

那珂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 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.....	3
1.1 工事実施基本計画.....	3
1.2 河川整備基本方針.....	3
1.3 河川整備基本方針策定後の状況.....	4
1.4 流出計算モデルの構築.....	5
1.5 基本高水のピーク流量の設定の考え方.....	28
1.6 計画規模の設定.....	28
1.7 対象降雨の継続時間の設定.....	28
1.8 対象降雨の降雨量の設定.....	36
1.9 雨量確率法による検討.....	39
1.10 アンサンブル予測降雨波形による検討.....	53
1.11 既往洪水による検討.....	61
1.12 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定.....	62
2. 高水処理計画.....	64
3. 計画高水流量.....	65
4. 河道計画.....	66
5. 河川管理施設等の整備の現状.....	70

1. 基本高水の検討

1.1 工事実施基本計画

平成 5 年（1993 年）4 月に策定された那珂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 1/100 と設定し、基準地点野口において、基本高水のピーク流量を $8,500\text{m}^3/\text{s}$ とし、河道への配分流量を $6,600\text{m}^3/\text{s}$ と定めた。

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那珂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、那珂川水系河川整備基本方針を平成 18 年（2006 年）4 月に策定した。

(1) 年最大降雨と年最大流量の経年変化

平成 10 年（1998 年）8 月洪水の 2 日雨量は、計画降雨量 300mm（野口上流）を超える 329.8mm を記録したが、流量は既往最大規模に達していない。既定計画を策定した平成 5 年（1993 年）以降、計画を変更するような大きな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（統計期間：昭和 24 年（1949 年）～平成 15 年（2003 年）の 55 年間、氾濫戻し流量）の結果、基準地点野口における 1/100 規模の流量は $6,100\sim 8,900\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

(3) 既往洪水による検証

過去の洪水痕跡、実績流量及び日雨量等の記録より、昭和 61 年（1986 年）8 月洪水が実績最大洪水と考えられる。昭和 61 年（1986 年）8 月洪水は実績流量が $6,008\text{m}^3/\text{s}$ であるが、仮に流域が湿潤状態と仮定した場合（過去の洪水における最も小さい $R_{sa}=20\text{mm}$ を適用した場合）、基準地点野口のピーク流量は約 $8,500\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

1.3 河川整備基本方針策定後の状況

平成 18 年（2006 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、基準地点野口においては、令和元年（2019 年）10 月において戦後最大規模の約 $7,400\text{m}^3/\text{s}$ の洪水が発生した。年最大流域平均雨量および年最大流量を図 1-1 および図 1-2 に示す。

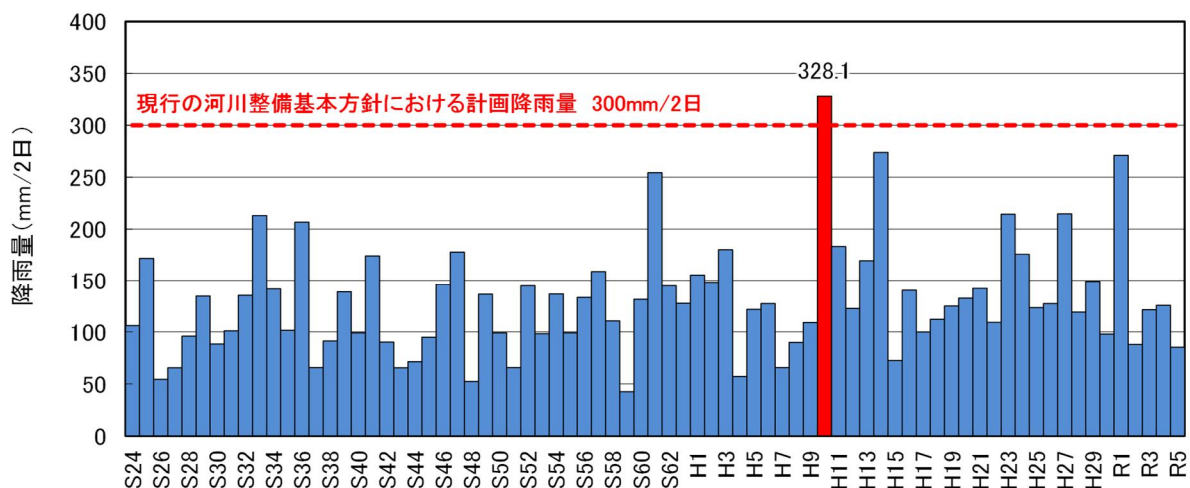


図 1-1 年最大流域平均雨量（基準地点野口上流）

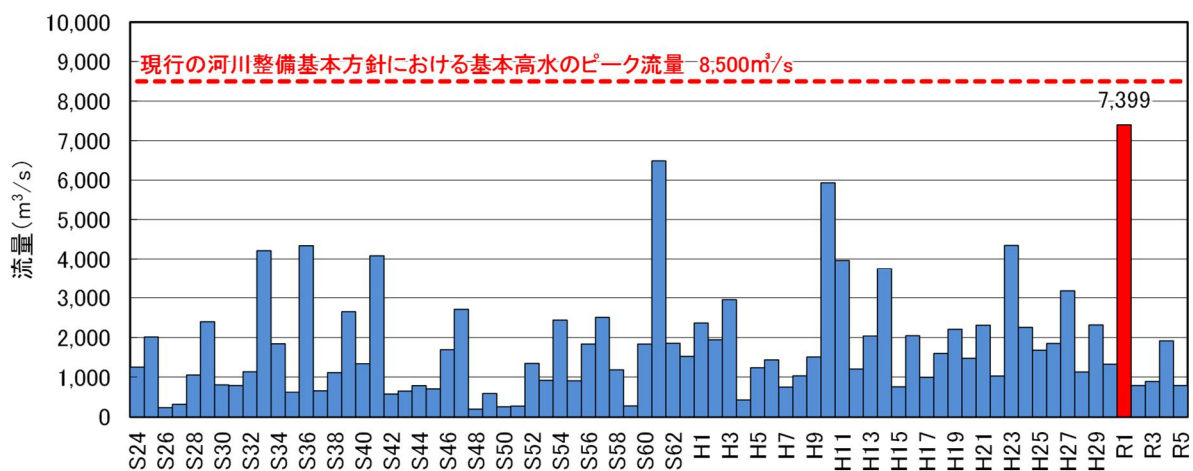


図 1-2 年最大流量（基準地点野口）

1.4 流出計算モデルの構築

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、那珂川の河口から大臣管理区間の上流端である 85.5k 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) モデルの概要

流出計算モデル（貯留関数法）の基礎式は以下のとおりである。

【流域の基礎式】

$$\frac{ds}{dt} = f_{(t)} \cdot r_{(t)} - q_{(t-T_l)} \quad (\text{式 3-1})$$

$$s_{(t)} = K \cdot q_{(t+T_l)}^P \quad (\text{式 3-2})$$

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

ただし、

$$\begin{aligned} \sum r_{(t)} &\leq R_0 && \text{の場合：} f_{(t)} = 0.0 \\ R_0 < \sum r_{(t)} &\leq R_0 + R_{sa} && \text{の場合：} f_{(t)} = f_1 \\ \sum r_{(t)} &> R_0 + R_{sa} && \text{の場合：} f_{(t)} = 1.0 \end{aligned}$$

ここで、

$$R_{sa} = \frac{R_{sum} \cdot \frac{Q_{sum}}{1000 \cdot A}}{1 - f_1} \quad (\text{式 3-4})$$

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

$$Q_{ca(t)} = \frac{q_{(t)} \cdot A}{3.6} + Q_{b(t)} \quad (\text{式 3-5})$$

$s_{(t)}$ ：貯留高（mm）、 $f_{(t)}$ ：流入係数（無次元）

$r_{(t)}$ ：流域平均降雨強度（mm/hr）※¹、 $q_{(t)}$ ：直接流出高（mm/hr）、 T_l ：遅滞時間（hr）

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セン分割を用いて計算した流域平均時間雨量。

（初期損失雨量分も含む）

※²：降り始め雨量から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

$$S_{l(t)} = K \cdot Q_{l(t)}^P - T_l \cdot Q_{l(t)} \quad (\text{式 3-6})$$

$$\frac{dS_{l(t)}}{dt} = l_{(t)} - Q_{l(t)} \quad (\text{式 3-7})$$

$$Q_{l(t)} = Q_{(t+T_l)} \quad (\text{式 3-8})$$

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

$Q_{(t)}$: 流出量 (m^3/s)、 $l_{(t)}$: 流入量 (m^3/s)、 T_l : 遅滞時間 (hr)、 K : 定数、

2) 一次元不定流計算

一次元不定流計算の基礎式は以下のとおりである。

① 連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{式 3-9})$$

② 運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\int u^2 dA) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\tau_r}{\rho} = 0 \quad (\text{式 3-10})$$

$$\int u^2 dA = \beta U^2 A \quad (\text{式 3-11})$$

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

$$\frac{\tau_b}{\rho} = \frac{gU^2}{A^{1/3}} \left(\sum S_l \cdot n_l^{3/2} \right)^{4/3} \quad (\text{式 3-13})$$

A : 流れの断面積 (m^2)、 x : 流下方向に沿った座標 (m)、 H : 水位 (m)、

τ_r : 単位長さの河道の河床に作用する力 (N/m)、 u : ある点での流速 (m/s)、

ρ : 水の密度 (kg/m^3)、 g : 重力加速度 (m/s^2)、 U : 断面平均流速 (m/s)、

I : 河床勾配、 $R(= A/S)$: 径深 (m)

S_i : 同一の粗度を有する i 番目の潤辺部の長さ (m)、

n_i : 潤辺部での粗度係数、 t : 時間 (s)

(2) 流域及び河道分割

流域分割は 32 分割、河道分割は大臣管理区間より上流の本川及び規模の大きな支川（箒川、荒川、涸沼川）を分割することとした。

那珂川は資産集積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。さらに、那珂川の現行計画は遊水地による洪水調節容量を見込む計画となっている。

以上のことから、河道から遊水地等への洪水の流出等による上下流一連の水位・流量の時間的变化への影響を考慮するため、大臣管理区間の河道は一次元不定流計算で流出解析することとした。

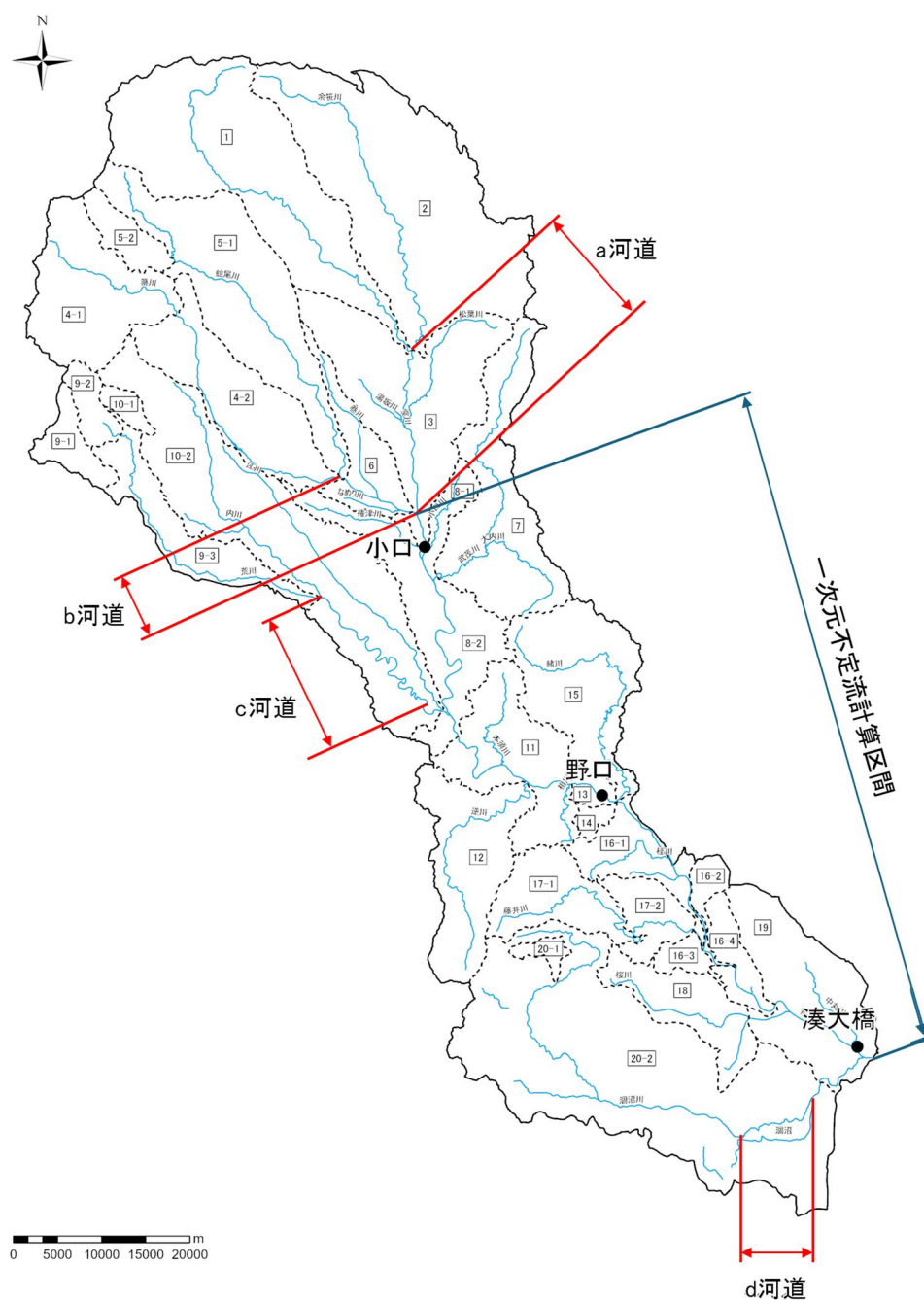


図 1-3 那珂川流域分割図

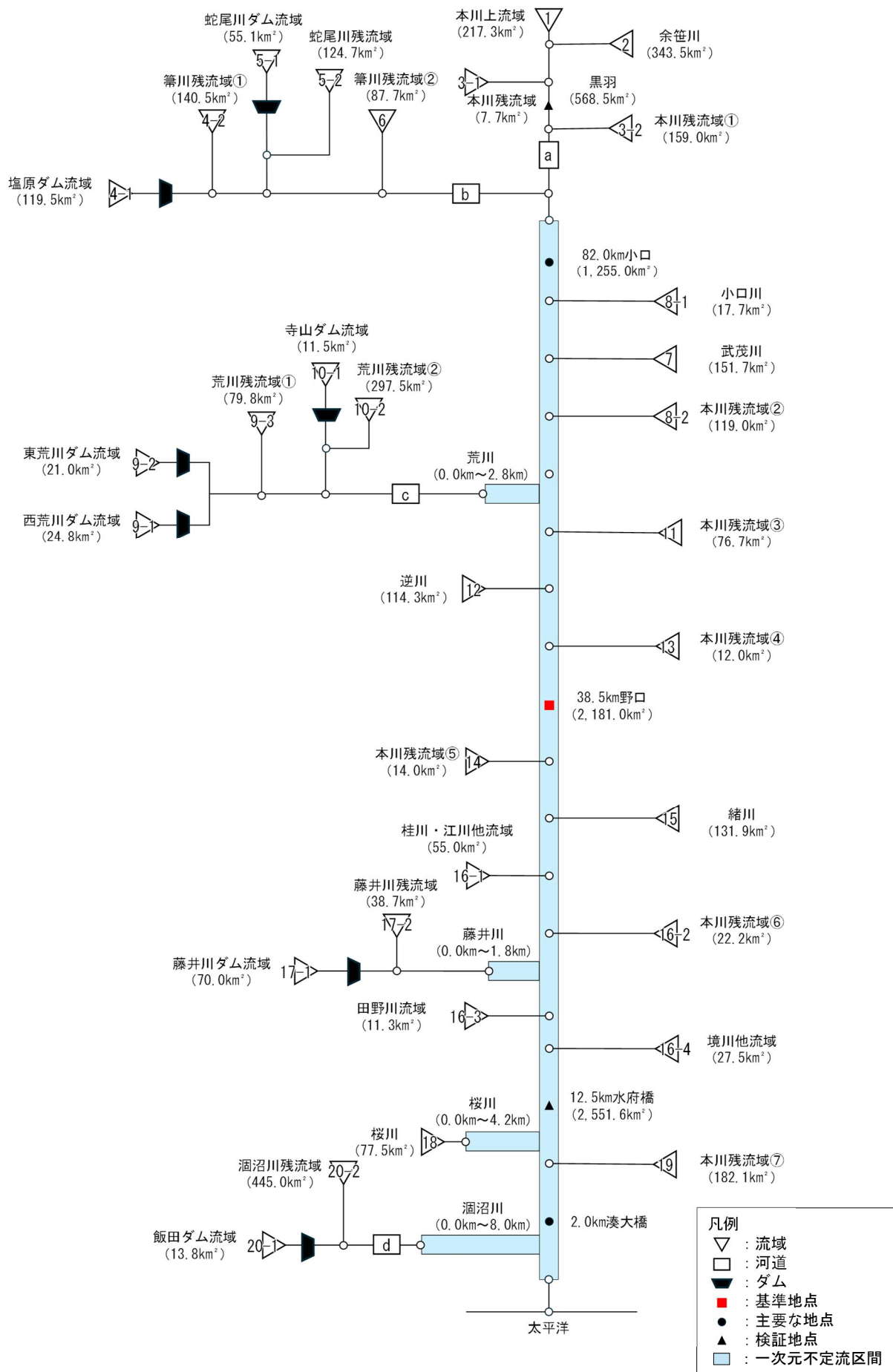


表 1-1 流域・河道モデル分割諸元（流域分割）

No	流域No	流域名	流域面積 (km ²)	No	流域No	流域名	流域面積 (km ²)	No	流域No	流域名	流域面積 (km ²)
1	1	本川上流域	217.3	12	8-2	本川残流域②	119.0	23	16-1	桂川・江川他流域	55.0
2	2	余笹川	343.5	13	9-1	西荒川ダム流域	24.8	24	16-2	本川残流域⑤	22.2
3	3-1	本川残流域	7.7	14	9-2	東荒川ダム流域	21.0	25	16-3	田野川流域	11.3
4	3-2	本川残流域①	159.0	15	9-3	荒川残流域①	79.8	26	16-4	境川他流域	27.5
5	4-1	塩原ダム流域	119.5	16	10-1	寺山ダム流域	11.5	27	17-1	藤井川ダム流域	70.0
6	4-2	箒川残流域①	140.5	17	10-2	荒川残流域②	297.5	28	17-2	藤井川残流域	38.7
7	5-1	蛇尾川ダム流域	55.1	18	11	本川残流域③	76.7	29	18	桜川	77.5
8	5-2	蛇尾川残流域	124.7	19	12	逆川	114.3	30	19	本川残流域⑦	182.1
9	6	箒川残流域②	87.7	20	13	本川残流域④	12.0	31	20-1	飯田ダム流域	13.8
10	7	武茂川	151.7	21	14	本川残流域⑤	14.0	32	20-2	瀬沼川残流域	445.0
11	8-1	小口川	17.7	22	15	緒川	131.9				

表 1-2 流域・河道モデル分割諸元（河道）

No	河川名	河道区間	流路延長 (km)
a	那珂川	余笹川合流点～小口	19.50
b	箒川	蛇尾川合流点～本川合流点	8.00
c	荒川	内川合流点～本川合流点	26.20
G	瀬沼川	瀬沼～本川合流点	16.00

(3) 定数の設定

1) 流域定数の設定

① 流域定数の考え方

各流域定数 (K 、 P 、 T_l 、 f_1 、 R_{sa}) の設定に当たっては、近年（昭和 30 年（1955 年）～令和 5 年（2023 年））のデータの中から、基準地点野口の流量が比較的大きい洪水（以下、「流域定数解析洪水」という。）を用いて設定した。

② 流域定数解析洪水

流域定数解析洪水は、近年（昭和 30 年（1955 年）～令和 5 年（2023 年））で基準地点野口の平均年最大流量に相当する $1,800\text{m}^3/\text{s}$ を上回る 31 洪水を用いて設定することとした。

表 1-3 に洪水の一覧を示す。

表 1-3 流域定数解析洪水一覧

No	洪水名	西暦	基準地点野口 ピーク流量	
			流量 (m^3/s)	順位
1	S33. 07. 23	1958年	3, 570	9
2	S33. 09. 18	1958年	3, 249	10
3	S36. 06. 28	1961年	4, 101	5
4	S39. 08. 24	1964年	2, 648	16
5	S41. 06. 29	1966年	2, 907	13
6	S41. 09. 25	1966年	3, 730	8
7	S47. 09. 17	1972年	2, 708	15
8	S54. 10. 20	1979年	2, 435	19
9	S56. 08. 23	1981年	1, 834	31
10	S57. 09. 13	1982年	2, 507	18
11	S60. 07. 01	1985年	1, 835	30
12	S61. 08. 05	1986年	6, 008	1
13	S62. 09. 11	1987年	1, 854	28
14	H1. 08. 28	1989年	2, 364	20
15	H2. 08. 11	1990年	1, 944	26
16	H3. 08. 21	1991年	2, 734	14
17	H3. 09. 19	1991年	2, 952	12
18	H10. 08. 28	1998年	4, 106	4
19	H11. 07. 14	1999年	3, 961	6
20	H13. 09. 11	2001年	2, 038	25
21	H14. 07. 11	2002年	3, 748	7
22	H16. 10. 21	2004年	2, 046	24
23	H19. 09. 07	2007年	2, 206	23
24	H21. 08. 10	2009年	2, 309	22
25	H23. 09. 22	2011年	4, 251	3
26	H24. 05. 04	2012年	2, 525	17
27	H26. 10. 14	2014年	1, 847	29
28	H27. 09. 10	2015年	3, 172	11
29	H29. 10. 23	2017年	2, 314	21
30	R1. 10. 13	2019年	5, 982	2
31	R4. 09. 24	2022年	1, 917	27

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、直接流出成分と間接流出成分との分離を行い、流出定数解析地点における各流域定数解析洪水ハイドログラフの各時刻の直接流出と基底流量を求めた。

なお、洪水立ち上がり以前の降雨は初期損失雨量として取り扱い、総雨量に含めないこととした。

成分分離の概念図を以下の図 1-5 に示す。

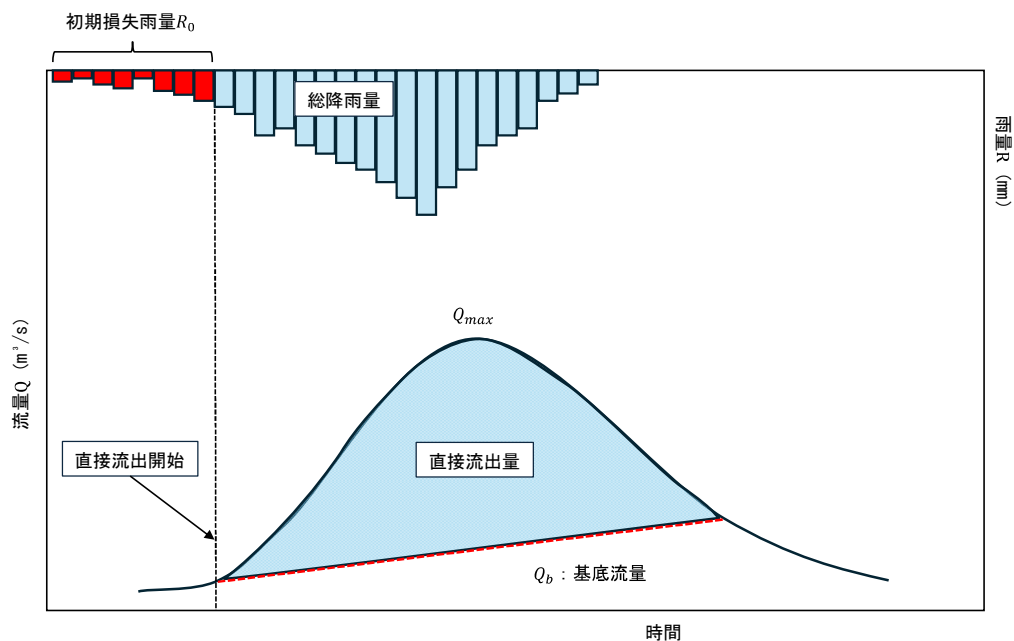
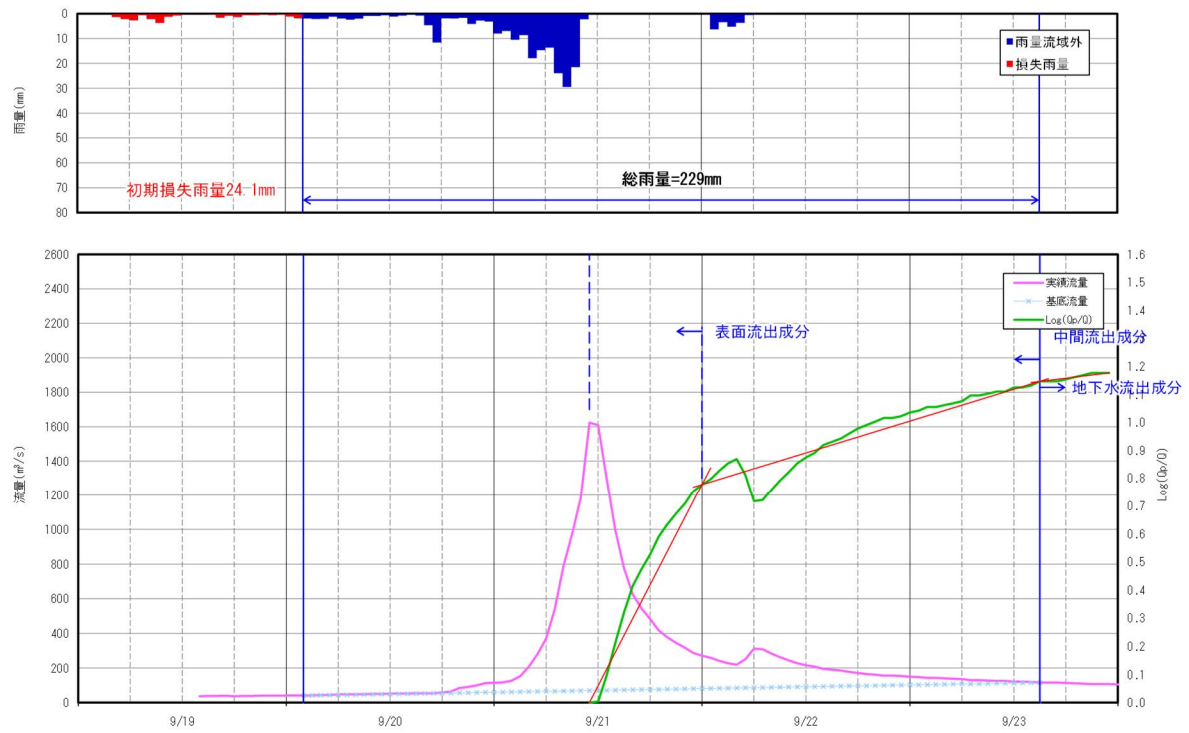


