

破堤時の河道の洪水流と市街地における氾濫流の統合解析

Integrated Analysis of Flood Flow in River and Inundation Flow in Urban Area during Levee Breach

吉田晋*・椿涼太**・河原能久***・土谷直広****

Susumu Yoshida, Ryota Tsubaki, Yoshihisa Kawahara and Naohiro Tsuchiya

*正会員 修(工) 西日本旅客鉄道(株) (〒530-8341 大阪市北区芝田 2-4-24)

**正会員 博(工) 広島大学大学院助教 工学研究科社会基盤環境工学専攻(〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1)

***フェロー会員 工博 広島大学大学院教授 工学研究科社会基盤環境工学専攻(同上)

****学生会員 広島大学大学院 国際協力研究科(〒739-8529 東広島市鏡山 1-5-1)

In case of levee breach disaster at urbanized area, a rapid inundation flow runs through the populated area and causes serious damages to our society. The levee breach flow involves quite complex phenomena, relating to fluid dynamics, sediment transport, structural engineering and soil mechanics. Thus, the process of levee breach is complicated and it is difficult to predict where and when the levee breach will occur. In this study, experimental investigation is conducted to understand the characteristics of the levee breach flow. A meandering channel with a levee breach section is constructed, and flow characteristics are measured experimentally. The numerical flow model, developed by the authors, is validated against the experimental results and reasonable agreement is obtained. Finally, the characteristics of the channel flow and inundation flow in the urban area are discussed based on the experimental and the numerical results.

Key Words: levee breach, flood flow, inundation flow, inundation flow rate, integrated analysis, shallow water flow model

1. 序論

近年、地球温暖化の影響により平均気温の上昇や気候変動が発生し、記録的な集中豪雨が世界各地で観測されている。日本各地においても突発的な集中豪雨や台風によって洪水が発生し、河川に隣接した道路での土砂洗掘災害や市街地への氾濫被害が多発している。日本の河川は流量のコントロールが非常に難しく、氾濫災害が特に発生しやすいことから多目的ダムの建設などの河川整備によるハード対策や、氾濫シミュレーションを通じた氾濫ハザードマップの作成あるいは避難情報の呼び掛けなどのソフト対策を講じてきた。我々は将来にかけて、このような洪水・氾濫被害を最小限に抑えるべく、河道と堤内地の危機管理対策を十分事前に計画し、講じる必要がある。そういった危機管理対策を講じる上で信頼性の高い氾濫解析モデルが必要とされる。

現状の氾濫解析において、計算対象領域が広範囲であり三次元解析を行う事は計算負荷が非常に大き

くなることから実用的とは言えず、平面二次元での数値解析を行うことが一般的である。また、氾濫解析に必要な詳細な標高分布などの地理空間情報は、主にラスター形式で整備されており、データ整備環境に適合した直交格子に基づく氾濫解析モデルの利用により、格子生成の負荷が軽減され、またデータ変換による誤差を少なくすることができる。

現況の外水氾濫解析では、河道と市街地の氾濫水のやりとりは、まず個別に一次元もしくは二次元解析で評価した後、河道と氾濫域間での水交換を越流公式で評価する方法が一般的である。しかし、この手法では一次元的な接続しかなされず、河道と市街地の氾濫水のやりとりを適正に評価できないと考えられる。こういった背景から河道の洪水流と市街地の氾濫流を一体として解析し、氾濫水のやりとりを適正に評価できる氾濫解析モデルが求められている。

氾濫水のやりとり(氾濫流量の評価)について、重枝ら¹⁾²⁾は概略的に算出できる修正した本間公式を用いず、非構造格子により河道・堤内地の流れの包括解析を行い、解析結果と実験による越流氾濫流

量を比較し、数値解析モデルの適用性を検証している。福岡ら^{3),4)}は常願寺川において現地実験を実施し、洪水流の水面形の時間変化に着目し、水面形の時間変化と最終決壊幅を用い二次元非定常解析を行い、氾濫流量ハイドログラフを評価する手法を提案している。最近では秋山ら^{5),6)}が定常的な破堤氾濫流の横越流特性や堤外樹林帯による氾濫流量の低減効果を実験的に評価し、同時に包括解析による検討も行っている。

建物に作用する流体力の評価では、福岡ら⁷⁾は密集市街地氾濫流に関する模型実験を行い、建物に作用する流体力を直接計測し、静水圧分布を近似して流体力を評価する方法（以降、静水圧モデルと呼ぶ）を提案している。河原ら⁸⁾は破堤氾濫流を想定し、非定常流中における流体力の直接計測を行って実験データを得ており、静水圧モデルの適用性の確認を行っている。

これまでの研究成果として、破堤氾濫流を対象とする流れは重要であると認識されつつも、破堤氾濫現象の理解や氾濫流量の推定手法などについて未だ課題が多く残されている。また突発的な破堤時の洪水流の流況や市街地への氾濫流を詳細な非定常流を計測した水理実験や破堤時の洪水流と氾濫流を一体として解く氾濫解析モデルの開発や検証は限定的で（例えば^{1),9)}、氾濫流量の精度など十分な検証が行われていない。

本研究では以上の背景を踏まえ、破堤氾濫流量の直接計測や河道・市街地での詳細な水位、建物に作用する流体力の計測など、信頼性の高い氾濫解析モデルの検証用データの取得を目的とし、河川中下流域（セグメント 2-1 程度）を対象とした河道と洪水流の実験を行うこととした。また同時に破堤時の河道の洪水流と市街地での氾濫流を統合的に解析を行うことのできる数値モデルの開発および検討を行った。

2. 数値解析手法

本研究では、保存型 CIP 法を応用した内田ら^{10),11)}の二次元浅水流モデルを用いる。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浅水流方程式である。これはデカルト座標系で任意の境界形状を評価するために不透過の境界領域を考慮してコントロールボリューム内で平均化された連続式と運動量方程式である。すなわち、

$$\frac{\partial \lambda h}{\partial t} + \frac{\partial u_j \cdot \lambda h}{\partial x_j} = 0, \quad (1)$$

$$\frac{1}{\lambda h} \left(\frac{\partial \lambda u_i h}{\partial t} + \frac{\partial u_j \cdot \lambda u_i h}{\partial x_j} \right) = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x_i} - \frac{\tau_{0i}}{\rho h} + \frac{1}{\rho \lambda h} \cdot \frac{\partial \lambda \tau_{ij} h}{\partial x_j} \quad (2)$$

