

久慈川水系河川整備基本方針

基本高水等に関する資料

令和 8 年 8 月

国土交通省 水管理・国土保全局

目 次

1 基本高水の検討	1
1-1 工事実施基本計画	1
1-2 河川整備基本方針	1
1-3 河川整備基本方針策定後の状況	2
1-4 流出解析モデルの構築	3
1-5 基本高水のピーク流量の設定の考え方	33
1-6 計画規模の設定	33
1-7 対象降雨の継続時間の設定	33
1-8 対象降雨の降雨量の設定	45
1-9 雨量確率法による検討	48
1-10 アンサンブル予測降雨波形による検討	62
1-11 既往洪水による検討	72
1-12 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定	73
2 高水処理計画	75
3 計画高水流量	76
4 河道計画	77
5 河川管理施設等の整備の現状	82

1 基本高水の検討

1-1 工事実施基本計画

昭和 49 年（1974 年）に策定された久慈川水系工事実施基本計画（改訂）では、洪水発生状況を考慮し、流域の社会的・経済的な重要性を総合的に勘案し計画規模を基準地点山方では 1/100 と設定し、総合確率法により、1/100 に相当する流量として $4,000\text{m}^3/\text{s}$ とし、洪水調節施設により調節し、計画高水流量を $3,400\text{m}^3/\text{s}$ とした。

1-2 河川整備基本方針

平成 9 年（1997 年）の河川法改正を受け、久慈川水系工事実施基本計画で策定された基本高水のピーク流量を検証した結果、基本方針においても、山方のピーク流量を踏襲することとし、 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ とした。久慈川工事実施基本計画（改訂）においては、洪水調節施設を計画していたが、情勢に鑑み $4,000\text{m}^3/\text{s}$ の全量を河道で処理することとし、久慈川水系河川整備基本方針（以降、「既定計画」という。）を平成 20 年（2008 年）3 月に策定した。

1) 年最大降雨量と年最大流量の経年変化

久慈川工事実施基本計画（改訂）を策定した昭和 49 年（1974 年）以降、計画を変更するような大きな降雨、洪水は発生していない。

2) 流量確率評価における検証

流量確率の検討の結果、基準地点山方においては $2,700\sim 4,400\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

3) 既往洪水による検証

久慈川における既往の著名洪水である大正 9 年（1920 年）における沓瀬原における水位より流量を推定したところ、山方地点でのピーク流量が $4,000\text{m}^3/\text{s}$ を超えた可能性があったと推定される。

1-3 河川整備基本方針策定後の状況

平成 20 年（2008 年）3 月に既定計画を策定以降、基準地点山方においては、計画高水流量を上回る洪水は発生していないが、令和元年（2019 年）10 月において既定計画策定後最大となる 262mm/2 日の降雨を伴う洪水が発生した。年最大流域平均雨量及び年最大流量を図 1.1、図 1.2 に示す。

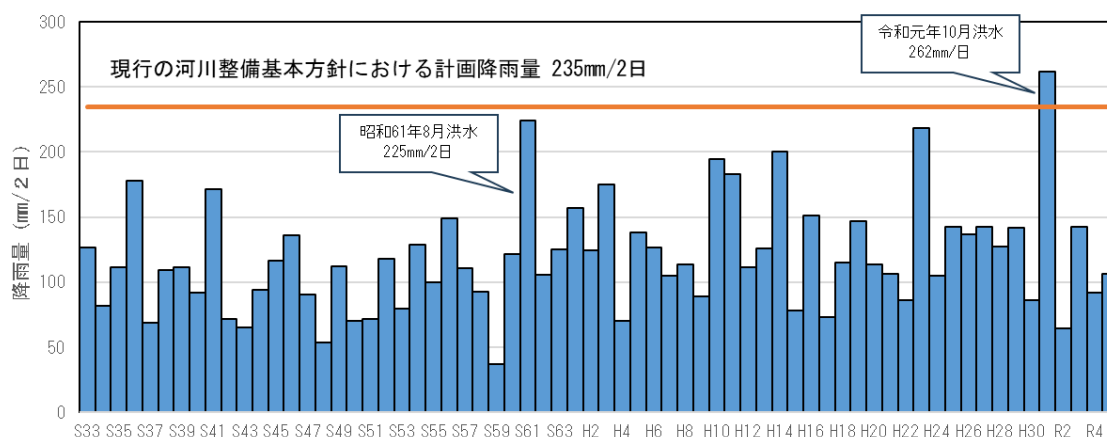


図 1.1 年最大流域平均雨量（基準地点山方上流域）

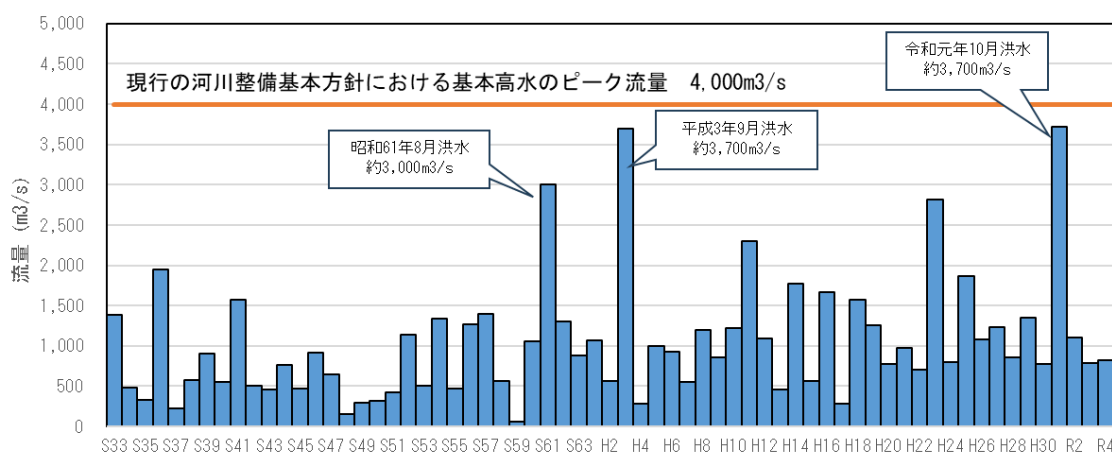


図 1.2 年最大流量（基準地点山方）

※流量は氾濫戻し流量

1-4 流出解析モデルの構築

降雨をハイドログラフに変換するために流出計算モデル（貯留関数法）を作成し、流域の過去の主要洪水における降雨分布特性により、モデルの定数を同定した。また、久慈川の河口から基準地点の山方地点まで、山田川の大谷管理区間、里川の大谷管理区間については、河道内の流下・貯留現象を詳細に表現するため、一次元不定流でモデル化した。

1) モデルの概要

流出計算モデルの基礎式は次のとおりである。

(1) 流域の基礎式

$$\frac{ds}{dt} = f_{(t)} \cdot r_{(t)} - q_{(t+T_l)}$$

$$s_{(t)} = K \cdot q_{(t+T_l)}^P$$

$$q_{(t)} = \frac{3.6 \cdot Q_{(t)}}{A}$$

ただし、

$$\sum r_{(t)} \leq R_0 \quad \text{の場合} \quad f_{(t)} = 0.0$$

$$R_0 < \sum r_{(t)} \leq R_0 + R_{sa} \quad \text{の場合} \quad f_{(t)} = f_1$$

$$\sum r_{(t)} > R_0 + R_{sa} \quad \text{の場合} \quad f_{(t)} = 1.0$$

ここで、

$$R_{sa} = \frac{R_{sum} - \frac{Q_{sum}}{1000 \cdot A}}{1 - f_1}$$

また、流域からの流出量 $Q_{ca(t)}$ は、基底流量 $Q_{b(t)}$ を含めて次の式で与える。

$$Q_{ca(t)} = \frac{q_{(t)} \cdot A}{3.6} + Q_{b(t)}$$

$s_{(t)}$: 貯留高【mm】、 $f_{(t)}$: 流入係数【無次元】、
 $r_{(t)}$: 流域平均降雨強度【mm/h】^{*1}、 $q_{(t)}$: 直接流出高【mm/h】、
 T_l : 遅滞時間【h】、 K : 定数、 P : 定数、 $Q_{(t)}$: 直接流出強度【m³/s】、
 A : 流域面積【km²】、
 $\sum r_{(t)}$: 降雨の降り始めから当該時刻までの流域平均降雨強度の和【mm】、
 R_0 : 初期損失雨量【mm】、 R_{sa} : 飽和雨量【mm】、
 R_{sum} : 総降雨量【mm】^{*2}、 Q_{sum} : 総直接流出量【m³】、
 f_1 : 一次流出率【無次元】、 $Q_{ca(t)}$: 流域からの流出量【m³/s】、
 $Q_{b(t)}$: 基底流量【m³/s】

^{*1} 地点観測雨量からテューセン分割を用いて計算された流域平均時間雨量。初期損失雨量分も含む。

^{*2} 降り始めからの雨量より初期損失雨量を控除したもの。

(2) 河道の基礎式

① 貯留関数法

$$S_{l(t)} = K \cdot Q_{l(t)}^P - T_l \cdot Q_{l(t)}$$

$$\frac{dS_{l(t)}}{dt} = l_{(t)} - Q_{l(t)}$$

$$Q_{l(t)} = Q_{(t+T_l)}$$

$S_{l(t)}$: みかけの貯留量 $[(\text{m}^3/\text{s}) \cdot \text{h}]$ 、

$Q_{l(t)}$: 遅れ時間 T_l を考慮した流出量 $[\text{m}^3/\text{s}]$ 、

$Q_{(t)}$: 流出量 $[\text{m}^3/\text{s}]$ 、 $l_{(t)}$: 流入量 $[\text{m}^3/\text{s}]$ 、 T_l : 遅滞時間 $[\text{h}]$ 、

K : 定数、 P : 定数

② 一次元不定流計算

連続の式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\int u^2 dA \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{T_r}{\rho} = 0$$

$$\int u^2 dA = \beta U^2 A$$

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} I_b^{1/2}$$

$$\frac{T_r}{\rho} = \frac{gU^2}{A^{1/3}} \cdot \left(\sum S_i \cdot n_i^{3/2} \right)^{4/3}$$

A : 流れの断面積 $[\text{m}^2]$ 、 x : 流下方向に沿った座標 $[\text{m}]$ 、 H : 水位 $[\text{m}]$ 、

T_r : 単位長さの河道の河床に作用する力 $[\text{N/m}]$ 、

u : ある点での流速 $[\text{m/s}]$ 、 ρ : 水の密度 $[\text{kg/m}^3]$ 、

g : 重力加速度 $[\text{m/s}^2]$ 、 U : 断面平均流速 $[\text{m/s}]$ 、

I_b : 河床勾配、 $R (= A/S)$: 径深 【m】、
 S_i : 同一の粗度を有する i 番目の潤辺部の長さ 【m】、
 n_i : 潤辺部での粗度係数 【 $\text{m}^{-1/3}\text{s}$ 】、 t : 時間 【s】

2) 流域及び河道分割

流域分割は 33 分割とし、河道分割は大臣管理区間よりも上流の本川及び支川（山田川、里川）を分割することとした。なお、久慈川水系は集積した市街地を流下する重要な河川であることから河道の流下状況をより詳細に把握する必要があるため、久慈川の河口から基準地点の山方地点まで、山田川と里川の大管管理区間の河道は一次元不定流計算モデルとした。

流域分割図、流出計算モデル模式図、一次元不定流計算モデル模式図、貯留関数における流域・河道モデル分割諸元を図 1.3、図 1.4、表 1.1、表 1.2 に示す。

また、久慈川の下流部では、河川および河川沿いに、自然遊水機能を有する箇所が複数存在しているため、一次元不定流モデルにおいては、図 1.5 に示す自然遊水について流量の低減を見込むものとする。

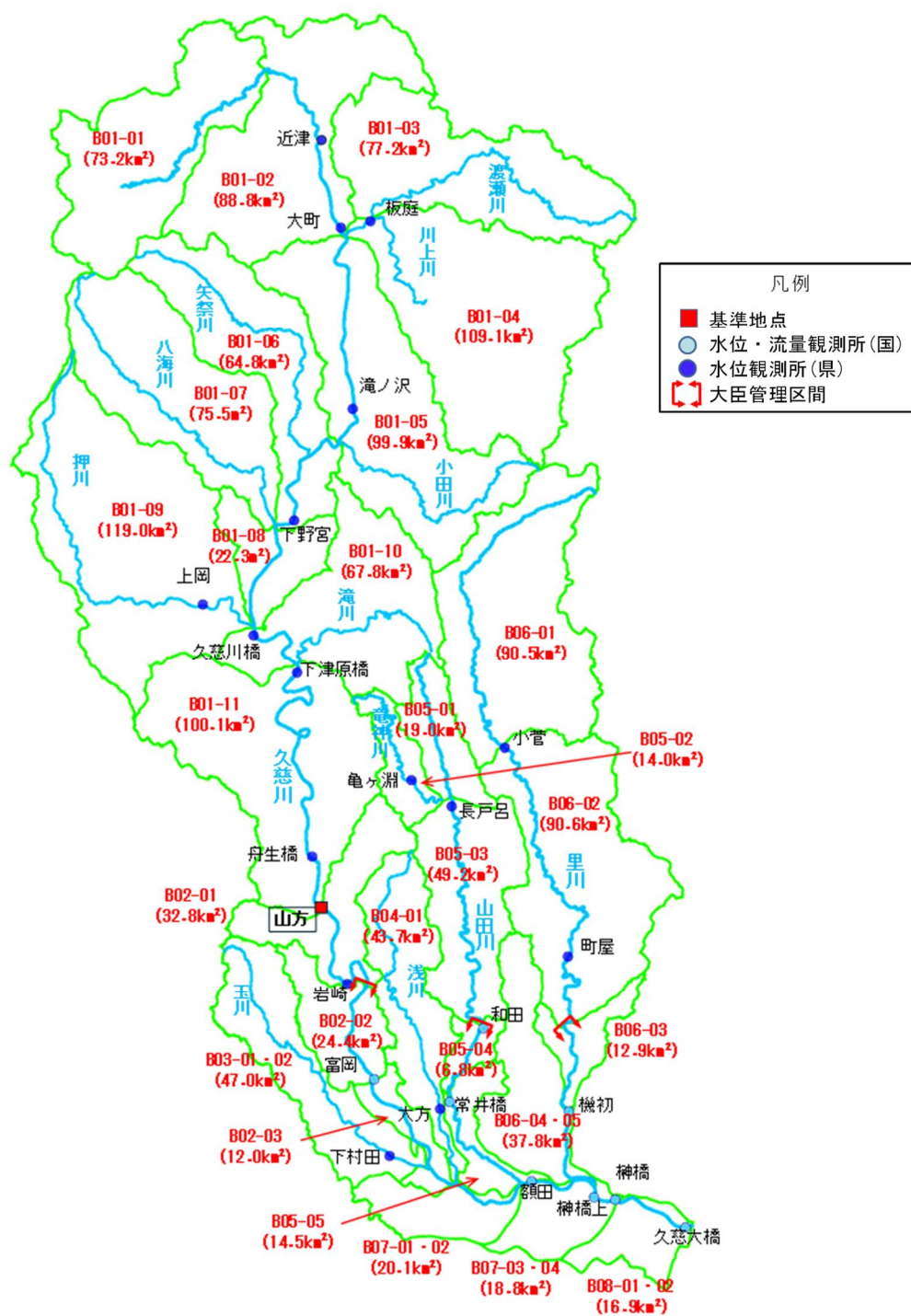


图 1.3 流域分割图

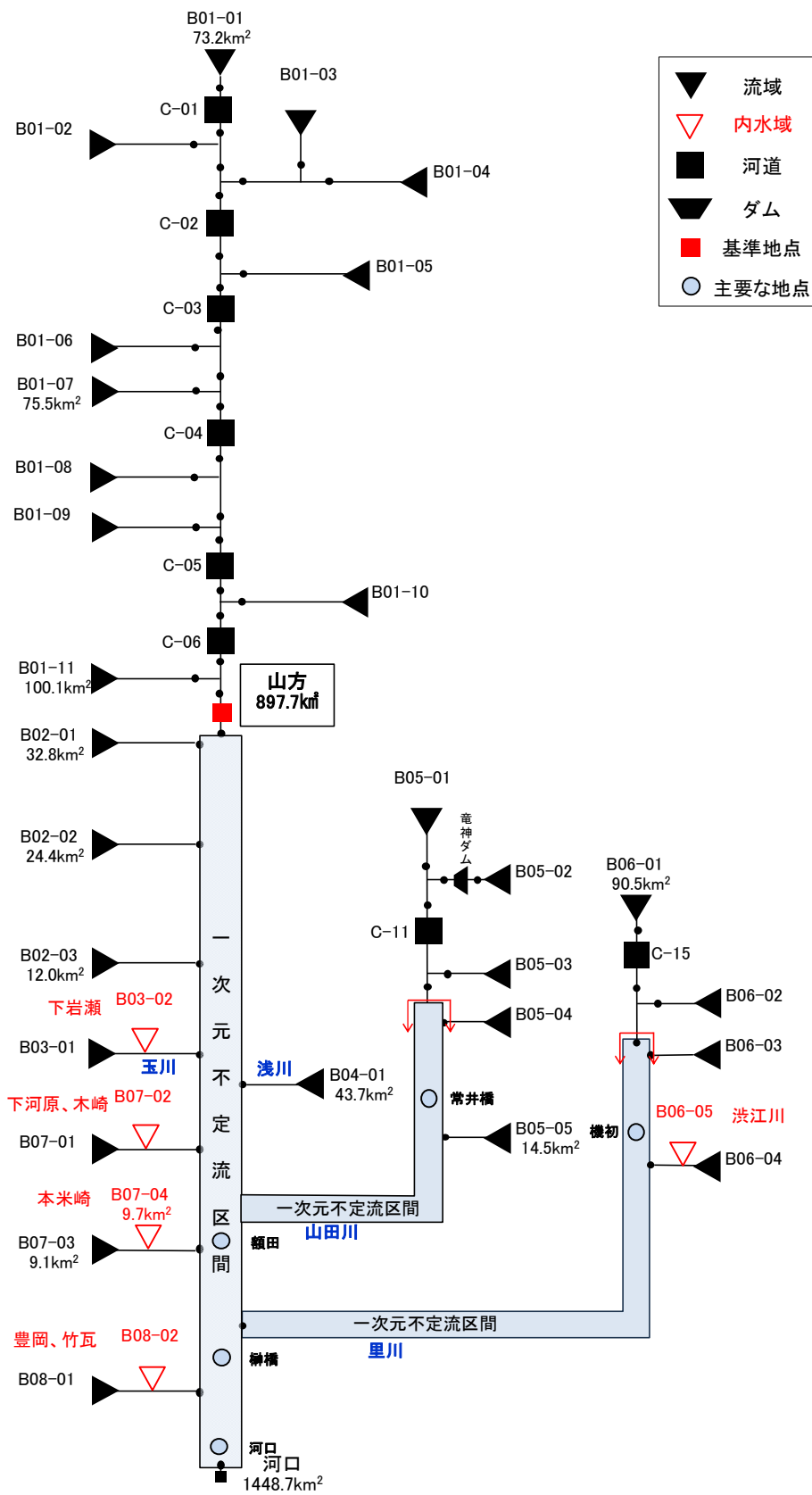


図 1.4 流出計算モデル模式図

表 1.1 流域・河道モデル分割諸元（流域分割）

流域	流域面積 (km ²)	流域	流域面積 (km ²)	流域	流域面積 (km ²)	流域	流域面積 (km ²)
B01-01	73.2	B01-10	67.8	B05-02	14.0	B07-01	2.7
B01-02	88.8	B01-11	100.1	B05-03	49.2	B07-02	17.4
B01-03	77.2	B02-01	32.8	B05-04	6.8	B07-03	9.1
B01-04	109.1	B02-02	24.4	B05-05	14.5	B07-04	9.7
B01-05	99.9	B02-03	12.0	B06-01	90.5	B08-01	9.7
B01-06	64.8	B03-01	46.7	B06-02	90.6	B08-02	7.2
B01-07	75.5	B03-02	0.3	B06-03	12.9		
B01-08	22.3	B04-01	43.7	B06-04	37.2		
B01-09	119.0	B05-01	19.0	B06-05	0.6		

表 1.2 流域・河道モデル分割諸元（河道）

	河道	河川名	河道区間
1	C-01	久慈川	(大竹川合流点～渡瀬川合流点)
2	C-02	久慈川	(渡瀬川合流点～小田川合流点)
3	C-03	久慈川	(小田川合流点～八海川合流点)
4	C-04	久慈川	(八海川合流点～押川合流点)
5	C-05	久慈川	(押川合流点～滝川合流点)
6	C-06	久慈川	(滝川合流点～山方地点)
7	C-11	山田川	(竜神川合流点～山田川直轄上流端)
8	C-15	里川	(小菅～里川直轄上流端)



図 1.5 自然遊水位置図

3) 定数の設定

(1) 流域定数の設定

① 定数設定の考え方

各流域定数 (K 、 P 、 T_l 、 f_1 、 R_{sa}) の設定に当たっては、昭和 50 年 (1975 年) ~ 令和 5 年 (2023 年) のデータの中から、基準地点山方の流量が比較的大きい洪水 (以下「流域定数解析洪水」という。) を用いて設定した。

② 流域定数解析洪水

定数設定に当たっては、昭和 50 年以降において、富岡あるいは榊橋で氾濫注意水位を超過し、基準地点山方の流量が平均年最大流量相当以上の洪水と、近年 20 年 (平成 16 年 (2004 年) ~ 令和 5 年 (2023 年)) において富岡あるいは榊橋で氾濫注意水位を超過するか、基準地点山方で流量観測が実施された洪水の 36 洪水を対象とした。表 1.3 に洪水の一覧を示す。

表 1.3 流域定数解析洪水

対象洪水		榑橋地点		富岡地点		山方地点	備考
No.	生起年月日	榑橋水位	氾濫注意 水位超過	富岡水位	氾濫注意 水位超過	ピーク流量	
1	S52.9.18	5.60	○	1.65	-	1100	
2	S54.10.18	6.14	○	2.29	-	1300	
3	S56.10.21	5.91	○	2.15	-	1300	
4	S57.9.11	5.81	○	2.41	-	1400	
5	S60.6.29	5.28	○	1.75	-	1100	
6	S61.8.3	7.65	○	3.98	○	3000	
7	S62.8.17	3.97	○	1.46	-	1300	
8	H1.8.5	5.01	○	-0.04	-	900	
9	H1.8.26	5.53	○	2.05	-	1100	
10	H3.9.18	7.36	○	3.76	○	3700	
11	H5.8.26	5.42	○	1.81	-	1000	
12	H6.9.28	5.05	○	2.08	-	900	
13	H8.9.21	4.88	○	2.24	-	1200	
14	H10.8.29	5.32	○	2.46	-	1200	
15	H10.9.14	5.46	○	2.48	-	1100	
16	H11.6.29	5.03	○	2.69	○	1100	
17	H11.7.13	6.51	○	3.68	○	2300	
18	H12.7.7	5.16	○	2.53	○	1100	
19	H14.7.9	5.23	○	3.17	○	1800	
20	H16.10.19	5.54	○	3.34	○	1700	
21	H18.6.15	4.89	○	2.95	○	1600	
22	H18.7.17	3.89	○	1.27	-	500	
23	H18.12.25	3.81	○	1.66	-	700	
24	H19.7.14	4.43	○	1.71	-	800	
25	H19.9.5	4.44	○	2.53	○	1300	
26	H21.8.9	4.01	○	1.76	-	1000	
27	H22.4.28	3.01	-	0.34	-	500	山方流量観測あり
28	H23.9.20	6.53	○	4.85	○	2900	
29	H24.5.2	3.96	○	1.77	-	800	
30	H24.6.19	4.20	○	2.04	-	800	
31	H25.9.14	5.08	○	3.94	○	1900	
32	H26.4.3	4.59	○	2.30	-	900	
33	H26.10.5	4.67	○	2.80	○	1100	
34	H27.7.16	4.31	○	3.18	○	1200	
35	H29.10.22	4.61	○	3.06	○	1300	
36	R1.10.12	7.44	○	5.73	○	3700	
単位		D.L.m	○:超過	D.L.m	○:超過	m ³ /s	

※榑橋氾濫注意水位 3.70m、富岡氾濫注意水位 2.50m

③ 流出成分の分離

流域定数の設定を行う上で、実績流量のハイドログラフをもとに流出成分を分離し、流域定数解析洪水毎に流域定数の解析地点のハイドログラフについて、ハイドログラフの低減部の指数低減性を利用する方法によって、直接流出成分と間接流出成分の分離を行い、各時刻の直接流出と基底流量を求めた。この成分分離の概念を図 1.6 に示し、各洪水における成分分離の事例を図 1.7 に示す。

成分分離については、ハイドログラフの低減部を片対数紙に描き、2 本又は 3 本の直線で近似する。2 本の場合はその折れ点、3 本の場合には洪水の終わりから 1 つ目の折れ点が中間流出の終了時点と考えられている。今回は、ピーク以降の流量を 3 本の直線で分離し、洪水の終わりから 1 つ目の折れ点を直接流出の終了地点とした。