図 1-5 成分分離の概念図

成分分離は、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成分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「表面流出成分」、「中間流出成分」、「地下水流出成分」に分離し、洪水の終わりから 1 つ目の折れ点を直接流出の終了時点とした。

【黒羽】



【塩原ダム】

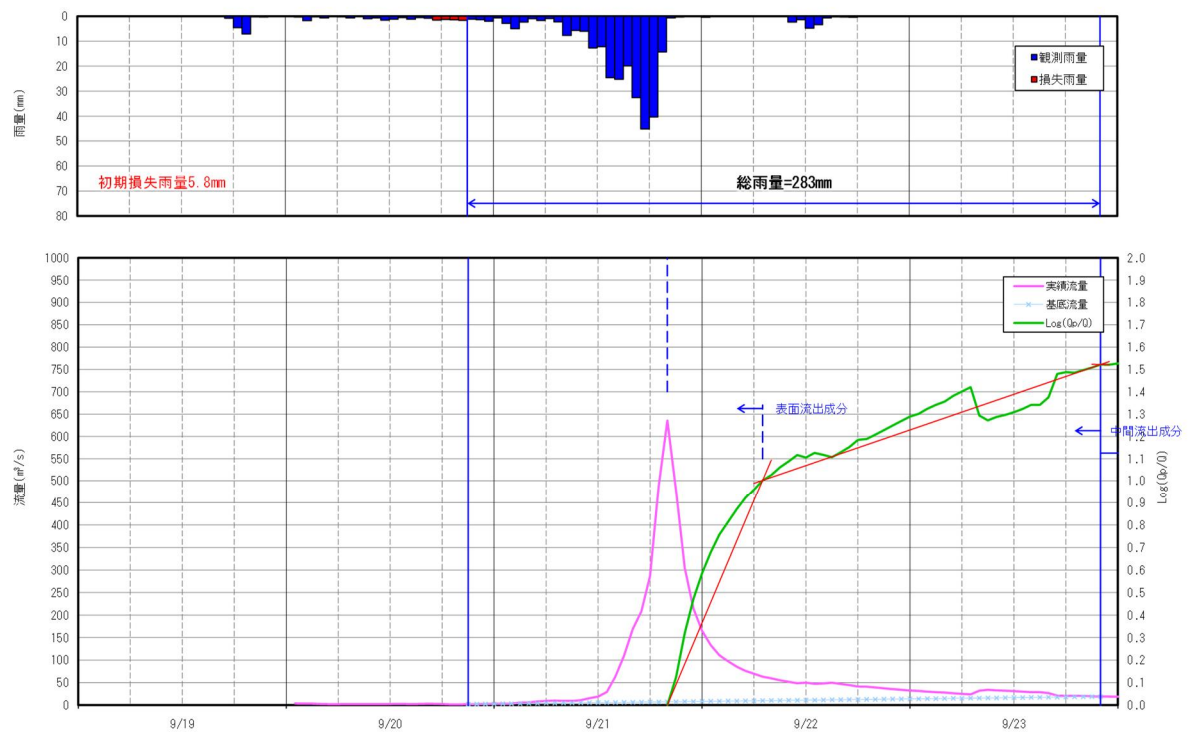


図 1-6 成分分離の事例（平成 24 年（2012 年）5 月洪水）

④ 初期損失雨量の設定

初期損失雨量は、流域定数解析地点において流域定数解析洪水ごとに初期損失雨量を求めた。流域定数解析地点の上流部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。

分割した小流域の下流端となる流量観測所（7 地点）のうち、流量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として以下 5 地点を選定した。（黒羽、塩原ダム、西荒川ダム、藤井川ダム、飯田ダム）

なお、那珂川中流域は流出特性を考慮して、那珂川上流、那珂川下流の 2 つとし、那珂川における 5 つの小流域を 2 つの中流域に分けた。

那珂川中流における中流域の平均値を算出する際、寺山ダム上流および東荒川ダム上流の流域は流域面積が小さく、第 4 紀層火山帯の占有率が高いことから、他解析地点と流出傾向が大きく異なるため、那珂川中流の代表地点から除外した。

表 1-4 流域定数解析地点における第 4 紀層一覧表

項目	解析定数解析地点						
	黒羽	塩原ダム	寺山ダム	東荒川ダム	西荒川ダム	藤井川ダム	飯田ダム
全流域面積 (A)	568.5	119.5	11.5	21.0	24.8	70.0	13.8
非第4紀層面積 (A1)	249.1	66.9	0.0	8.8	20.6	70.0	13.8
第4紀増面積 (A2)	319.4	52.6	11.5	12.2	4.2	0.0	0.0
第4紀層割合 (%)	0.56	0.44	1.00	0.58	0.17	0.00	0.00

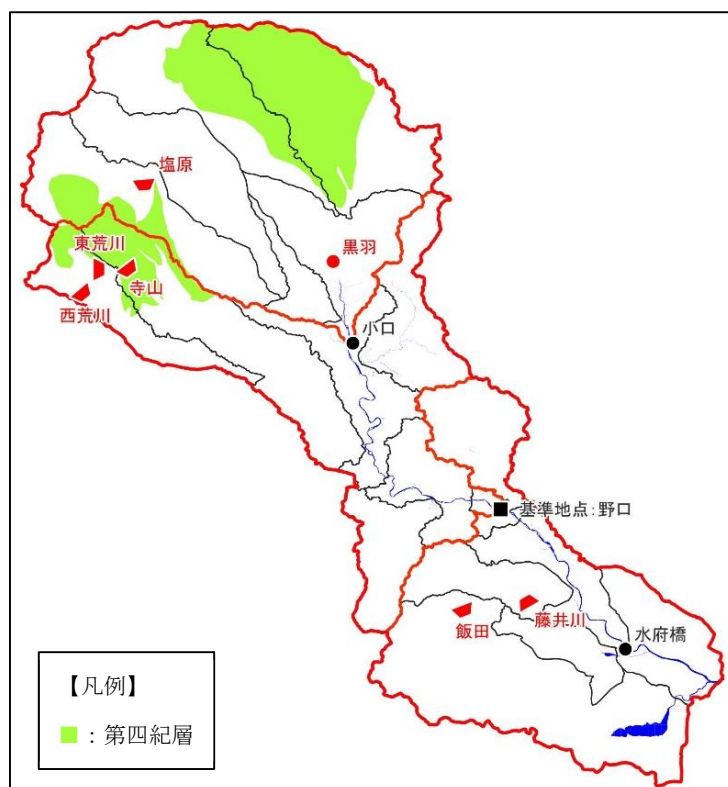


図 1-7 那珂川流域における第 4 紀層位置図

⑤ f_1 、 R_{sa} の設定

以下の手順により、 f_1 、 R_{sa} を設定した。

- 中流域ごとに流域定数解析地点における流域定数解析洪水の成分分離の結果と流域平均雨量を用いて、総降雨量 R_{sum} (mm) と総流出高 q_{sum} (mm) を1つの図 (X軸： R_{sum} 、Y軸： q_{sum}) にプロットする。
- 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際の平均値が、 $R_{sa} \times (1 - f_1)$ となることを満足するよう、 R_{sa} を変化させて平均的な R_{sa} を算出する。
- 累加雨量が飽和雨量を上回った後の流出率（飽和流出率）は、1.0とした。
- 第4紀層を含む小流域は、飽和することがなく流出率が一定となるため、飽和雨量後の流出率を1.0となるように、面積比率で補正した。第4紀層における飽和後流出率 f'_2 の算定方法を以下に示す。

$$f'_2 = \frac{A_1 \cdot f_2 + A_2 \cdot f_1}{A_{sum}} \quad (\text{式 3-14})$$

$$q_{1max} = f_1 \cdot R_{sa} \quad (\text{式 3-15})$$

$$q_2 = \frac{(q_{sum} - q_{1max})}{f'_2} \quad (\text{式 3-16})$$

f'_2 ：第4紀層における飽和雨量以上の流出率

A_1 ：第4紀層を含まない面積 (km²)、 A_2 ：第4紀層面積 (km²)

A_{sum} ：小流域における流域面積 (km²)

f_1 ：飽和雨量以下の流出率、 f_2 ：飽和雨量以上の流出率、 R_{sa} ：飽和雨量 (mm)

q_2 ：補正後飽和雨量以上の流出高 (mm)

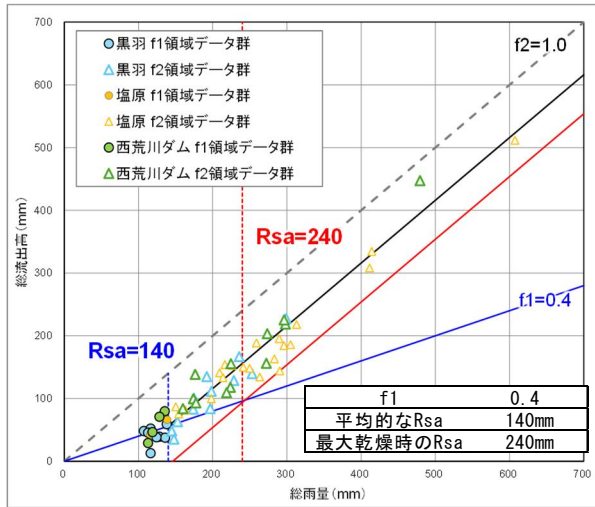
q_{sum} ：総流出高 (mm)、 q_{1max} ：飽和雨量時における流出高 (mm)

計画 f_1 、 R_{sa} 設定結果を以下の表 1-5 に示す。

表 1-5 計画 f_1 、 R_{sa} 設定結果

中流域	流域定数解析地点	一次損失雨量	
		f_1	R_{sa}
那珂川上・中流	黒羽、塩原ダム、西荒川ダム	0.40	140
那珂川下流	藤井川ダム	0.40	140

【那珂川上・中流域】



【那珂川下流域】

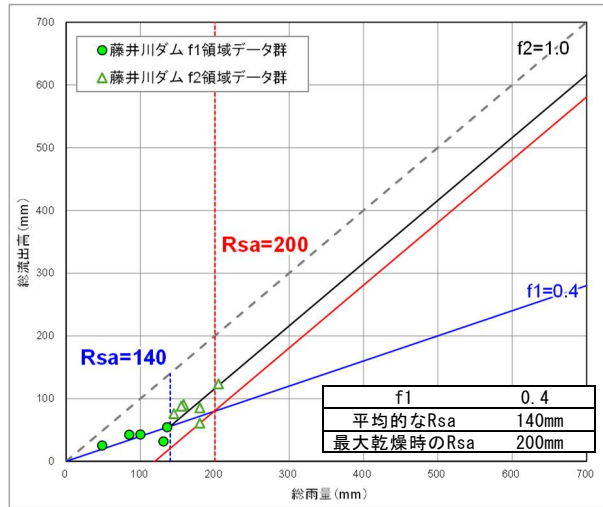


図 1-9 各洪水の総降雨量と総直接流出高の関係

⑥ 小流域ごとの有効降雨

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

$$re_{(t)} = f_{(t)} \cdot r_{(t)} \quad (\text{式 3-17})$$

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

$r_{(t)}$: 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ィ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 が含まれてないことに留意し $f_{(t)}$ 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、Tlの設定

分割した小流域の下流端となる流量観測所地点およびダム地点のうち、流域定数解析洪水のデータについて流域定数の解析が可能なデータが存在し、かつ河道の影響を受けない地点（観測所 1 地点、県ダム 6 地点の合計 7 地点）を K 等解析地点（以下、流域定数解析地点と称す。）として選定した。

- ・観測所 ：黒羽
- ・既設ダム地点：塩原ダム、寺山ダム、東荒川ダム、西荒川ダム、藤井川ダム、飯田ダム

- A) 流域定数解析地点より上流の小流域における流域定数は、各地点の流域定数で設定した値を用いた。
- B) それ以外の小流域における流域定数は、那珂川小流域を 3 つの中流域に分け、当該中流域に含まれるすべての流域定数解析地点の値を平均し設定した。なお、中流域は流出の特性を考慮して那珂川上流、那珂川中流、那珂川下流の 3 つとし、那珂川の 32 の小流域を 3 つの中流域に分けた。

表 1-6 中流域に属する流域定数解析地点一覧

中流域	流域定数解析地点
那珂川上流	黒羽、塩原ダム（箒川）
那珂川中流	寺山ダム（宮川）、東荒川ダム（荒川）、西荒川ダム（西荒川）
那珂川下流	藤井川ダム（藤井川）、飯田ダム（飯田川）

解析地点における実績ピーク流量（流入量）の上位 5 洪水のデータより K 、 P 、 T_l を算出した。 K 、 P 、 T_l は解析地点の流量と流域平均雨量を用いて、貯留高－流出高関係図から解析を行うことで算出した。

解析手順を以下に示す。

- 貯留高と流出高を両対数でプロットして貯留高－流出高関係図を作成し、 T_l を少しずつ変化させ、最もループが小さくなる T_l を求める。
- 求めた T_l によって両対数でプロットした貯留高 $S_{(t)}$ －流出高 $q_{(t)}$ 関係を直線近似し、切片を K 、傾きを P とした。

貯留高 $S_{(t)}$ および流出高 $q_{(t)}$ は、以下の式より算出した。

$$S_{(t)} = \sum_{T=0}^{T=t} r_{ave} \times f - \sum_{T=0}^{T=t} q$$
$$q_{(t)} = \frac{3.6}{A} (Q - Q_b)$$

ここに

$S_{(t)}$ ：貯留高【mm】

$q_{(t)}$ ：流出高【mm】

r_{ave} ：流域平均時間雨量【mm/hr】

f ：直接流出開始後の累加雨量が R_{sa} 未満の場合は f_1 、 R_{sa} 以上の場合は $f_2 = 1.0$

Q ：実績流量【m³/s】

Q_b ：基底流量【m³/s】

A ：流域面積【km²】

表 1-7 那珂川上流における流域定数（ K 、 P 、 T_l ）設定結果

【黒羽地点】

No	洪水名	実績流量		定数設定ケース別		流域定数			基準地点 における 実績流量 順位	備考
		ピーク流量 (m3/s)	順位	対象洪水		K	P	TL		
				A	B					
9	S61. 8. 5	1, 511	5		○	43. 262	0. 278	2. 6	1	
12	H10. 8. 28	2, 407	1	○	○	52. 095	0. 296	2. 2	4	
14	H14. 7. 11	1, 601	4		○	35. 134	0. 347	3. 2	7	
15	H23. 9. 22	1, 623	3		○	32. 309	0. 253	2. 4	3	
18	R1. 10. 13	1, 741	2		○	21. 643	0. 372	2. 4	2	
ケースA：黒羽地点実績ピーク流量最大洪水における流域定数						52. 095	0. 296	2. 2		H10. 8. 28洪水
ケースB：対象全洪水の流域定数の平均値						36. 889	0. 309	2. 6		

※ 選定対象洪水における、黒羽地点ピーク流量の大きい順に評価。

：今回検討における採用値

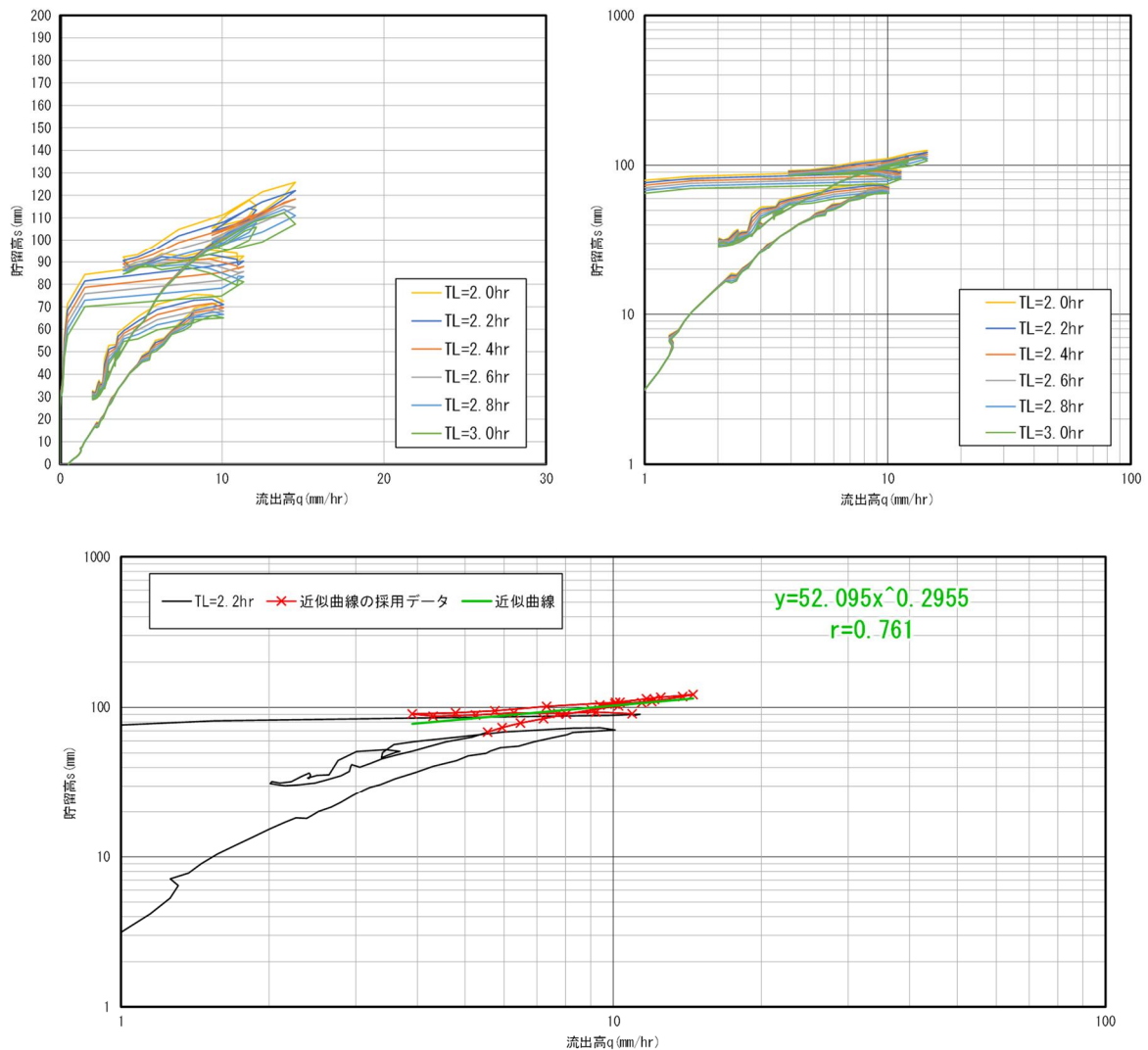


図 1-11 貯留高一流出高関係図（黒羽地点）平成 10 年（1998 年）8 月洪水

表 1-8 各小流域における遅れ時間一覧

No.	流域名	標高 (TPm)		流路長 L (km)	流域勾配 I	遅れ時間 TL
		最低	最高			
1	本川上流域	194	901	45.49	1/ 64	2.55
2	余笹川	183	848	39.30	1/ 59	2.21
3-2	本川残流域①	149	366	16.28	1/ 75	0.91
4-1	塩原ダム流域	383	748	16.51	1/ 45	0.93
4-2	箒川残流域①	147	342	25.94	1/ 133	1.46
5	蛇尾川	144	790	42.69	1/ 66	2.40
6	箒川残流域②	128	410	30.83	1/ 109	1.73
7	武茂川	93	410	36.48	1/ 115	1.79
8	本川残流域②	100	234	10.67	1/ 80	0.52
9-1	西荒川ダム流域	355	798	15.09	1/ 34	0.74
9-2	東荒川ダム流域	469	1,191	8.36	1/ 12	0.41
9-3	荒川残流域①	123	352	29.21	1/ 128	1.43
10-1	寺山ダム流域	395	846	7.52	1/ 17	0.37
10-2	荒川残流域②	117	484	33.62	1/ 91	1.65
11	本川残流域③	36	210	14.09	1/ 81	0.69
12	逆川	32	183	28.82	1/ 190	1.41
13	本川残流域④	25	56	2.15	1/ 69	0.11
14	本川残流域⑤	20	149	7.07	1/ 55	0.35
15	緒川	22	228	37.07	1/ 181	1.67
16	本川残流域⑤	12	80	11.73	1/ 173	0.57
17	藤井川	9	139	31.63	1/ 244	1.55
18	桜川	8	33	10.70	1/ 433	0.52
19	本川残流域⑦	5	51	12.88	1/ 278	0.63
20	涸沼川	0	70	48.88	1/ 695	2.40

表 1-9 各中流域における単位距離あたりの遅れ時間 (TL/km)

No	中流域	遅れ時間 平均値※	距離km	TL/km
1	那珂川上流	1.650	29.400	0.06
2	那珂川中流	0.575	11.730	0.05
3	那珂川下流	1.550	31.630	0.05

※遅れ時間の平均値は、貯留高-流出高関係図から算出した各中流域のTLから設定した。

那珂川上流 : 黒羽、塩原ダムのTLの平均値

那珂川中流 : 東荒川ダム、西荒川ダムのTLの平均値

那珂川下流 : 飯田ダム、藤井川ダムのTLの平均値

⑧ 計画基底流量

基準地点野口の昭和 26 年(1951 年)～昭和 60 年(1985 年)における平均豊水量(76.83m³/s)から、比流量 (3.52m³/s/100km²) で各流域に振り分けた。

⑨ 流域定数の設定結果

前項において流域定数解析地点ごとの流域定数を算定した。

各流域定数解析地点の上流にあたる小流域については、当該解析地点の流域定数を用いることとした。その他の小流域については、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流域定数を用いることとした。

ただし、寺山ダム上流流域は第 4 紀層火山岩帯であることから、流出結果に大きく影響するため、中流域の平均値に含めないこととした。

各小流域の流域定数を以下の表 1-10 に示す。

表 1-10 那珂川小流域における流域定数一覧

No	流域No	中流域	代表流域	流域名	流域面積		計画流域定数							初期 損失雨量 (mm)
					A (km ²)	非第4紀層	K	P	TL (hr)	Qb (m ³ /s)	f1	f2	Rsa (mm)	
1	1	上流	黒羽	本川上流域	217.3	131.6	52.095	0.296	2.60	7.6	0.40	1.00	140	10
2	2		黒羽	余笹川	343.5	110.3	52.095	0.296	2.60	12.1	0.40	1.00	140	10
3	3-1		黒羽	本川残流域	7.7	7.2	52.095	0.296	2.60	0.3	0.40	1.00	140	10
4	3-2		上流域平均値	本川残流域①	159.0	159.0	50.221	0.318	0.97	5.6	0.40	1.00	140	10
5	4-1		塩原ダム	塩原ダム流域	119.5	66.9	48.347	0.341	0.90	4.2	0.40	1.00	140	11
6	4-2		上流域平均値	藩川残流域①	140.5	124.2	50.221	0.318	1.54	4.9	0.40	1.00	140	10
7	5-1		上流域平均値	蛇尾川ダム流域	55.1	55.1	50.221	0.318	2.54	1.9	0.40	1.00	140	10
8	5-2		上流域平均値	蛇尾川残流域	124.7	124.7	50.221	0.318	2.54	4.4	0.40	1.00	140	10
9	6		上流域平均値	藩川残流域②	87.7	87.7	50.221	0.318	1.84	3.1	0.40	1.00	140	10
10	7	中流	中流域平均値	武茂川	151.7	151.7	14.697	0.525	2.02	5.3	0.40	1.00	140	8
11	8-1		中流域平均値	小口川	17.7	17.7	14.697	0.525	0.59	0.6	0.40	1.00	140	8
12	8-2		中流域平均値	本川残流域②	119.0	119.0	14.697	0.525	0.59	4.2	0.40	1.00	140	8
13	9-1		西荒川ダム	西荒川ダム流域	24.8	20.6	17.826	0.511	0.70	0.9	0.40	1.00	140	7
14	9-2		東荒川ダム	東荒川ダム流域	21.0	8.8	11.567	0.540	0.60	0.7	0.40	1.00	140	9
15	9-3		中流域平均値	荒川残流域①	79.8	64.7	14.697	0.525	1.62	2.8	0.40	1.00	140	8
16	10-1		寺山ダム	寺山ダム流域	11.5	0.0	11.318	0.438	0.50	0.4	0.40	1.00	140	11
17	10-2		中流域平均値	荒川残流域②	297.5	250.6	14.697	0.525	1.86	10.5	0.40	1.00	140	8
18	11		中流域平均値	本川残流域③	76.7	76.4	14.697	0.525	0.78	2.7	0.40	1.00	140	8
19	12		中流域平均値	逆川	114.3	114.3	14.697	0.525	1.60	4.0	0.40	1.00	140	8
20	13		中流域平均値	本川残流域④	12.0	12.0	14.697	0.525	0.12	0.4	0.40	1.00	140	8
21	14		下流域平均値	本川残流域⑤	14.0	14.0	20.799	0.452	0.34	0.5	0.40	1.00	140	11
22	15	下流	下流域平均値	緒川	131.9	131.9	20.799	0.452	1.61	4.6	0.40	1.00	140	11
23	16-1		下流域平均値	桂川・江川他流域	55.0	55.0	20.799	0.452	0.56	1.9	0.40	1.00	140	11
24	16-2		下流域平均値	本川残流域⑥	22.2	22.2	20.799	0.452	0.56	0.8	0.40	1.00	140	11
25	16-3		下流域平均値	田野川流域	11.3	11.3	20.799	0.452	0.56	0.4	0.40	1.00	140	11
26	16-4		下流域平均値	境川他流域	27.5	27.5	20.799	0.452	0.56	1.0	0.40	1.00	140	11
27	17-1		藤井川ダム	藤井川ダム流域	70.0	70.0	23.970	0.411	2.40	2.5	0.40	1.00	140	8
28	17-2		下流域平均値	藤井川残流域	38.7	38.7	20.799	0.452	1.50	1.4	0.40	1.00	140	11
29	18		下流域平均値	桜川	77.5	77.5	20.799	0.452	0.51	2.7	0.40	1.00	140	11
30	19		下流域平均値	本川残流域⑦	182.1	182.1	20.799	0.452	0.61	6.4	0.40	1.00	140	11
31	20-1		飯田ダム	飯田ダム流域	13.8	13.8	17.628	0.492	0.60	0.5	0.40	1.00	140	13
32	20-2		下流域平均値	瀬沼川残流域	445.0	445.0	20.799	0.452	2.32	15.7	0.40	1.00	140	11

