

河川堤防破堤時の水流に関する実験的研究

石 原 安 雄・小葉竹 重 機

EXPERIMENTAL STUDY ON MOTIONS OF WATER DUE TO BREAKING OF RIVER DIKE

By Yasuo ISHIHARA and Shigeki KOBATAKE

Synopsis

When a river dike breaks down, the flowing water of higher level in a stream channel runs out abruptly from the part of breaking. The motion of water which runs out in an inland area has been studied by hydraulic experiments or by numerical calculations of difference equations. However, hydraulic behavior of the flowing water in a stream channel, control position of the whole flow pattern and so on after dike breaking are remained unsolved.

This paper describes the results obtained after hydraulic experiments on the motion of water due to breaking of a river dike. It is one of the available results obtained that, after several seconds from breaking, the discharge rate of outflow from the broken dike is proportional to $3/2$ power of the initial depth of water and remains constant.

1. は じ め に

河川堤防は外水が堤内地に侵入するのを防ぐために構築するものであるが、豪雨という自然現象が外水の主因であり、また堤防の規模にも自ら制約があるために、外水の氾濫を完全に防止するという規模にはなかなか至らないと考えられる。事実、気象台始まって以来の豪雨があったり、継続時間の長い出水が生じたときなどに、破堤氾濫が起り、いわゆる洪水災害が発生している。このような状況下では、破堤時の災害をできる限り減少させるような、いわゆる減災の方策を考えることも重要な防災対策の一つであるといえる。本文は、こうした対策を行ううえで、重要かつ基本となる破堤時の水流特性を実験によって調べたものである。

従来は破堤が起らないよう種々の対策をとることに主眼がおかれていたために、破堤時の水流についての研究はあまり行われなかった。しかし、ダムの決潰による災害は極めて潰滅的であるということから、これについては20世紀のはじめから研究されており、いわゆる dam break function 等の研究があることは周知のとおりである。河川堤防や海岸堤防の決潰時の水流についての研究は、昭和34年大水害をもたらした伊勢湾台風以降のように思われる。

有賀は¹⁾、氾濫水の挙動に関して多くの実験を行い、氾濫水の円形拡がり提唱し、さらに実河川の破堤時の状況を調査して、実用的見地から氾濫区域の推定モデルを提案した。その後、電算機の発達によって2次元不定流のシミュレーションの研究が盛んになり、この問題への適用も行われ、たとえば、Th. Xanthopoulos らは²⁾、運動方程式の加速度項を無視して氾濫水の拡がりを計算し、岩佐らは³⁾ コントロール・ボリュームを設定してさらに厳密な解析法を提示している。しかし、これらの数値解法の研究では、破堤口からの流出水のハイドログラフが既知としており、破堤口近傍での水理現象や破堤後の河道内の水理量の変化等を解析するまでには至っていない。一方、N. Katopodes らは⁴⁾、ダムの一部決潰による2次元水流を取扱い、3つの独立変数をもつ問題に特性曲線法を応用して数値シミュレーションを行い、決潰の影響

が上下流へ伝播していく様子を図で示すとともに実験的研究の必要性を強調している。

このように、堤防決潰時の水流の変化については、たとえば破堤時の水流がどこで control されるか、対岸及び上下流の水利量がどのように影響されるか等、多くの未解明の問題がある。本文は、前述したように、河川堤防の決潰時の水流を想定して、実験研究を行ったもので、2次元不定流として解析するまでに至っておらないが、実験結果の提示とそれに対する若干の検討を行ったものである。

2. 実験装置及び実験方法

2.1 実験装置

当研究所宇治川水理実験所の河川災害総合基礎実験施設内に設置されている直線区間 45 m、幅 60 cm、高さ 30 cm、勾配1/500のモルタル仕上げの水路を用いて実験を行った。Fig. 1 に示すように、この水路への給水は低水槽よりポンプによって行われるが、流量は自動制御されており、また、水路の中央部右岸側壁に上方引き抜きのベニヤ板製ゲートを設置して破堤口とし、その側方に 8 m×8 m の水平な氾濫原を設けており、とくに図示の 3.80 m×2.40 m の部分が人念にモルタル仕上げされている。また、水路の破堤口中央断面より下流 18.5 m の位置にせきを設けて、せき上げ高を変えることによって同じ流量に対して水路内水位が変えられるようにし、さらに、上流 16 m の位置に水流中のゴミを除去するために 3 mm メッシュの金網が張ってある。