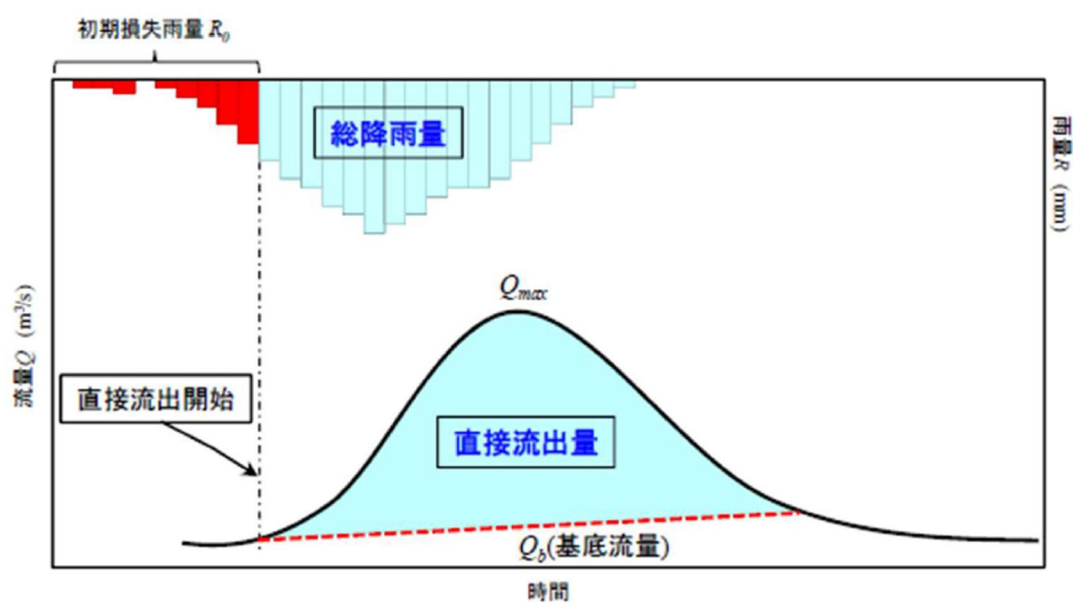


図 1.6 成分分離概念図

＜竜神ダム＞

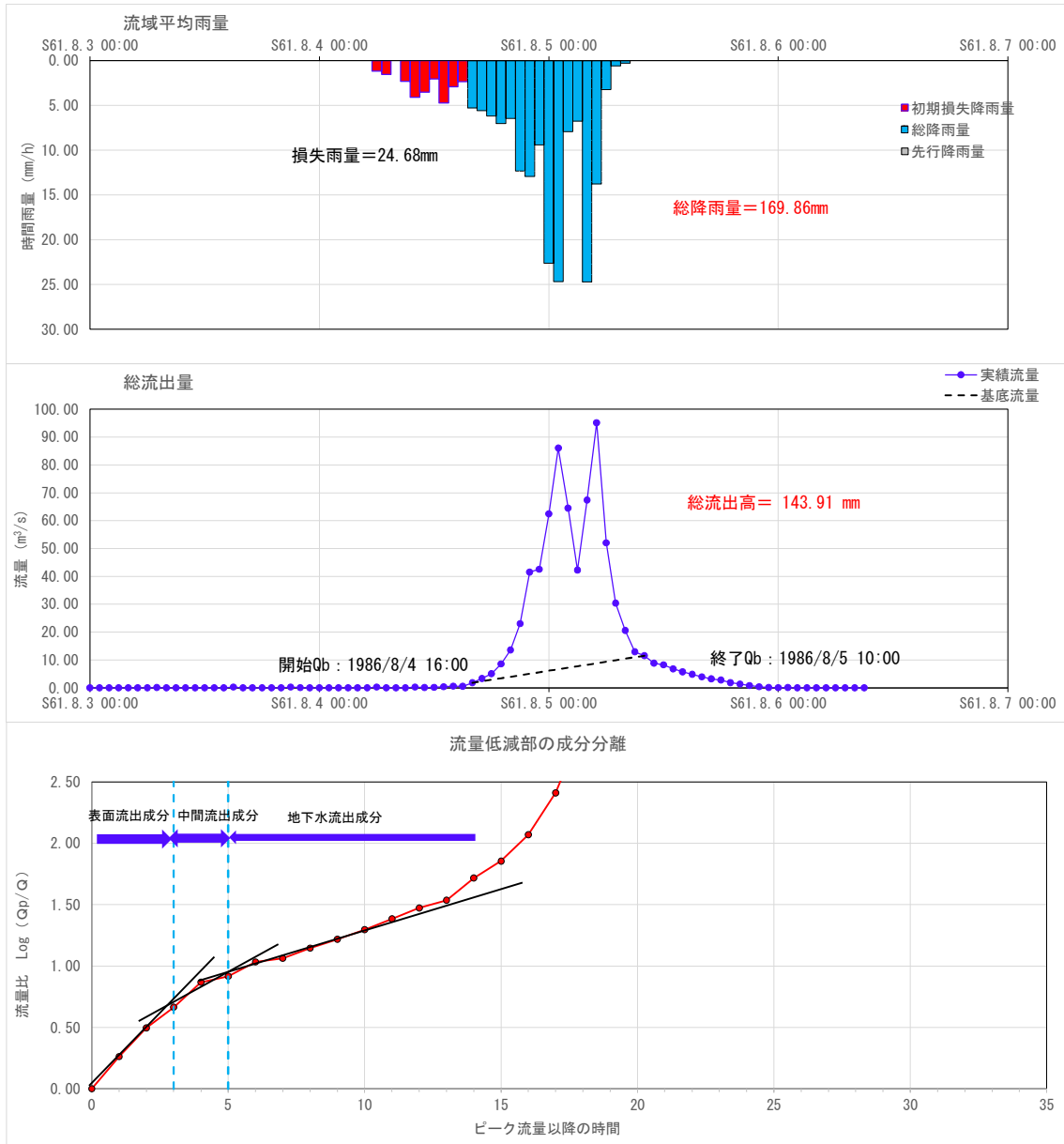


図 1.7 成分分離の事例（昭和 61 年 8 月洪水）

④ 初期損失降雨の設定

初期損失雨量は、次に示す地点（以下「 f_1 等解析地点」という。）を選定して、流域定数解析洪水毎に求めた。具体的には、 f_1 等解析地点の上流域における流域平均時間雨量のハイトグラフにおいて、直接流出開始以前の時間雨量の和を求めて当該地点の初期損失雨量とした。

f_1 等解析地点（4 地点）

- 分割した小流域の下流端となる流量観測所のうち、流域定数解析洪水のデータについて、 f_1 、 R_{sa} の解析が可能なデータが存在する流量観測所地点：山方、常井橋、機初
- 流域定数解析洪水のデータについて、 f_1 、 R_{sa} の解析が可能なデータが存在する県管理ダム地点：竜神ダム

各小流域の初期損失雨量は、流域定数解析洪水毎に設定することとし、 f_1 等解析地点のうち、源流に最も近い解析地点（以下「最上流地点」という。）は3地点あり、この上流にある15小流域については、最上流地点で求めた当該洪水における初期損失雨量を、当該最上流地点の上流にある小流域の初期損失雨量とした。その他の18小流域のうち、中流域毎に、当該中流域に含まれる f_1 等解析地点の当該洪水における初期損失雨量を、当該中流域に属する小流域の初期損失雨量とした。本川山方下流の12小流域については、常井橋と機初の初期損失雨量より常井橋と機初の流域面積按分した値を求め、当該中流域に属する小流域の初期損失雨量とした。

なお、中流域は、流出の特性を考慮して、山方上流域、山方下流域、竜神ダム流域、山田川流域、里川流域の5つとし、久慈川の33の小流域を5つの中流域に分けた。中流域の分割図を図1.8に示す。

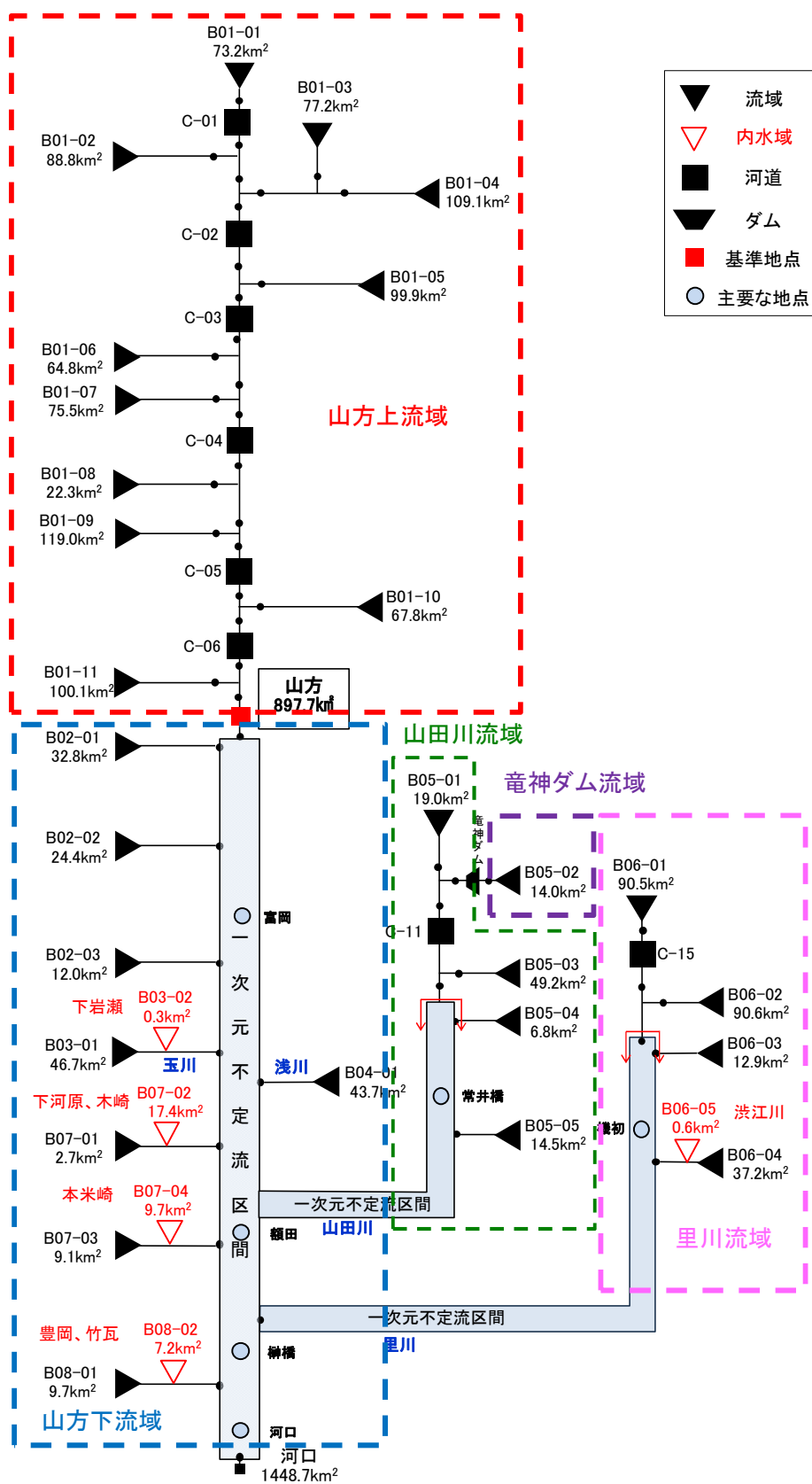


図 1.8 中流域分割図

⑤ f_1 、 R_{sa} の設定

各小流域の f_1 は、当該小流域が属する中流域の f_1 とすることとし、中流域毎に f_1 を求めた。具体的には、中流域毎に、当該中流域に含まれるすべての f_1 等解析地点におけるすべての流域定数解析洪水の総降雨量 R_{sum} と総直接流出高 q_{sum}

$(\text{【mm】} = \frac{Q_{sum}}{1000 \cdot A})$ を1つの図(X軸： R_{sum} 、Y軸： q_{sum})にプロットし、ある

R_{sa} を仮定して、総降雨量が R_{sa} より小さい点群について、その座標と原点を結ぶ直線の傾きの平均値を f_1 としたときに、総降雨量が R_{sa} より大きい点群について、総降雨量と総直接流出高の差の平均値が $R_{sa} \cdot (1 - f_1)$ となることを満足するように、 R_{sa} を変化させて求めた。なお、この R_{sa} を当該中流域の『平均的な R_{sa} 』とし、この結果を図 1.9 に示す。また、洪水毎に実績の総降雨量と総直接流出高を求めることができる場合は、『洪水毎の R_{sa} 』を求めた。

具体的には、当該地点を含む中流域の $R_{sum} - q_{sum}$ 図において、当該地点の当該洪水のプロットを通るように傾きが1.0の直線を引き、この直線と、原点を通る傾きが f_1 の直線との交点のX座標を、当該地点の洪水毎の R_{sa} とした。

各小流域の R_{sa} の設定に当たっては、流域定数解析洪水毎に設定することとし、最上流地点の上流にある15小流域については、各最上流地点で求めた当該洪水における洪水毎の R_{sa} を、当該最上流地点の上流にある小流域の R_{sa} とした。その他の18小流域のうち、中流域毎に当該中流域に含まれるすべての最上流地点の当該洪水における洪水毎の R_{sa} を求め、当該中流域に属する小流域の R_{sa} とした。本川山方下流の12流域の中流域については、常井橋と機初の R_{sa} より常井橋と機初の流域面積按分した値を求め、当該中流域に属する小流域の R_{sa} とした。

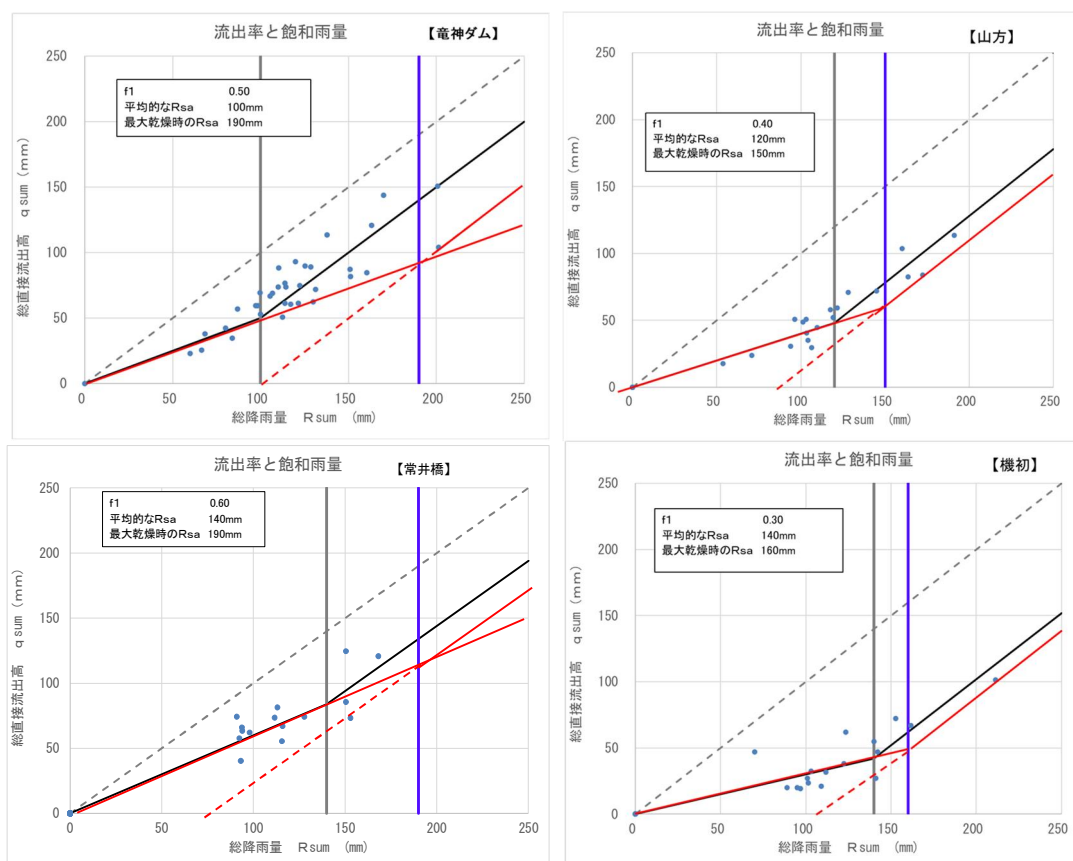


図 1.9 各洪水の総降雨量と総直接流出高の関係

⑥ 小流域ごとの有効降雨

小流域ごとの有効降雨は、小流域ごとの流域平均時間雨量と $f_{(t)}$ から、次式により求めることができる。

$$re_{(t)} = f_{(t)} \cdot r_{(t)}$$

$re_{(t)}$: 流域平均有効降雨強度【mm/h】、 $f_{(t)}$: 流入係数【無次元】

$r_{(t)}$: 流域平均降雨強度【mm/h】^{*1}

^{*1} 雨量観測所の観測雨量からテーゼン法により求めた流域平均時間雨量。初期損失分も含む。

ここで、 R_{sa} には初期損失雨量 R_0 が含まれないことに留意し $f_{(t)}$ は次のとおりである。

$\sum r_{(t)} \leq R_0$	の場合	$f_{(t)} = 0.0$
$R_0 < \sum r_{(t)} \leq R_0 + R_{sa}$	の場合	$f_{(t)} = f_{(1)}$
$\sum r_{(t)} > R_0 + R_{sa}$	の場合	$f_{(t)} = 1.0$

⑦ K 、 P 、 T_l の設定

分割した小流域の下端となる流量観測所地点及びダム地点のうち、流域定数解析洪水データについて、 K 、 P 、 T_l の解析が可能なデータが存在し、かつ、河道の影響を受けにくい地点（以下「 K 等解析地点」という。）が1地点（竜神ダム）あり、この地点で K 、 P 、 T_l の解析を行った。

具体的には、 T_l を少しずつ変えて貯留高と直接流出高を両対数でプロットして $S_{(t)} - q_{(t)}$ 図を作成し、最もループが小さくなる T_l を求めた。求めた T_l によって両対数でプロットした $S_{(t)} - q_{(t)}$ 関係を直線近似し、切片を K 、傾きを P として求めた。

このようにして洪水毎の K 、 P 、 T_l を求めることとし、大きな洪水における流出量の再現性を考慮して、 K 、 P 、 T_l は規模の大きい洪水の値の平均値をそれぞれ用いて、当該 K 等解析地点の K 、 P 、 T_l を求めた。 K 等解析地点の K 、 P 、 T_l を求める際に作成した $S_{(t)} - q_{(t)}$ 図を図 1.10～図 1.14 に示す。

K 等解析地点は、山田川の竜神ダムのみであるため、竜神ダムの K 、 P 、 T_l の値を全小流域に与えることは難しい。そのため、 K については、リザーブ式（流域粗度、流域勾配、流路長の関数）で換算、 T_l は、竜神ダム流路長と各小流域の流路長の比より設定した。なお、 P については、竜神ダムで設定した P を、各小流域に与えた。流域定数の設定結果を表 1.3 に示す。

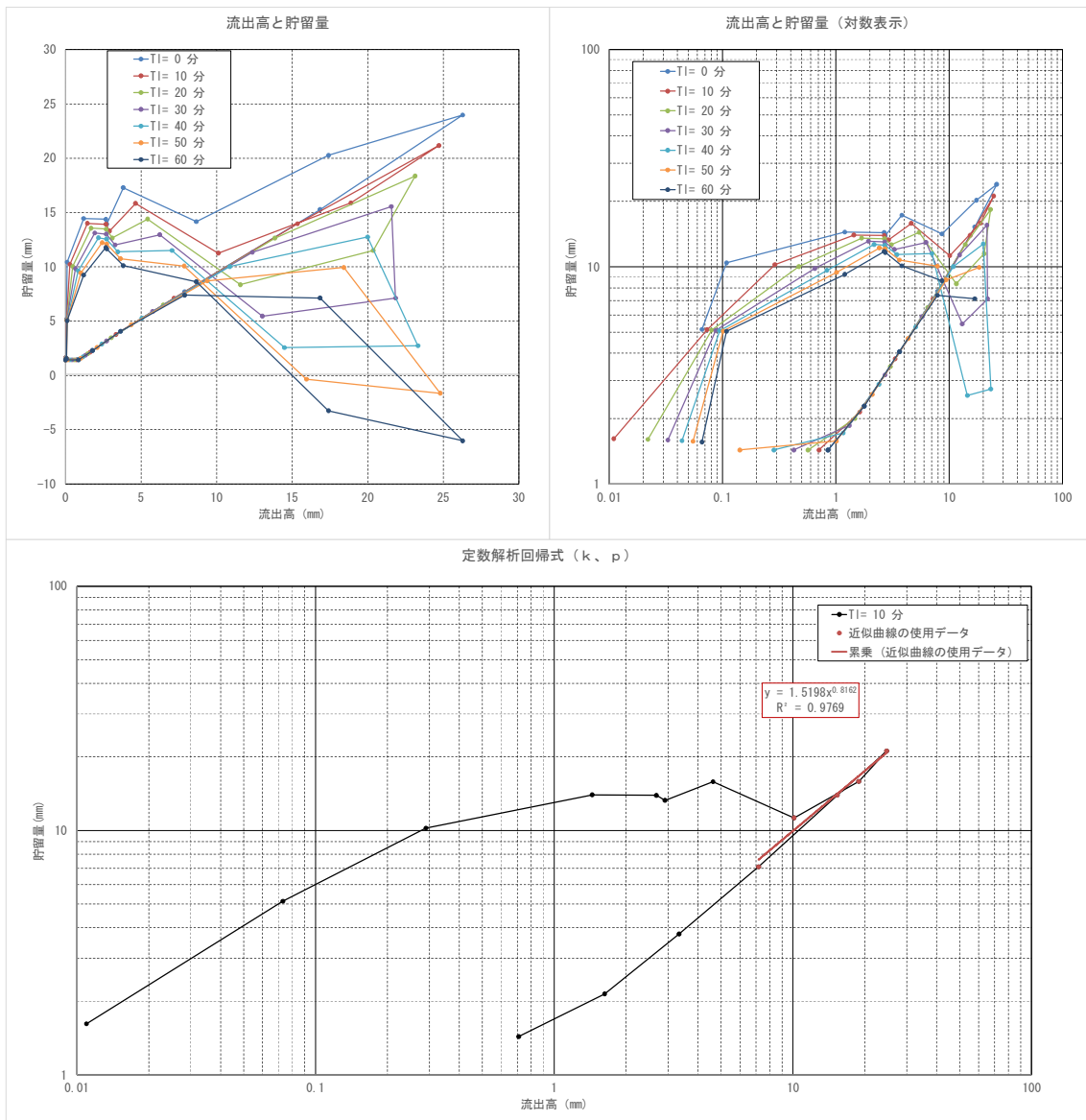


図 1.10 貯留高—流出高関係図 (S56 年 10 月洪水)

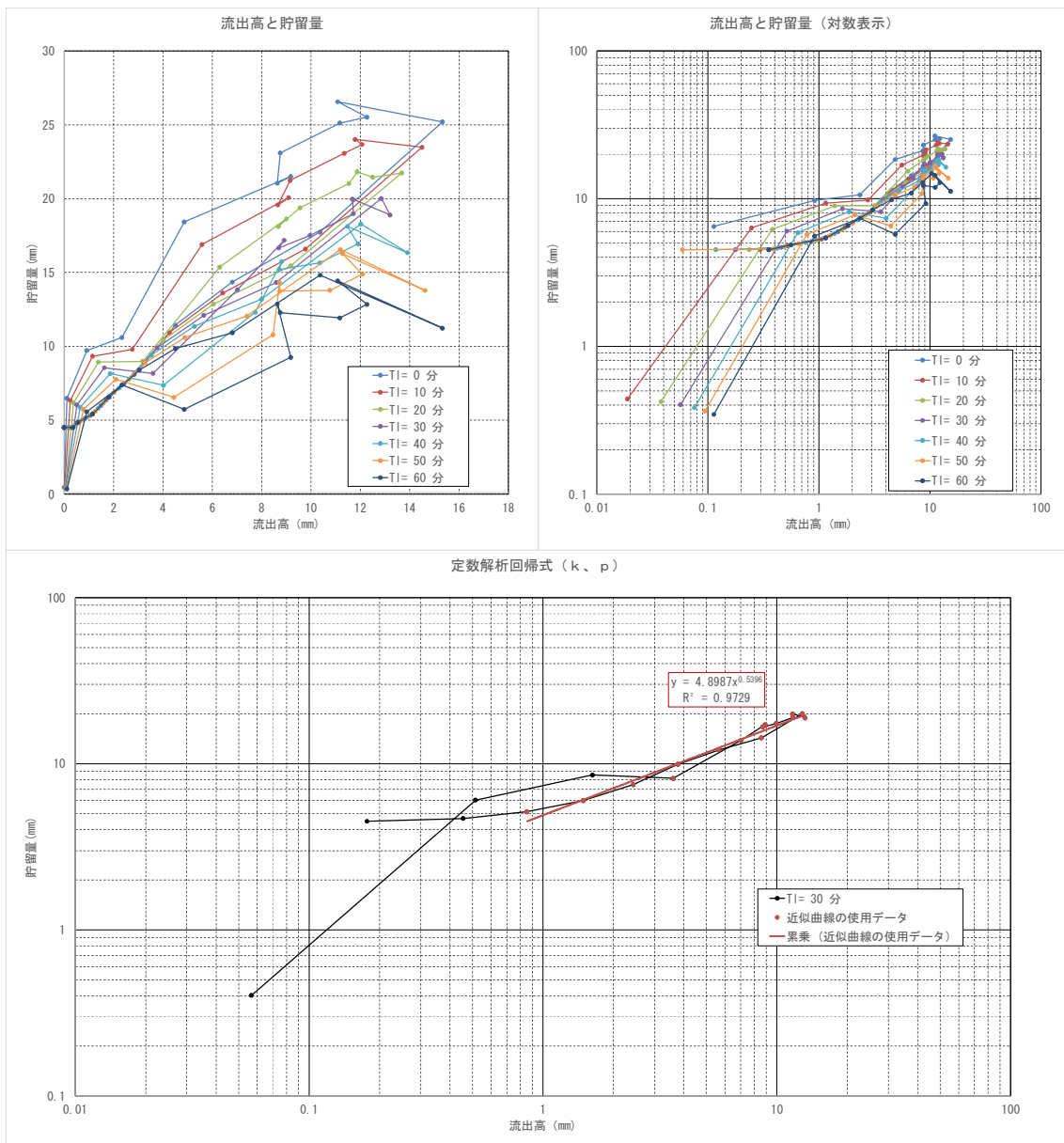


図 1.12 貯留高一流出高関係図 (H3 年 9 月洪水)

