

丹生ダムに伴う高時川流砂系への影響について

平成 17 年 5 月 13 日

琵琶湖河川事務所

目 次

丹生ダムに伴う高時川流砂系への影響について	1
§ 1 流域の概要	2
1.1 流域の概要	2
1.2 河道区分	3
§ 2 河道・河床の変遷	4
2.1 田川カルバートの歴史	4
2.2 近年の河床変動	7
2.3 河床材料の変動	11
2.4 河口砂州の変動	15
2.5 水文量の変化	16
2.6 横断工作物	17
§ 3 高時川流砂系の現状	20
3.1 河床変動の実態	20
3.2 土砂移動計算モデルによる土砂動態の把握	22
§ 4 丹生ダムが高時川流砂系に及ぼす影響予測	36
4.1 中小出水時の土砂移動（30年後の予測）	36
4.2 大規模出水時の土砂移動	41
§ 5 土砂移動の連続性確保のための対策の考え方	44

丹生ダムに伴う高時川流砂系への影響について

検討の流れ

高時川の中下流部は、山間部から運ばれてきた土砂によって形成された天井川である。瀬・淵・砂州など多様な姿が見られ、河床には魚類の産卵環境として良好な砂礫が分布している。高時川の河床の状態、魚類の産卵環境などを良好に保つためには、高時川の土砂移動の連続性を確保する必要がある。

このため、田川カルバートなどの歴史的な資料や、測量データによる河道の変遷、横断工作物の状況や水文量の変化を踏まえて、流砂系の現状を整理する。あわせて土砂移動現象を再現できる計算モデルを用いて土砂動態を把握する。

この後、ダムによる影響の予測、これに伴う土砂移動に関する課題を把握し、土砂移動の連続性を確保する対策について検討する。対策工の評価は計算モデルを用いるなど、できる限り定量的に把握し、対策工を評価する。

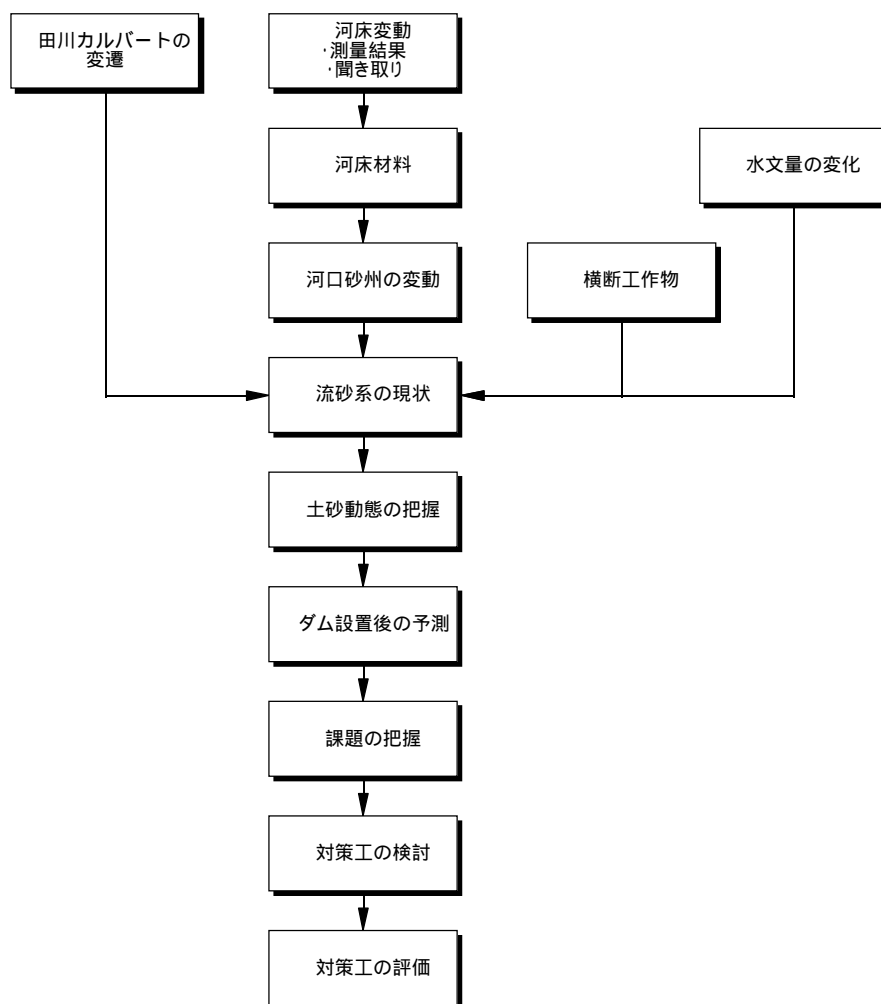


図 0.1 検討フロー

§ 1 流域の概要

1.1 流域の概要

高時川は余呉町栃の木峠に源を発し、木之本町川合で杉野川を合わせ、福橋下流で姉川に合流し、琵琶湖に注ぐ一級河川である。

流域面積は姉川・高時川全体で 359.8km²、杉野川合流点では、高時川が 128.3km²、杉野川が 55.7km²である。

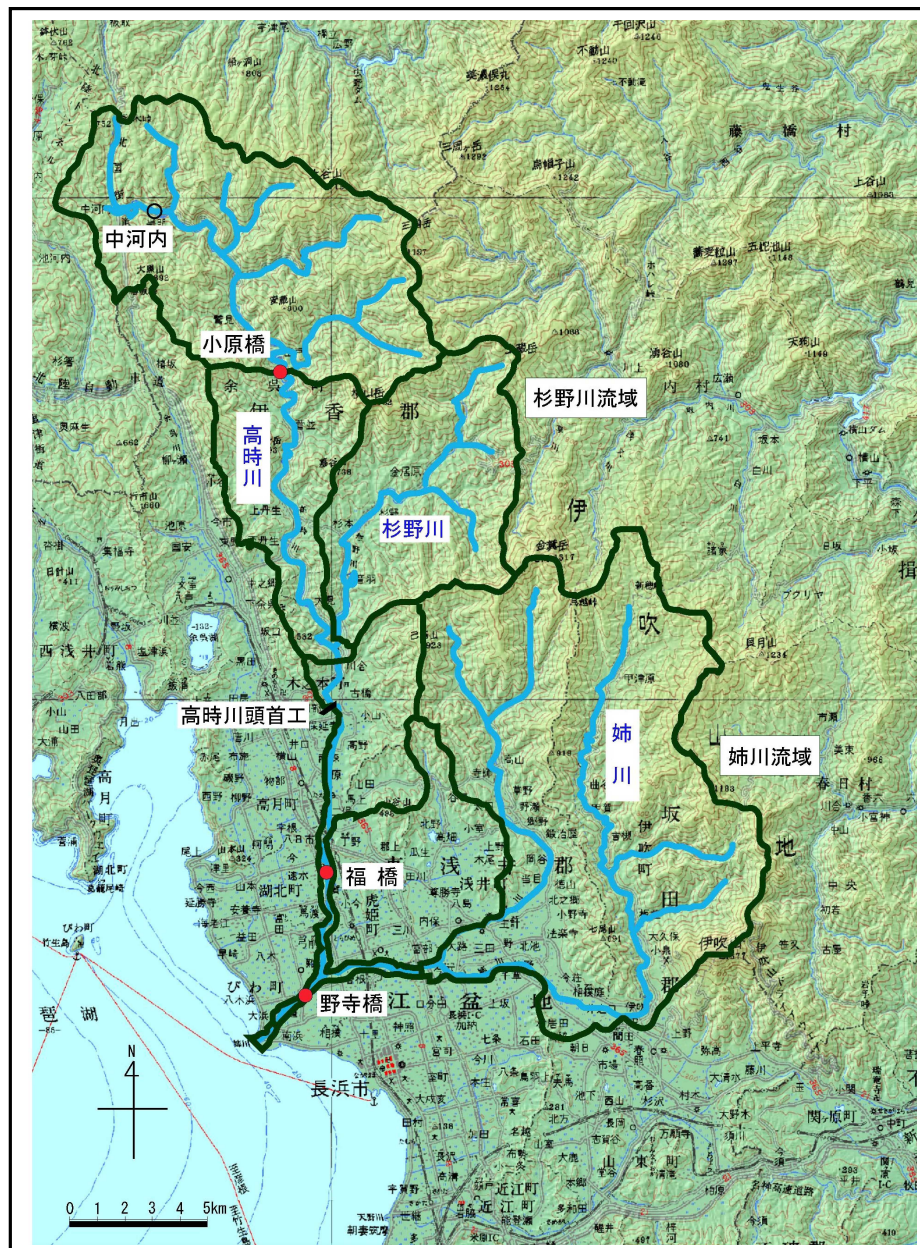


図 1.1 流域図

1.2 河道区分

(1) 河道区分の方法

河道は、ほぼ同一勾配を持ついくつかの区間に分かれているとみることができ、このような河床勾配がほぼ同一である区間は、河床材料や河道の種々の特性が似ており、これをセグメントと呼んでいる。

河床勾配と河床材料を基本として、区間各々の河道特性を代表し得る河道区分を設定する。

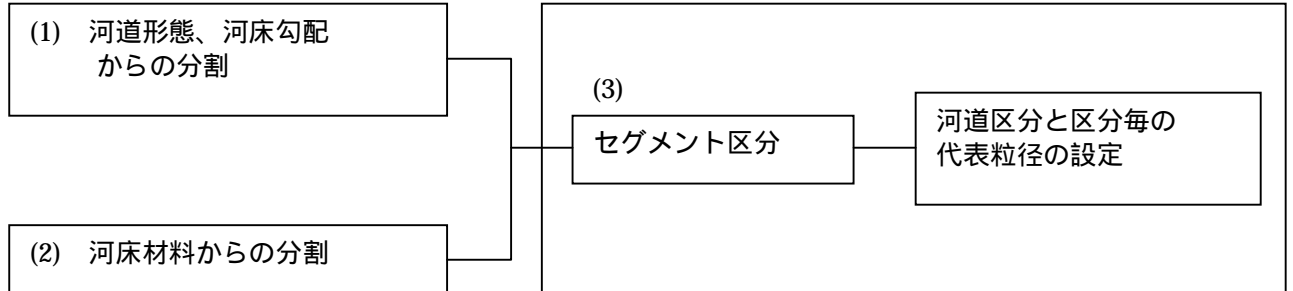


図 1.2 河道区分の設定方法

(2) 河道区分

河床勾配からの分割

現況横断測量成果より低水路の平均河床高を算定し、平均河床高の縦断図を作成する。この縦断図より低水路平均河床高の同一勾配と見なせる区間を目視により判断し、河道分割する。

河床材料からの分割

同一河床勾配区間で設定した河道分割に対応させ、各区間の代表粒径をまとめる。この結果、各分割区間内での河床材料の大きな変化は認められない。よって河床勾配による分割区間をさらに再分割しないものとする。

設定した姉川・高時川の河道区分は以下のとおりである。

表 1.1 姉川・高時川の河道区分

河道区分 (距離標)	0.0 ~ 3.2k (No.0-No.16)	3.2 ~ 9.0k (No.16-No.45)	9.0 ~ 16.6k (No.45-T.48)	16.6 ~ 20.176k (T.48-T.70)	20.176 ~ 25.0k (T.70-T.86 54.6)	25.0 ~ 30.4k (T.86 54.6-T.117)	備考
河床勾配	1/725	1/445	1/235 ~ 1/300	1/165	1/235	1/130	
代表粒径 d_s (mm)	20	25	25	20	10	30	
地形区分	自然堤防帯	天井川	扇状地	山間地			
蛇行	中		大	非常に大			
河岸浸食	中		大	非常に大			
低水路水深(m)	3.6	2.6	2.2	2.8	2.4	2.5	
セグメント区分	2-1		1			M	
河道区分の 設定根拠	姉川		高時川				
	高時川合流点 河床勾配 代表粒径	山田川合流点 河床勾配	杉野川合流点 河床勾配	下丹生川 合流点 河床勾配	摺黒川合流点 河床勾配	上流端 河床勾配	

§2 河道・河床の変遷

ここでは、高時川の土砂移動状況を把握するために、過去から現在までの河道の変遷を整理する。

2.1 田川カルバートの歴史

田川は現在は、高時川の 3.8km 地点を暗渠（田川カルバート）により横過し、琵琶湖に注ぐ流路延長 18.0km、流域面積 35.4km² の河川である。古くから田川沿川の地域は洪水被害に見舞われており、種々の改修の結果、現在の田川の流路が形成されてきた。

田川の改修の経緯を整理することにより、田川横過地点を中心とした高時川の河道の変遷の状況を把握する。

高時川における天井川の歴史に関して既往文献(田川沿革誌、田川カルバート関係資料)には以下のことが記載されている。

- ・ 江戸時代までは高時川・姉川・田川の 3 川が合流して琵琶湖へ流れていたが、その頃からすでに高時川・姉川は流砂が堆積し河床の上昇が見られる河川であった。
- ・ 原因は、水源に禿山があり、かつ川幅が大きく急流で、流砂量が多いためである。
- ・ 江戸時代末期、10 年程度の間河床が約 5 ～ 6 尺(約 1.5 ～ 1.8m)上昇した。
- ・ 高時川、姉川の河床上昇による背水の影響により、田川沿川は洪水の度に浸水被害をうけていた。
- ・ これを解消するために、高時川の姉川への合流点を約 50m 下流に変更する工事が実施されたが、効果を発揮しなかった。
- ・ 田川の浸水被害を軽減するため、田川を暗渠により高時川の河床下を横過する工事が「田川伏樋工事」として、江戸時代から開始された。
- ・ 江戸時代から明治時代にかけての田川の改修の経緯は次表に示すとおりである。

(以上、田川沿革誌(1995.3) 東浅井郡田川新川の開削と川底の伏越樋来歴 より)



図 2.1 位置図

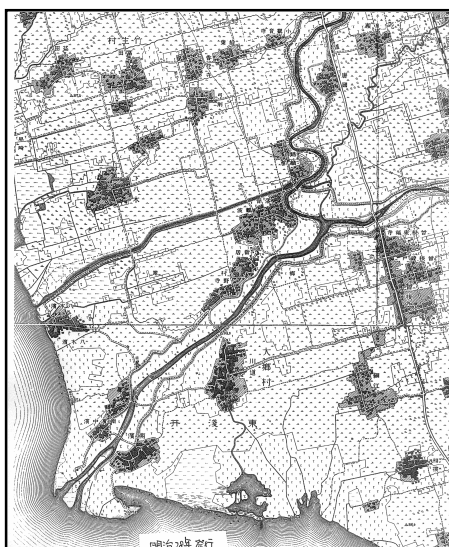


図 2.2 田川カルバート付近平面図(明治 28 年)



写真-1 田川カルバート(上流側から)

年次	事項	備考
文久元年(1861年) 4月13日竣工	田川伏樋工事竣工	安政7年(1860年)正月28日着手 文久元年4月13日竣工 延長69間(約125m)、幅6尺(約1.8m)
明治17年(1884年) 6月20日竣工	新田川堤防嵩上げ	明治17年5月1日着手 明治17年6月20日竣工 *堤防嵩上げ長さ427間(約776m)、高さ4尺(約1.2m)
明治17年(1884年) 6月30日竣工	田川コルベルト改築工事	明治16年11月13日着手 明治17年6月30日竣工 *水抜伏樋長さ360尺(約109.2m)、幅10尺(約3.1m) 内法高さ6尺5寸(約2m) 円形穹状型構造
明治27年(1894年) 3月31日竣工	田川コルベルト修繕工事	明治26年12月26日着手 明治27年3月31日竣工 *明治17年6月竣工のコルベルト工事の修繕一式
明治31年(1898年) 3月25日竣工	田川コルベルト(インヴァルト工改築)	明治29年12月20日着手 明治31年3月25日竣工 *田川コルベルト(インヴァルト改築その他一式改築)

その後、昭和に入って、高時川改良工事により昭和4年9月に田川カルバート継足工事で幅3.6m、高さ2.3m、延長98.3m、計画流量49m³/s/2連のボックスカルバートが完成した。

さらに、昭和41年3月に、高時川中小河川工事により、幅4.2m、高さ4.2m、延長延長216.0m、流量109m³/s/2連のボックスカルバートが完成した。

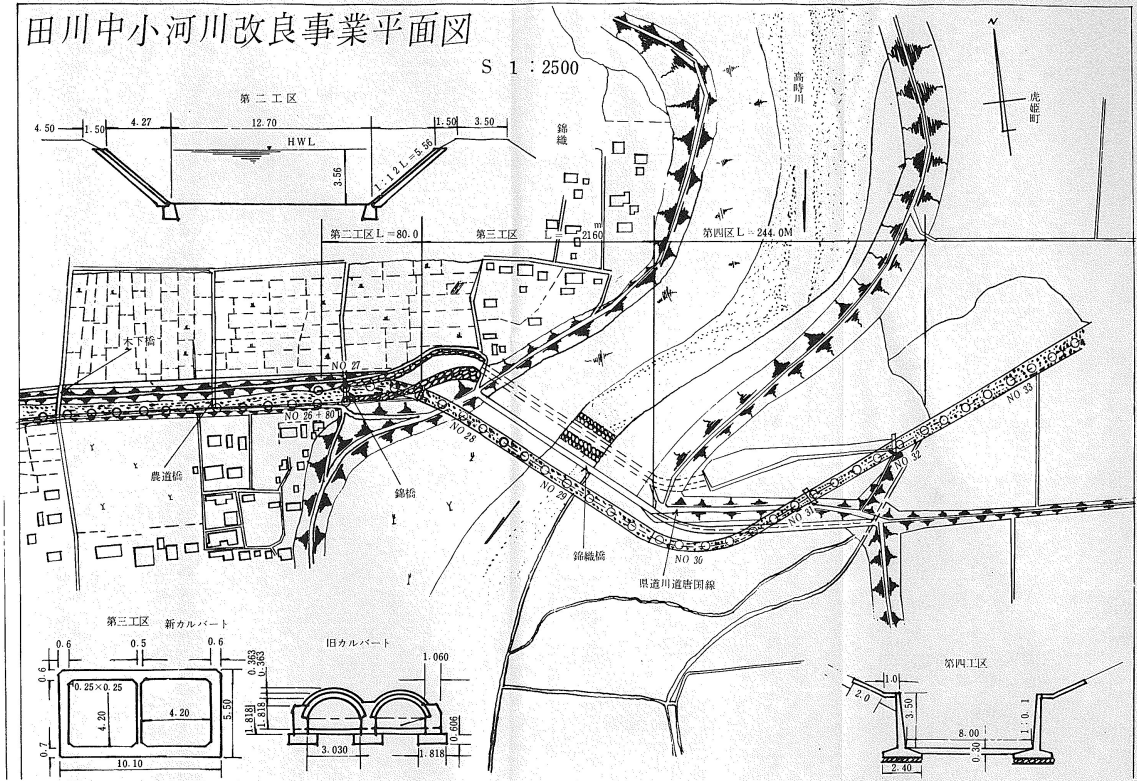
この昭和41年に完成したボックスカルバートが現在まで維持されており、高時川の河床はこの田川カルバートのカルバート上部に設けられた護床工の高さで既定されているものと考えられる。



