

琵琶湖・淀川水系の洪水における  
水理特性及び流出現象の検証にかかる報告書

平成 21 年 11 月

近畿地方整備局 河川部

# 目 次

はじめに	1
1. 淀川流域の概要	3
2. 検討に至った経緯	6
3. 新モデルについて	12
3. 1 流域及び河道分割	13
3. 1. 1 流域分割	13
3. 1. 2 河道分割	14
3. 2 流域定数解析対象洪水及び検証対象洪水の選定	21
3. 3 流域定数解析対象地点の決定	22
3. 4 観測データの収集	24
3. 4. 1 作業の内容	25
3. 4. 2 今後の課題	29
3. 5 流域定数の設定	41
3. 5. 1 H-Q 式 (H-Q 曲線) の作成	41
3. 5. 2 ハイドログラフの作成	48
3. 5. 3 基底流量の決定	49
3. 5. 4 S-Q' グラフの作成	51
3. 5. 5 流域定数の採用値の決定	57
3. 5. 6 既設ダムを含む流域定数の検討	61
3. 5. 7 流量観測データがない流域の定数の推定	65
3. 6 河道定数の設定	69
3. 7 特定箇所を検討	76
3. 7. 1 上野盆地について	76
(1) 上野盆地の地勢	76
(2) 上野盆地の浸水状況	76
(3) 上野盆地の整備状況	78
(4) 流出計算モデル	79
3. 7. 2 亀岡盆地について	109
(1) 亀岡盆地の地勢	109
(2) 亀岡盆地の浸水状況	110
(3) 亀岡盆地の整備状況	112
(4) 流出計算モデル	113

3. 7. 3	三川合流部について	160
(1)	三川合流部の地勢	160
(2)	淀川における近年の主な出水	161
(3)	流出計算モデル	163
3. 7. 4	琵琶湖について	197
(1)	琵琶湖流域の概要	197
(2)	瀬田川洗堰の概要	199
(3)	琵琶湖における過去の水害	200
(4)	琵琶湖の整備状況	202
(5)	琵琶湖モデル及び琵琶湖淀川一体モデルの構築	209
3. 8	流出計算モデルの検証	255
3. 8. 1	検証用データの作成	255
3. 8. 2	検証対象洪水の再現	257
おわりに		342

## はじめに

昭和 46 年に淀川水系工事实施基本計画が改定された。この改定では治水計画規模を基準地点枚方において 1/100 から 1/200 とした他、地域の重要度を考慮し複基準点システムを採用し、過去の著名洪水の降雨（2 日雨量）を計画規模まで引き伸ばして洪水調節施設と河道において対処できるものとした。

流出解析モデルは貯留関数法を用い、昭和 28 年台風 13 号や昭和 34 年台風 15 号等の実績値で検証したものが採用された。

ところが、この計画において木津川本川の笠置地点に想定されていた大容量ダムは当時 920 戸という大規模な集落の移転を必要とするなど実現性において困難な状況となっておりその扱いを決めること、岩倉峡、保津峡といった狭窄部の開削の効果とその必要性を具体的に明らかにすること、三川合流部の上流宇治川を主とする貯留効果を解明すること、瀬田川洗堰の全閉を解消する可能性を見極めることなど、現時点において治水計画の基本に係る課題が存在しており、これまで平成 13 年に設置された淀川水系流域委員会を含め議論がなされていなかった。これらの課題の解決のためには淀川水系特有の複雑な水理現象を解明できる精度の高い流出解析モデルの構築が必要であり、早期に取り組む必要があった。

こうした中で淀川水系では、平成 9 年の河川法改正に基づき、河川整備基本方針の検討を進めることとなり、平成 18 年から近畿地方整備局及び関係府県の技術者からなるグループ「琵琶湖・淀川治水技術担当者会議」により、新たな流出解析モデル（以下「新モデル」という。）の技術的検討を始めた。

当時から 30 有余年、各観測地点における雨量、水位データがさらに蓄積され、流域における実績の降雨パターンが増えた。風雨の中、まさに命がけで職員や委託会社により流量観測が行われ、高水流量観測データも増えた。これらによってより精度の高い流出解析モデルの検証が可能となるとともに、コンピュータの普及や性能の向上により解析モデルの高度化が可能となっており、「琵琶湖・淀川治水技術担当者会議」は、工学的な見知から自然現象たる洪水を精確かつ忠実に追求し、課題の解決を図ることとした。

この取り組みでは、メンバー一人一人がデータの収集、検証から新モデルの構築まで自ら行うことにより、データの示す意味を理解し、場合によっては現地踏査や当時の担当者にヒアリングを行うなど、徹底した検証を前提とした作業を行った。

特に、洪水を忠実に再現することを念頭に、昭和 46 年の流出解析モデルでは十分に反映されていなかった岩倉峡、保津峡といった狭窄部とその上流の貯留効果の評価や貯留効果を持つ三川合流部における水理現象の再現と貯留する効果の評価を試み、淀川水系特有の複雑な水理特性、流出現象の把握に努め、結果、過去の洪水における検証においてほぼその再現性を確認した。

そしてこれらの各狭窄部について、今後の治水方針の確立を成し得るとともに、実現困難な大容量ダムの位置づけのない計画を策定できた。

こうして構築された新モデルは、平成 19 年 8 月の淀川水系河川整備基本方針の策定に活用されるとともに、今後の淀川水系の高水管理における様々な検討に活用されるものとする。

当報告書は、これらの検討成果及び結果をその思考過程からできる限り、具体的に詳しくとりまとめたものであり、新モデルの内容をわかりやすく解説している。淀川における流出解析を実施する上で今後の活用を期待すると共に、さらなるデータの蓄積による今後のモデル改良の基礎資料に資するものである。

また、こうしたモデルは、今後発生する洪水等においてデータがさらに集まれば、新たなデータを用いて検証を行い、必要に応じて適宜、修正していくものである。出水があれば、観測データを分析するとともにモデルの検証を行い、必要に応じて観測方法や解析モデルを修正していくなど、改善していくことが重要であり、これが、担当者一人一人の技術力の向上につながるとともに、河川行政全般の技術力の確保、向上につながると確信している。

## 1. 淀川流域の概要

淀川は、その源を滋賀県山間部に発し、大小支川を琵琶湖に集め、大津市から河谷状となって南流し、桂川と木津川を合わせて大阪平野を西南に流れ、途中神崎川及び大川（旧淀川）を分派して大阪湾に注ぐ、幹川流路延長 75km、流域面積 8,240 km<sup>2</sup> の一級河川である。その流域は、大阪市、京都市をはじめ 54 市 24 町 4 村からなり、三重、滋賀、京都、大阪、兵庫、奈良の 2 府 4 県にまたがる。（表 1-1 及び図 1-1）

近畿圏の中心を貫流する本水系は、下流部に大阪市、中流部に京都市やその他数多くの衛星都市をかかえ、関西地方の社会、経済、文化の基盤をなしており、古くから我が国の政治経済の中心として栄え、人々の生活・文化を育んできた。

流域を大別すると、本川上流の琵琶湖とその流入支川、瀬田川を経て宇治川まで、左支川木津川、右支川桂川、三川合流後の淀川、神崎川及び猪名川に分けることができる。

宇治川、桂川、木津川の三川合流部付近にはかつて巨椋池が存在していたが、繰り返される洪水の対策のために宇治川左岸沿いに堤防を築いて分離され、昭和 16 年には干拓地化されて戦後の食糧増産に寄与した。しかし、昭和 28 年台風 13 号出水時において、宇治川左岸向島堤は決壊し、巨椋池干拓地一帯が長期に及び浸水している。

河床勾配は、淀川大堰下流において約 1/17,000、淀川大堰上流では約 1/4,700～1/2,000、宇治川では約 1/2,900～1/640、桂川では約 1/3,400～1/380、木津川では約 1/1,000～1/200 となっている。

流域の地質は、琵琶湖流域と桂川流域の山地が古生代二畳紀～中生代ジュラ紀の丹波層群と中生代白亜紀の花崗岩等から成り、丘陵・台地が新三紀鮮新世～第四紀更新世前期の古琵琶湖層群や大阪層群等から成っている。また、木津川流域は領家花崗岩と変成岩等から成っている。淀川の下流域の平野は、花崗岩等の上に大阪層群が厚く被覆する地質を形成している。

流域の平均年降水量は 1,600mm 程度であり、気候特性により分類すると、日本海型気候区に属する琵琶湖北部、太平洋型気候区に属する木津川上流部、前線の影響を受けやすい桂川上流部と猪名川上流部、瀬戸内海気候区に属する中・下流域の 4 区域に区分することができる。このように流域内の気象特性が異なる。

琵琶湖は、湖面積 674km<sup>2</sup>、容積 275 億 m<sup>3</sup> という日本最大の淡水湖で、直接流入している河川だけでも 119 本を数える。その流域面積は 3,848km<sup>2</sup>（琵琶湖含む）で淀川流域の約 47% を占める。琵琶湖は、約 400 万年前にできたといわれる世界でも有数の古代湖であり、50 種を超える固有種をはじめ、1,000 種以上の生物が生息・生育している。

瀬田川は、琵琶湖からの唯一の流出河川であり、琵琶湖の南端から瀬田川洗堰を経て流下し、京都府域からは宇治川と名を変え山城盆地を貫流する。

木津川は、鈴鹿山脈、布引山地に源を発し、上野盆地を貫流し、岩倉峡の狭窄部に代表

される山間溪谷を蛇行しながら流下し、山城盆地で三川合流点に達している。流域には高山ダムをはじめとする複数のダムが建設され、洪水の軽減や各種用水の補給を行っている。

桂川は、丹波山地の東端を源とし高原状地形において小河川を集め、保津峡の狭窄部を経て京都市西部を南流して三川合流点に達している。

三川合流点から枚方大橋までの区間では、河岸に発達した寄り洲が見られる。また、鶴殿を代表とするヨシ原が広がっている。

淀川大堰湛水区間では、城北や庭窪のワンド群、豊里のたまり群等があり、琵琶湖・淀川水系の固有種で、かつての巨椋池に生息した絶滅危惧種のおグラヌマガイ、レンズヒラマキガイや、イタセンパラをはじめとするタナゴ類などの魚貝類が見られる。

淀川大堰から河口までの区間は、汽水域となっており、十三から西中島にかけてスナガニ等の底生動物が生息し、これらをシギ・チドリ類が採餌し、休息地として利用している干潟がある。

淀川の本格的な治水事業は、明治 18 年（1885 年）6 月の洪水を契機として明治 29 年に河川法が制定されたことに伴い、同年「淀川改良工事」に着手し、同 43 年に竣工した。

その内容は、瀬田川を浚渫するとともに瀬田川洗堰を設け、これにより琵琶湖の水位を下げた沿岸地域の被害を軽減し、また三川合流点付近では宇治川付替、桂川合流点改良、宇治川左岸堤防の築造による巨椋池の分離を行い、さらに大阪市の洪水防御を目的として、新淀川を開削して本川の洪水をこれに流下させることとした。

