

平成16年7月新潟・福島および福井豪雨災害における 豪雨・洪水氾濫特性

東 博紀*

Characteristics of Heavy Rainfall and Flood Disasters in Niigata, Fukushima, and Fukui in July, 2004

Hironori HIGASHI

Disaster Prevention Research Group,

National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan

higashi@bosai.go.jp

Abstract

This paper describes the characteristics of heavy rainfall, runoff and flood in Niigata, Fukushima and Fukui in July, 2004. The rainfall frequency was investigated using the rainfall data observed for about 40 years. It was found that the seasonal and meteorological conditions of the occurrence of heavy rainfall were not so unusual although the frequency of the rainfall amount was evaluated to be rare probability. The results using spectrum analysis for the frequency of heavy rainfall indicates that the risk of heavy rainfall and flood disaster periodically increases in 2-3 years cycle in these regions. A kinematic runoff model is used to calculate the surface runoff in the Igarashi River basin in consideration of topography, land cover conditions, and storage facilities. Rainfall runoff simulations including and excluding the effects of storage facilities were conducted. It was clarified that the runoff controls in the storage facilities are very effective in controlling discharge. A numerical simulation for the flood in Sanjo city is carried out, and the validity of the simulation were confirmed by comparing between the observed and the calculated flood depth in the residential area. The calculated results show that the flood takes about 3 hours to reach the residential area from the break point.

Key words : Rainfall frequency analysis, Runoff, Flood, Numerical simulation

1. はじめに

2004年、日本の各地で水災害が相次いで発生し、多くの人命や財産が失われた。社団法人土木学会（2005a）においても北陸豪雨水害、四国豪雨・高潮水害、台風21・22号災害、台風23号災害と水災害に関連した調査団が1年間で4つも結成されており、いかに2004年が甚大な被害を引き起こした水害が多かったかを物語っている。

2004年の日本は、台風の日本列島への上陸数（10個、平年2.6個）、真夏日の連続日数および年間日数などの記録を更新するなど、異常とも見られる気候であった（気象庁、2005）。近年、世界各地で頻発化している異常気象がグローバルスケールの気候変動の影響によるも

のではないかと懸念されているが、風水害が多発した日本でも気候変動問題に関心を集めることになった。

気候変動による影響を考慮した治水計画を策定するためには、気候変動を的確に将来予測し、気候変動による各地域の水文素過程への影響を明確にする必要がある。世界各地の気候は、氷期・間氷期（数万～数十万年スケール）、エルニーニョ・南方振動（ENSO）や十年変動（数年～数十年スケール）、季節変動（数十日スケール）、日々の気象（数時間～数日）など様々な時間スケールで変動しているものの重ね合わせであり、地球温暖化などの人為的影響の有無に関わらず、常に変動するものであると考えられる。有効かつ効率的な治水計画を行うためには各流域における極端な事象、とくに豪雨発

*独立行政法人 防災科学技術研究所 総合防災研究部門（現：独立行政法人 国立環境研究所）

生特性を明らかにすることが重要であると考えられる。

治水計画の策定には一般に確率降雨量の概念が用いられており、構造物は決定された計画降雨・高水流量に対して洪水が起きないように設計・建設されている。しかし近年、日本のみならず世界各地で計画規模を上まわる集中豪雨が多発し、水害を引き起こしている。都市域では用地確保や費用を考えると河道改修やダム建設など大規模なハード的対策を行うのはもはや困難な状況となっており、流域の土地利用管理や避難予警報システムの整備等、洪水氾濫が発生したときの被害を軽減するソフト的対策がより重要になっている。洪水が発生したときの浸水想定区域や安全な避難場所の位置など地域住民に十分認識してもらうことも必要である。

本報では新潟・福島水害および福井水害を引き起こした豪雨の統計特性を明らかにするとともに、当該地域の極値降水の経年変動を調べ、発生した豪雨と数十年スケールの長期的な気候変動との関係について検討した。また、信濃川水系五十嵐川の洪水氾濫により甚大な被害を受けた新潟県三条市の市街地にて浸水痕跡などの現地調査を行い、その結果に基づいて五十嵐川流域の雨水流出および洪水氾濫シミュレーションを行った。今後の治水対策やハザードマップ作成の一助となれば幸いである。

2. 降雨の統計的特性

2.1 降雨の概要と被害状況

2.1.1 新潟・福島水害における豪雨

梅雨前線の活動により2004年7月12日9時頃から14日正午まで新潟県中越地方、福島県会津西部地方を中心に豪雨が発生した。これにより死者・行方不明者16名、住家の全壊・半壊476棟、床上浸水6,930棟（うち新潟県6,902）、床下浸水6,556棟（2004年8月27日現在の総務省消防庁資料による）など甚大な被害が生じた。被害のほとんどは新潟県であり、新潟県の浸水被害としては1971年以降最大のものとなった（牛山，2005）。

7月13日は新潟県中越地方を中心とした豪雨であり、24時間降雨量の最大値は栃尾で421mmであった。図1に栃尾におけるAMeDAS観測雨量を示す。栃尾の1979年以降24時間降雨量の最大値は216mmであったが、今回の記録はこれを205mmも上まわったことになる。このほかの中越地方や福島県西部のAMeDAS観測所においても24時間降水量の1979年以降最大値を更新している。

2.1.2 福井水害における豪雨

2004年7月18日から、梅雨前線の活動により福井県北部（嶺北地方）を中心とした豪雨が発生した。AMeDAS美山観測所では18日未明より降雨が始まり、24時間降雨量283mmを記録した。図2に美山におけるAMeDAS観測雨量を示す。

この豪雨による被害は死者・行方不明者5名、住家の全壊・半壊126棟、床上浸水4,219棟、床下浸水9,671棟となっている（2004年8月12日現在の総務省消防庁

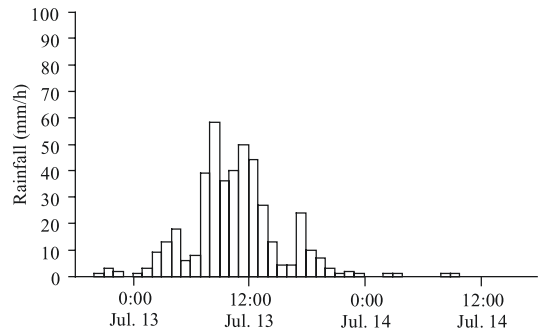


図1 栃尾における降雨量 (AMeDAS)

Fig. 1 Rainfall observed in Tochio.

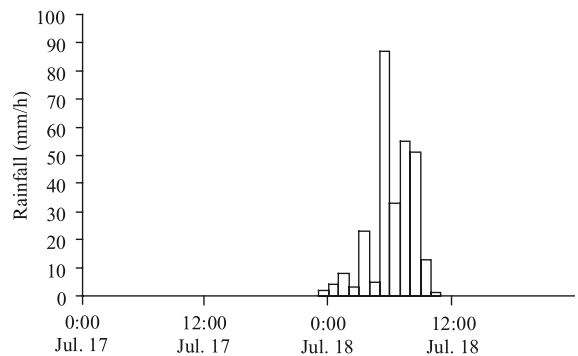


図2 美山における降雨量 (AMeDAS)

Fig. 2 Rainfall observed in Miyama.