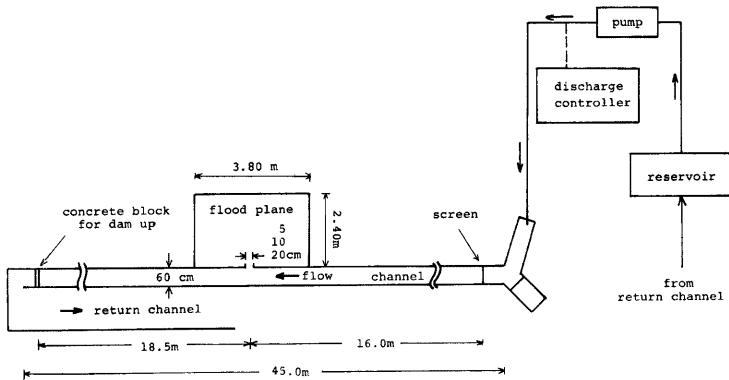


Fig. 1. Experimental flume.

水位と流速の測定点の配置を示したものが Fig. 2 である。水位は、破堤口中央断面で破堤側から 5.4 cm の位置 (H1)、水路中央部 (H2)、左岸側から 3.5 cm の位置 (H3)、及びこの断面から上・下流にそれぞれ 50 cm 隔った断面で水路中央部 (H4, H5) の計 5 点で測定したが、とくに H1 の測点では 150 cm/sec の応答特性をもつサーボ式水位計を用い、他は外径 3.0 mm、内径 1.5 mm の中に直径 1.0 mm のステンレス線を挿入した電気容量式水位計を用いた。

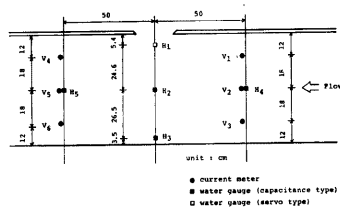


Fig. 2. Position of measurements.

流速は、H4, H5 の水位測点の下流約 5 cm の断面で、右岸より 12 cm の位置、水路中央、左岸より 12 cm の位置で測定したが、その配置は Fig. 2 に示すとおりであって、それぞれ、上流側が V1, V2, V3, 下流側が V4, V5, V6 である。計測は外径 2 cm のプロベラ式流速計によって行った。

なお、決潰口付近の状況を確認するために、16 m/m の撮影機で写真をとったが、後で他の記録とタイミングを合わせて読みとることができるように時計が視野に入るようにした。

2.2 実験方法

ゲートを手で急に引抜くことによって破堤とみなして実験を行った。

(1) 決潰口の大きさ

決潰口の大きさ B は 20 cm, 10 cm, 5 cm の 3 通りとした。

(2) 流量

水路内の流量は Fig. 1 に示した流量自動制御装置によって一定値 38.5 l/sec に固定したが、制御装置の特性から $\pm 1.5\%$ 程度の変動があったと考えられる。なお、下流側をせき止めて水路内を静水状態としたときの破堤実験も行ったが、このときの流量はもちろん零である。

(3) 初期水深

初期水深 h_0 が H1 の測点でできるだけ 16.5 cm と 10.0 cm となるように下流のせきを調節した後に実験を行った。

(4) 流速及び流量

まず、初期状態において、流速測定点及び同じ横断面内で両岸より 3 cm の位置で縦流速分布を測定し、流量のチェックのために用いた。ついで、水路中央の流速測定点では底面より初期水深の 20% の位置に、他の測定点では同じく 40% の位置に流速計を固定した後、破堤実験を行ってそれぞれの位置での流速を測定し、最後に、破堤後約 5 分間経過して流況があまり変化しなくなったとき、各流速測定点で縦流速分布を測定した。つぎに、上記の破堤後は定常状態となったときの縦流速分布と流速測定位置での流速との関係が、破堤直後から保持されると仮定して、破堤実験中の断面平均流速 V_{mu} , V_{md} を次式より求めることとした。

$$\left. \begin{aligned} V_{mu} &= (\alpha_1 \cdot V1 + \alpha_2 \cdot V2 + \alpha_3 \cdot V3) / 3 \\ V_{md} &= (\alpha_4 \cdot V4 + \alpha_5 \cdot V5 + \alpha_6 \cdot V6) / 3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_6$ は実験係数である。

3. 水路内が静水の場合の破堤実験

すべての実験を通じて、破堤後 H1 の地点の水深は急激に減少した後再び増加し、振動することが認められた。この水面振動を調べるために、初期の流れによる水面変動の影響がない静水時の破堤実験を行った。