その後、大正 6 年 10 月洪水により被害が生じたので、大正 7 年に観月橋地点から河口までの区間の「淀川改修増補工事」に着手し、昭和 7 年に竣工した。

次いで、昭和 10 年 6 月、昭和 13 年 7 月の桂川における洪水により桂川、本川の計画高水流量をそれぞれ改定して、同 14 年から「淀川修補工事」に着手した。さらに昭和 28 年の台風 13 号による洪水に鑑み、淀川水系全般にわたる治水対策について、昭和 29 年 11 月に「淀川水系改修基本計画」を決定した。

その後、昭和 34 年の伊勢湾台風により、木津川において昭和 28 年台風 13 号洪水を上回る出水をみたので、木津川のダム計画に追加修正を行った。

その計画は、新河川法の施行に伴い、昭和 40 年から淀川水系工事实施基本計画となった。しかしながら、昭和 36 年、昭和 40 年と出水が相次いだこと、及び淀川地域の人口・資産が増大したことに鑑み、淀川の治水計画を全面的に改定することとし、昭和 46 年に基準地点枚方における基本高水のピーク流量を  $17,000 \text{ m}^3/\text{s}$  として、これを洪水調節施設等により  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  調節し、計画高水流量を  $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$  とする計画を決定した。さらに、超過洪水対策として昭和 62 年から高規格堤防の整備に着手した。

平成 19 年 8 月には、淀川水系における治水、利水、環境の重要性をふまえて河川整備基本方針が策定された。基本高水のピーク流量は、琵琶湖からの流出量を加味して淀川の基準点枚方で  $17,500 \text{ m}^3/\text{s}$  とし、このうち流域内の洪水調節施設により  $5,500 \text{ m}^3/\text{s}$  調節して、河道への配分流量は工事实施基本計画と同じく、 $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$  とした。

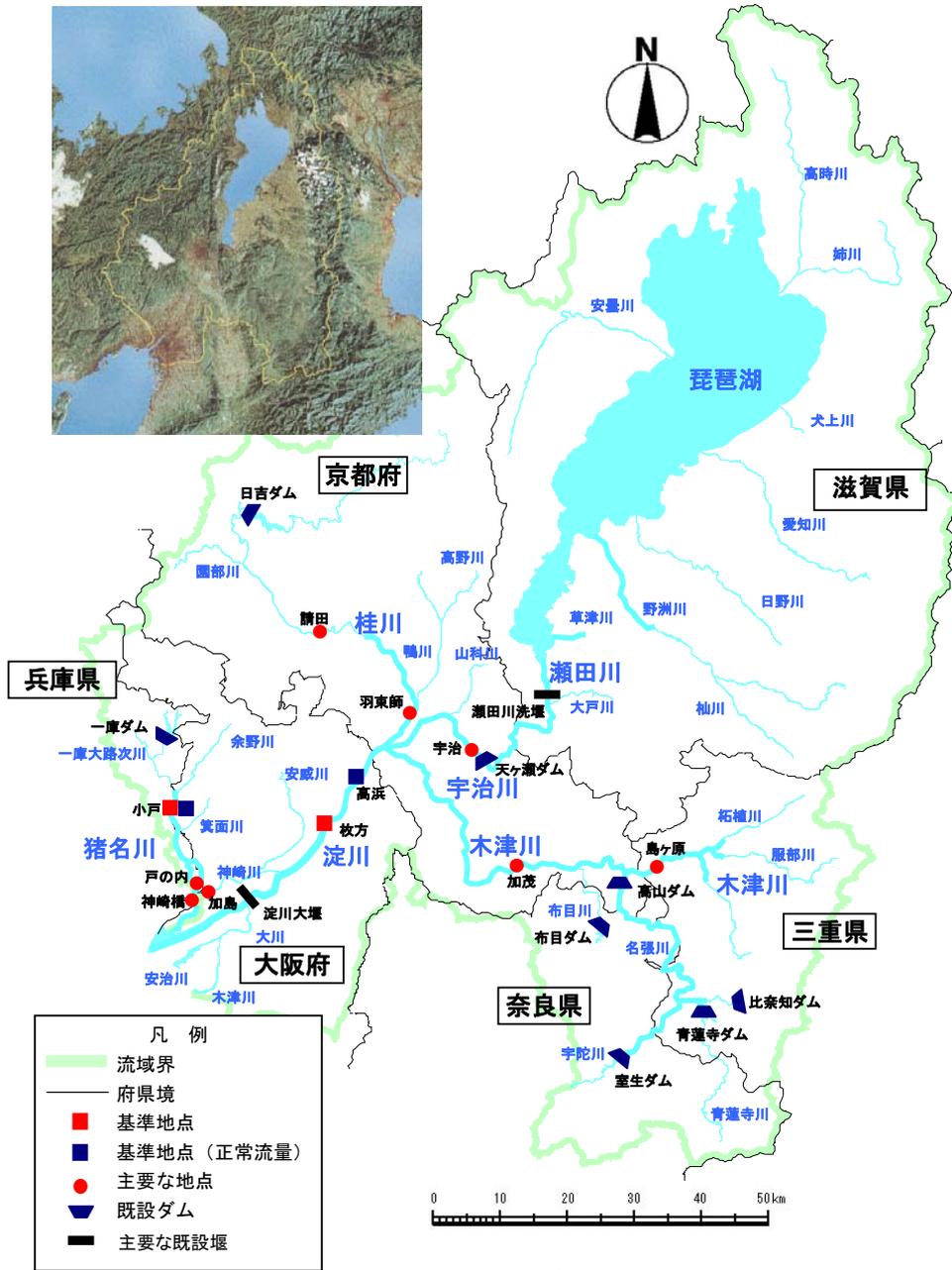


図 1-1 淀川流域図

表 1-1 淀川流域の諸元

項目	諸元
流域面積	8,240km <sup>2</sup>
幹川流路延長	75km
流域内人口 ※1	1,179万人
想定氾濫区域面積	773km <sup>2</sup>
想定氾濫区域内人口 ※2	766万人
想定氾濫区域内資産額	137兆6,618億円
流域内市町村	54市24町4村

※1 流域内人口は「H17 国勢調査」より

※2 想定氾濫区域内のデータは、「河川現況調査 近畿地方編(平成 11 年):国土交通省河川局より

## 2. 検討に至った経緯

平成 9 年の河川法改正により、淀川水系工事实施基本計画を廃止し、淀川水系河川整備基本方針と淀川水系河川整備計画の策定が必要となった。

このため、データや計算能力等において制約があった工事实施基本計画策定時の流出解析モデルについて課題を明らかにし、当時の制約条件がかなり改善された今日において、改善を目的とした新たなモデルの構築を図ることとした。

淀川水系工事实施基本計画では、淀川水系の水理特性の一つである岩倉峡、保津峡といった狭窄部を開削し狭窄部上流の安全を確保する計画としていたが、その実施に際しては、狭窄部上流部の治水効果の検証、狭窄部開削における下流への影響について評価が必要であった。

また、淀川本川への洪水流下に大きく影響する宇治川、桂川、木津川の三川合流部の貯留効果についても評価が必要であった。

さらに、淀川水系はその上流に琵琶湖を有しており、この琵琶湖の存在も淀川水系の水理特性が非常に複雑となっている要因の一つである。琵琶湖の出口には明治 38 年に築造された瀬田川洗堰があり、洪水という自然現象に対して人為的な操作を行うものであることから、これまで上下流の治水問題として扱われることもしばしばあった。このため、瀬田川洗堰の操作についても十分な検討ができるような流出解析モデルが必要であった。

このような淀川水系特有の複雑な水理特性、流出現象を解明するためにこれまでの流出解析モデルについて今日において考えられる課題を具体的に抽出し、解決策を検討することとした。

今日において考えられるこの流出解析モデルの主な課題の一つは流域定数の設定である。

淀川水系工事实施基本計画（昭和 46 年 12 月）の検討に用いた流出解析モデルの流域定数（表 2-1 及び図 2-1）及び淀川水系河川整備基本方針検討の初期（当報告書にまとめられた検討を行う以前のもの）に仮設定した貯留関数法における流域定数（表 2-2 及び図 2-2）は、以下の条件で設定され、当時のデータにおいて洪水の再現性は検証している。しかし、今日の技術水準からすると、複雑な水理特性の解明には未だ課題があると考えられる。

- ①P については、全流域一律 1/3 を用いている。
- ②K については、様々な値で設定されているが、隣接する流域で全く異なる値が設定されている場合もある。
- ③ $T_L$  については、遅れ時間にもかかわらず、0 やほぼ 0 といった値を設定している（ $T_L=0$  は、ある流域に雨が降った瞬間にその流域の下流端から雨による流出があることを意味する。）。その一方で、逆に  $T_L$  を大きく設定している流域もある。

このような流域定数の設定は、複雑な計算が不可能であった工事実施基本計画の策定当時  
にあっては仕方がなくPを全流域一律で固定し計算式を簡略化していることは十分に理解  
できる。しかし、淀川水系河川整備基本方針の初期に仮設定した段階では、これらの定数  
が変更されて、その差違が更に顕著になっていた。複雑な計算も短時間で行うことが可能  
となった今日においては、蓄積された流量観測データ等を解析し、流域の特性（流域から  
の実際の流出状況）を把握することから、より忠実に洪水を再現できる流域定数の設定が  
可能となっており、再設定する必要がある。

もう一つの課題は、流域のモデル化である。

狭窄部上流（上野盆地、亀岡盆地）のモデル化について、淀川水系工事実施基本計  
画では、霞堤も含め、狭窄部上流を一括して上野河道、亀岡河道として既往洪水の再現  
から狭窄部上流の貯留量と流量の関係を構築して設定し、狭窄部上流の湛水を考慮してい  
た。淀川水系河川整備基本方針検討の初期に仮設定したモデルでは、狭窄部に仮想ダム  
を設定して、洪水毎に狭窄部のダムカット効果により、桂地点、島ヶ原地点の実績ハイド  
ロが再現できるように設定されていた。

これらのモデルに対して、今日の計算能力やデータの蓄積状況等から複雑な水理特  
性を精緻にシミュレーションし、改善することがなによりも必要であった。

以上のような背景を踏まえ、流出解析モデルの構築作業は自然現象をありのままに  
より忠実に再現することを念頭に、過去のデータの検証、近年のデータの採用など一  
から検討を行うこととした。

この検討は、淀川水系の河川管理を担当する近畿地方整備局と六府県、さらに水資  
源機構関西支社の技術者によるグループ「琵琶湖・淀川治水技術担当者会議」（以下「担  
当者会議」という）により行われた。

