

荒川水系河川整備基本方針

基本高水等に関する資料（案）

令和6年 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 流出計算モデルの構築	3
1.5 基本高水のピーク流量の設定の考え方	29
1.6 計画規模の設定	29
1.7 対象降雨の継続時間の設定	29
1.8 対象降雨の降雨量の設定	43
1.9 雨量確率法による検討	46
1.10 アンサンブル予測降雨波形による検討（荒川）	51
1.11 既往洪水による検討（荒川）	60
1.12 (参考)気候変動を考慮した総合確率法による検討	61
1.13 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	64
3. 計画高水計画	64
4. 河道計画	65
5. 河川管理施設等の整備の現状	70
5.1 堤防	70
5.2 洪水調節施設	70
6. その他主要な河川の検討（入間川流域）	71
6.1 計画規模の設定	71
6.2 対象降雨の継続時間の設定	71
6.3 対象降雨の降雨量の設定	89
6.4 雨量確率法による検討	93
6.5 高水処理計画	95
6.6 計画高水流量	95
7. 参考	96

1. 基本高水の検討

1.1 工事実施基本計画

昭和 48 年（1973 年）4 月に策定された荒川水系工事実施基本計画においては、流域の社会的・経済的な重要性を総合的に勘案し計画規模 1/200 と設定し、基準地点「岩淵」において、基本高水のピーク流量を $14,800\text{m}^3/\text{s}$ とし、河道への配分流量を $7,000\text{m}^3/\text{s}$ と定めた。

支川においては、流域の社会的・経済的な重要性を総合的に勘案し計画規模 1/100 と設定した。

1.2 河川整備基本方針

平成 9 年（1997 年）の河川法改正を受け、下記に示す手法により荒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、基本高水のピーク流量を踏襲することとし、荒川水系河川整備基本方針を平成 19 年（2007 年）3 月に策定した。

1) 年最大降雨量と年最大流量の経年変化

既定計画を策定した昭和 48 年（1973 年）以降、計画を変更するような大きな降雨、洪水は発生していない。

2) 流量確率評価による検証

流量確率の検討の結果、基準地点岩淵においては $9,600\sim 16,500\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

3) 既往洪水による検証

過去の洪水の氾濫痕跡や水害の記録より、寛保 2 年（1742 年）洪水が実績最大洪水と考えられるため、痕跡水位を用いて流量を推定し、基本高水のピーク流量の妥当性を検証した結果、寛保 2 年（1742 年）洪水における岩淵地点ピーク流量は、 $16,300\sim 23,900\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

1.3 河川整備基本方針策定後の状況

平成 19 年（2007 年）3 月に河川整備基本方針（以降、「既定計画」という。）を策定以降、基準地点岩淵においては、令和元年（2019 年）10 月において戦後最大規模に迫る $11,100\text{m}^3/\text{s}$ の洪水が発生した。年最大流域平均雨量及び年最大流量を図 1.1 及び図 1.2 に示す。

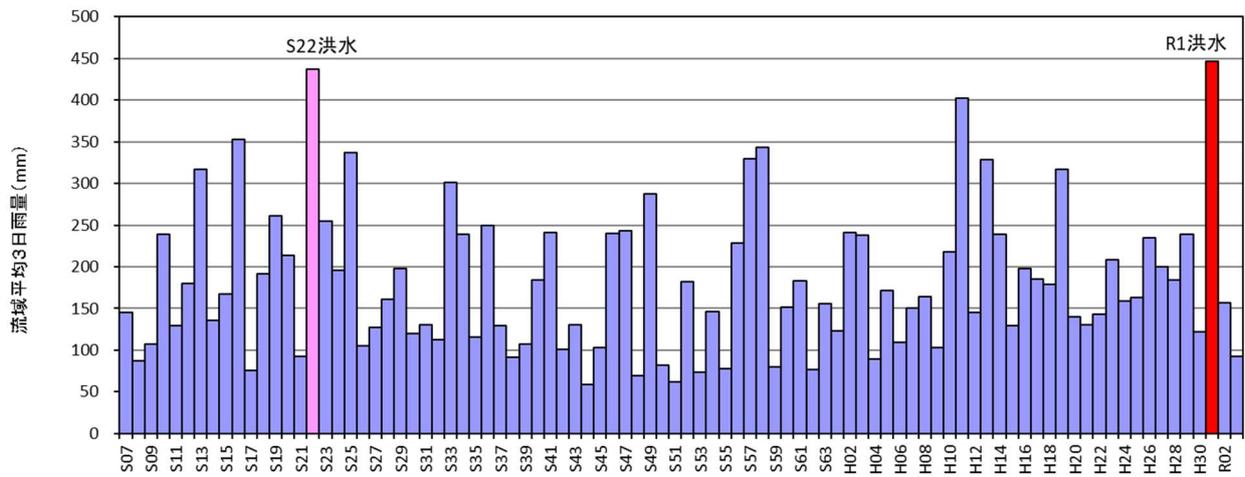


図 1.1 年最大流域平均雨量 (基準地点岩淵上流域)

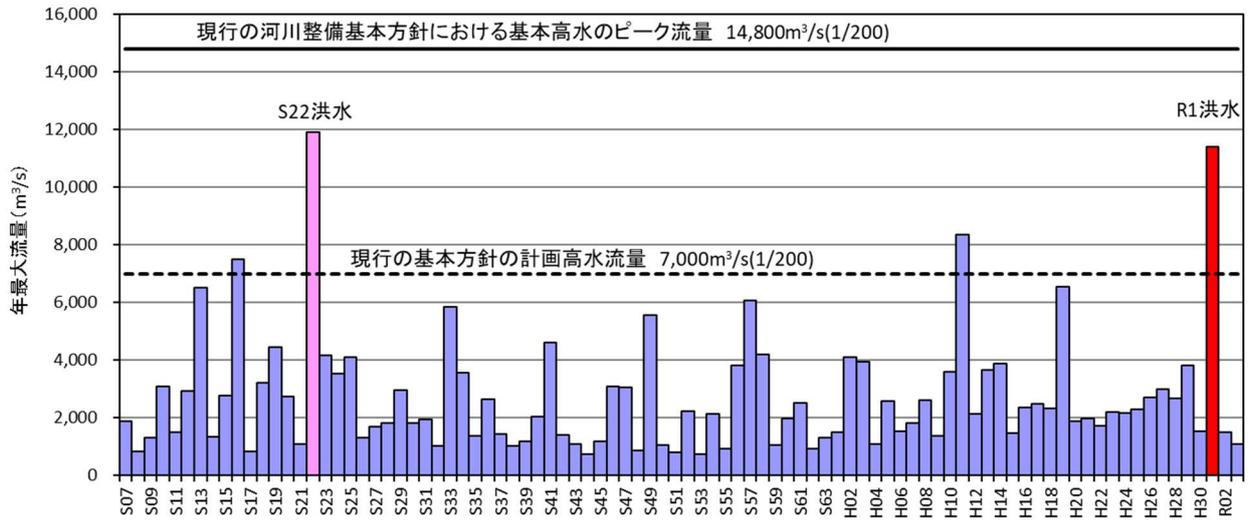


図 1.2 年最大流量 (基準地点岩淵)

1.4 流出計算モデルの構築

荒川の流出計算モデルは平成 18 年度（2006 年度）の河川整備基本方針策定時に構築しているが、その後、流出計算モデルの精度向上につながる大規模な出水があったこと、また、滝沢ダム地点など新たな流量解析地点が追加されたため、平成 27 年度（2015 年度）の荒川水系河川整備計画策定時に、より精度の高い流出計算を可能にする流出計算モデルを構築した。流出計算モデルの構築にあたっては、「利根川の基本高水の検証について」と同様の手法により、新たな流出計算モデルを構築した。

気候変動を考慮した基本高水のピーク流量の設定にあたっては、このモデルを基本とし、近年最大洪水である令和元年東日本台風（台風第 19 号）の再現性を確認し、モデルの妥当性を改めて確認した。

荒川の河口から大臣管理区間の上流端までを河道内の流下・貯留現象を詳細に表現するため、準二次元次元不定流でモデル化した。

1) モデルの概要

流出計算モデルの基礎式は次のとおりである。

(1) 流域の基礎式

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

$$S_{(t)} = K \cdot q_{(t+T_L)}^p$$

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

ただし、

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

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

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

ここで、

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

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

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

$S(t)$: 貯留高 【mm】、 $f(t)$: 流入係数 【無次元】、

$r(t)$: 流域平均降雨強度 【mm/h】^{*1}、 $q(t)$: 直接流出高 【mm/h】、

T_1 : 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】、

$\Sigma r(t)$: 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イーセン分割を用いて計算された流域平均時間雨量。初期損失雨量分も含む。

*2 降り始めからの雨量より初期損失雨量を控除したもの。

(2) 河道の基礎式

① 貯留関数法

$$\begin{aligned} S_{l(t)} &= K \cdot Q_{l(t)}^P - T_l \cdot Q_{l(t)} \\ \frac{dS_{l(t)}}{dt} &= I_{(t)} - Q_{l(t)} \\ Q_{l(t)} &= Q_{(t+T_l)} \end{aligned}$$

$S_{l(t)}$: 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 準二次元不定流

$$\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial VA}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial VA}{\partial t} + \frac{\partial \beta V^2 A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} &= - \int_{S_b} \frac{\tau_b}{\rho} dS - \int_{S_w} \frac{\tau}{\rho} dS \end{aligned}$$

ここに、 x : 流下方向距離、 t : 時間、 V : 断面平均流速、 A : 断面積、 H : 水位、
 β : 運動量補正係数、 g : 重力加速度、 ρ : 水の密度、 τ_b : 底面せん断応力、 S : 潤辺長、
 S_b : τ_b が作用する潤辺長、 t : 樹木境界に作用するせん断応力、 S_w : t が作用する潤辺長である。

2) 流域及び河道分割

流域分割は 34 分割し、河道分割は大臣管理区間よりも上流の本川及び支川を分割することとした。なお、荒川の特徴である広大な河川敷や横堤による貯留効果などを適切に把握する必要があるため、大臣管理区間の河道は準二次元不定流計算モデルとした。

参考に河川整備計画策定時に検討した貯留関数モデルについても記載する。

流域分割図、流出計算モデル模式図、貯留関数における流域・河道モデル分割諸元を図 1.3、図 1.4、表 1.1、表 1.2 に、河道貯留関数モデルのモデル図を図 1.5 に示す。

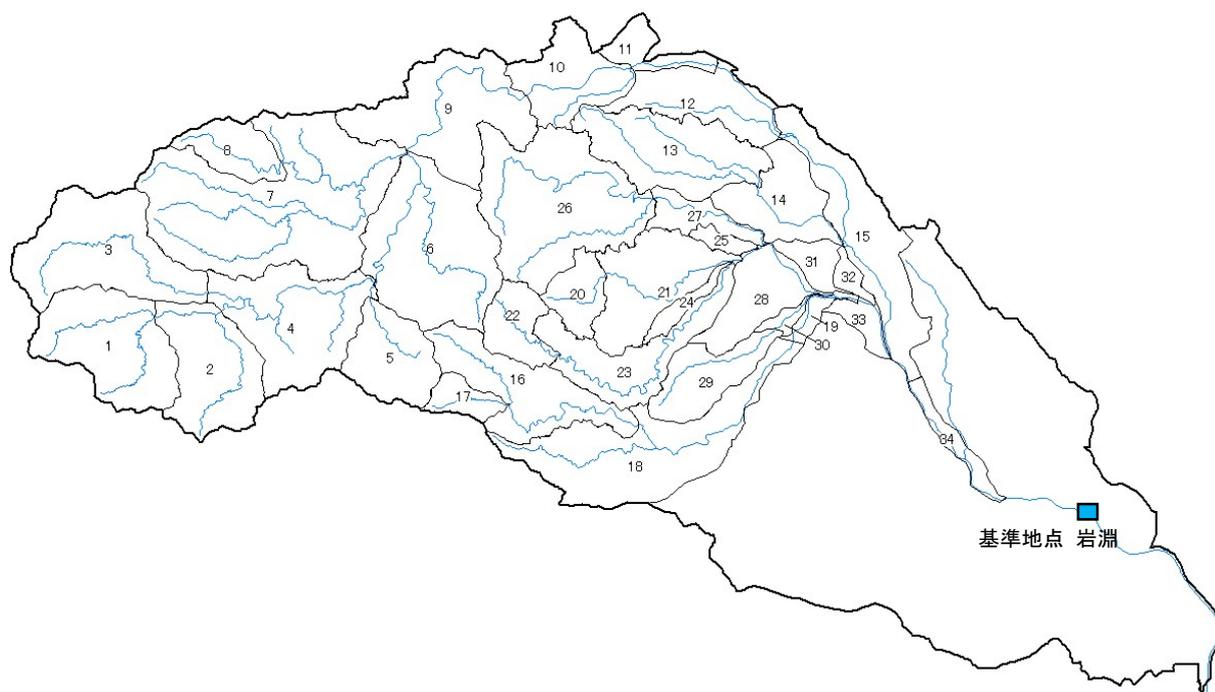


図 1.3 流域分割図 (岩淵地点上流)

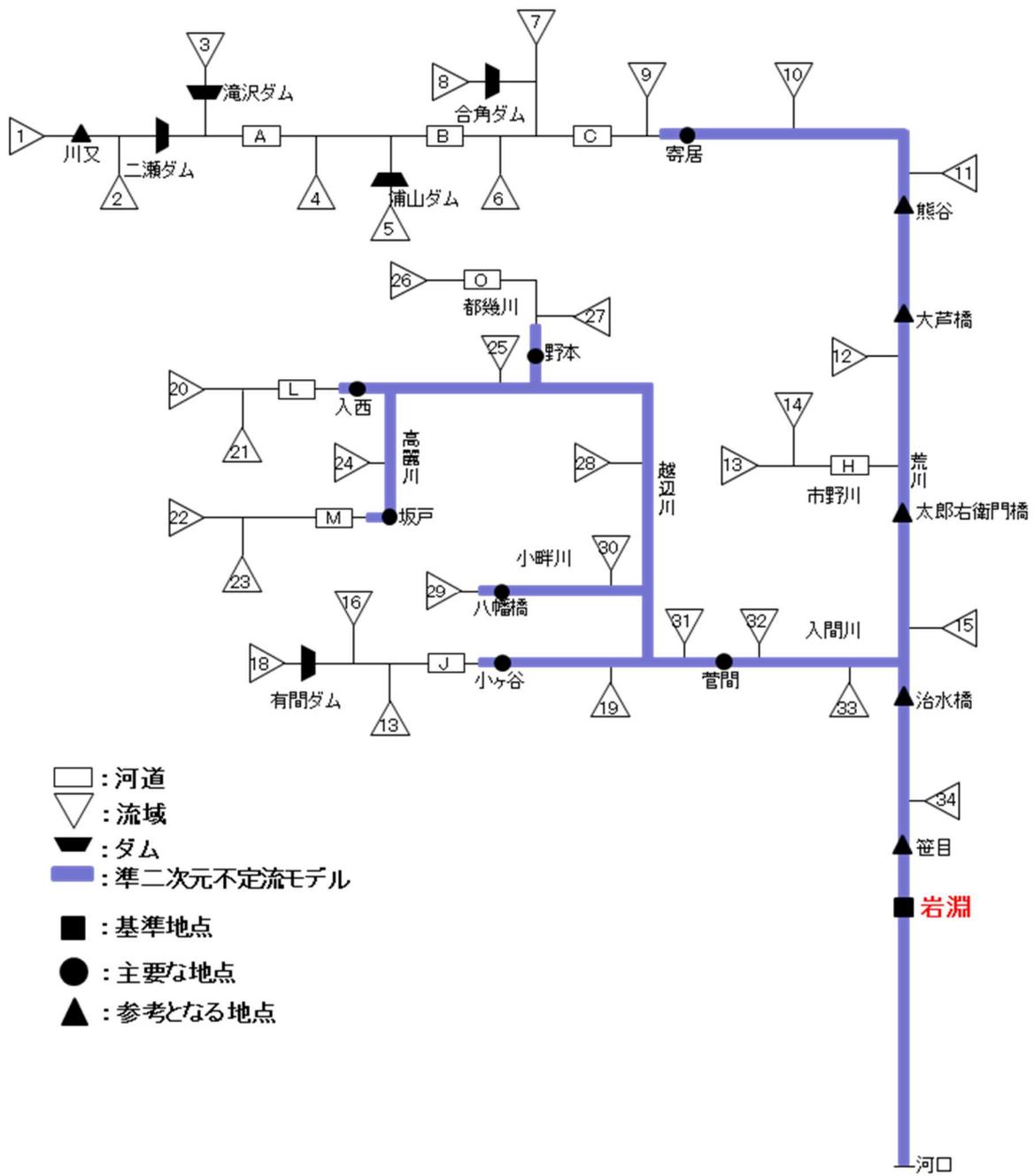


図 1.4 流出計算モデル模式図

表 1.1 流域・河道モデル分割諸元（流域分割）

流域 No	流域名	流域面積 (km ²)	流域 No	流域名	流域面積 (km ²)
1	川又	93.52	21	入西	71.02
2	二瀬	76.98	22	高麗川上流域	31.17
3	滝沢	107.25	23	高麗川下流域	65.02
4	大血川	99.43	24	葛川	10.10
5	浦山	52.28	25	九十九川	7.56
6	横瀬川	130.50	26	都幾川上流域	141.01
7	赤平川	214.73	27	都幾川下流域	22.11
8	合角	32.52	28	越辺川下流域	45.84
9	寄居	105.93	29	小畔川上流域	44.08
10	植松橋	55.40	30	小畔川下流域	5.83
11	熊谷	21.04	31	安藤川	15.85
12	和田吉野川	56.78	32	横塚川	7.52
13	市野川上流域	85.91	33	入間川下流域	12.90
14	市野川下流域	53.52	34	笹目	18.20
15	治水橋	88.90			
16	入間川上流域	77.02			
17	有間	16.98			
18	小ヶ谷	125.04			
19	菅間	8.95			
20	越辺川上流域	26.55			

表 1.2 流域・河道モデル分割諸元（河道）

河川	河道	河道名
荒川	A	荒川(～浦山川合流点)
荒川	B	荒川(浦山川合流点～赤平川合流点)
荒川	C	荒川(赤平川合流点～寄居)
荒川	D	荒川(寄居～大麻生)
荒川	E	荒川(大麻生～熊谷)
荒川	F	荒川(熊谷～大芦橋)
荒川	G	荒川(大芦橋～太郎右衛門橋)
市野川	H	市野川(～荒川合流前)
荒川	I	荒川(太郎右衛門橋～治水橋)
入間川	J	入間川(～小ヶ谷)
入間川	K	入間川(小ヶ谷～菅間)
越辺川	L	越辺川(高橋～入西)
高麗川	M	高麗川(～坂戸)
越辺川	N	越辺川(高坂橋～都幾川合流点)
都幾川	O	都幾川(二瀬橋～野本)
越辺川	P	越辺川(都幾川合流点～入間川合流点)
小畔川	Q	小畔川(八幡橋～越辺川合流点)
入間川	R	入間川(菅間～荒川合流点)
荒川	S	荒川(治水橋～笹目橋)

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_1 、 f_1 、 R_{sa}) の設定に当たっては、近年の洪水のデータを用いること等によって、より精度の高い新たな流出計算モデルを構築した。

② 流域定数解析洪水

流域定数の設定に当たっては、近年 30 年間程度 (昭和 56 年 (1981 年) ~平成 23 年 (2011 年)) のデータの中から、治水橋地点の水位が比較的大きい洪水を用いた。具体的には、治水橋地点の氾濫注意水位を上回る 22 洪水及び近年最大洪水である令和元年東日本台風 (台風第 19 号) を検証の対象とした。流域定数解析洪水一覧表を表 1.3 に示す。

表 1.3 流域定数解析洪水一覧表

NO.	洪水名	治水橋地点 ピーク水位 (m)	NO.	洪水名	治水橋地点 ピーク水位 (m)
1	昭和 56 年 8 月洪水	7.78	13	平成 11 年 8 月洪水	11.58
2	昭和 57 年 8 月洪水	10.30	14	平成 12 年 7 月洪水	7.74
3	昭和 57 年 9 月洪水	10.39	15	平成 13 年 9 月洪水	9.29
4	昭和 58 年 8 月洪水	8.14	16	平成 14 年 7 月洪水	8.75
5	昭和 60 年 6 月洪水	7.72	17	平成 14 年 9 月洪水	8.08
6	平成 2 年 9 月洪水	8.17	18	平成 16 年 10 月 8 日洪水	8.25
7	平成 2 年 11 月洪水	8.70	19	平成 16 年 10 月 19 日洪水	7.75
8	平成 3 年 8 月洪水	8.80	20	平成 17 年 7 月洪水	7.75
9	平成 3 年 9 月洪水	8.43	21	平成 18 年 10 月 10 日洪水	7.83
10	平成 3 年 10 月洪水	8.25	22	平成 19 年 9 月 9 日洪水	10.62
11	平成 5 年 8 月洪水	7.86	23	令和元年 10 月洪水	11.87
12	平成 10 年 9 月洪水	8.82			

(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、実績流量のヒ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ヒドログラフについて、ヒドログラフの低減部の指数低減性を利用する方法によって、直接流出成分と間接流出成分の分離を行い、各時刻の直接流出と基底流量を求めた。この成分分離の概念を図 1.6 に示し、各洪水における成分分離の事例を図 1.7 に示す。

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

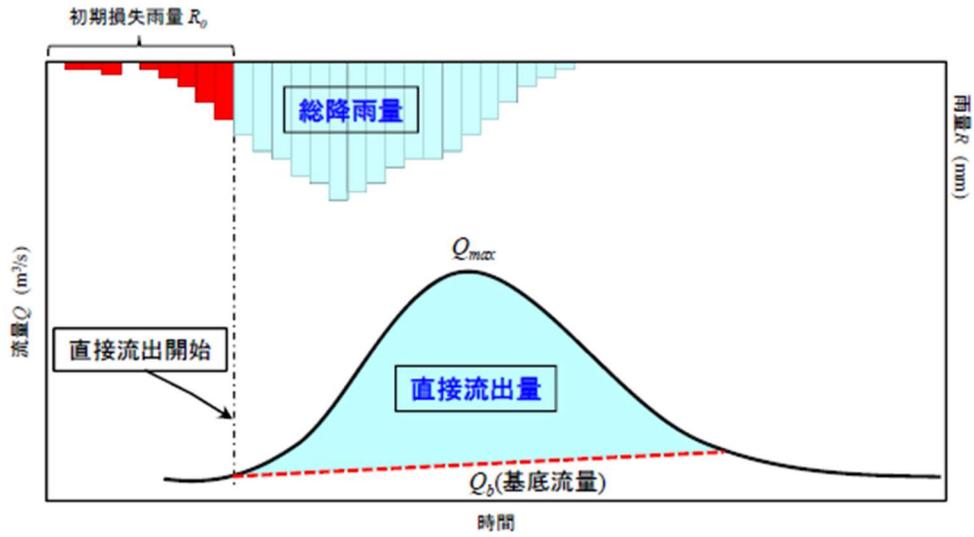
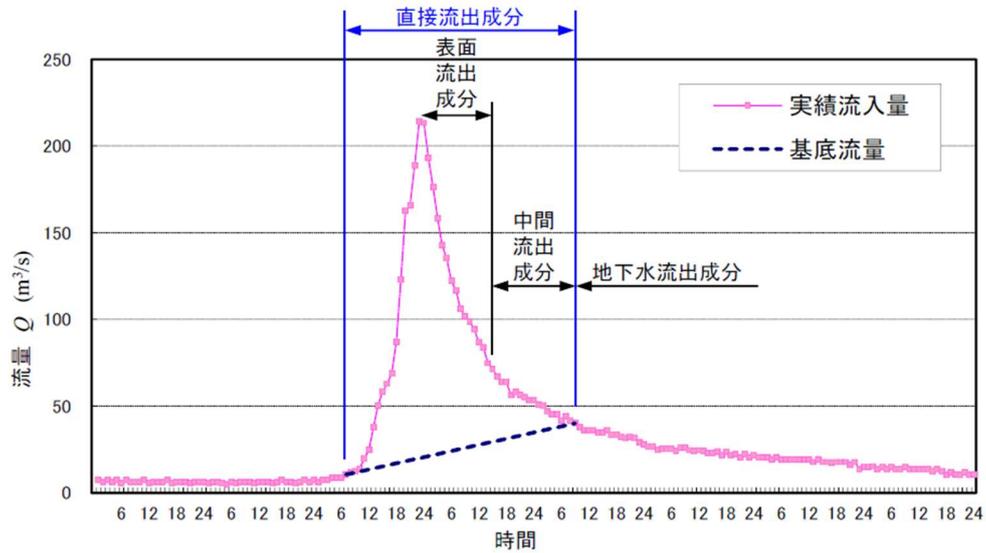
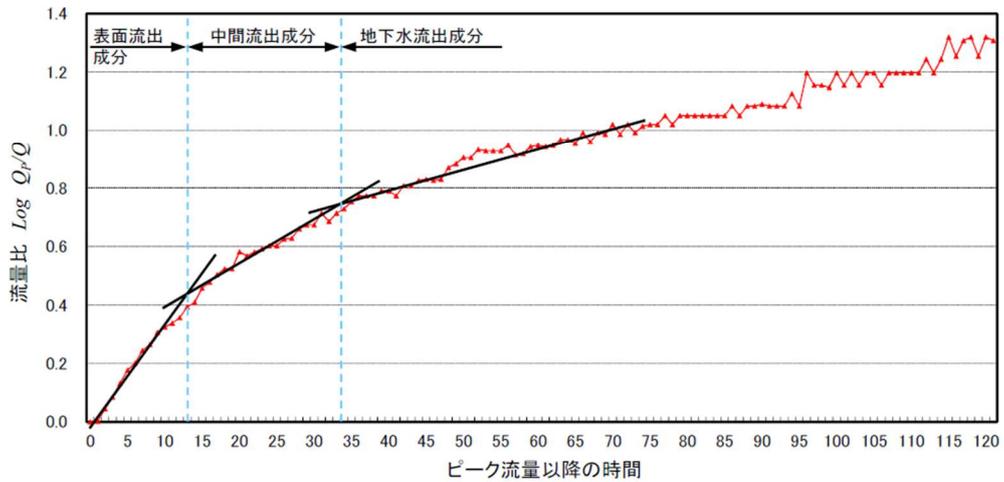


図 1.6 成分分離概念図



実績流量と基底流量



流量低減部の成分分離

図 1.7 成分分離の事例 (二瀬ダム地点、H16.10 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、各地点において流域定数解析洪水ごとに求めた。具体的には、 f_1 等解析地点の上流域における流域平均時間雨量のハイトグラフにおいて、直接流出開始以前の時間雨量の和を求めて当該地点の初期損失雨量とした。

f_1 等解析地点（10 地点）

- 分割した小流域の下流端となる流量観測所（9 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（後述）が可能なデータが存在する流量観測所地点：5 地点
- 分割した小流域の下流端となる既設ダム地点：5 地点

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、源流に最も近い解析地点（以下「最上流地点」という。）の上流にある 13 小流域については、最上流地点で求めた当該洪水における初期損失雨量を、当該最上流地点の上流にある小流域の初期損失雨量とした。その他の 21 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。

最上流地点において、欠測等により初期損失雨量が求められない場合は、21 小流域と同様に、中流域ごとの当該洪水における初期損失雨量の平均値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。

また、洪水によって、中流域に含まれるすべての f_1 等解析地点で初期損失雨量が求められない場合は、当該中流域に含まれるすべての f_1 等解析地点のすべての流域定数解析洪水の初期損失雨量の平均値を、当該中流域に属する小流域の初期損失雨量とした。ここで、中流域は、流出の特性を考慮して荒川上流域、入間川流域、入間川支川流域の 3 つとし、荒川の 34 の小流域を 3 つの中流域に分けた。各中流域とそれぞれに属する小流域を図 1.8 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。

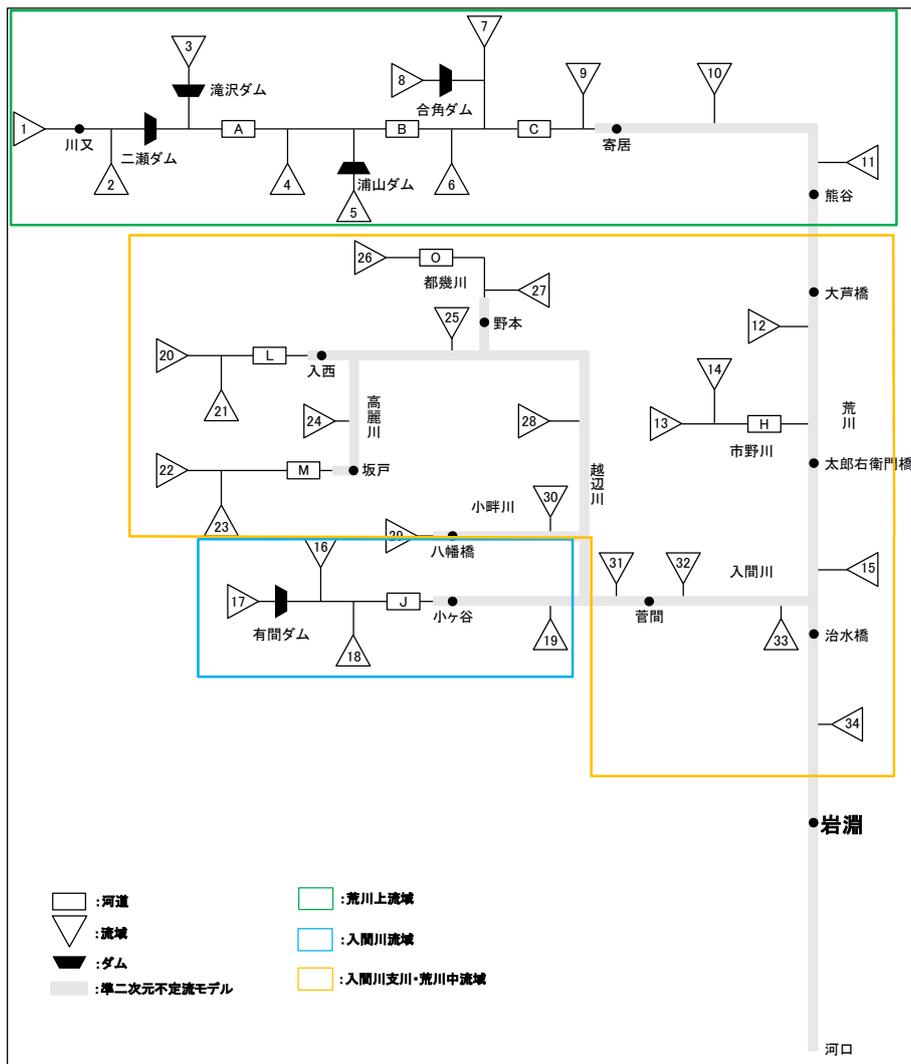


図 1.8 中流域分割図

⑤ f_1 、 R_{sa} の設定

各小流域の f_1 は、当該小流域が属する中流域の f_1 とすることとし、中流域ごとに 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} ($[\text{mm}] = 1000 \cdot A$) 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} 』とした。この結果を図1.9に示す。また、洪水毎に実績の総降雨量と総直接流出高を求めることができる場合は、『洪水ごとの 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} の設定に当たっては、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7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27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。

最上流地点において、欠測等により洪水ごとの R_{sa} が求められない場合は、27小流域と同様に、中流域ごとの当該洪水における洪水ごとの R_{sa} の平均値を当該地点の上流にある小流域の R_{sa} とした。また、洪水によって、中流域に含まれるすべての最上流地点で洪水ごとの R_{sa} が求められない場合は、当該中流域の平均的な R_{sa} を、当該中流域に属する小流域の R_{sa} とした。

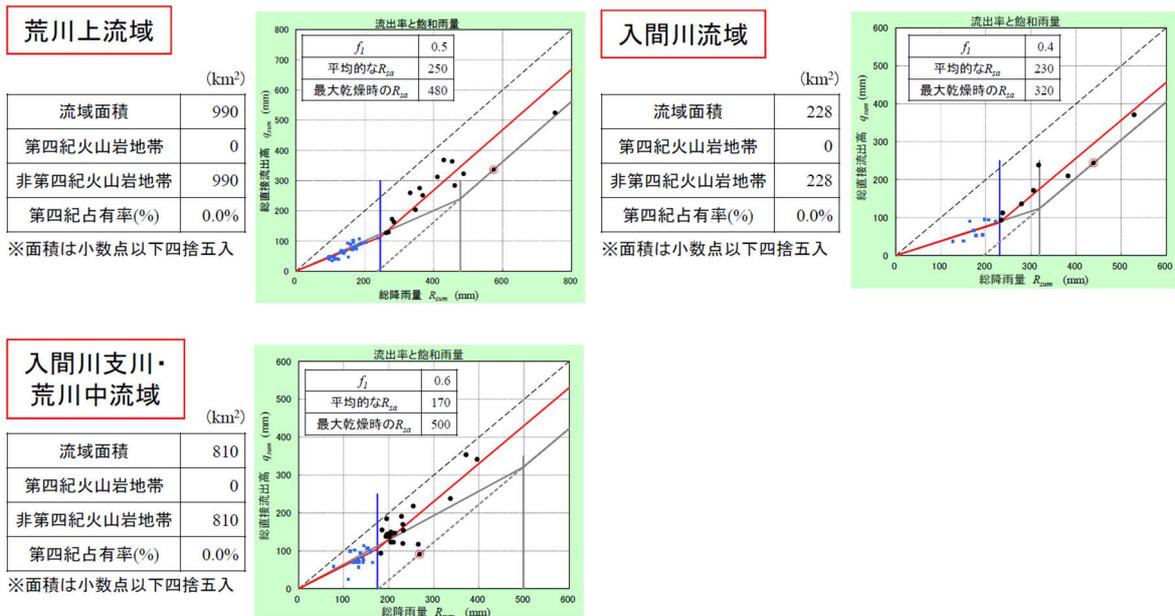


図 1.9 各洪水の総降雨量と総直接流出高の関係

⑥ 小流域ごとの有効降雨

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

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

$re_{(t)}$: 流域平均有効降雨強度【mm/h】

$f_{(t)}$: 流入係数【無次元】

$r_{(t)}$: 流域平均降雨強度【mm/h】*1

*1 雨量観測所の観測雨量からテ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。

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

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

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

⑦ K 、 P 、 T_l の設定

分割した小流域の下流端となる流量観測所地点及びダム地点のうち、流域定数解析洪水のデータについて、 K 、 P 、 T_l の解析が可能なデータが存在し、かつ、河道の影響を受けにくい地点（以下「 K 等解析地点」という。）が7地点あり、これらの地点で K 、 P 、 T_l の解析を行った。

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

このようにして洪水ごと、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。各 K 等解析地点の K 、 P 、 T_l を求める際に作成した $S_{(t)} - q_{(t)}$ 図の事例を図 1.10 に示す。

K 等解析地点の上流にある7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27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、上記7地点のうち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 とした。