写真-2 田川カルバート上部の護床工

田川中小河川改良事業平面図

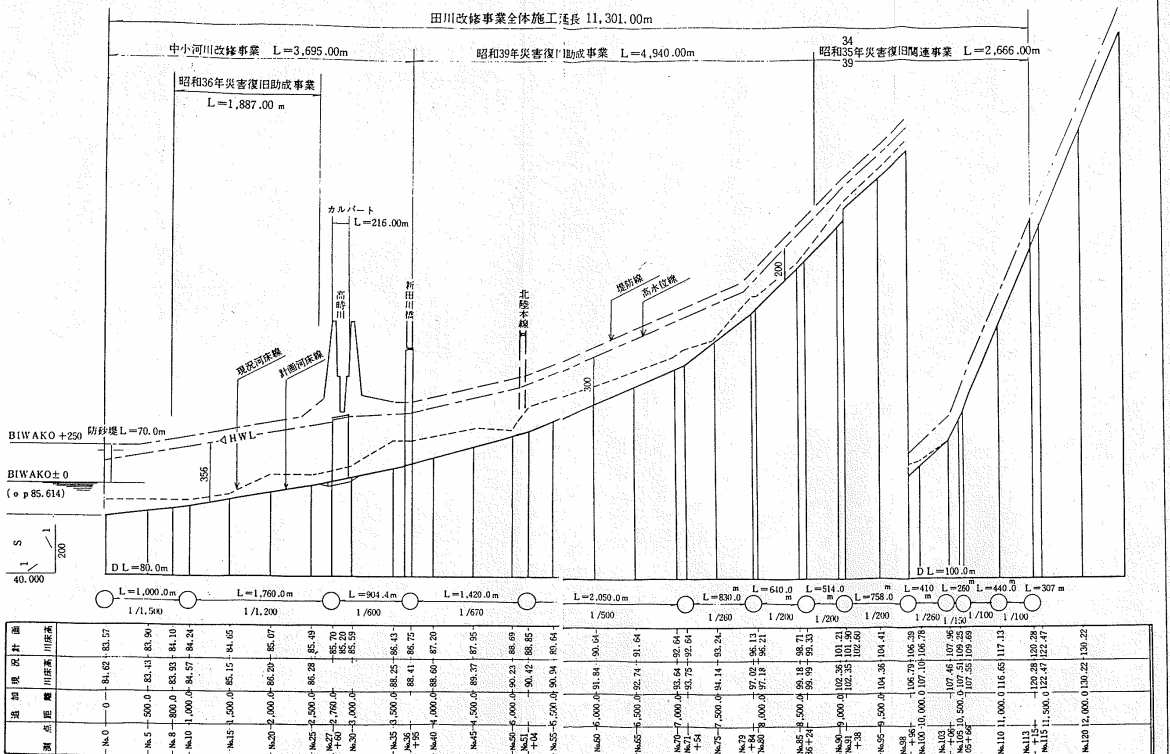
S 1 : 2500



-104-

田川改修事業縦断面図

田川改修事業全体施工延長 11,301.00m

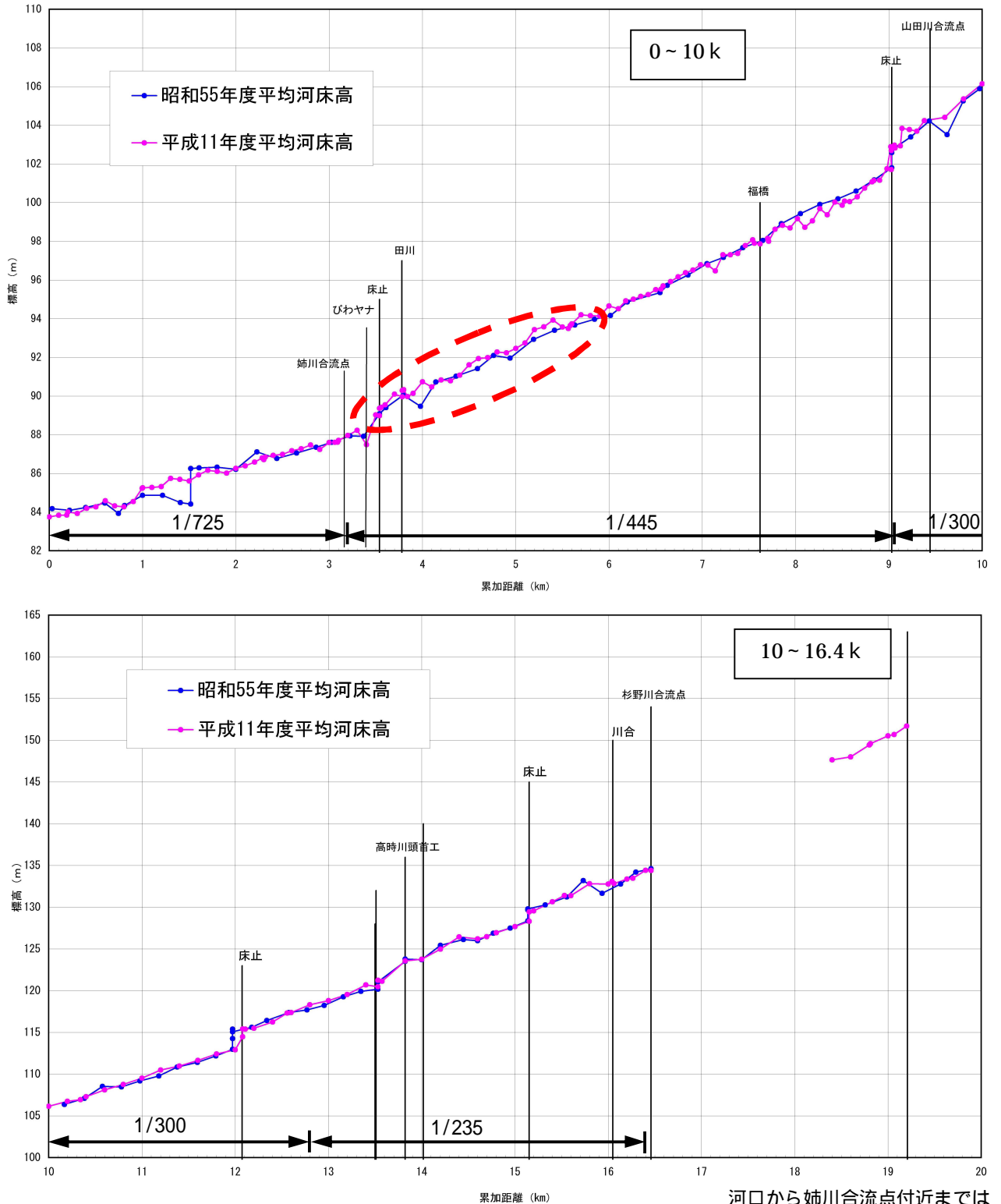


2.2 近年の河床変動

(1) 河床変動測量結果

測量資料から高時川の河床高について、縦断面図（平均河床高）及び横断面図から、その経年変化を見てみると、以下のことが言える。

昭和55年～平成11年にかけての平均河床高の縦断面図から、河床の経年変化を見ると、3.6～6kの区間で堆積傾向が見られる。また、最深河床高の縦断面図からも、5～6kの区間で堆積傾向が見られる。



河口から姉川合流点付近までは平成14年度測量結果により補足

図 2.4 河床高の経年変化（平均河床高縦断面図）

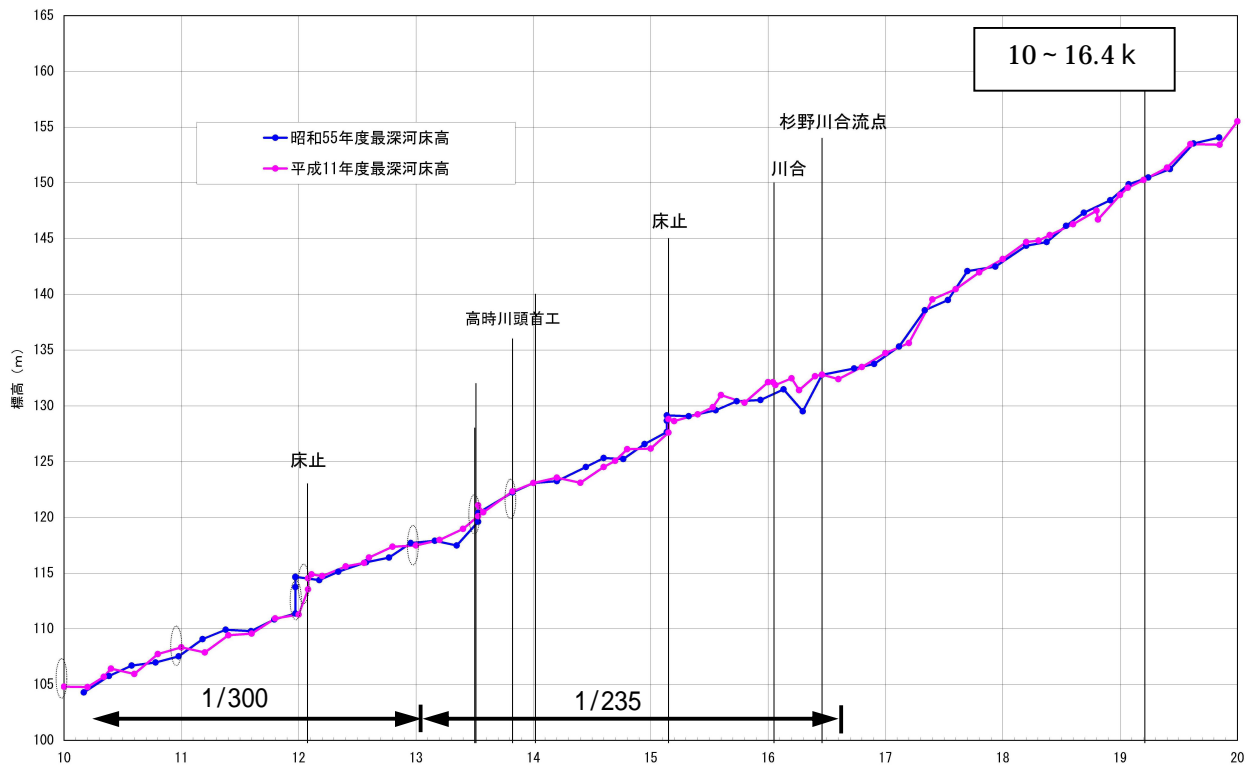
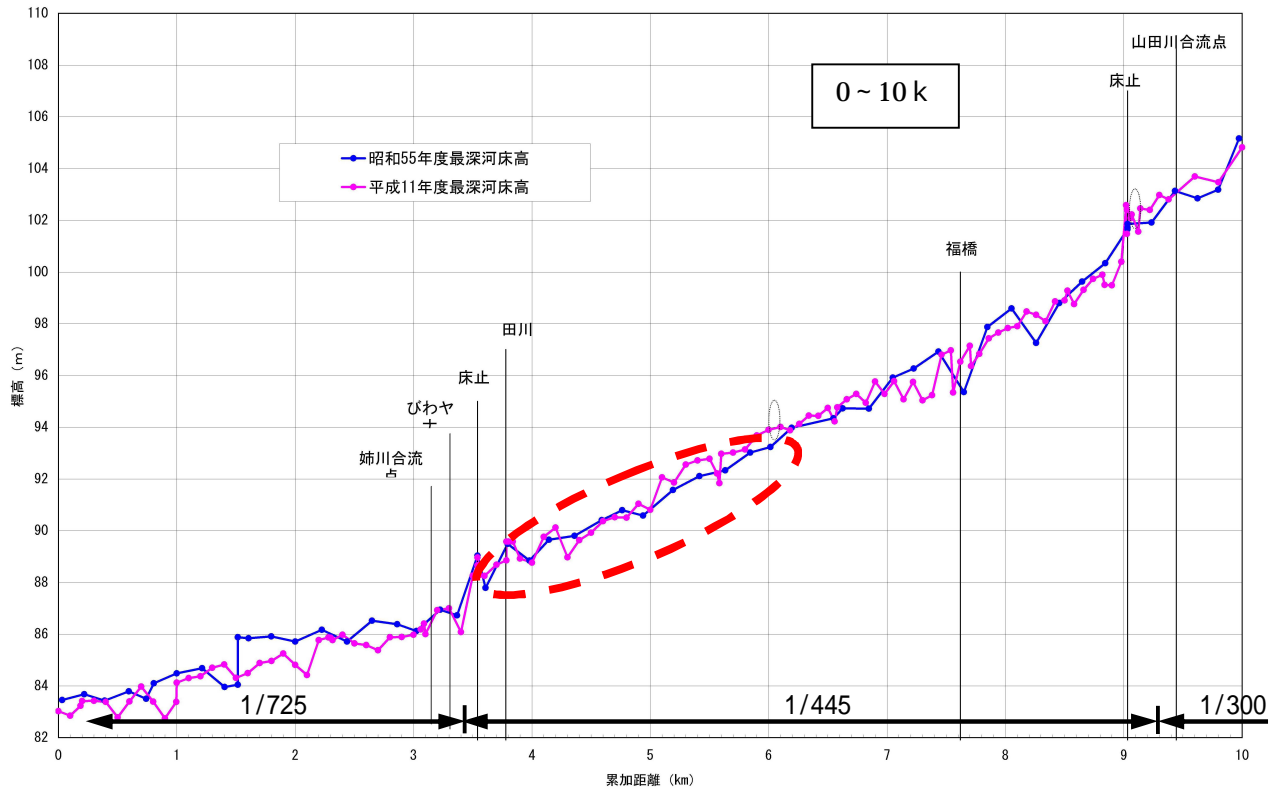


図 2.5 河床高の経年変化(最深河床高縦断面図)

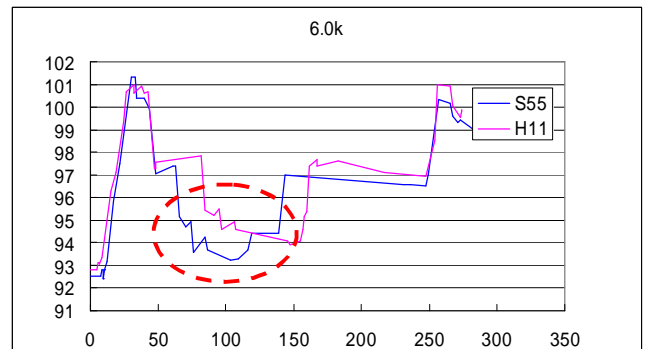
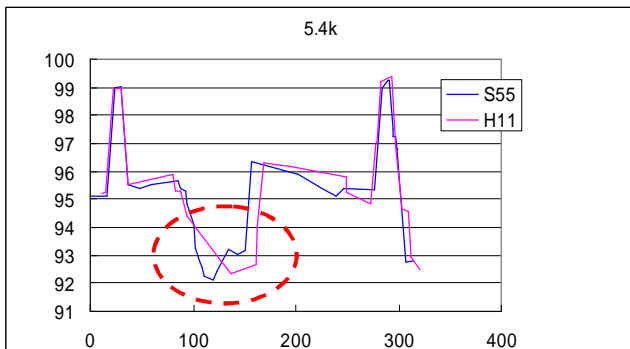
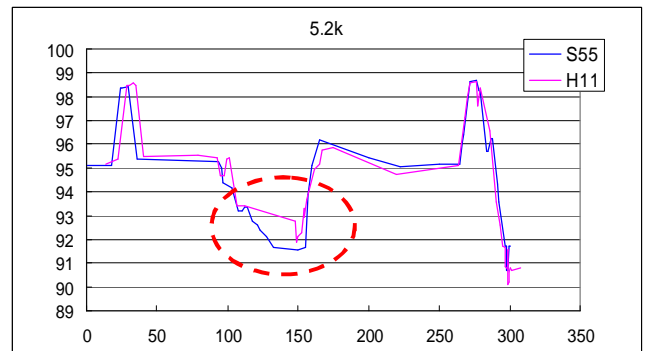
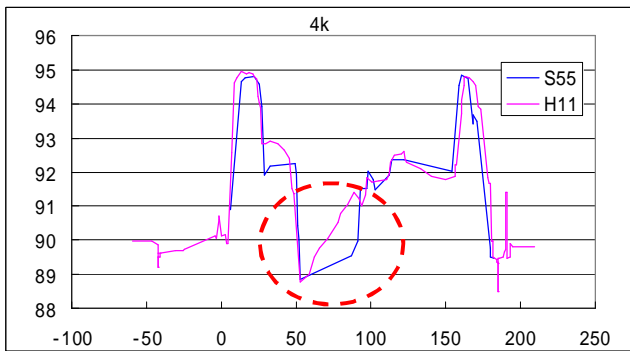
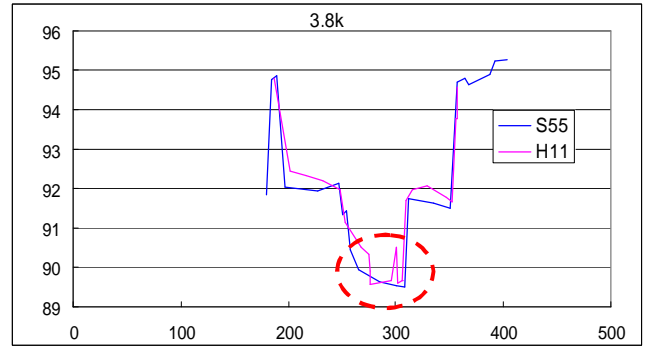
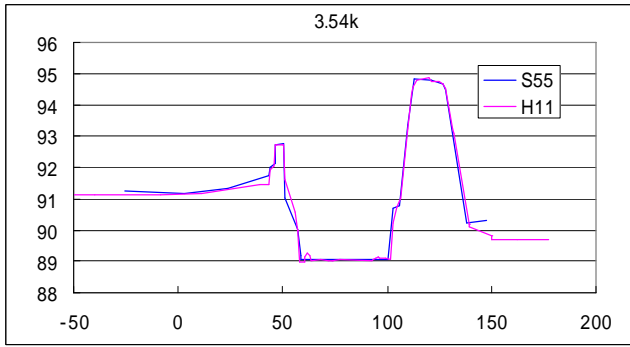


図 2.6 堆積傾向にある区間の河床高の経年変化(横断面)

(2) 聞き取り調査による河道の変動

姉川・高時川の河川環境の変遷を調べるため、沿川住民および高時川に漁業権を有する漁業協同組合に対して、過去と現在の川の様子、利用状況について聞き取り調査を行った。

この聞き取り調査の中でも、表 2.1 に示すように河道の変動に関する意見がみられた。

表 2.1 聞き取り調査による河道の変動

区分	河口～高時川頭首工	高時川頭首工～上流
河床の状況	昭和30年代以前では、近年と比べて大きな石が見られたという意見があった。 河道内にヨシや樹木など、植物の進出が見られるという意見が見られた。	
淵	近年、淵がなくなったという意見が出ている。	近年、淵が無くなった、小さく浅くなったという意見が見られた。

2.3 河床材料の変動

(1) 粒径分布の経年変化

河床材料は昭和 54 年には 3k ~ 7k 周辺で、平成 6 年度に全川の的に調査を行っている。各年の粒径加積曲線を次頁以降に、代表粒径 D_{60} の縦断面図を以下に示す。代表粒径 D_{60} は全川のにほぼ 5mm ~ 30mm の範囲に収まっている。

