

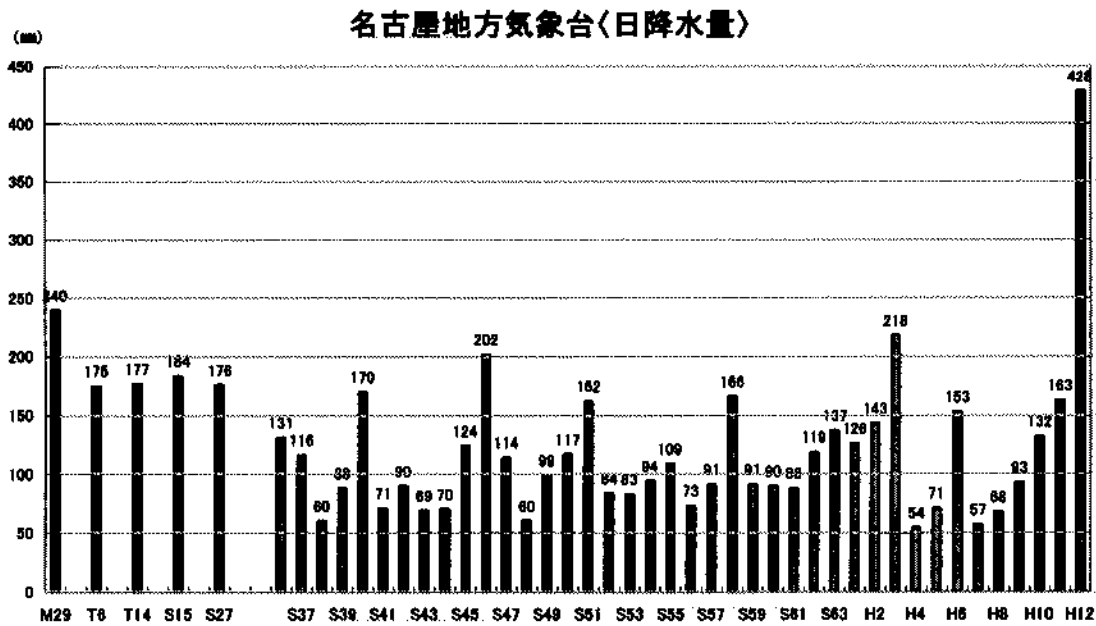
## 淀川部会における委員発言に対応する資料

1.	モデルケースとする雨量について .....	1
2.	モデルケース計算時の森林等からの流出の設定等、各地点の流量の計算に用いられているモデルの妥当性、あるいはモデルの持つ不確実性について .....	3
3.	ダムの治水面の評価におけるコストとメリットについて .....	7
4.	上野盆地関連の資料での被害軽減の示し方について .....	7
5.	スーパー堤防のコストについて .....	7
6.	淀川水系の利水と現状(補足資料) .....	8
7.	淀川本川でのダム等操作による高水敷冠水の可能性について ...	11
8.	維持流量の現状 .....	19

## 1. モデルケースとする雨量について

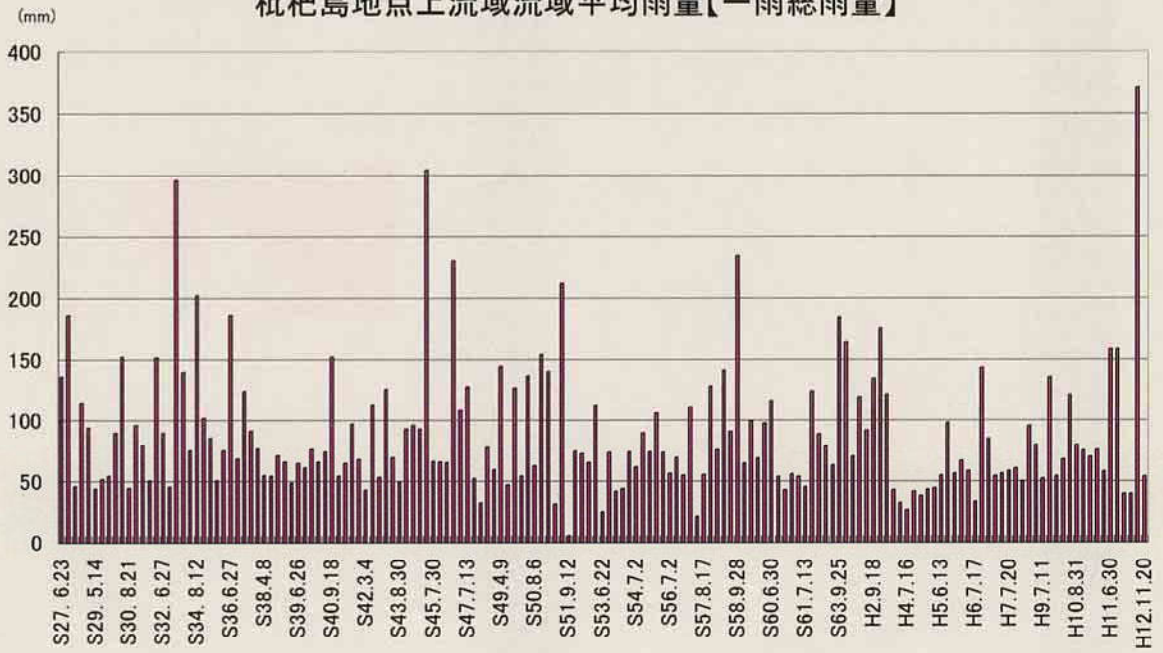
昭和28年実績降雨の2倍を中心に説明していますが、この降雨をこれからの河川整備の計画目標に設定しようとしているわけではありません。これまでの説明は、いかに現状の堤防が脆く、破堤の危険性があるかを伝えるために言ってきたものであり、降雨規模は1.5倍でも2.5倍でも3.0倍でもかまわないのです。たまたま、東海豪雨が起こったので、その規模相当の2倍降雨で説明してきただけです。従って降雨の時間分布も、余り重要ではありません。自然現象である大雨の降り方を、「こんな程度だろう」とか「まさか、こんな降り方はしないだろう」という前提で洪水対策をし、洪水に無防備なまちを造っていく考え方（これまでの国づくりの考え方）にたいする問題提起をしてきたつもりです。

なお、以前に大阪の気象台に、「気象学の見地から、ある地域に降りうる降雨量の限界を想定することができるのか。」と問いましたところ、限界量を想定することはできないとの回答でした。

