

# 氾濫水の河道還元効果に関する堤防自主決壊の検討

佐藤 裕和\*・磯部 雅彦\*\*

## Effects of Artificial Levee Break for Inundated Water Return to River

Hirokazu SATO\* and Masahiko ISOBE\*\*

### Abstract

Reduction of the flood damage is strongly influenced by appropriate evacuation, rescue, reconstruction assistance and drainage of the inundated water. In this paper, about such a drainage way, artificial levee break is focused and that effects are examined. Firstly, to figure out the general characteristics of the artificial levee break, basic numerical simulations with 4 different-slope model terrains and rivers were run. Then, returning effect of the inundated water by the artificial levee break was confirmed in all cases.

Secondly, some similar simulations were run for the Tone and the Edo River as an actual case. Its situation refers to Typhoon Kathleen's case in 1947. As a result, by artificial levee breaks in the middle and lower Edo River, large amount of drainage to the river comparable to a capable pumping system was performed.

キーワード：堤防自主決壊，氾濫水の河道還元，治水，水害の減災，危機管理

Key words：Artificial Levee Break, Return of Inundated Water to River, Flood Control, Flood Damage Reduction, Risk Management

### 1. はじめに

わが国では、明治以降の近代的な治水整備の推進により、国土全体で見れば洪水氾濫を被る頻度は激減し、日常的な水害は克服されつつあるもの

の、今日でも中小河川における破堤氾濫は毎年のように見受けられるし、大河川における越流氾濫もしばしば発生している。また、沖積低平地に広く展開されてきたわが国の都市では、その地形・

\* 島根大学生物資源科学部  
Faculty of Life and Environmental Science, Shimane University

\*\* 東京大学大学院新領域創成科学研究科  
Graduate School of Frontier Sciences, The University of Tokyo

本論文に対する討論は平成24年2月末日まで受け付ける。

地勢の特徴を与件とした内水氾濫のリスクも常に内在しており、これも外水氾濫と同様の慢性的な氾濫の形態といえる。両者とも河川改修や流域開発、気候条件の変化などの影響を受けやすく、水害の質にもその影響が反映されるのであるが、いずれにしてもその氾濫水の排除は、ポンプ排水や樋門・樋管、下水道などを通じた自然排水によらねばならない。しかしながら、ポンプ施設の排水能力や数に不足がある場合や、河川との水位関係で機能的な排水が困難な場合には、長期の湛水が生じ、被害が増大化していく問題がある。

このような状況下での氾濫水の排除方法として、堤防を人為的に開削し、河道へ氾濫水を還元する方法が古くからとられてきた。こうした方法は堤防の自主決壊とか人為的破堤と呼称されている。なお、後述するようにこれには様々な目的があるが、氾濫水の河道還元という目的に限って言えば、元来水防的側面の強い技術的手段、すなわち洪水氾濫被害を被った地域住民らが自主的に減災をはかる行為であり、本研究でもこの機能の解明に主眼を置いているため、また近年刊行された川の百科事典（2009）で同様の行為に対して自主決壊と掲載されていることから、本論文中でも自主決壊と統一して記述することとする。

自主決壊に関する明治以降の著名な事例として、明治29年の河川法制定のきっかけとなった明治18年の淀川水害の際に、俗称「わざと切れ」と呼ばれる自主決壊が淀川左岸で行われており（建設省、1974）、昭和22年のカスリン台風時にも、自主決壊による利根川氾濫水の河道還元がGHQの主導のもと、江戸川右岸で試みられている（建設省、1987）。また、わが国の水害訴訟の先駆となった加治川水害の前年にあたる昭和41年に阿賀野川右岸で、昭和51年の吉田川水害では吉田川左岸および左支川鶴田川右岸で、霞堤の締め切り地点の事例として、昭和53年の新潟水害時に洪海川右岸でそれぞれ自主決壊が実行されている。さらに、平成7年7月の梅雨前線による鳥居川水害では、無堤部の築堤箇所湛水した氾濫水の排水のために鳥居川左岸で、同じ梅雨前線による関川水害では旧矢代川右岸でそれぞれ自主決壊が実行さ

れた。これら一連の事例研究および分析は大熊（1998）に詳しく、高橋（1999）でも検討がなされ、鳥居川の事例は建設省（1995）、洪海川の事例は末次ら（1997）でも分析がなされている。このほかの卑近の事例としては、平成16年の新潟・福島豪雨災害時の、中之島川右岸における自主決壊があげられる。

一方、自主決壊の氾濫水の河道還元以外の目的として、大破堤の回避、相対的に重要な地域の優先的防御、軍事的手段（高橋、2008）、他所の破堤による自己地域の氾濫回避（宮村、1985）などがあげられる。現在のわが国で行いえるのは、これらのうち後二者を除く目的に沿うものであると考えられる。

ところで近年、平成9年の河川法改正時にもその整備が重要視された、伝統的な超過洪水対策である水害防備林の効果に関する実験や数値計算が行われてきている（末次ら、1998；重枝ら、2002）。また、瀧ら（2009）は超過洪水時の氾濫に対する減災策として、水害防備林のほか霞堤や二線堤などを用いることの効果を数値計算により検討している。超過洪水対策として有効と考えられてきた伝統工法に対するこうした定量的評価は、現代の治水・水防計画にこれを応用するためにきわめて重要なアプローチであると考えられる。

そこで、本研究では堤防自主決壊を洪水氾濫時の減災手段と位置付け、氾濫水の重要な排水手段のひとつと定義し、自主決壊の効果・特性について、氾濫水の河道還元を中心に把握することを目的とする。その初歩的検討として、4種の異なる勾配を持つモデル地形・河道を設定し、また事例として利根川右岸の氾濫を想定した自主決壊のシミュレーションを行い、検討・考察を行った。

## 2. モデル地形・河道の概要と計算条件

堤防の自主決壊によって氾濫水の河道還元を試みる場合、氾濫域の地形勾配や河床勾配の違いにより、その還元の動態が異なることが想定される。例えば、氾濫域の地形勾配が異なれば氾濫水の湛水面積や湛水深分布が異なるし、河床勾配が異なれば河道水位の低減速度などに差異が生じる

ため、氾濫水の還元効率に影響をおよぼすものと考えられる。本論文における氾濫水の還元効率とは、自主決壊によって河道へ還元される氾濫水の排水の程度を表している。後述するように地形や河床の勾配が急なほど還元効率は高く、緩いほど低い傾向が確認されている。

