

# 大分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 .....	1
1.1 工実実施基本計画 .....	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 .....	3
1.4 新たな流出モデルの構築 .....	4
1.5 基本高水のピーク流量の設定 .....	40
1.6 対象降雨の降雨継続時間の設定 .....	41
1.7 河川の整備の目標となる洪水の規模及び対象降雨の降雨量の設定 .....	51
1.8 主要降雨波形の選定 .....	55
1.9 対象降雨の地域分布及び時間分布による棄却検討 .....	57
1.10 主要洪水における降雨量（気候変動考慮）の引き伸ばしと流出計算 .....	62
1.11 アンサンブル予測降雨波形による検討 .....	69
1.12 既往洪水からの検討 .....	80
1.13 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定 .....	81
2 高水処理計画 .....	83
3 計画高水流量 .....	84
4 河道計画 .....	85
5 河川管理施設等の整備の状況 .....	89

# 1. 基本高水の検討

## 1.1 工実実施基本計画

昭和 42 年（1967 年）に新河川法の施行に基づき一級河川の指定を受けて策定された工実実施基本計画は、既定計画を踏襲して対象降雨量を 482mm/2 日とし、基準地点「明礮橋」において基本高水のピーク流量を 3,200m<sup>3</sup>/s と定めている。

その後、昭和 54 年（1979 年）に改定された工実実施基本計画は、流域開発の進展に伴う氾濫区域内における人口及び資産が増加の一途をたどったことや洪水の発生等に鑑み、治水の安全度を高める必要性が増大してきたため、水系一貫した治水計画を検討した結果、基準地点を「府内大橋」、計画規模を 1/100 に変更して対象降雨量を 530mm/2 日とし、基本高水のピーク流量を 5,700m<sup>3</sup>/s と定め、このうち洪水調節施設により 700m<sup>3</sup>/s を洪水調節して、計画高水流量を 5,000m<sup>3</sup>/s とした。

## 1.2 河川整備基本方針

工実実施基本計画の策定以降、計画を変更するような洪水や降雨は発生していないが、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大分川水系工実実施基本計画で策定された基本高水のピーク流量を検証した結果、基本方針においても、基準地点府内大橋の基本高水のピーク流量を 5,700m<sup>3</sup>/s とし、平成 18 年（2006 年）2 月に大分川水系河川整備基本方針を策定した。

### ①流量確率評価による検証

相当年数の流量データが蓄積されたこと等から、流量データを確率統計処理することにより、基本高水のピーク流量を検証

### ②既往洪水からの検証

既往最大洪水を対象に流域が湿潤条件下での流出計算を行い基本高水のピーク流量を検証

### 1) 流量確率評価による検証

府内大橋の昭和 50 年（1975 年）から平成 16 年（2004 年）までの 30 年間の実績流量を用いて計画規模に対する流量確率を算定し、基本高水のピーク流量を検証した。確率規模は、流域の重要性等を総合的に勘案し、既定計画の計画規模と同様の 1/100 とした。

現在、一般に使用されている確率分布を用いて確率統計処理した結果は、1/100 規模流量は、表 1.1 に示すとおり約 4,800m<sup>3</sup>/s～6,900m<sup>3</sup>/s となった。

表 1.1 1/100 確率流量（府内大橋地点）

確率分布モデル	確率流量 (m <sup>3</sup> /s)
一般化極値分布	5,900
グンベル分布	4,800
指数分布	5,600
平方根指数型最大値分布	5,600
対数ピアソンⅢ型分布	6,000
対数正規分布（岩井法）	6,200
対数正規分布（石原・高瀬法）	5,100
対数正規分布（クオンタイル法）	5,600
3 母数対数正規分布（積率法）	5,100
2 母数対数正規分布（L 積率法）	6,900
2 母数対数正規分布（積率法）	6,500

## 2) 既往最大洪水等による確認

洪水発生前に前期降雨があり流域全体が湿潤状態になっているとすれば、より大きな洪水流量が発生する可能性がある。このため、昭和 50 年（1975 年）に流量を観測してから既往最大洪水の平成 5 年（1993 年）9 月洪水の実績降雨を対象に、流域が湿潤状態となっている場合を想定して計算を行った結果、府内大橋ピーク流量は 5,900m<sup>3</sup>/s となった。

### 1.3 河川整備基本方針策定後の状況

平成 18 年（2006 年）2 月に河川整備基本方針（以降、「既定計画」という）を策定以降、基本高水のピーク流量  $5,700\text{m}^3/\text{s}$  計画を上回る洪水は発生していない。

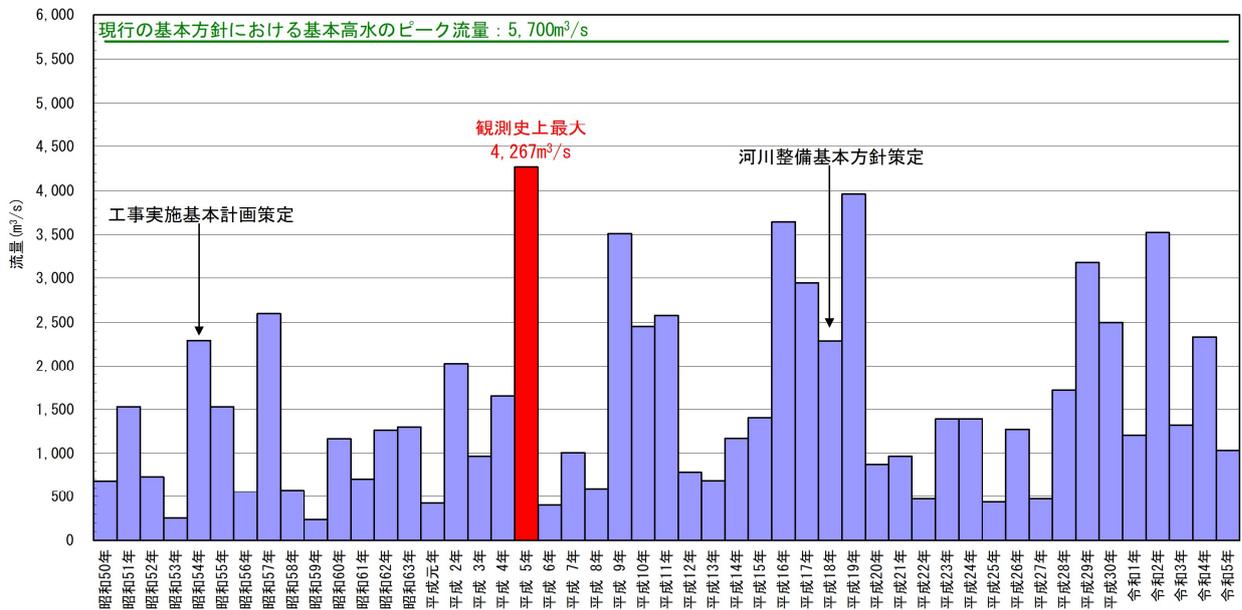


図 1.1 年最大流量（基準地点府内大橋）

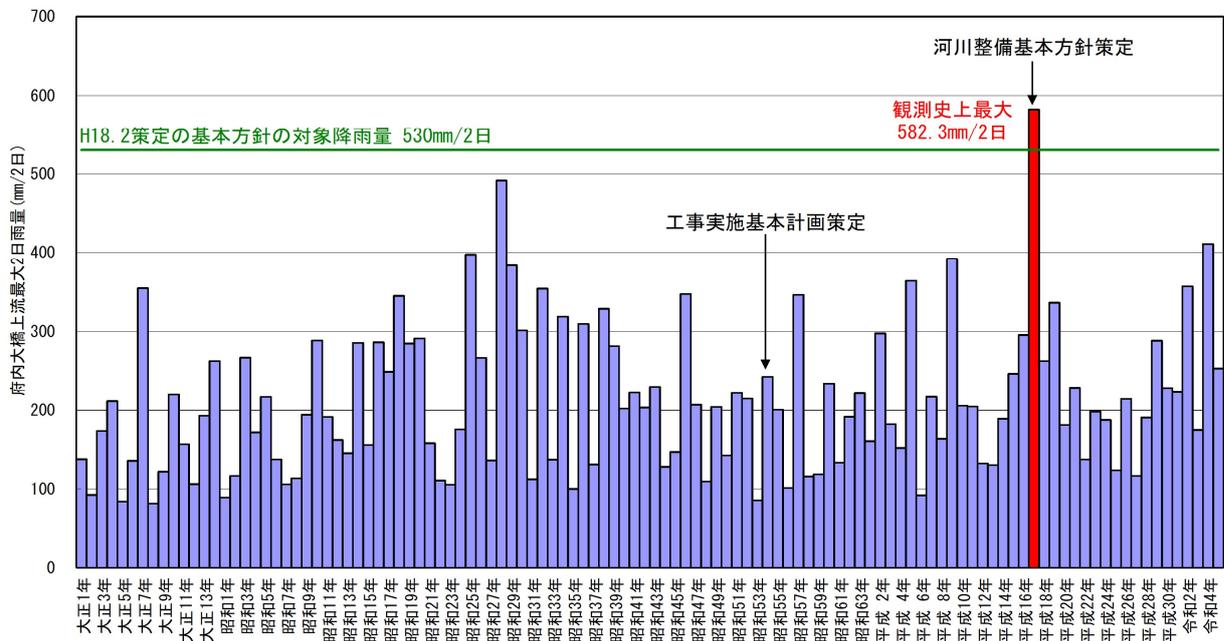


図 1.2 年最大 2 日雨量（基準地点府内大橋上流平均雨量）

## 1.4 新たな流出モデルの構築

### 1.4.1 流出計算モデルの概要（基礎式等）

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（K、P）を同定した。

貯留関数法の基礎式は次に示す。

なお、大分川流域の土地利用状況としては、既定計画の策定当時と比較して、土地利用の大きな変化は見られないが、現河川整備基本方針の流域定数が工事実施基本計画の定数を踏襲し利根川の経験式により設定しているため、リザーブの式により設定した定数と比較し、最適な定数設定を行った。

また、利水ダム貯留による流量低減効果を適切に反映するため、利水ダム位置で流域を新たに分割し、流出計算モデルに反映させるとともに、現行の流出モデルで設定されていない下流左岸の内水域と昭和46年（1971年）に締切った派川の裏川流域を考慮した。

#### 【流域の基礎式】

$$\frac{ds}{dt} = f(t) \cdot r(t) - q(t + Tl) \quad (\text{式 1-1})$$

$$s(t) = K \cdot q(t + Tl)^P \quad (\text{式 1-2})$$

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

ただし、

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

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

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

ここで、

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

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

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

ここで、

$S(t)$ ：貯留高【mm】、 $f(t)$ ：流入係数、 $r(t)$ ：流域平均降雨強度【mm/h】

$q(t)$ ：直接流出高【mm/h】、 $Tl$ ：遅滞時間【mm/h】、 $K$ ：定数、 $P$ ：定数

$Q(t)$ ：直接流出強度【m<sup>3</sup>/s】、 $A$ ：流域面積【km<sup>2</sup>】

$\sum R(t)$ ：降雨の降り始めから該当時刻までの流出平均降雨強度の和

$R_0$ ：初期損失雨量【mm】、 $R_{sa}$ ：飽和雨量【mm】、 $R_{sum}$ ：総降雨量【mm】

$Q_{sum}$ ：総直接流出量、 $f_1$ ：一次流出率、 $Q_{ca}(t)$ ：流域からの流出量【m<sup>3</sup>/s】

$Q_b(t)$ ：基底流量【m<sup>3</sup>/s】

を表す。

【河道区間の基礎式】

河道区間の貯留関数及び連続方程式は、それぞれ下式で表される。

$$S_1(t) = K \cdot Q_1(t)^P - Tl \cdot Q_1(t) \quad \text{(式 1-6)}$$

$$\frac{dS_1(t)}{dt} = I(t) - Q_1(t) \quad \text{(式 1-7)}$$

$$Q_1(t) = Q(t + Tl) \quad \text{(式 1-8)}$$

$S_1(t)$  : みかけの河道貯留量 [(m<sup>3</sup>/s)・h]

$Q_l$  : 遅滞時間  $Tl$  を考慮した流出量 [m<sup>3</sup>/s]

$Q(t)$  : 流出量 [m<sup>3</sup>/s]、 $I(t)$  : 流入量 [m<sup>3</sup>/s]、 $Tl$  : 遅滞時間 [h]

$K, P$  : 河道による定数

1.4.2 流域及び河道分割

大分川水系における流域分割は、降雨の時空間分布を的確に反映させることを考え、既定計画における流出計算モデルにおいて、流域及び河道分割を 16 流域 8 河道としている。

なお、利水ダムの貯留による流量低減効果を適切に反映するため、細分化を行っている。流域分割図を図 1.3、流出モデル模式図を図 1.4 に示す。

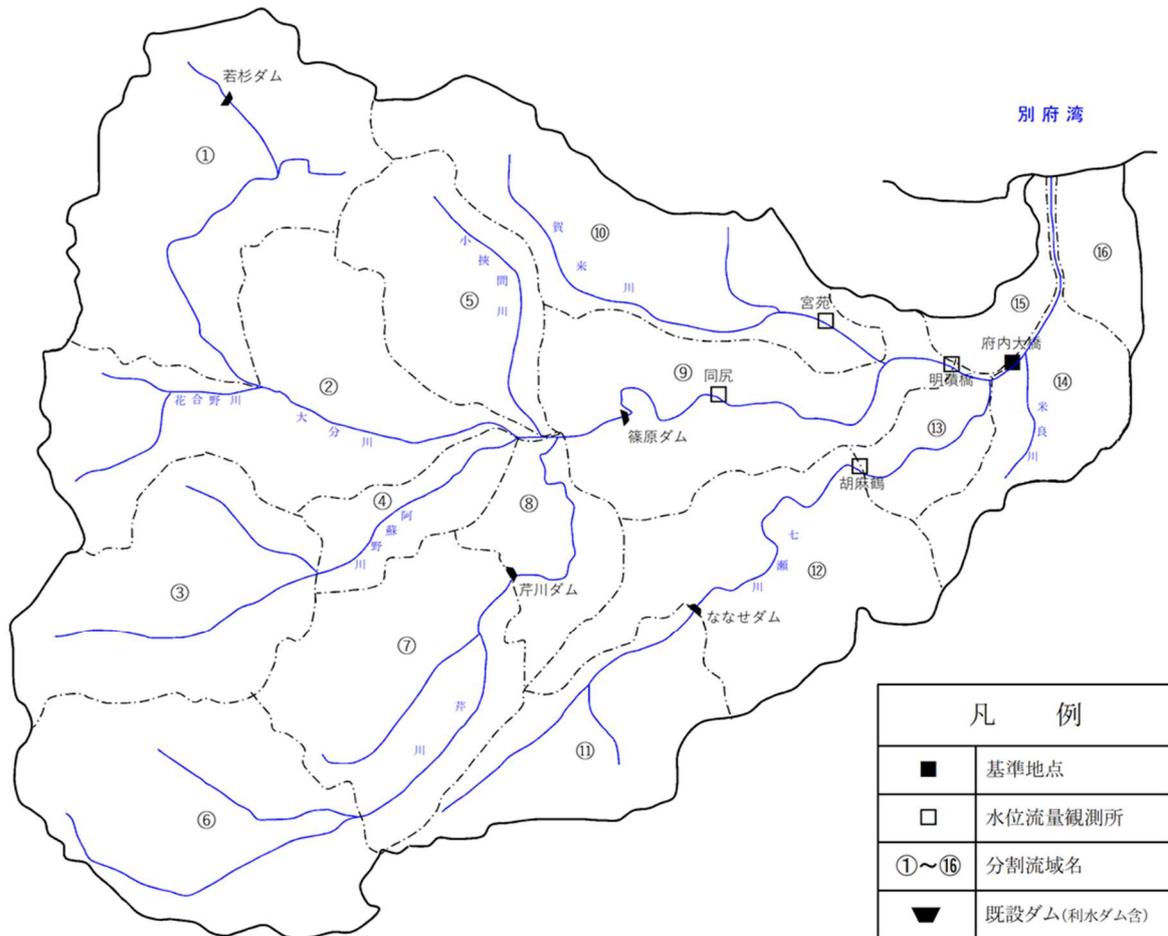


図 1.3 大分川流域分割図

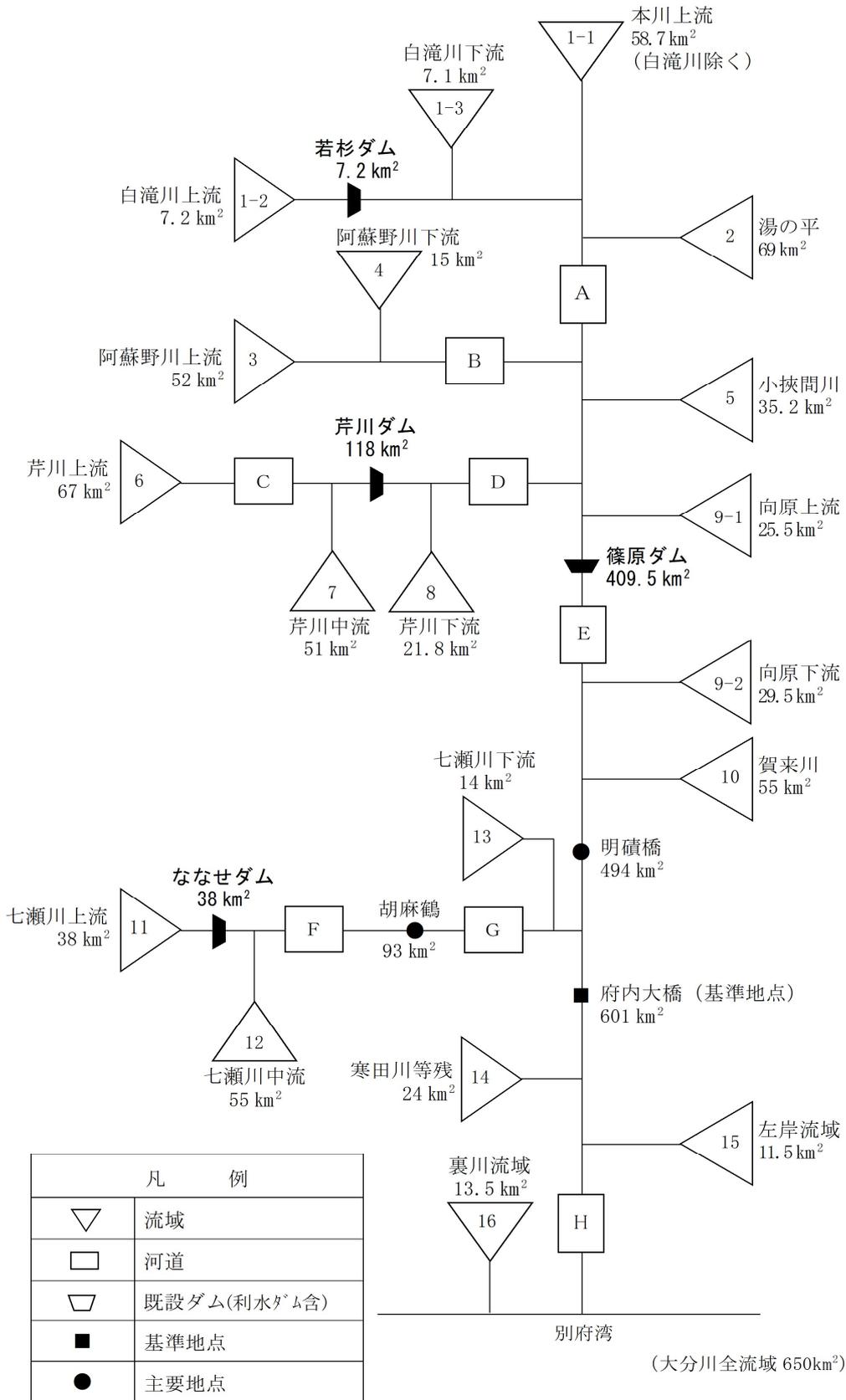


図 1.4 流出解析モデル図

表 1.2(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 <sup>2</sup> )		摘要	
	分割流域	ダム流域で 細分化	分割流域	ダム流域を 細分化		
1	本川上流		73.0		↑	
	1-1	本川上流 (白滝川除く)		58.7		
	1-2	白滝川上流		7.2		若杉ダム流域 (R1-2)
	1-3	若杉ダム残		7.1		
2	湯の平		69.0			
3	阿蘇野川上流		52.0		篠原ダム流域	
4	阿蘇野川下流		15.0		(R1~R9-1)	
5	小挾間川		35.2			
6	芹川上流		67.0		} 芹川ダム流域 (R6~R7)	
7	芹川中流		51.0			
8	芹川下流		21.8			
9	向原		55.0		↓	
	9-1	向原上流		25.5		
	9-2	向原下流		29.5		
10	賀来川		55.0			
11	七瀬川上流		38.0		ななせダム流域 (R11)	
12	七瀬川中流		55.0			
13	七瀬川下流		14.0			
14	寒田川等残		24.0			
15	左岸流域		11.5			
16	裏川流域		13.5			
—	大分川全流域		650.0			

表 1.2(2) 流域・河道モデル分割諸元（河道）

河川名	河道No	区 間	河道延長 L(km)
大分川	A	花合野川合流点 ～ 小挾間川合流点	11.40
阿蘇野川	B	鍋谷川合流後地点 ～ 本川合流点	9.90
芹川	C	社家川合流点 ～ 芹川ダム	6.50
芹川	D	芹川ダム ～ 本川合流点	10.50
大分川	E	小挾間川合流点 ～ 七瀬川合流点	14.70
七瀬川	F	ななせダム ～ 胡麻鶴	14.90
七瀬川	G	胡麻鶴 ～ 本川合流点	6.20
大分川	H	七瀬川合流点 ～ 河口	6.70



b) 検討対象洪水の考え方

$f_1$ 、 $R_{sa}$  の検討では、各洪水の総雨量－総流出の関係から、流出率が1となる雨量（飽和雨量）を求める必要がある。そのためには、総雨量－総流出の大きな洪水及び比較的小さな洪水を選定する必要があることから、a) で設定した3地点において氾濫注意水位を上回る洪水を対象とした。

表 1.3  $f_1$ 、 $R_{sa}$  の検討対象洪水一覧表

洪水No	洪水年月日	洪水原因	明礪橋地点			宮苑地点			胡麻嶺地点			（参考）基準地点府内大橋				
			ピーク水位	ピーク流量	順位	ピーク水位	ピーク流量	順位	ピーク水位	ピーク流量	順位	ピーク水位	ピーク流量	順位		
			(m)	(m <sup>3</sup> /s)		(m)	(m <sup>3</sup> /s)		(m)	(m <sup>3</sup> /s)		(m)	(m <sup>3</sup> /s)			
1	S.28. 6.26	梅雨前線	6.55	3,148	1											
2	S.29. 9.13	台風12号	3.85	1,338	21											
3	S.32. 9. 7	台風10号	6.40	3,058	2											
4	S.34. 8. 8	台風 6号	4.20	1,590	16											
5	S.38. 8. 9	台風 9号	4.74	1,752	11											
6	S.39. 9.25	台風20号	4.14	1,312	22											
7	S.41. 9. 9	台風19号	4.45	1,520	17											
8	S.43. 9.25	台風16号	4.20	1,369	20				3.38	505	14					
9	S.46. 8. 5	台風19号	4.14	873	36				2.97	360	25					
10	S.46. 8.30	台風23号	5.34	1,678	13				3.11	403	20					
11	S.49. 9. 9	台風18号	4.68	1,423	18				3.97	657	7					
12	S.51. 9.10	台風17号	4.59	1,222	24							4.42	1,407	18		
13	S.54. 9. 4	台風12号	4.79	1,667	14	3.85	403	5	3.05	591	11	4.90	欠測	-		
14	S.55.10.14	台風19号				2.73	212	13								
15	S.57. 7.24	梅雨前線	5.03	1,853	9	2.71	274	9				4.66	1,977	14		
16	S.57. 8.27	台風13号	5.03	1,853	9	3.03	355	8				4.81	2,479	9		
17	S.57. 9.25	台風19号				2.71	274	9	3.03	653	8	3.93	1,440	17		
18	S.62. 7.18	梅雨前線	4.01	1,190	25											
19	S.62.10.16	台風19号				2.60	244	12								
20	H. 2. 7. 2	梅雨前線	4.24	1,147	27	3.15	370	7	2.95	409	19	4.07	1,758	15		
21	H. 2. 9.19	台風19号	3.76	807	37				2.81	369	23					
22	H. 4. 8. 8	台風10号	4.03	1,048	30	2.83	256	11								
23	H. 5. 7.27	台風 5号	4.25	1,136	28				2.84	376	22					
24	H. 5. 9. 3	台風13号	6.15	2,777	3	3.80	548	3	4.35	938	4	6.40	3,826	1		
25	H. 9. 9.16	台風19号	6.00	2,306	4				3.69	718	6	5.86	3,341	4		
26	H.10.10.17	台風10号	4.81	1,414	19				3.63	638	9	4.77	2,354	11		
27	H.11. 9.15	台風16号	5.24	1,704	12				4.16	1,208	1	5.16	2,414	10		
28	H.15. 7.12	梅雨前線	4.31	933	34				3.12	419	18					
29	H.15. 8. 8	台風10号	4.76	1,109	29							3.99	1,401	19		
30	H.16. 8.30	台風16号	3.90	882	35				2.86	326	27					
31	H.16.10.20	台風23号	6.11	2,283	6	2.56	371	6	4.89	1,132	2	6.36	3,590	2		
32	H.17. 7.10	梅雨前線	3.76	1,019	32											
33	H.17. 9. 6	台風14号	5.95	2,114	8				3.55	549	13	5.62	2,773	8		
34	H.18. 8.18	台風10号	5.04	1,664	15				3.51	565	12	4.46	2,040	13		
35	H.19. 8. 2	台風 5号	6.03	2,301	5				4.37	886	5	5.58	3,580	3		
36	H.23. 9.20	台風15号	3.99	1,016	33				3.06	396	21					
37	H.24. 7.12	梅雨前線	3.98	1,026	31	2.63	137	14	2.92	363	24					
38	H.26. 8. 9	台風11号							2.87	297	29					
39	H.26.10.13	台風19号							2.92	308	28					
40	H.28. 6.22	梅雨前線	4.43	1,240	23											
41	H.28. 9.20	台風16号	4.30	1,185	26				3.32	451	17	4.15	1,712	16		
42	H.29. 7. 5	梅雨前線							3.20	469	16					
43	H.29. 9.17	台風18号	6.08	2,176	7	2.57	505	4	4.40	962	3	5.89	3,032	7		
44	H.30. 7. 7	梅雨前線	4.31	-	-											
45	H.30. 9.29	台風24号	5.14	-	-				3.68	614	10	5.02	2,214	12		
46	R. 2. 7. 6	梅雨前線	6.54	-	-	3.03	661	2	2.87	351	26	6.59	3,140	6		

### c) 流出成分の分離

流域定数の設定を行う上で、実績流量のヒドログラフをもとに流出成分を分離し、流域定数解析等の洪水ごとに  $f_1$ 、 $R_{sa}$  検討地点を対象に、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（図 1.6 参照）。

一般に、ヒドログラフの低減部を片対数紙に描き、3本の直線<sup>かたたいすう</sup>で「表面流出成分」、「中間流出成分」、「地下水流出成分」を近似すると、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。大分川では、流域のほとんどが自然地形（森林・水田等）であることから、表面流出成分のほかに、側方浸透流（中間流出成分）、地下水流出成分に別れて流出過程をとると想定される。従って、大分川ではピーク流量時点以降の流量変化を基本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点とした（平成5年（1993年）9月洪水の成分分離結果を図 1.7 に整理）。

初期損失雨量の設定については、洪水の立ち上がり以前の洪水は初期損失雨量として取り扱い、総雨量に含めないものとして整理した。

各洪水で成分分離を行った結果を表 1.4 に示す。

$f_1$ 等解析地点ごとに、流域定数解析洪水ごとに、直接流出開始以前の降雨を初期損失雨量( $R_0$ )と設定。各 $f_1$ 等解析地点における各流域定数解析洪水において、降り始めから $R_0$ 分の雨量を控除して総降雨量を求める。

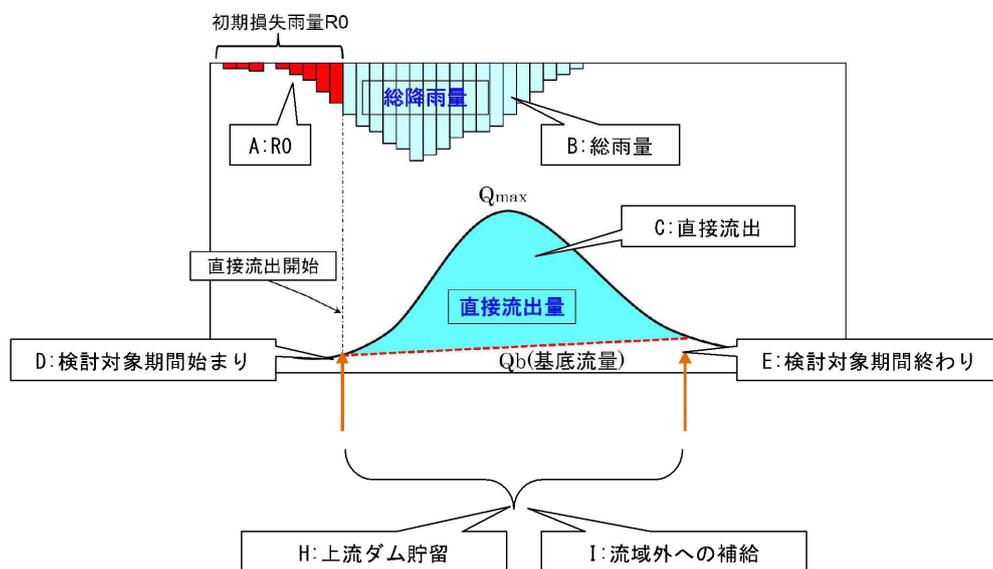


図 1.6 成分分離の概念図

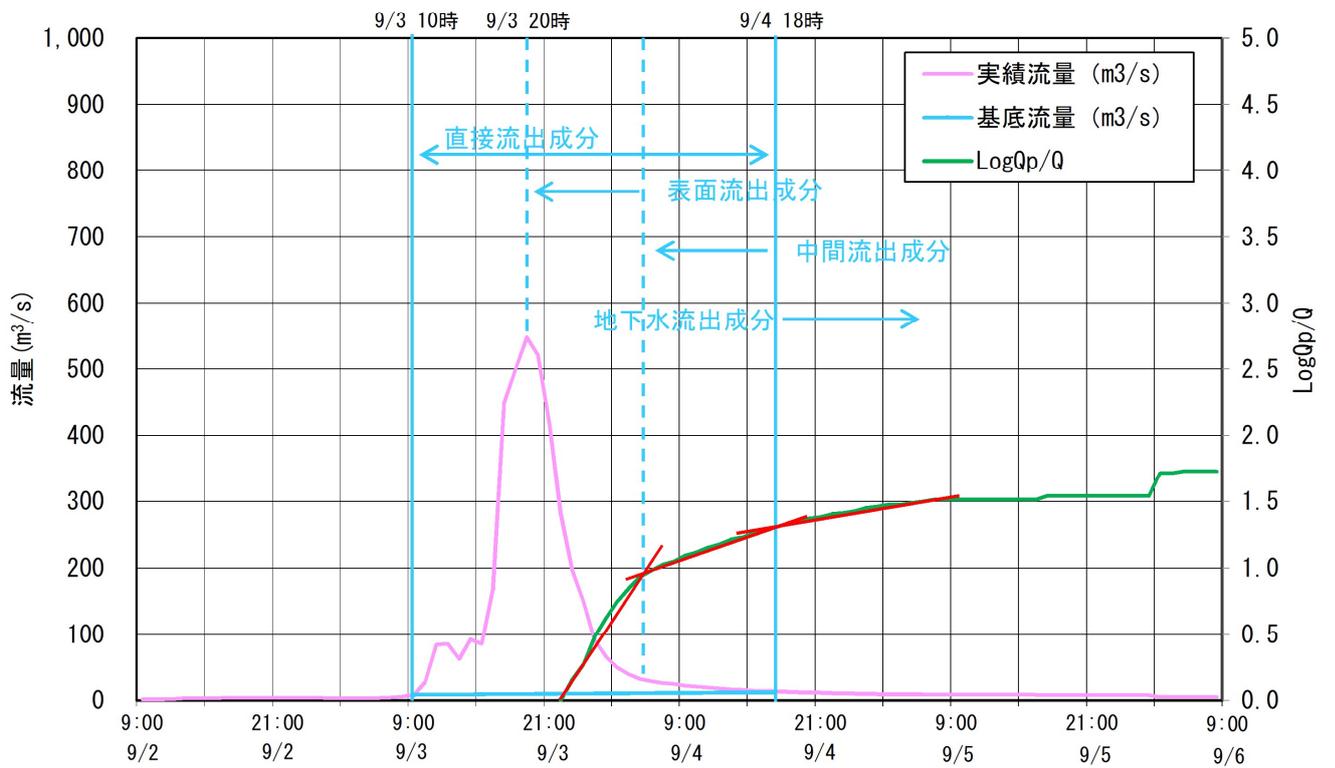
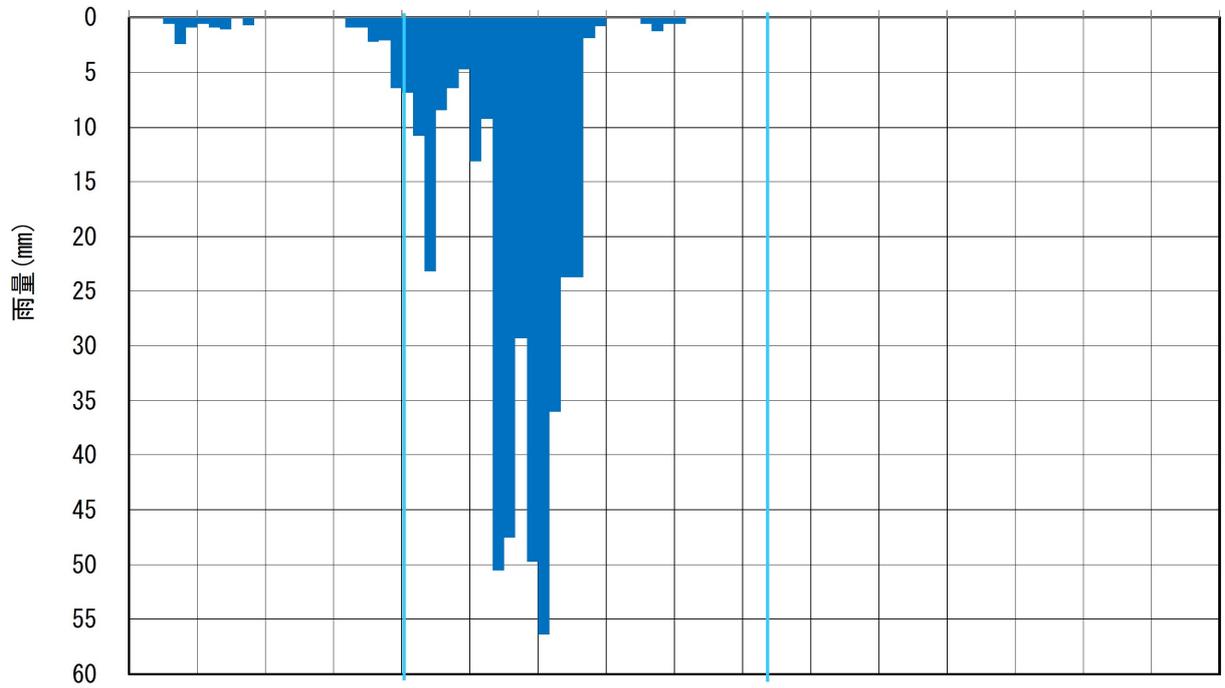


图 1.7(1) 成分分離結果 (宮苑地点 : H5. 9. 3 洪水)

