

流域一貫土砂輸送モデルの構築

(課題番号 10650498)

平成10、11年度科学研究費補助金

(基盤研究(C)(2))

研究成果報告書

平成12年3月

研究代表者 真野 明

(東北大学大学院工学研究科教授)

流域一貫土砂輸送モデルの構築

(課題番号 10650498)

平成10、11年度科学研究費補助金

(基盤研究(C)(2))

研究成果報告書

平成12年3月

研究代表者 真野 明

(東北大学大学院工学研究科教授)

目 次

はしがき	I
研究組織	
研究経費	
研究発表	
研究成果の概要	
1. 阿武隈川流域を対象とした分布型土砂輸送モデルの開発	
・ ・ ・ 真野 明・市毛輝和・多田 毅	1
2. 洪水時における高水敷上への細流土砂堆積	
・ ・ ・ 泉 典洋・松田幸子・田中 仁	21
3. 出水時の河川における物質負荷特性に関する研究	
・ ・ ・ 長林久夫・小林紀幸・真野 明	37

はしがき

河川は、強降雨時に大量の水を流域から集め、土砂、有機物、栄養塩類等を伴って下流に輸送する。これらの物質の輸送現象を、発生源から河口まで一貫して追跡できれば、災害、海岸浸食、広域の環境問題など国土保全に関わるさまざまな現象に深い理解が得られ、問題解決の抜本的な糸口が見いだされるものと期待される。

本研究は我が国で11番目に大きな流域面積をもつ阿武隈川に着目し、この川を研究フィールドとする研究者が集まって、種々の角度から洪水時の物質輸送を調べたものである。水、土砂、栄養塩類、これら物質の輸送は互いに関係するので、情報を持ち寄ることで見通しが良くなる。大きなジグソーパズルに取りかかるとき、ある程度絵が填ってくると全体像が見えだし、急に展開が早くなることに喩えることができよう。

また、洪水観測をうまく行うには経験が必要である。工夫を積み重ねることにより、次の回の観測は少しうまくできるようになる。洪水はあまり起こらないので、この進歩は遅々としたものであるが、個々の研究者が持っている経験を持ち寄ると大きな前進がはかれる。経験を持ち寄り、情報を持ち寄り、解析の道具を積み重ねることで、上の大きな命題に近づこうとするものである。

研究組織

研究代表者：真野 明（東北大学大学院工学研究科 教授）

研究分担者：泉 典洋（東北大学大学院工学研究科 助教授）

同 上：長林久夫（日本大学工学部 助教授）

研究協力者：多田 毅（防衛大学校 講師）

研究経費

平成10年度 1, 800千円

平成11年度 1, 700千円

計 3, 500千円

研究発表

- 1) 真野明(1998)：1998年8月豪雨による阿武隈川上流域での災害について一速報一、西部地区自然災害資料センターニュース、No.19、pp.26-28.
- 2) 真野明・今村文彦(1998)：災害速報、東日本での集中豪雨による洪水・土砂災害、土木学会誌、83-11、pp.44-46.
- 3) 真野明・今村文彦・高橋迪夫(1999)：1998年8月豪雨による阿武隈川の水害調査、平成10年度河川災害シンポジウム講演集、印刷中.
- 4) 吉田功・真野明・今村文彦(1999)：1998年8月の出水に対する阿武隈川上流部での流出解析、東北地域災害科学研究、第35巻、pp.161-166.
- 5) 吉田功・市毛輝和・真野明・今村文彦(1999)：1998年8月末の豪雨に対する阿武隈川上流部での流出解析、地球環境シンポジウム、第7巻、pp.61-66.
- 6) 松田幸子・泉典洋・田中仁(1999)：平成10年8月阿武隈川洪水時に見られた高水敷上への土砂堆積現象、東北地域災害科学研究、第35巻、pp.183-188.
- 7) 泉 典洋，松田幸子，田中 仁，洪水時における高水敷上への細砂土砂堆積，水工学論文集，Vol. 44，2000，印刷中.
- 8) Izumi, N., Matsuda, Y., and Tanaka, H., Fine sand deposition and floodplain formation during a big flood of the Abukuma river in Japan, Proceedings of the 6th National Convention on Civil Engineering, Thailand, 2000, printing.
- 9) 長林久夫・真野明・杉木基泰・木村喜代治(1997)：出水時における阿武隈川の水質特性，東北地域災害科学研究，第33巻、 pp.141-149.
- 10) 高橋迪夫・長林久夫・藤田豊(1998)：1998年8月豪雨災害報告一阿武隈川上流域の隈戸川の被災および本川沿いの浸水状況、第41回日本大学工学部

学術研究報告会講演要旨集、pp.20-28.

- 11) 長林久夫・藤田豊・高橋迪夫(1998) : 1998年8月豪雨災害報告—白河周辺の支川の被災状況について、第41回日本大学工学部学術研究報告会講演要旨集、pp.13-19.
- 12) 長林久夫・真野明・小林紀幸(1998) : 阿武隈川における出水時の水質特性に関する検討、第4回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集、pp.231-236.
- 11) 高橋迪夫・長林久夫・藤田豊(1999) : 平成10年8月末豪雨による阿武隈川上流域の水害、東北地域災害科学研究、第35巻、pp.149-154.
- 12) 藤井誠・長林久夫(1999) : 平成10年8月の集中豪雨後の阿武隈川における河道内樹木調査、東北地域災害科学研究、第35巻、pp.173-176.
- 13) 小林紀幸・長林久夫・真野明(1999) : 阿武隈川における出水時及び平水時の水質特性の検討、東北地域災害科学研究、第35巻、pp.139-142.
- 14) 小林紀幸・長林久夫・真野明(2000) : 阿武隈川の河道内堆積物に含有する栄養塩量調査、東北地域災害科学研究、第36巻(投稿中) .

阿武隈川流域を対象とした分布型土砂輸送モデルの開発

東北大学大学院工学研究科 真野 明

茨城県土木部河川課 市毛輝和

防衛大学校土木工学教室 多田 毅

1. はじめに

各地で海岸の砂浜がやせ細り、護岸が高波浪に対して被災しやすく、海岸が脆弱になってきている。この原因の一つとして、陸域から海岸への供給土砂量の減少が挙げられるが、土砂フラックスを合理的に評価することが難しいため、その因果関係は解明されていない。最終氷河期以降の沖積平野の発達を見ると、数千年前には多くの土砂が河川を通して海域に供給されていたことが分かり、ここ数百年をとった海岸線の変遷では、それが鈍っているように見える。さらにここ数十年の河口周辺における砂州地形の縮小や汀線の後退は、土砂供給量の減少を示唆する。このように、定性的には土砂フラックスの減少を推測することができるが、工学的目的のためにはこの推測は十分でない。

広い砂浜を取り戻して、砂浜が本来持つ耐波性を回復させ、長期的に低コストで維持できる安定な海岸を創ることが求められている。また最近改められた環境を重視した国土保全の大綱は、構造物で細かく囲い込んで砂の動きを止め、静的に安定させる従来の工法に否定的である。離岸堤の上を取り去って潜堤にし、一般の人が海岸を訪れたときに、一見して波を人工的に弱めていることが分からないような、高度な制御方法が取って代わろうとしている。

砂の移動を許して、長期的な海岸の安定を考えるためには解析対象を広げる必要がある。海岸全体に対する土砂収支を評価する必要があるが、この海岸への供給土砂フラックスと沖合への消失土砂フラックスが求められなければならない。どちらの評価も難しいが、沖合への消失土砂フラックスは人工的な影響が少ないので、気象、海象、地形条件が大きく変化していないここ数百年のオーダーでは変わらないと考えて良い。これに比べて、陸域からの土砂供給フラックスは人工的な作用の影響を直接受けていると考えられる。

著者らは、阿武隈川の河口砂州の測量を 1984 年から継続し、航空写真や深淺測量のデータも集めて河口周辺の地形変化を調べている^{1)~4)}。河口砂州は沿岸漂砂を蓄えて発達する一方で、洪水通過に伴い侵食が起こり、貯まった土砂は河口から海に押し流される。このように、河口砂州は一年の中で秋の洪水期、冬の高波浪期と外力の変化に応じて季節変化する。この変化は時間スケールが短いため目立つが、阿武隈川の流送土砂との関係は明確でない。

阿武隈川では、戦後まもなく米軍が撮影した航空写真があり、その後もさまざまな機関が継続して写真撮影を行っており、それらを集めると中期的な地形の変化を調べることができる。約 50 年前の河口砂州の位置や、その右岸・左岸に続く海岸線の位置を、現在のもの

のと比べると、現在のものは陸側にかなり後退している。

この中で、右岸と左岸の海岸後退はすこし異なった解釈が必要である。阿武隈川が注ぐ仙台海岸はほぼ南北に海岸線が向いていて、仙台湾での卓越波向きは ESE であり、年間を通した平均の沿岸漂砂の方向は北向きである。右岸は沿岸漂砂の上手側、左岸は下手側になる。右岸の海岸には、阿武隈川の旧河口で今は潟湖となっている鳥の海の入り口があり、その中は漁港として利用されている。漁船の出入りを確保するため潟湖口には導流堤が設けられ、これが南からの沿岸漂砂を遮断している。このため、阿武隈川河口と潟湖口の間の海岸は侵食が進み、離岸堤と突堤の設置により汀線後退がおさえられている状況にある。

左岸の海岸には、沿岸漂砂を制御する構造物はないが、ここ 25 年程度の間汀線後退が顕著になり、これを防ぐために波消ブロックが広い範囲で設置されている。左岸の海岸は阿武隈川から排出された土砂が波により運ばれていく漂砂の下手側に位置するので、ここで汀線後退が進行していることは、阿武隈川からの土砂の供給が、波が運ぶ沿岸漂砂量より少なく、養浜に追いついていないことを意味している。阿武隈川は仙台湾に注ぐ川の中でも、北上川に次いで流域面積の大きな川で仙台平野の形成と沖合の海底堆積物の土砂供給に大きく寄与した川であり、この侵食は阿武隈川の土砂環境の大きな変化を示したものと見て良い。

1986 年 8 月には、阿武隈川下流における約 50 年の観測史上最大の洪水が発生し、河口砂州を押し流し大規模な河口テラス地形を形成した。洪水の前後に深淺測量がなされており、それらの差から、この洪水が流送した土砂量は河口砂州を押し流したものが $5.3 \times 10^5 \text{m}^3$ 、それ以外の流送土砂 $3.4 \times 10^5 \text{m}^3$ と算出している。また、1994 年には、洪水用の浮遊砂採水器を開発し、洪水の度に採水実測を行なっている、毎年起こる程度の洪水による浮遊砂の細砂成分の土砂輸送量は $1 \times 10^4 \text{m}^3$ 程度と、1986 年のものに比べてずっと小さい⁵⁾。この量は、阿武隈川河口周辺海域における可能沿岸漂砂量 $4 \times 10^4 \text{m}^3/\text{y}$ よりも小さく、河口左岸の海岸で汀線が後退している現象を説明できる。また、1986 年の洪水は大量の土砂を輸送したが、洪水テラスは現在なお形成当時とあまり変わらない形で河口に安定して存在しており、沿岸漂砂の増加には寄与していない。

一方、流域に目をむけると大規模に手が加えられてきていることが分かる。戦後まもなく、キャサリン台風、アイオン台風などの大型台風が相次いで東北地方をおそい大きな被害を与えた。これらをきっかけとして水害対策に大きな予算が付き、河道掘削、ショートカット、砂防ダム、植林などの事業がすすめられてきている。この効果は流出特性に現れ、1970 年位を境に、洪水流量のピーク特性が変化している。

また、1960 年代後半に始まった、高度経済成長政策は各地で建設ラッシュを引き起こし、コンクリートの骨材として、河床の土砂が主に下流部で大量に採取された。それが、1972 年には $5 \times 10^5 \text{m}^3/\text{y}$ に達しており、前述の観測から得られた流送土砂量より 50 倍大きく、影響は大きいと考えられる。

流域の各所で経年的に加えられた土砂環境の変化は、粒径毎に異なった時間遅れをもつ

て下流に波及し河口に達する。また土砂輸送を担う洪水は規模毎に異なる再現期間を有している。さらに、流出や土砂堆積に関するデータは、時・空間的に離れて流域に散在しており、データのもつ意味を引き出すためには、その間を補完して結びつける必要がある。

このように、因子が数多くあり複雑に入り組んでいる現象を解析し、流域の土砂環境と河口の流送土砂量の因果関係を求めるための一つの道具として、流域全体を分布量で覆い、降雨を与えるだけで流出と物質輸送の物理課程が計算できる数値モデルの開発めざすこととした。

2. 流出モデル

流出モデルは、地表流だけを考慮した一層モデルと地下水を考慮した二層モデルを開発したが、次節で述べる土砂輸送モデルと組み合わせて用いたのは前者であり、ここでは一層モデルについてのみ記述する。

2.1. 擬河道網

国土地理院の国土数値情報から、流域境界位置ファイルと標高データファイルを用いて阿武隈川流域の標高を切り出した。基本標高データはメッシュ間隔が約250mで格納されているが、データの扱い易さ、主要な支川形状の再現性から、メッシュ間隔を500mに選んだ。陸らの方法⁶⁾に従い、各メッシュ標高との周囲8個のメッシュ標高を比べて落水線を求め、それをつなぐことにより、合流を繰り返して河口に至る擬河道を求めた。流域の中には、周囲8個のメッシュの標高より低い、窪地となる地点があるが計算を簡単にするため、窪地は除去する必要がある、窪地の標高を周囲8メッシュの標高の平均値で置き換える処理をした。阿武隈川全流域を覆う500mメッシュの擬河道網を図-1に示す。

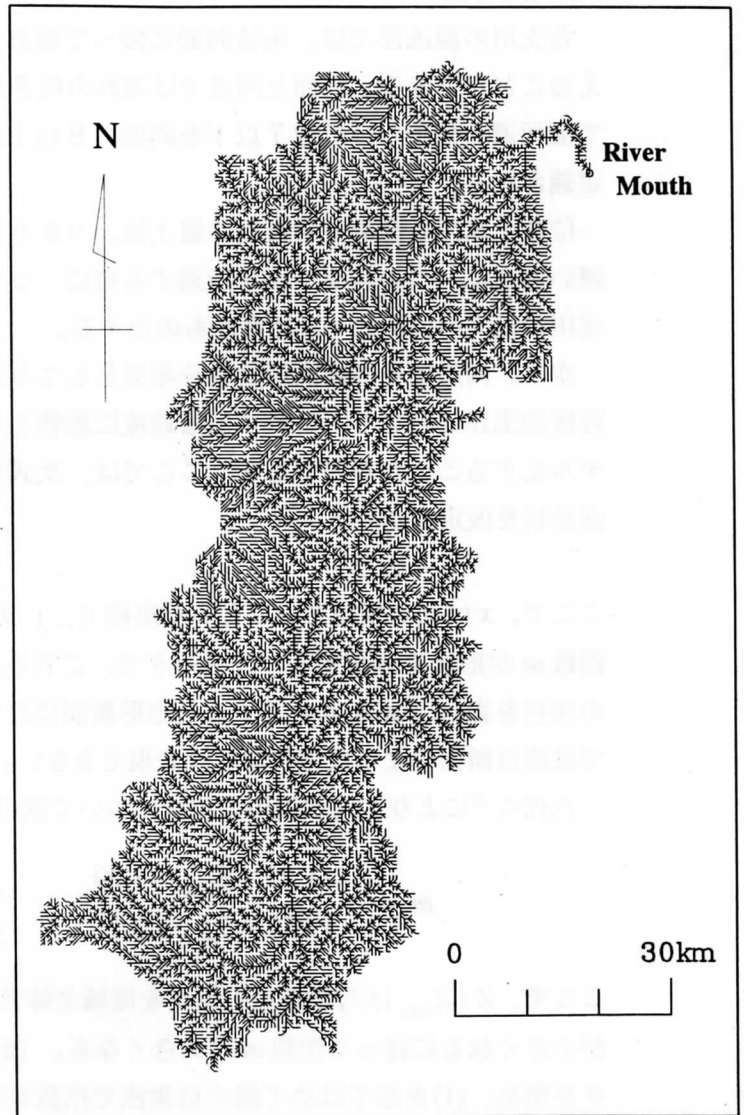


図-1 阿武隈川流域の500mメッシュの擬河道網

2.2.河道特性

各支川の源流部では、雨は斜面に降って流れ、それが合流して河道を流れ下るものと考えることができる。斜面と河道では流れの様子が異なるので、張ら⁷⁾にならい位数を使って擬河道を分類し、位数7以下を斜面、8以上を河道とした。ここで、位数は次のように定義される。

位数：本川も含めて各支川の最上流、つまり流入のないメッシュを1位とする。合流の無い場合に一つのメッシュを通過する毎の一つづつ位数が増加する。合流点では流入する支川の最大の位数に一を加えたものとする。

次に、河道はその断面形状を分布量として与えることを考える。断面形状により河道の貯留効果がことなり、これが伝播速度に影響を与えるので、断面形状を実際にあわせてモデル化することが重要である。ここでは、次式で与えられるような一般放物線形に河道断面形状を仮定した。

$$y = \alpha x^m \quad (1)$$

ここで、 x は河道横断方向にとった座標で、 y は鉛直上方にとった河床高である。係数 α と指数 m が形状を制御するパラメータで、これを分布させることを考える。 $m=1$ はV字形の河谷を表し、 m を大きくすると矩形断面に近づけることができる。ただし、このモデルでは複合断面のような複雑な形は表現できない。

八代ら⁸⁾により、阿武隈川の流域について次のモデルが提案されている。

$$m = \begin{cases} -51.2Z/Z_{\max} + 5.09 & \text{for } Z/Z_{\max} \leq 0.061 \\ -1.03Z/Z_{\max} + 2.03 & \text{for } Z/Z_{\max} > 0.061 \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 Z/Z_{\max} は対象地点の標高を流域全体での最大標高で割った無次元量で、相対標高が小さくなるに従って指数 m が大きくなる。(2)は、阿武隈川の本川、支川の横断測量データを集め、(1)を当てはめて最小自乗法で指数を決定し、無次元標高との相関を調べて決めたものである。

残りの係数 α は平水時の河道幅 B_s や水深 h_s から決める。平水時の河道幅や水深はそこを流れる流量と流れ易さによって決まると考えることができる。流量を決める基本的なパラメータは考えている点の集水面積 A であり、流れ易さのパラメータは河床勾配 I である。Manningの流量公式を参考に次のような、長さの次元をもつパラメータ $A/L\sqrt{I}$ を作り、実測データとの相関から次のモデルを得た。ここで、 L は集水域の最長河川長さであり、これと集水面積は擬河道網を利用することにより、分布量として求めることができる。

$$B_s = 1.75 \times 10^{-4} A/L\sqrt{I} + 2.69 \quad (3)$$

$$h_s = 2.38 \times 10^{-6} A/L\sqrt{I} \quad (4)$$

ここで、面積や長さは m^2 、 m 単位を用いている。

2.3.粗度係数分布

流出解析には kinematic wave 近似を用いるが、その中で河床の抵抗則には Manning の公式を用いる。この粗度係数を合理的に評価することにより、洪水の伝播速度の精度が向上する。さらに、本研究の主要目的である土砂輸送モデルの開発において、底質の巻き上げを制御する底面せん断力の適切な評価が必要であり、粗度係数の分布は二重に重要である。

Strickler⁹⁾ により、Manning の粗度係数 n は河床の代表粒径 d と一意的に関係づけられる。

$$n = 0.013d^{1/6} \quad (5)$$

ここで、 d は mm の単位を使う。河床材料の巻き上げを支配するパラメータはシールズ数であり、巻き上げ限界状態ではシールズ数はほぼ一定で 0.05 付近の値をとる。

$$\frac{u_{*c}}{(\sigma/\rho - 1)gd} \approx 0.05 \quad (6)$$

ここで、 u_{*c} は限界摩擦速度、 σ と ρ は河床材料と水の密度であり、 g は重力の加速度である。さらに流れに等流を仮定すると、河床摩擦と重力の成分の釣り合いから、径深 R を使って、

$$u_{*c} = \sqrt{gRI} \quad (7)$$

n を場所固有の特性値としてモデル化するために、水深の依存性は無視すると、(5),(6),(7) より次式の関係が得られる。

$$n = a_n I^{1/6} \quad (8)$$

ここで、係数は $a_n = 0.08$ とした。

2.4.降雨分布

流域周辺のアメダス観測データを用いて、風間¹⁰⁾ にならい距離重み法により各擬河道メッシュ点における降雨を補間した。

$$P_i = \frac{\sum_{k=1}^N a_{ik} z_k}{\sum_{k=1}^N a_{ik}} \quad (9)$$

$$a_{ik} = 1/d_{ik}^p$$

ここで、 P_i はメッシュ点 i での降雨強度、 N は対象観測点数、 z_k は観測所 k の降雨強度観測値、 d_{ik} は観測点とメッシュ点の距離、 p は距離の効き方を制御するパラメータである。

ここで、 N と p は福岡ら(1993)に従いおのおの、4, 2とした。

2.4. 流出計算

洪水の一次元伝播に対する連続の式は、

$$\frac{\partial A_c}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = r_e B_{sl} \quad (10)$$

ここで、 A_c は流水断面積、 Q は流量、 B_{sl} は擬河道に直接流れ込む雨水の集水幅、 r_e は有効降雨であり、蒸発散や地下への浸透をのぞいた短期的な流出に寄与する有効成分を表す。有効降雨と実降雨の比を流出率 f_r と定義すると、有効降雨は前節の補間した降雨と流出率の積で算定できる。

$$r_e = f_r P \quad (11)$$

いま、下流方向だけに伝播する洪水を考えると、たとえば Manning の公式を見て分かる通り、流水断面積と流量は一意的に結びつけられる。

$$A_c = A_c(Q) \quad (12)$$

これを使って、(10)から流水断面積を消去することを考え、次のように変形する。

$$\frac{dA_c}{dQ} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = r_e B_{sl} \quad (13)$$

流水抵抗に Manning の公式を用いて、

$$Q = Q(A_c, R) = \frac{1}{n} A_c R^{2/3} I^{1/2}. \quad (14)$$

ここで、 $R \equiv A_c / S$ は径深、 $S = S(A_c)$ は潤辺である。これを、 A_c で微分すると、

$$\begin{aligned} \frac{dQ}{dA_c} &= \frac{\partial Q}{\partial A_c} + \frac{\partial Q}{\partial R} \frac{dR}{dA_c} \\ &= \frac{Q}{A_c} + \frac{2}{3} \frac{Q}{R} \frac{dR}{dA_c} \end{aligned} \quad (15)$$

径深の定義を使って、上式の右辺第2項を評価する

$$\begin{aligned} \frac{dR}{dA_c} &= \frac{\partial R}{\partial A_c} + \frac{\partial R}{\partial S} \frac{dS}{dA_c} \\ &= \frac{1}{S} \left(1 - R \frac{dS}{dA_c} \right) \end{aligned} \quad (16)$$