むろん、氾濫域や河道の粗度、地形形状、氾濫規模・形態などにもこの還元効率は影響を受けるものと考えられるが、一般的な自主決壊のタイミングは、河道水位が自主決壊地点の湛水位を下回る洪水減水期であり、氾濫水の流動も沈静状態にあるため、地形・河床勾配の違いが還元流の挙動に最も大きく影響を与えると考え、本検討ではこの勾配の違いに着目し、自主決壊の効果の一般的性質を把握することを試みた。

設定する地形・河道は、山地および平野部を流れる3つの河川形態(扇状地、移化帯、三角州)で、その平面形状は図1のような河道と氾濫域境界の接続部が45度に開いた形状とし、氾濫水が無限に拡散しないような措置をとった。これが氾濫解析の境界となり、山体部や盆地の流出口、あるいは堤防や盛土などの線構造物を想定している。このような境界をなす線構造物などは、背割堤のように接続角がほとんど0度に近いものから道路盛土のような90度以上に開くものまで様々あり、ここではひとつのベンチマークとして0~90度の中間値である45度を代表に選んだ。仮に以下の検討を45度よりも広い接続角とすれば、氾濫水が拡散し集まりにくくなるため湛水深が小さくなり、

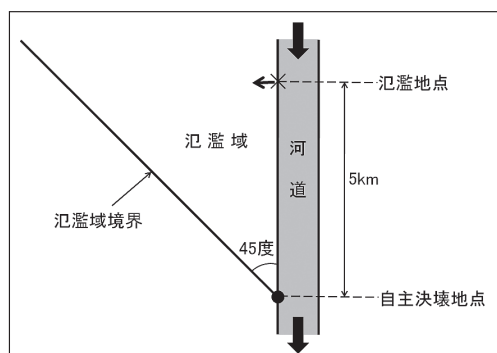


図1 モデル地形・河道の平面図

後述する結果に比べ氾濫水の河道還元効率は低下していき、自主決壊が実行しえない可能性があることにも留意しておく必要がある。

河道は検討区間長12km、幅100mの矩形断面とし、氾濫地点と自主決壊地点はそれぞれ上流端から6 kmと11 kmで、全ケースで同一の単峰二等辺三角形波形の洪水ハイドログラフと氾濫ハイドログラフ(図2)を与え、そのピークの発生が同一時刻となるように設定した。洪水ハイドログラフは、実際には河道の上流端流量は流出解析などから得られた波形を参考に与えるべきであるが、そのためには降雨波形や流出解析に係るパラメータも設定しなければならないため、ここでは簡単に合理式的に考えてこのような波形とした。氾濫ハイドログラフは、各地形・河道の違いによって氾濫シナリオが異なると、各ケース間で自主決壊の効果の比較が困難となるため、最も簡単に河道流量の増減に応じる波形とし、氾濫地点において河道から氾濫域へ境界条件として同一のものを与えた。ただし、自主決壊時には後述のように堤内外水位に応じて、河道と氾濫域で水の授受がなされるようにしている。洪水および氾濫規模は中小河川を念頭に、洪水ハイドログラフの基底流量50m<sup>3</sup>/s、ピーク流量1,000m<sup>3</sup>/s、洪水継続時間24時間とし、氾濫ハイドログラフは、主要河川の基本高水や計画高水の差、すなわち河道外の洪水調節流量が基本高水に占める割合を参考に、洪水ピーク流量の1/3となるよう氾濫ピーク流量を300m<sup>3</sup>/s、また洪水期間中の総流量の約1/4となるよう総氾濫量を1,000万m<sup>3</sup>と与えている。この

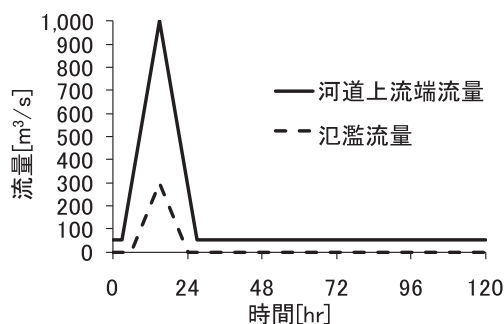


図2 モデル河道上流端流量および氾濫流量

総氾濫量は、氾濫地点より下流で全量が湛水するとした場合、氾濫域 $0.5 \times 5 \text{ km} \times 5 \text{ km} = 12.5 \text{ km}^2$ に平均80cmの湛水深を持つようなスケールである。氾濫継続時間は幾何学的に約18.5時間と設定される。ここでの地形・河道は、勾配の違いによる一般的な区分としており、河道下流端は河口部を想定しているものではないため、下流端境界条件には擬似等流を与えた。なお、氾濫地点より下流では、氾濫流量が河道流量から差し引かれている。

氾濫域は、河道縦断方向のみ勾配がついているものとし、河床勾配と同一の地形勾配とした。また、河道と氾濫域は堤防で隔てられている。堤防天端位置は、氾濫なしのピーク水位に対応する高さを設定しており、勾配の違いに対応してケース間の堤高は異なる。これにより、急勾配の河川ほど堤高が低いという一般的関係性を与えている。河床標高と氾濫域の横断方向の堤内地盤標高は同一なものとした。現実には、扇状地河川では天井川となっていたり、移化帯および三角州河川では河床標高よりも堤内地盤標高が高い場合も多いが、天井川で氾濫水の河道還元を目的に堤防を自主決壊することは非現実的であり、堤内地盤標高が河床標高以上であることがそのための必要条件と考えれば、ここで課した条件は自主決壊を行える範囲で最もシビアな条件といえる。

河道および氾濫域は、それぞれ1次元および2次元のダイナミックウェーブモデルを用いて洪水追跡、氾濫解析を行い、両者の接続は勾配に応じて横越流公式を用いることも考えられるが、本検討では氾濫水の主流方向の流速が十分落ちてから河道還元するため、本間の越流公式を用いた。また、自主決壊時の破堤流量も本間公式で算出している(栗城ら, 1996)。表1に計算に関する諸元を示す。なお、河道や氾濫域の空間差分間隔は、設定した地形や勾配には急変部がなく急勾配のケースにおいても極端に早い流速が生じないことを確認しており、時間差分間隔は検討ケースごとにクラン条件を満足するように設定している。