表 1.4 流域定数設定結果

流域番号	流域名	流域面積 (km ²)	流域定数						初期降雨損失		備考 (f1、Rsa、初期降雨損失の設 定地点)
			K	P	Tl [hr]	Qb (m ³ /s)	一次流出率 f1	二次流出率 f2	飽和雨量 Rsa (mm)	(mm)	
B01-01	本川上流域	73.20	3.558	0.715	1.167	4.0	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-02	本川残流域 1	88.80	4.231	0.715	1.333	4.9	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-03	渡瀬川流域	77.20	3.179	0.715	1.333	4.3	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-04	川上川流域	109.10	3.548	0.715	1.500	6.0	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-05	本川残流域 2	99.90	2.826	0.715	1.000	5.5	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-06	本川残流域 3	64.80	4.304	0.715	1.500	3.6	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-07	八溝川	75.50	3.718	0.715	1.333	4.2	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-08	本川残流域 4	22.30	3.304	0.715	0.500	1.2	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-09	押川流域	119.00	4.531	0.715	1.667	6.6	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-10	本川残流域 5	67.80	3.313	0.715	1.000	3.7	0.40	1	120.0	20.0	山方
B01-11	本川残流域 6	100.10	5.491	0.715	1.500	5.5	0.40	1	120.0	20.0	山方
B02-01	本川残流域 7	32.80	3.150	0.715	0.667	1.8	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B02-02	本川残流域 8	24.40	2.458	0.715	0.500	1.3	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B02-03	本川残流域 9	12.00	2.086	0.715	0.167	0.7	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B03-01	玉川流域（外水域）	46.70	5.064	0.715	1.167	2.6	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B03-02	玉川流域（内水域）	0.30	5.064	0.715	1.167	0.0	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B04-01	湊川流域	43.70	5.177	0.715	1.333	2.4	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B05-01	山田川流域 1	19.00	2.750	0.715	0.500	1.0	0.60	1	140.0	25.0	常井橋
B05-02	竜神ダム流域	14.00	2.398	0.715	0.667	0.8	0.50	1	100.0	15.0	竜神ダム
B05-03	山田川流域 2	49.20	4.317	0.715	1.000	2.7	0.60	1	140.0	25.0	常井橋
B05-04	山田川流域 3	6.80	1.339	0.715	0.167	0.4	0.60	1	140.0	25.0	常井橋
B05-05	山田川流域 4	14.50	3.522	0.715	0.333	0.8	0.60	1	140.0	25.0	常井橋
B06-01	里川流域 1	90.50	3.651	0.715	1.333	5.0	0.30	1	140.0	20.0	機初
B06-02	里川流域 2	90.60	4.679	0.715	1.500	5.0	0.30	1	140.0	20.0	機初
B06-03	里川流域 3	12.90	1.329	0.715	0.333	0.7	0.30	1	140.0	20.0	機初
B06-04	里川流域 4（外水域）	37.20	3.193	0.715	1.000	2.1	0.30	1	140.0	20.0	機初
B06-05	里川流域 4（内水域）	0.60	3.193	0.715	1.000	0.0	0.30	1	140.0	20.0	機初
B07-01	本川残流域 10（外水域）	2.70	3.066	0.715	0.667	0.1	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B07-02	本川残流域 10（内水域）	17.40	3.066	0.715	0.667	1.0	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B07-03	本川残流域 11（外水域）	9.10	3.211	0.715	0.500	0.5	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B07-04	本川残流域 11（内水域）	9.70	3.211	0.715	0.500	0.5	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B08-01	本川残流域 12（外水域）	9.70	2.021	0.715	0.333	0.5	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分
B08-02	本川残流域 12（内水域）	7.20	2.021	0.715	0.333	0.4	0.38	1	140.0	21.4	常井橋・機初流域面積按分

(2) 河道定数の設定

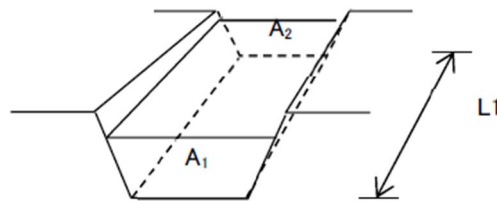
① 貯留関数法

河道定数 K 、 P の検討に当たっては、山方地点上流の茨城県区間については、令和2年（2020年）測量断面、山方地点上流の福島県区間、山田川指定区間、里川指定区間については、平成17年（2005年）のLP測量断面を用いて、河道毎に流量規模毎の河道貯留量（ s ）を不等流計算により求め、流量と河道貯留の関係から、流域定数の検討と同様に切片を K 、傾きを P として求めた。 $S-Q$ 関係を整理した結果を図1.15に示す。

$s = \frac{V}{3600}$ （ V ：各流量に対応した河道内のボリューム【 m^3 】）の関係であり、 V は以下の方法で求めた。

$$V = \frac{(A_1 + A_2)}{2} \cdot L_1 + \frac{(A_2 + A_3)}{2} \cdot L_2 + \frac{(A_3 + A_4)}{2} \cdot L_3$$

A ：河道の各断面における断面積【 m^2 】、 L ：河道の各断面間の延長【 m 】



$$V = \frac{1}{2}(A_1 + A_2) \cdot L_1 + \dots$$

$$S = V/3600$$

A_1 、 A_2 ：任意の流量における流積（ m^2 ）, L_1 ：区間距離（ m ）

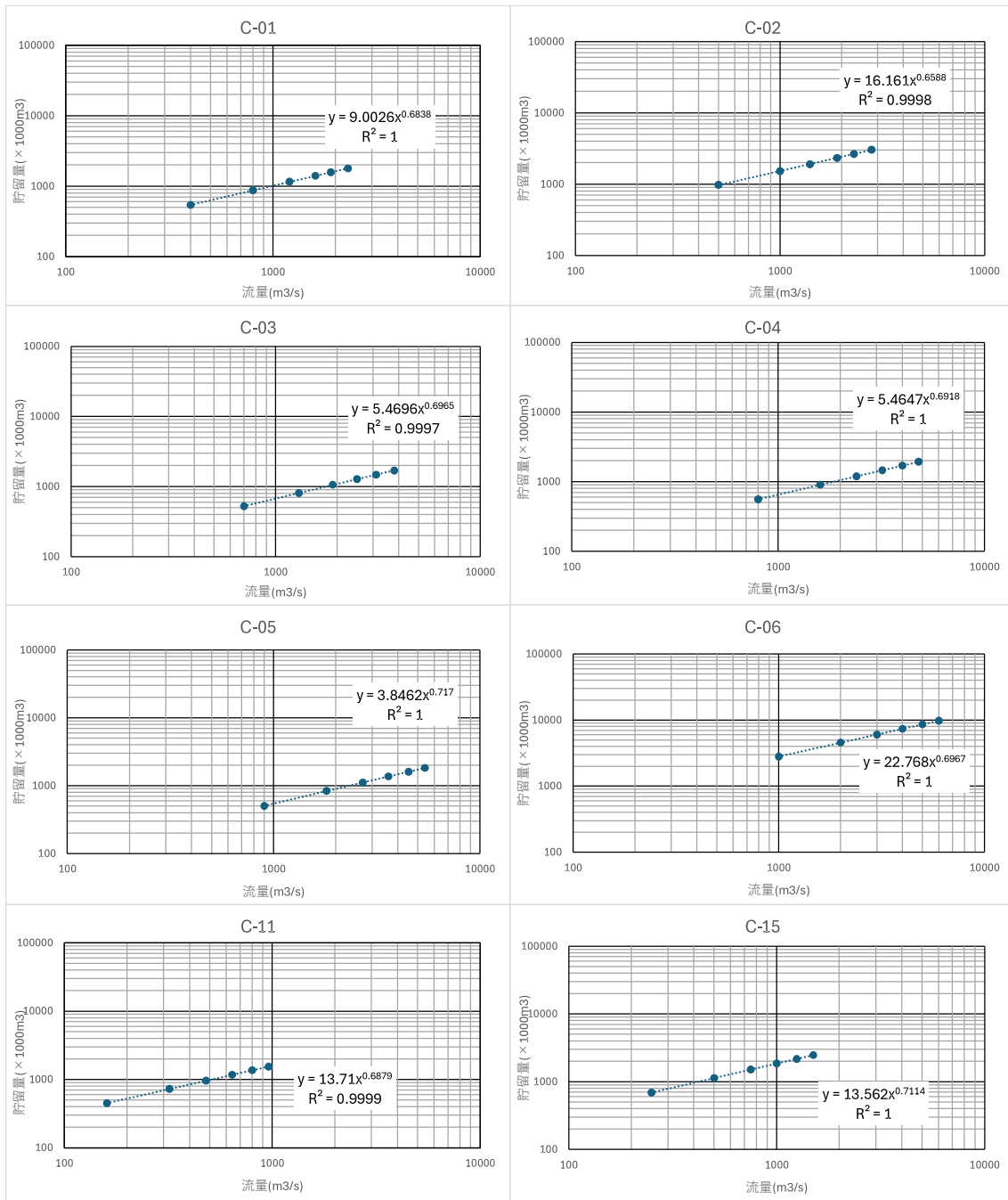


図 1.15 河道貯留量 S～流出量 Q 相関図

河道の T_l については、定流の貯留関数と洪水流の貯留関数の関係から求めた。
考え方は以下のとおりである。(参考文献：水文研究資料貯留関数法 工学博士
木村俊晃 河鍋書店)

木村俊晃工学博士によれば、河川の定流の貯留水量と流量から定流の貯留関数を次のように定めている。

$$\varphi_s = K_s \cdot Q^{-0.4}$$

$$K_s = 0.185n^{0.6} \cdot L \cdot b^{0.4} \cdot I^{-0.3}$$

ここに、

Q ：流量【 m^3/s 】

n ：粗度係数

L ：流路延長【 km 】

b ：河幅【 m 】(河道の断面を長方形として仮定)

I ：勾配

一方で、定流の貯留関数 φ_s と、洪水流の貯留関数 φ の間には、次式の関係が近似的にあることを示している。

$$\varphi_s = \varphi + T_l$$

ここに、 T_l ：河道の遅延時間

ここで、次のように仮定を行う。

仮定①：洪水流の貯留関数 φ は、流量 Q の -0.5 乗に比例する。

$$\text{洪水貯留関数 } \varphi = K' \cdot Q^{-0.5}$$

仮定②：定流の貯留関数 φ_s と洪水流の貯留関数 φ の関係は図 1.16 のとおりであり、 Q_{min} に対応する点で交わる。

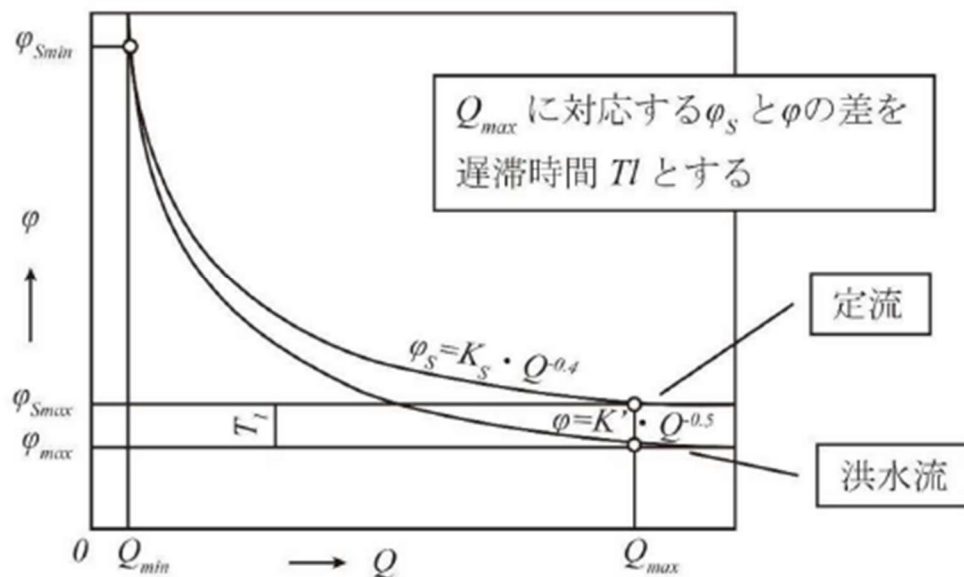


図 1.16 定流の貯留関数 と洪水流の貯留関数の関係

木村は、遅延時間について理論的な計算が出来ず、また、経験的な推定式も得られていないため、利根川、鬼怒川の洪水解析で下記の理由から前頁のような仮定を行う方法を採用した。

経験的に貯留関数について求めた P に相当する指数は、 $0.4 \sim 0.5$ （平均 0.45 程度）であることが判っているので、 φ は Q の -0.55 乗程度に比例するのが妥当。これを -0.5 乗と近似。

Q_{min} を大きく変えても図 1.16 の関係は変わらない。

Q_{max} を大きく変えても T_l の値はほとんど変わらない。

久慈川における遅延時間の推定も同様の手法を用いるものとした。

定流の貯留関数と洪水時の貯留関数が Q_{min} で交わることから、定流時の φ_s をもとに洪水時の定数 K' ($\varphi_s(Q_{min}) = \varphi(Q_{min})$)を求めることができる。

K' を求めることが出来れば、 Q_{max} による貯留関数 φ を計算することができ、 Q_{max} による定流時の貯留関数 φ_s との差分を求めることにより、遅滞時間 T_l が算出することができる。

定流時の ϕ_s を求めるために K_s を構成する粗度係数 n 、流路長 L 、河幅 b を各河道モデルで設定を行った。河幅 b は、木村は河道を長方形として仮定しているが、久慈川では不等流計算の河積 A /径深 R により各断面における河幅を求め、河道モデル区間での平均値を河道モデルの河幅とした。

河道の遅滞時間 T_l を設定した結果を表 1.5 に示す。

表 1.5 遅れ時間の設定結果

河川	河道	河道名	面積		比流量(最大流量Qmax)			比流量(基底流量Qmin)		Qmax	Qmin
			流入	流出	地点	最大流量	面積	比流量	地点	比流量	平均
久慈川	C-01	～ 川上川合流点	73.2	162.0	山方	5,092	897.7	5.672	山方	0.024	667
	C-02	川上川合流点 ～ 小田川合流点	348.3	448.2	山方	5,092	897.7	5.672	山方	0.024	2,259
	C-03	小田川合流点 ～ 八満川合流点	448.2	513.0	山方	5,092	897.7	5.672	山方	0.024	2,726
	C-04	八満川合流点 ～ 押川合流点	588.5	610.8	山方	5,092	897.7	5.672	山方	0.024	3,401
	C-05	押川合流点 ～ 滝川合流点	729.8	797.6	山方	5,092	897.7	5.672	山方	0.024	4,332
	C-06	滝川合流点 ～ 山方	797.6	897.7	山方	5,092	897.7	5.672	山方	0.024	4,808
山田川	C-11	竜神川合流点 ～ 直轄上流端	33.0	82.2	山方	5,092	897.7	5.672	山方	0.024	327
里川	C-15	～ 直轄上流端	90.5	181.1	山方	5,092	897.7	5.672	山方	0.024	770
単位			km ²	km ²	—	m ³ /s	km ²	m ³ /s/km ²	—	m ³ /s/km ²	m ³ /s

河川	河道	河道名	流路長L	川幅b	勾配I	粗度係数	Ks	K'	ϕ (s)max	ϕ max	Tl round
久慈川	C-01	～ 川上川合流点	11200	78.3	0.0049	0.035	7.81	8.6	35	20	10
	C-02	川上川合流点 ～ 小田川合流点	11850	132.7	0.0032	0.035	11.66	14.6	32	18	10
	C-03	小田川合流点 ～ 八満川合流点	7400	85.1	0.0041	0.037	5.86	7.5	15	9	10
	C-04	八満川合流点 ～ 押川合流点	5935	105.8	0.0029	0.038	5.75	7.5	13	8	10
	C-05	押川合流点 ～ 滝川合流点	4460	128.3	0.0021	0.040	5.30	7.1	11	6	10
	C-06	滝川合流点 ～ 山方	19000	171.0	0.0021	0.040	25.48	34.4	51	30	20
山田川	C-11	竜神川合流点 ～ 直轄上流端	17102	56.3	0.0034	0.035	11.64	12.0	69	40	30
里川	C-15	～ 直轄上流端	22349	61.6	0.0067	0.033	12.45	14.0	52	30	20
単位			m	m	—	—	—	—	min	min	min

流出計算に当たっては、すべての洪水の流出計算において、このようにして求めた K 、 P 、 T_l を用いた。

表 1.6 河道定数

河川	河道番号	K	P	Tl [hr]
久慈川	C-01	9.0026	0.6838	0.167
	C-02	16.1610	0.6588	0.167
	C-03	5.4696	0.6965	0.167
	C-04	5.4647	0.6918	0.167
	C-05	3.8462	0.7170	0.167
	C-06	22.7680	0.6967	0.333
山田川	C-11	13.7100	0.6879	0.500
里川	C-15	13.5620	0.7114	0.333

② 一次元不定流計算

一次元不定流計算においては、令和 2 年（2020 年）の河道データを基に、不定流計算のピーク水位が痕跡水位を再現する粗度係数を設定した。

準二次元不定流計算モデルは、河口から大臣管理区間の上流端までとし、モデルの上流端には、貯留関数法で求まる流量を与えた。再現性の検討に当たっては、下流端には河口の実績水位を出発水位として与えた。

③ 実績再現計算

前述までに設定した定数を用いて、近年の洪水を対象に検証した。

④ 流出解析に用いる定数

各小流域の流域面積、 f_1 、 K 、 P 、 T_l と各河道の K 、 P 、 T_l は、前述にて整理した値を用いる。再現計算に用いる各小流域の初期損失雨量、 R_{sa} は洪水毎に設定した。

⑤ 検証対象洪水の再現計算結果

前項までに設定した定数を用いて、再現計算を実施した。再現計算結果を図 1.17 に示す。

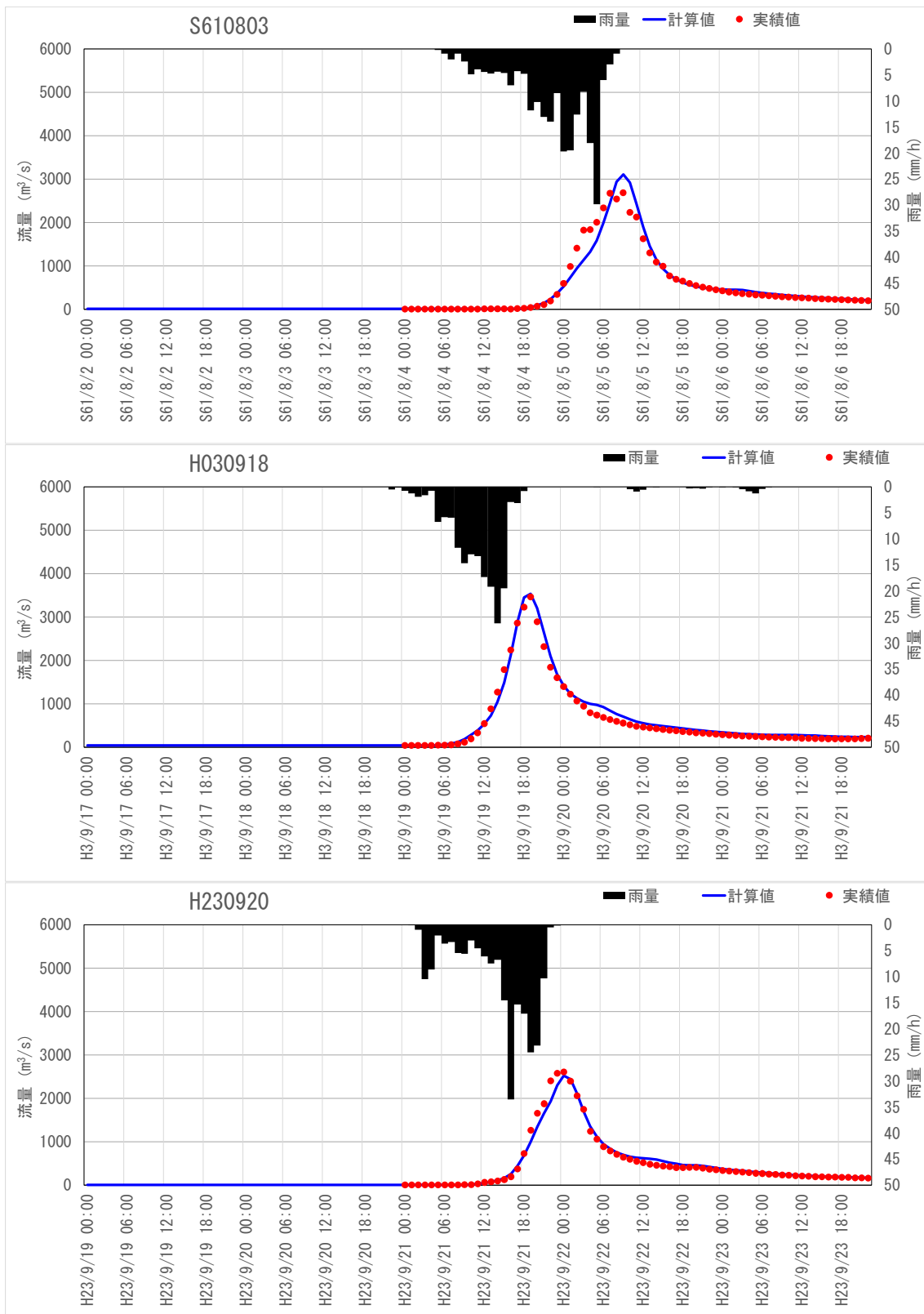


图 1.17 洪水再現計算結果（山方地点）

1-5 基本高水のピーク流量の設定の考え方

基本高水のピーク流量の設定については、前述した流出解析モデルを用いて、以下の項目について総合的に判断し設定する。

1. 気候変動を考慮した時間雨量データによる確率からの検討
2. アンサンブル予測降雨波形を用いた検討
3. 既往洪水からの検討

1-6 計画規模の設定

計画規模については、既定計画の基準地点山方 1/100 を踏襲するものとする。

1-7 対象降雨の継続時間の設定

1) 対象降雨の継続時間設定の考え方

久慈川流域における対象降雨の継続時間については、①洪水到達時間、②ピーク流量と短時間雨量との相関関係、③強い降雨強度の継続時間を整理し設定した。

2) 洪水到達時間

洪水到達時間は以下に示す(1)Kinematic Wave 法に基づく式及び(2)角屋の式を用いて算定した。対象洪水は、基準地点山方における流量が、1/5 確率流量 ($1,530\text{m}^3/\text{s}$) 以上の 9 洪水を対象とした。

(1) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

Kinematic Wave 法は矩形斜面上の表面流に Kinematic Wave 理論を適用して洪水到達時間を導く手法である。

(2) 角屋の式による洪水到達時間

角屋の式は Kinematic Wave 理論の洪水到達時間を表す式に、河道長と地形則を考慮した式である。

(1)及び(2)について山方の計算結果を表 1.7 示し、洪水毎の Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討結果を図 1.18～図 1.22 に示す。

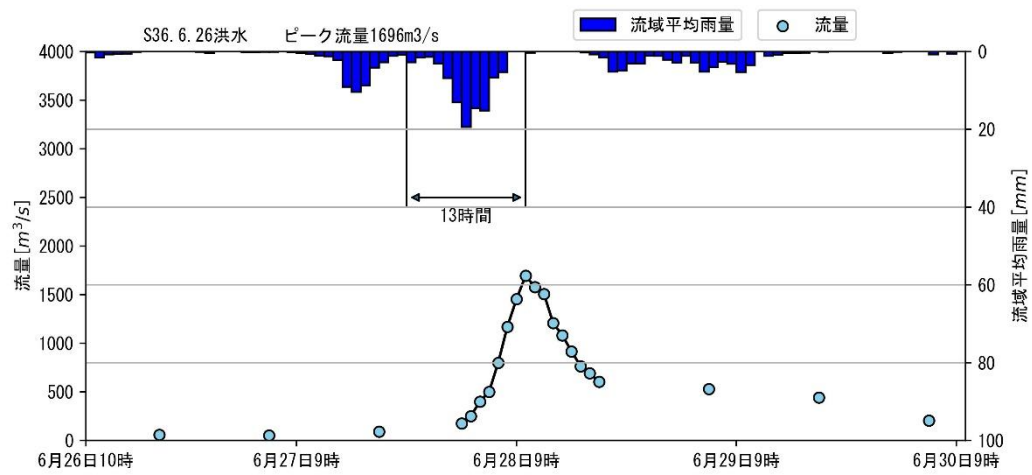
表 1.7 洪水到達時間の算定結果

No.	洪水名	山方地点 流量 (m^3/s)	Kinematic Wave 法 算定結果(h)	角屋式	
				平均有効 降雨強度(re)	算定結果 (h)
1	S36.6.27	1696	13.0	6.9	11.0
2	S61.8.3	3007	29.0	7.7	10.5
3	H3.9.18	3700	19.0	8.7	10.1
4	H14.7.9	1770	13.0	7.6	10.6
5	H16.10.19	1665	26.0	5.0	12.3
6	H18.6.15	1567	10.0	8.6	10.1
7	H23.9.20	2820	24.0	8.6	10.1
8	H25.9.14	1869	10.0	13.1	8.8
9	R1.10.11	3721	18.0	14.4	8.5
最小値		1,567	10.0	5.0	8.5
最大値		3,721	29.0	14.4	12.3
平均値		2,424	18.0	9.0	10.2

※1 基準地点山方における流量が、1/5 確率流量を超過した洪水を対象

※2 R1.10 洪水のピーク流量は洪水再現計算（氾濫計算）による推定値

■ S36.6.27 洪水



■ S61.8.3 洪水

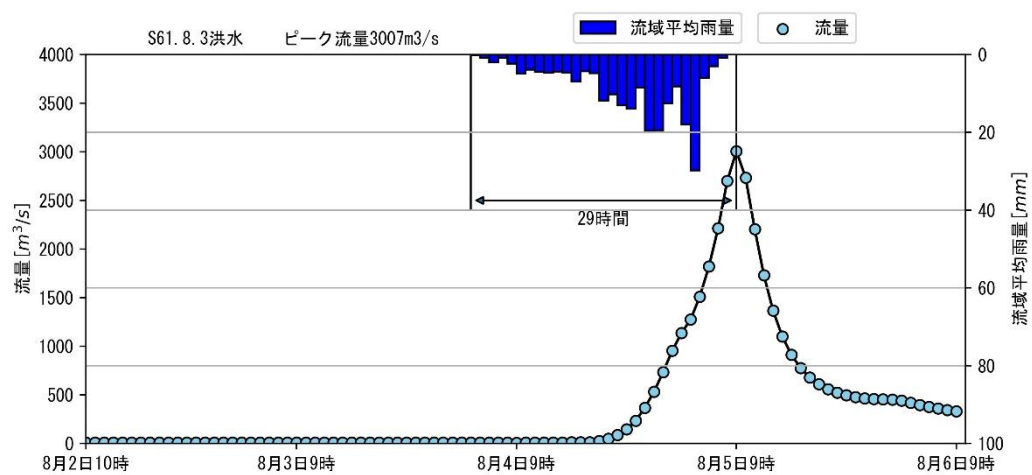
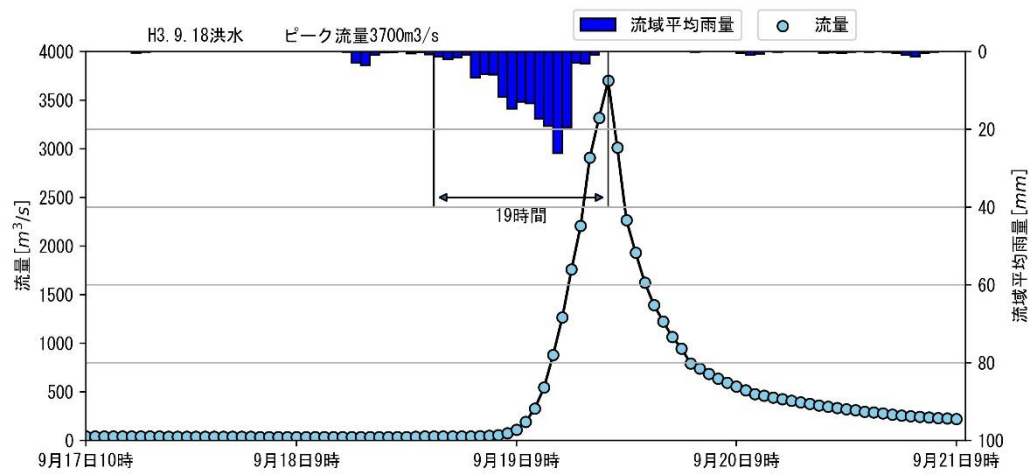


