

鬼怒川における洪水時の流路変動と その数値予測に関する研究

CHANNEL DEFORMATION DURING A FLOOD IN KINU RIVER AND NUMERICAL PREDICTION

関根正人¹・片桐康博²・小笠原 基³

Masato SEKINE, Yasuhiro KATAGIRI and Motoki OGASAWARA

1 正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

2 正会員 工修 北海道庁 (当時, 早稲田大学大学院学生)

3 学生会員 早稲田大学大学院修士課程学生

The channel deformation in Kinu River during a flood period was investigated in the present study. Field measurement and film analysis were conducted to quantify the temporal and spatial changes in channel profile in the reach of 54.5-56.5 km from the confluence point to Tone River in the term between 2001 and 2003. Considerable amount of bank erosion and channel shift were observed, and the alternative channel was created just after the final flood during this term. As a result of this analysis, it was found that the magnitude of channel deformation depends on an individual flood discharge and also on the history of the former flood events. Numerical analysis was also conducted to understand more deeply the mechanism of this channel deformation. It was confirmed that the numerical model worked fairly well.

Key Words: channel deformation, bank erosion, field measurement, numerical analysis, Kinu River

1. 序論

鬼怒川は, 日光国立公園内にある 2000 m 前後の山々に囲まれた鬼怒沼を水源とし, 男鹿川・大谷川などの合流を受けながら利根川に流れ込む全長 176.7 km の一級河川である。著者らは, 2001 ~ 2003 年度にかけて河川懇談会共同研究の一環で, この鬼怒川の流路変動や局所洗掘を対象とした研究を行った。この期間中に限れば比較的規模の大きな洪水が連続して生じたため, 結果として比較的大きな流路の変動が引き起こされた。本論文では, 観測結果を基にこの変動実態について報告する。また, 2002 年洪水を対象に数値解析を行い, この変動のメカニズムに迫ることを目指した。

2. 洪水時に観察された流路変動事例

本研究で検討の対象とするのは, 利根川との合流点から 54.5 ~ 56.5 km にあたる鬼怒川の区間である。この区間は, 砂州の形成・変形ならびに消滅が見られる網状流路区間であり, 洪水期間中に大規模

な流路変動が発生する可能性をもつ。この鬼怒川では, 1999 ~ 2000 年にかけてあまり大きな洪水が発生しなかったが, 共同研究を開始した 2001 年度以降は比較的規模の大きな洪水に毎年のように見舞われた。具体的には, 「2001 年 9 月の台風 15 号洪水 (これを「2001 年洪水」と呼ぶ, 以下同様)», 「2002 年 7 月の台風 6 号洪水」ならびに「2003 年 8 月の台風 10 号洪水」がそれであり, この各々の洪水期間中に河岸浸食を伴う大きな流路変動が観測された。以下, 観測データに基づき, この変動実態について説明する。

図-1(a) ~ (c) には各洪水期間中の水位ならびに流量のハイドログラフを示す。これらは, この区間の上下流側に位置する観測点におけるデータを元に補間により求めたものであり, 水位についてはこの区間の下流端の値を, 流量に関しては上流端の値を表している。図-1を見ると, 2001 年洪水と 2002 年洪水とでは, ピーク流量や洪水期間に大きな相違がないことがわかる。また, 2003 年洪水は, 先行する二つの洪水に比べてその規模が半分程度であることもわかる。2001 年洪水と 2002 年洪水を比較す