ここに、添え字 i, j は総和規約に従い、1, 2 はそれぞれ x, y 方向を表す。また、 h は水深、 u_i は i 方向流速、 $\zeta = z + h$ (z : 鉛直方向) であり、 λ は計算格子の流体占有率(空隙率)である。 τ_{0i} は底面せん断応力の i 方向成分であり、マンニングの粗度係数 n を用いて与える(式(3))。

$$\tau_{0i} = g u_i \sqrt{u_j u_j} \frac{n^2}{h^{1/3}} \quad (3)$$

τ_{ij} は分子粘性とサブグリッドスケールの流体混合による水平応力テンソルの水深平均値であり、コントロールボリューム内の流体部に作用する応力として次式のように算定している。

$$\tau_{ij} = 2\nu \delta_{ij} - \frac{2}{3} \delta_{ij} k \quad (4)$$

ここで ν は動粘性係数 ν_m と渦動粘性係数 ν_t の和、 k は乱れの運動エネルギーである。水深平均渦動粘性係数は $\nu_t = \alpha u_* h$ とし ($\alpha = 0.30$)、 u_* : 底面摩擦速度である。水深平均乱れ強度 k は $k = 2.07 u_*^2$ と評価した。 S_{ij} は水平方向のひずみ速度テンソルであり、式(5)で定義される。

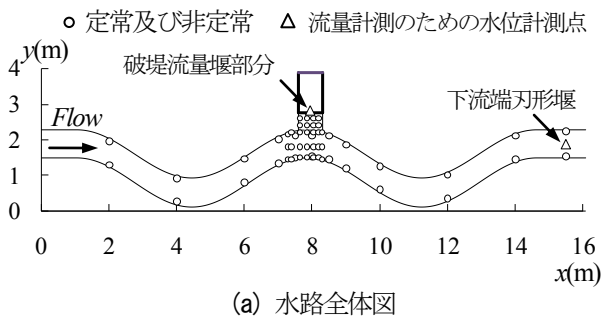
$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (5)$$

3. 破堤氾濫流量の推定

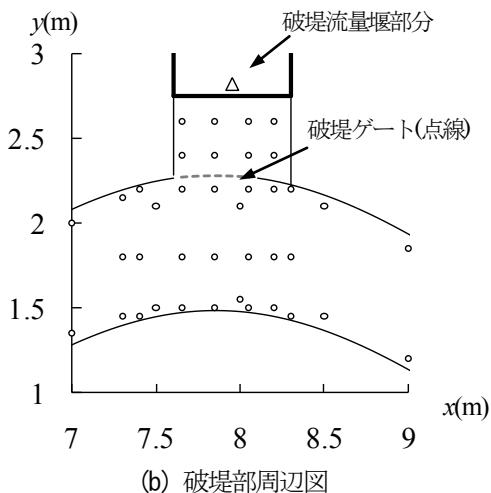
本章では氾濫解析モデルの検証用の流量データを得ることを目的とした水理実験を行う。そのために、大型水理模型実験水路を用い、堰を用いて破堤氾濫流量を直接計測することで精度の高いデータを取得し、同時に、実験で取得した水位データに基づいた氾濫流の数値解析手法を開発・検討し、算定された流量の精度検証を行う。

3.1 実験概要

図-1 に実験水路の概要及び水位計測箇所を示す。水路長は 16.2m、水路幅 0.8m とし、中流河川の平面形状を想定し、蛇行度 1.10 のサインジェネレーテッドカーブで形成された蛇行水路を用いた。但し、 $x < 1.0\text{m}$ および $x > 14.7\text{m}$ は直線水路としている。堤防は塩化ビニル板で作製し、鉛直に立てて固定

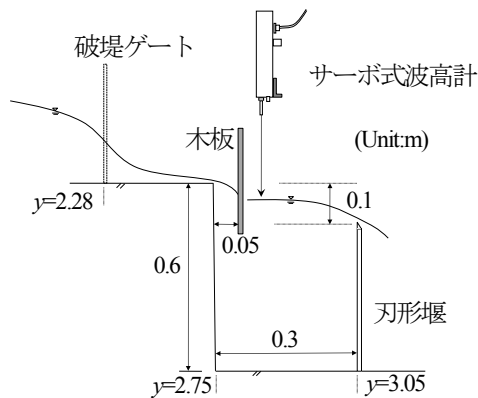


(a) 水路全体図

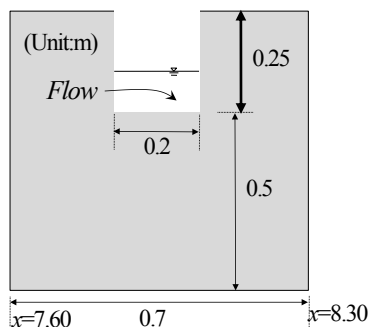


(b) 破堤部周辺図

図-1 氾濫流量実験水路の概要及び水位計測箇所



(a) 破堤流量堰の断面



(b) 破堤流量堰の形状

図-2 破堤流量堰の構造¹²⁾

した．流下方向に x 軸，横断方向に y 軸，鉛直方向に z 軸を設定している．水路床は平坦で滑らかであり，その勾配は $1/703$ である．流量は $x=0\text{m}$ より上流にある水槽から常時流量 $Q_{in}=15.0\text{L/s}$ を流入させている．破堤前の川幅水深比は約 $10/1$ ，フルード数は約 0.3 である．水路左岸の $7.65\text{m}<x<8.05\text{m}$ の区間に破堤幅 0.4m の破堤ゲートを設けて，ゲートを手動で瞬時に開放することにより，破堤氾濫流を想定した実験を行う．破堤幅 0.4m については一般的に川幅オーダーとなるが，具体的な比については堤防や河道状況に依存して一般性に乏しい．大まかに上流域では川幅程度，中下流域では経験式（川幅約 80m 以上で川幅より狭い破堤幅）で見積もられることを考慮して川幅 0.8m の半幅と設定した．破堤地点についても一般性は乏しく，ここでは蛇行部外岸側での洗掘に起因する破堤を想定し，蛇行部の曲率最大位置を破堤部と設定した．堤内地側では堤防を設けて破堤流量堰へ流れを導いている．破堤流れが河道での流れの影響で下流側（図-1b の右側）へ偏向することを考慮して，氾濫域の下流側の堤防はやや下流側へシフトさせている．

