

河川狭窄部における越流特性に関する研究

中央大学理工学部 学生員 ○北田 悟
中央大学大学院 学生員 呉 修一

中央大学大学院 学生員 Aikebaier Yusufu
中央大学理工学部 正会員 山田 拓也
中央大学理工学部 フェロー会員 山田 正

1. はじめに

近年、日本では台風や前線に伴う豪雨によって様々な災害が起こっており、比較的治水安全度の低い中小河川では、破堤・氾濫が減少していないのが現状である。記憶に新しいところでは、2000年9月の東海豪雨による新川破堤、2004年7月の福井豪雨による足羽川・円山川破堤、2006年7月の前線に伴う豪雨による天竜川破堤がある。

福岡¹⁾によると破堤の原因は、①堤体または基礎地盤からの浸透、②流水等による洗掘、③越水などがあり、その多くは越水によるものだといわれている。石川²⁾によると、**図-1**に示すふたつの典型的な越流状態が考えられる。状態〔Ⅰ〕は河道疎通能力を上まわる洪水が来た場合で、越流しながら徐々に流量、水深とも減少し、ずっと下流では河道満杯状態で等流となる。状態〔Ⅱ〕は上流域で既に溢水し河道疎通能力に見合った流量で流れてきたものが、障害物(堰、橋脚、合流点、狭窄部など)によって堰上げられて越流する場合である。

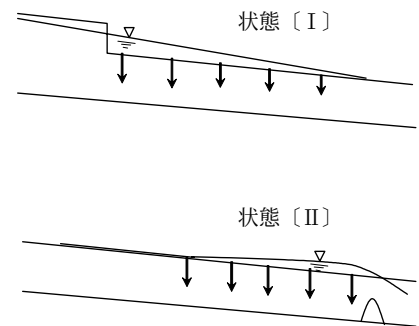


図-1 典型的な越流の状態
(1982年 石川²⁾)

狭窄部を有する河川においては、堤防の背後地の重要度を考慮し、狭窄部より下流側の都市部における外水氾濫を避けるために、上流側の田畑などに氾濫させざるを得ない場合もあるため開削は難しいという問題がある。また、狭窄部における越流に関する既往の研究は、著者の知る限りでは少ない。よって、狭窄部における越流特性をより明らかにすることは、ソフト対策である水防活動による外水氾濫被害の軽減に有益な知見を与えるものと考えられる。

本論文では、過去の越水事例において越流水深が60cmを超えることは稀であったことに着目し、とりわけ狭窄部における越流水深が、狭窄部や流入量ハイドログラフの形状の違いによってどのような影響を受けるかを、2次元不定流計算に基づいて解析した。

2. 2次元不定流解析について

2-1. 設定領域及び計算条件

設定した一様河幅は100m、以下、河床勾配1/1000、堤防高5m、堤防天端幅5m、また数値計算を安定化するために堤防裏のり勾配1/20とした。さらに、河道の上流端から5kmの位置に**図-2**のような狭窄部を設けた。Manningの粗度係数は河道内で $n=0.03s/m^{1/3}$ 、堤防天端及び裏のり面で $n=0.05s/m^{1/3}$ 、堤内地で $n=0.07s/m^{1/3}$ とした。数値計算は、2次元不定流式及び連続式を水位及び x, y 方向の流量フラックスについて差分し、陰解法を用いた。計算条件は、時間差分間隔 $\Delta t=0.1s$ 、空間差分間隔 $\Delta x=\Delta y=5m$ の矩形メッシュとした。

本論文では狭窄部幅 b_1 と一様河幅 b_0 の比 b_1/b_0 を河幅比 B 、単位流下距離当たりの収縮幅を収縮率と定義する。本論文で著者が定義した記号は以下の通りである。 L_n : 狭窄部延長[m], b_0 : 一様河幅[m], b_1 : 狭窄部幅[m], B : 河幅比[m/m], h_n : 一様川幅における平水時の等流水深[m]。