下図及び粒径加積曲線から経年的な変化をしてみると、データ数が少なく、断定することは出来ないが、平成 6 年の方が昭和 54 年より粒径の細化傾向が窺える。

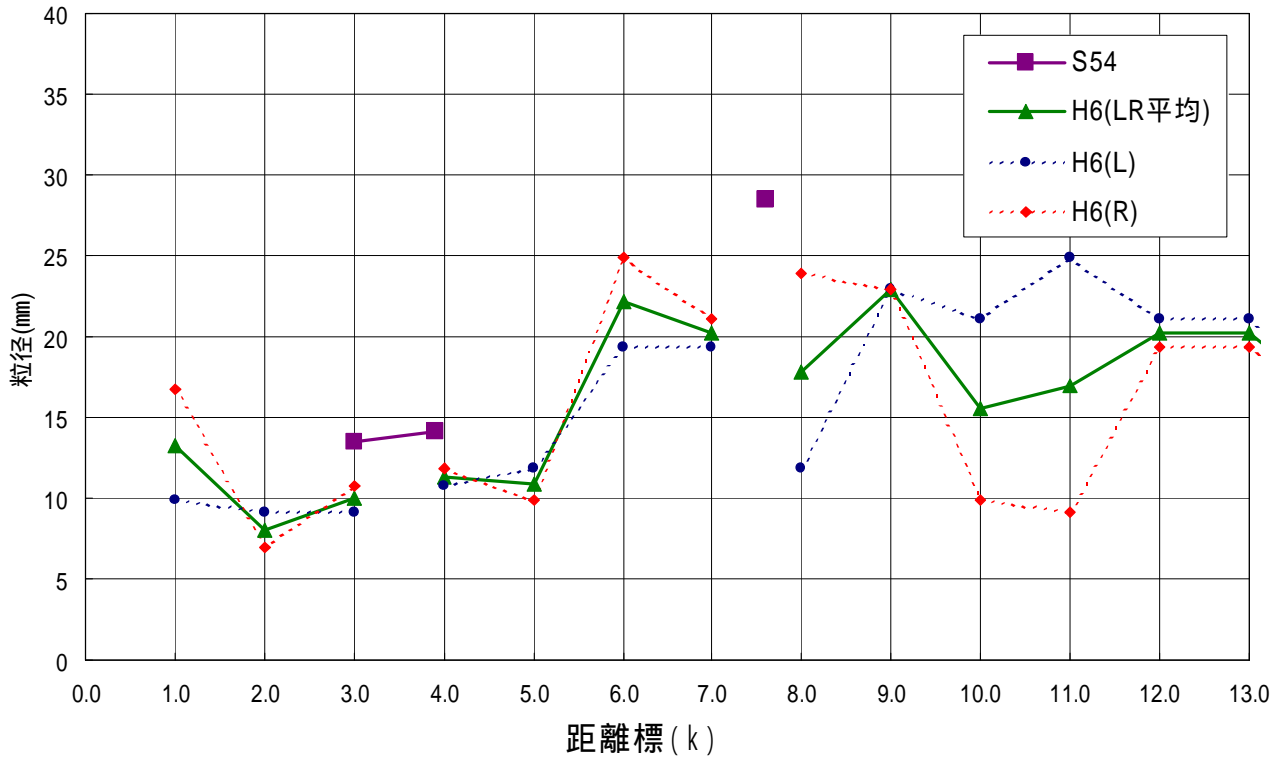


図 2.7 河床材料(粒度分布)調査 D_{60} 縦断面図

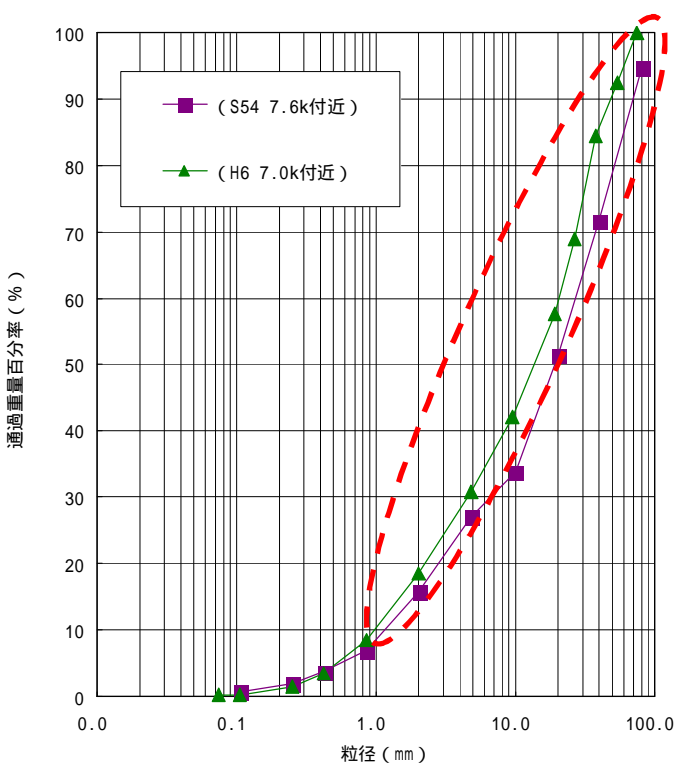
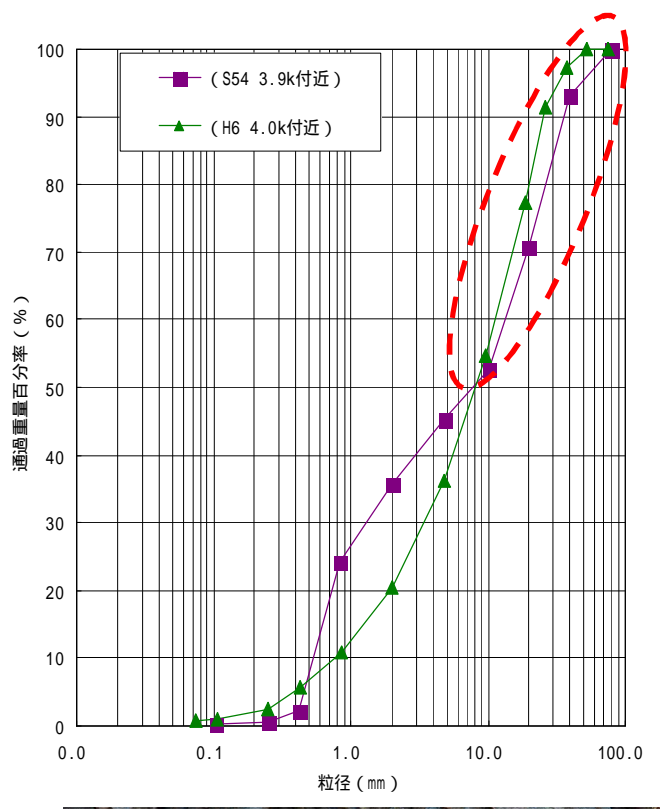
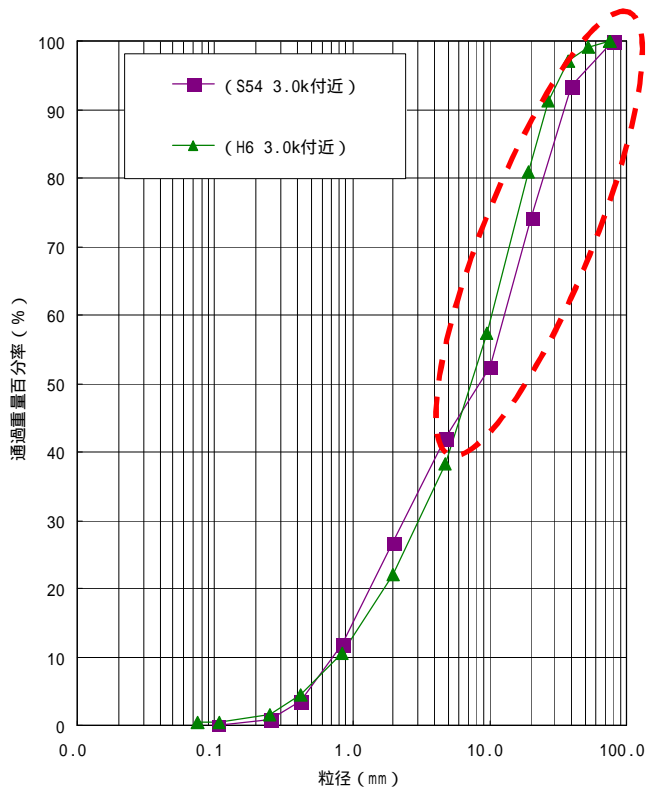


写真-3 高時川 3.6k 付近河床材料(H15年撮影)

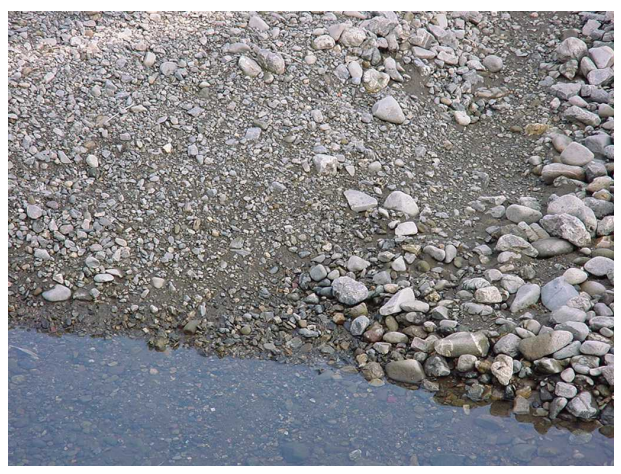


写真-4 高時川 7.5k 福橋付近河床材料(表層,H15年撮影)

図 2.8 粒径加積曲線の比較(昭和 54 年・平成 6 年)

(2) 粒径分布の場所的变化

粒径分布の場所的な変化を、全川の的に調査している平成6年度調査結果を整理し以下に示す。

下図より、基本的には、下流になるほど粒径が小さくなる傾向が窺える。

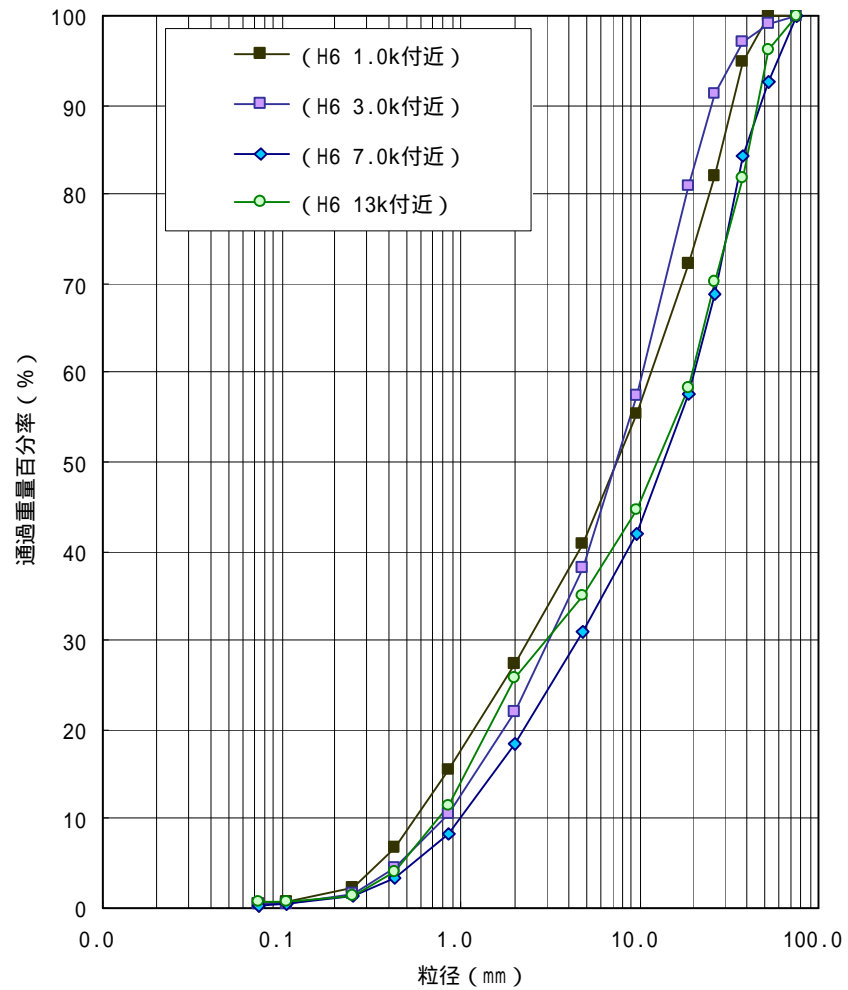


図 2.9(1) 粒径分布の場所的な比較

【参考】

昭和 54 年の調査(調査範囲：3.0～7.6k)について以下に示すと、平成 6 年と同様の傾向が窺える。

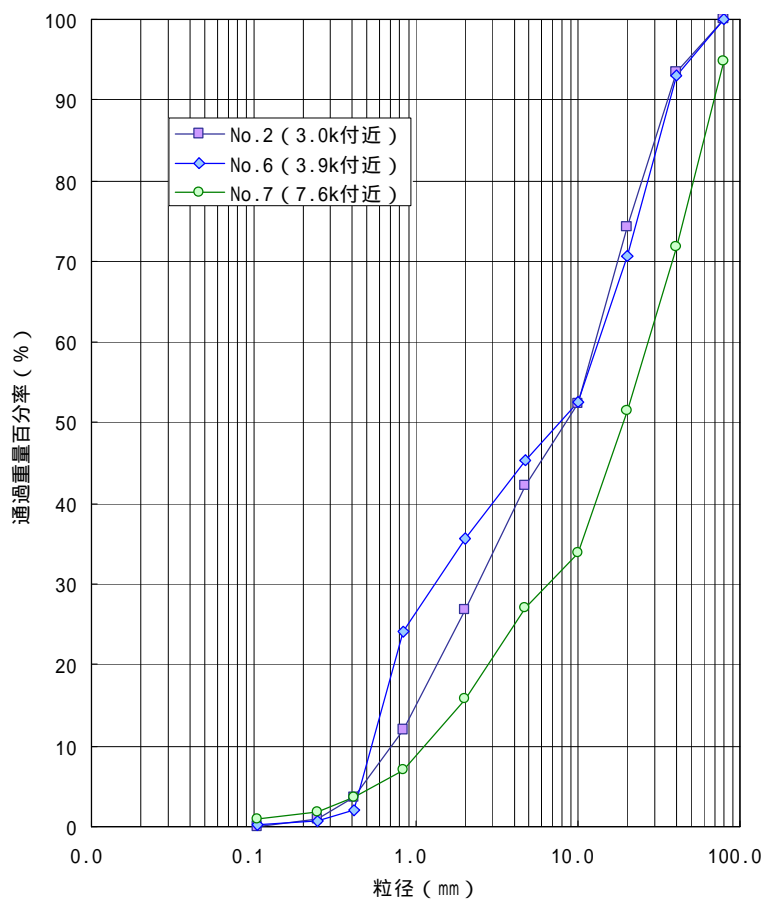
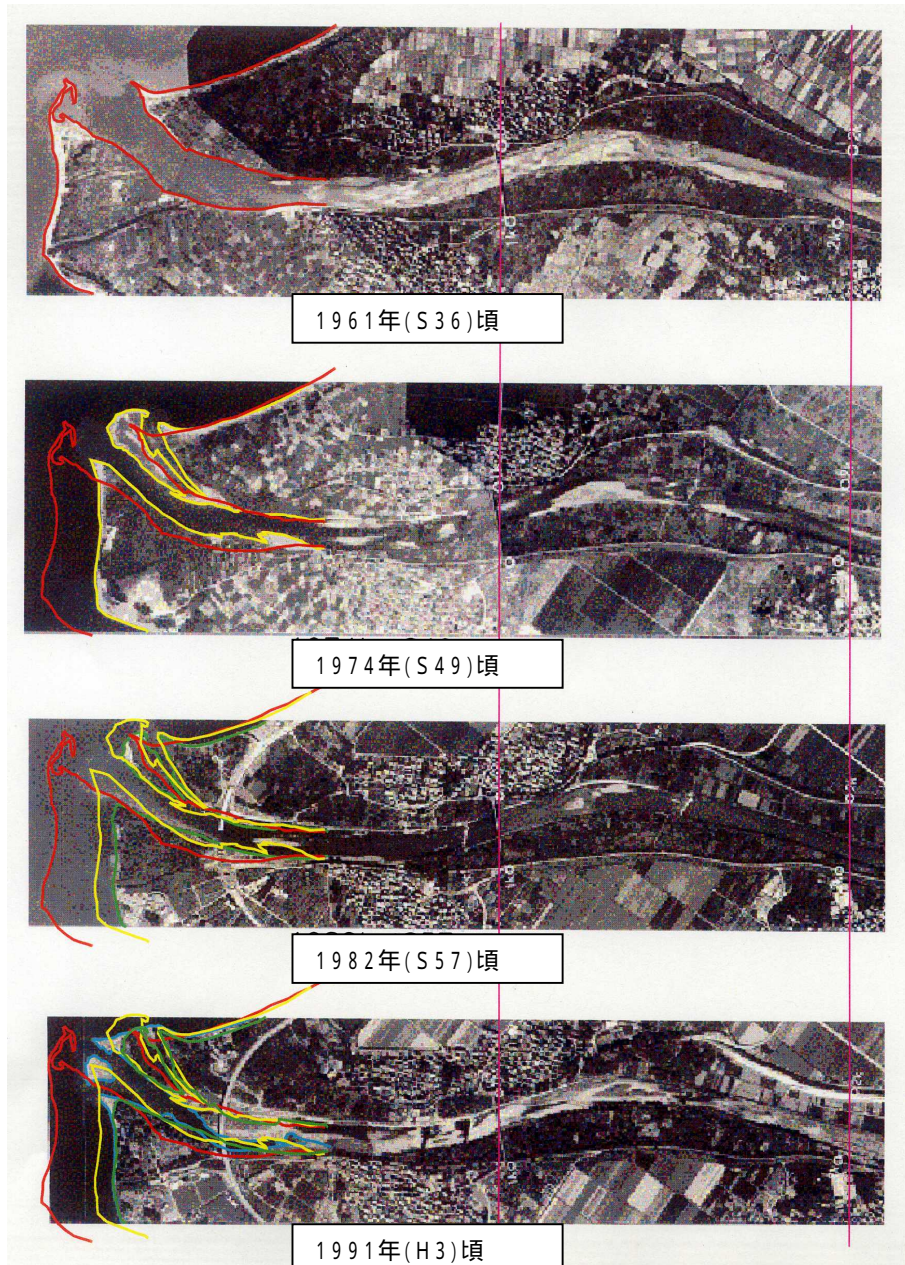


図 2.8(2) 粒径分布の場所的な比較

2.4 河口砂州の変動

1961年から1981年の河口付近の変遷を空中写真で示す。1961年から1974年にかけて、姉川河口デルタが減少傾向であったことが窺える。



凡 例

- 1961年(S36)頃
- 1974年(S49)頃
- 1982年(S57)頃
- 1991年(H3)頃

2.5 水文学の変化

(1) 水文学の変化

土砂の大きな移動はある程度の規模以上の出水によるものと考えられる。従って、大規模な流量の発生の状況を過去 100 年程度で概観する。ここでは長期間の雨量データが得られている彦根気象台の日雨量を整理した。