ると、2001年洪水の前にはこれと同程度の洪水が3年近く発生していなかったことに注目する必要がある。洪水発生前の植生の繁茂状況などが大きく異なっていた。また、観測期間内の流路の平面形状を比較するために、2002年洪水直前の写真と、2003年洪水直後の写真を図-2に並べて示した。この間に2002ならびに2003年洪水が発生しており、図-2に見られるように新たな流路が形成された。このような流路は2002年洪水の直後には観測されていないことから、後者の2003年洪水による変動の結果として固定化したものと考えられる。平面形状から判断すると、本研究で最も顕著な流路変動が生じたのは、流量規模が最も小さかった2003年洪水ということになり、一洪水単位の規模でその影響を議論することがあまり大きな意味を持たないことが理解できる。言い換えれば、洪水履歴の影響が無視し得ないということになる。図-2には、検討対象区間内の二つの断面における横断面形状の変化をまとめて示した。図-2の断面1には55.25 km地点における変化を、断面2には大道泉橋直下の54.875 km地点におけるものをそれぞれ示してある。これらの情報を基に、この観測期間内に生じた流路変動について考察する。

まず、洪水規模が同程度であった2001年洪水と2002年洪水について考える。この2つの洪水による流路変動の特徴は、いずれも比較的規模の大きな河岸浸食を引き起こしていることにあり、前者では55.25 km地点の右岸側（図-2中の断面1の左側）、後者では55.875 km地点の右岸側（同図中の断面2の左側）に注目されたい。このような浸食が生じた箇所は、いずれも洪水前に湾曲部の外岸であったところであり、湾曲部が下流側にシフトするのに伴って河岸が大規模に浸食されていったものと推察される。さらに、たとえば55.25 kmについて見ると、2001年洪水では大規模な流路変動が生じたの

に対して、2002年洪水ではあまり変化が見られなかった。2001年洪水後に行なった現地調査によれば、この区間内の55.25～55.50 km付近の左方（図および写真の右側）に位置する砂州上の植生が流下方向に倒伏し、その一部が裸地化していることが確認された。このことより、2001年洪水時には砂州上の植生帯を迂回するように流れが生じ、55.25 km地点の右岸が浸食されることとなった。しかし、2002年洪水時には、2001年洪水の影響により植生の一部が失われ、植生による「水流の減勢効果」が十分に発揮され得なかったため、砂州上を直進する流れが生じ、この河岸に流れが集中することが避けられたものと推定される。このように、洪水時の流路変動の規模をその流量の大小だけで議論することは難しく、先行洪水の影響が無視し得ないことも十分に考えられる。

次に、前年までの洪水と比較してピーク流量が半分程度であった2003年洪水において、大規模な流路変動が生じた理由について考える。この洪水による流路変動の特徴は、図-2の断面1からも確認できるように新たな流路が開削された点にある。こうした流路の変動については、次のような要因が働いたものと考えられる。すなわち、(1)2年連続で発生した大規模な洪水によって、大道泉橋周辺で流路中心軸方向へ迫り出していた右岸側高水敷が浸食され、低水路自体の幅が広がったこと、(2)直前の2002年洪水後の観察より、この洪水によって55.5～55.0 km付近の左岸側に形成されていた砂州が浸食を受け、この開削が生じた地点付近に比高1～2 m程度の流路跡と見なされる凹部地形が形成されていたこと、などが挙げられる。そこで、2003年洪水時の変化のシナリオを次のように推定する。(1)先行洪水によって、上記の砂州の下流側に当たる大道泉橋付近で低水路の拡幅と河床低下が生じたため、その水位差ゆえに砂州上を直進する流れが生じ易く