資料による)。1971年以降の福井県の豪雨災害としては人的被害、浸水家屋数ともに従来の記録を大きく超過して最大規模となっている（牛山，2005）。

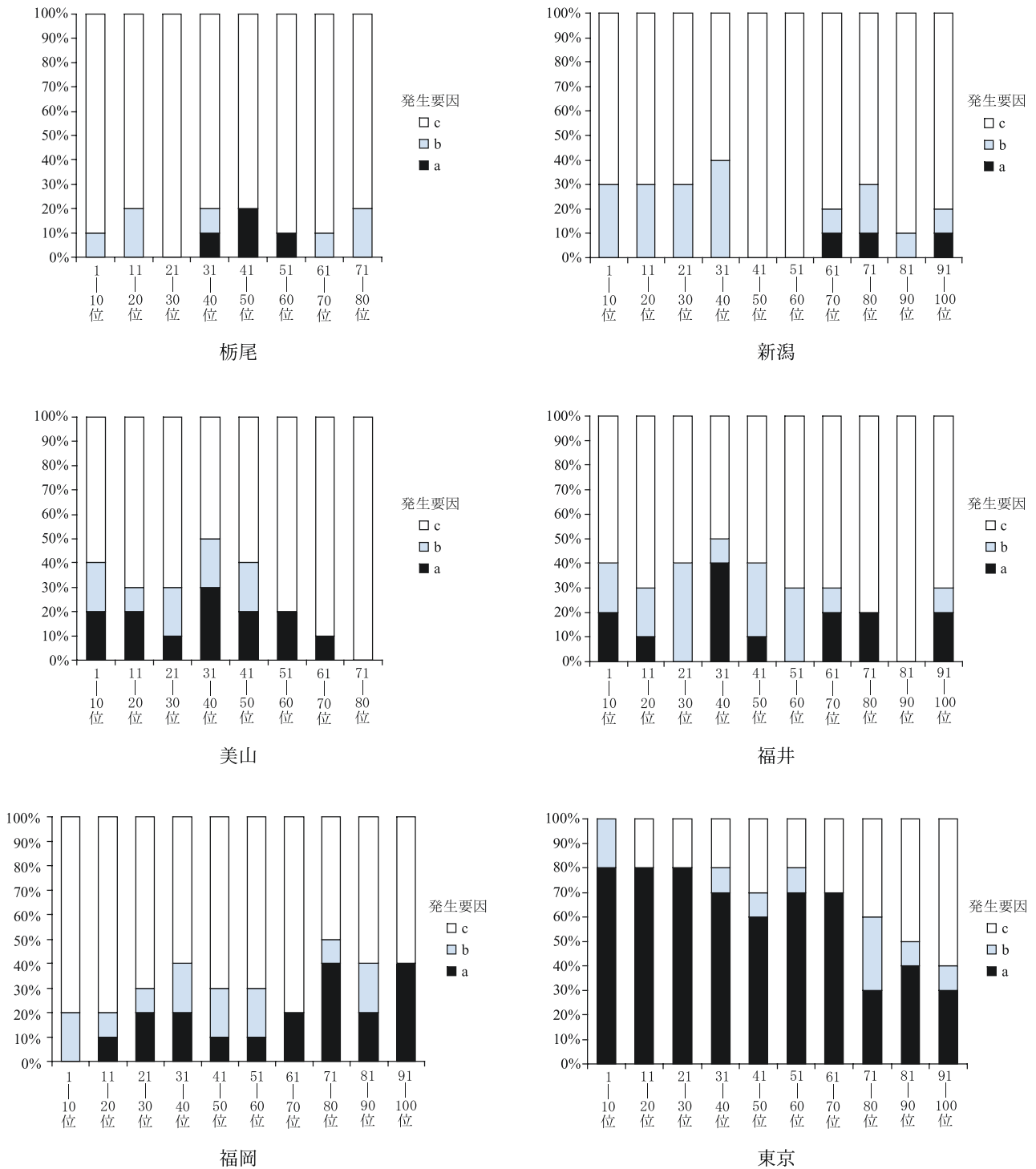
2.2 豪雨発生時期および気象条件の統計的特性

2.2.1 統計資料

統計資料として1961～2002年の新潟および福井気象台の地上観測データ、1976～2003年の栃尾および美山のAMeDAS観測データの2日間降水量を用いる。また、統計特性を比較するため東京管区気象台（1949～2002年）および福岡管区気象台（1961～2002年）における地上観測データを用いる。

2.2.2 豪雨発生の気象条件

上記6地点それぞれの2日間降水量を大きい順に並べた順序統計量のうち地上観測データは上位100位、AMeDASデータは上位80位を対象として各降雨の発生要因を気象庁出版の気象要覧で調べた。図3に順序統計量を10個ずつに区切り、各階級に含まれる発生要因(a)～(c)の割合を地点ごとに示す。なお、日本における降水は様々な因子が複雑に関係して発生していることが知られているが、ここでは発生要因を(a)熱帯低気圧(台風も含む)の接近・上陸、(b)熱帯低気圧による前線の刺激、(c)その他(温帯低気圧・前線の通過・停滞など)の3つに大別してある。



a: 熱帯低気圧(台風も含む)の接近・上陸, b: 熱帯低気圧による前線の刺激,
c: その他(温帯低気圧・前線の通過・停滞など)

図3 豪雨発生の気象要因

Fig. 3 Meteorological condition of the occurrence of heavy rainfall.

東京では上位70個を対象とすると80%ほどが(a)(b)で、豪雨の発生に台風・熱帯低気圧が大きく関与しているが、新潟および栃尾では20~30%、美山および福井では40%と台風・熱帯低気圧を原因とする豪雨は比較的少ない。同じ日本海側の福岡でも上位70個までは(c)を原因とする豪雨が多い。今回の新潟・福島水害および福井水害で発生した豪雨はどちらも(c)に分類されるものであり、豪雨発生要因に台風・熱帯低気圧が関与していない点とはくに稀なことというわけではないと考えられる。実際に新潟県ではここ10年間で今回の7.13水害を併せて4回水害が生じているがいずれも梅雨前線が停滞して狭い地域で集中豪雨が発生している(国土交通省, 2004)。

2.2.3 月別に見た閾値超過降水の発生時期

ここでは各観測地点の2日間降水量を多い順に並べた順序統計量のうち上位資料年数分(栃尾・美山は上位28個, 新潟・福井・福岡は42個, 東京は54個)を対象とする。これは栃尾, 新潟, 美山, 福井, 東京, 福岡それぞれ106, 88, 106, 114, 113, 139mm/2-dayを閾値とし, それを超過する降水を抽出したことになる。

抽出した時系列データを用いて降水の発生時期を月別に整理した。図4に各観測地点における閾値超過降水の月別発生頻度を示す。栃尾および新潟は梅雨期にあたる7月に豪雨が多く発生している。なお, 12月および1月は主として降雪である。美山および福井は7月と9月に豪雨が多く発生している。福岡も同様であるが, 7月は梅雨前線によるもの, 9月は主として台風・熱帯低気圧を原因とするものである。東京では梅雨期の7月よりも台風・熱帯低気圧が接近・上陸が多くなる9月に発生頻度が最も大きいことが分かる。今回の新潟・福島水害および福井水害は7月に生じており, これまでの傾向と同様に最も豪雨が発生しやすいときであったといえる。

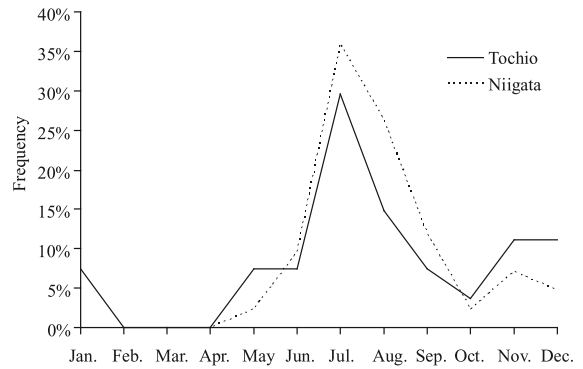
2.2.4 年単位で見た閾値超過降水の発生時期

閾値超過降水の年生起回数の長期変動傾向について検討する。図5に各観測地点における閾値超過降水の年生起回数の変動を示す。美山と福井については年生起回数が減少傾向にあるが, 他地点では微増の傾向が認められる。しかし, その傾きの大きさは50~数百年で1回程度と非常に小さいものである。

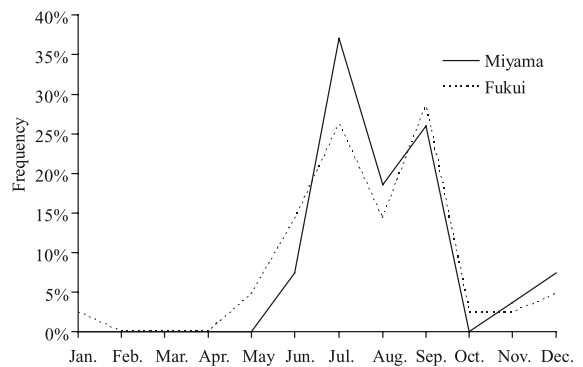
各地点における閾値超過降水の年生起回数について周期的変動を検討するため, パワースペクトルを求めた。図6に新潟, 福井, 東京および福岡における閾値超過降水の年生起回数のパワースペクトルを示す。なお, パワースペクトルの算定には高速 Fourier 変換を用いた。

資料年数が少ないため詳細な考察は行えないが, 得られた結果をまとめると次のとおりである。新潟, 福井, 東京では3~4年周期に見かけ上強いパワースペクトルが認められる。角屋・小池(1965)は年最大日降水量をスペクトル分析すると2~4年周期性が強く表れることを指摘しているが, 閾値超過降水の年生起回数についても類似の結果が得られているといえる。

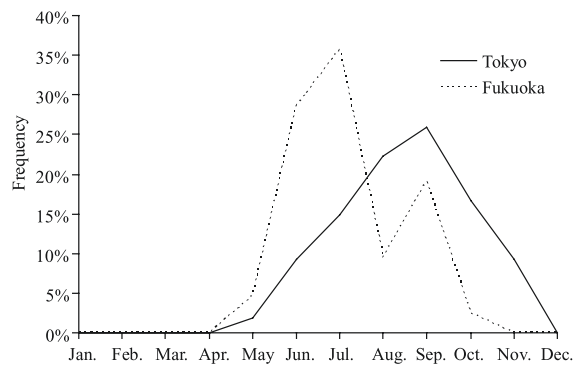
スペクトル解析の結果に基づいて各地点における閾値



(1) 栃尾・新潟



(2) 美山・福井



(3) 東京・福岡

図4 豪雨の月別発生頻度
Fig. 4 Heavy rainfall frequency in each month.

