

2014 年度（第 50 回）水工学に関する夏期研修会講義集

水工学シリーズ 14-A-7

大規模洪水に適応する河道の設計・
管理技術

中央大学 教授

福岡捷二

土木学会

水工学委員会・海岸工学委員会

2014 年 8 月

大規模洪水に適応する河道の設計・管理技術

Techniques of River Design and Management Adapted for Large Floods

福岡 捷二

Shoji Fukuoka

1. まえがき

河川は多様な機能を有している。流域に降った降水は集まり河川となり、流下の過程で人間活動や川の生物の生息、生育、繁殖の場として利用され、また、優れた自然景観を創り出している。時には、大雨によって大洪水となり、河川流域に甚大な災害を及ぼすことがある。

アジアモンスーン地帯に位置する我が国にあっては、河川の設計や管理の主要な外力は大規模洪水流である。大規模洪水流が発生した時、河道がどのように応答し、洪水を下流に伝播させるかといった機構を理解することは、河川の適切な設計・管理の上で重要である。このために、洪水流について現地河川での観測と解析的研究が進められている^{1),2)}。

洪水の規模は、計画の規模を超えるものから計画内に収まるものまで大小さまざま発生する。本文で対象とする「大規模洪水」は、計画高水位の近辺で流れる洪水であり、外水が河道から氾濫する洪水は対象としていない。その理由は、河道の計画、設計、管理において、最も大切なことは、計画、設計規模内で流れる洪水外力に対し、河道の有する実力を正しく評価し、問題箇所があれば改修し、適切に河川管理をすることであると考えからである。河道の持つ実力は、洪水流の下流への伝播、変形を考慮した洪水流の理解に基づいた確かな技術力で評価されなければならない。確かな技術力が満たすべき項目は多いが、なかでも、大規模洪水が安定的に流れる河幅、断面形を決める技術力、また洪水流と土砂移動を高精度で、統合的に解析できる技術力、河道とともに一体的に大規模洪水流に適応する遊水池、放水路等の治水施設の実力を的確に評価できる技術力等が河川管理者、技術者、研究者の基本的な技術として求められている。本文では、洪水流の水面形の時間変化データを観測し、この観測データを用いることにより、大規模洪水に対する河道の設計・管理に資する新しい技術を創出し、それらが実務にとって有効であることを示す。

洪水流に適応する河道設計、河川管理が扱うべき範囲はハード、ソフトの両面に及び広い。これらの課題については、著者はこれまで、総論³⁾⁷⁾、基調講演⁸⁾¹¹⁾等の形で考えを述べてきた。本文では、紙数の関係でこれらの既発表の論文との重複を出来るだけ避け、新しい重要な技術課題に絞って詳述している。本文と併せてこれらの論文を読んでいただきたい。

2. 河道を流下する洪水流と土砂移動

2.1 洪水流、土砂移動の観測

昭和50年代以降、河川の洪水流、河床変動等の現地観測結果は、主に、国の機関に蓄積されてきた。しかし、これら河道設計上、河川管理上重要な課題に対する学術面からの支援は、十分といえるものではなかった。事実、水理学、河川工学等で扱われる洪水流の研究は、実現象からかい離しているものが多かった。この理由は、洪水流は、非定常性が弱く準定常流でかつ疑似等流的な流れの取り扱いが出来ると考えられていたこと、治水計画ではピーク流量やピーク水位が重要であり、それらが分かれば、おおよそ計画を立てることが出来たこと、洪水観測の労力が大きいこと、また、観測された洪水データが利用しづらい状況にあったこと等が関係していたように思う。し

かし、洪水流に関する最近の研究²⁾から、河川の洪水流の準定常、疑似等流の仮定は、洪水流を表面的に見たものであり、洪水流の非定常性、不等流性がきわめて本質的な特性であり、このことを考慮に入れた河川の計画、管理が重要であることが明らかにされた¹⁾。

一方、洪水中の土砂移動量については、その測定の高難しさから、調査研究はきわめて少なく、実質的にほとんど行われてこなかった。一般には、洪水前後の河床高の測量結果の値の差から、河床高の変化を推定することが行われているが、洪水中の流砂量や河床高の変化については、一部の河川での観測を除いて、ほとんど理解できていない状態で、計画、管理が行われているのが実状である。

しかし、後述するように、近年、多くの河川で、縦断的に圧力式水位計が多地点に設置され、観測された洪水流の水面形の時間変化データ等を用いた洪水流-河床変動解析から、洪水流の変形・伝播特性とそれに伴う河床の変動過程が実用的な精度で求められ¹⁰⁾⁻¹²⁾、計画、管理に徐々に生かされてきている。

2.2 洪水流・土砂移動解析技術の課題

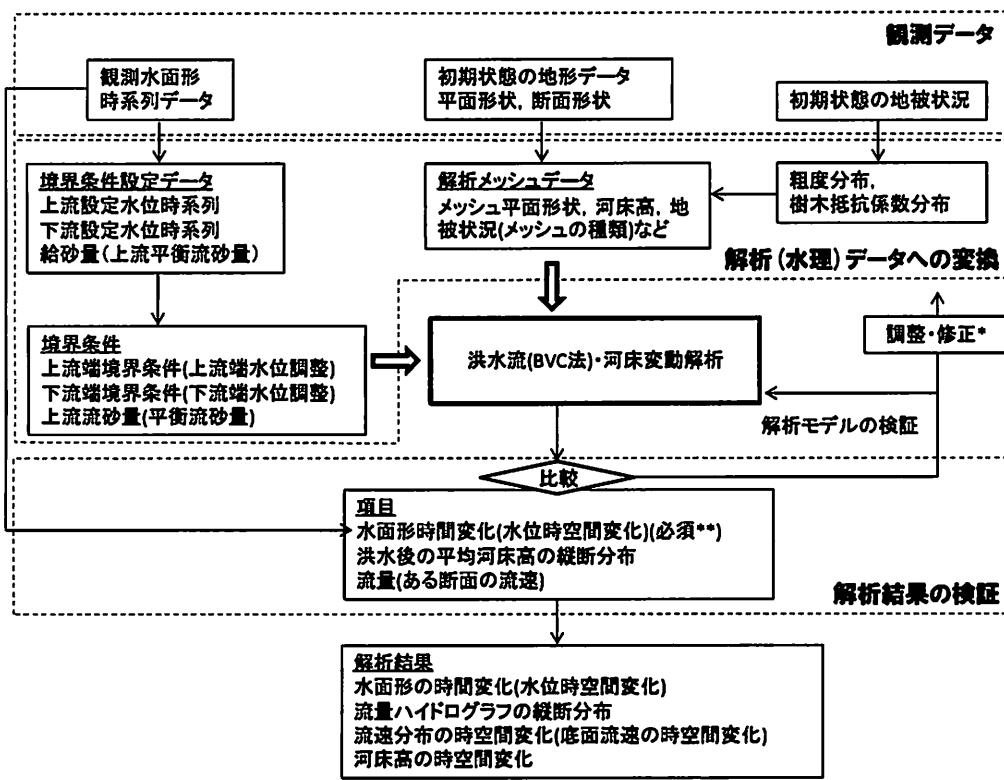
古くから、河川技術の改良は、現場での観測に基づいて行われてきた。河川技術を改良する大きなきっかけは、洪水による河川災害の発生による人命や資産の損失に対する、再度災害の防止にある。改良された河川技術は、現地で施工され、その効果が確かめられると、データとともに技術基準として採用されることになる。しかし、河川で起こる多くの水理現象は、道路や橋等の人工公物と異なり河川ごとに、また、洪水外力ごとに異なるという特徴を持ち、これにこたえる普遍的な技術の確立には時間を要する。したがって、河川技術は、現地で起こった現象をよく調べ、把握し、それに科学的な判断を加え、実地に応用され効果を上げている必要がある。近年は、洪水観測データが高密度に集められ、また精度の高い洪水流解析ができるようになったことから、洪水水理現象の理解が格段に増え、その結果に基づく技術も蓄積され体系化されてきた。それらの技術は、河川砂防技術基準¹⁾に反映されており、技術力の向上が進んでいる。しかし、今なお、課題を抱えている多くの技術的問題は、洪水時に河川で起こっている洪水流と土砂移動の両者を一体的、統合的にとらえて構築する必要のある技術であり、これによって安全で維持管理が容易で、治水と環境の調和した河川本来の機能を発揮させる総合化された河川技術となる³⁾⁻⁷⁾。

3. 洪水流、河床変動解析の展開—観測水面形の時間変化を境界条件に与え、洪水流と河床変動を一体的に解くことの重要性

河川の計画、設計、管理には、大規模な洪水流とそれに対する河床変動の機構説明は特に重要である。従来行われて来たように、流れの運動方程式と河床変動の式を一緒に解く方法は、洪水中に起こっている河床高の変化を説明できているかどうか分からないのが実態である。福岡は⁸⁾、観測された洪水流の水面形の時間変化には、河床高の時間変化が直接に反映することから、観測水面形の時間変化を適切に説明するように、運動方程式と河床変動の式を一体的に解き、各水面形に対応する計算河床高を、洪水中の河床高とする計算方法を提案し、これが実河川で有効であることを示した⁹⁾⁻¹²⁾。

従来、洪水流(開水路流)の水理学では、上流端で洪水流量ハイドログラフを、下流端水位ハイドログラフを境界条件に与えて、水位や流速場を時空間的に解く方法が一般的に用いられて来た。これは、河床高が洪水中にほとんど変動せず、河床面が固定床として扱えるようであれば、流量ハイドログラフを既知量として、水位ハイドログラフは未知量として解くことになる。

近年、水位が流量よりも高精度に、しかも多点で測れる時代となり、洪水流の水面形の時間変化を高精度で容易に求めることが可能になった。したがって、従来のように流量ハイドログラフを上流端の境界条件とするよりも、河床変動を含む縦横断面形の変化、河道貯留量、河道遊水量¹³⁾の変化に応じて時空間的に変化する情報を反映している観測水面形の時間変化を既知量とし、上流端境界条件、下流端境界条件を水位ハイドログラフで与え、流量ハイドログラフを未知量とする計算法が、河川の移動床問題では本質的であり特に重要である。福岡らは¹⁴⁾、このような考えのもとに、多くの河川で洪水流の水面形の時間変化を既知量とし、図-1に示すフローチャートに従



- * 洪水流の上昇期・下降期の緩やかな水面形変化に追従する抵抗分布の値を求めることは容易である
- ** 水面形データは観測データで唯一時空間分布をもつ

図-1 水面形時系列データに基づく洪水流・河床変動解析フロー

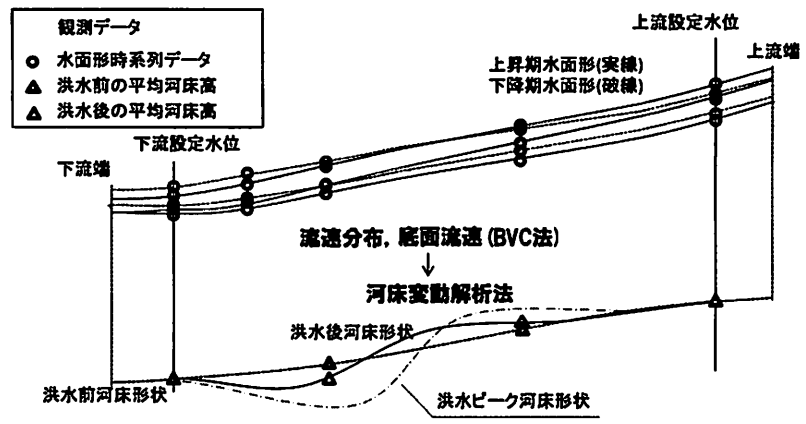


図-2 水面形時系列データに基づく洪水流・河床変動解析のイメージ

って洪水流と河床変動を解いている¹¹⁾。上流端，下流端の水位ハイドログラフを境界条件として，非定常多次元洪水流解析と二次元河床変動計算を組み合わせ，各時間の実測水面形と一致するように流れと河床変動を解き，流速分布と河床高，流量等の時空間分布等を求めている。別の言い方をすれば，洪水中に各時間の河床底面の高さは変化するが，水面形が既知であるのでこれを用いた基礎式より水深が決まり，流量がどの断面でも求まることになる。用いる流れの運動方程式は，非定常準二次元解析法，非定常平面二次元解析法，非定常準三次元一般底面解析法^{14),15)}（以下でBVC法と呼ぶ）等があるが，どれを用いるかは対象とする河道の特性による。湾曲や複雑な河床構造，河川横断構造物等を持つ河道では，河床変動解析の精度が重要になるので，BVC法が推奨される。BVC法¹⁵⁾は，浅水流の仮定を用いない水深積分モデルであり，河床の抵抗評価や河床変動解析に必要な底面圧力と底面流速を求めることが出来，複雑な流れ場に活用可能な特徴を持つ。図-2は，観測水面形の時間変化が与えられれば，対応する河床変動も推定がつくという考えを，図-1の洪水流，河床変動解析のフローチャートのイメージで示したものである。

