

由良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 基本高水ピーク流量の設定	78
1-6 対象降雨の降雨継続時間の設定	79
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	94
1-8 主要降雨波形の選定	98
1-9 対象降雨の地域分布及び時間分布の検討	100
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	105
1-11 アンサンブル予測降雨波形による検討	112
1-12 既往洪水からの検討	120
1-13 【参考】流量データによる確率からの検討	121
1-14 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定	124
2 高水処理計画	126
3 計画高水流量	127
4 河道計画	128
5 河川管理施設等の整備の状況	133
5-1 堤防	133
5-2 洪水調節施設	133
5-3 排水機場等	133

1 基本高水の検討

1-1 工実実施基本計画

昭和41年（1966年）に策定され、昭和63年（1988年）3月に一部部分改訂された由良川水系工事実施基本計画で、基準地点「福知山」において昭和28年（1953年）9月洪水を対象洪水として設定し、基本高水のピーク流量を $6,500\text{m}^3/\text{s}$ と定めている。基準地点の基本高水のピーク流量は、実績再現として実測水位・流量観測値による実測流量と氾濫戻し流量による推定流量より、決定されている。

1-2 河川整備基本方針

工事実施基本計画を策定以降、下記に示す様々な手法により基本高水のピーク流量を検討し、平成11年（1999年）12月に河川整備基本方針を策定した。

1-2-1 計画規模の設定

既定計画策定以降の流域内の資産等の治水安全度の重要度は大きく変化していないため、由良川水系における流域の重要度及び流域規模（想定氾濫区域内面積、人口、資産額等）の状況を勘案して、計画規模を1/100（昭和28年（1953年）9月洪水実績規模相当）に設定した。

1-2-2 基準地点の設定

水理・水文資料が十分整備されていること等から既定計画を踏襲し、福知山地点に設定した。

1-2-3 雨量データによる確率からの検討

(1) 降雨継続時間の検討

資料の整備期間、主降雨のカバー状況等を考慮して、計画降雨継続時間を2日とした。

表 1-1 降雨継続時間の検討

検討項目	結果	備考
一雨雨量の頻度分布	2日	主降雨における降雨継続時間による頻度分布

1-2-4 流量データによる確率からの検討

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討した。

その結果、目標とする計画規模である1/100に対する確率流量値は、 $5,900\text{m}^3/\text{s}$ ～ $8,000\text{m}^3/\text{s}$ であり、今回採用する基本高水のピーク流量 $6,500\text{m}^3/\text{s}$ が範囲内であることを確認した。

表 1-2 基準地点福知山における1/100確率流量算定結果

確 率 分 布 モ デ ル	確率流量 (m^3/s)
一 般 化 極 値 分 布	7,253
グ ン ベ ル 分 布	5,935
指 数 分 布	6,932
平 方 根 指 数 型 最 大 値 分 布	6,704
対 数 ピ ア ソ ン III 型 分 布	7,945
対 数 正 規 分 布 (岩 井 法)	7,857
対数正規分布 (クォンタイル法)	7,950
2母数対数正規分布 (L 積率法)	7,872
2母数対数正規分布 (積率法)	7,504

1-2-5 既往最大洪水等による確認

既往最大洪水となる昭和28年（1953年）9月洪水の実績ピーク流量は、福知山地点で $6,500\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

1-3 河川整備基本方針策定後の状況

平成11年（1999年）12月に河川整備基本方針（以降、既定計画という）を策定以降、計画高水流量 $6,500\text{m}^3/\text{s}$ を上回る洪水は発生していない。

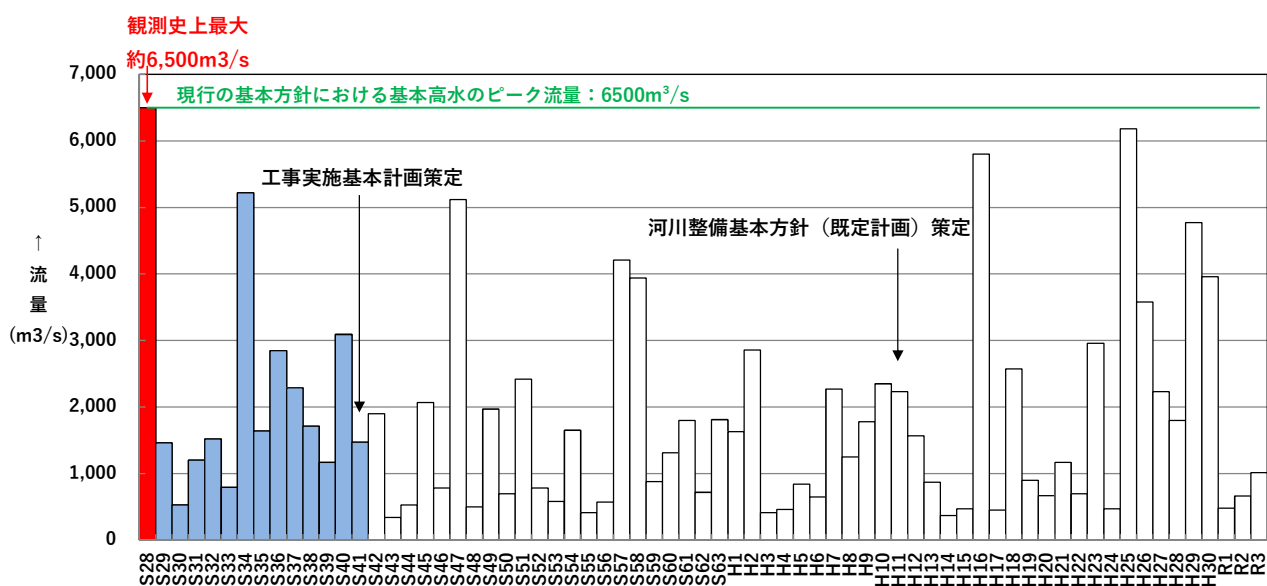


図 1-1 年最大流量（基準地点福知山）

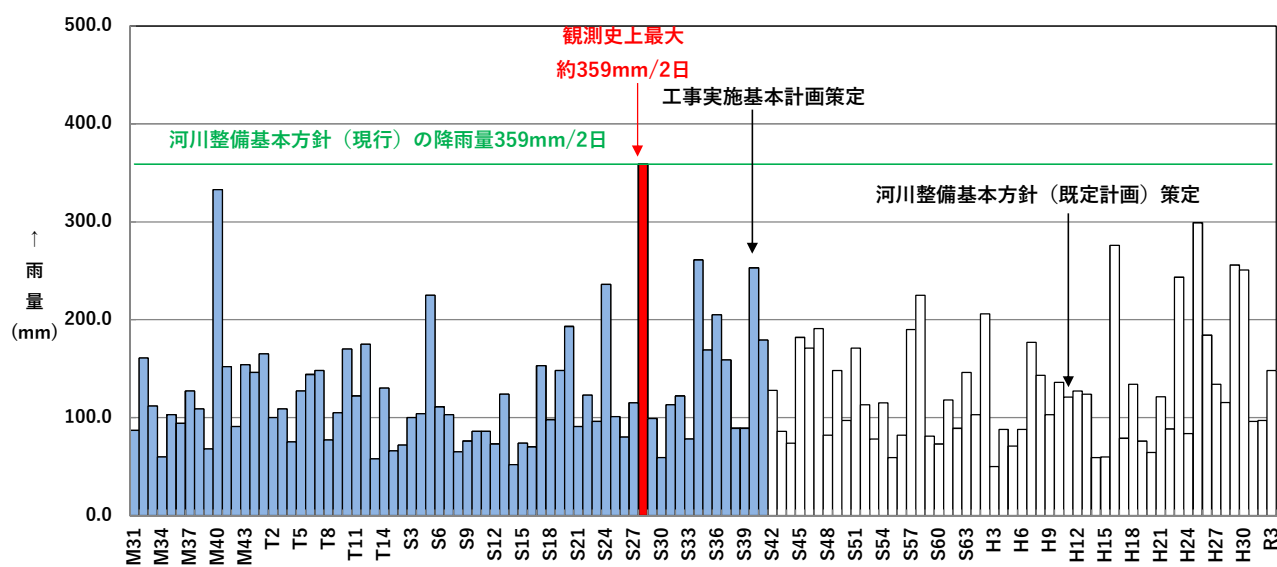


図 1-2 年最大2日雨量（基準地点福知山上流域平均雨量）

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、由良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、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た。

また、内水流域を現行の流出解析モデルに追加し、内水流域からの計画排水量を考慮した。

流域の貯留関数及び連続方程式は、それぞれ下式で表される。

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

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

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

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、

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

また、流域からの流出量 $Q_{ca}(t)$ は、^{きてい}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【m³/s】、 A ：流域面積【km²】

$\sum R(t)$ ：降雨の降り始めから該當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【m³/s】

$Q_b(t)$ ：基底流量【m³/s】

を表す。

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 $[(\text{m}^3/\text{s}) \cdot \text{h}]$

Q_l : 遅滞時間 Tl を考慮した流出量 $[\text{m}^3/\text{s}]$

$Q(t)$: 流出量 $[\text{m}^3/\text{s}]$ 、 $I(t)$: 流入量 $[\text{m}^3/\text{s}]$ 、 Tl : 遅滞時間 $[\text{h}]$

K, P : 河道による定数

1-4-2 流域及び河道分割

構築した流出モデルの模式図を図 1-3に示す。

流出モデルは、以下の考え方をもとに流域、河道の分割を行い、流域は17分割（図1-4参照）、河道は13分割とした。

- ・ 基準地点、主要な地点、主要支川^{しせん}
- ・ 洪水調節施設
- ・ 内水地区、自然流出域
- ・ 降雨特性及び流出特性
- ・ 全体的な流域分割面積のバランス
- ・ 各流域の面積は流域での貯留関数適用性に無理の生じない流域面積である
“100km²前後”
- ・ 河道は本川^{ほんせん}、支川での貯留量が大きい区間及び、上流部において河床勾配が大きく貯留量は小さいものの、河道延長による遅れが見込まれる区間

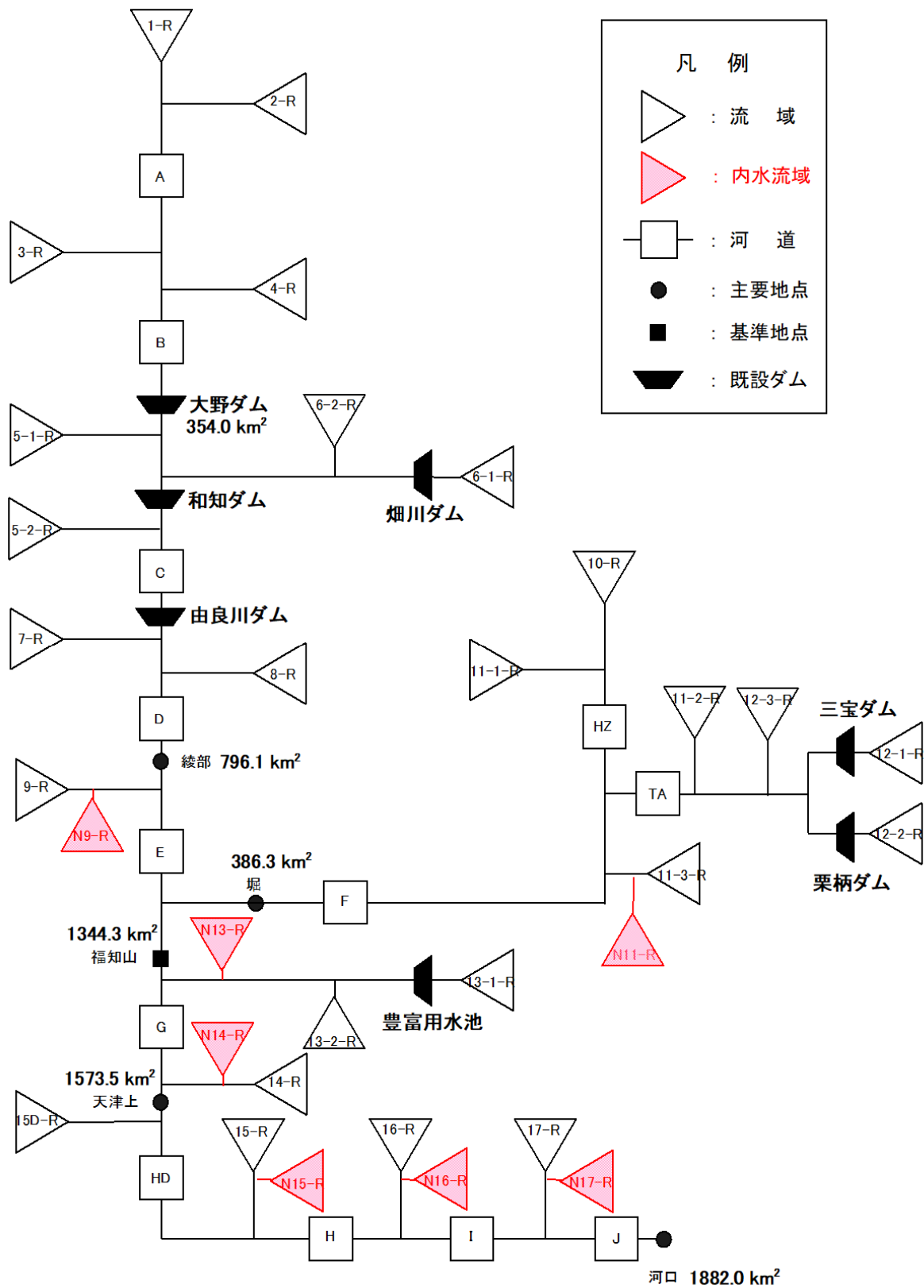


図 1-3 流出解析モデル図

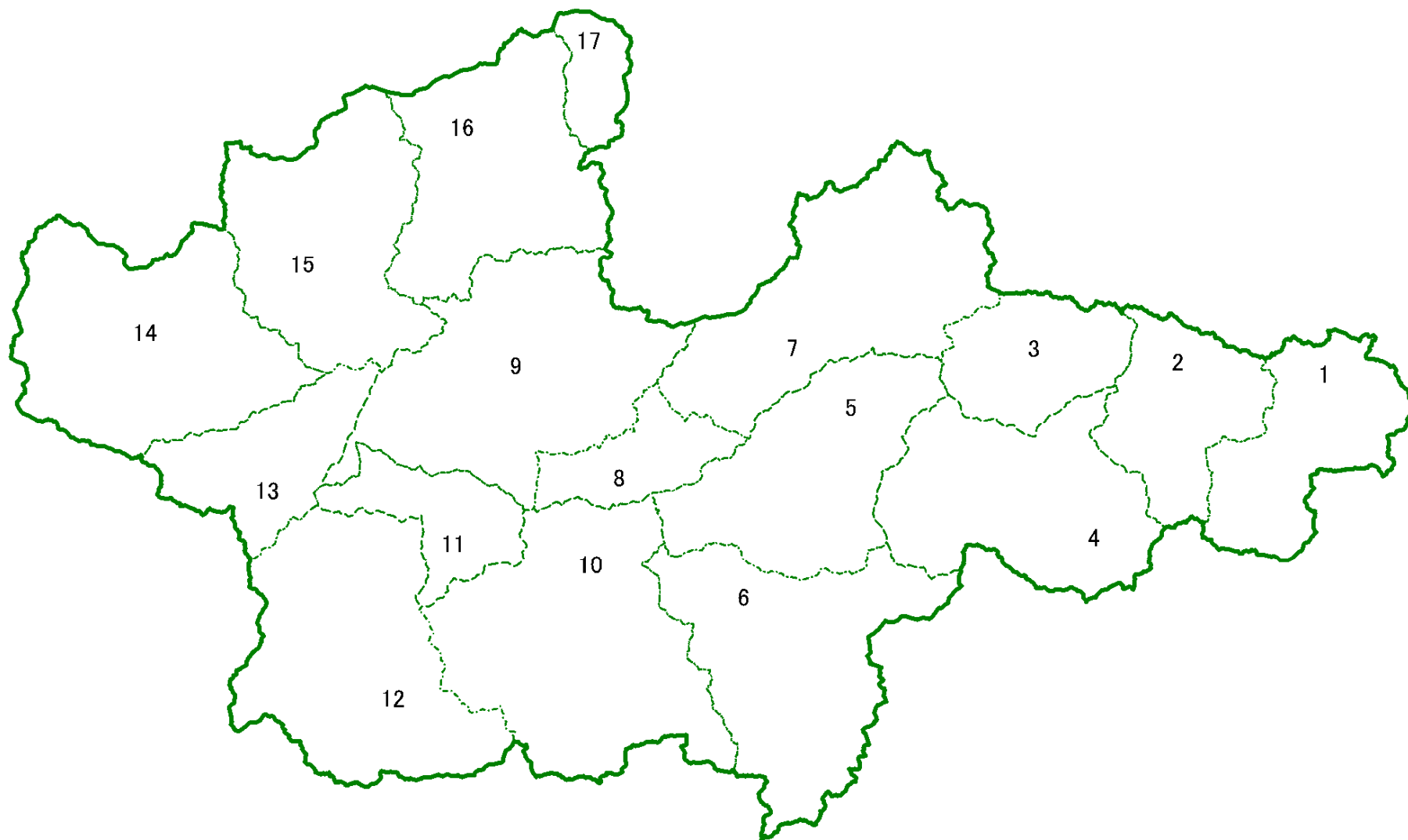


図 1-4 由良川流域分割図

表 1-3 モデル分割諸元表

河川名	流域 No	主な支川名	流域面積 (km ²)	基準地点・主要地点等	摘要
由良川	1	本川と佐々里川	96.7		
	2	知見谷川、河内谷川	62.2		
	3	棚野川の上流62.4km ²	62.4		
	4	深見川、原川、川谷川等	132.7	大野ダム上流域 (No. 1～4) 354.0km ²	
	5	上和知川等	108.1		
	6	高屋川	143.6		
	7	上林川の上流151km ²	151.0		
	8	上林川の下流域と本川残流域	39.4		
	9	八田川、犀川、荒倉川等	161.9		
	10	土師川	172.4		
	11	土師川下流域	55.6		
	12	竹田川	158.3	堀上流域 (No. 10～12) 386.3km ² 、 福知山上流域 (No. 1～12) 1344.3km ²	
	13	和久川と本川残流域	73.4		
	14	牧川	155.8		
	15	宮川、花倉川等	147.1		
	16	檜川、宇谷川、久田美川等	136.4		
	17	和江谷川、土佐川等	25.0		
－		全流域 (河口)	1882.00		

1-4-3 定数の設定

(1) 流域定数の設定

1) f_1 、 R_{sa} の設定

a) 定数設定の考え方

由良川流域における f_1 、 R_{sa} の検討は、過去からの流量データが存在する下記3地点で定数を設定することとした。

- ・ ^{おの}大野ダム地点
- ・ ^{ほり}堀地点
- ・ 福知山地点（大野ダム上流域・堀上流域分を除く）

※福知山の実績流量は、大野ダムの洪水調節の影響を受けているため、大野ダムの洪水調節の影響を受けていない、大野ダム上流域・堀上流域分を除いた雨量・流量を用いて評価。

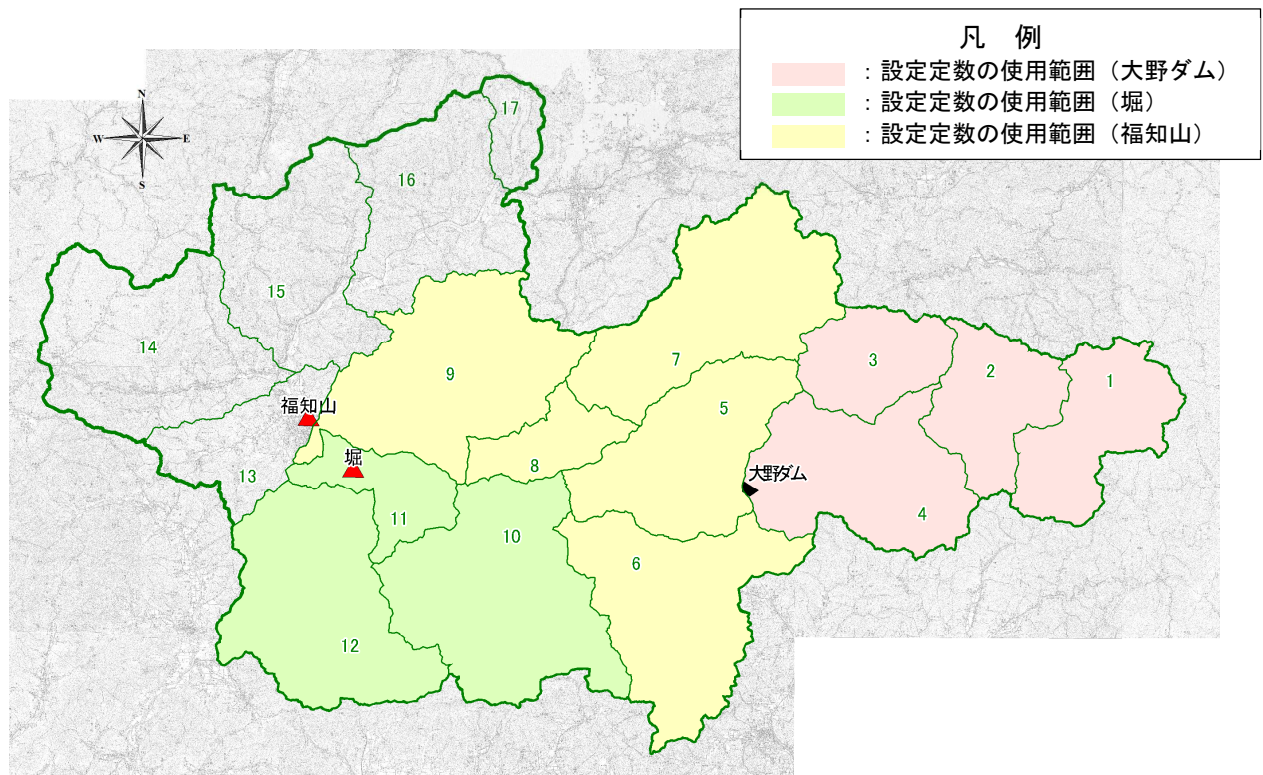


図 1-5 f_1 、 R_{sa} 検討対象流域

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、基準地点福知山において実績ピーク流量が2,000m³/s（おおむね氾濫注意水位相当流量）以上の洪水とした。

表 1-4 f_1 、 R_{sa} の検討対象洪水一覧表

No.	洪水名	要因	福知山基準地点	
			実績 ピーク流量 (m ³ /s)	実績 ピーク水位 (m)
1	S340814	台風7号	2,411	5.48
2	S340927	台風15号	4,384	7.10
3	S361028	台風26号	2,402	5.33
4	S370610	梅雨前線	2,172	5.15
5	S400914	秋雨前線	2,833	5.42
6	S400918	台風24号	2,580	5.22
7	S470712	梅雨前線	2,017	4.34
8	S470917	台風20号	4,064	6.15
9	S570802	台風10号	3,636	5.45
10	S580928	台風10号	3,608	5.57
11	H020920	台風19号	2,469	4.64
12	H070512	低気圧	2,242	4.23
13	H100922	台風7号	2,178	4.49
14	H110630	梅雨前線	2,203	4.57
15	H161020	台風23号	5,260	7.55
16	H180719	梅雨前線	2,456	5.00
17	H230529	台風2号	2,385	5.14
18	H230921	台風15号	2,877	5.73
19	H250916	台風18号	5,330	8.28
20	H260817	秋雨前線	3,520	6.46
21	H291023	台風21号	4,270	7.38
22	H300707	梅雨前線	3,560	6.52

c) 流出成分の分離

流域定数の設定を行う上で、実績流量のハイドログラフをもとに流出成分を分離し、流域定数解析等の洪水ごとに f_1 、 R_{sa} 検討地点を対象に、ハイドログラフの低減部の指数低減性を利用する方法によって、直接流出成分と間接流出成分の分離を行い、各時刻の直接流出と基底流量を求めた（図 1-6参照）。

一般に、ハイドログラフの低減部を片対数紙に描き、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」を近似すると、洪水の終わりに1つ目の折れ点^{かたないう}が中間流出の終了時点と考えられている。由良川では、流域の98%が自然地形（森林・水田等）であることから（図 1-7参照）、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、由良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、洪水の終わりに1つ目の折れ点を直接流出の終了点とした（平成25年（2013年）9月洪水の成分分離結果を図 1-9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 1-5に示す。

f1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f1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。

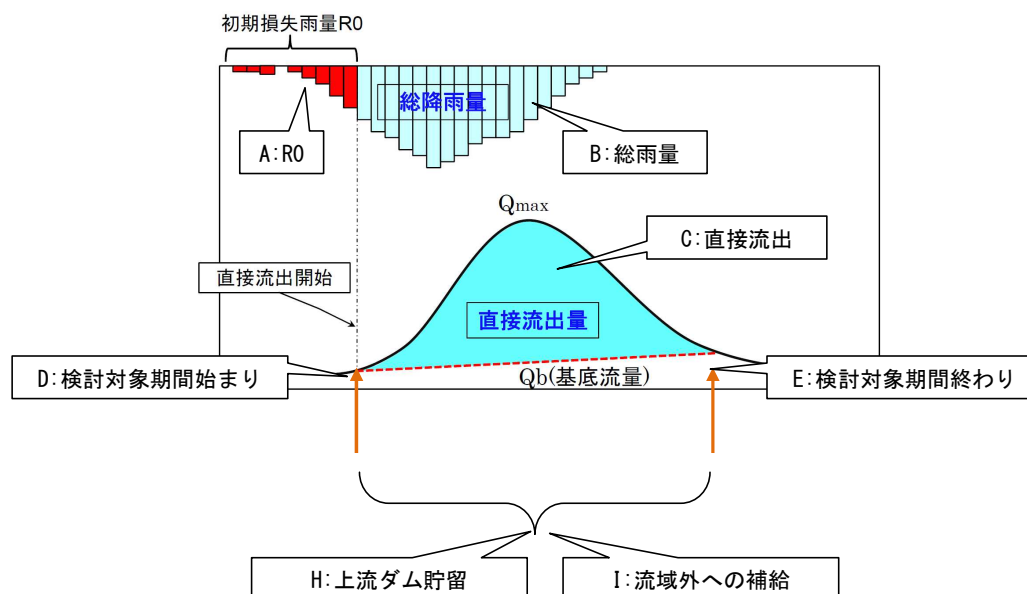


図 1-6 成分分離の概念図

※国土数値地図において、田・その他の農用地・ゴルフ場を水田・畑地等（黄色）、建物用地・幹線交通用地を宅地等市街地（赤色）、森林・荒地・その他の用地・河川地及び湖沼・海水域を山地等（緑色）として取り扱っている。

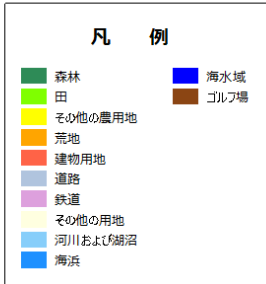
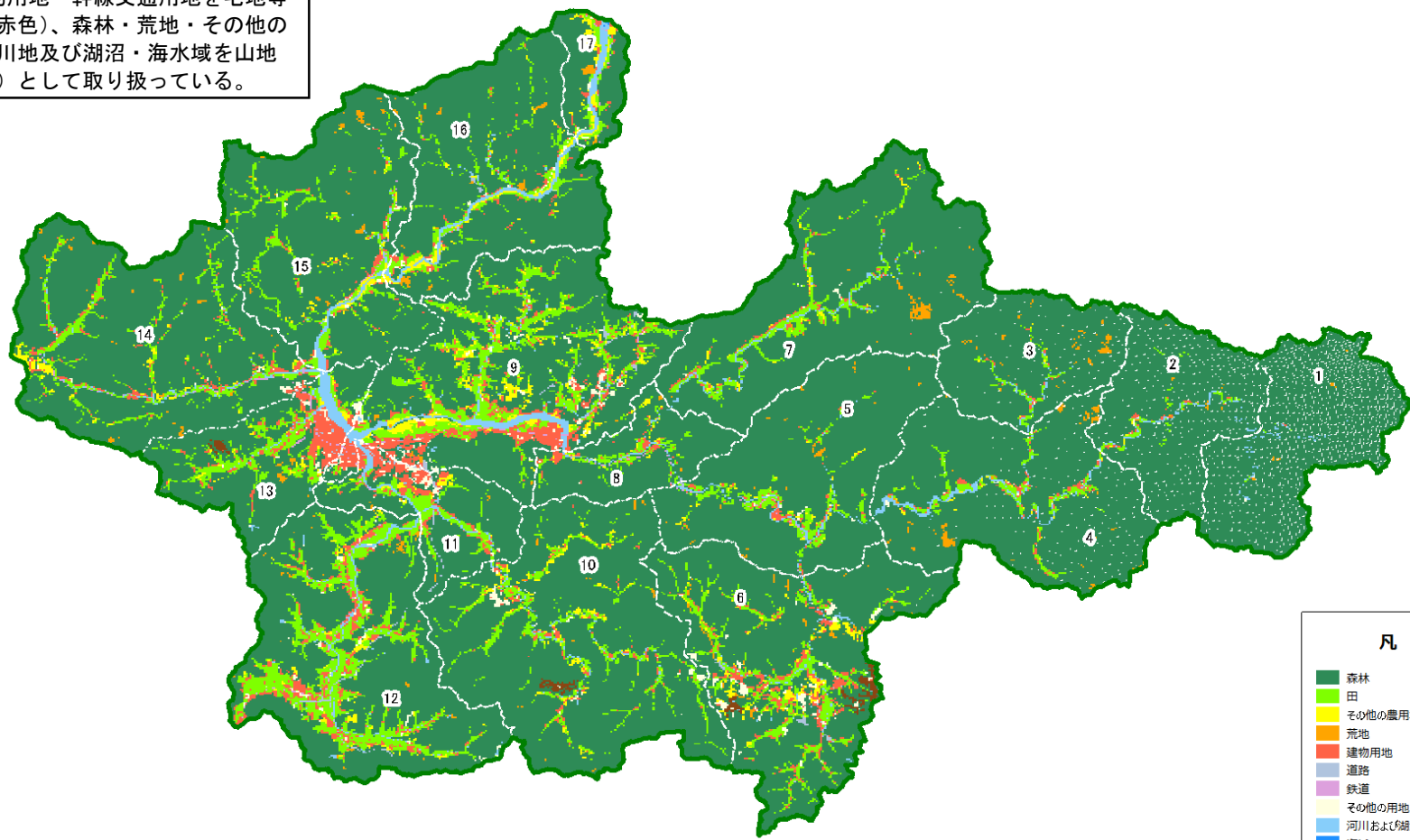
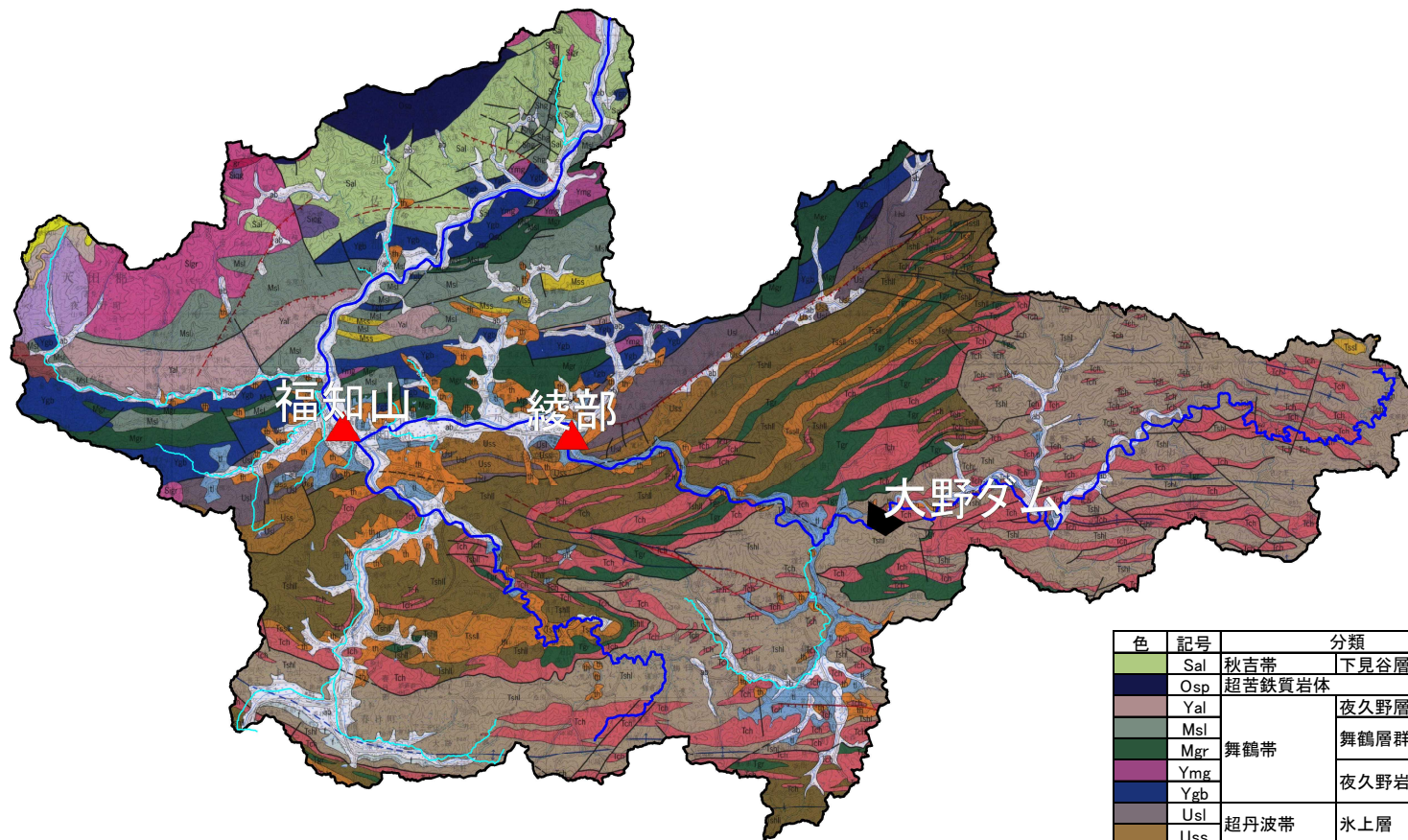


図 1-7 土地利用図（※国土数値情報H28より整理）



色	記号	分類	種類
Sal	秋吉帯	下見谷層	泥岩・砂岩・酸性凝灰岩
Osp	超苦鉄質岩体		蛇紋岩
Yal	舞鶴帯	夜久野層群	泥岩・細粒砂岩・礫岩
Msl		舞鶴層群	泥岩・泥岩優勢互層
Mgr			緑色岩類・緑色岩類優勢層
Ymg		夜久野岩類	変花崗岩
Ygb	超丹波帯		斑れい岩
Usl		氷上層	泥岩・砂岩・泥岩互層・混在岩
Uss			砂岩・砂岩優勢層
TshI		I型地層群	泥岩・砂岩・泥岩互層・混在岩
TshII	丹波帯	II型地層群	泥岩・砂岩・泥岩互層・混在岩
TssII			砂岩
Tch	丹波帯の異地性岩類		チャート
Tgr			緑色岩類
ab	後背湿地・谷底平野堆積物		砂・泥
tl	中位・低位段丘相当層		礫・砂・泥
th	高位段丘相当層		礫・砂・泥
Sigr	山陰花崗岩類		黒雲母花崗岩・花崗閃緑岩
Yry	矢田川層群		流紋岩・デイサイト・同質火砕岩類

出典：近畿地方土木地質図(平成15年)

図 1-8 由良川流域地質図

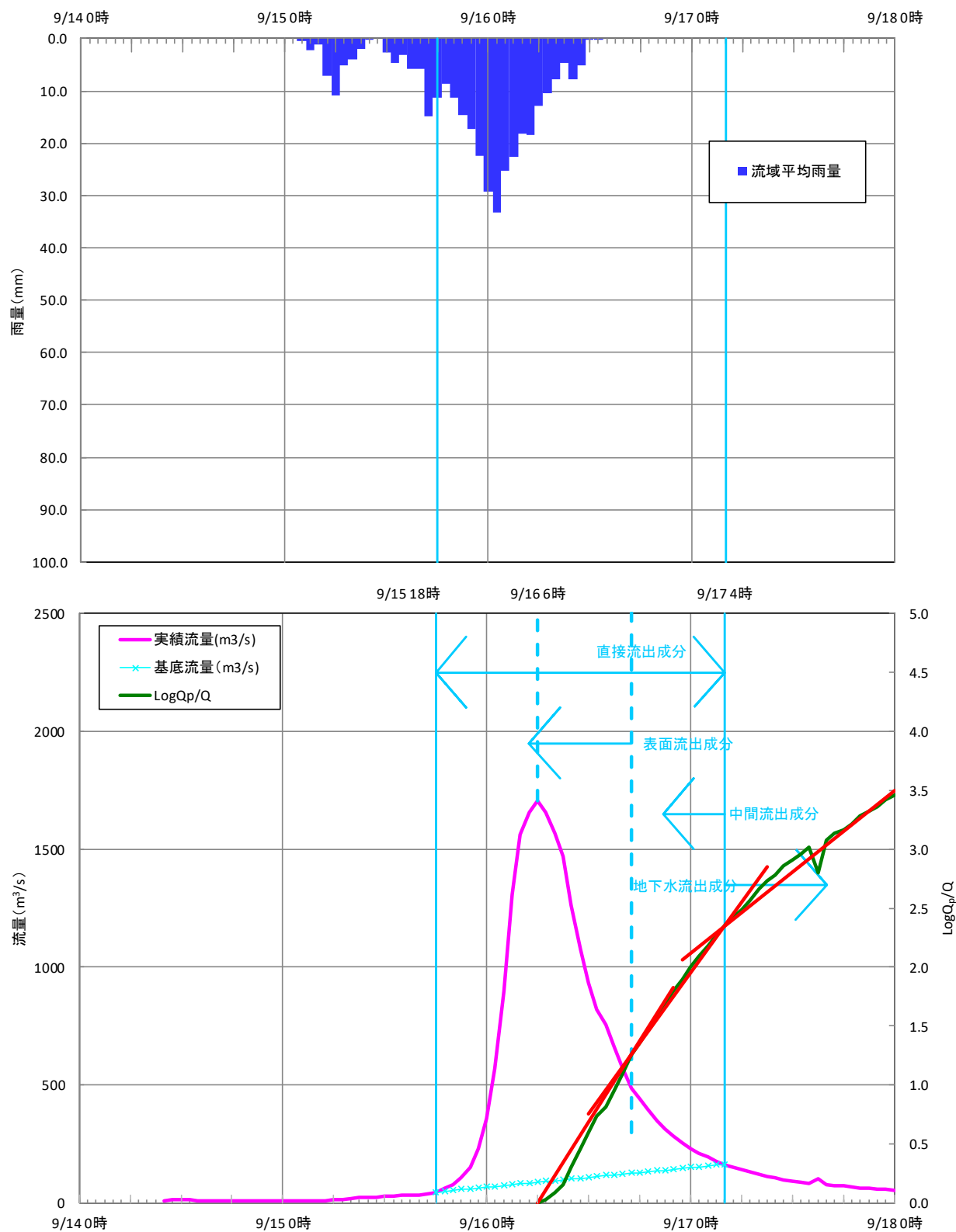


図 1-9 (1) 成分分離結果 (大野ダム地点 : H25. 9. 16洪水)

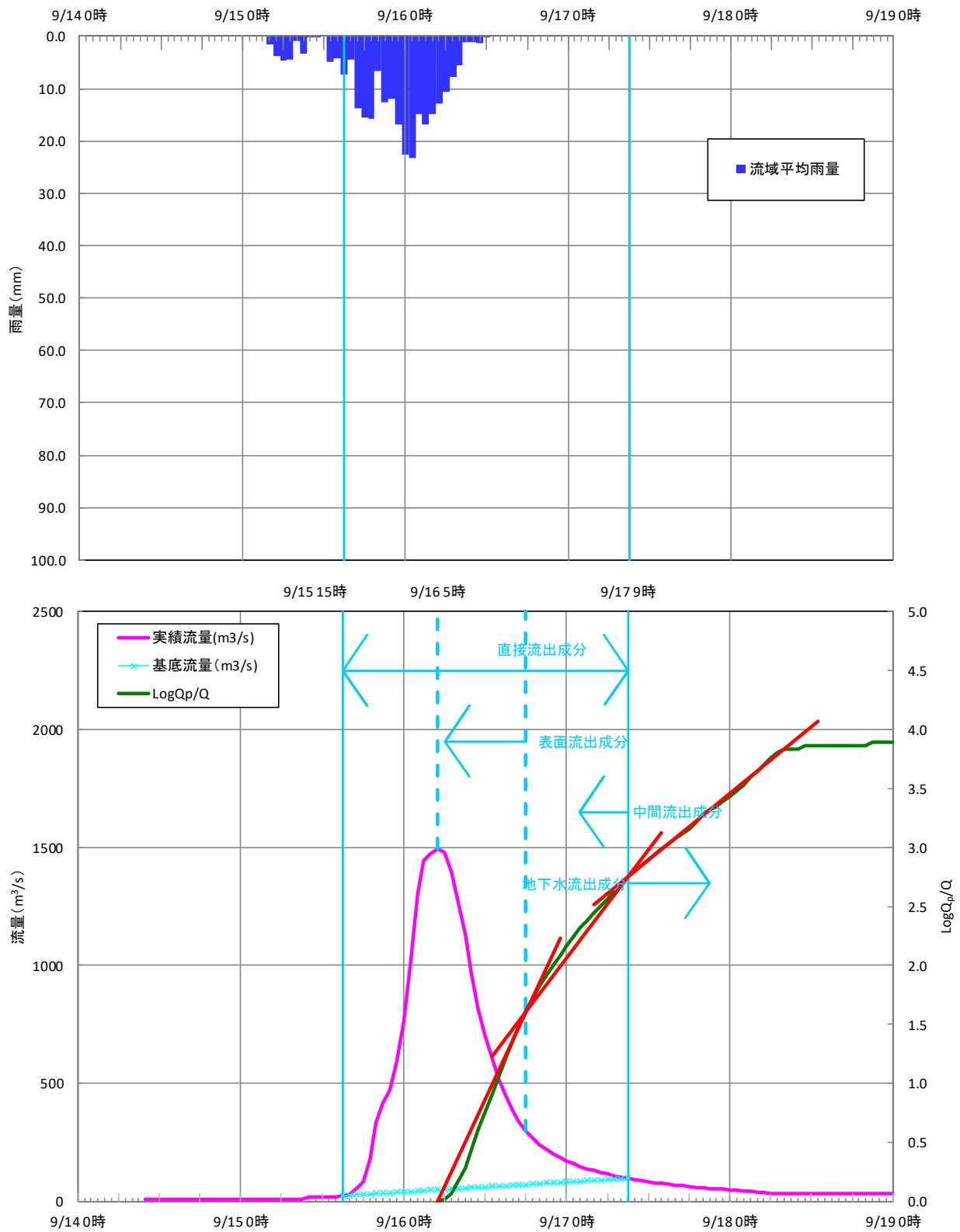


図 1-9 (2) 成分分離結果 (掘地点 : H25. 9. 16洪水)

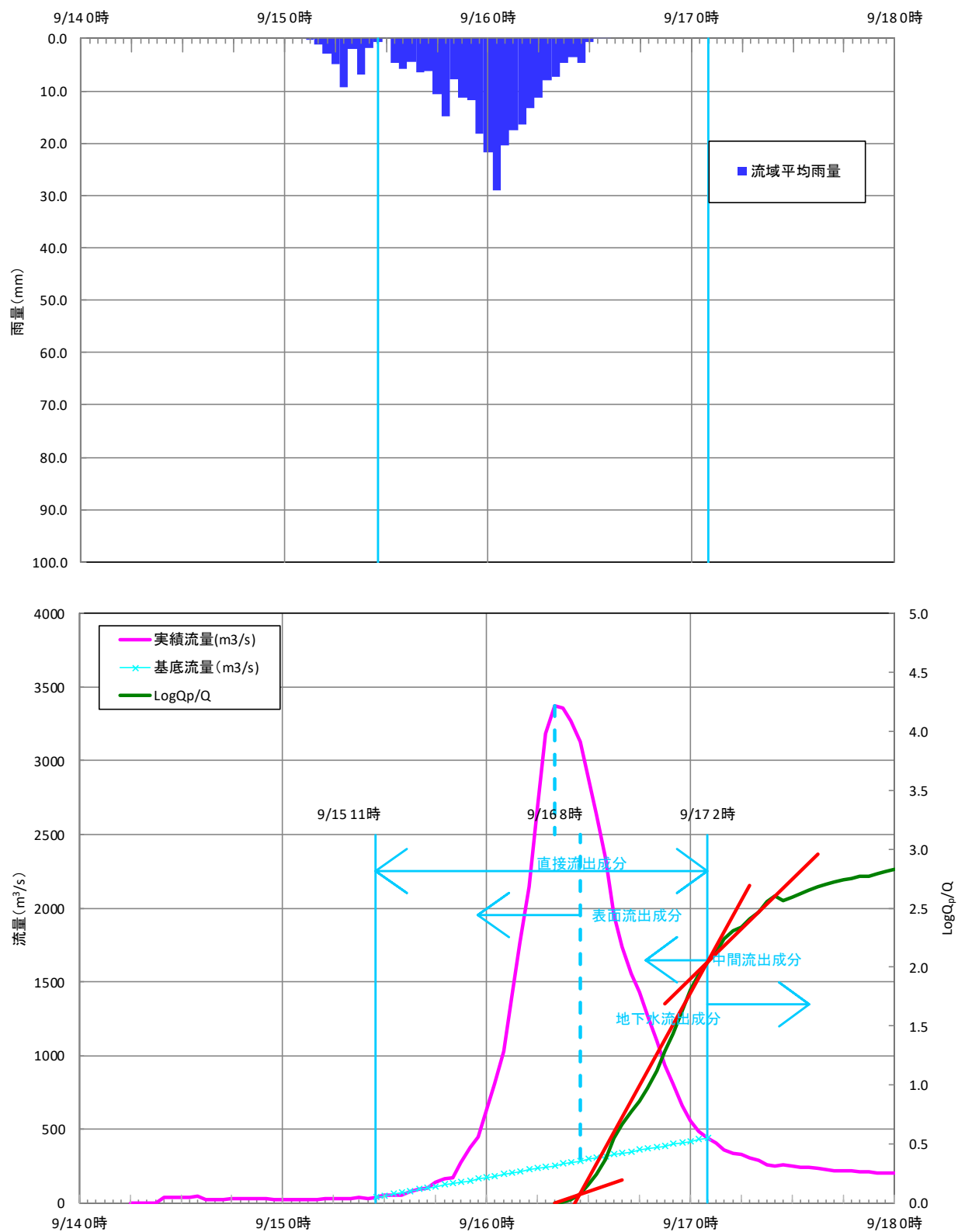


図 1-9 (3) 成分分離結果 (福知山地点※: H25. 9. 16洪水)

※大野ダム上流域・堀上流域分を除く

表 1-5 総雨量～総流出高算定結果

No.	洪水名	大野ダム A=354km ²		堀 A=386.3km ²		福知山 ^{※1} A=604.0km ²	
		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	S34.8.14	210	—	—	—	—	—
2	S34.9.27	230	—	—	—	—	—
3	S36.10.28	251	147	—	—	130	59
4	S37.6.10	109	54	—	—	45	—
5	S40.9.14	127	71	—	—	170	—
6	S40.9.18	305	201	—	—	181	118
7	S47.7.12	300	131	262	160	107	64
8	S47.9.17	189	152	—	—	155	130
9	S57.8.2	129	68	—	—	181	152
10	S58.9.28	150	78	—	—	194	128
11	H2.9.20	204	143	—	—	59	54
12	H7.5.12	118	56	124	85	124	96
13	H10.9.22	83	65	107	79	120	52
14	H11.6.30	75	31	167	98	90	77
15	H16.10.20	226	170	258	223	240	216
16	H18.7.19	131	60	218	176	157	99
17	H23.5.29	169	119	141	126	165	129
18	H23.9.21	194	110	271	210	177	131
19	H25.9.16	270	197	230	185	260	239
20	H26.8.17	81	52	182	—	133	127
21	H29.10.23	269	188	165	131	215	206
22	H30.7.7	330	206	253	165	236	195

※1：大野ダム上流域・堀上流域分を除く

※2：—は、実績値に欠測あり

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 a) にて設定した地点の成分分離の結果と流域平均雨量を用いて、総降雨量 R 【mm】と総流出高 q 【mm】をプロット。
- ② R_{sa} を仮定して、総雨量が 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。

f_1 、 R_{sa} 検討地点はa) にて設定した大野ダム、堀、福知山地点とした。

総降雨量 R 【mm】と総流出高 q 【mm】関係図（図 1-10）をもとに設定した f_1 、 R_{sa} は表 1-6に示すとおりである。各洪水の再現にあたっては、 f_1 は本検討により得られた計画 f_1 を使用し、 R_{sa} は各洪水で検討した数値を採用する。

表 1-6 計画 f_1 、 R_{sa} 設定結果

地点	一次損失雨量		二次損失雨量		備考
	f_1	R_{sa}	f_2	R_{sa}	
大野ダム	0.58	220	1.0	—	
堀	0.74	200	1.0	—	
福知山※	0.71	140	1.0	—	

※大野ダム上流域・堀上流域分を除く

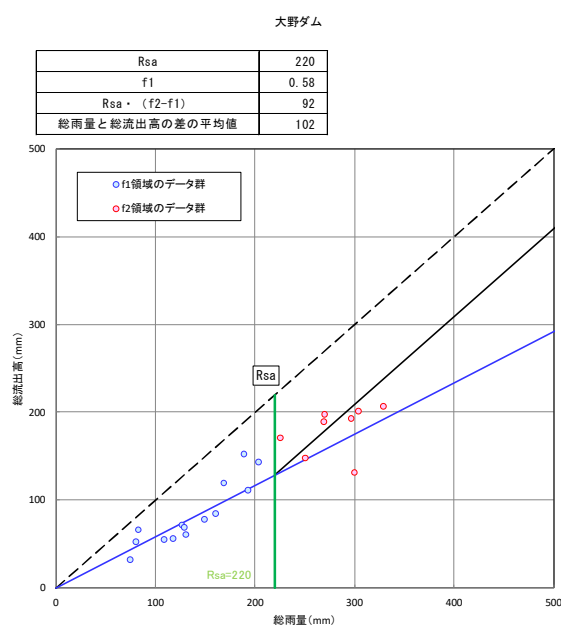


図 1-10 (1) 総雨量と総流出高の関係（大野ダム地点）

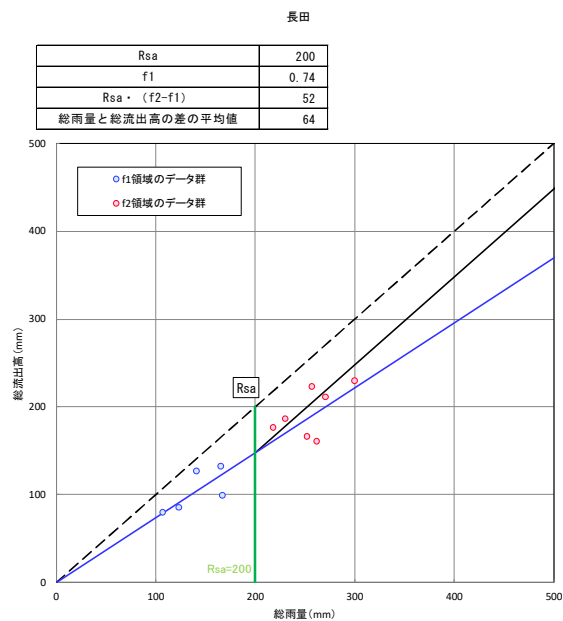


図 1-10 (2) 総雨量と総流出高の関係（堀地点）

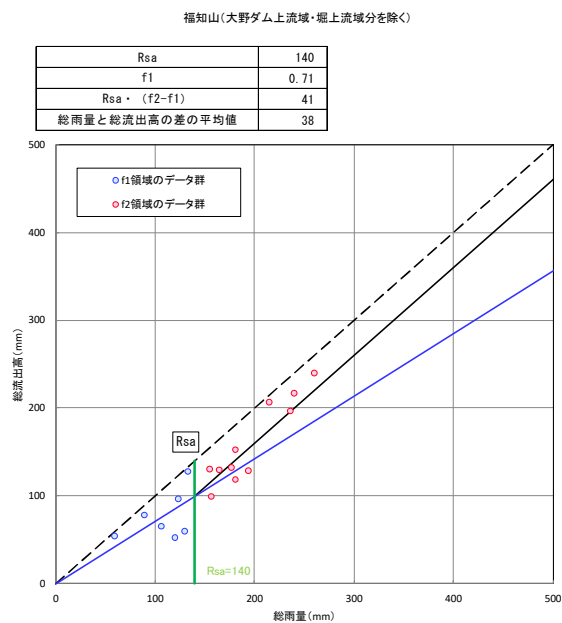


図 1-10 (3) 総雨量と総流出高の関係（福知山地点※）

※大野ダム上流域・堀上流域分を除く

2) K 、 P 、 Tl の設定

a) 代表地点における K 、 P 、 Tl の算出

流出計算に用いる K 、 P 、 Tl 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。由良川において自然流況を把握可能な地点は大野ダム、堀地点である。そこで、大野ダム、堀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。