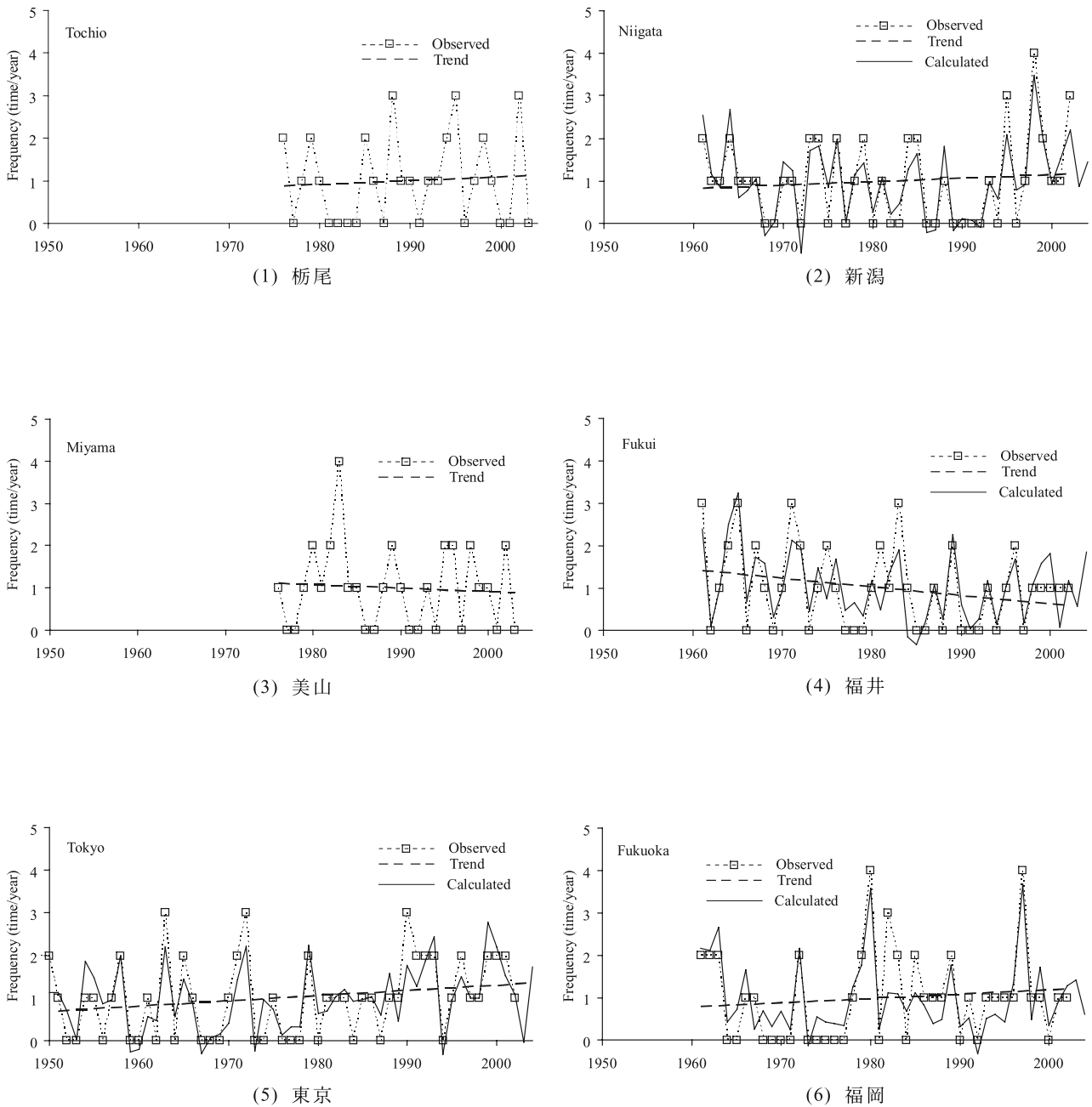


図 5 閾値超過降水の年生起回数

Fig. 5 Annual frequency of rainfall exceeding threshold.

超過降水の年生起回数を Fourier 級数で展開した。計算結果を図 5 に併示する。いずれの計算値も観測値とよく一致していることが分かる。また、災害が発生した 2004 年の年生起回数を算出したところ新潟、福井それぞれ 1.4, 1.8 回であった。2004 年は両地点ともに閾値超過降水の年生起回数が 1 を超えており、平年よりも豪

雨が生じやすい年であったことが明らかになる。事実、1990 年以降の新潟では 1995 年と 1998 年にピークが見られるが、それぞれ「7.11 水害」、「7.15 水害」が発生している。豪雨発生危険度が 2 ~ 4 年ごとに高くなる傾向が見られるが、このような周期変動が存在する原因について気象学的に検討する必要がある。

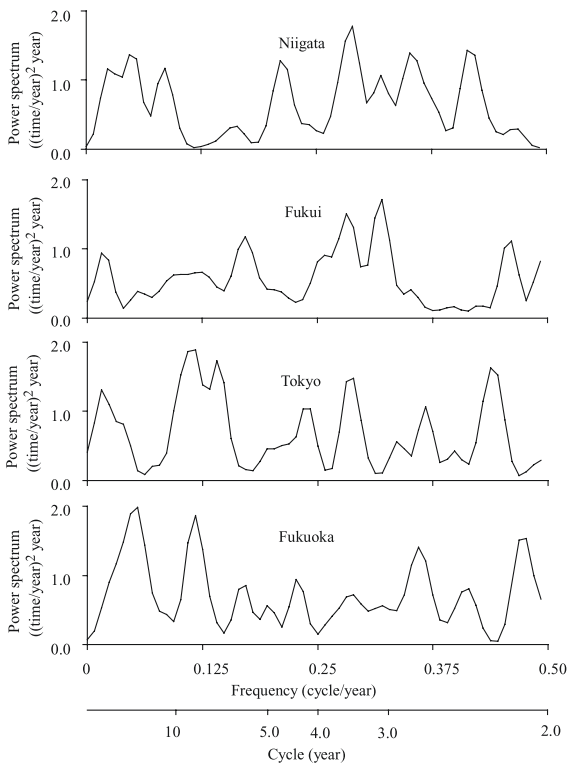


図6 年生起回数のパワースペクトル
Fig. 6 Power spectrum of annual rainfall frequency.

2.3 豪雨の大きさに関する統計特性

2.3.1 部分期間資料 (Partial Duration Series, PDS) を用いた確率降水量の算定法

確率降水量はよく毎年最大降水量の時系列データを用いて求められ、北陸豪雨災害の降雨についてもすでにリターンピリオドが報告されている (社団法人 土木学会, 2005a)。しかし、この手法は、年によっては年最大降水量が豪雨とは見なせないような値である。年最大ではないが他の年最大降水量より大きい降水が無視されるなどの問題が生じる (宝, 1998)。そこで本研究では、PDS による降雨の確率評価手法 (星, 1998) を用いて災害をもたらした豪雨のリターンピリオドを求めることにする。

閾値 x_0 を超える降水量が年に M 回生起する確率 P は、Poisson 分布に従うと仮定すると、(1) 式で表わされる。

$$P\{M = m\} = \frac{\lambda^m}{m!} e^{-\lambda} \quad (m = 0, 1, 2, \dots) \quad (1)$$

ここに、 λ : 閾値超過の降水量の平均年生起回数である。

2 日間降水量を確率変数 X とし、 X が閾値 x_0 を超え、かつ $X \leq x$ となる確率分布を $G(x) = P\{X \leq x | x \geq x_0\}$ とする。このとき、 X が x_0 を超え、かつ $X > x$ となる事象の平均年生起回数 λ_* は (2) 式、年生起回数が M となる確率 P は (3) 式で表わされる。

$$\lambda_* = \lambda \{1 - G(x)\} \quad (2)$$

$$P\{M' = m\} = \frac{\lambda_*^m}{m!} e^{-\lambda_*} \quad (m = 0, 1, 2, \dots) \quad (3)$$

