

多摩川水系河川整備基本方針

基本高水等に関する資料

令和5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	1
1-4	新たな流出解析モデルの構築	3
1-5	基本高水ピーク流量の設定	22
1-6	対象降雨の継続時間の設定	22
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	37
1-8	主要降雨波形の設定	41
1-9	対象降雨の地域分布及び時間分布の検討	43
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	46
1-11	総合確率法による検討	49
1-12	アンサンブル予測降雨波形による検討	52
1-13	既往洪水からの検討	62
1-14	総合的判断による基本高水のピーク流量の決定	63
2	高水処理計画	65
3	計画高水流量	66
4	河道計画	67
5	河川管理施設等の整備の現状	72

1 基本高水の検討

1-1 工事実施基本計画

昭和 41 年（1966 年）4 月に策定された多摩川水系工事実施基本計画における計画規模は、流域の社会的・経済的な重要性を総合的に勘案して 1/200 と設定し、基準地点「石原」において、基本高水のピーク流量を $4,170\text{m}^3/\text{s}$ とし、河道への配分流量を $4,170\text{m}^3/\text{s}$ と定めている。

また、昭和 50 年（1975 年）3 月に改定された多摩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「石原」において、基本高水のピーク流量を $8,700\text{m}^3/\text{s}$ と定め、洪水調節施設で $2,200\text{m}^3/\text{s}$ を調節し、計画高水流量を $6,500\text{m}^3/\text{s}$ と定めている。基準地点の基本高水のピーク流量は、総合確率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、下記に示す手法により多摩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、基準地点石原の基本高水のピーク流量を $8,700\text{m}^3/\text{s}$ とし、平成 12 年（2000 年）12 月に多摩川水系河川整備基本方針を策定した。

(1) 年最大流量と年最大降雨量の経年変化

既定計画を策定した昭和 50 年（1975 年）以降、計画を変更するような大きな洪水、降雨は発生していない。

(2) 流量確率評価による検証

流量確率の検討の結果、1/200 規模の流量は、基準地点石原で $7,200\sim 9,200\text{m}^3/\text{s}$ と推定される。

(3) 既往洪水による検証

明治 40 年（1907 年）8 月洪水による神奈川県川崎市高津区久地地先の洪水位、明治・大正時代の地形図及び多摩川の横断図等をもとに洪水氾濫量を考慮すると、明治 40 年（1907 年）8 月洪水は $8,900\text{m}^3/\text{s}$ 程度の規模で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 12 年（2000 年）12 月に河川整備基本方針（以降、「既定計画」という。）を策定以降、令和元年（2019 年）10 月に基準地点石原の計画高水のピーク流量 $6,500\text{m}^3/\text{s}$ を上回る洪水が発生している。

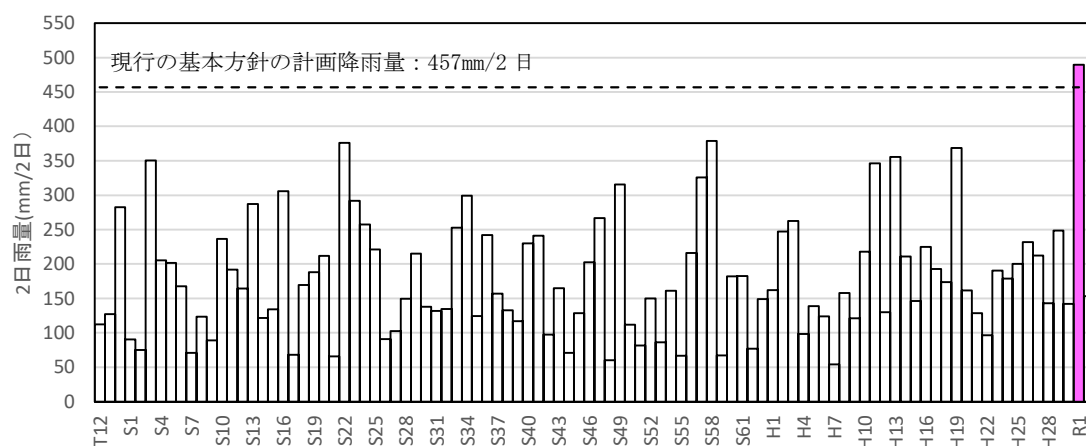


図 1.1 年最大流域平均雨量（基準地点石原上流域）

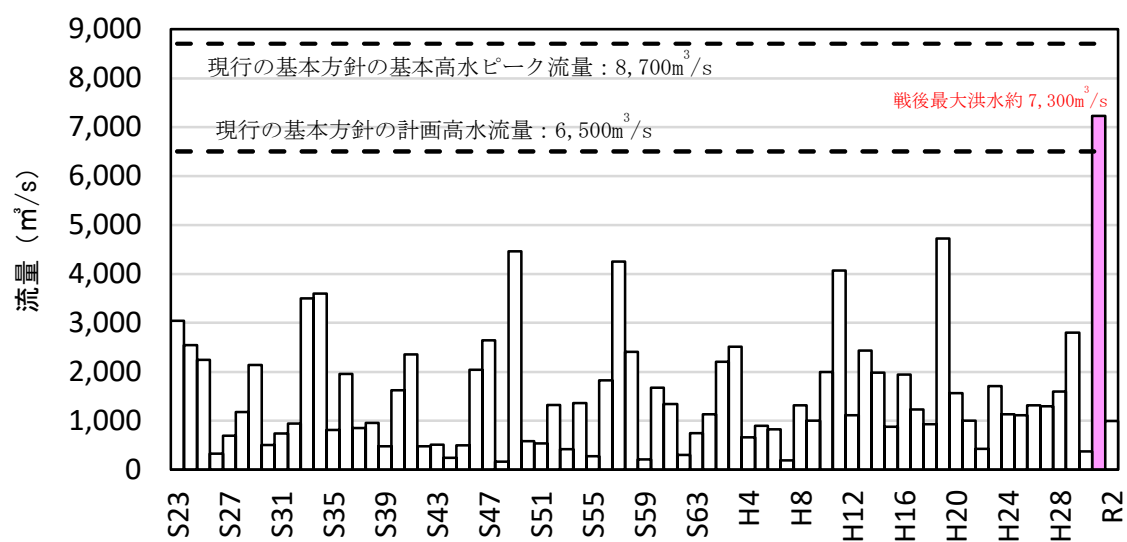


図 1.2 年最大流量（基準地点石原）

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。また、多摩川の河口から国管理区間の上流端である 61.8k までは、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。

1-4-1 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、

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

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

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

ここで、

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

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。

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

$s(t)$ ：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】

1) 貯留関数法

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

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

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

$S_{l(t)}$: みかけの貯留量 $[(\text{m}^3/\text{s}) \cdot \text{h}]$ 、 $Q_{l(t)}$: 遅れ時間 T_l を考慮した流出量 $[\text{m}^3/\text{s}]$ 、
 $Q_{(t)}$: 流出量 $[\text{m}^3/\text{s}]$ 、 $I_{(t)}$: 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

① 連続の式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{式 1-9})$$

② 運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\int u^2 dA \right) + g A \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{T_r}{\rho} = 0 \quad (\text{式 1-10})$$

$$\int u^2 dA = \beta U^2 A \quad (\text{式 1-11})$$

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} I_b^{1/2} \quad (\text{式 1-12})$$

$$\frac{T_r}{\rho} = \frac{g U^2}{A^{1/3}} \cdot \left(\sum S_i \cdot n_i^{3/2} \right)^{4/3} \quad (\text{式 1-13})$$

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 $[\text{m}]$ 、
 S_i : 同一の粗度を有する i 番目の潤辺部の長さ $[\text{m}]$ 、
 n_i : 潤辺部での粗度係数、 t : 時間 $[\text{s}]$

1-4-2 流域及び河道分割

流域分割は16分割、河道分割は国管理区間よりも上流の本川及び規模の大きな支川（秋川、浅川）を分割することとした。なお、多摩川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、国管理区間の河道は一次元不定流計算モデルとした。

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。

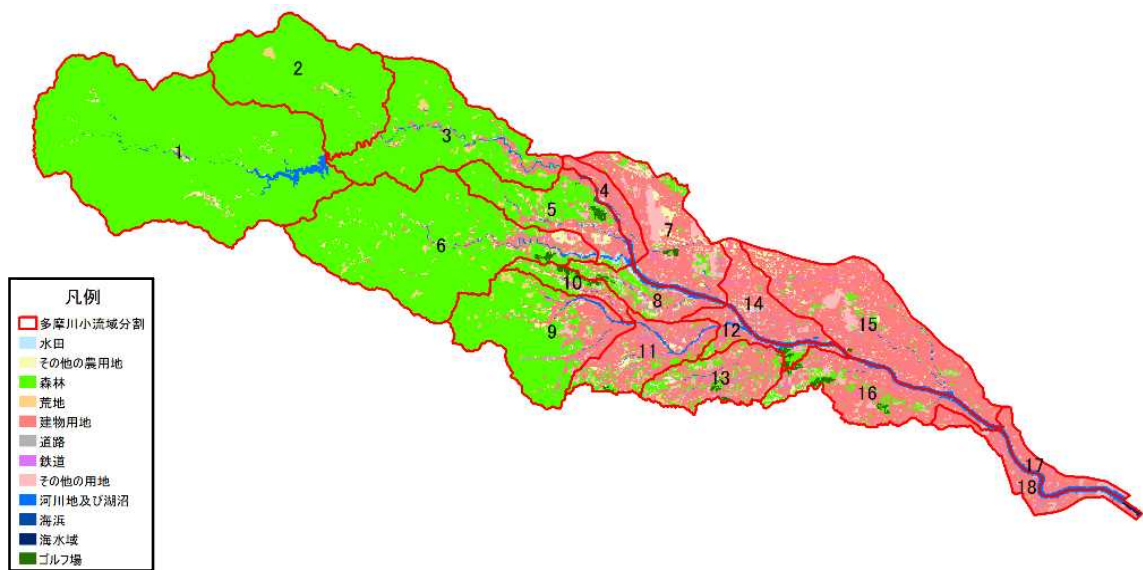


図 1.3 流域分割図

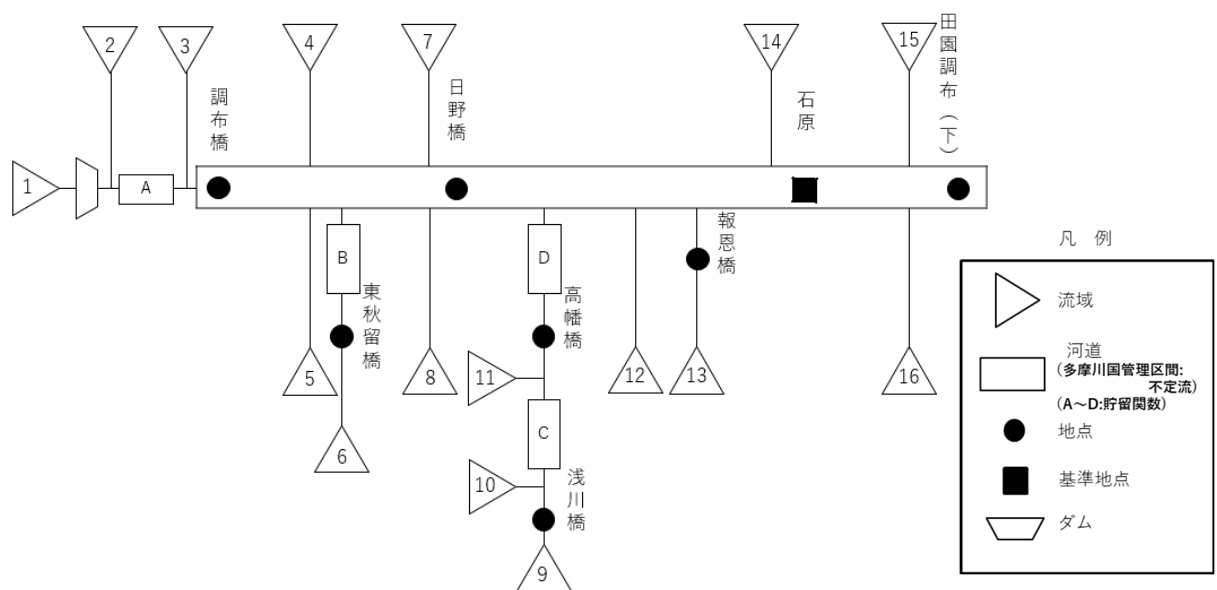


図 1.4 流出計算モデル模式図

表 1.1 流域・河道モデル分割諸元（流域分割）

流域番号	流域面積 (km ²)	河川名等
1	266.43	小河内ダム
2	101.61	日原川+本川残
3	101.62	本川残
4	14.42	本川残
5	52.37	平井川+秋川残
6	166.34	秋川
7	64.11	残堀川
8	26.02	本川残
9	91.92	浅川上流
10	15.88	川口川
11	43.79	浅川下流
12	12.20	本川残+浅川残
13	43.17	大栗川
14	37.51	本川残
15	105.16	野川、矢沢川、丸子川
16	54.65	三沢川、平瀬川

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	多摩川	61.8～79.2k	17.4
2	B	秋川	0.0～4.0k	4.0
3	C	浅川	1.8～13.0k	11.2
4	D	浅川	0.0～1.8k	1.8

1-4-3 定数の設定

(1) 流域定数の設定

1) 定数設定の考え方

流域定数 (K 、 P 、 T_l 、 f_1 、 R_{sa}) の設定に当たっては、近年（昭和 55 年～令和元年）のデータの中から、石原地点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。）を用いて設定することとした。

2) 流域定数解析洪水

近年（昭和 55 年～令和元年）で、基準地点石原の年最大流量の平均値に相当する 1,500m³/s を上回る洪水が 20 洪水あり、これらを用いた。この洪水を表 1.3 に示す。

表 1.3 流域定数解析洪水

No.	洪水発生日	石原地点 ピーク流量 (m^3/s)	No.	洪水発生日	石原地点 ピーク流量 (m^3/s)
1	S56. 8. 23	2, 030	11	H13. 9. 11	2, 862
2	S57. 8. 2	4, 047	12	H14. 7. 11	1, 780
3	S57. 9. 12	3, 127	13	H14. 10. 1	2, 312
4	S58. 8. 17	1, 893	14	H16. 10. 9	2, 337
5	H2. 9. 30	1, 634	15	H16. 10. 20	1, 548
6	H2. 11. 30	1, 576	16	H19. 9. 7	3, 845
7	H3. 8. 21	1, 679	17	H20. 8. 29	3, 472
8	H3. 9. 19	1, 793	18	H24. 5. 3	1, 646
9	H10. 9. 16	1, 672	19	H26. 6. 7	1, 503
10	H11. 8. 14	2, 812	20	R1. 10. 12	7, 150

出典：水文水質データベース

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。この成分分離の概念を図 1.5 に示し、各洪水における成分分離の事例を図 1.6 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 本または 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。

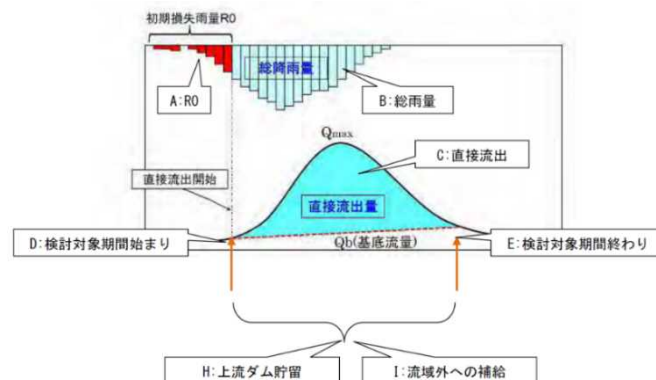
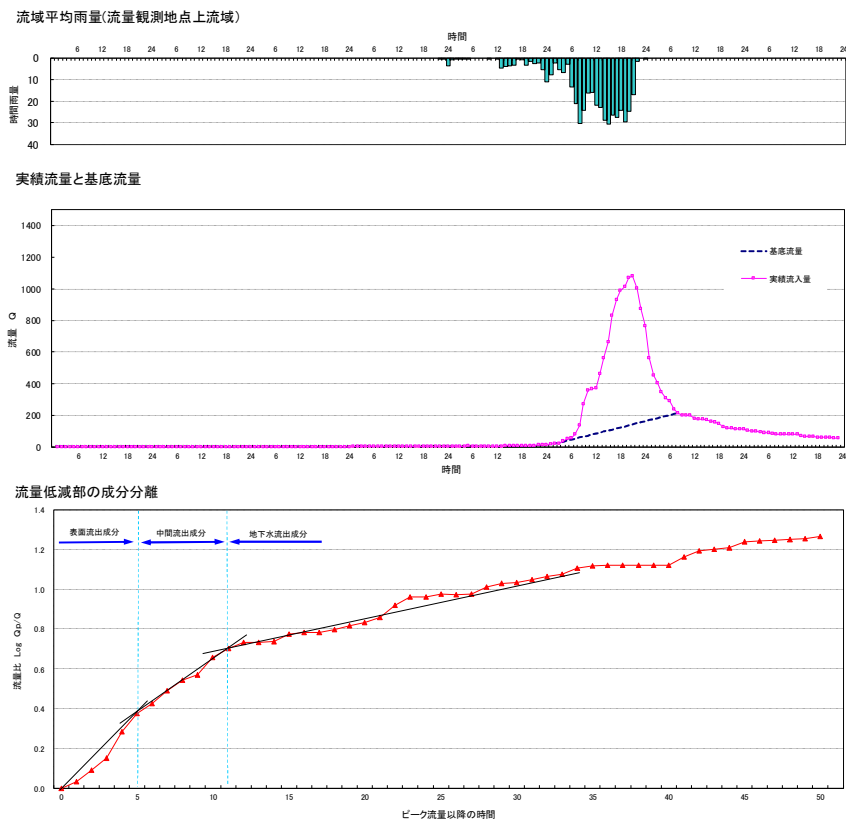


図 1.5 成分分離概念図

<小河内ダム>



<調布橋>

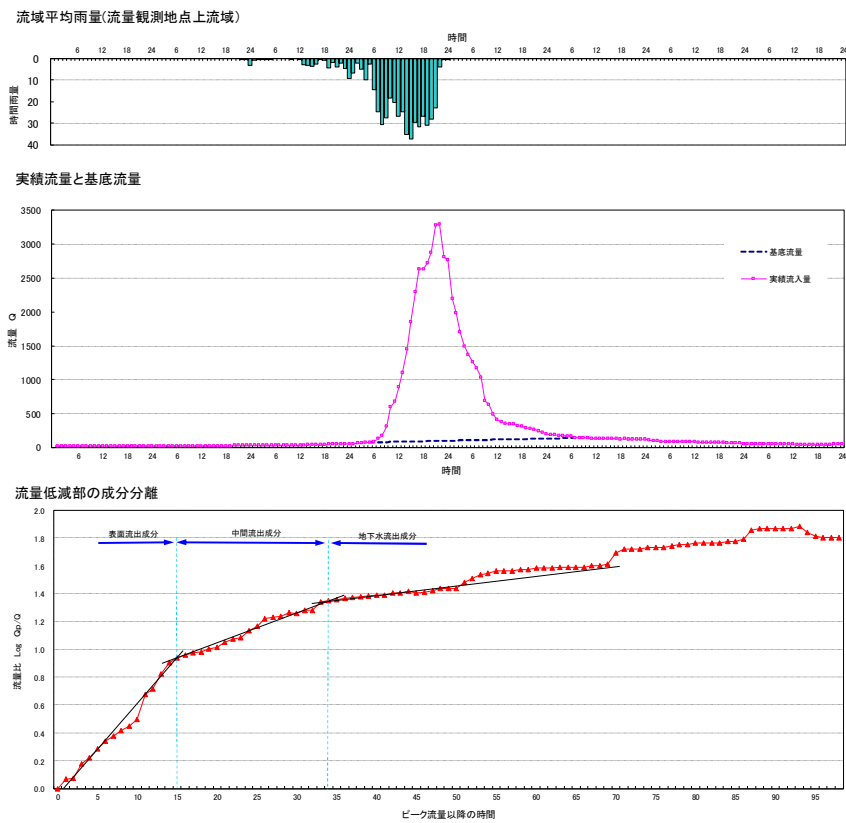
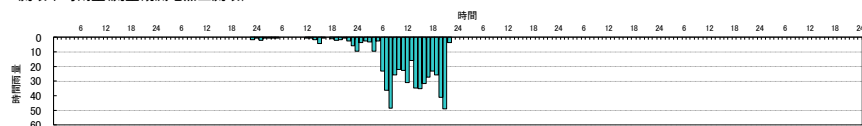


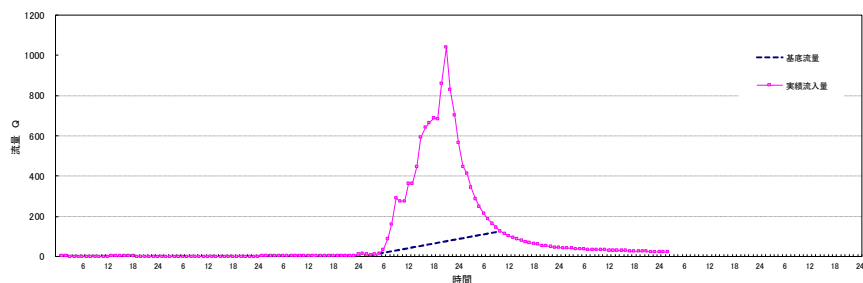
図 1.6(1) 成分分離の事例 (R1.10 洪水)

<浅川橋>

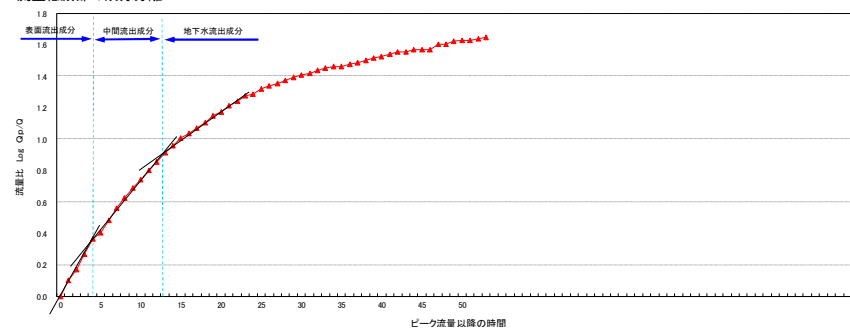
流域平均雨量(流量観測地点上流域)



実績流量と基底流量

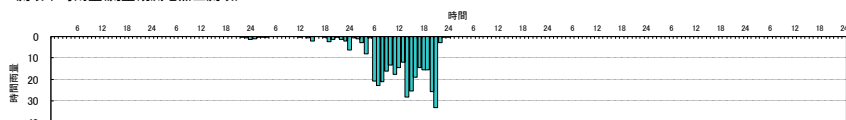


流量低減部の成分分離

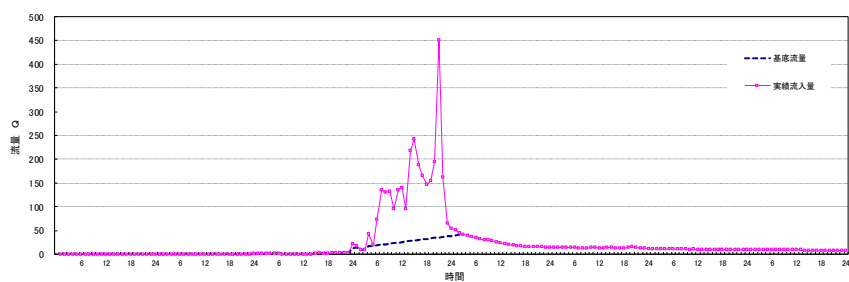


<報恩橋>

流域平均雨量(流量観測地点上流域)



実績流量と基底流量



流量低減部の成分分離

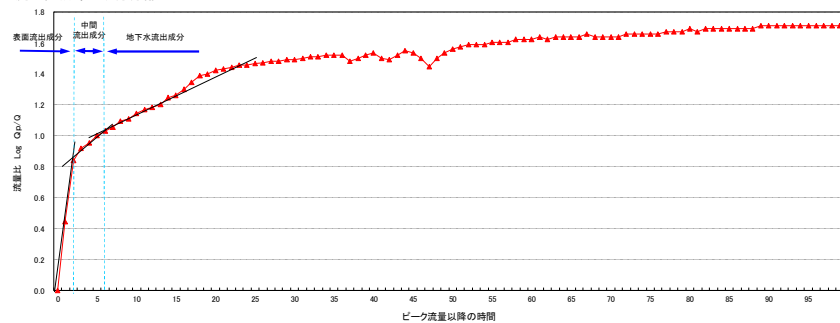


図 1.6 (2) 成分分離の事例 (R1.10 洪水)

4) 初期損失雨量の設定

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、流域定数解析洪水ごとに初期損失雨量を求めた。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（6 地点）

- (i) 分割した小流域の下流端となる流量観測所（8 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：東秋留橋、調布橋、浅川橋、高幡橋、報恩橋
- (ii) 分割した小流域の下流端となる既設ダム地点：小河内ダム

各小流域の初期損失雨量は、流域定数解析洪水ごとに設定することとし、 f_1 等解析地点のうち、河川ごとに源流に最も近い4 地点（以下「最上流地点」という。）の上流にある4 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12 小流域については、中流域ごとに当該中流域に含まれるすべての f_1 等解析地点の当該洪水における初期損失雨量の平均値を求め、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多摩川上流域、多摩川中流域、多摩川下流域の3 つとし、多摩川の16 の小流域を3 つの中流域に分けた。中流域の分割図を図1.7 に示す。

各小流域における流域定数解析洪水ごとの流域平均時間雨量のハイトグラフにおいて、降り始めから初期損失雨量分の降雨を控除して総降雨量を求めた。

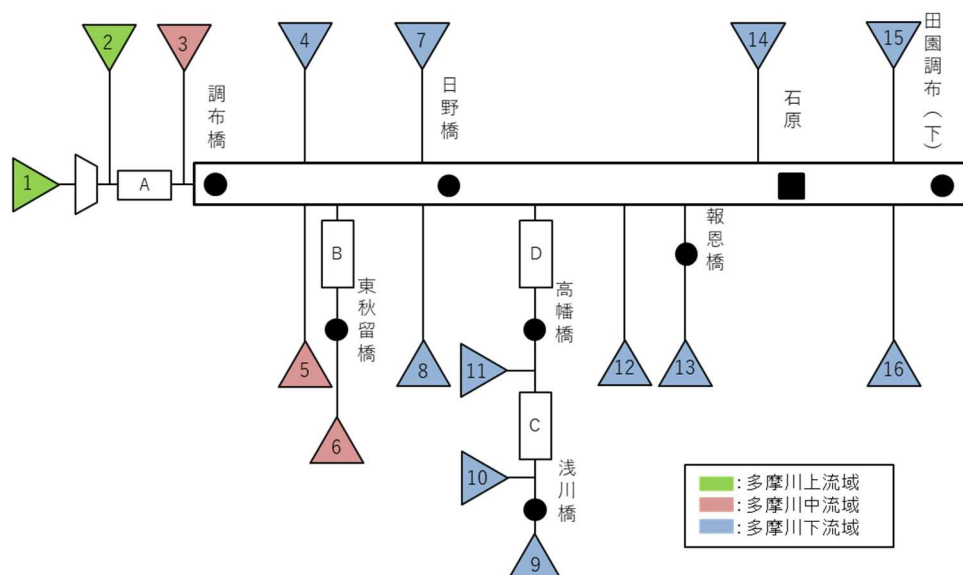


図 1.7 中流域分割図

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、中流域ごとに f_1 を求めた。具体的には、中流域ごとに、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、この結果を表 1-4 にプロットした図を図 1-8 に示す。また、各洪水ごと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、『洪水ごとの 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、当該地点の洪水ごとの R_{sa} とした。

各小流域の R_{sa} は、流域定数解析洪水ごとに設定することとし、最上流地点の上流にある 4 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ごとの 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 12 小流域については、中流域ごとに、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ごとの R_{sa} の平均値を求め、当該中流域に属する小流域の R_{sa} とした。

表 1.4 計画 f_1 、 R_{sa} 設定結果

中流域	地点	一次損失雨量	
		f_1	R_{sa}
多摩川上流	小河内ダム	0.3	370
多摩川中流	東秋留橋、調布橋	0.4	210
多摩川下流	浅川橋、高幡橋、報恩橋	0.5	170