#### 【琵琶湖・淀川治水技術担当者会議】

近畿地方整備局：中込 淳、成宮 文彦、佐藤 昭史、柳川 雄司、  
長田 充弘、岸本 昌之、橋本 晋一、天野 敦史、  
永野 芳雄、鉦橋 浩

三重県：野呂 守、西口 健太郎

滋賀県：安田 全男、石河 康久、西川 真介、平野 明德、崎谷 和貴、  
中西 宣敬、辻 光浩

京都府：西光 広

大阪府：石崎 晃

兵庫県：八尾 昌彦

奈良県：今北 洋二

水資源機構関西支社：中嶋 章雅、大島 伸介、竹内 宏隆、富田 尚樹

指導：定道 成美、道場 正治

表 2-1 淀川水系工事実施基本計画における流域定数

	流域名	番号	A(km <sup>2</sup> )	K	P	T <sub>L</sub> (hr)	Rsa(mm)	F
木 津 川	比奈知川	1	75.5	47.1	1/3	0.57	133.3	0.7
	青蓮寺川	2	100.0	52.3	1/3	0.79	133.3	0.7
	宇陀川	3	136.0	56.4	1/3	0.58	133.3	0.7
	安部田残	4	77.0	37.9	1/3	0.18	133.3	0.7
	家野残	5	82.8	31.5	1/3	0.00	133.3	0.7
	月ヶ瀬残	6	116.0	40.8	1/3	0.24	133.3	0.7
	高山ダム残	7	27.7	21.0	1/3	0.00	133.3	0.7
	笠置残	14	67.0	25.5	1/3	0.00	133.3	0.7
	布目川	15	101.0	65.2	1/3	0.85	133.3	0.7
	白砂川	16	83.3	48.7	1/3	0.41	133.3	0.7
	和束川	17	77.7	49.0	1/3	0.43	133.3	0.7
	前深瀬川	8	56.2	31.8	1/3	0.06	133.3	0.7
	青山川	9	92.8	35.7	1/3	0.08	133.3	0.7
	服部川	10	94.0	52.0	1/3	1.14	133.3	0.7
	柘植川	11	154.0	46.1	1/3	0.54	133.3	0.7
	岩倉残	12	106.0	40.5	1/3	0.19	133.3	0.7
	島ヶ原残	13	22.0	21.3	1/3	0.00	133.3	0.7
宇 治 川	大戸川	18	144.5	43.9	1/3	0.25	133.3	0.7
	黒津残	19	45.5	22.1	1/3	0.00	133.3	0.7
	天ヶ瀬残	20	162.0	33.1	1/3	0.00	133.3	0.7
桂 川	大堰川	21	67.1	37.2	1/3	0.14	133.3	0.7
	周山残	22	130.2	33.4	1/3	0.03	133.3	0.7
	日吉残	23	92.7	44.5	1/3	0.13	133.3	0.7
	田原川	24	122.0	43.8	1/3	0.11	133.3	0.7
	園部川	25	128.0	52.5	1/3	1.00	133.3	0.7
	請田残	26	187.0	33.9	1/3	0.21	133.3	0.7
	清滝川	27	68.0	45.1	1/3	1.00	133.3	0.7
	天龍寺残	28	23.0	16.3	1/3	0.00	133.3	0.7
	羽束師残	29	77.0	37.1	1/3	0.07	133.3	0.7
三 川 合 流 部	鴨川上流	30	133.8	42.9	1/3	1.00	133.3	0.7
	鴨川下流	31	53.2	59.9	1/3	0.00	133.3	0.7
	田辺残	32	177.7	31.5	1/3	0.00	133.3	0.7
	宇治川残	33	154.0	40.6	1/3	0.02	133.3	0.7
	桂川残	34	70.1	54.2	1/3	0.12	133.3	0.7
	枚方残	35	174.0	41.5	1/3	0.08	133.3	0.7

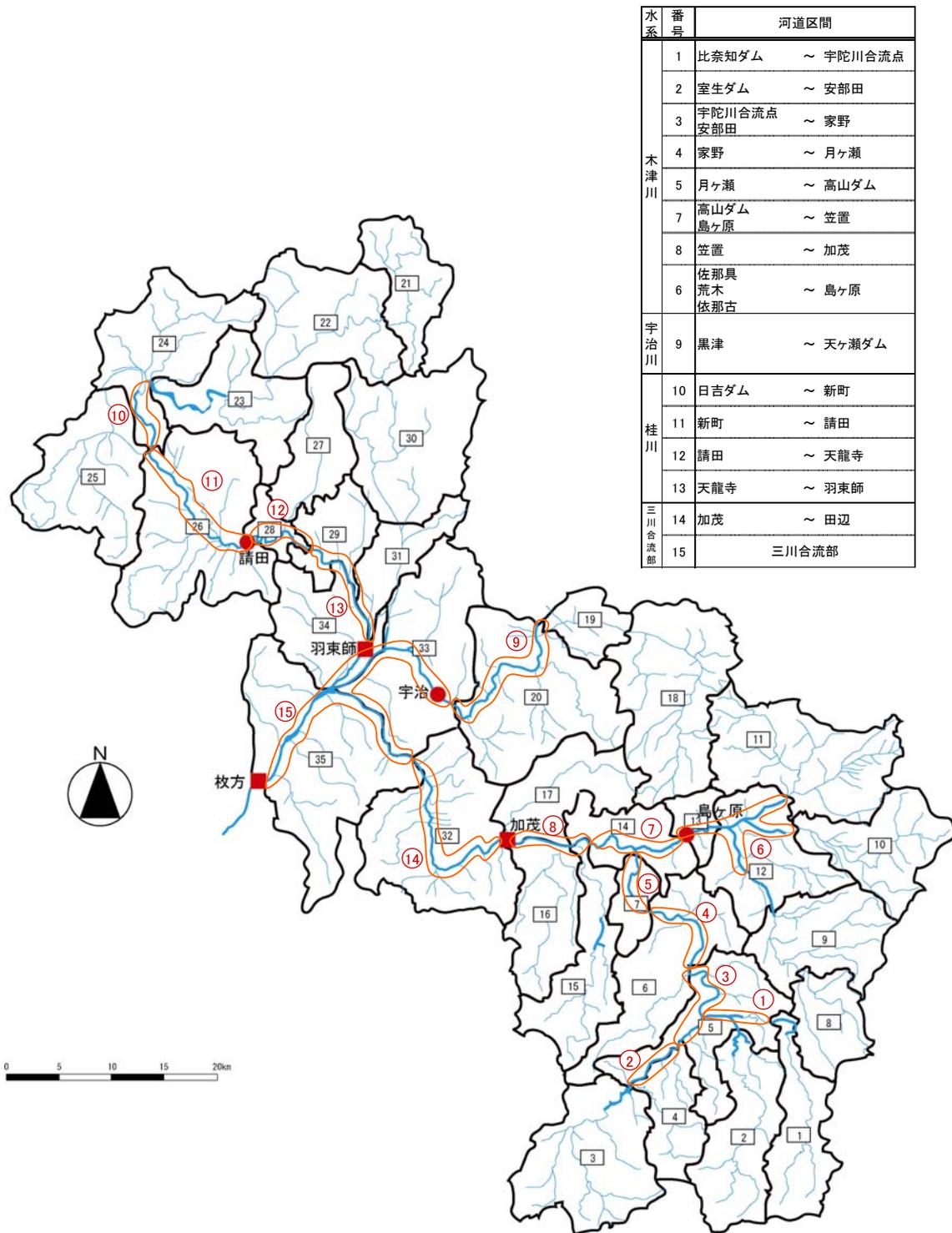


図 2-1 淀川水系工事実施基本計画における流域分割図

表 2-2 淀川水系河川整備基本方針検討初期に仮設定した流域定数

	流域名	番号	A(km <sup>2</sup> )	K	P	T <sub>L</sub> (hr)	Rsa(mm)	F
名張川上 流域	比奈知川	1	75.5	59.0	1/3	0.60	87.3	0.7
	青蓮寺川	2	102.7	81.0	1/3	0.00	87.3	0.7
	宇陀川	3	136.3	66.0	1/3	0.00	87.3	0.7
	安部田残	4	54.9	5.0	1/3	1.65	87.3	0.7
	家野残	5	105.1	43.0	1/3	1.25	87.3	0.7
高山ダム 残流域	月ヶ瀬残(2)	6	86.9	90.0	1/3	0.00	100.9	0.7
	高山ダム残	7	29.8	90.0	1/3	0.00	100.9	0.7
	月ヶ瀬残(1)	36	38.0	90.0	1/3	0.27	100.9	0.7
木津川上 流域	前深瀬川(1)	8	54.7	25.0	1/3	0.50	96.4	0.7
	青山川	9	93.8	34.0	1/3	0.50	96.4	0.7
	服部川	10	90.1	33.0	1/3	0.50	96.4	0.7
	柘植川(1)	11	125.2	57.0	1/3	0.00	96.4	0.7
	柘植川(2)	39	24.6	20.0	1/3	0.00	96.4	0.7
	岩倉残	12	103.9	25.0	1/3	0.00	96.4	0.7
島ヶ原残流域	島ヶ原残	13	22.6	57.0	1/3	0.00	120.9	0.7
木津川下 流域	笠置残(1)	14	58.5	77.0	1/3	0.01	95.5	0.7
	布目川(2)	15	15.2	77.0	1/3	0.01	95.5	0.7
	布目川(1)	37	75.0	77.0	1/3	0.01	95.5	0.7
	白砂川	16	80.4	77.0	1/3	0.01	95.5	0.7
	和束川(2)	17	54.4	77.0	1/3	0.01	95.5	0.7
	和束川(1)	38	27.8	80.0	1/3	0.00	95.5	0.7
天ヶ瀬上 流域	大戸川	18	153.5	40.0	1/3	0.30	98.2	0.7
	黒津残	19	23.7	19.0	1/3	0.00	98.2	0.7
	天ヶ瀬残	20	173.1	41.0	1/3	0.58	98.2	0.7
桂川 上流域	大堰川	21	66.4	45.0	1/3	0.84	108.2	0.7
	周山残	22	126.8	54.0	1/3	0.84	108.2	0.7
	日吉残	23	98.3	50.0	1/3	0.82	108.2	0.7
	田原川	24	118.7	32.0	1/3	1.35	105.5	0.7
	園部川	25	126.3	19.0	1/3	1.35	105.5	0.7
	請田残	26	189.6	16.0	1/3	1.35	105.5	0.7
桂川 下流域	清滝川	27	67.5	39.0	1/3	0.46	105.5	0.7
	天竜寺残	28	19.9	39.0	1/3	0.00	105.5	0.7
	羽束師残	29	53.7	70.0	1/3	0.03	105.5	0.7
	鴨川上流	30	150.2	54.0	1/3	0.03	105.5	0.7
	鴨川下流	31	51.4	55.0	1/3	0.40	105.5	0.7
枚方 残流域	田辺残	32	173.4	35	1/3	0.00	110	0.7
	宇治川残(2)	33	135.3	35	1/3	0.50	107.3	0.7
	宇治川残(1)	40	17.4	25	1/3	0.30	106.4	0.7
	桂川残	34	84.3	100	1/3	0.00	110	0.7
	枚方残	35	198	35	1/3	0.18	107.3	0.7