毎年最大値の確率分布を $F_a(x) = P\{X \leq x\}$ とすると、これは X が 1 年間に x を超えない確率に等しい。したがって、 F_a は (3) 式の m を 0 とした (4) 式で表わされる。

$$F_a(x) = \exp[-\lambda \{1 - G(x)\}] \quad (4)$$

$G(x)$ には一般化パレート (GP) 分布 (5) 式がよく適合するといわれている。

$$G(x) = 1 - \left(1 - k \frac{x - x_0}{a}\right)^{1/k} \quad (k \neq 0) \quad (5)$$

ここに、 a : 尺度母数、 k : 形状母数である。

$G(x)$ を (4) 式に代入すると F_a は一般化極値 (GEV) 分布 (6) 式となる。

$$F_a = \exp\left\{-\left(1 - k \frac{x - c}{a_*}\right)^{1/k}\right\} \quad (k \neq 0) \quad (6)$$

ここに、 a_* : 尺度母数 ($= a \lambda^k$)、 c : 位置母数 ($= x_0 + a(1 - a \lambda^k)/k$) である。つまり、閾値を超える事象が Poisson 過程である場合、年最大水量は $G(x)$ が GP 分布に従えば GEV 分布に従うことを示している。

2.3.2 リターンピリオド

2.2 で述べたように、豪雨の発生頻度は気候変動等の影響を受けて経年的に非定常である可能性があるが、それを考慮して頻度解析を行う手法は確立されていない。ここでは現計画規模との比較を行うため定常 ($\lambda=1$) と見なして水害をもたらした豪雨のリターンピリオドを求める。

分布母数を L 積率法 (星, 1998) を用いて決定して栃尾の 7 月 12 ~ 13 日の 2 日間雨量 427mm のリターンピリオドを求めたところ 173 年であった。新潟・福島水害の豪雨は強い降雨が長時間継続したことが特徴であり、より短時間の雨量ではリターンピリオドが 500 年を超えるという報告 (社団法人土木学会, 2005b) もある。この豪雨で破堤した五十嵐川の計画規模の流域平均雨量はそれぞれ 100 年確率 340mm/2-day であり、今回の豪雨は計画規模を超えていることが分かる。

同様に美山の 7 月 17 ~ 18 日の 2 日間雨量 285mm のリターンピリオドを求めたところ 316 年であった。この値についてはすでに発表されているリターンピリオド 34 年 (社団法人土木学会, 2005b) と大差が見られる。美山ではここ 1976 年以降 200mm/2-day を越える降雨は観測されておらず、AMeDAS 観測値のみで確率分布を決定することに問題があったと考えられる。事実、足羽川の計画規模は 150 年確率の流域平均雨量 376mm/2-day (土木学会, 2005b) であり、今回の降雨量はそれを下まわっている。それにも関わらず水害が発生した理由は、図 2 に示されているように、6 時間雨量が 200mm を越える集中豪雨であり、河川のピーク流量 (推定 2,400m³/s) が計画高水流量 1,800m³/s を超えたためである (社団法人土木学会, 2005b)。

3 雨水流出特性

3.1 対象流域と被害状況

本研究では、洪水氾濫により市街地で甚大な被害を被った新潟県五十嵐川流域を対象として雨水流出・洪水氾濫の特性を検討する。

図 7 に五十嵐川流域の概要を示す。流域面積は 310km²、流路延長は 38.7km である。上流に笠堀ダム、大谷ダムが建設されており、集水面積はそれぞれ 70.0、56.2km² と全流域面積の 22.6、18.1% を占めている（新潟県，2005）。2004 年 7 月 13 日の災害では籠場地点よりおよそ 5km 下流で破堤している。

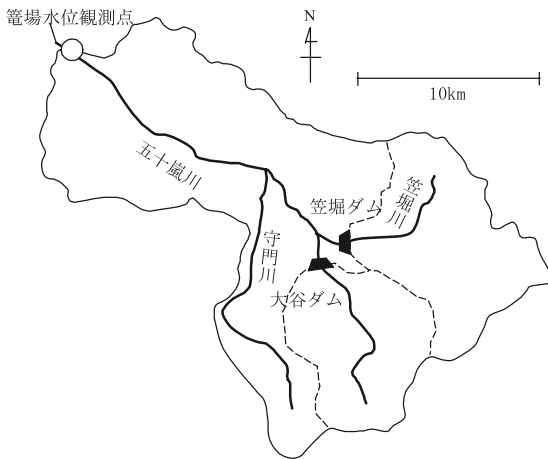


図 7 五十嵐川流域の概要
Fig. 7 Outline of the Igarashi River basin.

3.2 雨水流出解析

3.2.1 Kinematic runoff model

本研究では、五十嵐川の籠場水位観測地点より上流域を対象とし、kinematic runoff model を用いて雨水の直接流出成分について解析を行う。

Kinematic runoff model では、流域を広長方形斜面と河道よりなるものとしてモデル化する（Iwagaki, 1955）。斜面の雨水流は連続式（7）および Manning 式（8）で表される。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \quad (7)$$

$$q = \frac{1}{N} h^{5/3} i^{1/2} \quad (8)$$

ここに、 h : 水深 (m)、 q : 単位幅あたりの流量 (m²/s)、 r_e : 有効降雨量 (m/s)、 N : 等価粗度係数 (m^{-1/3}s)、 i : 斜面勾配 (m/m)、 t : 時間 (s)、 x : 位置 (m) である。

河道流についても同様に連続式（9）、Manning 式（10）で表される。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (9)$$

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} I^{1/2} = \frac{A}{n} (k_1 A^z)^{2/3} I^{1/2} \quad (10)$$

ここに、 A : 流積 (m²)、 Q : 流量 (m³/s)、 q : (7)、(8) 式より算出される単位河道長あたりの斜面からの流入量 (m²/s)、 n : 粗度係数 (m^{-1/3}s)、 I : 斜面勾配 (m/m)、 k_1 、 z : 径深 R を A を用いて近似 ($R = k_1 A^z$) したときの河道定数である。(7)~(10) 式の計算には特性曲線法を用いた。

3.2.2 支流域分割と斜面および河道の勾配・粗度係数

Kinematic runoff model では、河川や地形・地被を考慮して流域をいくつかの支流域に分割する。五十嵐川流域の土地利用状況を国土交通省（2005）の国土数値情報メッシュデータを用いて調べたところ、森林 84.5%、水田 8.0%、水田以外の農地 1.7%、水域 1.7%、荒地 1.3%、建物および幹線道路などの用地 2.0% であった。地表面がコンクリートやアスファルトで舗装されている不浸透域は少なく、支流域分割を行う際に土地利用は特に考慮する必要はないと考えられる。

河川や地形状況に基づいて支流域分割を行うために、国土地理院の 250m メッシュ数値標高データを用いて擬河道網を作成した。なお、河道については 25,000 分の 1 地形図に記載されている 2 次以上の河川を対象とした。図 8 に五十嵐川流域の擬河道網を示す。この擬河道網をもとに支流域分割を行ったところ、ダムより下流域では 32、全流域では 53 の支流域に分割された。擬河道網は一般に分布型流出モデル（例えば児島，1998）でよく用いられるが、kinematic runoff model より計算量が膨大となる。また本研究の場合、降雨、地形および土地利用情報の空間分解能はそれほど高くなく、分布型流出モデルの利点を十分に活かすことができない。実際に、擬河道網をもとに支流域分割して行う kinematic runoff model の解析精度は分布型流出モデルのそれに劣らないという報告（千歳，1999）もされている。

各斜面の勾配については擬河道網をもとに谷線法で求め、河道については平均勾配を地形図より求めた。斜面

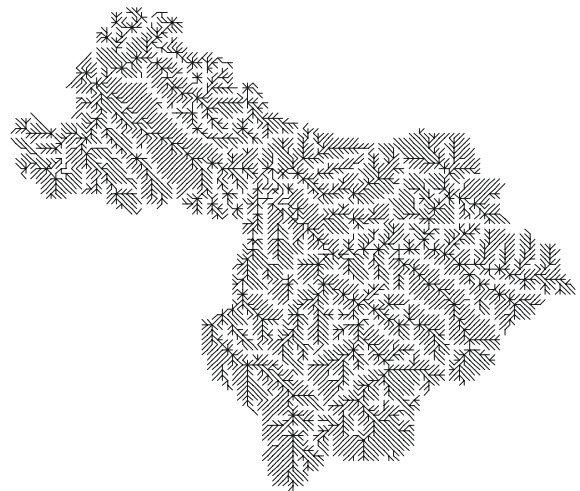


図 8 五十嵐川流域の擬河道網 (250m メッシュ)
Fig. 8 Model of stream network and segment.