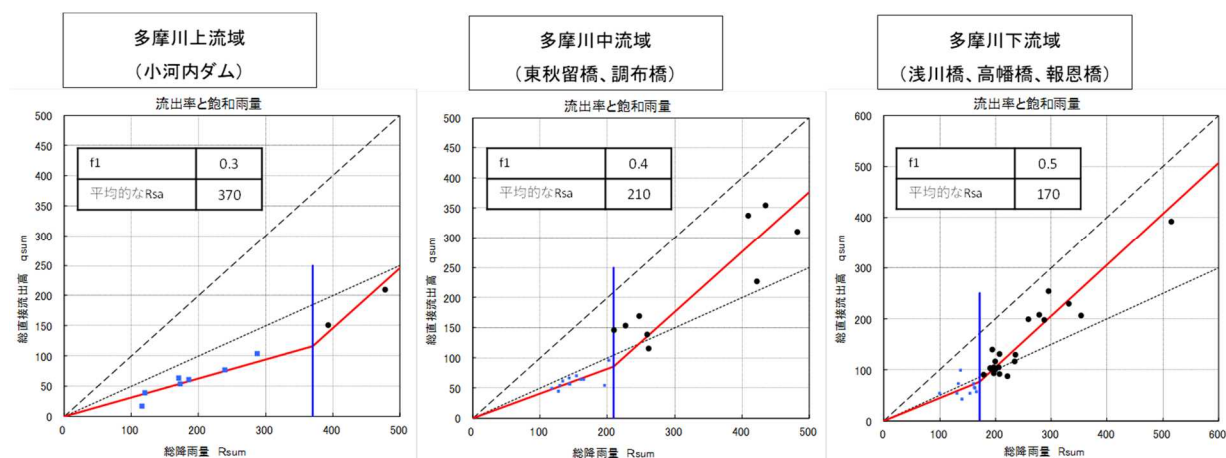


図 1.8 各洪水の総降雨量と総直接流出高の関係

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。

$$re_{(t)} = f_{(t)} \cdot r_{(t)} \quad (\text{式 1-12})$$

$re_{(t)}$ ：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ューセ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。

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

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

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

7) K 、 P 、 T_l の設定

分割した小流域の下流端となるダム・観測所地点のうち、 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として、小河内ダム、東秋留橋、浅川橋、報恩橋の4地点（以下「 K 等解析地点」とする。）を選定し、 K 、 P 、 T_l の解析の対象地点とした。各 K 等解析地点における、流域定数解析洪水ごとの貯留高と直接流出高の関係を整理し、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、この結果を表 1.5 に、各地点の解析結果を図 1-9 に示す。

このようにして洪水ごと、地点ごとの 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 等解析地点ごとに、 K 、 P は最大流量となる洪水の値を、 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 等解析地点の上流にある4の小流域については、各 K 等解析地点で求めた K 、 P 、 T_l を、当該 K 等解析地点の上流にある小流域の K 、 P 、 T_l とした。その他の12小流域については、 K 等解析地点で求めた値から K 、 P 、 T_l を設定した。

具体的には、中流域ごとに当該中流域に含まれる地点の平均値を求め、当該中流域に属する小流域の K 、 P 、 T_l とし流域の定数設定を表 1.6 に示す。

表 1.5 K 、 P 、 T_l の設定結果

地点	洪水名	K	P	T_l (分)
小河内ダム	R1. 10. 11	6. 274	0. 781	0
東秋留橋	H19. 9. 6	22. 494	0. 543	100
浅川橋	R1. 10. 11	12. 734	0. 655	10
報恩橋	R1. 10. 11	1. 855	0. 666	20

小河内

令和1年10月洪水

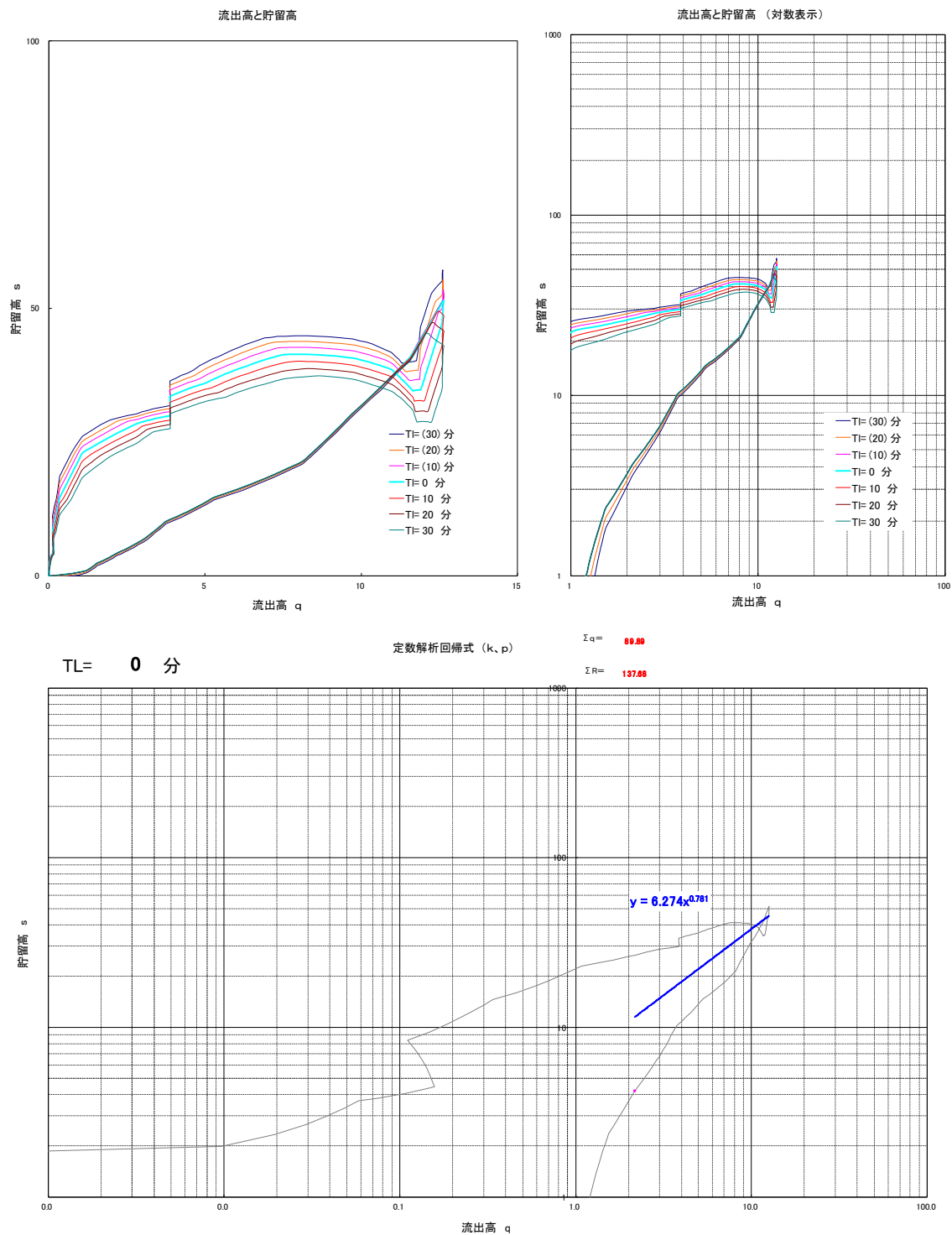


図 1.9 (1) 貯留高一流出高関係図（小河内ダム地点：R1.10 洪水）

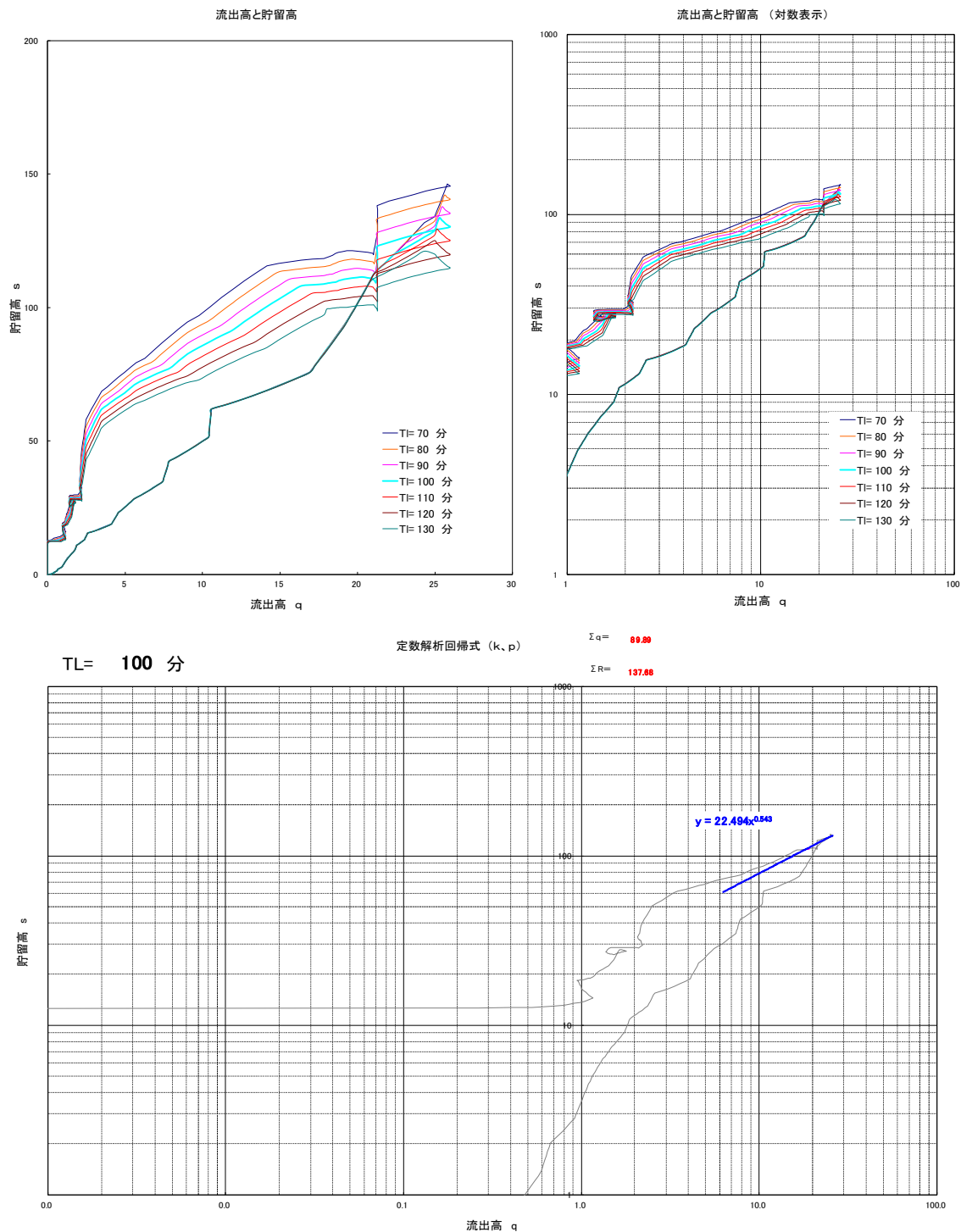


図 1.9 (2) 貯留高一流出高関係図 (東秋留橋地点 : H19.9 洪水)

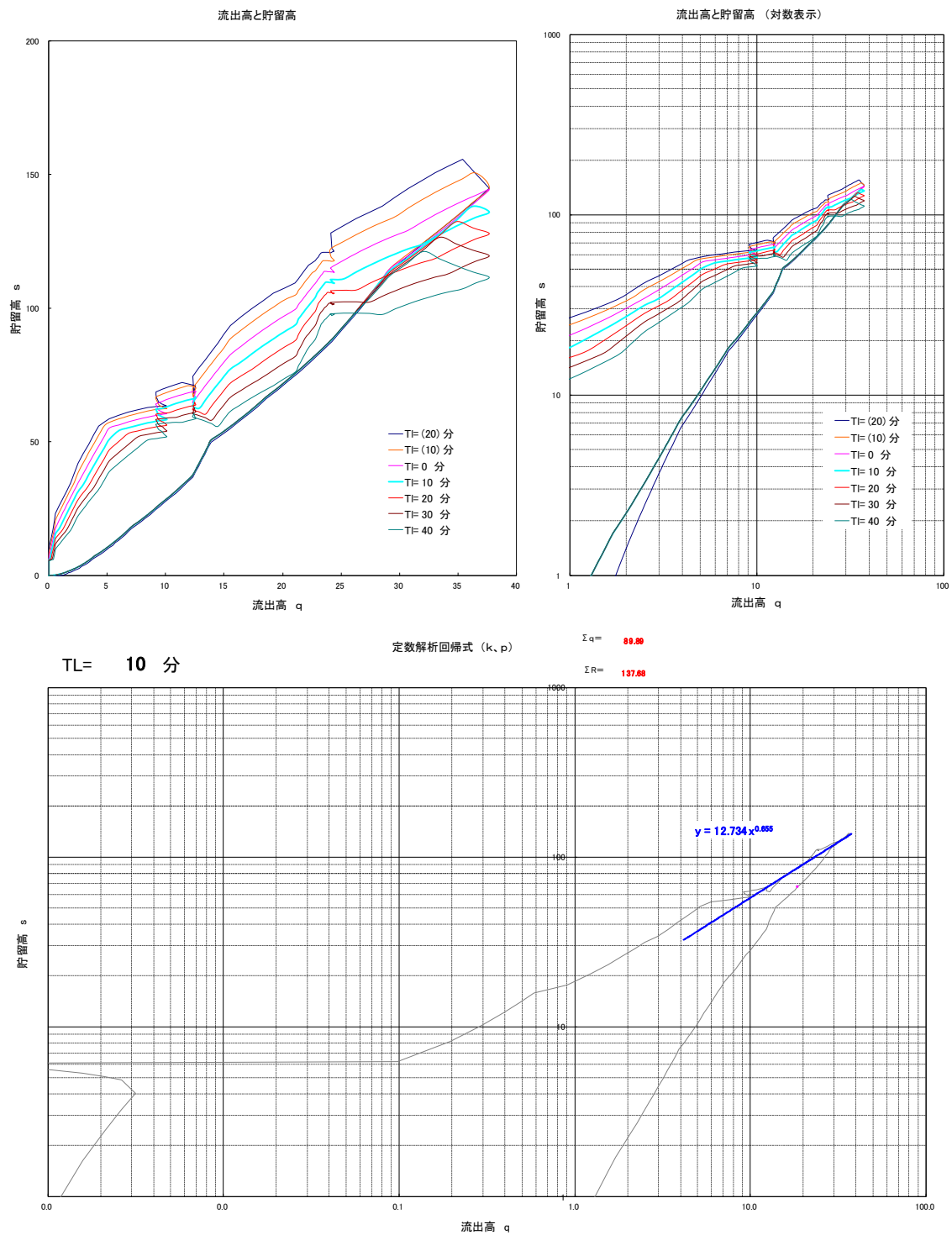


図 1.9 (3) 貯留高一流出高関係図 (浅川橋地点 : R1.10 洪水)

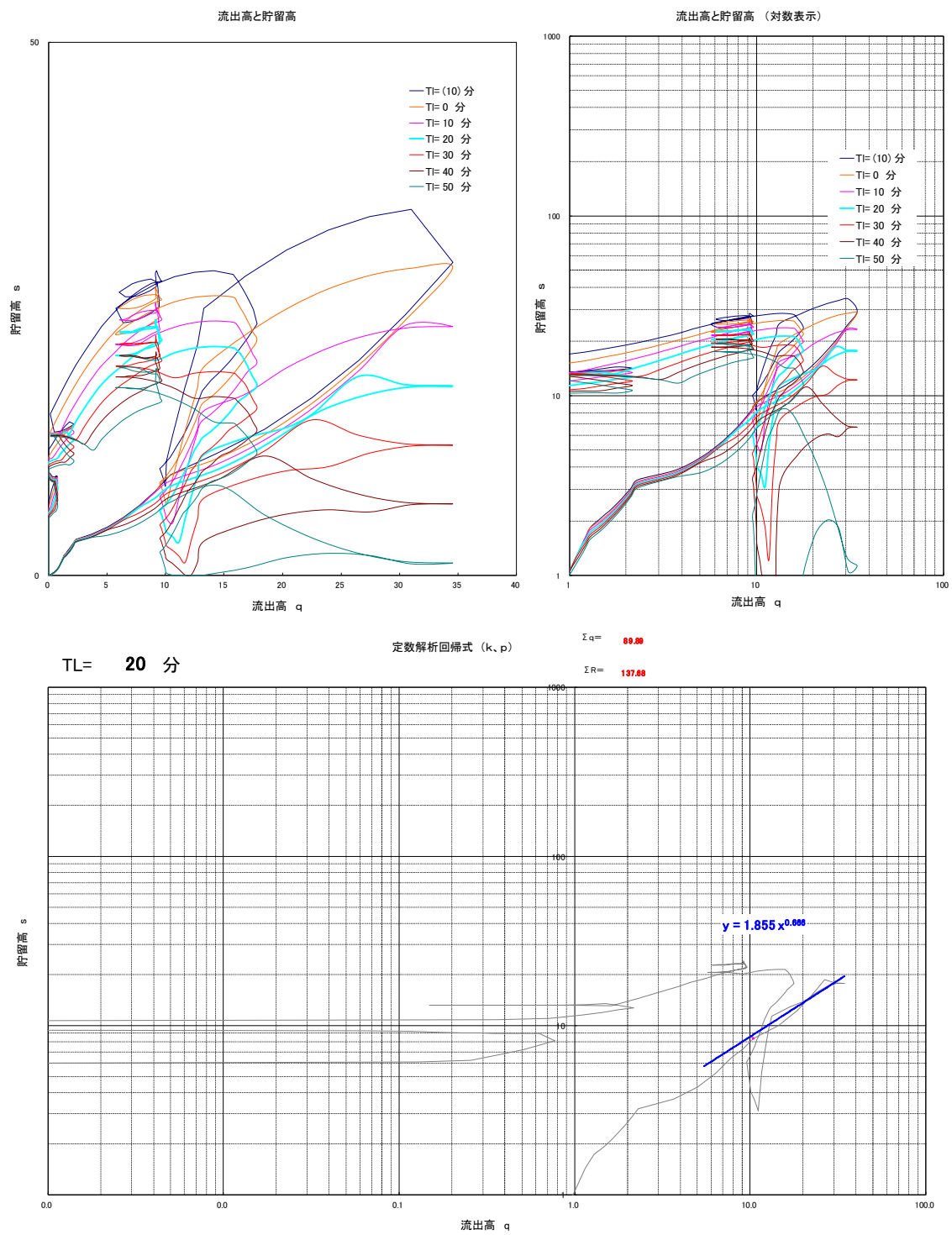


図 1.9 (4) 貯留高一流出高関係図 (報恩橋地点 : R1.10 洪水)

表 1.6 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	初期損失雨量	遅滞時間	係数	
	A (km ²)	f1	Rsa (mm)	fsa	R0 (mm)	Tl (分)	k	p
1	266.43	0.3	370	1.0	16	0	6.274	0.781
2	101.61	0.3	370	1.0	16	0	6.274	0.781
3	101.62	0.4	210	1.0	20	100	22.494	0.543
4	14.42	0.5	170	1.0	12	20	7.294	0.660
5	52.37	0.4	210	1.0	20	100	22.494	0.543
6	166.34	0.4	210	1.0	12	100	22.494	0.543
7	64.11	0.5	170	1.0	12	20	7.294	0.660
8	26.02	0.5	170	1.0	12	20	7.294	0.660
9	91.92	0.5	170	1.0	12	10	12.734	0.655
10	15.88	0.5	170	1.0	12	20	7.294	0.660
11	43.79	0.5	170	1.0	12	20	7.294	0.660
12	12.20	0.5	170	1.0	12	20	7.294	0.660
13	43.17	0.5	170	1.0	12	20	1.855	0.666
14	37.51	0.5	170	1.0	12	20	7.294	0.660
15	105.16	0.5	170	1.0	12	20	7.294	0.660
16	54.65	0.5	170	1.0	12	20	7.294	0.660
	1,197.20							

(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、令和2年の最新測量断面を用いて、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。

$$V = \frac{(A_1 + A_2)}{2} \cdot L_1 + \frac{(A_2 + A_3)}{2} \cdot L_2 + \frac{(A_3 + A_4)}{2} \cdot L_3 \quad (\text{式 1-13})$$

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 】

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。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 、 P 、 T_l を用いることとし、この結果を表 1.7 に示す。

表 1.7 河道定数設定結果

河道 No	K	P	Tl (時間)
A	5.008	0.781	0.275
B	2.926	0.676	0.094
C	5.828	0.721	0.350
D	0.421	0.832	0.055

2) 一次元不定流計算

一次元不定流計算においては、準二次元不等流計算で設定した低水路の粗度係数を基に、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。

一次元不定流計算は、多摩川の河口から 61.8k までをモデル化し、モデルの上流端には、貯留関数法で求まる調布橋地点の流量を与えた。再現性の検討に当たっては、下流端には多摩川河口の実績水位を出発水位として与えた。また、代表降雨波形ごとのピーク流量 (Q_p) の算定に当たっては、川崎港検潮所の朔望平均満潮位に海水と河川水の密度差による水位上昇を上乗せした河口部の水位を出発水位とした。

貯留関数法の小流域ごとの流出計算ハイドロを横流入として与えた。

3) 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。基準地点石原における主要な洪水として、H11.8 洪水と H19.9 洪水、R1.10 洪水を検証対象洪水とした。

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} 、基底流量は、洪水毎に設定し表 1.8 のとおりとした。

なお、各小流域の基底流量は、石原地点において洪水ごとに流出成分の分離により求めた直接流出開始時点の流量を当該洪水の石原地点の基底流量の開始流量とし、小流域の開始基底流量は、石原地点の基底流量の開始流量を石原地点上流域の流域面積で除した値に、当該小流域の流域面積を乗じた値とした。

表 1.8 検証対象洪水の飽和雨量 R_{sa} と基底流量 Qb

洪水	飽和雨量 Rsa (mm)				基底流量 Qb (m ³ /s)
	小河内ダム	東秋留橋	浅川橋	報恩橋	石原
H11.8	230	250	200	200	70.2
H19.9	380	120	220	260	50.1
R1.10	350	250	250	290	61.0