※ 基底流量Qb : S26～S60年における基準地点野口の平均豊水量 (76.83m³/s) から、比流量 (0.0352m³/s/km²) で各流域を振り分けた。(野口地点上流の流域面積: 2,181.0km²)
 那珂川中流域 : 那珂川中流域は寺山ダム地点を除く検証対象地点の平均値を用いて設定した。
 流域定数TL : 流域定数解析地点上流の小流域におけるTLは、K、P、TL検討における対象洪水の平均値から設定した。
 その他小流域は、上記で検討した各中流域の平均TLから1kmあたりの遅れ時間 (TL/km) を算出し、各小流域の流路延長より各小流域のTLを設定した。

2) 河道定数の設定

① 貯留関数法

(i) K, P の設定

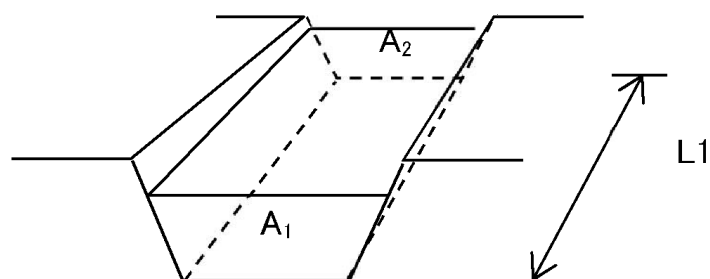
河道定数は、流量規模ごとの河道貯留量 (s) を計画河道の不等流計算結果から求め、流量と河道貯留の関係から、流域定数の検討と同様に切片を K 、傾きを P として求めた。

$$s = \frac{V}{3,600} \quad (V: \text{各流量に対応した河道内ボリューム} \text{【m}^3\text{】})$$

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

ここに

A : 河道の各断面における断面積 【m²】、 L : 河道の各断面間の延長 【m】



Q	S
100	52
200	191
300	405
400	692
500	1,047
600	1,470
700	1,958
800	2,510
900	3,125
1,000	3,802
1,100	4,539
1,200	5,337
1,300	6,193
1,400	7,109

K	P
0.01	1.86

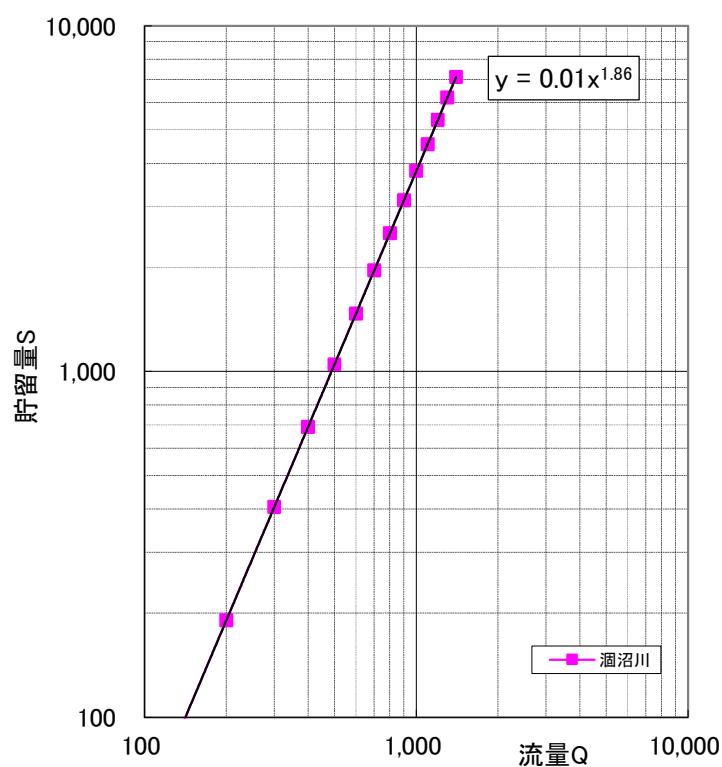


図 1-12 河道貯留量 S ～流出量 Q 相関図

(ii) T_l の設定

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

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

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

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

ここに

Q ：流量【 m^3/s 】、 n ：粗度係数、 L ：流路延長【 km 】

b ：川幅【 m 】（河道の断面を長方形として仮定）、 I ：河床勾配

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。

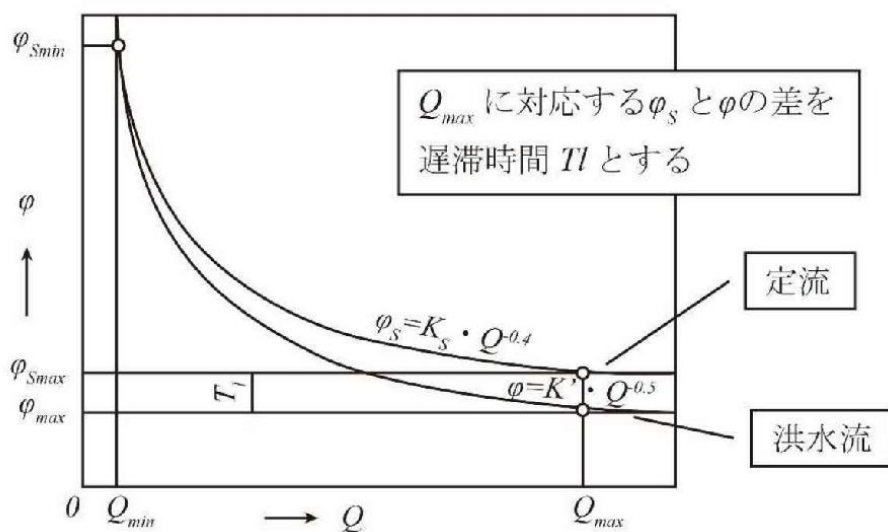


図 1-13 定流の貯留関数と洪水流の貯留関数の関係

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 乗と近似する。

- ・ 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。

那珂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、那珂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。

表 1-11 遅れ時間の算定結果

No	河川名	河道区間	面積		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	基底流量	面積	比流量	平均	平均
a	那珂川	余笹川合流点～小口	241.9	408.6	野口	6,008	2,181	2.755	野口	77	2,181	0.035	896	11
b	箒川	蛇尾川合流点～本川合流点	370.9	458.6	野口	6,008	2,181	2.755	野口	77	2,181	0.035	1,143	15
c	荒川	内川合流点～本川合流点	269.7	344.7	野口	6,008	2,181	2.755	野口	77	2,181	0.035	846	11
G	澗沼川	澗沼～本川合流点	392.1	458.8	野口	6,008	2,181	2.755	野口	77	2,181	0.035	1,172	15

No	河川名	河道区間	流路延長	勾配	川幅	粗度係数 n	K_s	Φ_{smin}	K'	Φ_{smax}	Φ_{max}	T_l
			(km)	(1/I)	(m)							(h)
a	那珂川	余笹川合流点～小口	19.5	350	300	0.04	29.68	11.19	37.88	1.96	1.27	0.69
b	箒川	蛇尾川合流点～本川合流点	8.0	350	350	0.04	12.95	4.43	16.94	0.77	0.50	0.27
c	荒川	内川合流点～本川合流点	26.2	400	200	0.04	35.30	13.61	44.79	2.38	1.54	0.84
G	澗沼川	澗沼～本川合流点	16	1800	200	0.03	28.48	9.64	37.34	1.69	1.09	0.60

表 1-12 河道定数一覧

No	河川名	河道区間	流路延長 (km)	河道定数		
				K	P	TL (hr)
a	那珂川	余笹川合流点～小口	19.50	—	—	0.69
b	箒川	蛇尾川合流点～本川合流点	8.00	—	—	0.27
c	荒川	内川合流点～本川合流点	26.20	—	—	0.84
G	澗沼川	澗沼～本川合流点	16.00	0.01	1.86	0.60

(4) 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、那珂川河口から 85.5km 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箒川合流後の上流地点の流量を与えた。

モデルの上流端、横流入は前項で整理した貯留関数法の小流域ごとの流出計算ハイドロを与えた。

再現性の検討に当たっては、下流端には、那珂川河口近傍の大洗潮位観測所の潮位を与えた。

1) 実績再現計算

前述までに設定した定数を用いて、近年の洪水を対象に検証した。

2) 流出解析に用いる定数

各小流域の流域面積、 f_2 、 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。

3) 検討対象洪水

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 1-14 に示す。

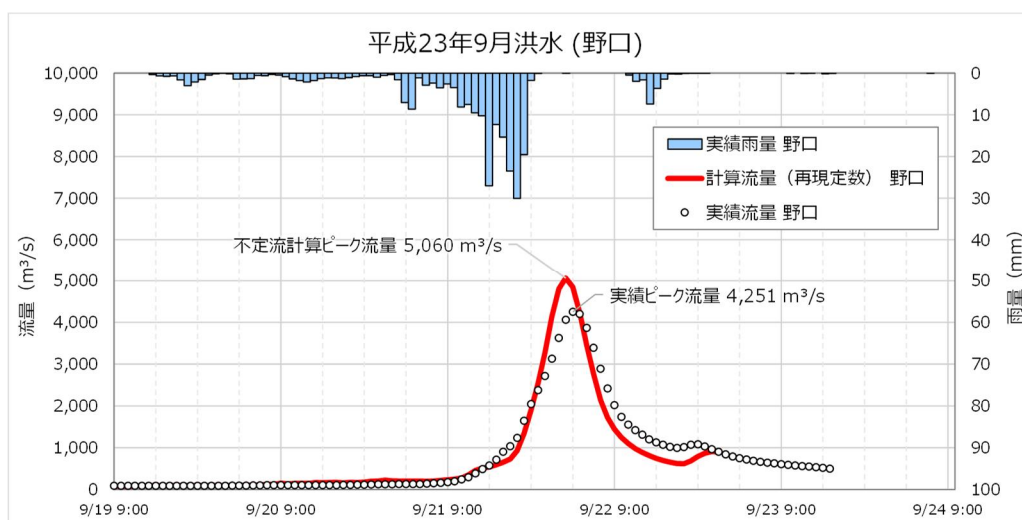


図 1-14 (1) 再現計算結果 (平成 23 年 (2011 年) 9 月洪水)

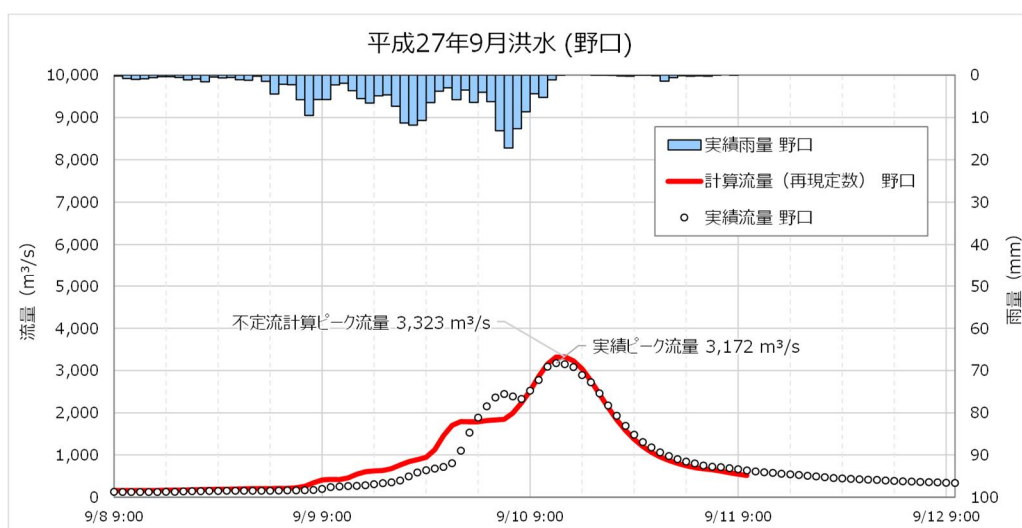


図 1-14 (2) 再現計算結果 (平成 27 年 (2015 年) 9 月洪水)

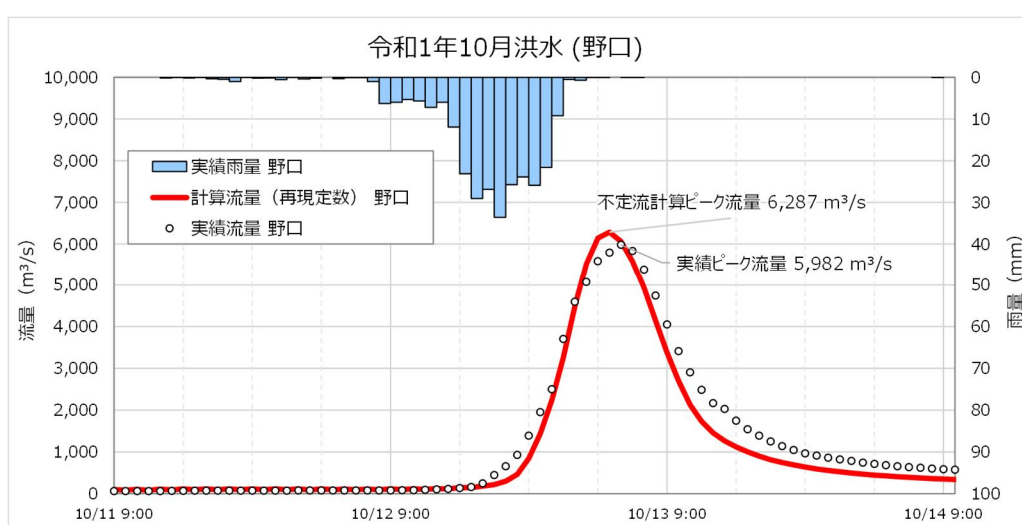


図 1-14 (3) 再現計算結果 (令和元年 (2019 年) 10 月洪水)

1.5 基本高水のピーク流量の設定の考え方

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

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

1.6 計画規模の設定

計画規模については、既定計画の 1/100 を踏襲するものとする。

1.7 対象降雨の継続時間の設定

(1) 対象降雨の継続時間設定の考え方

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

(2) 洪水到達時間

洪水到達時間は以下に示す式を用いて算定した。対象洪水は、基準地点野口における流量が、1/5 確率雨量（143.1mm/24h）以上の 15 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粒に 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。

2 手法により、基準地点野口の計算結果を表 1-13 に示し、洪水毎の Kinematic Wave 法による洪水到達時間を図 1-15 に示す。

- ① Kinematic Wave 法：18～31 時間（平均 23.7 時間）
- ② 角屋の式：8～13 時間（平均 10.8 時間）

表 1-13 洪水到達時間の算定結果（基準地点：野口）

No.	洪水名	西暦	基準地点 野口流量 (m^3/s)	Kinematic Wave法	角屋式	
				洪水 到達時間 (h)	平均有効 降雨強度 (mm/h)	洪水 到達時間 (h)
1	S33. 07. 22	1958年	3, 570	23. 0	8. 0	10. 5
2	S33. 09. 17	1958年	3, 249	19. 0	6. 5	11. 3
3	S36. 06. 27	1961年	4, 101	27. 0	6. 5	11. 4
4	S41. 06. 27	1966年	2, 907	29. 0	5. 3	12. 1
5	S61. 08. 04	1986年	6, 008	25. 0	9. 8	9. 8
6	H01. 08. 28	1989年	2, 364	18. 0	7. 7	10. 7
7	H03. 08. 20	1991年	2, 734	21. 0	6. 8	11. 1
8	H03. 09. 19	1991年	2, 952	25. 0	5. 3	12. 1
9	H10. 08. 27	1998年	4, 106	23. 0	9. 8	9. 8
10	H10. 09. 15	1998年	2, 109	20. 0	7. 7	10. 7
11	H14. 07. 10	2002年	3, 748	30. 0	7. 5	10. 8
12	H23. 09. 21	2011年	4, 251	22. 0	8. 1	10. 5
13	H24. 05. 02	2012年	2, 525	31. 0	5. 5	12. 0
14	H27. 09. 09	2015年	3, 172	24. 0	7. 1	11. 0
15	R01. 10. 12	2019年	5, 982	19. 0	13. 3	8. 8
最小値			2, 109	18. 0	5. 3	8. 8
最大値			6, 008	31. 0	13. 3	12. 1
平均値			3, 585	23. 7	7. 7	10. 8

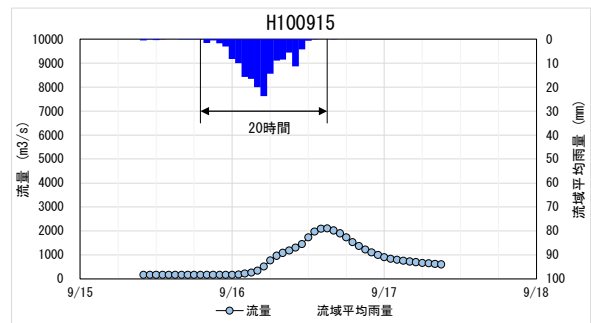
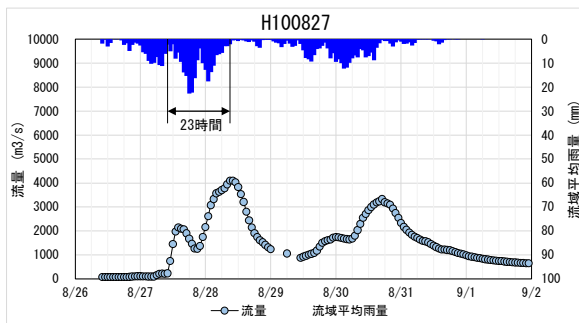
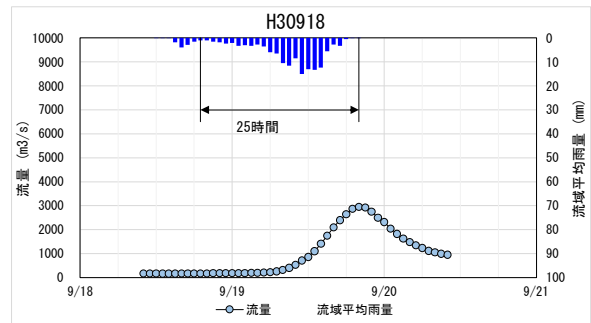
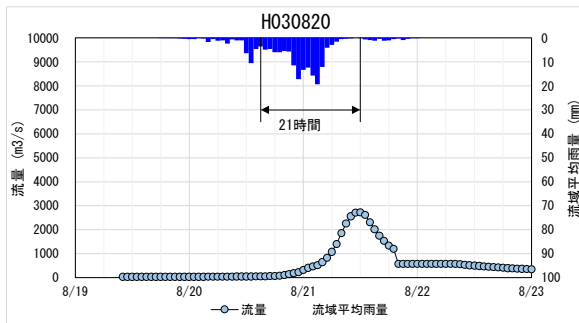
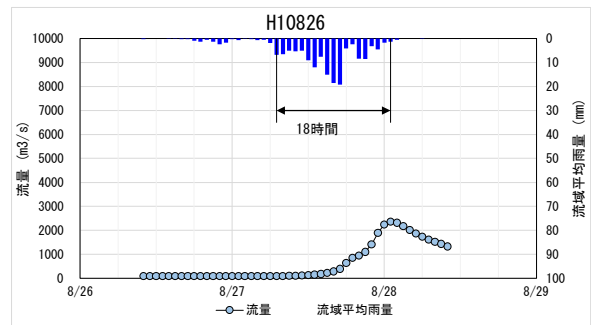
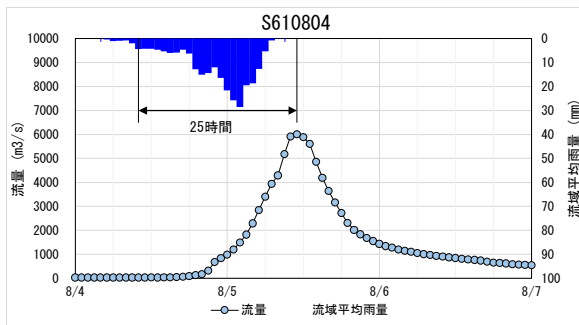
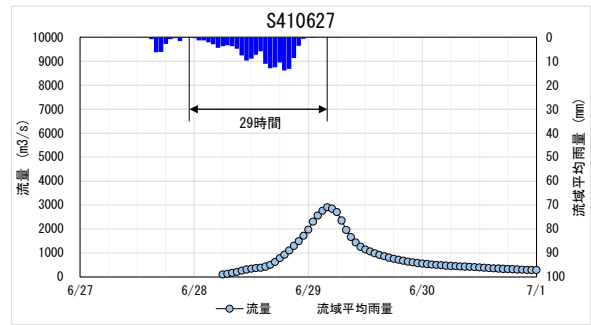
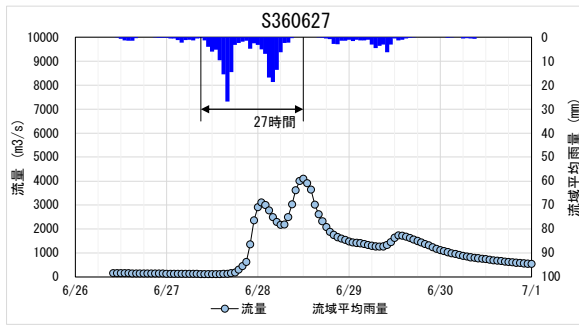
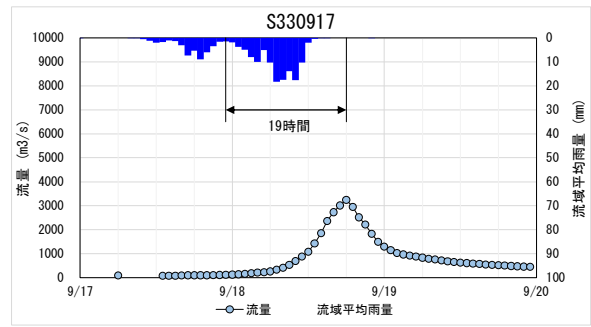
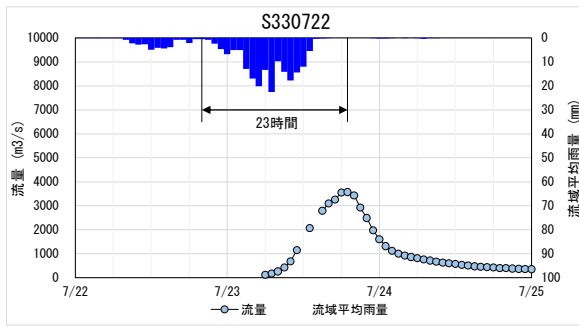


図 1-15 Kinematic Wave 法による洪水到達時間（基準地点：野口）（1/2）

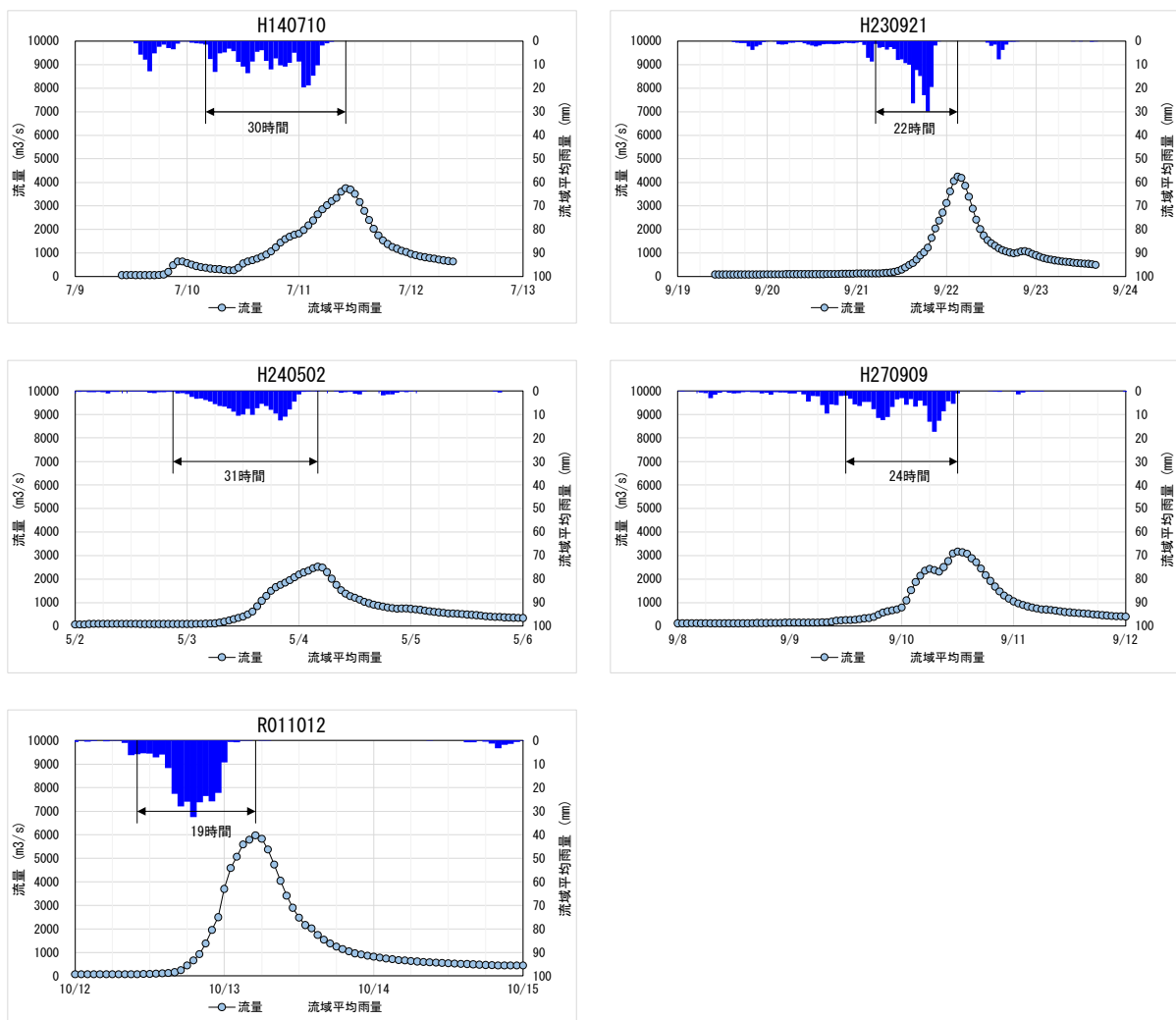


図 1-16 Kinematic Wave 法による洪水到達時間（基準地点：野口）（2/2）

3) ピーク流量と短時間雨量の相関

昭和33年（1958年）から令和5年（2023年）までの66年間で基準地点野口において年最大流量を記録した洪水を対象に、ピーク流量と短時間雨量（1、3、6、9、12、15、18、24、36、48時間雨量）との相関関係の整理を行った。

