

④ 基本とする高水の設定

1) 流出モデルの設定

●流出モデルの作成

石川ブロックの地形や支川に応じて、小流域に分割する。小流域毎に斜面平均勾配、延長などを計測してモデルを構築する。

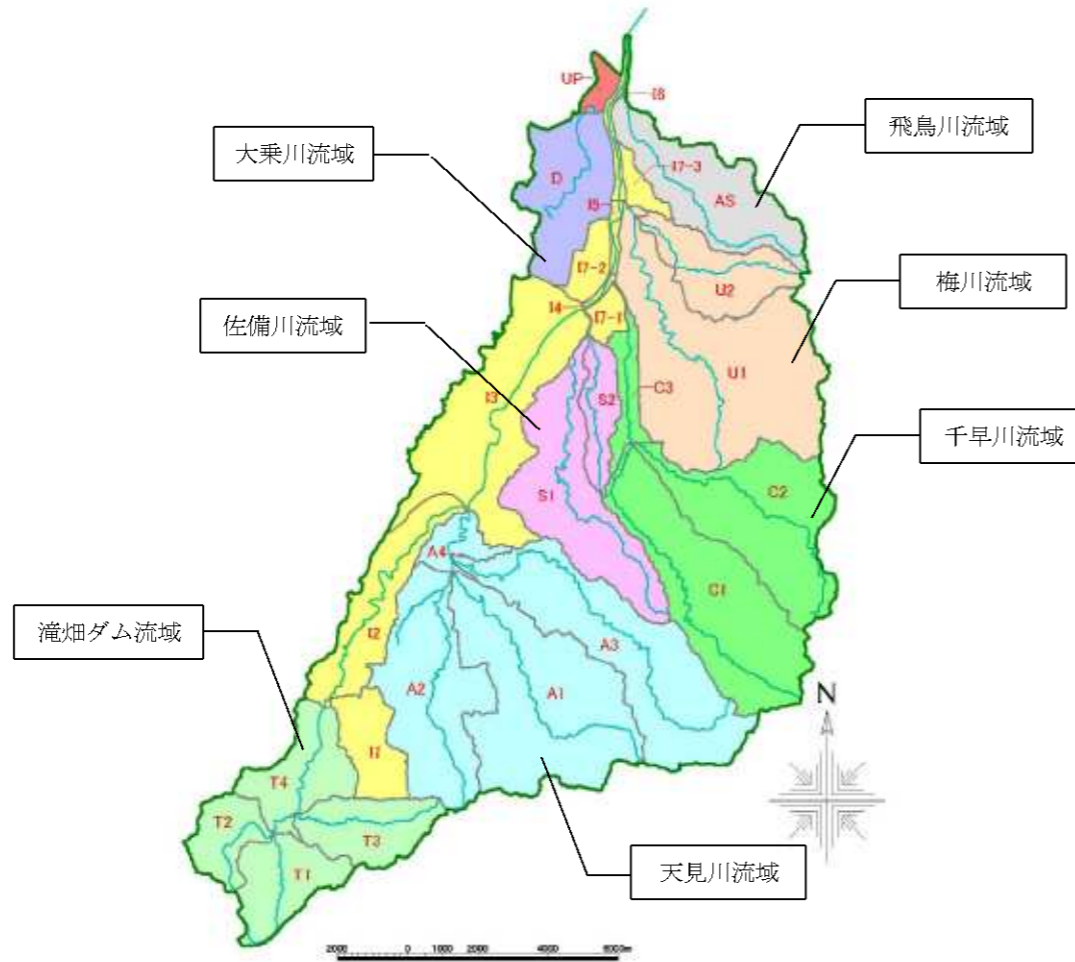


図 流域分割図

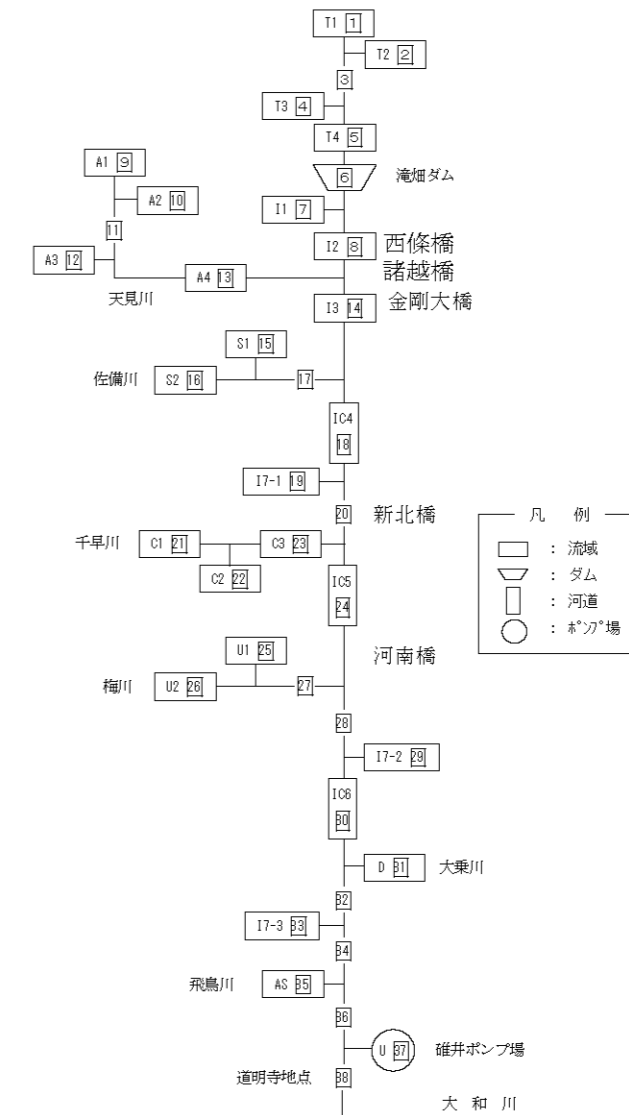
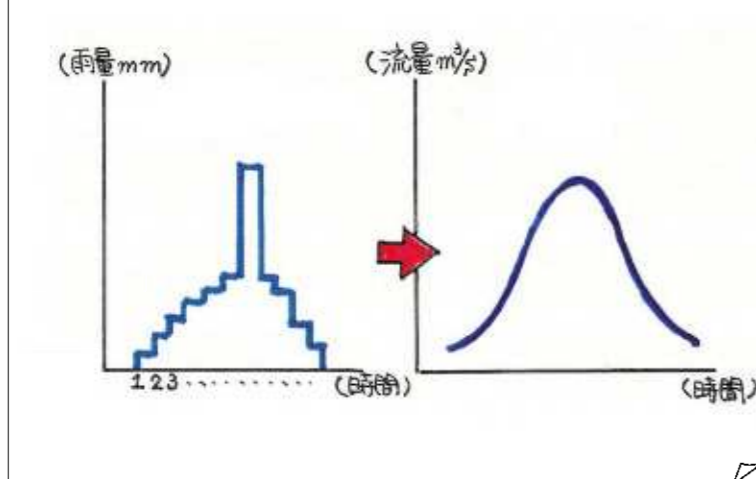
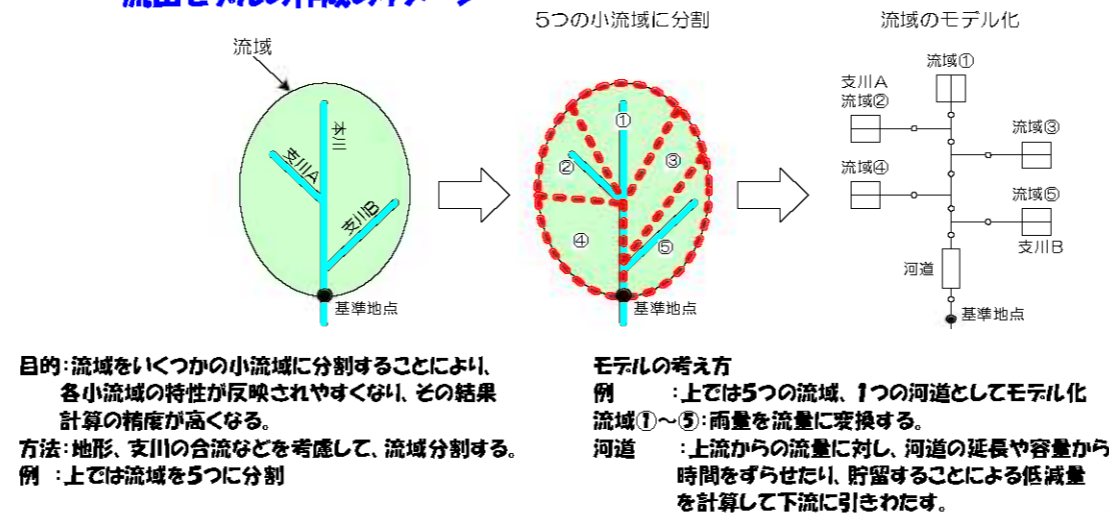