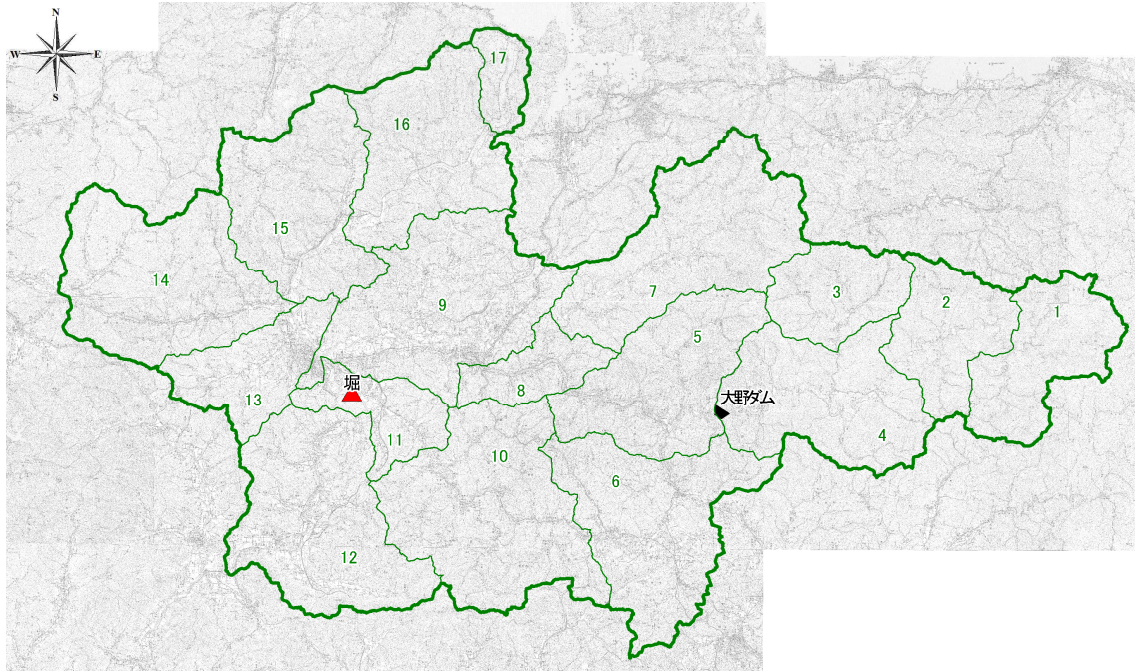


図 1-11 K 、 P 、 Tl 検討対象地点

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 、 Tl は過去洪水の中で基本高水のピーク流量規模相当の降雨量と流出量との関係から得ることが望ましい。一方で基準地点の基本高水のピーク流量等を決定するため、基準地点福知山における主要洪水の洪水特性を踏まえた設定をする必要があると考えられる。

そのため、前述の大野ダム、堀地点において下記の洪水を対象に貯留高 s と流出高 q の関係を整理し、 K 、 P 、 Tl を算出した。

【対象洪水について】

福知山地点における主要洪水の中から、大野ダム、堀地点の実績ピーク流量の上位5洪水を対象とした。

大野ダム、堀地点における対象洪水を整理した結果は表 1-7に示す通りであり、以下の理由から、 K 、 P については、大野ダム、堀地点において最大流量を記録した洪水の定数を用い、 Tl については、対象洪水の平均値を用いることとした。（大野ダムの K 、 P の選定対象洪水は、大野ダム地点ピーク流量の大きい順に評価するが、第1位の昭和47年（1972年）9月洪水は堀地点の実績流量がないため検証洪水の対象外とし、第2位の平成25年（2013年）9月洪水を対象とした。）

流域の斜面勾配や土地利用等に大きく起因する K 、 P は過去の実績洪水を基におおむね推定することができる。しかし、 Tl は各小流域における流末での流出時間に影響するものであり、基準地点等のピーク流量はこれらの合流のタイミング（ Tl の組み合わせ）によって定まることから、一概に決定することは困難である。

表 1-7 (1) K 、 P 、 Tl 検討対象洪水一覧（大野ダム地点）

No.	洪水年月日	実績流量		備考
		ピーク流量 (m^3/s)	順位	
1	S47.9.17	1,989	1	
2	H2.9.20	1,379	4	
3	H16.10.20	1,180	5	
4	H25.9.16	1,707	2	
5	H29.10.23	1,467	3	

表 1-7 (2) K 、 P 、 TL 検討対象洪水一覧（堀地点）

No.	洪水年月日	実績流量		備考
		ピーク流量 (m^3/s)	順位	
1	H10.9.22	1,287	3	
2	H11.6.30	1,050	5	
3	H16.10.20	2,416	1	
4	H25.9.16	1,496	2	
5	H29.10.23	1,089	4	

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

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

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

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^3/s 】、 Q_b ：基底流量【 m^3/s 】

A ：流域面積【 km^2 】

代表地点において K 、 P 、 TL を算出した結果を表 1-8、図 1-12に示す。

表 1-8 (1) K 、 P 、 TL の設定結果

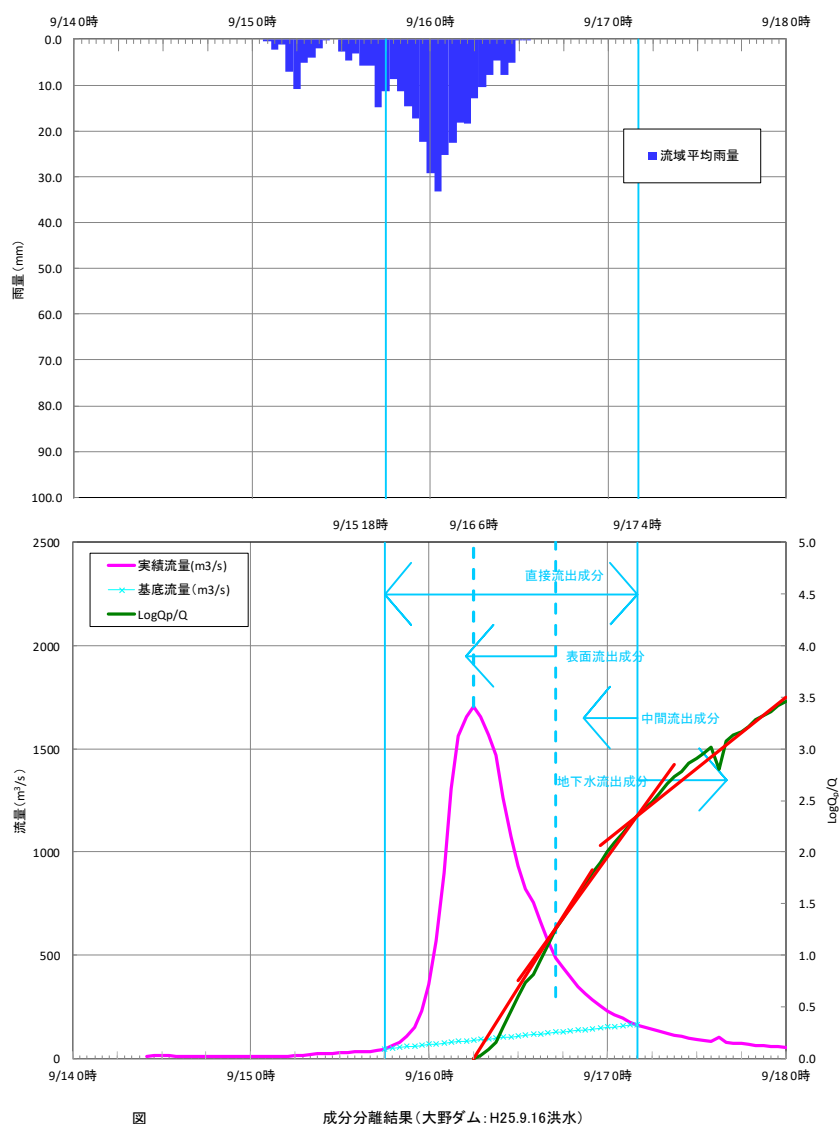
地点	定数設定結果			備考
	K	P	TL (分)	
大野ダム	21.30	0.49	130	
堀	27.82	0.37	120	

表 1-8 (2) 流域定数 (K 、 P 、 Tl) 設定結果 (大野ダム地点)

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 ^{注1)}	A	B	K	P	Tl (分)	
1	S47.9.17	1,989	1		○	23.81	0.43	120	
2	H2.9.20	1,379	4		○	13.44	0.57	140	
3	H16.10.20	1,180	5		○	12.27	0.66	110	
4	H25.9.16	1,707	2	○	○	21.30	0.49	130	
5	H29.10.23	1,467	3		○	18.68	0.52	150	
ケースA: 大野ダム地点実績ピーク流量最大洪水における流域定数						21.30	0.49	130	H25.9.16洪水
ケースB: 対象全洪水の流域定数の平均値						17.42	0.56	130	

注1) 選定対象洪水における、大野ダム地点ピーク流量の大きい順に評価するが、第1位のS47.9洪水は堀地点の実績流量がないため、ケースAの検証洪水の対象外とする。

今回検討における採用値



図

成分分離結果 (大野ダム: H25.9.16洪水)

図 1-12 (1) 流域定数 K 、 P 設定洪水の実績波形図 (大野ダム地点)

表 1-8 (3) 流域定数 (K、P、Tl) 設定結果 (堀地点)

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 ^{注1)}	A	B	K	P	Tl (分)	
1	H10.9.22	1,287	3		○	9.99	0.74	90	
2	H11.6.30	1,050	5		○	12.98	0.65	140	
3	H16.10.20	2,416	1	○	○	27.82	0.37	150	
4	H25.9.16	1,496	2		○	20.25	0.45	150	
5	H29.10.23	1,089	4		○	9.89	0.73	90	
ケースA : 堀地点実績ピーク流量最大洪水における流域定数						27.82	0.37	150	H16.10.20洪水
ケースB : 対象全洪水の流域定数の平均値						19.32	0.52	120	

注1) 選定対象洪水における、堀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

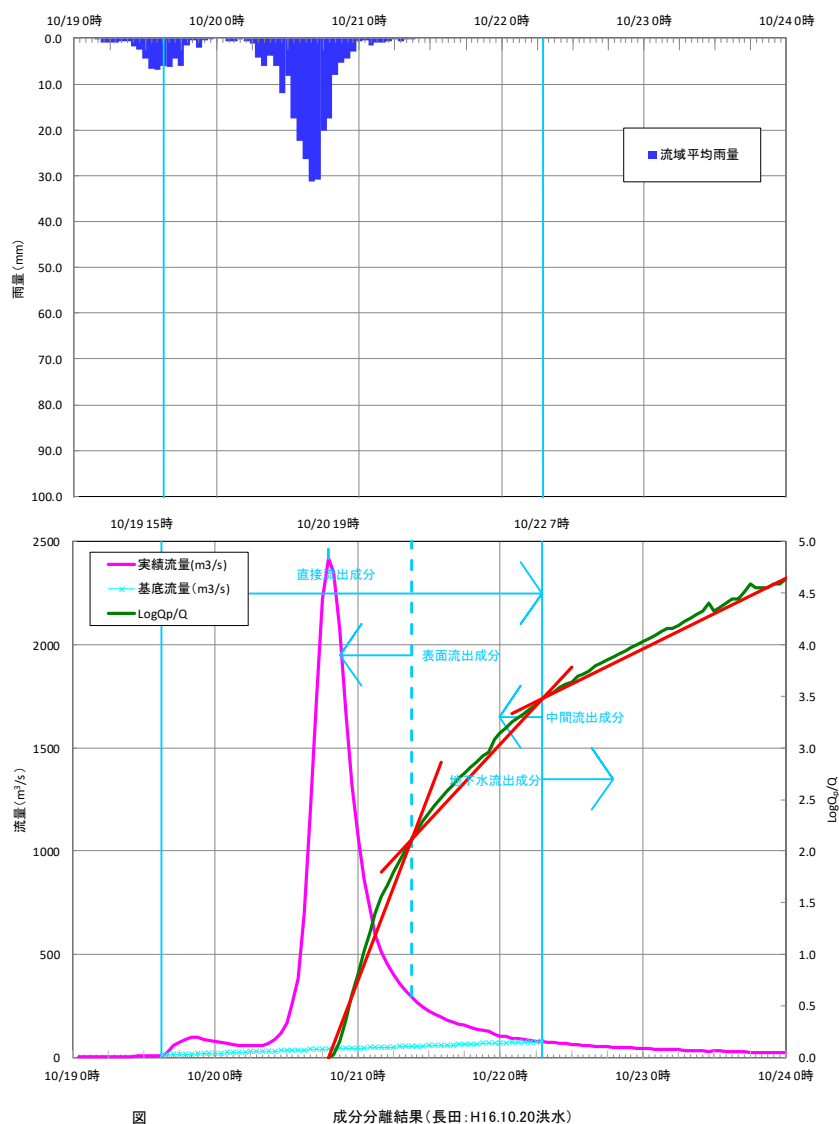


図 1-12 (2) 流域定数K、P設定洪水の実績波形図 (堀地点)

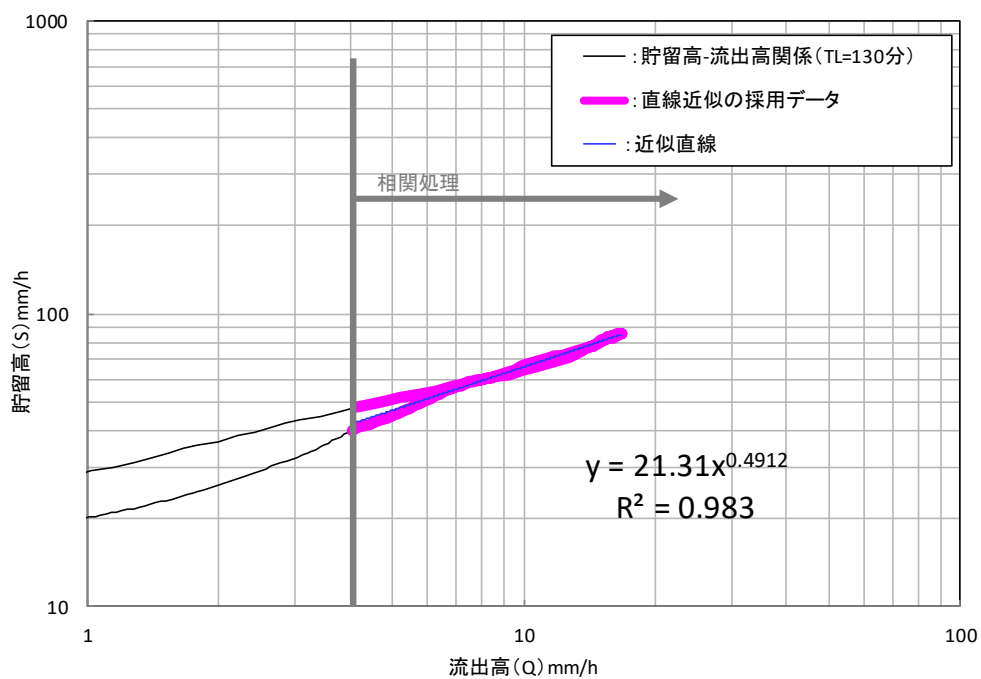
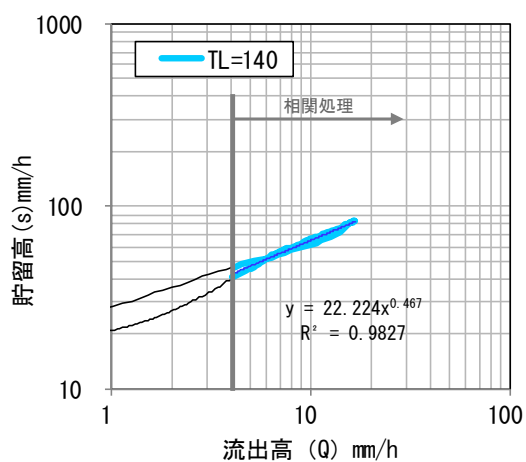
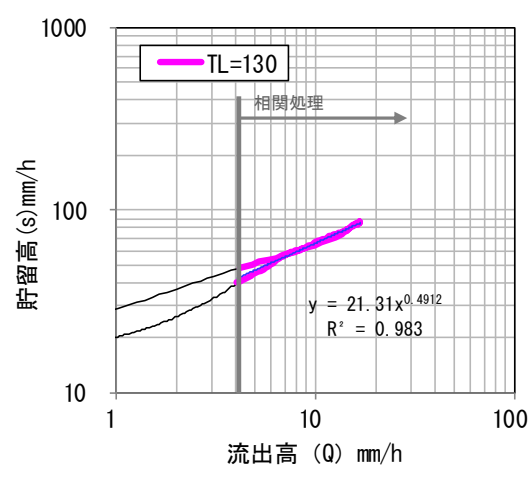
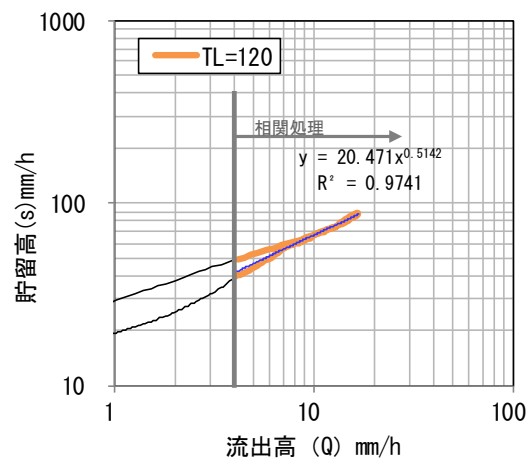
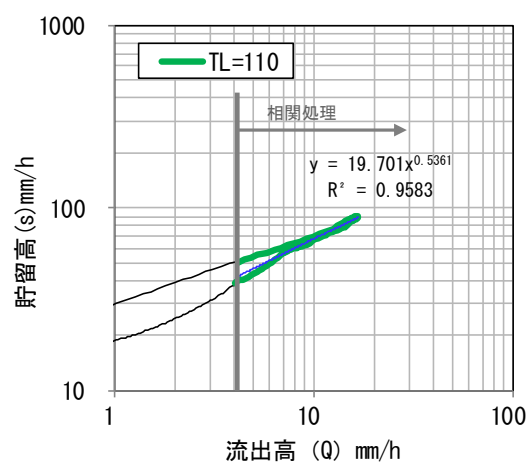


図 1-13 流出高と貯留高の関係（大野ダム：平成25年9月14日洪水）

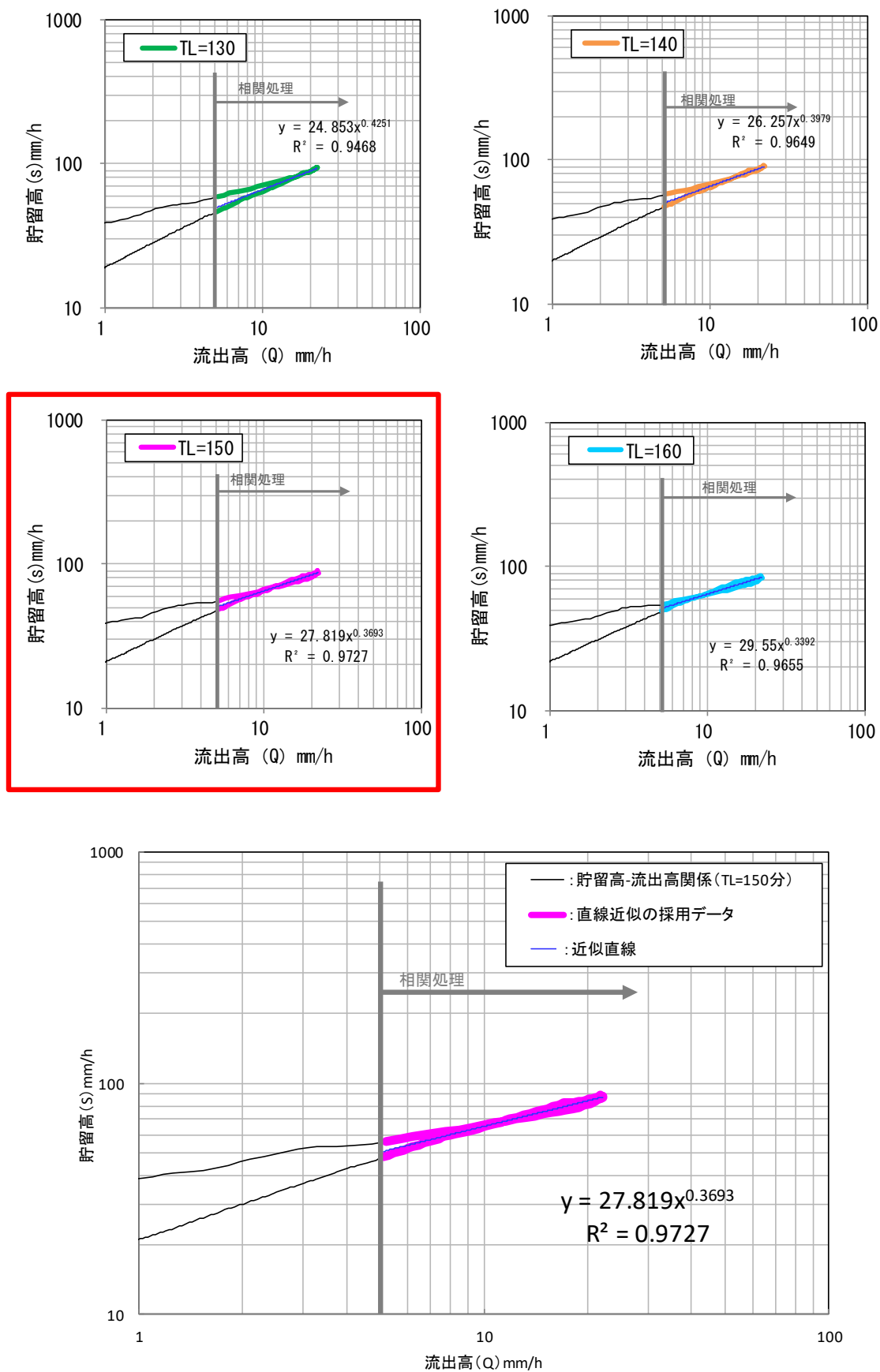


図 1-13 (2) 流出高と貯留高の関係 (堀：平成16年10月20日洪水)

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大野ダム、堀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。
- ・代表地点より上流に位置する小流域は、代表地点のリザーブ式を用い、代表地点より下流に位置する小流域は、地質特性から最適なりザーブ式を選定して 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】

$$K = \alpha \times C \times I^{-1/3} \times L^{1/3} \quad (\text{式 1-11})$$

α ：定数 ※^{きむら}木村は、^{とねがわ}利根川流域などの事例から $\alpha=43.4$ を提案している

C ：流域粗度^{そど}（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	α	P
大野ダム	0.12	10.1	0.0216	21.3	23.07	0.49
堀	0.12	14.3	0.0139	27.8	23.98	0.37

【設定した式】

大野ダム地点： $K = 23.07 \times C \times I^{-1/3} \times L^{1/3}$ (式 1-12)

堀地点： $K = 23.98 \times C \times I^{-1/3} \times L^{1/3}$ (式 1-13)

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 1-12、図 1-17参照】

- ・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（平成28年（2016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 1-16参照】

- ・代表地点上流域における各小流域毎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 1-14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 1-10参照）

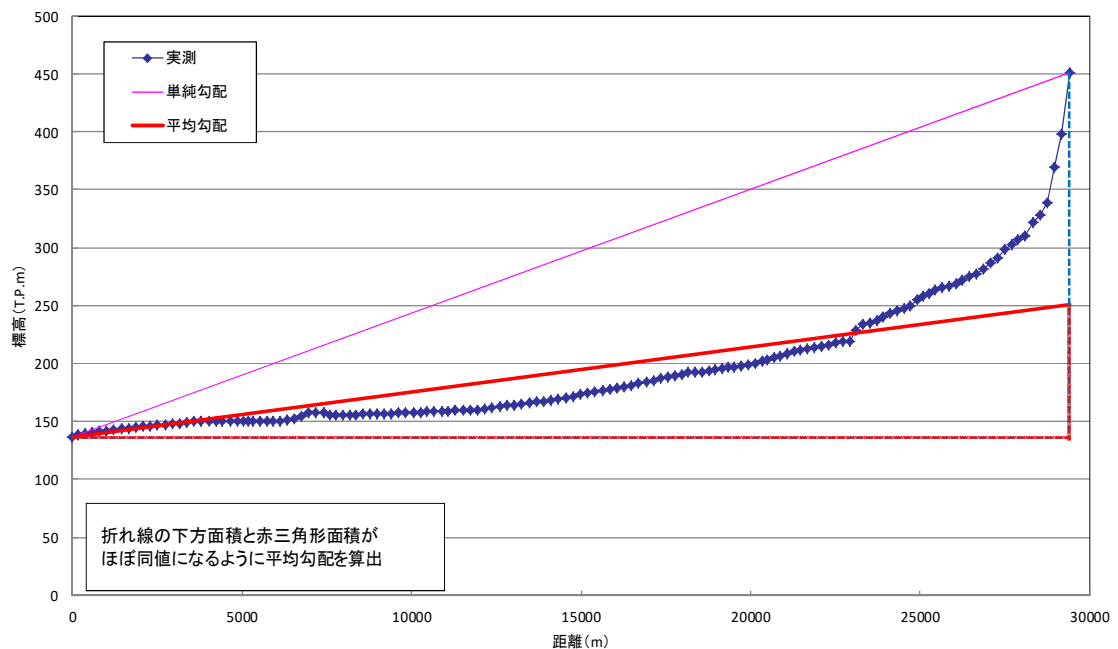


図 1-14 流域平均勾配の設定例

表 1-10 (1) 河道延長、平均勾配算定結果 (大野ダム)

流域 No	流域面積 A (km ²)	Σ A (km ²)	流路長 L (km)	L×A	Σ L×A/ Σ A	勾配 I	I×A	Σ I×A/ Σ A
1	96.7	354.0	12.2	1176.3	10.1	0.0194	1.8760	0.0216
2	62.2		9.5	590.9		0.0230	1.4306	
3	62.4		6.9	430.6		0.0259	1.6162	
4	132.7		10.4	1380.1		0.0206	2.7336	

表 1-10 (2) 河道延長、平均勾配算定結果 (堀)

流域 No	流域面積 A (km ²)	Σ A (km ²)	流路長 L (km)	L×A	Σ L×A/ Σ A	勾配 I	I×A	Σ I×A/ Σ A
5	108.1	1528.0	8.0	864.8	14.3	0.0114	1.2323	0.0139
6	143.6		16.7	2398.1		0.0075	1.0770	
7	151.0		31.6	4771.6		0.0052	0.7852	
8	39.4		4.4	173.4		0.0386	1.5208	
9	161.9		11.8	1910.4		0.0109	1.7647	
10	172.4		12.3	2120.5		0.0132	2.2757	
11	55.6		4.3	239.1		0.0286	1.5902	
12	158.3		6.5	1029.0		0.0138	2.1845	
13	73.4		13.4	983.6		0.0069	0.5065	
14	155.8		28.5	4440.3		0.0063	0.9815	
15	147.1		10.7	1574.0		0.0283	4.1629	
16	136.4		9.1	1241.2		0.0154	2.1006	
17	25.0		2.6	65.0		0.0438	1.0950	

表 1-10 (3) 河道延長、平均勾配算定結果（細分割流域）

流域 No	流域面積 A (km ²)	Σ A (km ²)	流路長 L (km)	L × A	Σ L × A / Σ A	勾配 I	I × A	Σ I × A / Σ A
1-1	48.4	96.7	7.4	356.0	12.2	0.0229	1.1072	0.0194
1-2	48.4		17.0	820.3		0.0159	0.7688	
2-1	31.1	62.2	9.1	284.2	9.5	0.0210	0.6531	0.0230
2-2	31.1		9.9	309.2		0.0249	0.7744	
3-1	31.2	62.4	7.8	243.3	6.9	0.0248	0.7738	0.0259
3-2	31.2		6.1	189.9		0.0270	0.8424	
4-1	66.4	132.7	10.5	695.7	10.4	0.0211	1.4000	0.0206
4-2	66.4		10.3	686.0		0.0200	1.3270	
5-1	54.1	108.1	13.7	738.3	8.0	0.0193	1.0432	0.0114
5-2	54.1		2.3	124.7		0.0035	0.1892	
6-1	71.8	143.6	21.2	1523.4	16.7	0.0057	0.4093	0.0075
6-2	71.8		12.1	870.2		0.0092	0.6606	
7-1	151.0	151.0	31.6	4770.7	31.6	0.0052	0.7852	0.0052
8-1	19.7	39.4	3.8	75.1	4.4	0.0114	0.2246	0.0386
8-2	19.7		5.0	98.4		0.0657	1.2943	
9-1	54.0	161.9	16.6	898.4	11.8	0.0057	0.3076	0.0109
9-2	54.0		13.2	713.0		0.0075	0.4048	
9-3	54.0		5.4	291.5		0.0196	1.0578	
10-1	86.2	172.4	12.7	1096.0	12.3	0.0107	0.9223	0.0132
10-2	86.2		11.9	1025.8		0.0156	1.3447	
11-1	27.8	55.6	3.2	90.2	4.3	0.0321	0.8924	0.0286
11-2	27.8		5.4	150.9		0.0251	0.6978	
12-1	39.6	158.3	4.7	187.5	6.5	0.0157	0.6213	0.0138
12-2	39.6		8.0	315.5		0.0024	0.0950	
12-3	39.6		6.9	271.5		0.0171	0.6767	
12-4	39.6		6.5	257.5		0.0199	0.7875	
13-1	73.4	73.4	13.4	983.0	13.4	0.0069	0.5065	0.0069
14-1	155.8	155.8	28.5	4446.8	28.5	0.0063	0.9815	0.0063
15-1	73.6	147.1	16.2	1191.3	10.7	0.0180	1.3239	0.0283
15-2	73.6		5.1	376.4		0.0385	2.8317	
16-1	68.2	136.4	12.9	877.0	9.1	0.0075	0.5115	0.0154
16-2	68.2		5.4	366.5		0.0232	1.5822	
17-1	12.5	25.0	2.4	29.8	2.6	0.0495	0.6188	0.0438
17-2	12.5		2.8	34.8		0.0380	0.4750	

設定した式及び各小流域の流域勾配 I 、流路長 L から K 値を算出する。なお、各流域に用いるリザーブ式は、大野ダム、堀地点のリザーブ式とした。

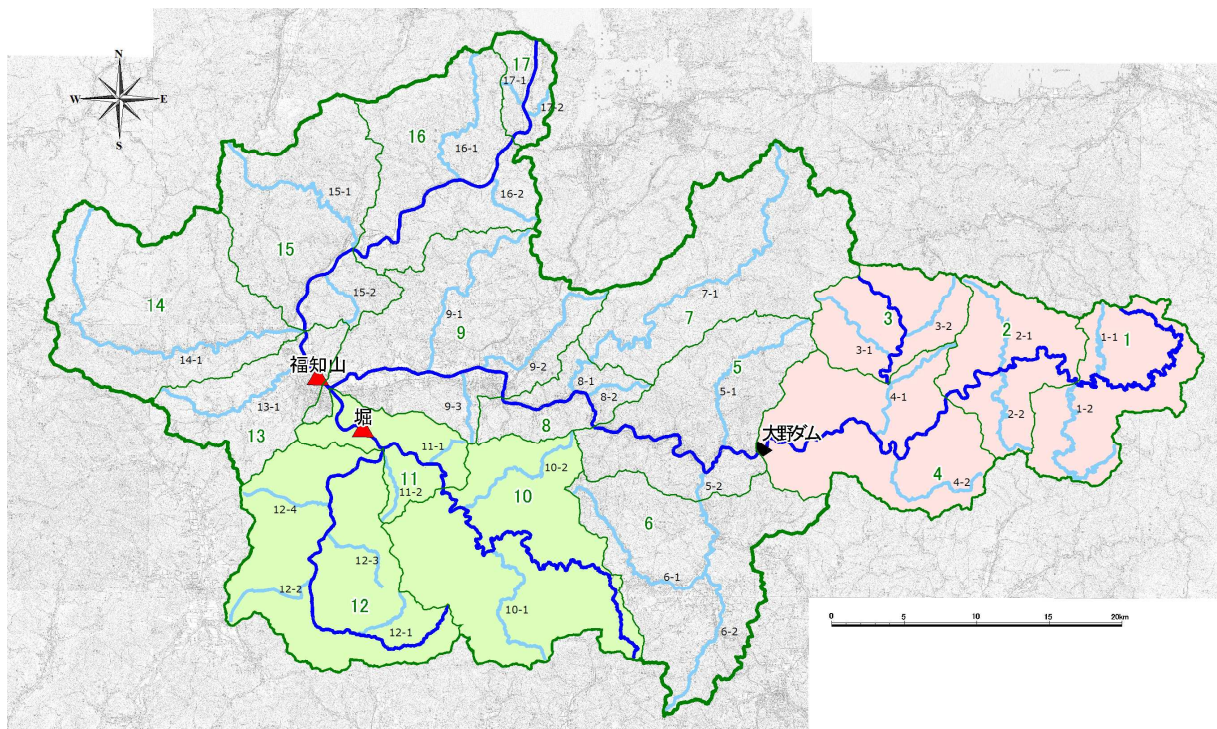


図 1-15 由良川水系流域比較分割図

また、流路勾配 I の各流域における算出結果を図 1-16に示す。各流域の TL は、代表地点にて設定された TL をそれぞれの流域の流路長比により設定している。流域平均勾配の算出にあたっては、代表流域と同様に流路長経路の地形を調査し、平均的な勾配を算定することにより地形特性を反映することとした。

流域粗度については、代表流域同様に、流域内の土地利用状況を国土数値情報（平成28年（2016年）度）をもとに整理し、係数（自然流域：0.12、都市流域：0.012）を乗じて算出した。結果は表 1-12に示すとおりである。

以上の検討から各小流域における K 、 P 、 TL の値を表 1-13に示す。

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	357
7363	534

勾配(I)= 0.0241

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	357
7363	525

勾配(I)= 0.0229

勾配(1/I)= 44

流域1-1

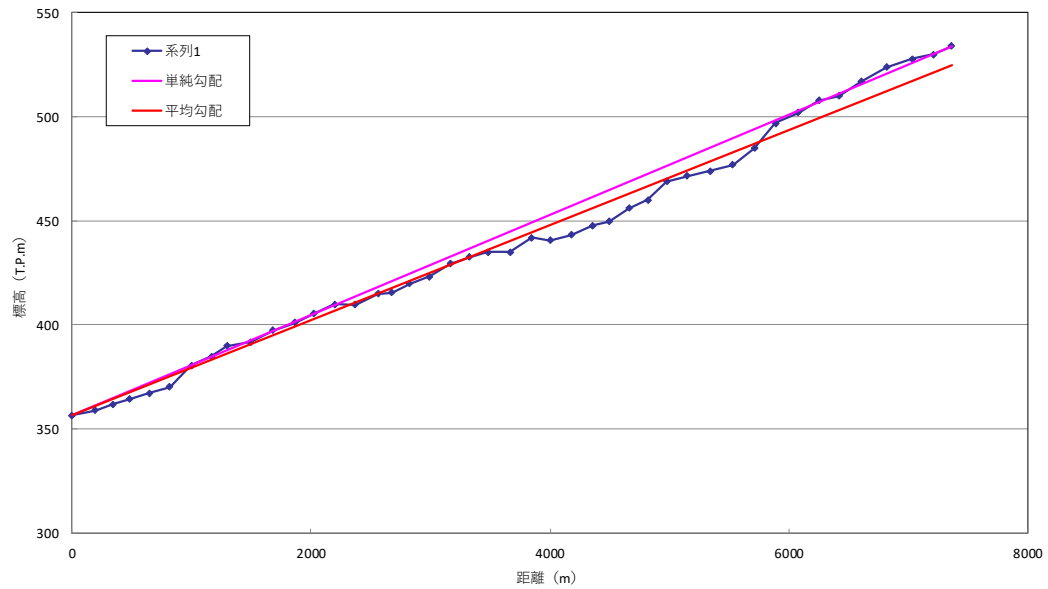


図 1-16 (1) 流域平均勾配の算定結果 (流域1-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	333
16966	694

勾配(I)= 0.0213

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	333
16966	603

勾配(I)= 0.0159

勾配(1/I)= 63

流域1-2

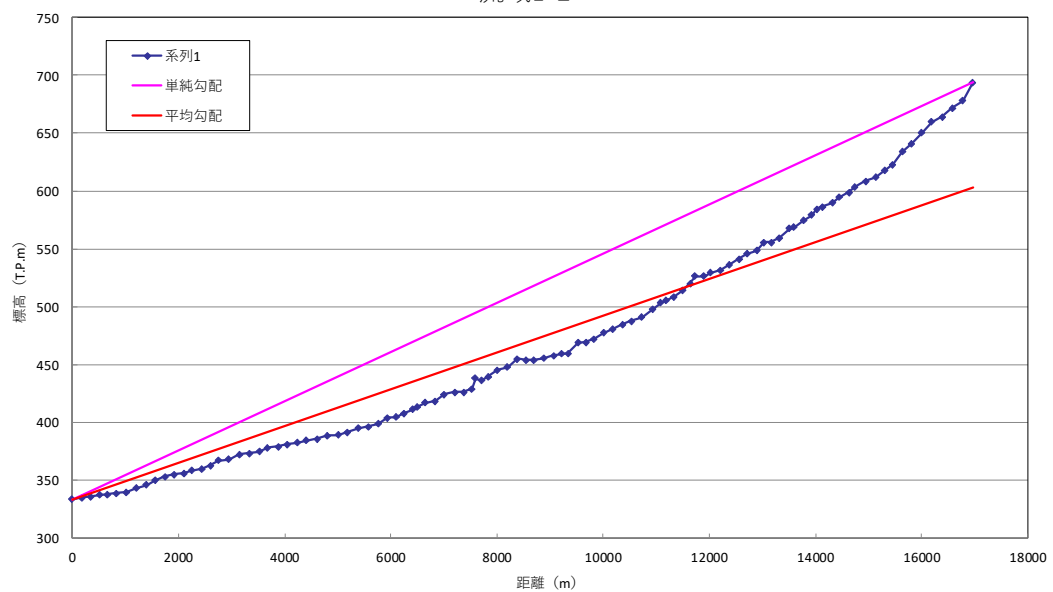


図 1-16 (2) 流域平均勾配の算定結果 (流域1-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	256
9138	609

勾配(I)= 0.0387

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	256
9138	448

勾配(I)= 0.0210

勾配(1/I)= 48

流域2-1

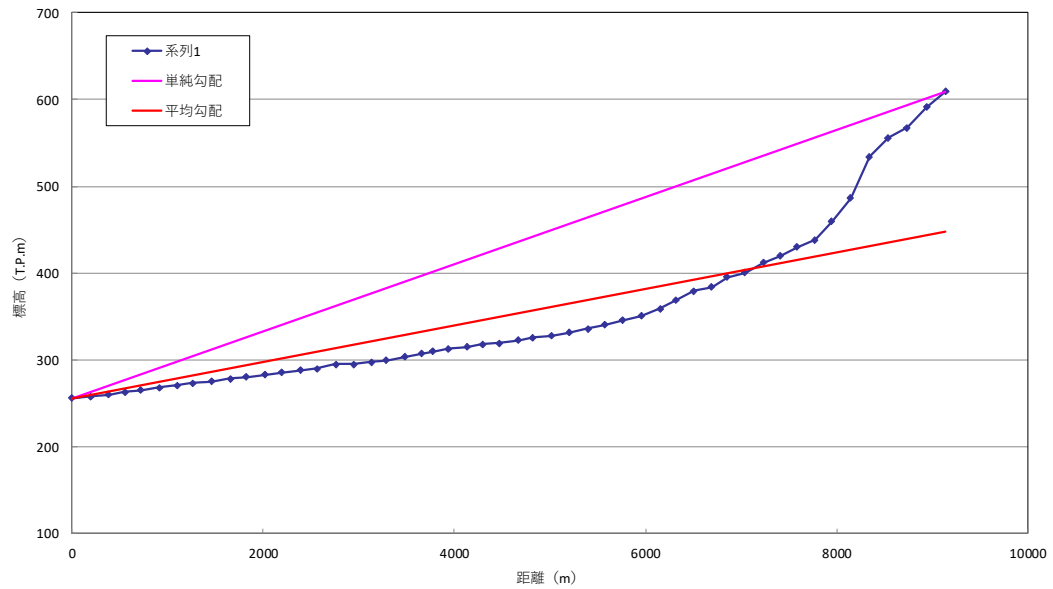


図 1-16 (3) 流域平均勾配の算定結果 (流域2-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	257
9941	712

勾配(I)= 0.0458

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	257
9941	504

勾配(I)= 0.0249

勾配(1/I)= 40

流域2-2

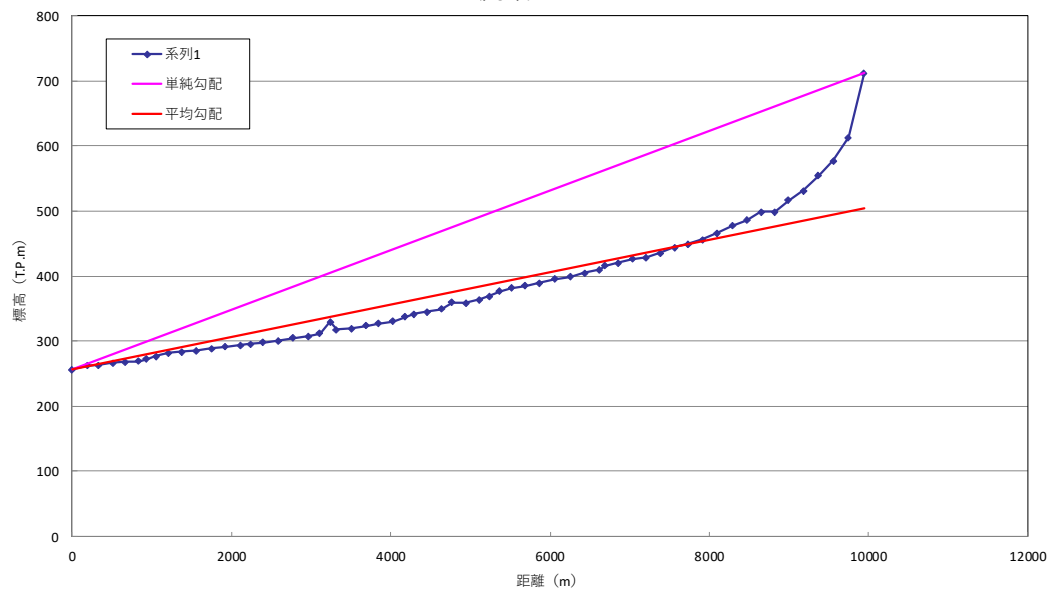


図 1-16 (4) 流域平均勾配の算定結果 (流域2-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	227
7798	662

勾配(I)= 0.0558

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	227
7798	420

勾配(I)= 0.0248

勾配(1/I)= 40

流域3-1

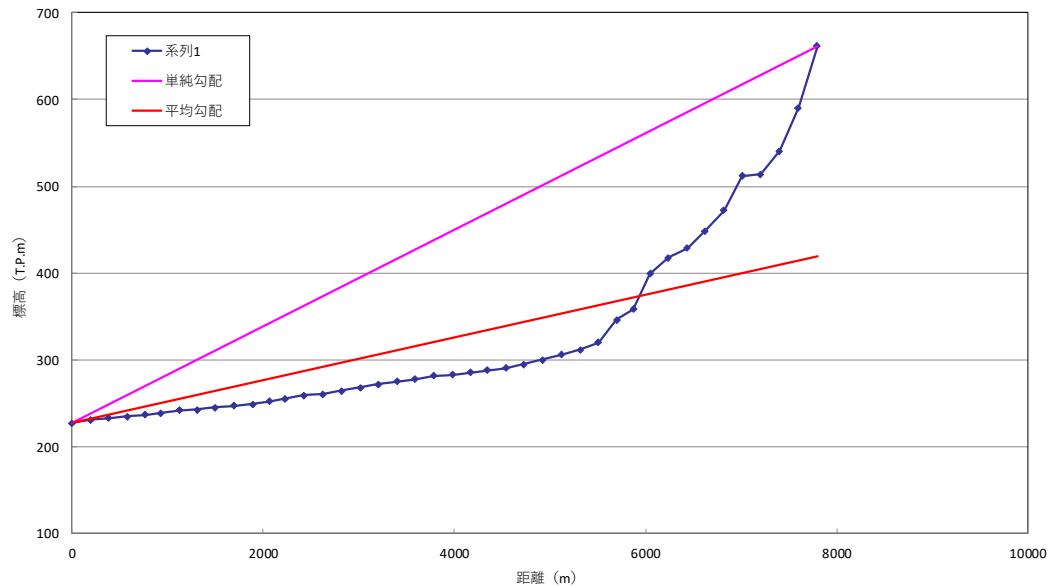


図 1-16 (5) 流域平均勾配の算定結果 (流域3-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	250
6086	642

勾配(I)= 0.0645

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	250
6086	414

勾配(I)= 0.0270

勾配(1/I)= 37

流域3-2

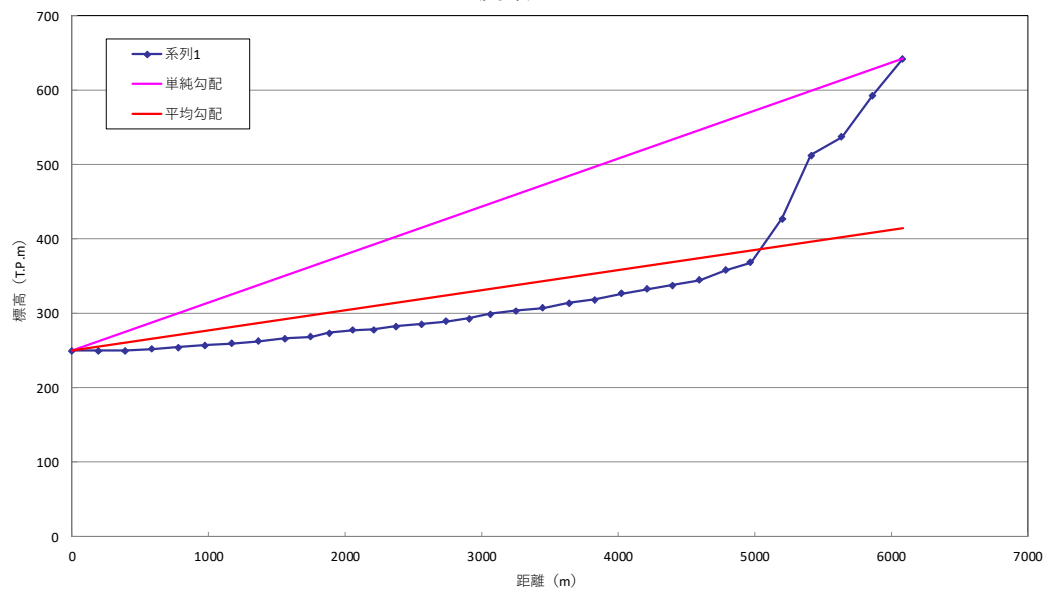


図 1-16 (6) 流域平均勾配の算定結果 (流域3-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	171
10486	652

勾配(I)= 0.0459

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	171
10486	392

勾配(I)= 0.0211

勾配(1/I)= 47

流域4-1

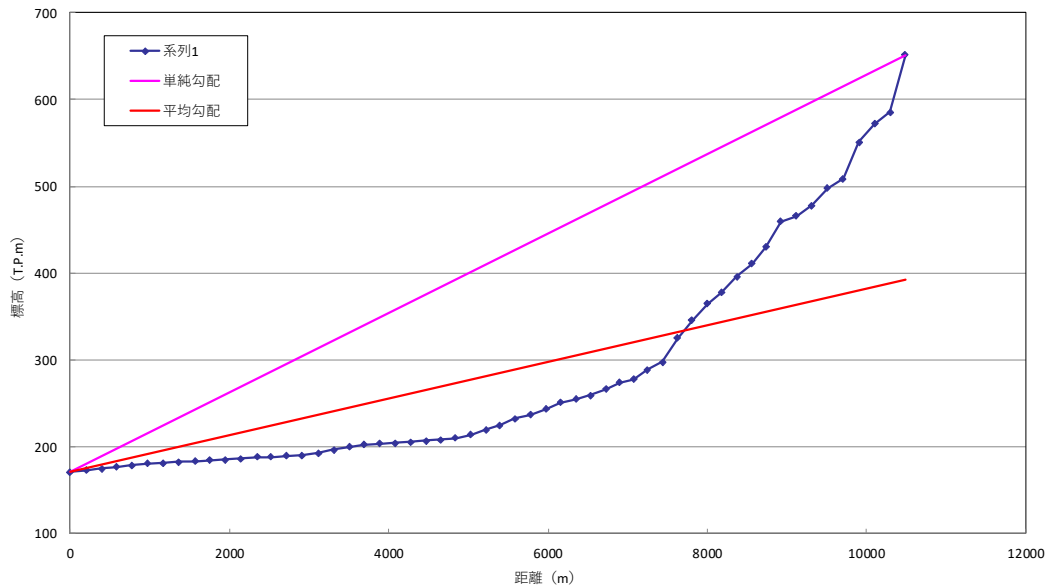


図 1-16 (7) 流域平均勾配の算定結果 (流域4-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	188
10339	602

勾配(I)= 0.0400

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	188
10339	395

勾配(I)= 0.0200

勾配(1/I)= 50

流域4-2

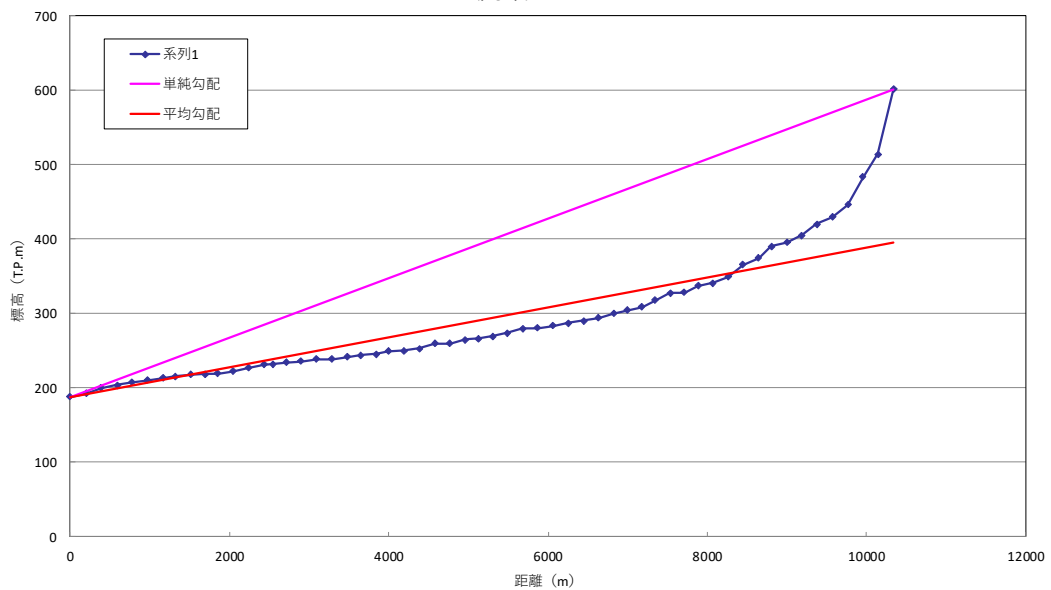


図 1-16 (8) 流域平均勾配の算定結果 (流域4-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	120
13659	679