ゲート開放前後の定常状態において，図-1 に示す○印，△印の全箇所ポイントゲージを用いた水位計測を行った．またゲート開放前後でサーボ式波高計（KENEK 社製）によりポイントゲージと同位置（図-1 の○印，△印）で水位の時系列計測を行った．破堤部近くの流況の把握のために，ゲート付近にもサーボ式波高計を設置した（図-1 (b) 参照）．計測時間は 70 秒，サンプリング間隔は 0.1 秒である．なお測点における水位計測は実験の信頼性を高めるために，同一条件下で 3 回行い，アンサンブル平均を求めた．

図-2 に破堤流量堰の構造を示す．破堤流量堰の形状として刃形四角堰を採用した（図-2 (b) 参照）．破堤ゲートを通過した氾濫流は堤内地側へと流下し，段落ち部を通過して破堤流量堰へと流入する．破堤氾濫流は射流状態で段落ち部まで流下し，その後木板に衝突し，刃形堰の上流部に流入する．

破堤流量堰および下流端堰において，非定常状態での流量を計測するため，水位流量曲線の作成を行う．作成した水位流量曲線を用いて，ゲート開放後の非定常水位をサーボ式波高計で連続的な計測を行い，破堤流量および下流端流出流量を算出する．計測時間は 150 秒，サンプリング間隔は 0.1 秒である．なお計測は実験の信頼性を高めるために，同一条件下で 5 回行い，アンサンブル平均を求めた．

また堰での流量を比較検証のために，PIV 法を用いて破堤ゲート断面を通過する流速ベクトルを取得し，流量を算出する．破堤部周辺の上から HDD 記録型ハイビジョンデジタルビデオカメラ（SONY 製 HDR-SR8）を用いて動画の撮影を行った．撮影は撮影領域の上流から市販の墨液をトレーサとして散布しゲート開放前後の非定常状

態で撮影を行う。撮影された約 20 秒程度の動画データを対象に Large-scale PIV 解析¹³⁾を行い、流速データを得た。得られた流速データとサーボ式波高計による水位データにより、流量データ (PIV 流量) を取得した。

3.2 水面形の再現と流量の推定

解析における境界条件として水路上流端で一定流量 (実験値)、水路下流端で水位ハイドログラフ (実験値)、

堤内地の下流端には一定の水深 (1.5cm) を与えている。本実験は、破堤部で支配断面が形成される完全越流条件であり、堤内地の水深は氾濫流量に影響しないため、水深 1.5cm は安定計算を勘案して採用した。計算で用いるメッシュ間隔は $dx=dy=1\text{cm}$ 、時間刻みは $dt=0.001\text{sec}$ とする。解析に用いるマニングの粗度係数は破堤ゲートを閉鎖した定常状態での実測水位と計算値が概ね一致する $n=0.009$ を採用した。

図-3 に破堤部周辺の水位コンター図の比較を示す。図-3(a) ~ (d) まで実験結果を時系列的に確認すると、図-3(a) に示す破堤直後の $t=1\text{sec}$ では領域 A 付近の破堤ゲート下流の水衝部で局所的な水位上昇がみられるが、それ以外の部分では、破堤流出による水位低下がみられ、破堤部付近で複雑な水面形が形成されている。水衝部の水位上昇は、図-3(b) に示す $t=2\text{sec}$ では右岸側に広がるとともに、 $x=7.4\text{m}$ 付近では破堤流出による低水位領域がみられる。その後、 $t=3\text{sec}$ から $t=60\text{sec}$ にかけて (図-3(c) ~ (d)) 領域 A 付近の局所的な水位上昇を特徴とした水面形を維持しつつ全体的な水位が低下していることが確認できる。このような水面形変化の基本的な特徴は、図-3(e) ~ (h) に示す数値計算結果でも良好に再現されており、数値計算により、破堤部周辺の非定常的流れの特徴が適切に評価されているといえる。次に、数値計算結果に基づいて、破堤氾濫後の河道内の流況の変化をより詳しく考察する。破堤初期の $t=1\text{sec}$ (図-3(e)) では、破堤ゲート閉鎖時には約 10cm であった河道内水位が、破堤ゲートの開放により破堤ゲート付近の水位が低下しており、その影響が同心円状 (図-3(e) の破線で示す) に $x=7.0\text{m}$ から $x=8.5\text{m}$ の範囲に広がっている。一方、破堤ゲート下流にみられる衝突流に起因する図-3(e) の ⊕ で示す領域を中心とした水位上昇は、どちらかといえば局所的な影響にとどまっている。 $t=2\text{sec}$ (図-3(f)) では破堤部開口部の水位低下および破堤ゲート下流の水位上昇の影響が右岸に伝搬した構造となっており、 $x=7.5\text{m}$ 付近の断面での水位低下と、 $x=8.25\text{m}$ 付近での水位上昇がみられる。 $t=1\text{sec}$ (図-3(e)) と比較すると上流側での流速が大きくなっているとともに、下流側では流速が小さくなっていることが確認できる。 $t=3\text{sec}$ では (図-3(g))、水衝部 (破堤ゲート下流、図-3(g) の領域 B) の局所的な水位上昇が明白に確認でき、この領域では流速ベクトルが分岐し、流速が