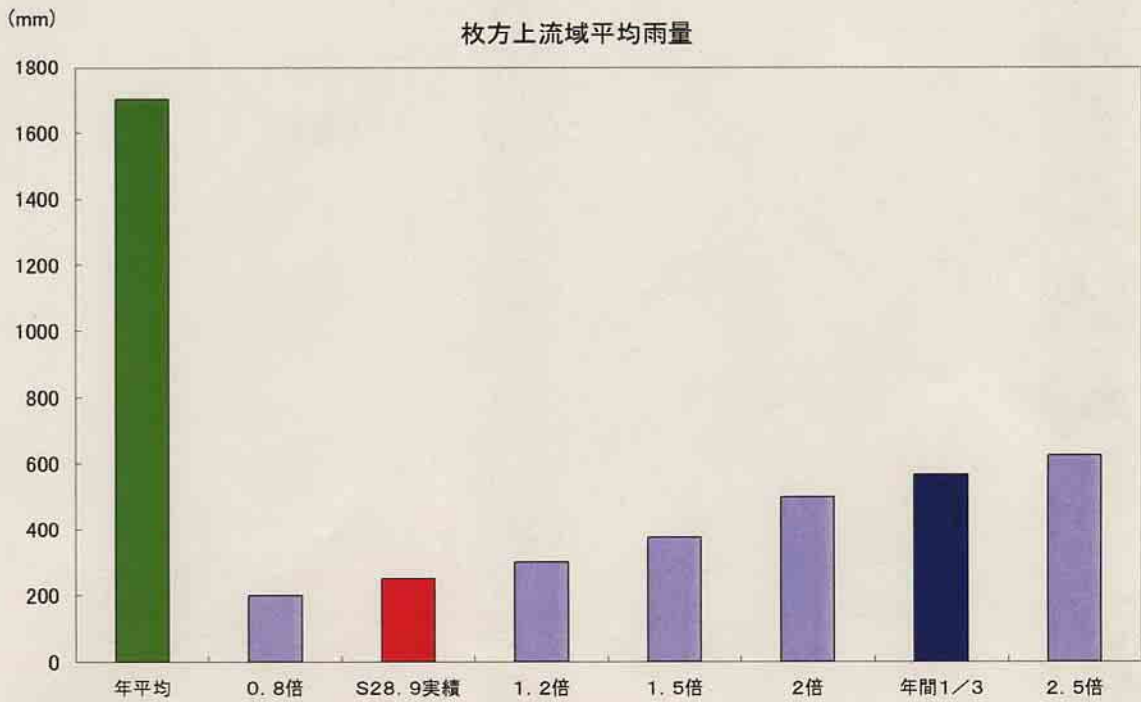


※観測史上(明治24年から)第10位までの観測データ及び昭和36年以降の観測データより作成

枇杷島地点上流域流域平均雨量【一雨総雨量】



枚方上流域平均雨量

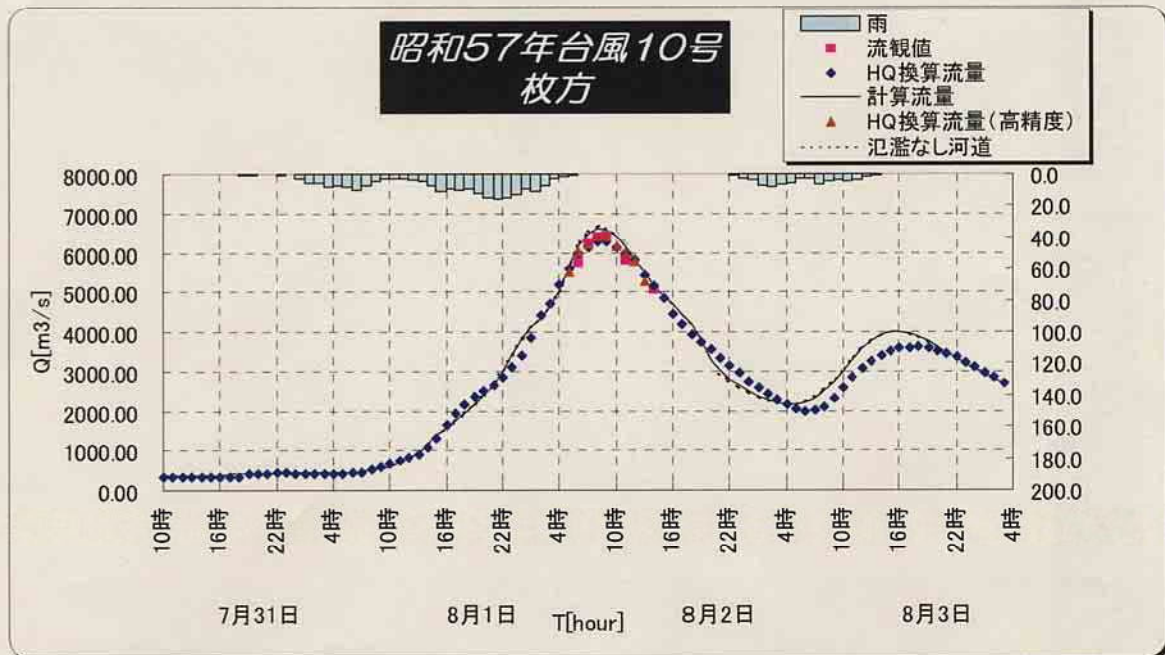


## 2. モデルケース計算時の森林等からの流出の設定等、各地点の流量の計算に用いられているモデルの妥当性、あるいはモデルの持つ不確実性について

現在、私たちは主に、貯留関数モデルにより、降雨に対する洪水流出量のシミュレーションをしています。過去の大きな洪水で、当時の山地等の流域状況や河道状況に対し、実績降雨量で流出計算し、洪水量の増減変化やピーク量等を再現することにより流出モデルの検証を行っています。過去の実績をほぼ再現していますので、過去の洪水と同様の現象である範囲においては、まずまずの精度はあると考えています。しかし、未曾有の降雨による山地部の大崩壊、大量の流木、家屋の流出等、モデルに組み込むことが出来ない現象が生じた場合は精度が落ちることはやむを得ません。

その他、地球温暖化による異常気象、海面上昇の影響等、未解明な、しかし洪水対策上極めて大きな要因もあります。これらを想定してもっともらしい計画を立てるのか、わからないものとして対策を講じるのか、委員会において議論していただければと思います。なお、近年の大きな洪水としては、昭和57年洪水でモデルの検証を行っていますので、昭和57年当時の山林の保水力につきましては、検証できているものと考えています。また、淀川のような大河川の洪水量では、昭和57年以降の森林の変化については大きく影響するものではないと考えています。

### 昭和57年洪水での検証



## 第2節 洪水流出計算

$$T = L/W$$

$$W = 20(h/L)^{0.8}$$

ここで

$W$ : 洪水流出速度 (m/s)

$h$ : 落差 (m)

$L$ : 流路長 (m)

$T$ : 洪水到達時間 (s)

③ 土木研究所での調査によると、洪水到達時間は、都市流域では、

$$T = 2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad (5-9)$$

自然流域では、

$$T = 1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad (5-10)$$

で表されると報告されている。ここで、 $T$ : 洪水到達時間 (h),  $L$ : 流域最遠点から流量計算地点までの流路長 (m),  $S$ : 流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配である。

この公式の通用範囲は都市流域で流域面積  $A < 10 \text{ km}^2$ ,  $S > \frac{1}{300}$ 、自然流域では、 $A < 50 \text{ km}^2$ ,  $S > \frac{1}{500}$  である。

## 2. 単位図法

単位図の考え方は1932年 Sherman によって提案されたもので、対象とする流域において、単位時間に降った単位強度の有効降雨によって生ずるハイドログラフを単位図(ユニットグラフ)という。単位図を用いた実流域における流出計算には、次式が用いられる。

$$q(t) = \sum_{j=0}^n r_e(t-j \cdot \Delta t) \cdot h(j \cdot \Delta t) \cdot \Delta t \quad (5-11)$$

ここに、 $q(t)$ : 時刻  $t$  における流出高,  $r_e(t)$ : 時刻  $(t-\Delta t) \sim t$  の間の有効降雨強度,  $h(j \cdot \Delta t)$ : 単位図,  $\Delta t$ : 単位時間