表-1 水面形の時間変化を境界条件にした洪水流・土砂移動解析法の例

	未知量	方程式, 評価式	境界条件・初期条件
洪水流 (BVC法)	(1) 水深平均流速	水平方向運動方程式 (水深積分)	水面形の時間変化 (上・下流端水位ハイドログラフ含む)
	(2) 水深	連続式(水深積分)	
	(3) 底面流速	渦度の定義式(水深積分)	
	(4) 水深積分渦度	渦度方程式(水深積分)	
	(5) 水表面流速	水平方向運動方程式 (水面)	
	(6) 水深平均鉛直流速	連続式(水深二重積分)	
	(7) 底面圧力	鉛直方向運動方程式 (水深積分)	
土砂移動・河床変動	(1) 掃流砂量	(芦田・道上式)	初期河床形状, 河床材料, 流入土砂量
	(2) 浮遊砂の浮上量	(板倉・岸の式)	
	(3) 浮遊砂濃度	三次元移流拡散方程式	
	(4) 河床変動	流砂の連続式	

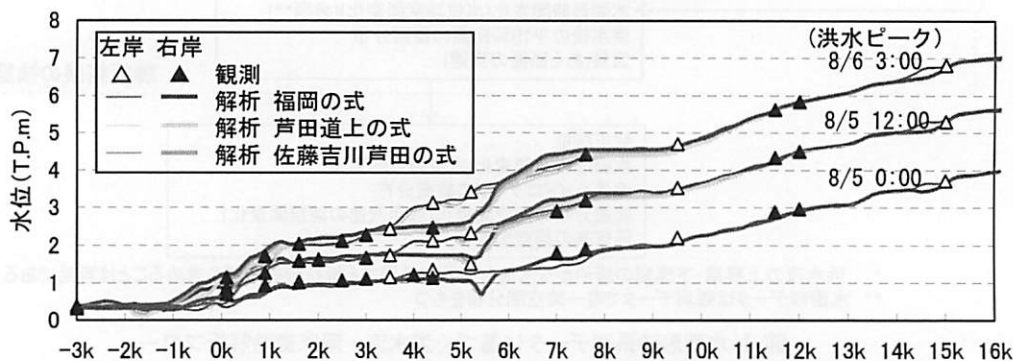


図-3 水面形の時間変化を境界条件にした洪水流・土砂移動解析法の例

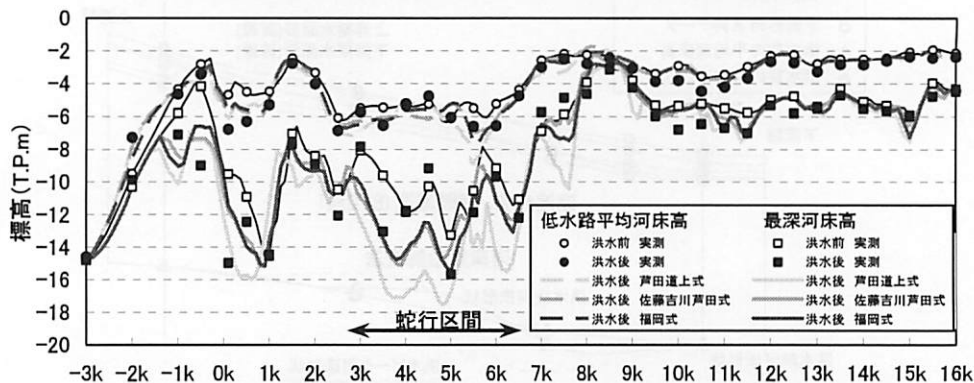


図-4 洪水前後の低水路平均河床高・最深河床高縦断形の観測結果と解析結果

次に、砂礫河川である石狩川の昭和56年8月洪水を対象とし、観測水面形の時間変化を与えて解いた洪水流-河床変動解析の結果を示す^{11),12)}。表-1に洪水流の解析に用いたBVC法の基礎式と、河床変動解析に用いた式をそれぞれ示す。図-3は石狩川における縦断水面形の時間変化の観測結果と解析結果を示す。掃流砂量式にかかわらず水面形が良好に再現できている。図-4は、洪水前後で生じた河床高縦断形の変化を示す。掃流砂量式による低水路平均河床高の違いが小さく、いずれの解析結果も0k~8k区間における河床低下を良好に再現できている。それに対して、最深河床高は、大きな掃流砂量が算定される芦田・道上式を用いた解析では、3k~6k付近の蛇行区間では、洗掘深が他の解析や実測値と比べて大きく計算され、用いる掃流砂量式により差が生じる。非定常平面二次元解析では、BVC法と同様に観測水面形を解析に用いても河床変動は十分に説明できなかった。このことは、石狩川のような蛇行河川の流れの解析には、BVC法のように三次元性を考慮が出来ることが重要であることが分かる。

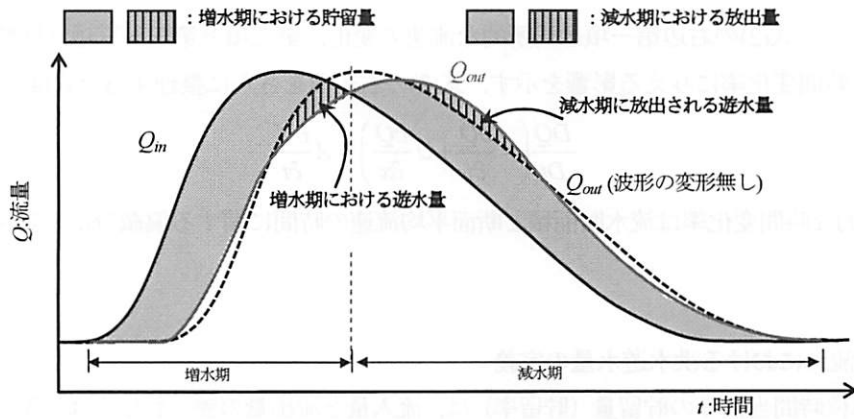


図-5 流量ハイドログラフの変形と貯留量・遊水量の関係

4. 非定常平面二次元流れにおける洪水流量伝播の基礎式と洪水遊水量の評価法

洪水流は、河道の不規則な縦横断面形に応じて、自然の小さなダムが連続して存在するように、増水期の貯留、減水期の放出を繰り返しながら下流に伝わっていく。狭窄部を含む河道区間などでは、縦断的な貯留量の差が大きくなり、それが減水期に緩やかに放出されることで流量ハイドログラフを変形させ、河道での流量と水位のハイドログラフの伝播機構に違いが現れる²⁾。河川の洪水流は、断面形の不規則性のために流量と水位ハイドログラフの伝播が同一の基礎式であらわされる Kinematic wave や Diffusion wave とは異なる特徴を持つ。

図-5 に模式的に示すように、非定常性に起因する 2 断面間での洪水到達時間の差から増水期であれば貯留量は常に増大し、この量を貯留量として評価してきた。この値は流量ハイドログラフの変形のない場合 (黒の点線) においても存在するものである。これに対し竹村、福岡¹³⁾は、図-5 の縦縞で示す増水期の貯留量と減水期の放出量のうち、直接的に流量ハイドログラフの変形を引き起こす部分、遊水地で例えるならば、増水期に遊水地へ流入する洪水と減水期に遊水地から河道に戻る洪水に相当する部分を増水期の遊水量および減水期に放出される遊水量とそれぞれ定義し、これらを洪水流の変形・伝播を表す指標として非定常一次元流れの基礎式から評価法を示している¹⁷⁾。しかし、一次元解析の評価法では、精度上無理があることから、非定常平面二次元流れの基礎式から洪水流量伝播の基礎式を再誘導し、遊水量のより正確な評価法を提案する。これを用いて北上川山間狭隘河道における流量低減と、洪水流量ハイドログラフと水位ハイドログラフの伝播機構の違いを明らかにし、洪水流の力学の新しい展開を示す。

4.1 非定常平面二次元流れにおける流量伝播の基礎式

ここでは、基礎式に含まれる各項の物理的な意味を分かり易くするため、直線河道を想定しデカルト座標系の x 方向を流下方向としている。

式(1)は、非定常平面二次元流れの連続式である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

ここに、 h : 水深, u, v : x, y 方向の水深平均流速である。式(1)に u を乗じてから断面積分し、左辺項を流量 Q の実質微分の形に整理すると最終的に式(2)が導かれる。

$$\frac{DQ}{Dt} \left(= \frac{\partial Q}{\partial t} + U \frac{\partial Q}{\partial x} \right) = \int_{y_1}^{y_2} h \frac{\partial u}{\partial t} + vh \frac{\partial u}{\partial y} - (u-U) \frac{\partial uh}{\partial x} dy - \frac{\partial y_2}{\partial x} (u-U) uh \Big|_{y=y_2} + \frac{\partial y_1}{\partial x} (u-U) uh \Big|_{y=y_1} \quad (2)$$

$$U = Q/A, Q = \int_{y_1}^{y_2} uh dy, A = \int_{y_1}^{y_2} h dy \quad (3)$$

ここで、 y_1, y_2 : 左右岸の水際位置である。式(2)は $dx/dt=U$ で移動する座標系では、流量の時間変化率が右辺項で表

されることを示している。式(2)の右辺第一項は局所的な流速の変化，第二項と第三～五項は横断方向流速や断面内の流速分布が流量の時間変化率に与える影響を示す。式(2)の右辺項をさらに整理すると式(4)になる。

$$\frac{DQ}{Dt} \left(= \frac{\partial Q}{\partial t} + U \frac{\partial Q}{\partial x} \right) = A \frac{\partial U}{\partial t} \quad (4)$$

すなわち，流量の実質的な時間変化率は流水断面積と断面平均流速の時間に関する偏微分から表現されることが分かる。

4.2 非定常平面二次元流れにおける洪水遊水量の定義

対象区間における単位時間当たりの貯留量（貯留率）は，流入量と流出量の差，もしくは対象区間の水表面高さの時間変化を表す次式から計算される。

$$\frac{dS}{dt} = \int_L \frac{\partial A}{\partial t} dx \quad (5)$$

ここに， S ：貯留量， L ：対象区間の長さである。右辺項の $\partial A/\partial t$ は，流量 $Q(=UA)$ を時間に関して偏微分することで式(6)のように表すことができる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{1}{U} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{A}{U} \frac{\partial U}{\partial t} \quad (6)$$

式(6)は，河道貯留が2つの異なる要因から生じることを述べている。すなわち，右辺第一項は流量の時間変化から生じる分であり，第二項は式(4)との関係から分かるように，流量ハイドログラフの変形による分である。図-5で定義した「遊水量」は，増水期の貯留量および減水期の放出量のうち流量ハイドログラフの変形を直接引き起こす部分を指すため，式(6)の右辺第二項から生じることが分かる。以下に遊水量の計算方法について示す。

増水期に単位時間，単位距離当たりに遊水される洪水の量（遊水量）は式(7)で表される。

$$\frac{\partial r_{sr}}{\partial t} = \delta_1 \min \left(\frac{\partial A}{\partial t}, -\frac{A}{U} \frac{\partial U}{\partial t} \right), \delta_1 = \begin{cases} 1 & (\partial U/\partial t \leq 0) \\ 0 & (\partial U/\partial t > 0) \end{cases} \quad (7)$$

ここに， r_{sr} ：増水期における単位距離当たりの遊水量， δ_1 ：応答関数である。これに対し，減水期に単位時間，単位距離当たりに放出される遊水量は式(8)となる。

$$\frac{\partial r_{sd}}{\partial t} = -\delta_2 \frac{A}{U} \frac{\partial U}{\partial t}, \quad \delta_2 = \begin{cases} 1 & (\partial U/\partial t \geq 0) \\ 0 & (\partial U/\partial t < 0) \end{cases} \quad (8)$$