小さいことが確認できる。また右岸 (内岸) 側 (図-3(g)、領域 C) では、徐々に流速が低下していることが確認できる。 $t=60\text{sec}$ (図-3(h)) では、右岸 (内岸) 側の低速領域 D が拡大しており、ほぼ死水域となっている一方で、その対岸川では高速流が発生していることがわかる。すなわち破堤の影響で、主流部が破堤側に湾曲した影響で、破堤ゲート下流の左岸部で高速流が発生しており、逆に右岸側はほぼ死水域となるほど流速が低下している。本実験は固定床実験であるが、このような流れ構造は、河床変動に大きな影響を及ぼす可能性があり、今後も検討したいと考えている。

次に、図-4 に、固定点における水位の時間変化を示す。全体的な傾向として、破堤直後に水位が一旦低下して、その後一定期間水位振動が発生し $t=20\text{sec}$ 以降ではこの振動が収まるとともに、もう一段の水位低下が認められる。これは、破堤による河道内の水位低下が負の段波として河道を遡上し、水路上流端で反射したものが破堤部へ戻ることで、破堤部付近の水路内の水位が低下するためである。実験値と計算値をくらべると計算値は水位振動の減衰がやや速いものの、振動周期や強度等も含め、実験結果の傾向を全般的によく再現しているといえる。水位振動の機構を考察すると、川幅 0.8m を代表長さ、破堤初期の河道内水深 0.08m を代表水深として静振の理論式

$$T = \frac{2L}{\sqrt{gh}} = 1.8 \text{ sec} \quad (6)$$

より算定される周期と、 $x=7.0\text{m}$ 及び 7.5m 右岸の結果にみられる水位変動周期 (約 1.8sec) はよく一致しており、河道横断方向に発生した静振による振動と考えられる。 $x=8.0\text{m}$ 右岸 (図-4(c)) では破堤初期 ($t=5\text{sec}$ まで) に高周波の波が見られるが、減衰は早い。これは $x=7.0\text{m}$ 及び 7.5m 右岸では河道の両岸に堤防があるため水位変動が反射するのに対し、 $x=8.0\text{m}$ では左岸が破堤部での自由流出により反射することができないため、振動のフィードバックがかからないためと考えられる。

図-5 に、破堤氾濫流量ハイドログラフの比較を示す。同図の、(破堤流量) 計算値および PIV 流量は破堤ゲート断面を通過する流量であり、堰での流量は、図-2 に示した破堤流量堰での越流流量である。まず、堰での流量については、破堤ゲート断面からの堰まで到達距離があること、および流量堰上流部での貯水時間による遅れによって、破堤初期での応答の遅れが存在するため、 $t=0\sim 5\text{sec}$ の流量は過小評価されていると考えられる。それ以降は、連続的な流量変化であり堰流量は破堤流量を適切に評価していると考えられる。計算値と堰での流量は破堤初期を除き、良く一致しており、数値計算は実験流況を適切に評価していると判断できる。計算値にくらべ

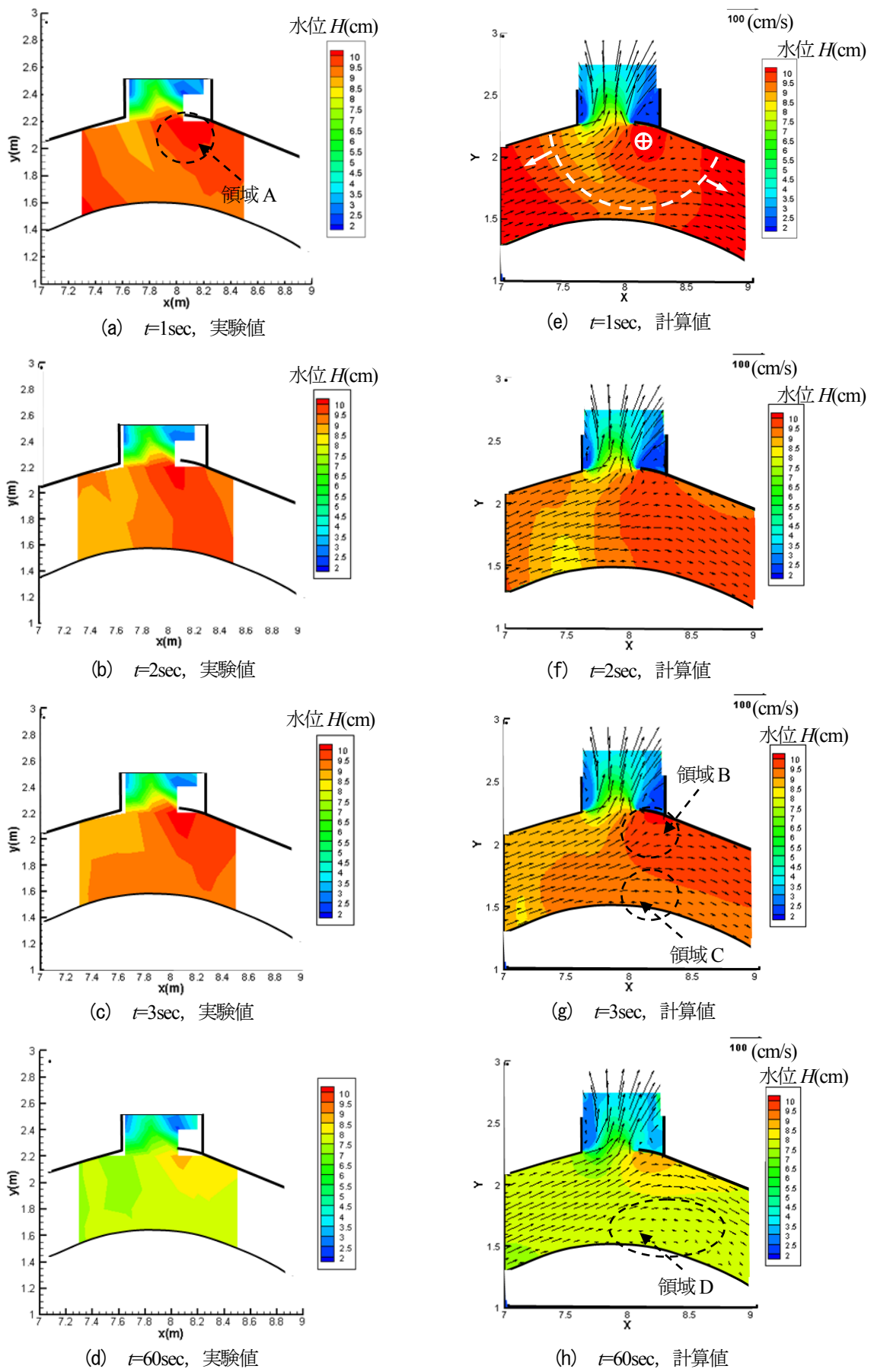
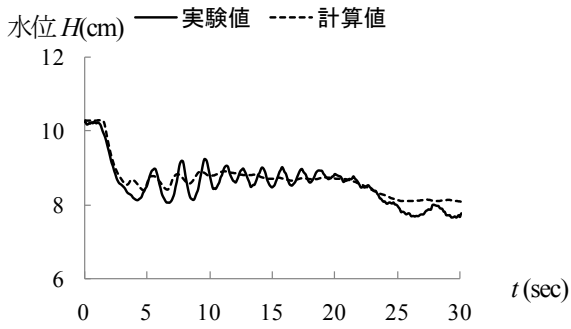
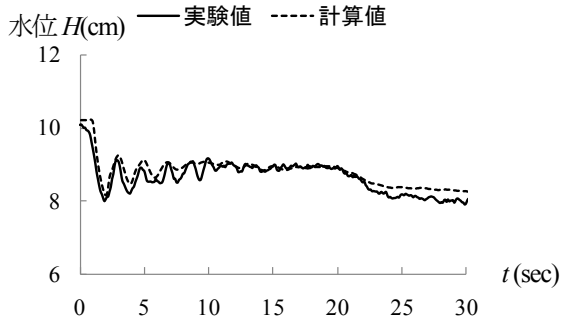