表1 モデル地形・河道および計算の諸元

case	1	2	3	4
河川形態	山地	扇状地	移化帯	三角州
地形・河床勾配	1/50	1/250	1/2,000	1/5,000
堤高	1.5m	2.3m	4.3m	5.5m
河道長, 川幅	12km, 100m			
河道・氾濫域粗度	0.025s/m <sup>1/3</sup> , 0.06s/m <sup>1/3</sup>			
基底・上流ピーク流量	50m <sup>3</sup> /s, 1,000m <sup>3</sup> /s			
氾濫ピーク流量	300m <sup>3</sup> /s			
洪水・氾濫継続時間	24時間, 約18.5時間			
総氾濫量	1,000万 m <sup>3</sup>			
空間差分間隔	河道: $\Delta x = 100\text{m}$ . 氾濫域: $\Delta x = \Delta y = 100\text{m}$			

### 3. モデル地形・河道によるシミュレーション

#### 3.1 自主決壊を行わない場合

図3に、自主決壊を行わない場合の氾濫域の湛水量の時間変化を示す。図より、山地および扇状地では、総氾濫量1,000万 m<sup>3</sup>のうち、ピーク時でも8~9割程度が河道還元している様子がわかる。これは堤高が低く、氾濫域の下流部で氾濫水の流動が止まると、地形勾配が急なため氾濫水位が急上昇して容易に堤防天端高を上回り、氾濫水が河道へ逆越流したためである。なお、逆越流に伴う破堤は、そのモデル化に越流水深や越流時間のほか、堤体土質や透水係数など考慮すべき項目が多く複雑であるため、また、逆越流による破堤は自主決壊による氾濫水の河道還元にとっては有利な条件となるため、ここではこの点については考慮しないこととした。一方、移化帯と三角州ではこの

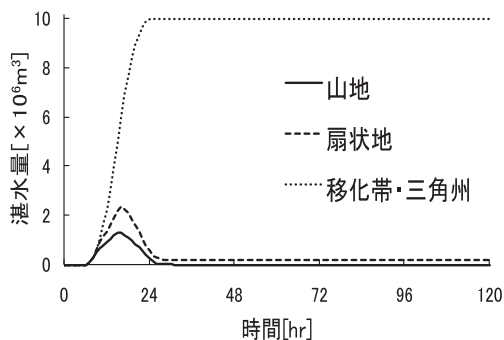


図3 自主決壊を行わない場合の湛水量

ような逆越流をしなかったため、湛水量は同一の時間変化を示している。氾濫水の流動が静止した時点での10cm以上の湛水面積と最大湛水深は、山地：0.01 km<sup>2</sup>、1.5m、扇状地：0.21 km<sup>2</sup>、2.3m、移化帯：11.28 km<sup>2</sup>、2.4m、三角州：18.91 km<sup>2</sup>、1.3mで、山地と扇状地では最大湛水深が堤高に一致している。

### 3.2 河道水位の十分低下後に自主決壊を行う場合

自主決壊は一般的に、河道水位が氾濫域の水位よりも下回ってから行わなければ危険である。ここではそのようなタイミングとして、各ケースにおいて河道水位が初期水位に等しい水位まで低減した時刻を選び、河道と氾濫域境界との接続部の河川堤防を決壊幅100mで全高瞬間的に自主決壊させた。自主決壊幅は、近年の水害事例から、堤防の応急復旧が破堤幅200m程度であれば技術的には可能であると考へ、ここでは100mと設定した。図4に氾濫域の湛水量と自主決壊地点の氾濫域湛水位の時間変化

を、図5に各ケースでの自主決壊地点直下流の河道流量および河道水位を示す。なお、図5に示されたハイドログラフは、氾濫後の河道流量や先述の逆越流量、自主決壊による氾濫水の河道還元流量が合算されたものである。

図4から、2つの急勾配のケースでは前述のように河道への逆越流のため湛水量が少なく、自主決壊後速やかにほぼ全量が河道還元されている様子がわかる。一方、2つの緩勾配のケースでは河道還元の様相に大きな違いが見られた。移化帯では自主決壊後急速に湛水量が減少しているのに対し、三角州では緩やかな減水を示している。これは双方緩勾配であるが、移化帯の方が三角州よりも圧倒的に地形が急で、自主決壊口へ早い流速で氾濫水が流入し、三角州ではこの流速が遅い上、移化帯よりも氾濫域の上流まで湛水していることに起因している。また、河道の等流水深も緩勾配である三角州の方が23cm程度深く（移化帯：約71cm、三角州：約94cm）、氾濫域に対する河道水位が移化帯よりも相対的に高く、氾濫水が還元し