これを、(15)に代入し、水面幅 $B = dA_c / dh$ 、 h は水深の関係を使うと

$$\frac{dQ}{dA_c} = \frac{Q}{A_c} \left(\frac{5}{3} - \frac{2}{3} \frac{R}{B} \frac{dS}{dh} \right) \quad (17)$$

さらに幅広水路を想定して、 $S \propto B$ を仮定すると

$$dS = \frac{S}{B} dB$$

の関係が成り立ち、これを(17)に代入することにより

$$\varpi = \frac{dQ}{dA_c} = \frac{Q}{A_c} \left(\frac{5}{3} - \frac{2 A_c}{3 B^2} \frac{dB}{dh} \right) \quad (18)$$

の関係が得られる。これを、(13)に代入して整理すると、

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \varpi \frac{\partial Q}{\partial x} = \varpi r_e B_{sl} \quad (19)$$

左辺は、流量波形が x 方向に、 ϖ の伝播速度で移流することを意味する。(18)は矩形幅広断面に対して Kleitz Seddon が求めた洪水伝播の式を、林が任意断面に拡張した式である。(17)から(18)を導いた仮定は、林が用いた仮定より緩くしてある。右辺の降雨の項は新たに導かれた項であり、ここに洪水伝播速度が入ることに注意を要する。

(19)を解くためには初期条件が必要であり、阿武隈川の各地で実施されている、流量観測の平水流量の値と、その点の集水面積の相関をとり、

$$Q = 0.0135 \times 10^{-6} A + 5.57 \quad (20)$$

を得、初期条件とした。ここで、流量は m^3/s 、面積は m^2 の単位を用いる。

(19)の偏微分方程式は、各擬河道の上で差分近似し、空間方向には後退差分、時間方向には前進差分を用いた。このようにして求めた、新しい時間ステップの流量を合流点で加え下流に続く擬河道の流入流量とした。

3. 土砂輸送モデル

洪水によって輸送される土砂は、河床付近を移動する掃流砂と、水面付近まで巻き上げられ、浮遊状態で輸送される土砂の2つに分類される。後者はさらに2つに分けられ、浮遊している土砂が同一地点の河床材料で構成される場合を浮遊砂、その地点には存在しない材料で構成され、上流で流れに入り込み運ばれてきたものをウォッシュロードと呼んでいる。

洪水時の高い掃流力のもとで運ばれる土砂はほとんどが、浮遊状態のものであること、しかも現地観測結果をみると、粒径が $100 \mu m$ 以下の細粒分が大部分を占め、断面内ではほぼ均一に分布していることから、輸送モデル開発の第一段階として浮遊成分だけを対象とし、断面内では一つの土砂濃度 C で代表することとした。観測された粒径は微細なものが多く、従って沈降速度は小さく、ウォッシュロードに相当するものが大部分であるが、分布型モデルを考えているので場所毎に、巻き上げ、沈降、移流の3つの物理過程を取り入れた計算を行えば、浮遊砂とウォッシュロードを区別する必要はなくなる。

流出解析により、流量、流水断面諸量、底面せん断応力が時空間の分布量として求められるので、これを用いて土砂輸送を計算するモデルを組み立てることにする。

3.1.土砂連続式

擬河道に沿って x 軸をとり、 δx だけ離れた 2 つの断面を検査面とし、検査面と河道壁面で囲まれた検査領域における、土砂の保存則を考える。土砂濃度 C は土砂を含んだ溶液単位体積に含まれる土砂の体積として定義し、断面内では一定とする。 δt 時間に検査領域に出入りする土砂の総量と検査領域に蓄積される土砂量が等しいことから、

$$(QC|_x - QC|_{x+\delta x} + F_u S \delta x - F_d S \delta x) \delta t = \delta(CA_c \delta x) \quad (21)$$

ここで、 F_u と F_d はそれぞれ河床からの巻き上げ土砂フラックス、河床への沈降土砂フラックスを表している。整理して、

$$\frac{\partial CA_c}{\partial t} + \frac{\partial QC}{\partial x} = (F_u - F_d)S \quad (22)$$

濃度についての時間発展の形にするため、分解すると

$$A_c \frac{\partial C}{\partial t} + Q \frac{\partial C}{\partial x} + C \left(\frac{\partial A_c}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \right) = (F_u - F_d)S \quad (23)$$

水の連続式(10)をつかって、左辺第 3 項を書き換える。また、右辺の潤辺は評価が難しいので、幅広水路を考え、水面幅で置き換えると、

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{Q}{A_c} \frac{\partial C}{\partial x} = (F_u - F_d) \frac{B}{A_c} - \frac{C}{A_c} r_e B_{sl} \quad (24)$$

右辺において、雨が流入したために希釈され、濃度が小さくなる項がでてくることに注意が必要である。また、(19)と比較すると、洪水はおおよそ平均流速の 1.7 倍の速度で伝播するのに対して、土砂は平均流速で移流することが分かる。

3.2.底面フラックス

(1)沈降土砂フラックス

沈降土砂フラックスは次式で表される。

$$F_d = Cw_0 \quad (25)$$

ここで、 w_0 は土砂の沈降速度であり、Rubey の式を用いた。

$$w_0 = \sqrt{sgd} F_v(d), \quad s = \frac{\sigma}{\rho} - 1 \quad (26)$$

$$F_v(d) = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd^3}} \quad (27)$$

ここで、 ν は水の動粘性係数である。

(2)巻き上げ土砂フラックス

底面に掃流力が作用したときの巻き上げ土砂フラックスを求める。阿武隈川の河床材料をみると、ほとんどの場所で非粘着性の細礫が主要成分であるが、一部本川上にある蓬萊・

信夫のダムの貯水池では粘着性を示す粘土からシルトが厚く堆積している。粘着力により、巻き上げ抵抗力がことなるので、粘着土、非粘着土でわけて評価する必要がある。

非粘着土砂の巻き上げ土砂フラックスの評価には泉ら¹²⁾の式を用いた。

$$F_u = 0.001\tau^* R_f^{-2} w_0 F(p) \quad (28)$$

ここで、 τ^* はシールズ数、 R_f は無次元沈降速度であり、それぞれ次式で定義される。

$$\tau^* \equiv \frac{u_*^2}{sgd}$$

$$R_f \equiv \frac{w_0}{\sqrt{sgd}}$$

また、 $F(p)$ は交換層内における対象粒径の存在割合で、0から1の範囲の値をとる。この存在割合は比例関数として、巻き上げ土砂フラックスの評価式に入っており影響が大きい。このため、河床の粒径分布を空間的な分布量として与える必要があり、次節でそのモデルについて検討する。

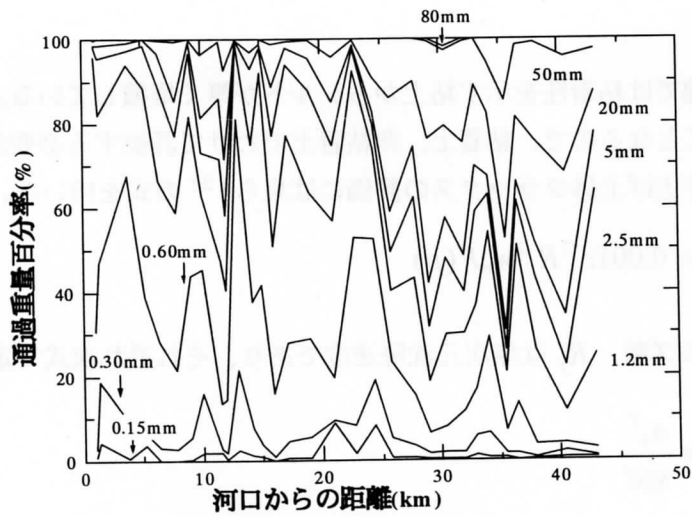
粘着性の土砂の巻き上げフラックスには次式¹³⁾を用いた。

$$F_u = \frac{M}{\sigma} \left(\frac{\tau^*}{\tau_c^*} - 1 \right) \quad (29)$$

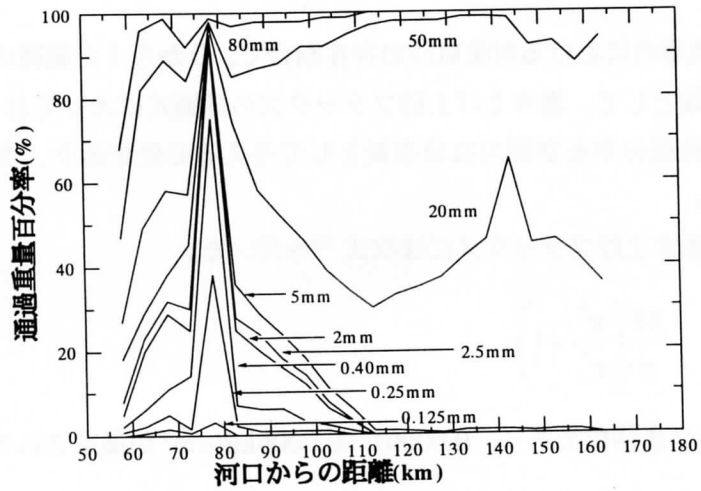
ここで、 M は次元付き係数であり、 $0.00001 \sim 0.0005 \text{ kg/s/m}^2$ が提案されている。

3.3.河床材料特性

本川の河床材料の粒度分布を図一2に示す。建設省が実施した粒度調査結果をまとめたもので、横軸に河口からの距離を、また縦軸には通過質量百分率をとっている。河口周辺では中央粒径は0.6mm程度であるが、上流に向かって徐々に粒径が大きくなり、河口距離40km付近で2.5mm、150km付近で約20mmとなっている。途中75~85kmにかけて急激に細粒化している場所があり中央粒径が0.3mm程度まで小さくなっている。その上流85~110kmにかけても細粒分の土砂が多くなっていることが分かる。この周辺の河床勾配の分布を図一3に示す。河口距離85~95kmでは勾配が 7×10^{-2} と大きくなっている。河口距離90kmと100kmの所には、信夫ダムと蓬萊ダムがあり、この影響により急勾配にも関わらず細粒分が貯まっていると考えることができる。また、75~85km地点は特に勾配が小さい場所であり、細粒分の堆積に関係しているものと考えられる。

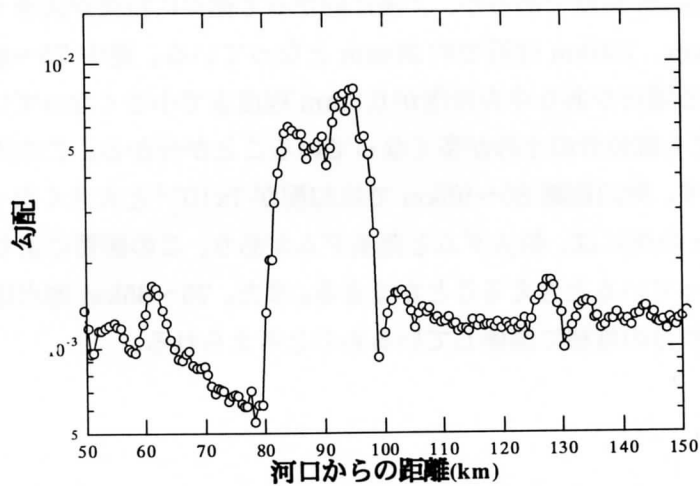


a) 河口距離 0~43km、



b) 河口距離 58~165km

図一2 阿武隈川本川の粒度分布 (建設省東北地方建設局資料)



図一3 福島周辺の河床勾配

前節で述べた細粒分の存在割合を分布させるのに、ここでは3つのモデルを検討する。

(1)Model 1

全流域で存在割合を一定とした。

(2)Model 2

平水時において、沈降と巻き上げが等しいと仮定する。

$$F_d = F_u \quad (30)$$

非粘着性河床材料に対して、(25)と(28)より、次式が得られる。

$$F(p) = \frac{C}{0.001\tau^{*2}R_f^{-2}} \quad (31)$$

流域内には、建設省が設置している4カ所の自動水質観測装置があり、その観測結果をみると平水時の土砂濃度（濁度）はほぼ一定で、平均値は約20ppmになっている。空間的な一様性と時間的な定常性が平水時にはほぼ満足されていると考え、降雨もないとすると式(24)より(30)の仮定が導かれる。

(2)Model 3

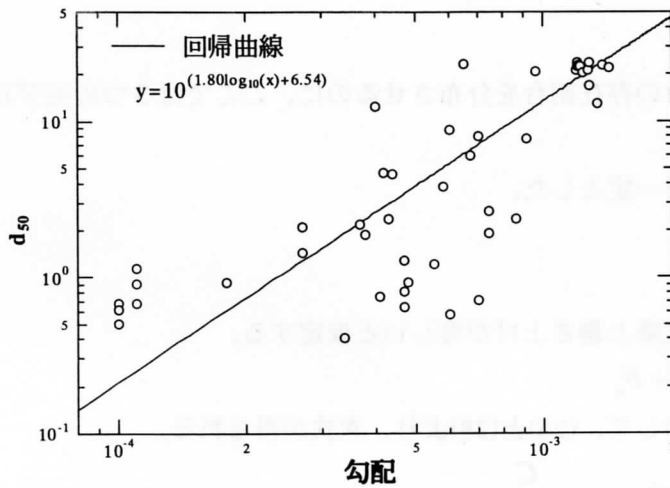
実測された河床粒径分布をもとに存在割合を組み立てる。粒径分布をさらに空間的に分布させるためには、粒径分布をいくつかのパラメータを持つ解析関数で表現する必要がある。ここでは、粒径分布の特性を、中央粒径 d_{50} と分布の広がりを表す分散度 a の2つのパラメータで表し、次の関数を当てはめることにした。

$$Y = 50 \left[1 + \tanh \left\{ a \log_{10} \left(\frac{d}{d_{50}} \right) \right\} \right] \quad (32)$$

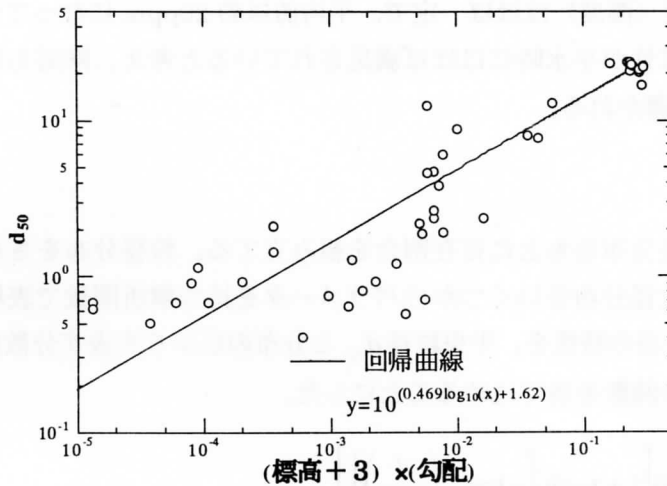
ここで、 Y は粒径 d の通過質量百分率を表す。対数関数が含まれているのは、粒径分布を表現するのに通常半対数グラフが使われること、またその分布形が正接双曲線関数に似ていることから、提案された関数形¹⁴⁾で、実測された多くの粒径分布に適合する。

最小自乗法を用いて、実測粒度分布に(32)を当てはめて2つのパラメータを求め、これらと地形との相関を調べて、分布させることを考える。底質の移動に関しては、底面せん断力が支配的なパラメータであり、等流を仮定するとこれは河床勾配に比例する。したがって、底質粒径の大きさを支配する場所固有のパラメータとして最初に河床勾配が挙げられる。中央粒径 d_{50} (mm)と河床勾配 I の相関を調べたのが図-4で、勾配が大きくなるほど中央粒径が大きくなる傾向はあるが、ばらつきは大きい。回帰曲線を求めると、

$$\log_{10} d_{50} = 1.80 \log_{10} I + 6.54 \quad (33)$$



図一四 中央粒径 d_{50} (mm) と河床勾配 I の相関



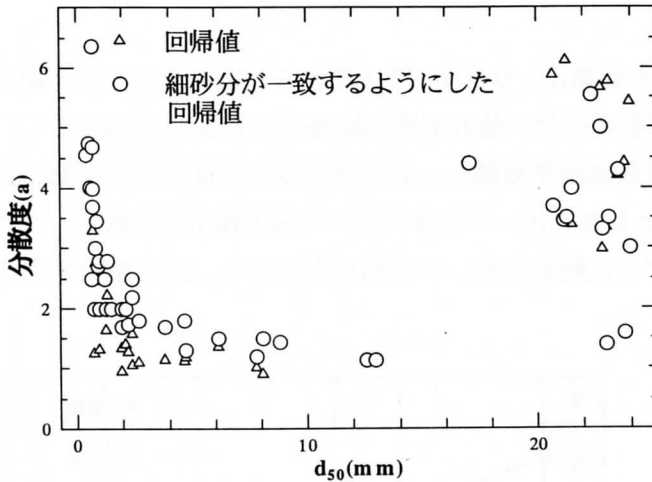
図一五 中央粒径 d_{50} (mm) と水平スケール $(Z+3)I$ との相関

一方、清水ら¹⁵⁾は河口距離との相関を提案している。しかし、本研究のように本川だけでなく、支川も含めて粒径特性を考える場合には河口距離は適切ではない。本川に合流する支川を考えた場合に、合流位置に関わらず流域特性が同じならば同様の粒度特性を示すと考えられるからである。そこで、ここでは水平スケールとしてその点の河床の標高と勾配を掛けた水平スケールをとり、中央粒径との相関を調べてみる。ここで、河口水深が約3mであるので、河口河床を基準とした標高 $(Z+3)$ をとる。この相関をプロットしたのが図一五で、前に比べてばらつきが小さくなっていることが分かる。回帰曲線をもとめると、

$$\log_{10} d_{50} = 0.469 \log_{10} ((Z+3)I) + 1.62 \quad (34)$$

分散度 a は中央粒径と相関がある。河口周辺の細粒域と上流部の粗粒域で分散度が大きく、中間では小さくなる傾向を示す (図一六)。回帰曲線を求めると、

$$a = 0.007(d_{50} - 7.5)^2 + 1.3 \quad (35)$$



図一六 中央粒径 d_{50} (mm) と分散度 a の相関

(33)と(35)の組み合わせを Model3-1、(34)と(35)の組み合わせを Model3-2 とした。

4. 現地観測

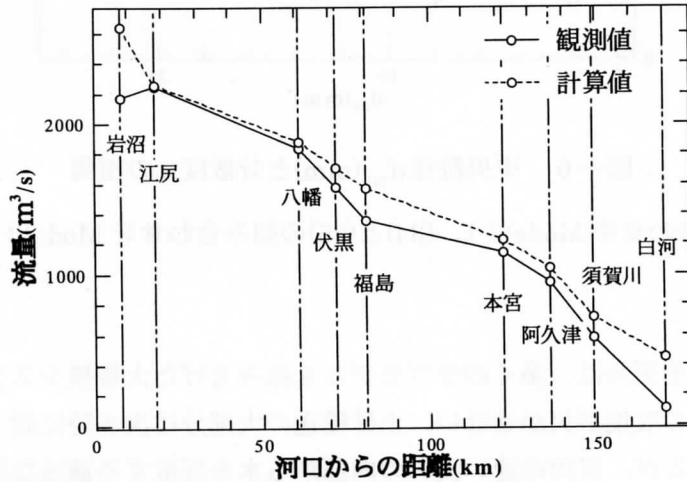
上で述べてきたモデルは、多くのサブモデルを組み上げた大規模システムであり、現地観測によるデータの収集が欠かせない。土砂輸送の大部分は洪水時に起こるため、洪水時の観測が必要であるが、河川の速い流れの内部から水を採取する適当な採水器がなかったことが大きな障害となって、従来洪水時の現地観測はあまり行われなかった。数値モデルを検証するためには、時空間的に多くの点で試料をとる必要があり、1)軽くて取り扱いが簡単であること、2)鉛直分布が計れることの2つの条件を満たす洪水用簡易浮遊砂採水器の開発^{16)~17)}を行った。原型は日本大学工学部の長林研究室が湖で使用していた手作りの採水器で、これに前・後の翼と尾翼をつけることにより、下向きの揚力を発生させ軽くても底付近まで潜り込む採水器を開発した。また、簡単なマンメータを取り付けることにより採水深度が記憶されるようにし、鉛直分布の計測を可能にした。1994年から開発に着手し、洪水の度に現場でテストし、改良して約2年がかりで完成したものである。

阿武隈川は幹川長が239kmと長く、一つの洪水を時空間的に計るには多くの人手が必要になる。このため、1996年の夏に長林研究室と研究打ち合わせを行い、上流部を日本大学が担当し、中下流部を東北大学が担当する共同観測を行うことを決め、秋の洪水を待った。9月22日から23日にかけて、東北地方に接近した台風17号が、阿武隈川の全流域に降雨をもたらし、河口岩沼で約2000m³/sの出水となった。

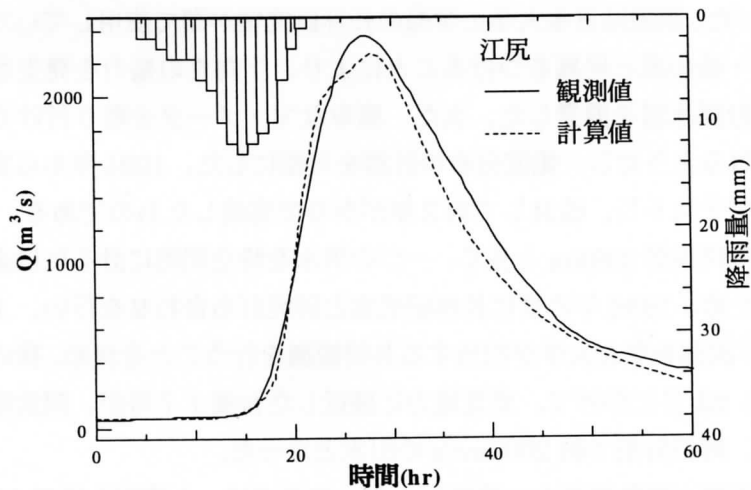
観測は定点観測と移動観測の二種類を行った。前者では、上流阿久津で22日正午から、また下流岩沼で同夕刻からそれぞれ24時間の採水観測を行った。また、後者は洪水のピークを追いかけながら順次下流に移動する観測で、阿武隈川の主要な支川である社川、釈迦堂川、谷田川、大滝根川、逢瀬川、五百川、荒川、摺上川、広瀬川、白石川の10支川で、それぞれ本川と支川の採水を行った。

5. モデルの適用

上記 1996 年の洪水を対象に、9 月 22 日 0 時から、60 時間分の流出解析と土砂輸送解析を行った。潮汐の影響を受けない最も下流の観測所である江尻の観測ハイドログラフから、水平分離法を用いて基底流出を分離し、直接流出量と流域の全降雨量の比較から、流域平均直接流出率を 0.39 とした。図一 7 に本川沿いの最大流量の比較を、また図一 8 に江尻におけるハイドログラフの比較を示す。いずれにおいても、流出解析結果は観測結果を良く再現している。

