

市街地における洪水氾濫

京都大学防災研究所 正 員 高橋 保
 京都大学防災研究所 正 員 中川 一
 京都大学大学院 学生員 〇加納茂紀

1. はじめに 堤防の決壊やダム破壊などによって起こる洪水氾濫水の挙動は、堤内地の地形、構造物の配置、破堤幅および河道水位などの諸条件によって複雑に変化し、災害時における避難経路、避難所、病院、地下施設および道路などの耐洪水最適配置条件を設定する上でその挙動特性を明らかにする必要がある。本報では、市街地における氾濫水の挙動を明らかにするとともに、数値シミュレーションによってどの程度現象を説明できるかについて検討する。

2. 実験方法および条件 4.5 m × 4.5 m の氾濫台上にモルタルブロック(長さ20×幅2×高さ4 cm)を表1のような条件で配し、これを市街地モデルとみなした。氾濫台の一边の中央に設置した給水槽に取りつけてあるゲートを側方に開くことにより、破堤による氾濫を生起させた。表中、i: 勾配, H: 給水槽内の水深, B: 破堤(開口ゲート)幅であって得られたハイドログラフは図1のようである。測定項目は、水深、フロントの移動速度および方向、流速、流向であり、水深はサーボ式水位計とポイントゲージ、他はビデオ解析により測定した。

表1. 実験条件

EXP.	i	H (cm)	B (cm)	配置	配置角度
I	0	14	10	A	0°, 45°, 90°
	0	14	10	B	0°, 45°, 90°
	0	14	20	A	0°, 45°, 90°
II	0	14	20	B	0°, 45°, 90°
	0	14	20	-	-
	0	16	10	A	0°, 45°, 90°
III	0	16	10	B	0°, 45°, 90°
	0	16	10	-	-
IV	0	16	20	A	0°, 45°, 90°
	0	16	20	B	0°, 45°, 90°
	0	16	20	-	-
V	1/100	14	10	A	0°, 45°, 90°
	1/100	14	10	B	0°, 45°, 90°
	1/100	14	10	-	-
VI	1/100	14	20	A	0°, 45°, 90°
	1/100	14	20	B	0°, 45°, 90°
	1/100	14	20	-	-
VII	1/100	16	10	A	0°, 45°, 90°
	1/100	16	10	B	0°, 45°, 90°
	1/100	16	10	-	-
VIII	1/100	16	20	A	0°, 45°, 90°
	1/100	16	20	B	0°, 45°, 90°
	1/100	16	20	-	-

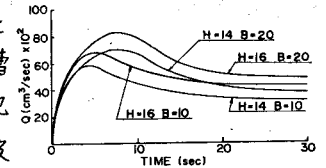


図1. ハイドログラフ

3. 破堤後の氾濫水の挙動特性 図2, 3および4はブロックの配置形態の違いによる氾濫形状の時間変化を示したものであり、図2, 3上のLine1~5を街路と呼ぶことにすれば、図2では街路を進行するフロントの移動が速く、街路内で流速ベクトルの偏倚成分によるフロントの偏りが見られる。図3は、開口部から放射方向に近い街路ではフロントの進行は速いが、街路方向と放射方向がずれるにつれてフロントの街路方向への進向は遅くなり、分岐や合流などが見られる。

図4は、図2, 3のように市街地内を直線的に通過できないため、市街地内のフロントの進行は遅く、浸水に長時間を要し、湛水深は前オのブ

ロック2列の前では大きく下流側では小さかった。図5は浸水面積の変化を示したものである。ここにNtは構造物配置域の全メッシュ数、Nはビデオ解析より50%以上の浸水が認められたメッシュ数である。B-0°の配置の場合、

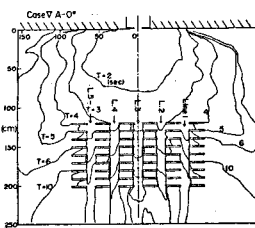


図2. 氾濫の時間変化

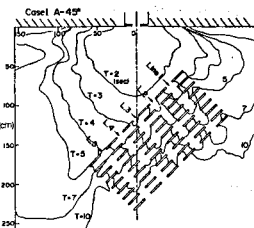


図3. 氾濫の時間変化

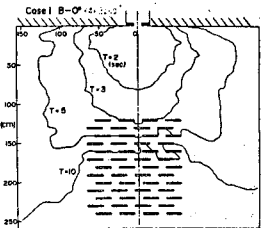


図4. 氾濫の時間変化

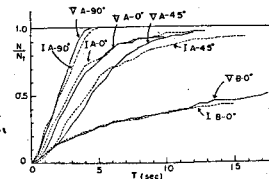


図5. 浸水面積率変化

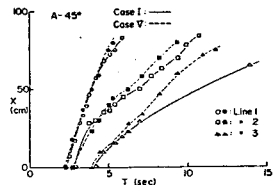


図6. フロントの走時曲線

Tamotsu TAKAHASHI Hajime NAKAGAWA Shigeki KANOU

勾配の有無による違いはあまり見られず、A-4の配置の場合はIとVの浸水面積率がある時点で逆転し、勾配のないIの浸水面積の増加が緩やかになる。これは図6の街路内のフロントの走時曲線からもわかるように、決壊口から離れるに従って街路と直交方向の流れが卓越して街路方向の進行速度が遅れるが、勾配のある場合にはその度合が緩和されるためであると考えられる。