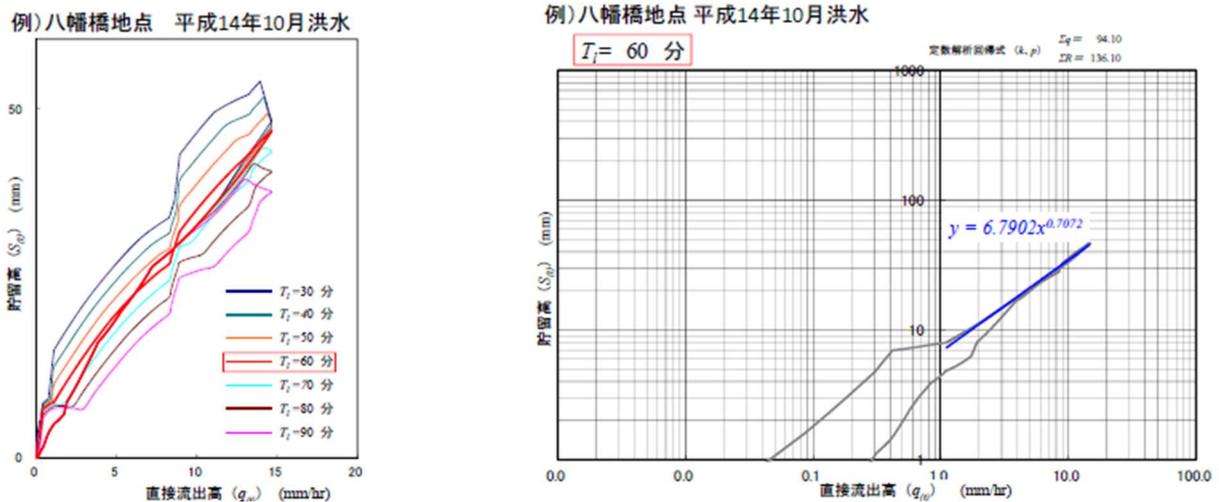


図 1.10 貯留高－流出高関係図

表 1.4 流域定数

流域 No	流域名	流域面積	一次流出率	飽和雨量	初期損失雨量	遅滞時間	係数		開始基底流量
		A (km ²)	f1	Rsa (mm)	R0 (mm)	Tl (分)	k	p	Qb1 (m ³ /s)
1	川又	93.52	0.6	250	22	30.000	19.406	0.666	5.489
2	二瀬	76.98	0.6	250	22	30.000	19.406	0.666	4.518
3	滝沢	107.25	0.6	250	22	30.000	18.201	0.626	6.294
4	大血川	99.43	0.6	250	22	30.000	22.684	0.590	5.836
5	浦山	52.28	0.6	250	22	30.000	22.684	0.590	3.068
6	横瀬川	130.50	0.6	250	22	30.000	22.684	0.590	7.659
7	赤平川	214.73	0.6	250	22	30.000	22.684	0.590	12.602
8	合角	32.52	0.6	250	22	20.000	22.643	0.571	1.909
9	寄居	105.93	0.6	250	22	30.000	22.684	0.590	6.217
10	植松橋	55.40	0.6	250	22	30.000	22.684	0.590	3.251
11	熊谷	21.04	0.6	250	22	30.000	22.684	0.590	1.235
12	和田吉野川	56.78	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	2.869
13	市野川上流域	85.91	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	4.341
14	市野川下流域	53.52	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	2.704
15	治水橋	88.90	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	4.492
16	入間川上流域	77.02	0.4	250	28	0.000	10.921	0.753	2.142
17	有間	16.98	0.4	250	28	0.000	10.921	0.753	0.472
18	小ヶ谷	125.04	0.4	250	28	0.000	10.921	0.753	3.478
19	菅間	8.95	0.4	250	28	0.000	10.921	0.753	0.249
20	越辺川上流域	26.55	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	1.341
21	入西	71.02	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	3.588
22	高麗川上流域	31.17	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	1.575
23	高麗川下流域	65.02	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	3.285
24	葛川	10.10	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	0.510
25	九十九川	7.56	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	0.382
26	都幾川上流域	141.01	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	7.125
27	都幾川下流域	22.11	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	1.117
28	越辺川下流域	45.84	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	2.316
29	小畔川上流域	44.08	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	2.227
30	小畔川下流域	5.83	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	0.295
31	安藤川	15.85	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	0.801
32	横塚川	7.52	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	0.380
33	入間川下流域	12.90	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	0.652
34	笹目	18.20	0.6	170	24	60.000	6.790	0.707	0.920
	合計	2,027.44							105.34

(2) 河道定数の設定

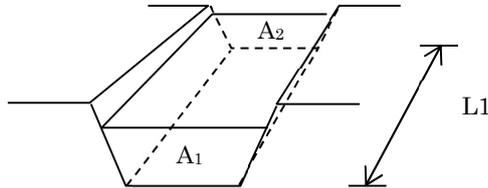
① 貯留関数法

河道定数 K 、 P の検討に当たっては、平成23年(2011年)の測量断面を用いて、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 - Q 関係を整理した結果を表1.5に示す。

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

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

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



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

$$S = V/3,600$$

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

表 1.5 河道 S-Q

【A】129.2~150.4k		【B】114.0~129.2k		【C】94.6~114.0k		【D】82.8~94.6k	
Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)
167.8	354.9	273.0	511.7	630.0	1241.7	3640.0	3115.0
335.5	575.3	546.0	822.2	1260.0	1913.5	5519.0	4184.2
503.3	767.3	819.0	1096.3	1890.0	2486.1	6472.0	4703.0
671.1	953.4	1092.0	1335.3	2520.0	3024.0	7121.0	5086.8
838.9	1128.1	1365.0	1563.5	3150.0	3539.5	7835.0	5432.8
1006.6	1296.3	1638.0	1781.7	3780.0	4022.5	8690.0	5822.5
1174.4	1461.7	1911.0	2001.0	4410.0	4466.5	9327.0	6107.7
1342.2	1618.8	2184.0	2208.6	5040.0	4892.5		
1509.9	1772.1	2457.0	2445.1	5670.0	5315.5		
1677.7	1923.7	2730.0	2648.8	6300.0	5730.5		
1896.4	2120.7	3085.9	2905.4	7121.0	6261.4		
2086.6	2288.3	3395.3	3111.9	7835.0	6732.3		
2314.2	2489.9	3765.3	3345.1	8690.0	7285.2		
2483.9	2648.0	4041.7	3514.8	9327.0	7670.4		
3195.6	3231.0	5199.6	4211.3	12000.0	9191.0		

【E】76.4~82.8k		【F】(68.4~76.4k)		【G】(53.6~68.4k)		【H】0.0~10.6k	
Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)
3640.0	2071.9	3513.0	3855.8			242.9	1318.6
5519.0	2812.7	4687.0	5090.5	3776.6	8384.4	485.9	2001.3
6472.0	3214.2	5857.0	6176.2	4719.0	10643.2	728.8	2784.1
7121.0	3506.6	7030.0	7151.6	5664.3	12663.3	850.3	3167.5
7835.0	3746.4	8200.0	8058.1	6606.8	14543.9	971.8	3549.5
8690.0	4025.9	9370.0	8909.7	7549.2	16328.0	1093.2	3929.2
9327.0	4223.3	10543.0	9725.6	8494.6	18041.8	1214.7	4307.7
		11713.0	10512.7	9437.0	19684.3		
		12887.0	11277.8	10383.3	21270.6		
		14057.0	12024.0	11325.8	22806.0		

【I】(42.0~53.6k)		【J】14.4~35.0k		【K】5.8~14.4k		【L】9.8~指8.8k	
Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)
		373.4	1659.6	566.8	847.8	326.8	589.1
3157.2	6206.0	747.6	2269.8	1134.5	1916.3	392.1	665.2
3945.6	7518.1	1121.1	2727.9	1701.3	2813.5	457.5	746.9
4735.3	8708.3	1495.5	3221.2	2268.9	3641.1	522.7	826.3
5523.7	9817.2	1682.0	3393.8	2552.3	4030.0	588.2	901.9
6312.1	10870.6	1868.7	3617.5	2835.7	4414.8	653.5	979.4
7101.8	11864.6	2243.0	4123.3	3403.4	5135.8	718.9	1053.6
7890.3	12813.1	2616.5	4584.8	3970.2	5836.4	849.5	1196.1
8680.9	13707.5	2990.7	5006.0	4537.8	6503.8	980.3	1333.8
9469.3	14570.6	3364.1	5401.4	5104.7	7149.0	1110.9	1467.9
		3737.4	5804.1	5671.5	7768.5	1306.8	1664.6

【M】0.0~32k		【N】6.2~9.8k		【O】0.0~指5.6k		【P】-2.0~6.2k	
Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)
252.4	1065.0	688.2	391.3	100.0	258.9	1150.0	1398.6
378.6	1359.7	825.8	452.7	300.0	629.2	1380.0	1659.8
462.7	1535.3	963.5	521.2	500.0	1004.0	1610.0	1928.8
504.8	1621.3	1101.1	582.9	700.0	1335.4	1840.0	2169.6
631.1	1879.1	1238.8	645.7	900.0	1647.3	2070.0	2421.9
757.2	2142.5	1376.4	702.0	1150.0	1979.4	2300.0	2624.7
883.4	2394.7	1514.0	759.8	1500.0	2422.4	2530.0	2845.0
1009.7	2646.9	1789.3	870.8	1800.0	2796.8	2990.0	3286.4
1135.9	2891.0	2064.6	973.6	2100.0	3141.4	3450.0	3654.5
1261.9	3114.1	2339.9	1075.4	2700.0	3774.1	3910.0	4002.5
1514.1	3541.5	2752.8	1224.8	3300.0	4369.2	4600.0	4504.1

【Q】0.0~4.4k		【R】0.0~5.8k		【S】(28.8~42.0k)	
Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)	Q (m ³ /s)	S (m ³ /3,600)
100.0	101.2	1000.0	1465.8		
150.0	140.1	2000.0	2589.2	4168.8	5918.8
200.0	174.8	3000.0	3481.1	5211.0	7055.4
250.0	207.0	4000.0	4254.1	6253.2	8073.4
300.0	234.5	4500.0	4610.3	7295.4	9011.3
400.0	290.0	5000.0	4953.1	8337.6	9896.3
500.0	338.3	6000.0	5594.7	9379.8	10732.5
600.0	387.5	7000.0	6183.1	10421.9	11536.0
700.0	430.1	8000.0	6729.7	11464.1	12298.4
800.0	470.4	9000.0	7245.4	12506.3	13034.3
900.0	508.4	10000.0	7733.6		

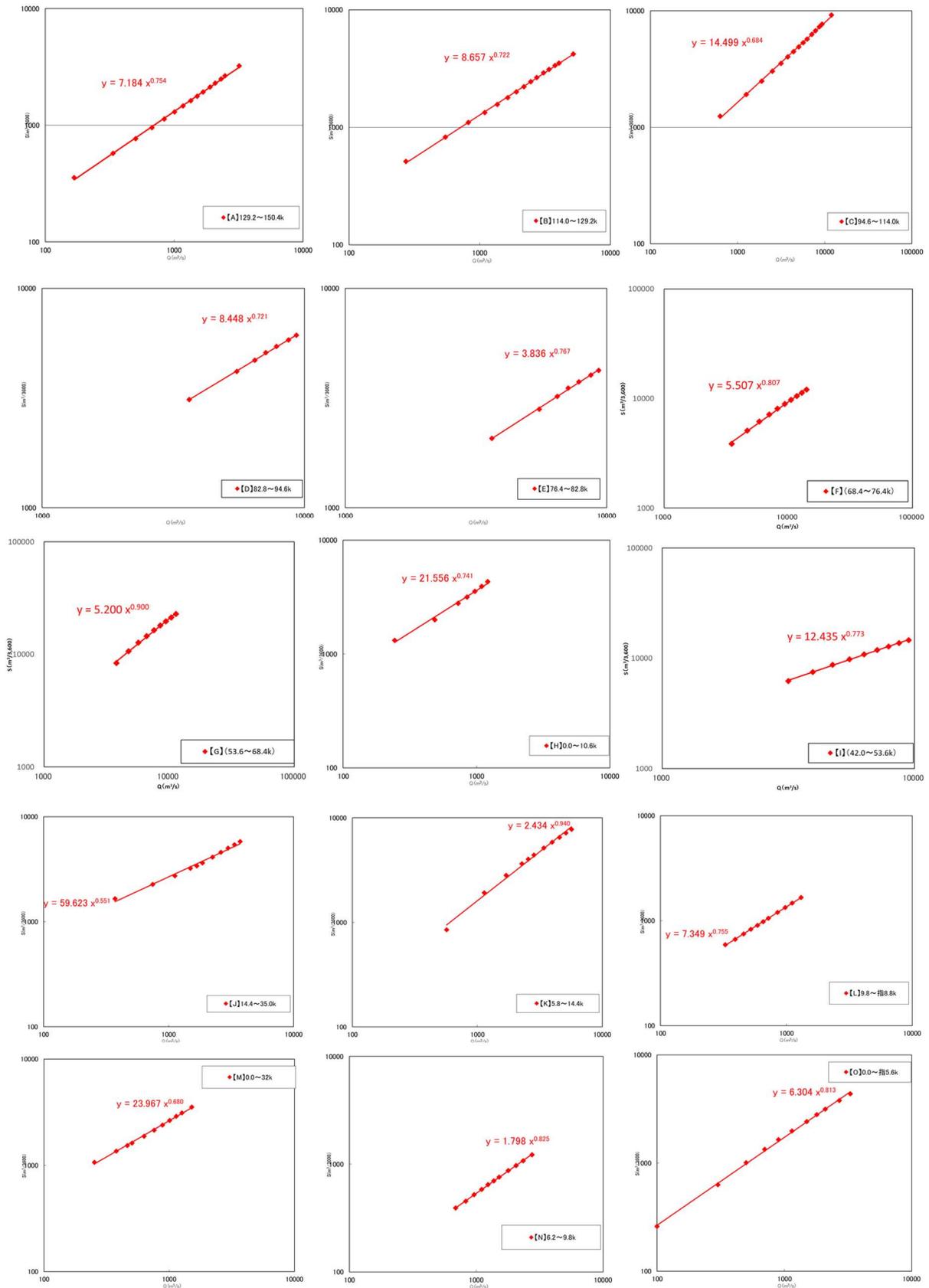


図 1.11 河道貯留量 $S \sim$ 流出量 Q 相関図 (1/2)

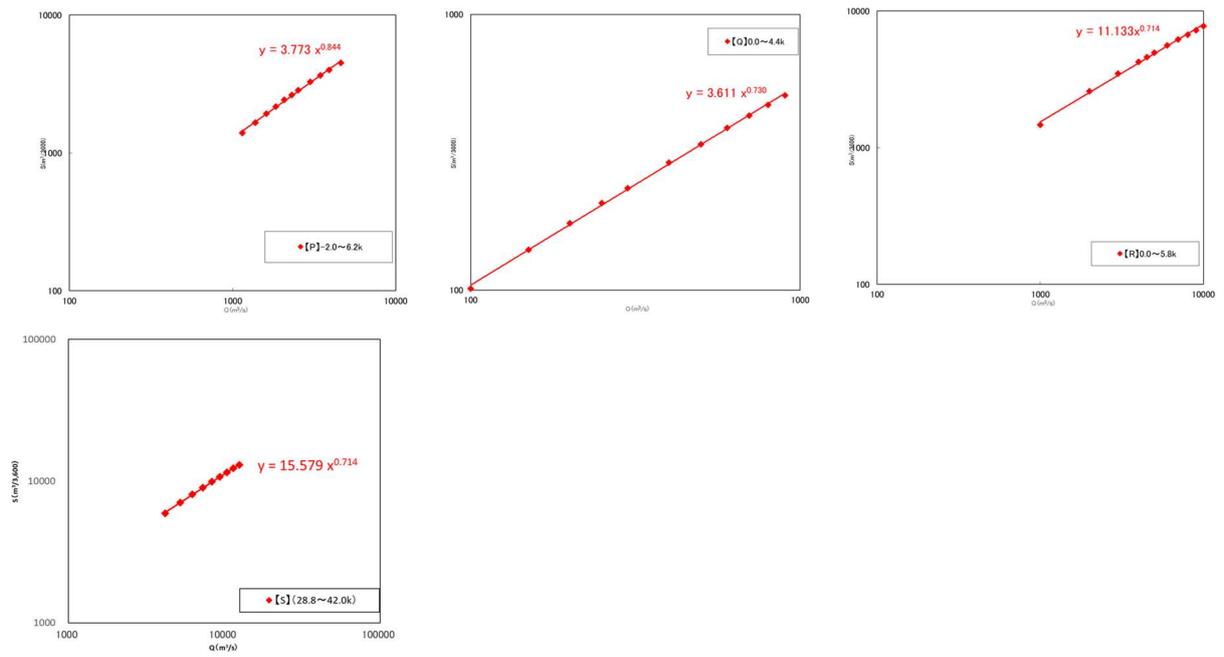


图 1.12 河道貯留量 S ~流出量 Q 相関図 (2/2)

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

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

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

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

ここに、

- Q : 流量 【m³/s】
- n : 粗度係数
- L : 流路延長 【km】
- b : 河幅 【m】 (河道の断面を長方形として仮定)
- I : 勾配

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

$$\varphi_s = \varphi + T_l$$

ここに、 T_l : 河道の遅延時間

ここで、次のように仮定を行う。

仮定①：洪水流の貯留関数 φ は、流量 Q の-0.5 乗に比例する。

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

仮定②：定流の貯留関数 φ_s と洪水流の貯留関数 φ の関係は図 1.13 のとおりであり、 Q_{min} に対応する点で交わる。

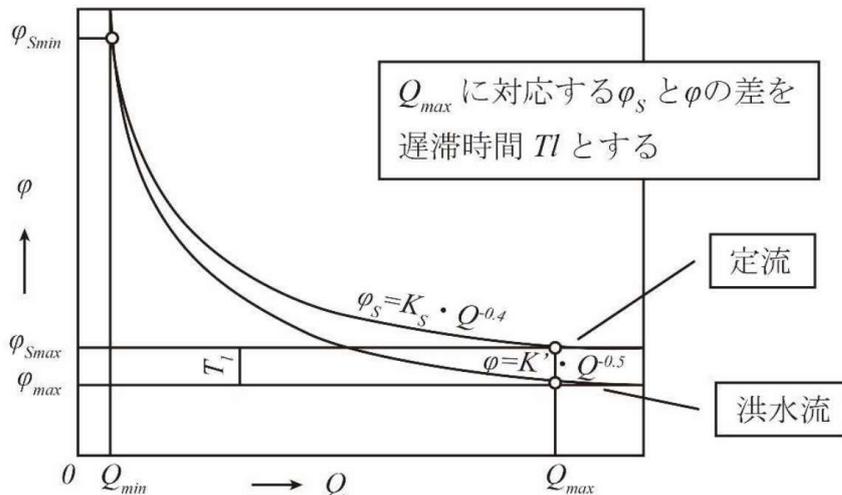


図 1.13 定流の貯留関数 と洪水流の貯留関数 の関係

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

- 経験的に貯留関数について求めた P に相当する指数は、 $0.4\sim 0.5$ （平均 0.45 程度）であることが判っているので、 φ は Q の -0.55 乗程度に比例するのが妥当。これを -0.5 乗と近似。
- Q_{min} を大きく変えても図 1.13 の関係は変わらない。
- Q_{max} を大きく変えても T_l の値はほとんど変わらない。

荒川における遅延時間の推定も同様の手法を用いるものとした。

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

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

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

河道の遅滞時間 T_l を設定した結果を表 1.6 に示す。

河川	河道	河道名	面積(km ²)		比流量(最大流量Q _{max})				比流量(基底流量:Q _b)		Q _{max}	Q _{min}
			流入	流出	地点	最大流量	面積	比流量	地点	比流量	平均	平均
荒川	A	荒川(～浦山川合流点)	278	430	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	1,186	3.54
荒川	B	荒川(浦山川合流点～赤平川合流点)	430	560	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	1,659	4.95
荒川	C	荒川(赤平川合流点～寄居)	807	913	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	2,885	8.60
荒川	D	荒川(寄居～大麻生)	913	969	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	3,156	9.41
荒川	E	荒川(大麻生～熊谷)	969	990	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	3,284	9.79
荒川	F	荒川(熊谷～大芦橋)	990	1,046	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	3,414	10.18
荒川	G	荒川(大芦橋～太郎右衛門橋)	1,046	1,186	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	3,743	11.16
市野川	H	市野川(～荒川合流前)	86	139	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	378	1.13
荒川	I	荒川(太郎右衛門橋～治水橋)	1,186	1,275	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	4,126	12.30
入間川	J	入間川(～小ヶ谷)	219	219	菅間	3,050	722	4,227	菅間	0.010	926	2.19
入間川	K	入間川(小ヶ谷～菅間)	219	228	菅間	3,050	722	4,227	菅間	0.010	945	2.24
越辺川	L	越辺川(高橋～入西)	98	98	菅間	3,050	722	4,227	菅間	0.010	413	0.98
高麗川	M	高麗川(～坂戸)	96	106	菅間	3,050	722	4,227	菅間	0.010	428	1.01
越辺川	N	越辺川(高坂橋～都幾川合流点)	204	211	菅間	3,050	722	4,227	菅間	0.010	878	2.08
都幾川	O	都幾川(二瀬橋～野本)	141	163	菅間	3,050	722	4,227	菅間	0.010	643	1.52
越辺川	P	越辺川(都幾川合流点～入間川合流点)	375	420	菅間	3,050	722	4,227	菅間	0.010	1,680	3.97
小畔川	Q	小畔川(八幡橋～越辺川合流点)	44	50	菅間	3,050	722	4,227	菅間	0.010	199	0.47
入間川	R	入間川(菅間～荒川合流点)	722	735	菅間	3,050	722	4,227	菅間	0.010	3,077	7.28
荒川	S	荒川(治水橋～笹目橋)	2,009	2,091	治水橋	6,739	2,009	3,354	治水橋	0.010	6,876	20.50

河川	河道	河道名	流路長(km)	川幅(m)	勾配Γ(-1)	粗度	ks	K'	φ(s) _{max}	φ _{max}	Tt(hr) _{round}
荒川	A	荒川(～浦山川合流点)	22.10	96	65.0	0.035	11.42	13.808	0.673	0.281	0.392
荒川	B	荒川(浦山川合流点～赤平川合流点)	15.00	217	139.0	0.035	13.42	17.061	0.692	0.289	0.403
荒川	C	荒川(赤平川合流点～寄居)	20.20	280	126.0	0.035	18.76	25.909	0.775	0.324	0.451
荒川	D	荒川(寄居～大麻生)	11.80	371	282.0	0.034	16.18	22.640	0.644	0.269	0.375
荒川	E	荒川(大麻生～熊谷)	6.40	371	282.0	0.034	8.77	12.353	0.344	0.144	0.200
荒川	F	荒川(熊谷～大芦橋)	8.20	730	552.0	0.033	17.70	25.063	0.683	0.286	0.398
荒川	G	荒川(大芦橋～太郎右衛門橋)	15.50	1,786	611.0	0.028	41.28	59.284	1.536	0.642	0.894
市野川	H	市野川(～荒川合流前)	10.80	1,797	265.0	0.030	21.50	21.892	2.003	0.837	1.166
荒川	I	荒川(太郎右衛門橋～治水橋)	11.90	3,030	588.0	0.028	36.58	53.296	1.309	0.547	0.762
入間川	J	入間川(～小ヶ谷)	20.80	254	177.0	0.037	22.22	24.996	1.446	0.584	0.862
入間川	K	入間川(小ヶ谷～菅間)	8.60	858	256.0	0.031	13.80	15.568	0.891	0.360	0.531
越辺川	L	越辺川(高橋～入西)	16.00	235	88.0	0.032	11.57	11.532	1.041	0.420	0.621
高麗川	M	高麗川(～坂戸)	32.40	218	92.0	0.035	24.62	24.661	2.181	0.881	1.300
越辺川	N	越辺川(高坂橋～都幾川合流点)	3.20	533	152.0	0.032	3.68	4.109	0.245	0.099	0.146
都幾川	O	都幾川(二瀬橋～野本)	13.20	527	166.0	0.035	16.55	17.623	1.246	0.503	0.743
越辺川	P	越辺川(都幾川合流点～入間川合流点)	8.00	1,600	209.0	0.026	12.84	15.792	0.658	0.266	0.393
小畔川	Q	小畔川(八幡橋～越辺川合流点)	5.10	467	59.0	0.040	4.42	3.944	0.532	0.215	0.317
入間川	R	入間川(菅間～荒川合流点)	6.40	1,274	314.0	0.028	11.80	15.896	0.475	0.192	0.283
荒川	S	荒川(治水橋～笹目橋)	10.20	5,882	460.0	0.025	32.40	50.964	0.945	0.395	0.550

表 1.6 遅れ時間の設定結果

このようにして求めた K 、 P 、 T_l を表 1.7 に示す。

表 1.7 河道定数

河道 No	河道名	遅滞時間 T_l		係数 K	係数 P
		(時間)	(分)		
A	川合流点)	0.392	23.520	7.184	0.754
B	荒川(浦山川合流点～赤平川合流点)	0.403	24.180	8.657	0.722
C	荒川(赤平川合流点～寄居)	0.451	27.060	14.499	0.684
D	大麻生)	0.375	22.500	8.448	0.721
E	～熊谷)	0.200	12.000	3.836	0.767
F	大芦橋)	0.398	23.880	5.507	0.807
G	～太郎右衛門橋)	0.894	53.640	5.200	0.900
H	市野川(～荒川合流前)	1.166	69.960	21.556	0.741
I	衛門橋～治水橋)	0.762	45.720	12.435	0.773
J	入間川(～小ヶ谷)	0.862	51.720	59.623	0.551
K	入間川(小ヶ谷～菅間)	0.531	31.860	2.434	0.940
L	越辺川(高橋～入西)	0.621	37.260	7.349	0.755
M	戸)	1.300	78.000	23.967	0.680
N	越辺川(高坂橋～都幾川合流点)	0.146	8.760	1.798	0.825
O	都幾川(二瀬橋～野本)	0.743	44.580	6.304	0.813
P	越辺川(都幾川合流点～入間川合流点)	0.393	23.580	3.773	0.844
Q	小畔川(八幡橋～越辺川合流点)	0.317	19.020	3.611	0.730
R	～荒川合流点)	0.283	16.980	11.133	0.714
S	～笹目橋)	0.550	33.000	15.579	0.714

② 準二次元不定流計算

準二次元不定流計算においては、令和2年(2020年)の河道データを基に、不定流計算のピーク水位が痕跡水位を再現する粗度係数を設定した。各区間における基本方針河道における代表的な断面形状を図 1.14 に示す。

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

③ 実績再現計算

前述までに設定した定数を用いて近年最大洪水となった令和元年東日本台風(台風第19号)について検証した。

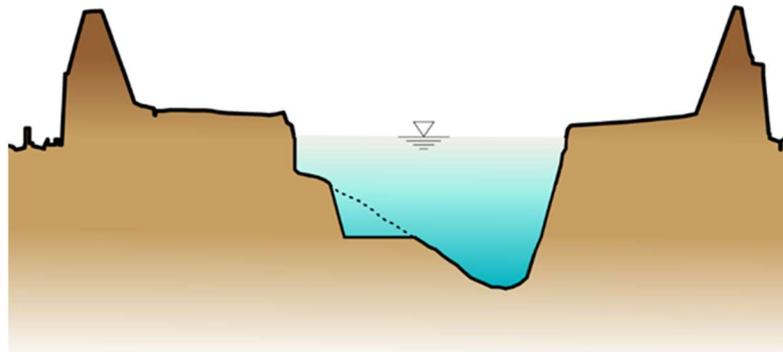
④ 流出解析に用いる定数

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

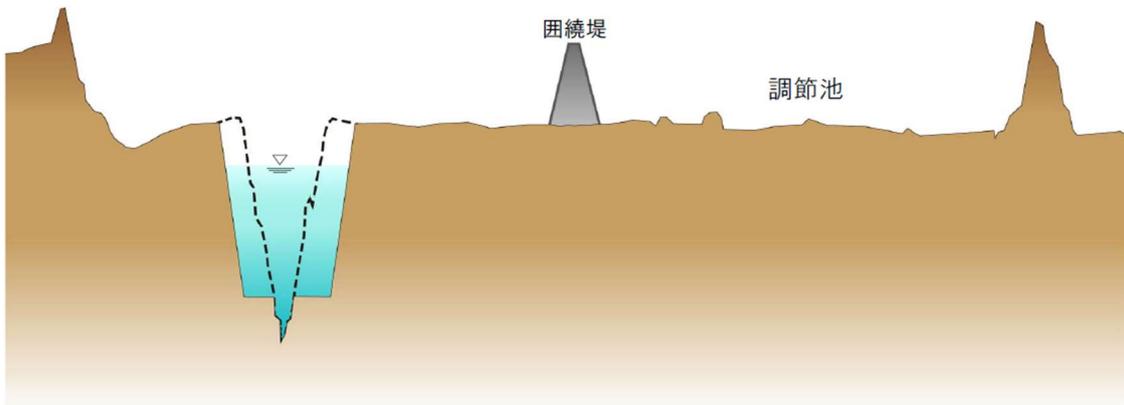
⑤ 検証対象洪水の再現計算結果

前項までに設定した定数を用いて、再現計算を実施したところ、河道部分について、広大な高水敷を有する荒川では、貯留関数法のみでは再現性が確認できなかったことから、河口から大臣管理区間の上流端までを準二次元次元不定流モデルを用いることとした。準二次元不定流モデルを用いた場合の再現計算結果を図 1.15 及び図 1.16 に示す。

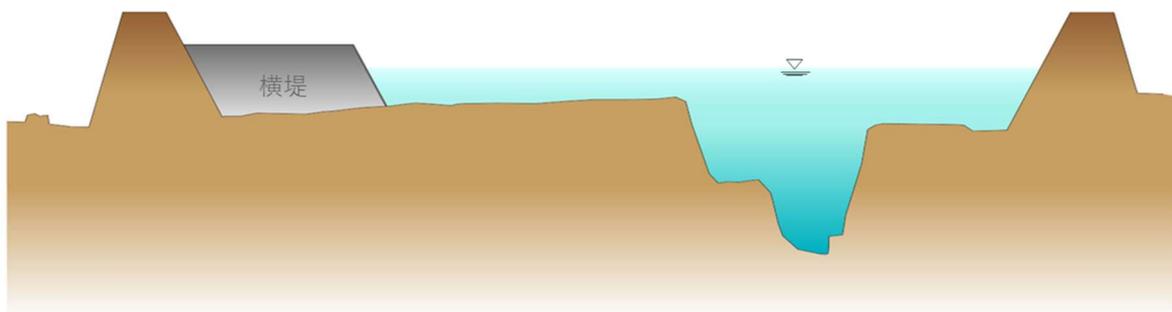
なお、基本高水のピーク流量の設定等にあたっては、河道や河道内の樹木群について、今後掘削が想定されている箇所については掘削・伐採を考慮した。



荒川下流部における基本方針河道形状（イメージ）



荒川中流部における基本方針河道形状（イメージ）



横堤箇所における基本方針河道形状（イメージ）

※横堤間において広い高水敷を有する箇所については、貯留効果を再現するため、高水敷を横堤間で分割し、横堤間の領域の水位 (H) と貯留量 (V) の関係式を設定し、貯留効果を算定した。

図 1.14 基本方針河道における代表的な断面形状

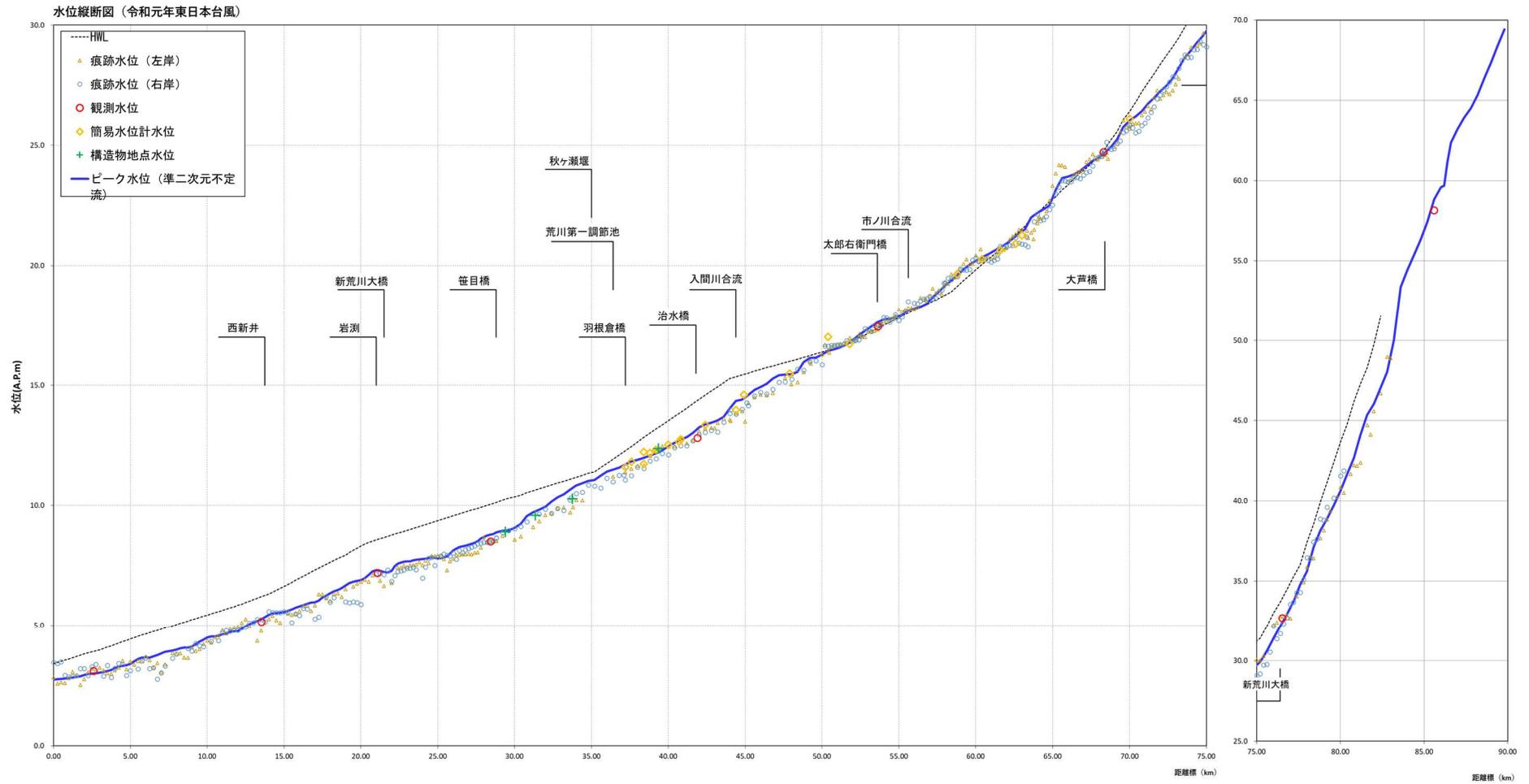


図 1.15 準二次元不定流計算・縦断面図（令和元年東日本台風）

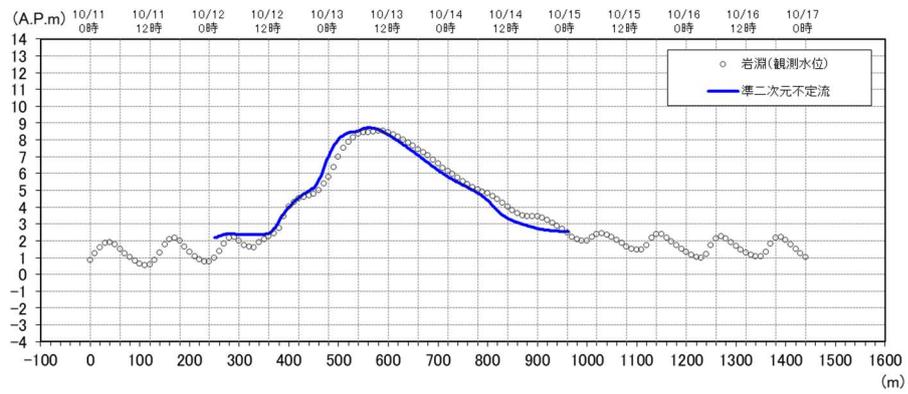
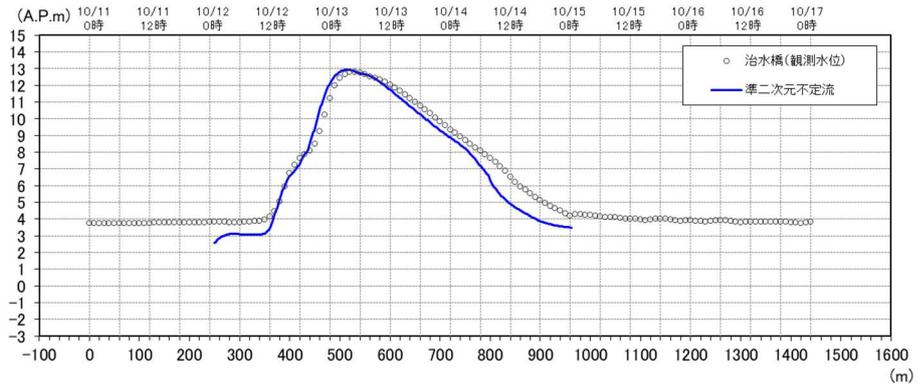