勾配(I)= 0.0410

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	120
13659	383

勾配(I)= 0.0193

勾配(1/I)= 52

流域5-1

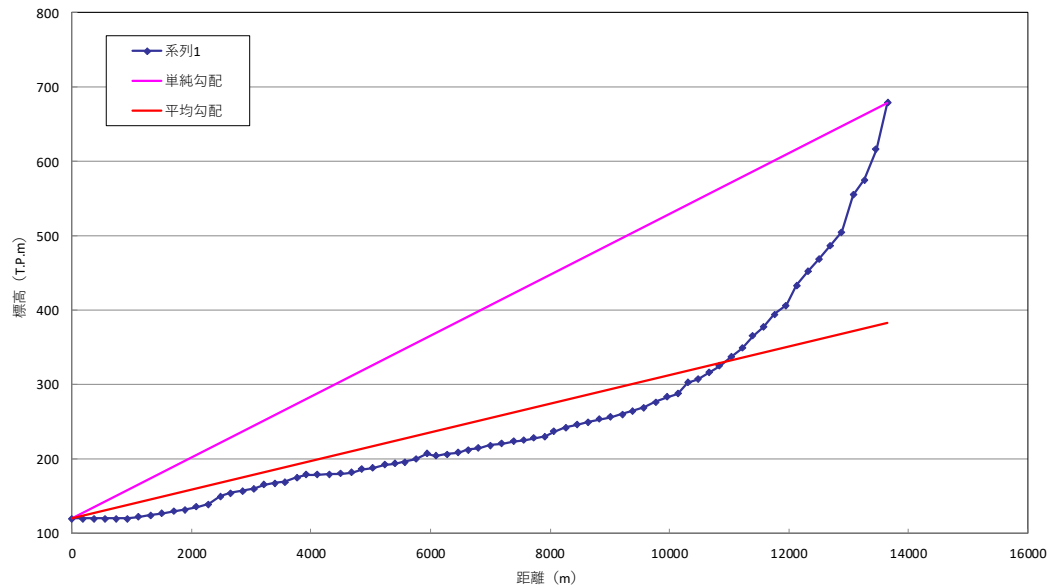


図 1-16 (9) 流域平均勾配の算定結果 (流域5-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	111
2308	119

勾配(I)= 0.0034

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	111
2308	119

勾配(I)= 0.0035

勾配(1/I)= 289

流域5-2

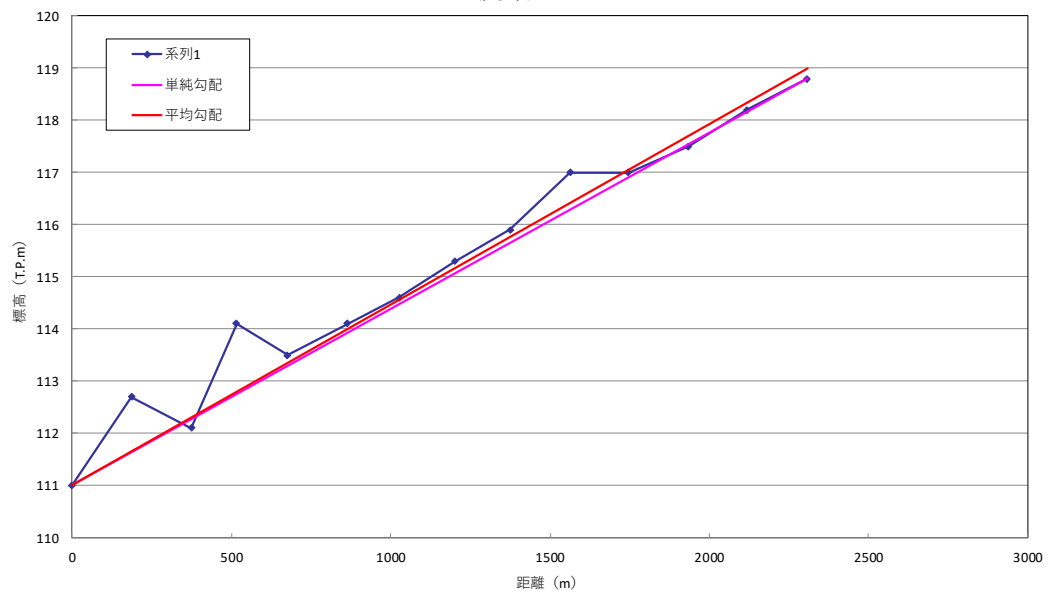


図 1-16 (10) 流域平均勾配の算定結果 (流域5-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	119
21217	434

勾配(I)= 0.0149

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	119
21217	240

勾配(I)= 0.0057

勾配(1/I)= 175

流域6-1

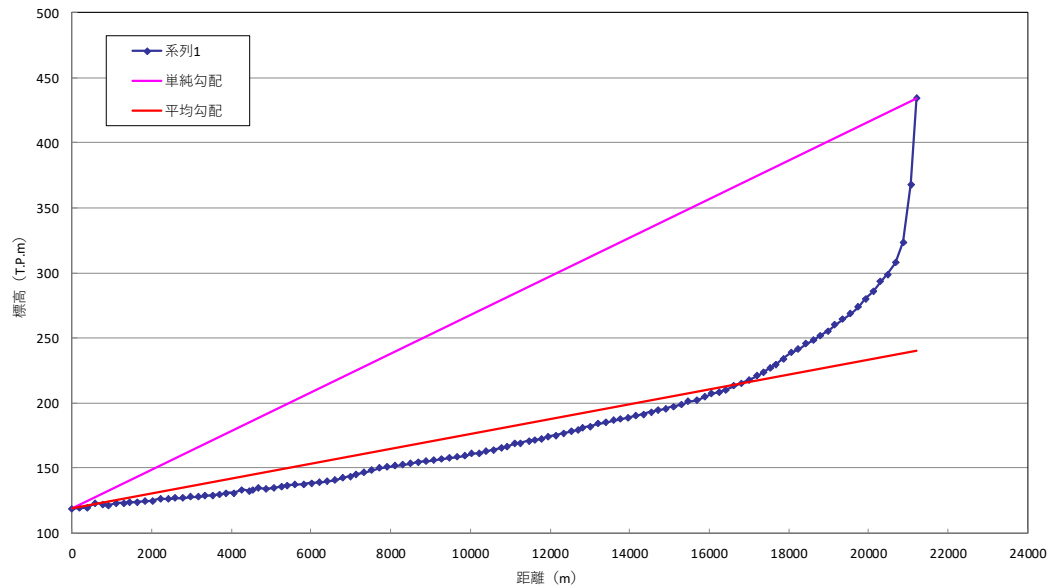


図 1-16 (11) 流域平均勾配の算定結果 (流域6-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	141
12120	396

勾配(I)= 0.0210

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	141
12120	253

勾配(I)= 0.0092

勾配(1/I)= 108

流域6-2

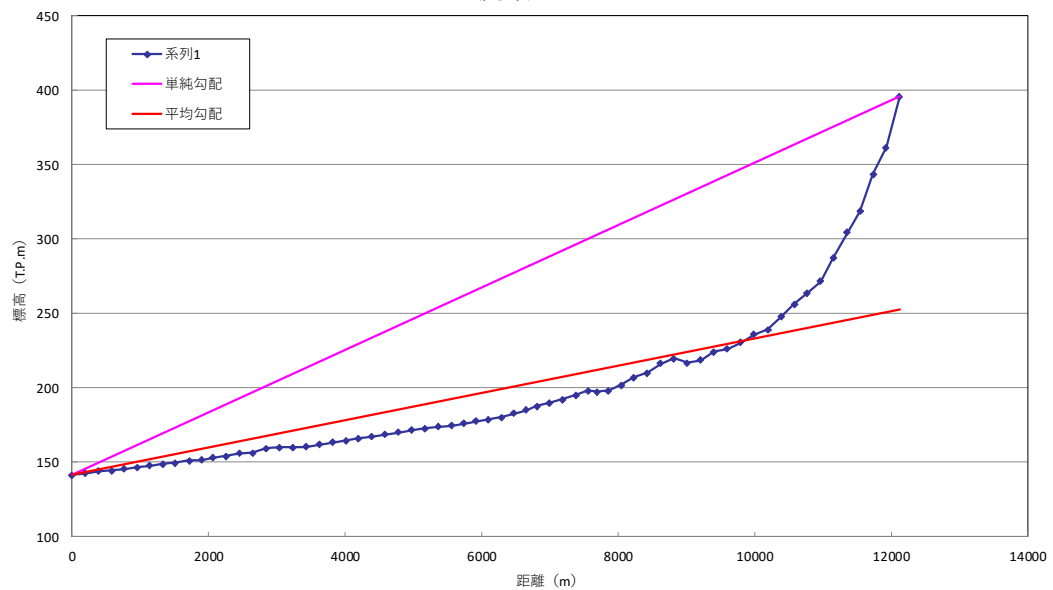


図 1-16 (12) 流域平均勾配の算定結果 (流域6-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	83
31594	539

勾配(l)= 0.0145

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	83
31594	246

勾配(l)= 0.0052

勾配(1/l)= 193

流域7-1

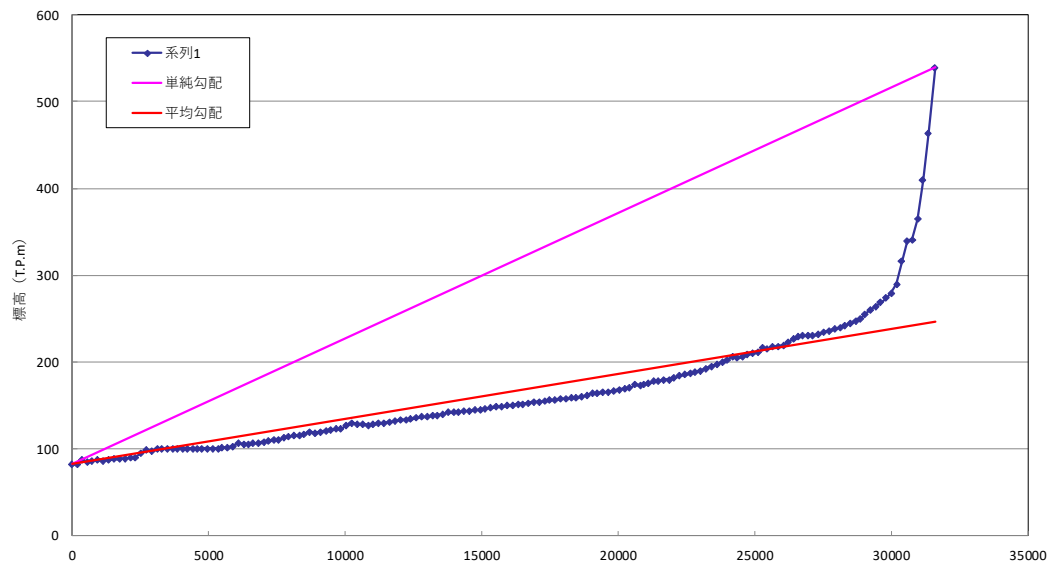


図 1-16 (13) 流域平均勾配の算定結果 (流域7-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	50
3811	83

勾配(I)= 0.0087

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	50
3811	93

勾配(I)= 0.0114

勾配(1/I)= 88

流域8-1

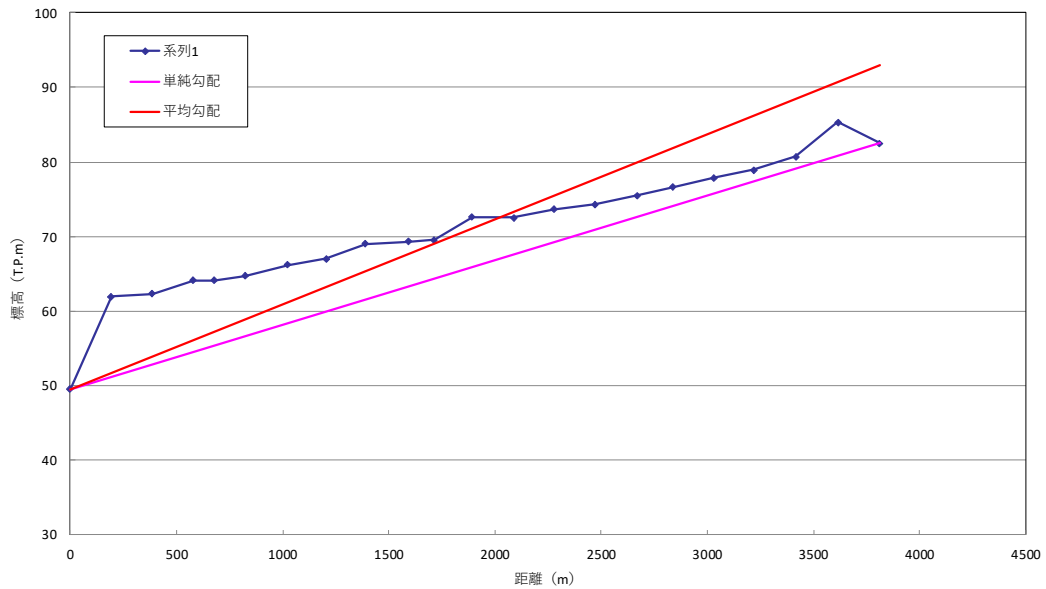


図 1-16 (14) 流域平均勾配の算定結果 (流域8-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	55
4994	571

勾配(I)= 0.1035

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	55
4994	383

勾配(I)= 0.0657

勾配(1/I)= 15

流域8-2

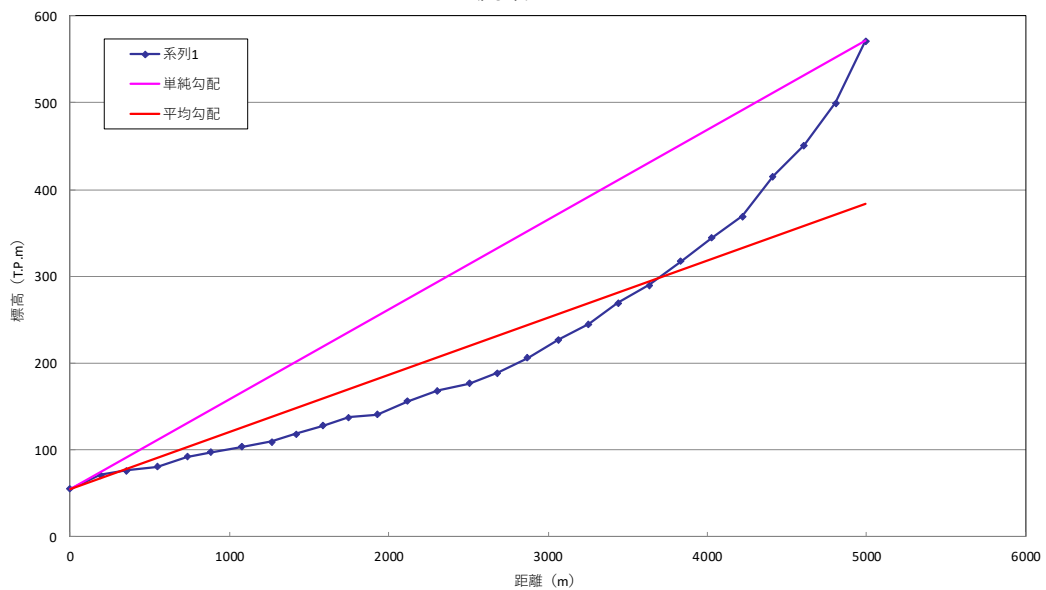


図 1-16 (15) 流域平均勾配の算定結果 (流域8-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	20
16647	264

勾配(I)= 0.0147

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	20
16647	115

勾配(I)= 0.0057

勾配(1/I)= 175

流域9-1

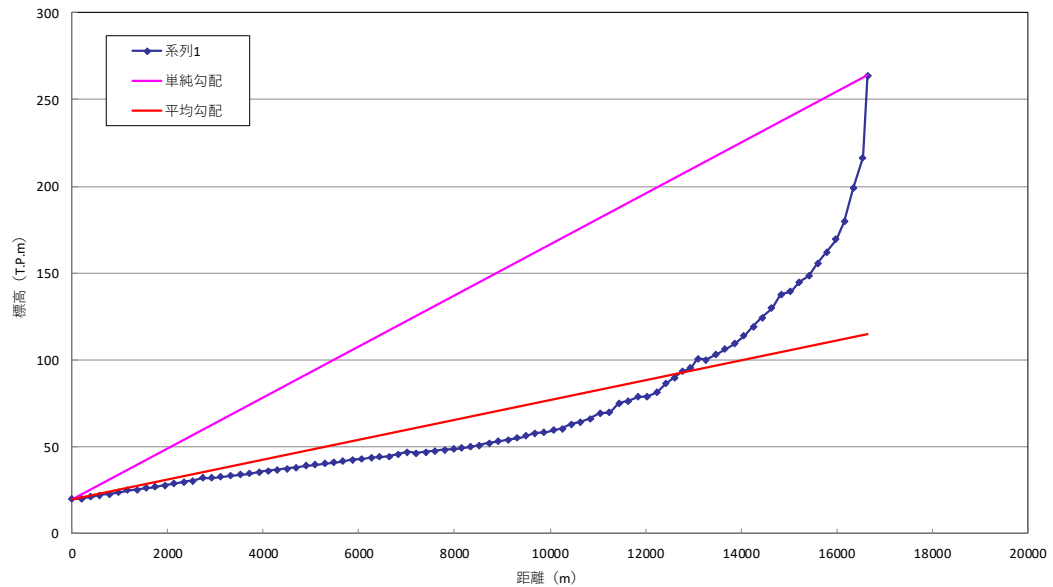


図 1-16 (16) 流域平均勾配の算定結果 (流域9-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	28
13211	301

勾配(I)= 0.0207

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	28
13211	127

勾配(I)= 0.0075

勾配(1/I)= 134

流域9-2

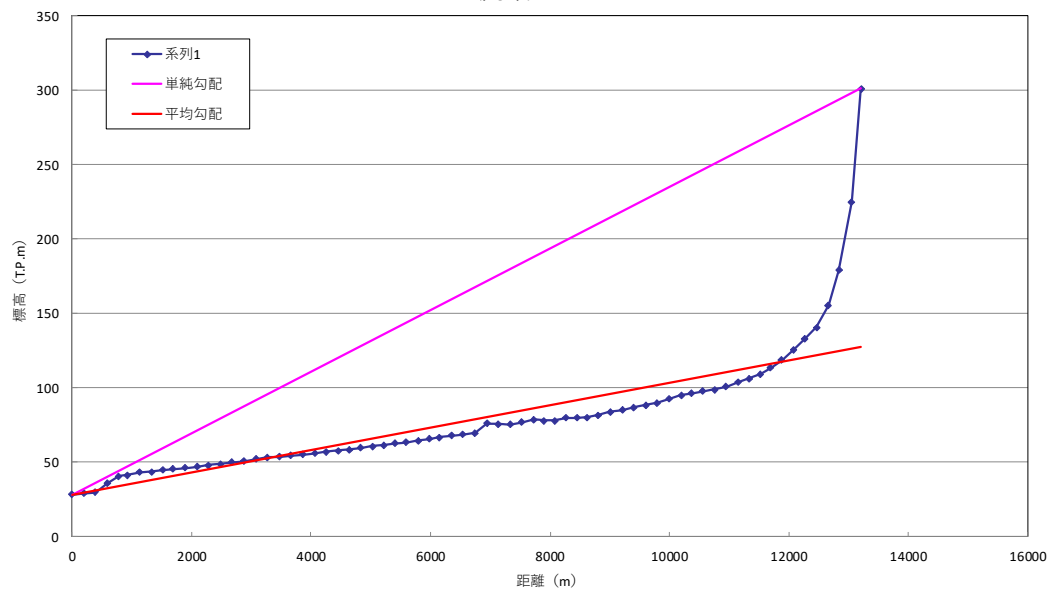


図 1-16 (17) 流域平均勾配の算定結果 (流域9-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	22
5401	303

勾配(l)= 0.0520

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	22
5401	128

勾配(l)= 0.0196

勾配(1/l)= 51

流域9-3

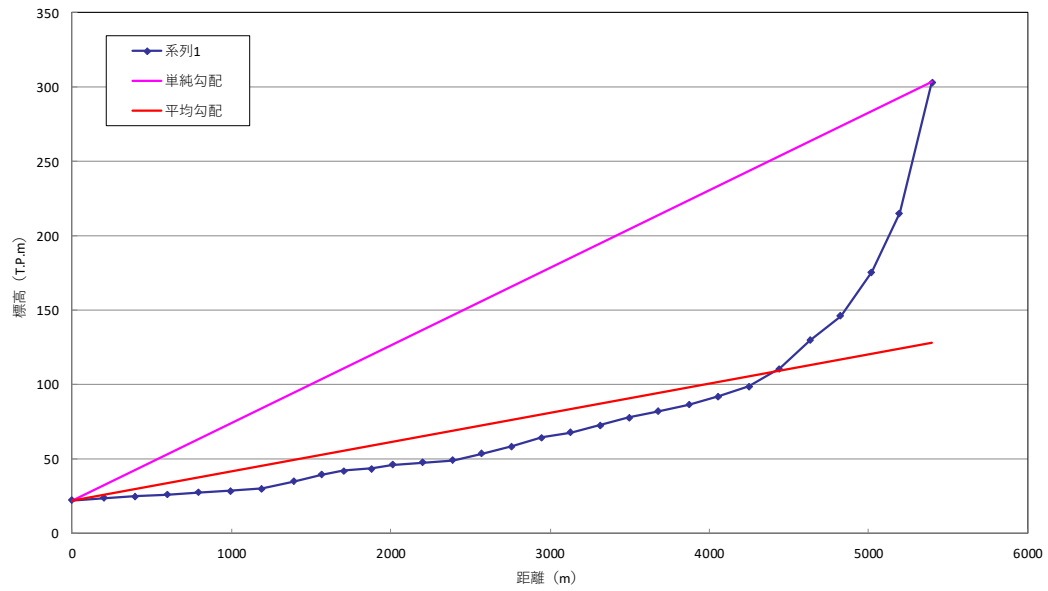


図 1-16 (18) 流域平均勾配の算定結果 (流域9-3)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	99
12715	459

勾配(I)= 0.0283

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	99
12715	235

勾配(I)= 0.0107

勾配(1/I)= 93

流域10-1

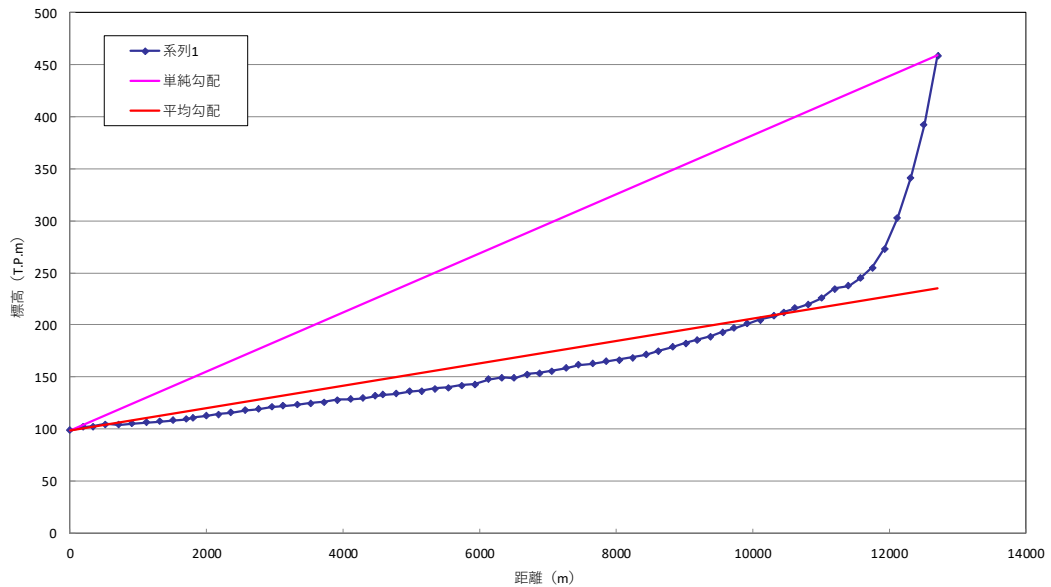


図 1-16 (19) 流域平均勾配の算定結果 (流域10-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	67
11900	476

勾配(I)= 0.0343

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	67
11900	253

勾配(I)= 0.0156

勾配(1/I)= 64

流域10-2

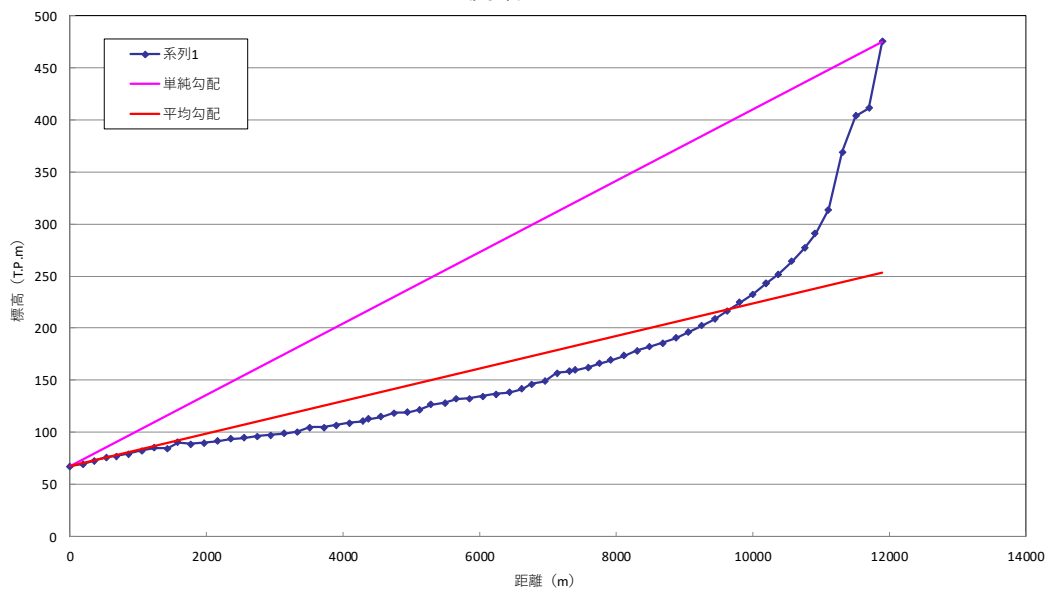


図 1-16 (20) 流域平均勾配の算定結果 (流域10-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	41
3244	248

勾配(I)= 0.0639

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	41
3244	145

勾配(I)= 0.0321
勾配(1/I)= 31

流域11-1

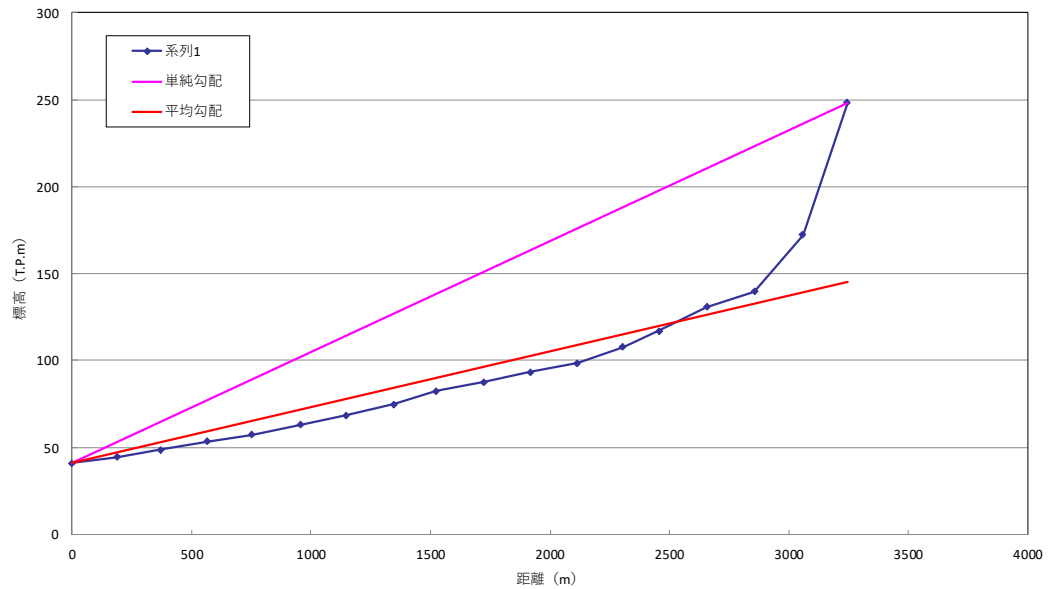


図 1-16 (21) 流域平均勾配の算定結果 (流域11-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	30
5429	347

勾配(I)= 0.0585

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	30
5429	166

勾配(I)= 0.0251
勾配(1/I)= 40

流域11-2

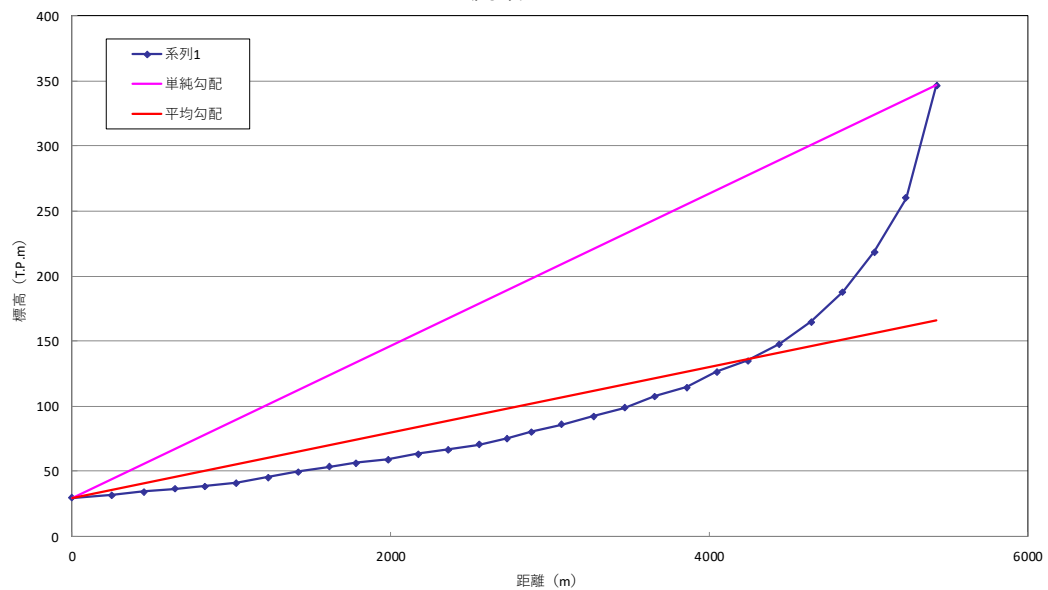


図 1-16 (22) 流域平均勾配の算定結果 (流域11-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	110
4738	273

勾配(I)= 0.0344

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	110
4738	184

勾配(I)= 0.0157
勾配(1/I)= 64

流域12-1

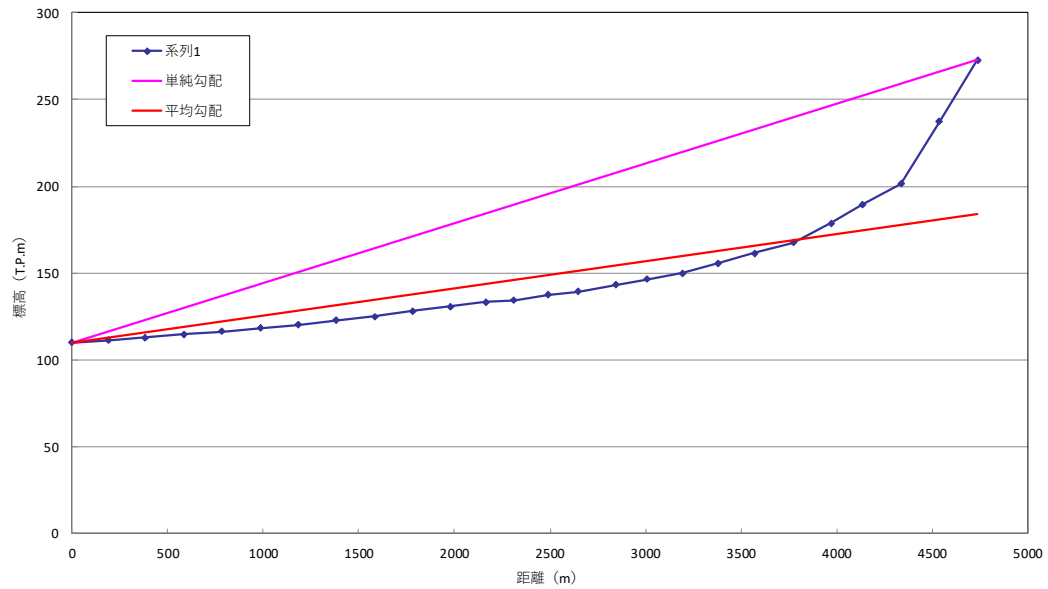


図 1-16 (23) 流域平均勾配の算定結果 (流域12-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	73
7971	90

勾配(I)= 0.0022

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	73
7971	92

勾配(I)= 0.0024
勾配(1/I)= 409

流域12-2

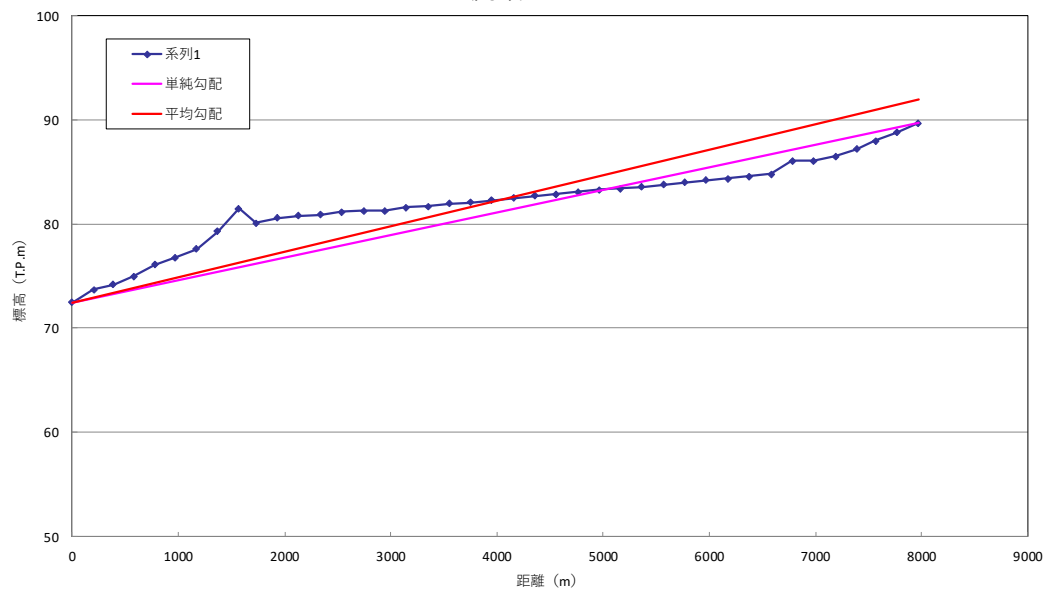


図 1-16 (24) 流域平均勾配の算定結果 (流域12-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	56
6860	293

勾配(I)= 0.0345

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	56
6860	173

勾配(I)= 0.0171

勾配(1/I)= 58

流域12-3

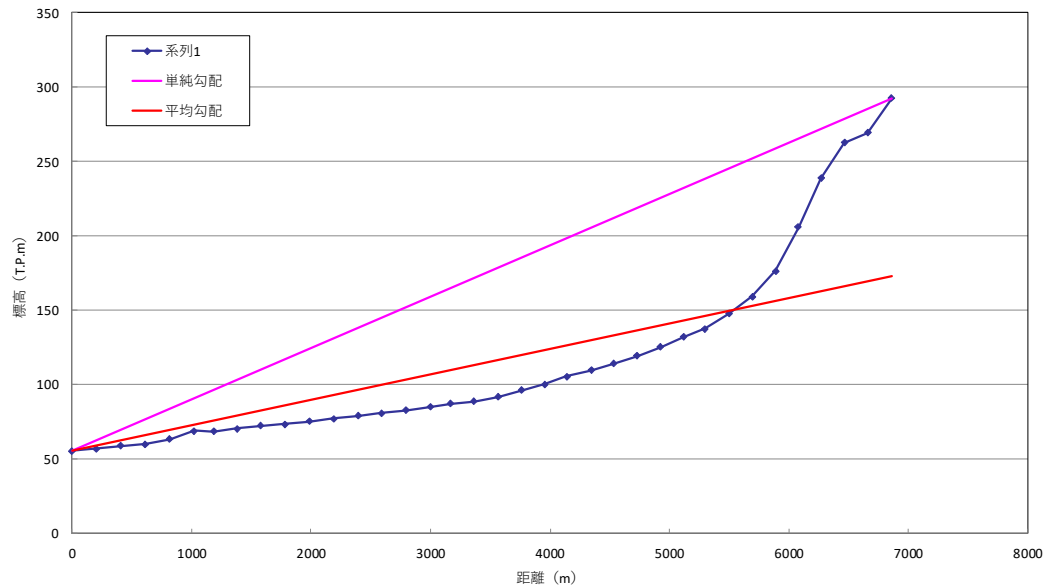


図 1-16 (25) 流域平均勾配の算定結果 (流域12-3)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	52
6507	379

勾配(I)= 0.0503

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	52
6507	181

勾配(I)= 0.0199

勾配(1/I)= 50

流域12-4

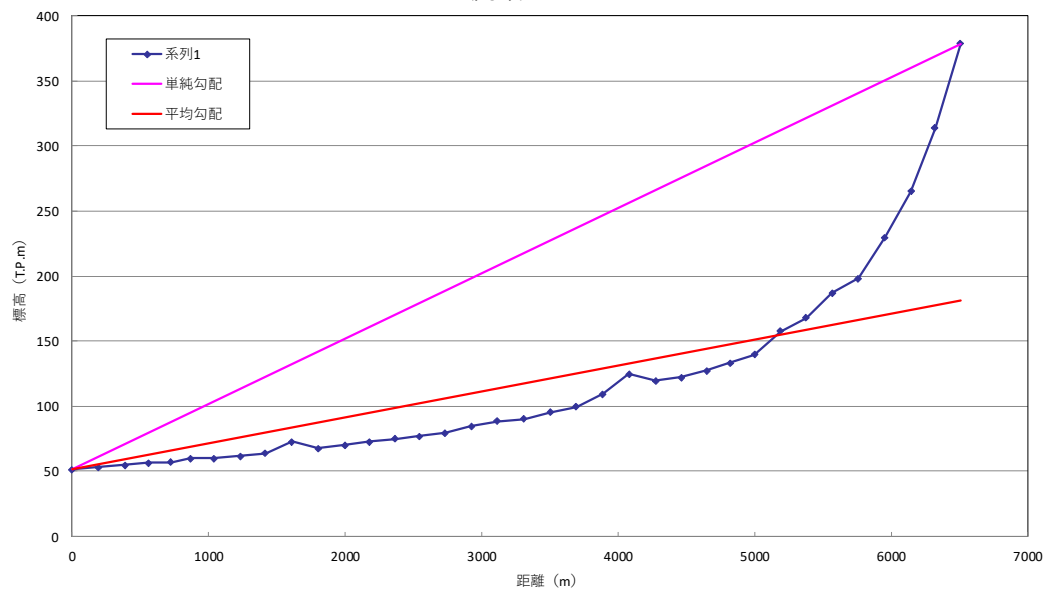


図 1-16 (26) 流域平均勾配の算定結果 (流域12-4)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	10
13392	261

勾配(I)= 0.0187

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	10
13392	102

勾配(I)= 0.0069

勾配(1/I)= 145

流域13-1

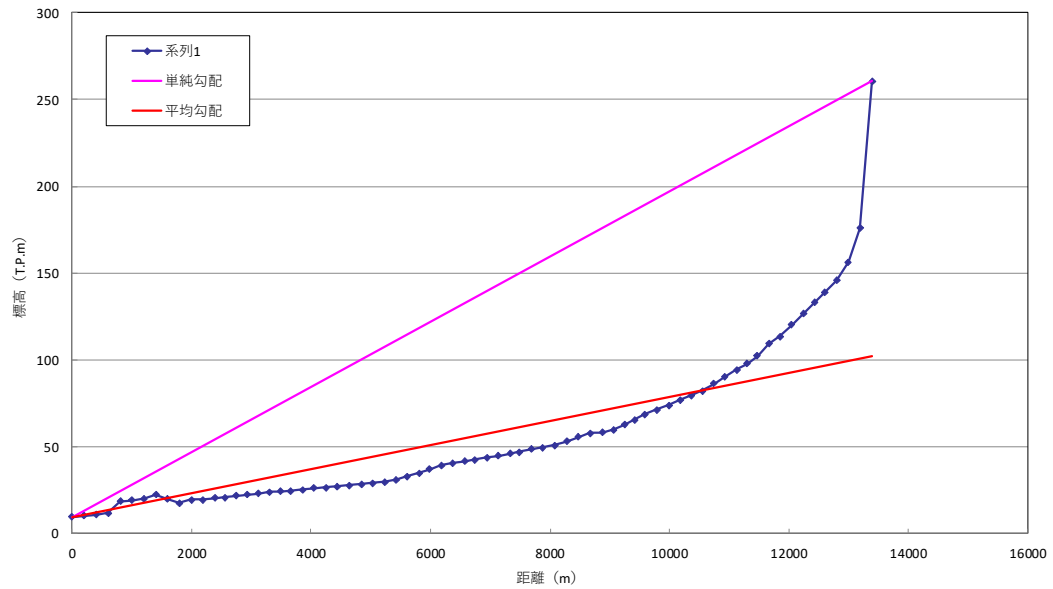


図 1-16 (27) 流域平均勾配の算定結果 (流域13-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	11
28542	359

勾配(I)= 0.0122

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	11
28542	189

勾配(I)= 0.0063

勾配(1/I)= 160

流域14-1

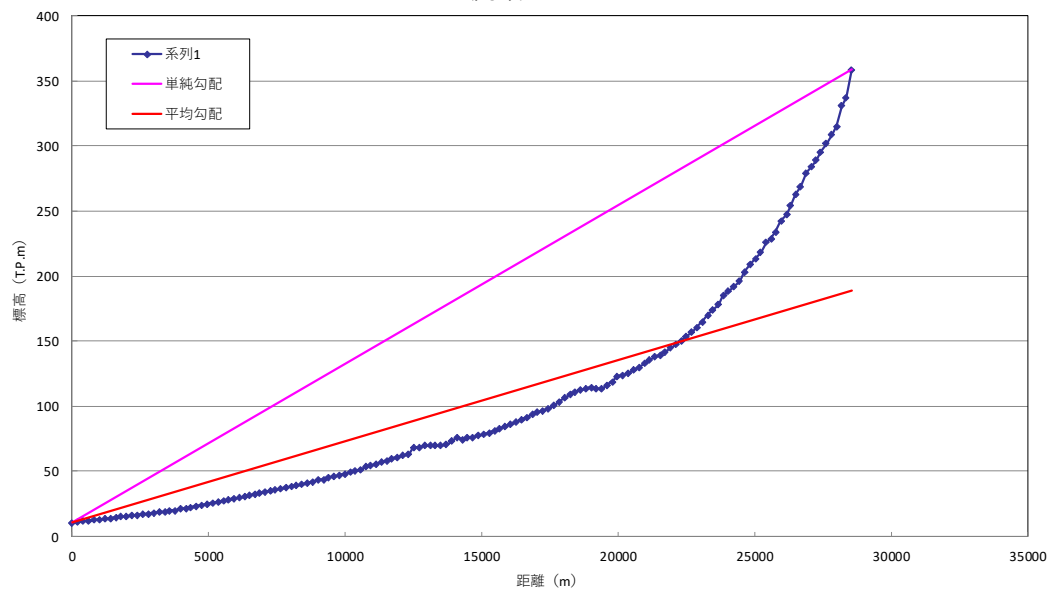


図 1-16 (28) 流域平均勾配の算定結果 (流域14-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	7
16197	575

勾配(I)= 0.0350

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	7
16197	298

勾配(I)= 0.0180

勾配(1/I)= 56

流域15-1

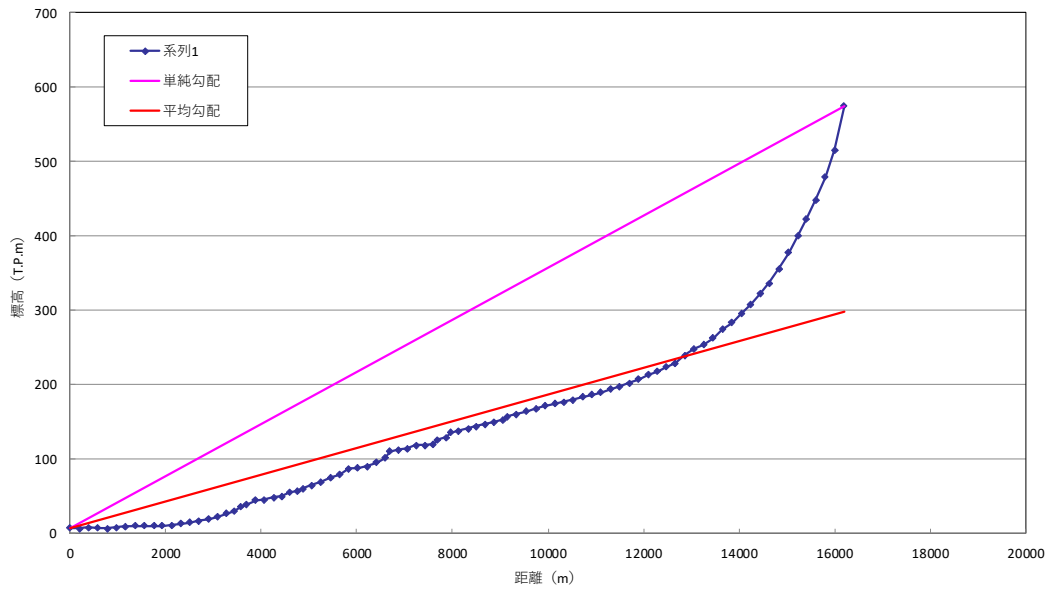


図 1-16 (29) 流域平均勾配の算定結果 (流域15-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	10
5118	453

勾配(I)= 0.0865

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	10
5118	207

勾配(I)= 0.0385

勾配(1/I)= 26

流域15-2

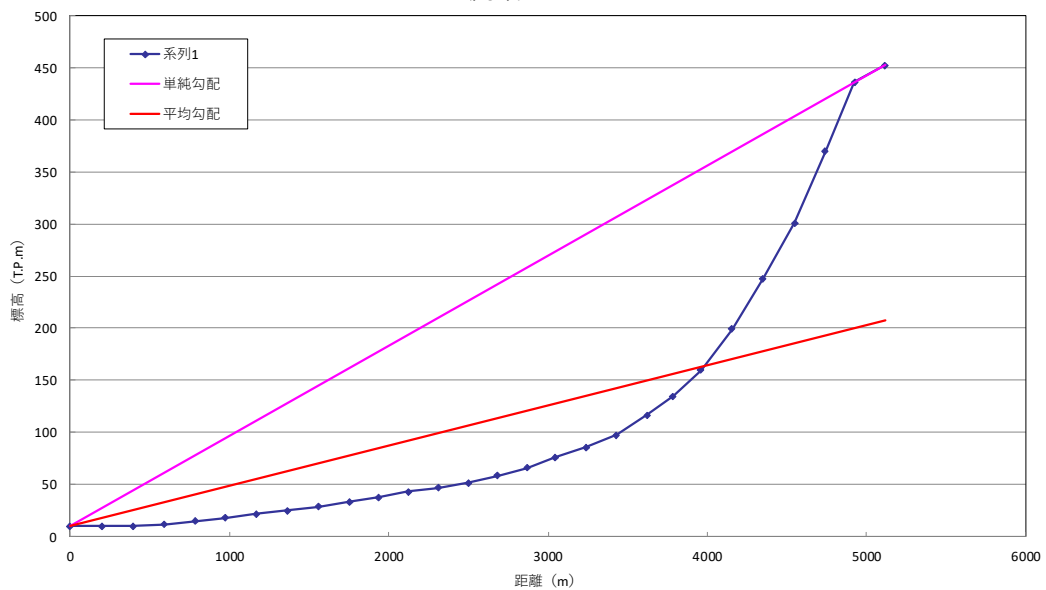


図 1-16 (30) 流域平均勾配の算定結果 (流域15-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	8
12859	228

勾配(I)= 0.0171

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	8
12859	105

勾配(I)= 0.0075

勾配(1/I)= 133

流域16-1

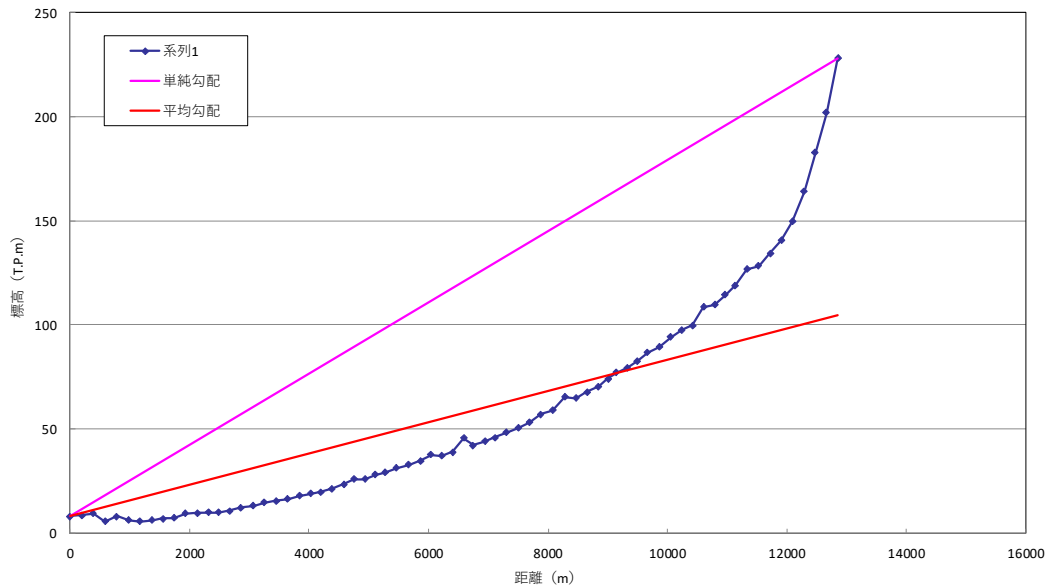


図 1-16 (31) 流域平均勾配の算定結果 (流域16-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	5
5374	251