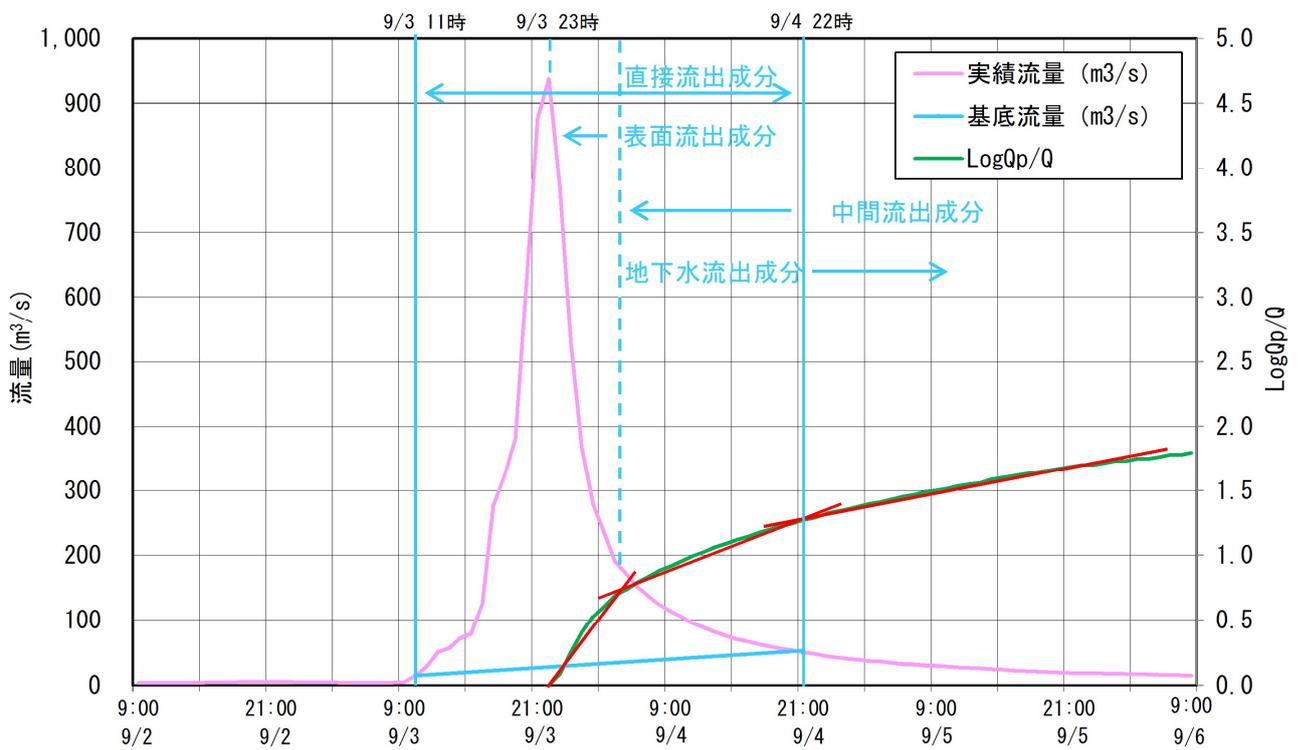
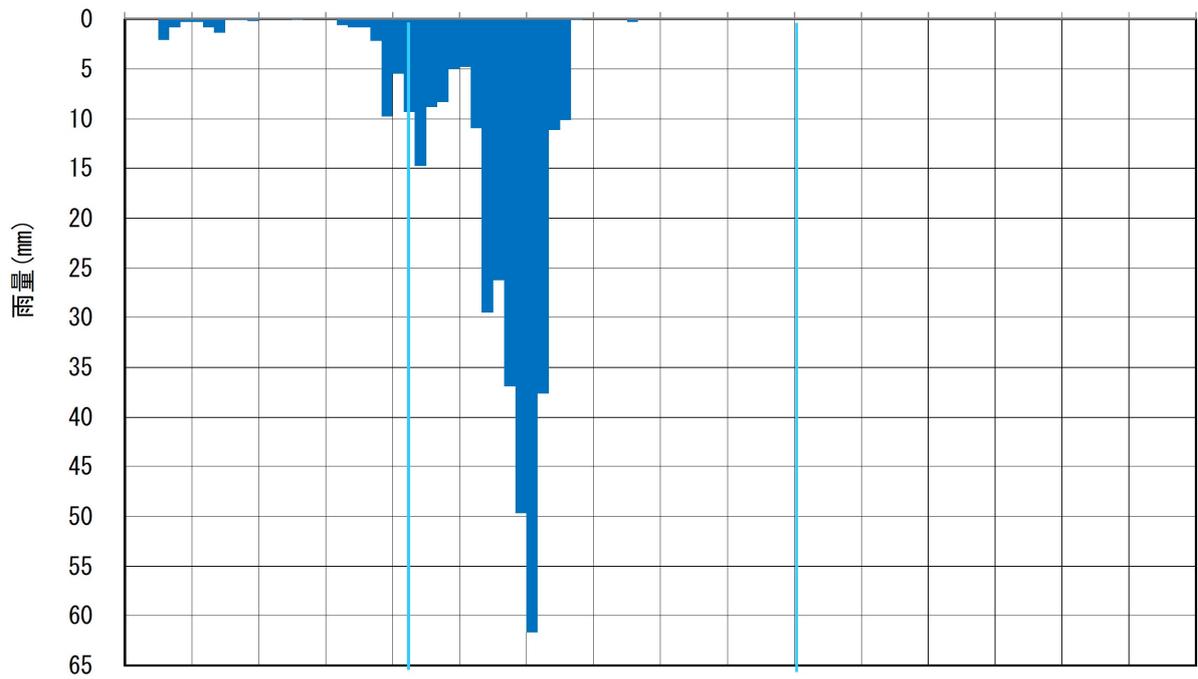


图 1.7(2) 成分分離結果 (胡麻鶴地点 : H5. 9. 3 洪水)

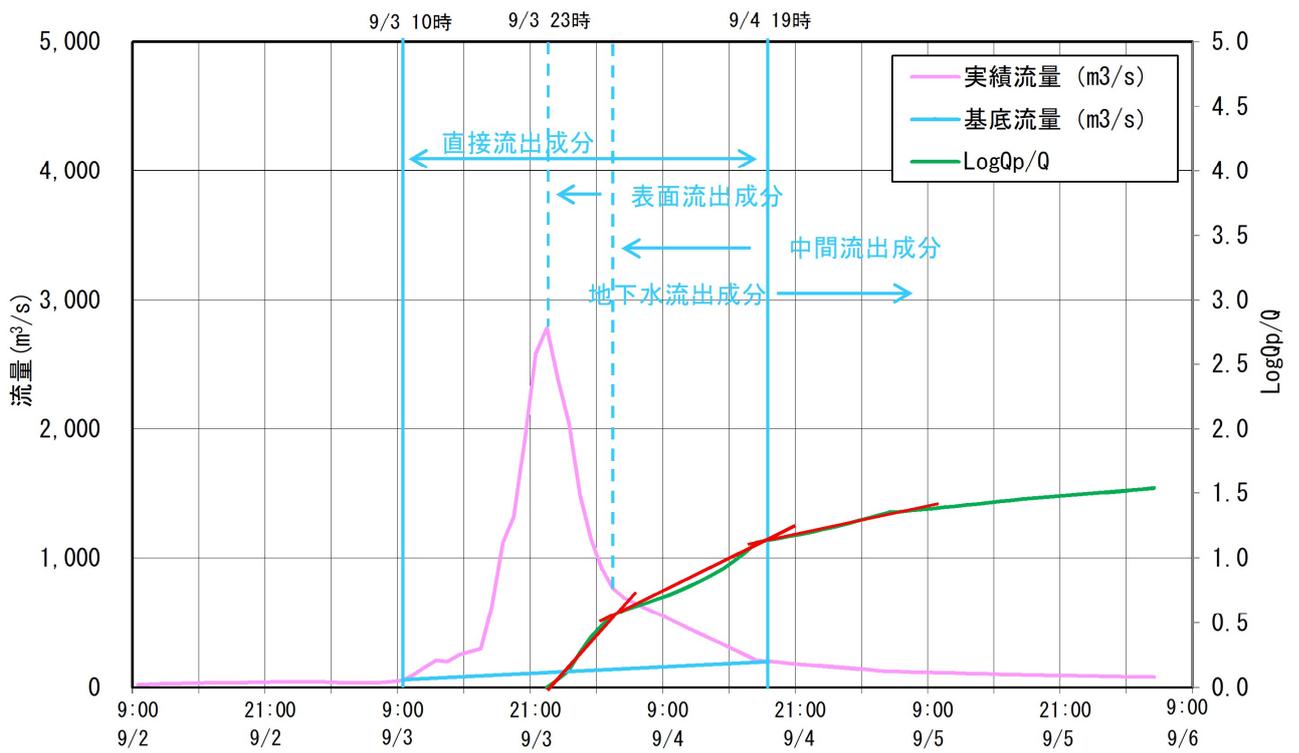
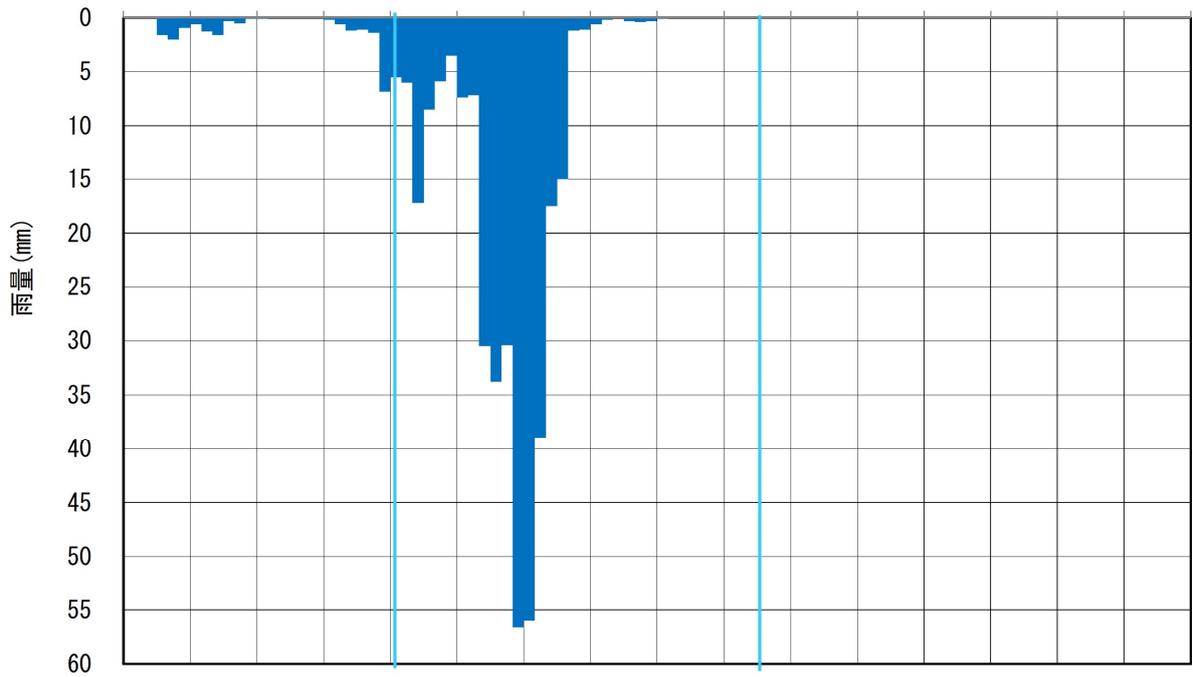


図 1.7(3) 成分分離結果 (明礪橋地点 : H5.9.3 洪水)

※芹川ダム戻し流量

表 1.4 流出成分の分離による総降雨量・総流出高の算定結果

No	洪水名	宮苑 A=53km <sup>2</sup>		胡麻鶴 A=93km <sup>2</sup>		明礪橋 A=494km <sup>2</sup>		備考
		総雨量 (mm)	総流出高 (mm)	総雨量 (mm)	総流出高 (mm)	総雨量 (mm)	総流出高 (mm)	
1	S. 28. 6. 26					436	363	
2	S. 29. 9. 13							
3	S. 32. 9. 7					322	218	
4	S. 34. 8. 8							
5	S. 38. 8. 9					271	131	
6	S. 39. 9. 25							
7	S. 41. 9. 9							
—	S. 42. 7. 1			(122)	(119)			
8	S. 43. 9. 25			231	229	205	81	
9	S. 46. 8. 5			268	259	274	178	
10	S. 46. 8. 30			340	297	379	288	
11	S. 49. 9. 9			232	216	190	95	
12	S. 51. 9. 10					144	67	
13	S. 54. 9. 4	273	130	231	167	216	89	
14	S. 55. 10. 14	184	95					
15	S. 57. 7. 24	139	70			197	107	
16	S. 57. 8. 27	430	272			287	202	
17	S. 57. 9. 25	231	138	220	212			
18	S. 62. 7. 18					170	96	
19	S. 62. 10. 16	180	102					
20	H. 2. 7. 2	177	95	228	196	206	70	
21	H. 2. 9. 19			298	212	278	124	
22	H. 4. 8. 8	125	77	(111)	(95)	121	43	
23	H. 5. 7. 27			160	136	162	63	
24	H. 5. 9. 3	396	299	316	280	337	218	
25	H. 9. 9. 16			381	373	403	272	
26	H. 10. 10. 17			231	206	160	87	
27	H. 11. 9. 15			258	257	176	95	
28	H. 15. 7. 12			228	167	154	78	
29	H. 15. 8. 8					245	115	
30	H. 16. 8. 30			197	150			
31	H. 16. 10. 20	337	250	319	307	204	116	
32	H. 17. 7. 10					263	135	
33	H. 17. 9. 6			550	357	539	330	
34	H. 18. 8. 18			227	196	241	91	
—	H. 19. 7. 14			(127)	(117)			
35	H. 19. 8. 2			337	259	308	149	
—	H. 20. 6. 11			(144)	(133)			
36	H. 23. 9. 20			251	251			
—	H. 24. 6. 24			(149)	(116)			
37	H. 24. 7. 12	139	59	163	124	162	72	
38	H. 26. 8. 9			223	187			
39	H. 26. 10. 13			152	118			
—	H. 28. 6. 20			(97)	(70)			
40	H. 28. 6. 22					191	71	
41	H. 28. 9. 20			192	187	164	89	
42	H. 29. 7. 5			282	229			
43	H. 29. 9. 17	268	171	306	292	222	131	
44	H. 30. 7. 7							
45	H. 30. 9. 29			263	232			
46	R. 2. 7. 6	371	267					

※ ( ) 書きは水防団待機水位～氾濫注意水位の間の洪水

d) 計画  $f_1$ 、 $R_{sa}$  の検討

流出率  $f_1$  及び飽和雨量  $R_{sa}$  は次に述べる方法により算出を行った。

- ①宮苑地点及び胡麻鶴地点の成分分離の結果と流域平均雨量を用いて、総降雨量  $R$  (mm) と総流出高  $q$  (mm) をプロット。
- ② $R_{sa}$  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、総降雨量と総流出高の差の平均値が  $R_{sa} \times (1 - f_1)$  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。
- ③累加雨量が飽和雨量を上回った後の流出率（飽和流出率）は、1 とする。

検討地点は 1) にて設定した宮苑地点、胡麻鶴地点及び明礮橋地点とした。

総降雨量  $R$  (mm) と総流出高  $q$  (mm) 関係図 (図 1.8) をもとに設定した計画  $f_1$ 、 $R_{sa}$  は表 1.5 に示すとおりである。

表 1.5 計画  $f_1$ 、 $R_{sa}$  設定結果

地点	一次損失雨量	
	$f_1$	$R_{sa}$
宮苑	0.55	230
胡麻鶴	0.85	100
明礮橋	0.55	230

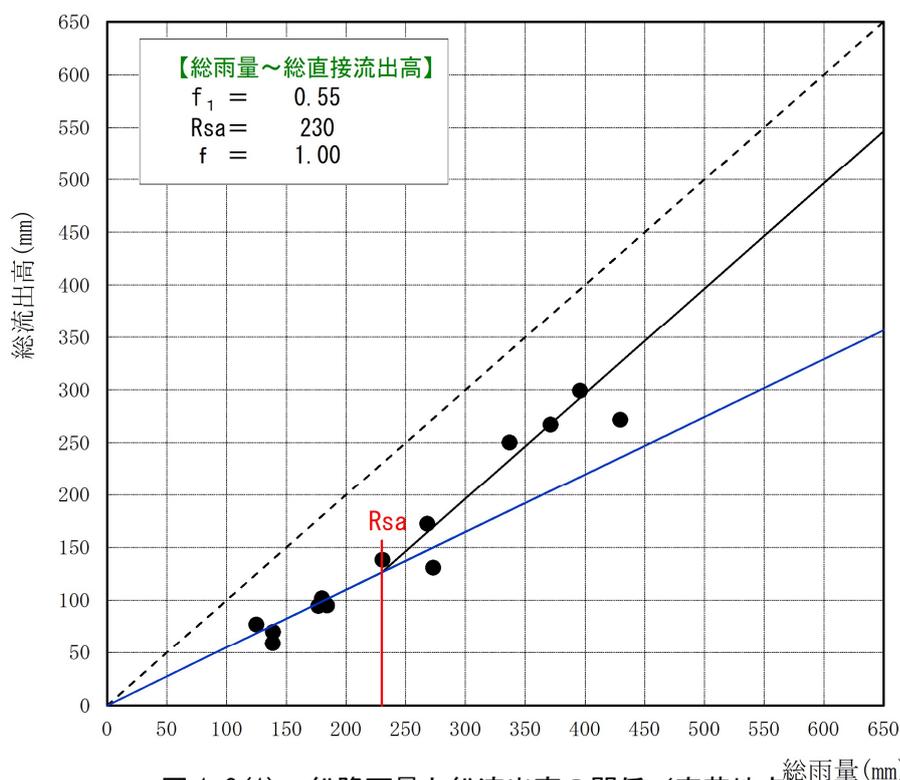


図 1.8(1) 総降雨量と総流出高の関係 (宮苑地点)

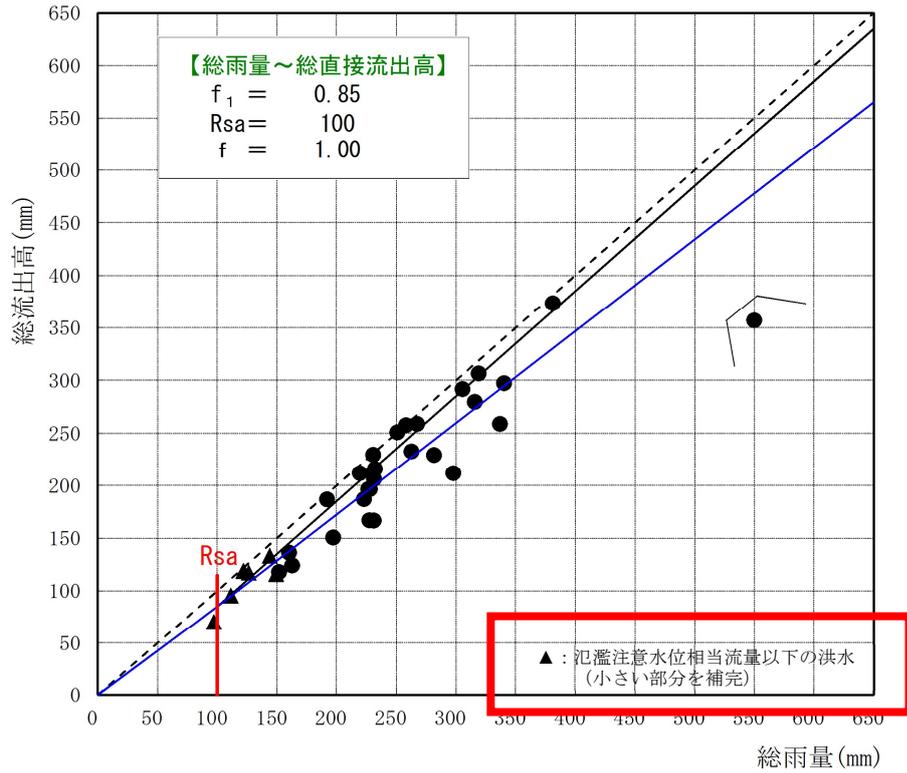


図 1.8(2) 総降雨量と総流出高の関係 (胡麻鶴地点)

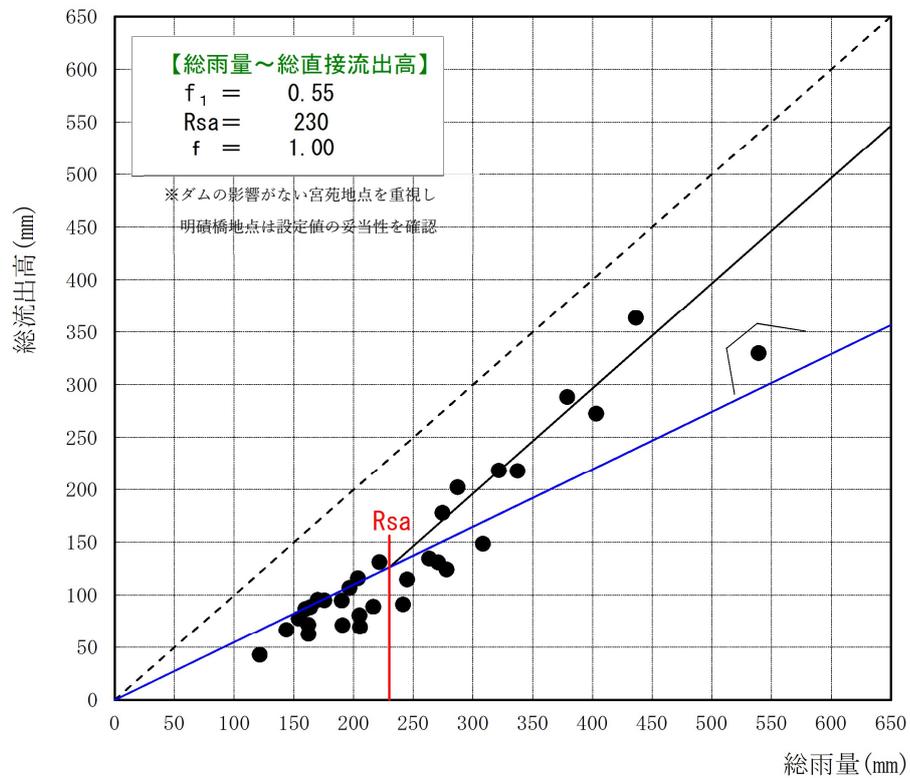


図 1.8(3) 総降雨量と総流出高の関係 (明礮橋地点)

※芹川ダム戻し流量

## 2) K、P、TI の設定

### a) 代表地点における K、P、TI の算出

流出計算に用いる K、P、TI の設定は、上流域の降雨量と当該地点での流出量の関係が把握可能な地点で行う必要がある。大分川流域において自然流況を把握可能な代表地点は宮苑地点、胡麻鶴地点である。そこで、宮苑地点と胡麻鶴地点において定数を設定し、流路延長や勾配などの地形特性を考慮した関係式から上流の定数設定を行った。

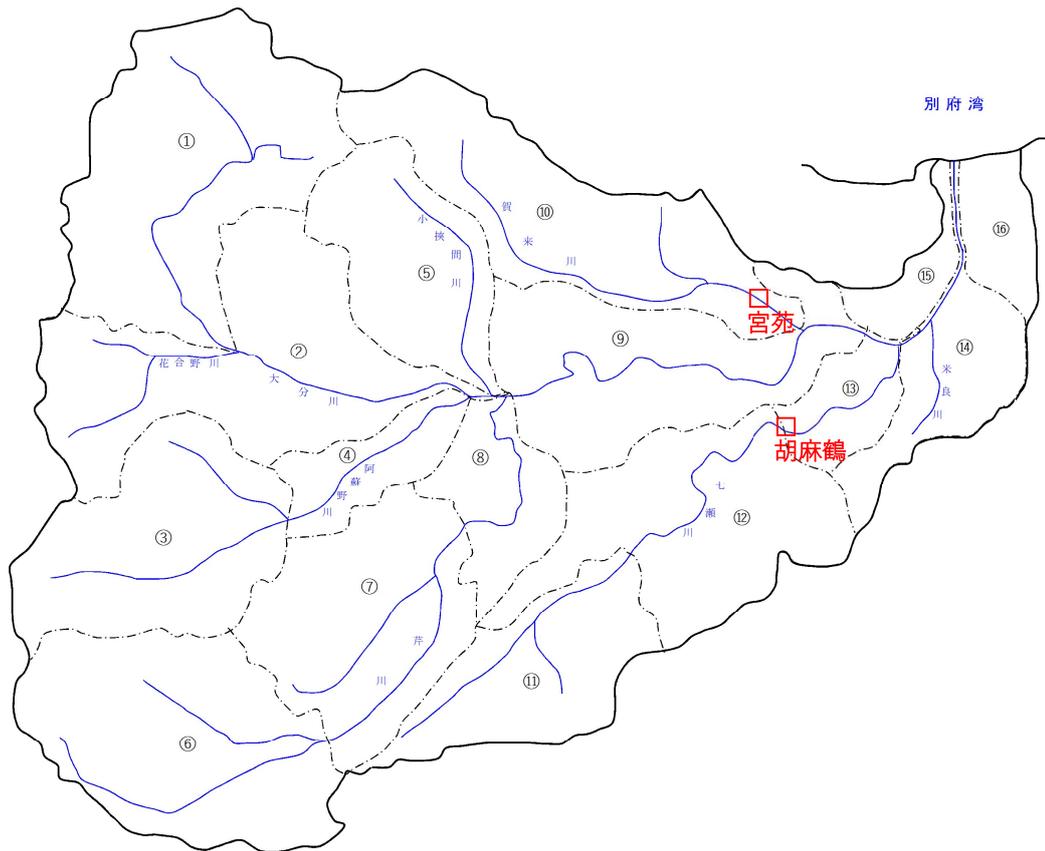


図 1.9 K、P、TI 検討対象地点

高水検討の定数設定においては計画規模相当のピーク流量を対象とすることから、K、P、TIは過去洪水の中で流量規模が大きい降雨量と流出量との関係から得ることが望ましい。

このため、既往最大流量として宮苑地点は令和6年(2024年)8月洪水(776m<sup>3</sup>/s)、胡麻鶴地点は平成11年(1999年)9月洪水(1,208m<sup>3</sup>/s)のデータを用いてK、P、TIを算定した。

**【対象洪水について】**

基準地点府内大橋における主要洪水の中から、宮苑地点、胡麻鶴地点の実績ピーク流量の上位5洪水を対象とした。

宮苑地点、胡麻鶴地点における対象洪水を整理した結果は表1.6に示す通りであり、以下の理由から、K、Pについては、宮苑地点、胡麻鶴地点において最大流量を記録した洪水の定数を用い、TIについては、対象洪水の平均値を用いることとした。

表 1.6(1) K、P、TI の検討対象洪水一覧（宮苑地点）

No.	洪水年月日	実績流量		備考
		ピーク流量 (m <sup>3</sup> /s)	順位	
1	S54.9.4	403	5	
2	H5.9.3	548	3	
3	H29.9.17	505	4	
4	R2.7.6	661	2	
5	R6.8.29	776	1	R6 暫定 H-Q 式

表 1.6(2) K、P、TI の検討対象洪水一覧（胡麻鶴地点）

No.	洪水年月日	実績流量		備考
		ピーク流量 (m <sup>3</sup> /s)	順位	
1	H5.9.3	938	4	
2	H11.9.15	1,208	1	
3	H16.10.20	1,132	2	
4	H19.8.2	886	5	
5	H29.9.17	962	3	

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

$$s(t) = \sum_{T=0}^{T=t} r_{ave} \times f - \sum_{T=0}^{T=t} q \quad (\text{式 1-9})$$

$$q = \frac{3.6}{A}(Q - Q_b) \quad (\text{式 1-10})$$

$s$  : 貯留高【mm】、 $r_{ave}$  : 流域平均時間雨量【mm/h】

$q$  : 1時間の直接流出高【mm/h】

$f$  : 直接流出開始後の累積降雨が $R_{sa}$ に達するまでは $f_1$ 、達した後は1.0

$Q$  : 実績流量【m<sup>3</sup>/s】、 $Q_b$  : 基底流量【m<sup>3</sup>/s】

$A$  : 流域面積【km<sup>2</sup>】

代表地点においてK、P、TIを算出した結果を表1.7、表1.8、図1.10に示す。

表 1.7 K、P、TI 設定結果

地点	定数設定結果			備考
	K	P	TL (分)	
宮苑	35.885	0.335	10	
胡麻鶴	10.347	0.545	30	

表 1.8(1) 流域定数 (K、P、TI) 設定結果 (宮苑地点)

No.	洪水年月日	実績流量		定数設定ケース別 対象洪水		流域定数			備考
		ピーク流量 ( $m^3/s$ )	順位	A	B	K	P	TL (分)	
1	S54.9.4	403	5		○	24.286	0.156	0	
2	H5.9.3	548	3		○	39.353	0.385	0	
3	H29.9.17	505	4		○	53.973	0.242	0	
4	R2.7.6	661	2		○	71.161	0.193	20	
5	R6.8.28	776	1	○	○	35.885	0.335	30	
ケースA: ピーク流量最大洪水における流域定数						35.885	0.335	30	
ケースB: 対象全洪水の流域定数の平均値						44.932	0.262	10	

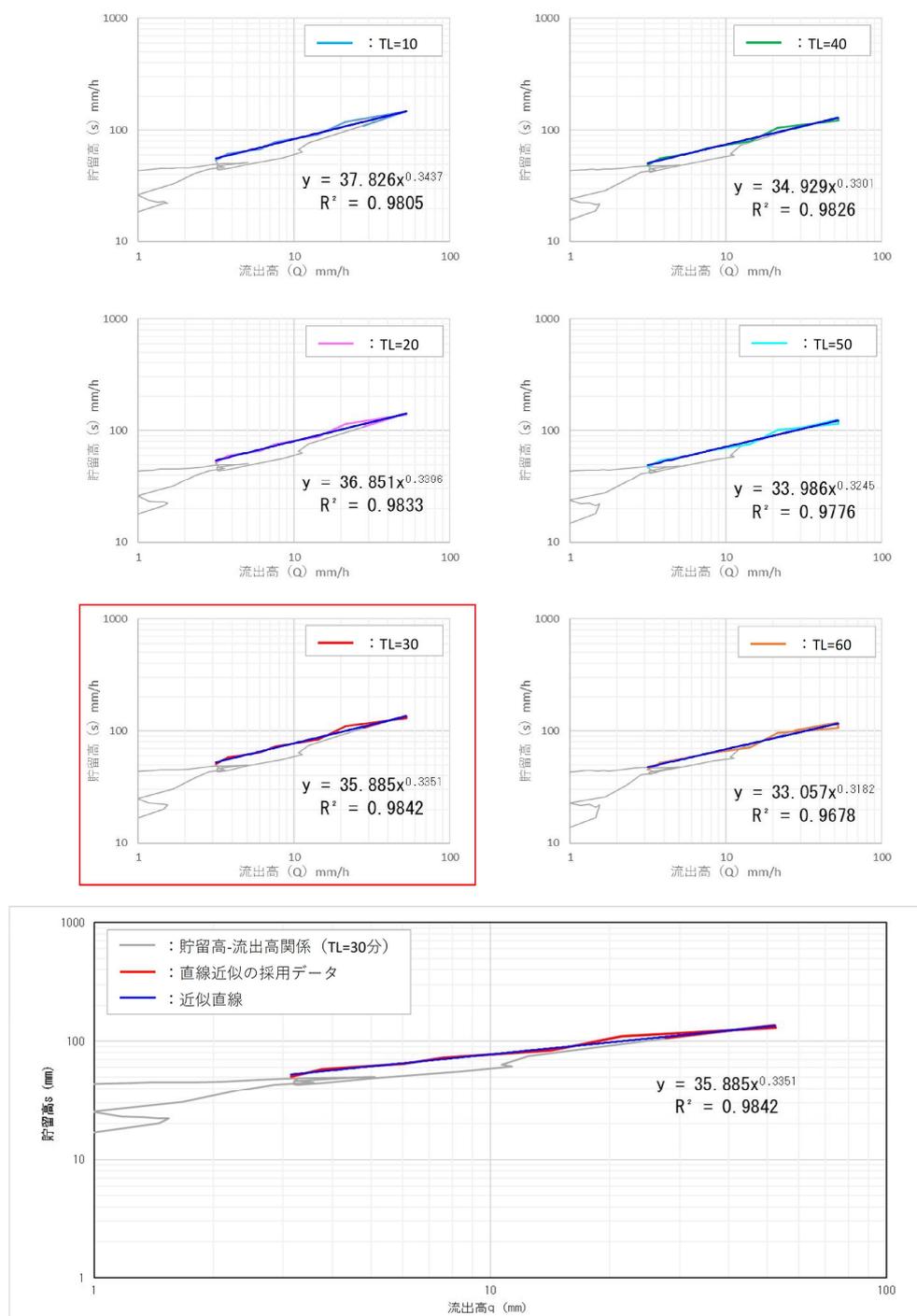


図 1.10(1) 貯留高-流出高関係図 (宮苑地点 令和 6 年 8 月洪水)

表 1.8(2) 流域定数 (K、P、TI) 設定結果 (胡麻鶴地点)

No.	洪水年月日	実績流量		定数設定ケース別 対象洪水		流域定数			備考
		ピーク流量 ( $m^3/s$ )	順位	A	B	K	P	TL (分)	
1	H5. 9. 3	938	4		○	23.388	0.591	40	
2	H11. 9. 15	1,208	1	○	○	10.347	0.545	50	
3	H16. 10. 20	1,132	2		○	33.877	0.296	10	
4	H19. 8. 2	886	5		○	38.109	0.465	30	
5	H29. 9. 17	962	3		○	19.793	0.530	30	
ケースA: ピーク流量最大洪水における流域定数						10.347	0.545	50	
ケースB: 対象全洪水の流域定数の平均値						25.103	0.485	30	

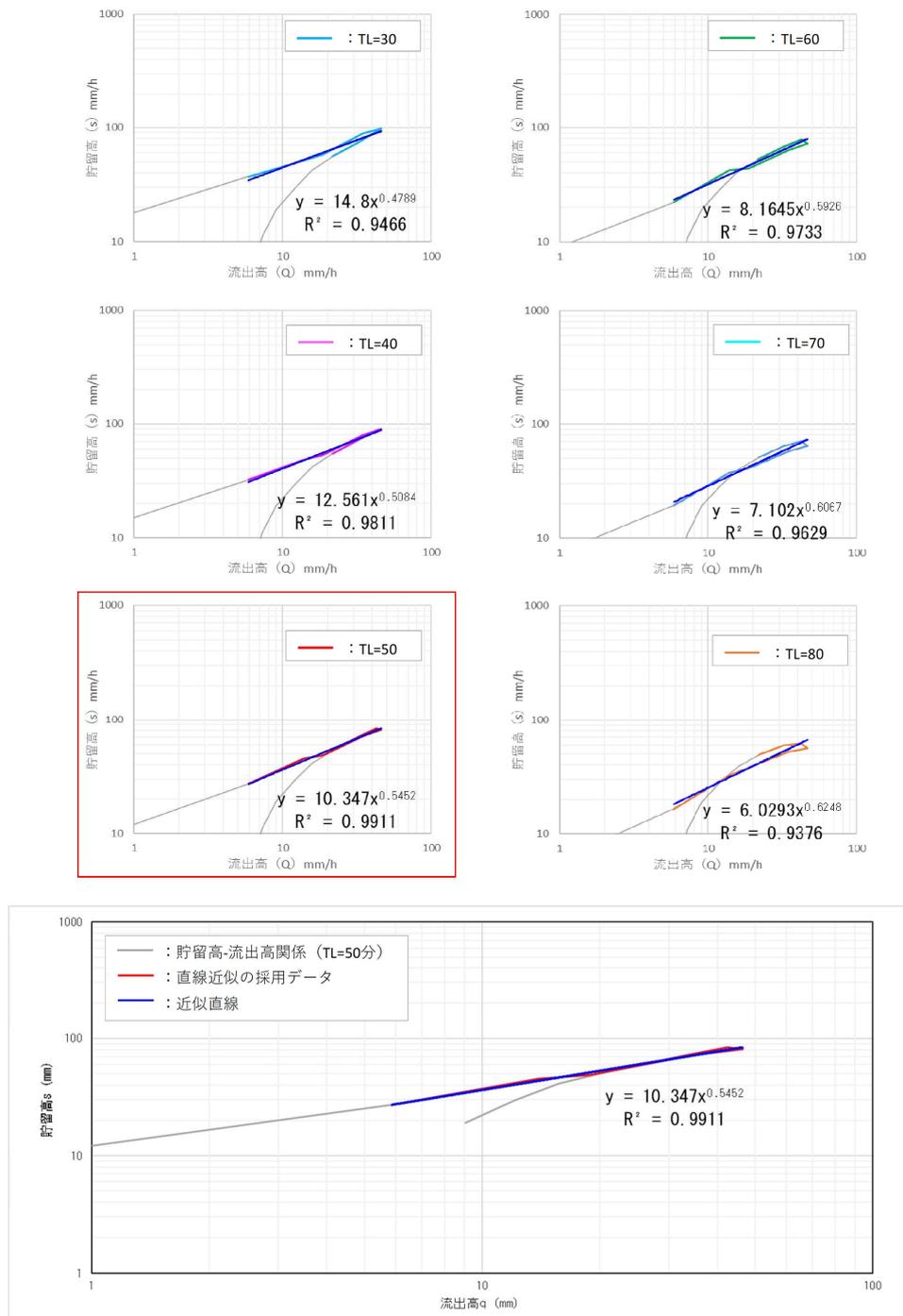


図 1.10(2) 貯留高一流出高関係図 (胡麻鶴地点 平成 11 年 9 月洪水)