Fig. 3 は、左から ($B=20$ cm, $h_0=16.4$ cm), ($B=10$ cm, $h_0=15.7$ cm) 及び ($B=5$ cm, $h_0=15.3$ cm) の場合について、H1, H2, H3 の水面変動を示したものである。一次元のいわゆる dam break function の場合には、破堤口での水位は破堤直後急激に低下し、その後 $(4/9) \cdot h_0$ の一定水深に保持される。しかし、いまの場合には、H1 の水位は破堤直後急激な低下を示すが、0.3~0.4 sec 後から逆に急に上昇し、その後は 1.1~1.2 sec 程度の周期で減衰振動的に変動している。破堤口の対岸の H3 の水位は、破堤後 0.5 sec 程度たったときに最低となるが、その後は H1 の水面変動の周期の半分程度の周期で減衰振動的に振動している。また、水路中央の H2 の水位は、破堤後 0.8~0.9 sec のとき最低となり、その後は H1 とほぼ同じ周期で変動している。

このように、複雑な水面変動をしているが、これは破堤口の上下流に水路が連らなっていて破堤後の水面低下に応じて水が補給されること、破堤口の対岸に堤防があってそこで水位変化が反射されること、等からある程度の説明が可能であろう。さらに、N. Katopodes らが数値計算によってダムの一部決潰時の水位変化を求めた結果⁴⁾からも同様の水面変動が読みとれるので、決潰口と水路側の境界の条件によってこのよう

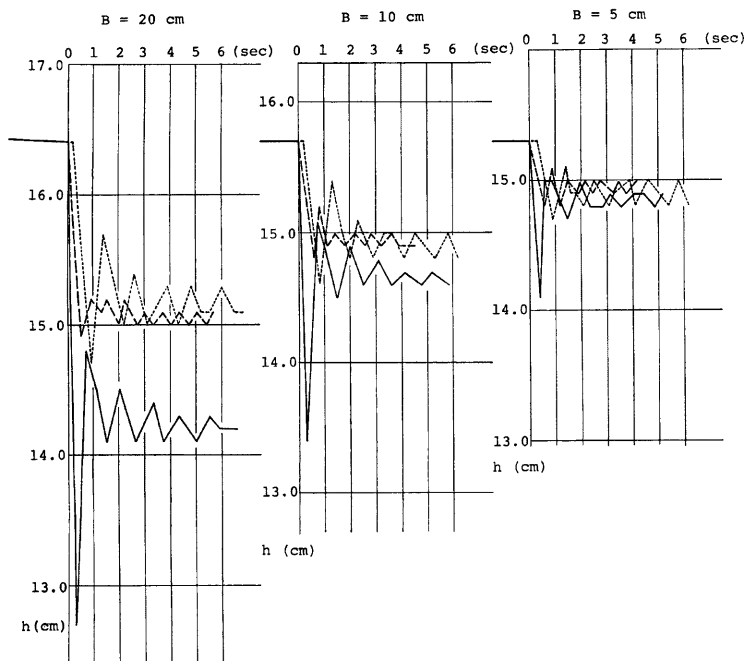


Fig. 3. Variation of water surface in case of still water.

な水面変動が現われるものと考えられるが、その詳細は将来行われるであろう数値計算の結果等にまたなければならぬ。

しかし、堤防決潰口の水位低下が減衰振動的な水面変動となって周辺に伝播し、その振幅が、Fig. 3 からわかるように、決潰口の幅が大きいほど大であることは、対岸の堤防や上下流の堤防等に悪影響を及ぼし、たとえば対岸の堤防決潰や護岸の欠壊の原因となることも考えられ、今後検討すべき課題である。

4. 水路内が流水の場合の破堤実験

4.1 実験結果の整理と実験の再現性

(1) 水深

Fig. 4 は水面変動の測定記録をそのまま示したもので、時間は図の左から右に向かって進み、水位は上にあるほど低下することを示し、また記録ペンの関係上、図中 0 で示した位置が破堤時刻である。図からわかるように、水面は破堤前においても細かく変動しており、破堤後も短周期の変動がみられ、前項で述べた破堤による減衰振動的な水面変動を明確に分離することができにくい。そこで以下では、Fig. 4 のような記録に目測で平均的な線を入れ、それを読みとることによって、いわばある時間平均の水深とした。

つぎに、Fig. 4 をよくみると、各測定記録とも破堤後 30 sec 前後からそれまでとは異った水位低下を示していることが認められる。一方、破堤による水位低下による一種の負の段波が下流のせきで反射されて破堤口付近に帰ってくる時間は 30 sec 程度と計算される。このことから、上述の破堤後 30 sec 前後以降の水位低下は実験水路の長さ起因する現象であることがわかったので、以後の記録の読取りは破堤後 40 sec