年あたりに日雨量がそれぞれ 50mm、100mm をこえる日数が何日あるかを整理したものを図 2.9 に示す。

図からわかるとおり、10 年移動平均で見ると、1975 年以降は日雨量が 100mm をこえる降雨日数が微減傾向にあることが窺える。

また、50mm を越える日数をみると、1960 年～1970 年は多く、1980 年代が少なく、それ以降増加に転じている。

このように、河床の変動に影響を与えるような流量が生起する頻度は長期間の変動を繰り返しているものと推察できる。

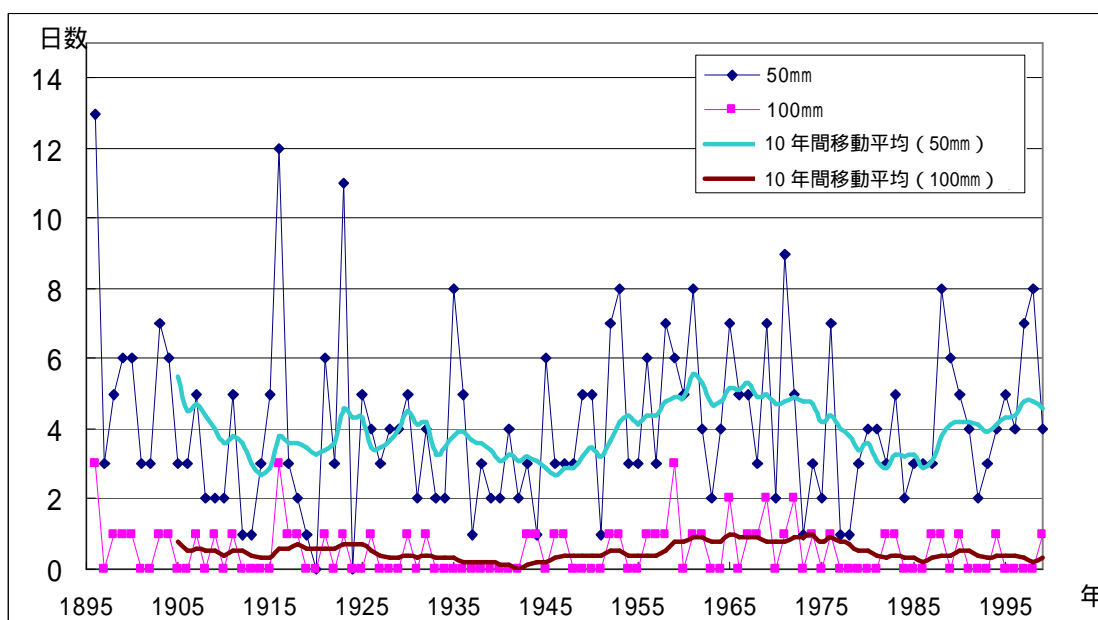


図 2.10 彦根気象台の雨量が閾値を越える日数の経年変化

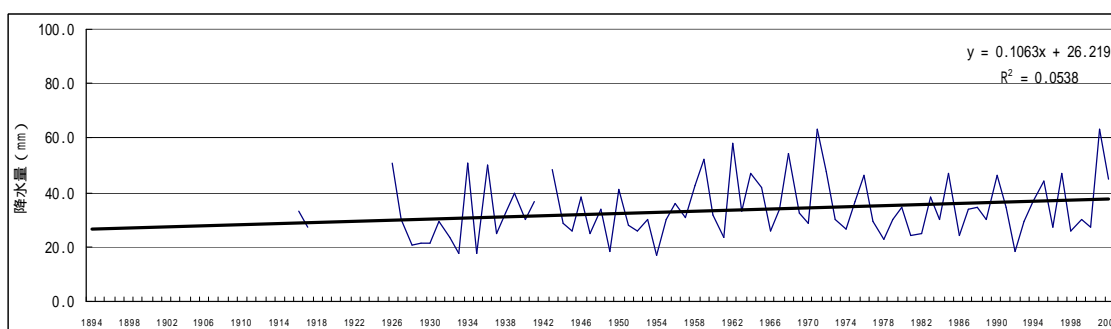


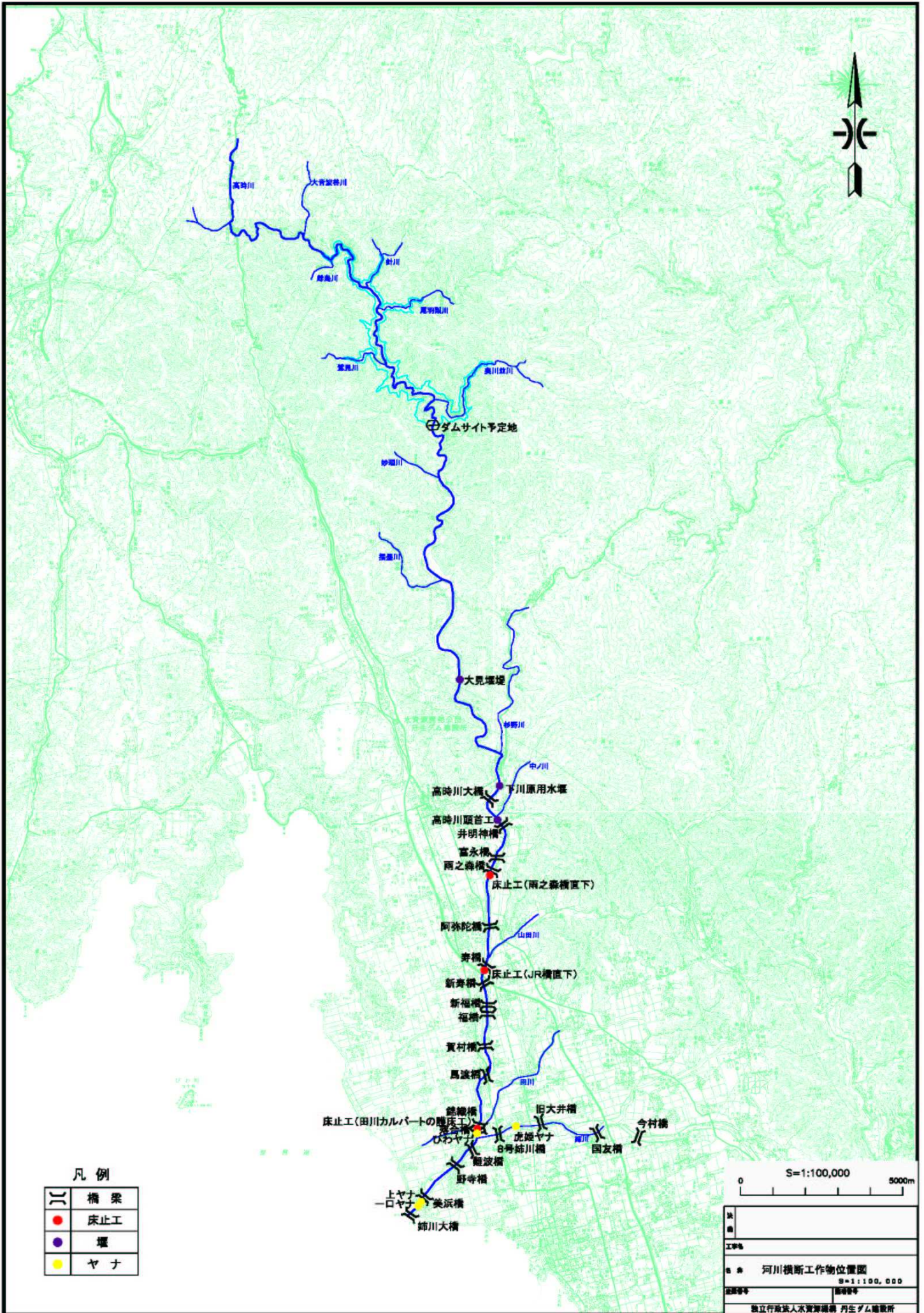
図 2.11 年最大時間雨量の経年変化(彦根)

2.6 横断工作物

(1) 河川横断工作物等の整備の現状

土砂移動を考える上で、河川横断工作物が重要な要素の一つとなるが、特に床止工等の存在が河床の変動には大きな影響を与える。これらの位置は、下図に示すとおりであり、中でも代表的なものは、びわやナ、床止工、田川カルバート、高時川頭首工、大見堰堤などが挙げられる。

高時川頭首工は昭和初期には丸太、柴及び土嚢等による原始的な井堰が点在していたものを、昭和 17 年に完成した合同井堰に統合され、さらに昭和 43 年に現在の高時川頭首工として整理されたものである。



凡例

()	橋梁
●	床止工
●	堰
●	ヤナ

S=1:100,000 5000m

図名	
工事名	
●	河川横断工作物位置図
縮尺	S=1:100,000
図号	
独立行政法人水資源機構 丹生ダム建設所	



写真-5 下流ヤナ(0.8km 付近)



写真-6 びわヤナ(3.4km 付近)



写真-7 田川カルバート(高時川)(3.8km 付近)
[昭和 41 年完成]



写真-8 床止工(JR 直下)(9.2km 付近)



写真-9 床止工(雨の森)(12.1km 付近)



写真-10 高時川頭首工(13.8km 付近)
[昭和 43 年完成]



写真-11 大見堰堤(20.2km 付近)

§3 高時川流砂系の現状

3.1 河床変動の実態

- ◆ 河床変動土量はやや堆積傾向にあるものの、平成6年から平成11年の6年間に限っては、平均河床の変動高は全川で概ね±50cmに収まっており、顕著な河床の変化は見られない。
- ◆ 河床材料の代表粒径は、平野部では約20mm、山地部では平野部よりも粒径が粗くなっている。

河床変動状況と河床材料

横断測量データが揃っている平成6年から平成11年までの平均河床高の変動状況を整理した。これらの期間に限っては、河口から丹生ダム建設予定地における平均河床の変動高は、±50cm程度であり、顕著な河床の変化は見られない。

平成16年の河床材料調査によれば、山地部の河床材料は、表層と下層で大きく異なり、代表粒径(D_{60})は、表層が100mm~200mm程度、下層は20mm~60mm程度である。

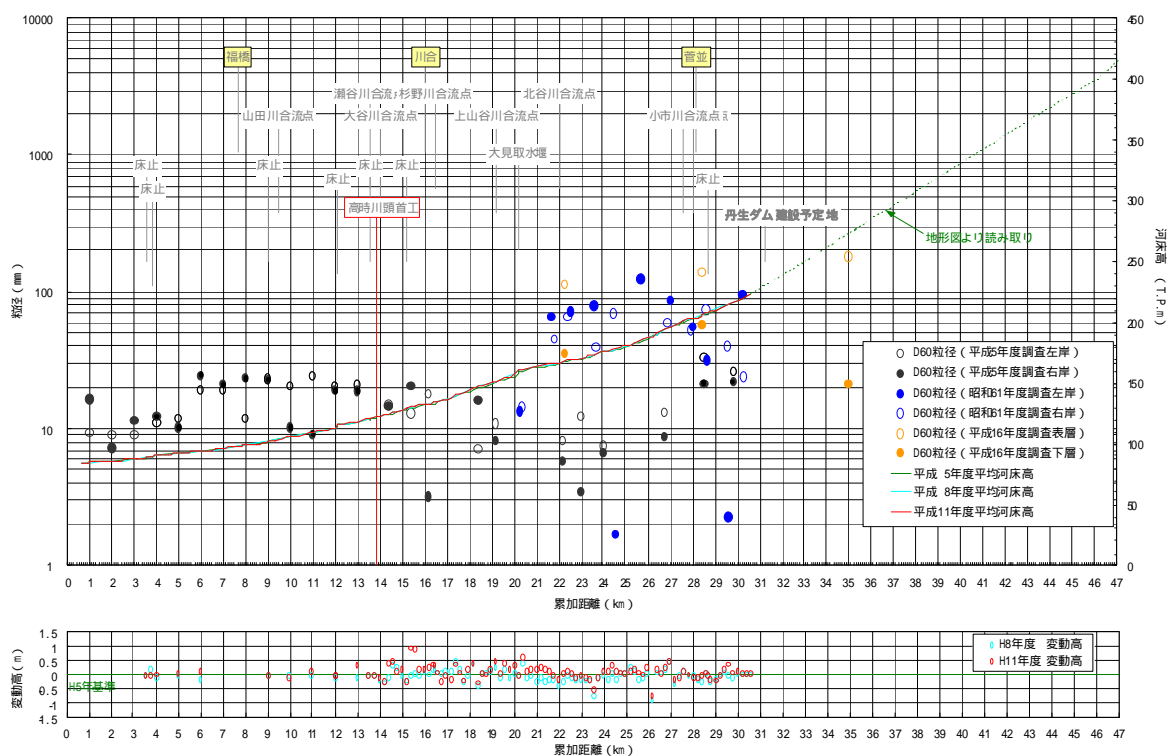


図 3.1.1 平均河床高と代表粒径の縦断図

河床変動土量

平成6年と平成11年の河床高の変化量に区間距離を乗じて、河床変動土量を算定した。合わせて、河床変動土量を区間平均の低水路幅で割り、平均的な河床上昇量を算定した。河床変動土量はやや堆積傾向にあるものの、単位距離当たりの河床上昇量は5cm未満であり、平成6年から平成11年の6年間に限っては、顕著な河床の変化は見られない。

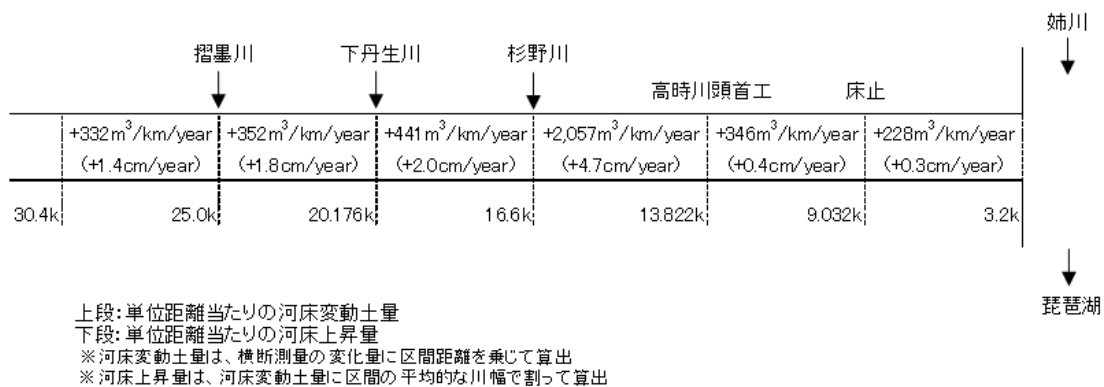


図 3.1.2 単位距離当たりの年平均河床変動土量

3.2 土砂移動計算モデルによる土砂動態の把握

3.2.1 土砂移動計算モデルの作成および検証

- ◆ 降雨流出と土砂移動を一体的に取り扱う土砂移動計算モデルを作成し、流砂系一貫した土砂移動の追跡計算をおこなった。
- ◆ 平成6年から平成11年末の河床変動土量について、検証計算をおこなったところ、山地・平野ともに1割未満の誤差率で実績値を再現できた。

流砂系一貫した土砂移動計算モデル

土砂移動追跡計算を山地部と平野部に分け、山地部には土砂流出計算モデルを、平野部には1次元河床変動計算モデルを適用し、これらを接続させることで流砂系一貫した土砂移動の追跡計算をおこなった。ここで、土砂流出計算モデルとは、降雨流出計算と土砂移動計算を一体的に取り扱う計算モデルである。

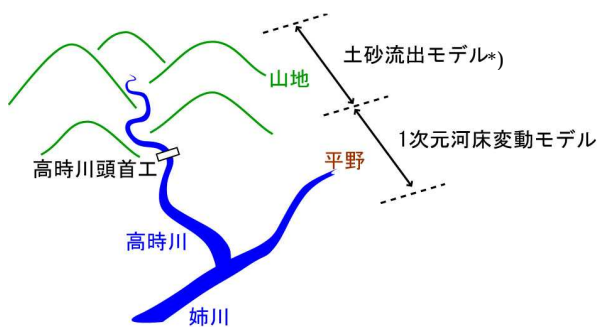


図 3.2.1 土砂移動計算モデルの構成

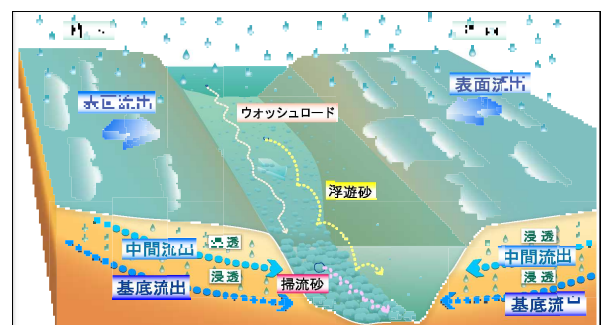


図 3.2.2 土砂流出計算モデルの概念図

*) 江頭進治・松本敬：河道内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

表 3.2.1 土砂移動計算モデルの構成

領域	流水の計算	土砂移動の計算	山地から平野部へのデータの受け渡し
山地	表面流：kinematic wave 中間流：ダルシー則 河道は等流計算	掃流砂：芦田・道上の式 浮遊砂：芦田・藤田の式 ウォッシュロード：水勢作用を受けていないフレッシュな堆積物が新たに浸食されるとき、そこに含まれる成分が水流に取り込まれる	モデル接続地点における時々刻々の流量と粒径別通過土砂量を河床変動計算の上流端境界条件とする。
平野	不等流計算		

本モデルでは、粒径0.1mm以下をウォッシュロードとして設定し、計算上は0.038mmで代表させた。

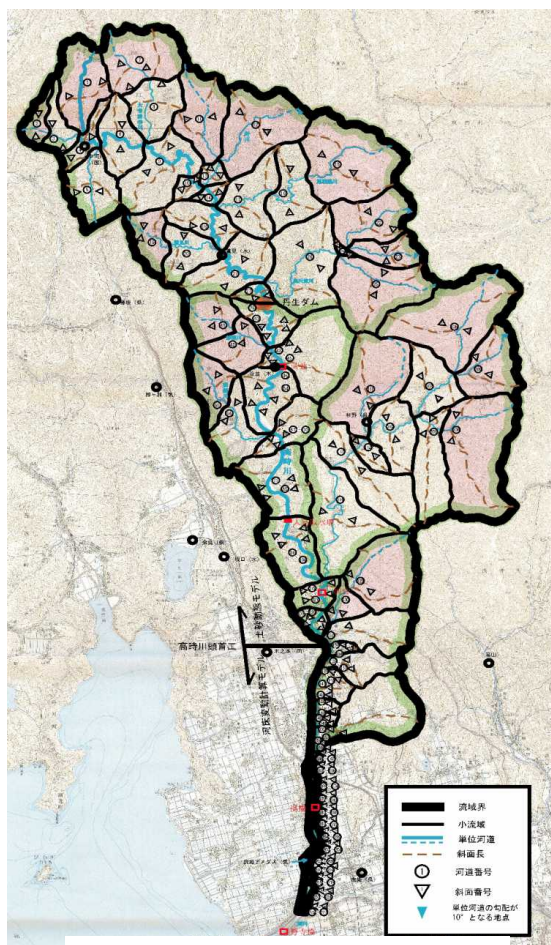


図 3.3 土砂流出モデルの流域分割図

生産域：土石流の停止堆積勾配(4° ~ 10°)
の河道区間

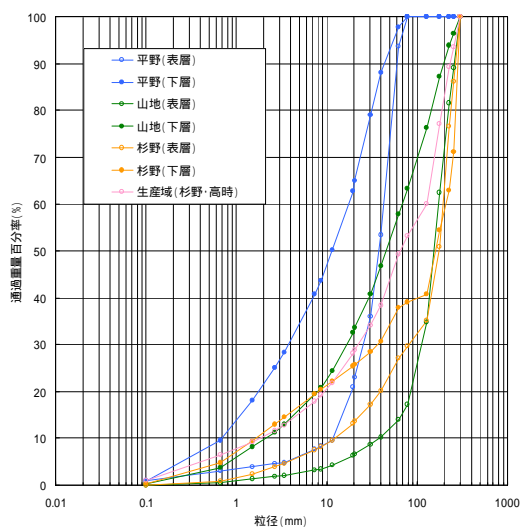


図 3.4 河床材料設定粒度分布

土砂移動モデルの概要

ここでは、山地部及び平野部に適用する土砂移動計算の概要を示す。

1) 土砂移動モデルの概要(江頭モデル)