図 モデル図

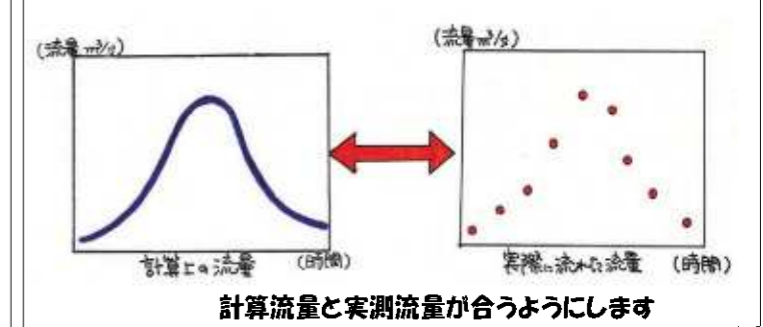
流出モデルとは雨量を流量に変換する手法のこと



流出モデルの作成のイメージ



実績流量の再現のイメージ



●流出解析手法の選定

流出解析手法は、貯留施設などの洪水処理検討が可能である手法の中から、将来の流域開発状況を反映することができる特性曲線法を採用します。

表 中小河川に適用される流出計算手法の比較

手法	適用と特色	長所	短所
線形モデル	合理式	合理式の特色は流域の最遠点から考慮地点まで雨水が流下集中した時に最大流量が生ずると考え、その時間を洪水到達時間と呼んでいる。洪水流を全て河道で処理する河川で適用可能である。	ピーク流量算出が最も簡便である。 ハイドログラフを求めることができないので、洪水調節施設の計画には用いることができない。また、実測値との検証もついても困難である。 流域面積が大きくなると適用が困難である(50km ² 未満を目安)。内水処理区域や下水道区域が占める割合が大きい場合や低平地河川等で河道貯留が見込める場合は、適用困難である。
	合成合理式	合理式のピーク流量を重ねて結合したものであり、ハイドログラフが作成できる。	簡易にハイドログラフが作成できる。 ハイドログラフの項以外、同上。
非線形モデル	貯留関数法	貯留高と流出高との間に比較的簡易な式で非線形性を表現した手法で、日本の殆どの一級河川で使用されている。 10km ² ～数100km ² 程度の流域で適用(単流域として)されている。 土地利用の変化を考慮した方法も提案されている。	山地流域が卓越し、流域の貯留効果が顕著な場合での適合度が良い。定数調整は主にK,T1の修正で済み、比較的容易である。また、流域分割し、流出系統作成の巧拙があまり問題にならない方法である。 実用的であるが、定数について水理学的裏付けが弱い。 小出水の際の定数を用いた場合、大出水の再現性に問題がある。 一般に平地や都市域での適合度が劣る。
	準線形貯留型モデル	合理式の到達時間内降雨強度の考え方を取り入れ、非線形性を表現した各地目毎の指数単位図である。 降雨流出の非線形性が扱え、流域の開発等の地目変更に伴う流出変化が扱えることから、開発が著しい流域で適用例が多くなっている。	計画論的に有効なモデルであるが、反面実績の再現性に難点がある場合がある。地目別定数Cについての総合化の程度が課題を残す。 山地密貯のように貯留効果が大きいところでは、特に低減率の再現性に難点がある。
	特性曲線法(等価相度法)	流域を幾つかの地形斜面と流路が組み合わされたものと見なし、雨水流を水理学的に追跡した計算手法である。	流域の性状を等価相度で表すところが特徴的で、流域開発の変化を反映させることができる。 比較的表面流が卓越する都市域について適合度が高い。

表 土地利用面積比較

年度	市街地		畑・原野		水田		山地		河川・湖沼		流域面積(km ²)
	面積(km ²)	割合(%)	面積(km ²)	割合(%)	面積(km ²)	割合(%)	面積(km ²)	割合(%)	面積(km ²)	割合(%)	
昭和51年	28.95	12.5	23.06	9.9	33.53	14.4	141.77	61.0	5.00	2.2	232.310
平成9年	41.51	17.9	28.37	12.2	20.50	8.8	137.53	59.2	4.39	1.9	
増減率	1.43		1.23		0.61		0.97		0.88		

※ 平成9年では、市街化区域(31.515km²)の内、市街化面積(25.752km²)が占める割合が81.7%となっています。
※ 増減率=平成9年土地利用面積/昭和51年土地利用面積・・・昭和51年土地利用に対する平成9年土地利用の倍率

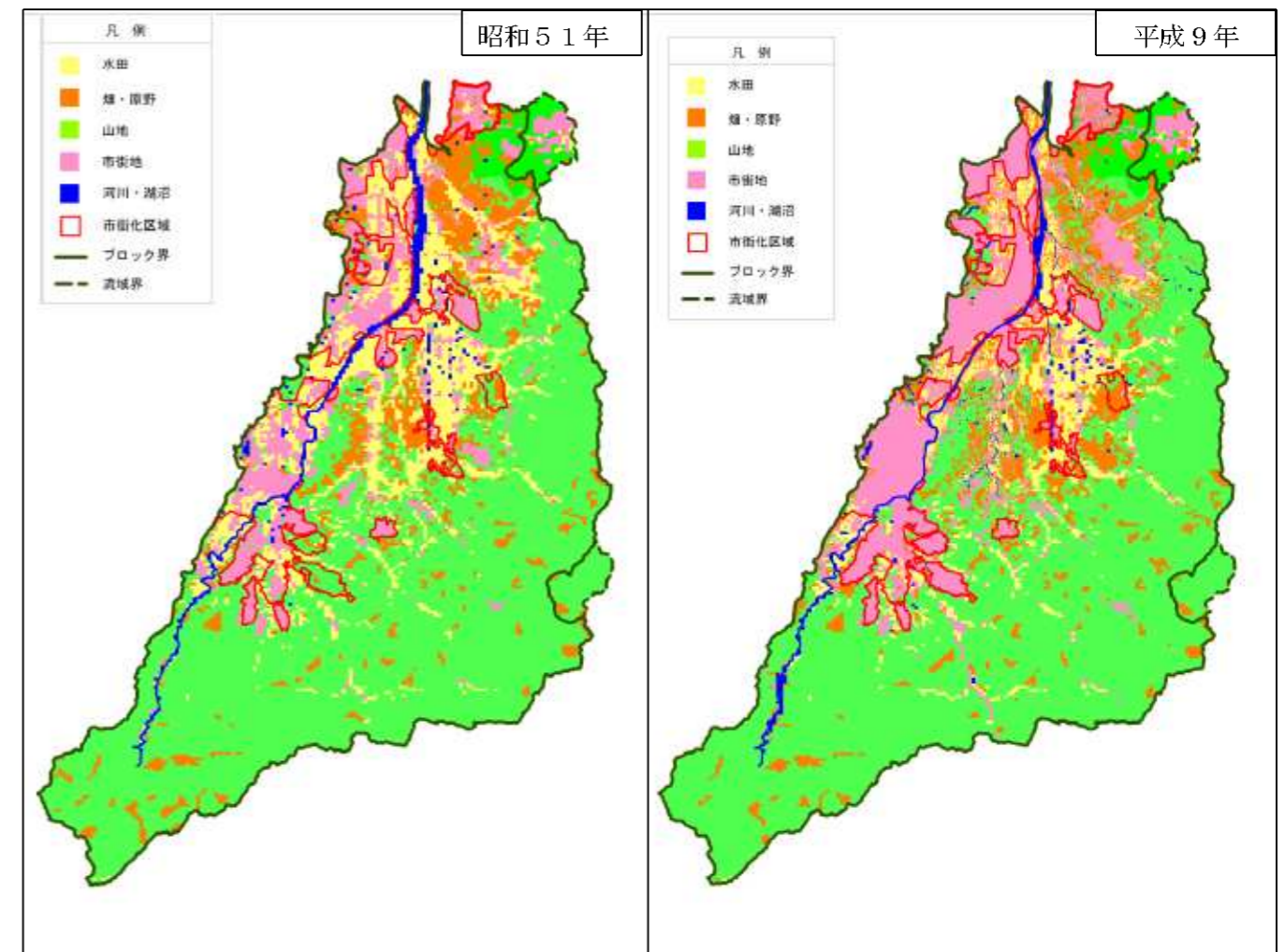
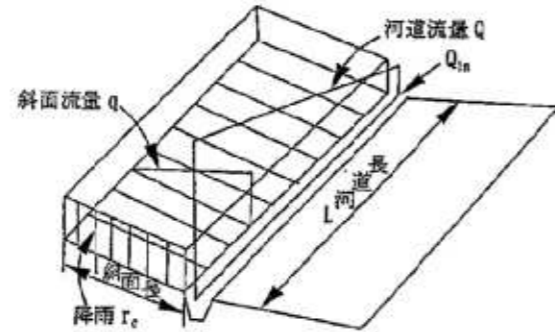


図 土地利用状況図

●特性曲線法について

特性曲線法では、流域を各一本の流路をもつ矩形の小流域に分割し、各流域の斜面および流路は一樣勾配、土地利用に応じた粗度をもつものとする。このようにモデル化された流域および流路ごとに運動方程式と連続式により雨水流を水理的に追跡していく手法である。



図一 特性曲線法の流域のモデル

運動方程式と連続式はそれぞれ次のように表現される。

$$i - i_f = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(t) \quad (2)$$

ここで i は水面勾配、 i_f は摩擦勾配、 A は流水断面積である。運動方程式の解として定常等流における抵抗法則、例えばマンニングの式を代用すれば

$$Q = Av = AR^{2/3}i^{1/2}/n \quad (3)$$

が得られる。

流路における径深と断面積の関係が K_1 および Z を常数として、

$$R = K_1 A_2 \quad (4)$$

と表されると仮定すれば、式(3)は次のように書き換えられる。

$$A = KQ^p \quad (5)$$

ここに、

$$P = 3/(2Z + 3) \quad K = (n/i^{1/2}K_1^{2/3})^p$$

である。このように河道内の流れをモデル化すれば、式(2)と式(5)を適当な境界条件、初期条件のものにとり解けばよいことになる。

これを同様な考えを流域斜面にも適用すれば、その流れは次式で表現できることになる。

$$h = kq^p \quad (6)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = ar_1 \quad (7)$$

ここに、 h は水深、 q は単位流量、 r_1 は有効降雨強度、 a は単位変換定数で r_1 を mm/h、 q を m^3/s とすると $a = (1/3.6) \times 10^6$ 、 p と k は定数で、流れに対して Manning 則が成立するときは、

$$K = (N/\sin \theta)^p$$

$$P = 3/5 \quad (8)$$

ここに、 N は等価粗度、 θ は斜面傾斜角である。

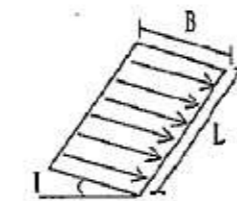
・流域定数

当該手法に用いる斜面定数 K_s, P_s は次式で示される。なお、等価粗度係数 N 値は、土地利用毎の標準的な値を元に、定数検証しながら設定する。

$$K_s = \left(\frac{N}{\sqrt{I}} \right)^{P_s}$$

$$P_s = 0.6$$

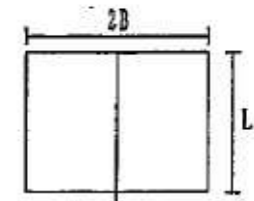
ここに、 K_s, P_s : 斜面の定数 (添字 s は斜面を示す)、 N : 斜面の粗度係数、 I : 斜面平均勾配 (斜面の平均高低差を斜面幅 B で割ったもの)、 B : 流域を矩形にモデル化した場合の斜面幅 (m) である。