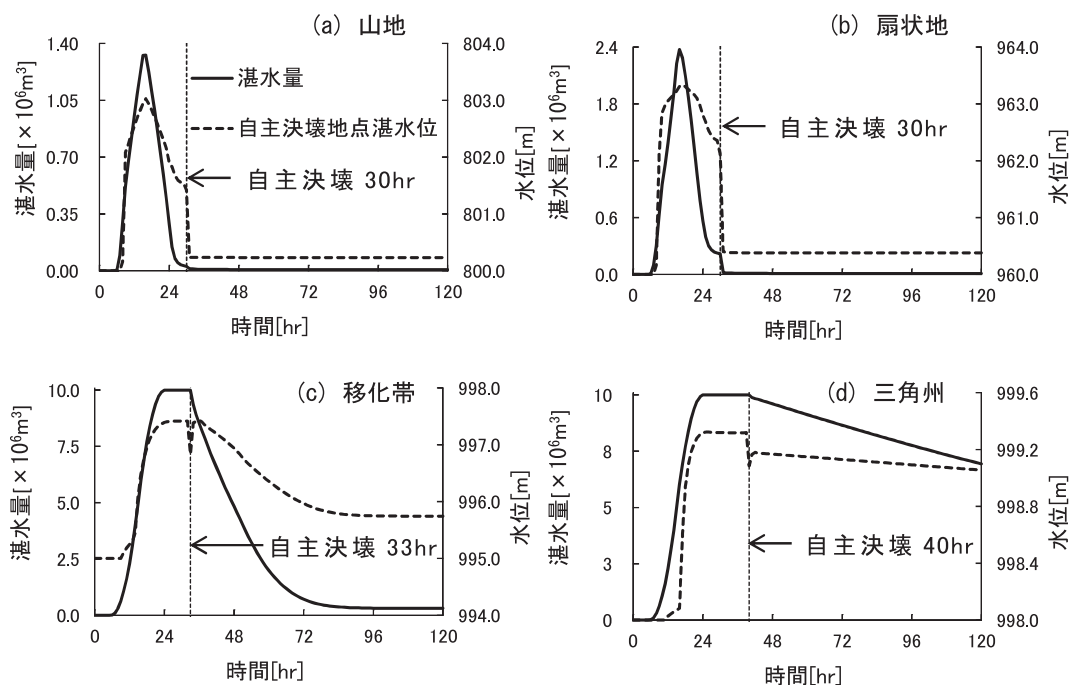


図4 自主決壊を行った場合の湛水量と自主決壊地点の湛水位



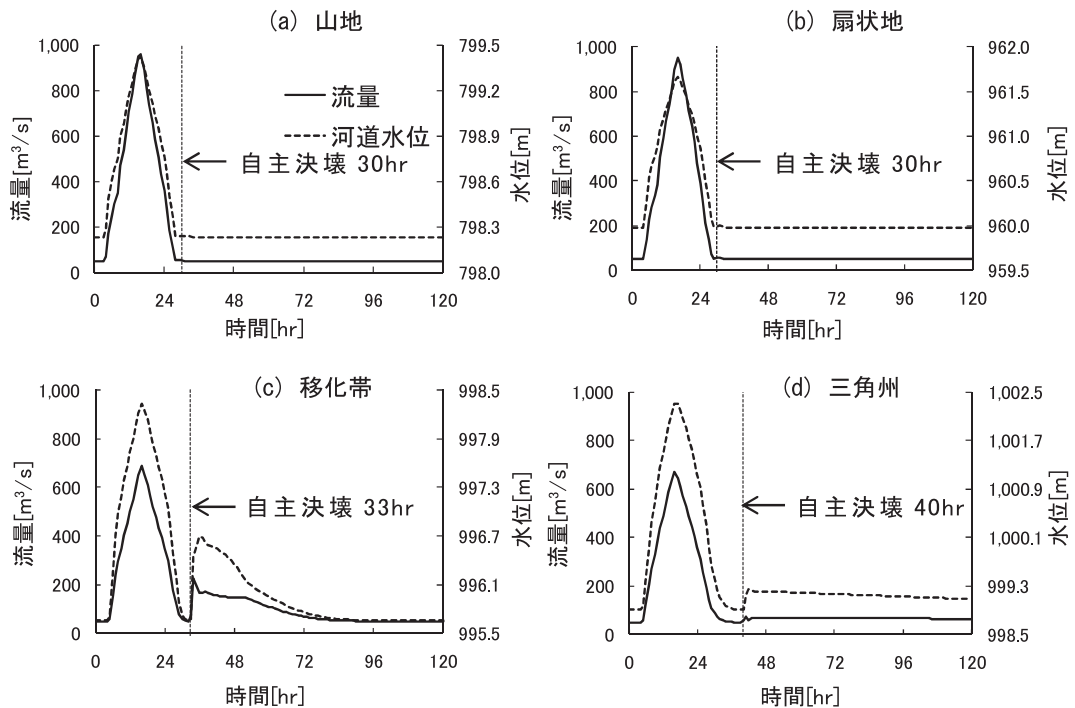


図5 自主決壊を行った場合の河道流量および河道水位

にくいことにも一因がある(図4(c)および(d))。また、図5から自主決壊後の河道流量と水位の変化の度合いを見ても、移化帯の方が三角州よりも瞬間的に多量の氾濫水を河道還元させていることがわかる。

### 3.3 自主決壊のタイミングによる効果の違い

自主決壊の効果は、行うタイミングによってその効果や質が異なるものと考えられる。ここでは、①洪水前、②自主決壊地点の河道水位(水深)がピークを過ぎた直後、③同ピークが半減した直後の3ケースを設定し、検討を行った。タイミング以外の決壊条件は前節と同一である。図6に自主決壊のタイミングの違いによる湛水量の時間変化を示す。

この結果より、全てのケースにおいて、どのようなタイミングでも自主決壊を行えば、氾濫水が時間進行とともに河道還元されることが示されたが、緩勾配の2つのケースでは、タイミング次第

で自主決壊地点において河道からの逆流が生じ、上流からの氾濫流量を大きく上回る湛水が生じている。おおむね河道のピーク水位を過ぎてからの自主決壊では、この逆流の影響を受けていないことがわかるが、これは氾濫地点と自主決壊地点の距離にも依存するものと考えられる。この逆流浸水によって、自主決壊が当該氾濫域の被害増大化を助長する可能性を示唆している一方、河道ピーク流量を減少させ、下流域にとっての遊水地の役割を果たすともいえる。すなわち、自主決壊によって下流域の治水安全度を高める可能性が示され、自主決壊の水防的な性質のみならず、治水に対する有効性あるいは有害性を示したといえる。この点の検討・考察は今後実流域を対象にして行う予定である。図7に、移化帯および三角州の自主決壊直下流の河道流量を示している。

