

透過型砂防堰堤を有する流域の
土砂流出予測に関する研究

2014年7月
加藤 陽平

目 次

1. 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	3
1.3 論文の構成	3
参考文献	5
2. 天神川流砂系の土砂動態の現状	7
2.1 天神川流域の概要	7
2.2 流砂系の土砂問題	9
2.2.1 砂防領域	9
2.2.2 河川領域	11
2.2.3 海岸領域	24
2.2.4 河床材料から見る土砂動態の実態	31
参考文献	33
3. 透過型砂防堰堤周辺の土砂動態特性	34
3.1 モニタリングの概要	34
3.1.1 対象領域	34
3.1.2 モニタリング手法	39
3.1.3 2011年9月出水の概況	41
3.2 モニタリング結果	49
3.2.1 降雨流出特性	49
3.2.2 土砂動態特性	51
3.3 1次元不定流河床変動モデルによる土砂動態の分析	54
3.3.1 モデル概要	54
3.3.2 河床変動の再現	64
3.3.3 洪水時の土砂動態	68
3.4 2011年9月出水以降の土砂動態	69
3.5 土砂動態特性の総括	76
参考文献	78

4. 透過型砂防堰堤を有する流域の土砂流出予測	79
4.1 土砂流出予測の課題	79
4.2 既往の研究	79
4.2.1 土砂流出予測法	79
4.2.2 山地河道を対象とした水理・河床変動計算手法	83
4.3 土砂流出予測モデルの構築	85
4.3.1 モデル構築の方針	85
4.3.2 既往の研究に対する新モデルの位置づけ	86
4.3.3 降雨流出モデルの構築	86
4.3.4 準2次元不等流河床変動モデルの構築	93
4.4 流量・河床変動の実績再現	107
4.4.1 計算領域および計算期間	107
4.4.2 降雨流出現象の再現	107
4.4.3 砂防堰堤堆砂状況の再現	128
4.4.4 流木捕捉のモデル化に関する試案	134
4.4.5 溪岸侵食による土砂生産に関する考察	140
4.5 土砂流出量の推定	141
4.6 土砂流出予測に関する総括	148
参考文献	149
5. 結語	152

謝辞

1. 序論

1.1 研究の背景

我が国では国土の7割を山地が占め、多くの河川の上流域は急峻な山岳地帯となっている。また地質¹⁾について見れば、中央構造線以南では付加体堆積物、中央構造線以北では花崗岩等の火成岩が広く分布しており、脆弱な地質構造となっている。このように土砂が崩落しやすい地形・地質状況のなか、梅雨・台風期のまとまった降雨や、冬期の凍結融解、あるいは地震が引き金となり、河川上流域では土石流・地すべり・山腹崩壊といった土砂生産現象が発生しやすい。一方、下流域の平野部には国民生活・経済活動の拠点が集中しているため、河川に水と土砂が多量に流入した場合、氾濫によって甚大な被害が発生する。そのため、土砂の生産・流出を抑制する砂防は、国民の人命と資産を守る重要な事業であると言える。

ここで砂防の歴史²⁾³⁾⁴⁾を簡単に辿ることとする。6世紀以降、近畿地方を中心として大規模な寺社の建設と、平城京等の大都市の開発が進められるようになった。木材需要の高まりを受けて森林が乱伐され、山地は禿山となり大量の土砂が下流の河川に流出するようになった。下流の河川で河床上昇が生じ、水害の多発や舟運への影響等の問題が生じるようになったことを受け、徳川幕府は寛文6年(1666)に「諸国山川掟」を發布し、各国の幕領において伐根の禁止、禿山への苗の植え付けを命じた。これが我が国における水系砂防⁵⁾の起こりである。明治初期、ヨハネス・デ・レーケらオランダ人技師が招聘され、彼らの指導により治水・砂防事業が推進されるようになった。当時の砂防事業は植栽が主流であったが、明治37年にオーストリア人教授アメリゴ・ホフマンが東京帝国大学に招かれたことを契機に、我が国においてオーストリア式の溪流砂防技術が広まった。一方、土石流対策⁵⁾の歴史は比較的新しく、昭和41年度に行われた建設省による土石流危険溪流調査に始まる。これは、高度経済成長期に入り宅地が山裾まで広がるようになり、土石流災害が頻発したことを受けてのものである。

上述のとおり砂防が行われてきた結果、下流河川の氾濫や、山地部の土石流による被害は軽減されてきた。一方、近年は河川の河床低下や海岸侵食が全国的に問題となっており、その要因として高度経済成長期に行われていた大量の砂利採取や、ダム・砂防による山地から土砂供給量の減少が挙げられている。このような状況から、平成10年(1998)に「流砂系の総合的な土砂管理」⁶⁾が提唱され、山地から海岸までをひとつの「流砂系」と見なし、ダム・砂防・河川・海岸等の各領域の管理者が共通認識を持ち、一貫した土砂管理を行うことが求められるようになった。砂防においては、土石流等の有害な土砂生産・土砂流出を抑制しつつ、下流の河川および海岸にとって無害かつ必要な土砂を流すことが求められており、近年の砂防(水系砂防および土石流対策)においては、従来の不透過型砂防堰堤にかわり透過型砂防堰堤が多用されるようになった。透過型砂防堰堤は堤体にスリットや暗渠など通水部が設けられた施設であり、中小出水時には土砂を通過させ、大規模出水時には土砂流出量を調節する、あるいは流木・土石流を捕捉することを狙い設置されるものである。透過型砂防堰堤の種類と機能⁷⁾について、表-1.1.1により説明する。閉塞タイプは石礫や流木が透過部に捕捉され、閉塞することで後続の土石流を捕捉することを狙ったものである。ただし、近年

の基準⁸⁾⁹⁾においては、土石流を確実に捕捉するため鋼製格子型が基本とされている。一方、堰上げタイプは通水部の幅を狭めることで堰堤上流側の掃流力を低下させ、出水時の土砂流出量を調節するものである。ただし、高橋¹⁰⁾によれば大暗渠砂防堰堤については流木による閉塞が生じ、その後急激に水と土砂が噴出することがあったため、堰上げタイプの堰堤についてはコンクリートスリット堰堤が主流となったようである。

表-1.1.1 透過型砂防堰堤の種類と機能⁷⁾

堰堤の機能	対象とする土砂移動現象	砂防堰堤の種類	説明
閉塞	集合運搬(土石流等)	コンクリートスリット	コンクリート砂防堰堤の堤体の一部に縦長のスリットを設置したもので、土石流時に流下してくる石礫によりスリットが閉塞するように計画したものである。1本のスリットを持つコンクリートスリット砂防堰堤は、鋼製スリット砂防堰堤等に比較し透過部断面積が小さいので、土石流時に堰上げが発生し、土石流先頭部がスリットまで達せず、スリットを閉塞しない。そのため、後続流がスリットを通過してしまう危険性があるので、複数のスリットを設け透過部断面積を広くすることが望ましい。
		大暗渠	コンクリート砂防堰堤の堤体の一部に暗渠を設置したもので、土石流時に流下してくる石礫によって大暗渠を閉塞させることを目的としたものである。
		鋼製スリット 鋼製格子	透過部断面が土石流の石礫で閉塞するよう鋼管等を設置したものである。透過部の総断面積が広いので、洪水及び平常時は土砂を堆積させることなく通過させる。鋼製部は開口部の純間隔を狭くすることにより、閉塞の確実性を高くすることができる。
堰上げ	各個運搬(掃流砂等)	コンクリートスリット	コンクリートスリット砂防堰堤は、コンクリート砂防堰堤堤体に流水及び土砂を通過させる開口部を設けたもので、開口部が細長い形状(スリット)をしているものである。スリットは、流出する土砂により閉塞せず、洪水時には堰上げが生じるように設計する。
		大暗渠	コンクリート砂防堰堤の堤体の一部に暗渠を設置したもので、洪水の堰上げにより流砂量を調節するものである。

透過型砂防堰堤に関する既往の研究に目を向けると、土石流の捕捉に関する事例が多い。これは土石流災害の抑止・軽減という人命に関わる目的があり、また昭和40年代後半から透過型砂防堰堤が施工¹¹⁾されており、歴史が長いことが関係していると考えられる。土石流の捕捉機能については芦田・高橋¹²⁾、水山ら¹³⁾、高橋ら¹⁴⁾¹⁵⁾、原田・里深¹⁶⁾など、これまで多くの研究者により報告されている他、堀内ら¹⁷⁾は透過型砂防堰堤を考慮した土石流シミュレータを開発し、公表・配布している。また、透過型砂防堰堤はオーストリア等のアルプス山脈の国々¹⁸⁾や、台湾¹⁹⁾、ベネズエラ²⁰⁾等、各国の土石流対策に広く用いられていることも報告されている。

一方、土石流以外の土砂流出を調節する機能に関する研究について、水山ら²¹⁾が1984年に透過型砂防堰堤建設後の追跡調査が十分でないことを述べているが、その後も報告事例は少なく、透過型砂防堰堤の機能についての知見は十分とは言えない状況にある。水山ら²¹⁾はコンクリートスリット砂防堰堤の模型を用いて堆砂過程、および排砂過程の実験を行っており、流出土砂を調節する効果があることを検証しているが、流木等によるスリットの閉塞があった場合は異常な土砂の噴出が予想されることを指摘している。芦田ら²²⁾²³⁾は流水幅が

縮小する砂防堰堤の模型実験を行い、流水幅が縮小するほどピーク流出土砂量の低減効果が大きくなることを述べている。藤田ら²⁴⁾は、水平スリット型堰堤（横断方向に川幅一杯までスリットを開けた堰堤）および鉛直スリット型堰堤の堆砂・排砂過程の模型実験を行い、それぞれの土砂流出調節効果を検証するとともに、MacCormack法を用いた1次元不定流河床変動計算により堆砂・排砂過程の実験結果を再現できることを述べている。

既往の研究から課題を挙げると、まず1つに、現地に設置された透過型砂防堰堤において土砂流出特性を確認した事例が見られないことが問題であろう。水山ら²¹⁾の指摘にあるように、山地溪流には流木や巨礫があり、スリットの閉塞する可能性が高い。また実験水路と異なり溪流が彎曲していることもあるため、どのような土砂移動現象が発生するか不明の状態である。もう1つの課題は、総合的な土砂管理を検討するためのツールとして山地から河川・海岸領域までの土砂動態を計算する土砂流出予測法がこれまでに多くの研究者ら²⁵⁾によって開発されてきたが、透過型砂防堰堤の土砂動態が不明であるため、これを物理的に表現した土砂流出予測法が確立されていないことである。総合的な土砂管理においては、長期的（数年～100年）な視点で流砂系の全体像を捉える²⁶⁾ことが重要であるが、藤田ら²⁴⁾のように透過型砂防堰堤周辺のみを対象とした短時間の土砂移動現象を計算した事例はあるものの、山地から河川・海岸までの広域のモデル化については前例がない。本研究は、これら2つの課題の解消を目指したものである。

1.2 研究の目的

本研究では透過型砂防堰堤を有する流域の土砂流出予測法を確立することを最終目標とし、現地に設置された透過型砂防堰堤の土砂動態特性を明らかにすること、および透過型砂防堰堤を有する小流域の長期的な土砂流出予測法を開発することを研究の目的とした。そのために、鳥取県中部の天神川水系小鴨川の支流赤岩川流域および赤岩川に設置された福原2号砂防堰堤を対象とし、土砂動態のモニタリング、および出水による河床高・河床材料の変化を再現し、長期的な土砂流出量を予測できる河床変動計算法の開発を行ったものである。

1.3 論文の構成

本論文は、本章を含め5章から構成され、各章における内容は以下に示すとおりである。

第2章では、研究対象とする鳥取県中部の天神川流砂系（天神川および北条海岸）における土砂動態の現状について既往資料から整理している。天神川支川小鴨川流域では昭和11年より直轄砂防事業が行われており、従来は不透過型砂防堰堤により整備が進められてきたが、近年は透過型砂防堰堤による水系砂防および土石流対策が行われている。砂防領域の下流に位置する小鴨川は急流河川の様相を呈しており、近年河床低下が顕在化している。ここでは、砂防と河床低下の関連について砂防事業の進捗や砂防堰堤堆砂量、河床材料調査結果により分析している。

第3章では、透過型砂防堰堤周辺の土砂動態を把握するための土砂動態モニタリング手法

とその結果について述べる。また、実現現象を再現するための1次元不定流河床変動計算手法についても併せて述べる。対象領域は小鴨川の支流赤岩川流域であり、赤岩川の末端に福原2号砂防堰堤（流域面積2.7km²）が設置されている。土砂動態モニタリングでは、透過型砂防堰堤の越流量、出水前後の河床高および河床材料の把握を行っており、2011年に発生した出水による実現現象を捉えている。越流量については砂防堰堤越流部の撮影画像から推定するとともに、降雨流出解析と併せて流量ハイドログラフを把握している。

1次元不定流河床変動計算では、土砂動態モニタリングで得られた河床高、河床材料および流量ハイドログラフを計算条件として入力し、透過型砂防堰堤からの水と土砂の流出条件について検討し、出水後の河床高および河床材料の状況の再現を試みる。

第4章では、年単位の時間軸で、山地から河川（小鴨川16.4kp）までの流域を対象とした、透過型砂防堰堤を物理的に表現できる新たな土砂流出予測法を提案する。山地溪流では計算に必要な流量、河床形状や河床材料の調査がほとんど行われていないため、計算条件をいかにして取得するかが問題となる。また、支川の合流を繰り返す河道状況や常流・射流が混在する複雑な流れ場を表現するとともに、長期間の計算を安定的に、迅速に処理する技術が必要である。さらに、スリット部に流木が捕捉される実態をモデル化する必要がある。このような問題に対し、本研究では以下のような手法を提案している。

- ①降雨流出解析モデルにより赤岩川および下流河川（河原町流量観測所）の流量を再現することで、各溪流の流量を推定する。また、近年公開されている国土地理院基盤地図情報標高モデルを用い、河床の縦横断形状の取得を試みる。河床材料については、砂防堰堤地点の粒度分布調査結果から、上流域の粒度分布を推定する。
- ②複雑な流れ場の計算を迅速に行い、かつ透過型砂防堰堤の背水を考慮するため、不等流方程式を用いた河床変動モデルを構築する。また溪岸・溪床・砂州などによる横断方向の水理量、河床高および粒度分布を表現できる新たな手法として、準2次元不等流河床変動計算モデルを提案する。
- ③流木の発生と捕捉に関して簡易な計算式を提案し、スリット部の水・土砂の流出への影響についてモデル化を試みる。

上記①～③により構築した土砂流出モデルによる、福原2号砂防堰堤直上流の10年間の河床変動状況の再現性を示すとともに、小鴨川16.4kp地点までの全砂防堰堤を考慮した土砂流出予測結果を紹介する。

最後に第5章では、本研究により得られた結論と、全国の砂防領域に適用するにあたっての課題について述べる。

参考文献

- 1) (独)産業技術総合研究所：シームレス地質図
<https://gbank.gsj.jp/seamless/> (2012年6月20日閲覧)
- 2) (社)砂防学会監修：砂防学講座，第1巻-1 日本の砂防総論(1)，pp.2-12，1991.
- 3) (社)砂防学会監修：砂防学講座，第1巻-2 日本の砂防総論(2)，pp.108-111，1991.
- 4) 近畿地方建設局編集，木津川上流工事事務所発行：木津川砂防百年のあゆみ，砂防編，pp.199-219，1981.
- 5) 国土交通省河川局監修・(社)日本河川協会編：国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編，pp.47-53，山海堂，2005.
- 6) 建設省河川局砂防部砂防課：「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」(総合土砂管理小委員会報告)，1998.
http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/past_shinngikai/shinngikai/shingi/980730.html
(2008年10月7日閲覧)
- 7) 建設省砂防部砂防課：透過型砂防堰堤技術指針，p.2，2001.
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所：国土技術政策総合研究所資料，第364号，砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説，pp.62-63，2007.
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所：国土技術政策総合研究所資料，第365号，土石流・流木対策設計技術指針解説，pp.25-27，2007.
- 10) 高橋保：土砂流出現象と土砂害対策，近未来社，pp.387-389，2006.
- 11) 砂防鋼構造物研究会：「鋼製砂防構造物」ガイドブック PDF版，p.8，1章 鋼製砂防構造物の概要，鋼製砂防構造物の歴史，2001.
http://www.koseisabo.gr.jp/frame/guidebook_f.htm (2014年3月30日閲覧)
- 12) 芦田和男，高橋保：土石流の調節制御に関する研究，京都大学防災研究所年報，第23号，B-2，pp.433-441，1987.
- 13) 水山高久，小橋澄治，水野秀明：格子型ダムのピーク流砂量減少率に関する研究，砂防学会誌，47，No.5，pp.8-13，1995.
- 14) 高橋保，中川一，里深好文，王浩民：格子砂防ダムの閉塞モデル，水工学論文集，第45巻，pp.703-708，2001.
- 15) 高橋保：土石流の機構と対策，近未来社，pp.355-370，2004.
- 16) 原田紹臣，里深好文：粒径分布特性を考慮した透過型砂防えん堤の土砂流出調節機能に関する研究，土木学会論文集B1(水工学) Vol.70，No.4，I_931-I_936，2014.
- 17) 堀内成郎，岩浪英二，中谷加奈，里深好文，水山高久：LP データを活用した土石流シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発，砂防学会誌，Vol.64，No.6，pp.25-31，2012
- 18) (社)砂防学会監修：砂防学講座，第10巻 世界の砂防，pp.50-114，1992.
- 19) Chyan-Deng Jan :Debris Flow Hazards Mitigation in Taiwan , International Sabo Network.
<http://www.sabo-int.org/projects/taiwan.html> (2014年3月30日閲覧)

- 20) Masaichi Nagata : International Sabo Network, Current Status of Sediment-related Disasters and Countermeasures for Them in Venezuela.
<http://www.sabo-int.org/projects/venezuela.html> (2014年3月30日閲覧)
- 21) 水山高久, 下東久巳, 下田義文, 井戸清雄: スリットを有するダムに関する実験的研究, 第28回水理学講演会論文集, pp.723-728, 1984.
- 22) 芦田和男, 江頭進治, 村岡猛, 里深好文: 砂防ダムの流出土砂調節機能に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第30号, B-2, 1987.
- 23) 芦田和男, 江頭進治, 樽屋啓之, 里深好文, 高村裕平: 砂防ダム堆砂域の侵食と流路の形成機構, 京都大学防災研究所年報, 第31号, B-2, 1988.
- 24) 藤田正治, 水山高久, 武蔵由育: 砂防ダム群の土砂流出調節効果, 水工学論文集, 第45巻, pp.697-702, 2001.
- 25) 芦田和男, 江頭進治, 中川一: 21世紀の河川学, 第6章土砂流出予測法, p.173, 京都大学学術出版会, 2008.
- 26) 国土交通省水管理・国土保全局: 国土交通省河川砂防技術基準 同解説 調査編, 第16章, 2014.

2. 天神川流砂系の土砂動態の現状

鳥取県中部を流れる天神川水系、および北条海岸（以降、これらを総称し天神川流砂系とする）では、これまでに河道部分での河床低下、北条海岸での海岸侵食が確認されている。これらの問題を緩和するため、近年の水系砂防事業においては透過型砂防堰堤が用いられるようになってきている。ここでは天神川流砂系での土砂動態の現状について述べる。

2.1 天神川流域の概要¹⁾

天神川は鳥取県東伯郡三朝町の津黒山（標高 1,118m）に端を発し、倉吉市において小鴨川と合流し、北栄町・湯梨浜町を経て日本海に注ぐ幹川流路延長 32km、流域面積 490km² の一級河川である。南側の流域界はほぼ岡山県との県境に一致しており、西から東へ大山～蒜山～津黒山～三国山と 1,000m 級の山地が続く急峻な地形を有している（図-2.1.1）。

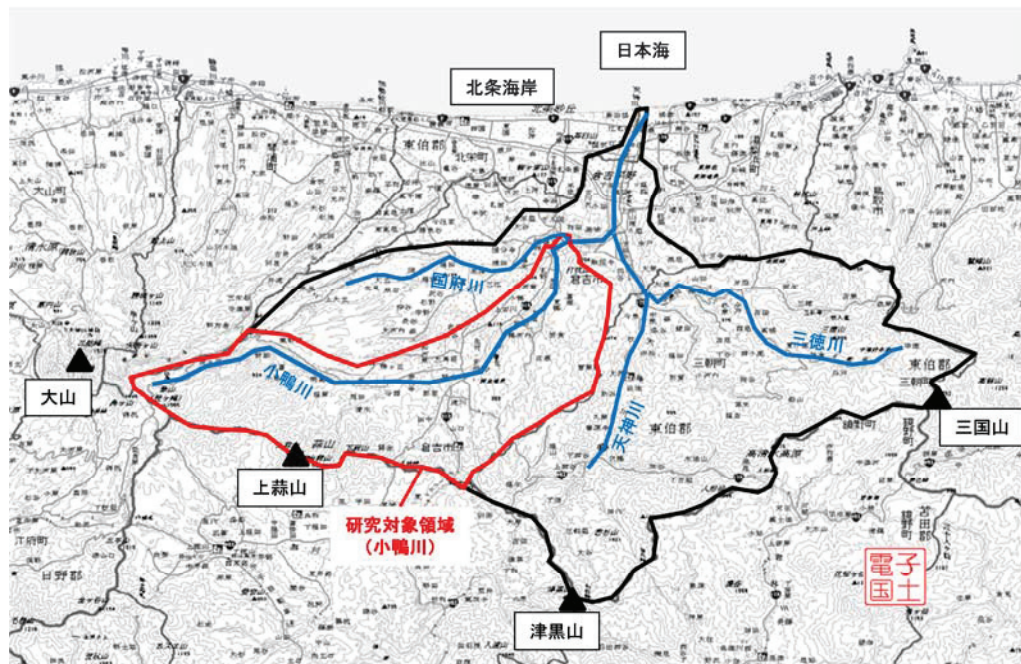


図-2.1.1 天神川流域図

図-2.1.2は国土地理院基盤地図情報数値標高モデル10mメッシュデータ²⁾より作成した天神川・小鴨川のレリーフ図である。大山、烏ヶ山から下蒜山にかけて起伏の大きい山地が連続していることが伺える。烏ヶ山～下蒜山から流入する西鴨谷川、泉谷川、小泉谷川、福原谷川、清水谷川、および矢送川はいずれも急流であり、昭和9年室戸台風による土砂災害を契機に、これらの支川流域では昭和11年度より直轄砂防事業が開始された。

図-2.1.3は国土地理院基盤地図情報数値標高モデル10mメッシュデータ²⁾から作成した天神川・小鴨川の河床縦断図である。本研究で対象とする小鴨川の河床勾配をみると、河口から7～22kmは1/100程度、野添川と名を変える22～32kmでは1/50程度、最上流の西鴨谷川では1/10程度と、急流河川の様相を呈している。

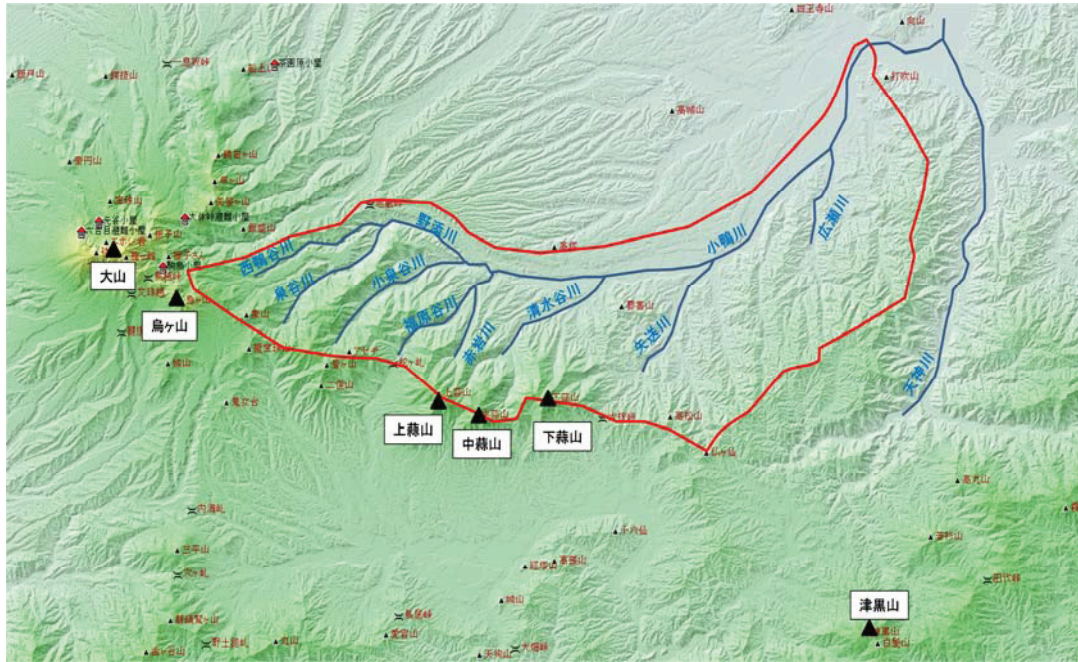


図-2.1.2 小鴨川流域標高レリーフ図

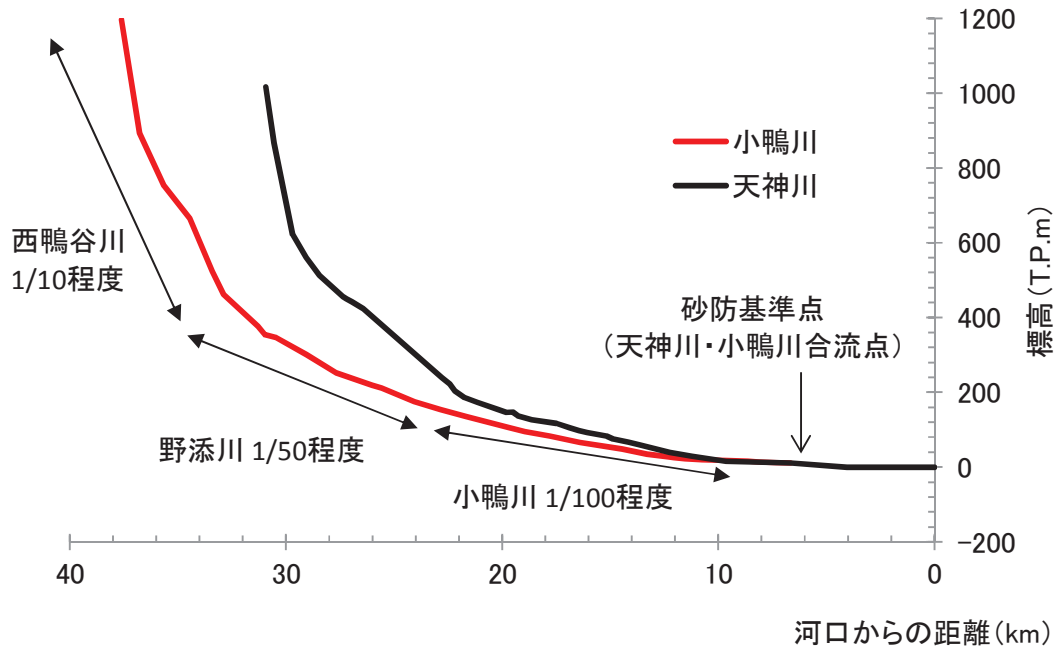


図-2.1.3 天神川・小鴨川河床縦断面図

2.2 流砂系の土砂問題

2.2.1 砂防領域

小鴨川流域西部は大山・蒜山に起因する火山性の脆弱な地質が分布しており，豪雨時には崩壊が発生しやすい状況にある。昭和9年室戸台風では大規模な山腹崩壊が生じるとともに，多量の水・土砂の氾濫により，倉吉町で死者31名，被災世帯7322戸（全壊79戸）の大災害となった（表-2.2.1）。室戸台風を機に昭和11年度より直轄砂防事業が行われている。図-2.2.1は天神川水系の直轄砂防事業による砂防堰堤の累加基数であり，平成23年時点で小鴨川流域に33基の砂防堰堤が建設されている。一方，天神川本川流域では，平成10年台風10号により土砂崩れ・土石流による土砂災害が発生したことを受け，平成13年度より直轄砂防事業が行われるようになった。平成23年時点で天神川本川流域に5基の砂防堰堤が建設されている。

表-2.2.1 室戸台風による倉吉町の被害³⁾

死傷者(名)		世帯(戸)	
死者	31	全壊	79
負傷者	35	半壊	205
		流出	78
		床上浸水	4,458
		床下浸水	2,502
計	66	計	7,322

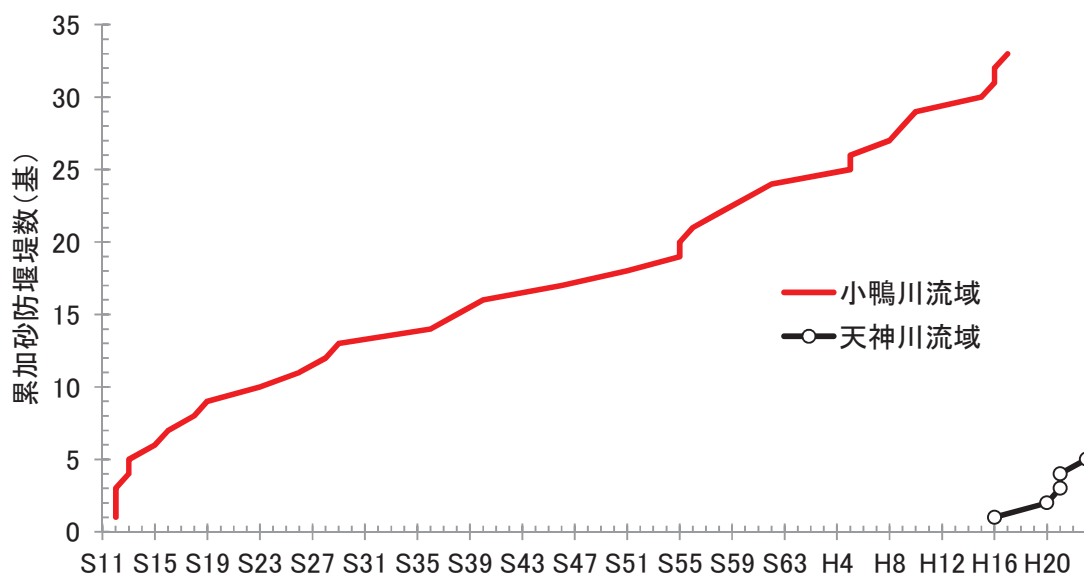


図-2.2.1 天神川水系の砂防堰堤設置数

大木ら⁴⁾は砂防堰堤の測量により平成17年8月時点の堆積土砂量を算出し、さらに数値解析により将来(24年後)の堆積量予測を行っている。図-2.2.2および図-2.2.3がその結果である。平成17年時点では113万 m^3 の土砂が砂防堰堤により捕捉されており、これを69年(昭和12年～平成17年)で割ると、1年あたり1.6万 m^3 の土砂が砂防領域に留まっているとなる。言い換えれば、天神川水系の河道への供給土砂量が、砂防堰堤のない状態に比べて1年あたり1.6万 m^3 減少したということになる。

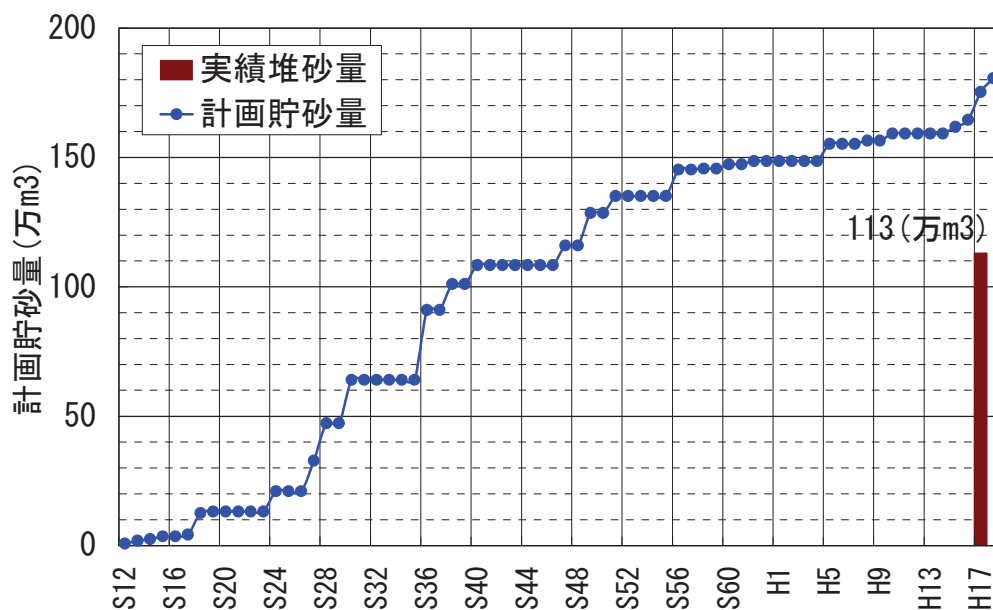


図-2.2.2 天神川水系の砂防堰堤堆砂量合計

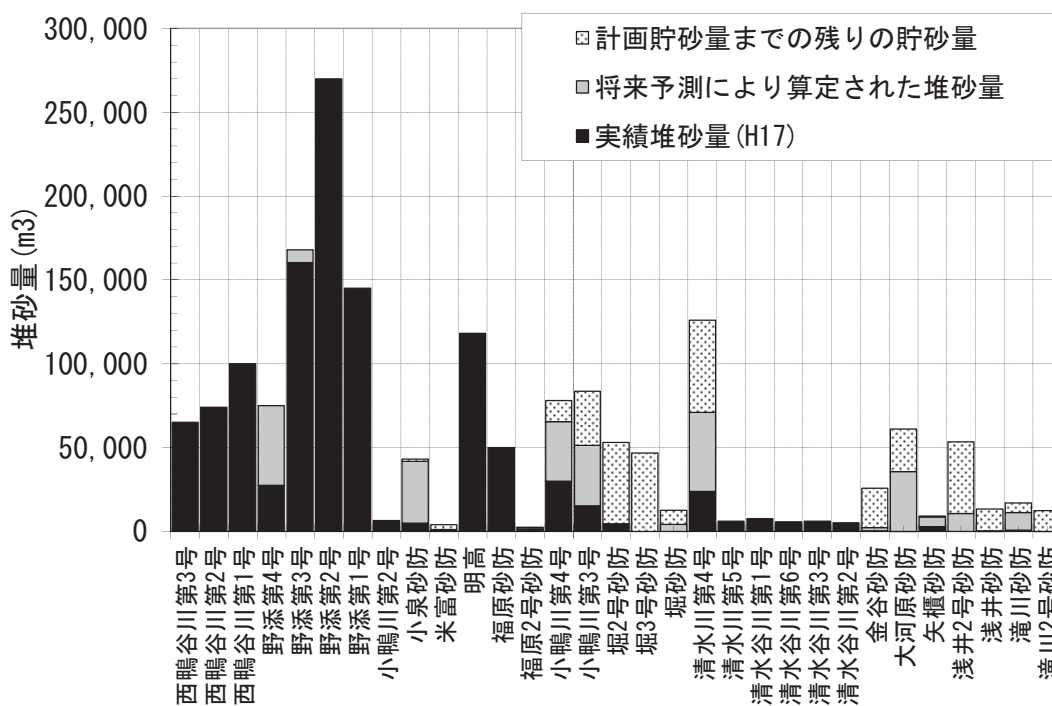


図-2.2.3 各砂防堰堤の堆砂量および将来予測結果

国土交通省による「砂防事業の再評価項目調書」⁵⁾によれば、砂防事業の目標となる計画整備土砂量は天神川水系全体で 1,168 万 m³であるが、平成 23 年度末の整備土砂量は 267 万 m³であり、整備率は 22.8%である。今後、残る 77.2%を整備するため砂防事業を継続する必要がある、有害な土砂流出を抑制しつつ、河川・海岸への土砂供給を確保することが砂防事業の課題となっている。

2.2.2 河川領域¹⁾

天神川における直轄改修工事は、砂防工事同様に昭和 9 年の室戸台風を契機に開始された。その後昭和 42 年に天神川が一級水系に指定され、翌 43 年には工事実施基本計画が策定された。近年では平成 9 年の新河川法に基づき、平成 18 年に河川整備基本方針が策定され、平成 22 年に河川整備計画が策定された。河川整備計画においては、昭和 34 年伊勢湾台風を整備目標とし、これを安全に流下させるための築堤・掘削・樹木伐採等が計画されている。

図-2.2.4 は天神川および小鴨川直轄管理区間の低水路内の平均河床高縦断面図である。天神川では昭和 48 年、小鴨川では昭和 52 年に砂利採取が禁止されるまで、平均河床が低下している箇所（小鴨川 9kp 付近など）が見られる。それ以降は平均河床高が安定していることが伺える。

図-2.2.5 は天神川および小鴨川直轄管理区間の最深河床高縦断面図である。最深河床高は年々低下する傾向にあり、また平成 2 年洪水では小鴨川 13.4kp 付近において著しい河床洗掘が生じている（写真-2.2.1 参照）。天神川および小鴨川には取水堰や床固が多数設置されており、それらの直上流では最深河床が安定しているが、直下流では河床低下傾向が見られる。

図-2.2.6 は最深河床の低下が目立つ箇所をピックアップした河床横断面図である。天神川 4.4kp では最深河床が平成 9 年頃まで低下し、その後側方侵食に転じている。小鴨川 1.6kp は北条堰下流に位置し、最深河床が低下する傾向にある。一方で砂州部は土砂が堆積傾向にあるため、平均河床高は安定傾向となっている。小鴨川 10.8kp, 13.2kp, 13.4kp はいずれも平成 2 年に著しい河床洗掘が生じた箇所である。13.4kp には床固が設置され河床が回復しているが、10.8kp・13.2kp では平成 2 年以降、最深河床高の回復は見られない。



写真-2.2.1 平成 2 年 9 月洪水後の侵食状況（13.4kp 付近）

最深河床高の低下要因を推定するため、小鴨川直轄管理区間を対象とした1次元不等流計算により平均年最大流量（近10年平均）流下時の移動限界粒径を推定した。支配方程式は以下のとおりである。

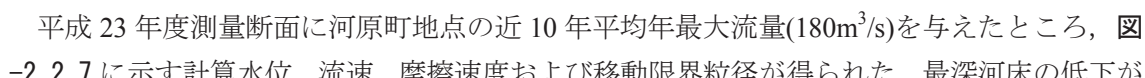
$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} + H \right) = -i_e, \quad i_e = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}, \quad v = \frac{Q}{A} \quad (2-1)$$

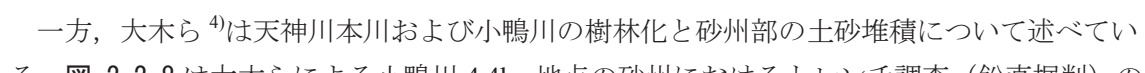
ここに、 v ：断面平均流速、 H ：水位、 g ：重力加速度、 i_e ：エネルギー勾配、 n ：マンニング粗度係数、 R ：径深、 Q ：流量、 A ：河積である。

平均年最大流量は、河原町観測所の実績流量および第4章にて行った流出解析の結果から、広瀬川合流後：180m³/s（河原町実績）、矢送川合流後：130m³/s（流出解析値）、矢送川合流前：70m³/s（流出解析値）とした。移動限界粒径は計算による摩擦速度と無次元限界掃流力の関係から以下のとおり算出した。

$$d_c = \frac{u_*^2}{sg\tau_{*c}}, \quad u_* = \sqrt{gRi_e} \quad (2-2)$$

ここに、 d_c ：移動限界粒径、 u_* ：摩擦速度、 s ：砂粒子の水中重量(=1.65)、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力(=0.05)である。

平成23年度測量断面に河原町地点の近10年平均年最大流量(180m³/s)を与えたところ、-2.2.7に示す計算水位、流速、摩擦速度および移動限界粒径が得られた。最深河床の低下が著しい10kpより上流を見ると、50mm～150mm程度の礫が移動可能であることがわかる。また、局所洗掘の生じた13.2k～13.4k周辺では200mm以上の礫が移動できるようである。昭和11年以降に設置された砂防堰堤群により、河床構成材料となる礫成分の供給量が減少していると考えられ、出水時に河道から礫が流出することにより、最深河床の低下が進んでいると推察される。

一方、大木ら⁴⁾は天神川本川および小鴨川の樹林化と砂州部の土砂堆積について述べている。-2.2.8は大木らによる小鴨川4.4kp地点の砂州におけるトレンチ調査（鉛直掘削）の結果であり、河道内の樹林化が進行した昭和60年代以降、ウォッシュロード成分と見られる0.1mm以下の成分が多く堆積していることが指摘されている。先述のとおり最深河床付近は礫成分の不足により河床低下が生じているが、一方で砂州部においては最深河床が下がったために樹林化が進行し、1mm以下の細粒土砂が捕捉されるようになっている。

国土交通省の維持管理計画⁶⁾においては、河床洗掘から構造物・堤防等を防御すること、洪水時の河積確保のため樹木や堆積土砂を除去することが課題として挙げられている。抜本的な対策としては、最深河床部を構成するような粗い粒径の土砂を今後砂防領域から供給し、河床低下を抑制することが必要と考えられる。

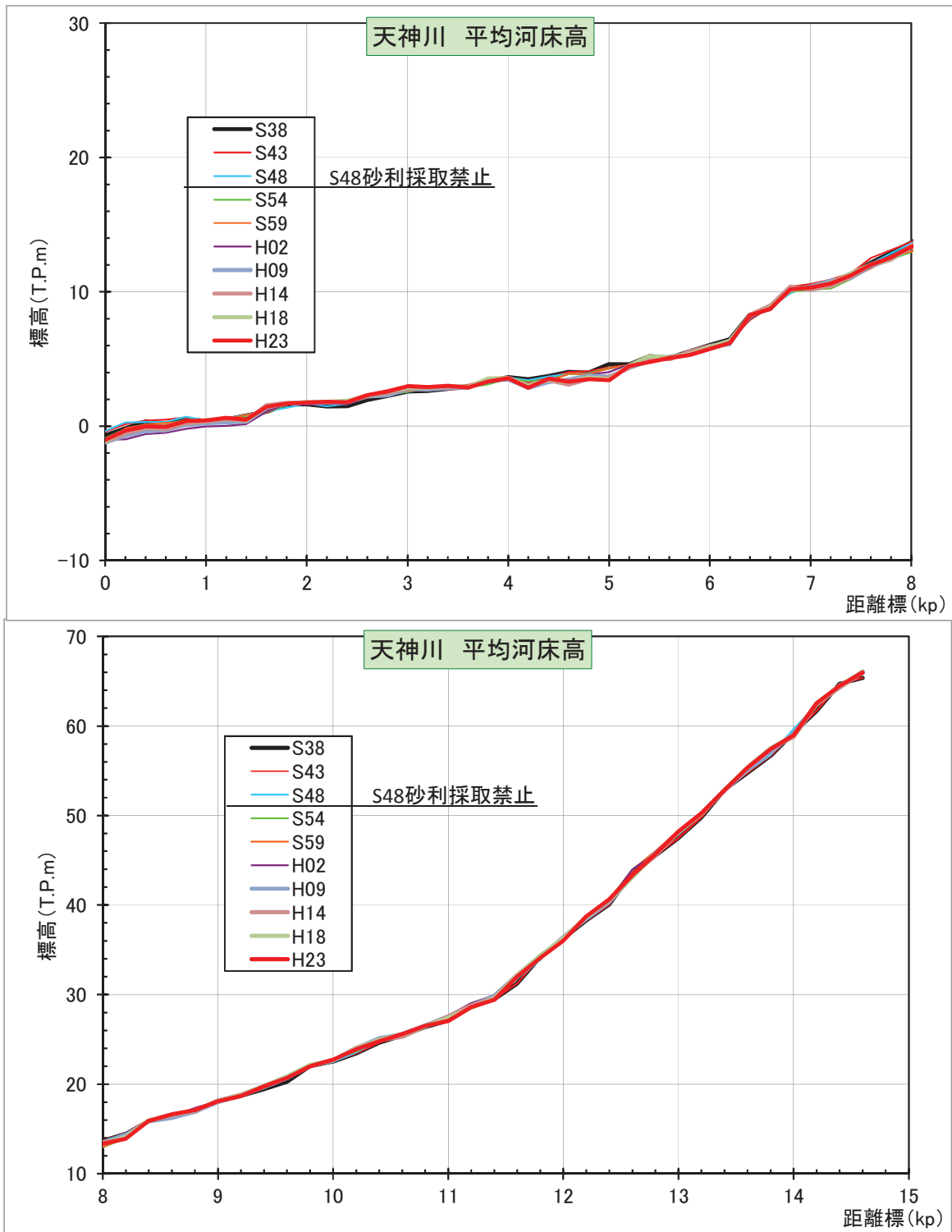


図-2.2.4(1) 平均河床高縦断図(天神川本川)

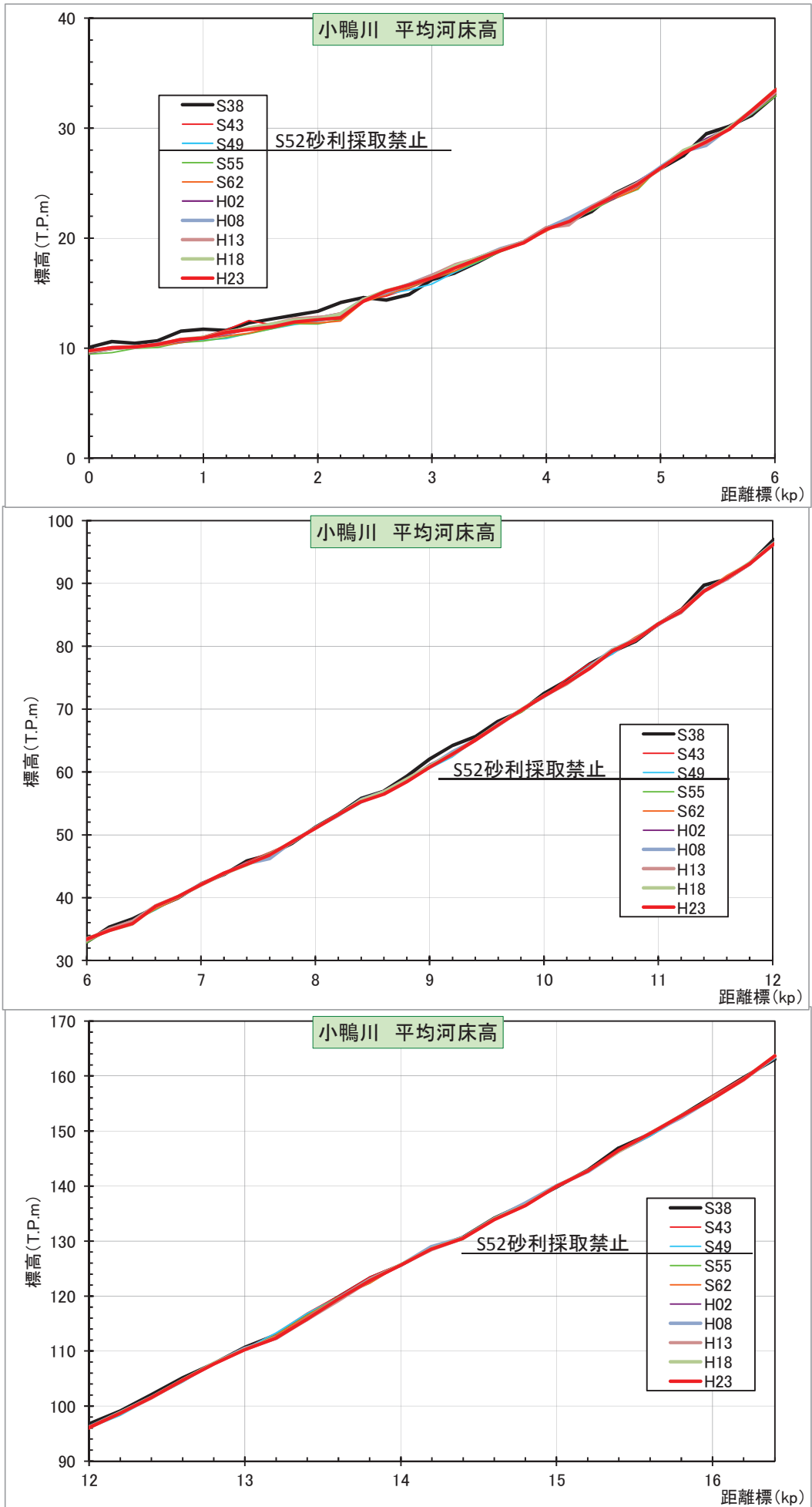


図-2.2.4(2) 平均河床高縦断図(小鴨川)

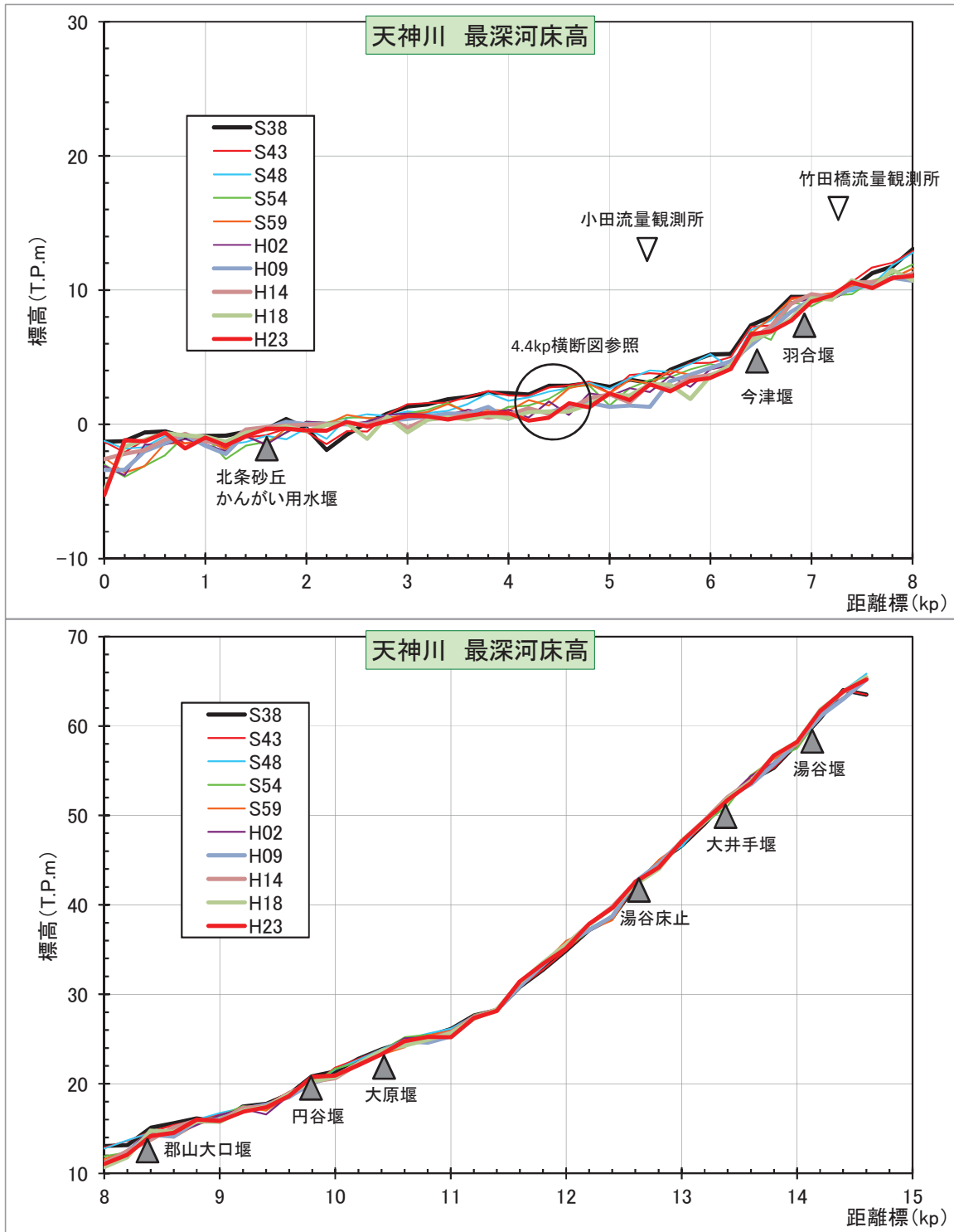


図-2.2.5(1) 最深河床高縦断面図(天神川)

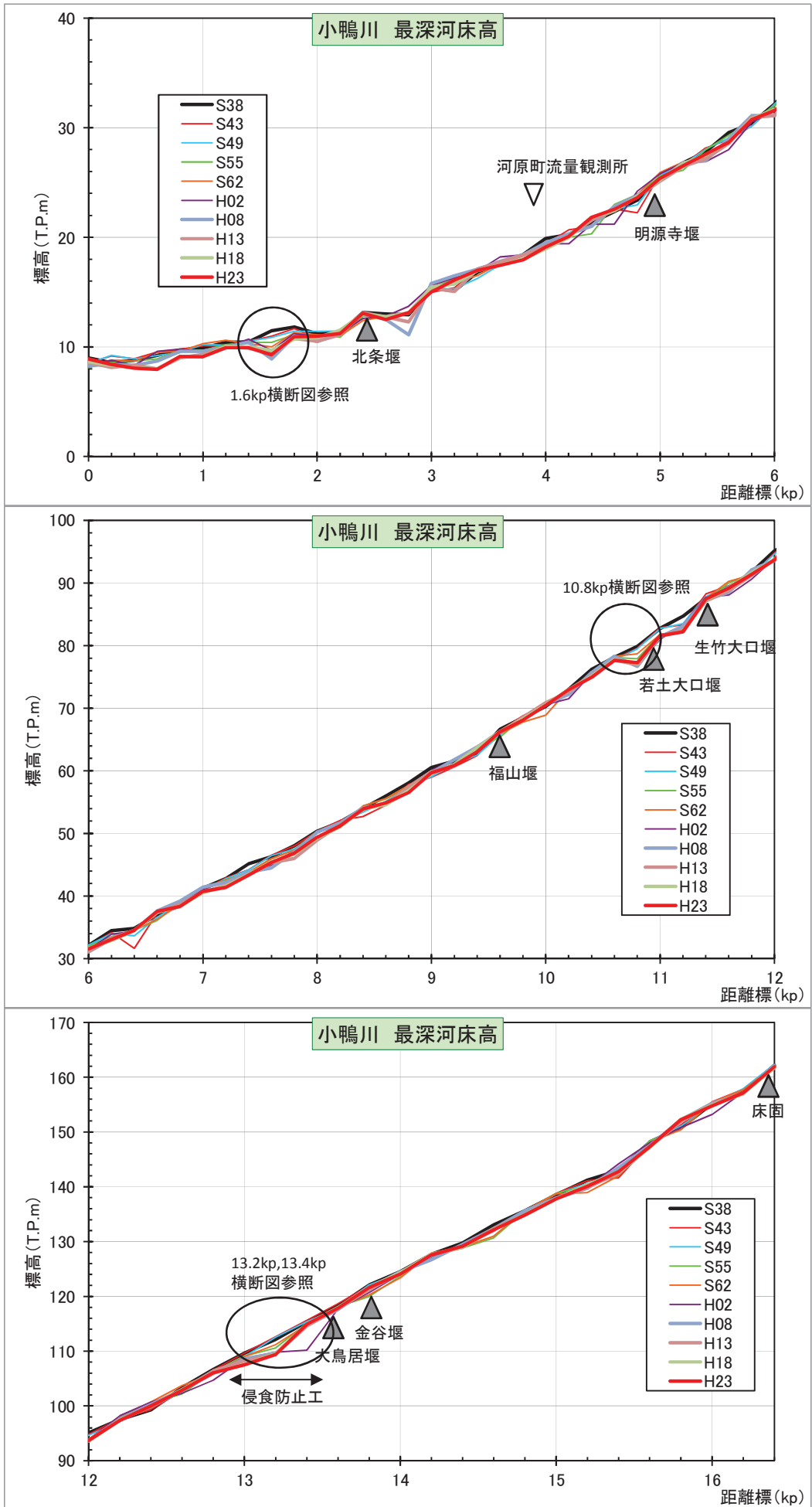


図-2.2.5(2) 小鴨川最深河床高縦断図(小鴨川)

小田観測所
年最大流量

流量 (m³/s)

0 1,000 2,000

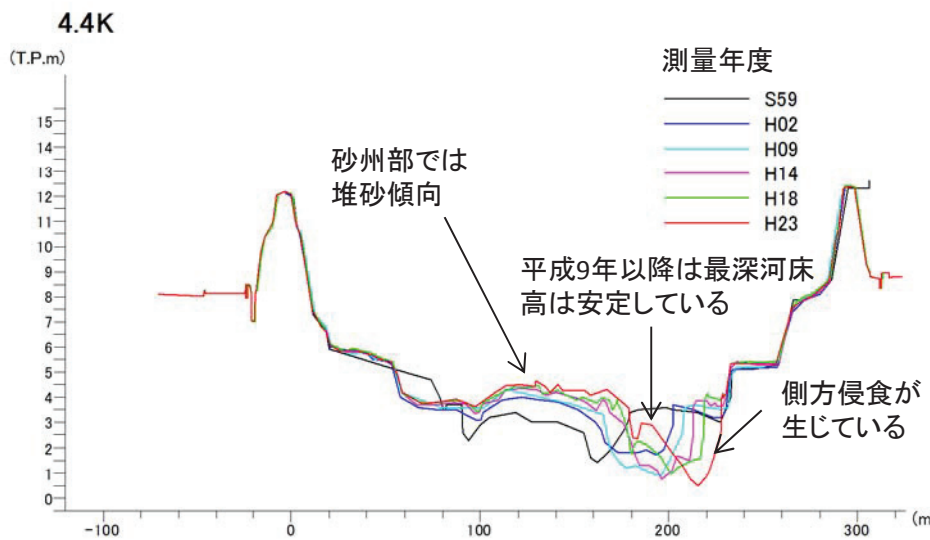
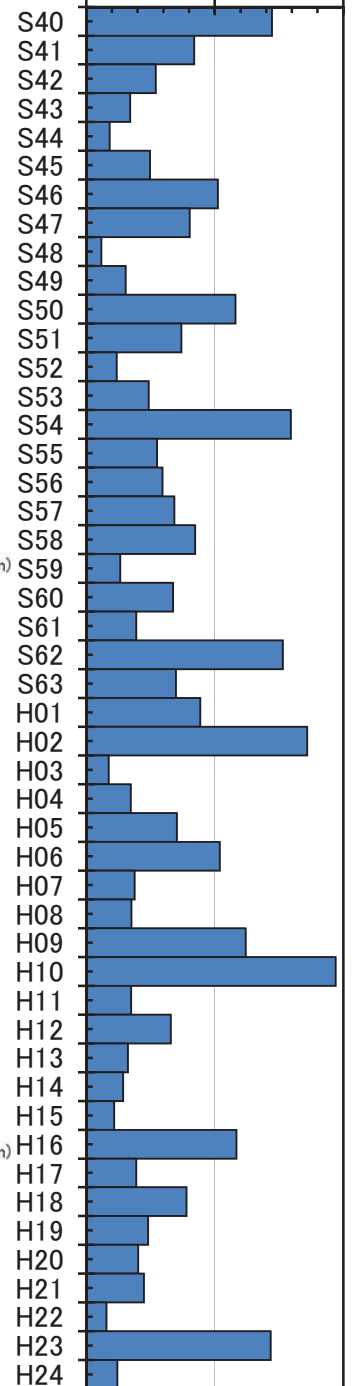
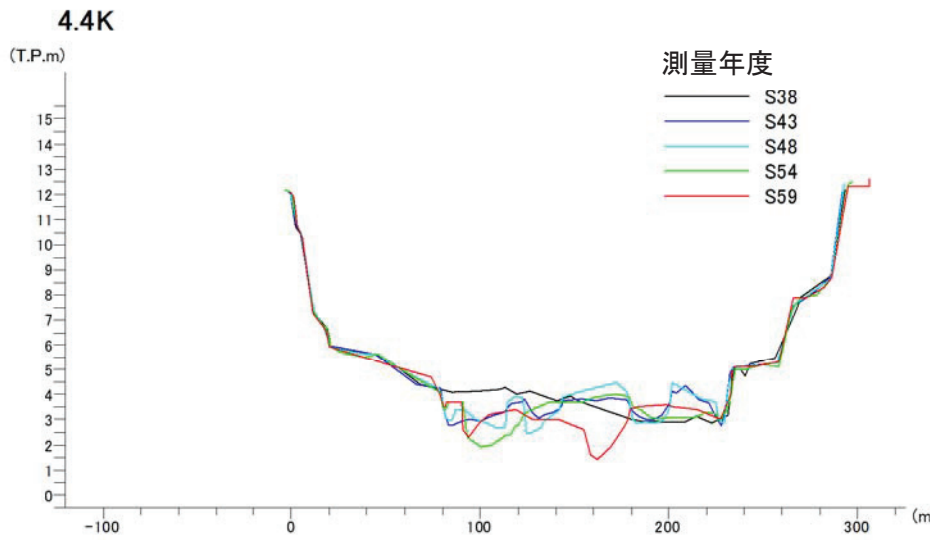


図-2.2.6(1) 河床横断面図(天神川4.4kp)