斜面の模式図



片側斜面の場合
流域面積 $A = B \cdot L$



両側斜面の場合
流域面積 $A = 2B \cdot L$

表一 等価粗度

	中小河川手引き※1	河川砂防技術基準※2	論文※3	一次仮定値
水面	0.0	—	—	0.0
水田	2.0	1.0~3.0	2.0~3.0	2.0
山林	.07	0.4~0.8	0.6~2.0	0.7
丘陵地	0.3	0.1~0.5	0.3~0.5	0.3
市街地	0.03 (0.005~0.1)	0.05~0.2	0.01~0.04	0.03

※ 1: 中小河川計画の手引き (案)

※ 2: 改訂新版 河川砂防技術基準 (案) 同解説調査編

※ 3: 農業土木学会誌 48・6, 1980 角屋 睦

・河道定数

特性曲線法では、河道追跡法として Kinematic Wave 法が用いられる。

$$A = K^1 (AR^{2/3})^{P^1} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} K_r &= K^1 (n/\sqrt{i})^{P^1} \\ P_r &= P^1 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、 K_r, P_r : 河道の定数、 n : 河道の粗度係数、 i : 河道の平均勾配である。

● 湿潤状態 (f1、Rsa) の設定

過去の洪水データより、当時の土壌の湿潤状態を検証する。

計画降雨の対象となった実績降雨について、その当時の湿潤状態を検証するために、実測流量の存在する道明寺地点(観測期間：55ヶ年)を基本に、実測流量と流出解析モデルによる計算値の適合性が良好となるように、一次流出率(f1)、飽和雨量(Rsa)を設定します。なお、滝畑ダム地点、諸越橋地点においても1982(S57)以降は実測流量が存在するため、これら2地点についても検証を行います。

このようにして求めた、各実績降雨についての一次流出率、飽和雨量を、各計画降雨波形に設定して基本高水、計画高水の算出を行います。

表 湿潤状態の検証対象

		道明寺	諸越橋	滝畑ダム
S28	1953年09月24日	○		
S35	1960年06月21日	○		
S40	1965年09月16日	○		
S47	1972年09月16日	○		
S57	1982年08月01日	○	○	○
H07	1995年07月03日	○	○	○
H11	1999年08月10日	○	○	○

・ 計算時の土地利用および滝畑ダムの運用

土地利用のデータは、1976年と1997年のものが入手可能であった。対象期間を2分割し、その中間である1979年と1980年の間を境界とし、土地利用の設定を行う。1979年以前は1976年の土地利用を使用し、1980年以降は1997年の土地利用データを使用する。また、1982年以降は滝畑ダムが運用を開始しているため、滝畑ダムによる洪水調節を考慮する。

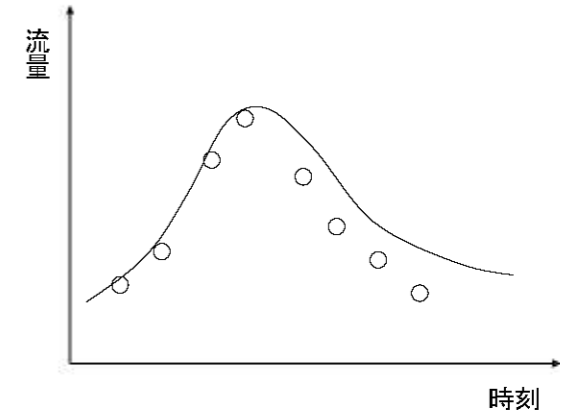
年	備考	地目	ダム	年	備考	地目	ダム
S28	1953			S55	1980		
S29	1954			S56	1981		
S30	1955			S57	1982	滝畑ダム竣工	
S31	1956			S58	1983		
S32	1957			S59	1984	滝畑ダムによる洪水調節	
S33	1958			S60	1985		
S34	1959			S61	1986		
S35	1960	1976(S51)年の地目構成で代表		S62	1987		
S36	1961			S63	1988	1997(H9)年の地目構成で代表	
S37	1962			H1	1989		
S38	1963			H2	1990		
S39	1964			H3	1991		
S40	1965			H4	1992		
S41	1966			H5	1993		
S42	1967			H6	1994		
S43	1968			H7	1995		
S44	1969			H8	1996		
S45	1970			H9	1997	土地利用データあり	
S46	1971			H10	1998		
S47	1972			H11	1999		
S48	1973			H12	2000		
S49	1974			H13	2001		
S50	1975			H14	2002		
S51	1976	土地利用データあり		H15	2003		
S52	1977			H16	2004		
S53	1978			H17	2005		
S54	1979			H18	2006		
				H19	2007		

● モデル誤差の確認

モデルの誤差は、実測流量のピーク流量に対する誤差比率で評価する。

$$E_Q = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_o(i) - Q_c(i)}{Q_{OP}(i)} \right)^2$$

ここで、Q：流量
添え字 o：実測
p：ピーク
c：計算



対象洪水と各地点実測ピーク流量および計算ピーク流量

< 滝畑ダム地点 >

元号	年	月	日	観測値 [m³/s]	※計算値 [m³]	f1 (一次流出率)	Rsa (飽和雨量) [mm]
S57	1982	8	1	99	102	0.4	220
H07	1995	7	3	122	60	0.3	200
H11	1999	8	10	27	21	0.2	150

< 諸越橋地点 >

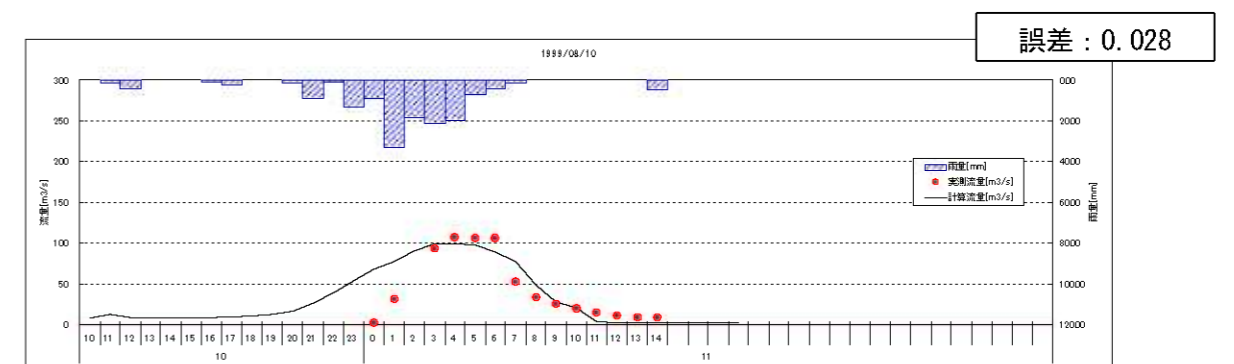
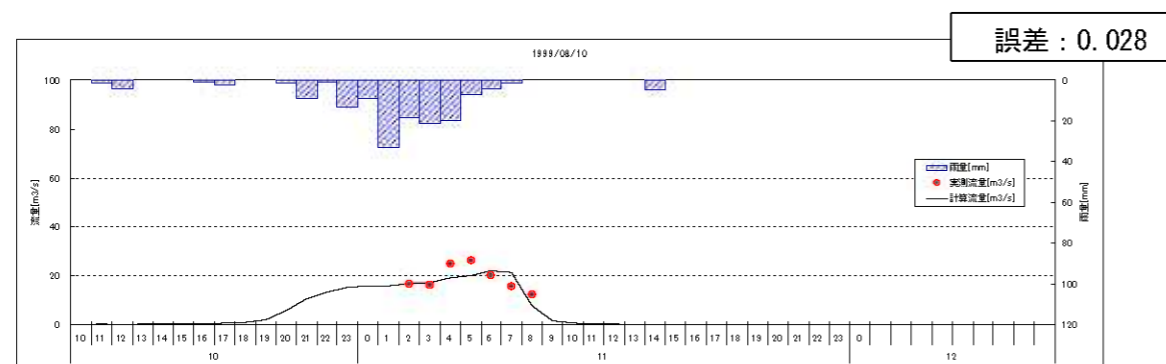
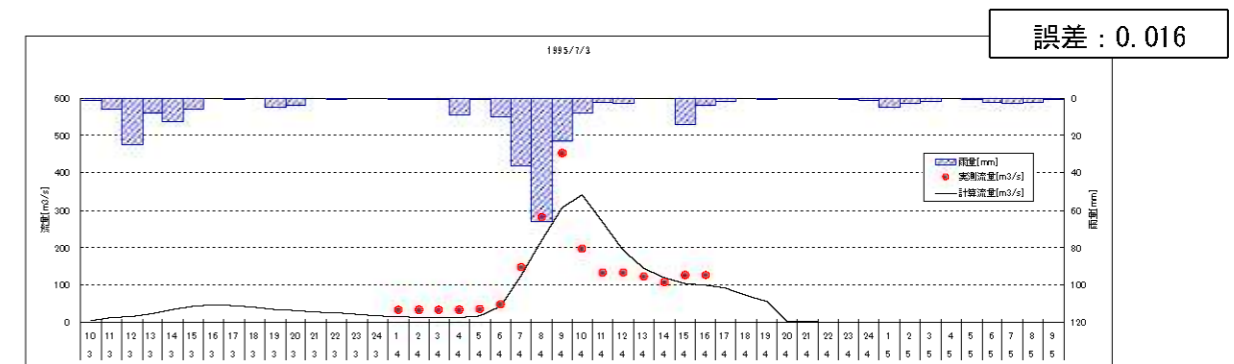
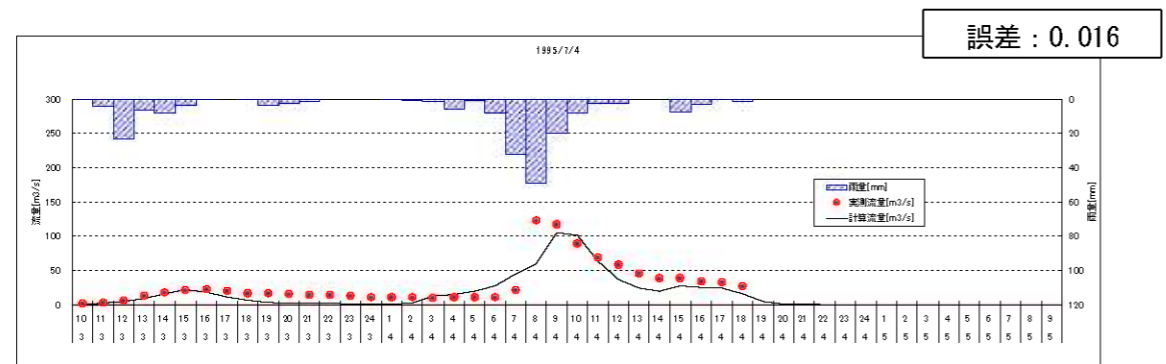
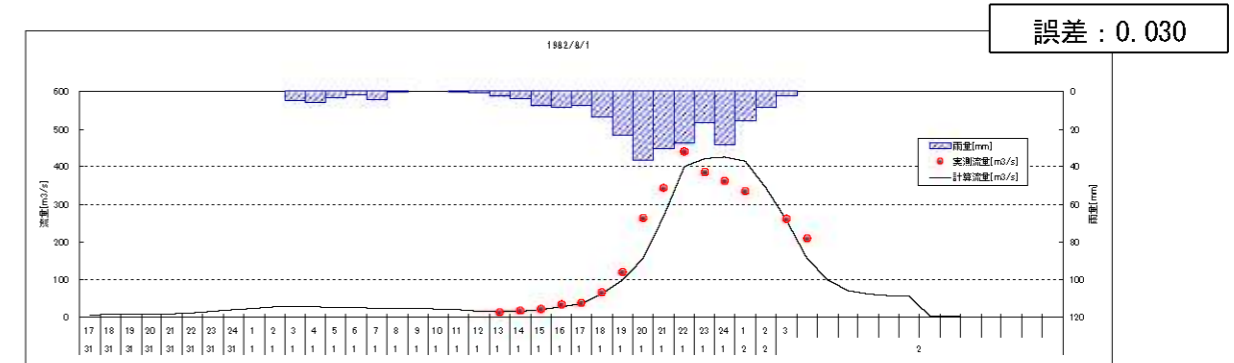
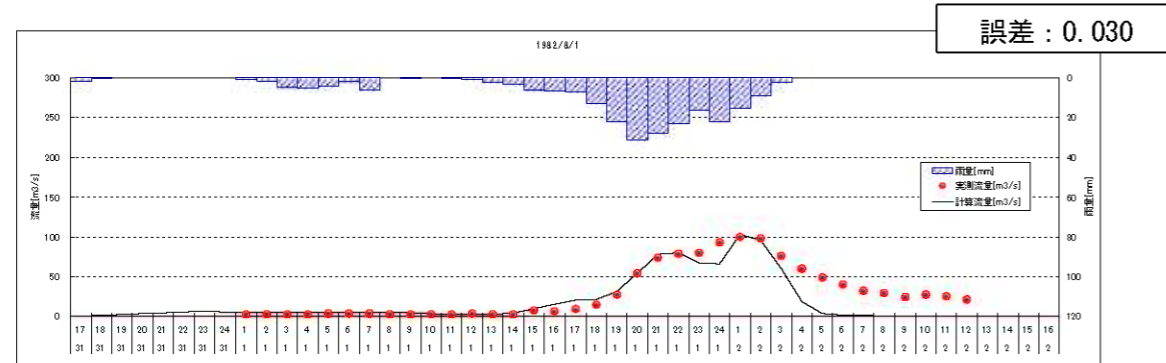
元号	年	月	日	観測値 [m³/s]	※計算値 [m³]	f1 (一次流出率)	Rsa (飽和雨量) [mm]
S57	1982	8	1	437	400	0.4	130
H07	1995	7	3	451	306	0.35	170
H11	1999	8	10	108	99	0.15	135