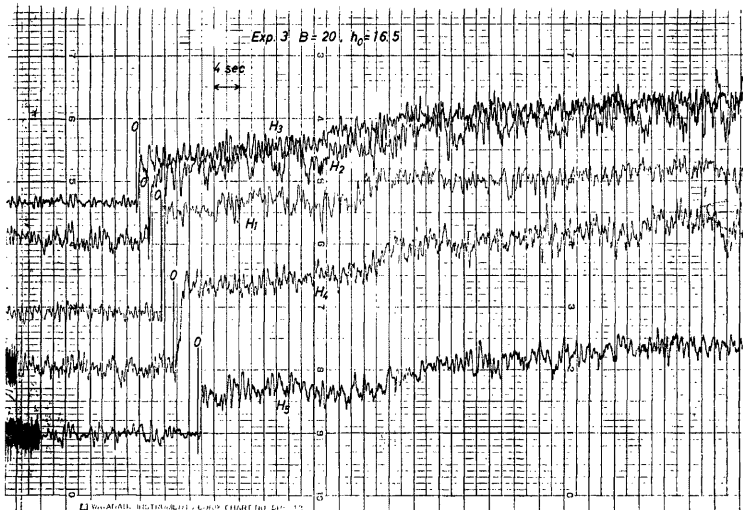


Fig. 4. Record of variation of water surface in case of flowing water.

程度までとすることにした。

(2) 流速

前記したように、流速は外径 2 cm のプロペラ式流速計によって測定したが、測定信号はプロペラ 1 回転につき 4 つのパルスとして出されるようになっている。したがって瞬間的な流速を読みとることはかなりむずかしかったので、本実験では上記のパルス信号を記録紙上にそのまま記録させたのち、つぎのような整理を行った。

まず、破堤の瞬間を起点として記録紙上で 1 sec 間隔の線を入れ、各線間のパルス数を読みとってその間の平均の流速を求めた。ついで、その流速を図示するときは、読取り時間間隔の後の時刻の上にプロットした。すなわち、図示された流速は、その時刻より 1 sec 前までの時間平均流速を示していることになる。

(3) 実験の再現性

この種の急激な水位変化を伴う実験では、その再現性が問題になる場合がある。そこで、同じ条件のもとでの実験を数回行って再現性の検討を行った。

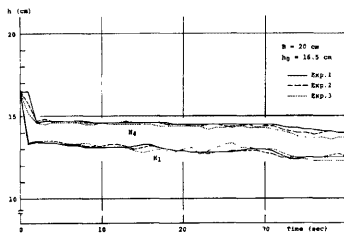


Fig. 5. Reappearance of experiment (depth of water).

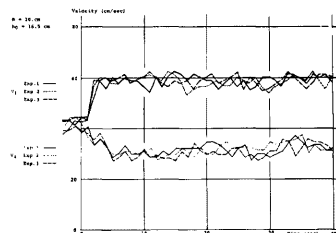


Fig. 6. Reappearance of experiment (velocity of water).

Fig. 5 及び Fig. 6 は、決潰口幅 $B=20$ cm, 初期水深 $h_0=16.5$ cm という条件下で、3 回行った実験結果を一括して図示したもので、Fig. 5 は H1, H4 の位置での水深～時間の関係を、Fig. 6 は V1, V4 の位置での流速～時間の関係を示している。なお、図中 Exp. 1, Exp. 2, Exp. 3 は 3 回行った実験のそれぞれを示す記号であり、Fig. 4 の中に Exp. 3 と記されているのはこの意味での記号であり、以下においても同様である。

Fig. 5, Fig. 6 の両図とも、実験ごとに細かい変動については差異が認められるが、全体としての変化の様子は各実験とも全く同じである。図の整理方法を考慮に入れてこれらの図をみると、実験の再現性は保証されているといつてよいと考えられる。

4.2 破壊による水路内水深の変化

Fig. 7 は各条件下における水深の時間的変化を示したものである。これらの図において、破壊直後の 1～2 sec の間に水深は急激に小さくなるが、その後は下流せきの反射波が帰ってくるまでの間、大まかにいつゆるやかに小さくなっていく傾向が見受けられる。さらに、この減少傾向を示しているときの水深は、H1 がもっとも小で、H5 がもっとも大きいことも共通の性質である。