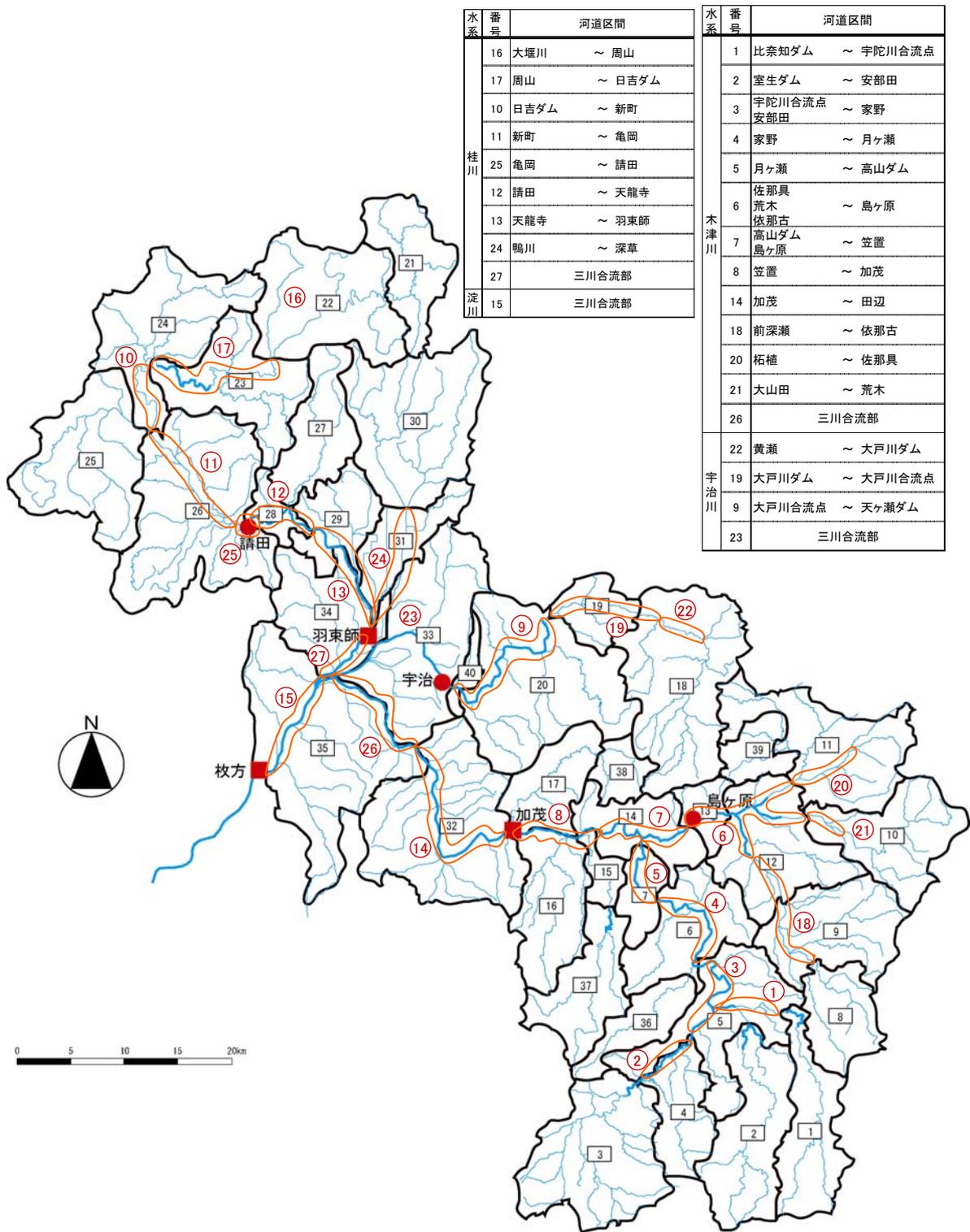


図 2-2 淀川水系河川整備基本方針検討の初期に仮設定した流域分割

### 3. 新モデルについて

淀川水系工事实施基本計画の検討に用いた流出解析モデル（図 3-1 及び 3-2）及び淀川水系河川整備基本方針検討の初期に仮設定したモデル（図 3-3 及び 3-4）における課題を踏まえ、実測の各データを可能な限り検証し、そのデータに基づき、可能な限り自然現象に忠実なモデルとして新モデルを構築することとした。（図 3-5 及び 3-6）

新モデルは治水上、淀川が抱える特有の地形特性、つまり琵琶湖と岩倉峡・保津峡・三川合流部の三大狭窄部の水文学的・水理学特性を明らかにすることを目的とした。

その結果、平成 18 年 10 月まで議論していた基本方針検討の初期に仮設定した流出解析モデルでは 40 流域・27 河道であったが、これを新モデルでは、46 流域・31 河道にした。

また、新モデルを構築するにあたっては、平成 16 年台風 23 号洪水といった近年に発生した洪水についても再現し、検証を行った点においてもこれまでの検討モデルよりもさらに精度が高まっているものと考えられる。

### 3. 1 流域及び河道分割

#### 3. 1. 1 流域分割

淀川水系工事実施基本計画の検討に用いた流出解析モデル及び淀川水系河川整備基本方針検討の初期に仮設定した流出解析モデルにおける流域分割を基本とするが、再度、1/50,000の図面を用いて分水嶺を確認し流域分割を見直した。その結果、40流域を46流域に分割した。流域分割見直しにあたっての主な視点は以下のとおりである。

##### (1) 地形による分割の再精査

1/50,000の図面では判読できない場合は1/2,500の地形図を用いる、それでも判読が困難な場合は現地の確認を行うなど、流域分割の再精査を行った。また、新たに琵琶湖流域についても流域分割を実施した。

##### (2) 桂川、亀岡盆地の湛水特性の解明

亀岡盆地の狭窄部である請田地点から上流園部川合流地点までの集水流域を上・中・下の3流域に分割した。

つまり当該集水流域の上流域は桂川河道に流入する。中流域は亀岡盆地湛水域の最上流端で河道に流入する。下流域は直接に湛水域に流入する。

また、請田の下流に存在する洪水流量観測所保津峡観測所地点でも一流域を設定した。

##### (3) 木津川上野盆地の湛水特性の解明

従来モデルでの流域分割で解明できるので、そのままの流域分割を採用した。

##### (4) 洪水調節計画を踏まえた流域の統合

上流域でのダム計画の検討を想定し細分されていた流域もあるが、現時点で現実的な洪水調節計画を前提として統合を行った。

##### (5) 市内河川の流入形態の見直し

京都市内は大部分が鴨川流域に属するが、降雨は下水道を介して桂川に直接排水される。このように大規模な排水路による流出先が変更となる流域については、流域分割もこれを前提として再検討した。

### 3. 1. 2 河道分割

淀川水系工事实施基本計画の検討に用いた流出解析モデル及び淀川水系河川整備基本方針検討の初期に仮設定した流出解析モデルにおける河道分割（以下、それぞれ「工実河道」、「旧方針検討河道」という。）を基本とするが、実現象を可能な限り忠実に表現することを目的に河道分割を見直した。河道分割の見直しに当たっての主な視点は以下のとおりである。

#### (1) 狭窄部上流（上野盆地）における河道分割の見直し

岩倉峡上流において、木津川・服部川・柘植川が合流すること、既往洪水においてはそれぞれが異なった流出現象を示していることから、それぞれ独立した河道分割とした。

工実河道	河道 6	⇒	新モデル	河道 29・30・31
旧方針検討河道	河道 6			(平水時－高水時切り替えモデル)

#### (2) 三川合流部における河道分割の見直し

三川合流部については、宇治川・木津川・桂川が合流すること、これら三川はそれぞれが独立して大きな洪水が発生していること、三川合流部における貯留効果が大きい（詳細は後述）にも関わらずこれまでのモデルでは反映できていないことを考慮して見直しを行った。

工実河道	河道 15	⇒	新モデル	河道 15・23・26・27
旧方針検討河道	河道 15・23・26・27			(H-Q-V モデル)

#### (3) 大戸川における河道分割の見直し

瀬田川洗堰下流で合流する大戸川は、大きな流域であること、その合流量によっては洗堰からの放流量に対して影響を与えること、現在事業中の大戸川ダムがあることを考慮して、新たな河道として追加した。

工実河道	河道なし	⇒	新モデル	河道 19・22
旧方針検討河道	河道 19・22			

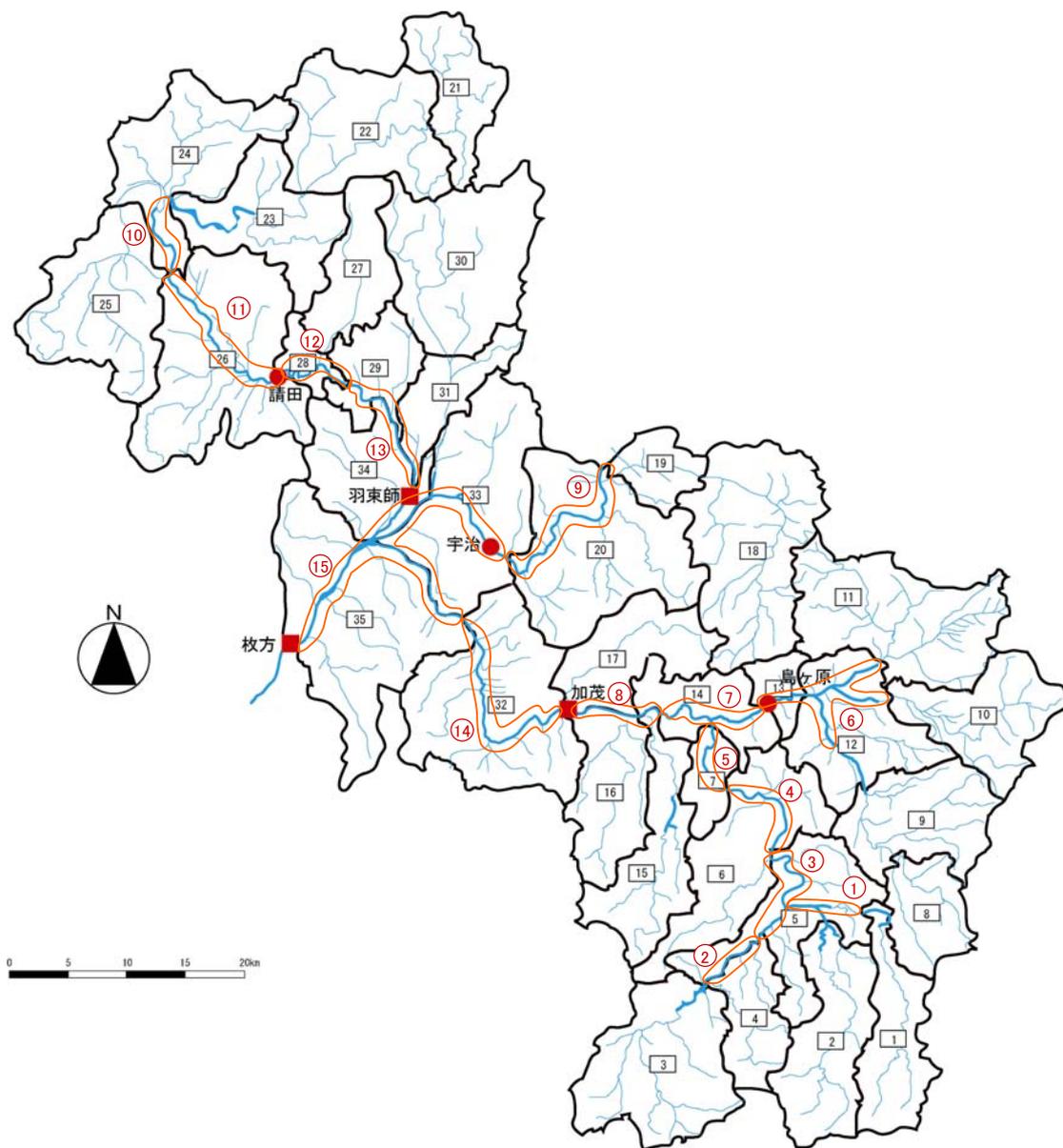


図 3-1 淀川水系工事実施基本計画の検討に用いた流出解析モデルにおける流域及び河道分割図(琵琶湖流域を除く 35 流域)