< 道明寺基準点 >

元号	年	月	日	観測値 [m³/s]	※計算値 [m³]	f1 (一次流出率)	Rsa (飽和雨量) [mm]
S28	1953	9	25	735	754	0.4	200
S40	1965	9	16	799	555	0.2	200
S47	1972	9	16	834	807	0.5	100
S57	1982	8	2	1193	1038	0.5	120
H07	1995	7	4	870	870	0.4	160
H11	1999	8	10	282	242	0.2	130

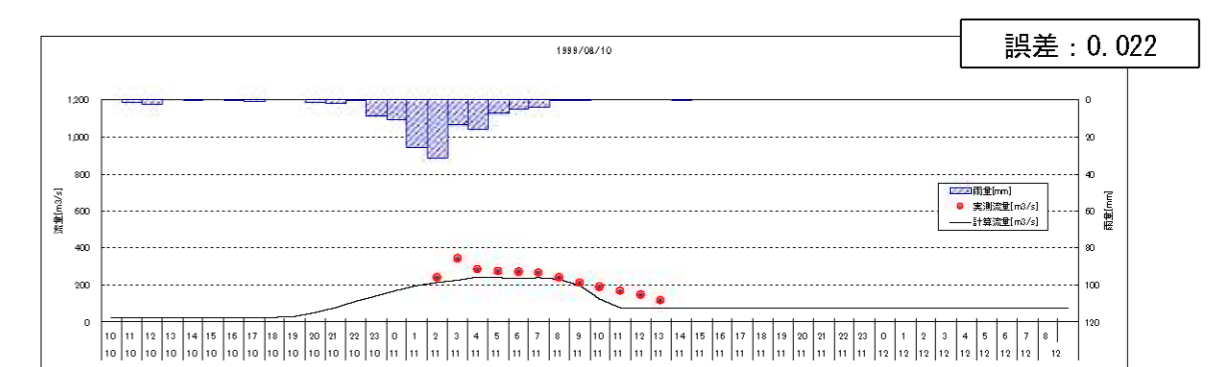
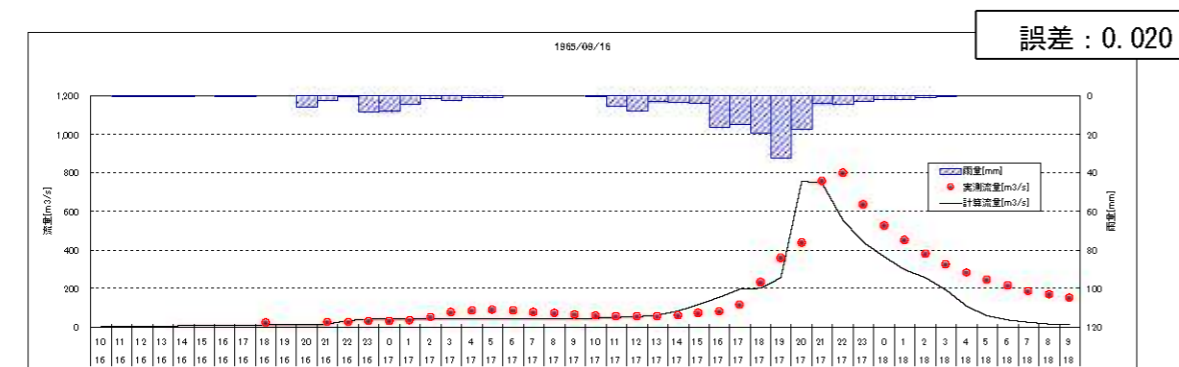
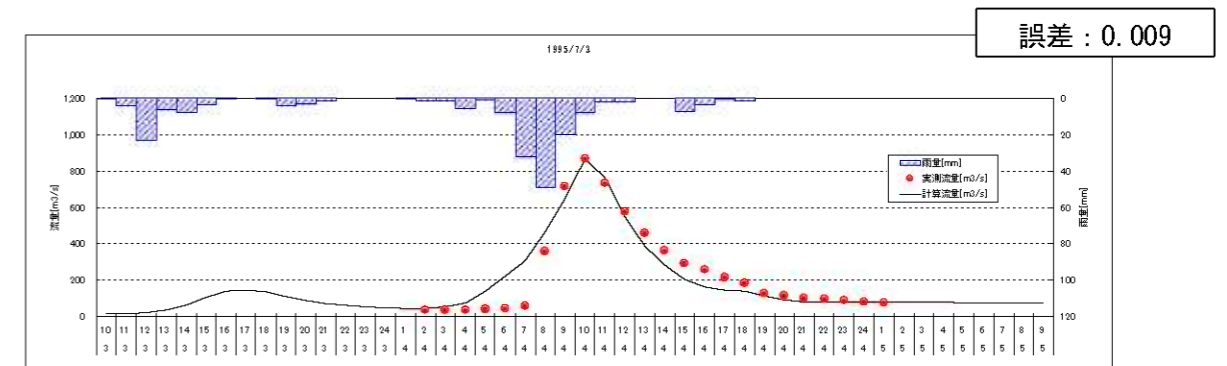
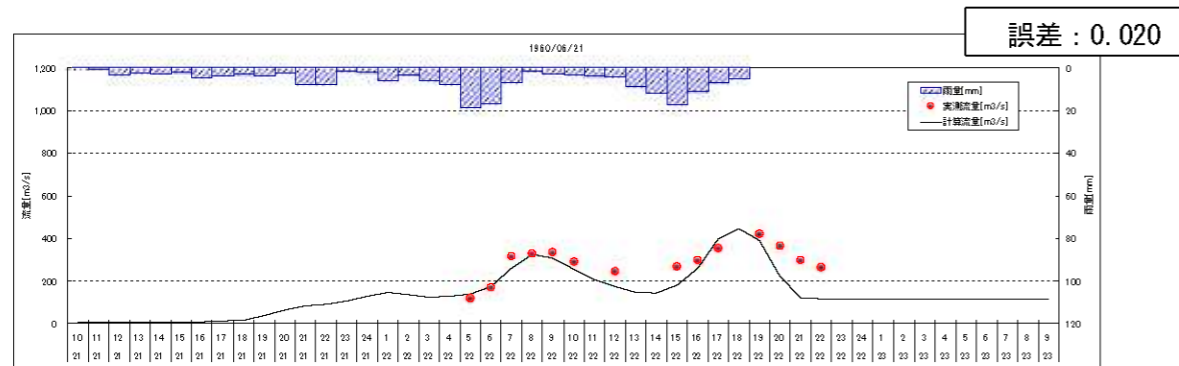
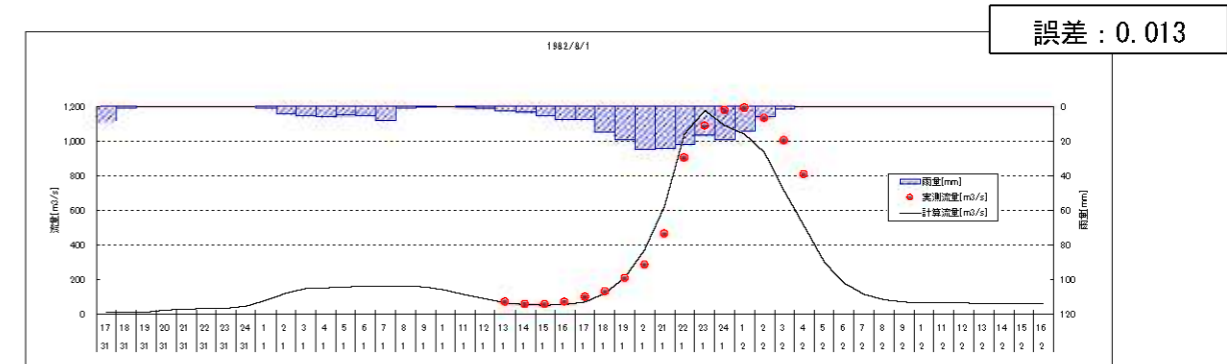
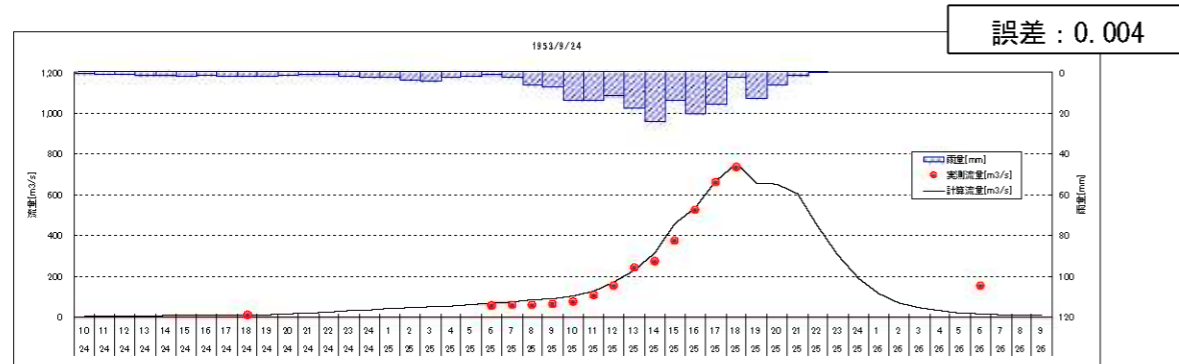
※観測地点ピーク時刻

