

沙流川水系河川整備基本方針

基本高水等に関する資料

令和 6 年 3 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 新たな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	38
1-6 対象降雨の継続時間の設定	38
1-7 河川の整備の目標となる洪水の規模及び対象降雨の降雨量の設定	52
1-8 主要降雨波形の設定	56
1-9 対象降雨の地域分布及び時間分布の検討	58
1-10 主要洪水における降雨量（気候変動考慮）の引き伸ばしと流出計算	62
1-11 アンサンブル予測降雨波形による検討	65
1-12 既往洪水からの検討	87
1-13 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定	88
2. 高水処理計画	90
3. 計画高水流量	91
4. 河道計画	92
5. 河川管理施設等の整備の現状	93
5-1 堤防	93
5-2 洪水調節施設	93
5-3 排水機場等	93

1. 基本高水の検討

1-1 工事実施基本計画

昭和 44 年（1969 年）3 月に策定された沙流川水系工事実施基本計画は、大正 11 年（1922 年）8 月洪水実績を計画対象としたものであり、基準地点平取の基本高水のピーク流量を $3,900\text{m}^3/\text{s}$ と定めている。

また、昭和 53 年（1978 年）3 月に改定された沙流川水系工事実施基本計画では、既定計画策定以降の洪水発生状況を考慮し、基準地点平取において、基本高水のピーク流量を $5,400\text{m}^3/\text{s}$ と定め、洪水調節施設で $1,500\text{m}^3/\text{s}$ を調節し、計画高水流量を $3,900\text{m}^3/\text{s}$ と定めている。基準地点の基本高水のピーク流量は、貯留関数法により決定している。

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、沙流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、基準地点平取の基本高水のピーク流量を $5,400\text{m}^3/\text{s}$ とし、平成 11 年（1999 年）12 月に沙流川水系河川整備基本方針を策定した。

その後、平成 15 年（2003 年）8 月に基本高水のピーク流量・計画降雨量を上回る洪水が発生したことから、以下に示す手法により沙流川水系河川整備基本方針で策定された基本高水のピーク流量を検証した結果、基準地点平取の基本高水のピーク流量を $6,600\text{m}^3/\text{s}$ とし、平成 17 年（2005 年）11 月に沙流川水系河川整備基本方針を変更した。

(1) 雨量確率評価による検証

主要降雨の継続時間から降雨継続時間 24h を採用し、実績降雨（昭和 37 年（1962 年）～平成 15 年（2003 年））の統計処理により、1/100 規模の確率雨量を $300\text{mm}/24\text{h}$ とした。過去の主要な洪水時の降雨波形を確率雨量まで引き伸ばし（降雨の引き下げは行わないものとし）、平成 15 年（2003 年）8 月洪水は実績雨量の $307\text{mm}/24\text{h}$ 、既定計画と同様の貯留関数法での流出計算モデルにより流出量を算出した。

この結果、基本高水のピーク流量は、基準地点平取において最大値となる平成 15 年（2003 年）8 月洪水の降雨での流出量から、 $6,600\text{m}^3/\text{s}$ と算出した。

(2) 流量確率評価による検証

流量確率の検討の結果、1/100 規模の流量は、基準地点平取で $6,300\sim 8,200\text{m}^3/\text{s}$ と推定される。

(3) 既往洪水による検証

洪水時に流域が湿潤状態にあることを仮定し、既往洪水の降雨パターンによりにより流出解析を実施した結果、基準地点平取では平成 15 年（2003 年）8 月の降雨パターンでピーク流量は約 7,900m³/s と推定される。

1-3 河川整備基本方針策定後の状況

平成 17 年（2005 年）11 月に河川整備基本方針（以降、既定計画という）を策定以降、既定計画の計画高水流量（平取 5,000m³/s）を上回る洪水は発生していない。

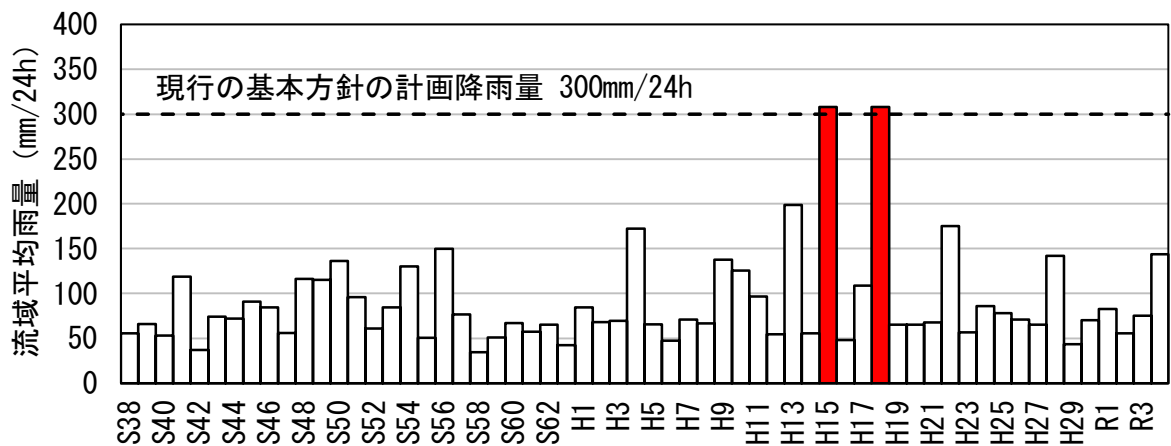


図 1-1 年最大流域平均雨量（基準地点平取）

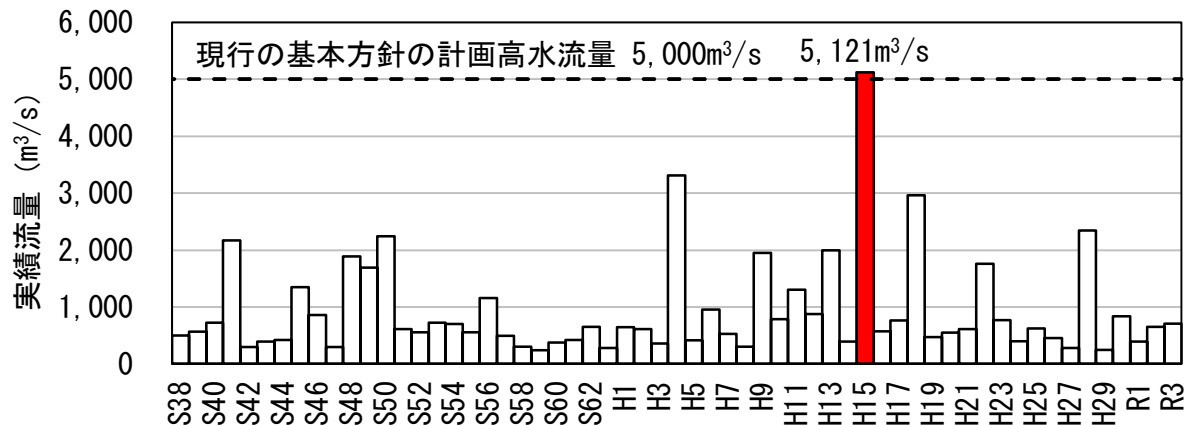


図 1-2 年最大流量（基準地点平取）

1-4 新たな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。

(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。

【流域の基礎式】

$$\frac{ds}{dt} = f_{(t)} \cdot r_{(t)} - q_{(t+T_l)} \quad (\text{式 1-1})$$

$$s_{(t)} = K \cdot q_{(t+T_l)}^P \quad (\text{式 1-2})$$

$$q_{(t)} = \frac{3.6 \cdot Q_{(t)}}{A} \quad (\text{式 1-3})$$

ただし、

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

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

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

ここで、

$$R_{sa} = \frac{R_{sum} - \frac{Q_{sum}}{1000 \cdot A}}{1 - f_1} \quad (\text{式 1-4})$$

また、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。

$$Q_{ca(t)} = \frac{q_{(t)} \cdot A}{3.6} + Q_{b(t)} \quad (\text{式 1-5})$$

$s_{(t)}$ ：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ィーン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。

【河道の基礎式】

$$S_{l(t)} = K \cdot Q_{l(t)}^P - T_l \cdot Q_{l(t)} \quad (\text{式 1-6})$$

$$\frac{dS_{l(t)}}{dt} = I_{(t)} - Q_{l(t)} \quad (\text{式 1-7})$$

$$Q_{l(t)} = Q_{(t+T_l)} \quad (\text{式 1-8})$$

$S_{l(t)}$: みかけの貯留量 【(m³/s)・h】、 $Q_{l(t)}$: 遅れ時間を考慮した流出量 【m³/s】

$Q_{(t)}$: 流出量 【m³/s】、 $I_{(t)}$: 流入量 【m³/s】、 T_l : 遅滞時間 【h】

K : 定数、 P : 定数

(2) 流域及び河道分割

沙流川水系における流域分割は、降雨の時空間分布を適確に反映させることを考え、15 小流域・9 河道に分割した。

図 1-3 に流域分割図、図 1-4 に流出モデル模式図、表 1-1 及び表 1-2 に貯留関数法における流域・河道モデル分割諸元を示す。

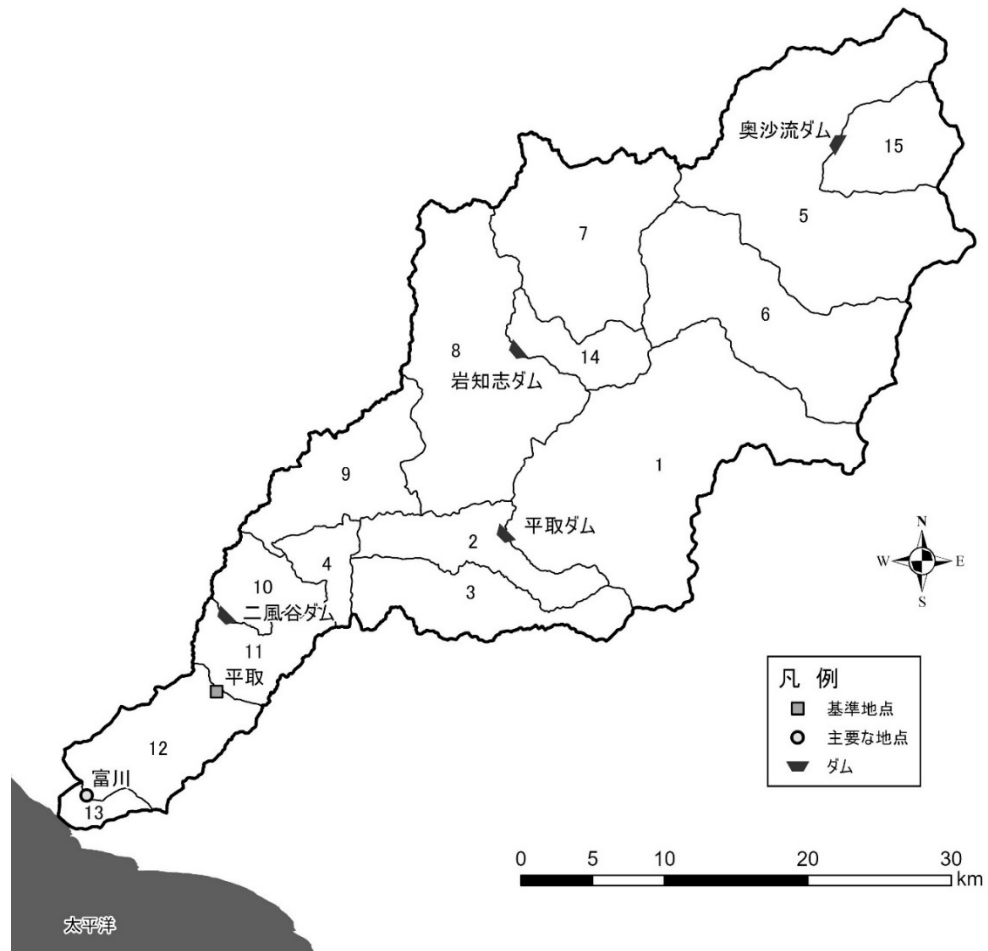


図 1-3 流域分割図

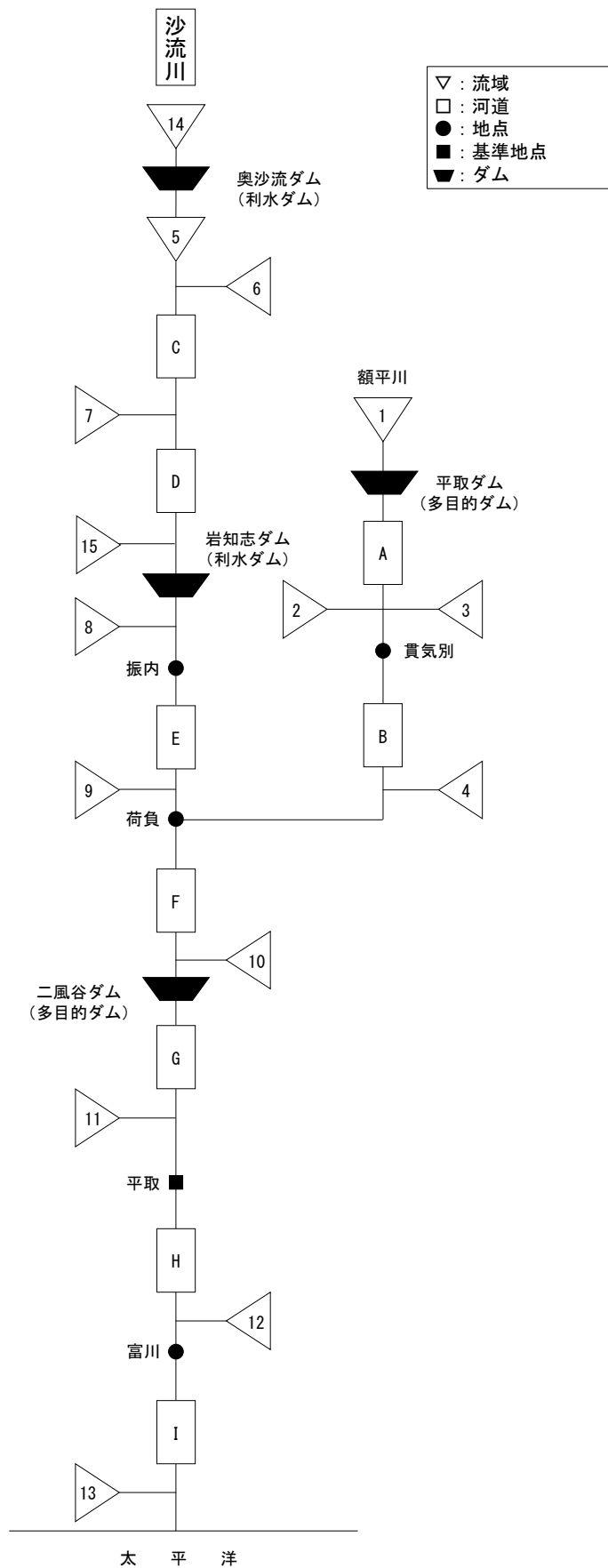


図 1-4 流出モデル模式図

表 1-1 流域・河道モデル分割諸元（流域分割）

流域番号	流域面積 (km ²)	河川名等
1	236.3	平取ダム
2	54.5	平取ダム～貫気別川
3	70.0	貫気別川
4	23.5	貫気別川～荷負
5	213.9	沙流川上流
6	138.4	千呂露川
7	119.6	千栄～三岩
8	157.4	三岩～振内
9	72.6	振内～荷負
10	32.3	荷負～二風谷ダム
11	39.4	二風谷ダム～平取
12	70.0	平取～富川
13	27.0	富川～沙流川河口
14	52.0	奥沙流ダム
15	43.1	岩知志ダム

表 1-2 流域・河道モデル分割諸元（河道）

No.	河道	河川名	河道区間		河道延長 (km)
1	A	額平川	平取ダム～貫気別川合流点	KP6.60～KP22.39	16.6
2	B	額平川	貫気別川合流点～荷負地点	KP0.32～KP6.51	6.6
3	C	沙流川	千栄地点～三岩地点	KP59.60～KP76.60	17.2
4	D	沙流川	三岩地点～振内地点	KP39.80～KP59.40	20.7
5	E	沙流川	振内地点～荷負地点	KP27.80～KP39.60	12.7
6	F	沙流川	荷負地点～二風谷ダム	KP21.60～KP27.60	5.8
7	G	沙流川	二風谷ダム～平取地点	KP15.60～KP21.40	5.4
8	H	沙流川	平取地点～富川地点	KP2.80～KP15.40	13.3
9	I	沙流川	富川地点～沙流川河口地点	KP0.40～KP2.60	2.3

(3) 定数の設定

① 流域定数の設定

1) $f_l \cdot R_{sa}$ の設定

a) 流域設定の考え方

沙流川流域における $f_l \cdot R_{sa}$ の検討は、自然流況を把握可能な二風谷ダム地点で定数を設定することにより行った。

検討にあたっては、各洪水のハイドログラフから基底流出と表面流出の成分分離を行った。次に成分分離の結果から、各地点の総降雨量と総流出高の関係を整理し、 $f_l \cdot R_{sa}$ の設定を行った。

b) 検討対象洪水の設定

$f_l \cdot R_{sa}$ の検討では、各洪水の総降雨量－総流出高の関係から、流出率が1となる雨量（飽和雨量）を求める必要がある。そのためには、総降雨量－総流出高の偏りがないよう選定する必要があることから、以下の考え方により対象洪水を選定した。

- 二風谷ダム地点で比較的大きな流量を生起した洪水（実績ピーク流量の上位10洪水）・・・総雨量－総流出が大きいと思われる洪水
- 近年10カ年において本川主要な地点（平取地点・富川地点）の氾濫注意水位相当まで水位が到達した洪水若しくは年最大水位を記録した洪水・・・総雨量－総流出が比較的小さいと思われる洪水を含む洪水

表 1-3 $f_l \cdot R_{sa}$ の検討対象洪水一覧表

No.	洪水名	対象洪水	
		二風谷ダム における実績ピーク流量 上位10洪水	近年10カ年において主要な 地点（平取地点、富川地点） で氾濫注意水位相当まで水 位が到達した洪水もしくは 年最大水位を記録した洪水
1	平成13年09月11日	○	
2	平成15年08月10日	○	
3	平成18年08月19日	○	
4	平成22年07月29日	○	
5	平成22年08月12日	○	
6	平成25年09月17日		○
7	平成26年08月11日		○
8	平成27年10月02日		○
9	平成28年08月23日	○	○
10	平成28年08月31日	○	○
11	平成29年06月11日		○
12	平成30年07月11日	○	○
13	令和01年08月17日		○
14	令和02年11月20日		○
15	令和03年06月05日		○
16	令和04年08月09日	○	
17	令和04年08月16日	○	○

c) 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、流域定数解析洪水ごと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。各洪水における成分分離の事例を図 1-5 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。

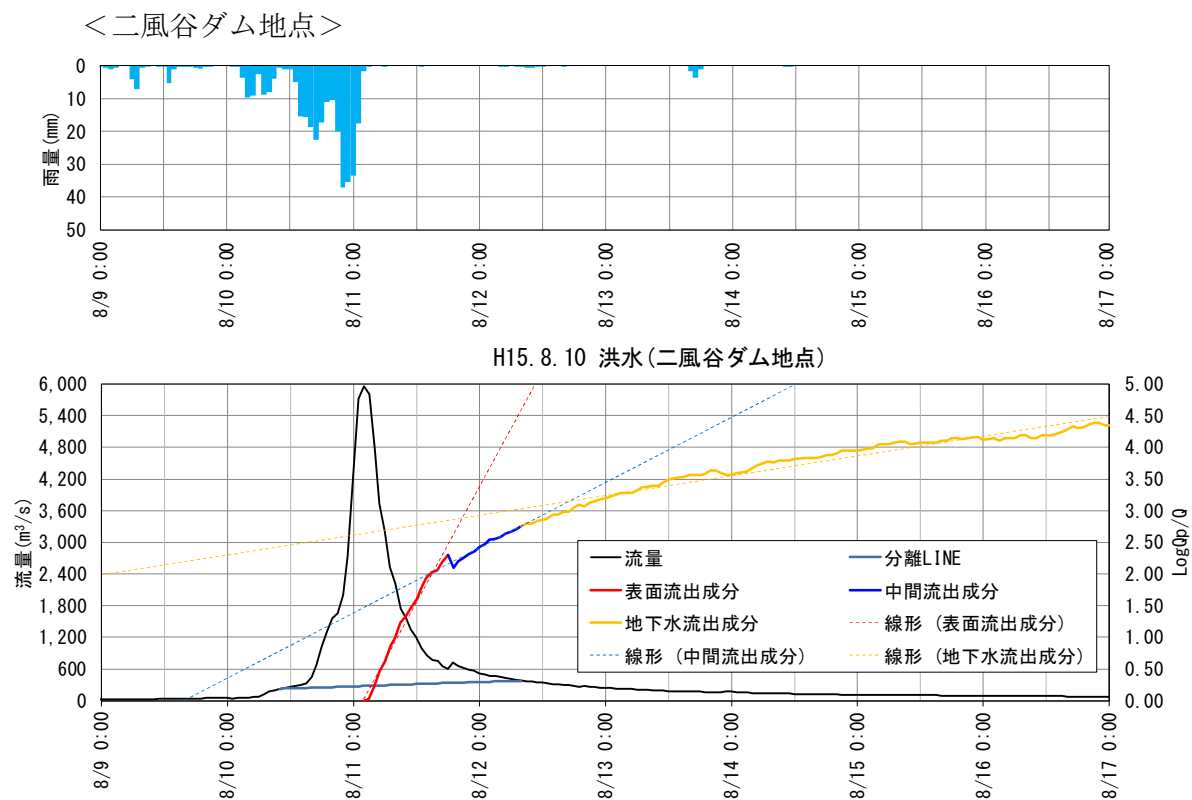


図 1-5 成分分離の事例 (H15. 8 洪水)

d) 計画 $f_l \cdot R_{sa}$ の検討

流出率 f_l 及び飽和雨量 R_{sa} は、次に述べる方法により算出を行った。

- a)にて設定した地点の成分分離の結果と流域平均雨量を用いて、総降雨量 $R(\text{mm})$ と総直接流出高 $q(\text{mm})$ をプロット。
- 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 f_l 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 $R_{sa} \times (1-f_l)$ となることを満足するよう、 R_{sa} を変化させて平均的な R_{sa} を算出。
- 累加雨量が飽和雨量を上回った後の流出率（飽和流出率）は、1 とする。

$f_l \cdot R_{sa}$ 検討地点はa)にて設定した二風谷ダム地点とした。

総降雨量 $R(\text{mm})$ と総直接流出高 $q(\text{mm})$ 関係図を基に設定した $f_l \cdot R_{sa}$ は、表 1-4 に示すとおりである。

各洪水の再現にあたっては、 f_l は本検討により得られた計画 f_l を使用し、 R_{sa} 及び基底流量は各洪水で検討した数値を採用する。

表 1-4 計画 f_l 、 R_{sa} 設定結果

地点	一次損失雨量		二次損失雨量	
	f_l	R_{sa}	f_2	R_{sa}
二風谷ダム地点	0.29	147mm	1.0	-

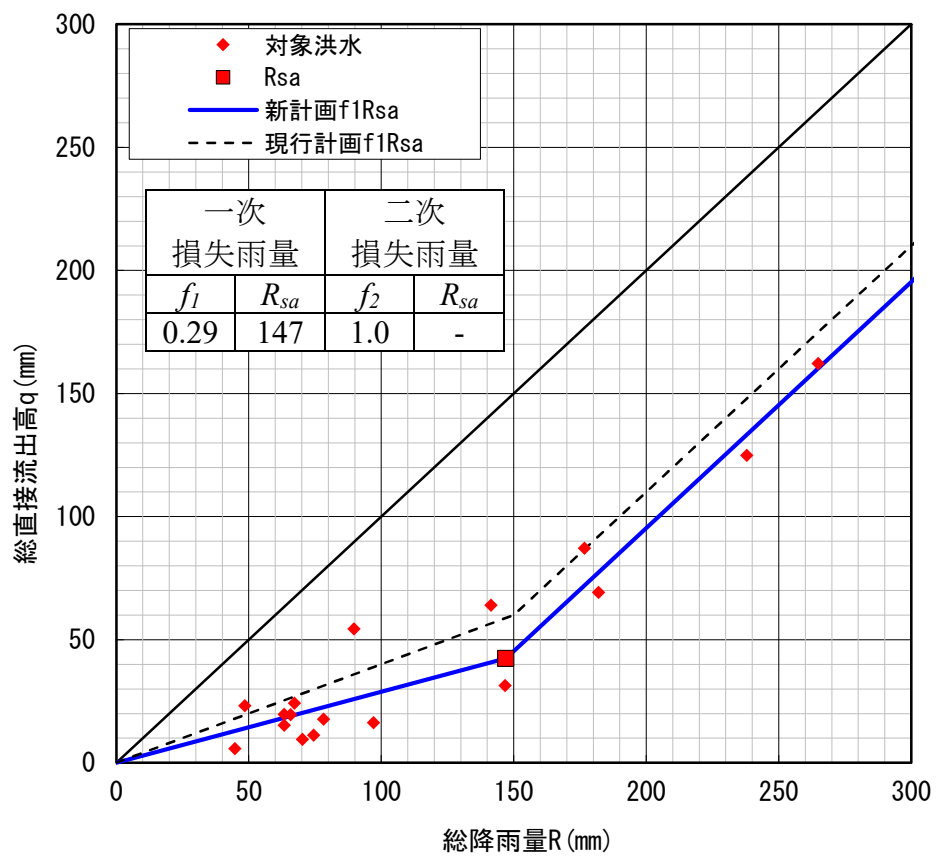


図 1-6 各洪水の総降雨量 R と総直接流出高 q の関係

2) $K \cdot P \cdot TI$ の設定

流出計算に用いる流域定数 $K \cdot P \cdot TI$ は、上流域の降雨量と当該地点での流出量の関係から設定が可能である。ここでは、二風谷ダム地点・幌毛志橋地点・貫気別地点を解析対象地点として設定した。

高水検討の定数設定においては、計画規模相当のピーク流量を対象とすることから、 $K \cdot P \cdot TI$ は過去洪水の中で基本高水のピーク流量規模相当の降雨量と流出量との関係から得ることが望ましい。一方で基準地点の基本高水のピーク流量等を決定するため、基準地点平取における主要洪水の洪水特性を踏まえた設定をする必要があると考えられる。

そのため、二風谷ダム地点・幌毛志橋地点・貫気別地点において実績ピーク流量の上位 5 洪水を対象に貯留高 s と流出高 q の関係を整理し、 $K \cdot P \cdot TI$ を算出した。

二風谷ダム地点・幌毛志橋地点・貫気別地点における対象洪水を整理した結果は表 1-5・表 1-6・表 1-7 に示す通りであり、 $K \cdot P$ については、二風谷ダム地点・幌毛志橋地点・貫気別地点において最大流量を記録した洪水の定数を用い、 TI については、対象洪水の平均値を用いることとした。

$K \cdot P \cdot Tl$ は代表地点の流量と流域平均雨量を用いて、貯留高－流出高関係図から解析を行うことで算出した。具体的には貯留高と流出高を両対数でプロットして貯留高－流出高関係図を作成し、 T を少しずつ変化させ、最もループが小さくなる Tl を求めた。求めた Tl によって両対数でプロットした貯留高－流出高関係図を直線近似し、切片を K 、傾きを P とした。

二風谷ダム地点において既往最大流量である平成 15 年 8 月出水に対して、貯留高-流出高関係図を整理したところ、図に示すように Tl 別の貯留高-流出高関係図より最もループが小さくなる Tl は 1.9 時間となった。また、対象 5 洪水の最もループが小さくなる Tl の平均値は 2.36 時間となった。

流域定数 P については、貯留高-流出高関係図から 0.34 となった。

流域定数 K については、貯留高-流出高関係図から直線近似を用いて $K=51.27$ となった。

表 1-5 $K \cdot P \cdot Tl$ の設定結果（二風谷ダム地点）

No.	洪水名	定数設定 ケース別 対象洪水		流域定数			備考
		A	B	K	P	Tl (hr)	
1	平成15年8月10日	○	○	51.27	0.34	1.90	
2	平成18年8月19日		○	50.10	0.32	1.80	
3	平成22年8月12日		○	40.06	0.48	2.40	
4	平成28年8月23日		○	25.62	0.52	2.20	
5	令和4年8月16日		○	29.22	0.57	3.50	
ケースA：実績ピーク流量最大洪水における流域定数				51.27	0.34	1.90	平成15年8月洪水
ケースB：対象全洪水の流域定数の平均値				36.00	0.46	2.36	
：今回検討における採用値							

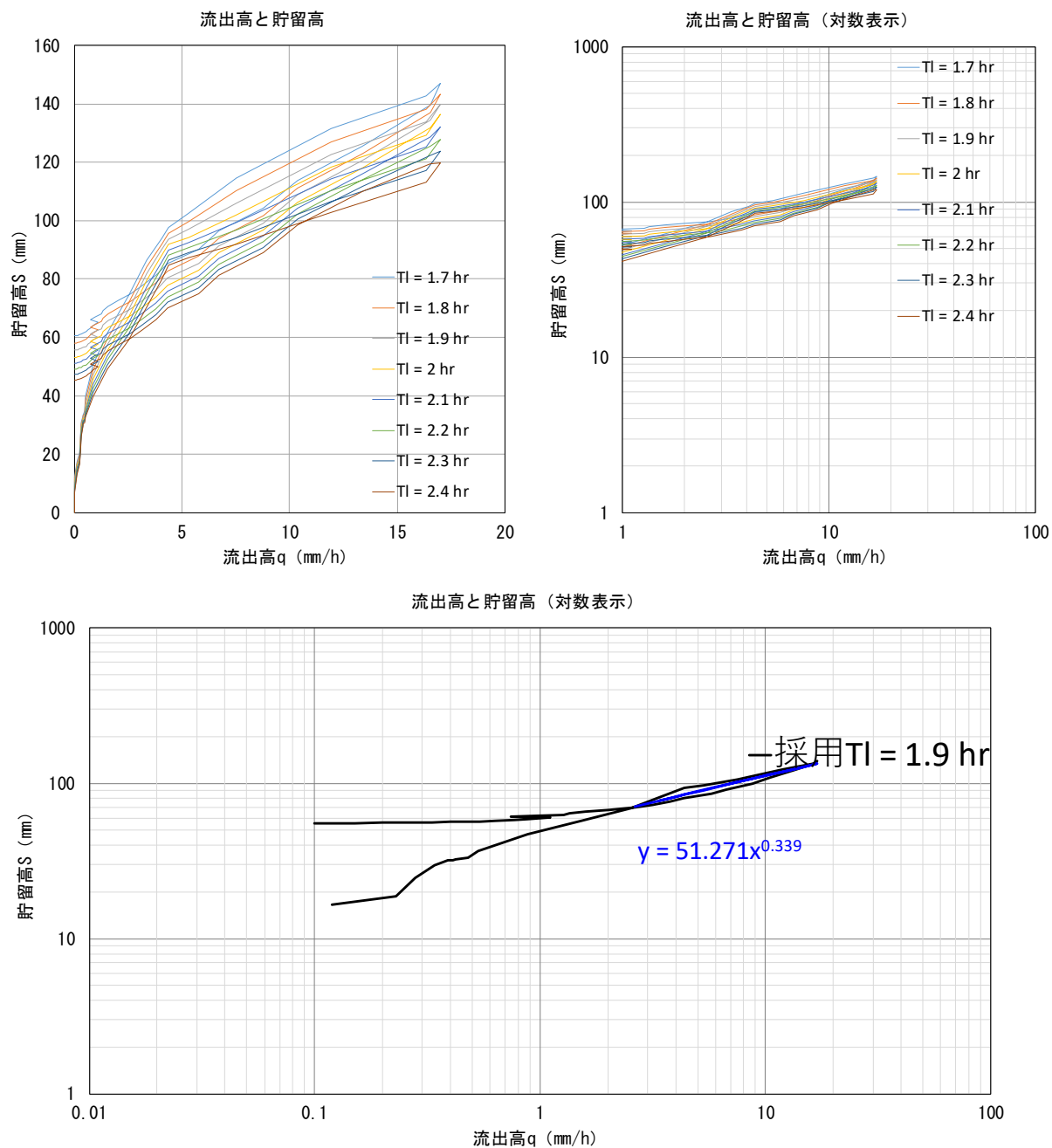


図 1-7(1) 貯留高-流出高関係図 (二風谷ダム地点：平成 15 年 8 月洪水)