図 1.16 準二次元河道不定流計算・水位ハイドロ（令和元年東日本台風）

1.5 基本高水のピーク流量の設定の考え方

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

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

1.6 計画規模の設定

計画規模については、既定計画の 1/200 を踏襲するものとする。

1.7 対象降雨の継続時間の設定

1) 対象降雨の継続時間設定の考え方

荒川流域における対象降雨の継続時間については、①洪水到達時間、②ピーク流量と短時間雨量との相関関係、③強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式を用いて算定した。対象洪水は、岩淵地点における氾濫注意水位相当の流量 ($2,300\text{m}^3/\text{s}$) 以上の 11 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 1.8 に示し、洪水毎の Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討結果を図 1.17 から図 1.27 に示す。

表 1.8 洪水到達時間の算定結果

No.	降雨波形	流量 (m ³ /s)	Kinematic Wave法	角屋式	
			算定結果 (h)	平均有効 降雨強度 (mm/h)	算定結果 (h)
1	S13.8.30	5,300	36	7.5	9.5
2	S16.7.21	6,700	37	9.0	8.9
3	S22.9.14	10,000	43	10.1	8.6
4	S25.7.28	3,300	57	5.5	10.6
5	S33.9.25	5,300	46	6.4	10.0
6	S57.8.1	4,600	45	6.4	10.1
7	S57.9.11	5,400	69	4.8	11.1
8	H11.8.13	7,500	39	9.3	8.8
9	H13.9.10	3,300	70	4.8	11.1
10	H19.9.6	5,700	52	6.0	10.3
11	R1.10.10	11,000	40	11.1	8.3
平均値		6,200	49	7.3	9.8

※ピーク流量は、ダム無し流量

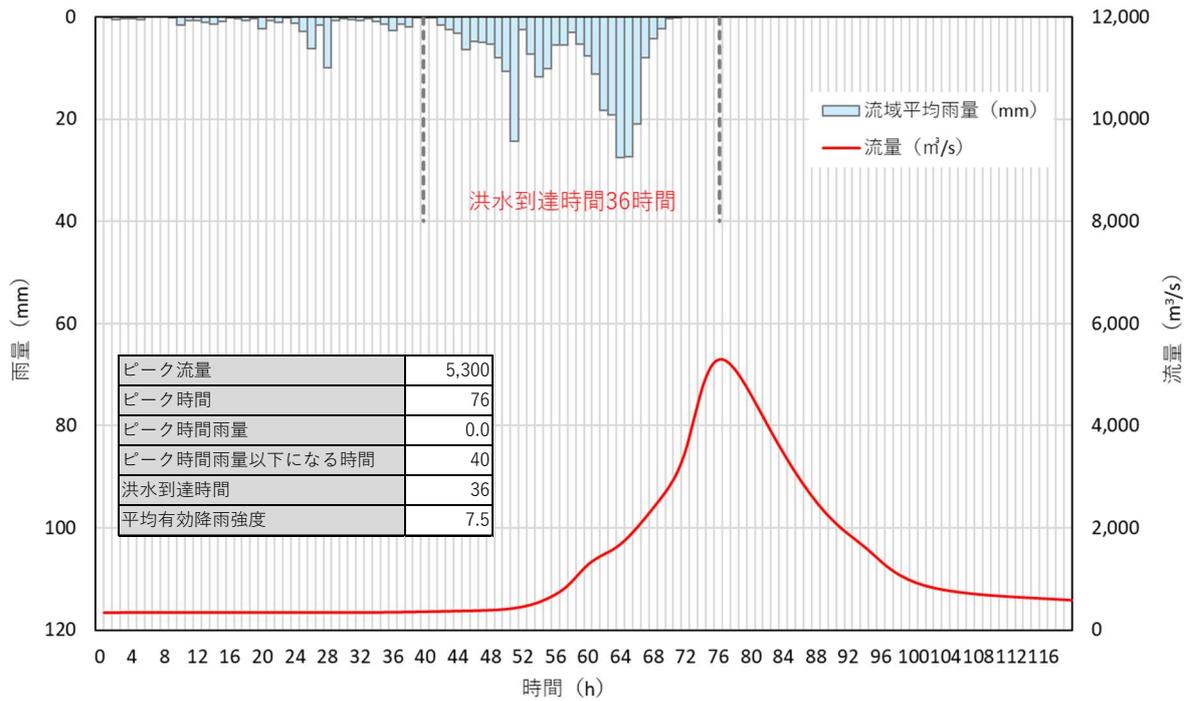


図 1.17 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (S13.8 実績降雨)

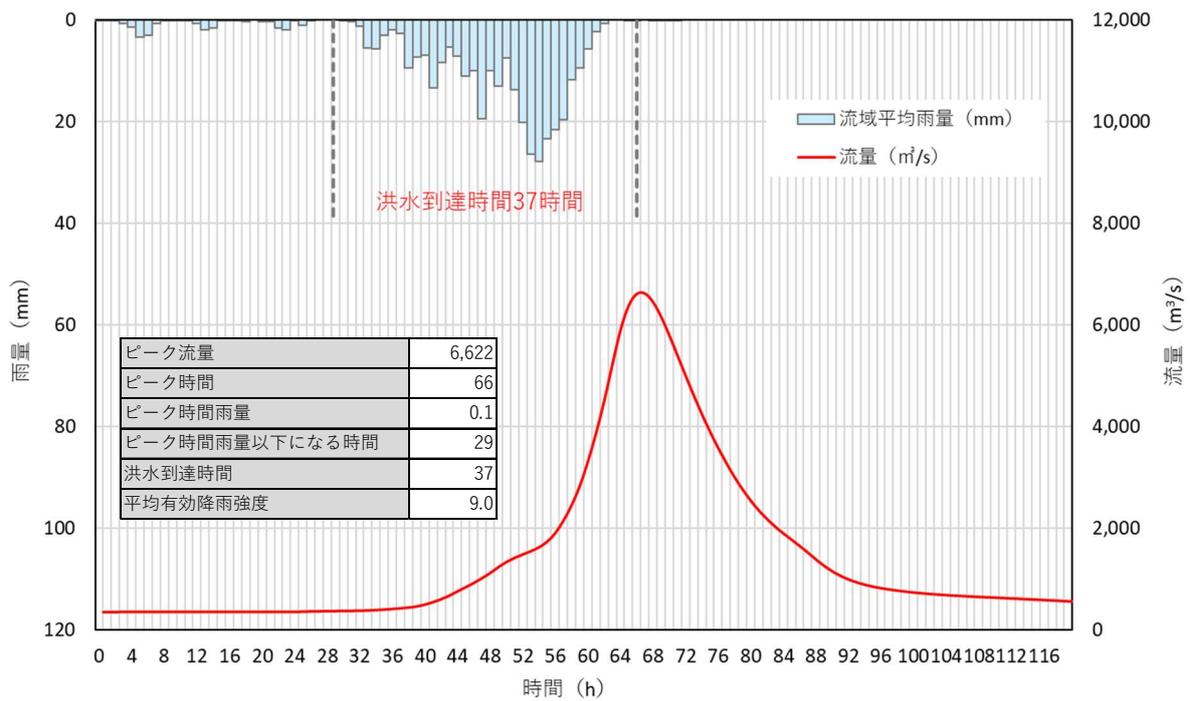


図 1.18 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (S16.7 実績降雨)

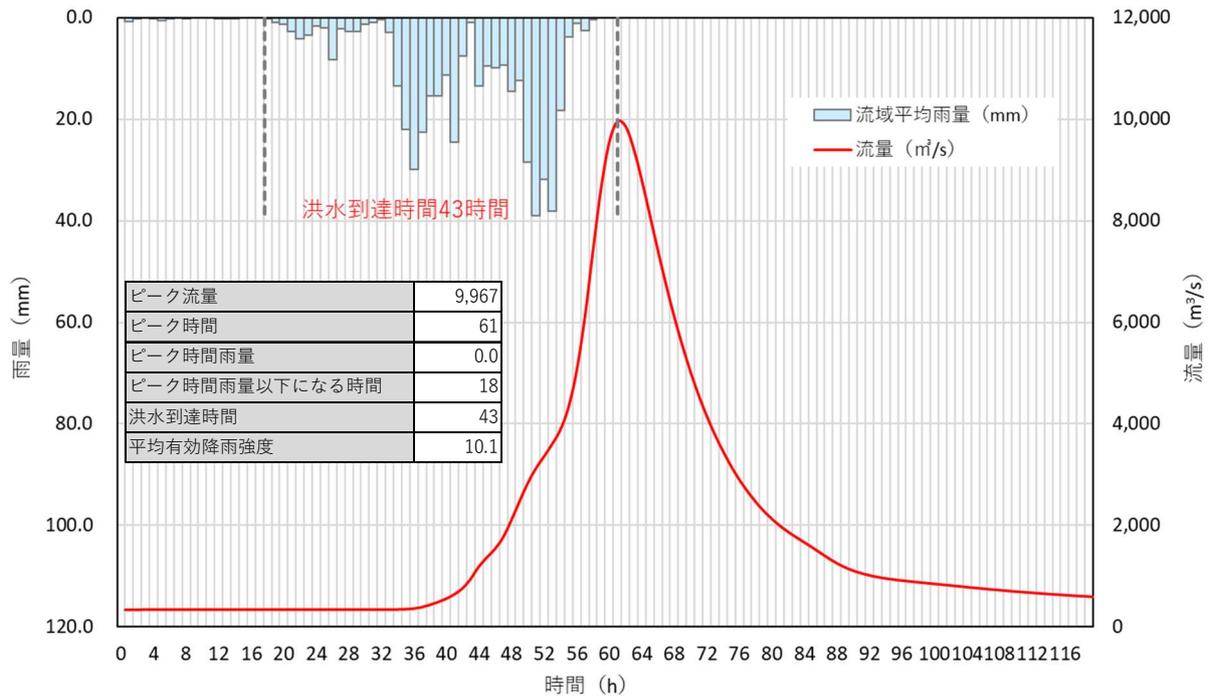


図 1.19 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (S22.9 実績降雨)

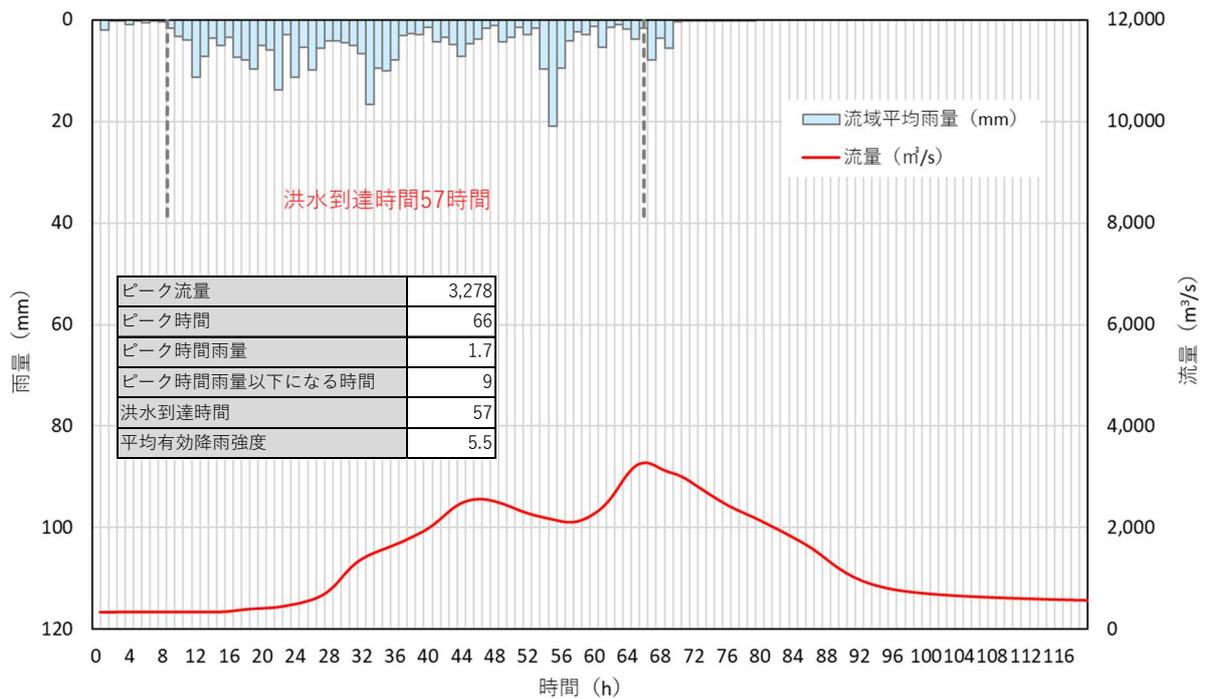


図 1.20 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (S25.7 実績降雨)

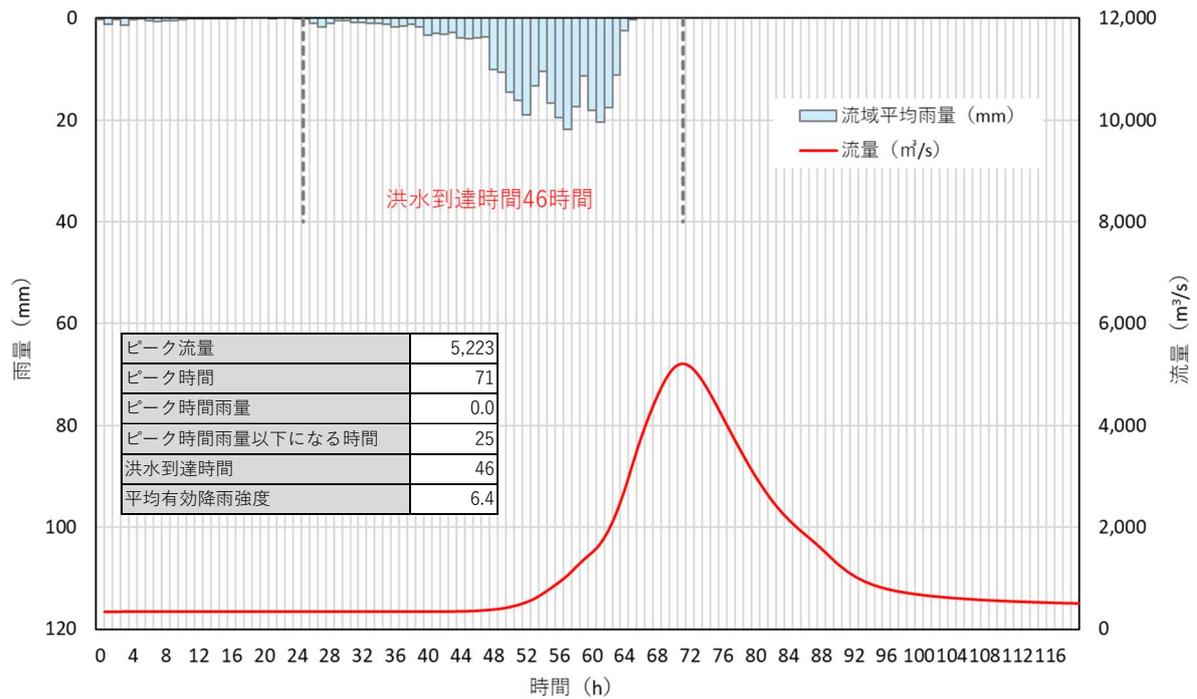


図 1.21 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (S33.9 実績降雨)

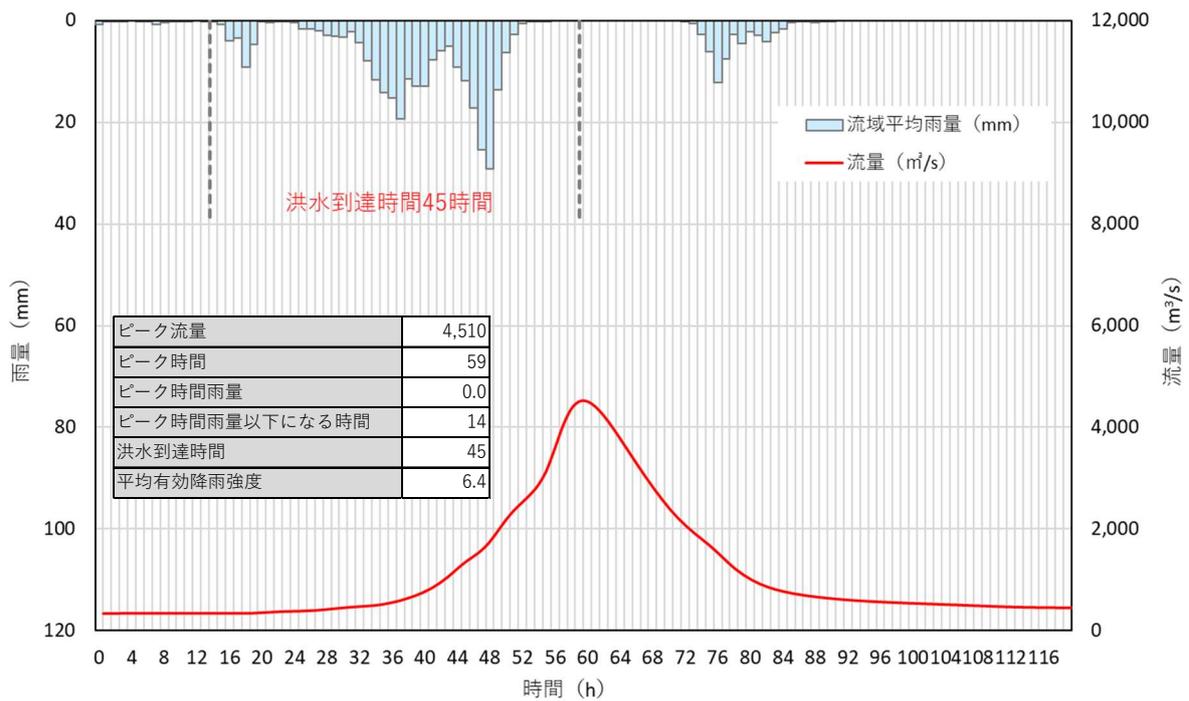


図 1.22 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (S57.8 実績降雨)

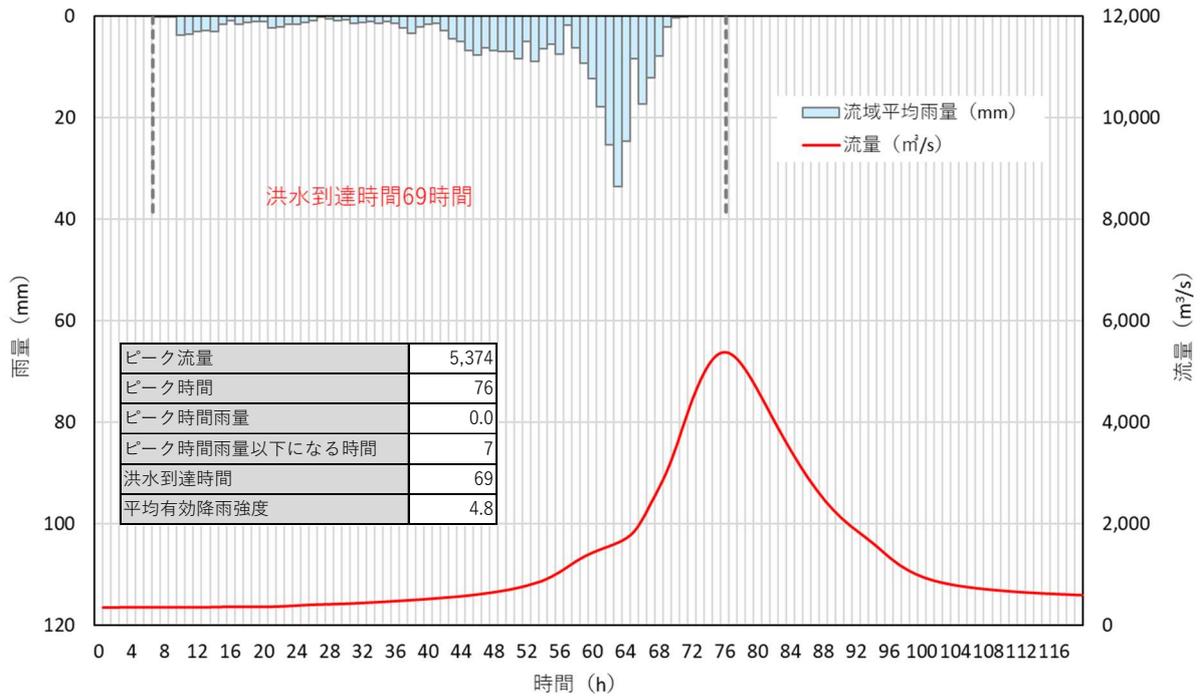


図 1.23 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (S57.9 実績降雨)

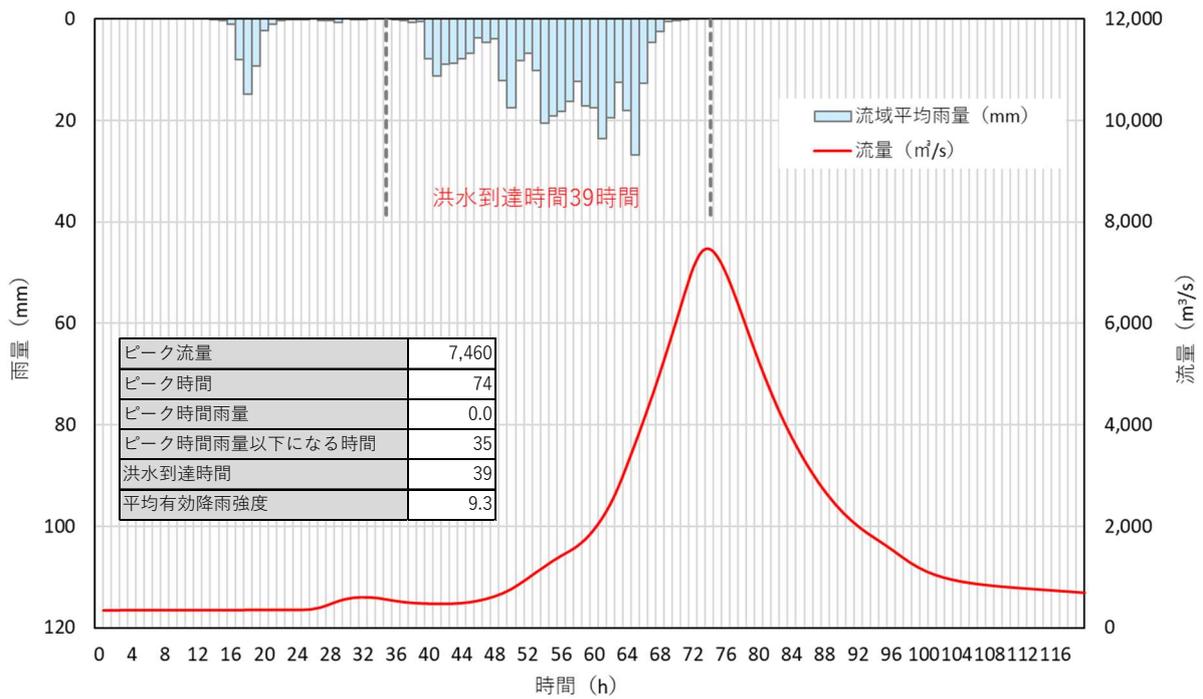


図 1.24 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (H11.8 実績降雨)

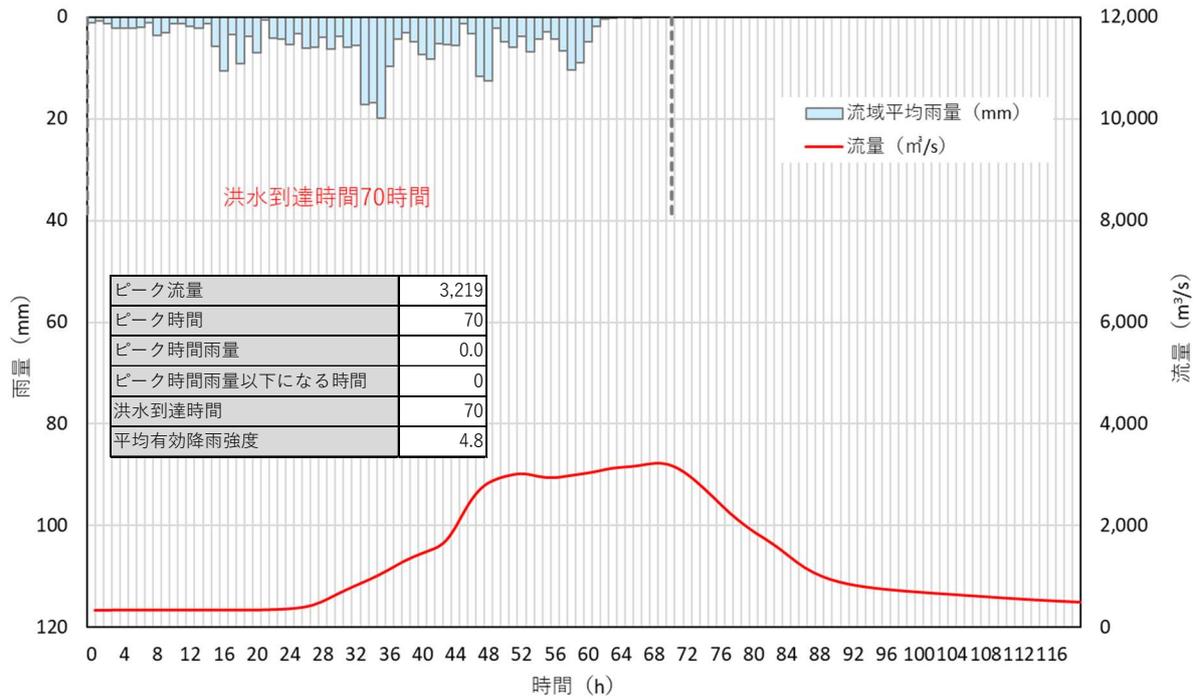


図 1.25 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (H13.9 実績降雨)

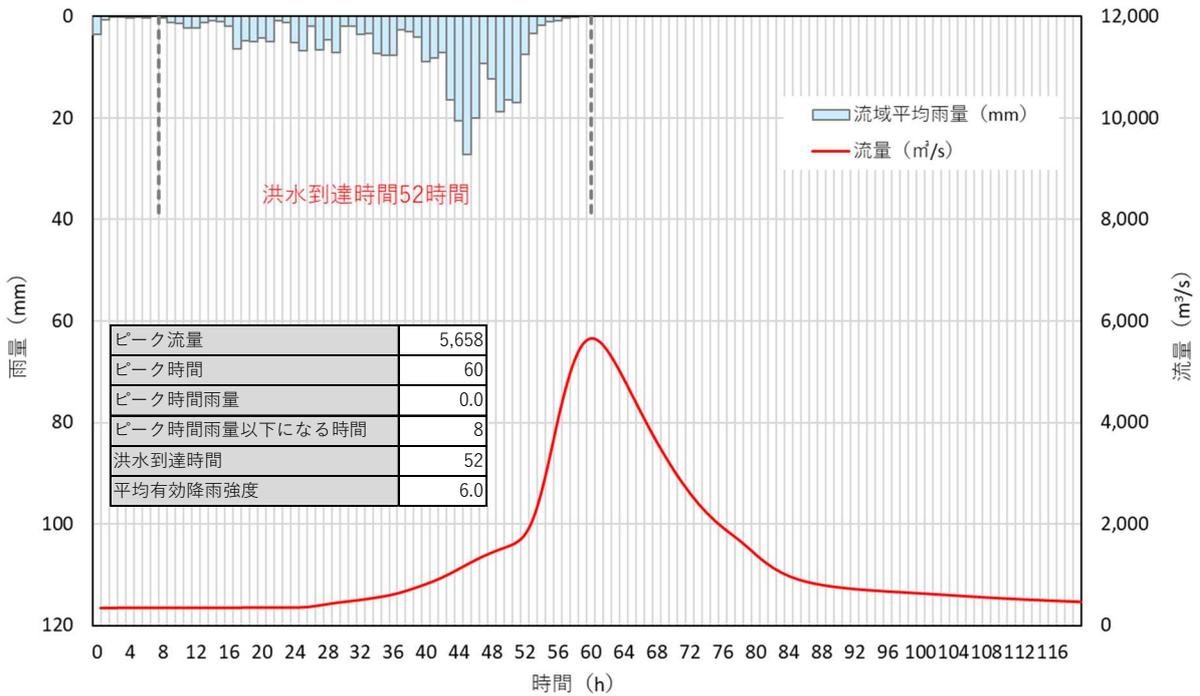


図 1.26 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (H19.9 実績降雨)

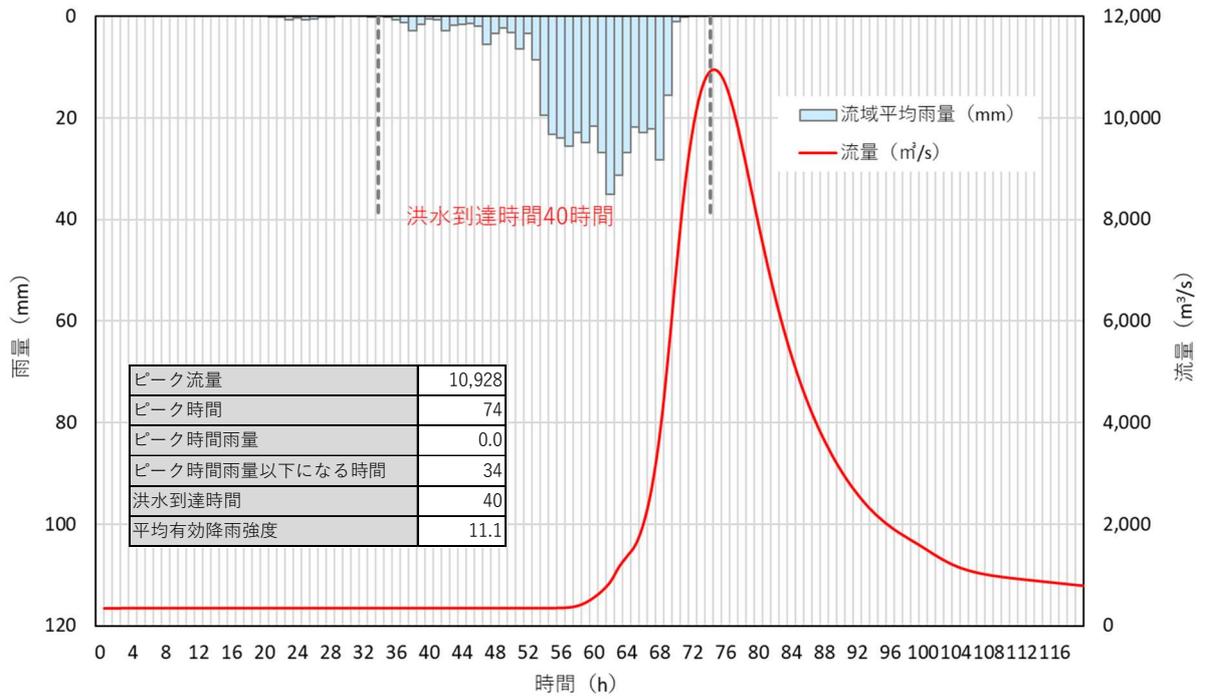


図 1.27 岩淵地点ハイドロ・ハイトグラフ (R1.10 実績降雨)

3) ピーク流量と短時間雨量の相関

昭和7年（1932年）から令和3年（2021年）までの90年間で基準地点岩淵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、6、9、12、15、18、24、36、48、60、72時間）との相関関係の整理を行った。

その結果、基準地点岩淵ではピーク流量と相関の高い短時間雨量の時間帯は24～48時間で、24時間以降は大きな差は見られない。

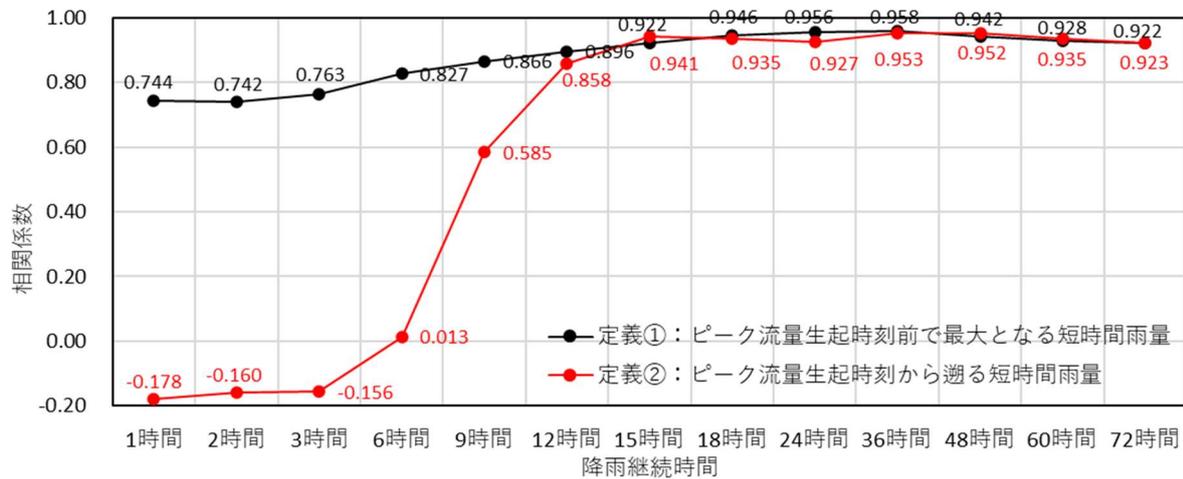


図 1.28 ピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量との相関関係
(岩淵上流域平均雨量)