## b) 各小流域におけるK、P、TIの設定

a) にて設定した代表地点流域では宮苑地点、胡麻鶴地点における実績雨量と実績流量の関係から流域定数を設定した。上記以外の小流域のK、P、TI値を求める際には、以下の考え方をを用いることとした。

- ・K値はリザーブ定数を用いた経験式の考え方を利用する。
- ・代表地点のリザーブ式を用いて、各小流域のK値を算定する。
- ・P値は、K値算定に用いた代表地点の値を一様に採用する。
- ・TI値は、代表地点と小流域の流路長比により算定する。

### 【リザーブの式】

$$K = \alpha \times C \times I^{1/3} \times L^{1/3}$$

$\alpha$  : 定数

C : 流域粗度 (自然流域 0.12、都市流域 0.012)

I : 流域勾配

L : 流路長

表 1.9 代表地点における定数設定結果

地点	C	L (km)	I	K	$\alpha$
宮苑	0.114	24.2	0.0175	35.885	28.15
胡麻鶴	0.116	28.6	0.0117	10.347	6.64

### 【設定した式】

宮苑地点 :  $K = 28.15 \times C \times I^{1/3} \times L^{1/3}$

胡麻鶴地点 :  $K = 6.64 \times C \times I^{1/3} \times L^{1/3}$

代表地点上流域の流域粗度、流域勾配、流路長は、以下の考え方にて設定した。

【流域粗度・・・表 1.10、図 1.12 参照】

- ・流域内の土地利用を整理し、係数（自然流域：0.12、都市流域：0.012）を乗じて算出
- ・土地利用状況は、国土数値情報土地利用細分メッシュ（令和3年（2021年）度）より整理
- ・自然流域、都市流域の分類は以下のとおりとした  
自然流域・・・水面、山林、水田、原野・畑  
都市流域・・・建物用地、道路、鉄道

【流域勾配、流路長・・・図 1.13 参照】

- ・代表地点上流域における各小流域に流域上流端から末端までの延長（流路長）及び地盤高を計測（なお地盤高は、基盤地図情報の10mメッシュ地盤高をもとに、河道付近の地盤高を計測）
- ・流域勾配は、計測した地盤高をもとに、図 1.11 の考え方にて平均的な勾配を算出
- ・上記作業を行い、流域面積比にて代表地点までの平均延長、平均勾配を算出（表 1.9 参照）

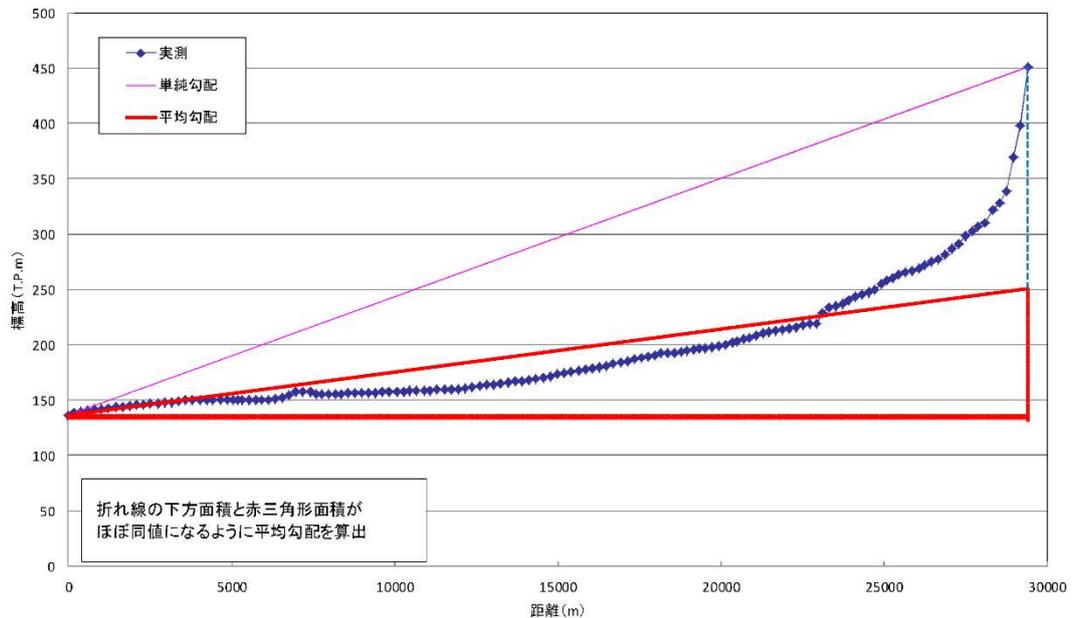


図 1.11 流域平均勾配の設定例

表 1.10 土地利用状況別面積及び流域粗度 C の算定結果

流域 No	流域 面積 (km <sup>2</sup> )	水面	山林	水田	原野・畑	宅地市街地			流域 粗度 C
						建物用地	道路	鉄道	
						0.012	0.012	0.012	
1	73.00	0.60	57.80	4.50	4.60	4.70	0.40	0.40	0.111
2	69.00	1.10	54.30	9.10	2.60	1.70	0.00	0.20	0.115
3	52.00	0.00	48.10	3.10	0.40	0.40	0.00	0.00	0.119
4	15.00	0.20	11.80	2.00	0.30	0.70	0.00	0.00	0.113
5	35.20	0.00	27.70	5.70	1.20	0.60	0.00	0.00	0.118
6	67.00	0.20	52.80	8.80	3.60	1.60	0.00	0.00	0.117
7	51.00	1.20	43.40	3.80	2.10	0.50	0.00	0.00	0.116
8	21.80	0.40	18.80	1.90	0.20	0.50	0.00	0.00	0.115
9	55.00	2.20	26.30	11.60	4.10	10.30	0.20	0.30	0.094
10	55.00	0.30	40.10	8.20	3.90	2.30	0.20	0.00	0.114
11	38.00	0.60	33.80	1.30	2.00	0.30	0.00	0.00	0.117
12	55.00	0.80	44.00	6.00	2.30	1.90	0.00	0.00	0.115
13	14.00	1.40	4.00	1.90	0.80	5.70	0.20	0.00	0.062
14	24.00	2.60	10.50	1.30	1.60	7.50	0.50	0.00	0.071
15	11.50	0.80	0.40	0.00	0.90	8.70	0.50	0.20	0.023
16	13.50	0.90	1.30	0.00	2.60	8.20	0.30	0.20	0.042
宮苑	55.00	0.30	40.10	8.20	3.90	2.30	0.20	0.00	0.114
胡麻鶴	93.00	1.40	77.80	7.30	4.30	2.20	0.00	0.00	0.116

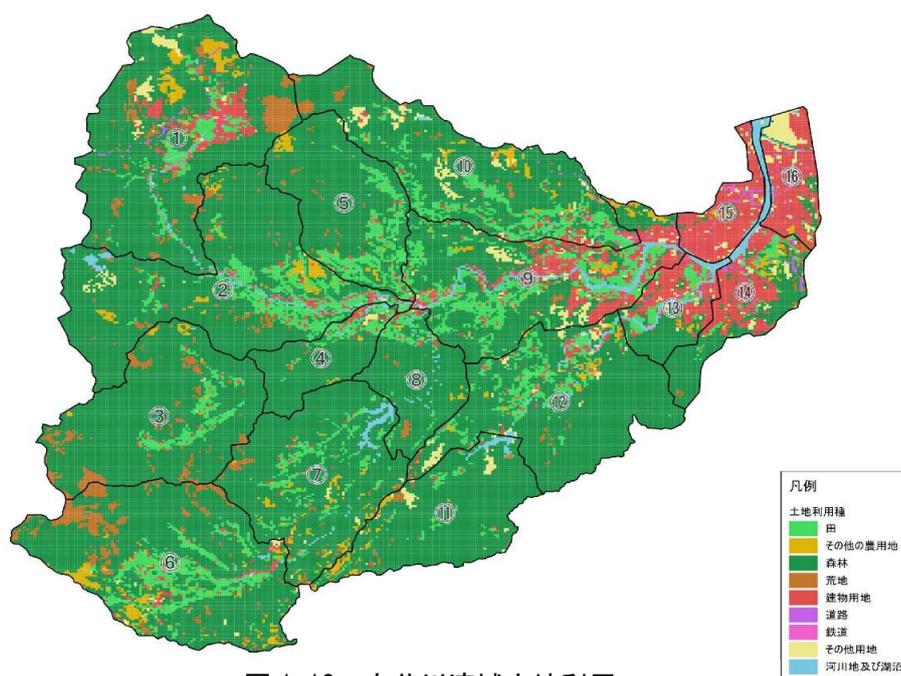


図 1.12 大分川流域土地利用

単純平均

延長	標高
0	276
15600	591

$i = 0.0202$

面積平均

延長	標高
0	276
15600	561

$i = 0.0183$   
 $1/i = 55$

### 流域①

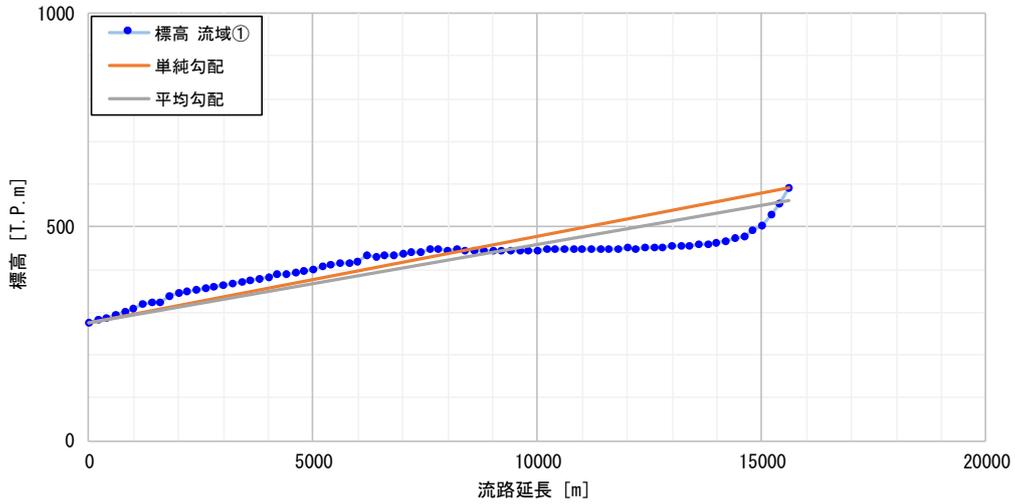


図 1.13 (1) 流域平均勾配の算定結果 (流域①)

単純平均

延長	標高
0	90
13000	286

$i = 0.0151$

面積平均

延長	標高
0	90
13000	244

$i = 0.0119$   
 $1/i = 84$

### 流域②

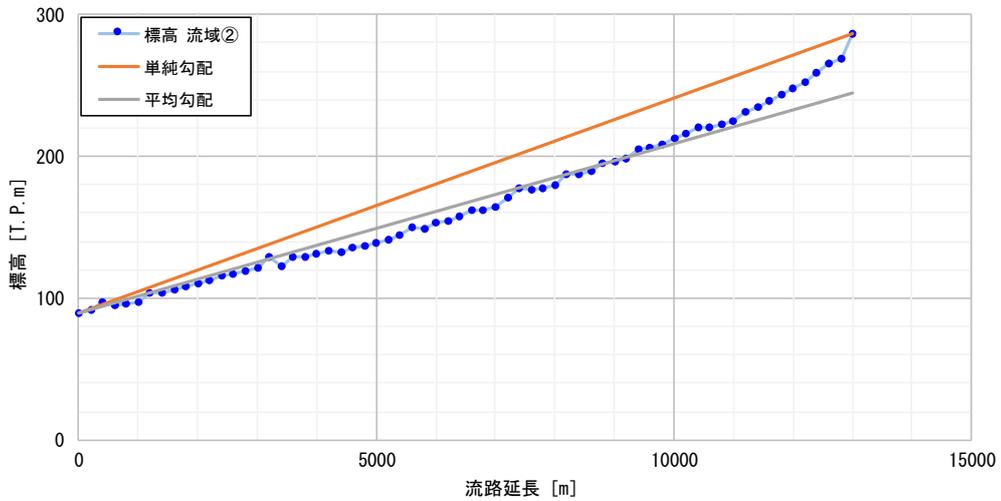


図 1.13 (2) 流域平均勾配の算定結果 (流域②)

単純平均

延長	標高
0	341
12600	862

$i = 0.0414$

面積平均

延長	標高
0	341
12600	798

$i = 0.0363$   
 $1/i = 28$

### 流域③

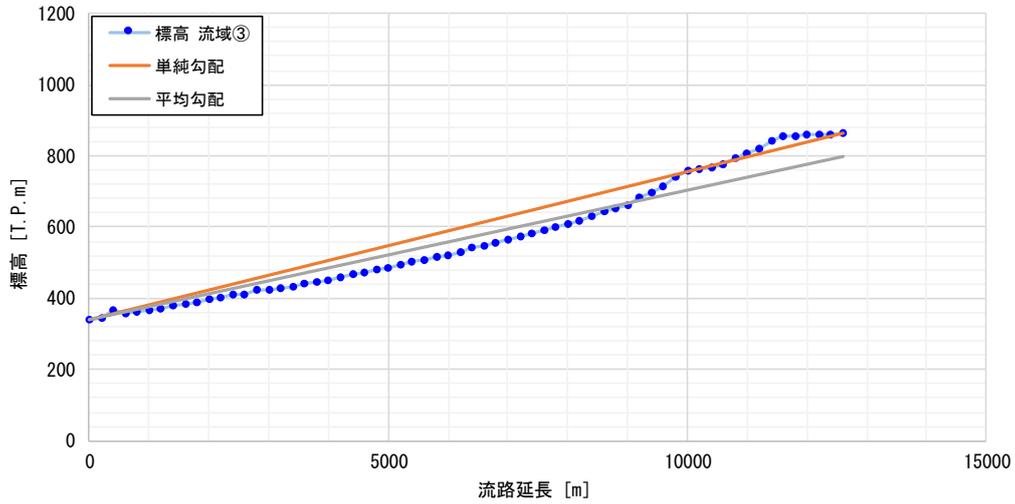


図 1.13 (3) 流域平均勾配の算定結果 (流域③)

単純平均

延長	標高
0	97
10600	341

$i = 0.0230$

面積平均

延長	標高
0	97
10600	315

$i = 0.0206$   
 $1/i = 49$

### 流域④

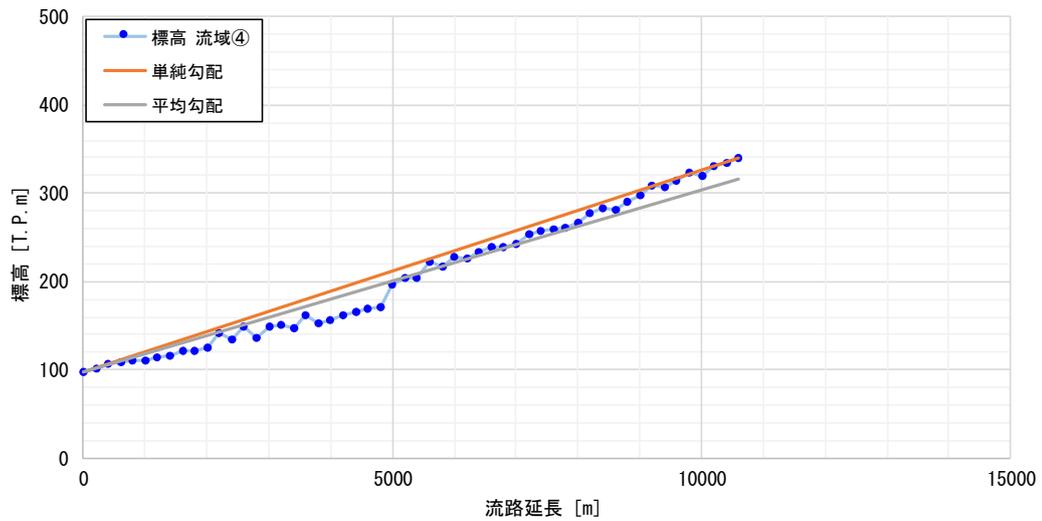


図 1.13 (4) 流域平均勾配の算定結果 (流域④)

単純平均

延長	標高
0	90
15200	645

$i = 0.0365$

面積平均

延長	標高
0	90
15200	480

$i = 0.0257$   
 $1/i = 39$

### 流域⑤

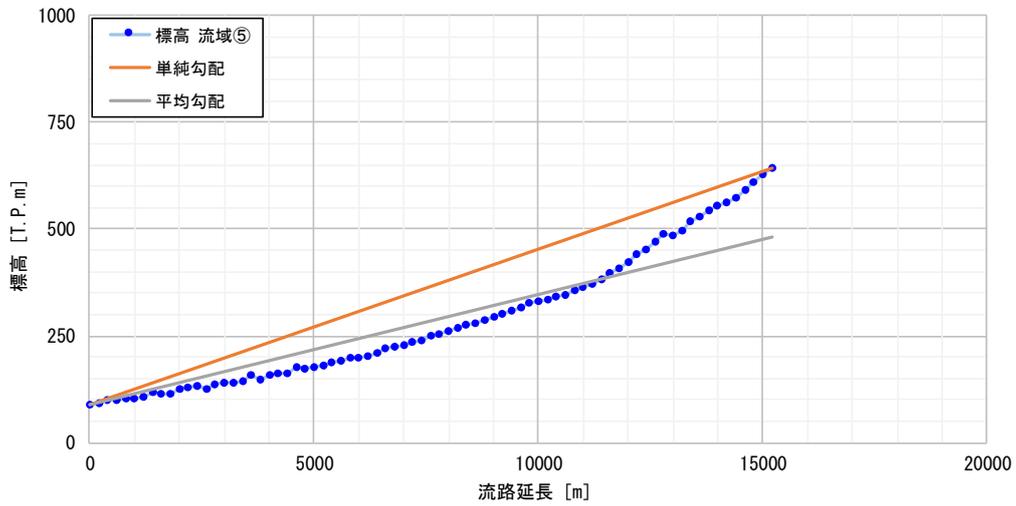


図 1.13 (5) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑤)

単純平均

延長	標高
0	439
16000	933

$i = 0.0309$

面積平均

延長	標高
0	439
16000	737

$i = 0.0186$   
 $1/i = 54$

### 流域⑥

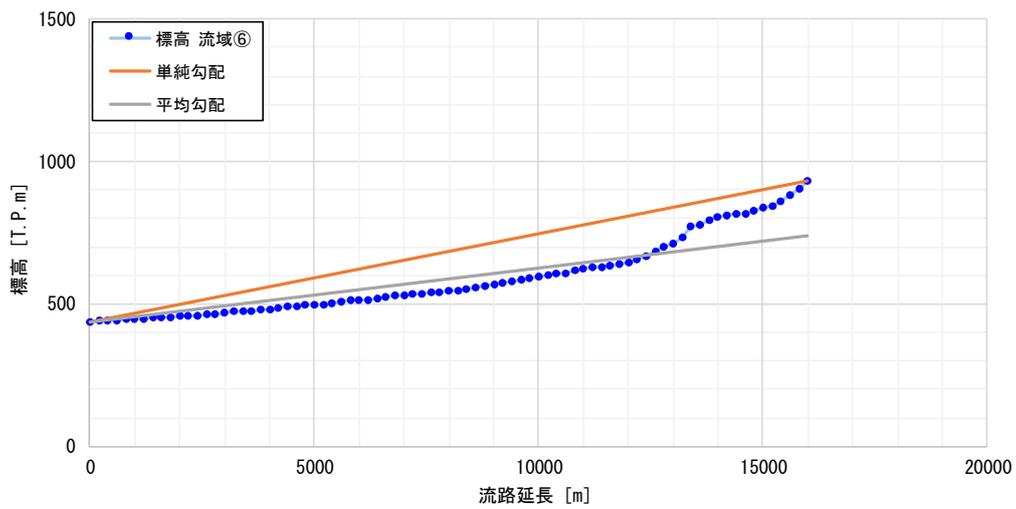


図 1.13 (6) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑥)

単純平均

延長	標高
0	329
12200	437

$i = 0.0088$

面積平均

延長	標高
0	329
12200	407

$i = 0.0064$   
 $1/i = 156$

流域⑦

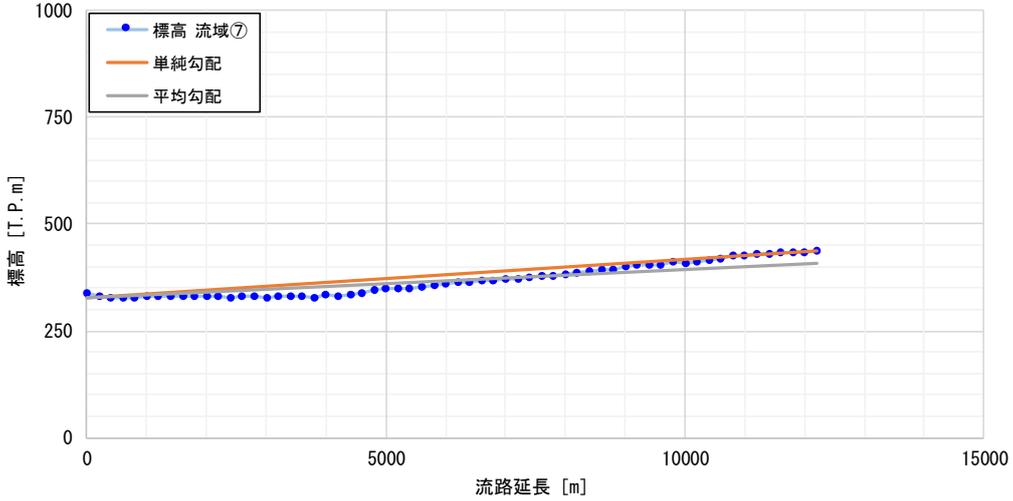


図 1.13 (7) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑦)

単純平均

延長	標高
0	87
11400	338

$i = 0.0221$

面積平均

延長	標高
0	87
11400	244

$i = 0.0138$   
 $1/i = 72$

流域⑧

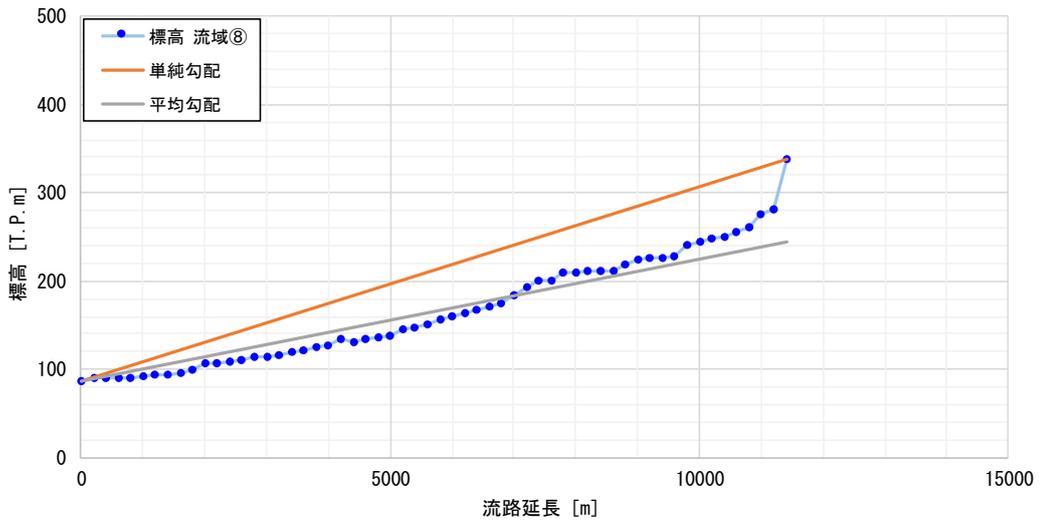


図 1.13 (8) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑧)

単純平均

延長	標高
0	3
20200	91

$i = 0.0043$

面積平均

延長	標高
0	3
20200	73

$i = 0.0034$   
 $1/i = 292$

### 流域⑨

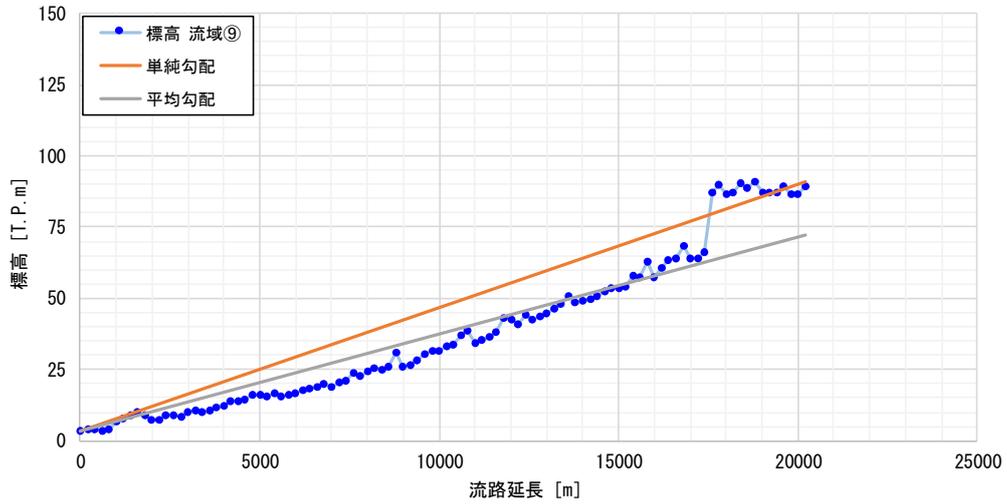


図 1.13 (9) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑨)

単純平均

延長	標高
0	8
24200	725

$i = 0.0296$

面積平均

延長	標高
0	8
24200	432

$i = 0.0175$   
 $1/i = 57$

### 流域⑩

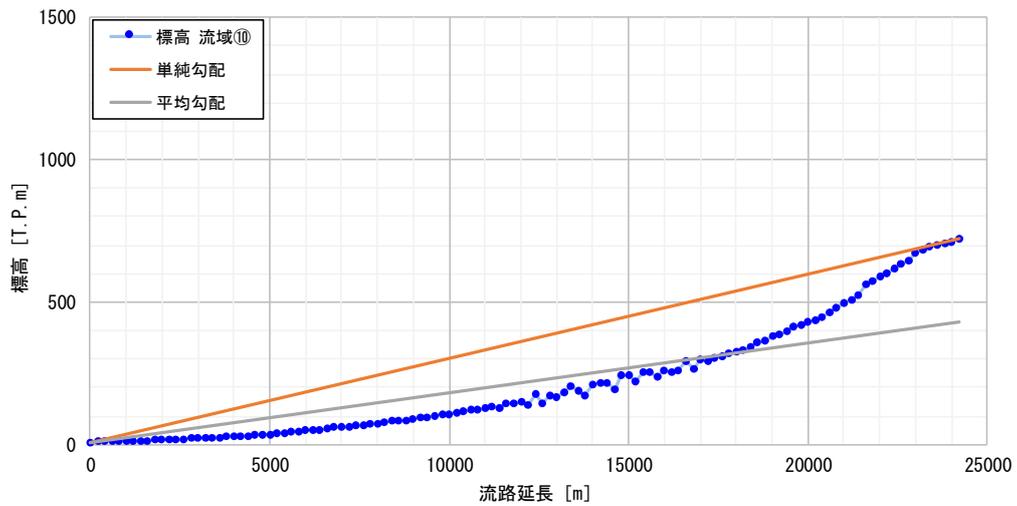


図 1.13 (10) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑩)

単純平均

延長	標高
0	176
12800	530

$i = 0.0276$

面積平均

延長	標高
0	176
12800	502

$i = 0.0255$   
 $1/i = 39$

流域⑪

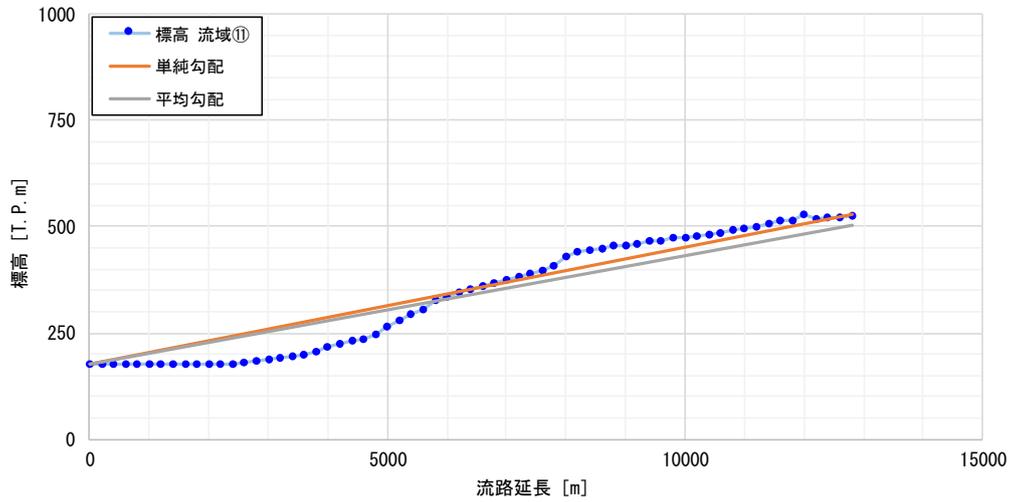


図 1.13(11) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑪)

単純平均

延長	標高
0	21
15800	176

$i = 0.0099$

面積平均

延長	標高
0	21
15800	109

$i = 0.0056$   
 $1/i = 178$

流域⑫

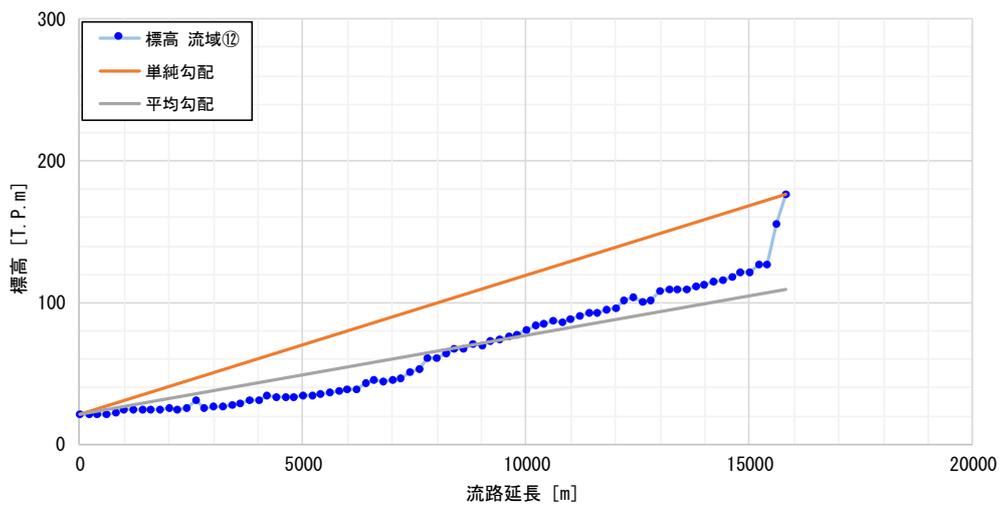


図 1.13(12) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑫)

単純平均

延長	標高
0	2
7400	21

$i = 0.0026$

面積平均

延長	標高
0	2
7400	21

$i = 0.0026$   
 $1/i = 387$

流域⑬

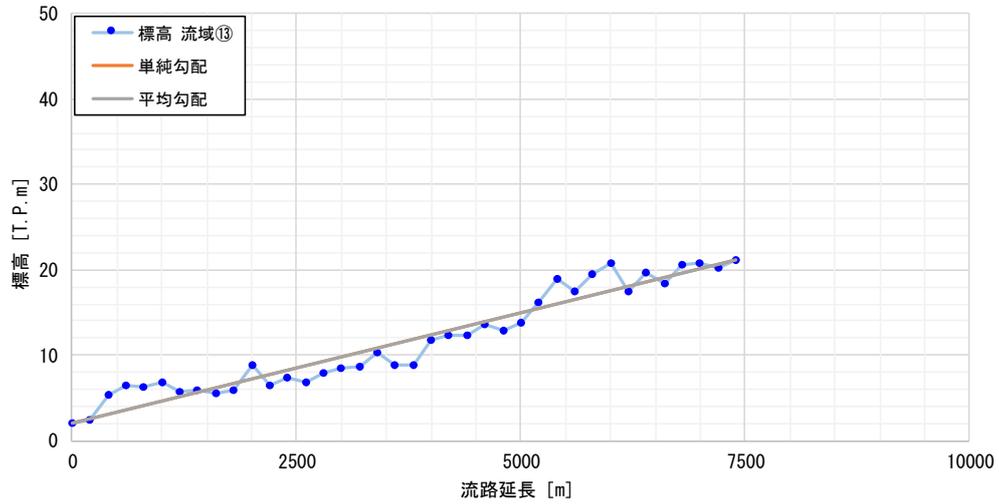


図 1.13(13) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑬)

単純平均

延長	標高
0	1
8000	130

$i = 0.0161$

面積平均

延長	標高
0	1
8000	75

$i = 0.0092$   
 $1/i = 109$

流域⑭

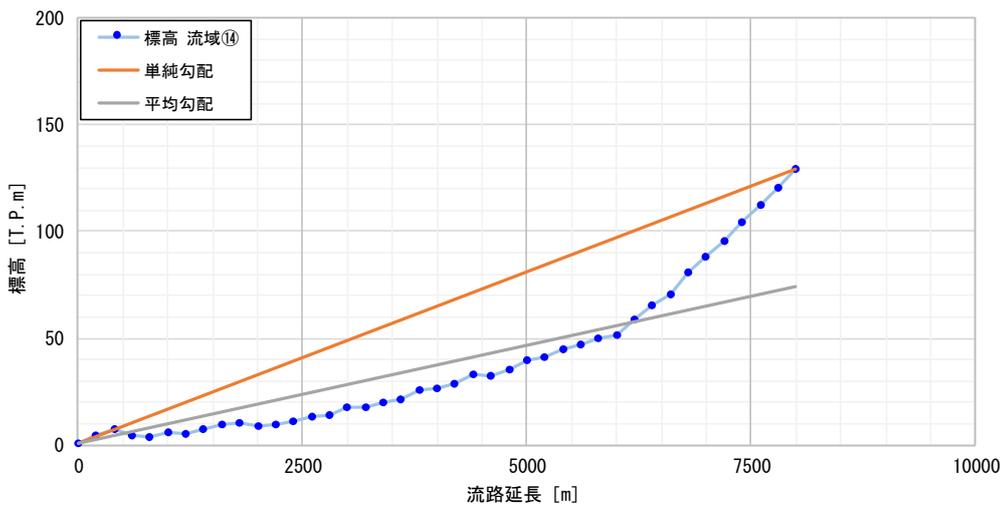


図 1.13(14) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑭)

単純平均

延長	標高
0	1
3400	14

$i = 0.0039$

面積平均

延長	標高
0	1
3400	18

$i = 0.0049$   
 $1/i = 204$

流域⑮

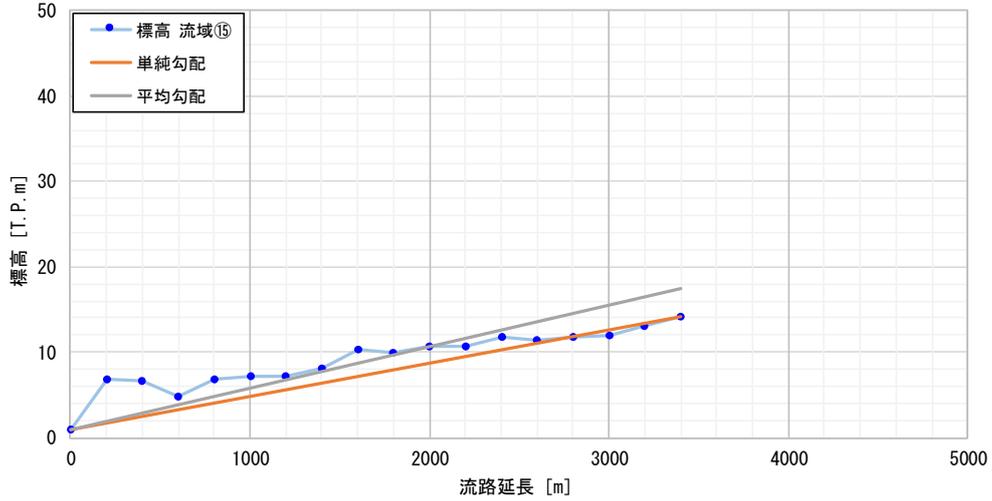


図 1.13(15) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑮)