2-2. 初期条件及び境界条件

初期条件は、上流端から任意の流量を定常的に流入させ、十分な時間経過後の定常状態における河道内の水位および流

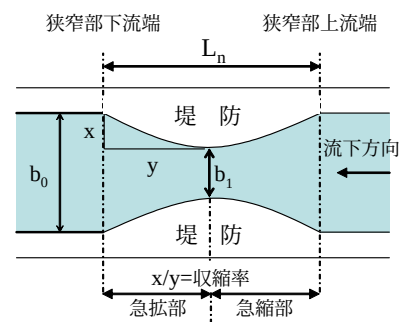


図-2 狭窄部概略図

キーワード：河川狭窄部、越流水深、2次元不定流計算、水防活動

連絡先：〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27 中央大学理工学部土木工学科 TEL:03-3817-1805 E-mail:satoru@civil.chuo-u.ac.jp

量を与えた。上流端境界条件は流量を与え、本論文では図-3に示すように、ピーク流量、洪水継続時間の違う6種類の流入量ハイドログラフを用いた。下流端境界条件はある基準面からの河床高に、一様河幅において基底流量で決まる等流水深を加えた水位で与え、一定とした。ここに、下流端水位を水位一定で固定したことによる上流への影響を無くすために下流端から狭窄部までの距離を十分に長くした。

3. 越流特性

本論文での数値計算は、狭窄部形状や流入量ハイドログラフに関する各特性量を1つずつ変えて、全16ケースを計算した。狭窄部形状及び流入量ハイドログラフの基本形を河幅比0.5、収縮率10%、狭窄部延長800m、ピーク流量 $1500\text{m}^3/\text{s}$ 、洪水継続時間2時間に定め、はじめに、この場合の河道内における水理特性や越流特性について考察する。

平水時における水深、流速、Froude数の河道中央縦断分布を図-4に示す。最大水深及び最小流速は狭窄部上端で現れ、それより上流側では水面形が堰き上がっている(堰上げ背水)。これは、狭窄部があることによって通水能力が低下し、それより上流側に貯留効果が現れたことによるものである。狭窄部の急拡部では水深が等流水深より低下し、ここで流速が最大となる。同じ場所でFroude数が約0.9となり、ほぼ射流に近い流れになっていることから、川幅が一様河幅の50%まで狭まるような狭窄部は実河川の狭窄部の中でも極端な例といえる。

次に、平水時より河川流量が増加し越流が開始してからの越流水深縦断分布を図-5に示す。越流水深は狭窄部の急縮部で最大値をとり、時間が経過してもその位置に変化はみられない。また、石川²⁾が示すように、断面変化部で越流水深が不連続となり急縮部での局所的な水面降下が生じていること、また越流が狭窄部上流側では生じることが下流側では生じない、すなわち河道疎通能力の小さい区間では越流せず、むしろ大きい区間で越流が生じることがわかる。

さらに、最大越流水深が現れる地点における越流水深の時間的変化を図-6に示す。越流水深の最大値は55cmになることがわかる。また、越流水深が最大値に達した後、時間的に横ばいに推移する。これは越流水深がある限界値に達したことを示しているが、流入量ハイドログラフをSine関数で与えているため、ピーク流量をむかえてすぐに河川流量が減少し、越流水深が限界値に達する前に減少している可能性がある。そこで、流量が河道満杯流量(この場合ピーク流量 $1500\text{m}^3/\text{s}$)に達した後、その流量で定常状態になるような流入量ハイドログラフを与えて計算した。越流水深の時間変化を図-6に重ねて示す。この場合、越流水深は