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 1.10 に示す。

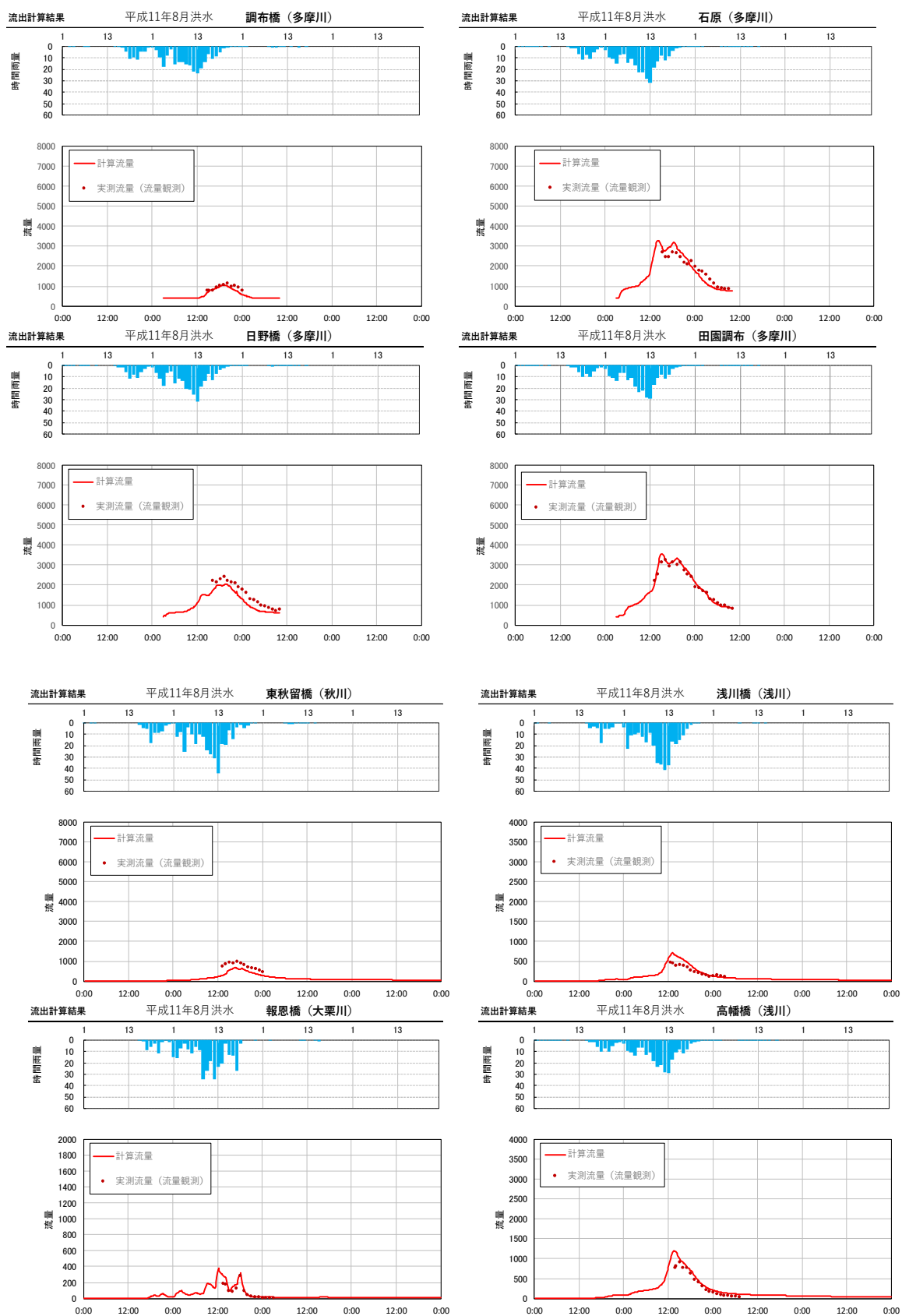


図 1.10 (1) 平成 11 年 8 月洪水の再現計算結果

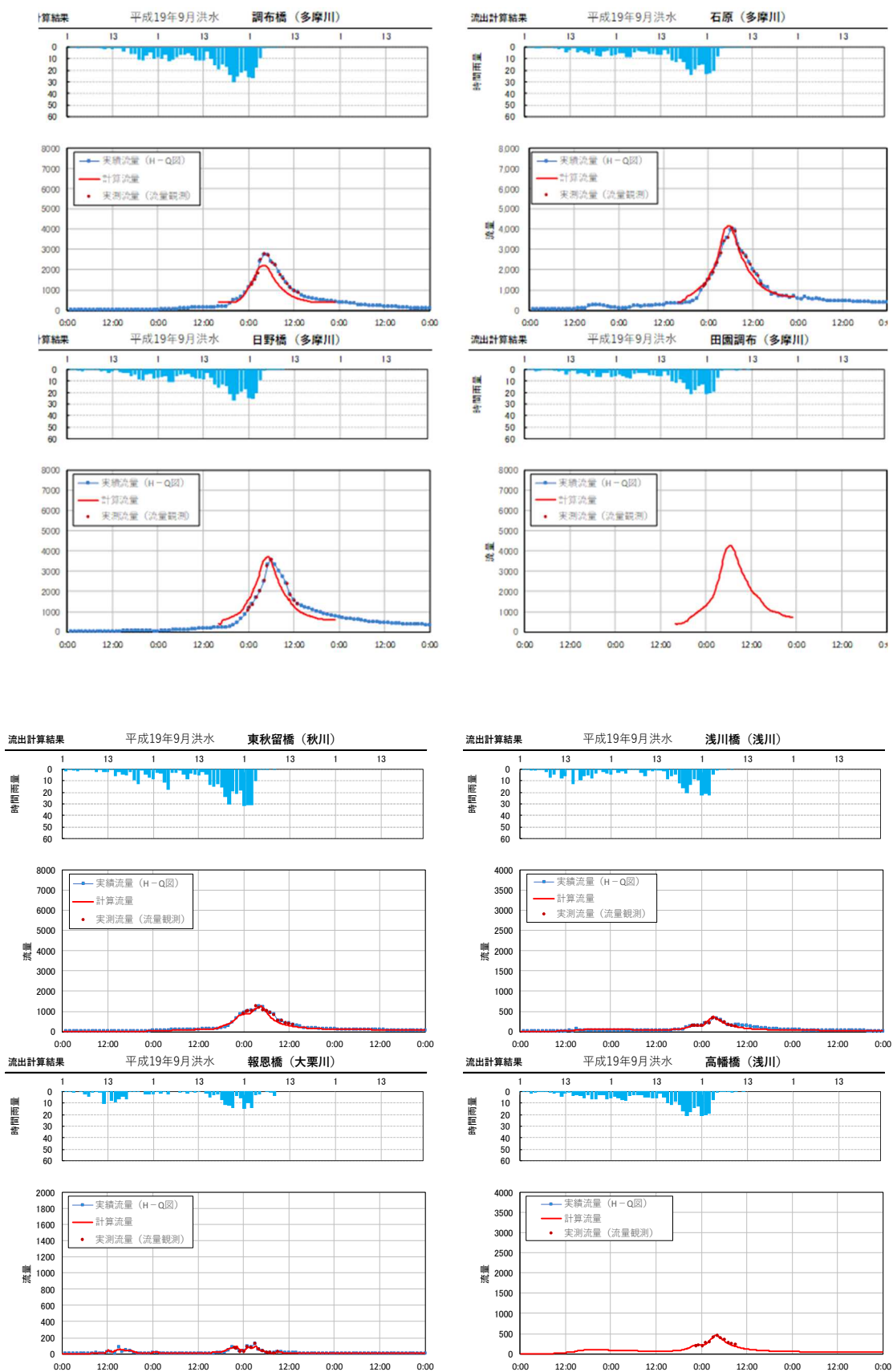


図 1.10 (2) 平成 19 年 9 月洪水の再現計算結果

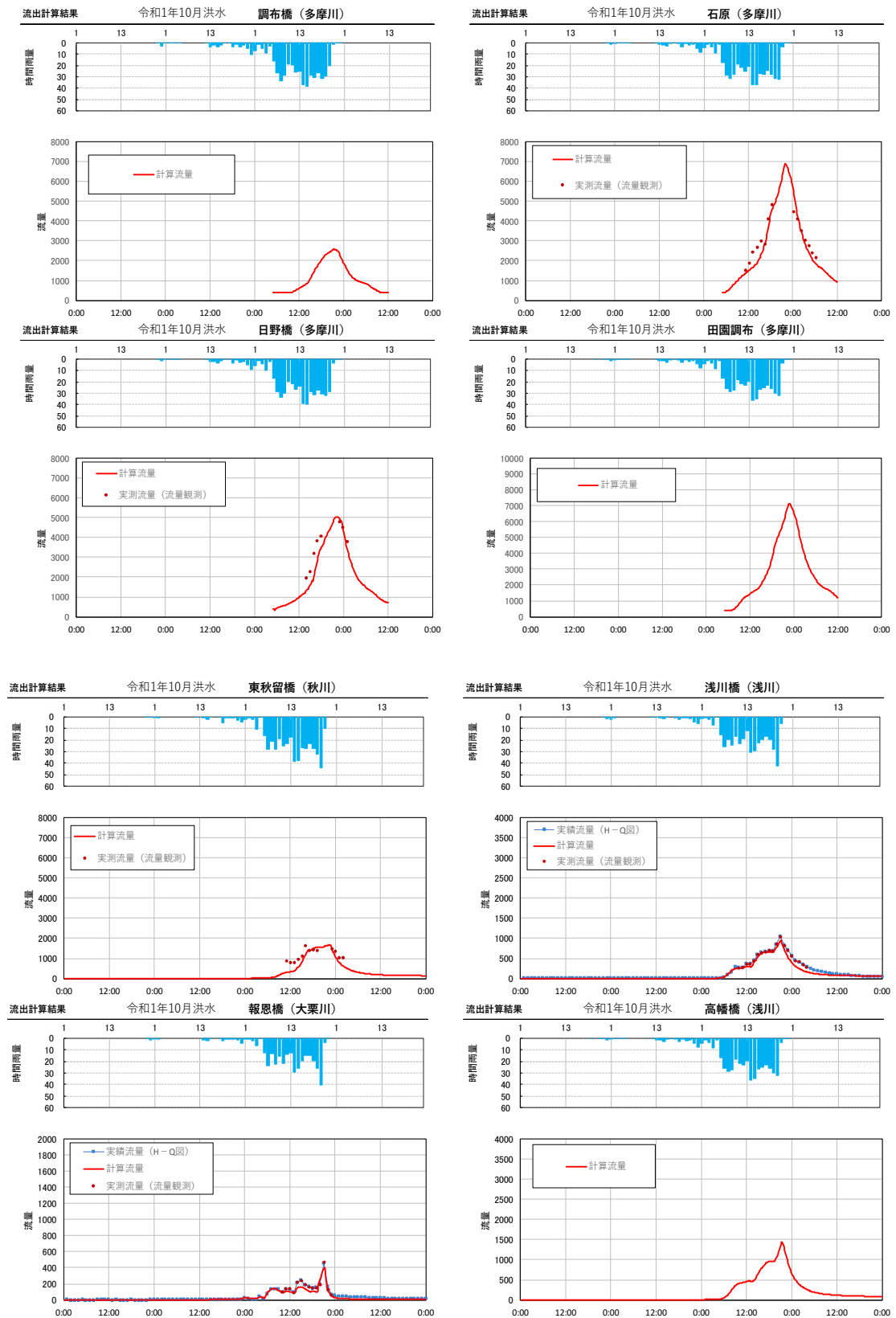


図 1.10 (3) 令和元年 10 月洪水の再現計算結果

1-5 基本高水ピーク流量の設定

1-5-1 基本高水ピーク流量設定の考え方

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

なお、現行計画の基本高水のピーク流量が総合確率法により設定されていることから、総合確率法による確認も実施した。

1-5-2 計画規模の設定

計画規模については、現計画の 1/200 を踏襲するものとする。

1-6 対象降雨の継続時間の設定

1-6-1 対象降雨の継続時間設定の考え方

多摩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及び③強度の強い降雨の継続時間を整理し設定した。

1-6-2 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、多摩川石原地点における氾濫注意水位相当の流量 ($2,200\text{m}^3/\text{s}$) 以上の 18 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。

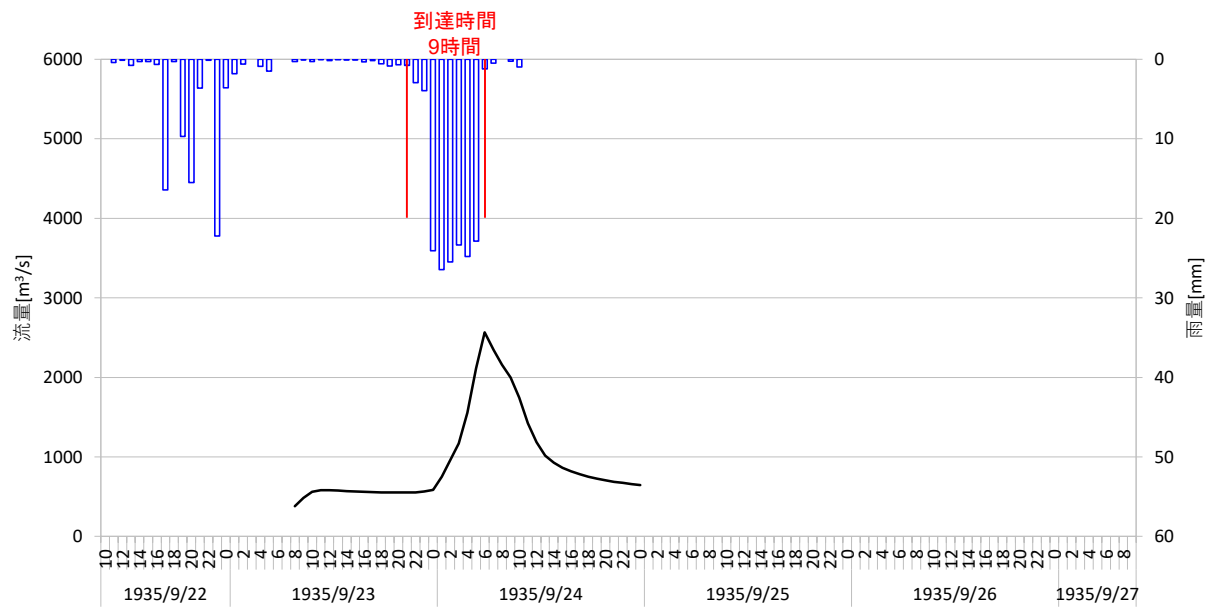
1) 及び 2) の計算結果を表 1.9 に示し、洪水ごとの Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討結果を図 1.11 に示す。

表 1.9 洪水到達時間の算定結果

No.	洪水名	石原地点 流量 (m3/s)	Kinematic wave法 算定結果	角屋式	
				平均有効 降雨強度	算定結果 (hr)
1	S10.9.23	2,568	9	17	6.7
2	S12.7.15	2,380	25	9	8.5
3	S13.8.31	4,362	12	16	6.9
4	S16.7.21	3,588	9	16	6.9
5	S20.6.7	2,511	6	11	7.7
6	S20.10.4	3,084	11	15	7.0
7	S22.9.14	5,046	10	18	6.6
8	S33.9.26	2,668	16	13	7.3
9	S34.8.13	2,673	21	10	8.2
10	S41.6.28	2,395	18	13	7.4
11	S49.9.1	3,231	26	11	7.7
12	S57.9.12	2,686	6	18	6.5
13	S58.8.17	2,587	42	7	9.0
14	H11.8.14	3,395	12	17	6.6
15	H13.9.11	2,578	43	9	8.5
16	H19.9.6	4,124	39	9	8.3
17	H29.10.22	2,657	35	7	9.1
18	R1.10.12	7,340	17	25	5.8
平均値		3,326	19.8	13.5	7.5

※ピーク流量は計算値を示す。

■S10. 9. 23 洪水



■S12. 7. 15 洪水

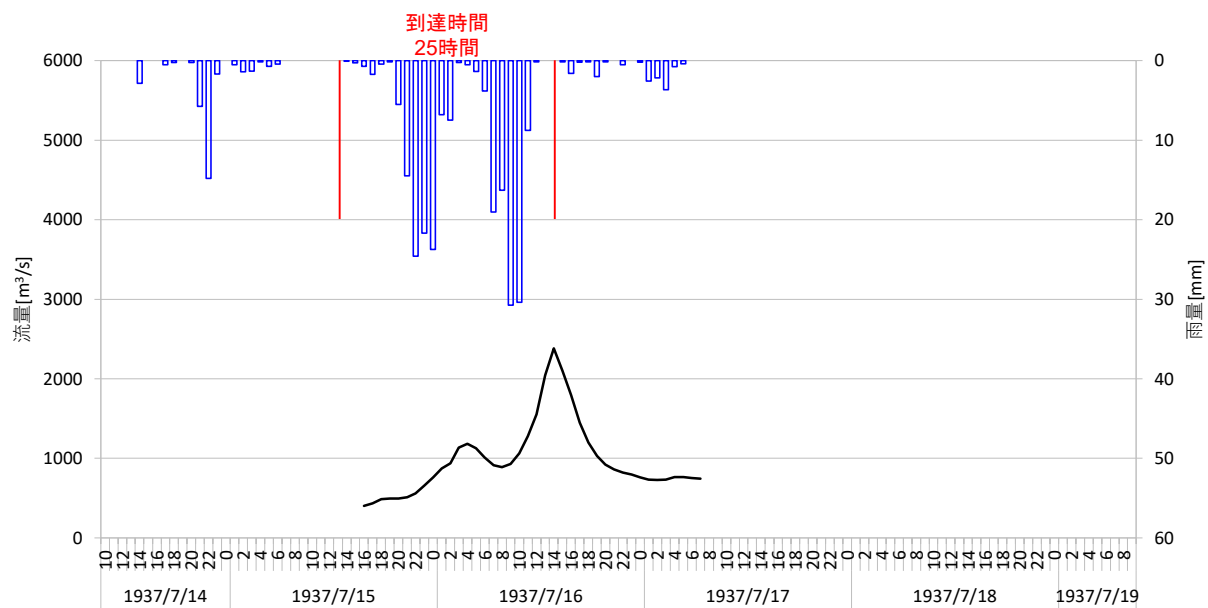
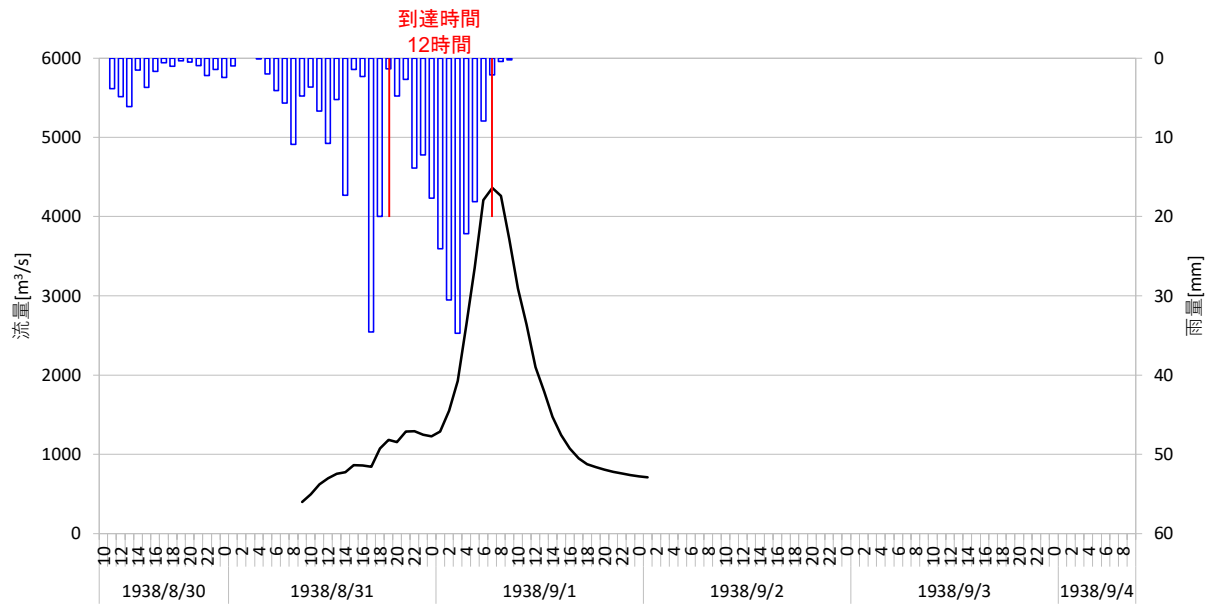


図 1.11(1) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

■S13. 8. 31 洪水



■S16. 7. 21 洪水

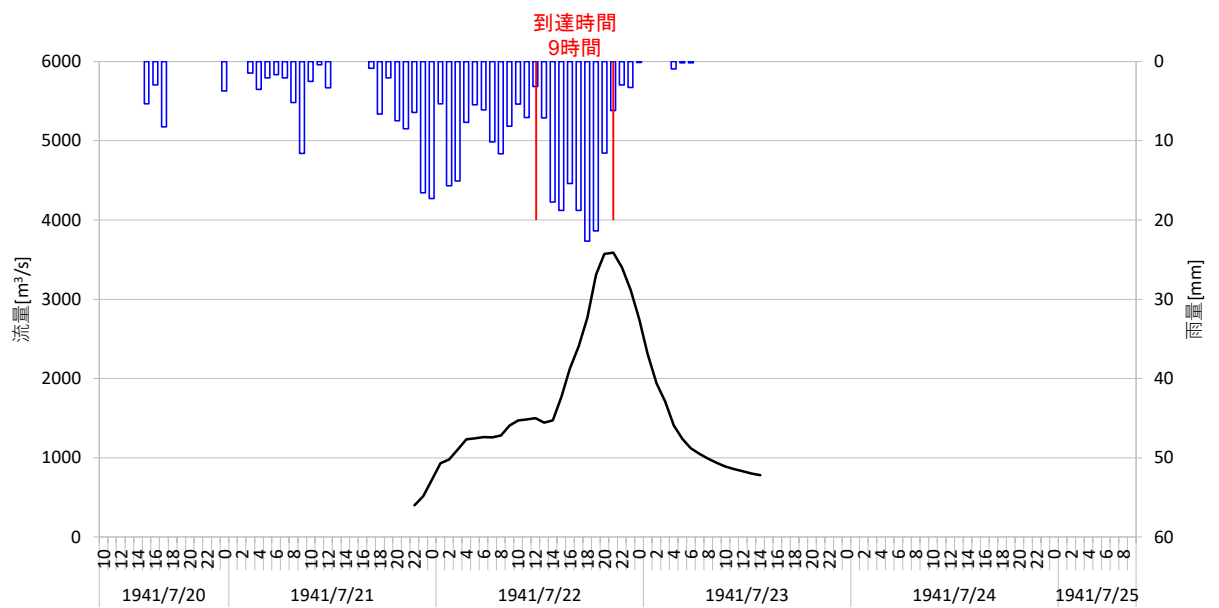
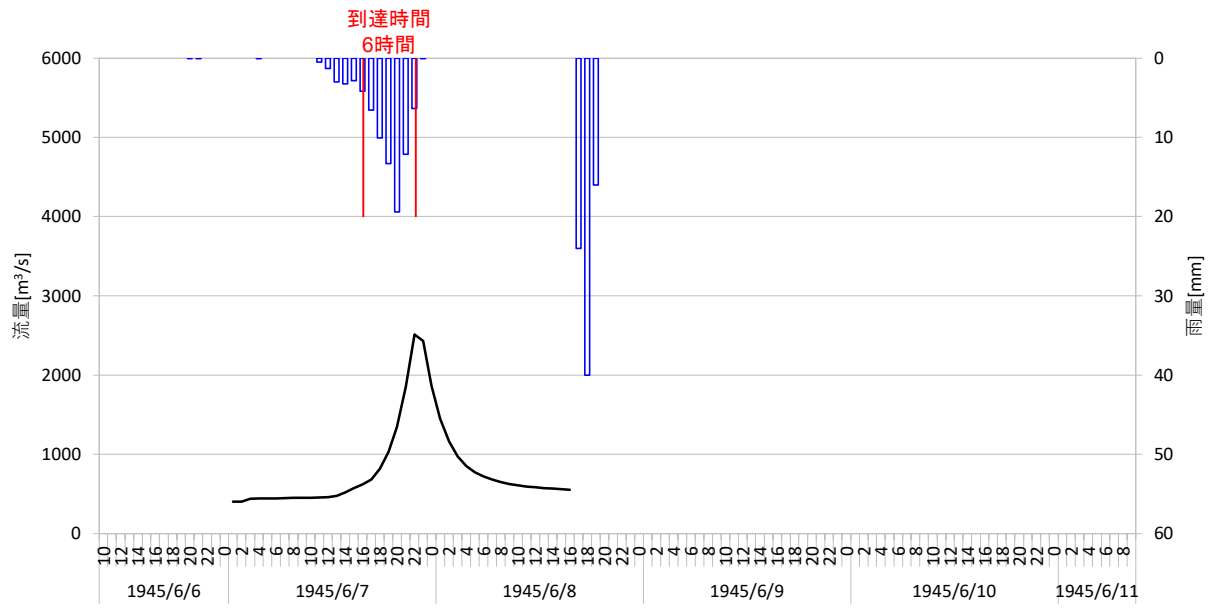


図 1.11(2) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

■ S20. 6. 7 洪水



■ S20. 10. 4 洪水

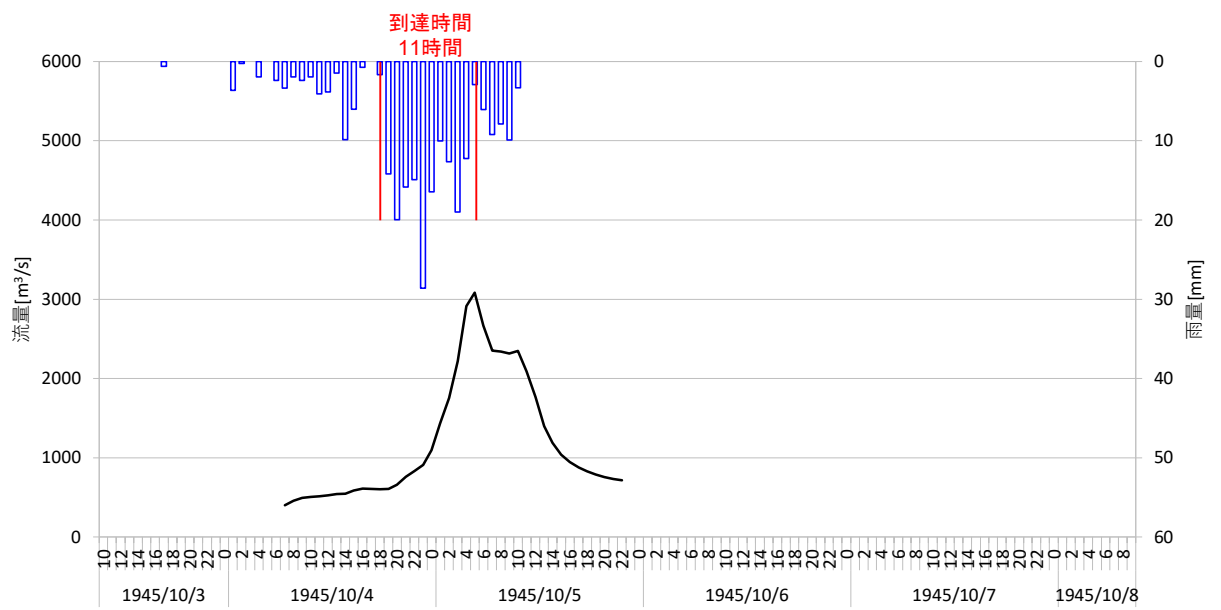
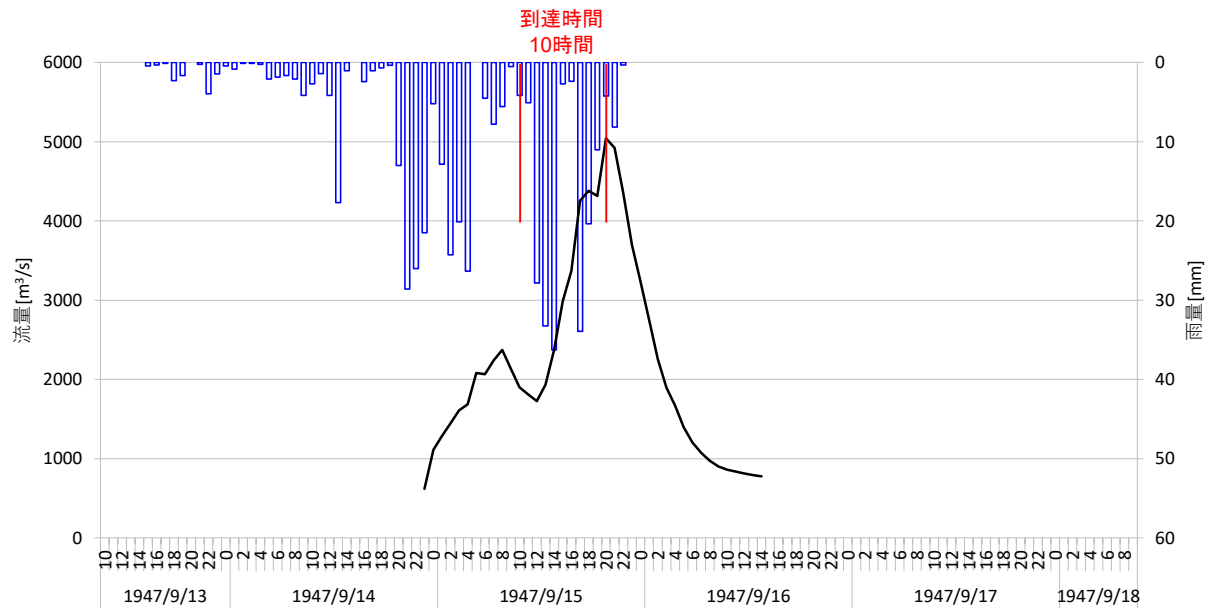


図 1.11 (3) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

■ S22. 9. 14 洪水



■ S33. 9. 26 洪水

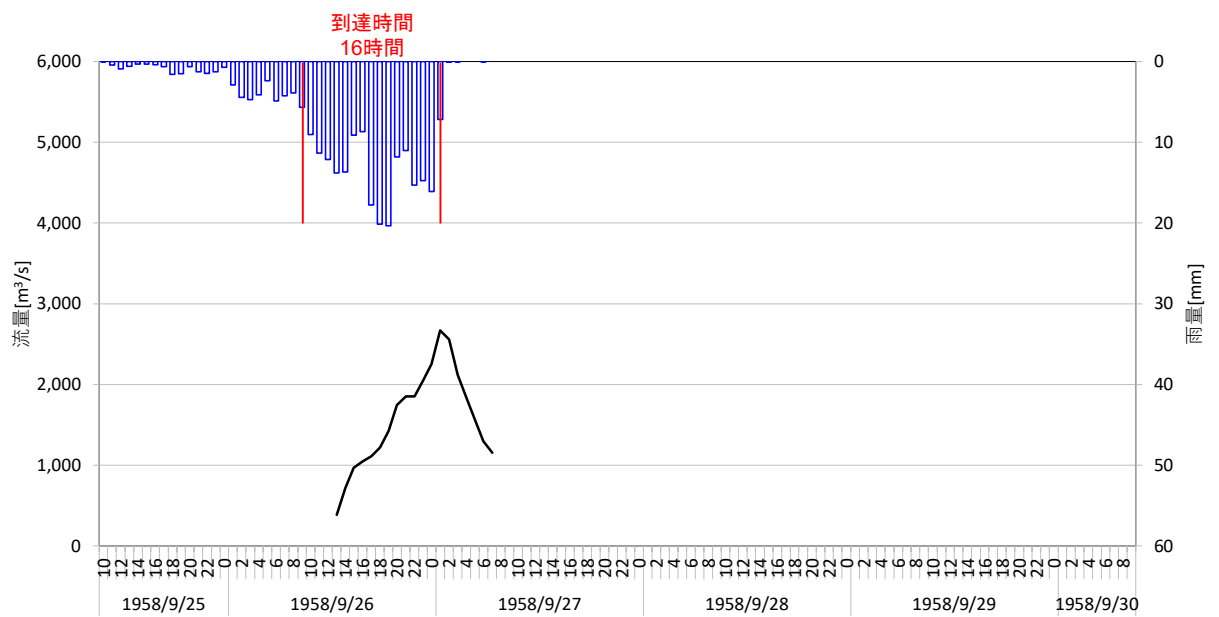
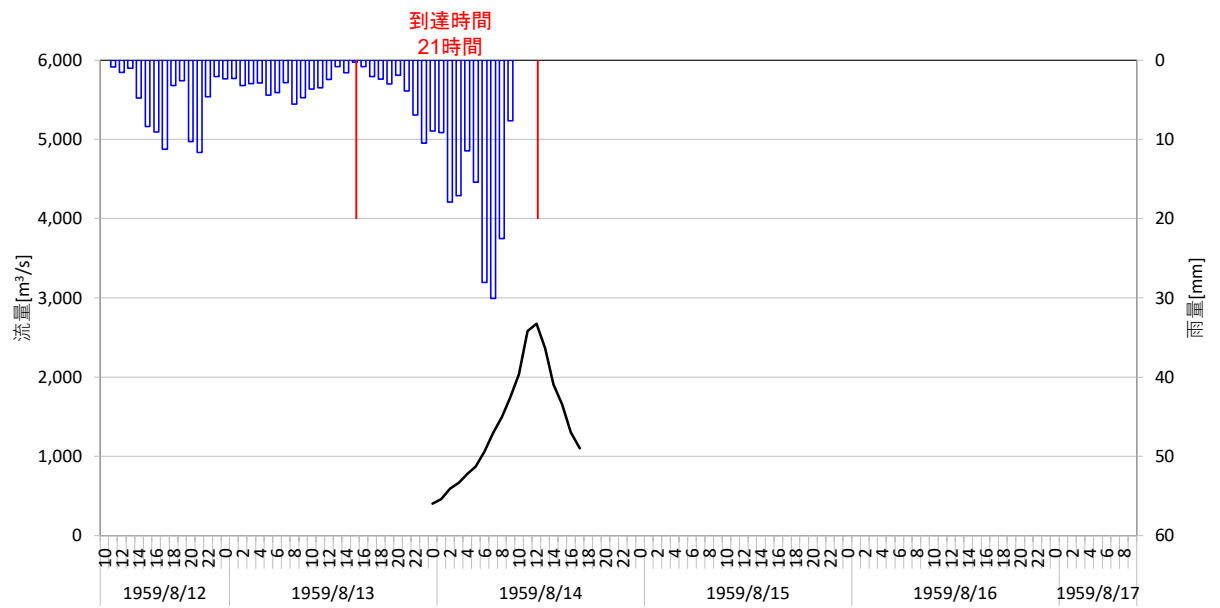