単純平均

延長	標高
0	1
6800	25

$i = 0.0036$

面積平均

延長	標高
0	1
6800	10

$i = 0.0013$   
 $1/i = 780$

流域⑯

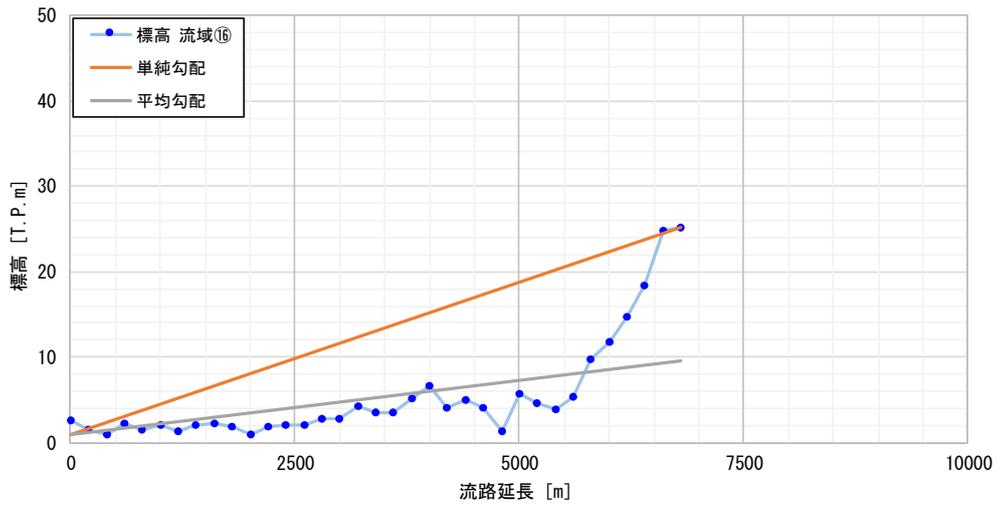


図 1.13(16) 流域平均勾配の算定結果 (流域⑯)

各小流域の地形特性を基に設定した小流域の K、P、TI を表 1.11 に示す。

表 1.11 流域定数算出結果

流域 No	流域面積 A (km <sup>2</sup> )	K	P	遅延時間 TL(分)	f1	f2	Rsa (mm)	流路長 L (km <sup>2</sup> )	勾配 I	備考
1	73.0	29.591	0.335	6.4	0.55	1.00	230	15.6	0.0183	宮苑地点のリザーブ定数を適用
2	69.0	33.369	0.335	5.4	0.55	1.00	230	13.0	0.0119	
3	52.0	23.573	0.335	5.2	0.55	1.00	230	12.6	0.0363	
4	15.0	25.568	0.335	4.4	0.55	1.00	230	10.6	0.0206	
5	35.2	27.916	0.335	6.3	0.55	1.00	230	15.2	0.0257	
6	67.0	31.336	0.335	6.6	0.55	1.00	230	16.0	0.0186	
7	51.0	40.524	0.335	5.0	0.55	1.00	230	12.2	0.0064	
8	21.8	30.456	0.335	4.7	0.55	1.00	230	11.4	0.0138	
9	55.0	47.915	0.335	8.3	0.55	1.00	230	20.2	0.0034	
10	55.0	35.885	0.335	10.0	0.55	1.00	230	24.2	0.0175	
11	38.0	6.190	0.545	13.4	0.85	1.00	100	12.8	0.0255	胡麻鶴地点のリザーブ定数を適用
12	55.0	10.749	0.545	16.6	0.85	1.00	100	15.8	0.0056	
13	14.0	5.882	0.545	7.8	0.85	1.00	100	7.4	0.0026	
14	24.0	19.074	0.335	3.3	0.55	1.00	230	8.0	0.0092	宮苑地点のリザーブ定数を適用
15	11.5	5.824	0.335	1.4	0.55	1.00	230	3.4	0.0049	
16	13.5	20.716	0.335	2.8	0.55	1.00	230	6.8	0.0013	

## (2) 河道定数の設定

河道による貯留が顕著となることが想定される区間について、河道モデルを設定し、河道の貯留量と流出量の関係から河道定数を設定した。

表 1.12 対象河道一覧

No	河道	河川名	河道区間	河道延長 (km)
1	A	大分川	花合野川合流点 ~ 小挾間川合流点	11.40
2	B	阿蘇野川	鍋谷川合流後地点 ~ 本川合流点	9.90
3	C	芹川	社家川合流点 ~ 芹川ダム	6.50
4	D	芹川	芹川ダム ~ 本川合流点	10.50
5	E	大分川	小挾間川合流点 ~ 七瀬川合流点	14.70
6	F	七瀬川	ななせダム ~ 胡麻鶴	14.90
7	G	七瀬川	胡麻鶴 ~ 本川合流点	6.20
8	H	大分川	七瀬川合流点 ~ 河口	6.70

### 1) 河道定数 K、P、Tl の設定

表 1.13 に示す A 河道～H 河道について、流量規模別の不等流計算により河道の貯留量 S と流量 Q の関係を求め、河道定数 K、P を設定した。

また、河道の遅滞時間 Tl 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。

山間狭隘部（流域における氾濫がほとんどないと想定される区間）である B、C、D 河道は、断面変化が無いいため現在の定数を踏襲した。また、A、E、F 河道は、氾濫エリアが狭く、氾濫した洪水は河道に再び戻ってくる流下型の氾濫形態となっているため、これらの地区においては、河道と氾濫原を一体とした 2 段式河道の S-Q 関係を求め、河道定数を設定した。

河道の遅滞時間 Tl 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。

表 1.13 河道定数 K、P、Tl 設定結果

No	河道	河道延長 (km)	河道定数			備考
			K	P	Tl (min)	
1	A	11.40	6.72	0.68	0.8	氾濫定数:K=6.19、P=0.69 氾濫開始流量:Q=900m <sup>3</sup> /s
2	B	9.90	5.00	0.69	3.0	
3	C	6.50	3.00	0.70	3.0	
4	D	10.50	3.00	0.71	4.2	
5	E	14.70	39.90	0.57	18.3	氾濫定数:K=30.98、P=0.61 氾濫開始流量:Q=1,400m <sup>3</sup> /s
6	F	14.90	35.20	0.62	4.2	氾濫定数:K=28.81、P=0.66 氾濫開始流量:Q=430m <sup>3</sup> /s
7	G	6.20	2.80	0.80	0.0	
8	H	6.70	41.00	0.52	0.0	

## 1.4.4 検証対象洪水の再現計算結果

### (1) 検証対象洪水

対象洪水は、基準地点府内大橋における時系列の流量データが存在する昭和 50 年（1975 年）以降の洪水の内、実績ピーク流量上位 5 洪水とした。

表 1.14 検証対象洪水一覧（基準地点府内大橋）

洪水 No	洪水年月日	ピーク流量 (m <sup>3</sup> /s)					備考
		実績ピーク流量 ①	ダムカット量 ②	氾濫量 ③	ピーク流量 ①+③ (①+②+③)	順位	
31	H5. 9. 3	3,826	294	147	3,973 (4,267)	1 (1)	
32	H9. 9. 16	3,341	173	氾濫なし	3,341 (3,514)	4 (5)	
39	H16. 10. 20	3,590	58	氾濫なし	3,590 (3,648)	2 (3)	
45	H19. 8. 2	3,580	380	氾濫なし	3,580 (3,960)	3 (2)	
63	R2. 7. 6	3,140	385	氾濫なし	3,140 (3,525)	5 (4)	ななせダムあり

※ () 書きはダム+氾濫戻し流量（洪水検証にはダム放流量を使用）

### (2) 実績再現結果

実績洪水の再現計算結果を図 1.14 に示す。計算値と実績値を比較したところ、実績値を概ね再現できていることを確認した。

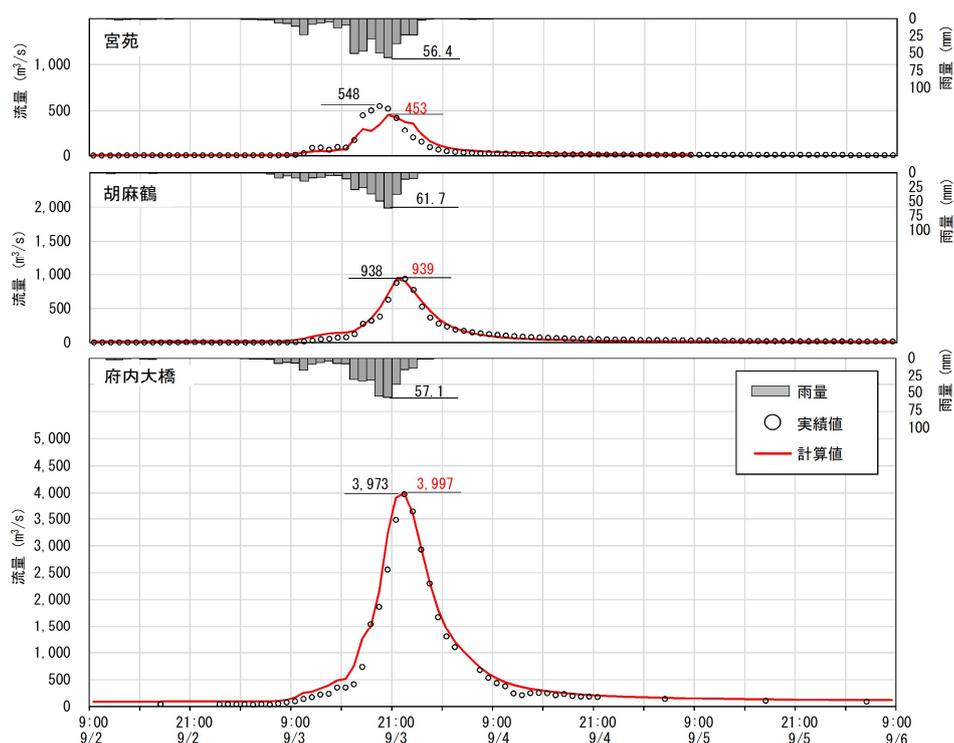


図 1.14(1) 洪水検証図（大分川：平成 5 年 9 月 3 日洪水）

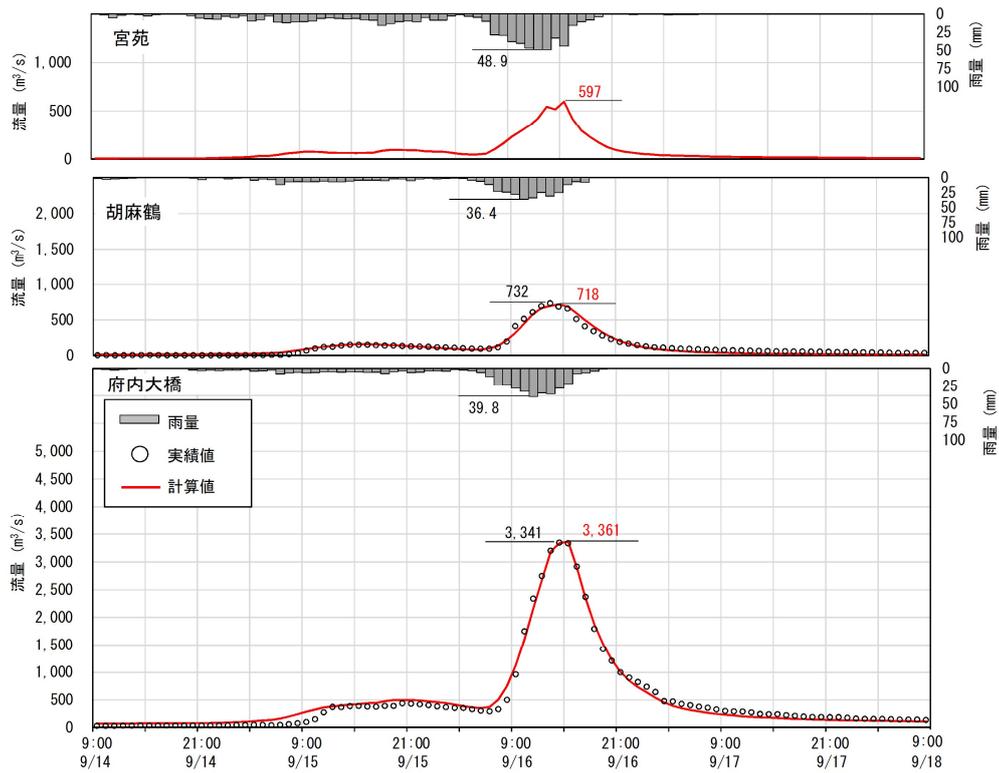


図 1.14(2) 洪水検証図 (大分川：平成 9 年 9 月 16 日洪水)

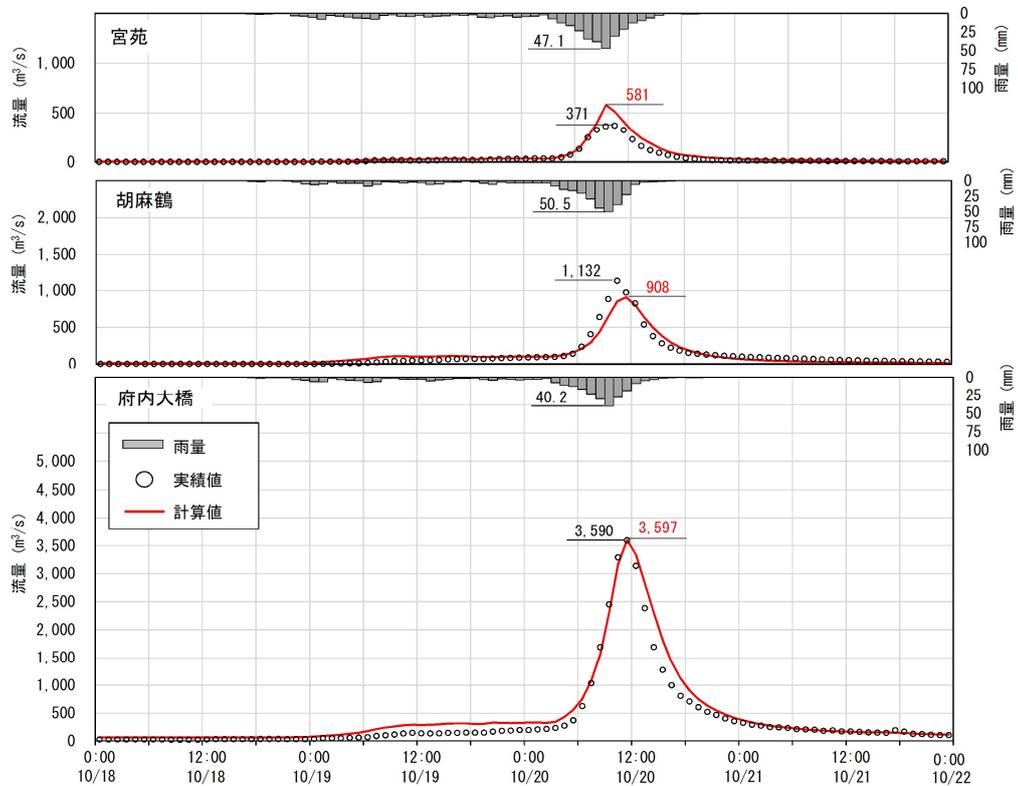


図 1.14(3) 洪水検証図 (大分川：平成 16 年 10 月 20 日洪水)

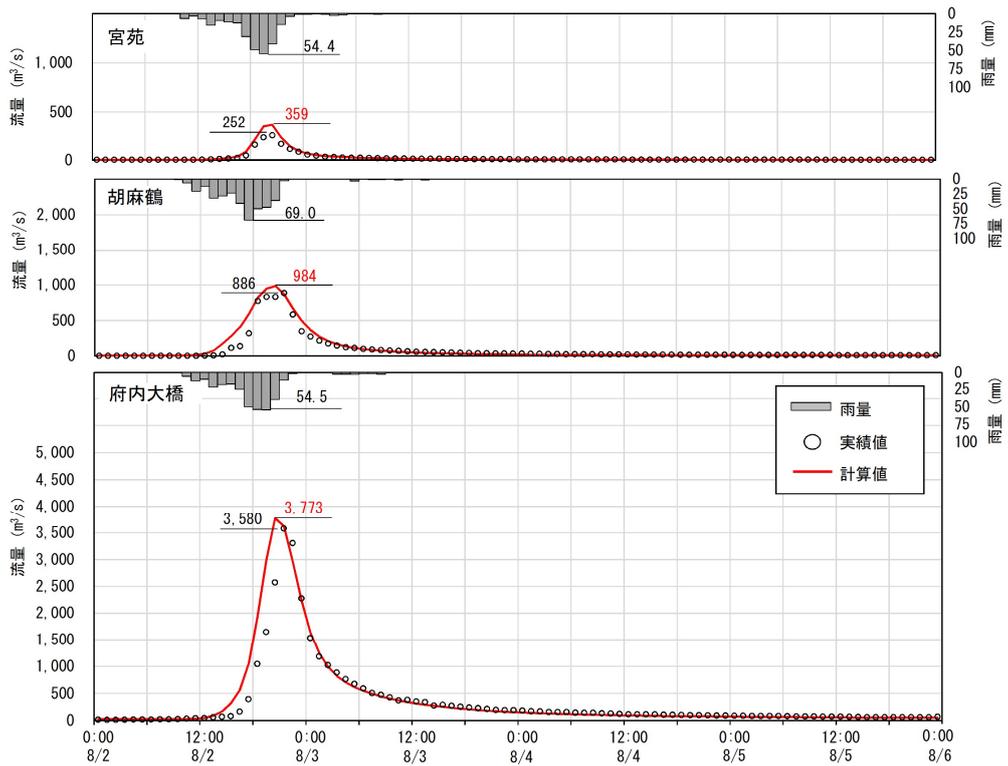


図 1.14(4) 洪水検証図 (大分川：平成 19 年 8 月 2 日洪水)

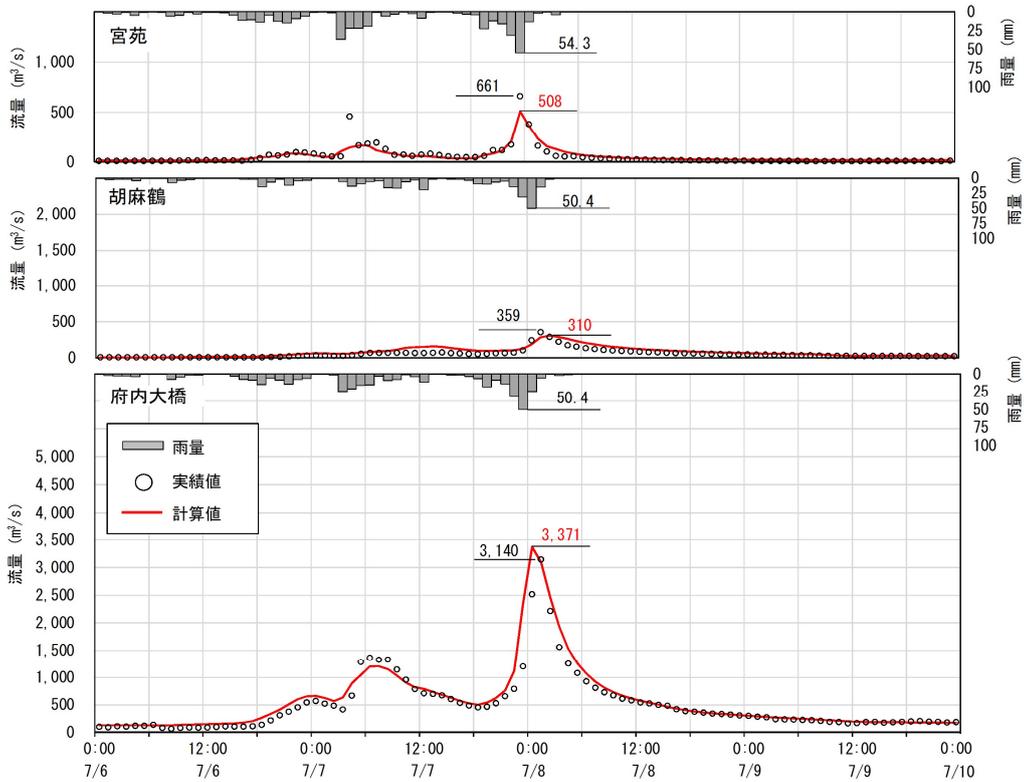


図 1.14(5) 洪水検証図 (大分川：令和 2 年 7 月 6 日洪水)

## 1.5 基本高水のピーク流量の設定

### 1.5.1 基本高水のピーク流量設定の考え方

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

- (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

### 1.5.2 計画規模の設定

既定計画策定時と流域の重要度等に大きな変化がないことから、既定計画と同様に計画規模を1/100とした。

## 1.6 対象降雨の降雨継続時間の設定

### 1.6.1 対象降雨の降雨継続時間設定の考え方

大分川流域における対象降雨の継続時間は、洪水到達時間、洪水ピーク流量と短時間雨量の相関関係及び強い降雨強度の継続時間を整理し設定した。

### 1.6.2 洪水到達時間

洪水到達時間は、以下に示す(1)Kinematic Wave 法に基づく式及び(2)角屋の式を用いて算定することとした。

対象洪水は、過去洪水（昭和 28 年（1953 年）～令和 3 年（2021 年））のうち、基準地点府内大橋及び明礮橋（旧基準地点）の両観測所において、実績流量規模の上位 10 洪水とした。

#### (1) Kinematic Wave 法に基づく洪水到達時間の算定

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) 角屋の式を用いた洪水到達時間の算定

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 1.15 に示し、洪水ごとの Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討結果を図 1.15 に示す。

- ・ Kinematic Wave 法に基づく算定結果では、5～24 時間（平均 8.9 時間）となる。
- ・ 角屋の式では、6.1～7.8 時間（平均 7.0 時間）となる。

表 1.15 洪水到達時間の算定結果（府内大橋地点）

No	洪水名	ピーク流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Kinematic wave法 算定結果 (hr)	角屋式	
				平均有効降雨強度 $r_e$ (mm/hr)	算定結果 (hr)
1	S28. 6. 26	3, 976	6. 0	20. 7	6. 8
2	S32. 9. 7	3, 745	6. 0	21. 1	6. 8
3	S57. 8. 27	2, 597	8. 0	16. 1	7. 5
4	H5. 9. 3	4, 267	7. 0	28. 3	6. 1
5	H9. 9. 16	3, 514	6. 0	22. 6	6. 6
6	H16. 10. 20	3, 648	5. 0	16. 6	7. 4
7	H17. 9. 6	2, 944	24. 0	15. 5	7. 6
8	H19. 8. 2	3, 960	9. 0	26. 5	6. 3
9	H29. 9. 17	3, 175	10. 0	17. 4	7. 3
10	R2. 7. 6	3, 525	8. 0	14. 3	7. 8
最大			24. 0	-	7. 8
最小			5. 0	-	6. 1
平均値			8. 9	-	7. 0

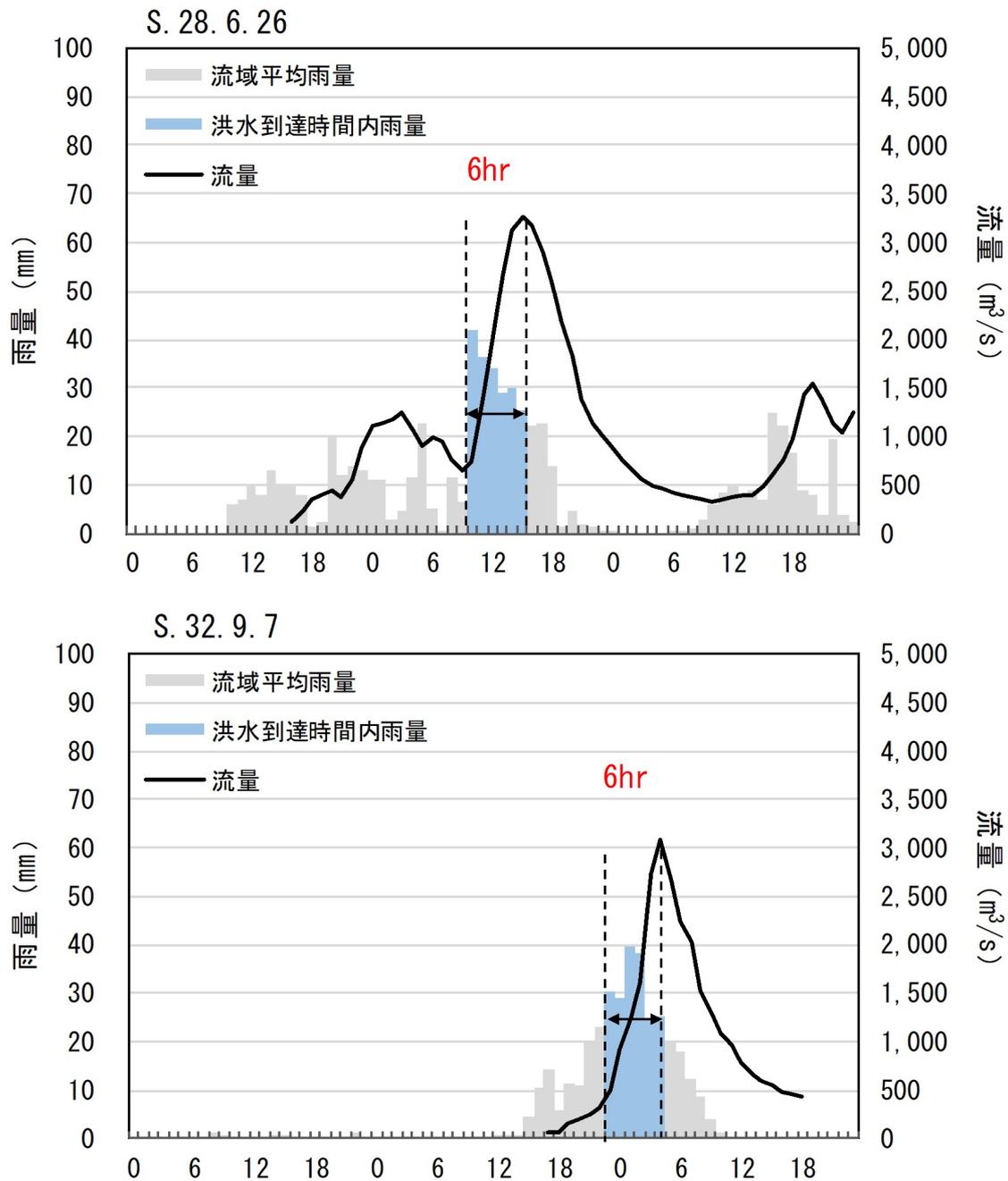


図 1.15(1) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ：流域平均雨量（府内大橋地点上流）  
 流量ハイドログラフ：芹川ダム戻し流量（府内大橋地点）  
 （S28.6.26 洪水は芹川ダムなし）

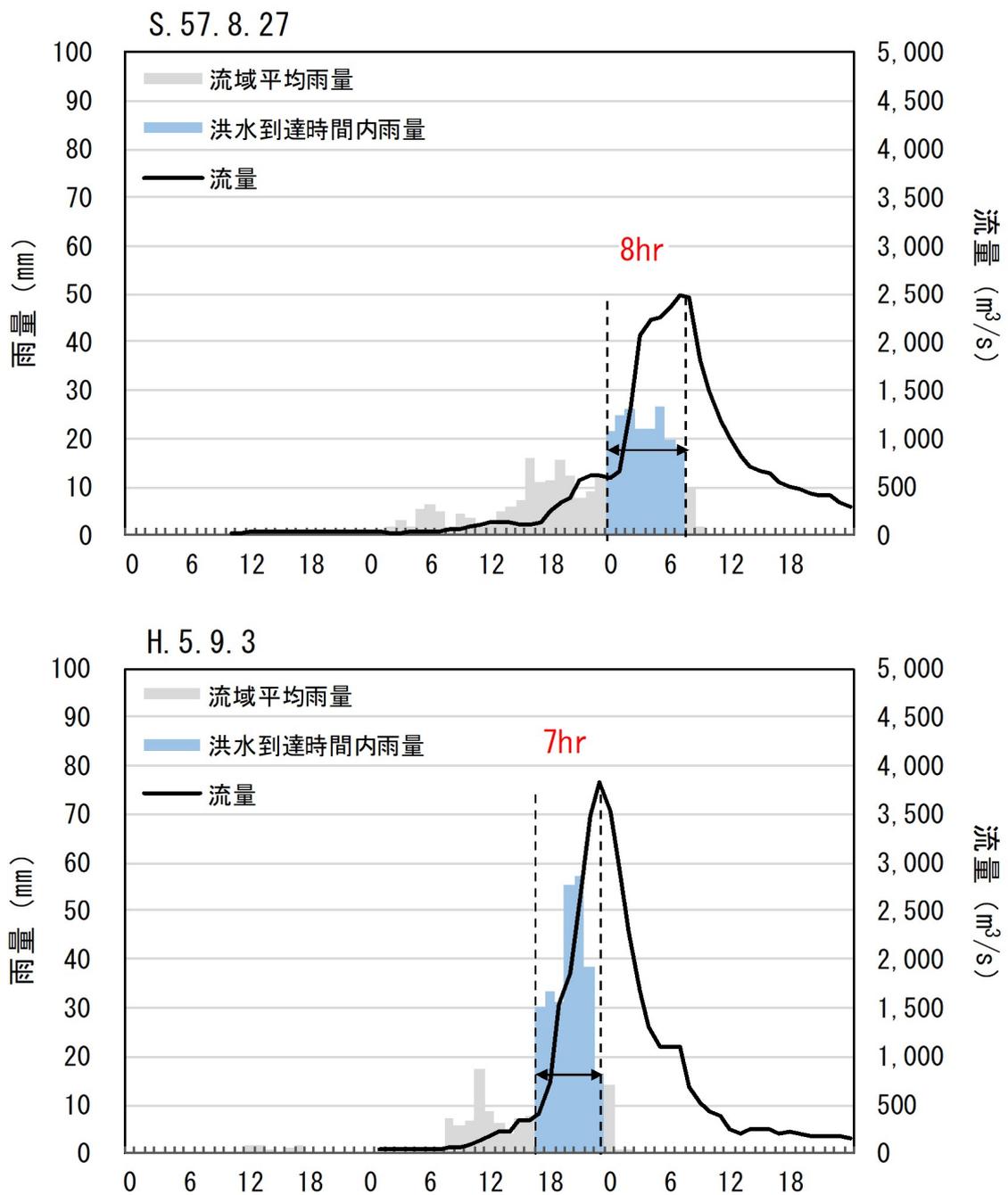


図 1.15(2) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ：流域平均雨量（府内大橋地点上流）  
流量ハイドログラフ：芹川ダム戻し流量（府内大橋地点）

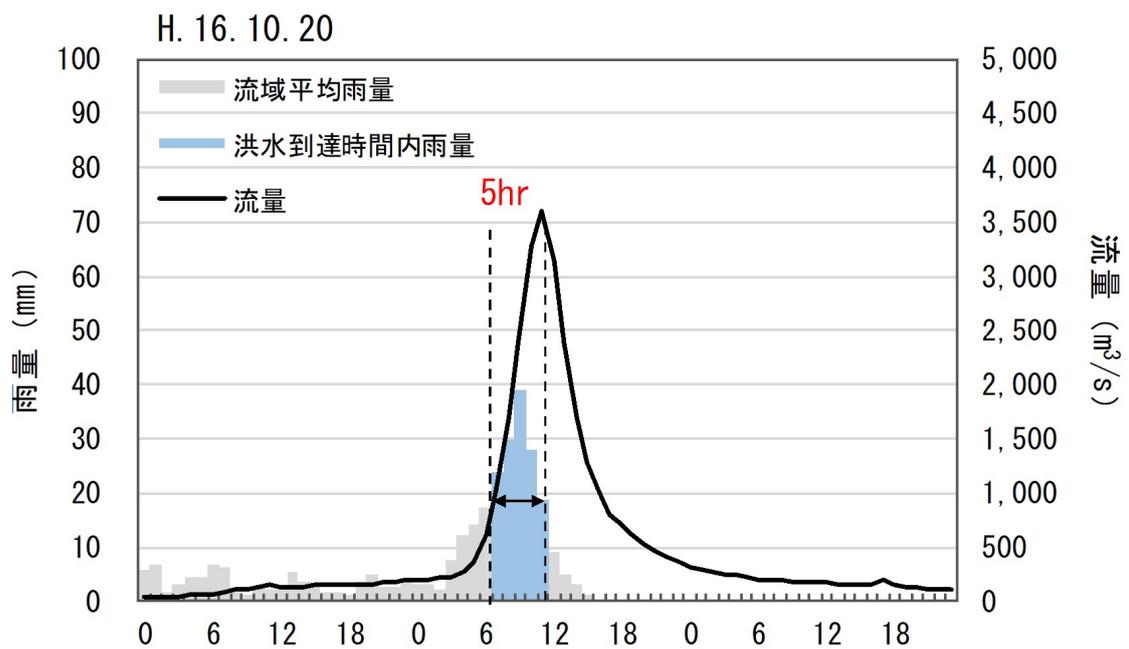
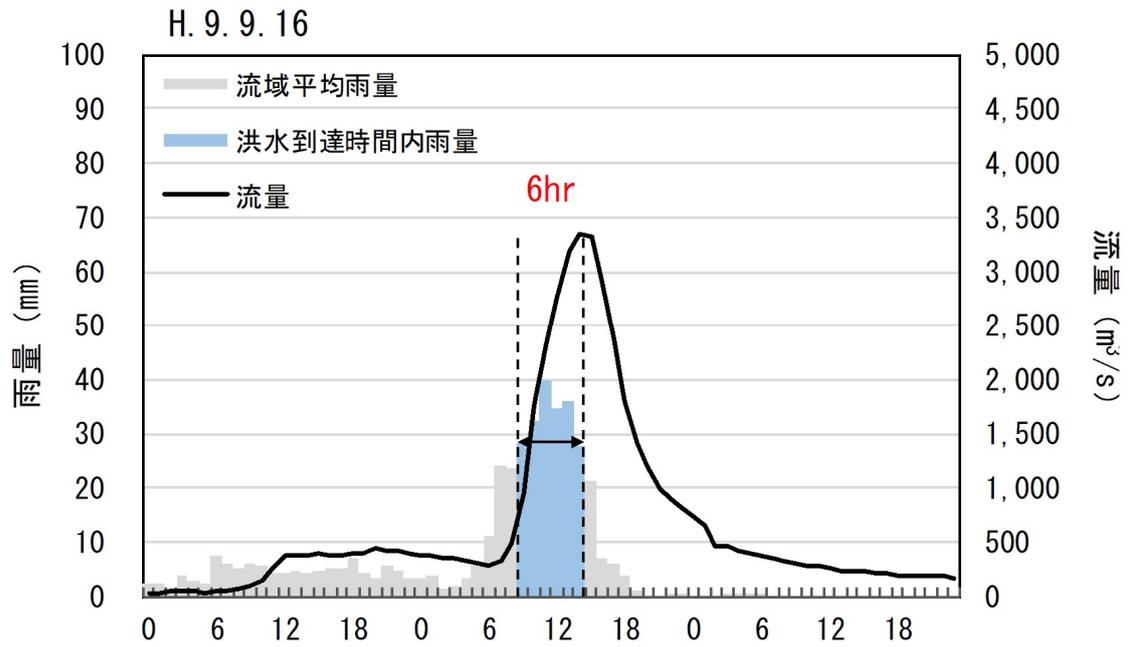