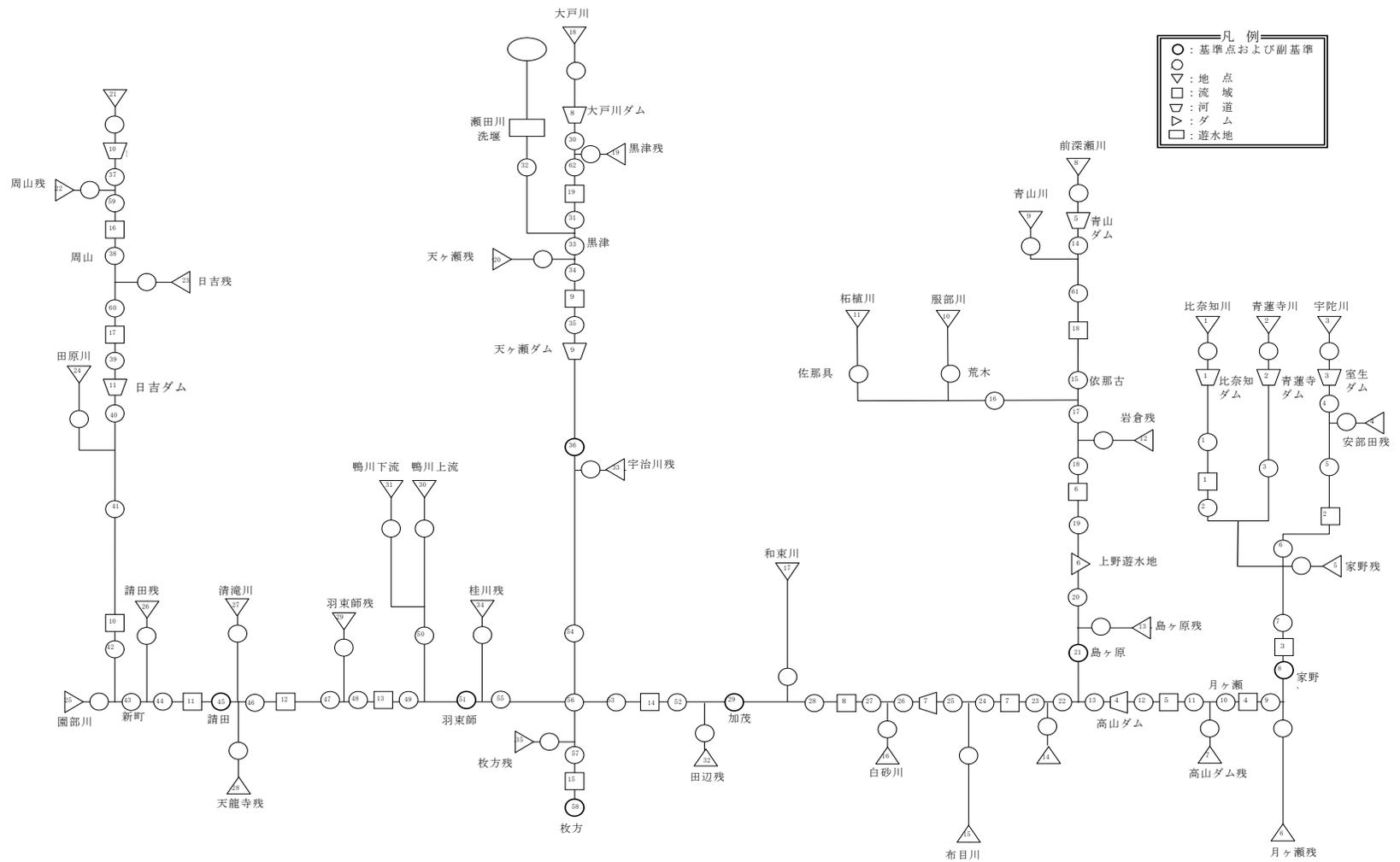


図 3-2 淀川水系工事実施基本計画の検討に用いた流出解析モデルのモデル図(琵琶湖流域を除く 35 流域)

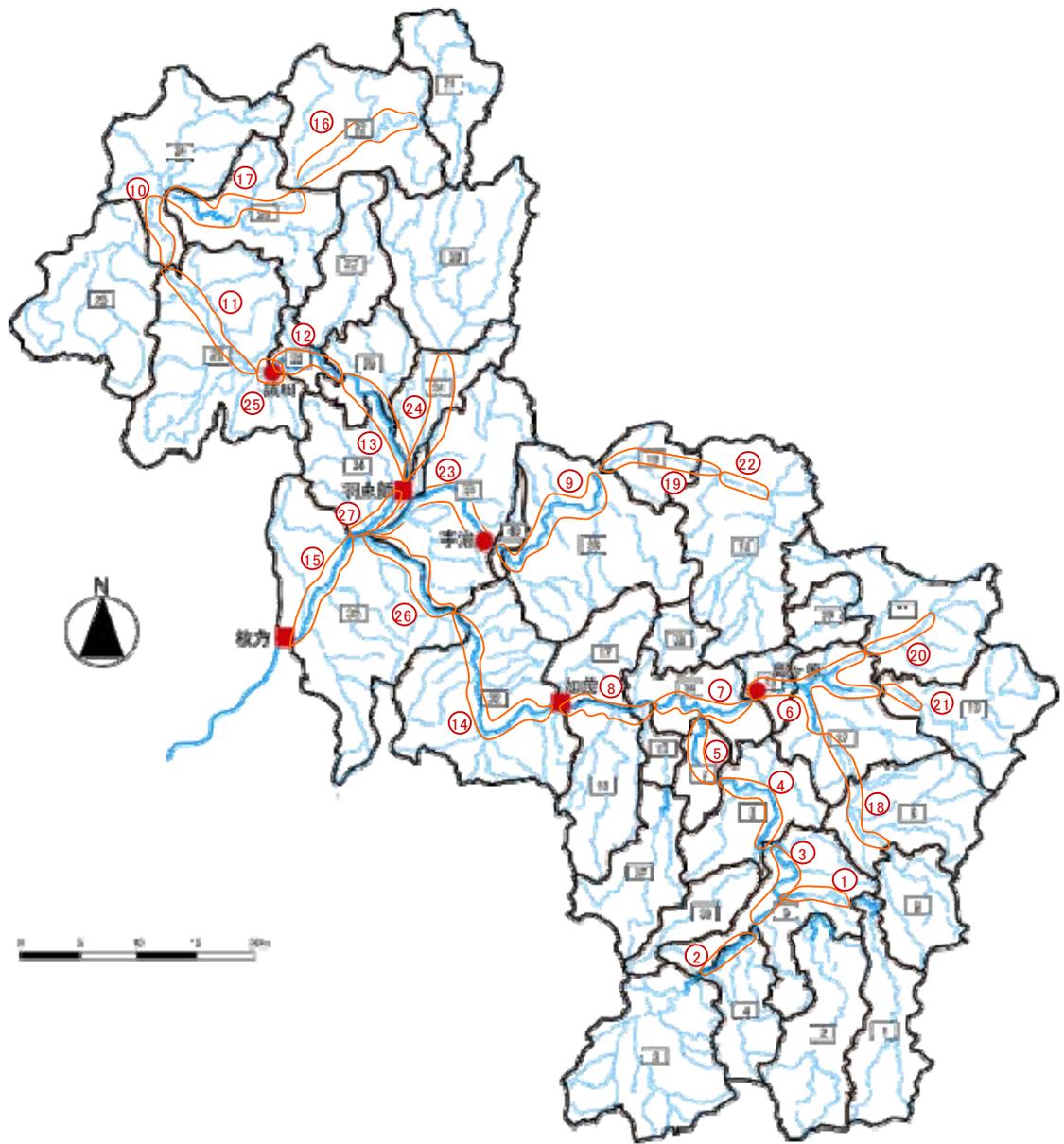


図 3-3 淀川水系河川整備基本方針検討の初期に仮設定したモデルにおける流域及び河道分割図(琵琶湖流域を除く 40 流域)

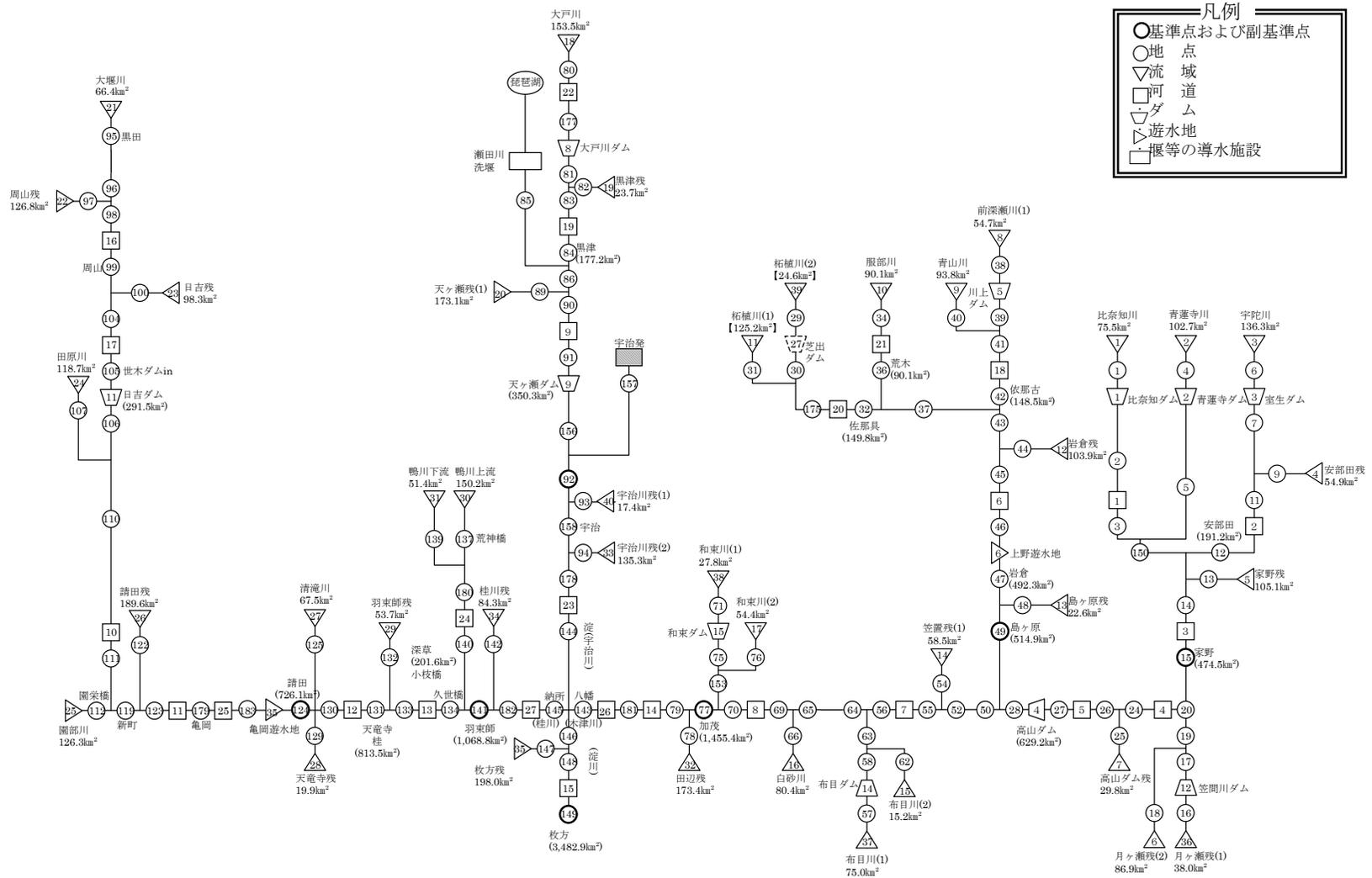


図 3-4 淀川水系河川整備基本方針検討の初期に仮設定したモデルのモデル図(琵琶湖流域を除く 40 流域)