河原町観測所
年最大流量

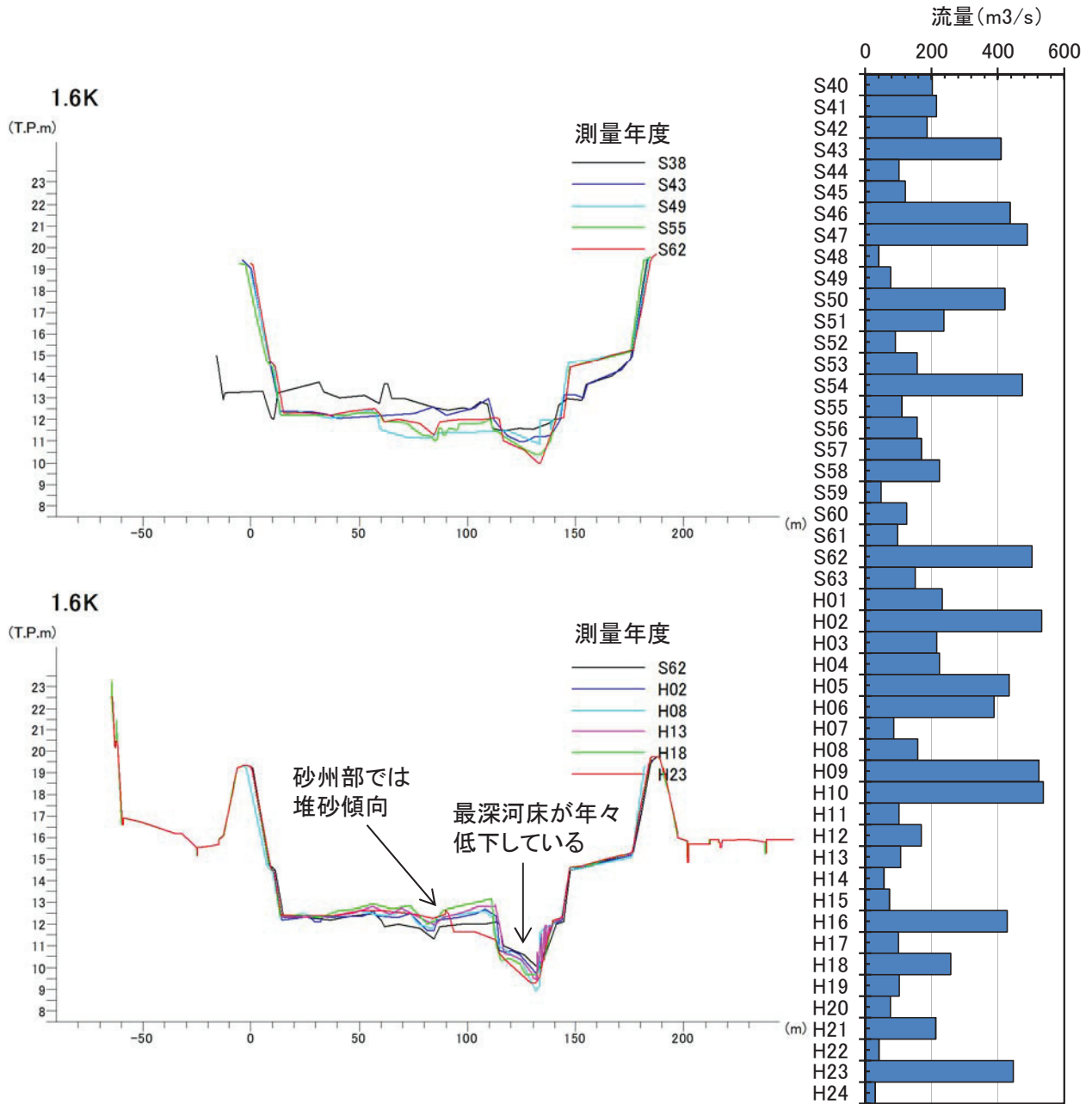


図-2.2.6(2) 河床横断面図(小鴨川1.6kp)

河原町観測所
年最大流量

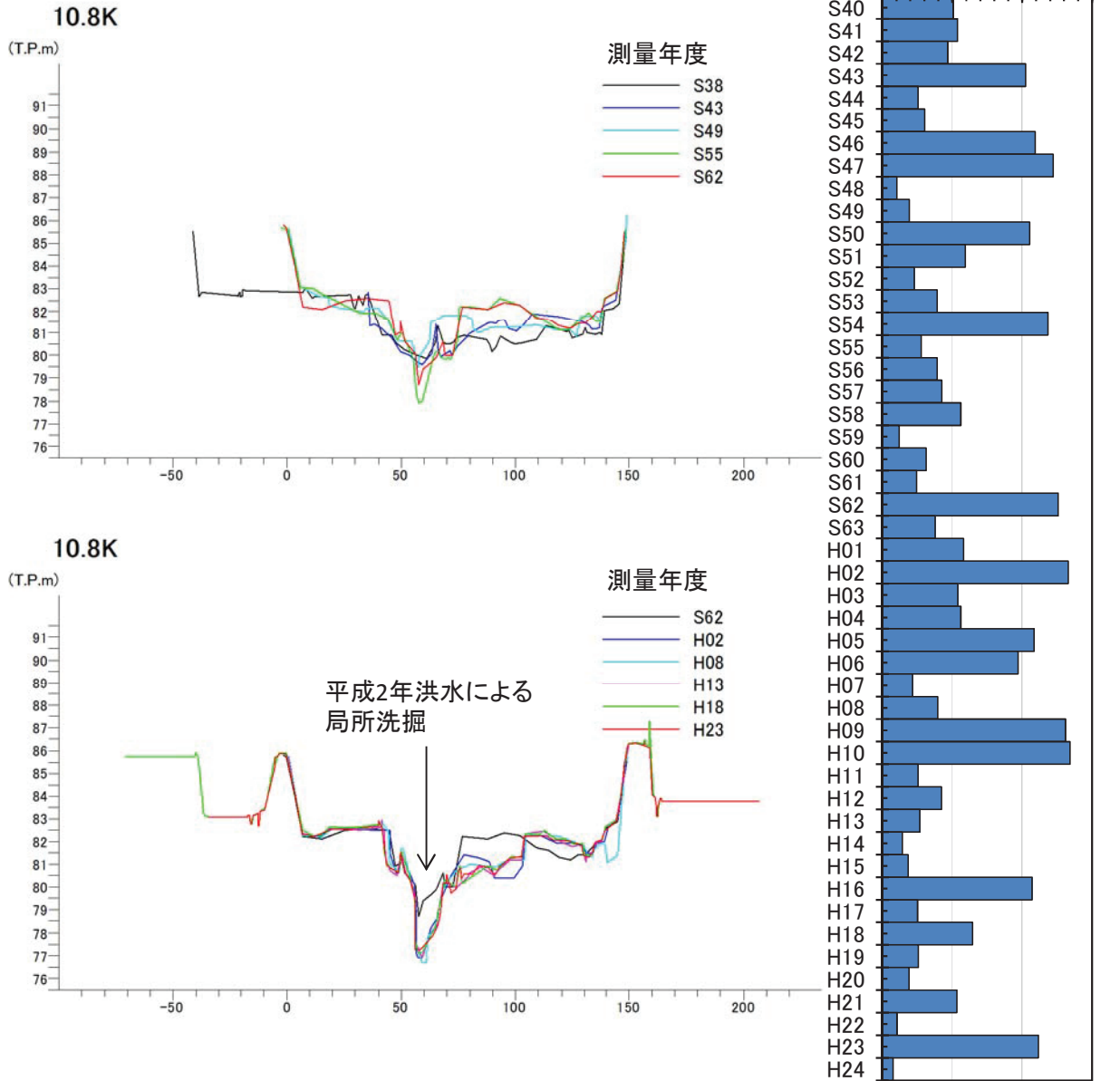


図-2.2.6(3) 河床横断面図(小鴨川10.8kp)

河原町観測所
年最大流量

流量(m³/s)

0 200 400 600

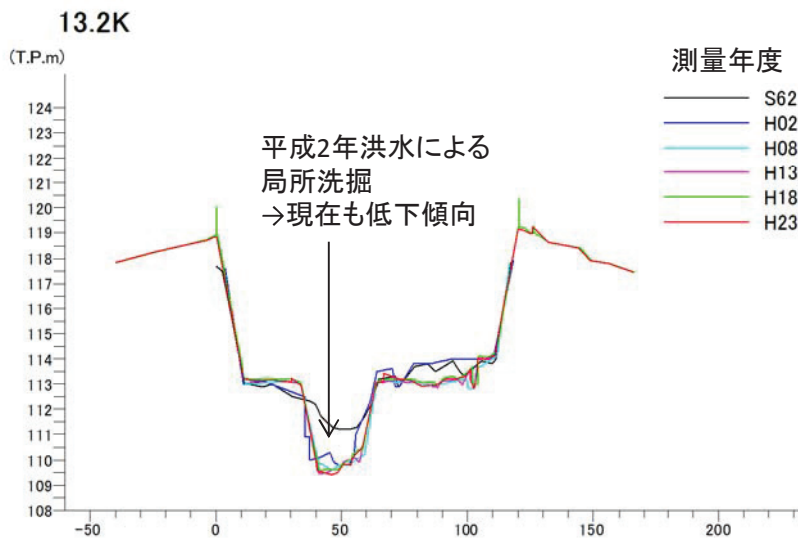
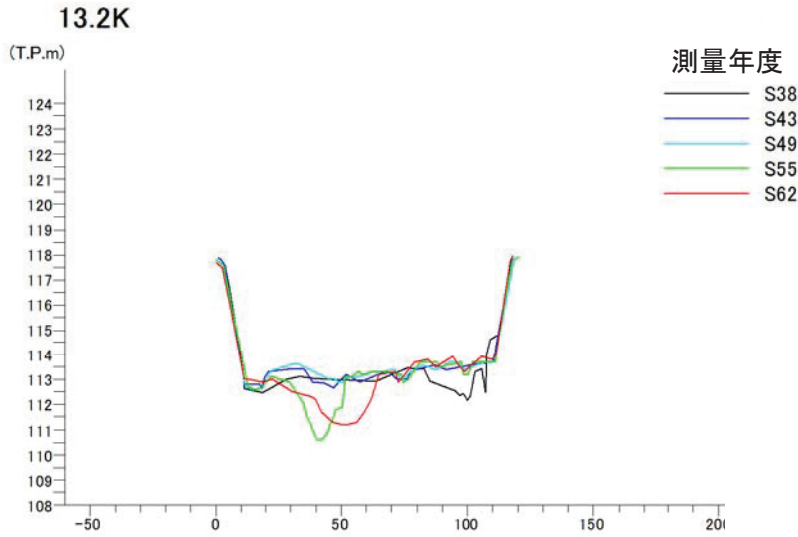
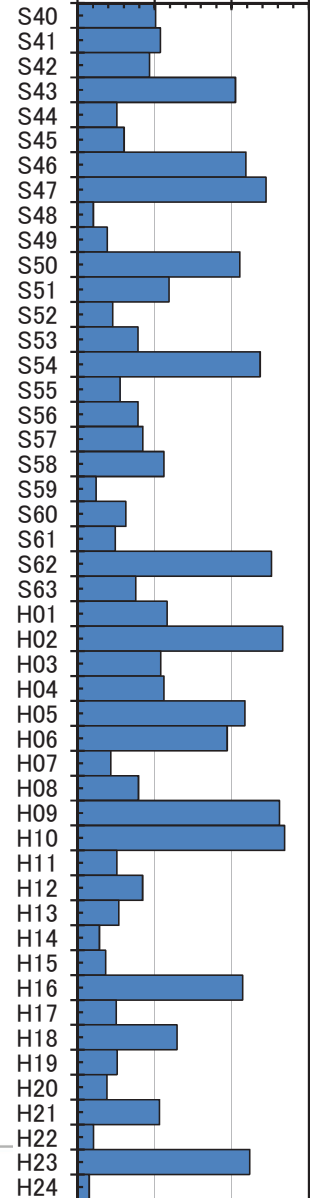


図-2.2.6(4) 河床横断面図(小鴨川13.2kp)

河原町観測所
年最大流量

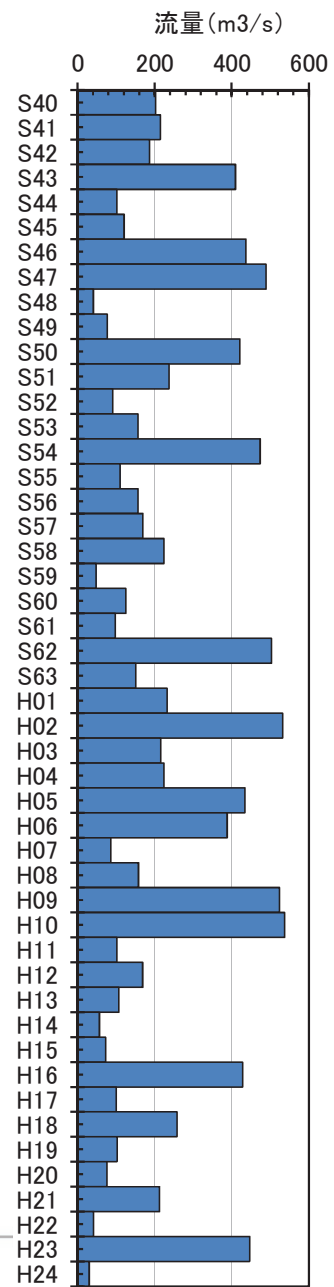
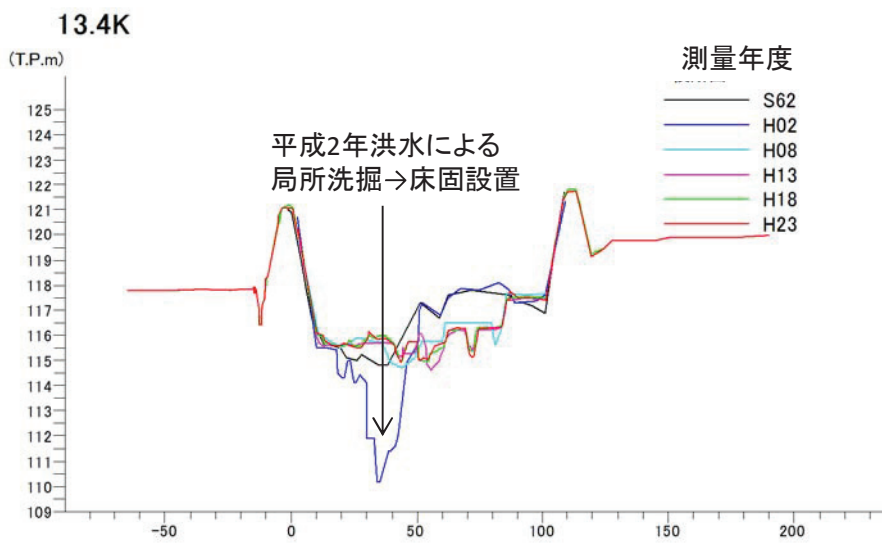
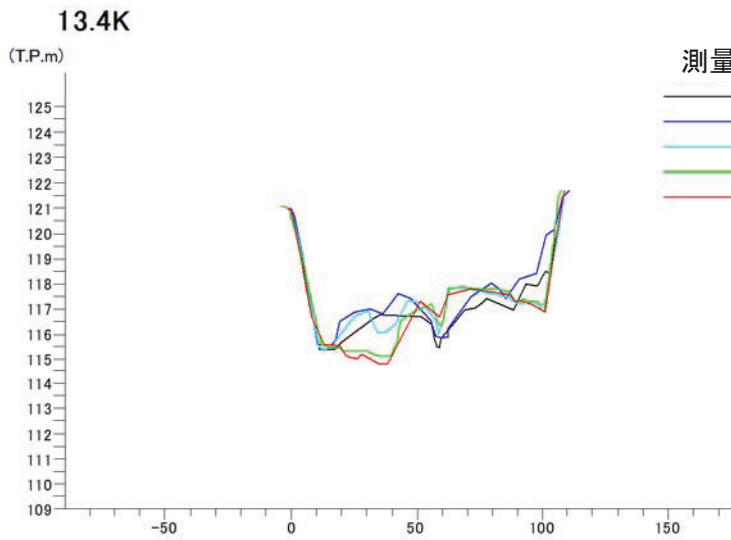


図-2.2.6(5) 河床横断面図(小鴨川13.4kp)

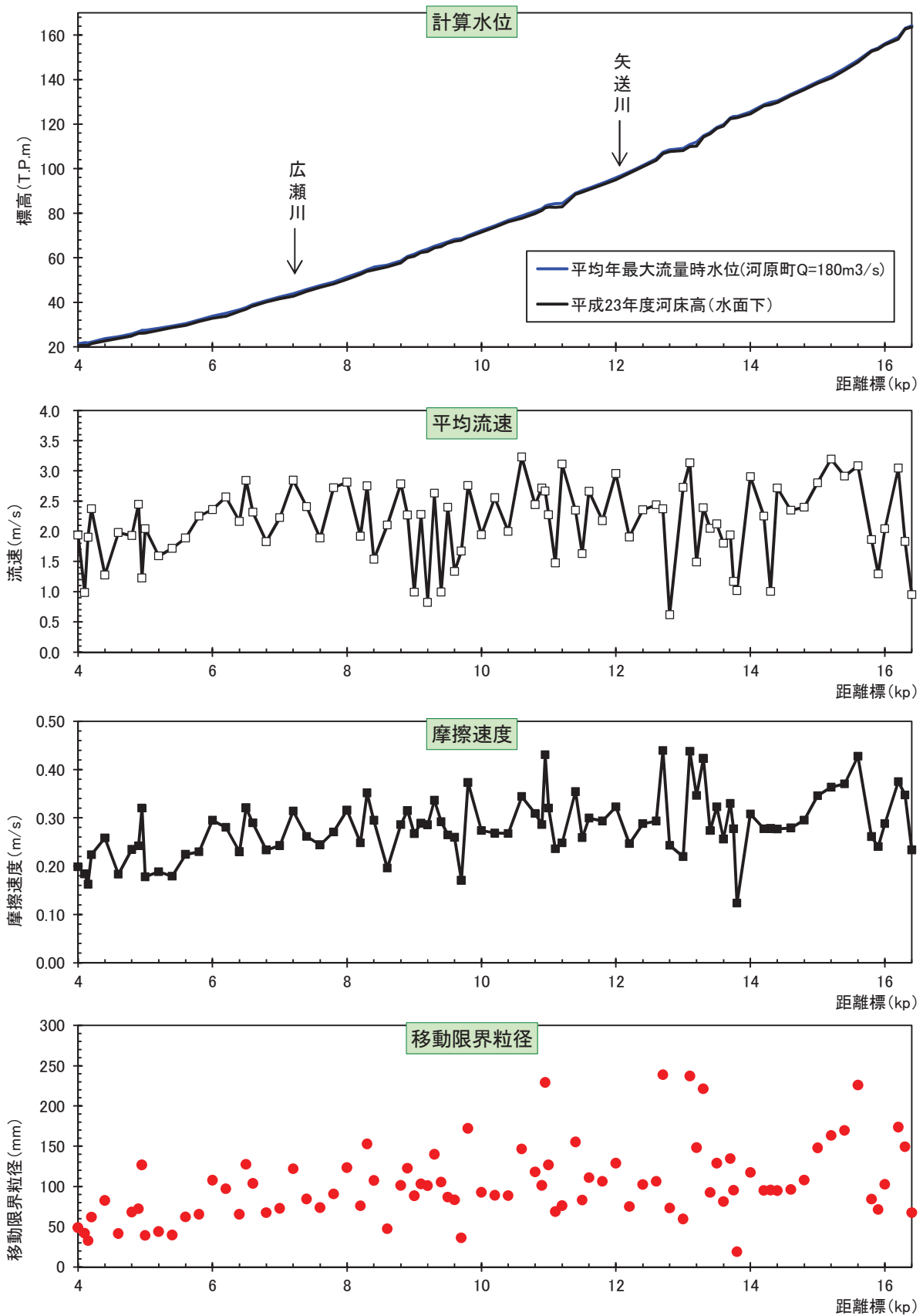
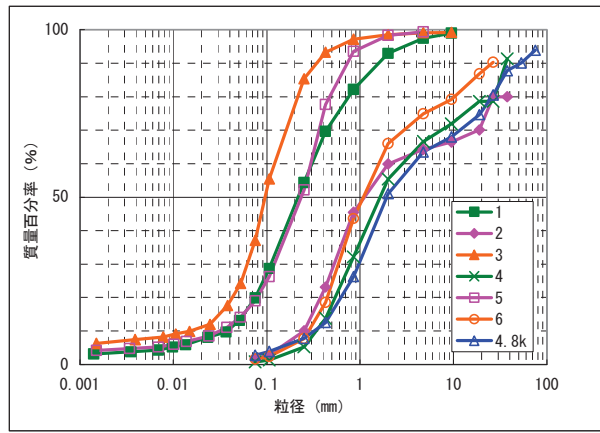
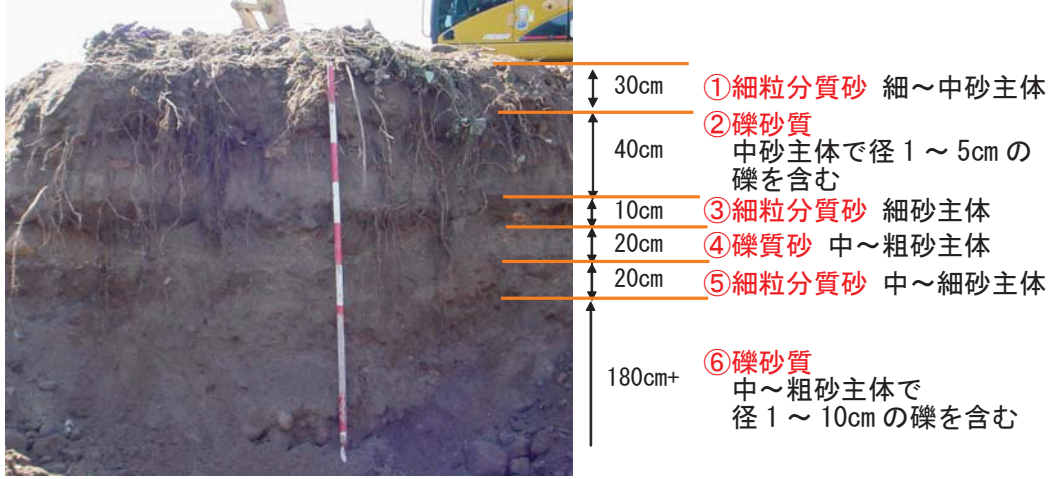


図-2.2.7 小鴨川移動限界粒径推定結果



粒径加積曲線

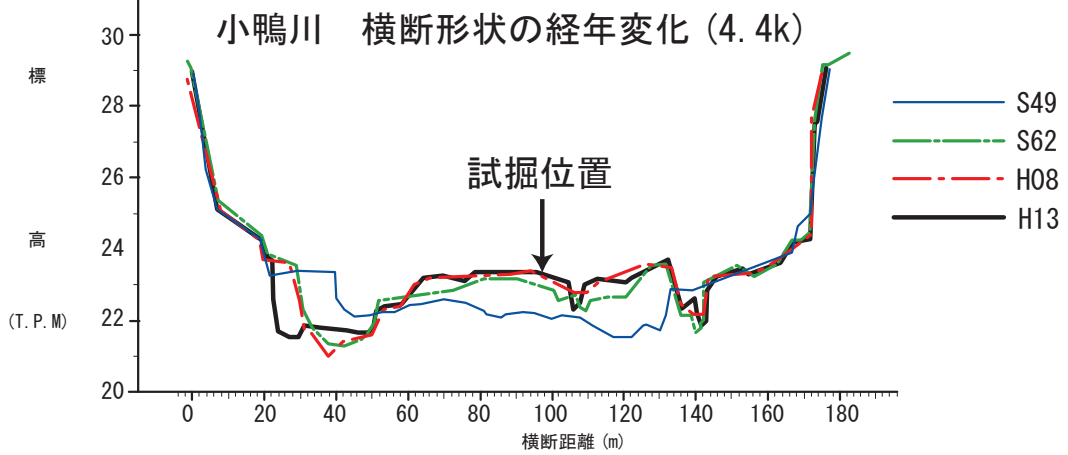


図-2.2.8 小鴨川 4.4k のトレンチ調査結果⁴⁾

2.2.3 海岸領域⁷⁾

天神川河口左岸には北条海岸があり、その経年的な挙動について図-2.2.9のとおり鳥取県が実態調査を行っている。図-2.2.10は海岸汀線の昭和44年を基準とした変化幅である。図の右側に小田観測所年最大流量時系列を添えている。

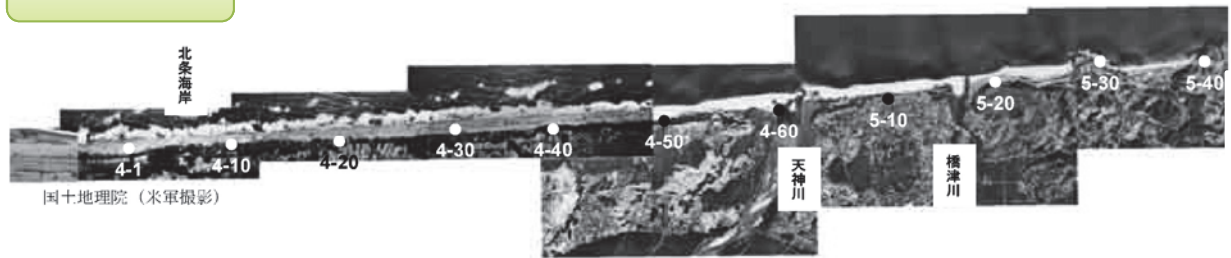
海岸汀線は昭和44年から昭和58年頃まで最大50m程度後退している。これは、天神川水系では昭和58年までに合計貯砂量約150万 m^3 にのぼる砂防堰堤の整備が行われたこと(図-2.2.2)と、昭和40年代後半に1年あたり3万 m^3 の砂利採取が実施されていた(図-2.2.11)ことにより、天神川から海岸への供給土砂が減少したためと考えられる。その後、昭和63年の海岸汀線は天神川河口付近で昭和44年時点よりも海側へ前進している。これは砂利採取が禁止(天神川本川：昭和48年～、小鴨川：昭和52年～)されたことと、昭和62年に大規模な出水が生じ、多量の土砂が海岸へ供給されたことが原因と考えられる。

平成10年になると再度海岸汀線は後退傾向となり、平成15年時点では最大50m程度後退している箇所が見られる。平成11年～平成15年にかけては大きな出水が生じなかったため、河道から海岸への供給土砂が少なく海岸汀線が後退したと推察される。

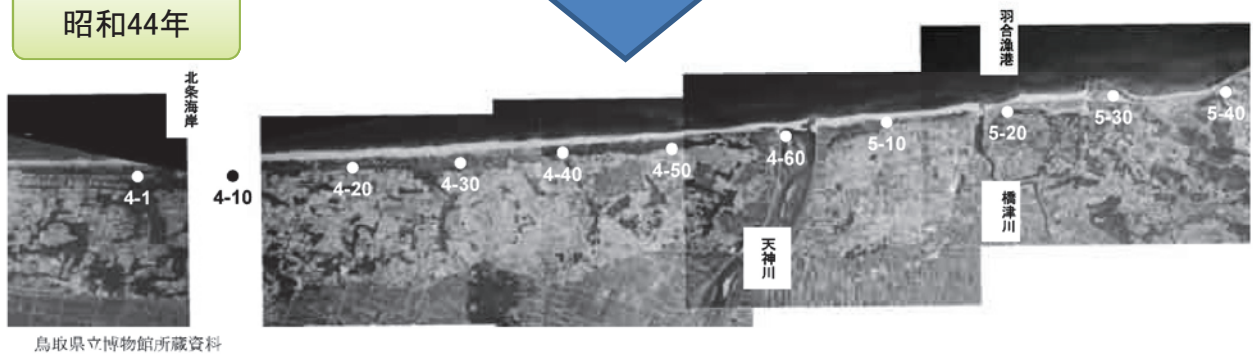
図-2.2.12は、Google Earth⁸⁾の航空写真から作成した近年の天神川河口付近の状況である。平成24年9月は天神川左岸側の海岸汀線が防砂林の近傍に迫っているが、平成25年3月の時点で幅40m程度の砂浜が形成されている。これにより、近年は砂浜形成のために必要な土砂量が天神川から供給されているものと推察される。

資産・施設の防護、観光、利用等のため海岸侵食を防止することが海岸領域での課題であり、今後も天神川からの土砂供給量を確保する必要がある。

昭和22年



昭和44年



昭和56年

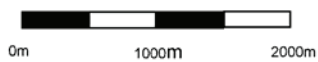
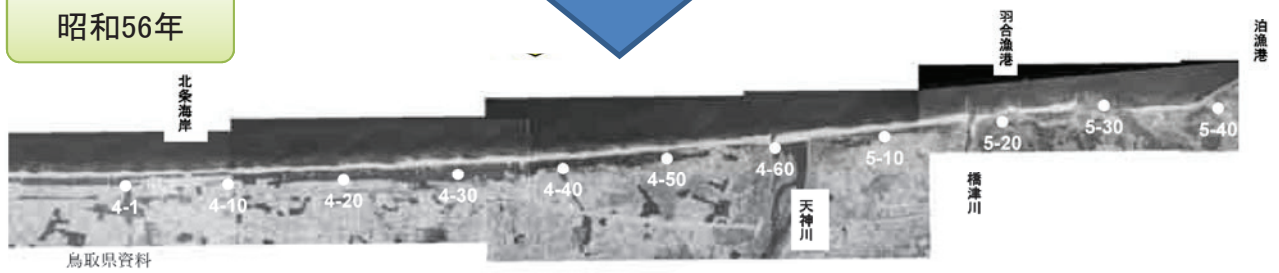


図-2.2.9(1) 天神川河口付近の海岸汀線の変化⁷⁾

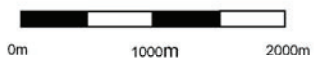
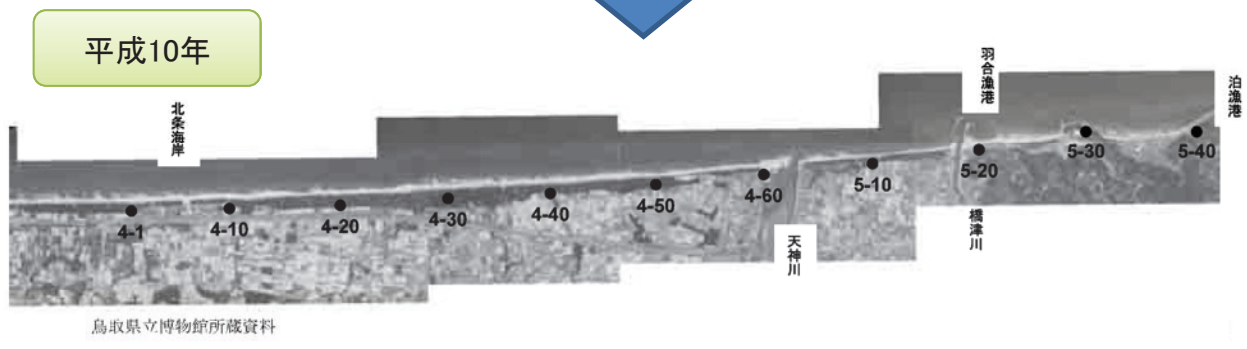
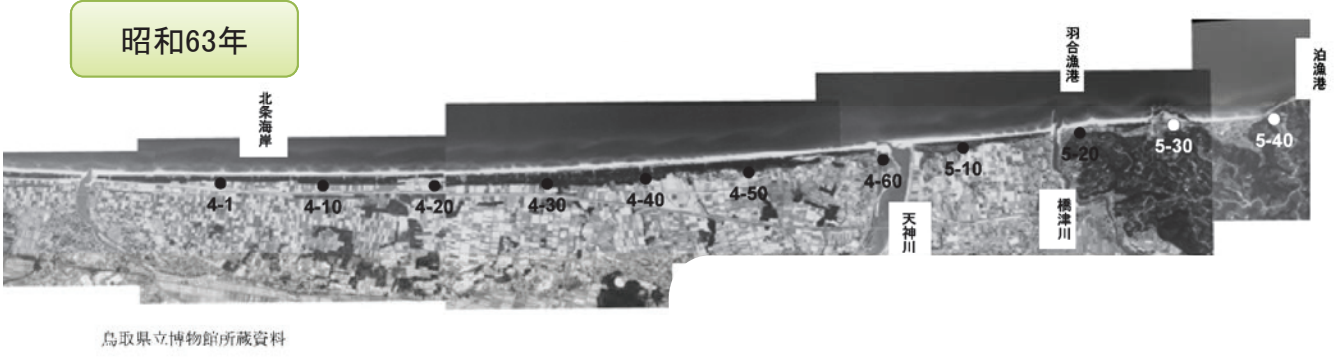
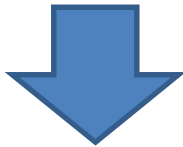
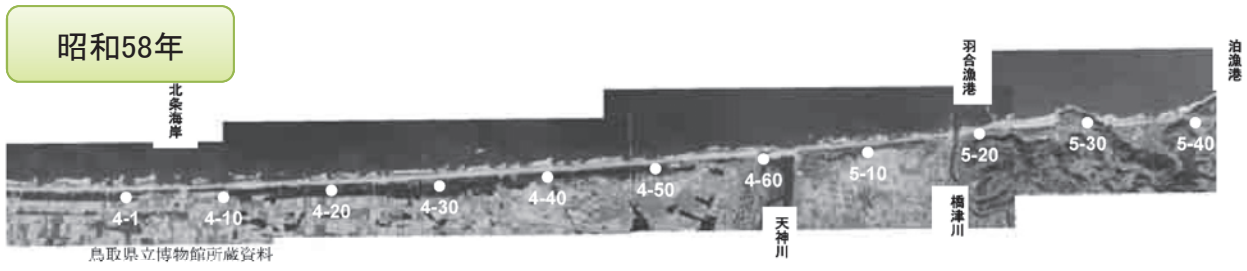


図-2.2.9(2) 天神川河口付近の海岸汀線の変化⁷⁾

平成15年



鳥取県立博物館所蔵資料

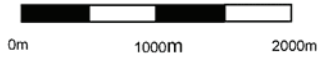


図-2.2.9(3) 天神川河口付近の海岸汀線の変化⁷⁾

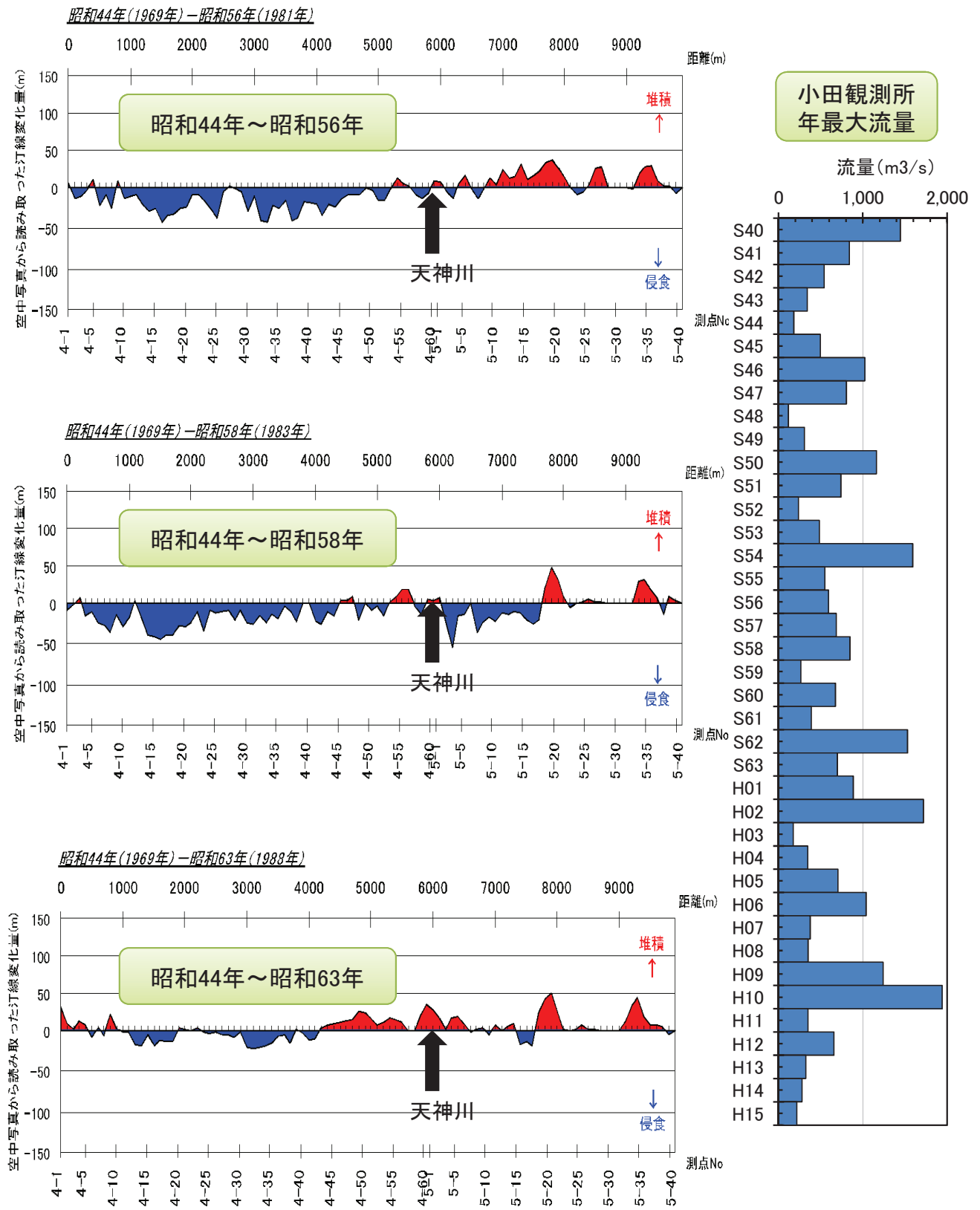


図-2.2.10(1) 天神川河口付近の海岸汀線の変化幅(昭和44年基準)⁷⁾

小田観測所
年最大流量

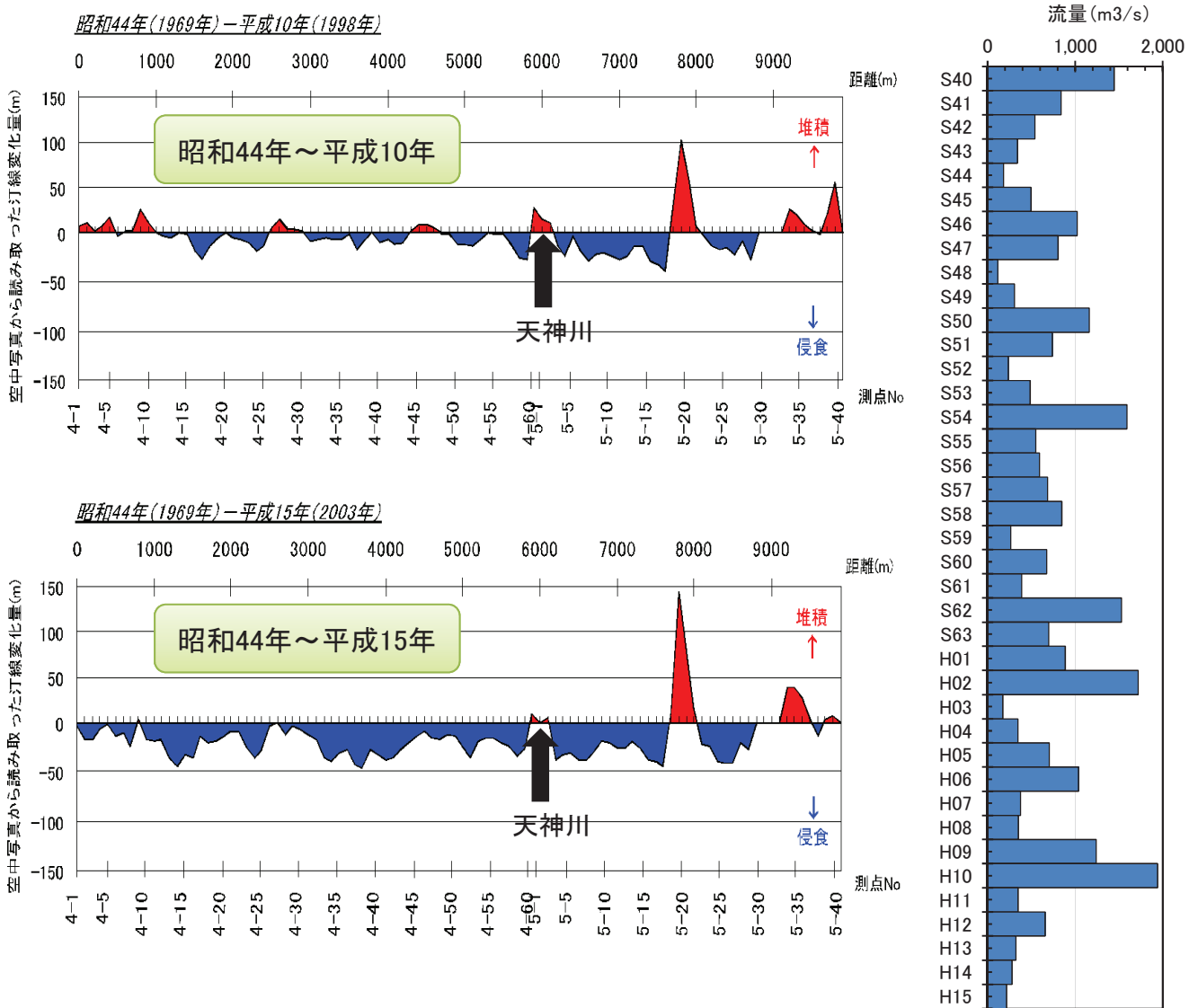


図-2.2.10(2) 天神川河口付近の海岸汀線の変化幅(昭和44年基準)⁷⁾

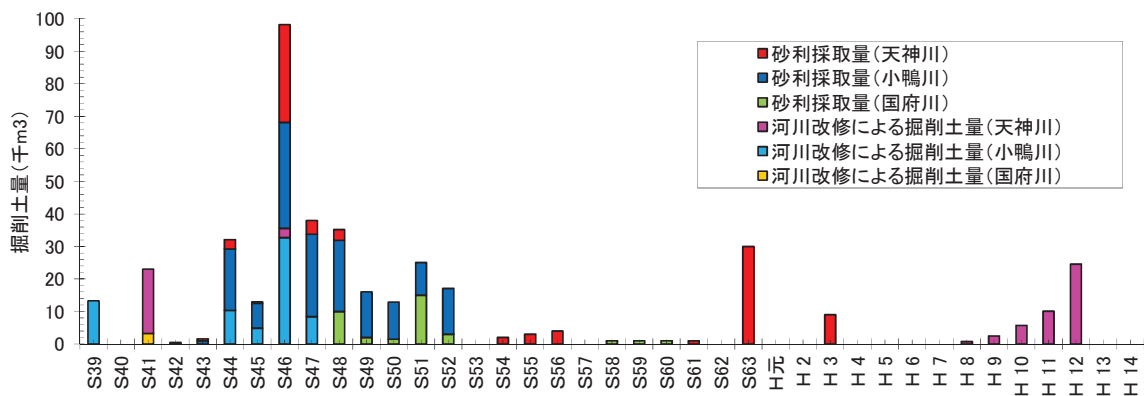


図-2.2.11 天神川水系の砂利採取許可量及び河川改修による掘削土量



小田観測所
年最大流量

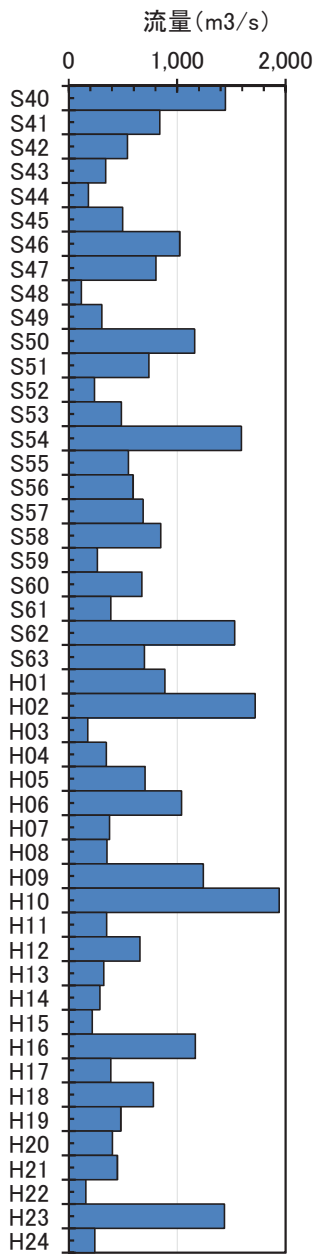


図-2.2.12 近年の天神川河口付近の状況⁸⁾

2.2.4 河床材料から見る土砂動態の実態

国土交通省倉吉河川国道事務所は平成15年度に山地砂防領域から河道、海岸に至るまでの河床材料調査を実施している。提供された粒度分布データをもとに土砂動態の実態について考察する。

天神川本川、小鴨川および小鴨川流域の砂防堰堤上流で採取された河床構成材料を土質分類の粒径区分に従い巨石～シルトに分類したところ、**図-2.2.13**および**図-2.2.14**の結果が得られた。**図-2.2.13**は前浜から小鴨川砂防領域までの区間について、合流点および河道直轄管理区間上流端(小鴨川16.4k)で領域を区分し、各領域の平均化した構成材料分布図である。**図-2.2.14**はその元データとなる各地点の構成材料分布図である。

図-2.2.13を見ると、前浜および河口砂州は砂(0.075～2.0mm)で構成されていることがわかる。砂は天神川・小鴨川の河道や砂防堰堤上流に30～50%程度含まれており、出水があれば海岸へ流出すると考えられる。

一方、最深河床の低下が著しい小鴨川上流を見ると、砂防領域や砂防堰堤に比べ粗石が多く、礫が少ないことがわかる。これは砂防事業によって砂防領域からの礫の供給量が減少し、小鴨川上流でアーミングが生じているものと考えられる。

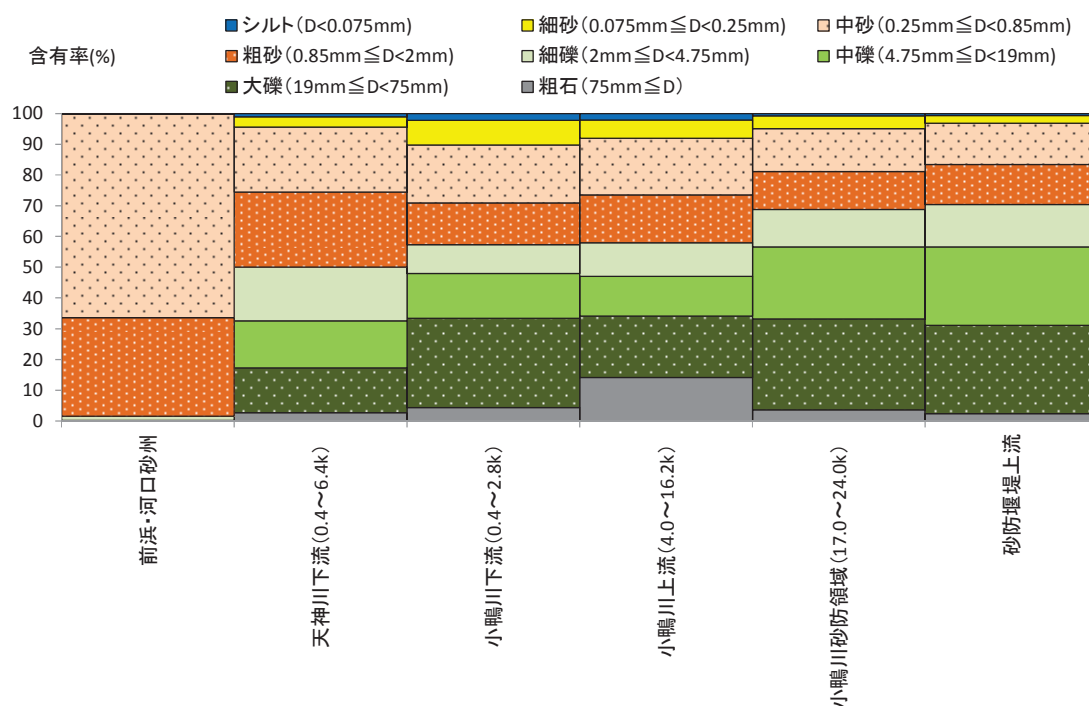
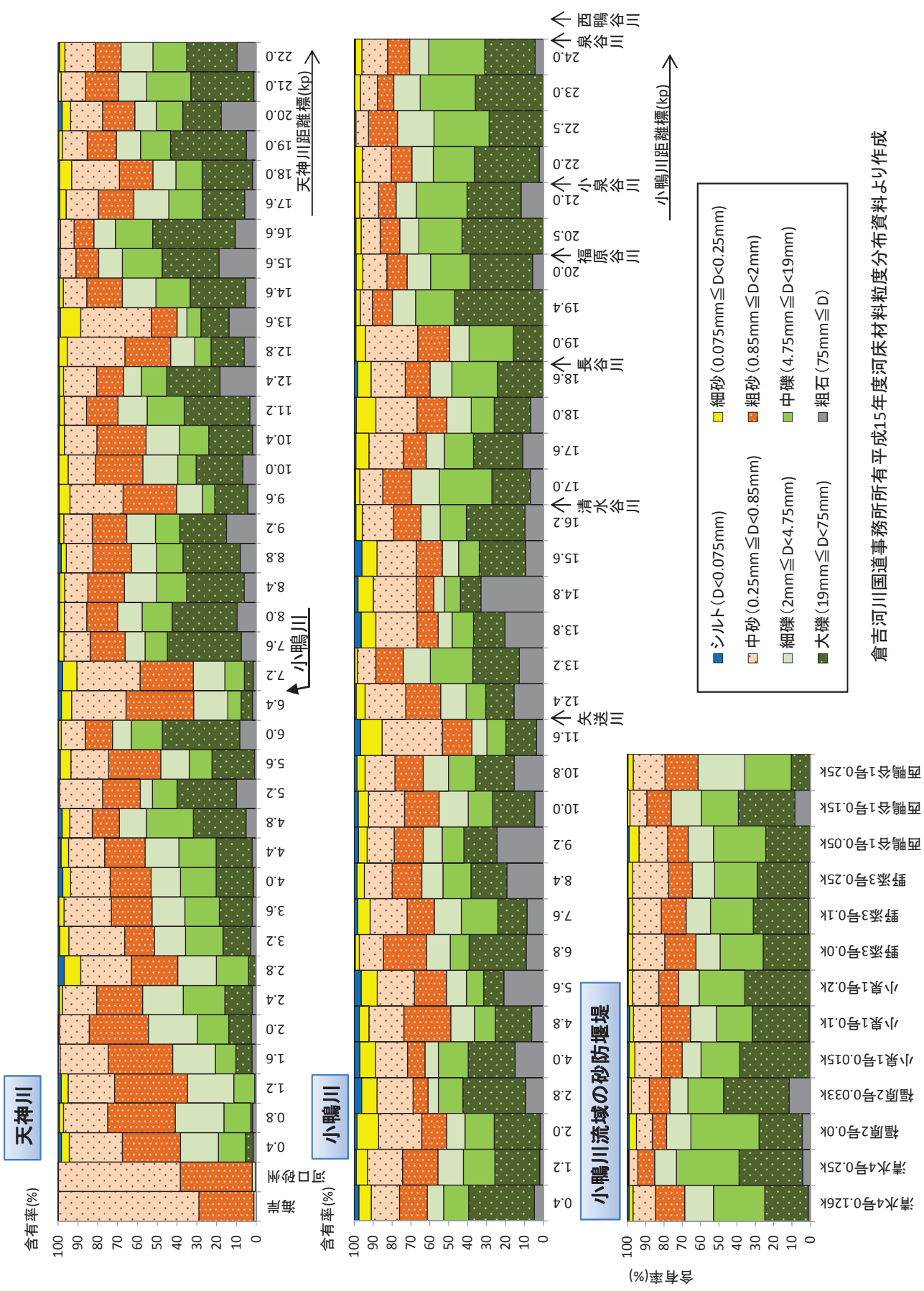


図-2.2.13 天神川水系の河床構成材料縦断分布図（北条海岸～小鴨川）



倉吉河川国道事務所所有平成15年度河床材料粒度分布資料より作成

図一2.2.14 天神川・小鴨川河床構成材料縦断面分布図

参考文献

- 1) 国土交通省中国地方整備局倉吉河川国道事務所：天神川水系河川整備計画，2010.
- 2) 国土地理院：基盤地図情報数値標高モデル
<http://fgd.gsi.go.jp/download/>（2011年12月10日閲覧）
- 3) 国土交通省中国地方整備局倉吉河川国道事務所：昭和9年室戸台風の被害.
<http://www.cgr.mlit.go.jp/kurayoshi/river/bosai/muroto.htm>（2014年3月30日閲覧）
- 4) 大木孝志，小島亨，川津幸治，永田徹，加藤陽平：天神川における土砂動態の実態把握および将来予測，第3回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.81-86，2006.
- 5) 国土交通省中国地方整備局：平成23年度第5回『中国地方整備局事業評価監視委員会』，資料4-1.
http://www.cgr.mlit.go.jp/cginfo/koukyouhyouka/2011/pdf/H23-5_data4-1.pdf，2011.（2014年3月30日閲覧）
- 6) 国土交通省中国地方整備局倉吉河川国道事務所：天神川水系河川維持管理計画，2012.
- 7) 鳥取県：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン，2005.
<http://www.pref.tottori.lg.jp/secure/222627/no1.pdf>（2008年10月10日閲覧）
- 8) Google：Google Earth，<http://www.google.co.jp/intl/ja/earth/>（2014年3月30日閲覧）

3. 透過型砂防堰堤周辺の土砂動態特性

3.1 モニタリングの概要

3.1.1 対象領域

本研究では、鳥取県倉吉市関金町に位置する天神川水系の支流赤岩川流域を対象領域とし、福原2号砂防堰堤（国土交通省管理）の土砂動態への影響を調査する。赤岩川は上蒜山を源頭部に持ち、福原谷川と合流し天神川支川小鴨川に注ぐ流域面積 2.7km² の溪流である（図-3.1.1 参照）。図-3.1.2 は国土地理院基盤地図情報¹⁾をもとに作成した赤岩川の河床縦断面図である。赤岩川の河床勾配は急峻で、福原谷川合流点から 0～1km の区間では 1/20、源頭部である 4km より上流の区間では 1/3 程度となっている。

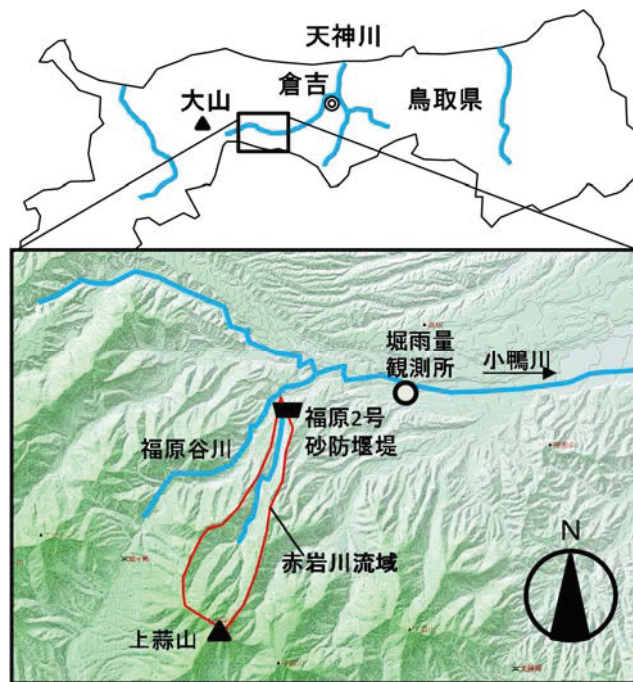


図-3.1.1 モニタリング対象区間

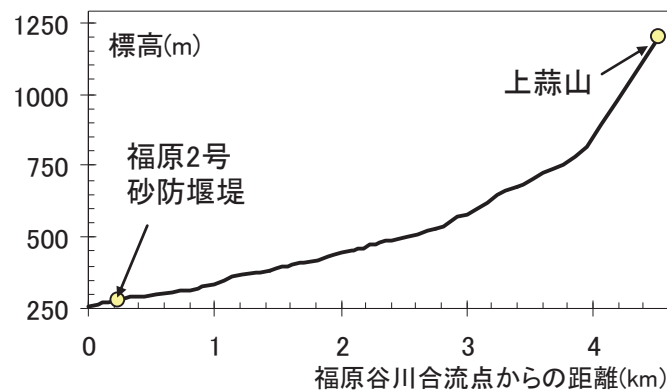


図-3.1.2 赤岩川縦断面図

図-3.1.3 は小鴨川流域周辺の表層地質²⁾である。小鴨川流域西部に大山があるため、その噴出物に起因する凝灰角礫岩が広く分布している。赤岩川流域には凝灰角礫岩の他、蒜山安山岩が分布している。

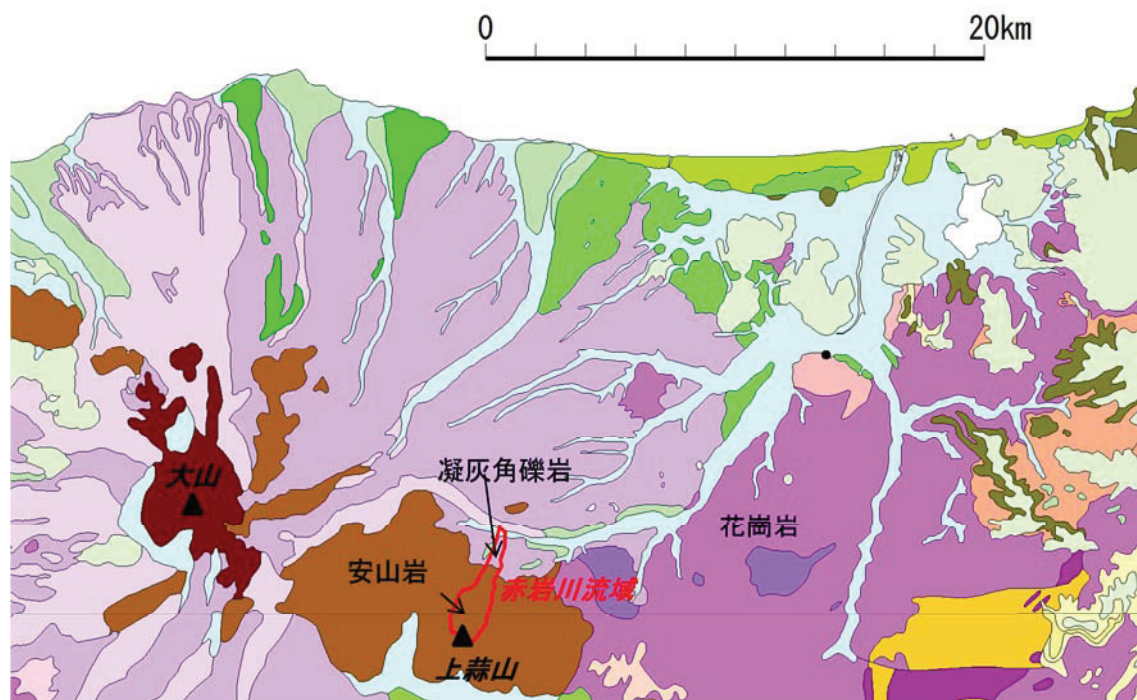


図-3.1.3 小鴨川流域周辺の表層地質²⁾

図-3.1.4 は堀雨量観測所（位置は図-3.1.1 参照）の年降水量⁴⁾である。平均年降水量は約 2,200mm であり、全国平均 1,700mm よりも多雨であるといえる。

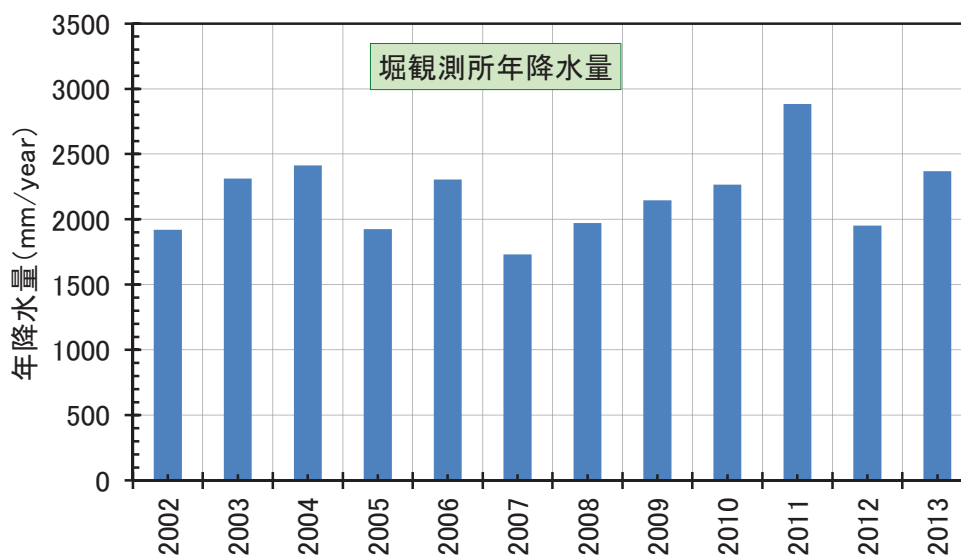


図-3.1.4 堀観測所年降水量

福原2号砂防堰堤の諸元を表-3.1.1に示す。福原2号砂防堰堤は土石流・流木対策を目的とし、赤岩川の最下流部に設置された部分透過型の鋼製スリット砂防堰堤である。形状は写真-3.1.1および図-3.1.5のようであり、スリット部の下に正方形の余水吐が2つ設置されている。写真-3.1.2はスリット部の状況である。天端幅（流下方向の長さ）は3.0mである。