の等価粗度係数，河道の粗度係数については，流量の計算値が観測値に合うように設定し，試算の結果それぞれ1.0, $0.045\text{m}^{-1/3}\text{s}$ という値を得た．

3.2.3 各支流の雨量

7つの AMeDAS 観測地点（三条，栃尾，守門岳，宮寄上，村松，只見，室谷）を結んで三角形メッシュを作成し，流域内の雨量を線形内挿したところ，7月12日21時～14日21時の48時間流域平均雨量は350mmとなった．この値は新潟県（2005）が公表している393mmを大きく下回っている．この原因は雨量が最も多かった上流域に AMeDAS の観測地点がないためと考えられる．

上述の7つの AMeDAS 観測地点に加え，新潟県（2005）が公表している笠堀ダム，大谷ダムの時間雨量データを用いて各支流の雨量を求めた．48時間流域平均雨量は全流域では404mm，ダムより下流では385mmとなり，新潟県（2005）の報告に近い結果となった．

3.2.4 直接流出成分と基底流出成分の分離および保留量曲線

箆場観測地点の水位データは新潟県のホームページ（新潟県，2005）で公開されているが，流量データは入手できなかった．ここでは水位データより Manning 式（10）で算出した結果を観測値と見なした．河道断面については，25,000分の1地形図上において左右岸の堤体の距離が約170mであったため，広長方形断面と仮定した（河道幅 $B=170\text{m}$ ， $A=Bh$ ， $R=h$ ， h :水深）．河床標高を17m，粗度係数を $0.045\text{m}^{-1/3}\text{s}$ として求めた箆場観測地点におけるハイドログラフを流域平均雨量と併せて図9に示す．破堤地点においてピーク流量は $2,000\text{m}^3/\text{s}$ と推定（新潟県，2005）されており，概ね妥当な結果が得られていると考えられる．

五十嵐川では，上述したように上流に笠堀ダムおよび大谷ダムが存在する．流域上流にある笠堀ダムおよび大谷ダムの放流量（新潟県，2005）を図9に併示する．7月13日0時～14日24時の総放流量は同期間における箆場地点の総流出量の40%を占めており，2つのダムの放流が雨水流出に及ぼす影響は大きいといえる．

Kinematic runoff model を用いるには流量を直接流出成分と基底流出成分に分離する必要がある．基底流出は降雨開始後ある時間を経過してから漸増を始め，降雨終了後若干の時間を経て低減するといわれている．本研究では，ダムより下流域の直接流出量を求めるため，次の方法を用いた．まず，図9の流出波形と降雨波形の比較より洪水到達時間はおよそ1時間程度と推定し，ダム下流域からの流出量は箆場観測地点の流出量と1時間前のダム放流量の差であると仮定する．得られたハイドログラフを片対数紙にプロットし，流量低減部を直線で近似して降雨終了時刻（ここでは 15mm/h 以上の降雨が終了した7月13日15時）まで逆挿する．これを流量立ち上がり点と結び，この2線分より上方を直接流出成分，下方を基底流出成分とする．

得られた基底流出量を図9に併示する．これを参考にして，各支流において時々刻々の有効降雨量を求める

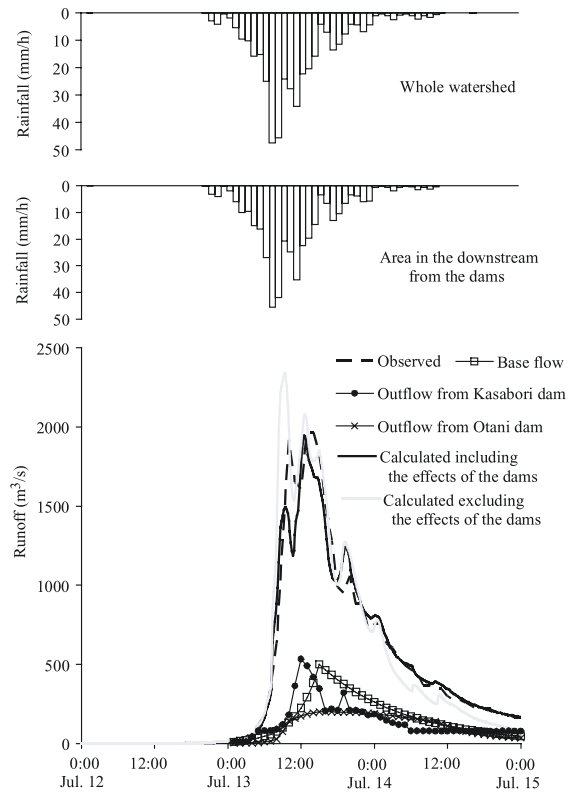


図9 ハイドログラフ
Fig. 9 Hydrograph

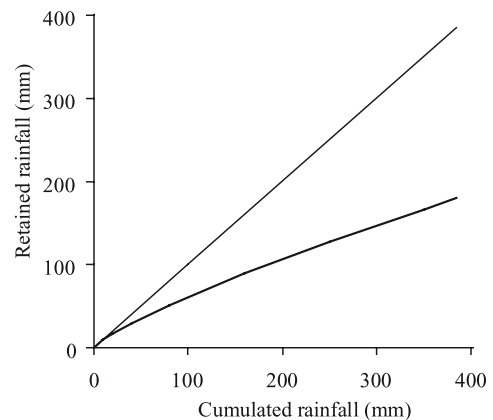


図10 保留量曲線
Fig. 10 Retention curve.

ために保留量（累加雨量 - 累加損失）曲線を作成した．図10に保留量曲線を示す．7月12～14日においてダムより下流域では流域平均雨量385mmに対し，直接流出高（有効降雨量）205mm，損失雨量180mmとなった．

3.3 計算結果

箆場地点における流量の計算値を図9に併示する．13日10時のピーク流量の計算値は観測値よりも過小であるが，ハイドログラフの立ち上がりや低減部，13日13時のピーク流量は観測値とよく一致している．10時

のピーク流量の計算値と観測値の差は有効降雨量が過小評価されているために生じたと考えられる。流域における雨水の土壌浸透・表面流出過程をより詳細に検討する必要がある。

3.4 ダムの流出抑制効果

上流域の笠堀ダムおよび大谷ダムの流出抑制効果について検討する。図 9 に本モデルを用いてシミュレーションしたダムが無かったときの雨水流出量を併示する。なお、基底流出量については、全流域とダムより下流域の面積比を考慮して、ダムより下流域の基底流出量の 1.67 倍とする。

ダムが無いときの流域平均雨量は 404mm、有効降雨量は 223mm であり、強降雨域が上流域にあるため、流域平均有効降雨は 10% ほどの増加が見られる。図 9 の流量を見ると、13 日 13 時のピーク流量はダムがあるときとほぼ同じであるが、同日 10 時のピーク流量は 13 時の約 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ を上まわる $2,300\text{m}^3/\text{s}$ となっている。この傾向は 7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会（新潟県，2005）の見解と同じであり、もしダムによる流出制御がなければ五十嵐川の破堤は 3 時間ほど早まるうえ、被害もより甚大なものになったであろうと考えられる。

4. 洪水氾濫解析

4.1 五十嵐川破堤による洪水氾濫とその被害の概要

五十嵐川の破堤部では、7 月 13 日午前 9 時半ごろより 5 ~ 8m の幅で水深 10cm ほどの越水が始まった。10 時ごろに河川水位が低下したため、越水は一時中断したが、その後再び水位が上昇し、13 時 10 分ごろ堤体が崩壊した。その他、右岸側（破堤地点の対岸）、一新橋、新大橋などでも越水が確認されている。この破堤により堤内地への氾濫総流量はおよそ 117万 m^3 と推定されており、その被害は五十嵐側流域で浸水面積 13.2km^2 、全壊、半壊、浸水家屋あわせて 6,840 戸と甚大であった（新潟県，2005）。

同日午前 6 時 29 分の大雨洪水警報発令を受けて、8 時 5 分に新潟県が五十嵐川水防警報を発令、9 時に三条市が災害対策本部を設置した。避難勧告は 10 時 10 分に五十嵐川の右岸 4,539 世帯に、11 時に左岸に発令されている。ただし、この避難勧告は主として広報車によるものであり、激しい雨音に遮られて、ほとんどの住民はそれに気付かなかつたといわれている。そのため、9 名の人的被害が発生した他に、逃げ遅れた人が多数いた（五十嵐川・刈谷田川流域において陸上自衛隊新発田駐屯地の部隊だけで 869 人の取り残された人を救助している。）（国土交通省，2004）。