図 1.15(3) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討

※ハイエトグラフ：流域平均雨量（府内大橋地点上流）  
流量ハイドログラフ：芹川ダム戻し流量（府内大橋地点）

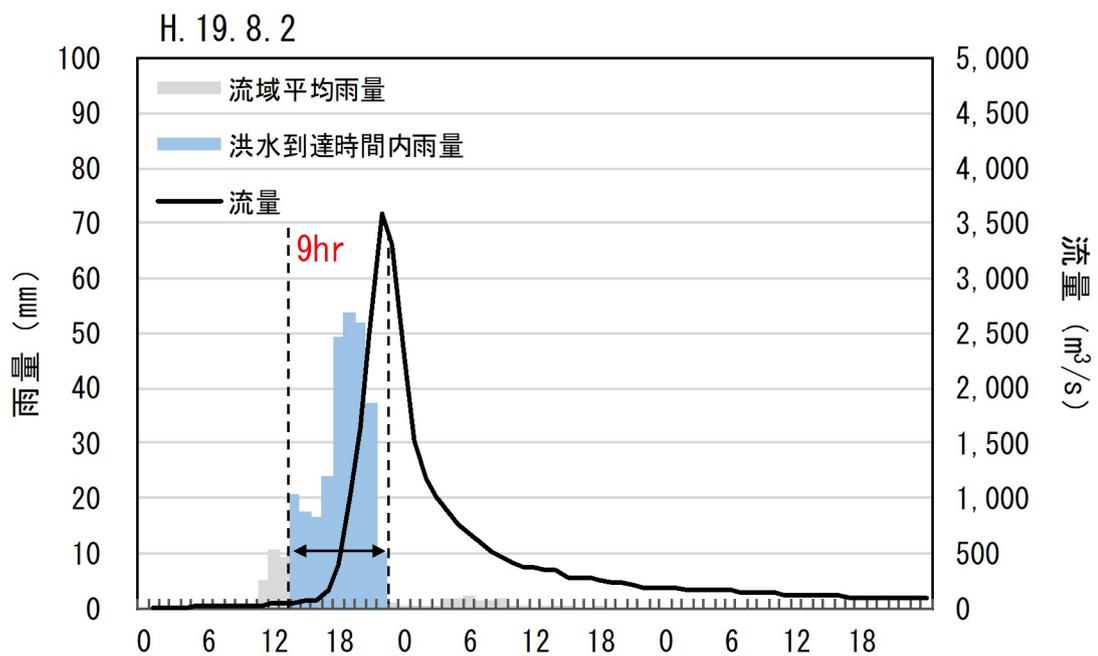
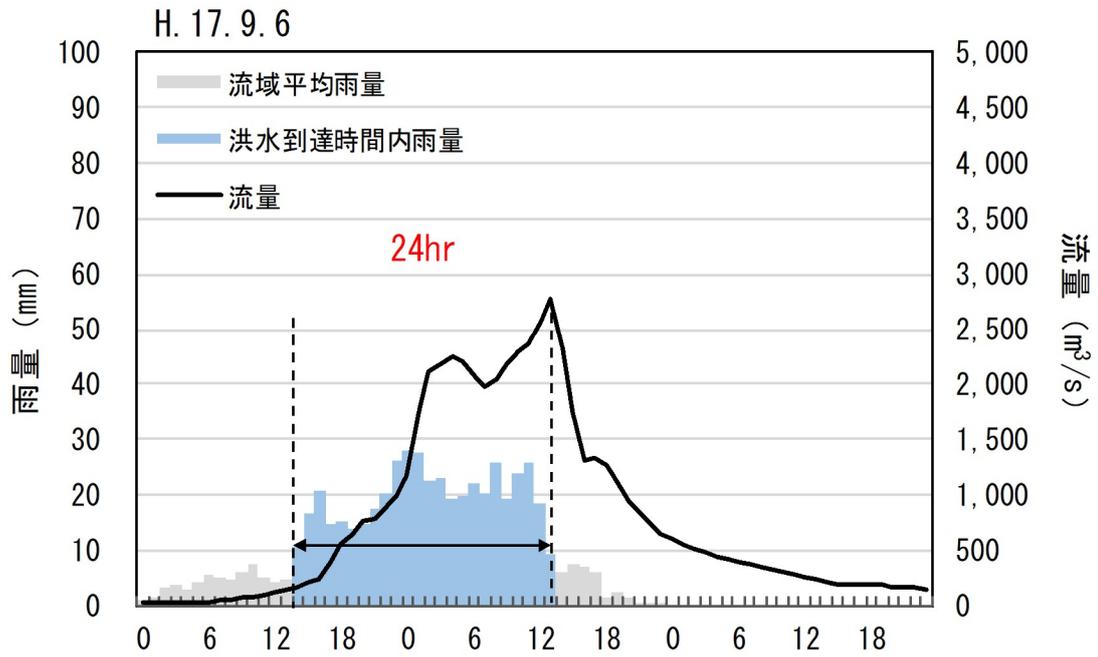


図 1.15(4) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ：流域平均雨量（府内大橋地点上流）  
流量ハイドログラフ：芹川ダム戻し流量（府内大橋地点）

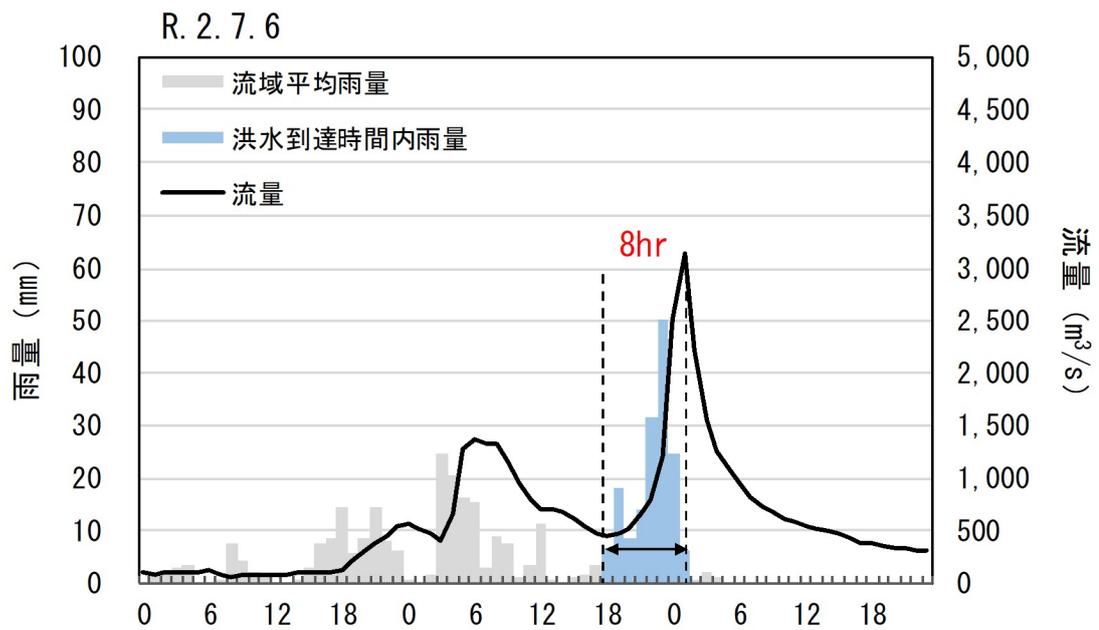
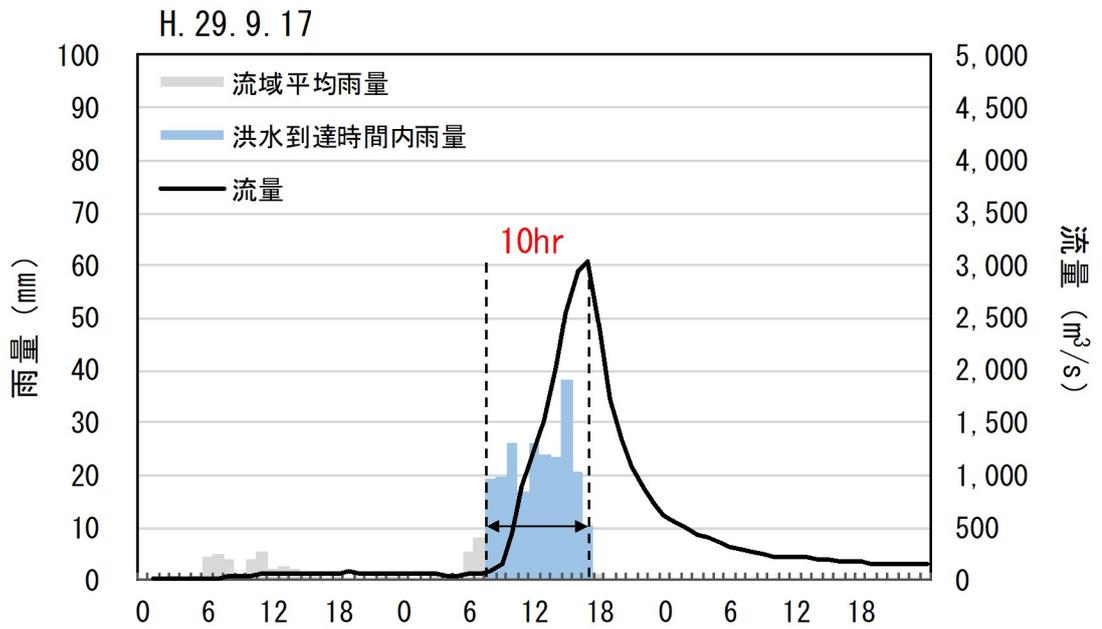


図 1.15(5) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討

※ハイエトグラフ：流域平均雨量（府内大橋地点上流）  
 流量ハイドログラフ：ダム戻し流量（府内大橋地点）  
 （H30年以降ななせダムあり）

### 1.6.3 短時間雨量と洪水ピーク流量の相関について

ここでは、昭和50年（1975年）から令和3年（2021年）までの47年間で基準地点府内大橋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、3、6、9、12、18、24、36、48等の時間雨量）との相関関係の整理を行った。

短時間雨量が3時間を超えるとピーク流量と相関が高く、その中で総合的に見て9時間雨量が最も相関が高い。

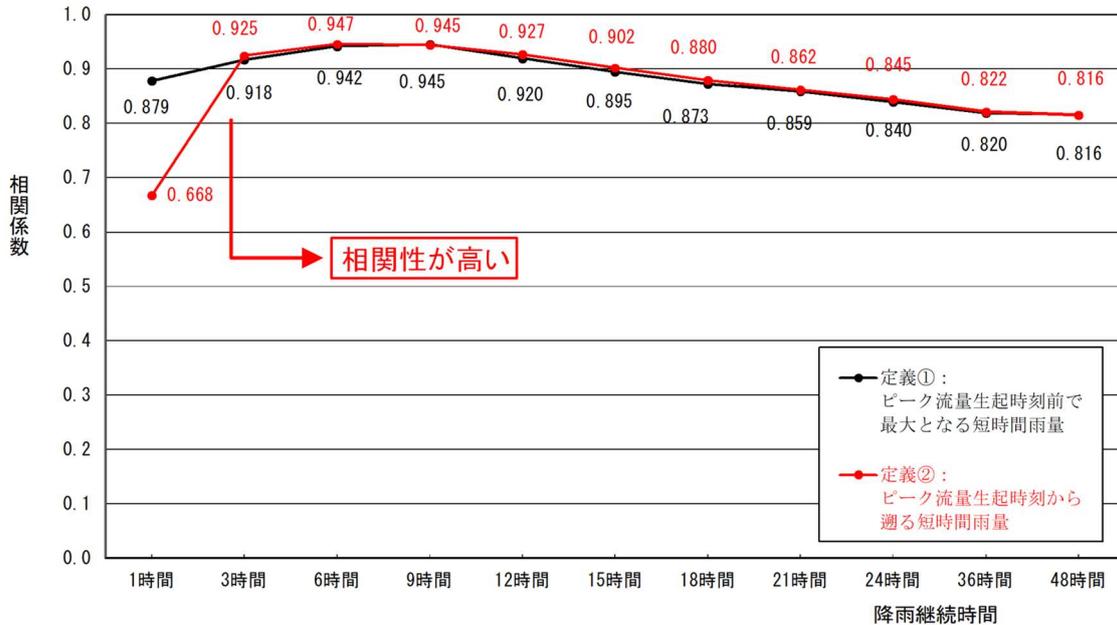


図 1.16 府内大橋地点ピーク流量と降雨継続時間の相関図

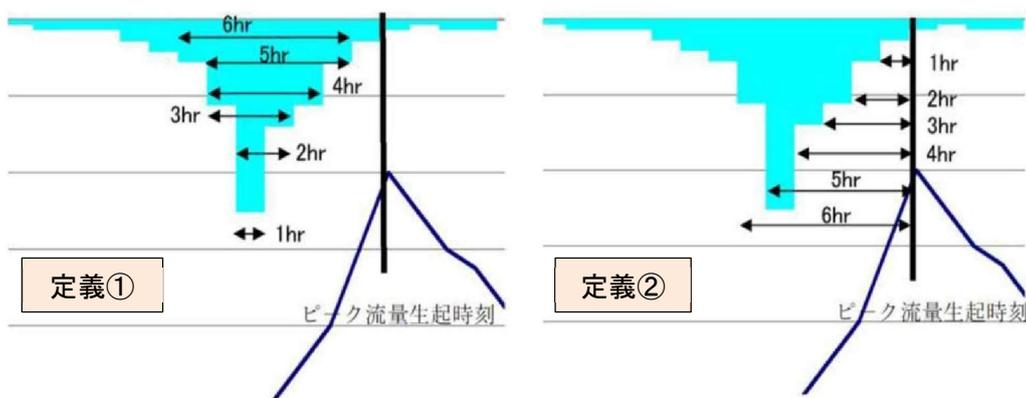


図 1.17 <参考>短時間雨量の求め方（概要図）

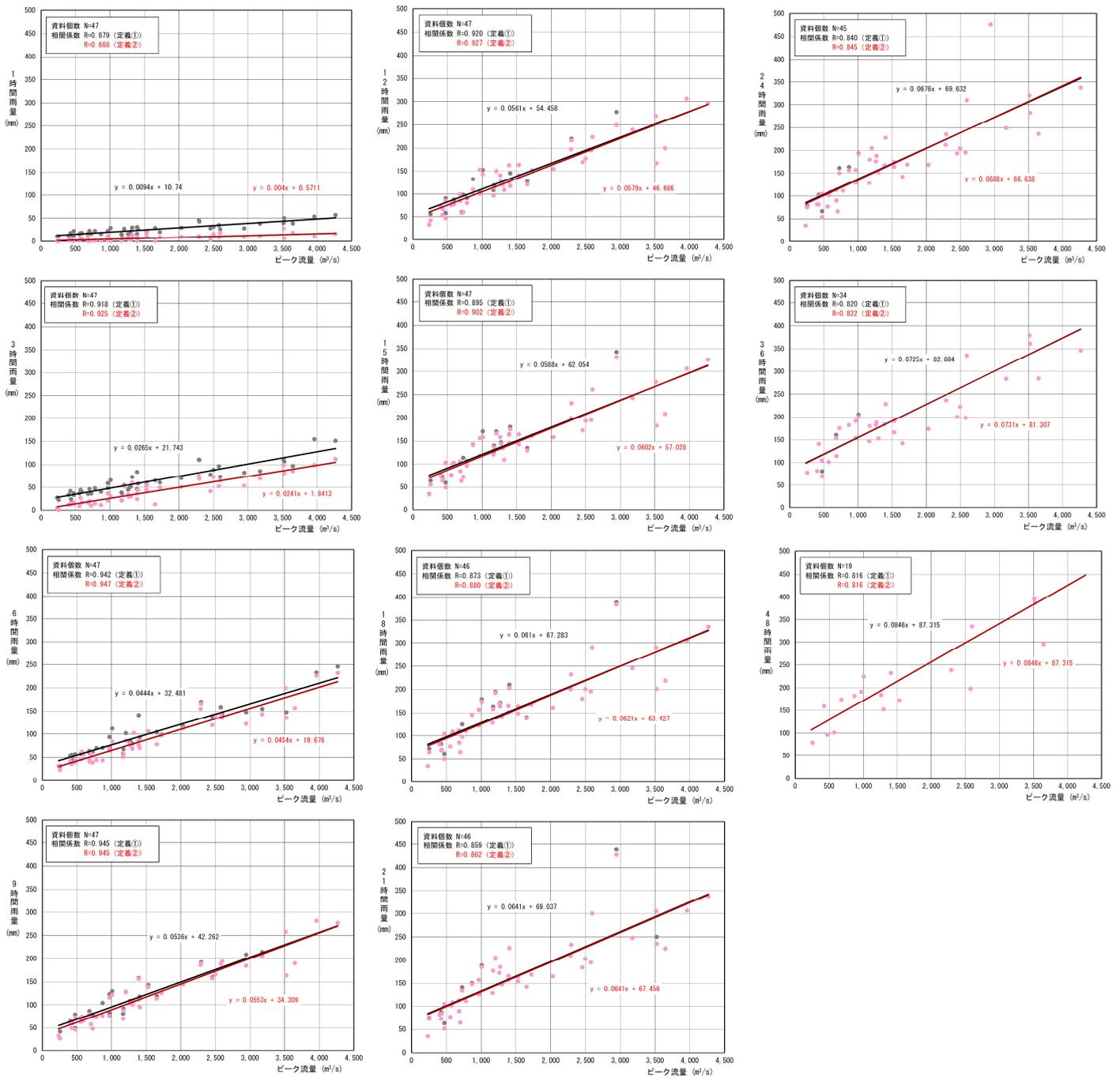


図 1.18 ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図〔定義①、②〕

#### 1.6.4 強い降雨強度の継続時間

ここでは、強い降雨強度（5mm/h 及び 10mm/h）の継続時間を整理した。

対象洪水は、過去洪水（昭和 28 年（1953 年）～令和 3 年（2021 年））のうち、基準地点府内大橋及び明礮橋（旧基準地点）における実績ピーク流量の上位 10 洪水とした。

その結果、主要洪水における降雨量 5mm/h の継続時間の平均値は 14 時間、降雨量 10mm/h の継続時間の平均値は 10 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、おおむね 10～14 時間でカバーできる。

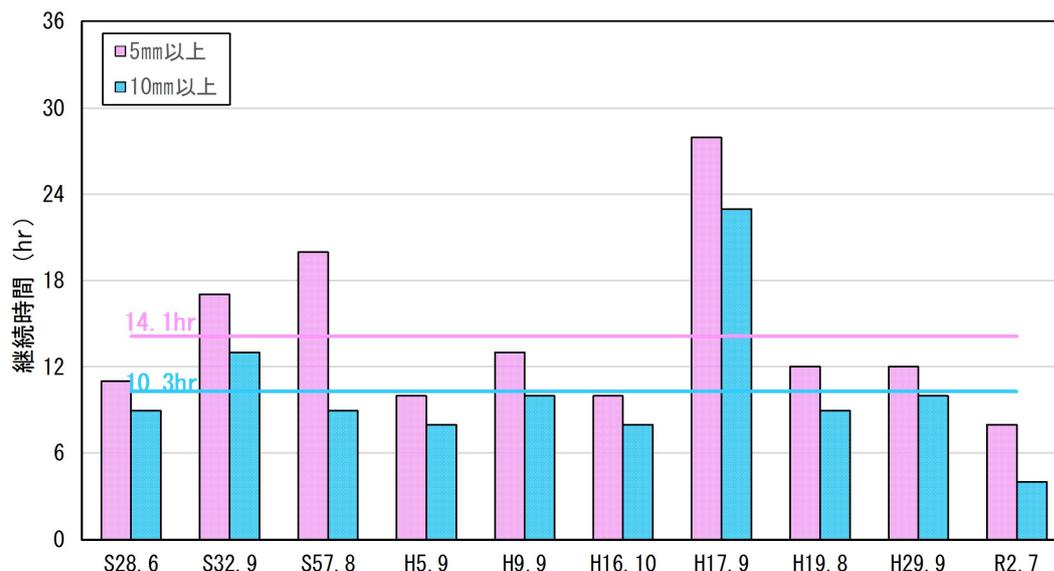


図 1.19 強い降雨強度の継続時間（府内大橋上流流域平均雨量）

#### 1.6.5 対象降雨の降雨継続時間の設定

昭和 28 年（1953 年）から令和 3 年（2021 年）までの雨量資料（69 年間）を整理し、大分川の降雨特性・洪水到達時間・ピーク流量との相関を総合的に勘案して、対象降雨の降雨継続時間は 9 時間と設定した。

##### 【基準地点府内大橋】

- ・洪水到達時間の検討において、Kinematic Wave 法 5～24 時間（平均 8.9 時間）、角屋式 6.1～7.8 時間（平均 7.0 時間）となる。
- ・ピーク流量と相関が高い短時間雨量は 9 時間雨量である。
- ・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概ね 10～14 時間である。

## 1.7 河川の整備の目標となる洪水の規模及び対象降雨の降雨量の設定

降雨継続時間は、Kinematic Wave 法及び角屋の式による洪水到達時間、短時間雨量と洪水ピーク流量の相関関係、強い降雨強度の継続時間から総合的に判断した結果、既定計画の 2 日から 9 時間に変更した。

なお、降雨量変化倍率の算定に用いている過去実験の期間が平成 22 年（2010 年）までであることを踏まえ、既定計画から雨量標本のデータ延伸は一律に平成 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、これに降雨量変化倍率を乗じた値を計画対象降雨の降雨量とした。

昭和 28 年（1953 年）～平成 22 年（2010 年）までの 58 年間の年最大 9 時間雨量を確率処理し、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルを用いた 1/100 対象降雨の降雨量を基準地点府内大橋で 306mm と決定した。

表 1.16 基準地点府内大橋 9 時間雨量 1/100 確率算定結果

項目	大分川 府内大橋地点 (A = 601.0km <sup>2</sup> )													
	毎 年 値													
	一般化極値分布 GEV	グンベル分布 Gumbel	指数分布 Exp	平方根指数型 最大値分布 SQRTET	対数ピアソン Ⅲ型分布 LP3 (Rs)	対数ピアソン Ⅲ型分布 LogP3	対数正規分布 (岩井法) Iwai	対数正規分布 (石原・高瀬法) IshiTaka	対数正規分布 (オノノ法) LNS (Q)	3 母数 対数正規分布 (積率法) LNS (PM)	2 母数 対数正規分布 (L積率法) LN2 (LM)	2 母数 対数正規分布 (積率法) LN2 (PM)	4 母数 対数正規分布 (積率法) LN4PM	
標本数	58													
最大値	293													
確率規模	1/2	121	123	112	118	125	—	119	—	122	—	120	120	—
	1/3	147	150	140	144	153	—	146	—	148	—	147	147	—
	1/5	177	179	176	175	182	—	177	—	177	—	179	177	—
	1/10	217	217	223	218	217	—	218	—	214	—	220	217	—
	1/20	256	253	271	264	247	—	260	—	251	—	260	256	—
	1/30	279	273	299	292	263	—	285	—	272	—	284	279	—
	1/40	296	288	319	312	274	—	303	—	287	—	302	295	—
	1/50	309	299	334	328	282	—	317	—	298	—	315	308	—
	1/70	329	316	358	353	294	—	339	—	316	—	336	328	—
	1/80	337	322	367	364	299	—	348	—	323	—	344	336	—
1/100	351	334	382	381	306	—	362	—	335	—	358	349	—	
1/150	376	354	410	413	319	—	390	—	357	—	384	374	—	
1/200	394	368	430	437	328	—	409	—	373	—	403	392	—	
1/300	420	388	458	471	341	—	438	—	395	—	429	417	—	
1/500	454	414	493	516	355	—	475	—	423	—	464	450	—	
1/1000	501	448	541	579	374	—	527	—	463	—	512	495	—	
SLSC (99%)	0.031	0.030	0.047	0.034	0.040	—	0.026	—	0.029	—	0.026	0.027	—	
SLSC (50%)	0.055	0.048	0.075	0.067	0.041	—	0.056	—	0.052	—	0.050	0.052	—	
JackKnife推定値 (1/100)	350	334	382	384	316	—	355	—	314	—	356	349	—	
JackKnife推定誤差 (1/100)	36.2	25.9	30.5	38.4	21.1	—	38.9	—	35.2	—	37.4	35.1	—	
X-COR (99%)	0.986	0.989	0.975	0.978	0.991	—	0.984	—	0.989	—	0.986	0.987	—	
P-COR (99%)	0.993	0.992	0.984	0.994	0.992	—	0.994	—	0.993	—	0.994	0.994	—	
X-COR (50%)	0.975	0.981	0.974	0.966	0.989	—	0.973	—	0.979	—	0.975	0.976	—	
P-COR (50%)	0.989	0.991	0.990	0.987	0.993	—	0.989	—	0.989	—	0.990	0.989	—	

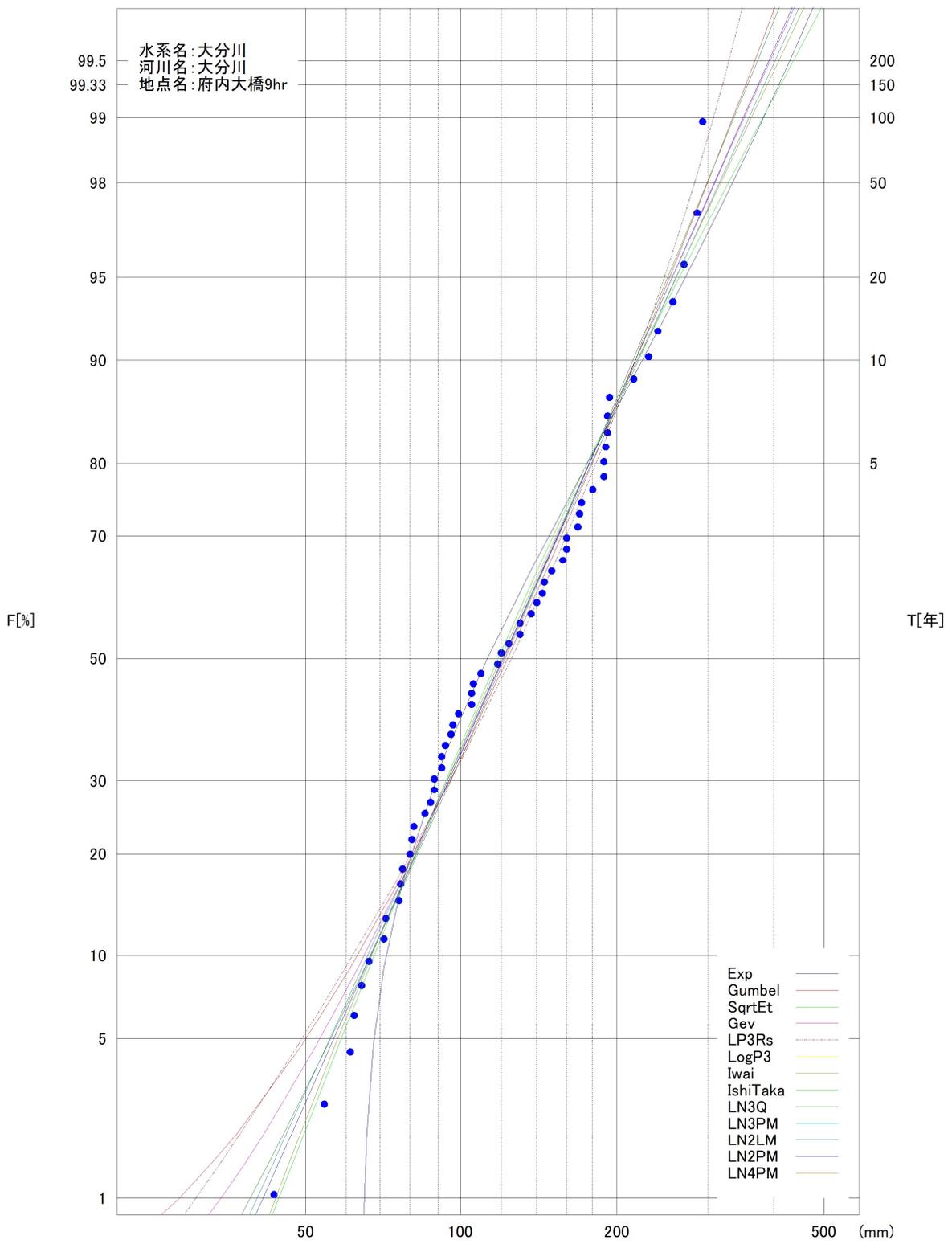


図 1.20 府内大橋地点における雨量確率計算結果  
 (基準地点府内大橋 9 時間雨量 昭和 28 年(1953 年)～平成 22 年(2010 年) : 58 年間)

表 1.17 年最大 9 時間雨量一覧（基準地点府内大橋）

No	西暦	洪水年月日	9時間雨量	備 考
1	1953	昭和 28年 6月 25日	257.0	降雨解析 雨量標本 (S28~H22)
2	1954	昭和 29年 9月 12日	130.2	
3	1955	昭和 30年 9月 28日	144.8	
4	1956	昭和 31年 6月 26日	71.2	
5	1957	昭和 32年 9月 4日	230.7	
6	1958	昭和 33年 8月 13日	92.1	
7	1959	昭和 34年 8月 7日	179.6	
8	1960	昭和 35年 8月 27日	54.3	
9	1961	昭和 36年 10月 25日	150.1	
10	1962	昭和 37年 7月 2日	76.6	
11	1963	昭和 38年 8月 8日	170.4	
12	1964	昭和 39年 9月 24日	238.9	
13	1965	昭和 40年 6月 18日	89.0	
14	1966	昭和 41年 9月 8日	170.0	
15	1967	昭和 42年 6月 30日	91.5	
16	1968	昭和 43年 9月 23日	168.2	
17	1969	昭和 44年 8月 19日	61.0	
18	1970	昭和 45年 8月 27日	117.4	
19	1971	昭和 46年 8月 28日	159.1	
20	1972	昭和 47年 7月 23日	104.5	
21	1973	昭和 48年 7月 23日	96.8	
22	1974	昭和 49年 9月 6日	157.6	
23	1975	昭和 50年 6月 17日	87.2	
24	1976	昭和 51年 9月 9日	139.5	
25	1977	昭和 52年 8月 23日	88.8	
26	1978	昭和 53年 7月 28日	62.1	
27	1979	昭和 54年 9月 2日	192.3	
28	1980	昭和 55年 10月 12日	143.2	
29	1981	昭和 56年 7月 30日	71.8	
30	1982	昭和 57年 8月 25日	193.8	
31	1983	昭和 58年 6月 15日	79.5	
32	1984	昭和 59年 6月 21日	43.5	
33	1985	昭和 60年 6月 25日	81.1	
34	1986	昭和 61年 6月 27日	95.9	
35	1987	昭和 62年 10月 13日	108.8	
36	1988	昭和 63年 6月 22日	105.4	
37	1989	平成 元年 8月 26日	75.8	
38	1990	平成 2年 9月 16日	192.2	
39	1991	平成 3年 6月 9日	98.6	
40	1992	平成 4年 8月 7日	119.1	
41	1993	平成 5年 9月 2日	284.0	
42	1994	平成 6年 4月 18日	64.6	
43	1995	平成 7年 9月 21日	130.2	
44	1996	平成 8年 8月 13日	84.9	
45	1997	平成 9年 9月 14日	268.3	
46	1998	平成 10年 10月 16日	159.7	
47	1999	平成 11年 9月 13日	187.9	
48	2000	平成 12年 6月 27日	77.2	
49	2001	平成 13年 6月 28日	80.6	
50	2002	平成 14年 5月 14日	93.6	
51	2003	平成 15年 7月 11日	136.3	
52	2004	平成 16年 10月 18日	189.1	
53	2005	平成 17年 9月 4日	214.9	
54	2006	平成 18年 8月 17日	190.5	
55	2007	平成 19年 8月 2日	292.8	
56	2008	平成 20年 6月 10日	104.6	
57	2009	平成 21年 6月 28日	123.4	
58	2010	平成 22年 5月 22日	66.7	
59	2011	平成 23年 6月 12日	113.8	
60	2012	平成 24年 7月 11日	157.9	
61	2013	平成 25年 9月 1日	60.9	
62	2014	平成 26年 10月 12日	109.2	
63	2015	平成 27年 6月 10日	79.2	
64	2016	平成 28年 6月 22日	135.6	
65	2017	平成 29年 9月 17日	214.6	
66	2018	平成 30年 9月 29日	166.2	
67	2019	令和 1年 8月 14日	128.1	
68	2020	令和 2年 7月 6日	163.9	
69	2021	令和 3年 8月 8日	117.5	

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、基準地点府内大橋の 1/100 降雨量の 306mm/9 時間に降雨量変化倍率 1.1 倍を乗じて得られた 337mm/9 時間を採用した。

表 1.18 1/100 確率規模降雨量（基準地点府内大橋）

項目	府内大橋	備考
1/100 確率雨量 (S28-H22 標本)	306mm/9 時間	確率手法 SLSC0.04 以下 Jackknife 推定誤差最小値
気候変動を 考慮した降雨量	337mm/9 時間	306mm/9 時間×降雨量変化倍率 1.1

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

(1) Mann-Kendall 検定（定常／非定常性を確認）

昭和 28 年（1953 年）～平成 22 年（2010 年）までの雨量データに一年ずつ雨量データを追加し、令和 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。

⇒非定常性は確認されなかったため、近年降雨までデータ延伸を実施した。

(2) 近年降雨までデータ延伸を実施

非定常性が確認されなかったことから、最新年（令和 3 年（2021 年））まで時間雨量データを延伸し、水文解析に一般的に用いられる確率分布モデルによる 1/100 確率雨量から、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルを用いて 1/100 確率雨量を算定した。

⇒令和 3 年（2021 年）までの雨量データを用いた場合の基準地点府内大橋 1/100 確率雨量は 299mm/9h となり、データ延伸による確率雨量に大きな差は確認されなかった。

## 1.8 主要降雨波形の選定

基本高水のピーク流量の検討対象洪水において、短時間に降雨が集中する洪水や降雨の範囲が著しく偏った洪水を一律拡大すると、引き伸ばし後の短時間雨量が非現実的な確率値となる場合がある。そのため、引き伸ばし後の降雨の地域分布及び時間分布を確認し、対象降雨としての妥当性評価により代表的な洪水に適さない洪水については検討対象から除外した上で対象降雨波形を設定する。

計画対象洪水の選定にあたっては、基準地点府内大橋若しくは明礮橋地点で氾濫注意水位相当流量以上、かつ基準地点府内大橋のピーク流量生起時刻前後の最大9時間雨量の引き伸ばし率が2倍以下（1.1倍する前の確率雨量）となる21洪水を選定した。

選定洪水を対象に、基準地点府内大橋の1/100確率9時間雨量337mm（306mm×1.1）となるよう引き伸ばし降雨波形を作成し流出計算を行った結果、基準地点府内大橋におけるピーク流量は5,133m<sup>3</sup>/s～6,979m<sup>3</sup>/sとなった。

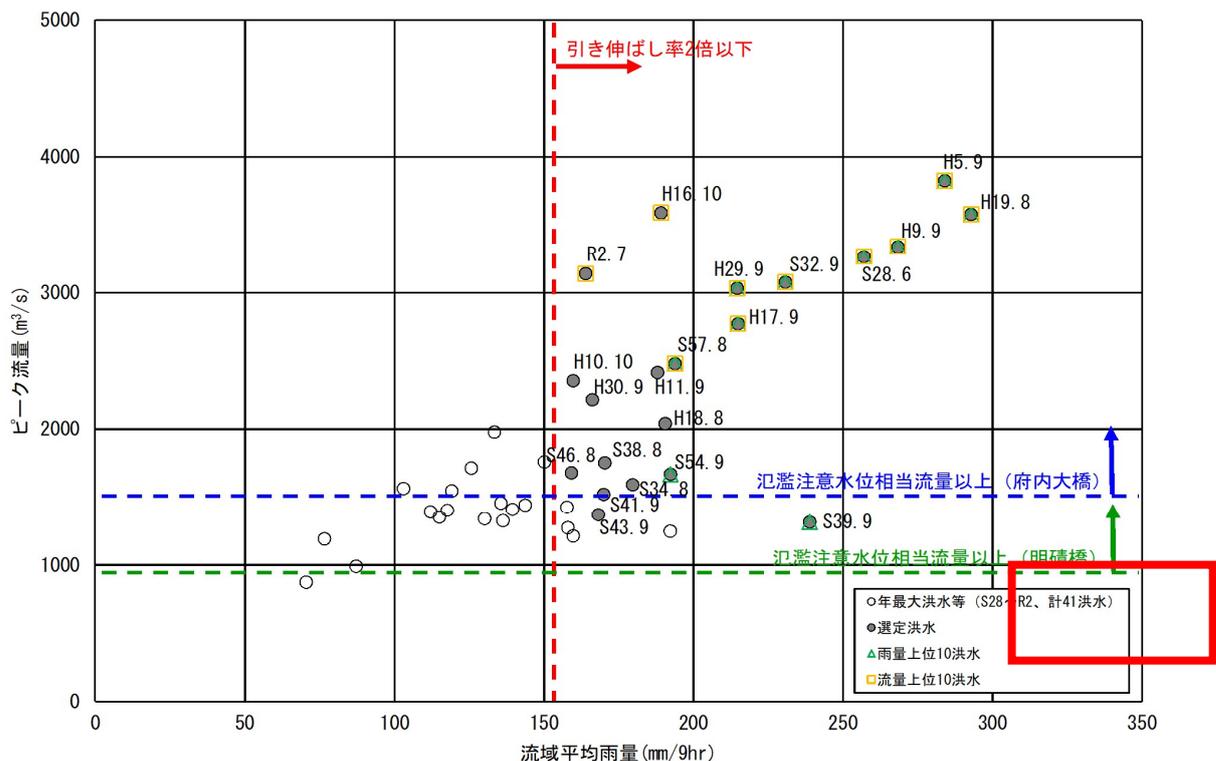


図 1.21 対象洪水の選定結果

表 1.19 選定洪水のピーク流量一覧表（基準地点府内大橋）

洪水 No	洪水 年月日	基準地点府内大橋			基準地点 府内大橋 基本高水の ピーク流量 (m <sup>3</sup> /s)	
		実績雨量 (mm/9hr)	拡大率	計画規模 降雨量×1.1倍 (mm/9hr)		
1	1	S. 28. 6. 26	257.0	1.311	337	6,214
2	5	S. 32. 9. 7	230.7	1.461	337	6,309
3	6	S. 34. 8. 8	179.6	1.876	337	6,401
4	8	S. 38. 8. 9	170.4	1.978	337	5,818
5	10	S. 39. 9. 25	238.9	1.411	337	5,133
6	11	S. 41. 9. 9	170.0	1.983	337	7,804
7	13	S. 43. 9. 25	168.2	2.004	337	6,811
8	15	S. 46. 8. 30	159.1	2.118	337	6,743
9	19	S. 54. 9. 4	192.3	1.752	337	6,862
10	22	S. 57. 8. 27	193.8	1.739	337	6,171
11	31	H. 5. 9. 3	284.0	1.186	337	6,773
12	32	H. 9. 9. 16	268.3	1.256	337	6,410
13	33	H. 10. 10. 17	159.7	2.110	337	6,093
14	34	H. 11. 9. 15	187.9	1.794	337	5,773
15	39	H. 16. 10. 20	189.1	1.782	337	6,979
16	41	H. 17. 9. 6	214.9	1.568	337	6,016
17	42	H. 18. 8. 18	190.5	1.769	337	7,085
18	45	H. 19. 8. 2	292.8	1.151	337	6,468
19	58	H. 29. 9. 17	214.6	1.571	337	6,024
20	61	H. 30. 9. 29	166.2	2.028	337	6,565
21	63	R. 2. 7. 6	163.9	2.057	337	10,802