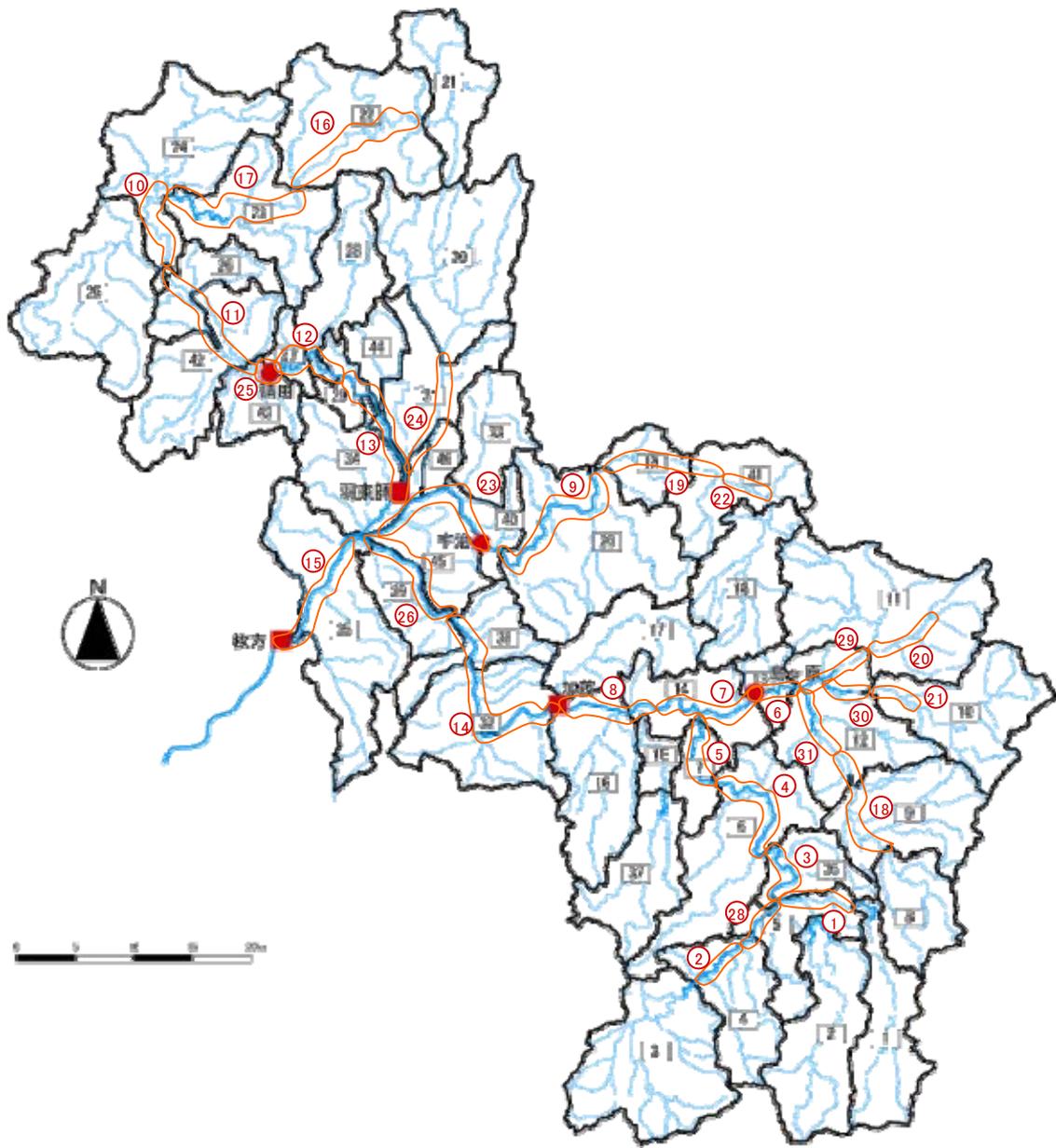
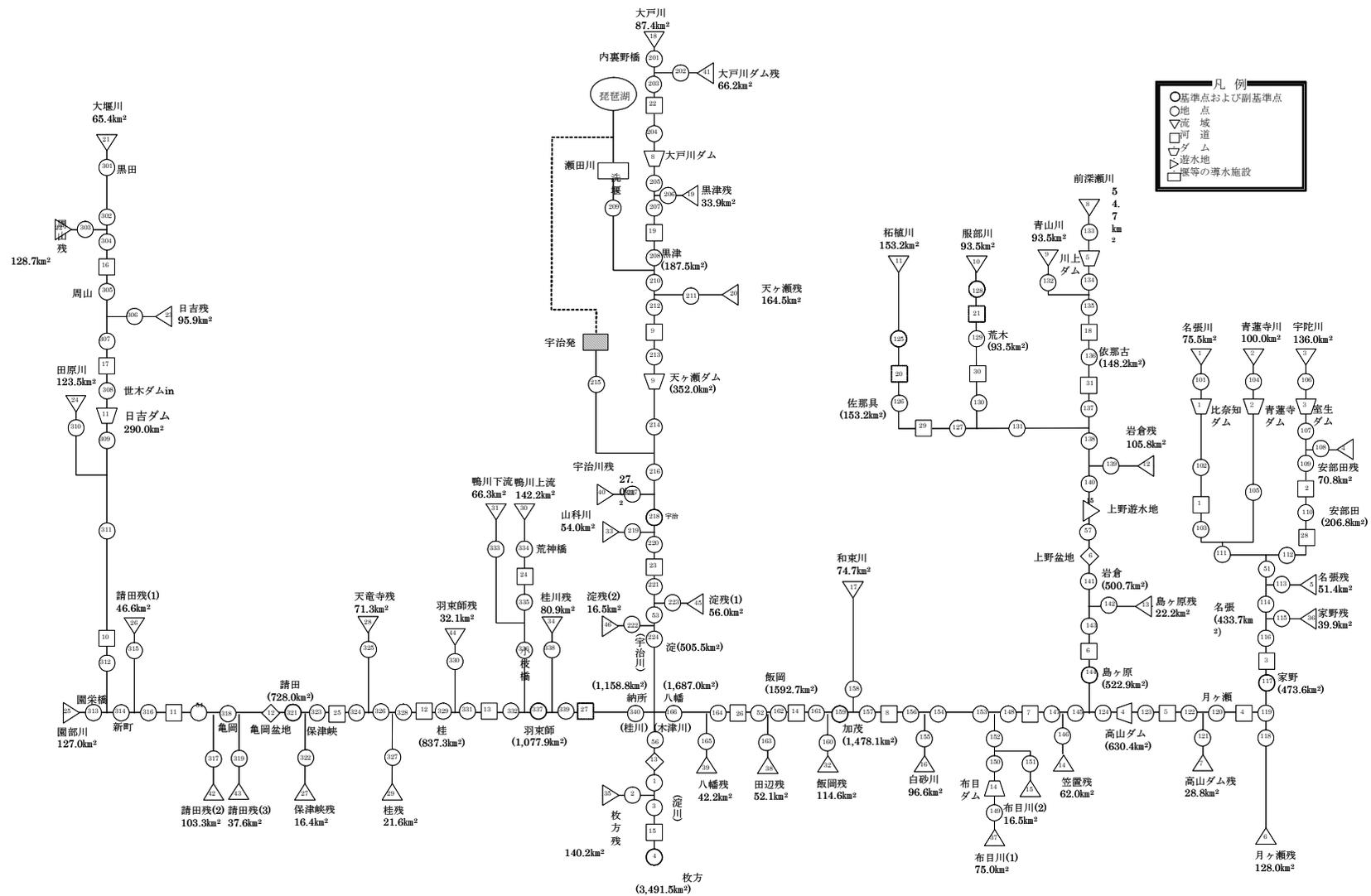


図 3-5 新モデルにおける流域及び河道分割図(琵琶湖流域を除く 46 流域)



淀川水系洪水追跡計算模式図

図 3-6 新モデルのモデル図 (琵琶湖流域を除く 46 流域)

### 3. 2 流域定数解析対象洪水及び検証対象洪水の選定

流域定数解析対象洪水及び検証対象洪水は、工事実施基本計画において対象としていた8洪水及び基準地点枚方の実績最大流量が3,000m<sup>3</sup>/s以上の洪水を基本とし、比較的データの揃っている近年の洪水については中小規模の洪水も一部追加した。(表3-2-1)なお、琵琶湖流域の定数解析及び流出計算の検証等を行う洪水については3.7.4「琵琶湖について」の中で記述している。