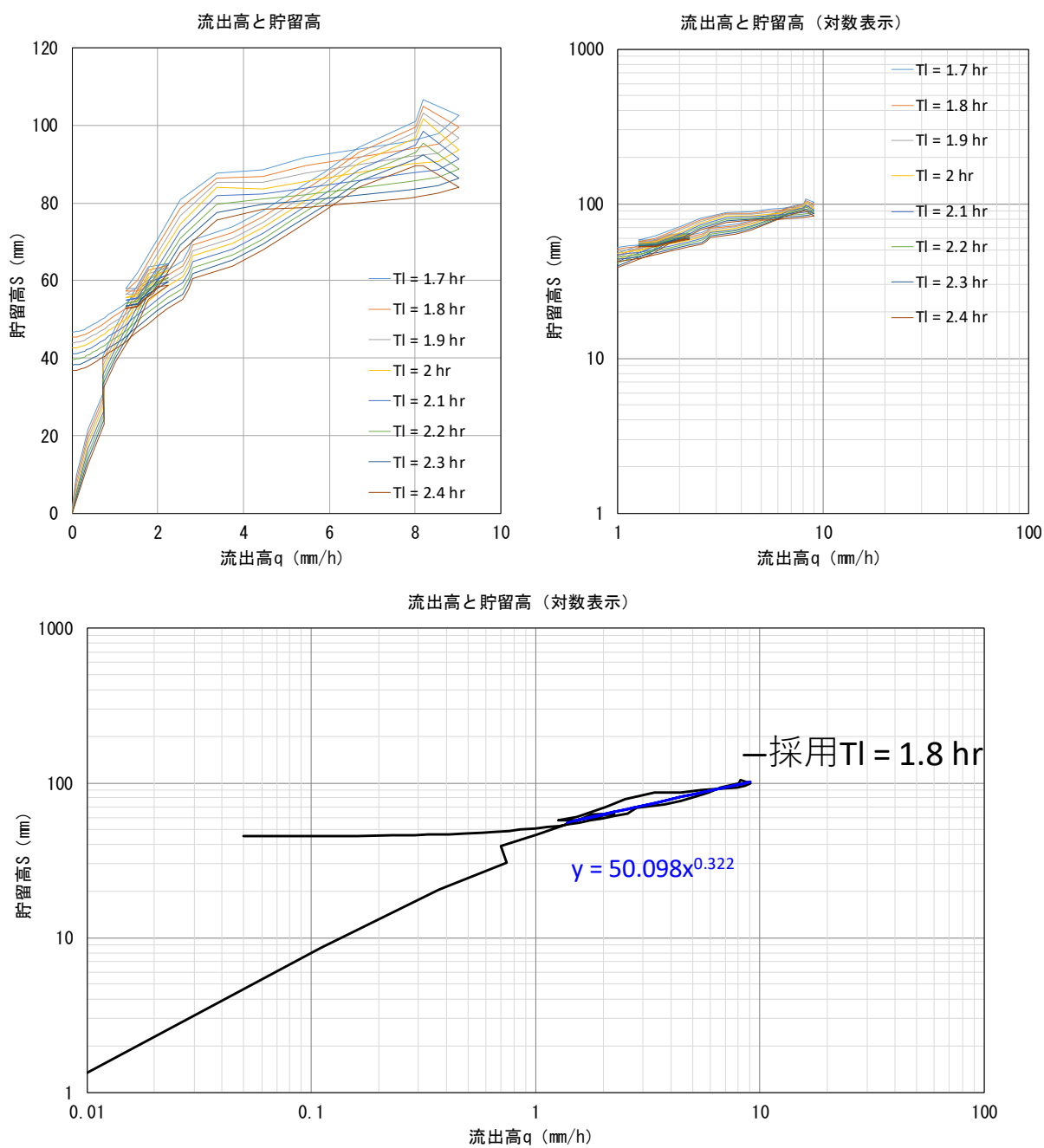


図 1-7(2) 貯留高-流出高関係図 (二風谷ダム地点：平成 18 年 8 月洪水)

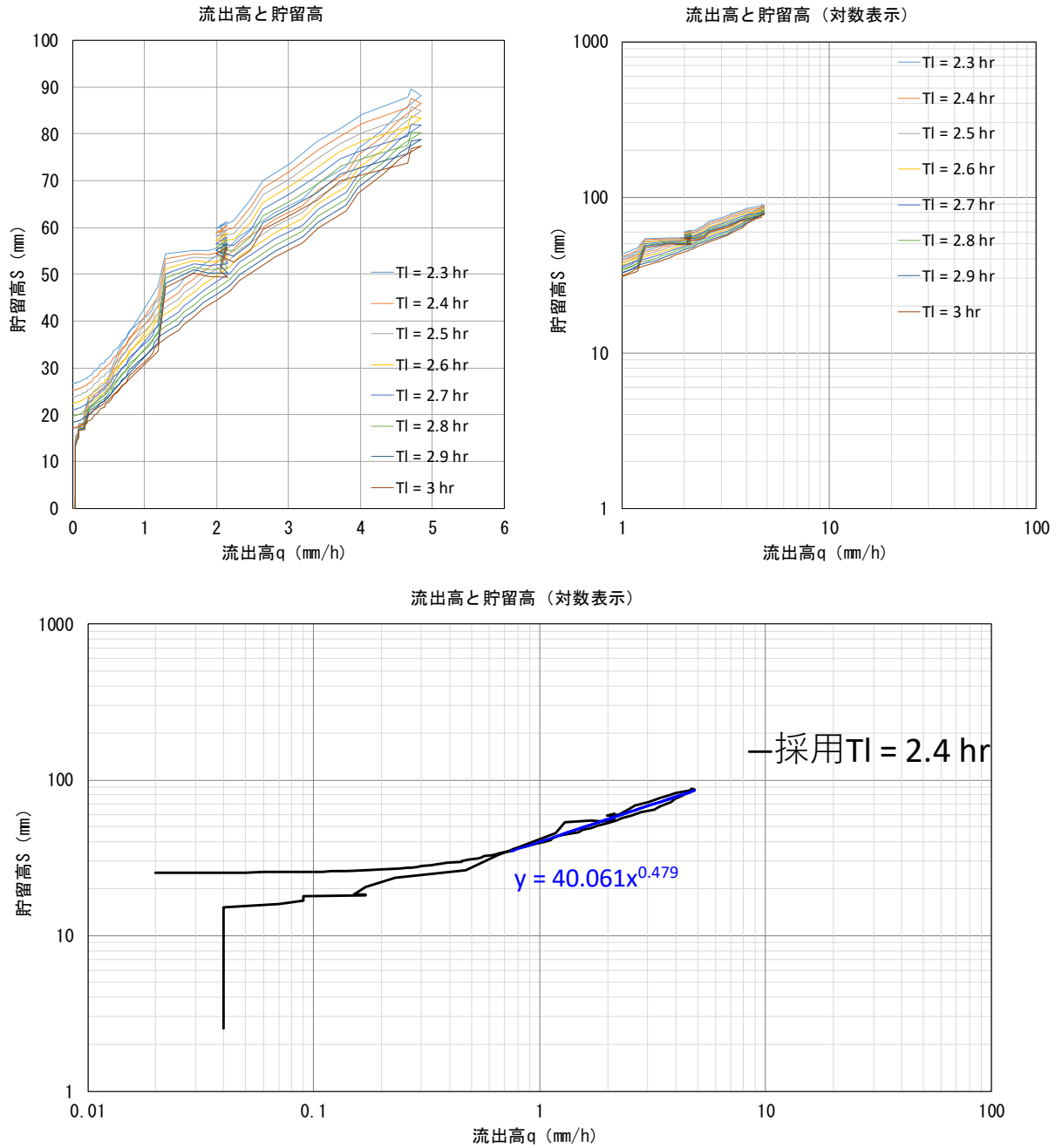


図 1-7(3) 貯留高-流出高関係図 (二風谷ダム地点：平成 22 年 8 月洪水)

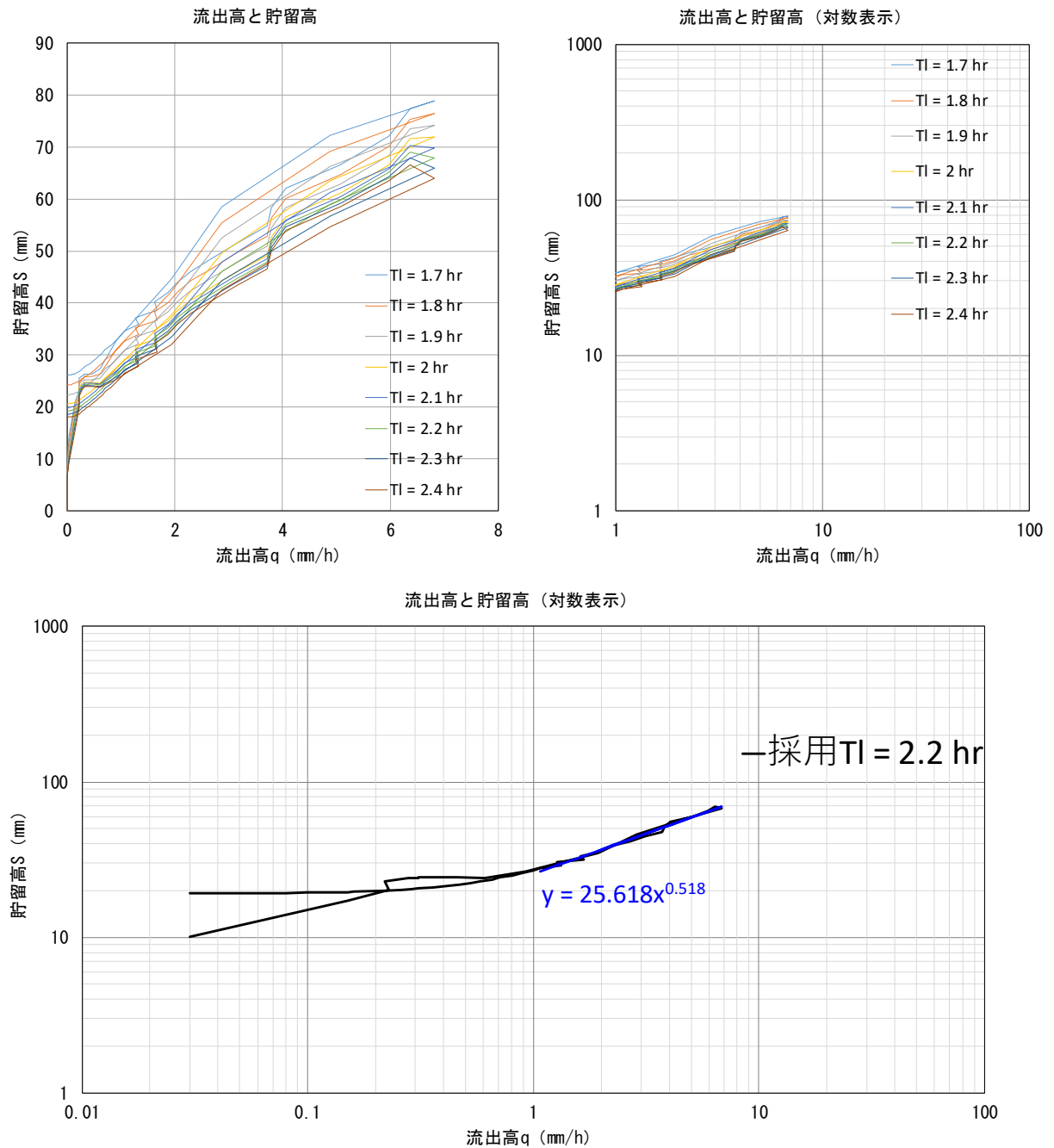


図 1-7(4) 貯留高-流出高関係図 (二風谷ダム地点：平成 28 年 8 月洪水)

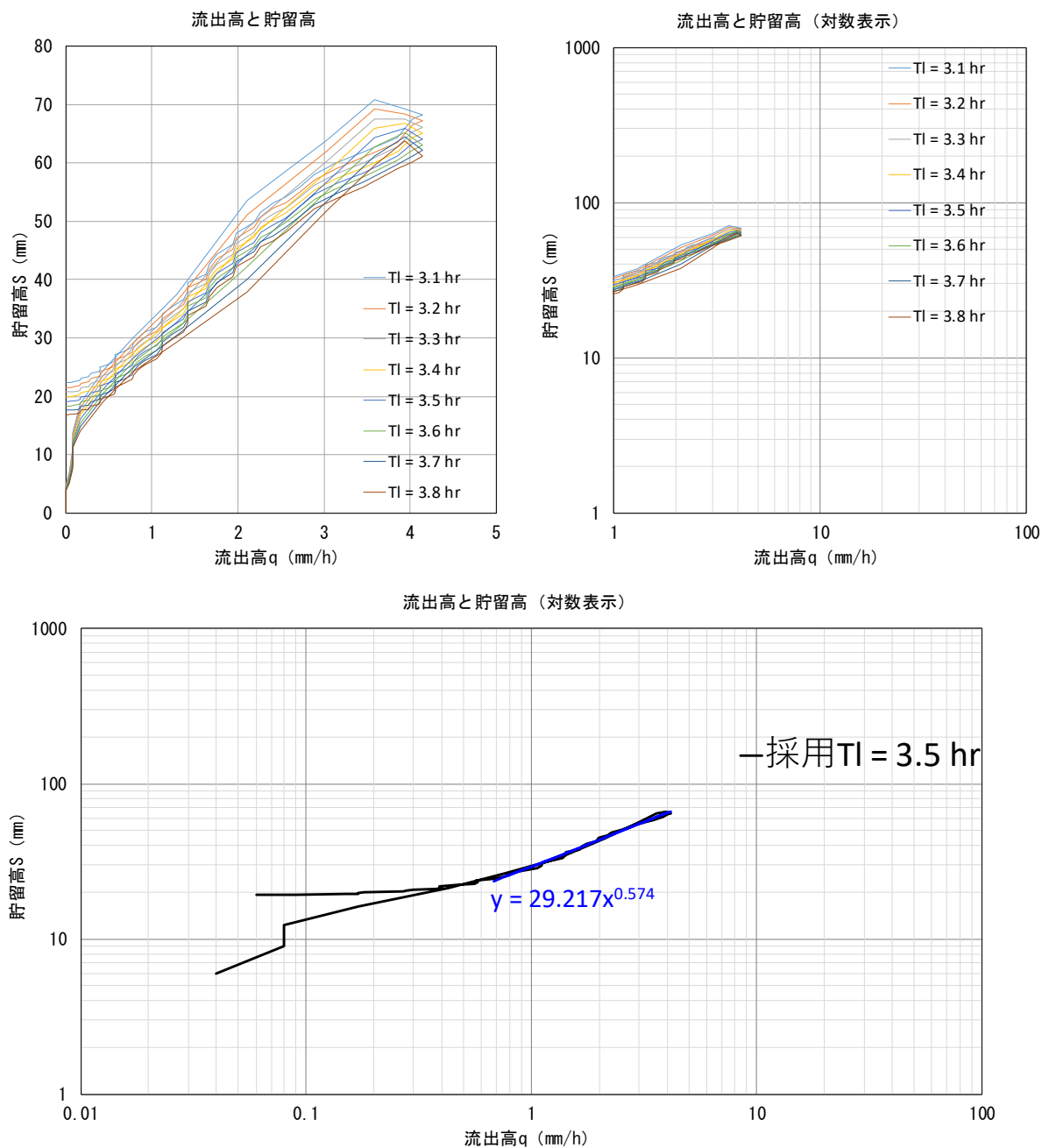


図 1-7(5) 貯留高-流出高関係図 (二風谷ダム地点：令和4年8月洪水)

幌毛志橋地点において既往最大流量である平成15年8月出水に対して、貯留高-流出高関係図を整理したところ、図に示すように TI 別の貯留高-流出高関係図より最もループが小さくなる TI は 1.80 時間となった。また、対象5洪水の最もループが小さくなる TI の平均値は 2.54 時間となった。

流域定数 P については、貯留高-流出高関係図から 0.40 となった。

流域定数 K については、貯留高-流出高関係図から直線近似を用いて $K=37.84$ と設定した。

表 1-6 K 、 P 、 TI の設定結果（幌毛志橋地点）

No.	洪水名	定数設定 ケース別 対象洪水		流域定数			備考
		A	B	K	P	TI (hr)	
1	平成13年9月11日		○	18.71	0.77	3.70	
2	平成15年8月10日	○	○	37.84	0.40	1.80	
3	平成18年8月19日		○	29.27	0.36	1.50	
4	平成28年8月23日		○	28.24	0.45	1.40	
5	平成28年8月31日		○	39.28	0.28	4.30	
ケースA：実績ピーク流量最大洪水における流域定数				37.84	0.40	1.80	平成15年8月洪水
ケースB：対象全洪水の流域定数の平均値				30.67	0.45	2.54	
：今回検討における採用値							

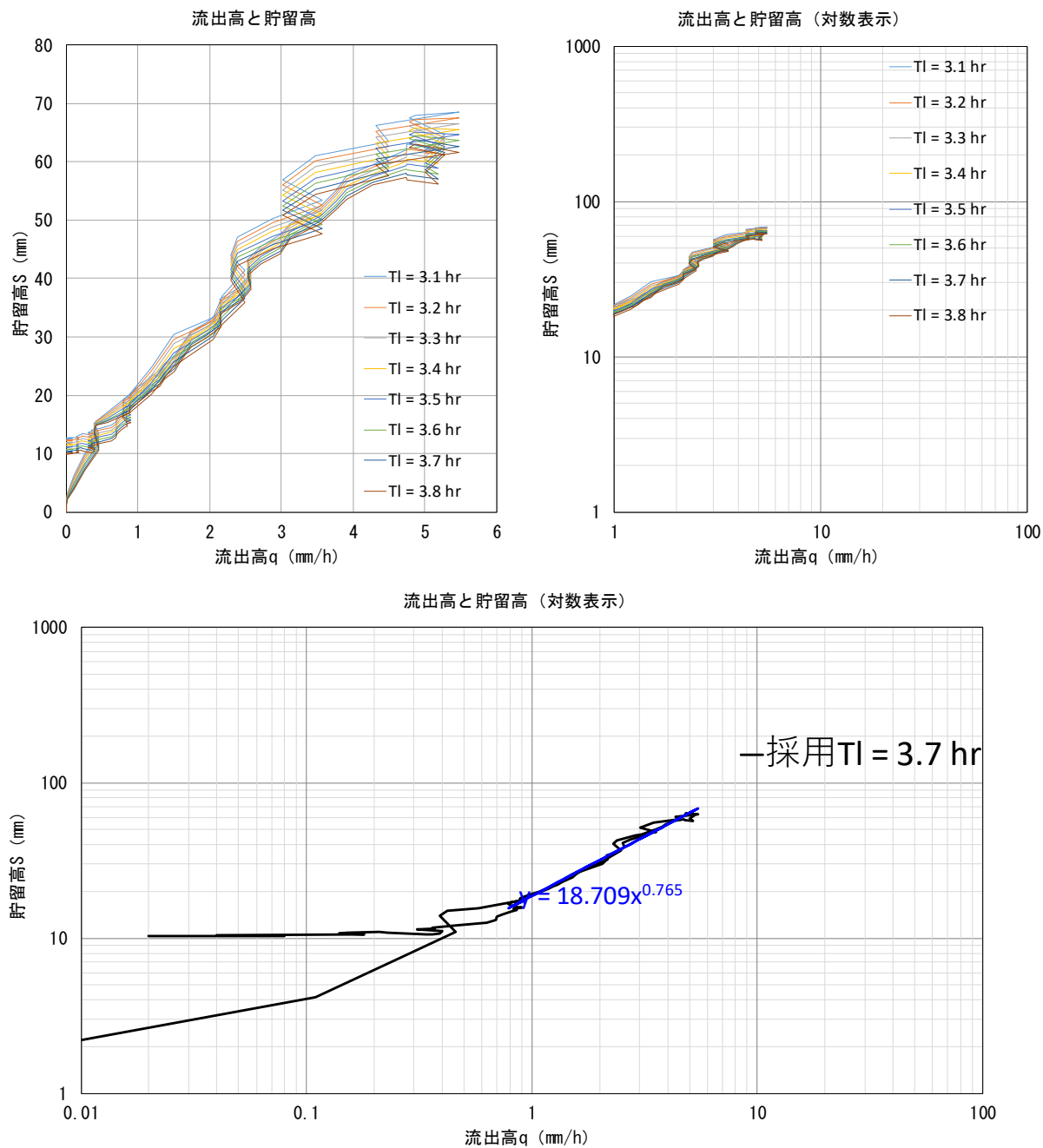


図 1-8(1) 貯留高-流出高関係図 (幌毛志橋地点:平成 13 年 9 月洪水)

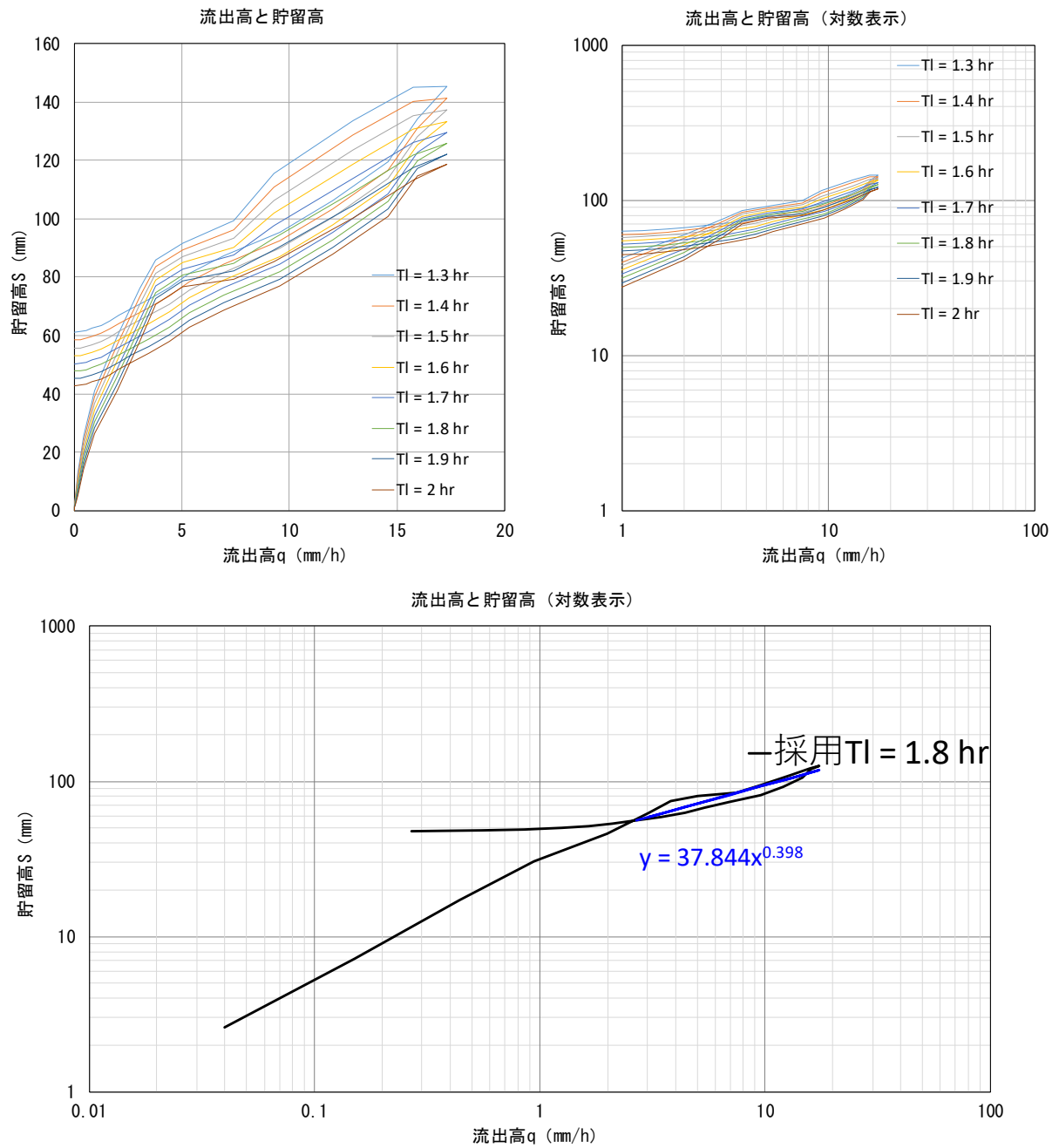


図 1-8(2) 貯留高-流出高関係図 (幌毛志橋地点:平成 15 年 8 月洪水)

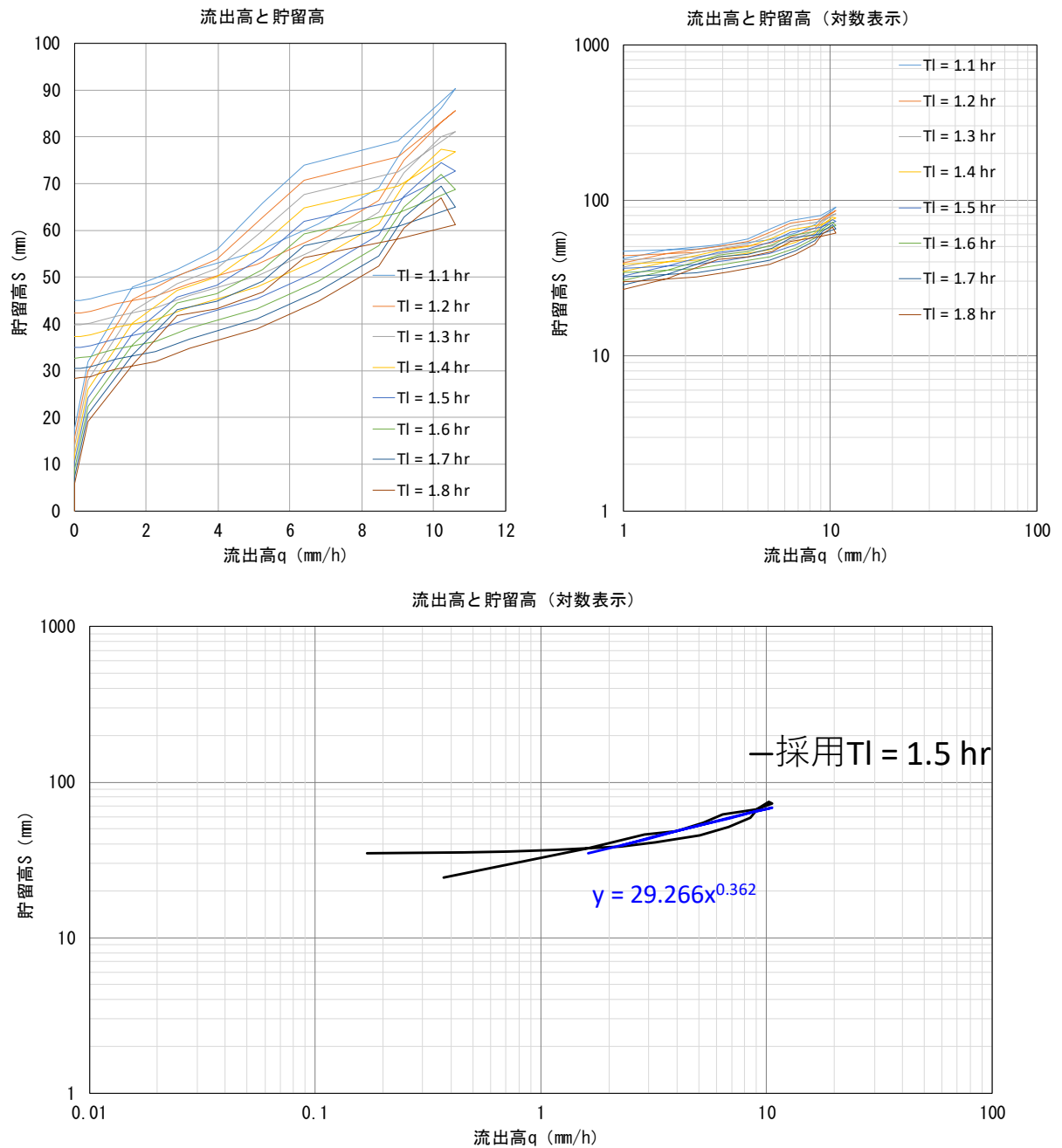


図 1-8(3) 貯留高-流出高関係図 (幌毛志橋地点:平成 18 年 8 月洪水)

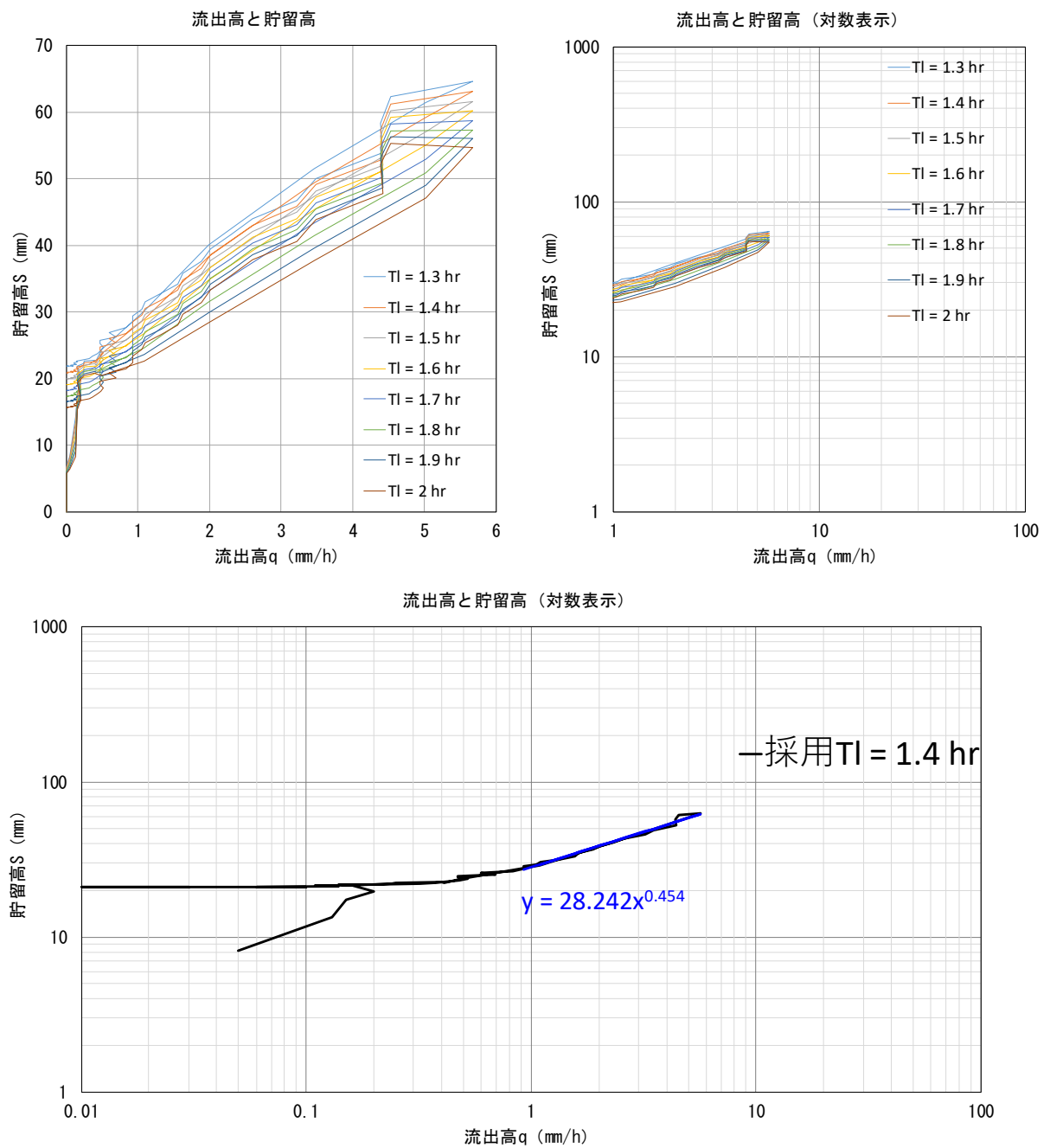


図 1-8 (4) 貯留高-流出高関係図 (幌毛志橋地点: 平成 28 年 8 月 23 日洪水)