単位図法の基本的な考え方は、単位時間に降った単位有効雨量による河川の流出曲線は常に一定であり、重ね合わせが可能であるという、いわゆる線形性の仮定である。実際の流出現象は、洪水の規模によって単位図が異なり、また降雨継続時間が同じでもそれによるハイドログラフの継続時間は初期流量によって異なる。すなわち非線形であるため、単位図法はそのそもそもの仮定に問題を含んでいることになる。しかし、計算作業が比較的簡便であることおよび後述のように水文観測資料の蓄積がない流域について、地形条件等から人工的に単位図を合成することによって河川計画に用いる流量ハイドログラフを求められる等の長所があり、米国では標準的手法の1つとして広く用いられている。

単位図法における有効降雨の算定には、累加雨量-累加損失量曲線が用いられることが多く、また単位時間  $\Delta t$  は有効降雨のピークと流出量のピークとの時差の  $1/2 \sim 1$  にとるのがよいとされている。

また流量の未観測地域に対し、地形特性に基づいて人工的に合成した単位図を合成単位図 (Synthesized Unit Hydrograph) という。実際の降雨、流出量から単位図を求める手法および合成単位図を作成する手法については、例えば流出計算例題集や水理公式集を参照されたい。

## 3. 貯留関数法

貯留関数法は1961年木村によって提案された手法であり、流出現象の非線型特性を表すために、降雨から流出への変換過程を導入し、貯留量と流出量との間に一義的な関数関係を仮定して、貯留量を媒介変数として降雨量から流出量を求めるものである。

この方法では流域または、河道の貯留量  $S$  と、それからの流出量  $Q$  の間に、

$$S_i = KQ_i^p \quad (K, p: \text{定数}) \quad (5-12)$$

なる非線型関係を設定し、これを運動方程式の解として代用する。すなわち、流出量が貯留量のべき乗に比例するとしているわけで、これは降雨、流出の現象を容器に貯えられた水の切欠きからの流出現象に類似した現象と考えていることに相当する。この運動方程式と次の連続方程式を組み合わせる流出計算を行う。

流域についての連続方程式は、

$$\frac{dS}{dt} = \frac{1}{3.6} f \cdot r_{ave} A - Q_i \quad (5-13)$$

ここで、

- $f$  : 流入係数
- $r_{ave}$  : 流域平均雨量 (mm/h)
- $A$  : 流域面積 (km<sup>2</sup>)
- $Q_i(t) = Q(t + T_i)$  : 遅滞時間を考慮した流域からの直接流出量 (基底流量を除いたもの, m<sup>3</sup>/s)
- $S_i$  : みかけの流域貯留量 (m<sup>3</sup>/s·h)
- $T_i$  : 遅滞時間 (h)

を表す。

河道区間についての連続方程式は、

$$\frac{dS_i}{dt} = \sum_{j=1}^n f_j I_j - Q_i \quad (5-14)$$

ここで、

- $I_j$  : 流域、支川または、河道上流端から対象河道に流入する流入量群 (m<sup>3</sup>/s)
- $f_j$  : その流入係数
- $Q_i(t) = Q(t + T_i)$  : 遅滞時間を考慮した河道下流端流量 (m<sup>3</sup>/s)
- $S_i$  : みかけの河道貯留量       $T_i$  : 遅滞時間

を表す。

式 (5-12) の貯留量  $S$  と流出量  $Q$  との関係は既往の洪水流出資料から求められる。一般に流出ハイドログラフの増水部と減水部では  $S$  と  $Q$  の関係は異なるが、遅滞時間  $T_i$  を導入してこれを一価関数に近似できるように修正するところに貯留関数法の特徴がある。

流域分割での単位流域の大きさはその流出計算の単位時間に左右されるのであるが、使用するモデルによっても拘束される。貯留関数法では流域に対する1つの貯留関数の適用限界で流域面積が決定される。木村は10~1000 km<sup>2</sup>、流路長で10~100 km程度ならば十分な精度が得られるとしている。

これまでの事例では概ね300 km<sup>2</sup>以下の小流域に分割して計算を行っている例が多い。流域が大きすぎると流域内の地形や地質に相違が生じたり、河道が長くなることによる河道流下の影響が現れるので、流域での貯留関数適用に無理が生じる。したがって、対象とする流域面積としては100 km<sup>2</sup>前後のものが望ましい。なお、流量検証地点が多く望めない流域では分割を多くすると変動要素を増やすことになるので、結果の妥当性の検証が難しい場合もあることに注意を要する。

流域の流出計算においては、有効雨量の算定計算が必要である。貯留関数法では、 $f$  は降雨量  $r_{ave}$  にかかる係数ではなく、流域面積  $A$  にかかる係数であると考え、すなわち、降雨初期には  $f = f_1$  (1次流出率という) として  $f_1 A$  の面積(流出域という)だけで流出が発生するとし、累加雨量が  $R_{sa}$  (飽和雨量) を越えると  $f = 1$  (飽和流出率) となって残りの  $(1 - f_1) A$  の部分(浸透域)からも  $R_{sa}$  以降の降雨によって流出が発生すると考える。ただし、流出域と浸透域とは洪水の終わりまで別個に流出計算を行うものとし、両域からの流出量の和に基底流出量を加えた値をもって流域流出量とする。流域からの流出量 (m<sup>3</sup>/s) は基底流出を含めて次の式で与えられる。

$$Q = \frac{1}{3.6} f_1 A \cdot q_1 + \frac{1}{3.6} (1-f_1) A \cdot q_{sa,1} + Q_i \quad (5-15)$$

ここで、

$f_1$  : 1次流出率

$q_1$  : 全降雨による流出高 (mm/h)

$q_{sa,1}$  : 飽和点以後の降雨による流出高 (mm/h)

$Q_i$  : 基底流量 ( $m^3/s$ )

である。

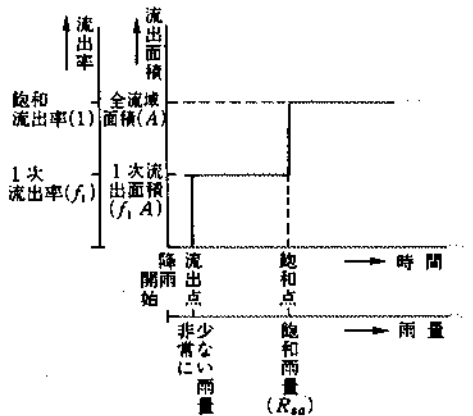


図 5-2 流出率の時間的变化

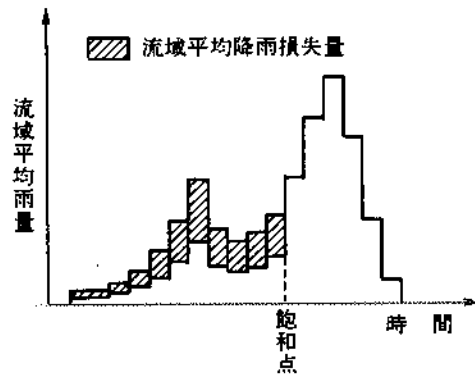


図 5-3 降雨損失量の時間的变化

#### 4. タンクモデル法

タンクモデル法は、洪水流出計算、低水流量計算のいずれにも用いられるが、いずれに適用するかでモデルの取扱いが異なる。従来、低水流出解析用に広く用いられてきたタンクモデル法については、本章第3節の低水流出計算の解説を参考されたい。