短時間雨量については以下の2定義により整理を行った。

定義①：ピーク流量生起時刻前で最大となる短時間雨量

定義②：ピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量

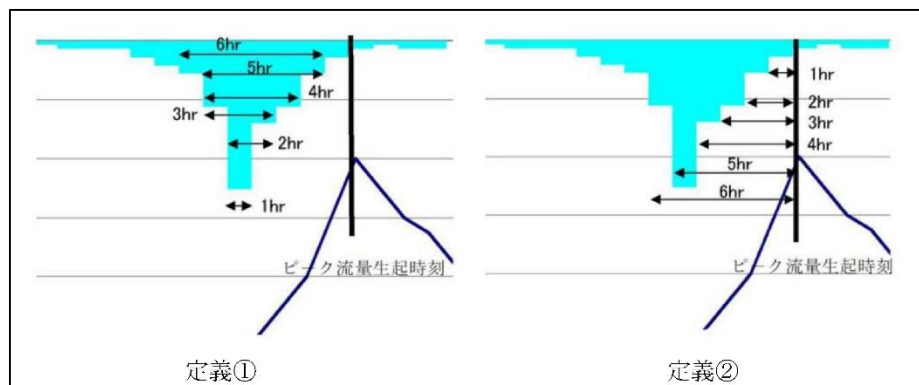


図 1-17 ピーク流量と短時間雨量の相関の定義

ピーク流量と相関の高い短時間雨量は12～48時間であり、定義①では18時間、定義②では24時間雨量が最も相関性が高い。

表 1-14 ピーク流量と短時間雨量の相関係数（基準地点：野口）

相関	1時間雨量	3時間雨量	6時間雨量	9時間雨量	12時間雨量	15時間雨量	18時間雨量	24時間雨量	36時間雨量	48時間雨量
定義①：ピーク流量生起時刻前で最大となる短時間雨量	0.732	0.795	0.846	0.863	0.875	0.905	0.922	0.917	0.891	0.883
定義②：ピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量	0.032	0.053	0.238	0.664	0.805	0.850	0.874	0.906	0.897	0.876

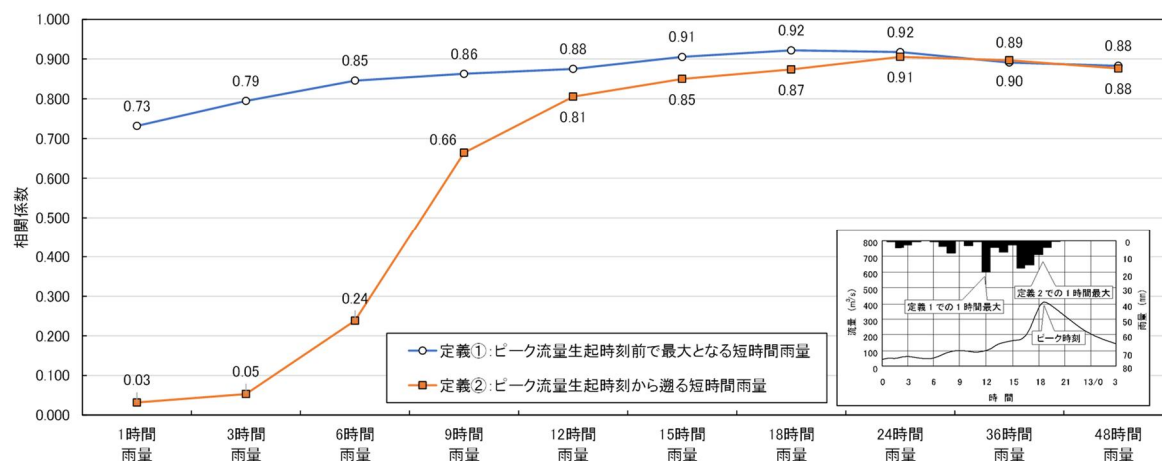


図 1-18 ピーク流量と短時間雨量の相関（基準地点：野口）

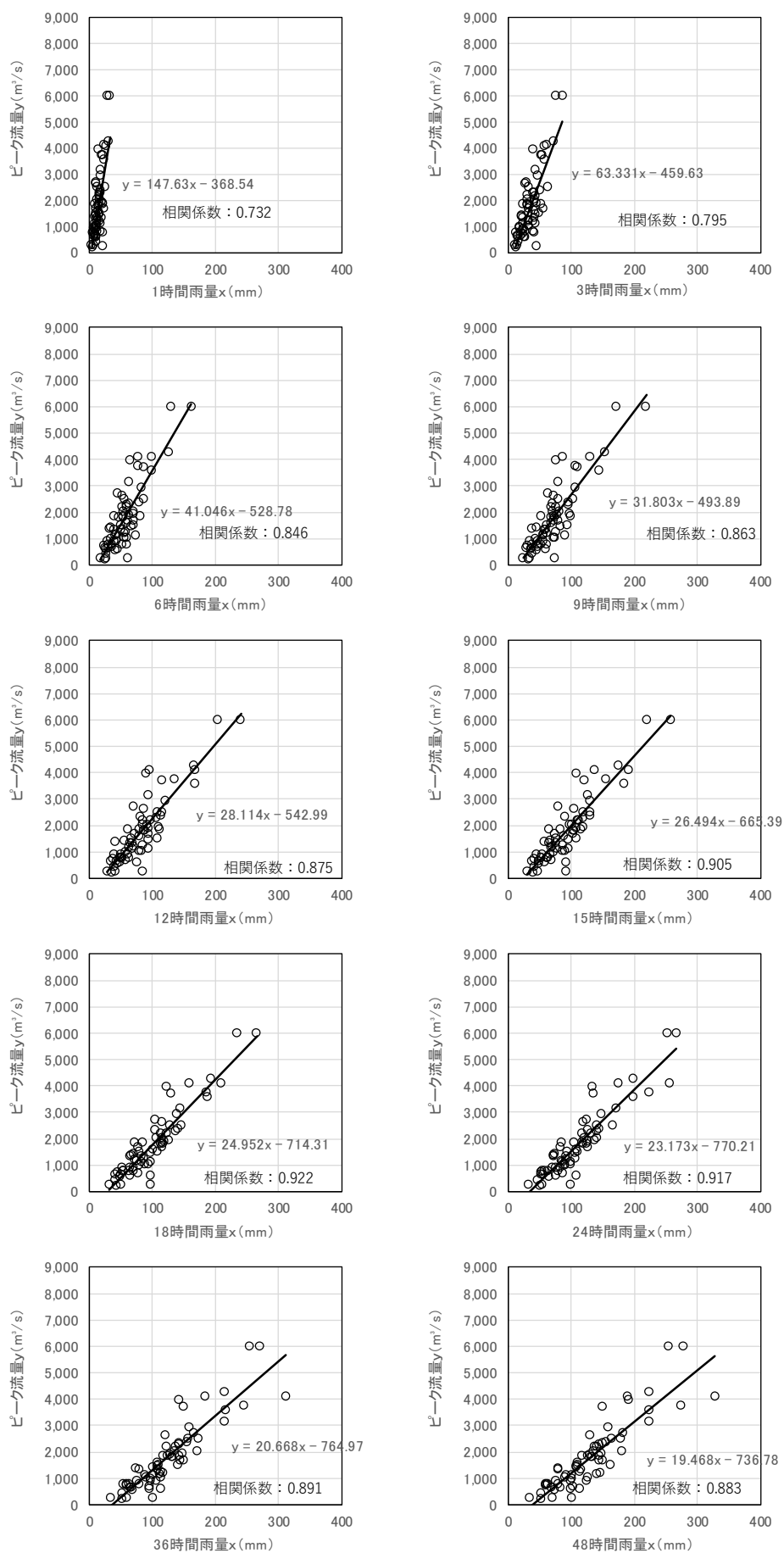


図 1-19 ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図（野口地点：定義①）

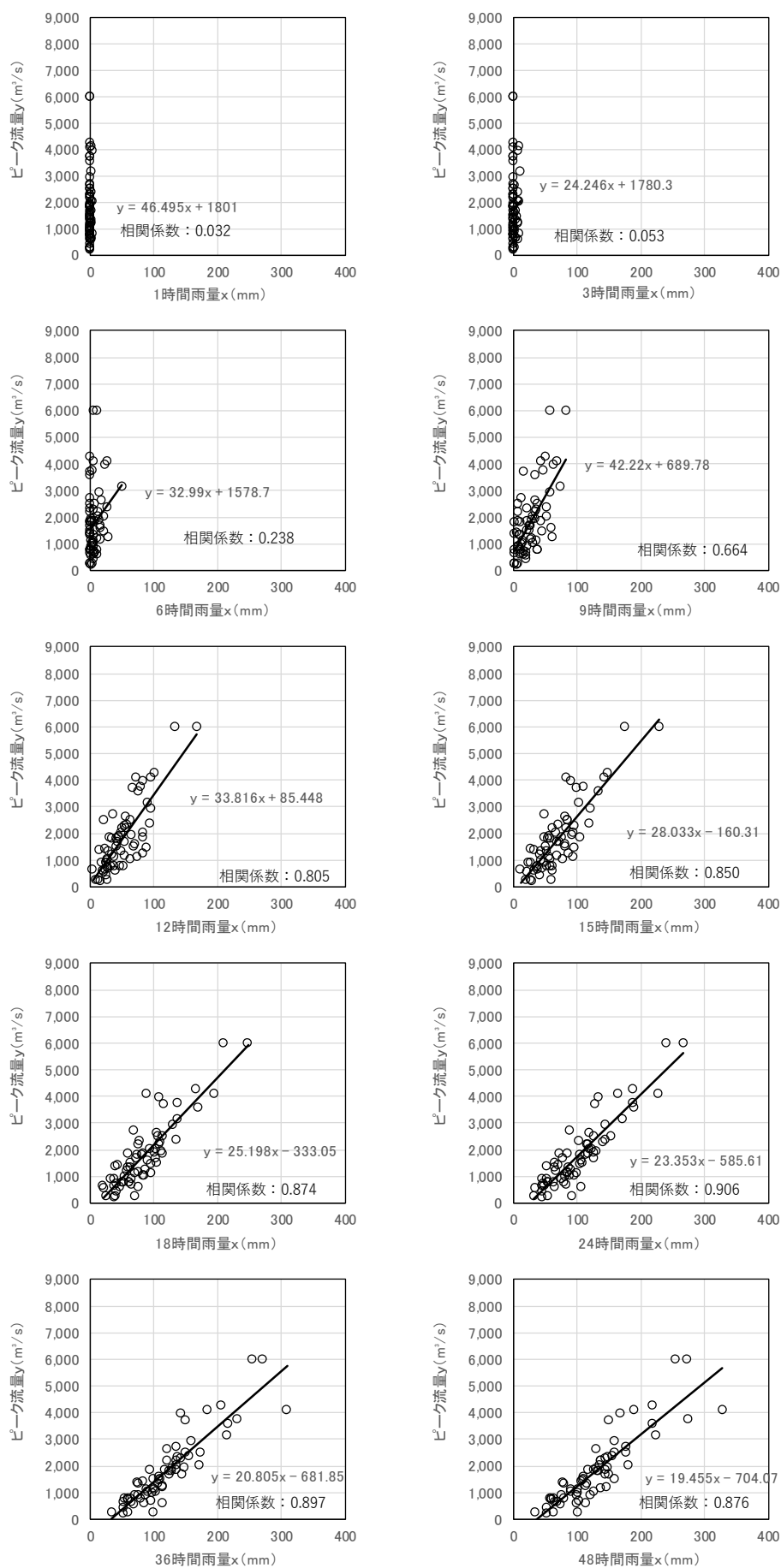


図 1-20 ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図（野口地点：定義②）

4) 強い降雨強度の継続時間

比較的強い降雨強度である時間（5mm/h および 10mm/h）の継続時間を整理した。対象洪水は、基準地点野口における流量が、1/5 確率雨量（143.1mm/24h）以上の 15 洪水を対象とした。この結果、降雨量 5mm/h の継続時間の平均値は 10.3 時間、降雨量 10mm/h の継続時間の平均値は 5.4 時間となり、概ね 24 時間でカバー可能である。

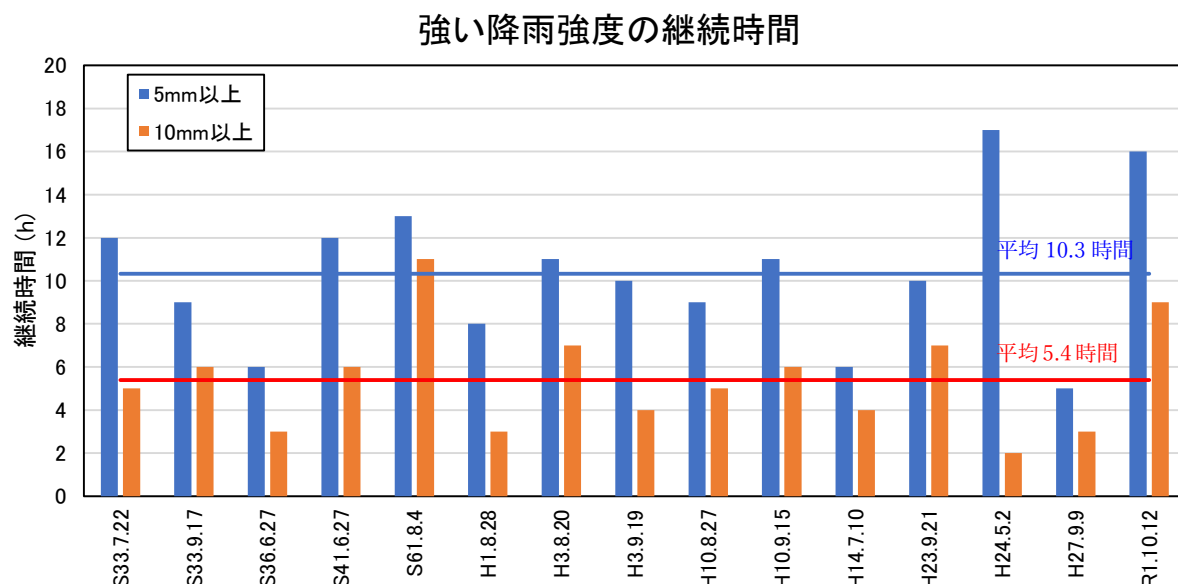


図 1-21 強度の強い降雨の継続時間（野口地点流域平均雨量）

5) 対象降雨の継続時間の設定

昭和 33 年（1958 年）から令和 5 年（2023 年）までの雨量資料（66 年間）を整理し、那珂川の降雨特性やピーク流量との相関から総合的に判断して、基準地点野口における対象降雨の降雨継続時間を既定計画の 2 日から 24 時間と設定した。

検討結果一覧を表 1-15 に示す。

表 1-15 降雨継続時間の検討結果

項目	基準地点野口
1) 洪水到達時間	①Kinematic Wave 法による洪水到達時間 18～31 時間（平均 23.7 時間） ②角屋式による洪水到達時間 8～13 時間（平均 10.8 時間）
2) ピーク流量と雨量の相関	定義①：12～48 時間（18 時間で最も相関が高い） 定義②：12～48 時間（24 時間で最も相関が高い）
3) 強い降雨強度の継続時間	・ 5mm 以上；5～17 時間（平均 10.3 時間） ・ 10mm 以上：2～11 時間（平均 5.4 時間）

1.8 対象降雨の降雨量の設定

(1) Mann-Kendall 検定（定常/非定常性の確認）

計画対象の降雨量の算定にあたって、統計期間は、非定常性が確認されない場合には、最新年までデータ延伸し、非定常性が確認された場合は「非定常性が現れる前までのデータ延伸」ととどめ、定常の水文統計解析による確率雨量の算定等も併せて実施する。

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 10 年（1998 年）までであることを踏まえ、年最大 24 時間雨量について昭和 29 年（1954 年）～平成 22 年（2010 年）までの期間をベースとし、そこから雨量データを 1 年ずつ追加し、令和 5 年（2023 年）までのデータを対象として Mann-Kendall 検定により、非定常性を確認した。

Mann-Kendall 検定より、平成 23 年（2011 年）以降で非定常性（増加傾向）を確認した。

(2) 計画対象降雨量の設定

Mann-Kendall 検定より、平成 23 年（2011 年）以降で非定常性（増加傾向）を確認したことを踏まえ、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）までの雨量標本を用い、定常の水文統計解析により確率雨量を算定した。

昭和 29 年（1954 年）～平成 22 年（2010 年）までの 56 年間の年最大 24 時間雨量を確率処理し、適合度の基準を満足し安定性の良好な確率分布モデルにより確率雨量を算定した。

計画規模は、規定計画策定時と流域の重要度に大きな変化がないことから、計画規模 1/100 を踏襲し、基準地点野口で 252.6mm/24h と決定した。

また、対象降雨の降雨量は、気候変動による降雨量の増加を考慮して 1.1 倍を乗じ、基準地点野口の計画対象降雨量を 278mm/24h と設定した。

表 1-16 年最大 24 時間雨量（野口地点流域平均雨量）

年月日	24h雨量 (mm)	年月日	24h雨量 (mm)	年月日	24h雨量 (mm)
S29. 09. 17	110. 6	S48. 06. 26	50. 7	H04. 10. 08	50. 1
S30. 09. 27	79. 8	S49. 08. 25	108. 6	H05. 11. 12	118. 1
S31. 09. 26	83. 1	S50. 11. 06	98. 6	H06. 05. 26	115. 2
S32. 08. 05	99. 3	S51. 10. 09	58. 7	H07. 05. 12	64. 4
S33. 07. 22	197. 2	S52. 08. 16	92. 8	H08. 09. 21	89. 7
S34. 08. 12	86. 9	S53. 06. 26	70. 1	H09. 06. 19	109. 1
S35. 08. 10	74. 9	S54. 10. 18	130. 9	H10. 08. 26	256. 3
S36. 06. 27	174. 6	S55. 09. 10	75. 4	H11. 07. 13	142. 8
S37. 08. 25	51. 8	S56. 08. 21	124. 9	H12. 09. 10	91. 9
S38. 10. 28	85. 9	S57. 09. 11	140. 4	H13. 09. 09	140. 1
S39. 08. 23	121. 1	S58. 08. 16	87. 9	H14. 07. 09	223. 1
S40. 05. 26	91. 8	S59. 05. 01	42. 6	H15. 11. 29	70. 4
S41. 06. 27	154. 8	S60. 06. 29	118. 8	H16. 10. 20	120. 8
S42. 07. 09	64. 6	S61. 08. 03	252. 1	H17. 07. 26	90. 4
S43. 08. 10	55. 1	S62. 09. 09	104. 7	H18. 12. 26	112. 2
S44. 08. 23	63. 2	S63. 08. 10	93. 3	H19. 09. 06	117. 4
S45. 11. 19	86. 7	H01. 08. 26	145. 3	H20. 08. 28	105. 6
S46. 08. 30	126. 5	H02. 08. 09	137. 6	H21. 08. 09	141. 2
S47. 09. 15	124. 1	H03. 08. 20	172. 6	H22. 09. 27	99. 4

表 1-17 雨量確率計算結果（基準地点：野口）（昭和 29 年（1954 年）～平成 22 年（2010 年）：56 年）

	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM
X-COR(99%)	0.982	0.988	0.99	0.991	0.989	—	0.989	0.99	0.989	0.99	0.989	0.989	—
P-COR(99%)	0.951	0.997	0.995	0.997	0.997	—	0.997	0.996	0.997	0.996	0.997	0.997	—
SLSC(99%)	0.039	0.033	0.026	0.027	0.023	—	0.023	0.03	0.024	0.027	0.023	0.023	—
対数尤度	-278.8	-291.5	-291.5	-291.2	—	—	-291.2	-291.4	-291.2	-291.3	-291.2	-291.2	—
pAIC	561.6	587	587	588.4	0	—	588.4	588.8	588.4	588.5	586.4	586.4	—
X-COR(50%)	0.981	0.977	0.98	0.979	0.978	—	0.977	0.979	0.978	0.979	0.978	0.978	—
P-COR(50%)	0.985	0.988	0.988	0.989	0.987	—	0.988	0.989	0.989	0.989	0.988	0.988	—
SLSC(50%)	0.049	0.065	0.047	0.051	0.053	—	0.054	0.046	0.054	0.046	0.053	0.053	—

確率水文量	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM
2	95.4	103	100.1	101.6	102.2	—	102.4	100.7	102.3	100.9	102.2	102.2	—	
3	115.3	122	119.4	120.2	121.5	—	121.3	119.2	121	119.5	121.2	121.2	—	
5	140.3	143.1	142.7	141.6	143.2	—	142.6	140.7	142.1	141.1	142.6	142.5	—	
10	174.3	169.6	174.6	169.4	170.6	—	169.4	169.1	168.8	169.3	169.7	169.6	—	
20	208.2	195	207.8	197.3	197.1	—	195.3	197.4	194.5	197.4	195.9	195.7	—	
30	228.1	209.7	228.1	213.9	212.4	—	210.3	214.2	209.5	213.9	211.2	210.9	—	
50	253.1	228	254.6	235.1	231.7	—	229.2	235.8	228.2	235.2	230.3	230.1	—	
80	276.1	244.7	280.1	255.1	249.5	—	246.6	256.1	245.6	255.1	248.1	247.8	—	
100	287.1	252.6	292.6	264.8	258	—	255	265.9	253.9	264.7	256.6	256.2	—	
150	306.9	267	315.8	282.6	273.6	—	270.2	284	269	282.4	272.1	271.7	—	
200	321	277.2	332.8	295.5	284.7	—	281	297.1	279.9	295.2	283.2	282.7	—	
400	355	301.7	375.2	327.4	311.8	—	307.6	329.5	306.3	326.8	310.3	309.8	—	
500	365.9	309.6	389.4	337.9	320.6	—	316.2	340.3	314.9	337.2	319.2	318.6	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

JackKnife推定誤差	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM
2	5	5.5	5.3	5.2	5.9E+150	—	4.6	5.7	6.8	5.8	5.3	5.3	—	
3	6.5	7.2	6.6	6.3	5.9E+150	—	5.6	7.4	7.9	7.5	6.7	6.7	—	
5	9.3	9.6	8.6	8.4	5.9E+150	—	8.5	9.6	9	9.7	9	8.9	—	
10	13.4	12.8	11.8	12.7	5.9E+150	—	14.5	13	11.1	13	12.6	12.3	—	
20	17.8	16.1	15.4	19	5.9E+150	—	22.2	17	14.5	17	16.6	16.2	—	
30	20.3	17.9	17.7	23.6	5.9E+150	—	27.4	19.7	17.1	19.6	19.2	18.6	—	
50	23.6	20.3	20.9	30.6	5.9E+150	—	34.5	23.5	21.1	23.4	22.6	21.9	—	
80	26.7	22.5	23.9	38	5.9E+150	—	41.7	27.5	25.4	27.4	26	25	—	
100	28.1	23.6	25.4	41.9	5.9E+150	—	45.3	29.5	27.6	29.4	27.6	26.6	—	
150	30.8	25.5	28.3	49.6	5.9E+150	—	52.1	33.5	32	33.3	30.7	29.5	—	
200	32.6	26.8	30.4	55.6	5.9E+150	—	57.1	36.5	35.4	36.3	32.9	31.6	—	
400	37.1	30.1	35.7	71.7	5.9E+150	—	70.2	44.5	44.3	44.2	38.6	37	—	
500	38.6	31.1	37.5	77.4	5.9E+150	—	74.6	47.3	47.4	46.9	40.6	38.8	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