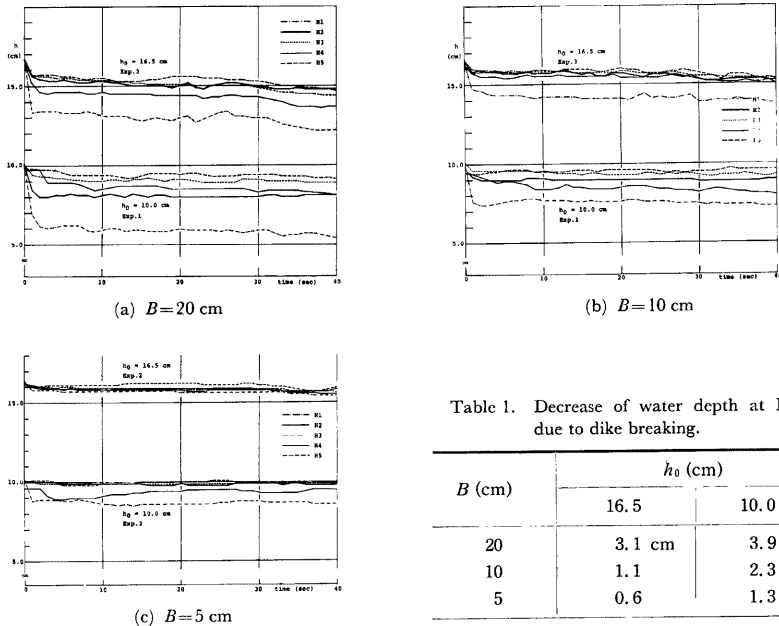


Fig. 7. Comparison of water depths at measuring positions.

Table 1. Decrease of water depth at H1 due to dike breaking.

B (cm)	h_0 (cm)	
	16.5	10.0
20	3.1 cm	3.9 cm
10	1.1	2.3
5	0.6	1.3

つぎに、H1 と H5 を比較すると、いずれの決潰口幅でも、初期水深が小さい方が水深差が大きいことが認められる。そこで、H1 に着目して、ゆるやかな低減傾向を示すときの初期水位からの低下量を各実験条件ごとに整理してみると、Table 1 のようである。この表より、決潰口幅 B が大きいほど低下量が大きく、また初期水深 h_0 が小さくてフルード数の大きい方が低下量が大きいという興味ある結果がえられる。

つぎに、決潰口中央を通る横断面において、ゆるやかな減少過程中的の水面形状を示したものが Fig. 8 である。図において横軸は決潰点からの距離、縦軸は水深である。また、黒丸及び黒四角は 16 m/m 撮影後でとったフィルムから読みとった決潰口の上・下流縁での水深を示し、上方に点描されているものが下流縁、下方が上流縁に対応している。さらに、白丸及び白四角は初期水深を全水頭と考えたときの限界水深、 $h_{er} = (2/3) \cdot h_0$ を、また、白丸及び白四角に縦線が入ったものは、1 次元の dam break function のときの限界水深、 $h_{ed} = (4/9) \cdot h_0$ を示している。この図から、決潰口付近の水面はすり鉢状となっていることがわかるが、さらに、初期水深が小さくて初期フルード数が多い $h_0 = 10.0$ cm の方が $h_0 = 16.5$ cm の場合より横断水面形が決潰口に向うほど急激に低下している。これは Table 1 の結果と同じであることが認められる。

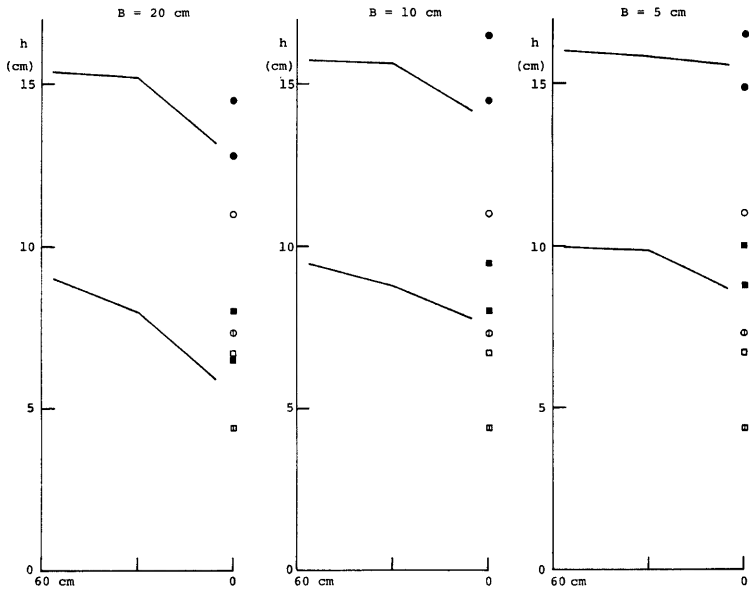
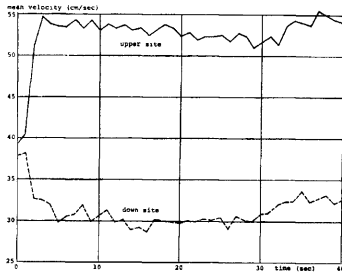
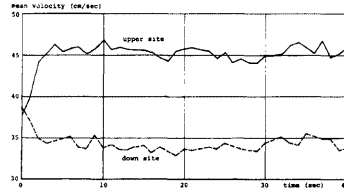
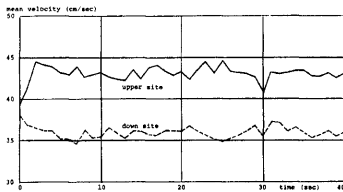