図 1.18 Kinematic Wave 法による洪水到達時間（山方）

■ H3.9.18 洪水



■ H14.7.9 洪水

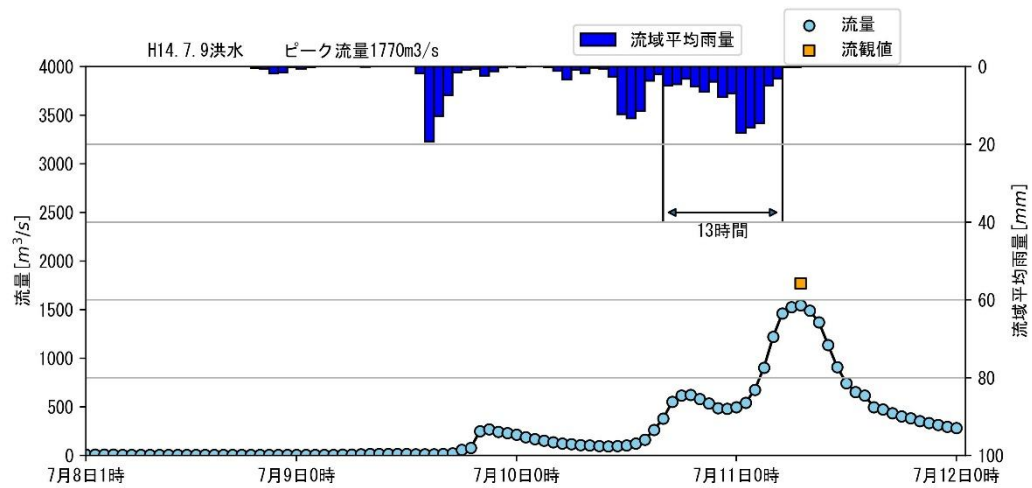
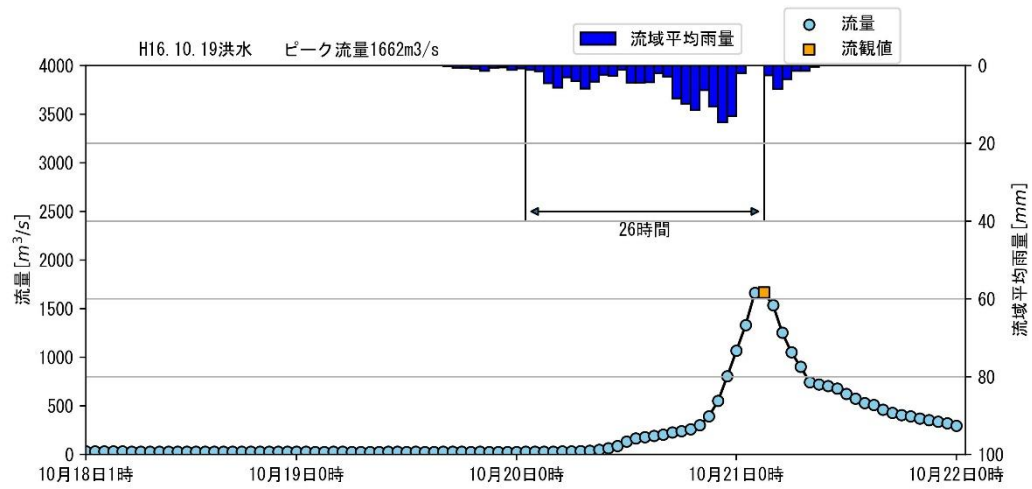


図 1.19 Kinematic Wave 法による洪水到達時間 (山方)

■ H16.10.19 洪水



■ H18.6.15 洪水

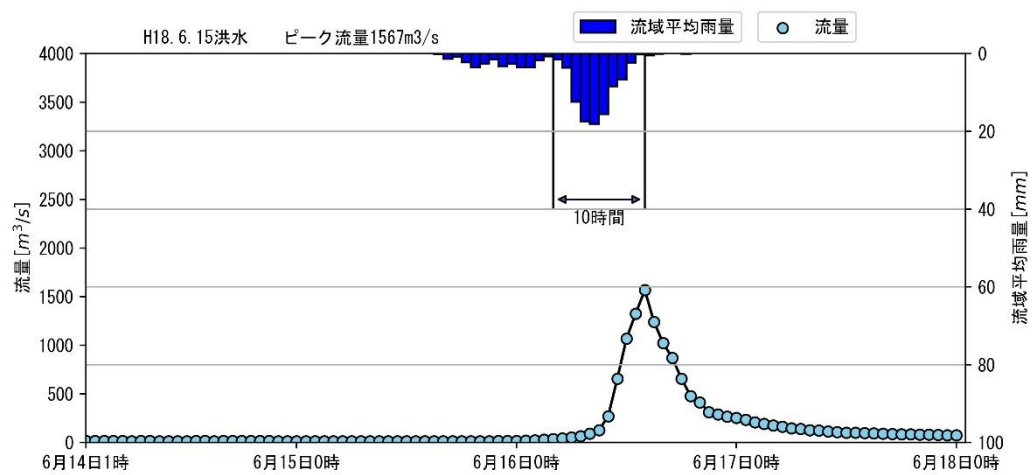
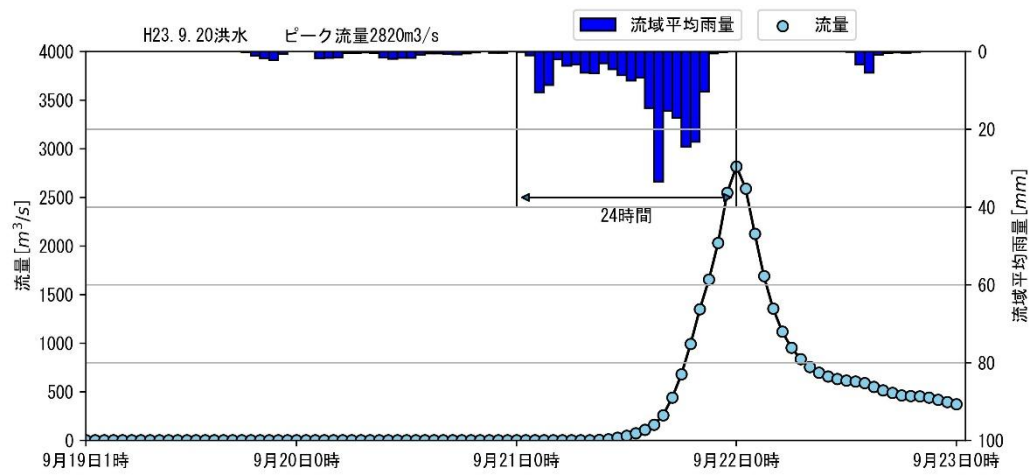


図 1.20 Kinematic Wave 法による洪水到達時間（山方）

■ H23.9.20 洪水



■ H25.9.14 洪水

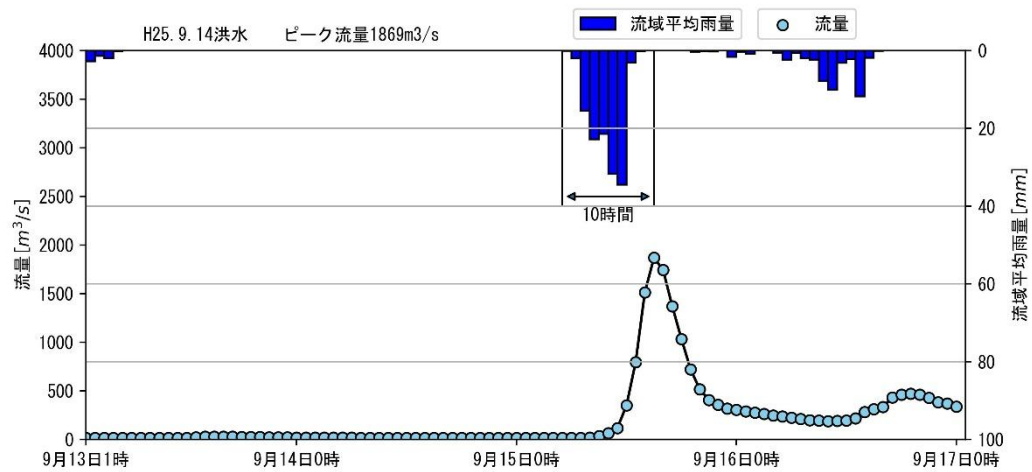


図 1.21 Kinematic Wave 法による洪水到達時間 (山方)

■ R1.10.11 洪水

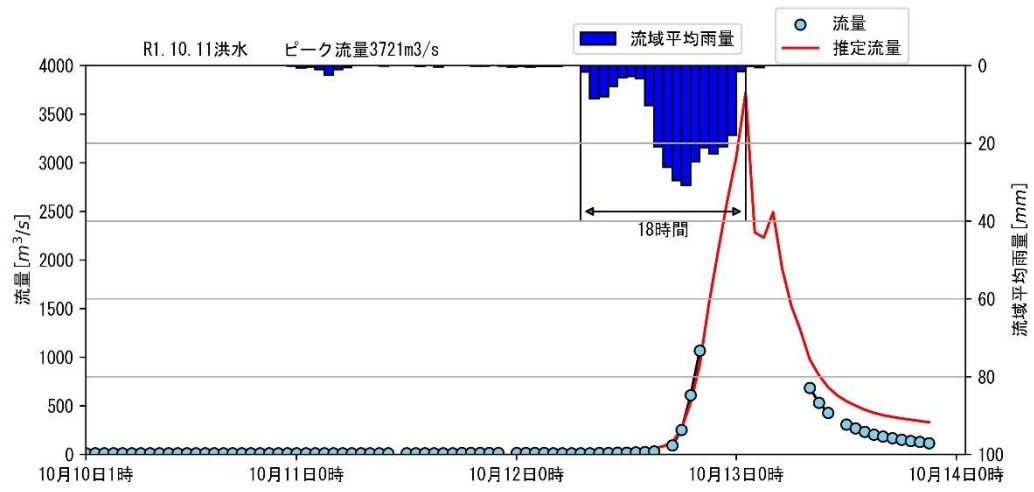


図 1.22 Kinematic Wave 法による洪水到達時間（山方）

3) ピーク流量と短時間雨量の相関

昭和 41 年（1966 年）から令和 5 年（2023 年）までの 58 年間で基準地点山方において年最大流量を記録した洪水を対象に、ピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量（1、2、3、4、5、6、9、12、18、24、36、48 時間雨量）との相関関係の整理を行った。

その結果、基準地点山方では 9 時間以上において、ピーク流量と短時間雨量の相関が大きく、その時間以降では有意な差は見られない。この検討結果を図 1.23 に示す。また、定義①ピーク流量生起時刻前で最大となる短時間雨量との相関図を図 1.24 に示し、定義②ピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量との相関図を図 1.25 に示す。

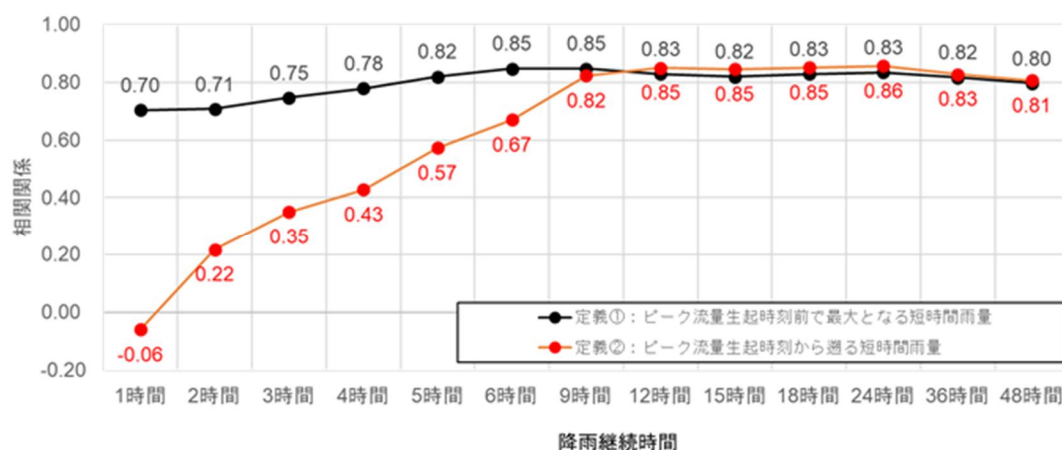


図 1.23 ピーク流量と相関の高い短時間雨量（山方）

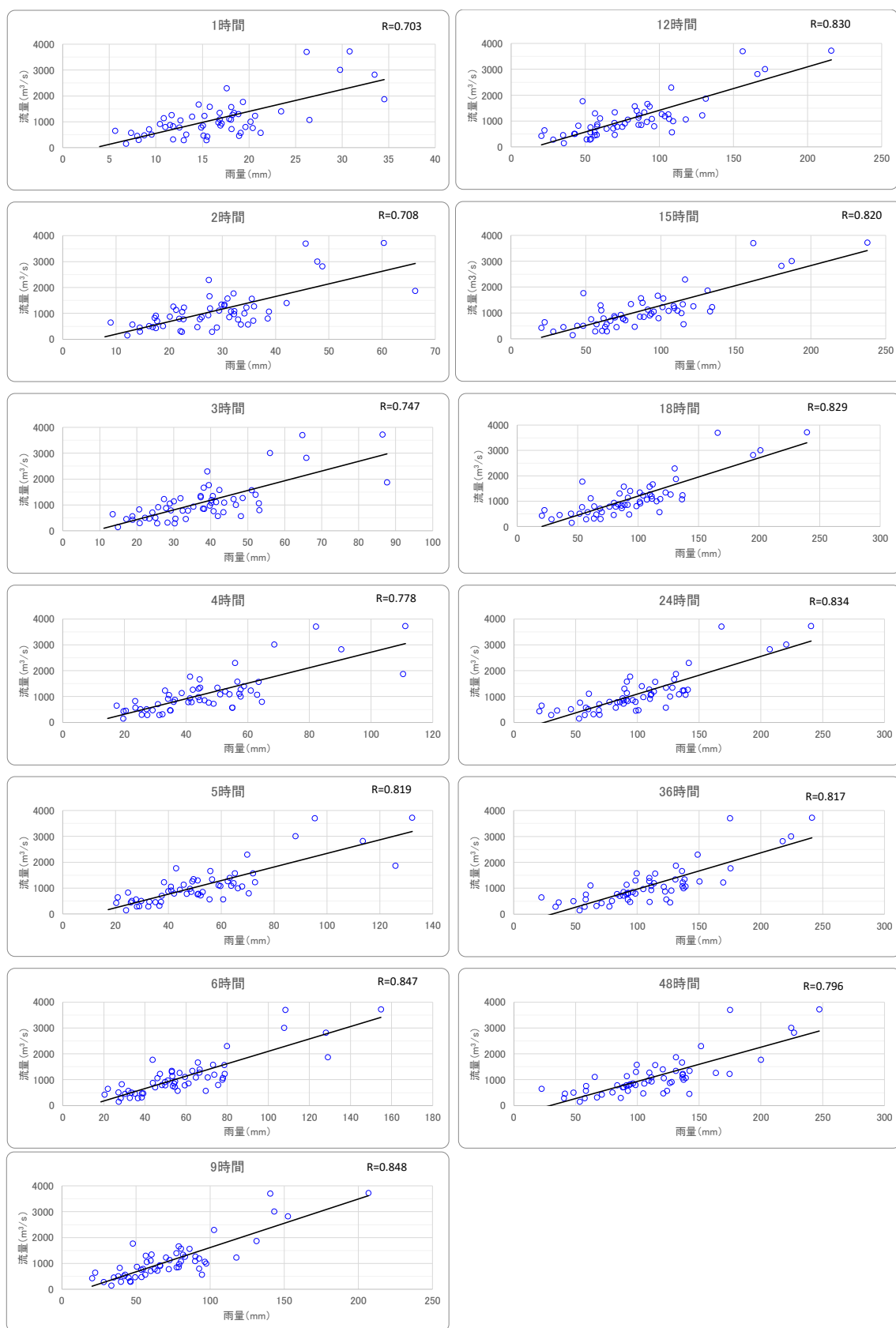


図 1.24 ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義①】(山方)

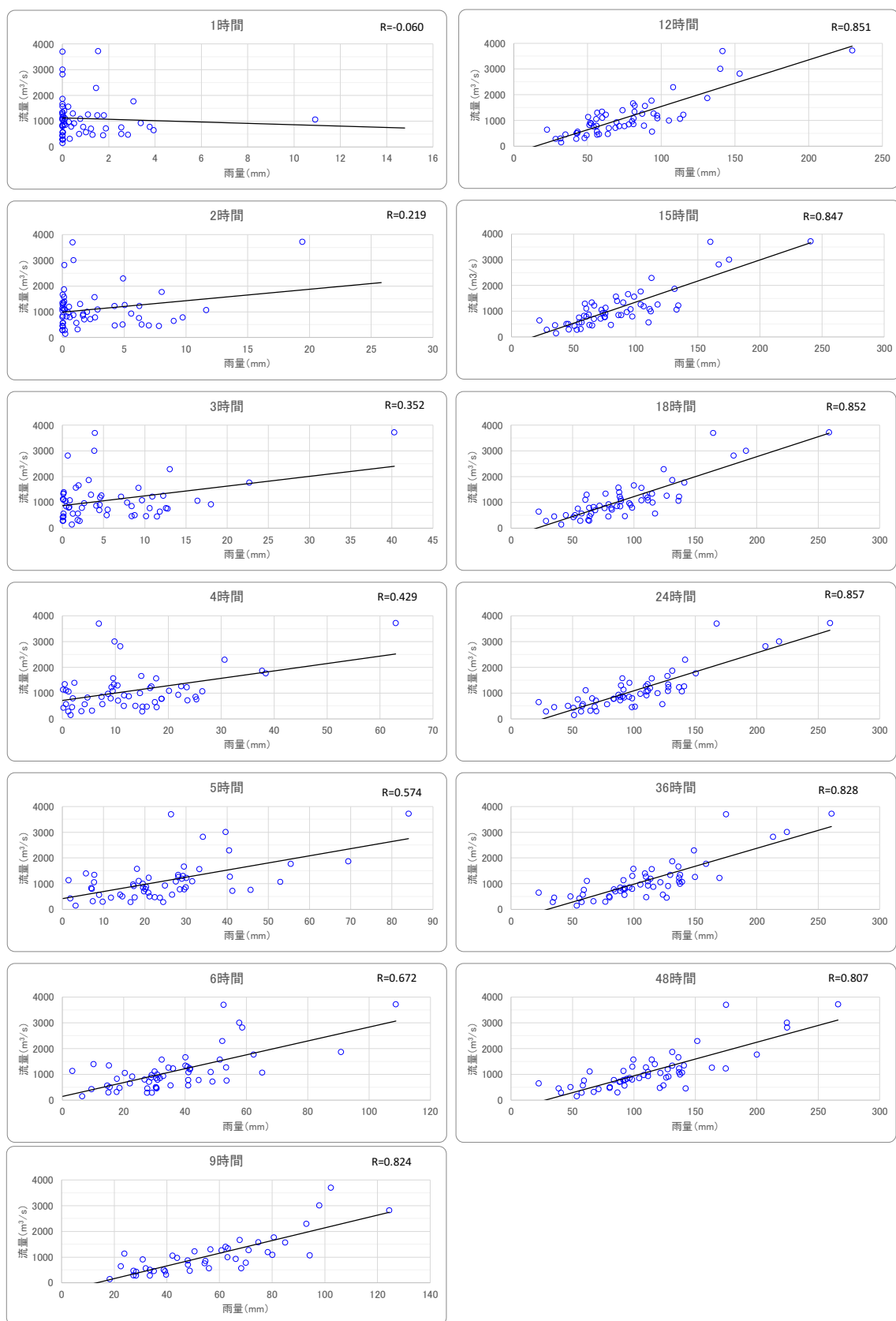


図 1.25 ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義②】(山方)

4) 強い降雨強度の継続時間

強い降雨強度（5mm/h 及び 10mm/h）の継続時間を整理した。対象洪水は、基準地点山方の 1/5 確率流量（1,530m³/s）以上の 11 洪水を対象とした。

基準地点山方での主要洪水における降雨量 5mm 以上の継続時間の平均値は 8 時間、降雨量 10mm 以上の継続時間の平均値は 5.1 時間となり、概ね 24 時間でカバー可能である。

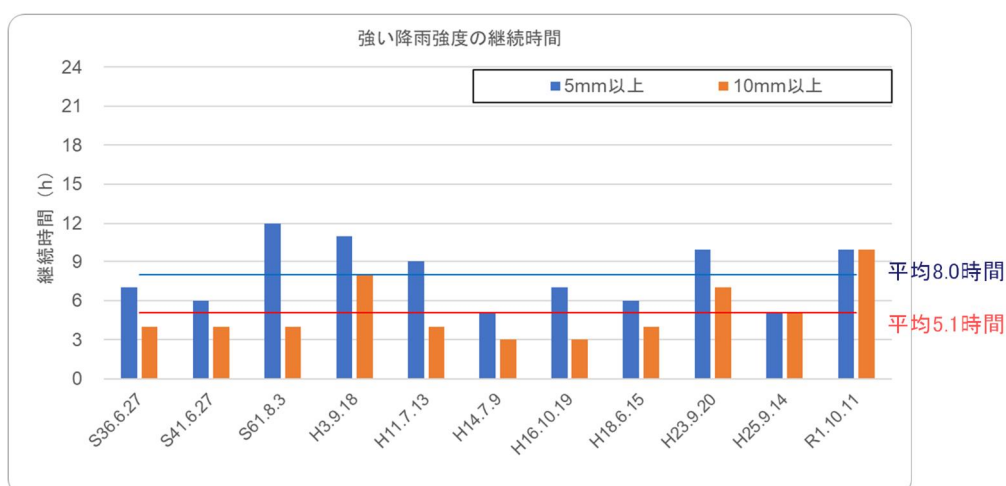


図 1.26 強い降雨強度の継続時間（山方上流域平均雨量）

5) 対象降雨の降雨継続時間の設定

昭和 41 年（1966 年）から令和 5 年（2023 年）までの雨量資料（58 年間）を整理し、久慈川の降雨特性、ピーク流量との相関から総合的に判断して、下記理由により、山方における対象降雨の降雨継続時間を既定計画の 2 日から 24 時間と設定した。

- 洪水到達時間の検討において、山方では Kinematic Wave 法は 10～29 時間（平均 18 時間）、角屋の式は 8～13 時間（平均 10.2 時間）となる。
- ピーク流量と相関の高い短時間雨量は、山方では 9 時間以上においてピーク流量との相関が高い。
- 洪水のピーク流量を形成している強い降雨強度の継続時間は、5mm 以上の継続時間で 8 時間、10mm 以上の継続時間で 5.1 時間である。

1-8 対象降雨の降雨量の設定

雨量標本に関しては、時間雨量データが存在する昭和 29 年（1954 年）からとし、気候変動による降雨量変化倍率の算定に用いている過去実験の期間が平成 22 年（2010 年）までであることを踏まえ雨量標本の延伸は平成 22 年（2010 年）までとし、一覧を表 1.8 に示す。

昭和 29 年（1954 年）から平成 22 年（2010 年）までの 57 年間の年最大 24 時間雨量を確率処理し、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルにより確率雨量を算定した。

基準地点山方の 1/100 確率雨量を算定した結果、219.8mm/24h となり、結果を表 1.9、図 1.27 に示す。

また、気候変動の影響を考慮した対象降雨の降雨量として、基準地点山方の 1/100 確率雨量 219.8mm/24h に降雨量変化倍率 1.1 倍を乗じて得られた 242mm/24h を採用し、表 1.10 にまとめる。

表 1.8 年最大 24 時間雨量一覧（基準地点山方）

年最大降雨日	24時間雨量 (mm)	年最大降雨日	24時間雨量 (mm)	年最大降雨日	24時間雨量 (mm)
S29. 9. 17	165. 9	S49. 8. 25	69. 5	H6. 8. 20	92. 4
S30. 9. 27	98. 6	S50. 7. 3	69. 7	H7. 9. 16	91. 0
S31. 10. 30	93. 7	S51. 5. 24	62. 2	H8. 9. 21	113. 3
S32. 9. 9	48. 4	S52. 9. 18	117. 7	H9. 6. 19	88. 9
S33. 7. 22	117. 3	S53. 5. 18	67. 5	H10. 9. 15	142. 1
S34. 8. 8	81. 9	S54. 10. 18	128. 3	H11. 7. 13	169. 0
S35. 8. 10	79. 9	S55. 10. 19	68. 9	H12. 7. 7	111. 7
S36. 6. 27	132. 6	S56. 8. 21	148. 0	H13. 9. 10	98. 8
S37. 6. 10	60. 9	S57. 9. 11	103. 7	H14. 7. 9	150. 3
S38. 7. 2	91. 6	S58. 9. 27	82. 5	H15. 11. 29	77. 1
S39. 8. 23	108. 0	S59. 6. 22	36. 5	H16. 10. 19	129. 8
S40. 5. 26	87. 4	S60. 6. 29	110. 8	H17. 7. 25	70. 8
S41. 6. 27	166. 9	S61. 8. 3	220. 5	H18. 6. 15	114. 9
S42. 4. 19	71. 9	S62. 8. 17	89. 6	H19. 9. 5	140. 9
S43. 12. 4	64. 8	S63. 9. 24	91. 1	H20. 10. 23	100. 6
S44. 3. 29	89. 7	H1. 8. 26	154. 1	H21. 8. 9	105. 5
S45. 11. 19	105. 2	H2. 8. 9	123. 1	H22. 9. 26	80. 3
S46. 8. 30	110. 2	H3. 9. 18	168. 1		
S47. 9. 15	70. 7	H4. 12. 7	57. 4		
S48. 10. 12	53. 7	H5. 8. 26	126. 5		