注) 上記の表の拡大率は、気候変動後の337mmに対する引き伸ばしであるため2倍以上となっている。

## 1.9 対象降雨の地域分布及び時間分布による棄却検討

### 1.9.1 考え方

基本高水のピーク流量の検討対象洪水において、「短時間に降雨が集中する洪水」や「降雨の範囲が著しく偏った洪水」等を一律拡大すると、引き伸ばし後の短時間雨量が非現実的な確率値となる場合がある。そのため、実績降雨波形を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、一次選定降雨について引き伸ばし後の降雨の地域分布及び時間分布を確認し、対象降雨としての妥当性評価により代表的な洪水に適さない洪水については検討対象から除外した上で対象降雨波形を設定する。

### 1.9.2 棄却基準の設定

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

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

### 1.9.3 地域分布の評価について

#### (1) 対象地域の選定

対象地域は、図 1.22 に示す通りであり、以下に示す 4 流域を選定した。

- ①本川上流域
- ②阿蘇野川・芹川流域
- ③賀来川等流域
- ④七瀬川流域

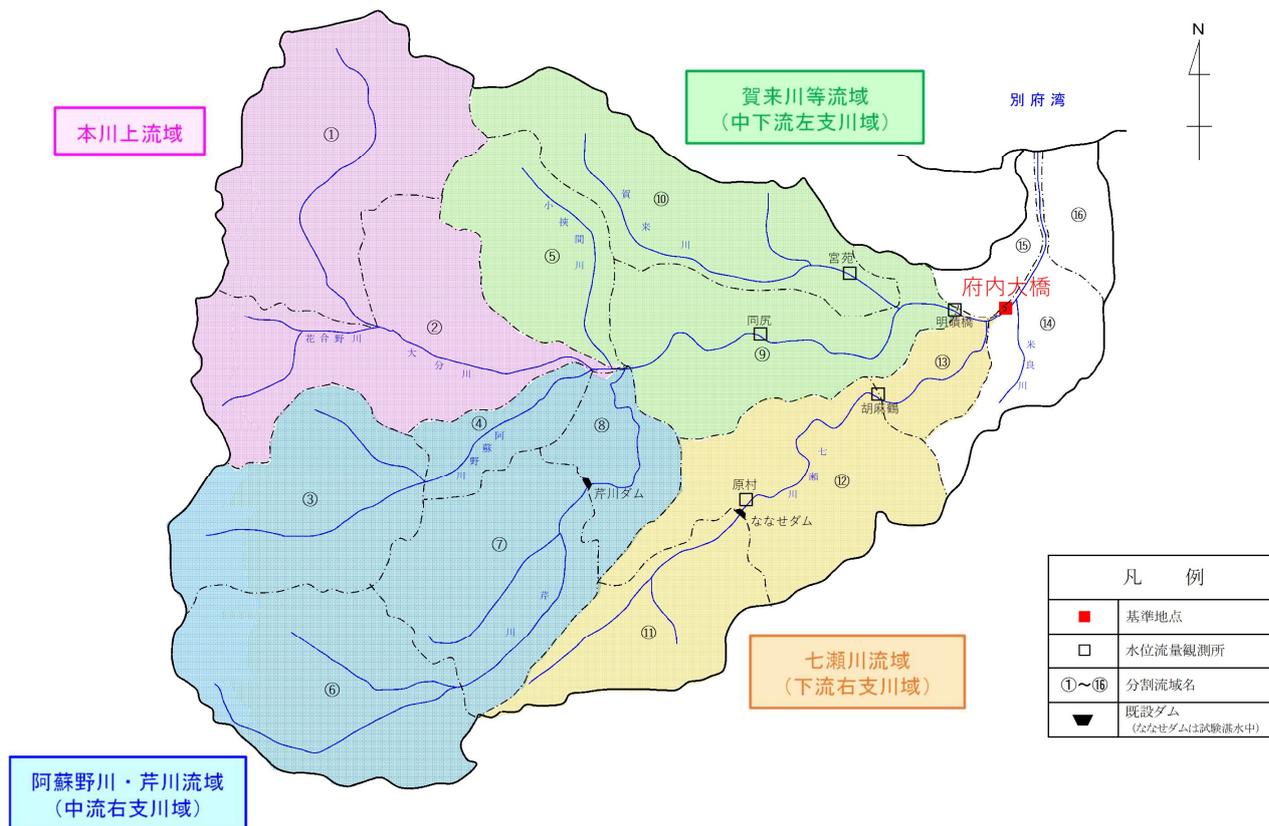


図 1.22 検討対象地域位置図

#### (2) 棄却基準の設定

各選定流域における棄却基準値を設定した。確率雨量の算定は、昭和 28 年（1953 年）～平成 22 年（2010 年）までの各流域の年最大 9 時間雨量について確率計算を行い、各確率分布モデルの中で  $SLSC \leq 0.040$  かつ Jackknife 推定誤差が最小となる確率分布モデルの確率雨量を採用した。

### (3) 地域分布の雨量評価

前項にて選定した地域について、拡大後雨量の異常性評価を確認した。なお、対象の時間は基準地点府内大橋における9時間雨量が最大となる時間帯（降雨継続時間帯）とする。

各地域での拡大後雨量及び1/500雨量は表1.20に示すであり、1洪水が棄却となる。

表 1.20 地域分布の評価結果

洪水No	洪水年月日	実績9時間雨量 (mm)				基準地点 府内大橋 拡大率	拡大後実績9時間雨量 (mm)				棄却 洪水
		本川上流域	阿蘇野川・ 芹川流域	賀来川等 流域	七瀬川 流域		本川上流域	阿蘇野川・ 芹川流域	賀来川等 流域	七瀬川 流域	
1	S.28. 6.26	235.0	275.2	247.2	269.1	1.191	279.9	327.8	294.5	320.5	
2	S.32. 9. 7	237.2	210.9	258.5	225.9	1.326	314.5	279.6	342.7	299.5	
3	S.34. 8. 8	176.9	194.0	184.8	177.0	1.704	301.4	330.5	315.0	301.5	
4	S.38. 8. 9	251.9	131.2	150.2	169.8	1.796	452.4	235.7	269.7	305.0	×
5	S.39. 9.25	209.5	254.6	254.3	237.9	1.281	268.3	326.1	325.8	304.7	
6	S.41. 9. 9	190.4	146.4	164.8	196.5	1.800	342.7	263.6	296.7	353.8	
7	S.43. 9.25	141.9	166.6	188.5	179.0	1.819	258.1	303.0	342.8	325.6	
8	S.46. 8.30	181.6	138.5	195.3	145.6	1.923	349.2	266.4	375.5	280.0	
9	S.54. 9. 4	199.9	172.4	205.0	212.6	1.591	318.0	274.2	326.1	338.2	
10	S.57. 8.27	198.6	157.7	247.8	179.9	1.579	313.7	249.1	391.2	284.0	
11	H. 5. 9. 3	329.2	241.1	308.1	274.9	1.077	354.5	259.7	331.8	296.0	
12	H. 9. 9.16	311.8	234.0	304.8	227.3	1.140	355.5	266.8	347.4	259.2	
13	H.10.10.17	127.6	147.8	168.8	213.1	1.916	244.5	283.2	323.3	408.2	
14	H.11. 9.15	138.7	178.7	204.3	250.2	1.629	226.0	291.2	332.8	407.5	
15	H.16.10.20	189.9	144.9	219.4	251.2	1.618	307.2	234.4	354.9	406.4	
16	H.17. 9. 6	260.4	192.0	234.4	195.6	1.424	370.9	273.4	333.8	278.6	
17	H.18. 8.18	172.4	194.4	206.9	196.1	1.606	276.8	312.1	332.3	314.9	
18	H.19. 8. 2	348.7	298.8	225.2	312.6	1.045	364.4	312.2	235.3	326.6	
19	H.29.9.17	174.1	200.4	226.7	279.3	1.426	248.3	285.8	323.2	398.3	
20	H.30.9.29	174.7	131.8	172.4	218.3	1.841	321.6	242.7	317.4	401.9	
21	R.2.7.6	163.7	176.1	164.3	140.7	1.867	305.5	328.8	306.7	262.7	
棄却基準【1/500】		—	—	—	—	—	443.6	363.3	457.1	446.7	

※拡大率は、基準地点府内大橋 1/100 確率規模 306mm/9h に対する実績9時間雨量との拡大率である。

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

※1/500 雨量は、①SLSC $\leq$ 0.04 以下かつ②Jackknife の推定誤差が最小となる手法の値による

#### 1.9.4 時間分布の評価について

##### (1) 対象時間の選定

対象時間は、短時間雨量と洪水ピーク流量の関係と対象降雨継続時間から設定した。

(表 1.21)

短時間雨量と洪水ピーク流量の関係が3時間以上で相関が高まることから、3時間を短時間雨量として設定した。また、対象降雨継続時間9時間の1/2程度である6時間を短時間雨量として設定した。

表 1.21 対象時間の設定

基準地点	対象時間
府内大橋	3h、6h

##### (2) 棄却基準の設定

対象時間における棄却基準値を設定した。確率雨量の算定は、昭和28年(1953年)～平成22年(2010年)までの年最大時間について確率計算を行い、各計算手法の中で $SLSC \leq 0.040$ 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。(実績降雨も考慮し、地域・時間分布の棄却基準を総合的に判断)

### (3) 時間分布の雨量評価

設定した棄却基準値をもとに、拡大後雨量の異常性評価を確認した。

対象時間 3 時間、6 時間の拡大後雨量及び 1/500 雨量は表 1.22 に示すとおりであり、4 洪水が棄却された。

表 1.22 時間分布の評価結果

洪水 No	洪水年月日	実績雨量 (mm)		府内大橋 継続時間内雨量 (mm/9hr)	拡大率	拡大後雨量 (mm)		棄却 洪水
		3時間	6時間			3時間	6時間	
1	S.28. 6.26	109.9	196.3	257	1.191	130.9	233.8	
2	S.32. 9. 7	104.3	184.2	231	1.326	138.3	244.2	
3	S.34. 8. 8	78.2	137.3	180	1.704	133.3	234.0	
4	S.38. 8. 9	78.3	139.6	170	1.796	140.6	250.7	
5	S.39. 9.25	98.7	183.2	239	1.281	126.4	234.7	
6	S.41. 9. 9	112.1	154.5	170	1.800	201.8	278.1	×
7	S.43. 9.25	91.3	136.5	168	1.819	166.1	248.3	
8	S.46. 8.30	64.7	114.0	159	1.923	124.4	219.2	
9	S.54. 9. 4	126.7	169.6	192	1.591	201.6	269.8	×
10	S.57. 8.27	73.2	143.6	194	1.579	115.6	226.7	
11	H. 5. 9. 3	151.2	245.9	284	1.077	162.8	264.8	
12	H. 9. 9.16	110.9	199.4	268	1.140	126.4	227.3	
13	H.10.10.17	78.1	139.2	160	1.916	149.6	266.7	
14	H.11. 9.15	96.3	158.6	188	1.629	156.9	258.4	
15	H.16.10.20	98.7	156.7	189	1.618	159.7	253.5	
16	H.17. 9. 6	84.2	151.8	215	1.424	119.9	216.2	
17	H.18. 8.18	124.8	157.9	191	1.606	200.4	253.6	×
18	H.19. 8. 2	158.8	241.5	293	1.045	165.9	252.4	
19	H.29.9.17	85.3	154.8	215	1.426	121.7	220.7	
20	H.30.9.29	88.5	140.3	166	1.841	162.9	258.3	
21	R.2.7.6	107.7	147.5	164	1.867	201.1	275.4	×
棄却基準【1/500】		—	—	—	—	199.4	335.1	

※拡大率は、基準地点府内大橋 1/100 確率規模 306mm/9h に対する実績 9 時間雨量との拡大率である。

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

※1/500 雨量は、①SLSC $\leq$ 0.04 以下かつ②Jackknife の推定誤差が最小となる手法の値による

### 1.10 主要洪水における降雨量（気候変動考慮）の引き伸ばしと流出計算

主要洪水を対象に、1/100 規模（1.1 倍）9 時間雨量となるように引き伸ばし降雨波形を作成した後、流出計算を行うと基準地点府内大橋において 5,133m<sup>3</sup>/s～6,979m<sup>3</sup>/s となる。

基準地点府内大橋におけるピーク流量の一覧を表 1.23 に示し、洪水ごとのハイドログラフを図 1.23 に示す。

表 1.23 ピーク流量一覧（府内大橋地点）

洪水 No	洪水年月日	基準地点府内大橋上流域			基準地点府内大橋基本高水のピーク流量 (m <sup>3</sup> /s)
		実績雨量 (mm/9hr)	拡大率	計画規模の降雨量 ×1.1倍 (mm/9hr)	
1	S. 28. 6. 26	257.0	1.311	337.0	6,214
2	S. 32. 9. 7	230.7	1.461	337.0	6,309
3	S. 34. 8. 8	179.6	1.876	337.0	6,401
4	S. 38. 8. 9	170.4	1.978	337.0	5,818
5	S. 39. 9. 25	238.9	1.411	337.0	5,133
6	S. 41. 9. 9	170.0	1.983	337.0	7,804
7	S. 43. 9. 25	168.2	2.004	337.0	6,811
8	S. 46. 8. 30	159.1	2.118	337.0	6,743
9	S. 54. 9. 4	192.3	1.752	337.0	6,862
10	S. 57. 8. 27	193.8	1.739	337.0	6,171
11	H. 5. 9. 3	284.0	1.186	337.0	6,773
12	H. 9. 9. 16	268.3	1.256	337.0	6,410
13	H. 10. 10. 17	159.7	2.11	337.0	6,093
14	H. 11. 9. 15	187.9	1.794	337.0	5,773
15	H. 16. 10. 20	189.1	1.782	337.0	6,979
16	H. 17. 9. 6	214.9	1.568	337.0	6,016
17	H. 18. 8. 18	190.5	1.769	337.0	7,085
18	H. 19. 8. 2	292.8	1.151	337.0	6,468
19	H. 29. 9. 17	214.6	1.571	337.0	6,024
20	H. 30. 9. 29	166.2	2.028	337.0	6,565
21	R. 2. 7. 6	163.9	2.057	337.0	10,802

※短時間雨量あるいは小流域が著しい引き伸ばしとなっている洪水は棄却（グレーの網掛け）

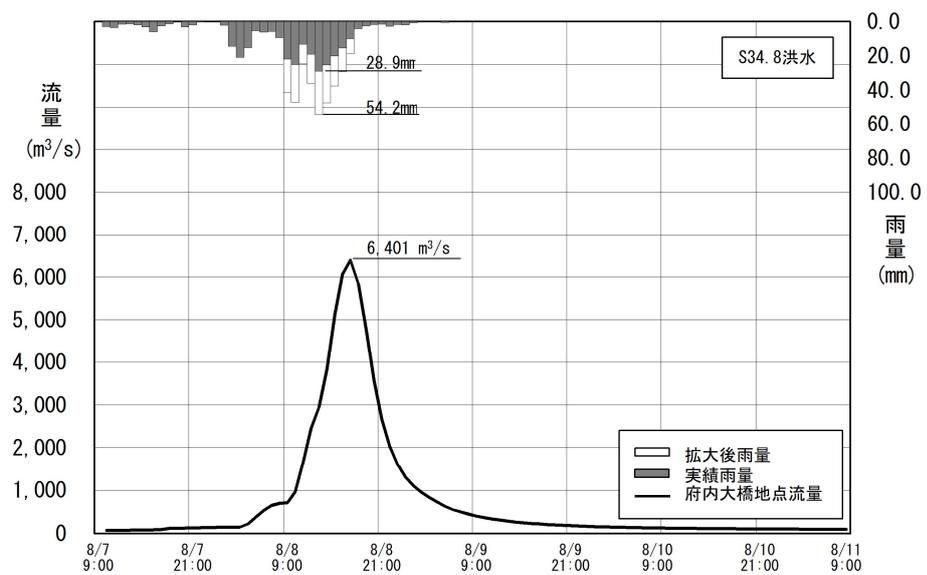
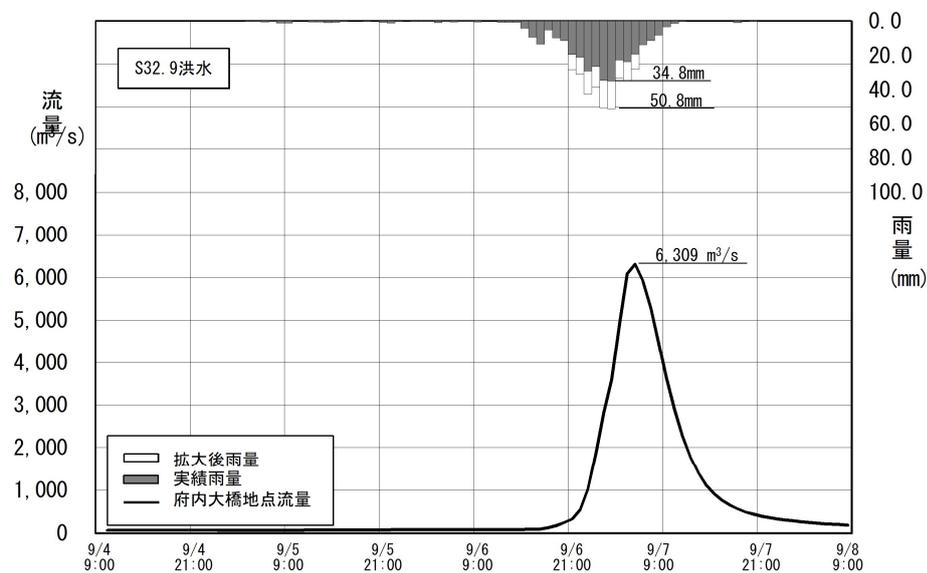
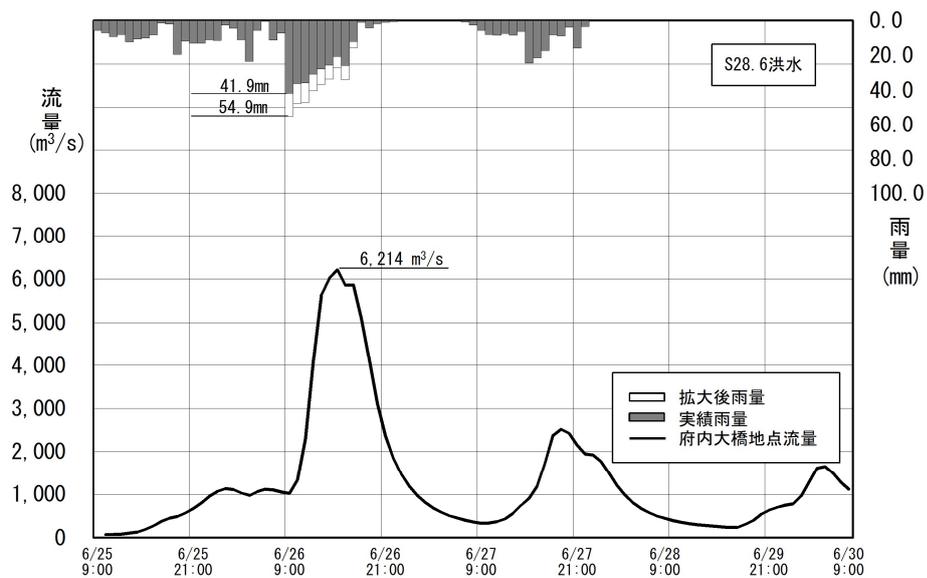


図 1.23(1) 基本高水ハイドログラフ

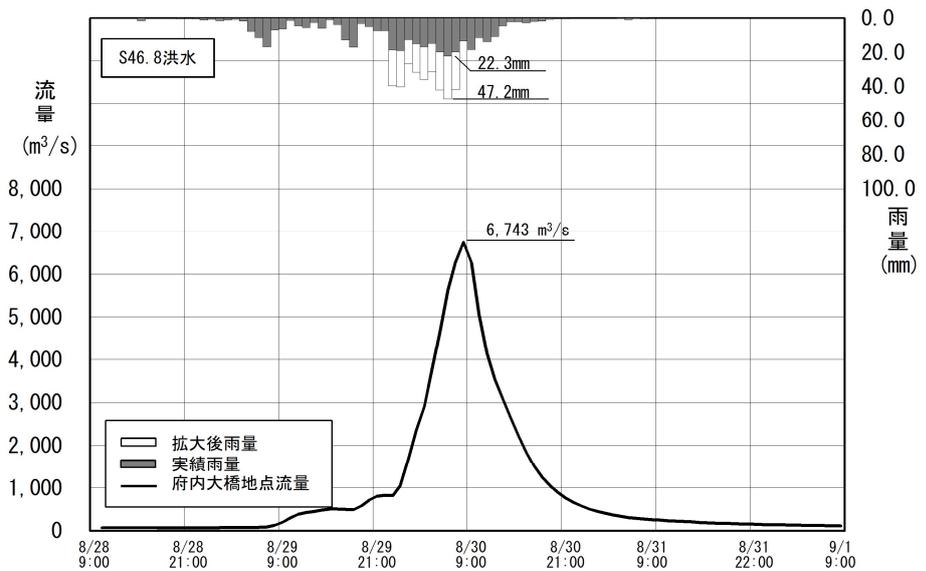
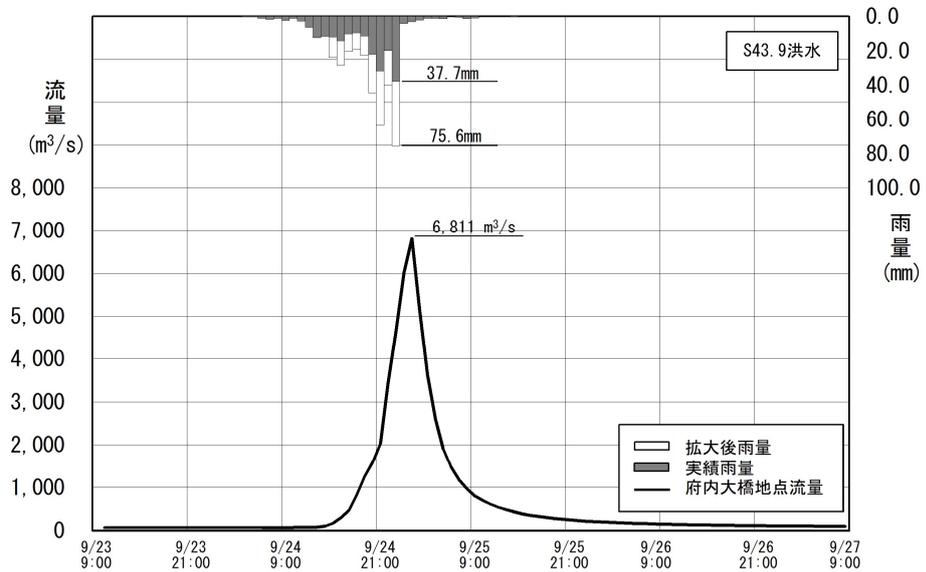
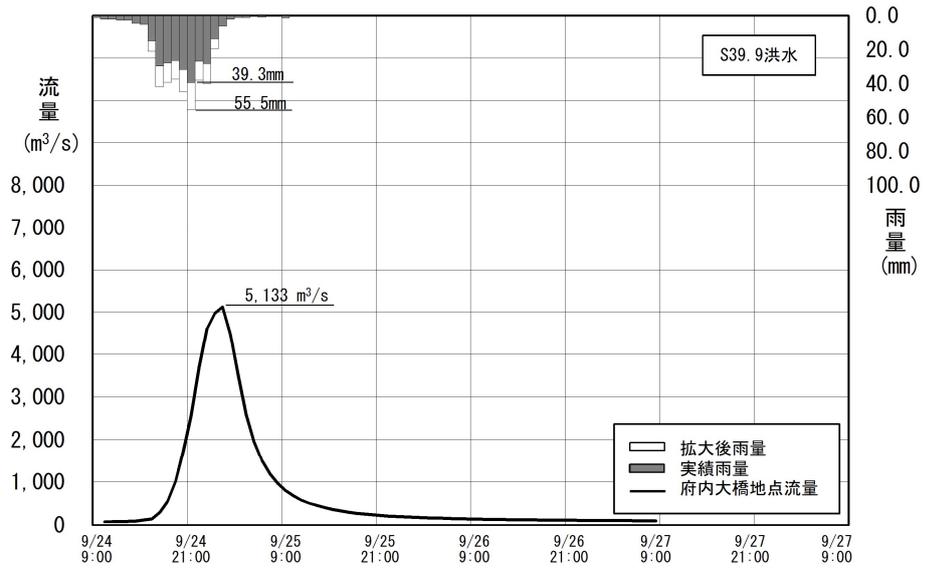


図 1.23(2) 基本高水ハイドログラフ

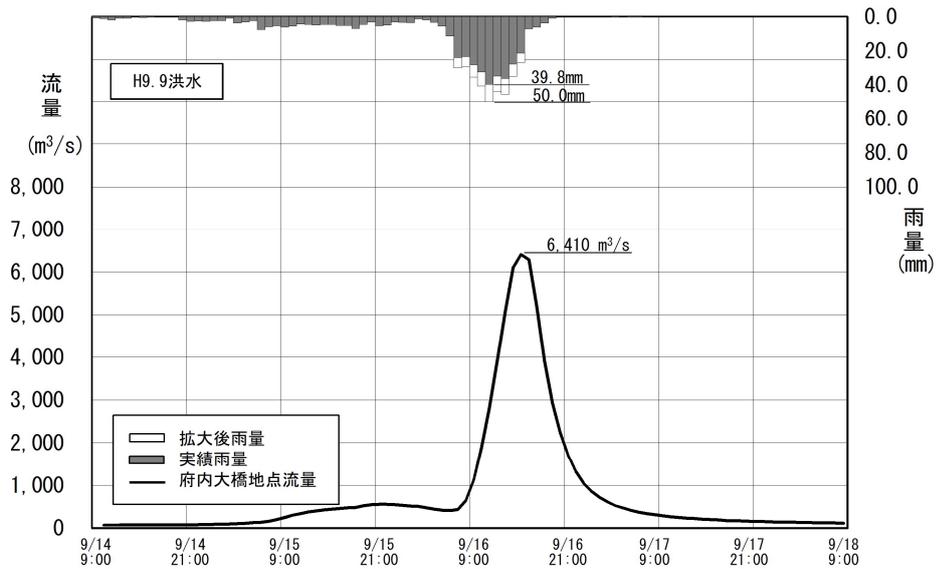
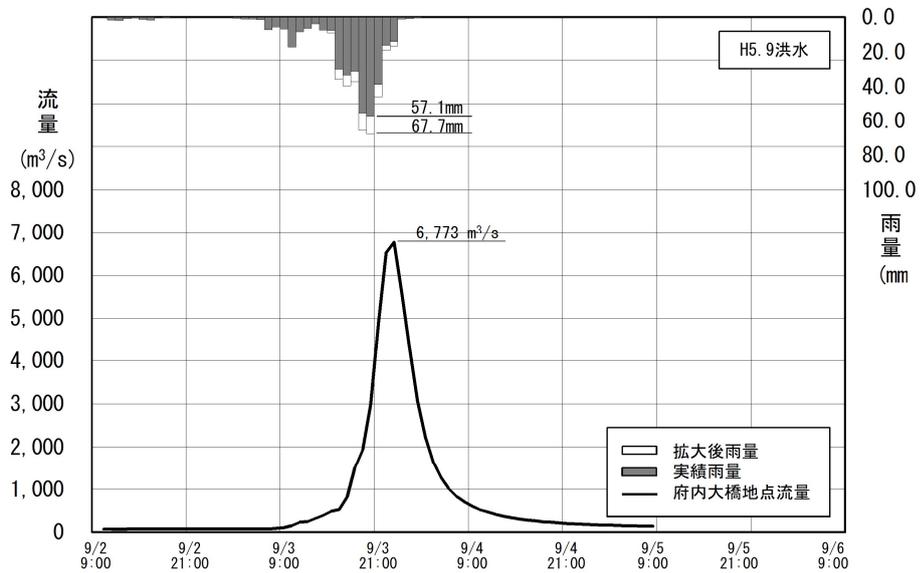
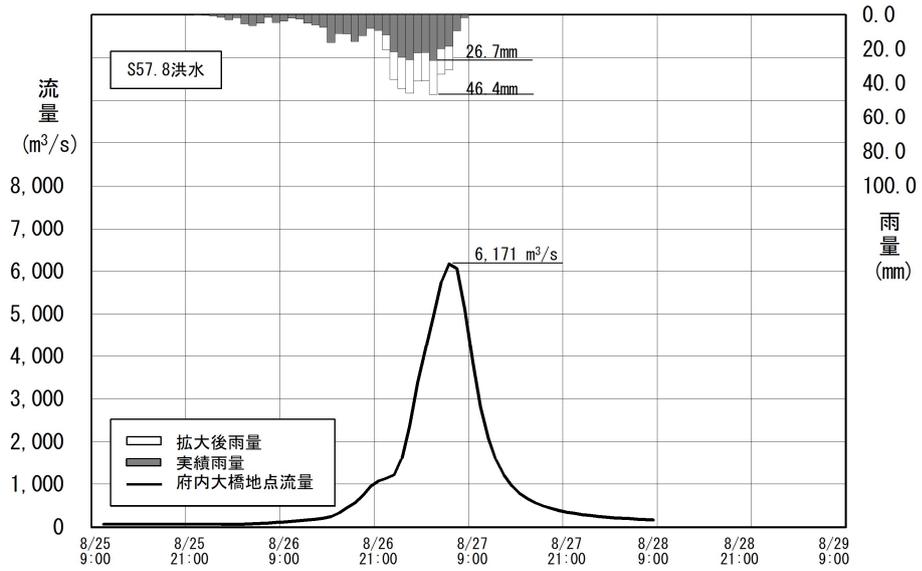


図 1.23(3) 基本高水ハイドログラフ

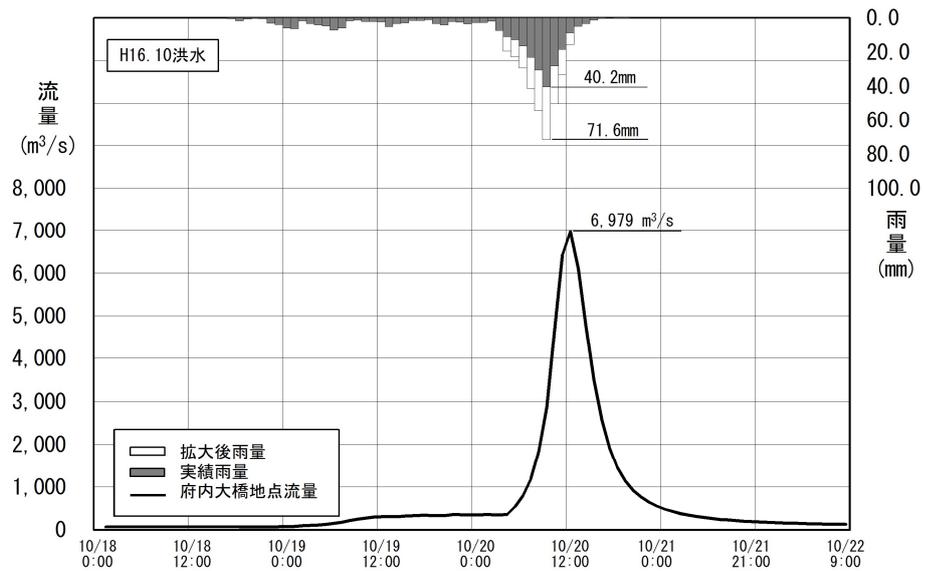
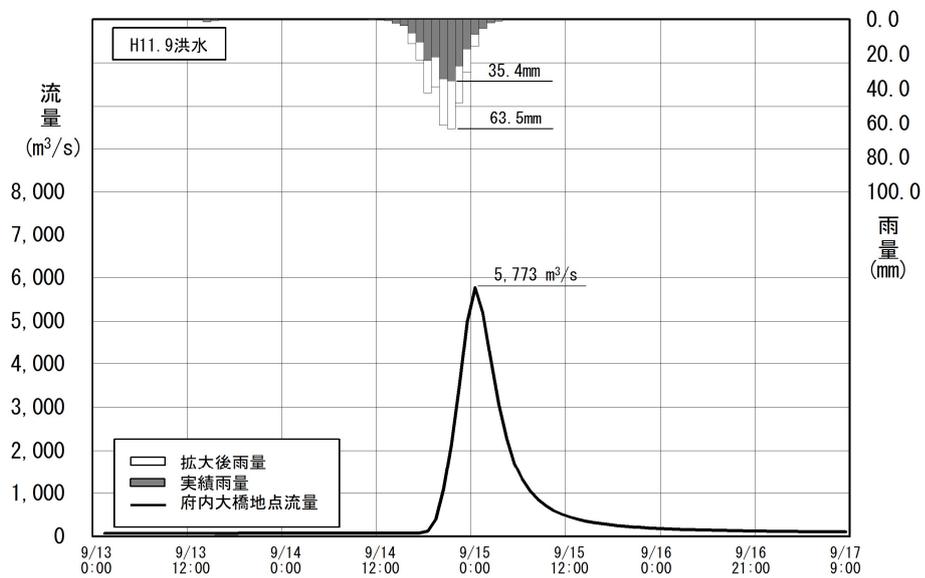
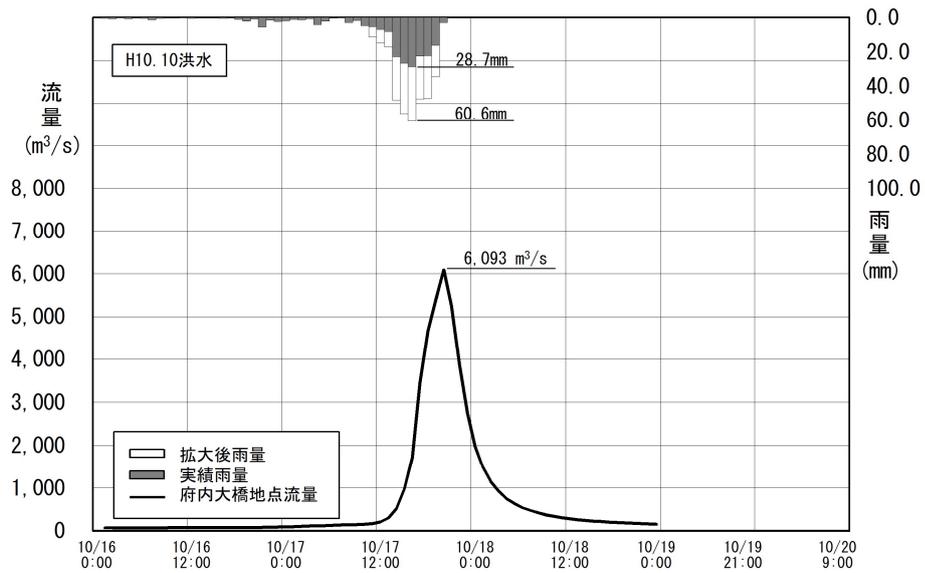