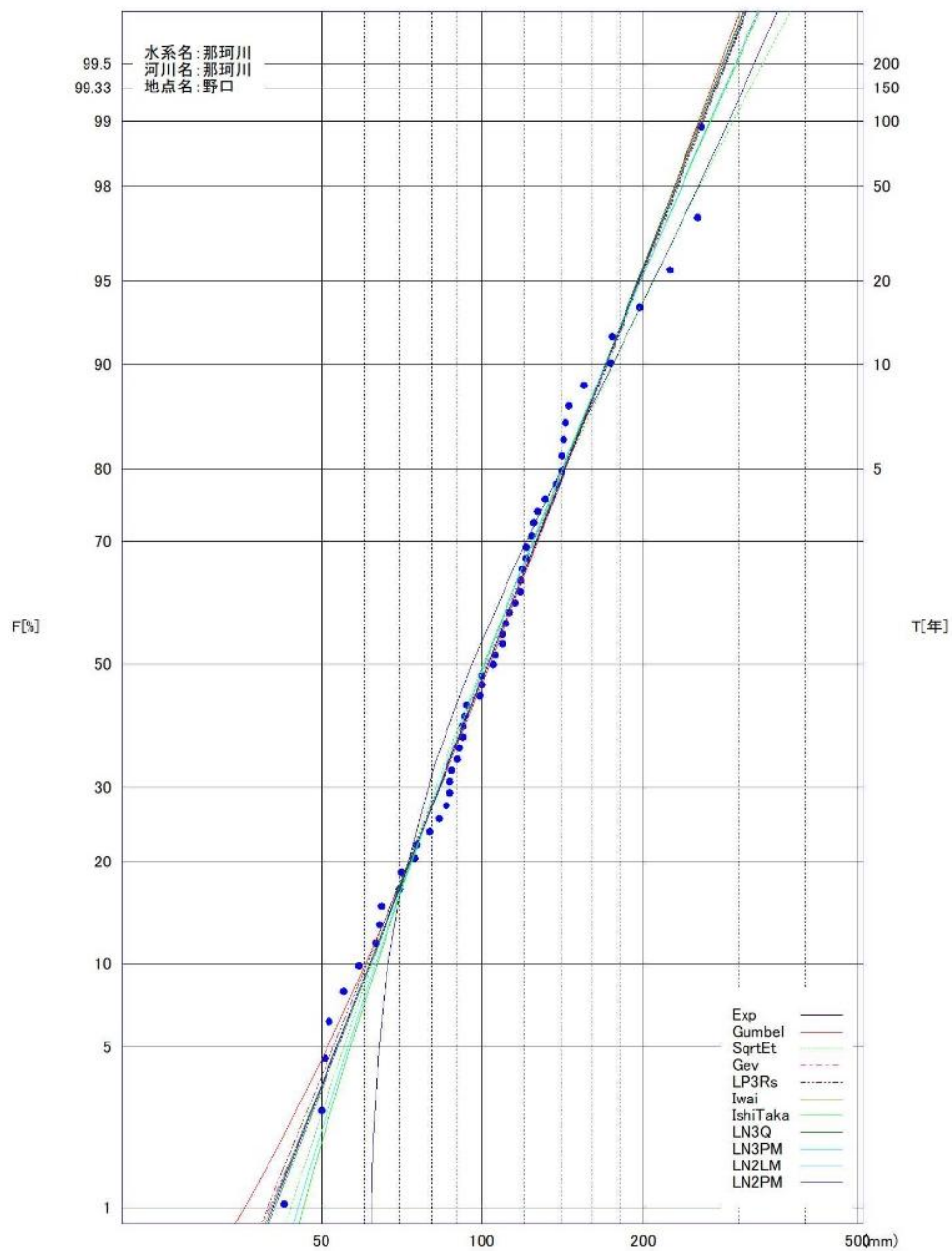


図 1-22 雨量確率計算結果（基準地点：野口）（昭和 29 年（1954 年）～平成 22 年（2010 年）：56 年）

表 1-18 1/100 確率規模降雨量

基準地点	1/100 確率雨量	気候変動後 確率雨量 の 1.1 倍	備考
野口	252.6mm/24h	278mm/24h	<ul style="list-style-type: none"> ・ SLSC や Jackknife 推定誤差より、総合的に勘案してグンベル分布を採用 ・ 気候変動は、河川の整備の目標となる洪水の規模相応の降雨量に変化倍率 1.1 倍を乗じて算定

1.9 雨量確率法による検討

(1) 主要降雨波形の選定

基本高水の設定に用いる対象降雨波形群は、対象流域において大規模洪水が生起し得る様々な降雨パターンを含んでいる必要があることや、被害が発生する洪水の確率規模は概ね1/5程度であるから、基準地点野口上流域において、流域平均雨量143.1mm/24h以上（1/5確率規模雨量）の対象洪水を対象とした。

なお、主要洪水波形の計画規模の降雨量（1.1倍する前の確率雨量：252.6mm/24h）への引き伸ばし率は全洪水で2倍以下である。

表 1-19 選定した主要洪水波形

NO.	対象洪水	ピーク流量 (m ³ /s)	24時間雨量 (mm/24h)	①計画規模の 降雨量 (mm/24h)	①への 引き伸ばし率	②計画規模の 降雨量×1.1倍 (mm/24h)	②への 引き伸ばし率
1	S33.7.23	3,570	197.2	252.6	1.28	278.0	1.41
2	S33.9.18	3,249	164.0	252.6	1.54	278.0	1.70
3	S36.6.28	4,101	174.6	252.6	1.45	278.0	1.59
4	S41.6.29	2,907	154.8	252.6	1.63	278.0	1.80
5	S61.8.5	6,008	252.1	252.6	1.00	278.0	1.10
6	H1.8.28	2,364	145.3	252.6	1.74	278.0	1.91
7	H3.8.21	2,734	172.6	252.6	1.46	278.0	1.61
8	H3.9.19	2,952	148.5	252.6	1.70	278.0	1.87
9	H10.8.28	4,106	256.4	252.6	0.99	278.0	1.08
10	H10.9.15	2,109	155.0	252.6	1.63	278.0	1.79
11	H14.7.11	3,748	223.1	252.6	1.13	278.0	1.25
12	H23.9.22	4,251	198.5	252.6	1.27	278.0	1.40
13	H24.5.3	2,525	165.4	252.6	1.53	278.0	1.68
14	H27.9.10	3,172	171.6	252.6	1.47	278.0	1.62
15	R1.10.13	5,982	266.9	252.6	0.95	278.0	1.04

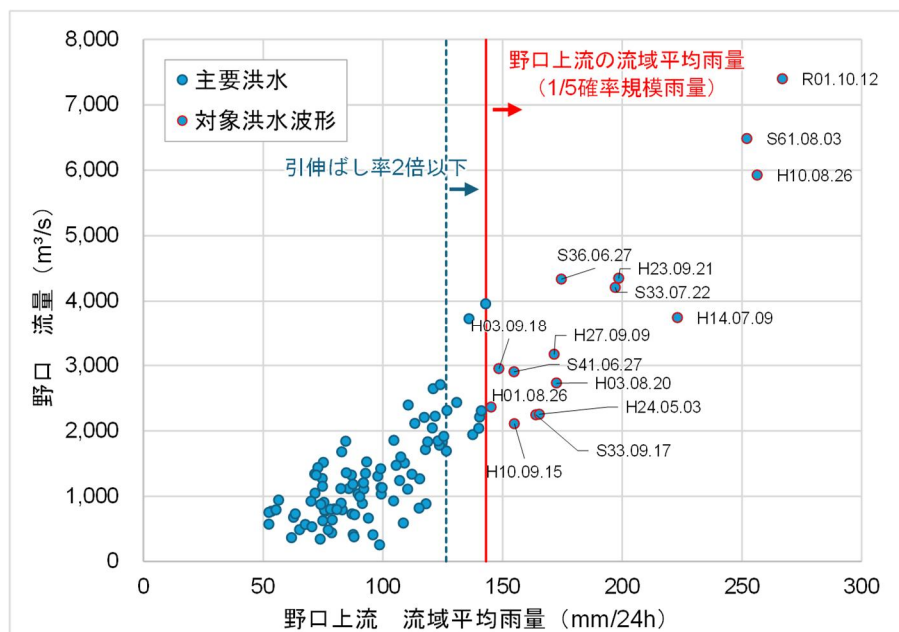


図 1-23 主要洪水波形の選定（基準地点野口）

選定した洪水を対象に、基準地点野口の 1/100 確率 24 時間雨量 278.0mm (252.6mm×1.1) となるように引き伸ばし降雨波形を作成し流出計算を行ったところ、基準地点野口におけるピーク流量は約 6,843m³/s～10,825m³/s となった。

基準地点野口におけるピーク流量の一覧表を以下の表 1-20 に示し、洪水ごとのハイドログラフを次頁以降に示す。なお、100m³/s の端数については切り上げるものとした。

表 1-20 ピーク流量一覧表（基準地点野口）

洪水		西暦	継続時間内 降雨量 (mm/24h)	引き伸ばし率	基本高水の ピーク流量	
					(m ³ /s)	(順位)
1	S33.07洪水	1958年	197.2	1.410	8,577	4
2	S33.09洪水	1958年	163.9	1.696	9,510	2
3	S36.06洪水	1961年	174.6	1.592	7,113	11
4	S41.06洪水	1966年	154.8	1.795	8,058	6
5	S61.08洪水	1986年	252.1	1.103	8,532	5
6	H01.08洪水	1989年	145.3	1.914	7,053	12
7	H03.08洪水	1991年	172.6	1.611	8,768	3
8	H03.09洪水	1991年	148.5	1.872	7,760	9
9	H10.08洪水	1998年	256.3	1.084	6,958	14
10	H10.09洪水	1998年	155.0	1.794	8,012	7
11	H14.07洪水	2002年	223.1	1.246	7,429	10
12	H23.09洪水	2011年	198.5	1.401	10,825	1
13	H24.05洪水	2012年	165.4	1.681	6,995	13
14	H27.09洪水	2015年	171.6	1.620	6,843	15
15	R01.10洪水	2019年	266.9	1.042	7,968	8

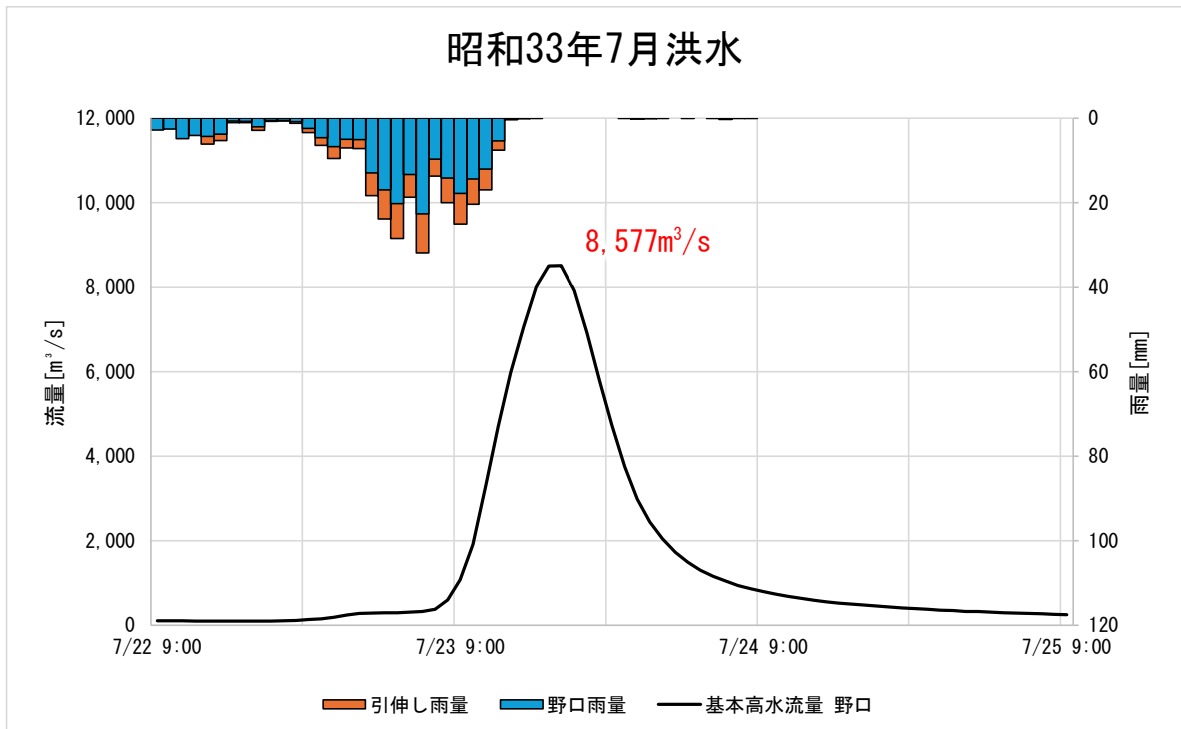


図 1-24 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 昭和 33 年（1958 年）7 月洪水）

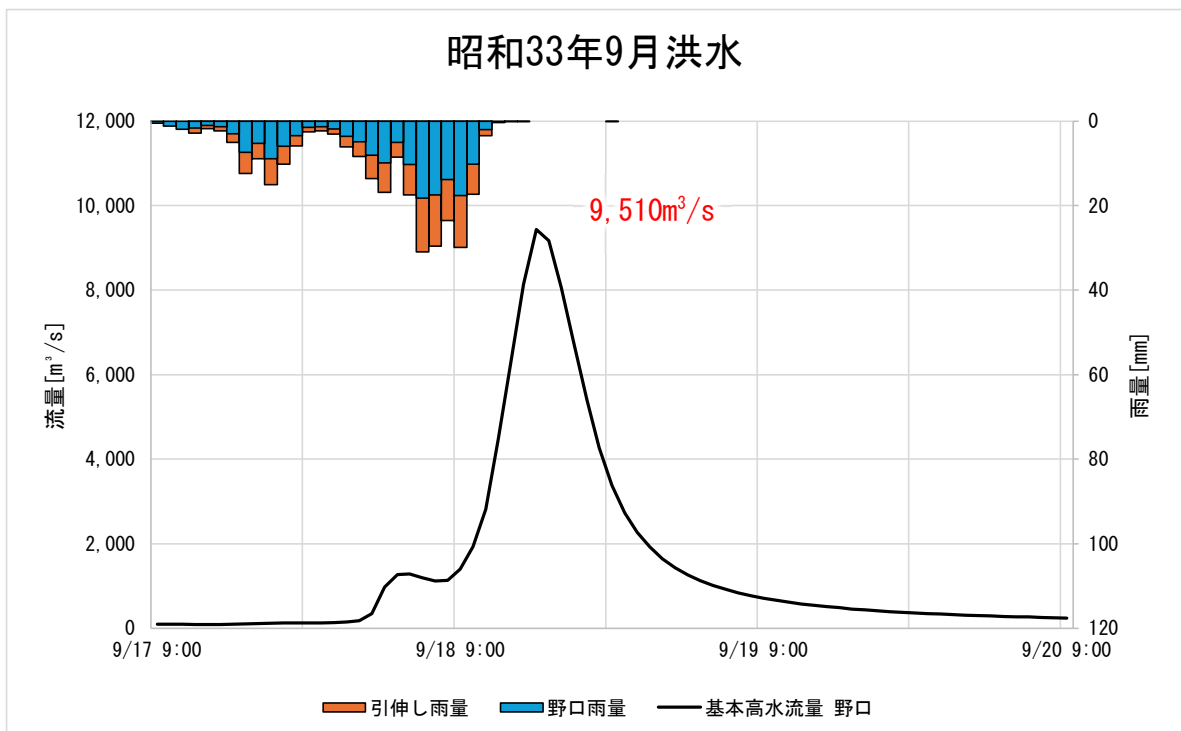


図 1-25 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 昭和 33 年（1958 年）9 月洪水）

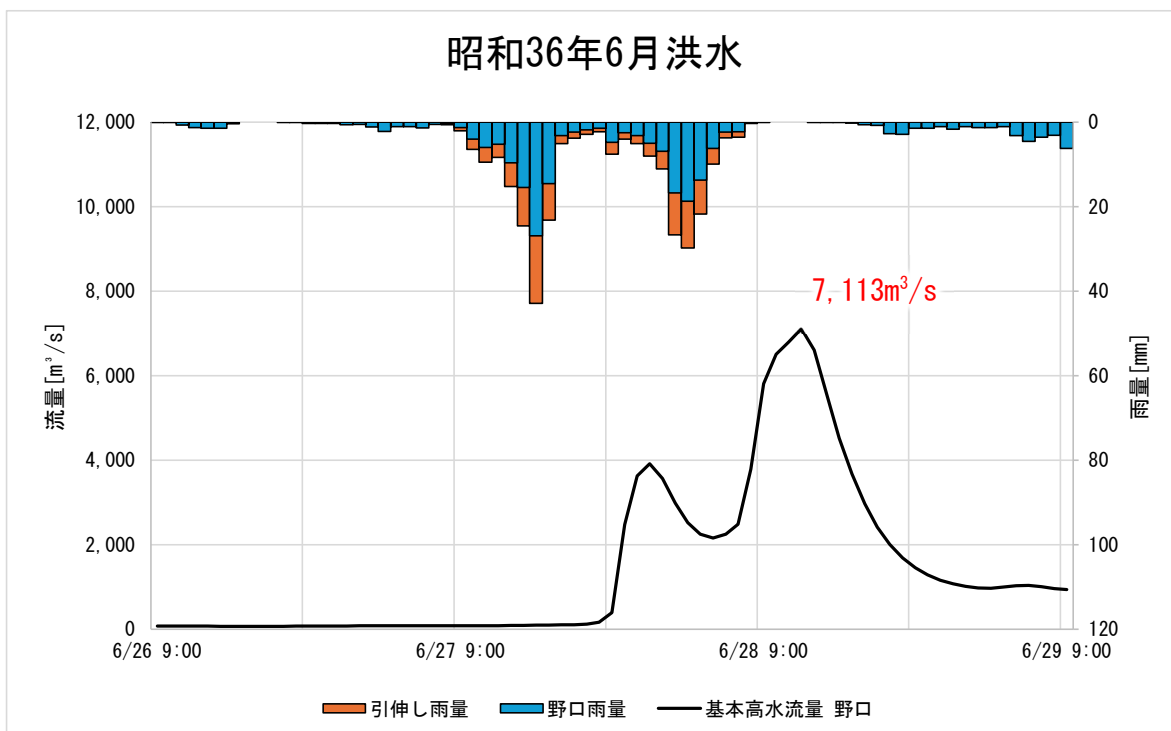


図 1-26 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 昭和 36 年（1961 年）6 月洪水）

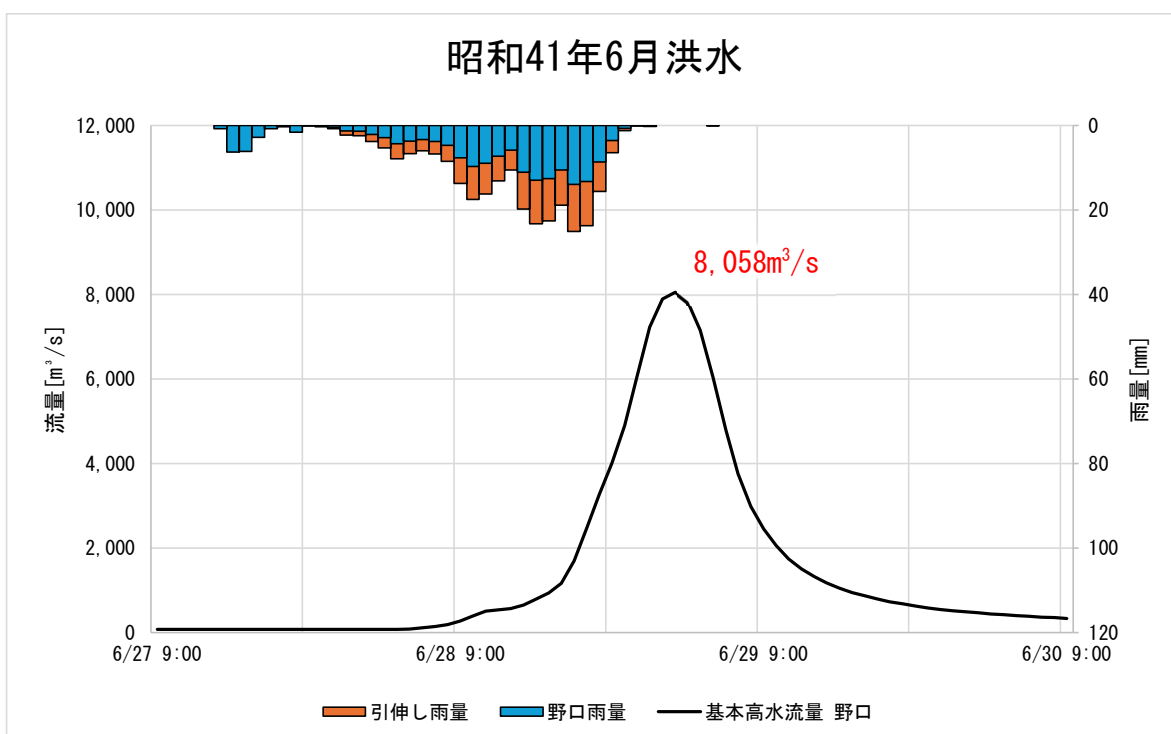


図 1-27 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 昭和 41 年（1966 年）6 月洪水）

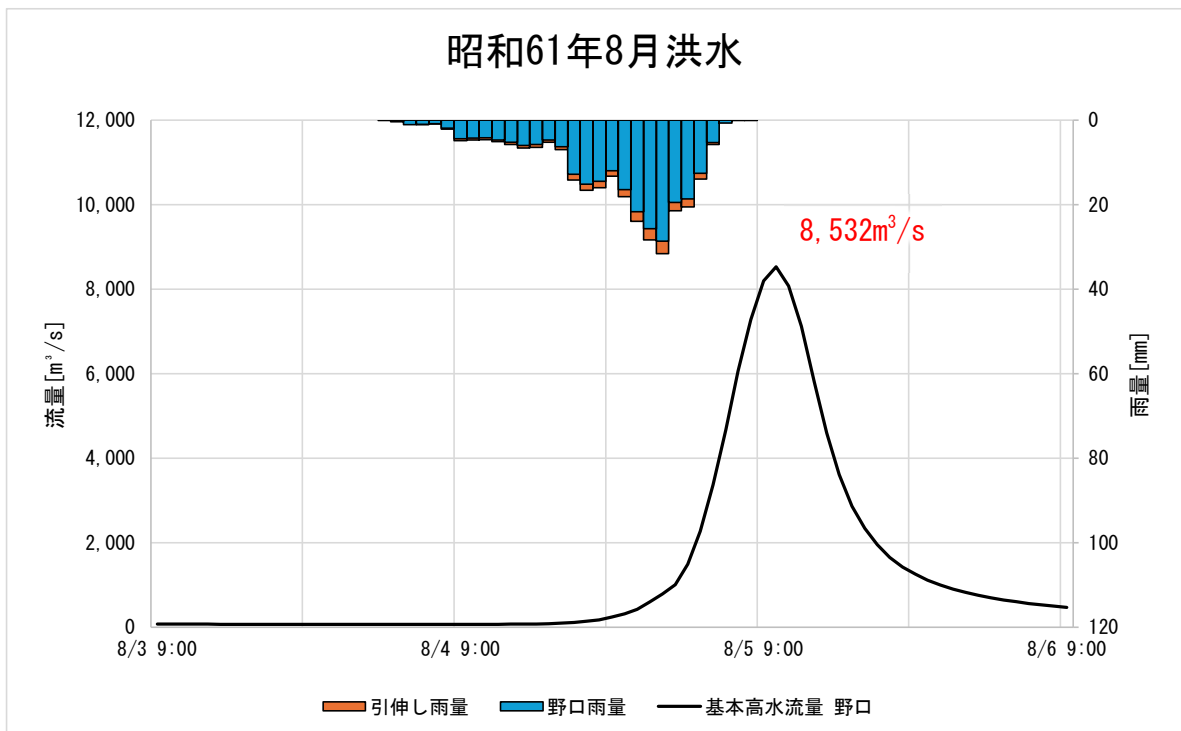


図 1-28 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 昭和 61 年（1986 年）8 月洪水）