注) 定数検証にあたっては、流量観測地点、各々単独で算定している。以後の基本高水(群)の検討においては、各流量観測地点の上流域面積で按分している。

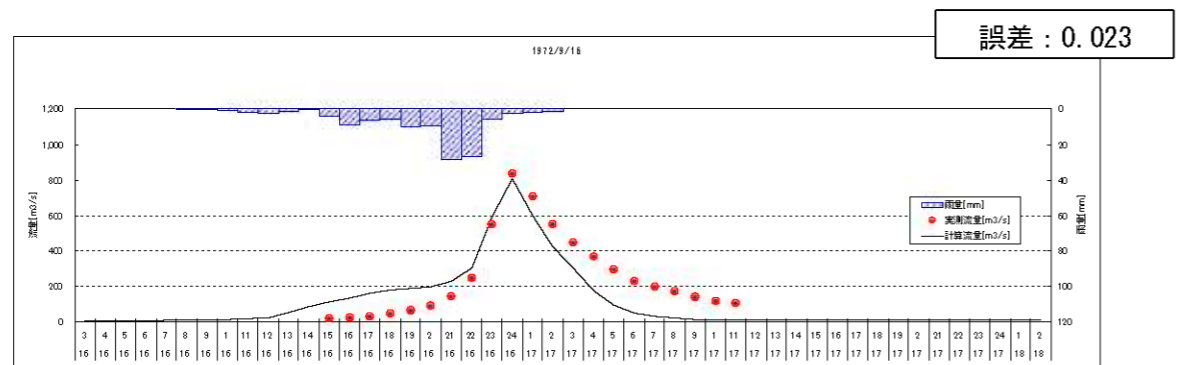


滝畑ダム地点再現計算

諸越橋地点再現計算



※流量データ精査により再モデル同定



道明寺地点再現計算

2) 基本高水(群)の設定

●計画降雨波形(群)に対する流出計算結果

前節で設定した計画降雨波形(群)ならびに各降雨時の湿潤状態(f1、Rsa)を踏まえ、基本とする高水(群)の道明寺基準点の最大流量を算定した結果を下表に示します。

			滝畑ダム 流入量	滝畑ダム 放流量	西條橋	諸越橋	金剛大橋	新北橋	河南橋	梅川 合流点	道明寺	
基本 高水	I 型	S28	1953年09月24日	47	47	74	382	418	500	718	824	865
		S35	1960年06月21日	156	156	221	326	342	365	404	452	503
		S40	1965年09月16日	271	271	348	410	429	601	1,021	1,041	1,049
		S47	1972年09月16日	340	340	506	1,373	1,562	1,802	2,340	2,712	2,914
		S57	1982年08月01日	132	132	201	565	670	807	1,057	1,237	1,318
		H07	1995年07月03日	347	347	512	1,207	1,319	1,468	1,792	1,948	2,012
	II 型	S28	1953年09月25日	49	49	77	418	455	554	788	910	953
		S40	1965年09月17日	193	193	245	319	337	460	727	763	775
		S47	1972年09月16日	254	254	373	951	1,080	1,244	1,577	1,794	1,913
		S57	1982年08月01日	111	111	195	550	655	788	1,031	1,207	1,287
		H07	1995年07月04日	228	228	353	925	987	1,089	1,356	1,493	1,542
		H11	1999年08月10日	70	70	118	301	341	389	474	559	618
	モデル降雨			120	120	253	701	766	833	950	1,047	1,128
	戦後最大(S57.08.01)			102	102	190	535	644	776	1,014	1,158	1,275
既往最大(M36.07.08)			175	175	266	621	734	858	1,083	1,254	1,327	

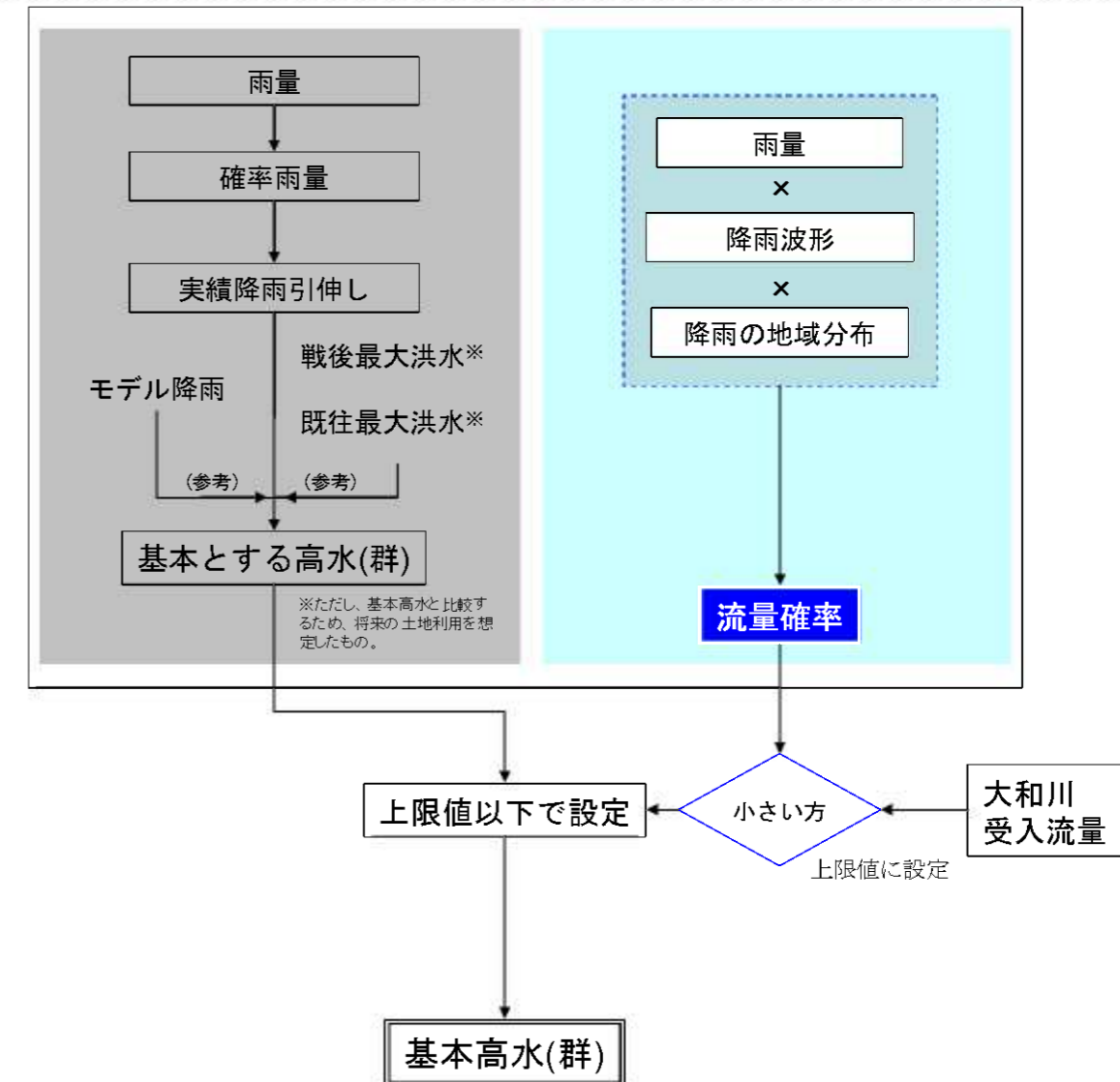
※既往最大(明治36年7月)洪水、戦後最大(S57.8)洪水。なお、これからの土地利用は将来のものである。