Fig. 8. Cross-sectional profile of water at center of breaking.

4.3 破堤による水路内断面平均流速の変化

Fig. 9 は (1) 式によって決潰口の上流側の V1-V2-V3 の断面、及び下流側の V4-V5-V6 の断面における断面平均流速の時間的変化の様相 (同じ条件下で行った数回の実験結果の平均値) を示したもので、Fig. 7 の水深変化を示す図中の上部のものに対応している。初期の流速が、 $38.5 \text{ l/sec} \div (16.5 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}) = 38.8 \text{ cm/sec}$ とは多少異っているのは (1) 式の適合度があまりよくないためと思われるが、しかしその差は数% 以下であるのでこの種の実験の精度としては許されるだろう。

さて、これらの図において上流側の流速はいずれも破堤直後から急上昇し、2~3 秒後に極大値に達し、以後は若干減少の傾向を示している。このときの増分は、 $B = 20$ cm の場合には初期流速の 30% 程度、 $B = 10$ cm の場合には 15% 程度、 $B = 5$ cm の場合には 10% 程度にも達している。これに対して下流側の断面平均流速はいずれの場合も急減し、 $B = 20$ cm の場合には初期流速の 20% 程度、 $B = 10$ cm の場合には 10% 程度、 $B = 5$ cm の場合には 6% 程度の減少を示している。

(a) $B=20$ cm(b) $B=10$ cm(c) $B=5$ cmFig. 9. Variation of mean velocities ($h_0=16.5$ cm).

このような断面平均流速の変化は、水深変化と同様に、理論的解明をまたなければその特性を論ずることはできない。ただし防災的見地からみた場合、破堤後その上流側の流速の急増と下流側の流速の急減は掃流力の増減を意味するので、決潰口近傍の水路床が洗掘され、堤体材料とともに洗掘された土砂が堤内地に流出されて被害を助長させることが考えられるので、洗掘機構も含めて検討すべき特性である。

4.4 決潰口からの流出流量

Fig. 10 は $h_0=16.5$ cm の場合の V1-V2-V3 断面及び V4-V5-V6 断面における流量を H1, H4, H5 点の水深変化とともに示したものであり、Fig. 11 は $h_0=10.0$ cm の場合について同じ関係を示したものである。なお、この場合、決潰口からの流出流量 Q_b は、上下流間の貯溜量を S とすると、

$$Q_b = Q_u - Q_d - \frac{dS}{dt} \quad (2)$$

より計算されるが、前述したように決潰口近傍の水路内の水面形はかなり複雑であり、しかも波打っているために (2) 式右辺第 3 項の評価が極めて困難であった。そのためここでは破堤後数秒経過後の流出流量に主眼をおくことにした。すなわち、Fig. 10, Fig. 11 中の Q_b は (2) 式において右辺第 3 項を無視して計算した決潰口からの流出流量であって、破堤後数秒間の値の精度は良くないことはいうまでもない。

さて、Fig. 10, Fig. 11 に示した実験結果は、すべて初期流量が 38.5 l/sec の場合に対するものである。Fig. 7, Fig. 9 について前に記したように、水深及び断面平均流速とも、破堤後上下流で、変化の割合はかなり異っていた。Fig. 10, Fig. 11 の両図をみると、決潰口が大きいほど初期流量に対する流量の変化の割合が大きいことは水深や断面平均流速の場合と同様であるが、上流側での流量増加の割合と下流側での流量減少の割合が、すなわち増加量及び減少量がいずれの場合もほぼ等しいように見え、極めて興味深い事実が読みとられる。

