評価した場合 (個別評価) を実線で示している。市街地の氾濫解析では、個別の家屋群を評価するための計算データの整備に多大の労力を要する。もし、個別の家屋を扱わず、群として扱うことが出来れば、その労力は大幅に低減する。そこで、家屋を群として評価し、群内に一定の流体占有率 (整列配置: 0.431, 千鳥配置: 0.494) を与えた場合 (群評価) の結果を破線で示している。群評価において、基礎方程式に

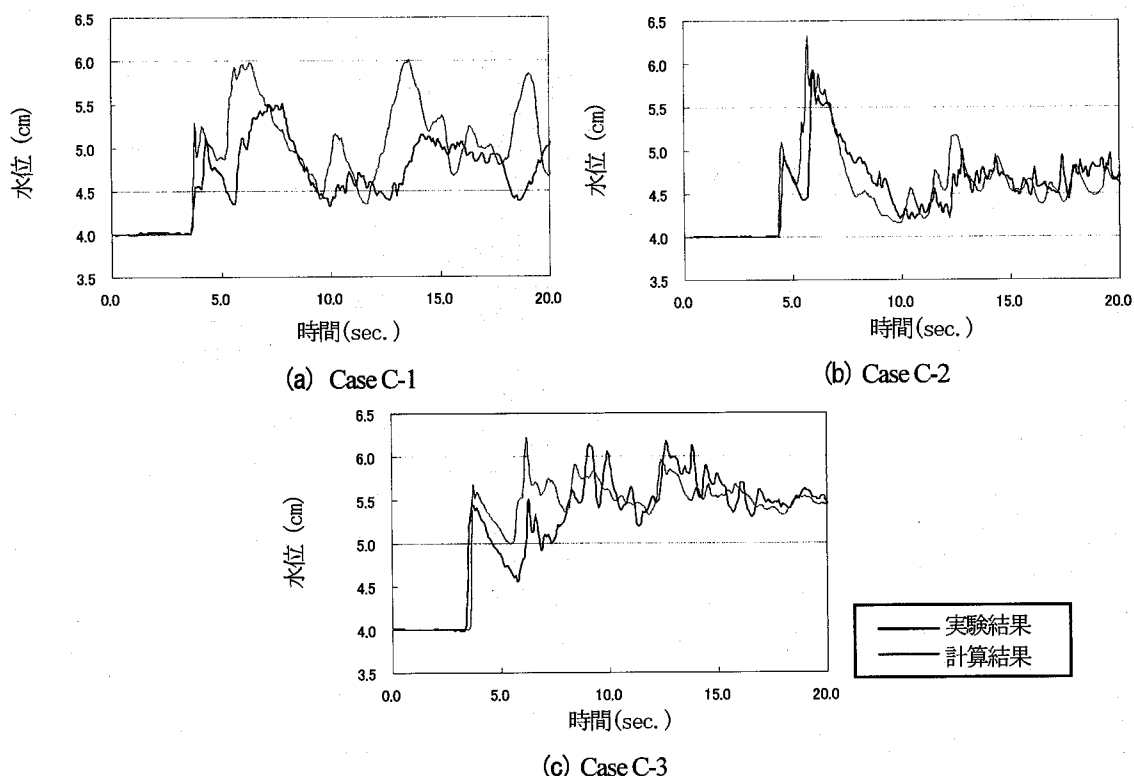


図-13 固定点($x=3.0\text{m}$, $y=1.5\text{m}$)における水位の時間変化の比較(家屋群を配置する場合)

付加する抵抗項は家屋の抗力係数 C_D を用いて表現する。 C_D は家屋配置や水理条件によって様々な値となることが知られている^{3),4)}が、ここでは末次らの抗力係数値 ($C_D=3.83$) を用いることにした。

Case 3-1, 3-2 では、破堤部直下の射流域に家屋が配置される場合であり、家屋群前面で跳水が生じるなど、家屋群周辺で水位が激しく変化する複雑な流れとなる。これに対して、Case 3-3 では、常流部に設置されるため、家屋群前面で水位がやや上昇する滑らかな水面形となる。

個別評価では、常流部に家屋群が設置される Case 3-3 では家屋群前面の水位は実験結果とほぼ一致している。射流部に家屋群が設置される Case 3-1, 3-2 において、実験結果に比べて家屋群前面の水深がやや大きい。この差異は、家屋群の抵抗が大きく、やや前面の堰上げ区間が長い Case 3-2 で逆に小さくなっている。この理由には、射流の高速流が壁面に衝突した際に生じる短い跳水現象においては、静水圧からの偏差成分による圧力上昇が無視できず、静水圧分布を仮定した二次元解析ではこれを考慮できない分、水位上昇量が大きく計算されることが考えられる。しかしこの点を除いて、本解析モデルによる解析結果は家屋群周辺の複雑な水面形や家屋群による跳水発生位置等において、実験結果と概ね一致しており、建物等の障害物を含む常射流混在場の解析に適用可能と言える。