図 1.11(4) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

■ S34. 8. 13 洪水



■ S41. 6. 28 洪水

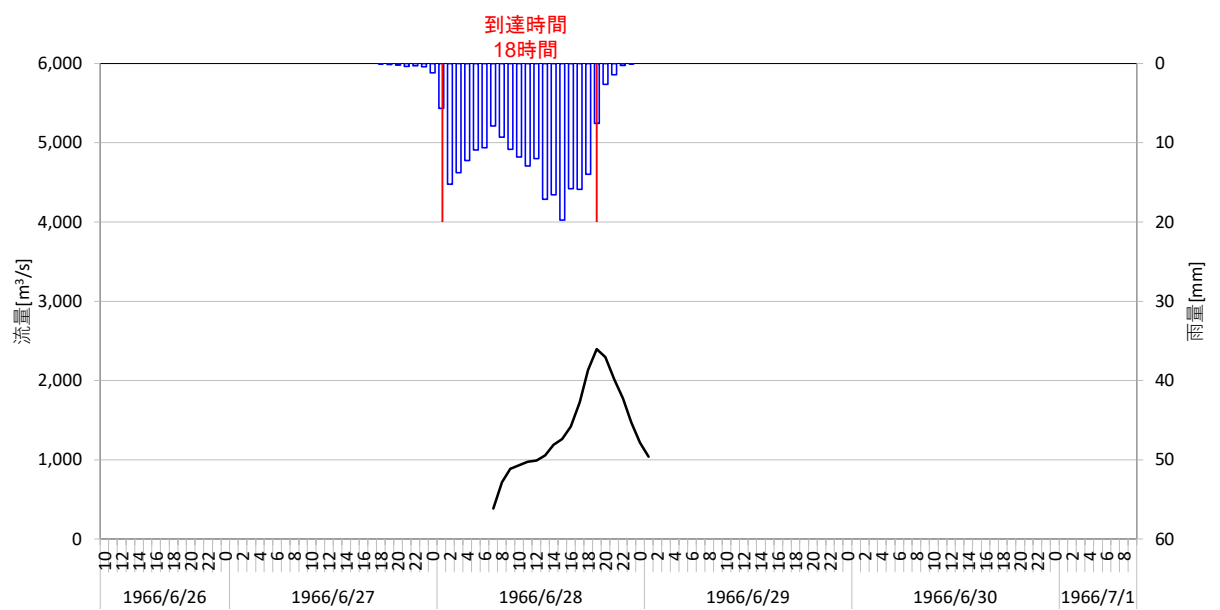
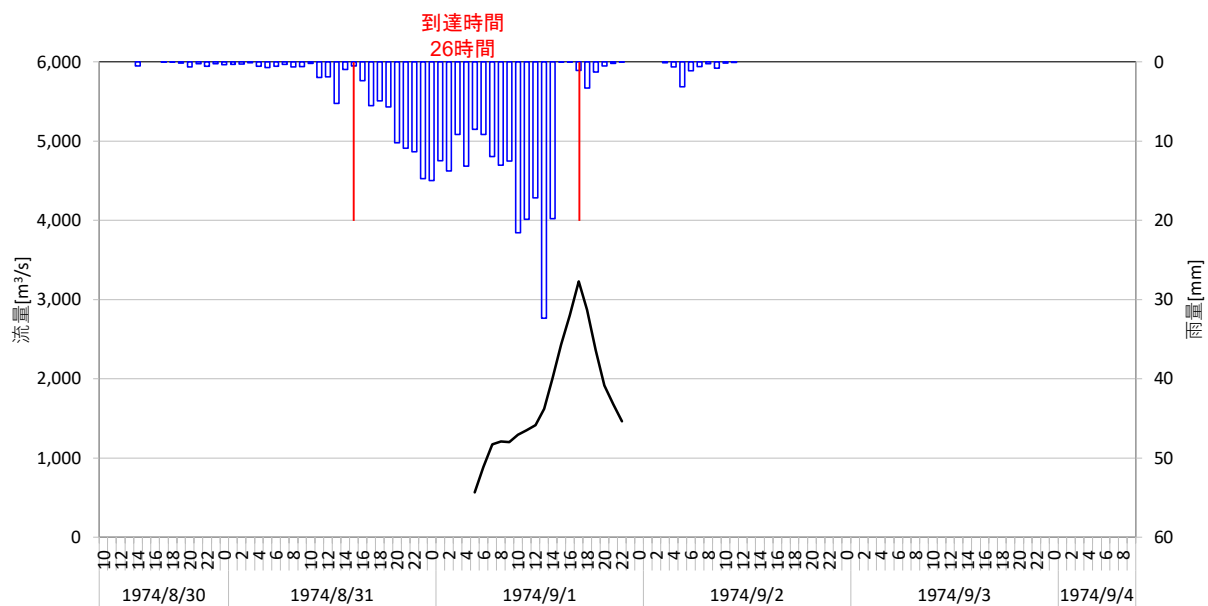


図 1.11 (5) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

■S49. 9. 1 洪水



■S57. 9. 12 洪水

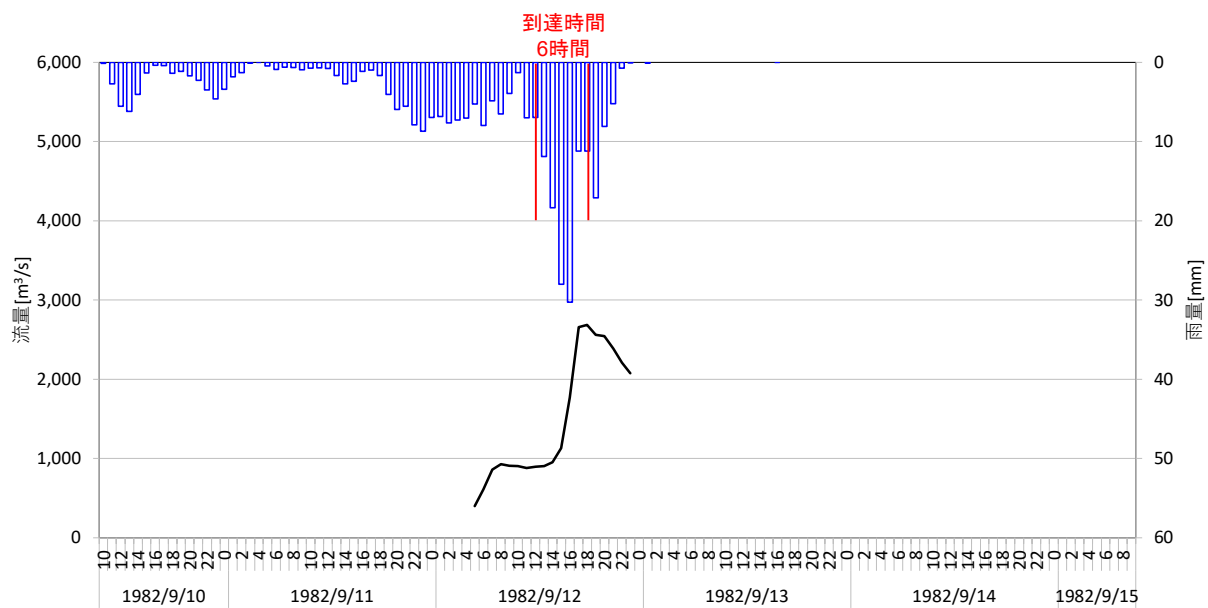
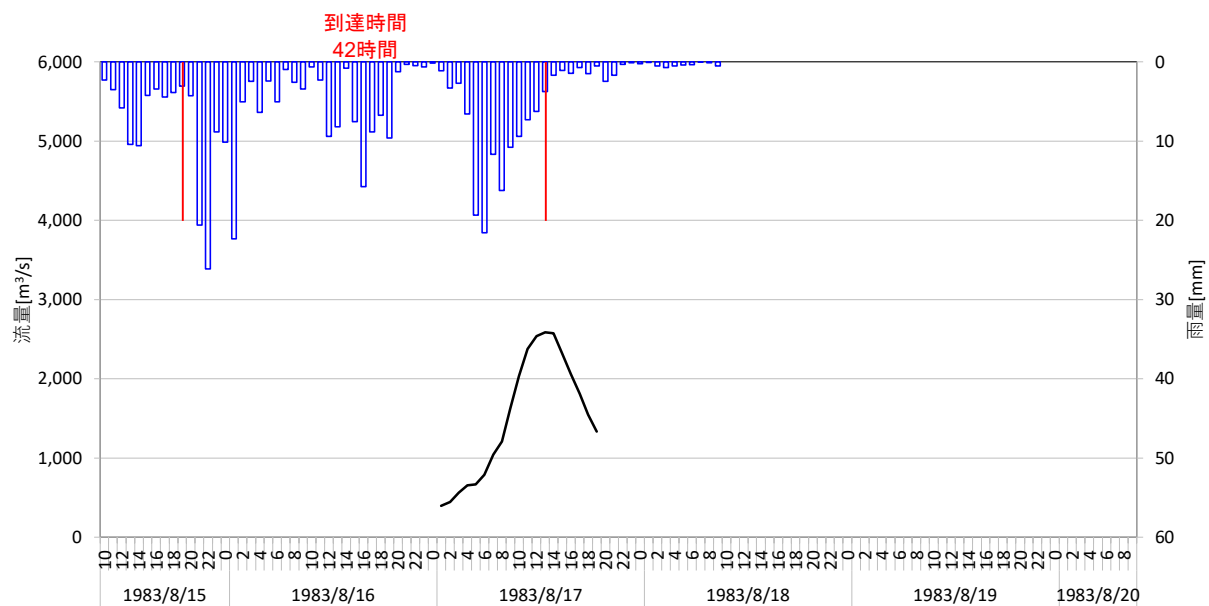


図 1.11 (6) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

■S58. 8. 17 洪水



■H11. 8. 14 洪水

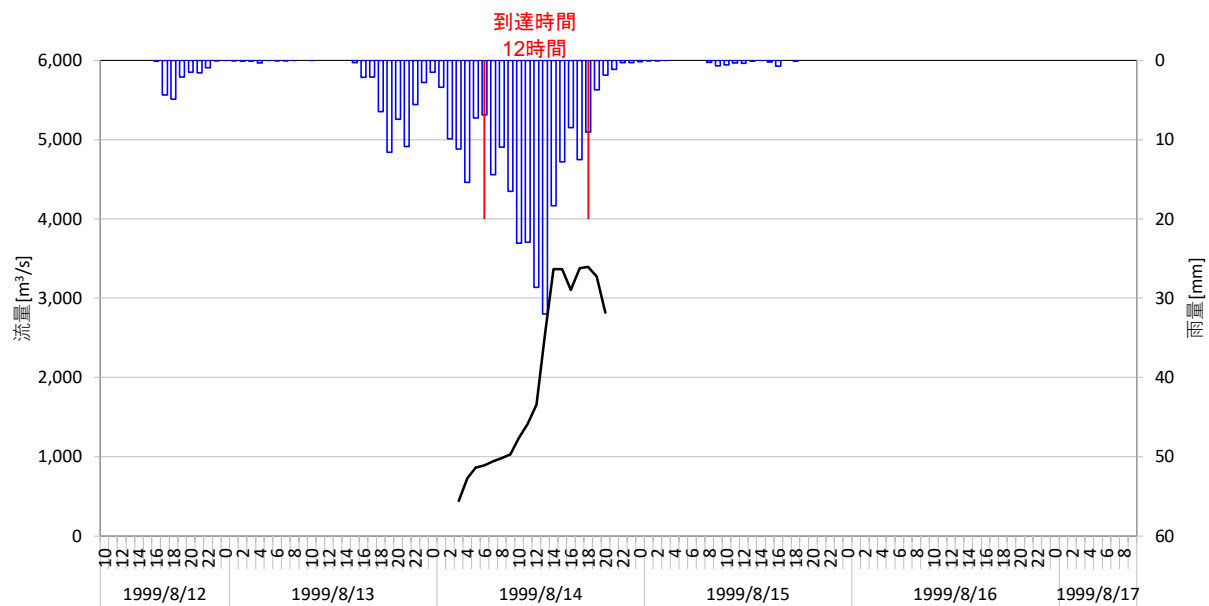
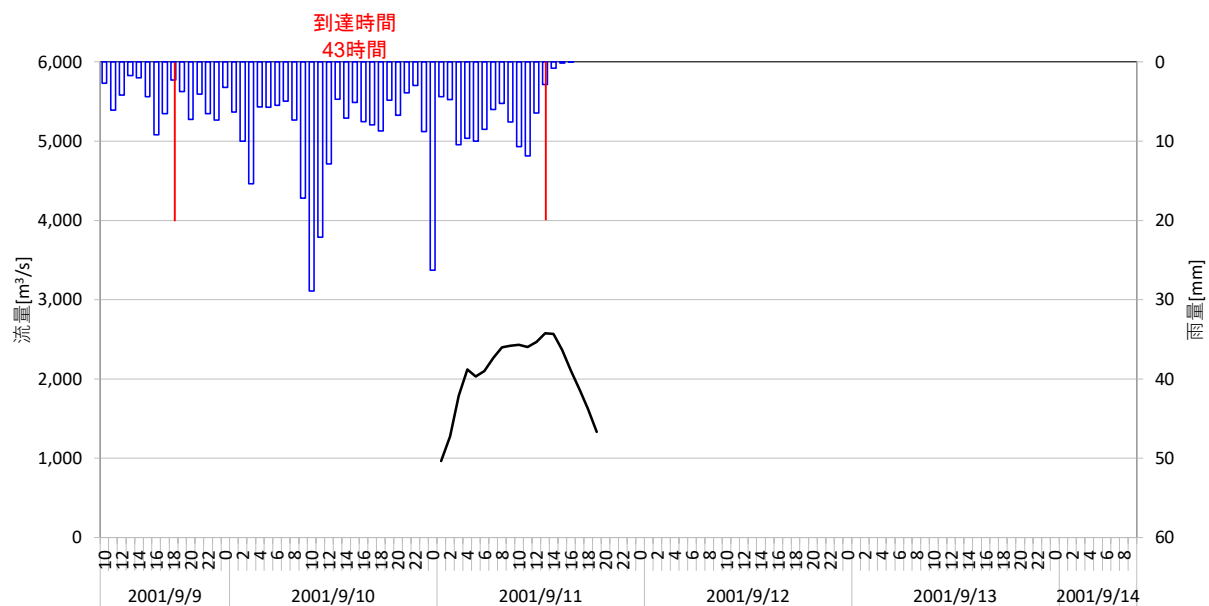


図 1.11 (7) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

■H13. 9. 11 洪水



■H19. 9. 6 洪水

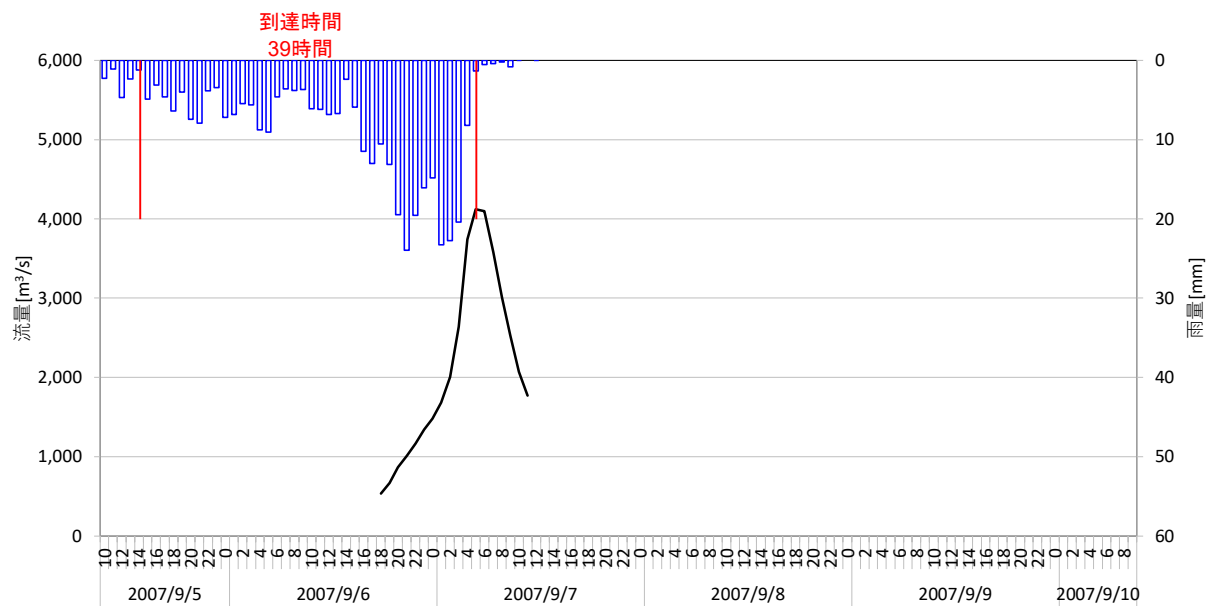
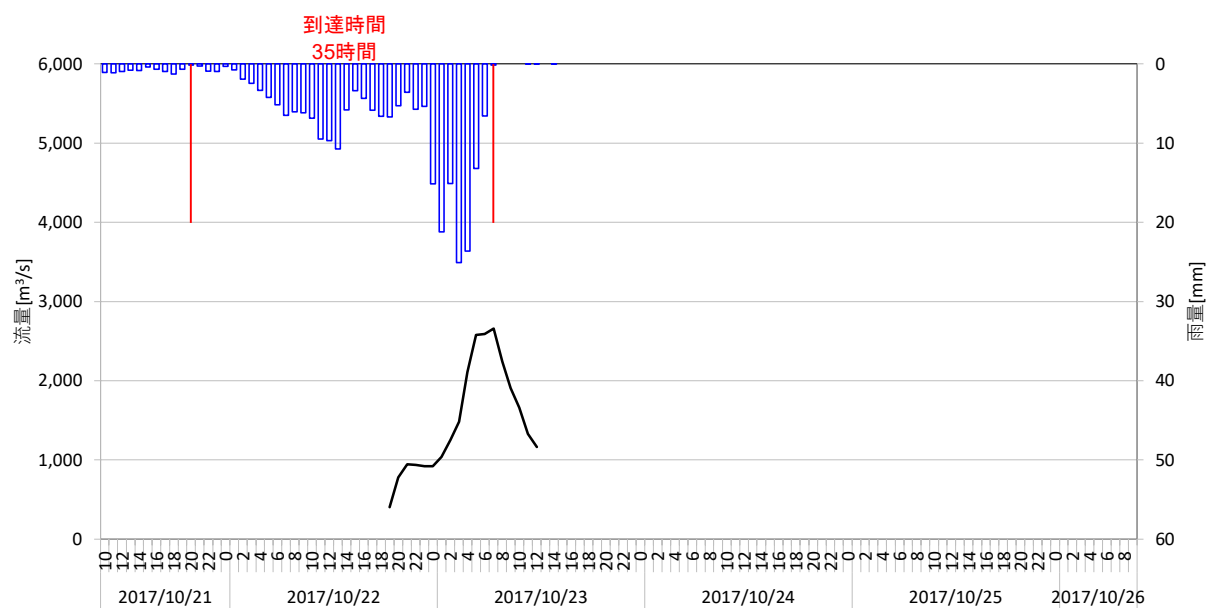


図 1.11 (8) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

■H29. 10. 22 洪水



■R1. 10. 12 洪水

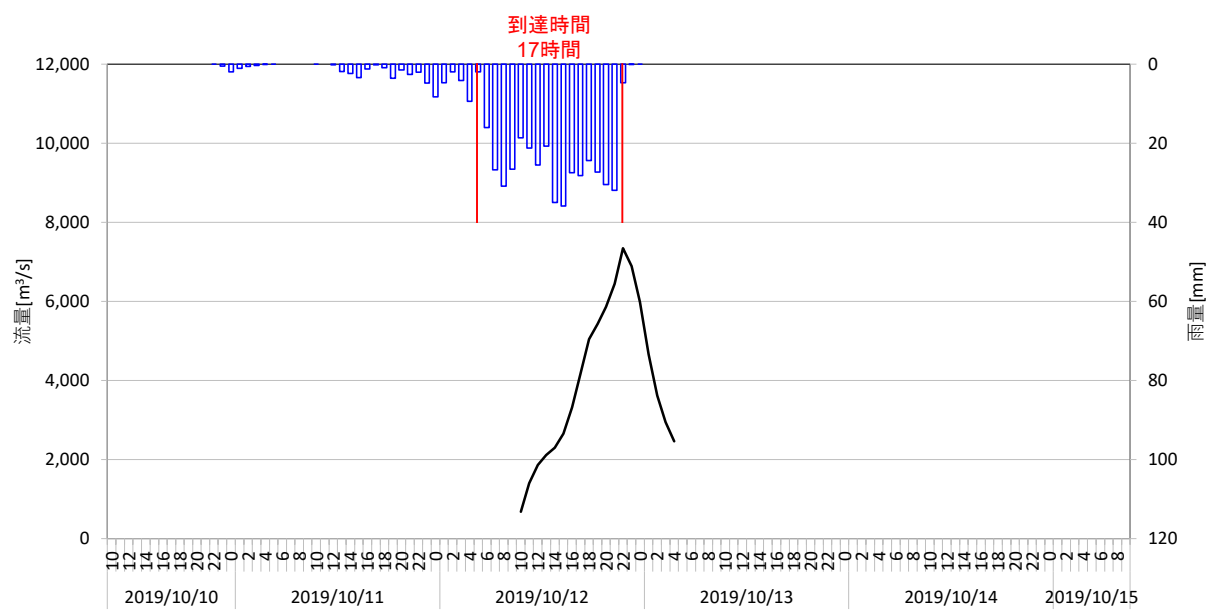


図 1.11(9) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

1-6-3 ピーク流量と短時間雨量の相関

昭和8年（1933年）から令和元年（2019年）までの87年間で基準地点石原上流域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、30、36、42、48時間雨量）との相関関係の整理を行った。

その結果、基準地点石原では24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1.12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1.13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1.14に示す。