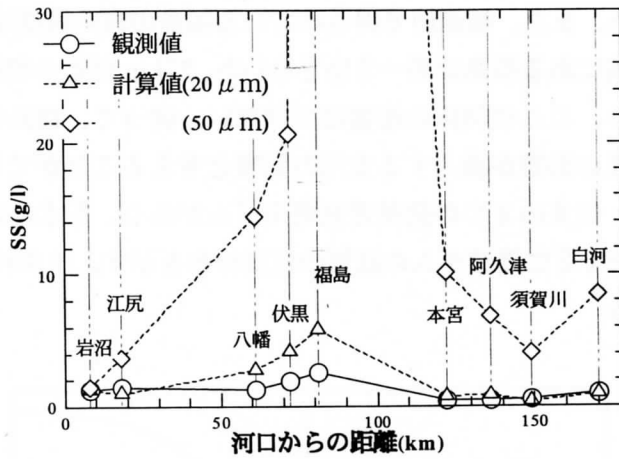


図一 7 最大流量の空間分布

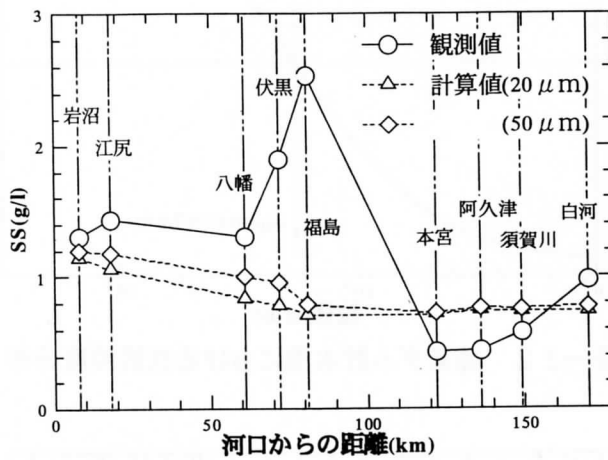


図一 8 江尻におけるハイドログラフの比較

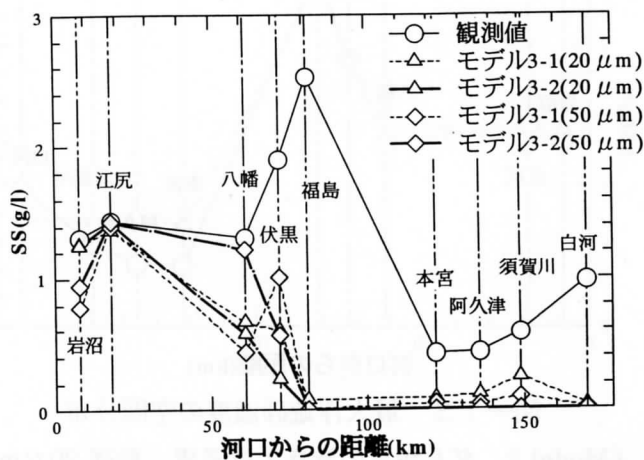
土砂輸送解析は、粒径 $20\mu\text{m}$ と $50\mu\text{m}$ の 2 種類について計算した。底質の存在割合がすべての場所で一定とした Model 1 (図一9) では、下流岩沼での観測値に合うように存在割合を決めてあるが、中流部の福島付近で過大評価になる。



図一9 最大浮遊砂濃度の空間分布 (Model 1)



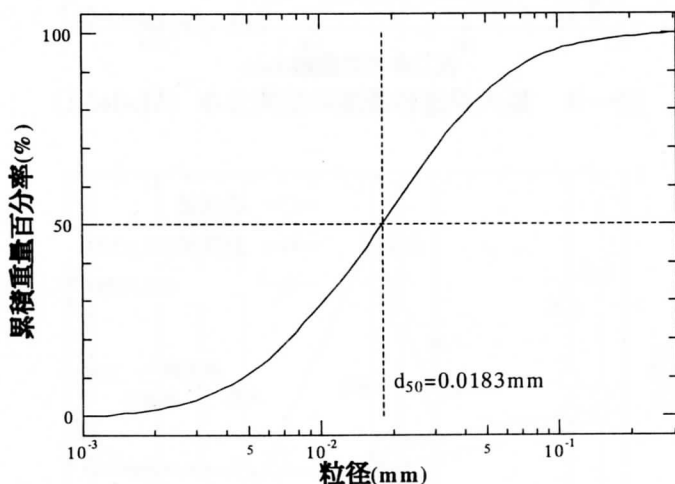
図一10 最大浮遊砂濃度の空間分布 (Model 2、河道のみから土砂供給)



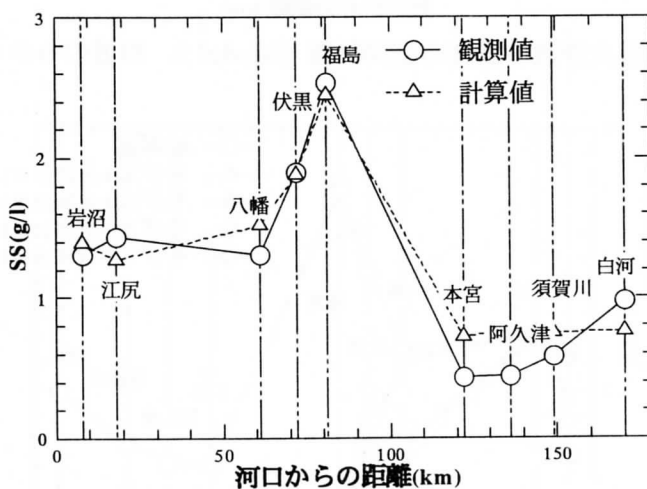
図一11 最大浮遊砂濃度の空間分布 (Model 3、河道のみから土砂供給)

Model 2 と Model 3 の違いを調べるために、すべて、非粘着土砂として扱い、河道からのみ土砂を供給する条件で計算を行った。それぞれの結果を図一10、11に示す。Model 2では上流までほぼ様な濃度分布を与えるのに対して、Model 3では福島から上流で巻き上げが小さく濃度が低い。また、観測値で得られている福島の高い濃度は表現できない。

河口から約82km上流にある福島は図一2b)で示した、77km付近の細粒分が多く堆積している場所の上流にあり、ここの河床の影響は受けない。従って、福島の高濃度の観測値は、福島より上流の河床の影響か流入する支川の影響と考えることができる。福島より上流には、本川上に蓬萊・信夫の2つの低落差発電用ダムがあり、貯水部には微細な土砂が厚く堆積している。図一12に蓬萊ダムの底質の粒度分布を示す。中央粒径が $18\mu\text{m}$ と非常に小さいことがわかる。

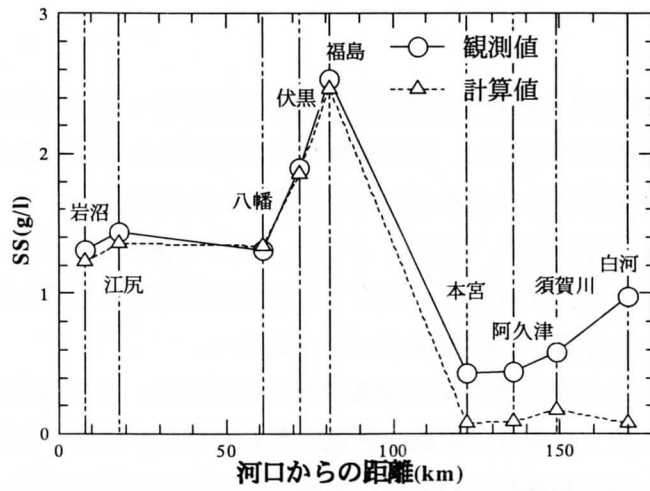


図一12 蓬萊ダム貯水池における底質粒度分布

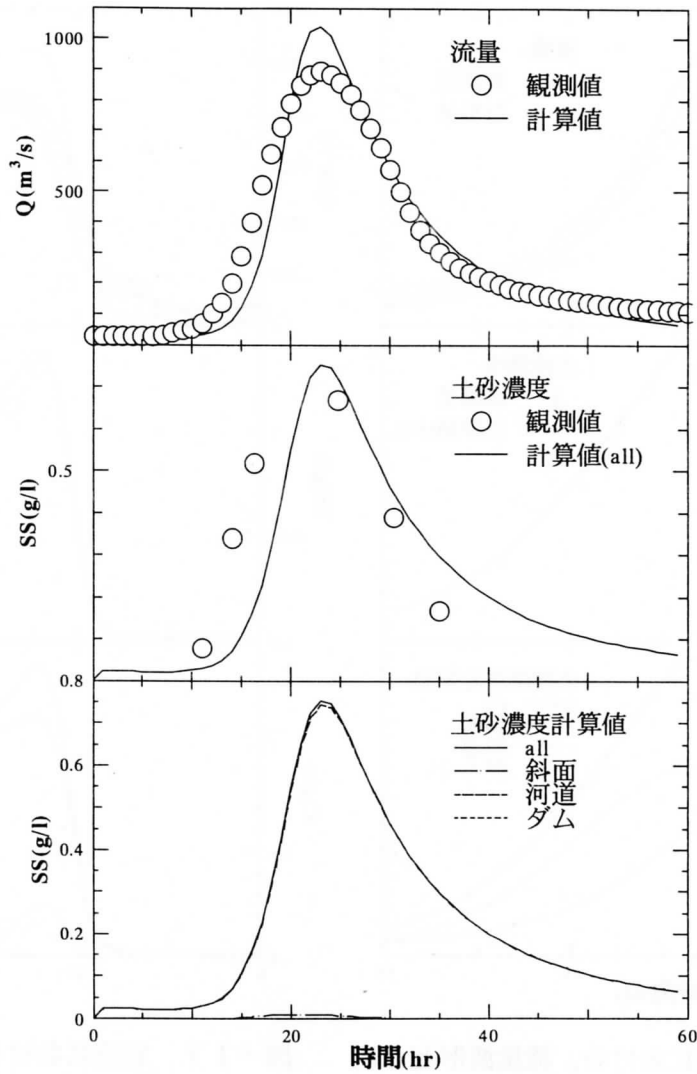


図一13 最大浮遊砂濃度の空間分布

(Model 2、ダムからの巻き上げ考慮、粒径 $20\mu\text{m}$)



図一14 最大浮遊砂濃度の空間分布
(Model 3-1、ダムからの巻き上げ考慮、粒径 $20\mu\text{m}$)



図一15 阿久津における、流量波形と土砂濃度波形の比較、土砂供給源
(Model 2, 粒径 $20\mu\text{m}$)

そこで、ダム貯水部だけを粘着性土砂として扱う計算を行った。式(29)に使われる係数 M は、提案値の下限の値を用いても、計算濃度が過大になるため福島での観測値に合うように調整した。山地斜面部からの土砂の供給も考慮した結果を図-13, 14に示す。粒径はダム底質の実測値に合わせて、 $20\mu\text{m}$ とした。ダムで巻き上げられた土砂は移流して、福島での土砂濃度を上げ、沈降しながら流下して河口岩沼でも影響を与えていることが分かる。本川上の全体的な適合性は Model 2 の方が良い。

図-15に Model 2 の阿久津での流量観測波形との比較、土砂濃度観測値との比較、および計算で求められた土砂濃度の斜面、河道、ダムの寄与を示す。土砂濃度の観測値に比べて計算値は立ち上がりが遅れているが、全体として良い一致を示す。土砂供給は河道からのものが大部分を占める。

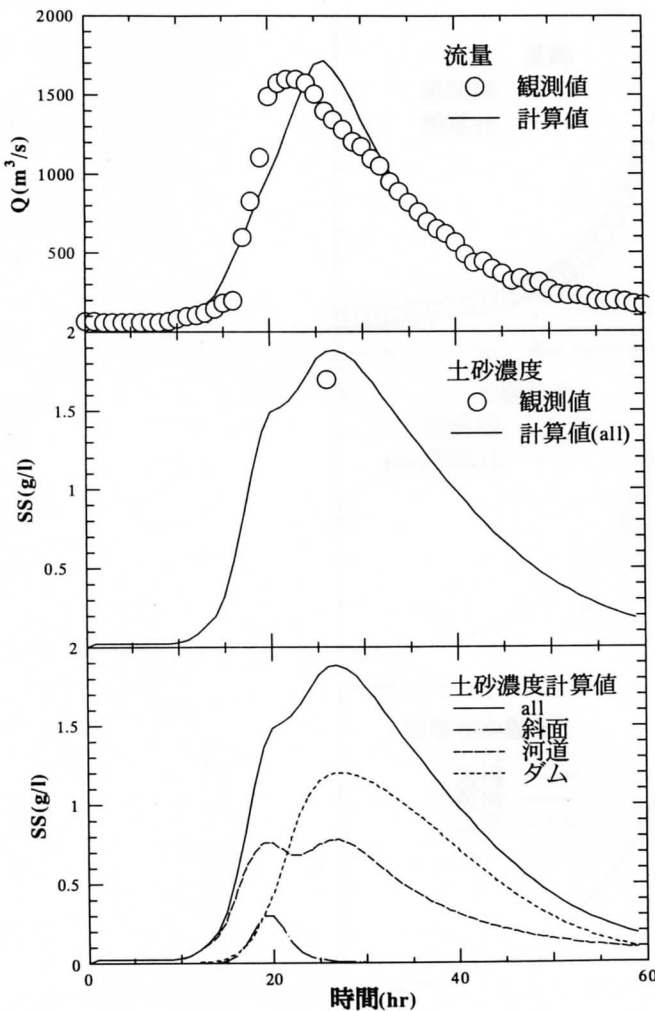


図-16 伏黒における、流量波形と土砂濃度波形の比較、土砂供給源 (Model 2, 粒径 $20\mu\text{m}$)

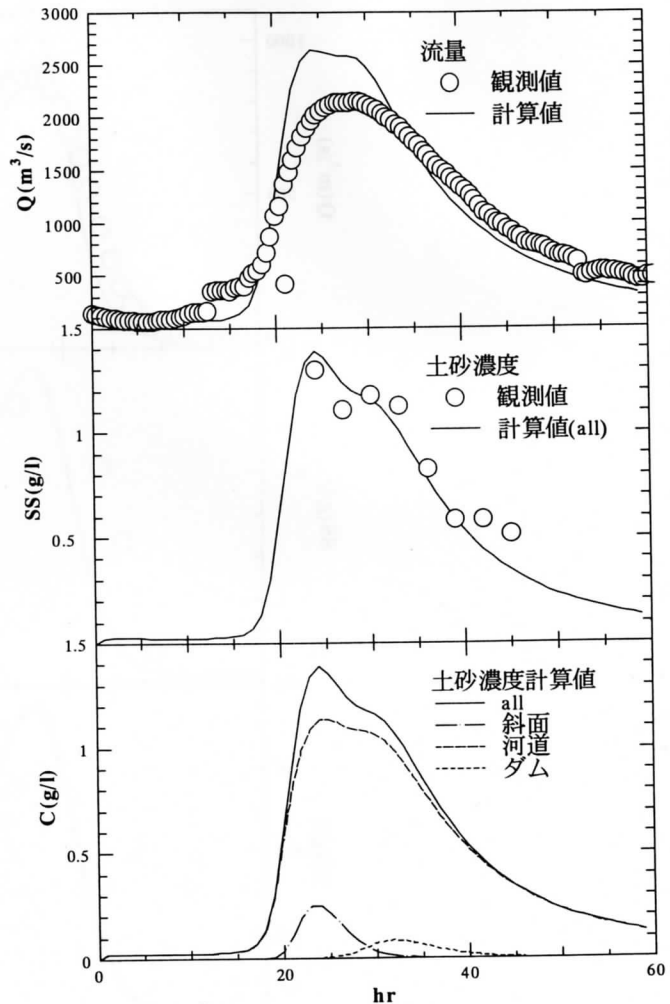


図-17 岩沼における、流量波形と土砂濃度波形の比較、土砂供給源 (Model 2, 粒径 $20\mu\text{m}$)

図一16は伏黒での同じ比較である。土砂濃度野観測値は移動観測で得られた1点しかないが、計算値のピーク値と合っている。また土砂供給源はダムが大きく、次いで河道となっている。図一17は下流岩沼での同じ比較である。土砂の観測値は立ち上がりが捉えられていないが、低減部の土砂濃度波形は計算により良く再現されている。土砂供給源は再び河道が支配的となる。

6. 結論

本研究で得られた結論を列挙すると次の通りである。

- (1)分布型流出解析、分布型土砂輸送解析に必要な多くのサブモデルを提案した。
- (2)サブモデルを組み立て、システムとしての流出解析・土砂輸送解析モデルを構築した。
- (3)観測値との比較によりモデルを検証し、流出、土砂輸送出力ともに精度の高いことを示した。
- (4)ここで開発したモデルを用いることにより、土砂の発生源を定量的に把握することができ、流域の総合土砂管理に向けた基本的な調査道具となりうることを示した。

しかし、サブモデルや組み合わせ方には任意性が数多く残っており、さらに詳しい観測やそれに対応した各サブモデルの高度化が必要である。

参考文献

- 1) 真野 明・沢本正樹・長尾昌朋・富樫健一：阿武隈川河口砂州の変形特性、海岸工学論文集、40、pp.486-493、1993.
- 2) 真野 明・沢本正樹・河上伸生：阿武隈川河口周辺の土砂移動量評価、海岸工学論文集、41、pp.451-455、1994.
- 3) 真野明・林 吉近・沢本正樹：阿武隈川河口テラスと砂州の干渉作用、海岸工学論文集、42、pp.591-595、1995.
- 4) 佐藤芳信・真野明・沢本正樹：阿武隈川河口の流送土砂、海岸工学論文集、43、pp.621-625、1996.
- 5) 真野 明・沢本正樹：阿武隈川の土砂排出速度、京都大学防災研年報、41B-2、pp.353-365、1998.
- 6) 陸 旻皎・小池俊雄・早川典生：分布型水文情報に対応する流出モデルの開発、土木学会論文集、第411号/II-12、pp.135-141、1989.
- 7) 張 旭紅・首藤伸夫・石川忠晴：国土数値情報を用いる流出及び濁質発生量の解析、水工学論文集、第36巻、pp.665-670、1992.
- 8) 八代義信・真野 明：河道特性を考慮した阿武隈川流域の流出解析、土木学会第51回年次学術講演会講演概要集、pp.704-7-5、1996.
- 9) 河村三郎：土砂水理学1、森北出版、339p.、1982.
- 10) 風間 聡：中規模流域における水循環に関する研究、東北大学博士学位論文、129p.、

1995.

- 11) 林 泰造：河川の不等流について、水工学に関する夏期研修会講義集（A. ダム・河川コース）、66-01、pp.01-1—01-20、1966.
- 12) 泉 典洋・パーカー、ゲリー：礫床河道内に堆積する細砂について、水工学論文集、第39巻、pp.665-670、1995.
- 13) Van Rijn, Leo. C.: Principles of Sediment Transport in River, Estuaries and Coastlines, Aqua Publication, pp.11.28-11.34、1993.
- 14) Akira Mano, Motoyasu Sugiki and Yoshinobu Sato: Observations and analyses of fine grains in flood flows at the Abukuma River mouth, Journal of Global Environmental Engineering, Vol. 3, pp.53-63, 1997.
- 15) 清水康行：沖積河川の縦断形と河床材料分布形の形成について、土木学会論文集、第429号/II-15、pp.69-78、1995.
- 16) 真野 明・杉木基泰：洪水用浮遊砂採水器の試作と現場試験、水工学論文集、第39巻、pp.887-890.
- 17) 真野 明・沢本正樹・杉木基泰：洪水用簡易浮遊砂採水器の開発、東北地域災害科学研究、第32巻、pp.69-78、1996.