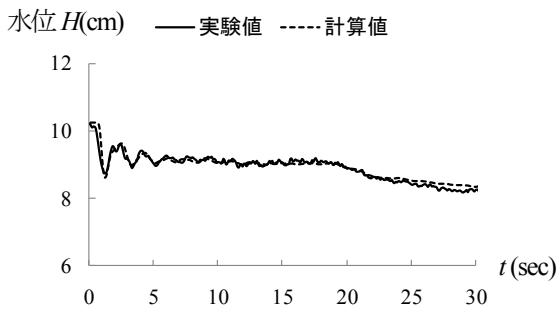
図-3 水位コンター図の比較



(a) $x=7.0\text{m}$ 右岸



(b) $x=7.5\text{m}$ 右岸



(c) $x=8.0\text{m}$ 右岸

図-4 固定点における水位の比較

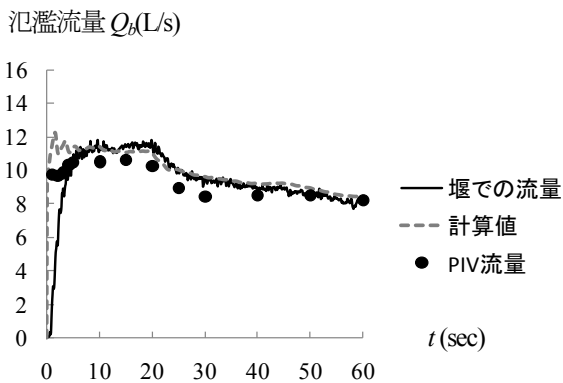
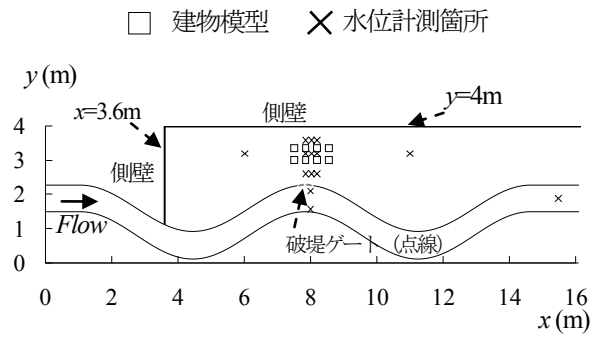
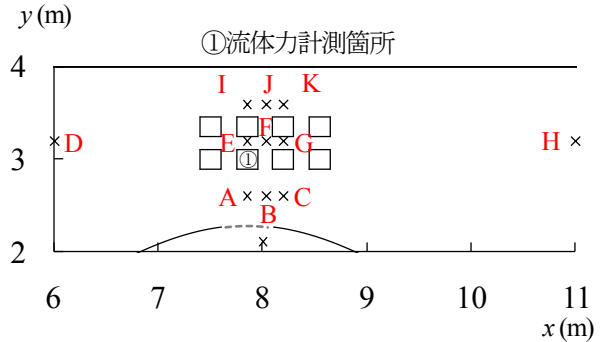


図-5 氾濫流量ハイドログラフの比較



(a) 水路の概要と水位計測箇所



(b) 市街地側水位計測点の定義と流体力計測箇所

図-6 河道・市街地氾濫実験の概要

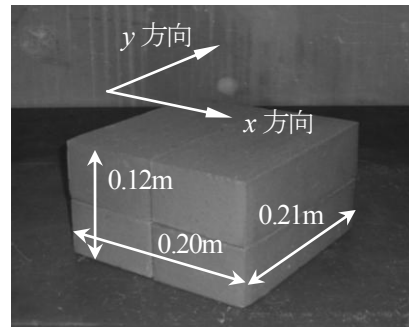


図-7 建物模型 (レンガ)