#### 5. 等価粗度法 (Kinematic Wave 法)

等価粗度法 (Kinematic Wave 法) とは、流域をいくつかの矩形斜面と流路が組み合わされたものとみなし、これらの斜面や流路における雨水流下現象を、水流の運動法則と連続の関係をを用いて水理学的に追跡するものである。等価粗度法 (Kinematic Wave 法) は、流域斜面からの流出現象を Manning 型の平均流速公式で表現し、この斜面と流路を組み合わせた流域からの流出ハイドログラフが実測ハイドログラフに近づくように粗度係数を決定することから等価粗度法ともよばれる。

複雑な流域斜面からの流出現象はモデル化して取り扱えるが、等価粗度法 (Kinematic Wave 法) を実河川に適用するには、対象とする河川が比較的急勾配で、かつ、降雨強度が大きく流出現象が洪水流出により生じていることが必要である。中間流や地下水流出が支配的な洪水では、遞減特性を近似することが難しく、妥当な結果を得られない場合がある。また、支川の合流点その他で河道をある区間ごとに分割した時、その区間内では横断面、勾配、粗度、横からの流入量などが流路に沿って一様に近いものと仮定できる必要がある。

以下 Kinematic Wave 法による流出計算の基本式について簡単に紹介しておく。

山腹斜面に降った雨は一部は浸透し、一部は地表を流れて小さな水路からやがては大きな水路へと集められていく。この過程を模式的に図示したものが図 5-4 である。流出計算は有効降雨による斜面からの流出量  $q$  を求め、この流出量を横流入量とする河道内の流量  $Q$  を計算することにより行われる。考えている流域外から水路上流端へ供給される水量  $Q_{in}$ 、あるいは降雨の始まる前から河道に既に流れていた流量などがある場合には、それぞれ境界条件および初期条件として考慮に入れる。

いま図 5-4 のように一般的な断面形を持つ河道へ時間的に変動する横からの流入量  $q(t)$  がある場合、流れが

3. 堤防のいくつかのオプションについては、コストとメリットで比較されていたが、ダムの治水面で評価も同列に比較できる部分はすべきと考える。

ダムの必要性を議論する際には、当然ダムのコストとベネフィットについて整理して説明いたします。

#### 4. 上野盆地関連の資料での被害軽減の示し方について

第12回淀川部会（H14. 2. 5）の資料4「淀川部会における委員発言に対する資料」の「2. 上野遊水池 現況地形に、昭和28年13号台風による浸水範囲を示す」にお示ししていますので、ご覧下さい。

#### 5. スーパー堤防のコストについて

市街地において一定区間の道路建設を行った場合、新たな道路に面した土地の地価は開発が見込まれることから、従前に比べて上昇するのが一般的です。

しかし、現行ではこのような起業利益に対して受益者から負担をとることは行なわれてはおりません。又同制度も完備していません。（但し、別途不動産評価額の上昇に伴う固定資産税等の徴収はなされる）

同様に、スーパー堤防事業においても地権者に負担を求めてはいません。

なお、この考えは、土地収用法第90条の起業地利益との相殺の禁止を参考にしています。

#### 参考資料

（起業利益との相殺の禁止）

土地収用法第90条

「同一の土地所有者に属する一団の土地の一部を収用し、又は使用する場合において、当該土地を収用し、使用する事業の施行に因って残地の価格が増加し、その他残地の利益が生ずることがあっても、その利益を収用又は使用に因って生じる損失と相殺してはならない。」



## 6. 淀川水系の利水と現状（補足説明資料）

### ①主旨

第12回淀川部会(H14.2.5)において、現況のダム及び堰の操作で用水補給が無駄なく実施されているかを確認するため、渇水年の淀川大堰の放流量データの提出を求められたものです。

淀川大堰の確保目標流量（淀川大堰より下流の取水量＋維持流量）と実際の放流量を比較すれば、豊水時を除いて用水補給が無駄なく実施されているかが、確認できるものです。

### ②対象年

近年で取水制限が実施された平成6年と平成12年のグラフを別図に示します。

### ③解説

・平常時の確保目標流量は、以下のとおりです。

一津屋（神崎川）：維持流量10 m<sup>3</sup>/s＋取水量1.8 m<sup>3</sup>/s＝11.8 m<sup>3</sup>/s

毛馬（大川）：維持流量70 m<sup>3</sup>/s＋取水量2.5 m<sup>3</sup>/s＝72.5 m<sup>3</sup>/s

淀川大堰魚道：魚道0.8 m<sup>3</sup>/s＋呼び水水路4.2 m<sup>3</sup>/s＝5.0 m<sup>3</sup>/s

合 計 89.3 m<sup>3</sup>/s

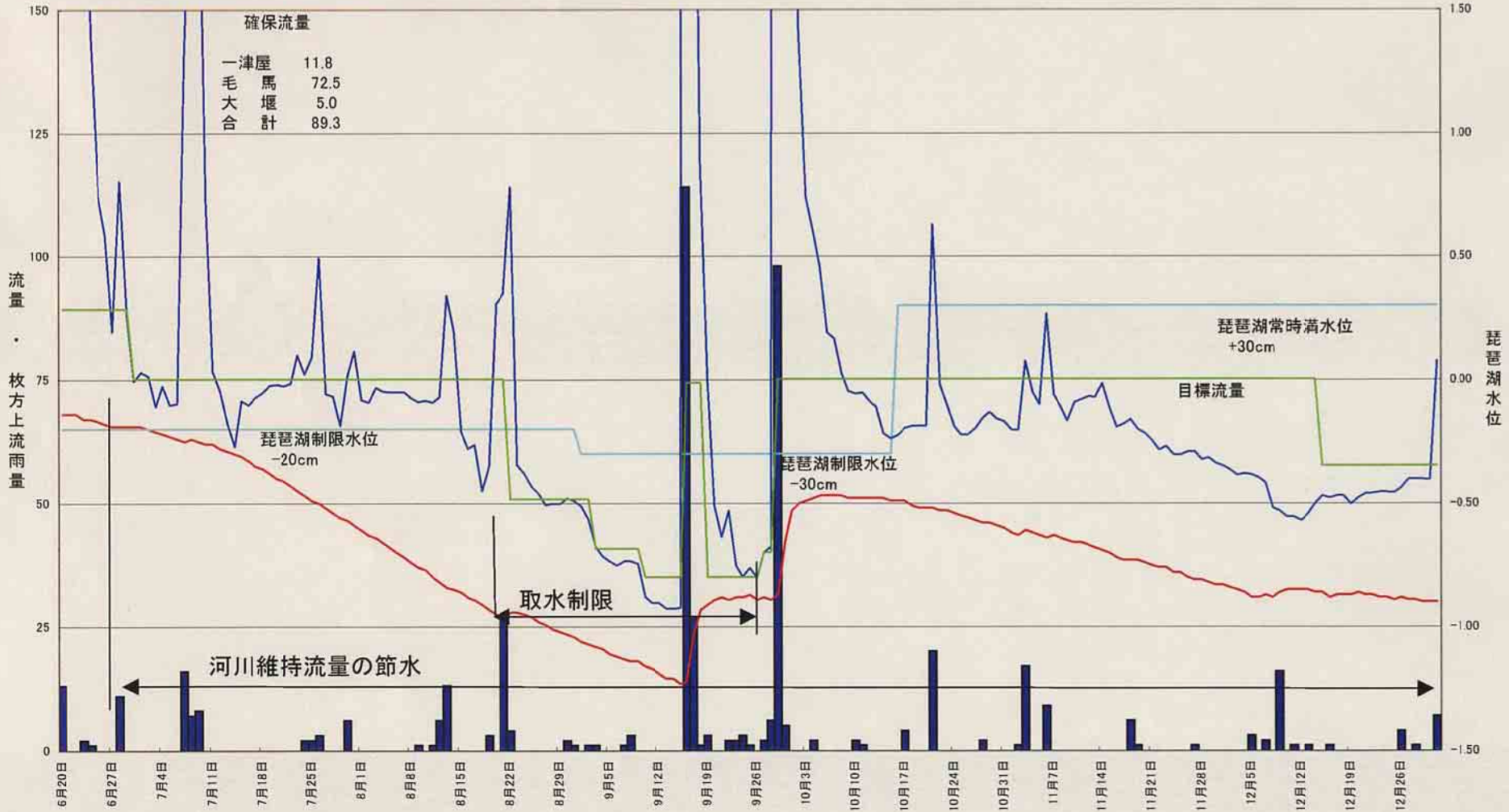
・琵琶湖水位低下などの渇水状況に応じて、順次確保目標流量を削減し、節水に努めています。