洪水時における高水敷上への細粒土砂堆積

FINE SAND DEPOSITION ON A FLOODPLAIN DURING A FLOOD

東北大学 大学院工学研究科 土木工学専攻¹ 泉 典洋
日本建設コンサルタント株式会社 東北支社 技術一部 松田幸子
東北大学 大学院工学研究科 土木工学専攻 田中 仁

1. はじめに

河川流によって輸送される細粒土砂分の中でも 0.1 mm 以下の最も細かい成分はウォッシュロードと呼ばれ、それらは河道内にほとんど存在しないことから、上流域から最下流まで堆積することなく運搬され河道形状に対してほとんど影響を与えないものと考えられてきた。しかし最近の研究によって、ウォッシュロードが側岸部形成や高水敷の形成に重要な役割を演じている可能性が指摘されている [1], [2]。また生態系の基盤となる各種栄養物質は細粒土砂の粒子に吸着された形態で輸送されることから、河川環境を考える上でウォッシュロードの挙動を把握することが非常に重要となる [3]。このような観点からウォッシュロードに関する研究が少しずつ行われるようになってはきているものの、ウォッシュロードの輸送プロセス、特にその大部分が輸送される洪水時における挙動については、観測の困難さなどから未だ不明な点が多いのが現状である。

平成 10 年 8 月末の豪雨によって発生した阿武隈川洪水は、計画高水位を上回る水位を記録する大規模なものとなった。ピーク時には堤防天端近くまで水位が達し、複断面河道区間の高水敷も水没したが、その際多くの細粒土砂が高水敷上に堆積することになった。本研究では、今回の洪水によって特に顕著な堆積が認められた阿武隈川中流域に位置する梁川橋付近の高水敷を対象に堆積土砂の現地調査を行いその特性を把握するとともに理論解析による堆積量との比較、検討を行う。

2. 現地調査の概要

2.1 対象領域

阿武隈川は総延長 215 km、流域面積 5480 km² の一級河川である。今回の調査では、土砂の堆積が顕著に認められた福島県梁川橋直上流（河口から約 57 km）の左岸側高水敷上を対象とする。（図 1, 2 参照）この地点は福島盆地の最下流部に位置し、これより 5 km ほど下流には福島・宮城県境の狭窄部が存在している。梁川橋付近における低水路幅はほぼ一様の約 120 m であり、調査地点直下流の右岸側には広瀬川が合流している。

¹現 Asian Institute of Technology, School of Civil Engineering

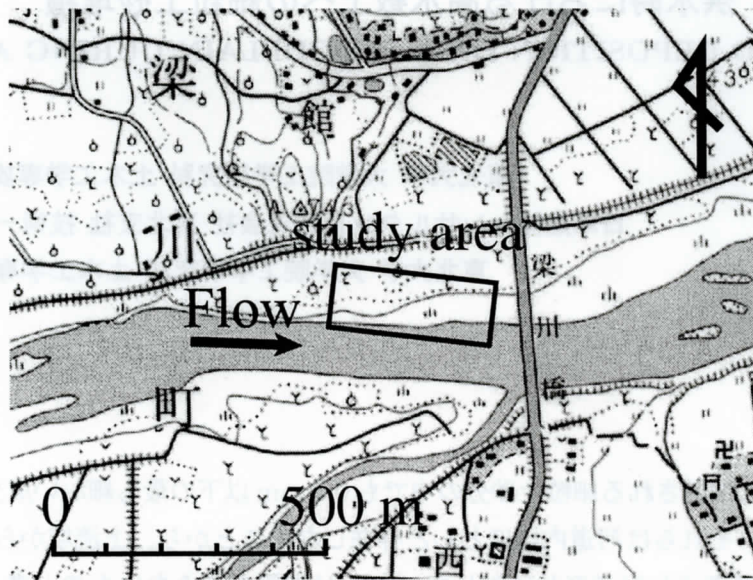


図 1: 調査対象領域



図 2: 梁川橋から上流を望む。右側の洪水敷が調査対象領域である。

2.2 調査の方法

調査は洪水から2～3ヶ月が経過した10月と11月に3回にわたって行われた。高水敷上の約120 m × 320 mの範囲において5 m程度の間隔で約300地点における現地形の測量と堆積厚さの測定および堆積土砂の粒径分析を行った。

堆積厚さについては、実際に掘削を行ったところ表層に存在する褐色の非粘性砂層の下に黒色の粘性土砂の層が見られた(図3)。しかも非粘性砂層と粘性土層の境界より上部には植物の茎、下部には根の残骸が数多く認められた。阿武隈川において今回と同規模の洪水が最後に発生したのは昭和61年であり、12年間大規模な土砂堆積が生じることがなかったと



図 3: 洪水によって堆積した非粘性砂層とその下に存在する粘性土層

考えられる。したがってその間繁茂した植物によって有機質の土壌が地表面付近に形成されたことが推定される。このような考察から、本調査では非粘性砂層と粘性土層の境界を洪水前の地表面であるとし、その上部に堆積した非粘性砂層を今回の洪水で堆積したものとみなした。この方法では侵食量を測定することはできないが、樹木の背後であった1箇所、最も低水路側の端1, 2 mの領域を除けば、全領域において堆積が生じていた。

また測定点のうちの39点については土砂を採取し、ふるい分けや粒度分析計（マイクロトラック社製粒度分析計）を用いて粒度分布を得た。河床材料についても同様にして粒度分布を得た。

3. 現地調査結果

3.1 高水敷上における土砂堆積量

図4および5, 6にそれぞれ現在の地形および調査によって得られた堆積厚さ、推定される洪水前の地形を示す。図中手前側が低水路であり、流れの方向は左手前から右奥である。

図5からは明瞭でないが、堆積が著しい領域は低水路から堤防方向に10 m程入った付近に島状に点在している。それに比べると堤防よりの部分では堆積量が急激に減少している。また堆積量がピークとなる領域では数10 cmから1 mを超える堆積が生じていることがわかる。図7に図5中の $X = 50$ m, 100 m, 150 m, 200 m, 250 m地点における堆積量の横断方向分布とこれらから得られる堆積量の平均を示す。

浮遊砂濃度は高水敷よりも底面剪断力の大きい低水路で大きくなる。この濃度差によって高水敷・低水路境界には乱流拡散による浮遊砂フラックスが高水敷方向に発生するが、高水敷は低水路から輸送されてきた浮遊砂を輸送するのに十分な浮遊能を有していないため、浮

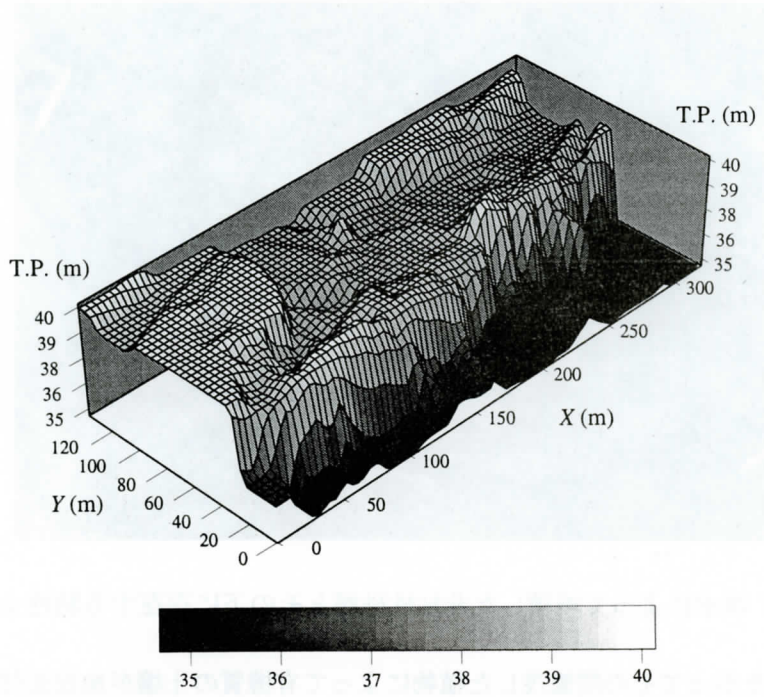


図 4: 洪水後の地形

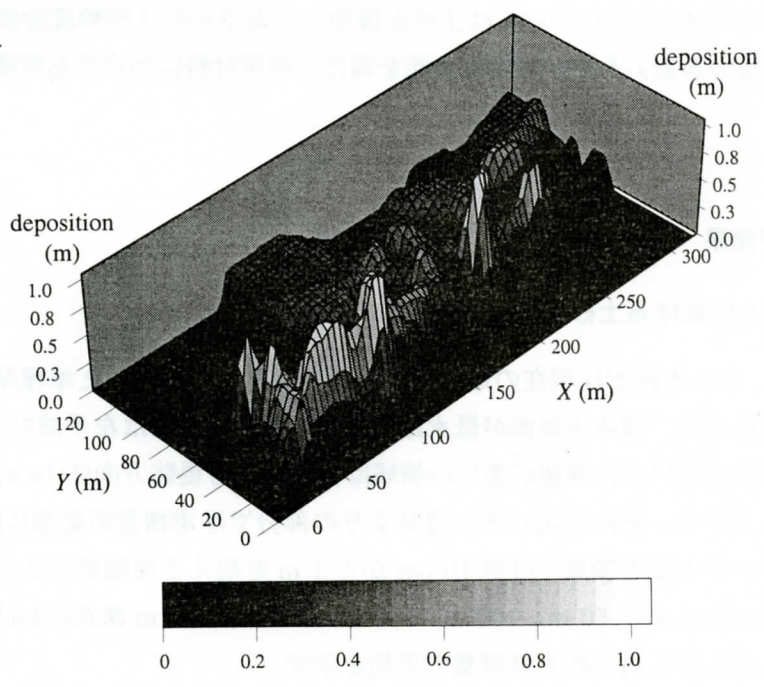


図 5: 洪水による堆積土砂の分布

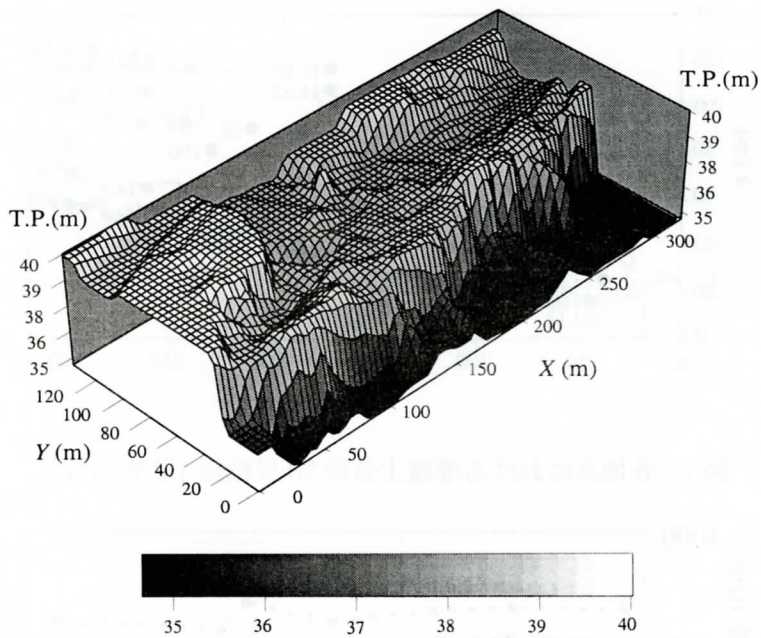


図 6: 推定される洪水前の地形

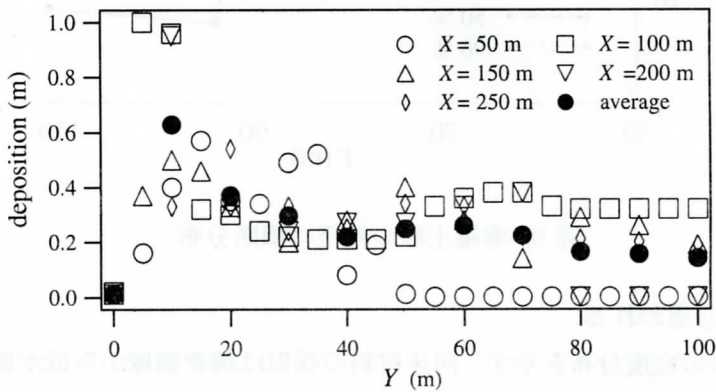


図 7: 土砂堆積の横断分布

遊砂は高水敷に入ってすぐのところに帯状に堆積することになる。

3. 2 粒径分布

図 8 に各地点における堆積土砂の 50 % 粒径を示す。また図 9 に図 8 中 $X = 175 \text{ m}$ の地点における 90 %, 50 %, 10 % 粒径の横断方向分布を示す。これらの図より高水敷上に堆積した土砂は粒径 0.1 mm 前後の細粒土砂であることがわかる。また全般的に低水路から堤防方向に行くにしたがって粒径が小さくなっていることがみてとれる。前述したように浮遊砂が低水路から高水敷に向かって拡散によって輸送される際、浮遊能を超える濃度の浮遊砂は堆積することになるが、その際、粒径による選択的な堆積によって堆積土砂の粒径分布の空間

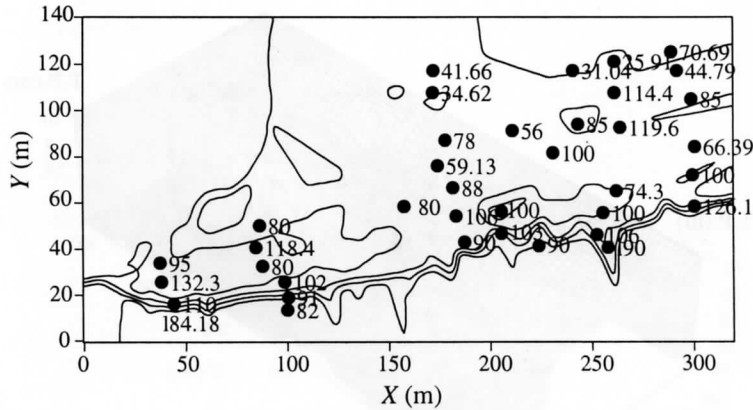


図 8: 各地点における堆積土砂の 50 % 粒径 (単位: μm)

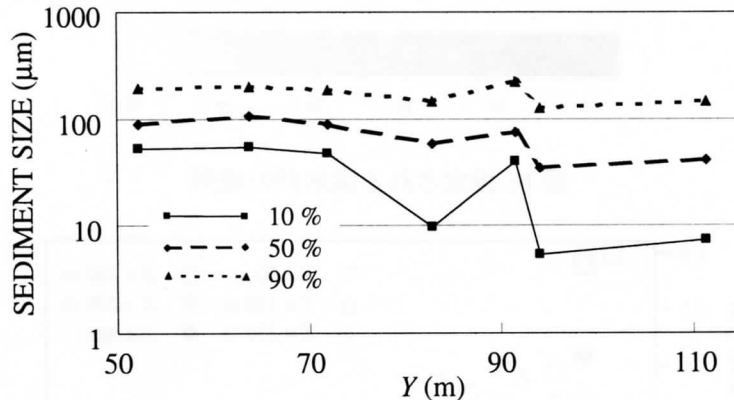


図 9: 堆積土砂の粒径の横断分布

分布が生じたものと思われる。

図 10 に河床材料の粒度分布を示す。河床材料の採取は調査領域から低水路側に 1 m および 5 m ほど離れた 2 点で行った。それぞれの点で 2 - 3 kg 程度ずつ採取したところ、大きな差異は見られなかったため、それぞれの粒径分布を平均したのが図 10 である。図 8, 9 との比較から高水敷上に堆積しているような細粒土砂は通常時の河床には 10 % 程しか存在していないことが分かる。

3. 3 細粒土砂の輸送過程

渡邊ら [3] は実測の結果から次のように結論づけている。上流から供給された細粒土砂はそのまま最下流まで輸送されるのではなく、供給地点より下流のある地点において一旦高水敷上にトラップされる。この土砂が洪水時における水位の上昇によって再び流水中に巻き上げられ下流側へと輸送される。輸送された土砂は下流側の或る地点において再び高水敷上に堆積する。

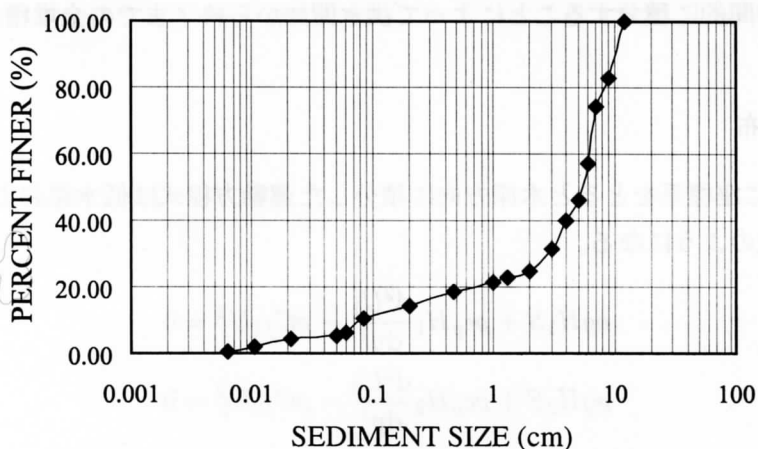


図 10: 河床材料の粒度分布

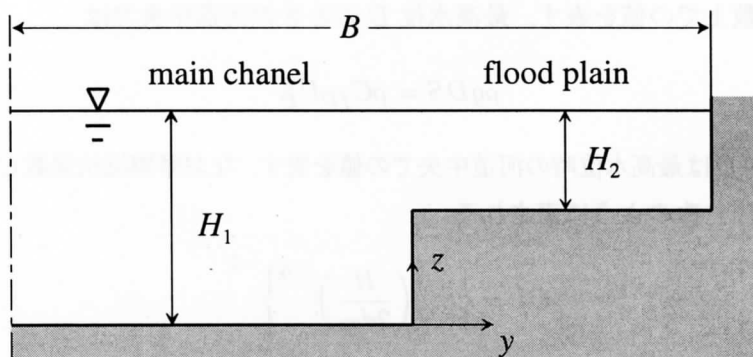


図 11: 河道断面の概念図と座標系

今回阿武隈川で生じたようなまれに起きる大規模洪水が、観測されたような顕著な土砂堆積を引き起こし、高水敷を急激に発達させるものと考えられる。

4. 理論

4.1 モデル

洪水開始から終了までの流れおよび浮遊砂濃度、浮遊砂堆積をモデル化するにあたり、問題の複雑さを減ずるために対象領域を直線河道であるとし、河道の横断は図 11 のような単純な形とする。横断方向に比べ流下方向の変化は十分緩やかであると仮定し、流速および浮遊砂濃度は横断方向にのみ変化するものと仮定する。

また堆積による河床形状の変化は微小であるとし固定床とする。流れおよび浮遊砂濃度については水位の変化に対し十分速やかに変化するものとして、水位の変化に起因する加速度の効果を無視し準定常を仮定する。すなわち洪水の各ステージにおいて水位は変化するものの、流れおよび浮遊砂輸送については定常として取り扱う。それぞれのステージにおける浮

遊砂堆積量を時間的に積分することによって洪水開始から終了までの全堆積量が導かれる。

4.2 流速分布

図 11 のように座標系をとると水深方向に積分した運動方程式は低水路および高水敷においてそれぞれ次のようになる。

$$\rho g H_1 S + \rho \epsilon_y H_1 \frac{d^2 U_1}{dy^2} - \rho C_{f1} U_1^2 = 0 \quad (1)$$

$$\rho g H_2 S + \rho \epsilon_y H_2 \frac{d^2 U_2}{dy^2} - \rho C_{f2} U_2^2 = 0 \quad (2)$$

ここで ρ は密度, g は重力加速度, H は水深, S は河床勾配, ϵ_y は横断方向の運動量拡散係数, U は鉛直方向に平均した流下方向流速, C_f は摩擦抵抗係数, 添字 1, 2 はそれぞれ低水路内および高水敷上での値を表す。最高水位 D のときの河道中央では

$$\rho g D S = \rho C_{fD} U_D^2 \quad (3)$$

が成り立つ。添字 D は最高水位時の河道中央での値を表す。なお摩擦抵抗係数 C_f は Manning-Strickler の式を用い次のように表される。

$$C_f = \left\{ 8.1 \left(\frac{H}{2d_{90}} \right)^{1/6} \right\}^{-2} \quad (4)$$

ここで, d_{90} は河床構成材料の 90 % 粒径である。

運動方程式 (1), (2) を式 (3) でわると次式が得られる。

$$1 + \nu \frac{d^2 \phi_1}{d\eta^2} - J^{-2} \phi_1^2 = 0 \quad (5)$$

$$1 + \nu \frac{d^2 \phi_2}{d\eta^2} - \alpha^{-2} J^{-2} \phi_2^2 = 0 \quad (6)$$

ここで

$$\nu = \frac{\epsilon_y D}{C_{fD} U_D B^2}, \quad \phi = \frac{U}{U_D}, \quad (7a, b)$$

$$\eta = \frac{y}{B}, \quad J = \left(\frac{H_1}{D} \right)^{2/3} \quad (7c, d)$$

$$\alpha = \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{2/3} \quad (7e)$$

である。ここで前述したように低水路の河床材料は高水敷上よりかなり大きいが高水敷上に大量の細砂を堆積させるような場合, 洪水時の低水路河床は大量の細砂で覆われているといわれている [2]。その場合 C_f の値に大きな差がないことが期待される。ここでは簡略化のためにこのような状況を仮定し, 低水路と高水敷で同一の C_f を用いる。横断方向の運動量拡散係数 ϵ_y は局所的な流速や水深で決まる値ではなく, 河道内全体における大域的な乱流特

性によって決まるものと考え、河道中央での摩擦速度 U_c^* および水深 H_1 を用いて次式で表されるものとする。

$$\epsilon_y = mU_c^* H_1 \quad (8)$$

すると ν は次のようになる。

$$\nu = \frac{m}{C_{fD}^{1/2}} \left(\frac{H_1}{B} \right)^2 \quad (9)$$

通常の開水路では m は $C_{fD}^{1/2}$ と同オーダーであることが知られている。従って水深に対して河幅が十分大きければ ν は十分小さい値をとる。そこで Ikeda and Izumi[4] にならい ν を微小パラメータとし摂動法を用いて解く。

無次元の流速 ϕ_1 および ϕ_2 を次のように展開する。

$$\phi_1 = \phi_{10} + \nu\phi_{11} + O(\nu^2) \quad (10a)$$

$$\phi_2 = \phi_{20} + \nu\phi_{21} + O(\nu^2) \quad (10b)$$

上式を式 (13) および (14) に代入して、 ν の 1 次までのオーダーについて解くと、次のような解が得られる。

$$\phi_{10} = 1, \quad \phi_{11} = C_1 \exp\left(\sqrt{\frac{2}{J\nu}}\eta\right) \quad (11a, b)$$

$$\phi_{20} = 1, \quad \phi_{21} = C_2 \exp\left(-\sqrt{\frac{2}{\alpha J\nu}}\eta\right) \quad (12a, b)$$

低水路および高水敷の境界 ($\eta = 0$) においては、次の二つの条件が成立しなければならない。

(a) 流速が連続。すなわち次式が成立する。

$$\phi_1 = \phi_2 \quad \text{at} \quad \eta = 0$$

(b) 剪断力が連続。すなわち次式が成立する。

$$\frac{d\phi_1}{d\eta} = \frac{d\phi_2}{d\eta} \quad \text{at} \quad \eta = 0$$

上の接続条件を適用して、最終的に低水路および高水敷についてそれぞれ次の解が得られる。

$$\phi_1 = J + J(\sqrt{\alpha} - 1) \exp\left(\sqrt{\frac{2}{J\nu}}\eta\right) \quad (13)$$

$$\phi_2 = J\alpha + J(\sqrt{\alpha} - \alpha) \exp\left(-\sqrt{\frac{2}{\alpha J\nu}}\eta\right) \quad (14)$$

4.3 浮遊砂濃度分布

浮遊砂濃度については Parker[5] に倣い次のように定式化する。

$$\bar{\epsilon}_y \frac{d^2 \zeta}{dy^2} = w_s c_0 - w_s E \quad (15)$$

ここで ζ は水深積分した浮遊砂濃度, $\bar{\epsilon}_y$ は横断方向の浮遊砂拡散係数, $\bar{\epsilon}_z$ は鉛直方向の浮遊砂拡散係数, w_s は砂粒子の沈降速度, c_0 は河床付近における基準面濃度, E は無次元の浮遊砂巻き上げ速度である。

浮遊砂濃度 c の分布として次の exponential 型を仮定する。

$$c = c_0 \exp\left(-\frac{w_s}{\bar{\epsilon}_z} z\right) \quad (16)$$

そのとき水深積分した浮遊砂濃度 ζ は次のように表される。

$$\begin{aligned} \zeta &= \int_0^H c(z) dz \\ &= -\frac{\bar{\epsilon}_z}{w_s} c_0 \left[\exp\left(-\frac{w_s}{\bar{\epsilon}_z} z\right) \right]_0^H \\ &= \frac{\bar{\epsilon}_z}{w_s} c_0 \left[1 - \exp\left(-\frac{w_s}{\bar{\epsilon}_z} H\right) \right] \end{aligned} \quad (17)$$

ここで水深が十分大きく $\exp\left(-\frac{w_s}{\bar{\epsilon}_z} H\right) \ll 1$ とすると次のような近似が可能となる。

$$\zeta \approx \frac{\bar{\epsilon}_z}{w_s} c_0 \quad (18)$$

浮遊砂拡散係数は運動量拡散係数と比較すると若干大きくなることが知られているが, ここでは単純化のために等しいと仮定し次式で表されるものとする [4], [6], [7].

$$\bar{\epsilon}_y = \epsilon_y = mU_c^* H_1, \quad \bar{\epsilon}_z = \epsilon_z = 0.1U^* H. \quad (19a, b)$$

沈降速度 w_s は Rubey の式を用い, 次式で表されるものとする。

$$\frac{w_s}{(\rho R_s g d)^{\frac{1}{2}}} = \left(\frac{2}{3} + \frac{36}{d_*}\right)^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{36}{d_*}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (20)$$