今回の水害においても気象台は早い段階から警報等の情報を発信していたが、その情報を活かしかねなかった。とくに避難勧告が住民に行き届かなかつたことについては早急に改善する必要があると考えられる。また、住民に平時より災害の危険性を周知させることも重要である。

近年、全国各地でいざという時の対策および住民の避難に役立つ目的でハザードマップが作成・公開されて

いる。本章では、数値解析による洪水氾濫の再現を試みるとともに、氾濫過程や到達時刻などの特性を検討する。

4.2 洪水氾濫解析の基礎式

本研究では、五十嵐川の河道水位・流量については連続式 (11) および St.Venant 式 (12) を用いて 1 次元的に解析する。ただし、河道断面は広長方形断面を仮定している。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = S \quad (11)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial (uw)}{\partial x} + gh \frac{\partial (h + z_b)}{\partial x} + \frac{gn^2 w |w|}{h^{4/3}} = 0 \quad (12)$$

ここに、 A : 流積 (m^2)、 Q : 河川流量 ($=Aw$, m^3/s)、 w : 断面平均流速 (m/s)、 h : 水深 ($=A/B$, m)、 z_b : 河床標高 (m)、 g : 重力加速度 (m/s^2)、 n : Manning の粗度係数 ($\text{m}^{-1/3}\text{s}$)、 S : 単位河道長あたりの外部からの流入量 (m^2/s) である。

氾濫原における浸水深および洪水流については (13)~(15) 式を用いて平面 2 次元解析を行う (井上, 1986)。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q \quad (13)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} + gh \frac{\partial (h + z_0)}{\partial x} + \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} = 0 \quad (14)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} + gh \frac{\partial (h + z_0)}{\partial y} + \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} = 0 \quad (15)$$

ここに、 M , N : それぞれ x , y 方向の単位幅あたりの流量フラックス (m^2/s)、 u , v : それぞれ x , y 方向の流速 (m/s)、 z_0 : 地盤標高 (m)、 q : 単位面積あたりの外部からの流入量 (m/s) である。

(11)~(15) 式の解析には Leap-Frog 法を用い、未知量 h , M , N は staggered に配置する。差分展開方法については既存のものと同じであるためここでの記述は省略する。

4.3 計算条件

本研究ではとくに浸水被害が大きかった新潟県三条市の市街地を対象とする。ただし、堤外地および右岸堤内地は計算対象外とする。対象領域を $5\text{m} \times 5\text{m}$ メッシュで分割し、各メッシュの地盤標高は国際航業株式会社が計測したレーザープロファイラデータを整理して与えた。

河道については上流端を竈場、下流端を一新橋とし、それぞれ境界条件として 3 章の計算で得られた流量、新潟県による水位の観測値を与える。図 11 に一新橋の水位を示す。距離増分は 5.0m とし、河道幅および河床標高については $25,000$ 分の 1 地形図もしくはレーザープロファイラデータを用いて決定した。

河川と氾濫原の接合については、河川と氾濫原の水位を比較して越流状態を判断した後、それぞれの越流量を越流公式 (16), (17) を用いて算出する。

$$Q_f = \mu_a h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (h_1/h_2 \leq 2/3) \quad (16)$$

$$Q_f = \mu_b h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (h_1/h_2 > 2/3) \quad (17)$$

ここに、 Q_f :単位幅あたりの越流量 (m^2/s)、 h_1, h_2 :それぞれ越流上流側、下流側の水位と破堤部の堤防天端高との差、 μ_a, μ_b :流量係数でそれぞれ0.35, 0.91とする。(16)もしくは(17)式で得られた越流量 Q_f は(11)式の S および(13)式の q に換算され、それぞれ対応するメッシュの計算に用いられる。破堤条件については、破堤時刻を13日13時10分(実績13時07分、確認13時10分)とし、幅120m(実績117m)で基部まで崩壊したものとす。したがって(16),(17)式の h_1, h_2 は堤内地の地盤標高を基準とした水位となる。なお、上述のように破堤前や破堤地点以外の複数の地点で越水が確認されているが、これらは破堤後の氾濫量と比べて小さいと考えられるので、ここでは取り扱わないことにす。

本研究では、計算メッシュが5mと細かく、地盤標高の分解能も高いため、隣接するメッシュで標高が急変するところがある。そのため、一般に用いられる洪水先端部の取り扱い方法(メッシュ間の流量 M, N を求める際に両メッシュの水深が閾値 ϵ をとも下まわる場合は0とする。)のみでは(14),(15)式の左辺第4項の計算を安定に行うことができない。ここでは、その対策として隣接する2メッシュ間の流量 M, N を次のように求め、計算の安定化を図った(川池, 2001)。

- ・両メッシュの水深が ϵ をとも下まわる時、メッシュ間の流量は0とする。
- ・地盤標高が低い方の水位が ϵ より大きいとき
 - ・地盤標高が低い方の水位がもう一方の地盤標高に達しないとき、もう一方の水深が ϵ より小さいとき流量は0、 ϵ 以上のときは(18)式(段落ちの近似式)で算出する。

$$Q_0 = \mu_c h_b \sqrt{gh_b} \quad (18)$$

- ・地盤標高が低い方の水位がもう一方の地盤標高より高く、地盤標高の高いほうの水深が ϵ より小さいとき、流量は(19)式(遡上の近似式)で求める。

$$Q_0 = \mu_d h_b \sqrt{2gh_b} \quad (19)$$

- ・上記の条件にあてはまらないときは(14),(15)式より求める。

ここに、 h_b :上流側の水位と高いほうの地盤標高の差(m)、 μ_c, μ_d :流量係数でそれぞれ0.54, 0.35、 Q_0 :単位幅あたりの流量 (m^2/s) で x 方向では M 、 y 方向では N である。

時間増分は0.0625secを最大として流速の大きいときにはさらに小さい値を用いた。粗度係数は河川には $0.045m^{-1/3}s$ 、氾濫原については一般には地被ごと与えるべきではあるが、一様に $0.025m^{-1/3}s$ を与えた。閾値 ϵ は0.001mとし、計算対象期間は7月13日0時~14日

1時10分(破堤より12時間後)とした。

4.4 計算結果

図11に五十嵐川の破堤地点の水位および堤内地への氾濫総流量の計算結果を併示する。破堤地点の水位を見ると、5時間ほどで水位は4m上昇し、破堤した13日13時にちょうど崩落した堤防の天端高に達する結果となっている。氾濫総流量は破堤後12時間で $1.0 \times 10^7 m^3$ に達しており、これまでの調査報告結果とほぼ一致する結果となっている。

破堤後30, 60, 120, 240, 360分の浸水深を図12に、浸水深20cmの等値線と流量フラックスを図13に地表面標高および地形図と併せて示す。また、図12には、本研究が2004年9月1~3日に洪水痕跡の現地調査を行って得た浸水深の分布を併示する。まず、浸水深の計算結果を見ると180分後には氾濫流が計算領域の南端に達しており、それ以南への流れを止めてしまっている。そのため、360分後にはJR信越本線に沿って南下してきた氾濫流が境界あたりで信越本線を越えて西向きに流れてしまっている。これについては解析領域を広げて対処すべきであるが、図13の流量フラックスを見る限りでは破堤6時間後の市街地の計算結果にはあまり影響していないと考えている。

浸水深の現地調査結果と計算結果を比較すると、現地調査において条南町や四日町で1.5mを越える他の市街地よりも比較的高い浸水痕跡が見られたが、360分後の計算結果も同様の結果を示している。図14に浸水深の現地調査結果と計算結果の比較を示す。本研究では氾濫原における降雨や建物内の浸水、排水路から河川への放流量等を考慮していないなどの問題が残されており、計

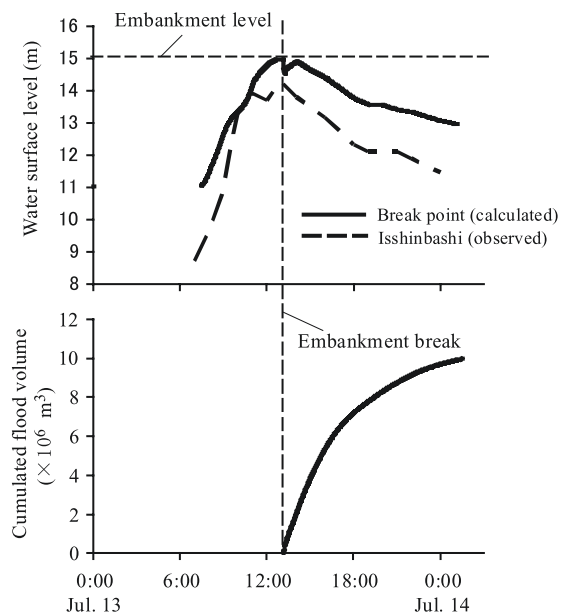


図11 計算結果の破堤地点の水位と氾濫総流量
Fig.11 Calculated results of the water surface level at the break point and the flood volume.