検討対象洪水については、時間雨量のデータが存在する昭和27年以降を対象としている。

表 3-2-1 流域常数解析対象洪水及び検討対象洪水

西暦	発生年月日	要因	水文状況(枚方)			被害状況 ※4	工事実施基本計画 検討対象洪水	※5 流域 定数解析 対象洪水	検証 対象洪水
			※1 総雨量 (mm)	※2 最高水位 (m)	※3 最大流量 ( /s)				
1953年	昭和28年8月14日 ～15日	前線	118	4.19	3,000	死者(不明含)401人、負傷者1,621人 全壊流失896戸、半壊流失825戸 床上浸水3,867戸、床下浸水9,130戸			
1953年	昭和28年9月24日 ～25日	台風 13号	245	6.97	(7,800)	死者(不明含)223人、負傷者2,130人 全壊流失5,050戸、半壊流失11,337戸 床上浸水54,742戸、床下浸水256,295戸	○	○	○
1956年	昭和31年9月25日 ～27日	台風 15号	174	5.49	5,025	大阪府、兵庫県(26日14時) 死者1人、 床上浸水17戸、床下浸水666戸	○	○	○
1658年	昭和33年8月23日 ～25日	台風 17号	171	5.07	3,990	大阪府、兵庫県、京都府、奈良県、滋賀県(26日15時) 死者(不明含)5人、負傷者8人、全壊流失7戸 半壊29戸、床上浸水206戸、床下浸水1,359戸	○	○	○
1959年	昭和34年8月11日 ～13日	前線 及び 台風	265	6.50	6,800	死者(不明含)23人、負傷者29人 全壊流失152戸、半壊流失115戸 床上浸水7,949戸、床下浸水44,103戸	○	○	○
1959年	昭和34年9月25日 ～26日 (伊勢湾台風)	台風 15号	214	6.69	7,970	死者(不明含)1,690人、負傷者4,772人 全壊流失6,794戸、半壊流失14,022戸 床上浸水72,927戸、床下浸水90,805戸	○	○	○
1960年	昭和35年8月28日 ～29日	台風 16号	155	4.20	3,775	死者(不明含)5人、負傷者113人、 全壊流失153戸、半壊流失2,099戸 床上浸水7,353戸、床下浸水30,037戸	○	○	○
1961年	昭和36年10月26日 ～28日	10月 豪雨	259	6.95	7,206	死者(不明含)2人、負傷者4人 全壊流失5戸 床上浸水520戸、床下浸水2,209戸	○	○	○
1965年	昭和40年9月16日 ～18日	台風 24号	201	6.73	6,868	死者(不明含)4人、負傷者106人 全壊流失248戸、半壊流失4,540戸 床上浸水12,238戸、床下浸水58,501戸	○	○	○
1972年	昭和47年7月9日 ～15日	梅雨 前線	353	4.00	4,251	死者(不明含)10人、負傷者8人 全壊流失・半壊流失56戸 床上浸水・床下浸水82,625戸		○	○
1972年	昭和47年9月13日 ～17日	台風 20号	201	4.63	5,228	死者(不明含)17人、負傷者38人 全壊流失・半壊流失535戸 床上浸水72,927戸、床下浸水90,805戸		○	○
1982年	昭和57年7月31日 ～8月4日	台風 10号	300	4.65	6,271	全壊流失2戸、半壊流失1戸 床上浸水120戸、床下浸水1,101戸		○	○
1983年	昭和58年9月24日 ～28日	台風 10号	212	2.69	3,750	大阪府、京都府、兵庫県(28日) 床上浸水109戸、床下浸水3,597戸		○	○
1989年	平成1年8月30日 ～9月6日	台風 12号	263	1.77	3,599	大阪府(3日18時) 死者1人、負傷者1人 床上浸水29戸、床下浸水1,928戸		○	○
1990年	平成2年9月14日 ～20日	台風 19号	255	2.00	3,949	滋賀県内 床下浸水350戸		○	○
1994年	平成6年9月26日 ～29日	台風 26号	115	0.24	2,753	2府4県(30日午前) 軽傷5人、全壊流失・半壊流失11戸 床上浸水・床下浸水112戸		○	○
1997年	平成9年7月24日 ～7月31日	台風 9号	115	0.69	4,490	被害無		○	○
1999年	平成11年6月23日 ～7月1日	梅雨 前線	81	1.58	2,973	滋賀県内 床下浸水30戸 大阪府内 床上浸水99戸		○	○
2004年	平成16年10月18日 ～22日	台風 23号	162	1.56	4,342	京都府内 軽傷6人、重傷1人、住宅半壊2戸 床上浸水108戸、床下浸水460戸		○	○

※1：雨量は枚方上流域平均雨量  
 ※2：水位は淀川・大和川の洪水資料及び同資料その2より。  
 ※3：流量は昭和28年8月までは淀川・大和川の洪水資料及び同資料その2より。( )は本川破壊あり、昭和28年9月以降は流量年表より。  
 ※4：洪水誌、滋賀県災害誌、淀川百年史、兵庫県水害誌、淀川・大和川の洪水資料、淀川・大和川の洪水資料(その2)、他。  
 ※5：流域常数解析には必要な時刻水位が存在する10洪水を対象。

### 3. 3 流域定数解析対象地点の決定

貯留関数法を用いて流出解析を実施するため、流域定数の解析は、流量観測を実施している地点の中から流域内の地形や地質、河道の延長等を考慮し、貯留関数の適用に無理が生じない約100～300km<sup>2</sup>で可能な限り単流域に近い地点を選定して実施することとした。(表3-3-1及び図3-3-1)

表 3-3-1 流域定数解析地点一覧

(km<sup>2</sup>)

地点名	室生ダム	安部田	青蓮寺ダ	名張	家野	佐那具
流域面積	136	206	100	434	475	154

(km<sup>2</sup>)

地点名	荒木	依那古	黒津	日吉ダム	新町	荒神橋
流域面積	94	148	187	290	541	142

(km<sup>2</sup>)

地点名	野寺橋	野洲	内裏野
流域面積	369.4	387	87.4

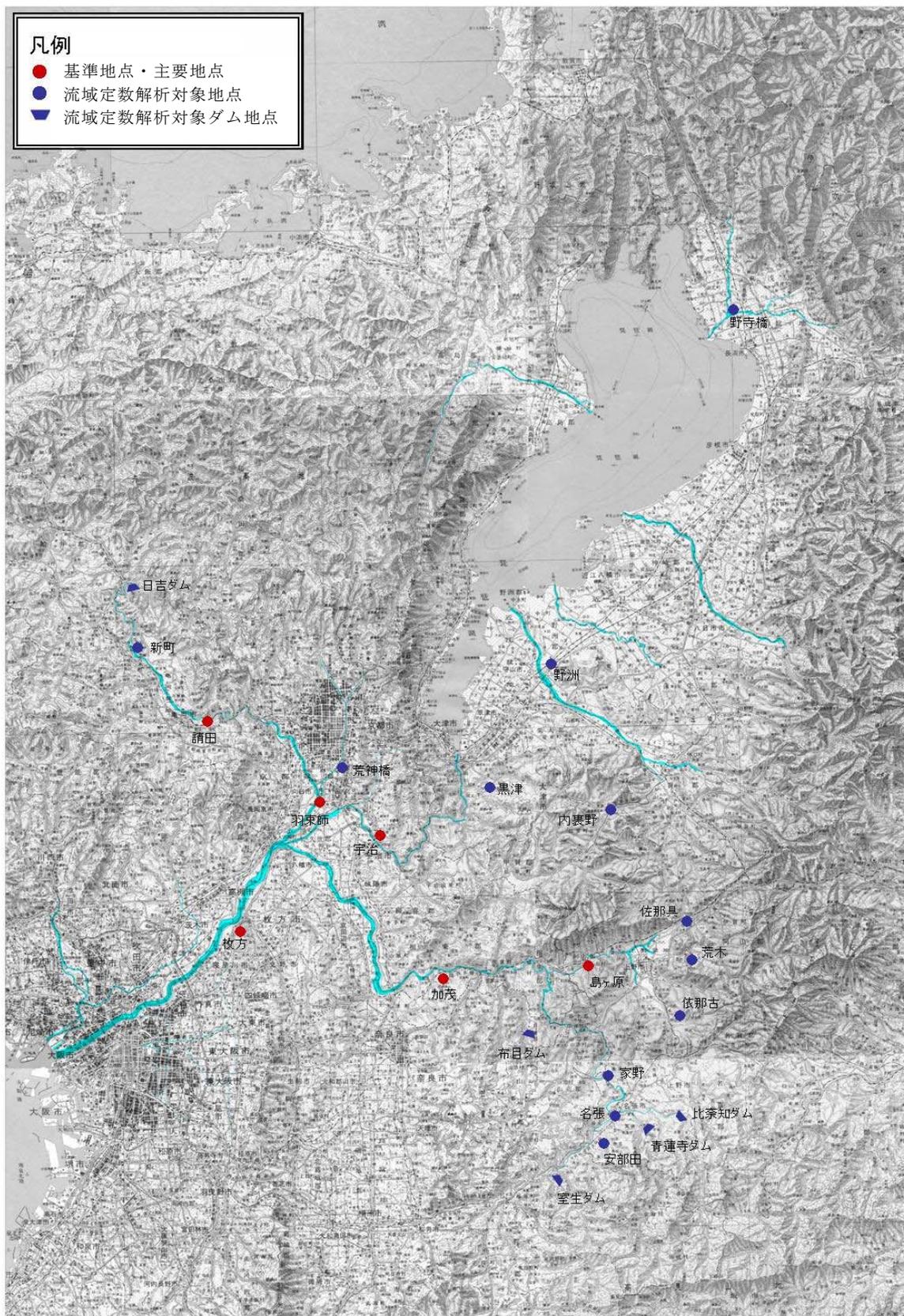


图 3-3-1 流域定数解析对象地点位置图

### 3. 4 観測データの収集

淀川水系工事实施基本計画の検討に用いた流出解析モデル及び淀川水系河川整備基本方針検討の初期に仮設定したモデルにおける貯留関数法の流域定数の設定にあたっては、経験式あるいは実測流量からの逆算といった手法を優先させており、必ずしも各流域の特性を捉えたものにはなっていない。

新モデルでは、淀川水系工事实施基本計画検討以降に豊富なデータが蓄積されてきたことから、過去の出水において観測された時間雨量データ（図 3-4-1）、流量観測データや時刻水位データから流域や河道の特性を踏まえて洪水を検証することにより、流域毎の流域定数及び河道定数の検討を行うため、観測データの収集作業を行った。