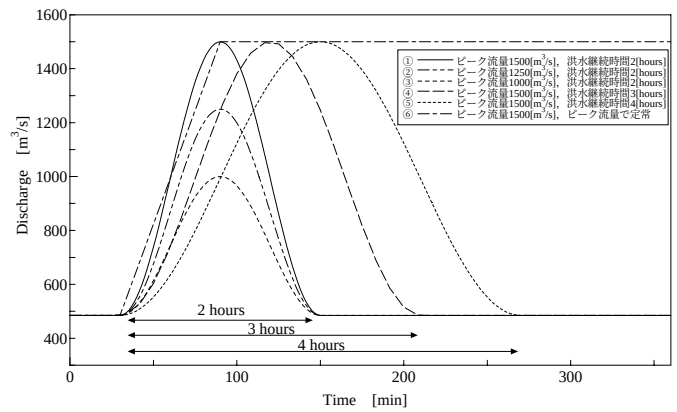


図-3 流入量ハイドログラフ

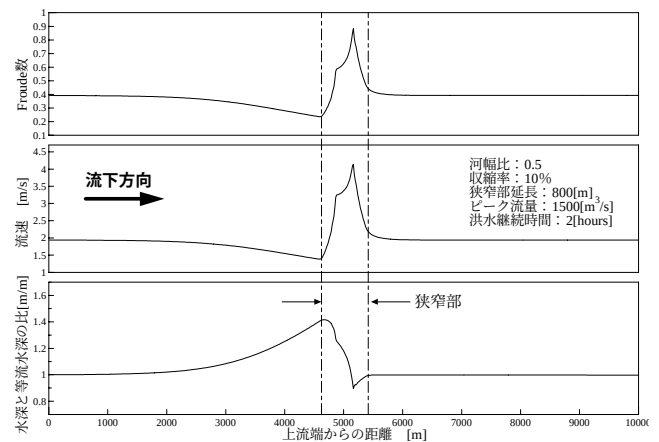


図-4 定常状態における河道中央縦断面図

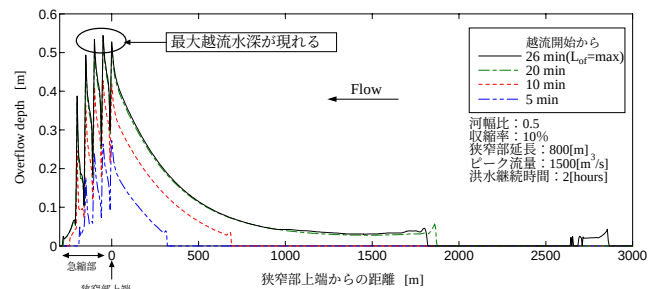


図-5 越流水深縦断分布の時間変化

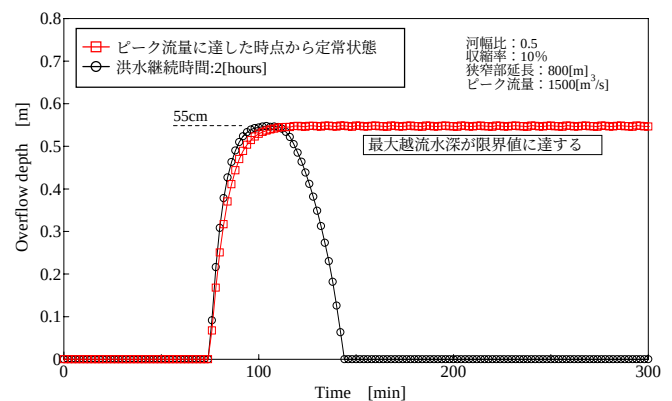


図-6 最大越流水深の時間変化

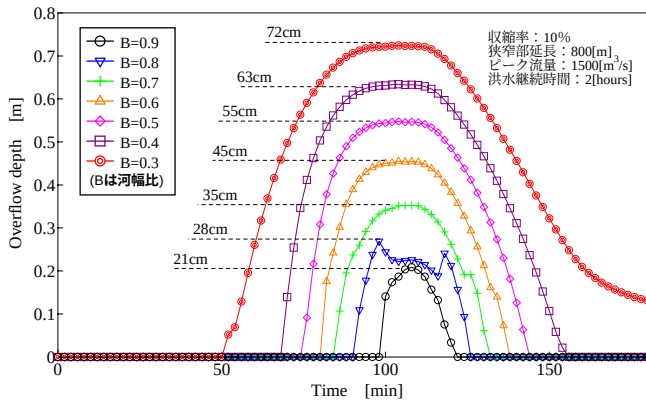