図 1.23(4) 基本高水ハイドログラフ

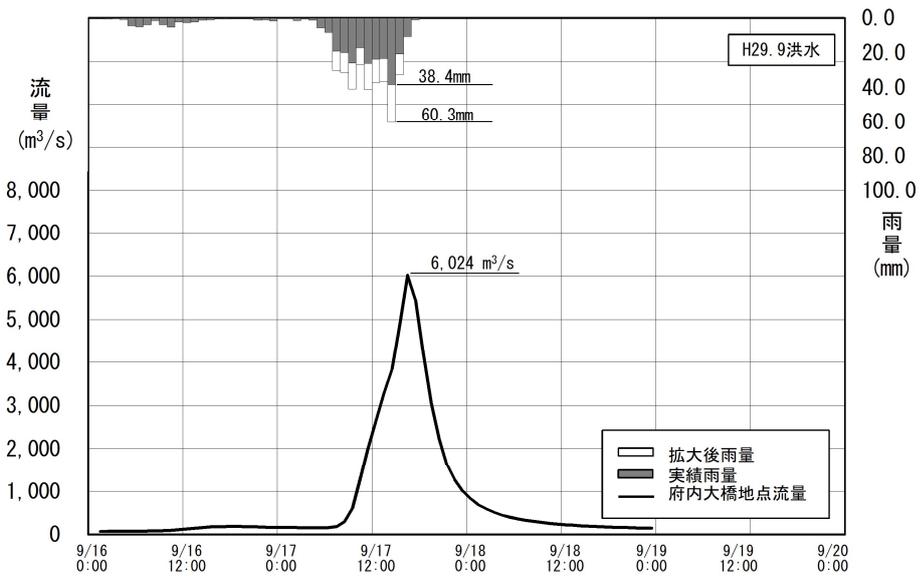
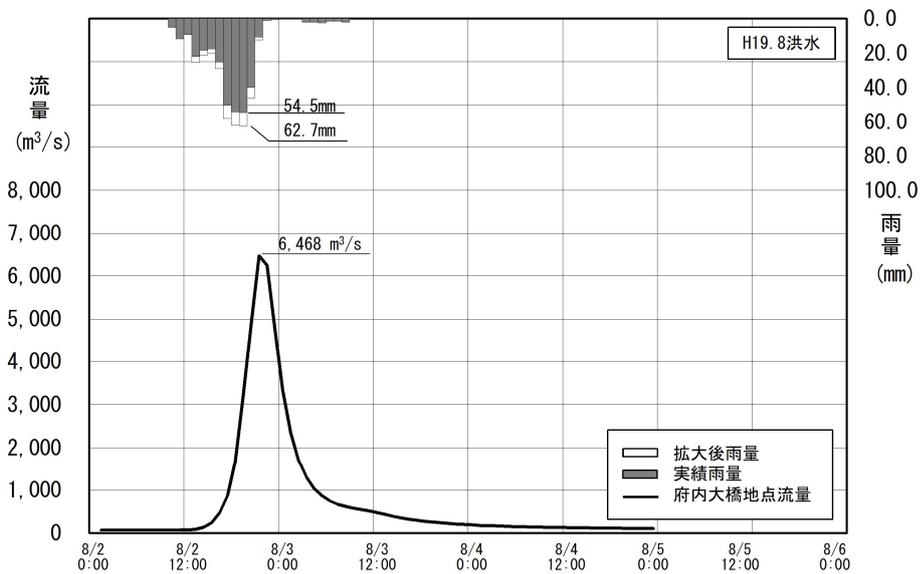
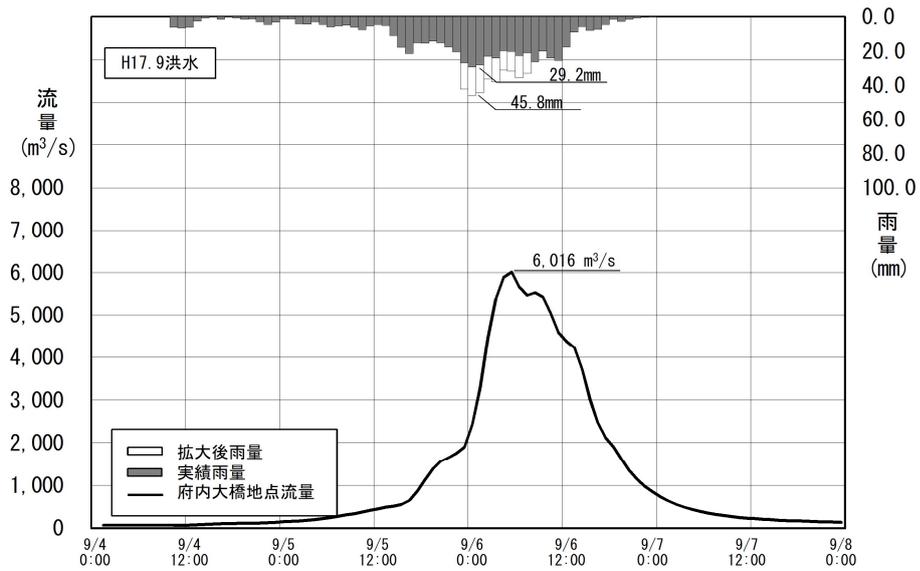


図 1.23(5) 基本高水ハイドログラフ

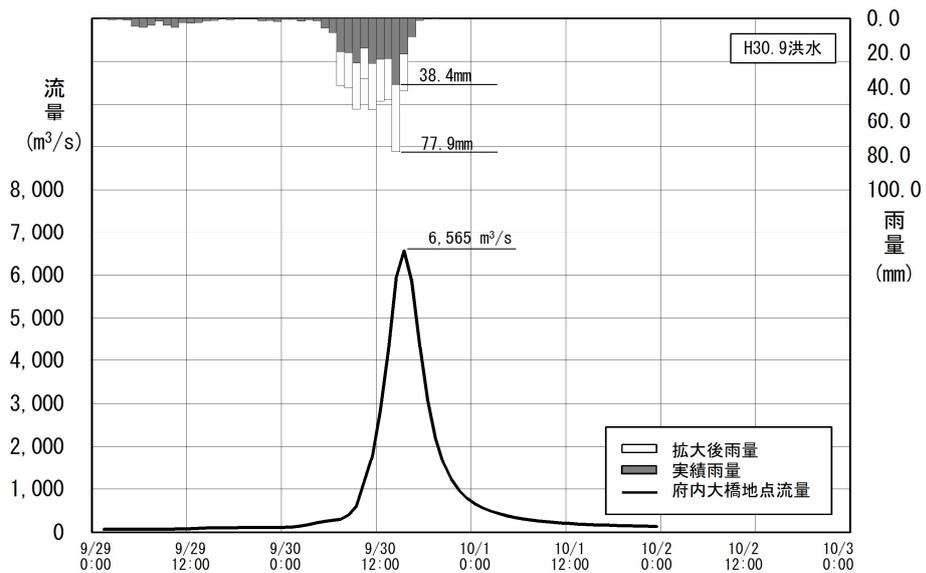


図 1.23(6) 基本高水ハイドログラフ

## 1.11 アンサンブル予測降雨波形による検討

### 1.11.1 アンサンブル予測降雨波形による流出計算

4°C上昇のシナリオ RCP8.5 における近未来の気候（2°C上昇時：およそ 2040 年頃、世界平均の地上気温が産業革命当時と比べて 2°C上昇）を前提として、文部科学省「SI-CAT 気候変動適応技術社会実装プログラム※」において整備・公表された解像度 5km にダウンスケーリングされたアンサンブル実験により得られたアンサンブル将来予測降雨波形（以下、「d2PDF」）から求めた、現在気候（360 年分=30 年×12 摂動）及び将来気候（360 年分=30 年×6SST×2 摂動）の年最大流域平均雨量標本から計画対象降雨の降雨量 337mm/9h に近い 10 洪水を抽出した。抽出した 10 洪水は、中央集中や複数の降雨ピークがある波形等、様々なタイプの降雨波形を含んでいることを確認した。

また、抽出した洪水の降雨波形を、気候変動を考慮した 1/100 確率規模の 9 時間雨量 337mm まで調整し、流出計算モデルにより流出量を算出した結果、5,395m<sup>3</sup>/s～7,888m<sup>3</sup>/s となり、雨量データによる確率からの検討により算出された流量が数値の範囲に収まっていることを確認した。

※SI-CAT：気候変動適応技術社会実装プログラム（Social Implementation Program on Climate Change Adaptation Technology）

日本全国の地方自治体等が行う気候変動対応策の検討・策定に汎用的に生かされるような信頼性の高い近未来の気候変動予測技術や気候変動の影響に対する適応策の効果の評価を可能とする技術を開発するプログラム

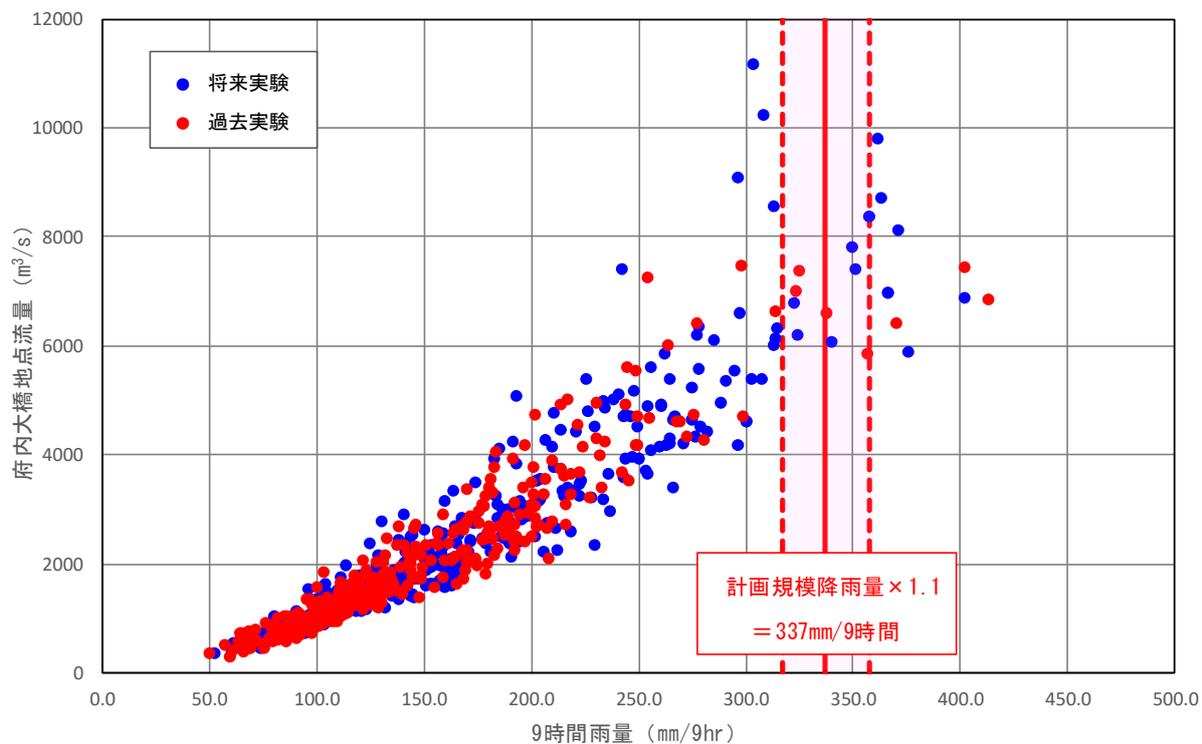


図 1.24 アンサンブル予測降雨波形からの抽出（基準地点府内大橋）

- ・ d2PDF（将来 360 年・現在 360 年）の年最大雨量標本を流出計算
- ・ 著しい引き伸ばし等によって降雨波形をゆがめることがないように、計画対象降雨の降雨量近傍の洪水を抽出

表 1.24 アンサンブル予測降雨波形のピーク流量（基準地点府内大橋）

洪水名			府内大橋地点 9時間雨量 (mm)	気候変動後 1/100雨量 (mm)	拡大率	府内大橋地点 ピーク流量 (m <sup>3</sup> /s)
将来実験	HFB_2K_CC_m105	2074082118	324.1	337	1.040	6,543
	HFB_2K_GF_m101	2068080608	348.9		0.966	7,495
	HFB_2K_MP_m101 ①	2075090611	350.8		0.961	6,971
	HFB_2K_MP_m101 ②	2078082121	321.9		1.047	7,412
	HFB_2K_MR_m101	2082082921	339.3		0.993	6,047
	HFB_2K_MR_m105	2085083115	357.0		0.944	7,888
過去実験	HPB_m008	1995090707	322.7	337	1.044	7,465
	HPB_m009	1983090700	356.3		0.946	5,395
	HPB_m010	2006091714	336.9		1.000	6,628
	HPB_m022	1984090623	324.4		1.039	7,724

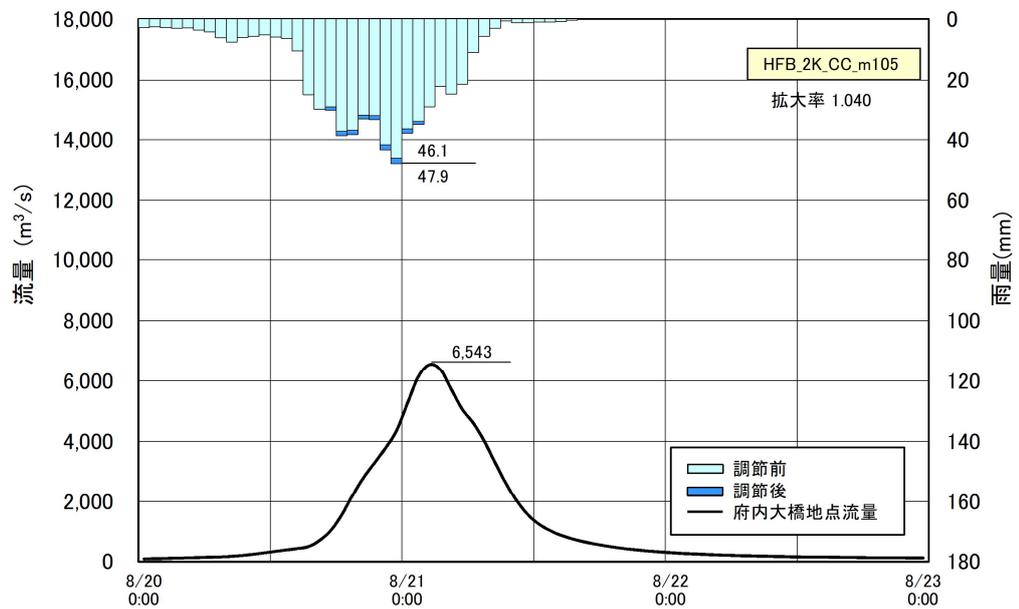


図 1.25(1) アンサンブル予測降雨波形における流出計算結果

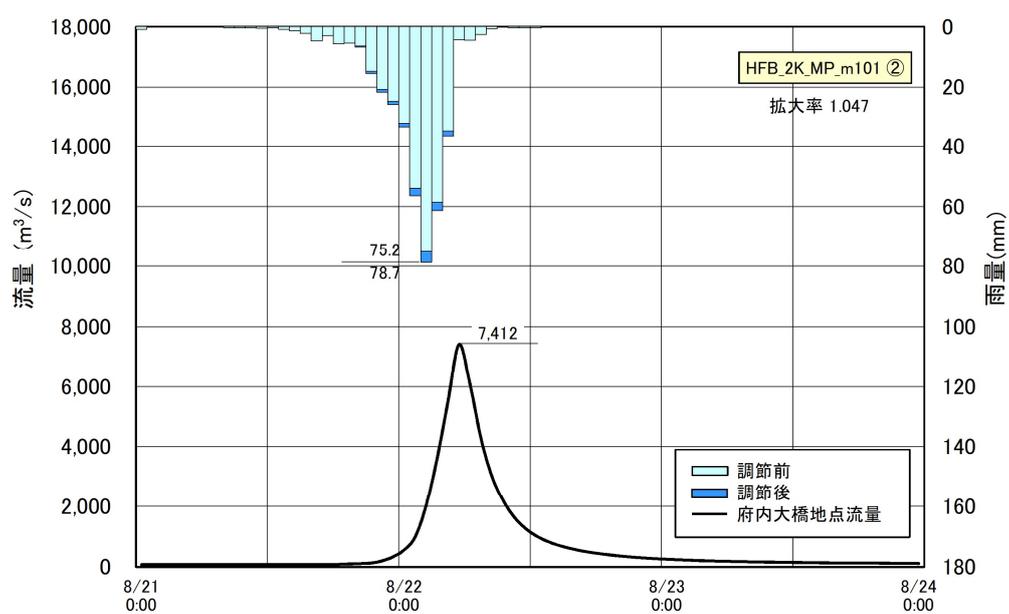
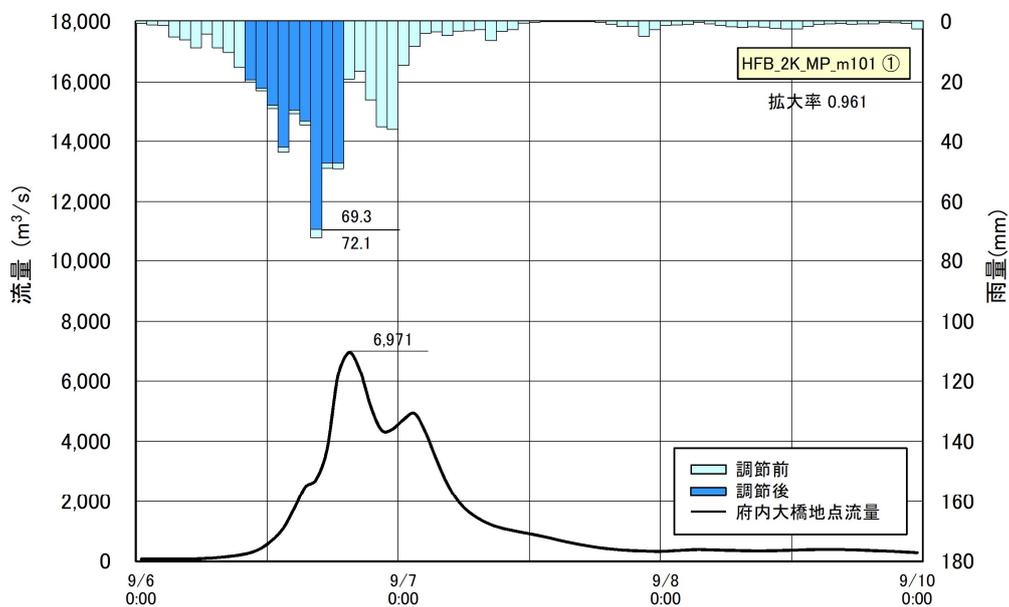
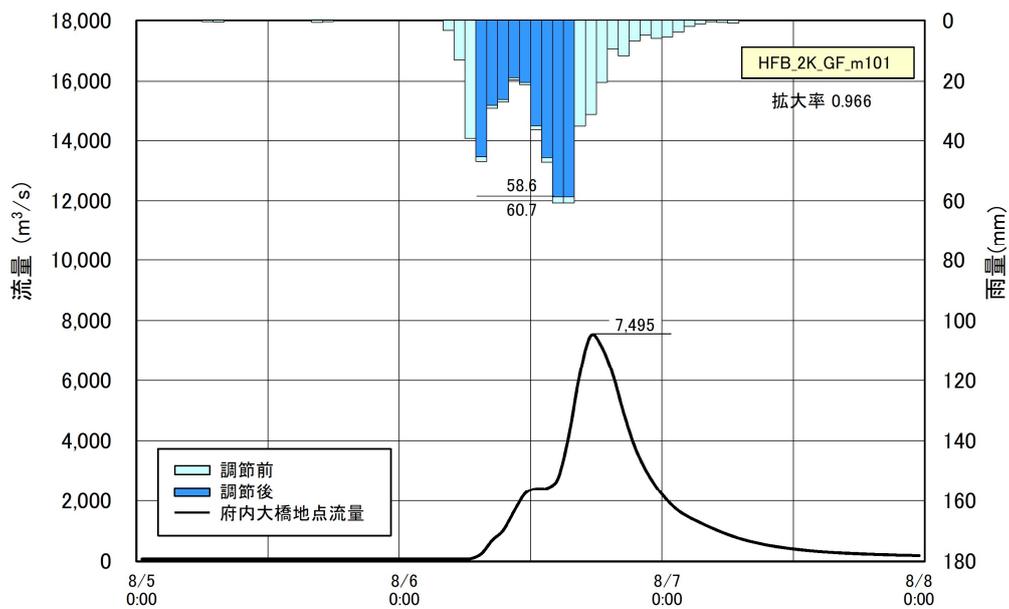


図 1.25 (2) アンサンブル予測降雨波形における流出計算結果

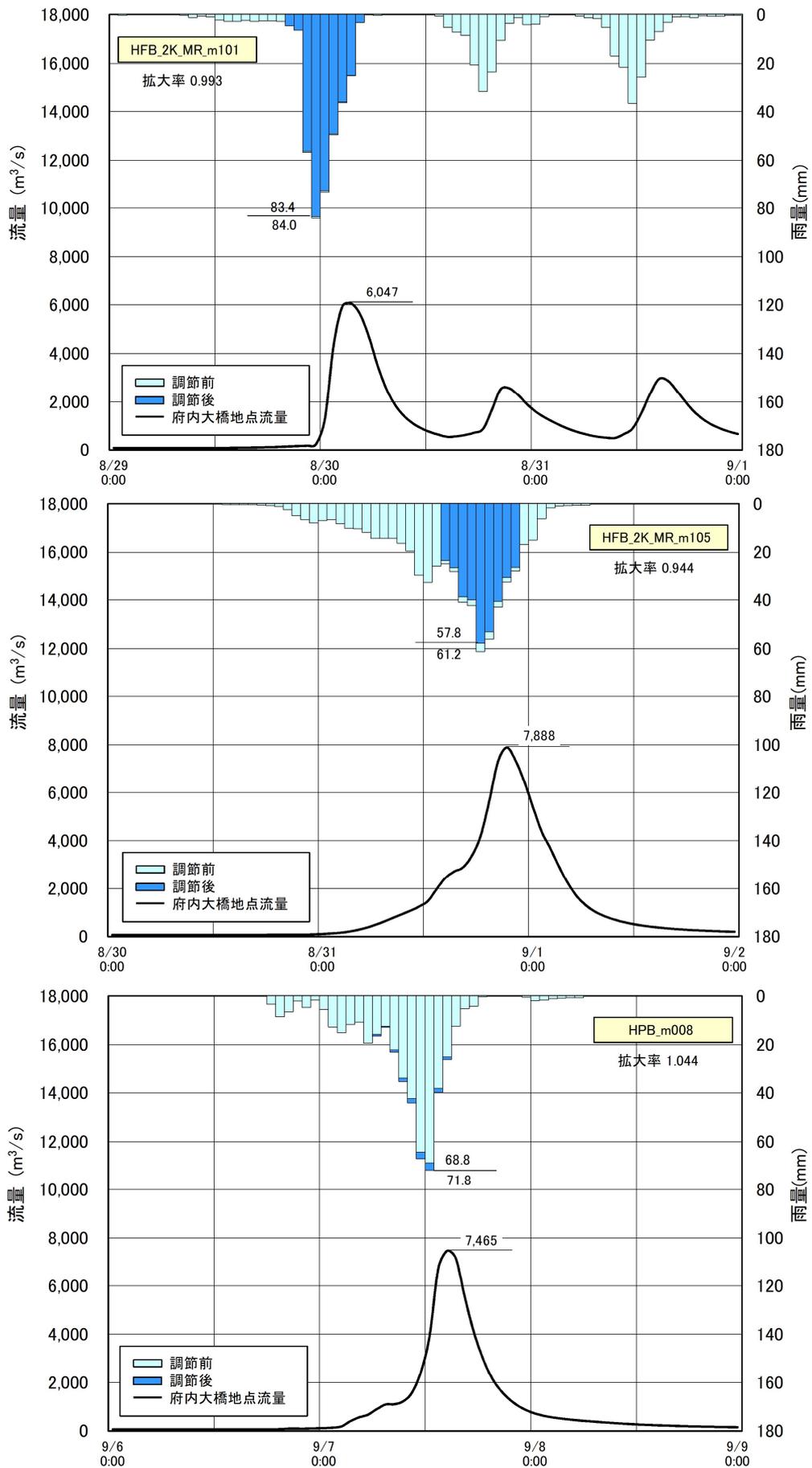


図 1.25 (3) アンサンブル予測降雨波形における流出計算結果

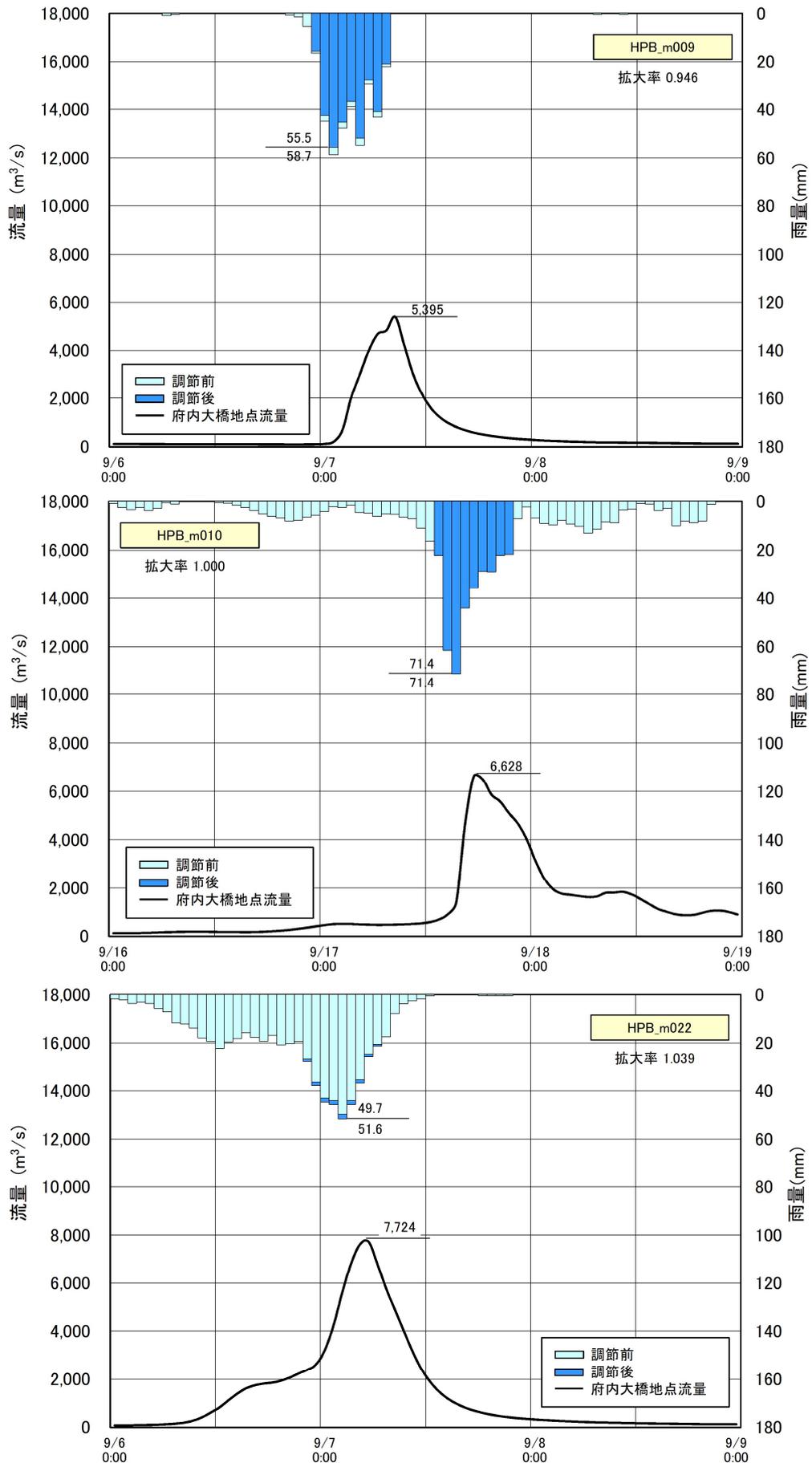


図 1.25 (4) アンサンブル予測降雨波形における流出計算結果

### 1.11.2 棄却された実績引き伸ばし降雨における発生の可能性検討

気候変動による降雨パターンの変化（特に小流域集中度の変化）により、これまでの手法で棄却されていた実績引き伸ばし降雨波形の発生が十分予想される場合がある。このため、これまでの手法で棄却されていた実績引き伸ばし降雨波形を、当該水系におけるアンサンブル予測降雨波形による降雨パターンと照らし合わせる等により再検証を実施した。

その結果、棄却した5洪水のうち、アンサンブル予測降雨から推定される時間分布、地域分布の雨量比（基準地点流量と小流域の比率）以内に収まる洪水なしとなり、棄却洪水とした。

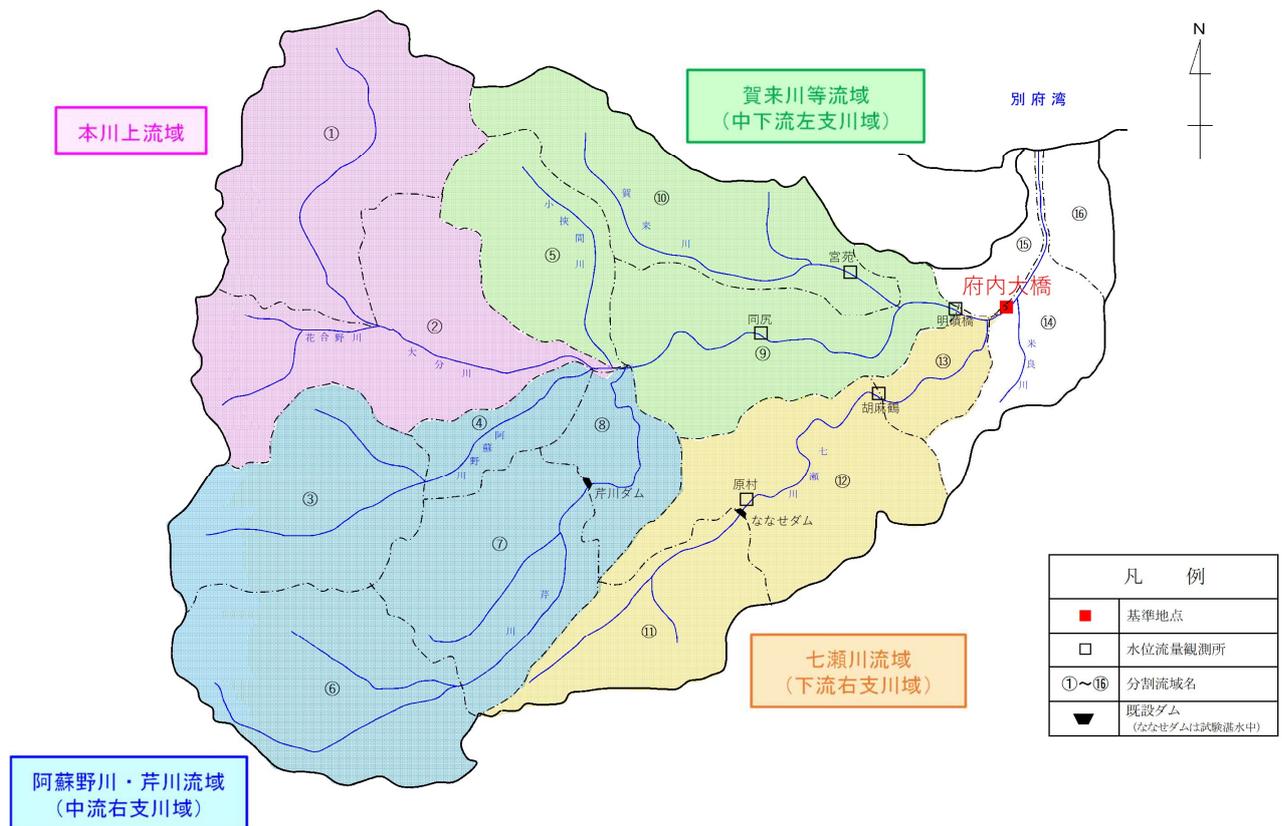


図 1.26 流域分布のチェック

(1) 地域分布のチェック

d2PDF（将来気候）から対象降雨の降雨量に近いアンサンブル予測降雨波形（9時間雨量が対象降雨の降雨量の近傍10降雨の内、将来気候の6降雨）を抽出し、各波形の9時間雨量について「基準地点上流域の流域平均雨量に対する小流域の流域平均雨量の比率」（小流域の流域平均雨量/基準地点上流域平均雨量）を求めた。

棄却した実績引き伸ばし降雨波形も同様に比率を求め、実績引き伸ばし降雨波形の比率がアンサンブル予測降雨波形による比率を下回っている場合は、対象降雨波形に含めることを検討した。

その結果、府内大橋で棄却した5洪水のうち4洪水は、実績引き伸ばし降雨波形の比率がアンサンブル予測降雨波形による比率を上回り、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 1.25 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

洪水名		府内大橋上流域平均	本川上流域 (142.0km <sup>2</sup> )		阿蘇野川・芹川流域 [中流右支川域] (206.8km <sup>2</sup> )		賀来川等流域 [中下流左支川域] (145.2km <sup>2</sup> )		七瀬川流域 [下流右支川域] (186.0km <sup>2</sup> )	
項目	d2PDF アンサンブル	予測雨量 (mm/9h)	予測雨量 (mm/9h)	府内大橋雨量に対する比率	予測雨量 (mm/9h)	府内大橋雨量に対する比率	予測雨量 (mm/9h)	府内大橋雨量に対する比率	予測雨量 (mm/9h)	府内大橋雨量に対する比率
将来実験	HFB_2K_CC_m105	324.13	315.98	0.97	345.07	1.06	286.1	0.88	346.1	1.07
	HFB_2K_GF_m101	348.91	169.63	0.49	517.76	1.48	221.5	0.63	433.4	1.24
	HFB_2K_MP_m101 ①	350.83	371.23	1.06	339.6	0.97	390.4	1.11	291.7	0.83
	HFB_2K_MP_m101 ②	321.85	357.73	1.11	313.17	0.97	350.3	1.09	252.4	0.78
	HFB_2K_MR_m101	339.29	316.75	0.93	331.42	0.98	347.9	1.03	372.8	1.10
	HFB_2K_MR_m105	357.03	333.58	0.93	376.45	1.05	347.6	0.97	363.5	1.02

：最大比率

表 1.26 雨量の比率（棄却した引き伸ばし降雨波形）

棄却された実績洪水	府内大橋上流域平均			本川上流域 (142.0km <sup>2</sup> )		阿蘇野川・芹川流域 [中流右支川域] (206.8km <sup>2</sup> )		賀来川等流域 [中下流左支川域] (145.2km <sup>2</sup> )		七瀬川流域 [下流右支川域] (186.0km <sup>2</sup> )	
	実績雨量 (mm/9h)	計画雨量 (mm/9h)	拡大率	拡大後雨量 (mm/9h)	府内大橋計画雨量に対する	拡大後雨量 (mm/9h)	府内大橋計画雨量に対する	拡大後雨量 (mm/9h)	府内大橋計画雨量に対する	拡大後雨量 (mm/9h)	府内大橋計画雨量に対する
					比率		比率		比率		比率
S. 38. 8. 9	170.4	337	1.978	498.5	1.48	257.1	0.76	296.9	0.88	335.9	0.67
S. 41. 9. 9	170.0	337	1.982	376.2	1.12	289.6	0.86	324.0	0.96	388.9	1.03
S. 54. 9. 4	192.3	337	1.752	395.4	1.17	331.7	0.98	405.3	1.20	420.5	1.06
H. 18. 8. 18	190.5	337	1.769	340.8	1.01	379.8	1.13	409.3	1.21	375.0	1.10
R. 2. 7. 6	163.9	337	2.056	323.2	0.96	348.5	1.03	324.0	0.96	277.9	0.86

：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される比率

(2) 時間分布のチェック

d2PDF（将来気候）から対象降雨の降雨量に近いアンサンブル予測降雨波形（9時間雨量が対象降雨の降雨量の近傍10降雨の内、将来気候の6降雨）を抽出し、各降雨波形について、対象降雨の継続時間内雨量に対する短時間雨量の比率を求めた。

棄却した引き伸ばし降雨波形も同様に比率を求め、アンサンブル予測降雨波形による比率を下回っている場合は、対象降雨波形に含めることを検討した。

その結果、府内大橋で棄却した5洪水のうち2洪水は、実績引き伸ばし降雨波形の比率がアンサンブル予測降雨波形による比率を上回り、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 1.27 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

洪水		府内大橋上流域平均				
項目	d2PDF アンサンブル	①9時間 予測 降雨 (mm/9h)	②6時間 予測 降雨 (mm/6h)	比率 ②/①	③3時間 予測 降雨 (mm/3h)	比率 ③/①
将来実験	HFB_2K_CC_m105	324.1	225.3	0.69	124.3	0.38
	HFB_2K_GF_m101	348.9	212.1	0.61	144.4	0.41
	HFB_2K_MP_m101 ①	350.8	258.5	0.74	155.5	0.44
	HFB_2K_MP_m101 ②	321.9	265.6	0.83	187.8	0.58
	HFB_2K_MR_m101	339.3	325.0	0.96	214.0	0.63
	HFB_2K_MR_m105	357.0	276.3	0.77	160.6	0.45