なお、急勾配の2つのケースでは自主決壊地点の開口部からの逆流に限度があり、同様の遊水効果は期待できず、氾濫水の河道還元効果に特化し

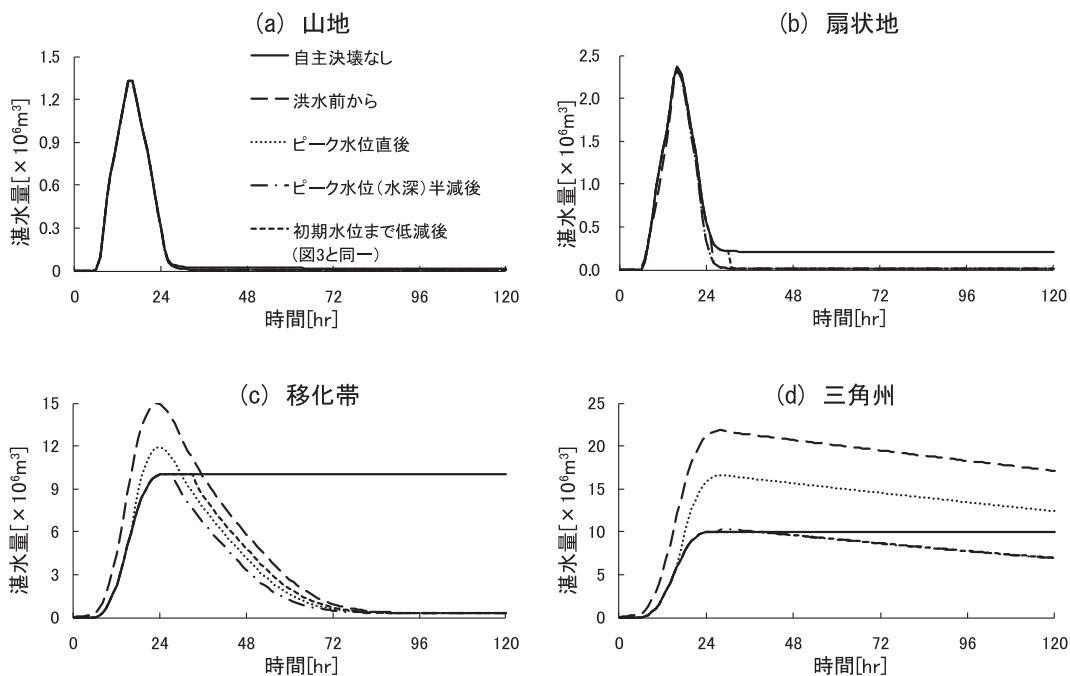


図6 自主決壊のタイミングの違いによる湛水量

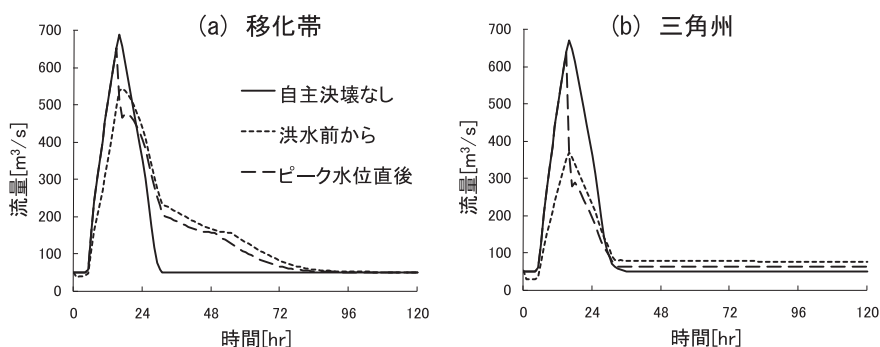


図7 移化帯および三角州における自主決壊のタイミングの違いによる河道流量

ているといえよう。

### 3.4 勾配の違いによる自主決壊の効果・特性を考慮した応用例

前節では地形・河床勾配の緩急と自主決壊のタイミングの違いによって、その効果や特性が異なったものとなることが確認された。本節では急勾配と緩勾配のそれぞれのケースにおける、そのよう

な効果・特性に応じた自主決壊の応用について検討を加える。以下の検討における自主決壊条件は、説明を加えた条件以外は全て上記と同様である。

#### (1) 山地および扇状地河川の堤防整備に伴う湛水量の増大に対する自主決壊の効果

前述のように、急勾配のケースにおける自主決壊の効果は、氾濫水の河道還元の特化しているも

のである。近年の河川整備により、山地河川に多くあった無堤部への築堤や、低い堤防に対するかさ上げが進捗してきている。また、扇状地河川でも同様の河川整備のほか、高度な土地利用の要請などから霞堤開口部が締め切られる場合が多くなってきている。本検討では、このような急流河川における堤防のかさ上げや、霞堤の締め切りによる湛水量の増大や湛水の長期化がなされる場面を想定し、自主決壊を行った場合の氾濫水の河道還元効果を検討する。ここでは、河道と氾濫域境界の接続部を霞堤の締め切り地点とみなしている。また、堤防は山地で1.5m→3.0m、扇状地で2.3m→4.0mにそれぞれかさ上げた場合を想定した。前節の検討より、急勾配のケースについては自主決壊のタイミングによらずその効果に大差がないため、ここでは洪水前から自主決壊を行うこととした。図8に、自主決壊の有無による湛水量の時間変化を示す。

図8(a)より、山地では堤高を倍にしても氾濫水の多くが堤防を逆流れし河道還元しているため、湛水量も大きく増えていない。この氾濫に対して自主決壊を行った結果、ピーク時と最終の湛水量ともに、4.7万 $m^3$ 程度自主決壊によって氾濫水が河道還元している様子が確認できる。

一方、図8(b)より、扇状地では堤防かさ上げにより湛水量が100万 $m^3$ 程度増大しており、また勾配が山地よりも緩いため、自主決壊した場合には河道還元の効果が大きくなっている。すなわち、扇状地において堤防のかさ上げにより湛水量

が増加した場合、霞堤の締め切り地点の自主決壊が有効であることが示された。

霞堤の大きな役割のひとつに、急流河川における氾濫水の河道還元があげられるが、前述したように、近年では霞堤開口部が締め切られ場合が多くなっている。急流河川では周辺の地形も急であるため極端な天井川とならない限り、河道からの逆流が制限される。したがって、霞堤開口部の締め切り地点はもとより、本検討に類似した地形条件を有する急流河川においては、洪水前に自主決壊を行っておくことで、洪水氾濫中に作業を行うよりも事故などの危険を回避できよう。むろん、これが緩流河川あるいは緩扇状地であれば、河道からの逆流によって、避難行動などに支障をきたす可能性もあり、ここで検討した急流河川と同じように考えるわけにはいかない。また、霞堤開口部は自主決壊地点として明快な指標となり、洪水前であればこうした作業を地域の共同で行うことが可能となって、水防意識の復興という側面にも貢献できるといった副次的な効果も期待できるものとする。水害時の減災は個々の対応が前提となるが、それに地域の水防意識や技術が有機的に組み合わせることでより高度な減災が実現できることは論をまたない。