表 1.9 基準地点山方 24 時間雨量 1/100 確率計算結果

[illegible]

推定値、推定誤差は、jackknife法

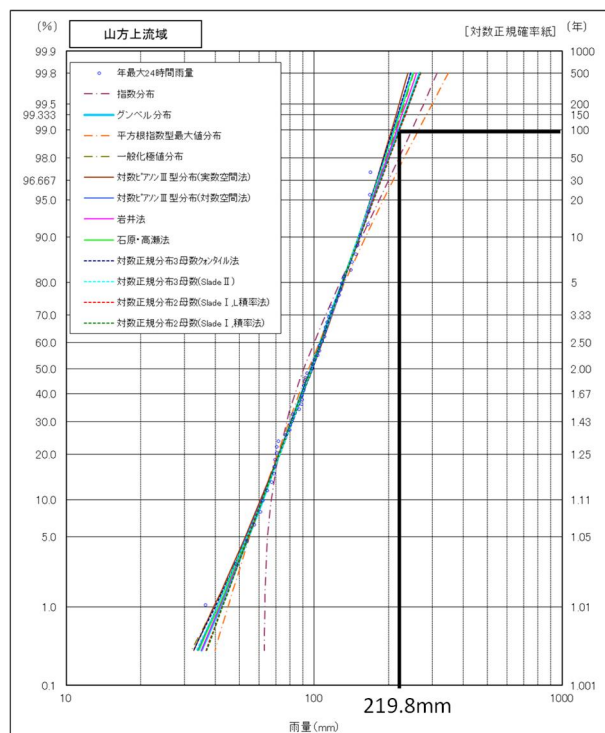
$$SLSC \leq 0.04$$


圖 1.27 雨量確率計算結果 (基準地点山方)

表 1.10 1/100 確率規模降雨量 (基準地点山方)

項目	山方	備考
1/100 確率雨量 (S29～H22 標本)	219.8mm/24h	確率手法 $SLSC \leq 0.04$ JackKnife 推定誤差最小
気候変動を 考慮した降雨量	242mm/24h	219.8mm/24h × 降雨変化倍率 1.1

参考として、近年降雨の気候変動の影響等を確認するため、雨量標本に「非定常状態の検定：Mann-Kendall 検定等」を行った上で、非定常性が確認されない場合は、最新年までデータを延伸し、非定常性が確認された場合は「非定常性が現れるまでのデータ延伸」にとどめ、定常の水文統計解析により確率雨量の算定等も併せて実施した。

1) Mann-Kendall 検定（定常/非定常性の確認）

昭和 29 年（1954 年）から平成 22 年（2010 年）までの雨量データに一年ずつ雨量データを追加し、令和 5 年（2023 年）までのデータを対象とした検定結果を確認した結果、平成 25 年（2013 年）まで延伸した時点で、非定常性が確認された。

1-9 雨量確率法による検討

1) 主要降雨波形の選定

主要降雨波形は、令和5年（2023年）までの基準地点山方における24時間雨量のうち、表1.10の年超過確率1/5（129.8mm/24h）を超過し、引伸ばし率が2倍以下（1.1倍する前の確率雨量）となる17洪水を選定した。

選定した洪水を対象に、基準地点山方の1/100確率24時間雨量242mm（ $219.8\text{mm} \times 1.1$ ）となるよう引伸ばし降雨波形を作成し流出計算を行ったところ、基準地点山方におけるピーク流量は $2,741\text{m}^3/\text{s} \sim 6,992\text{m}^3/\text{s}$ となりその結果を表1.11に示し、各洪水のハイドログラフを図1.29～図1.45に示す。

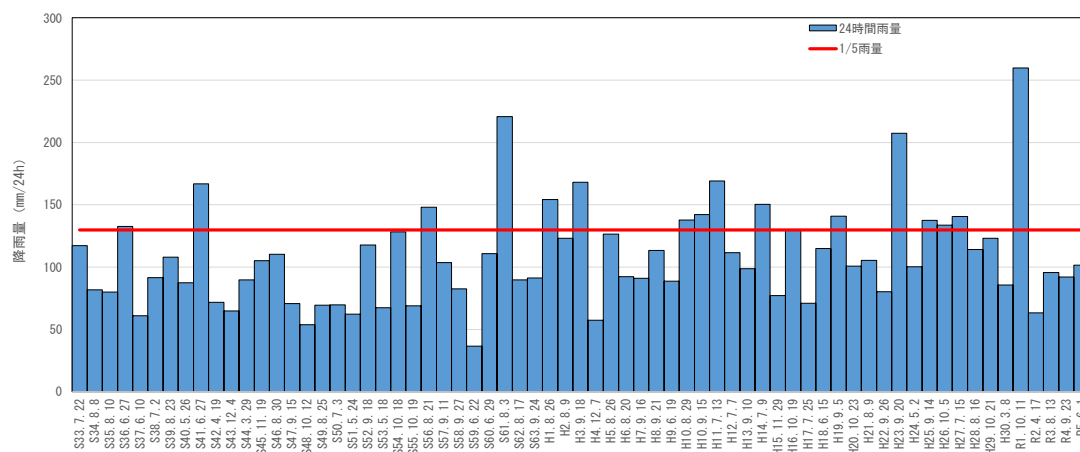


図 1.28 主要降雨波形の選定（基準地点山方）

表 1.11 主要降雨波形のピーク流量一覧（基準地点山方）

洪水		継続時間内 降雨量 (mm/24h)	1/100確率雨量 (気候変動後) (mm)	引き伸ばし 率 (1.1倍後)	基本高水の ピーク流量 (m^3/s)
1	S36.6洪水	132.6	242	1.82	5,092
2	S41.6洪水	166.9	242	1.45	3,992
3	S56.8洪水	148.0	242	1.63	3,656
4	S61.8洪水	220.5	242	1.10	4,208
5	H1.8洪水	154.1	242	1.57	3,470
6	H3.9洪水	167.2	242	1.45	5,501
7	H10.8洪水	137.7	242	1.76	2,741
8	H10.9洪水	142.0	242	1.70	3,962
9	H11.7洪水	169.0	242	1.43	3,423
10	H14.7洪水	150.3	242	1.61	4,199
11	H16.10洪水	129.8	242	1.86	4,542
12	H19.9洪水	140.9	242	1.72	3,057
13	H23.9洪水	207.0	242	1.17	5,053
14	H25.9洪水	131.3	242	1.84	6,992
15	H26.10洪水	133.8	242	1.81	4,714
16	H27.7洪水	140.6	242	1.72	5,081
17	R1.10洪水	259.4	242	0.93	4,541