ここに， r_{sd} ：減水期に放出される単位距離当たりの遊水量， δ_2 ：応答関数である。対象区間における増水期の遊水量の単位時間当たりの増加率および対象区間から単位時間当たりに放出される減水期の遊水量は，式(7)，式(8)を対象区間でそれぞれ積分することで求められる。

$$\frac{dR_{sr}}{dt} = \int_L \frac{\partial r_{sr}}{\partial t} dx, \quad \frac{dR_{sd}}{dt} = \int_L \frac{\partial r_{sd}}{\partial t} dx \quad (9)$$

ここに， R_{sr} ：対象区間における増水期の遊水量， R_{sd} ：減水期に対象区間から放出される遊水量， L ：対象区間の長さである。

4.3 北上川山間狭隘河道における河道貯留量・遊水量の評価と洪水流量と水位ハイドログラフの伝播機構

(1) 対象区間における河道貯留量・遊水量の評価

図-6は，対象とした北上川山間狭隘河道の航空写真である。北上川山間狭隘河道は，川幅が狭いことに加え，盆地と平野の間の区間のため勾配がゆるく，河口までの約80kmの間に河床高は10m程度しか変化しない。このため，減水期の長い間にわたり水位の高い状態が続く。非定常平面二次元解析を用い，図-6に示す諏訪前観測所下流の67km断面～大泉観測所上流の49km断面までの区間を対象として，河道貯留量・遊水量の評価，ピーク流量とピーク水位の伝播機構の違いを示す。

図-6 は 67km 断面と 49km 断面における解析流量ハイドログラフ、図-7 は式(5)から計算される対象区間における貯留率と式(9)から計算される対象区間での増水期における単位時間当たりの遊水量と減水期に単位時間あたりに放出される遊水量を示す。貯留量と放出量のうち、縦縞の部分が発遊水量である。図-8 から単位時間当たりの貯留量は、洪水の立ち上がりにもっと大きくなるのに対し、遊水量は流量が 3000m³/s を超えた辺りから発生し、洪水ピークに近づくほど単位時間当たりの貯留量に占める遊水量の割合が大きくなる。増水期における遊水量は対象区間全体で約 250 万 m³ であり、これは対象洪水における四十四田ダムの洪水調節量(約 1400 万 m³)の 2 割程度の大きさになる。図-9 は、増水期における単位距離当たりの遊水量と減水期に放出される単位距離当たりの遊水量の縦断分布を示している。増水期における単位距離当たりの遊水量および減水期に放出される単位距離当たりの遊水量は、62km 付近で最大となる。また、62km より上流区間ではそれより下流区間に比べ全体的に大きな値となっている。62km 付近は、図-6 に示すように河道が大きく屈曲しており、その外岸側に広い高水敷が存在している。62km 断面より上流区間では、それより下流区間に比べ高水敷と低水路の比高差が小さく、洪水が高水敷を流れ易くなっている。このように、遊水量の時間・空間的な分布には河道の平面形や断面形が深く関係していることがわかる。

(2) 流量と水位ハイドログラフの伝播機構との関係

図-10 は、67km から 49km 区間におけるピーク流量とピーク水位の各断面への到達時間の分布を示している。黒の点線はピーク流量およびピーク水位が Kinematic wave の伝播速度(5/3U)で伝播した場合の各断面への到達時間を示している。図-10 の縦軸は到達時間を示しており、67km 断面にピーク流量が到達した時間を基準としている。図-10 に示すように、

水位ピークの到達時間は、最上流の 67km 断面において、既に流量ピークの到達時間に対して 1 時間半程度の遅れを持っている。これは、洪水流が対象区間よりも上流の河道区間(約 120km)を流下する間に、支川合流や河道構造の影響を受けて生じたものである。この差が、下流に向かうほど大きくなり、最下流の 49.0km 断面では 2 時間半程度の差となる。そのため、対象の 18km 区間では最上流断面で水位ピークが発生するより早く、最下流断面に流量ピークが到達している。流量ピークの到達時間は、Kinematic wave による概算値から若干ずれる断面もあるがその差は小さい。一方で、水位ピークの到達時間と Kinematic wave による概算値との差は最下流断面で 1 時間程度まで広がる。この原因については、上流河道から慣性力を持って伝播してくる流量に対し、水位はその場の河

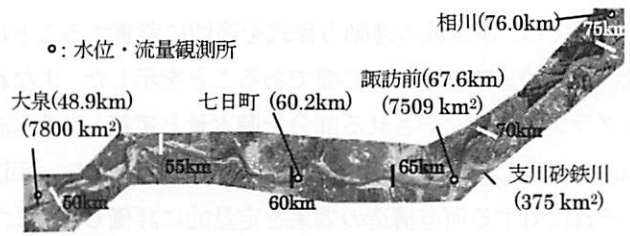


図-6 北上川山間狭隘河道の航空写真と観測所位置

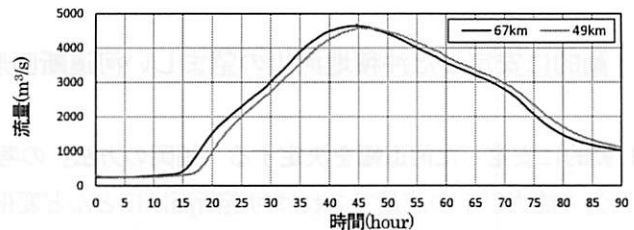


図-7 67km 断面と 49km 断面における解析流量ハイドログラフ

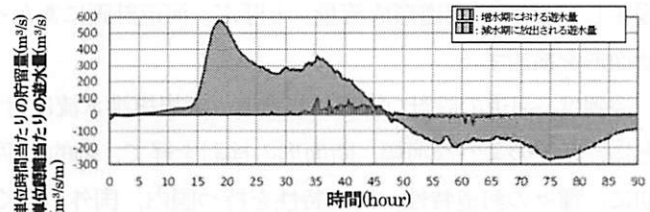


図-8 単位時間当たりの貯留量および単位時間当たりの増水期の遊水量と減水期に放出される遊水量

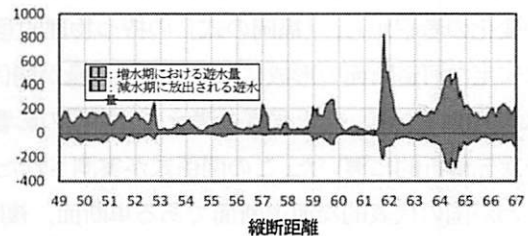


図-9 増水期における単位距離当たりの遊水量と減水期に単位距離当たり放出される遊水量

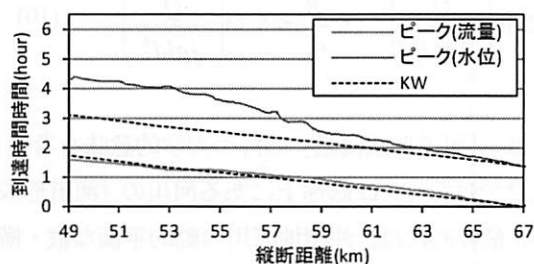


図-10 ピーク流量とピーク水位の対象区間の各断面への到達時間量

道構造が敏感に反映し易いこと¹⁷⁾や対象区間の長さに対して洪水の波長が十分長いことなどが考えられる。

本節では、洪水流の運動方程式を適切に考慮することにより、従来、連続式をベースに考えられてきた河道貯留量の物理的意味の修正が必要であることを示した。すなわち、増水期の貯留量と減水期の放出量のうち流量ハイドログラフを直接変形させる部分を遊水量と定義し、洪水流の流速場に起因する遊水量を持つ重要性を示し、その評価法を構築した。北上川山間狭隘河道での適用より、河道貯留量と遊水量による流量ハイドログラフの変形の程度とそれに対する河道構造の効果を定量的に評価した。また、ピーク流量とピーク水位の伝播機構の違いを明らかにした。このような洪水流の力学特性は、河道設計・管理の基本であり、十分な理解が必要である。

5. 動的に安定した沖積地河川の望ましい河道断面形

5.1 動的に安定した河道幅を決定する「福岡の方法」の考え方

河道の能力以下の流量であれば河道断面はほとんど変化しないが、能力以上の洪水流量が流れると、河床、河岸は洗掘を受け、河道断面積は広がることになる。このときの洪水流量ハイドログラフの最大値は、河道の断面形を規定しており、「河道形成流量」と呼ぶ。河道計画にあたっては、「河道形成流量」を定め、この流量に対する河道断面形を検討する。

福岡は、河道の設計、管理に当たり、大規模洪水流に対する河道断面形の決め方が特に重要であるとの考えのもとに、以下のような河幅、断面形の検討を経て、動的に平衡する河道断面形（河幅、水深）の算定法を導いた。最初に、種々の河道特性、洪水特性を持つ国内、国外の多くの河川について、次元解析を用いた力学的考察を行い、無次元計画高水流量に対する安定な無次元河道幅、無次元水深の平均的関係を表す式として「福岡の式」を提案した¹⁸⁾。また、実際に起こった大洪水の無次元流量ハイドログラフを用い、それらに対する無次元水面幅、無次元水深の変化の考察から、「福岡の式」の持つ物理的意味と適用にあたっての留意事項を明確にした¹⁹⁾²⁰⁾。さらに、動的に安定な河道断面の形成には、掃流流砂量が関係することから、無次元河道形成流量に対する無次元河幅、無次元水深の関係を導いたと同様な考えで、河幅の影響を考慮し、無次元河道形成流量に対する無次元掃流流砂量の関係を次元解析的に導いた。この関係式が実測された河川での掃流砂量を広い範囲で説明できることを示した²¹⁾²²⁾。次に、わが国の代表的な河道断面である単断面、複断面形が、計画高水流量流下時には、「福岡の式」¹⁸⁾の河幅、水深に与える影響を評価し、無次元計画高水流量に対する望ましい無次元河幅、無次元水深の範囲を与える式(10)、(11)を提示した²³⁾。最終的に、式(10)、(11)が「福岡の式」と呼ばれる。

$$2.80 \left(\frac{Q}{\sqrt{g l d_r^5}} \right)^{0.40} \leq \frac{B}{d_r} \leq 6.33 \left(\frac{Q}{\sqrt{g l d_r^5}} \right)^{0.40} \quad (10) \quad \frac{h}{d_r} \leq 0.14 \left(\frac{Q}{\sqrt{g l d_r^5}} \right)^{0.38} \quad (11)$$

さらには、「河道形成流量」の持つ力学的意味を考察し、「福岡の式」が、計画高水流量と計画河道断面形の関係を示すだけでなく、改修途上にある河川の「河道形成流量」に対する河幅、水深の関係にも適用可能なこと²³⁾²⁸⁾を示した。最終的には、沖積地河川の動的平衡な縦・横断面形を高精度に決定するために、河道形成流量のハイドログラフに対する河床変動解析と「福岡の式」を用い、一体的に解く河幅、水深の決定法²⁹⁾²⁹⁾³¹⁾を与えるとともに、動的に安定な河道断面形は、船底形河道断面形に近づくことを示した¹⁸⁾²⁰⁾²⁹⁾³¹⁾。福岡の無次元河道形成流量に対する無次元河幅の望ましい関係は、図-11の右図に示すように上限式と下限式の範囲で表わす式(10)で与えられる。一方、無次元水深は、望ましい無次元河幅の範囲内にあれば、計画高水位を超えなければ良いことから、式(11)のように上限式で与えられる。「福岡の式」は大洪水に対応する河幅を検討対象としているが、低水路の河幅については、抵抗則に基づいて検討した山本³²⁾の研究がある。