勾配(I)= 0.0459

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	5
5374	129

勾配(I)= 0.0232

勾配(1/I)= 43

流域16-2

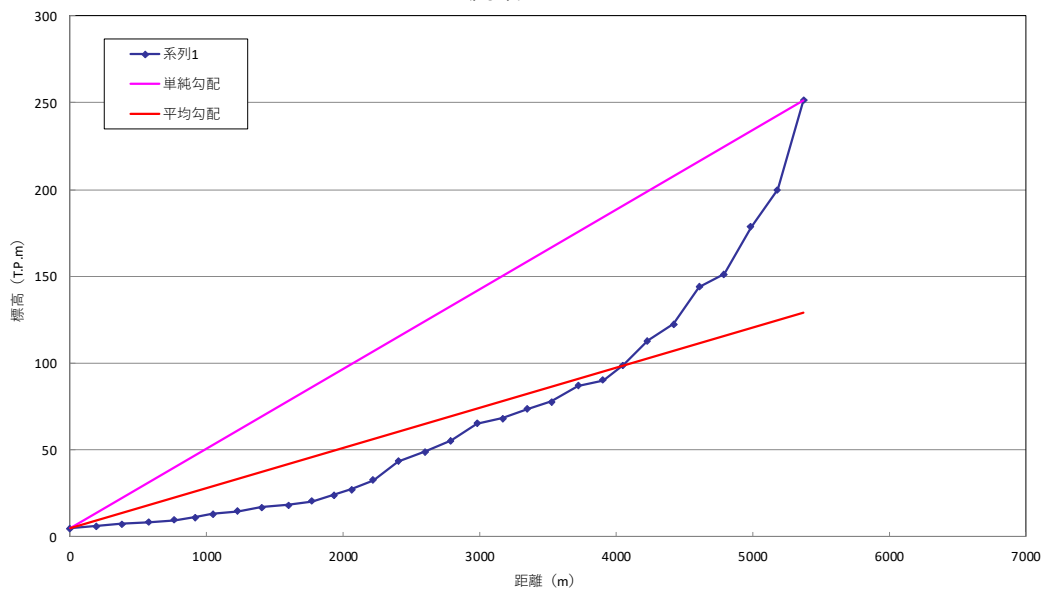


図 1-16 (32) 流域平均勾配の算定結果 (流域16-2)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	2
2380	282

勾配(I)= 0.1175

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	2
2380	120

勾配(I)= 0.0495

勾配(1/I)= 20

流域17-1

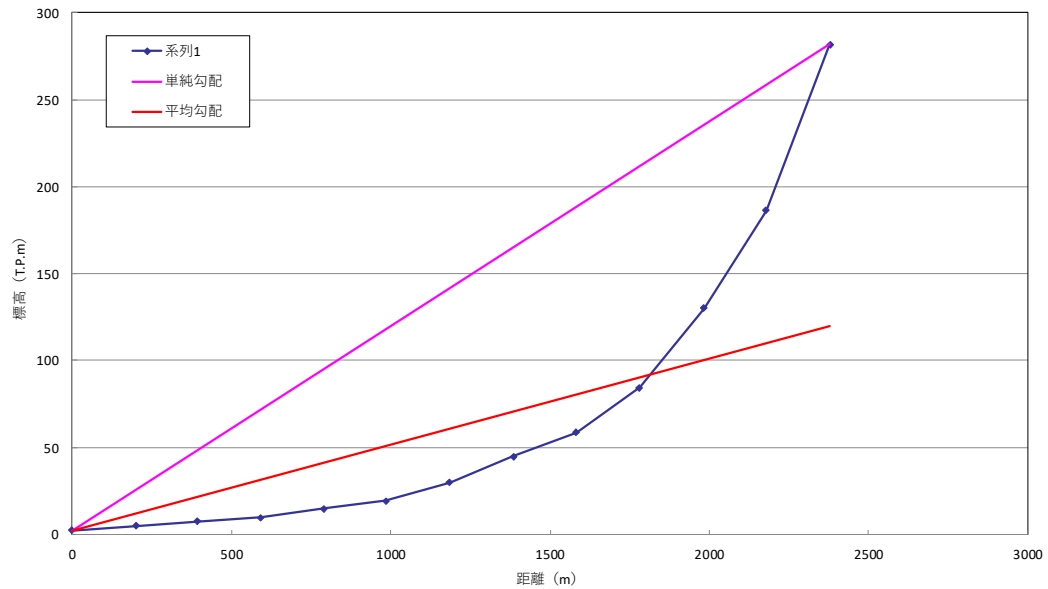


図 1-16 (33) 流域平均勾配の算定結果 (流域17-1)

単純平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	2
2783	262

勾配(I)= 0.0933

面積平均

延長 (m)	標高 (T.P.m)
0	2
2783	108

勾配(I)= 0.0380

勾配(1/I)= 26

流域17-2

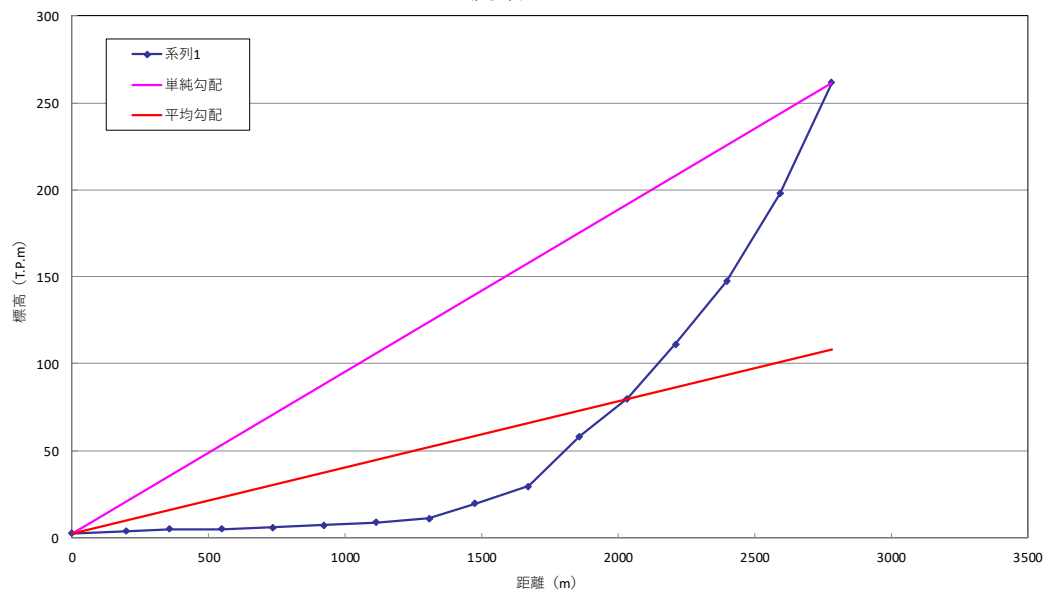


図 1-16 (34) 流域平均勾配の算定結果 (流域17-2)

表 1-11 土地利用状況別面積及び流域粗度Cの算定結果

流域名	流域面積 (km ²)	水面	山林	水田	原野・畑	宅地市街地			流域粗度C
		0.000	0.120	0.120	0.120	建物用地	道路	鉄道	
全流域	1882.0	0.1	1628.5	152.4	32.6	61.9	3.4	3.1	0.116

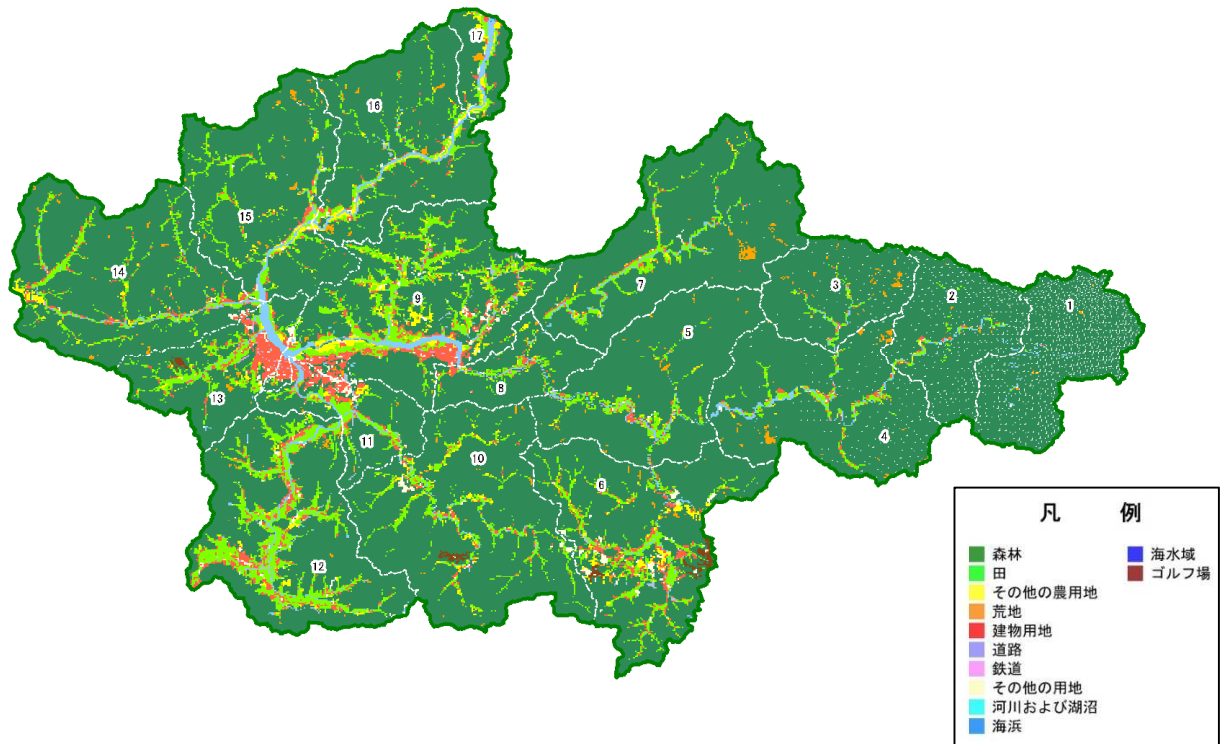


図 1-17 由良川流域土地利用図

表 1-12 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 ²)	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	
		0.000	0.120	0.120	0.120	0.012	0.012	0.012	
1	96.70	0.0	96.6	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.120
2	62.20	0.0	60.5	1.2	0.1	0.4	0.0	0.0	0.119
3	62.40	0.0	60.4	1.5	0.1	0.4	0.0	0.0	0.119
4	132.70	0.0	125.7	4.9	0.5	1.7	0.0	0.0	0.119
5	108.10	0.0	100.5	5.2	0.7	1.4	0.1	0.2	0.118
6	143.60	0.0	117.7	13.7	5.4	6.2	0.5	0.1	0.115
7	151.00	0.0	140.5	7.7	1.1	1.8	0.0	0.0	0.119
8	39.40	0.0	34.7	2.7	0.5	1.3	0.0	0.2	0.116
9	161.90	0.0	112.5	26.4	7.1	14.6	0.7	0.6	0.109
10	172.40	0.0	154.9	11.4	3.7	2.5	0.0	0.0	0.118
11	55.60	0.0	42.3	5.8	0.9	5.7	0.7	0.1	0.107
12	158.30	0.0	115.6	30.2	2.1	9.1	0.9	0.4	0.113
13	73.40	0.0	53.5	9.9	1.6	7.8	0.1	0.4	0.108
14	155.80	0.0	137.6	11.3	2.4	4.0	0.0	0.6	0.117
15	147.10	0.0	132.1	10.4	2.2	2.1	0.0	0.3	0.118
16	136.40	0.0	123.5	8.2	2.4	2.0	0.3	0.0	0.118
17	25.00	0.1	20.0	2.0	1.8	0.9	0.0	0.2	0.115

※土地利用別面積は、国土数値情報土地利用細分メッシュ（平成28年度）より整理

表 1-13 由良川流域における流域定数一覧表

流域 No	流域面積 A (km ²)	K	P	遅滞時間 T1 (分)	f1	f2	Rsa (mm)	備考
1	96.7	23.7	0.49	30	0.58	1.00	220	大野ダムの リザーブ定 数を適用
2	62.2	20.4	0.49	20	0.58	1.00	220	
3	62.4	17.7	0.49	20	0.58	1.00	220	
4	132.7	21.9	0.49	20	0.58	1.00	220	
5	108.1	25.1	0.37	20	0.71	1.00	140	堀上流域の リザーブ定 数を適用
6	143.6	36.0	0.37	40	0.71	1.00	140	
7	151.0	52.1	0.37	90	0.71	1.00	140	
8	39.4	13.5	0.37	10	0.71	1.00	140	
9	161.9	26.8	0.37	30	0.71	1.00	140	
10	172.4	27.6	0.37	30	0.74	1.00	200	
11	55.6	13.6	0.37	10	0.74	1.00	200	
12	158.3	21.1	0.37	20	0.74	1.00	200	
13	73.4	32.3	0.37	40	0.74	1.00	200	
14	155.8	46.4	0.37	80	0.74	1.00	200	
15	147.1	20.5	0.37	30	0.74	1.00	200	
16	136.4	23.7	0.37	20	0.74	1.00	200	
17	25.0	10.8	0.37	10	0.74	1.00	200	

(2) 河道定数の設定

河道定数 K 、 P は、由良川流域における小流域間に設定されたA河道～D河道において、任意の流量 Q に対応する貯留量 S との関係から算出した。

貯留効果が大きいと思われる区間においては、不等流計算によって河道の S - Q 関係を求め、 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。

表 1-14 対象河道一覧

河道No.	河川名	河道区間	河道延長 (km)
A	由良川	佐々里川合流点～棚野川合流点	17.7
B	由良川	棚野川合流点～大野ダム	19.1
C	由良川	大野ダム～立木地先	16.6
D	由良川	立木地先～綾部	9.0
E	由良川	綾部～土師川合流点	15.0
H Z	土師川	竹田川合流点～友渕川合流点	16.9
T A	竹田川	土師川合流点～19.5km上流まで	19.5
F	土師川	本川合流点～竹田川合流点	7.1
G	由良川	土師川合流点～天津上	5.0
H D	由良川	天津上(32.0k)～花倉川合流点(29.0k)	3.0
H	由良川	花倉川合流点(29.0k)～波美(24.2k)	4.8
I	由良川	波美(24.2k)～大川橋(8.0k)	16.2
J	由良川	大川橋(8.0k)～河口(0.0k)	8.0

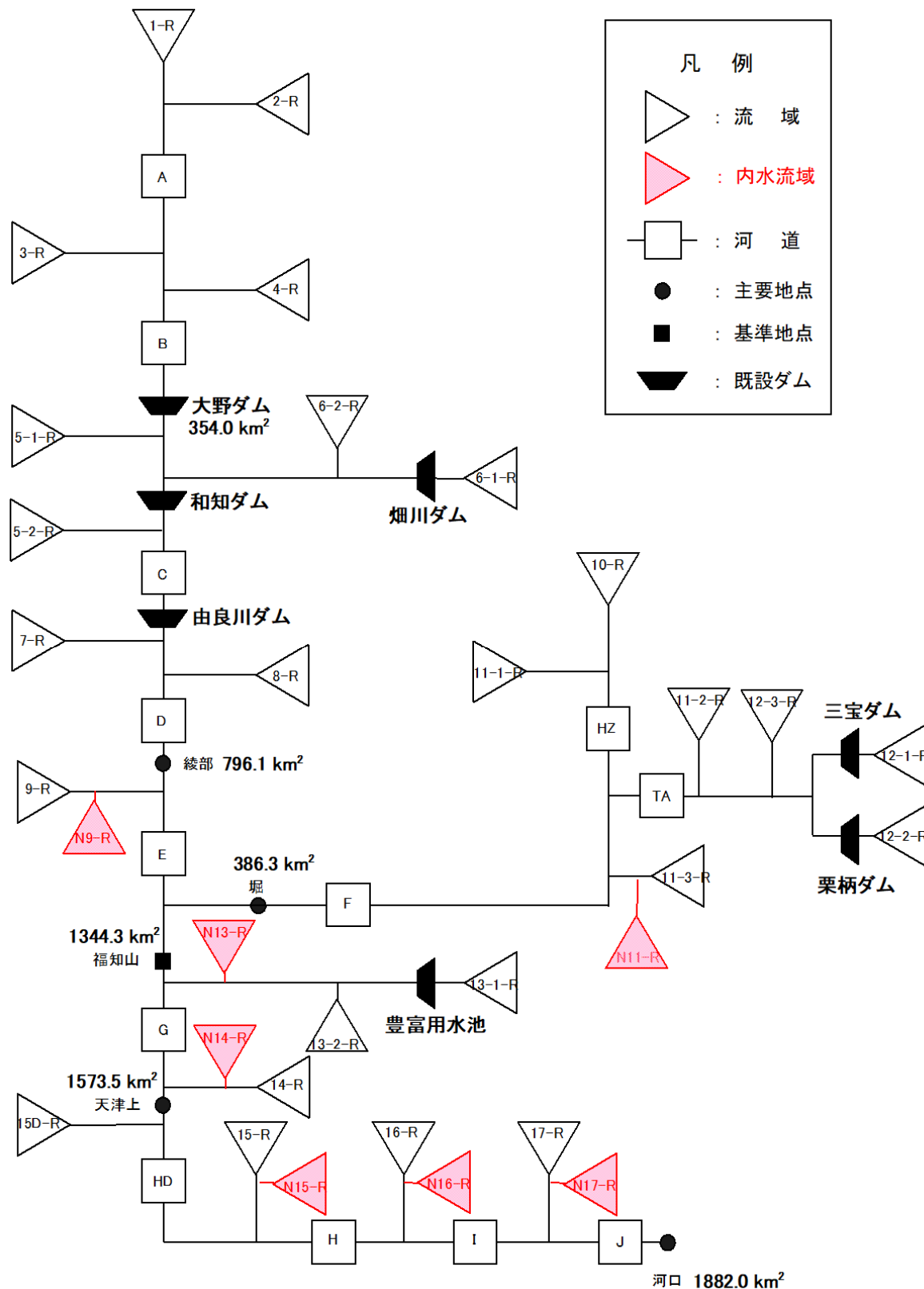


図 1-18 流出解析モデル図

1) *K*、*P*の設定

表 1-14に示す河道A～河道Jについて、次に示す2つの対象河道に適用する河道定数（*K*、*P*）を設定する。

①検証用河道（現況河道）

モデル検証用の定数として設定。

②計画河道（現河川整備基本方針河道）

基本高水のピーク流量等算定用の定数として設定。

各河道において不等流計算を実施し、*S-Q*関係を整理した結果は表 1-15、図 1-19に示すとおりであり、*S-Q*関係から*K*、*P*を設定した結果は表 1-16に示すとおりである。

表 1-15 (1) *S-Q*関係一覧表（由良川：現況河道）

河川名	河道 No	河道区間	① 流量(m³/s)	② 貯留量 (m3/s)	河川名	河道 No	河道区間	① 流量(m³/s)	② 貯留量 (m3/s)
由良川	A	佐々里川合流点 ～ 棚野川合流点	1,000	921	土師川	F	本川合流点 ～ 竹田川合流点	400	396
			2,000	1,396				800	625
			3,000	1,781				1,200	817
			4,000	2,116				1,600	987
			5,000	2,420				2,000	1,143
			6,000	2,699				2,400	1,289
			7,000	2,961				2,800	1,426
			8,000	3,208				3,200	1,557
由良川	B	棚野川合流点 ～ 大野ダム	1,000	1,047	由良川	G	土師川合流点 ～ 天津上	1,000	871
			2,000	1,588				2,000	1,452
			3,000	2,025				3,000	1,959
			4,000	2,406				4,000	2,422
			5,000	2,751				5,000	2,856
			6,000	3,069				6,000	3,267
			7,000	3,366				7,000	3,661
			8,000	3,647				8,000	4,040
由良川	C	大野ダム ～ 立木地先	1,000	1,744	由良川	HD	天津上(32.0k) ～ 花倉川合流点 (29.0k)	1,000	457
			2,000	2,492				2,000	721
			3,000	3,071				3,000	941
			4,000	3,561				4,000	1,137
			5,000	3,995				5,000	1,317
			6,000	4,388				6,000	1,484
			7,000	4,751				7,000	1,643
			8,000	5,089				8,000	1,793
由良川	D	立木地先 ～ 綾部	1,000	584	由良川	H	花倉川合流点 (29.0k) ～ 波美(24.2k)	1,000	689
			2,000	938				2,000	1,158
			3,000	1,237				3,000	1,568
			4,000	1,505				4,000	1,944
			5,000	1,753				5,000	2,297
			6,000	1,986				6,000	2,633
			7,000	2,206				7,000	2,955
			8,000	2,417				8,000	3,265
由良川	E	綾部 ～ 土師川合流点	1,000	1,836	由良川	I	波美(24.2k) ～ 大川橋(8.0k)	1,000	2,729
			2,000	2,827				2,000	3,524
			3,000	3,640				3,000	4,093
			4,000	4,354				4,000	4,551
			5,000	5,003				5,000	4,942
			6,000	5,605				6,000	5,286
			7,000	6,170				7,000	5,595
			8,000	6,705				8,000	5,878
土師川	HZ	竹田川合流点 ～ 友瀬川合流点	400	681	由良川	J	大川橋(8.0k) ～ 河口(0.0k)	1,000	2,627
			800	1,082				2,000	2,794
			1,200	1,420				3,000	2,896
			1,600	1,721				4,000	2,971
			2,000	1,998				5,000	3,031
			2,400	2,257				6,000	3,080
			2,800	2,503				7,000	3,123
			3,200	2,736				8,000	3,160
竹田川	TA	土師川合流点 ～ 19.5km上流まで	400	1,746					
			800	2,693					
			1,200	3,470					
			1,600	4,153					
			2,000	4,775					
			2,400	5,351					
			2,800	5,892					
			3,200	6,405					

表 1-15 (2) S-Q関係一覧表 (由良川：計画河道)

河川名	河道 No	河道区間	① 流量(m ³ /s)	② 貯留量 (m3/s)	河川名	河道 No	河道区間	① 流量(m ³ /s)	② 貯留量 (m3/s)
由良川	A	佐々里川合流点 ～ 棚野川合流点	1,000	921	土師川	F	本川合流点 ～ 竹田川合流点	400	396
			2,000	1,396				800	623
			3,000	1,781				1,200	813
			4,000	2,116				1,600	978
			5,000	2,420				2,000	1,134
			6,000	2,699				2,400	1,283
			7,000	2,961				2,800	1,425
			8,000	3,208				3,200	1,557
由良川	B	棚野川合流点 ～ 大野ダム	1,000	1,047	由良川	G	土師川合流点 ～ 天津上	1,000	707
			2,000	1,588				2,000	1,071
			3,000	2,025				3,000	1,366
			4,000	2,406				4,000	1,624
			5,000	2,751				5,000	1,856
			6,000	3,069				6,000	2,071
			7,000	3,366				7,000	2,271
			8,000	3,647				8,000	2,461
由良川	C	大野ダム ～ 立木地先	1,000	1,764	由良川	HD	天津上(32.0k) ～ 花倉川合流点 (29.0k)	1,000	618
			2,000	2,464				2,000	937
			3,000	3,046				3,000	1,195
			4,000	3,537				4,000	1,421
			5,000	3,978				5,000	1,624
			6,000	4,384				6,000	1,812
			7,000	4,766				7,000	1,987
			8,000	5,128				8,000	2,153
由良川	D	立木地先 ～ 綾部	1,000	584	由良川	H	花倉川合流点 (29.0k) ～ 波美(24.2k)	1,000	997
			2,000	935				2,000	1,511
			3,000	1,224				3,000	1,927
			4,000	1,490				4,000	2,290
			5,000	1,743				5,000	2,618
			6,000	1,978				6,000	2,921
			7,000	2,200				7,000	3,204
			8,000	2,415				8,000	3,471
由良川	E	綾部 ～ 土師川合流点	1,000	1,830	由良川	I	波美(24.2k) ～ 大川橋(8.0k)	1,000	3,167
			2,000	2,773				2,000	4,801
			3,000	3,537				3,000	6,123
			4,000	4,204				4,000	7,277
			5,000	4,806				5,000	8,319
			6,000	5,362				6,000	9,281
			7,000	5,881				7,000	10,180
			8,000	6,372				8,000	11,030
土師川	HZ	竹田川合流点 ～ 友測川合流点	400	676	由良川	J	大川橋(8.0k) ～ 河口(0.0k)	1,000	1,741
			800	1,082				2,000	2,640
			1,200	1,421				3,000	3,367
			1,600	1,716				4,000	4,001
			2,000	1,990				5,000	4,574
			2,400	2,245				6,000	5,103
			2,800	2,488				7,000	5,597
			3,200	2,724				8,000	6,064
竹田川	TA	土師川合流点 ～ 19.5km上流まで	400	1,746					
			800	2,693					
			1,200	3,470					
			1,600	4,153					
			2,000	4,775					
			2,400	5,351					
			2,800	5,892					
			3,200	6,405					

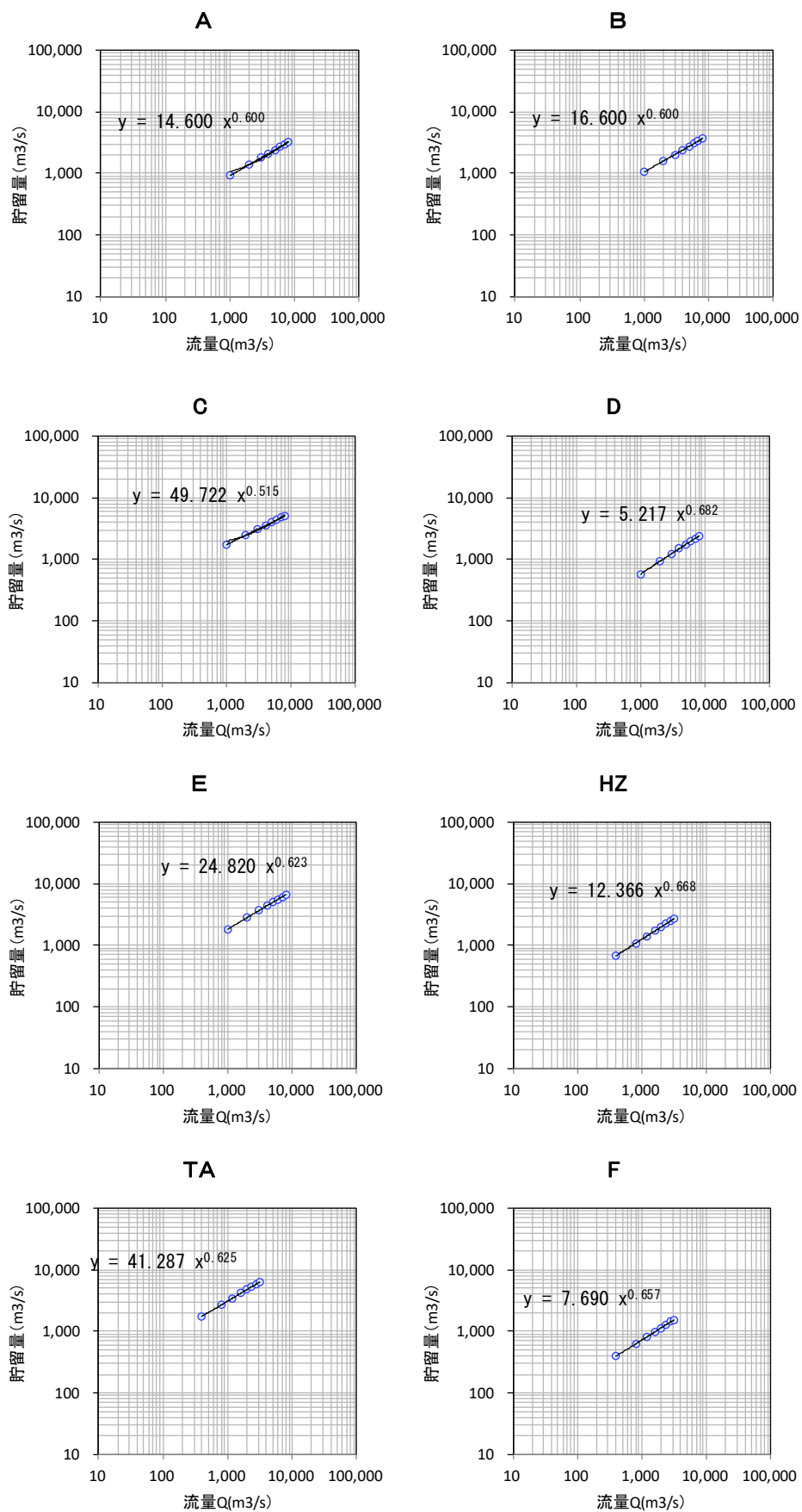


図 1-19 (1) S-Q関係図 (由良川：現況河道)

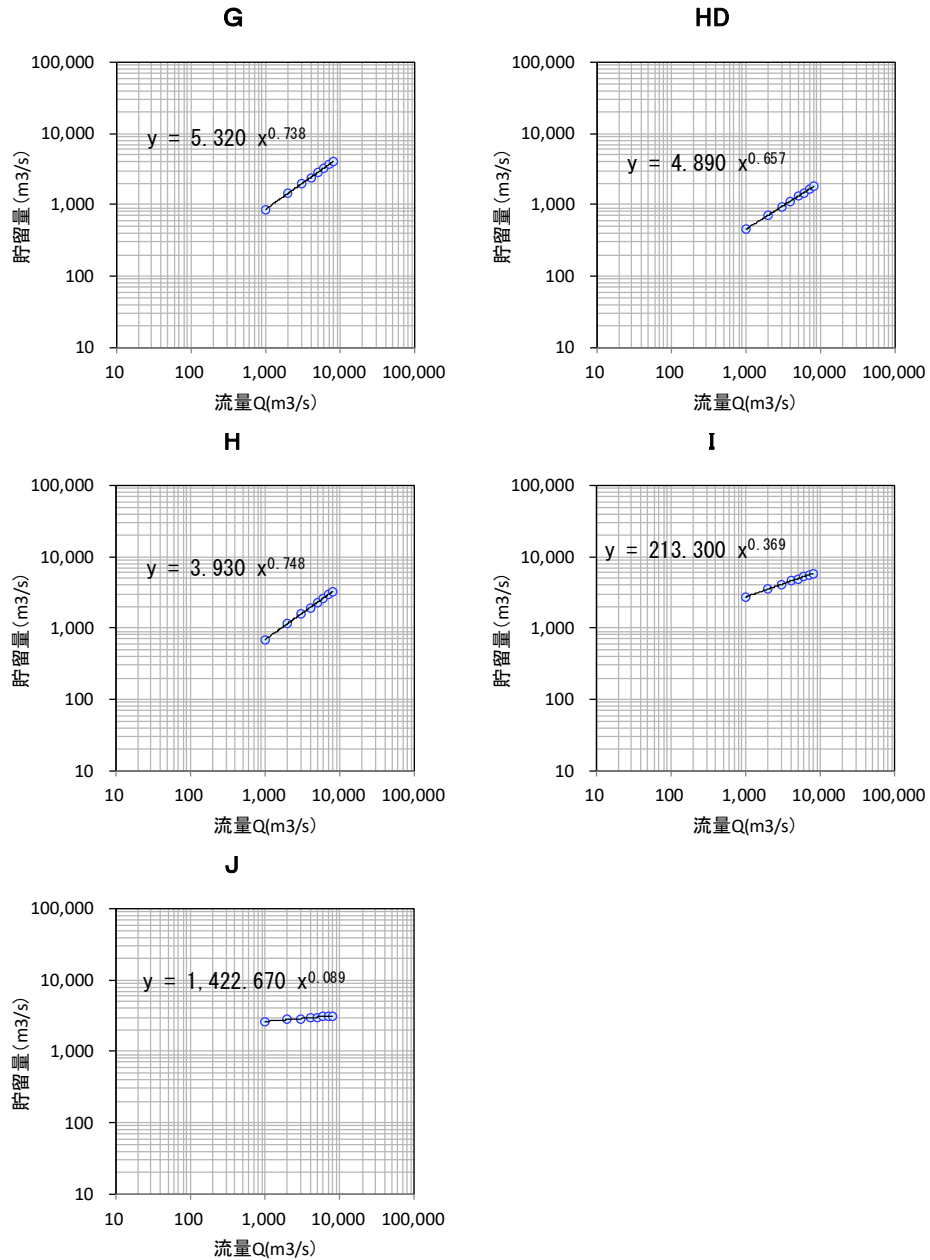


図 1-19 (2) S-Q関係図 (由良川：現況河道)

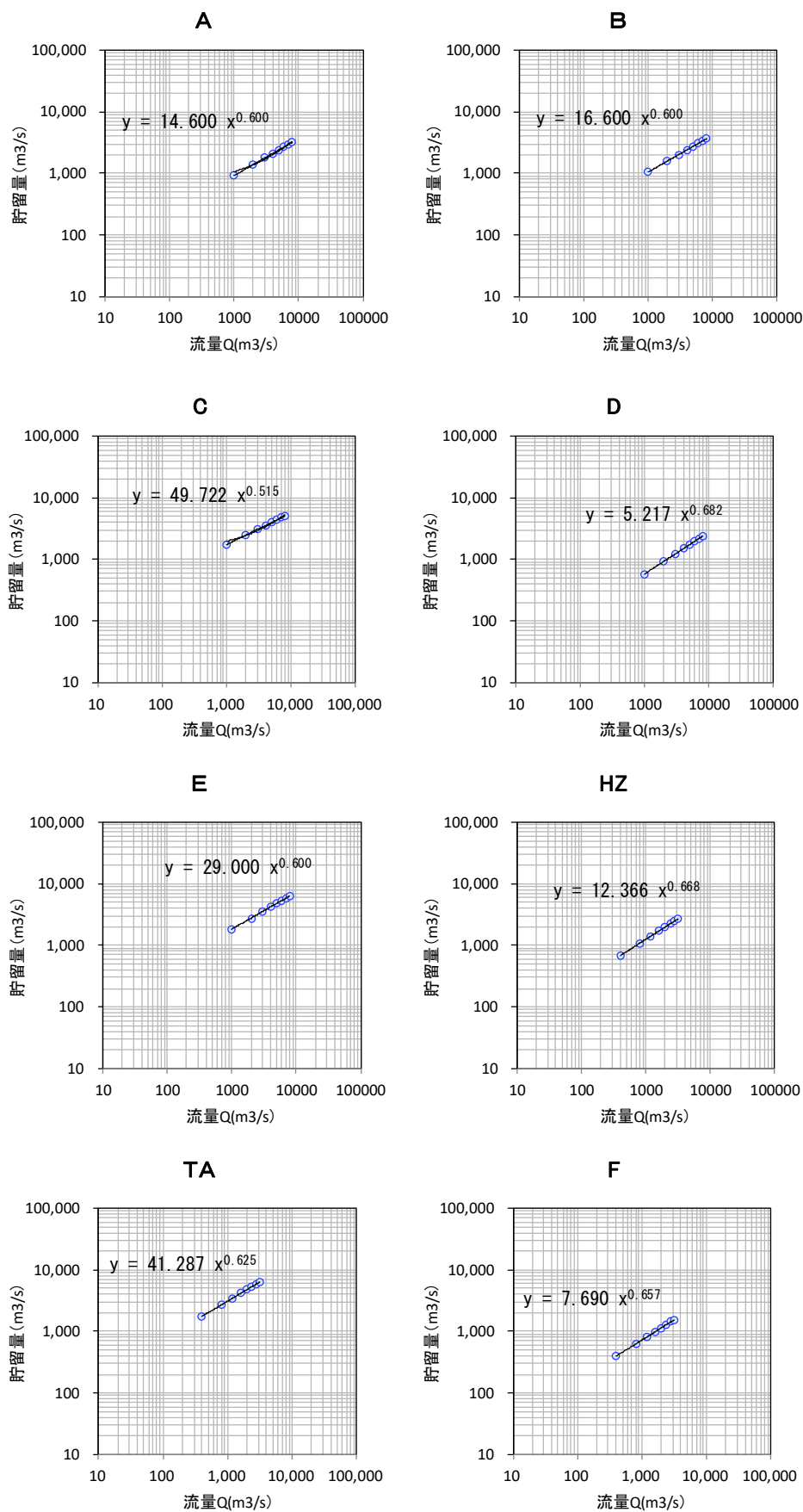


図 1-19 (3) S-Q関係図 (由良川：計画河道)

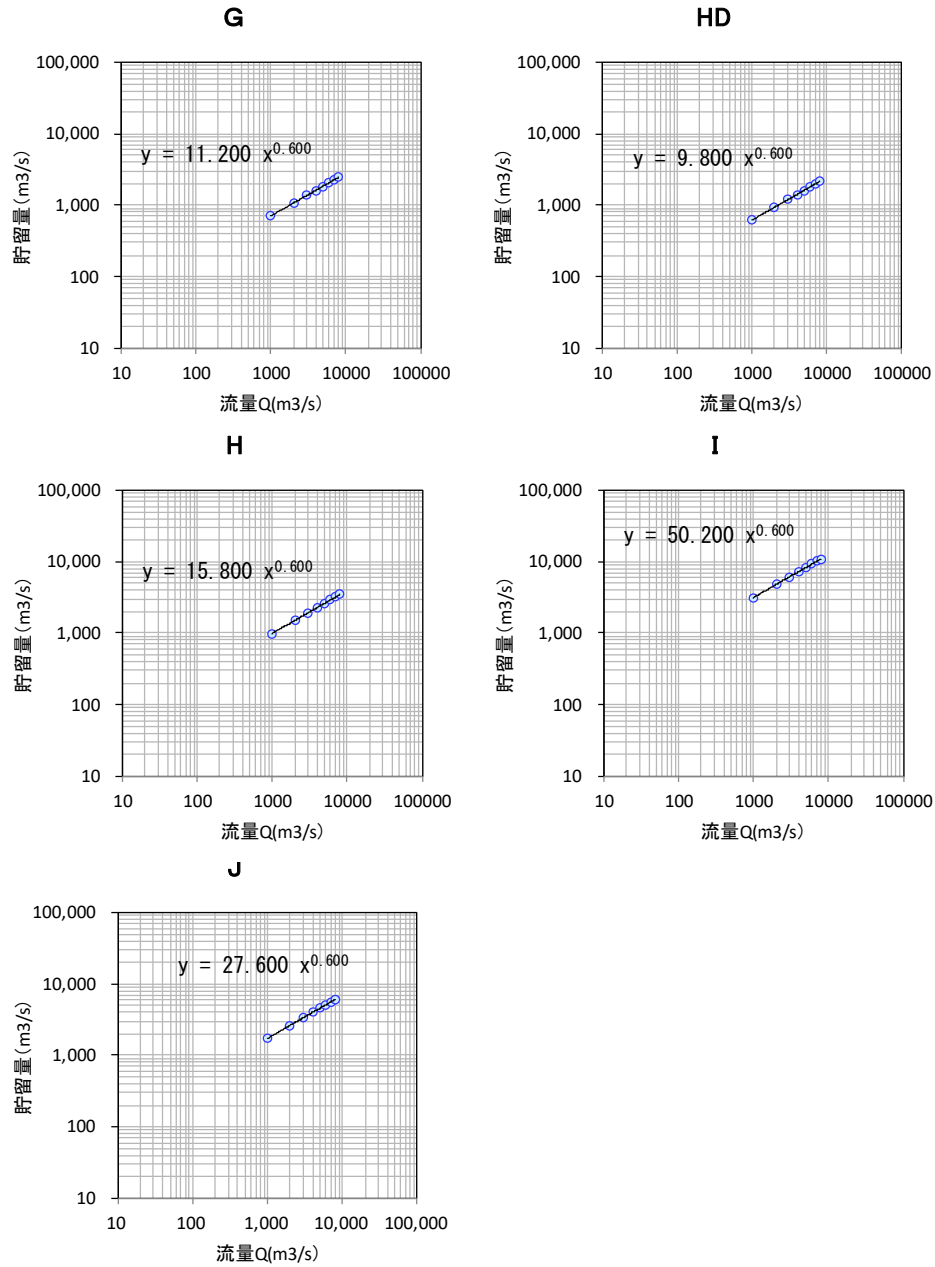


図 1-19 (4) S - Q 関係図 (由良川：計画河道)

表 1-16 (1) 河道定数K、P設定結果（現況河道）

河道No.	河川名	河道区間	河道延長 (km)	平均川幅 (m)	勾配	河道モデル定数	
						K	P
A	由良川	佐々里川合流点～棚野川合流点	17.7	35	1/207	14.600	0.600
B	由良川	棚野川合流点～大野ダム	19.1	40	1/320	16.600	0.600
C	由良川	大野ダム～立木地先	16.6	50	1/313	49.722	0.515
D	由良川	立木地先～綾部	9.0	50	1/386	5.217	0.683
E	由良川	綾部～土師川合流点	15.0	100	1/641	24.820	0.623
H Z	土師川	竹田川合流点～友淵川合流点	16.9	30	1/290	12.366	0.669
T A	竹田川	土師川合流点～19.5km上流まで	19.5	60	1/270	41.287	0.625
F	土師川	本川合流点～竹田川合流点	7.1	80	1/189	7.690	0.658
G	由良川	土師川合流点～天津上	5.0	130	1/1,099	5.320	0.738
H D	由良川	天津上(32.0k)～花倉川合流点(29.0k)	3.0	120	1/1,493	4.890	0.657
H	由良川	花倉川合流点(29.0k)～波美(24.2k)	4.8	120	1/1,493	3.930	0.748
I	由良川	波美(24.2k)～大川橋(8.0k)	16.2	120	1/2,632	213.300	0.369
J	由良川	大川橋(8.0k)～河口(0.0k)	8.0	140	1/5,882	1422.670	0.089

表 1-16 (2) 河道定数K、P設定結果（計画河道）

河道No.	河川名	河道区間	河道延長 (km)	平均川幅 (m)	勾配	河道モデル定数	
						K	P
A	由良川	佐々里川合流点～棚野川合流点	17.7	35	1/207	14.600	0.600
B	由良川	棚野川合流点～大野ダム	19.1	40	1/320	16.600	0.600
C	由良川	大野ダム～立木地先	16.6	50	1/313	49.722	0.515
D	由良川	立木地先～綾部	9.0	50	1/386	5.217	0.683
E	由良川	綾部～土師川合流点	15.0	100	1/641	29.000	0.600
H Z	土師川	竹田川合流点～友淵川合流点	16.9	30	1/290	12.366	0.669
T A	竹田川	土師川合流点～19.5km上流まで	19.5	60	1/270	41.287	0.625
F	土師川	本川合流点～竹田川合流点	7.1	80	1/189	7.690	0.658
G	由良川	土師川合流点～天津上	5.0	130	1/1,099	11.200	0.600
H D	由良川	天津上(32.0k)～花倉川合流点(29.0k)	3.0	120	1/1,493	9.800	0.600
H	由良川	花倉川合流点(29.0k)～波美(24.2k)	4.8	120	1/1,493	15.800	0.600
I	由良川	波美(24.2k)～大川橋(8.0k)	16.2	120	1/2,632	50.200	0.600
J	由良川	大川橋(8.0k)～河口(0.0k)	8.0	140	1/5,882	27.600	0.600

2) 河道定数 Tl の設定

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。考え方は次のとおりである。(参考文献: 水文研究資料貯留関数法 工学博士 木村俊晃^{きむらとしあき}河鍋書店^{かわなべ})

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。

$$\varphi_S = K_S \cdot Q^{-0.4} \quad (\text{式 1-14})$$

$$K_S = 0.185n^{0.6} \cdot L \cdot b^{0.4} \cdot I^{-0.3} \quad (\text{式 1-15})$$

ここに、

Q : 流量【 m^3/s 】

n : 粗度係数

L : 流路延長【 km 】

b : 河幅【 m 】(河道の断面を長方形として仮定)

I : 勾配

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

$$\varphi_S = \varphi + Tl \quad (\text{式 1-16})$$

ここに、 Tl : 河道の遅滞時間

ここで、次のような仮定を行う。

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。

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

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 1-20のとおりであり、 Q_{min} に対応する点で交わる。

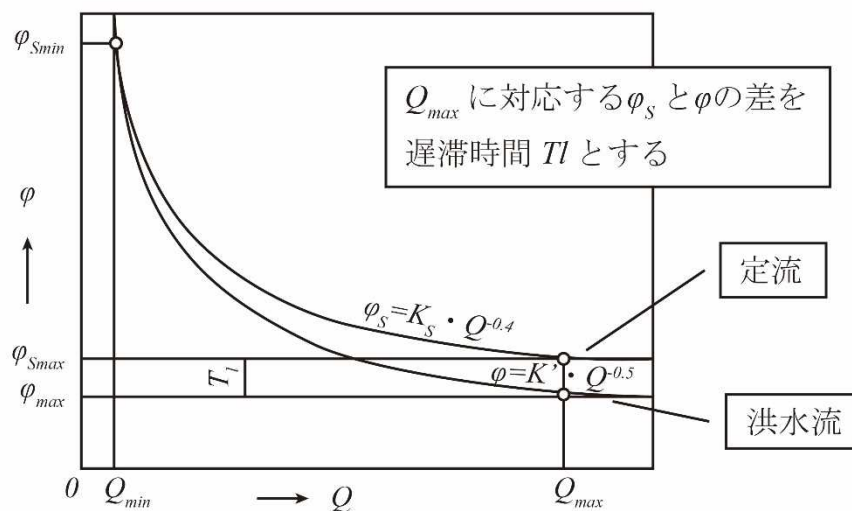


図 1-20 定流の貯留関数 φ_S と洪水流の貯留関数 φ の関係

木村は、遅滞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^{きぬがわ}の洪水解析で下記の理由から前頁のような仮定を行う方法を採用した。

- ・ 経験的に貯留関数について求めた P に相当する指数は、 $0.4 \sim 0.5$ （平均 0.45 程度）であることが判っているので、 φ は Q の -0.55 乗程度に比例するのが妥当。これを -0.5 乗と近似。
- ・ Q_{min} を大きく変えても図 1-20の関係は変わらない。
- ・ Q_{max} を大きく変えても TI の値はほとんど変わらない。

由良川における遅滞時間の推定も同様の手法を用いるものとした。

由良川では、 Q_{min} を福知山地点（ $1,344.3\text{km}^2$ ）における平均低水流量程度（昭和29年（1954年）－平成30年（2018年）： $=21.2\text{m}^3/\text{s}$ ）とし、 Q_{max} を昭和28年（1953年）9月洪水時の福知山地点ピーク流量（ $6,500\text{m}^3/\text{s}$ ）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 TI 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、由良川では不等流計算の河積 A /径深 R により各断面における河幅を求め、河道モデル区間での平均値を河道モデルの河幅とした。

河道の遅滞時間 TI を設定した結果を表 1-17に示す。

表 1-17 遅れ時間 T_l の設定結果

河道No.	河川名 河道区間		河道延長 (km)	平均川幅 (m)	勾配	粗度係数 n	流域面積 (km ²)	定流	洪水流	定流			洪水流			Tl (分)
								Qmin (m ³ /s)	Qmax (m ³ /s)	Ks	ϕ s (min)	ϕ s (max)	K'	ϕ (min)	ϕ (max)	
A	由良川	佐々里川合流点～棚野川合流点	17.7	35	1/207	0.035	158.9	3	768	9.00	6.14	0.63	9.90	6.14	0.36	20
B	由良川	棚野川合流点～大野ダム	19.1	40	1/320	0.035	354.0	6	1,712	11.67	5.78	0.59	13.91	5.78	0.34	20
C	由良川	大野ダム～立木地先	16.6	50	1/313	0.035	605.7	10	2,929	11.01	4.40	0.45	13.85	4.40	0.26	20
D	由良川	立木地先～綾部	9.0	50	1/386	0.035	796.1	13	3,849	6.36	2.28	0.23	8.22	2.28	0.13	10
E	由良川	綾部～土師川合流点	15.0	100	1/641	0.038	958.0	16	4,632	17.11	5.69	0.58	22.53	5.69	0.33	20
H Z	土師川	竹田川合流点～友測川合流点	16.9	30	1/290	0.040	228.0	4	1,102	9.68	5.72	0.59	11.04	5.72	0.33	20
T A	竹田川	土師川合流点～19.5km上流まで	19.5	60	1/270	0.040	158.3	3	765	14.42	9.86	1.01	15.87	9.86	0.57	30
F	土師川	本川合流点～竹田川合流点	7.1	80	1/189	0.030	386.3	6	1,868	4.46	2.13	0.22	5.36	2.13	0.12	10
G	由良川	土師川合流点～天津上	5.0	130	1/1,099	0.033	1,417.7	23	6,855	6.84	1.95	0.20	9.37	1.95	0.11	10
H D	由良川	天津上(32.0k)～花倉川合流点(29.0k)	3.0	120	1/1,493	0.030	1,595.1	26	7,713	4.12	1.12	0.11	5.70	1.12	0.06	10
H	由良川	花倉川合流点(29.0k)～波美(24.2k)	4.8	120	1/1,493	0.030	1,720.6	28	8,319	6.59	1.73	0.18	9.19	1.73	0.10	10
I	由良川	波美(24.2k)～大川橋(8.0k)	16.2	120	1/2,632	0.029	1,857.0	30	8,979	25.82	6.59	0.68	36.32	6.59	0.38	20
J	由良川	大川橋(8.0k)～河口(0.0k)	8.0	140	1/5,882	0.026	1,882.0	31	9,100	16.16	4.10	0.42	22.77	4.10	0.24	20

注1) 最小流量は、基準地点福知山における平均低水流量 (S29-H30 : 21.20m³/s) を面積比で按分

注2) 最大流量は、基準地点福知山における昭和28年9月洪水 (6500m³/s) を面積比で按分

注3) 福知山流域面積1344.3km²

1-4-4 検証対象洪水の再現計算結果

(1) 検証対象洪水

前節までに設定した定数及び、既往洪水時の雨量データを用い、再現計算を実施する。対象洪水は基準地点福知山における実績ピーク流量の上位5洪水とする。

表 1-18 検証対象洪水一覧

洪水年月日	大野ダムピーク流入量		堀地点ピーク流入量	
	ピーク流量 (m ³ /s)	順位	ピーク流量 (m ³ /s)	順位
H16.10.20	1,180	3	2,416	1
H23.9.21	615	5	1,048	5
H25.9.16	1,707	1	1,496	2
H29.10.23	1,467	2	1,088	4
H30.7.7	789	4	1,333	3

(2) 流出解析に用いる定数

f_1 は、表 1-6にて整理した値を用いる。再現計算に用いる R_{sa} 及び基底流量 Q_b は、洪水毎に設定した。

各洪水の R_{sa} と Q_b を表 1-19、表 1-20に示す。

表 1-19 検証対象洪水の R_{sa} 設定一覧表

洪水年月日	R_{sa} (mm)		
	大野ダム	福知山	堀
H16.10.20	160	90	100
H23.9.21	160	0	100
H25.9.16	180	0	150
H29.10.23	190	60	100
H30.7.7	160	170	170

表 1-20 検証対象洪水の Q_b 設定一覧表

洪水年月日	Q_b (m ³ /s)		
	大野ダム	福知山	堀
H16.10.20	46	80	11
H23.9.21	32	72	15
H25.9.16	45	38	23
H29.10.23	93	99	128
H30.7.7	70	170	255