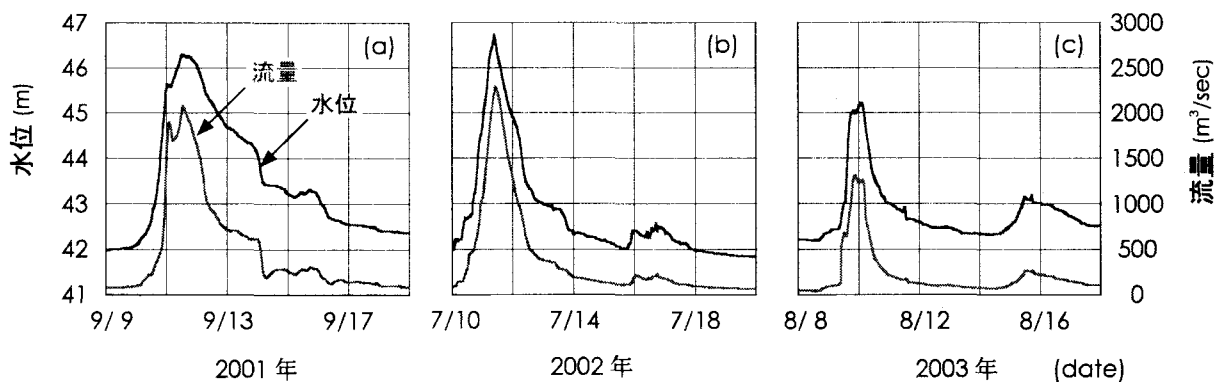


図-1 対象区間の洪水期間中における水位、流量変化：
 (a) 平成13年台風15号、(b) 平成14年台風6号、(c) 平成15年台風10号

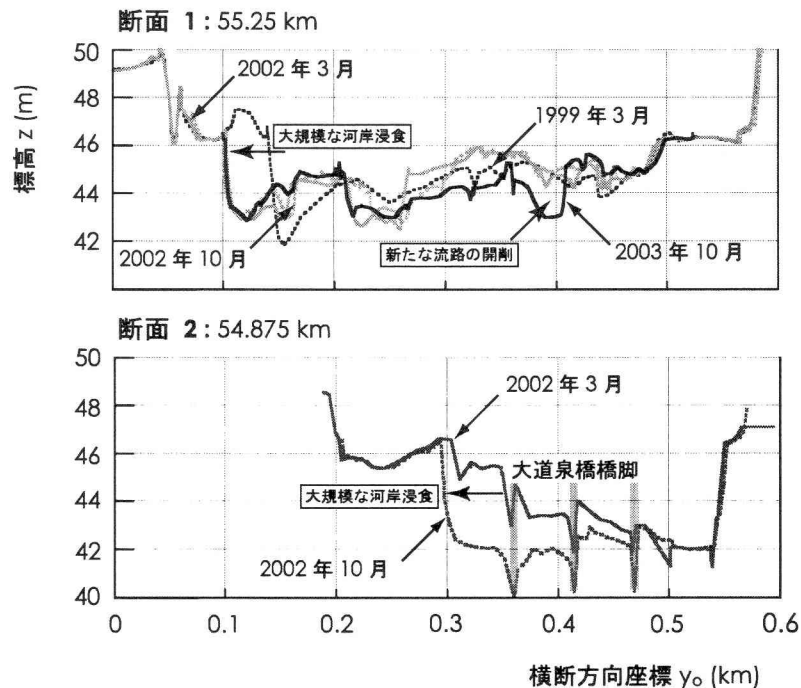
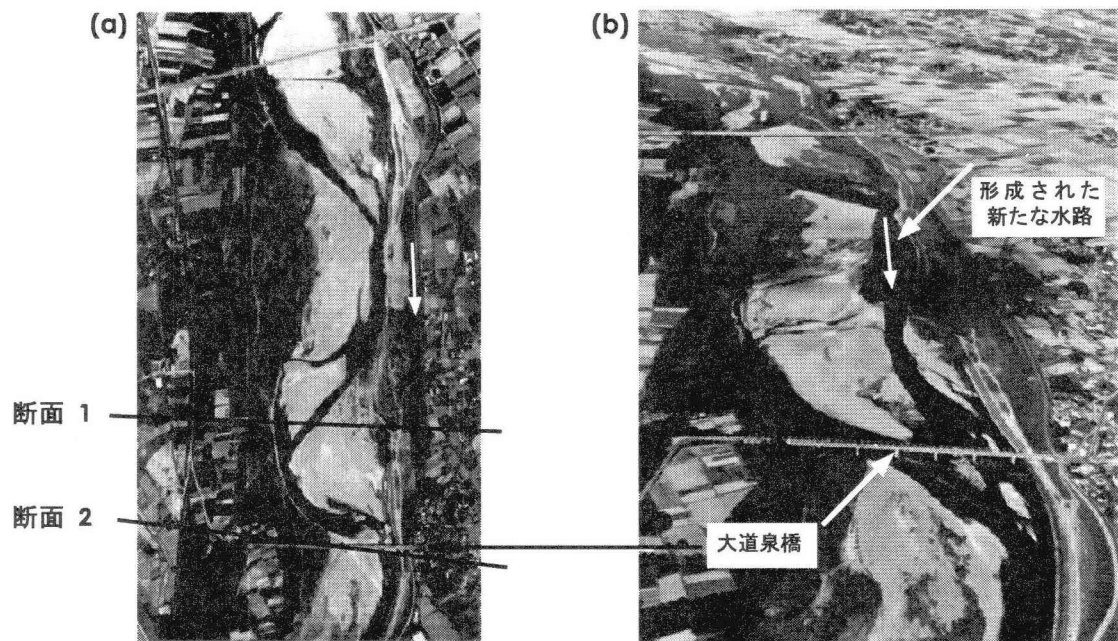