表-3.1.1 福原2号砂防堰堤の現況諸元

設置目的	形式	完成年月	計画捕捉量	流域面積
土石流・流木対策	鋼製スリット (B型)	H10.3	1,700m ³	2.7km ²
堰堤高	透過部高	不透過部高	全幅	透過部幅
11.5m	3.0m	8.5m	71.0m	10.0m

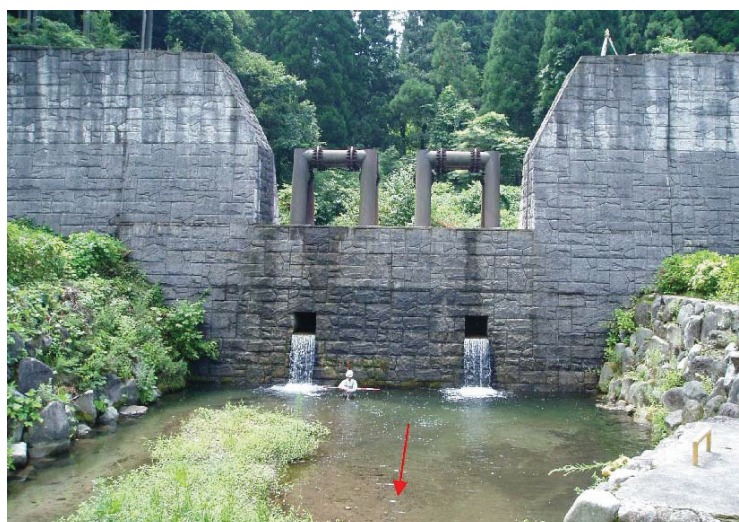


写真-3.1.1 福原2号砂防堰堤を下流側から望む（国土交通省提供）

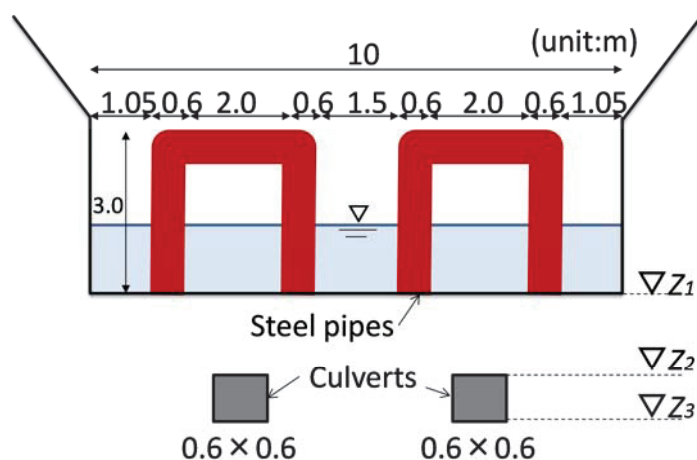
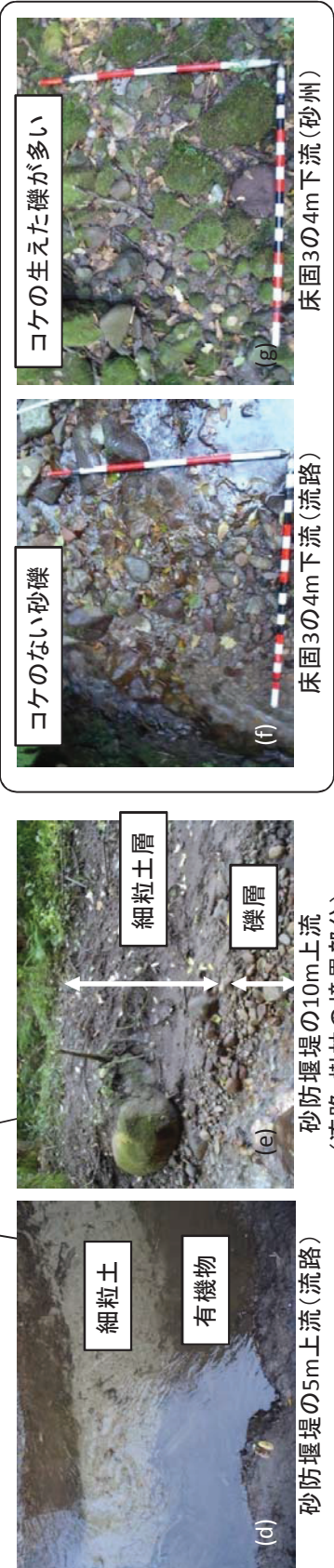
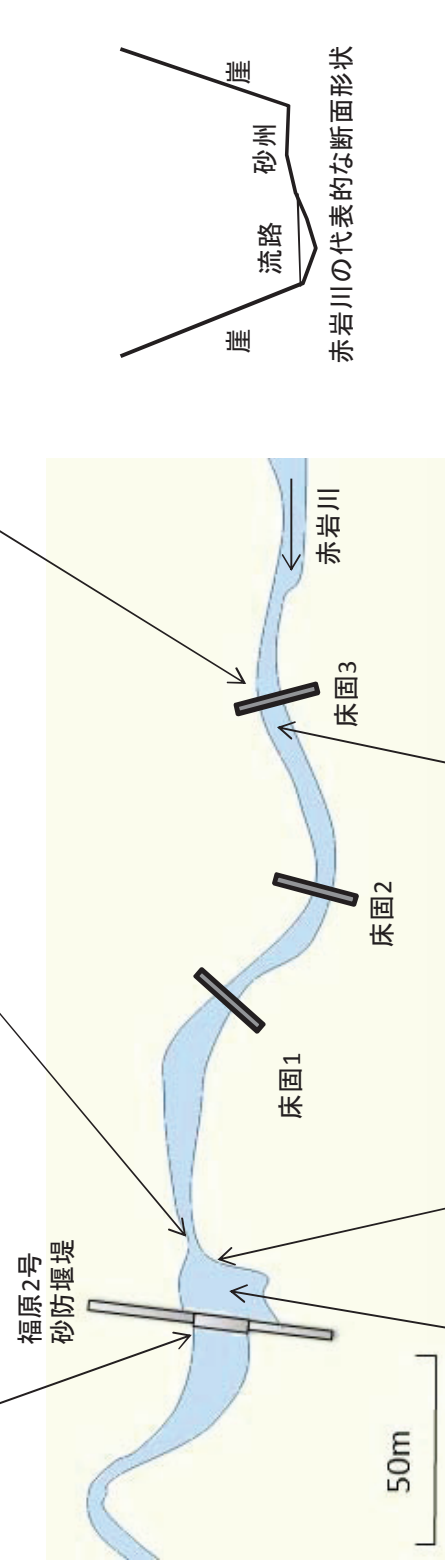


図-3.1.5 福原2号砂防堰堤のスリット部寸法



写真-3.1.2 福原2号砂防堰堤を左岸側から望む（国土交通省提供）

図-3.1.6 は 2010 年 11 月に実施した現地踏査による、赤岩川の河床状況である。図の(a)に示すように、2010 年 11 月の時点で余水吐が土砂で埋没しており、砂防堰堤上流で湛水域が生じている。またスリット部には過去の出水によって運搬されたと推定される土塊が残されている。(d)は湛水域の河床材料であり、細粒土砂が多く含まれている他、植生の葉や根と見られる有機成分も堆積している。(b)は砂防堰堤から 10m 上流地点であり、左岸側が樹林帯となっている。(e)は樹林と流路との境界部分であり、下層に礫層が、その上に細粒土層が形成されていることがわかる。(c)は 3 つある床固のうち最上流のもの（以下、床固 3）である。(f)および(g)は、床固 3 から 4m 下流の河床材料である。流路部分である(f)では概ね 200mm 以下の砂礫が堆積している。一方、水の流れていない部分（砂州とする）では、コケの生えた礫が多い。床固 1～3 の区間では共通して(f)と(g)のような状況が見られ、コケの生えた砂州部分では、近年土砂が移動していないと推定できる。



図一3.1.6 赤岩川における河床状況(2010年11月)

3.1.2 モニタリング手法

洪水時の土砂動態を明らかにするため、福原2号砂防堰堤周辺においてモニタリング調査を実施した。土砂動態特性、およびそれに影響を及ぼす因子として降雨流出特性を現地調査により把握することとした。調査項目および調査手法について表-3.1.2に示す。

表-3.1.2 調査項目および調査手法

分類	調査項目	調査手法
降雨流出	時間雨量	(国土交通省提供)
	流量	①固定カメラで越流部を撮影し水深から越流流量を分析 ②降雨流出解析を行う
土砂動態	河床高	トータルステーションによる測量
	河床材料 粒度分布	現地試料を回収しふるい分け試験を実施

(1) 降雨流出特性に関する調査手法

洪水時の実績流況を把握するため、砂防堰堤の下流側に固定カメラを設置(図-3.1.7参照)し、10分間隔で砂防堰堤の連続撮影を行った。また撮影した画像から越流水深を解析し、式(3-1)に示す本間の越流公式³⁾により流量への換算を試みた。なお、この調査方法では照明がないため夜間の撮影はできていない。

$$Q = 0.35Bh\sqrt{2gh} \quad (3-1)$$

ここに、 h : 越流水深、 B : スリット幅(=10m)である。

夜間の流量を補間するため、4.3.3で詳述する降雨流出モデルにより福原2号砂防堰堤地点の流出量を推定した。このモデルでは斜面上の流れを表層・A層(中間流)・B層(基底流)の3層構造としており、表面流は等流、中間流および基底流はダルシー則により流速を評価する。降雨損失はB層から下層への浸透分で表現している。河道流量についてはkinematic wave法により追跡するが、砂防堰堤による流量貯留は無視している。

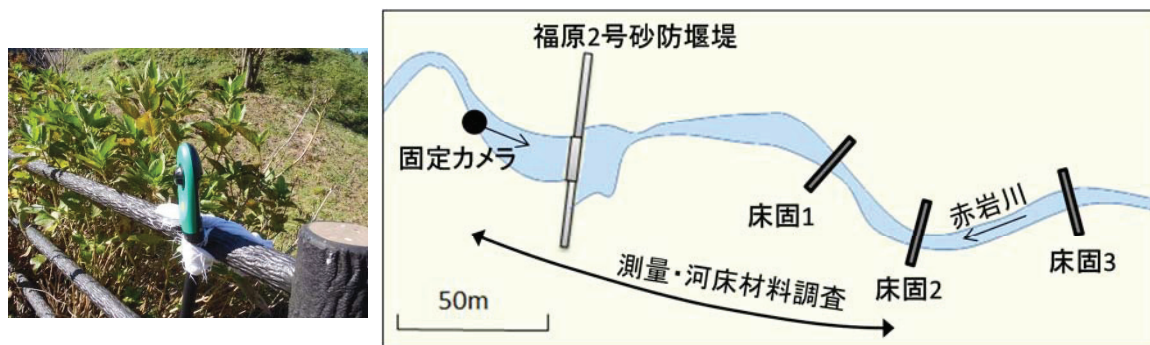


図-3.1.7 調査領域周辺図

(2) 土砂動態特性に関する調査手法

福原2号砂防堰堤の周辺には、直下流に減勢工、上流側に複数の床固工（図-3.1.7中の床固1～3）が存在する。河床高・河床材料粒度分布調査については、図-3.1.7に示すとおり減勢工～床固2の区間で実施している。河床高についてはコンター図および横断図を作成できるように、トータルステーションを用いて平面的に多数の点の測量を実施した。河床材料については現地の河床材料を採取し、質量分析を行った。



写真-3.1.3 福原2号砂防堰堤上流の床固群の状況

(3) 調査期間

モニタリング調査は2010年7月に開始した。調査期間中の堀雨量観測所日雨量を図-3.1.8に示す。固定カメラは調査期間中連続して撮影を行っている。河床高・河床材料粒度分布については、2010年7月に第1回調査を実施し、2011年9月台風12号により9月2日～3日にかけて日雨量が250mmを越える豪雨が発生したため、出水後の9月9日に河床高・河床材料粒度分布の第2回調査を実施した。

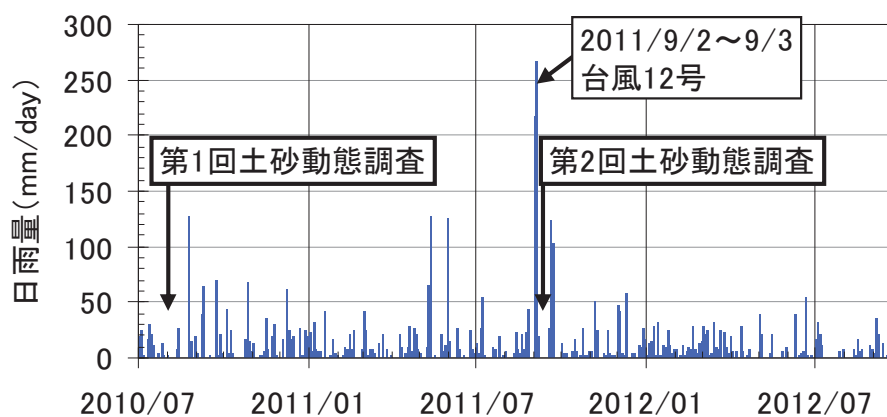


図-3.1.8 堀雨量観測所日雨量（2010年7月～2012年9月）

3.1.3 2011年9月出水の概況

ここで2011年9月台風12号により生じた降雨と出水の状況を整理しておく。

(1) 小鴨川流域の降雨状況⁴⁾⁵⁾

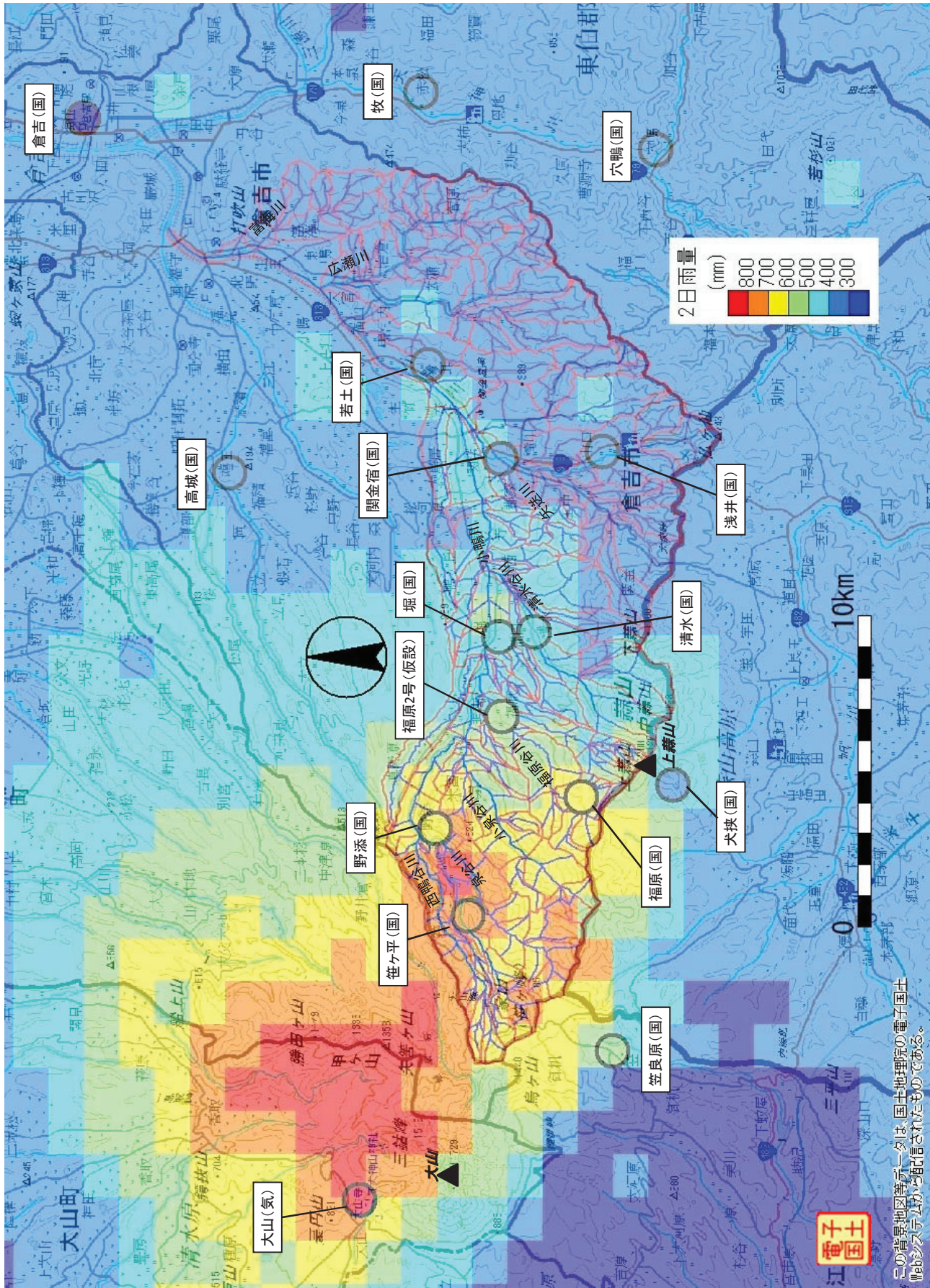
2011年9月2日～3日、台風12号の接近に伴い中国地方では豪雨が発生した。表-3.1.3に小鴨川流域周辺における2011年9月2日～3日の最大1時間雨量, および2日雨量を示す。

表-3.1.3 小鴨川流域周辺の降雨状況

観測所	管轄	最大1時間雨量 mm/h	2日雨量(9/2～9/3) mm
倉吉	国土交通省	24.0	290.0
牧		30.0	302.0
穴鴨		25.0	386.0
高城		39.0	335.0
若土		50.0	376.0
浅井		26.0	395.0
堀		46.0	484.0
清水		43.0	460.0
関金宿		49.0	397.0
福原		49.5	656.0
犬挟		26.0	388.5
野添		41.0	623.0
笹ヶ平		51.0	791.0
笠良原		41.0	544.0
福原2号 砂防堰堤	(仮設)	47.5	539.5
大山	気象庁	61.0	865.0

流域の平面分布を確認するため、解析雨量⁶⁾を基に2日雨量の分布図を作成した。上表の結果と併せて図-3.1.9に示す。小鴨川流域全体が300mm/2day以上であり、特に大山～上蒜山周辺の山地部では500～800mm/2dayの豪雨域となっていることがわかる。

また、地上雨量観測所の降雨ハイトグラフを図-3.1.10に示す。ほぼ全ての観測所において、9月2日23:00～9月3日0:00に雨量ピークが発生している。



図一3.1.9 小鴨川流域周辺の2日雨量分布 (2011年9月2日～3日)

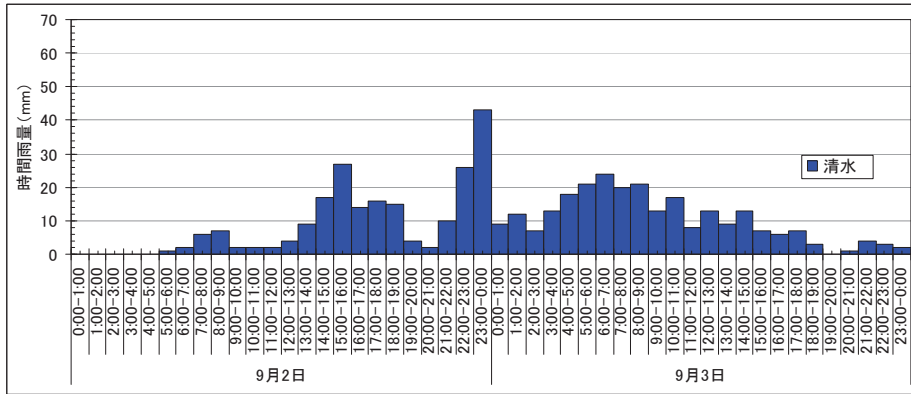
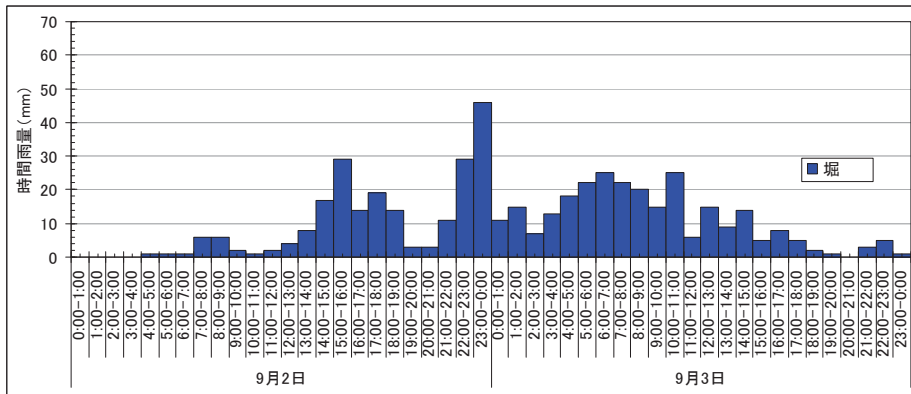
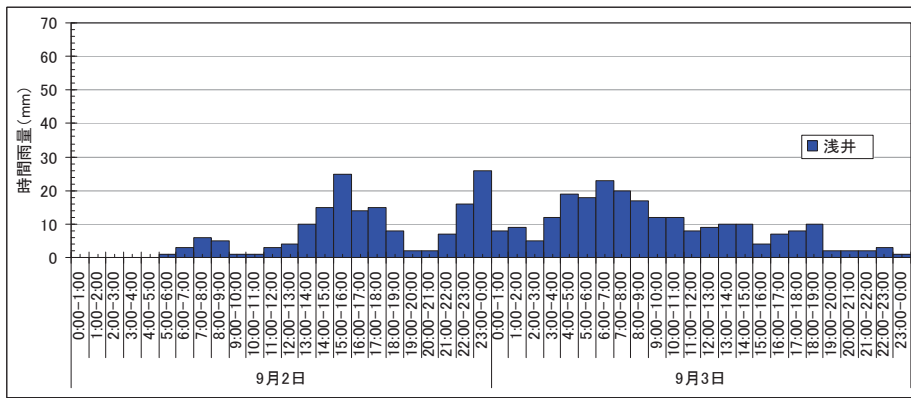
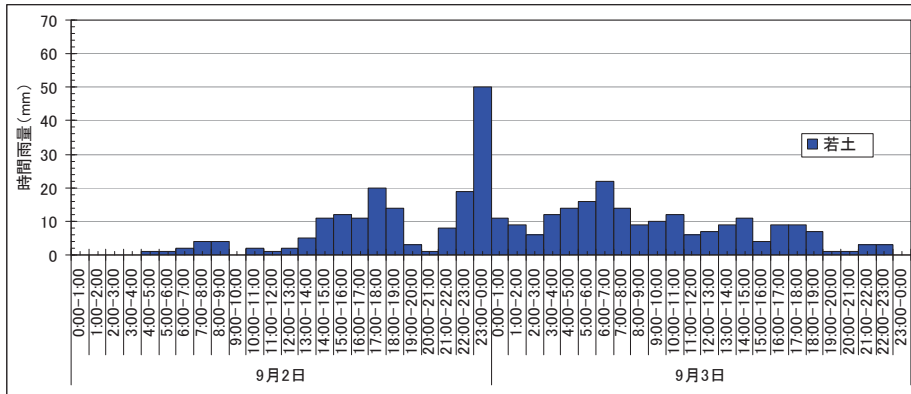


図-3.1.10 (2) 平成 23 年台風 12 号時の地上雨量ハイトグラフ

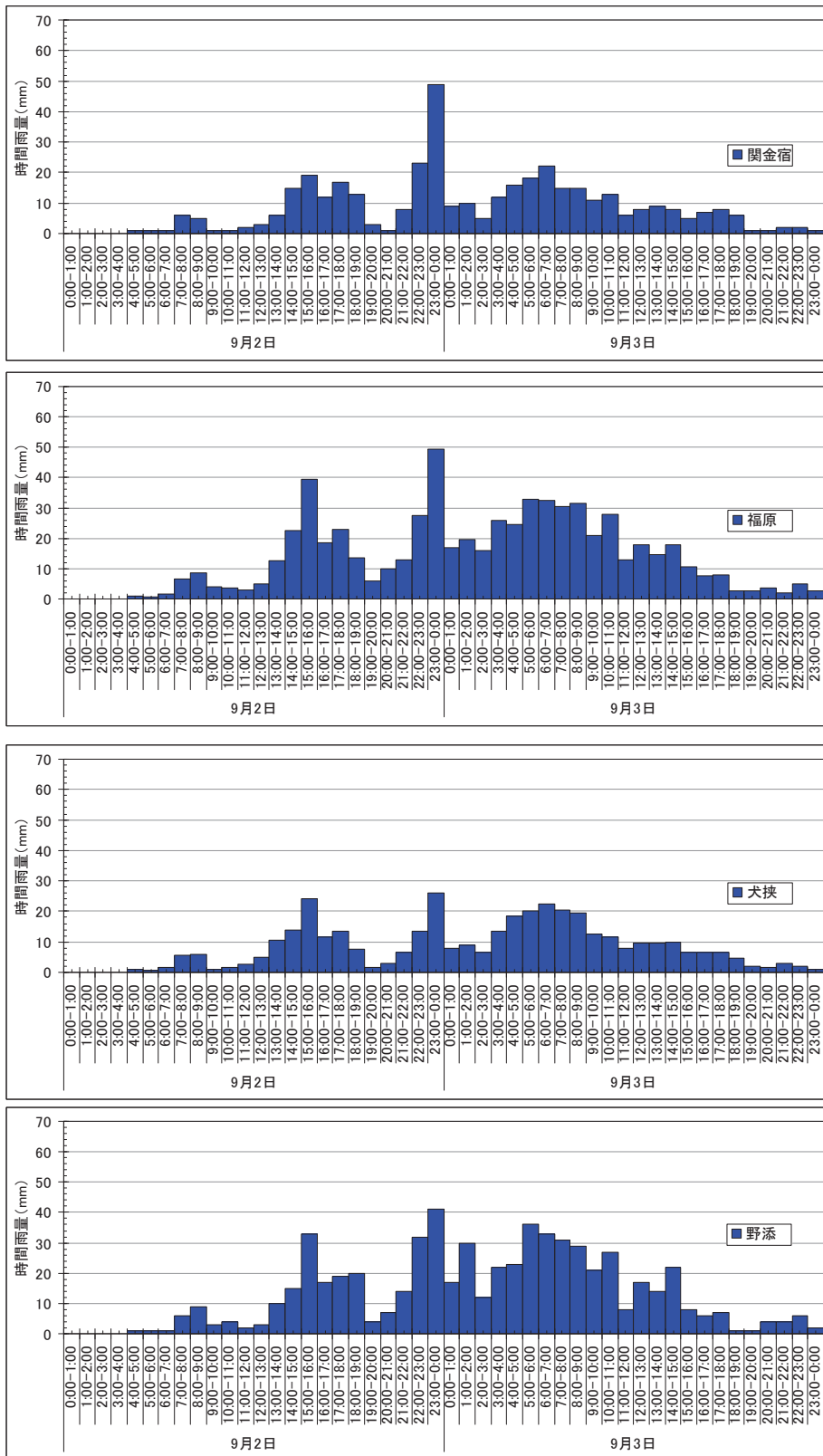


図-3.1.10 (3) 平成 23 年台風 12 号時の地上雨量ハイトグラフ

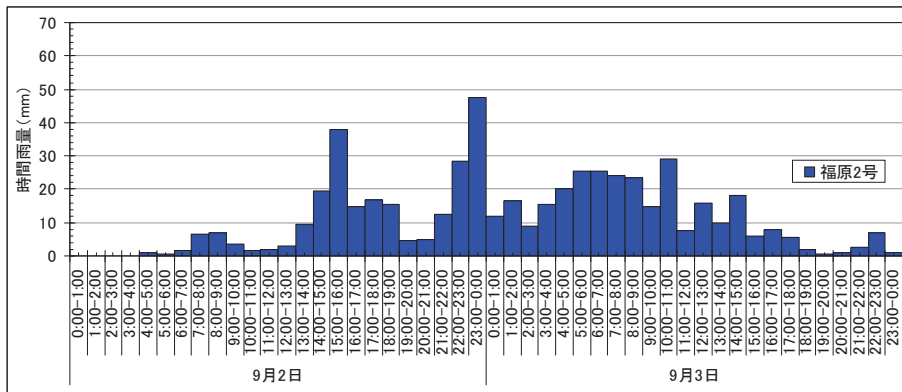
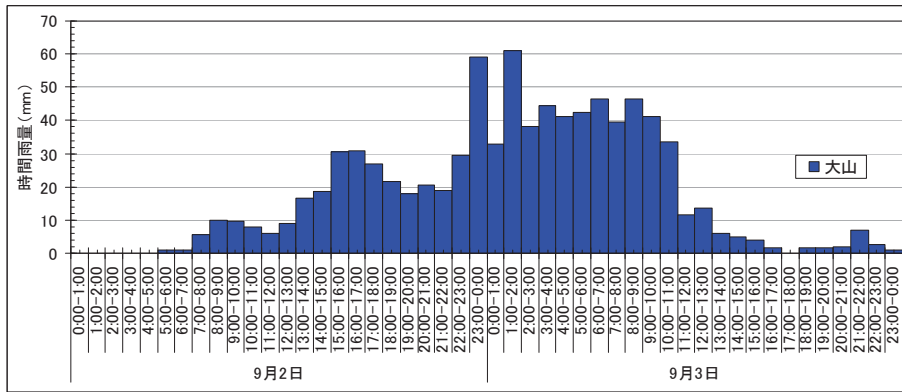
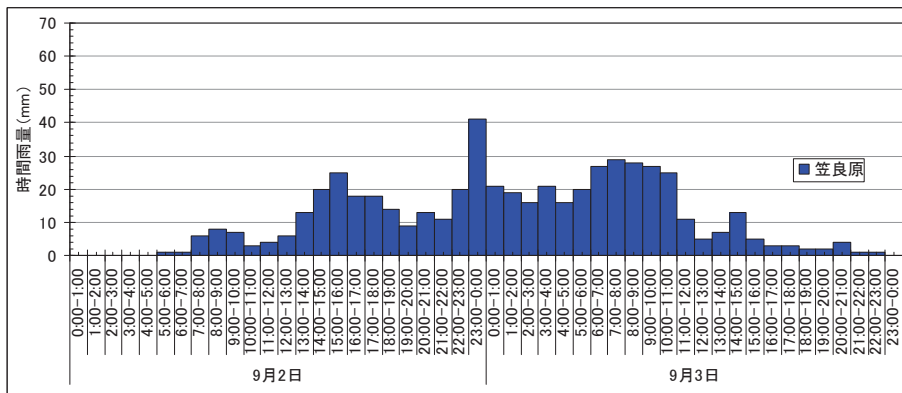
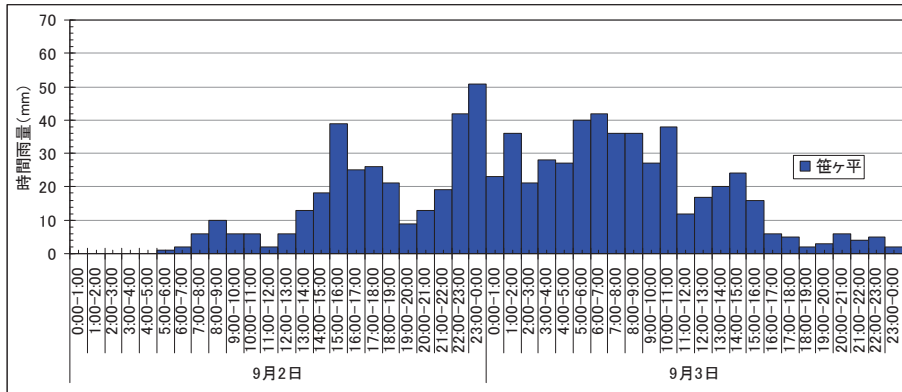


図-3.1.10 (4) 平成 23 年台風 12 号時の地上雨量ハイトグラフ

(2) 水位・流量

小鴨川流域の水位観測地点を図-3.1.11に示す。上流域の西鴨1号・野添1号・小鴨4号では砂防堰堤での水位，下流域の若土・河原町では河道の水位が計測されている。2011年9月洪水時の水位を図-3.1.12に示す。2011年9月洪水のピーク付近では，小鴨4号・河原町以外の観測所は欠測となっている。小鴨4号・河原町の水位より，2011年9月洪水は3つの極値をもった洪水波形であることがわかる。



図-3.1.11 小鴨川流域の水位観測地点

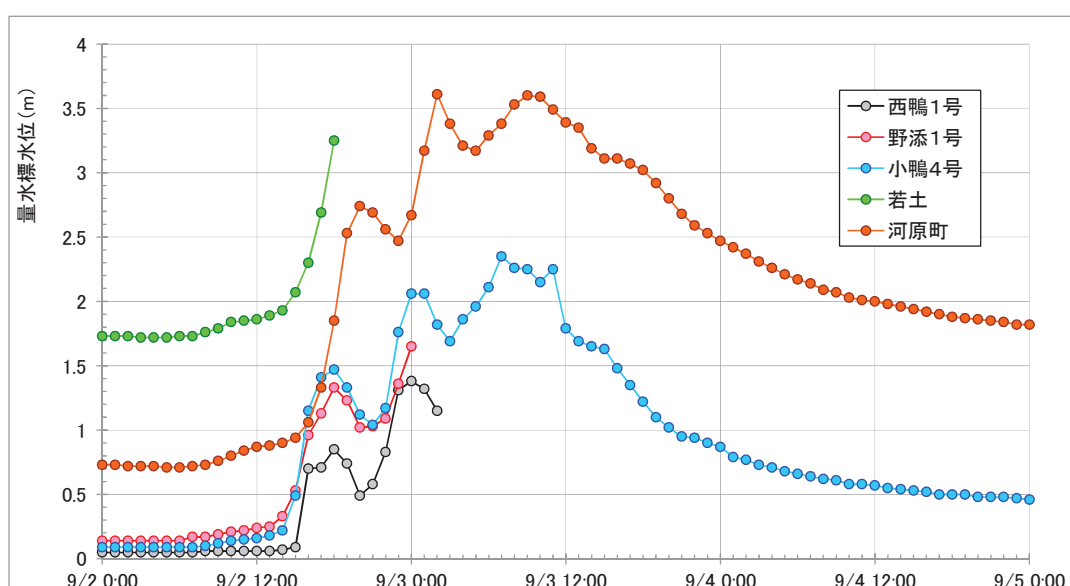


図-3.1.12 2011年9月洪水時の水位

図-3.1.13 は2011年9月洪水時の河原町観測所の流量であり、ピーク流量は446m³/sであった。

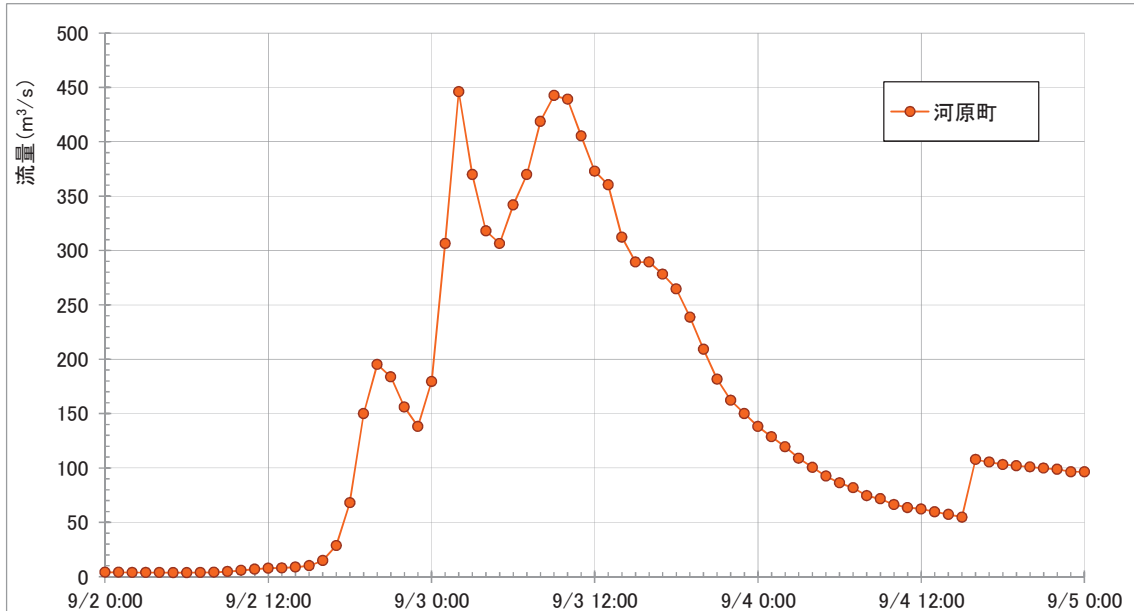


図-3.1.13 2011年9月洪水時の流量

図-3.1.14 は河原町観測所における1965年～2013年の年最大流量である。2011年9月洪水は直近10年で最大の洪水であったことがわかる。なお、2013年7月にも出水が生じており、これについては3.4にて現地の状況を述べる。

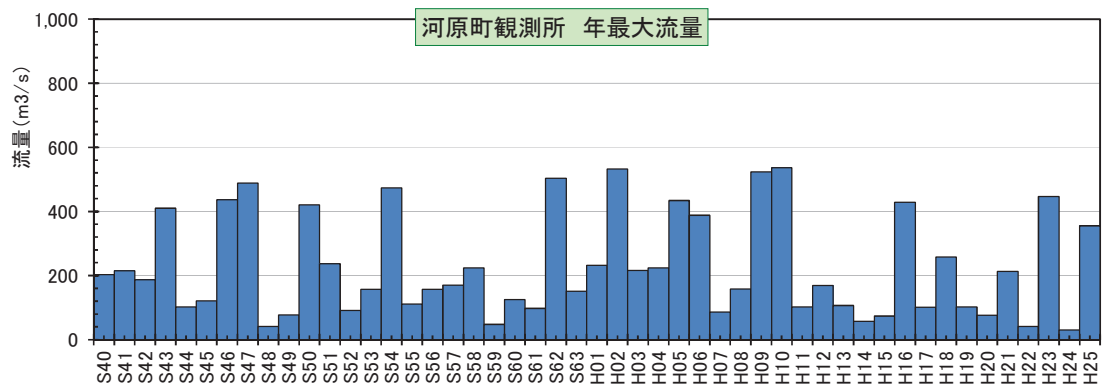


図-3.1.14 河原町観測所年最大流量時系列

3.2 モニタリング結果

3.2.1 降雨流出特性

図-3.2.1は2011年9月台風12号時における実績時間雨量（福原2号砂防堰堤地点）、画像解析から得た実績流量、および降雨流出解析から得た計算流量である。降雨流出解析については砂防堰堤地点の降雨を入力条件とし、実績流量波形を概ね再現できるようにキャリブレーションを実施したものである。計算式の詳細は4.3.3にて述べ、斜面・河道の設定条件は表-3.2.1のとおりである。

降雨波形について見ると、福原2号砂防堰堤周辺では9月2日16時に38.0mm/hの豪雨が発生した後、一旦弱まるが同3日0:00に47.5mm/hの豪雨が発生している。その後、同3日5時～9時には5時間連続で20mm/h以上の降雨が発生している。

固定カメラによる撮影画像から流量を推定したところ、9月2日17時に5.8m³/sの流出が、9月3日8時～11時に10.4m³/sの流出があったと見られる。なお9月3日0時豪雨後の流況については、夜間のため画像が撮影されておらず把握できていない。降雨流出解析結果をあわせて見ると、台風12号時の流量は図-3.2.1に示すとおり3つのピークを有していたと考えられる。便宜上、これらを流量ピーク1～3とすると、流量ピーク1・2は、シャープな降雨波形の直後に発生しているのに対し、流量ピーク3は20mm/h程度の雨が連続した後に発生している。出水期間中の最大流量は流量ピーク3で発生しており、これは土層の飽和に関連があると推察される。

表-3.2.1 降雨流出解析の設定条件

項目	設定値
河道	粗度係数 0.06
斜面	等価粗度 0.7
	土層厚 A層：0.4m, B層：1.0m
	透水係数 A層：0.010m/s, B層：0.001m/s
	浸透能 A層：10.0mm/h, B層：0.10mm/h

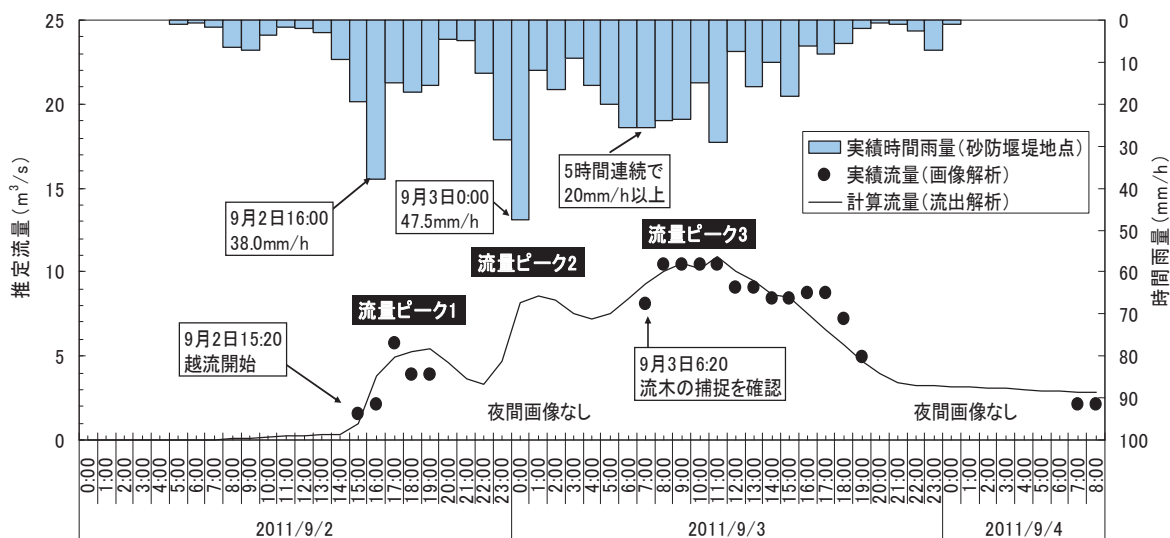


図-3.2.1 2011年台風12号時の降雨流出特性（福原2号砂防堰堤地点）

図-3.2.2 は固定カメラにより撮影された福原2号砂防堰堤の流況画像である。夜間の状況は不明であるが、9月2日 19:10 と9月3日 6:20 の間に鋼製フレームに流木が捕捉されており、流量ピーク3である9月3日 11:00 の時点では流木による水位のせき上げが確認できる。なお出水期間中、土石流に該当するような巨石の移動は生じていなかった。



図-3.2.2 福原2号砂防堰堤の流況画像

3. 2. 2 土砂動態特性

図-3. 2. 3 に台風 12 号出水前後の砂防堰堤上流側の写真，および測量結果から得られた河床高コンターを示す．出水前はスリット部の直上流に深みがあったが，出水後はスリット部の直上流で堆砂し，浮州の発生を確認できる（コンターの B 地点）．

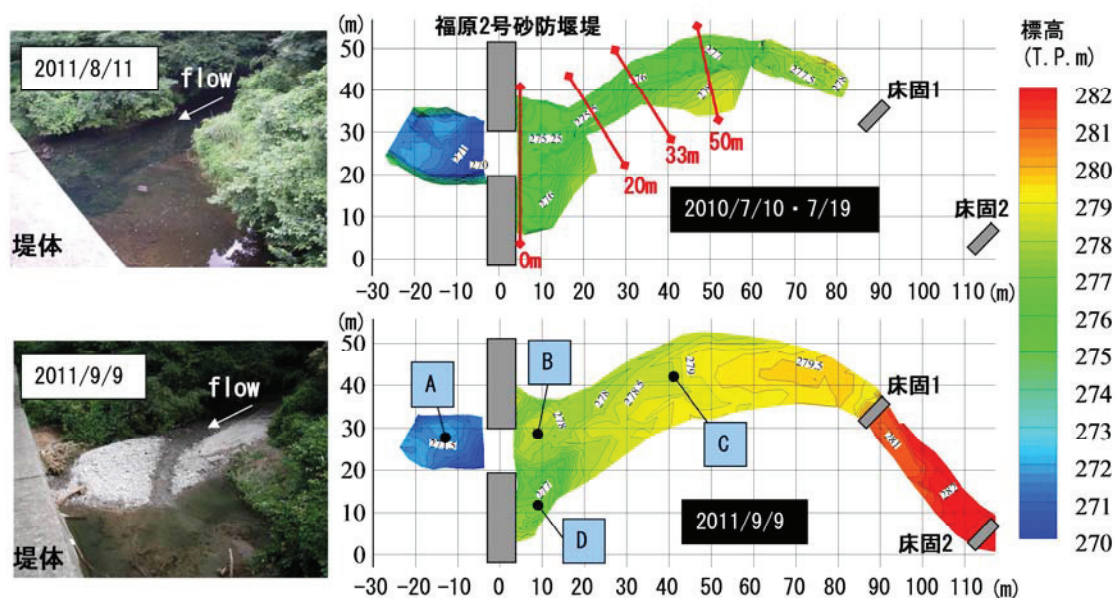


図-3. 2. 3 福原 2 号砂防堰堤周辺の河床高コンター（台風 12 号前後）

図-3. 2. 4 は砂防堰堤上流の流心部の河床縦断面図である．福原 2 号砂防堰堤から床固 1 までの河床勾配は，出水前は約 1/30 程度であったが，出水後は堆砂により約 1/40 程度となっている．

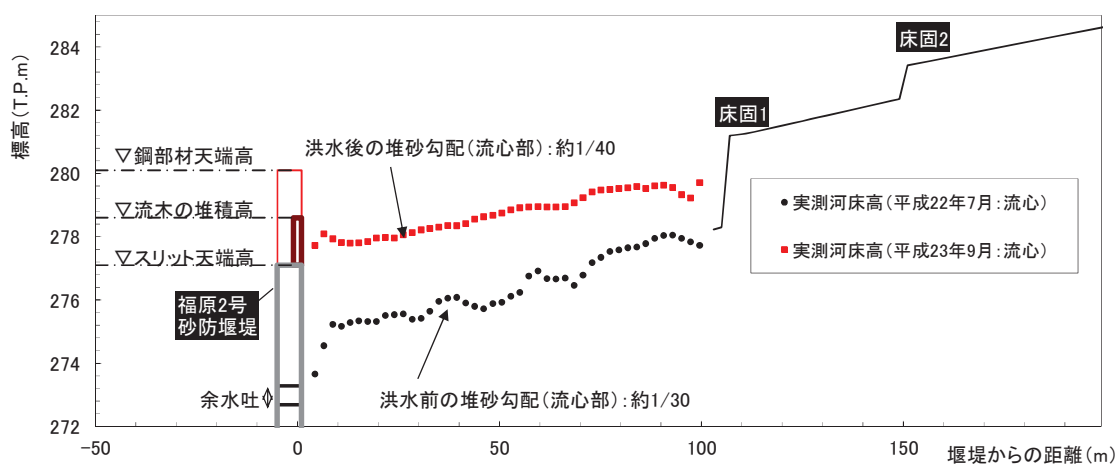


図-3. 2. 4 福原 2 号砂防堰堤周辺の河床高縦断面図（台風 12 号前後）

図-3.2.5 は砂防堰堤から 0m, 20m, 33m, 50m 断面の河床横断図である。測線は図-3.2.3 上段のコンター図に示している。各断面において出水前は明瞭な滯筋を確認できるが、出水後はスリット天端高以上まで土砂が堆積しており、滯筋のあった位置の河床が左右岸よりも高くなっていることがわかる。

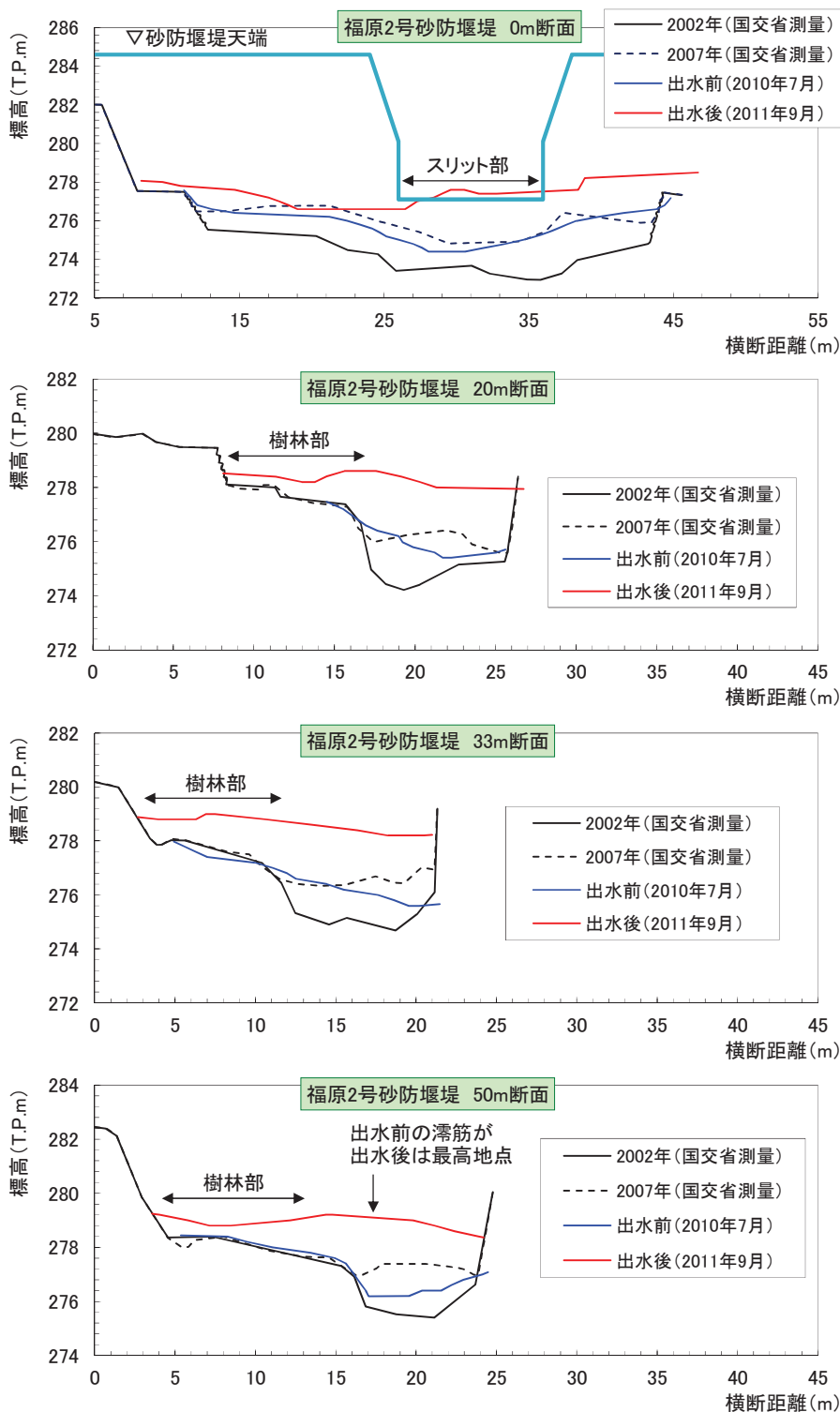


図-3.2.5 福原 2 号砂防堰堤上流の河床横断形状

図-3.2.6 に出水前後の上層（最大粒径程度の層）、下層（上層の下）の河床材料粒度分布の変化状況を示す。採取地点は図-3.2.3 下段に示す A～D 地点である。出水前の状況をみると、砂防堰堤直上流の B 地点では主に砂が、C 地点では主に礫が堆積していた。出水後においては、B 地点の河床が礫質に変化し、C 地点でも河床が粗礫に覆われている。出水後に調査地点 A・D を追加しており、砂防堰堤の直下流である A 地点ではスリット部を越流したと見られる 1～100mm 程度の砂礫が、スリット部の脇に位置する D 地点では 1mm 以下の砂が多く見られる。

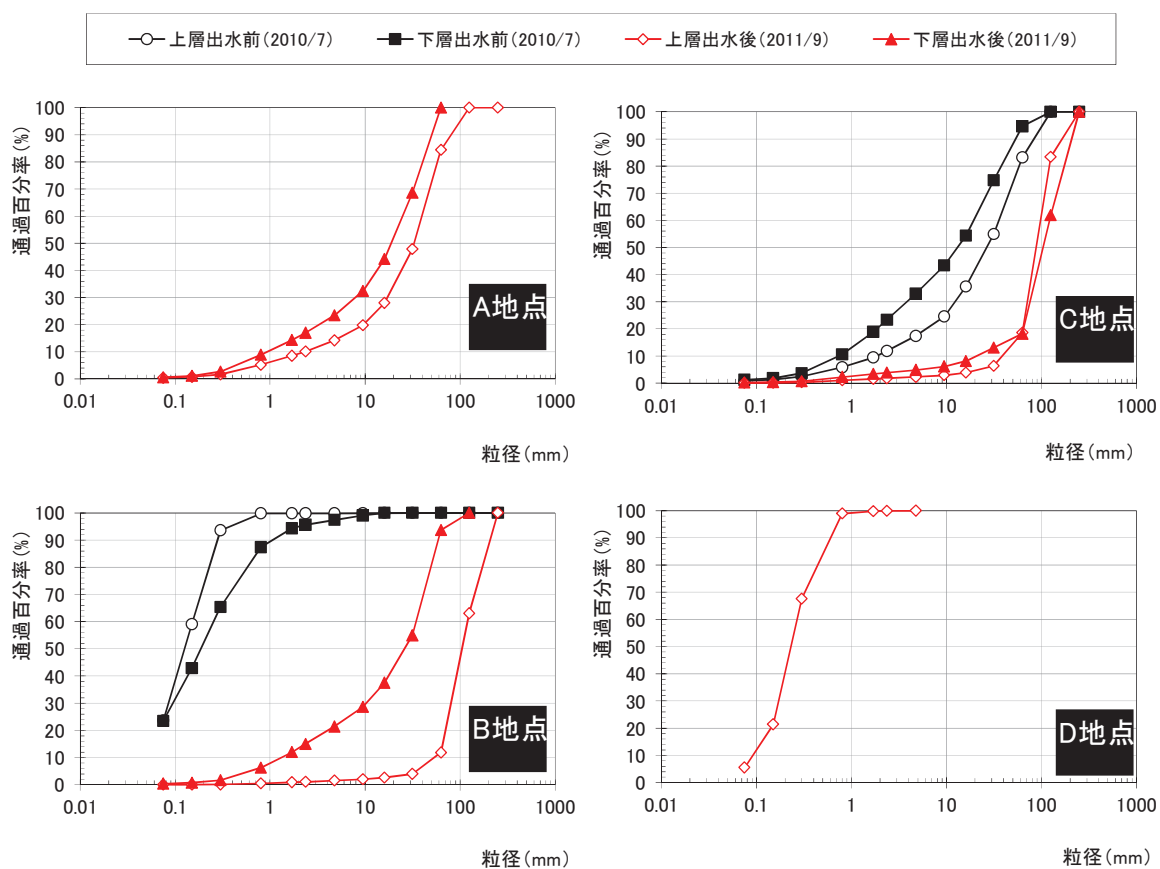


図-3.2.6 出水前後の河床材料粒度分布

3.3 1次元不定流河床変動モデルによる土砂動態の分析

3.3.1 モデル概要

3.2 で述べた土砂動態モニタリング結果は出水前後のものであり、出水中の土砂の挙動は不明である。そこで砂防堰堤周辺における出水中の堆砂や土砂収支の状況を解明するため、1次元不定流河床変動モデル⁷⁾⁸⁾⁹⁾により、土砂動態の数値シミュレーションを実施する。赤岩川は急勾配で射流が発生すること、砂防堰堤直上流では湛水区間が生じることを踏まえ、差分法に MacCormack 法を用いる。

(1) 支配方程式

流れの基礎方程式には、川幅の変化を考慮した非定常1次元漸変流の連続式と運動方程式を使用した。x座標は上流から下流に向かって正、z座標は鉛直上向きを正とする。

[連続式]

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3-2)$$

[運動方程式]

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{gAh}{2} + \frac{Q^2}{A} \right) = -gA \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} + i_e \right) \quad (3-3)$$

ここに、 t ：時間、 x ：流れ方向の座標、 A ：流水断面積、 Q ：流量、 z_b ：河床位、 i_e ：エネルギー勾配、 g ：重力加速度である。

エネルギー勾配 i_e は Manning 則を用いると次式で表される。

$$i_e = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (3-4)$$

ここに、 R ：径深である。

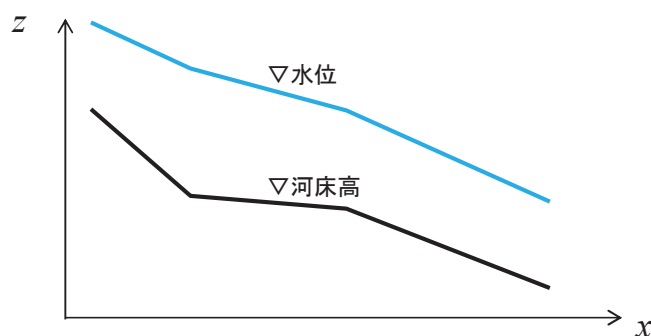


図-3.3.1 座標の取り扱い

〔河床位方程式〕

河床高の変化は全ての粒径の交換を考慮し、次式で表される。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{1}{B_s} \frac{\partial \sum_k (q_{bk} B_s)}{\partial x} + \sum_k (q_{suk} - w_{fk} c_{bk}) \right] = 0 \quad (3-5)$$

ここに、 z_b ：河床高、 q_b ：単位幅掃流砂量、 B_s ：流砂幅、 q_{su} ：浮遊砂浮上量、 w_f ：浮遊砂沈降速度、 c_b ：浮遊砂の基準面濃度である。添字 k は粒径階を表す。

〔掃流砂量式〕

掃流砂量式には粒径別の芦田・道上式¹⁰⁾を用いた。

$$q_{bk} = 17 \sqrt{sgd_k^3} \tau_{*ek}^{3/2} \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*k}}} \right) \left(1 - \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}} \right) f_{mk} \quad (3-6)$$

ここに、 s ：砂の水中比重、 g ：重力加速度、 d ：粒径、 τ_{*e} ：有効無次元掃流力、 τ_{*} ：無次元掃流力、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力、 f_m ：粒径成分の含有率である。添字 k は粒径階を表す。

粒径別無次元掃流力および平均粒径に対する無次元掃流力、有効摩擦速度および有効無次元掃流力は以下の式により算出する。

$$\tau_{*k} = \frac{u_*^2}{sgd_k} \quad (3-7)$$

$$\tau_{*mi} = \frac{u_*^2}{sgd_{mi}} \quad (3-8)$$

$$u_* = \sqrt{gRI_e} \quad (3-9)$$

$$\frac{U}{u_{*ei}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{d_{mi}(1 + 2\tau_{*mi})} \quad (3-10)$$

$$\tau_{*eik} = \frac{u_{*ie}^2}{sgd_k} \quad (3-11)$$

ここに、 u_* ：摩擦速度、 R ：断面平均径深、 u_{*e} ：有効摩擦速度、 s ：砂の水中比重、 d ：粒径、 U ：断面平均流速、 d_m ：平均粒径、 τ_{*m} ： d_m に対する無次元掃流力である。

平均粒径は次式で算出する。

$$d_{mi} = \sum_k f_{mik} d_k \quad (3-12)$$

無次元限界掃流力 τ_{*ci} は、細粒分に対して芦田・道上¹⁰⁾により修正された *Egiazaroff* による以下の関係から求める。

$$\tau_{*cik} = \tau_{*cm} \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19 d_k / d_m)} \right]^2 \quad d_k / d_m \geq 0.4 \quad (3-13)$$

$$\tau_{*cik} = 0.85 \tau_{*cm} \frac{d_m}{d_k} \quad d_k / d_m < 0.4 \quad (3-14)$$

ここに、 τ_{*cm} は平均粒径の無次元限界掃流力であり、岩垣による一様砂に対する限界摩擦速度に関する式¹¹⁾から求める。ただし、単位は cm である。

$$u_{*cm}^2 = 80.9 d_m \quad 0.303 \leq d_m \quad (3-15)$$

$$u_{*cm}^2 = 134.6 d_m^{31/22} \quad 0.118 \leq d_m < 0.303 \quad (3-16)$$

$$u_{*cm}^2 = 55.0 d_m \quad 0.0565 \leq d_m < 0.118 \quad (3-17)$$

$$u_{*cm}^2 = 8.41 d_m^{11/32} \quad 0.0065 \leq d_m < 0.0565 \quad (3-18)$$

$$u_{*cm}^2 = 226 d_m \quad d_m < 0.0065 \quad (3-19)$$

[浮遊砂量式]

基準点濃度，および砂粒子の浮上率の式には，*Itakura-Kishi* の式¹²⁾を用いる。

$$\frac{q_{su,k}}{\sqrt{sgd_k}} = K \left(\alpha_* \frac{\rho}{\rho_s} \frac{\Omega}{\sqrt{\tau_{*k}}} - \frac{w_{f,k}}{\sqrt{sgd_k}} \right) f_{mk} \quad (3-20)$$

$$\Omega = \frac{\tau_{*k}}{B_*} \cdot \frac{\int_{a'}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau_{*k}}{B_* \eta_0} - 1 \quad (3-21)$$

ここに、 $a' = \frac{B_*}{\tau_{*,k}} - \frac{1}{\eta_0}$ ， $\eta_0 = 0.5$ ， $\alpha_* = 0.14$ ， $K = 0.008$ ， $B_* = 0.143$ である。

沈降速度 $w_{f,k}$ は, *Rubey* の式を用いる.

$$w_{f,k} = \sqrt{sgd_k} \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd_k^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd_k^3}} \right) \quad (3-22)$$

[浮遊砂濃度連続式]

粒径別浮遊砂濃度の連続式は次式で表される.

$$\frac{\partial(\bar{c}_k A)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{c}_k Q)}{\partial x} = B_s (q_{suk} - w_{fk} c_{bk}) \quad (3-23)$$

ここに, \bar{c}_k : 水深平均の粒径別浮遊砂濃度, c_{bk} : 河床付近の粒径別浮遊砂濃度, B_s : 流砂幅である. 上式中の \bar{c}_k と c_{bk} の関係は水深方向の濃度分布より求められるが, ここでは以下に示す指数型の分布式を採用した.

$$c_k = c_{bk} \exp(-\beta \xi) \quad (3-24)$$

ここに, $\beta = w_{fh}/\varepsilon$, $\xi = z/h$, z : 河床からの距離, ε : 水深平均の拡散係数 ($= \kappa u_* h/6$), κ : カルマン定数 ($= 0.41$), c_k : 河床から z の距離における粒径 d_k の粒子濃度である. \bar{c}_k は式(3-24)を河床から水面まで積分することにより次式となる.

$$\bar{c}_k = \frac{1}{h} \int_0^h c_k dz = \frac{c_{bk}}{\beta} (1 - \exp(-\beta)) \quad (3-25)$$

式(3-25) が式(3-23) 中の \bar{c}_k と c_{bk} の関係である.