●流量確率等による基本高水(群)の設定

基本高水(群)の算定は、雨量確率手法を基本としています。

雨量確率手法では、計画規模に相当する頻度で生ずる雨量(確率雨量)を、統計解析により求め、過去に生じた幾つかの降雨パターンを確率雨量までそのまま引き伸ばします。この結果、計画規模相当の降雨の時間分布と地域分布が作成されます。これを流出解析モデルにより流量に換算して基本高水ピーク流量を求めます。

この他、ピーク流量を直接、統計解析により求める流量確率手法があります。この手法では、実績の降雨の時空間分布を基に、流出解析モデルによりピーク流量を求め、確率統計解析を行うものです。基本高水群の設定にあたっては、雨量確率手法で求めた基本高水(群)に対し、既往最大や戦後最大雨量、モデル降雨を参考として、流量確率の最大値や、下流の大和川での受け入れ流量を上限として選定します。



・流出解析による年最大ピーク流量

設定した一次流出率(f1)、推定した飽和雨量(Rsa)を用いて流出解析を行った。各年最大となったピーク流量を年最大ピーク流量として抽出した。

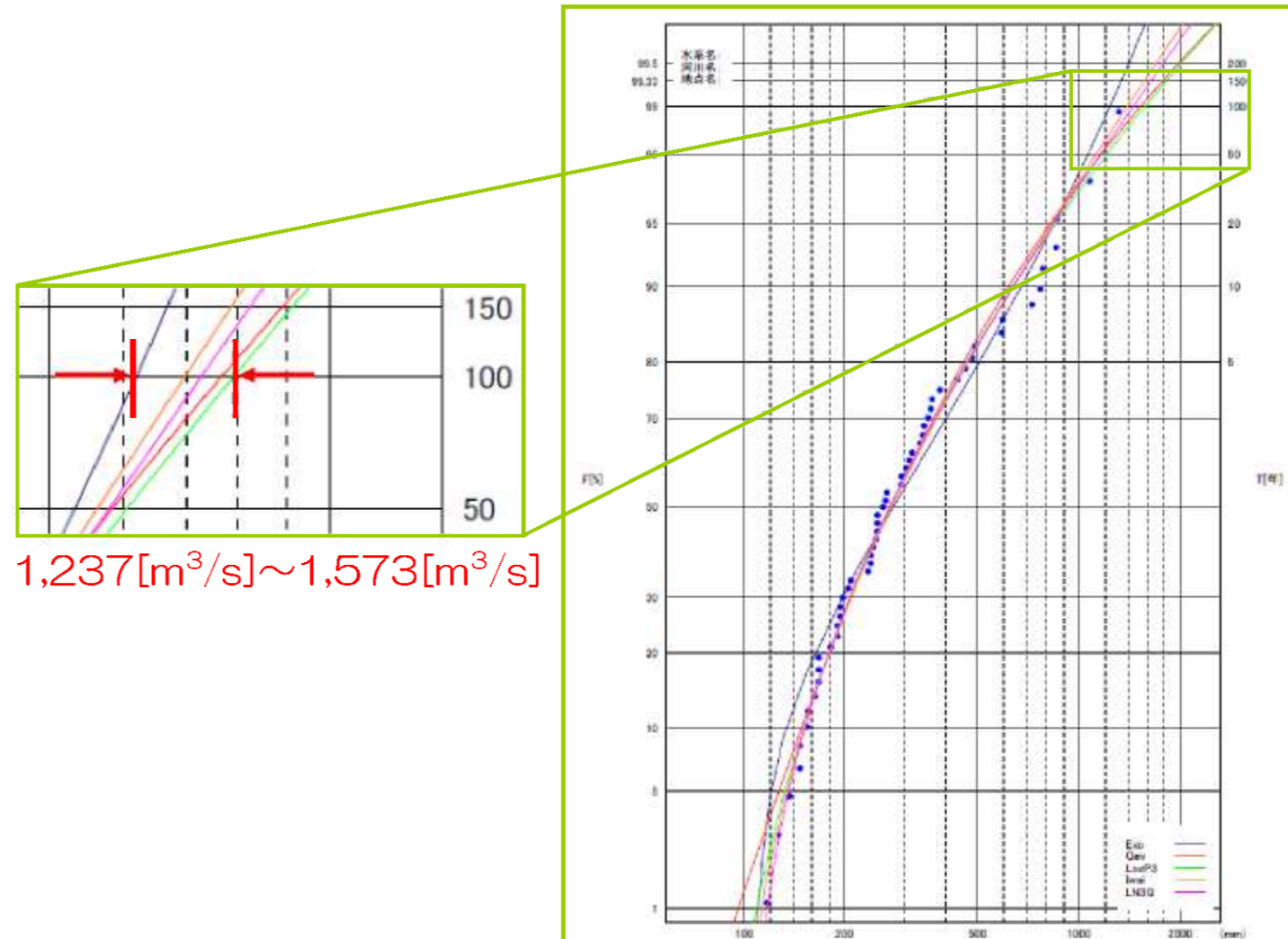
表一 流出解析による年最大ピーク流量推定値

降雨名	推定ピーク流量 [m ³ /s]	降雨名	推定ピーク流量 [m ³ /s]
1953年09月25日	783.5	1968年08月27日	317.0
1954年06月30日	595.4	1969年07月01日	267.1
1955年04月16日	189.6	1970年09月18日	204.8
1956年09月26日	769.7	1971年09月26日	488.2
1957年09月22日	163.0	1972年09月16日	863.7
1958年08月25日	355.1	1973年10月13日	147.3
1959年08月12日	588.0	1974年10月01日	136.3
1960年06月21日	459.0	1975年08月22日	259.9
1961年10月27日	435.2	1976年09月08日	250.2
1962年07月05日	294.1	1977年11月16日	155.5
1963年08月24日	480.5	1978年06月22日	311.5
1964年06月27日	154.1	1979年06月28日	305.6
1965年09月17日	852.5	1980年05月31日	335.5
1966年07月01日	727.2	1981年09月19日	244.5
1967年07月07日	265.3	1982年08月01日	1320.8

降雨名	推定ピーク流量 [m ³ /s]	降雨名	推定ピーク流量 [m ³ /s]
1983年07月05日	346.0	1998年09月21日	194.4
1984年07月28日	363.9	1999年08月10日	238.5
1985年06月25日	147.3	2000年06月08日	362.8
1986年06月17日	190.4	2001年09月30日	296.3
1987年05月13日	127.4	2002年03月05日	181.9
1988年06月02日	240.3	2003年08月14日	251.3
1989年07月09日	343.1	2004年11月11日	387.2
1990年09月19日	207.6	2005年07月01日	194.4
1991年11月27日	116.7	2006年06月15日	167.9
1992年06月07日	166.7	2007年08月22日	247.8
1993年09月07日	251.2		
1994年09月16日	167.9		
1995年07月03日	1075.4		
1996年06月20日	198.2		
1997年07月12日	236.0		

・流量確率の算定

抽出した年最大ピーク流量をもとに、統計解析を行い流量確率の算定を行った。適合度を示す SLSC が 0.04 以下の手法のものを採用すると、流量確率の幅は 1,237~1,573[m³/s]となった。



S28~H19		Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q
SLSC(99%)		0.035	0.07	0.066	0.029	0.065	0.024	0.022	-	0.019
確率水文量	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q
	100	1,237	1,065	1,049	1,526	1,230	1,573	1,394	-	1,451

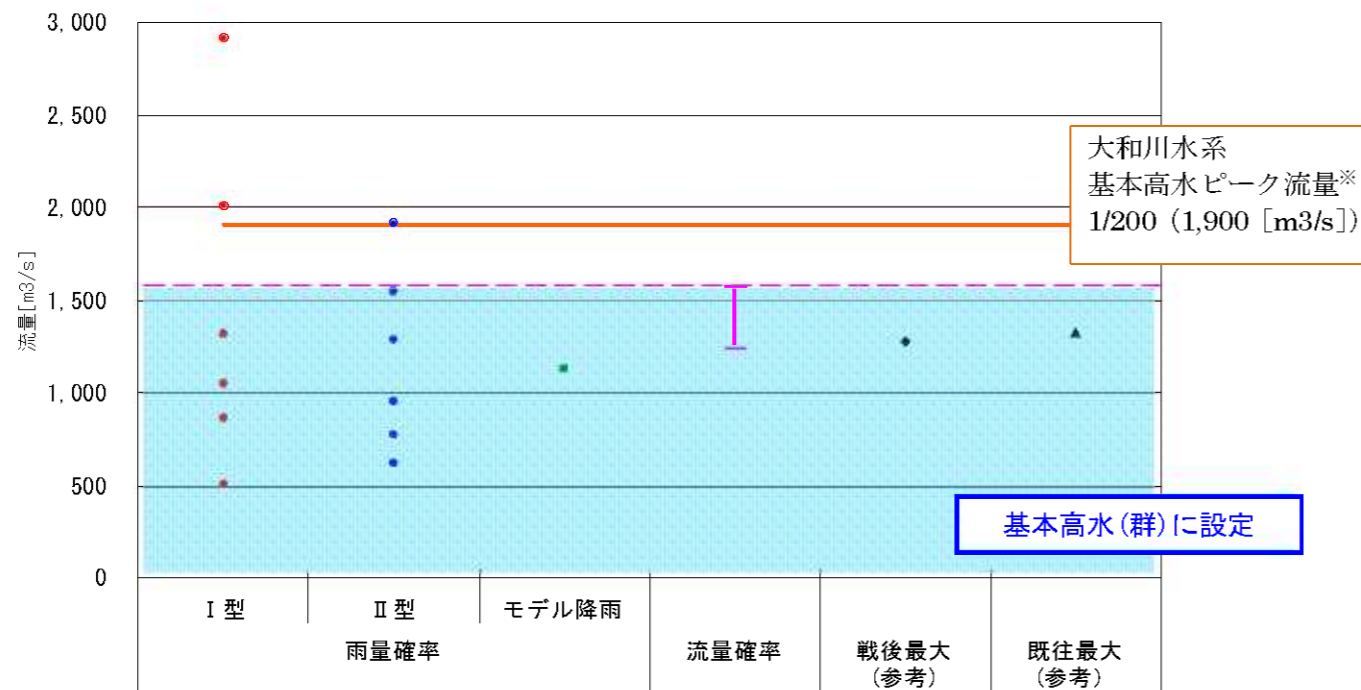
流量確率の幅
 1,237 ≤ Qp ≤ 1,573

●基本高水(群)の設定

ここでは、モデル降雨波形、戦後最大洪水流量に加え、流量確率手法による検討結果について総合的に判断し、道明寺基準点における基本高水のピーク流量を決定します。

基本高水(群)は、計画降雨波形(群)の流出計算値のうち、モデル降雨をカバーし、流量確率の上限値、もしくは下流大和川の受入流量以下なるものを対象とします。

基本高水(群)の設定にあたっては、大和川受入流量、流量確率の上限値のうち小さい方を基本高水の上限値とする。計画降雨波形(群)による流出解析の結果のうち、道明寺基準点におけるピーク流量が上限値以下となるものを、基本高水(群)と設定する。