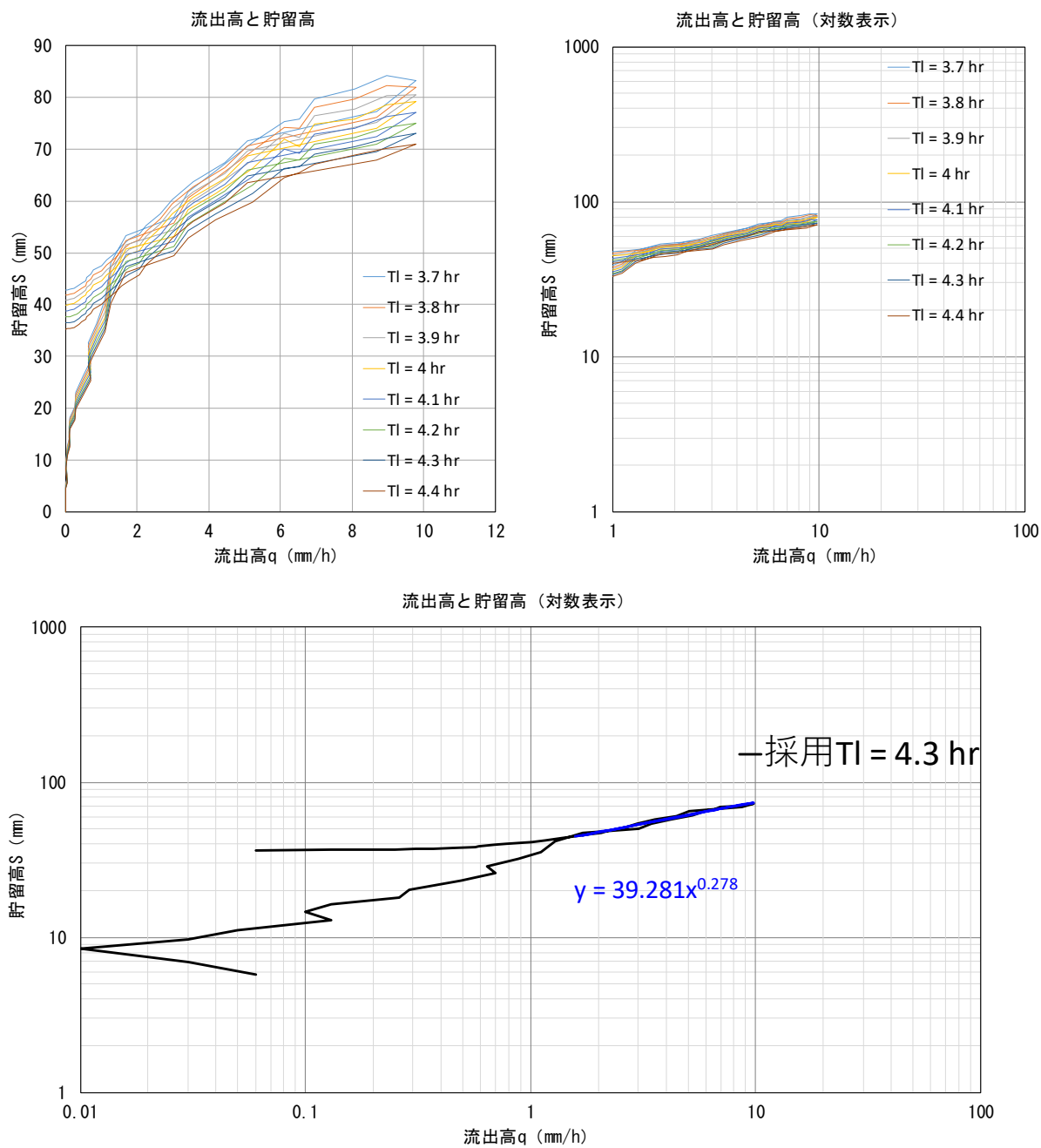


図 1-8 (5) 貯留高-流出高関係図 (幌毛志橋地点:平成 28 年 8 月 31 日洪水)

貫気別地点において既往最大流量である平成15年8月出水に対して、貯留高-流出高関係図を整理したところ、図に示すように TI 別の貯留高-流出高関係図より最もループが小さくなる TI は 1.30 時間となった。また、対象5洪水の最もループが小さくなる TI の平均値は 1.52 時間となった。

流域定数 P については、貯留高-流出高関係図から 0.57 となった。

流域定数 K については、貯留高-流出高関係図から直線近似を用いて $K=20.80$ と設定した。

表 1-7 K 、 P 、 TI の設定結果（貫気別地点）

No.	洪水名	定数設定 ケース別 対象洪水		流域定数			備考
		A	B	K	P	TI (hr)	
1	昭和48年8月23日		○	23.71	0.42	2.50	
2	平成4年8月9日		○	38.74	0.44	1.40	
3	平成9年8月10日		○	42.36	0.29	2.10	
4	平成15年8月10日	○	○	20.80	0.57	1.30	
5	平成18年8月19日		○	43.15	0.36	0.30	
ケースA：実績ピーク流量最大洪水における流域定数				20.80	0.57	1.30	平成15年8月洪水
ケースB：対象全洪水の流域定数の平均値				33.75	0.42	1.52	
：今回検討における採用値							

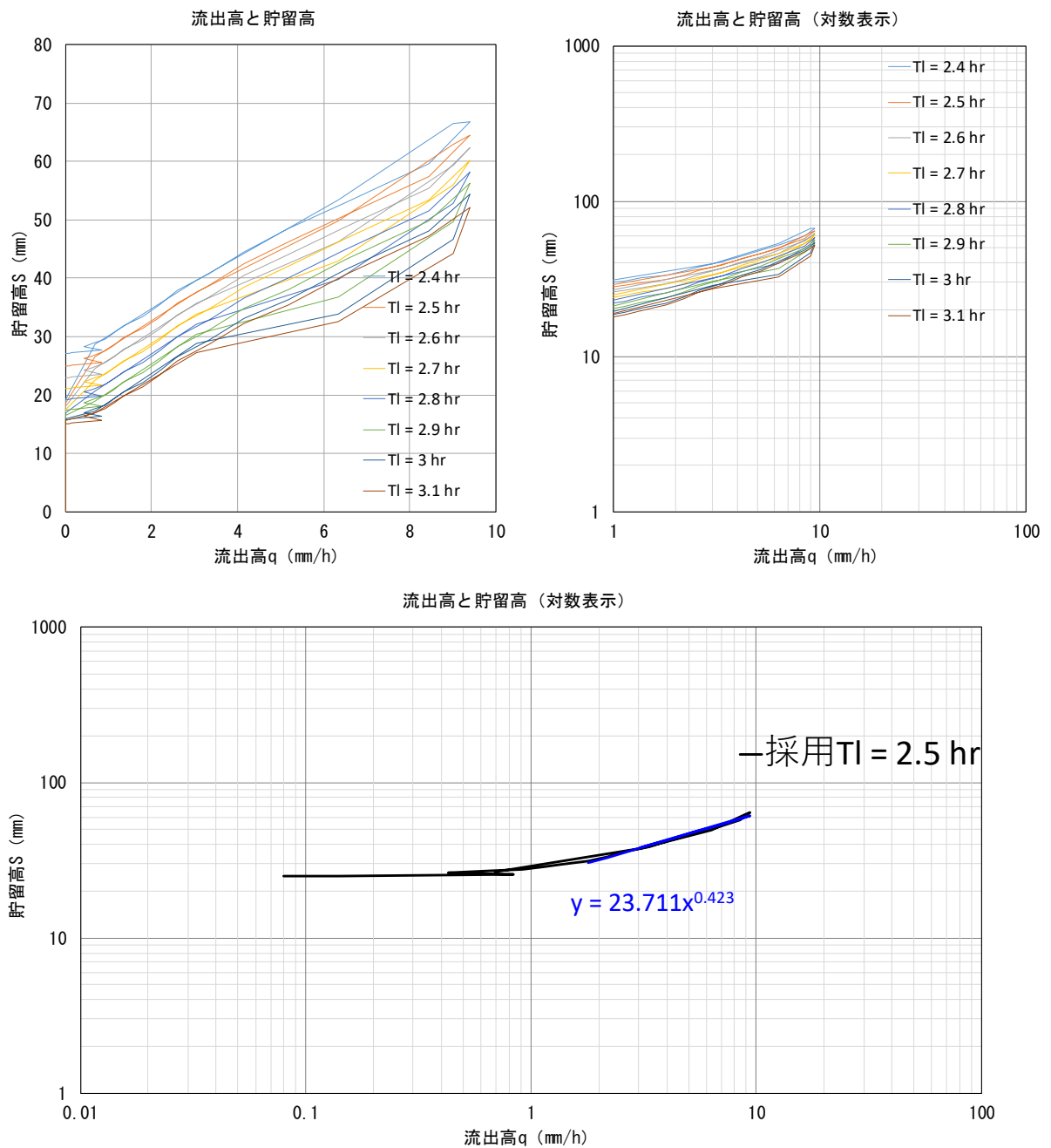


図 1-9(1) 貯留高-流出高関係図 (貫気別地点 : 昭和 48 年 8 月洪水)

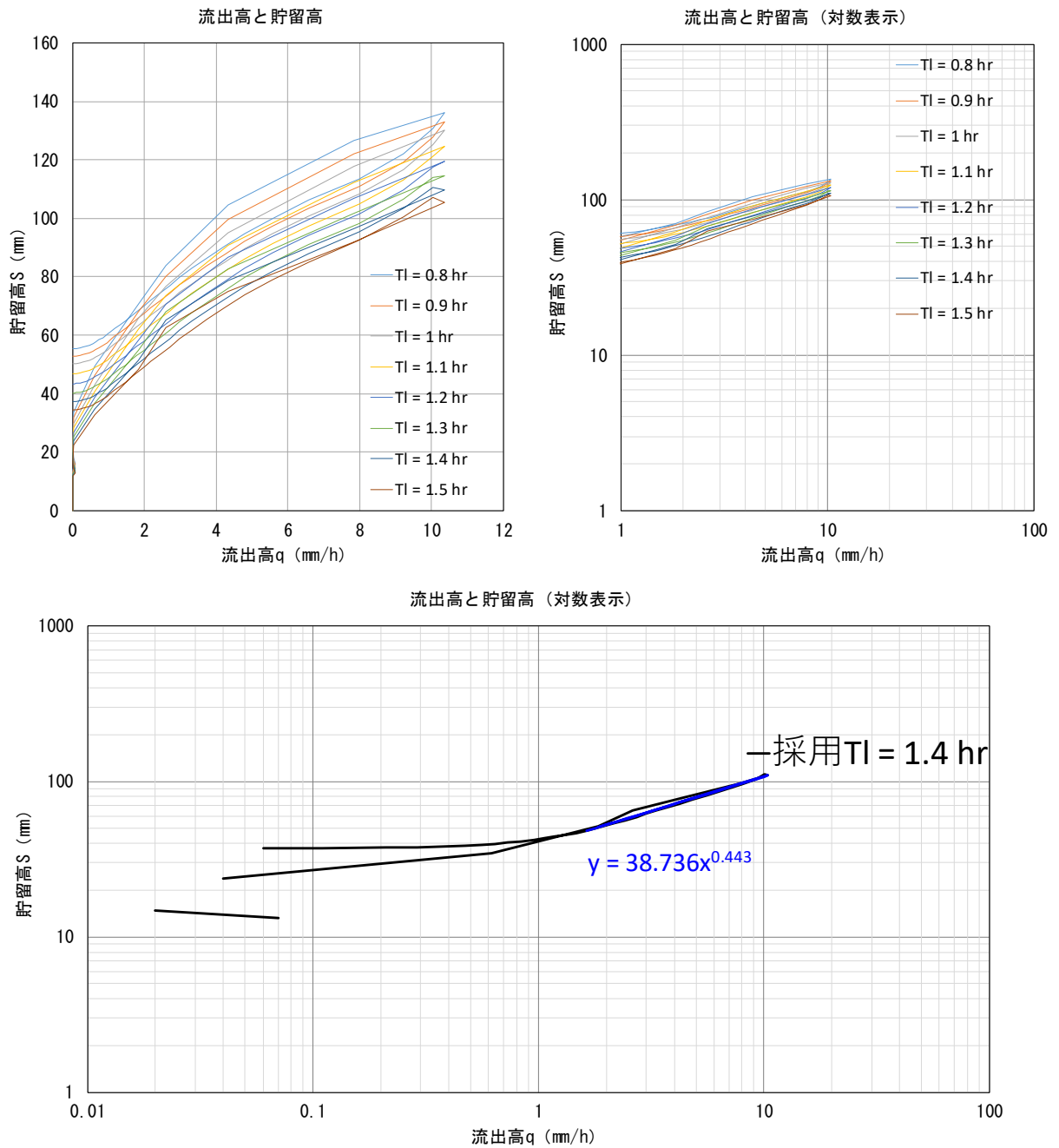


図 1-9(2) 貯留高-流出高関係図 (貫気別地点：平成 4 年 8 月洪水)

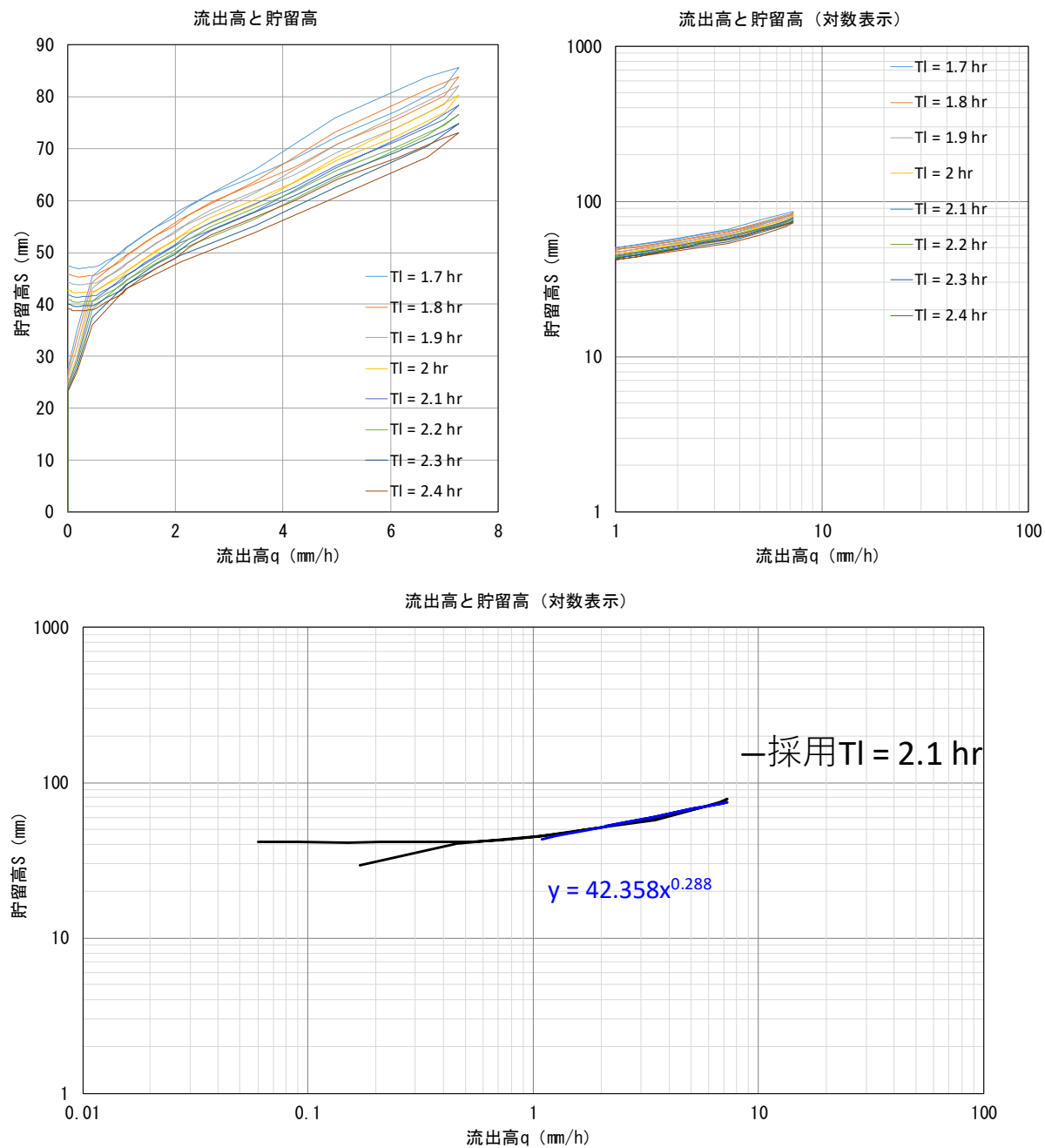


図 1-9(3) 貯留高-流出高関係図 (貫気別地点：平成9年8月洪水)

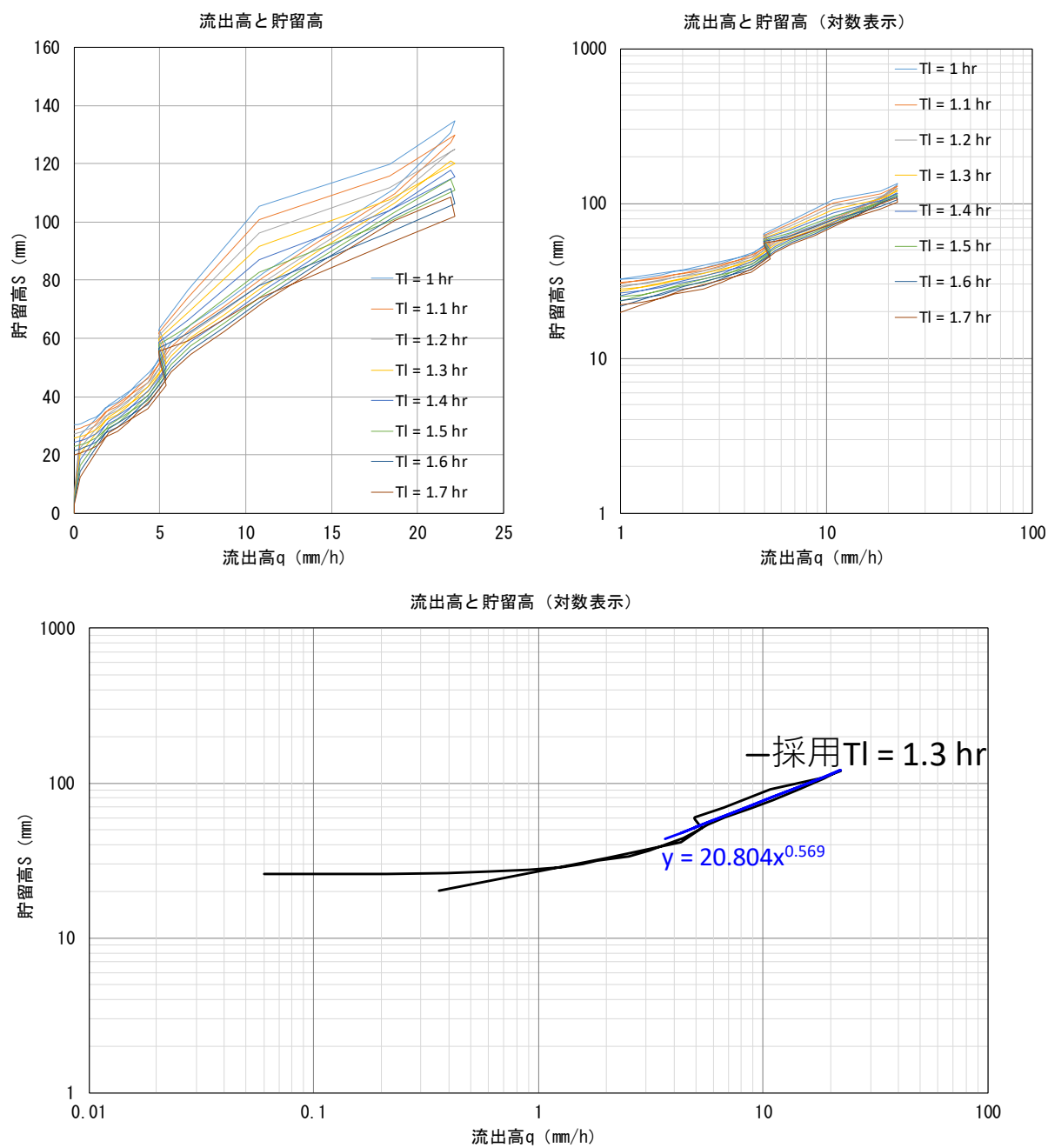


図 1-9(4) 貯留高-流出高関係図 (貫気別地点：平成 15 年 8 月洪水)

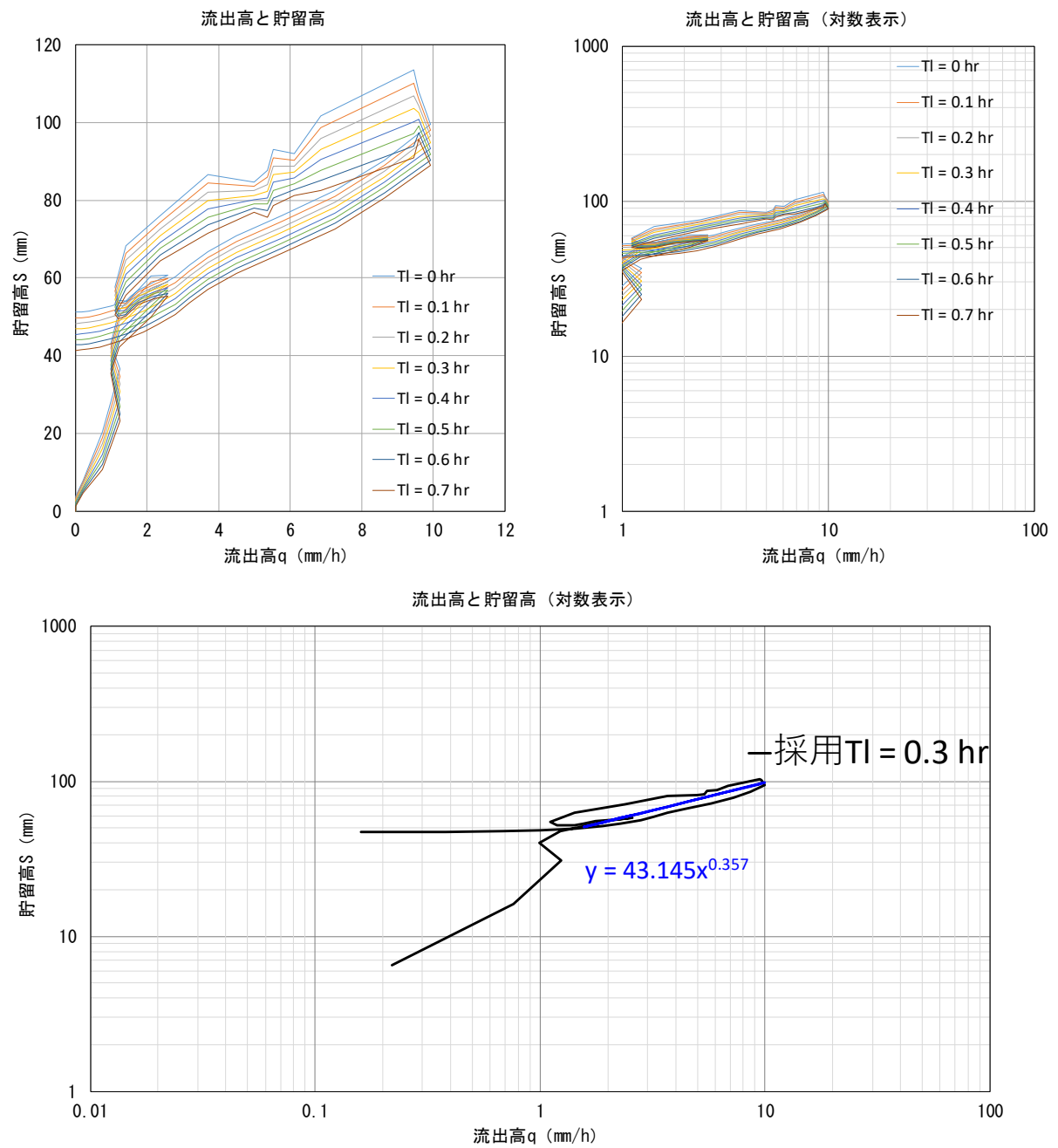


図 1-9 (5) 貯留高-流出高関係図 (貫気別地点：平成 18 年 8 月洪水)

各小流域の流域定数 $K \cdot Tl$ については、自然流況が把握可能な地点で求めた K 値と流域特性との関係式から設定した。各小流域の流域定数 P については、各地点で求めた P 値を図 1-12 に示す小流域ごとに設定した。

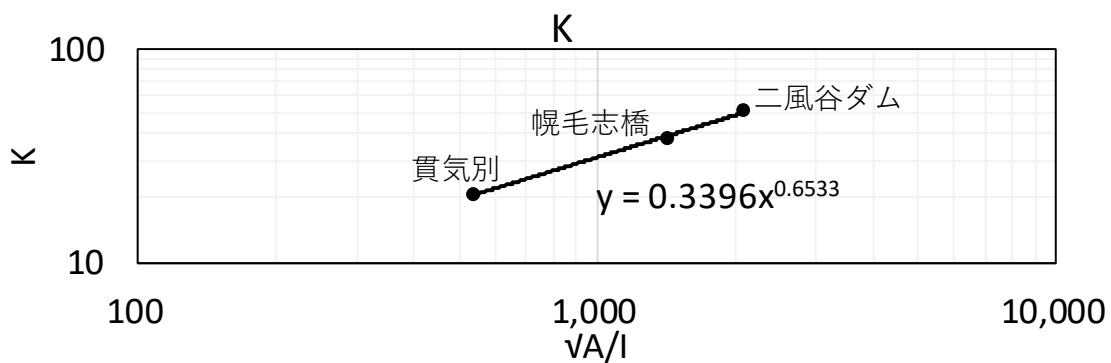


図 1-10 K 値と流域特性との関係

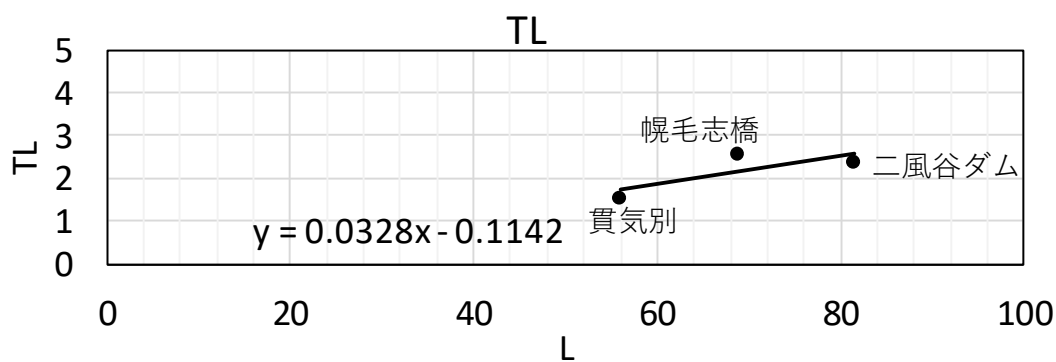


図 1-11 Tl 値と流域特性との関係

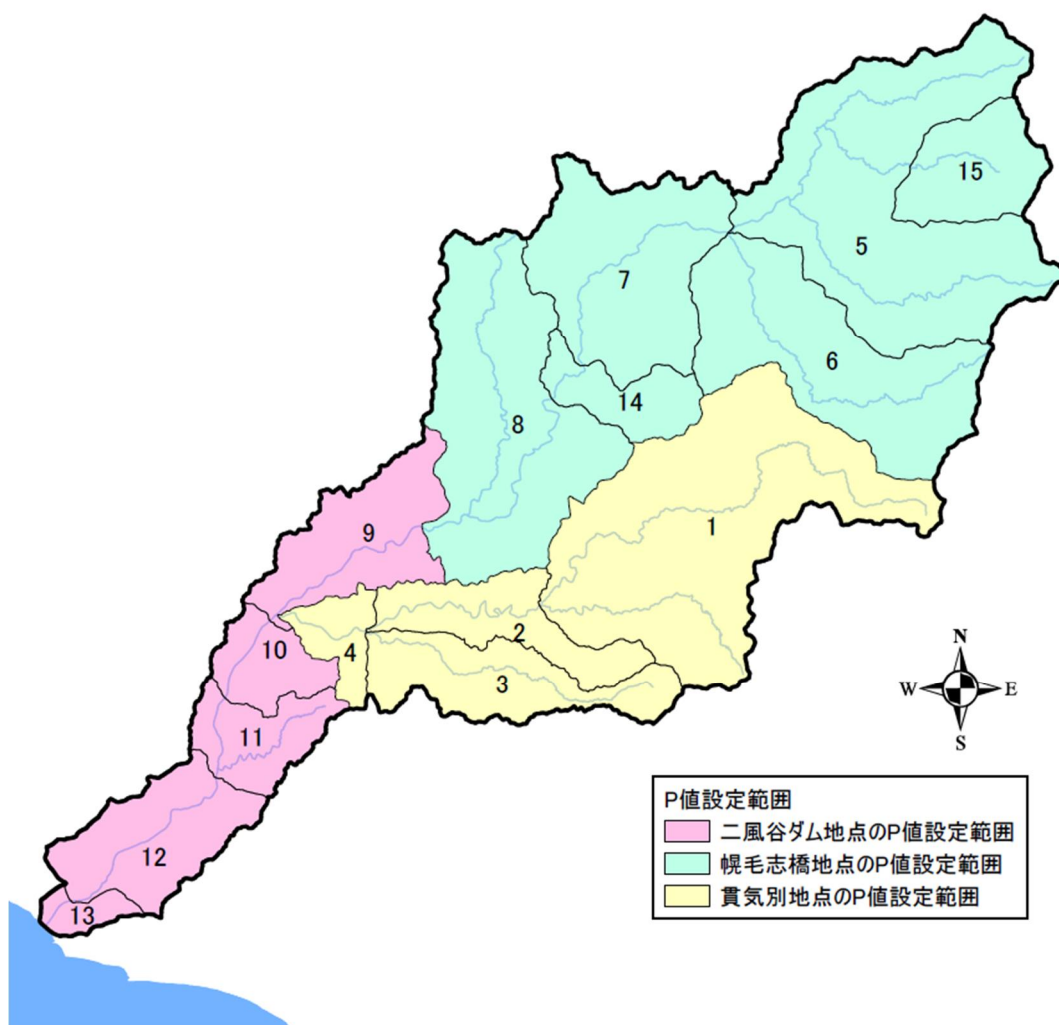


図 1-12 P値設定範囲

表 1-8 流域定数設定結果

流域No.	流域面積	一次流出率	飽和雨量	流入係数	遲滯時間	係数	
	A (km ²)	f1	Rsa (mm)	fsa	Tl (分)	K	P
1	236.3	0.29	147	1.00	1.20	14.79	0.57
2	54.5	0.29	147	1.00	0.73	10.53	0.57
3	70.0	0.29	147	1.00	0.68	9.63	0.57
4	23.5	0.29	147	1.00	0.23	9.35	0.57
5	213.9	0.29	147	1.00	0.78	17.68	0.40
6	138.4	0.29	147	1.00	0.80	12.80	0.40
7	119.6	0.29	147	1.00	0.48	14.29	0.40
8	157.4	0.29	147	1.00	0.82	17.70	0.40
9	72.6	0.29	147	1.00	0.49	11.57	0.34
10	32.3	0.29	147	1.00	0.26	12.89	0.34
11	39.4	0.29	147	1.00	0.30	12.96	0.34
12	70.0	0.29	147	1.00	0.40	17.75	0.34
13	27.0	0.29	147	1.00	0.14	21.23	0.34
14	52.0	0.29	147	1.00	0.82	17.70	0.40
15	43.1	0.29	147	1.00	0.78	17.68	0.40

② 河道定数の設定

1) 貯留関数法

河道定数 $K \cdot P$ の検討に当たっては、河道ごとに流量規模ごとの河道貯留量 (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。

○ $s = \frac{V}{3600}$ (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。

$$V = \frac{(A_1 + A_2)}{2} \cdot L_1 + \frac{(A_2 + A_3)}{2} \cdot L_2 + \frac{(A_3 + A_4)}{2} \cdot L_3 \quad (\text{式 1-9})$$