[粒度分布式]

河床鉛直方向の粒度分布の計算は、平野による交換層の概念を発展させ、交換層の下に遷移層を導入した芦田・江頭・劉¹⁴⁾による以下の方法により行なった。初期状態の河床モデルを図-3.3.2に示す。

河床を上から順に交換層、遷移層、堆積層に分ける。粒度分布は一つの層全体にわたって一様であるとする。堆積層には下から順に1から N_b までの番号をつける。このとき、以下の関係が成り立つ。

$$z_b = E_m + E_t + N_b \cdot E_d + z_0 \quad (3-26)$$

ここに、 z_b ：河床高（標高）、 E_m ：混合層厚、 E_t ：遷移層厚、 E_d ：1層あたりの堆積層厚、 z_0 ：最下部に位置する堆積層下辺の高さである。

$E_m \cdot E_d$ は時間的に不変であるが、 E_t は河床変動に伴い $0 < E_t \leq E_d$ の範囲内で変化する。例えば、河床変動量 Δz_b が負の場合、すなわち侵食が生じた場合には、新たな遷移層厚は次式で表現される。

$$E_t^{n+1} = E_t^n + \Delta z_b \quad (3-27)$$

ここで E_t^{n+1} が負になった場合は、堆積層のうち最上部に位置するものを新たな遷移層として組み入れ、堆積層が1つ減少する。逆に、河床変動量 Δz_b の堆積が生じた場合には、 E_t^{n+1} が堆積層 E_d よりも大きくなったとき、堆積層を新たに1つ増加させる。

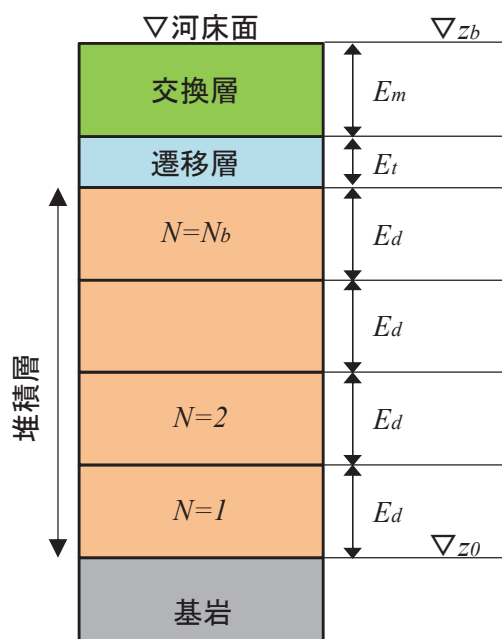


図-3.3.2 河床鉛直方向モデル

ある粒径 k について、交換層における含有率を f_{mk} 、遷移層における含有率を f_{tk} 、堆積層 N_b における含有率を f_{Nbk} とし、粒径 k のみにより生じる変動高を Δz_{bk} とすると、粒度分布および関連する各変数は次のようになる。

$\Delta z_b > 0$ のとき (堆積)

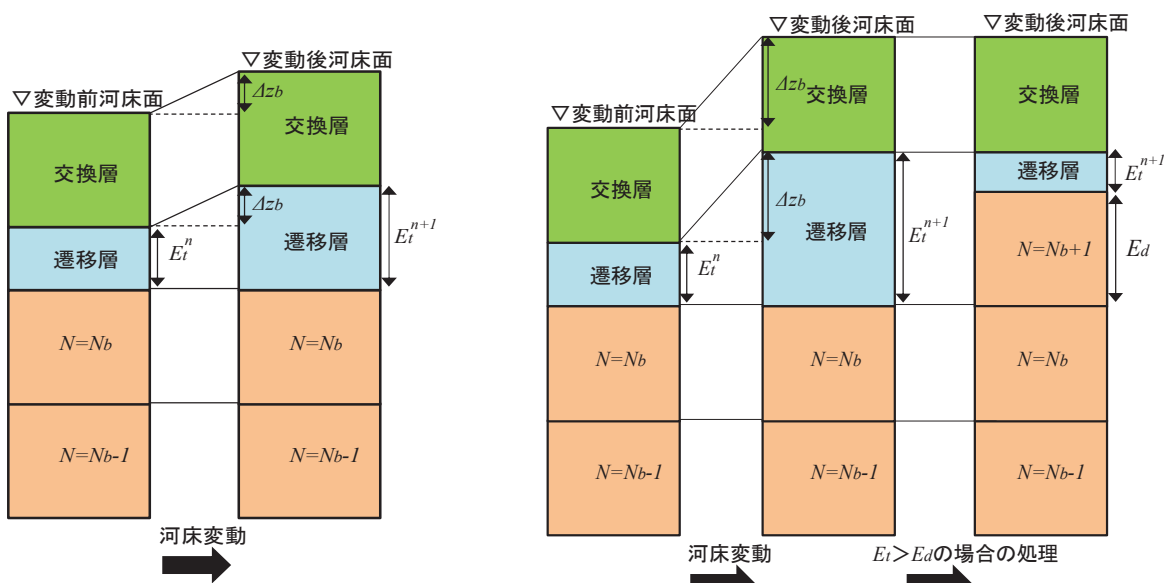
$$f_{mk}^{n+1} = \left(1 - \frac{\Delta z_b}{E_m}\right) f_{mk}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} \quad (3-28)$$

$$E_t^{n+1} = \begin{cases} E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ E_t^n + \Delta z_b - E_d & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases} \quad (3-29)$$

$$f_{tk}^{n+1} = \begin{cases} \frac{E_t^n}{E_t^{n+1}} f_{tk}^n + \frac{\Delta z_b}{E_t^{n+1}} f_{mk}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ f_{mk}^n & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases} \quad (3-30)$$

$$N_b^{n+1} = \begin{cases} N_b^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ N_b^n + 1 & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases} \quad (3-31)$$

$$f_{N_b k}^{n+1} = \begin{cases} f_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ \frac{E_t^n}{E_d} f_{tk}^n + \left(1 - \frac{E_t^n}{E_d}\right) f_{mk}^n & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases} \quad (3-32)$$



(a) $E_t^n + \Delta z_b \leq E_d$ の場合

(b) $E_t^n + \Delta z_b > E_d$ の場合

図-3.3.3 河床変動後の各層の取り扱い (堆積の場合)

$\Delta z_b < 0$ のとき (侵食)

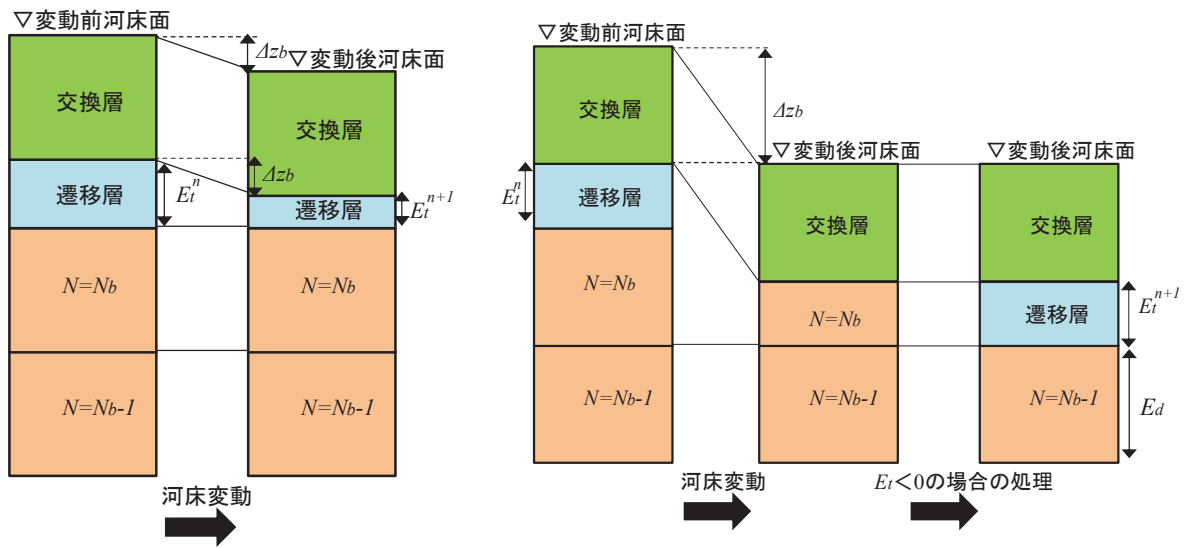
$$f_{mk}^{n+1} = \begin{cases} f_{mk}^n - \frac{\Delta z_b}{E_m} f_{tk}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ f_{mk}^n + \frac{E_t^n}{E_m} f_{tk}^n - \frac{E_t^n + \Delta z_b}{E_m} f_{N_b k}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (3-33)$$

$$E_t^{n+1} = \begin{cases} E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ E_d^n + E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (3-34)$$

$$f_{tk}^{n+1} = \begin{cases} f_{tk}^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ f_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (3-35)$$

$$N_b^{n+1} = \begin{cases} N_b^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ N_b^n - 1 & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (3-36)$$

$$f_{N_b k}^{n+1} = \begin{cases} f_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ f_{(N_b-1)k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (3-37)$$



(a) $E_t^n + \Delta z_b > 0$ の場合

(b) $E_t^n + \Delta z_b \leq 0$ の場合

図-3.3.4 河床変動後の各層の取り扱い (侵食の場合)

(2) 離散化手法

計算には、格子点上の値だけでスキームを記述でき、境界条件を課すときの利便性に長けている MacCormack 法を用いた。MacCormack 法は 2 次精度の保存則差分法であり、時間ステップごとに粗い近似（予測子段階）とその修正（修正子段階）を繰り返して解を求めるスキームで、計算を行なう際、差分スキームの打ち消し誤差による影響と考えられる数値振動を減少させるために人工粘性を付加し、これにより計算を安定させるところに特徴がある。

まず、支配方程式を保存型でベクトル表示すると以下のように表される。

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial G}{\partial x} = C \quad (3-38)$$

ここに、

$$F = \begin{bmatrix} A \\ Q \\ \bar{c}_k A \\ z_b \end{bmatrix}, \quad G = \begin{bmatrix} Q \\ \frac{gAh}{2} + \frac{Q^2}{A} \\ \bar{c}_k Q \\ \frac{1}{(1-\lambda)B_s} \sum_k (q_{bk} B_s) \end{bmatrix}, \quad C = \begin{bmatrix} 0 \\ -gA \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} + i_e \right) \\ B_s (q_{suk} - w_{fk} c_{bk}) \\ -\frac{1}{(1-\lambda)} \sum_k (q_{suk} - w_{fk} c_{bk}) \end{bmatrix}$$

式(3-25)を MacCormack 法により予測子段階と修正子段階に差分化すると次式の様になる。

《予測子段階》

$$F_i^p = F_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ (G_i^n - G_{i-1}^n) - (V_i^n - V_{i-1}^n) \right\} + \Delta t C_i^n \quad (3-39)$$

《修正子段階》

$$F_i^{n+1} = \frac{1}{2} \left[(F_i^n + F_i^p) - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ (G_{i+1}^p - G_i^p) + (V_{i+1}^p - V_i^p) \right\} + \Delta t C_i^p \right] \quad (3-40)$$

ここに、 Δt : 計算における時間間隔, Δx : 計算における距離間隔, V : 人工粘性項 (*Artificial Viscosity*), 下付きの添え字 i : 流下方向につけた断面番号, 上付きの添え字の n は時間方向につけたステップ番号, p は予測子段階後の仮のステップ番号を表している。また, 人工粘性項は予測, 修正段階において次のものを用いる。

$$V_i = \frac{K_v}{8} (F_{i+1} - 2F_i + F_{i-1}) \quad (3-41)$$

ここに、 K_v : 人工粘性係数である。従来の研究より、流れと河床変動の計算では、それぞれ異なる人工粘性係数を用いると再現性が良いとされているため、ここでもそれぞれ異なる値を用いた。ただし、浮遊砂の連続式に対しては河床と同様の人工粘性係数を用いている。

(3) 流砂幅の取り扱いについて

本数値モデルでは、図-3.3.5に示すように河道断面形状を台形単断面と仮定し、河床平坦部を流砂幅としている。したがって、河床変動に伴う流砂幅の変動も考慮した。

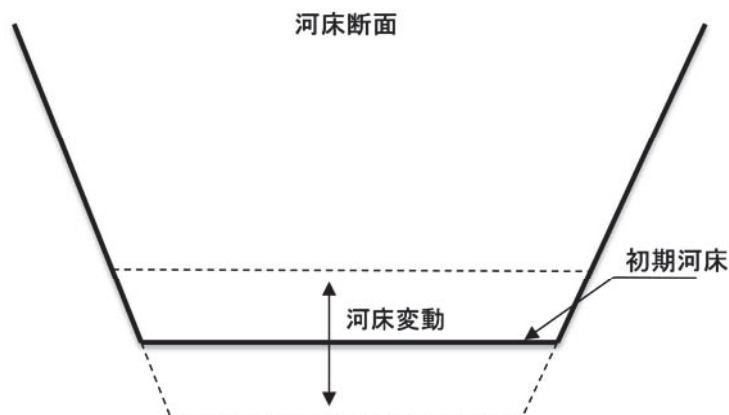


図-3.3.5 断面形状のモデル化

(4) 計算領域等の設定

計算区間は図-3.3.6に示すとおり、福原2号砂防堰堤から床固3までの区間とした。区間距離 $\Delta x = 2.0\text{m}$ とし、CFL条件を満たすよう時間の刻み $\Delta t = 0.2\text{sec}$ として計算を行うこととした。境界条件として、上流端では降雨流出解析による流量ヒドログラフを与え、水深は1つ前（下流側）のメッシュと同様の値を与えた。土砂供給条件について、掃流砂量および浮遊砂量を上流端の河床粒度分布と摩擦速度から算定し、粒度分布は時間的に不変として扱った。

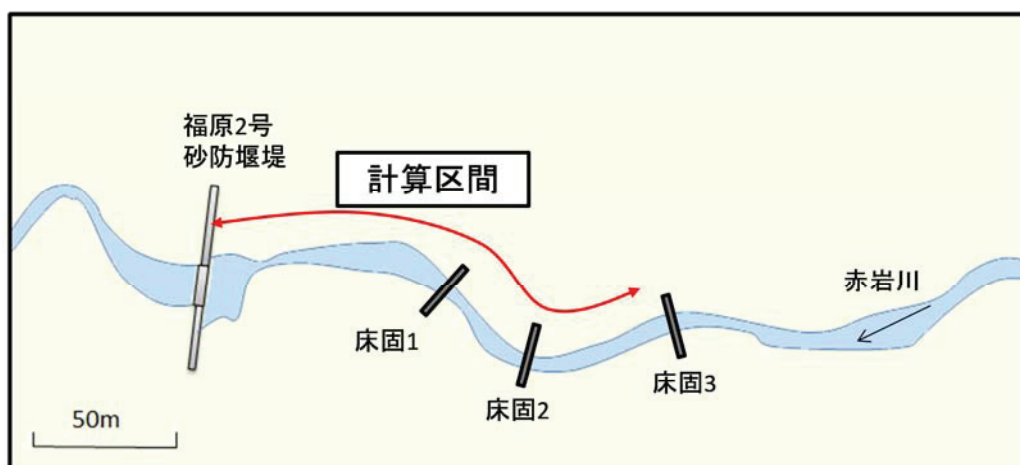


図-3.3.6 計算区間

(5) 砂防堰堤の取り扱い

福原2号砂防堰堤地点を下流端における砂防堰堤、および計算区間内に存在する床固の取り扱いについて説明する。まず、砂防堰堤には、図-3.3.7に示すように水通し部と余水吐が存在する。そこで、堰堤を通過する流量は、堰堤直上流の水位から以下の越流公式により算定する。その際、通水幅 B_1 および B_2 について、 B_1 はスリット部のみの幅 (=7.6m) とし、 B_2 は2つの余水吐幅を合わせたもの (=1.2m) とした。

$$Q_d = Q_1 + Q_2 \quad (3-42)$$

ただし、

$$\begin{cases} Q_1 = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_{d1} B_1 H_0^{3/2} \\ Q_2 = C_{d2} B_2 \sqrt{2g \left(H_d - \frac{Z_2 - Z_3}{2} \right)} \end{cases} \quad \text{ここに、} z_1 \leq H_d \quad (3-43)$$

$$\begin{cases} Q_1 = 0 \\ Q_2 = C_{d2} B_2 \sqrt{2g \left(H_d - \frac{Z_2 - Z_3}{2} \right)} \end{cases} \quad \text{ここに、} z_2 \leq H_d \leq z_3 \quad (3-44)$$

$$\begin{cases} Q_1 = 0 \\ Q_2 = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_{d2} B_2 (H_d - Z_3)^{3/2} \end{cases} \quad \text{ここに、} z_3 \leq H_d \leq z_2 \quad (3-45)$$

ここに、 Q_{\max} : ダムを通過する流量、 H_0 : ダム直上流での比エネルギー、 H_d : 下流端水位、 C_{d1} および C_{d2} : それぞれ水通し部および余水吐部での流量係数である。

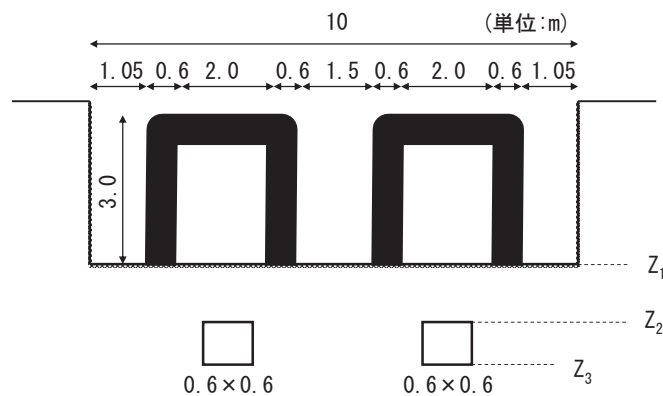


図-3.3.7 スリット部の寸法

(6) 床固の取り扱い

床固1・2については支配断面が発生するものとして限界水深を与えた。また河床位は変動しないものとし、堰直上流からの流砂量そのまま堰直下へ流出するものとした。

3.3.2 河床変動の再現

(1) 計算条件の設定

表-3.3.1 に示す条件により一次元河床変動計算を実施した。

表-3.3.1 河床変動再現計算条件一覧表

項目	設定条件
計算区間	砂防堰堤から床固3までの区間
粗度係数	$n=0.06$
$\Delta x \cdot \Delta t$	$\Delta x=2.0\text{m}$ $\Delta t=0.2\text{sec}$
砂防堰堤の 流量係数	$C_{d1}=0.577$ $C_{d2}=0.02$
人工粘性	$K_v=0.1$ (流水) $K_{vz}=0.01$ (土砂)
上流端流量	流出解析による推定流量
供給土砂	上流端の平衡給砂条件
初期河床高	2010年7月測量結果の直線近似
初期河床材料	2010年7月のC地点の粒度分布 を計算領域全域に与えた
下流端流砂量	浮遊砂：越流量×浮遊砂濃度が流出する 掃流砂：下流端河床高 Z_B とスリット部の 天端高 Z_1 の関係から以下のように設定する ・ 掃流砂は流出しない ($Z_B < Z_1$) ・ 1断面上流の掃流砂が通過する ($Z_B \geq Z_1$) 余水吐からの流出は考慮しない

河床高の初期値は、計算の安定化のため図-3.3.8のように測量による実測河床高をもとに直線近似した形状とした。

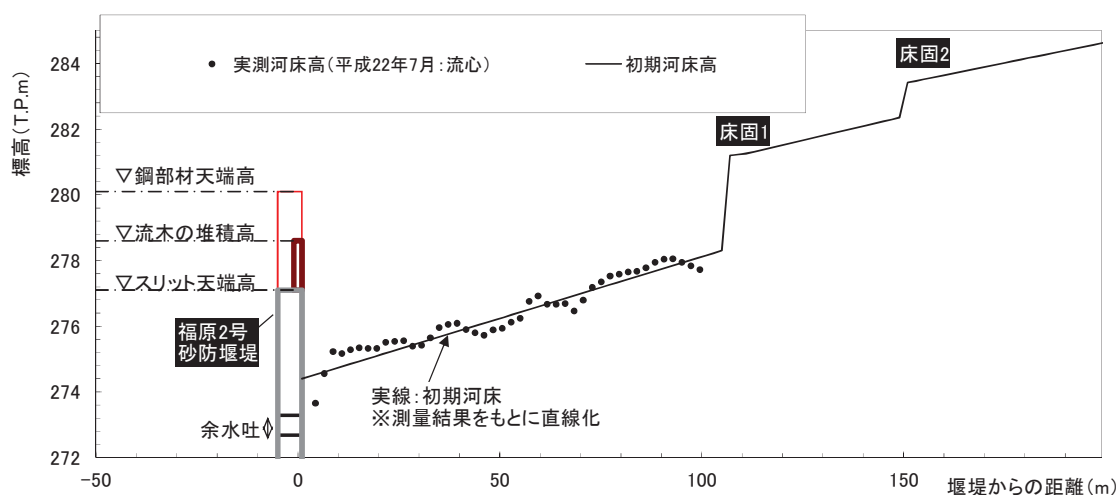


図-3.3.8 初期河床高の設定

河床材料粒度分布の初期値は、出水前に砂防堰堤上流（図-3.2.3 参照）で採取されたものを用いた。出水前には B 地点、C 地点で粒度分布調査が実施されているが、B 地点はスリット直上流のため細粒成分が多く堆積しており、その他の区間の河床材料とは特性が異なっていた。一方 C 地点は床固 1～3 の区間の河床材料と類似していたため、これを計算の初期値として計算区間全域に設定することとした。

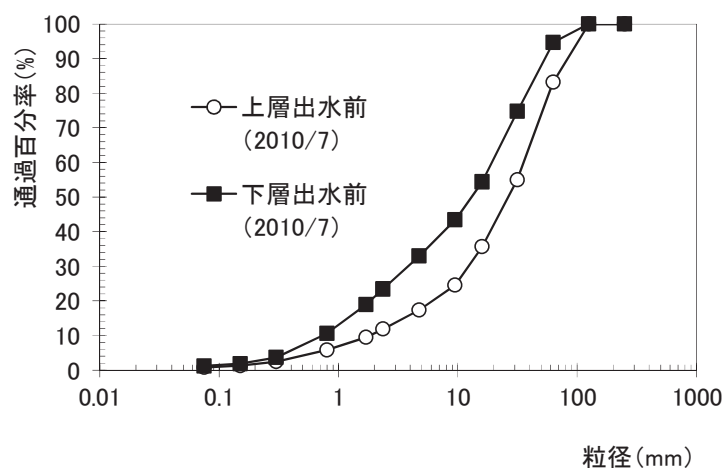


図-3.3.9 初期河床材料の設定

砂防堰堤スリット部の流出係数は既往の文献¹⁵⁾から $C_{d1}=0.577$ と設定した。余水吐の流出係数は通常 10^{-1} のオーダーとなるが、堆積した土砂により埋没している（図-3.1.6(a)）ため、 $C_{d2}=0.02$ と設定することでスリット部からの越水状況、および河床変動状況を再現した。

(2) 再現計算結果

図-3.3.10 は河床変動計算による流量ピーク 1（9月2日19時）、流量ピーク 2（同3日1時）、流量ピーク 3（同3日11時）、減水中（同4日0時）、洪水後（同9日9時）の水位および河床高である。流量ピーク 1 の時点では、水位のせき上げが生じ湛水域に堆砂デルタが形成されている様子が伺える。流量ピーク 2 の時点では、デルタが変形しながら下流へ前進している。流量ピーク 3 ではデルタがスリット部に達し、河床がスリット部天端以上まで上昇している。その後、減水時に河床が低下しはじめ、洪水後には下流端の河床高がスリット天端高とほぼ等しくなった。

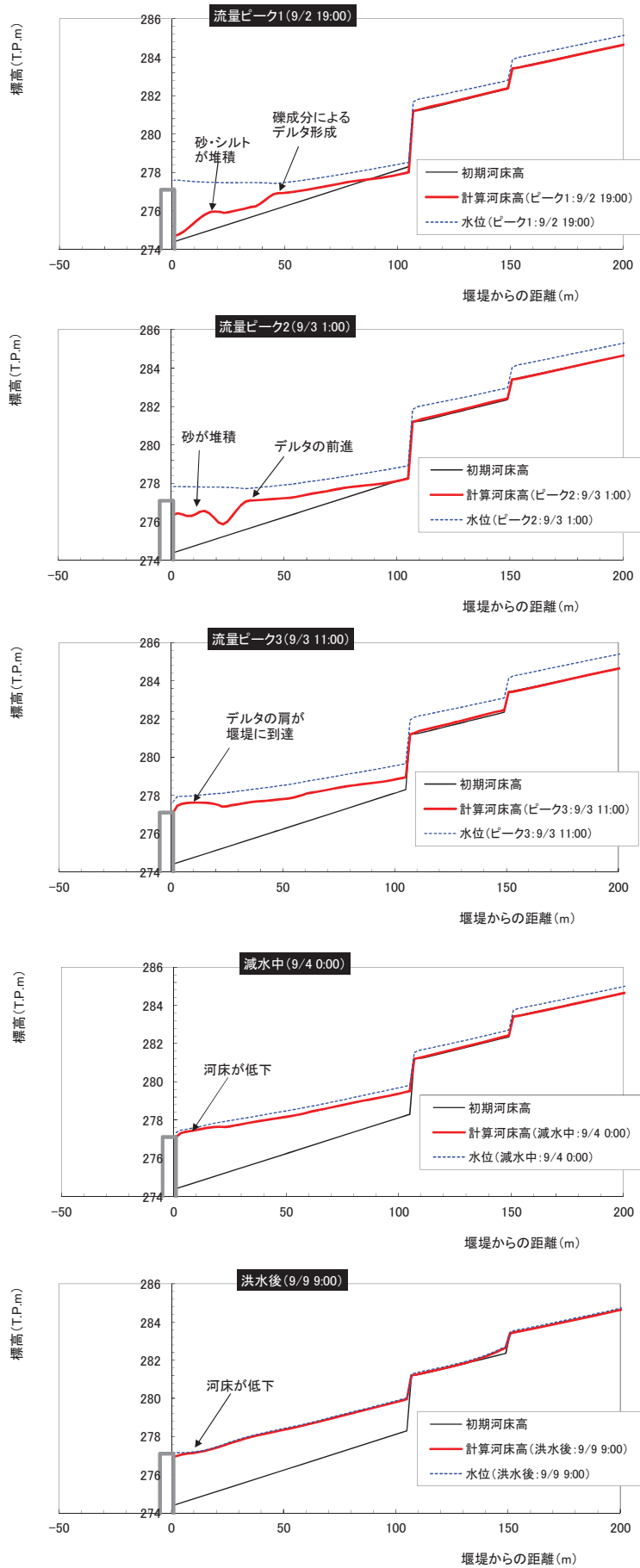


図-3.3.10 河床変動計算結果

河床変動計算結果における，初期，3つの流量ピーク，減水中，および出水後の6時点の河床高および表層平均粒径を図-3.3.11に示す。出水後の計算河床高を実測値と比較すると，縦断河床勾配はほぼ一致しているが，計算値は実測値よりも1m程度低くなった。実現象ではスリット部の全幅10m×高さ約1mまで流木が捕捉されていたが，計算においては流木による水・土砂の流出に対する影響を考慮していないため，河床高の再現精度に誤差が生じたと考えられる。

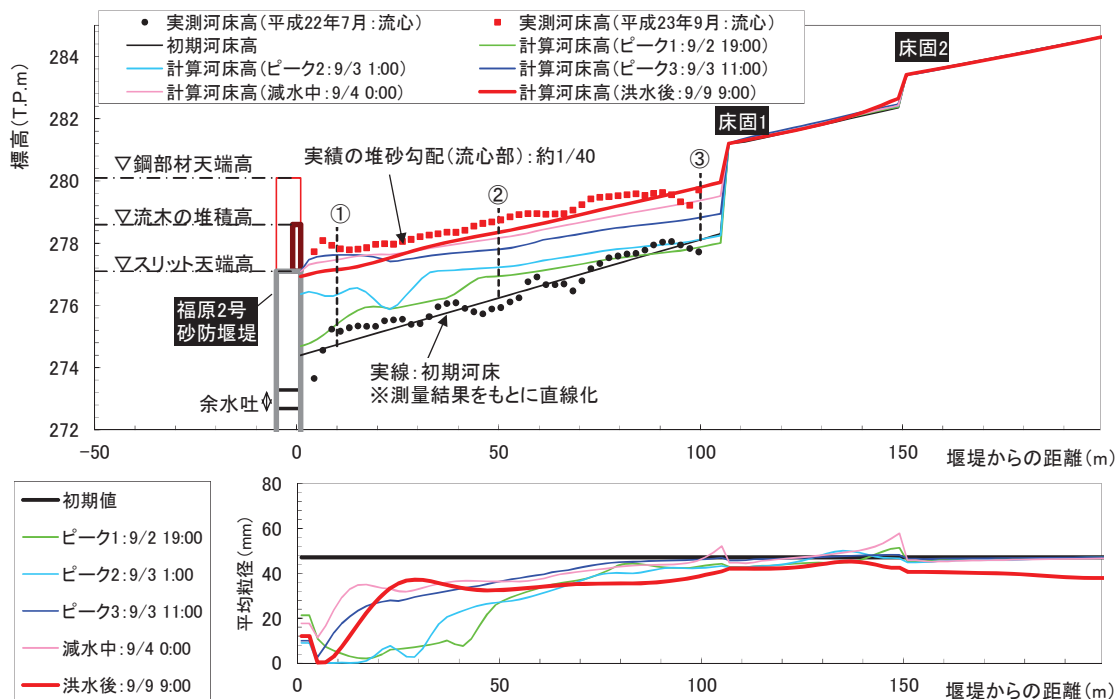


図-3.3.11 河床変動再現結果

図-3.3.11 下段は河床表層の平均粒径である。デルタの構成材料が平均粒径 20~40mm の礫成分であることがわかる。表-3.3.2 は砂防堰堤から 10, 50, 100m の地点の，河床変動計算における出水後の河床鉛直方向の平均粒径分布である。10m 地点では砂成分が，50m・100m 地点では礫成分が主体となっている。10m 地点は図-3.2.3 の B・D 地点，50m 地点は C 地点に対応しており，D 地点の砂成分，C 地点の礫成分の堆積状況を概ね表現できている。

表-3.3.2 鉛直方向の平均粒径分布

深さ (cm)	平均粒径(mm)		
	①堰堤から 10m地点	②堰堤から 50m地点	③堰堤から 100m地点
0	7.2	32.6	39.4
-25	0.9	32.5	41.1
-50	0.3	37.1	46.6
-75	0.2	37.8	47.5
-100	0.2	33.4	46.9
-125	0.3	30	46.3
-150	0.8	27.7	46.1
-175	2.5	25.2	43.5
-200	6.2	20.7	42.8
-225	14.2	29	-
-250	32.1	-	-

3.3.3 洪水中の土砂動態

ここでは河床変動再現計算結果をもとに洪水中の土砂動態について分析する。図-3.3.12は砂防堰堤直上流（下流端）の河床高・水位の時間的変化である。河床高は9月3日9時にスリット部天端高を越えており、同3日15時頃まで上昇した後に低下に転じ、最終的にはスリット部天端高まで収束している。図-3.3.13は上流端からの土砂流入量と砂防堰堤からの土砂流出量の時間変化である。浮遊砂は河床高がピークとなった9月3日15時頃まで流入量より流出量が多くなっており、その後は流入と流出がほぼ釣り合っている。掃流砂は河床高がスリット部天端高に達してから流出するよう設定しているため、9月3日10時頃から流出している。

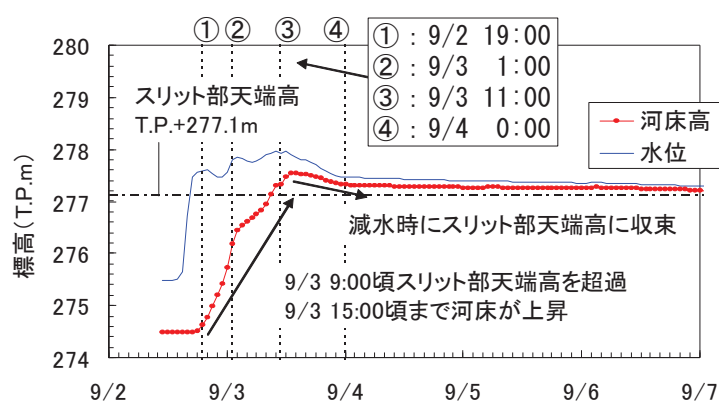


図-3.3.12 砂防堰堤直上流断面の河床高・水位の時間変化

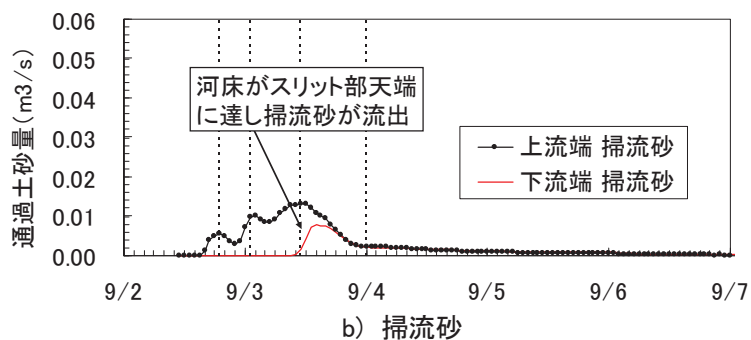
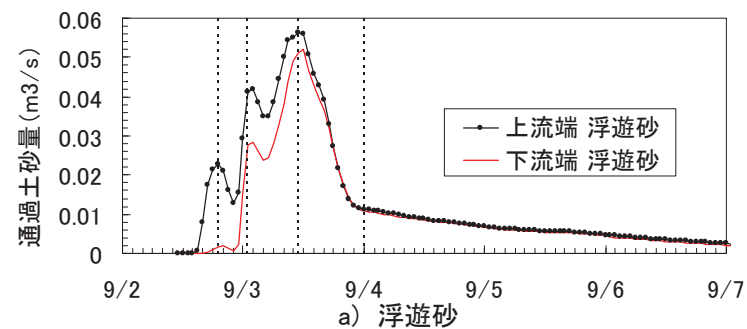


図-3.3.13 砂防堰堤通過土砂量の時間変化

表-3.3.3 は計算区間における出水後時点の土砂収支であり、ウォッシュロード成分とみられる 0.1mm 未満とそれ以上の粒径成分を区分して集計している。全粒径で見ると、上流端から約 6,600m³ の土砂が流入し、そのうちの 33%が砂防堰堤により捕捉されている。0.1mm 未満の土砂は上流端流入量の 52%にのぼるが、下流端からの流出量も多いため、捕捉率は 11%にとどまる。一方、0.1mm 以上の土砂の捕捉率は 56%であり、砂防堰堤の堆砂成分の内、砂礫成分が大部分を占めている。

表-3.3.3 計算区間における土砂収支

粒径成分	上流端流入量 (m ³)	下流端流出量 (m ³)	収支 (m ³)	捕捉率 (%)
0.1mm ≤ D	3,148	1,372	1,776	56%
D < 0.1mm	3,417	3,037	380	11%
全粒径	6,565	4,409	2,156	33%

3.4 2011 年 9 月出水以降の土砂動態

図-3.4.1 は河原町観測所の実績流量と、4.4.2 に述べる手法で作成した流域平均雨量である。2013 年 7 月 15 日に河原町観測所のピーク流量 355m³/s (平均年最大流量のおよそ 2 倍) の出水が発生している。その後 9 月と 10 月にも出水が生じていることがわかる。図-3.4.2 は福原雨量観測所の雨量ハイエトグラフであり、時間雨量は最大 76.0mm/h と非常に強い雨が発生している。これらの出水後は福原 2 号砂防堰堤の上流において長らく湛水が生じていたため、測量や河床材料調査を実施できなかったが、現地踏査により流木・土砂の捕捉現象について新たな状況が確認されたためここに紹介する。

写真-3.4.1 および写真-3.4.2 は 2011 年 9 月から 2014 年 6 月に撮影した福原 2 号砂防堰堤のスリット部の状況である。2011 年 9 月出水後に国土交通省によって流木が一度除去されているが、2013 年 7 月の出水により再び流木が捕捉されている。流木による水位のせき上げ・湛水は 2013 年 9 月 9 日時点でも続いている。2014 年 6 月に確認したところ、水量が減り河床に多量の砂が堆積している状況が明らかになった。写真-3.4.3 は 2010 年 11 月から 2014 年 6 月に撮影した福原 2 号砂防堰堤のスリット部上流側の堆砂状況である。2011 年 9 月の河床表層は礫が多く見られるが、2013 年 9 月以降は砂や細かな流木が堆積している状況が伺える。写真-3.4.4 は 2010 年 9 月および 2014 年 6 月に撮影した福原 2 号砂防堰堤直上流の床固 (図-3.1.6 の床固 1) 付近の堆砂状況である。2010 年時点では図-3.2.4 で示したように約 3m の落差があったが、2011 年 9 月出水およびそれ以降の出水を経て、落差がほぼ無くなっている。この周辺に堆積している土砂を見ると、礫成分が多くなっている。写真-3.4.5 は上流部 (図-3.1.6 の床固 2~3 の間) の河床状況である。2010 年時点では河床材料にコケの付着が目立っていたが、2011 年 9 月出水以降はコケの付着した河床材料がほぼ見られなくなった。この周辺では最大粒径 500mm 程度の石が多く見られる。

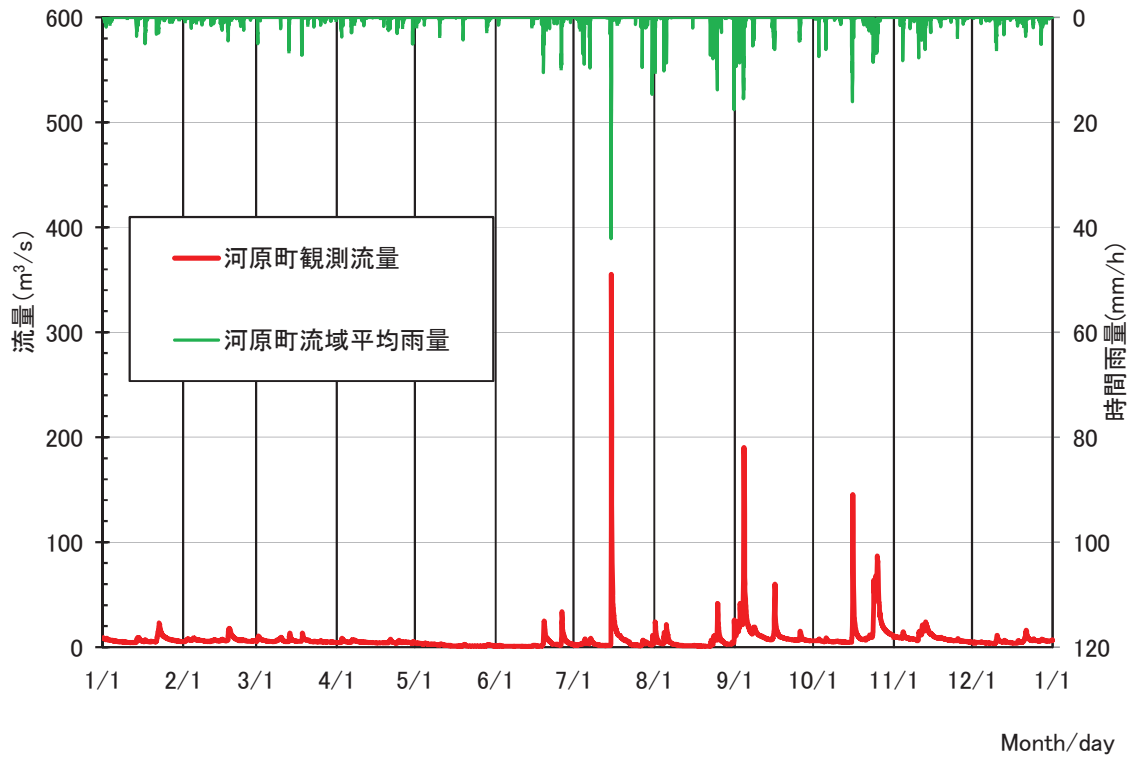


図-3.4.1 河原町観測所の流量ハイドログラフ (2013年)

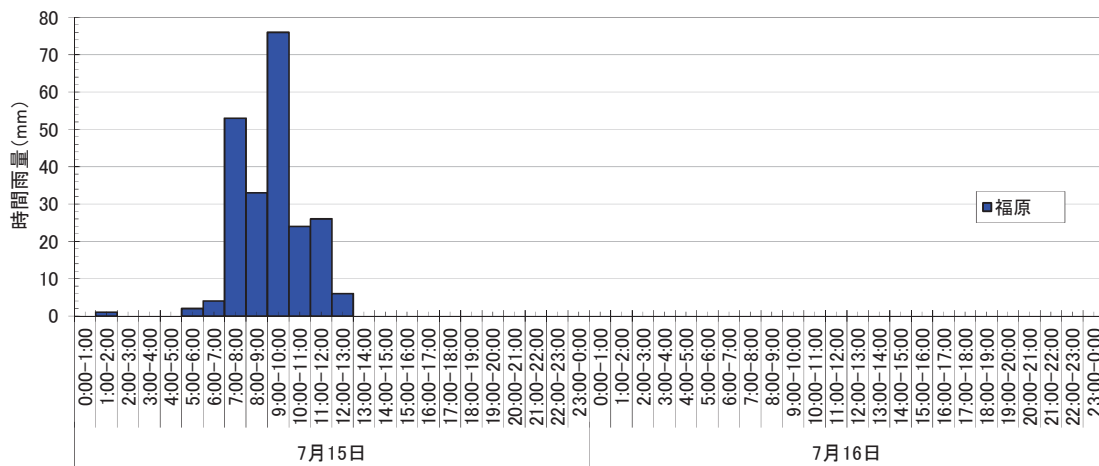
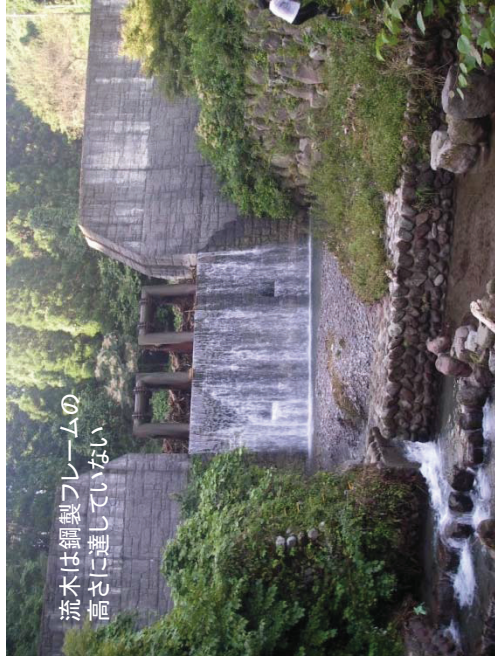


図-3.4.2 福原雨量観測所の雨量ハイトグラフ (2013年7月15日~16日)



(a) 2011年9月9日



(b) 2013年7月16日



(c) 2013年9月9日

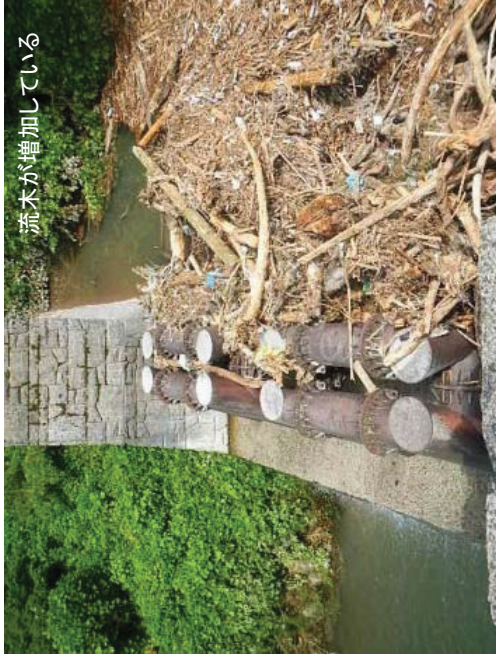


(d) 2014年6月6日

写真-3.4.1 福原2号砂防堰堤の状況



(a) 2011年9月9日



(b) 2013年7月16日

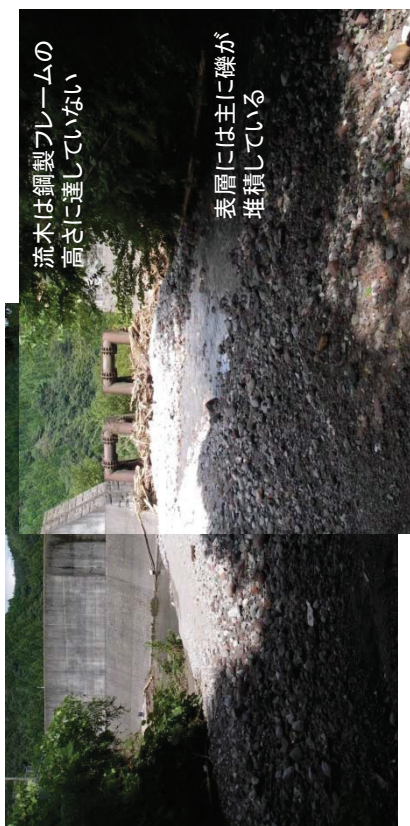


(c) 2013年9月9日



(d) 2014年6月6日

写真-3.4.2 福原2号防堰堤スリット部の流木捕捉状況



(b) 2011年9月9日



(d) 2014年6月6日



(a) 2010年11月6日



(c) 2013年9月9日

写真-3.4.3 福原2号砂防堰堤上流の堆砂状況



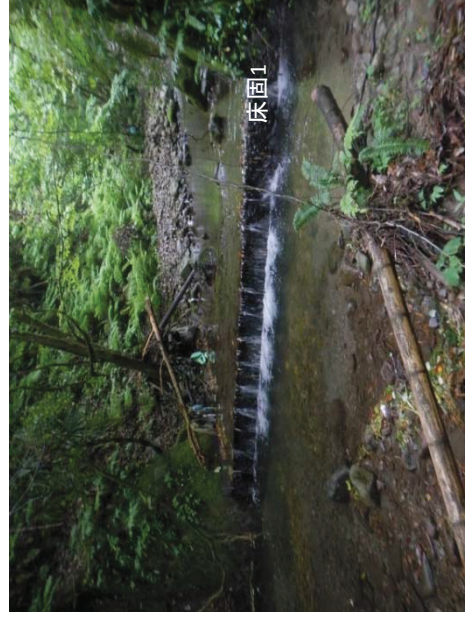
(a) 2010年7月10日



(b) 2011年9月9日



(c) 2013年9月9日

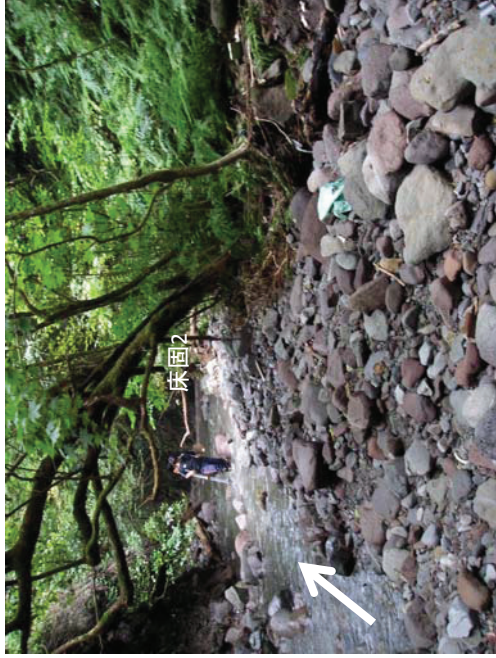


(d) 2014年6月6日

写真-3.4.4 床固1周辺の堆砂状況



(a) 2010年7月10日



(b) 2011年9月9日



(c) 2013年9月9日



(d) 2014年6月6日

写真-3.4.4 床固2~3区間の河床状況

3.5 土砂動態特性の総括

鳥取県倉吉市に位置する天神川水系の支流赤岩川流域を対象領域とし、福原2号砂防堰堤周辺の土砂動態を解明するため、モニタリング調査を行った。また、実績土砂動態を再現するための河床変動モデルの検討を行った。その結果、以下のような知見と課題が得られた。

(1) モニタリング手法について

土砂動態特性に影響を及ぼす因子として、また河床変動計算を行うための条件として、洪水時の流量ハイドログラフの把握が重要であると考えた。本研究では堰堤の越流部を撮影した画像の解析から水深を推定し、越流公式により流量に換算する手法をとり、流量ハイドログラフを概算することができた。なお、設置していた水位計が故障したために画像解析で代用したのであるが、水位のせき上げや流木の捕捉状況を知る上で固定カメラによる連続撮影が有益であった。ただし、夜間は照明がなく撮影されないという問題があるため、水位の連続観測には水位計による観測手法が望ましい。越流量の算定には本間の式を採用したが、流木捕捉による流出係数の変化を考慮しておらず、今後はスリット周辺の流速・流量の観測が課題である。砂防堰堤による貯留によって上下流の流量ハイドログラフに差が生じることも予想される。そのため、上流側については砂防堰堤によるせき上げが影響しない区間の床固、下流側については減勢工など、流木が捕捉されず段落ち流れが生じる構造物で水位を計測することを提案する。

河床高および河床材料について、本研究では砂防堰堤から150m程度（直線距離で110m）の区間を対象として調査を実施した。上流部から砂防堰堤の堆砂域へ流入する土砂の状況を把握するため、調査区間を上流に向けて延伸することが望ましい。図-3.2.3のような平面的な測量を上流部まで実施することが労力的に困難であれば、溪流の中心部を対象とした縦断測量や、代表測線の横断測量等、簡易な方法で実態を把握しておきたい。

上流部の河床材料については、砂防堰堤の堆砂域と比べて粗い礫や石が多い（図-3.1.6）ようであり、採取が困難であれば線格子法等により実態を把握することを提案する。また、本研究では洪水時の浮遊砂量を把握しておらず、河床変動計算における浮遊砂の計算精度に影響している。濁度計等を用いて浮遊砂の量・時間的な波形を把握することが望ましい。

調査期間について、赤岩川の場合は2011年出水時に多量の土砂が上流部から流入しているが、その後2013年出水時にも土砂が流入し、流木の捕捉と河床上昇が続いている（写真-3.4.1～3.4.4）。福原2号砂防堰堤では流木の影響により湛水していたため測量等が実施できなかったが、本来は出水イベントごとに調査を実施し、土砂動態の実態把握を行うことが望ましい。

(2) 透過型砂防堰堤周辺の土砂動態に関する新たな知見

福原2号砂防堰堤の上流の河床横断形状（図-3.2.5）を見ると、2002年から2010年までの10年間の変動高と比べると、2010年から2011年の変動高が大きいものであった。溪流が彎曲しているため、2011年の出水以前は右岸側に明瞭な水みちがあったが、出水により埋没し、河道中心部が凸となる形状に変化した。溪流の中心部の縦断形状（図-3.2.4）を見ると、

河床がスリット部の天端高以上となっていることが明らかになった。さらに2013年7月にも出水が生じ、その後も土砂堆積が続いている。スリット部の天端高以上も土砂が堆積する原因は、スリット部に流木が捕捉されているため、掃流砂の流出が抑制されているためと考えられる。流木は2011年9月出水後に国土交通省により除去されたが、2013年7月出水時に再度捕捉され、捕捉高は鋼製フレームの上端に達しており、その影響により福原2号砂防堰堤は長期に渡り湛水が生じた。

河床材料について見ると、2010年に砂防堰堤上流に堆積していた成分は、堰堤から10m地点（図-3.2.6のB地点）では中央粒径0.2mm程度の砂・シルト、堰堤から40m地点（図-3.2.6のC地点）では中央粒径10mm程度の砂礫であった。2011年9月洪水後は、10m地点、50m地点ともに中央粒径100mm程度の土砂が河床表面に堆積していた。粒径100mm程度の成分は、床固の上流（図-3.1.6(g)）に存在していたが、2010年11月時点ではコケが付着しており、数年間移動していなかったと見られる。これが2011年9月により輸送され、福原2号砂防堰堤の背水により堆積したと見られる。2013年9月の踏査により、流木の影響により湛水していた砂防堰堤直上流では、大量の細粒土砂が堆積していることがわかった。

(3) 数値解析から得られた知見と課題

本研究では、流量ハイドログラフを kinematic wave 法を用いた降雨流出解析により、流出土砂のセディメントグラフを1次元河床変動計算により推定した。まず降雨流出解析において、雨量ハイエトグラフと検証対象となる時刻流量（本研究では画像解析による越流量）があれば、毎時の流量ハイドログラフを推定できることがわかった。続いて1次元河床変動計算では、流出解析流量および現地調査による地形・河床材料のデータを与えることで、堆砂・土砂流出に関する実現象を概ね再現できた。以上より、透過型砂防堰堤の土砂動態を把握するために必要な現地データは、雨量ハイエトグラフ、検証対象となる時刻流量、地形・河床材料、および砂防堰堤の形状であると言える。ただし、流木の捕捉が堆砂の高さ、堰堤直上流の砂成分の堆積に関与していると見られ、流木の取扱いが数値解析による土砂動態の精度向上の課題となる。

なお、本章で構築した1次元河床変動モデルは1洪水、砂防堰堤1基を対象としたものであり、 $\Delta t=0.2\text{sec}$ 、 $\Delta x=2.0\text{m}$ と非常に細かい時間ステップ・区間距離を採用している。そのため、年単位の計算、あるいは砂防基準点までといった空間スケールの計算については、実行が困難である。次章においてはこの課題をクリアできるモデル化手法について述べる。

参考文献

- 1) 国土地理院：基盤地図情報数値標高モデル
<http://fgd.gsi.go.jp/download/> (2011年12月10日閲覧)
- 2) (独)産業技術総合研究所地質調査総合センター：シームレス地質図
<https://gbank.gsj.jp/seamless/> (2012年6月20日閲覧)
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準調査編，第7章 第3節-5，2012.
- 4) 国土交通省：水文水質データベース
<http://www1.river.go.jp/> (2012年9月1日閲覧)
- 5) 気象庁：気象統計情報
<http://www.jma.go.jp/jma/menu/report.html> (2012年9月1日閲覧)
- 6) 気象庁編集，(財)気象業務支援センター発行：解析雨量，2011.
- 7) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準調査編，第6章3節，2012.
- 8) 日下部重幸：急勾配水路における常流・射流の混在する流れと河床変動に関する研究，鳥取大学学位論文，pp.40-65，1997.
- 9) 日下部重幸，道上正規，藤田正治，檜谷治，宮本邦明：マッコーマック法を用いた砂防ダム上流の堆砂計算法に関する研究，水工学論文集，pp.977-982，1996.
- 10) 芦田和男，道上正規：移動河床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，pp.59-69，1972.
- 11) 岩垣雄一：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号，pp.1-21，1965.
- 12) Itakura T. and Kishi T. : Open channel flow with suspended sediments, Proceedings of ASCE, HY8, pp.1325-1343, 1980.
- 13) 平野宗夫: Armoring をともなう河床低下について，土木学会論文報告集，第195号，pp.55-65，1971.
- 14) 芦田和男，江頭進治，劉炳義：二層モデルによる複断面河道の流れおよび河床変動の数値解析，京都大学防災研究所年報，第35号 B-2，pp.41-62，1992.
- 15) 岩佐義郎：水理学 I，朝倉書店，p.139，1987.

4. 透過型砂防堰堤を有する流域の土砂流出予測

4.1 土砂流出予測の課題

第3章における土砂動態モニタリング結果および1次元不定流河床変動計算の結果から、土砂流出予測にあたっては、以下のような現象を考慮する必要があると考える。

- (1)山地溪流には流路・砂州が存在する。砂州ではアーミングが生じており、土砂移動頻度の少なさからか、コケが繁茂している。河床変動を厳密に評価するには、流量規模に応じた川幅の変化や、河床横断方向の粒度分布の違いを考慮する必要がある。
- (2)河床材料は細粒土砂から石までの様々な粒径で構成されている。細粒土砂の堆積状況を見ると、溪床にはほとんど見られないが、砂防堰堤の直上流では湛水区間や溪岸に多く堆積している。
- (3)溪床や溪岸に樹木・流木が見られる。これらは洪水時に流下し、透過型砂防堰堤の鋼製フレームに捕捉され、水位や流砂に影響を及ぼしていると思われる。
- (4)山地溪流において1次元不定流河床変動計算を実施したところ、一般的な浮遊砂量式、掃流砂量式を用いて実際の堆砂状況を概ね再現できることがわかった。しかし不定流の安定化のため時間ステップ Δt 、および区間距離 Δx を小さく設定しており、セグメントスケール（流域規模）の中長期（数年～100年）の計算には不向きである。全流域の「流す砂防」の効果を検証するためには、別の解析手法を用いる必要がある。

4.2 既往の研究

ここで、4.1において述べた(1)～(4)の課題を解消するため、既往の土砂流出予測法、および山地河道を対象とした水理・河床変動手法についてレビューする。

4.2.1 土砂流出予測法

汎用コンピュータの普及に伴い、数値解析プログラムを用いた大容量の水理・水文解析が可能になった。降雨流出分野では分布型流出解析モデルが登場し、流域内の任意地点・任意時刻の流量を迅速に得られるようになった。この技術を活用し、1990年代以降、降雨流出解析に土砂水理モデルを組み合わせた土砂流出予測法が多くの研究者により開発されている。表-4.2.1は江頭¹⁾による既往の土砂流出予測法に関する分類表に、近年の研究成果を追加したものである。これらの特徴を(1)～(5)に述べる。

(1) 斜面・河道網の扱い

斜面・河道網については、GISデータ（数値標高データ）をもとに自動生成するグループと、地形図をもとに人的作業により流域分割や地盤高を設定するグループに大別できる。それぞれの特徴と課題は以下のとおりである。

[GISデータをもとに生成するグループ]

数値標高データをもとに疑河道網を生成するものである。砂田ら²⁾³⁾は、数値標高データか

表-4.2.1 水理・水文学的手法による土砂流出モデル

研究者	斜面・河道網	降雨流出解析	河道の流れ 土砂の輸送	砂防堰堤
砂田・長谷川 ²⁾ 砂田・小松・小林 ³⁾	GISデータに基づく流域地形モデル, 河道網の生成	表面流: 流出関数法	等流, 掃流砂, 全流砂量,	河床勾配で表現
江頭 ⁴⁾ 江頭・松木 ⁵⁾	地形図, 単位河道の合成, 単位河道へ接続する斜面	表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則	等流, 掃流砂, ウォッシュロード	
宝・野ツ又・上坂 ⁶⁾	GISデータに基づく流域地形モデル, 河道網の生成	表面流・中間流ともに二次元 表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則	等流, 流砂量式	
市川・佐藤・椎葉 ・立川・寶 ⁷⁾	GISデータに基づく斜面素片およびその集合体	表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則	土石流～掃流砂が河道へ横流入	
高橋・井上・ 中川・里深 ⁸⁾	地形図に基づく河道モデルとそれに接続する斜面	表面流: kinematic wave	等流, 土石流～掃流砂, ウォッシュロード	
村上・林・ 亀山・渡部 ⁹⁾	GISデータと地形図に基づく斜面モデル, 土砂水文学の知見に基づく河道モデル	Stanford Watershed Model	拡散波, 掃流砂, ウォッシュロード	
山本・犬山・岡田・ 吉栖・西本 ¹⁰⁾ 大木・小島・川津・ 永田・加藤 ¹¹⁾	地形図, 単位河道の合成, 単位河道へ接続する斜面	表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則	山地部: 等流 平野部: 不等流 掃流砂, 浮遊砂, ウォッシュロード	河床勾配で表現
永谷・高田・小澤 ・寶・佐山 ¹²⁾	GISデータに基づく斜面素片およびその集合体	表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則	等流, 掃流砂	
中澤・中津川 ¹³⁾	流域を3次メッシュで分割, 数値地図(標高)に基づき河道網を生成	3段タンクモデル 蒸発散量を考慮	上流: 等流 中下流: 不等流 掃流砂, 浮遊砂, ウォッシュロード	
富田・森・宮・武 藏・鈴木・水山 ¹⁴⁾	地形を斜面部・谷部・河道部に区分	表面流: kinematic wave 中間流: ダルシー則	斜面・谷: 等流 河道: 不等流 掃流砂, 浮遊砂, 土石流を考慮	不透過型砂防堰堤をせき上げ水位により表現

※江頭¹⁾による分類表に文献 10)~14)を追加し一部編集した

ら図-4.2.1 のようなグリッドモデルを作成した上で, 各格子点に隣接する 8 地点のうち最急勾配となる方向に流水が流下すると見なし, 落水線を設定している. この落水線の集合体が疑河道網と呼ばれる. 流域分割等の人的作業が必要なく, 作業効率が良いことが長所である.