・ときどき淀川大堰の放流量が確保目標流量より増えているのは、降雨によるものです。

（ダム等の施設より下流域に降った雨は、貯留できずそのまま流下するため）

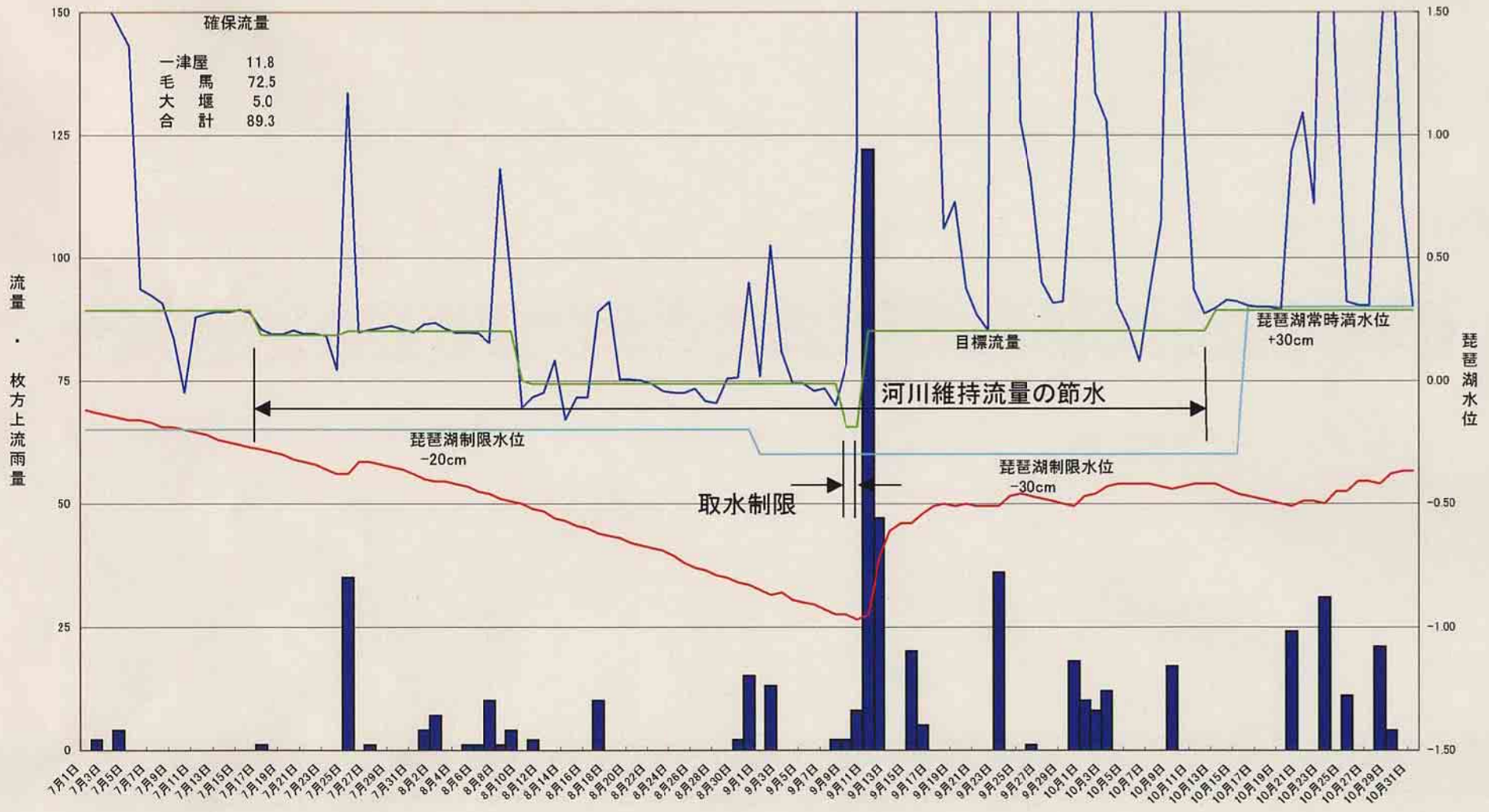
淀川大堰地点流況 平成6年

■ 枚方上流雨量    ● 琵琶湖水位    ▲ 琵琶湖制限水位    ◆ 放流量    ▼ 目標流量



淀川大堰地点流況 平成12年

■ 枚方上流雨量 ■ 琵琶湖水位 ■ 琵琶湖制限水位 ■ 放流量 ■ 目標流量



## 7. 淀川本川でのダム等操作による高水敷冠水の可能性について

### ① 検討趣旨

第10回淀川部会（H13.12.17）において、河床掘削により冠水頻度の少なくなった淀川本川の高水敷の生態系への配慮する方策として、ダム等操作による高水敷の冠水が可能か質問が出されたものに対する検討結果をまとめたものです。

### ② 高水敷冠水の条件の確認

淀川本川において高水敷が冠水する流量は、縦断的な位置にもよりますが、不等流計算および実績より概ね  $4,000\text{m}^3/\text{s}$  です。（場所によっては、それより少ない流量で冠水が始まるところもあります。）

【図1 縦断図】参照

### ③ ダムによる対応の可能性について

#### 対応対象施設

淀川本川に対して直接流量に影響を与えられるのは、次の4施設です。

#### 高山ダム、天ヶ瀬ダム、日吉ダム、布目ダム

（※これらの施設で下流の無害放流の限度一杯に放流すると、それより上流の施設では、淀川本川枚方地点には影響を与られません。）

【図2 淀川水系施設概略図】参照

#### 各ダムでの放流可能量

ダム下流に人工的な被害を与えてはいけないので、各ダムの洪水調節時の計画最大放流量などを放流可能量の最大限度と仮定します。

この放流量可能量から実際にダムで放流していた量を差し引いたものが、下流へ上乘せされて流れることとなります。

ただし、実質的には下流河川改修の遅れにより一部で田畑などが浸かるなどの被害が出ることもあります。

高山ダム	（洪水調節開始流量	：	$1300\text{m}^3/\text{s}$ ）
天ヶ瀬ダム	（洪水調節時の計画最大放流量	：	$840\text{m}^3/\text{s}$ ）
日吉ダム	（同 上	：	$150\text{m}^3/\text{s}$ ）
布目ダム	（同 上	：	$150\text{m}^3/\text{s}$ ）