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

河道の TI 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。流出計算に当たっては、全ての洪水の流出計算において、このようにして求めた $K \cdot P \cdot TI$ を用いることとし、この結果を表 1-9 に示す。

表 1-9 河道定数設定結果

河道	河川	河道区間	河道定数		
			K	P	TI(hr)
A	額平川	平取ダム～貫気別川合流点 (KP6.60～KP22.39)	5.07	0.79	0.18
B	額平川	貫気別川合流点～荷負地点 (KP0.32～KP6.51)	4.81	0.69	0.09
C	沙流川	千栄地点～三岩地点 (KP59.60～76.60) ($Q \geq 1,000 m^3/s$ のとき)	7.48	0.73	0.14
			2.08	0.91	
D	沙流川	三岩地点～振内地点 (KP39.80～KP59.40) ($Q \geq 1,950 m^3/s$ のとき)	18.49	0.65	0.20
			8.27	0.76	
E	沙流川	振内地点～荷負地点 (KP27.80～KP39.60)	15.86	0.64	0.19
F	沙流川	荷負地点～二風谷ダム (KP21.60～KP27.60)	18.13	0.56	0.13
G	沙流川	二風谷ダム～平取地点 (KP15.60～KP21.40)	5.32	0.69	0.07
H	沙流川	平取地点～富川地点 (KP2.80～KP15.40) ($Q \geq 1,226 m^3/s$ のとき)	17.00	0.63	0.26
			16.72	0.63	
I	沙流川	富川地点～沙流川河口地点 (KP0.40～KP2.60)	112.64	0.24	0.05

(4) 流出解析による実績再現結果

前述までに設定した定数を用いて、既往洪水時の雨量データを用い、再現計算を実施した。対象洪水は、基準地点平取における実績流量上位 3 洪水とした。なお、平成 10 年（1998 年）3 月に二風谷ダムが完成したことから、平成 10 年（1998 年）3 月以降の洪水については、二風谷ダム地点の実績流量を対象に再現計算を実施した。

① 流出解析に用いる定数

各小流域の流域面積 $f_l \cdot K \cdot P \cdot Tl$ と各河道の $K \cdot P \cdot Tl$ は、前述にて整理した値を用いる。再現計算に用いる飽和雨量 R_{sa} 及び基底流量 Qb は、表 1-10 のとおり洪水毎に設定した。

表 1-10 検証対象洪水の飽和雨量 R_{sa} と基底流量 Qb

No.	洪水名	地点名	基底流量 Qb (m^3/s)	f_l	R_{sa} (mm)	備考
1	H4.8.9	平取	64	0.29	132	
2	H15.8.10	二風谷ダム	46	0.29	196	
3	H18.8.19	二風谷ダム	21	0.29	252	

② 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 1-13・図 1-14・図 1-15 に示す。

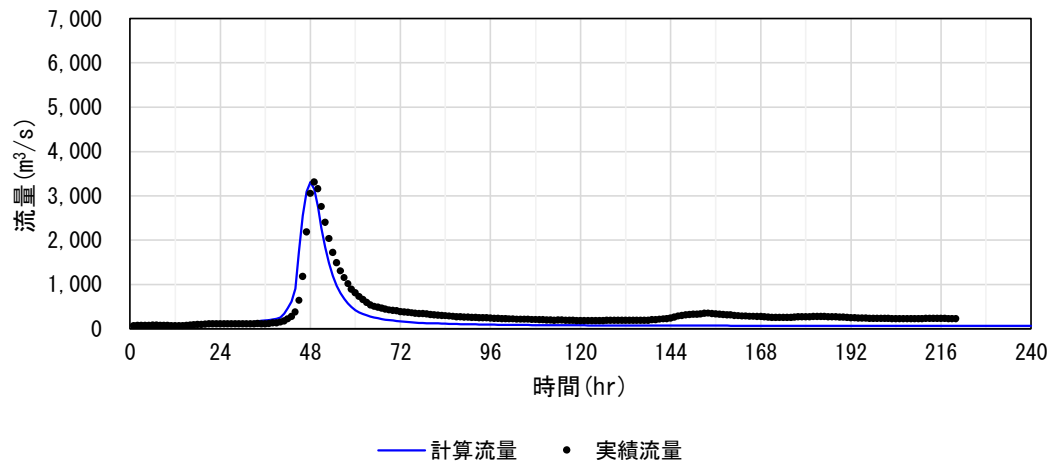


図 1-13 平成 4 年 8 月洪水の再現計算結果（平取地点）

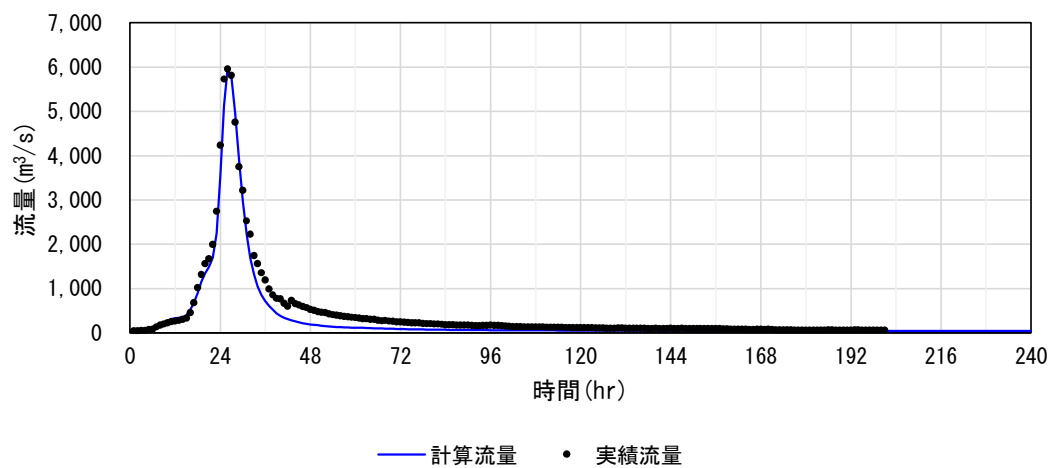


図 1-14 平成 15 年 8 月洪水の再現計算結果（二風谷ダム地点）

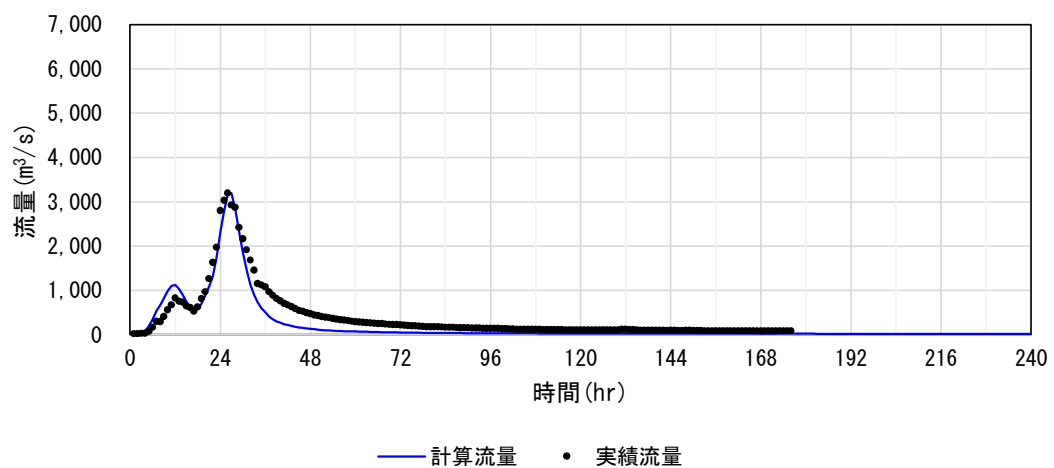


図 1-15 平成 18 年 8 月洪水の再現計算結果（二風谷ダム地点）

1-5 基本高水のピーク流量の設定

(1) 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。

- 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
- アンサンブル予測降雨波形を用いた検討
- 既往洪水からの検討

(2) 計画規模の設定

計画規模は、現計画の 1/100 を踏襲するものとする。

1-6 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

沙流川流域における対象降雨の継続時間は、洪水到達時間、ピーク流量と短時間雨量との相関関係及び強度の強い降雨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①Kinematic 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、平取地点における実績流量上位 10 洪水を対象とした。

① Kinematic Wave 法による洪水の到達時間

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の到達時間

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の計算結果を表 1-11 に示し、洪水ごとの Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討結果を図 1-16 に示す。

表 1-11 洪水到達時間の算定結果

No.	洪水名	Kinematic Wave 法 算定結果 (h)	角屋式	
			平均有効 降雨強度 (mm/h)	算定結果 (h)
1	S49.8.27	16	2.77	16
2	S50.8.24	12	4.9	13
3	H4.8.9	14	7.46	11
4	H9.8.10	17	7.11	11
5	H13.9.11	17	6.21	12
6	H15.8.10	17	12.83	9
7	H18.8.19	14	12.37	9
8	H22.8.12	12	5.64	12
9	H28.8.23	10	7.08	11
10	R4.8.16	16	6.21	12
平均		15		12

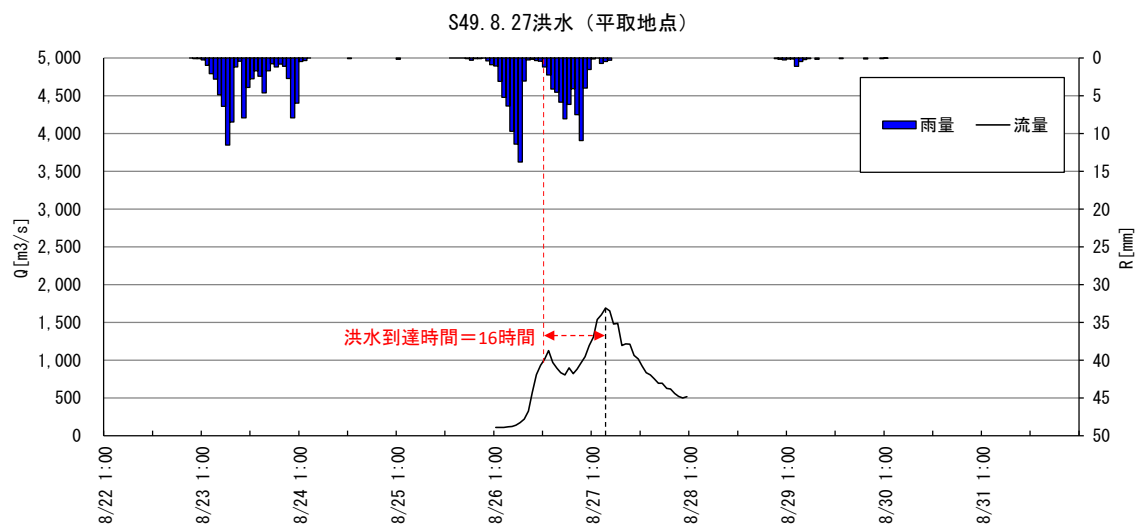


図 1-16(1) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（昭和 49 年 8 月洪水）

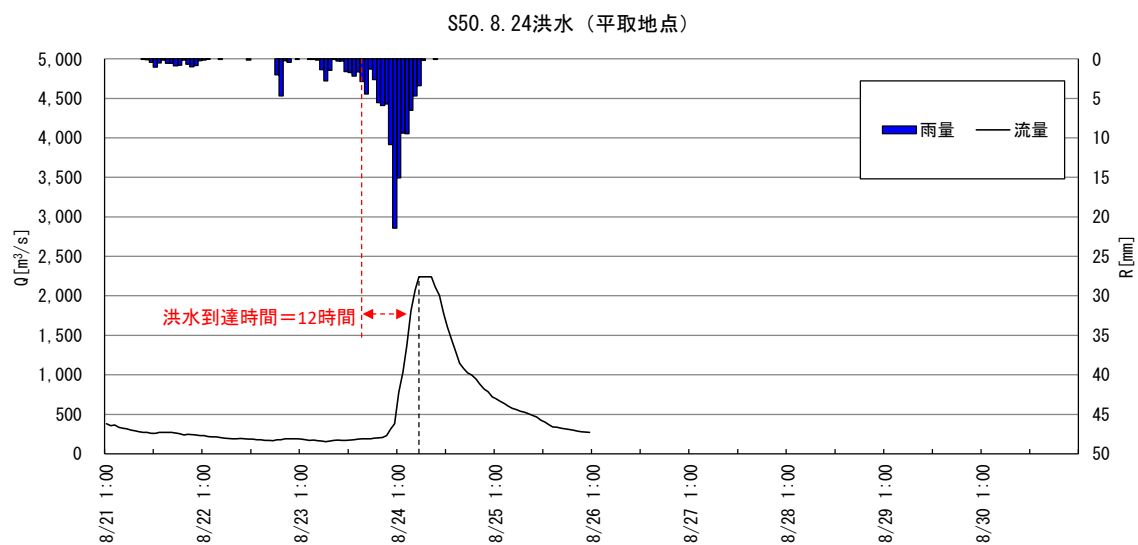


図 1-16(2) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（昭和 50 年 8 月洪水）

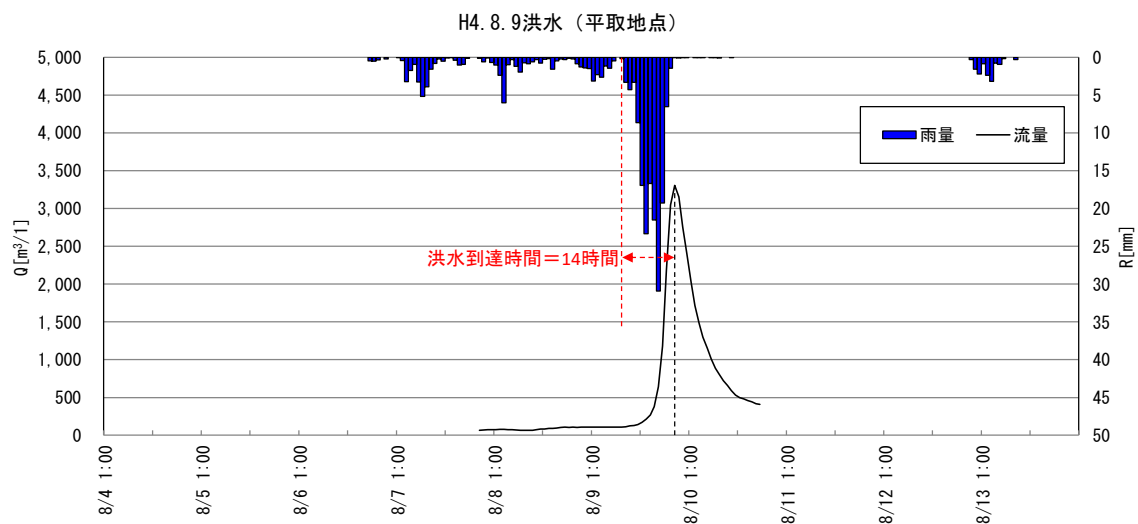


図 1-16(3) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（平成 4 年 8 月洪水）

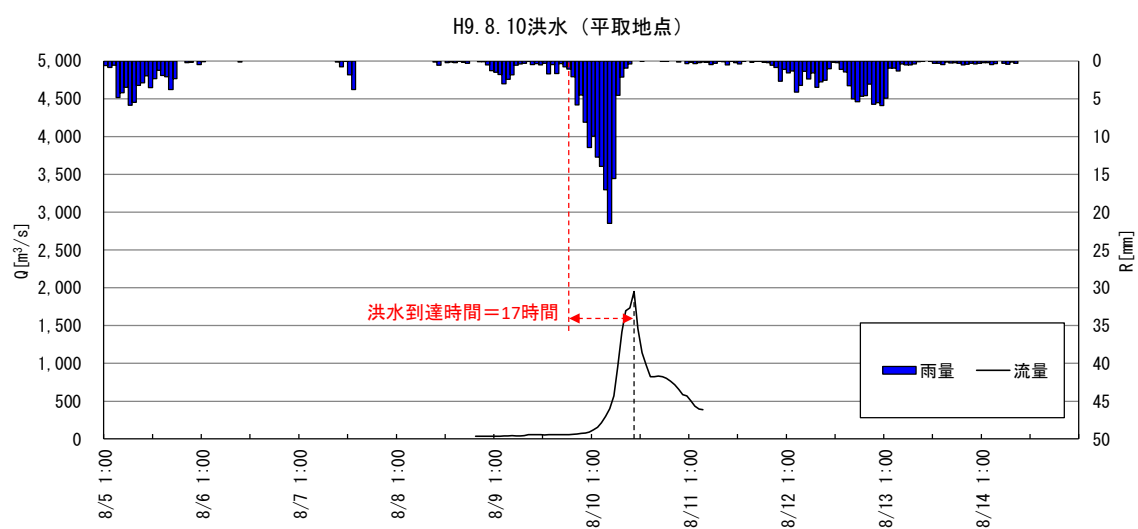


図 1-16(4) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（平成 9 年 8 月洪水）

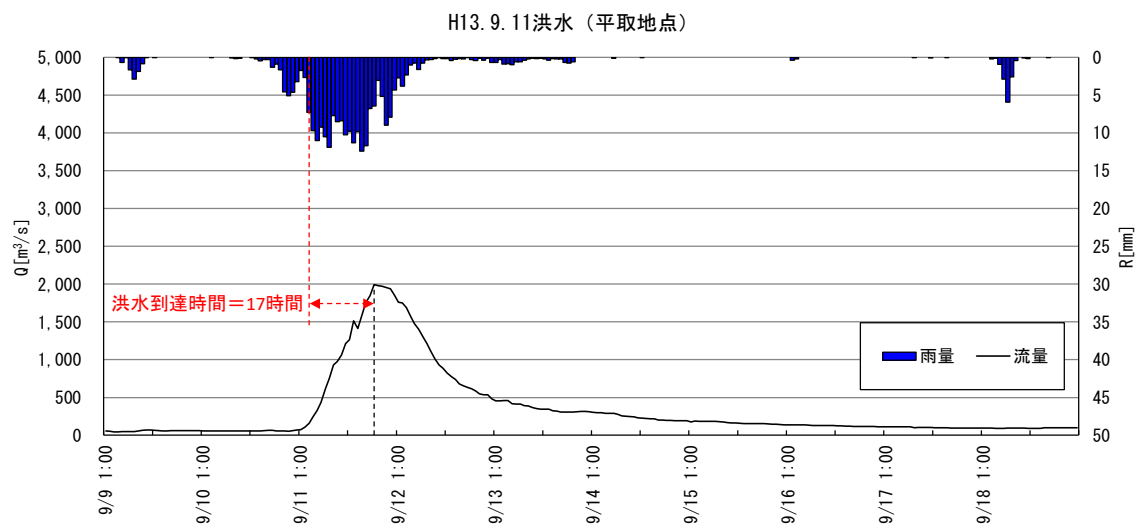


図 1-16(5) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（平成 13 年 9 月洪水）

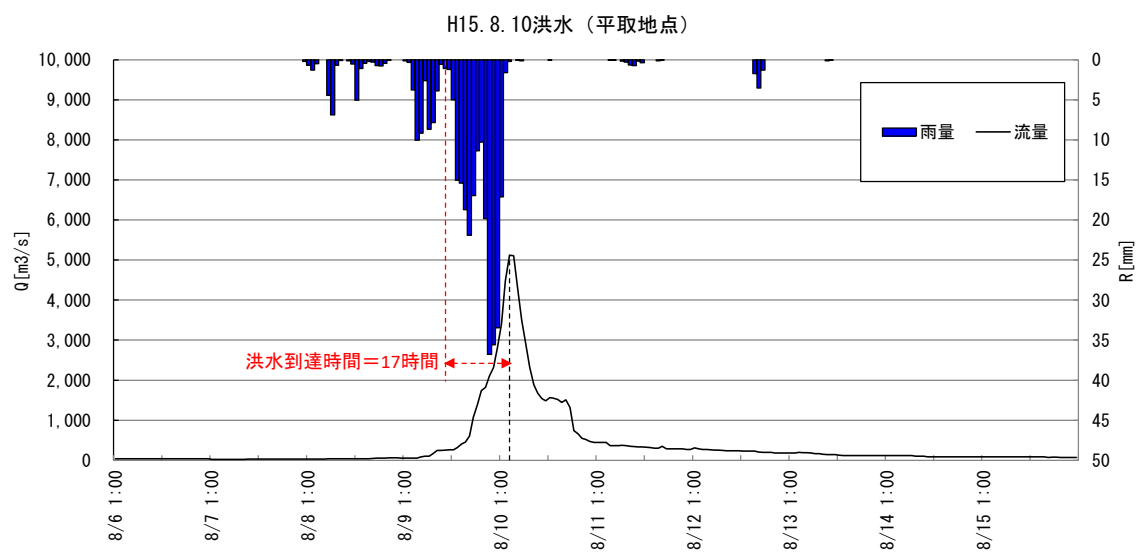


図 1-16(6) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（平成 15 年 8 月洪水）

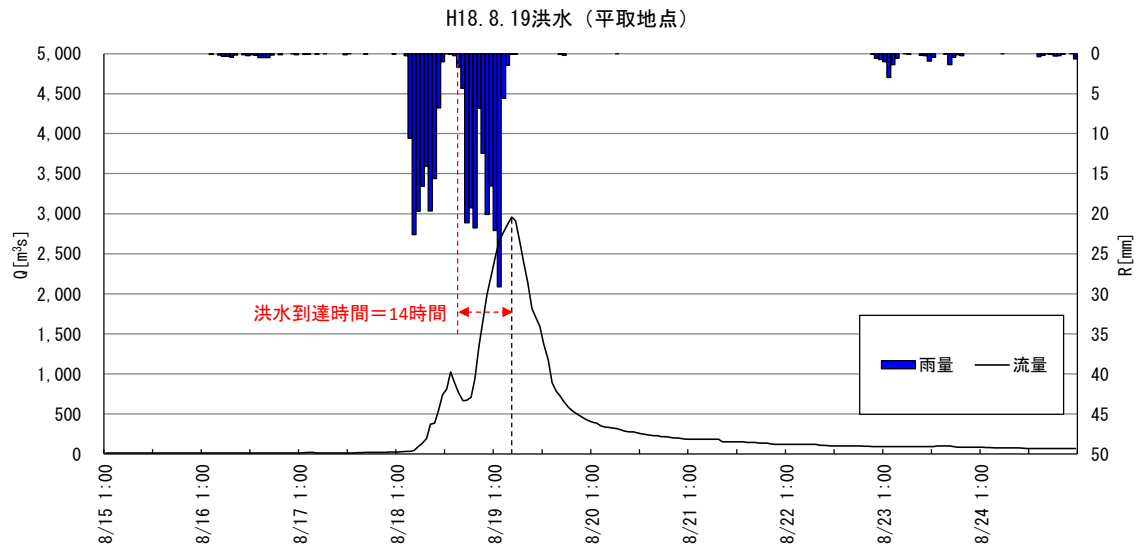


図 1-16(7) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（平成 18 年 8 月洪水）

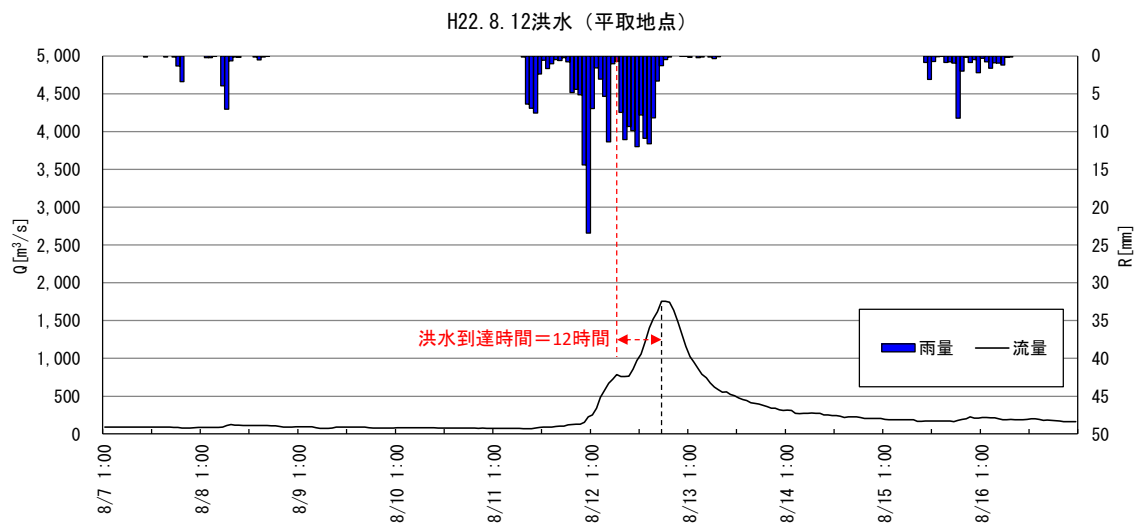


図 1-16(8) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（平成 22 年 8 月洪水）

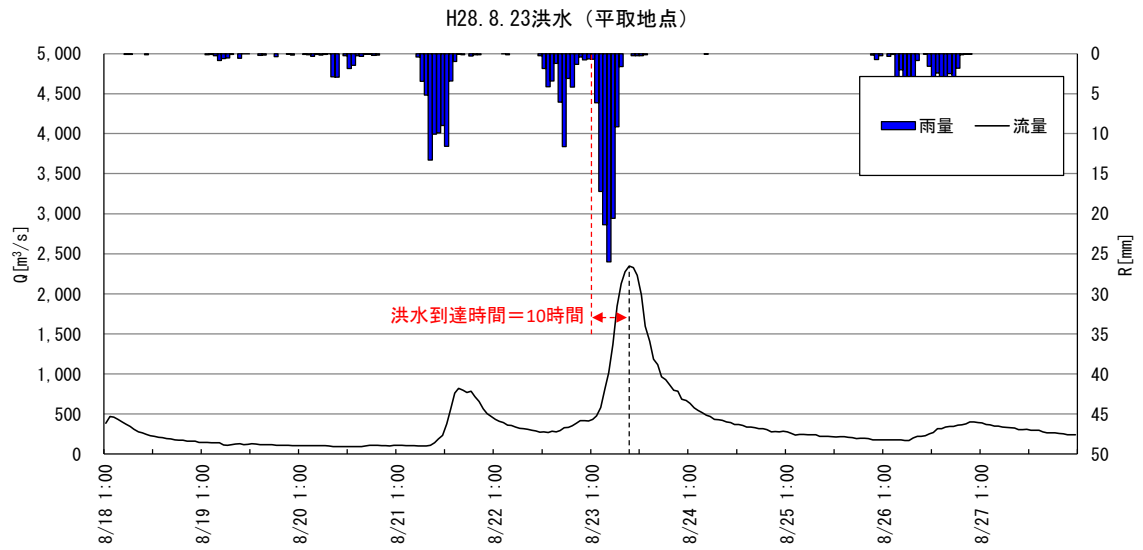


図 1-16(9) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（平成 28 年 8 月洪水）

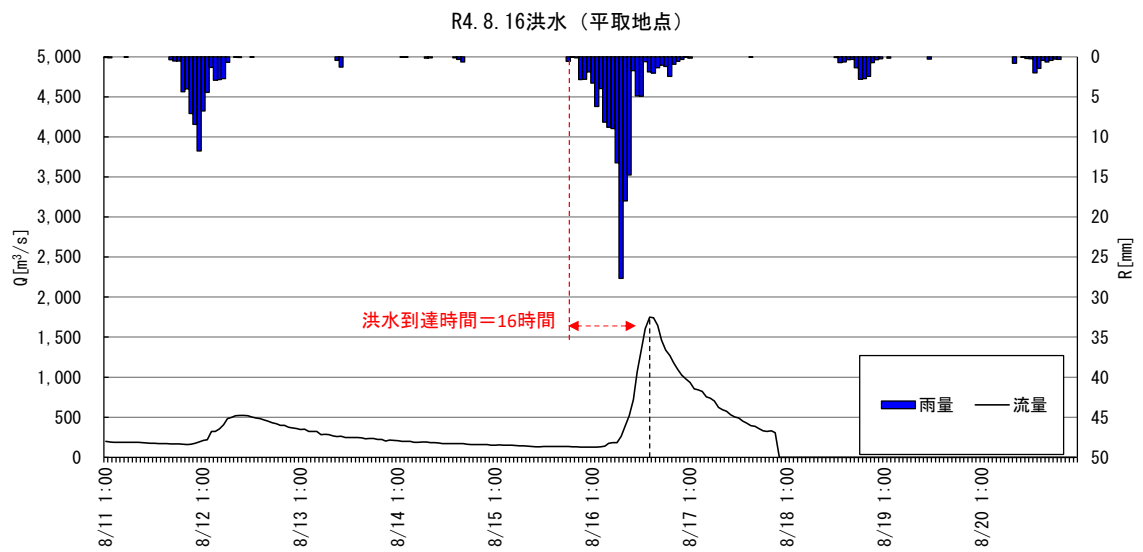


図 1-16(10) Kinematic Wave 法による洪水到達時間（令和 4 年 8 月洪水）

(3) ピーク流量と短時間雨量の相関

昭和 38 年（1963 年）から令和 4 年（2022 年）までの 60 年間で基準地点平取上流域において年最大流量を記録した洪水及び平均年最大流量以上の洪水を対象に、ピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量（6・12・18・24・30・36・42・48・54・60・66・72 時間雨量）との相関関係の整理を行った。

その結果、基準地点平取では 12 時間程度において、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 1-17 に示す。また、定義①によるピーク流量と短時間雨量の相関図を図 1-18 に示し、定義②によるピーク流量と短時間雨量の相関図を図 1-19 に示す。