## (2) 移化帯および三角州河川における二箇所の自主決壊の効果

緩勾配のケースでは、広範囲に渡って氾濫水が湛水する。そこで本検討では、河道と氾濫域境界

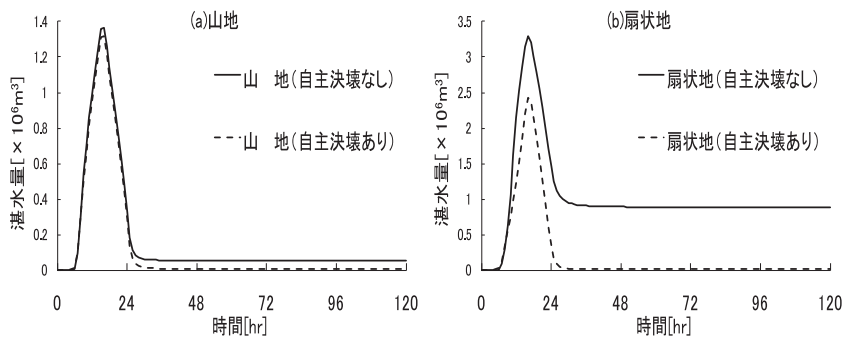


図8 湛水量増加に対する自主決壊による氾濫水の河道還元効果（山地および扇状地）



の接続部の堤防に加え、その上流側でも同時に自主決壊を行うことで還元効率が向上できるかどうかについて検討を加える。先の検討より、移化帯では河道の水深がピークの半分に相当する河道水位のときに自主決壊すれば還元効率が最大となり、三角州では初期水位まで河道水位が低下したときに逆流も生じず、還元効率が最大となった(図6)。そこで、本検討では比較のため、河道水位がの初期水位まで低下した時点で自主決壊を行うこととした。このときの河道水深(等流水深に等しい)は、先述のように移化帯で約71cm、三角州で約94cmであり、それぞれのケースで氾濫域の湛水深がこれ以下となる地点を上流側の自主決壊地点に選ぶことはできない(モデル地形・河道の横断方向の地盤標高は同一のため)。したがって、ここでは三角州の河道初期水深を参考に、湛水深が1mとなる地点を上流側の自主決壊地点に選定し、やはり比較のため双方でこれを共通とした。図9に、単一箇所および二箇所での自主決壊を行った場合の湛水量の時間変化を示す。

これをみると、移化帯では決壊直後の減水は二箇所同時の方が大きいですが、時間進行とともに単一箇所の場合よりも減水は小さくなった。これは決壊直後では両地点から河道還元がなされ、両地点の湛水位が減少するが、地形的特徴から下流側よりも上流側の湛水位低下が早く、一方河道では上流から基底流量がたえず流下してくるため、河道水位が上流側湛水位を上回り、常に河道から氾濫域に流入する流量があるため、この分の流量が氾

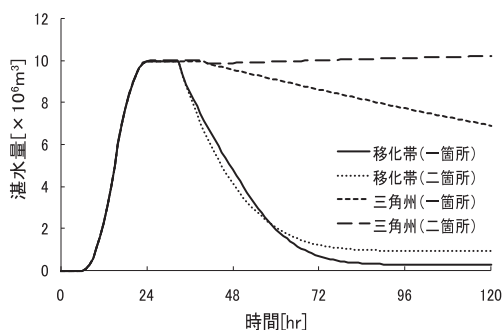


図9 二箇所同時の自主決壊による氾濫水の河道還元効果(移化帯および三角州)

濫域に残存することになるためである。

一方、三角州においては、二箇所同時での決壊直後にやや減水を見せているものの、すぐに湛水量が総氾濫量の1,000万m<sup>3</sup>を上回り、しばらく微増を続けている。これも基本的な原因は移化帯と同様であるが、勾配が緩いため常に河道へ流下してくる基底流量に対する河道水位が高く、下流側決壊地点から排水される還元流量よりも上流側決壊地点からの流入量が若干多く、湛水量が微増しているものと考えられる。これに加え、下流側からの還元流による河道水位の上昇の影響が、緩勾配のため上流まで及んでいることによってこれを助長している。

このような還元効率の低下を避けるには、両地点の決壊規模や位置を変えるか、決壊タイミングを変えることが考えられる。今後複数点の自主決壊について検討を行う予定である。

#### 4. 利根川の氾濫を想定したシミュレーション

##### 4.1 計算条件

前章まで、モデル地形・河道による堤防自主決壊の効果について検討を行ってきた。ここでは、実河川の事例として、利根川および江戸川を対象に検討を行う。先に指摘したように堤防自主決壊によって氾濫水を河道還元させた場合、あるいは上流で人為的に洪水を氾濫させた場合、水防的観点だけでなく治水的観点から下流河道に与える影響を無視しえない。そのため、流域内の大規模河道網に対するダム群の治水効果の研究(山田ら, 2004)のように、流域全体系で検討を行うことが重要であるが、本検討段階では実河川に対する自主決壊の基本的な効果や性質を評価するため、単一河道に対しての検討を行った。

対象区間(図10)は、栗橋地点を上流端とした利根川本川から関宿を経由した江戸川で、江戸川放水路と旧江戸川に分派点直上流を下流端としており、氾濫地点は昭和22年のカスリン台風時に破堤氾濫が生じた右岸・旧東村地先付近を参考としている。当時の当該地点における流量観測には欠測があり、正確な情報は不明であるので、栗橋におけ

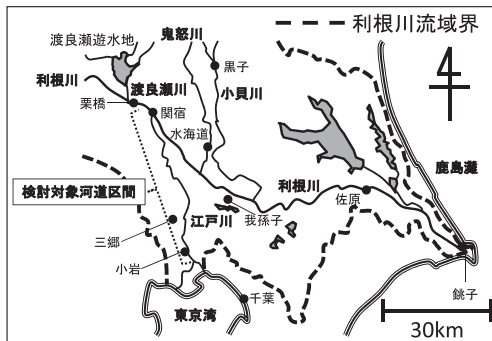


図10 検討対象区間位置図

る複数年の年平均流量から基底流量を $250\text{m}^3/\text{s}$ 、現在の計画高水からピーク流量を $17,500\text{m}^3/\text{s}$ とする単峰二等辺三角形波形の洪水ハイドログラフを与えた(図11)。ピーク発生時刻は計算開始から39時間後である。本来ここでも上流域での流出現象を前提とした洪水波形とすべきであるが、流出解析に必要なデータを十分に入手できなかったため、2.と同様にこのような波形を仮定した。洪水継続時間は、カスリン台風を含む利根川中流部の主要洪水の再現などから、洪水主要部は3日間程度であるため、ここでは72時間とした。氾濫規模は、内閣府中央防災会議(2007)による検討を参考とし、それよりも若干小規模な氾濫ピーク流量 $6,000\text{m}^3/\text{s}$ 、総氾濫量5億 $\text{m}^3$ を持つように設定した。ただし、氾濫ハイドログラフは、その詳細が不明であったため、ここでも最も簡単に河道流量の増減に応じた波形とした。したがってピーク発生時刻は河道と同じく計算開始から39時間後で、氾濫継続時間は幾何学的に約46.3時間と与えた(図11)。また、氾濫地点は栗橋地点の下流5km右岸とした。ただし、利根川と江戸川に分派点における現状の流量配分をみると、 $10,000\text{m}^3/\text{s}$ クラスの洪水時において、江戸川への流入量は計画分派率40%を大きく下回る流量となっている(国土交通省, 2007)。ここでは、栗橋流量から氾濫流量を差し引いた流量に、計画分派率40%を乗じた流量をあらためて江戸川流頭部に与える処理を施した。このとき、栗橋からの洪水伝播時間を1時間考慮してある。