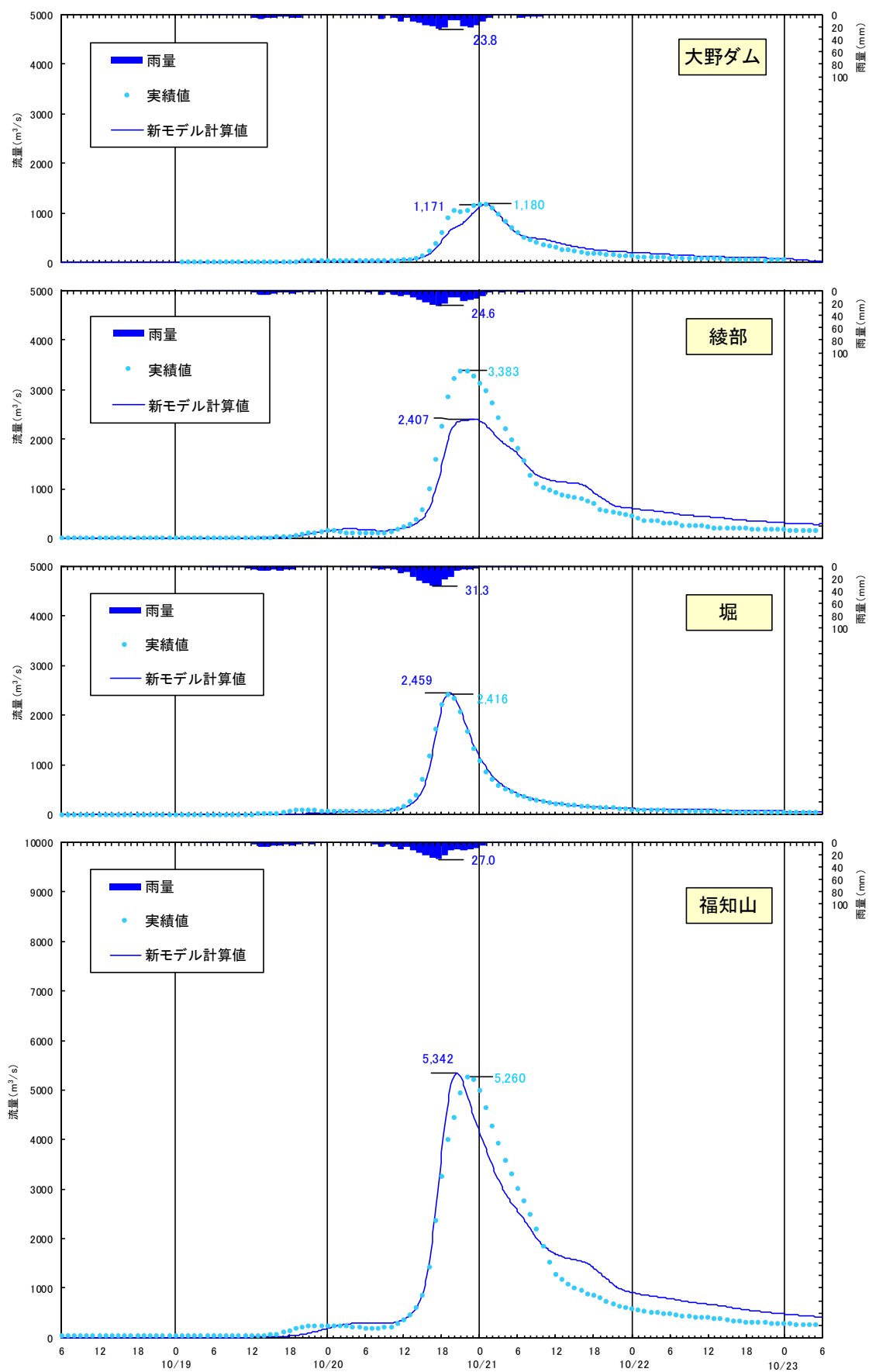


図 1-21 (1) 洪水検証結果 (由良川：平成16年10月20日洪水)

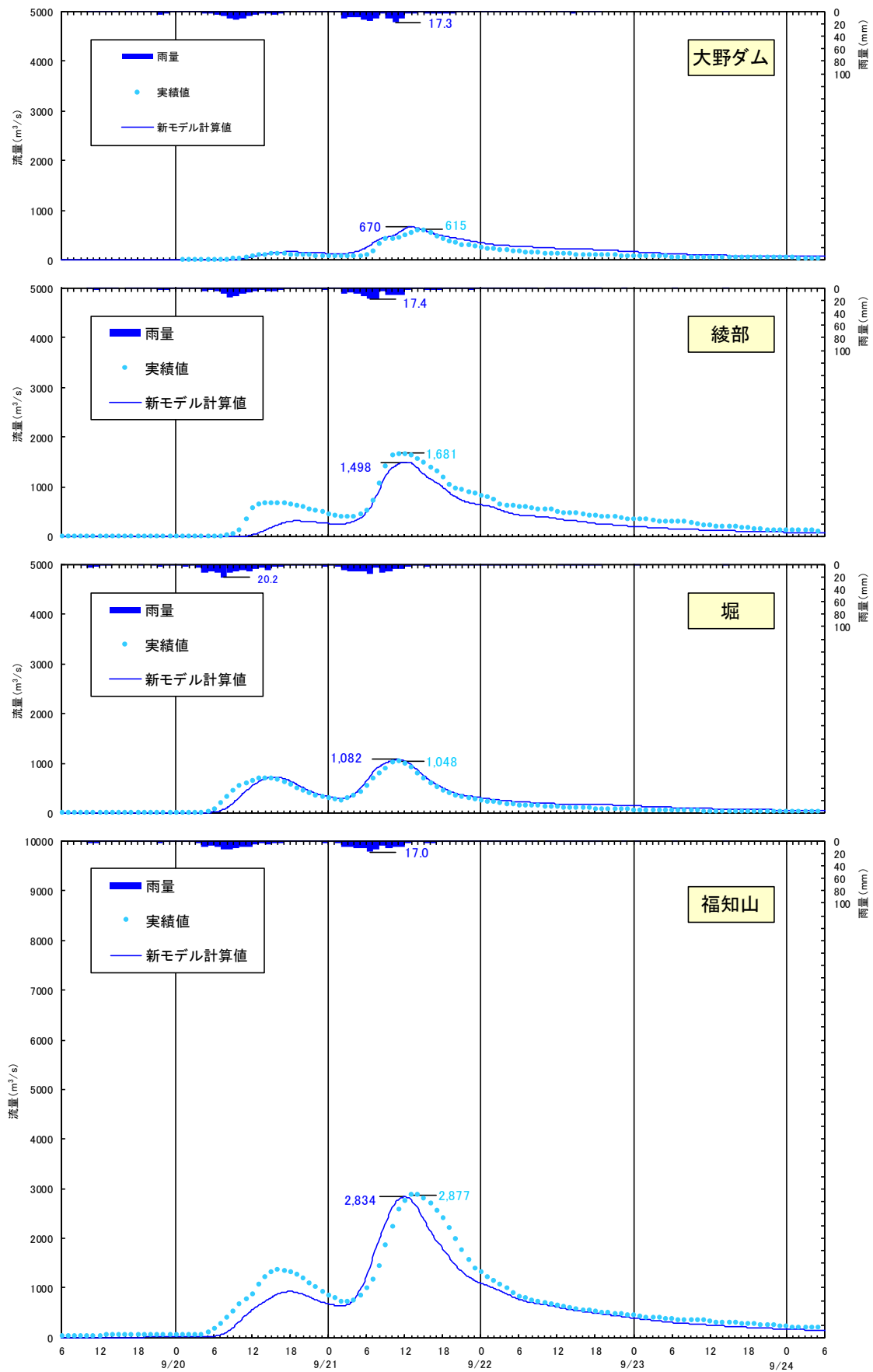


図 1-21 (2) 洪水検証結果 (由良川：平成23年9月21日洪水)

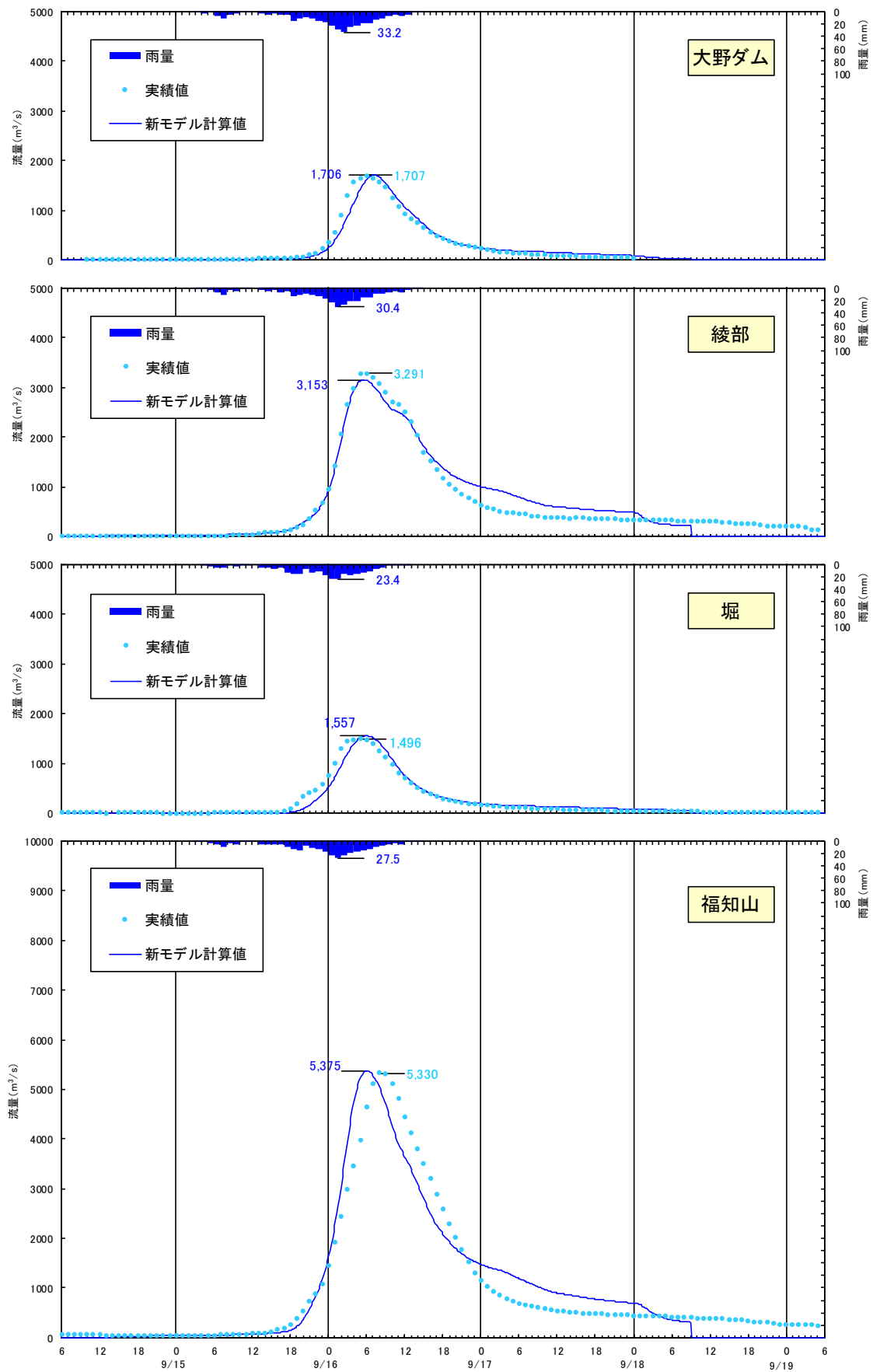


図 1-21 (3) 洪水検証結果 (由良川：平成25年9月16日洪水)

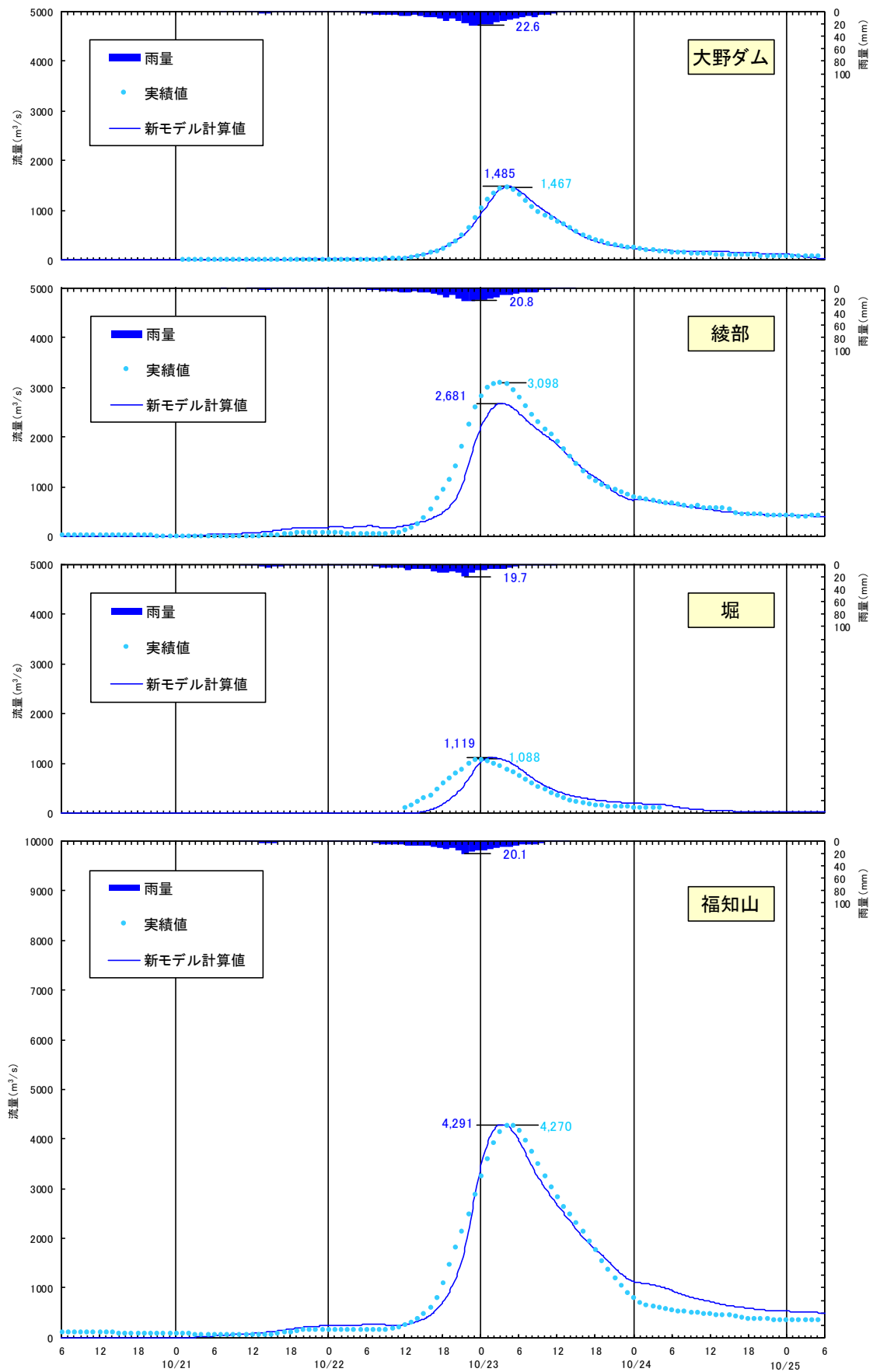


図 1-21 (4) 洪水検証結果 (由良川：平成29年10月23日洪水)

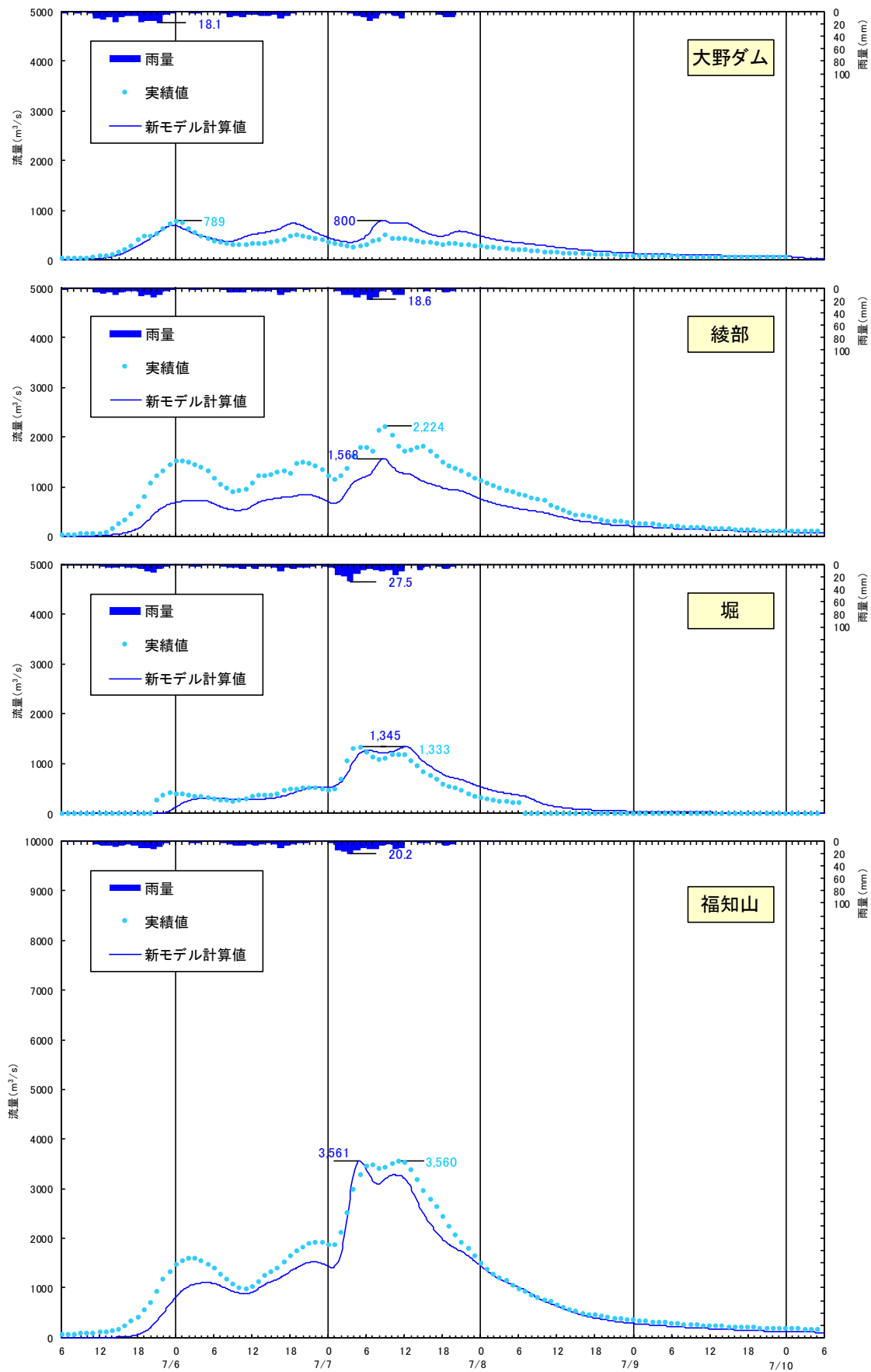


図 1-21 (5) 洪水検証結果 (由良川：平成30年7月7日洪水)

(3) 実績再現検証における誤差評価

今回検討の流出モデルでの再現計算結果について、以下の誤差評価指標により評価するものとする。

$$(1) \text{ 従来の流量波形の誤差 : } E_Q \quad E_Q = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_{C(i)} - Q_{O(i)}}{Q_{OP}} \right)^2 \quad (\text{式 1-17})$$

$$(2) \text{ 流出波形の誤差 : } E_W \quad E_W = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_{C(i)} - Q_{O(i)}}{Q_{O(i)}} \right)^2 \quad (\text{式 1-18})$$

$$(3) \text{ 流出ボリューム誤差 : } E_V \quad E_V = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{C(i)} - \sum_{i=1}^n Q_{O(i)}}{\sum_{i=1}^n Q_{O(i)}} \quad (\text{式 1-19})$$

$$(4) \text{ ピーク流量誤差 : } E_P \quad E_P = \frac{Q_{CP} - Q_{OP}}{Q_{OP}} \quad (\text{式 1-20})$$

ここに、

E_P 、 E_W 、 E_V ：誤差率
 Q_{OP} ：実績ピーク流量
 Q_{CP} ：計算ピーク流量
 $Q_{O(i)}$ ： i 時の実績流量
 $Q_{C(i)}$ ： i 時の計算流量
 n ：計算時間数

この結果は、次頁以降に示すとおりで、以下の傾向が確認できる。

- ・ 誤差率 ± 0.2 以上となる箇所数を総合的に評価した結果、新モデルの方が検証精度が高いと考えられる。特に、福知山地点の流量の大きい上位3洪水で見ると、新モデルはおおむね 0.2 以内に収まっている。

表 1-21 実績洪水の再現計算の誤差率一覧表

地点名	誤差率	現行モデル						新モデル					
		洪水年月日					平均値	洪水年月日					平均値
		2004/10/20	2011/9/21	2013/9/16	2017/10/23	2018/7/7		2004/10/20	2011/9/21	2013/9/16	2017/10/23	2018/7/7	
大野ダム	従来の流出波形Eq	0.032	0.000	0.058	0.061	0.000	0.051	0.014	0.000	0.010	0.002	0.000	0.009
	流出波形E _η	0.123	0.000	0.154	0.201	0.000	0.160	0.054	0.000	0.027	0.006	0.000	0.029
	流出ボリュームE _V	-0.061	0.000	-0.085	-0.179	0.000	-0.108	-0.065	0.000	-0.034	-0.009	0.000	-0.036
	ピーク流量E _p	0.005	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.001	-0.007	0.000	0.000	0.012	0.000	0.001
綾部	従来の流出波形Eq	0.030	0.000	0.007	0.021	0.000	0.019	0.026	0.000	0.003	0.012	0.000	0.013
	流出波形E _η	0.093	0.000	0.014	0.095	0.000	0.068	0.071	0.000	0.029	0.039	0.000	0.047
	流出ボリュームE _V	-0.247	0.000	-0.063	-0.239	0.000	-0.183	-0.145	0.000	0.009	-0.136	0.000	-0.091
	ピーク流量E _p	-0.131	0.000	-0.012	-0.137	0.000	-0.093	-0.288	0.000	-0.042	-0.135	0.000	-0.155
長田	従来の流出波形Eq	0.053	0.000	0.081	0.077	0.000	0.070	0.003	0.000	0.012	0.045	0.000	0.020
	流出波形E _η	0.171	0.000	0.221	0.212	0.000	0.202	0.017	0.000	0.066	0.190	0.000	0.091
	流出ボリュームE _V	-0.133	0.000	-0.225	-0.213	0.000	-0.190	-0.008	0.000	-0.057	-0.103	0.000	-0.056
	ピーク流量E _p	0.001	0.000	0.005	0.002	0.000	0.002	0.018	0.000	0.041	0.029	0.000	0.029
福知山	従来の流出波形Eq	0.009	0.000	0.012	0.011	0.000	0.011	0.011	0.000	0.015	0.004	0.000	0.010
	流出波形E _η	0.031	0.000	0.035	0.042	0.000	0.036	0.038	0.000	0.039	0.026	0.000	0.034
	流出ボリュームE _V	-0.121	0.000	-0.128	-0.149	0.000	-0.133	-0.035	0.000	-0.020	-0.037	0.000	-0.031
	ピーク流量E _p	-0.005	0.000	-0.025	-0.031	0.000	-0.020	0.016	0.000	0.008	0.005	0.000	0.010

※ : 福知山地点の流量の大きい上位3洪水 : 誤差率±0.2以上

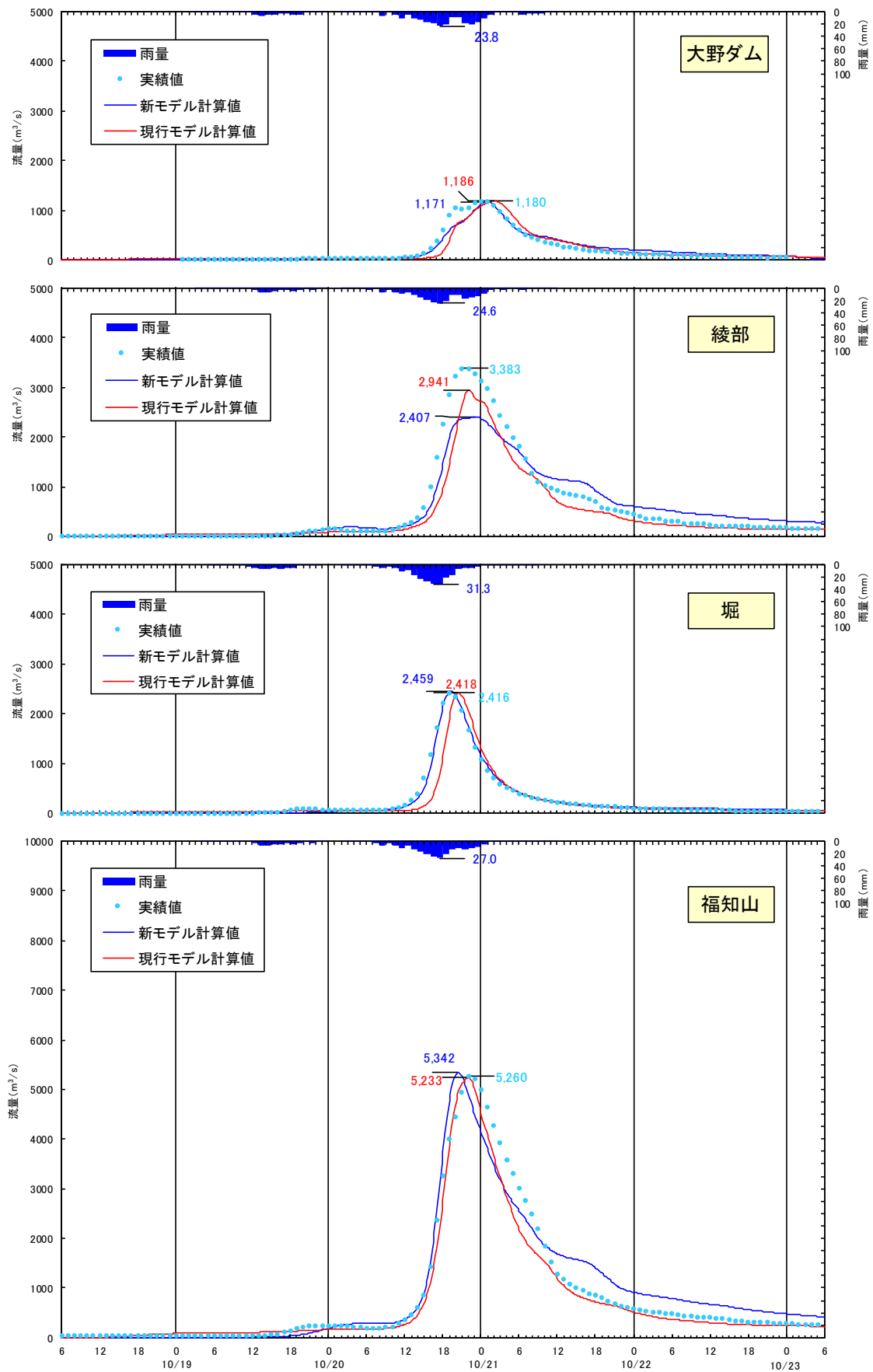


図 1-22 (1) 洪水検証結果 (由良川：平成16年10月20日洪水)

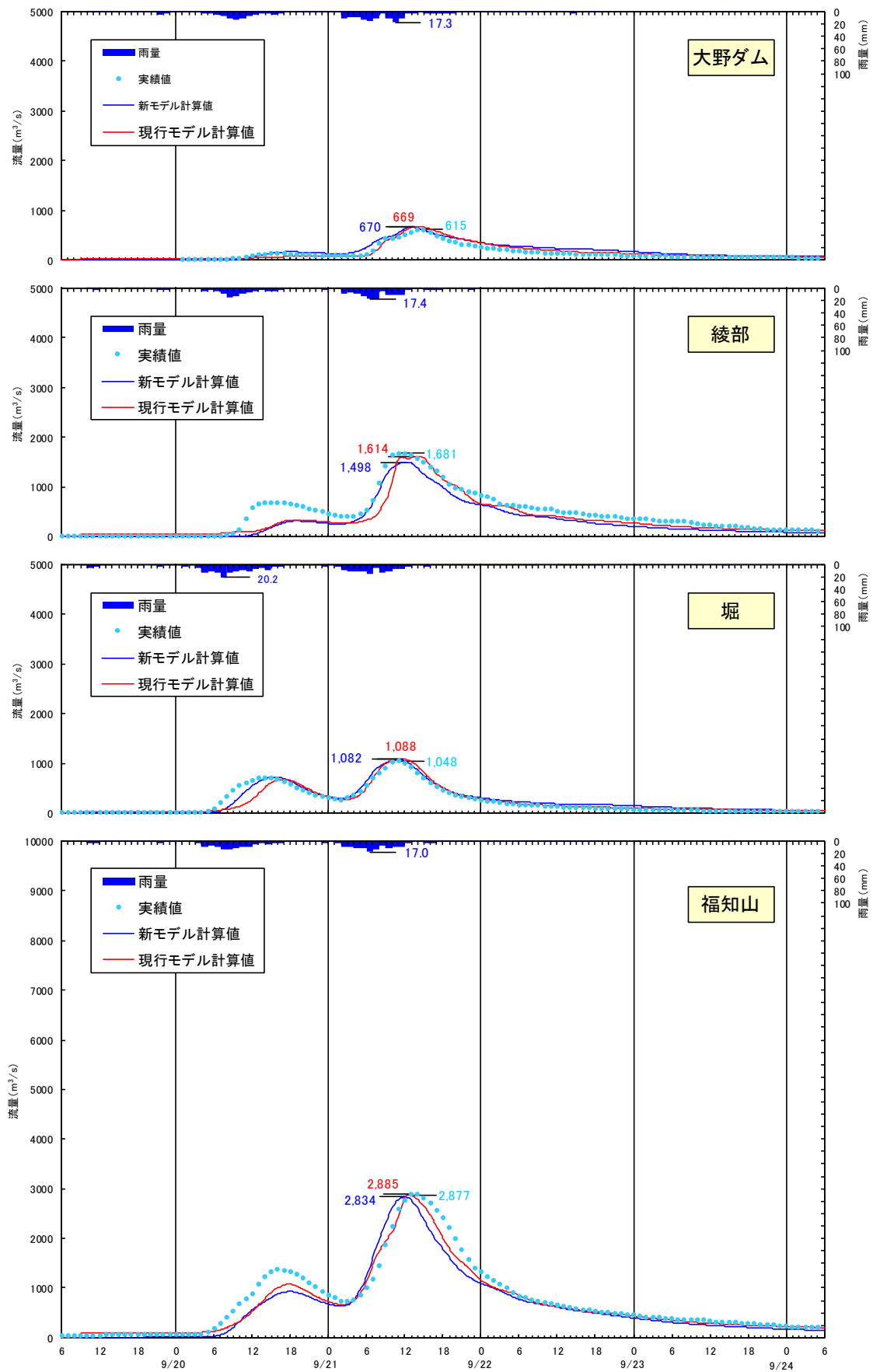


図 1-22 (2) 洪水検証結果 (由良川：平成23年9月21日洪水)

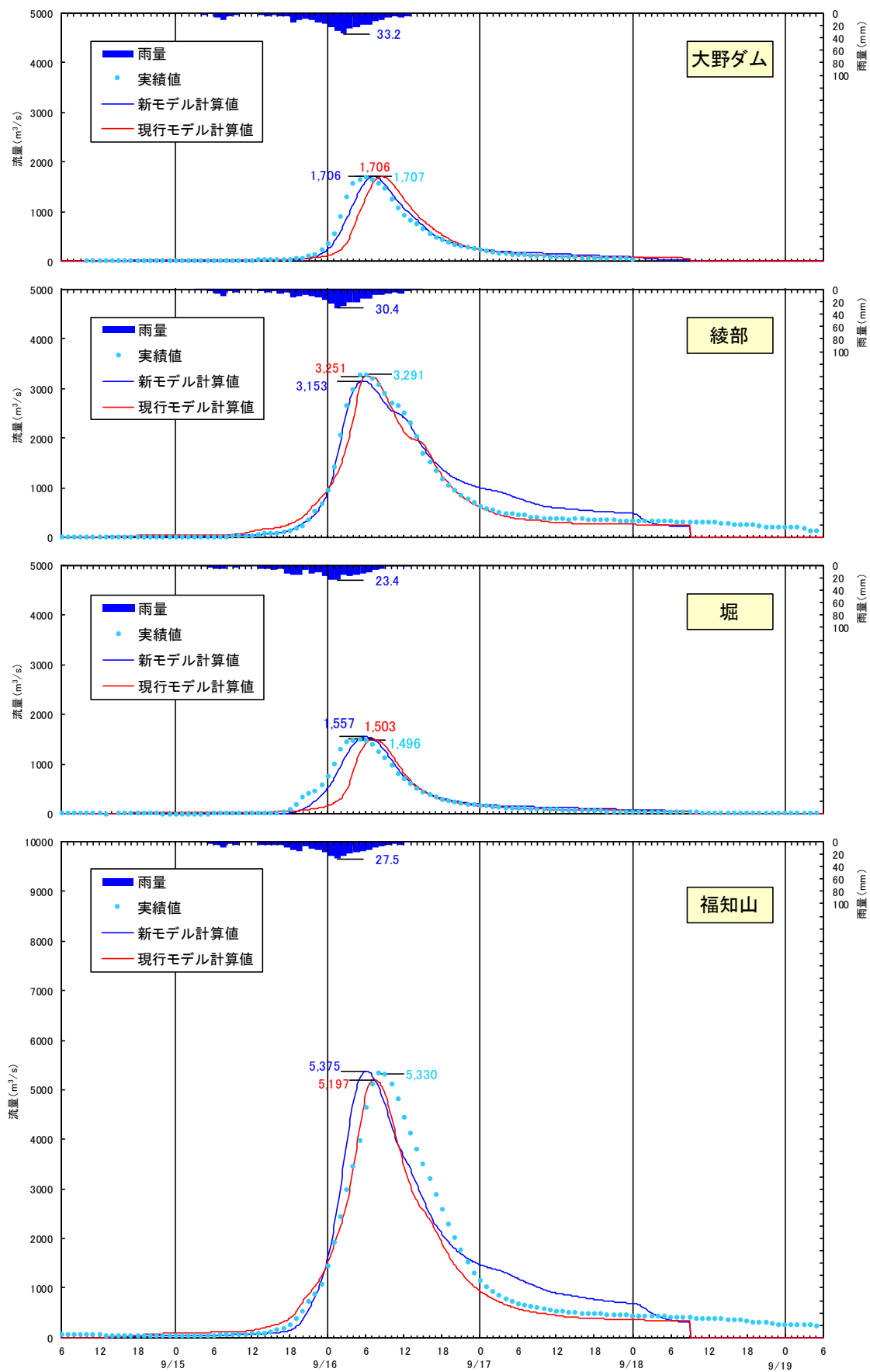


図 1-22 (3) 洪水検証結果 (由良川：平成25年9月16日洪水)

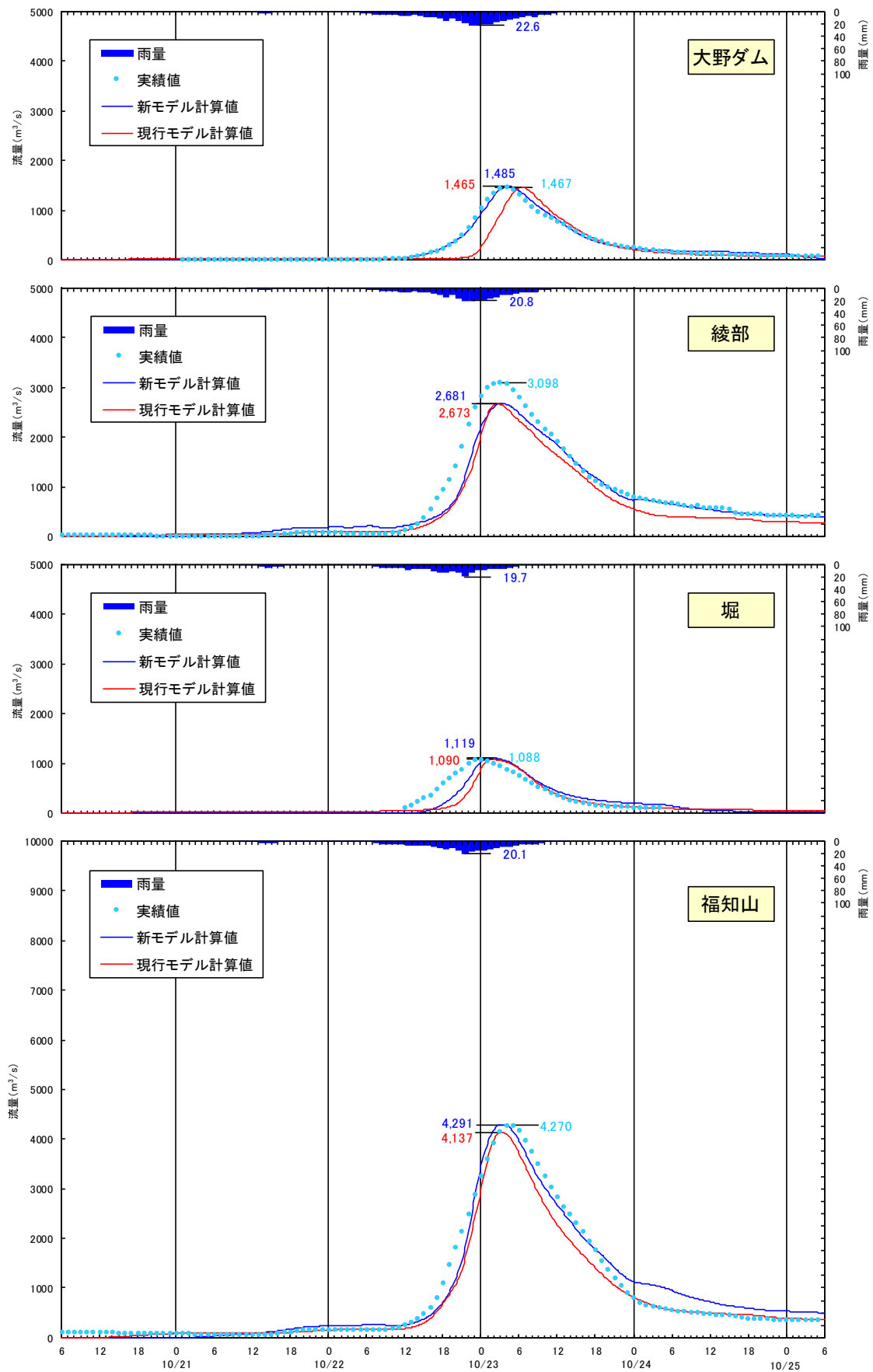


図 1-22 (4) 洪水検証結果 (由良川：平成29年10月23日洪水)

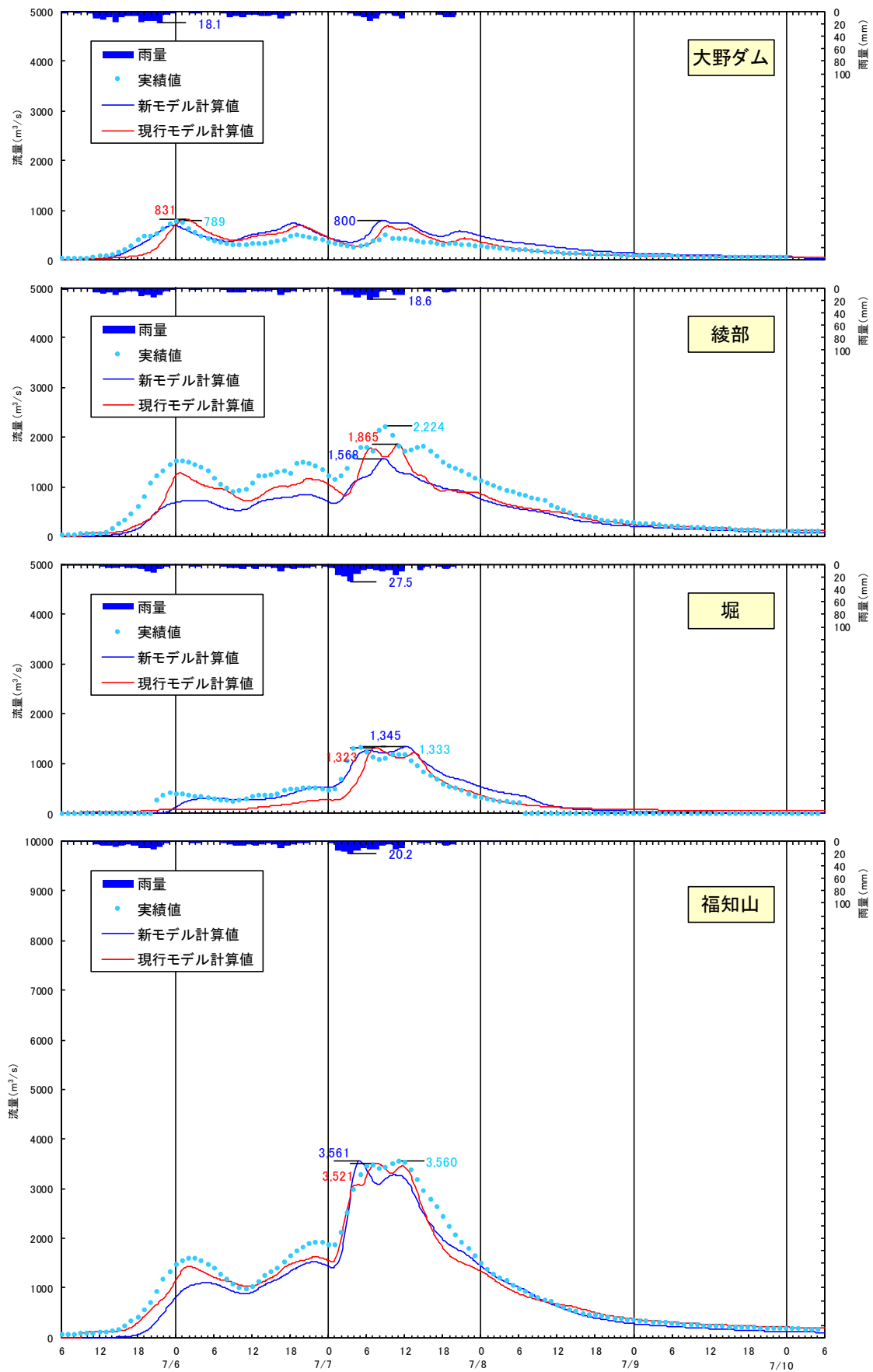


図 1-22 (5) 洪水検証結果 (由良川：平成30年7月7日洪水)

1-5 基本高水ピーク流量の設定

1-5-1 基本高水ピーク流量設定の考え方

気候変動による外力の増加に対応するため、

- (1) 気候変動を考慮した雨量データによる確率からの検討（1-5-2～1-10）
- (2) アンサンブル予測降雨波形を用いた検討（1-11）
- (3) 既往洪水からの検討（1-12）

から総合的に判断し基本高水のピーク流量を設定する。（1-14）

1-5-2 気候変動を考慮した雨量データによる確率からの検討

(1) 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、昭和28年（1953年）9月洪水による被害状況を踏まえ、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

由良川水系における対象降雨の降雨継続時間については、①洪水到達時間、②ピーク流量とピーク流量^{せいき}生起時刻から遡る短時間雨量との相関関係及び③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①Kinematic Wave法に基づく式、及び②^{かどや}角屋の式を用いて算定することとした。

(a) 洪水到達時間

1) kinematic wave 法に基づく式

$$T_p = t_p - \tau_p = K_1 L^p / r_e^{1-p} \quad \dots\dots\dots (1-3.4)$$

$$r_e(\tau_p) = r_e(t_p) \quad \dots\dots\dots (1-3.5)$$

ここに、 T_p ：洪水到達時間、 τ_p ：ピーク流量を発生する特性曲線の上流端での出発時刻、 t_p ：その特性曲線の下流端への到達時刻、 L ：斜面長、 r_e ： $\tau_p \sim t_p$ 間の平均有効降雨強度、 K_1 、 p ：斜面の勾配を θ とし、Manningの抵抗則を用いるとき、 $K_1 = n^{3/5} (\sin\theta)^{-3/10}$ 、 $p=3/5$ 。

$$T_p = CA^{0.22} r_e^{-0.35} \quad \dots\dots\dots (1-3.6)$$

ここに、 T_p ：洪水到達時間 (min)、 A ：流域面積 (km^2)、 r_e ：平均有効降雨強度 (mm/h)、 C ：流域特性を表す係数。

【解 説】 式 (1-3.4) と (1-3.5) は石原・高樺⁴⁾が矩形斜面上の表面流に kinematic wave 理論を適用して導いた関係である。この理論では、到達時間は「斜面上流端の雨水の擾乱が下流端に伝播する時間」と定義される。式 (1-3.5) の条件から、実測のハイドログラフとハイトグラフを用いて図 1-3.2 のように洪水到達時間が求められる。

角屋⁵⁾は、式 (1-3.4) に河道長と流域面積の関係に関する地形則を導入することにより式 (1-3.6) を導いた。この式は、洪水規模による到達時間の変化を表現している点の特徴である。また、流域特性を表す係数 C を次のように提示している。

丘陵山林地流域： $C=290$ 粗造成宅地： $C=90 \sim 120$
放牧地・ゴルフ場： $C=190 \sim 210$ 市街化地域： $C=60 \sim 90$

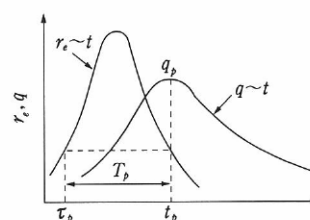


図 1-3.2 kinematic wave 法による T_p の定義

出典：土木学会；水理公式集, P. 36～P. 37

対象洪水は、過去洪水（昭和28年（1953年）～令和3年（2021年））のうち、基準地点福知山において実績ピーク流量が $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上かつ流量資料が存在する22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。下図に示すように、実績のハイトグラフとハイドログラフを用いて、ピーク流量生起時刻以前の雨量がピーク流量生起時刻(t_p)の雨量と同じになる時刻(τ_p)により $T_p = t_p - \tau_p$ として推定する。ここで、 T_p は洪水到達時間、 r_e は $\tau_p \sim t_p$ 間の平均有効降雨強度、 q_p はピーク流量である。

その結果、Kinematic Wave法による洪水到達時間は、10～42時間（平均18時間）となる。

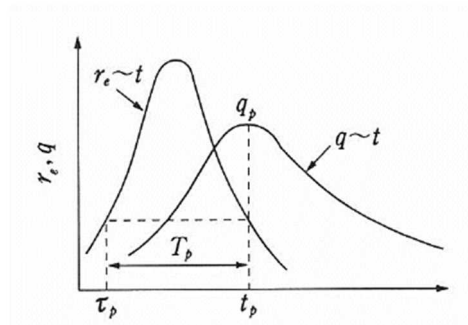


図 1-23 洪水到達時間 (T_p) の設定方法

※ハイトグラフ:流域平均雨量(福知山地点上流)
 流量ハイドログラフ:ダム戻し計算流量

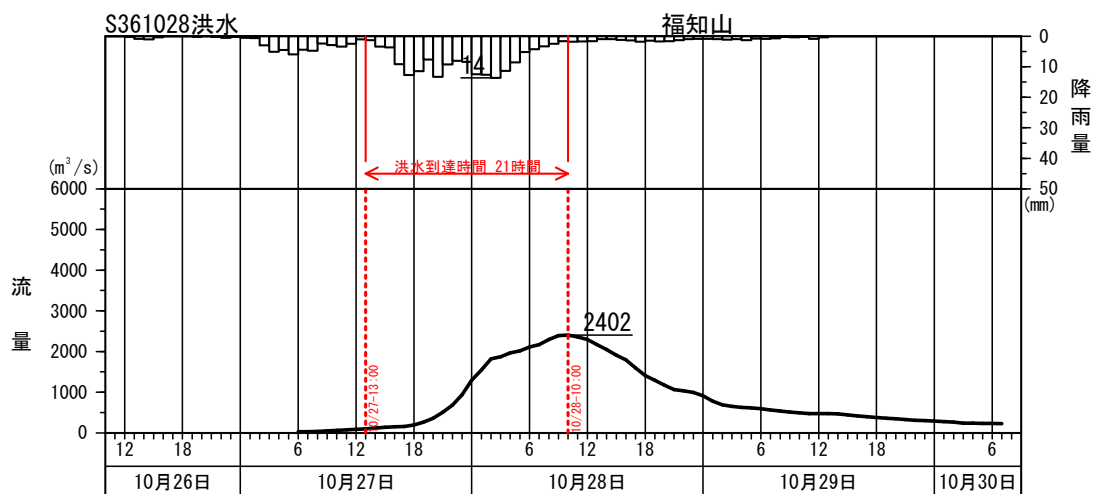
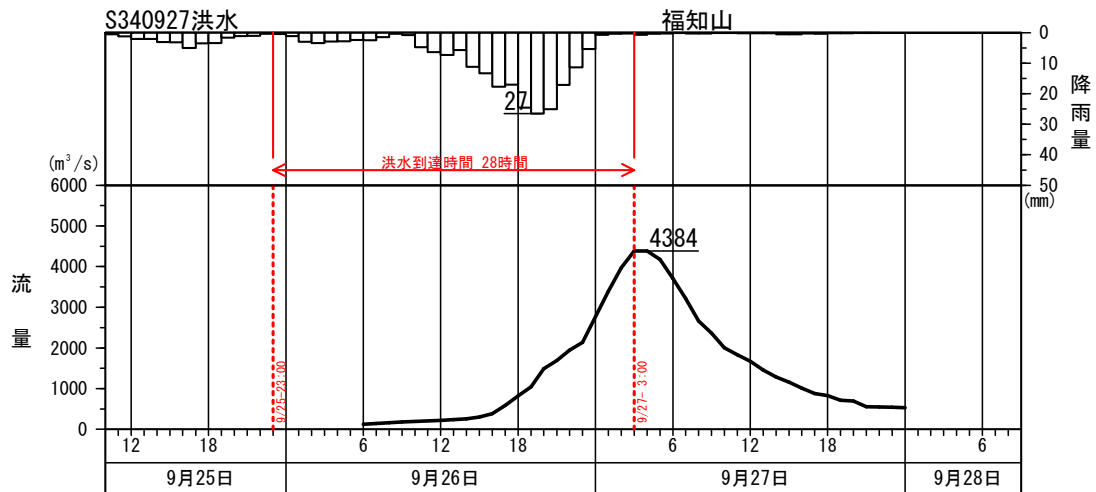
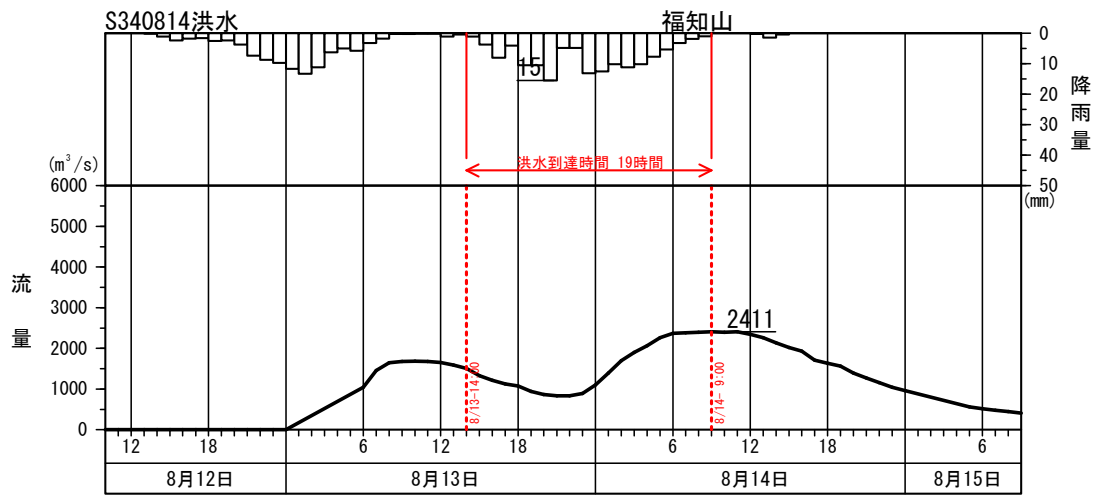


図 1-24 (1) Kinematic Wave法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ:流域平均雨量(福知山地点上流)
流量ハイドログラフ:ダム戻し計算流量