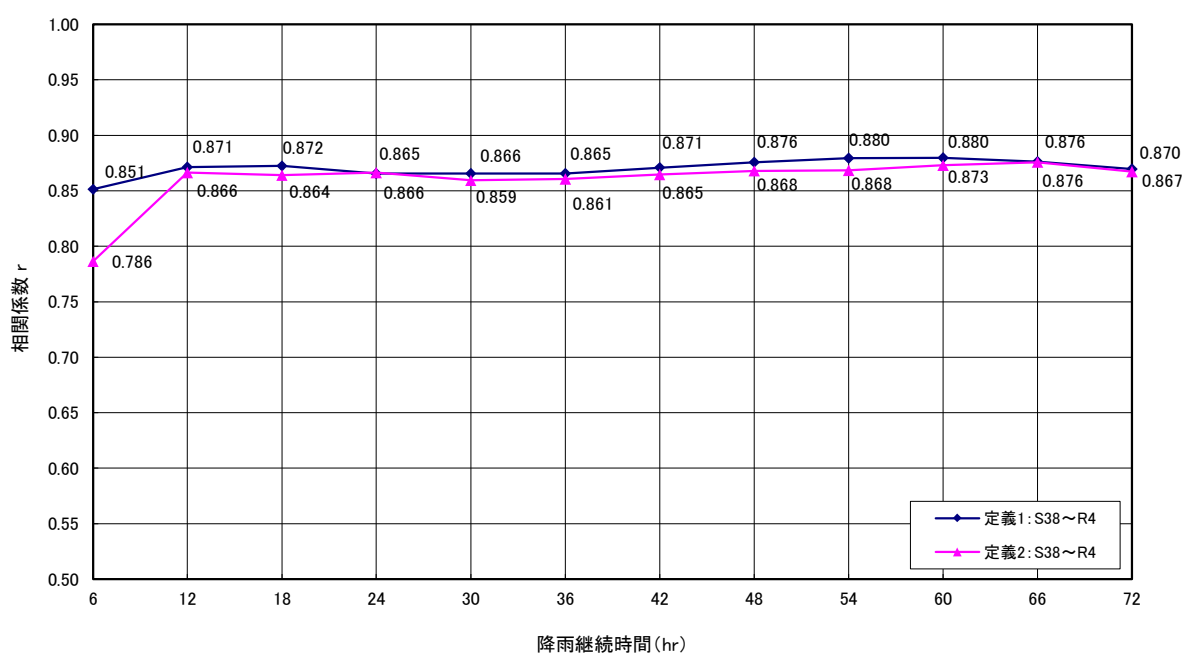


図 1-17 ピーク流量と相関の高い短時間雨量

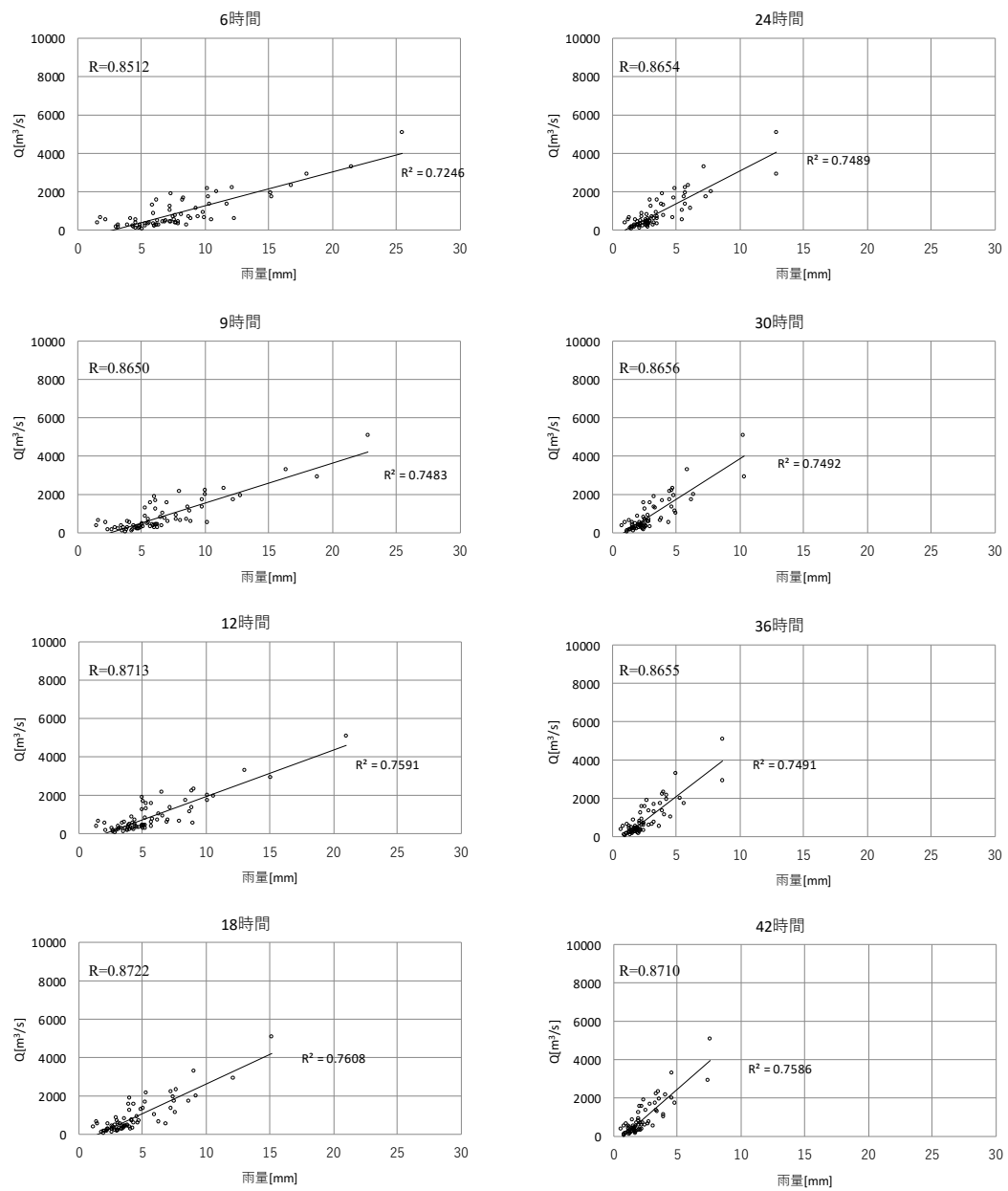


図 1-18(1) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義①】

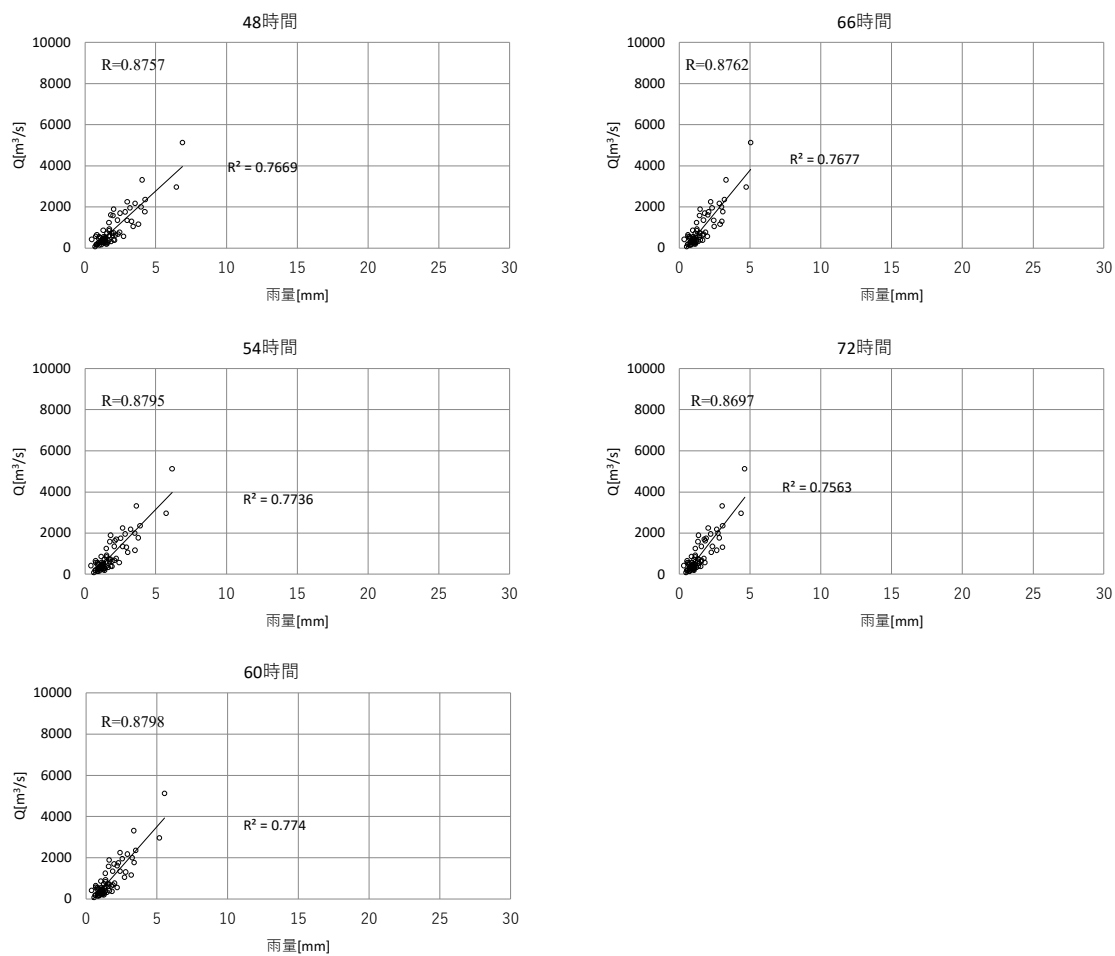


図 1-18(2) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義①】

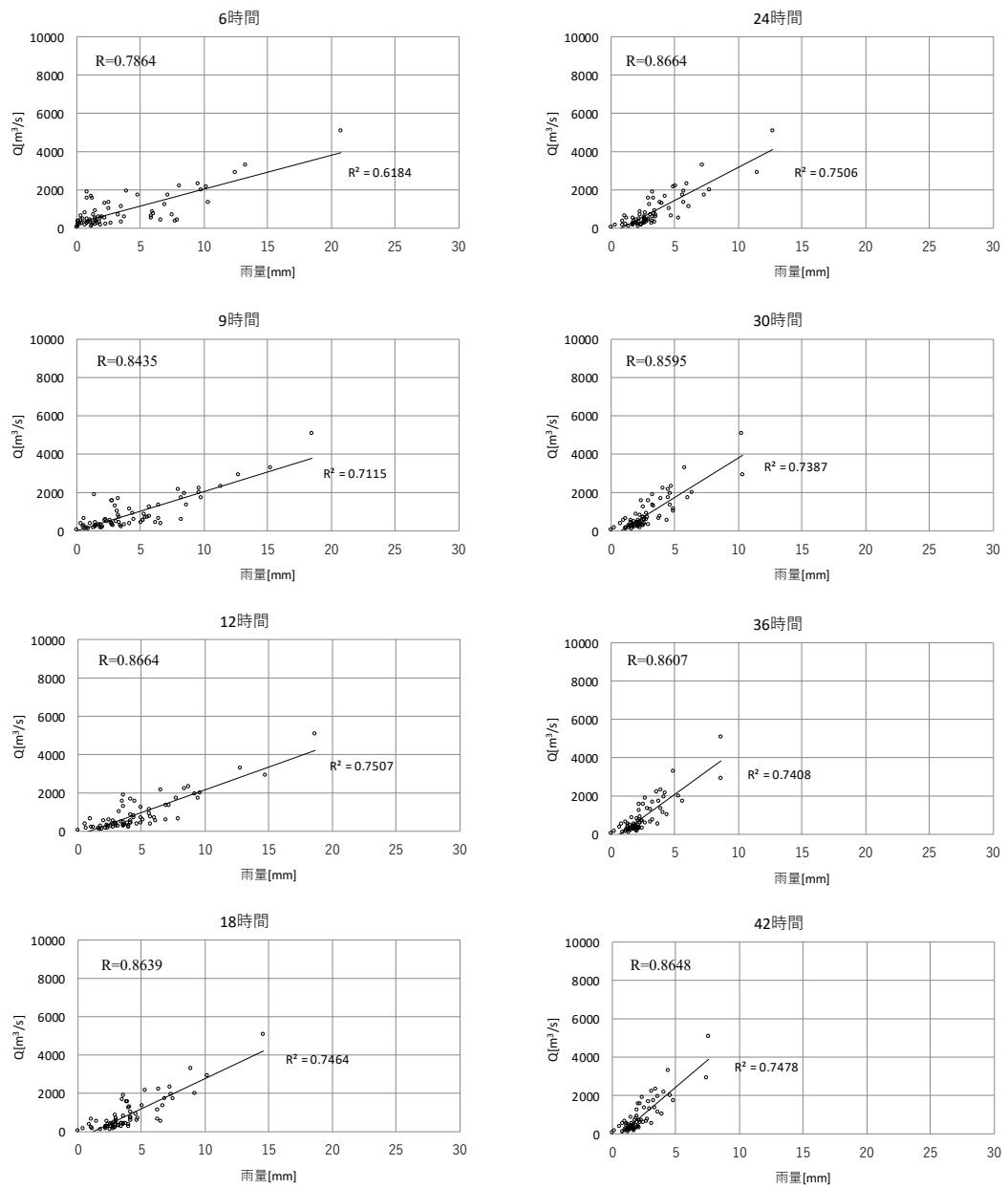


図 1-19(1) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義②】

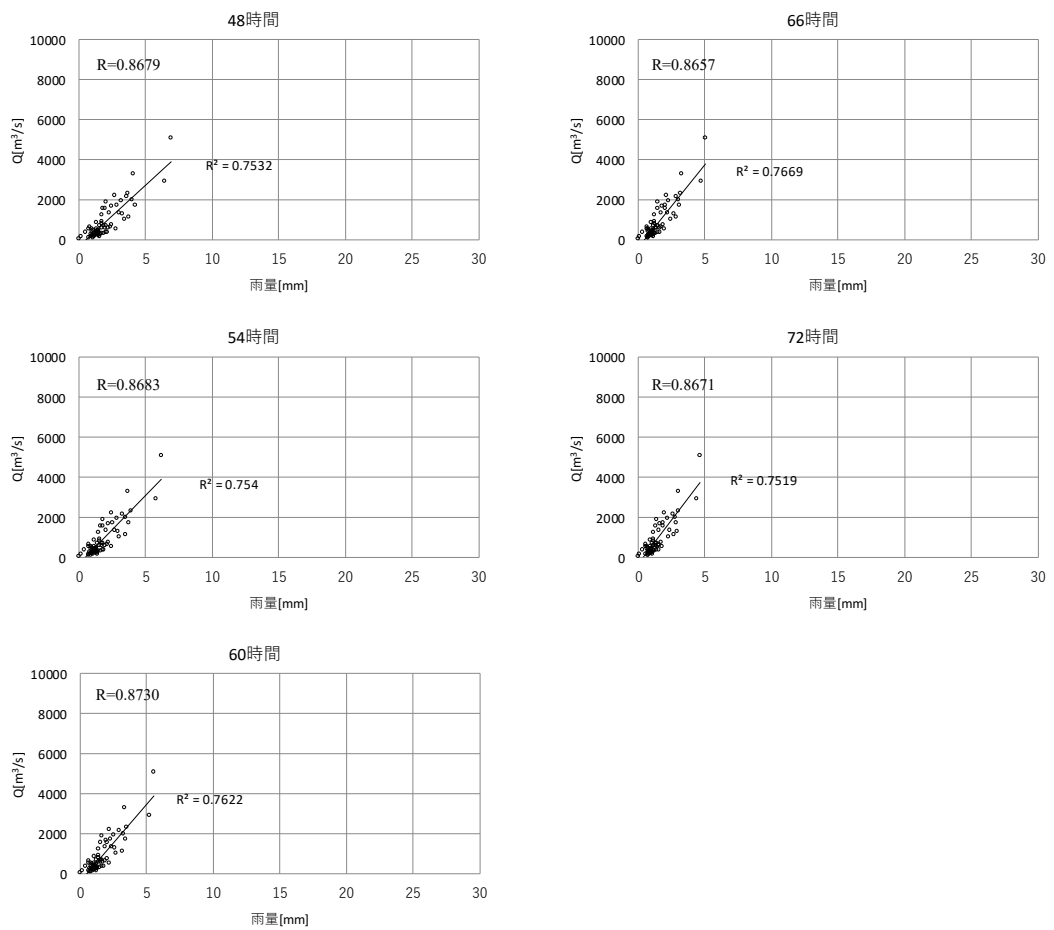


図 1-19 (2) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義②】

(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、基準地点平取における実績流量上位 10 洪水とした。

主要洪水における降雨量 5mm 以上の継続時間の平均値は 16 時間、降雨量 10mm 以上の継続時間の平均値は 8 時間となり、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、8～16 時間でカバーできることがわかる。

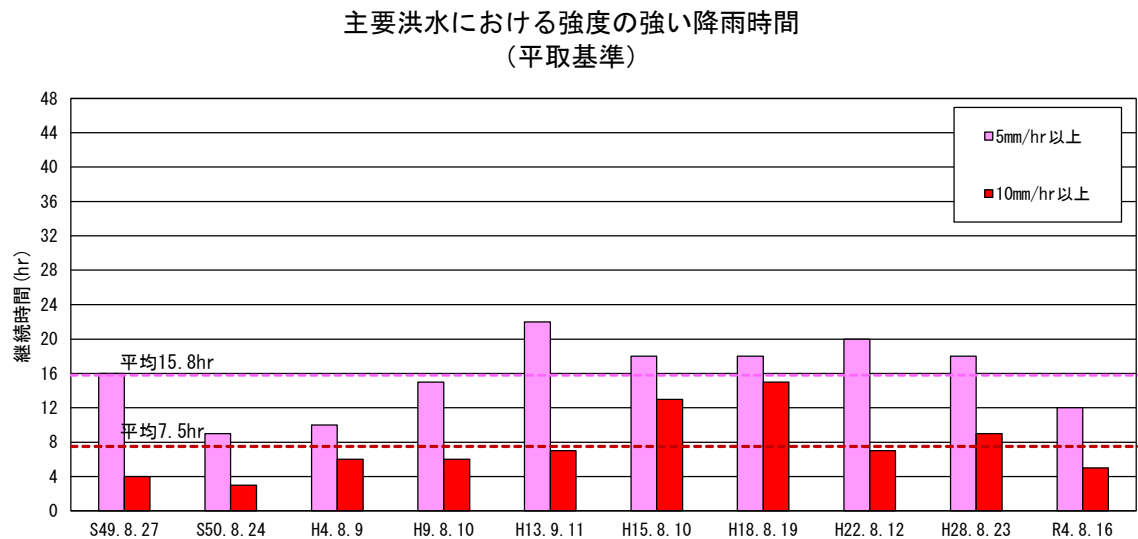


図 1-20 強い降雨強度の継続時間（沙流川流域平均雨量）

(5) 対象降雨の降雨継続時間の設定

昭和 38 年（1963 年）から令和 4 年（2022 年）までの雨量資料（60 年間）を整理し、沙流川の降雨特性、ピーク流量との相関から総合的に判断して、下記理由により対象降雨の降雨継続時間は 12 時間と設定した。

- 洪水到達時間の検討において、Kinematic Wave 法は 10～17 時間（平均 15 時間）、角屋式は 9～16 時間（平均 12 時間）となる。
- ピーク流量と相関の高い短時間雨量は 12 時間程度において実績ピーク流量との相関が大きく、12 時間以降では有意な差は見られない。
- 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 8～16 時間である。
- ピーク流量に支配的な短時間雨量との関係、実績降雨における一雨降雨の継続時間等から、総合的に判断して 12 時間と設定。

1-7 河川の整備の目標となる洪水の規模及び対象降雨の降雨量の設定

(1) 対象降雨の降雨量の設定

降雨継続時間は、Kinematic Wave 法及び角屋式等による洪水の到達時間、短時間雨量と洪水ピーク流量の相関、降雨強度の強い降雨の継続時間から総合的に判断した結果、既定計画の 24 時間から 12 時間に変更した。

なお、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、雨量標本のデータ延伸を一律に平成 22 年（2010 年）までにとどめ、平成 22 年（2010 年）までの雨量標本（表 1-13）を用い、定常の水文統計解析により確率雨量を算定し、これに降雨量変化倍率を乗じた値を計画対象降雨の降雨量とした。

昭和 38 年（1963 年）から平成 22 年（2010 年）までの 48 年間の年最大 12 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を用いた 1/100 対象降雨の降雨量を基準地点平取で 221.0 mm/12h と決定した。この結果を表 1-12 に、グラフを図 1-21 に示す。

表 1-12 基準地点平取 12 時間雨量 1/100 確率計算結果

(mm)

資料 標本 諸元	毎 年 値											
	流域平均 12 時間雨量											
	対象年											
	統計年数											
	48											
確率 分布関数	48											
	252.40											
	指数分布	ガンベル分布	平方根指数型最大値分布	一般化極値分布	対数ピアソンⅢ型分布(実数空間法)	対数ピアソンⅢ型分布(対数空間法)	岩井法	石原・高瀬法	対数正規分布 3 母数クォンティル法	対数正規分布 3 母数 (Slade II)	対数正規分布 2 母数 (Slade I, L 積率法)	対数正規分布 2 母数 (Slade I, 積率法)
	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM
1/100 クォンティル値	215.8	187.9	190.7	253.3		249.6	216.9		221.0			
SLSC	0.043	0.075	0.056	0.023		0.024	0.032		0.033			
x-COR	0.984	0.952	0.980	0.997		0.996	0.988		0.990			
p-COR	0.982	0.976	0.988	0.993		0.993	0.990		0.991			
対数尤度	-224.7	-233.3	-228.6	-227.8		-228.6	-228.2		-228.2			
pAIC	453.4	470.5	461.3	461.7		463.3	462.4		462.4			
Jackknife 推定誤差	33.9	28.4	26.0	59.3		61.4	53.8		48.3			

 : 適合度の基準 (SLSC ≤ 0.04) を満足する確率分布モデル

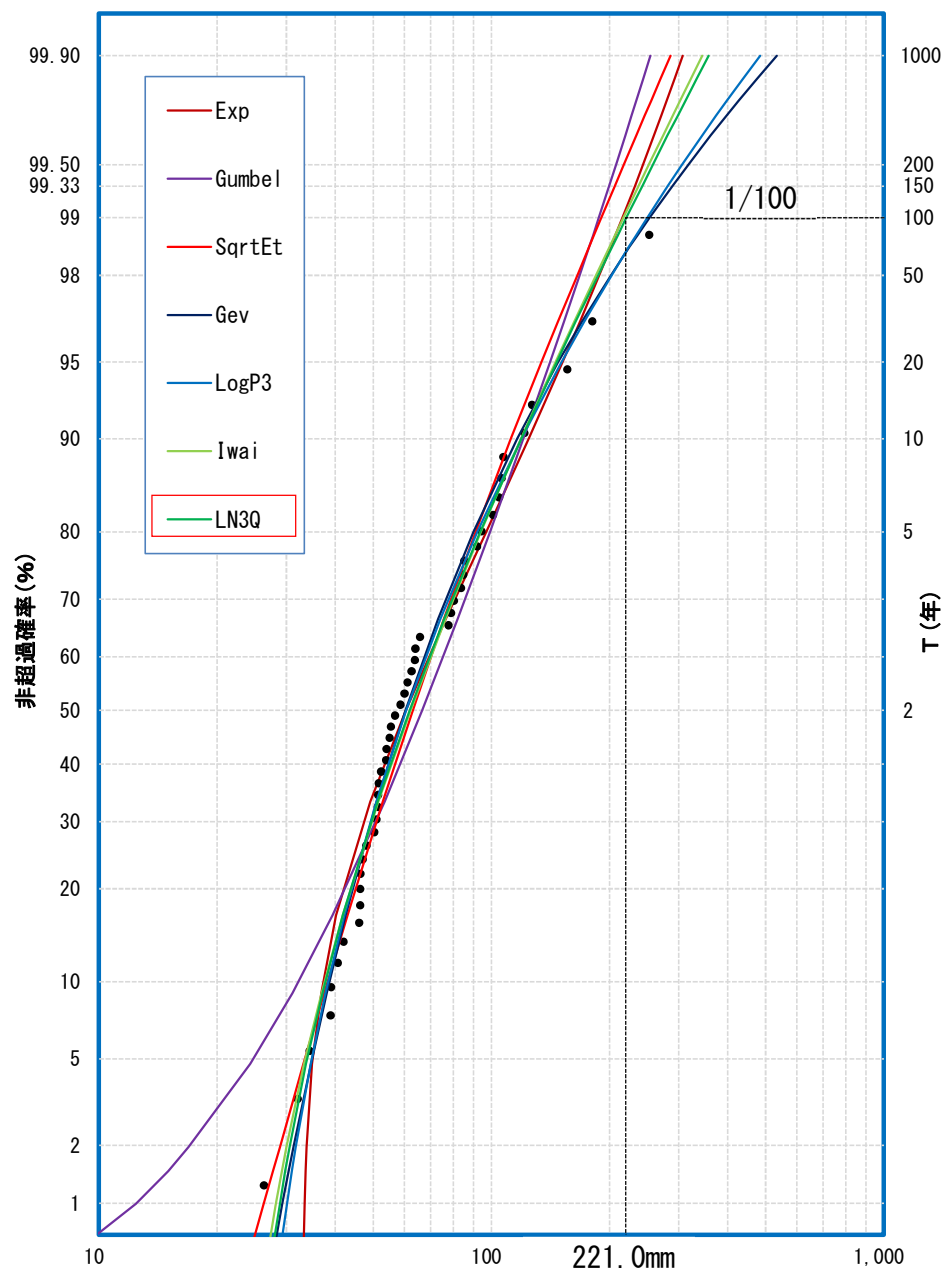


図 1-21 雨量確率計算結果
 (基準地点平取 12 時間雨量 昭和 38 年 (1963 年) ~ 平成 22 年 (2010 年))

表 1-13 年最大 12 時間雨量一覽（平取地点）

年	年月日	平取 雨量標本 [mm/12hr]
S38	1963/8/15	54.1
S39	1964/6/4	39.0
S40	1965/9/17	50.4
S41	1966/8/18	77.8
S42	1967/7/7	26.4
S43	1968/10/1	65.8
S44	1969/8/3	64.1
S45	1970/10/26	85.4
S46	1971/9/5	58.7
S47	1972/9/18	39.1
S48	1973/8/18	84.8
S49	1974/8/6	78.9
S50	1975/8/20	106.3
S51	1976/10/21	92.0
S52	1977/8/5	46.4
S53	1978/6/21	83.8
S54	1979/8/27	107.4
S55	1980/6/10	42.1
S56	1981/8/5	104.7
S57	1982/9/13	62.6
S58	1983/8/11	34.4
S59	1984/7/17	48.1
S60	1985/10/13	53.9
S61	1986/9/22	51.7
S62	1987/7/17	46.1
S63	1988/11/24	32.1

年	年月日	平取 雨量標本 [mm/12hr]
H1	1989/8/28	56.8
H2	1990/9/18	60.1
H3	1991/9/28	55.1
H4	1992/8/9	156.2
H5	1993/9/25	46.4
H6	1994/9/16	40.7
H7	1995/8/21	52.4
H8	1996/8/23	51.0
H9	1997/8/10	127.1
H10	1998/8/28	94.4
H11	1999/7/31	63.9
H12	2000/8/16	51.4
H13	2001/9/11	121.4
H14	2002/11/12	47.0
H15	2003/8/10	252.4
H16	2004/8/31	46.3
H17	2005/9/8	80.3
H18	2006/8/19	180.9
H19	2007/9/28	61.2
H20	2008/7/23	51.5
H21	2009/7/13	55.5
H22	2010/8/12	101.1

表 1-14 1/100 確率規模降雨量（基準地点平取）

項目	平取	備考
1/100 確率雨量	221.0mm/12h	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	254mm/12h	221.0mm/12h $\times$ 降雨量変化倍率 1.15

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、基準地点平取の 1/100 降雨量 221.0mm/12h に降雨量変化倍率 1.15 倍を乗じて得られた 254mm/12h を採用した（表 1-14）。

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」ととどめ、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/非定常性を確認）

昭和 38 年（1963 年）～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 4 年（2022 年）までのデータを対象とした検定結果を確認した。

この結果、非定常性は確認されなかったため、近年降雨までデータ延伸を実施した。

② 近年降雨までデータ延伸を実施

非定常性が確認されなかったことから、最新年（令和 4 年（2022 年））まで時間雨量データを延伸し、水文解析に一般に用いられる確率モデルによる 1/100 確率雨量から、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルを用いて 1/100 確率雨量を算定した。

この結果、令和 4 年（2022 年）までの雨量データを用いた場合の基準地点平取 1/100 確率雨量は 200.6mm/12h となり、データ延伸による確率雨量に大きな差がないことを確認した。

1-8 主要降雨波形の設定

基本高水の検討対象洪水において、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を一律拡大すると、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、引き伸ばし後の降雨の地域分布及び時間分布を確認し、計画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計画降雨波形を設定する。

検討対象洪水の選定は、令和4年（2022年）までの基準地点平取で平均年最大流量以上の洪水、かつ基準地点平取のピーク流量生起時刻前後の最大12時間雨量の拡大率が2倍以下（1.15倍する前の確率雨量）となる6洪水を選定した（図1-22）。

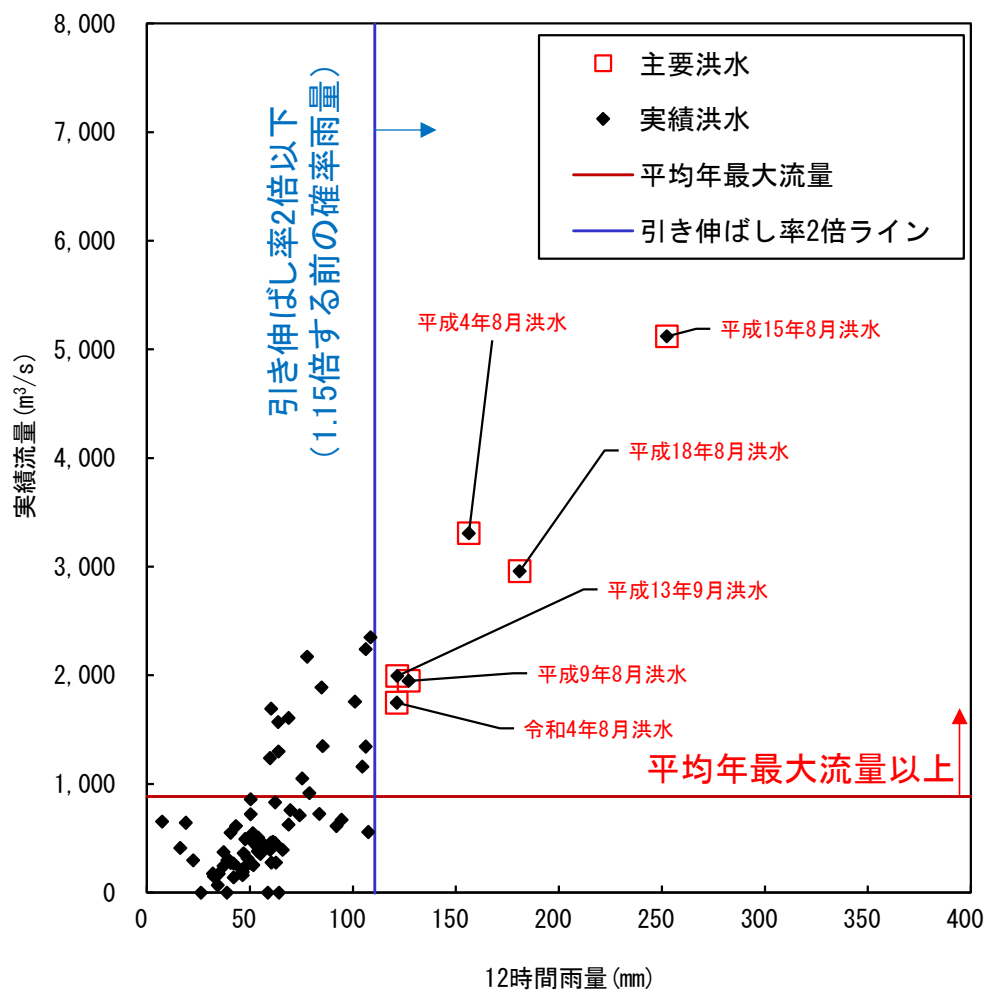


図 1-22 対象洪水の選定（基準地点平取）

表 1-15 選定洪水のピーク流量一覧(平取基準地点)

No.	洪水年月日	平取上流域			平取地点 ピーク流量 (m^3/s)
		実績 12 時間降雨量 ($\text{mm}/12\text{h}$)	計画降雨量 ($\text{mm}/12\text{h}$)	拡大率	
1	平成 04 年 08 月 09 日	156.2	254	1.415	6,888
2	平成 09 年 08 月 10 日	127.1	254	1.739	6,415
3	平成 13 年 09 月 11 日	121.4	254	1.820	5,608
4	平成 15 年 08 月 10 日	252.4	254	0.876	7,246
5	平成 18 年 08 月 19 日	180.9	254	1.222	7,447
6	令和 04 年 08 月 16 日	121.3	254	1.822	5,569

※拡大率：「実績雨量($\text{mm}/12\text{h}$)」と「1/100 確率雨量 (221.0 $\text{mm}/12\text{h}$)」との比率

1-9 対象降雨の地域分布及び時間分布の検討

(1) 考え方

基本高水の検討対象洪水において、「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」等を一律拡大すると、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、実績降雨波形を計画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、計画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計画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、クラスター分析結果等より、以下に示す 2 流域を選定した。

A：沙流川上流域

上流域のハイエトの確認用として選定

B：沙流川中下流域

中下流域のハイエトの確認用として選定

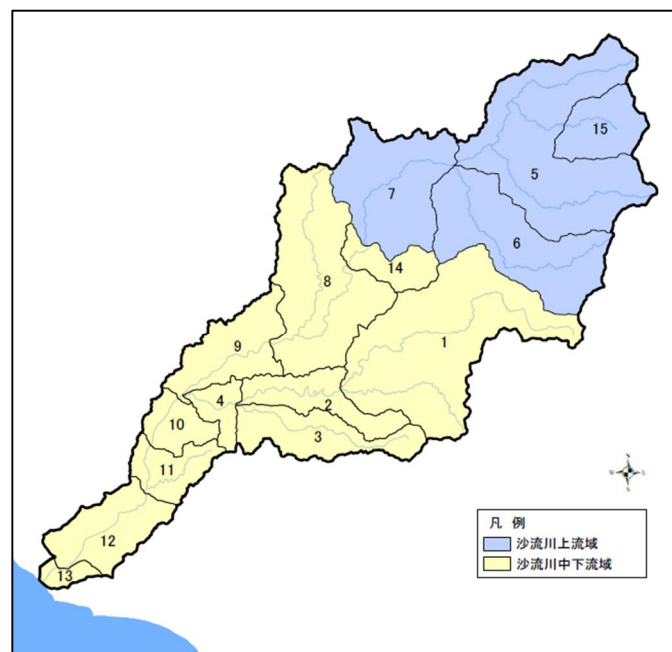


図 1-23 地域分布設定図

② 棄却基準値の選定

各選定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 38 年（1963 年）～平成 22 年（2010 年）までの各流域の年最大 12 時間雨量について確率計算を行い、各確率分布モデルの中で $SLSC \leq 0.04$ かつ Jackknife 推定誤差が最小となる確率分布モデルの確率雨量を採用した。