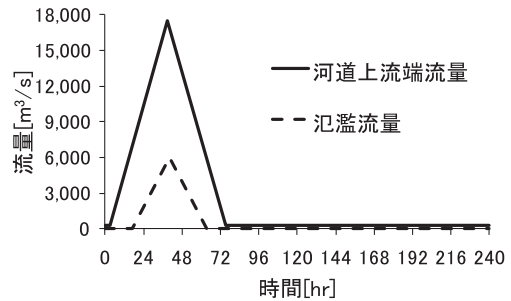


図11 利根川上流端流量および氾濫流量

河道条件は、国土交通省による平成15および16年の実測データから取得し、断面形状は矩形複断面に近似し、下流境界条件は自然境界条件を与えた。当該地域では昭和22年のカスリン台風時の破堤氾濫以来外水氾濫に見舞われておらず、また当時の氾濫水の進行過程も、埼玉平野の「領」と呼ばれる輪中堤での氾濫水の停止・越流あるいは破堤を繰り返すといった複雑なものであり、このような輪中堤の高さや強度なども不明なばかりでなく、現在ではその多くが撤去されており、現在の土地利用と洪水氾濫に関する氾濫解析のパラメータを同定させることは困難である。そこで、氾濫域に土地利用状況に応じた粗度係数を、水理公式集(1999)に記載されている値(市街地:0.067, 農地:0.06, 宅地:0.04, 道路:0.047, 山林:0.06, その他:0.05)を参考に与えている。また、河道・氾濫域ともに空間差分間隔は500mであり、粗度係数はこのメッシュ内平均に換算して計算に用いた。氾濫域は利根川の流域界を境界にとり、東京湾などへの排水は考慮していない。

#### 4.2 結果と考察

ここでは自主決壊地点として、江戸川中流部の右岸に接して中心市街地が展開されている三郷地先と、江戸川下流部の右岸側に市街地が展開されており、かつ冒頭にも示したように、カスリン台風時の利根川氾濫の際に実際に自主決壊が試みられた小岩地先を選定し、自主決壊による氾濫水の河道還元のミュレーションを行った。三郷地先は氾濫水の流下途中にあり、ここでの自主決壊に

よって下流氾濫域の湛水量の減少に寄与できる可能性もある。いずれも江戸川の右岸堤防を自主決壊し、その決壊タイミングは、洪水減水期における当該地点の河道水位が堤内水位を少しでも下回った瞬間とし、また堤防全高に渡って瞬間的に自主決壊されるものとした。

(1) 三郷地先で自主決壊させた場合

自主決壊を行った三郷地先は、江戸川流頭部から32km地点に位置している。決壊幅は100mとし、自主決壊の時刻は氾濫開始から約60時間後(計算期間の83時)である。図12に自主決壊の有無による湛水深分布を、図13に自主決壊地点直下流の河道流量を、図14に湛水量の時間変化を示す。

この結果、自主決壊によって計算期間終了時(240時)に約4,100万 $m^3$ の排水を行っており、これは総氾濫量5億 $m^3$ の約8%にあたる。この間の平均排水量は73 $m^3/s$ 、最大排水量は280 $m^3/s$ である。河川ポンプ施設総覧(2010)によれば、利

根川水系の直轄および補助機場と、五十里・川治ダムの連携導水ポンプ場を含む全45機場のうち、最大計画排水量が50 $m^3/s$ を超えるのは8機場、100 $m^3/s$ を超えるのは4機場で、最大は三郷および庄和機場の200 $m^3/s$ である。したがって、自主決壊によって、大型のポンプ施設による排水能に相当するような氾濫水の河道還元効果を示したといえよう。

(2) 小岩地先で自主決壊させた場合

自主決壊を行った小岩地先は、江戸川流頭部から45km地点に位置している。決壊幅は100mのほか、当該地点は時間進行とともに上流からの氾濫水が集水してくるため、200mで決壊させた場合についても検討を加えた。自主決壊の時刻は氾濫開始から約83時間後(計算期間の100時)である。図15に自主決壊の有無による湛水深分布を、図16に自主決壊地点直下流の河道流量を、図14に湛水量

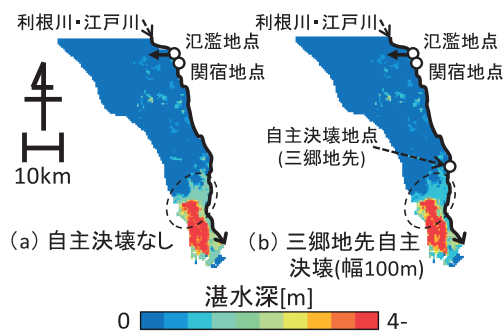


図12 三郷地先での自主決壊の有無による最終湛水深 (T = 240hr)

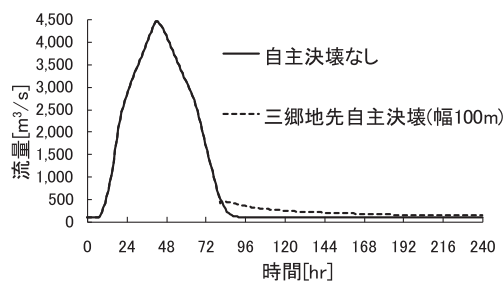


図13 三郷地先自主決壊地点直下流の河道流量

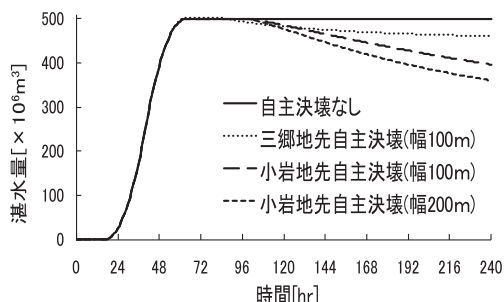


図14 自主決壊の有無による湛水量

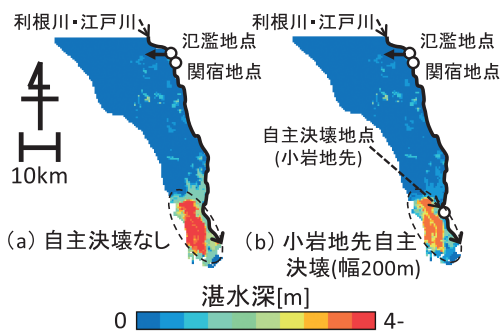


図15 小岩地先での自主決壊の有無による最終湛水深 (T = 240hr)