一方, 小規模な山地溪流を対象とする場合, グリッド間隔によってはその溪流の河道特性(川幅・河床勾配等)を適切に表現できない可能性がある. 図-4.2.2 は小鴨川流域を縦 100m×横 100m のグリッドで作成した疑河道網である. 実際の溪流と疑河道網の位置にズレが生じており, 砂防堰堤の位置に疑河道がないような状況も見られる. グリッドをさらに細かくすればこの

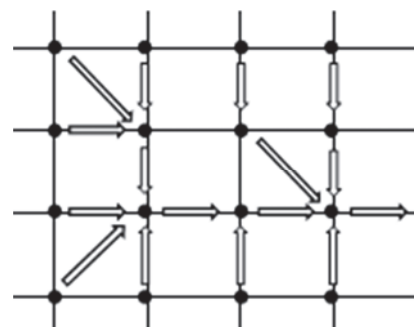


図-4.2.1 疑河道網の概念

ような問題は解消される。しかし、例えばグリッドを 50m×50m にした場合、100m×100m と比べて計算対象となる落水線が 4 倍（縦 2 倍×横 2 倍）になり、計算時間が 4 倍以上かかると予想される。実溪流の表現方法と計算時間のバランスがこの手法の課題と考えられる。

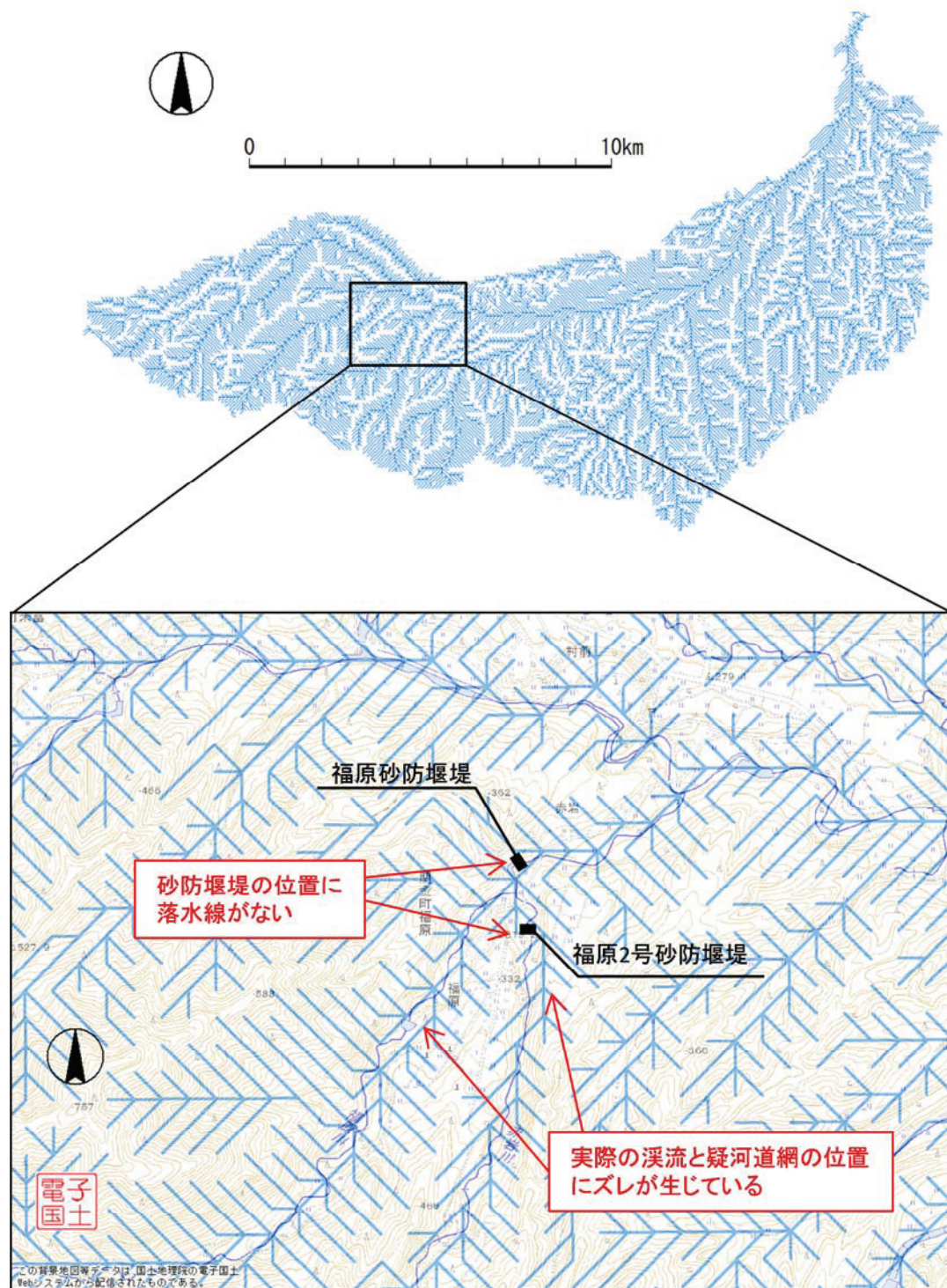


図-4.2.2 小鴨川流域の疑河道網と実溪流の比較

[人的作業により生成するグループ]

江頭ら⁴⁵⁾、高橋ら⁸⁾、山本ら¹⁰⁾、大木ら¹¹⁾は1/25,000地形図をもとに斜面・河道網の諸元を読み取り、計算データを生成している。この手法では実際の河道・溪流の位置や河道特性（標高・勾配等）を反映できる長所があるが、流域分割、流域面積・河道長・落水線長の計測、河床勾配の推算等の人的作業を伴うため、大河川の流域をモデル化する場合、データ生成に長期間を要するという問題がある。

(2) 降雨流出解析

斜面の降雨流出解析については、表面流を kinematic wave 法、中間流をダルシー則として解析するグループが多い。この方法では、斜面勾配と雨量強度が既知であれば等価粗度や透水係数を設定することで、地下浸透や土壌の飽和、表面流の発生等を物理的に表現することができる。その他、流出関数法やタンクモデル、Stanford watershed model を用いた研究事例もある。

(3) 河道の流れ・土砂の輸送

河道の流れについては、多くの研究者が等流計算を用いている。その理由としては、運動方程式を等流計算で簡略化することにより計算が安定し、 Δt を長めに設定できることから、長期間の計算を迅速に処理できるためである。村上ら⁹⁾のように流れの計算に拡散波が用いられた事例もあるが、こちらは数日間の短期計算に適用されたものである。山本ら¹⁰⁾、大木ら¹¹⁾、中澤ら¹³⁾および富田ら¹⁴⁾は、下流河道部分に不等流計算を用いている。

土砂の輸送に関しては掃流砂を対象としたグループが多い。また高橋ら⁸⁾の土石流を含めたモデルや、浮遊砂を考慮したモデルもある。

(4) 砂防堰堤

砂田ら²³⁾、山本ら¹⁰⁾、大木ら¹¹⁾は、等流計算で与える河床勾配を変化させて、簡略的に不透過型砂防堰堤を表現している。富田ら¹⁴⁾は治山堰堤および不透過型砂防堰堤を、堰堤地点にせき上げ水位を与えることで表現している。なお、透過型砂防堰堤を物理的に扱った事例は収集した論文中には見られなかった。

(5) 総括

既往の土砂流出予測法は、降雨流出解析モデルをベースに、流砂量計算機能や河床変動計算機能を付加したものとなっている。山地河道の水理量・流砂量を計算するにあたり、等流計算を用いた事例が多い。これは kinematic wave 法による降雨流出解析モデルと流砂・河床変動モデルを一体で計算している事例が多いためである。等流計算では透過型砂防堰堤上流の水位のせき上げを考慮できないため、本研究の課題をクリアできない。

富田ら¹⁴⁾のモデルでは、河道水理量を不等流計算で表現し、治山堰堤および不透過型砂防堰堤にせき上げ水位を与えている。この手法に透過型砂防堰堤に対応した水位せき上げ式、あるいは流木捕捉による影響を反映できれば、4.1に示した(2)~(4)の課題はクリアできる。

4.2.2 山地河道を対象とした水理・河床変動計算手法

山地河道では川幅・河床高等の急変，常射流の混在等，下流河川とは異なる特徴を有しており，水理計算においては解の安定性，運動量の伝播方向の扱いが問題となる．これらの諸問題については既往の研究において種々の手法が考案されている．表-4.2.2 に急勾配水路を対象とした水理・河床変動計算手法の例を示す．ただし，事例はこれ以外に多数あることに留意されたい．

表-4.2.2 急勾配水路を対象とした水理・河床変動計算手法

研究者	河道の流れ	土砂の輸送	粒度分布の扱い	川幅・勾配	砂防堰堤
道上・藤田・前田 ¹⁵⁾	1次元不等流 射流：前進差分 常流：後退差分	掃流砂 浮遊砂	混合粒径 平野の式により粒度 分布変化を追跡	一定 (単位幅で計算)	貯水池を想定した水位の境界条件を設定
芦田・江頭・村岡・里深 ¹⁶⁾	1次元不等流 射流：前進差分 常流：後退差分	掃流砂	単一粒径	スリット部を除き 一定	堰堤上流の流況で場合分け 常流：限界水深 射流：不等流で水面追跡
日下部・道上・藤田・檜谷・宮本 ¹⁷⁾	1次元不定流 MacCormack法	掃流砂	単一粒径	一定 (単位幅で計算)	貯水池を想定した水位の境界条件を設定
永瀬・道上・檜谷 ¹⁸⁾	平面2次元不定流 MacCormack法	掃流砂 安息角による 土砂の崩壊	単一粒径	急縮部あり 水みちは自動的に 計算される	—
藤田 ¹⁹⁾	平面2次元不定流 フラクショナル・ ステップ法	掃流砂 安息角による 土砂の崩壊	単一粒径	水路幅一定 水みちは自動的に 計算される	—
岡部 ²⁰⁾ 岡部・天羽・石垣 ²¹⁾	1次元不等流 常射流：後退差分 加重平均エネルギー 勾配を用いる	—	—	急縮・急拡および 順勾配・逆勾配を 考慮	—
梶川・檜谷 ²²⁾	3次元不定流 WENO法	—	—	水路幅一定 不透過水制あり	—
Kajikawa・Hinokidani ²³⁾	2次元不定流 MacCormack法	掃流砂 安息角による 土砂の崩壊	混合粒径 平野の式により粒度 分布変化を追跡	水路幅一定 水みちは自動的に 計算される	スリット型砂防堰堤からの 自由流出条件
堀江・西本・森 ²⁴⁾	平面2次元不定流 非構造格子 CRD法	—	—	急縮・急拡および 順勾配・逆勾配を 考慮	—

(1) 河道の流れ

藤田²⁵⁾の解説を踏まえれば，1990年頃までは1次元不等流を用いた標準逐次計算法¹⁵⁾¹⁶⁾が用いられていたが，2000年頃からはMacCormack法¹⁷⁾¹⁸⁾が常射混在流に有効であるとされ，多用されるようになった．標準逐次計算法で常射混在流を扱う場合，支配断面を探索した上で，射流区間は前進差分，常流区間は後退差分として計算を進める．一方，MacCormack法ではこのような煩雑な作業をすることなく常射流を考慮できるため，急流を扱う研究者の間で歓迎されたようである．また，2000年頃からはコンピュータの性能が向上したこともあり，平面2次元¹⁹⁾²³⁾²⁴⁾あるいは3次元²²⁾の計算も行われるようになった．

梶川ら²²⁾は，高次精度・高解像度スキームであるWENO (Weighted Essentially Non-Oscillatory) 法を用いており，3次元の流れに対し安定した解を求めている．堀江ら²⁴⁾はCRD

(Contour-integration-based Residual Distribution) 法を用い、ダムブレイクや水柱崩壊、川幅の急縮・急拡などの流れを精度良く解いている。

河道流れについて、第3章において構築した MacCormack 法モデルよりも高速処理することを考えると、時間ステップ Δt に依存しない従来の標準逐次計算法が有効と考えられる。標準逐次計算法の問題点である常射混在流の解法について、岡部²⁰⁾は次のように述べている。

(社) 砂防学会編：山地河川における河床変動の数値計算法，p35 より抜粋

標準逐次計算では、前項で述べた中間の支配断面群に加えて、上流端あるいは下流端を出発点とする多数の水位線が求められる。このとき、ある断面に対して、常流および射流に相当する2個の水位が求められることもあるし、逆に水位計算が不能の断面が出てくることもある。

まず、水位線が重なる区間では、そのどこかで跳水が生じているのであり、原理的には断面内挿などを通してその位置を確定することも可能である。しかしながら、河床変動計算の中にそのような作業を常駐させることはプログラムの機動性を著しく損なうので、特に長期間を対象にした計算では歓迎できない。筆者のこれまでの経験からすれば、常流・射流の水位がともに算出された断面については、一律に常流の水位のほうを採用するという単純な処理を行うだけで十分である。一方、水位計算が最終的に不能であった断面については、等流水深を与えるのが妥当である。代案として限界流を想定することも考えられなくはないが、このような断面は支配断面の候補にもなり得なかったことを考慮すると、妥当でない。

また、岡部は標準逐次計算法において Δx が大きい場合に生じる不合理な解について、加重平均エネルギー勾配の算出による解消法を提案している。これについては 4.3.3 において後述する。

(2) 土砂の輸送および粒度分布の扱い

山地河道を対象とした河床変動モデルでは、主に掃流砂が扱われているようである。表-4.2.2 中では MacCormack 法で浮遊砂を扱った事例が少ないようにも見えるが、第3章で構築したモデルで浮遊砂の挙動も扱うことができおり、適用上問題はない。

平面2次元河床変動モデルでは、隣り合うメッシュとの勾配が安息角以上になった場合、変動土量が釣り合う形で土砂が崩落するスキームが取り入れられている。

混合粒径を扱う場合、平野の式により粒度分布を算定している。

(3) 川幅・勾配

表-4.2.2 中では1次元河床変動計算の場合、初期条件としての川幅・河床勾配が一定とされたモデルが多いが、第3章で構築したモデルのように川幅・勾配が変化した河道にも適用可能である。平面2次元や3次元モデルでは、流量規模に応じた水みちが自動的に計算されるので、精度よく計算を行う必要がある場合は有効といえる。

(4) 砂防堰堤

表-4.2.2 中では、砂防堰堤は境界条件として扱われている事例が多い。芦田らの研究では、不透過型砂防堰堤の水通しについて、上流側が射流の場合は上流側からの追跡計算を行い、常流の場合は段落ちとして限界水深を与えている。Kajikawa ら²³⁾は、スリット型砂防堰堤について自由流出条件を設定している。

(5) 総括

河床変動計算法について、従来は不等流計算を用いた標準逐次計算法が主流であったが、近年は高精度・高次元の不定流計算法が用いられるようになってきている。ただし河道流れの計算速度では、標準逐次計算法が優れていると考えられる。平面2次元や3次元モデルであれば4.1に示した課題(1)をクリアできるが、計算速度の問題がある。この問題に対しては別のモデル化手法を考える必要がある。

4.3 土砂流出予測モデルの構築

4.3.1 モデル構築の方針

4.1において述べた(1)~(4)の課題をクリアすべく、次の(1)~(3)のようなモデルを考案した。

- (1)流量規模に応じた川幅の変化や、河床横断方向の粒度分布の違いを考慮するため、擬似的な2次元河床変動モデルを構築する。
- (2)細粒土砂から石までの様々な粒径に対応するため、混合粒径モデルを採用する。砂防堰堤による背水が土砂堆積に影響しているため、背水を解ける解析手法を採用する。
- (3)全流域・長期間の計算を迅速に処理するため、河道においては準2次元不等流による標準逐次計算法を採用する。 Δx が大きい場合も解が安定するよう、岡部の平均エネルギー勾配算定法を採用する。

なお、従来のモデルでは降雨流出計算と土砂流出計算を一連で行う手法が多いようであるが、本研究では降雨流出モデルと土砂流出・河床変動モデルに分離し、降雨流出計算で得た流量ハイドログラフを土砂流出・河床変動モデルに入力する形式とする。これは、降雨流出モデルでは1次元等流計算、土砂流出・河床変動モデルでは準2次元不等流計算と、支配方程式や入力条件が異なっているため、一連モデルを構築する煩雑さを回避するための措置である。

降雨流出解析法については、溪流ごとの流量が計算でき、実績流量を再現できれば、表-4.2.1中、あるいはその他のいずれの手法を使用しても問題ない。その一例である江頭ら⁴⁵⁾の単位河道・単位斜面を用いたモデルを参考に流出解析モデルを構築することとした。既往の準2次元河床変動モデルについて、関根・林²⁶⁾は高水敷・低水路を分離した不定流方程式によりモデル化しているが、本研究では不等流方程式を採用した別のモデル化を試みる。以下、本研究で構築する河床変動モデルを準2次元不等流河床変動モデルと呼ぶこととする。

4.3.2 既往の研究に対する新モデルの位置づけ

既往の土砂流出予測法および山地河道を対象とした河床変動計算手法を、時間スケール・空間スケールにより分類すると、図-4.3.1 のようになる。既往の土砂流出予測法は短期～長期の流域全体の土砂流出予測が可能であるが、透過型砂防堰堤による背水や、横断方向の河床高・河床材料の違いをモデルで表現できない。一方、山地河道を対象とした河床変動計算手法は、構造物周辺など短い区間の、短期の河床変動現象を解いているが、流域規模の中長期の計算は行われていない。

本研究で考案する新モデルは、短期～中期の土砂流出予測を行うとともに、透過型砂防堰堤による背水、および横断方向の河床高・河床材料の違いを表現するものである。

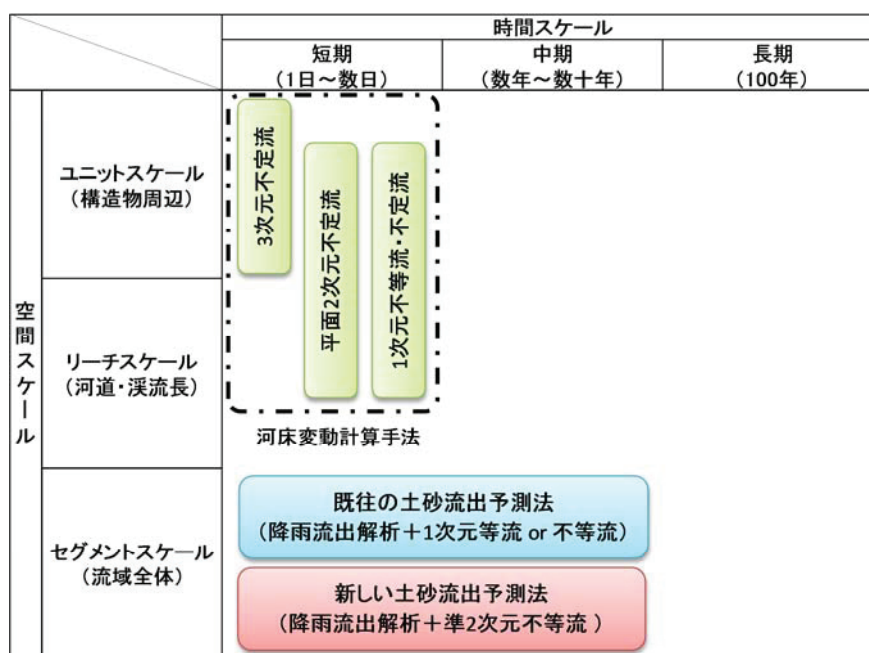


図-4.3.1 時間・空間スケールによる土砂流出予測法と河床変動計算手法の分類

4.3.3 降雨流出モデルの構築

(1) モデル化の概念

降雨流出モデルについては、江頭ら⁴⁵⁾のモデルを参考に構築する。下図の左側に示すように、実際の流域には多数の河道が存在している。ここで河道の合流点に着目し、上流側の合流点から下流側の合流点までの区間を単位河道とすれば、単位河道は複数の流入点と1つの流出点を持つ流路として単純化できる。また、単位河道の左右岸の流域を単位斜面と定義し、単位斜面上で降雨流出解析を行うことで、単位河道への横流入条件として設定できる。こうして得られる単位河道と単位斜面のユニットを直列あるいは並列に接続することで、下図左側に示すように全流域を対象としたモデル流域を作成することが可能である。なお、江頭らのモデルからの変更点として、単位斜面におけるB層の追加、および単位河道内のコントロールボリュームの細分化を行っている。

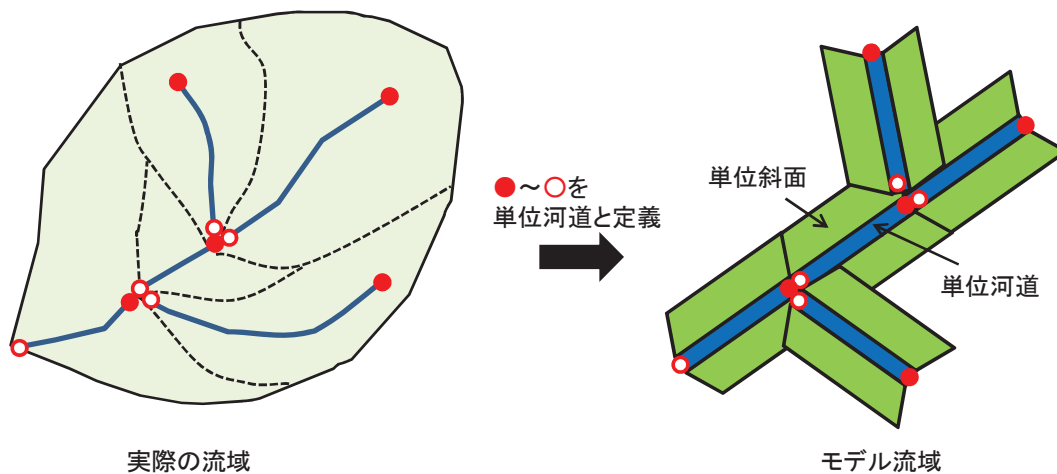


図-4.3.2 流域のモデル化

(2) 単位斜面の支配方程式

江頭ら⁴⁾は単位斜面の内部構造を表層・A層の2層構造としている。山本ら¹⁰⁾、大木ら¹¹⁾は江頭らのモデルを拡張し、下図のように表層・A層・B層の3層構造とし、表面流・中間流・基底流の流出を表現している。本研究では、非出水期も含めた長期的な流出解析を行うため、B層の基底流を考慮したモデルを構築する。

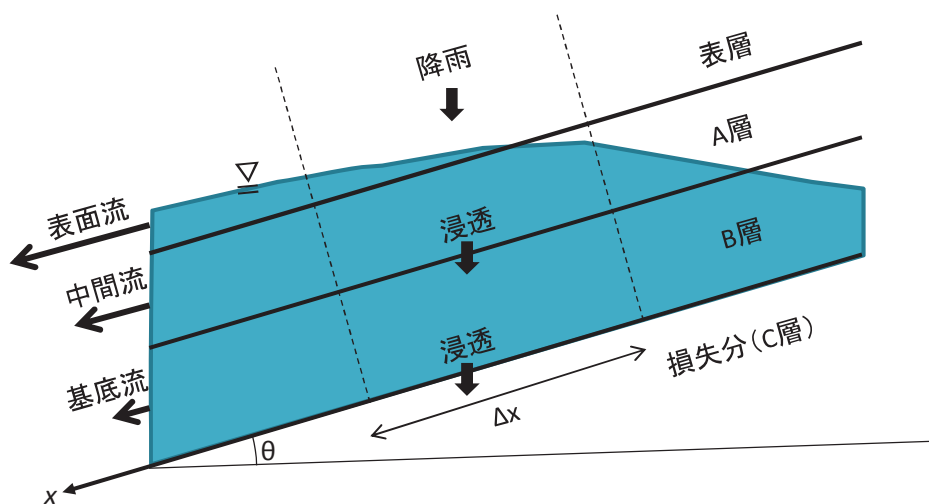


図-4.3.3 単位斜面の内部構造模式図

1) 表面流・中間流

表面流と中間流（A層）を一体として計算する．連続式および運動方程式は以下のようになる．

【連続式】

$$a \frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = (r - f_A) \cos \theta \quad (4-1)$$

ここに， h_s ：表面流・中間流の水深， r ：雨量強度， f_A ：A層からB層への浸透能， θ ：単位の斜面勾配である． a はA層の飽和状態により決まる土壌中の空隙を示すパラメータであり，以下のように設定する．

$$a = 1 \quad (h_s \geq D_A) \quad (4-2)$$

$$a = \lambda_e \quad (h_s < D_A) \quad (4-3)$$

ここに， D_A ：A層の層厚， λ_e ：土壌の空隙率（=0.4）である．

式(4-3)を単純な前進差分により離散化すると，以下のような演算式ができる．

$$h_{S_k}^{n+1} = h_{S_k}^n + \frac{\Delta t}{a \Delta x} (q_{S_{k+1}}^n - q_{S_k}^n) + \frac{\Delta t}{a} (r - f_A) \cos \theta \quad (4-4)$$

【運動方程式】

表層に等流計算，中間流（A層）にダルシー則を適用すると，単位幅流量は以下のように表される．

$$q_s = k_A D_A \sin \theta + \frac{1}{N} \sqrt{\sin \theta} (h_s - D_A)^{5/3} \quad (h_s \geq D_A) \quad (4-5)$$

$$q_s = k_A h_s \sin \theta \quad (h_s < D_A) \quad (4-6)$$

2) 基底流

A層の1段下にB層を設定し，基底流の計算を行う．連続式および運動方程式は以下のようになる．

【連続式】

$$\lambda_e \frac{\partial h_B}{\partial t} + \frac{\partial q_B}{\partial x} = (f_A - f_B) \cos \theta \quad (4-7)$$

ここに， h_B ：基底流の水深， f_A ：A層からB層への浸透能， f_B ：B層から地中への浸透能（損失分）， λ_e ：土壌の空隙率（=0.4）， θ ：単位の斜面勾配である．

式(4-7)を単純な前進差分により離散化すると、以下のような演算式ができる。

$$h_{Bk}^{n+1} = h_{Bk}^n + \frac{\Delta t}{\lambda_e \Delta x} (q_{Bk+1}^n - q_{Bk}^n) + \frac{\Delta t}{\lambda_e} (f_A - f_B) \cos \theta \quad (4-8)$$

なお B 層が飽和 ($h_B \geq D_B$) に至った場合は、以下の超過分 ($h_B - D_B$) を h_s に加えて水分量の調整を行う。

【運動方程式】

ダルシー則を適用し、単位幅流量を以下のように表す。

$$q_B = k_B h_B \sin \theta \quad (4-9)$$

(3) 単位河道の支配方程式

江頭らのモデルにおいては、単位河道が 1 つの計算メッシュであり、水理量は単位河道で 1 つの値を持つ。本研究では、単位河道内の局所的な河床勾配の変化や単位河道内の洪水流の伝播を表現するため、単位河道を任意の分割数 j_{max} で細分することとした。区間距離 Δx は、以下のように算定される。

$$\Delta x = L / j_{max} \quad (4-10)$$

ここに、L：単位河道長である。 j_{max} は河道ごとに異なる値を設定できるようにした。

単位河道では等流計算により流量を求め、各メッシュの河積を連続式によって時間に追跡する。

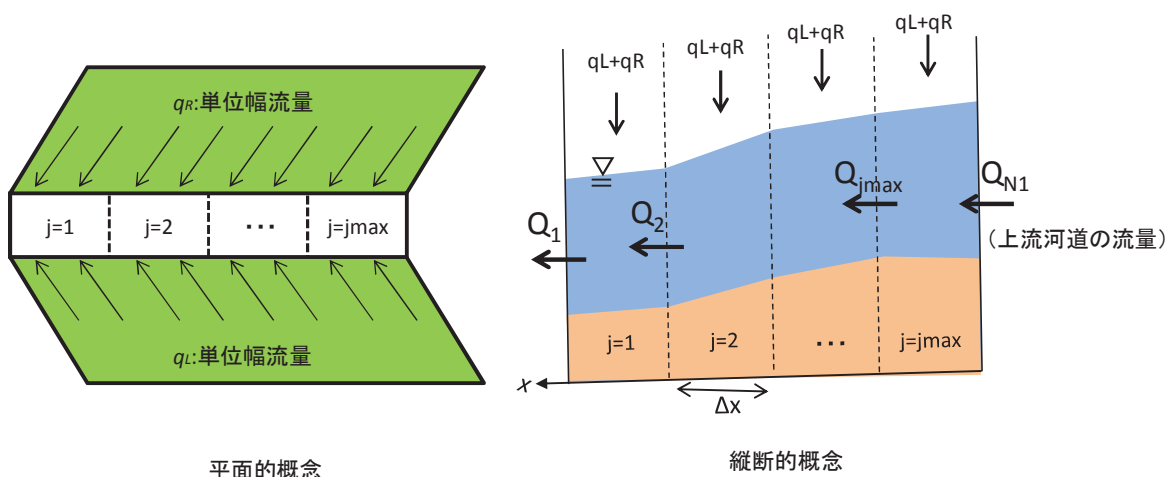


図-4.3.4 単位河道の内部構造模式図

【連続式】

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L + q_R \quad (4-11)$$

ここに、 A ：河積、 Q ：流量である。 $q_L \cdot q_R$ は単位河道 i に流入する左右岸の単位斜面の単位幅流量であり、式(4-5)、(4-6)および(4-9)を用いると以下ようになる。

$$q_L = (q_S + q_B)_L \quad (4-12)$$

$$q_R = (q_S + q_B)_R \quad (4-13)$$

単位河道内のメッシュについて離散化すると、連続式は以下ようになる。

$$A_{ij}^{n+1} = A_{ij}^n + (Q_{in}^n - Q_{ij}^n) \frac{\Delta t}{\Delta x} + (q_L^n + q_R^n) \Delta t \quad (4-14)$$

ここに、 Q_{in} は上流河道から流入する流量であり、以下のように設定する。

$$Q_{in} = Q_{ij+1} \quad (j < j_{\max}) \quad (4-15)$$

$$Q_{in} = \sum_{N=1}^{N_{up}} Q_{N1} \quad (j = j_{\max} : \text{単位河道の上流端}) \quad (4-16)$$

ここに、 N_{up} ：流入する河道本数であり、流入する河道が無い場合は $Q_{in} = 0$ とする。

【運動方程式】

$$Q = \frac{1}{n} \sqrt{I} h^{2/3} A \quad (4-17)$$

ここに、 n ：河道の粗度係数、 I ：河床勾配、 h ：河道の水深である。水深はレジーム則による川幅 B を用いて以下のように算出する。

$$h = A/B, \quad B = 5\sqrt{Q_0} \quad (4-18)$$

ここに、 Q_0 ：基準流量である。

なお、本研究においては、河原町観測所の流域面積と平均年最大流量を元に流域面積比から各河道の川幅を算出した。

$$Q_0 = Q_1 \left(\frac{A_B'}{A_B} \right) \quad (4-19)$$

ここに、 A_B' : 各河道の流域面積、 A_B : 河原町観測所の流域面積 (=139km²) である。

Q_1 は河原町観測所の平均年最大流量であり、以下のとおり 180m³/s である。

表-4.3.1 河原町観測所年最大流量 (m³/s)

観測年	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	平均
年最大流量	57	74	428	101	258	103	76	213	42	446	180

(4) 単位河道の細分化の効果

Δx を細分化することで、洪水の伝播特性が変化すると予想される。そこで、以下の図表のように単純なモデル河道・斜面を作成し、 Δx を変化させて感度分析を行った。なお、問題の単純化のため、単位斜面の A 層・B 層はなく、表面流のみ発生することとした。なお、川幅は流域面積 20km² を式(4-19)に当てはめ、小数点以下を切り捨てたものである。

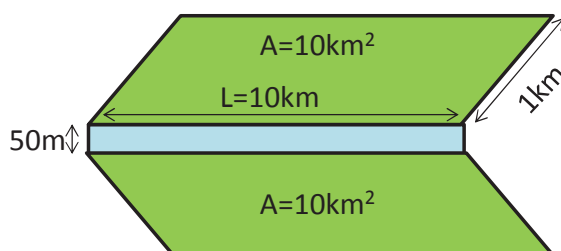


図-4.3.5 モデル河道・斜面

表-4.3.2 単位河道諸元表 (テスト計算)

単位河道長(km)	川幅(m)	粗度係数	河床勾配
10.0	25.0	0.05	1/1,000

表-4.3.3 単位斜面諸元表 (テスト計算)

単位斜面面積 (km ²)	落水線長 (km)	等価粗度係数	斜面勾配	落水線 Δx (m)
10.0×2	1.0	0.7	1/10	100

計算開始 0hr から 1hr までの間に 50mm/hr の雨を降らせ、1hr 以降は降雨なしとしたハイエトグラフを与え、 $\Delta t=25\text{sec}$ 、単位河道の Δx を 10km、1km、0.1km、0.01km として流出解析を行ったところ、単位河道下流端の流量ハイドログラフは図-4.3.6 のような結果となった。 Δx を短く設定するとピーク流量が大きく、シャープな波形となっている。この現象は、 Δx

が小さくなると、式(4-14)の右辺第2項が大きくなり河積の変化速度が大きくなることで、式(4-17)で得られる流量が大きくなるためである。ただし、 $\Delta x=0.01\text{km}$ の場合は計算が安定せず、異常なハイドログラフとなった。これは、 $\Delta x/\Delta t$ の値が洪水流の伝播速度よりも小さいためであり、 $\Delta t=5\text{sec}$ に縮小することで安定な解を得ることができた。

結果として、単位河道を細分化することで流量の計算精度が向上するが、 Δx を小さくするほど計算回数の増加により計算時間が長期化することと、計算の安定上の問題が生じることがわかった。計算を行うにあたっては、適度な Δx および Δt を設定する必要がある。

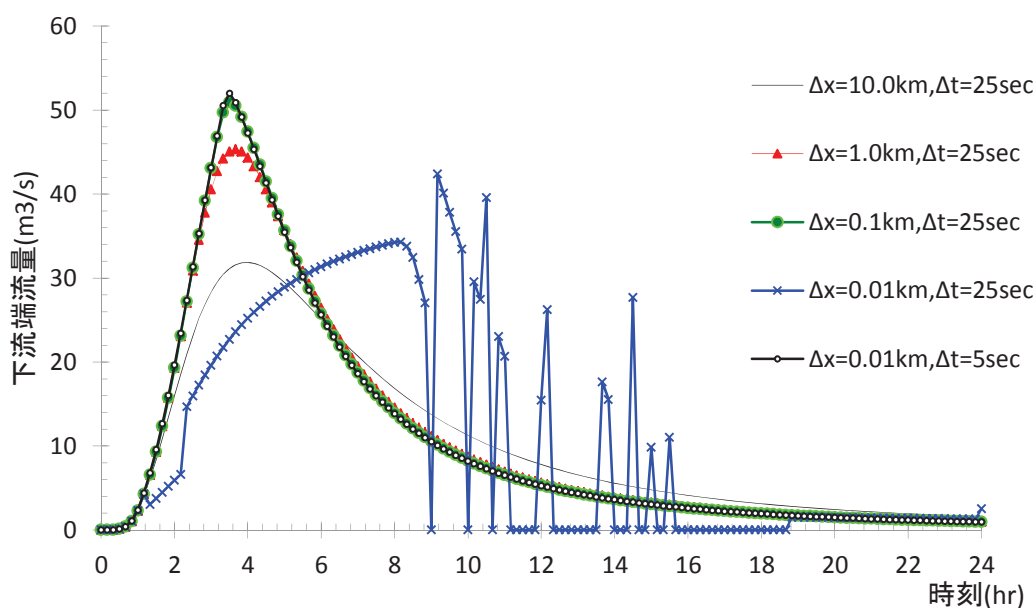


図-4.3.6 Δx をパラメータとした単位河道下流端流量の感度分析結果

4.3.4 準2次元不等流河床変動モデルの構築

(1) 計算モデルの構成

本項で構築する河床変動モデルの構成について、フローを図-4.3.7に整理した。下図のとおり、初期条件および降雨流出解析結果を読み込み、流れ場、流砂量、粒度分布、浮遊砂の移流、河床高、および溪岸侵食の計算を、計算終了ステップまで繰り返す構成である。

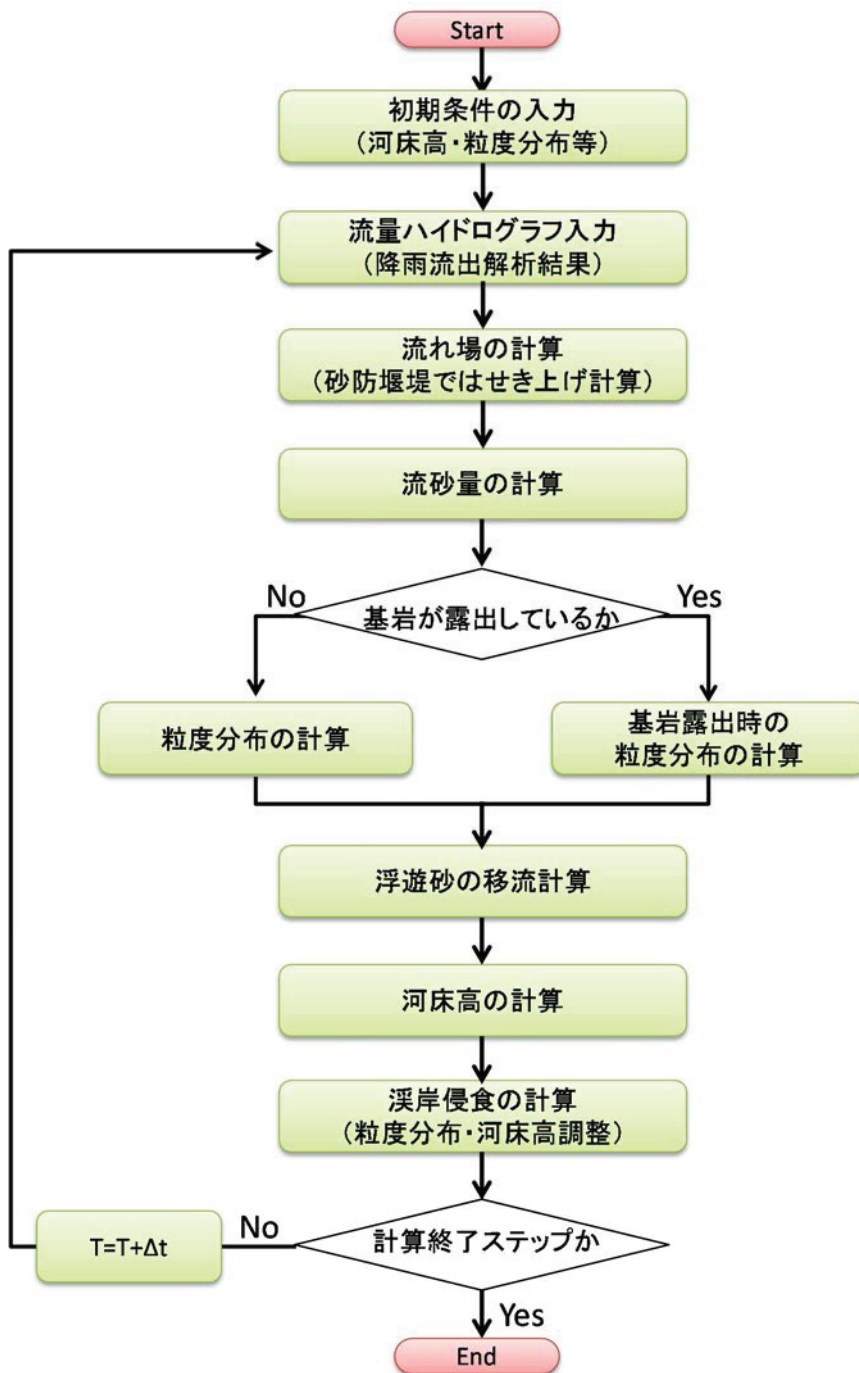


図-4.3.7 土砂流出・河床変動モデルのフロー

1) 流れ場の計算

流れ場の計算は準2次元不等流計算²⁷⁾により行う。準2次元不等流計算は大河川の河道計画に標準的に用いられる手法であり、通常は樹木群のせん断抵抗、および高水敷と低水路の流速の混合を支配する「境界混合係数」を用いて、横断方向の流速分布の収束計算が行われる。しかし、この収束計算を行うと処理速度が落ちてしまうため、本モデルでは高速化のため境界混合係数を用いた横断方向の流速の干渉は考慮していないこととした。本研究における準2次元不等流の支配方程式は以下のとおりである。

$$\frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\int u^2 dA \right) + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\tau_r}{\rho g A} = 0 \quad (4-20)$$

$$\int u^2 dA = \beta \sum_i (u_i^2 \cdot A_i) \quad (4-21)$$

$$Q = \sum_i (ubh)_i \quad (4-22)$$

$$\frac{\tau_r}{\rho g A} = \frac{1}{\rho g A} \sum_i \left\{ \frac{\rho g n_i^2 \cdot u_i^2 \cdot S_{bi}}{R_i^{1/3}} \right\} \quad (4-23)$$

$$\frac{n_i^2 \cdot u_i^2}{R_i^{1/3}} S_{bi} = A_i I_e \quad (4-24)$$

ここに、 Q ：流量、 n ：粗度係数、 I_e ：エネルギー勾配、 h ：水深、 A ：河積、 H ：水位、 Δx ：区間距離、 g ：重力加速度、 β ：エネルギー補正係数である。
添字 i は横断方向の河床区分の番号を示す。

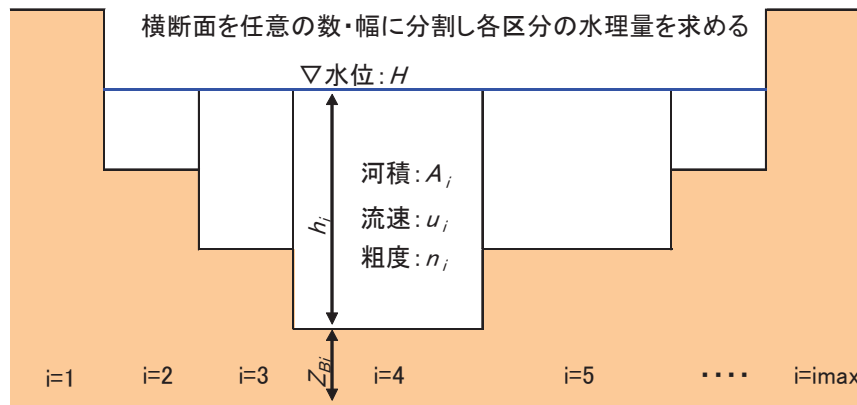


図-4.3.8 横断イメージ

支配方程式を離散化すると以下ようになる。ここで添字 2 は上流側断面，添字 1 は下流側断面を表す。

$$\left[\frac{1}{gA} \sum_i (u^2 b h)_i + H \right]_2 - \left[\frac{1}{gA} \sum_i (u^2 b h)_i + H \right]_1 = I_{em} \Delta x \quad (4-25)$$

岡部ら²⁰⁾²¹⁾は急流河道の不等流計算において，区間距離 Δx が長い場合に実態と異なるせき上げ水位が発生することを述べており，その緩和策として断面間の平均エネルギー勾配 I_{em} を上下流の I_e の単純平均ではなく，重み係数を用いた加重平均をとることとしている。これによれば，式(4-25)右辺における I_{em} は次のようになる。

$$I_{em} = w_1 (I_e)_1 + w_2 (I_e)_2 \quad (4-26)$$

$I_b > 0$ (順勾配) の場合， I_e の河床勾配からの乖離状況を表す R_u と，限界水深と水深の比 R_c により重み係数を算定する。

$$w_1 = \frac{R_{u2} R_{c2}}{R_{u1} R_{c1} + R_{u2} R_{c2}} \quad (4-27)$$

$$w_2 = \frac{R_{u1} R_{c1}}{R_{u1} R_{c1} + R_{u2} R_{c2}} \quad (4-28)$$

$I_b < 0$ (逆勾配) の場合， R_u が算出できないため，限界水深と水深の比 R_c により重み係数を算定する。

$$w_1 = \frac{R_{c2}}{R_{c1} + R_{c2}} \quad (4-29)$$

$$w_2 = \frac{R_{c1}}{R_{c1} + R_{c2}} \quad (4-30)$$

ここで， R_u および R_c は以下のように定義されている。

$$R_u = |I_e / I_{b12} - 1| \quad (4-31)$$

$$R_c = h_c / h \quad (4-32)$$

ここに， I_{b12} : 断面 1 と 2 の間の平均河床勾配， h_c : 限界水深である。

2) 河床形状の計算

まず、川幅が一定の水路の一次元河床変動計算の河床位方程式を書くと以下のようなものである。

$$(1-\lambda)\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial \sum_k q_{bk}}{\partial x} = \sum_k (c_{bk}w_{fk} - q_{su,k}) \quad (4-33)$$

ここに、 z_b ：河床高、 λ ：空隙率、 Q_b ：全幅の掃流砂量、 c_b ：浮遊砂の基準面濃度、 w_f ：浮遊砂の沈降速度、 q_{su} ：浮遊砂浮上量である。添字 k は粒径番号を示す。

本研究では、横断区分それぞれ個別の河床高、流砂量、粒度分布を計算できるように、以下のような離散化式を考案した。

$$z_{bi}^{n+1} = z_{bi}^n + \sum_k \left(\frac{Q_{bin}^n}{B_b} - q_{bik}^n \right) \frac{\Delta t}{(1-\lambda)\Delta x} + \sum_k (c_{bk}w_{fk}^n - q_{su,ik}^n) \frac{\Delta t}{(1-\lambda)} \quad (4-34)$$

ここに、 B_b ：水面幅、 Q_{bin} ：上流断面から流入する全幅掃流砂量の合計値（合流断面を含む）である。添字 i は横断区分番号、添字 k は粒径番号を示す。

右辺第 2 項は横断区分 i における掃流砂の収支を表しており、上流から流入する掃流砂が水面下に等しく配分されるよう、 Q_{bin} を水面幅で除したものを流入成分としている。例えば下図のような合流を有する河道網の場合、 Q_{bin} については次のようになる。

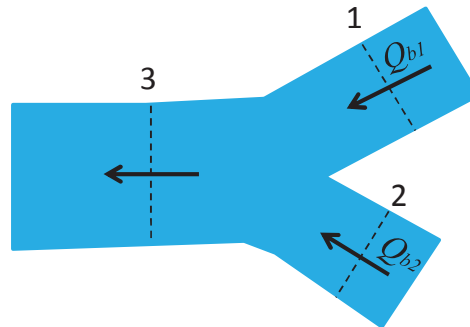


図-4.3.9 合流点における掃流砂の扱い

$$Q_{bin} = Q_{b1} + Q_{b2} \quad (4-35)$$

$$Q_{b1} = \sum_{i=1}^{i_{\max}} b_i q_{bi}|_1 \quad (4-36)$$

$$Q_{b2} = \sum_{i=1}^{i_{\max}} b_i q_{bi}|_2 \quad (4-37)$$

ここに、 b ：横断区分幅、 Q_b ：各河道の全幅掃流砂量、 q_b ：各河道・各横断区分の単位幅掃流砂量である。添字 i は横断区分番号である。

ここで Q_{bin} が断面 3 に流入する際、水面下で横断方向に平滑化されていると仮定すれば、流入する単位幅掃流砂量は断面 3 の水面幅 B_b で除した Q_{bin}/B_b となる。横断区分 i から流出する単位幅掃流砂量 q_{bi} については、各横断区分固有の粒度分布と、断面平均摩擦速度から算定する。

3) 掃流砂の計算

各横断区分の掃流砂量は芦田・道上の式²⁸⁾により算出する.

$$q_{bik} = 17\sqrt{sgd_k^3} \tau_{*eik}^{3/2} \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*cik}}{\tau_{*k}}}\right) \left(1 - \frac{\tau_{*cik}}{\tau_{*k}}\right) f_{mik} \quad (4-38)$$

ここに, q_b : 流砂量, s : 砂の水中比重, g : 重力加速度, d : 粒径, τ_{*e} : 有効無次元掃流力, τ_{*} : 無次元掃流力, τ_{*c} : 無次元限界掃流力, f_m : 交換層内の粒径 k の含有率である ($0.0 \leq f_m \leq 1.0$). 添字 i は横断区分, 添字 k は粒径階を表す.

粒径別無次元掃流力および平均粒径に対する無次元掃流力, 有効摩擦速度および有効無次元掃流力は以下の式により算出する.

$$\tau_{*k} = \frac{u_*^2}{sgd_k} \quad (4-39)$$

$$\tau_{*mi} = \frac{u_*^2}{sgd_{mi}} \quad (4-40)$$

$$u_* = \sqrt{gRI_e} \quad (4-41)$$

$$\frac{U}{u_{*ei}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{d_{mi}(1 + 2\tau_{*mi})} \quad (4-42)$$

$$\tau_{*eik} = \frac{u_{*ie}^2}{sgd_k} \quad (4-43)$$

ここに, u_* : 摩擦速度, R : 断面平均径深, u_{*e} : 有効摩擦速度, s : 砂の水中比重, d : 粒径, U : 断面平均流速, d_m : 平均粒径, τ_{*m} : d_m に対する無次元掃流力である.

平均粒径は次式で算出する.

$$d_{mi} = \sum_k f_{mik} d_k \quad (4-44)$$

無次元限界掃流力 τ_{*ci} は, 細粒分に対して芦田・道上²⁸⁾により修正された *Egiazaroff* による以下の関係から求める.

$$\tau_{*cik} = \tau_{*cm} \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19 d_k / d_{mi})} \right]^2 \quad d_k / d_{mi} \geq 0.4 \quad (4-45)$$

$$\tau_{*cik} = 0.85 \tau_{*cm} \frac{d_{mi}}{d_k} \quad d_k / d_{mi} < 0.4 \quad (4-46)$$

ここに、 τ_{*cm} は平均粒径の無次元限界掃流力であり、岩垣による一様砂に対する限界摩擦速度に関する式²⁹⁾から求める。ただし、単位は cm である。

$$u_{*cm}^2 = 80.9d_m \quad 0.303 \leq d_m \quad (4-47)$$

$$u_{*cm}^2 = 134.6d_m^{31/22} \quad 0.118 \leq d_m < 0.303 \quad (4-48)$$

$$u_{*cm}^2 = 55.0d_m \quad 0.0565 \leq d_m < 0.118 \quad (4-49)$$

$$u_{*cm}^2 = 8.41d_m^{11/52} \quad 0.0065 \leq d_m < 0.0565 \quad (4-50)$$

$$u_{*cm}^2 = 226d_m \quad d_m < 0.0065 \quad (4-51)$$

4) 浮遊砂の計算

基準点濃度、および砂粒子の浮上率の式には、*Itakura-Kishi* の式³⁰⁾を用いる。

$$\frac{q_{su,ik}}{\sqrt{sgd_k}} = K \left(\alpha_* \frac{\rho}{\rho_s} \frac{\Omega}{\sqrt{\tau_{*k}}} - \frac{w_{f,k}}{\sqrt{sgd_k}} \right) f_{mi k} \quad (4-52)$$

$$\Omega = \frac{\tau_{*k}}{B_*} \cdot \frac{\int_{a'}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau_{*k}}{B_*} \eta_0 - 1 \quad (4-53)$$

ここに、 $a' = \frac{B_*}{\tau_{*,k}} - \frac{1}{\eta_0}$ 、 $\eta_0 = 0.5$ 、 $\alpha_* = 0.14$ 、 $K = 0.008$ 、 $B_* = 0.143$ である。

沈降速度 $w_{f,k}$ は、*Rubey* の式を用いる。

$$w_{f,k} = \sqrt{sgd_k} \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd_k^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd_k^3}} \right) \quad (4-54)$$

浮遊砂濃度は断面内で一律とし、以下の移流計算により求める。山地溪流では移流項に比べ拡散項は微小であるため無視することとした。

$$\frac{\partial \bar{c}_k A}{\partial t} + \frac{\partial \bar{c}_k Q}{\partial x} = \sum_i b_i (q_{suik} - c_{bk} w_{fk}) \quad (4-55)$$

$$\bar{c}_k = \frac{c_{bk}}{\beta} (1 - \exp(-\beta)) \quad (4-56)$$

ここに、 $\beta = w_{fk}h/\varepsilon$ 、 ε ：水深平均の拡散係数 ($=\kappa u_*h/6$)、 κ ：カルマン定数 ($=0.4$) である。

浮遊砂の連続式を離散化すると、以下のようなになる。

$$\bar{c}_k A_j^{n+1} = \bar{c}_k A_j^n + \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q_{sin\ k} - \bar{c}_k Q_j) + \sum_i b_i (q_{sui\ k} - c_{bk} w_{fk}) \Delta t \quad (4-57)$$

ここに、 Q_{sin} ：上流断面から流入する浮遊砂量の合計値（合流断面を含む）である。下図のような合流を有する河道網の場合、 Q_{sin} については次のようになる。

$$Q_{sin} = \bar{c}_k Q_1 + \bar{c}_k Q_2 \quad (4-58)$$

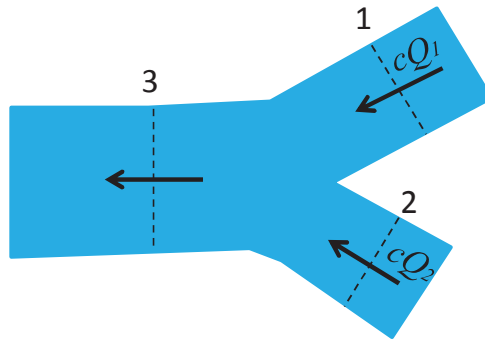


図-4.3.10 合流点における浮遊砂の扱い

5) 粒度分布の計算

河床鉛直方向の粒度分布の計算は、平野による交換層の概念を発展させ、交換層の下に遷移層を導入した芦田・江頭・劉³¹⁾による以下の方法により行なった。初期状態の河床モデルを図-4.3.11に示す。

河床を上から順に交換層、遷移層、堆積層に分ける。粒度分布は一つの層全体にわたって一様であるとする。堆積層には下から順に1から N_b までの番号をつける。このとき、以下の関係が成り立つ。

$$z_b = E_m + E_t + N_b \cdot E_d + z_0 \quad (4-59)$$

ここに、 z_b ：河床高（標高）、 E_m ：混合層厚、 E_t ：遷移層厚、 E_d ：1層あたりの堆積層厚、 z_0 ：最下部に位置する堆積層下辺の高さである。

$E_m \cdot E_d$ は時間的に不変であるが、 E_t は河床変動に伴い $0 < E_t \leq E_d$ の範囲内で変化する。例えば、河床変動量 Δz_b が負の場合、すなわち侵食が生じた場合には、新たな遷移層厚は次式で表現される。

$$E_t^{n+1} = E_t^n + \Delta z_b \quad (4-60)$$

ここで E_t^{n+1} が負になった場合は、堆積層のうち最上部に位置するものを新たな遷移層として組み入れ、堆積層が1つ減少する。逆に、河床変動量 Δz_b の堆積が生じた場合には、 E_t^{n+1} が堆積層 E_d よりも大きくなったとき、堆積層を新たに1つ増加させる。

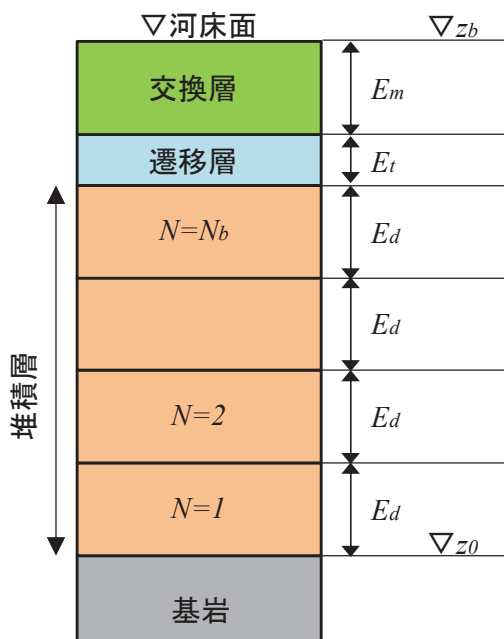


図-4.3.11 河床鉛直方向モデル

ある粒径 k について、交換層における含有率を f_{mk} 、遷移層における含有率を f_{tk} 、堆積層 N_b における含有率を f_{Nbk} とし、粒径 k のみにより生じる変動高を Δz_{bk} とすると、粒度分布および関連する各変数は式(4-61)~(4-70)のようになる。

$\Delta z_b > 0$ のとき (堆積)

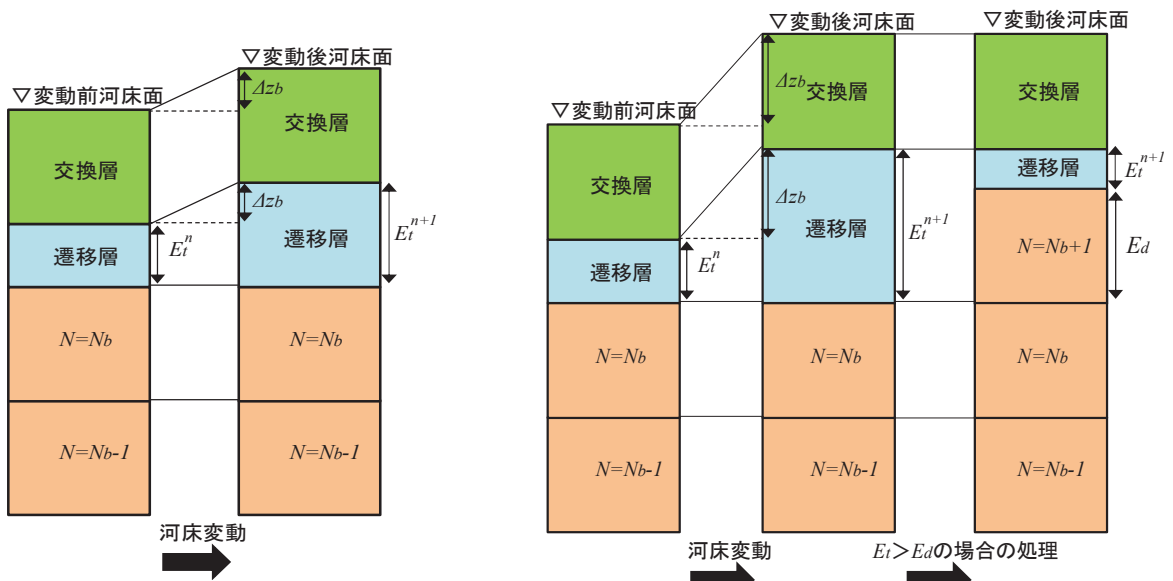
$$f_{mk}^{n+1} = \left(1 - \frac{\Delta z_b}{E_m}\right) f_{mk}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} \quad (4-61)$$

$$E_t^{n+1} = \begin{cases} E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ E_t^n + \Delta z_b - E_d & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases} \quad (4-62)$$

$$f_{tk}^{n+1} = \begin{cases} \frac{E_t^n}{E_t^{n+1}} f_{tk}^n + \frac{\Delta z_b}{E_t^{n+1}} f_{mk}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ f_{mk}^n & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases} \quad (4-63)$$

$$N_b^{n+1} = \begin{cases} N_b^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ N_b^n + 1 & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases} \quad (4-64)$$

$$f_{N_b k}^{n+1} = \begin{cases} f_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ \frac{E_t^n}{E_d} f_{tk}^n + \left(1 - \frac{E_t^n}{E_d}\right) f_{mk}^n & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases} \quad (4-65)$$



(a) $E_t^n + \Delta z_b \leq E_d$ の場合

(b) $E_t^n + \Delta z_b > E_d$ の場合

図-4.3.12 河床変動後の各層の取り扱い (堆積の場合)

$\Delta z_b < 0$ のとき (侵食)

$$f_{mk}^{n+1} = \begin{cases} f_{mk}^n - \frac{\Delta z_b}{E_m} f_{tk}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ f_{mk}^n + \frac{E_t^n}{E_m} f_{tk}^n - \frac{E_t^n + \Delta z_b}{E_m} f_{N_b k}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (4-66)$$

$$E_t^{n+1} = \begin{cases} E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ E_d^n + E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (4-67)$$

$$f_{tk}^{n+1} = \begin{cases} f_{tk}^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ f_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (4-68)$$

$$N_b^{n+1} = \begin{cases} N_b^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ N_b^n - 1 & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (4-69)$$

$$f_{N_b k}^{n+1} = \begin{cases} f_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ f_{(N_b-1)k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases} \quad (4-70)$$