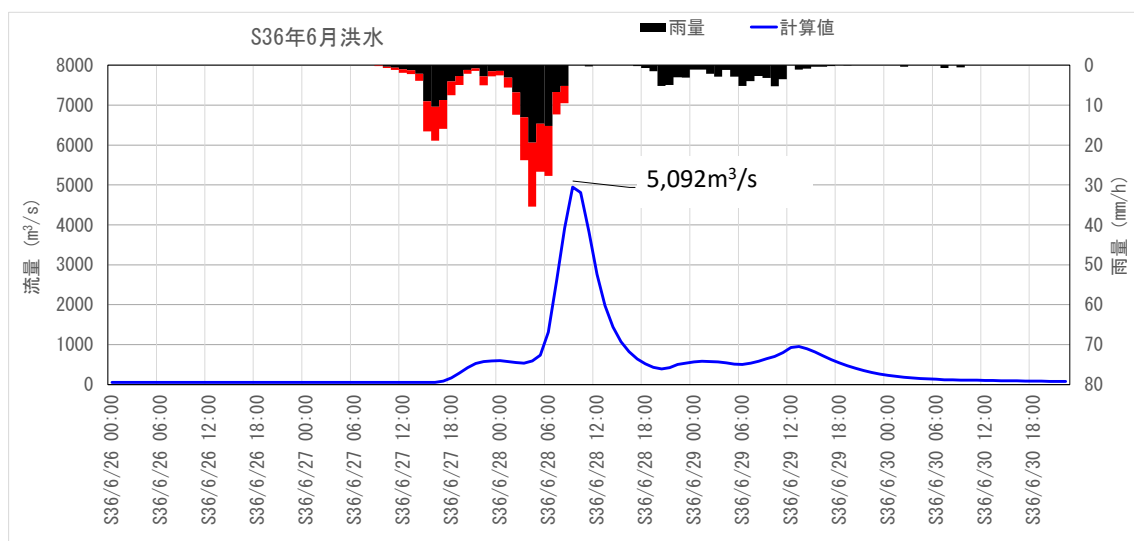


図 1.29 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 S33 年 9 月洪水）

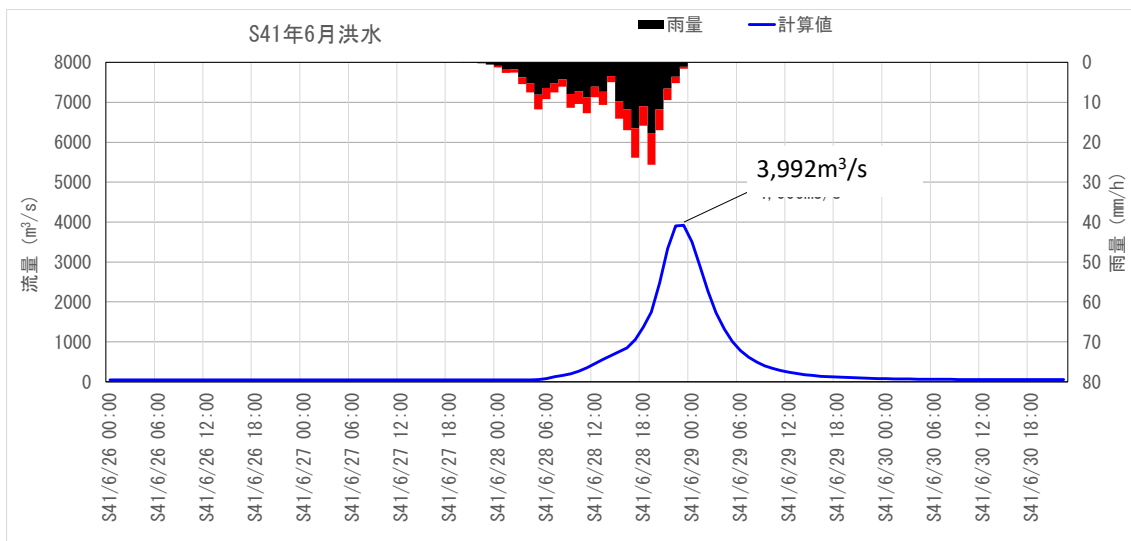


図 1.30 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 S41 年 6 月洪水）

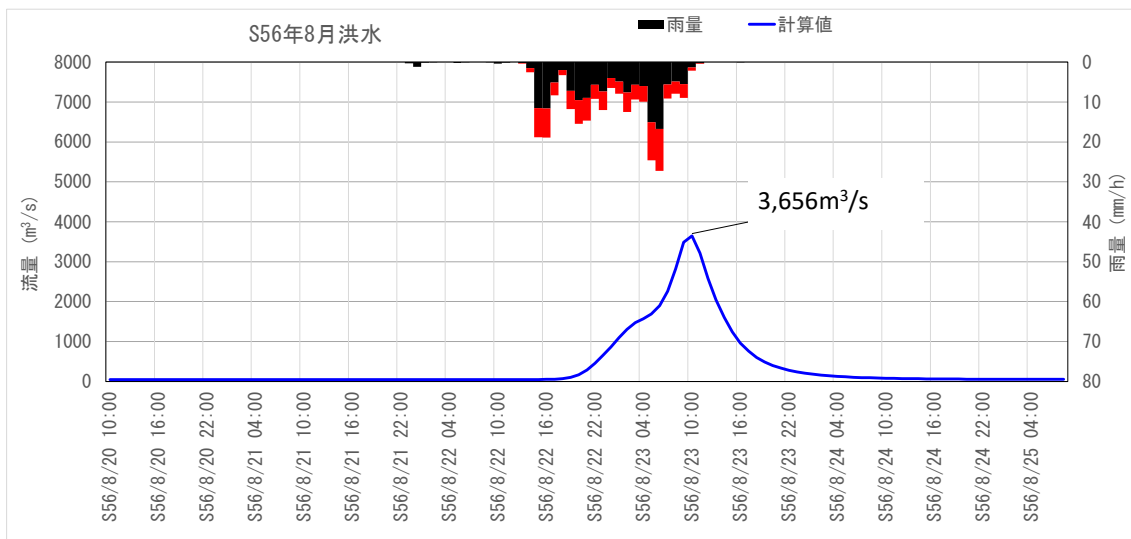


図 1.31 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 S56 年 8 月洪水）

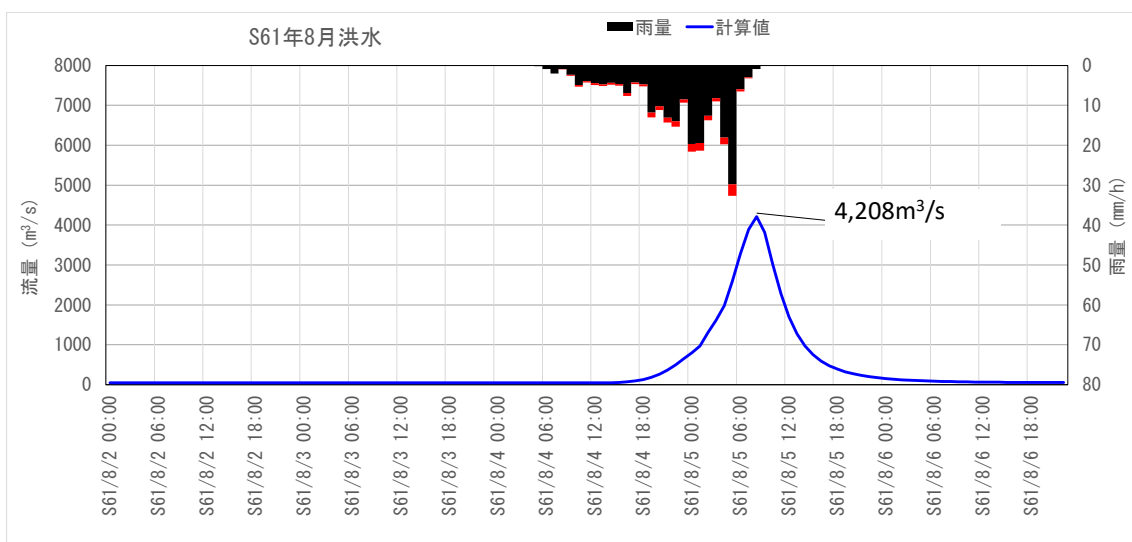


図 1.32 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 S61 年 8 月洪水）

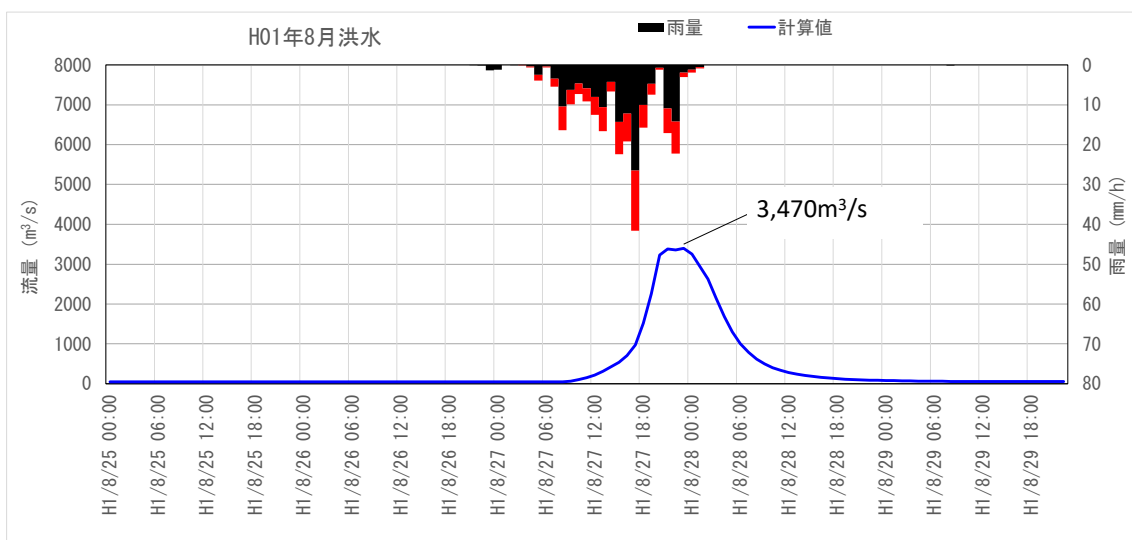


図 1.33 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H1 年 8 月洪水）

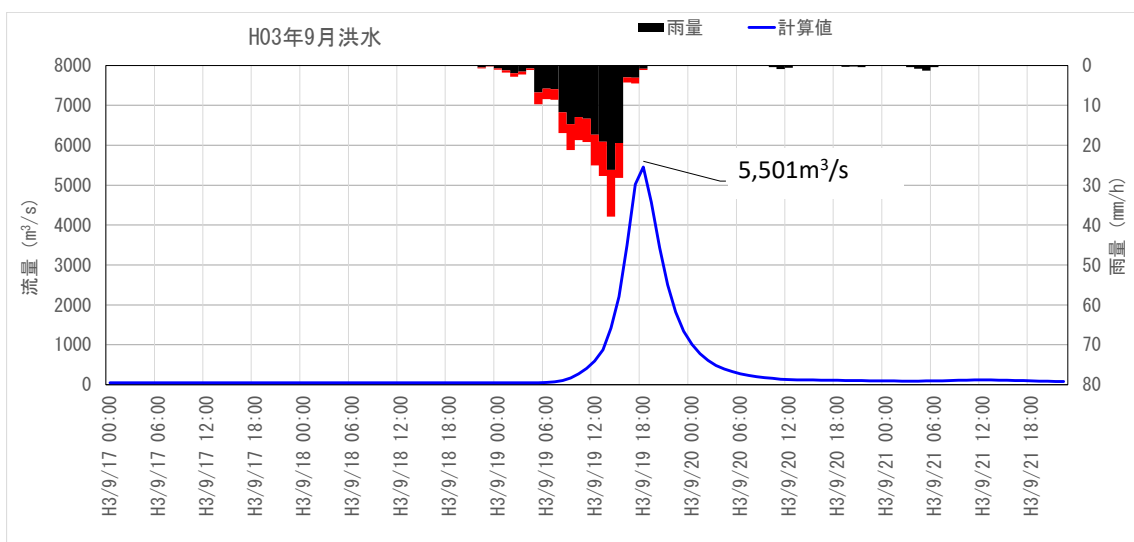


図 1.34 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H3 年 9 月洪水）

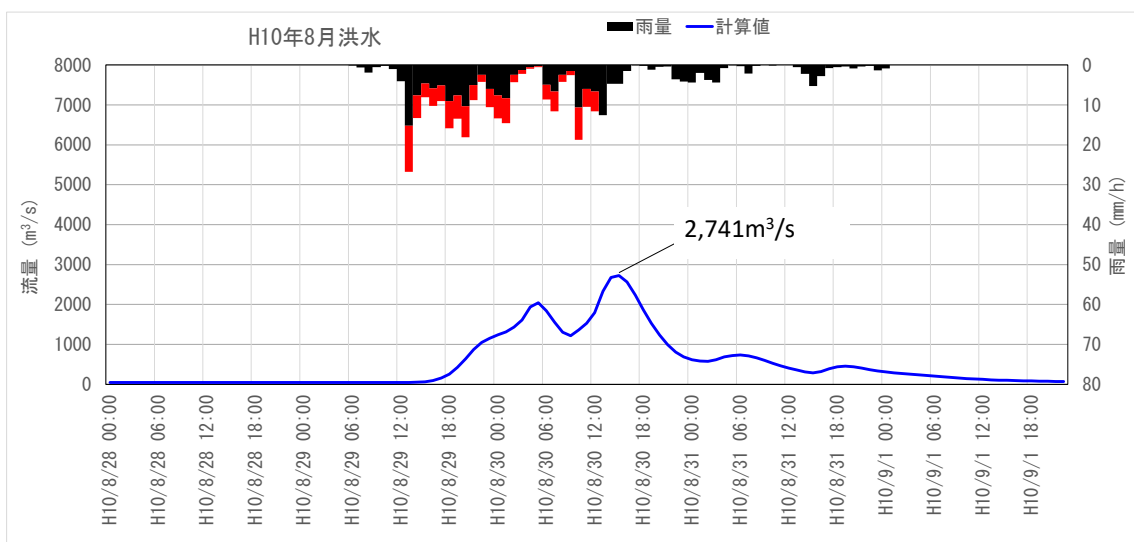


図 1.35 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H10 年 8 月洪水）

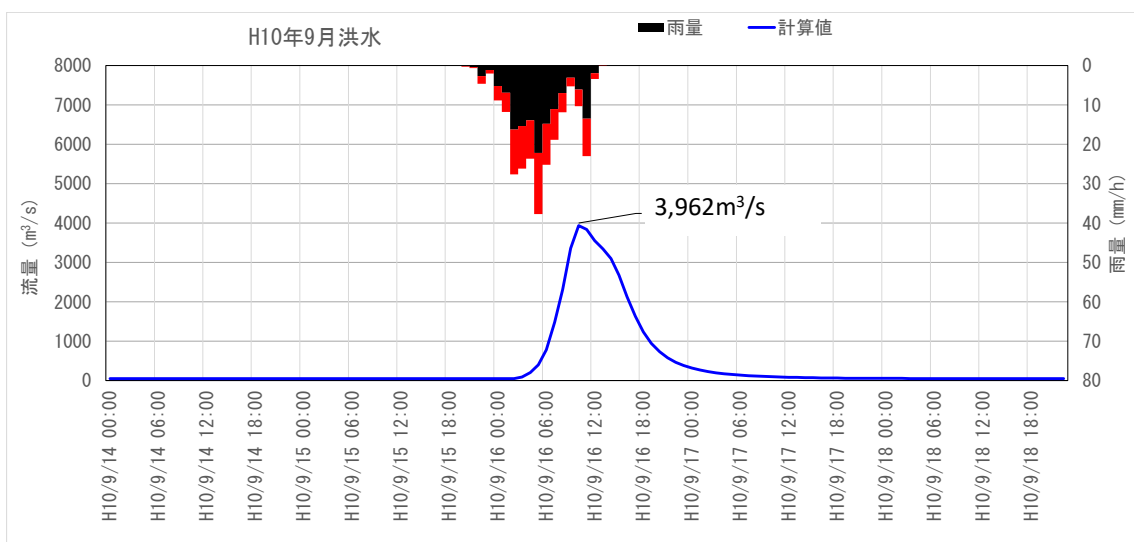


図 1.36 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H10 年 9 月洪水）

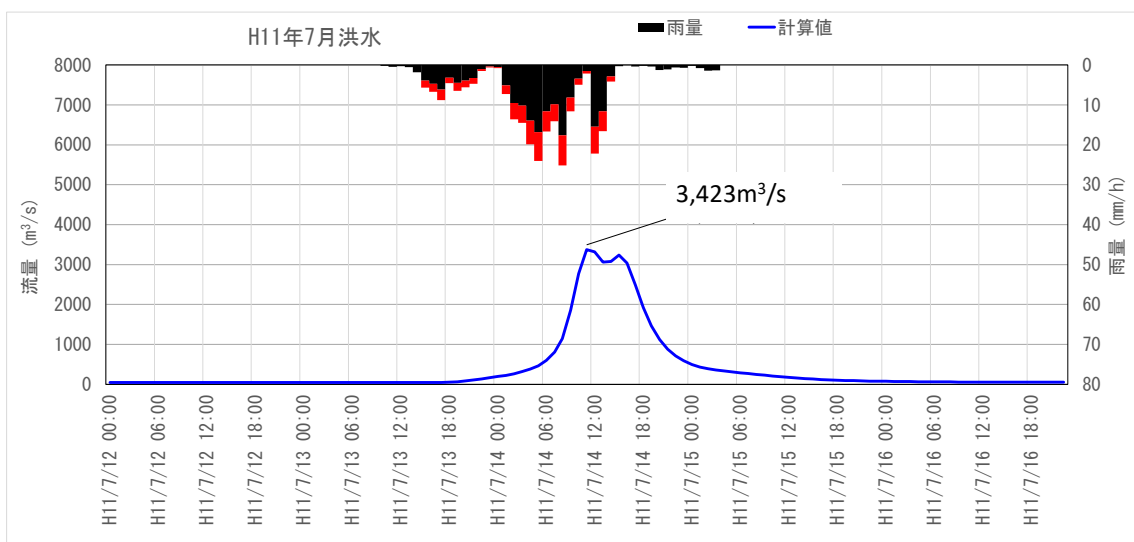


図 1.37 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H11 年 7 月洪水）

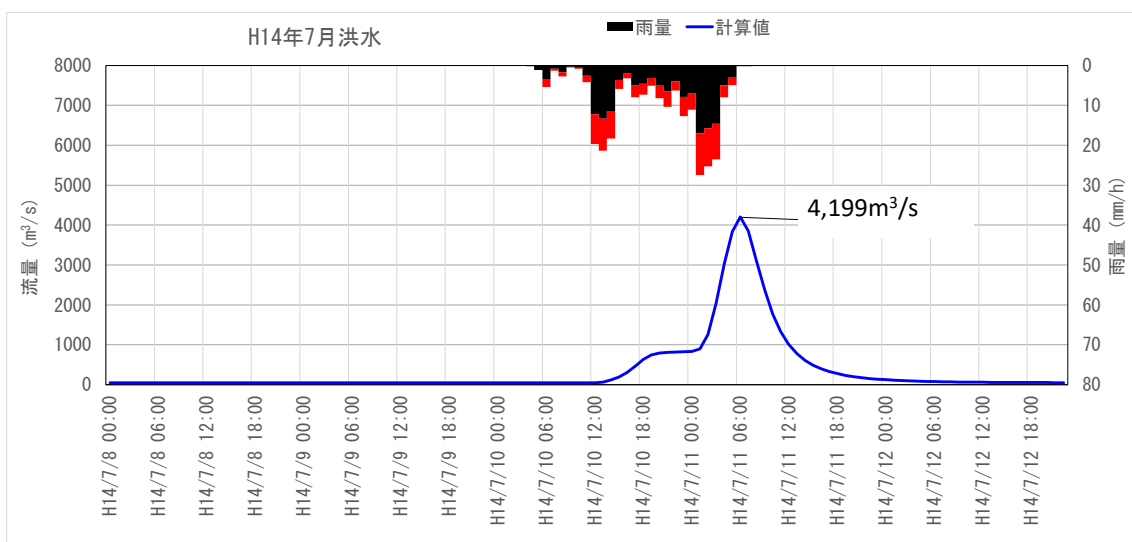


図 1.38 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H14 年 7 月洪水）

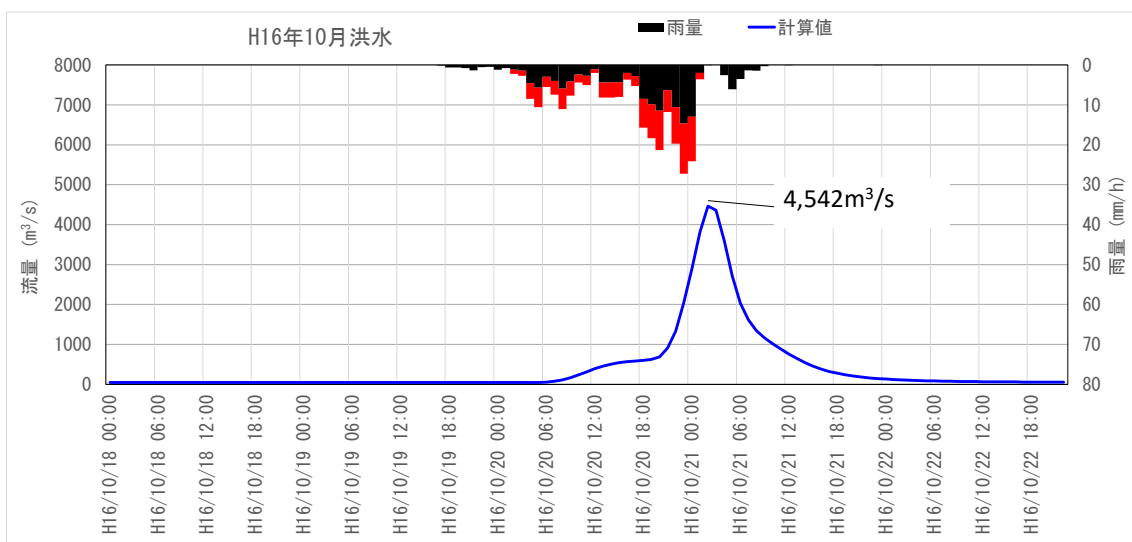


図 1.39 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H16 年 10 月洪水）

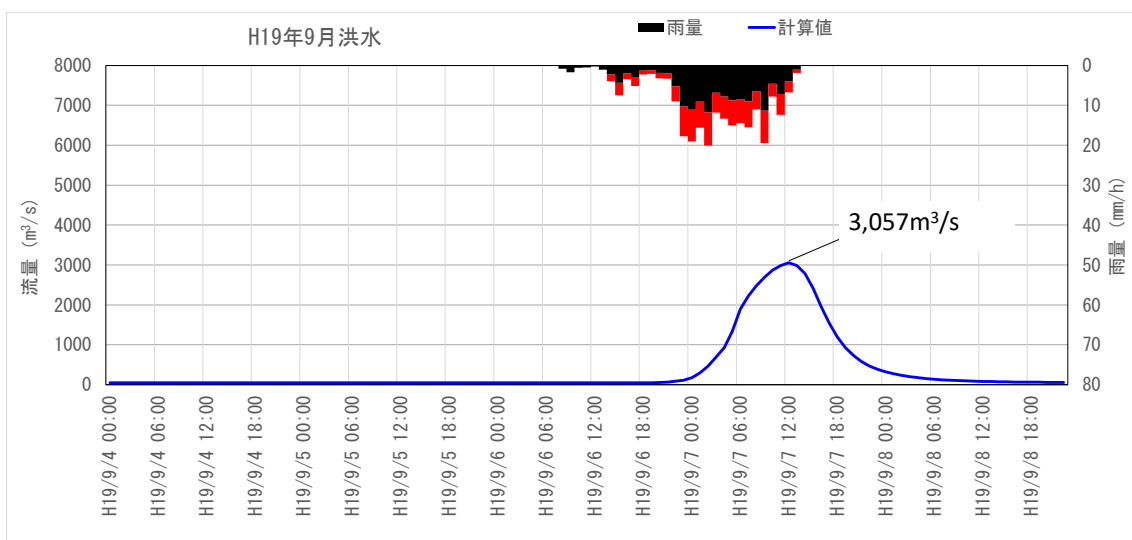


図 1.40 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H19 年 9 月洪水）

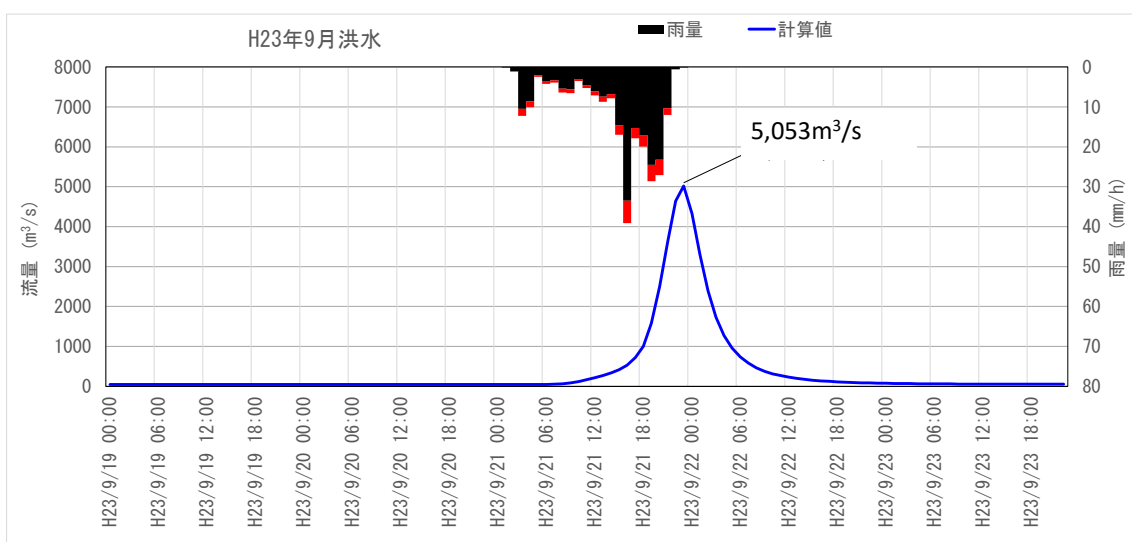


図 1.41 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H23 年 9 月洪水）

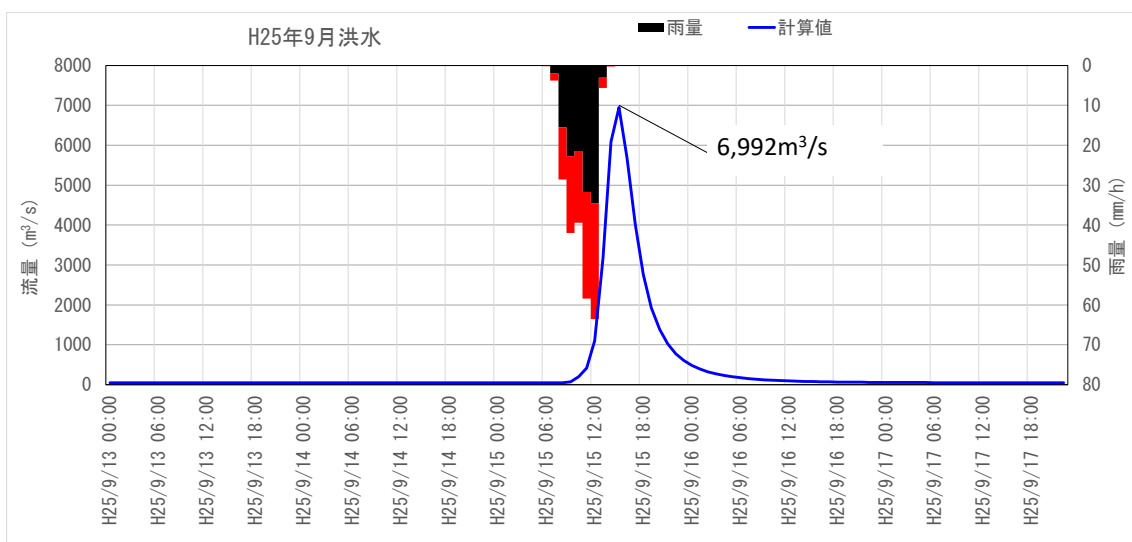


図 1.42 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H25 年 9 月洪水）

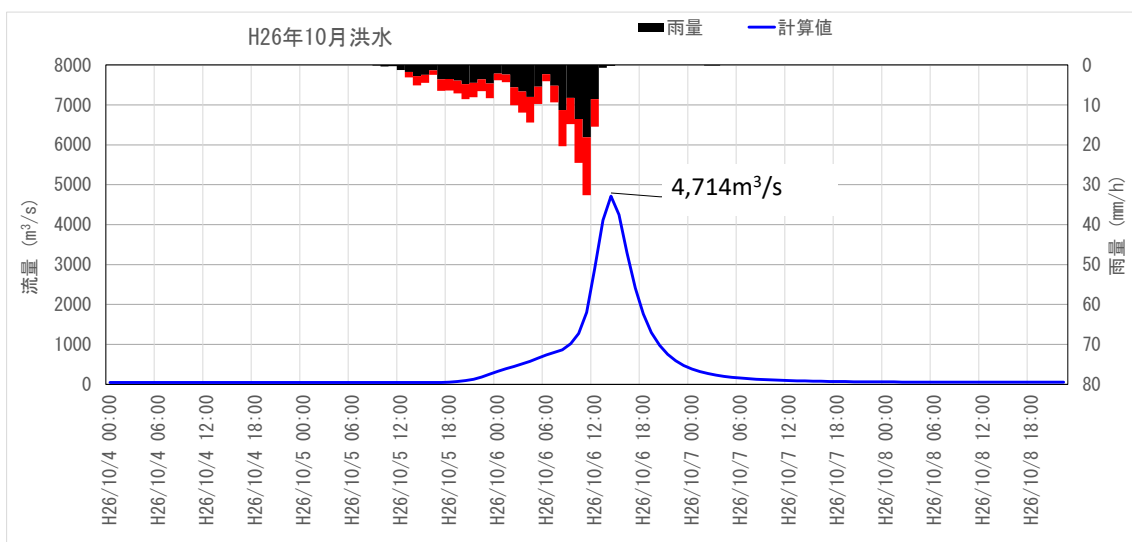


図 1.43 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H26 年 10 月洪水）

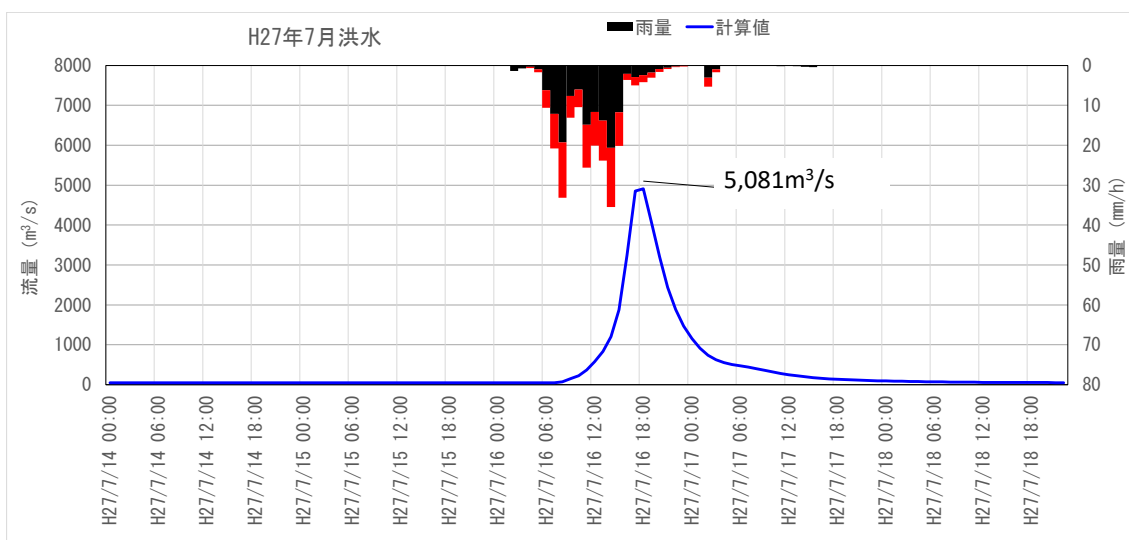


図 1.44 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 H27 年 7 月洪水）

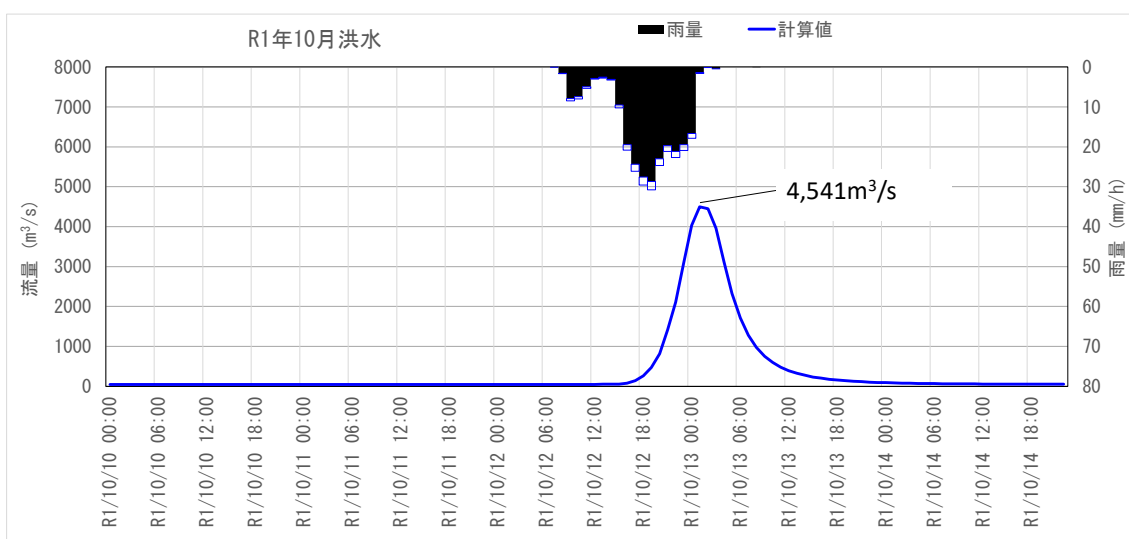


図 1.45 主要降雨波形のハイドログラフ（基準地点山方 R1 年 10 月洪水）

2) 主要降雨波形の地域分布及び時間分布の検討

(1) 主要降雨波形の地域分布及び時間分布の考え方

主要降雨波形において、「短時間に降雨が集中する洪水」や「降雨の範囲が著しく偏った洪水」等を一律引き伸ばしすると、引き伸ばし後の短時間雨量が非現実的な確率値となる場合がある。そのため、実績降雨波形を対象降雨波形として採用するには、確率水文量への引き伸ばしによって異常な降雨になっていないか十分にチェックする必要がある。

従って、前項で選定した洪水について、引き伸ばし後の降雨の地域分布及び時間分布を確認し、対象降雨としての妥当性評価により代表的な洪水に適さない洪水については、検討対象から除外した上で対象降雨波形を設定する。

(2) 棄却基準の設定

地域分布及び時間分布の異常な降雨として、1/500以上の降雨をその判断基準とした。

なお、引き伸ばし後の降雨量は気候変動による降雨量の増大を考慮しない雨量（降雨量変化倍率を乗じる前の雨量）とする。

(3) 地域分布の評価

① 対象地域の選定

対象地域は、以下に示す主な理由により4流域と選定した。

A：本川上流域

基準地点山方上流域の主要支川である矢祭川、八溝川流域のハイエトの確認用として選定

B：本川中流域

基準地点山方上流域の主要支川である押川、滝川流域のハイエトの確認用として選定

C：本川下流域

基準地点山方から河口における主要支川を除いた流域のハイエト確認用として選定

D：支川流域（山田川・里川流域）

主要支川である里川流域と山田川流域のハイエトの確認用として選定

② 棄却基準値の設定

各対象地域における棄却基準値を設定する。確率雨量の算定は、昭和 29 年（1954 年）から平成 22 年（2010 年）までの各対象地域における年最大 24 時間雨量について確率計算を行い、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルにおける 1/500 確率雨量を採用した。

③ 地域分布の雨量評価

前項にて設定した地域について、引伸ばし後雨量の異常性評価を確認する。基準地点山方における各地域の引き伸ばし後雨量及び 1/500 雨量は表 1.12 に示すとおりであり、棄却される洪水は確認されなかった。

表 1.12 地域分布による引き伸ばし後降雨の確率表（基準地点山方）

洪水	継続時間内降雨量 (mm/24h)				継続時間内降雨量 (mm/24h)	1/100確率雨量 (mm)	基準地点引き伸ばし率	引き伸ばし後雨量 (mm)				対象降雨
	本川上流域	本川中流域	本川下流域	支川流域				本川上流域	本川中流域	本川下流域	支川流域	
棄却基準値【1/500】	-	-	-	-	-	-	-	271	264	274	280	
1 S36.6洪水	131.4	134.8	158.9	150.5	132.6	219.8	1.66	217.8	223.4	263.4	249.5	○
2 S41.6洪水	167.6	165.5	201.5	198.0	166.9		1.32	220.7	218.0	265.4	260.8	○
3 S56.8洪水	167.3	111.5	78.6	123.5	148.0		1.49	248.5	165.6	116.7	183.4	○
4 S61.8洪水	218.4	224.9	235.7	223.4	220.5		1.00	217.7	224.2	235.0	222.7	○
5 H1.8洪水	146.8	168.0	151.9	186.8	154.1		1.43	209.4	239.6	216.7	266.4	○
6 H3.9洪水	171.4	159.1	164.8	157.3	167.2		1.31	225.3	209.2	216.6	206.8	○
7 H10.8洪水	149.7	119.1	81.9	96.6	137.7		1.60	239.0	190.1	130.7	154.2	○
8 H10.9洪水	144.2	138.0	110.1	121.8	142.0		1.55	223.2	213.6	170.4	188.5	○
9 H11.7洪水	166.7	174.0	98.0	130.8	169.0		1.30	216.8	226.3	127.5	170.1	○
10 H14.7洪水	157.4	136.8	102.9	120.9	150.3		1.46	230.2	200.1	150.5	176.8	○
11 H16.10洪水	130.1	129.5	131.0	113.1	129.8		1.69	220.3	219.3	221.8	191.5	○
12 H19.9洪水	148.3	126.9	61.9	96.7	140.9		1.56	231.3	198.0	96.6	150.8	○
13 H23.9洪水	212.9	195.7	164.6	168.6	207.0		1.06	226.1	207.8	174.8	179.0	○
14 H25.9洪水	125.9	141.5	82.8	79.5	131.3		1.67	210.8	236.9	138.6	133.1	○
15 H26.10洪水	129.8	141.2	163.5	133.9	133.8		1.64	213.2	232.0	268.6	220.0	○
16 H27.7洪水	153.6	116.6	58.1	79.1	140.6		1.56	240.1	182.3	90.8	123.7	○
17 R1.10洪水	262.3	253.9	180.7	203.9	259.4		0.85	222.3	215.1	153.1	172.8	○

(4) 時間分布の評価

時間分布の検討では、洪水到達時間相当の短時間雨量について過度に引き伸ばしがされていないか確認を行った。

① 対象時間の選定

対象時間は対象降雨継続時間 24 時間の 1/2 である 12 時間及び洪水到達時間の最小値が 8 時間程度であることや 8 時間を超えるとピーク流量と短時間雨量の相関が高まることから、8 時間を短時間雨量として設定し、表 1.13 に示す。

表 1.13 対象時間の設定（基準地点山方）

基準地点名	時間分布棄却基準（短時間雨量として設定）
山方	8 時間、12 時間

② 棄却基準値の設定

各対象地域における棄却基準値を設定する。確率雨量の算定は、昭和 29 年（1954 年）から平成 22 年（2010 年）までの各対象地域における年最大 8 時間雨量、年最大 12 時間雨量について確率計算を行い、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルにおける 1/500 確率雨量を採用した。

③ 時間分布の雨量評価

前項にて設定した棄却基準値をもとに、著しい引き伸ばしとなっていないかを確認する。

基準地点山方における各時間の引き伸ばし後雨量及び 1/500 雨量は表 1.14 に示すとおりであり、2 洪水棄却される結果となった。

表 1.14 短時間降雨確率評価表（基準地点山方）

洪水		山方基準地点実績雨量（mm）		継続時間内 降雨量 （mm/24h）	1/100確率雨 量 （mm）	基準地点 引き伸ばし率	引き伸ばし後雨量（mm）		棄却判定
		8hr	12hr				8hr	12hr	
棄却基準値【1/500】		-	-	-	-	-	171	211	-
1	S36.6洪水	84.2	90.8	132.6	219.8	1.66	139.6	150.5	
2	S41.6洪水	89.0	118.8	166.9		1.32	117.2	156.5	
3	S56.8洪水	67.3	98.6	148.0		1.49	99.9	146.4	
4	S61.8洪水	130.2	171.3	220.5		1.00	129.8	170.8	
5	H1.8洪水	93.6	122.3	154.1		1.43	133.5	174.4	
6	H3.9洪水	134.7	156.2	167.2		1.31	177.1	205.3	棄却
7	H10.8洪水	65.3	86.3	137.7		1.60	104.2	137.8	
8	H10.9洪水	107.5	135.5	142.0		1.55	166.4	209.7	
9	H11.7洪水	97.6	129.6	169.0		1.30	126.9	168.6	
10	H14.7洪水	77.7	95.3	150.3		1.46	113.6	139.4	
11	H16.10洪水	76.9	91.9	129.8		1.69	130.2	155.6	
12	H19.9洪水	74.0	106.1	140.9		1.56	115.4	165.5	
13	H23.9洪水	145.1	166.2	207.0		1.06	154.1	176.5	
14	H25.9洪水	131.2	131.3	131.3		1.67	219.6	219.8	棄却
15	H26.10洪水	72.4	94.9	133.8		1.64	118.9	155.9	
16	H27.7洪水	106.1	129.0	140.6		1.56	165.9	201.7	
17	R1.10洪水	196.6	230.8	259.4		0.85	166.6	195.6	

3) 主要降雨波形の設定

基準地点山方における主要降雨波形について前項で棄却された洪水を含め表 1.15 に示す。

表 1.15 主要降雨波形一覧（基準地点山方）

洪水		継続時間内 降雨量 （mm/24h）	1/100確率雨量 （気候変動後） （mm）	引き伸ばし 率 （1.1倍後）	基本高水の ピーク流量 （m ³ /s）	棄却理由
1	S36.6洪水	132.6	242	1.82	5,092	
2	S41.6洪水	166.9	242	1.45	3,992	
3	S56.8洪水	148.0	242	1.63	3,656	
4	S61.8洪水	220.5	242	1.10	4,208	
5	H1.8洪水	154.1	242	1.57	3,470	
6	H3.9洪水	167.2	242	1.45	5,501	時間分布により棄却
7	H10.8洪水	137.7	242	1.76	2,741	
8	H10.9洪水	142.0	242	1.70	3,962	
9	H11.7洪水	169.0	242	1.43	3,423	
10	H14.7洪水	150.3	242	1.61	4,199	
11	H16.10洪水	129.8	242	1.86	4,542	
12	H19.9洪水	140.9	242	1.72	3,057	
13	H23.9洪水	207.0	242	1.17	5,053	
14	H25.9洪水	131.3	242	1.84	6,992	時間分布により棄却
15	H26.10洪水	133.8	242	1.81	4,714	
16	H27.7洪水	140.6	242	1.72	5,081	
17	R1.10洪水	259.4	242	0.93	4,541	

1-10 アンサンブル予測降雨波形による検討

1) アンサンブル予測降雨波形による流出計算

気候変動アンサンブルデータは、文部科学省・気候変動リスク情報創世プログラム及び海洋研究開発機構・地球シミュレータ特別推進課題において作成された地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース（d4PDF）（20km メッシュ）であり、過去実験として 3,000 年分、将来実験として 5,400 年分（4℃上昇）、3,200 年分（2℃上昇：d2PDF）という国内でも類を見ない大量のデータで構成されており、物理的に発生し得る様々な気象パターンを想定することが可能である。

さらに、短時間・局所的な極端降雨、地形性降雨を十分に表現できるように、海洋研究開発機構のスーパーコンピュータ「地球シミュレータ」を用い、解像度（5km メッシュ）に NHRCM（気象庁の地域気候モデル）を用いて力学的ダウンスケーリング（DS）を行っている。

この解像度 5km メッシュにダウンスケーリングされたアンサンブルデータにおけるアンサンブル予測降雨波形（d2PDF）から、計画対象降雨の降雨量 242mm/24h（基準地点山方）に近い 10 洪水をそれぞれ抽出した（図 1.46）。抽出した洪水は、中央集中や複数の降雨ピークがある波形等、様々なタイプの降雨波形を含んでいることを確認した。

また、抽出した洪水の降雨波形を、気候変動を考慮した 1/100 確率規模の 24 時間雨量 242mm（基準地点山方）まで引き伸ばし・引き縮め、流出計算モデルにより流出量を算出した結果、表 1.16 に示すとおり基準地点山方で約 2,900m³/s～5,200m³/s の範囲となり、雨量データによる確率からの検討により算出された流量がこの範囲に収まっていることを確認した。