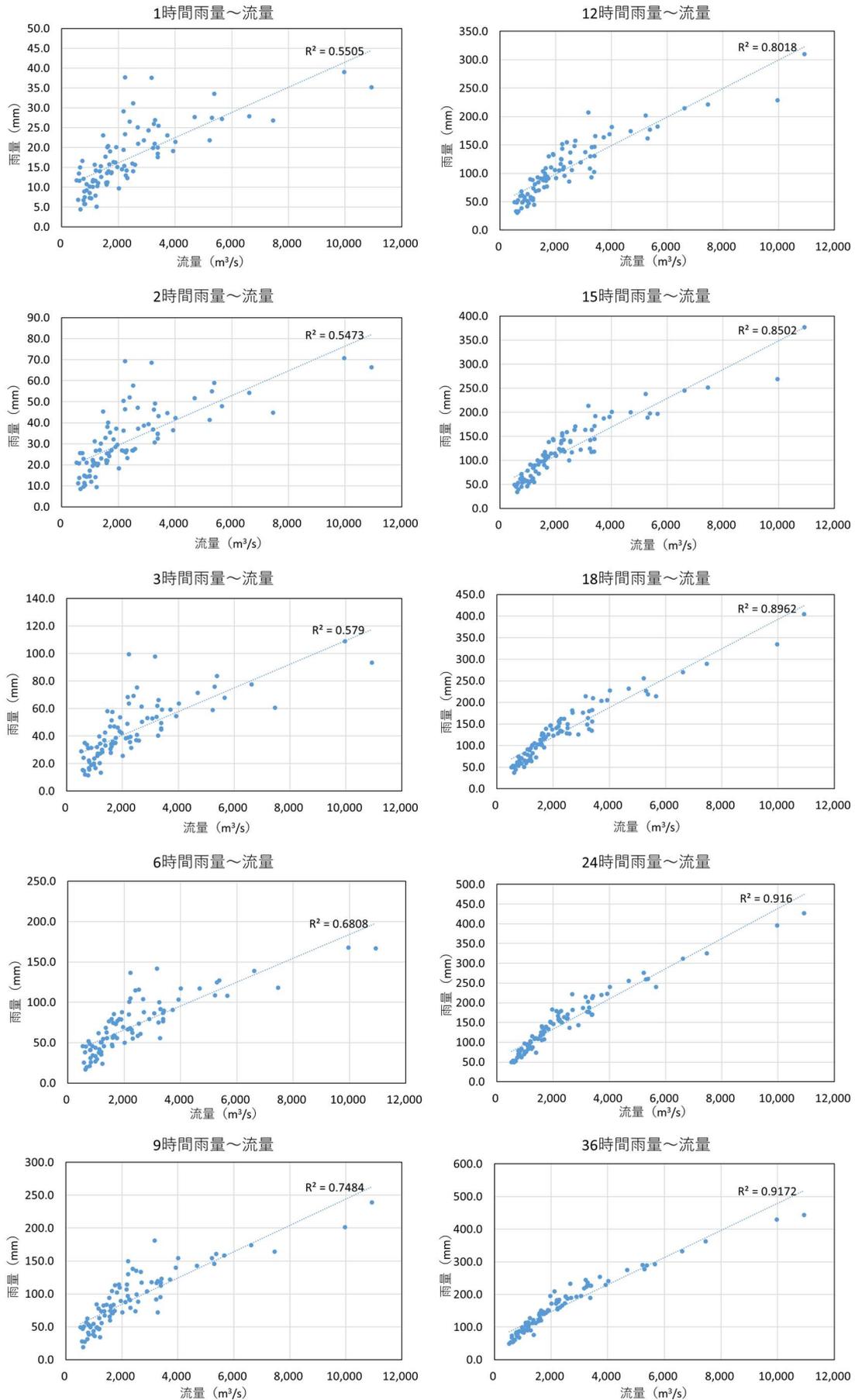


図 1.29 (1) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義①】

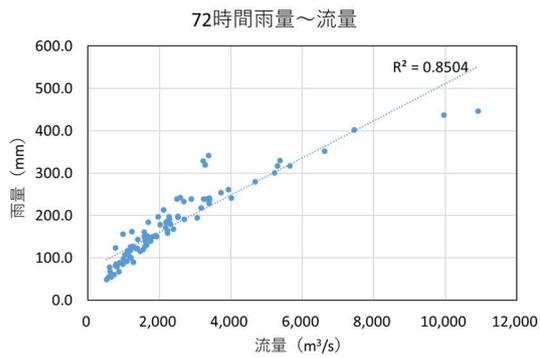
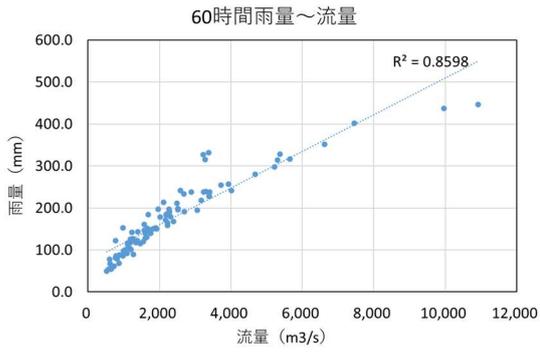
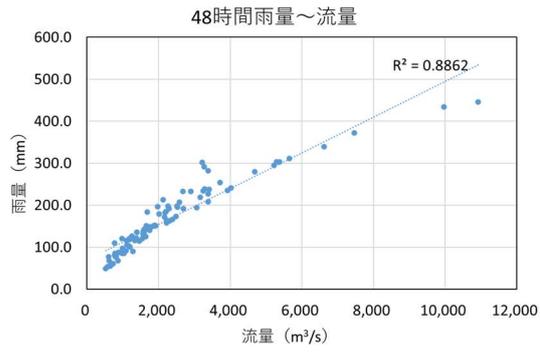


図 1.29 (2) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義①】

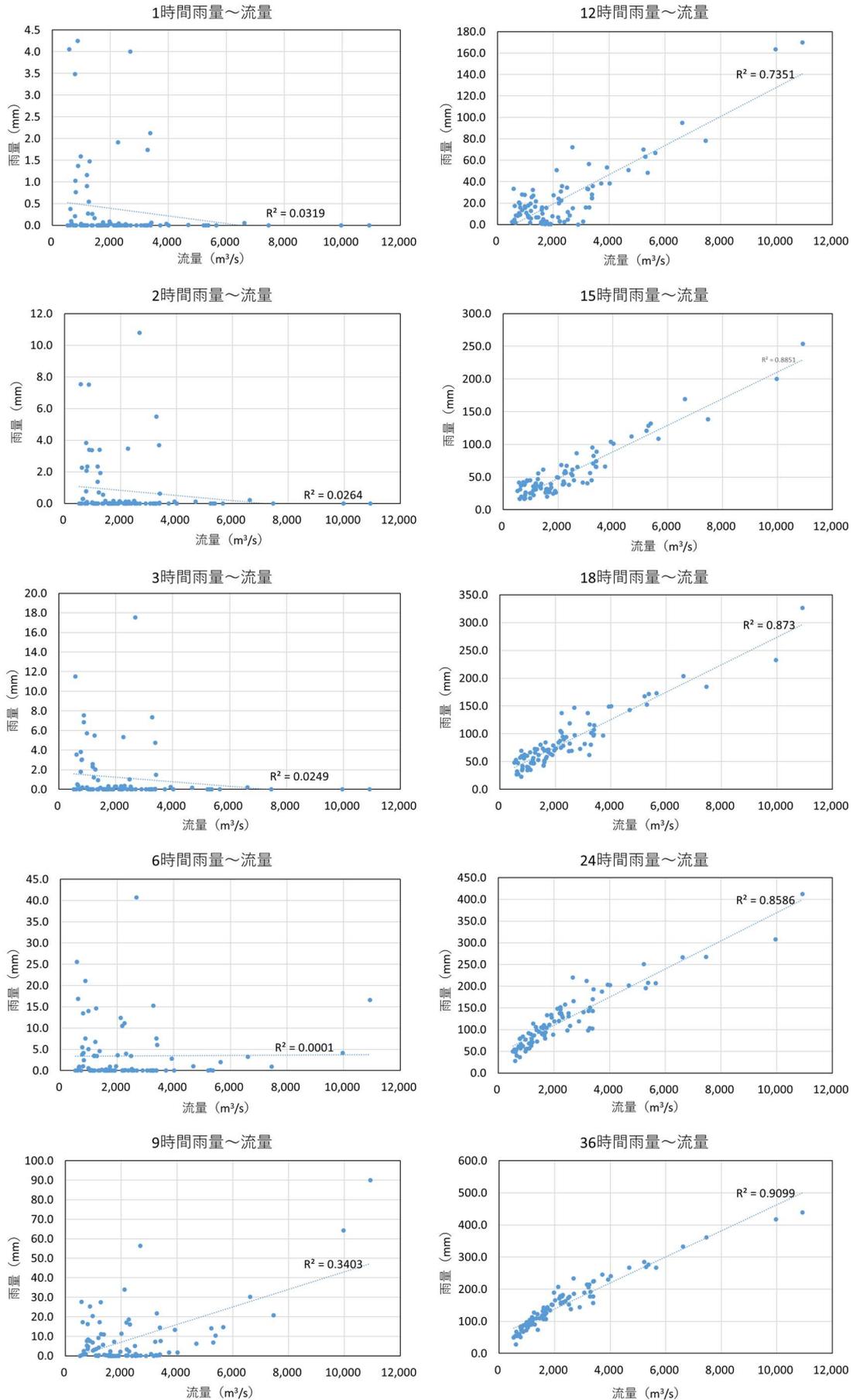


図 1.30 (1) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義②】

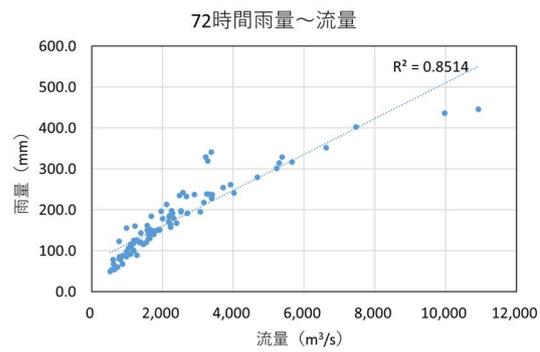
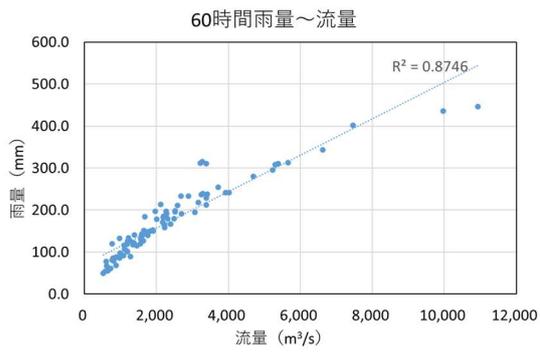
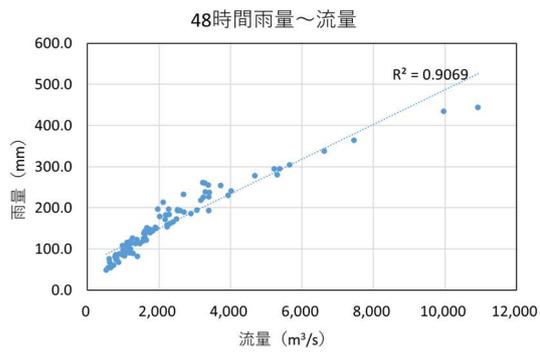


図 1.30 (2) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義②】

4) 強い降雨強度の継続時間

強い降雨強度（5mm/h 及び 10mm/h）の継続時間をエラー! 参照元が見つかりません。に整理した。対象洪水は基準地点岩淵における氾濫危険水位相当の実績流量 2,300m³/s 以上の 11 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 13 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 48 時間でカバー可能である。

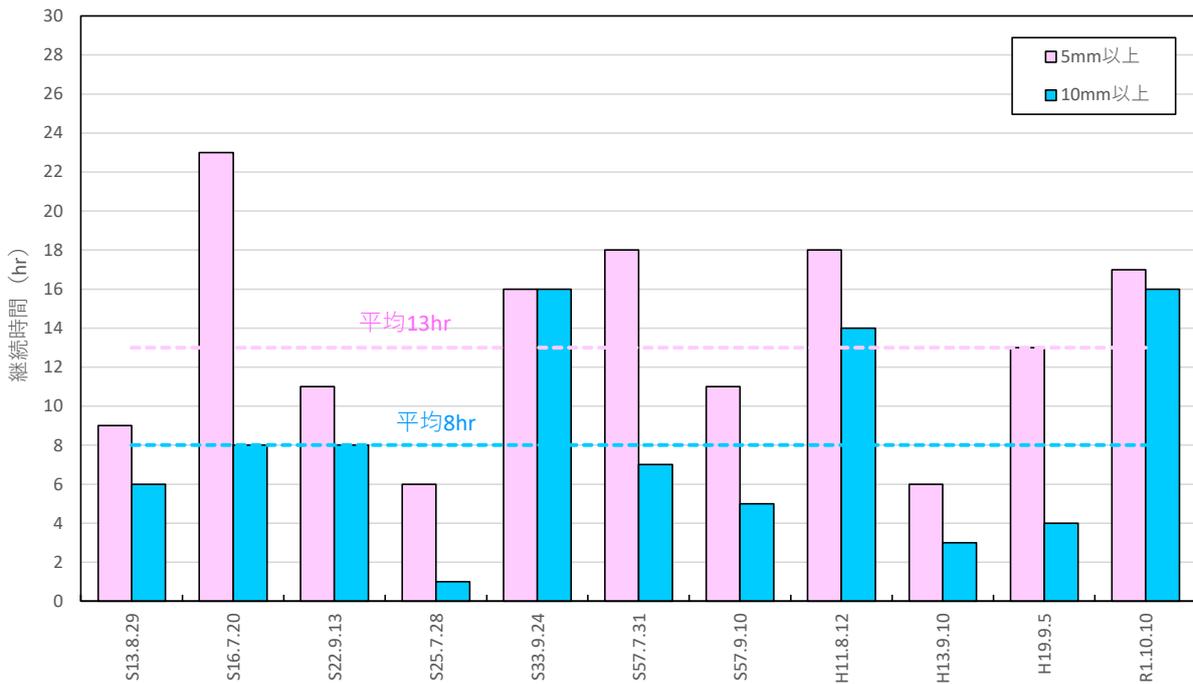


図 1.31 強い降雨強度の継続時間

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 7 年（1932 年）から令和 3 年（2021 年）までの雨量資料（90 年間）を整理し、荒川の降雨特性、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を規定計画の 3 日から 48 時間と設定した。

- 洪水到達時間の検討において、Kinematic Wave 法は 36～70 時間（平均 49 時間）、角屋の式は 8～11 時間（平均 9.8 時間）となる。
- ピーク流量と相関の高い短時間雨量の時間帯は 24～48 時間であり、24 時間以降は大きな差は見られない。
- 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 48 時間で網羅した。

1.8 対象降雨の降雨量の設定

雨量標本に関しては、時間雨量データが存在する昭和7年（1932年）からとし、気候変動による降雨量変化倍率の算定に用いている過去実験の期間が平成22年（2010年）までであることを踏まえ雨量標本の延伸は平成22年（2010年）までとし、一覧を表1.9に示す。

昭和7年（1932年）から平成22年（2010年）までの79年間の年最大48時間雨量を確率処理し、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルにより基準地点岩淵の1/200確率雨量を算定した結果482mm/48hと決定した。この結果を表1.10及び図1.32に示す。

また、気候変動の影響を考慮した対象降雨の降雨量として、基準地点岩淵の1/200確率雨量482mm/48hに降雨量変化倍率1.1倍を乗じて得られた531mm/48hを採用し表1.11にまとめる。

表 1.9 年最大48時間雨量一覧

年月日	雨量(mm/48hr)	年月日	雨量(mm/48hr)
S7.11.13	137	S47.9.15	199
S8.8.5	92	S48.6.6	57
S9.10.6	82	S49.8.31	295
S10.9.24	248	S50.8.16	75
S11.9.26	131	S51.9.8	58
S12.7.15	135	S52.9.18	164
S13.8.30	332	S53.7.10	64
S14.10.25	109	S54.10.18	132
S15.8.25	176	S55.7.8	84
S16.7.21	326	S56.8.22	252
S17.9.19	67	S57.9.11	308
S18.10.2	177	S58.8.15	285
S19.10.6	238	S59.10.12	77
S20.10.4	218	S60.6.30	152
S21.10.21	72	S61.9.2	203
S22.9.14	453	S62.9.25	60
S23.9.15	262	S63.8.10	103
S24.8.30	252	H1.8.5	126
S25.7.28	244	H2.8.9	205
S26.7.1	84	H3.8.20	237
S27.6.22	113	H4.10.19	80
S28.9.24	133	H5.8.26	176
S29.9.17	180	H6.8.20	90
S30.10.10	125	H7.9.16	149
S31.9.26	127	H8.9.21	165
S32.6.27	84	H9.6.19	101
S33.9.25	291	H10.9.15	228
S34.8.12	255	H11.8.13	361
S35.8.19	115	H12.7.7	138
S36.6.27	213	H13.9.10	332
S37.8.25	109	H14.7.9	235
S38.8.28	81	H15.9.20	115
S39.8.20	84	H16.10.8	188
S40.8.21	187	H17.7.25	178
S41.6.27	223	H18.10.5	191
S42.10.26	98	H19.9.6	351
S43.7.27	120	H20.4.7	144
S44.8.22	50	H21.10.7	120
S45.6.30	78	H22.10.30	134
S46.8.30	229		

表 1.10 基準地点岩淵 48 時間雨量 1/200 確率計算結果

	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM
X-COR(99%)	0.975	0.992	0.979	0.992	0.994	—	0.989	0.993	0.985	0.993	0.987	0.988	—
P-COR(99%)	0.984	0.995	0.996	0.995	0.995	—	0.996	0.994	0.996	0.994	0.996	0.996	—
SLSC(99%)	0.048	0.025	0.035	0.026	0.038	—	0.026	0.032	0.026	0.033	0.026	0.026	—
Δ AIC	876.400	910.700	908.500	912.400	910.900	—	909.700	913.000	909.200	913.300	907.500	907.400	—

JackKnife 推定誤差	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM
	200	39.3	32.7	50.6	58.2	45.9	—	45.6	44.0	81.6	42.9	52.4	49.6	—

確率水文量	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM
	2	141.0	155.2	148.1	154.4	157.6	—	151.7	157.4	149.4	157.7	150.6	150.6	—
3	178.3	190.8	183.4	189.7	195.1	—	187.0	192.8	184.9	193.2	187.1	186.1	—	
5	225.3	230.4	226.6	229.6	234.8	—	228.0	231.1	227.1	231.5	230.1	227.8	—	
10	289.0	280.2	286.5	280.2	280.9	—	281.4	277.7	283.7	277.8	287.2	282.9	—	
20	352.8	328.0	349.6	329.4	321.2	—	334.4	321.2	341.2	320.8	344.8	338.2	—	
30	390.1	355.5	388.4	358.0	342.7	—	365.7	345.7	375.8	345.1	379.3	371.2	—	
50	437.0	389.8	439.6	394.1	368.0	—	405.8	376.1	420.6	375.0	423.7	413.6	—	
80	480.3	421.2	488.9	427.4	389.8	—	443.3	403.6	463.1	402.1	465.7	453.6	—	
100	500.8	436.1	513.0	443.3	399.6	—	461.4	416.6	483.8	414.9	486.0	473.0	—	
150	538.1	463.1	558.2	472.2	416.9	—	494.8	440.1	522.2	438.0	523.8	508.8	—	
200	564.5	482.3	591.3	492.9	428.6	—	518.9	456.8	550.1	454.3	551.1	534.7	—	
400	628.3	528.3	674.6	543.0	455.2	—	578.3	496.7	619.7	493.4	619.2	599.2	—	
500	648.8	543.2	702.4	559.3	463.4	—	597.9	509.6	642.9	506.0	641.8	620.5	—	

【対数正規確率紙】

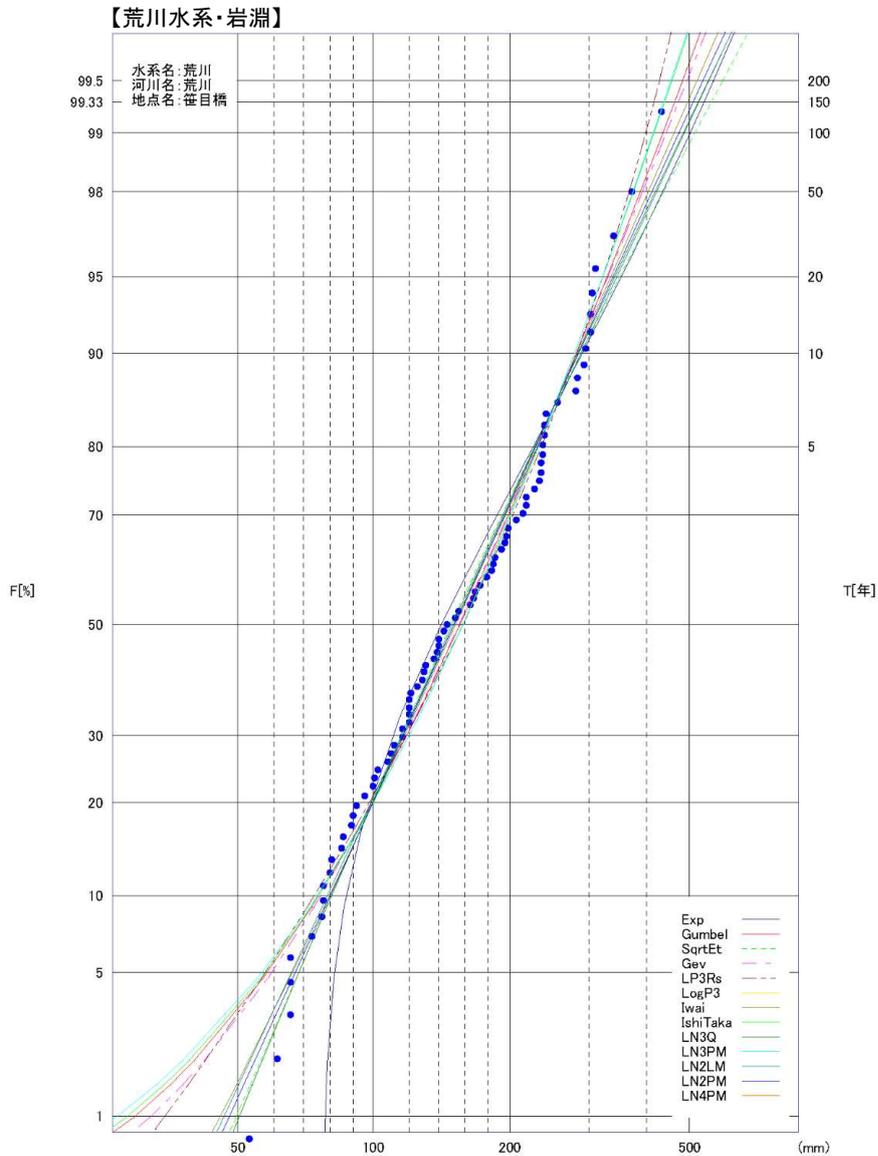


図 1.32 雨量確率計算結果

表 1.11 1/200 確率規模降雨量（基準地点岩淵）

地点	時間雨量	計画規模	対象降雨量	
			1.1 倍未考慮	1.1 倍考慮
岩淵	48 時間	1/200 (Gumbel 分布)	482.3mm/48h	530.5mm/48h

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」と行ったうえで、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を併せて実施した。

1) Mann-Kendall 検定（定常/非定常性の確認）

昭和 7 年（1932 年）から平成 22 年（2010 年）までの雨量データに一年ずつ雨量データを追加し、令和 3 年（2021 年）までのデータを対象とした検定結果を確認したが、非定常性は確認されなかったため、最新年までデータ延伸を実施した。

2) 最新年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 3 年（2021 年））まで時間雨量データを延伸した場合の確率雨量を算定した。その結果、基準地点岩淵 1/200 確率雨量は 531.8mm/48h 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。

1.9 雨量確率法による検討

主要降雨波形は、岩淵上流域雨量で年超過確率 1/10 (280 mm/48h) を超過する洪水を抽出し、年超過確率 1/200 の引伸ばし率が 2 倍以上、あるいは、小流域あるいは短時間の降雨量が著しい引伸ばし (年超過確率 1/500 以上) となる洪水は棄却する。

1) 主要降雨波形の選定

岩淵上流域平均 48 時間雨量で 1/10 降雨 (Gumbel 分布) 以上となる洪水を抽出し、計画対象降雨 482mm (Gumbel 分布 1/200 降雨) に引伸ばした際の引き伸ばし率が 2 倍以下 (1.1 倍する前の確率雨量) となる洪水を選定した。選定の結果を表 1.12 に示す。13 洪水が抽出された。

表 1.12 代表洪水の一次選定

NO.	降雨波形	岩淵上流 流域平均雨量 (mm /48h)	引伸ばし率
1	S13.8.30	303.4	1.589
2	S16.7.21	339.0	1.423
3	S22.9.14	434.7	1.109
4	S25.7.28	291.6	1.654
5	S33.9.25	294.9	1.636
6	S49.8.31	280.6	1.719
7	S57.8.1	288.4	1.673
8	S57.9.11	302.9	1.592
9	S58.8.15	282.5	1.707
10	H11.8.13	371.7	1.298
11	H13.9.10	302.2	1.596
12	H19.9.6	310.8	1.552
13	R1.10.10	446.1	1.081

2) 主要降雨波形の地域分布及び時間分布の検討

① 主要降雨波形の地域分布及び時間分布の考え方

主要降雨波形において、「短時間に降雨が集中する洪水」や「降雨の範囲が著しく偏った洪水」等を一律引伸ばしすると、引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 地域分布による異常降雨の棄却

地域分布の評価では、本川流域（寄居上流域＋その他流域）と支川流域（菅間上流域）に分割して流域平均 48 時間雨量を引伸ばした際の雨量が 1/500 を超過した場合は過剰な引き伸ばし率と判断して棄却した。

地域分布による棄却検討の結果を表 1.13 に示すが、13 洪水のうち昭和 25 年 7 月洪水のみが棄却判定となった。

■棄却基準値 (1/500)

本川流域：562.6mm/48h、支川流域：535.7mm/48h

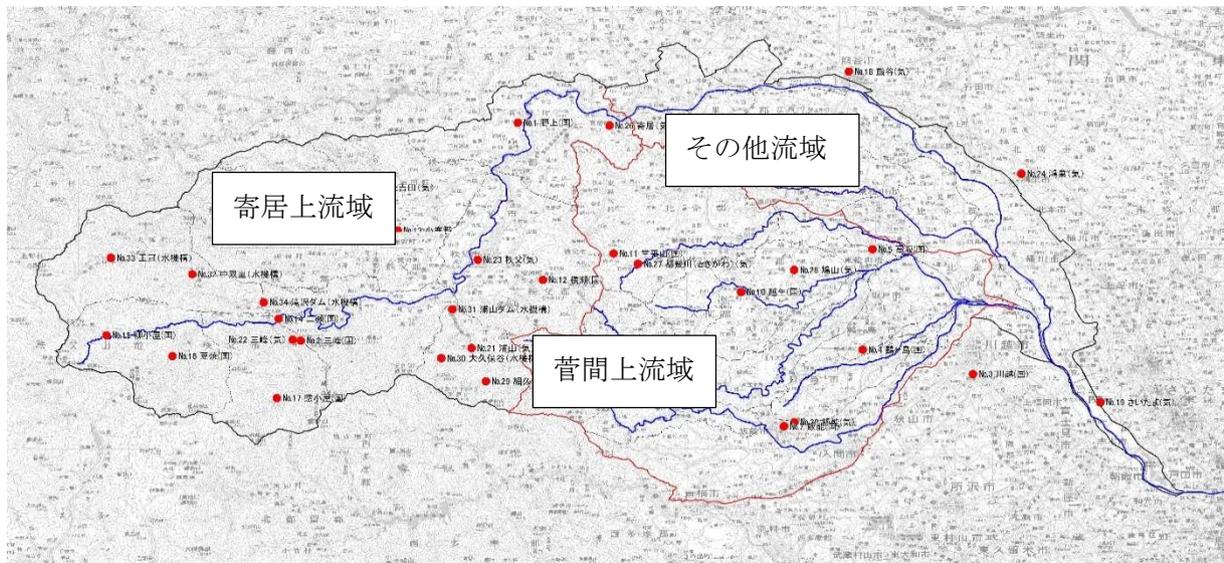


図 1.33 流域分割

表 1.13 地域分布による棄却洪水

No.	降雨波形	引伸ばし前			引伸ばし率	引伸ばし後			対象降雨
		岩淵上流 降雨量	地域降雨量 (mm)			岩淵上流 降雨量	地域降雨量 (mm)		
			本川流域	支川流域			本川流域	支川流域	
1	S13.8.30	303.4	332.1	259.5	1.589	482.3	527.8	412.5	○
2	S16.7.21	339.0	326.5	366.7	1.423	482.3	464.5	521.7	○
3	S22.9.14	434.7	453.3	413.2	1.109	482.3	502.9	458.4	○
4	S25.7.28	291.6	243.5	386.5	1.654	482.3	402.9	639.4	○
5	S33.9.25	294.9	291.2	299.7	1.636	482.3	476.3	490.3	○
6	S49.8.31	280.6	295.1	268.2	1.719	482.3	507.2	460.9	○
7	S57.8.1	288.4	290.6	292.1	1.673	482.3	486.1	488.6	○
8	S57.9.11	302.9	308.1	296.9	1.592	482.3	490.6	472.8	○
9	S58.8.15	282.5	285.0	286.4	1.707	482.3	486.6	488.9	○
10	H11.8.13	371.7	360.8	403.5	1.298	482.3	468.2	523.5	○
11	H13.9.10	302.2	332.0	259.6	1.596	482.3	529.9	414.3	○
12	H19.9.6	310.8	350.8	246.7	1.552	482.3	544.4	382.8	○
13	R1.10.10	446.1	466.6	417.4	1.081	482.3	504.5	451.3	○
棄却基準 (1/500)							562.6	535.7	

※引伸ばし率は、基準地点岩淵 1/200 確率規模降雨量 482mm/48h に対する実績 48 時間雨量との引伸ばし率である。

※■：引伸ばし降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した洪水。

※1/500 雨量は、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルにおける値による。

④ 時間分布による異常降雨の棄却

時間分布の観点から異常降雨の棄却を行った。時間分布の評価では、対象降雨の継続時間である 48 時間より短時間の雨量に対する引き伸ばし過剰な降雨を異常降雨として棄却する処理を行った。

時間分布による棄却検討の結果を表 1.14 に示すが、棄却判定となる洪水は確認されなかった。

■棄却基準値（1/500）

12 時間雨量：336.6mm、24 時間雨量：465.8mm

表 1.14 時間分布による棄却洪水

No.	降雨波形	引伸ばし前			引伸ばし率	引伸ばし後		対象降雨
		短時間降雨量 (mm)		継続時間内 降雨量 (mm)		短時間降雨量 (mm)		
		12h	24h			48h	12h	
1	S13.8.30	161.8	259.8	303.4	1.589	257.2	412.9	○
2	S16.7.21	214.4	311.6	339.0	1.423	305.1	443.3	○
3	S22.9.14	228.5	395.8	434.7	1.109	253.5	439.1	○
4	S25.7.28	93.0	176.3	291.6	1.654	153.9	291.6	○
5	S33.9.25	201.8	276.0	294.8	1.636	330.1	451.5	○
6	S49.8.31	174.1	256.0	280.6	1.719	299.2	439.9	○
7	S57.8.1	168.6	256.3	288.4	1.673	282.0	428.7	○
8	S57.9.11	177.2	260.1	302.9	1.592	282.1	414.2	○
9	S58.8.15	102.1	169.6	282.5	1.707	174.3	289.5	○
10	H11.8.13	221.6	325.1	371.7	1.298	287.6	421.9	○
11	H13.9.10	108.4	177.7	302.2	1.596	173.1	283.7	○
12	H19.9.6	182.2	239.7	310.8	1.552	282.7	371.9	○
13	R1.10.10	310.2	427.0	446.1	1.081	335.4	461.7	○
棄却基準 (1/500)						336.6	465.8	

3) 主要降雨波形の設定（荒川）

主要降雨波形について前項で棄却された洪水を含め表 1.15 に示す。

表 1.15 主要降雨波形一覧（基準地点岩淵）

No.	降雨波形	引伸ばし前	引伸ばし率	引伸ばし後 ピーク流量	棄却理由
		降雨継続時間内 降水量 (mm/48h)			
1	S13.8.30	303.4	1.748	14,900	
2	S16.7.21	339.0	1.565	15,300	
3	S22.9.14	434.7	1.220	14,400	
4	S25.7.28	291.6	1.820	8,100	地域分布
5	S33.9.25	294.9	1.799	15,400	
6	S49.8.31	280.6	1.891	15,300	
7	S57.8.1	288.4	1.840	14,600	
8	S57.9.11	302.9	1.751	14,900	
9	S58.8.15	282.5	1.878	8,900	
10	H11.8.13	371.7	1.427	13,900	
11	H13.9.10	302.2	1.756	8,500	
12	H19.9.6	310.8	1.707	14,100	
13	R1.10.10	446.1	1.189	15,800	

※100m³/s の端数は切り上げるものとした。

※■：短時間雨量あるいは小流域が著しい引き延ばしとなっている洪水

1.10 アンサンブル予測降雨波形による検討（荒川）

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

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

この解像度 5km メッシュにダウンスケーリングされたアンサンブルデータにおけるアンサンブル予測降雨波形（d2PDF）から、計画対象降雨の降雨量 482mm/48h（基準地点岩淵）に近い20洪水を抽出した（図 1.29）。

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 48 時間雨量 531mm/48h（基準地点岩淵）まで引伸ばし・引縮め、流出計算モデルにより流出量を算出した結果、表 1.16 に示すとおり約 7,500m³/s～16,300m³/s の範囲となり、雨量データによる確率からの検討により算出された流量がこの範囲に収まっていることを確認した。各洪水のハイドログラフを図 1.34 から図 1.36 に示す。

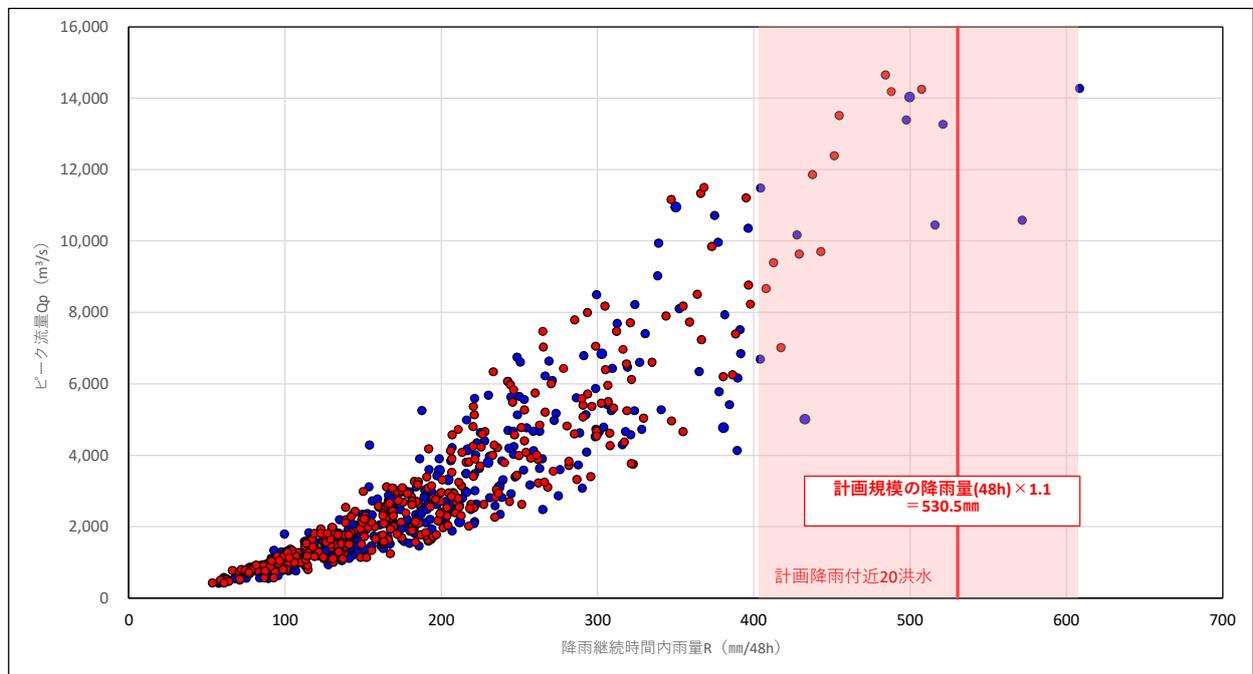


図 1.29 アンサンブル予測降雨波形からの抽出

表 1.16 アンサンブル予測降雨波形のピーク流量一覧（基準地点岩淵）

順位	将来or過去	降雨波形		洪水番号	引伸ばし前 笹目橋上流 48時間雨量 (mm)	引伸ばし率	岩淵区間 ピーク流量 (m ³ /s)
1	過去	HPB_m009	2008/08/29	29	521	1.018	13,700
2	過去	HPB_m003	1990/08/13	11	516	1.028	11,200
3	過去	HFB_2K_GF_m105	2067/08/14	8	507	1.046	15,100
4	過去	HPB_m007	1994/09/02	15	500	1.062	15,100
5	将来	HPB_m010	2001/07/08	22	498	1.066	14,800
6	過去	HPB_m008	1991/09/06	12	572	0.928	10,300
7	過去	HFB_2K_MR_m105	2072/09/07	13	488	1.087	15,400
8	将来	HFB_2K_MI_m101	2073/09/02	14	484	1.095	16,100
9	将来	HFB_2K_HA_m101	2086/08/15	27	455	1.167	15,100
10	将来	HPB_m022	1995/08/27	16	608	0.872	11,900
11	将来	HFB_2K_MI_m105	2087/07/30	28	452	1.175	15,000
12	将来	HFB_2K_MP_m101	2076/08/28	17	443	1.198	12,400
13	将来	HFB_2K_HA_m105	2071/09/01	12	438	1.212	14,900
14	過去	HPB_m007	1986/07/13	7	433	1.226	7,500
15	将来	HFB_2K_GF_m101	2089/08/15	30	429	1.236	13,000
16	過去	HPB_m021	2001/09/05	22	428	1.241	13,700
17	将来	HFB_2K_CC_m105	2083/09/12	24	417	1.271	9,600
18	将来	HFB_2K_MR_m101	2061/08/08	2	413	1.286	13,600
19	将来	HFB_2K_CC_m105	2067/08/23	8	408	1.301	12,300
20	過去	HPB_m005	2009/09/11	30	404	1.312	16,300