ここで

$$d_* = \frac{\rho R_s g d^3}{\mu^2}, \quad R_s = \frac{\sigma}{\rho} - 1 \quad (21a, b)$$

また σ は河床材料の密度, ρ は水の密度, μ は水の粘性係数である。無次元浮遊砂巻き上げ速度 E は次の近似式を用いる。

$$E = K \left(\frac{U^*}{w_s}\right)^2 \quad (22)$$

K は比例定数である。最高水位 D のときの高水敷から無限遠点では

$$0 = \frac{w_s^2}{\epsilon_{zD}} \zeta_D - w_s K \left(\frac{U_D^*}{w_s}\right)^2 \quad (23)$$

が成り立つ。ここで U_D^* は最高水位 D の時の U_c^* である。次の無次元変数を導入する。

$$Z = \frac{\zeta}{\zeta_D} \quad (24)$$

式 (15) を (23) でわって、次式が得られる。

$$\lambda \frac{d^2 Z_1}{d\eta^2} = Z_1 - J^{-7/4} \phi_1^2 \quad (25)$$

$$\lambda \frac{d^2 Z_2}{d\eta^2} = Z_2 - \alpha^{-1/2} J^{7/4} \phi_2^2 \quad (26)$$

ここで

$$\lambda = \frac{\epsilon_y \epsilon_z D}{w_s^2 B^2} \quad (27)$$

である。上式に式 (13) および (14) を代入し、 ν の一次までとると次式が得られる。

$$\lambda \frac{d^2 Z_1}{d\eta^2} = Z_1 - J^{1/4} - 2J^{1/4} (\alpha^{1/2} - 1) \exp\left(\sqrt{\frac{2}{J\nu}}\eta\right) \quad (28)$$

$$\lambda \frac{d^2 Z_2}{d\eta^2} = Z_2 - \alpha^{3/2} J^{15/4} - 2\alpha J^{15/4} (1 - \alpha^{1/2}) \exp\left(-\sqrt{\frac{2}{\alpha J\nu}}\eta\right) \quad (28)$$

再び摂動法を用いて ν の一次まで求めると、低水路および高水敷においてそれぞれ次のような解が得られる。

$$\begin{aligned} Z_1 = & D_1 \exp\left(\frac{\eta}{\sqrt{\lambda}}\right) \\ & - \frac{2\nu J^{19/4} (\sqrt{\alpha} - 1)}{2\lambda - \nu J} \exp\left(\sqrt{\frac{2}{J\nu}}\eta\right) + J^{15/4} \end{aligned} \quad (29)$$

$$\begin{aligned} Z_2 = & D_2 \exp\left(-\frac{\eta}{\sqrt{\lambda}}\right) \\ & + \frac{2\nu \alpha^2 J^{19/4} (\sqrt{\alpha} - 1)}{2\lambda - \nu \alpha J} \exp\left(-\sqrt{\frac{2}{\alpha J\nu}}\eta\right) \\ & + \alpha^{3/2} J^{15/4} \end{aligned} \quad (30)$$

ここで D_1 および D_2 は積分定数である。低水路および高水敷の解はそれらの境界 ($\eta = 0$) で次の条件を満たさなければならない。

1. 浮遊砂濃度が連続。すなわち次式が成立する。

$$Z_1 = Z_2 \quad \text{at} \quad \eta = 0$$

2. 浮遊砂フラックスが連続。すなわち次式が成立する。

$$\frac{dZ_1}{d\eta} = \frac{dZ_2}{d\eta} \quad \text{at} \quad \eta = 0$$

上の二つの条件を用いて D_1 および D_2 を決定すると結局濃度分布として次の解が得られる。

$$Z_1 = \frac{J^{15/4}}{2} (\sqrt{\alpha} - 1) \left(\frac{2}{\sqrt{\frac{2\lambda}{\nu J}} - 1} - \frac{2\alpha}{\sqrt{\frac{2\lambda}{\nu\alpha J}} + 1} + \alpha + \alpha^{1/2} + 1 \right) \exp\left(\frac{\eta}{\sqrt{\lambda}}\right) - \frac{2\nu J^{19/4} (\sqrt{\alpha} - 1)}{2\lambda - \nu J} \exp\left(\sqrt{\frac{2}{J\nu}}\eta\right) + J^{15/4} \quad (31)$$

$$Z_2 = \frac{J^{15/4}}{2} (\sqrt{\alpha} - 1) \left(\frac{2}{\sqrt{\frac{2\lambda}{\nu J}} + 1} - \frac{2\alpha}{\sqrt{\frac{2\lambda}{\nu\alpha J}} - 1} - \alpha - \alpha^{1/2} - 1 \right) \exp\left(-\frac{\eta}{\sqrt{\lambda}}\right) + \frac{2\nu\alpha^2 J^{19/4} (\sqrt{\alpha} - 1)}{2\lambda - \nu\alpha J} \exp\left(-\sqrt{\frac{2}{\alpha J\nu}}\eta\right) + \alpha^{3/2} J^{15/4} \quad (32)$$

4. 4 浮遊砂堆積量

式 (25), (26) の右辺第一項は浮遊砂の堆積速度, 第二項は浮遊砂の巻き上げ速度であるからこの差は正味の堆積速度 $\partial z_b / \partial t$ となる。これらに式 (13) および (14), (31), (32) を代入すると低水路および高水敷における堆積速度はそれぞれ次のように表される。

$$\frac{\partial z_{b1}}{\partial t} = \frac{J^{3/2}}{2} (\sqrt{\alpha} - 1) \left(\frac{2}{\sqrt{\frac{2\lambda}{\nu J}} - 1} - \frac{2\alpha}{\sqrt{\frac{2\lambda}{\nu\alpha J}} + 1} + \alpha + \alpha^{1/2} + 1 \right) \exp\left(\frac{\eta}{\sqrt{\lambda}}\right) - \frac{4\lambda J^{3/2} (\sqrt{\alpha} - 1)}{2\lambda - \nu J} \exp\left(\sqrt{\frac{2}{\nu J}}\eta\right) \quad (33)$$

$$\frac{\partial z_{b2}}{\partial t} = \frac{J^{3/2}}{2} (\sqrt{\alpha} - 1) \left(\frac{2}{\sqrt{\frac{2\lambda}{\nu J}} + 1} - \frac{2\alpha}{\sqrt{\frac{2\lambda}{\nu\alpha J}} - 1} - \alpha - \alpha^{1/2} - 1 \right) \exp\left(-\frac{\eta}{\sqrt{\lambda}}\right) + \frac{4\lambda J^{3/2} \alpha (\sqrt{\alpha} - 1)}{2\lambda - \nu\alpha J} \exp\left(-\sqrt{\frac{2}{\nu\alpha J}}\eta\right) \quad (34)$$

流れと浮遊砂濃度に関しては準定常の仮定を用い, 洪水開始時刻 T_s から洪水終了時刻 T_e までの間に堆積した浮遊砂量 Δz_b は次のように表される。

$$\Delta z_b = \int_{T_s}^{T_e} \frac{\partial z_b}{\partial t} dt \quad (35)$$

上式に式 (33) および (34) を代入し, 積分すると堆積量 Δz_b が求められる。

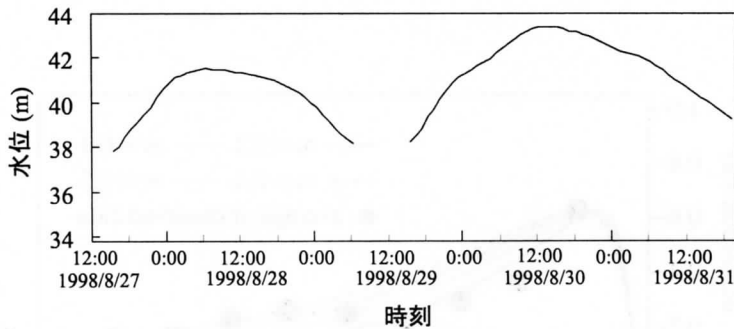


図 12: 八幡観測所における洪水時の水位 (8月30日午前4時までの観測データはテレメータ観測によるものであるが、それ以降のデータは量水標による普通観測データであることに注意)

5. 結果と考察

5.1 堆積量と K の値について

現地調査の結果及び平成2年3月に作成された福島地区定期横断測量の定期横断面図を用いて図11中の B , $H_1 - H_2$ をそれぞれ 160 m, 6 m とする. 河床勾配は河川測量データより 6.58×10^{-4} とする. 浮遊砂の粒径は一様に 0.1 mm とする. 水位は, 建設省東北地方建設局福島工事事務所より提供された調査地点から 200 m ほど下流の八幡観測所での水位データを用いる. 水位データは図12に示す.

これらの値を用いて理論から得られた高水敷上での堆積量と実測値の比較を図13に示す. 理論の結果は実測値の傾向を非常に良く表していることがわかる. Ikedaら [4] は比例定数の値として $K = 6.7 \times 10^{-5}$ を用いている. しかしこの値は実験によって非常に大きくばらつく値である. ここでは理論による堆積量のピークが実測のピークと一致するように $K = 1.329 \times 10^{-6}$ とした. これは河床が 50% 粒径 5.5 cm の礫河床であったために (図10参照), 河床全体が細粒砂で覆われている実験値よりも小さくなったものと考えられる. 日本大学と東北大学の共同調査によると8月28日19時35分時点での大正橋 (調査対象域から約10km上流) 付近の浮遊砂濃度は河道中央の表層で 5.43×10^{-4} であった [8]. この値を用いて式 (16) および (17) から得られた表層での浮遊砂濃度は 6.50×10^{-4} であり, 与えた K の値は妥当であったと考えられる.

5.2 運動量拡散係数と m の値

図13には m の値を変化させた理論結果も示されている. 実測値の精度や粒径分布の影響などを勘案すると実測値より m の値をキャリブレーションするのは難しいが, 図13によると堆積量のピークの位置が, 実測値よりも $m = 0.2$ の理論値の方が 4 m ほど低水路側である.

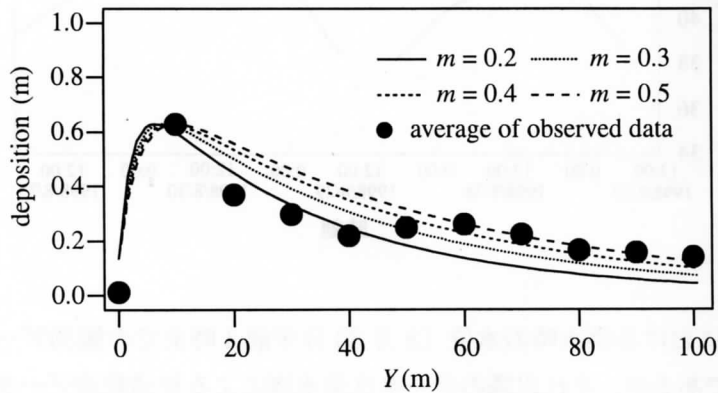


図 13: 堆積量に関する実測値と理論値の比較

これは $m = 0.2$ としたときの横断方向への浮遊砂の拡散が実際よりも小さく見積もられたためであると考えられる。そこで用いた横断方向の浮遊砂拡散係数の妥当性を考え、検討する。理論では浮遊砂拡散係数は運動量拡散係数と等しいとしており、その運動量拡散係数は式 (19) で表されるとしている。理論では池田泉 [7] に倣い $m = 0.2$ としているが、これについては実験及び野外実測の結果によって 0.08 から 1.0 程度の広範囲な値であることが報告されており、本研究で対象としているような複断面河道では 0.2 より大きい値をとることが考えられる [4], [6]。 $m = 0.3, 0.4, 0.5$ の時、堆積量のピークの高さはほとんど変化しないが、その横断方向の位置はそれぞれ $y = 8 \text{ m}, 8.8 \text{ m}, 10 \text{ m}$ であった。また実測による平均堆積量は $y = 100 \text{ m}$ で約 14 cm であったが $m = 0.5$ としたときの理論値では $y = 100 \text{ m}$ で約 12 cm となっており、 $m = 0.2$ とした理論値に比べ、若干実測値に近いことがわかる。

山崎ら [9] は、平行せん断流に対して

$$\epsilon_y = \gamma L \Delta U \quad (36)$$

を仮定し ϵ_y が横断方向に一定であるとし流速分布を exponential 型として求めた。ここで γ は実験的に決まるあるパラメータ、 L は代表長さ、 ΔU は二つの領域での流速差である。また L としては排除厚さが用いられている。それを本研究に対し書き直したのが次式である。

$$\epsilon_y = \frac{\gamma^2}{2C_f^{\frac{3}{2}}} (\alpha^{\frac{1}{2}} + 1)^4 (\alpha^{\frac{1}{2}} - 1)^2 U_c^* H \quad (37)$$

Ikeda ら [4] は、パラメータ γ について実験結果から次式を提案している。

$$\gamma = 0.035 \exp[-2.95 \exp -3.8\alpha] \quad (38)$$

よって式 (37) は次のようになる。

$$\epsilon_y = \frac{0.00123 \exp[-5.9 \exp(-3.8\alpha)]}{2C_f^{\frac{3}{2}}} (\alpha^{\frac{1}{2}} + 1)^4 (\alpha^{\frac{1}{2}} - 1)^2 U_c^* H \quad (39)$$

この式を用いると洪水継続期間中の m の平均値は 0.52 となり、上述の 0.5 という値にオーダー的に一致することがわかる。

6. 結論

本研究は、高水敷上の土砂堆積について現地調査を行うとともに、理論解析による堆積量の計算を行った。それによって得られた主たる成果は次の通りである。

- 高水敷上での土砂堆積は、低水路から高水敷側に 5~10m ほど入った帯状の領域において顕著であり、その堆積厚さは数 10cm から 1m 以上に達していることがわかった。
- 高水敷上に堆積していた土砂は粒径が 0.1 mm 内外の細粒土砂であり、その粒径は低水路近傍で大きく堤防側に行くにしたがって小さくなるような分布を有していることが明かとなった。
- 浮遊砂輸送の理論から堆積形状を理論的に導き、高水敷内の低水路近傍で堆積量が最大になるという特徴を再現することができた。また浮遊砂の巻き上げ速度の係数を妥当に見積もることによって堆積量の理論値は実測値に非常に良い一致を示した。この巻き上げ係数を用いて予測される浮遊砂濃度は実測された浮遊砂濃度とよく一致することがわかった。

謝辞： 日本大学長林久夫、東北大学真野明両氏には阿武隈川洪水時における貴重な実測結果を提供していただいた。建設省福島工事事務所には洪水時における水位データ他を提供していただいた。実測に際しては東北大学工学部土木工学科水理系の諸氏より多大な援助を得た。また本研究に対し、文部省科学研究費の補助があった。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- [1] 藤田光一, Moody, J. A., 宇多高明, 藤井政人: ウォッシュロードの堆積による高水敷の形成と川幅縮小, 土木学会論文集, No. 551/II-37, pp. 47-62, 1996.
- [2] 泉 典洋, Gary Parker: 浮遊砂を輸送する礫床河川の平衡横断面形状, 土木学会論文集, No. 565/II-39, pp. 43-55, 1997.
- [3] 渡邊康玄, 新目竜一, 斎藤大作, 玉川 尊: 鶴川 1998 年融雪出水時の物質輸送に関する現地調査, 水工学論文集, 第 43 号, pp.1215-1220, 1999.
- [4] Ikeda, S., Izumi, N. and Ito, R.: Effects of pile dikes on flow retardation and sediment transport, Jour, Hydraulic Eng., ASCE, Vol. 117, No. 11, pp. 1459-1478, 1991.

- [5] Parker, G.: Self-formed straight rivers with equilibrium banks and mobile bed, 1, The sand-silt river, *J. Fluid Mech.*, Vol. 89(1), pp. 109-125, 1978.
- [6] 池田駿介, 泉 典洋: 浮遊砂の横断方向拡散係数について, 土木学会論文集, No. 434/II-16, pp. 47-55, 1991.
- [7] 泉 典洋, 池田駿介: 直線砂床河川の安定横断形状, 土木学会論文集, No. 429/II-15, pp. 57-66, 1991.
- [8] 長林久夫, 真野 明: a personal communication, 1998.
- [9] 山崎真一, 石川忠晴, 金丸督司: 開水路平面せん断流に関する実験的研究, 第 39 回土木学会年次講演会, 1984.

出水時の河川における物質負荷特性に関する研究

日本大学工学部土木工学科 長林久夫

日本大学大学院工学研究科土木工学専攻 小林紀幸

東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター 真野明

1. まえがき

出水時の河川における物質輸送は海域をも含む広範囲の領域における水質特性を特徴づけるものであり、この時期の物質輸送現象を計測して定量的に評価するシステムを構築することは水質の維持、管理及び制御において重要であるのみならず、豊かな水環境を保全する上で急務の課題となっている。

水域への汚濁負荷には、生活排水や事業所排水、下水道処理水等の負荷源が特定可能な点源負荷と、流域に堆積した面的負荷に代表される特定困難な非特定汚濁負荷（非点源負荷）とに大別される。これらの物質負荷の特性は都市域や農業地域及び自然地域など流域内の土地利用形態により異なる¹⁾ことが知られている。したがって、これらの検討の対象は可能な限り広範囲とすることが望まれるが、流域全体を網羅した計測は困難を極めることから、主として小流域を対象とした出水時の流量観測や物質輸送の計測が中心に行われてきた。

本研究は出水時の河川における濁質や窒素、リン等の栄養塩を計測して、発生、変成、散逸を含む輸送過程を水理学的手法により検討して、流域内での物質輸送を定量的に評価するシステムを構築することを目的としている。そのためには、上流域から河口部までを計測範囲とすること、さらに出水の初期段階から低減期までを計測の対象とすることから、複数の研究機関による共同観測が必要である。そこで、日本大学に隣接する阿武隈川を対象として東北大学との共同観測態勢を構築した。

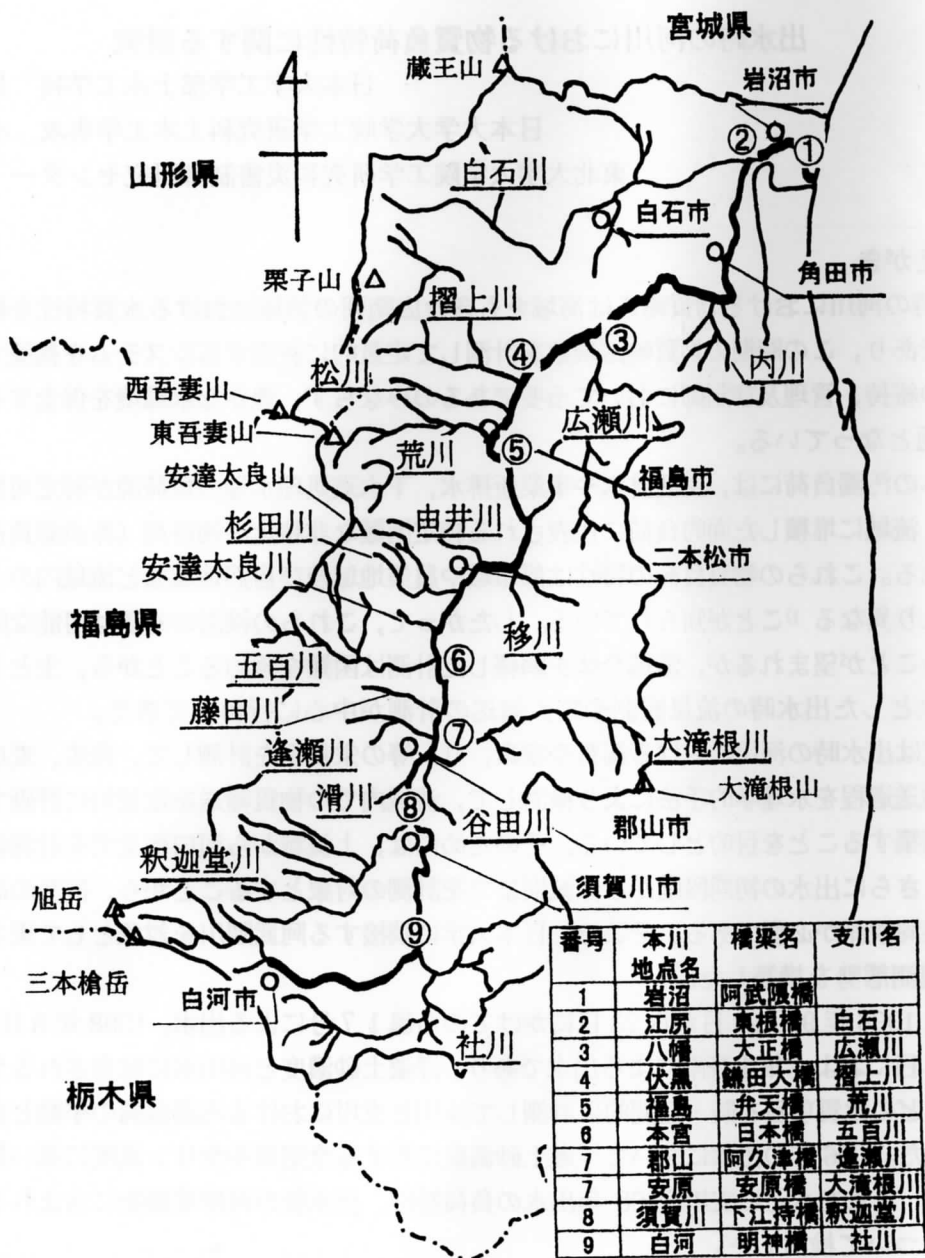
検討は1996年9月22日から23日にかけての台風17号による出水、1998年8月27日から9月1日におよぶ集中豪雨による出水であり、浮遊土砂濃度と河川水に含有される全窒素や全リンなどの水質項目を時・空間的に計測して本川と支川における汚濁負荷の挙動と負荷特性を検討した。96年の出水において浮遊土砂濃度に対する全窒素や全リン濃度に高い相関関係を見出し、これをもとに支川や98年出水の負荷特性、出水後の河岸堆積物に含まれる栄養塩の特性について検討した。

さらに、出水時と平水時の採水に含有される全窒素と全リンの溶解性分の割合を求め、汚濁負荷の相違によりこの溶解性比率が大きく異なることを指摘し、この指標は負荷の同定に有用であることを提案した。