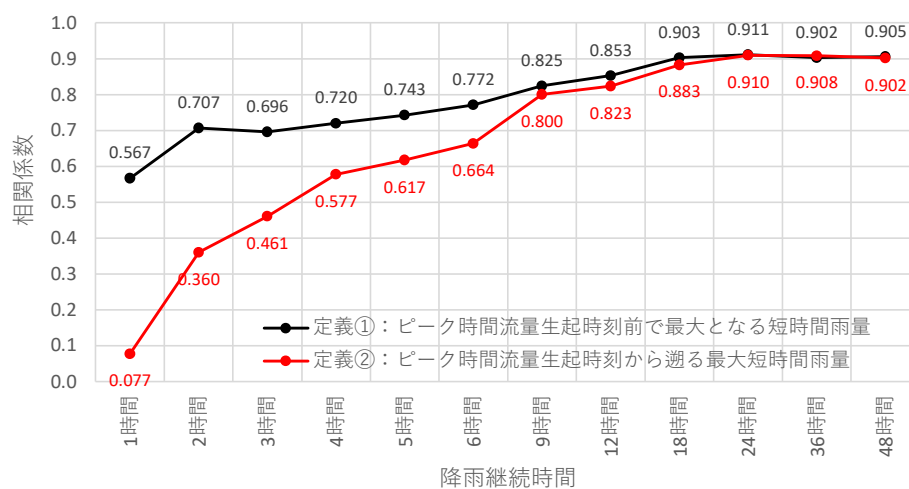


図 1.12 ピーク流量と相関の高い短時間雨量

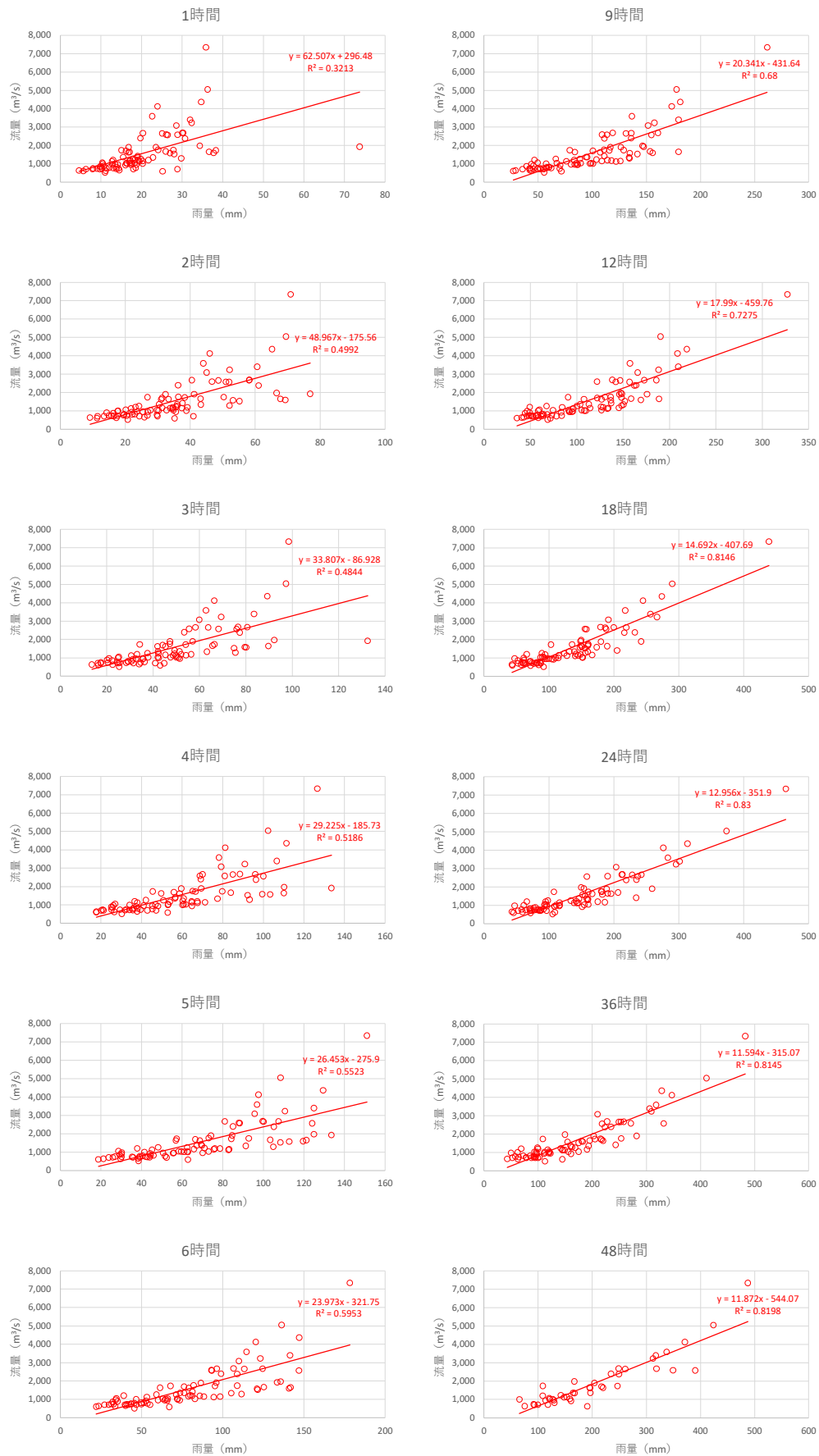


図 1.13 ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義①】

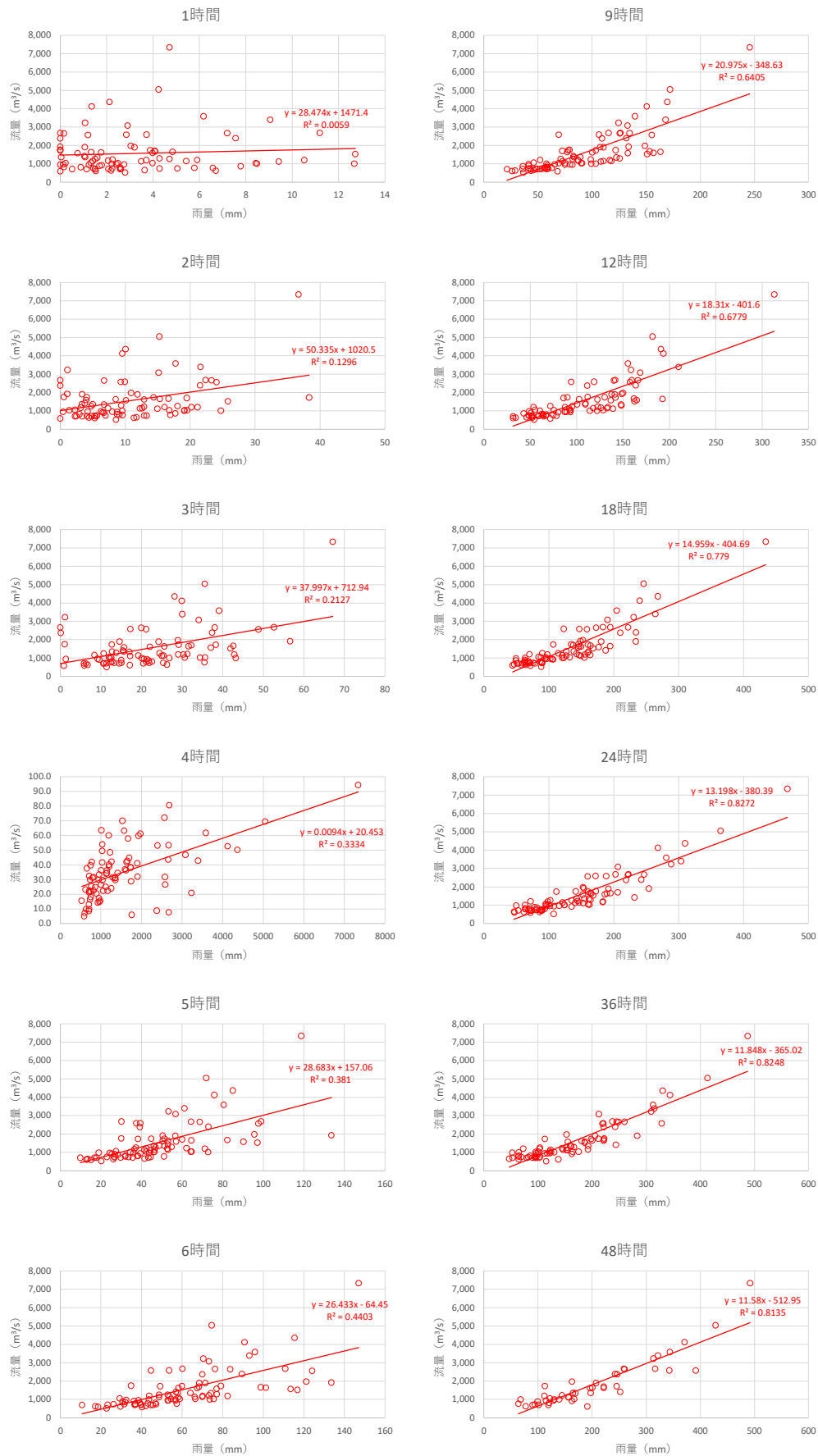
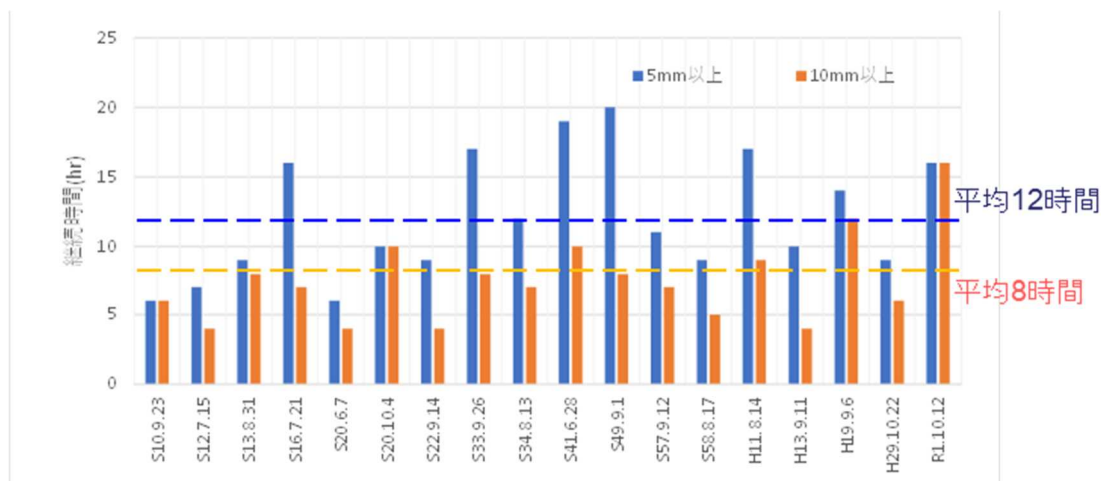


図 1.14 ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義②】

1-6-4 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、基準地点石原における氾濫注意水位相当の実績流量 $2,200\text{m}^3/\text{s}$ 以上の 18 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 12 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、平均 8 時間となり、概ね 24 時間でカバー可能である。



※ $2,200\text{m}^3/\text{s}$ 以上（氾濫注意水位及び避難判断水位相当の規模）

図 1.15 強い降雨強度の継続時間（石原上流域平均雨量）

1-6-5 対象降雨の降雨継続時間の設定

時間雨量が観測され始めた昭和 8 年（1933 年）から令和元年（2019 年）までの雨量資料（87 年間）を整理し、多摩川の降雨特性、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 24 時間と設定した。

- 洪水到達時間の検討において、Kinematic Wave 法 6～43 時間（平均 19.8 時間）、角屋式は 6～9 時間（平均 7.5 時間）となる。
- ピーク流量と相関の高い短時間雨量は 24 時間程度において実績ピーク流量との相関が大きく、24 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 8～12 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 24 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

1-7-1 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2日から24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、既定計画から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1.11）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8年（1933年）から平成22年（2010年）までの78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を用いた1/200対象降雨の降雨量を基準地点石原で436.8 mm/24hと決定した。この結果を表1.10に、グラフを図1.16に示す。

表 1.10 基準地点石原 24 時間雨量 1/200 確率計算結果

項目	多摩川水系多摩川 石原地点													
	毎年度資料(S8~H22)													
計算手法	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM	
確率規模	2	132.3	145.0	139.2	146.7	149.0	143.6	142.5	148.8	143.5	149.1	141.2	141.2	—
	3	165.6	176.8	172.3	178.7	182.6	176.0	174.6	180.4	175.2	180.7	174.5	173.7	—
	5	207.5	212.1	212.6	213.7	217.2	212.5	211.6	213.8	211.2	214.0	213.4	211.6	—
	10	264.4	256.6	268.5	256.5	256.2	258.4	259.4	253.5	257.0	253.5	264.8	261.5	—
	20	321.3	299.2	327.4	296.4	289.2	302.3	306.5	289.7	301.6	289.4	316.5	311.4	—
	30	354.6	323.7	363.6	318.8	306.3	327.5	334.2	309.9	327.5	309.4	347.3	341.0	—
	50	396.5	354.3	411.4	346.4	326.2	359.0	369.5	334.5	360.3	333.8	386.8	379.0	—
	80	435.1	382.4	457.4	371.2	342.9	387.8	402.4	356.6	390.8	355.6	424.1	414.8	—
	100	453.4	395.7	479.9	382.8	350.4	401.4	418.2	366.9	405.3	365.8	442.2	432.0	—
	150	486.6	419.8	522.1	403.5	363.3	426.1	447.3	385.5	432.0	384.1	475.6	464.0	—
	200	510.3	436.8	553.0	418.0	371.9	443.7	468.2	398.6	451.1	397.0	499.8	487.1	—
	400	567.1	478.0	630.6	452.3	391.2	486.0	519.8	429.7	498.0	427.6	559.8	544.3	—
	500	585.5	491.2	656.6	463.2	397.0	499.7	536.8	439.7	513.3	437.4	579.7	563.3	—
	1000	642.3	532.2	740.3	496.2	413.8	542.2	590.6	470.3	561.7	467.5	643.2	623.7	—

単位: mm ■: SLSC>0.04の手法 □: SLSC≤0.04の手法のうちJackKnife推定誤差の小さい手法

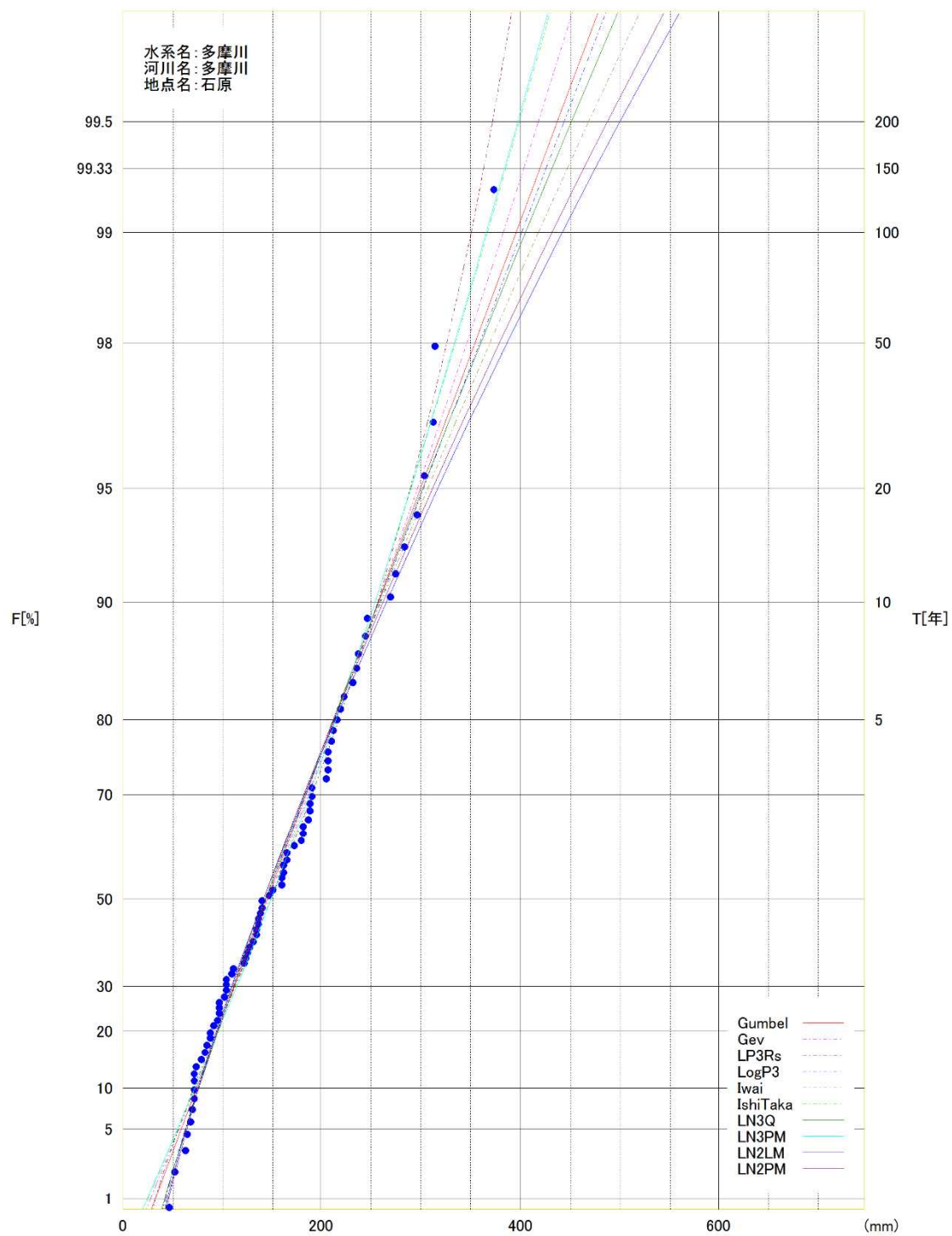


図 1.16 雨量確率計算結果
(基準地点石原 24 時間雨量 昭和 8 年 (1933 年) ~平成 22 年 (2010 年))

表 1.11 年最大 24 時間雨量一覽

No.	洪水	24時間雨量 (mm)	No.	洪水	24時間雨量 (mm)
1	S08.08.05	104	40	S47.09.15	180
2	S09.10.06	74	41	S48.10.12	47
3	S10.09.22	161	42	S49.08.31	296
4	S11.09.26	172	43	S50.08.22	96
5	S12.07.14	220	44	S51.09.08	82
6	S13.08.30	313	45	S52.09.18	130
7	S14.08.18	88	46	S53.07.10	70
8	S15.08.25	188	47	S54.10.18	146
9	S16.07.21	283	48	S55.09.10	52
10	S17.08.29	65	49	S56.08.21	186
11	S18.10.02	190	50	S57.07.31	244
12	S19.10.06	161	51	S58.08.15	206
13	S20.10.03	231	52	S59.10.11	63
14	S21.10.20	87	53	S60.06.29	161
15	S22.09.12	373	54	S61.09.02	181
16	S23.09.15	275	55	S62.09.24	71
17	S24.08.30	216	56	S63.08.10	79
18	S25.07.28	207	57	H01.08.26	164
19	S26.07.01	68	58	H02.08.09	223
20	S27.06.22	105	59	H03.08.19	205
21	S28.09.24	136	60	H04.10.08	97
22	S29.09.17	165	61	H05.08.26	139
23	S30.08.26	134	62	H06.09.16	92
24	S31.09.26	138	63	H07.09.16	102
25	S32.06.26	128	64	H08.09.21	162
26	S33.09.25	312	65	H09.06.20	125
27	S34.08.12	212	66	H10.09.15	209
28	S35.08.10	104	67	H11.08.13	304
29	S36.06.27	234	68	H12.07.07	124
30	S37.08.25	151	69	H13.09.10	237
31	S38.08.28	135	70	H14.08.18	188
32	S39.08.21	111	71	H15.09.20	83
33	S40.08.21	136	72	H16.10.08	206
34	S41.06.27	246	73	H17.07.25	180
35	S42.10.26	95	74	H18.07.18	71
36	S43.07.27	109	75	H19.09.06	269
37	S44.08.22	72	76	H20.04.07	139
38	S45.08.20	97	77	H21.10.07	122
39	S46.08.30	190	78	H22.10.30	72

表 1.12 1/200 確率規模降雨量（基準地点石原）

項目	石原	備考
1/200 確率雨量 (S8～H22 標本)	437mm/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	480mm/24h	437mm/24h $\times$ 降雨量変化倍率 1.1

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、基準地点石原の 1/200 降雨量 437mm/24h に降雨量変化倍率 1.1 倍を乗じて得られた 480mm/24h を採用した。（表 1.12）

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/非定常性を確認）

昭和 8 年（1933 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 2 年（2020 年）までのデータを対象とした検定結果を確認
⇒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 2 年（2020 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 1/200 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 1/200 確率雨量を算定
⇒令和 2 年（2020 年）までの雨量データを用いた場合の基準地点石原 1/200 確率雨量は 446 mm/24h 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

基本高水流量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 2 年（2020 年）までの基準地点石原で氾濫注意水位相当流量以上を生起した洪水、かつ基準地点石原のピーク流量生起時刻前後の最大 24 時間雨量の引き伸ばし率が 2 倍以下（1.1 倍する前の確率雨量）となる 14 洪水を選定した。（図 1. 17）

選定した洪水を対象に、基準地点石原の 1/200 確率 24 時間雨量 480mm（437mm×1.1）となるよう引き伸ばし降雨波形を作成し流出計算を行ったところ、基準地点石原におけるピーク流量は 6,500～11,700 m^3/s となった。（表 1. 13）

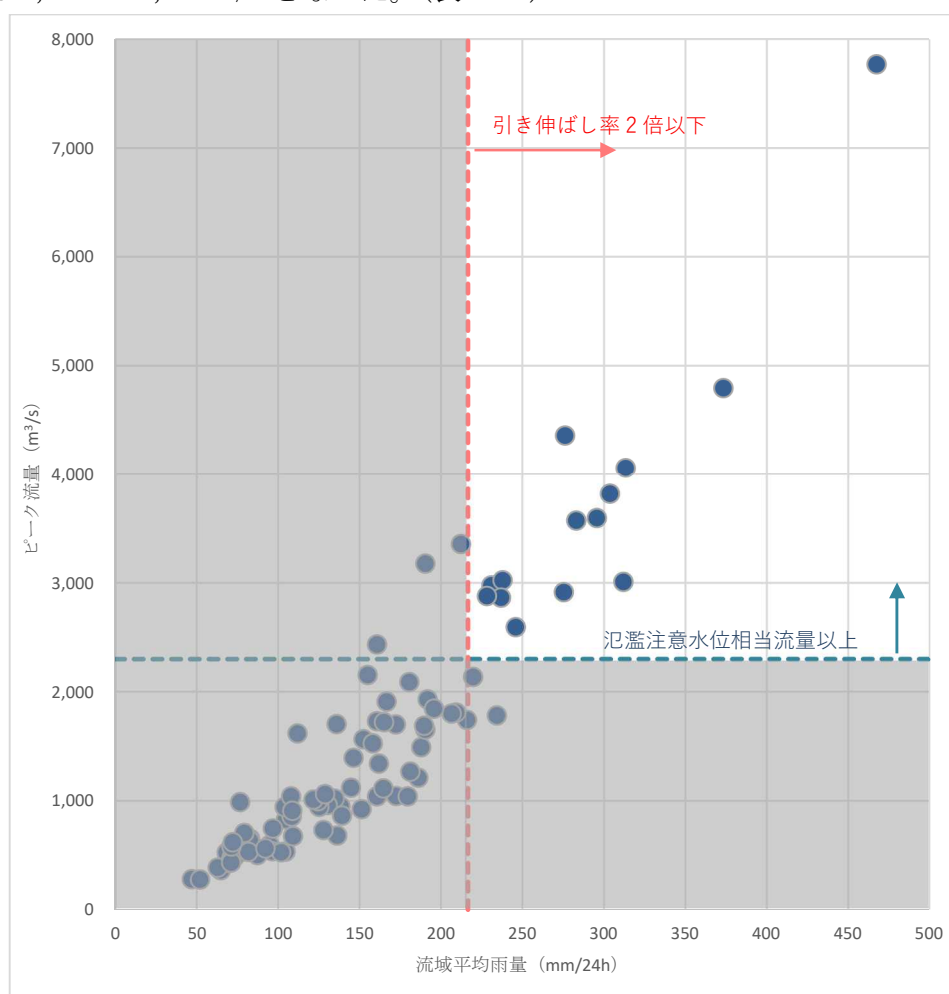


図 1. 17 対象洪水の選定（基準地点石原）

表 1.13 選定洪水のピーク流量一覧（石原基準地点）

洪水		24時間雨量(mm)	計算流量 (m ³ /s)	1/200確率雨量(mm) × 1.1	拡大率	石原地点 ピーク流量(m ³ /s)
1	S13.8洪水	313.3	4,059	480	1.534	10,100
2	S16.7洪水	283.0	3,571	480	1.698	8,500
3	S20.10洪水	230.7	2,976	480	2.083	8,900
4	S22.9洪水	373.2	4,793	480	1.287	7,000
5	S23.9洪水	275.3	2,901	480	1.745	9,600
6	S33.9.16洪水	243.7	2,492	480	1.972	11,700
7	S33.9.25洪水	311.8	3,009	480	1.541	7,700
8	S49.8洪水	295.6	3,593	480	1.625	8,700
9	S57.9洪水	237.7	3,022	480	2.021	8,600
10	H11.8洪水	303.7	3,818	480	1.582	8,000
11	H13.9洪水	236.7	2,864	480	2.030	6,500
12	H19.9洪水	268.6	4,358	480	1.789	9,900
13	H29.10洪水	228.1	2,880	480	2.106	8,600
14	R1.10洪水	467.3	7,766	480	1.028	8,200

※100m³/s の端数については、切り上げるものとした

※拡大率：「24 時間雨量(mm)」と「1/200 確率雨量×1.1」との比率

※計算流量：流出計算モデルを用いて実績降雨から算出した流量

1-9 対象降雨の地域分布及び時間分布の検討

1-9-1 考え方

基本高水流量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。

1-9-2 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。

1-9-3 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 3 流域を選定した。

なお、この対象流域を選定した主な理由について以降に示す。

A：多摩川上流域

山間部であり、上流域のハイエトの確認用として選定

B：多摩川中流域

山間部と市街地が混合しており、中流域のハイエトの確認用として選定

C：多摩川下流域

市街地であり、下流域のハイエトの確認用として選定

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 8 年（1933 年）～平成 22 年（2010 年）までの各流域の年最大 24 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、3 洪水が棄却される。

表 1.14 地域分布による拡大後降雨の確率表

洪水名										地域分布				対象降雨
		継続時間内 降雨量 (mm)	地域降雨量(mm)			拡大率	地域降雨量(mm)			685.8	511.8	388.2		
			24h	上流域	中流域		下流域	上流域	中流域	下流域	上流域	中流域	下流域	
1	S13.8洪水	313.32	355.93	322.47	184.08	1.394	496.20	449.56	256.63	○	○	○	○	
2	S16.7洪水	282.97	267.37	279.62	245.93	1.544	412.72	431.63	379.62	○	○	○	○	
3	S20.10洪水	230.73	186.89	221.16	200.38	1.893	353.81	418.68	379.34	○	○	○	○	
4	S22.9洪水	373.22	418.57	382.95	237.46	1.170	489.88	448.19	277.91	○	○	○	○	
5	S23.9洪水	275.30	310.4	282.85	163.02	1.587	492.49	448.78	258.65	○	○	○	○	
6	S33.9.16洪水	243.71	284.41	261.85	140.56	1.792	509.75	469.31	251.92	○	○	○	○	
7	S33.9.25洪水	311.81	291.33	307.8	349.81	1.401	408.11	431.18	490.03	○	○			
8	S49.8洪水	295.58	293.86	346.03	126.48	1.478	434.26	511.35	186.91	○	○	○	○	
9	S57.9洪水	237.74	213.19	249.86	215.06	1.837	391.69	459.07	395.13	○	○			
10	H11.8洪水	303.67	223.79	338.07	265.2	1.438	321.90	486.28	381.46	○	○	○	○	
11	H13.9洪水	236.66	293.42	258.15	107.47	1.846	541.56	476.46	198.36	○	○	○	○	
12	H19.9洪水	268.64	361.43	293.52	101.9	1.626	587.67	477.25	165.69	○	○	○	○	
13	H29.10洪水	228.10	164.55	244.55	221.05	1.915	315.10	468.30	423.30	○	○			
14	R1.10洪水	467.32	420.2	530.58	312.89	0.935	392.76	495.93	292.46	○	○	○	○	

※拡大率は、石原基準地点 1/200 確率規模降雨量 436.8mm/24h に対する実績 24 時間雨量との拡大率である。

※■：拡大後雨量の確率評価が棄却基準値（1/500 雨量）を超過しているため棄却

※1/500 雨量は、SLSC≤0.04 以下かつ Jackknife 推定誤差が最小となる手法の値による

1-9-4 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、洪水到達時間と計画降雨継続時間から設定した。（表 1.14）

表 1.15 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）	
石原	9h	12h

洪水到達時間の最小値が 6 時間程度であることや、9 時間～24 時間にかけてピーク流量と短時間雨量の相関が高まることから、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 24 時間の 1/2 である 12 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 8 年（1933 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≤0.04 かつ Jackknife 推定誤差が最小と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。

棄却基準として 9・12 時間の 1/500 雨量と実績雨量の最大値を比較した結果 R1.10 洪水の実績雨量の方が大きかったため、棄却基準としては R1.10 洪水の 9・12 時間雨量とした。

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、4 洪水棄却される結果となり表 1.16 に示す。

表 1.16 短時間降雨確率評価表

洪水名		引き伸ばし前				引き延ばし後		判定1/500		
		短時間降雨量 (mm)		継続時間内 降雨量(mm)	拡大率	短時間降雨量 (mm)		時間分布		対象降雨
								326.9	261.6	
		12h	9h	24h		12h	9h	12h	9h	
1	S13.8洪水	218.51	181.24	313.32	1.394	304.63	252.67	○	○	○
2	S16.7洪水	157.23	139.56	282.97	1.544	242.70	215.43	○	○	○
3	S20.10洪水	172.80	151.59	230.73	1.893	327.13	286.98			
4	S22.9洪水	190.19	177.88	373.22	1.170	222.59	208.18	○	○	○
5	S23.9洪水	191.67	145.57	275.30	1.587	304.11	230.97	○	○	○
6	S33.9.16洪水	204.68	182.45	243.71	1.792	366.85	327.00			
7	S33.9.25洪水	214.29	168.00	311.81	1.401	300.19	235.34	○	○	○
8	S49.8洪水	188.17	157.35	295.58	1.478	278.07	232.53	○	○	○
9	S57.9洪水	156.58	143.06	237.74	1.837	287.68	262.84	○		
10	H11.8洪水	209.81	179.73	303.67	1.438	301.79	258.52	○	○	○
11	H13.9洪水	141.96	113.51	236.66	1.846	262.01	209.50	○	○	○
12	H19.9洪水	208.45	173.44	268.64	1.626	338.93	282.01			
13	H29.10洪水	146.69	131.09	228.10	1.915	280.90	251.03	○	○	○
14	R1.10洪水	326.93	261.56	467.32	0.935	305.58	244.48	○	○	○
棄却基準(R1.10洪水実績)						326.93	261.56			

※拡大率は、石原基準地点 1/200 確率規模降雨量 436.8mm/24h に対する実績 24 時間雨量との拡大率である。

※■：拡大後雨量の確率評価が棄却基準値（R1.10 実績）を超過しているため棄却

※1/500 雨量は、SLSC $\leq$ 0.04 以下かつ Jackknife 推定誤差が最小となる手法の値による

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、1/200 規模（1.1 倍）24 時間雨量となるように引き伸ばし降雨波形を作成した後、流出計算を行った結果、基準地点石原におけるピーク流量は 6,500m³/s～10,100m³/s となった。基準地点石原におけるピーク流量の一覧を表 1.16 に示し、洪水ごとのハイドログラフを図 1.18 に示す。

表 1.17 ピーク流量一覧（石原基準地点）

洪水	24時間雨量(mm)	計算流量 (m ³ /s)	1/200確率雨量(mm) × 1.1	拡大率	石原地点 ピーク流量(m ³ /s)
1 S13.8洪水	313.3	4,059	480	1.534	10,100
2 S16.7洪水	283.0	3,571	480	1.698	8,500
3 S20.10洪水	230.7	2,976	480	2.083	8,900
4 S22.9洪水	373.2	4,793	480	1.287	7,000
5 S23.9洪水	275.3	2,901	480	1.745	9,600
6 S33.9.16洪水	243.7	2,492	480	1.972	11,700
7 S33.9.25洪水	311.8	3,009	480	1.541	7,700
8 S49.8洪水	295.6	3,593	480	1.625	8,700
9 S57.9洪水	237.7	3,022	480	2.021	8,600
10 H11.8洪水	303.7	3,818	480	1.582	8,000
11 H13.9洪水	236.7	2,864	480	2.030	6,500
12 H19.9洪水	268.6	4,358	480	1.789	9,900
13 H29.10洪水	228.1	2,880	480	2.106	8,600
14 R1.10洪水	467.3	7,766	480	1.028	8,200