次節では、河道形成流量に対する動的平衡な河道断面形の決め方についての「福岡の方法」を述べる。

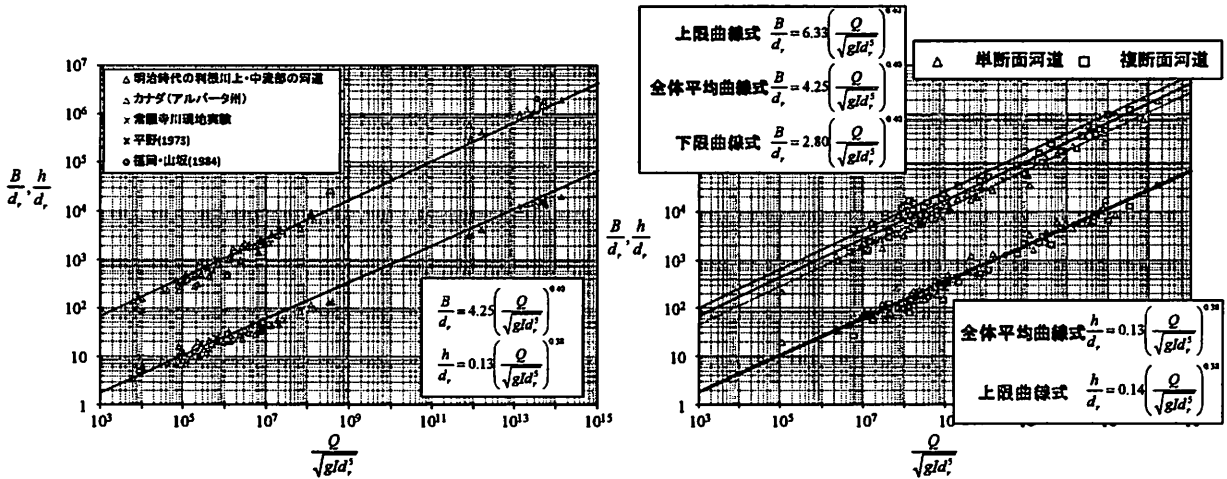
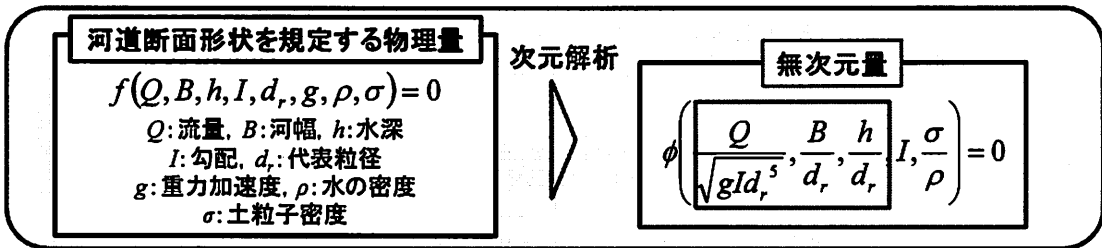


図-11 沖積地河川における無次元河道形成流量に対する無次元河幅・水深の関係

5.2 「河道形成流量」の与え方

式(10), (11)で与えられる「福岡の式」は、図-11で横軸（無次元河道形成流量）に対する縦軸（無次元河幅）の関係の変化として表現される。「河道形成流量」とは、対象河道が、洪水中に河岸侵食、河床洗掘を受け断面変化をするが、最終的に安定な河道幅をとるとききの洪水流量ハイドログラフの「最大流量」と定義する。一つの河川でも、種々のスケールの洪水を迎えることから、河道の断面形に応じて「河道形成流量」は変化するもので、以下の特性を持つ「河道形成流量」に対し、安定な「無次元河幅」や「無次元水深」が決まることになる。

- (1) 計画としての計画高水流量が計画河道を流れ、河道が安定であるとき、計画高水流量は「河道形成流量」である。
- (2) 多くの河川は整備途上段階にあり、堤間幅は計画河道レベルで概成していても断面形は完成していない。現況河道断面に対しては、現況断面を形成した洪水流量よりも大きな流量が流れると、これを「河道形成流量」とするように低水路河岸、河床等が侵食され断面の拡大が起こる。
- (3) 現況断面の流下能力以上の流量が流れると、その流量を現段階の河道に対する無次元「河道形成流量」として、「福岡の式」に応じた断面形に変化しようとする。したがって、河道改修のためには、無次元「河道形成流量」を決めて、それに応じた安定な無次元河幅等を検討する。

5.3 無次元河道形成流量に対する動的に平衡な無次元河道断面形の決定（福岡の方法）²⁹⁾

(1) 決定方法と検討の留意点

動的平衡状態の河道断面形の決定には、砂礫河川に対しては、洪水流の平面二次元、または準三次元解析法と二次元河床変動計算、石礫河川については、洪水流平面二次元解析法と長田・福岡の石礫河道の河床変動解析法³³⁾を用いる。解析には、3.で述べた洪水流の観測水面形の時間変化を境界条件に用いる。計算法を図-12に示す。現況河道に対象流量（例えば整備計画流量ハイドログラフ）を流下させ第1段階の検討を実行すると、河床や河岸が侵食を受け断面形が縦・横断的に変化する。そこで、検討の第2段階に進み、侵食箇所や縦・横断面形の解析結果を見ながら、断面形不足により大きく侵食された場所に、「福岡の式」を適用し、望ましい河幅等を決める。この際、当該断面だけでなく、その断面の上・下流についても、無理のない形で河幅や断面形を修正していく。こ

第1段階①,②,③検討で抽出された区間に対して,④,⑤,⑥の第2段階で改修案を検討し,治水と環境の調和した安定な河道縦・横断面形状について提示する。

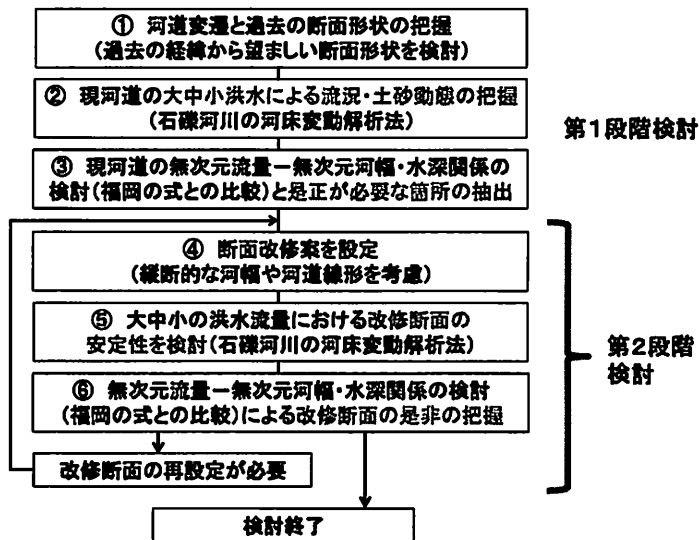


図-12 福岡の式と河床変動解析を用いた河道断面の決定法

の修正された縦・横断面形について,再び計画の流量ハイドログラフを与え,河床変動計算を行い,望ましい状況に改善されたかを見る。必要ならばこの操作を繰り返すことによって,動的に安定した改修縦・横断面形を決めていく。判断にあたって,対象流量ハイドログラフの各時間の流量に対し,無次元河幅のプロット点が,「福岡の式」の範囲内にあり,かつ最大流量まで「福岡の式」に平行に近い形で変化するかに留意する。「福岡の式」は,急流河川,緩流河川の分類をせずに検討した結果であり,流速,流砂量など河岸侵食に関する諸量を直接的には考慮していない。したがって,「福岡の式」の適用にあたって,急流河川では,流速が大きいので,無次元河幅の上限式に近い関係を用い,一方,緩流河川では,流速は小さいので,平均式と下限式の間に乗ればよい。

(2) 札内川への「福岡の方法」の適用

北海道十勝川の支川,札内川への適用結果を示す²⁷⁾。札内川では,昭和53年に連続的に水制を設置し,低水路線形の是正対策が実行された。連続水制による河道安定化策は効果を発揮し,中小規模の洪水に対しては低水路蛇行は抑制され,現状の低水路線形は安定している。しかし,低水路と高水敷の比高差が増大し,狭く深い低水路断面形状へと変化し,大流量流下時には低水路維持の困難性が増大してきた。平成23年洪水では,水面形の時間変化が詳細に測定され,この水面形の時間変化を適切に説明できるように,「福岡の式」と洪水流れ,河床変動を解き,「福岡の方法」の適用性が確認されている。図-13は,計画高水流量を「河道形成流量」としたときの現況河道断面を改善した第2段階の検討結果を示している。第2段階で,無次元流量と無次元水面幅の関係が「福岡の式」の上限曲線とほぼ対応し,かつ平行に変化しており,現況河道の河幅が改善されている。図-14は,第2段階での横断面形を示す。現況河道断面形は,船底形断面形に近い形で安定することがわかる。札内川を例として示したように,観測水面形の時間変化と「福岡の式」を用い,洪水流と河床変動の計算から動的に平衡な河幅と縦・横断面形を決め,無次元流量の変化に対する水面幅の変化を図上で確認しながら検討する「福岡の方法」は最大流量(河道形成流量)に対する河幅,断面形を決めるうえで有効である。

6. 治水と環境の調和した河道—船底形断面河道—

大規模洪水流に対する治水適応策の検討にあたっては,河道縦横断面形,河幅の議論を避けては通れない。直轄河川では,堤防がほぼ概成し河幅は決まっているものと考えられ,河道流下能力増大のために低水路の掘削が多

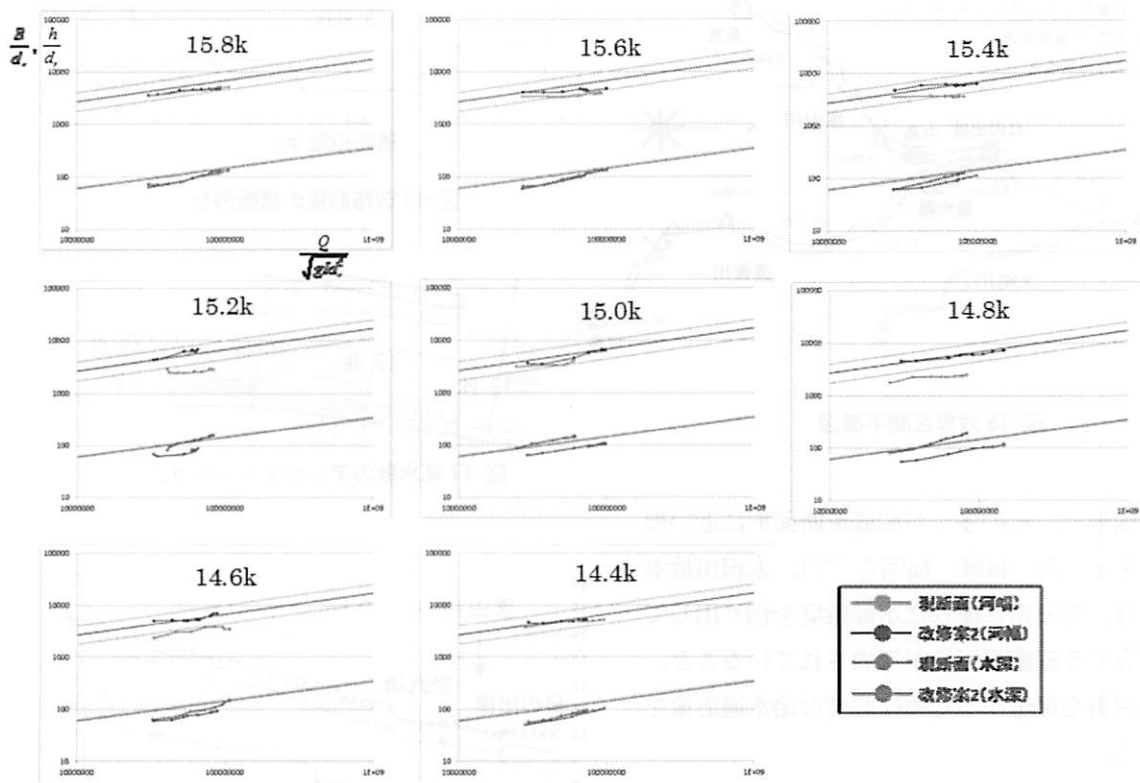
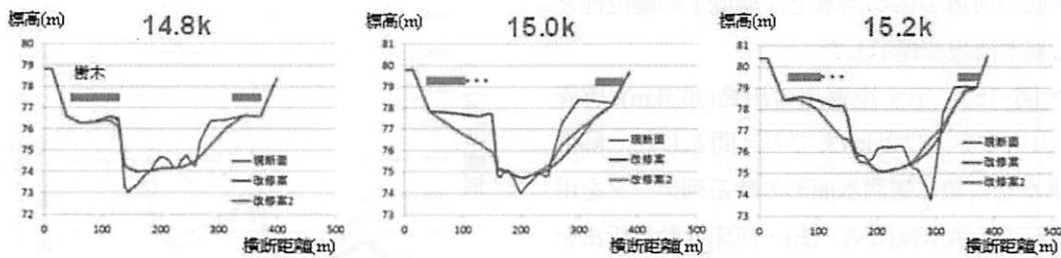