図-7 最大越流水深の時間変化

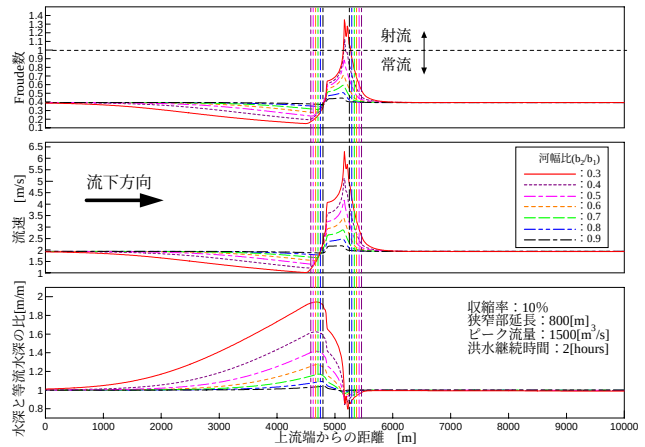


図-8 河道中央縦断面図

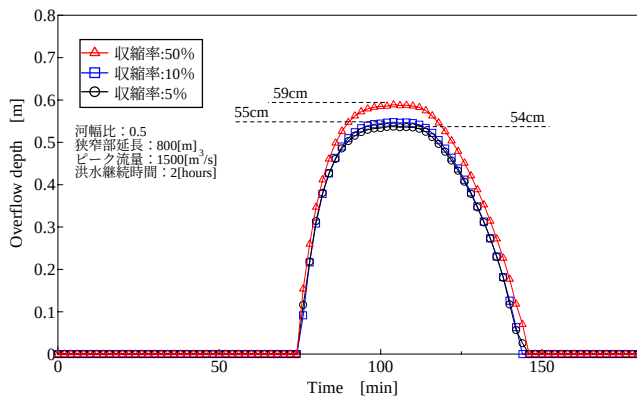


図-9 越流水深の時間変化

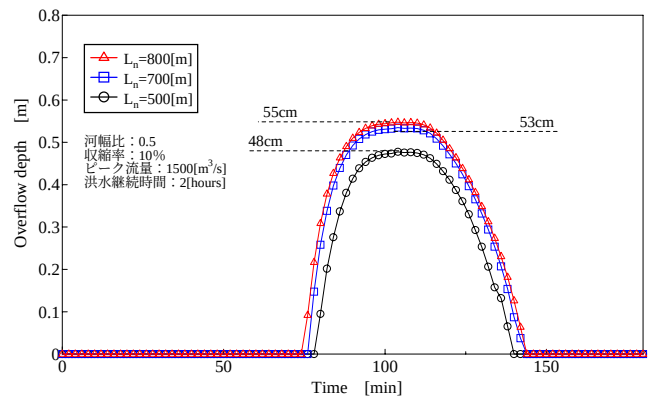


図-10 越流水深の時間変化

ある時間で限界値に達し、その後一定値で推移することがわかる。最大越流水深は 55cm であり、これは Sine 関数で流入量ハイドログラフを与えて計算したときの最大越流水深と同値である。