※大和川河川工事事務所資料より

		太字:各地点最大値		滝畑ダム 流入量	滝畑ダム 放流量	西條橋	諸越橋	金剛大橋	新北橋	河南橋	梅川 合流点	道明寺
基本 高水	I 型	S28	1953年09月24日	47	47	74	382	418	500	718	824	865
		S35	1960年06月21日	156	156	221	326	342	365	404	452	503
		S40	1965年09月16日	271	271	348	410	429	601	1,021	1,041	1,049
		S57	1982年08月01日	132	132	201	565	670	807	1,057	1,237	1,318
	II 型	S28	1953年09月25日	49	49	77	418	455	554	788	910	953
		S40	1965年09月17日	193	193	245	319	337	460	727	763	775
		S57	1982年08月01日	111	111	195	550	655	788	1,031	1,207	1,287
		H07	1995年07月04日	228	228	353	925	987	1,089	1,356	1,493	1,542
	モデル降雨	H11	1999年08月10日	70	70	118	301	341	389	474	559	618
		モデル降雨		120	120	253	701	766	833	950	1,047	1,128
		戦後最大(S57.08.01)		102	102	190	535	644	776	1,014	1,158	1,275
		既往最大(M36.07.08)		175	175	266	621	734	858	1,083	1,254	1,327

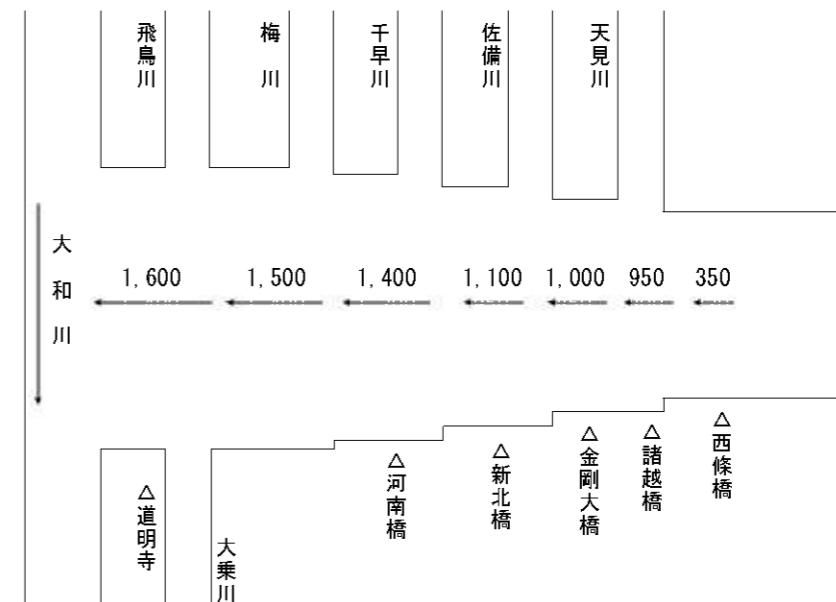
※大和川受入流量、流量確率は、道明寺基準点に対して設定したものである。よって、道明寺基準点において上限値を超える流量となる波形については、基本高水(群)とはしない。しかし、降雨の地域分布等の影響により、最大のピーク流量となる波形は、道明寺基準点と石川本川各地点において必ずしも一致するとは限らないため、特に下限値は設けない。

3) 基本とする高水の設定

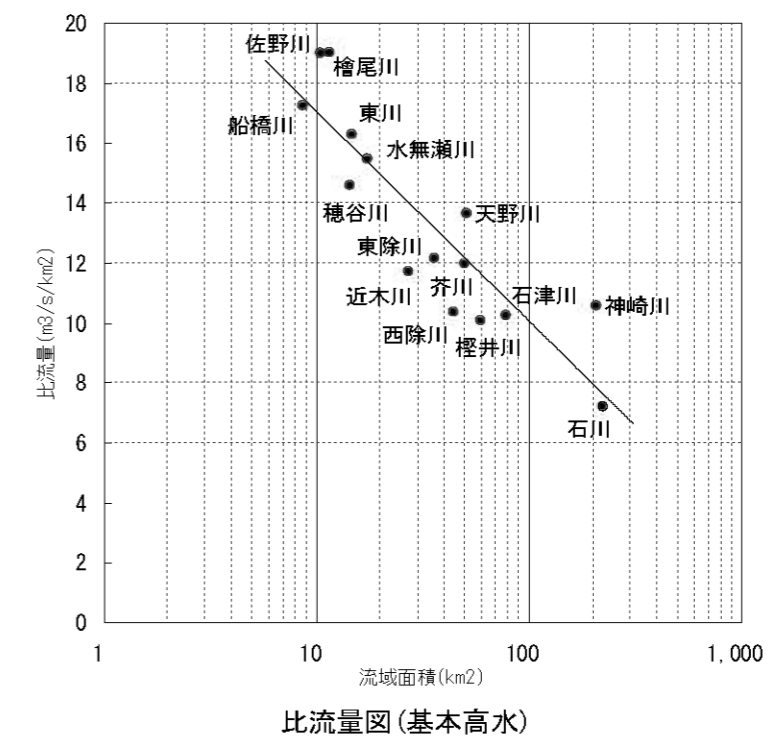
基本とする高水は、基本高水(群)の中より各地点においてピーク流量が最大となるものを設定する。

石川(道明寺基準点)

基本とする高水(群)の内、各地点最大となるものを「基本とする高水」と呼びます。なお、基準点以外の各流量配分区間についても同様に設定したものを記述します。また、支川については、合理式により設定したものを記述している。



基本高水ピーク流量配分図(m³/s)



比流量図(基本高水)

(2) 計画高水流量の設定

① 洪水処理計画の必要性の検討

石川の上流部には洪水調節(農地防災)機能を有する滝畑ダム(計画規模:1/50)が存在することから、これに基本高水を配分し、河道への分担する流量を算定します。

滝畑ダムの洪水調節効果の確認にあたり、流出解析モデルに組み込んだ滝畑ダム洪水吐諸元および貯水位-貯水容量曲線を以下に示す。なお、滝畑ダムの洪水調節方式は自然調節方式である。

表 滝畑ダム洪水吐諸元

常用洪水吐	
円筒部頂部標高	EL.262.400m
円筒部頂部越流長	22.5m
オリフィス出口中心標高	EL.245.000m
オリフィス出口断面	1.700m×1.700m
流量係数	0.89
非常用洪水吐	
クレスト天端	EL.269.800m
クレスト幅	50.0m
流量係数	1.90

貯水位 (EL.m)	貯水容量 (m ³)
212.0	0
230.0	9,000
235.0	26,000
240.0	68,000
245.0	1,320,000
250.0	2,260,000
255.0	3,510,000
260.0	5,000,000
262.4	5,935,000
265.0	6,970,000
269.8	9,340,000
273.0	11,000,000