4. 数値計算結果との比較

数値計算には、洪水氾濫水の挙動に関する岩佐らの数値解析モデルを用いた。計算条件は表2のとおりである。図7, 8

はそれぞれCase VのA-0°およびB-0°の氾濫水の湛水深の計算例である。図上には同時刻の実験値の氾濫範囲も記入されている。図7より、街路を通

表2. 計算条件

$V-A-0^\circ$, $V-B-0^\circ$
$H=14.0$ (cm)
$B=10.0$ (cm)
$i=1/100$
$\Delta X=2$ (cm), $\Delta Y=2$ (cm)
$\Delta t=0.0001$ (sec)
$q=980$ (cm/sec ²)
$\rho=1.0$ (g/cm ³)
$n=0.008$ (sec/n ^{1/3})

過するフロントの進行は実験値より計算値の方が遅く、実験で見られたようなフロント形状の偏倚も現われていない。図9では街路がないためフロントの進行が強制され、市街地内では実験値と計算値がほぼ一致している。先端の遅れは、先端水深を0.01mmで規定した先端条件、階段状で与えられた地盤条件などの影響によるものと思われる。図9, 10は図7, 8に対応した流向・流速分布の計算結果である。流向は、ブロック背後の死水域の状況もよく表わしている。先端の流速が大きく出ているところがあるが、これは計算を流量フラックスで行ったためごく薄い水深が計算された場合には流速が大きくなるためと考えられる。水深については、非定常状態の水深変化を各地点において測定することが困難であるため、開口部を通る中心線上の定常状態における水深と、 $T=4, 5, 6$ 秒の計算値とを比較し、図11に示した。この結果、跳水の前の射流域では実験値と計算値がかなり一致しており、計算値が時間的にほとんど変化しないので、この部分では破堤後の短時間でほぼ定常状態に近い水深になることが予想される。

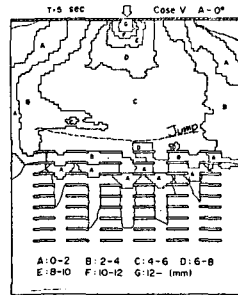


図7. 湛水深(計算値)

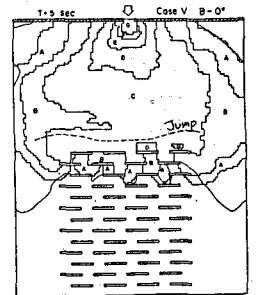


図8. 湛水深(計算値)

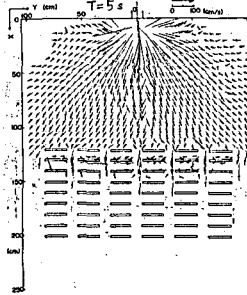


図9. 流向・流速(計算値)

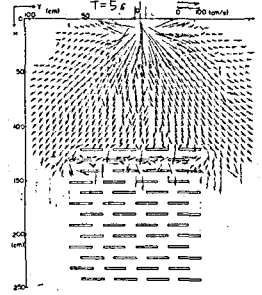


図10. 流向・流速(計算値)

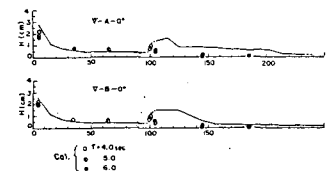


図11. 水深の比較

5. おわりに

洪水氾濫水の挙動特性についていくつかの知見を得たが、二次元平面場における跳水やせき上げの発生、フロントの偏倚などについて説明が必要であろう。また、流量や地形条件に対応した氾濫区域、湛水深および湛水時間等の推定と、それに伴う避難経路、避難所の提案などの研究が課題であろう。数値計算については、差分計算では格子の取り方・差分時間間隔とも市街地の特性を考慮する際に制約があるので、さらに場を効果的に表わすことができ、かつ簡便な計算方法を開発する必要がある。

参考文献：1) 岩佐義明, 井上和也, 水鳥雅文; 氾濫水の水利の数値解析法, 京大防災研究所年報, 第23号, B-2, 1980