上流域における河道は非常に複雑であるが、合流点から合流点は一本である。そこで図 2.16 に示すように、上流側の合流点を含み下流側の合流点を含まない区間を単位河道と定義し、これを直列・並列に連結することで実流域の河道を再現する。

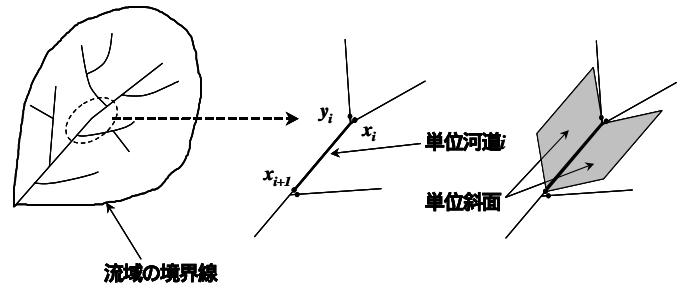


図 3.5 単位河道および単位斜面

降雨流出計算(斜面流出計算)

表面流・中間流統合型の降雨流出計算をおこなう。

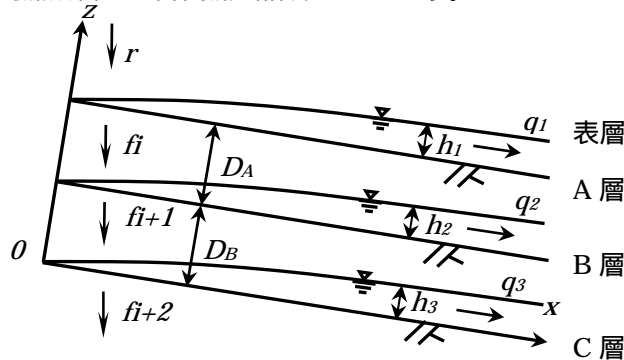


図 3.6 斜面モデル

) 表面流 : kinematic wave 法

(連続式)
$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = (r - f) \cos \theta_s \dots\dots\dots (1)$$

h : 表面流の水深, q : 表面流における単位幅あたりの流量, r : 降水量
 f_i : 下層への浸透能, s : 斜面傾斜角

ここで、時刻 t における浸透能は Horton の浸透能式を用いる。

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \exp(-t) \dots\dots\dots (2)$$

f_0 : 初期浸透能, f_c : 最終浸透能, : 定数 (=0.00001)

(運動方程式)
$$q = \frac{1}{n_s} i^{1/2} h^{5/3} \dots\dots\dots (3)$$

n_s : 斜面におけるマンニングの粗度係数, i : 斜面勾配 (= $\tan \theta_s$)

) 中間流及び基底流 (A層・B層) : ダルシー則

(連続式)
$$\lambda_e \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = (f_i - f_{i+1}) \cos \theta_s \dots\dots\dots (4)$$

e : 土層内における有効空隙率, h : 土層内における水深, q : 土層内の流量

f_i : 上層からの浸透能, f_{i+1} : 下層への浸透能

(運動方程式)
$$q = k h i \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 k : 土層内における透水係数

河道の洪水追跡：等流

$$(連続式) \quad \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{BL} \{Q(x_i) + Q(y_i) - Q(x_{i+1})\} + \frac{1}{B} q + r \cos \theta \quad \dots\dots\dots (6)$$

h : 単位河道 i における水深, L : 単位河道 i における河道長, B : 単位河道 i における河幅 (レジーム則を適用: $B = 5\sqrt{Q}$), $Q(x_i), Q(y_i)$: x_i, y_i 地点からの流入量, $Q(x_{i+1})$: x_{i+1} 地点からの流出量, q : 単位河道 i に接続する山腹斜面からの単位長さ当たりの横流入量, θ : 河床傾斜角

$$(運動方程式) \quad Q(x_{i+1}) = \frac{1}{n} I^{1/2} B h^{5/3} \quad \dots\dots\dots (7)$$

n : 単位河道 i におけるマンニングの粗度係数, I : 単位河道 i における河床勾配 (= $\tan \theta$)

土砂移動計算

) 掃流砂

$$(連続式) \quad \frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)BL} \{Q_i(x_i) + Q_i(y_i) - Q_i(x_{i+1}) - Q_w\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

z : 単位河道 i における河床位, λ : 河道堆積物の間隙率, λ_s : 斜面堆積物の間隙率, $Q_i(x_i), Q_i(y_i)$: x_i, y_i 地点からのウォッシュロードを除く流入土砂量, $Q_i(x_{i+1})$: x_{i+1} 地点からのウォッシュロードを除く流出土砂量, Q_w : 単位河道 i において生産される単位時間当たりのウォッシュロード

$$(流砂量式：芦田・道上式) \quad Q_{bi}(x_{i+1}) = 17B\sqrt{sgd_i^3} p_i \tau_{*ei}^{3/2} \left(1 - \frac{u_{*ci}}{u_*}\right) \left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}\right) \quad \dots\dots\dots (9)$$

$Q_{bi}(x_{i+1})$ における x_{i+1} 地点から流出する粒径別掃流砂量, s : 土砂の水中における比重, g : 重力加速度, d_i : 粒径, p_i : 粒径 d_i の粒子の含有率, τ_{*ei} : 粒径 d_i の粒子の有効掃流力, u_* : 摩擦速度, u_{*ci} : 粒径 d_i の粒子の限界摩擦速度, τ_{*i} : 粒径 d_i の粒子の無次元

掃流力, τ_{*ci} : 粒径 d_i の粒子の無次元限界掃流力, ここで、 u_* および τ_{*i} は以下のように

$$\text{して得られる。} \quad u_* = \sqrt{ghI}, \tau_{*i} = \frac{u_*^2}{sgd_i} \quad \dots\dots\dots (10)$$

有効掃流力 τ_{*ei} には対数則から推定されるものを用いる。

$$u_{*e} = \frac{u}{6 + 5.75 \cdot \log_{10} \frac{h}{d_m \left(1 + 2 \frac{u_*^2}{sgd_m}\right)}}, \tau_{*ei} = \frac{u_{*e}^2}{sgd_i} \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\tau_{*cm} = 0.05, u_{*cm} = \sqrt{\tau_{*cm} sgd_m} \quad \dots\dots\dots (12)$$

τ_{*cm} : 平均粒径の粒子に対する無次元限界掃流力

u_{*cm} : 平均粒径の粒子に対する摩擦速度, d_m : 平均粒径

u_{*ci} ($\tau_{*ci} = \frac{u_{*ci}^2}{sgd_i}$) は芦田・道上による修正 Egiazaroff の式より

$$\frac{d_i}{d_m} < 0.4 \text{ のとき、 } u_{*ci} = u_{*cm} \sqrt{0.85} \dots\dots\dots (13)$$

$$\frac{d_i}{d_m} \geq 0.4 \text{ のとき、 } u_{*ci} = u_{*cm} \frac{\log_{10} 19.0}{\log_{10} \left(\frac{19.0 d_i}{d_m} \right)} \cdot \sqrt{\frac{d_i}{d_m}} \dots\dots\dots (14)$$

) 浮遊砂

(流砂の連続式) $\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)BL} \{Q_i(x_i) + Q_i(y_i) - Q_i(x_{i+1}) - Q_w\} \dots\dots\dots (8)$

(浮遊砂量式: 芦田・藤田式)

$$E_{Si} = \frac{2}{3} \cdot K \cdot p_i \cdot \sqrt{\frac{6ck^2}{\pi(s+1)}} \cdot u_* \cdot \int_{\eta_0}^{\infty} \left[\sqrt{\eta - \frac{\pi C_{D0}}{8ck^2} \xi_0^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\eta^2\right) \right] d\eta \dots\dots (15)$$

ここに、K は係数で 0.035、 p_i は粒径 d_i の含有率、 c 、 k はそれぞれ揚圧力係数、遮蔽係数で $ck^2 = 2.5$ 、 π は円周率、 s は砂の水中比重、 $\eta_0 = (\pi/8)C_{D0}\xi_0^2/(ck^2)$ 、 $\xi_0 = w_{0i}/u_*$ で w_{0i} は粒径 d_i の沈降速度、 u_* は摩擦速度、 $C_{D0} = 2 + 24\nu/(w_{0i}d_i)$ で ν は動粘性係数、 $\eta = F_{L0}/F'_{L0}$ で F_{L0} は河床で砂粒子に作用する揚圧力、 F'_{L0} は F_{L0} の確率分布の標準偏差である。なお、浮上限界を $w_{0i}/u_* = 1$ とする。

(浮遊砂の沈降量) $D_{Si} = c_{Bi} w_{0i} \dots\dots\dots (16)$

ここに、 c_{Bi} は d_i についての基準点濃度 (水深 h の 5% の高さ ($z=0.05h$) での濃度)、 w_{0i} は d_i の沈降速度で Rubey の式から求める。

$$\frac{w_{0i}}{\sqrt{sgd_i}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{sgd_i^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd_i^3}} \dots\dots\dots (17)$$

) ウォッシュロード

(流砂の連続式) $\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)BL} \{Q_i(x_i) + Q_i(y_i) - Q_i(x_{i+1}) - Q_w\} \dots\dots\dots (8)$

(ウォッシュロードの供給量)

浮上量 Q_w の算定については、微細砂であり河床表面にほとんど存在しないため、浮遊砂のように浮上量を設定しても無意味であるので、河床材料の移動や浮上に伴い微細砂が表面に現れて浮上するとする。具体的には、「掃流砂量 + 浮上量」が交換層土量 (微細砂除く) に占める割合で、交換層に存在する微細砂を付随的に浮上させる。ウォッシュロードは、水勢作用を受けていないフレッシュな堆積物が新たに

浸食されるとき、そこに含まれる成分が水流に取り込まれるものとしている。

$$\left. \begin{aligned} Q_w &= -(1-\lambda)BLp_w \frac{\partial z}{\partial t} & , \left(\frac{\partial z}{\partial t} \right) \leq 0 \\ Q_w &= 0 & , \left(\frac{\partial z}{\partial t} \right) > 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

p_w : 単位河道 i におけるウォッシュロード成分の含有率

ここでは粒径 0.1mm 以下をウォッシュロードとして設定し、計算上は 0.038mm で代表させた。

) 各河道の河床材料の連続式

貯留土砂の粒度分布は、図 2.18 に示したような交換層をコントロールボリュームとし、流水・流砂と同様、単位河道毎に計算した。ここで交換層とは、河床材料と移動粒子群との間の粒子交換に關与する範囲の河床表層部である。この交換層の厚さを Δ とし、 t の時間的な変化を無視すれば、貯留土砂の粒度分布式は以下のように表される。

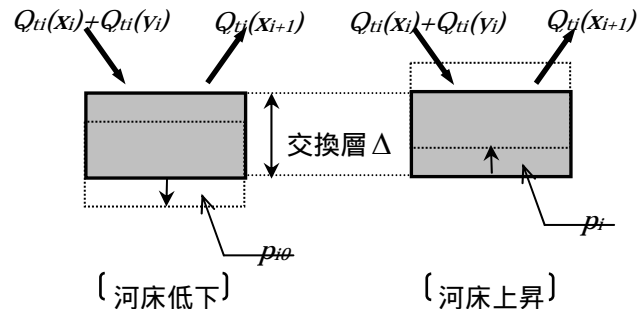


図 3.7 河床変動による交換層の土砂収支

- ・ 河床上昇の場合 ($\partial z / \partial t \geq 0$)

$$\frac{\partial p_i}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)\Delta BL} \{Q_{ti}(x_i) + Q_{ti}(y_i) - Q_{ti}(x_{i+1})\} - \frac{\partial z}{\partial t} \frac{p_i}{\Delta} \dots\dots\dots (19)$$

- ・ 河床低下の場合 ($\partial z / \partial t < 0$)

$$\frac{\partial p_i}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)\Delta BL} \{Q_{ti}(x_i) + Q_{ti}(y_i) - Q_{ti}(x_{i+1}) - Q_w\} - \frac{\partial z}{\partial t} \frac{p_{i0}}{\Delta} \dots\dots\dots (20)$$

p_i : 交換層における粒径 d_i の粒子の含有率

p_{i0} : 交換層直下の層における粒径 d_i の粒子の含有率

p_{ic} : 単位斜面からの崩壊による生成土における粒径 d_i の粒子の含有率

平野部については、通常の一次元河床変動計算による。なお、掃流砂、浮遊砂、ウォッシュロードを対象として計算する。

土砂移動計算モデルの検証

平成6年初から平成11年末の6年間を対象として、福橋地点の日流量が $35\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の49出水を対象とした土砂移動計算を行った。ここで、 $35\text{ m}^3/\text{s}$ とは、福橋地点における平均粒径(15mm程度)の移動限界流量である。河床材料は、アーマーコートモデル化し、表層・下層の2層で設定した。

表 3.3 検証計算の条件

検証期間	検証期間：平成6年初～平成11年末(6年間)
初期河床と検証河床	初期河床：平成5年度河床高、検証河床：平成11年度河床高
対象出水	福橋地点で日流量が $35\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の49出水
河床材料	平野部：平成5年度調査結果をもとに設定 山地部：平成16年度調査結果をもとに設定 表層、下層の2層で粒度分布を設定

$Q = 35\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の出水時の状況を写真-12、13 に示す。



写真-12 新福橋下流

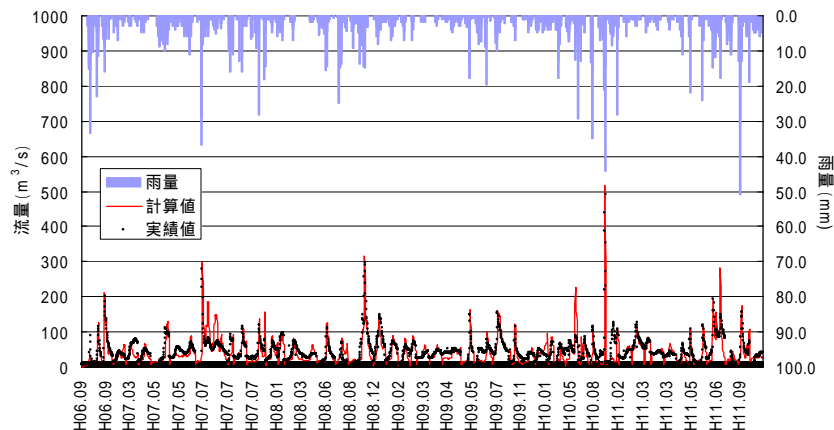


写真-13 馬渡橋下流

土砂移動計算モデルの検証計算結果

(1) 計算結果

土砂移動計算モデルによる再現計算結果を以下に示す。作成した土砂移動計算モデルは、下図の通り、山地部・平野部ともに河床変動高、河床変動土量について良好な再現性を有している。



山地部 図.3.8 対象出水流況と流出計算結果(福橋)

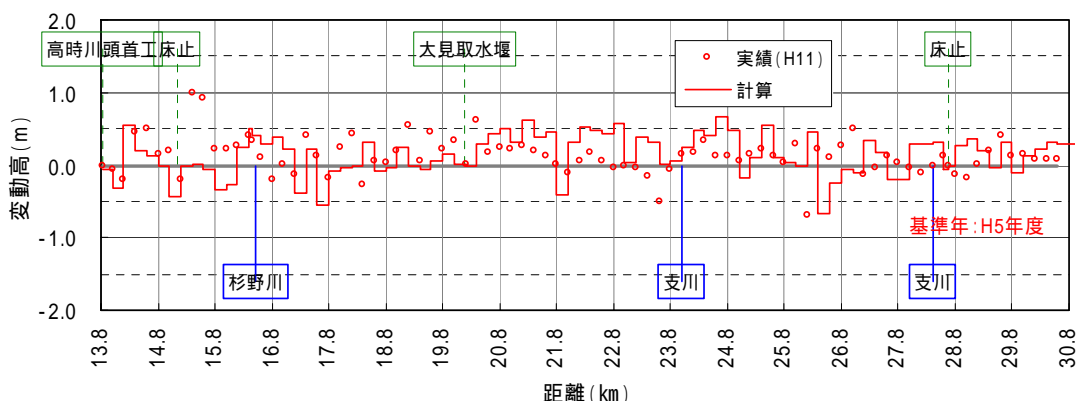


図.3.9 河床変動高の縦断面図(山地部・土砂流出モデル)

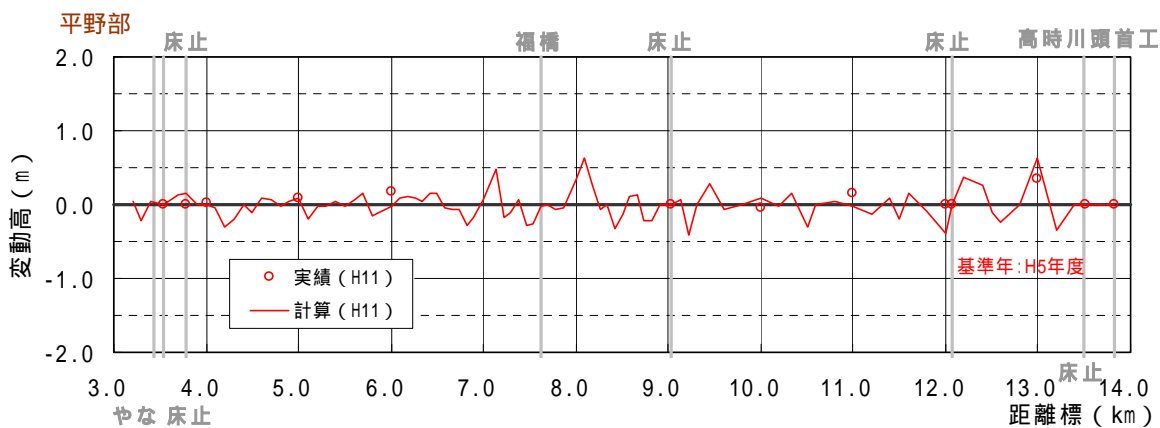


図.3.10 河床変動高の縦断面図(平野部・1次元河床変動モデル)

作成した土砂移動計算モデルは、山地部・平野部ともに良好な再現性を有しており、実績の河床変動土量を1割未満の誤差率で再現することができた。

表.3.4 検証計算結果(平成6年~平成11年末の河床変動土量) (単位: 千m³)