図-2 観測により明らかになった洪水時の流路変動実態：上段 (a)2002年台風6号洪水直前，(b)2003年台風10号洪水直後，下段：横断面形状の時間変化（台風は2001年9月，2002年7月，2003年8月）

なった。(2) 先行する洪水によって形成された流路跡に当たる凹部に水が集中し、さらなる河床低下が生じることで、相対的な凹凸の規模が増した。(3) 洪水後の水位低下に伴いこの凹部における流れが選択的に残ることとなり、そこが新たな流路として顕在化し発達することになった。このシナリオの妥当性に関しては、たとえば次章で説明するような数値解析を通じて今後明らかにしていく予定である。

3. 流路変動解析

(1) 解析モデルの概要

本研究では、前章で説明したような流路変動を数値予測することも目指している。本論文では、2002年洪水を対象に行った数値解析結果を示しつつ、前述のシナリオについてさらに考察を加える。ここでの解析対象は、現地観測区間と同じ利根川との合流点から54.5～56.5 kmの区間である。以下に解析

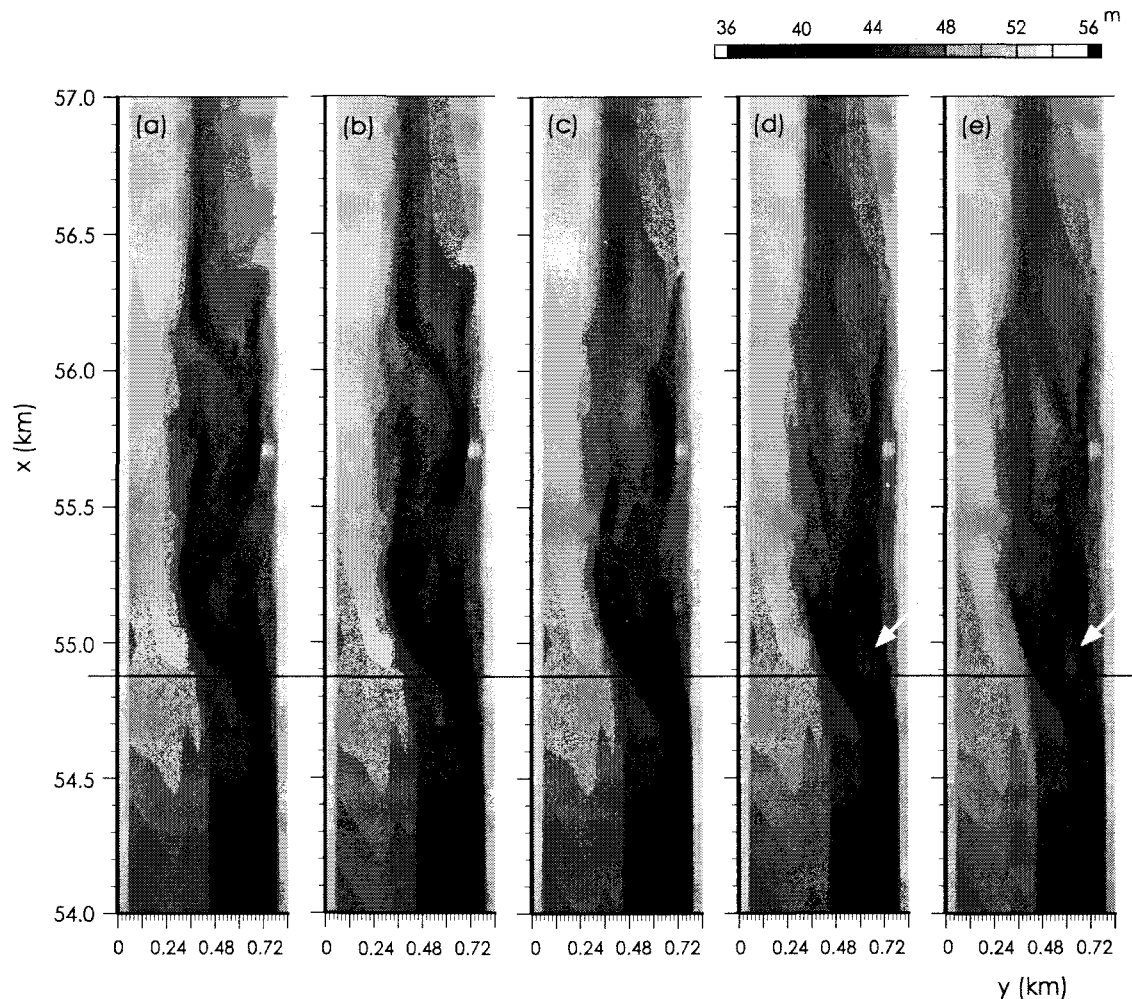


図-3 数値計算によって得られた河床高の等値線図(2002年洪水):
 ハイドログラフの時間原点から (a)0 時間後, (b)24 時間後, (c)34 時間後(ピーク流量時), (d)60 時間後, (e)96 時間後