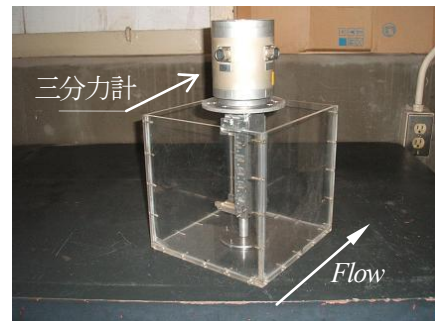


図-8 流体力計測装置

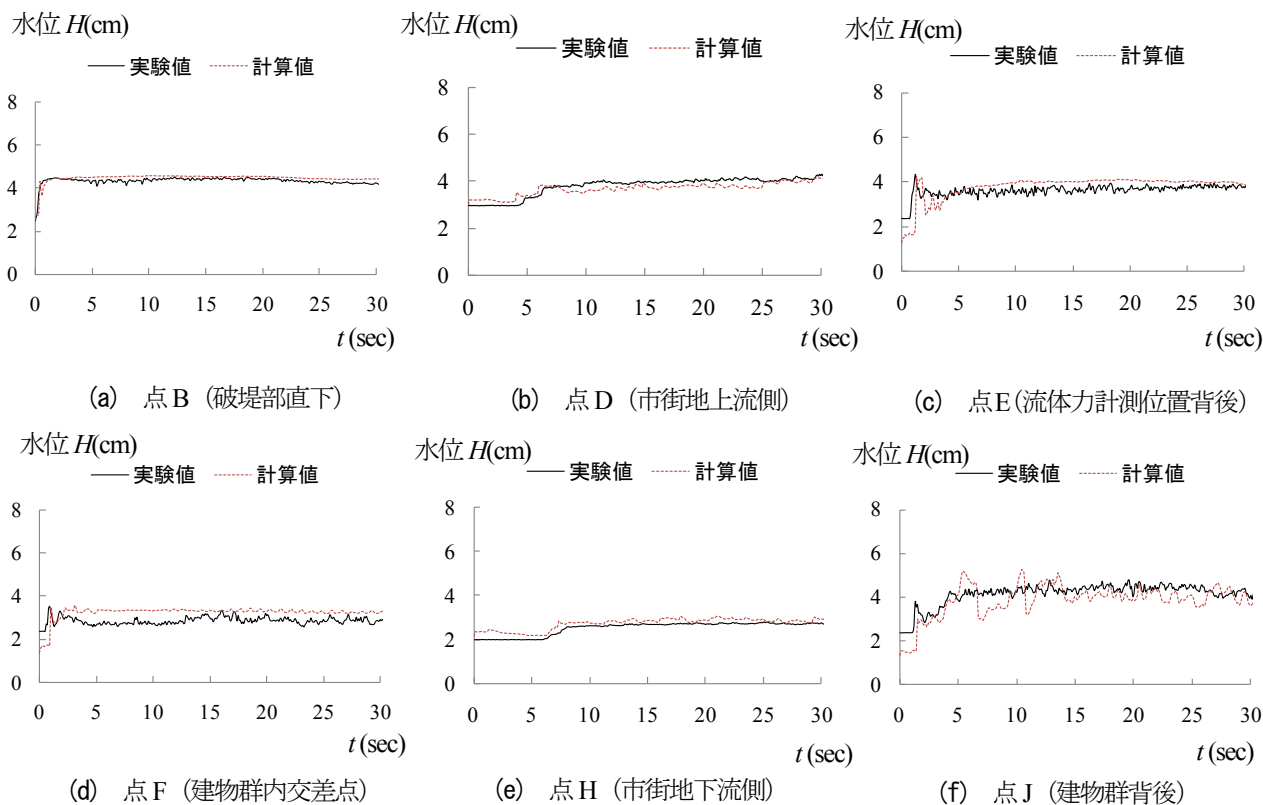


図-9 市街地側固定点における水位の比較

ると PIV 流量は $t=0\sim 50\text{sec}$ の範囲で 5%程度小さめの値となっている。これは、PIV 流量では表面流速分布と水深分布により流量を算定するが、表面流速から水深平均流速を算出するために更生係数を用いる。この更生係数は、定常状態 ($t=60\text{sec}$ 以降) での堰流量と一致する 0.82 と見積もり、この値を破堤プロセス全般に適用したが、特に流れの変化の大きな破堤初期において鉛直流速分布が変化していることも影響し、堰での流量や計算値との差異が生じたものと考えられる。

以上の結果から、本研究の数値計算手法により、破堤部を含む破堤部周辺の非定常時の水面形や破堤流量が概ね再現できていることが確認でき、また数値計算結果より破堤部周辺の非定常的な流れの変化が把握された。

4. 破堤時の河道の洪水流と市街地における 氾濫流の統合解析

4.1 実験概要

図-6 に河道・市街地氾濫実験の概要を示す。河道は第 3 章で用いた全長 16.2m、幅 0.8m の蛇行水路である。破堤流量堰の段落ち部は上部に木材コンクリ

ートパネルを設置し、市街地部分の水路床が平坦になるよう施工した。図に示すように市街地側の $x=3.6\text{m}$ と $y=4.0\text{m}$ の部分には側壁を設けている。流量は $x=0\text{m}$ より上流にある水槽から常時流量 $Q_m=15.0\text{L/s}$ を河道に流入させている。上流水槽の流量は電磁流量計によって計測および調整されている。水路左岸の $7.65\text{m}<x<8.05\text{m}$ の区間に破堤幅 0.4m の破堤ゲートを設けて、ゲートを手動で瞬時に開放することにより、市街地へ流入する破堤氾濫流を想定した実験を行う。実験では市街地を矩形の建物群でモデル化し、用いた建物模型は赤石レンガ四個を一体とし、大きさ 0.20m (x 方向) \times 0.21m (y 方向) \times 0.12m (高さ)、非水没になるようにしている(図-7 参照)。建物模型は破堤ゲートと建物群前面との直線距離が 0.62m の箇所に設置し、8 個の建物で構成されている。

図-6 に示す×印の箇所でサーボ式波高計を用いた水位の時系列計測を行っている。水位の計測時間は 120 秒、サンプリング間隔は 0.1 秒である。また市街地側の×印の箇所で破堤前の初期水位をポイントゲージで計測している。

本実験で製作した流体力計測装置を図-8 に示す。この方法の特長¹⁴⁾は、三分力計を水路床に固定するのではなく水路上方から吊るし、任意の箇所において模型に作用する流体力を計測できるようにした点にある。流体力の計測時間は 120 秒、サンプリング