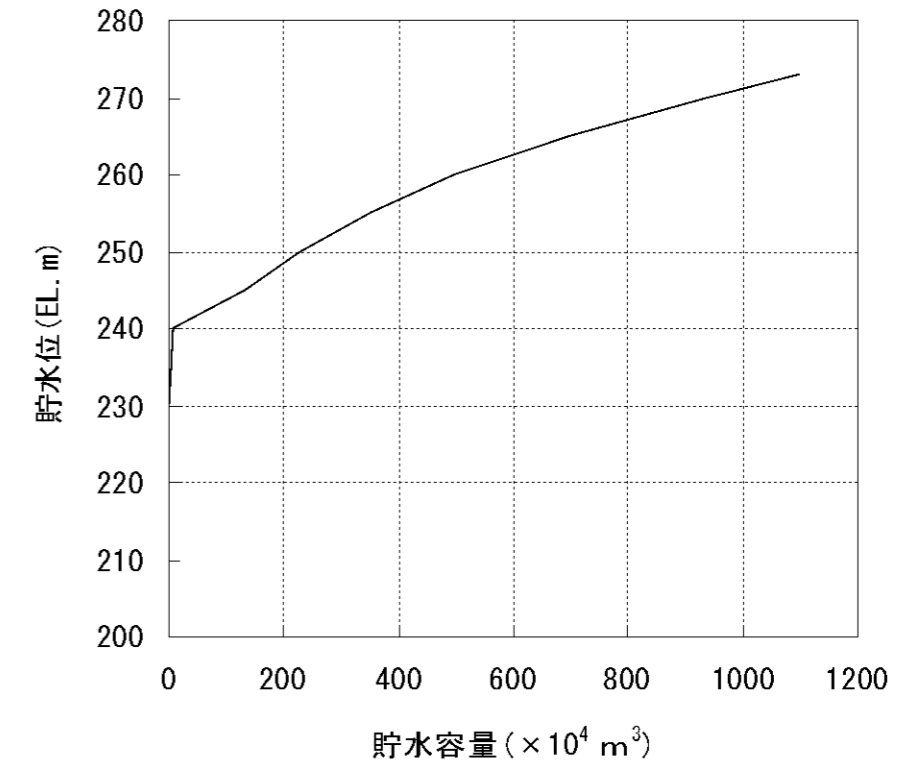


図 滝畑ダム 貯水位-貯水容量曲線

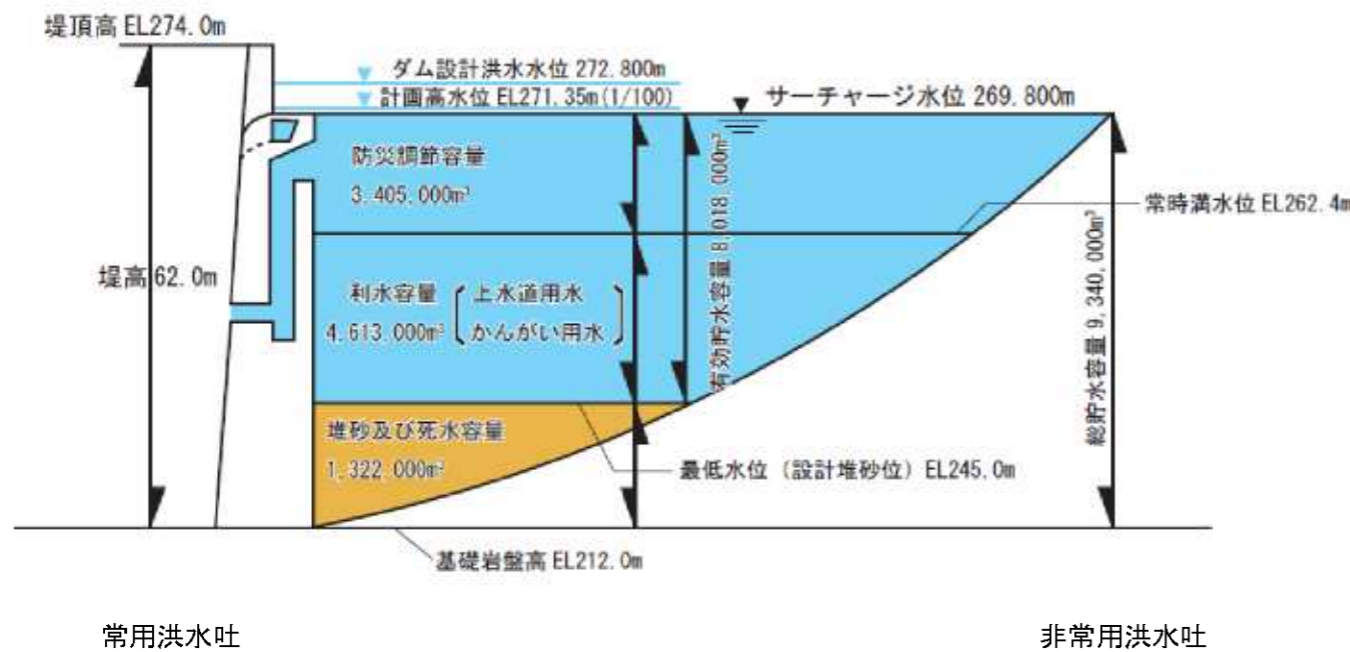


図 滝畑ダム容量配分図

・常用洪水吐(オリフィス)の放流量計算式

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

ここに、Q：放流量(m³/s)、C：流量係数(m^{1/2}/s)、

A：オリフィス断面積(m²)、g：重力加速度(m/s²)、

h：貯水位(m)

・非常用洪水吐の放流量計算式

$$Q = C \cdot B \cdot h^{3/2}$$

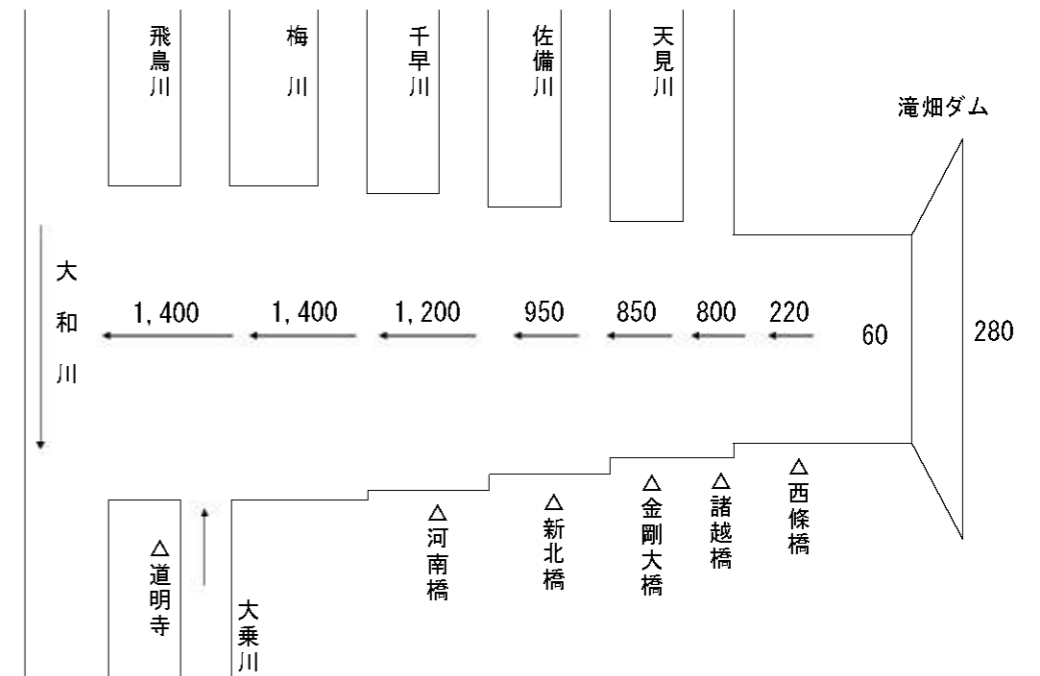
ここに、Q：放流量(m³/s)、C：流量係数(m^{1/2}/s)、B：クレスト幅(m)、

h：越流水深(m)

② 計画高水流量の設定

道明寺を基準点とした計画規模 1/100 の計画降雨波形(群)と各降雨時の湿潤状態から求まる基本高水(群)に対し、滝畑ダム地点を基準点とした計画規模 1/50 の滝畑ダムの洪水調節を行った場合の各地点の最大流量ならびに滝畑ダムの最大貯水位、治水容量(洪水調節容量)を示します。なお、治水容量は、2割程度の余裕を見込む場合も併せて示しています。

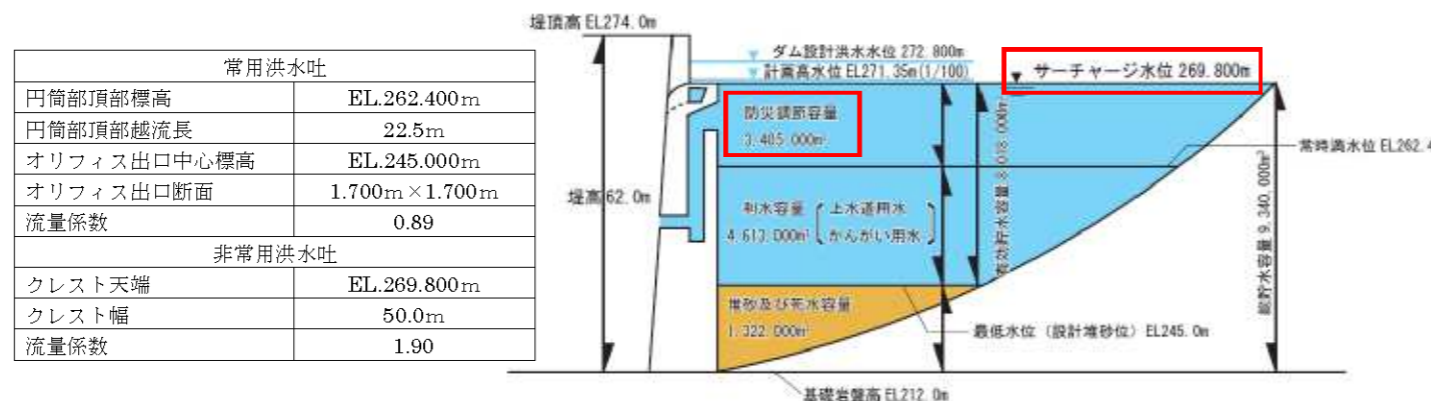
これらより、滝畑ダムの治水容量(3,405千m³)において、道明寺基準点における計画規模 1/100 の基本高水群に対する洪水調節容量はおおむねカバーでき、最大 220[m³/s]程度の効果が確認されます。



計画高水群の最大流量一覧

太字:各地点最大値												安全率考慮(2割)				
計画高水	I型	S28	1953年09月24日	滝畑ダム流入量	滝畑ダム放流量	西条橋	諸越橋	金剛大橋	新北橋	河南橋	梅川合流点	道明寺	水位[EL.m]	治水容量[m3]	水位[EL.m]	治水容量[m3]
								47	42	65	372	408	490	707	813	855
		S35	1960年06月21日	156	53	120	233	250	280	345	400	430	266.0	1,532,834	266.6	1,839,402
		S40	1965年09月16日	271	55	132	245	262	442	872	892	899	267.5	2,262,342	268.4	2,714,810
		S57	1982年08月01日	132	52	166	531	636	773	1,022	1,203	1,283	265.7	1,371,983	266.2	1,646,380
	II型	S28	1953年09月25日	49	43	67	407	444	543	777	899	942	263.6	471,926	263.8	566,311
		S40	1965年09月17日	193	53	115	178	198	338	616	651	664	266.0	1,523,508	266.6	1,828,209
		S57	1982年08月01日	111	51	161	518	623	756	998	1,176	1,255	265.4	1,221,648	265.9	1,465,978
		H07	1995年07月04日	228	53	214	753	819	922	1,193	1,330	1,379	266.2	1,647,292	266.9	1,976,750
		H11	1999年08月10日	70	51	100	280	321	375	452	535	594	263.8	555,542	264.1	666,651
		モデル降雨		120	51	178	625	692	759	876	973	1,054	264.3	768,794	264.7	922,553
		戦後最大(S57.08.01)		102	51	157	505	614	746	983	1,189	1,244	265.2	1,132,400	265.7	1,358,880
		既往最大(M36.07.08)		175	51	155	497	622	752	982	1,159	1,245	265.1	1,074,494	265.5	1,289,392

・滝畑ダム諸元



洪水調節計算の結果、最大の治水容量を必要とする降雨波形は、I型引伸ばしの1965年9月16日波形であり、安全率を考慮した場合の水位は268.4[EL.m]、治水容量は約271万5千[m³]となった。滝畑ダムのサーチャージ水位は269.8[EL.m]、治水容量(防災調節容量)は340万5千[m³]であり、洪水調節計算の結果をカバーしている。