※引伸ばし率：「48時間雨量(mm)」と「1/200確率雨量×1.1」との比率

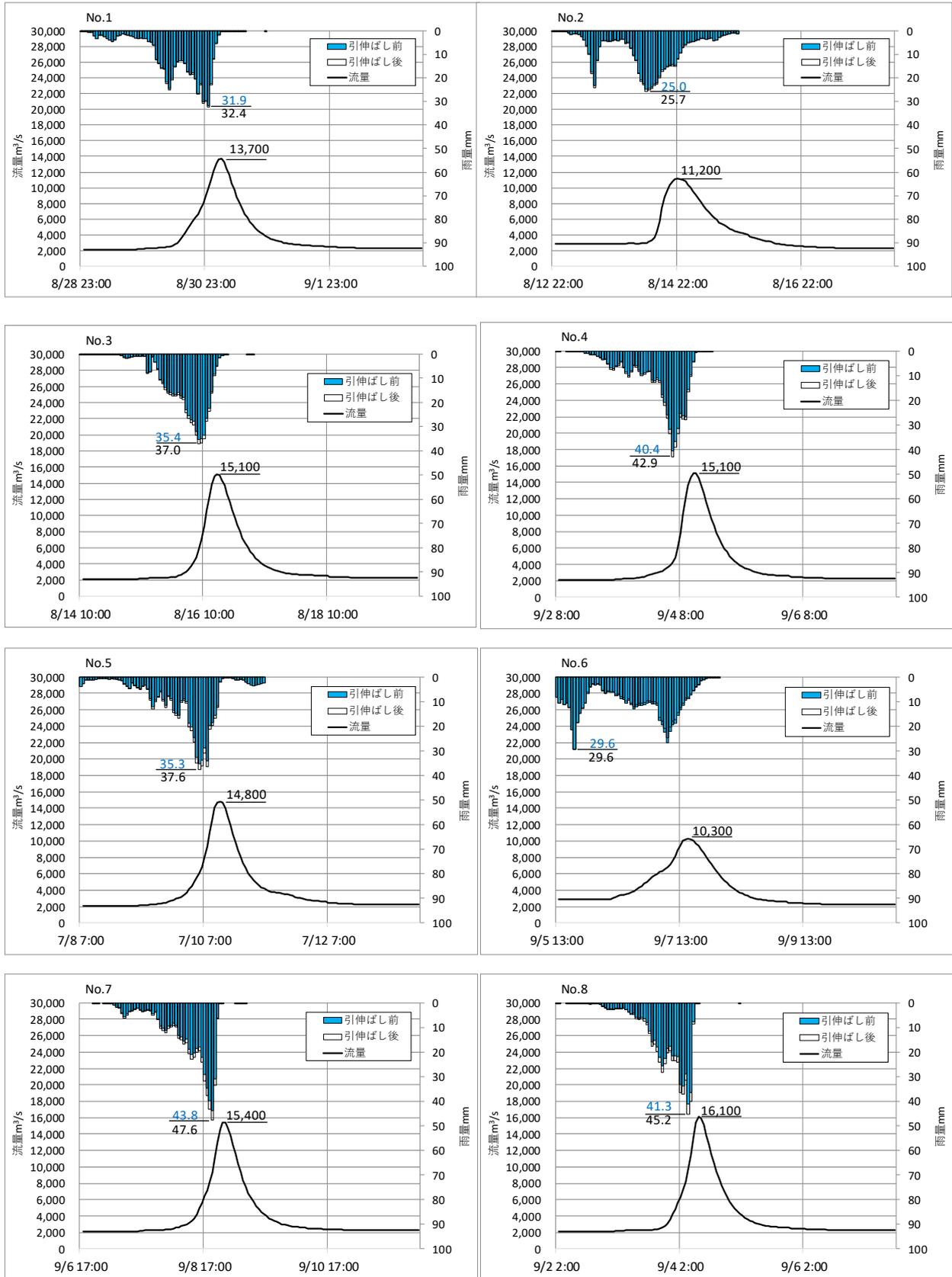


図 1.34 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ

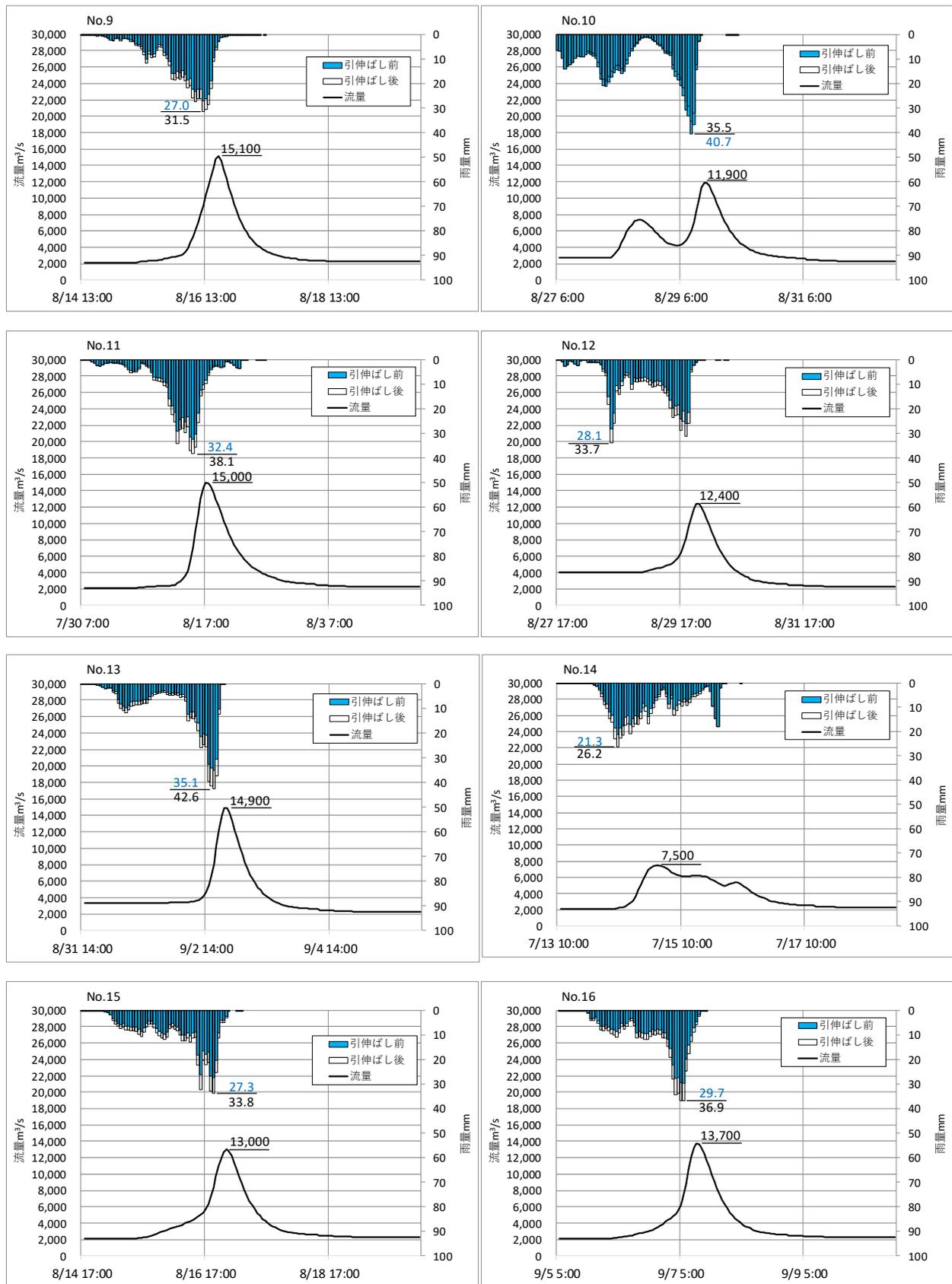


図 1.35 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ

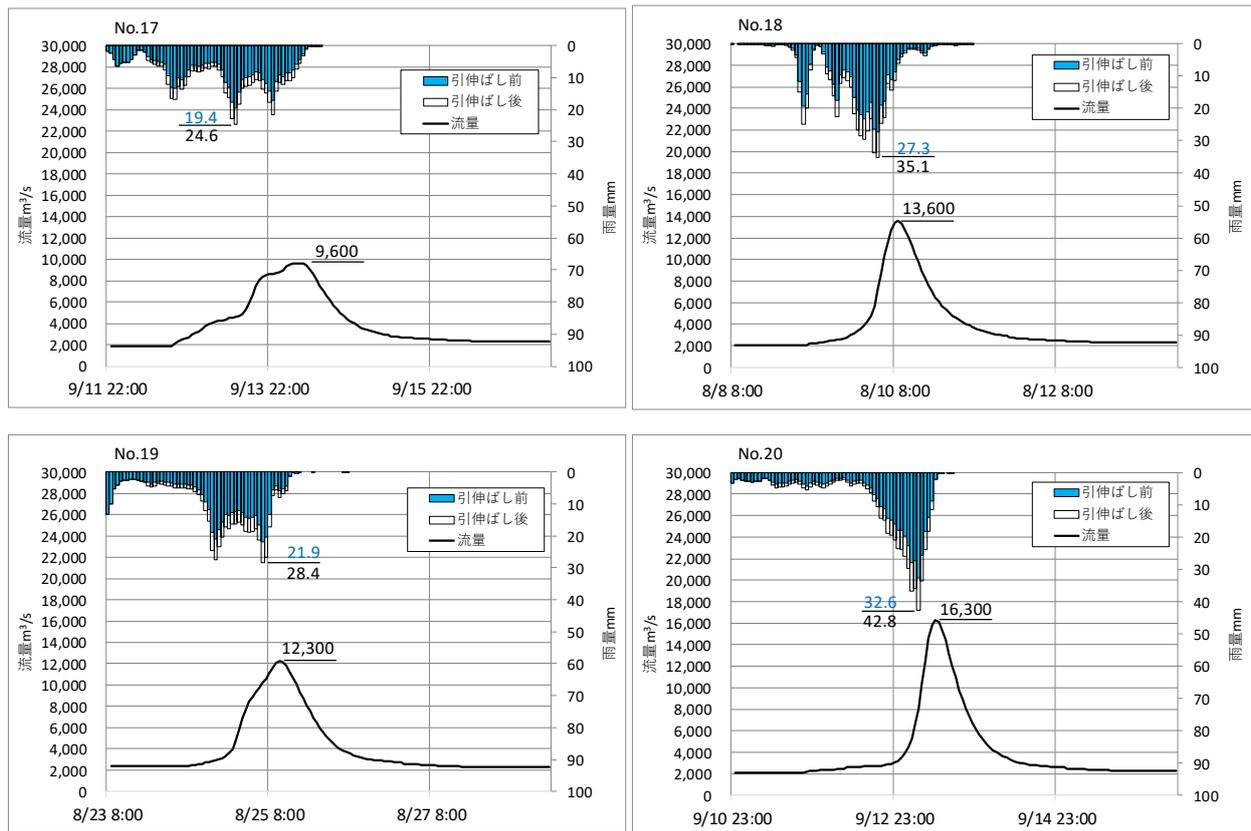


図 1.36 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ

1) 棄却された実績引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伸ばし降雨波形を、当該河川におけるアンサンブル予測降雨波形による降雨パターンと照らし合わせる等により再検証を実施する。なお、小流域とは図 1.37 に示すとおりである。

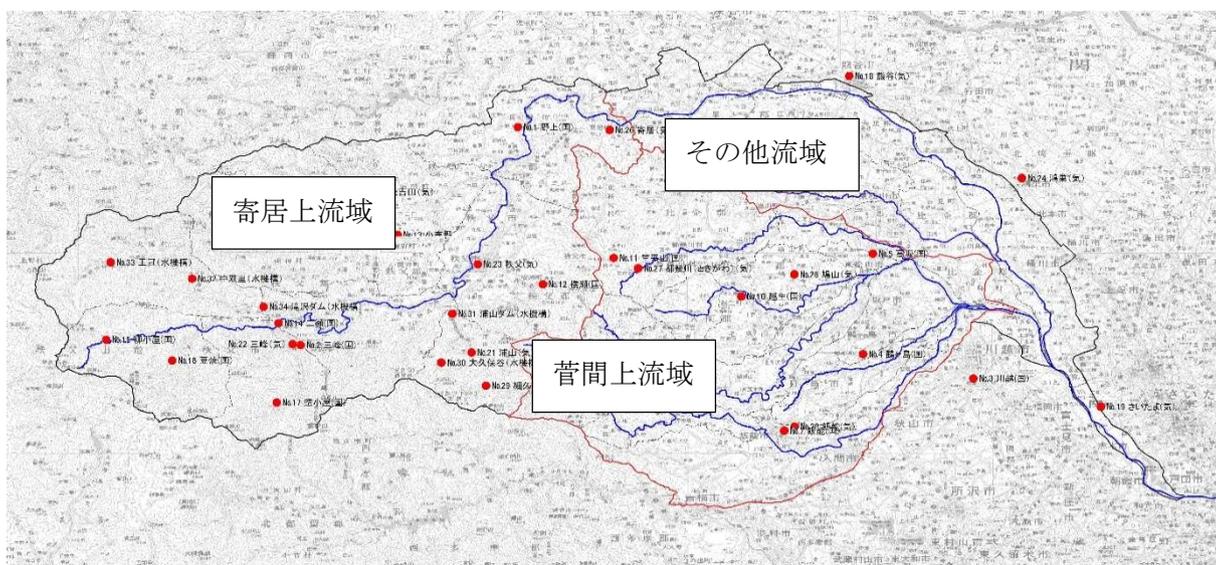


図 1.37 流域分割図

2) 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、表 1.17 に整理した。

表 1.17 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

NO	将来or過去	降雨波形		洪水番号	流域平均雨量 (mm/48h)				比率		
					岩淵	寄居上流	菅間上流	残流域	寄居上流	菅間上流	残流域
					①	②	③	④	②/①	③/①	④/①
5	将来	HPB_m010	2001/07/08	22	497.7	439.7	660.6	339.3	0.88	1.33	0.68
8	将来	HFB_2K_MI_m101	2073/09/02	14	484.4	512.2	495.1	401.7	1.06	1.02	0.83
9	将来	HFB_2K_HA_m101	2086/08/15	27	454.7	378.9	586.9	391.8	0.83	1.29	0.86
10	将来	HPB_m022	1995/08/27	16	608.5	694.2	644.4	348.8	1.14	1.06	0.57
11	将来	HFB_2K_MI_m105	2087/07/30	28	451.5	493.6	486.4	293.3	1.09	1.08	0.65
12	将来	HFB_2K_MP_m101	2076/08/28	17	443.0	458.0	464.2	370.8	1.03	1.05	0.84
13	将来	HFB_2K_HA_m105	2071/09/01	12	437.6	498.5	459.0	260.5	1.14	1.05	0.60
15	将来	HFB_2K_GF_m101	2089/08/15	30	429.1	450.9	465.6	314.2	1.05	1.09	0.73
17	将来	HFB_2K_CC_m105	2083/09/12	24	417.4	483.6	394.6	307.3	1.16	0.95	0.74
18	将来	HFB_2K_MR_m101	2061/08/08	2	412.7	481.0	422.3	239.4	1.17	1.02	0.58
19	将来	HFB_2K_CC_m105	2067/08/23	8	407.8	507.0	389.1	214.6	1.24	0.95	0.53
最大値									1.24	1.33	0.86

棄却した引伸ばし降雨波形も同様に比率を求め、実績引伸ばし降雨波形の比率がアンサンブル予測降雨波形による比率を下回っている場合は、生起し難いと言えないため参考波形として扱うこととする。結果は表 1.18 に示すとおりであり、地域分布により棄却した昭和 25 年 (1950 年) 7 月洪水について、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し棄却洪水とする。

表 1.18 雨量の比率 (棄却した引伸ばし降雨波形)

NO	将来or過去	降雨波形	流域平均雨量 (mm/48h)				比率		
			岩淵	寄居上流	菅間上流	残流域	寄居上流	菅間上流	残流域
			①	②	③	④	②/①	③/①	④/①
1	実績	S13.8.30	303.4	388.6	259.5	193.2	1.28	0.86	0.64
2	実績	S16.7.21	339.0	338.2	366.7	296.1	1.00	1.08	0.87
3	実績	S22.9.14	434.7	498.3	413.2	328.2	1.15	0.95	0.75
4	実績	S25.7.28 棄却洪水	291.6	240.6	386.5	284.4	0.83	1.33	0.98
5	実績	S33.9.25	294.9	291.3	299.7	294.3	0.99	1.02	1.00
6	実績	S49.8.31	280.6	349.5	268.2	158.3	1.25	0.96	0.56
7	実績	S57.8.1	288.4	330.6	292.1	185.5	1.15	1.01	0.64
8	実績	S57.9.11	302.9	312.2	296.9	294.5	1.03	0.98	0.97
9	実績	S58.8.15	282.5	332.4	286.4	171.8	1.18	1.01	0.61
10	実績	H11.8.13	371.7	395.6	403.5	285.7	1.06	1.09	0.77
11	実績	H13.9.10	302.2	409.8	259.6	139.9	1.36	0.86	0.46
12	実績	H19.9.6	310.8	424.6	246.7	165.6	1.37	0.79	0.53
13	実績	R1.10.10	446.1	529.8	417.4	306.1	1.19	0.94	0.69

※ ■ : アンサンブル予測降雨波形の最大比率から起こりえないと判定された値

3) 主要降雨波形に不足する降雨パターンの確認

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

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

荒川流域では、アンサンブル予測降雨波形群を対象に 3 つのクラスターに分類した。アンサンブル予測降雨波形群のクラスター分割には、アンサンブル予測降雨を対象に、流域全体の総雨量に対する各流域の寄与率を算出し、ユークリッド距離を指標としてウォード法によりクラスターに分類したところ、**エラー! 参照元が見つかりません。**の結果となり、出現頻度は**エラー! 参照元が見つかりません。**に示すとおりである。

基準地点岩淵で選定された主要降雨波形について、クラスター分析を行った結果、1、2、3 と評価された (表 1.19)。主要降雨波形に含まれないクラスターは確認されなかった。

表 1.19 主要降雨波形のクラスター分析結果（基準地点岩淵）

降雨波形	流域平均雨量		引伸ばし率	ピーク流量 (m ³ /s)	クラスター 分類
	実績降雨 (mm/48h)	計画降雨 (mm/48h)			
主要洪水群					
S13.8.30	303.4	530.5	1.748	14,900	2
S16.7.21	339.0	530.5	1.565	15,300	3
S22.9.14	434.7	530.5	1.220	14,400	2
S25.7.28	291.6	530.5	1.819	8,100	1
S33.9.25	294.9	530.5	1.799	15,400	3
S49.8.31	280.6	530.5	1.891	15,300	2
S57.8.1	288.4	530.5	1.840	14,600	2
S57.9.11	302.9	530.5	1.751	14,900	3
S58.8.15	282.5	530.5	1.878	8,900	2
H11.8.13	371.7	530.5	1.427	13,900	2
H13.9.10	302.2	530.5	1.756	8,500	2
H19.9.6	310.8	530.5	1.707	14,100	2
R1.10.10	446.1	530.5	1.189	15,800	2

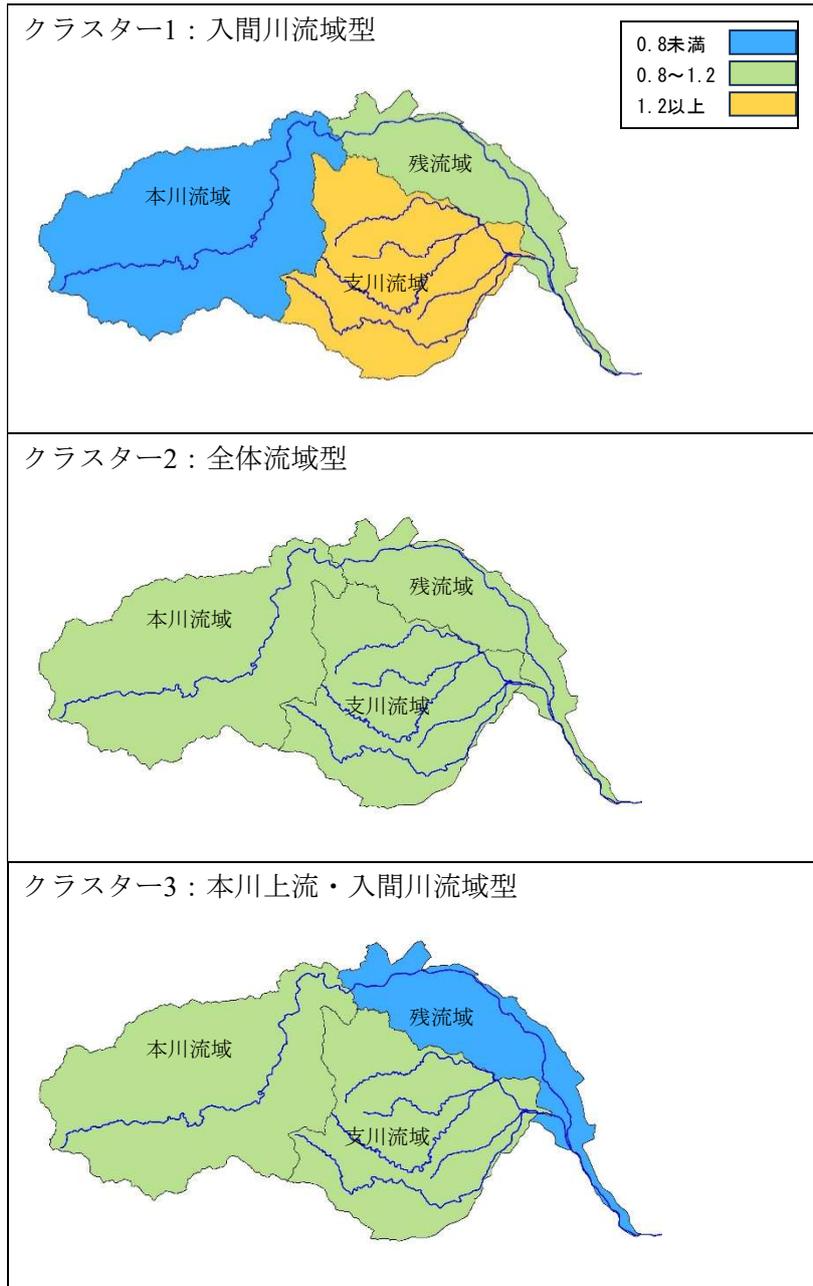


図 1.38 荒川流域におけるアンサンブル予測降雨のクラスター分類

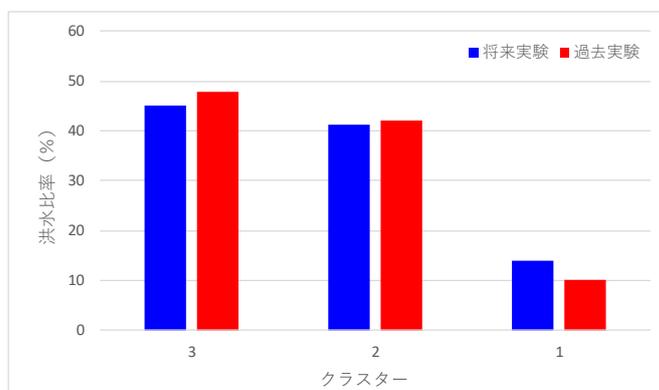


図 1.39 荒川流域におけるアンサンブル予測降雨の出現頻度

1.11 既往洪水による検討（荒川）

甚大な被害をもたらした昭和22年（1947年）9月洪水（カスリーン台風）では、基準地点岩淵の実績流量は、ポンプ排水量を加え、11,900m³/sとなる。

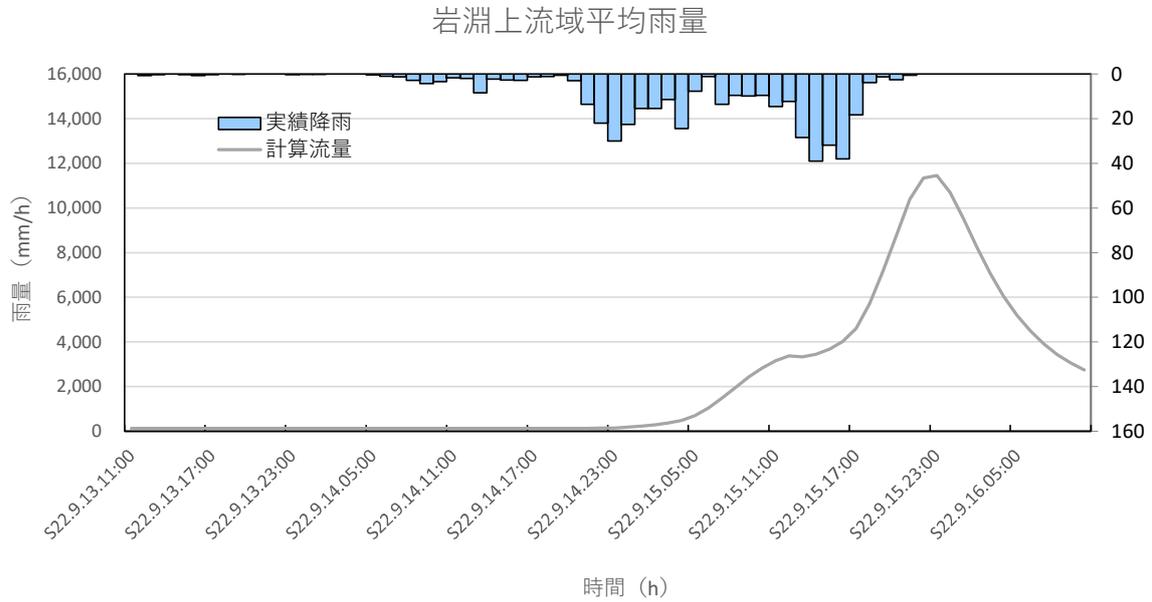


図 1.40 昭和22年（1947年）9月洪水（カスリーン台風）の推定結果（基準地点岩淵）

1.12 (参考)気候変動を考慮した総合確率法による検討

既定計画の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。そのため、参考として、気候変動を考慮した基本高水のピーク流量の算出においても総合確率法による検討を実施した。なお、総合確率法による検討においては、河道モデルは、既定計画と同様に貯留関数法を用いている。また、総合確率法については図 1.40 エラー! 参照元が見つかりません。に概念図を示す。

検討にあたり、表 1.9 に示す昭和 7 年 (1932 年) から平成 22 年 (2010 年) までの 79 年間の年最大 48 時間雨量を記録した洪水を対象に、岩淵上流域の流域平均 48 時間雨量 (R) が任意の 48 時間雨量 (100mm、200mm、300mm、400mm、500mm、550mm、600mm、700mm、800mm、900mm 及び 1,000mm) となるよう各降雨波形の小流域毎の流域平均雨量の時間分布を引伸ばし (引縮め)、それぞれの任意の 48 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岩淵上流域の流域平均 48 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 1.42 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、79 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 (図 1.43) 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 $500 \text{ m}^3/\text{s} \sim 25,000 \text{ m}^3/\text{s}$ までの $250 \text{ m}^3/\text{s}$ 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 $Q_p - P_{(Q_p)}$ 図から、基準地点岩淵における 1/200 確率流量は、約 $15,400 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、計画ポンプ排水量を加えると $16,400 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

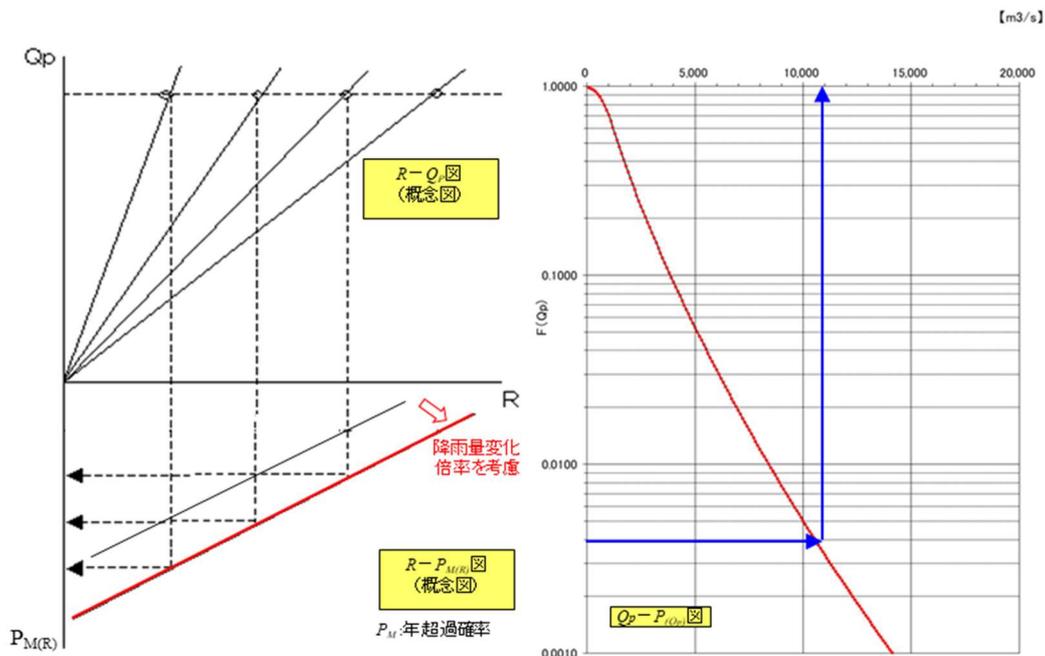


図 1.41 総合確率法概念図

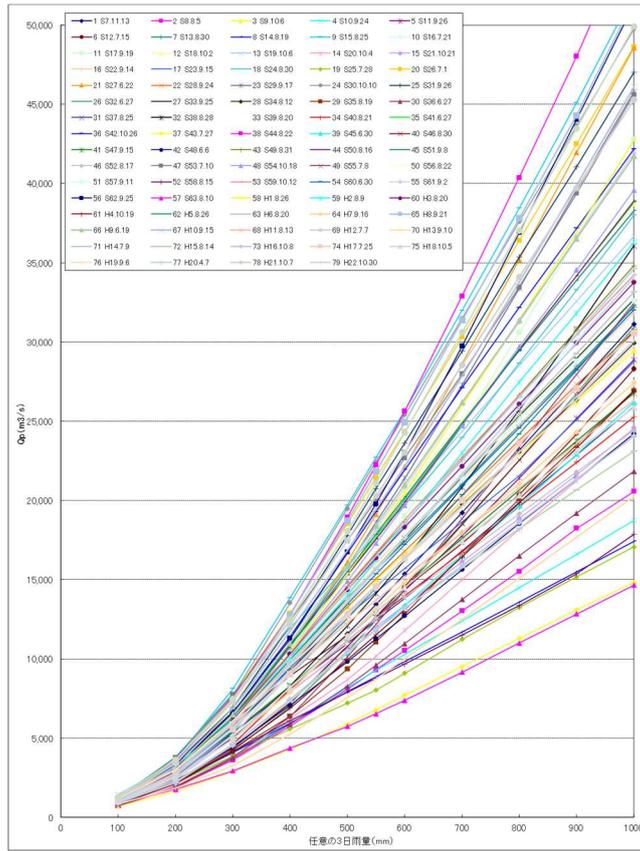


図 1.42 R-Qp 図

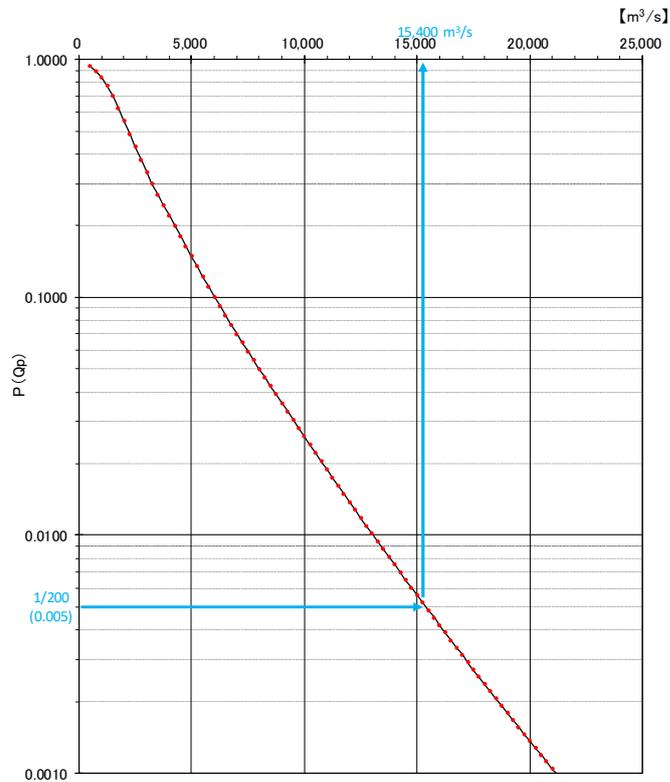
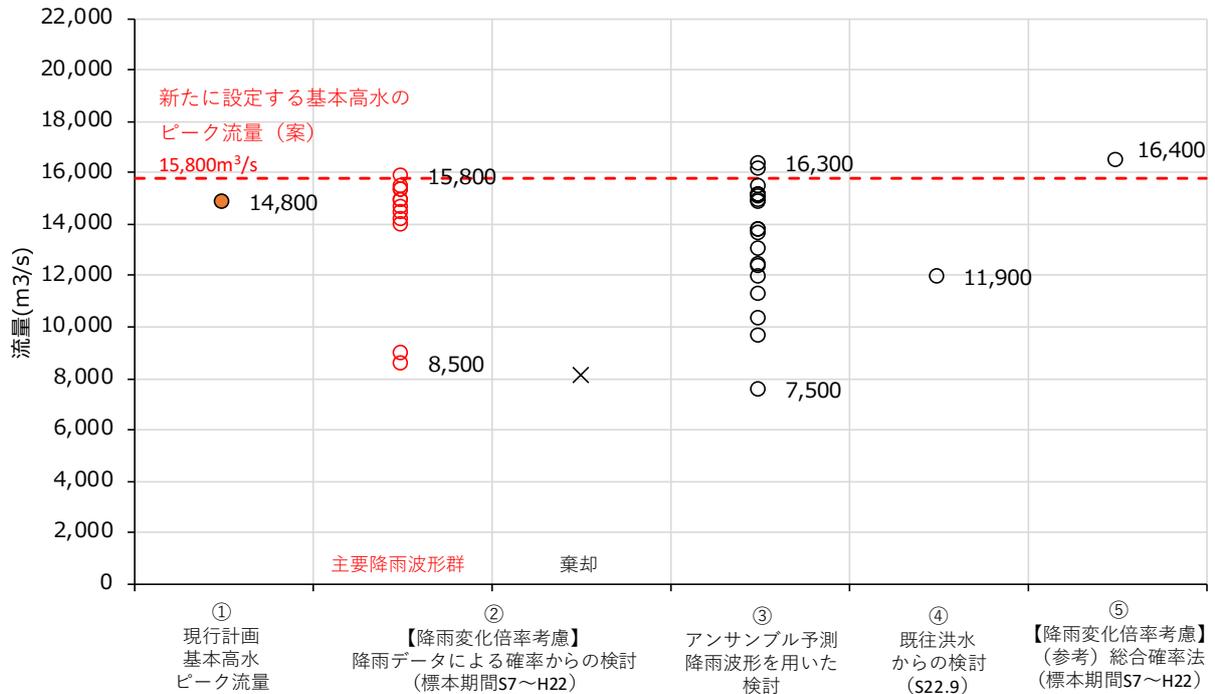


図 1.43 Qp-P (Qp) 図

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の変化倍率 1.1 倍を考慮して、図 1.44 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、荒川における基本高水のピーク流量は、基準地点岩淵で 15,800m³/s とした。



【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・小流域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：雨量上位 10 洪水を抽出