【図3 4ダム洪水調節図】参照

#### 4ダムをあわせた淀川本川に対する影響量

各ダムの放流可能量を単純に合計しても、 $2,440\text{m}^3/\text{s}$  にしかならず、雨が降っていない状態でダムだけでは淀川本川の高水敷を冠水させることはできません。

洪水時であれば、可能か？

各ダムで放流した水は、ある一定時間（洪水到達時間）を経て、下流に流れつきます。

過去10年間の洪水実績より、各ダムから淀川本川枚方地点までの洪水到達時間は、概ね次に示す程度です。

高山ダム	から枚方地点まで：約10時間
天ヶ瀬ダム	から枚方地点まで：約6時間
日吉ダム	から枚方地点まで：約10時間
布目ダム	から枚方地点まで：約10時間

【表1 過去10年間の洪水発生状況（枚方地点）】参照

【図4 洪水到達時間概略図】参照

【図5 洪水到達時間推定図（実績ハイドロより）】参照

淀川本川の洪水流量をダムにより増加させるためには、ダムから枚方地点への到達時間分を考慮し、約10時間程度先の枚方地点での流量変動を正確に予測する必要がありますが、現在の洪水流出予測技術では、せいぜい3時間先までしか実用的な予測が行えないのが実態です。

淀川本川の高水敷冠水のためのダム操作のタイミングなどを間違えると・・・

・予測以上の大きな洪水となった場合

→ 下流河川の洪水のピーク流量を人工的に増大させることとなり、  
下流の被害を助長させる危険性があります。

・ピーク時間が予測よりずれた場合

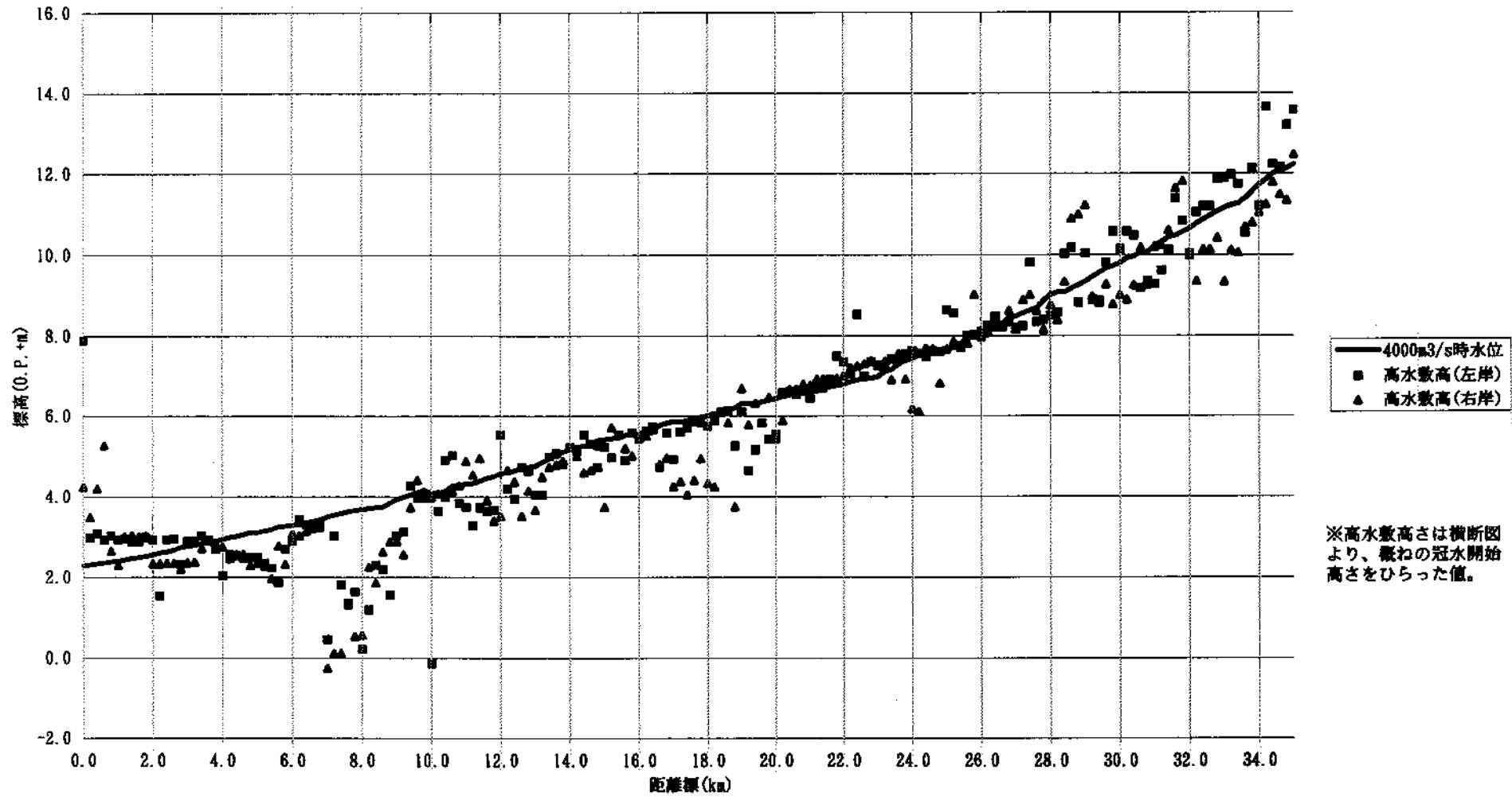
→ 淀川本川の洪水のピーク流量が変化せず、  
高水敷が冠水しません。結果としてダムの上乘せした放流がムダになり濁水を助長するだけということもあります。

#### ④結論

- ・雨が降っていない状態で、ダム放流により、淀川本川の高水敷を冠水させることは、放流可能量から考えて可能性がありません。
- ・また、洪水時において、適正に淀川本川の高水敷を冠水させるためのダム操作は困難で危険性を伴うため、実施することは不可能です。