3-1. 河幅比を変えた場合

越流特性に最も影響を与える要素のうちのひとつとして河幅比(一様河幅に対する狭窄部幅の比)が考えられる。河幅比を変えた場合も、前述した基本形の越流水深縦断分布と同じような傾向がみられ、狭窄部の急縮部で最大越流水深が現れる。最大越流水深が現れる地点における越流水深の時間変化を図-7 に示す。河幅比が小さいほど最大越流水深は大きくなり、越流が生じる時間も長くなることがわかる。また、河幅比が小さくなるほど、最大越流水深は線形的に増加するため、今後、河幅比 0.2, 0.1, 河道閉塞の場合についても解析する必要がある。しかし、河幅比が 0.3, 0.4 のときは、図-8 に示すように、狭窄部内で Froude 数が 1 を越え射流が発生している。よって、一様河幅に対して狭窄部幅が 40% 以下に収縮するような極端に狭い狭窄部では、過去に観測された越流水深を大きく上回ることになる。

3-2. 狭窄部の収縮率を変えた場合

狭窄部の収縮率(狭まり方の度合い)を変えた場合も、最大越流水深が現れる地点における越流水深の時間変化を図-9 に示す。この場合も、最大越流水深は狭窄部の急縮部において現れる。越流水深は収縮率が大きいほど、すなわち急縮部の狭まり方が急なほど大きくなる。しかし、収縮率を 10 倍に大きくしても最大越流水深の増加率は 10% 程度であり、河幅比が変わることによる越流水深の変化に比べると、越流水深の変化に対する寄与度は低いと思われる。

3-3. 狭窄部延長を変えた場合

河幅比、狭窄部の収縮率と同様に、越流水深に影響を与える狭窄部形状の特性量として、狭窄部延長が考えられる。最大越流水深が現れる地点における越流水深の時間変化を図-10 に示す。越流水深は狭窄部延長が長くなるほど大きくなる。ただし、河幅比に比べると収縮率同様、越流水深の変化に対する寄与度は低いと思われる。

3-4. ピーク流量を変えた場合

3-4, 3-5 節では流入量ハイドログラフの違いによって、越流水深が時間的にどのように変化するかを考察する。本節では洪水継続時間を等しくし、ピーク流量の値のみを変えて計算した。最大越流水深が現れる地点における越流水深の時間変化を図-11 に示す。収縮率や狭窄部延長が変わる場合に比べて、ピーク流量が変わると越流水深は大きく変化する。ピーク流量が 25% 増加するような場合、最大越流

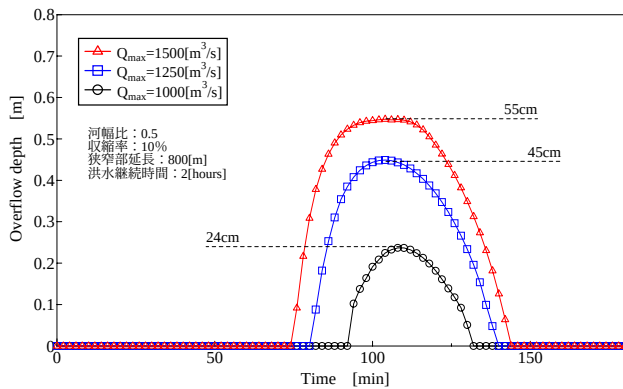


図-11 越流水深の時間変化

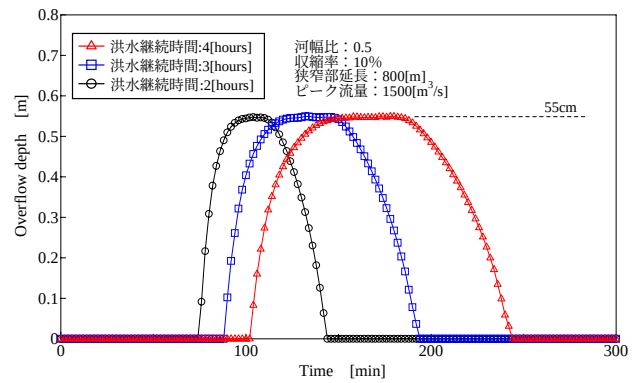


図-12 越流水深の時間変化

水深は約 2 倍に増える。また、洪水継続時間が等しくピーク流量が大きい、すなわち流入量ハイドログラフの立ち上がりが急なほど、越流開始時刻は早く、より長い間越流が生じている。ここで、ピーク流量 $1500\text{m}^3/\text{s}$ は設定した河道の満杯流量である。従ってこれ以上ピーク流量が大きい流量ハイドログラフは与えることはできない。なぜなら、狭窄部以外の直線河道部分において越流が生じるからである。