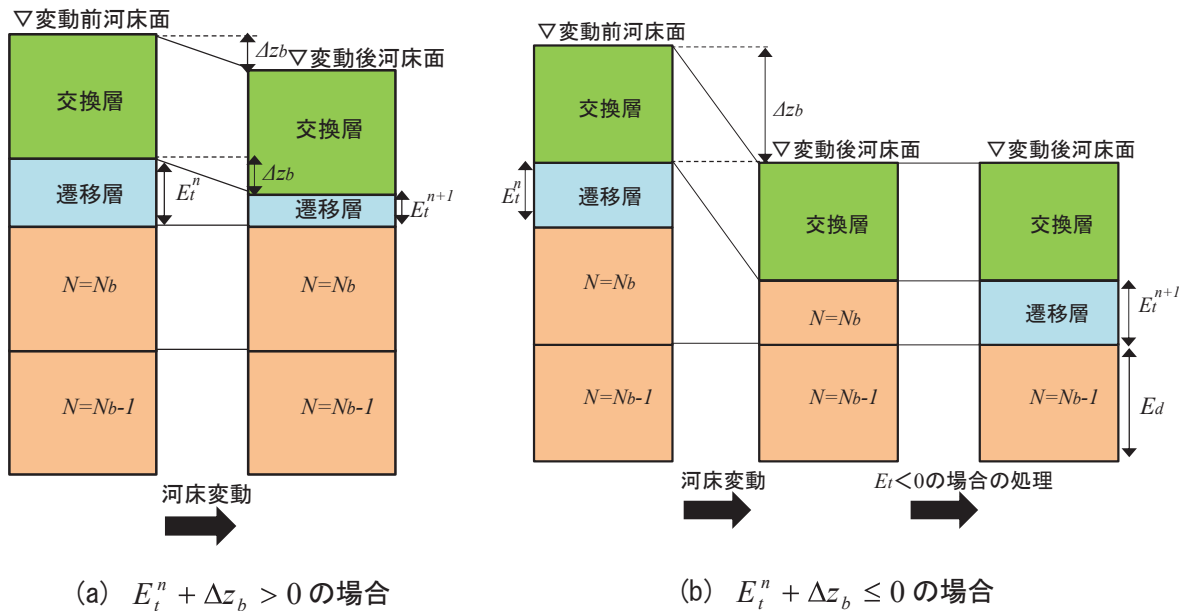


図-4.3.13 河床変動後の各層の取り扱い (侵食の場合)

6) 基岩露出時の取り扱い

5)で説明した鉛直土層モデルにおいて、堆積層がなくなった場合 ($N_b=0$), 基岩が露出したことを想定し、以下のように取り扱うこととした。

堆積層がない場合、つまり河床面 z_b と基岩面 z_0 の間の高さが交換層厚 E_m よりも小さい場合は、5)で述べた式が適用できない。よって本研究では、以下①②のようなモデル化を試みる。

- ①遷移層を交換層と見なし、遷移層厚、および遷移層内の粒度分布の保存を計算する
- ②遷移層厚より大きい侵食が生じないよう流砂量の調整を行う

遷移層厚 E_t は以下のように計算する。

$$E_t^{n+1} = E_t^n + \Delta z_b \quad (4-71)$$

遷移層および交換層内の粒径含有率は以下のように計算する。

$$f_{tk}^{n+1} = \frac{f_{tk}^n E_t^n + \Delta z_{bk}}{E_t^{n+1}} \quad (4-72)$$

$$f_{mk}^{n+1} = f_{mk}^{n+1} \quad (4-73)$$

式(4-72)において、 $f_{tk}^n E_t^n + \Delta z_{bk} < 0$ となる場合は次時刻の粒径含有率が負になるため、次のように変動高および流砂量を修正する。

$$\Delta z_{bk} = -f_{tk}^n E_t^n \quad (4-74)$$

$$q_{bk} = q_{bk0} \frac{\Delta z_{bk}}{\Delta z_{bk0}} \quad (4-75)$$

$$q_{sk} = q_{sk0} \frac{\Delta z_{bk}}{\Delta z_{bk0}} \quad (4-76)$$

$$\Delta z_b = \sum_k \Delta z_{bk} \quad (4-77)$$

$$E_t^{n+1} = E_t^n + \Delta z_b \quad (4-78)$$

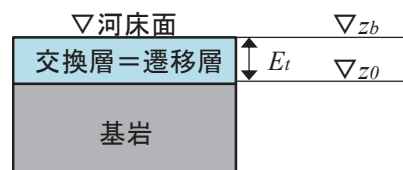


図-4.3.14 基岩露出時の土層モデル

ここに、掃流砂量、浮遊砂浮上量を Δz_{bk0} : 修正前の変動高, q_{bk0} : 修正前の掃流砂量, q_{sk0} : 修正前の浮遊砂量である。 $E_t=0$ となる場合は移動可能な土砂が無くなったことを意味しており、変動高および流砂量はゼロとなる。

基岩に土砂が堆積し、 $E_t > E_d$ となった場合は式(4-61)～(4-65)に従って計算を行う。

7) 砂防堰堤の取り扱い

[せき上げ水位]

不透過型砂防堰堤および透過型砂防堰堤（スリット）のせき上げ水位について，以下の式を満たす H を流量 Q から逆算する．

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (4-79)$$

$$\begin{cases} Q_1 = C_1 B_1 \sqrt{2g(H - z_1)^3} \\ Q_2 = C_2 B_2 (z_2 - z_3) \sqrt{2g(H - z_3)} \end{cases} \quad (z_1 \leq H) \quad (4-80)$$

$$\begin{cases} Q_1 = 0 \\ Q_2 = C_2 B_2 (z_2 - z_3) \sqrt{2g(H - z_3)} \end{cases} \quad (z_2 < H \leq z_1) \quad (4-81)$$

$$\begin{cases} Q_1 = 0 \\ Q_2 = C_2 B_2 \sqrt{2g(H - z_3)^3} \end{cases} \quad (H \leq z_2) \quad (4-82)$$

ここに， Q_1 ：水通し（スリット）からの越流量， Q_2 ：余水吐からの放流量である．

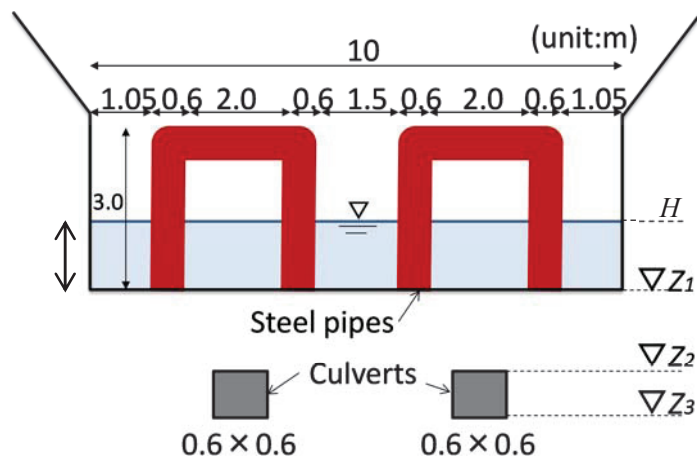


図-4.3.15 福原2号砂防堰堤のスリット部寸法

[掃流砂の流出]

- ・河床が水通し天端高に達するまで流出しない
- ・河床が水通し天端高に達した後は1断面上流の掃流砂量が通過する
- ・水通し部では堆積が生じない

[浮遊砂の流出]

- ・1断面上流の浮遊砂量が通過する
- ・水通し部では堆積が生じない

8) 溪岸侵食の取り扱い

溪岸侵食の取り扱いは、安息角を θ_c として、横断方向の河床勾配が安息角を超過している場合に、河床が高い方から低い方へと土砂が崩落するよう設定することとした。図-4.3.16 に示すパラメータを使用し、土砂の崩落可否を以下の式により判定する。

$$\tan \theta_{12} = \frac{dz_b}{db} = 2 \frac{(z_{b1} - z_{b2})}{(b_1 + b_2)} \quad (4-83)$$

ここに、 dz_b : 河床高の差 (>0)、 db : 横断方向の距離である。

次の条件が成立するとき土砂が崩落することとする。

- ① $\tan \theta_{12} > \tan \theta_c$ である。
- ② 河床が高い側において基岩が露出していない。

移動する土砂量（深さ）については、 Δt 間に交換層厚 E_m 分の土砂が崩落するものとし、横断河床勾配が安息角以下となるまで崩落が生じるよう設定した。崩落による粒度分布の変化については、変動高 Δz_b および粒径別変動高 $\Delta z_b(k)$ を式(4-84)～(4-87)のように設定し、式(4-61)～(4-70)により評価する。

$$\Delta z_b(1) = -E_m \quad (4-84)$$

$$\Delta z_b(2) = -\Delta z_b(1) \frac{b_1}{b_2} \quad (4-85)$$

$$\Delta z_b(1, k) = f_m(1, k) \Delta z_b(1) \quad (4-86)$$

$$\Delta z_b(2, k) = -\Delta z_b(1, k) \frac{b_1}{b_2} \quad (4-87)$$

ただし、本研究では粒度分布の保存を計算するために交換層が崩落するよう設定したが、実際には瞬時に交換層厚 E_m を超える変動が起こり得ると考えられる。そのような場合の計算法については今後の課題とする。

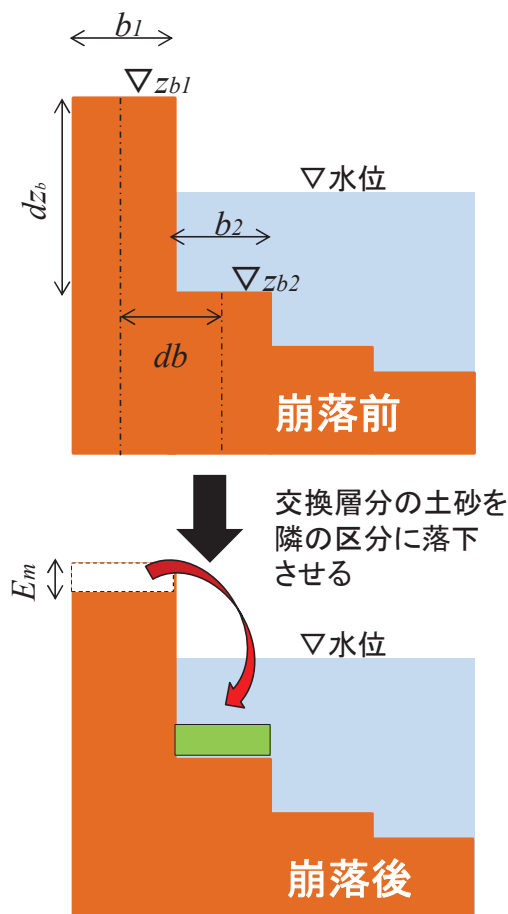


図-4.3.16 溪岸侵食の模式図

(2) 河床変動モデルの妥当性検証

流れの計算に不等流を採用したことで、準2次元不等流河床変動モデルでは、 Δt および Δx を大きく設定することが可能になった。ここで1次元不定流河床変動モデルとの解の差について確認しておく。

図-4.3.17は第3章において実施した1次元不定流河床変動計算の結果と、本項で構築した準2次元不等流河床変動モデルの計算結果を比較したものである。基本的な計算条件は表-4.3.1に同じである。不等流計算では $\Delta x=20\text{m}$ を基本とし床固前後断面のみ内挿している。また時間ステップ $\Delta t=10\text{sec}$ とした。なお、準2次元不等流河床変動モデルは準2次元の基礎式で構成されているが、ここでの入力条件は単断面であり、実質的には1次元不等流の河床変動計算を行っている。

不等流・不定流の河床変動計算結果を比較すると、ほぼ一致していることがわかる。ただし0~20mの区間においては、不定流計算の結果で見られるようなマウンド状の地形が不等流計算では得られず、高さ約0.2m、堆砂量約 80m^3 の誤差が生じた。

河床高を細かく分析する場合は1次元不定流河床変動モデルが適していると考えられるが、全流域スケールの土砂流出量を評価する場合、表-4.3.3に示した上流端流入土砂量 $6,565\text{m}^3$ に対する堆砂量の誤差は約2%であることから、準2次元不等流河床変動モデルは十分に適用できると言える。

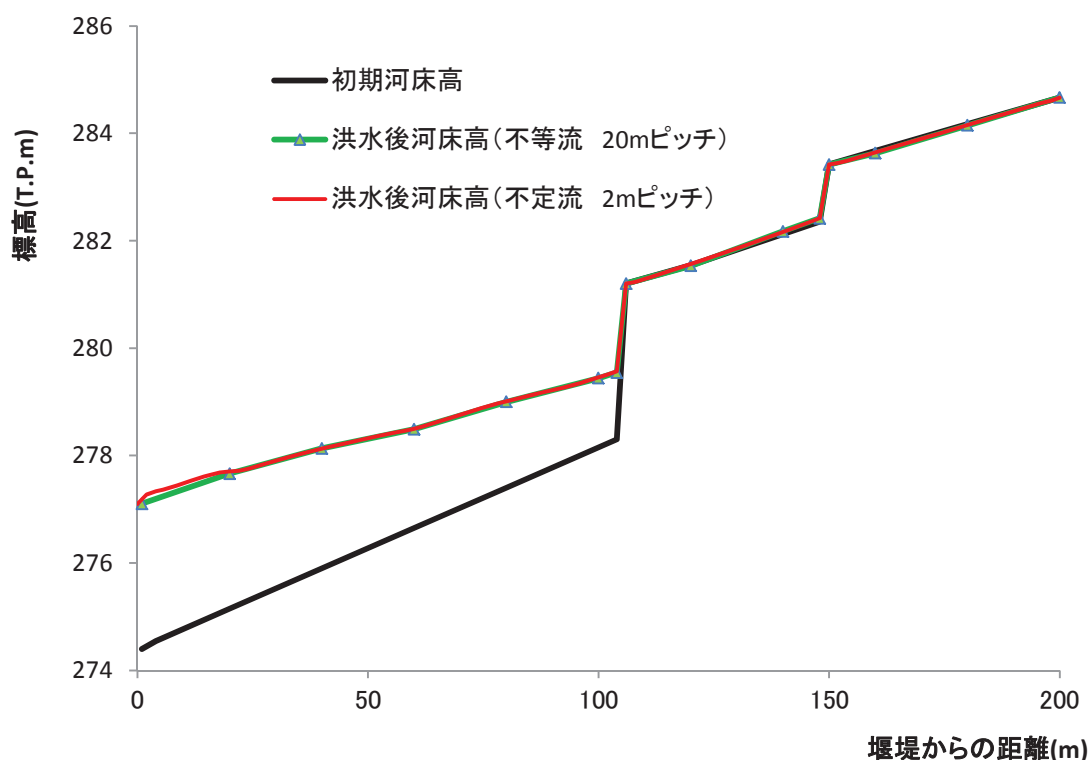


図-4.3.17 不定流モデルと不等流モデルの結果比較

4.4 流量・河床変動の実績再現

4.4.1 計算領域および計算期間

降雨流出モデルでは小鴨川 4.0kp にある河原町観測所（図-4.4.1 参照）の流量を再現するため、国府川合流点までを計算領域とする。一方、準2次元不等流河床変動モデルでは小鴨川河道直轄管理区間へ流入する土砂量を予測するため、清水谷川合流点（小鴨川 16.4kp）までを計算領域とする。

また、福原2号砂防堰堤では2002年に国土交通省が、2010年および2011年に著者らが測量を行っており、この期間の河床変動状況を再現するため、2002年1月から2011年12月までを再現計算期間とする。

4.4.2 降雨流出現象の再現

(1) 地形データの生成

降雨流出モデルのデータ生成は次の①～③手順で実施した。江頭ら⁴⁵⁾は1/25,000地形図から標高や流域面積等を読み取っていたが、作業上の手間を減らすために近年整備されている基盤地図情報標高モデル³³⁾およびGISを活用し、データの計測と整理を行うこととした。なお、基盤地図情報標高モデルは10mメッシュと5mメッシュのデータが存在するが、5mメッシュの場合、現在（2010年版）のところ全流域のデータが揃っていないため、10mメッシュを用いることとした。

- ①電子国土、および基盤地図情報標高モデル（10mメッシュ）をGIS（カシミール3D³⁴⁾を使用）で読み込む。
- ②電子国土で青く着色された河川、およびそれに流入する目立った谷を河道として扱い、単位斜面の流域界・落水線、および単位河道のラインを設定する。
- ③単位斜面の面積・落水線長・落水線勾配、および単位河道の延長・河床高をGISで計測する。

表-4.4.1 降雨流出計算に用いるデータの作成方法

データ項目		データ作成方法
単位斜面	流域面積	GISにより小流域分割を行い流域面積計測
	落水線長	GISにより単位斜面内の代表的な谷の長さを計測
	落水線勾配	基盤地図情報（10mDEM）を用いて落水線の標高差を計測 落水線勾配＝標高差／落水線長
単位河道	河道長	GISにより計測
	河床勾配	基盤地図情報（10mDEM）を用いて河道の標高差を計測 河床勾配＝標高差／河道長

流域界と単位河道網は図-4.4.2のとおりである。小鴨川流域を単位斜面328枚（平均面積0.4km²）、単位河道164本（平均延長1.3km）に分割したところ、GISを導入することでデータ生成は数日間で完了した。

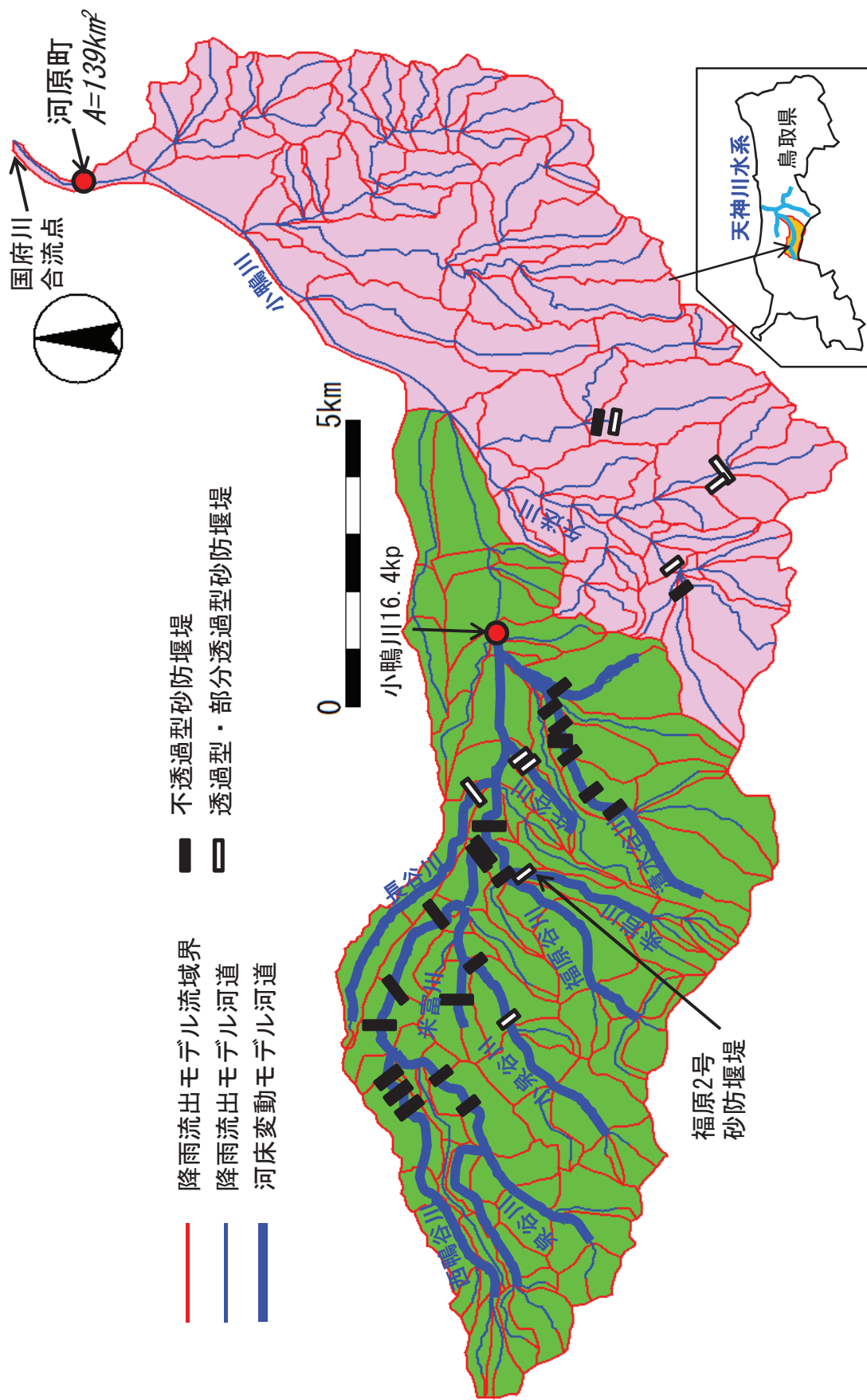


図-4.4.1 砂防堰堤の分布と河床変動モデル対象河道

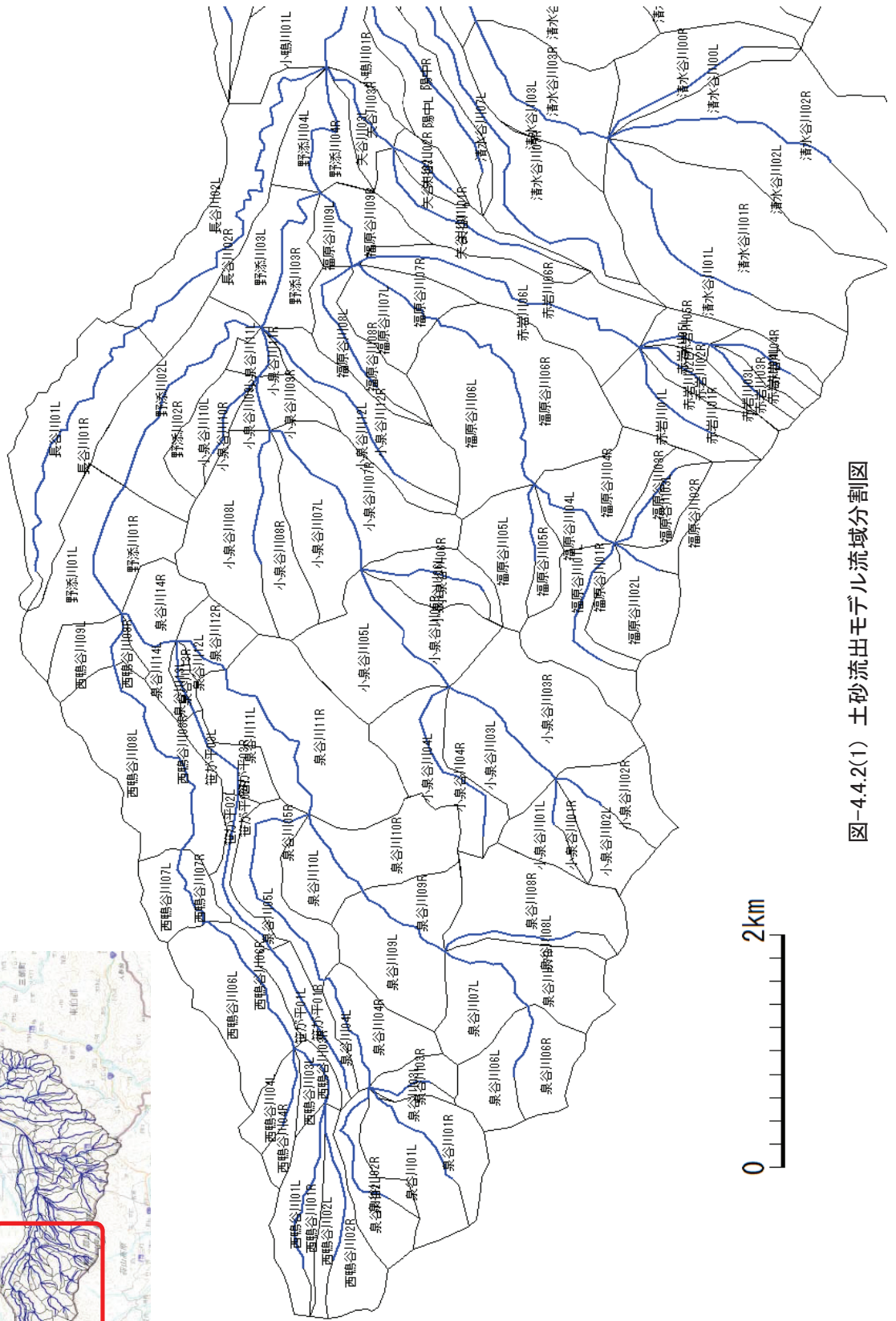
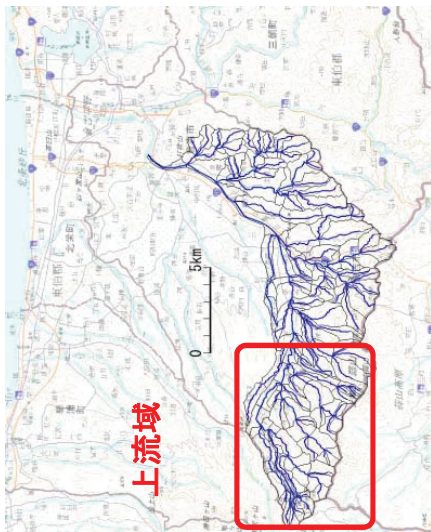


図-4.4.2(1) 土砂流出モデル流域分割図

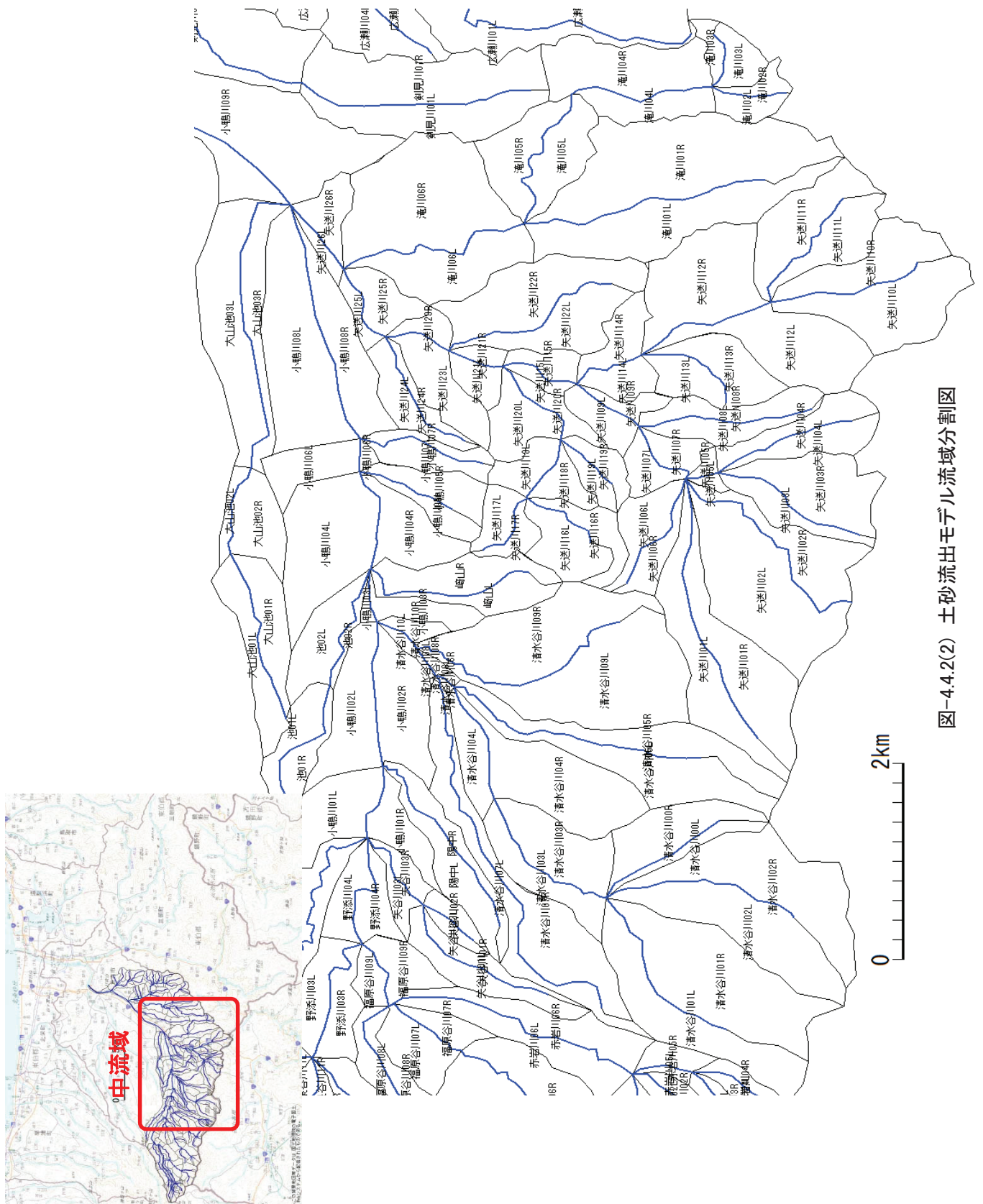


図-4.4.2(2) 土砂流出モデル流域分割図

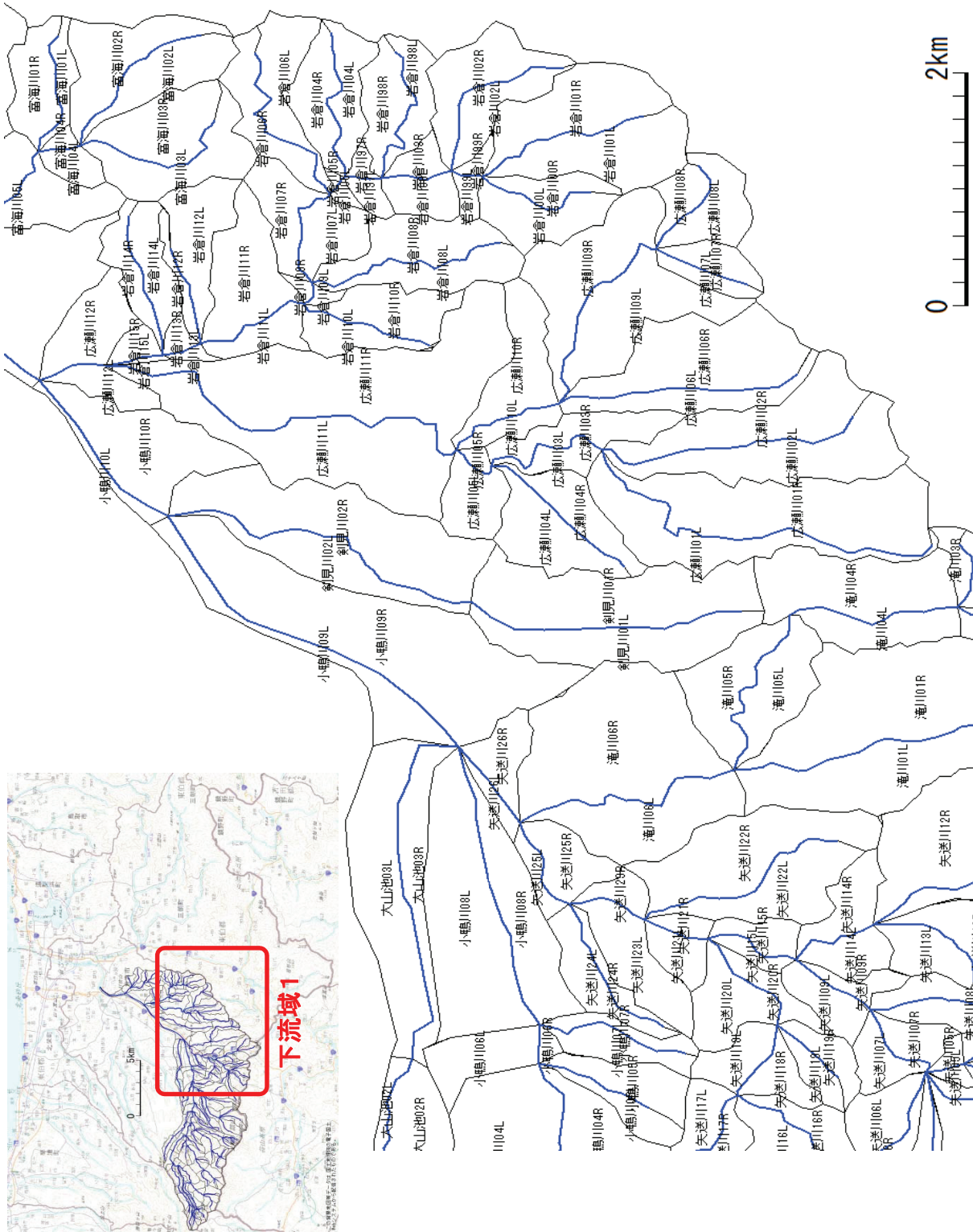


図-4.4.2(3) 土砂流出モデル流域分割図

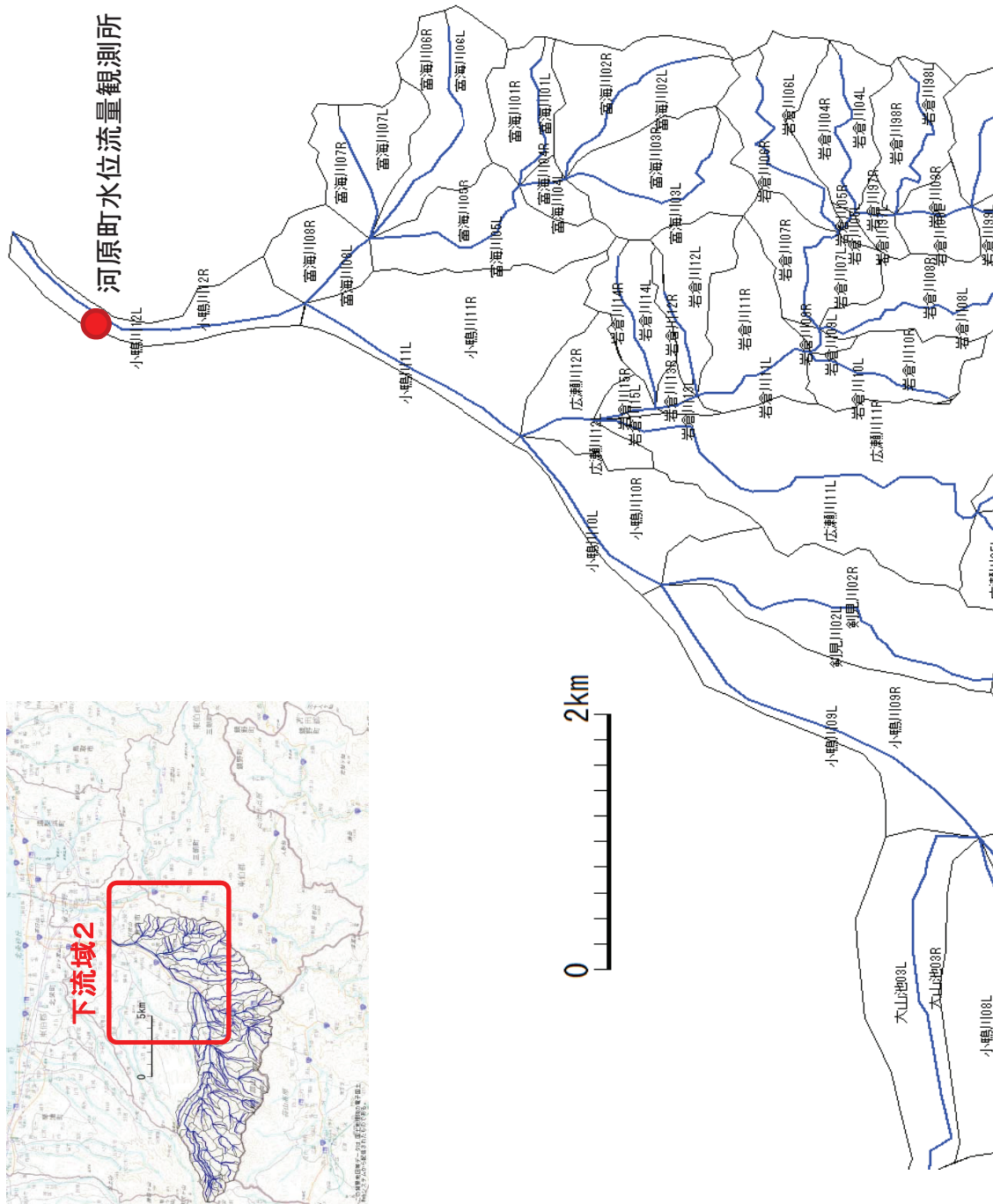


図-4.4.2(4) 土砂流出モデル流域分割図

(2) 計算条件の設定

降雨流出モデルの精度を確保するため、実績流量の再現計算を行う。検証地点は国土交通省の河原町観測所（小鴨川 4.0kp），および 2011 年に流出量を調査した赤岩川（福原 2 号砂防堰堤）とする（図-4.4.1 参照）。

単位斜面および単位河道の定数については図-4.4.3 のとおり設定した。上流域（清水谷川より西側の支川流域）および小鴨川左岸側は大山および蒜山に由来する火山岩や火山灰等に覆われている。一方で下流域（矢送川より東側の支川流域）は花崗岩に覆われている。これら表層地質の差異を考慮し、定数を区分した。

上流域の定数については福原 2 号砂防堰堤の流量観測結果を、下流域の定数については河原町水位流量観測所の流量を検証材料とし、キャリブレーションを実施した結果となっている。上流域と下流域の地質の違いは A 層・B 層の層厚で表現した。すなわち、火山噴出物の多い上流域には厚い透水層が、下流域には風化花崗岩による薄い透水層があるものと想定している。

単位斜面に与える雨量については、欠測補間と空間補填を目的とし、小鴨川流域を地形や地質が類似している 6 つの地域に分け、近隣の地上観測所雨量を平均化することにより設定した（図-4.4.4）。

表-4.4.2 計算に使用する降雨波形の作成条件

流域	使用する観測所
西鴨谷川・泉谷川・小泉谷川	笹ヶ平・野添・福原の平均値
福原谷川・清水谷川	堀・清水・福原の平均値
野添川・長谷川	野添・堀の平均値
矢送川	浅井・関金宿の平均値
剣見川・広瀬川・富海川 小鴨川下流	牧・穴鴨・若土の平均値
小鴨川上流	堀・関金宿の平均値

計算を迅速に行うため、単位河道 $\Delta x \cong 500\text{m}$ となるよう河道分割数 j_{max} を設定し、 $\Delta t = 90\text{sec}$ とした。計算期間は 2002 年 1 月 1 日から 2013 年 12 月 31 日とし、全期間の降雨をモデルに与えて降雨流出解析を行った。このうち、2012 年～2013 年は 4.4.5 で行う土砂流出予測の条件として計算を行ったものである。降雨初期値として式(4-4)(4-8)の h_S , h_A , h_B , および式(4-14)の A をそれぞれゼロとし、土壌水分がない状態から計算を開始した。

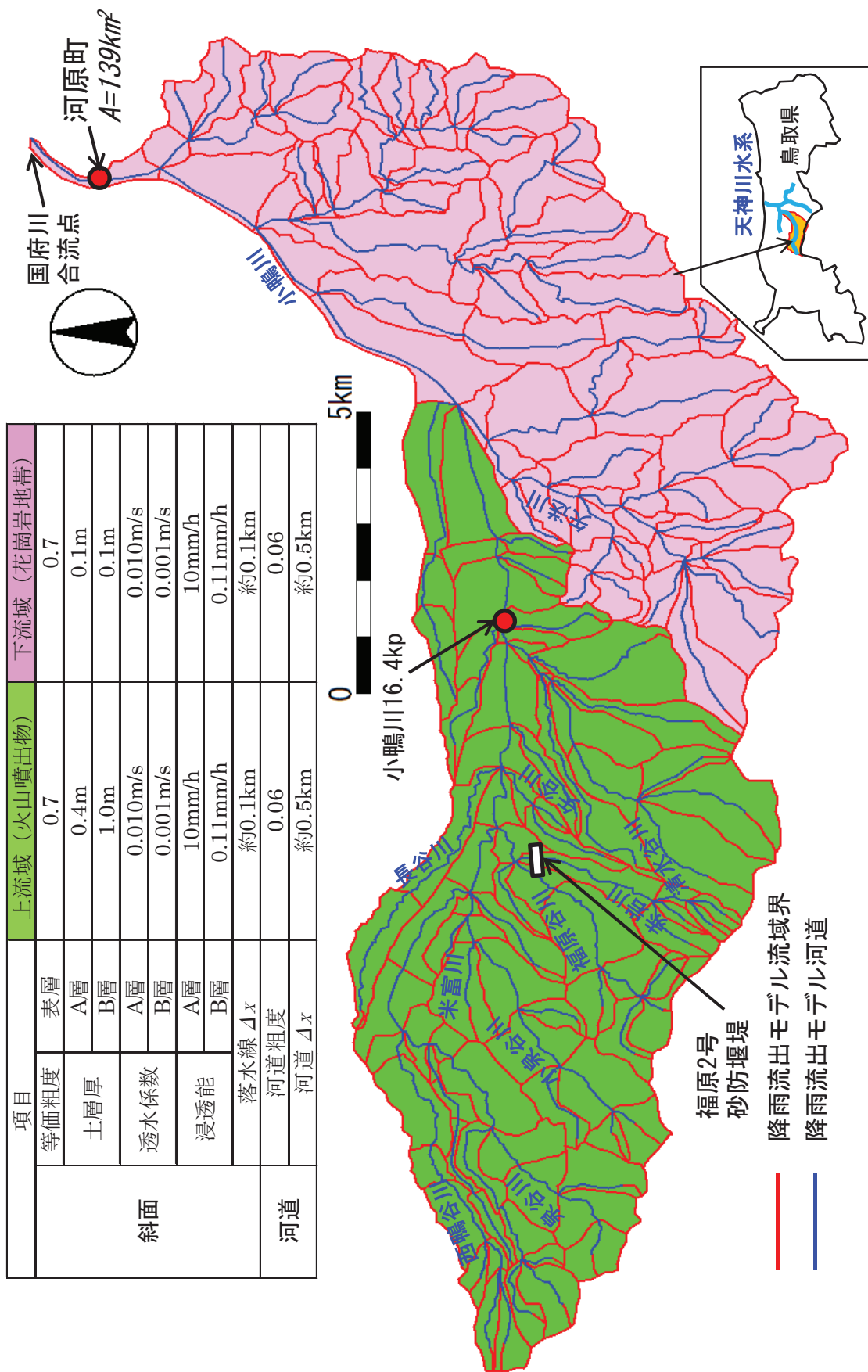


図-4.4.3 土層厚・浸透能・透水係数の設定

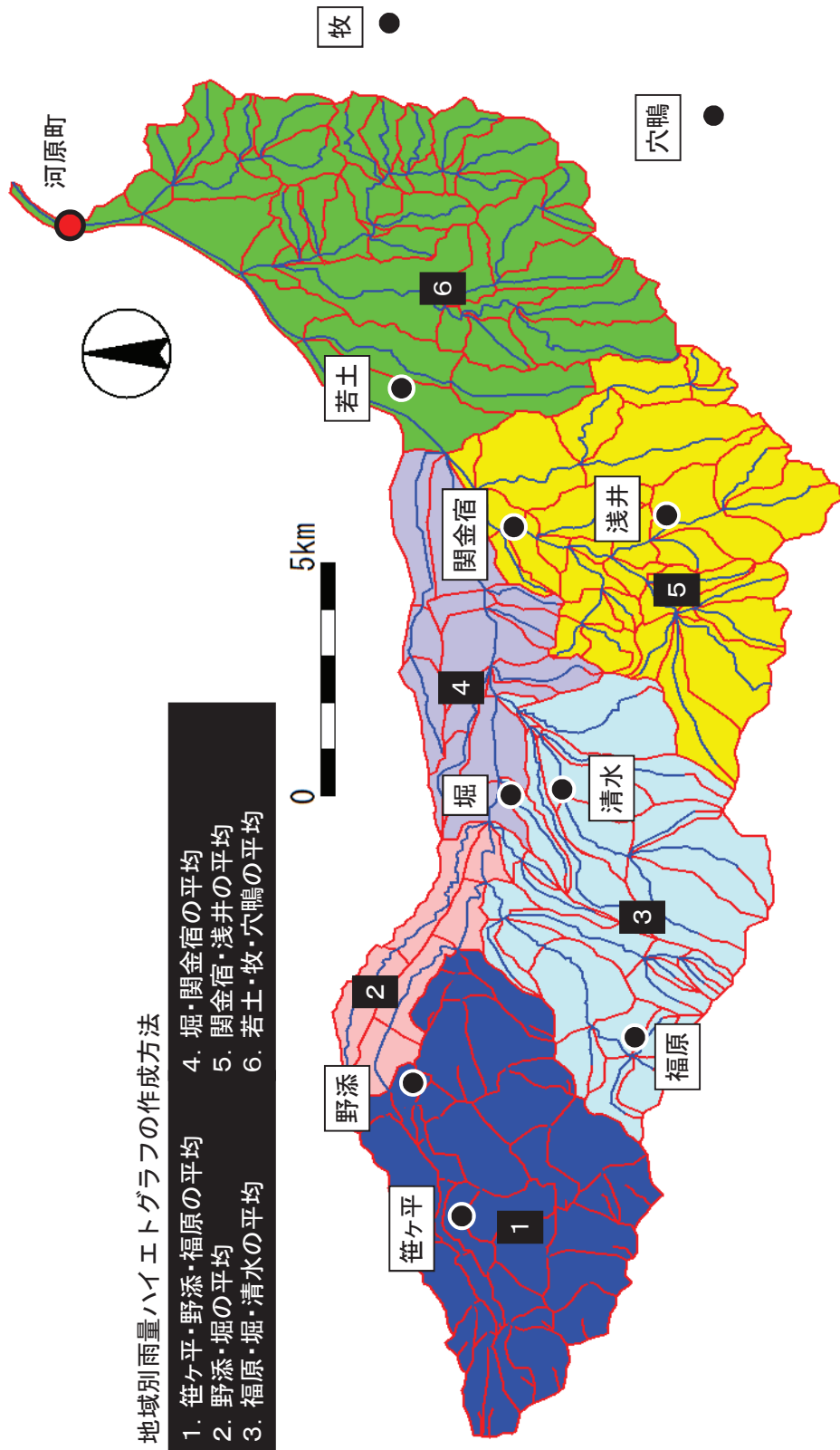


図-4.4.4 雨量観測所の分布と流域雨量の設定

(3) 降雨流出計算結果

小鴨川 4.0kp 地点に位置する河原町水位流量観測所の流量および流出特性について、実績値と降雨流出計算結果を比較する。図-4.4.5は河原町観測所の2002年から2013年の全出水の流量再現結果である。なお、図の上部は河原町地点の流域平均時間雨量である。平均年最大流量 $180\text{m}^3/\text{s}$ 以上の7洪水を見ると、多少の誤差があるが概ね洪水波形を再現できていることがわかる。

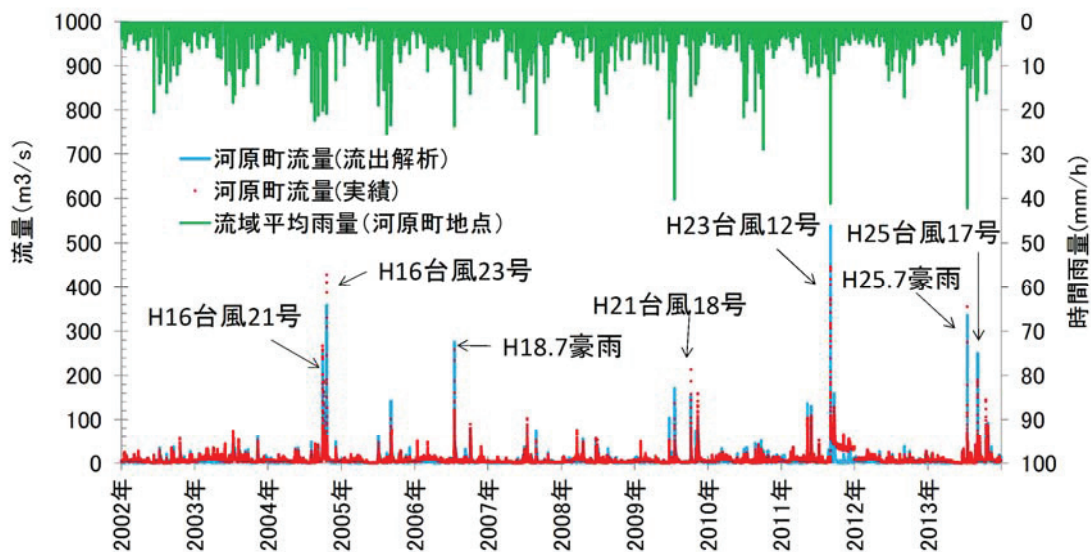


図-4.4.5 河原町観測所流量再現計算結果 [2002年～2013年]

続いて、ピーク流量が平均年最大流量以上の各洪水波形について詳しく見ていくこととする。図-4.4.6は2004年台風21号・23号、2006年7月豪雨、2009年台風18号、2011年台風12号時の河原町観測所の流量再現結果である。各洪水について、流量波形の再現性は概ね良好と言える。ピーク流量の再現性については、2004年台風23号や2009年台風18号時は実績値より小さく、2011年台風12号時は実績値より大きくなっている。同一の定数でこれらの乖離を解消することは困難と考えられる。

各年の1月～12月の流量ハイドログラフの再現結果を図-4.4.7に示す。小規模出水時の流量についても概ね再現できていることが伺える。なお、2011年9月洪水後の平常時の流量が洪水前に比べて多くなっている。これは観測所付近の河床が変動したことにより、H-Q式の適用に問題が出ているためと推察できる。よって2011年9月洪水後の流量については再現対象外とする。

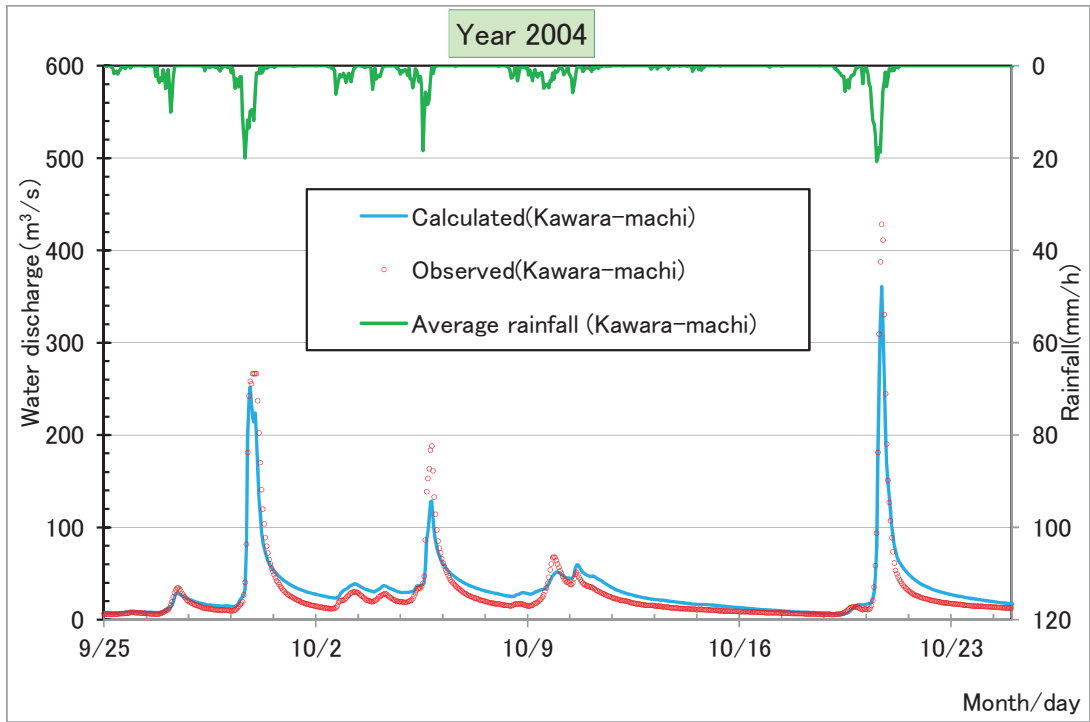


図-4.4.6(1) 河原町観測所流量再現計算結果 [2004年台風21号・22号]

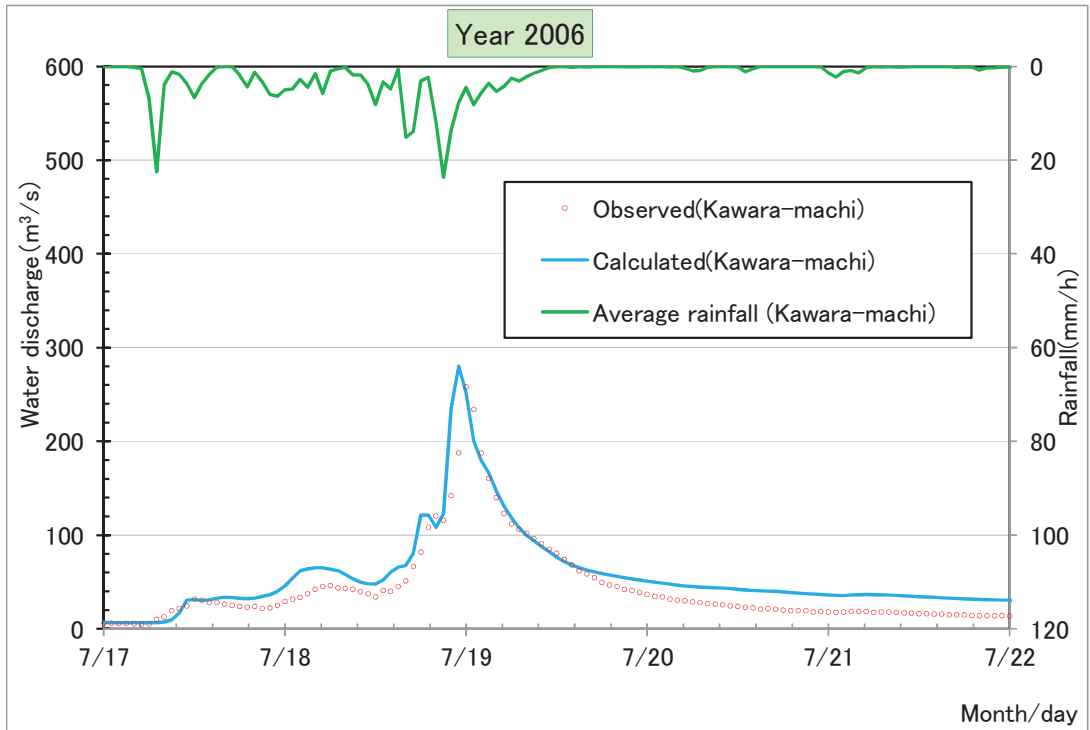


図-4.4.6(2) 河原町観測所流量再現計算結果 [2006年7月豪雨]

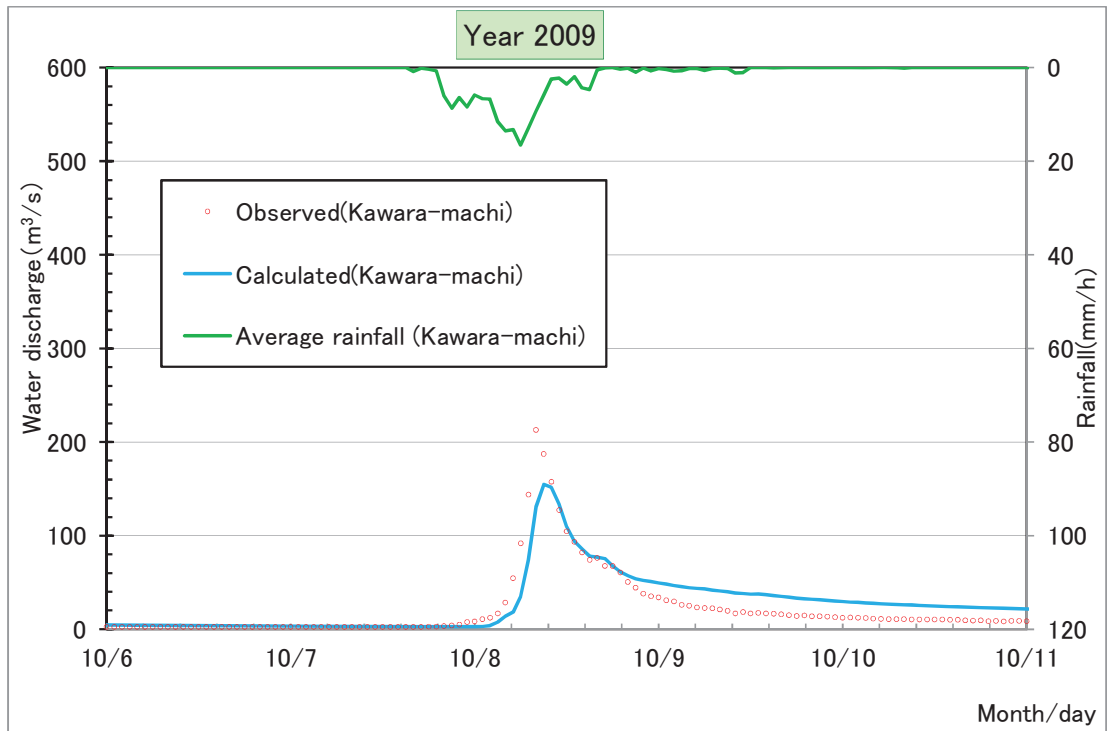


图-4.4.6 (3) 河原町観測所流量再現計算結果 [2009 年台風 18 号]

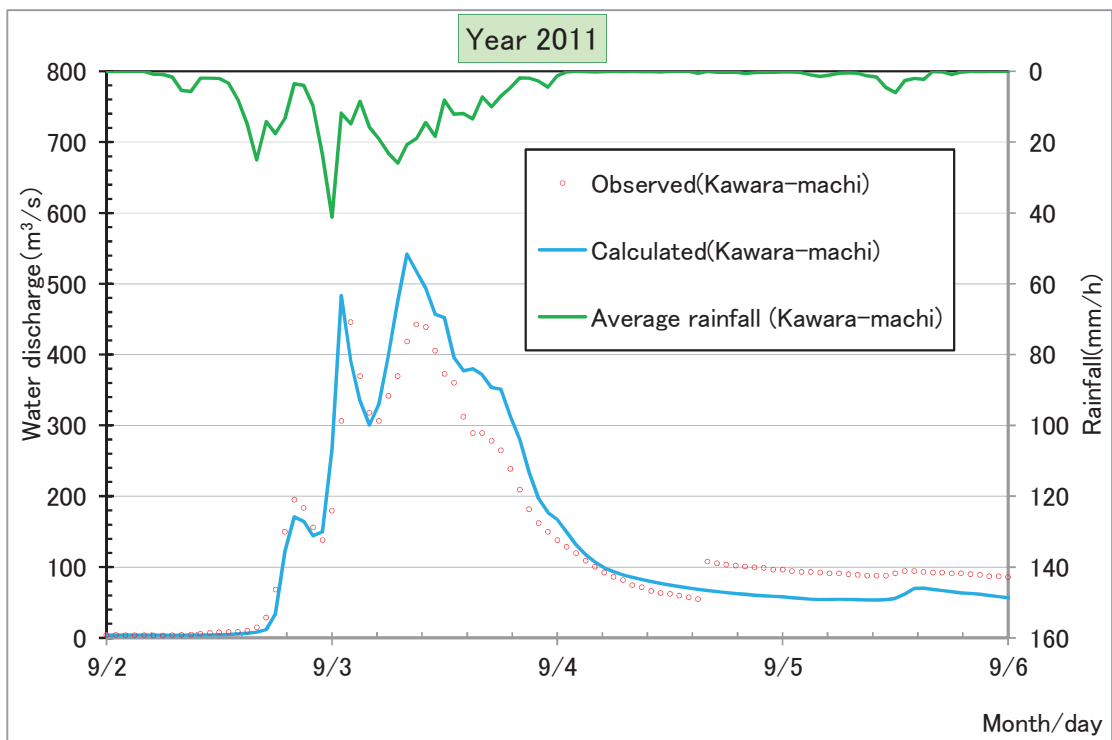


图-4.4.6 (4) 河原町観測所流量再現計算結果 [2011 年台風 12 号]

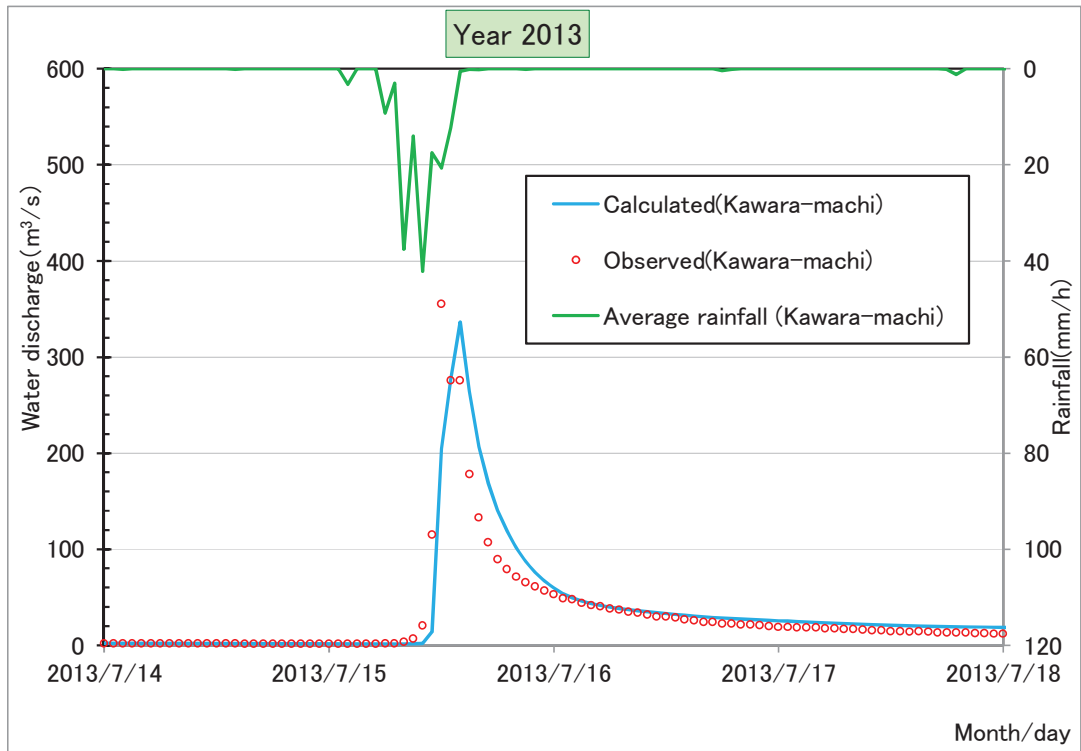


图-4.4.6 (5) 河原町観測所流量再現計算結果 [2013年7月豪雨]