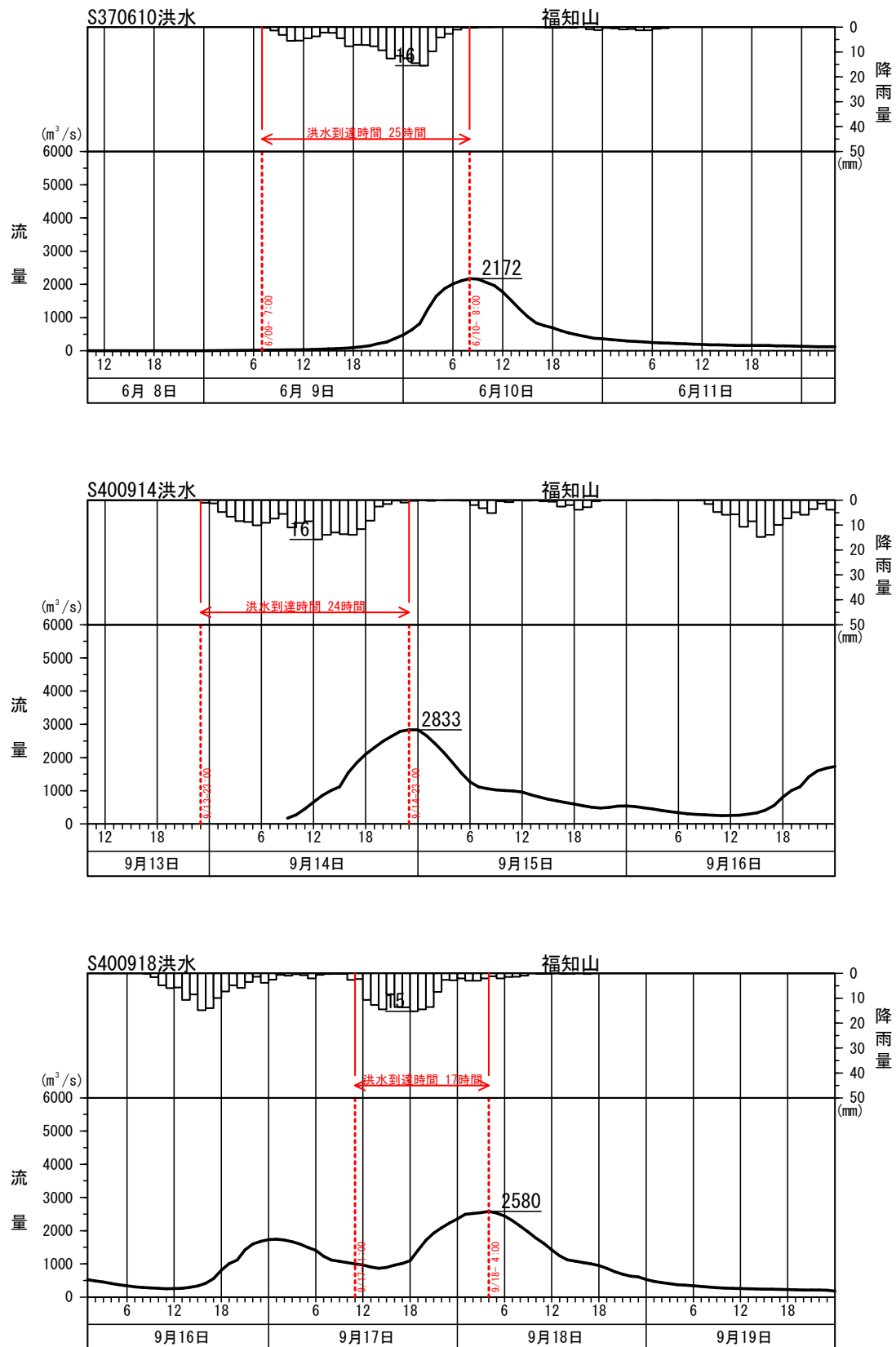


図 1-24 (2) Kinematic Wave法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ:流域平均雨量(福知山地点上流)
 流量ハイドログラフ:ダム戻し計算流量

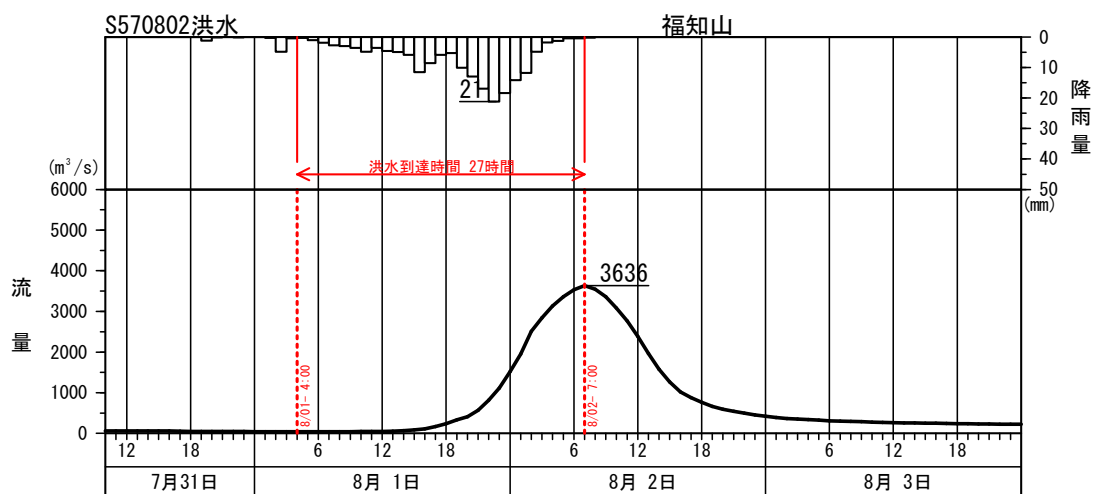
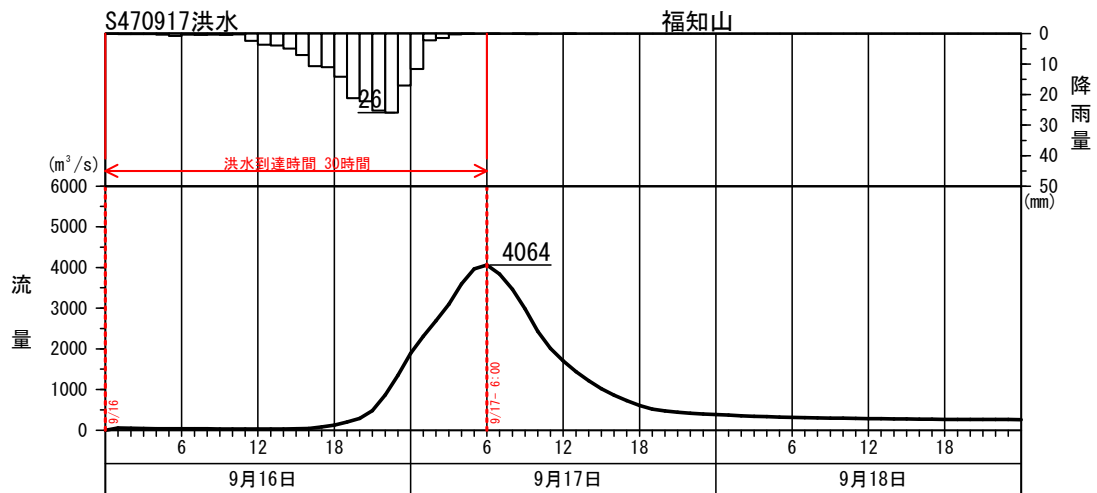
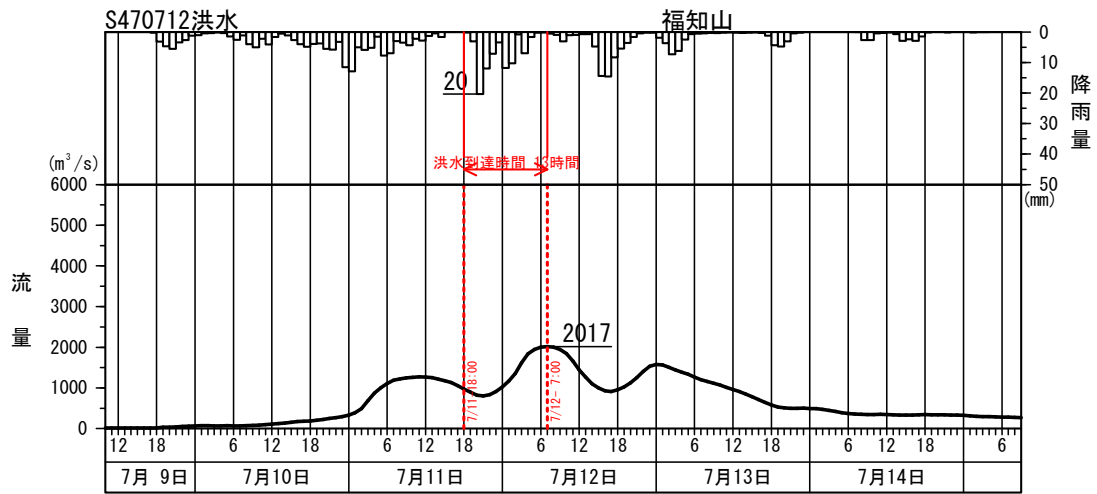


図 1-24 (3) Kinematic Wave法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ:流域平均雨量(福知山地点上流)
流量ハイドログラフ:ダム戻し計算流量

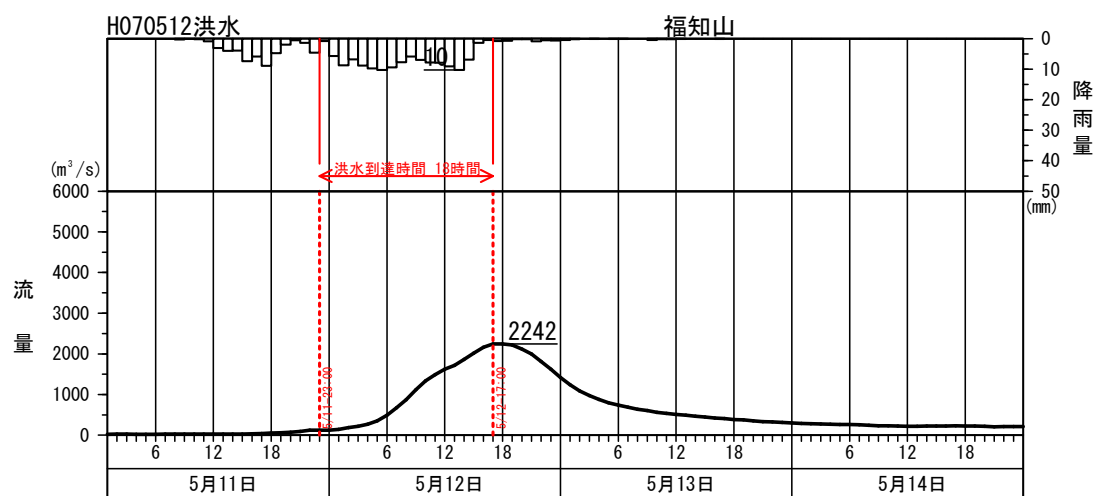
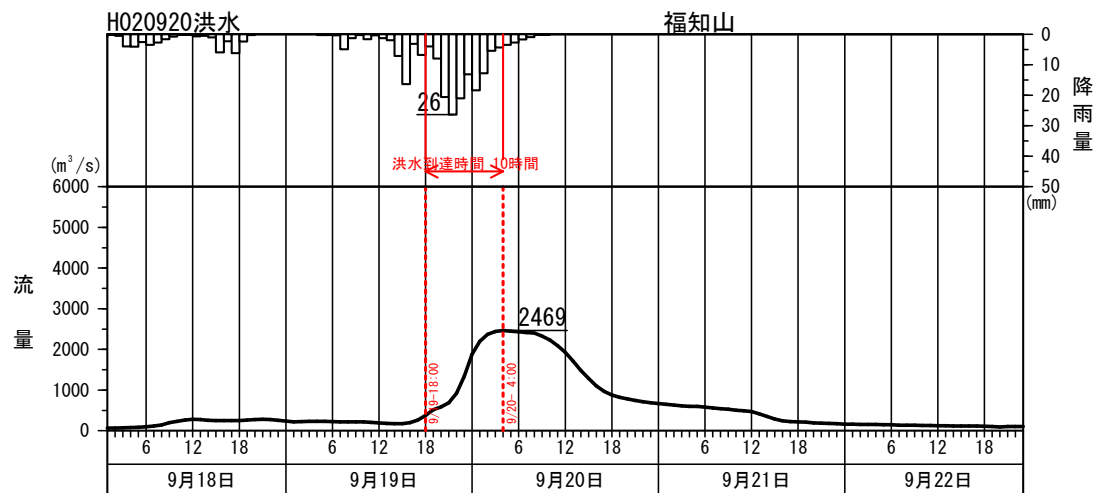
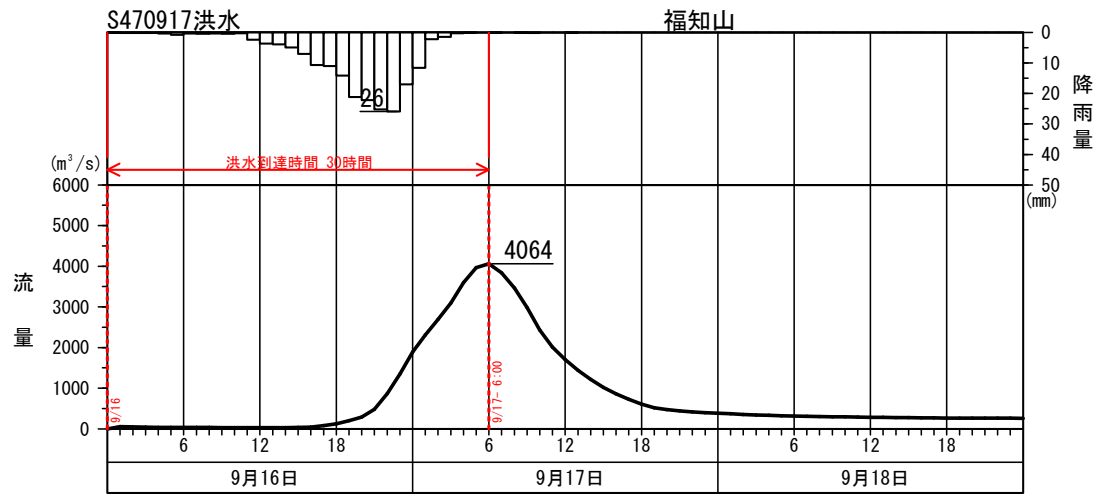


図 1-24 (4) Kinematic Wave法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ:流域平均雨量(福知山地点上流)
 流量ハイドログラフ:ダム戻し計算流量

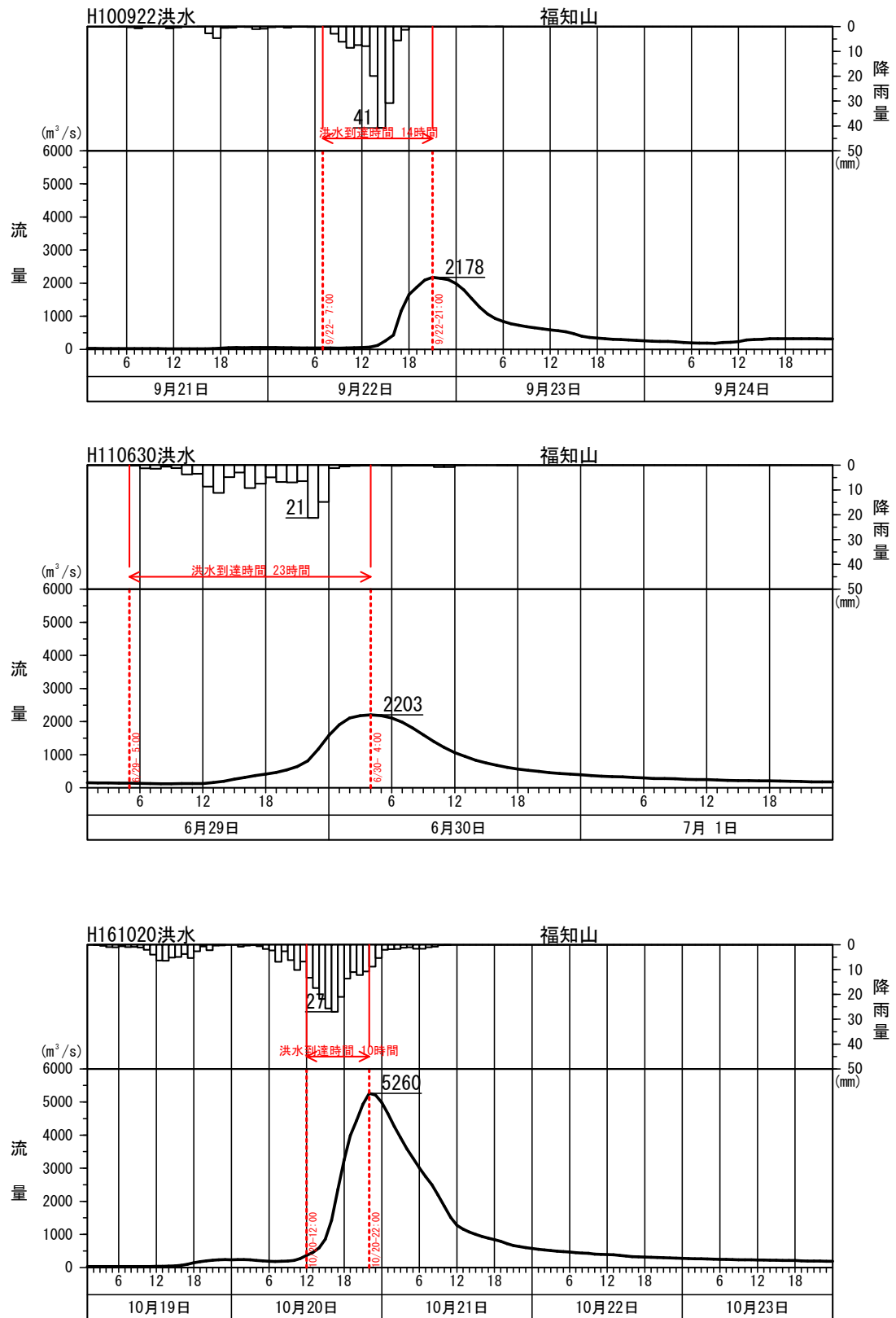


図 1-24 (5) Kinematic Wave法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ:流域平均雨量(福知山地点上流)
流量ハイドログラフ:ダム戻し計算流量

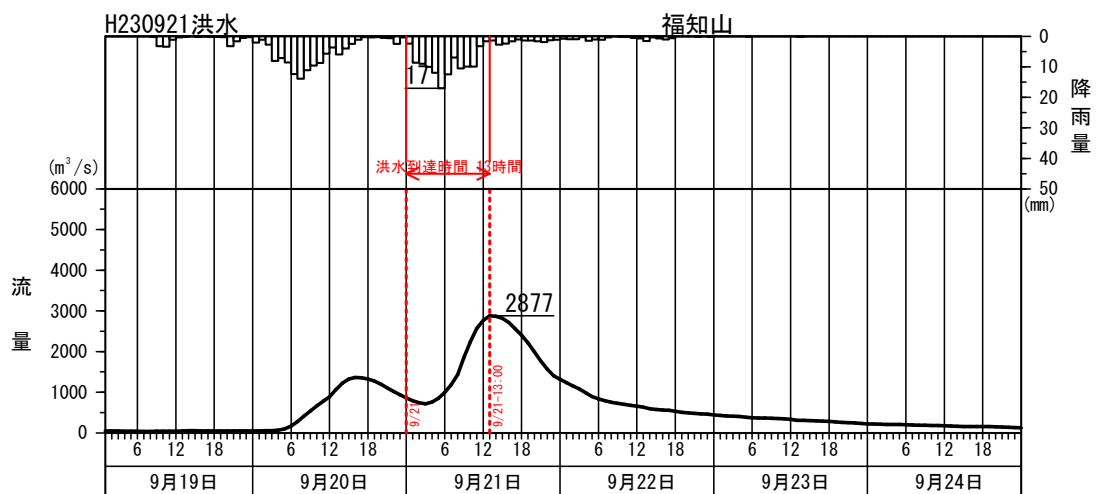
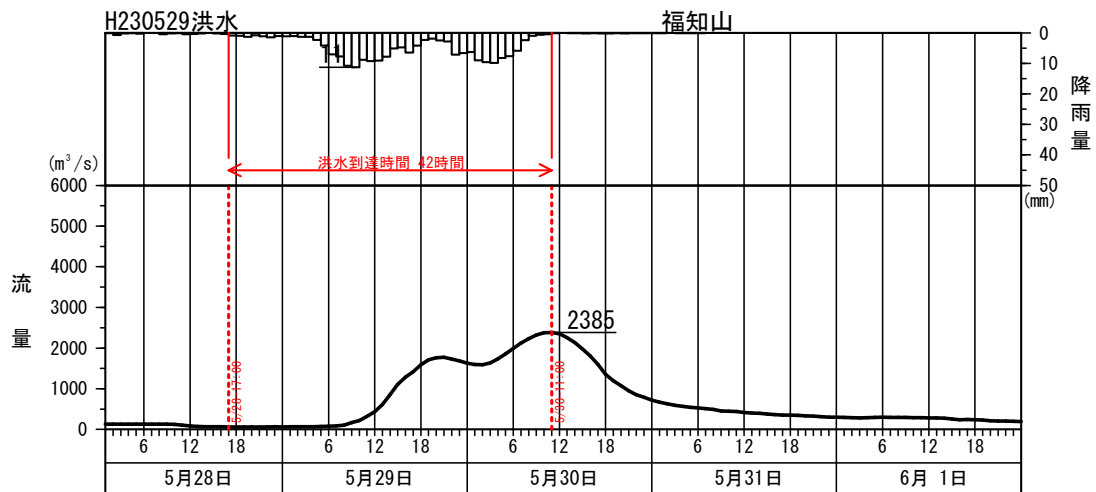
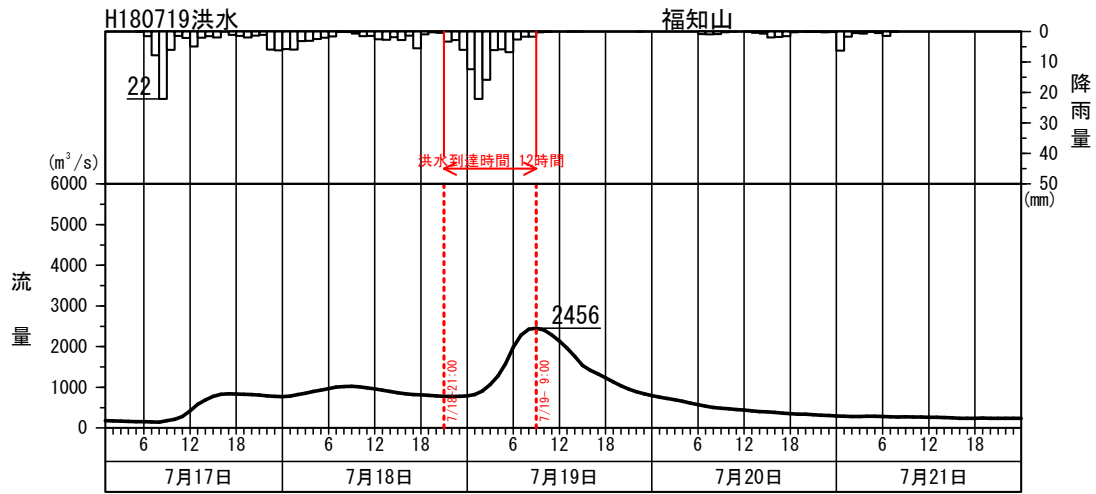


図 1-24 (6) Kinematic Wave法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ:流域平均雨量(福知山地点上流)
 流量ハイドログラフ:ダム戻し計算流量

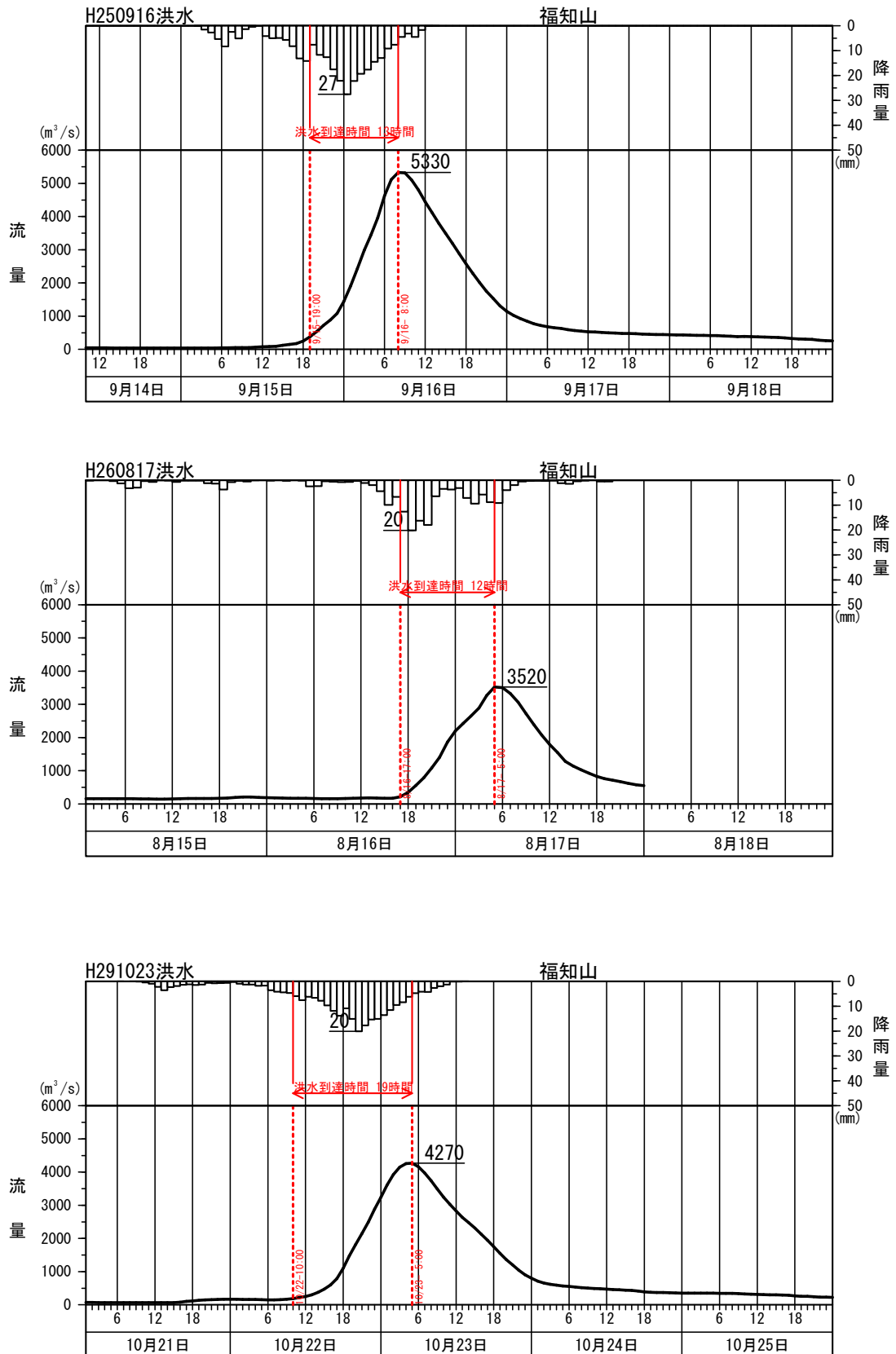


図 1-24 (7) Kinematic Wave法による洪水到達時間の検討

※ハイトグラフ:流域平均雨量(福知山地点上流)
 流量ハイドログラフ:ダム戻し計算流量

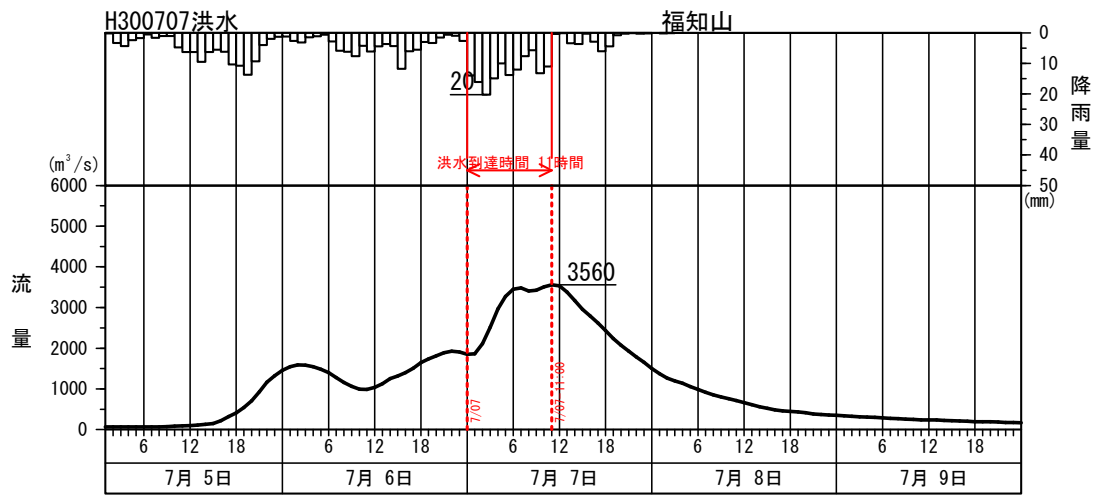


図 1-24 (8) Kinematic Wave法による洪水到達時間の検討

(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。

$$\text{洪水到達時間（分）の算定式} \quad : \quad T_p = CA^{0.22}r_e^{-0.35}$$

ここで、 T_p は時間【m】、 A は流域面積【km²】、 r_e は時間当たりの雨量【mm/h】、 C は流域特性を表す係数であり、丘陵山林地域の場合は $C=290$ 、放牧地の場合は $C=190\sim 210$ 、粗造成宅地の場合は $C=190\sim 120$ 、市街化地域の場合は $C=160\sim 190$ である。

由良川流域の現況土地利用は、国土数値情報の土地利用細分メッシュデータをもとに算定すると下表に示すとおりであり、流域特性を表す定数 C は267になる。

角屋の式は、洪水到達時間内の平均有効雨量強度が決まらなると洪水到達時間が算定できないが、洪水到達時間内の平均雨量強度を明確に定めるのは困難であるため、前項で設定したKinematic Wave法による洪水到達時間内雨量強度を想定し、洪水到達時間の範囲を定めた。

その結果、角屋式による洪水到達時間は、8～13時間（平均10時間）となる。

表 1-22 流域特性 C の算定結果

土地利用	面積(km ²)	角屋式C
田	110.6	200
その他農用地	19.4	200
森林	1121.8	290
荒地	8.2	200
建物用地	45.0	75
道路	3.0	75
鉄道	1.6	75
その他の用地	10.7	105
河川地及び湖沼	21.2	-
海浜	0.0	-
海水域	0.0	-
ゴルフ場	2.8	200
福知山地点	1344.3	267

表 1-23 洪水到達時間の算定結果（福知山地点）

No.	洪水名	① 到達時間 (hr)	② 到達時間内降 雨量	②/① 到達時間内降 雨強度	角屋式による 洪水到達時間 (hr)
1	S340814	19	139.3	7.3	10.8
2	S340927	18	195.2	10.8	9.4
3	S361028	21	163.2	7.8	10.6
4	S370610	25	156.5	6.3	11.4
5	S400914	24	186.3	7.8	10.6
6	S400918	17	141.7	8.3	10.4
7	S470712	13	77.5	6.0	11.6
8	S470917	20	184.7	9.2	10.0
9	S570802	27	181.3	6.7	11.2
10	S580928	21	177.6	8.5	10.3
11	H020920	10	134.0	13.4	8.8
12	H070512	18	124.2	6.9	11.0
13	H100922	14	131.2	9.4	9.9
14	H110630	23	119.3	5.2	12.2
15	H161020	10	173.8	17.4	8.0
16	H180719	12	87.4	7.3	10.8
17	H230529	42	194.2	4.6	12.7
18	H230921	13	113.4	8.7	10.2
19	H250916	13	202.5	15.6	8.3
20	H260817	12	114.6	9.6	9.8
21	H291023	19	212.5	11.2	9.3
22	H300707	11	138.4	12.6	8.9
平均		18.3	152.2	9.1	10.3
最大		42	212.5	17.4	12.7
最小		10	77.5	4.6	8.0

1-6-3 ピーク流量と雨量相関について

ここでは、昭和28年（1953年）から令和3年（2021年）までの69年間で基準地点福知山において実績ピーク流量が $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上かつ流量資料が存在する22洪水を対象に、ピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量（6、9、12、15、18、24、36、48時間雨量）との相関関係の整理を行った。

短時間雨量が12時間を超えるとピーク流量と相関が高く、その中で12時間雨量が最も相関が高い。（定義②）

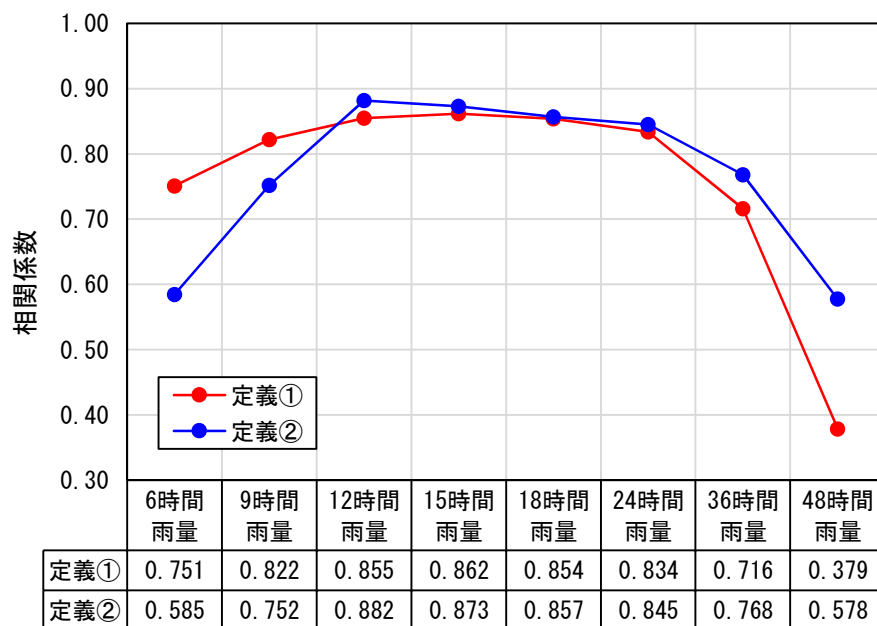
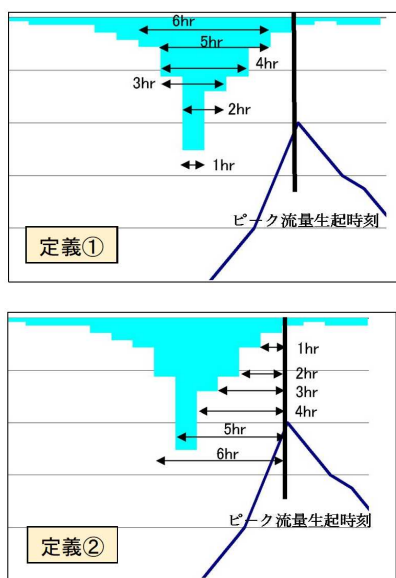


図 1-25 福知山地点ピーク流量と降雨継続時間の相関図

< 参考 > 短時間雨量の求め方（概要図）



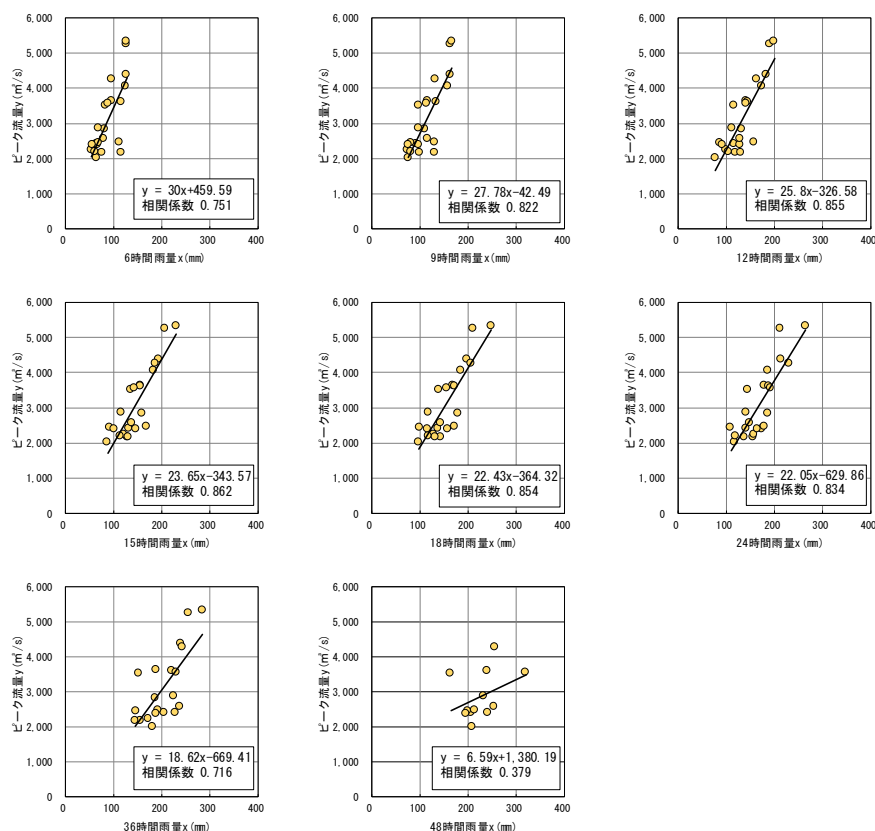


図 1-26 (1) ピーク流量と雨量の相関関係
(定義①：ピーク流量生起時刻前で最大となる短時間雨量)

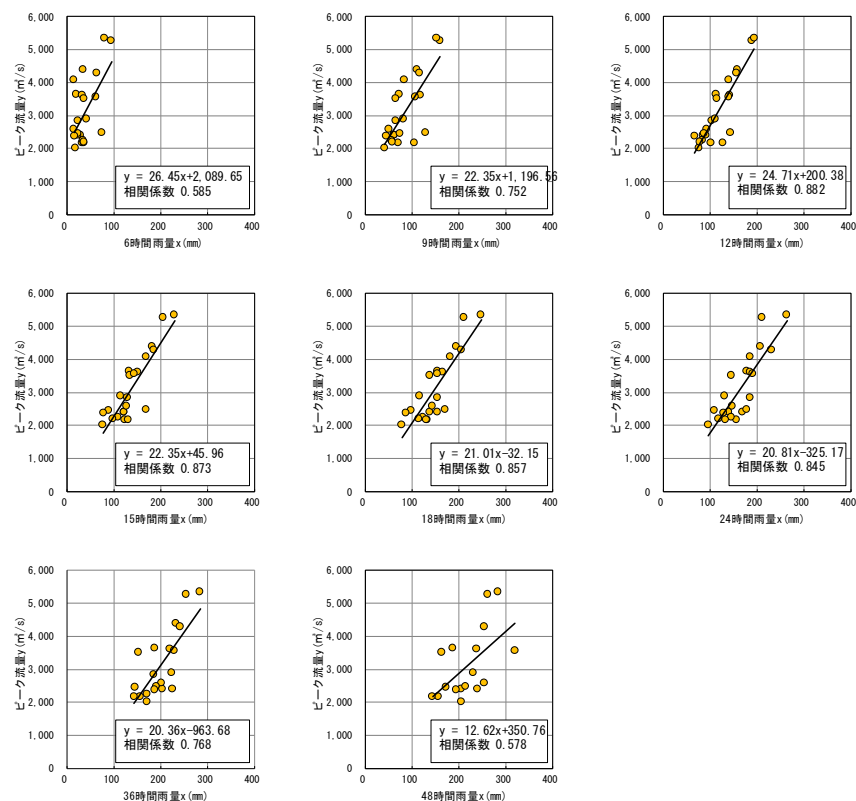


図 1-26 (2) ピーク流量と雨量の相関関係
(定義②：ピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量)

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、昭和28年（1953年）から令和3年（2021年）までの69年間で基準地点福知山において実績ピーク流量が2,000m³/s（おおむね氾濫注意相当流量）以上の22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11時間、降雨量10mm/hの継続時間の平均値は5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12時間でカバーできることがわかる。

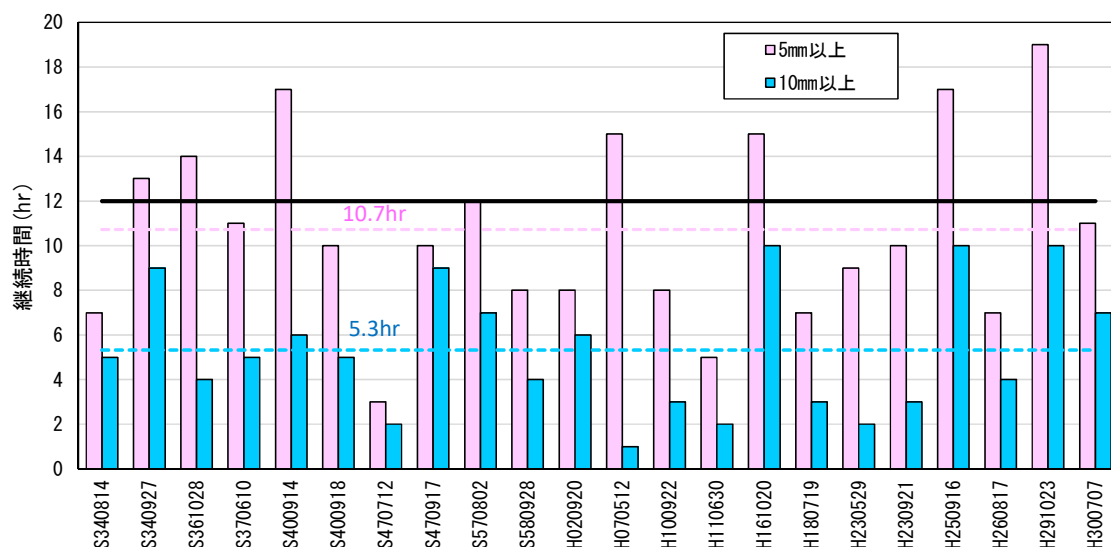


図 1-27 強い降雨強度の継続時間（福知山上流域平均雨量）

1-6-5 対象降雨の降雨継続時間の設定

対象洪水は、昭和28年（1953年）から令和3年（2021年）までの69年間で基準地点福知山において実績ピーク流量が2,000m³/s（おおむね氾濫注意相当流量）以上の22洪水とし、由良川の降雨特性、洪水到達時間、ピーク流量との相関、強い降雨強度の継続時間を総合的に勘案して、対象降雨の降雨継続時間は、12時間と設定した。

- ・洪水到達時間の検討において、Kinematic Wave法10～42時間（平均18時間）、角屋式8～13時間（平均10時間）となる。
- ・福知山ピーク流量と相関が高い短時間雨量は12時間程度（相関係数0.8以上）であり、12時間以上において定義①、②ともに相関が高い傾向が確認できる。
- ・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5～11時間である。
- ・上記結果を包絡できる時間として、対象降雨の継続時間を12時間に設定。

1-7 河川の整備の目標となる洪水の規模及び対象降雨の降雨量の設定

1-7-1 計画規模の降雨量の設定

降雨継続時間は、Kinematic Wave法及び角屋式等による洪水の到達時間、短時間雨量と洪水ピーク流量の相関、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12時間に変更した。

なお、降雨量変化倍率の算定に用いている過去実験の期間が平成22年（2010年）までであることを踏まえ、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、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する。

昭和28年（1953年）～平成22年（2010年）までの58年間の年最大12時間雨量を確率処理し、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルを用い1/100対象降雨の降雨量を基準地点福知山で211mmと決定した。

表 1-24 基準地点福知山 12時間雨量 1/100確率算定結果

項 目	福知山（12hr）～H22											
	毎 年 値											
	一般化極値分布	グンベル分布	指数分布	平方根指数型 最大値分布	対数ピアソン Ⅲ型分布		対数正規分布 （岩井法）	対数正規分布 （石原・高瀬 法）	対数正規分布 （クオンタイル法）	3母数 対数正規分布 （積率法）	2母数 対数正規分布 （L積率法）	2母数 対数正規分布 （積率法）
	GEV	Gumbel	Exp	SQRTET	LP3 (Rs)	LogP3	LN1wai	IsiTaka	LN3 (Q)	LN3 (PM)	LN2 (LM)	LN2 (PM)
標本数	58											
最大値	218.3											
確 率 規 模	1/2	82.2	86.3	80.0	83.4	—	82.8	83.9	83.9	82.6	—	—
	1/3	96.5	101.9	96.4	97.4	—	97.6	98.9	99.2	97.6	—	—
	1/5	114.3	119.4	117.1	114.2	—	115.7	116.5	117.2	115.9	—	—
	1/10	139.8	141.3	145.2	136.9	—	141.0	139.9	141.1	141.1	—	—
	1/20	168.1	162.4	173.3	160.5	—	168.0	163.6	165.2	167.4	—	—
	1/30	186.2	174.5	189.8	174.9	—	184.9	177.8	179.6	183.5	—	—
	1/50	211.1	189.6	210.5	193.6	—	207.6	196.0	198.1	204.6	—	—
	1/80	236.1	203.5	229.5	211.4	—	229.9	213.3	215.6	224.9	—	—
	1/100	248.8	210.1	238.6	220.2	—	241.1	221.6	224.1	234.8	—	—
	1/150	273.4	222.0	255.0	236.4	—	262.3	237.1	239.8	253.4	—	—
模	1/200	292.0	230.4	266.7	248.2	—	278.1	248.4	251.2	267.1	—	—
	1/400	341.3	250.7	294.8	277.8	—	319.2	276.3	279.6	301.6	—	—
	1/500	358.6	257.2	303.8	287.7	—	333.4	285.6	289.0	313.1	—	—
	S L S C	0.025	0.038	0.025	0.032	—	0.024	0.027	0.028	0.024	—	—
	S L S C H	0.047	0.067	0.034	0.061	—	0.045	0.056	0.054	0.045	—	—
相関係数(X)	0.988	0.985	0.993	0.992	—	—	0.991	0.992	0.992	0.992	—	—
相関係数(Y)	0.996	0.987	0.983	0.995	—	—	0.996	0.994	0.993	0.996	—	—
推定誤差	30.7	19.9	23.7	21.9	—	—	29.0	28.9	21.3	32.6	—	—

：精度の良い手法(SLSC≦0.04)

：jackknife推定誤差が最小となる手法

：W=1/100採用値

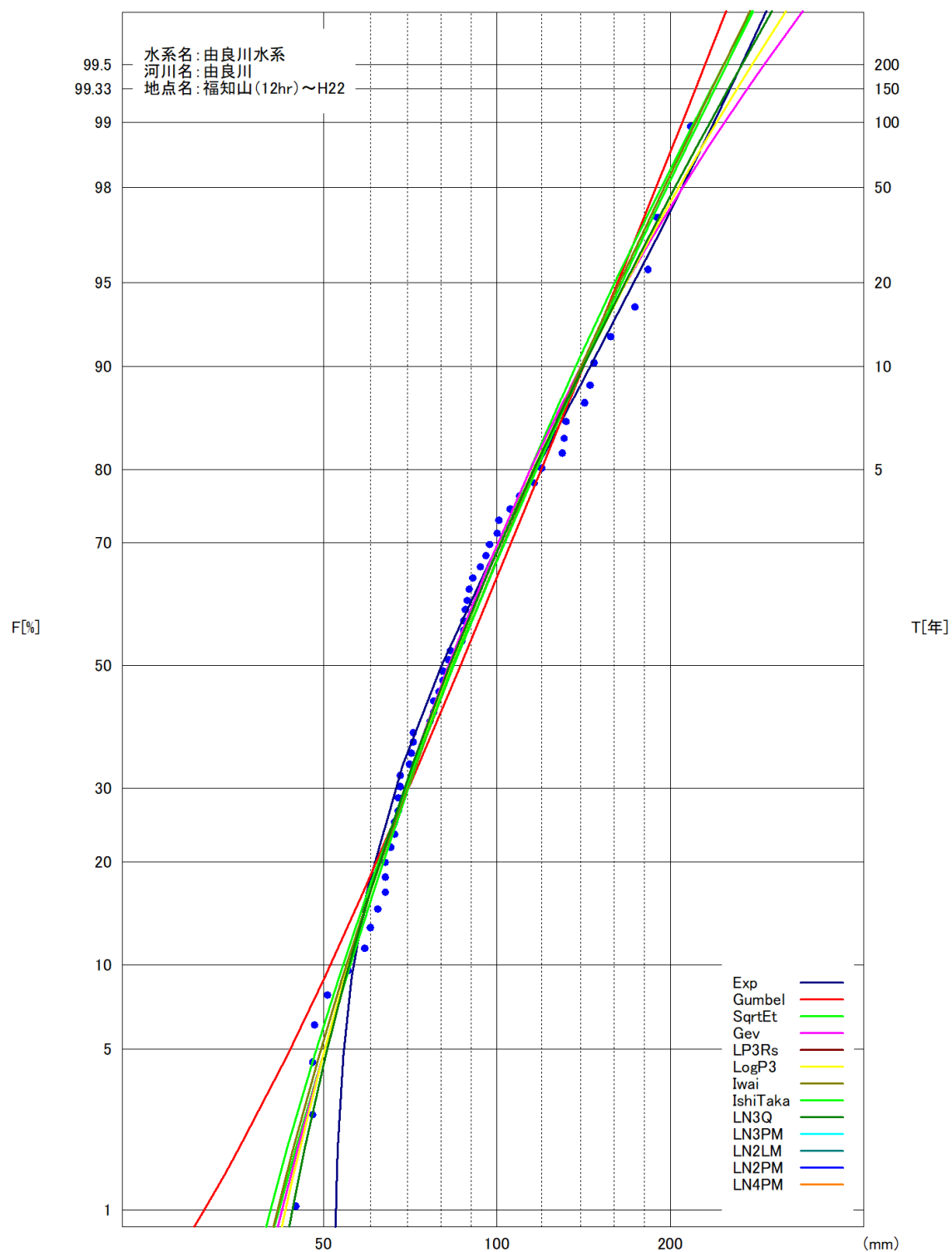


図 1-28 福知山地点における雨量確率計算結果
(基準地点福知山 12時間雨量 昭和28年(1953年)~平成22年(2010年): 58年間)

表 1-25 年最大12時間雨量一覧（基準地点福知山）

No.	西暦	洪水年月日			12時間雨量(mm)	備 考
1	1953	S28年	9月	23日	218.3	
2	1954	S29年	9月	18日	88.5	
3	1955	S30年	11月	16日	48.0	
4	1956	S31年	7月	23日	76.2	
5	1957	S32年	7月	16日	109.6	
6	1958	S33年	7月	26日	67.6	
7	1959	S34年	9月	26日	183.0	
8	1960	S35年	8月	29日	147.7	
9	1961	S36年	10月	27日	129.7	
10	1962	S37年	6月	9日	120.0	
11	1963	S38年	7月	11日	100.1	
12	1964	S39年	9月	24日	70.4	
13	1965	S40年	9月	14日	132.2	
14	1966	S41年	9月	18日	87.8	
15	1967	S42年	7月	9日	90.5	
16	1968	S43年	7月	2日	66.4	
17	1969	S44年	8月	22日	63.7	
18	1970	S45年	6月	14日	82.1	
19	1971	S46年	8月	30日	80.3	
20	1972	S47年	9月	16日	174.5	
21	1973	S48年	10月	13日	65.4	
22	1974	S49年	9月	9日	93.1	
23	1975	S50年	9月	23日	95.4	
24	1976	S51年	9月	13日	77.3	
25	1977	S52年	11月	16日	82.8	
26	1978	S53年	9月	15日	77.4	
27	1979	S54年	9月	30日	115.9	
28	1980	S55年	11月	21日	63.9	
29	1981	S56年	5月	17日	59.9	
30	1982	S57年	8月	1日	142.4	
31	1983	S58年	9月	28日	144.8	
32	1984	S59年	6月	26日	62.1	
33	1985	S60年	6月	27日	71.1	
34	1986	S61年	7月	10日	70.9	
35	1987	S62年	6月	9日	89.3	
36	1988	S63年	7月	15日	71.3	
37	1989	H1年	9月	3日	86.9	
38	1990	H2年	9月	19日	157.5	
39	1991	H3年	6月	13日	58.8	
40	1992	H4年	6月	23日	67.4	
41	1993	H5年	9月	14日	66.4	
42	1994	H6年	9月	29日	67.1	
43	1995	H7年	5月	12日	100.5	
44	1996	H8年	8月	28日	87.2	
45	1997	H9年	8月	5日	96.9	
46	1998	H10年	9月	22日	131.2	
47	1999	H11年	6月	29日	105.4	
48	2000	H12年	9月	11日	64.0	
49	2001	H13年	6月	19日	80.6	
50	2002	H14年	7月	9日	50.7	
51	2003	H15年	7月	13日	47.8	
52	2004	H16年	10月	20日	190.7	
53	2005	H17年	9月	4日	47.8	
54	2006	H18年	7月	18日	87.4	
55	2007	H19年	7月	12日	55.0	
56	2008	H20年	7月	28日	44.4	
57	2009	H21年	10月	7日	79.2	
58	2010	H22年	9月	27日	67.6	
59	2011	H23年	9月	21日	114.0	
60	2012	H24年	9月	30日	75.2	
61	2013	H25年	9月	15日	200.0	
62	2014	H26年	8月	16日	113.4	
63	2015	H27年	7月	17日	83.7	
64	2016	H28年	9月	20日	82.9	
65	2017	H29年	10月	22日	159.8	
66	2018	H30年	7月	4日	140.9	
67	2019	R1年	10月	12日	61.1	
68	2020	R2年	7月	5日	37.2	
69	2021	R3年	8月	13日	56.1	