図-13 流れと河床変動解析結果と福岡の式の関係

断面改修案(14.6k~15.4k)



15k付近の右岸側で洗掘が生じたことから、右岸側に偏った流れを改善するため、左岸側高水敷を切り下げる断面形状とした。高水敷の切り下げ箇所の樹木群を除去するとともに、切り下げ区間の護岸工を撤去するように設定した。また、15.2k左岸の砂州上に繁茂する樹木群も、広く除去する案に修正した。

図-14 福岡の式と河床変動解析を組み合わせで検討した断面形状の例(第2段階)

用されている。結果として、高水敷と低水路の比高差が増大し、河道の維持を困難にしている。我が国の河川のほとんどは整備途上であり、河道断面を有効に活用する改修方式が期待されている。望ましい河幅、断面形の決定に関し、5.で「福岡の式」と河床変動計算を組み合わせで検討方法が有効であることが示され、そこでは安定した河道断面は、船底形断面形であることが示された²⁷⁾。しかし、船底形河道が洪水流れと土砂移動の面から安定した河道の縦・横断面形となっているかの検討は十分行われていない。

福岡²⁰⁾は、治水と環境の調和した河道は、一般に船底形断面形であることを自然河川から学び、また、河川管理者による河川整備基本方針、河川整備計画等の立案の過程で、希少植生の保全や流下能力確保等のために選択さ

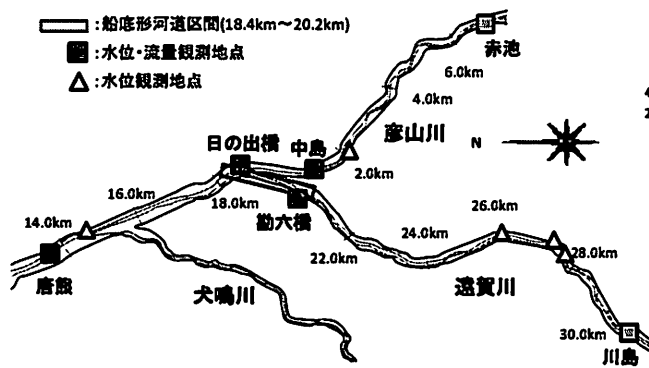


図-15 対象区間平面図

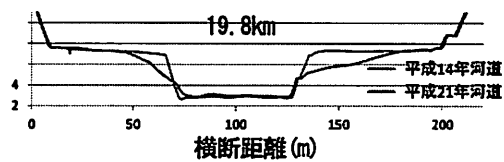


図-16 改修前後の横断形状

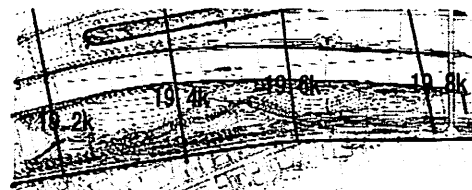


図-17 高水敷のアンジュレーション

れる河道断面形は、その多くが船底形断面形に近い形をとることを示した。後藤、福岡ら²⁹⁾は、太田川放水路下流部には、左右岸に優れた水際環境を創り出している干潟を有する船底形河道が形成されていること、この船底形河道を保全するために必要な治水適応策を提案している。

遠賀川では平成18年、学・官・民の協力の下に、図-15に示す18.4km~20.2kmで河川環境の視点から高水敷の緩傾斜化が実施された。河道断面形は図-16のような船底形で、高水敷は図-17のような縦横断的に変化するように設計された³⁰⁾。笹木、福岡ら³¹⁾は、遠賀川の改修前の複断面河道と改修後の船底形河道について5.3(2)の札内川と同様の検討を行い、複断面河道に比して、船底型河道の持つ治水上、環境上の優位性と設計に必要な基本情報を提示した。

検討対象は図-15に示す遠賀川の川島(30.5km)~唐熊(13.7km)、彦山川の赤池(7.2km)までの区間とした。解析は平成22年洪水を対象に観測水面形の時系列データを用いた非定常準三次元洪水流(BVC法)・河床変動解析法を適用し、船底形河道と複断面河道における流況と河床の変化状況を調べる。河床変動計算には掃流砂と浮遊砂の両方を考慮している。改修前の河道(平成14年河道)についても、平成22年洪水の流量ハイドログラフを与え解析を実施し、改修前と改修後の流れ場、河床変動を比較・検討する。

図-18は、平成22年洪水の水面形と平均河床高の解析結果と観測値の比較を示す。解析結果は痕跡水位と観測水位を概ね再現している。船底形河道の平均河床高は実測、解析ともに変化は小さい。図-19は解析流量ハイドログラフと浮子による観測流量の比較を示す。日の出橋でのピーク付近の流量がやや小さく計算されているが、勘六橋、中島での解析値は観測値をよく表現できている。

図-20は平成22年洪水に対する改修前後河床高比較を河床変動量コンター図を用いて示す。船底形河道では河床高の変化がほとんど起きていないが、改修前の複断面河道では変化が大きい。その理由は図-21の掃流砂量の縦断分布から説明される。改修前の複断面河道はピーク時に掃流砂量の大きな縦断的な変化が現われるが、船底形河道ではどの時間帯でも縦断的な変化がほとんど無い。

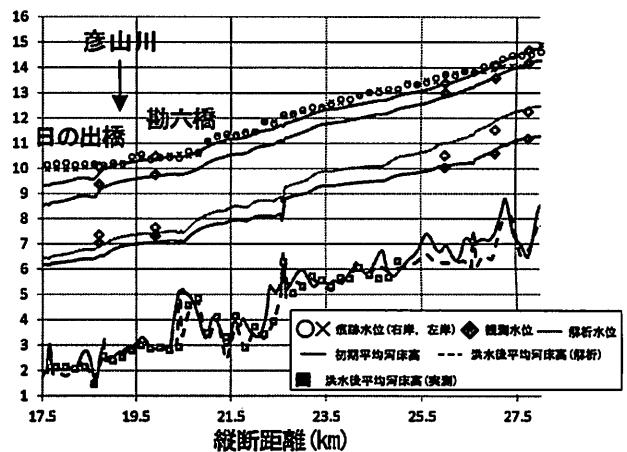


図-18 遠賀川の水面形の時間変化と平均河床高

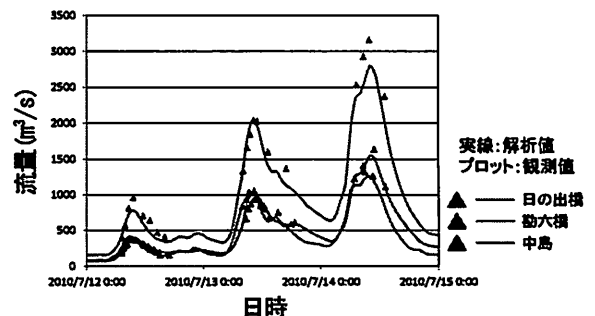


図-19 解析流量ハイドログラフと観測値の比較

次に無次元流量に対する無次元河幅、水深の関係から、船底形河道への改修の評価を行う。図-22 に 19.6km, 19.8km 地点における改修前後の無次元流量と無次元河幅, 無次元水深関係の時間変化を示す。望ましい河道断面は, 無次元流量が増大していくときに無次元河幅が「福岡の式」の範囲内で, 式に沿って平行に移動することである。これは流量が増大すると河積が増加するが, その変化は緩やかで急変せず, したがって水量の変化も安定的に増大していくことを意味している。改修後の船底形河道では, 無次元流量の増加に伴って, 無次元河幅も「福岡の式」と平行に近い形で増加しており, 式(10), (11)を満たしていることから, 望ましい河道断面に改修されたことが分かる。

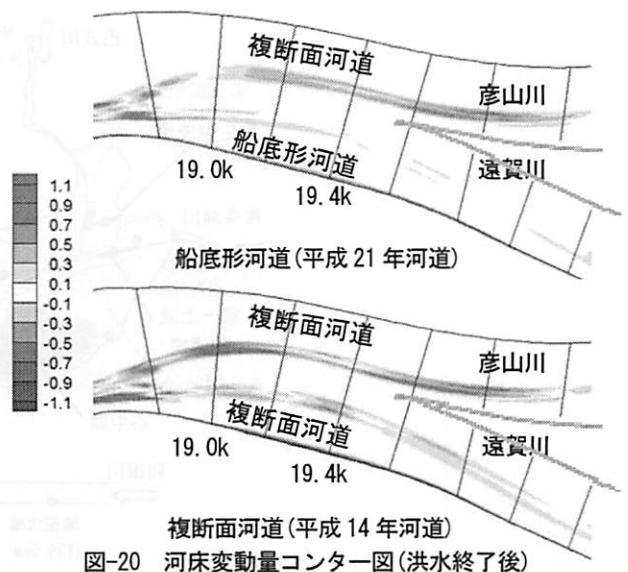


図-20 河床変動量コンター図(洪水終了後)

7. 遊水地, 放水路

7.1 渡良瀬遊水地 34),35)

渡良瀬遊水地は, 利根川流域渡良瀬川の洪水を利根川本川の計画高水流量に影響を与えないよう洪水調節する重要な機能を持っている。渡良瀬遊水地の洪水調節は, 3 河川が流入してくる場で, 下流の利根川の洪水位の影響を受ける複雑な水理現象の下で行われる。現況の渡良瀬遊水地は平成 9 年に概成し, 概成後 7 回の洪水調節が行われた。河道沿いや調節池流入部において詳細に水位が観測された平成 19 年 9 月洪水を対象に, 3. で述べた水面形の時間変化を解とした非定常平面二次元解析により, 渡良瀬遊水地における洪水調節の機構を示す。

図-23 に対象河川検討区間の平面図を示す。渡良瀬遊水地は河道と 3 つの調節池で構成されている。河道と調節池を仕切る堤防に設けられた越流部天端高を河道水位が超えた段階で各調節池へ洪水流が流入する。平成 19 年の台風 9 号による出水では, 渡良瀬川合流後の利根川・栗橋地点において, ピーク時に 9000m³/s を超える流量が観測されている。渡良瀬遊水地においては, 3 調節池全てに洪水流が流入した。このとき, 検討対象エリアでは, 利根川で 5 点, 渡良瀬川で 9 点, 思川と巴波川はそれぞれ 1 点, さらに調節池内および越流堤天端上で水位が観測されている。

河道の平面形が複雑で合流点などを多数有することから一般座標系を採用し, 解析している。4 河川と 3 調節池に, それぞれ独立した解析メッシュを作成し, 河道メッシュ同士, あるいは河道メッシュと調節池メッシュの節合点においては, 一方で解いた水位・流量の情報を他方に受け渡ししながら計算を行う手法を用いた。なお, 越流部も他の解析メッシュと同じモデルで一体的に計算している。

図-24 に洪水ピーク前後の利根川・渡良瀬川・思川の解析水面形と水位観測値の時間変化を示している。渡良瀬川, 思川の図中には, 諸元・位置を合わせた越流堤の模式図も黒の実線で示している。どの河川においても解析水面形は観測値をほぼ再現している。