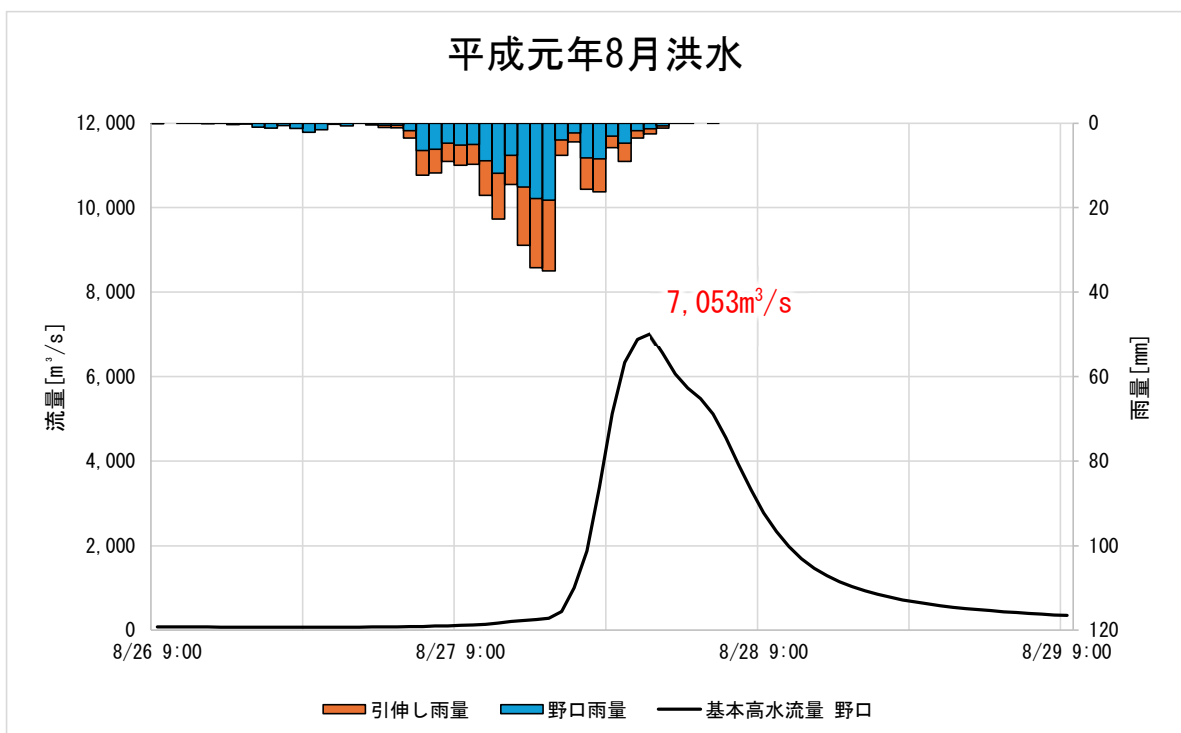


図 1-29 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 平成元年（1989 年）8 月洪水）

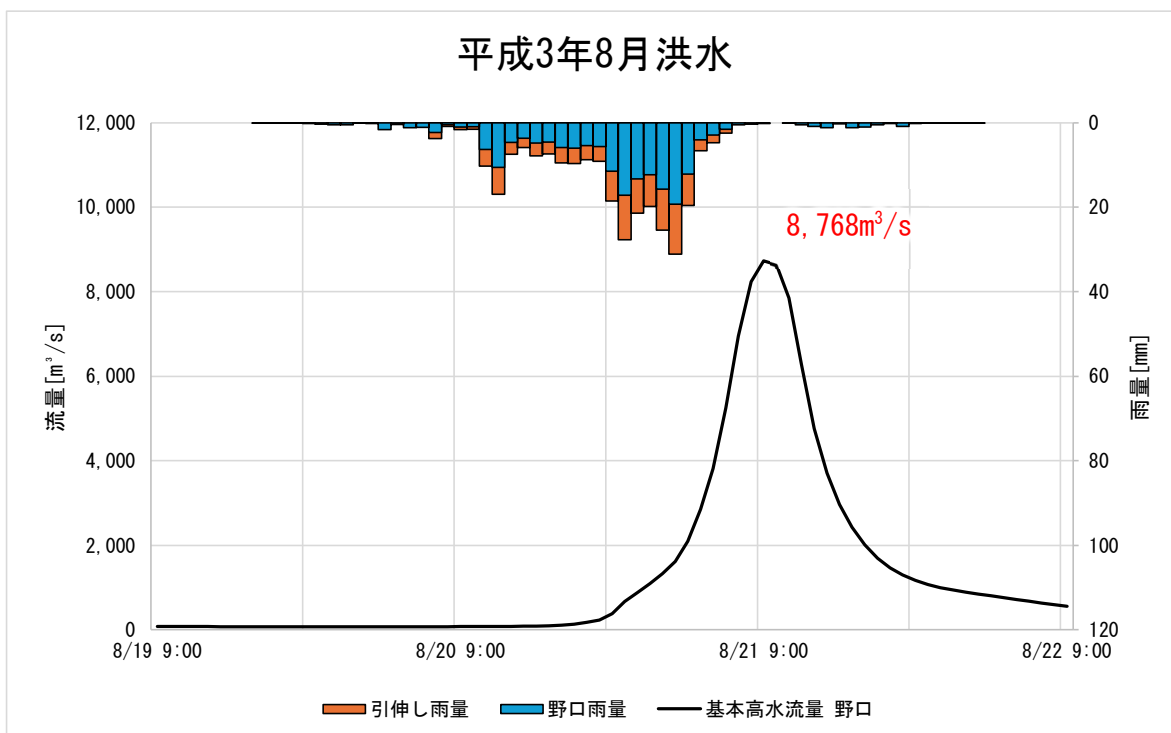


図 1-30 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 平成3年（1991年）8月洪水）

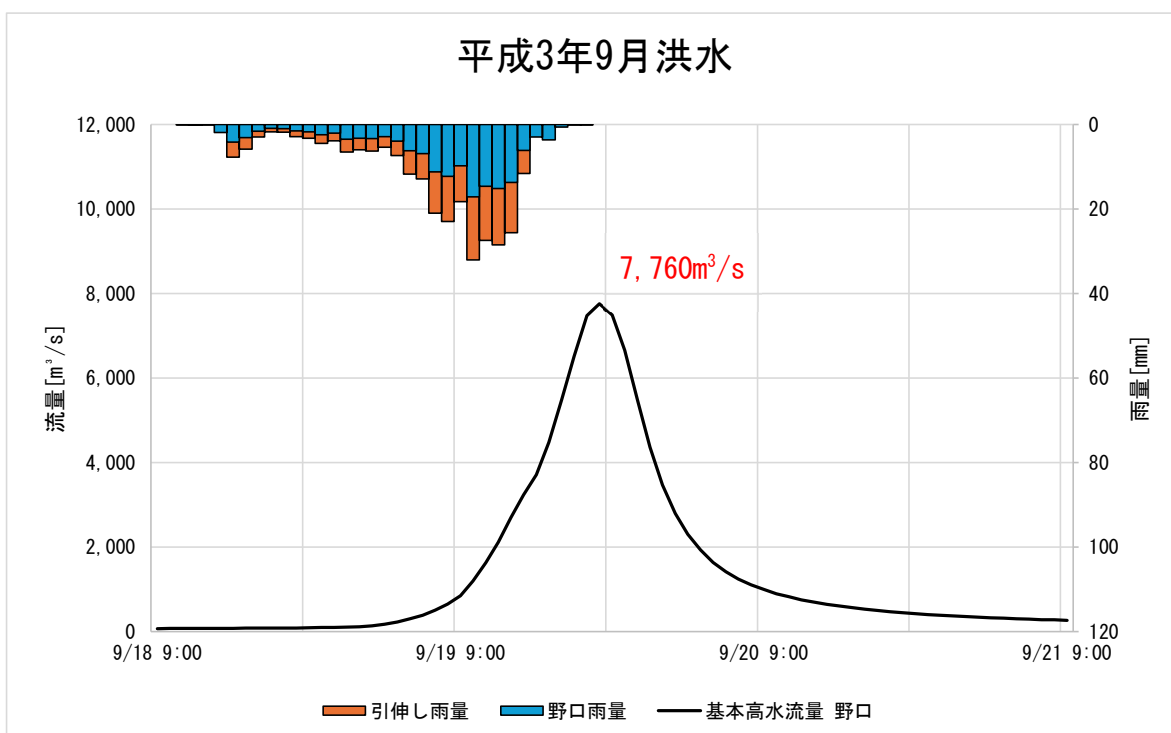


図 1-31 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 平成3年（1991年）9月洪水）

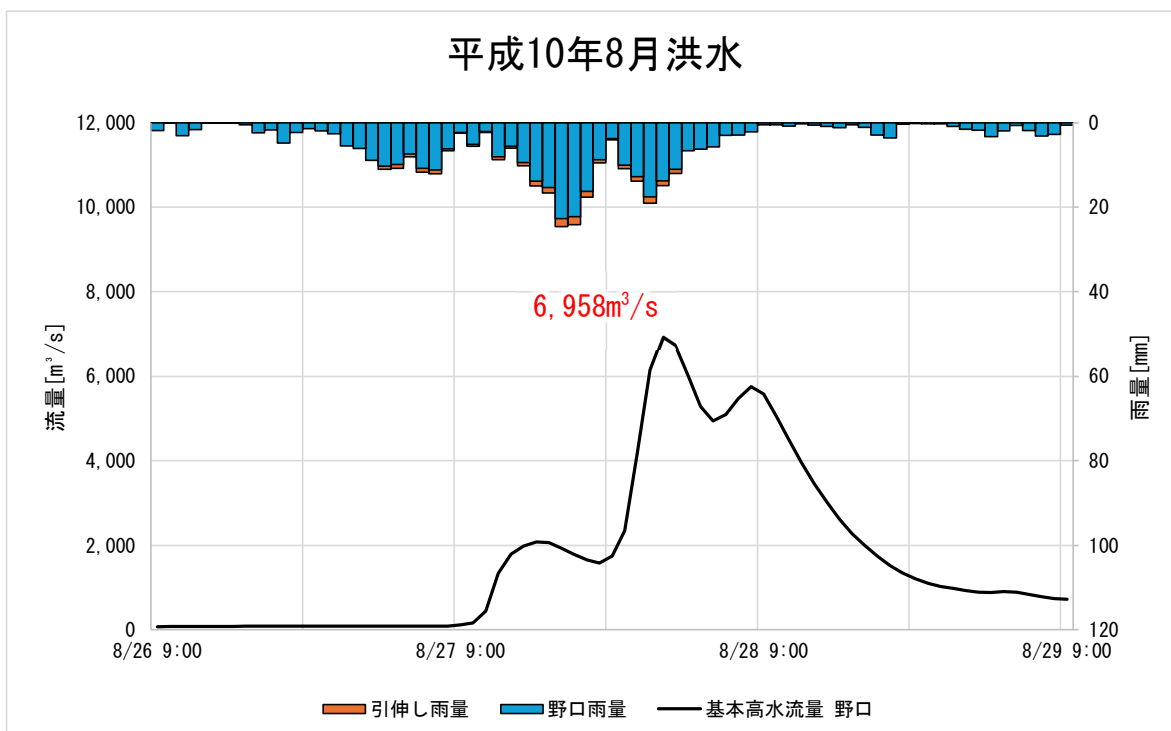


図 1-32 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 平成 10 年（1998 年）8 月洪水）

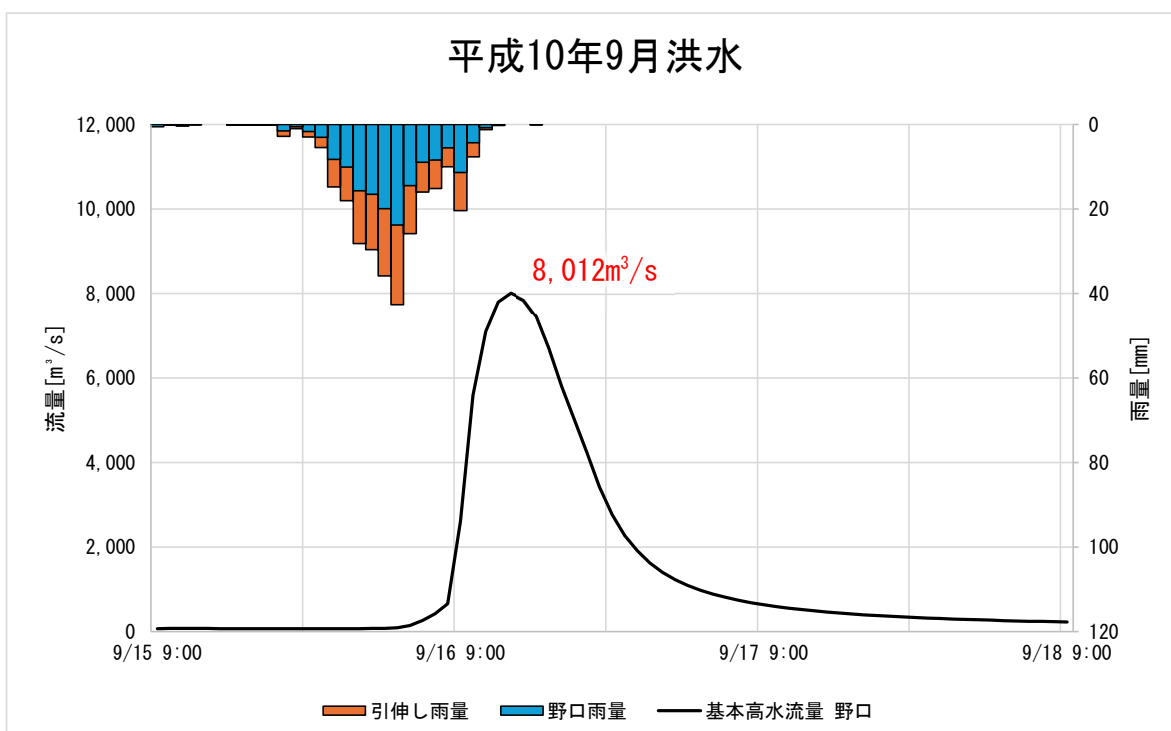


図 1-33 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 平成 10 年（1998 年）9 月洪水）

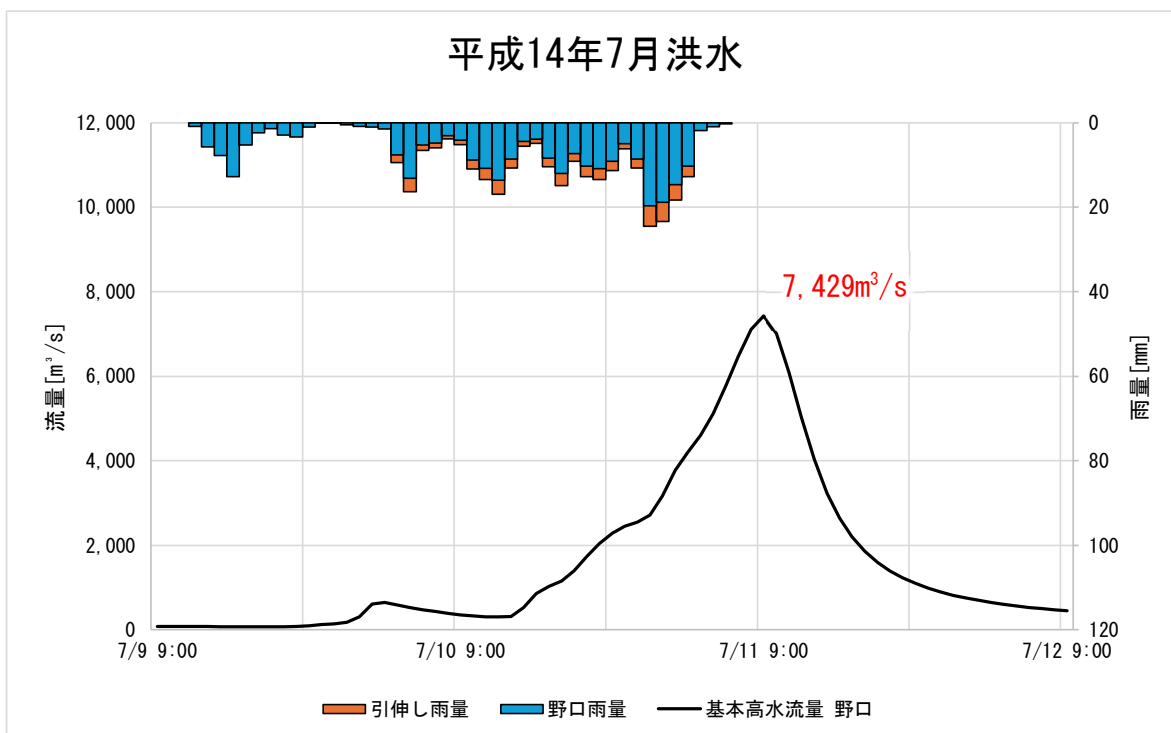


図 1-34 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 平成 14 年（2002 年）7 月洪水）

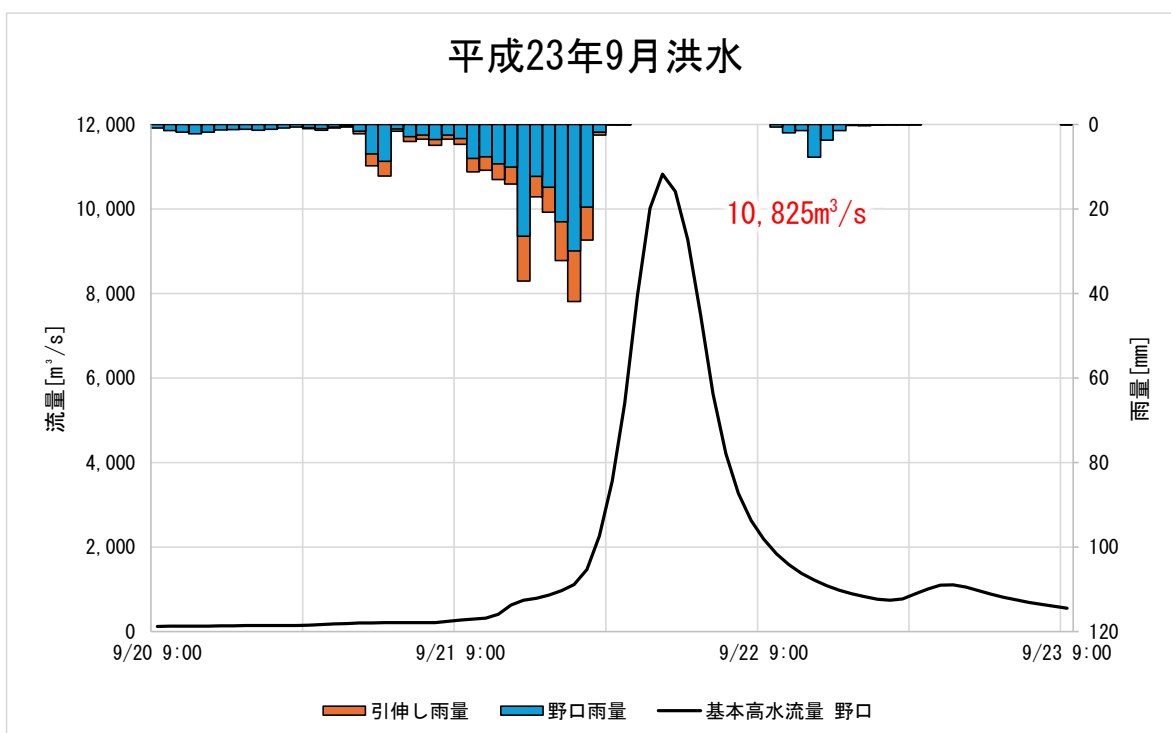


図 1-35 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 平成 23 年（2011 年）9 月洪水）

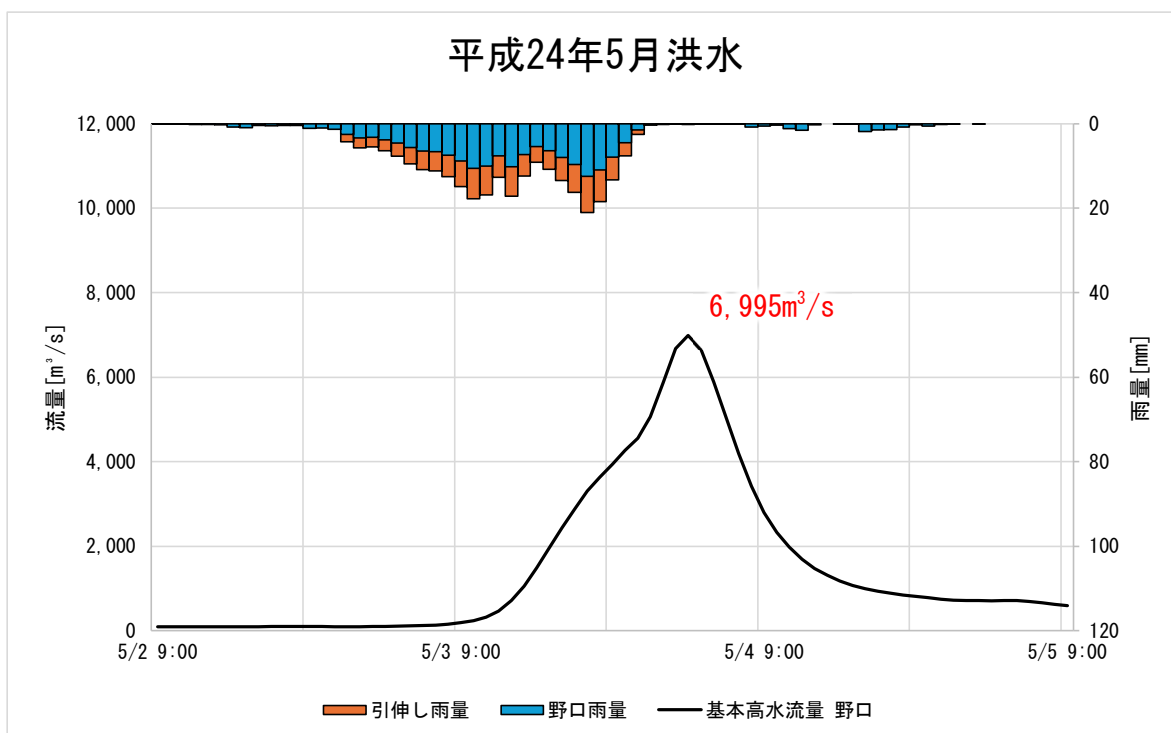


図 1-36 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 平成 24 年（2012 年）5 月洪水）

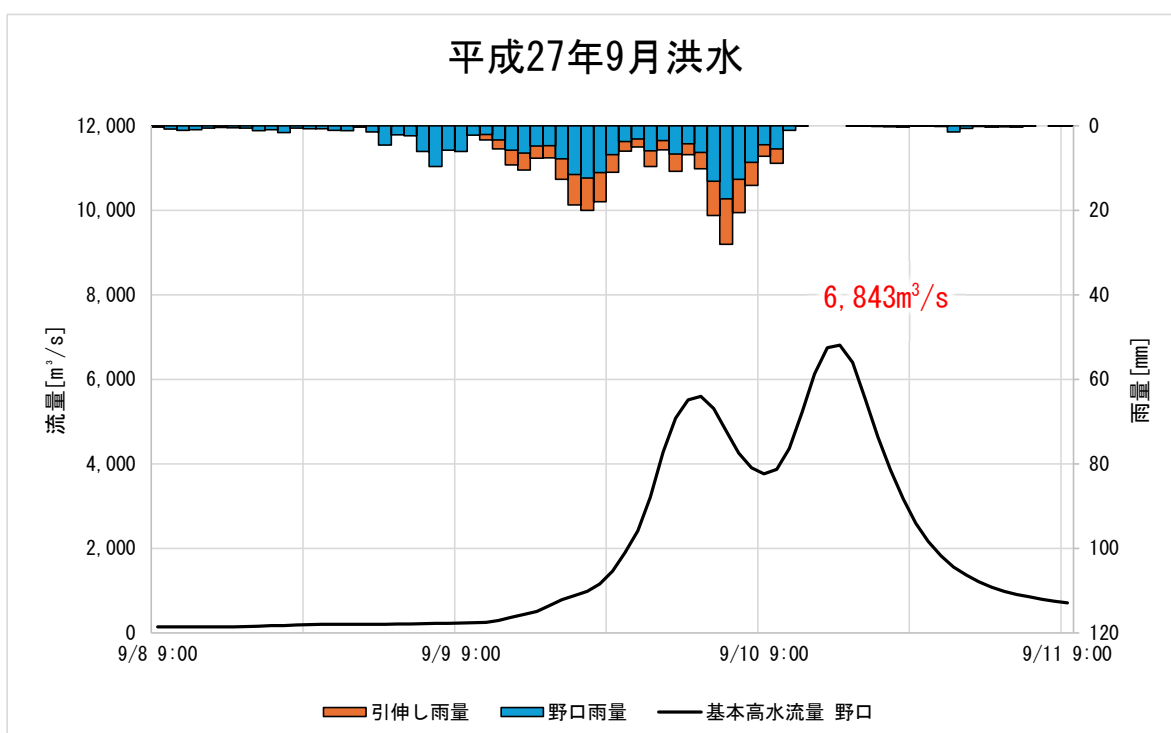


図 1-37 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 平成 27 年（2015 年）9 月洪水）

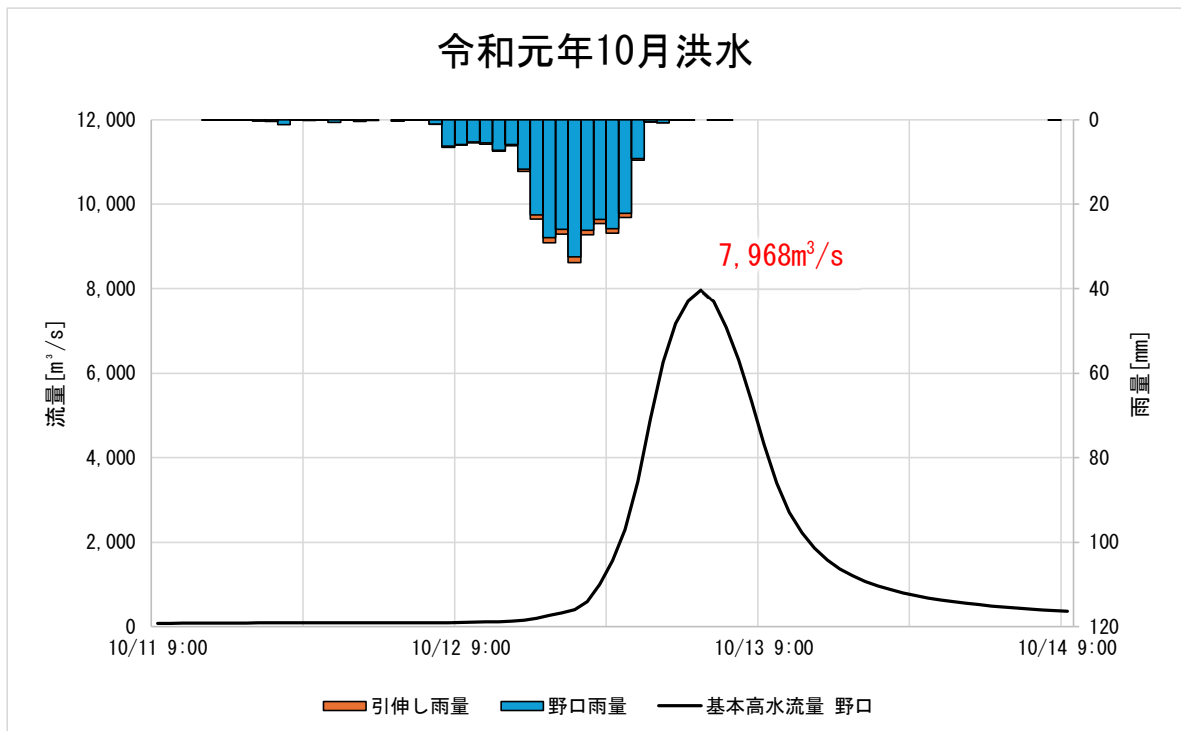


図 1-38 主要洪水波形のハイドログラフ（基準地点野口 令和元年（2019 年）10 月洪水）

(2) 対象降雨の地域分布および時間分布の検討

1) 主要降雨波形の地域分布および時間分布の考え方

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

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

2) 棄却基準の設定

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

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

3) 地域分布の評価

① 対象地域の設定

地域分布による棄却検討にあたって、対象地域を以下のとおり設定した。

○本川上流域

本川小口上流（主要支川：蛇尾川）のハイエトの確認として選定

○本川中流域

本川野口上流（主要支川：荒川、逆川、小川）のハイエトの確認として選定

② 棄却基準値の設定

昭和 29 年（1954 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、各計算手法の中で $SLSC \leq 0.04$ かつ Jackknife 推定誤差が最小となる確率分布モデルにおける 1/500 確率雨量を採用した。

なお、各流域で計算手法の整合を図るために、本川上流域は $SLSC \geq 0.04$ であるが Gumbel の確率雨量を採用した。

表 1-21 各対象地域の棄却基準値

対象地域	棄却基準値 (1/500 降雨量 (mm/24h))	確率計算手法
本川上流域	343.8	Gumbel
本川中流域	280.5	Gumbel

③ 地域分布の雨量評価

前項にて設定した地域について、引き伸ばし後雨量の異常性評価を確認する。1/500 確率雨量および、対象洪水の各地域の引き伸ばし後雨量は表 1-22 に示すとおりであり、1 洪水が棄却される結果となった。

表 1-22 地域分布における対象洪水の棄却検討結果

洪水		継続時間内降雨量 (mm/24h)		基準地点 引き伸ばし率	引き伸ばし後雨量 (mm/24h)		棄却判定
		本川上流域	本川中流域		本川上流域	本川中流域	
棄却基準値【1/500】 (Gumbel)		-	-	-	343.8	280.5	-
1	S33.7洪水	217.1	170.3	1.28	278.6	218.6	
2	S33.9洪水	189.1	132.6	1.54	291.8	204.6	
3	S36.6洪水	183.8	164.6	1.45	266.3	238.6	
4	S41.6洪水	149.9	162.0	1.63	245.0	264.7	
5	S61.8洪水	238.5	270.5	1.00	239.4	271.5	
6	H1.8洪水	165.0	118.5	1.74	287.4	206.4	
7	H3.8洪水	200.0	136.3	1.47	293.2	199.8	
8	H3.9洪水	146.3	151.5	1.70	249.2	258.1	
9	H10.8洪水	351.4	151.9	0.99	346.8	150.0	棄却
10	H10.9洪水	154.6	155.5	1.63	252.3	253.9	
11	H14.7洪水	260.0	173.2	1.13	294.8	196.4	
12	H23.9洪水	196.6	201.1	1.27	250.6	256.3	
13	H24.5洪水	179.9	146.2	1.53	275.3	223.6	
14	H27.9洪水	190.4	148.8	1.47	280.7	219.3	
15	R1.10洪水	272.8	258.9	0.95	258.7	245.5	