③ 地域分布の雨量評価

前項にて選定した地域について、拡大後雨量の異常性評価を確認する。

各地域の拡大後雨量及び 1/500 雨量は以下に示すとおりであり、棄却される洪水はみられない。

表 1-16 地域分布による拡大後降雨の確率評価表

No.	洪水年月日	拡大率	引き伸ばし後			1/500クォンタイル値		備考
			沙流川 中下流域	沙流川 上流域	継続 時間内雨量	地域分布		
			t = 12h (mm)	t = 12h (mm)	t = 12h (mm)	沙流川 中下流域 367mm	沙流川 上流域 284mm	
1	平成04年08月09日	1.415	262.4	163.6	221.0	○	○	
2	平成09年08月10日	1.739	204.7	235.1	221.0	○	○	
3	平成13年09月11日	1.820	251.1	188.1	221.0	○	○	
4	平成15年08月10日	0.876	223.2	204.5	221.0	○	○	
5	平成18年08月19日	1.222	247.6	186.0	221.0	○	○	
6	令和04年08月16日	1.822	187.6	252.3	221.0	○	○	

※拡大率：「実績雨量(mm/12h)」と「1/100 確率雨量（221.0mm/12h）」との比率

(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、洪水到達時間と計画降雨継続時間から設定した(表 1-17)。

表 1-17 対象時間の設定

基準地点名	時間分布棄却基準（短時間雨量として設定）	
平取	9h	6h

洪水到達時間の最小値が 9 時間程度であることから、9 時間を短時間雨量として設定した。

また、計画降雨継続時間 12 時間の 1/2 である 6 時間を短時間雨量として設定した。

② 棄却基準値の選定

対象時間における棄却基準値を設定する。確率雨量の算定は、昭和 38 年（1963 年）～平成 22 年（2010 年）までの年最大時間雨量について確率計算を行い、各計算手法の中で $SLSC \leq 0.04$ かつ Jackknife 推定誤差が最小になる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。

各時間の拡大後雨量及び 1/500 雨量は以下に示すとおりであり、1 洪水棄却される結果となった（表 1-18）。

表 1-18 時間分布による拡大後降雨の確率評価表

No.	洪水年月日	拡大率	引き伸ばし後			1/500クオンタイル値		備考
			短時間降雨量		継続 時間内雨量	時間分布		
			t = 6h (mm)	t = 9h (mm)	t = 12h (mm)	t = 6h 182mm	t = 9h 311mm	
1	平成04年08月09日	1.415	182.1	208.3	221.0		○	棄却洪水
2	平成09年08月10日	1.739	157.7	199.5	221.0	○	○	
3	平成13年09月11日	1.820	118.7	163.8	221.0	○	○	
4	平成15年08月10日	0.876	134.0	179.3	221.0	○	○	
5	平成18年08月19日	1.222	130.8	206.8	221.0	○	○	
6	令和04年08月16日	1.822	166.6	200.0	221.0	○	○	

※拡大率：「実績雨量(mm/12h)」と「1/100 確率雨量 (221.0mm/12h)」との比率

1-10 主要洪水における降雨量（気候変動考慮）の引き伸ばしと流出計算

主要洪水を対象に、実績降雨波形を 1/100 規模（1.15 倍）12 時間雨量となるように引き伸ばして降雨波形を作成し、流出計算を行った結果、基準地点平取におけるピーク流量は 5,600m³/s～7,500m³/s となった。基準地点平取におけるピーク流量の一覧を表 1-19 に示し、洪水ごとのハイドログラフを図 1-24 に示す。

表 1-19 ピーク流量一覧（平取基準地点）

洪水		12 時間雨量 (mm)	1/100 確率 雨量×1.15 (mm)	拡大率	基準地点平取 ピーク流量 (m ³ /s)	備考
1	平成 04 年 08 月 09 日	156.2	254	1.415	6,888	棄却洪水
2	平成 09 年 08 月 10 日	127.1	254	1.739	6,415	
3	平成 13 年 09 月 11 日	121.4	254	1.820	5,608	
4	平成 15 年 08 月 10 日	252.4	254	0.876	7,246	
5	平成 18 年 08 月 19 日	180.9	254	1.222	7,447	
6	令和 04 年 08 月 16 日	121.3	254	1.822	5,569	

※グレー着色：短時間雨量あるいは小流域が著しい引き伸ばしとなっている洪水

※拡大率：「実績雨量(mm/12h)」と「1/100 確率雨量(221.0mm/12h)」との比率

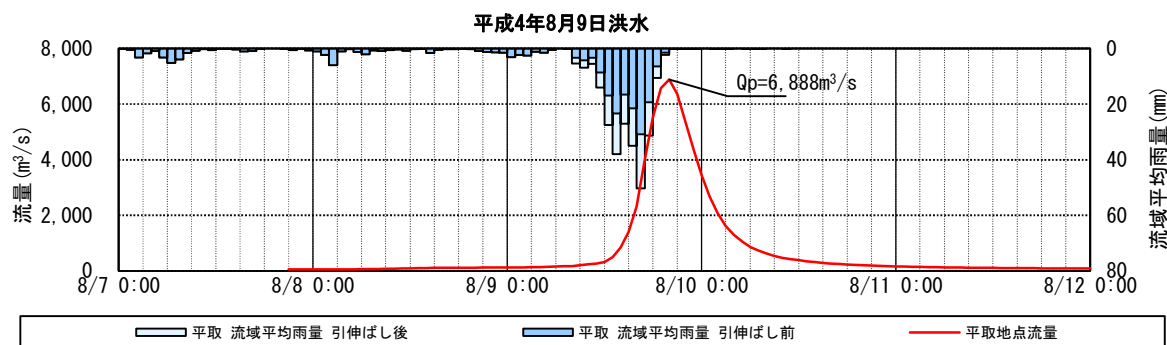


図 1-24(1) 基本高水ハイドログラフ (基準地点平取)

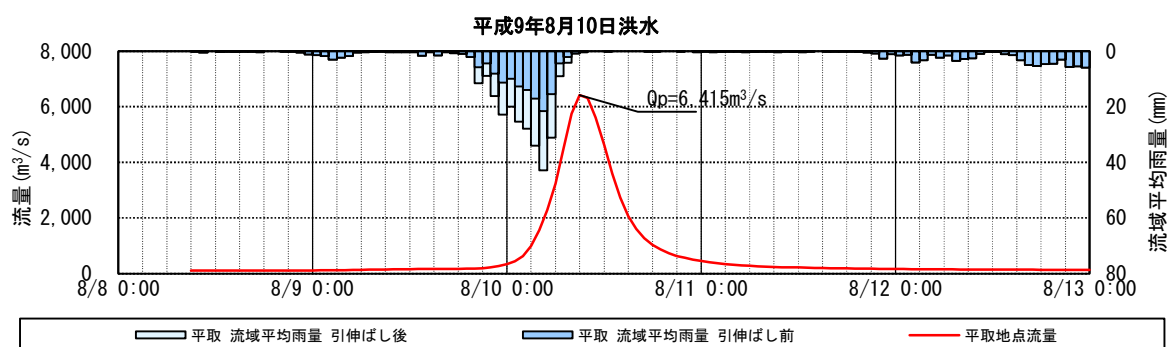


図 1-24(2) 基本高水ハイドログラフ (基準地点平取)

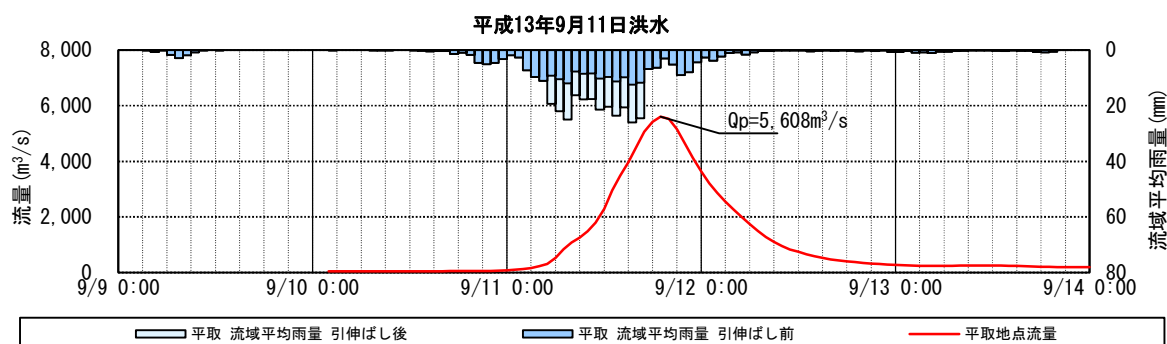


図 1-24(3) 基本高水ハイドログラフ (基準地点平取)

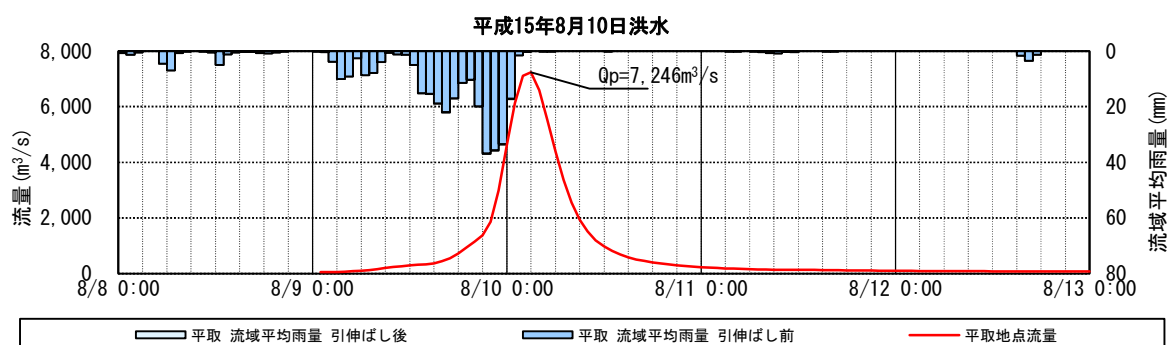


図 1-24(4) 基本高水ハイドログラフ (基準地点平取)

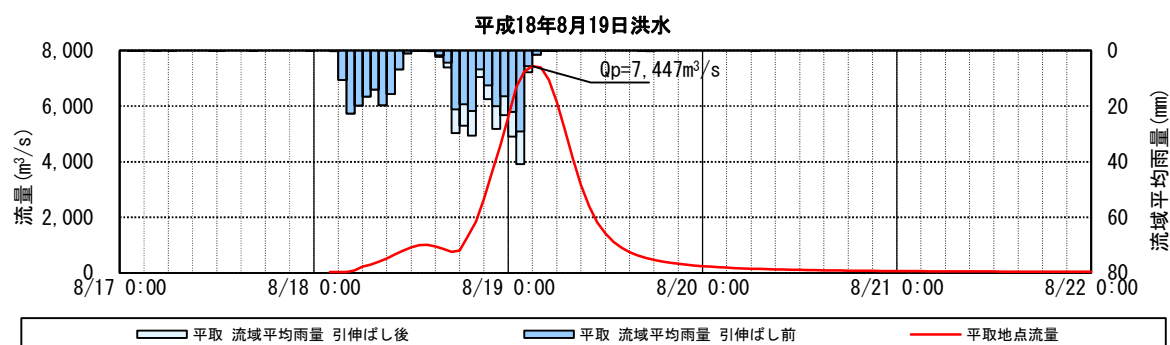


図 1-24 (5) 基本高水ハイドログラフ (基準地点平取)

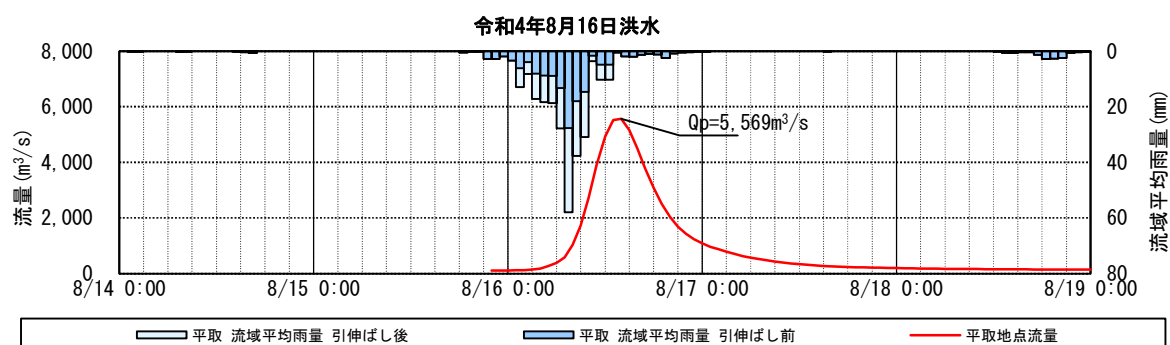


図 1-24 (6) 基本高水ハイドログラフ (基準地点平取)

1-11 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機構予測データベース（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）、3,240 年分（2℃上昇：d2PDF）という国内でも類をみ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。

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（過去実験、将来実験（2℃上昇））におけるアンサンブル予測降雨波形から、計画対象降雨の降雨量 254mm/12h（基準地点平取）に近い洪水を抽出した。抽出した 25 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 12 時間雨量 254mm（基準地点平取）まで調整し、流出計算モデルにより流出量を算出した結果、表 1-20 に示すとおり約 $4,400\text{m}^3/\text{s}$ ～ $7,900\text{m}^3/\text{s}$ 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数値の範囲に収まっていることを確認した。

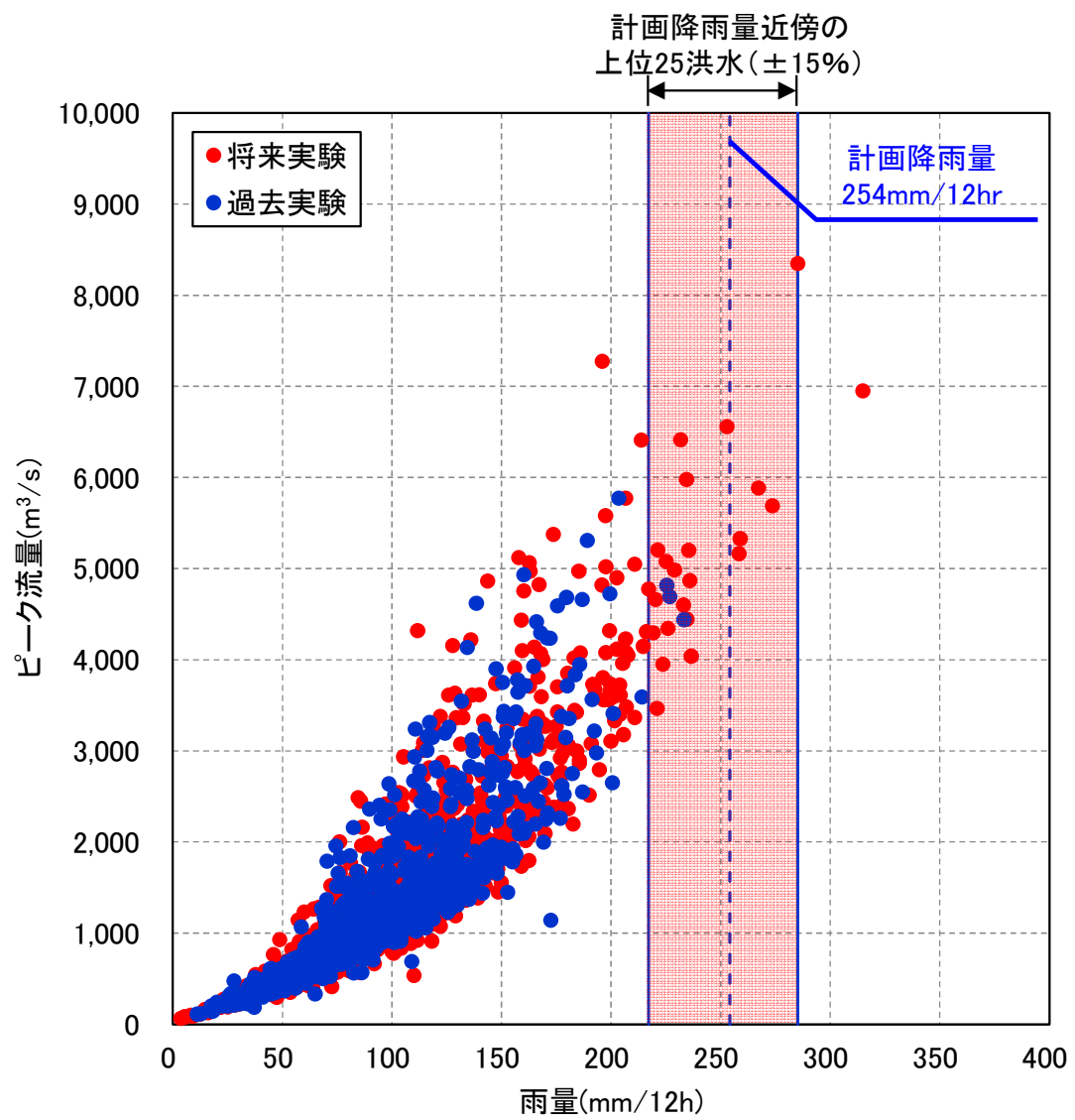


図 1-25 アンサンブル予測降雨波形からの抽出（基準地点平取）

表 1-20 アンサンブル予測降雨波形のピーク流量一覧（基準地点平取）

洪水名		基準地点平取 実績 12 時間 雨量 (mm/12h)	計画降雨量 (mm/12h)	拡大率	基準地点平取 ピーク流量 (m³/s)	クラスター 分類
将来実験						
1	HFB 2K CC m106 2083	258.9	254	0.982	5,387	3
2	HFB 2K GF m106 2031	235.9		1.077	6,014	2
3	HFB 2K GF m106 2071	236.6		1.074	4,762	2
4	HFB 2K HA m101 2050	234.6		1.083	5,585	2
5	HFB 2K HA m101 2078	273.5		0.929	5,053	2
6	HFB 2K HA m108 2034	235.3		1.080	6,180	2
7	HFB 2K MI m107 2050	258.4		0.984	5,079	3
8	HFB 2K MP m102 2045	252.8		1.005	7,000	2
9	HFB 2K MP m106 2066	234.4		1.084	6,769	3
10	HFB 2K MR m103 2054	267.1		0.952	5,744	3
11	HFB 2K MR m107 2032	233.1		1.091	5,999	2
12	HFB 2K HA m103 2039	231.7		1.097	6,443	3
13	HFB 2K MR m101 2088	228.9		1.111	6,132	2
14	HFB 2K HA m101 2086	226.0		1.125	5,720	2
15	HFB 2K MR m103 2081	225.1		1.129	6,301	3
16	HFB 2K MP m101 2073	223.5		1.137	4,529	3
17	HFB 2K GF m101 2074	285.1		0.892	7,853	2
18	HFB 2K GF m103 2039	221.3		1.149	6,488	2
19	HFB 2K MP m103 2031	221.0		1.150	4,676	2
20	HFB 2K MP m107 2074	220.2		1.155	5,745	3
21	HFB 2K MP m107 2036	219.2		1.160	5,725	2
22	HFB 2K MP m106 2064	217.1		1.171	6,127	3

洪水名		基準地点平取 実績 12 時間 雨量 (mm/12h)	計画降雨量 (mm/12h)	拡大率	基準地点平取 ピーク流量 (m³/s)	クラスター 分類
過去実験						
1	HPB m010 2005	233.2	254	1.090	5,562	3
2	HPB m021 1977	226.8		1.121	4,355	3
3	HPB m002 1962	225.4		1.128	6,226	2