※100m³/s の端数については、切り上げるものとした

※グレー着色：短時間雨量あるいは小流域が著しい引伸ばしとなっている洪水

※拡大率：「24 時間雨量(mm)」と「1/200 確率雨量×1.1」との比率

※計算流量：流出計算モデルを用いて実績降雨から算出した流量

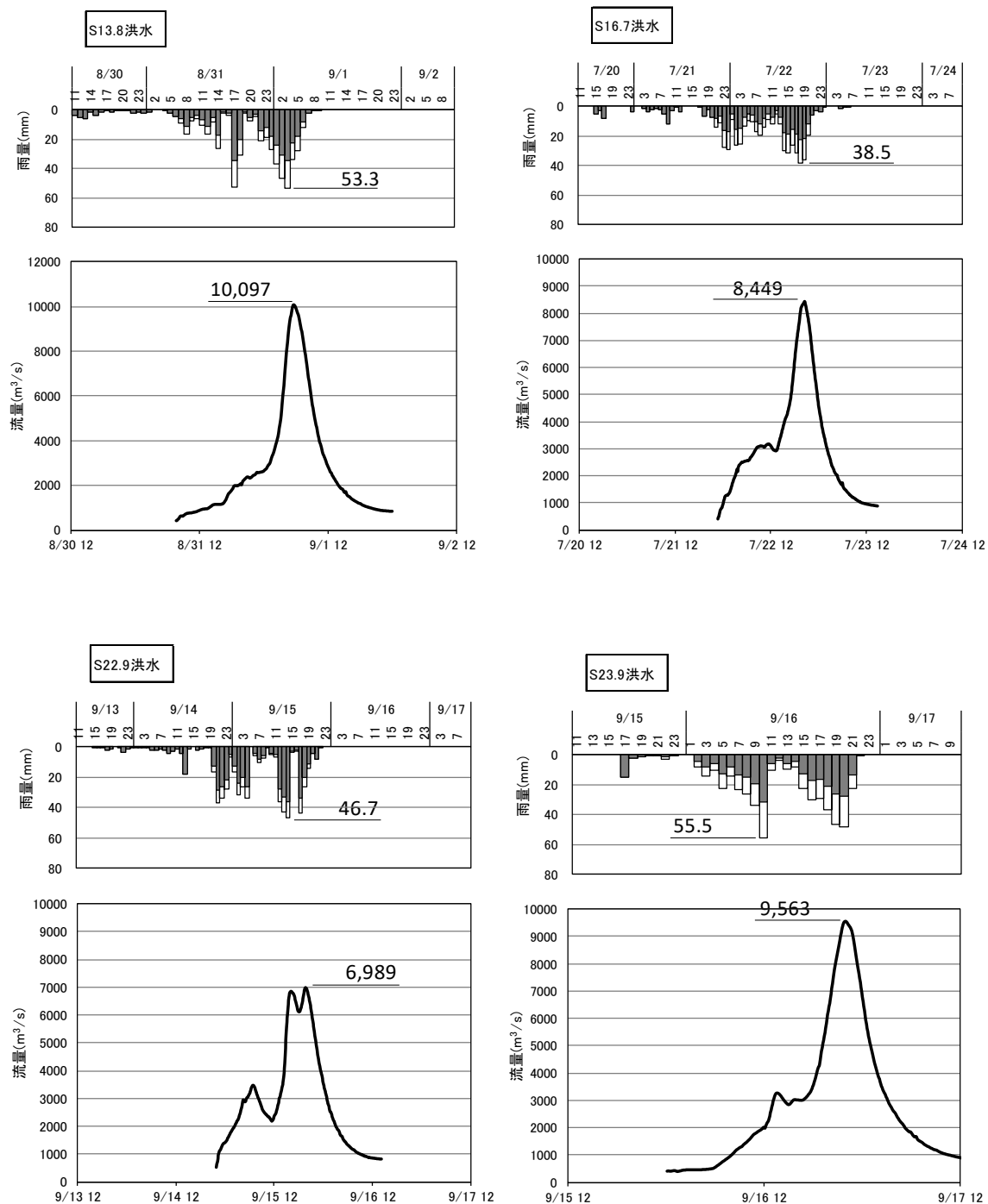


図 1.18(1) 基本高水ハイドログラフ（基準地点石原）

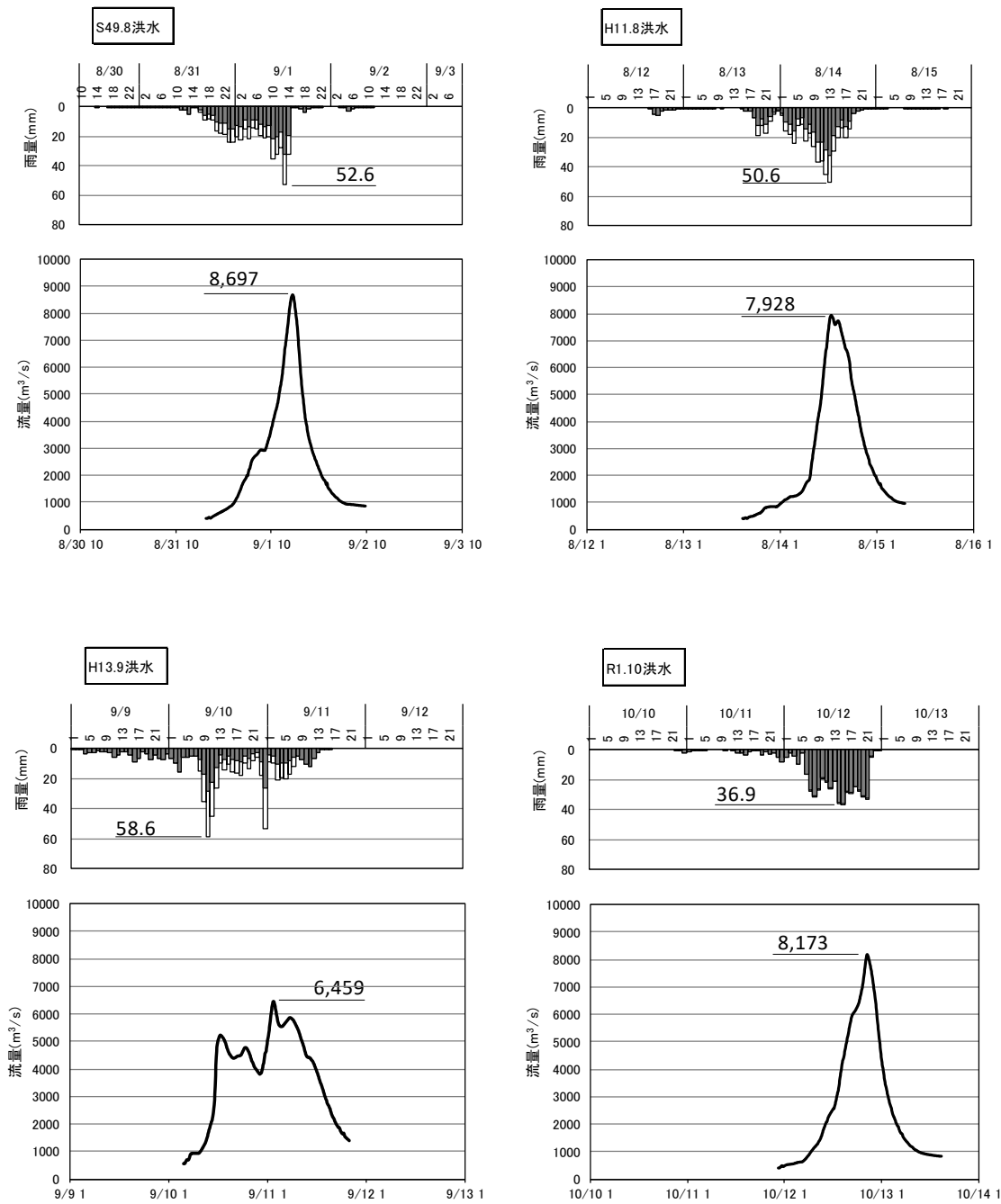


図 1.18(2) 基本高水ハイドログラフ (基準地点石原)

1-11 総合確率法による検討

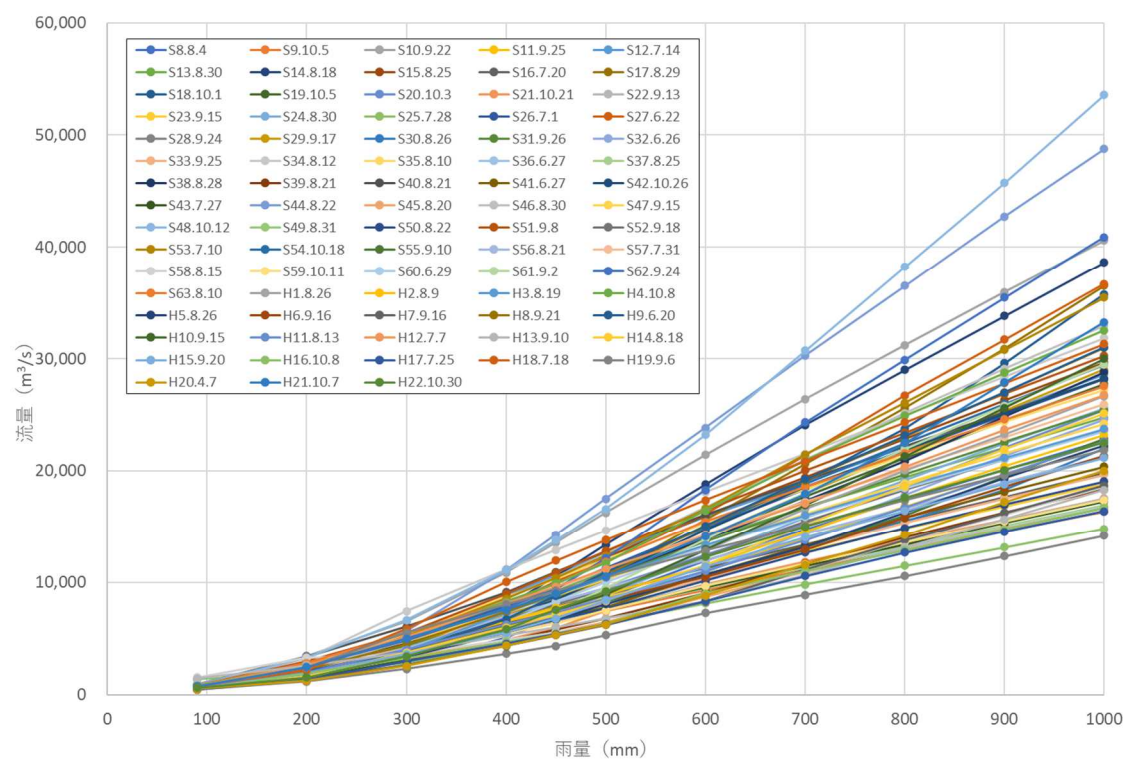
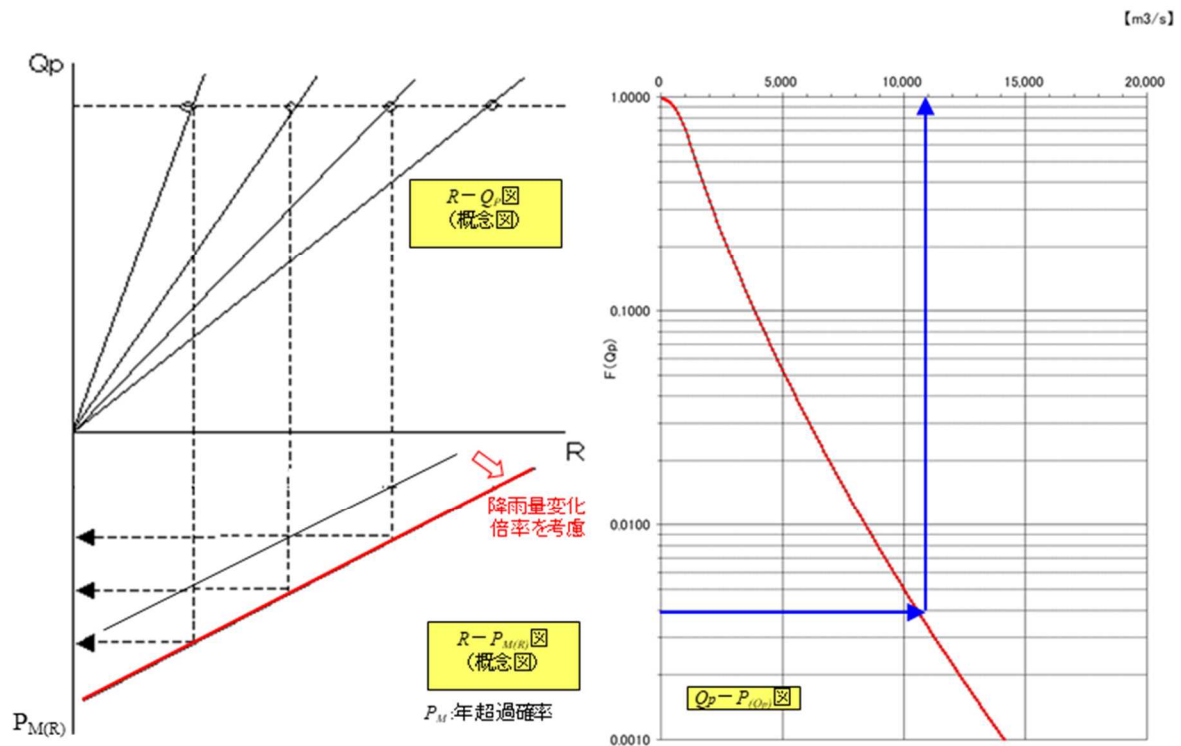
既定計画において基本高水のピーク流量は、代表洪水における降雨波形について、総雨量を任意に与えて流出計算を行うことにより得られる最大流量の生起状況を総雨量の生起状況から推算し、確率流量を算定する「総合確率法」により設定してきた。この概念を図 1.19 に示す。

多摩川の基本高水のピーク流量の検討にあたっては総合確率法による確認も実施した。実施にあたり、表 1.10 に示す昭和 8 年（1933 年）から平成 22 年（2010 年）までの 78 年間の年最大 24 時間雨量を記録した洪水を対象に、石原上流域の流域平均 24 時間雨量（ R ）が任意の 24 時間雨量（100 mm、200 mm、300 mm、400 mm、500 mm、600 mm、700 mm、800 mm、900 mm 及び 1,000 mm）となるよう各降雨波形の小流域ごとの流域平均雨量の時間分布を引き伸ばし（引き縮め）、それぞれの任意の 24 時間雨量における各降雨波形における小流域ごとの流域平均時間雨量を求め、検討の対象とする降雨波形とした。

降雨波形ごとに任意の石原上流域の流域平均 24 時間雨量（ R ）に対するピーク流量（ Q_p ）を算出して、 R と Q_p の関係を求め、図 1.20 のとおり $R - Q_p$ 図を作成した。なお、これらの値の間の R と Q_p の関係については計算値を直線補間した。

作成した $R - Q_p$ 図により、78 の降雨波形ごとに任意の Q_p に対する雨量（ R_i ）を読み取り、 R_i に降雨量変化倍率（1.1 倍）を考慮した雨量の年超過確率 $P_{M(R)}$ により、各 R_i に対する年超過確率（ $P_{M(R_i)}$ ）を算出し、任意の Q_p に対する年超過確率 $P_{(Q_p)}$ の関係を求め、 $Q_p - P_{(Q_p)}$ 図を作成した。なお、 $Q_p - P_{(Q_p)}$ 図の作成に当たっては、 Q_p を $500\text{m}^3/\text{s} \sim 30,000\text{m}^3/\text{s}$ までの $500\text{m}^3/\text{s}$ ピッチの値として求め、これらの値の間の Q_p と $P_{(Q_p)}$ の関係については計算値を直線補間した。

このようにして作成した $Q_p - P_{(Q_p)}$ 図（図 1.21）から、基準地点石原における 1/200 確率流量は、約 $10,100\text{m}^3/\text{s}$ となった。



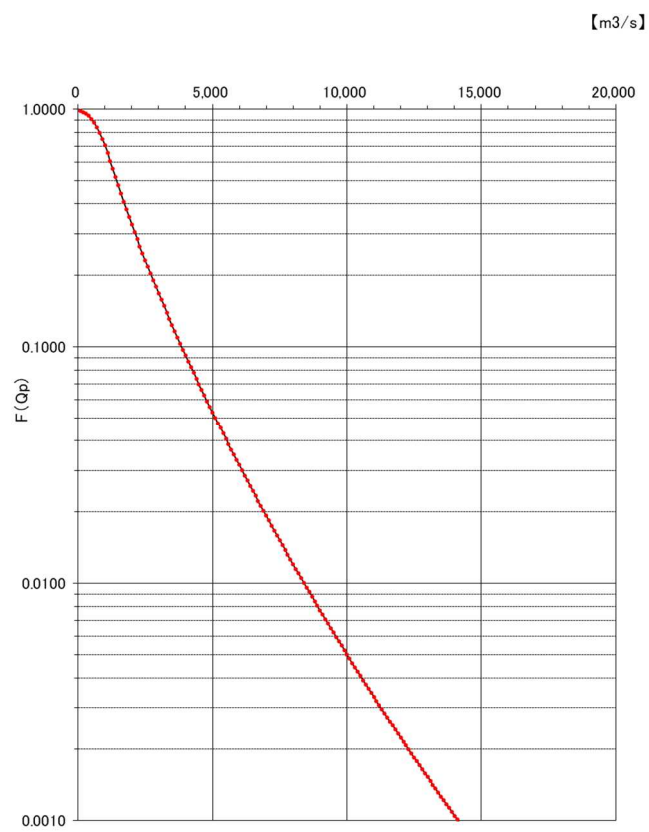


図 1.21 $Q_p - P_{(Q_p)}$

1-12 アンサンブル予測降雨波形による検討

1-12-1 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）、3,200 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 480.5 mm/24h（基準地点石原）に近い洪水を抽出した。抽出した 10 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 1/200 確率規模の 24 時間雨量 480.5 mm（基準地点石原）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、図 1.22 及び表 1.17 に示すとおり約 6,700m³/s～10,900m³/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。

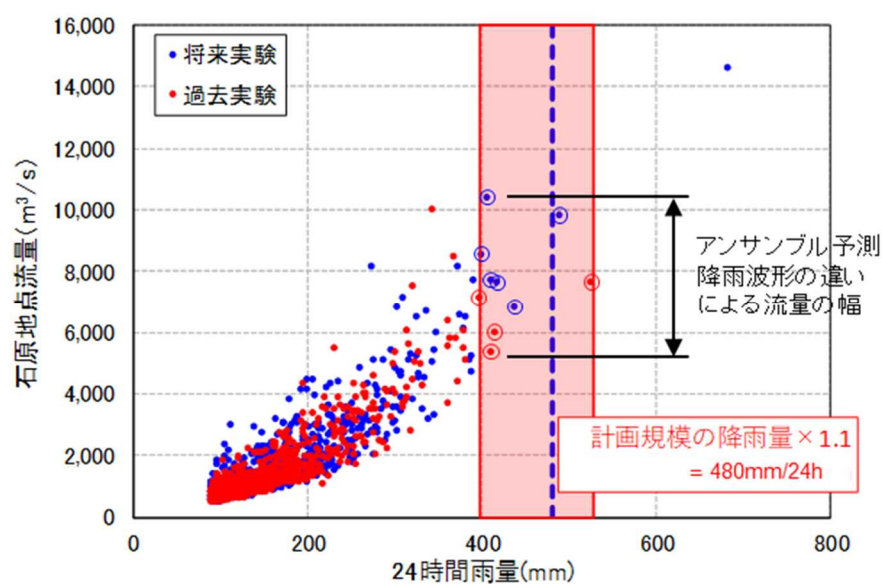


図 1.22 アンサンブル予測降雨波形からの抽出（基準地点石原）

表 1.18 アンサンブル予測降雨波形のピーク流量一覧（基準地点石原）

洪水名		石原地点 24時間雨量 (mm)	気候変動後 1/200雨量 (mm)	拡大率	石原地点 ピーク流量 (m³/s)
将来実験					
HFB_2K_GF_m105	2090.07.15	411.3	480	1.168	9,617
HFB_2K_MI_m101	2073.09.03	489.6		0.981	9,558
HFB_2K_MI_m105	2087.07.31	437.8		1.098	7,830
HFB_2K_MP_m101	2090.07.18	407.6		1.179	10,322
HFB_2K_MP_m105	2063.08.27	400.0		1.201	10,888
HFB_2K_MR_m105	2072.09.08	418.0		1.149	9,433
過去実験					
HPB_m005	1992.07.22	415.3	480	1.157	7,424
HPB_m006	2008.09.10	411.1		1.169	6,742
HPB_m008	2002.08.20	397.8		1.208	9,447
HPB_m009	2008.08.30	526.3		0.913	6,635

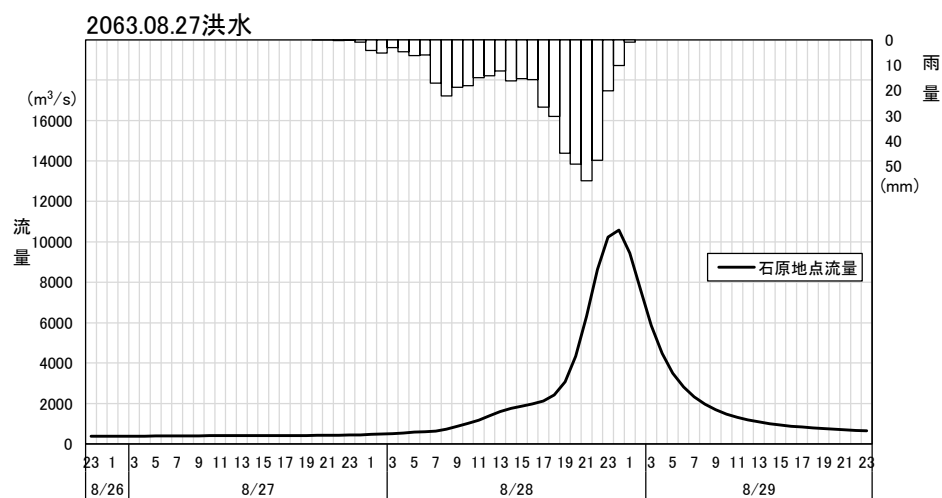
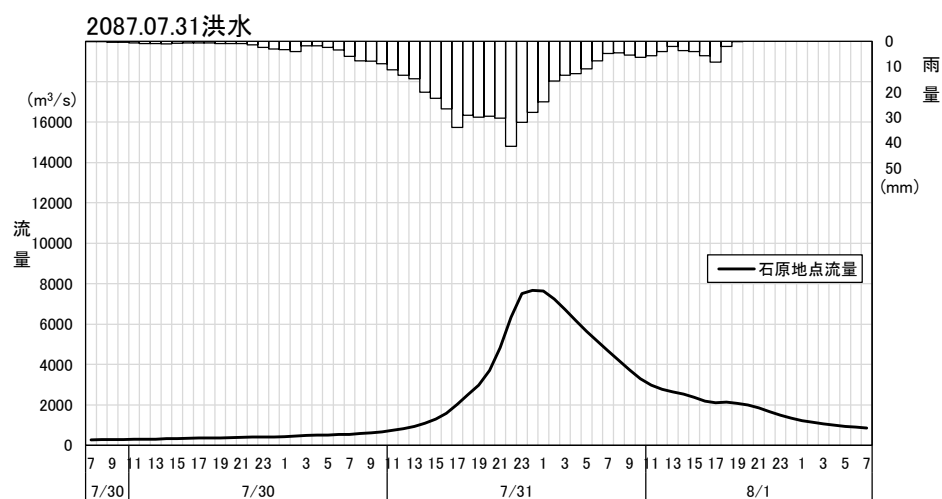
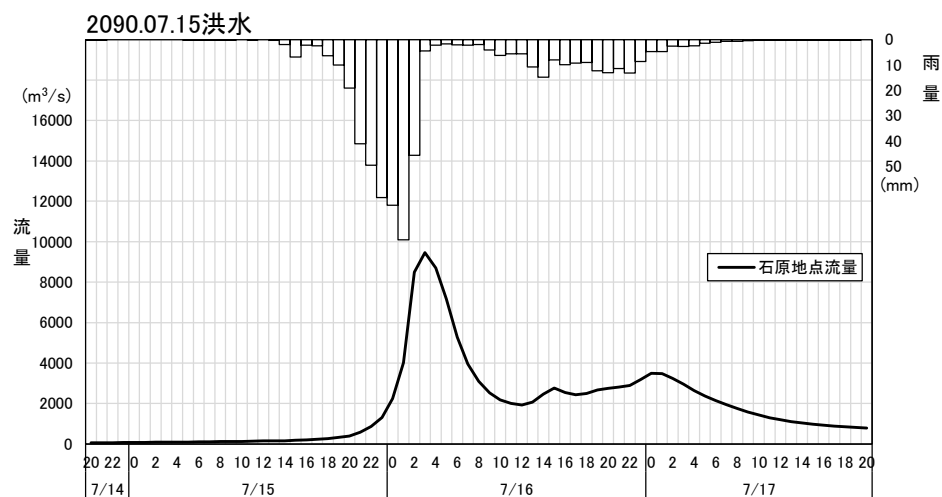


図 1.23(1) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点石原）

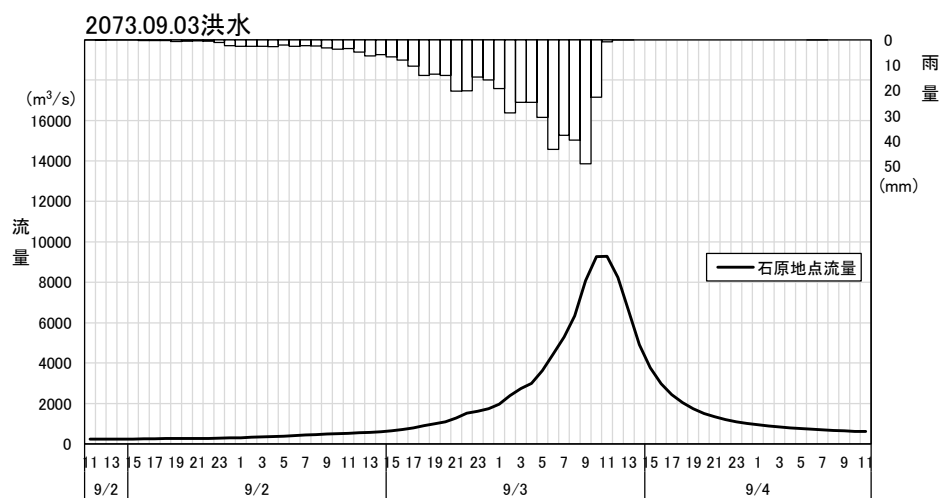
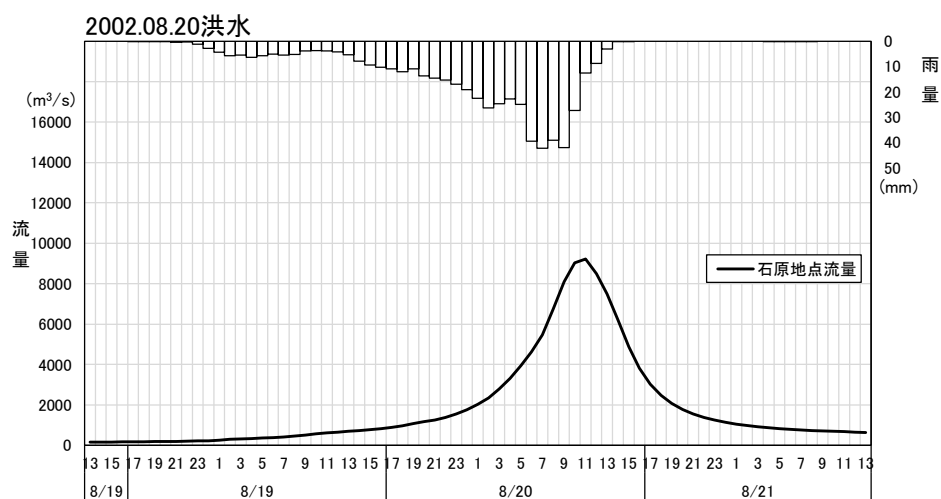
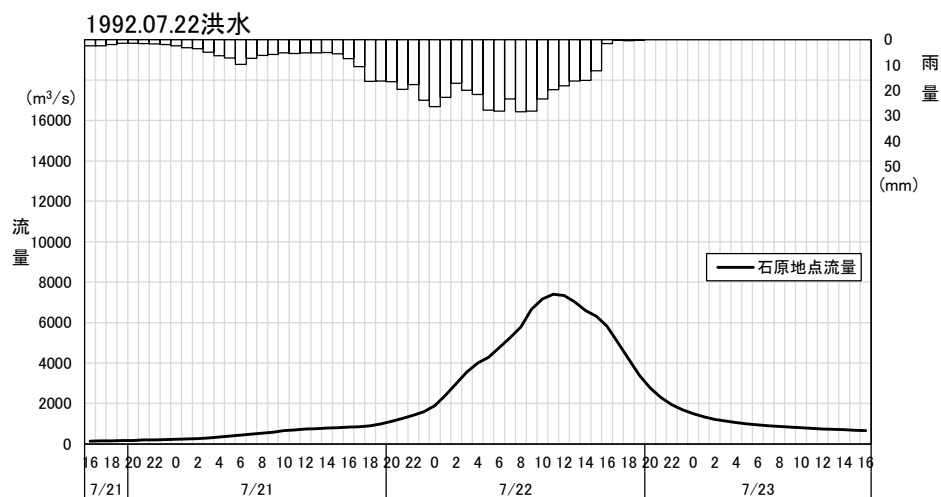


図 1.23 (2) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点石原)