3-5. 洪水継続時間を変えた場合

次に、ピーク流量を等しくし洪水継続時間だけを変えて計算した。最大越流水深が現れる地点における越流水深の時間変化を図-12 に示す。洪水継続時間を増加させても、最大越流水深は変わらないことがわかる。すなわち、流量ハイドログラフのピーク値が等しければ、洪水継続時間がどんなに長くても越流水深は限界値をとり、ある値で一定になる。

3-6. 3 章のまとめ

本章で得られた結果のまとめとして、越流水深の累積度数を図-13 に示す。ここで、河幅比が 0.3, 0.4 のときに狭窄部内において射流が発生した極端に狭い狭窄部のケースは除外してある。これからわかるように越流水深の限界値は 59cm であり、過去の越水事例や事後調査結果による越流水深に一致しているといえる。

4. まとめ

本論文は、過去の越水事例において越流水深が 60cm を越えることは稀であったことに着目し、過去の越水事例における越流水深と 2 次元不定流計算に基づいた数値解析結果による越流水深それぞれの最大値がほぼ一致することを示した。これは、末次らによるアンケート調査結果や実際の水防工法で採用されている越水防止工の土嚢を積む高さの妥当性を示したものである。

本論文における数値解析結果をまとめると、より河幅比が小さく、より収縮率が大きい、より延長の長い狭窄部のほうが、最大越流水深が大きくなることがわかった。また、越流水深の増加に影響を与える特性量の中で比較的寄与度が大きいものは、河幅比とピーク流量の値である。すなわち、越流水深に関していえば、上流側からどれだけ水の量が流れてきたかではなく、どれだけ一様川幅に対して狭窄部幅が狭いか、及び、どれだけ単位時間当たりに河川流量が増加するかが重要である。

今後は、水防活動によって堤防上に土嚢を積んだとき、その積み方によってどのように越流水深や越水量、越流が生じる場所が変化するかを研究する必要がある。

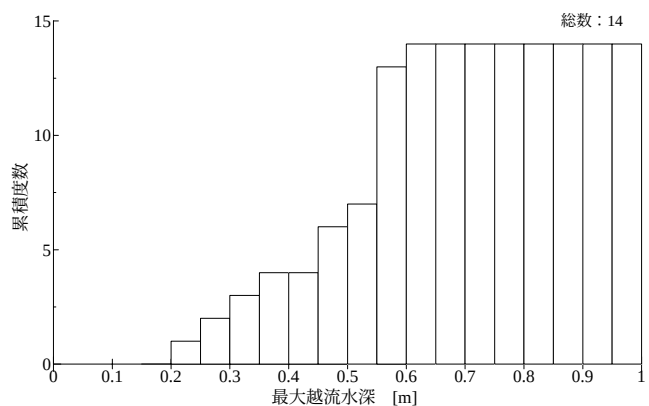


図-13 越流水深の累積度数

参考文献

- 1) 福岡捷二:洪水の水理と河道の設計法, 森北出版, 2005.
- 2) 石川忠晴:堤防越水をともしう直線矩形断面河道の水面形, 第 26 回水理講演会論文集, pp.417-422, 1982.2.
- 3) 吉野文雄, 土屋昭彦, 須賀堯三:越流水による堤防の破壊特性, 第 24 回水理講演会論文集, pp.351-356, 1980.
- 4) 須賀堯三, 石川忠晴, 葛西敏彦: 越流水による堤防の破壊特性 その 3, 第 25 回水理講演会論文集, pp.355-360, 1981.