の詳細について説明する。まず、解析に用いた手法について述べると、これは近年著者が網状流路を対象とした数値解析の際に用いているもの¹⁾と同一とすることができる。すなわち、流れ場については浅水流方程式に依拠した解析を行い、その解法にCIP法を適用する。また、ここでは敢えてデカルト座標系を用いている。また、流路変動計算には河床勾配の影響を考慮できるように修正した掃流砂量関数と、斜面崩落モデルを用いている。特に後者により、計算途上に現れる任意の方向を向いた「安息角を越える斜面」の崩落・浸食の過程を合理的に取り扱うことができる。

解析に当たっての初期条件は以下の通りである。まず、初期河床形状に関しては、2002年3月に下館河川事務所により行われた横断測量結果を基に設定した。この測量は縦断方向に概ね250m間隔で行われており、その結果を踏まえて、縦断方向に10m間隔、横断方向に5m間隔の計算格子を設け、その河床データを三次スプライン補間により求めた。ここでの計算領域の側方境界については堤防の天端

を結んだライン上にとり、これを直線と近似することで計算領域を矩形として取り扱うことにした。図-2の左側の写真を見るとわかるように、概ね無理のない近似ではあるものの、厳密には実際の堤防間の幅と計算上想定したものが食い違う断面もあり得る。たとえば、図-2の断面2では実際の断面幅の方が小さくなる。そのため、計算結果と実測結果とを比較する場合にはこの点についての注意が必要である。次に、河床構成材料に関しては、この区間全域にわたって均一であると近似し、その粒径を実測から得られた平均粒径30mmに等しいとした。