2. 流域の概要と出水時の計測概要

2.1 流域の概要

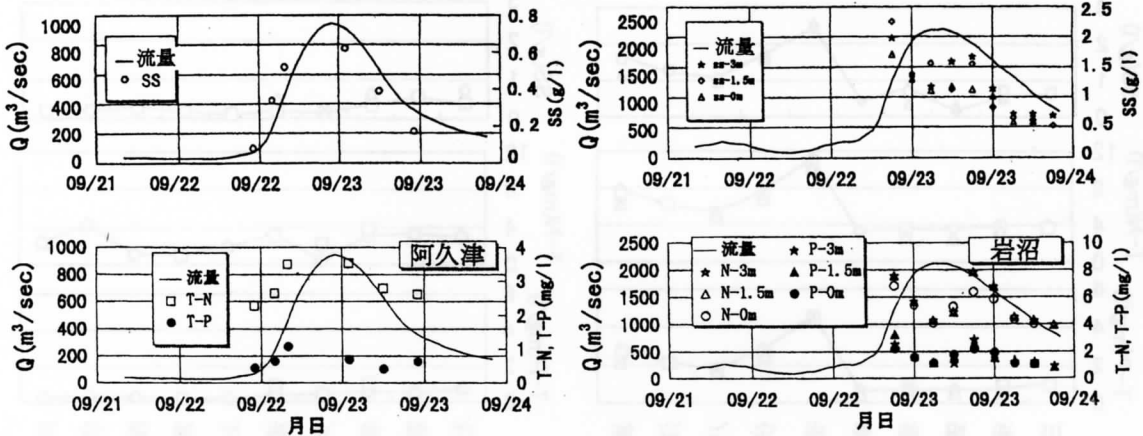
阿武隈川は福島県西白河郡旭岳を源流として白河市、須賀川市、郡山市、二本松市、福島市、角田市と多くの都市を貫流し、宮城県亘理の仙台湾へと流下している。流域面積5400km²、流路延長239km、流路延長において全国第6位²⁾の河川である。流域の概要を図-1に示す。西側は那須火山帯に属する奥羽山脈が位置するために火山堆積物で構成された急峻な地形となっており、一方、東側は花崗岩質層の阿武隈丘陵に源を発する河川が多く比較的緩勾配である。



図一1 阿武隈川流域の概要と主要な計測地点 (○番号印は計測地点)

本川はいくつかの平野を貫流するが、各平野の間は狭窄部で急流であり、緩急交互に階段状に変化する縦断勾配を有している。

阿武隈川の水質特性は地形的特性と土地の利用形態により特徴づけられる。郡山から上流の右岸側は丘陵状の阿武隈山地であり、地層的に古いために、花崗岩層からの高い流出土砂量が予想される。一方、左岸側は須賀川市、郡山市、二本松市、福島市と都市域があり汚濁負荷の高い支川が多いのが特徴である。したがって上流から下流までの水質特性は、降雨分布とそれによる出水の形態にしたがって様相が変化することが考えられる。



(a) (b)
 図一2 流量とSS,T-N,T-Pの時系列変化 (a)阿久津, (b)岩沼

2.2 出水時の計測概要と水質試験項目

出水時の計測は図一1の○番号印の計測点に示すように、①から⑤までを東北大学、⑥から⑨までを日本大学が担当した。各計測点では、橋梁上から深度計付きの採水機（空気柱マンメーターを採水と同時に止めて、採水時の深度を測定するもの³⁾）にて水深を変えて2ないし3点で採水をする。特に、計測点①の岩沼と⑦の阿久津は出水の増水期から低減期までの水質の時系列変化を観測するための定点観測点とした。残りの地点はピーク流量時の水質の空間分布特性を対象としたもので、上流から下流に向かって計測する移動観測点とした。また、計測点⑦は短区間の間にいくつかの支川が合流しているために、各支川と本川の5地点を観測対象にしている。

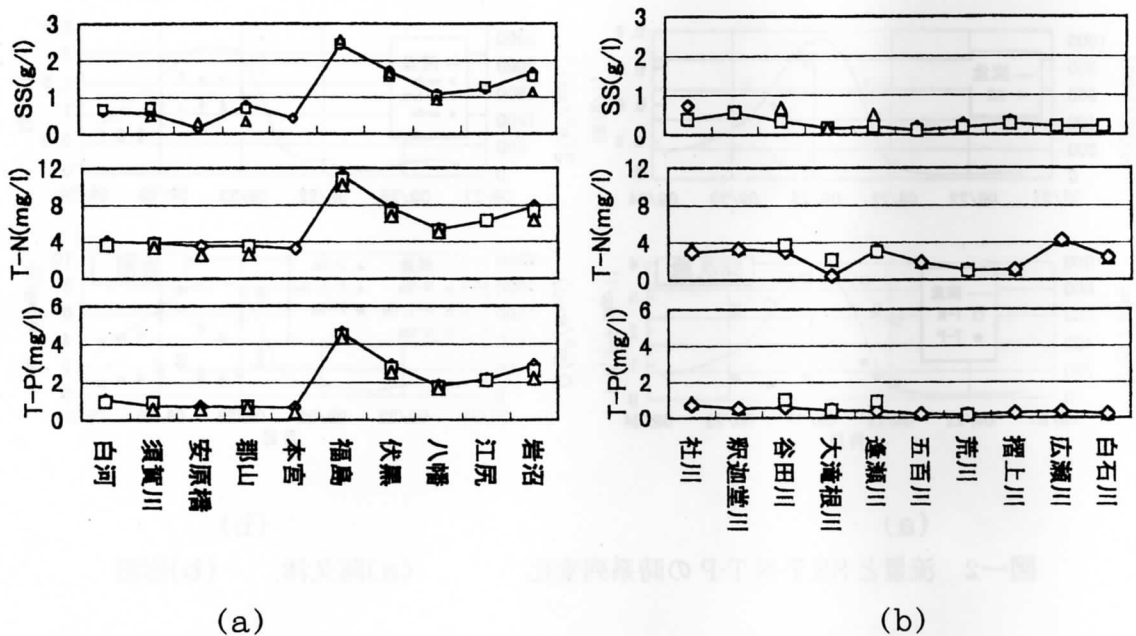
採水の試験項目は全窒素 T-N と全リン T-P、浮遊土砂濃度 SS、電気伝導度 EC は上水試験法、生物化学的酸素要求量 BOD は下水試験法により水質分析を実施している。

3. 出水時の水質負荷特性の検討

3.1 1996年台風17号による出水

1996年9月22日から23日にかけての台風17号によってほぼ流域全域に降雨があった。福島測候所における降水量は9月21日が2mm、22日は76mm、23日は0.5mmであり、この出水によるピーク流量は阿久津で約1000m³/s、下流の岩沼では約2000m³/s程度の中規模の出水であった。雨域が広範囲のために最下流の岩沼を除く各地点における出水のピーク時刻はほぼ同時⁴⁾となった。

定点観測における阿久津と岩沼の水質項目の時系列変化を図一2に示す。阿久津における物質濃度は低減期に比べて増水期が高く、洪水時に観測される他の河川の濁度やSSの傾向と同様な過程を示している。例えば、全窒素、全リンは濃度に約6倍程度の差はあるもののその時系列的な推移はほぼ同様であり、ピーク流量以前に最大値を迎えている。また、図にはないがBODは低減期間における減衰率が全窒素に比較して若干早いものの、変化の過程は全窒素の分布に

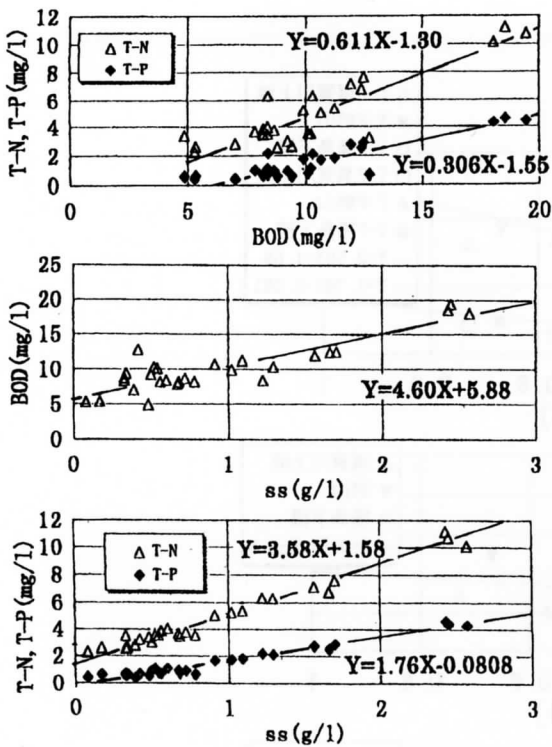


図一3 出水時のピーク流量付近における水質の空間分布 (a)本川, (b)支川

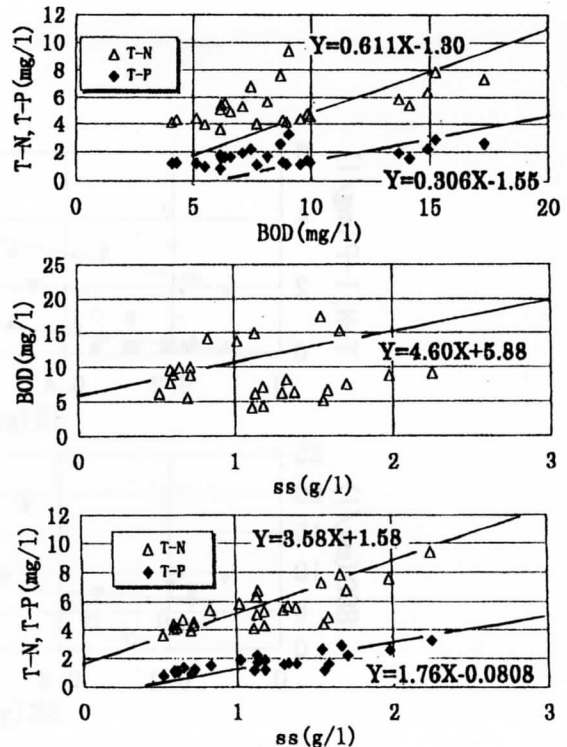
類似⁶⁾している。一方、岩沼では全窒素,全リン,BOD,SS濃度ともに計測開始時に高い値を示していたがピーク流量に向かって減少し、ピーク直後に再び増加を示した。そして、9月23日23時頃には第2のピークを有する分布となり、阿久津とは異なる傾向が得られた。出水期間中に阿久津と岩沼の2地点を流下した物質濃度に流量を掛けて1時間当たりの負荷量を算出し、その期間について積分したものの総負荷量を求めた。それぞれ、阿久津で全窒素が180t,全リンが48t, BODが492t,そして岩沼では全窒素が789t,全リンが214t, BODが1272t程度であると推定された。さらに本出水において岩沼を流下した総浮遊土砂量はほぼ156000t以上と推定される。

移動計測における水質項目の空間分布特性を図一3に示す。この計測は流量ピーク時の各地点における水質の空間分布特性の把握を対象にしたものであるが、移動計測のために開始から終了までの時間差は上流では約6時間、下流では約8時間を要しており、下流の計測点③,②,①では流量の低減期における計測となった。図の左は本川、右が支川の結果である。物質濃度は本川では下流に向って濃度が増加している。特に福島と伏黒地点において各項目の濃度が高いのが特徴である。支川の物質濃度は本川のそれより若干低めである。したがって、本川の福島における高い濃度は、本宮から福島までの間には移川の他に大きな支川の合流がないことから、本川上に連続して位置する蓬萊と信夫の2つのダムからの排出によるものであると結論できる。それより下流の伏黒から八幡にかけては濃度が減少している。これは八幡地点下流の狭窄部による流れのせき上げ効果のために生ずるものであることが杉木・真野⁵⁾によって報告されている。

水質項目間の相関関係を岩沼を除く本川上の観測点と岩沼のみを抽出したものを^{4,6)}を図一4に示す。図一4(a)は最下流の岩沼を除く本川上のもの、図一4(b)は岩沼のみの関係を表示したも



(a)



(b)

図-4 水質項目間の相関関係 (a)岩沼を除く本川, (b)岩沼

のである。図-4(a)において SS に対して全窒素と全リン濃度は高い相関を示している。図中の実線はこれらの相関式であり直線回帰しており、SS 濃度に対する全窒素、全リン、BOD 濃度の関係式を式(1)から(3)に、BOD 濃度に対する全窒素と全リン濃度の関係式を式(4),(5)に示

$$TN=3.58SS+1.58 \quad (1)$$

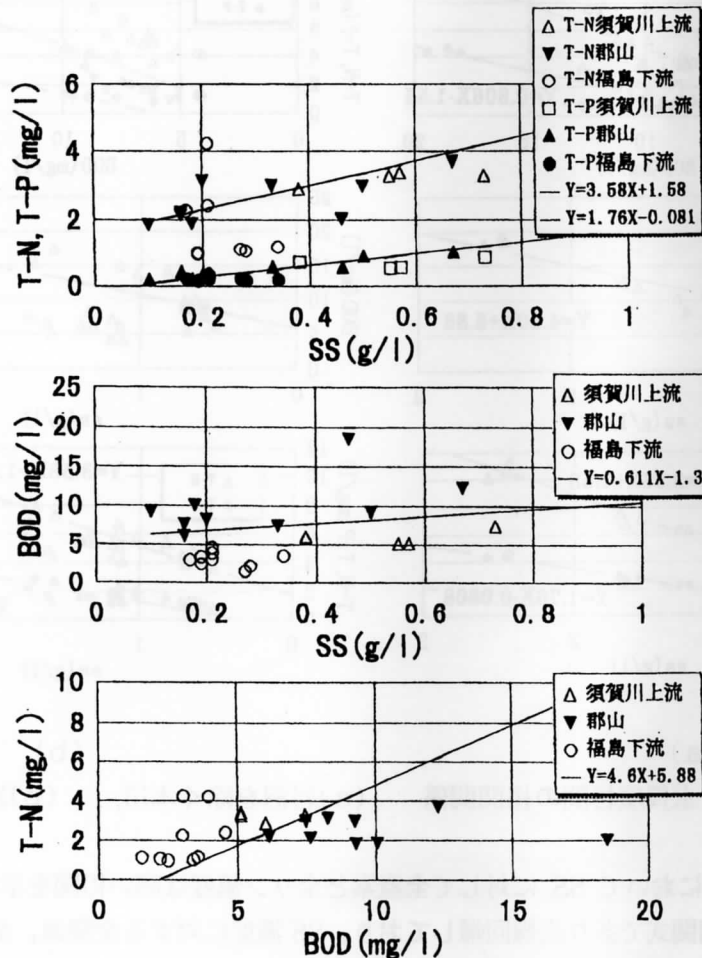
$$TP=1.76SS-0.0808 \quad (2)$$

$$BOD=4.60SS+5.88 \quad (3)$$

$$TN=0.611BOD-1.30 \quad (4)$$

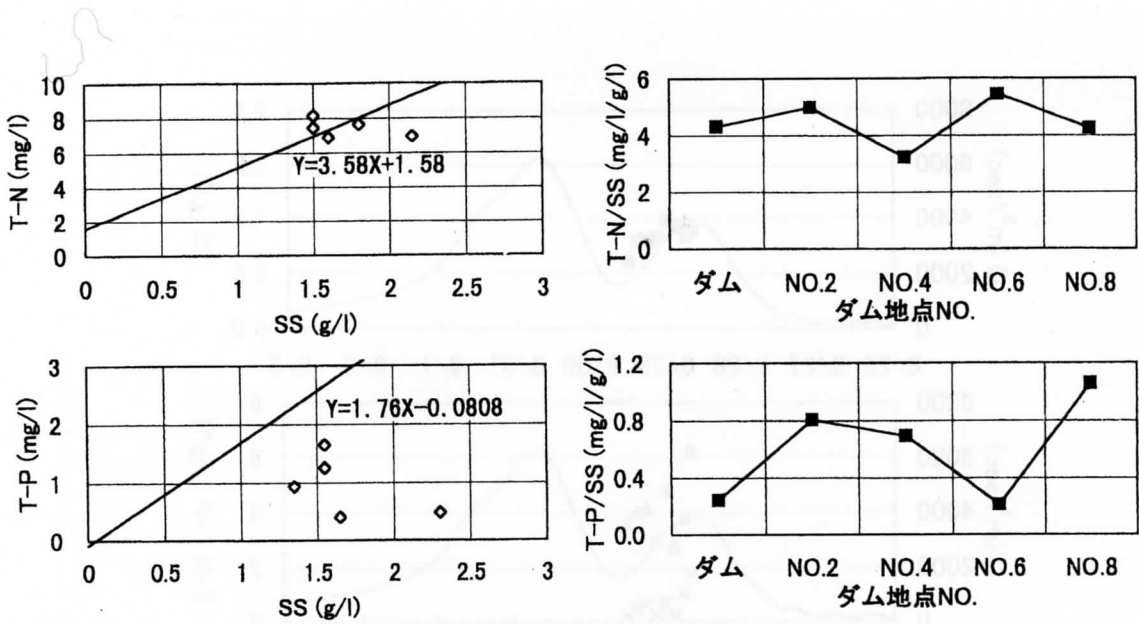
$$TP=0.306BOD-1.55 \quad (5)$$

す。この図で SS 濃度が 1.5g/l 以上の値はダム下流部における伏黒と福島地点のものであるが、これら地点もこの関係に従うことを示している。図-4(b)の図中の実線は図-4(a)の関係式であり、この全窒素と全リンの分布には相関式を下回るものが見られている。この範囲の値を詳細に調べてみると、これらは図-2 において増水につれて濃度が減少した 22 日 21 時から 23 日 6 時の間のデータに一致している。さらに、その後の流量低減期の値は図-4(a)の関係式に再び従っており⁴⁾、増水期間の間に特性の異なる負荷があったことが推定される。



図一五 阿武隈川支川における水質項目間の相関関係

次に支川における水質項目間の相関関係を検討する。これらは河川の周辺環境により固有の関係を有することが期待され、出水期の特徴を検討することは重要である。本川において SS と全窒素及び SS と全リン間の高い相関関係から回帰線が得られたので、この回帰線をもとに支川の水質項目間の関係を検討する。支川における流域の特性を考慮して須賀川上流（社川、釈迦堂川）と郡山（大滝根川、谷田川、逢瀬川、五百川）そして福島下流（荒川、摺上川、広瀬川、白石川）の3地域に区分した。図一五にこれらの水質項目間の相関との比較を示す。SS と全窒素、全リンの関係では須賀川上流と郡山が本川の関係式に適合している。しかし福島下流にこの関係を下回るものが認められる。また、SS と BOD 濃度では須賀川上流と福島下流が本川の間接を下回るのに対し、郡山は本川のそれを上回っており、SS に対して BOD 濃度の高い都市河川の傾向を示している。さらに全窒素と BOD 濃度において郡山では関係式を下回るのに対して、福島下流の地点においては SS に対しては BOD 濃度が低く、BOD に対しては全窒素濃度の高い傾向を示している。これは岩沼で観測された、増水期に一時的に濃度が低下したときの水質特性に類似している。このように出水時の負荷は移流にともなう沈降や巻き上げ、支川の負荷の影響により、地点により特徴的な水質特性を有する^{4),6)}ことが示されている。



(a) 図-6 ダム底泥に付着する栄養塩の特性 (b)

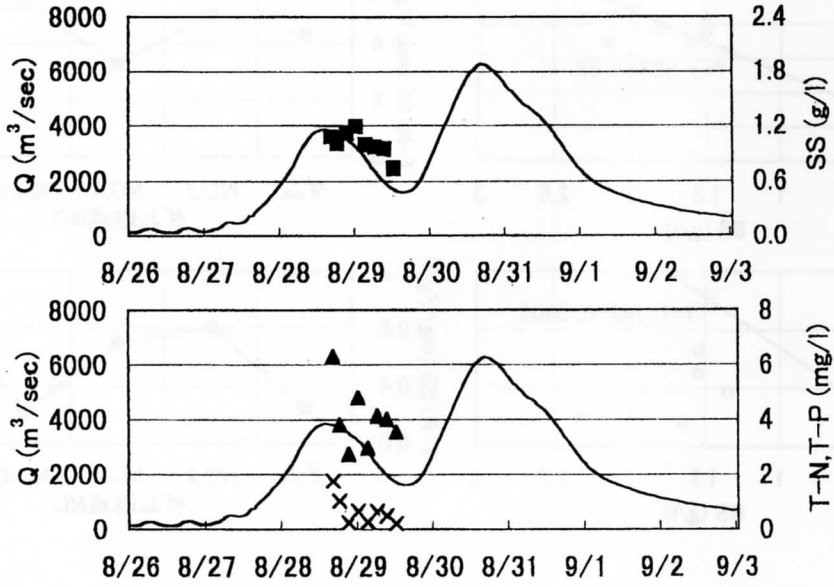
(a)SS に吸着する全窒素と全リン濃度, (b)SS に対する栄養塩濃度の比率

移動計測による2つのダムからの高い物質負荷について検討する。一般に、ダム湖や貯水池への濁水の流入や貯水池内部における濁水の挙動については多くの事例が報告、検討されている。しかし本川上の大型構造物からの物質の負荷効果については観測事例が少なくその特性はあまり把握されていない。蓬萊と信夫の2つのダムは発電用のための堤体高さ20m程度の低ダムであり、洪水の貯留能力は小さく、出水時にはほぼ全量を流下させる形式である。1997年11月、蓬萊ダムにおいて底質に含まれる栄養塩濃度の調査を実施した。図-6はダム底泥に付着する栄養塩の特性を示す。図-6(a)はSSに吸着する全窒素と全リン濃度であり、図中の実線は出水時の本川におけるSSに対する栄養塩濃度の相関式である。全窒素は本川と同程度の濃度であり、出水時には高い負荷を供給したことが分かる。一方、リンは本川の相関式を若干下回って分布している。これは、調査時までの蓄積量と出水による排出の履歴にしたがった結果であると考えられる。また、図-6(b)は堤体から上流に向かう採取点ごとのSSに対する栄養塩濃度の比率を示す。これより、ダムからSSに吸着して排出される栄養塩濃度は出水時の本川程度の値を有することが認められた。

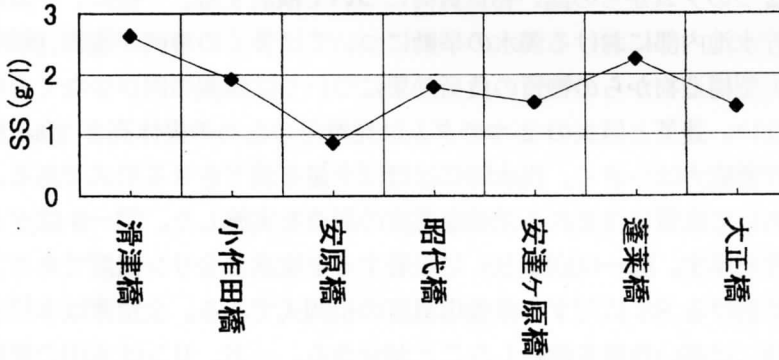
3.2 1998年8月末集中豪雨による出水

1998年8月26日から9月2日にかけての集中豪雨は停滞前線が台風により刺激されたもので、栃木県と福島県の県境を中心に1週間の総降水量が1200mmを越える記録的なものとなった。この豪雨により阿武隈川上流の真船においては8月28日から29日の間に600mmに及ぶ豪雨があり、須賀川流量観測点においては計画水位に達する出水となった。雨は8月30日に一旦小康状態となったが、8月30日から8月31日の降雨により、再び須賀川では計画水位に到達する出水が生じた。下流の岩沼における流量は第1回のピークで約3800m³/sec、第2ピークにおいては約6100m³/secの出水となった。