つぎに決潰口からの流出流量については、破堤後 5 秒程度までは増加過程にあり（前述したように計算精度は良くないが）、その後はほぼ一定値に保持されるようである。一定値に保持されるということは、1 次元の dam break function の解においてダム地点での流量が一定値に保持されるという事実から類推して、決潰口の大きさ、水路幅、初期水理条件が与えられたときには、dam break function の場合と同種の水理特性が一義的に定まることを示しているように思われる。

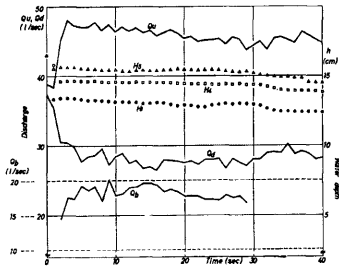
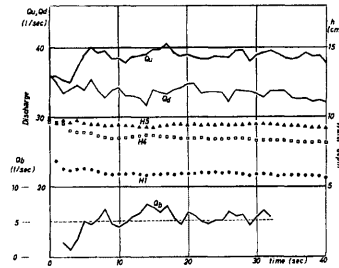
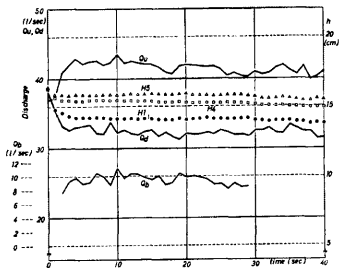
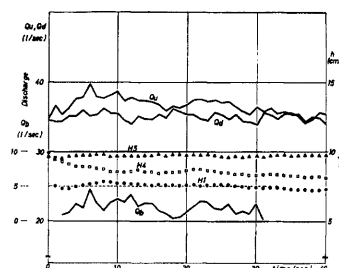
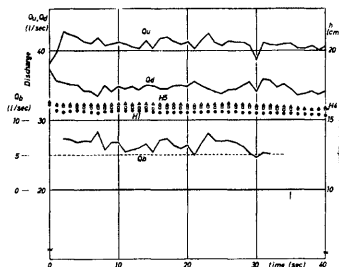
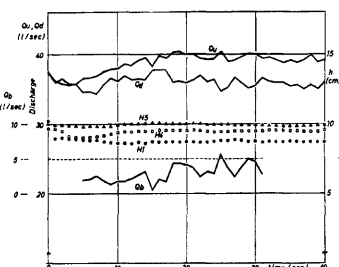

 (a) $B=20$ cm

 (a) $B=20$ cm

 (b) $B=10$ cm

 (b) $B=10$ cm

 (c) $B=5$ cm

 (c) $B=5$ cm

 Fig. 10. Variation of discharge rates in flume ($h_0=16.5$ cm).

 Fig. 11. Variation of discharge rates in flume ($h_0=10.0$ cm).

Fig. 12 は上記のほぼ一定となったときの流出流量（決潰口の単位幅当りを q_B とする）と初期水深 h_0 との関係を示したものである。図中上方の斜直線は、前にも述べたが、 h_0 を全水頭としたときの単位幅当りの限界流量 q_{cr} を、また下方の斜直線は 1 次元 dam break function のダム地点での単位幅当り流量 q_{dam} を、参考のために示したものである。実験値は上記の 2 つの直線の間に点描されている。実験回数が少なく、明確なことはいえないが、大まかにいって決堤口からの流出流量は破堤後しばらくたつた後はほぼ一定となり、その値は初期水深の $3/2$ 乗に比例するといえるようである。