: 最大比率

表 1.28 雨量の比率（棄却した引き伸ばし降雨波形）

棄却された 実績洪水	府内大橋上流域平均						
	実績雨量 (mm/9h)	① 計画雨量 (mm/9h)	拡大率	② 計画雨量 拡大後 6時間雨量 (mm/6h)	比率	③ 計画雨量 拡大後 3時間雨量 (mm/3h)	比率
S. 38. 8. 9	170.4	337	1.978	253.5	0.75	141.2	0.42
S. 41. 9. 9	170.0	337	1.982	318.8	0.95	213.1	0.63
S. 54. 9. 4	192.3	337	1.752	297.2	0.88	193.1	0.57
H. 18. 8. 18	190.5	337	1.769	279.5	0.83	197.8	0.59
R. 2. 7. 6	163.9	337	2.056	303.3	0.90	219.4	0.65

: 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される比率

### 1.11.3 主要洪水群に不足する降雨パターンの確認

これまで、実際に生じた降雨波形のみを計画対象の降雨波形としてきたが、基本高水の設定に用いる計画対象の降雨波形群は、対象流域において大規模洪水を生起し得る様々なパターンの降雨波形等を含んでいる必要がある。

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

波形パターンの解析にはクラスター分析を用いた。アンサンブル予測から得られた将来予測波形群 360 波形と過去実験波形 360 波形の計 720 波形を対象に、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図 1.27 に示す 5 つのクラスターに分類されることが明らかとなっている。

基準地点府内大橋地点で選定された計画対象降雨波形について、クラスター分析を行った結果、表 1.29 に示すとおりクラスター1~5 と評価され、5 つのクラスターに分類されることを確認した。

表 1.29 主要洪水のクラスター分析結果

洪水名	基準地点府内大橋上流域		拡大率	基準地点府内大橋 基本高水の ピーク流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	クラスター 番号
	実績降雨 ( $\text{mm}/9\text{hr}$ )	計画降雨 ( $\text{mm}/9\text{hr}$ )			
主要洪水群					
S. 28. 6. 26	257. 0	337. 0	1. 311	6, 214	4
S. 32. 9. 7	230. 7	337. 0	1. 461	6, 309	1
S. 34. 8. 8	179. 6	337. 0	1. 876	6, 401	1
S. 39. 9. 25	238. 9	337. 0	1. 411	5, 133	1
S. 43. 9. 25	168. 2	337. 0	2. 004	6, 811	1
S. 46. 8. 30	159. 1	337. 0	2. 118	6, 743	3
S. 57. 8. 27	193. 8	337. 0	1. 739	6, 171	3
H. 5. 9. 3	284. 0	337. 0	1. 186	6, 773	1
H. 9. 9. 16	268. 3	337. 0	1. 256	6, 410	3
H. 10. 10. 17	159. 7	337. 0	2. 110	6, 093	5
H. 11. 9. 15	187. 9	337. 0	1. 794	5, 773	5
H. 16. 10. 20	189. 1	337. 0	1. 782	6, 979	5
H. 17. 9. 6	214. 9	337. 0	1. 568	6, 016	3
H. 19. 8. 2	292. 8	337. 0	1. 151	6, 468	2
H. 29. 9. 17	214. 6	337. 0	1. 571	6, 024	5
H. 30. 9. 29	166. 2	337. 0	2. 028	6, 565	1

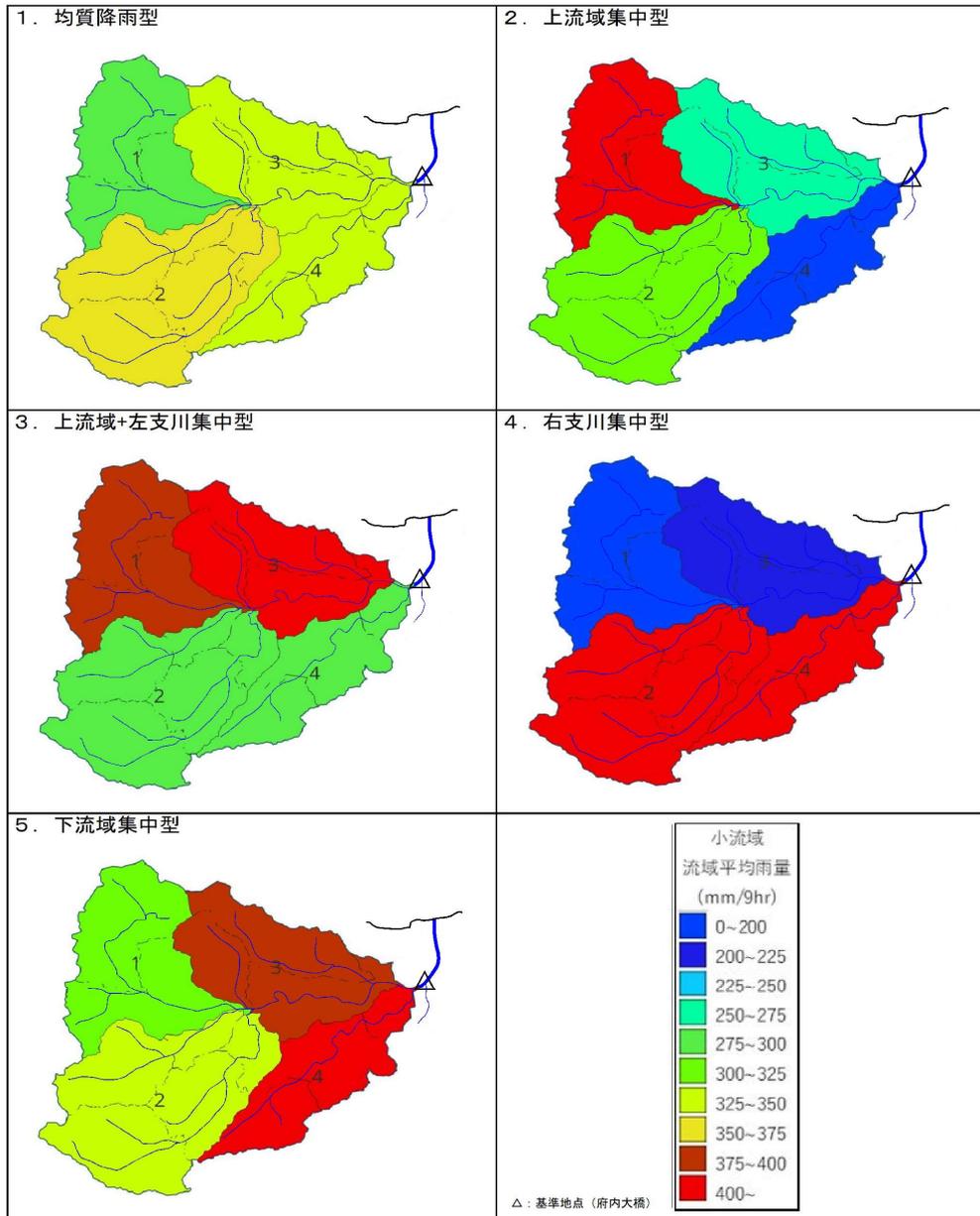


図 1.27 クラスタ分析結果

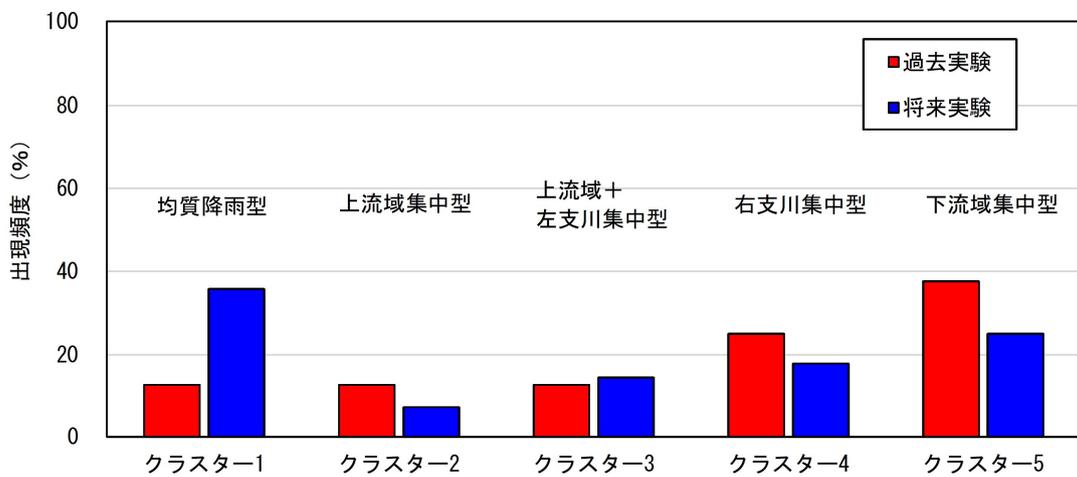


図 1.28 大分川流域におけるアンサンブル予測降雨の出現頻度

### 1.12 既往洪水からの検討

既往最大洪水となる平成5年（1993年）9月洪水の実績ピーク流量は基準地点府内大橋で4,267m<sup>3</sup>/sと推定された。

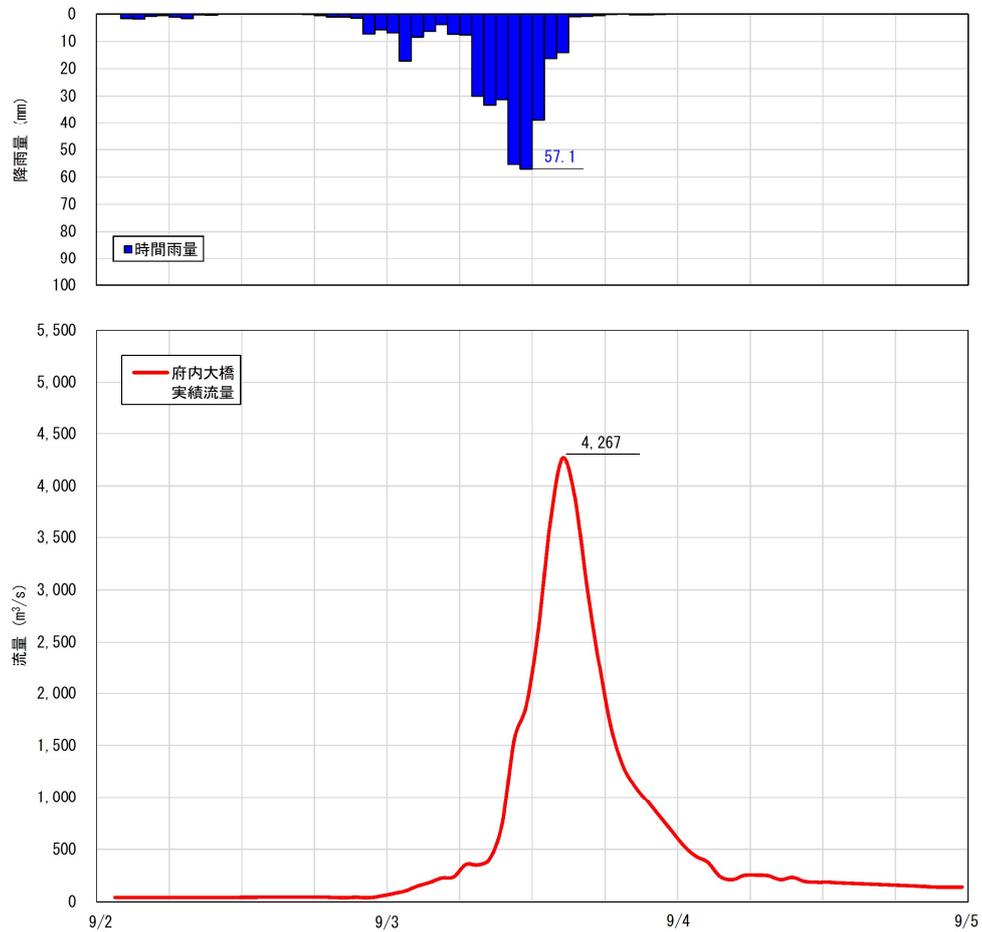


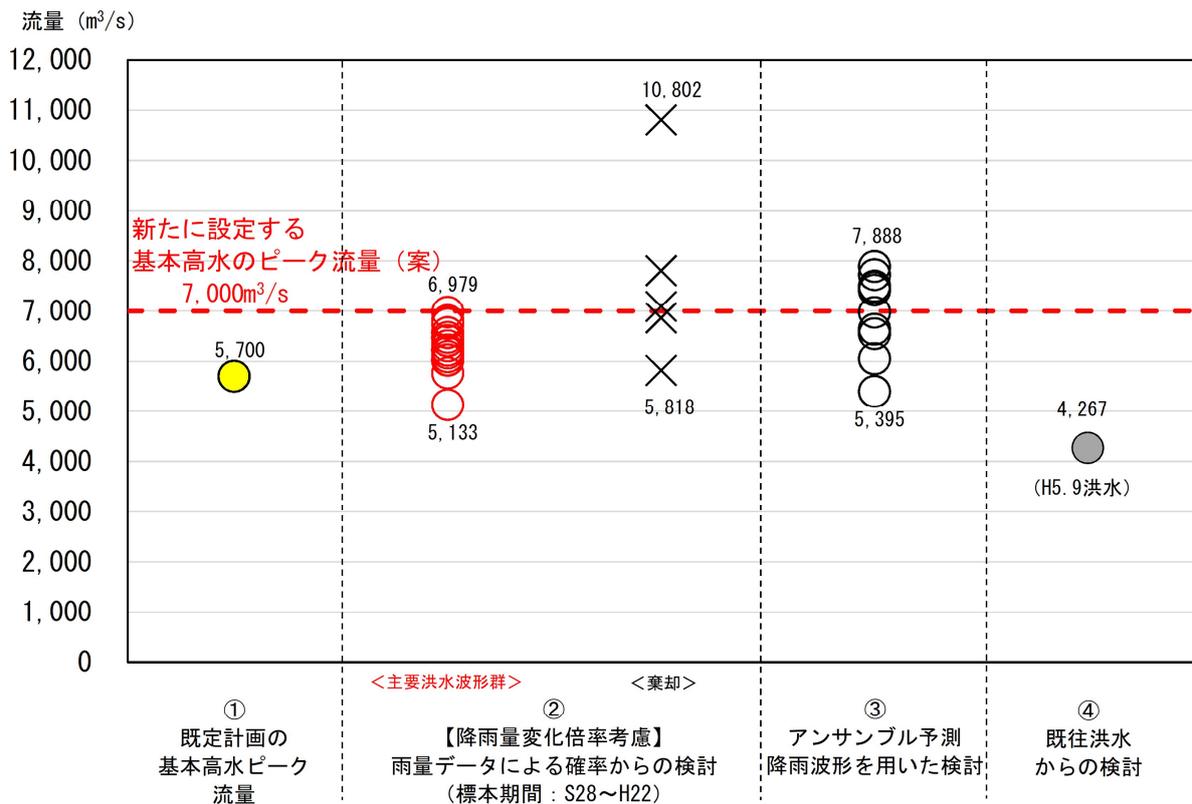
図 1.29 平成5年9月洪水（基準地点府内大橋）

※ダム氾濫戻し後

### 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°C上昇相当) を想定した将来の降雨量の変化倍率 1.1 倍を考慮して、以下のように様々な手法による検討結果を総合的に判断した結果、雨量データによる確率からの検討により算出された流量のうち短時間あるいは地域分布において著しい引き伸ばしとなっている洪水を除き最大となる流量を基本高水のピーク流量として決定した。

その結果、大分川水系における基本高水のピーク流量は、基準地点府内大橋で 7,000m<sup>3</sup>/s となった。基本高水のピーク流量ヒドログラフを図 1.31 に示す。



#### 【凡例】

- ②雨量データによる確率からの検討：降雨量変化倍率（2°C上昇時の降雨量の変化倍率 1.1 倍）を考慮した検討
  - ×：短時間・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：計画対象降雨の降雨量（337mm/9h）に近い 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°C上昇）のアンサンブル降雨波形
- ④既往洪水からの検討：H5.9 洪水の実績流量

図 1.30 基本高水に関わる総合的判断（府内大橋）

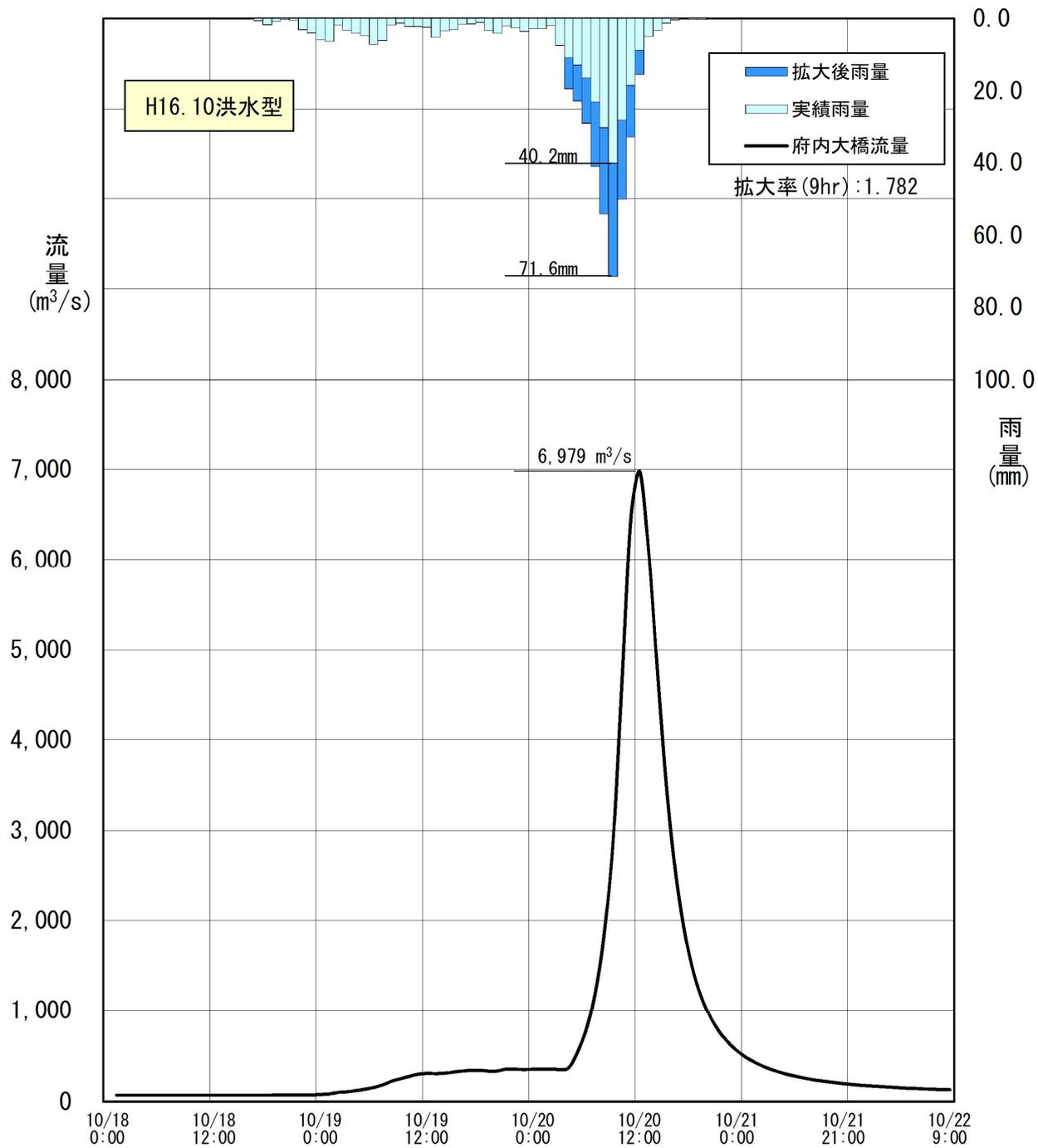


図 1.31 基本高水のピーク流量ハイドログラフ  
(平成 16 年 10 月洪水 : 府内大橋)

## 2 高水処理計画

大分川の既定高水処理計画は、基準地点府内大橋における基本高水のピーク流量  $5,700\text{m}^3/\text{s}$  のうち、洪水処理施設により  $700\text{m}^3/\text{s}$  を調節し、 $5,000\text{m}^3/\text{s}$  を河道で処理する計画としている。

今回、気候変動による降雨量への影響を踏まえ、新たに基準地点府内大橋における基本高水のピーク流量を見直した結果、既定計画の  $5,700\text{m}^3/\text{s}$  を  $7,000\text{m}^3/\text{s}$  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、対象降雨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。

外力の増大に対応した河道計画を検討するにあたり、大分川沿川への社会的影響や河川環境、維持管理に配慮した河道計画とするため、流下能力が不足する区間において、河道断面拡大（掘削、引堤）の検討を実施し、 $5,400\text{m}^3/\text{s}$  の流下可能断面の確保が可能である。

このため、高水処理計画は、河道への配分流量を  $5,400\text{m}^3/\text{s}$  とし、将来的な予測技術の向上も踏まえ、新たな洪水調節機能の確保により、対応することとした。

### 3 計画高水流量

大分川の計画高水流量は、府内大橋地点において  $5,400\text{m}^3/\text{s}$  とし、各主要な地点の計画高水流量は、主要洪水の降雨波形群を用いて得られる通過流量の最大値を示す値から設定した。各地点の計画高水流量は図 3.1 のとおりとする。

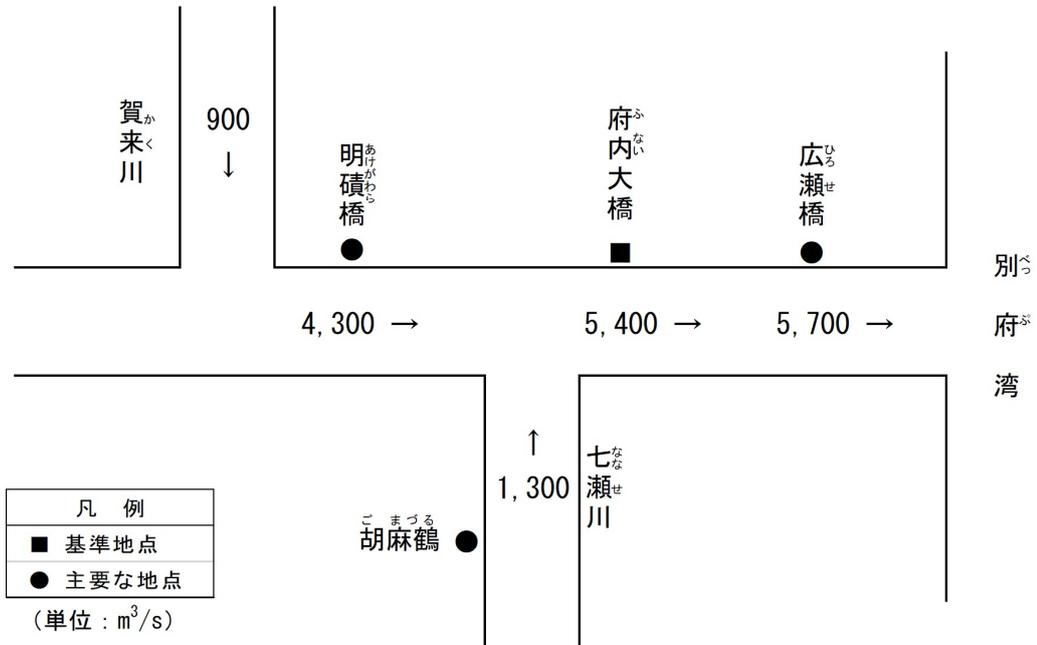


図 3.1 大分川計画高水流量図

#### 4 河道計画

河道計画は、以下の理由により縦断勾配を尊重し、流下能力が不足する区間については、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 大臣管理区間の堤防は全川でおおむね完成していること。
- ② 堤防防護に必要な高水敷幅を確保する等の必要な対策を行うこと。
- ③ 計画高水位を上げることは、決壊時における被害を増大させることになるため、沿川の市街地状況を考慮すると避けるべきであること。
- ④ 既定計画の計画高水位に基づいて多数の橋梁や樋門等の構造物が完成していることや計画高水位を上げて堤内地での内水被害を助長することは避けるべきであること。
- ⑤ 河道の安定を考慮した掘削高さの設定が重要であること。

計画縦断図を図 4.1～図 4.2 に示すとともに、主要な地点における計画高水位及び概ねの川幅を表 4.1 に示す。

表 4.1 主要な地点の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 T. P. (m)	川幅 (m)
大分川	明 磧 橋	8.8	12.04	200
	府内大橋	6.8	9.75	280
	広 瀬 橋	5.0	7.86	280
七瀬川	胡麻鶴橋	合流点から 6.2	25.02	110

注) T. P : 東京湾中等潮位

計画高潮位は、海岸管理者と連携し、気候変動による予測をもとに平均海面水位の上昇量や潮位偏差の増加量を適切に評価し、海岸保全基本計画との整合を図りながら必要に応じて設定を行う。

【参考】気候変動の影響検討（河口水位）

IPCC のレポートでは、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 0.29-0.59m であり、RCP2.6 シナリオの気候変動による水位上昇の平均値は 0.43m とされている

大分川水系では、流下能力の算定条件として、朔望平均満潮位に最大偏差及び塩水による密度差を加えた値を河口の出発水位を設定している。仮に出発水位が上昇（RCP2.6 シナリオの平均値 43cm）したとした場合の影響を試算した。

①朔望平均満潮位＋最大偏差＋密度差：T.P.+1.978m

朔望平均満潮位：T.P.+0.986m

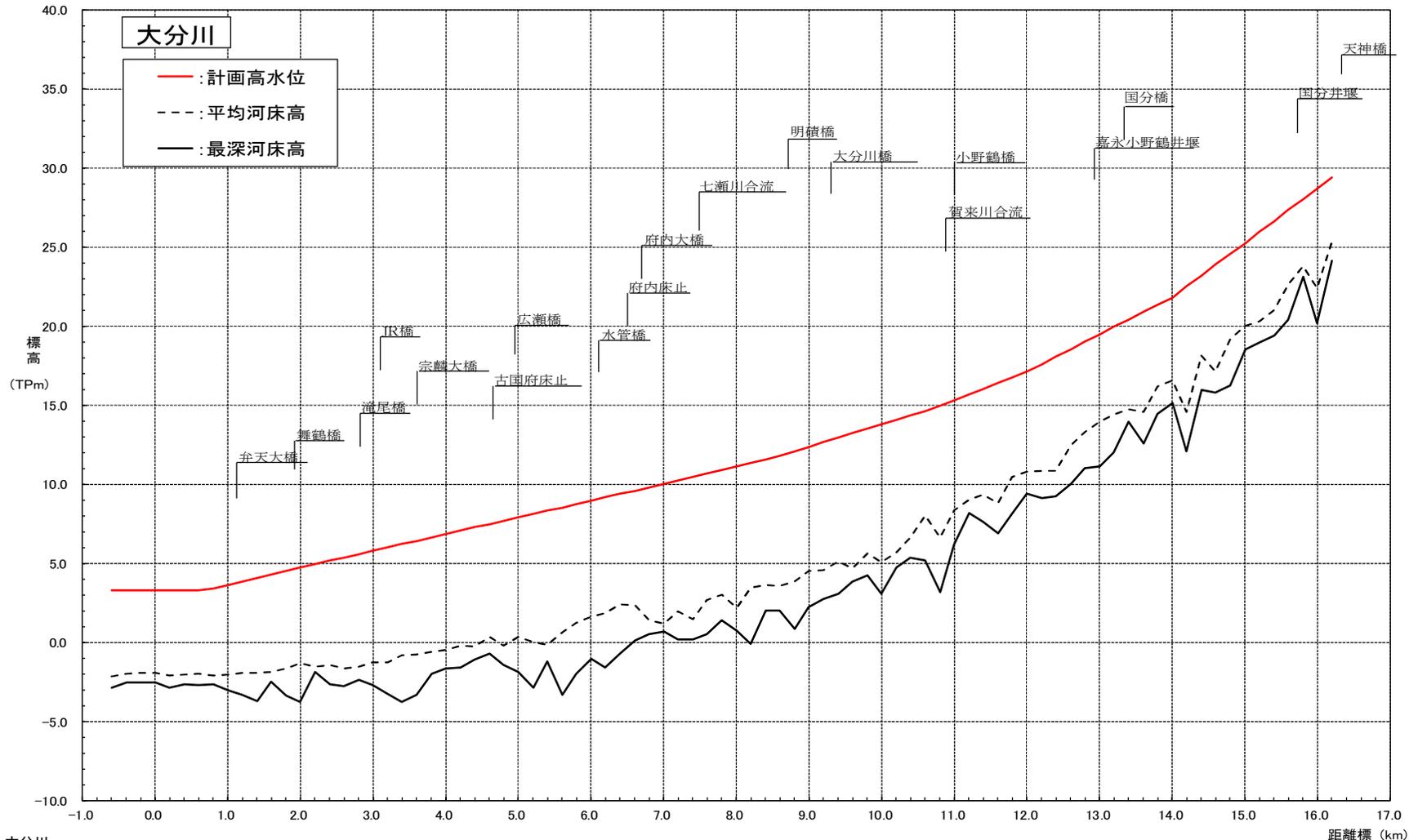
最大偏差：0.870m

密度差：0.122m（河口部平均水深 4.876m×2.5%）

②気候変動による海面上昇量：RCP2.6 シナリオの平均値で 0.43m

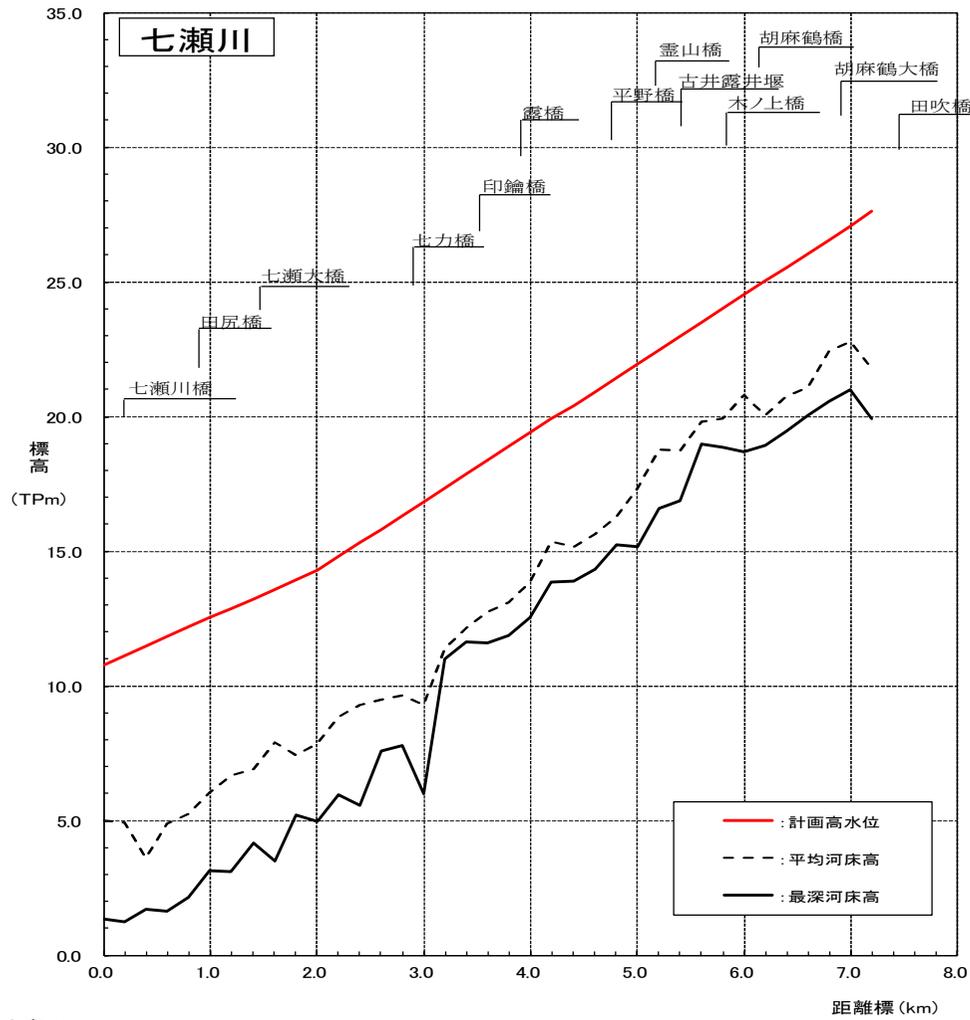
③上記の①＋②：2.408m

上記の気候変動による海面上昇を考慮したとしても、大分川においては H.W.L 以下になっていることを不等流計算にて確認した。



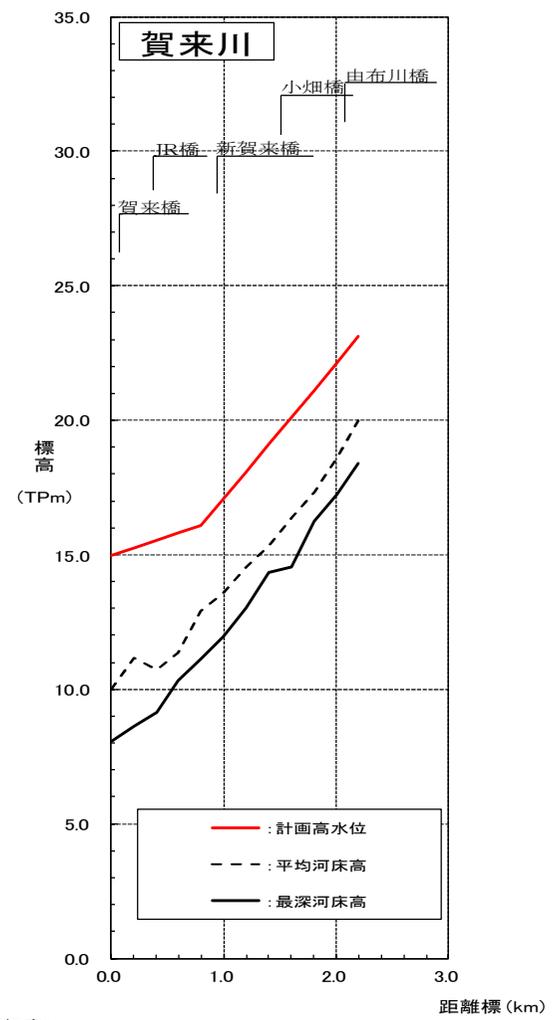
大分川																		
距離標(km)	0.0k	1.0k	2.0k	3.0k	4.0k	5.0k	6.0k	7.0k	8.0k	9.0k	10.0k	11.0k	12.0k	13.0k	14.0k	15.0k	16.0k	17.0k
計画高水位(TPm)	3.30	3.58	4.69	5.75	6.80	7.86	8.91	9.97	11.08	12.32	13.75	15.25	17.07	19.43	21.77	25.24	28.67	-
平均河床高(TPm)	-1.94	-2.05	-1.36	-1.30	-0.51	0.34	1.60	1.14	2.17	4.48	5.04	8.32	10.75	13.96	16.58	19.98	22.37	-
最深河床高(TPm)	-2.57	-3.05	-3.77	-2.75	-1.67	-1.87	-1.06	0.66	0.73	2.21	3.05	6.16	9.39	11.13	15.13	18.51	20.18	-

図 4.1 計画縦断図 (大分川)



七瀬川

距離標(km)	0.0k	1.0k	2.0k	3.0k	4.0k	5.0k	6.0k	7.0k
計画高水位(TPm)	10.77	12.52	14.28	16.80	19.31	21.89	24.50	27.07
平均河床高(TPm)	4.99	6.02	7.87	9.28	13.86	17.34	20.79	22.78
最深河床高(TPm)	1.33	3.14	4.96	6.00	12.53	15.17	18.70	20.99



賀来川

距離標(km)	0.0k	1.0k	2.0k
計画高水位(TPm)	14.97	17.08	22.12
平均河床高(TPm)	10.01	13.57	18.58
最深河床高(TPm)	8.07	11.96	17.23

図 4.2 計画縦断図 (七瀬川、賀来川)

## 5 河川管理施設等の整備の状況

大分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

堤防整備の現状（令和7年（2025年）3月末時点）は下表のとおりである。

表 5.1 堤防整備の状況

直轄管理 区間延長 (km)	堤防延長(km)				備考
	堤防必 要区間	計画断面 堤防区間	暫定断面 堤防区間	無堤防 区間	
26.8	45.8	42.7	3.2	0.0	

※延長は直轄管理区間の左右岸の計である。

### (2) 洪水調節施設

完成施設 : ななせダム（洪水調節容量：16,530千m<sup>3</sup>）【国管理】  
 : 芹川ダム（洪水調節容量：22,300千m<sup>3</sup>）【大分県管理】

残りの必要容量 : 概ね32,395千m<sup>3</sup>

### (3) 排水機場等

河川管理施設 : 19.0m<sup>3</sup>/s

※大臣管理区間の施設のみである

表 5.2 河川管理施設一覧

堰	水門	床止	排水機場	樋門樋管等	計	主な施設
0	0	1	3	61	65	尼ヶ瀬排水機場 宮崎排水機場