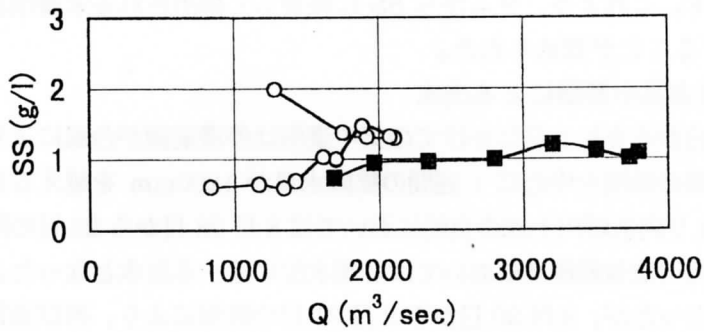
この出水に対する計測を8月28日から29日の第1ピーク後の流量低減期に実施した。岩沼



図一七 流量とSS,T-N,T-Pの時系列変化
(▲T-N,×T-P)



図一八 移動計測によるSS濃度の空間分布



図一九 岩沼における流量に対するSS濃度との関係
(○96年,■98年)

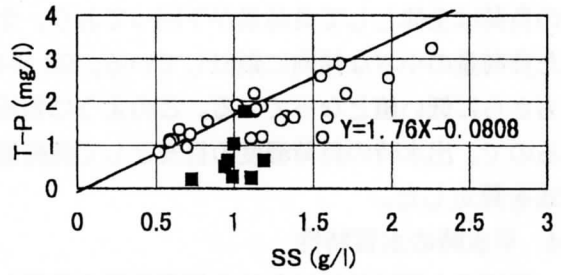
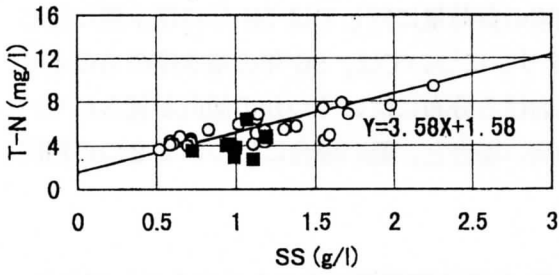


図-10 SS に対する全窒素と全リンの相関関係
(○96年, ■98年)

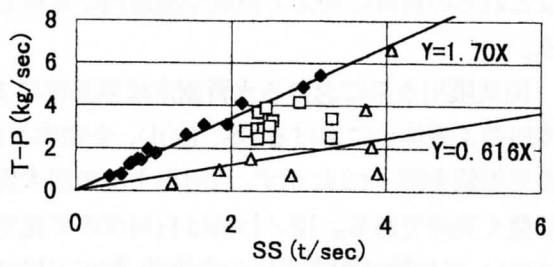
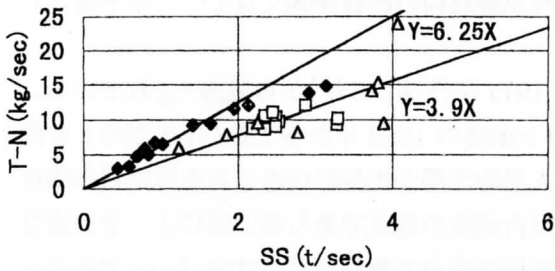


図-11 SS 負荷量に対する全窒素と全リンの負荷量との関係
(□96年増水期, ◆96年低減期, △98年低減期)

における流量時系列分布と SS, 全窒素・全リン濃度を図-7 に表示する。96 年に比べてピーク流量は大きい物質濃度はほぼ同程度であった。須賀川から福島までの移動計測による SS 濃度の空間分布を図-8 に示す。96 年のものとは大きく分布の特性が異なっており、上流の白河地点の滑津橋では濃度が高く、図-3 における 96 年の濃度を大きく上回っている。郡山の安原橋に向かって、多量の土砂を沈積し、濃度が減少している。続いて本川上の 2 つのダムを通過した直後の蓬萊橋では再び濃度が増加しており、ダムからの排出と思われる高い濃度が観測されている。ちなみにこのときの濃度は 96 年の値をわずかに下回っている。

3.3 出水時の水質項目の比較検討

2 回の出水をより詳細に比較検討する。岩沼における流量に対する SS 濃度との関係を図-9 に示す。98 年の SS 濃度は流量が $4000\text{m}^3/\text{sec}$ から $2000\text{m}^3/\text{sec}$ に減少する間も変化は少なく、ほぼ一様の濃度となっている。さらに流量が低下して $2000\text{m}^3/\text{sec}$ 以下になると 96 年出水の低減期の濃度とほぼ同程度となった。この出水における岩沼の濃度は図-8 の上流域のものに比べて約半分程度の濃度である。これは SS の負荷が上流域を中心としたものであり、福島下流の伊達町地点の大正橋（福島から約 15km 下流で、岩沼の約 66km 上流）では既に 1.5g/l 程度まで SS 濃度が低下していること、その下流の狭窄部においてさらに沈降したことによってい。同様に岩沼における SS に対する全窒素と全リンの相関関係を図-10 に示す。98 年は 96 年の相関式を下回った分布となっており、さらに 96 年の相関式を下回ったときの値の傾向と一

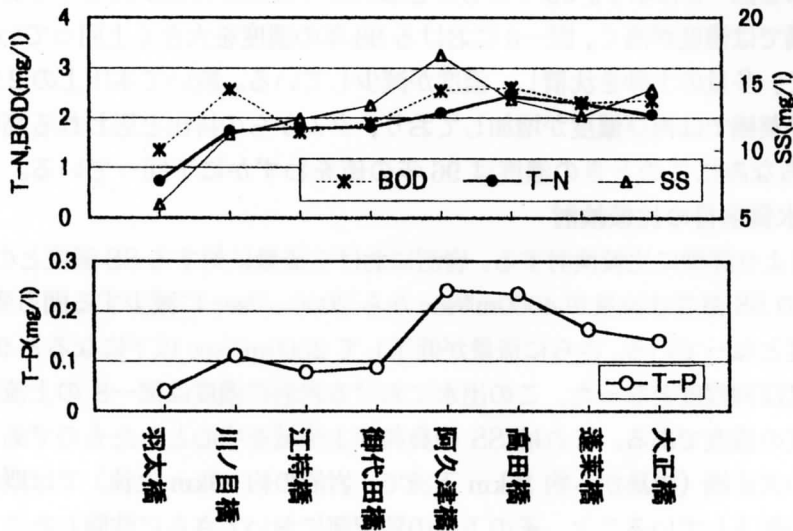
致することから、福島下流の支川の影響が強い分布であることが想定される。

SS 負荷量に対する全窒素と全リンの負荷量との関係を図一11 に示す。96 年に比べて 98 年の負荷は全体として負荷量が下回っており、全窒素の負荷量に対しては 98 年の増水期に生じた負荷量の小さな傾向に類似している。98 年の全リンについては、96 年の増水期のものよりもさらに低い値となっている。このように岩沼における分布にはいくつかの傾向が見られているので、出水時の負荷濃度の目安として負荷量の高い場合と、低い場合について 2 つの相関式を算定した。

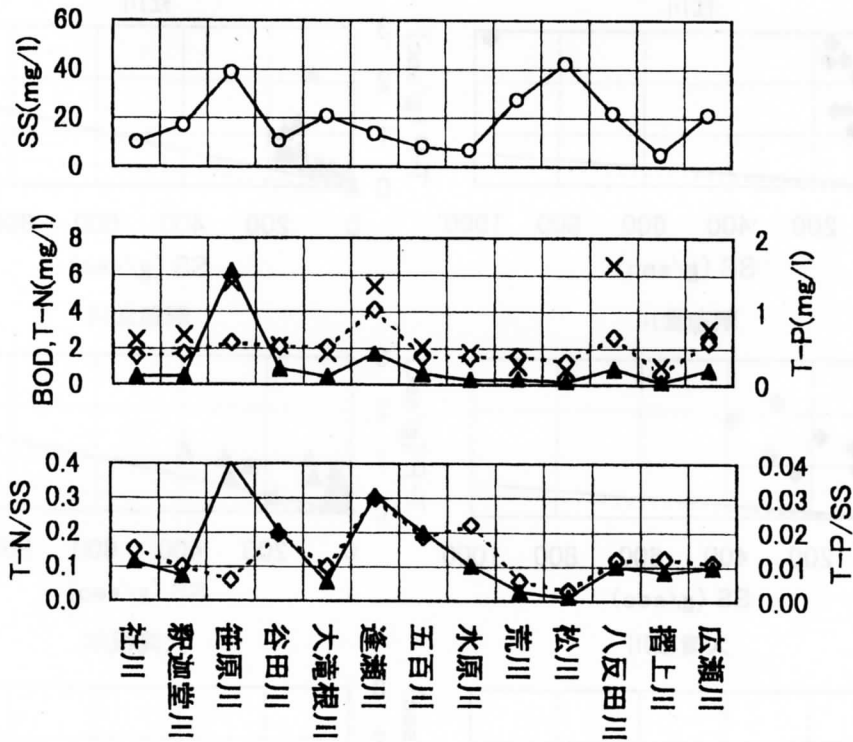
4. 平水時の水質特性

河川の水質は流域における汚濁物質の負荷と輸送、自浄作用機構に応じた分布を示しており、平水時や濁水時においては家庭や事業所からの排水を主体とする点源負荷に加えて阿武隈川中流域においては農耕地や畜産地における負荷も主要な要因⁹⁾となっている。さらに、出水時にはこれらの負荷に加えて流域や河道内に堆積した非点源負荷の影響が強くなることが予想される。

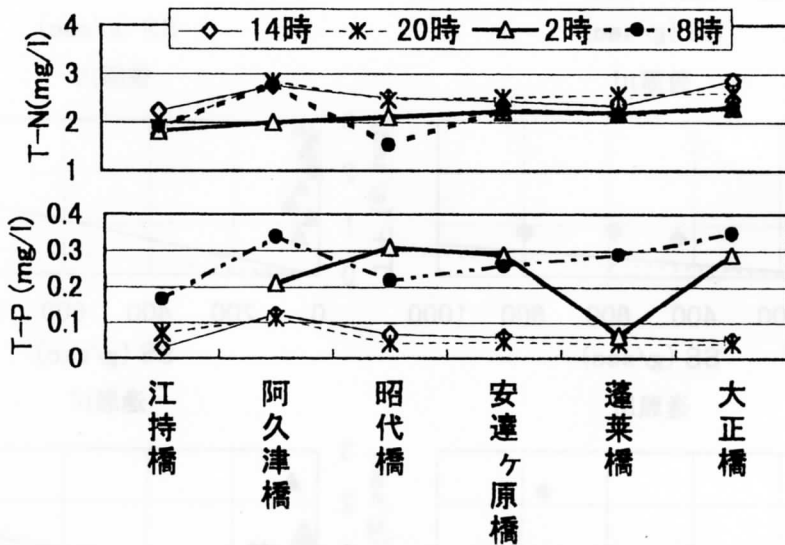
阿武隈川水系における水質測定は福島県により 1971 年(昭和 46 年)から実施⁹⁾されている。本川の主要地点における SS, BOD, 全窒素と全リン濃度の 1992 年から 1996 年までの 5 年間の平均値を図一12 に示す。白河市上流の羽太橋は人為的汚濁が比較的小さく各水質項目の濃度は低く良好である。川ノ目橋は白河市の下流で社川合流後の地点であり羽太橋に比べその濃度は高い。江持橋は釈迦堂川の合流前、御代田橋は合流後の地点であるが濃度はほぼ一定である。郡山市下流の阿久津橋では各濃度が著しく増加しており、後述する笹原川、大滝根川、逢瀬川など都市部を流下する支川の影響が強くみられる。二本松市下流の高田橋までは大きな都市がなくほぼ一様値で流下する。福島市上流の蓬莱橋では濃度が顕著に低下している。これは上流部にある 2 つの低ダムのために浮遊土砂の沈降が生じ、土粒子に吸着して栄養塩が減少したもので、特に全リンの減少が顕著である。本川と同様に支川における 5 年間の水質の平均濃度を



図一12 本川の主要地点における平水時の水質分布

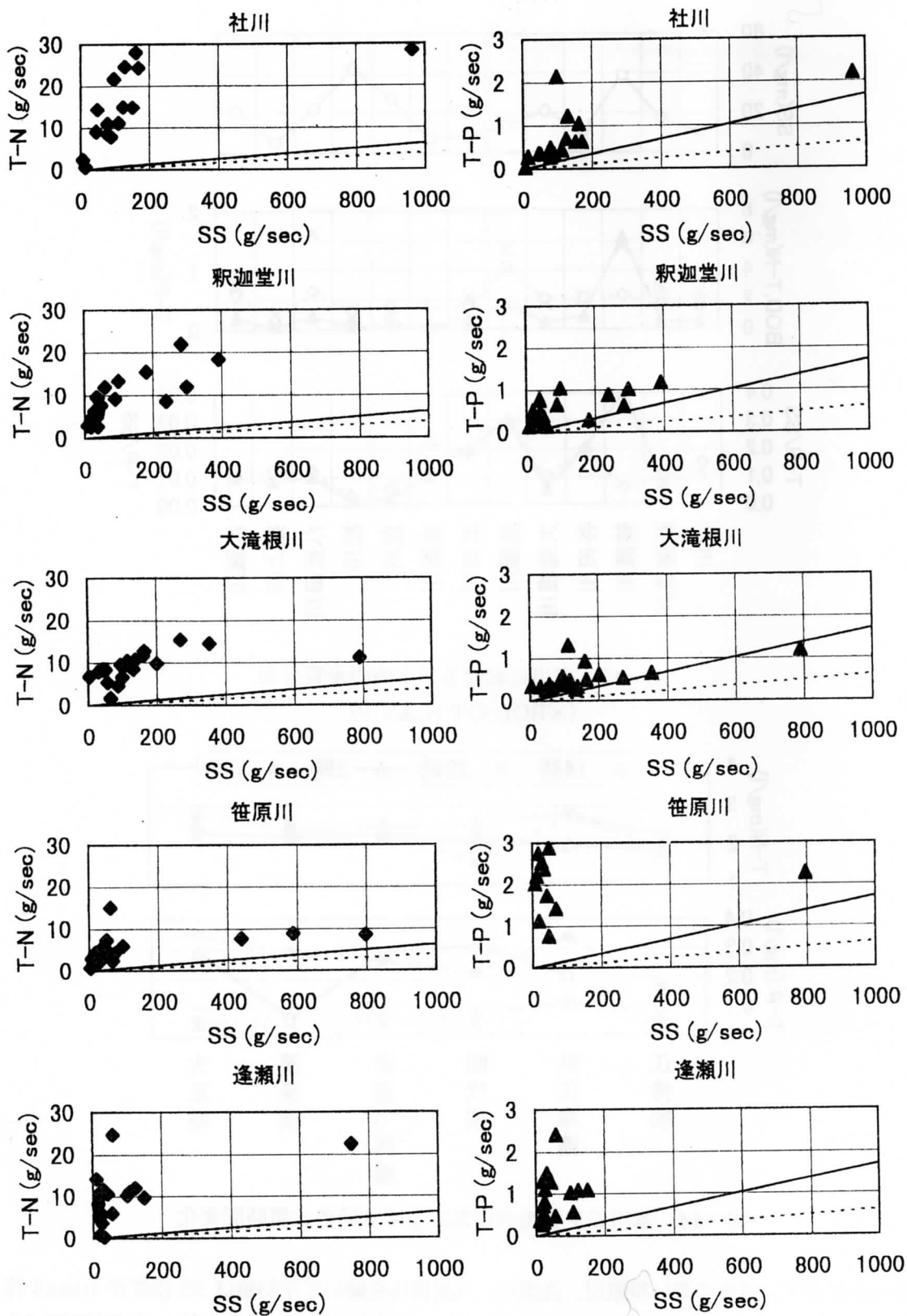


図一13 支川における平水時の水質分布
(×BOD,◇T-N,▲T-P)



図一14 本川の主要地点における平水時の水質時間変化

図一13 に示す。濃度の高い笹原川、逢瀬川、八反田川を除いて平均値は SS 濃度が 10mg/l 程度、BOD と全窒素濃度が 2mg/l、全リンは 0.1mg/l 程度であり、本川の値とほぼ同程度である。同図の下段にある全窒素と全リン濃度に対する浮遊土砂濃度の比率は全窒素が 10%程度、全リンが 1%程度であるが、郡山市内を流下する笹原川、逢瀬川においては 2 倍から 3 倍程度



(a)

(b)

図一五 主な支川における平水時の全窒素と全リンのSSに対する負荷量分布

(a) $Y=6.25X$, $\cdots Y=3.9X$, (b) $Y=1.70X$, $\cdots Y=0.616X$

の比率となり、河川ごとの負荷の特性を知ることができる。ある1日における平水時の負荷の計測事例を図一14に示す。図中における江持橋は須賀川市、阿久津橋は郡山市、昭代橋は本宮町、安達ヶ原橋は二本松市の下流地点であり、蓬莱橋は本川上のダム下流の地点、大正橋は伊達町で福島市の下流15km地点である。全窒素においては阿久津橋で若干の上昇を示し、昭代橋の間で濃度が減少し、それより下流では濃度が微増している。一日の差異は午前2時と午前8時の非活動時の濃度が若干低下するもの、大きな濃度変化は認められなかった。一方、全リンは計測時間による濃度差が大きいことが示されている。高い濃度を示したのは午前2時と8時の非活動時であり、郡山市下流の阿久津橋、福島市下流の大正橋で濃度が上昇している。全リンは全窒素と異なり移流による濃度の減少が明確であり、阿久津橋から昭代橋の約30kmの間に多くが減少している。2つの本川上のダムを通過した蓬莱橋での計測は図一12に見られたような明確な濃度の低下は観察されなかった。これは低濃度の場合は溶解性分の比率が高く、粒子に吸着して沈降する成分の割合が少ないことで説明される。

郡山から上流の主な支川における平水時の全窒素と全リンのSSに対する負荷量分布を図一15に示す。これらの値は福島県測定の水質年報⁹⁾のデータを用いている。図中の直線は出水時の岩沼で求められた負荷量の関係式であり、上流の社川、釈迦堂川、大滝根川ではSS負荷量に比べて全窒素負荷の高い特性を有している。一方、笹原川、逢瀬川は郡山の市街を流下しており、笹原川は全リンの負荷量が高く、逢瀬川は全窒素、全リンともに高い負荷を示している。このように平水時の負荷は流域の土地利用と点源負荷の特性により水質特性が大きく異なることが示される。

5. SS に対する栄養塩の吸着率と溶解性分比率の検討

5.1 出水時と平水時の河川水及び河床堆積物に含有される栄養塩の検討

出水時における栄養塩負荷は平水時の点源負荷に加えて表面地質や構成土壌、土地利用状況等の影響を強く受けるものである。図一8に示されたように98年出水は多量の土砂を河岸に堆積させ、郡山周辺においても近年にないほどの多くの土砂堆積が見られている。大規模な出水においては斜面からの流送土砂に加えてこれらの河岸堆積物が再度非点源負荷として作用することになる。

以下では、98年出水の河岸から採取した堆積土砂に蒸留水を加え、浮遊土砂に含まれる栄養塩濃度を測定した結果について述べる。測定法は蒸留水1ℓ中に300g, 500g, 1,000g, 1,500gの乾燥土砂を入れ十分に攪拌した後に、上澄み液を検水としてSS濃度と栄養塩濃度を調べた。さらに、これらの浮遊物を濾過して、全窒素T-N、全リンT-P、濁質SSの水質項目について上水試験法により水質分析を行った。粒子に吸着するものと溶解分として濾紙を通過するものを測定した。溶解分の測定に用いたフィルターはコーヒーフィルターと5C150mmフィルター、1μm47mmのガラスフィルターの3種である。コーヒーフィルターは出水時の比較的大きなゴミを除去する目的で使用した経緯があり、参考として実施した。図一16にSS濃度に対する全窒素、全リン濃度分布を示す。図中の太い実線は96年出水で得られた相関式である。堆積土砂に含有される栄養塩濃度の関係もこの相関式に概ねしたがっている。全リン濃度は2g/l以上において相関式を下回る関係が得られた。フィルター通過後の濃度は溶解性の栄養塩濃度を示している。この調査は99年7月に実施しており、以前の出水から約1年間を経過した

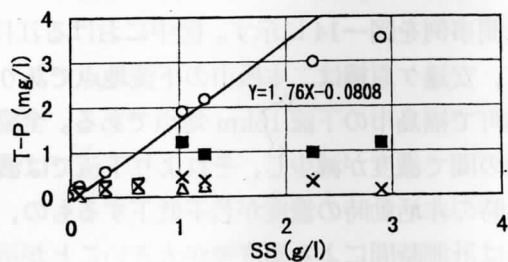
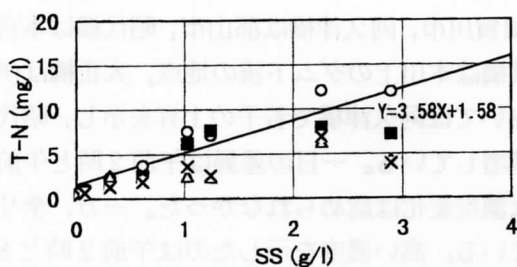


図-16 SS 濃度に対する全窒素と全リン濃度分布 (○フィルターなし, ■コーヒーフィルター, △5C150mm フィルター, ×1μm47mm ガラスフィルター)

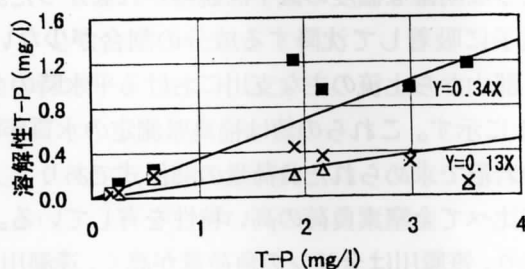
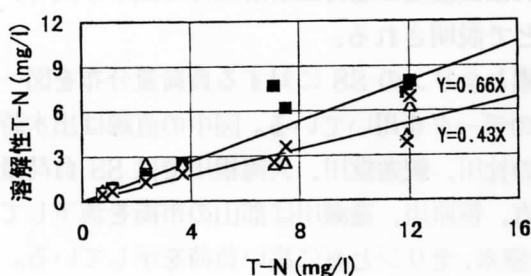
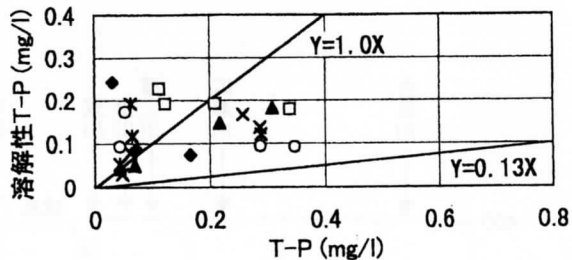
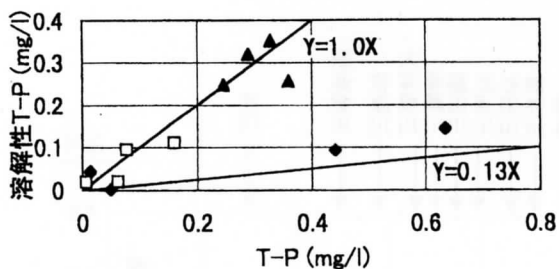
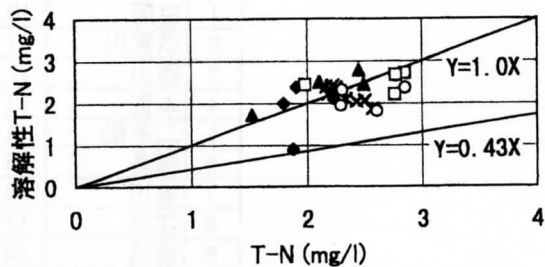
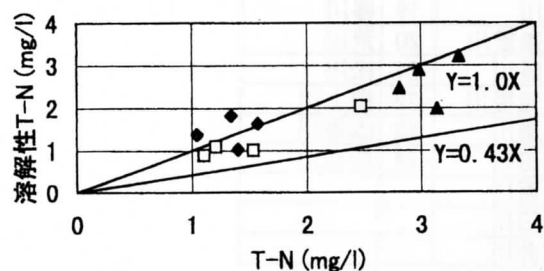