○：気候変動予測モデルによる現在気候（1980～2010 年）及び将来気候（2℃上昇）のアンサンブル降雨波形

図 1.44 基本高水のピーク流量の設定に係る総合的判断（基準地点岩淵）

2. 高水処理計画

荒川の既定計画の基本高水のピーク流量は、基準地点岩淵において、 $14,800\text{m}^3/\text{s}$ である。

荒川の河川改修は、既定計画の岩淵： $7,000\text{m}^3/\text{s}$ を目標に実施され、荒川下流管内における堤防高は概ね確保されており、既に橋梁、樋門等多くの構造物も完成している。

このため、堤防の嵩上げや引堤による社会的影響及び大幅な河道掘削による河川環境の改変や将来河道の維持等を考慮した場合、同地点において処理可能な流量は $7,000\text{m}^3/\text{s}$ である。

これらを踏まえ、基準地点岩淵の計画高水流量を既定計画と同様に $7,000\text{m}^3/\text{s}$ とする。

3. 計画高水計画

計画高水流量は、寄居において $7,000\text{m}^3/\text{s}$ 、支川入間川は菅間において $4,500\text{m}^3/\text{s}$ とし、古谷本郷で支川入間川の流量を合わせ、中流部調節池群により洪水調節を行い、岩淵において $7,000\text{m}^3/\text{s}$ とする。

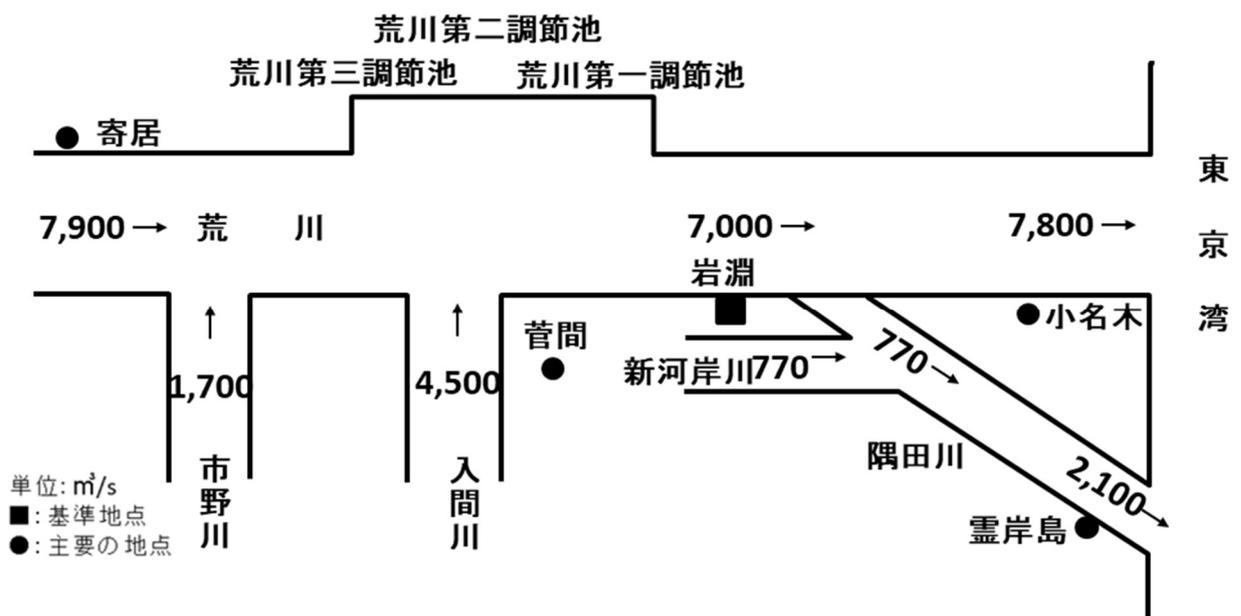


図 3.1 荒川計画高水流量図

4. 河道計画

河道計画は、以下の理由により現況の河道法線・縦断勾配を重視し、流下能力が不足する区間については、動植物の生息・生育環境等に配慮しながら、必要な河積を（洪水を安全に流下させるための断面）を確保する。

- ① 大臣管理区間の堤防は全川の約8割が概成（完成・暫定）していること。
- ② 計画高水位を上げることは、破堤時における被害を増大させることになるため、沿川市街地の状況を考慮すると避けるべきである。
- ③ 既定計画の計画高水位にもとづいて、多数の橋梁や樋門等が完成していることや、計画高水位を上げることは堤内地での内水被害を助長させること。

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

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)
			A.P. (m)	
荒川	よりい 寄居	河口から 94.6	84.28	170
	いわぶち 岩瀬	〃 21.0	8.57	680
	おなぎ 小名木	〃 3.0	※5.94	690
隅田川	れいがんじま 霊岸島	〃 0.0	※5.70	230
入間川	すがま 菅間	荒川合流点から 5.8	16.53	590
	おがや 小ヶ谷	荒川合流点から 14.4	24.37	220
小畔川	やはたぼし 八幡橋	越辺川合流点から 4.4	29.09	70
越辺川	にっさい 入西	入間川合流点から 11.8	20.39	180
都幾川	のもと 野本	越辺川合流点から 1.8	23.92	150
高麗川	さかど 坂戸	越辺川合流点から 0.4	26.64	140

(注) A.P. : 霊岸島量水標零点高 (T.P. - 1.1344m)

※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.+2.1m）に潮位偏差（3.0m）を加えた A.P.+5.1m と設定している。

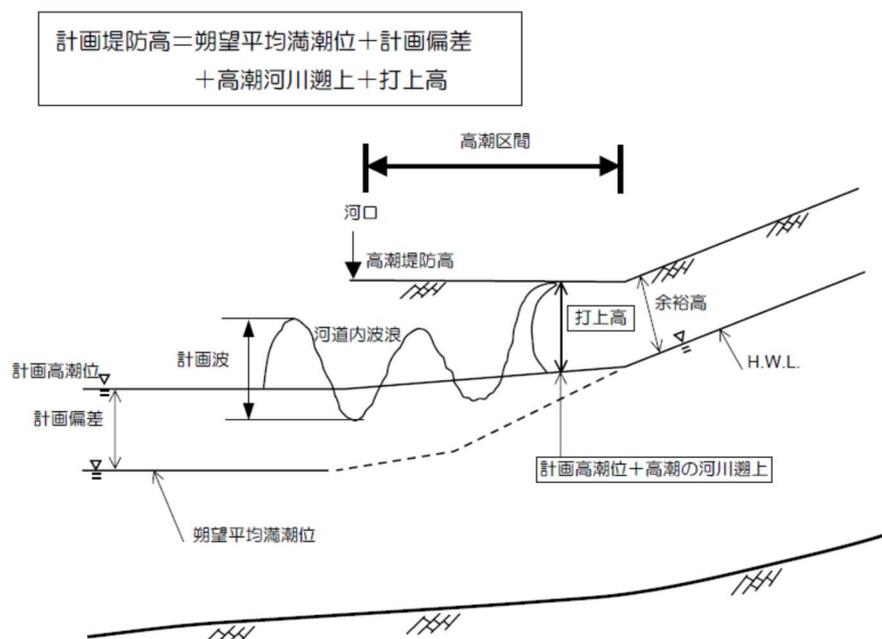


図 4.1 高潮計画概念図

表 4.2 既往高潮計画諸元表

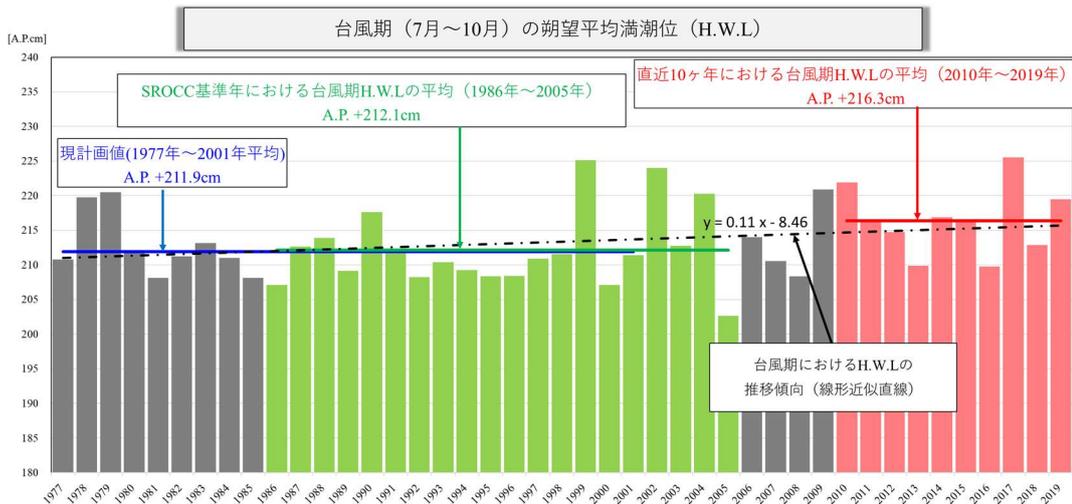
項目	諸元	備考
天体潮位	A.P.+2.10m	霊岸島における昭和26年より35年までの過去10年間の台風期(7～10月)の朔望平均満潮位
潮位偏差 (気象潮位)	3.0m	伊勢湾台風級の台風が大正6年のコースと同じ経路で来襲したと仮定すると、湾奥ではさらに大きな気象潮位が起きるものと予想された。従って、計画偏差(気象潮位)は計算上の不確定要素に対する余裕を見込み、荒川を含む隅田川以東は3.0mと仮定
計画高潮位	A.P.+5.10m (0.0k～7.0k) A.P.+5.20m (7.0k～10.7k)	天体潮位(朔望平均満潮位)+台風による潮位偏位 7.0kより上流は河川への遡上分0.1mを加算
高潮区間	右岸-0.591k～10.7k 左岸 0.0k～10.7k	右岸は東京都江東区南砂町地先より堀切橋、左岸は中堤最下流端より堀切橋
計画築堤高	計画高潮位 +波のうちあげ高	計画潮位+波のうちあげ高、H.W.L.+余裕高の高い方で決定

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、平成 22 年 (2010 年) までの平均海面水位の予測上昇範囲は、RCP2.6 (2°C 上昇に相当) で 0.29m～0.59m であり、RCP2.6 シナリオの気候変動による水位上昇の最大値は 0.6m 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。

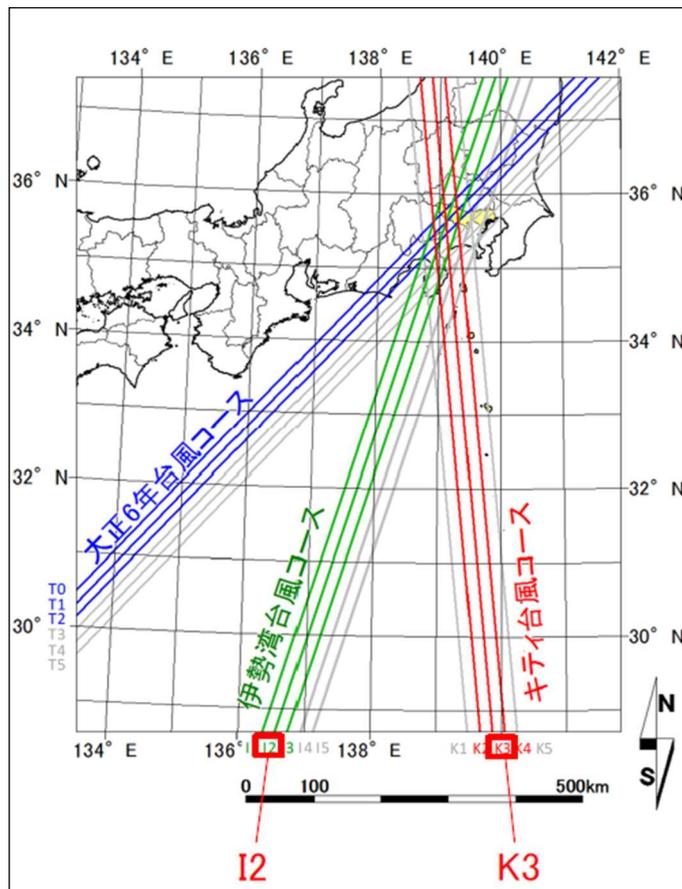
具体的には、近傍の東京検潮所における台風期 (7 月～10 月) の朔望平均満潮位から A.P.+2.1m と設定した。(図 4.2)



出典：東京都提供資料

図 4.2 東京検潮所の台風期（7月～10月）の朔望平均満潮位

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（1917年）10月台風の経路を平行移動させたものから、荒川河口で危険となる経路を選定した。経路図について、図 4.3 に示す。



出典：東京都提供資料

図 4.3 設定台風経路図

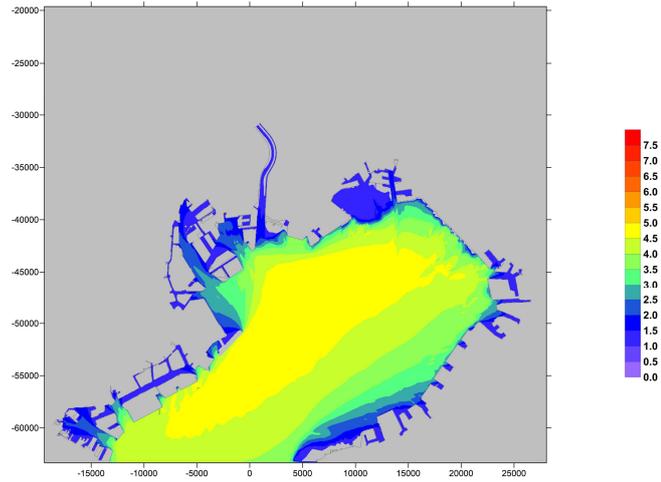


図 4.4 シミュレーション結果（最大有義波高）

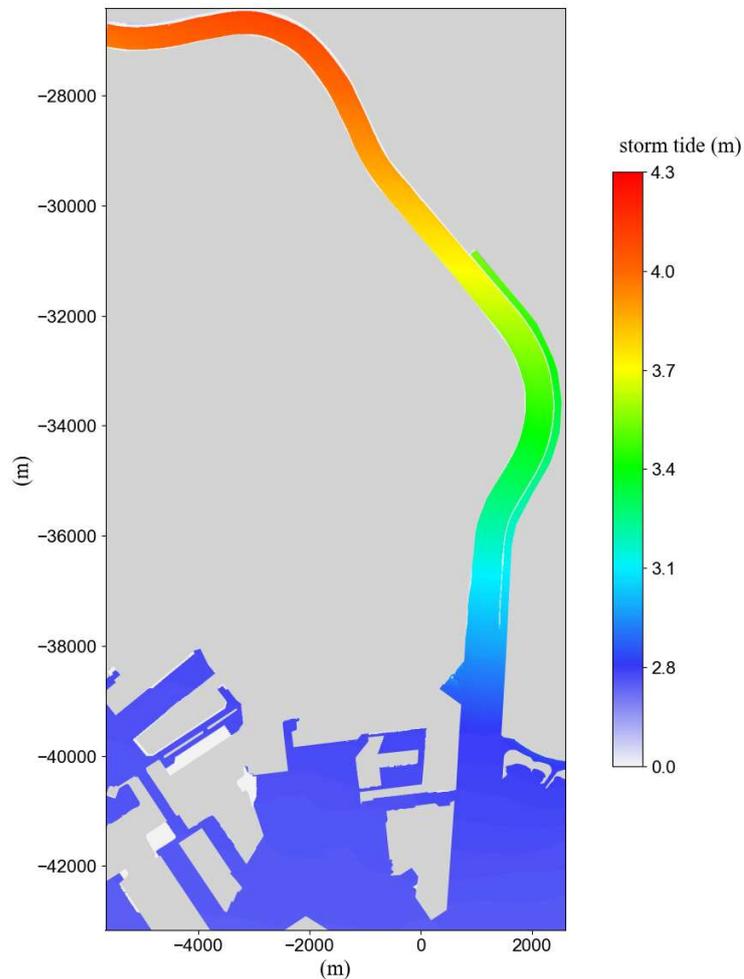


図 4.5 シミュレーション結果（最大潮位偏差）

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荒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 4.5 のとおり最大潮位偏差は 3.0m 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.+2.1m に潮位偏差 3.0m 及び海面上昇量 0.6m を加えた A.P.+5.7m と設定した。

荒川水系では、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、10.0k~15.0k 付近の区間において HWL を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 4.6)

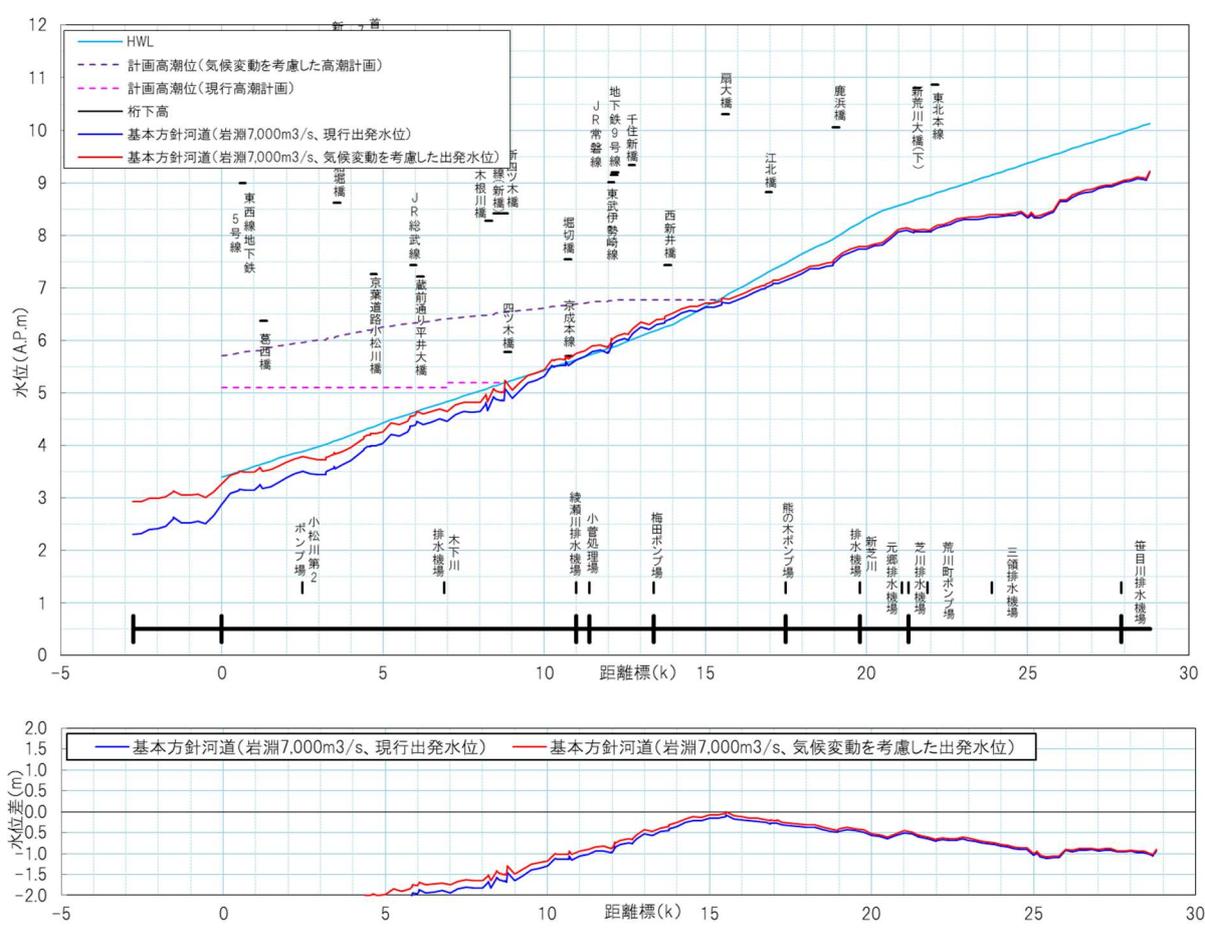


図 4.6 荒川における海面水位上昇が出発水位に与える影響 水位縦断図

5. 河川管理施設等の整備の現状

荒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）は下記のとおりである。

	延長（m）					
	荒川	入間川	越辺川	小畔川	高麗川	都幾川
完成堤防	114,920	25,599	30,748	8,817	10,909	6,957
暫定堤防	51,304	1,845	0	0	484	4,426
未施工区間	8,497	0	250	0	1,275	1,284
堤防不必要区間	7,259	0	851	0	0	0
計	181,981	27,444	31,849	8,817	12,668	12,666

※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。

※暫定堤防は、H.W.L以上の堤防とH.W.L未満の堤防の合計である。

5.2 洪水調節施設

荒川水系の洪水調節施設は以下の通りであり、このほか、指定区間において完成2施設の洪水調節施設がある。

完成施設 : 概ね 12,000 万 m³

事業中施設 : 概ね 5,000 万 m³

残りの必要容量 : 概ね 29,000 万 m³

6. その他主要な河川の検討（入間川流域）

6.1 計画規模の設定

計画規模については、既定計画の 1/100 を踏襲するものとする。

6.2 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

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

(1) 洪水到達時間

洪水到達時間は以下に示す式を用いて算定した。対象洪水は、主要な地点菅間における流量上位 20 洪水とした。

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 6.1 に示し、洪水毎の Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討結果を図 6.1 から図 6.19 に示す。

表 6.1 洪水到達時間の算定結果

No.	降雨波形	流量 (m ³ /s)	Kinematic Wave法	角屋式	
			算定結果 (h)	平均有効 降雨強度 (mm/h)	算定結果 (h)
1	S22.9.14	4,742	27	14.0	5.7
2	R1.10.10	4,599	30	13.7	5.7
3	S16.7.21	3,470	29	12.2	6.0
4	H11.8.13	3,188	28	13.2	5.8
5	S57.9.11	2,866	12	14.5	5.6
6	S25.7.28	2,778	14	9.8	6.4
7	S33.9.25	2,539	42	7.1	7.2
8	S41.6.27	2,356	27	10.1	6.4
9	S57.8.1	2,095	30	8.2	6.8
10	S13.8.30	2,055	30	7.7	7.0
11	S49.8.31	2,042	28	8.8	6.7
12	H2.11.29	2,037	72	3.7	9.1
13	S20.6.7	2,032	17	11.4	6.1
14	S19.10.6	2,026	24	9.1	6.6
15	S58.8.15	1,918	11	9.9	6.4
16	H14.7.9	1,871	30	6.6	7.4
17	S46.8.30	1,862	16	12.6	5.9
18	H28.8.20	1,821	12	14.4	5.6
19	S12.7.15	1,814	26	7.8	7.0
20	H29.10.21	1,810	58	4.4	8.5
平均値			28		6.6

※ピーク流量は、ダムなし流量

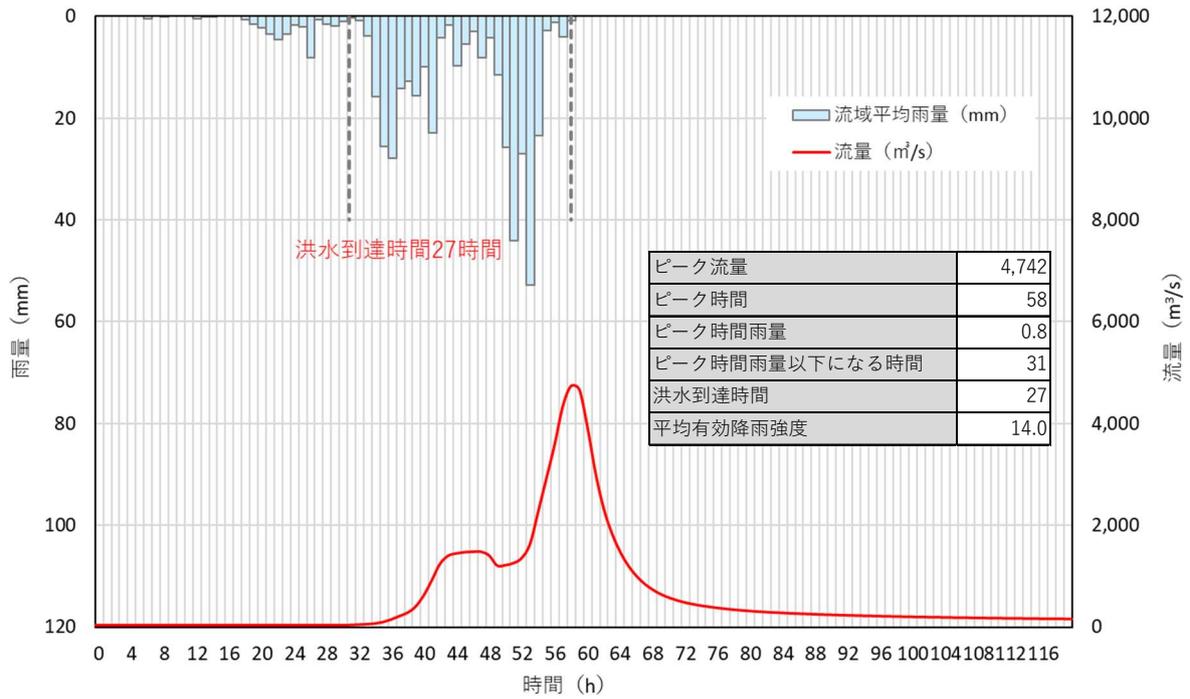


図 6.1 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S22.9 実績降雨)

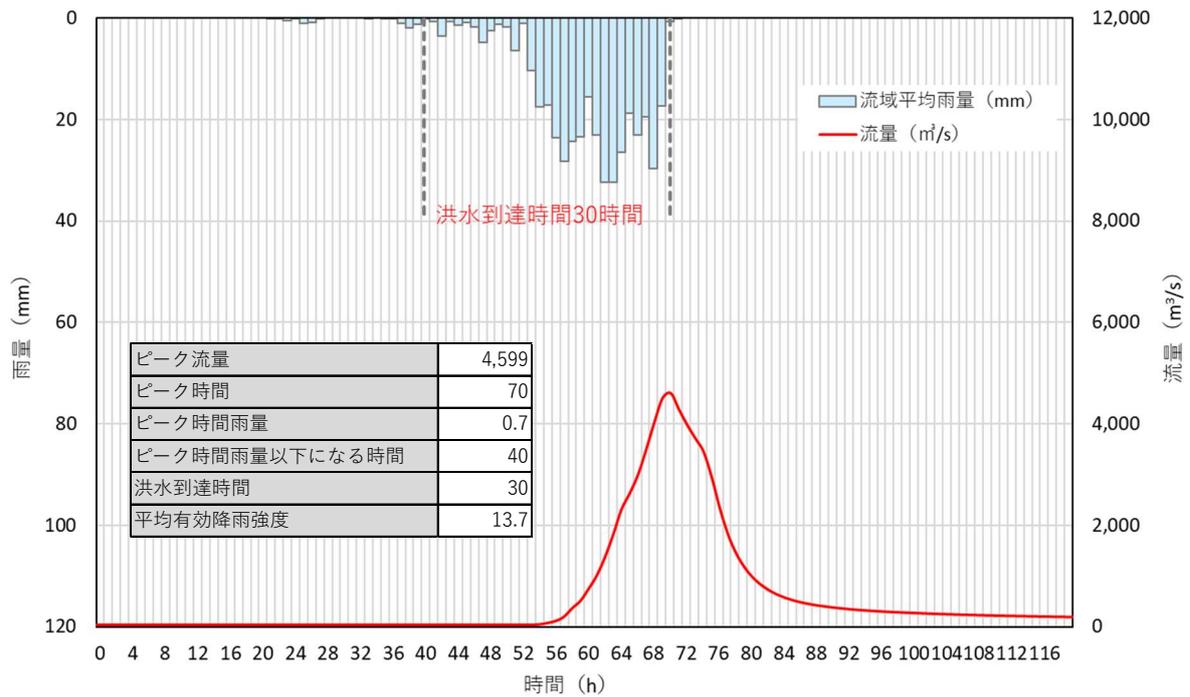


図 6.2 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (R1.10 実績降雨)

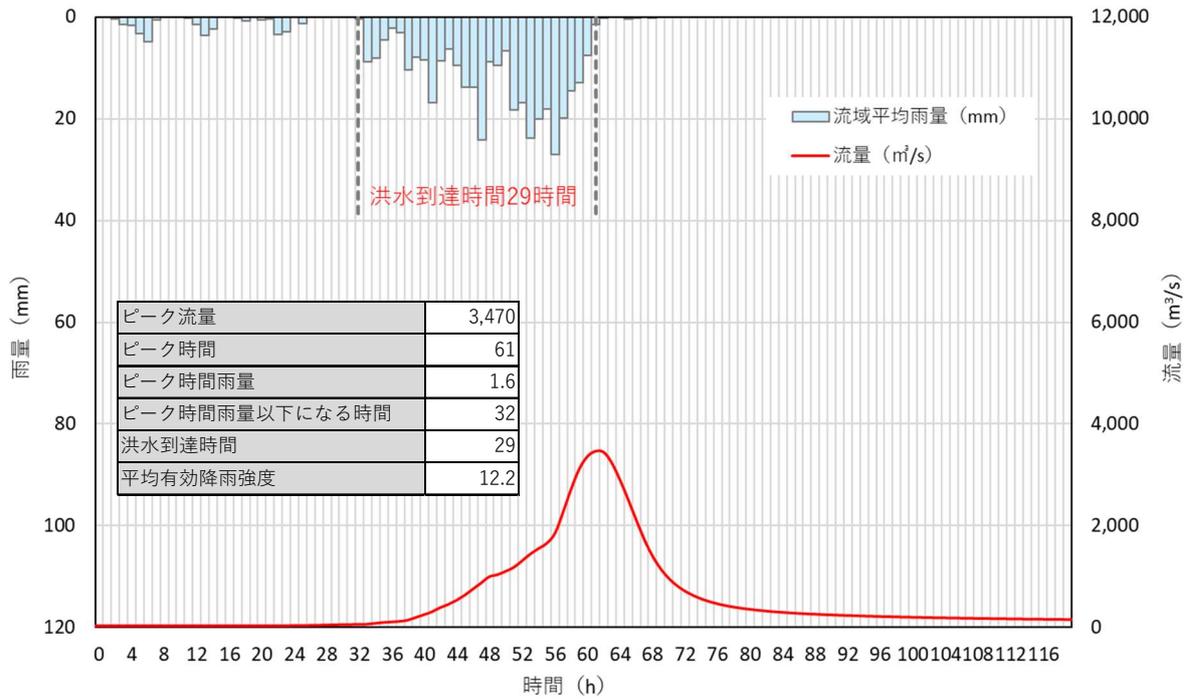


図 6.3 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S16.7 実績降雨)

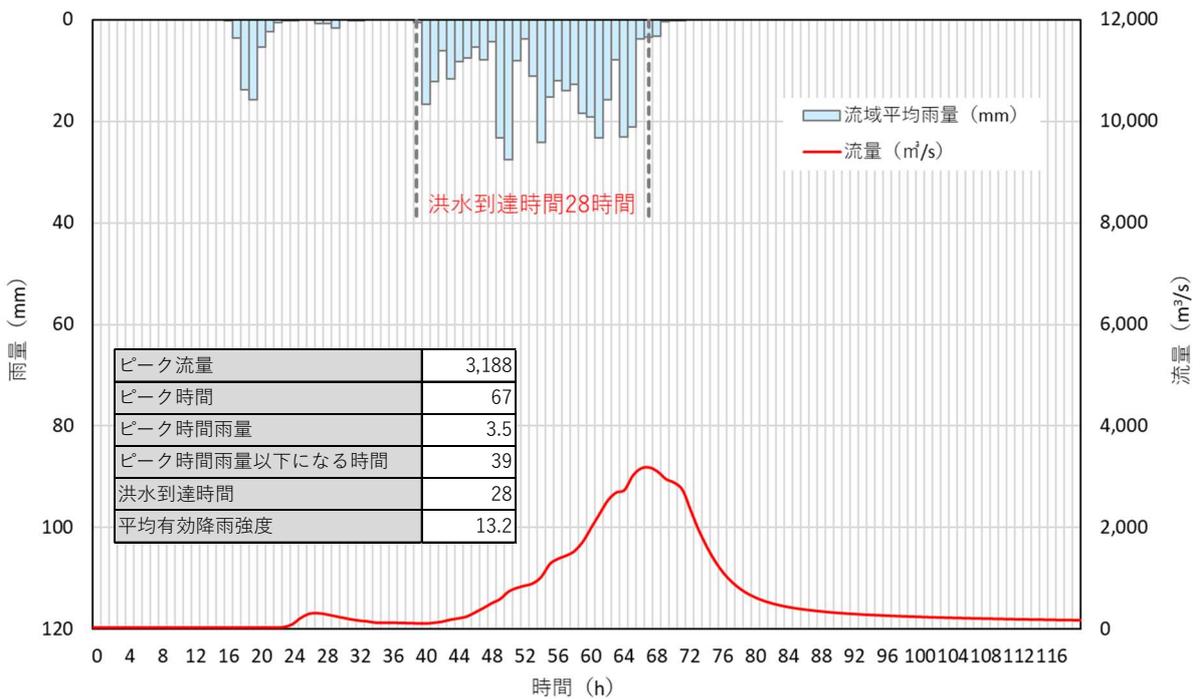


図 6.4 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (H11.8 実績降雨)

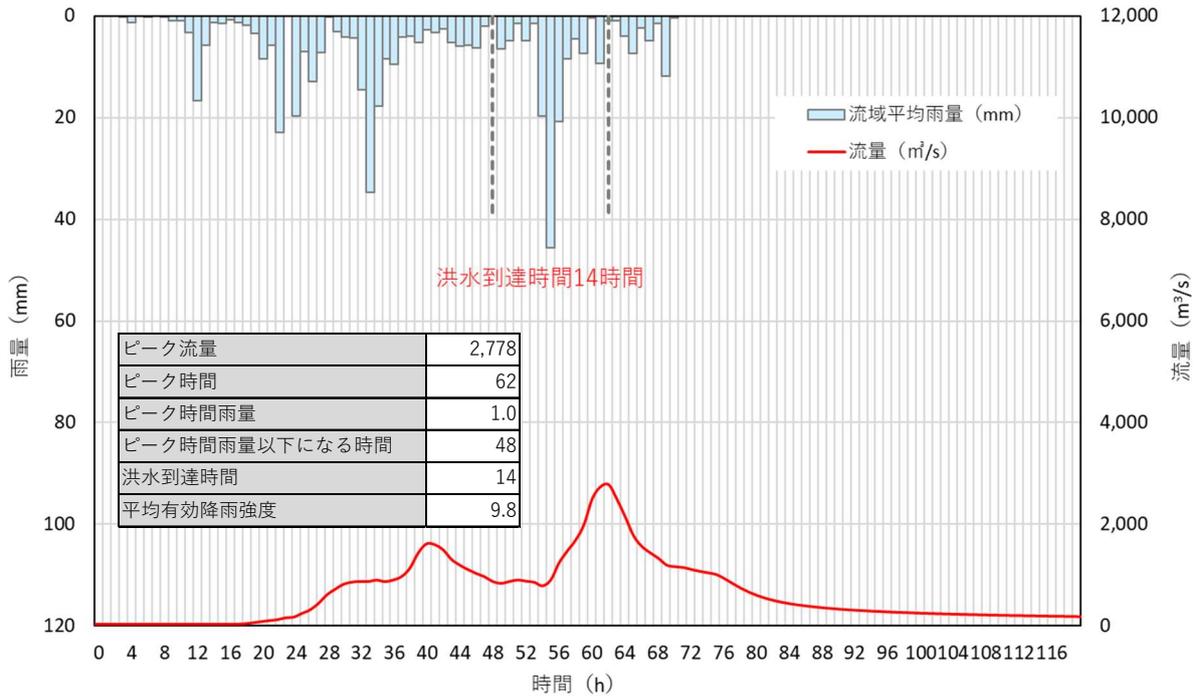


図 6.5 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S25.7 実績降雨)