期間	平野部(3.2k~高時川頭首工)		山地部(高時川頭首工~30.0k)	
	実績値	計算値	実績値	計算値
平成6年初~平成11年末	1.8万m³	1.7万m³	6.7万m³	6.6万m³
誤差率	-5.5%		-1.5%	

計算終了時における河床材料の粒度分布、平均粒径は、初期設定値に対して顕著な変化は生じていない。

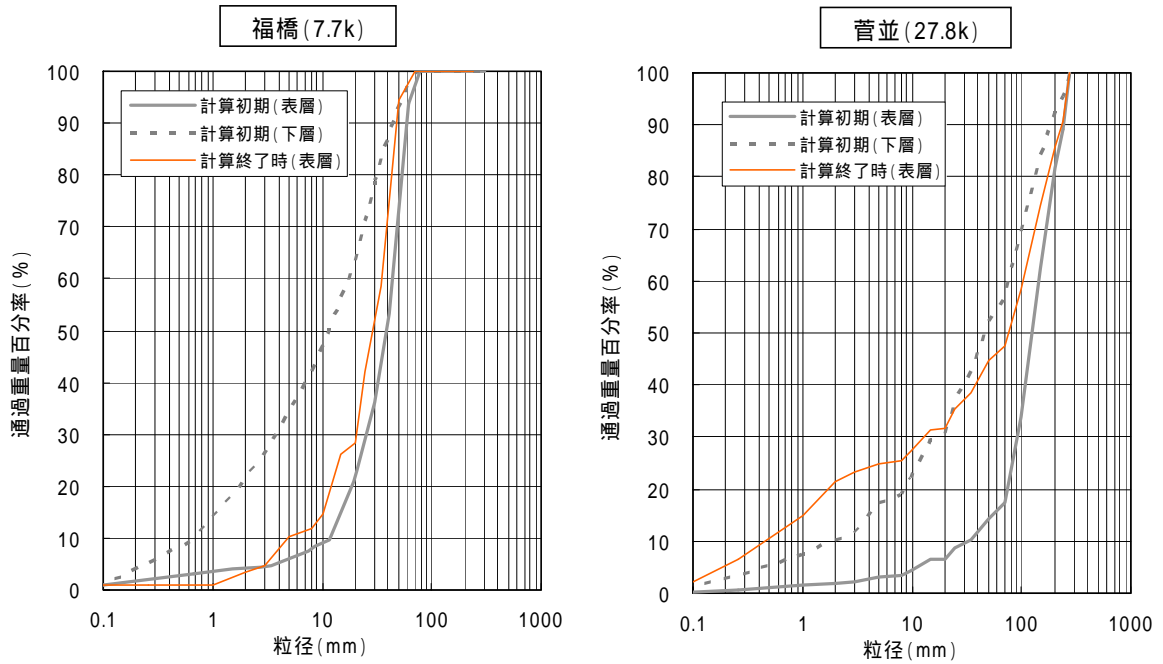


図.3.11 河床材料粒度分布の変化

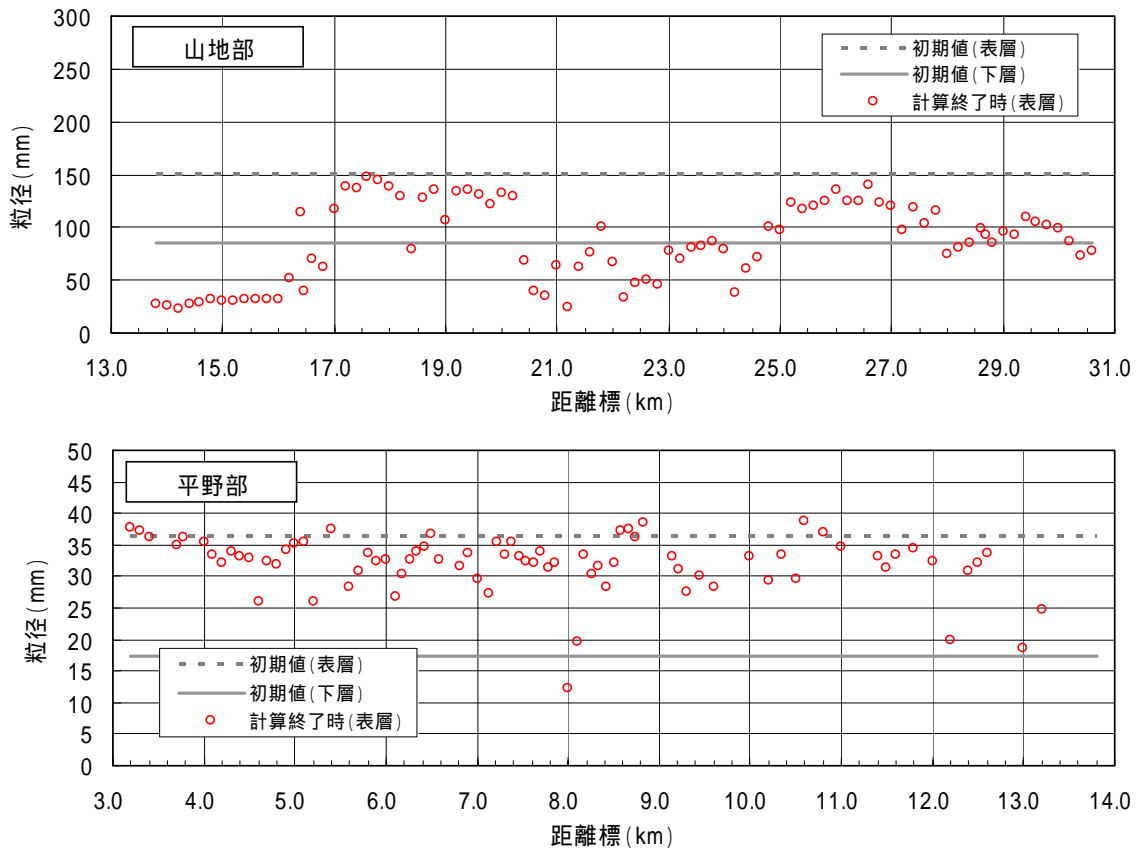


図.3.12 平均粒径縦断面図

3.2.2 近年の中小出水時における土砂動態

- ◆ 平成6年から平成11年の6年間では、丹生ダム上流から約7.1千³米/年、杉野川から約8.5千³米/年の土砂が流出し、その一部が山地河道に堆積して、平野河道へ約10.0千³米/年の土砂が供給されていることが推定された。
- ◆ 丹生ダム上流と杉野川からの年平均比流出土砂量は、全国主要河川の「流域面積と年平均比流出土砂量の関係」*と整合しており、また、丹生ダム近傍の広野ダムにおける中小出水期の比堆砂量とも類似している。

* 芦田和男・奥村武信：ダム堆砂に関する研究，京大防災研年報，17号B，pp.555～570，1974

年平均通過土砂量

前述した土砂移動の検証結果を踏まえ、河床変動に有意な粒径の土砂に着目して土砂動態マップを作成した。下流平野部への主な土砂供給源は、杉野川流域であることが推定された。

また、平野部の福橋を通過する成分の約98%は1mm未満の細砂成分であった。

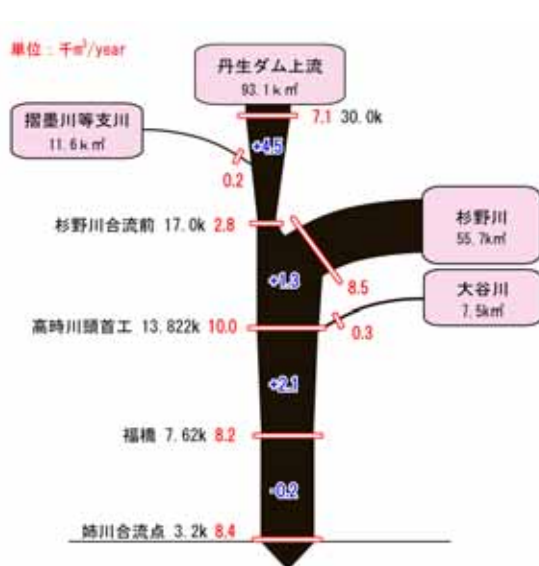


図 3.13 土砂動態マップ (全流砂)

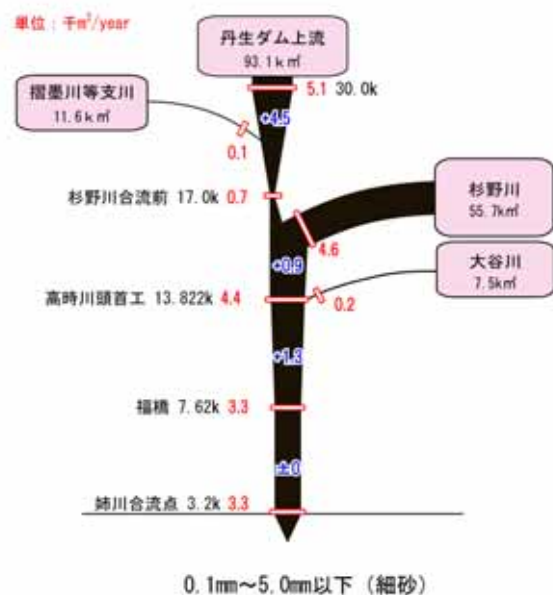
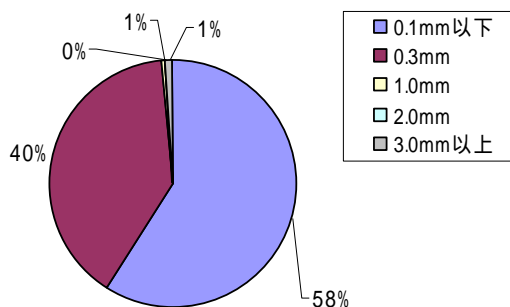


図 3.14 土砂動態マップ

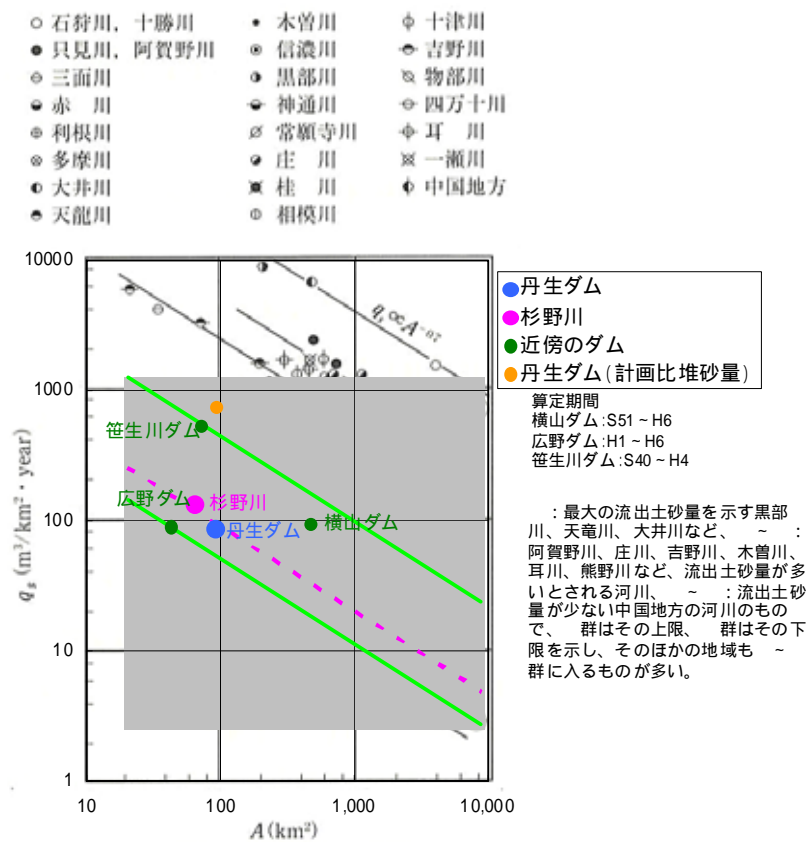
(0.1mm～5.0mm 細砂成分)



【参考】 通過土砂量の粒径構成 (福橋)

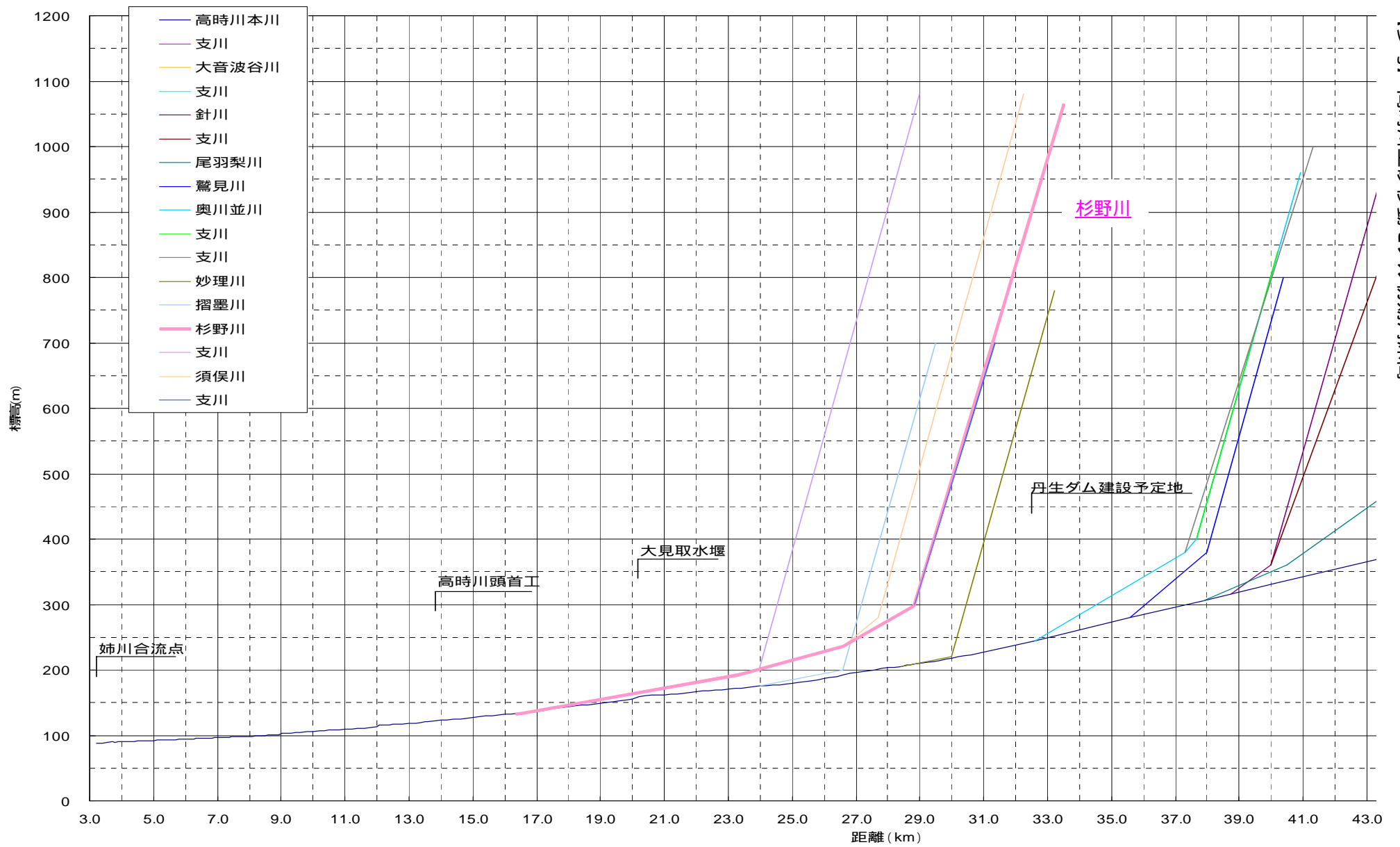
年平均比流出土砂量

丹生ダム建設予定地上流および杉野川からの年平均比流出土砂量(計算値)を、全国主要河川のダムにおける比堆砂量や、高時川流域近傍3ダム(笹生川ダム、横山ダム、広野ダム)における中小出水期の比堆砂量(豪雨の影響により堆砂量が急増した年を除いた実績)と比較した(図3.15)。丹生ダム上流と杉野川からの比流出土砂量を比較すると、杉野川流域の方が流域面積は小さいが、地形が急峻で河床勾配も急なため、土砂流出量が多くなると思われる。一般に、流域面積が大きいほど、比流出土砂量が小さくなる傾向がある。これは大流域ほど生産土砂が貯留される機会が多くなることや、土砂生産の少ない平野部が相対的に増加する等の影響であるといわれている。



出典：水理公式集（平成11年版），P140

図 3.15 流域面積と年平均比流出土砂量の関係



【参考】 高時川土砂移動モデル初期河床高

図.3.16 高時川土砂移動モデル初期河床高

【参考】 高時川流域近傍 3 ダムの堆砂量の推移

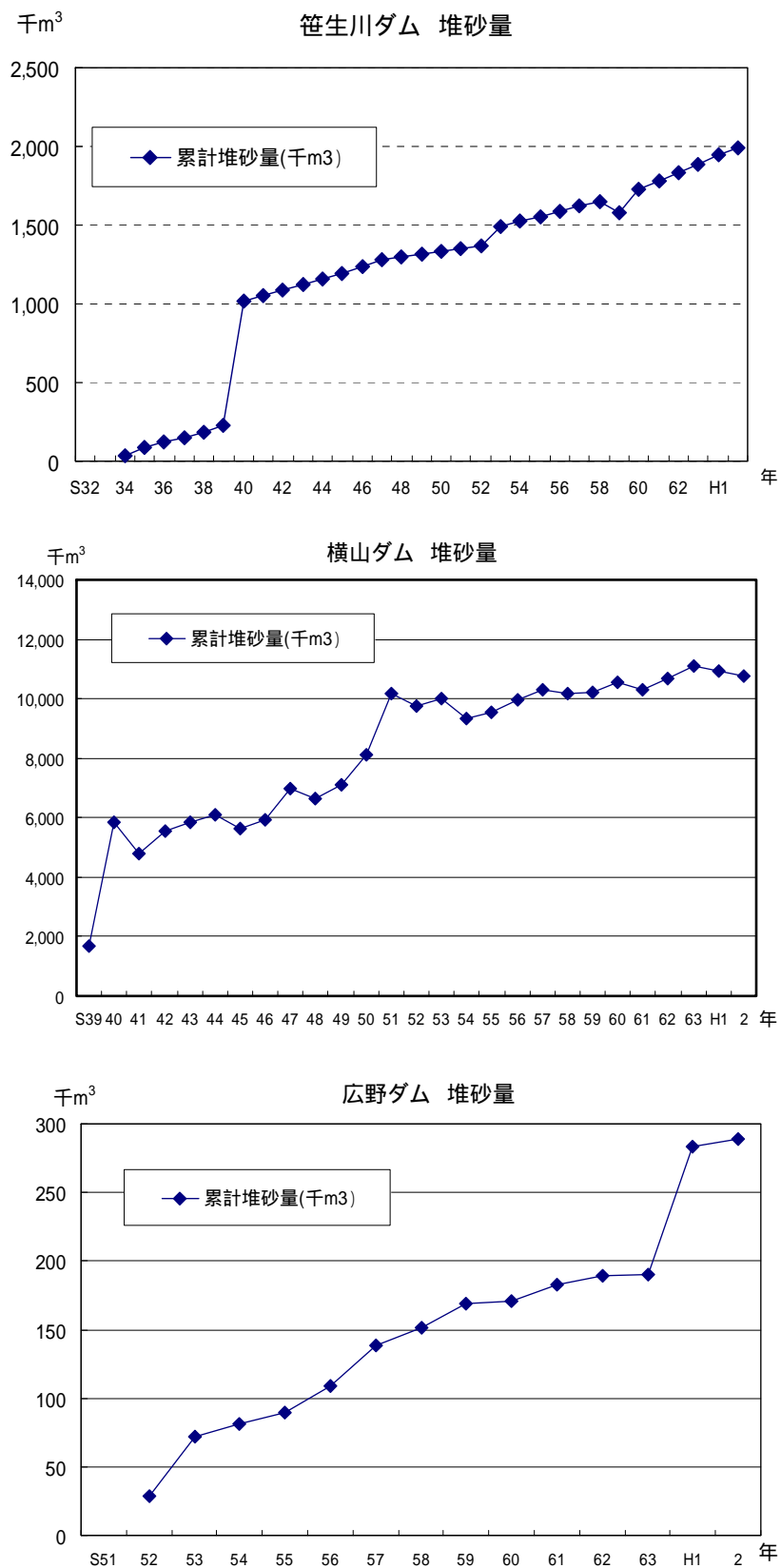


図.3.17 笹生川ダム、横山ダム、広野ダムにおける堆砂量の経年変化

【参考】近年 18 年間における検証期間の流況

近年 18 年間における福橋地点の平均年最大流量は約 230m³/s、検証期間である平成 6 年～平成 11 年の 6 年間における平均年最大流量は約 270m³/sである。