図-17 全窒素と全リン濃度に対する溶解性分の濃度 (■コーヒーフィルター, △5C150mm フィルター, ×1μm47mm ガラスフィルター)

河岸堆積物においてもこの程度の溶解分割を有しているが、全リンは多くが浮遊土砂に吸着したものであった。全窒素と全リンの濃度を横軸に、溶解性分の濃度を縦軸にとった濃度分布の相関式を図-17に示す。コーヒーフィルターと5C150mm フィルター、1μm47mm ガラスフィルターでは溶解性の比率が異なるものとして2つの回帰線を求めた。この直線の勾配を酒井・住山・田中による都市域の非点源負荷の調査結果¹⁰⁾にしたがって溶解性比率と定義して、全窒素ではコーヒーフィルターが0.66、5C150mm フィルター、1μm47mm ガラスフィルターが0.43で全リンに対してはそれぞれ0.34、0.13であった。ちなみに、河井らによる都市域の値は全窒素において路面堆積物では0.587、屋根では0.885で溶解性の比率が高いことが分かる。

平水時の栄養塩の溶解性比率を図-18に検討する。支川における結果を図-18(a)に、同じく本川のを図-18(b)に示す。図の破線は全量がフィルターを通過すると仮定したものと、勾配の小さなものは図-17による相関式である。支川においては全量がフィルターを通過する溶解性比率の傾向にしたがっている。この中で釈迦堂川的全リンのみが本川に近い傾向を示している。本川における全窒素では溶解性比率がほぼ全量通過したものとなった。一方、全リン濃度はばらつきが大きく、特に0.1mg/l以下で溶解性分が高い場合があるが、0.1mg/lはこの試験法の測定限界である。

図-19に98年出水の岩沼における栄養塩の溶解性比率である。図中の高い値は平水時のも



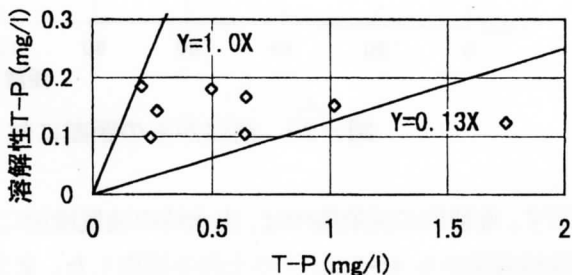
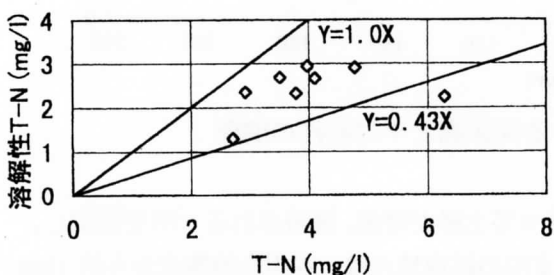
(a)

(b)

図一18 平水時の全窒素と全リン濃度に対する溶解性分の濃度

(a) ◆ 釈迦堂川, □ 笹原川, ▲ 逢瀬川

(b) ◆ 江持橋, □ 阿久津橋, ▲ 昭代橋, × 安達ヶ原橋, * 蓬萊橋, ○ 大正橋



図一19 98年出水の岩沼における全窒素と全リン濃度に対する溶解性分の濃度

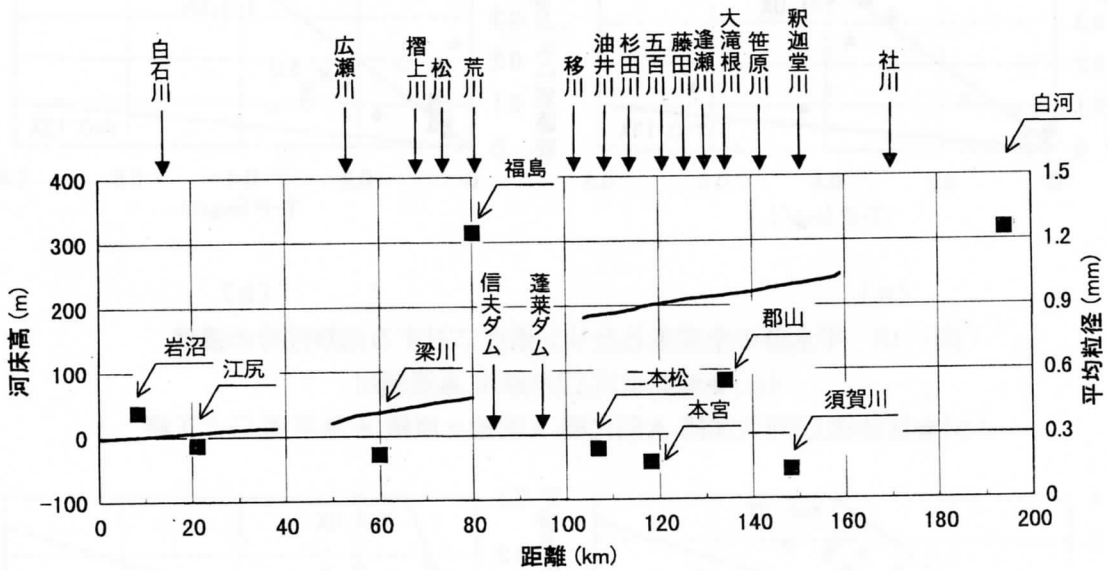
の、低い値は堆積物の相関式である。岩沼の値は両者の間に位置することから、上流に比べて溶解性分の高い分布となっている。ちなみに、高橋・千田ら¹⁴⁾による白石川上流域の関、萩崎地点における溶解性比率はそれぞれ全窒素で0.2, 0.143, 全リンでは両地点0.08と試算される。このように山間地域は溶解性比率の小さなことが示されている。また、栄養塩の溶解性比率は出水時と平水時および地点により異なる値を有することが示された。

5.2 流域河道内堆積物の粒度分析及び含有する栄養塩濃度の検討

前節までの検討をもとに、本川上9地点、支川は左支川11河川、右支川4河川を対象とした河道内堆積物の粒径とそれに含有される栄養塩の溶解性比率を検討した。採取地点を表-1に

表一1 河道内堆積物の採取箇所

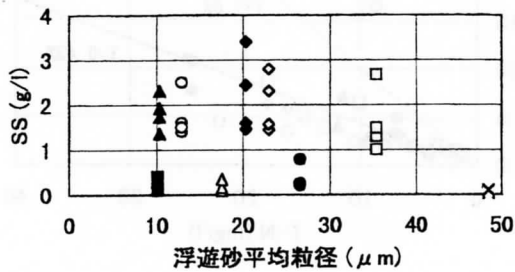
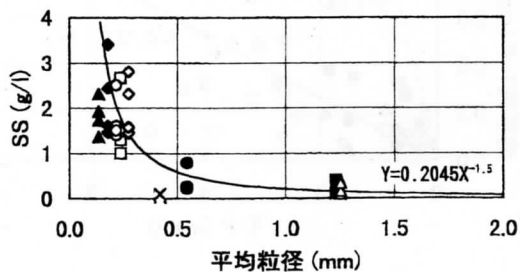
本川		支川			
NO.	採取地点	NO.	採取河川	NO.	採取河川
1	白河	10	社川	19	移川
2	須賀川	11	釈迦堂川	20	荒川
3	郡山	12	笹原川	21	松川
4	本宮	13	大滝根川	22	摺上川
5	二本松	14	蓬瀬川	23	広瀬川
6	福島	15	藤田川	24	白石川
7	梁川	16	五百川		
8	江尻	17	杉田川		
9	岩沼	18	油井川		



図一20 河口からの距離に対する河床高と平均粒径の関係

示す。堆積物の採取場所は、出水時の流量増加に伴って土砂が浮流、掃流されるヶ所を選定し、砂州表面から4~5cm下の土砂を採取した。また支川の採取地点は、本川合流地点から約1km上流とした。採取した土砂を採取日当日、110°Cの定温乾燥器で、約1日乾燥させた。粒度分析は蒸留水0.5l中に250gの乾燥土砂を入れ、ガラス棒で十分に攪拌し、それを粒度分布測定装置(堀場製作所製LA920)にて粒度分析を行った。これを浮遊砂の粒径とする。また、ふるいを用いて乾燥土砂の粒度分析も行った。栄養塩濃度測定は前節と同様であるが栄養塩の溶存態と粒子態の構成比率を調べる目的で、これらをさらに2つのグループに分けた。グループ1は検水の上澄み液の栄養塩濃度を測定したもの、グループ2は1μm47mmガラスフィルターで検水の上澄み液をろ過し、その栄養塩濃度を測定した。

図一20に河口からの距離に対する河床高と平均粒径を示す。河川の縦断勾配は江尻・梁川間、福島・二本松間の狭窄部を挟んで階段状に変化している。また福島・二本松間には、信夫と蓬萊の2つの発電用低ダムがあり、堤体高さは20m程度である。平均粒径は他地点に比べ白河、郡山、福島のもの大きい。これは白河地点が本川上流部に位置していること、郡山は釈迦堂



(a)

(b)

図-21 平均粒径に対する SS 濃度分布

(■白河, ▲須賀川, ●郡山, ◆本宮, □二本松, △福島, ○梁川, ◇江尻, ×岩沼)

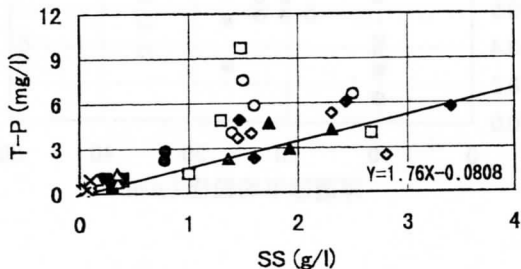
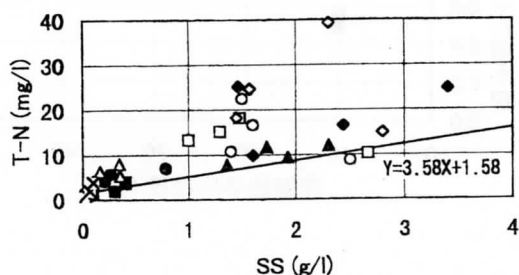


図-22 SS 濃度に対する T-N, T-P 濃度分布

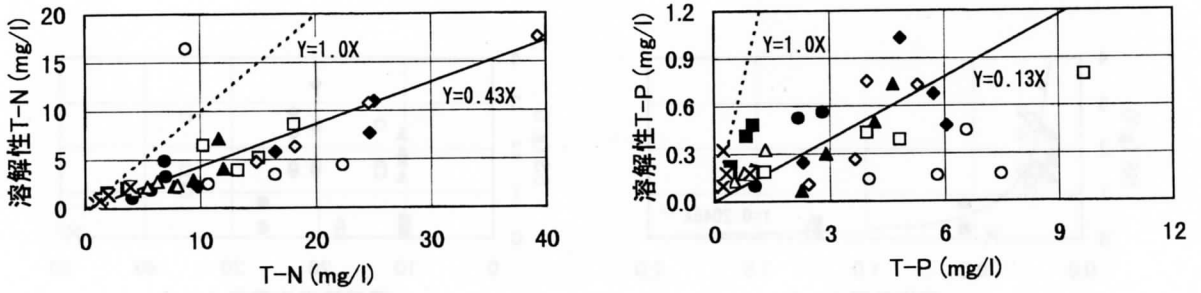
(■白河, ▲須賀川, ●郡山, ◆本宮, □二本松, △福島, ○梁川, ◇江尻, ×岩沼)

川、福島地点は荒川による土砂供給が考えられる。

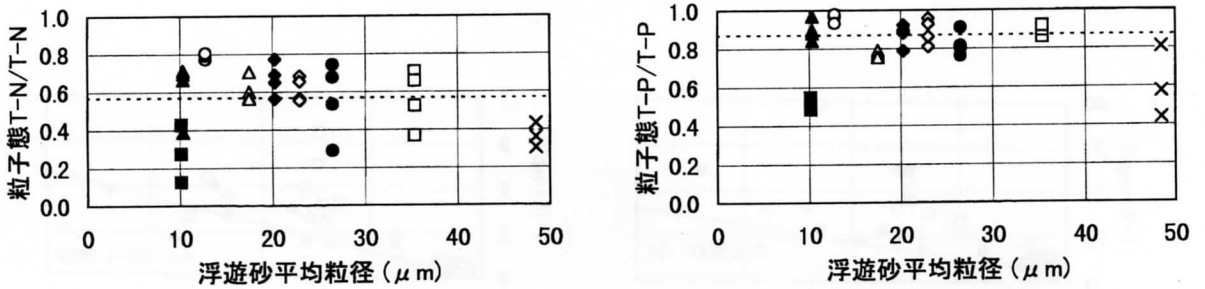
図-21 の(a), (b)に平均粒径に対する SS 濃度分布の関係を示す。(a)の平均粒径はふるい分け試験から求めたものであり、(b)の平均粒径は浮遊砂について示したものである。(a)の図中の実線は相関式であり、これは平均粒径から SS 濃度を推定する為に求めた。(a)の白河、郡山、福島、岩沼地点は、平均粒径が 0.4mm 以上であり、SS 濃度は 1g/l 以下と小さい。一方、(b)の白河、郡山、福島地点に着目すると、(a)に比べ浮遊砂濃度は他の河川に比べて小さいことが示された。

図-22 にグループ 1 の SS 濃度に対する T-N, T-P 濃度分布を示す。図中のそれぞれの実線は 96 年出水における本川河川水から得られた相関式⁴⁾である。T-N, T-P 濃度に共通して須賀川地点は相関式と同様な傾向を示している。本宮、二本松、梁川、江尻地点は相関式を上回っている。一方、白河、郡山、福島、岩沼地点は SS 濃度が小さいが、相関式を上回っている。

図-23 に T-N, T-P 濃度に対するグループ 2 の溶解性 T-N, T-P 濃度分布を示す。図中の勾配の小さい実線は前節で得られた溶解性比率の回帰線である。もう一方の破線は T-N, T-P 濃度全量がフィルターを通過すると仮定したものであり、主として平水時の点源負荷がこの勾配をとる。梁川地点は溶解性 T-N, T-P 濃度共に実線を大幅に下回っている。つまり検水の上澄



図一23 T-N, T-P 濃度に対する溶解性 T-N, T-P 濃度分布



図一24 浮遊砂平均粒径に対する粒子態 T-N/T-N, 粒子態 T-P/T-P の関係

(■白河, ▲須賀川, ●郡山, ◆本宮, □二本松, △福島, ○梁川, ◇江尻, ×岩沼)

み液をろ過することにより、粒子態の栄養塩が除去された結果である。T-N 濃度に対する溶解性 T-N 濃度分布は、福島、梁川地点を除いては一樣な溶解性比率であるが、T-P 濃度に対する溶解性 T-P 濃度分布は、9 地点のばらつきが大きく、特に白河、郡山、本宮、二本松、岩沼地点は溶解性比率が高い。

図一24 に平均粒径に対する粒子態 T-N/T-N, 粒子態 T-P/T-P の関係を示す。ここでの平均粒径は浮遊砂について示している。図中の破線は、須賀川下流地点から得られた栄養塩の溶解性比率から算出したものである。図において、縦軸の数値が高いほど、粒子態の栄養塩が多いことを示している。これらの図を見ると、白河、岩沼地点以外については、粒子態 T-N/T-N は約 7 割、粒子態 T-P/T-P は約 9 割である。白河、岩沼地点は平均粒径が違う。特に大きく浮遊砂量は少ない為に粒子に吸着する栄養塩量は小さい。これより栄養塩の吸着率は、その地点の栄養塩負荷や地形的要因、輸送過程における溶出に伴う変成等に依存すると考えられる。

6. まとめ

出水時の河川における流域一貫とした物質輸送を把握する目的で観測を実施した。対象は阿武隈川であり、主要な支川と本川上に配置した計測点において、出水時の流量変化に対応した時系列的な物質濃度の負荷特性と空間的な水質の分布特性を検討した。ついで平水時における水質特性を福島県による測定資料と現地計測から検討した。主要な結論を以下に要約する。

- (1)1996年と1998年の2度の出水における栄養塩濃度の時系列分布と流量ピーク時における空間分布を計測し、沈降や巻き上げ、支川合流の負荷にともなう物質濃度を検討した。96年出水においては、本川上の観測点の浮遊土砂濃度に対する全窒素と、全リンの濃度に高い相関関係が認められ、相関式を求めた。この関係は98年出水の上流の河岸堆積物に対しても認められた。
- (2)96年出水の相関式を用いて出水時の支川における負荷を検討した。須賀川上流ではSSに対してBOD濃度は低い関係を、郡山の都市域では相関式に比べてBOD濃度は高く、全窒素は低いことを、福島下流の支川は全窒素濃度が高いが、全リンとBOD濃度が低い関係であることを示し、構成土壌や土地利用によって栄養塩の相関関係が異なることを指摘した。
- (3)ピーク流量時の移動計測において本川と支川における空間的な栄養塩の負荷特性を検討した。98年は上流域を中心とした大規模な出水であり、須賀川から郡山の間に多量の土砂堆積を生じ、その間の浮遊土砂濃度が大きく減少することを示した。また福島地点では上流の低ダムから高い物質負荷が2度の出水において観測された。平水時はダム地点下流の物質濃度が減少することから、物質の平水時のダムへの堆積と出水時における排出の機構が観測された。
- (4)平水時のSS負荷量に対する物質の負荷は、社川、釈迦堂川、大滝根川の流域は農耕地と小規模畜産農家が多くSS負荷量に比べて全窒素の負荷が高く、都市河川の笹原川では全リンの負荷量が、逢瀬川においては全窒素、全リンがそれぞれ高い負荷となり、平水時における点源負荷特性の一例を示した。さらに平水時の24時間計測からは全リンの日変動が大きいことが観測された。
- (5)全窒素や全リンの負荷の溶解性比率は、輸送された物質の構成を検討する上で重要な因子の一つであり、出水時と平水時において比較した。98年出水の河川堆積物に含まれる溶解性比率はコーヒーフィルターと5C150mmフィルター、1 μ m47mmガラスフィルターで全窒素は0.66と0.43である。平水時の溶解性比率はほぼ全量の1.0である。98年出水の岩沼では全窒素、全リンともに平水時と5C150mmフィルター及び1 μ m47mmガラスフィルターの間位置しており、溶解性比率が出水状況により異なることを示した。
- (6)河口からの距離と平均粒径との関係を調べた。粒径は、急勾配支川が合流する下流で大きく、河床勾配が1/1,000程度で移流によるふるい分け効果の見られた本宮、二本松地点では、小さなものとなった。
- (7)ふるい分け試験の平均粒径が0.3mm以下のものは高いSS濃度を示すようになり、その関係を相関式に示した。SS濃度は浮遊砂粒径に対しては強い相関は見られず、平均的には2g/l程度で一様であった。また、梁川地点は下流に狭窄部があり、せき上げによる粒子沈降のふるい分け効果の為に粒径が小さいものとなった。
- (8)SS濃度に対するT-N濃度の含有量は須賀川地点を除いては、96年出水時の関係を上回った。また、T-P濃度も同様である。本川上の各地点のT-N溶解性比率は、福島、梁川地点を除いては一様な比率である。またT-P溶解性比率は、特に白河、岩沼、福島、郡山地点が高く、平均粒径が0.4mm以上のものが大きな値を有することが分かった。また梁川地点においては低い溶解性比率を示した。

(9)溶解性の栄養塩割合は、試料採取地点周辺の点源負荷や輸送過程に大きく関与することが認められた。

今後は流入支川や点源負荷量も含め、さらに粒径と栄養塩の関係について検討を進める必要がある。

本研究を遂行するにあたり建設省仙台工事事務所、福島工事事務所そして福島県からは貴重な資料をご提供頂いた。水質項目の分析は日本大学工学部中村玄正教授のご指導を頂き、分析にあたり卒業研究生の尽力を賜った。記して感謝致します。さらに、本研究は、文部省科学研究費補助金基盤研究(C)(2)研究代表東北大学教授 真野明、平成 10 年度～平成 11 年度（課題番号:10650498）の援助を受けた。

参考文献

- 1)例えば、佐藤敦久著、水環境工学、p.247、技報堂出版、1987 年
- 2)建設省東北地方建設局福島工事事務所：平成 9 年度福島工事事務所概要
- 3)真野・杉木：洪水用浮遊砂採水機の試作と現場試験、水工学論文集、第 39 巻、pp.887-890
- 4)長林・真野・小林：阿武隈川における出水時の水質特性に関する検討、第 4 回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集、pp.231-236,1998 年
- 5)杉木・真野：阿武隈川における細粒土砂の観測と時空間分布、水工学論文集、第 41 巻、pp.783-788,1997 年
- 6)長林・真野・木村ら：出水時における阿武隈川の水質特性、東北地域災害科学研究,第 33 巻、平成 9 年 3 月、pp.141-149
- 7)建設省福島工事事務所：平成 10 年 8 月末集中豪雨阿武隈川出水状況、第 4 報、1998
- 8)佐藤・中村：釈迦堂川の水質特性に及ぼす流域負荷の影響、日本大学工学部紀要、第 40 巻 2 号、1999、pp.23-28
- 9)福島県生活環境部指導課：水質調査結果（昭和 46 年度、昭和 47 年度）、水質測定に基づく測定結果（昭和 48 年度～昭和 63 年度）、水質年報（平成元年度～平成 8 年度）
- 10)酒井・住山・田中：ノンポイントソース流出水の水質特性及び汚濁負荷流出モデル解析、下水道協会論文集、Vol.34, No413, 1995, pp.12-25
- 11)高橋・千田：ダム流域における出水時の濁度と水質特性の検討、水工学論文集、第 43 巻、1992、pp.593-598