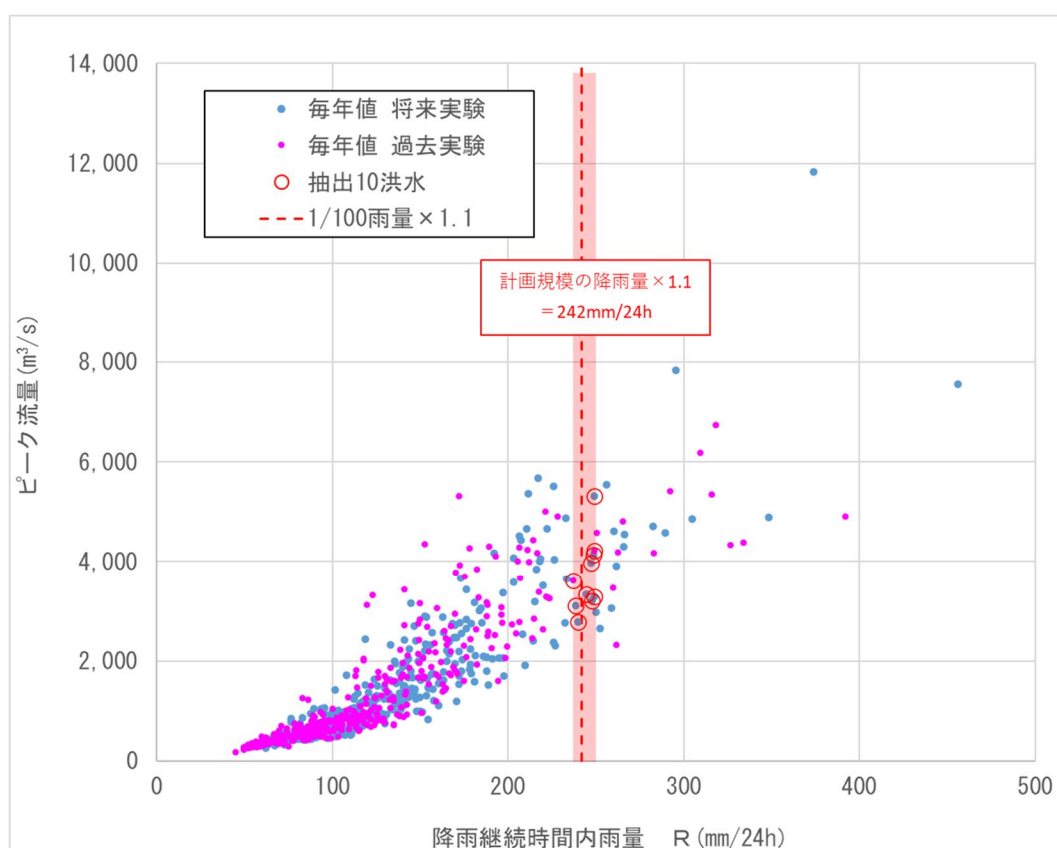


図 1.46 アンサンブル予測降雨波形からの抽出（基準地点山方）

表 1.16 アンサンブル予測降雨波形のピーク流量一覧（基準地点山方）

洪水名	日時	山方上流域 24時間雨量 (mm)	気候変動考慮 1/100雨量 (mm)	拡大率	山方地点 ピーク流量 (m³/s)
将来実験					
HFB 2K MP m101 2082	2082/07/23	249.2	242	0.97	最大 5,127
HFB 2K CC m105 2064	2064/08/14	249.0		0.97	3,065
HFB 2K CC m101 2073	2073/08/05	248.5		0.97	3,918
HFB 2K MP m101 2084	2084/09/04	247.8		0.98	3,084
HFB 2K MR m105 2073	2073/09/22	247.4		0.98	3,791
HFB 2K HA m101 2081	2081/09/29	244.6		0.99	3,294
HFB 2K MR m101 2087	2087/08/20	239.9		1.01	最小 2,805
HFB 2K MR m101 2070	2070/07/23	238.6		1.01	3,152
過去実験					
HPB m001 2009	2009/08/25	249.0	242	0.97	4,035
HPB m021 1999	1999/08/25	237.2		1.02	3,718

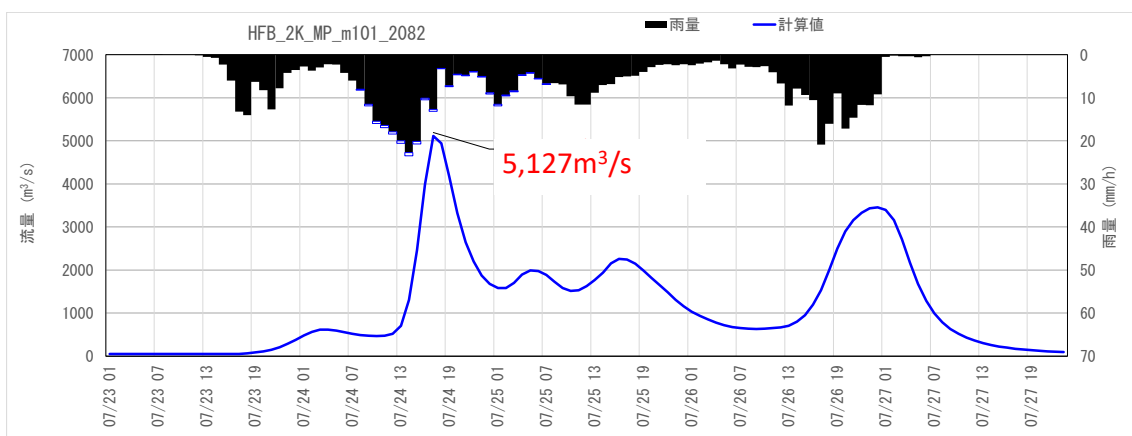


図 1.47 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HFB_2K_MP_m101 R64. 07. 23)

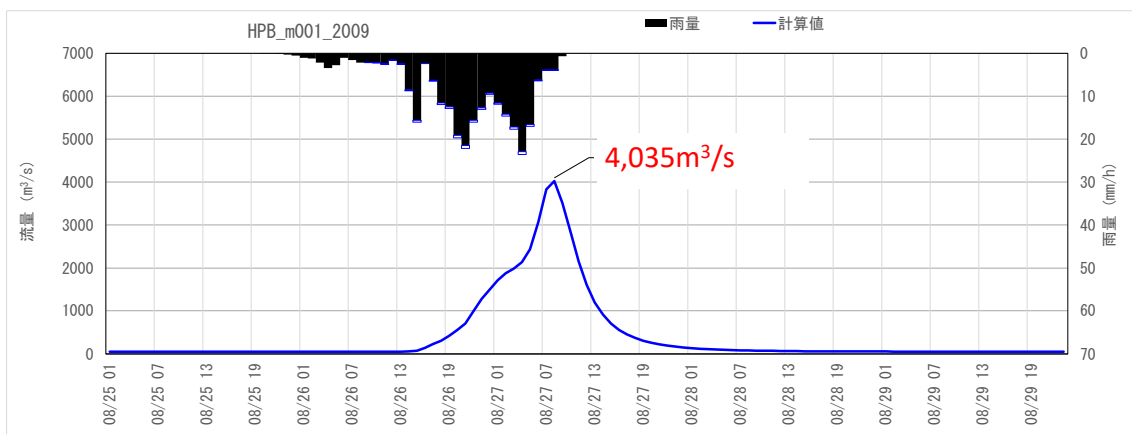


図 1.48 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HPB_m001 H21. 08. 25)

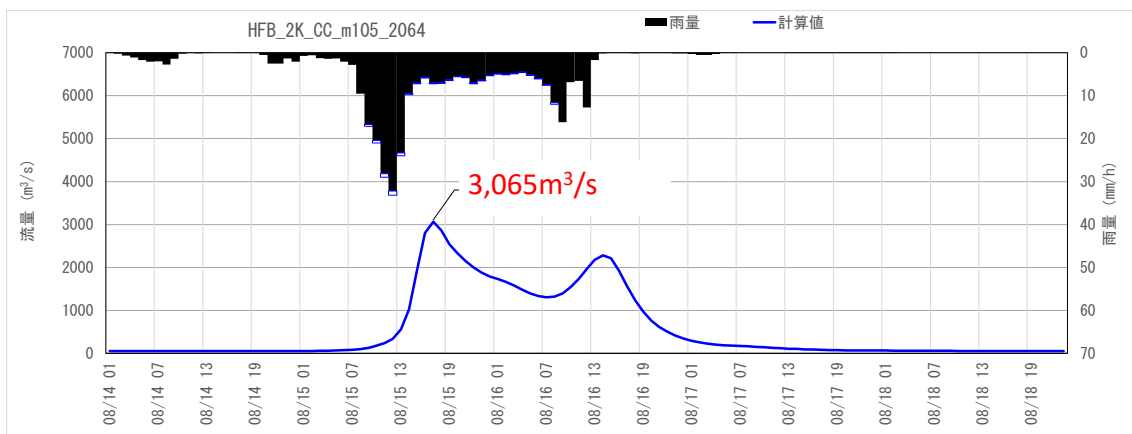


図 1.49 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HFB_2K_CC_m105 R46. 08. 14)

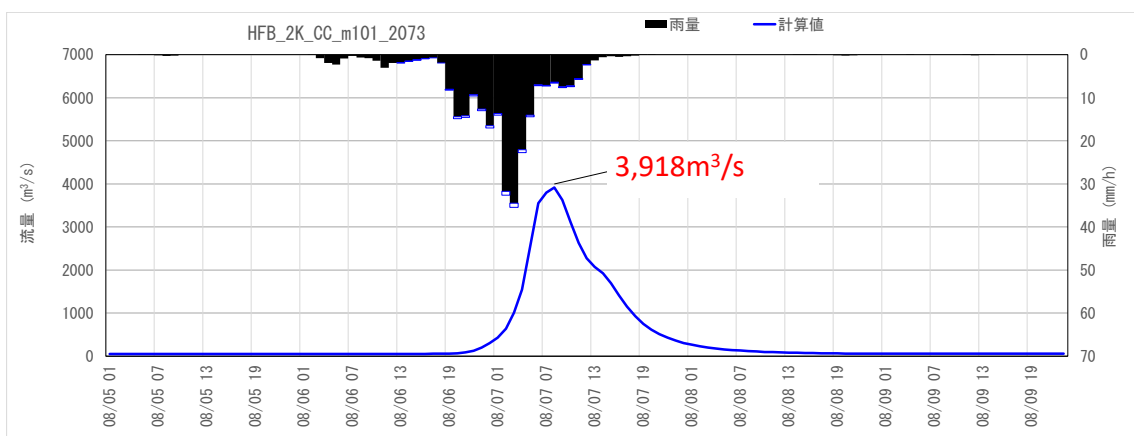


図 1.50 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HFB_2K_CC_m101 R55.08.05)

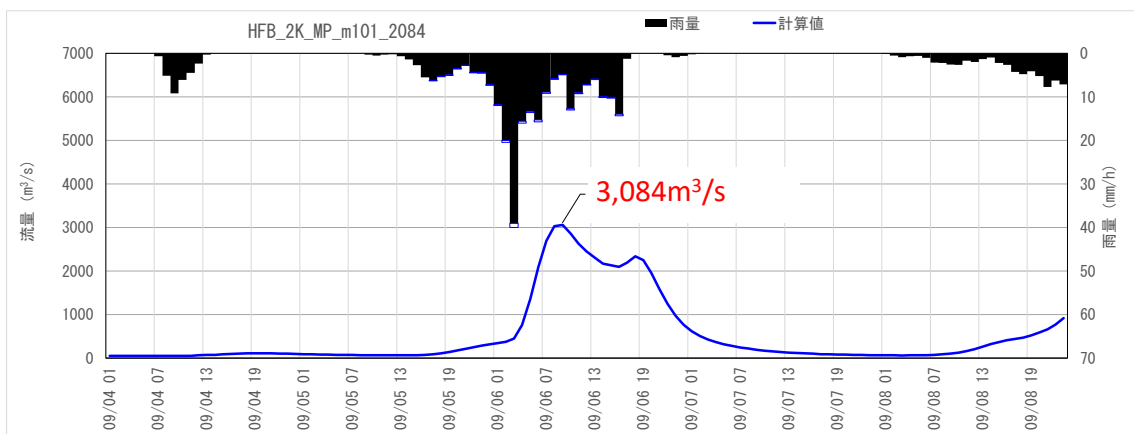


図 1.51 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HFB_2K_MP_m101 R66.09.04)

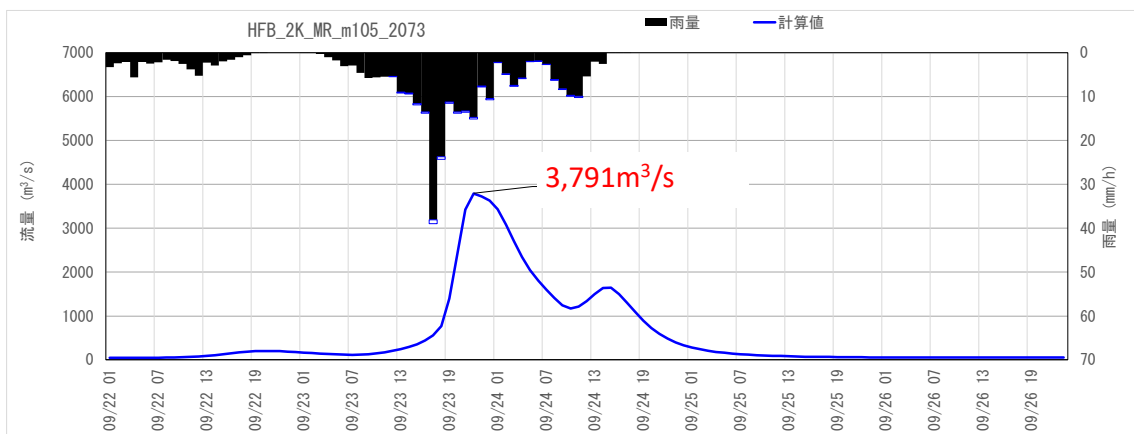


図 1.52 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HFB_2K_MR_m105 R55.09.22)

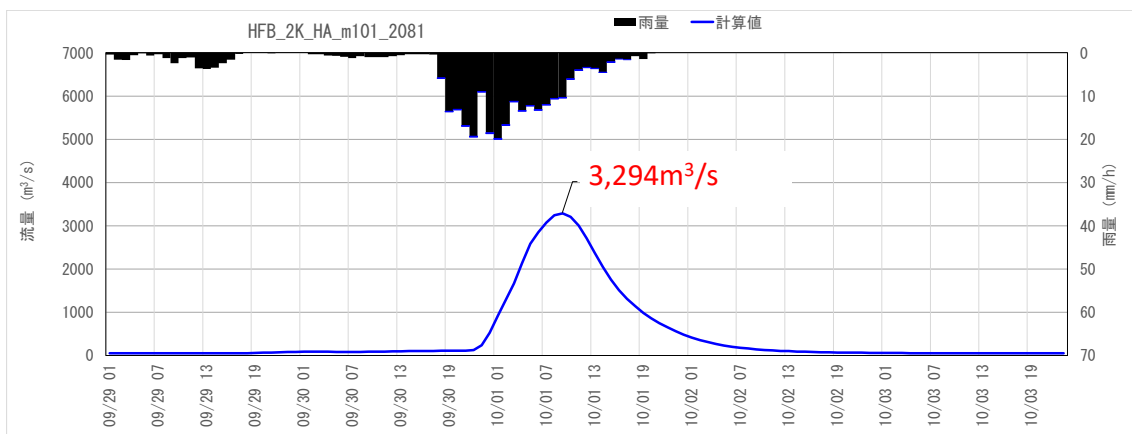


図 1.53 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HFB_2K_HA_m101 R63. 09. 29)

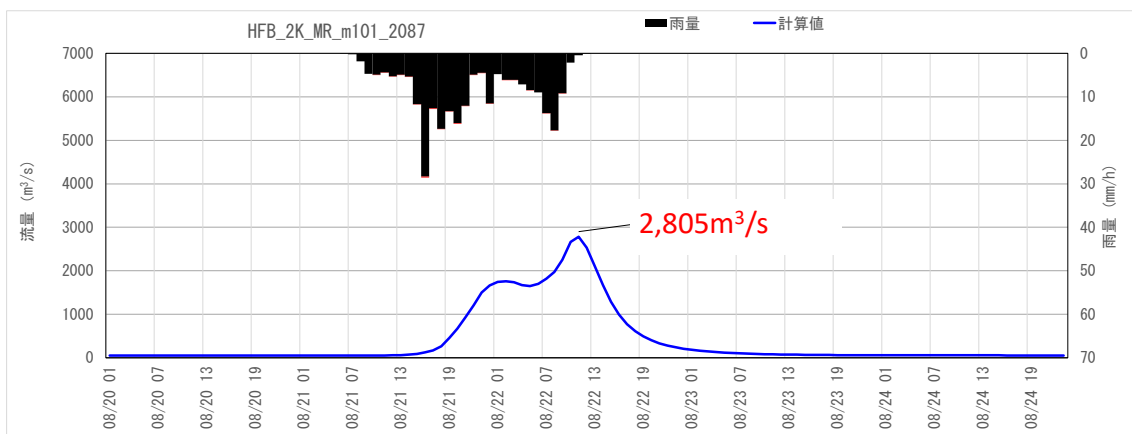


図 1.54 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HFB_2K_MR_m101 R69. 08. 20)

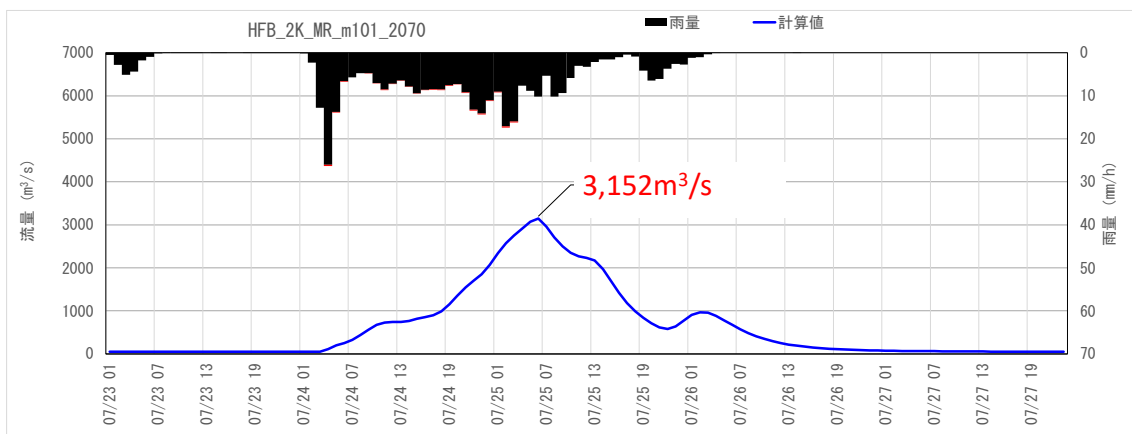


図 1.55 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HFB_2K_MR_m101 R52. 07. 23)

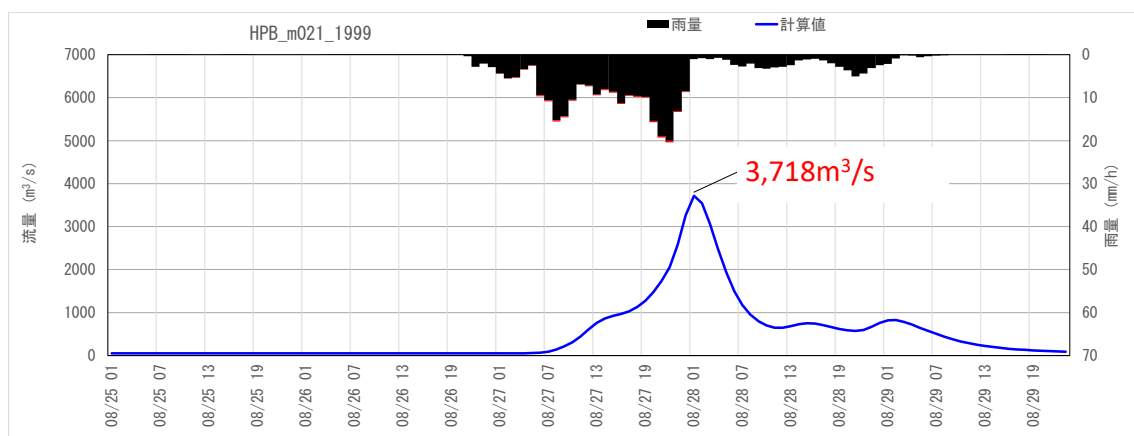


図 1.56 アンサンブル予測降雨波形のハイドログラフ
(基準地点山方 HPB_m021 H11.08.25)

2) 棄却された実績引き伸ばし降雨における発生の可能性検討

気候変動による降雨パターンの変化（特に中流域集中度の変化）により、これまでの手法で棄却されていた実績引き伸ばし降雨波形の発生が十分予想される場合がある。このため、これまでの手法で棄却されていた実績引き伸ばし降雨波形を、当該河川におけるアンサンブル予測降雨波形による降雨パターンと照らし合わせる等により再検証を実施する。なお、中流域とは図 1.57 に示す山方上流域、山方中流域、山方下流域、支川流域の 4 流域である。



図 1.57 流域分割図

3) 時間分布のチェック

d2PDF（将来気候）から対象降雨の降雨量近傍（10 洪水）のアンサンブル予測降雨波形を抽出し、各波形について、「対象降雨の継続時間内雨量に対する短時間雨量の比率」（短時間（洪水到達時間やその 1/2 時間）の流域平均雨量/継続時間内の流域平均雨量）を求め、結果を表 1.17 に示す。

棄却した引き伸ばし降雨波形も同様に比率を求め、実績引き伸ばし降雨波形の比率がアンサンブル予測降雨波形による比率を下回っている場合は、生起し難いと言えないため参考波形として扱うこととする。結果は表 1.18 に示すとおりであり、時間分布により棄却した平成 3 年（1991 年）9 月洪水、平成 25 年（2013 年）9 月洪水はアンサンブル予測降雨波形と比較しても生起し難いことを確認した。

表 1.17 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

No.	洪水名		山方上流域				
			24時間 雨量 (mm) ①	12時間 雨量 (mm) ②	8時間 雨量 (mm) ③	比率 ②/①	比率 ③/①
1	HFB_2K_MP_m101	R64. 07. 23	249. 2	170. 1	139. 4	0. 68	0. 56
2	HPB_m001	H21. 08. 25	249. 0	190. 0	128. 6	0. 76	0. 52
3	HFB_2K_CC_m105	R46. 08. 14	249. 0	177. 5	150. 8	0. 71	0. 61
4	HFB_2K_CC_m101	R55. 08. 05	248. 5	203. 4	158. 7	0. 82	0. 64
5	HFB_2K_MP_m101	R66. 09. 04	247. 8	167. 5	134. 3	0. 68	0. 54
6	HFB_2K_MR_m105	R55. 09. 22	247. 4	179. 9	142. 8	0. 73	0. 58
7	HFB_2K_HA_m101	R63. 09. 29	244. 6	178. 6	128. 1	0. 73	0. 52
8	HFB_2K_MR_m101	R69. 08. 20	239. 9	143. 5	116. 9	0. 60	0. 49
9	HFB_2K_MR_m101	R52. 07. 23	238. 6	132. 3	97. 6	0. 55	0. 41
10	HPB_m021	H11. 08. 25	237. 2	141. 9	107. 4	0. 60	0. 45

■ : 最大比率

表 1.18 雨量の比率（棄却した引き伸ばし降雨波形）

棄却した 実績降雨	山方上流域							
	実績雨量 (mm/24h)	計画降雨量 ①' (mm/24h)	引き伸ばし 率	12時間雨量②' (引伸ばし後) (mm/12h)	8時間雨量③' (引伸ばし後) (mm/8h)	比率 ②' / ①'	比率 ③' / ①'	
	H3. 9. 18	167. 2	242	1. 45	226. 1	194. 9	0. 93	0. 81
	H25. 9. 14	131. 3		1. 84	241. 9	241. 7	1. 00	1. 00
アンサンブル波形最大比率				-	-	0. 82	0. 64	

※ ■: アンサンブル予測降雨波形と比較しても生起し難いと判断

4) 要降雨波形に不足する降雨パターンの確認

これまで、実際に生じた降雨波形のみを主要降雨波形としてきたが、基本高水のピーク流量の設定に用いる主要降雨波形は、対象流域において大規模洪水を生起し得る様々なパターンの降雨波形等を含んでいる必要がある。

気候変動等による降雨特性の変化によって、追加すべき降雨波形が無いかを確認するため、アンサンブル予測降雨波形を用いて空間分布のクラスター分析を行い、将来発生頻度が高まるものの計画対象の実績降雨波形が含まれていないクラスターの確認を実施した。

久慈川流域をアンサンブル予測降雨波形群を対象に、3つのクラスターに分類した。

基準地点山方で選定された主要降雨波形について、クラスター分析を行った結果、1、2、3と評価されたため、将来発生頻度が高まるものの計画対象の実績降雨波形が含まれていないクラスターがないことを確認した（表 1.19）。

なお、アンサンブル予測降雨波形群のクラスター分割には、アンサンブル予測降雨を対象に、流域全体の総雨量に対する各流域の寄与率を算出し、ユークリッド距離を指標としてウォード法によりクラスターに分類し、図 1.58 の結果となり、出現頻度は図 1.59 に示すとおりである。

表 1.19 主要降雨波形のクラスター分析結果

洪水		継続時間内 降雨量 (mm/24h)	1/100確率雨量 (気候変動後) (mm)	引き伸ばし 率 (1.1倍後)	クラスター 分析結果	基本高水の ピーク流量 (m³/s)	棄却理由
1	S36.6洪水	132.6	242	1.82	3	5,092	
2	S41.6洪水	166.9	242	1.45	3	3,992	
3	S56.8洪水	148.0	242	1.63	1	3,656	
4	S61.8洪水	220.5	242	1.10	2	4,208	
5	H1.8洪水	154.1	242	1.57	2	3,470	
6	H3.9洪水	167.2	242	1.45	2	5,501	時間分布により棄却
7	H10.8洪水	137.7	242	1.76	1	2,741	
8	H10.9洪水	142.0	242	1.70	1	3,962	
9	H11.7洪水	169.0	242	1.43	1	3,423	
10	H14.7洪水	150.3	242	1.61	1	4,199	
11	H16.10洪水	129.8	242	1.86	2	4,542	
12	H19.9洪水	140.9	242	1.72	1	3,057	
13	H23.9洪水	207.0	242	1.17	1	5,053	
14	H25.9洪水	131.3	242	1.84	1	6,992	時間分布により棄却
15	H26.10洪水	133.8	242	1.81	3	4,714	
16	H27.7洪水	140.6	242	1.72	1	5,081	
17	R1.10洪水	259.4	242	0.93	1	4,541	