また、本解析では、図-1(b)に示されたハイドログラフによって特徴づけられた洪水流を対象としている。そこで、初期状態の流れ場を定めるに当たって、次のような固定床上の助走計算を行った。すなわち、ピーク流量の2/3程度の流量で1時間ほど通水した後、その流量を2時間かけて緩やかに初期流量にまで低減させ、最後にこの初期流量で1時間通水してから本計算に入ることにした。関連して水位についても同様の取り扱いをした。これは、ハイ

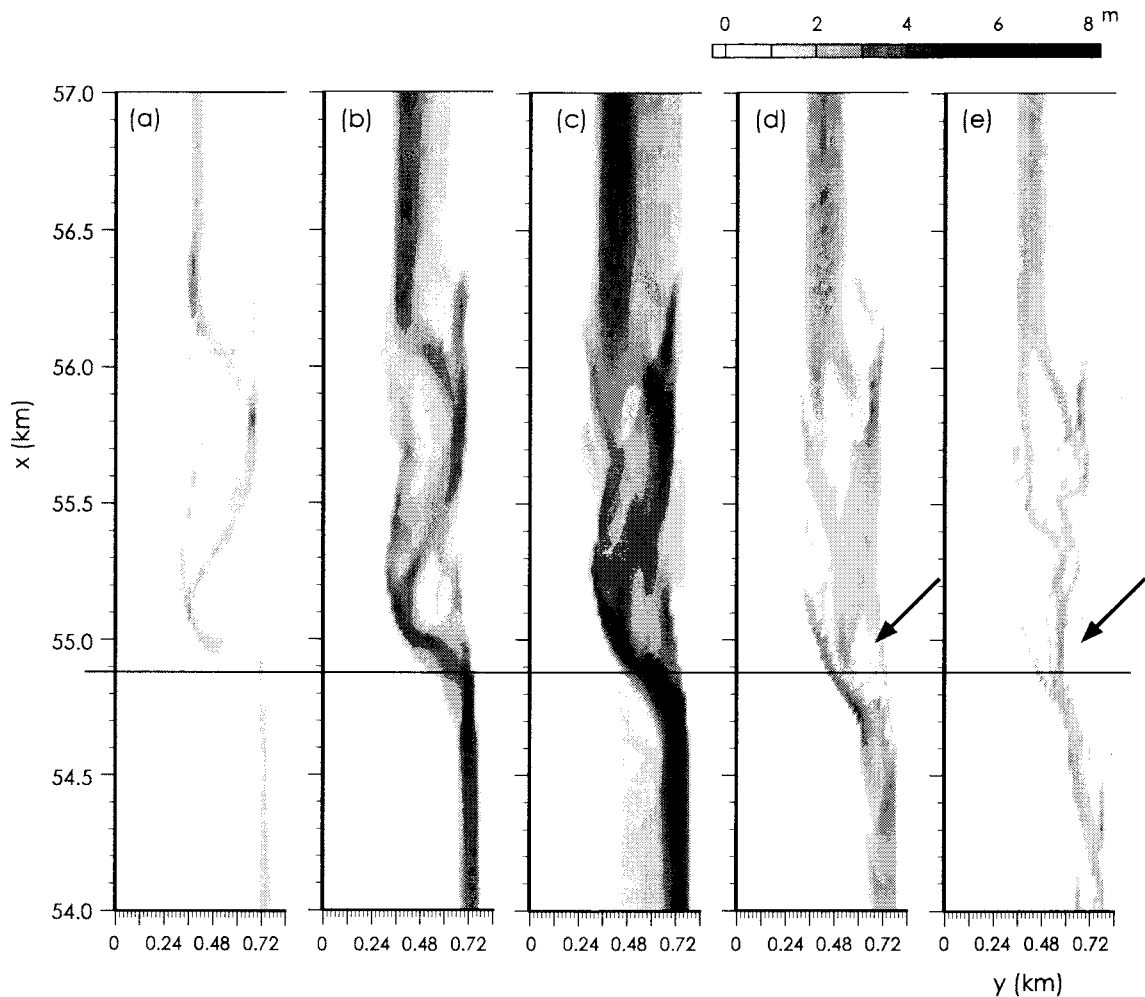


図-4 数値計算によって得られた水深の等値線図 (2002年洪水) :