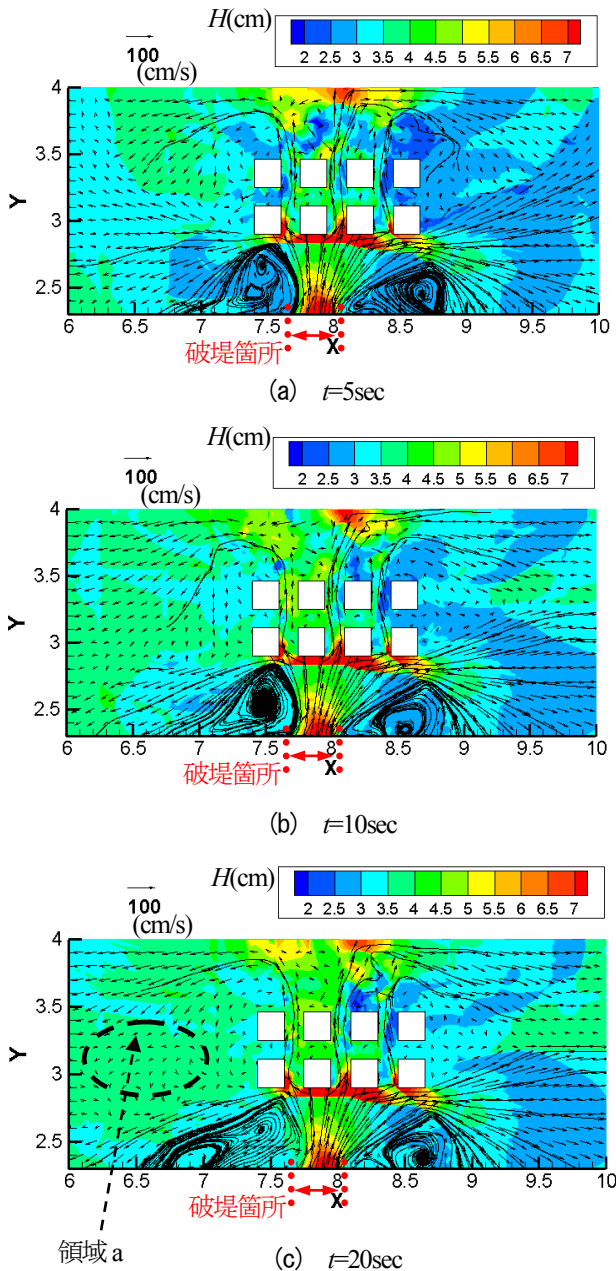
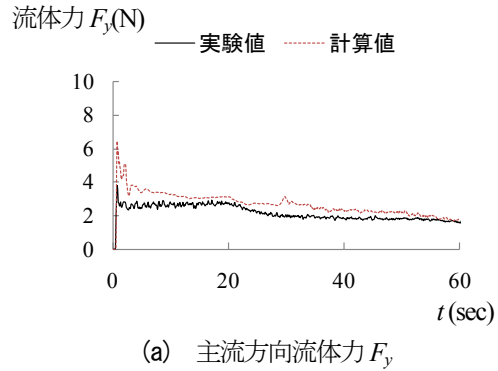


図-10 市街地における流況の変化（計算結果）

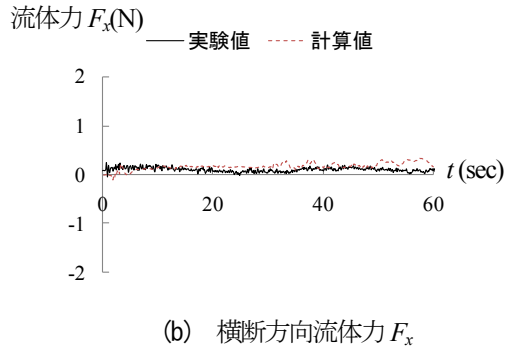
間隔は 0.1 秒である。

4.2 実験結果とその再現計算

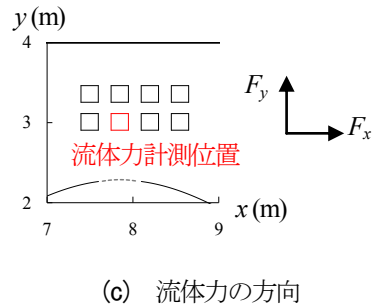
解析における境界条件は河道上流端に一定流量（実験値），河道下流端は水位ハイドログラフ（実験値）を与えた。破堤時の初期条件として，市街地側には一定の水深（0.3cm）を与えている。この水深は，実験時に市街地の完全な排水が困難であり，河床に水深が残った状態で実験を行ったことを勘案して決定した。計算で用いるメッシュ間隔は市街地の道路（10cm 幅）の流れを解像できる $dx=dy=1\text{cm}$ とし，時間刻みは $dt=0.001\text{sec}$ とする。格子幅については，より大きな幅での計算も試行したが，市街地の流れを数値的に適切に再現する上では，建物後背部の剥



(a) 主流方向流体力 F_y



(b) 横断方向流体力 F_x



(c) 流体力の方向

図-11 建物に作用する流体力の比較

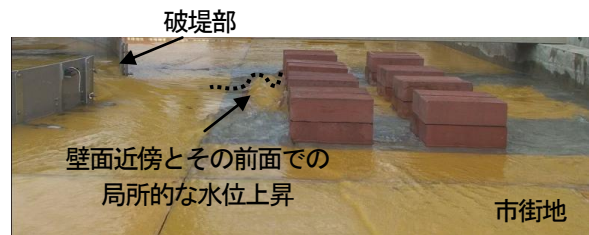


図-12 建物群前面で生じる局所的な水位変化 ($t=5\text{sec}$ 時の流況)

離域を適切に解像する必要があり，そのために比較的密な計算格子を用いる必要があった。解析に用いるマンギの粗度係数は破堤ゲートを閉鎖した定常状態での河道内実測水位と河道内計算値が概ね一致するように，試行錯誤により $n=0.009$ とし，市街地側にも同値を与えている。