また, 図-25 には各河川の浮子による観測流量と水面形を考慮して求めた解析流量の比較を示す。増水期からピ

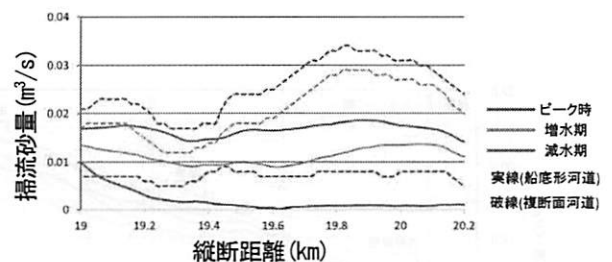


図-21 掃流砂量の縦断分布

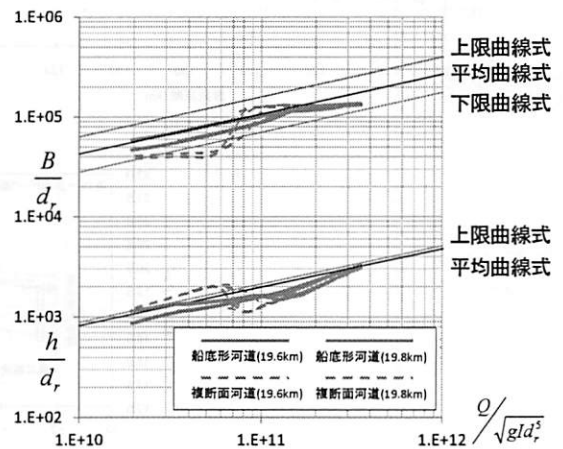


図-22 無次元流量と無次元河幅・水深の関係

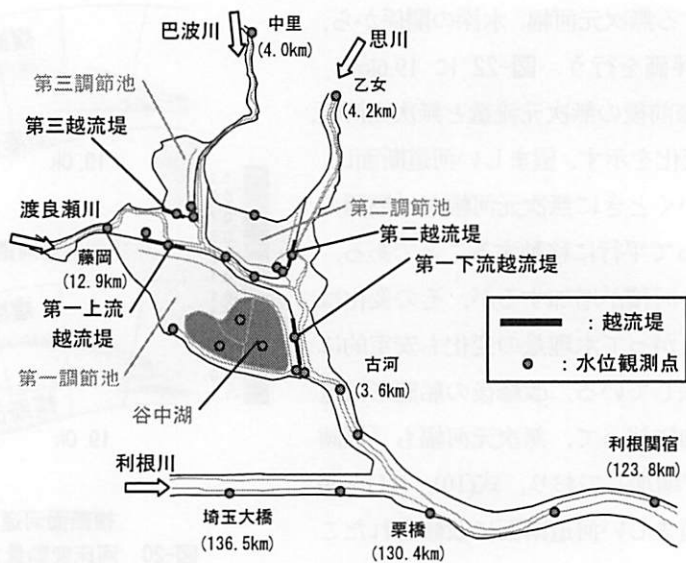


図-23 検討対象区間

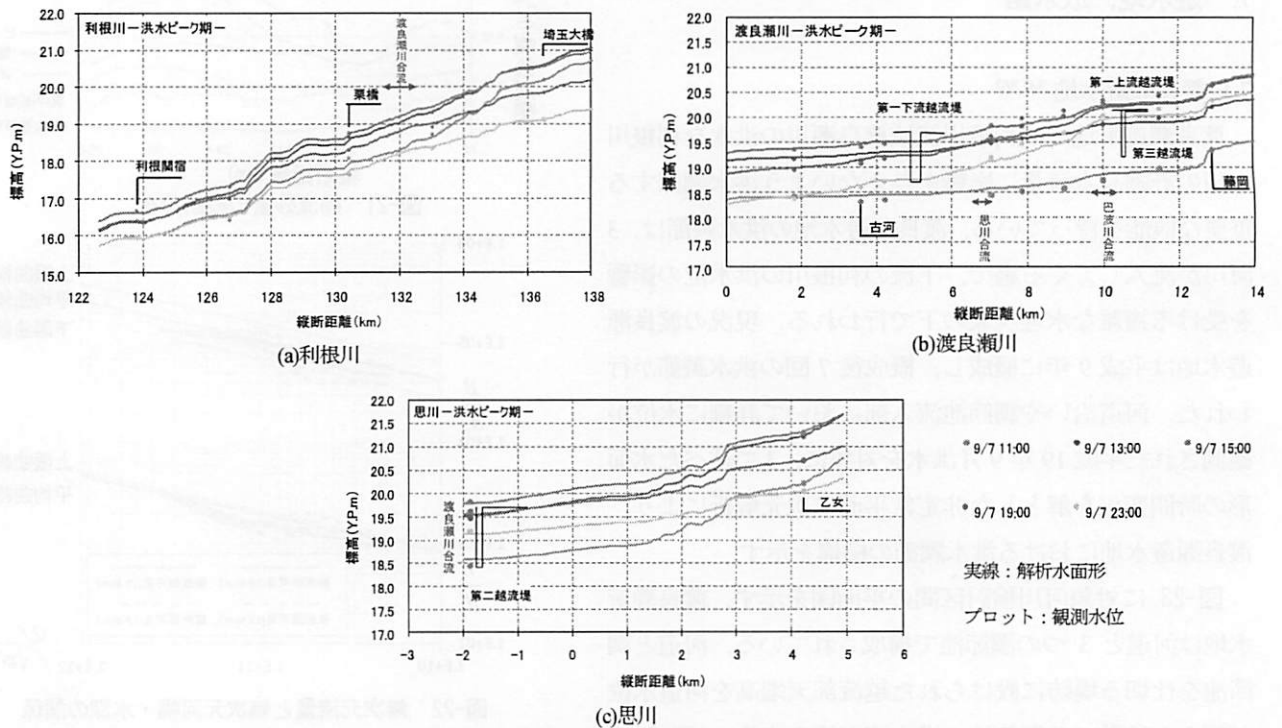


図-24 観測水位と解析水面形の比較

一クにかけての流量は再現している。減水期については、栗橋で観測流量を十分捉えていないが、洪水時の粗度係数を一定としていることが理由である。図-26 に示す越流堤天端の水位はほぼ説明できている。また、第一調節池内の解析水位ハイドログラフと観測値は対応しているが、第一調節池内の谷中湖の解析水位ハイドログラフと観測値を比べると、流入時の水位上昇率を十分表現し得ていない。第二調節池と第三調節池において流入水の水位上昇率の再現性がやや低い理由は、調節池内の道路盛土などの微地形を解析に十分に組み込んでいない点が挙げられる。

平成19年9月に発生した洪水に対し、利根川および渡良

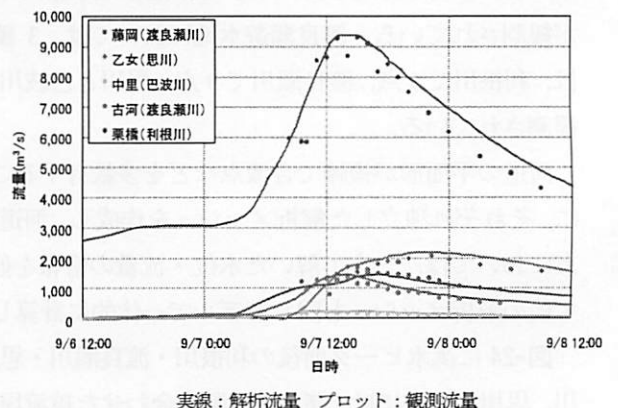


図-25 観測流量と解析流量の比較

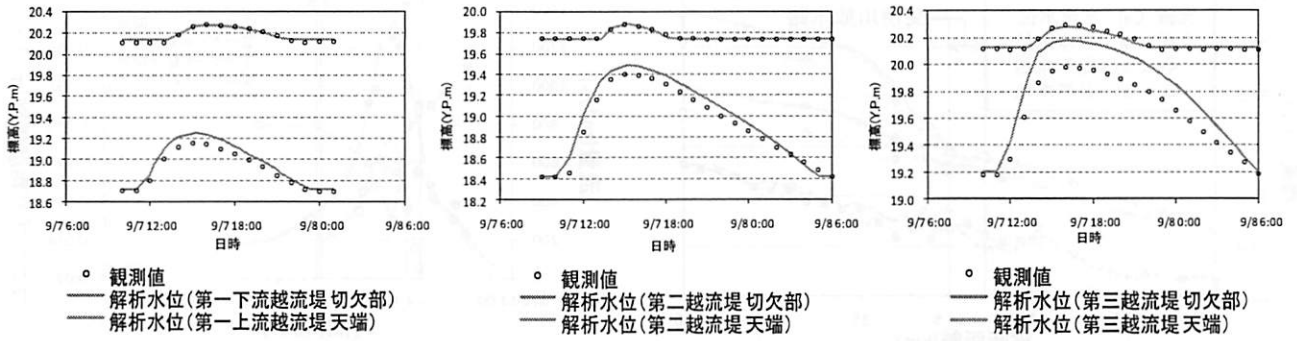


図-26 越流堤上の水位ハイドログラフの比較

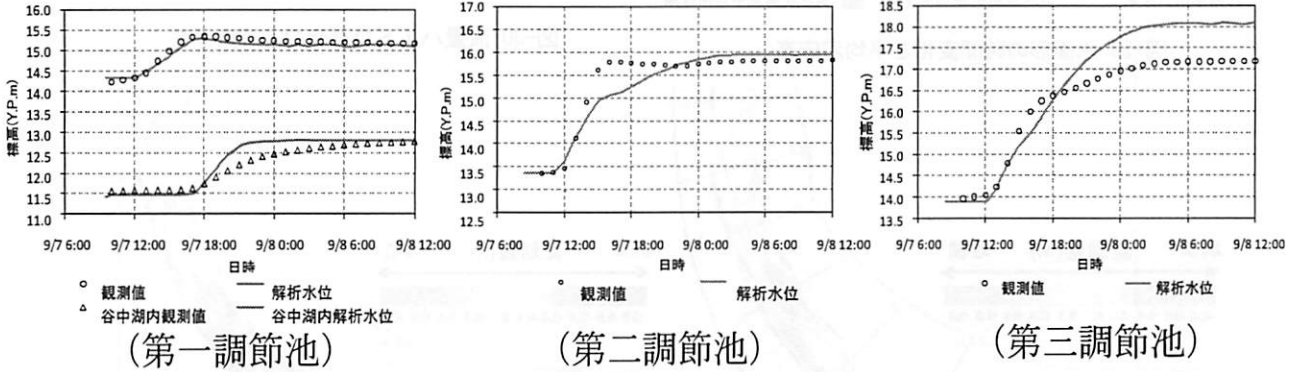


図-27 調節池内の水位ハイドログラフの比較

瀬遊水地とその周辺河川において、観測水面形の時間変化を用いた非定常平面二次元解析結果は、各所で測られた観測流量とほぼ一致し、三調節池内の水位ハイドログラフもかなりの程度説明できている。

7.2 斐伊川放水路の建設と斐伊川本川の洪水流と河床変動³⁶⁾

島根県を流れる斐伊川の下流部および宍道湖、大橋川の水位低減を目的として建設された斐伊川放水路において、分流に伴う本川流量の減少は、分派点付近の本川の河床変動をもたらし、それらが放水路への分派流量に影響を与えることが懸念され、この影響を明らかにする必要がある。斐伊川本川と放水路を写真-1に示す。斐伊川では低水路内に網状砂州が発達し、その上に縦断的に大きな河床波が重なっている。また、洪水中のピーク水深は河床波の波高の3~6倍であり、我が国の他の沖積地河川に比して、河床波の変形・発達による抵抗変化が流れと土砂移動に大きく影響を与えるため、河川管理に際して河床波の取り扱いが難しい河川であることが知られている。初めて斐伊川放水路へ分流した平成25年9月洪水を対象として、斐伊川放水路への洪水流分派機構と分派点付近の河床変動、河床波の発達・減衰過程について述べる。特に、河床波付近の流れを高精度に計算可能な一般底面流速解析法(一般BVC法)^{14),15)}と二次元河床変動解析で計算し、その方程式系に含まれる抵抗パラメータであるマンニングの粗度係数を観測水面形の時間変化を用いて適切に推定し、これらより複雑な網状水路の流れと土砂移動機構を解明する。



写真-1 斐伊川放水路



図-28 対象区間の平面図

図-28は検討対象区間の平面図を示す。対象区間は上島(18.6km)~宍道湖(-1.0km)、放水路の大井谷橋(10.9km)までとした。斐伊川放水路は湾曲部出口付近の14.4km付近に建設され、放水路分流堰には、起伏及び制水ゲートが設けられた。洪水中はこれら进行操作することで、放水路への流入流量の調節が行われる。図-29は非定常流解析よ