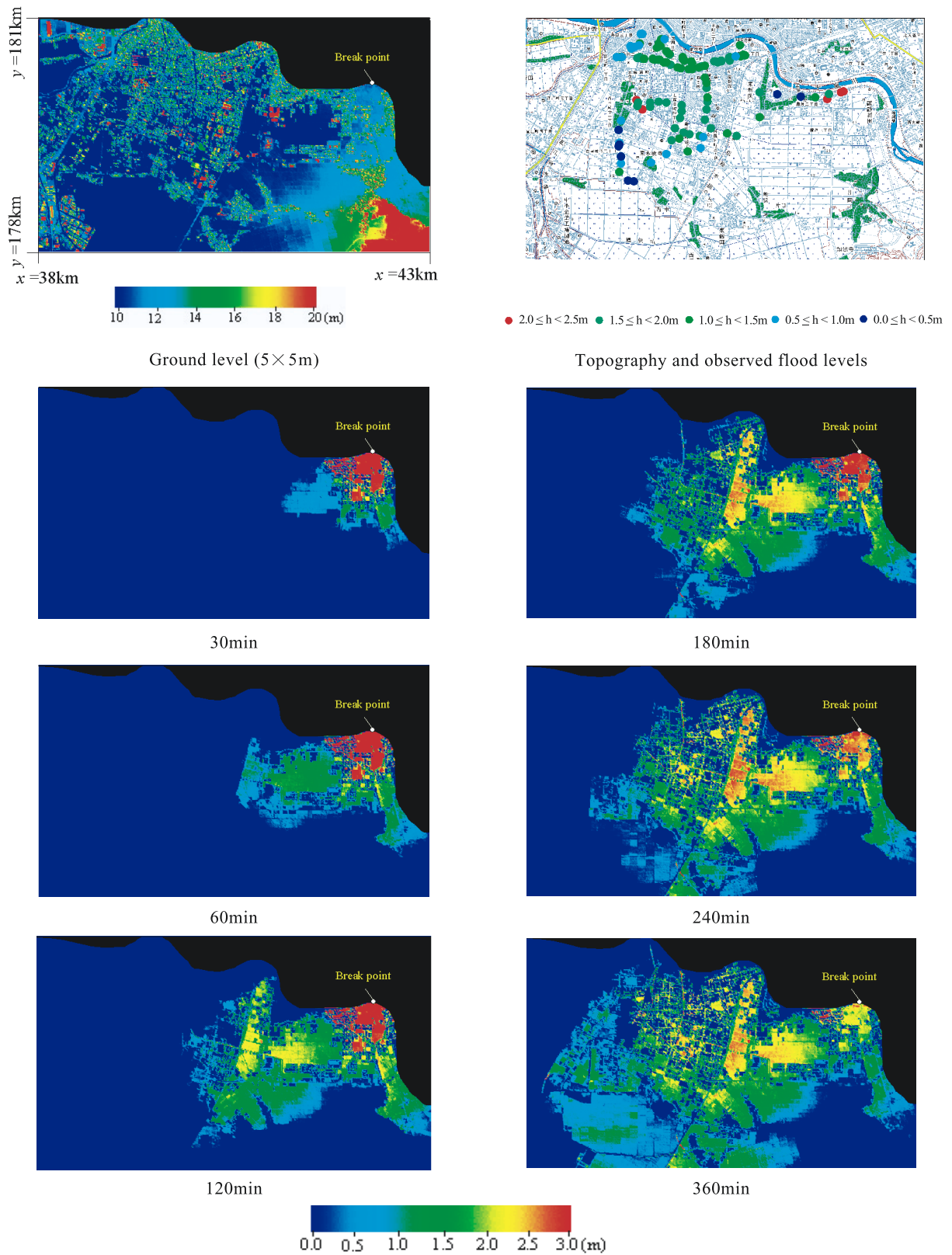


図 12 浸水深の数値計算結果
Fig. 12 Calculated results of flood depth.

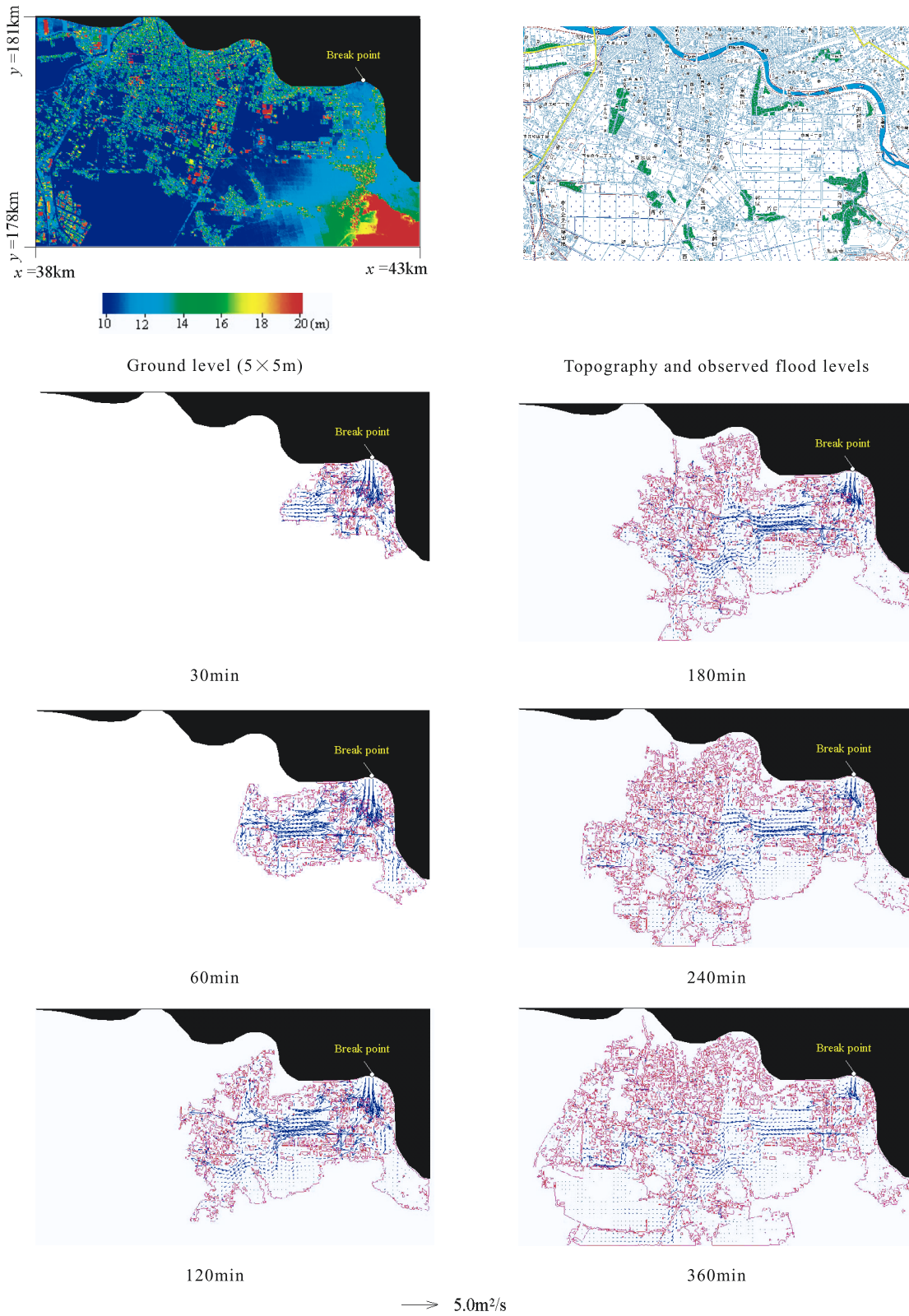


図13 浸水深20cmの等値線と流量フラックス

Fig. 13 Calculated results of the contour of 20cm flood depth and flux vectors.

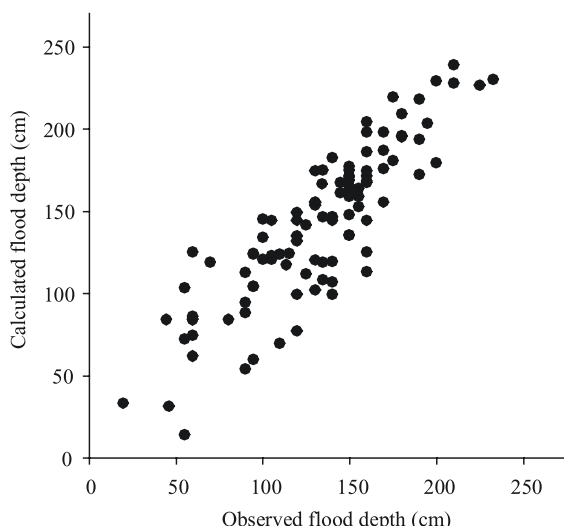


図 14 浸水深の現地調査結果と計算結果の比較

Fig. 14 Comparison between the observed and the calculated flood depth.