近年 18 年間の中では、検証期間の流況は流量規模において特異な期間ではない。

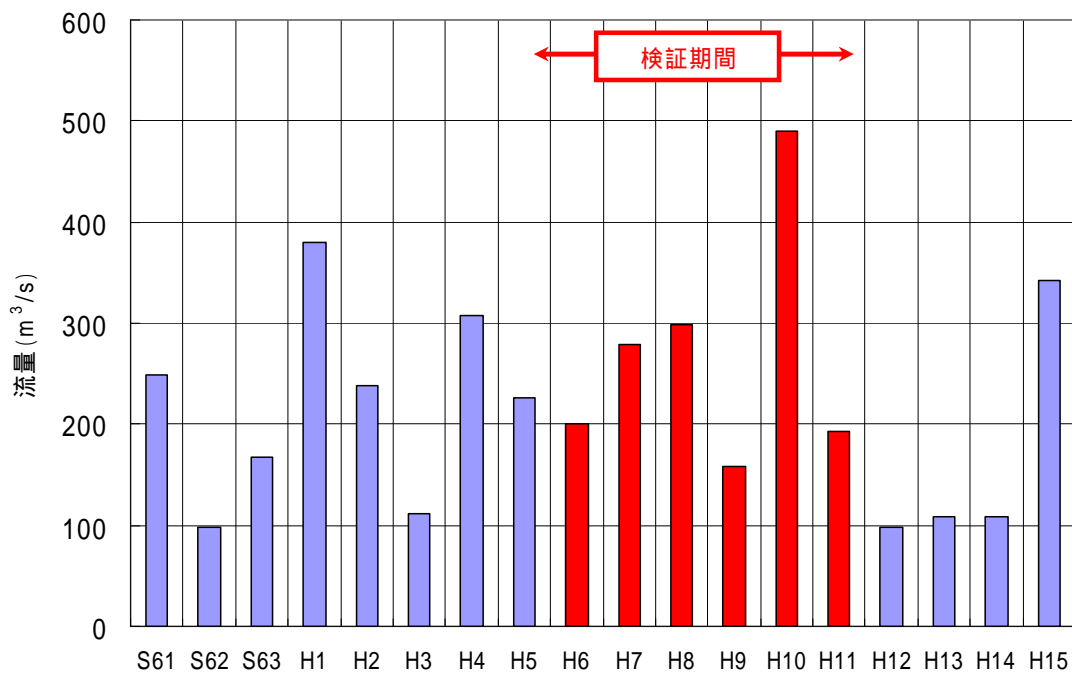


図 3.18 福橋地点流況図 (年最大値)

§4 丹生ダムが高時川流砂系に及ぼす影響予測

丹生ダムが下流平野部の土砂移動に及ぼす影響を、中小出水時と大規模出水時についてそれぞれ検討した。

4.1 中小出水時の土砂移動（30年後の予測）

- ◆ 今からちょうど30年前に生じた戦後最大規模の出水(昭和50年8月台風6号)を先頭とし、その後ろに検証計算に用いた平成6年から平成11年の6年間の流況を5回繰り返して擬似的に30年間とし、ダムありなしによる年平均通過土砂量の変化率を予測した。
- ◆ その結果、丹生ダムによって、平野部への通過土砂量は年平均で約60%減少することが予測された。
- ◆ 更にこの要因を分析したところ、減少する土砂の約85%はダムによる土砂移動の遮断による影響であり、残り約15%が洪水調節による流量低減によって土砂輸送能力が低下したことによる影響であった。

予測計算の条件

土砂移動計算モデルを用いて、現況河道(平成11年度測量)を初期河床とする30年間の予測計算を行い、丹生ダムが下流河道の土砂動態に及ぼす影響を予測した。

計算方法は、今からちょうど30年前に生じた戦後最大規模の出水(昭和50年8月台風6号)を先頭とし、その後ろに検証計算に用いた平成6年から平成11年の6年間の流況を5回繰り返して擬似的に30年間とし、ダムありなしによる年平均通過土砂量の変化率を予測した。

丹生ダムが下流河道の土砂動態に影響を及ぼす要因には、「ダムによる土砂移動の遮断」と、「洪水調節(流量低減)による土砂輸送能力の低下」が考えられる。これらの影響量を把握するため、参考として丹生ダムが洪水調節をしなかった場合についても検討した。また、洪水調節を行う場合については、影響量の最大値を把握するため、ここでは洪水全量カットを採用した。

表 4.1 予測計算の条件

初期河床と計算年数	現況河道(平成11年度河床高)を初期河床とした30年間
設定流況	昭和50年8月(台風6号)降雨+検証計算に用いた6年間の流況(福橋地点の日流量が $35\text{m}^3/\text{s}$ 以上の49出水) $\times 5$ 回
ダムの洪水調節	洪水全量カット

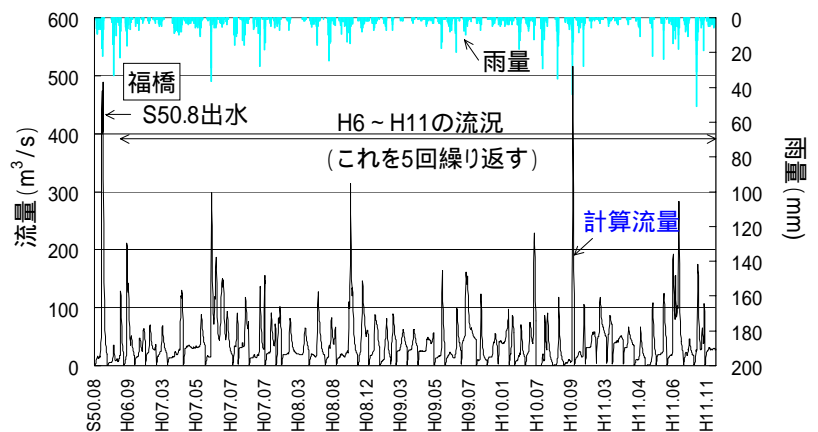


図 4.1.1 予測計算に用いた流況
(30年間の予測計算)

予測計算結果（土砂移動量）

下図によると、「ダムによる土砂流出の抑止影響」のうち、ダムによる土砂移動の遮断による影響が支配的である。

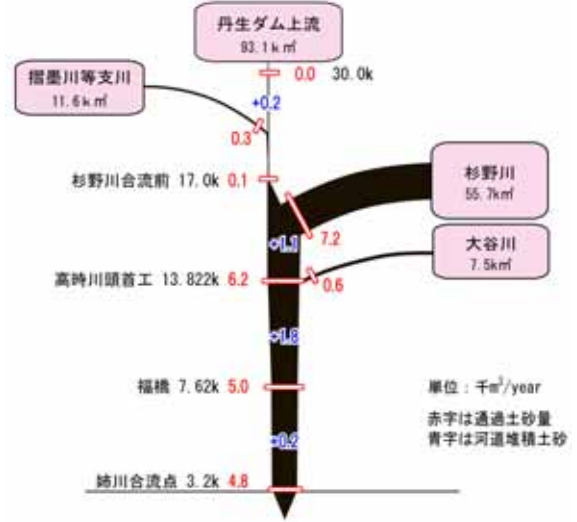
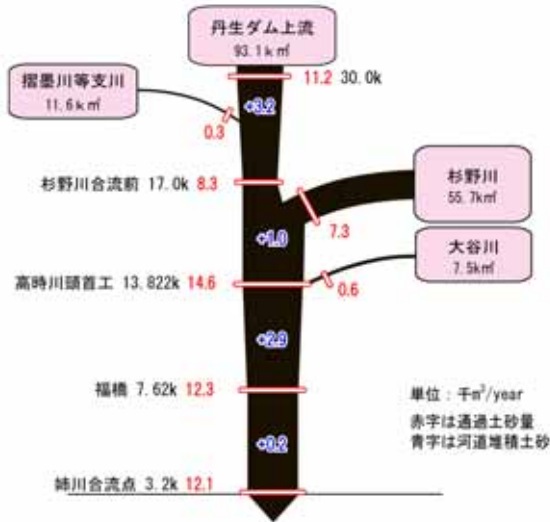
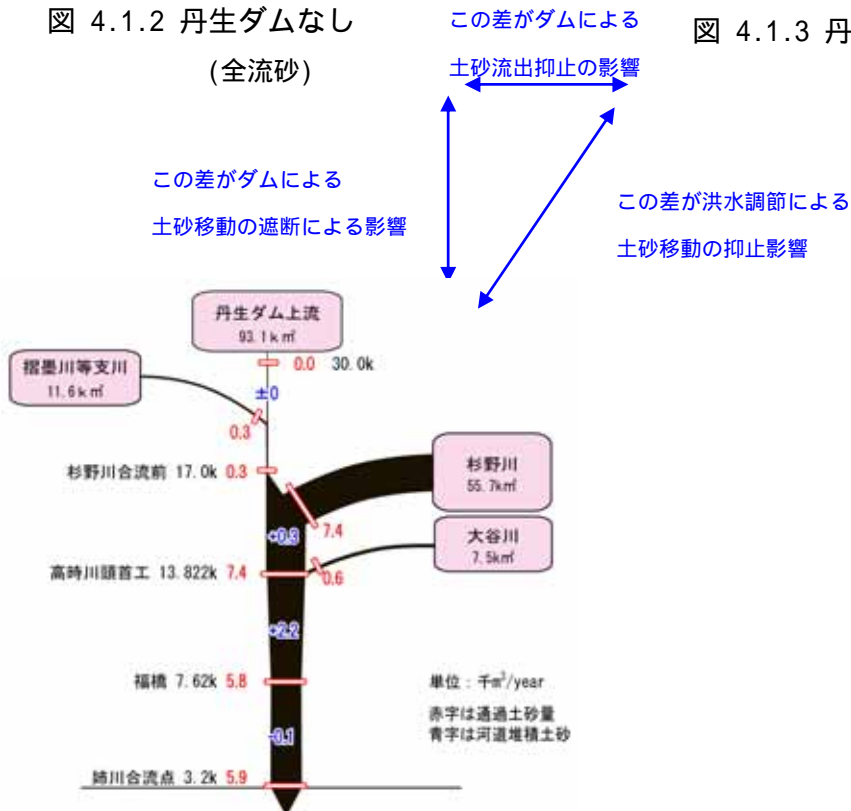


図 4.1.2 丹生ダムなし
(全流砂)

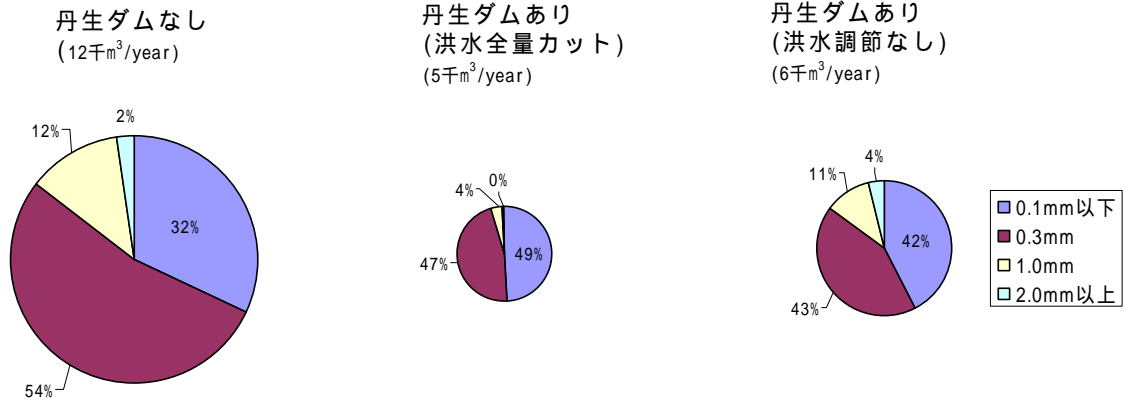
図 4.1.3 丹生ダムあり（洪水全量カット）
(全流砂)



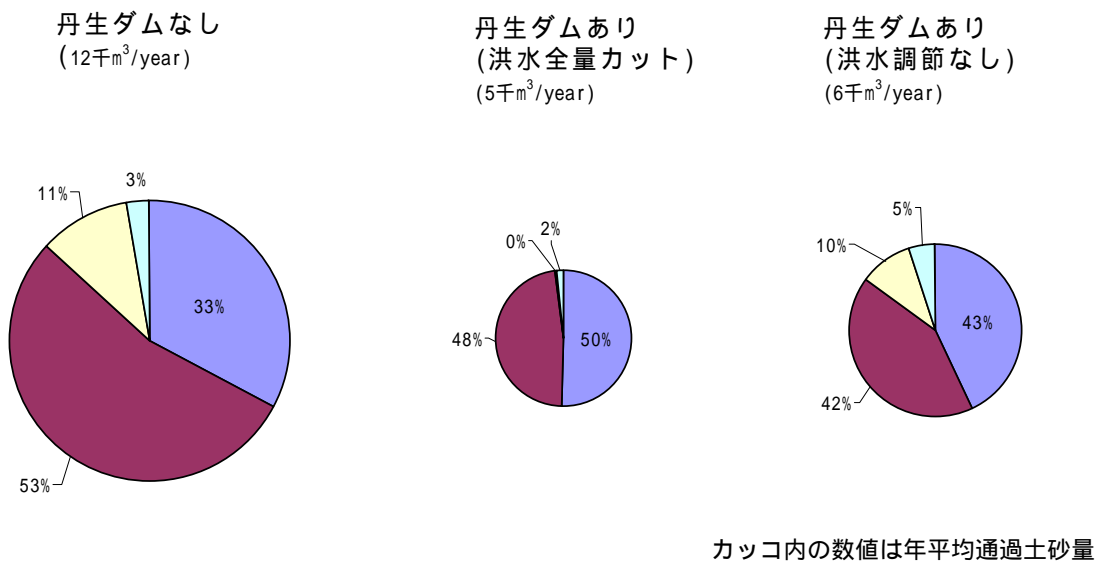
【参考】丹生ダムが洪水調節をしなかった場合(全流砂)

【参考】 通過土砂量の粒径構成比（体積比）の変化

福橋



姉川合流点



予測計算結果（河床変動高）

平野部については、ダムの有無による明確な河床高の違いは予測されなかった。これは、本川の土砂輸送能力が低下するため、上流からの土砂供給は減少するものの、支川杉野川からの土砂供給があり、合流後の低減した流量による土砂輸送能力との関係から、結果的に明確な違いが生じなかったものと推察される。

一方、山地部の河床高は、ダムの有無で明確な違いが見られた。大見堰堤の影響により河床勾配が緩やかなため、ダムなしの場合は、一部を除き顕著な堆積傾向となるが、ダムありの場合は、ダムによる土砂遮断により堆積傾向を抑制する結果となった。単位距離当たりの河床上昇量を算定した結果、山地部において、ダムがなかった場合に比べて河床上昇を平均的に約 2cm/年抑えることが予測された。

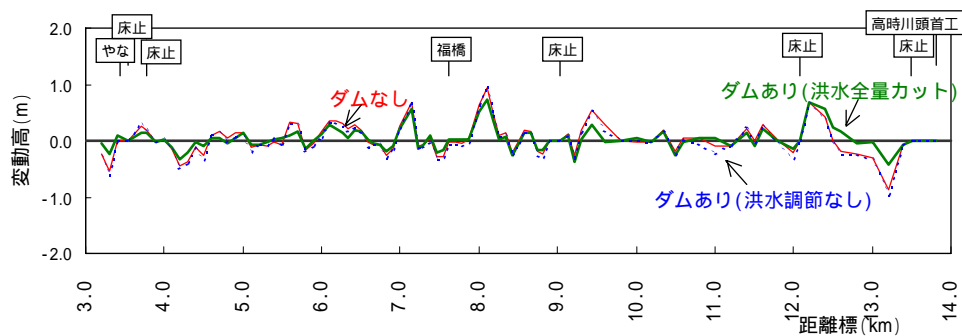


図 4.1.4 平野部における河床変動高予測結果（30年間の予測計算）

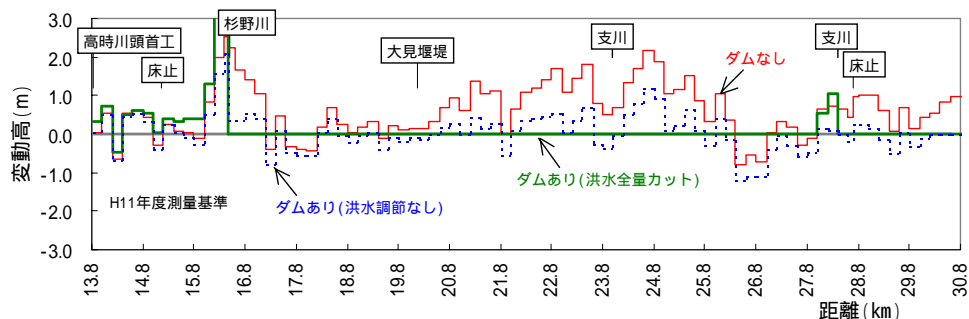


図 4.1.5 山地部における河床変動高予測結果（30年間の予測計算）

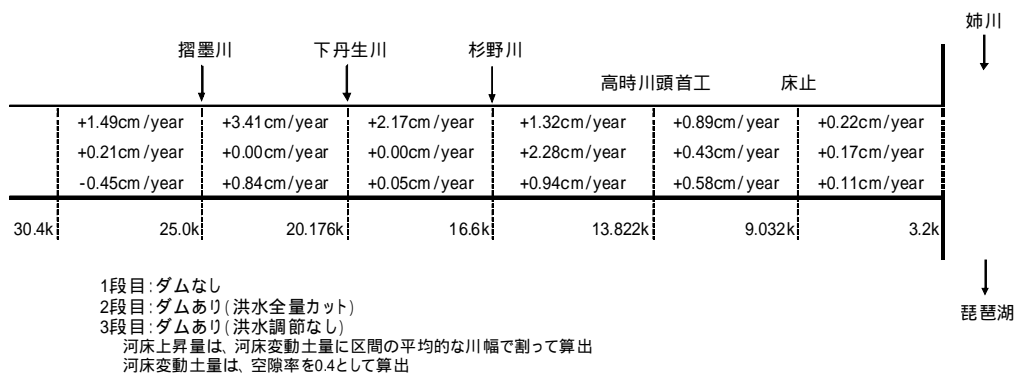


図 4.1.6 年平均の河床上昇量（30年間の予測計算）

予測計算結果（河床材料の粒度構成）

30年間の予測計算においては、ダムあり（洪水全量カット）の場合、本川の土砂輸送能力が低下するため、上流からの土砂供給は減少するものの、杉野川からの土砂供給によって、下流平野部の河床材料の粒度構成は、ダム無しと比較してほとんど変化しないことが予測された。