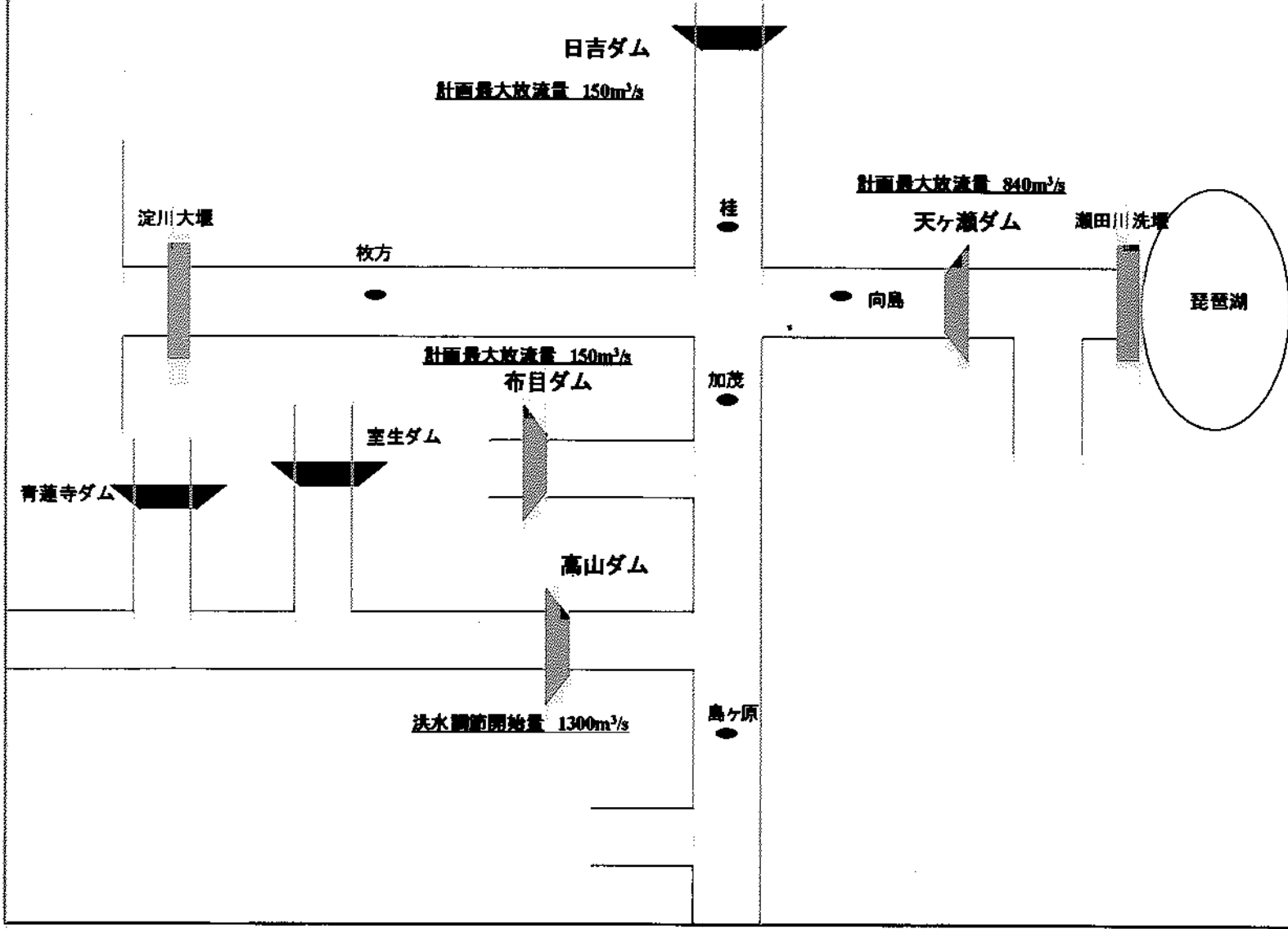
**縦断図**  
 淀川本川の高水敷高さと4,000m<sup>3</sup>/s流量が流れたとき(不等流計算)の関係

(図-1)



# 淀川水系施設概略図

(図-2)



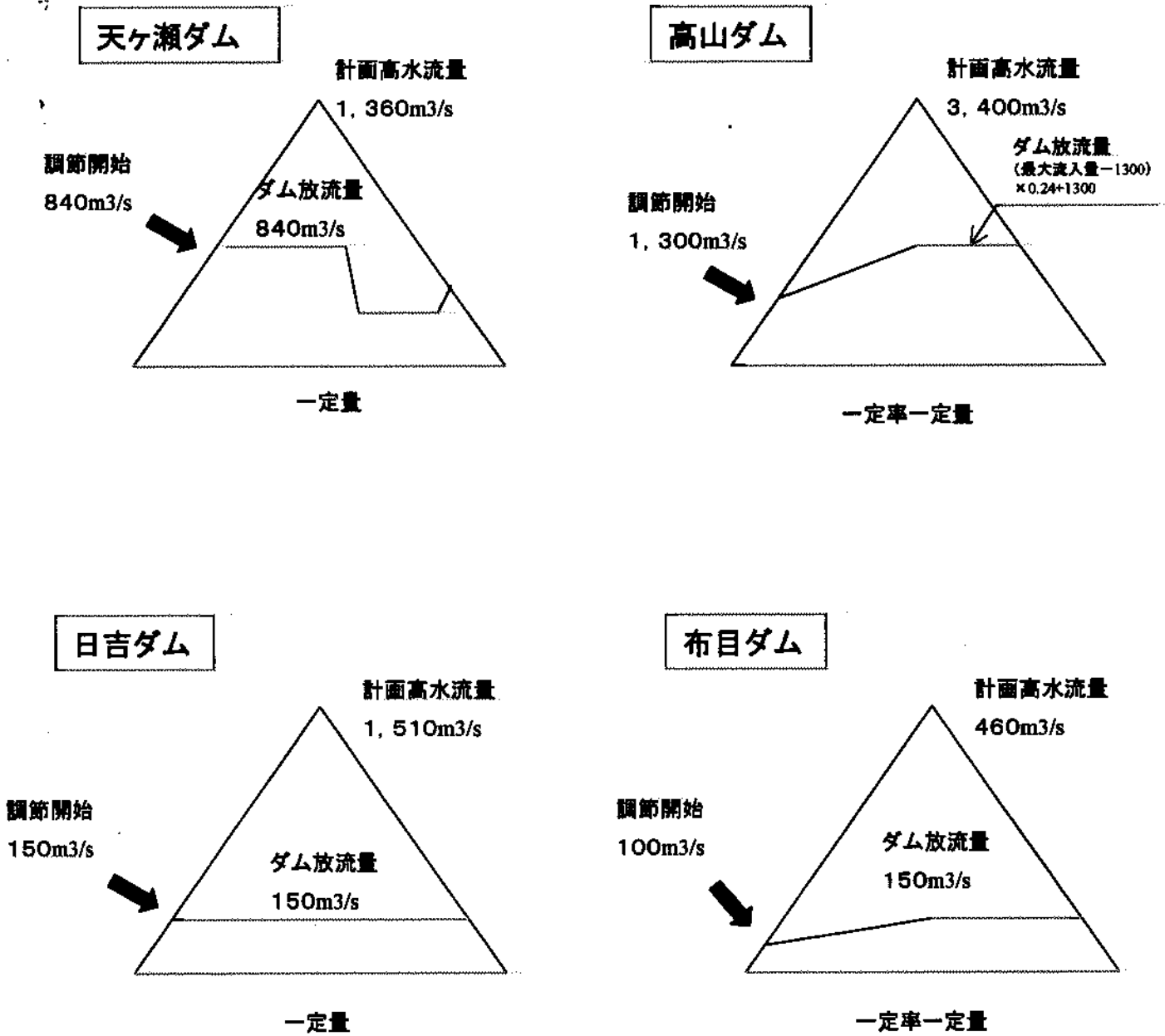
(表 - 1)

## 過去10年間の洪水発生状況（枚方地点）

年	月	日	枚方ピーク流量 ( $m^3/s$ )
1993	7	3	2,743
	7	5	4,104
1994	9	29	2,753
1995	5	12	4,760
	5	15	2,600
	7	5	2,866
1997	7	13	3,200
		27	3,835
	8	5	3,060
1998	10	16	2,534
1999	6	27	2,560
	6	30	3,811
2000	9	12	2,634