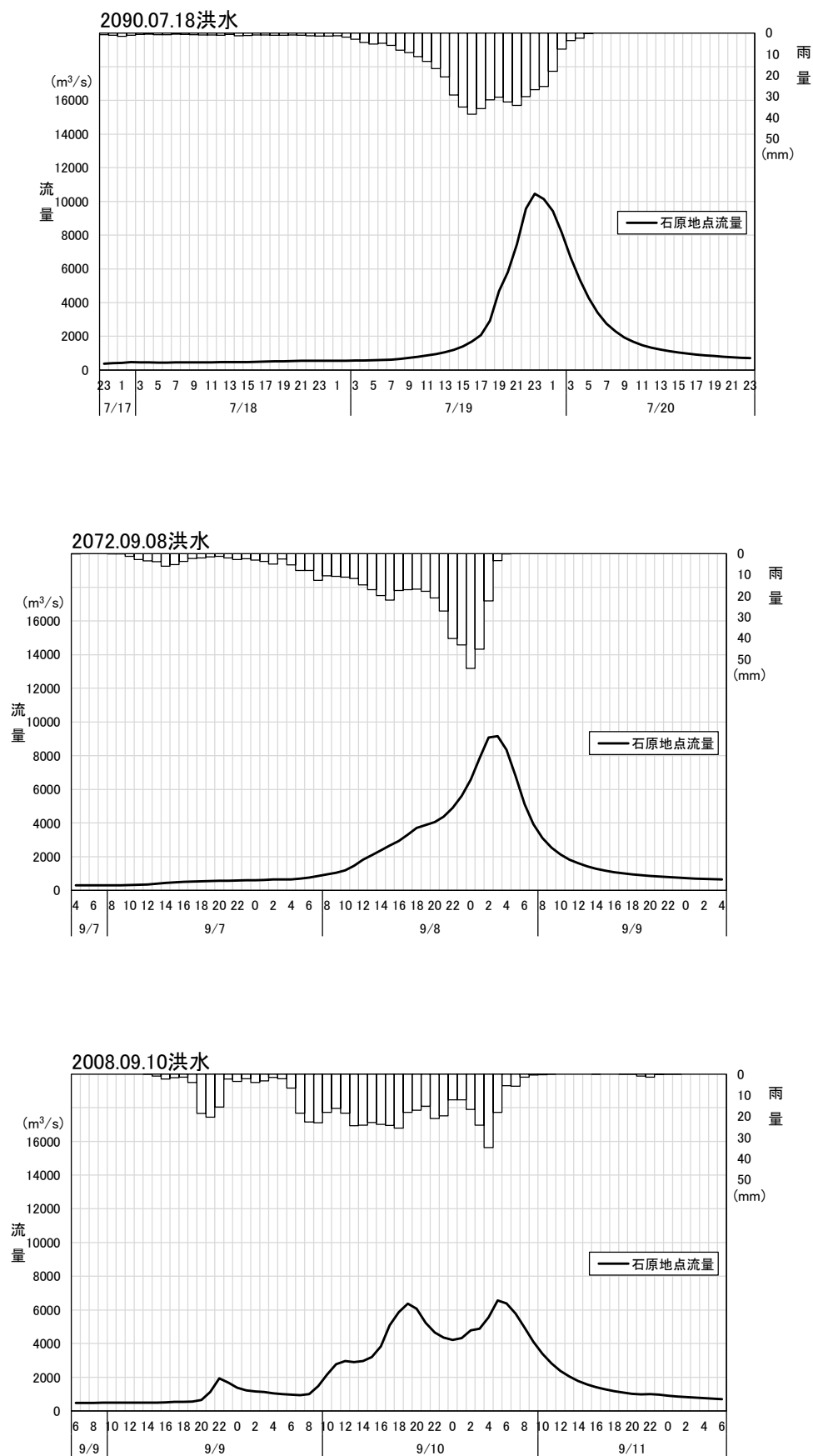


図 1.23 (3) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点石原）

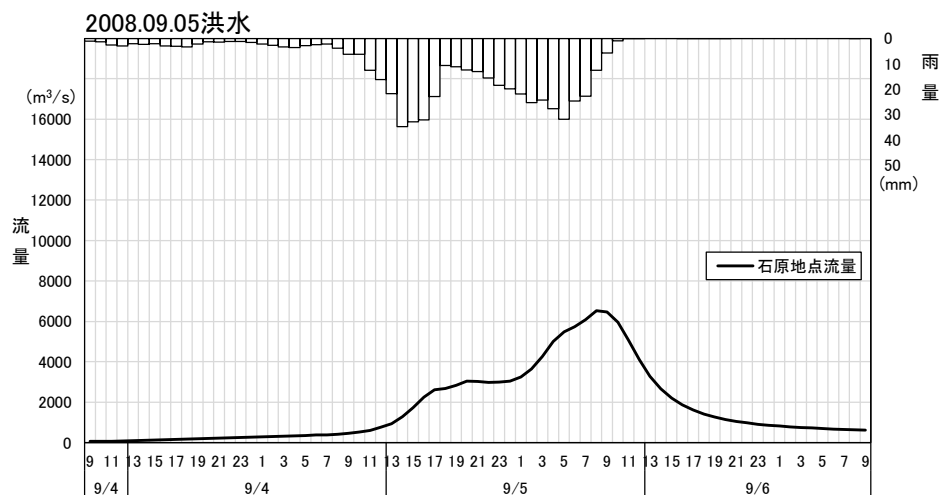


図 1.23(4) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点石原）

1-12-2 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する。

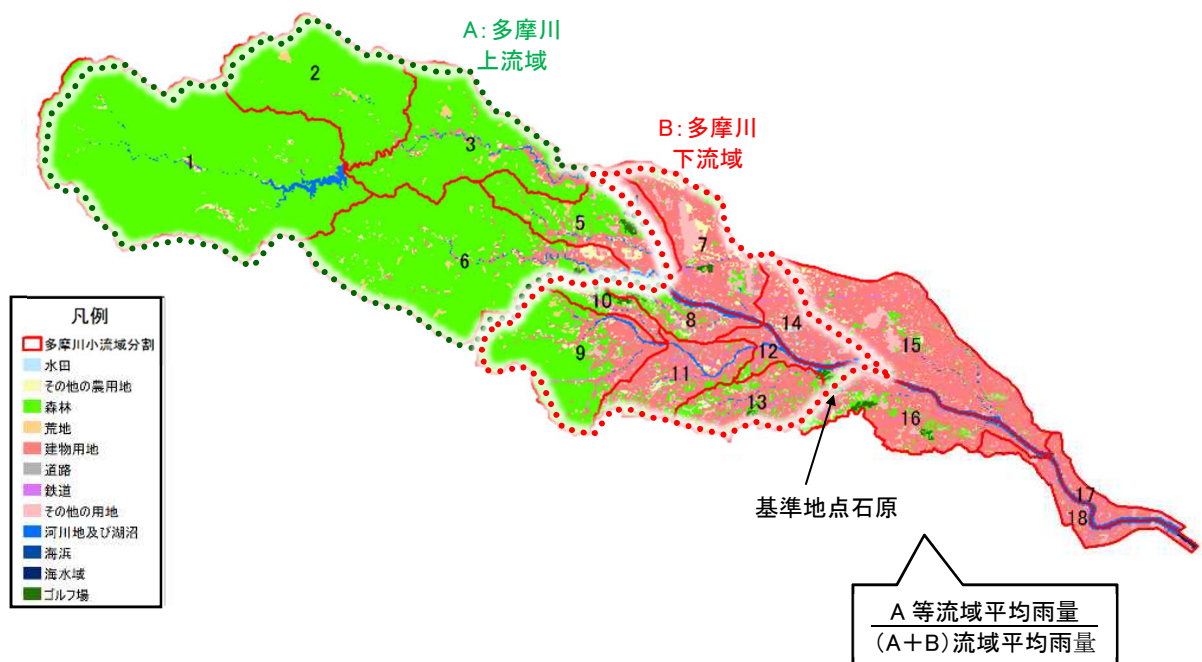


図 1.24 流域分割図

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（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、「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）を求める。（表 1. 19）

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、対象降雨波形に含めることを検討する。（表 1. 20）

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（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（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）を求める。（表 1. 21）

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、対象降雨波形に含めることを検討する。（表 1. 20）

これら地域分布や時間分布のチェックから、棄却された 6 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判断した。

表 1. 19 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

d2PDF アンサンブル	石原地点上流域 (1037.4km ²)	多摩川上流域 (688.4km ²)		多摩川下流域 (349.0km ²)	
	予測雨量① (mm/24hr)	予測雨量② (mm/24hr)	比率 ②/①	予測雨量③ (mm/24hr)	比率 ③/①
HFB_2K_GF_m105	411.3	406.5	0.988	420.8	1.023
HFB_2K_MI_m101	489.6	522.0	1.066	425.7	0.870
HFB_2K_MI_m105	437.8	475.1	1.085	364.2	0.832
HFB_2K_MP_m101	480.3	543.8	1.132	361.8	0.753
HFB_2K_MP_m105	425.6	475.0	1.116	328.5	0.772
HFB_2K_MR_m105	418.0	417.6	0.999	421.1	1.007
HPB_m005	415.3	467.9	1.127	311.5	0.750
HPB_m006	411.1	414.4	1.008	414.3	1.008
HPB_m008	397.8	424.6	1.067	344.8	0.867
HPB_m009	526.3	580.1	1.102	426.6	0.810

：最大比率

表 1.20 雨量の比率（棄却した引き伸ばし降雨波形）

棄却した 実績洪水	石原地点上流域 (1037.4km ²)			多摩川上流域 (688.4km ²)		多摩川下流域 (349.0km ²)	
	実績雨量 (mm/24hr)	計画降雨量①' (mm/48hr)	拡大率	拡大後雨量②' (mm/24hr)	比率 ②'/①'	拡大後雨量③' (mm/24hr)	比率 ③'/①'
S20.10.04	230.7	480.5	2.083	387.6	0.807	663.7	1.381
S33.09.16	243.7	480.5	1.972	577.7	1.202	289.3	0.602
S33.09.25	311.8	480.5	1.541	449.0	0.934	542.7	1.129
S57.09.10	237.7	480.5	2.021	461.9	0.961	510.9	1.063
H19.09.05	268.6	480.5	1.789	602.0	1.253	240.9	0.501
H29.10.21	228.1	480.5	2.107	425.5	0.885	582.7	1.213

※ ■：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

表 1.21 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

d2PDF アンサンブル	石原地点上流				
	24時間予測雨量① (mm/24hr)	12時間予測雨量② (mm/12hr)	6時間予測雨量③ (mm/12hr)	比率 ②/①	比率 ③/①
HFB_2K_GF_m105	411.3	339.6	298.9	0.826	0.727
HFB_2K_MI_m101	489.6	358.8	229.9	0.733	0.469
HFB_2K_MI_m105	437.8	318.4	178.2	0.727	0.407
HFB_2K_MP_m101	480.3	371.6	204.6	0.774	0.426
HFB_2K_MP_m105	425.6	309.0	225.6	0.726	0.530
HFB_2K_MR_m105	418.0	301.1	203.0	0.720	0.486
HPB_m005	415.3	252.6	138.1	0.608	0.333
HPB_m006	411.1	225.4	124.7	0.548	0.303
HPB_m008	397.8	288.6	178.6	0.726	0.449
HPB_m009	526.3	284.1	176.9	0.540	0.336

■：最大比率

表 1.22 雨量の比率（棄却した引き伸ばし降雨波形）

棄却した実績 洪水	石原地点上流						
	実績雨量 (mm/24hr)	計画降雨量①' (mm/48hr)	拡大率	12時間雨量②' (mm/24hr)	6時間雨量③' (mm/24hr)	比率 ②'/①'	比率 ③'/①'
S20.10.04	230.7	480.5	2.083	359.9	229.0	0.749	0.477
S33.09.16	243.7	480.5	1.972	403.5	290.0	0.840	0.604
S33.09.25	311.8	480.5	1.541	330.2	189.2	0.687	0.394
S57.09.10	237.7	480.5	2.021	313.8	234.7	0.653	0.488
H19.09.05	268.6	480.5	1.789	359.5	206.1	0.748	0.429
H29.10.21	228.1	480.5	2.107	309.0	238.9	0.643	0.497

※ ■：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

1-12-3 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の確認を実施した。

波形パターンの解析にはクラスター分析を用いた。多摩川流域では、アンサンブル将来予測降雨波形群を対象に、4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。

基準地点石原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、1、3、4と評価された。(表 1. 23)

基準地点石原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2に該当する2洪水を計画降雨量近傍から抽出し、気候変動を考慮した1/200確率規模の降雨量まで引伸ばして、流出計算モデルにより流出量を算出し基本高水流量の検討に用いることとした。(表 1. 24)

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ウォード法によりクラスターに分類した。

表 1. 23 主要洪水のクラスター分析結果

洪水名	クラスター 番号 4分類	対象波形※
主要洪水波形		
S13.8洪水	4	○
S16.7洪水	3	○
S20.10洪水	3	×
S22.9洪水	4	○
S23.9洪水	4	○
S33.9.16洪水	4	×
S33.9.25洪水	3	×
S49.8洪水	4	○
S57.9洪水	1	×
H11.8洪水	1	○
H13.9洪水	1	○
H19.9洪水	4	×
H29.10洪水	1	×
R1.10洪水	1	○

※凡例 ○: 対象波形、×: 棄却波形

表 1.24 クラスタ分析により主要洪水群に不足する降雨波形

洪水名	クラスター	24時間雨量 (mm)	計画降雨量 (mm)	拡大率	石原地点 ピーク流量 (m^3/s)
HPB_m002 H13.8.1	2	323.4	480.5	1.486	8,257
HPB_m006 H2.8.27	2	361.7		1.328	5,294

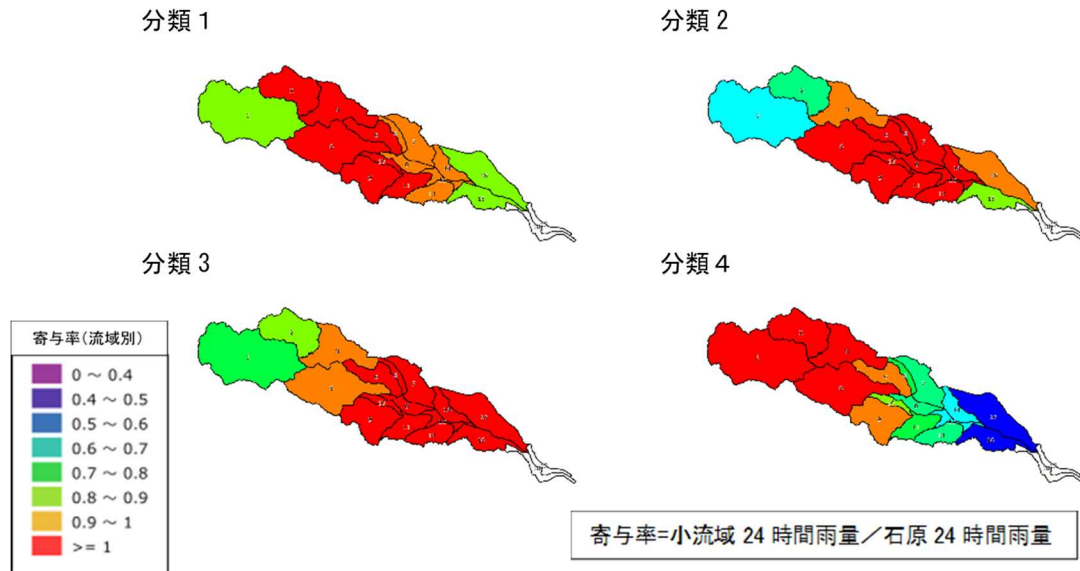


図 1.25 多摩川流域における将来実験アンサンブル予測降雨のクラスタ分析結果

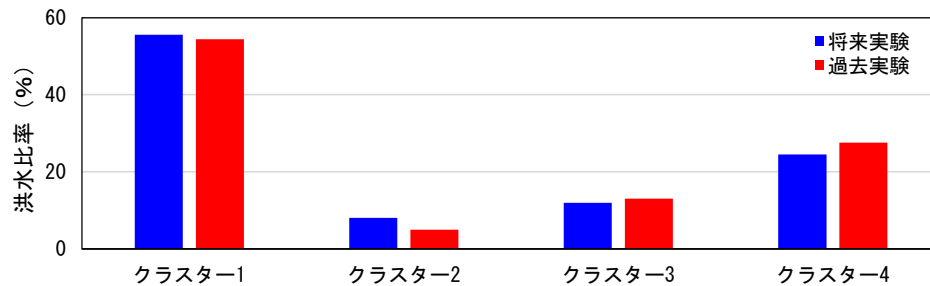


図 1.26 多摩川流域におけるアンサンブル予測降雨の出現頻度(クラスターごと)

1-13 既往洪水からの検討

近年に甚大な被害をもたらした令和元年（2019 年）10 月の東日本台風では、基準地点石原の実績流量（ダム・氾濫なしの流量）は約 7,300 m^3/s と推定した。

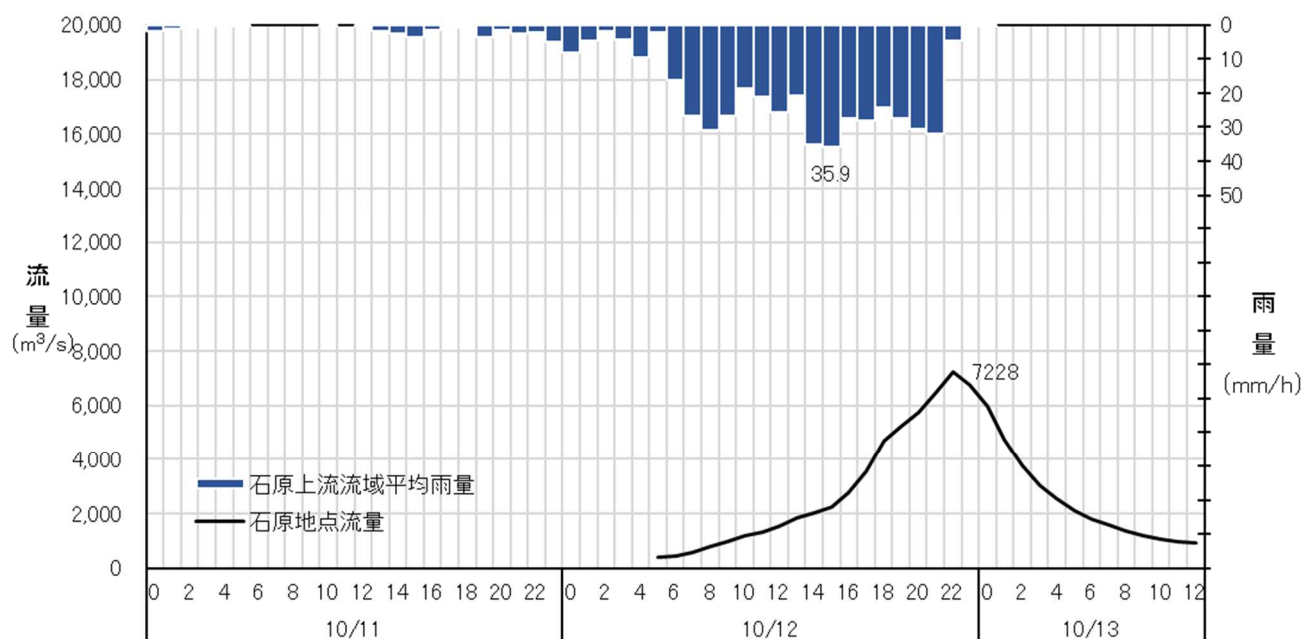


図 1.27 令和元年東日本台風（台風第 19 号）洪水の推定結果
（基準地点石原）

また、過去の文献から痕跡水位や氾濫域の概要が確認可能であった明治 40 年（1907 年）8 月洪水について、流量の推定を参考に実施した。

推定にあたっては、神奈川県川崎市高津区久地地先の洪水位、明治・大正時代の地形図及び多摩川の横断図等をもとに洪水氾濫量を考慮し、明治 40 年（1907 年）8 月洪水は基準地点石原において 8,900 m^3/s 程度の規模であったと推定した。

1-14 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の変化倍率 1.1 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。

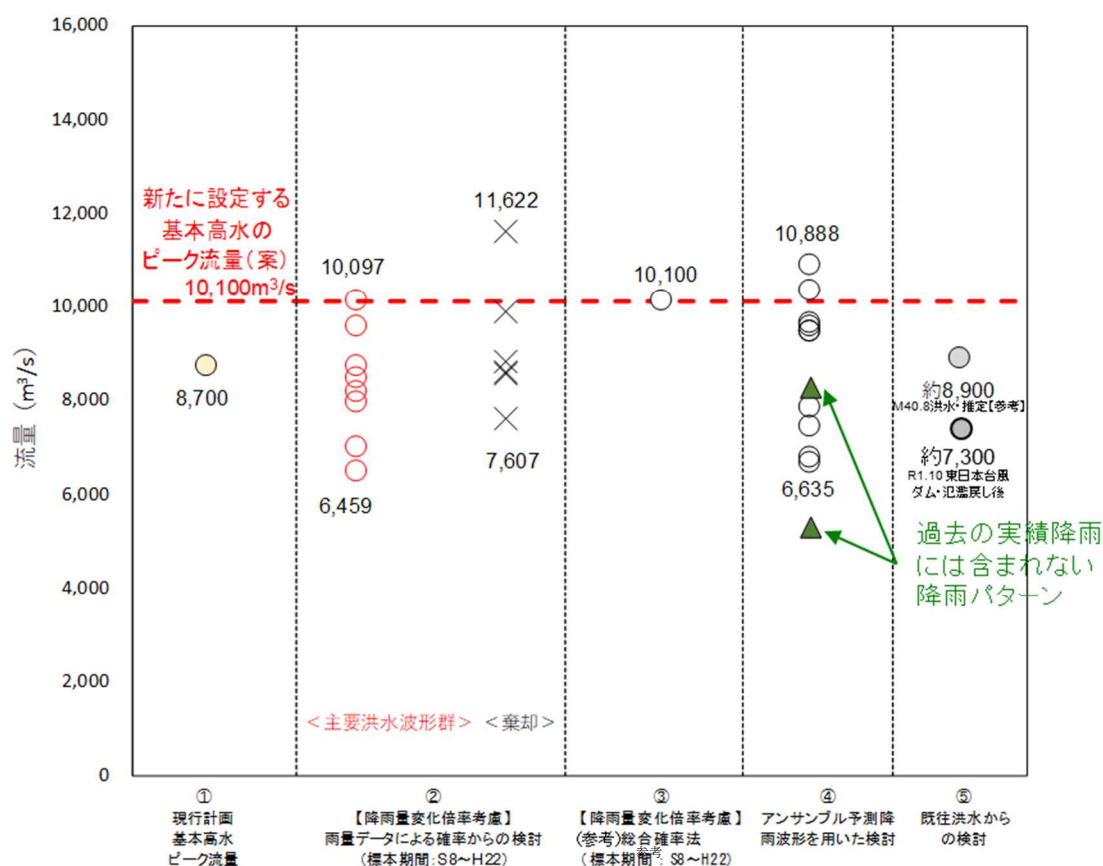


図 1.27 基本高水の設定に係る総合的判断 (基準地点石原)

その結果、図 1.27 に示すとおり多摩川水系における基本高水のピーク流量は、基準地点石原で 10,100m³/s とし基本高水のピーク流量ハイドログラフを図 1.28 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 1.1 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
- 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（436.8mm/24h）近傍の 10 洪水を抽出
 - ：気候変動予測モデルによる将来気候（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（石原地点では、計画降雨量近傍のクラスター2 に該当する 2 洪水を抽出）

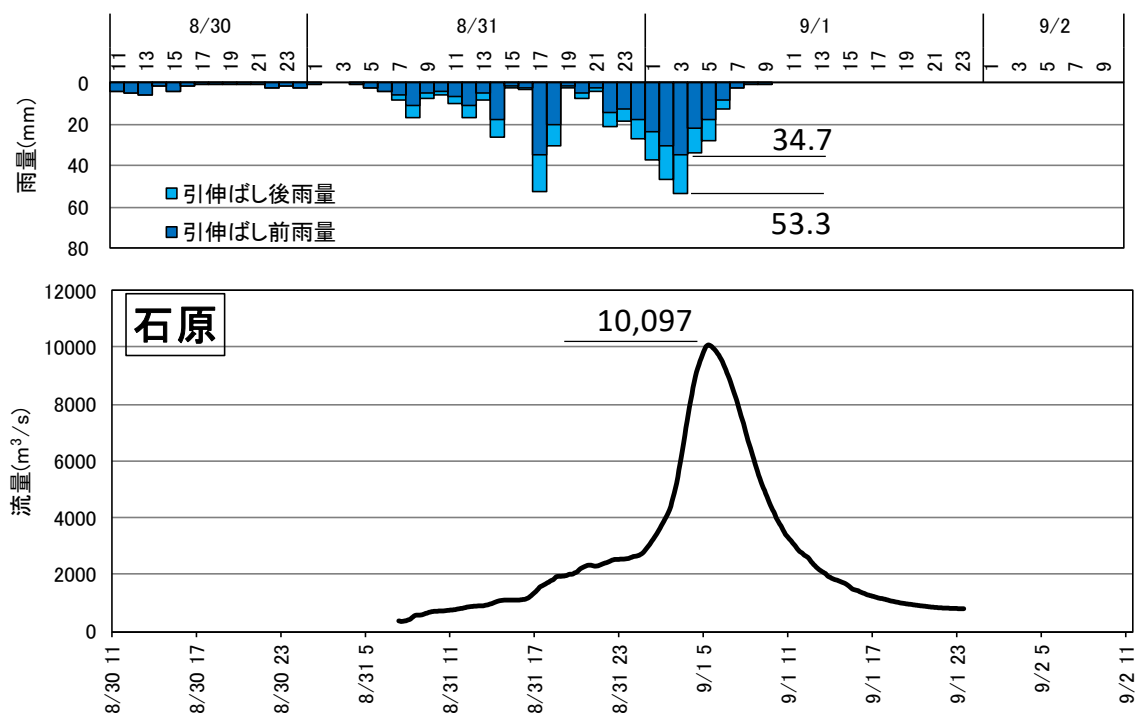


図 1.28 基本高水のピーク流量ハイドログラフ（昭和 13 年 8 月洪水）

2 高水処理計画

これまでの多摩川は、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 12 年に策定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、基準地点石原における基本高水のピーク流量 $8,700\text{m}^3/\text{s}$ 、計画高水流量 $6,500\text{m}^3/\text{s}$ 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、新たに基準地点石原における基本高水のピーク流量を見直した結果、現行の基本方針の基本高水のピーク流量 $8,700\text{m}^3/\text{s}$ を $10,100\text{m}^3/\text{s}$ に変更する計画とした。

外力の増大に対応した河道計画を検討する必要性があり、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多摩川らしい治水・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石原区間において、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、アユ等の遡上環境や掘削による再堆積にも配慮しながら、公園として利用されている高水敷の一部掘削を想定し、低水路幅を拡幅することで $7,400\text{m}^3/\text{s}$ の流下可能な断面の確保が可能である。

なお、河道掘削が利用に与える影響も踏まえ、利用形態が一部変わることも含め、多摩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

多摩川の計画高水流量は、石原地点において $7,400 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、各主要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た。各地点の計画高水流量は以下のとおりとする。

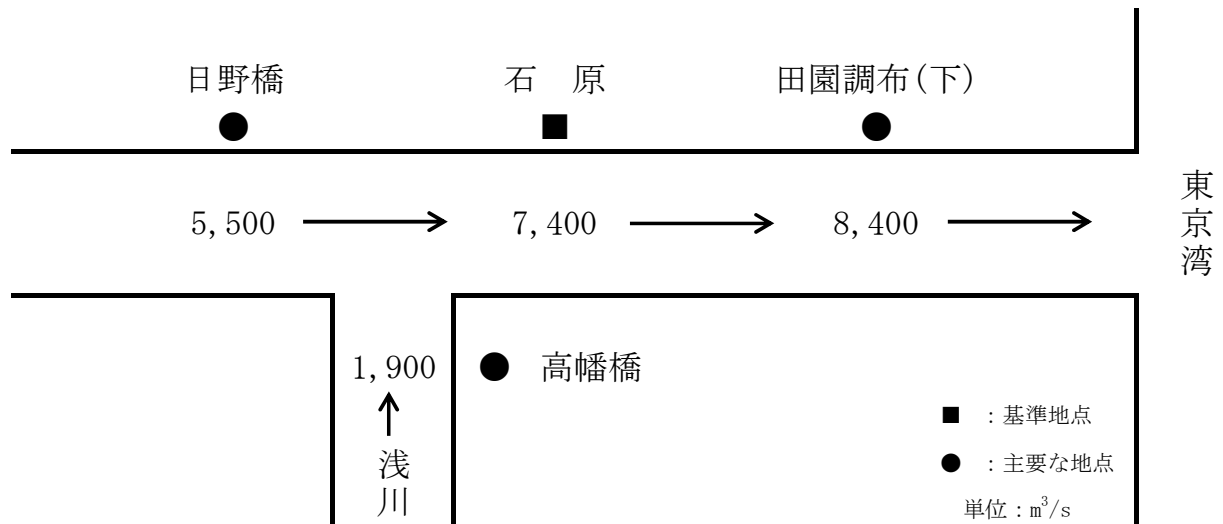


図 3-1 多摩川計画高水流量図

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。

- ①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。
- 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(1)～(3)に示すとともに、主要地点における計画高水位及び概ねの川幅を表 3.1 に示す。