量の時間変化を示している。

この結果、計算期間終了時(240時)に、幅100mで自主決壊させた場合には約1億 $m^3$ 、200mでは約1.4億 $m^3$ の排水を行っており、それぞれ総氾濫量の約20%と28%にあたる。また、この間の平均排水量はそれぞれ198 $m^3/s$ および278 $m^3/s$ 、最大排水量はそれぞれ312 $m^3/s$ および477 $m^3/s$ であり、いずれも中流域での自主決壊よりも高い還元効果が見られた。これは、中流部ではまだ氾濫水が流動していることと、下流部での地盤標高が低いことで、相対的に下流部の湛水位が高くなったため、還元効率が高まったものと考えられる。

ところで、決壊幅を倍にすることで河道への還元量も増加しているが、自主決壊口から河道を横断して対岸堤防へ作用する還元流の流体力が増大し、対岸の破堤を誘発する可能性がある。今後、自主決壊によって発生が想定される、このような有害性についても検討を加えていく予定である。

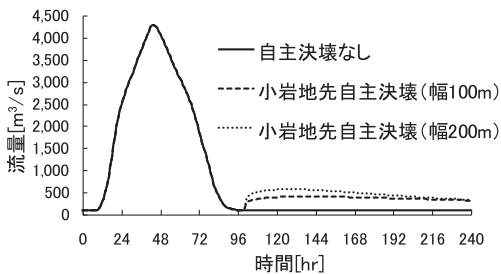


図16 小岩地先自主決壊地点直下流の河道流量

## 5. おわりに

本研究では、水防あるいは治水水面から洪水氾濫時の重要な危機管理手法として用いられてきた堤防自主決壊の効果・特性について、氾濫水の河道還元効果を中心に、モデル地形・河道および利根川・江戸川の洪水氾濫を対象として、数値シミュレーションを用いて検討・考察を行った。以下に本研究で得られた知見について列記する。

1) モデル地形・河道を通じた検討により、山地河川や平野部の扇状地河川のような急勾配のケースにおいては、自主決壊のタイミングによらずその効果は、氾濫水の河道還元に特化して

いることが示された。また、河川改修などで堤防のかさ上げや霞堤が締め切れ湛水量が増加した場合、その増加分の湛水を自主決壊により排出できる可能性が示唆され、その効果は扇状地河川の方が大きい。

2) 平野部の緩勾配区間である移化帯および三角州河川における自主決壊の効果は、河道および氾濫域水位の影響を受けやすく、自主決壊のタイミングによって大きな氾濫水の河道還元効果が期待される一方、決壊口からの逆流により、湛水被害を助長させる可能性が示された。ただし、流域治水の観点からは河道ピーク流量を低減させ、下流域に対する遊水地的役割、すなわち洪水調節機能を持つ可能性も示唆された。前者の効果は移化帯で、後者は三角州において顕著であった。

3) 緩勾配のケースにおける複数箇所の自主決壊は、その規模や位置、タイミングによって氾濫水の還元効果が喪失される可能性が示された。

4) カスリン台風時の利根川氾濫を参考にした江戸川右岸における自主決壊の検討において、中流部・下流部どちらの自主決壊でも、大型のポンプ排水に相当するような氾濫水の河道還元効果が示された。その効果は下流部でより大きいものであった。

また、本研究での検討は、モデル地形・河道および実河川のいずれにおいても限定的な条件下で行われたため、自主決壊の効果・特性について全ては明らかにできなかった。しかしながら、実際の洪水氾濫時に現場で自主決壊の判断を下すことは過酷であり、事前に自主決壊の有効性や有害性を論じておくことの重要性は示唆したものと考えている。今後、本論文で検討するにいたらなかった点について、実河川でのシミュレーションに重点を置き、検討を加えていくことを課題としている。

## 謝辞

本論文中の中之島川右岸堤防の自主決壊に関する記述は、大熊孝新潟大学名誉教授より提供を受けた情報によるところが大きい。また、3名の査

読者と編集担当委員より、有意義な意見をいただいた。ここに記して各位に謝意を表する。

### 参考文献

- 大熊 孝：堤防の自主決壊による氾濫水の河道還元に関する研究，土木史研究 第18号，pp. 190-199, 1998.
- 河川ポンプ施設技術協会編：河川ポンプ施設総覧 2010 上巻，河川ポンプ施設技術協会，pp. 58-65, 2010.
- 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），土木研究所資料，第3400号，p. 21, 1996.
- 建設省河川局治水課・水政課：鳥居川の堤防破壊，河川，日本河川協会，pp. 125-127, 1995.
- 建設省関東地方建設局：利根川百年史，pp. 883-886, 1987.
- 建設省近畿地方建設局：淀川百年史，p. 305, 1974.
- 国土交通省関東地方整備局：利根川・江戸川の現状と課題（案），第2回利根川・江戸川有識者会議資料-3，p. 9, 2007.
- 重枝未玲，秋山壽一郎，小林俊彦：水害防備林による氾濫流の抑制効果，河川技術論文集，第8巻，pp. 133-138, 2002.
- 末次忠司，小林裕明，舘健一郎：氾濫許容型治水について，土木研究所資料，第3521号，pp. 44-53, 1997.
- 末次忠司，舘健一郎，小林裕明：防災樹林帯による氾濫流制御に関する研究，水工学論文集，第42巻，pp. 805-810, 1998.
- 高橋 裕：人為的破堤の事例と課題，災害の研究 第30巻，災害科学研究会編，損害保険料率算出機構，pp. 71-79, 1999.
- 高橋 裕：新版 河川工学，東京大学出版会，pp. 214-216, 2008.
- 高橋 裕，岩屋隆夫，沖 大幹，島谷幸宏，寶 馨，玉井信行，野々村邦夫，藤芳素生編集：川の百科事典，丸善，pp. 358-359, 2009.
- 瀧健太郎，松田哲裕，鶴飼絵美，藤井 悟，景山健彦，江頭進治：中小河川群の氾濫域における超過洪水を考慮した減災対策の評価方法に関する研究，河川技術論文集，第15巻，pp. 49-54, 2009.
- 土木学会編：水理公式集，p. 131, 1999.
- 内閣府中央防災会議：利根川浸水と想定の種類区分（案），第5回大規模水害対策に関する専門調査会資料7，p. 2, 2007.

宮村 忠：水害 治水と水防の知恵，中公新書，pp. 43-49, 1985.

山田 正，戸谷英雄：大規模河道網におけるダムの持つ洪水水位低減効果に関する研究，河川環境総合研究所報告，第9号，pp. 78-93, 2004.

（投稿受理：平成22年11月29日

訂正稿受理：平成23年2月22日）