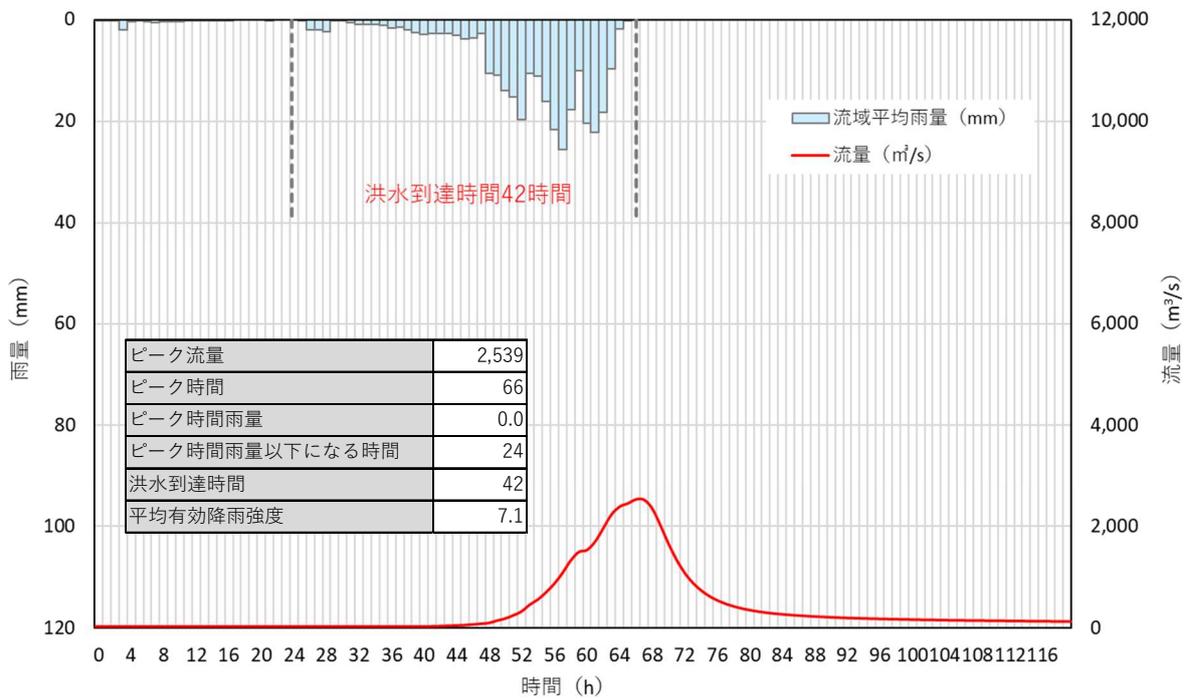


図 6.6 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S33.9 実績降雨)

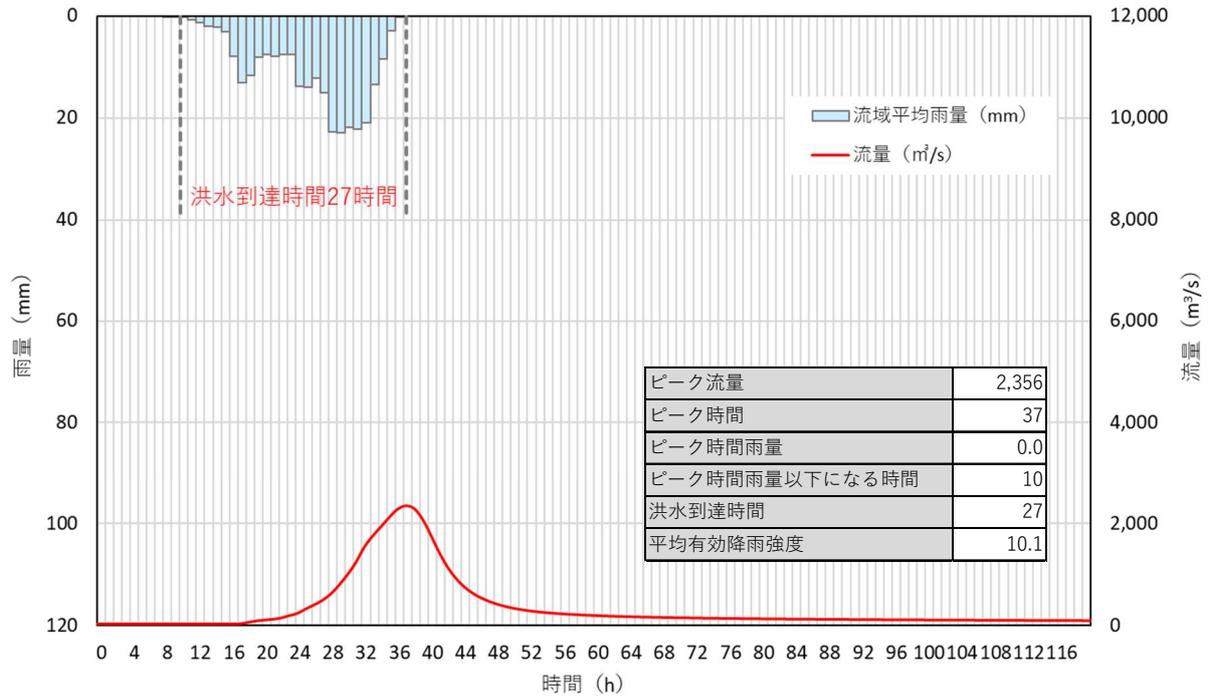


図 6.7 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S41.6 実績降雨)

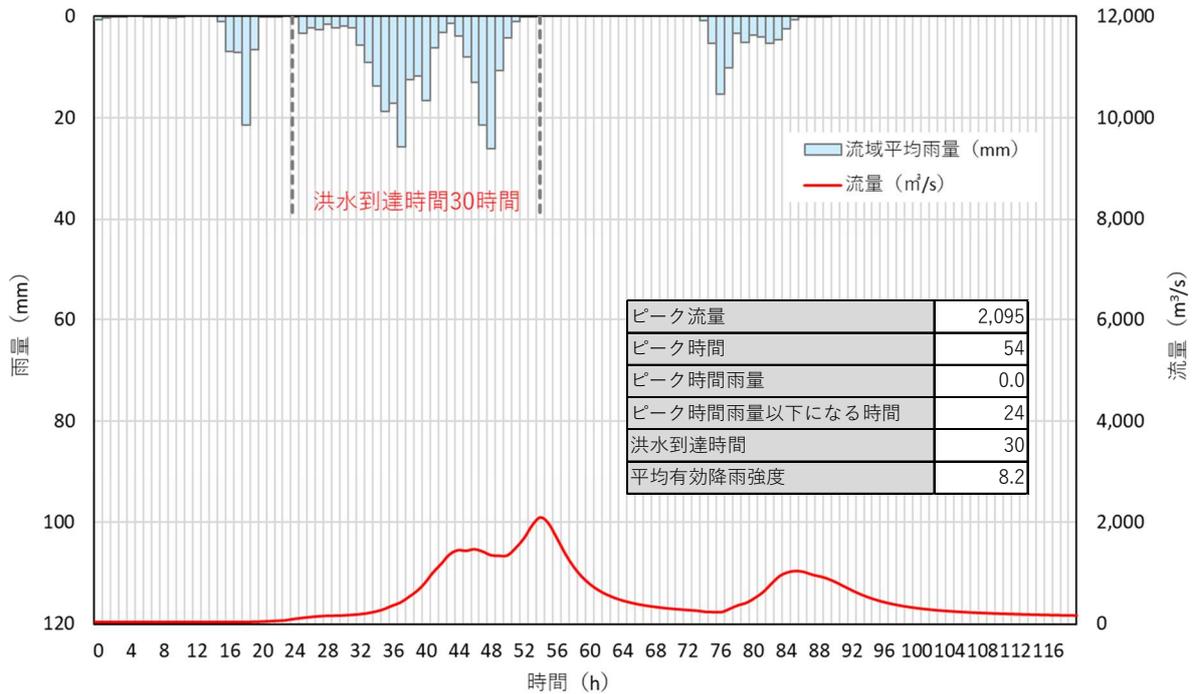


図 6.8 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S57.8 実績降雨)

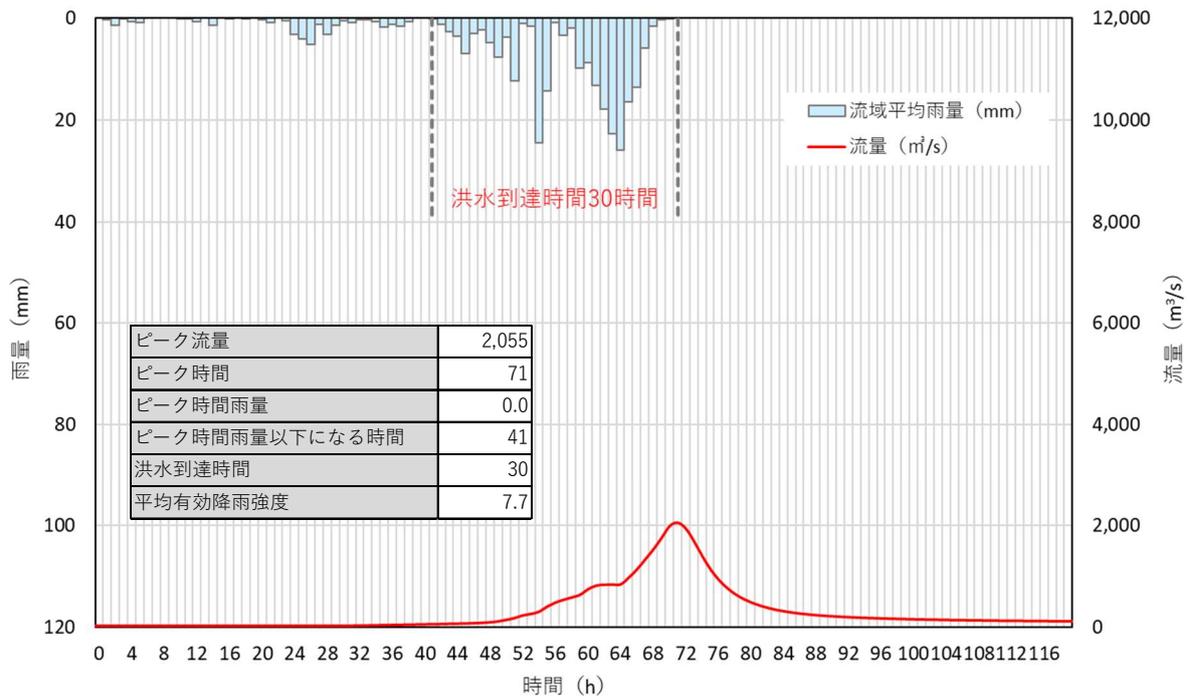


図 6.9 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S13.8 実績降雨)

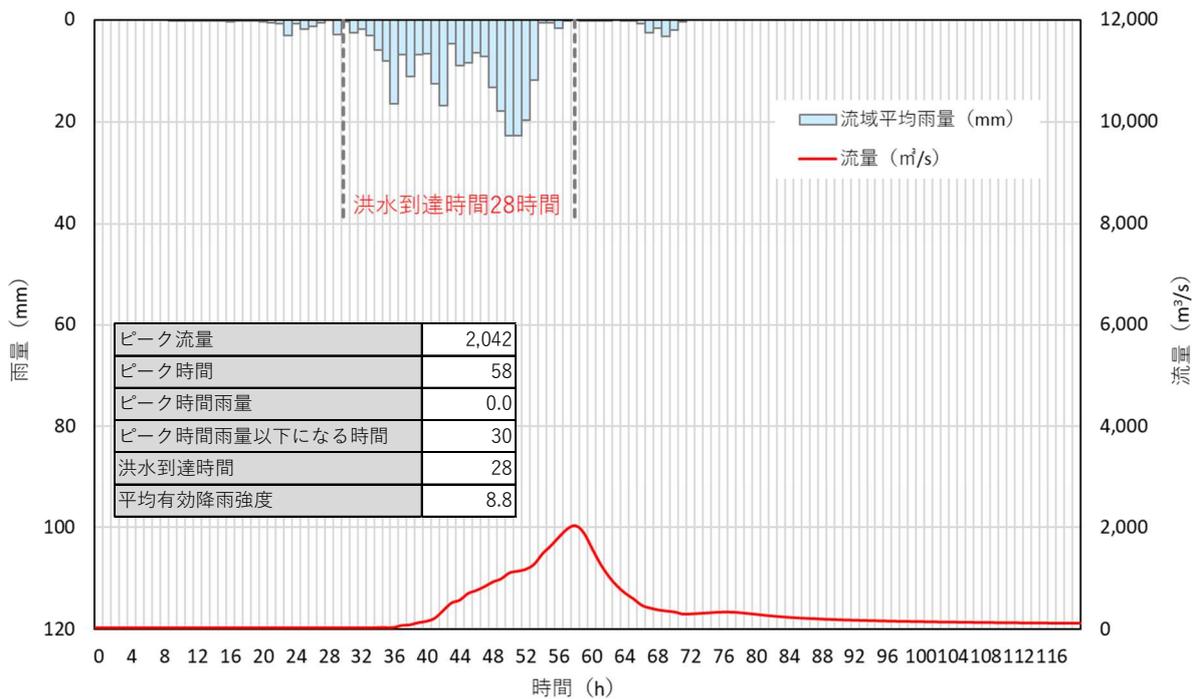


図 6.10 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S49.8 実績降雨)

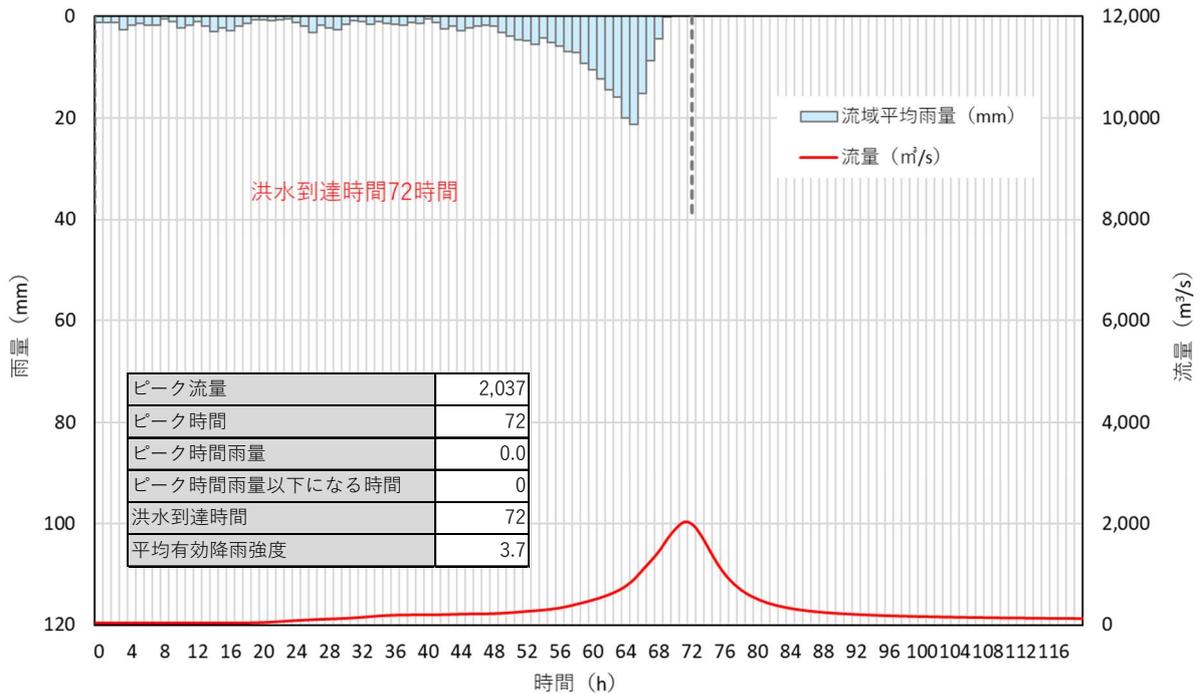


図 6.11 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (H2.11 実績降雨)

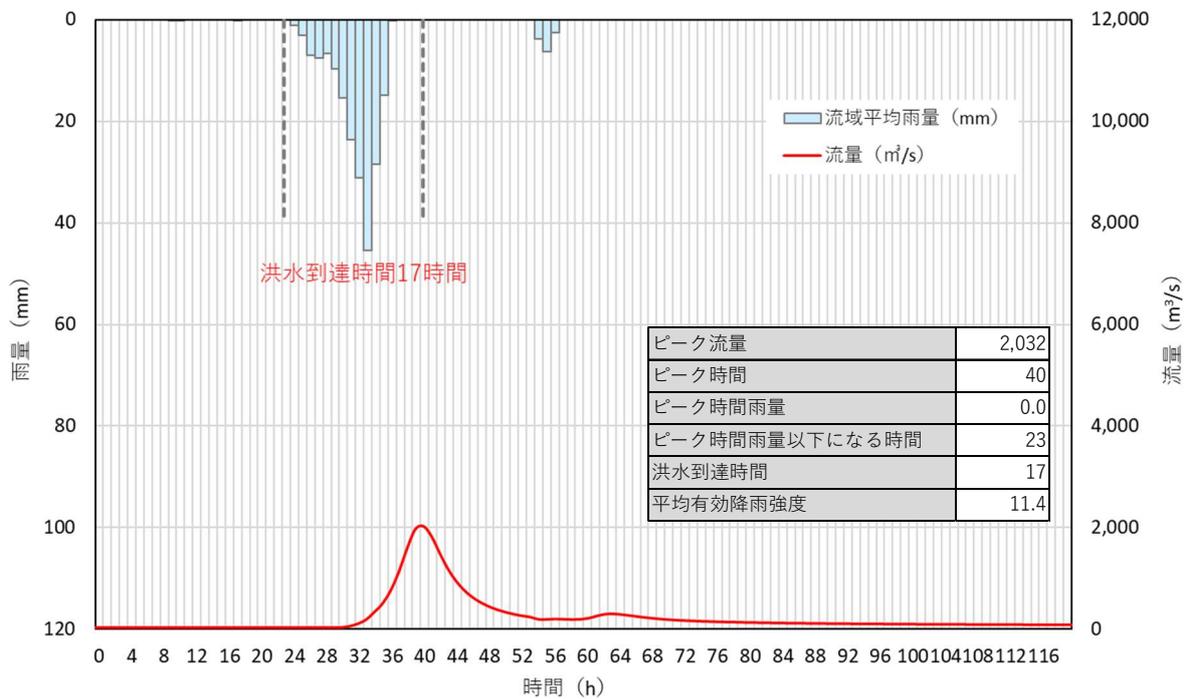


図 6.12 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S20.6 実績降雨)

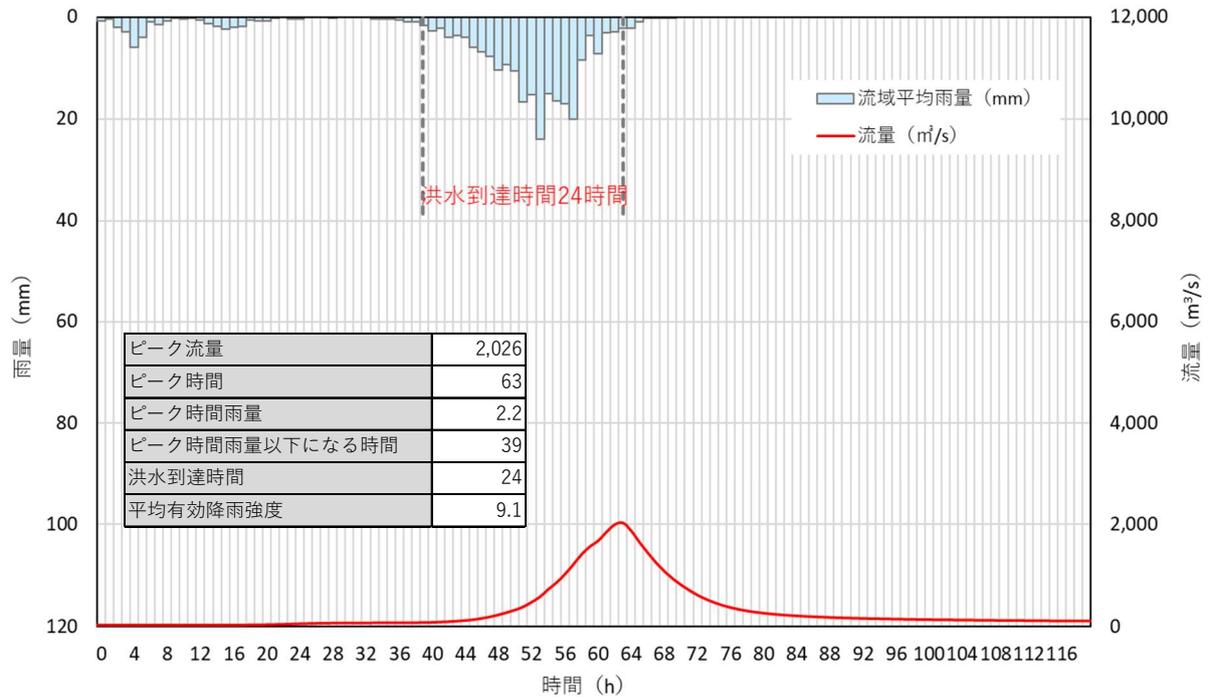


図 6.13 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S19.10 実績降雨)

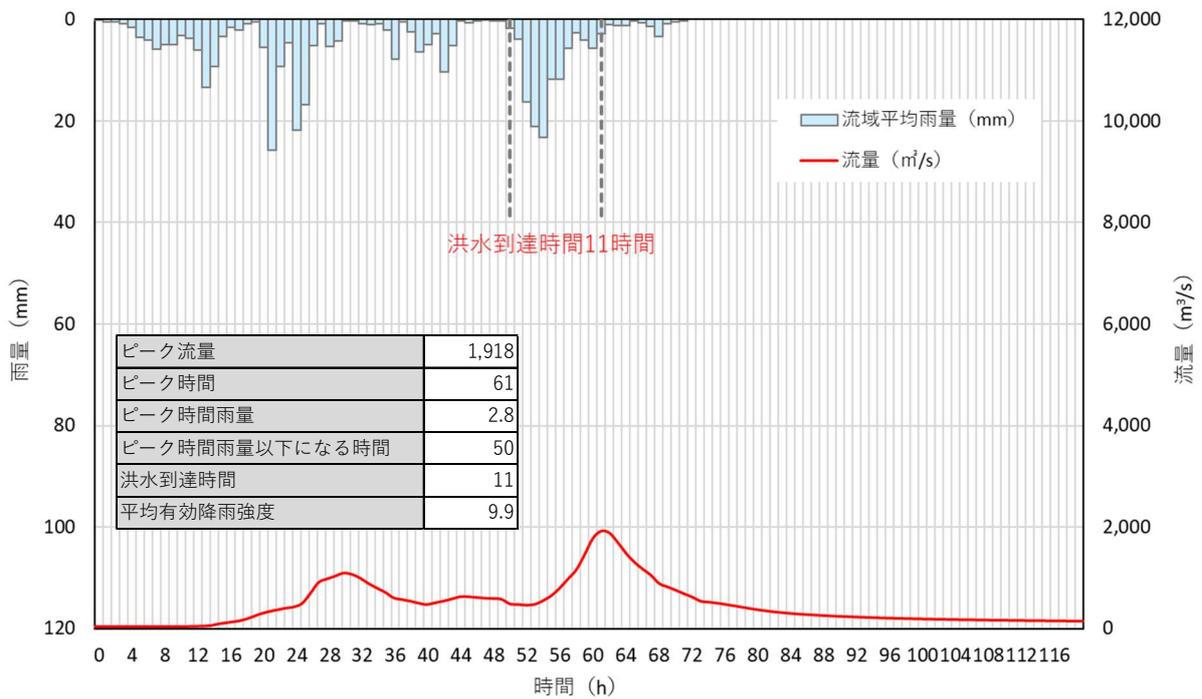


図 6.14 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S58.8 実績降雨)

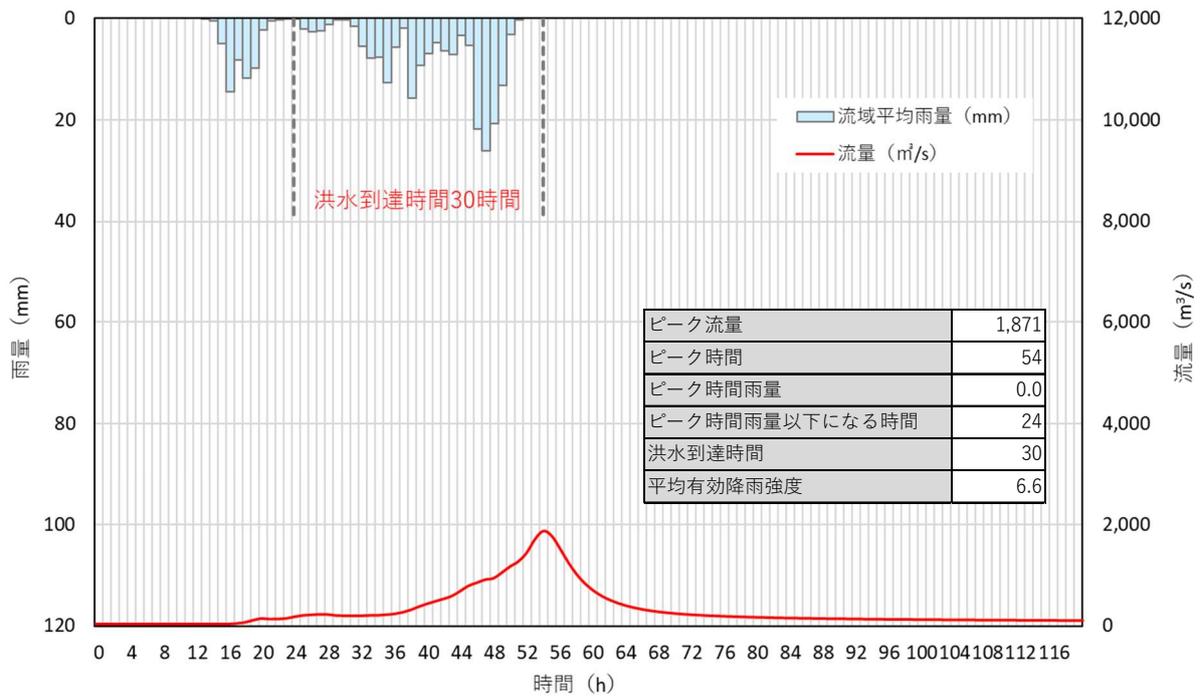


図 6.15 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (H14.7 実績降雨)

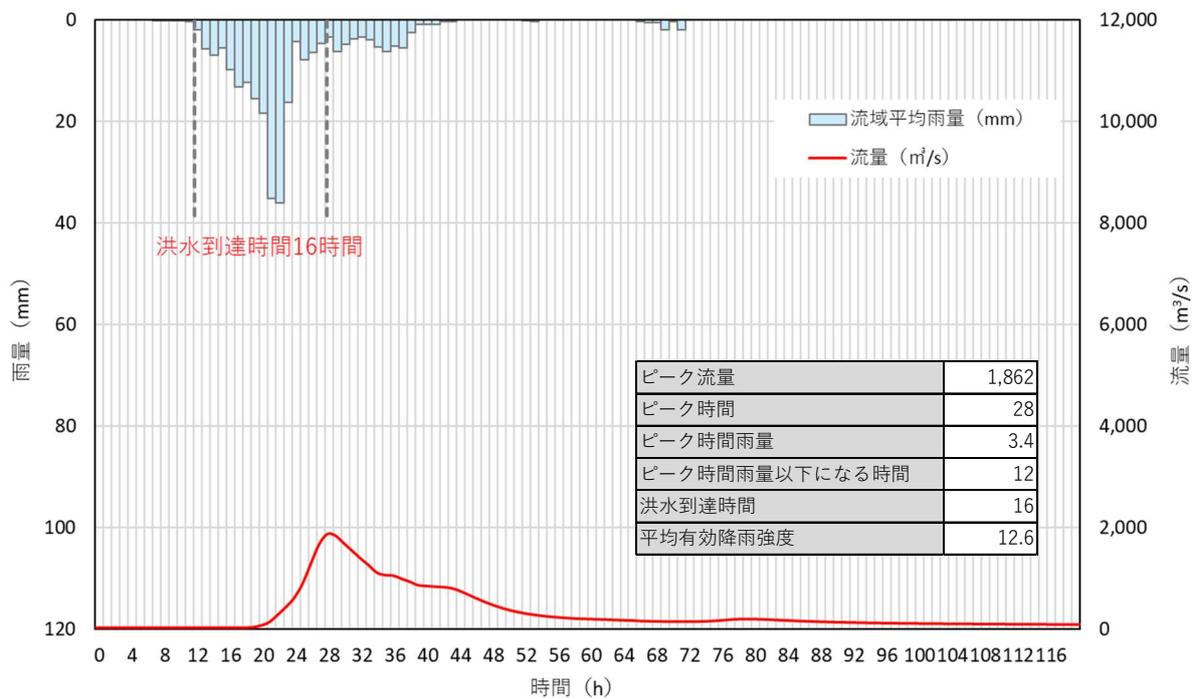


図 6.16 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S46.8 実績降雨)

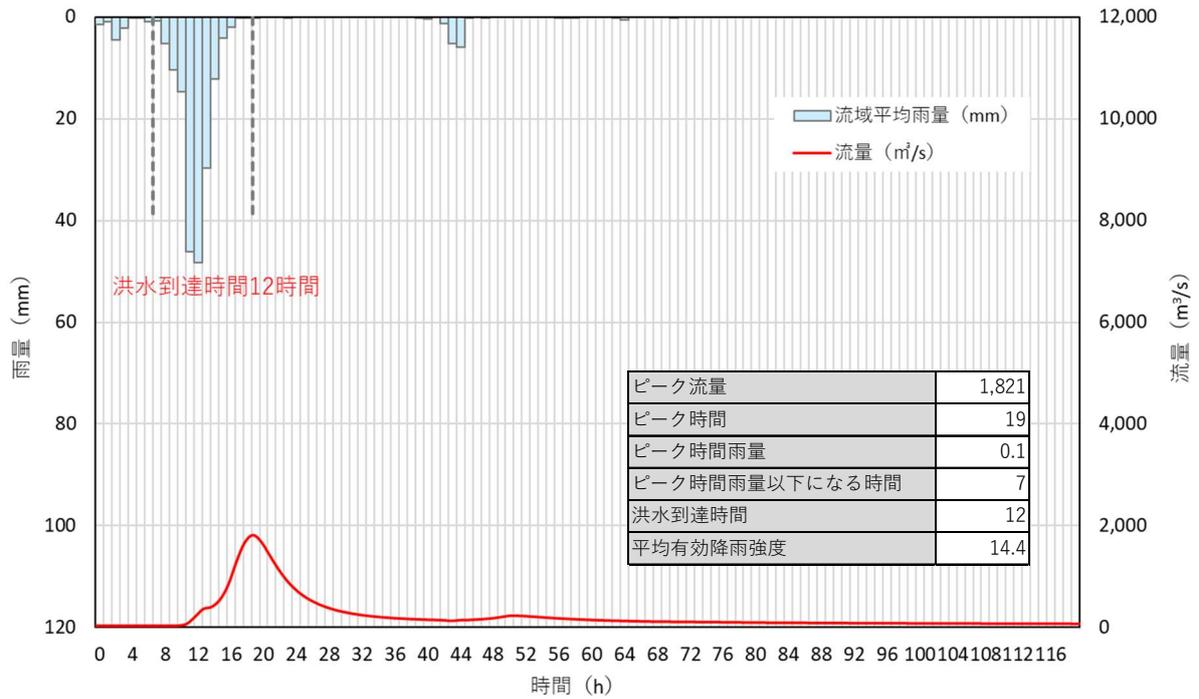


図 6.17 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (H28.8 実績降雨)

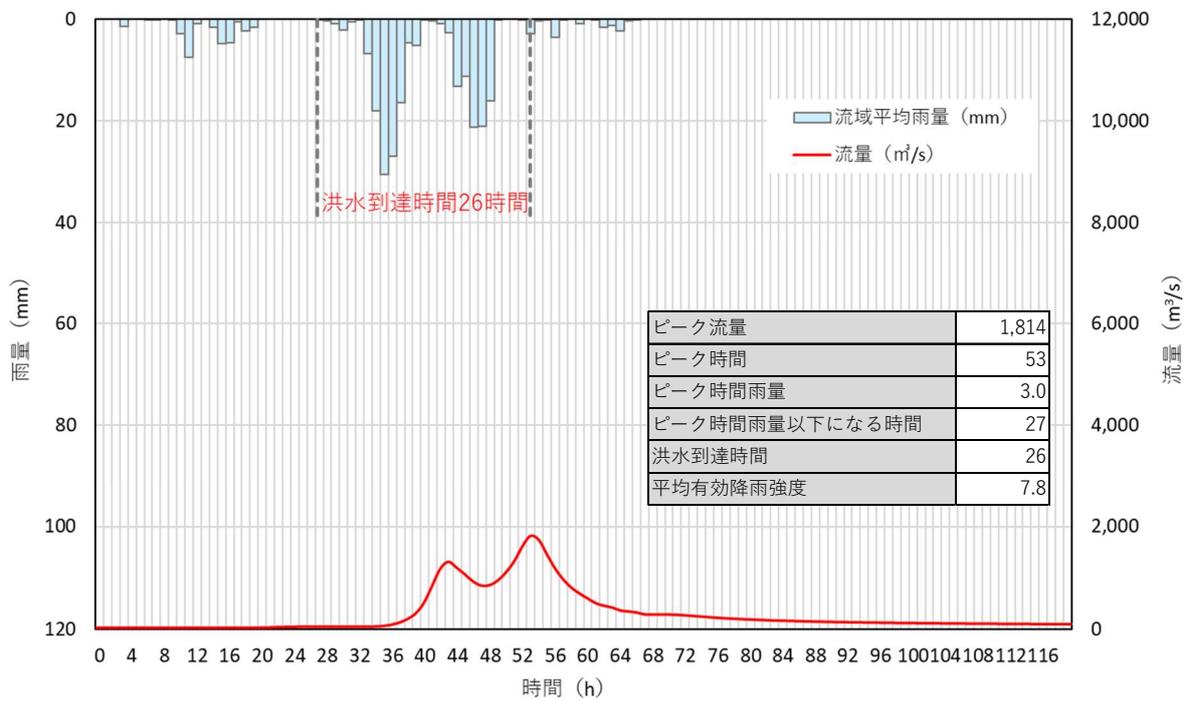


図 6.18 菅間橋地点ハイドロ・ハイトグラフ (S12.7 実績降雨)

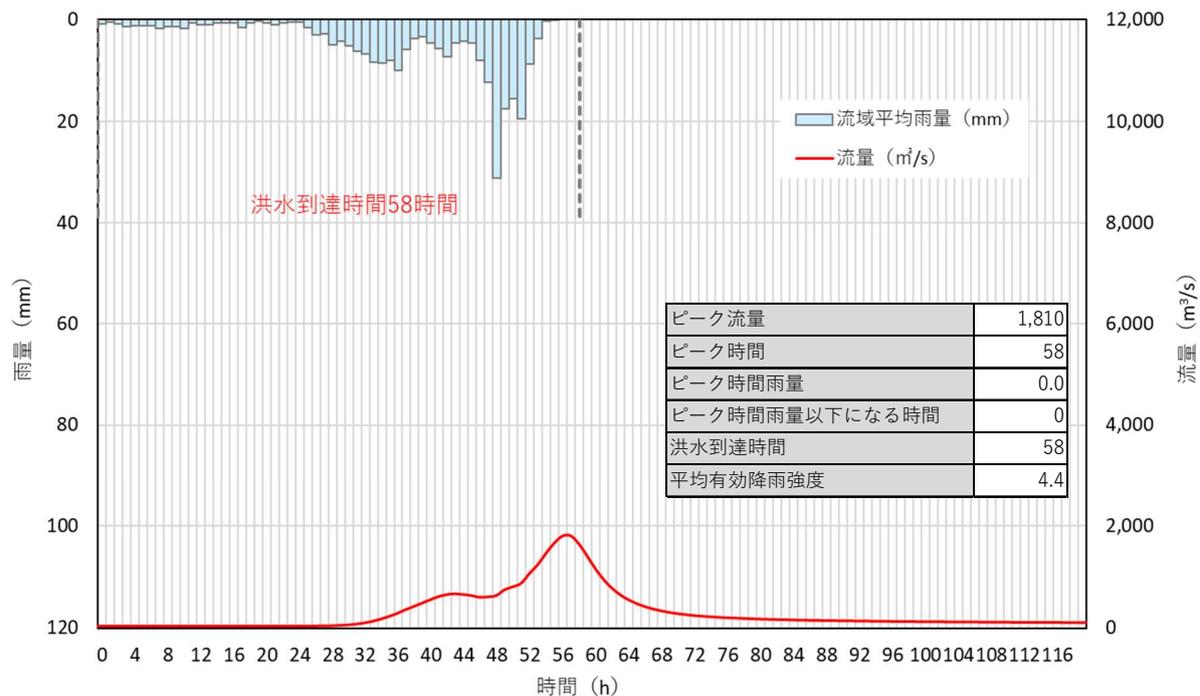


図 6.19 菅間橋地点ハイドロ・ハイエトグラフ (H29.10 実績降雨)