4) 時間分布による棄却

時間分布による棄却検討では、棄却基準値をもとに、短時間降雨量が著しい引き伸ばしとになっていないかを確認する。

① 対象時間の設定

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。

- ① 洪水到達時間の最小値が 8 時間程度であることや、9 時間以降（9～24 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、8 時間を短時間雨量として設定した。
- ② 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。

表 1-23 時間分布による棄却の対象時間

基準地点名	時間分布棄却基準	
	①洪水到達時間	②1/2 降雨継続時間
野口	8 時間	12 時間

② 棄却基準の設定

時間分布の異常な降雨として、1/500 確率以上の降雨を判断基準とした。

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（1.1 倍する前）とする。

③ 棄却基準値の設定

昭和 29 年（1954 年）～平成 22 年（2010 年）までの年最大時間雨量について確率計算を行い、各計算手法の中で $SLSC \leq 0.04$ かつ Jackknife 推定誤差が最小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。

表 1-24 各対象時間の棄却基準値

対象時間	棄却基準値 (1/500 降雨量)	確率計算手法
①洪水到達時間	178.6mm/8h	Gumbel
②1/2 降雨継続時間	223.9mm/12h	Gumbel

④ 時間分布による棄却検討

1/500 確率雨量および、対象洪水の各時間の引き伸ばし後雨量は表 1-25 に示すとおりであり、3 洪水が棄却される。

表 1-25 時間分布における対象洪水の棄却検討結果

洪水		野口基準地点実績雨量 (mm)		基準地点 引き伸ばし率	引き伸ばし後雨量 (mm)		棄却判定
		8h	12h		8h	12h	
棄却基準値【1/500】 (Gumbel)		-	-	-	178.6	223.9	-
1	S33.7洪水	129.3	164.7	1.28	165.7	211.2	
2	S33.9洪水	102.6	121.3	1.54	158.2	186.9	
3	S36.6洪水	84.9	95.3	1.45	122.9	137.9	
4	S41.6洪水	88.8	122.5	1.63	144.9	199.9	
5	S61.8洪水	157.1	203.9	1.00	157.4	204.4	
6	H1.8洪水	90.0	113.0	1.74	156.6	196.6	
7	H3.8洪水	107.1	129.1	1.46	156.8	189.0	
8	H3.9洪水	100.7	120.0	1.70	171.3	204.2	
9	H10.8洪水	114.1	168.1	0.99	112.5	165.7	
10	H10.9洪水	117.7	147.1	1.63	191.9	239.9	棄却
11	H14.7洪水	97.0	134.9	1.13	109.9	152.8	
12	H23.9洪水	145.2	166.8	1.27	184.9	212.4	棄却
13	H24.5洪水	70.5	107.5	1.53	107.8	164.3	
14	H27.9洪水	73.3	94.3	1.47	108.0	138.8	
15	R1.10洪水	206.8	240.9	0.95	195.8	228.1	棄却

(3) 主要降雨波形の設定

基準地点野口における主要降雨波形について前項で棄却された洪水を含め表 1-26 に示す

表 1-26 主要降雨波形一覧（基準地点野口）

洪水		西暦	継続時間内 降雨量 (mm/24h)	引き伸ばし率	基本高水の ピーク流量		棄却判定	
					(m ³ /s)	(順位)	地域 分布	時間 分布
1	S33.07洪水	1958年	197.2	1.410	8,577	4		
2	S33.09洪水	1958年	163.9	1.696	9,510	2		
3	S36.06洪水	1961年	174.6	1.592	7,113	11		
4	S41.06洪水	1966年	154.8	1.795	8,058	6		
5	S61.08洪水	1986年	252.1	1.103	8,532	5		
6	H01.08洪水	1989年	145.3	1.914	7,053	12		
7	H03.08洪水	1991年	172.6	1.611	8,768	3		
8	H03.09洪水	1991年	148.5	1.872	7,760	9		
9	H10.08洪水	1998年	256.3	1.084	6,958	14	×	
10	H10.09洪水	1998年	155.0	1.794	8,012	7		×
11	H14.07洪水	2002年	223.1	1.246	7,429	10		
12	H23.09洪水	2011年	198.5	1.401	10,825	1		×
13	H24.05洪水	2012年	165.4	1.681	6,995	13		
14	H27.09洪水	2015年	171.6	1.620	6,843	15		
15	R01.10洪水	2019年	266.9	1.042	7,968	8		×

: 棄却洪水

1.10 アンサンブル予測降雨波形による検討

1) アンサンブル予測降雨波形による流出計算

気候変動アンサンブルデータは、文部科学省・気候変動リスク情報創世プログラム及び海洋研究開発機構・地球シミュレータ特別推進課題において作成された地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース（d4PDF）（20km メッシュ）であり、過去実験として3,000 年分、将来実験として5,400 年分（4°C上昇）、3,200 年分（2°C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 278.0mm/24h（基準地点野口）に近い 10 洪水を抽出した（図 1-39）。抽出した洪水は、中央集中や複数の降雨ピークがある波形等、様々なタイプの降雨波形を含んでいることを確認した。

また、抽出した洪水の降雨波形を、気候変動を考慮した 1/100 確率規模の 24 時間雨量 278.0mm（基準地点野口）まで引き伸ばし・引き縮め、流出計算モデルにより流出量を算出した結果、表 1-27 に示す通り、基準地点野口で約 5,421m³/s～約 12,134m³/s の範囲となり、雨量確率法による検討で算出された流量（9,600m³/s）がこの範囲に収まっていることを確認した。

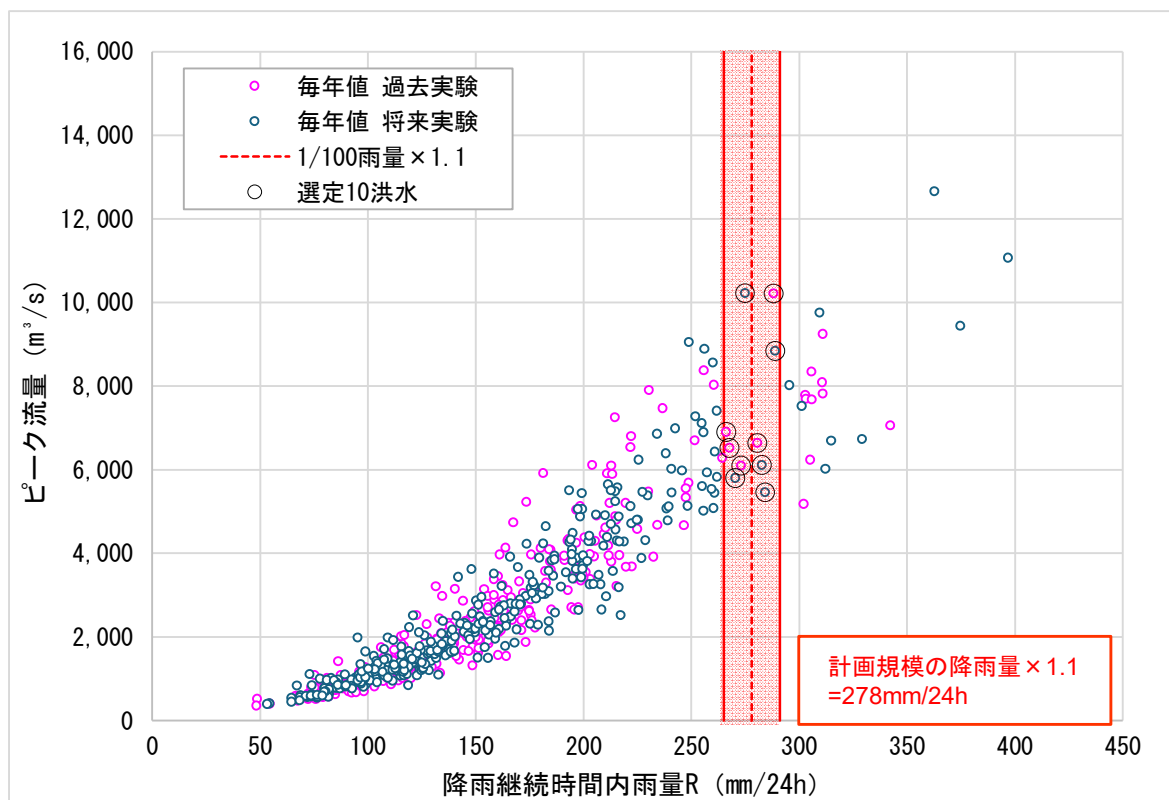


図 1-39 年最大 24 時間降雨量の分布と基準雨量前後の降雨範囲(野口上流域)

表 1-27 アンサンブル予測降雨波形のピーク流量一覧(基準地点野口)

洪水名	日時	野口地点 24時間雨量 (mm)	気候変動考慮 1/100雨量 (mm)	拡大率	野口地点 ピーク流量 (m³/s)
将来実験					
HFB_2K_MR_m105_2073	2073/09/06	288.96		0.962	9,295
HFB_2K_MR_m101_2066	2066/07/22	284.22		0.978	最小 5,421
HFB_2K_GF_m101_2085	2085/07/31	282.81	278	0.983	5,828
HFB_2K_MR_m105_2074	2074/09/07	274.98		1.011	最大 12,134
HFB_2K_MP_m105_2070	2070/08/26	270.44		1.028	7,131
過去実験					
HPB_m003_1993	1993/08/26	288.16	278	0.965	9,115
HPB_m022_1991	1991/08/03	280.61		0.991	7,211
HPB_m004_2006	2006/09/13	266.17		1.044	7,686
HPB_m002_2009	2009/09/11	273.12		1.018	6,142
HPB_m007_1994	1994/09/04	267.68		1.039	7,725

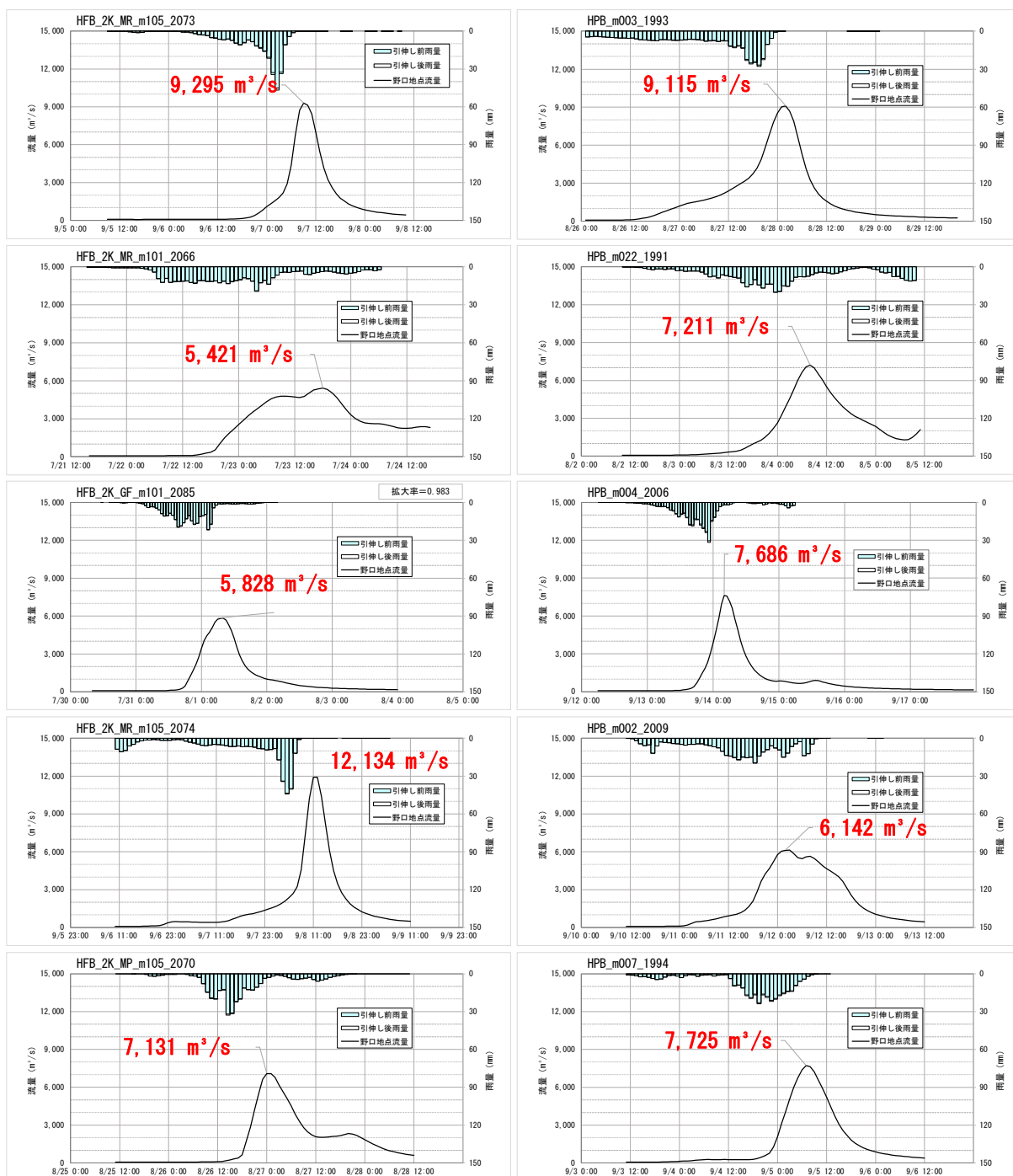
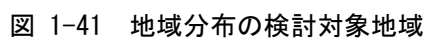


図 1-40 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ（基準地点野口）

気候変動による降雨パターンの変化（特に中流域集中度の変化）により、これまでの手法で棄却されていた実績引き伸ばし降雨波形の発生が十分予想される場合がある。

なお、中流域とは図 1-41 に示す本川上流域、本川中流域、本川下流域の 3 流域である。



① 地域分布のチェック

抽出した d2PDF（将来実験）の各波形について、降雨継続時間内の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（各小流域の基準地点上流域全体に対する雨量の比率）。

アンサンブル予測降雨波形による地域分布の最大比率を表 1-28 に示す。

表 1-28 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

No.	d2PDF アンサンブル	野口上流	上流域		中流域	
		24時間雨量 ① (mm)	24時間雨量 ④ (mm)	比率 ④/①	24時間雨量 ⑤ (mm)	比率 ⑤/①
1	HFB_2K_MR_m105_2073	289.0	305.4	1.06	266.7	0.92
2	HFB_2K_MR_m101_2066	284.2	349.0	1.23	196.4	0.69
3	HFB_2K_GF_m101_2085	282.8	338.1	1.20	207.8	0.73
4	HFB_2K_MR_m105_2074	275.0	297.2	1.08	244.9	0.89
5	HFB_2K_MP_m105_2070	270.4	288.7	1.07	245.7	0.91
6	HPB_m003_1993	288.2	347.9	1.21	207.2	0.72
7	HPB_m022_1991	280.6	304.0	1.08	249.0	0.89
8	HPB_m002_2009	273.1	281.8	1.03	261.3	0.96
9	HPB_m007_1994	267.7	303.8	1.13	218.8	0.82
10	HPB_m004_2006	266.2	301.2	1.13	218.7	0.82

■:最大比率

地域分布のチェックから、棄却した実績洪水 4 洪水については、アンサンブル予測降雨波形と比較しても生起し難いことを確認した。

表 1-29 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	野口地点上流			上流部		中流部	
	実績雨量 (mm/24hr)	計画降雨量①' (mm/24hr)	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'
H10.8洪水	256.3	278.0	1.08	378.0	1.36	142.4	0.51
H10.9洪水	155.0	278.0	1.79	277.2	1.00	279.0	1.00
H23.9洪水	198.5	278.0	1.40	275.3	0.99	281.6	1.01
R1.10洪水	266.9	278.0	1.04	284.1	1.02	269.7	0.97
アンサンブル波形最大比率				—	1.23	—	0.96

※ ■: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

② 時間分布のチェック

抽出した d2PDF（将来実験）の各波形について、短時間（洪水到達時間 8 時間及び降雨継続時間の 1/2 の 12 時間）の流域平均雨量/降雨継続時間の流域平均雨量を求める（短時間雨量と降雨継続時間降雨との比率）。

アンサンブル予測降雨波形による時間分布の最大比率は表 1-30 に示すとおりである。

表 1-30 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

No.	d2PDF アンサンブル	野口地点上流域				
		24時間雨量 ① (mm)	8時間雨量 ② (mm)	12時間雨量 ③ (mm)	比率 ②/①	比率 ③/①
1	HFB_2K_MR_m105_2073	289.0	188.7	224.6	0.65	0.78
2	HFB_2K_MR_m101_2066	284.2	96.2	143.6	0.34	0.51
3	HFB_2K_GF_m101_2085	282.8	127.0	180.3	0.45	0.64
4	HFB_2K_MR_m105_2074	275.0	173.2	203.8	0.63	0.74
5	HFB_2K_MP_m105_2070	270.4	169.0	219.7	0.62	0.81
6	HPB_m003_1993	288.2	162.4	200.7	0.56	0.70
7	HPB_m022_1991	280.6	129.4	182.4	0.46	0.65
8	HPB_m002_2009	273.1	125.4	169.2	0.46	0.62
9	HPB_m007_1994	267.7	149.5	209.0	0.56	0.78
10	HPB_m004_2006	266.2	151.8	197.9	0.57	0.74

■: 最大比率

時間分布のチェックから、棄却した実績洪水 3 洪水については、アンサンブル予測降雨波形と比較しても生起し難いことを確認した。

表 1-31 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	野口地点						
	実績雨量 (mm/24h)	計画降雨量①' (mm/24h)	拡大率	8時間雨量②' (mm/8h)	12時間雨量③' (mm/12h)	比率 ②'/①'	比率 ③'/①'
H10.8洪水	256.3	278.0	1.08	123.8	182.3	0.45	0.66
H10.9洪水	155.0	278.0	1.79	211.1	301.5	0.76	1.08
H23.9洪水	198.5	278.0	1.40	203.4	233.6	0.73	0.84
R1.10洪水	266.9	278.0	1.04	215.4	250.9	0.77	0.90
アンサンブル波形最大比率						0.65	0.81

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。

基準地点野口上流域では、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。


基準地点野口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、計画対象の実績降雨波形が含まれていないクラスターがないことを確認した。(表 1-32)

なお、アンサンブル予測降雨波形群のクラスター分割には、アンサンブル予測降雨を対象に、流域全体の総雨量に対する各流域の寄与率を算出し、ユークリッド距離を指標としてウォード法によりクラスターを分類した。

表 1-32 主要降雨波形のクラスター分析結果

洪水	西暦	継続時間内 降雨量 (mm/24h)	引き伸ばし率	基本高水の ピーク流量		棄却判定		クラスター 番号※
				(m³/s)	(順位)	地域 分布	時間 分布	
1	S33.07洪水	1958年	197.2	1.410	8,577	4		2
2	S33.09洪水	1958年	163.9	1.696	9,510	2		1
3	S36.06洪水	1961年	174.6	1.592	7,113	11		3
4	S41.06洪水	1966年	154.8	1.795	8,058	6		3
5	S61.08洪水	1986年	252.1	1.103	8,532	5		3
6	H01.08洪水	1989年	145.3	1.914	7,053	12		2
7	H03.08洪水	1991年	172.6	1.611	8,768	3		1
8	H03.09洪水	1991年	148.5	1.872	7,760	9		3
9	H10.08洪水	1998年	256.3	1.084	6,958	14	×	1
10	H10.09洪水	1998年	155.0	1.794	8,012	7		3
11	H14.07洪水	2002年	223.1	1.246	7,429	10		1
12	H23.09洪水	2011年	198.5	1.401	10,825	1	×	3
13	H24.05洪水	2012年	165.4	1.681	6,995	13		2
14	H27.09洪水	2015年	171.6	1.620	6,843	15		1
15	R01.10洪水	2019年	266.9	1.042	7,968	8	×	2

※ 1: 上流域多雨型、2: 中・上流域多雨型、3: 全流域均一型

 : 棄却洪水

クラスター1：上流域多雨型

クラスター2：中・上流域多雨型

クラスター3：全流域均一型

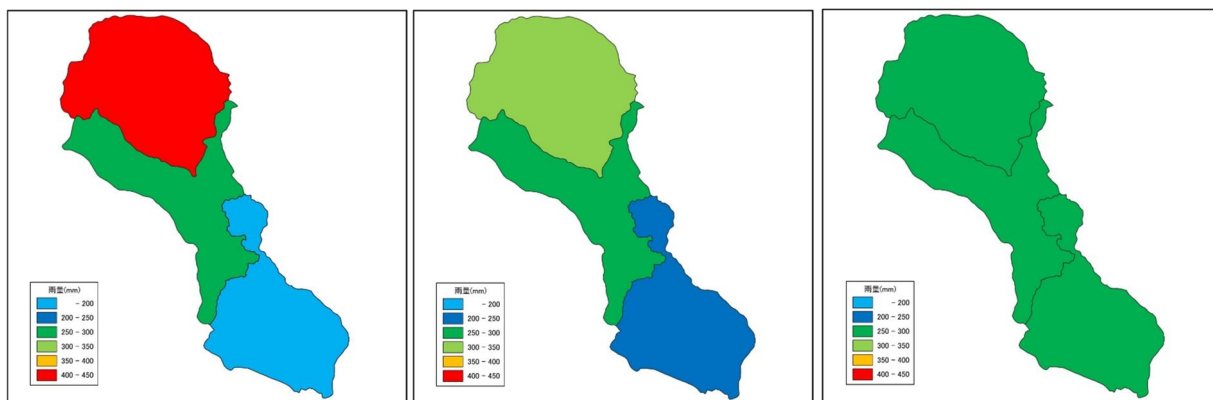


図 1-42 各クラスターの降雨分布とクラスター別降雨タイプ

表 1-33 各クラスターの出現数・出現頻度の比較

クラスター	出現数				頻度			
	実績	過去実験	将来2℃上昇	全期間	実績	過去実験	将来2℃上昇	全期間
1	5	124	111	240	33%	34%	31%	33%
2	4	119	128	251	27%	33%	36%	34%
3	6	117	121	244	40%	33%	34%	33%
計	15	360	360	735	100%	100%	100%	100%

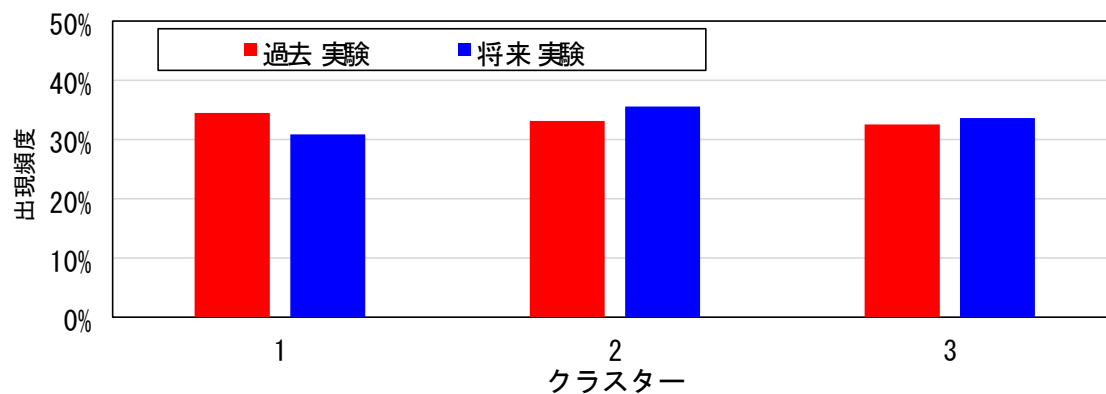


図 1-43 各クラスターの出現頻度

1.11 既往洪水による検討

過去の水害記録より、令和元年（2020 年）10 月洪水が那珂川流域での実績最大洪水であると考えられる。

令和元年（2020 年）10 月洪水における氾濫戻し流量は、基準地点野口で約 $7,400\text{m}^3/\text{s}$ であったと推定した。

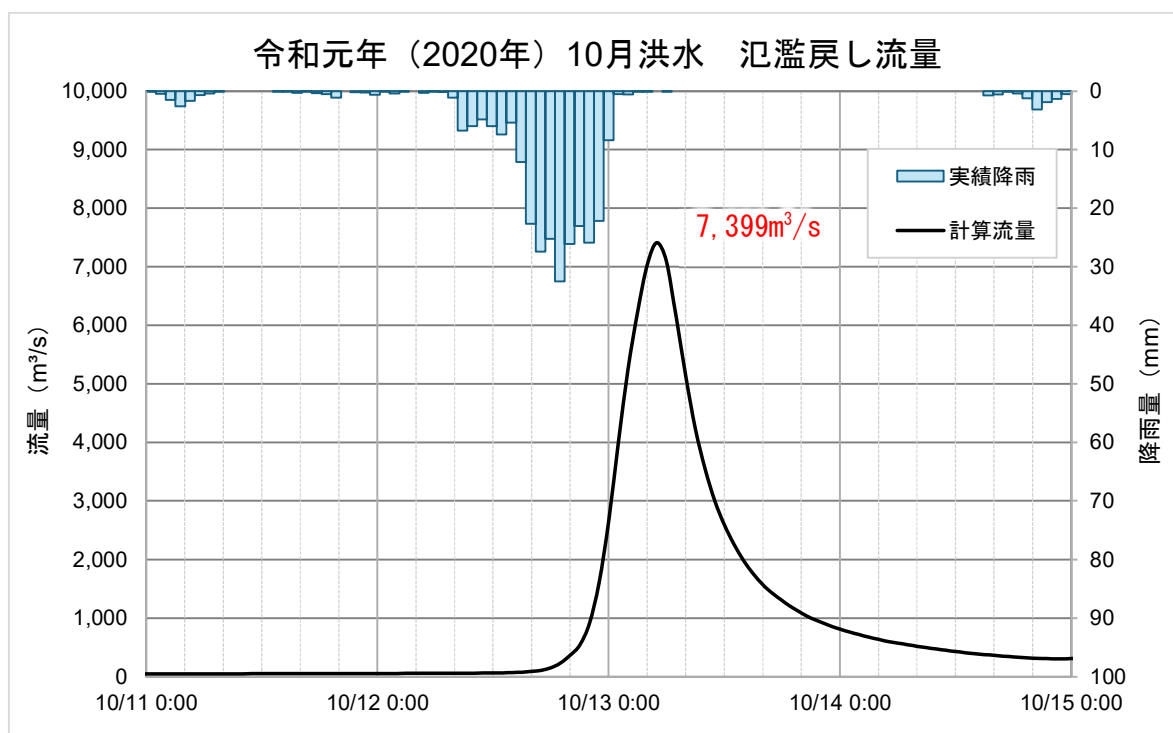
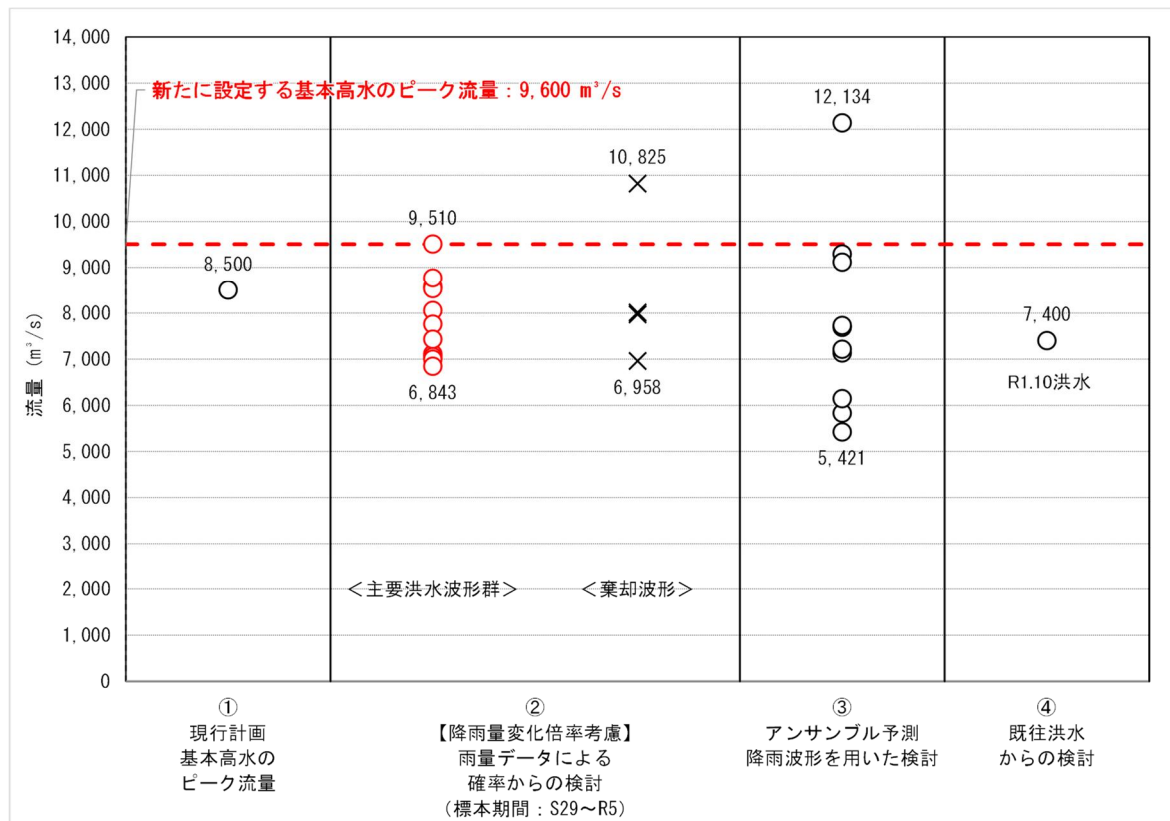