表 3.1 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		川幅 (m)
			T. P. (m)	A. P. (m)	
多摩川	日 野 橋	39.8	68.78	69.91	340
	石 原	27.7	32.21	33.34	360
	田園調布(下)	13.2	9.08	10.21	400
	多摩川河口	0.0	3.37	4.50※	580
浅 川	高 幡 橋	多摩川合流点から 2.2	68.33	69.46	140

(注) T. P. (Tokyo Peil) : 東京湾中等潮位

A. P. (Arakawa Peil) : 零点高 = T. P. 零点高 - 1.13m

※: 計画高潮位

既往高潮計画において河口部の計画高潮位は、朔望平均満潮位（A. P. +2. 0m）に潮位偏差（1. 8m）を加えた A. P. +3. 8m と設定している。

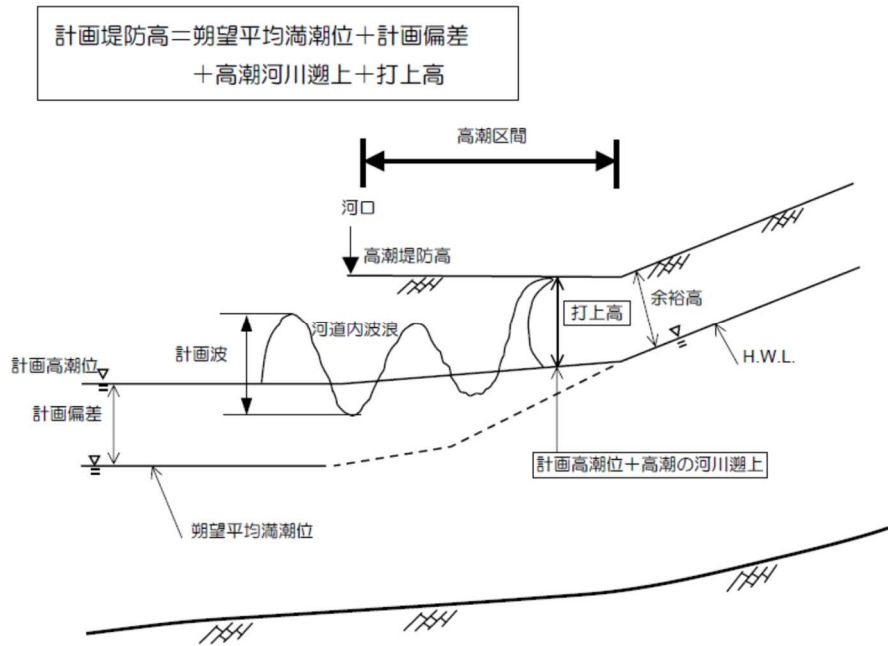


図 3. 2 高潮計画概念図

表 3. 2 既往高潮計画諸元表(1)

地点 k	朔望平均満 潮位(A.P.m)	偏差 (m)	潮位の遡上 (m)	計画高潮位 (A.P.m)	うちあげ高 (m)	地盤沈下 (m)	天端高 (A.P.m)	高潮堤防計 画天端高 (A.P.m)	河川堤防計 画築堤高 (A.P.m)
2.0	-	-	-	-	-	-	-	6.5	5.36
2.4	2	1.8	0.18	3.98	2.55	0.15	6.68	6.5	-
大師橋	2	1.8	0.19	3.99	1.95	0.15	6.09	6.5	-
3.0	2	1.8	0.2	4	1.34	0.2	5.54	6.5	5.81
3.6	2	1.8	0.24	4.04	-	0.2	-	6.5	-
4.0	2	1.8	0.28	4.08	-	0.2	-	6.5	6.34
4.2	-	-	-	-	-	-	-	6.5	-
5.0	-	-	-	-	-	-	-	-	6.84

表 3.3 既往高潮計画諸元表(2)

諸元	値	設定根拠
計画高潮位	A.P.+3.80m	朔望平均満潮位+最大偏差
朔望平均満潮位	A.P.+2.00m	川崎検潮所 昭和 33 年～40 年の台風期（7～10 月）朔望平均満潮位の平均
最大偏差	1.8m	モデル台風（伊勢湾台風規模+キティー台風コース）の、多摩川河口部における最大偏差 気象庁等により行われた検討事例をもとに、値を設定
高潮の遡上	2.7m	線形一次元不定流計算結果により、伊勢湾台風の場合の値を算定
波浪推算		モデル台風 ⅰ) 伊勢湾台風規模+キティー台風コース ⅱ) 伊勢湾台風規模+キティー台風コースを 20km 西方に移動したコース 上記、モデル台風時の波を波浪推算（SMB 法）により設定
波のうちあげ高		模型実験結果により設定
地盤沈下量		国土地理院が昭和 32 年～36 年の調査により設定した年平均地盤沈下量を元に、設定した。

今回、気候変動を考慮した計画高潮位の設定をした。

IPCC のレポートでは、2100 年までの平均海面水位の予測上昇範囲は、RCP2.6（2℃上昇に相当）で 0.29～0.59m とされている。

一方で、東京都（東京湾）ではその上限値 0.6m を海面上昇量として検討されており、整合性を踏まえ、気候変動により予測される平均海面水位の上昇量を 0.6m として検討を行った。気候変動を踏まえた外力として朔望平均満潮位、台風の中心気圧、台風経路を設定し、その設定に当たっては、東京都（東京湾）と整合を図った。

具体的には、近傍の川崎検潮所における近 5 箇年の朔望平均満潮位から A.P. +2.0m と設定した。（表 3.4）

表 3.4 川崎検潮所の近 5 箇年の朔望平均満潮位

年	通年	台風期（7－10 月）
H29	1.964	2.029
H30	1.962	2.031
R1	2.002	2.083
R2	1.963	2.010
R3	2.001	2.087
平均	1.978	2.048

台風の中心気圧については、東京都（東京湾）における台風の中心気圧の設定（d2PDF の分析結果）から 930hPa を想定した。台風経路は、伊勢湾台風、キティ台風、大正 6 年台風の経路を平行移動させたものから、多摩川河口で危険となる経路を選定した。経路図について、図 3.3 に示す。

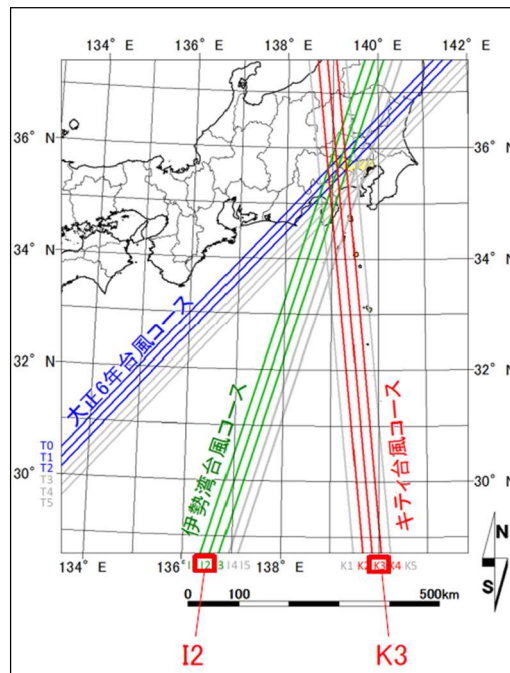


図 3.3 設定台風経路図

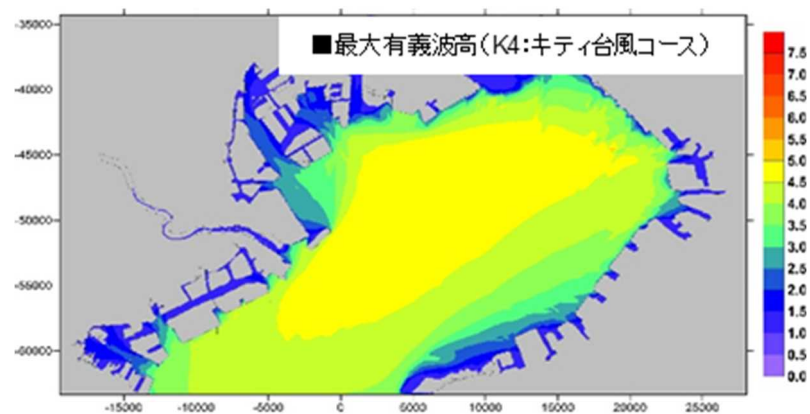


図 3.4 シミュレーション結果（最大有義波高）

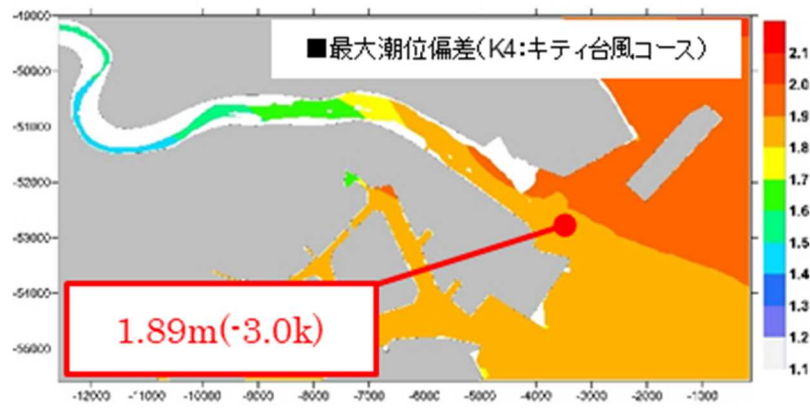


図 3.5 シミュレーション結果（最大潮位偏差）

気候変動を考慮した台風（中心気圧 930hPa）が東京湾を通過した場合の多摩川河口の潮位偏差を数値シミュレーションから算出し、図 3.5 のとおり最大潮位偏差は 1.89m となった。

気候変動を考慮した河口部の計画高潮位を、朔望平均満潮位 A.P. +2.0m に潮位偏差 1.89m 及び海面上昇量 0.6m を加えた A.P. +4.5m と設定した。

多摩川水系では、河道の流下能力の算定条件として、朔望平均満潮位に密度差を加えた水位を河口の出発水位として設定している。仮に出発水位が RCP シナリオの上限値 0.6m まで上昇した場合、0.0k～1.2k の区間において HWL を約 0.13m 超過することが想定されるが、計画高潮位を下回り、気候変動の影響により海面水位が上昇したとしても、河口部の計画高水位に影響を与えるものではないことを確認した。（図 3.6）

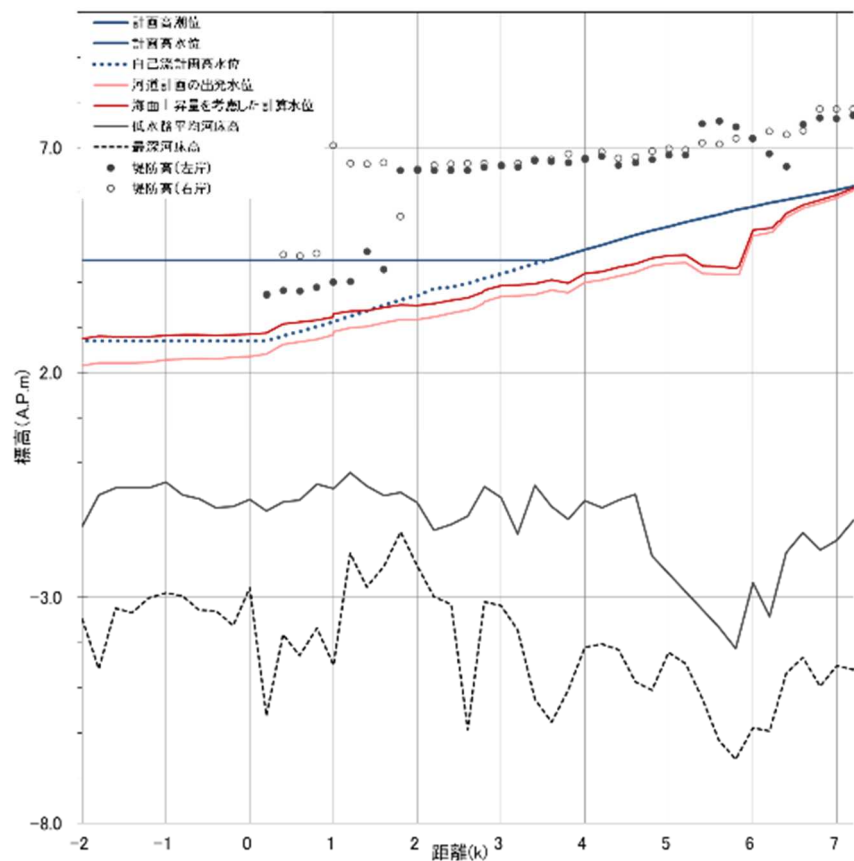


図 3.6 気候変動を踏まえた計画高潮位・洪水流下

5 河川管理施設等の整備の現状

多摩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4年3月末時点）は表4.1のとおりである。

表 4.1 堤防整備の状況

水系名	計画堤防断面	今後整備が必要な区間
多摩川	84.2km (81%)	19.3km (19%)

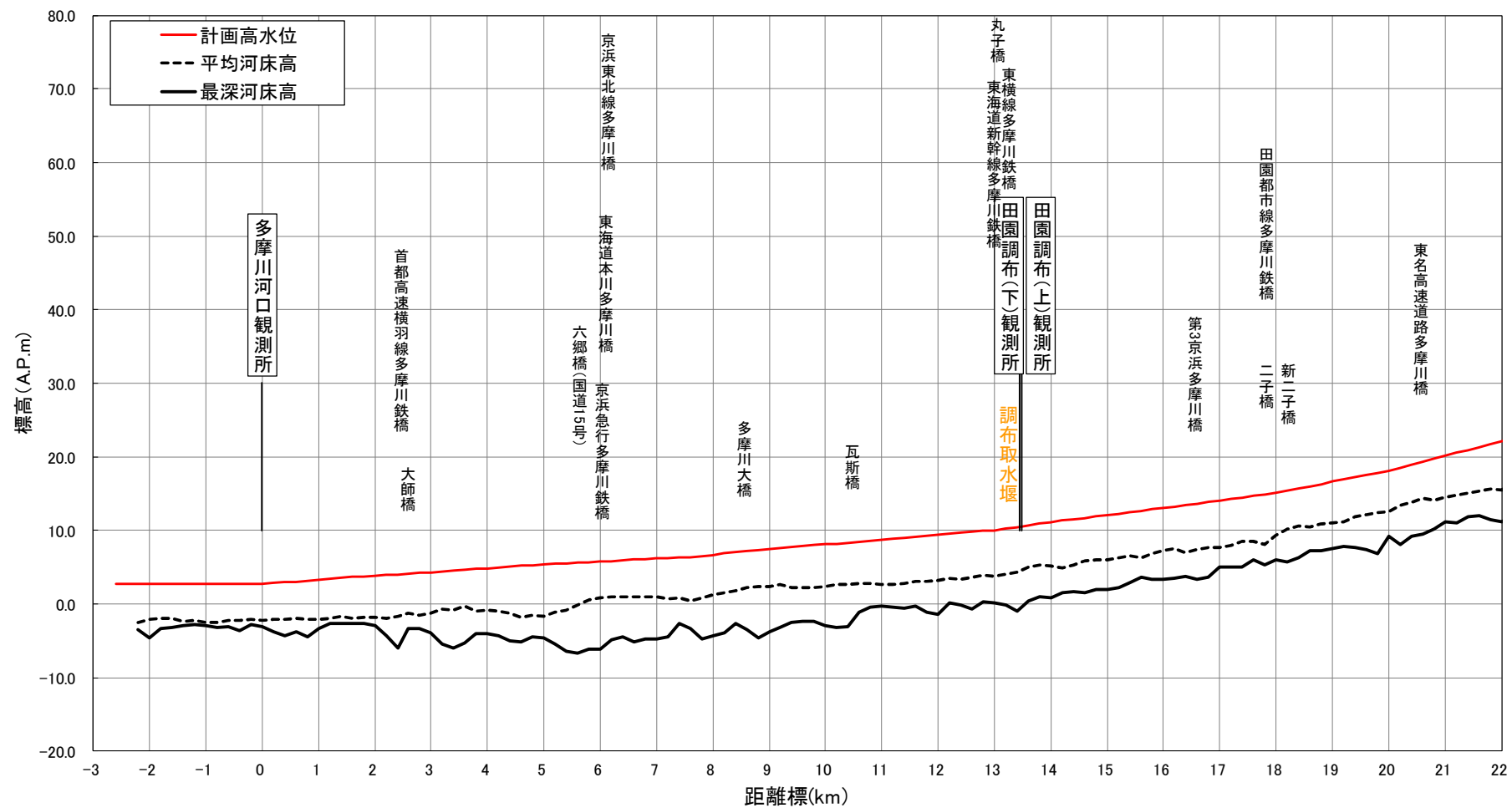
(2) 洪水調節施設

完成施設 : 0 千 m^3

残りの必要容量 : 概ね 98,800 千 m^3

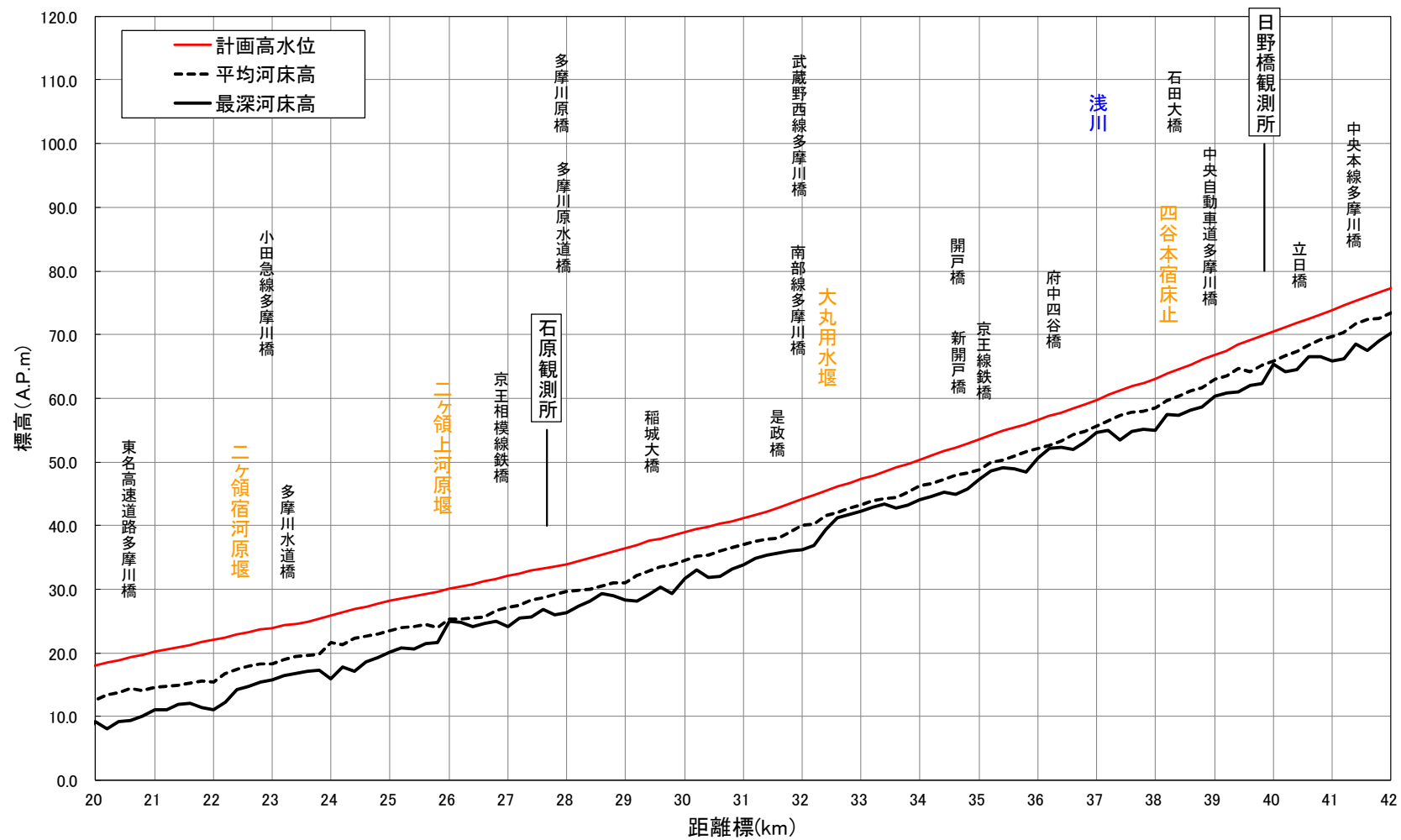
(3) 排水機場等

河川管理施設なし



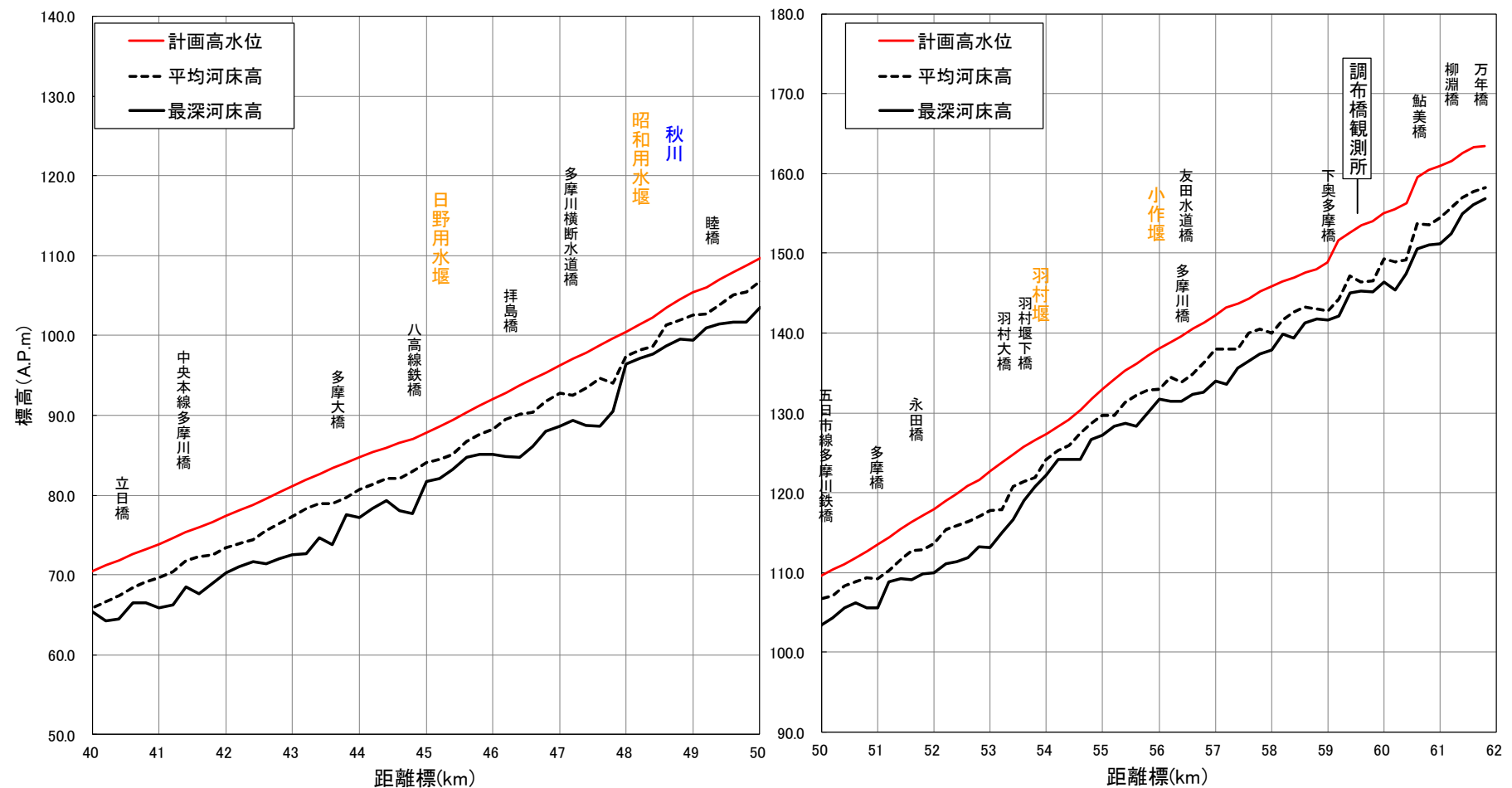
距離標(km)	-2.2	-1.0	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0	22.0
計画高水位(A.P.m)	2.71	2.71	2.71	3.26	3.87	4.31	4.84	5.34	5.77	6.14	6.62	7.47	8.09	8.71	9.35	10.03	11.12	12.05	13.04	14.03	15.09	16.61	18.07	20.15	22.08
平均河床高(A.P.m)	-2.48	-2.51	-2.21	-2.10	-1.81	-1.30	-0.84	-1.65	0.78	0.90	1.20	2.38	2.37	2.66	3.18	3.78	5.14	5.95	7.18	7.70	9.28	10.97	12.60	14.53	15.49
最深河床高(A.P.m)	-3.47	-2.93	-3.10	-3.33	-3.01	-3.92	-4.13	-4.66	-6.17	-4.81	-4.29	-3.85	-2.97	-0.30	-1.40	0.09	0.87	1.96	3.32	5.02	5.94	7.52	9.17	11.09	11.10

図 4.1 (1) 計画縦断図 (多摩川 下流部～中下流部)



距離標(km)	20.0	21.0	22.0	23.0	24.0	25.0	26.0	27.0	28.0	29.0	30.0	31.0	32.0	33.0	34.0	35.0	36.0	37.0	38.0	39.0	40.0	41.0	42.0
計画高水位(A.P.m)	18.07	20.15	22.08	23.97	25.86	28.20	30.05	32.06	33.98	36.38	38.93	41.20	44.16	47.27	50.39	53.59	56.55	59.73	63.16	66.78	70.49	73.87	77.39
平均河床高(A.P.m)	12.60	14.53	15.49	18.22	21.60	23.41	25.32	27.09	29.65	31.02	34.51	37.04	40.09	43.25	46.31	48.73	52.12	55.69	58.46	63.00	65.86	69.64	73.47
最深河床高(A.P.m)	9.17	11.09	11.10	15.77	15.87	20.15	24.94	24.15	26.32	28.26	31.70	33.87	36.21	42.32	44.02	47.18	50.69	54.64	54.93	60.35	65.41	65.87	70.26

図 4.1 (2) 計画縦断図 (多摩川 中下流部～中上流部)



距離標(km)	40.0	41.0	42.0	43.0	44.0	45.0	46.0	47.0	48.0	49.0	50.0	51.0	52.0	53.0	54.0	55.0	56.0	57.0	58.0	59.0	60.0	61.0	61.8
計画高水位(A.P.m)	70.49	73.87	77.39	81.18	84.74	87.85	92.02	96.20	100.55	105.36	109.66	113.53	118.01	122.71	127.42	133.06	138.06	142.24	145.79	148.85	154.99	160.97	163.43
平均河床高(A.P.m)	65.86	69.64	73.47	77.34	80.74	84.06	88.29	92.72	97.41	102.60	106.74	109.18	113.58	117.82	124.13	129.64	132.99	137.96	140.03	142.75	149.23	154.40	158.21
最深河床高(A.P.m)	65.41	65.87	70.26	72.58	77.23	81.75	85.07	88.61	96.44	99.42	103.50	105.60	109.92	113.17	122.16	127.16	131.68	133.97	137.92	141.65	146.36	151.12	156.78

図 4.1 (3) 計画縦断図 (多摩川 中上流部～上流部)