また、気候変動の影響を考慮した対象降雨の降雨量として、基準地点福知山の1/100降雨量の211mm/12時間に降雨量変化倍率1.1倍を乗じて得られた232mm/12時間を採用した。

表 1-26 1/100確率規模降雨量（基準地点福知山）

	福知山	備考
1/100確率雨量 (S28-H22標本)	211mm/12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	232mm/12時間	211mm/12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」ととどめ、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。

⇒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。

(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。

⇒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福知山1/100確率雨量は221mm/12h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

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

計画対象洪水の選定にあたっては、基準地点福知山のピーク流量が福知山地点のピーク流量が氾濫注意水位相当流量以上、かつ基準地点上流域の降雨継続時間（12時間）内雨量の引き伸ばし率が2倍以下となる14洪水を選定した。

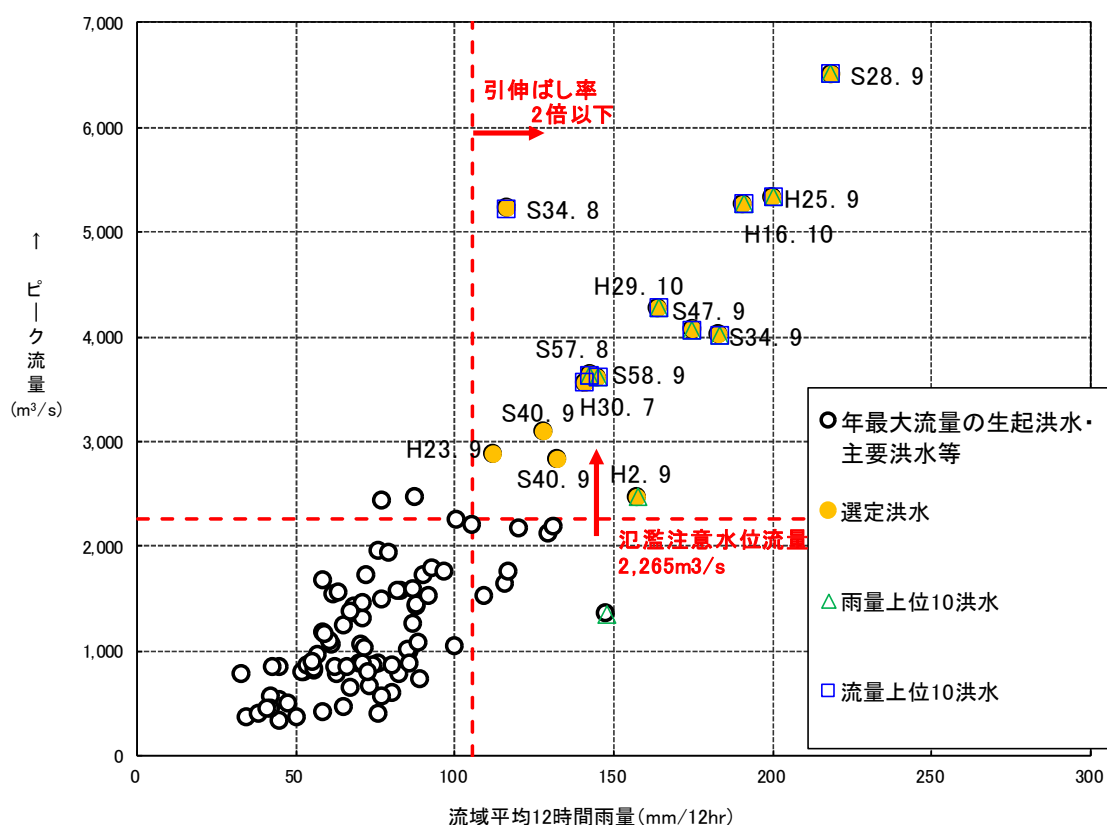


図 1-29 対象洪水の選定結果

表 1-27 対象洪水の選定結果

No	洪水年月日				実績 12時間 雨量 (mm)	①1/100降雨 気候変動なし 拡大率 (211mm/12hr) S28~H22標本	②1/100降雨 気候変動あり 拡大率 (①×1.1) (232mm/12hr)	基準地点福知山 基本高水の ピーク流量 (m3/s)	備考
1	S.	28.	9.	25	218.3	0.967	1.063	7196	
2	S.	34.	8.	14	116.3	1.814	1.996	7143	
3	S.	34.	9.	27	183.0	1.153	1.268	7071	
4	S.	40.	9.	14	132.2	1.596	1.756	6716	
5	S.	40.	9.	17	128.1	1.647	1.812	7605	
6	S.	47.	9.	17	174.5	1.209	1.330	4501	
7	S.	57.	8.	2	142.4	1.482	1.630	6685	
8	S.	58.	9.	28	144.8	1.457	1.603	8999	
9	H.	2.	9.	20	157.5	1.340	1.474	6957	
10	H.	16.	10.	20	190.7	1.106	1.217	7118	
11	H.	23.	9.	21	111.8	1.887	2.076	7054	
12	H.	25.	9.	16	200.0	1.055	1.161	7135	
13	H.	29.	10.	23	163.9	1.287	1.416	6848	
14	H.	30.	7.	7	140.9	1.498	1.647	6852	

1-9 対象降雨の地域分布及び時間分布の検討

1-9-1 考え方

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

従って、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、計画降雨としての妥当性評価により代表的な洪水に適さない洪水については検討対象から除外した上で計画降雨波形を設定する。

1-9-2 棄却基準の設定

計画対象洪水の選定にあたっては、基準地点福知山のピーク流量が氾濫注意水位相当流量以上かつ計画降雨継続時間（12時間）内雨量の引き伸ばし率が2倍以下となる14洪水を一次選定した。

その中で、計画雨量までの引き伸ばしを行った結果、時間分布及び地域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。

その理由は以下のとおりである。

- ・計画論において、基準点における計画規模を1/100として検討しており、洪水における地域的、時間的偏りはあるにしても、再現期間が500年以上は非現実的と言える。

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 1-30に示す通りであり、以下に示す4流域を選定した。

- ①大野ダム上流域
- ②本川中流域
- ③本川下流域
- ④土師川流域

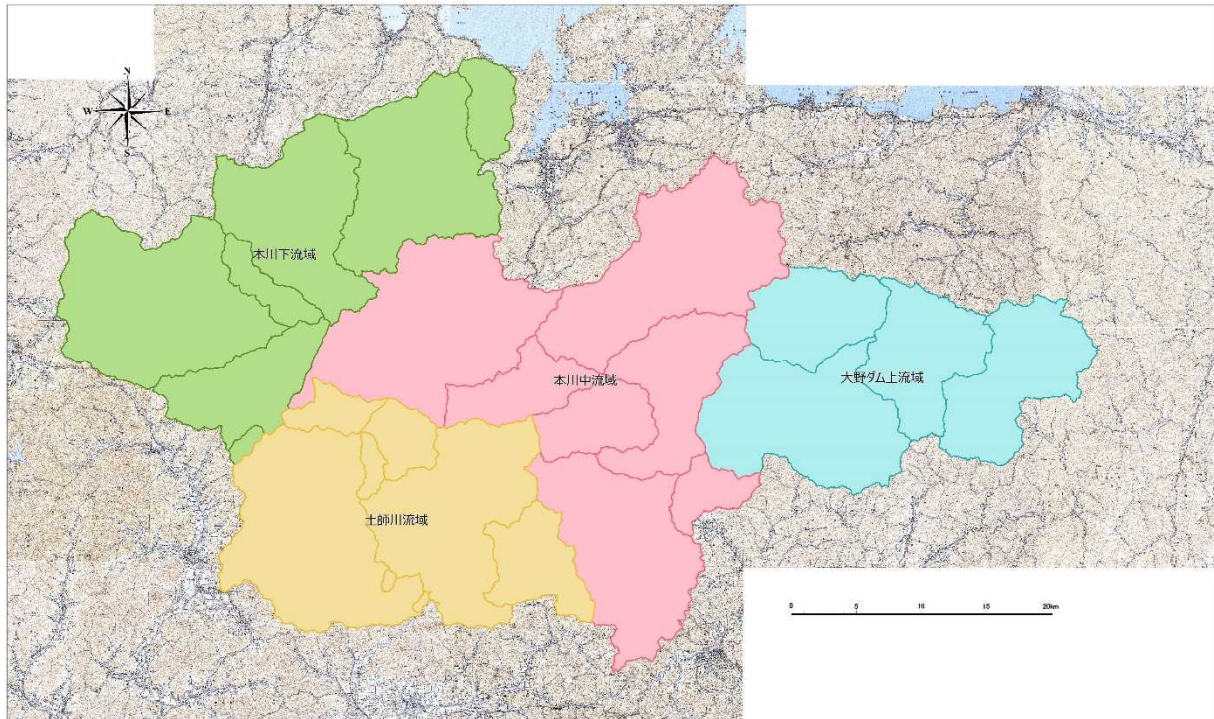


図 1-30 検討対象地域位置図

(2) 対象地域の雨量評価

前項にて選定した地域について、拡大後雨量の異常性評価を確認する。なお、対象の時間は基準地点福知山における12時間雨量が最大となる時間帯（降雨継続時間帯）とする。

各地域の拡大後雨量及び1/500雨量は表 1-28に示すとおりであり、3洪水が棄却となる。

表 1-28 地域分布の評価結果

No	洪水年月日	実績 12時間 雨量 (mm)	計画雨量 (mm/12hr)	拡大率 (211mm/12hr) S28～H22標本	拡大後 (1/100気候変動なし12hr拡大後) (mm/12hr)				棄却洪水
					大野ダム 上流域	本川 中流域	本川 下流域	土師川 流域	
1	S. 28. 9. 25	218.3	232	0.967	221.7	225.5	159.9	228.5	
2	S. 34. 8. 14	116.3	232	1.814	271.6	178.1	137.9	217.9	
3	S. 34. 9. 27	183.0	232	1.153	244.4	197.0	178.9	207.1	
4	S. 40. 9. 14	132.2	232	1.596	171.7	220.4	195.8	232.1	
5	S. 40. 9. 17	128.1	232	1.647	302.2	187.4	154.9	167.5	
6	S. 47. 9. 17	174.5	232	1.209	238.5	183.5	149.7	124.3	
7	S. 57. 8. 2	142.4	232	1.482	225.7	210.1	211.2	198.6	
8	S. 58. 9. 28	144.8	232	1.457	177.5	198.6	116.5	261.9	×
9	H. 2. 9. 20	157.5	232	1.340	243.0	218.6	175.3	208.2	
10	H. 16. 10. 20	190.7	232	1.106	200.6	211.1	250.7	227.7	×
11	H. 23. 9. 21	111.8	232	1.887	218.6	209.2	195.0	207.3	
12	H. 25. 9. 16	200.0	232	1.055	246.7	203.5	161.7	194.6	
13	H. 29. 10. 23	163.9	232	1.287	256.9	211.0	185.7	170.0	
14	H. 30. 7. 7	140.9	232	1.498	143.3	256.2	265.8	237.0	×
棄却基準値 【1/500雨量】		257.2	—		350	259	242	240	

※ 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、① S L S C ≤ 0. (注：時間雨量の統計範囲は昭和28年～平成22年)

1-9-4 時間分布の評価について

(1) 対象時間の選定

対象時間の考え方については、以下のとおりとした。

- ・ 短時間降雨による棄却基準は角屋式から得られる洪水到達時間が8時間～13時間であることや、9時間～24時間にかけてピーク流量と短時間雨量の相関が高まることから、9時間を短時間雨量として設定した。
- ・ また、計画降雨継続時間の12時間の1/2である6時間を短時間雨量として設定した。

(2) 時間分布の雨量評価

前項にて選定した短時間雨量について、拡大後雨量の異常性評価を確認する。

各時間の拡大後雨量及び1/500雨量は表 1-29に示すとおりであり、棄却洪水なしとなる。

表 1-29 時間分布の評価結果

No	洪水年月日	実績 12時間 雨量 (mm)	拡大率 (211mm/12hr) S28~H22標本	福知山 上流域 (1/100気候変動なし12hr拡大後)		棄却洪水
				6hr雨量	9hr雨量	
1	S. 28. 9. 25	218.3	0.967	120.6	174.2	
2	S. 34. 8. 14	116.3	1.814	117.7	168.9	
3	S. 34. 9. 27	183.0	1.153	147.4	188.7	
4	S. 40. 9. 14	132.2	1.596	130.4	176.1	
5	S. 40. 9. 17	128.1	1.647	130.4	190.3	
6	S. 47. 9. 17	174.5	1.209	151.7	191.9	
7	S. 57. 8. 2	142.4	1.482	141.2	172.6	
8	S. 58. 9. 28	144.8	1.457	169.1	194.7	
9	H. 2. 9. 20	157.5	1.340	144.5	190.1	
10	H. 16. 10. 20	190.7	1.106	140.0	180.4	
11	H. 23. 9. 21	111.8	1.887	130.2	184.1	
12	H. 25. 9. 16	200.0	1.055	133.2	174.7	
13	H. 29. 10. 23	163.9	1.287	124.6	171.6	
14	H. 30. 7. 7	140.9	1.498	133.2	171.1	
棄却基準値 【1/500雨量】		—	—	199	260	

※ : 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≦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）12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福知山において4,600m³/s～7,700m³/sとなる。

なお、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については参考値とした。

表 1-30 ピーク流量一覧時間分布の評価結果

No.	洪水年月日				基準地点福知山			基準地点福知山 基本高水の ピーク流量 (m³/s)
					実績雨量 (mm/12hr)	拡大率	計画規模の降 雨量 ×1.1倍 (mm/12hr)	
1	S.	28	9	25	218.3	1.063	232	7,200
2	S.	34	8	14	116.3	1.996	232	7,200
3	S.	34	9	27	183.0	1.268	232	7,100
4	S.	40	9	14	132.2	1.756	232	6,800
5	S.	40	9	17	128.1	1.812	232	7,700
6	S.	47	9	17	174.5	1.330	232	4,600
7	S.	57	8	2	142.4	1.630	232	6,700
8	S.	58	9	28	144.8	1.603	232	9,000
9	H.	2	9	20	157.5	1.474	232	7,000
10	H.	16	10	20	190.7	1.217	232	7,200
11	H.	23	9	21	111.8	2.076	232	7,100
12	H.	25	9	16	200.0	1.161	232	7,200
13	H.	29	10	23	163.9	1.416	232	6,900
14	H.	30	7	7	140.9	1.647	232	6,900

※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）

※ピーク流量について、100m³/sの端数については、切り上げるものとした。

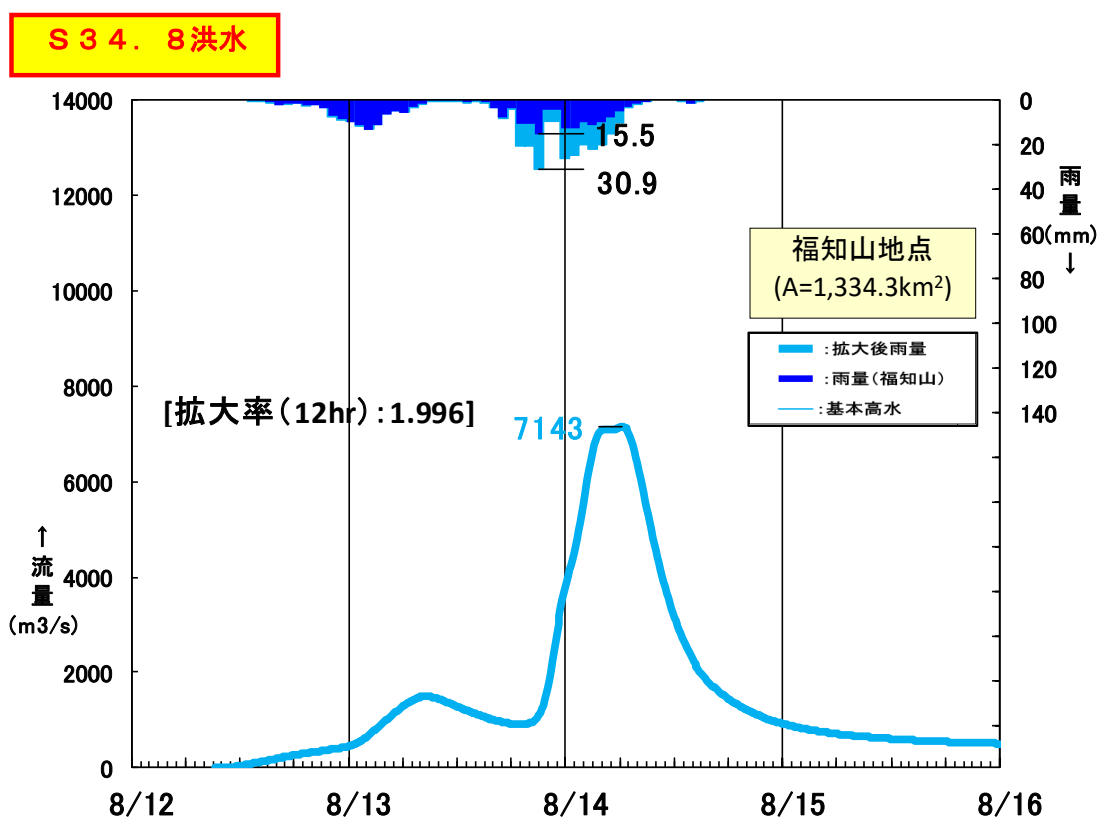
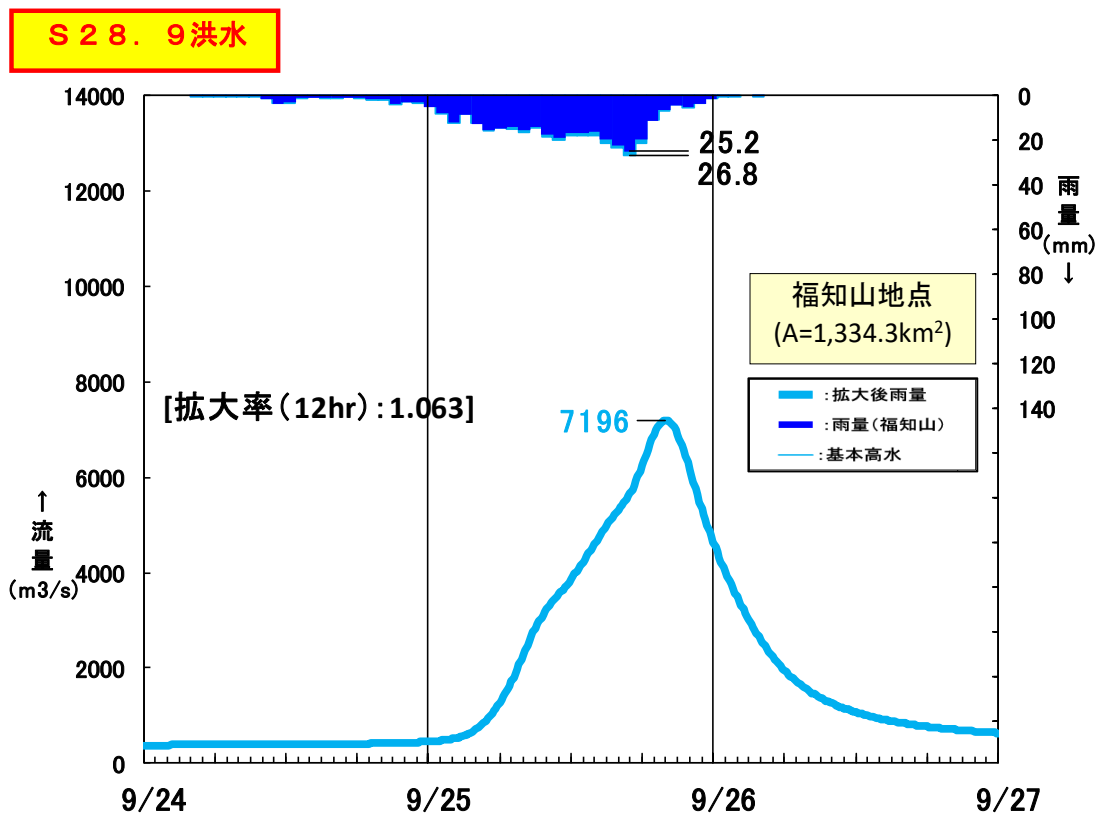


図 1-31 (1) 基本高水ハイドロ (由良川：福知山 本川W=1/100 降雨量変化倍率1.1倍後)

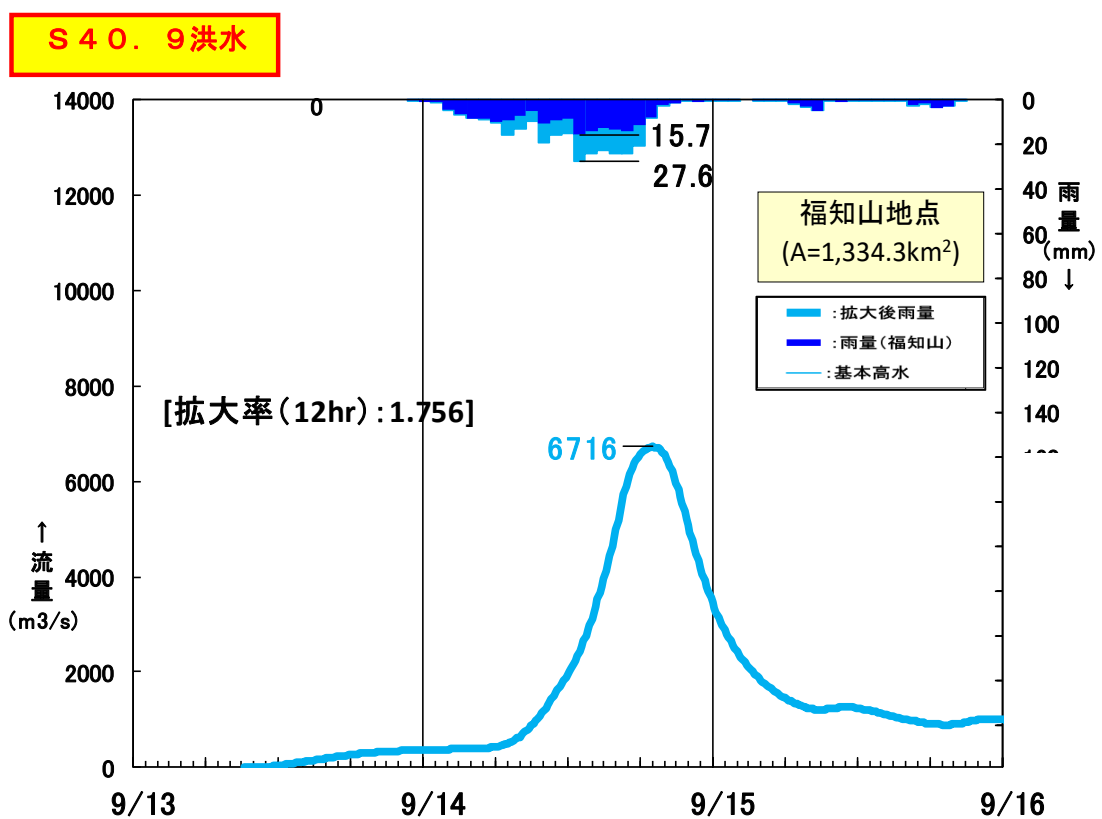
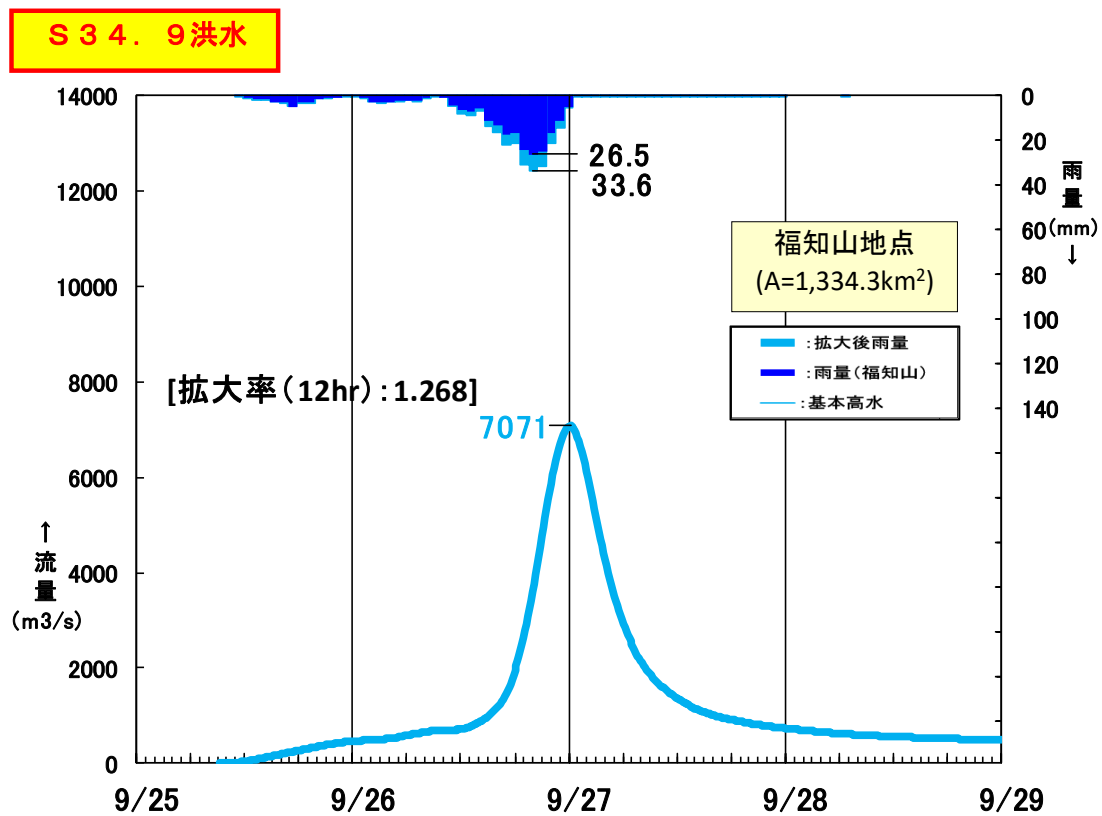
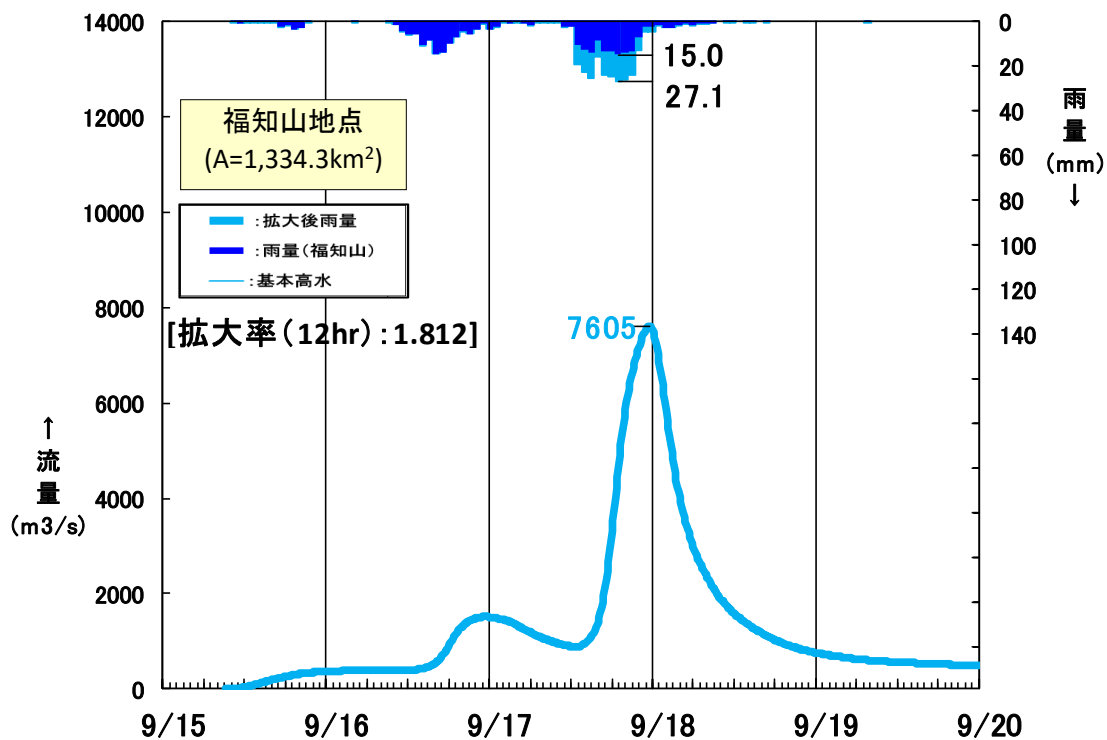


図 1-31 (2) 基本高水ハイドロ (由良川 : 福知山 本川W=1/100 降雨量変化倍率1.1倍後)

S 4 0 . 9 洪水



S 4 7 . 9 洪水

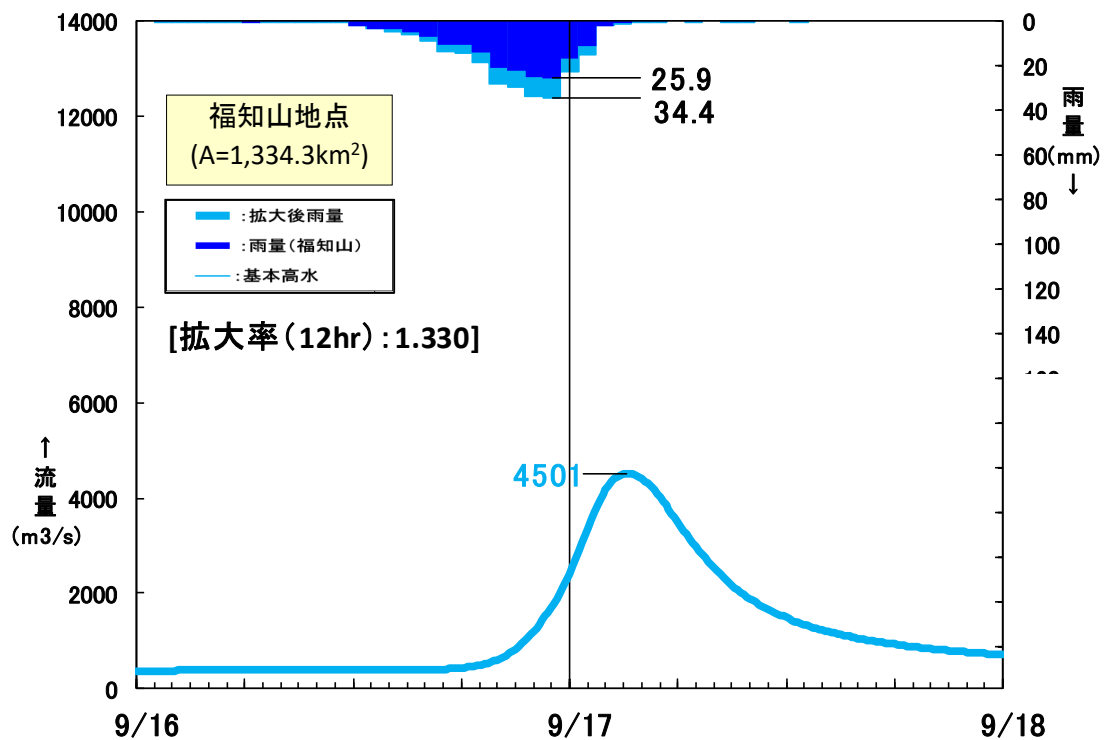
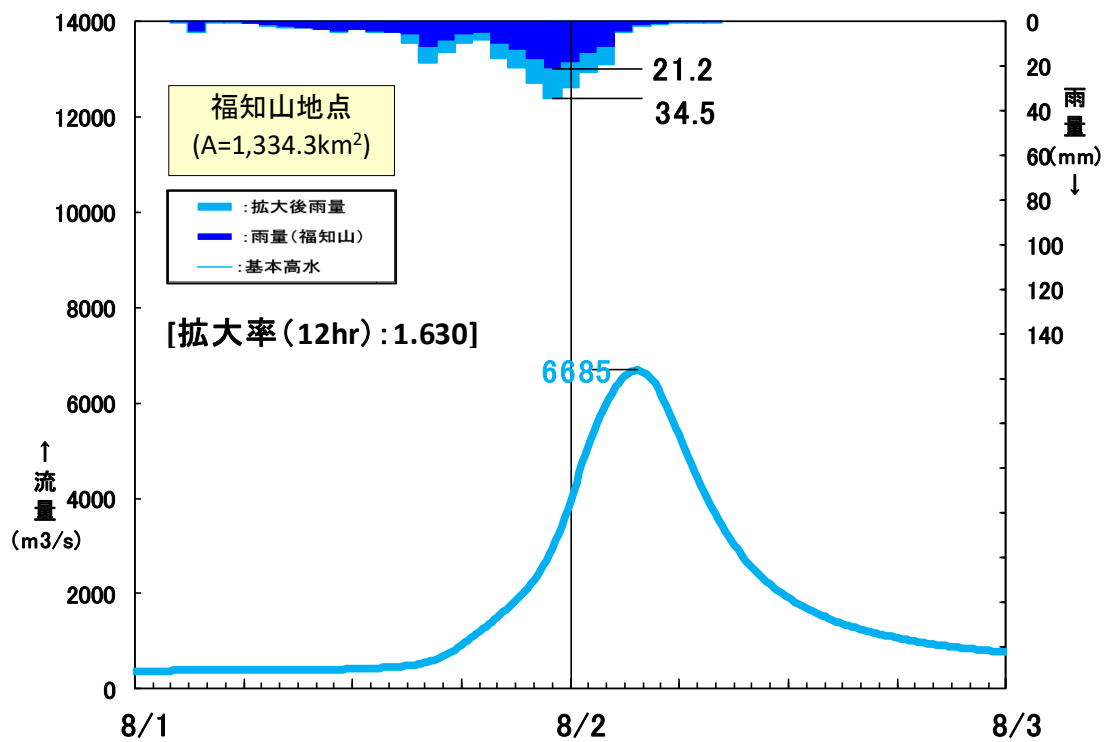


図 1-31 (3) 基本高水ハイドロ (由良川：福知山 本川 $W=1/100$ 降雨量変化倍率1.1倍後)

S 5 7 . 7 洪水



H 2 . 9 洪水

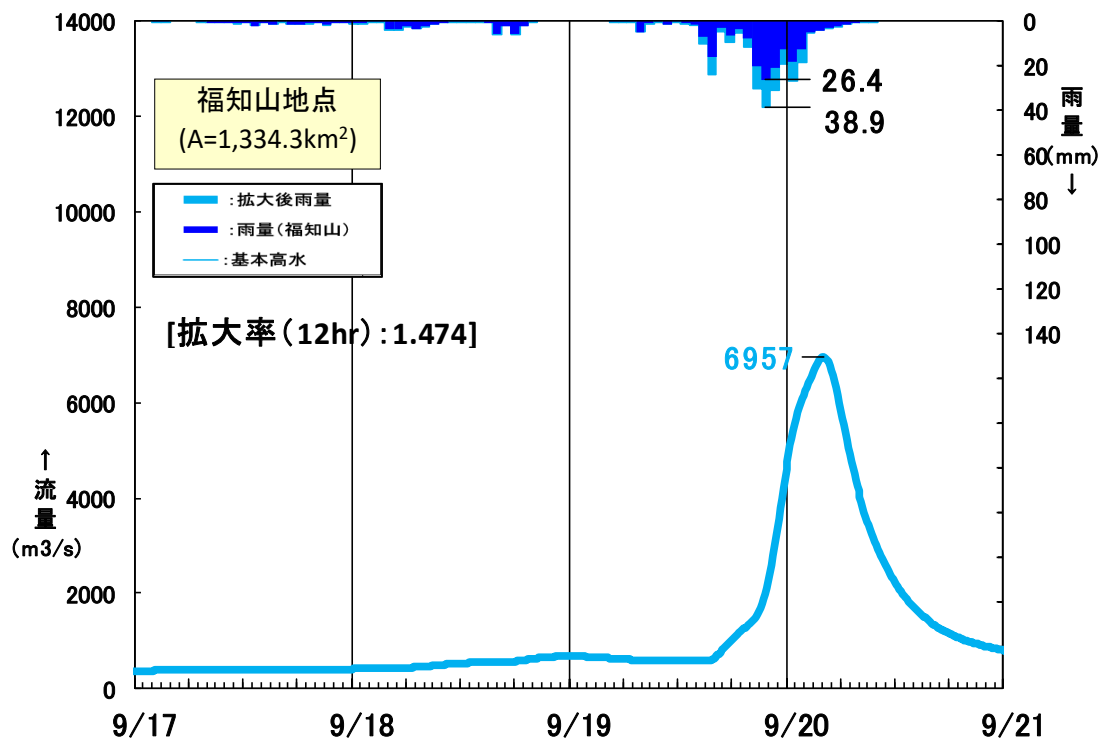
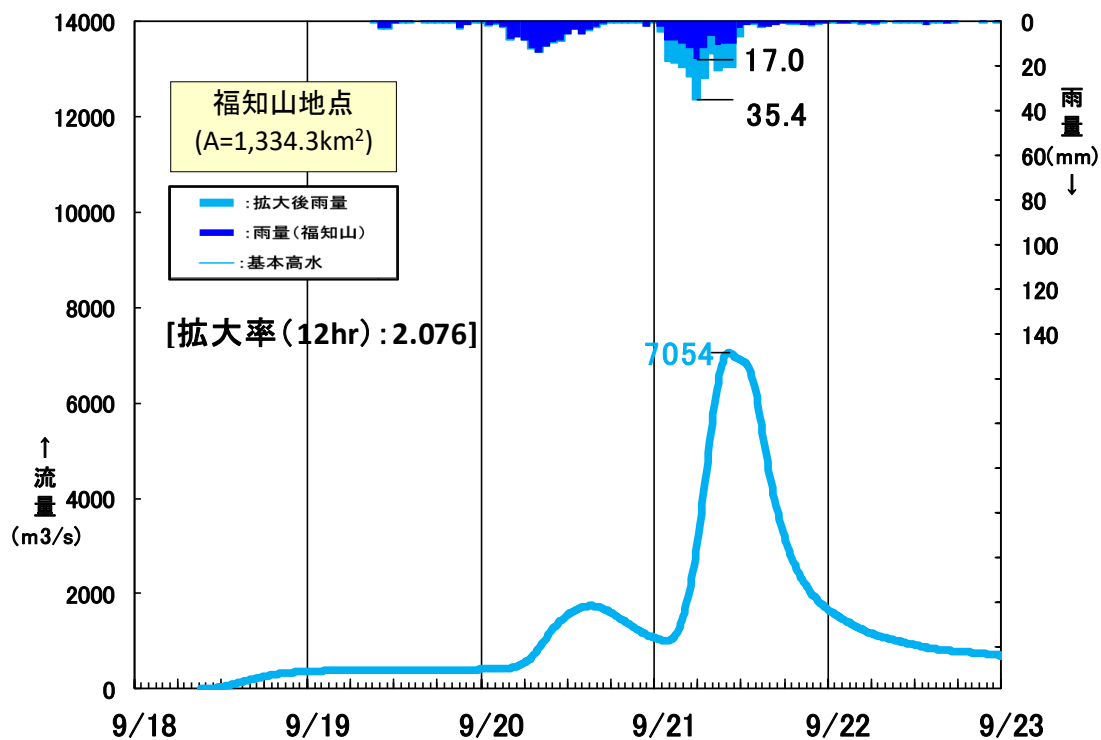


図 1-31 (4) 基本高水ハイドロ (由良川 : 福知山 本川W=1/100 降雨量変化倍率1.1倍後)

H 2 3 . 9 洪水



H 2 5 . 9 洪水

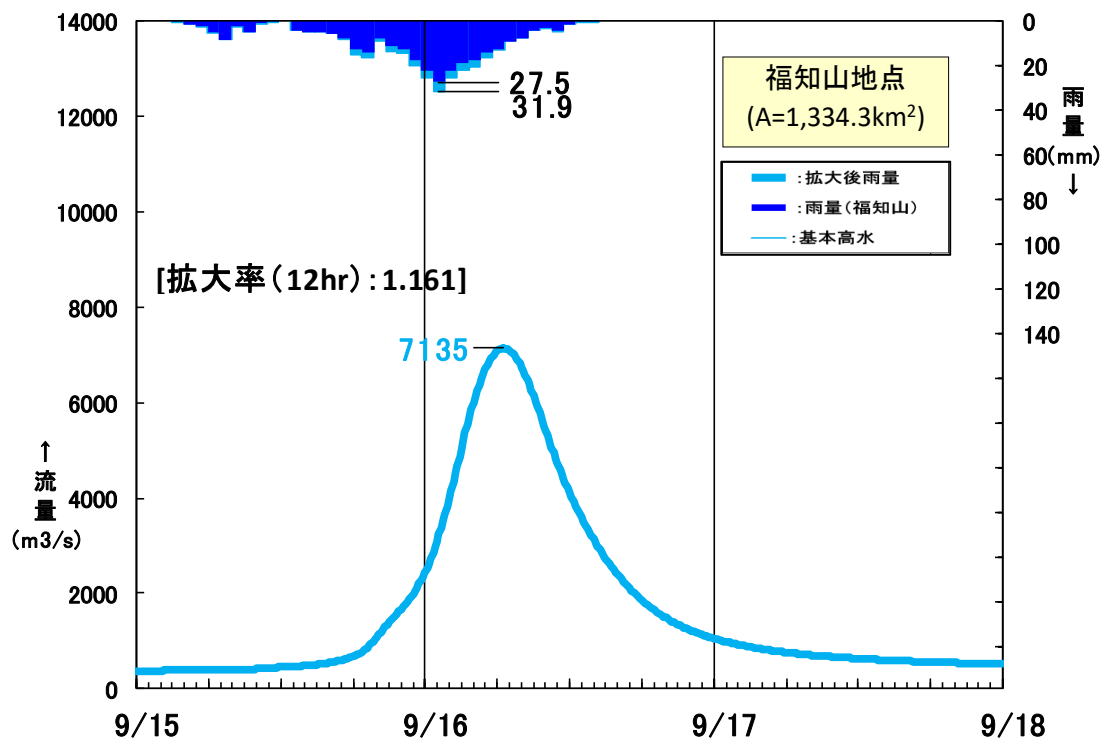


図 1-31 (5) 基本高水ハイドロ (由良川 : 福知山 本川W=1/100 降雨量変化倍率1.1倍後)

H 2 9 . 1 0 洪水

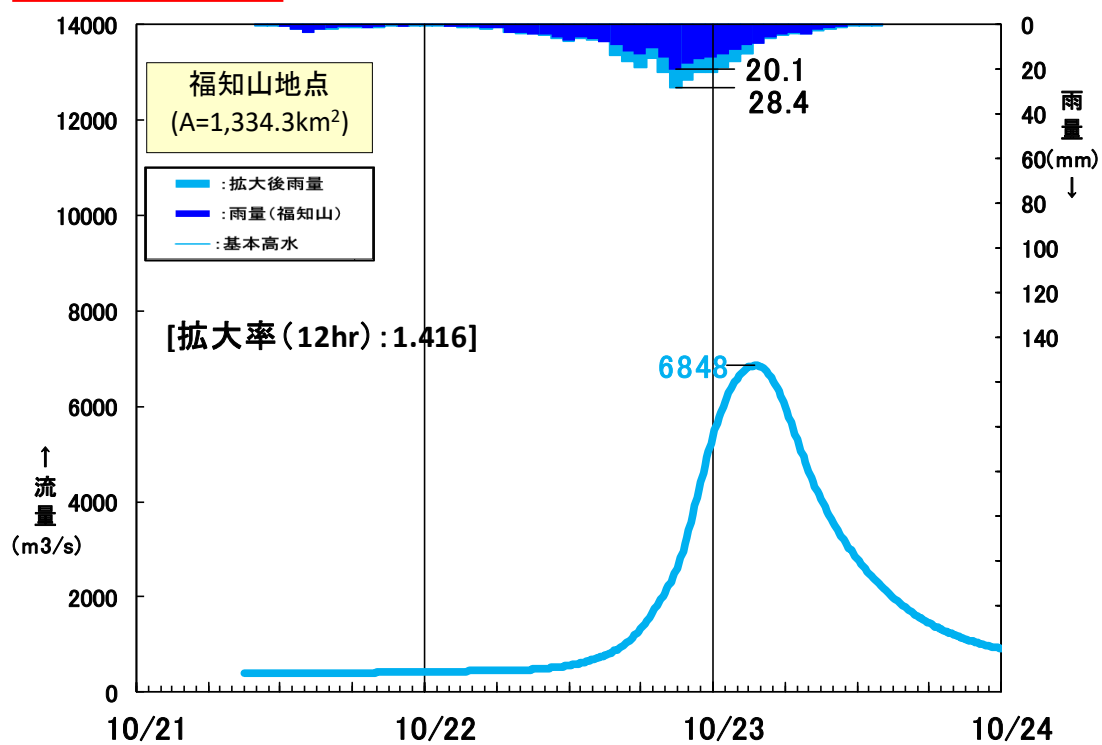


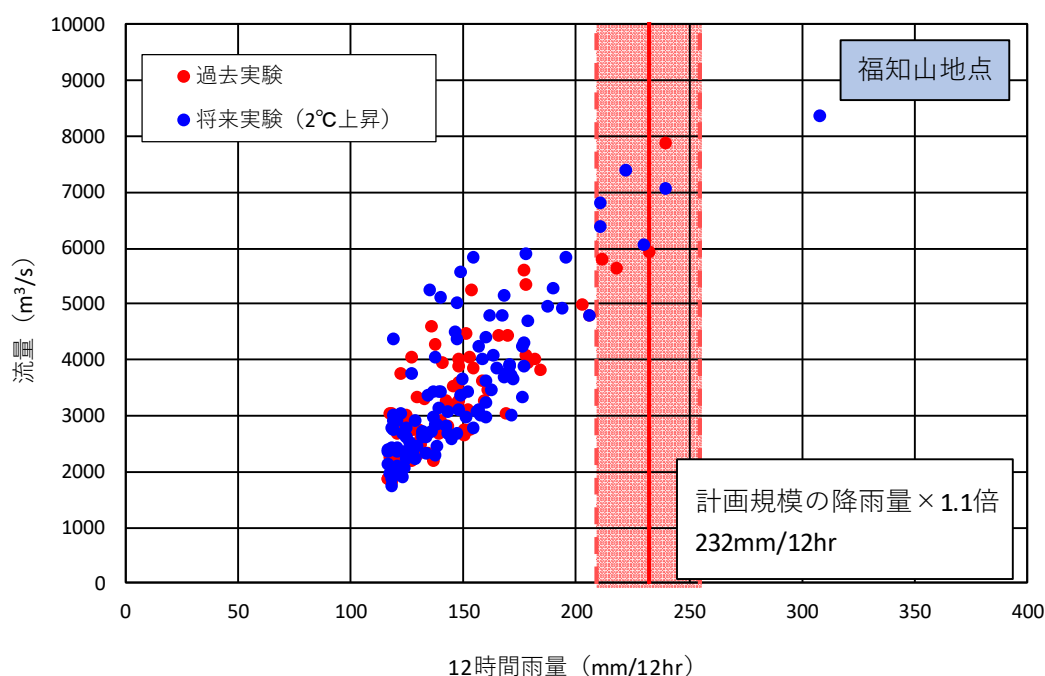
図 1-31 (6) 基本高水ハイドロ (由良川: 福知山 本川 $W=1/100$ 降雨量変化倍率1.1倍後)

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℃上昇のシナリオRCP8.5における近未来の気候（2℃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℃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、現在気候及び将来気候の年最大流域平均雨量標本から計画対象降雨の降雨量232mm/12hrの10%の範囲内に入る9洪水を抽出した。抽出した9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考慮した1/100確率規模の12時間雨量232mm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、約6,000m³/sから7,900m³/sの範囲となる。



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

図 1-32 アンサンブル予測降雨波形からの抽出

※ 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

表 1-31 アンサンブル予測降雨波形のピーク流量一覧（福知山地点）

福知山地点

洪水名		福知山地点 12時間雨量 (mm)	気候変動後 1/100雨量 (mm)	拡大率 (福知山地点対象)	福知山地点 ピーク流量 (m ³ /s)	クラスター
将来実験						
GF_m101	20720913	210.8	232	1.101	7,390	2
HA_m101	20750925	239.5		0.969	6,814	2
MI_m101	20860831	210.4		1.103	7,872	5
MI_m105	20660830	221.5		1.047	7,804	2
MI_m105	20890905	229.8		1.010	6,119	4
過去実験						
HPB_m003	19860831	218.1	232	1.064	6,085	2
HPB_m005	20060913	231.9		1.000	5,920	2
HPB_m007	20090902	239.5		0.969	7,650	5
HPB_m009	20110807	211.0		1.100	6,532	3