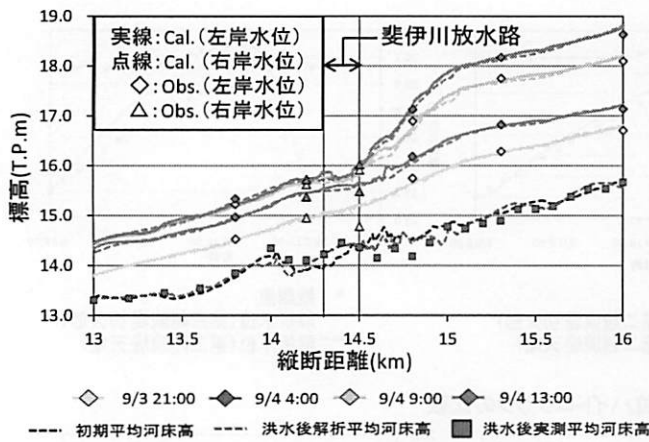


図-29 水面形の時間変化と平均河床高

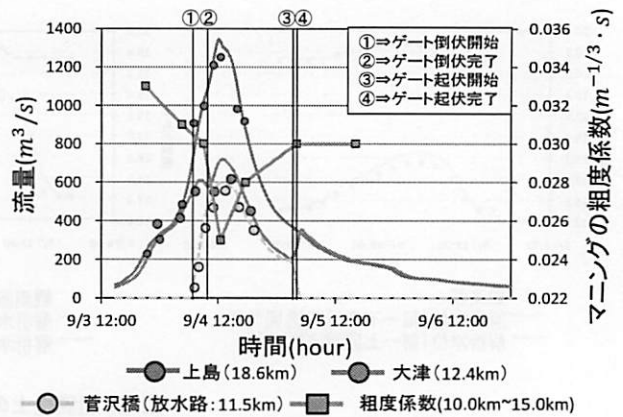
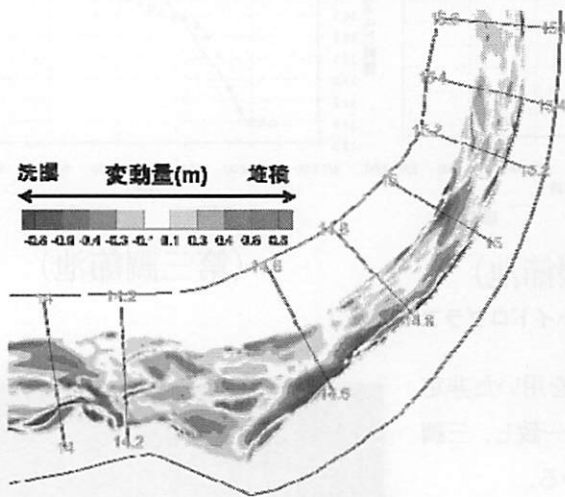
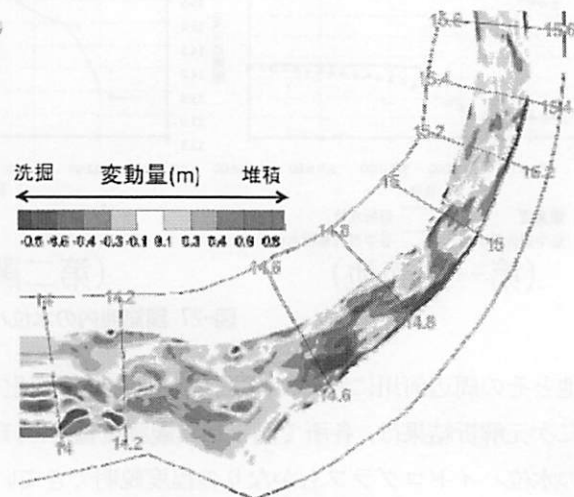


図-30 流量ハイドログラフと粗度係数

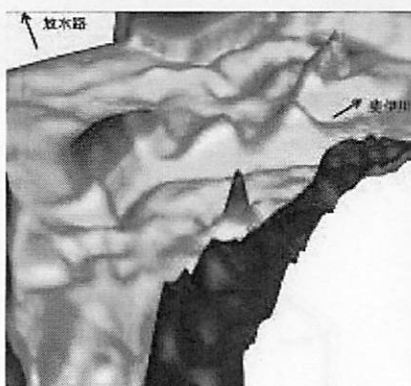


(a) 洪水終了時の解析結果

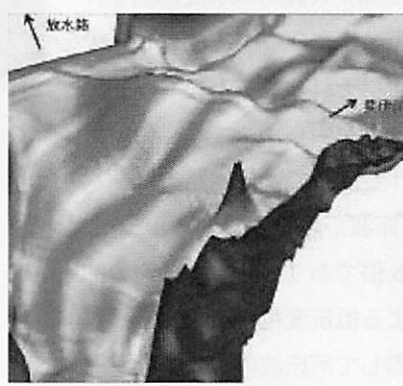


(b) 洪水後の実測結果

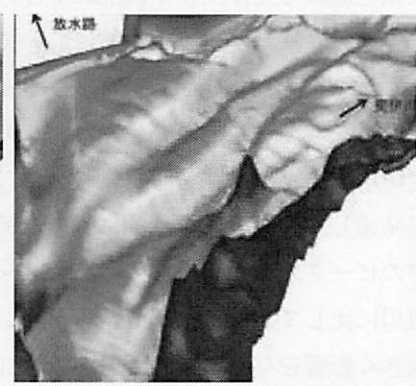
図-31 河床変動量コンター図



(a) 初期河床高



(b) 水位ピーク時の解析河床高



(c) 洪水終了時の解析河床高

図-32 非常定流解析より得られた分派点付近(14.4km)の河床高コンター図

り得られた本川の解析水面形、平均河床高とそれぞれの観測値の比較を示す。解析水面形は観測水面形を概ね再現している。15.0km 付近より放水路への分流による影響が水位に現れ、分派点下流部の流量減のため、洪水時の水位上昇量は分派点上流部に比べて著しく減じている。平均河床高は、分派点直上流の 14.6km~15.0km 付近では、洪水後に 0.5m 程度低下する。一方、放水路分派点前面部となる 14.3km~14.5km では、0.3m 程度上昇している。茶色の点線で示す解析平均河床高は分派に伴う河床高変化を概ね再現出来ている。図-30 は本川及び放水路の各観測所における流量ハイドログラフを示す。本解析より得られた流量ハイドログラフは観測流量ハイドログラフをよく説明している。図-31 は分派点付近の河床変動量コンター図を示している。本解析では、実測より得られた分派点上流での河床洗掘や分派点付近の土砂堆積の傾向を良好に再現しており、その変動量もよく一致している。図-30

に示す緑のプロットは本解析に用いた分派点下流(10.0 km~15.0km)の粗度係数の時間変化を示している。この区間では水位の上昇・下降により、粗度係数は減少・増大している。図-32 は非定常流解析より得られた分派点付近(14.4km)の解析河床高を立体的に示している。図 32 (a), (b)の比較より、河床波の縦横断波長は大きくなるが河床波の波高は減少し、水位上昇期では河床波の減衰により抵抗は小さくなる。図 32 (b), (c)の比較より、河床波の波高及び河床波と滞筋との比高差が増大し、水位下降期では河床内の発達により抵抗が大きくなる。これはこの区間での粗度係数の増減とよく対応している。これらのことから、一般 BVC 法と二次元河床変動計算をカップリングさせることにより、洪水時の河床変動、河床波の発達・減衰過程をかなりの精度で表現出来る事がわかる。その結果として、砂河川斐伊川では、洪水分派による流量変化、河床高の変化に伴う粗度係数の値にも十分な意味を持たせることが可能となった。

8. 河道設計技術としての数値解析法と大型模型実験の関係

8.1 土砂移動を伴う河道設計問題

従来から河道計画、設計、管理のための方法として、フルードの力学相似条件を用いた河川の水利模型実験が行われてきた。一般に、実験スペースの制約のため模型のスケールは、現地スケールに対し 1/50~1/100 の縮尺が選ばれる。河床材料が砂からなる移動床模型の場合に、砂を同じスケールで縮尺化することが困難なために、流れの縮尺と河床材料の縮尺に違いが生じ、砂河川で起こる現象を模型で的確に表現できない場合が多い。

一方、石礫河道の場合には、河床変動を規定する主要な粒径集団が大きいことから、流れと河床材料の模型縮尺は適切に対応させることが可能である。これによって、石礫河道の大型模型実験の再現性を砂河川に比して高い。しかし数多くの条件で模型実験を行うことは、時間的、経費的に容易ではない。

これに対して、河床変動数値解析は、実スケールで起こる現象の解析のため、縮尺ひずみ問題は存在しない。しかし、これまでの移動床数値解析法では、河床面での土砂移動を正しく把握できず、精度に問題があった。しかし、3.で述べたように、今日では、観測された水面計の時間変化を境界条件として、BVC 法¹⁴⁾¹⁵⁾等で河道の底面付近の流れを高精度に解くことができ、その結果、河床の土砂移動、河床変動も工学的にかなり信頼できる解析が行えるようになった。

しかし、一般に数値解析法の妥当性は、模型実験結果によって確認されることから、解析モデルの有効性の確認を行ったうえで、異なる条件について数値解析法で検討し、結果を導くことになる。このように、河川の移動床問題については、数値解析法と大型模型実験は相互に補完的な役割を持っている。

8.2 河川構造物の設計問題

運動方程式を、代表速度 U 、長さ L 、時間 t を用いて次式で無次元化する。

$$u' = \frac{u}{U}, v' = \frac{v}{U}, w' = \frac{w}{U}, p' = \frac{p - p_0}{\rho U^2}, x' = \frac{x}{L}, y' = \frac{y}{L}, z' = \frac{z}{L}, t' = \frac{tU}{L} \quad (12)$$

さらに、 $L = h, F_r = \frac{U}{\sqrt{gh}}, R_e = \frac{UL}{\nu}$ とすると、

$$\begin{aligned} \frac{\partial u'}{\partial t'} + u' \frac{\partial u'}{\partial x'} + v' \frac{\partial u'}{\partial y'} + w' \frac{\partial u'}{\partial z'} &= -\frac{\partial p'}{\partial x'} + \frac{1}{R_e} \left(\frac{\partial^2 u'}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 u'}{\partial y'^2} + \frac{\partial^2 u'}{\partial z'^2} \right) \\ \frac{\partial v'}{\partial t'} + u' \frac{\partial v'}{\partial x'} + v' \frac{\partial v'}{\partial y'} + w' \frac{\partial v'}{\partial z'} &= -\frac{\partial p'}{\partial y'} + \frac{1}{R_e} \left(\frac{\partial^2 v'}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 v'}{\partial y'^2} + \frac{\partial^2 v'}{\partial z'^2} \right) \\ \frac{\partial w'}{\partial t'} + u' \frac{\partial w'}{\partial x'} + v' \frac{\partial w'}{\partial y'} + w' \frac{\partial w'}{\partial z'} &= -\frac{1}{F_r^2} \frac{\partial p'}{\partial z'} + \frac{1}{R_e} \left(\frac{\partial^2 w'}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 w'}{\partial y'^2} + \frac{\partial^2 w'}{\partial z'^2} \right) \end{aligned} \quad (13)$$

の無次元運動方程式を得る。ここで、 F_r は慣性力と重力の比を表すフルード数、 R_e は粘性力と重力の比を表すレ

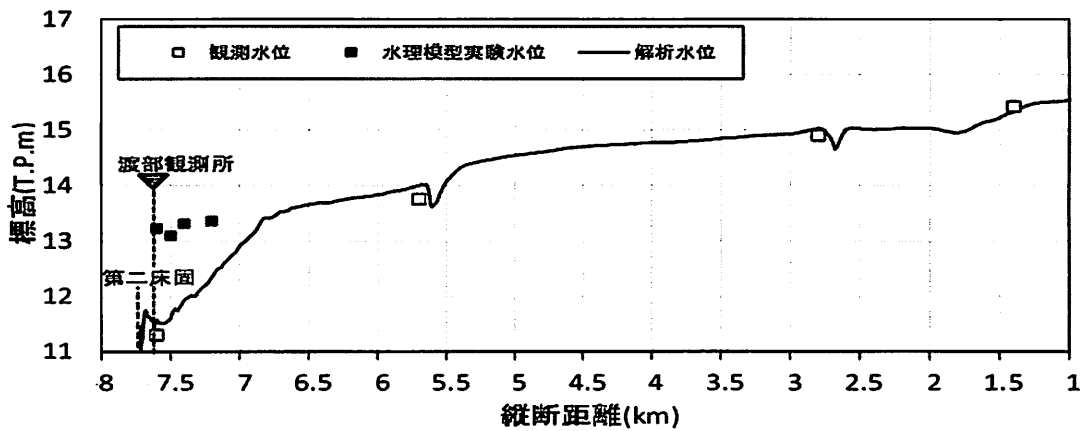


図-33 信濃川大河津第二床固上流の縦断面水面形の比較

一ノルズ数である。また、右辺の圧力項の無次元形 $p'=(p-p_0)/\rho U^2$ は、オイラー数と呼ばれる。実構造物と幾何学的に相似な模型構造物を用いて実構造物の周りの流れを模型実験で正しく表現するためには、上述の無次元運動方程式が、実物と模型で同じ式でなければならない。このためには、一般的には、実物流れと模型流れの間で、フルード数、レーノルズ数が同じ値を持つことが必要であるといわれている。このことは暗黙裡に、幾何学的に相似な構造物の周りの流れ場の流速分布も相似であるといっていることになる。すなわち、流速分布が関係する左辺の慣性項も右辺の粘性項も相似であることが必要である。構造物に接近する流れがほぼ平行な漸変流では、圧力分布が静水圧分布で表わされ、このときには、両者のフルード数が同じであれば、幾何学的に相似な模型は実現象を再現できる。しかし、幾何学的に相似でも模型が小さいときには、大規模洪水流による実構造物周辺の流れの平均流速場、乱流場が模型と大きく異なることが想定され、結果として構造物周りのオイラー数が実物と模型で異なり、圧力分布、したがって、水位縦横断分布が異なることが考えられる。