図 1-44 令和元年（2020 年）10 月洪水の氾濫戻し流量（基準地点野口）

1.12 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定

今後想定される気候変動の影響による水災害リスクの増大を考慮し、気候変動シナリオ RCP2.6 (2℃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、様々な手法による検討結果を総合的に判断した。

総合的な判断結果より、那珂川水系における基本高水のピーク流量は、基準地点野口で 9,600m³/s となった。



【凡例】

- ① 現行の河川整備基本方針（H18.4）の基本高水のピーク流量
- ② 雨量データによる確率からの検討（降雨量変化倍率を考慮）
 - ：年超過確率 1/5 以上、引き伸ばし率 2 倍以下の洪水
 - ×：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
 - ：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
- ④ 戦後最大となった既往洪水（令和元年 10 月洪水）のダム・氾濫戻し流量

図 1-45 基本高水の設定に係る総合的判断（基準地点野口）

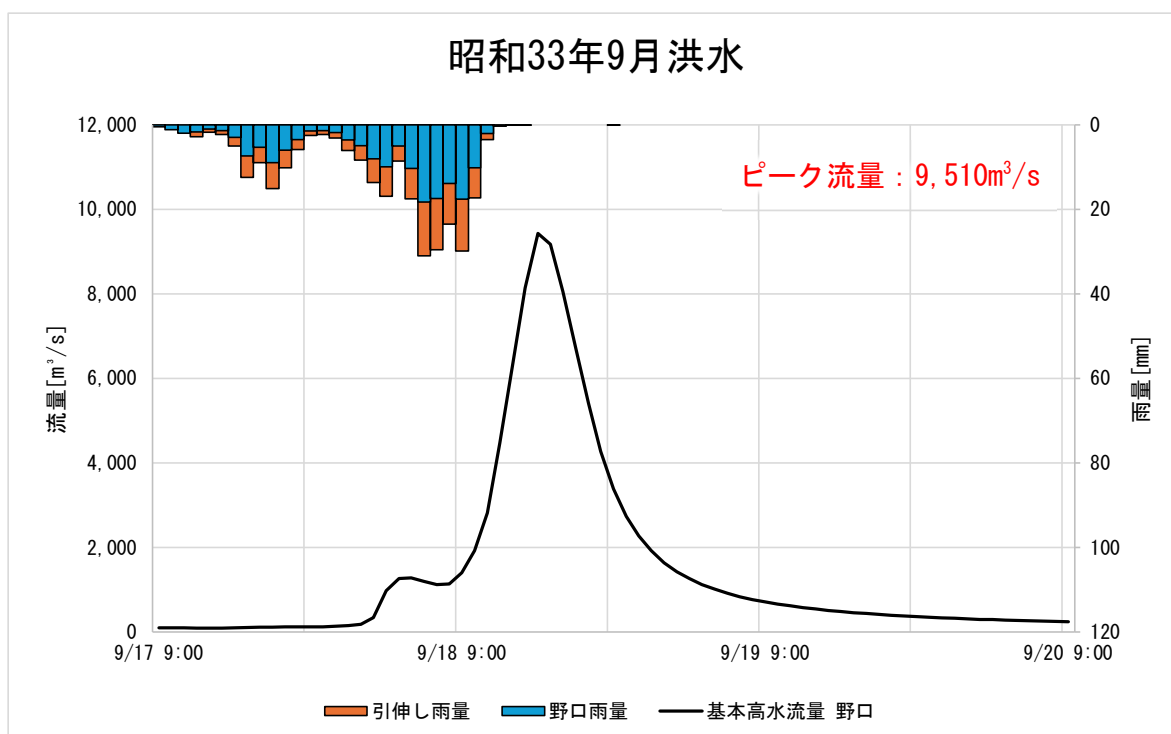


図 1-46 基本高水のピーク流量ハイドログラフ（昭和 33 年（1958 年）9 月洪水）

2. 高水処理計画

那珂川の既定計画の基本高水のピーク流量は、基準地点野口において、 $8,500\text{m}^3/\text{s}$ である。

那珂川の河川改修は既定計画の基準地点野口 $6,600\text{m}^3/\text{s}$ を目標に実施され、完成堤の多くは那珂川下流域（10k～30k）に集中している。

今回、気候変動による降雨量への影響を踏まえ、新たに基準地点野口における基本高水のピーク流量を見直した結果、既定計画 $8,500\text{m}^3/\text{s}$ を $9,600\text{m}^3/\text{s}$ に変更する計画とした。なお、河道と洪水調節施設等への配分の検討に用いる降雨波形は、計画規模の降雨量まで実績降雨を引き伸ばすことにより得られた主要降雨波形群を用いた。

那珂川においては、堤防の嵩上げや引堤による社会的影響およ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、処理可能な流量は基準地点野口において $7,400\text{m}^3/\text{s}$ 、主要な地点である湊大橋において $7,200\text{m}^3/\text{s}$ である。

高水処理計画は、将来的な予測技術の向上も踏まえ、新たな洪水調節施設等の確保により、基準地点野口上流部で $2,200\text{m}^3/\text{s}$ の洪水調節して、計画高水流量は $7,400\text{m}^3/\text{s}$ とする。

3. 計画高水流量

計画高水流量は、小口地点において $6,800\text{m}^3/\text{s}$ とし、支川荒川や逆川等の流量を合わせ、中流部で新たな貯留・遊水機能の確保をすることにより、基準地点野口において $7,400\text{m}^3/\text{s}$ とする。

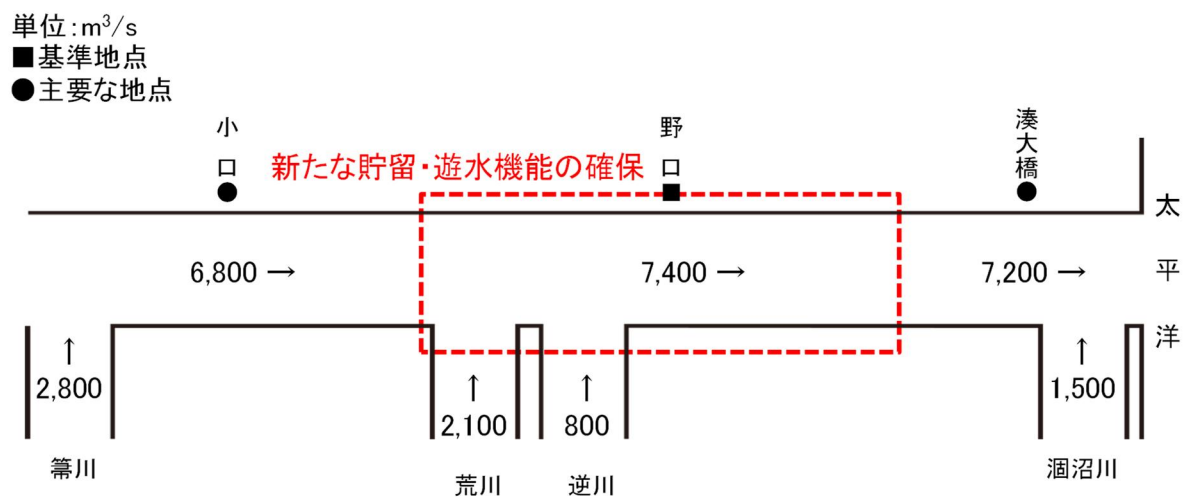


図 3-1 那珂川計画高水流量図

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、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 昭和 63 年（1988 年）1 月、平成 2 年（1990 年）8 月に都市計画決定により河川区域を明確にしているため、大規模な引堤は行わないこと。

（都市計画決定は、将来の河川区域への家屋の進出が著しいことから、河川整備を円滑に進めるため設定した。）

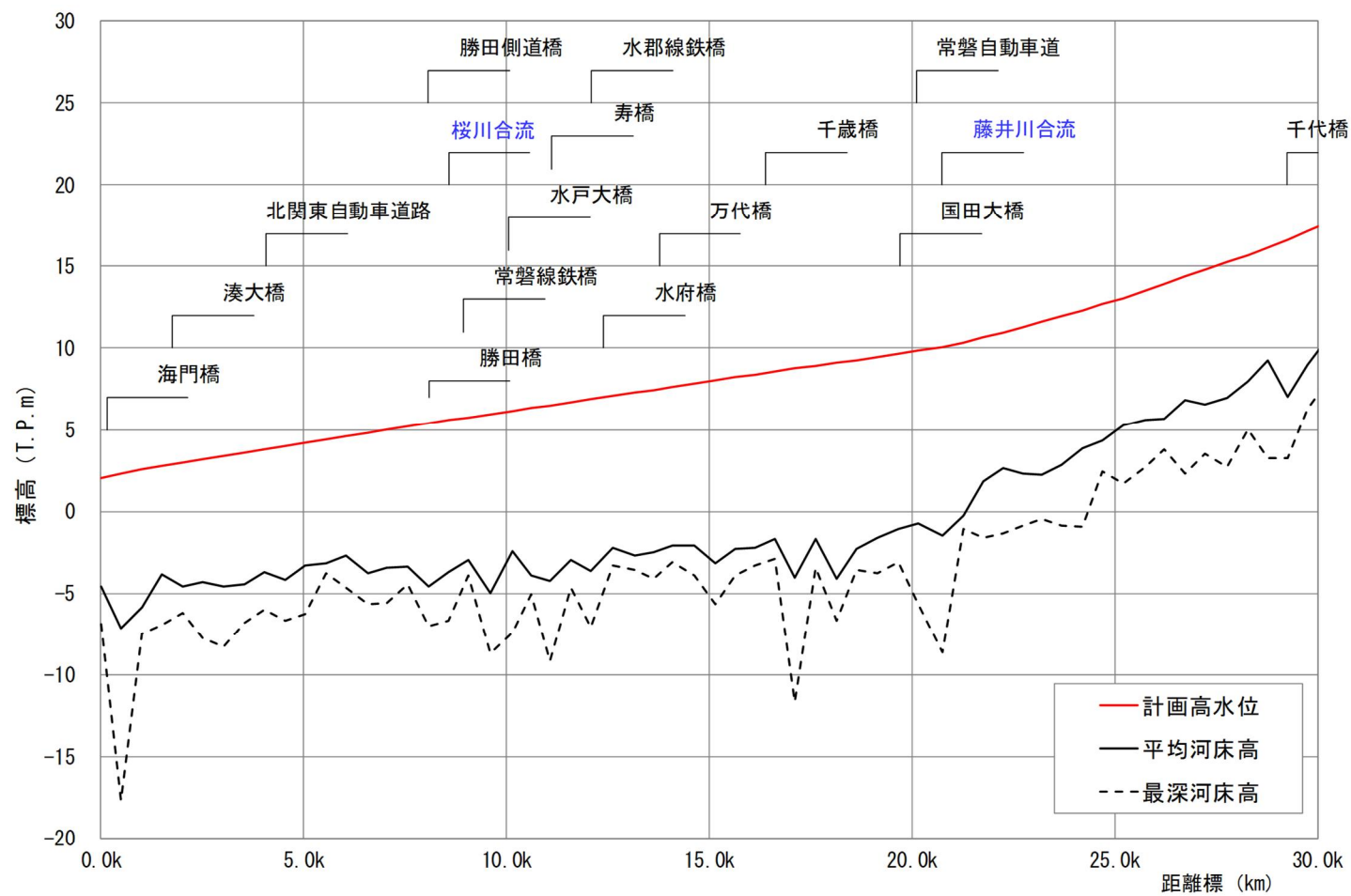
- ② 堤防の嵩上げは水害ポテンシャルが増大するため行わないこと。
③ 堤防防護に必要な高水敷幅を確保する等の必要な対策を行うこと。
④ 維持管理に支障をきたさないように現況平均河床高程度の高さで低水路を拡幅すること。
⑤ 流下能力を確保するため、朔望平均満潮位程度の高さを敷高とした中水敷を設けること。
（塩水の遡上を現況と同レベルに保つため、低水路の流積を現況と同程度とすること）
⑥ 河口部はカギ型導流堤撤去とすること。

主要な地点における計画高水位および概ねの川幅を表 4-1 に示す。
また、計画縦断図を以下に示す。

表 4-1 主要な地点における計画高水位および概ねの川幅一覧

河川名	地点名	河口又は合流点 からの距離 (km)	計画高水位 (T. P. m)	川幅 (m)
那珂川	小口	82.0	109.45	310
	野口	38.5	29.51	260
	湊大橋	2.0	2.98	400

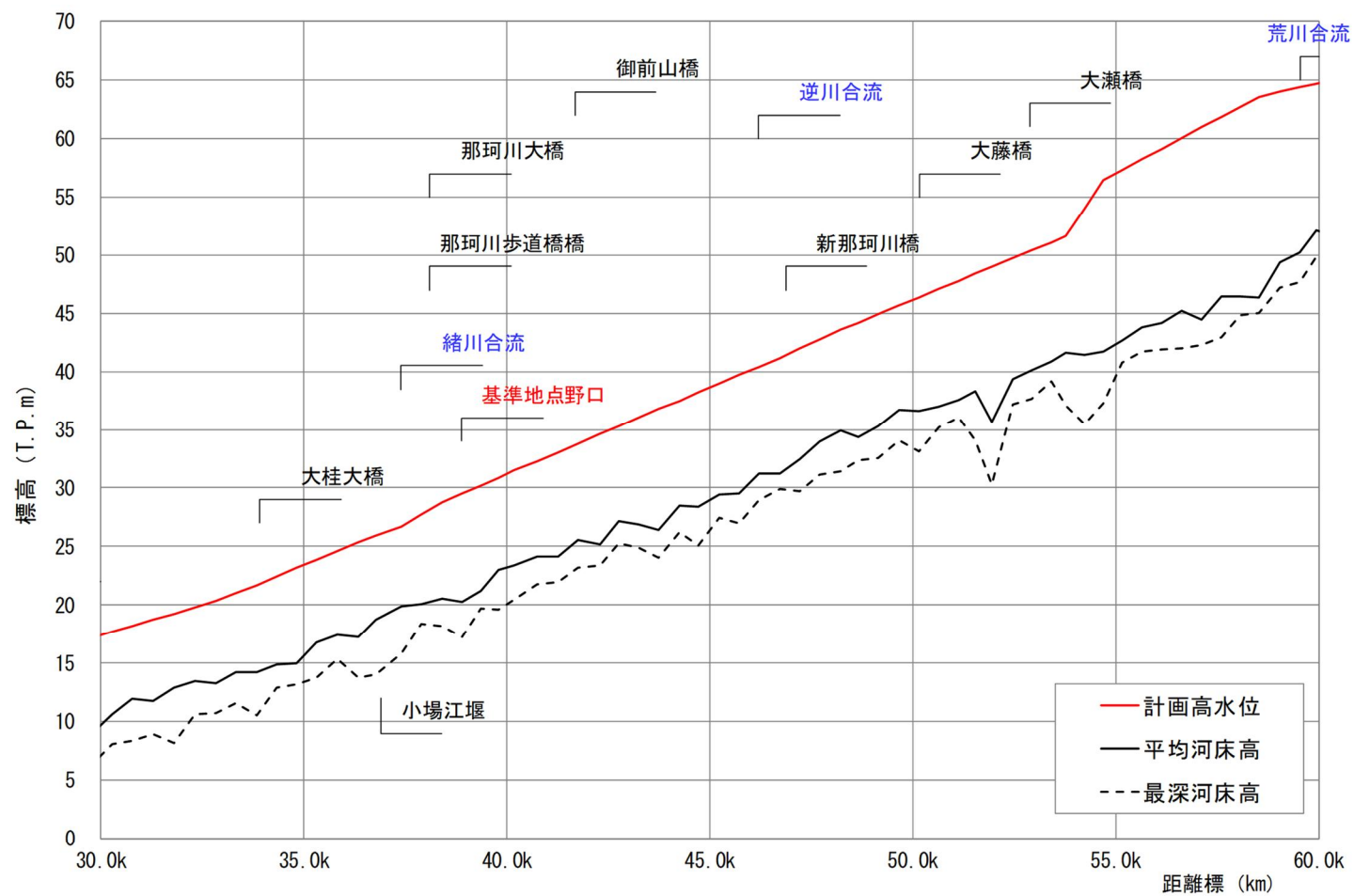
※T. P. : 東京湾中等潮位



単位：T.P.m

距離標	0.0k	5.0k	10.0k	15.0k	20.0k	25.0k	30.0k
計画高水位	2.004	4.183	6.165	8.037	9.845	13.058	17.686
平均河床高	-4.603	-3.286	-2.425	-3.129	-0.751	5.308	10.671
最新河床高	-6.850	-6.270	-7.440	-5.640	-5.690	1.670	8.030

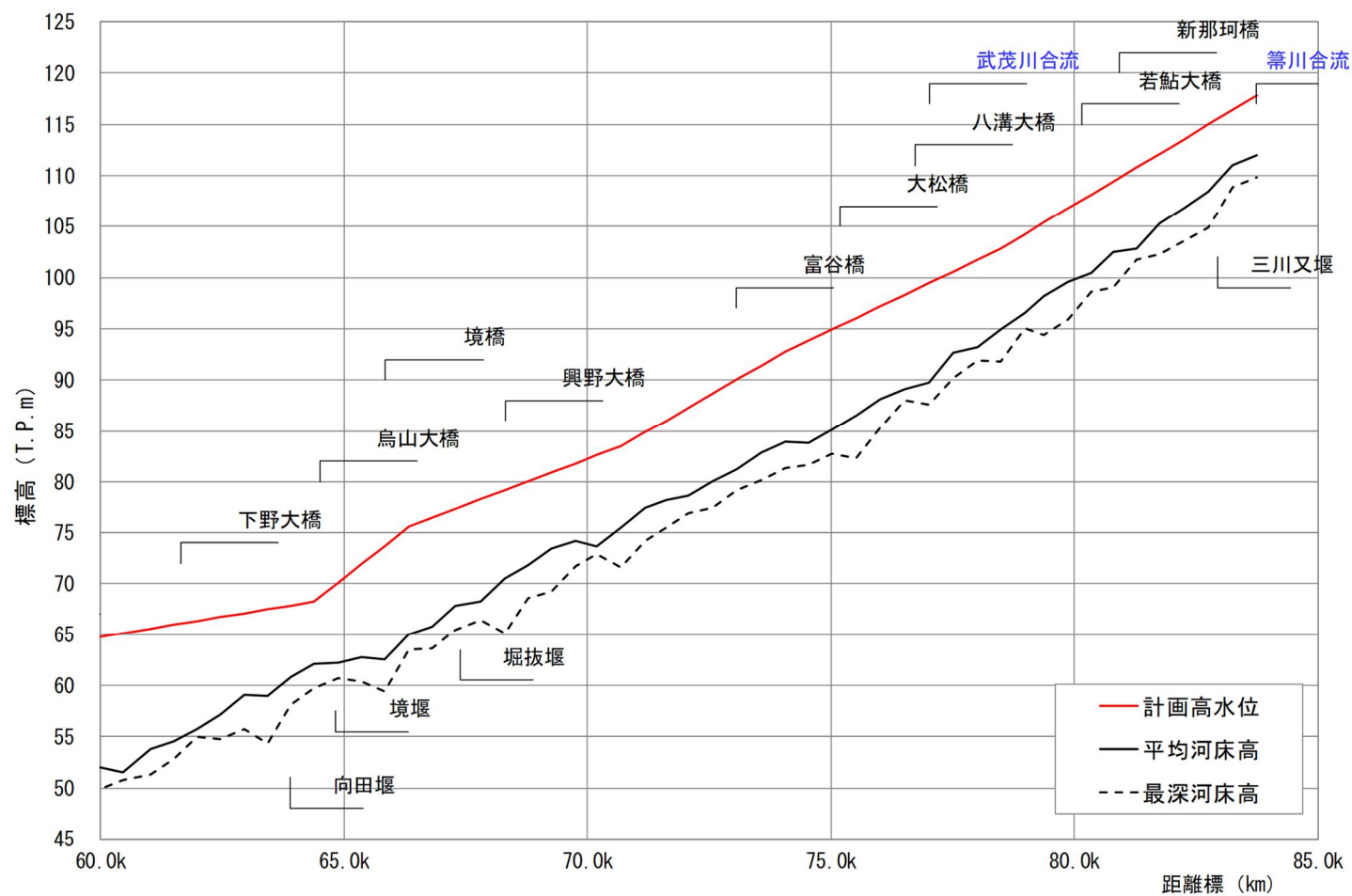
図 4-1 (1) 那珂川縦断面図 (大臣管理区間 0.0k~30.0k)



単位：T.P.m

距離標	30.0k	35.0k	40.0k	45.0k	50.0k	55.0k	60.0k
計画高水位	17.686	23.880	31.463	38.995	46.361	56.450	64.387
平均河床高	10.671	16.725	23.384	29.394	36.597	41.750	50.215
最新河床高	8.030	13.780	20.410	27.470	33.120	37.250	47.630

図 4-1 (2) 那珂川縦断図 (大臣管理区間 30.0k~60.0k)



単位：T. P. m

距離標	60.0k	65.0k	70.0k	75.0k	80.0k	85.0k
計画高水位	64.387	68.259	80.906	92.774	104.225	117.853
平均河床高	50.215	62.111	73.497	83.915	96.597	111.995
最新河床高	47.630	59.770	69.240	81.380	95.010	109.850

図 4-1 (3) 那珂川縦断図 (大臣管理区間 60.0k~85.5)

5. 河川管理施設等の整備の現状

那珂川における河川管理施設等の整備状況は下記のとおりである。

(1) 堤防

堤防の整備状況（令和7年（2024年）3月末時点）は表5-1のとおりである。

表 5-1 堤防整備の状況

	延長（km）				
	那珂川	湊沼川	桜川	藤井川	計
完成堤防	46.7	0.7	7.4	2.7	57.5
暫定堤防	15.0	0.0	0.2	0.0	15.3
未施工区間	41.9	11.9	0.0	0.0	53.8
堤防不必要区間	64.6	2.4	0.0	0.7	67.7
計	168.3	15.0	7.6	3.4	194.3

※令和7年3月末時点

※延長は、大臣管理区間の左右岸の合計である。

※暫定堤防は、H.W.L以上の堤防とH.W.L未満の堤防の合計である。

(2) 洪水調節施設

那珂川水系の洪水調節施設は、下記のとおりである。

完成施設 : 概ね 365 万 m³

事業中施設 : 概ね 695 万 m³

残りの必要容量 : 概ね 3,430 万 m³

(3) 排水機場等

那珂川水系では、排水機場等の河川管理施設の現状（令和7年（2025年）3月現在）は下表のとおりである。

表 5-2 大臣管理区間の河川管理施設の状況

堰・床固め	排水機場	樋門樋管
1	4	51

河川管理施設 : 18.5m³/s

許可工作物 : 2.9m³/s

※大臣管理区間の施設のみである。