図-9 に市街地側固定点における水位の比較を示す（水位計測点については図-6 (b) を参照されたい）。建物群前面での射流域（観察および計算値により確認）の水

位について(図-9(a)), 計算結果は良好に実測水位と一致している事が確認できる。同様に市街地上流側や下流側の点においても(図-9(b), (e)), 水位の挙動を概ね捉えているといえる。また建物群内部の点(図-9(c), (d))では特に, 点Fの交差点での水位の再現性が低い結果となった。これは建物群による流体の剥離がうまく再現できなかったためと考えられる。また建物群背後の点(図-9(f))について, 挙動は捉えられている点もあるが, 再現性が低い結果となった。この近辺の流れは $y=4\text{m}$ の側壁からの反射や建物背後での剥離による共振的変動が実際では三次元的な流れにより減衰されるものが二次元計算では変動が過大評価されたものと考えられる。以上の結果から, 全体を通して概ね水位の挙動を再現することは可能であるが, 特に建物交差点などの地点で再現性が低下することが確認された。

図-10 に市街地側における水位・流速ベクトル・流線を含めた流況の時間変化(計算結果)を示す。 $t=5\text{sec}$ では(図-10(a)), 氾濫流のフロントが拡がり, 市街地の上下流へ進行していることが確認できる。 $t=10\text{sec}$ では(図-10(b)), 建物群内やその背後の水位が上昇している事が確認できる。その後時間経過とともに(図-10(c), 領域 a), 上流側の水位が側壁の影響で上昇し, 上流側へ向かう流速ベクトルが減少していることが確認できた。

図-11 に流体力計測位置における流体力の比較を示す。建物に作用する流体力の計算値は静水圧モデル⁶⁾を用いて建物周りの静水圧を線積分して算出した。同図より, 概ね静水圧モデルを用いて概ね主流方向や横断方向の流体力の挙動を捉える事が出来ることを確認した。しかし, 主流方向流体力が流れの衝突時を含め, 全体的にやや過大評価となった。これは破堤部から氾濫原へ流入・拡散する射流が建物群前面に衝突することで生じる三次元的な巻き込みを伴う跳水とその散逸過程(図-12 参照, 破堤中継続する現象)を, 二次元モデルでは適切に再現できないことが建物周りの圧力分布評価の誤差となり, 結果として流体力の差異(流体力の過大評価)につながったと考えられる。

5. 結論

本研究では, 破堤氾濫流量の直接計測により流量データと河道内の詳細な水位データを取得した。同時に非定常時の水面形, 流量の精度検証を行った。また河道・市街地氾濫実験を実施し, 氾濫流の統合解析を行った。以下に本研究の結論を述べる。

(1) 氾濫解析モデルの検証を行うための破堤氾濫流の流量ハイドログラフおよび河道内の水位データを取得し, 本研究の数値解析手法により非定常時の水面形や流量を良好に再現できることを確認した。

(2) 河道・市街地氾濫実験を実施し, 河道内や市街地周辺の水位・流体力データを取得した。同時に破堤時の洪水流と氾濫流の統合解析を行い, 本解析モデルが水位や流体力の基本的挙動を良好に捉える事を示した。一方で, 氾濫域での局所的な流れや振動などの非定常性については実験値と計算値で相違がみられた。

以上の結果から, 市街地での氾濫流評価を行う上では, 少なくとも本研究レベルでの解像度・精度の数値モデルを用いる場合, 計算値で評価できる水深や流速の信頼範囲に注意が必要である。市街地での氾濫流によるリスク評価を行う上で, 局所的な流れ状況だけでなく, 家屋群への高速流の衝突による家屋群全面での水位上昇域の形成といった, 氾濫流の基本的構造に着目してリスク分析を組み合わせて行うことがリスク評価の信頼性確保に必要な有効と示唆される。

- 1) 重枝未玲, 秋山壽一郎: ダイナミック氾濫解析モデルによる河川からの溢水・越水流量の予測, 河川技術論文集, 第11巻, pp.169-174, 2005.
- 2) 秋山壽一郎, 重枝未玲: 河道・氾濫域包括解析による氾濫流量の評価と市街地破堤氾濫解析, 土木学会論文集 B, Vol.63, No.3, pp.224-237, 2007.
- 3) 福岡捷二, 山崎憲人, 黒田勇一, 井内拓馬, 渡邊明英: 急流河川の河床変動機構と破堤による氾濫流量算定法の調査研究, 河川技術論文集, 第12巻, pp.55-60, 2006.
- 4) 安部友則, 福岡捷二, 塚本洋祐: 破堤による氾濫流量ハイドログラフ計算法の構築と河川への適用方法の研究, 土木学会論文集 B, Vol.65, No.3, pp.166-178, 2009.
- 5) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 梅木雄大, 伊藤雄亮: 破堤氾濫流の横越流特性と河道・氾濫域包括解析の適用性の検討, 水工学論文集, 第54巻, pp.853-858, 2010.
- 6) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 木付拓磨, 利岡正士: 樹林帯の減災機能に関する研究 一堤外樹林帯による越水氾濫流量の低減効果一, 水工学論文集, 第54巻, pp.859-864, 2010.
- 7) 福岡捷二, 川島幹雄, 横山洋, 水口雅教: 密集市街地に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.23-26, 1998.
- 8) 河原能久, 伊藤康, 内田龍彦, 家藤憲司: 非定常流中の建物に作用する流体力の直接測定, 水工学論文集, 第53巻, pp.979-984, 2009.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11)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 卷, pp.517-522, 2007.
- 12)吉田晋, 椿涼太, 河原能久, 山田雄也, 土谷直広: 破堤部を含む蛇行水路の流れの計測と氾濫流量の推定, 水工学論文集, 第 54 卷, pp.1015-1020, 2010.
- 13)岡部健士, 藤田一郎, 椿涼太, 和久田敦志: 現地洪水流の表面ビデオ映像に対する LSPIV 解析の適用要領, 水工学論文集, 第 51 卷, p. 178, 2007.
- 14)椿涼太, 吉田晋, 山田雄也, 河原能久: 市街地における破堤氾濫流の流れ構造と樹林帯による氾濫流制御に関する研究, 応用力学論文集, Vol.13, pp.653-661, 2009.

(2010年3月9日 受付)