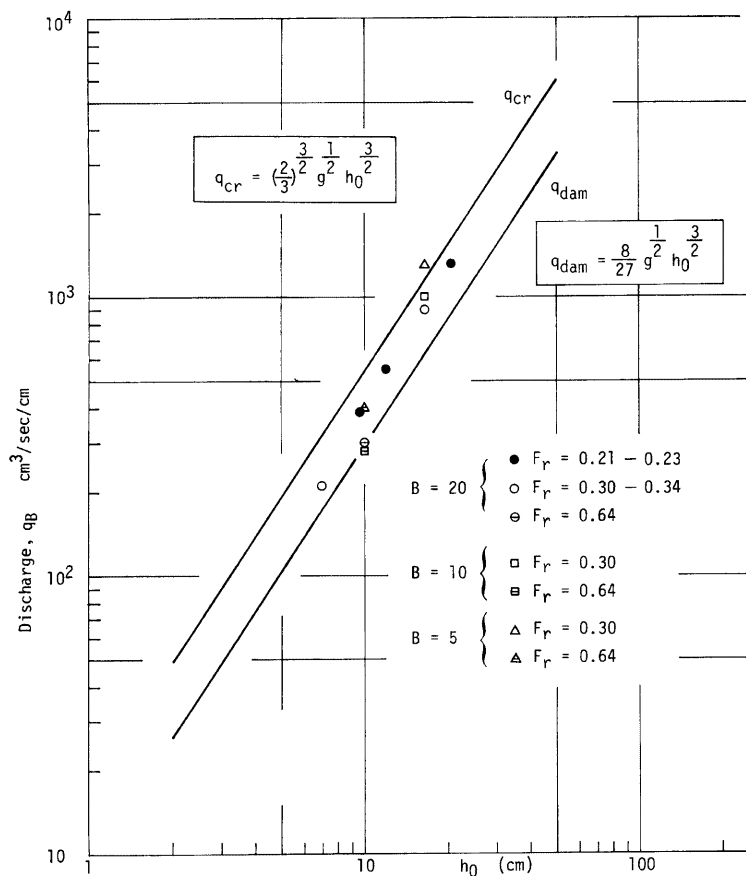


Fig. 12. Discharge rate from broken dike.

5. む す び

河川堤防の決壊時を対象とした流水の挙動、とくに水路の流況変化と決壊口からの流出流況について実験を行った結果について述べてきたが、このほかにも、有賀の研究成果¹⁾と同様に氾濫水は円形に拡がることや、決壊口から流出した水流は決壊口の近傍では射流であるがある距離を流下したところで跳水を起こして常流に変わることなどの事実も見出された。しかし、これらについては十分な検討を行うまでに至っていないので、ここでは割愛することとして、現在までに得られた成果を要約するとつぎのようである。

(1) 決壊口近傍の水路内水位は破堤時に急低下したのち減衰振動的に変動し、ある程度時間がたった後は決壊口中心でもっとも低水位となるようなすり鉢状の水面で保持されるようになる。

(2) 決壊口の上流側の水路内の水位は、破堤の影響が伝播したとき急激に低下するが、その後は低下の割合が急減して水位は少しずつ低下する傾向を示す。下流側の水路内水位もこれとほぼ同様の変化をするが、

低下量は上流側に比して小さい。

(3) 破堤に伴う水路内の断面平均流速は水位の変化とともに変化するが、上流側では急増、下流側では急減の特性を示し、その変化の初期状態に対する割合は上流側の方が大きい。また変化割合の大きさは決潰口幅が大きいほど大きく、数十%にも達する場合がある。

(4) 決潰口の直ぐ上流及び下流の断面を通過する流量は、破堤に伴って上流側では急増、下流側では急減したのちゆるやかな変化に移り、変化の割合は決潰口幅が大きい場合ほど大であることは断面平均流速の場合と同様である。しかし、ゆるやかな変化を示すようになったときの流量の初期値からの増加量（上流側）の大きさと減少量（下流側）の大きさはほぼ等しい。

(5) 決潰口から流出する流量は、破堤直後については不明であるが、ある程度時間が経った後はほぼ一定値に保持され、そのときの決潰口単位幅当りの大きさは初期水深の $3/2$ 乗に比例する。

本研究は文部省科学研究補助金特別研究「自然災害科学」の補助による「ゼロメートル地帯の被災と災害対策の研究」（研究代表者松沢 勲）の分担研究として行った研究の一部であり、実験に際しては大学院生であった高橋正敏君及び学部学生であった浜中慎也君の助力によるところが大である。ここに記して感謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 有賀世治：有堤河川の破堤による氾濫区域の推定に関する実証的研究（第1報）、及び（第2報）、（氾濫モデルの提案）、東海大学紀要、No. 8 pp. 133-178、及び No. 9 pp. 143-175、1977.
- 2) Xanthopoulos, Th. and Ch. Koutitas: Numerical simulation of a two dimensional flood wave propagation due to dam failure, Journal of Hydraulic Research, Vol. 14, No. 4, 1976, pp. 321-331.
- 3) 水鳥雅文・岩佐義朗・井上和也：二次元氾濫水理の数値解析法について、土木学会 第34回年次学術講演講演概要集、第2部、1979, pp. 111-112.
- 4) Katopodes, N. and T. Strelkoff: Computing two-dimensional dam-break flood waves, Journal of ASCE, HY 9, 1978, pp. 1260-1288.