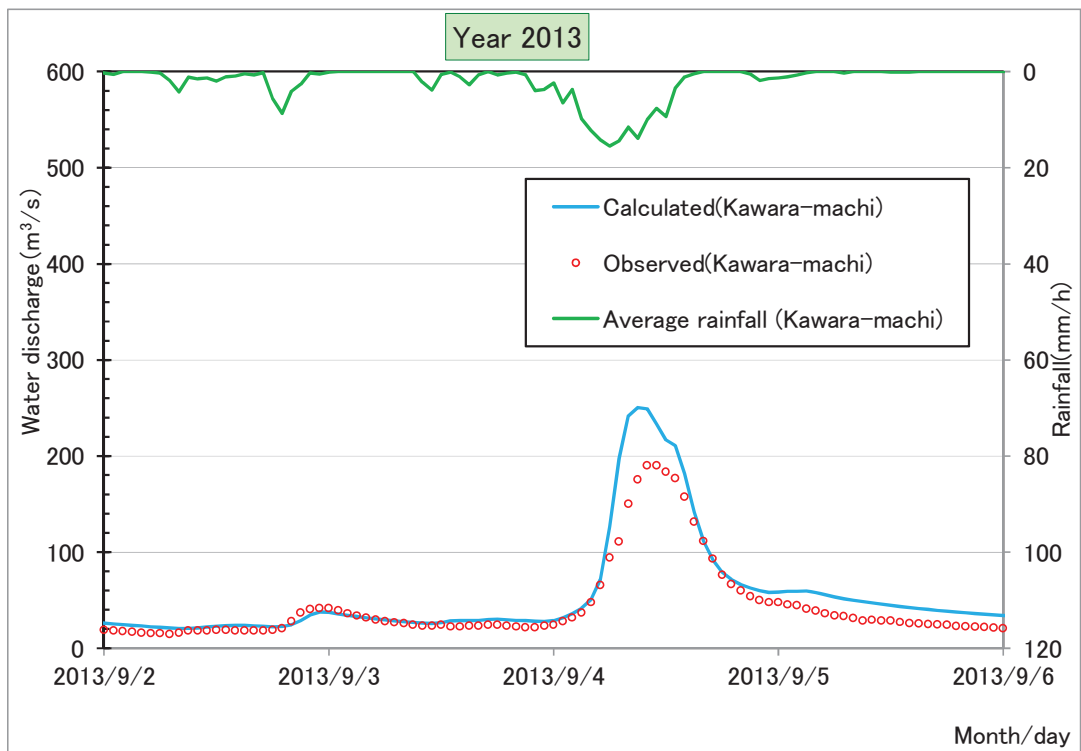


图-4.4.6 (6) 河原町観測所流量再現計算結果 [2013年台風17号]

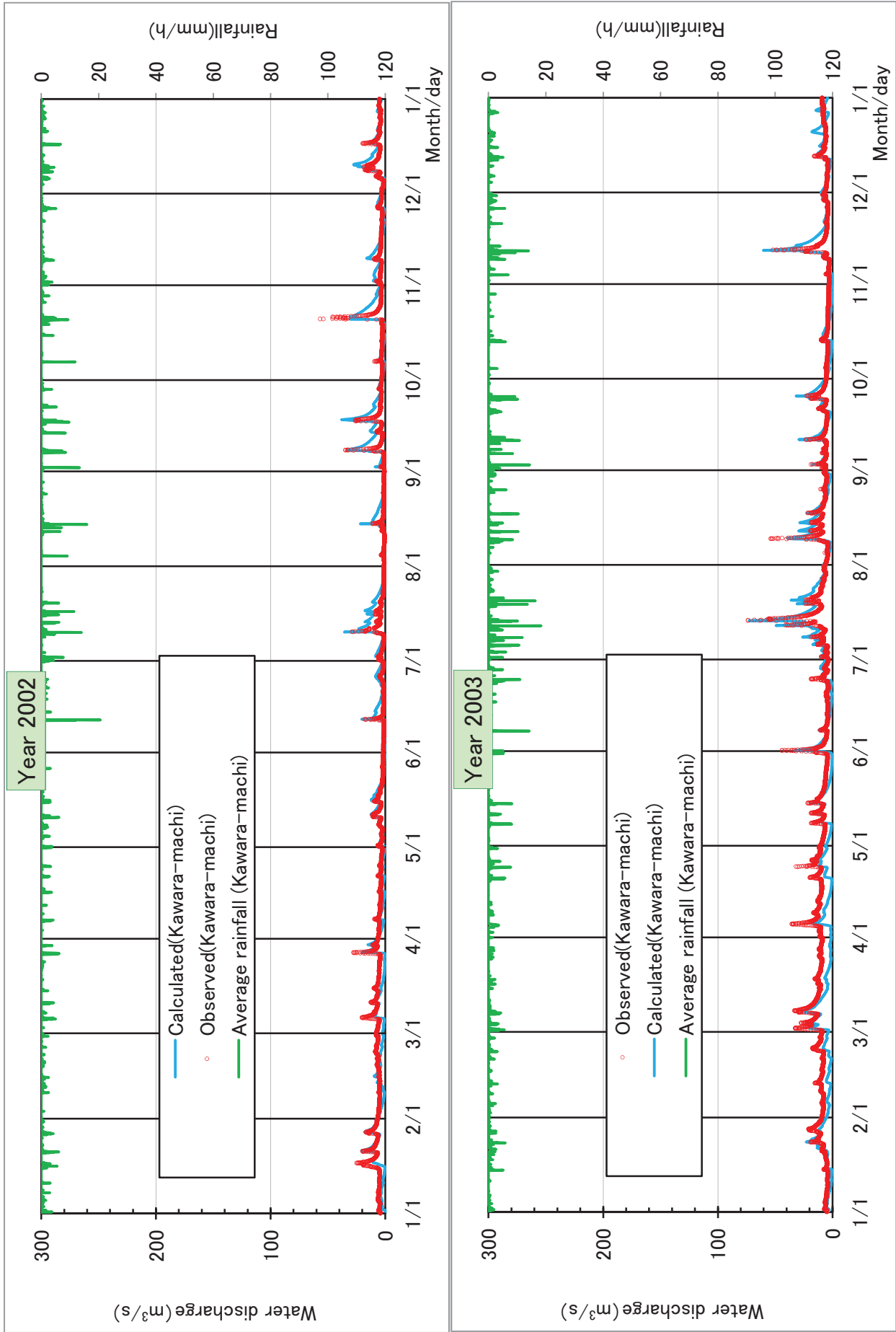


図-4.4.7(1) 河原町観測所流量再現計算結果

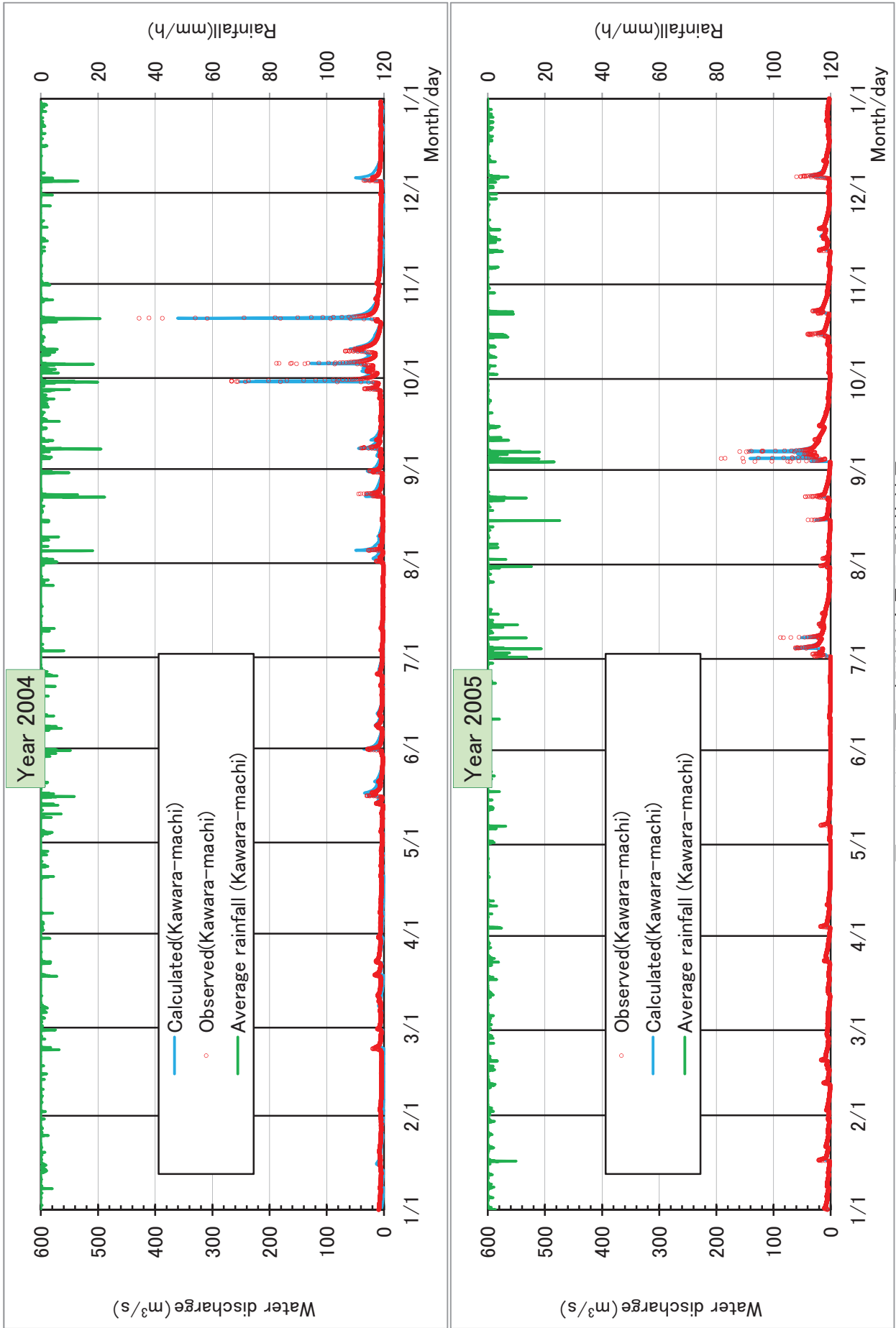


图-4.4.7(2) 河原町観測所流量再現計算結果

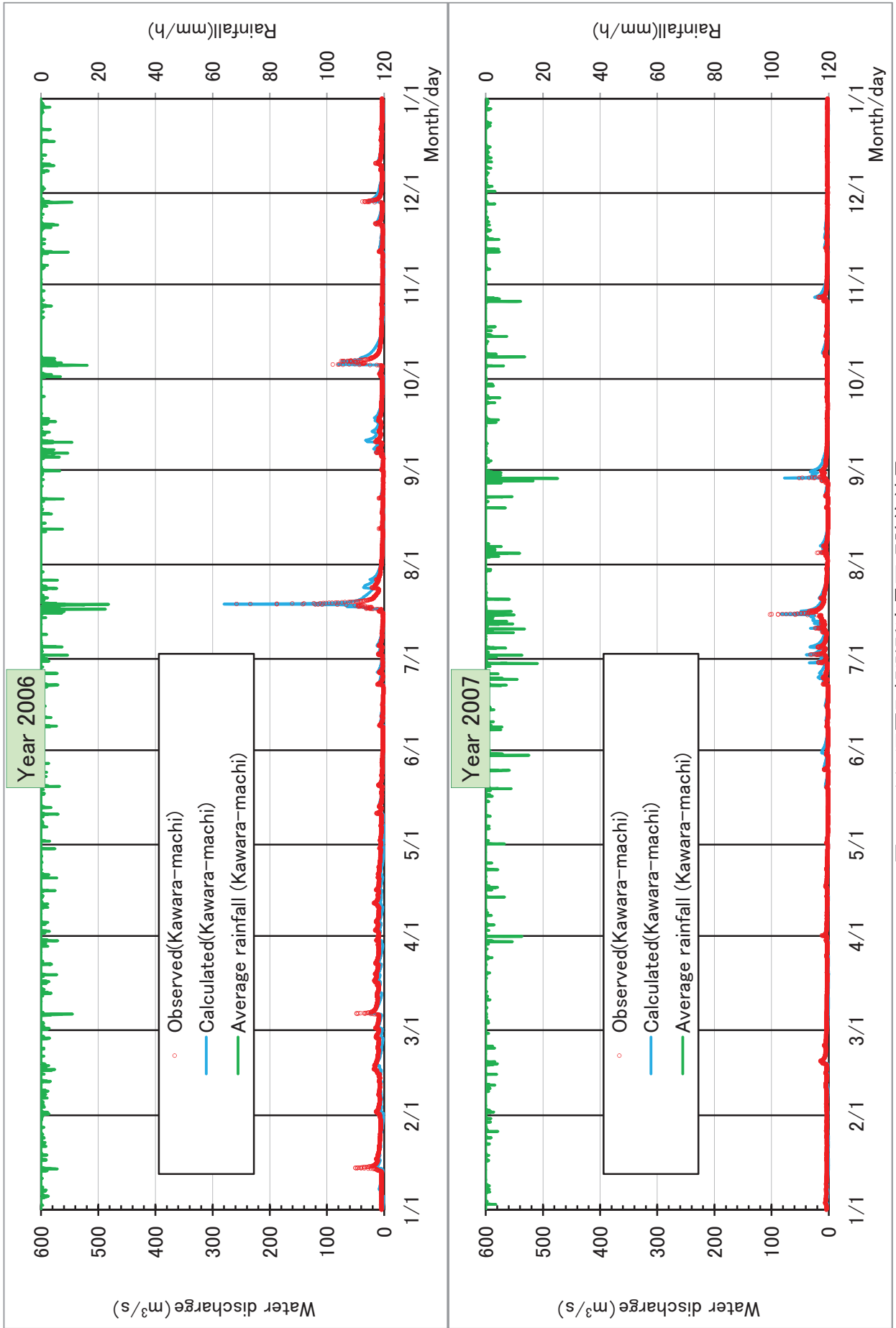


図-4.4.7(3) 河原町観測所流量再現計算結果

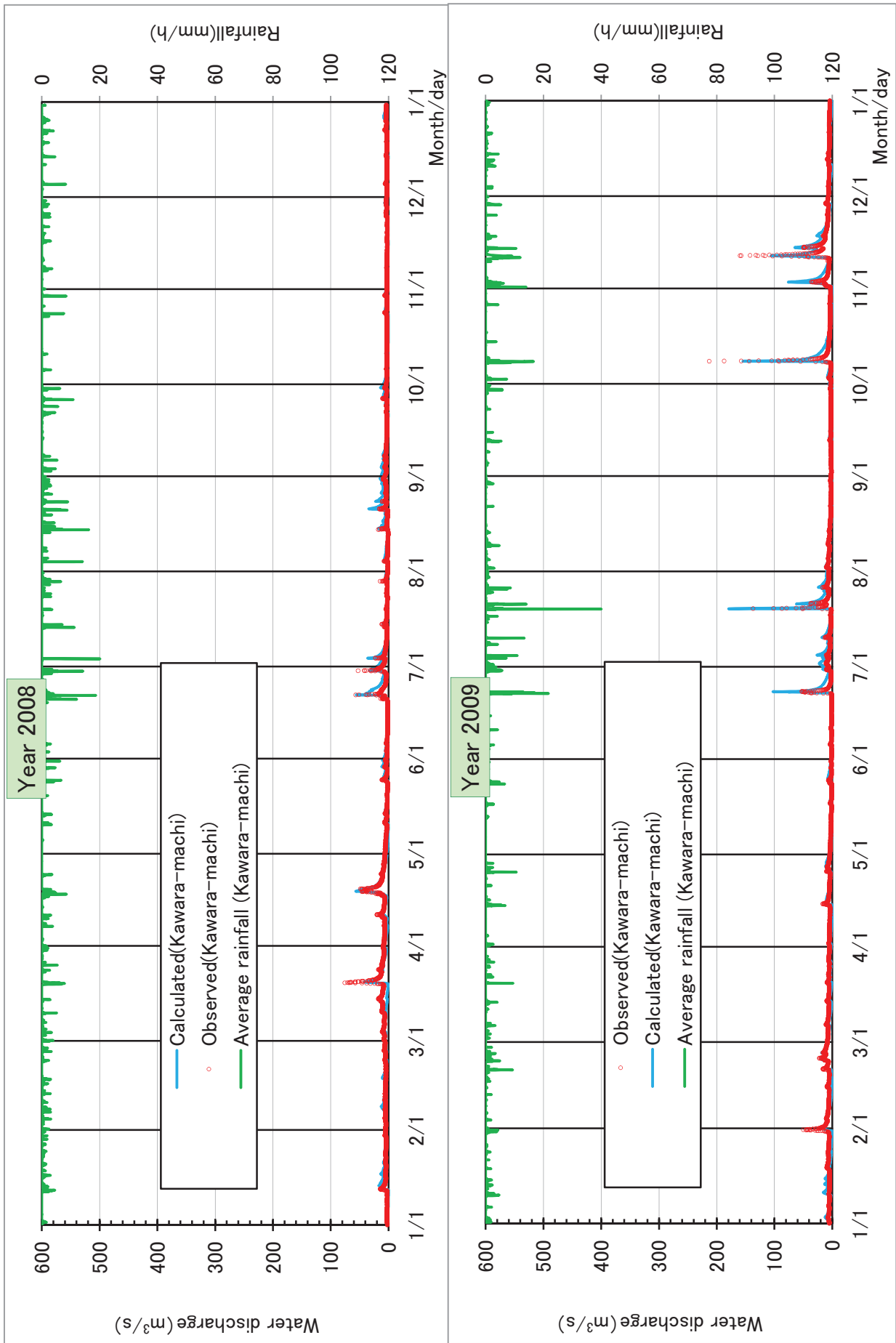


図-4.4.7(4) 河原町観測所流量再現計算結果

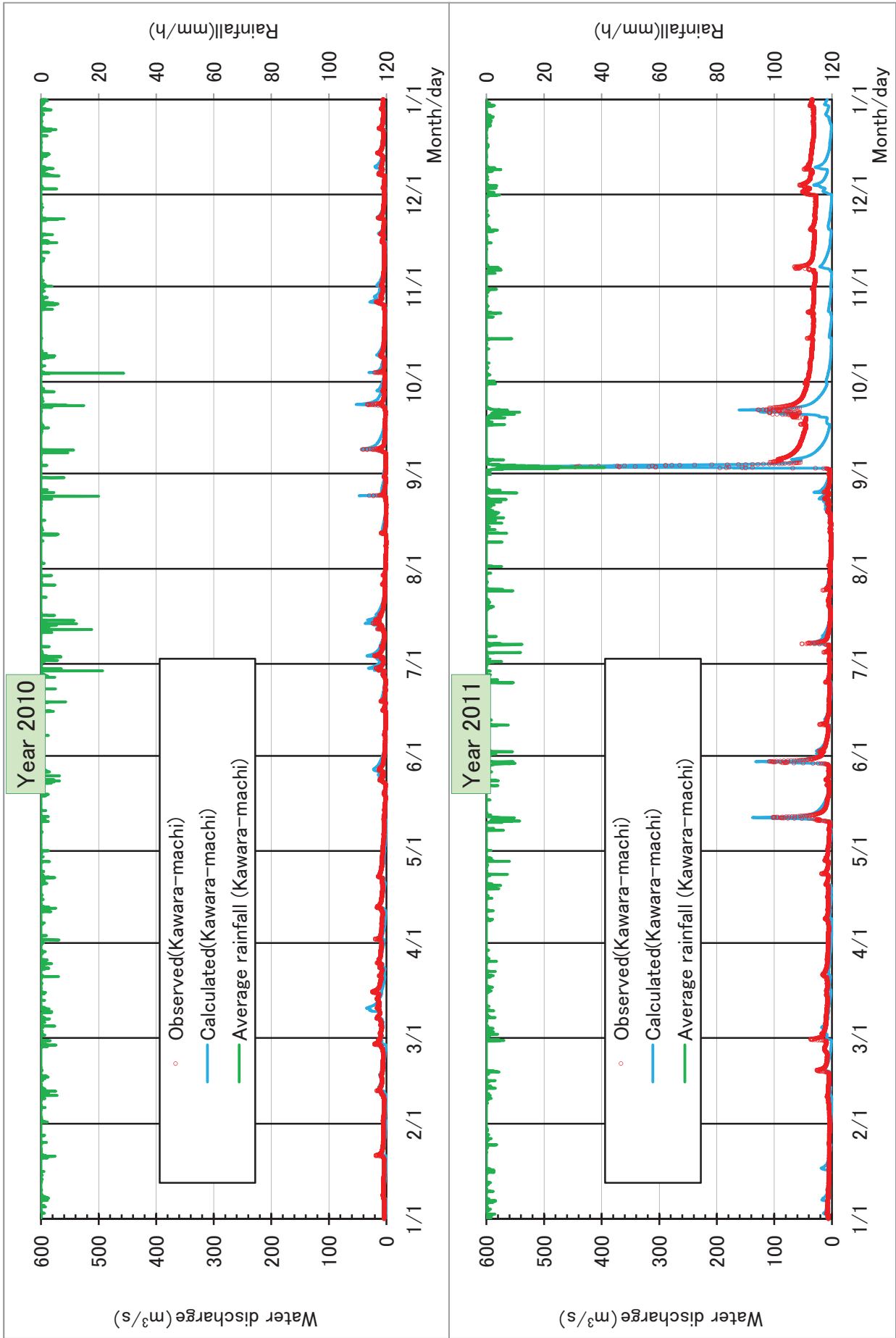


図-4.4.7(5) 河原町観測所流量再現計算結果

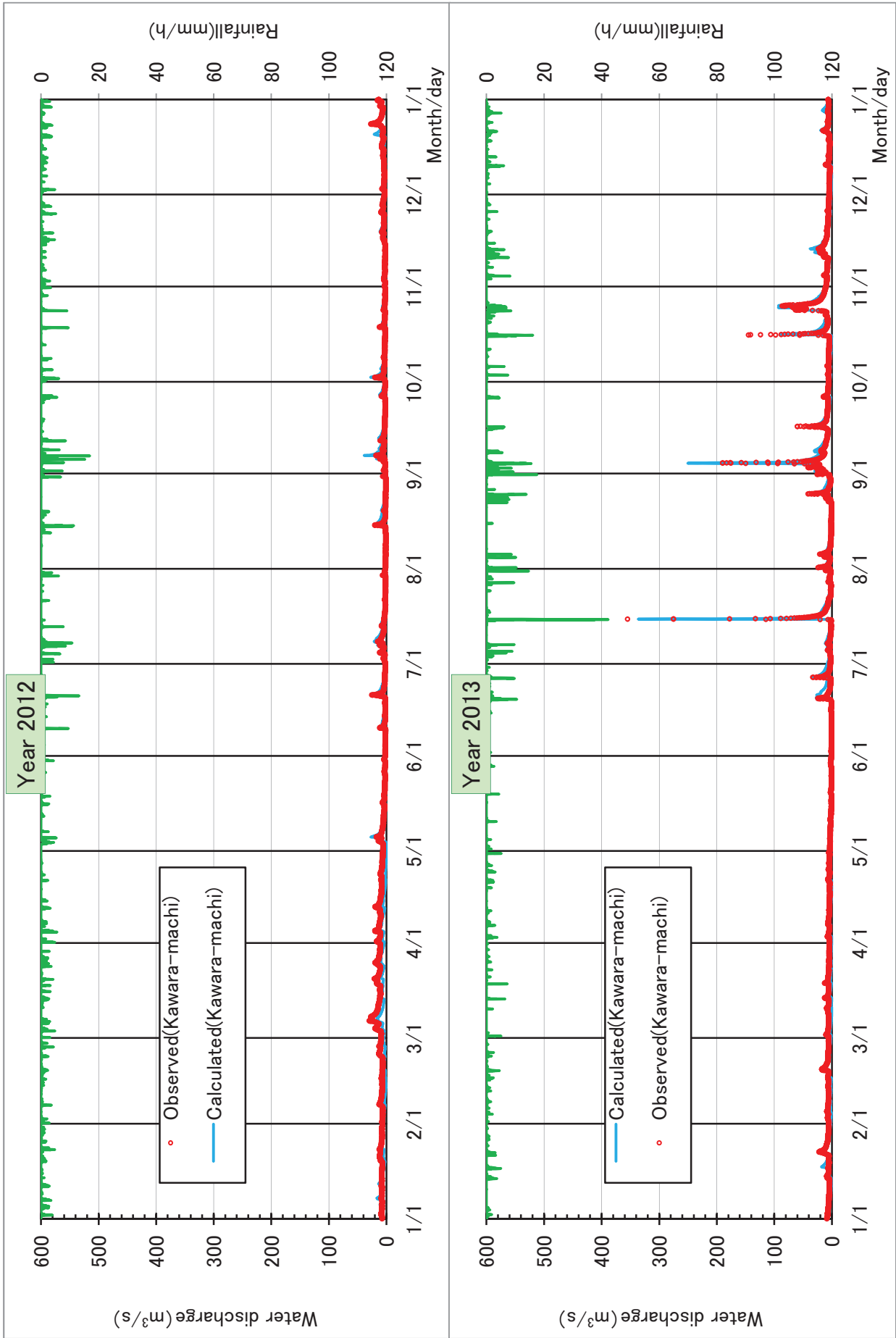


图-4.4.7(6) 河原町観測所流量再現計算結果

図-4.4.8 は本研究での画像解析により得られた 2011 年台風 12 号時の赤岩川（福原 2 号砂防堰堤地点）の流量と流出解析結果を比較したものである。第 3 章において同地点の流出解析について述べたが、第 3 章では福原 2 号砂防堰堤地点の仮設観測所の雨量、本章では 3 つの雨量観測所（福原・堀・清水）の平均値と、入力した降雨波形が異なっている。これは、仮設観測所では 2011 年 9 月のみでしか観測が行われていないため、長期の流出計算を行うには別の観測データを用いる必要があったためである。

3 つの雨量観測所の平均値と仮設観測所の降雨波形を下図の上部に示した。波形がほぼ一致していることから、流量波形も第 3 章とほぼ変わらず、良好な再現性を保っている。

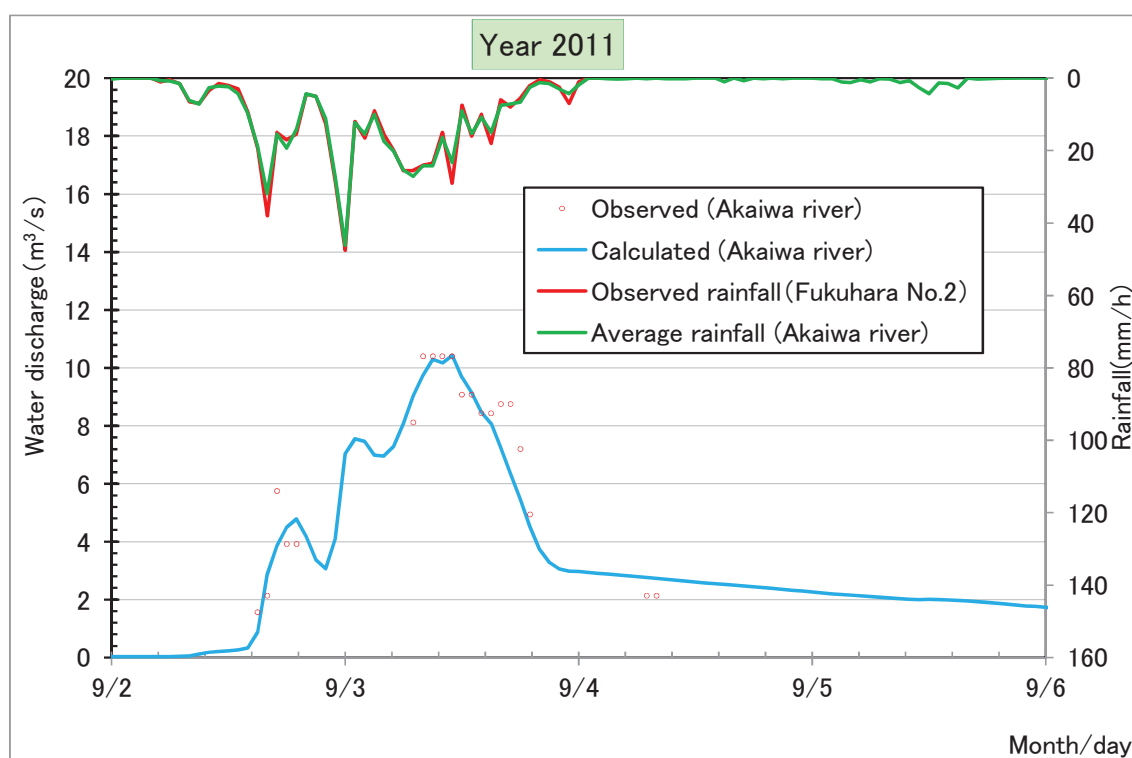


図-4.4.8 福原 2 号砂防堰堤地点の流量再現計算結果 [2011 年台風 12 号]

続いて、河原町観測所地点における流域平均雨量、年最大流量、平均流量および流出高を表-4.4.3、および図-4.4.9 にまとめた。毎年の年最大流量、平均流量、および流出高について、実績値と計算値が概ね一致していることが伺える。2011 年については流出高の実績値が降水量よりも多くなっているため、先述のとおり実績流量が適切でない（H-Q 式に疑義あり）と考えられ、2011 年については平均流量と流出高の再現性の評価対象外とする。また、2013 年は流量データが暫定値であり、参考値とする。

表-4.4.3 河原町観測所地点の降雨流出再現計算結果

計算年	流域平均雨量		年最大流量		平均流量		流出高	
	最大時間雨量	年降水量	実績値	計算値	実績値	計算値	実績値	計算値
	mm/h	mm	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	mm	mm
2002	21	1,996	57	38	5	5	1,097	1,191
2003	18	2,520	74	73	9	7	1,975	1,666
2004	22	2,434	428	361	8	7	1,742	1,629
2005	25	1,953	192	142	6	5	1,270	1,212
2006	24	2,308	258	280	7	7	1,597	1,482
2007	25	1,767	103	84	4	4	812	1,003
2008	20	2,036	76	57	5	5	1,146	1,216
2009	40	2,185	213	179	6	6	1,339	1,437
2010	29	2,179	42	53	6	6	1,353	1,355
2011	41	2,923	446	542	19	9	4,363	2,091
2012	17	1,956	30	38	6	5	1,434	1,134
2013	42	2,338	355	337	7	7	1,621	1,577

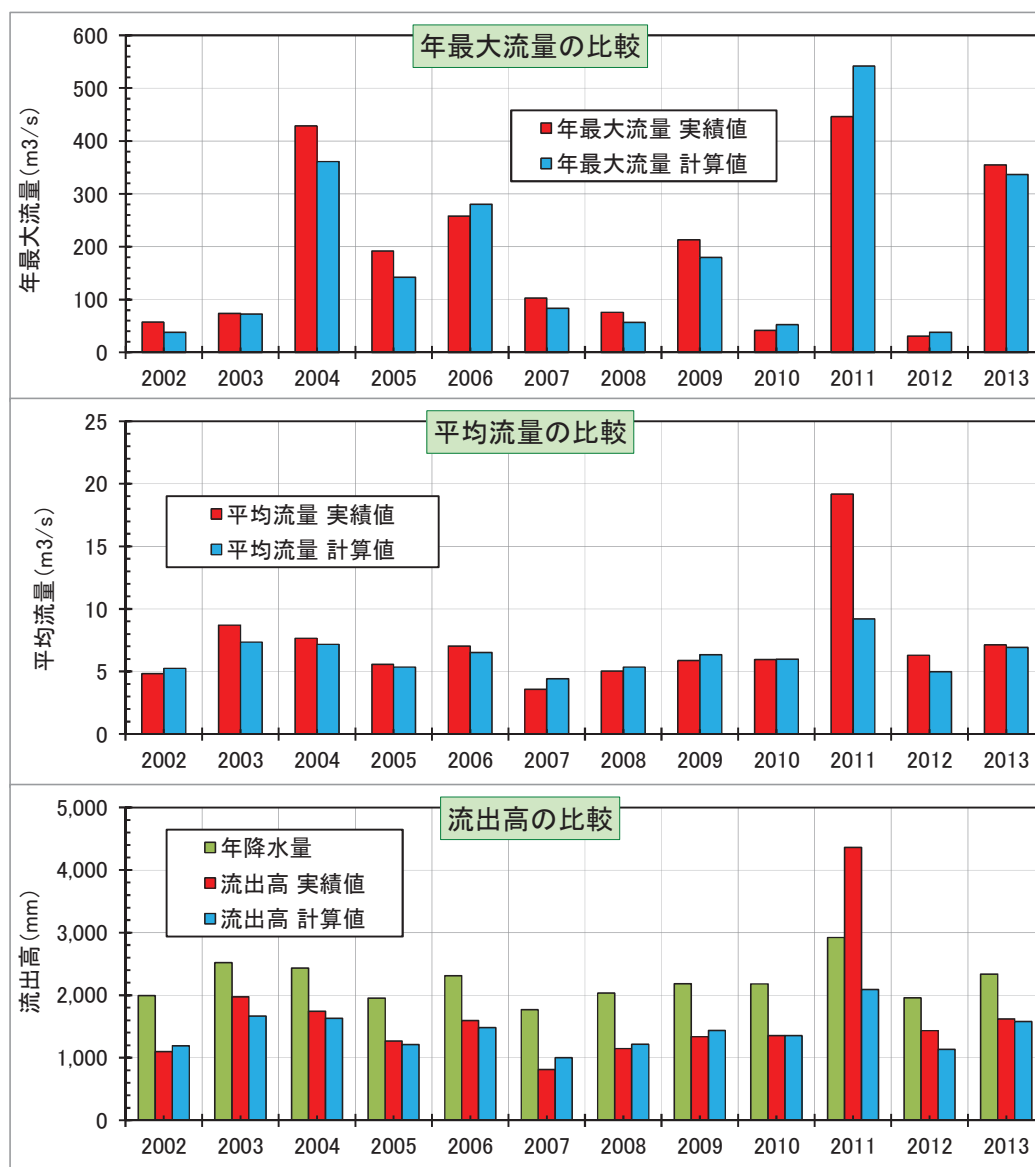


図-4.4.9 河原町観測所地点の降雨流出再現計算結果

4.4.3 砂防堰堤堆砂状況の再現

(1) 地形データの生成および砂防堰堤の設定

土砂流出・河床変動計算を行うにあたり、溪流・河道の形状・標高データが必要である。本研究では複断面形状を考慮した準二次元不等流計算を用いて流れの計算を行うため、横断形状を入力条件とする。小鴨川の国管理区間においては定期横断測量が実施されており、これを用いることができるが、山地溪流・河道については長距離に渡る測量結果がないため、以下の手順でGIS標高データを用いて河床変動モデルのデータを生成した。対象河道と砂防堰堤の位置は図-4.4.1のとおりである。

- ①基盤地図情報標高モデル³³⁾5mメッシュデータ(2010年2月版)をGISで読み込み、土砂流出量を評価する河道(本研究では砂防堰堤が設置されている河道)の横断形状データ(図-4.4.10)を作成する。なお、本研究ではGISとして「河川シミュレーションソフトiRIC³⁵⁾」の地形読み込み機能およびマッピング機能を活用した。
- ②横断形状データから区分ごとの幅・平均河床高を算出し、階段状地形データを作成する。図-4.4.10は赤岩川の小鴨川合流点から0.95km地点の横断形状データ作成例である。最深河床+5m程度までの範囲を指定して横断方向に10等分し、各横断区分の平均河床高を算出した。なお、福原2号砂防堰堤から0m, 20m, 33m, 50m断面は2002年測量断面を用いて横断形状データを作成した。
- ③2013年9月時点で完成している国土交通省管理の砂防堰堤(透過型・不透過型)を反映し、施設諸元(国土交通省提供)に基づき開口部幅・敷高等を設定する。

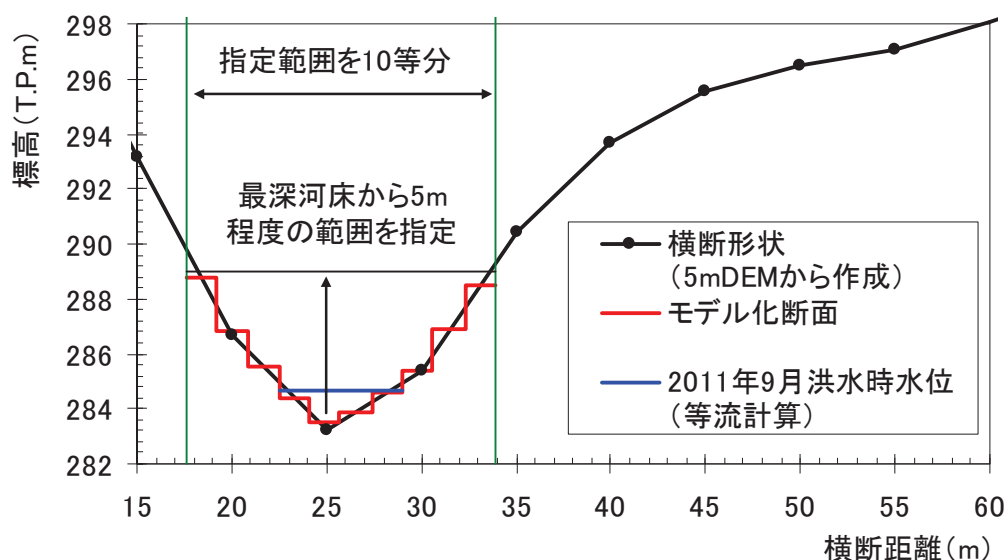


図-4.4.10 赤岩川(0.95km地点)の横断形状データ作成例

(2) 福原2号砂防堰堤の河床変動再現

河床変動モデルの精度を確保するため、福原2号砂防堰堤の河床変動再現計算を行う。計算条件一覧表を下表に示す。

表-4.4.4 河床変動再現計算条件

項目	設定条件
計算区間	小鴨川16.4kpから砂防堰堤が設置されている溪流の土石流停止区間(河床勾配4~10°)まで
計算期間	2002年1月~2011年12月
計算対象洪水	小鴨川16.4kp地点流量20m ³ /s以上の出水(梅雨期に発生するピーク流量20~30m ³ /sの洪水を考慮)
流量配分	降雨流出解析結果から作成
Δx	砂防堰堤周辺はΔx=20m、それ以外はΔx=200mとする
Δt	Δt=3~20sec(流量規模で可変)
初期河床高	基盤地図情報5mDEM(2010年2月版) +福原2号砂防堰堤2002年測量
初期河床材料	福原2号砂防堰堤地点の2010年7月調査結果から作成
粗度係数	全区間n=0.056
固定床	砂防堰堤・床固地点は初期河床高を固定床とした 初期河床高-3mに岩盤があると仮定し固定床とした
上流端供給土砂量	[平衡給砂条件] 掃流砂・浮遊砂を上流端の粒度分布・掃流力により算定 上流端の粒度分布は時間的に不変
砂防堰堤越砂量	浮遊砂: 流量×浮遊砂濃度が流出する 掃流砂: 平均河床高が堰堤天端に達するまでは流出なし 天端に達した場合は1断面上流の掃流砂が通過
砂防堰堤形状	福原2号砂防堰堤: Bs=7.6m, Zw=277.1m その他、国土交通省提供の砂防堰堤諸元から設定
砂防堰堤流出係数	福原2号砂防堰堤: C ₁ =0.35, C ₂ =0.02 その他の堰堤、C ₁ =0.35, C ₂ =0.0(余水吐なしを想定)

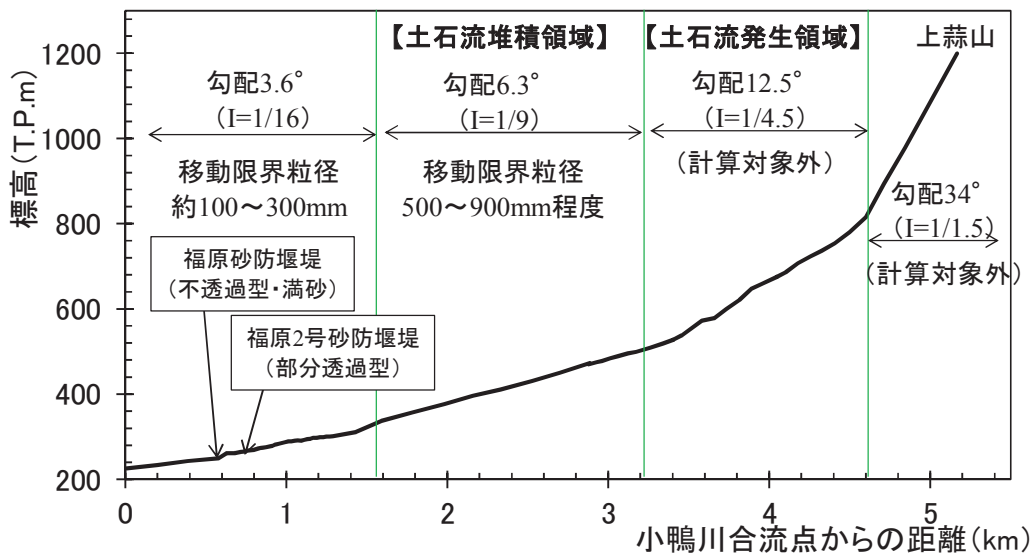


図-4.4.11 福原谷川・赤岩川の河床縦断面図

[計算領域]

計算領域について図-4.4.11 に示す福原谷川・赤岩川の河床縦断図を用いて説明する。ここで、江頭ら³⁾は河床勾配と土砂移動形態の関係について以下①②のようにまとめている。

- ① 土石流は河床勾配 $12\sim 15^\circ$ より急な領域で発生し、河床勾配 $4\sim 10^\circ$ 程度の領域で堆積する。
- ② $4\sim 10^\circ$ の土石流堆積物は出水により掃流砂・浮遊砂として下流に移動する。

式 (4-31)~(4-45)は掃流砂・浮遊砂を対象としたものであるから、本研究では $4\sim 10^\circ$ の領域（以下、土石流堆積領域）を上流端（図-4.4.11 においては 3.2km 地点まで）とし、それより下流の領域をモデル化する。福原谷川・赤岩川以外の溪流についても同様に扱う。

[区間距離]

区間距離 Δx については、河床形状を評価する必要のない区間（床固 3 上流）では 200m ピッチとし、砂防堰堤から床固 3 までは堆砂容量を表現し河床形状を再現するため、 $\Delta x=20m$ と設定した。

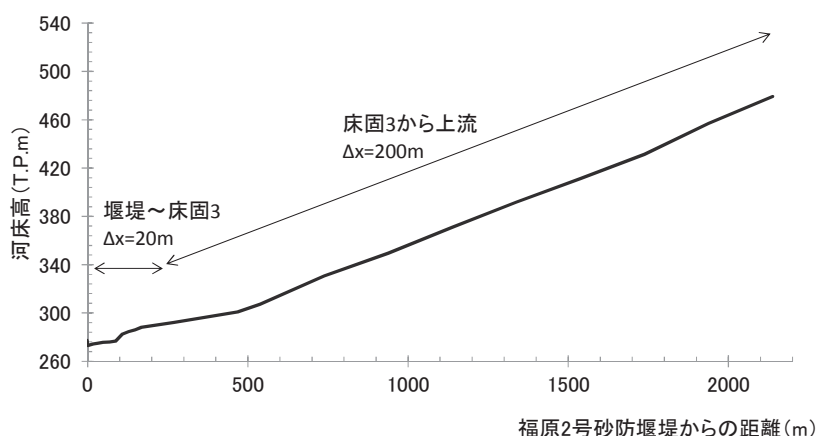


図-4.4.12 区間距離の設定（福原 2 号砂防堰堤上流）

[流量]

流量については降雨流出解析結果を入力し、2002年から2011年の出水のうち小鴨川 16.4kp 地点流量が $20m^3/s$ 以上の出水（毎年の梅雨期の流量相当）を計算対象とした。

[供給土砂量]

山地部では、豪雨による間欠的な土砂生産現象（山腹崩壊・土石流）や、出水による溪床・溪岸の侵食により土砂が供給される。より実態に近いモデルを作成するならば、富田ら¹⁴⁾のように土砂生産現象をモデル化することが望ましいが、赤岩川流域では大規模な崩壊が生じていないことを踏まえ、本研究では扱わないこととする。

溪床・溪岸からの土砂流出は、図-4.4.10における横断区分の全体に河床材料を与えることにより表現している。計算区間上流端における供給土砂量は、実態が不明であるため平衡給砂条件とした。ただし、上流端の河床材料粒度分布の与え方により結果が大きく変化するため、粒度分布を調整することとした。

まず、福原2号堰堤上流の全区間に図-4.4.13に示す粒度分布（2010年の実績値）を設定し、試算を行った。河床変動計算結果を図-4.4.14に示す。この結果では、上流域からの土砂流出量が過多となり、砂防堰堤上流の河床高が実績に比べて著しく高い結果となった。

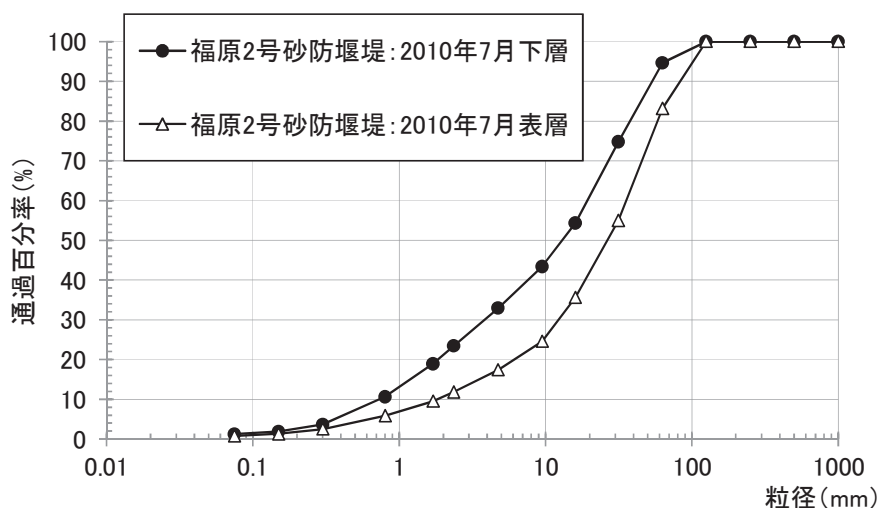


図-4.4.13 福原2号砂防堰堤上流の河床材料

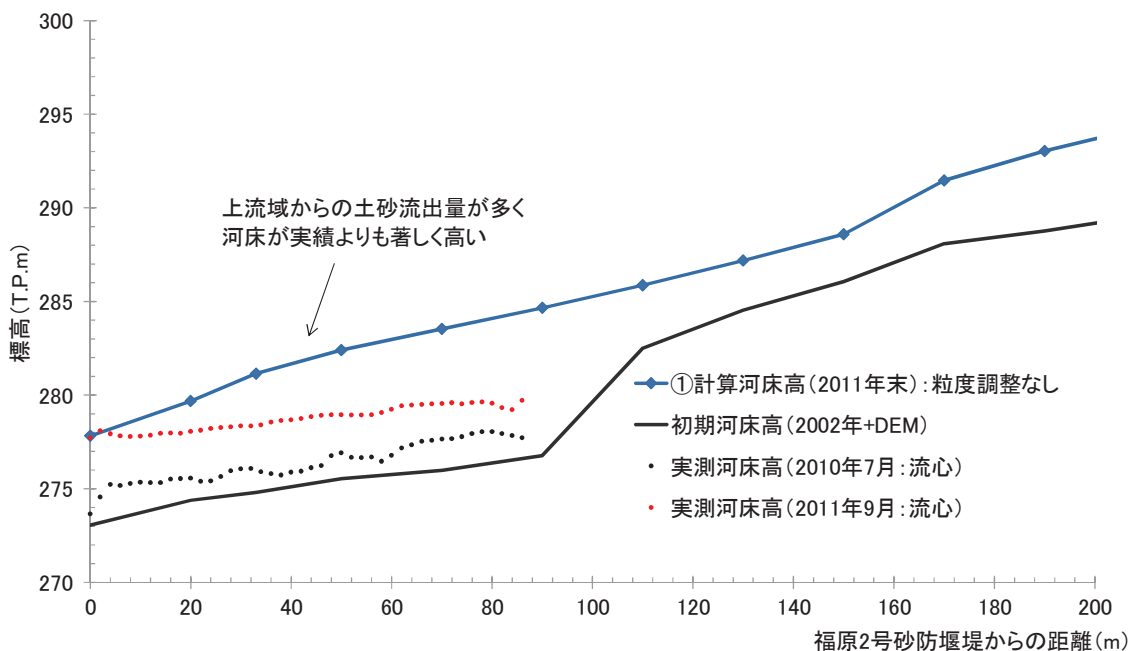


図-4.4.14 福原2号砂防堰堤上流の河床変動計算結果（河床材料の調整なし）

福原2号砂防堰堤の上流では人頭大の石が多く見られるため、実態を踏まえて最大粒径が500mmとなるよう調整を施した(図-4.4.15)。また、土石流堆積領域では河床材料調査結果がないため、以下①②のように設定することとした。

- ① 赤岩川の平均年最大流量時(約 $5\text{m}^3/\text{s}$)の移動限界粒径を推定すると、土石流堆積領域では500~900mm程度である(図-4.4.11)。土石流として運搬された粒径1000mm程度以上の巨石は同領域に残留していると推定できる。
- ② 福原2号砂防堰堤の河床材料をもとに、最大粒径を1000mmとした粒度分布を作成する。粗い成分の含有率を調整して河床変動計算を行い、福原2号砂防堰堤の堆砂形状に見合った粒度分布を推定した(図-4.4.15)。

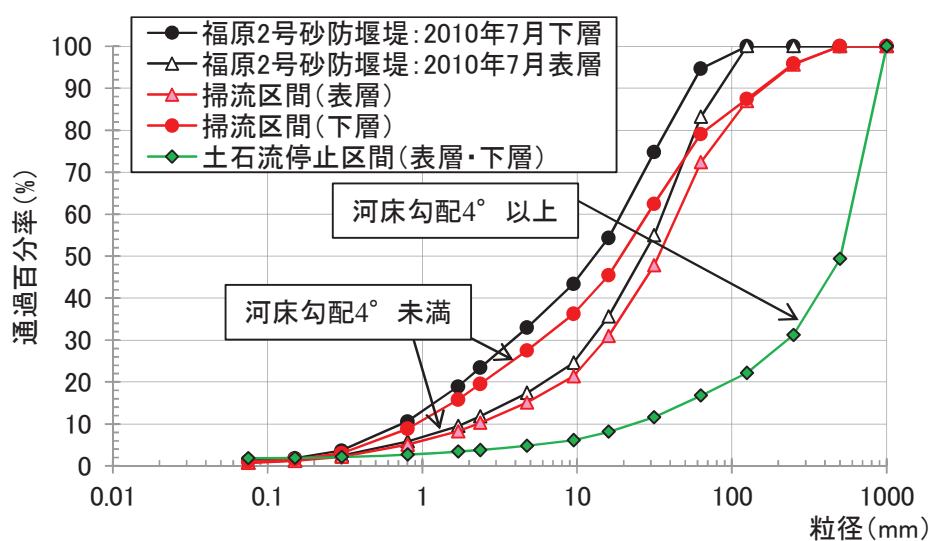


図-4.4.15 計算に用いる初期河床材料

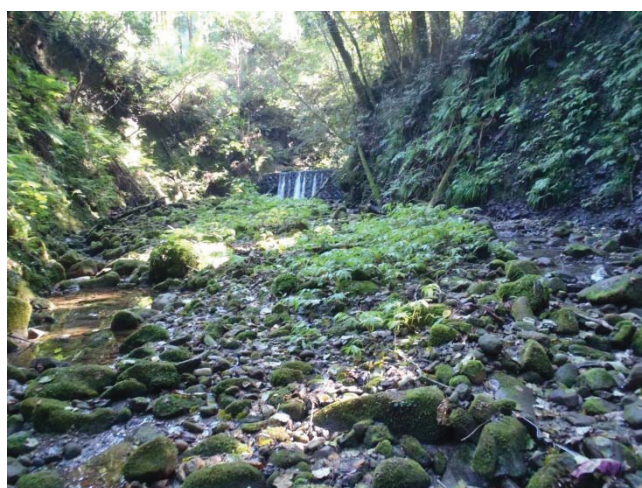


写真-4.4.1 赤岩川の河床状況(人頭大の石が多い)

調整した河床材料を用いた河床変動計算結果を図-4.4.16に示す。上流からの流出土砂量が減少したため、著しい河床上昇が抑えられた。しかし、河床高はスリット部の天端高 T.P. +277.1m に収束し、実際の河床高よりも 1m 程度低い結果となった。実際の現象として流木捕捉 (図-4.4.17) により流砂の移動が抑制されていると見られるが、それを考慮していないために誤差が生じているものと推察する。この誤差の解消手法については 4.4.4 にて提案する。河床高の時間的な変化に着目すると、2004 年時点で既に河床高が満砂している。その原因として、上流端の土砂供給条件に関して、粒度分布を不変とし掃流力に応じて掃流砂量および浮遊砂量を算出する、いわゆる平衡給砂条件を設定したことが考えられる。平衡給砂条件は平野部の河床変動計算に一般的に用いられる手法であるが、山地溪流の上流部では間欠的に土砂生産が発生するため、粒度分布が時間的に定常でないことが予想される。誤差を解消するためには、土砂生産のモデル化が課題となる。

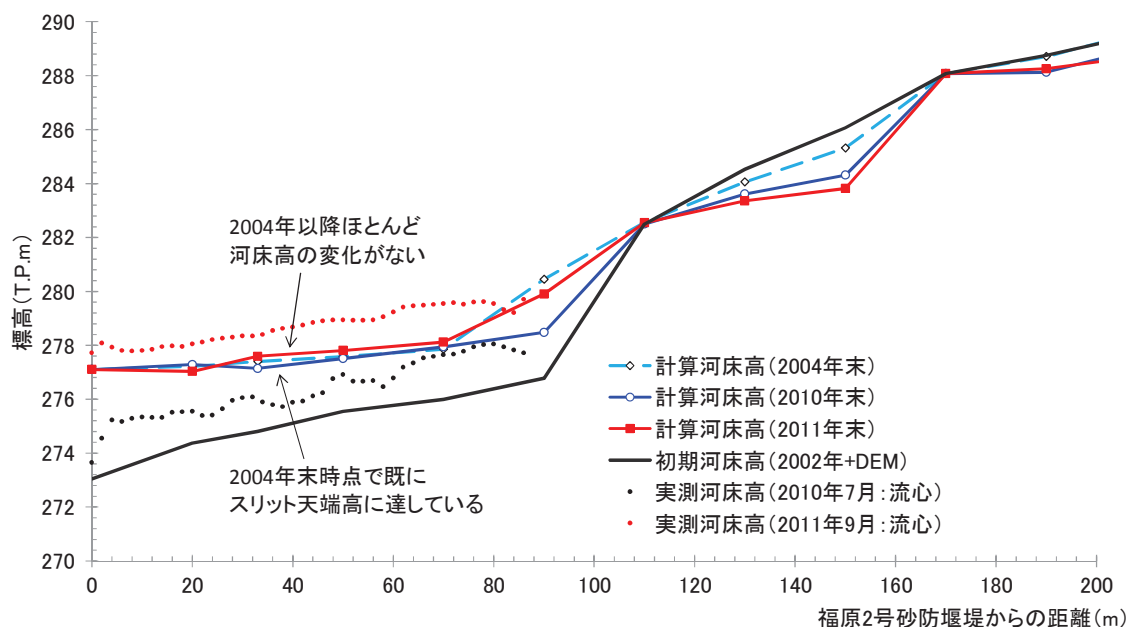


図-4.4.16 福原2号砂防堰堤上流の河床変動計算結果 (粒度分布調整後)

4.4.4 流木捕捉のモデル化に関する試案

(1) 流木捕捉モデルの提案

流木の流下・集積に関して、中川ら³⁶⁾は平面2次元流況解析に流木の座標を計算する機能を実装する手法を用いている。また、中村ら³⁷⁾、牧野ら³⁸⁾は3次元個体モデルにより流木の運動を解いている。しかし、同様の機能を本研究のモデルに実装することは、水理解析法の違いや計算時間の都合上困難である。

佐藤³⁹⁾は室内実験により、穴あきダムのクレストゲートに流木が捕捉された場合の、流木本数と水位上昇量の関係を述べている。福原2号砂防堰堤に捕捉された流木は、大きさ・形状がまちまちであるため、本数と水位上昇量の関係を整理することは難しい。

そこで、流木をできるだけ簡易な計算式で表現することを念頭に、スリット部の天端高を流木の堆積高に置換するよう、モデル化することとした。すなわち、式(4-80)における z_1 を、流木の捕捉状況に応じて時間変化させることである。

$$Q_1 = C_1 B_1 \sqrt{2g(H - z_1(t))^3} \quad (4-85)$$

z_1 の変化は流木の堆積高に同じであり、次のような式を提案する。

$$\frac{\partial z_1(t)}{\partial t} = \frac{\partial h_D}{\partial t} = \frac{R_D C_D Q}{(1 - \lambda_D) A_D} \quad (4-86)$$

ここに、 h_D ：砂防堰堤における流木堆積高、 R_D ：流木捕捉率、 C_D ：流木流下濃度、 Q ：流量、 λ_D ：流木空隙率、 A_D ：流木が堆積する平面空間の面積である。

下図は砂防堰堤付近の流木の流下状況の模式図である。流木捕捉率は堰堤に到達した流木のうち、捕捉される比率と定義する。流木流下濃度は流水に占める流木の体積比率とする。

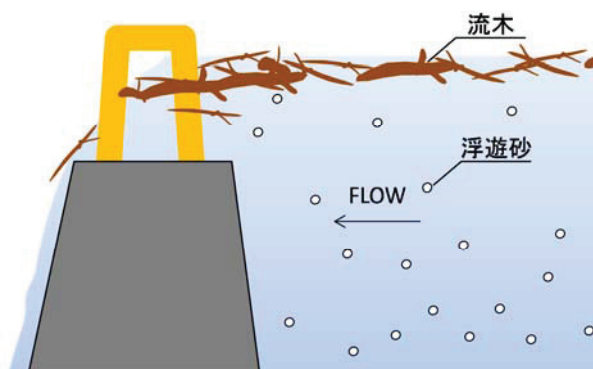


図-4.4.17 流木流下状況の模式図

流木流下濃度 C_D は、浮遊砂と同様に以下の移流方程式で表現できる。

$$\frac{\partial C_D A}{\partial t} + \frac{\partial C_D Q}{\partial x} = P_D - D_D \quad (4-87)$$

ここに、 P_D ：溪流からの流木の発生項、 D_D ：溪流への流木の沈降・捕捉項である。

しかし、 P_D や D_D の実態に関する情報が不足しているため、現段階では式(4-87)を解くことができない。そこで本研究では、上流側で生じた溪流の侵食にともなって流木が発生したと考え、流木の流下濃度は浮遊砂濃度に関連があると仮定し、以下のように表現することとした。

$$C_D = \alpha_D \sum_k \bar{c}_k \quad (4-88)$$

ここに、 α_D ：浮遊砂流下量に対する流木の体積比、 \bar{c}_k ：粒径 k の断面平均浮遊砂濃度である。

式(4-88)を式(4-86)に代入すると、式(4-89)、式(4-90)のように変形できる。

$$\frac{\partial h_D}{\partial t} = \frac{\beta_D}{A_D} \sum_k C_k Q \quad (4-89)$$

$$\beta_D = \frac{\alpha_D R_D}{(1 - \lambda_D)} \quad (4-90)$$

ここで、 β_D のオーダーを実態から推定しておく。福原2号砂防堰堤の2011年9月洪水後の流木捕捉量は、図-4.4.18から推定すると 20m^3 である。また、表-3.3.3の下流端流出土砂量は 4409m^3 である。式(4-89)を時間積分し変形すると式(4-91)のようになるから、数値を代入すれば β_D を推定できる。

$$\begin{aligned} \beta_D &= \frac{A_D h_D}{\int \sum_k \bar{c}_k Q dt} \\ &= \frac{20}{4409} = 0.45\% \end{aligned} \quad (4-91)$$

β_D は概ね0.5%程度の値とすれば実態を再現できるようである。以後、 β_D を流木捕捉係数と呼ぶこととする。

[流木捕捉後の土砂流出の扱い]

砂防堰堤の1断面上流の河床高が、流木捕捉を考慮したスリット天端高以上の場合、掃流砂が流出するものとする。浮遊砂の流出には制限を設けない。



図-4.4.18 福原2号砂防堰堤の流木捕捉状況

(2) 福原 2 号砂防堰堤の河床変動再現

表-4.4.5 に示す流木の捕捉に関するパラメータを設定し、福原 2 号砂防堰堤の河床変動再現計算を実施したところ、図-4.4.19 の結果が得られた。比較のため、流木捕捉なしの場合の結果もプロットしている。砂防堰堤直上流の河床高再現精度が向上していることがわかる。