ハイドログラフの時間原点から (a)0 時間後, (b)24 時間後, (c)34 時間後 (ピーク流量時), (d)60 時間後, (e)96 時間後

ドログラフで与えられた上流端流量ならびに下流端水位に見合った初期流れを人為的に作る事が容易ではないと判断したためである。上下流端での境界条件に関しては次のように取り扱う。すなわち、これらの断面では擬似等流の状態を仮定することにして、流れならびに流砂量を時間毎に変化させつつ与えることにした。そのため、54.5 ~ 56.5 km の本計算区間の外側に各々 500 m の助走区間を設けることにし、この区間では一様な勾配で傾斜し、しかも同一の横断面形状を有する初期河道を与えている。

(2) 解析結果

ここでは、数値解析の結果を基に、洪水時に生じた流路変動の実態に迫ることを目的とする。図-3 には解析により得られた河床高の等値線図を、また、図-4 には水深の等値線図を、それぞれ示してある。図の左端がハイドログラフの時間原点における初期状態を表し、以下 24 時間後、ピーク流量となった 34 時間後、60 ならびに 96 時間後の状態を表している。また、図中に水平に引かれた細線は大道泉橋

(54.875 km) 付近を表している。また、図-5 には注目すべき地点の河道横断面形状の時間変化を示してある。

図-3 および 4 に基づき、この洪水期間中に生じた流路変動の特徴をまとめておく。初期状態から 24 時間を経過したあたりで低水路内のほぼすべての砂州が冠水する。その後、42 時間後位までの期間は低水路上の河道面はすべて水面下に没している。また、洪水ピーク流量となった 34 時間以降の 55.0 ~ 56.5 km 区間には幾何学的に複雑な砂州の構造が現れている。この洪水期間中における特筆すべき現象は次の二点である。第一がこの大道泉橋付近の流路変動であり、図-2 中の断面 2 よりわかるように、右岸側 (図の左側) に向かう大規模な河岸浸食により流路の側方へのシフトが生じていた。図-3 および 4 を見るとわかるようにほぼそれに近いシフトが生じていることがわかる。このことは図-5 (d) の横断面形状の変化からも見て取れる。この図-5 (d) の断面は図-2 の断面 2 に対応しており、両者を比較すると概ね 60 ~ 80 m 程度河岸が後退していることがわ