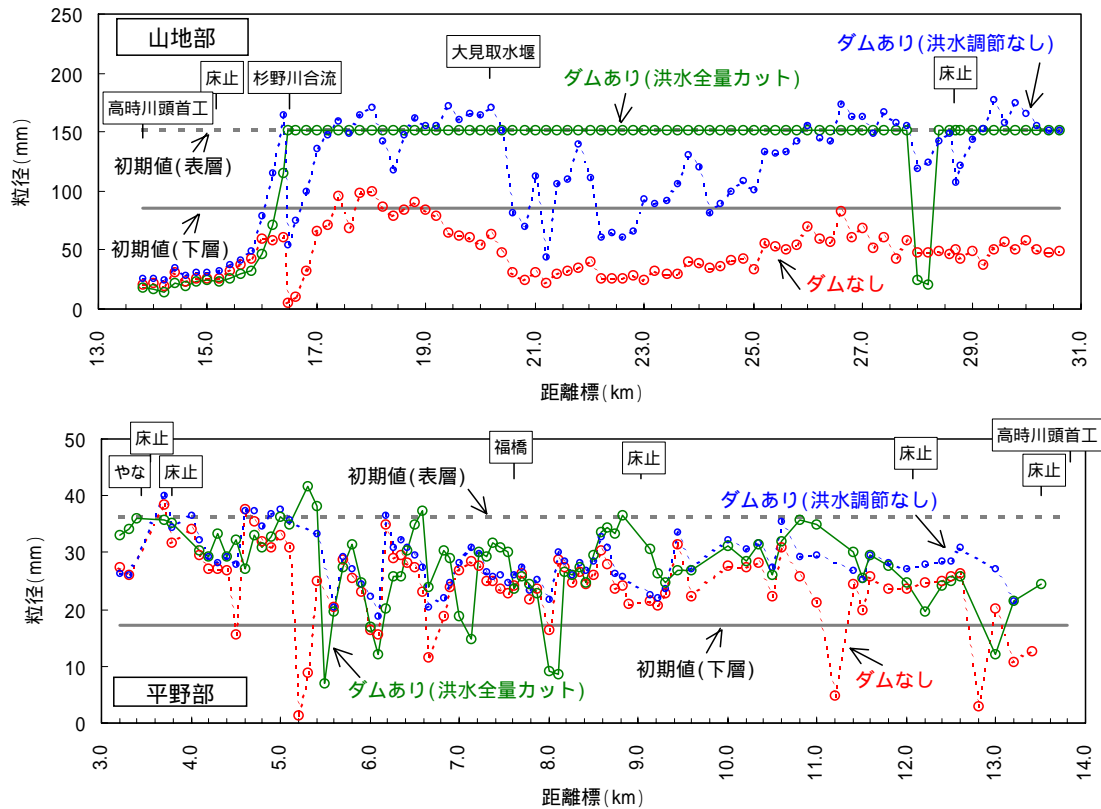


図 4.1.7 平均粒径縦断面図（30年間の予測計算）

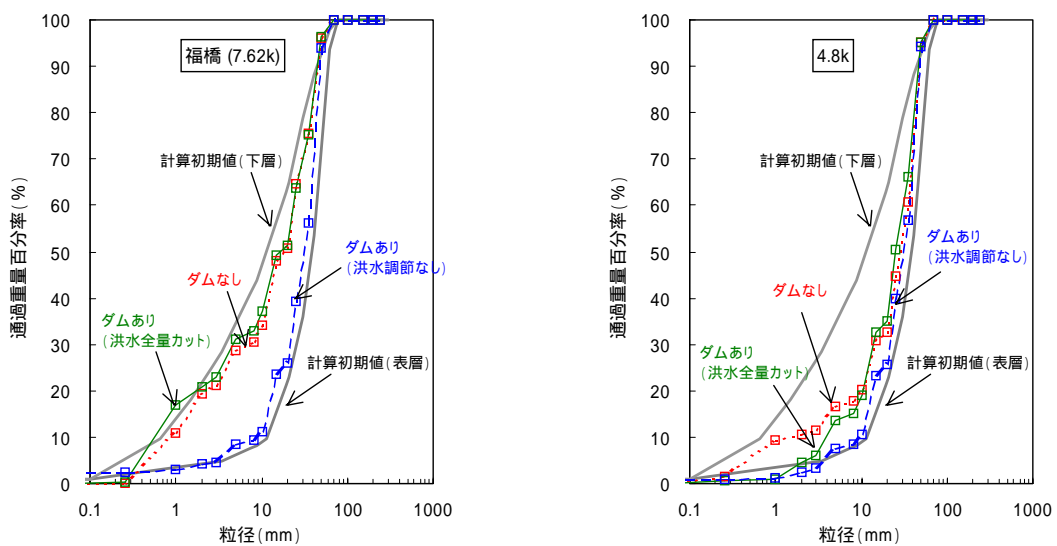


図 4.1.8 平野部の粒径加積曲線（30年間の予測計算）

4.2 大規模出水時の土砂移動

- ◆ 大規模出水時には、山腹崩壊やそれに伴う土砂流出が予想され、河床上昇等による流下能力の低下が懸念される。
- ◆ そこで、既往最大である明治 29 年 9 月規模の降雨を対象に、山腹崩壊による河道堆積物の存在も考慮した土砂移動計算を行い、丹生ダムによる土砂流出抑止効果を検討した。
- ◆ ひとたび大出水が生じると山地河道の状況は一変するため、大規模出水の後に中小出水^{*}を加えた 6 年間の流況で土砂移動状況を検討した^{**}。
- ◆ その結果、丹生ダムによって、下流へ流出する土砂量は大幅に減少することが予測された。

* 検証計算に用いた平成 6 年から平成 11 年の 6 年間の流況
** 全流砂を対象とした。

予測計算の条件

できるだけ現実的な検討を行うとの立場から、既往最大雨量規模を対象として土砂移動計算を行った。高時川流域の既往最大雨量は明治 29 年 9 月にまで遡るが、当時は流域近傍で毎正時の時間雨量観測が行われていない。そこで、戦後最大規模の洪水である昭和 50 年 8 月(台風 6 号)降雨波形を明治 29 年 9 月降雨規模に増高し、土砂移動計算を行った。

斜面からの崩壊土砂量は以下の方法で見積もった。

1) 生産土砂量は次式から算定した。 $V = N \cdot b \cdot L \cdot D \cdot A \dots\dots\dots(1)$

ここにV：生産土砂量(m³)、N：崩壊個数密度(個/m²)、b：崩壊地の幅 ここでは 30(m)、L：河道から崩壊地重心までの距離(m) ここでは斜面長/2、D：崩壊深 ここでは 3.0(m)、A：斜面面積(m²)

2) 最大崩壊個数密度は、広島豪雨災害の調査研究の事例^{*)}を参考に 50 個/km²とした。

3) 長崎災害(1982.7)での研究調査を基に「斜面勾配～崩壊個数密度」の平均的な関係を作成し、2)で採用した最大崩壊個数密度を勾配の大小に応じて斜面毎に適用した。

4) 斜面からの生産土砂を、付随する単位河道上に「河道内貯留土砂」として設定した。

表 4.2 予測計算の条件

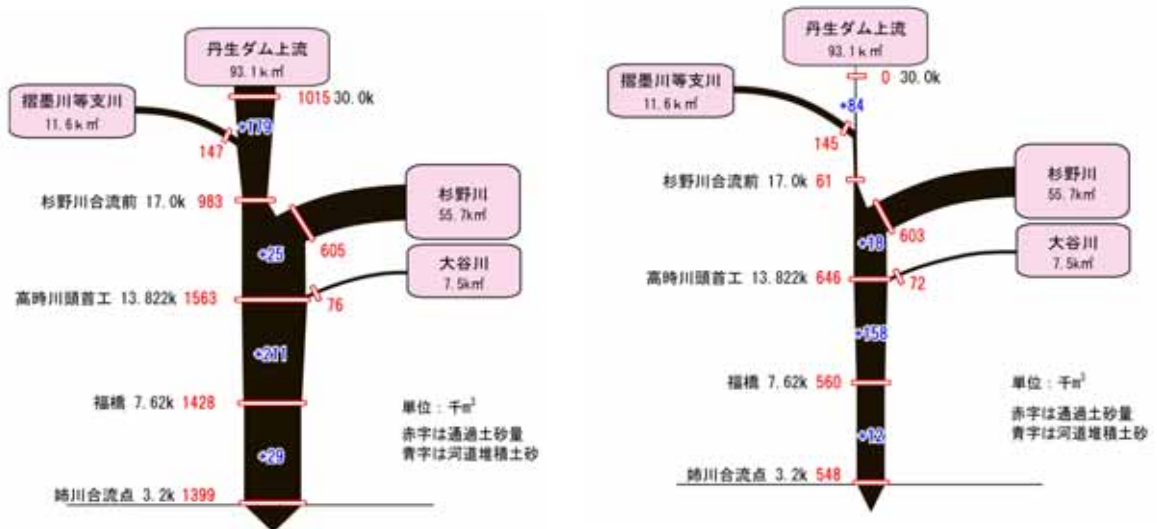
初期河床	現況河道(平成 11 年度河床高)
設定流況	昭和 50 年 8 月(台風 6 号)降雨波形を明治 29 年 9 月規模に増高+検証計算に用いた平成 6 年から平成 11 年の 6 年間の流況
山腹崩壊による河道堆積物の設定	既往文献調査 ^{*)} を参考に、崩壊個数密度の最大を 50 個/km ² として斜面毎の生産土砂量を推定し、これを河道堆積物として設定した。河床材料には既往の崩壊地調査の地山成分を設定した。
ダムの洪水調節	洪水全量カット

^{*)}崩壊・土石流の発生と土砂災害の危険範囲, 1988 年 7 月島根・広島豪雨災害の調査研究(研究代表者 芦田和男), 文部科学研究費(No. 63115045), 突発災害調査研究成果, No. B-63-2, pp. 8-21, 1989

予測計算結果（流出土砂量）

大規模出水時には、丹生ダムによって山地から平野への流出土砂量は約 60%減少することが予測された。また、大規模出水後の中小出水においても山地から平野への流出土砂量が大幅に抑止されることが予測された。

大規模出水による流出土砂量

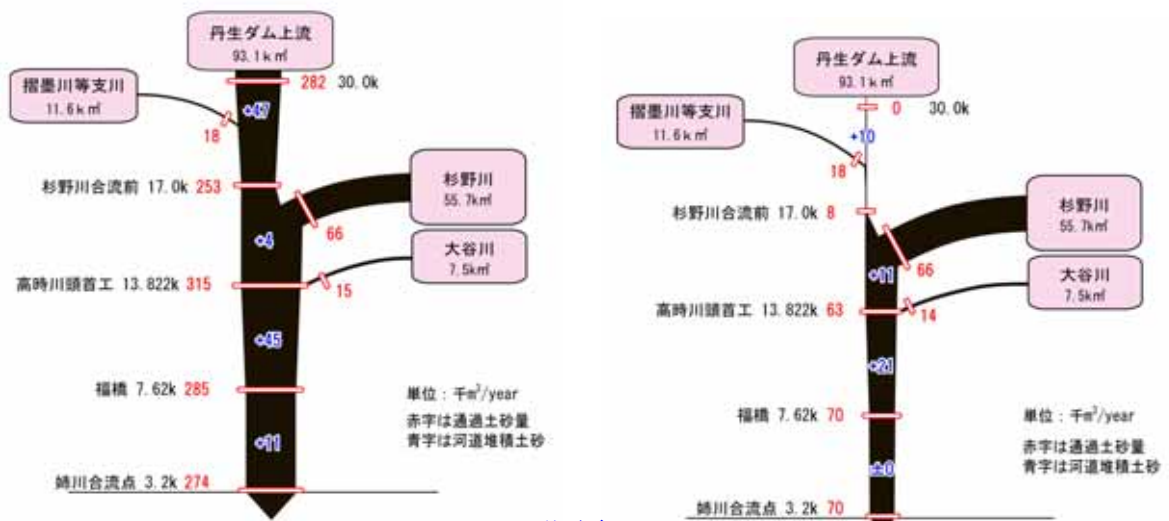


この差がダムによる
土砂流出抑止効果

図 4.2.1 丹生ダムなし

図 4.2.2 丹生ダムあり
(洪水全量カット)

【参考】大規模出水後の中小出水（6年間）による年平均流出土砂量



この差がダムによる
土砂流出抑止効果

丹生ダムなし

丹生ダムあり (洪水全量カット)

予測計算結果（河床変動傾向）

大規模出水時には平野部の河床は平均的に約 0.4m 上昇するが、丹生ダムによる土砂流出抑制効果によって、平野部の河床上昇量を平均的に約 0.2m 低減することがわかった。

大規模出水時には、大量の土砂が河川に流入して被害を増大させるため、今後は治水の観点からも土砂の流出・移動について検討することが必要である。

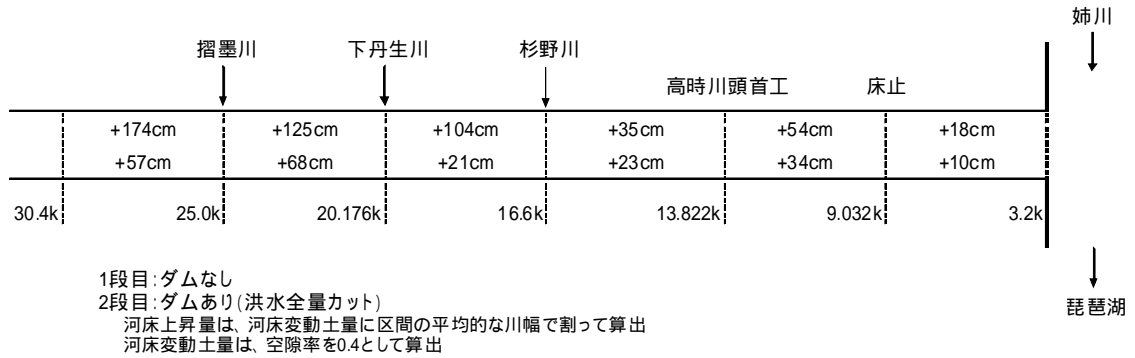
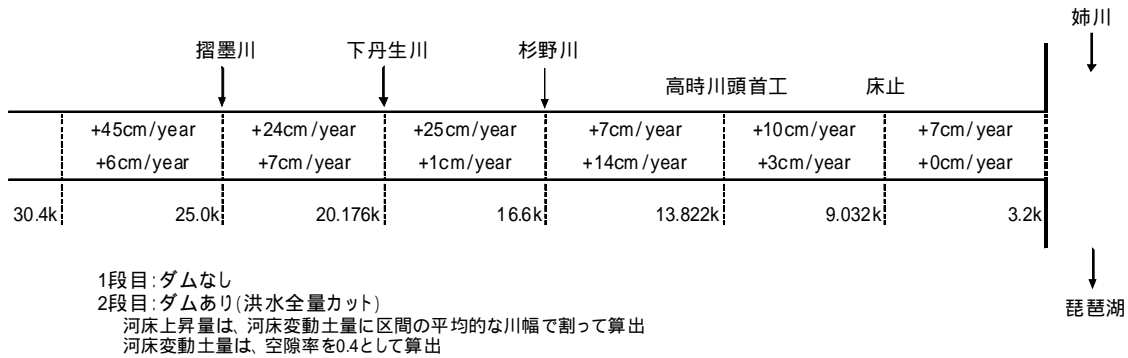


図 4.2.3 大規模出水による河床上昇量



【参考】大規模出水後の中小出水（6年間）による河床上昇量（年平均値）

§5 土砂移動の連続性確保のための対策の考え方

- ◆ 通常時においては、ダムによる流砂の遮断およびダムの洪水調節による流量低減によって、下流への土砂流下量の減少および土砂輸送能力の低下が生じる。ただし、河床変動高には顕著な影響はないと考えられる。
- ◆ 杉野川の合流により、ダムの影響は緩和される。
- ◆ ダム完成後は、河床の変化状況のモニタリング調査を行い、必要に応じ対策を行う。
- ◆ 現時点で考えられる対策としては、ダム堆砂の下流への運搬・置砂、ダムのフラッシュ放流操作等がある。これらは各地で試験的に実施されており、ある程度効果が認められている。
- ◆ 姉川・高時川における対策については、河川管理者（滋賀県）と連携し今後検討していく。

他ダムにおける取り組み事例

一庫ダム【参考資料-1】

ダム下流の河川環境保全のための取り組みとして、玉石や土砂の投入、ヨシの除去、フラッシュ放流等を実施した。これらにより、河床の付着藻類等の剥離効果や下流への土砂の供給が確認された。

下久保ダム【参考資料-2】

ダム直下流の景勝地「三波石峡」の景観改善（ダム運用による影響の緩和）を目指し、土砂供給試験を実施した。この結果、クレンジング効果により三波石に輝きが戻るなどの景観改善効果や、一部の河原の再生が確認された。

参考）ダムによる土砂貯留効果

鈴木徳行：ダム建設の必要性和効果について、ダム日本 No. 639, 1998. より引用

ダムは洪水調節と同様に流出土砂を貯砂することにより、ダム下流の異状な河床上昇を防止することによって災害を免れた例が多い。

昭和40年に揖斐川で計画高水に近い大洪水が発生し、大氾濫が起こる寸前の状況となった。この洪水時に上流の横山ダムでは1000万 m^3 に近い土砂が堆積した。もし、横山ダムがなかったならば、この土砂が流下し、ダム下流の揖斐川では、河床が数m上昇し、多数の所で破堤し大氾濫を起こし、大災害をもたらしたものと考えられる。

天竜川の三峰川でも、昭和36年洪水時に、美和ダムに1000万 m^3 に近い土砂が堆積した。この洪水で三峰川では3ヵ所で破堤したが、もし、美和ダムがなければ、これらの土砂が下流に流下し、数mの河床上昇を起こし、多数の箇所破堤して大災害になったものと考えられる。

このように、大洪水時には多量の土砂が流出し、大災害を起こす。ダムは、このような多量の土砂を堆積し、洪水を安全に流下させる大きな効果もある。

【参考資料】

- 1) 前田・田代・中島：一庫ダム下流河川環境復元に向けての取組，水の技術 No12，2004．
- 2) 下久保ダム管理所：三波石峡への土砂供給試験及びモニタリング調査結果の概要，下久保ダムホームページ，2004．