(2) ピーク流量と短時間雨量の相関

主要な地点菅間における年最大流量洪水（昭和7年（1932年）～令和3年（2021年）：90年間、自然状態の流量）を対象としてピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量との相関関係を把握した。

ピーク流量と相関の高い短時間雨量の時間帯は24～48時間であり、24時間以降は大きな差は見られない。

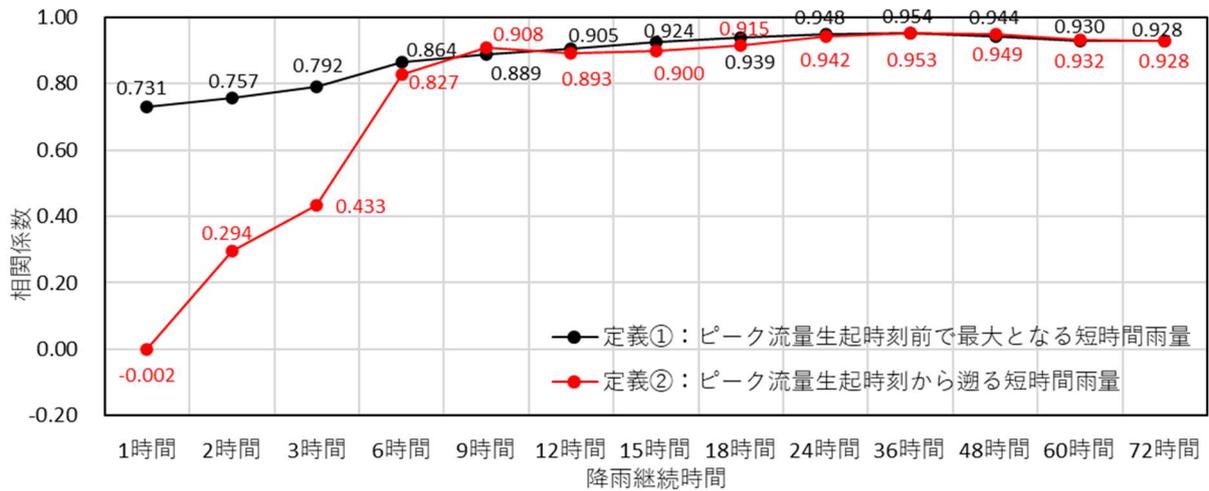


図 6.20 ピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量との相関関係
(菅間上流域平均雨量)

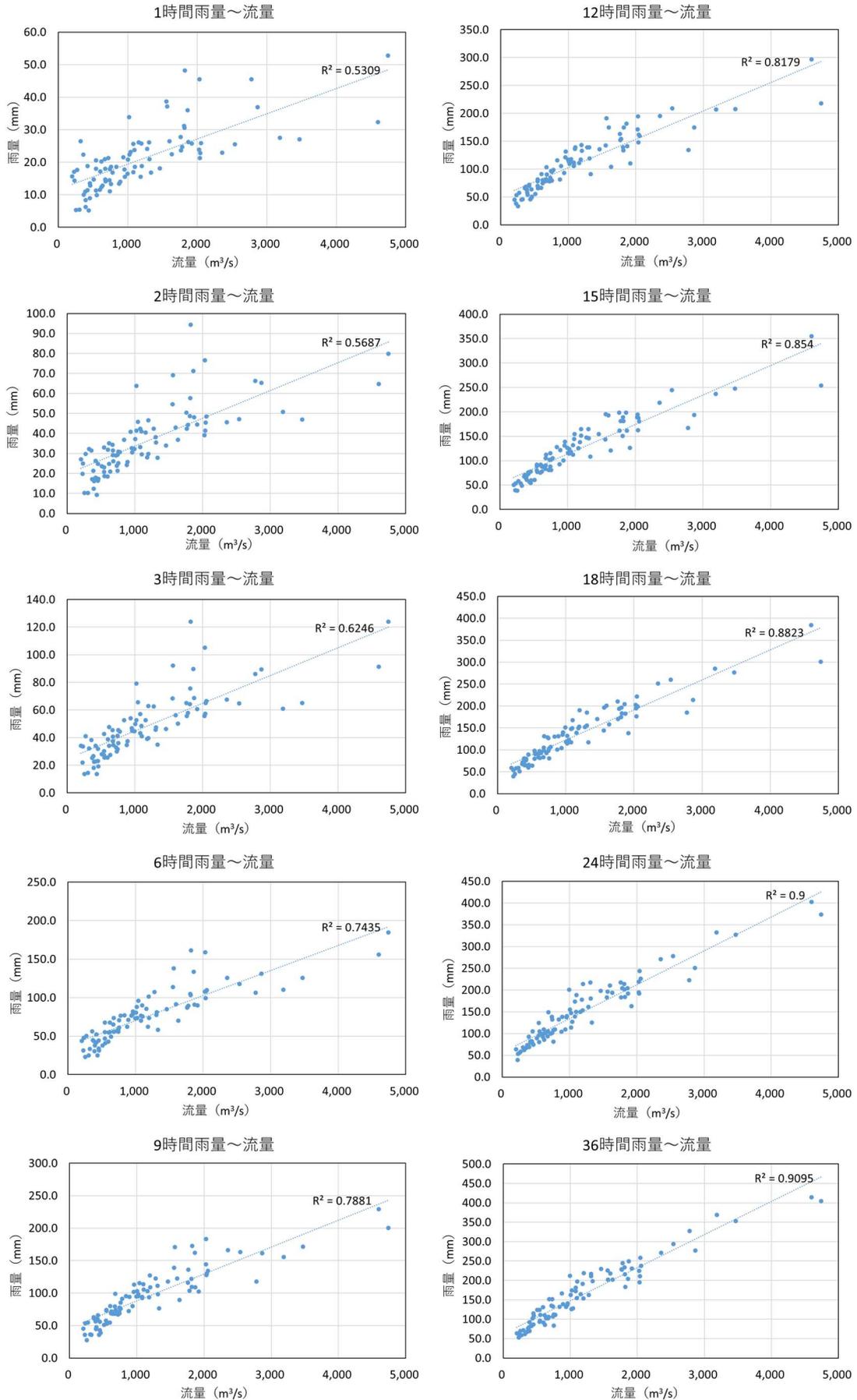


図 6.21 (1) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義①】

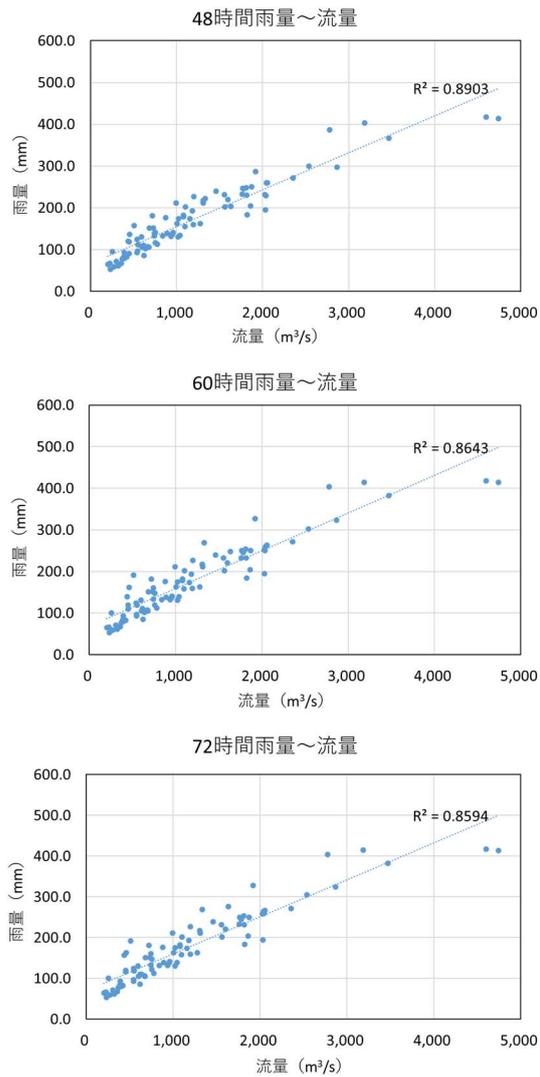


図 6.21 (2) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義①】

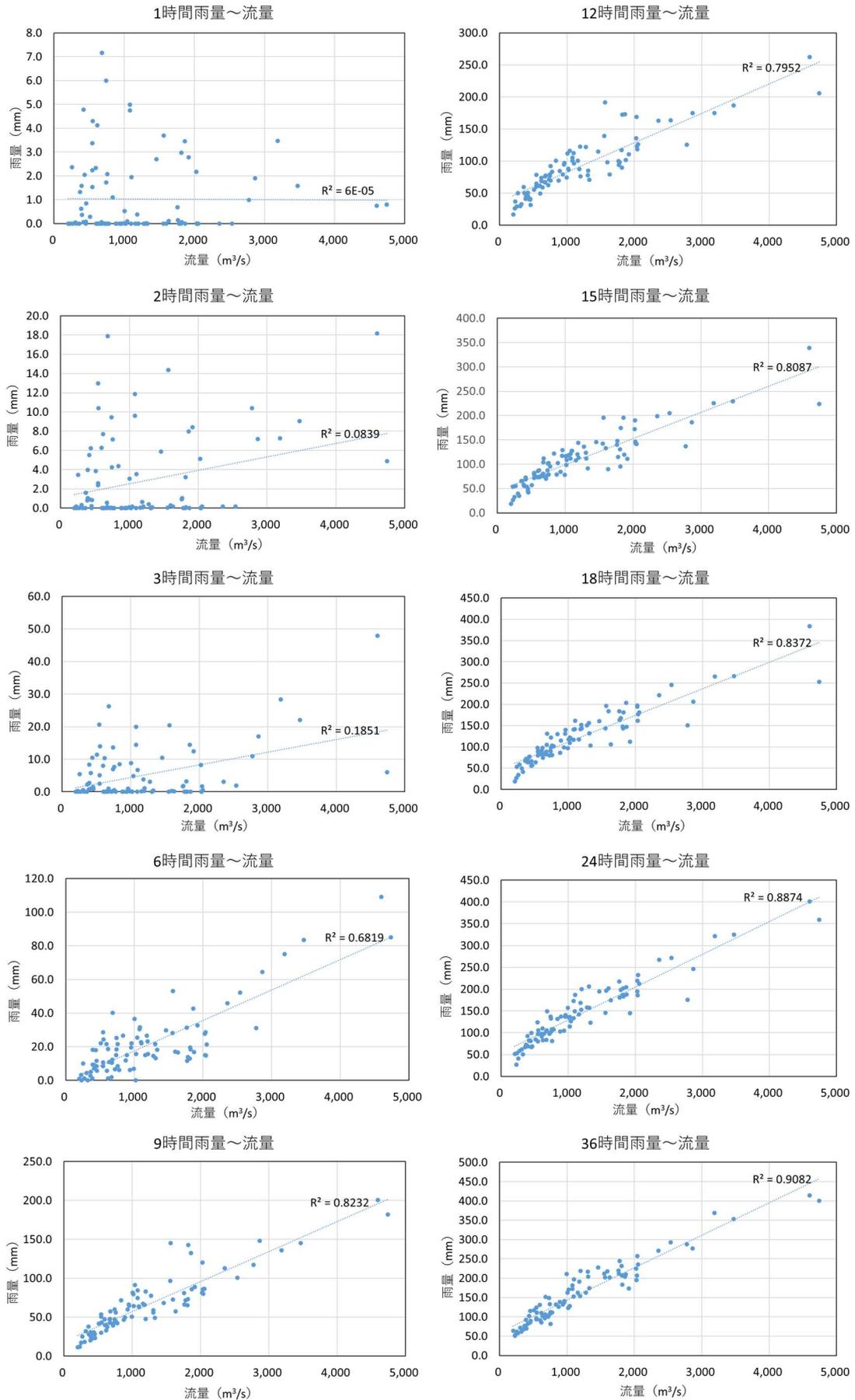


図 6.22 (1) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義②】

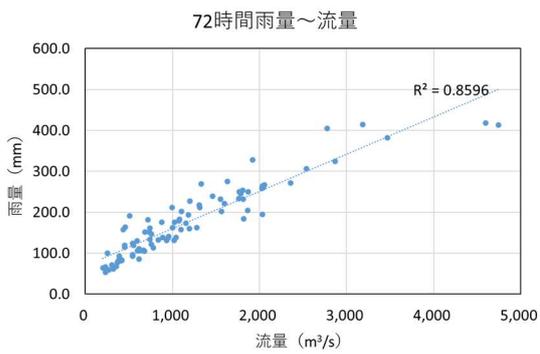
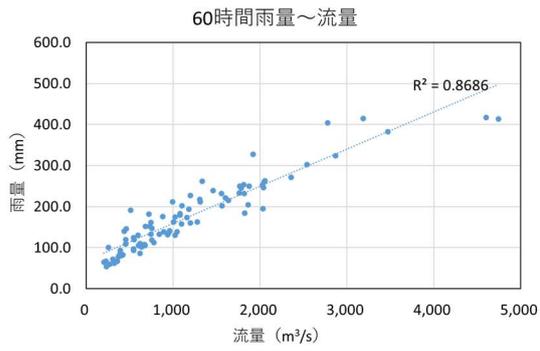
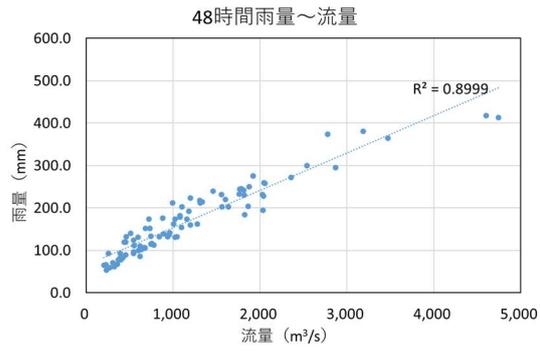


図 6.22 (2) ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図【定義②】

2) 強度の強い降雨の継続時間

5mm以上の継続時間及び10mm以上の継続時間を整理し、強い降雨強度の継続時間から計画降雨継続時間を算定した。

実績雨量から必要な降雨継続時間は、5mm以上の継続時間で平均13時間、10mm以上の継続時間で平均8時間となり、概ね24時間でカバーすることができる。

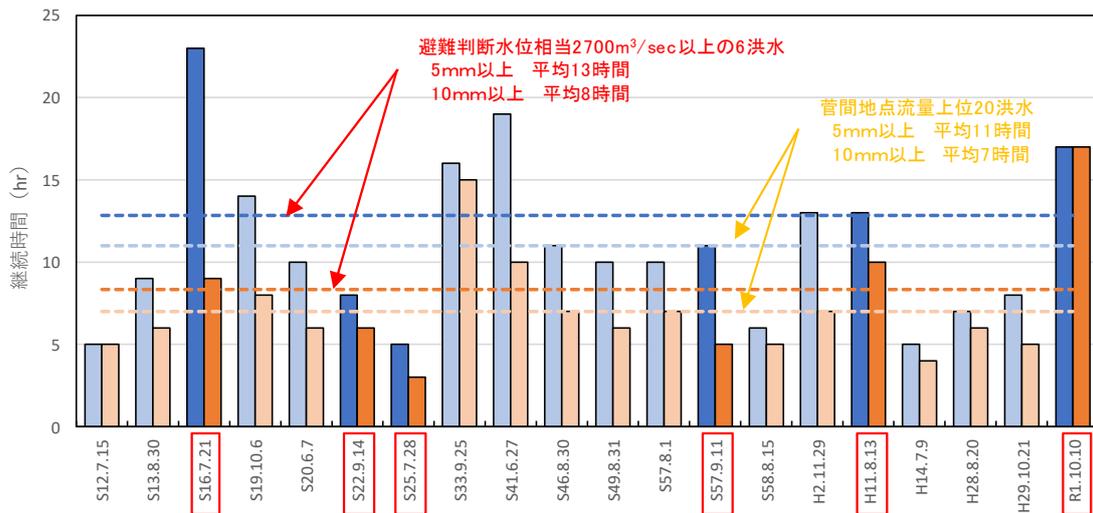


図 6.23 降雨継続時間

3) 対象降雨の降雨継続時間の設定

ピーク流量と時間雨量との相関関係や一雨降雨の継続時間等を踏まえると、荒川水系入間川流域における計画降雨継続時間は24時間とすることが望ましいと考えられる。

- ① 洪水到達時間の検討において、Kinematic Wave 法 11～72 時間（平均 28 時間）、角屋の式は 5.6～9.1 時間（平均 6.6 時間）となる。
- ② ピーク流量と相関の高い短時間雨量の時間帯は 24～48 時間であり、24 時間以降は大きな差は見られない。
- ③ 強度の強い降雨の継続時間は概ね 24 時間でカバーする。

6.3 対象降雨の降雨量の設定

雨量標本に関しては、時間雨量データが存在する昭和7年（1932年）からとし、気候変動による降雨量変化倍率の算定に用いている過去実験の期間が平成22年（2010年）までであることを踏まえ雨量標本の延伸は平成22年（2010年）までとし、一覧を表6.2に示す。

昭和7年（1932年）から平成22年（2010年）までの79年間の年最大24時間雨量を確率処理し、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルにより主要な地点菅間の1/100確率雨量を算定した結果367mm/24hと決定した。この結果を表6.3及び図6.24に示す。

また、気候変動の影響を考慮した対象降雨の降雨量として、主要な地点菅間の1/100確率雨量367mm/24hに降雨量変化倍率1.1倍を乗じて得られた404mm/24hを採用し、表6.4にまとめる。

表 6.2 年最大 24 時間雨量一覽

降雨波形	雨量 (mm)	降雨波形	雨量 (mm)
S7.11.13	150.4	S47.7.14	150.5
S8.8.14	65.2	S48.6.6	68.6
S9.10.6	76.9	S49.8.31	243.6
S10.9.24	194.0	S50.8.22	83.0
S11.9.26	110.7	S51.9.8	63.9
S12.7.15	203.3	S52.9.18	131.6
S13.8.30	226.0	S53.7.10	85.7
S14.10.25	80.3	S54.10.18	149.6
S15.8.25	149.5	S55.9.26	53.9
S16.7.21	326.9	S56.8.22	178.0
S17.8.30	65.2	S57.9.11	250.9
S18.10.2	210.1	S58.8.15	163.0
S19.10.6	219.4	S59.10.12	69.6
S20.6.7	194.7	S60.6.30	138.6
S21.8.24	99.4	S61.8.4	161.6
S22.9.14	373.9	S62.9.25	70.4
S23.9.15	204.3	S63.8.10	89.0
S24.10.26	100.5	H1.8.26	108.5
S25.7.28	222.9	H2.8.9	214.6
S26.7.1	105.2	H3.8.20	219.0
S27.6.22	114.3	H4.10.19	95.9
S28.9.24	116.1	H5.8.26	155.3
S29.9.17	183.1	H6.8.20	133.1
S30.10.10	109.6	H7.9.16	108.9
S31.9.26	109.5	H8.9.21	153.3
S32.6.27	87.3	H9.6.19	91.7
S33.9.25	278.3	H10.9.15	196.5
S34.9.25	147.3	H11.8.13	332.5
S35.8.19	105.4	H12.7.7	140.5
S36.6.27	213.9	H13.9.10	165.0
S37.8.25	126.2	H14.7.9	191.8
S38.8.28	87.7	H15.8.8	99.4
S39.8.20	107.0	H16.10.8	200.6
S40.5.26	112.2	H17.7.25	188.4
S41.6.27	270.6	H18.12.26	138.6
S42.10.26	105.1	H19.9.6	182.9
S43.7.27	55.8	H20.4.7	133.1
S44.10.24	60.6	H21.10.7	126.8
S45.6.30	113.6	H22.9.15	88.1
S46.8.30	240.2		

表 6.3 菅間上流域 24 時間雨量 1/100 確率計算結果

	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM
X-COR(99%)	0.982	0.995	0.988	0.994	0.995	0.995	0.995	0.992	0.995	0.994	0.994	-
P-COR(99%)	0.979	0.996	0.996	0.996	0.996	0.996	0.996	0.997	0.996	0.997	0.997	-
SLSC(99%)	0.040	0.021	0.028	0.021	0.030	0.023	0.026	0.022	0.027	0.022	0.022	-
pAIC	845.0	879.1	877.0	880.3	879.8	878.7	880.1	878.0	880.5	876.4	876.3	-

JackKnife推定誤差	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM
	100	30.6	25.9	34.1	41.8	32.3	42.8	32.8	42.3	32.3	35.0	33.3	-

確率水文量	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM
	2	125.5	137.1	131.7	135.7	137.9	135.3	137.2	137.2	132.5	137.5	134.4	134.4
3	156.0	166.3	160.6	164.5	168.1	164.1	166.1	166.1	161.6	166.6	164.0	163.3	-
5	194.5	198.8	195.7	197.2	200.8	196.9	198.2	198.2	196.1	198.6	198.2	196.7	-
10	246.8	239.6	244.0	239.5	240.2	239.0	238.2	242.0	238.3	242.9	240.1	-	
20	299.1	278.7	294.8	281.2	276.2	280.0	276.3	288.5	276.0	287.2	283.0	-	
30	329.6	301.3	326.0	305.6	296.1	304.0	298.1	316.4	297.5	313.4	308.3	-	
50	368.1	329.4	366.9	336.8	320.2	334.4	325.4	352.4	324.3	346.9	340.6	-	
80	403.6	355.2	406.3	365.8	341.6	362.7	350.5	386.5	348.9	378.3	370.8	-	
100	420.4	367.4	425.5	379.7	351.5	376.3	362.4	403.1	360.6	393.4	385.4	-	
150	451.0	389.5	461.6	405.3	369.2	401.1	384.1	433.8	381.7	421.4	412.2	-	
200	472.7	405.2	487.9	423.7	381.5	419.0	399.5	456.2	396.8	441.5	431.5	-	
400	524.9	443.0	554.1	468.7	410.4	462.8	437.0	511.8	433.3	491.2	479.1	-	

【対数正規確率紙】

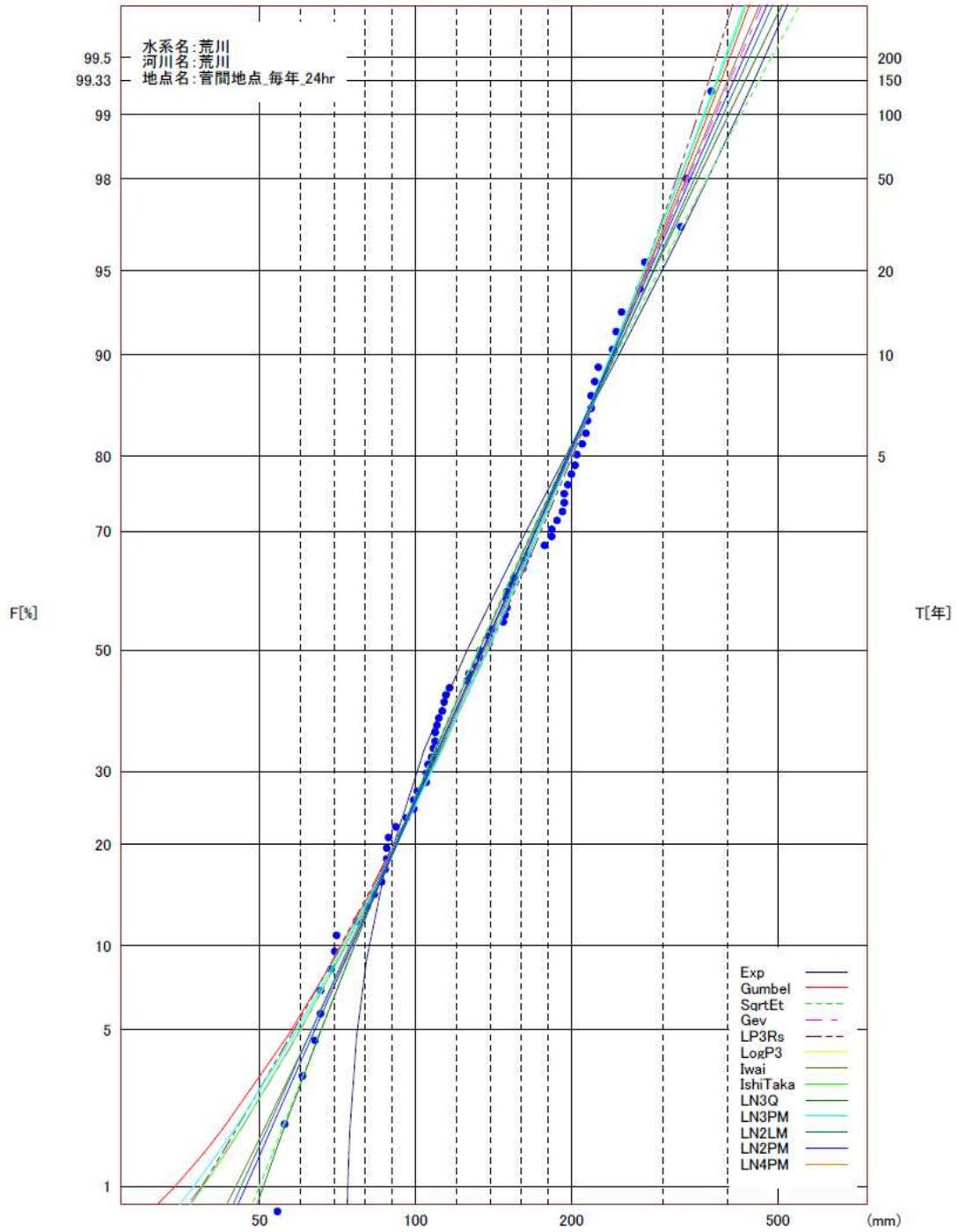


図 6.24 雨量確率計算結果

表 6.4 1/100 確率規模降雨量 (菅間)

地点	時間雨量	計画規模	対象降雨量	
			1.1 倍未考慮	1.1 倍考慮
菅間	24 時間	1/100 (Gumbel 分布)	367.4mm/24h	404.1mm/24h

6.4 雨量確率法による検討

主要降雨波形は、菅間流域雨量で年超過確率 1/10 (mm/24h) を超過する洪水を抽出し、年超過確率 1/100 の引き伸ばし率が 2 倍以上、あるいは、小流域あるいは短時間の降雨量が著しい引き伸ばし (年超過確率 1/500 以上) となる洪水は棄却する。

1) 主要降雨波形の選定

菅間上流域平均 24 時間雨量で 1/10 降雨 (Gumbel 分布) 以上となる洪水を抽出し、計画対象降雨に引伸ばした際の引き伸ばし率が 2 倍以下となる洪水を選定した。選定の結果を表 6.5 に示す。10 洪水が抽出された。

表 6.5 代表洪水の一次選定

降雨波形	菅間上流 流域平均雨量 (mm/24h)	引伸ばし率
S16.7	326.9	1.236
S22.9	373.9	1.081
S33.9	278.3	1.452
S41.6	270.6	1.493
S46.8	240.2	1.682
S49.8	243.6	1.659
S57.8	240.5	1.680
S57.9	250.9	1.611
H11.8	332.5	1.215
R1.10	402.4	1.004

2) 主要降雨波形の地域分布及び時間分布の検討

前項で選定した洪水について、引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。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。

地域分布及び時間分布による棄却検討の結果を表 6.6 に示す。10 洪水のうち 3 洪水が棄却判定となった。

表 6.6 地域分布及び時間分布による棄却洪水

No.	降雨波形	実績降雨						計画降雨(Gumbel $1/100 \times 1.1=404.1\text{mm}/24\text{h}$) 引伸ばし率	引伸ばし降雨					代表洪水
		管間 24時間	管間 12時間	管間 6時間	入間川上 流24時間	越辺川上 流24時間	残流域 24時間		管間 12時間	管間 6時間	入間川上 流24時間	越辺川上 流24時間	残流域 24時間	
1	S16.7.21	326.9	207.4	125.6	347.3	337.6	272.5	1.236	256.4	155.2	429.3	417.3	336.9	○
2	S22.9.14	373.9	218.1	184.9	372.9	425.1	257.6	1.081	235.7	199.9	403.1	459.5	278.5	○
3	S33.9.25	278.3	208.8	117.6	271.9	276.1	293.5	1.452	303.1	170.8	394.9	400.9	426.2	
4	S41.6.27	270.6	195.3	125.8	260.6	269.2	288.7	1.493	291.6	187.9	389.1	401.9	431.0	
5	S46.8.30	240.2	181.3	133.6	226.7	273.3	186.9	1.682	305.0	224.8	381.3	459.6	314.4	○
6	S49.8.31	243.6	161.8	108.1	245.6	253.0	220.1	1.659	268.4	179.4	407.4	419.7	365.2	○
7	S57.8.1	240.5	150.2	102.6	262.4	256.1	172.8	1.68	252.3	172.3	440.7	430.2	290.3	○
8	S57.9.11	250.9	175.1	131.1	258.3	239.1	268.8	1.611	282.1	211.2	416.1	385.1	433.1	
9	H11.8.13	332.5	207.1	110.2	363.6	342.8	276.9	1.215	251.6	133.9	441.8	416.5	336.4	○
10	R1.10.10	402.4	296.8	156.1	451.7	411.3	309.9	1.004	298.0	156.7	453.5	413.0	311.2	○

1/500雨量 (Gumbel) 331.1 225.2 497.2 479.8 410.5

6.5 高水処理計画

支川入間川の河川改修は、堤防は概ね整備されており既に樋管等多くの構造物も完成している。

このため、堤防の嵩上げや引堤による社会的影響及び大幅な河道掘削による河川環境の改変や将来河道の維持等を考慮した場合、河道により処理可能な流量は菅間 4,500m³/s である。

これらを踏まえ、主要な地点菅間の計画高水流量を既定計画と同様に 4,500m³/s とする。

6.6 計画高水流量

計画高水流量は、主要な地点菅間において 4,500m³/s とし、各地点の計画高水流量は図 6.25 のとおりである。

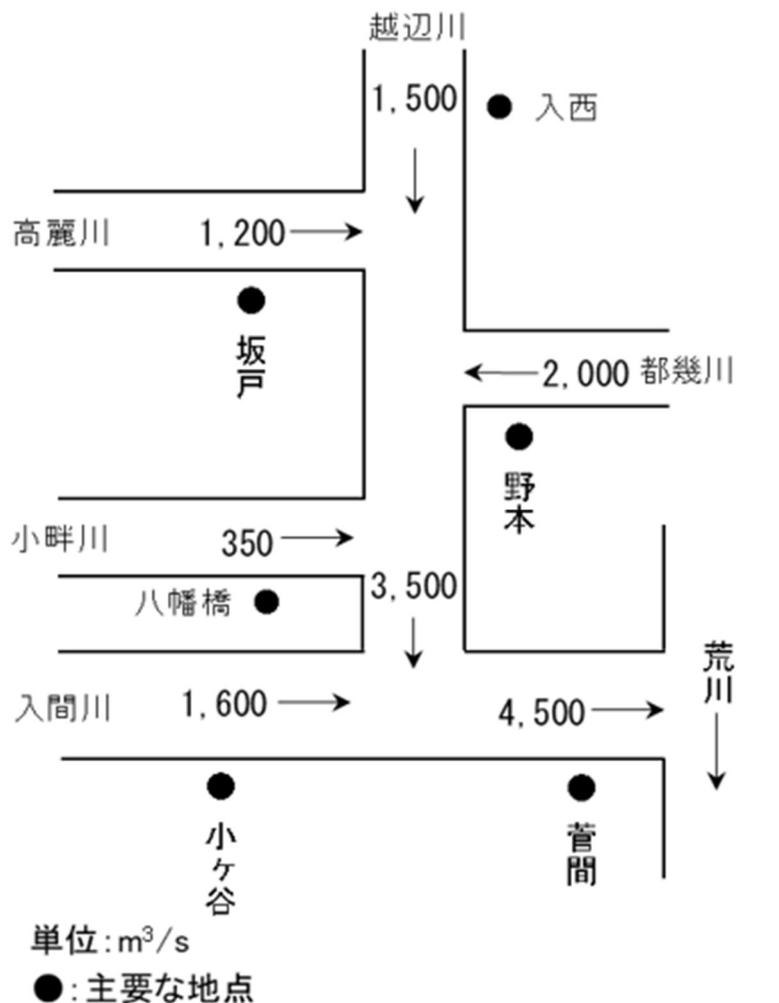


図 6.25 入間川計画高水流量図

7. 参考

荒川においては、工事实施基本計画において、複合確率法により基本高水のピーク流量を算定していた。

これは、限られた降雨波形データの中で、荒川の重要性に鑑み様々な降雨波形群を推定し基本高水のピーク流量を算定したものであり、算定の概要を以下に示す。

- ① 流域平均 3 日雨量が 130mm 以上の降雨群からランダムサンプリングにより降雨波形群を設定
- ② 任意の流域平均 3 日雨量 (R) と地域分布率 (K) に引き延ばした際のピーク流量 (Q_p) を算定し、各波形の (R , K) と Q_p の関係を把握 (図 7-1)
- ③ 降雨解析により R と K の同時生起確率図を作成 (図 7-2)
- ④ (R , K) Q_p 図と同時正規確率図を重ね合わせることで、任意の Q_p の超過確率を算定 (図 7-3)
- ⑤ 各降雨波形の生起確率は等しいとし、 Q_p の年超過確率の平均したものをその Q_p の年超過確率 $F(Q_p)$ と定義
- ⑥ $Q_p \sim F(Q_p)$ から計画規模相当の確率流量を算定 (図 7-4)

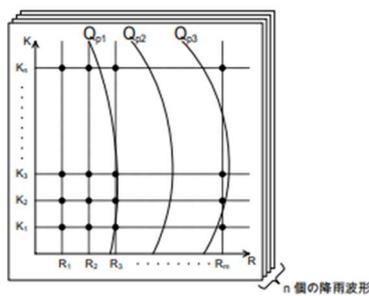


図 7-1

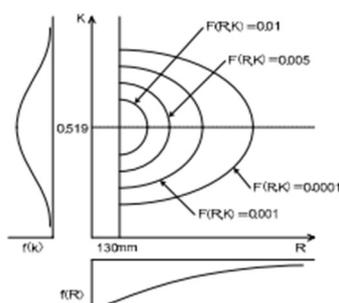


図 7-2

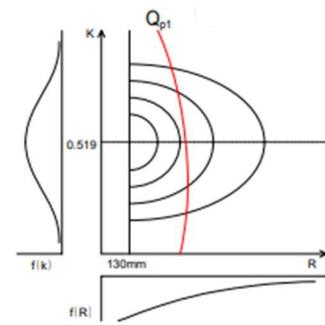


図 7-3

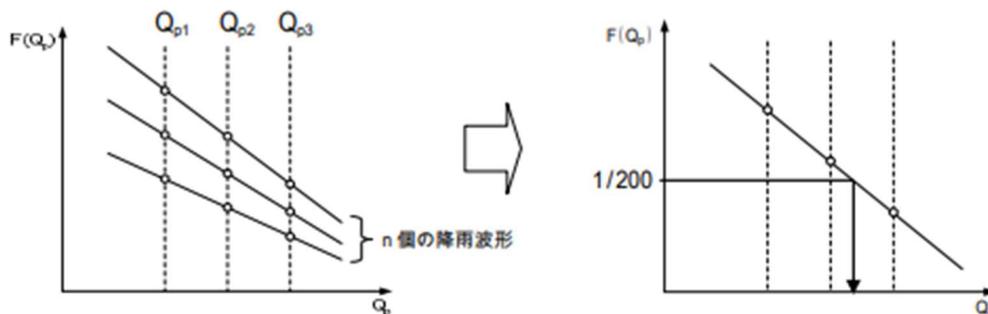


図 7-4