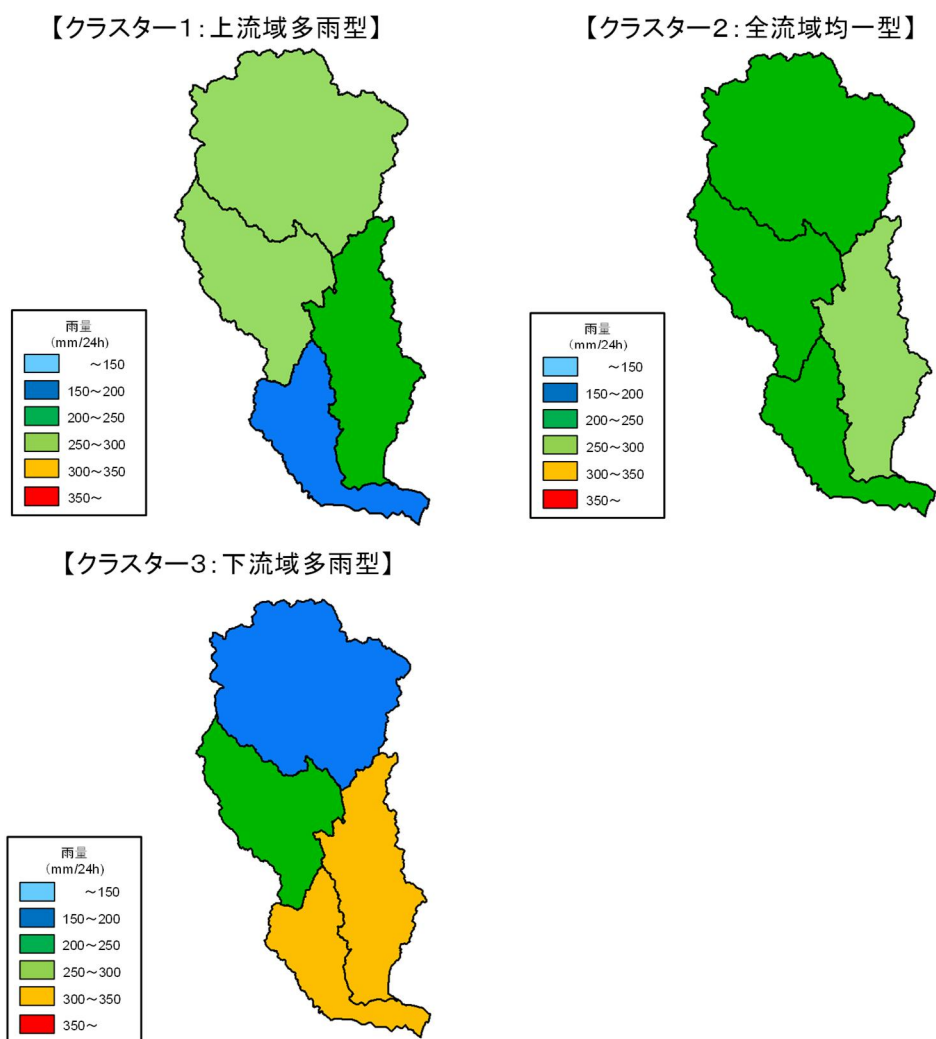


図 1.58 山方上流域における将来実験アンサンブル予測降雨のクラスター分類

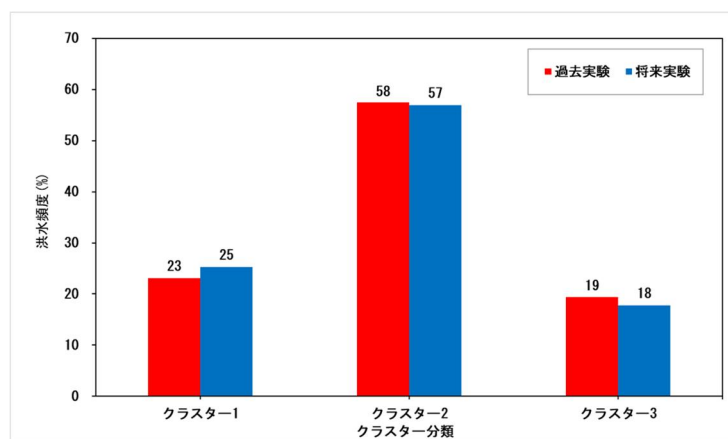


図 1.59 山方地点におけるアンサンブル予測降雨の出現頻度

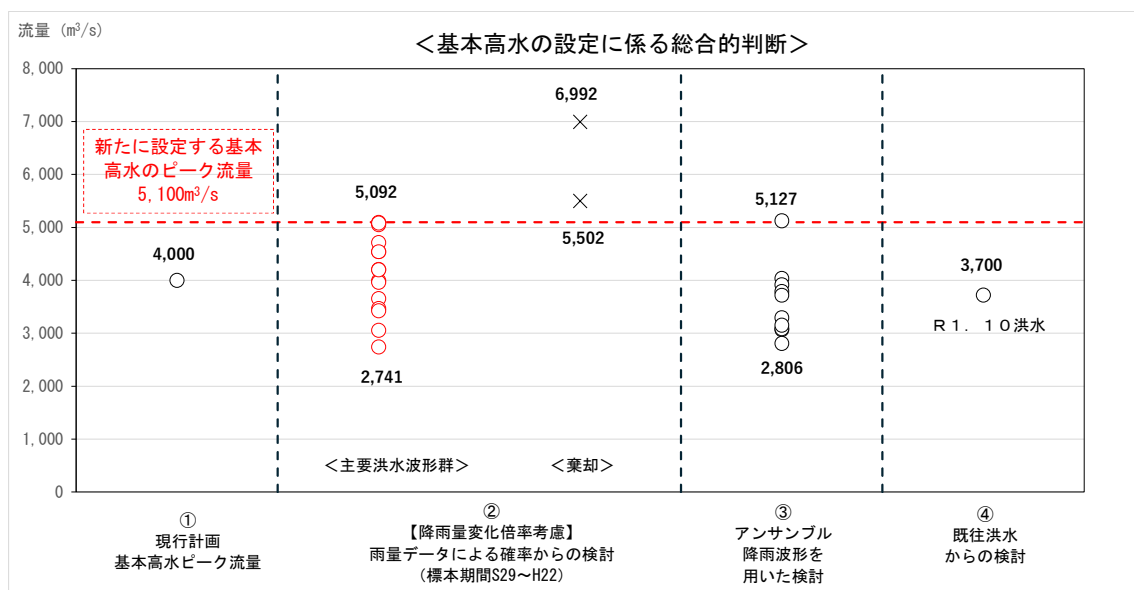
1-11 既往洪水による検討

過去の洪水時の痕跡水位や、水害の記録より、令和元年（2019 年）10 月洪水が久慈川流域での実績最大洪水であると考えられる。

令和元年（2019 年）10 月洪水においては、流量が欠測となっていること、また山方上流域においても氾濫しているため、流出モデルにより氾濫戻し流量を求め、 $3,700\text{m}^3/\text{s}$ と推定した。

1-12 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定

今後想定される気候変動の影響による水災害リスクの増大を考慮し、気候変動シナリオ RCP2.6 (2°C上昇相当) を想定した将来の降雨量の変化倍率 1.1 倍を考慮して、図 1.60 のように様々な手法による検討結果を総合的に判断した結果、久慈川における基本高水のピーク流量は、基準地点山方で 5,100m³/s となった。



【凡例】

- ① 現行の基本方針(H20.3)の基本高水のピーク流量
- ② 気候変動を踏まえた降雨量変化倍率(2°C上昇時の降雨量の変化倍率1.1倍)を考慮した検討
×: 短時間または小流域において著しい引き伸ばしとなっている降雨
- ③ アンサンブル予測降雨波形群の中から、対象降雨の降雨量(242mm/24h)の近傍のものを抽出した洪水
- ④ 観測史上最大となった既往洪水(令和元年10月洪水)のダム・氾濫戻し流量

図 1.60 基本高水のピーク流量の設定に係る総合的判断(基準地点山方)

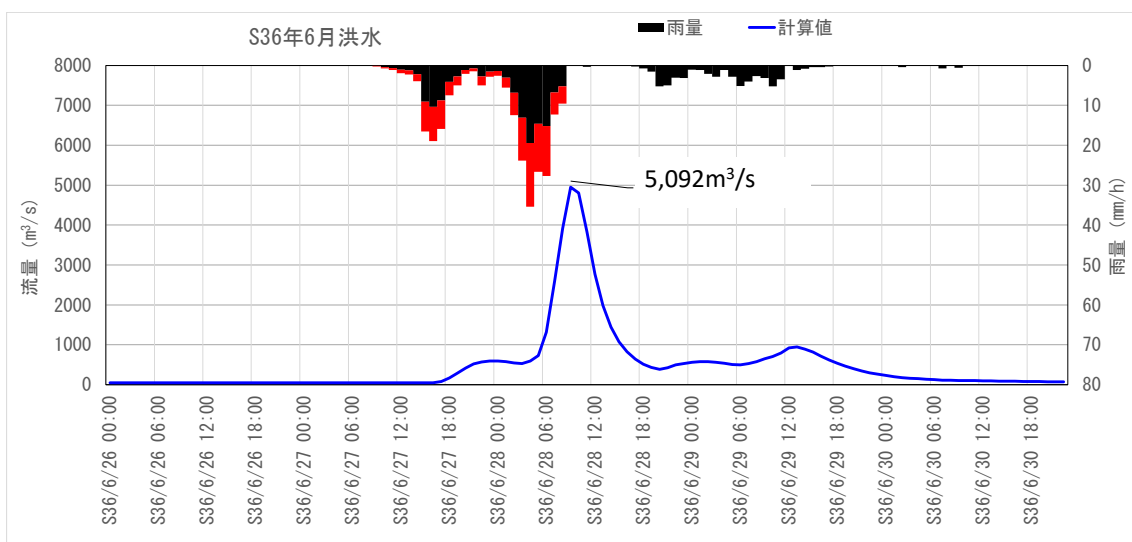


図 1.61 基本高水のピーク流量ハイドログラフ(昭和 36 年 6 月洪水 山方地点)

2 高水処理計画

既定計画の基本高水のピーク流量は、基準地点山方において $4,000\text{m}^3/\text{s}$ である。

久慈川の河川改修は既定計画の計画高水流量（山方 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ ）を目標に実施され、築堤が行われて、堤防高は概ね確保されており、既に橋梁、樋管等多くの構造物も完成している。

さらに、地域の社会的・経済的發展に伴い、沿川は高度な土地利用が行われている。

このような沿川の土地利用の高度化など社会的状況の変化に加え、河川の状況変化等を踏まえて、河道の検討を行った。

検討の基本的な考え方として、より早期にかつ確実に水系全体のバランスのとれた治水安全度の向上を図る観点から、掘削等により河道の流下能力の増大を図ることによりできるだけ河道で対応することとし、基準地点山方において $5,100\text{m}^3/\text{s}$ を計画高水流量とする。

3 計画高水流量

計画高水流量は、基準地点山方において $5,100\text{m}^3/\text{s}$ とし、各主要な地点の計画高水流量は、主要洪水の降雨波形群を用いて得られる通過流量の最大値を示す値から設定し図 3.1 のとおりとする。

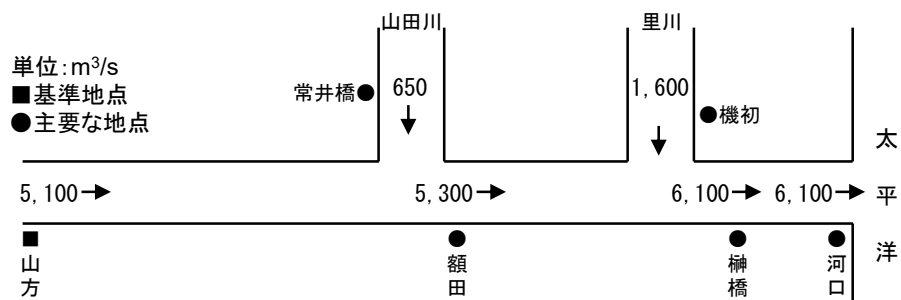


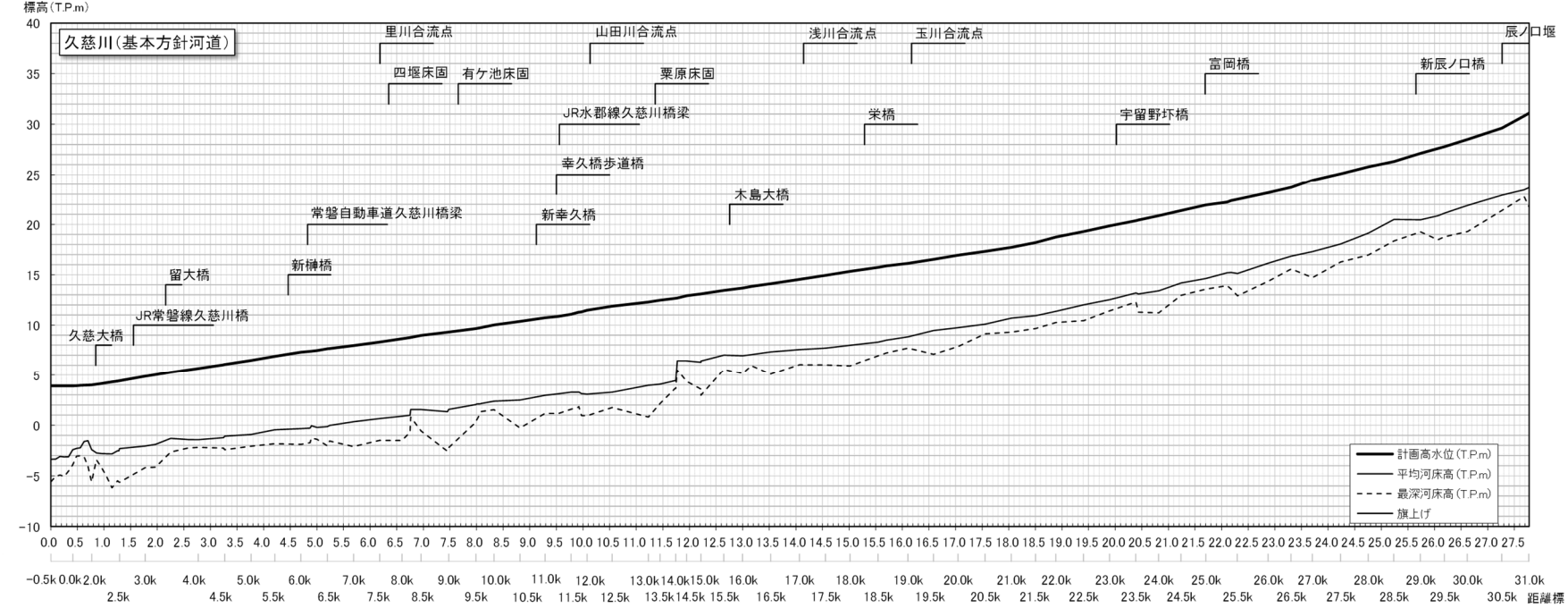
図 3.1 久慈川計画高水流量配分図

4 河道計画

河道計画は、以下の理由により縦断勾配を尊重し、流下能力が不足する区間においては、周辺の社会的影響や河川環境等に配慮しながら必要な河積（洪水を安全に流下させるための断面）を確保する。

- ① 既定計画の計画高水位に対し、大臣管理区間の堤防は全川でほぼ完成していること。
- ② 堤防防護に必要な高水敷幅を確保する等の必要な対策を行うこと。
- ③ 計画高水位を上げることは、決壊時における被害を増大させることになるため、沿川の市街地状況を考慮すると避けるべきであること。
- ④ 既定計画の計画高水位に基づいて多数の橋梁や樋門等の構造物が完成していることや計画高水位を上げることによる堤内地での内水被害の助長を避けるべきであること。
- ⑤ 河道の安定を考慮した掘削高さの設定が重要であること。

計画縦断図を図 4.1 から図 4.3 に、主要な地点における計画高水位及び概ねの川幅を表 4.1 に示す。



計画高水位(T.P.m)	3.898	3.898	3.989	4.845	5.664	6.477	7.305	7.973	8.638	9.304	10.026	10.728	11.469	12.288	12.660	13.102	13.681	14.531	15.329	16.129	16.946	17.725	18.743	19.849	20.867	21.941	23.159	24.442	25.775	27.128	28.498	31.098
平均河床高(T.P.m)	-3.376	-2.430	-2.415	-2.058	-1.423	-0.910	-0.332	0.336	0.883	1.566	2.382	2.962	3.067	3.957	4.385	6.413	6.940	7.568	7.984	8.834	9.744	10.687	11.372	12.521	13.408	14.634	16.156	17.298	19.126	20.461	21.886	23.663
最深河床高(T.P.m)	-5.590	-3.920	-5.600	-4.192	-2.191	-2.077	-1.898	-2.118	-1.514	-2.213	1.529	1.171	0.935	0.800	3.628	2.973	5.160	6.054	5.932	7.716	7.881	9.291	10.253	11.424	11.215	13.576	14.370	14.720	16.961	19.248	19.277	21.736
距離標	-0.5k	0.0k	2.0k	3.0k	4.0k	5.0k	6.0k	7.0k	8.0k	9.0k	10.0k	11.0k	12.0k	13.0k	14.0k	15.0k	16.0k	17.0k	18.0k	19.0k	20.0k	21.0k	22.0k	23.0k	24.0k	25.0k	26.0k	27.0k	28.0k	29.0k	30.0k	31.0k
距離標(km)	0.000	0.413	0.768	1.773	2.768	3.763	4.698	5.688	6.598	7.478	8.328	9.288	10.078	11.228	11.744	12.218	12.998	14.068	15.018	16.108	17.048	18.048	18.888	19.898	20.818	21.708	22.878	23.708	24.758	25.738	26.618	27.778

図 4.1 計画縦断図 (久慈川)

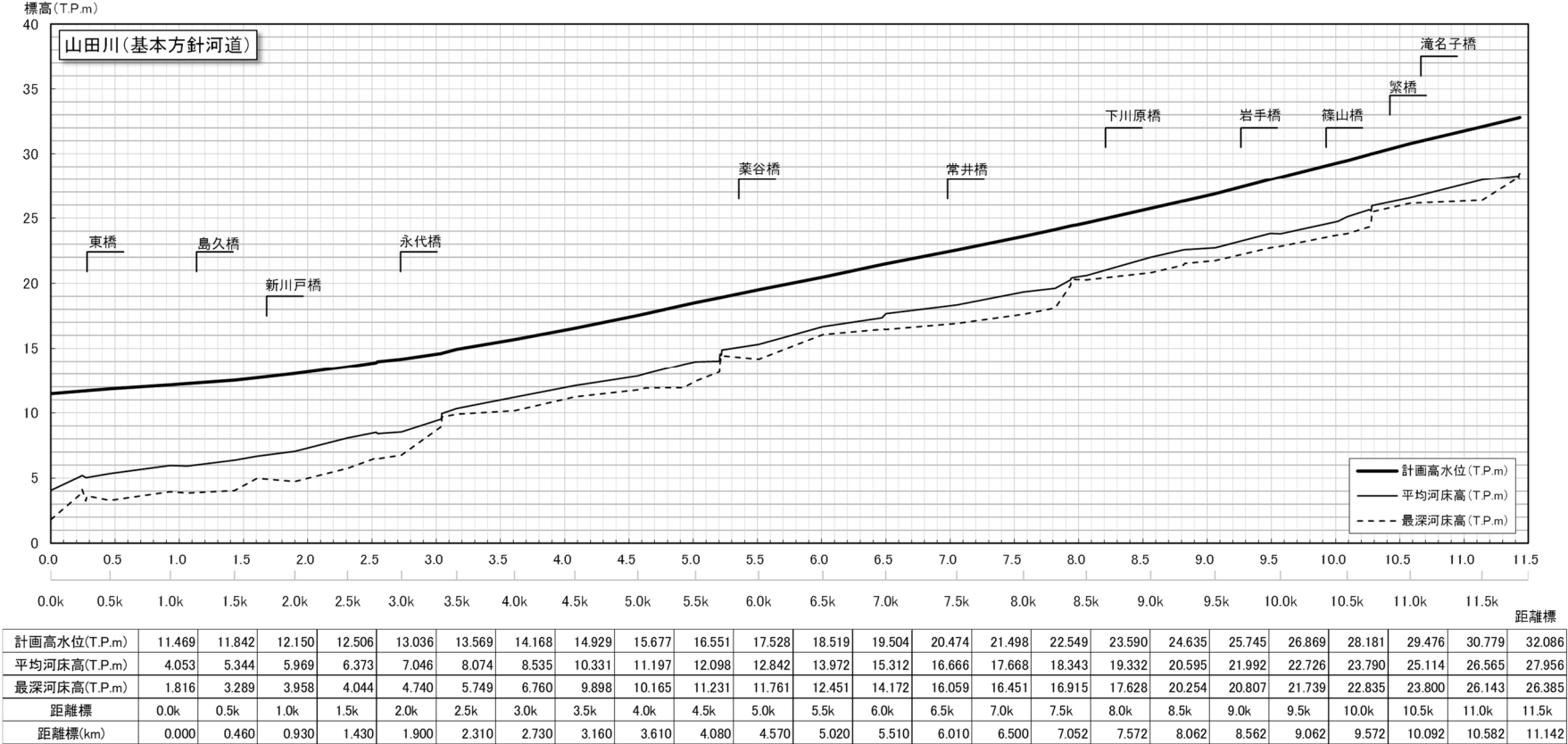


図 4.2 計画縦断図(山田川)

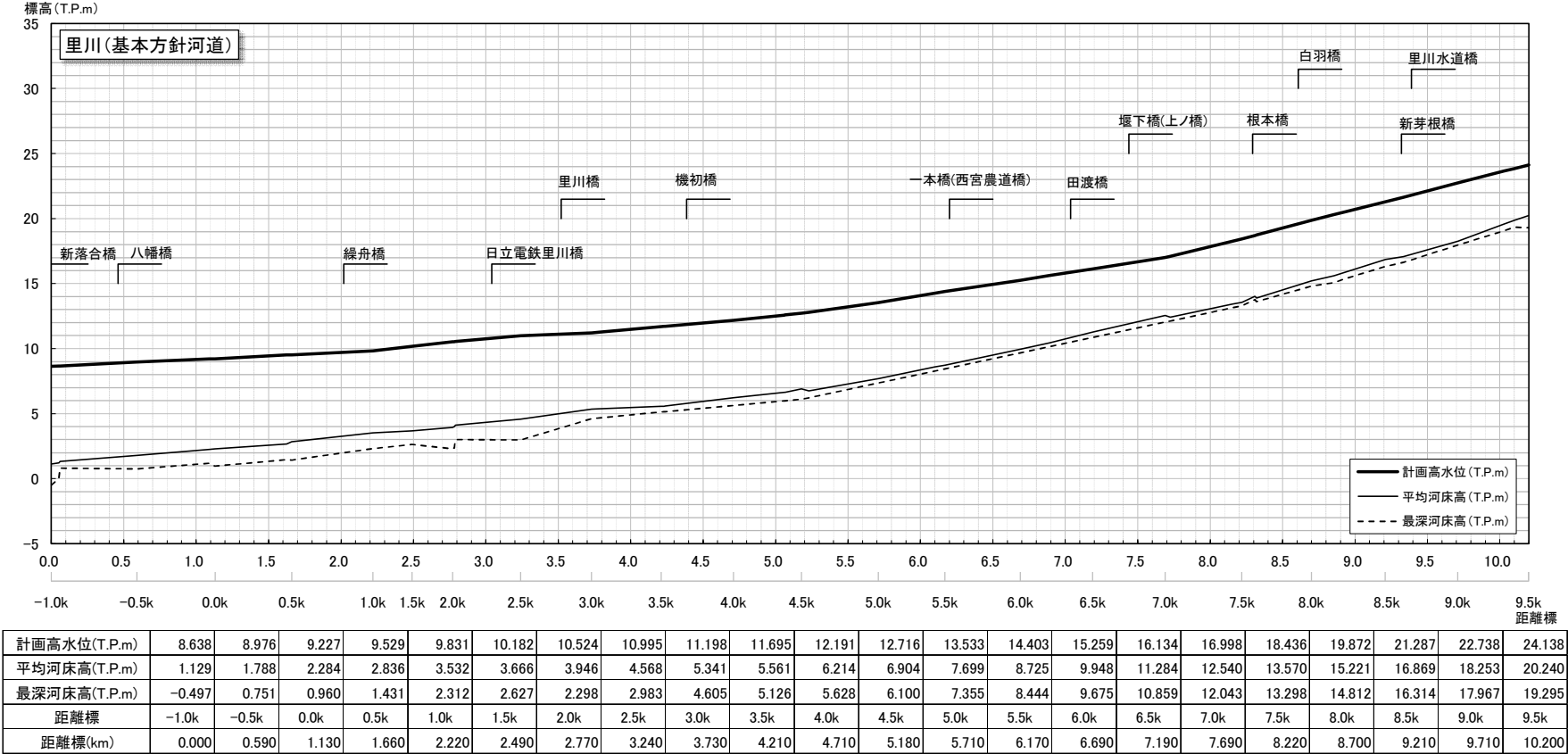


図 4.3 計画縦断図 (里川)

表 4.1 主要な地点における計画高水位及び概ねの川幅一覧表

河川名	地点名	河口又は合流点 からの距離 (km)		計画 高水位 T. P. (m)	川幅 (m)
久慈川	山方	河口から	38.3	44.15	220
	額田	〃	11.2	10.87	260
	榊橋	〃	6.2	7.44	320
	河口	〃	2.0	4.00	390
山田川	常井橋	久慈川合流点から		7.1	21.68
里川	機初	〃		4.6	12.80

注) T. P. : 東京湾中等潮位

5 河川管理施設等の整備の現状

久慈川における河川管理施設等の整備状況は下記のとおりである。

1) 堤防

堤防の整備状況（令和 7 年（2025 年）3 月末時点）は表 5.1 のとおりである。

表 5.1 堤防整備の状況

区分	延長(km)
完成堤防	36.1
暫定堤防	41.5
未施工区間	6.5
堤防不必要区間	13.2
計	97.3

※令和 7 年 3 月末時点

※延長は、大臣管理区間の左右岸の合計である。

※暫定堤防は、H.W.L 以上の堤防と H.W.L 未満の堤防の合計である。

2) 洪水調節施設

久慈川水系においては、洪水調節施設は存在しない。

3) 排水機場等

久慈川水系では、66 箇所の樋門及び樋管、7 箇所の排水機場がある。

河川管理施設： 0.00m³/s

許可工作物： 27.24m³/s

※大臣管理区間の施設のみである。