一方、群評価の計算結果は、実験結果や個別評価の計算結果と比べると、Case 3-2 において跳水発生位置がやや下流にずれている。これは千鳥配置の場

合において与えた抗力係数 C_D ($C_D=3.83$) が小さいためであり、条件によって適切な値が異なる抗力係数を用いた家屋の抵抗評価法の問題が改めて確認される。しかし、Case 3-2 における群評価と個別評価の計算結果の差は僅かであり、整列配置の Case 3-1, 3-3 では両者の差はほとんどない。このため、家屋周辺の局所的な流れを知る必要がなく、家屋群の影響を大域的に検討する場合には、個別の家屋を評価せずに家屋群を群として評価できると考えられる。

5.2 非常実験とその解析

図-12 に Case C の各時間における水面形状の比較を示す。非常実験において家屋群周辺で詳細に水位を計測していないため、局所的な水面形についての比較は出来ないが、いずれの条件、時間においてもフロント位置や家屋群や側壁の反射によって形成される水面形状の特徴について、計算結果は概ね実験結果と一致している。表-3 に家屋群が配置される場合のフロントの平均速度の比較を示す。計算結果によるフロントの平均速度は、実験結果と概ね一致していることが確認できる。また、フロントの平均速度については、家屋を群として評価した計算においても大きな変化は見られない。この理由の一つには、水路全体としての家屋密度が小さいことが挙げられ、家屋群が氾濫流の伝達速度に与える影響についてはさらなる検討が必要である。

図-13 に固定点 ($x=3.0\text{m}$, $y=1.5\text{m}$) における水位の時間変化の実験値と計算値の比較を示す。計算結果の実験結果の再現性は、千鳥配置である Case C-2

では良いが、整列配置の Case C-1 では再現性が良いとは言えない。これは、氾濫水のフロントが Case C-2 では遮られるのに対し、Case C-1 では家屋の隙間を通過できるためと考えられる。即ち、計算においては家屋群の隙間を通過する段波を適切に計算できていない可能性が高く、これを表現するにはさらに細かい計算格子が要求されると考えられる。Case C-3 の波形は、Case A の波形に家屋群前面の反射が加わったものであり、Case A と比べると、複雑なものとなっている。計算結果は実験結果を良好に再現しているとは言えないが、全体的な波形については捉えている。

5. 結論

本研究では大型水理実験水路を用いた破堤氾濫流に関する基礎的な実験を行い、非定常流を二次元的に捉える事ができる精度の高い水位時系列データを得た。そして、著者ら^{8),9)}が提案した二次元浅水流モデルによる計算結果と実験結果を比較し、計算結果の妥当性について詳しく検討した。以下に本研究で得られた主要な結論を述べる。

- 1) 破堤氾濫流の計算の境界条件となる、本実験における上流水槽の水位とそれによる破堤流量の評価法を検討し、高精度で境界条件を与えることができる方法を示した。
- 2) 実験結果より、初期水深によって段波の伝達速度や段波通過後の水位の変動特性が大きく異なることを示し、本解析法によりこれらが良好に再現されることを示した。
- 3) 個別の家屋を評価せず、家屋を群として取り扱う方法は、家屋の抵抗評価法に課題はあるものの、家屋周辺の局所的な流れを知る必要がなく、家屋群の影響を大局的に検討する場合には、適用可能であることを示した。
- 4) 破堤部に家屋が配置される条件において、実験結果と計算結果を比較し、計算結果は常射流混在場に建物などの障害物が存在する場合においても、時空間的に信頼できることを示した。

参考文献

- 1) 井上和也：洪水氾濫解析，河川，No.536，pp.60-68，1991.
- 2) 末次忠司，栗城稔：改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究，土木学会論文集 No.593/II-43，pp.41-50，1998.
- 3) 栗城稔，末次忠司，海野仁，田中義人，小林裕明：氾濫シミュレーション・マニュアル（案）—シミュレーションの手引き及び新モデルの検証—，土木研究所資料，第 3400 号，1996.
- 4) 福岡捷二，川島幹雄，横山洋，水口雅教：密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究，土木学会論文集 No.600/II-44，pp.23-36，1998.
- 5) 川口広司，末次忠司，福留康智：2004 年 7 月新潟県刈谷田川洪水・破堤氾濫流に関する研究，水工学論文集，第 49 巻，pp.577-562，2005.
- 6) 重枝未玲，秋山壽一郎，浦勝，小林俊彦：洪水氾濫流と構造物に働く流体力の数値シミュレーション，水工学論文集，第 46 巻，pp.833-838，2002.
- 7) 福留康智，末次忠司，菊森佳幹，川口広司：平成 16 年 7 月新潟・刈谷田川破堤氾濫流の再現実験と活動実態調査に関する研究，河川技術論文集，第 12 巻，pp.7-12，2006.
- 8) 内田龍彦，河原能久：二次元浅水流の保存型 CIP 陽解法の開発とその検証，応用力学論文集，Vol.9，pp.917-924，2006.
- 9) 内田龍彦，河原能久，木梨行宏，伊藤康：デカルト座標系を用いた市街地氾濫流シミュレータの構築と竹原市の高潮氾濫への適用，水工学論文集，第 51 巻，pp.517-522，2007.
- 10) 本間仁，安芸の一編：物部水理学，岩波書店，pp.305-315，1962.
- 11) T. Nakamura, R. Tanaka, T. Yabe, and K. Takizawa: Exactly Conservative Semi-Lagrangian Scheme for Multi-dimensional Hyperbolic Equations with Directional Splitting Technique, *Journal of Computational Physics* 174, 171- 207, 2001.

(2007 年 4 月 13 日 受付)