図-33は、信濃川大河津第二床固を流下する現地洪水流れの水面形と、1/50 模型実験水面形および、非静水圧分布を考慮したBVC法¹³⁾¹⁴⁾による洪水流解析水面形の3つの結果の比較である。構造物に接近する洪水流のフルード数は約0.6である。模型と現地の床止めの天端上の水位は1.5mの差が生じており、一方、BVC法による解析結果は現地観測値をよく説明している³⁷⁾。

この結果は次のように説明される。第二床固を含む区間の大規模洪水流れにおいては、運動方程式(13)の左辺の慣性項が、1/50 縮尺模型では相似とならずに、オイラー数 $p'=(p-p_0)/\rho U^2$ が両者で一致しないことが起こっていると考えられる。特に、現地構造物を超える流れの曲率が大きく、静水圧分布からのズレが大きくなる激しい洪水流の場合には、構造物周辺流れ場の慣性項や乱れの大きさが現地とスケールモデルとで大きく異なり、このためオイラー相似条件を満たさなくなる。この場合には、幾何学的相似、フルード相似条件だけでは構造物の周りの流れの解明は難しくなる。一方、数値解析法は、実物と同じスケールの現象を解くために、上流からの床固に近づく激しい流れ、及び床固上の非静水圧分布を十分考慮した解析が可能であり、この場合には数値解析結果が現地の現象をよく説明することができる。このように構造物に近づく流れが三次元的で、激しく、圧力分布が強い非静水圧分布となるような構造物等の設計には、数値解析法が有力な解決手段となる。模型実験結果は、正しい水位縦断結果等を示さないが、流れの構造を理解するのに役立つ。

9. あとがき

本文では、外水氾濫は取り扱わず、河道内を流れる大洪水と土砂移動、これらを考慮した河道の設計、管理を中心に論じた。その理由は、河道内に収まって流れる大規模洪水流を外力とする流れについて、河道の設計、管理的確に行えるようにすることが、河川技術の基本であるからである。そのために、河川を一つの大きな広がりを持った総合的なシステムとして捉え、システムの基盤を構成する重要な技術、すなわち大規模洪水流とそれに伴う土

砂移動の力学、動的平衡な河道断面形とその設計法、河道と一体的に機能する遊水地、放水路等の治水施設の設計法等について、新しい技術展開と方向を示した。

しかし、気候変動に伴う河川の流量増は、外水氾濫の危険性を高めている。堤内地の水害リスクを十分考慮し、外水氾濫対策を実施することは、氾濫被害軽減のために重要で、緊急の調査・研究課題である。河川構造物として最も重要な堤防は、浸透、洗掘、越流が原因となり破壊が起こるが、破堤原因がよくわからないことが多い。しかし、超過洪水のように河川の施設計画を超える氾濫を考えなければならない状況では、堤防の破壊危険性と水害リスクを避けて通れない喫緊の課題である。近年の河川技術シンポジウムで、堤防に関する研究が特別課題として取り上げられ、活発な議論が行われている。この成果は、水工学委員会のHPに掲載され、堤防研究の方向性を示す示唆に富むものである³⁸⁾。超過洪水対策の検討にあたっては、これに加えて、河川堤防の計画高水位から堤防天端までの堤防余裕高のあるべき姿について、計画論、構造論の視点での検討が不可欠な課題である。

参考文献

- 1) 国土交通省 河川砂防技術基準 調査編, 国土交通省水管理・国土保全局, 平成 26 年 4 月.
- 2) 福岡捷二: 洪水の水理と河道設計法, 森北出版, 2005.
- 3) 福岡捷二: 巻頭言, これからの河川の維持管理に望むこと—課題解決に向けて何が必要か, 河川, pp.3-7, 2011.
- 4) 福岡捷二: 巻頭言, 河川砂防技術基準調査編に期待すること, 河川, pp.3-5, 2012.
- 5) 福岡捷二: 巻頭言, 都市の豪雨災害軽減のための下水道と河川の排水計画の一体化に向けて, 下水道協会誌, Vol.50, No.608, 2013.
- 6) 福岡捷二: 巻頭言, 今後の河川管理の展望, 河川, pp.5-9, 2013.
- 7) 福岡捷二: 特定都市河川浸水被害対策法に期待するもの, 河川, pp.14-17, 2014.
- 8) 福岡捷二: 洪水流の水面形観測の意義と水面形に基づく河川の維持管理技術, 河川技術論文集, 第 12 巻, pp.1-6, 2006.
- 9) 福岡捷二: 土砂洪水流と河床変動予測技術—実務上の課題と調査・研究の方向性—, 河川技術論文集, 第 14 巻, pp.1-6, 2008.
- 10) 福岡捷二: 河道設計のための基本は何か—水面形時系列観測値と洪水流-土砂流の解析を組み合わせた河道水理システムとそ
の見える化, 河川技術論文集, 第 17 巻, pp.83-88, 2011.
- 11) 福岡捷二: 実務面からみた洪水流・河床変動解析法の最前線と今後の調査研究の方向性, 河川技術論文集, 第 20 巻, pp.253-258, 2014.
- 12) 岡村誠司, 岡部和憲, 福岡捷二: 洪水流の縦断面水面形変化と準三次元流解析法を用いた石狩川河口部の洪水時の河床変動解析, 河川技術論文集, 第 16 巻, pp.125-130, 2010.
- 13) 竹村吉晴, 福岡捷二: 非定常平面二次元流れにおける洪水遊水量の評価法と北上川山間狭隘河道における洪水流の流量と水位ハイドログラフの伝播機構, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.70, No.4, I_721-I_726, 2014.
- 14) 内田龍彦, 福岡捷二: 底面流速解法による連続する水没水制群を有する流れと河床変動の解析, 土木学会論文集 B1, Vol. 67, No. 1, pp.16-29, 2011.
- 15) 内田龍彦, 福岡捷二: 浅水流の仮定を用いない水深積分モデルによる底面流速の解析法, 水工学論文集, 第 56 巻, I_1225-1230, 2012.
- 16) 福岡捷二, 渡邊明英, 原 俊彦, 秋山正人: 水面形の時間変化と非定常二次元解析を用いた洪水流量ハイドログラフと貯留量の高精度推算, 土木学会論文集, No.761/II-67, pp.45-56, 2004.
- 17) 竹村吉晴, 福岡捷二: 洪水流の流量と水位ハイドログラフの変形・伝播に及ぼす河道構造の影響—山間狭隘河道を対象として, 土木学会論文集 B1, Vol. 68, No. 1, pp.35-54, 2012.
- 18) 浅野文典, 福岡捷二: 沖積地河川における安定な川幅・水深—治水と環境の調和を目指した河道断面形の決め方, 水工学論文集, 第 54 巻, pp.1021-1026, 2010.
- 19) 福岡捷二: 治水と環境の調和した治水適応策としての河幅, 断面形の検討方法, 河川技術論文集, 第 16 巻, pp.5-10, 2010.
- 20) 福岡捷二: 温暖化に対する河川の適応技術のあり方—治水と環境の調和した多自然川づくりの普遍化に向けて, 土木学会論文集 F, Vol. 66 (2010), No. 4, pp.471-489, 2010.

- 21)浅野文典, 福岡捷二: 河幅及び断面形状を考慮した掃流砂量式の導出とその適用性に関する研究, 水工学論文集, 第 55 巻, pp.793-798, 2011.
- 22)岡村誠司, 岡部和憲, 福岡捷二: 河幅及び断面形状を考慮した掃流砂量式を用いた河床変動解析—石狩川河口部昭和 56 年 8 月洪水を例として—, 河川技術論文集, 第 17 巻, pp.119-124, 2011.
- 23)福岡捷二, 坂口達哉: 無次元流量に対する無次元河幅・水深の取る範囲と整備途上河川への適用, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.68, No.4, I_1423-1428, 2012.
- 24)岩谷直貴, 福岡捷二, 銭谷秀徳: 利根川下流部における河川改修の効果算定法に関する研究, 河川技術論文集, 第 19 巻, pp.171-176, 2013.
- 25)田端幸輔・福岡捷二・中平善伸: 複雑な河道システムを有する信濃川下流域の治水機能の評価と今後の治水対策のあり方, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.70, No.4, I_1483-I_1488, 2014.
- 26)長田健吾, 小林幹男, 福岡捷二: 連続水制を有する急流石礫河道札内川の洪水時の流れ・土砂動態に関する研究, 河川技術論文集, 第 17 巻, pp.149-154, 2011.
- 27)福岡捷二: 札内川の河道変遷を考慮した治水と環境の調和した安定な河道縦・横断形状に関する研究, 研究紀要 (XXIV), 北海道河川財団, pp. 123-164, 2013.
- 28)坂口達哉, 久保雄生, 福岡捷二: 谷底平野を流下する河川の大洪水時の河幅の研究, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.69, No.4, I_1165-I_1170, 2013.
- 29)後藤岳久, 福岡捷二, 植田 彰: 太田川放水路下流部に形成された船底形河道の河岸沿い干潟保全のための技術検討, 水工学論文集, 第 58 巻, 2014.
- 30)樋口明彦, 田浦扶充子, 高尾忠志, 佐藤直之, 岡本良平: 遠賀川直方地区緩傾斜スロープ高水敷における来場者行動特性, 景観・デザイン研究論文集, Vol.3, pp.83-94, 2007.
- 31)笹木拓真, 宮原幸嗣, 福岡捷二: 複断面から船底形断面河道への改修に伴う洪水流況及び低水路河床高の変化, 河川技術論文集, 第 20 巻, pp.277-282, 2014.
- 32)山本晃一: 構造沖積河川学—その構造特性と動態—, 山海堂, 2004.
- 33)長田健吾, 福岡捷二: 石礫河川の河床変動機構と表層石礫の凹凸分布に着目した二次元河床変動解析法, 土木学会論文集 B1, Vol. 68, No. 1, pp.1-20, 2012.
- 34)中井隆亮, 須藤純一, 福岡捷二: 実績 3 洪水を対象とした渡良瀬遊水地による洪水調節効果の検討, 第 66 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 II 部門, 2011.
- 35)松本敬司, 中井隆亮, 福岡捷二, 須見徹太郎: 渡良瀬遊水地の洪水調節機能とその課題の考察, 水工学論文集, 第 58 巻, 2014.
- 36)岡田裕之介, 大吉雄人, 福岡捷二: 斐伊川放水路への洪水分派に伴う分派点付近の本川河床変動に関する研究: 河川技術論文集, Vol.20, pp.247-252, 2014.
- 37)竹村吉晴, 福岡捷二: 洪水時の大河津分水路第二床固の流況再現技術—水理模型実験と数値解析による検討, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, 第 II 部門, 2014.
- 38)堤防等河川構造物 WG: 2012 年度河川技術に関するシンポジウム報告, オーガナイズドセッション(OS) およびオーガナイズドポスターセッション 2 (OPS2), 土木学会水工学委員会河川部会, 2012. URL : <http://committees.jsce.or.jp/hydraulic01/activities> (2014/07/23 参照)