最大

最小

最大

最小

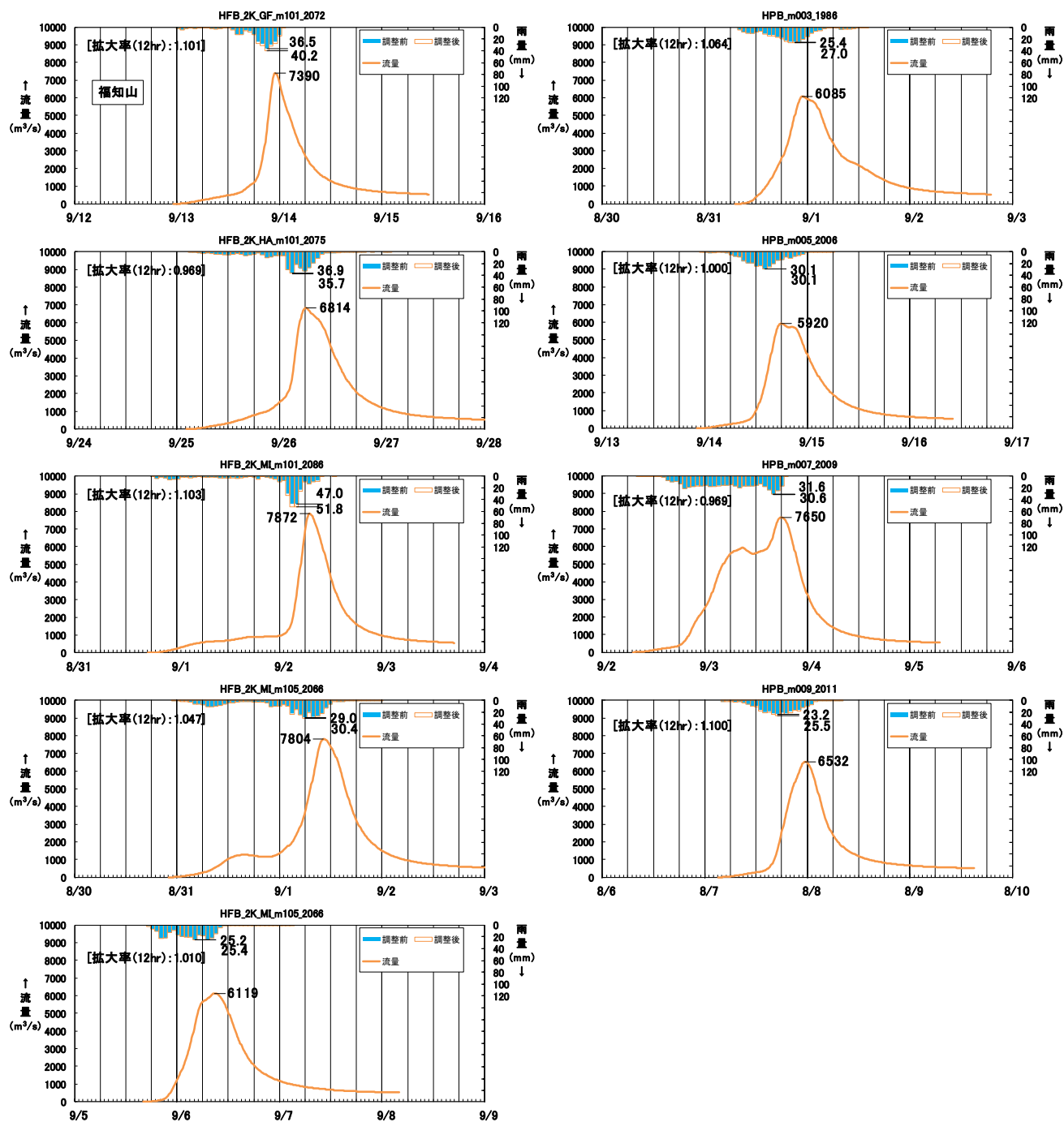


図 1-33 抽出した予測降雨波形群によるハイドログラフ（福知山地点）

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3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。

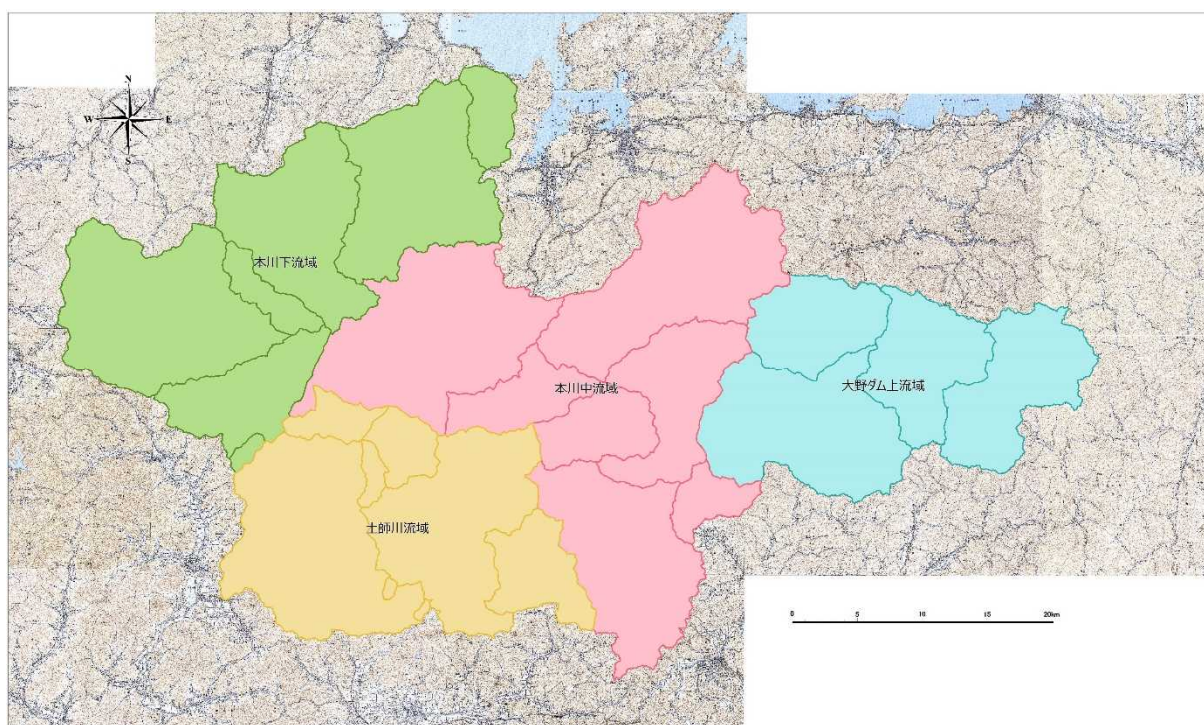


図 1-34 空間分布のチェック

(1) 空間分布のチェック

d2PDF（将来気候）から計画規模の降雨量近傍（5洪水）のアンサンブル降雨波形を抽出し、各波形について、継続時間内の小流域の流域平均雨量／基準地点流域平均雨量を求める（各小流域の基準地点流域全体に対する雨量の比率）。（表 1-32参照）

棄却した引き伸ばし降雨波形も同様に比率を求め（表 1-33参照）、2洪水の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から大きく逸脱していることを確認した。

表 1-32 雨量の比率（アンサンブル将来予測降雨波形）

洪水			福知山上流域平均		大野ダム上流域 (354.0km ²)		本川中流域 (604.0km ²)		土師川流域 (386.3km ²)		本川下流域 (537.8km ²)		W100 福知山 ピーク流量 (m ³ /s)
項目	d2PDF アンサンブル	年月日	予測 雨量 (mm/12hr)	予測 雨量 (mm/12hr)	福知山 雨量に対する 比率	予測 雨量 (mm/12hr)	福知山 雨量に対する 比率	予測 雨量 (mm/12hr)	福知山 雨量に対する 比率	予測 雨量 (mm/12hr)	福知山 雨量に対する 比率		
将来 実績	GF_m101	20720913	210.8	156.4	0.74	230.2	1.09	229.1	1.09	199.5	0.95		6,890
	HA_m101	20750925	239.5	161.5	0.67	254.6	1.06	286.7	1.20	230.0	0.96		6,393
	MI_m101	20860831	210.4	194.5	0.92	231.9	1.10	189.5	0.90	125.9	0.60		9,190
	MI_m105	20660830	221.5	257.6	1.16	212.5	0.96	203.4	0.92	241.9	1.09		6,730
	MI_m105	20890905	229.8	176.6	0.77	213.3	0.93	305.7	1.33	246.4	1.07		5,496

：最大比率

表 1-33 雨量の比率（棄却した引き伸ばし降雨波形）

洪水年月日				福知山上流域平均			大野ダム 上流域 (354.0km ²)		本川 中流域 (604.0km ²)		土師川 流域 (386.3km ²)		本川 下流域 (537.8km ²)		W100 福知山 ピーク流量 (m ³ /s)
				実績雨量 (mm/12hr)	計画雨量 (mm/12hr)	拡大率	拡大後 雨量 (mm/12hr)	福知山 計画雨量に 対する比率	拡大後 雨量 (mm/12hr)	福知山 計画雨量に 対する比率	拡大後 雨量 (mm/12hr)	福知山 計画雨量に 対する比率	拡大後 雨量 (mm/12hr)	福知山 計画雨量に 対する比率	
S.	58.	9.	28	144.8	232	1.602	192.6	1.33	218.5	1.51	290.0	2.00	125.8	0.87	8,999
H.	16.	10.	20	190.7	232	1.217	220.2	1.15	233.2	1.22	249.1	1.31	275.5	1.44	7,118
H.	30.	7.	7	140.9	232	1.647	143.4	1.02	281.3	2.00	260.4	1.85	291.5	2.07	6,852

：棄却洪水：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

：棄却となる比率

(2) 時間分布のチェック

d2PDF（将来気候）から計画規模の降雨量近傍（5洪水）のアンサンブル降雨波形を抽出し、各波形について、短時間（例えば洪水到達時間やその1/2の時間）の流域平均雨量／継続時間内の流域平均雨量を求める（短時間雨量と継続時間雨量との比率）。（表 1-34参照）

棄却した引き伸ばし降雨波形も同様に比率を求め（表 1-35参照）、1洪水の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から逸脱していることを確認した。

表 1-34 雨量の比率（アンサンブル将来予測降雨波形）

洪水		福知山上流域平均			W100 福知山 ピーク流量 (m ³ /s)
項目	d2PDF アンサンブル	①12時間 予測 雨量 (mm/12hr)	②6時間 予測 雨量 (mm/6hr)	比率 ②／①	
将来実験	GF_m101	210.8	157.6	0.75	6,890
	HA_m101	239.5	179.4	0.75	6,393
	MI_m101	210.4	168.9	0.80	9,190
	MI_m105	221.5	146.9	0.66	6,730
	MI_m105	229.8	128.1	0.56	5,496

0.80:最大比率

表 1-35 雨量の比率（棄却した引き伸ばし降雨波形）

洪水年月日				福知山上流域平均				W100 福知山 ピーク流量 (m3/s)	
				実績雨量 (mm/12hr)	①計画雨量 (mm/12hr)	拡大率	②計画雨量 拡大後 6時間雨量 (mm/6hr)		比率 ②/①
S.	58.	9.	28	144.8	232	1.602	186.0	0.80	8,999
H.	16.	10.	20	190.7	232	1.217	154.1	0.66	7,118
H.	30.	7.	7	140.9	232	1.647	146.4	0.63	6,852

0.80:棄却洪水: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

0.63:棄却となる比率

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。

このため、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ワード法により5つのクラスターに分類した。

福知山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、福知山地点ではクラスター1, 2, 4, 5と評価された。したがって、アンサンブル将来予測から対象波形に含まれないクラスター3に該当する1洪水を計画降雨量近傍から抽出し、気候変動を考慮した1/100確率規模の降雨量まで引き伸ばして、流出計算モデルにより流出量を算出し、基本高水流量の検討に用いる。

表 1-36 寄与率分析一覧（福知山地点）

No.	洪水名	クラスター分類	実績12時間雨量(mm/12hr)			
			大野ダム上流域	本川中流域	本川下流域	土師川流域
1	S280925	5	221.7	225.5	159.9	228.5
2	S340814	1	164.9	98.2	77.4	120.1
3	S340927	2	213.0	170.9	155.2	180.8
4	S400914	2	107.6	138.1	131.6	146.9
5	S400917	5	183.5	113.8	97.1	114.2
6	S470917	5	229.4	176.7	144.3	122.5
7	S570802	2	152.3	141.8	142.5	134.0
8	S580928	3	121.8	136.3	93.1	180.9
9	H020920	5	190.2	154.8	122.4	140.2
10	H161020	4	185.9	191.6	226.5	205.7
11	H230921	4	116.8	110.8	103.3	128.1
12	H250916	5	236.0	193.5	153.3	185.2
13	H291023	2	202.2	163.8	146.8	133.4
14	H300707	4	143.3	171.0	179.7	158.2
:棄却洪水						

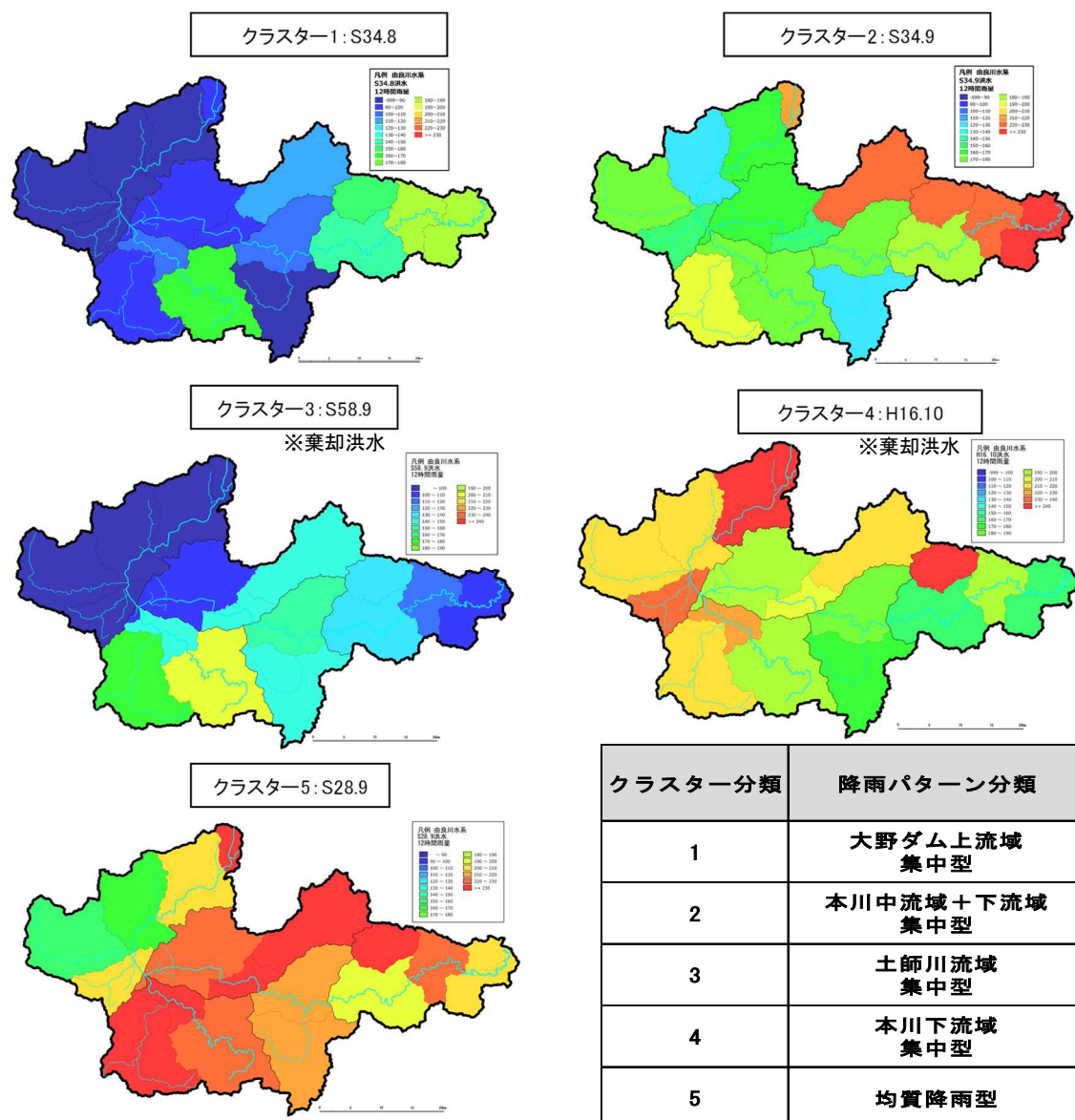


図 1-35 アンサンブル予測降雨による分布パターン例

1-12 既往洪水からの検討

既往最大洪水となる昭和28年（1953年）9月洪水（台風13号）の実績ピーク流量は、福知山地点で $6,500\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

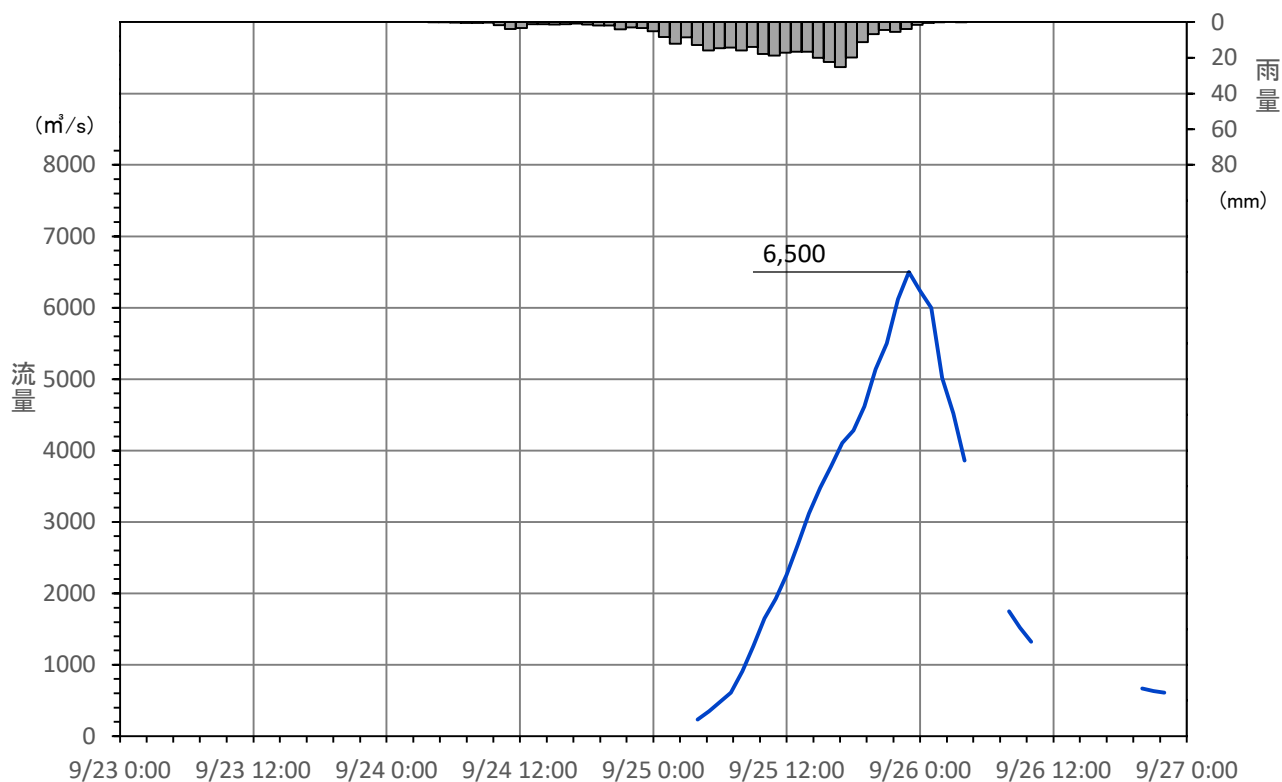


図 1-36 昭和28年（1953年）9月洪水（台風13号）の実績流量ハイドロ
（基準地点福知山）

1-13 【参考】流量データによる確率からの検討

参考として、既定計画の考え方と同様に、流量データを確率統計処理することにより、1/100の確率流量値を算定した。

その結果、昭和28年（1930年）～平成22年（2010年）の58年間の年最大実績流量を確率処理した結果、計画の目標とする規模である1/100に対する確率流量値は、 $5,900\text{m}^3/\text{s}$ ～ $8,600\text{m}^3/\text{s}$ であり、既定計画で定めた基本高水のピーク流量 $7,700\text{m}^3/\text{s}$ は確率流量値の範囲内となっていることを確認した。

表 1-37 基準地点福知山における1/100確率流量算定結果

確 率 分 布 モ デ ル	確率流量(m^3/s)	SLSC
一 般 化 極 値 分 布	7,800	0.031
グ ン ベ ル 法	5,900	0.057
指 数 分 布	6,900	0.029
平 方 根 指 数 型	6,500	0.041
対数ピアソンⅢ型分布<LP3(Rs)>	6,300	0.059
対数ピアソンⅢ型分布<LogP3>	8,500	0.029
対 数 正 規 分 布 (岩 井 法)	8,600	0.028
対 数 正 規 分 布 (石 原 ・ 高 瀬 法)	—	—
対 数 正 規 分 布 (ク オ ン タ イ ル 法)	7,900	0.030
3 母 数 対 数 正 規 分 布 (積 率 法)	—	—
2 母 数 対 数 正 規 分 布 (L 積 率 法)	7,900	0.031
2 母 数 対 数 正 規 分 布 (積 率 法)	7,600	0.032

表 1-38 福知山地点年最大流量

標本 No.	西曆	洪水年月日	福知山地点流量 (m^3/s)	順位	備 考
1	1953	S. 28 年 9月 25日	6,500	1	
2	1954	S. 29 年 6月 23日	1,460	36	
3	1955	S. 30 年 2月 28日	530	58	
4	1956	S. 31 年 9月 27日	1,200	39	
5	1957	S. 32 年 7月 17日	1,520	34	
6	1958	S. 33 年 9月 27日	790	47	
7	1959	S. 34 年 9月 27日	5,220	4	
8	1960	S. 35 年 8月 30日	1,640	31	
9	1961	S. 36 年 9月 27日	2,850	14	
10	1962	S. 37 年 6月 10日	2,290	18	
11	1963	S. 38 年 6月 4日	1,710	29	
12	1964	S. 39 年 9月 25日	1,170	40	
13	1965	S. 40 年 9月 14日	3,090	11	
14	1966	S. 41 年 9月 19日	1,470	35	
15	1967	S. 42 年 7月 10日	1,900	24	
16	1968	S. 43 年 3月 1日	340	69	
17	1969	S. 44 年 7月 2日	530	58	
18	1970	S. 45 年 6月 16日	2,070	22	
19	1971	S. 46 年 8月 31日	780	48	
20	1972	S. 47 年 9月 17日	5,120	5	
21	1973	S. 48 年 10月 14日	500	60	
22	1974	S. 49 年 9月 9日	1,970	23	
23	1975	S. 50 年 8月 23日	700	51	
24	1976	S. 51 年 9月 10日	2,420	16	
25	1977	S. 52 年 11月 17日	780	48	
26	1978	S. 53 年 9月 16日	580	56	
27	1979	S. 54 年 10月 1日	1,650	30	
28	1980	S. 55 年 8月 23日	410	66	
29	1981	S. 56 年 6月 27日	570	57	
30	1982	S. 57 年 8月 2日	4,210	7	
31	1983	S. 58 年 9月 28日	3,940	9	
32	1984	S. 59 年 6月 27日	880	44	
33	1985	S. 60 年 6月 28日	1,310	37	
34	1986	S. 61 年 7月 22日	1,800	26	
35	1987	S. 62 年 6月 9日	720	50	
36	1988	S. 63 年 7月 16日	1,810	25	
37	1989	H. 1 年 9月 3日	1,630	32	
38	1990	H. 2 年 9月 20日	2,860	13	
39	1991	H. 3 年 4月 30日	410	66	
40	1992	H. 4 年 8月 20日	460	64	
41	1993	H. 5 年 9月 14日	840	46	
42	1994	H. 6 年 9月 30日	650	55	
43	1995	H. 7 年 5月 12日	2,270	19	
44	1996	H. 8 年 8月 28日	1,250	38	
45	1997	H. 9 年 8月 5日	1,780	28	
46	1998	H. 10 年 9月 22日	2,350	17	
47	1999	H. 11 年 6月 30日	2,230	20	
48	2000	H. 12 年 11月 2日	1,570	33	
49	2001	H. 13 年 6月 20日	870	45	
50	2002	H. 14 年 7月 10日	370	68	
51	2003	H. 15 年 7月 14日	470	62	
52	2004	H. 16 年 10月 20日	5,800	3	
53	2005	H. 17 年 7月 5日	450	65	
54	2006	H. 18 年 7月 19日	2,570	15	
55	2007	H. 19 年 7月 12日	900	43	
56	2008	H. 20 年 3月 20日	670	53	
57	2009	H. 21 年 10月 8日	1,170	40	
58	2010	H. 22 年 5月 24日	700	51	
59	2011	H. 23 年 9月 21日	2,960	12	
60	2012	H. 24 年 6月 20日	470	62	
61	2013	H. 25 年 9月 16日	6,180	2	
62	2014	H. 26 年	3,580	10	
63	2015	H. 27 年	2,230	20	
64	2016	H. 28 年 9月 20日	1,800	26	
65	2017	H. 29 年 10月 23日	4,770	6	
66	2018	H. 30 年 7月 7日	3,960	8	
67	2019	R. 1 年	480	61	
68	2020	R. 2 年 7月 8日	663	54	
69	2021	R. 3 年 8月 15日	1,014	42	

表 1-39 由良川水系 由良川 福知山流量確率計算結果（年最大流量：S28年～H22年）

（単位：m³/s）

項 目		福知山～H22												適合度の良い手法による 平均値	
		毎 年 値													
		一般化極値分布	グンベル分布	指数分布	平方根指数型 最大値分布	対数ピアソン Ⅲ型分布		対数正規分布 (岩井法)	対数正規分布 (石原・高瀬 法)	対数正規分布 (クオンタイル法)	3母数 対数正規分布 (積率法)	2母数 対数正規分布 (L積率法)	2母数 対数正規分布 (積率法)		
						LP3 (Rs)	LogP3								
標本数		58												単純平均	小数点以下 切上げ
最大値		6,500.0													
確 率 規 模	1/2	1,292	1,485	1,264	1,302	1,336	1,242	1,226	—	1,252	—	1,276	1,276	1,295	1,296
	1/3	1,768	2,036	1,842	1,763	1,924	1,732	1,726	—	1,744	—	1,784	1,772	1,809	1,810
	1/5	2,386	2,650	2,570	2,341	2,632	2,401	2,415	—	2,404	—	2,456	2,423	2,468	2,468
	1/10	3,315	3,422	3,558	3,163	3,549	3,442	3,488	—	3,400	—	3,460	3,389	3,419	3,419
	1/20	4,401	4,162	4,546	4,050	4,422	4,672	4,746	—	4,537	—	4,591	4,470	4,460	4,460
	1/30	5,127	4,588	5,124	4,603	4,913	5,493	5,577	—	5,274	—	5,319	5,163	5,118	5,119
	1/50	6,155	5,120	5,852	5,338	5,511	6,649	6,735	—	6,287	—	6,312	6,105	6,006	6,007
	1/80	7,229	5,607	6,522	6,053	6,040	7,843	7,915	—	7,305	—	7,305	7,044	6,886	6,887
	1/100	7,788	5,838	6,840	6,405	6,284	8,458	8,517	—	7,820	—	7,804	7,515	7,327	7,327
	1/150	8,891	6,257	7,418	7,068	6,717	9,659	9,683	—	8,808	—	8,760	8,415	8,168	8,168
模	1/200	9,748	6,553	7,828	7,555	7,015	10,582	10,568	—	9,552	—	9,477	9,089	8,797	8,797
	1/400	12,105	7,267	8,816	8,788	7,703	13,066	12,915	—	11,501	—	11,346	10,840	10,435	10,435
	1/500	12,961	7,497	9,135	9,203	7,915	13,950	13,738	—	12,178	—	11,992	11,444	11,001	11,002
S L S C		0.031	0.057	0.029	0.041	0.059	0.029	0.028	—	0.030	—	0.031	0.032		
S L S C H		0.049	0.099	0.048	0.074	0.057	0.048	0.049	—	0.047	—	0.043	0.045		
相関係数(X)		0.981	0.968	0.991	0.987	0.987	0.979	0.980	—	0.984	—	0.985	0.986		
相関係数(Y)		0.993	0.985	0.996	0.993	0.993	0.994	0.994	—	0.994	—	0.994	0.994		
推定誤差		1732.0	855.0	1030.0	1000.0	755.0	2109.0	2699.0	—	2839.0	—	1656	1531		

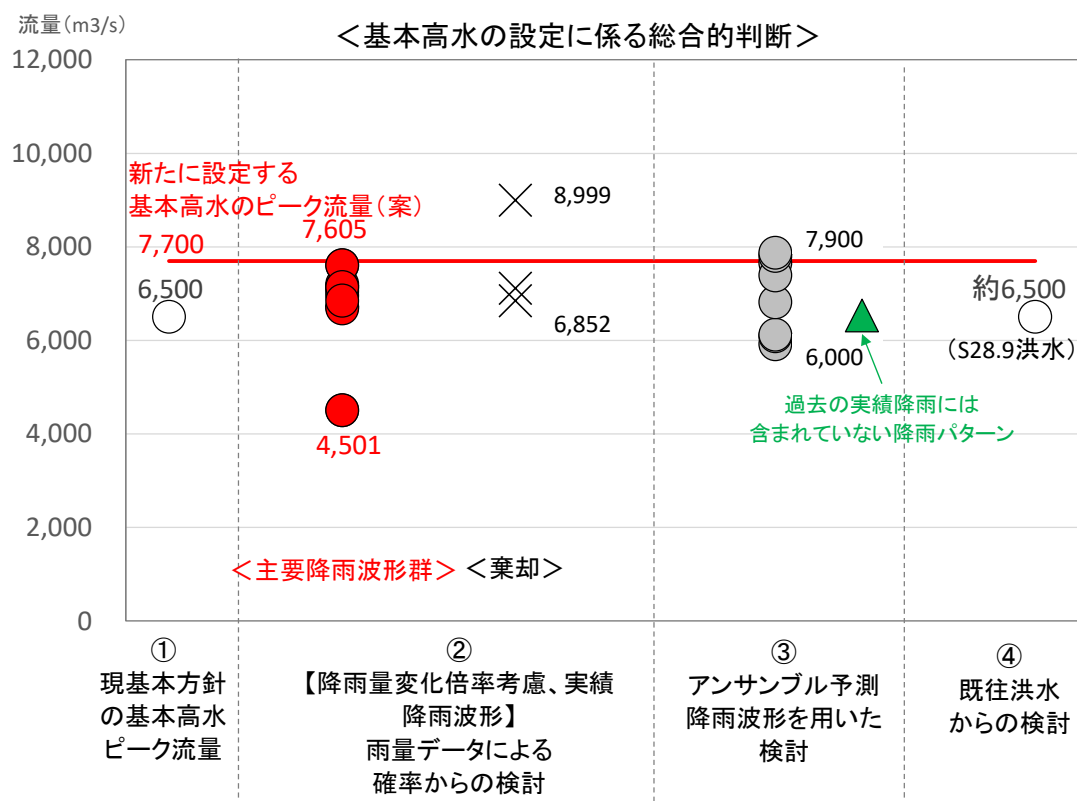
：精度の良い手法 (SLSC≤0.04)

：jackknife推定誤差が最小となる手法

：W=1/100採用値

1-14 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定

気候変動を考慮した雨量データによる確率からの検討、アンサンブル予測降雨波形を用いた検討、既往洪水からの検討から総合的に判断した結果、計画規模1/100の流量は7,700m³/s程度であり、由良川水系における基本高水のピーク流量は、基準地点福知山において7,700m³/sと設定する。



【凡例】

- ②雨量データによる確率からの検討：降雨量変化倍率（2℃上昇時の降雨量の変化倍率1.1倍）を考慮した検討
- ×：短時間・小流域において著しい引き伸ばしとなっている洪水
- ③アンサンブル予測降雨波形を用いた検討：計画対象降雨の降雨量（232mm/12h）近傍の9洪水を抽出
- ：気候変動予測モデルによる現在気候（1980～2010年）及び将来気候（2℃上昇）のアンサンブル降雨波形
- ▲：過去の実績降雨（主要降雨波形群）に含まれていない降雨パターン（計画降雨量近傍のクラスター3に該当する1洪水を抽出）

図 1-37 基本高水の設定に係る総合的判断

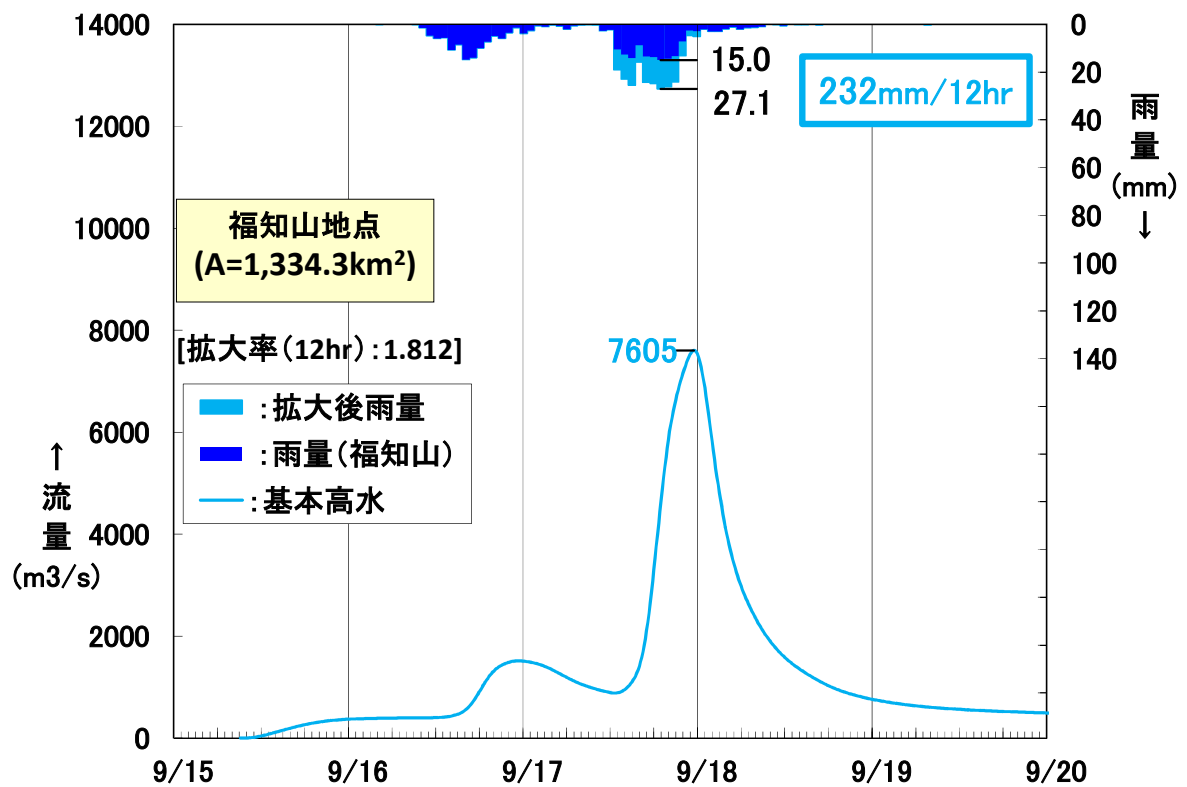


図 1-38 基本高水ピーク流量決定のハイドログラフ（昭和40年9月洪水）

なお、水防法に基づく想定し得る最大規模の降雨量は494mm/2日（福知山地点上流流域平均雨量）であり、福知山基準地点流量は11,283m³/s（平成16年（2004年）10月波形の引き伸ばしによるもの）となっている。

2 高水処理計画

由良川の既定高水処理計画は、基準地点福知山における基本高水のピーク流量 $6,500\text{m}^3/\text{s}$ に対し、洪水処理施設により $900\text{m}^3/\text{s}$ を調節し、 $5,600\text{m}^3/\text{s}$ 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、新たに基準地点福知山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 $6,500\text{m}^3/\text{s}$ を $7,700\text{m}^3/\text{s}$ 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。

由良川は近年の災害を受け、流域治水の先駆けとなる「住まい方の工夫」を進めてきた。具体的には住家を輪中堤や宅地嵩上げにより洪水被害から防ぎ、無堤地区の農耕地は浸水を許容し「災害危険区域」に指定することで新規開発・建築を規制してきた。

現在の流下能力最小地点は下流の17.0k付近の狭隘部であり、河道拡幅による家屋等への影響を考慮し、 $8,100\text{m}^3/\text{s}$ （福知山地点 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ ）が最適である。また、福知山市街地37.0k付近、綾部市52.0kにおいても、既存堤防の背後に宅地等が密集しており引堤は困難となるうえ、河道内の掘削もグラウンドや堤外民地、橋梁への影響が生じることから、 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ 以上の河積確保は社会的影響が大きく、実現性が低い。

このため、高水処理計画は、河道への配分流量を $6,700\text{m}^3/\text{s}$ とし、既存ダムの事前放流により確保可能な容量を活用した洪水調節を見込んだ上で、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

由良川の計画高水流量は、福知山地点において $6,700\text{m}^3/\text{s}$ 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以下のとおりとする。

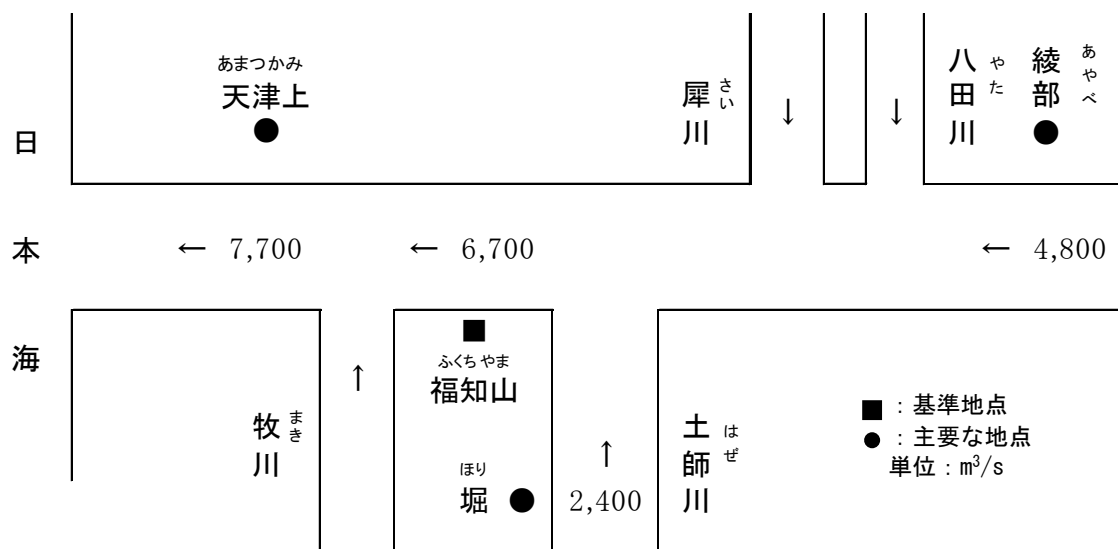


図 3-1 由良川計画高水流量図

4 河道計画

河道計画は、以下の理由により現況の縦断勾配を重視し、流下能力が不足する区間については、河川環境等に配慮しながら必要な河積^{かせき}(洪水を安全に流下させるための断面)を確保する。

- ① 既定計画の計画高水位^{こうすい}に対し、国管理区間の堤防は中流部でほぼ完成し、下流部は水防災対策が完了していること。
- ② 堤防防護に必要な高水敷幅^{こうすいじき}を確保する等の必要な対策を行うこと。
- ③ 計画高水位を上げるとは、決壊時における被害を増大させることになるため、沿川の市街地状況を考慮すると避けるべきであること。
- ④ 既定計画の計画高水位に基づいて多数の橋梁^{きょうりょう}や樋門^{ひもん}等の構造物が完成していることや計画高水位を上げることによる堤内地での内水被害の助長を避けるべきであること。
- ⑤ 河道の安定を考慮した掘削高^{くつさく}の設定が重要であること。

計画縦断図を図 4-2、図 4-3に示すとともに、主要な地点における計画高水位、及びおおむねの川幅を表 4-1に示す。

表 4-1 主要な地点における計画高水位及び川幅一覧表

河川名	地点名	※河口又は合流点からの距離(km)	計画高水位 T. P. (m)	川幅(m)
由良川	綾部	河口から 52.0	42.06	330
	福知山	河口から 36.6	20.19	480
土師川	堀	由良川合流点から 1.0	21.59	210

注) T. P. 東京湾中等潮位

※基点からの距離

IPCCのレポートでは、2100年までの平均海面水位の予測上昇範囲はRCP2.6（2℃上昇に相当）で0.29-0.59m、RCP8.5（4℃上昇に相当）で0.61-1.10mとされている。
2℃上昇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。

表 4-2 気候変動による海面上昇について（IPCC試算）

シナリオ	1986～2005年に対する2100年における平均海面水位の予測上昇量範囲（m）	
	第五次評価報告書	SROCC
RCP2.6	0.26-0.55	0.29-0.59
RCP8.5	0.45-0.82	0.61-1.10

朔望平均満潮位による出発水位（気候変動による海面上昇考慮）を試算した。

① 朔望平均満潮位+密度差：T.P+0.699m

・朔望平均満潮位：T.P+0.536m（平成29年（2017年）～令和3年（2021年））

※気象庁、舞鶴地点データより

・密度差：0.163m（（朔望平均満潮位：0.536-河口部河床高：約-6m）×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：T.P+1.129m（＜痕跡水位の最高値：T.P+2.135m）

以上より、気候変動による海面上昇量を考慮した出発水位T.P+1.129mは、痕跡水位の最高値から設定される出発水位T.P+2.135mに対して、1.006m低い値であり、気候変動により海面上昇した場合も由良川の出発水位に影響はない。

仮に出発水位T.P+2.135mが2℃上昇シナリオの気候変動による水位上昇の平均値0.43mまで上昇した条件で計画高水流下時の河道水位を確認した。

上記の場合、計画高水位を超過する区間（0.0～6.0k）を確認しており、約0.3mの水位超過が想定される。

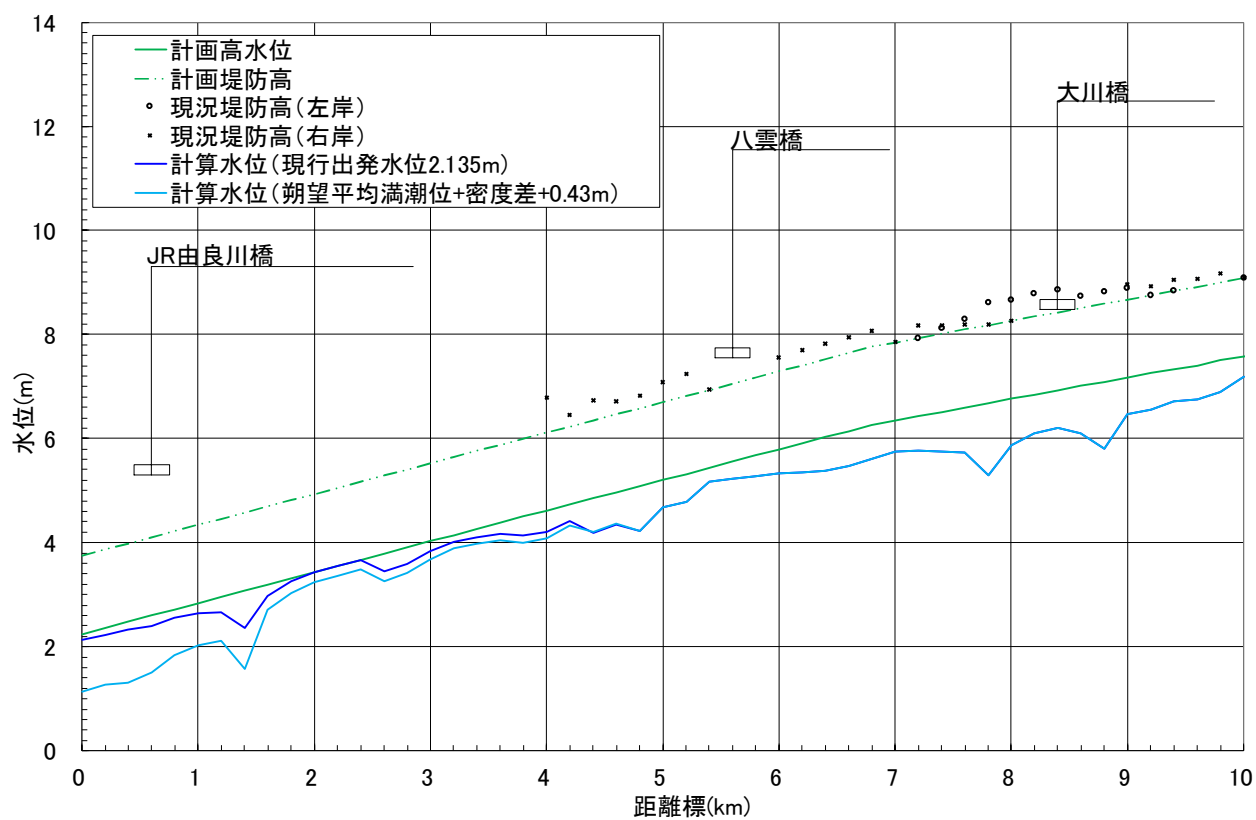


図 4-1 気候変動による海面上昇量を考慮した出発水位での河道水位

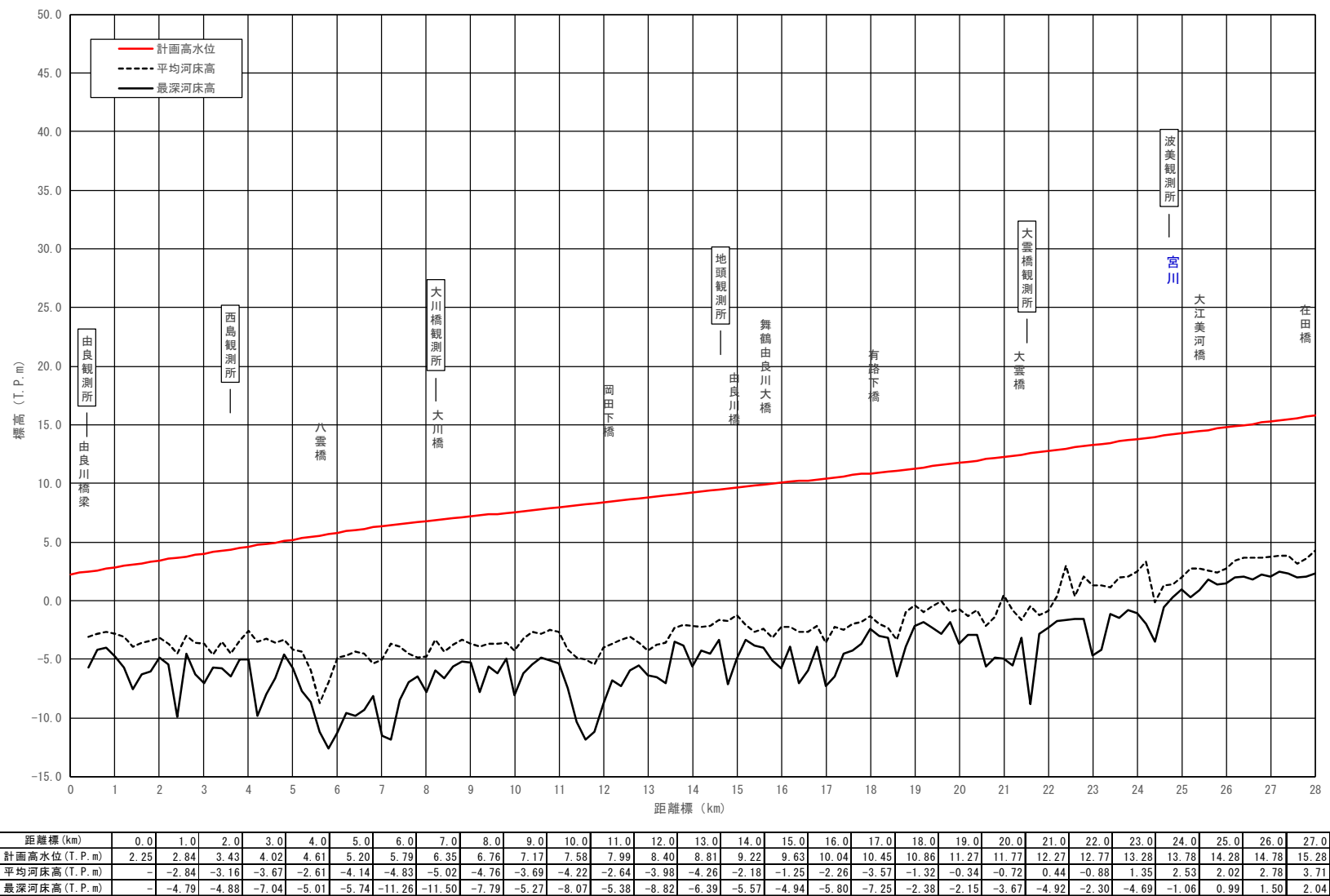


図 4-2 計画縦断面図（由良川 下流部～中流部）

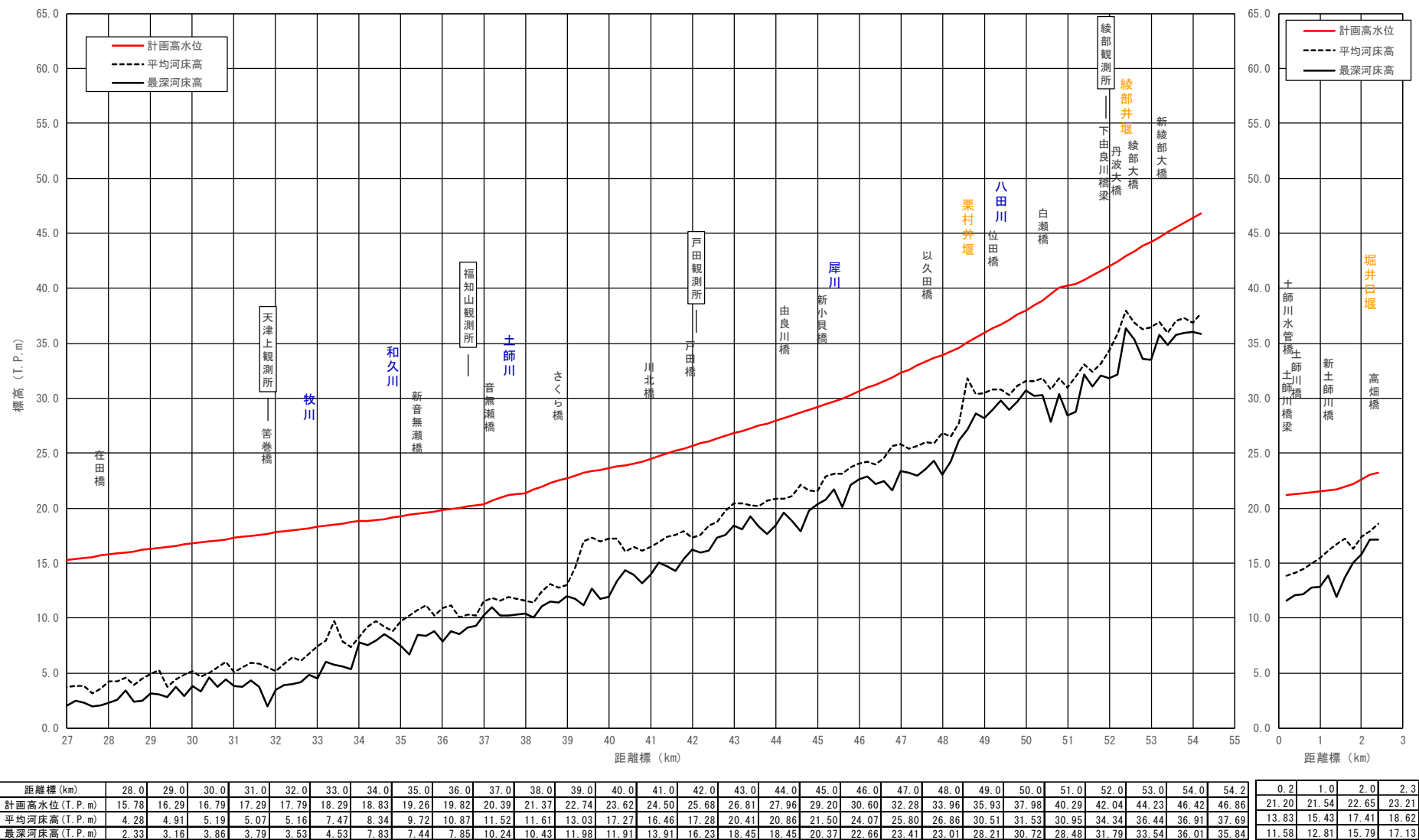


図 4-3 計画縦断図（由良川 中流部～上流部、土師川）

5 河川管理施設等の整備の状況

5-1 堤防

堤防整備の現状（令和5年（2023年）3月現在）は下表のとおりである。

表 5-1 堤防整備の状況

	延長（km）
完成断面	47.4（50.1%）
暫定断面	14.3（15.1%）
無堤	33.0（34.8%）
計	94.7

5-2 洪水調節施設

- ・完成施設：大野ダム
- ・残りの必要容量：おおむね4,100千m³

5-3 排水機場等

排水機場等の河川管理施設の現状（令和5年（2023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
4	3	30