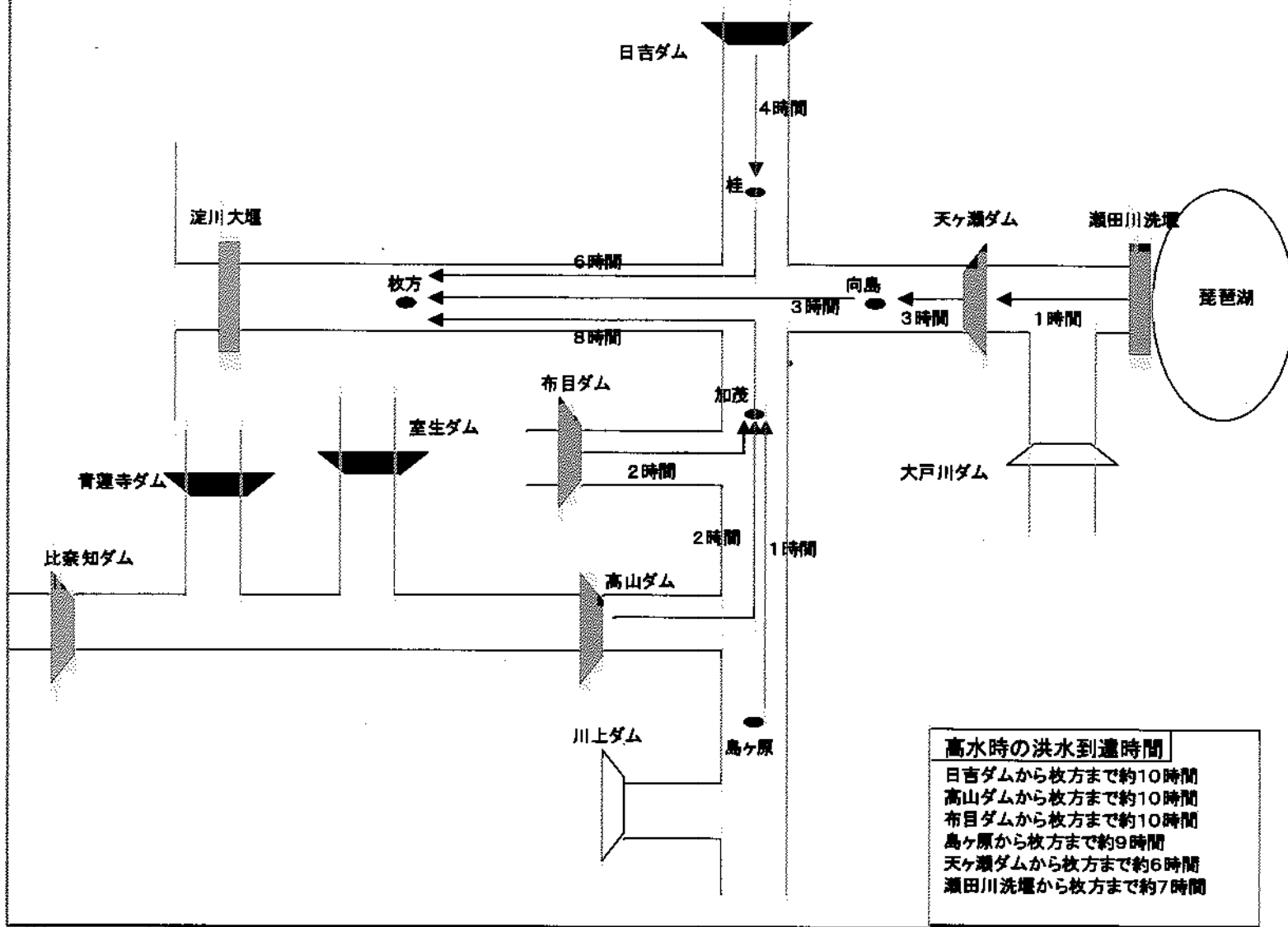


### 4ダム洪水調節図



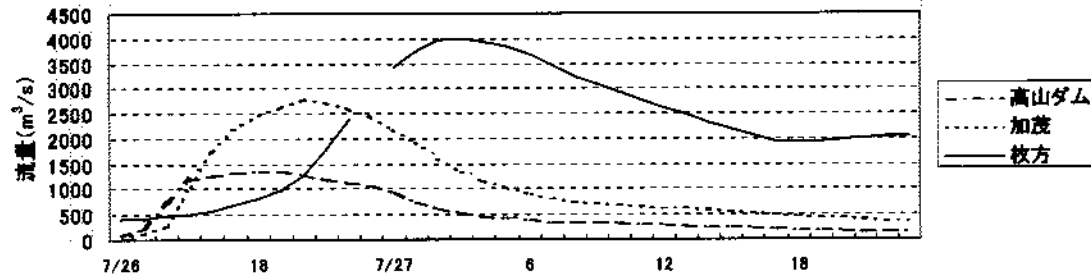
# 高水時の洪水到達時間

(図-4)

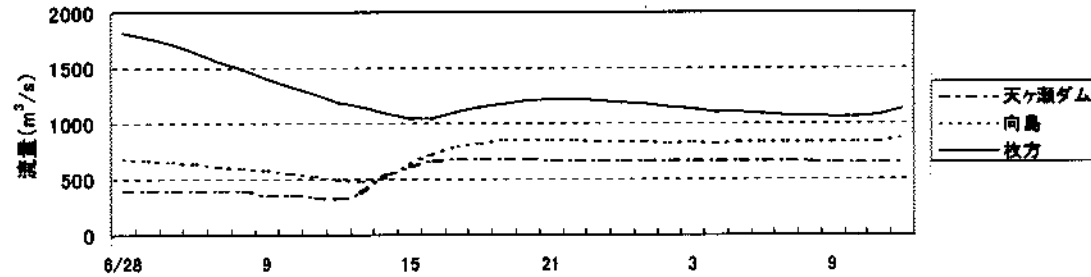


### 洪水到達時間推定図 (実績ハイドロより)

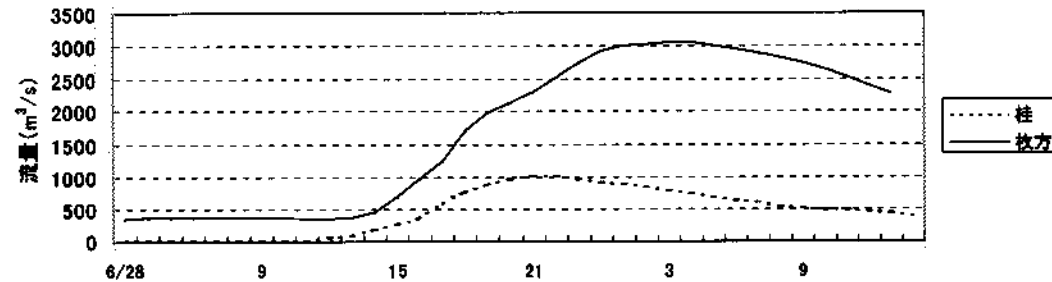
高山ダム-加茂-枚方 (H9.7.26~27実績)



天ヶ瀬ダム-向島-枚方 (H11.6.28~29実績)



桂-枚方 (H9.8.5~6実績)



※日吉ダム-桂間及び布目ダム-加茂-枚方間については到達時間を明確に示すハイドロがないため図示していない。