実績値から推定した流木捕捉係数 β_D は 0.45 であるが、それよりも小さい値を設定することで河床高を再現できた。これは式(4-89)の特性上、2002 年～2010 年の洪水にも福原 2 号砂防堰堤に浮遊砂とともに流木が流入するよう計算され、 β_D を小さく設定しなければ過剰な流木の捕捉が生じるためである。

表-4.4.5 流木に関するパラメータ設定

項目	設定値
A_D	20m ²
β_D	0.3%

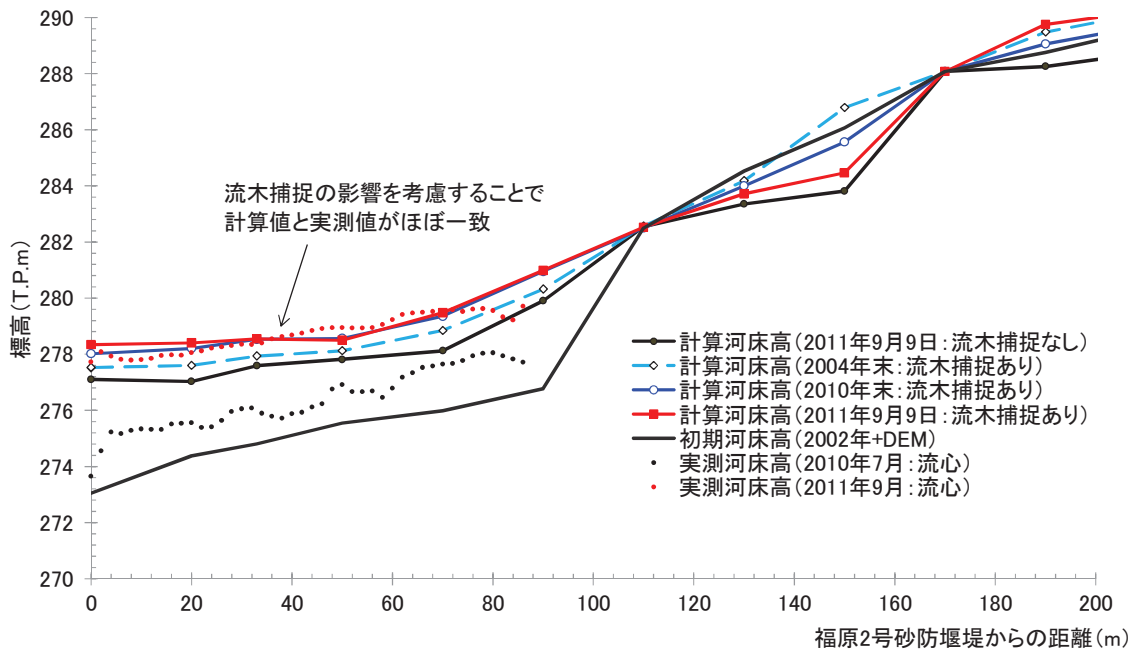


図-4.4.19 福原 2 号砂防堰堤上流の河床変動計算結果(河床材料の調整あり・流木捕捉考慮)

図-4.4.20 は福原 2 号砂防堰堤から 33m 上流断面の河床変動計算結果である。概ね 2011 年の実測値を再現できていることがわかる。図中の 1～10 は横断区分の番号であり、これらの地点の鉛直土層内の平均粒径を整理すると図-4.4.21 のようになる。初期において水みちであった横断区分 6～10 に着目すると、下部に平均粒径 4～10mm 程度の層があり、表層付近に平均粒径 30～40mm 程度の層があることがわかる。これにより、図-3.2.6 に示した C 地点における河床材料の粗粒化現象を概ね再現できたと言える。

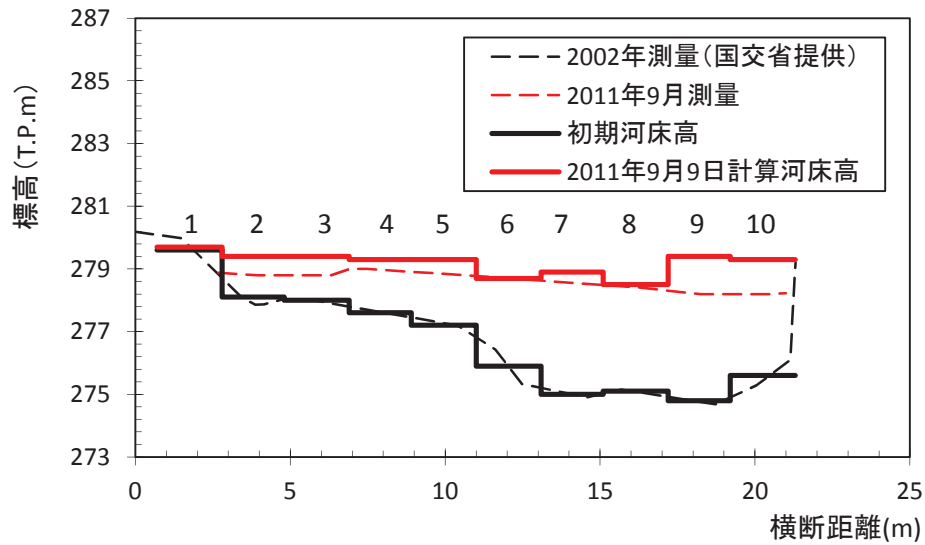


図-4.4.20 福原2号砂防堰堤から33m上流断面の河床変動計算結果

横断区分	横断区分・鉛直土層ごとの平均粒径(mm)										深度(m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
交換層	38.2	29.8	28.5	30.3	32.2	42.7	41.2	40.2	28.6	31.7	表層
遷移層	39.4	30.0	28.8	29.4	32.2	42.8	41.4	40.3	28.9	30.5	
記録層	48.8	59.1	48.0	37.7	32.3	10.2	33.0	21.5	36.6	28.7	-0.3
		59.1	48.0	37.7	32.3	10.1	19.6	21.5	36.6	28.7	-0.6
		59.2	48.0	36.5	32.3	10.1	19.6	19.6	36.6	28.7	-0.9
		59.2	48.0	48.7	32.3	10.1	19.6	19.6	32.6	28.5	-1.2
		48.9	48.8	48.8	26.2	10.1	19.6	3.8	19.6	14.8	-1.5
					26.2	10.1	3.8	3.8	19.6	14.8	-1.8
					47.9	10.1	3.8	3.8	19.6	14.8	-2.1
					47.9	20.7	3.8	3.8	19.6	14.8	-2.4
					48.8	51.5	3.8	14.8	3.8	14.8	-2.7
						48.8	14.8	14.8	3.8	14.8	-3.0
							14.8	38.9	3.8	14.8	-3.3
							38.9	48.9	3.8	38.9	-3.6
							48.9		14.8	48.8	-3.9
								14.8	48.8	-4.2	
								38.9	48.8	-4.5	
								48.9		-4.8	
								48.8		-5.1	

図-4.4.21 福原2号砂防堰堤から33m上流断面の鉛直土層の平均粒径計算結果

(3) 小泉 2 号砂防堰堤の河床変動再現

小鴨川流域には福原 2 号砂防堰堤の他に透過型砂防堰堤があり、その中で小泉 2 号砂防堰堤(2009 年度完成)は規模が大きく、図-4. 4. 22 のとおり国土交通省の調査により 2011 年洪水時の堆積実態も把握されている。

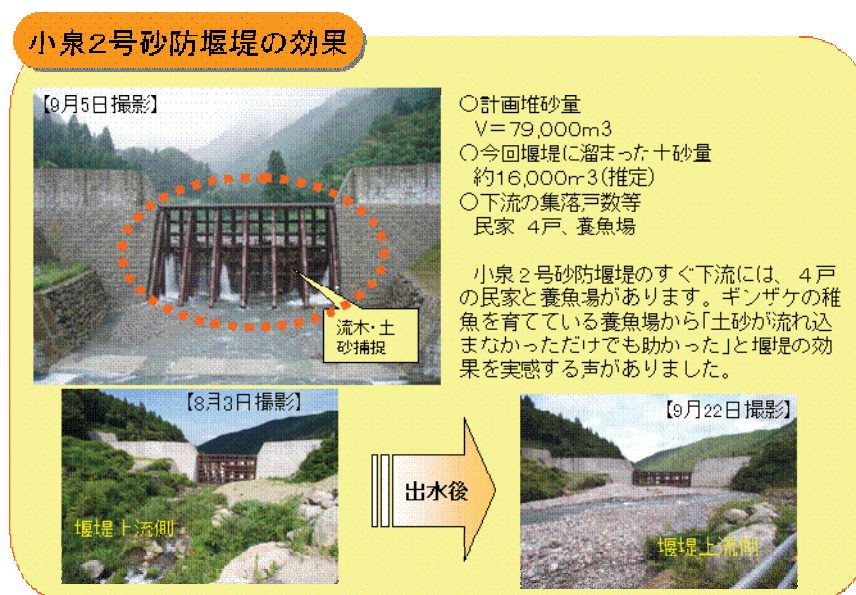


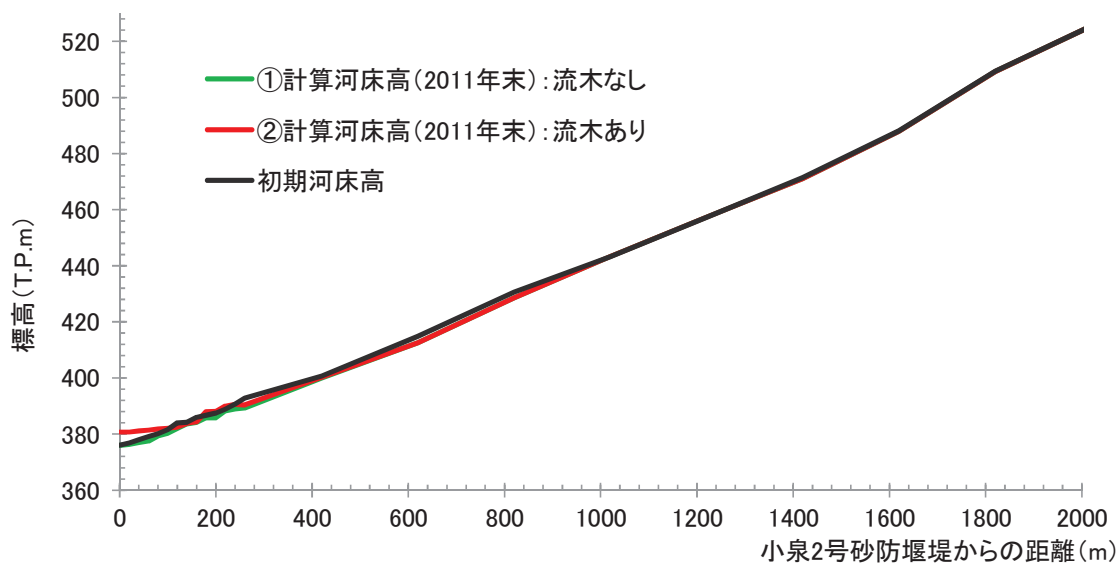
図-4. 4. 22 小泉 2 号砂防堰堤の堆砂状況(2011 年 9 月)⁴⁰⁾

図-4. 4. 23は小泉 2 号砂防堰堤上流の河床変動再現結果である。計算に用いた河床材料は、福原 2 号砂防堰堤で使用したもの(図-4. 4. 15)と同じである。計算期間は砂防堰堤完成後の2010 年～2011 年とした。流木に関するパラメータについては、流木捕捉状況に関する情報が不足していたため、以下のような仮値を設定している。

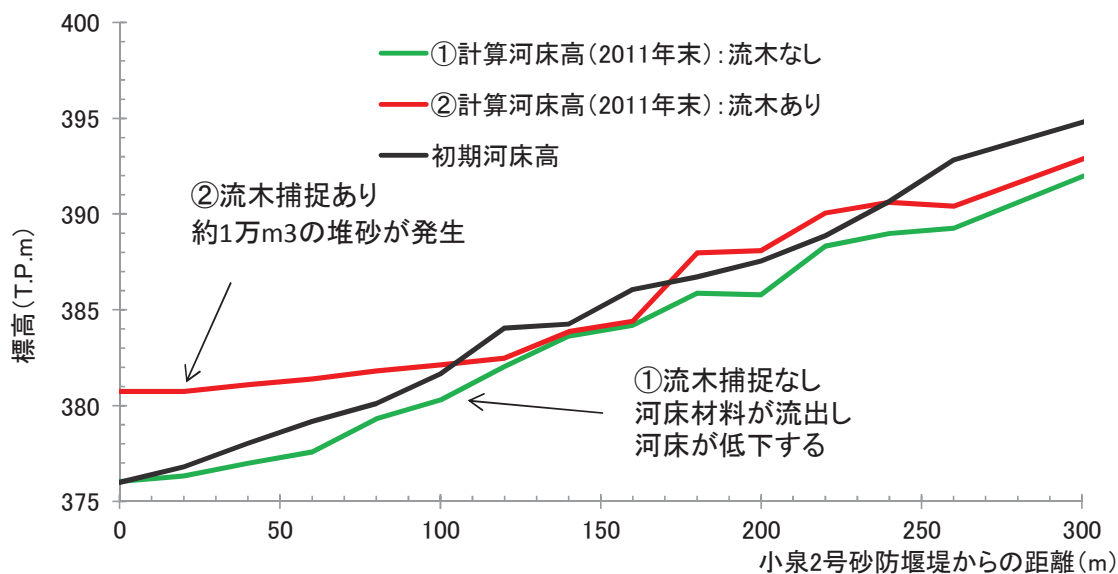
表-4. 4. 6 流木に関するパラメータ設定

項目	設定値
A_D	15m ²
β_D	0.50%

流木捕捉を考慮しない場合は掃流砂が流出し、初期河床高よりも河床が低下する結果となった。一方、流木捕捉を考慮した場合、砂防堰堤の閉塞により掃流砂の流出が制限され、河床が上昇する結果となった。堆砂量は概ね 1 万 m³であり実態の 1.6 万 m³より少ないが、この乖離は使用した河床材料が小泉 2 号砂防堰堤の流域のものでないことによると考えられる。精度向上のためには、小泉 2 号砂防堰堤上流の河床材料調査が必要である。



(a) 小泉 2 号砂防堰堤から上流端まで



(b) 小泉 2 号砂防堰堤周辺

図-4. 4. 23 小泉 2 号砂防堰堤上流の河床変動計算結果 (流木捕捉あり／なし比較)

4.4.5 溪岸侵食による土砂生産に関する考察

図-4.4.24 は赤岩川の計算上流端から1つ下流断面の河床横断形状の変化であり、溪岸侵食の有無で感度分析を行ったものである。溪岸侵食ありの場合は安息角を 30° と設定し、それ以上の横断河床勾配が生じた場合は高い方から低い方へ土砂が崩落するよう計算している(式(4-83)、(4-84)参照)。溪岸侵食を考慮しない場合は河床の一部のみ深掘れが生じる結果となったが、溪岸侵食を考慮した場合は深掘れが無くなっている。赤岩川の溪岸侵食の実態が明らかでないため精度の検証ができないが、砂防計画⁴¹⁾において溪岸侵食は土砂生産のひとつに数えられており、これをモデル化することで、より実態に近い計算結果が得られると考えられる。写真-4.4.2は2013年7月洪水により発生した溪岸侵食の状況である。溪岸は溪床よりも細かい土砂で構成されており、またほぼ直立に近い横断河床勾配を保っている。このような状況をモデルに組み込むことで、さらに精度が向上すると考えられる。

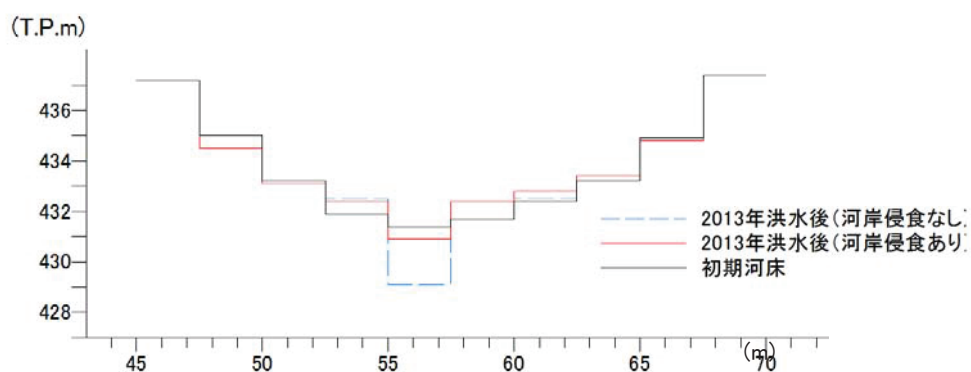


図-4.4.24 河床横断形状の変化



写真-4.4.2 赤岩川上流部の溪岸侵食状況 (2013年7月16日撮影)

4.5 土砂流出量の推定

透過型砂防堰堤の土砂流出に与える効果・影響を評価する。図-4.5.1は小鴨川16.4kp（計算領域下流端）から西鴨谷川上流端までの河床縦断面図，および通過土砂量である。計算期間は雨量資料を収集できた2002年～2013年とし，透過型砂防堰堤での流木捕捉を考慮して計算を行った。5mメッシュDEMデータにより河床形状を作成したところ，溪流に設置されている不透過型砂防堰堤により河床勾配が変化していることがわかる。

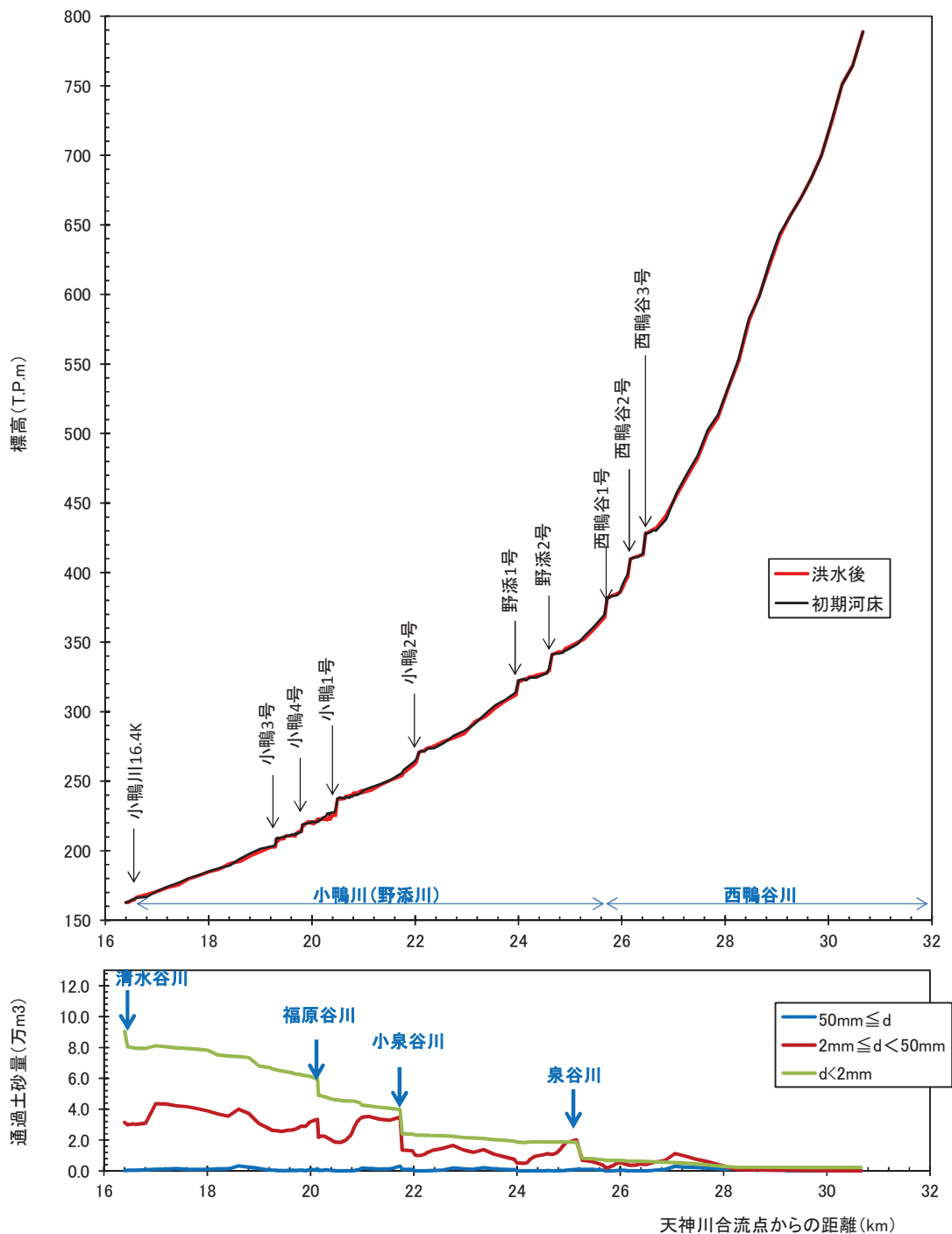


図-4.5.1 小鴨川河床縦断面図および通過土砂量（2002年～2013年計算結果）

図-4.5.1 の下段に粒径成分別の通過土砂量を示した。粒径成分は、海岸の構成に必要な成分 ($d < 2\text{mm}$)、小鴨川の河床低下箇所に必要な成分 ($50\text{mm} \leq d$)、およびそれ以外の成分 ($2\text{mm} \leq d < 50\text{mm}$) に区分した。 $d < 2\text{mm}$ の土砂は支川合流に伴い単調に増加している。一方 $50\text{mm} \leq d$ の土砂は、天神川合流点から 27.0km 付近、23.5km 付近、18.5km 付近等の砂防堰堤がない箇所で移動が見られるものの、不透過型砂防堰堤（図-4.5.1 中の堰堤は全て不透過型）により河床勾配が緩くなった区間ではほとんど移動していない。

図-4.5.2 は小鴨川 16.4kp 地点の年最大流量(a)および各年の流出土砂量(b)(c)である。透過型砂防堰堤の影響を分析するため、図の(b)では透過型砂防堰堤あり(流木捕捉あり)、(c)では透過型砂防堰堤なしの計算結果を示す。まず(b)の結果について見ていくこととする。2004 年は台風 21 号、台風 23 号等により洪水が頻発していたため、1 年間の通過土砂量が多くなっている。2011 年は台風 12 号により計算期間内の最大流量が発生しており、通過土砂量も多くなっている。2013 年は台風 7 号により、計算期間内で第 2 位の洪水流量が発生しているが、2002 年や 2003 年などの小規模出水しかなかった年と比べ、2mm 未満の砂の通過土砂量が少ない結果となっている。これは初期値として与えた河床材料が徐々にアーマリングし、計算期間の末期には細粒成分が減少しているためである。図-4.5.3 は赤岩川上流端から 200m 下流、および小鴨川 16.4kp 地点の河床材料粒度分布の変化であり、2013 年洪水後には細粒成分が潤濁していることがわかる。このような時間的な通過土砂量のアンバランスを解消するためには、初期河床材料および土砂生産現象の設定について、実態を可能な限り表現することが重要と考える。次に、透過型砂防堰堤の効果・影響について図-4.5.2 の(b)と(c)の比較により分析する。(b)と(c)の結果を見ると、有意な差はほとんどないことがわかる。これは、小鴨川 16.4kp 地点の流域面積 59.4km^2 に対し、福原 2 号砂防堰堤 2.7km^2 、小泉 2 号砂防堰堤 5.1km^2 と受け持つ流域面積が小さいことと、および透過型砂防堰堤下流の溪床が侵食され流砂がわき出すことによるものである。

図-4.5.4 は赤岩川（福原 2 号砂防堰堤 0m 地点）の年最大流量(a)および各年の流出土砂量(b)(c)である。透過型砂防堰堤の有無(b)(c)を比較すると、50mm 以上の成分に着目すれば、透過型砂防堰堤がある場合ほとんど流出していないが、透過型砂防堰堤がない場合は $5\text{m}^3/\text{s}$ 程度の洪水が発生した年に流出していることがわかる。これは、掃流砂の流出が堰堤および流木の作用によって抑制されているためである。図-4.5.5 は福原 2 号砂防堰堤 0m 地点と 110m 地点の時刻ごとの通過土砂量である。図-3.3.13 と比べると、2011 年 9 月出水時の 110m 地点からの流入土砂量のオーダーは浮遊砂・掃流砂ともに同規模である。しかし計算初期に多量の土砂流入が見られ、0m 地点の河床は急激に上昇している。これは河床材料の初期粒度分布の影響であり、長期的な河床変動を再現するためには、妥当な初期値を設定することが課題となる。

図-4.5.6 は小泉谷川（小泉 2 号砂防堰堤 0m 地点）の年最大流量(a)および各年の流出土砂量(b)(c)である。小泉 2 号砂防堰堤は、福原 2 号砂防堰堤とは異なり、スリット部が河床面に達している構造を有しており、堆砂容量がないため掃流砂が流出しやすくなっている。透過型砂防堰堤の有無(b)(c)を比較すると、透過型砂防堰堤がある場合も 2~50mm、および 50mm 以上の土砂は流出しているが、透過型砂防堰堤があるほうが流出量が少なくなっている。

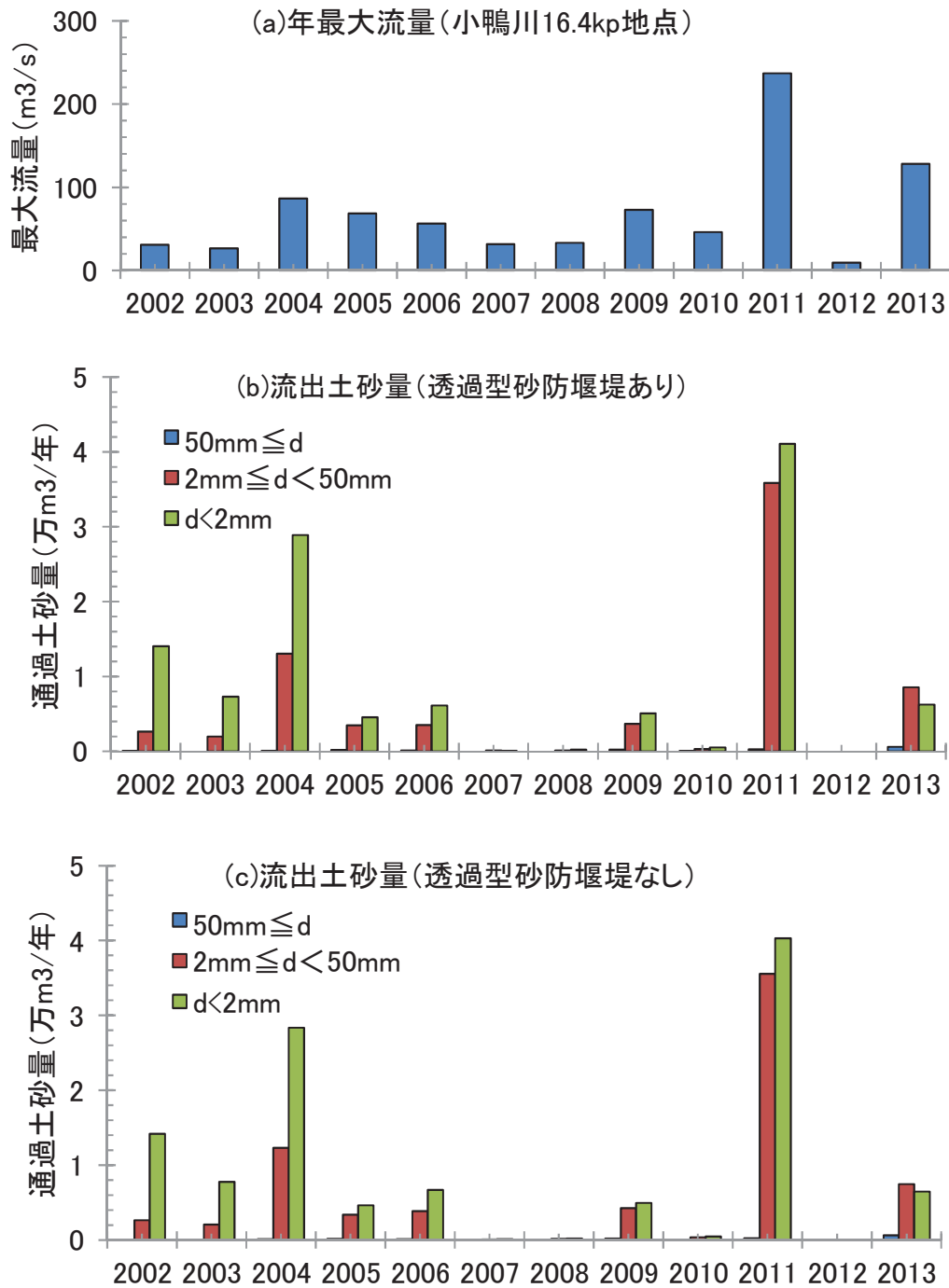
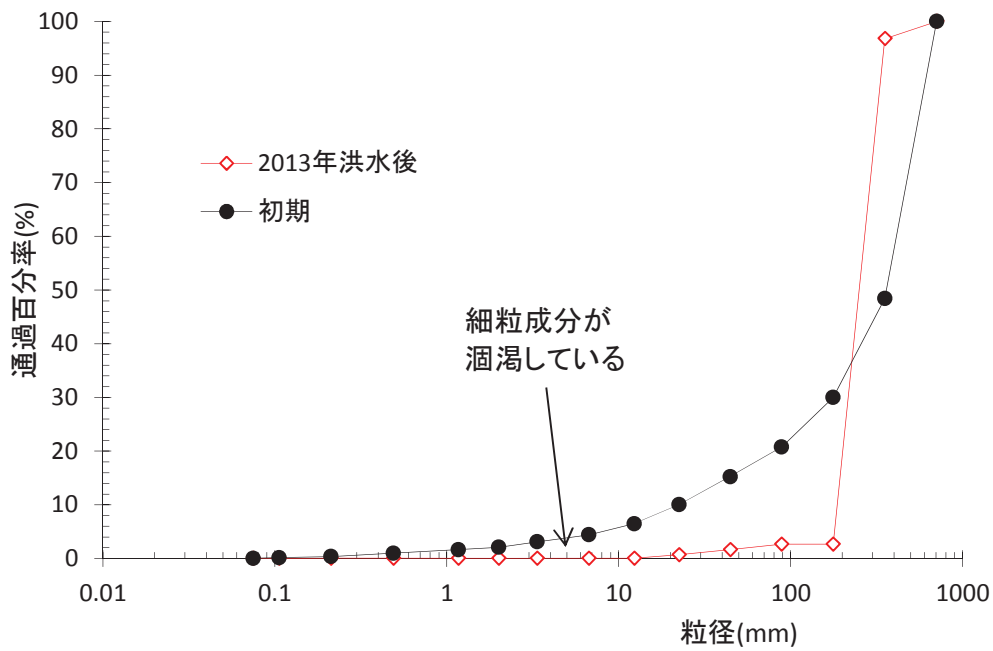
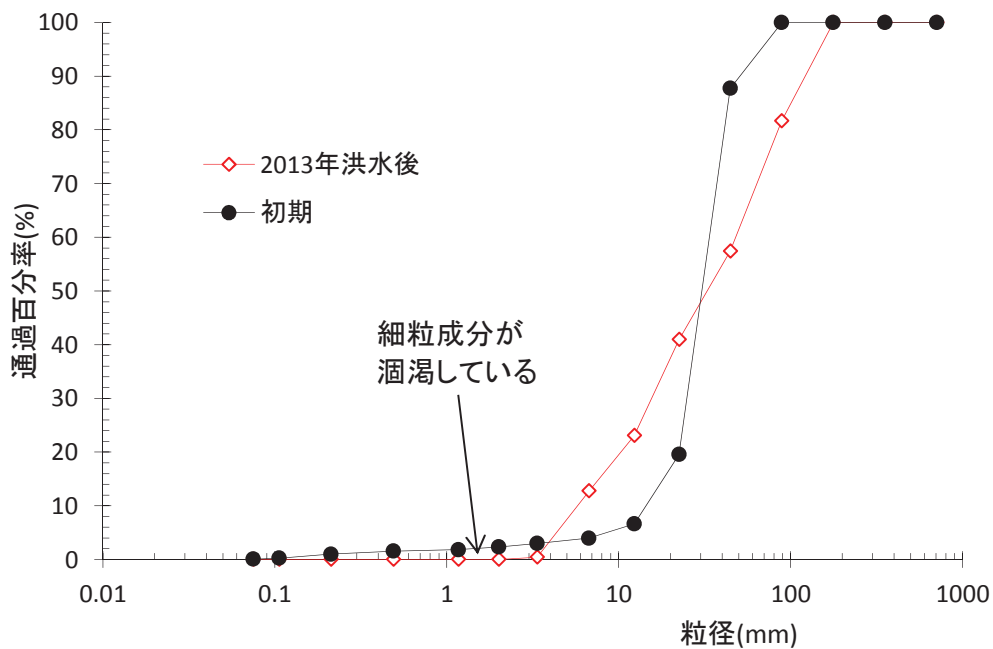


図-4.5.2 小鴨川 16.4k 地点の年別通過土砂量 (2002 年～2013 年計算結果)



(a) 赤岩川上流端から 200m 下流の最深河床部



(b) 小鴨川 16.4kp 地点の最深河床部

図-4.5.3 河床材料粒度分布の変化 (透過型砂防堰堤あり)

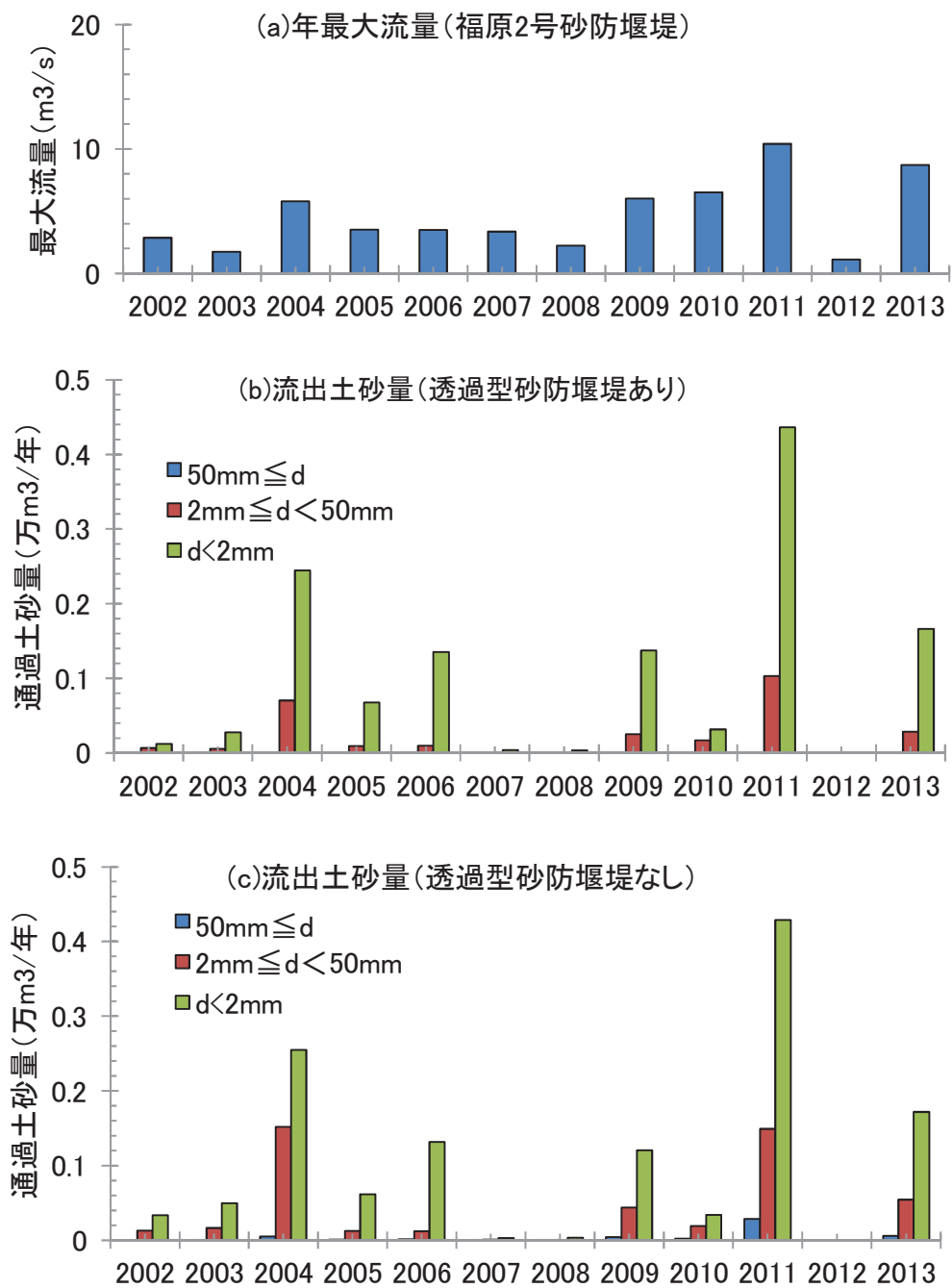


図-4.5.4 赤岩川(福原2号堰堤地点)の年別通過土砂量(2002年~2013年計算結果)

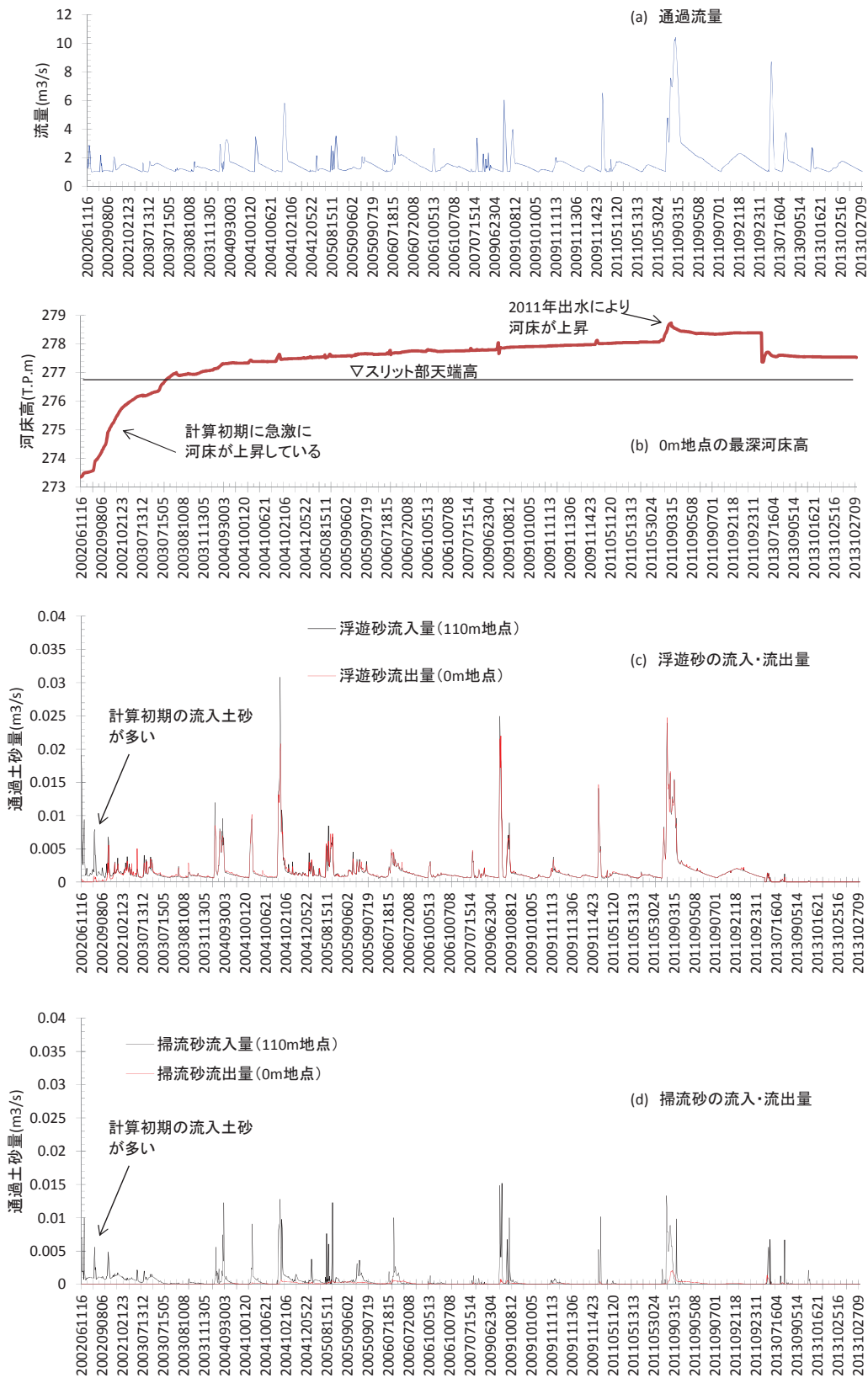


図-4.5.5 赤岩川(福原2号堰堤地点)の時刻ごとの通過土砂量(2002年~2013年計算結果)

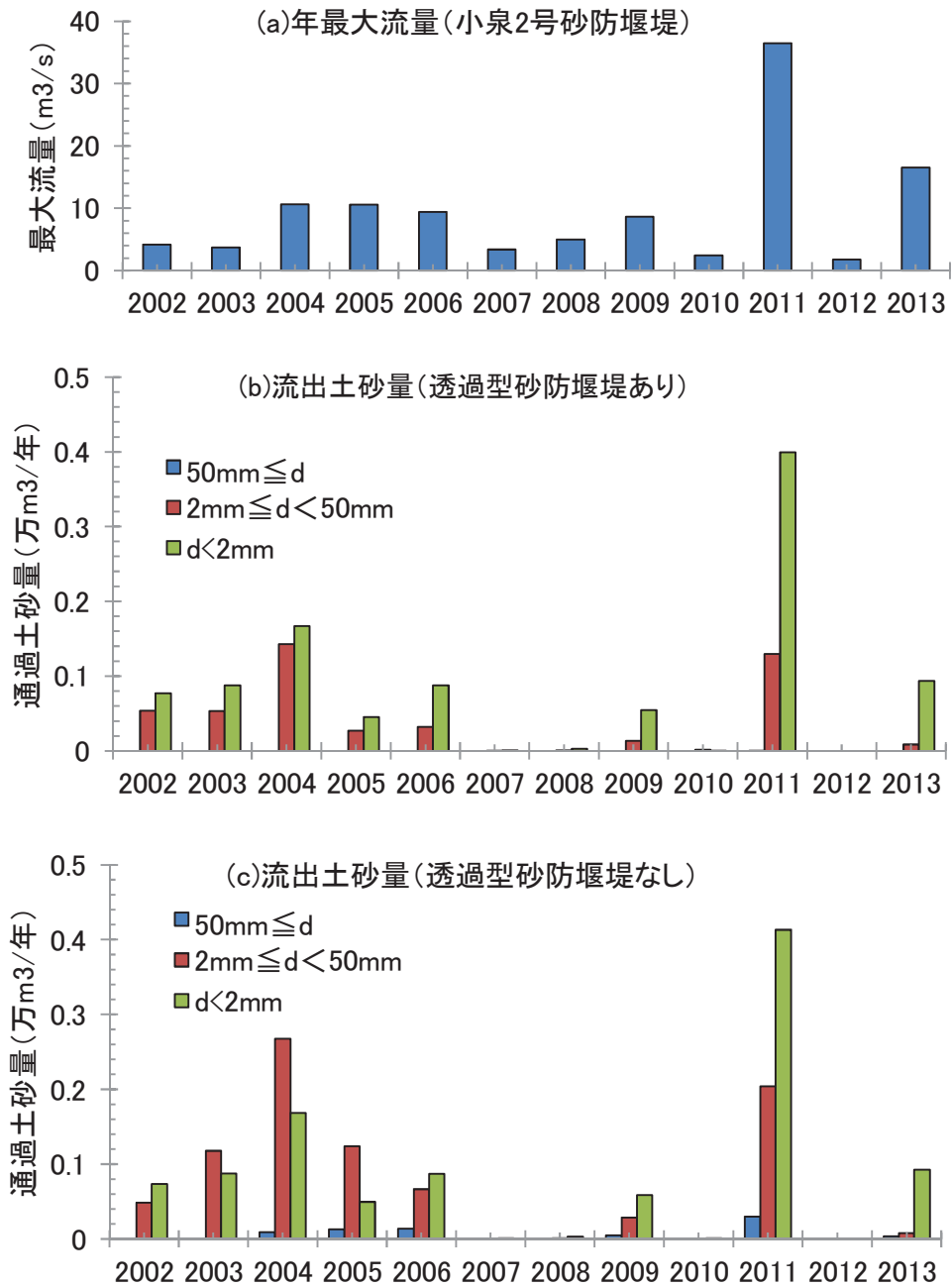


図-4.5.6 小泉谷川(小泉2号堰堤地点)の年別通過土砂量(2002年~2013年計算結果)

4.6 土砂流出予測に関する総括

本章で得られた結果と課題を次のようにまとめる。

(1) 土砂流出予測法の構築に関する知見

既往の土砂流出予測法についてレビューしたところ、河川上流域の山地溪流の1本ずつをモデル化し、降雨流出解析によって雨量ハイトグラフから流量ハイドログラフを推定し、さらにその流量から等流計算等によって流砂量を算出する手法が主流であることがわかった。また透過型砂防堰堤を表現できる河床変動手法をレビューしたところ、流れの計算に不等流計算を用いる手法が迅速に計算を行うために有効であることがわかった。また、河床横断方向の河床高や粒度分布は一様でないことを考慮し、準2次元の支配方程式に基づく新たな河床変動手法を考案した。降雨流出解析モデルと準2次元不等流河床変動モデルの組み合わせにより、溪流の流量を予測するとともに、透過型砂防堰堤の背水を考慮できる土砂流出予測法を考案した。流れの計算に不等流方程式を用いることで Δt および Δx を1次元不定流河床変動モデルよりも大きく設定でき、同程度の河床変動の再現精度を確保しながら、小鴨川16.4kp地点までの全砂防堰堤を考慮した12年間の土砂流出計算を迅速に行うことができた。

(2) 計算精度を確保するための新たな知見と課題

降雨流出解析において、福原2号砂防堰堤の2011年の越流量および2002年～2013年の河原町流量観測所流量を検証材料としてキャリブレーションを行い、概ね実績流量を再現できた。ただし山地溪流の流量の検証材料が十分とは言えないため、今後は流域内の他の砂防堰堤において越流量の観測を行うことが望ましい。

準2次元不等流河床変動モデルの河床の初期条件として、基盤地図情報数値標高モデル³³⁾、および砂防堰堤上流の横断測量結果を用いた。これらを加工し、横断方向に階段状の地形を作成することで、出水規模に応じた川幅の変化や、横断方向の河床高・粒度分布の差違を表現できるようになった。

河床材料の初期条件として、砂防堰堤直上流の2011年出水以前の河床材料をもとに粗粒成分を追加したところ、2011年時点の河床高を概ね再現できた。しかし、計算開始直後に浮遊砂・掃流砂が多量に移動を始め、2010年時点までの堆砂実態を再現できなかった。誤差の原因としては、砂防堰堤による背水の影響を受ける区間で採取した河床材料をもとに上流部の河床材料を推定したため粗粒成分が実態よりも少ないことと、上流端の粒度分布を不変とした土砂供給条件と考えられる。精度向上のためには、河床勾配が変化する区間での河床材料調査を行うことと、間欠的に生じる土砂生産を踏まえた土砂供給条件のモデル化が必要と考えられる。

流木捕捉に関し簡易なモデル化を提案し、福原2号砂防堰堤および小泉2号砂防堰堤の堆砂について概ね再現できた。ただし、流木の流下・捕捉に関する実態、および水や流砂の流出に与える影響が明確ではないため、今後のモニタリングにより解明していく必要がある。

参考文献

- 1) 芦田和男, 江頭進治, 中川一: 21 世紀の河川学, 第 6 章土砂流出予測法, p.173, 京都大学学術出版会, 2008.
- 2) 砂田憲吾, 長谷川登: 国土数値情報に基づく山地河川水系全体における土砂動態のモデル化の試み, 土木学会論文集, No. 485/II-26, pp.37-44, 1994.
- 3) 砂田憲吾, 小松勝彦, 小林弘: 流域全体の土砂動態モデルに関する基礎的検討, 水工学論文集, 第 44 巻, pp.729-734, 2000.
- 4) Egashira S. : Research Related to Prediction of Sediment Yield and Runoff, Symposium on Japan-Indonesia IDNDR Project, September 21-23, 1998, Bandung, Indonesia, pp.373-374, 1998.
- 5) 江頭進治, 松木敬: 河道貯留土砂を対象とした流出土砂の予測法, 水工学論文集, 第 44 巻, pp.735-740, 2000.
- 6) Takara K., Notsumata K. and Uesaka R. : A Distributed Model for Flood Runoff and Sediment Yield Based on Remote Sensing and GIS, Symposium on Japan-Indonesia IDNDR Project, September 21-23, 1998, Bandung, Indonesia, pp.373-374, 1998.
- 7) 市川温, 佐藤康宏, 椎葉充晴, 立川康人, 宝馨: 山地流域における水・土砂動態モデルの構築, 京大防災研究所年報, 第 42 号 B-2, pp.211-224, 1999.
- 8) 高橋保, 井上素行, 中川一, 里深好文: 山岳流域における土砂流出の予測, 水工学論文集, 第 44 巻, pp.717-722, 2000.
- 9) 村上正吾, 林誠二, 亀山哲, 渡辺正孝: 河川流域内農林地域における土砂動態モデルに関する基礎的検討, 水工学論文集, 第 45 巻, pp.799-804, 2001.
- 10) 山本正司, 犬山正, 岡田浩治, 吉栖雅人, 西本直史: 日野川流域における土砂動態の再現, 河川技術論文集, 第 10 巻, pp.173-178, 2004.
- 11) 大木孝志, 小島亨, 川津幸治, 永田徹, 加藤陽平: 天神川における土砂動態の実態把握および将来予測, 第 3 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.81-86, 2006.
- 12) 永谷言, 高田康史, 小澤和也, 寶馨, 佐山敬洋: 豪雨時の斜面崩壊過程を考慮した分布型降雨土砂流出モデルに関する研究, 河川技術論文集, 第 15 巻, pp.429-434, 2009.
- 13) 中澤辰哉, 中津川誠: 土砂生産の活発な流域における長期的な土砂流出量と河床変動の推定, 水工学論文集, 第 57 巻, I_967-972, 2013.
- 14) 富田陽子, 森俊勇, 宮貴大, 武蔵由育, 鈴木伴征, 水山高久: 流域管理システム(WMS)のための土砂流出計算モデルと河床変動計算モデルの作成, 砂防学会誌, Vol.66, No.5, pp.3-12, 2014.
- 15) 道上正規, 藤田正治, 前田真吾: 非平衡浮遊砂を考慮した急勾配水路における貯水池堆砂の計算法, 水工学論文集, 第 34 巻, pp.367-372, 1990.
- 16) 芦田和男, 江頭進治, 村岡猛, 里深好文: 砂防ダムの流出土砂調節機能に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 30 号, B-2, 1987.

- 17) 日下部重幸, 道上正規, 藤田正治, 檜谷治, 宮本邦明: マッコーマック法を用いた砂防ダム上流の堆砂計算法に関する研究, 水工学論文集, pp.977-982, 1996.
- 18) 永瀬恭一, 道上正規, 檜谷治: 狭窄部を持つ山地河川の河床変動計算, 水工学論文集, 第40巻, pp.887-892, 1996.
- 19) 藤田正治: 水みちの不安定性と水みちによる河床侵食に関する研究, 平成7年度～8年度科学研究費補助金 [基盤研究(C)(2)] 研究成果報告書, 1997.
- 20) (社) 砂防学会編: 山地河川における河床変動の数値計算法, pp.32-37, 2000.
- 21) 岡部健士, 天羽誠二, 石垣昌邦: 常流・斜流の遷移を伴う不等流の数値計算法について, 水工学論文集, 第36巻, pp.337-342, 1992.
- 22) 梶川勇樹, 檜谷治: WENO法を用いた3次元モデルの構築と越流型不透過水制周辺の流況解析, 土木学会論文集 B1 (水工学), 第70巻, No.4, I_805-I_810, 2014.
- 23) Kajikawa Y. and Hinokidani O. Numerical Simulation of 2-D Bed Deformation in a Slit Sabo Dam, 35th IAHR Congress Proceedings, A11452, 2013.
- 24) 堀江克也, 森明巨, 西本直史: 急勾配河川にCRD法を適用する場合のドライ・ウェットの境界条件と流量誤差, 水工学論文集, 第57巻, I_649-I_654, 2013.
- 25) (社) 砂防学会編: 山地河川における河床変動の数値計算法, pp.93-94, 2000.
- 26) 関根正人, 林将宏: 礫・シルト充填河床モデルを用いた礫河道の準二次元河床変動解析, 水工学論文集, 第51巻, pp.673-978, 2007.
- 27) 国土交通省水管理・国土保全局: 河川砂防技術基準 調査編, 第4章第4節, 2012.
- 28) 芦田和男・道上正規: 移動河床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第206号, pp.59-69, 1972.
- 29) 岩垣雄一: 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, 第41号, pp.1-21, 1965.
- 30) Itakura T. and Kishi T.: Open channel flow with suspended sediments, Proceedings of ASCE, HY8, pp.1325-1343, 1980.
- 31) 芦田和男, 江頭進治, 劉炳義: 二層モデルによる複断面河道の流れおよび河床変動の数値解析, 京都大学防災研究所年報, 第35号 B-2, pp.41-62, 1992.
- 32) 小松利光監修, 山本晃一編集, (財) 河川環境管理財団企画: 流木と災害, pp.36-37, 技報堂出版, 2009.
- 33) 国土地理院: 基盤地図情報数値標高モデル
<http://fgd.gsi.go.jp/download/> (2011年12月10日閲覧)
- 34) カシミール3D: <http://www.kashmir3d.com/>
- 35) iRIC Project: iRIC, <http://i-ric.org/ja/>
- 36) 中川一, 井上和也, 池口正晃, 坪野考樹: 流木群の流動と堰止めに関する研究, 水工学論文集, 第38巻, pp.543-550, 1994.
- 37) 牧野統師, 牛島省, 吉川教正, 禰津家久: 流木の流送と集積に関するT型個体モデルによる3次元数値計算, 水工学論文集, 第52巻, pp.991-996, 2008.
- 38) 中村元太, 牛島省, 黒田望, 永井克明: 流木群の集積による流水抵抗の3次元数値計算, 水工学論文集, 第54巻, pp.1171-1176, 2010.

- 39) 佐藤隆宏：流木集積によるダム洪水吐放流能力の影響評価，水工学論文集，第 54 卷，pp.1063-1068，2010.
- 40) 国土交通省中国地方整備局倉吉河川国道事務所：小泉 2 号砂防堰堤の効果
<http://www.cgr.mlit.go.jp/kurayoshi/river/sabou/images/kouka/H23kouka.htm>（2014 年 3 月 31 日閲覧）
- 41) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準 調査編，第 17 章第 2 節，2012.

5. 結語

本研究は透過型砂防堰堤を有する流域の土砂流出予測法を確立することを最終目標とし、現地に設置された透過型砂防堰堤の土砂動態特性の解明と、土砂動態の実現象を精度よく再現できる河床変動計算手法の開発、および透過型砂防堰堤を有する小流域の長期的な土砂流出予測法の開発を行ったものである。本研究により得られた成果は以下のようである。

第1章においては、本研究の背景と目的、および構成について述べた。平成10年に「流砂系の総合的な土砂管理」が提言され、有害な土砂流出を抑制しつつ下流への土砂供給を確保するために、近年は透過型砂防堰堤が多用されている。しかし、透過型砂防堰堤周辺の土砂動態特性を検証した事例がほとんどなく実態が解明されていないことと、透過型砂防堰堤を有する流域の長期的な土砂流出現象を予測する手法が確立されていないことが問題であった。この2点の問題を解消するため、本研究では土砂動態モニタリングと、透過型砂防堰堤周辺を対象とした小スケールの河床変動計算法の開発、および透過型砂防堰堤を有する小流域の長期的な土砂流出予測法の開発を行った。

第2章においては、本研究で対象とする鳥取県中部の天神川流砂系（天神川および北条海岸）における土砂動態の現状について既往資料から整理した。天神川支川小鴨川流域では昭和11年より直轄砂防事業が行われており、近年は透過型砂防堰堤による水系砂防および土石流対策が行われている。砂防領域の下流に位置する小鴨川は急流河川の様相を呈しており、近年河床低下が顕在化している。河床低下箇所の河床材料は主に礫成分であり、砂防領域からの礫の供給量減少が河床低下に影響していると考えられる。従来は海岸保全のために砂の供給に主眼を置いた検討が行われていたが、河床の保全のために礫の動態についても今後検討していく必要があると考える。

第3章においては、透過型砂防堰堤周辺の土砂動態を把握するための土砂動態モニタリング手法・調査結果および、実現象を再現するための1次元不定流河床変動計算手法について述べた。まず土砂動態モニタリングでは、天神川支川小鴨川の支流赤岩川に設置された福原2号砂防堰堤を対象とし、固定カメラによる越流部の連続撮影を行うことで、2011年9月出水時の水位のせき上げ状況や流木の捕捉状況を確認するとともに、画像解析により越流量を推定することができた。

砂防堰堤直上流の平面的な測量を実施することにより、出水前後の河床高や水みちの移動状況を確認できた。その結果、2011年9月出水後の河床高はスリット部の天端高よりも高くなっている状況を把握した。また出水前後に砂防堰堤直上流の河床材料調査を行ったところ、2011年9月により礫成分が多量に堆積していることと、スリット部横の袖部に砂が堆積している状況を把握した。さらに、2013年7月出水以降、流木が増加することで湛水が生じ、細粒土砂の堆積が進行している状況を確認した。

1 次元不定流河床変動計算では、土砂動態モニタリングで得られた河床高、河床材料および降雨流出解析により得られた流量ハイドログラフを計算条件として入力し、出水後の河床高および河床材料の状況の再現を試みた。透過型砂防堰堤からの水・土砂の流出に関して検討し、土砂動態の実態を概ね再現するとともに、出水時の浮遊砂・掃流砂の流出状況を推定することができた。土砂の流出条件について、浮遊砂は越流量×浮遊砂濃度で流出し、掃流砂は河床高がスリット部天端に達した場合流出するように設定したところ、礫成分が堆砂の主体となる状況を再現できたが、河床高は実測値よりも低く計算された。これにより、河床変動計算の精度を向上させるためには、流木の捕捉による水位のせき上げや流砂の流出への影響を考慮する必要があることがわかった。

第4章においては、透過型砂防堰堤を有する小流域の、土石流堆積領域から砂防堰堤地点までを対象とした年単位の土砂流出予測法の開発を検討した。山地溪流の合流や常射混在流を考慮し、10年間の土砂動態を安定的に計算する手法として、準2次元不等流河床変動モデルを新たに考案した。さらに第3章にて課題となった流木の捕捉に関して、簡易な流木捕捉高の計算式、および水・土砂の流出条件に関する調整法を提案した。

計算の入力条件について、山地溪流の流量や河床形状、河床材料のデータ取得が問題となるが、流量は降雨流出解析により、河床形状についてはDEMデータ（基盤地図情報数値標高モデル）により取得でき、砂防堰堤直上流の河床材料から上流部（堰堤から約2km区間）の粒度分布を推定することで、準2次元不等流河床変動モデルにより砂防堰堤の10年間の河床変動状況を再現できた。ただし入力した河床材料粒度分布が砂防堰堤上流の渓床の実態よりも細かいものであったため、計算初期に砂防堰堤直上流の河床が急激に上昇する結果となった。土石流堆積領域を含めた河床変動計算を行う場合は、上流部の河床材料の実態を把握するとともに、間欠的に発生する土砂生産現象を踏まえた土砂供給条件の設定が課題となることがわかった。

降雨流出解析により流量を推定し、DEMデータから河床形状を設定し、これらを準2次元不等流河床変動モデルに与える用いることで、小鴨川直轄管理区間上流端（16.4kp）までの全砂防堰堤を反映した12年間の土砂流出量を試算することができた。ただし、大流域を対象とした土砂流出量の精度を向上させるには、先述の各溪流における河床材料の状況と土砂生産現象について、妥当な条件を設定する必要がある。

本研究で構築した準2次元不等流河床変動モデルの支配方程式は、一般的な不等流計算式、流砂量式、流砂の移流方程式に基づき、河床横断方向の河床高および粒度分布の差異を表現できるよう改良を加えたものである。福原2号砂防堰堤の河床横断形状を概ね再現できたことによりモデルの有用性を検証したが、本モデルを一般化するにあたっては、他流域の砂防堰堤の堆砂状況の再現、および流木の流下・捕捉機構の一般化が必要と考える。

謝辞

本研究の遂行に当たり、終始懇切丁寧なご指導をいただきました鳥取大学大学院工学研究科教授 檜谷治先生に深甚なる謝意を申し上げます。また、本論文の副査を務めていただきました鳥取大学大学院工学研究科教授 松原雄平先生、同教授 黒岩正光先生、同准教授 矢島啓先生に深く感謝の意を表します。そして、現地調査の実行、数値シミュレーションに関するご助言に始まり、学会発表の準備に至るまで数多くのサポートをいただきました鳥取大学大学院工学研究科助教 梶川勇樹先生に感謝の意を表します。また、鳥取大学工学部土木工学科水工学研究室の学生の皆様には、本研究を遂行するにあたり多くのご支援とご協力を頂きました。ここに記して感謝いたします。数々の資料をご提供頂きました国土交通省中国地方整備局倉吉河川国道事務所の皆様に深く感謝いたします。最後になりましたが、社会人ドクターへのご理解とご協力いただきました、いであ株式会社の皆様方に厚く御礼を申し上げます。