※拡大率：「実績 12 時間雨量」と「計画降雨量」との比率

HFB_2K_CC_m106_2083

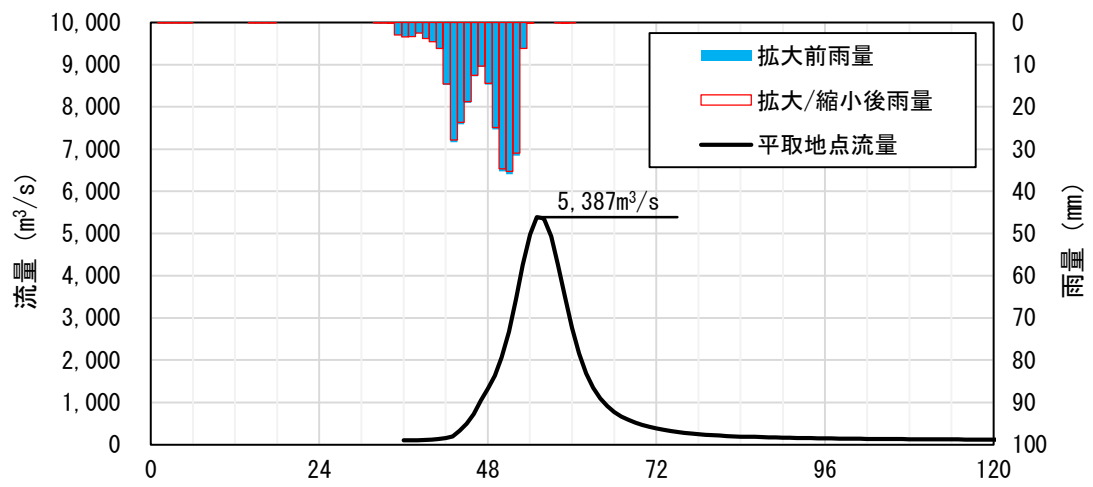


図 1-26(1) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_GF_m106_2031

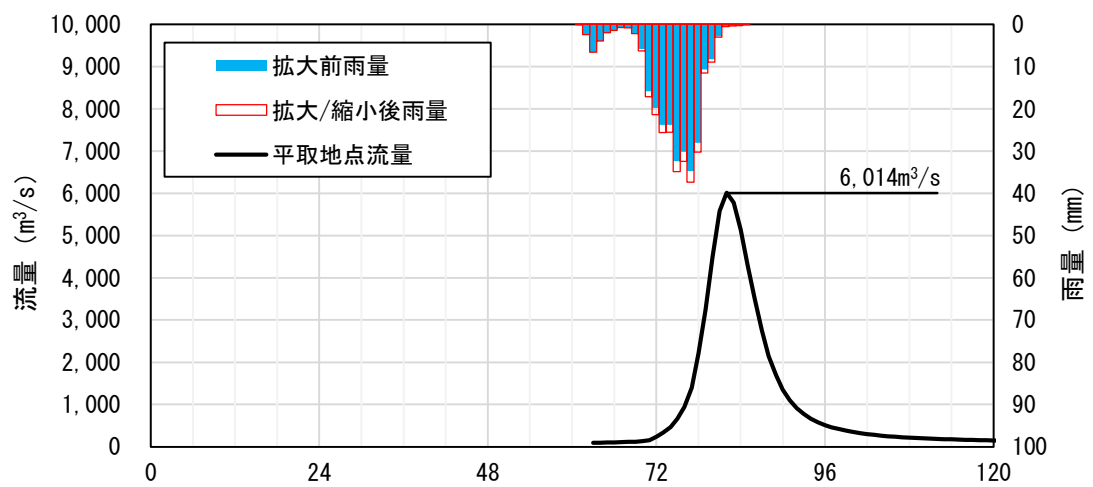


図 1-26(2) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_GF_m106_2071

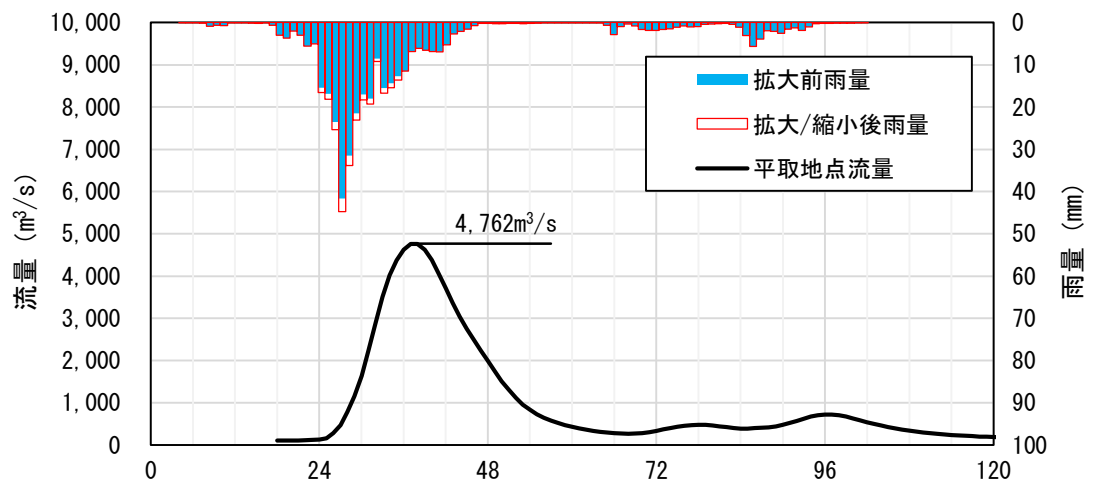


図 1-26 (3) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_HA_m101_2050

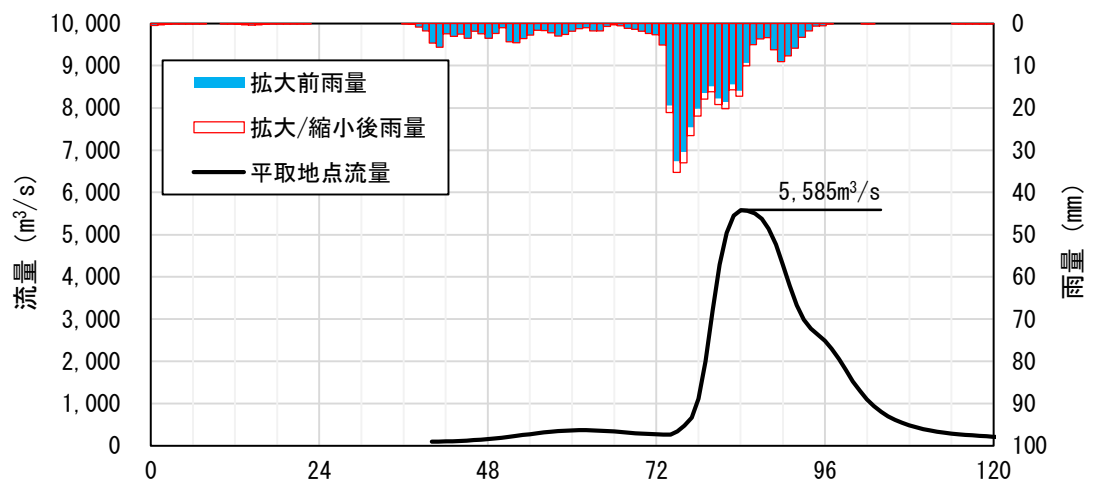


図 1-26 (4) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_HA_m101_2078

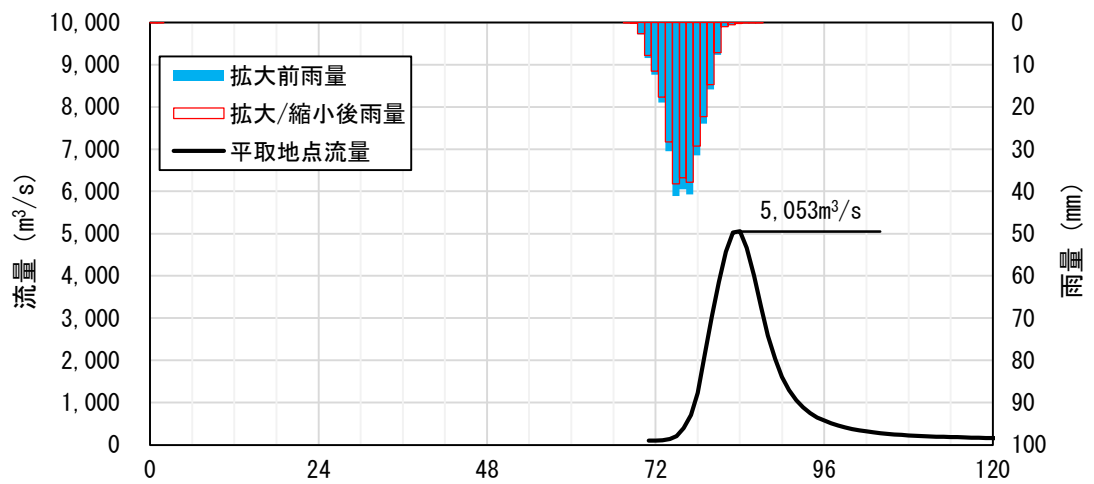


図 1-26 (5) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_HA_m108_2034

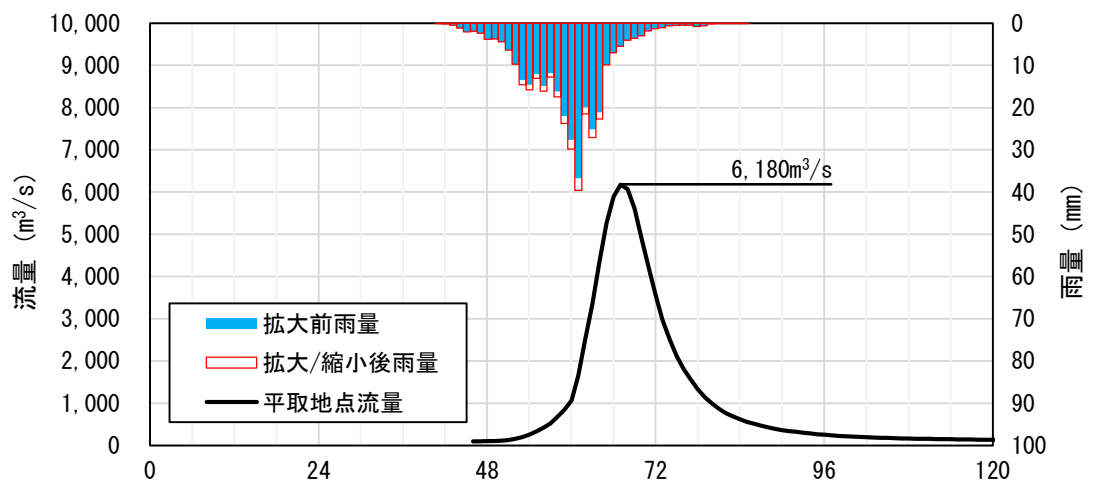


図 1-26 (6) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_MI_m107_2050

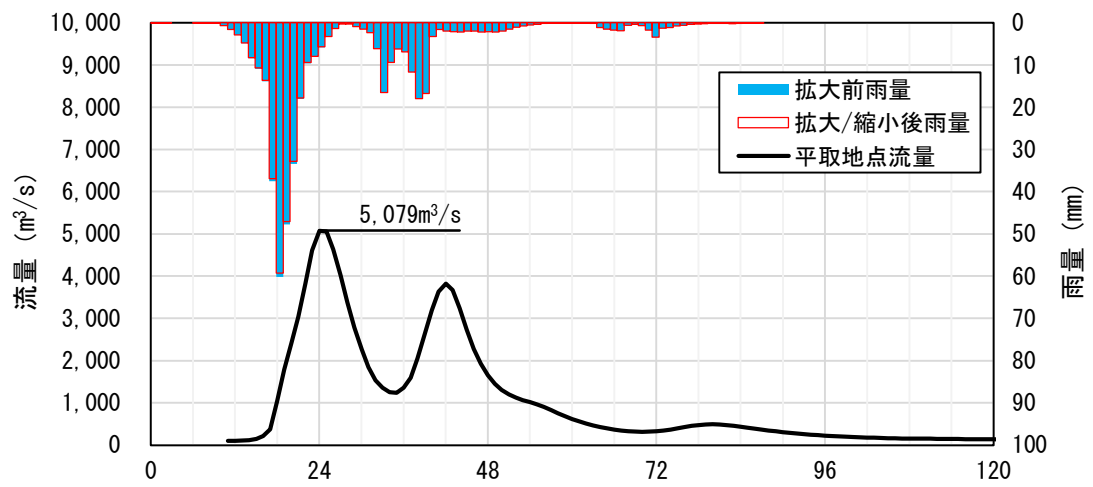


図 1-26 (7) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_MP_m102_2045

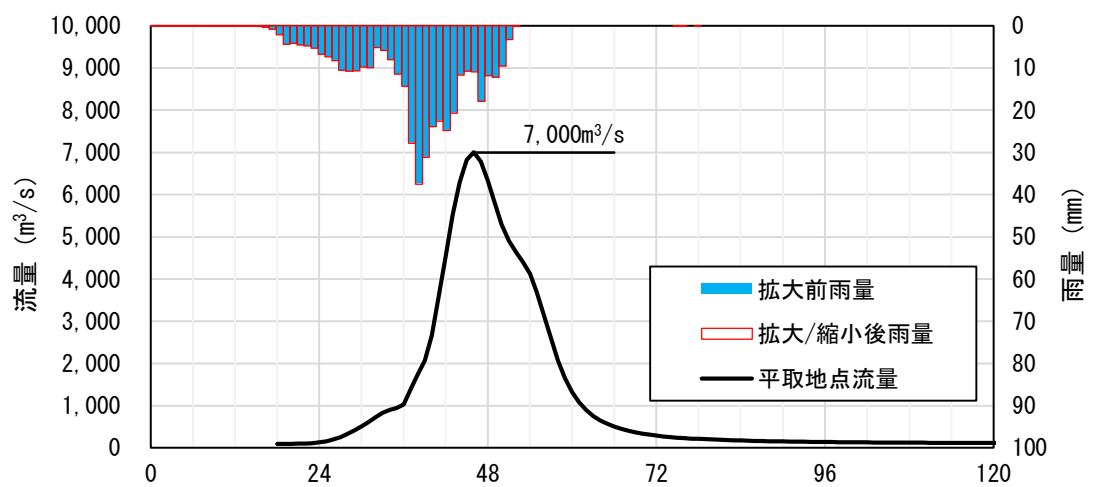


図 1-26 (8) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_MP_m106_2066

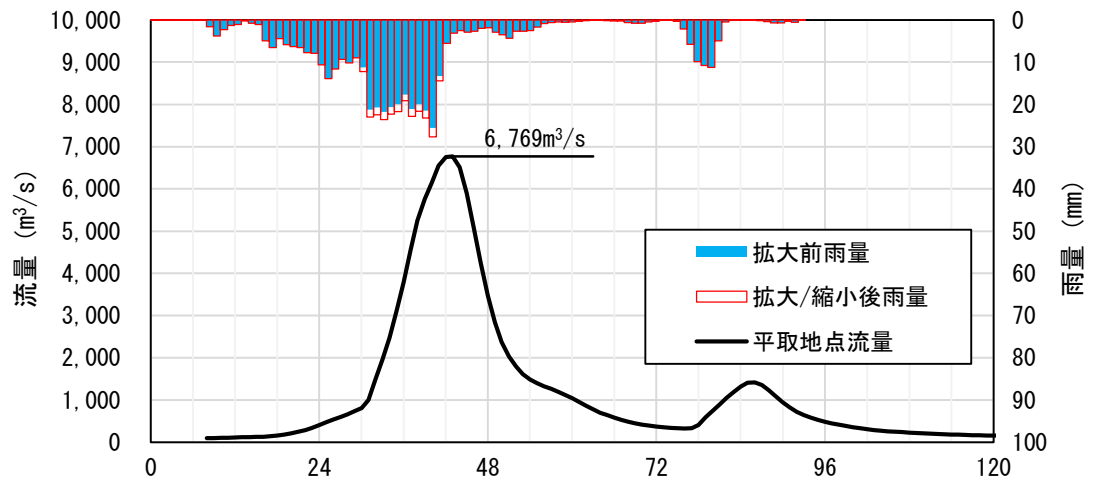


図 1-26 (9) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_MR_m103_2054

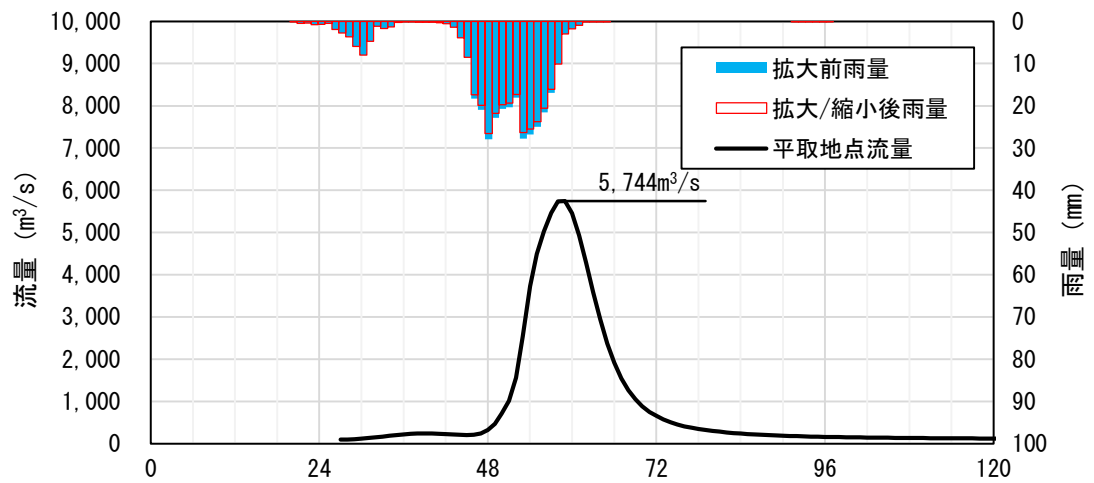


図 1-26 (10) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点平取)

HFB_2K_MR_m107_2032

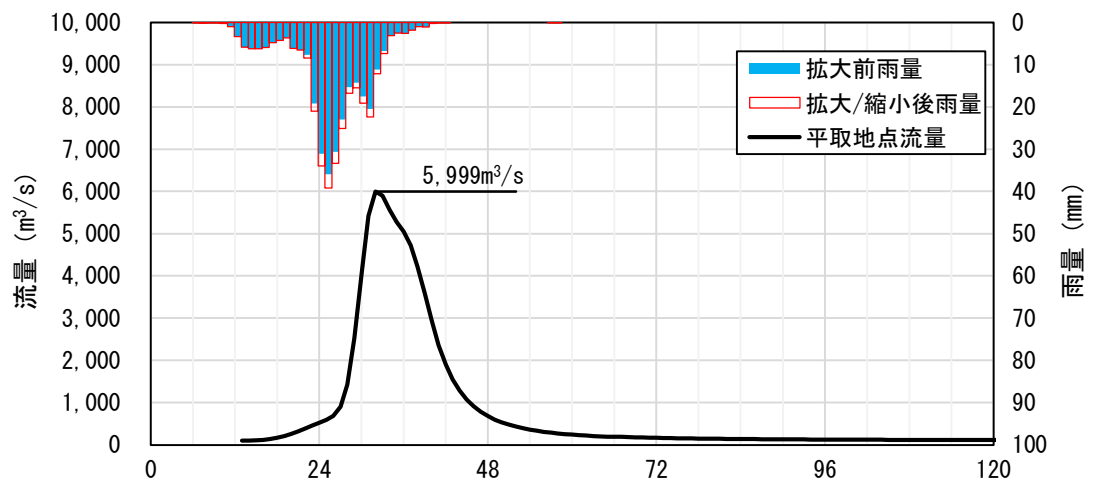


図 1-26(11) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_HA_m103_2039

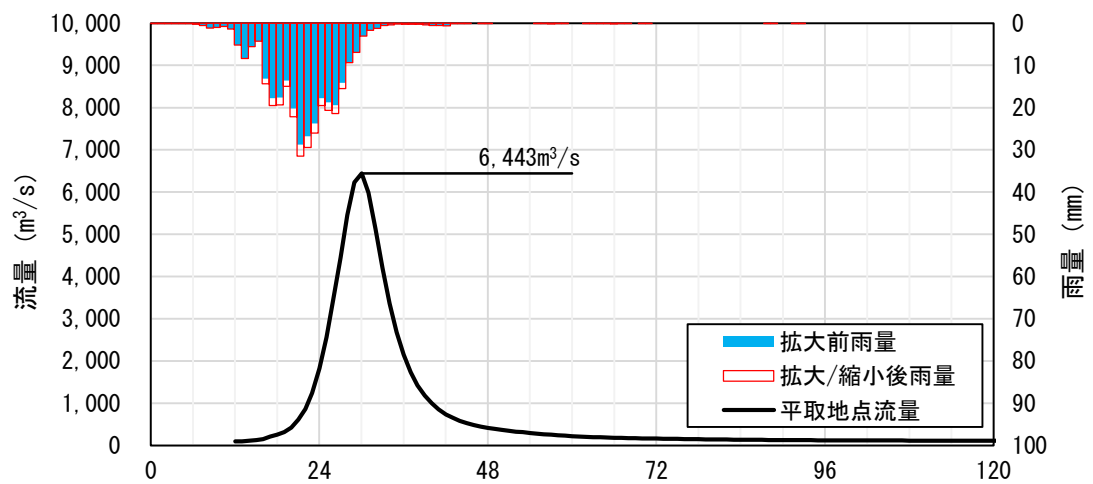


図 1-26(12) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_MR_m101_2088

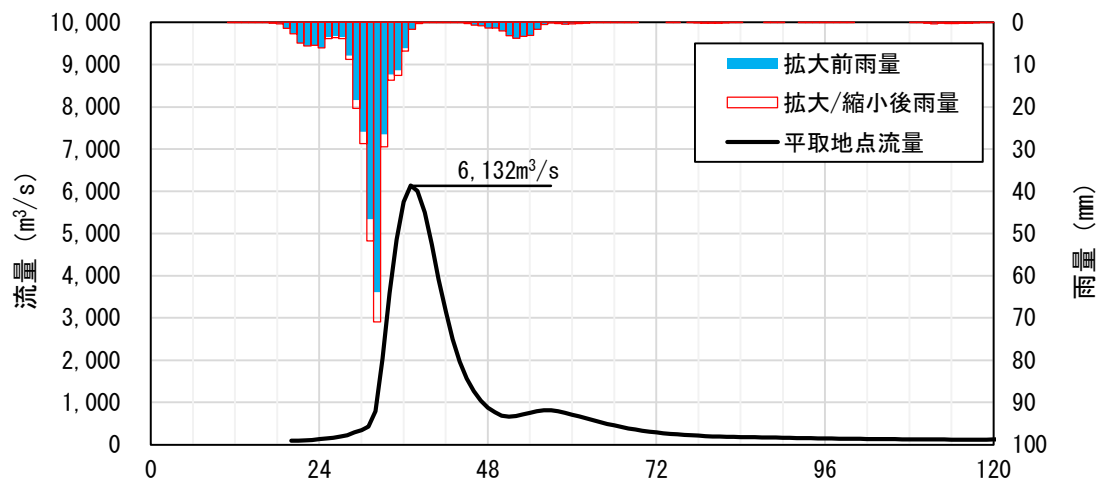


図 1-26(13) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_HA_m101_2086

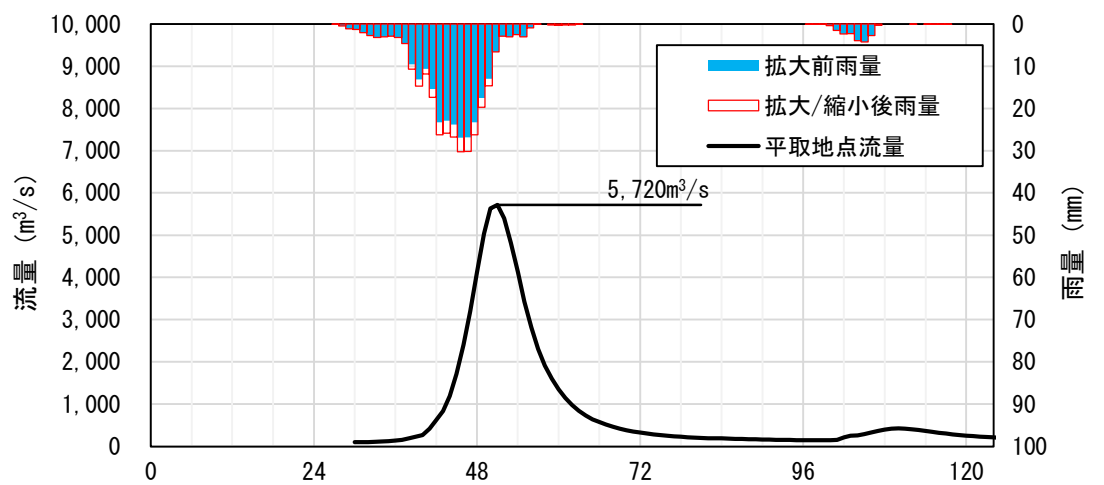


図 1-26(14) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_MR_m103_2081

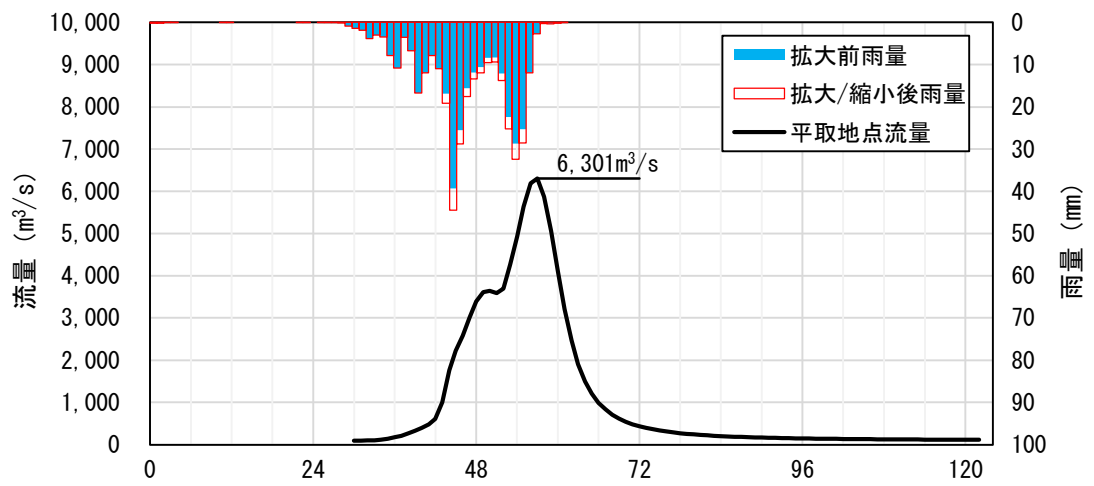


図 1-26(15) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_MP_m101_2073

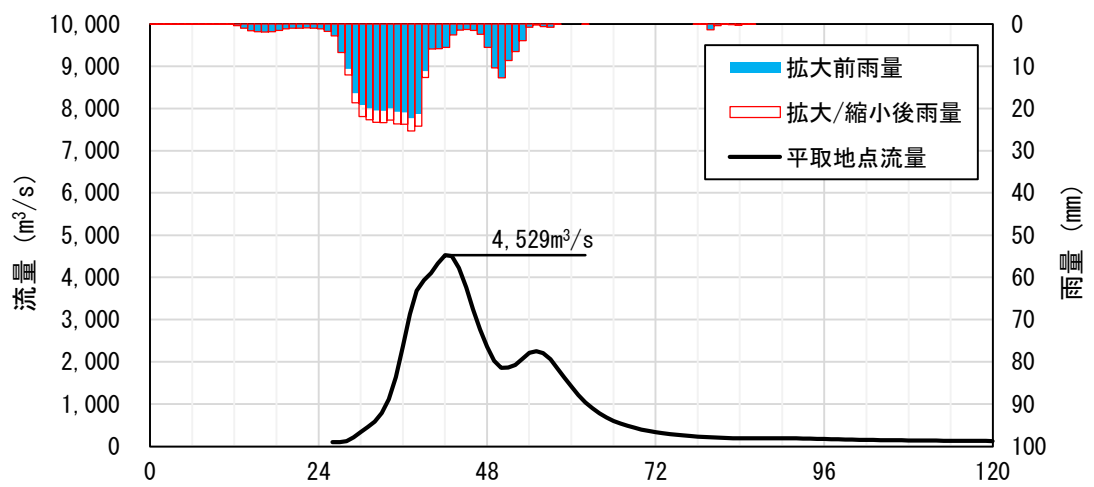


図 1-26(16) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_GF_m101_2074

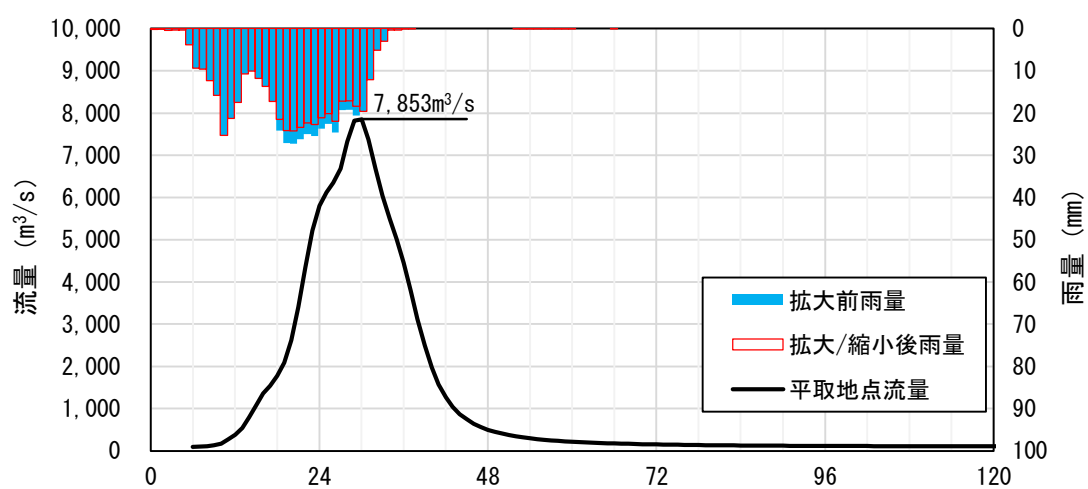


図 1-26(17) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_GF_m103_2039

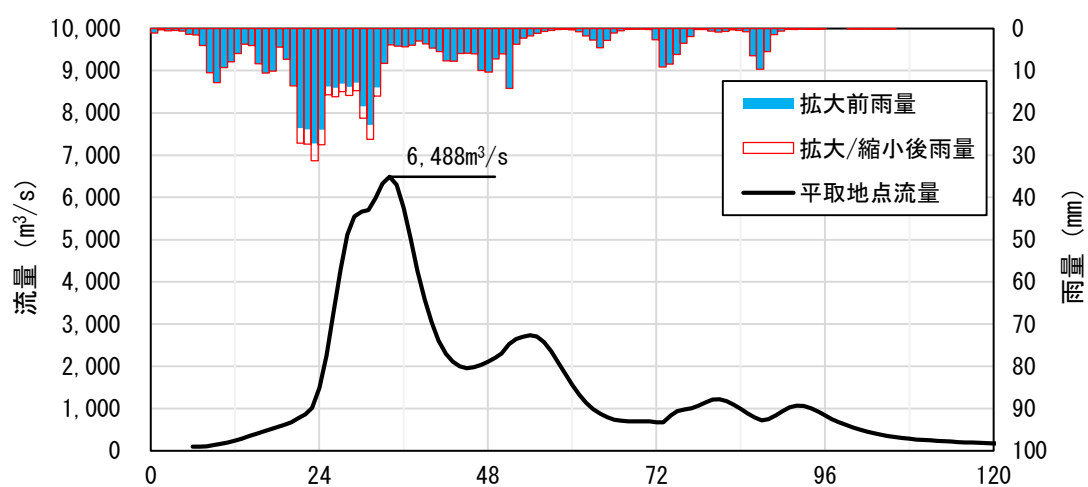


図 1-26(18) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_MP_m103_2031

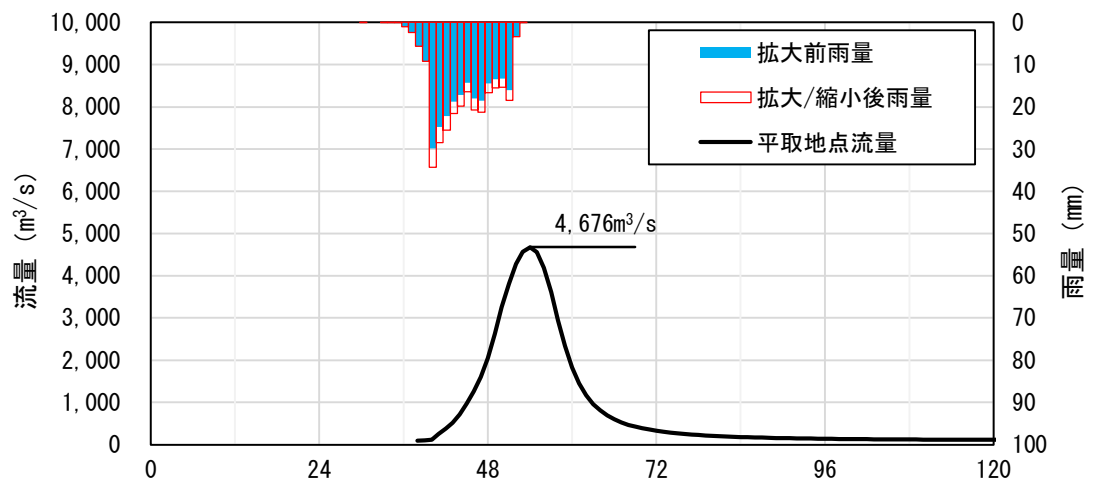


図 1-26 (19) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_MP_m107_2074

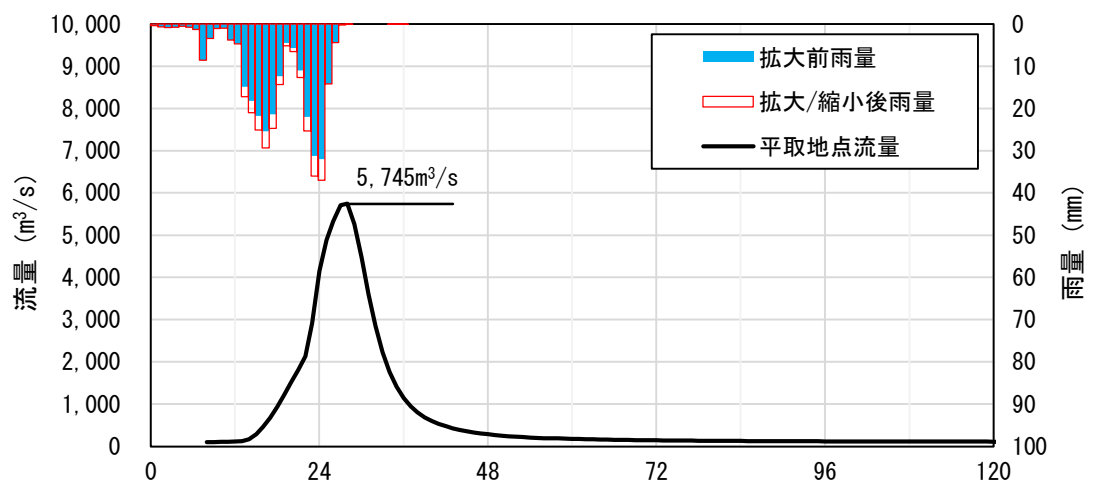


図 1-26 (20) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_MP_m107_2036

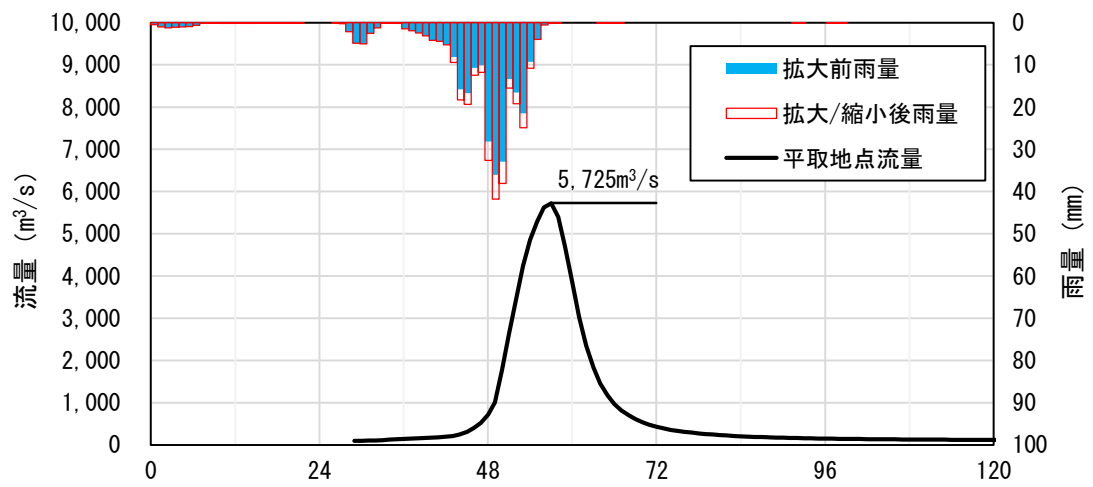


図 1-26 (21) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HFB_2K_MP_m106_2064

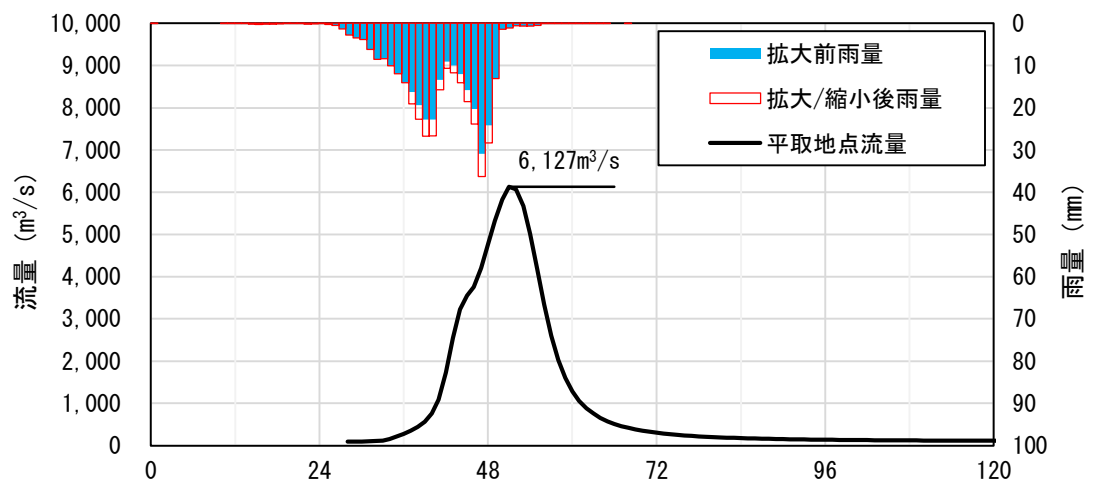


図 1-26 (22) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HPB_m010_2005

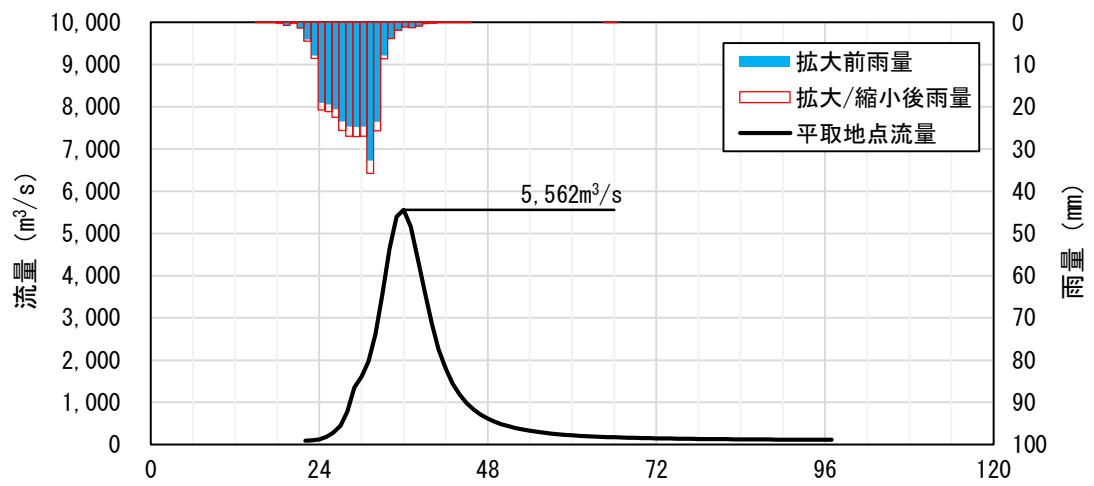


図 1-26 (23) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HPB_m021_1977

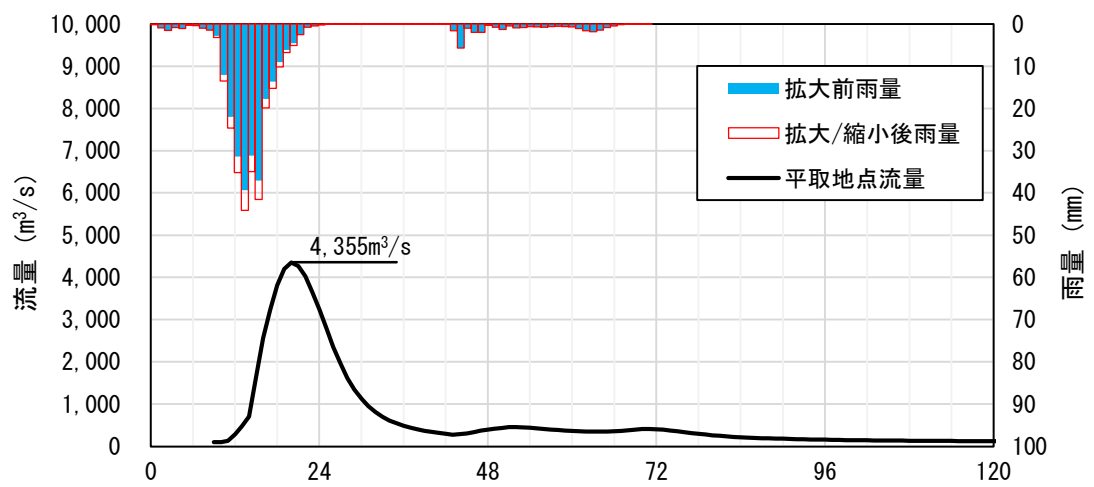


図 1-26 (24) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

HPB_m002_1962

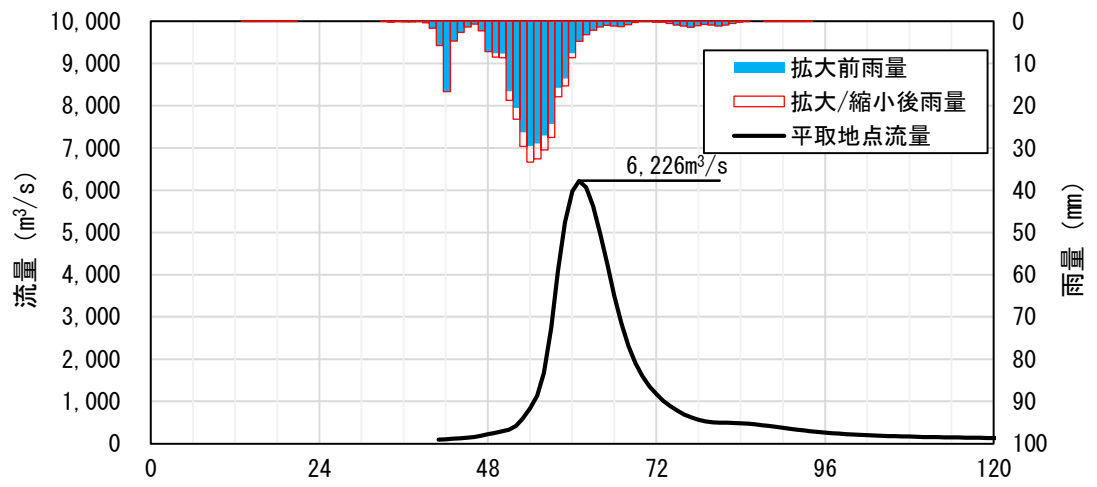


図 1-26(25) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点平取）

(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（特に小流域集中度の変化）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、当該水系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した。