算値と観測値には平均 20cm 程度の差が見られたものの、全体的に計算結果は調査結果とよく一致しているといえよう。

氾濫流は曲淵三丁目の水田地帯を西向きに進み、破堤後 1 時間経過したときには JR 信越本線の三条駅に洪水は到達している。信越本線より西側の市街地では、180 分後には本政寺中学校、240 分後には条南小学校等が浸水深 20cm 以上となり、360 分後には国道 8 号線に氾濫流が到達している。流量フラックスを見ると、氾濫流は 2 つの排水路をとって信越本線の東側から西側の市街地に浸入していることが分かる。これについては条南町で聞き取り調査を行ったが、近くの排水路から水が徐々に溢れてきたという証言と一致している。

氾濫流が市街地に到達した時刻は、破堤時刻の 3 時間後、避難勧告（午前 11 時）が発令された 5 時間後であった。避難勧告が伝わり、住民が危険性を十分に認識していれば、避難できる時間的余裕は十分にあったと考えられる。

5. おわりに

1976 ~ 2003 年の AMeDAS および 1961 ~ 2002 年の気象官署・測候所の雨量観測データを用いて新潟および福井における豪雨発生統計的特性について検討した。過去 40 年の降雨量が多い上位 100 個の降雨を見ると、台風によって発生したものは新潟では 20 ~ 30 %、福井では 40 % であった。また、発生時期についても新潟、福井ともに 7 月が最も多い傾向にあった。新潟および福井で発生する豪雨は台風によるものは少なく、梅雨前線や小低気圧によるものが多いことが分かった。これらをまとめると、新潟・福島および福井に災害をもたらした豪雨は、量や強度は統計的に異常と見なせるものではあったが、発生時期や発生に関与した気象要因は特に稀

というものではなかった。スペクトル解析結果においても 2004 年は新潟、福井ともに統計的には豪雨が発生しやすい年と評価された。新潟県ではここ 10 年間 2 ~ 3 年周期で水害が 4 回も発生しており、いずれも梅雨前線による豪雨発生が原因であった。これらの結果は新潟県では計画規模を超過する豪雨が発生しやすい時期が周期的にあること、その豪雨は梅雨期に多く発生することを示唆しており、今後の河川整備計画や地域防災計画の策定に考慮する必要があると考えられる。

新潟県五十嵐川流域を対象に雨水流出・洪水氾濫特性を数値モデルによるシミュレーションをとって検討した。籠場地点における水位観測データより流量データを推定し、直接流出量と基底流出量を求めた。その結果を応用してダム群より下流域の保留量曲線を求めたところ、2004 年 7 月 12 ~ 14 日の流域平均降雨量 385mm に対し、直接流出高（有効降雨量）205mm、損失雨量 180mm であった。得られた保留量曲線を用いて kinematic runoff model による直接流出解析を行ったところ、計算結果のハイドログラフは観測値とよく一致した。さらに、構築した流出モデルを応用して笠堀ダムおよび大谷ダムの出水抑制効果を検討した。7 月 13 日 13 時のピーク流量はダムがあるときとほぼ同じであるが、同日 10 時のピーク流量は 13 時の約 2,000m³/s を上まわる 2,300m³/s となった。ダムによる流出制御がなければ五十嵐川の破堤は 3 時間ほど早まり、被害もより甚大なものになったであろうと考えられる。

流出解析結果を踏まえて三条市における洪水氾濫の数値シミュレーションを行い、洪水の氾濫過程や到達時刻を検討した。五十嵐川破堤地点の水位は 5 時間ほどで 4m 上昇し、13 日 13 時に崩落した堤防の天端高に達する結果となった。氾濫総流量は破堤後 12 時間で 1.0 × 10⁷m³ に達しており、これまでの調査結果とほぼ一致する結果となった。また、浸水深の計算結果についても現地調査の結果と一致する傾向を示し、本モデルの妥当性が示された。氾濫流は市内を流れる 2 つの排水路をとって信越本線の東側から西側の市街地に浸入しており、氾濫流が市街地に到達する時刻は破堤から 3 時間後、避難勧告が出されてから 5 時間後であることが分かった。住民に避難勧告が伝わっていれば避難できる時間は十分にあったことが明らかになった。

謝辞

新潟県三条市の方々に被災後の復興に忙しい中でありながら、本調査にご協力いただきました。また、福井県安全環境部危機対策・防災課には災害資料など貴重な情報を提供していただきました。本研究には十分に反映されていませんが、今後の研究の参考にさせていただきます。また、防災科学技術研究所の三隅良平博士、下川信也博士、竹内裕希子博士、Furen Jiang 博士には、現地調査を共同で行い、測量や浸水痕跡調査にご助力いただきました。ここに深くお礼を申し上げます。なお、本研究の洪水氾濫計算には（株）国際航業のレーザープロ

ファイラデータを、また図には国土地理院の数値地図25,000(地図画像)を使用させていただきました。

参考文献

- 1) 社団法人 土木学会 (2005a): 災害速報のホームページ, <<http://www.jsce.or.jp/report/frameset.htm>>
- 2) 気象庁 (2005): ホームページ, <http://www.jma.go.jp/JMA_HP/jma/index.html>
- 3) 牛山 素行 (2005): 2004年新潟・福島, 福井豪雨と豪雨空白域. 水工学論文集, 49(1), 445-450.
- 4) 国土交通省 (2004): ほととほくりく 平成16年7月水害特集 臨時増刊号. 北陸地方整備局監修, 1-26.
- 5) 宝 馨 (1998): 水文頻度解析の進歩と将来展望. 水文・水資源学会誌, 11(7), 740-756.
- 6) 星 清 (1998): 洪水ピークの確率評価法について. 開発土木研究所月報, 539, 34-47.
- 7) 社団法人 土木学会 (2005b): 北陸豪雨調査委員会のホームページ, <<http://jsce.nagaokaut.ac.jp/>>
- 8) 新潟県 (2005): 7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会のホームページ, <http://www.pref.niigata.jp/doboku/engawa/sosiki/honcho/kak/kak_r/kak_r_67.html>
- 9) Iwagaki, Y., (1955). Fundamental Studies on the Runoff Analysis by Characteristics. Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, 5(10) 1-25.
- 10) 国土交通省 (2005): 国土数値情報ダウンロードサービスのホームページ, <<http://nlftp.mlit.go.jp/ksj/>>
- 11) 児島 利治・宝 馨・岡 太郎・千歳 知礼 (1998): ラスター型空間情報の分解能が洪水流出解析結果に及ぼす影響. 水工学論文集, 42.
- 12) 千歳 知礼・宝 馨・立川 康人 (1999): 庄内川流域における洪水流出解析モデルの比較検討. 土木学会関西支部年次学術講演概要, II-6.
- 13) 井上 和也 (1986): 開水路非定常流の数値解析法とその水工学への応用に関する研究. 京都大学学位論文, 149-156.
- 14) 川池 健二 (2001): 都市における氾濫解析法とその耐水性評価への応用に関する研究. 京都大学学位論文, 1-122.

(原稿受理: 2005年10月6日)

要 旨

本研究では、2004年7月新潟・福島および福井豪雨災害における豪雨、雨水流出および洪水氾濫特性について調べた。まず、新潟・福島および福井に災害をもたらした豪雨特性を統計的に評価したところ、降雨量についてはどちらもリターンペリオドが大きいものであったが、発生の時期や気象要因については過去に災害をもたらした豪雨と類似点が多いなどくに稀なものとは言えなかった。また、豪雨の発生頻度についてスペクトル解析を用いて検討したところこれらの地域では2～3年ごとに豪雨発生の危険度が高くなることが分かった。次に、新潟県三条市に大きな被害をもたらした五十嵐川を対象として数値シミュレーションを行い、雨水流出・洪水氾濫特性を調べた。その結果、雨水流出に及ぼした上流域の笠堀ダム、大谷ダムの出水抑制効果はかなり大きいこと、洪水氾濫流が破堤から三条市の市街地に到達するまでにはおよそ3時間ほどであったことが明らかになった。

キーワード: 降雨頻度解析, 雨水流出, 洪水氾濫, 数値シミュレーション