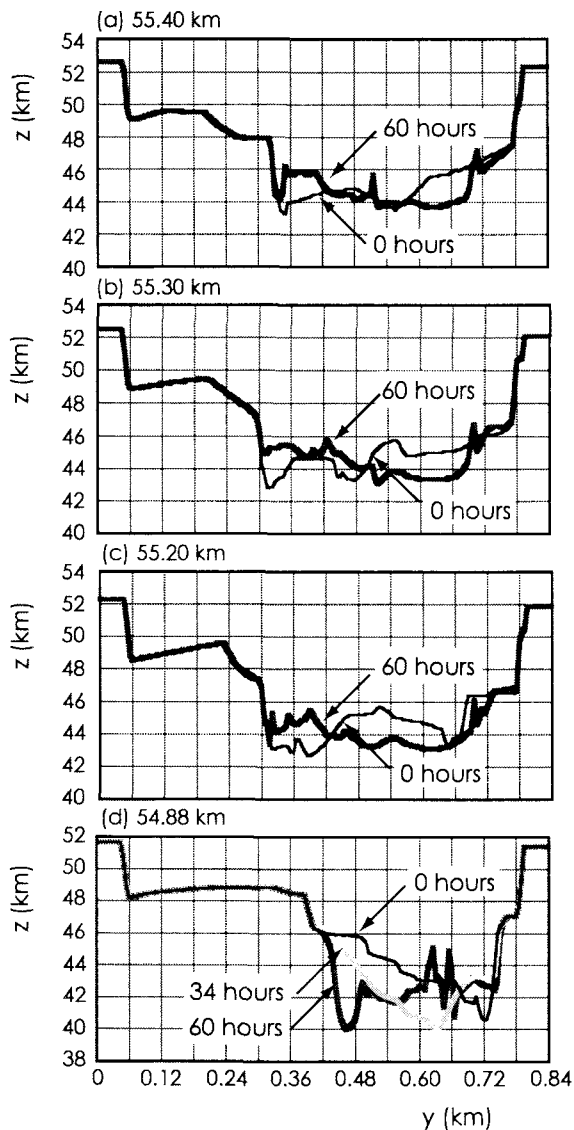


図-5 数値解析による横断面形状の時間変化：(2002年洪水)
 (a)55.40 km, (b)55.30 km, (c)55.20 km, (d)54.88 km

かる。橋脚の影響を一切考慮していないこと、実際の川幅と計算上想定したものが必ずしも一致していないこと、などを考え合わせると、ここでの数値解析は概ね妥当であると判断される。第二に、54.8～55.8 km 区間の左岸側（図の右半分）に注目する。この区域の初期の状態としては砂州地形であった。図-3および4を見ると、図中に矢印をつけて示した位置で相対的に大きな河床低下が生じ、水みちが発達してきていることが理解される。そして、60時間後の時点ではこれが流路となって現れていること、水位の低下がほぼ完了する96時間後にはこの水みち部分の水深が0となり、流路がほぼ消滅していること、などがわかる。また、図-5(a)-(c)の55.20～55.40 kmの区間の横断面形状を見ると、断面内の最深部が初期河床の位置から $y = 0.60$

～0.66 (m) 付近へ移ってきていることがわかる。この最深部を結んだラインが、図-3および4に矢印で示した位置に対応し、図-2(b)の写真に現れている新たな流路の位置と概ね一致する。このことは、2002年洪水後には流路として現れることはなかったものの、「2003年洪水直後に出現した新たな流路のきっかけとなる浸食が2002年洪水時に生じていた」とする仮説を裏付けるものと解釈される。

4. 結論

本論文では、洪水期間中に鬼怒川 54.5～56.5 km 区間で生じた流路変動過程に焦点を当て、現地観測結果を基にその実態把握に努めた。その結果、洪水時に実河川で生じる流路変動は、当該洪水の規模のみでその影響を論じることは難しく、先行洪水の履歴効果が無視し得ないことが理解された。

また、この現象を数値計算により再現するため、その予測手法の開発に努めた。この結果、著者の予測手法を用いた解析により、現象を無理なく再現できることが確かめられた。また、現地観測の結果を説明する興味深い知見を得ることもできた。しかし、河床材料を均一粒径の礫とし、実際に生じていたシルトの堆積などを考慮していないことなどの数値解析上の問題点に加えて、横断測量による河床高のデータがそれほど密にとられたものではないこと、また、それが検証に使うべき適切な時期にとられたものではないこと、などの理由により、予測精度の議論は今後に残されている。

今後は、予測技術の向上とあわせて、河道の変動予測に生かすことを念頭に置いた観測方法についても考えていくことが必要である。

謝辞：本論文は、河川懇談会共同研究の成果の一部をまとめたものである。この研究の実施にあたり関東地方整備局下館河川事務所の方々のご協力を得た。また、共同研究のメンバーである池田裕一助教授（宇都宮大学）と松本健作助手（群馬大学）との議論は有益なものでした。ここに記して謝意を表します。また、現地調査ならびにその解析に携わった矢島英明君をはじめとした当大学の学生諸君にも感謝致します。

参考文献

- 1) 関根正人：斜面崩落モデルを用いた網状流路の形成過程シミュレーション，水工学論文集，第47巻，637-642，2003。

(2004.9.30 受付)