その結果、基準地点平取で棄却した 1 洪水の実績引き伸ばし降雨波形（平成 4 年 8 月 9 日洪水の降雨波形）は、アンサンブル将来予測降雨波形の地域分布（基準地点上流域の流域平均雨量に対する小流域の流域平均雨量の比率）・時間分布（対象降雨の降雨継続時間内雨量に対する短時間雨量の比率）の雨量比以内に収まる洪水として棄却せず、参考洪水として活用した。

① 地域分布のチェック

d2PDF（将来気候）から計画規模の降雨量近傍（22 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、「基準地点上流域の流域平均雨量に対する小流域の流域平均雨量の比率」（小流域の流域平均雨量/基準地点上流域平均雨量）を求めた（表 1-21）。

棄却した実績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とアンサンブル予測降雨波形の比率を比較した。

この結果、実績引き伸ばし降雨波形の比率は、アンサンブル予測降雨波形の比率を下回っていることを確認した（表 1-22）。

表 1-21 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

項目	洪水		平取地点上流域	沙流川上流域		沙流川中下流域	
	No.	d2PDF アンサンブル	予測雨量① [mm/12h]	予測雨量② [mm/12h]	比率 ②／①	予測雨量③ [mm/12h]	比率 ③／①
将来 実験	1	HFB 2K CC m106 2083	258.9	221.2	0.854	289.2	1.117
	2	HFB 2K GF m106 2031	235.9	258.4	1.095	221.4	0.938
	3	HFB 2K GF m106 2071	236.6	231.1	0.977	244.4	1.033
	4	HFB 2K HA m101 2050	234.6	292.9	1.248	184.8	0.788
	5	HFB 2K HA m101 2078	273.5	273.3	0.999	264.9	0.969
	6	HFB 2K HA m108 2034	235.3	216.4	0.919	247.4	1.051
	7	HFB 2K MI m107 2050	258.4	200.2	0.775	304.8	1.180
	8	HFB 2K MP m102 2045	252.8	257.5	1.019	249.9	0.989
	9	HFB 2K MP m106 2066	234.4	190.5	0.813	264.5	1.128
	10	HFB 2K MR m103 2054	267.1	206.5	0.773	307.7	1.152
	11	HFB 2K MR m107 2032	233.1	314.9	1.351	176.3	0.756
	12	HFB 2K HA m103 2039	231.7	203.9	0.880	247.6	1.069
	13	HFB 2K MR m101 2088	228.9	218.0	0.953	227.6	0.994
	14	HFB 2K HA m101 2086	226.0	212.1	0.939	232.8	1.030
	15	HFB 2K MR m103 2081	225.1	218.0	0.968	234.2	1.040
	16	HFB 2K MP m101 2073	223.5	182.2	0.815	243.6	1.090
	17	HFB 2K GF m101 2074	285.1	260.7	0.914	302.2	1.060
	18	HFB 2K GF m103 2039	221.3	242.4	1.095	199.3	0.901
	19	HFB 2K MP m103 2031	221.0	241.3	1.092	198.0	0.896
	20	HFB 2K MP m107 2074	220.2	177.1	0.804	265.9	1.208
	21	HFB 2K MP m107 2036	219.2	207.1	0.945	222.4	1.015
	22	HFB 2K MP m106 2064	217.1	183.5	0.845	244.0	1.124

各小流域の比率の最大値

表 1-22 雨量の比率（棄却した実績引き伸ばし降雨波形）

棄却した実績洪水	平取地点上流域	沙流川上流域		沙流川中下流域	
	実績雨量① [mm/12h]	実績雨量② [mm/12h]	比率 ②／①	実績雨量③ [mm/12h]	比率 ③／①
平成4年8月9日	254.2	188.2	0.740	301.8	1.187

② 時間分布のチェック

d2PDF（将来気候）から計画規模の降雨量近傍（22 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（例えば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）を求めた（表 1-23）。

棄却した実績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とアンサンブル予測降雨波形の比率を比較した。

この結果、実績引き伸ばし降雨波形の比率は、アンサンブル予測降雨波形の比率を下回っていることを確認した（表 1-24）。

表 1-23 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

項目	No.	洪水	平取地点上流域				
		d2PDF アンサンブル	予測雨量① [mm/12h]	予測雨量④ [mm/9h]	比率 ④／①	予測雨量⑤ [mm/6h]	比率 ⑤／①
将来 実験	1	HFB 2K CC m106 2083	258.9	209.5	0.809	153.4	0.593
	2	HFB 2K GF m106 2031	235.9	219.1	0.929	172.7	0.732
	3	HFB 2K GF m106 2071	236.6	194.1	0.820	153.2	0.647
	4	HFB 2K HA m101 2050	234.6	195.0	0.831	143.7	0.612
	5	HFB 2K HA m101 2078	273.5	254.5	0.931	207.3	0.758
	6	HFB 2K HA m108 2034	235.3	195.2	0.829	152.3	0.647
	7	HFB 2K MI m102 2050	258.4	239.7	0.928	210.8	0.816
	8	HFB 2K MP m102 2045	252.8	213.4	0.844	167.0	0.660
	9	HFB 2K MP m106 2066	234.4	188.7	0.805	125.6	0.536
	10	HFB 2K MR m103 2054	267.1	211.1	0.790	139.5	0.522
	11	HFB 2K MR m107 2032	233.1	207.5	0.890	155.3	0.666
	12	HFB 2K HA m103 2039	231.7	186.7	0.806	136.0	0.587
	13	HFB 2K MR m101 2088	228.9	218.9	0.956	193.5	0.845
	14	HFB 2K HA m101 2086	226.0	192.8	0.853	146.9	0.650
	15	HFB 2K MR m103 2081	225.1	156.6	0.696	120.1	0.534
	16	HFB 2K MP m101 2073	223.5	185.4	0.830	125.8	0.563
	17	HFB 2K GF m101 2074	285.1	226.0	0.793	155.1	0.544
	18	HFB 2K GF m103 2039	221.3	166.8	0.754	126.5	0.571
	19	HFB 2K MP m103 2031	221.0	178.1	0.806	127.1	0.575
	20	HFB 2K MP m107 2074	220.2	165.4	0.751	116.0	0.527
	21	HFB 2K MP m107 2036	219.2	186.0	0.848	148.4	0.677
	22	HFB 2K MP m106 2064	217.1	158.6	0.731	116.4	0.536

各短時間の比率の最大値

表 1-24 雨量の比率（棄却した実績引き伸ばし降雨波形）

棄却した実績洪水	平取地点上流域				
	実績雨量① [mm/12h]	実績雨量④ [mm/9h]	比率 ④／①	実績雨量⑤ [mm/6h]	比率 ⑤／①
平成 4 年 8 月 9 日	254.2	239.6	0.942	209.5	0.824

(3) 主要洪水群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計画対象の降雨波形としてきたが、基本高水の設定に用いる計画対象の降雨波形群は、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、アンサンブル将来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を確認した。

波形パターンの解析にはクラスター分析を用いた。沙流川流域では、アンサンブル将来予測降雨波形群を対象に、3つのクラスターに分類されることが明らかとなっている。

基準地点平取で選定された計画対象降雨波形について、クラスター分析を行った結果、2・3と評価された（表 1-25）。

基準地点平取においてアンサンブル将来予測から対象波形に含まれないクラスター1に該当する洪水を計画降雨量近傍から抽出し、気候変動を考慮した 1/100 確率規模の降雨量まで引き伸ばして、流出計算モデルにより流出量を算出し基本高水の検討に用いることとした（表 1-26）。

なお、アンサンブル将来予測降雨波形群のクラスター分割には、アンサンブル将来予測降雨を対象に、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ワード法によりクラスターに分類した。

表 1-25 主要洪水のクラスター分析結果

洪水年月日	クラスター番号	12 時間降雨量 (mm/12h)	計画降雨量 (1/100 雨量× 1.15) (mm/12h)	拡大率	平取地点 ピーク流量 (m ³ /s)	備考
平成 04 年 08 月 09 日	3	156.2	254	1.627	6,888	参考波形
平成 09 年 08 月 10 日	2	127.1	254	2.000	6,415	
平成 13 年 09 月 11 日	2	121.4	254	2.093	5,608	
平成 15 年 08 月 10 日	2	252.4	254	1.007	7,246	
平成 18 年 08 月 19 日	3	180.9	254	1.405	7,447	
令和 04 年 08 月 16 日	2	121.3	254	2.095	5,569	

※拡大率：「実績 12 時間雨量」と「計画降雨量」との比率

表 1-26 クラスター分析により主要洪水群に不足する降雨波形

将来実験 (2 度上昇実験)	クラスター 番号	12 時間降雨量 (mm/12h)	計画降雨量 (1/100 雨量× 1.15) (mm/12h)	拡大率	平取地点 ピーク流量 (m ³ /s)	備考
HFB_2K_MR_m104_2032	1	202.6	254	1.254	6,771	

※拡大率：「実績 12 時間雨量」と「計画降雨量」との比率

※「HFB_2K_MR_m104_2032」は抽出したアンサンブル予測降雨波形に含まれない

クラスター1
(上流域集中型)

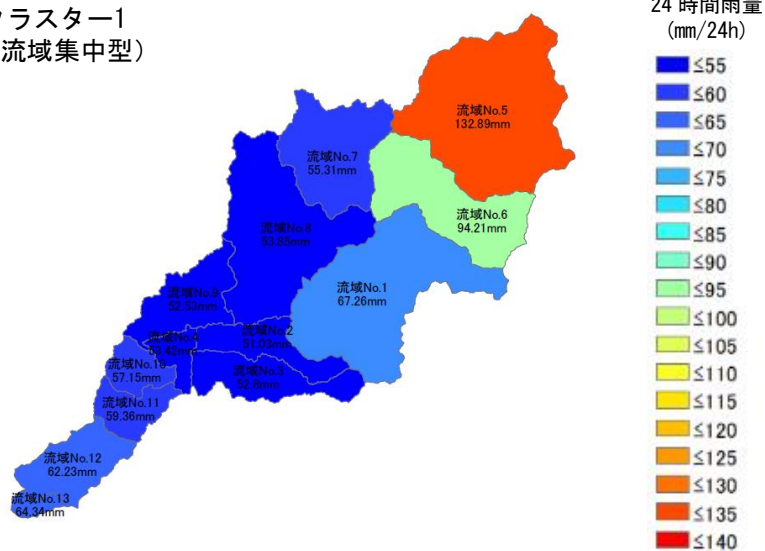


図 1-27 (1) 沙流川流域将来実験アンサンブル予測降雨のクラスター分析結果

クラスター2
(均質降雨型)

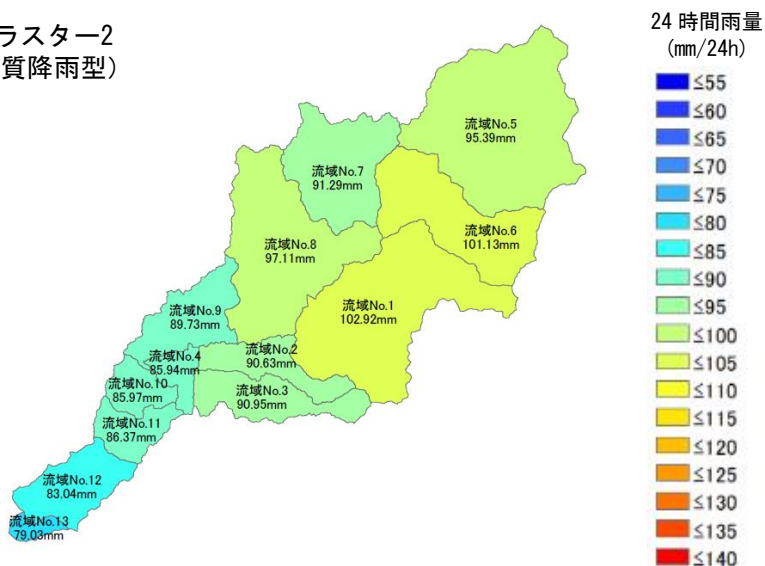


図 1-27 (2) 沙流川流域将来実験アンサンブル予測降雨のクラスター分析結果

クラスター3
(中下流集中型)

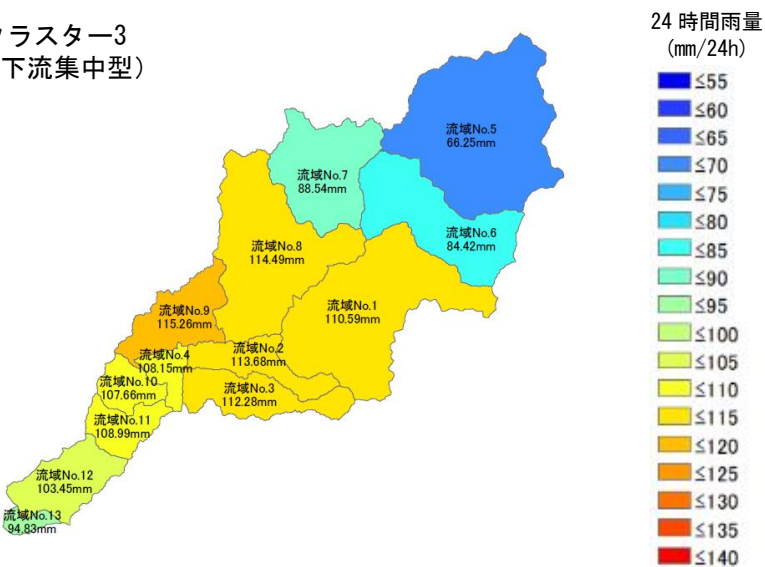


図 1-27 (3) 沙流川流域将来実験アンサンブル予測降雨のクラスター分析結果

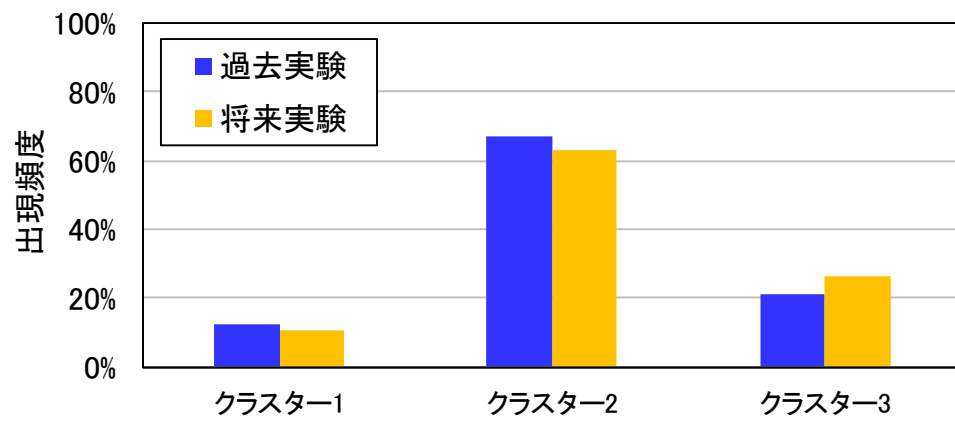


図 1-28 沙流川流域のアンサンブル予測降雨の出現頻度（クラスター毎）

1-12 既往洪水からの検討

近年に甚大な被害をもたらした平成15年8月洪水では、基準地点平取の実績流量（ダムなしの流量）は約 $6,132\text{m}^3/\text{s}$ と推定した。

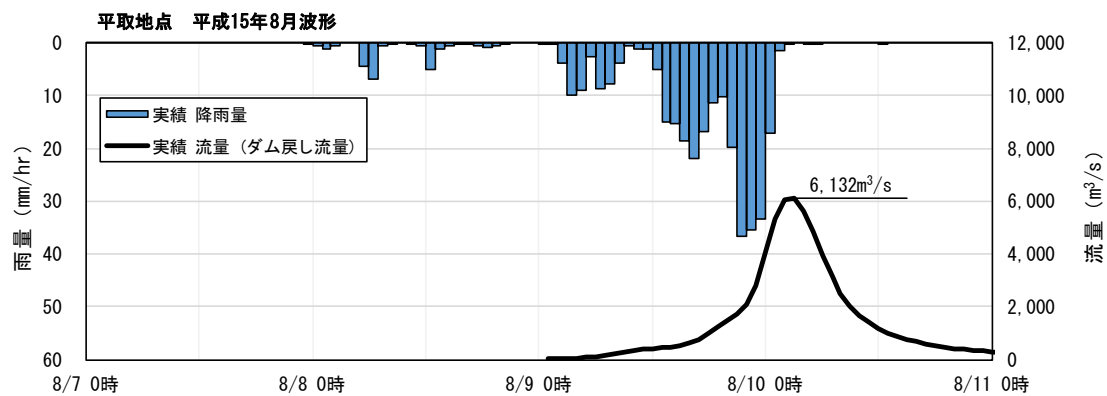
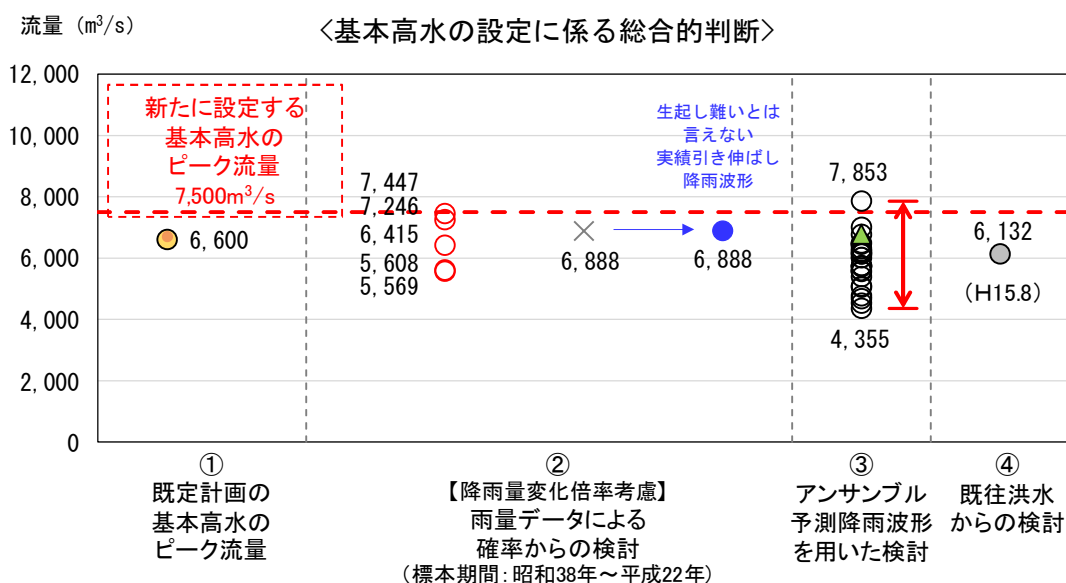


図 1-29 平成15年8月洪水の推定結果（基準地点平取）

1-13 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℃上昇相当) を想定した将来の降雨量変化倍率 1.15 倍を考慮して、以下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、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のうち、短時間あるいは地域分布において著しい引き伸ばしとなっている洪水を除き最大となる流量を基本高水のピーク流量として決定した。

その結果、図 1-30 に示すとおり沙流川水系における基本高水のピーク流量は、基準地点平取で 7,500m³/s となった。基本高水のピーク流量ハイドログラフを図 1-31 に示す。



【凡例】

- ② 雨量データによる確率からの検討：降雨量変化倍率 (2℃上昇時の降雨量の変化倍率 1.15 倍) を考慮した検討
 - ×：短時間・地域分布において著しい引き伸ばしとなっている洪水
 - ：棄却された洪水 (×) のうち、アンサンブル予測降雨波形 (将来予測) の時空間分布から見て生起し難いとは言えないと判断された洪水
- ③ アンサンブル予測降雨波形を用いた検討：計画対象降雨の降雨量 (254mm/12h) 近傍の 25 洪水 (概ね±15%) を抽出
 - ：気候変動予測モデルによる過去実験、将来実験 (2℃上昇) のアンサンブル降雨波形
 - ▲：過去の実績降雨 (主要降雨波形群) には含まれていない降雨パターン

図 1-30 基本高水の設定に係る総合的判断 (基準地点平取)

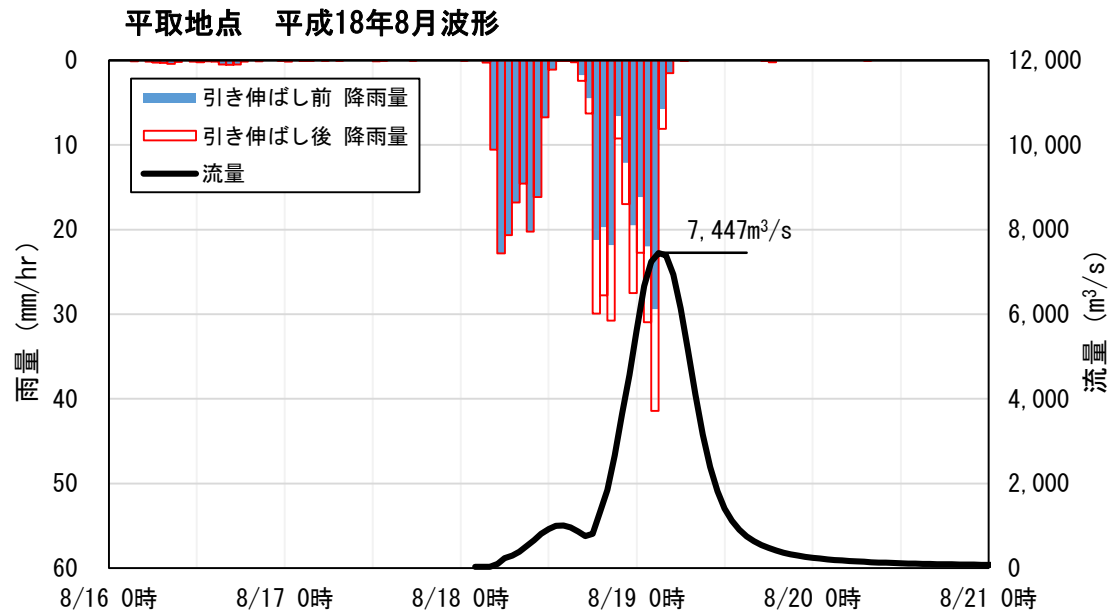


図 1-31 基本高水のピーク流量ハイドログラフ（平成 18 年 8 月洪水）

2. 高水処理計画

これまでの沙流川は、歴史的に河川工事と河川環境の調和に努力した管理がなされてきた河川であり、平成 17 年（2005 年）に策定（平成 19 年（2007 年）変更）した現行の基本方針では、河川整備の前提として、河岸維持管理法線を設定するとともに、それに応じた河川敷の区分の設定をし、基準地点平取における基本高水のピーク流量 $6,600\text{m}^3/\text{s}$ 、計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ とし、治水対策と河川環境が調和した円滑な河川管理を目指した川づくりを進めてきたところである。

今回、新たに基準地点平取における基本高水のピーク流量を見直した結果、現行の基本高水のピーク流量 $6,600\text{m}^3/\text{s}$ を $7,500\text{m}^3/\text{s}$ に変更する計画とした。

今後、外力の増大に対応した河道計画を検討する必要がある、以下の理念により計画することとした。

洪水外力の増大や治水に対する流域の意識の高まりも踏まえつつ、環境・利用の確保や改善も図る河道計画を検討するとともに、これまでも行ってきた沙流川らしい治水・環境・利用が調和した川づくりを目指す。

これらを踏まえ、流下能力が不足する区間において、河道配分の検討を実施した。検討に当たっては、計画堤防を整備した上で、シシャモ等の遡上環境や掘削による再堆積、アイヌ文化等にも配慮しながら、低水路幅の拡幅、新規の洪水調節施設等により、 $5,400\text{m}^3/\text{s}$ の河道配分流量を流下可能な断面の確保が可能である。

なお、河道掘削が利用に及ぼす影響も踏まえ、利用形態が一部変わることも含め、沙流川全体で望ましい河川空間の確保を図っていく。

3. 計画高水流量

沙流川の計画高水流量は、平取地点において $5,400\text{m}^3/\text{s}$ とした。

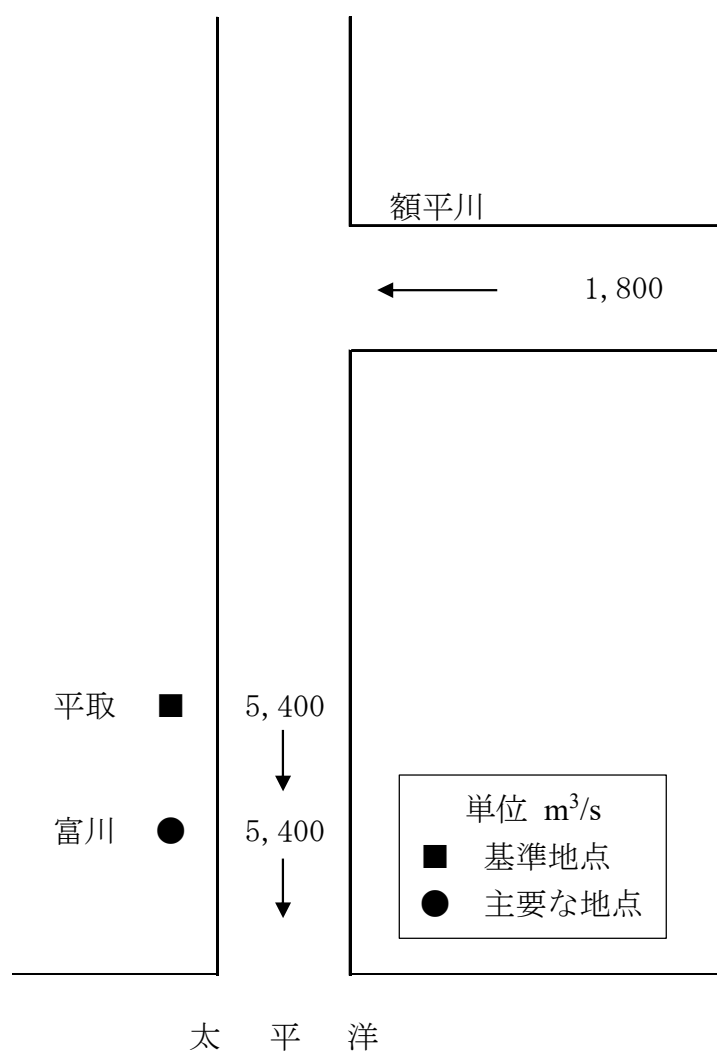


図3-1 沙流川計画高水流量図

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。

- 既定計画の計画高水位に対し、国管理区間の堤防は全川でほぼ完成していること。
- 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。
- 計画高水位を上げるとは、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。
- 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。
- 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 5-1 に示すとともに、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。

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)
沙流川	平 取	16.0	27.98	350
	富 川	3.0	7.26	400

注) T.P. : 東京湾中等潮位

※基点からの距離

5. 河川管理施設等の整備の現状

沙流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。

5-1 堤防

堤防整備の現状（令和 5 年（2023 年）3 月末時点）は表 5-1 のとおりである。

表 5-1 堤防整備の現状

	延長(km)
完成堤防	15.7(69.2%)
暫定堤防	5.0(22.0%)
未施工区間	2.0(8.8%)
計	22.7

※延長は大臣管理区間（ダム管理区間を除く）の左右岸の計である。

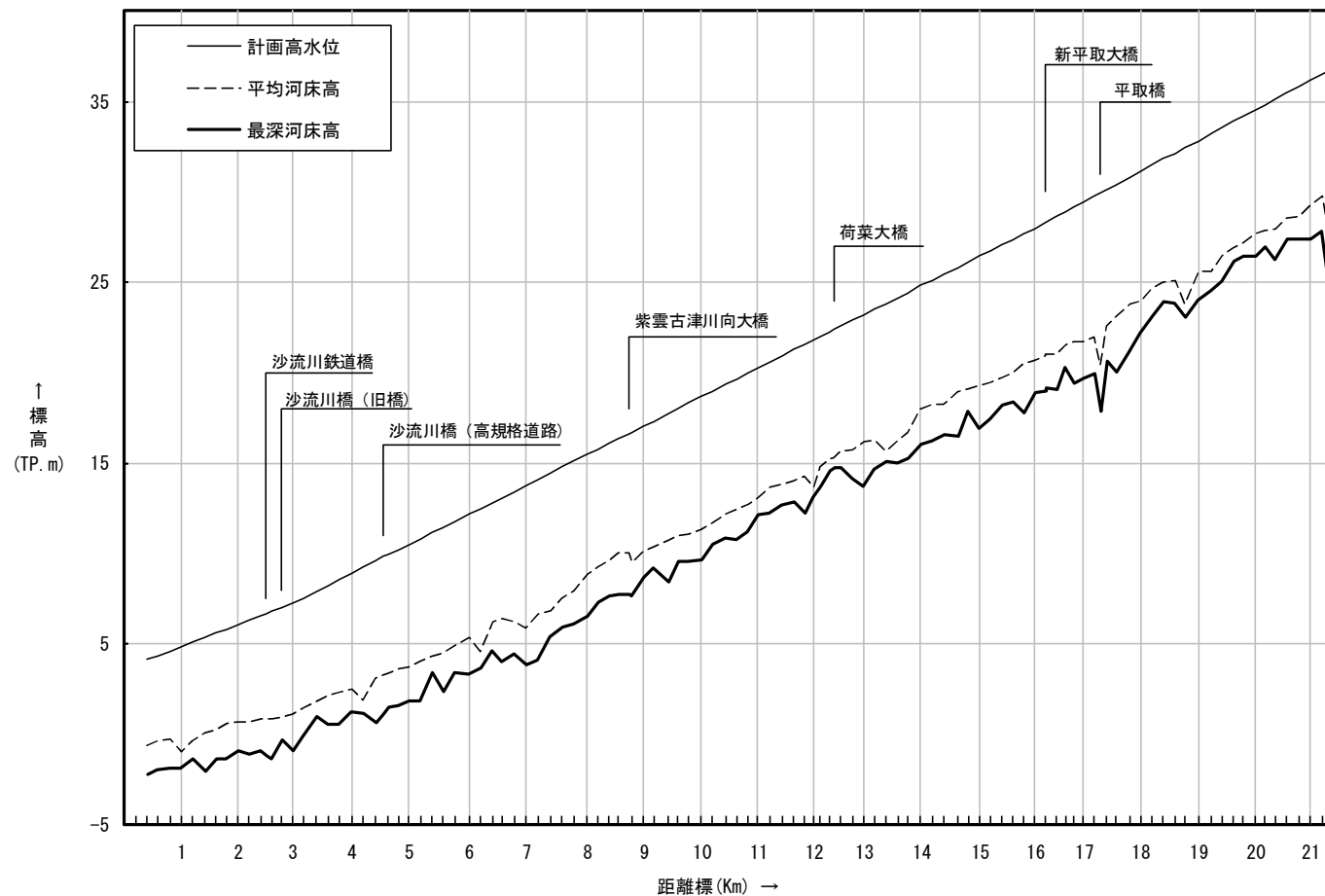
5-2 洪水調節施設

完成施設 : 二風谷ダム (治水容量: 17,200 千 m³)
 : 平取ダム (治水容量: 43,800 千 m³)
残りの必要容量 : 概ね 52,000 千 m³

5-3 排水機場等

河川管理施設 : なし

※大臣管理区間の施設のみ記載。



距離標 (km)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0
計画高水位 (T. P. m)	4.86	6.08	7.26	8.90	10.50	12.18	13.77	15.48	17.06	18.67	20.26	21.80	23.20	24.80	26.44	27.98	29.44	31.12	32.84	34.54	36.18
平均河床高 (T. P. m)	-0.91	0.66	1.09	2.50	3.71	5.38	5.92	8.79	10.10	11.35	13.11	13.72	16.20	17.99	19.27	20.68	21.74	24.00	25.64	27.73	29.21
最深河床高 (T. P. m)	-1.83	-0.90	-0.92	1.23	1.86	3.35	3.85	6.53	8.71	9.62	12.15	13.08	13.68	16.08	16.96	18.88	19.67	22.21	24.03	26.43	27.38

図 5-1 計画縦断面図 (沙流川)