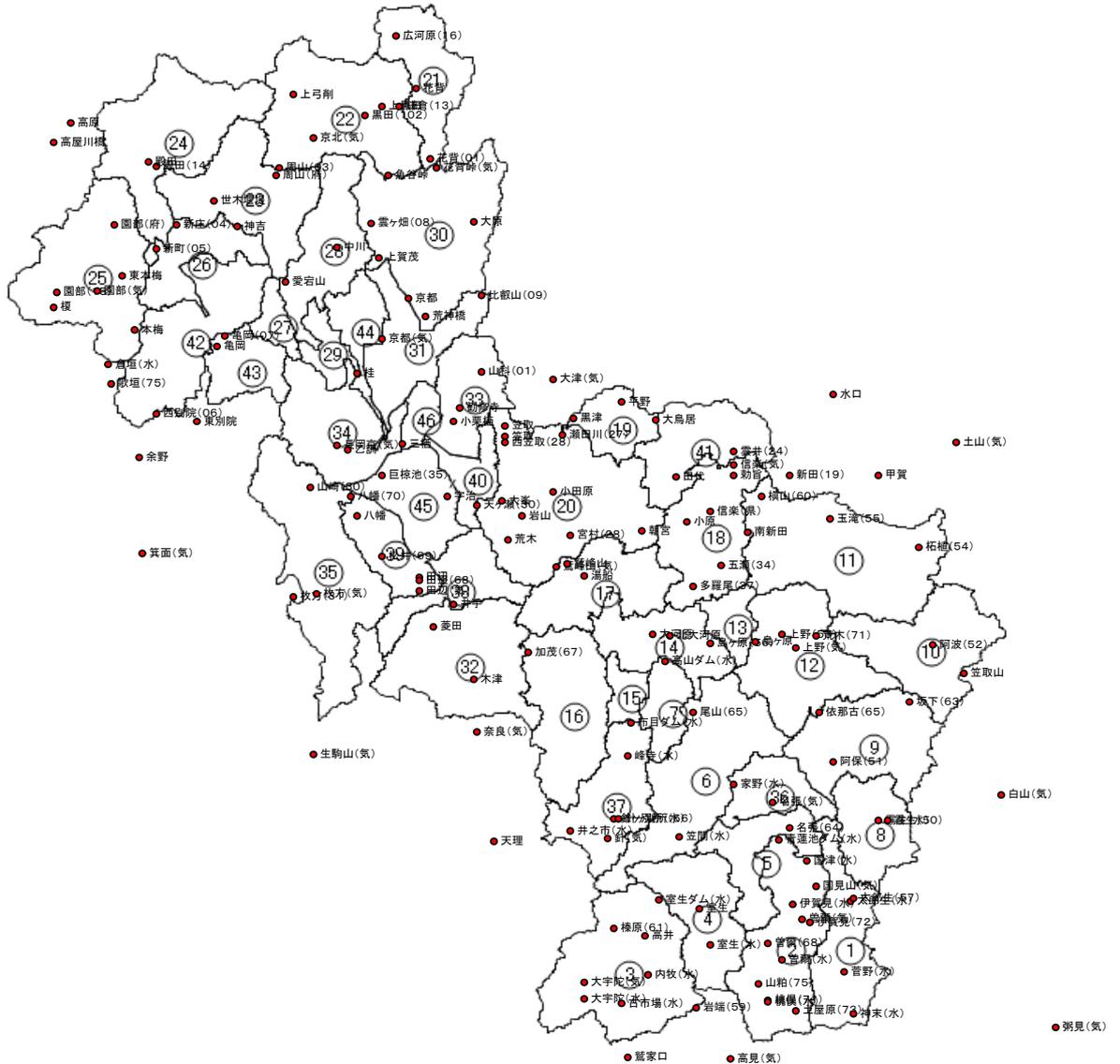


図 3-4-1 時間雨量観測所位置図

### 3. 4. 1 作業の内容

淀川水系を所管する近畿地方整備局の各事務所から流域定数解析対象洪水及び検証対象洪水における時間雨量データ流量観測データ及び時刻水位データを収集した。

保津峡上流の請田地点及び鴨川の荒神橋地点のデータについては、近年、京都府において高水流量が観測されており、以下の高水流量観測データを提供頂いた。

- (請田) 平成8年8月28～29日  
平成9年7月27日  
平成9年8月5日  
平成11年6月27日  
平成11年6月29～30日  
平成16年10月20～21日
- (荒神橋) 平成16年10月20～21日

データ収集にあたっては、書庫等から報告書等だけではなくマイクロフィルム化された水文資料まで確認した。

上流にダムが存在する時期の対象洪水においてはダム戻しの流量（ダムによる調節を行わなかった場合の河道流下流量。）が必要となるため、ダムの操作記録等からダム流入量、ダム放流量を収集。

流量観測データについては、観測流量表だけではなく、流量計算表等根拠資料まで収集した。また、流量ハイドログラフ作成の参考及び補完を目的にH-Q式も収集した。

流域定数解析には高水部分のハイドログラフだけでなく、低水、中水も含めたハイドログラフが必要であるため、低水、中水の流量観測データについても収集した。

水位データについては、流量観測値がない場合は水位とH-Q式により流量を算出して洪水時のハイドログラフを作成する必要があるため、洪水時の非常観測水位（洪水時のみ観測員が時刻水位を読み取り電報で報告されたもの）や時刻旬表等の時刻水位データの他、普通観測データ（6時、18時データ）を収集。

#### 【参考1 流量観測データの特徴】

高水流量観測は、出水の増水前から減水後まで、河川や出水状況に応じて万遍なく実施する必要がある。

洪水は上流から下流へ、流速、流量、水位の順に伝播し、H-Q関係は一般的に図3-4-2に示すような反時計回りのループを描くので、出水の増水期や減水期のみの観測値によりH-Q式を導き出すと、計算流量が過大となったり過小となったりする。また、ピーク付近の流量が捉えられていない場合は、上流から下流への洪水到達順序や時刻の把握、支川合流の影響把握が困難となる。さらには、洪水の初期や低減時の流量観測は、流量ハイドログラフ作成の大きなポイントとなる。

特に、出水の規模、出水状況により背水の影響を受ける地点では、流量増加はなくても水位はあたかも流量増加があったかのように上昇（逆流）する現象が生じる。図 3-4-3 に示すように、桂川の羽束師（納所）水位は木津川との合流の影響を受けて、あたかも流量増加があったかのように上昇（逆流）する現象が生じている。また、図 3-4-4 に示すように木津川や桂川の流量が増加すると背水の影響で宇治川の水位は上昇するが、流量は減少し逆流が生じる状態となる。よって、水位流量曲線式を用いてのハイドログラフ作成は大きな誤差を伴う場合があるので、出水状況に応じた適切な高水流量観測の実施が望まれる。なお、参考に背水影響時の H-Q 曲線のイメージを図 3-4-2 に示す。

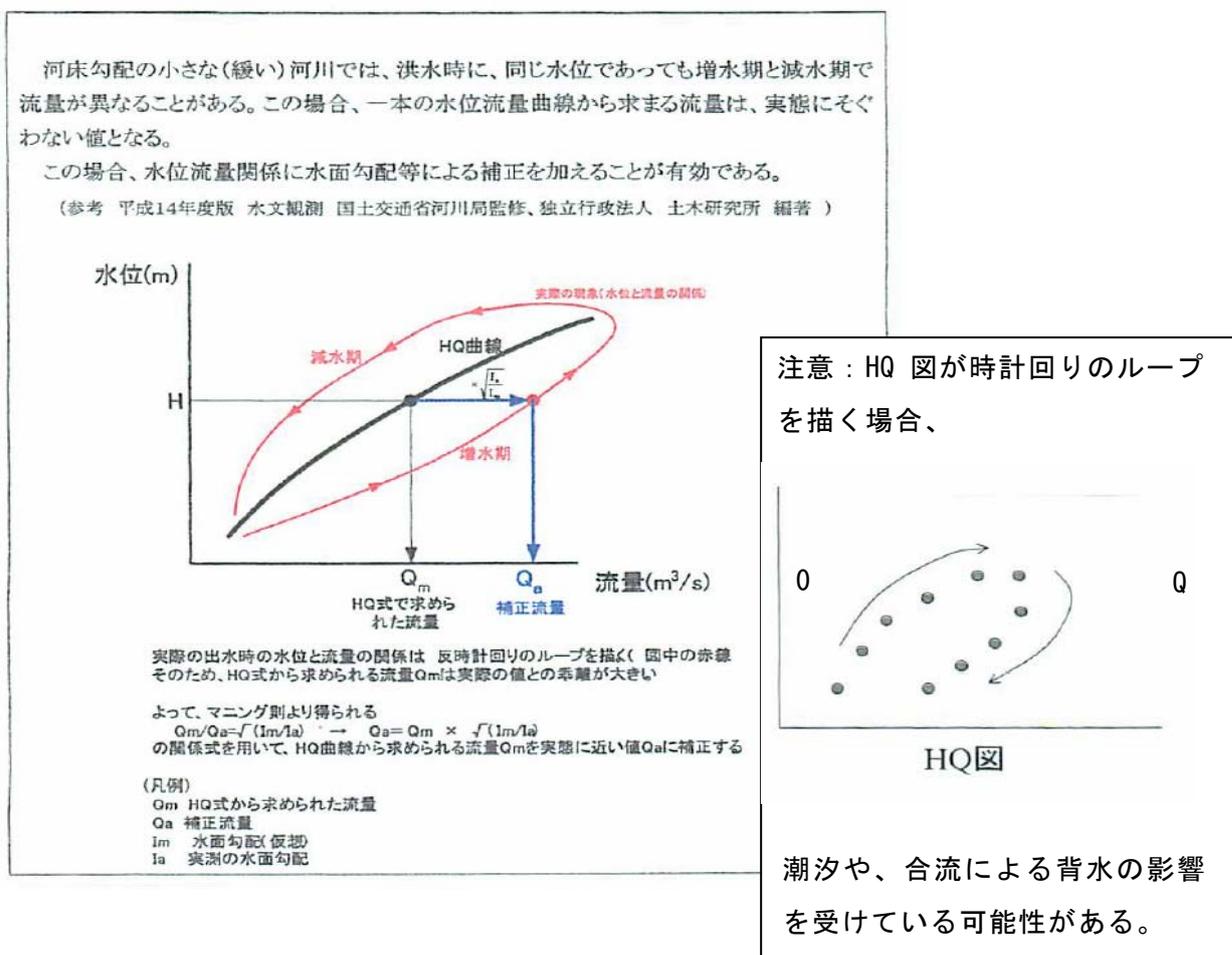


図 3-4-2 流量観測データの特徴

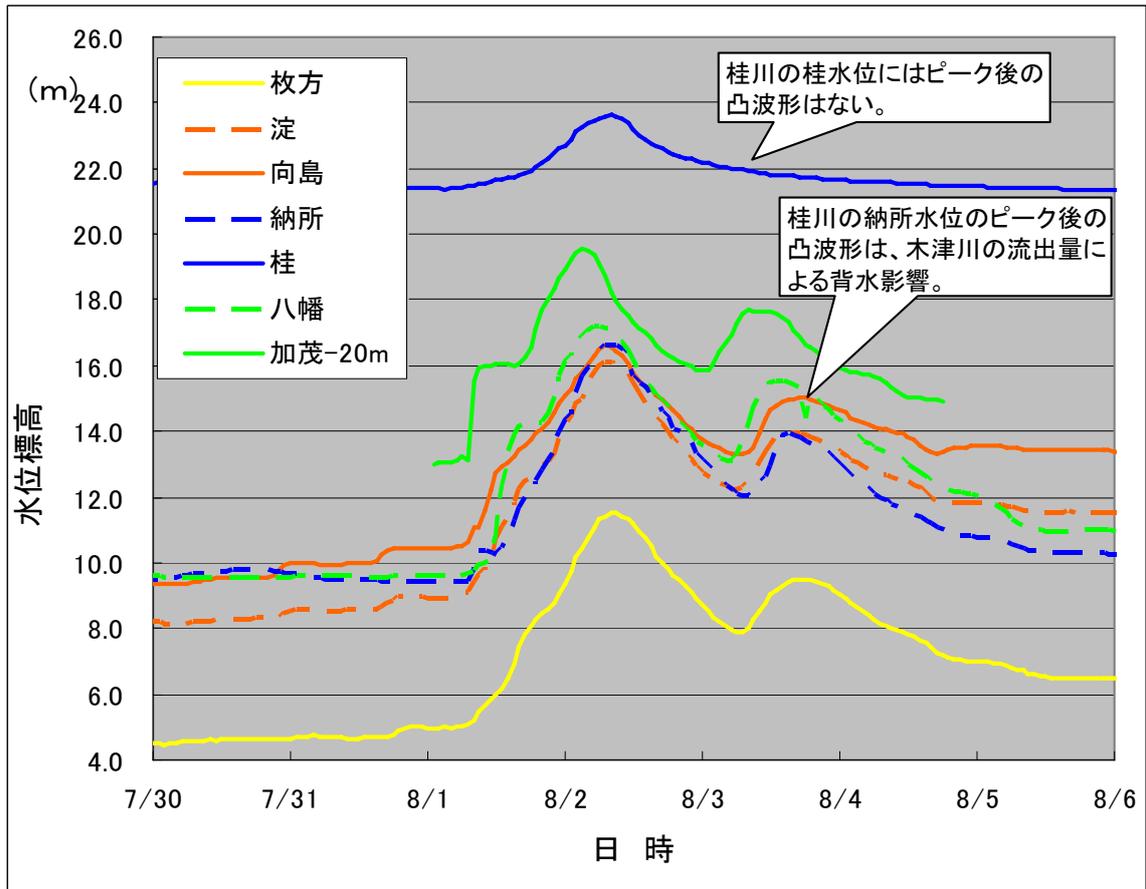


図 3-4-3 淀川三川流量の比較 (S5708 出水)

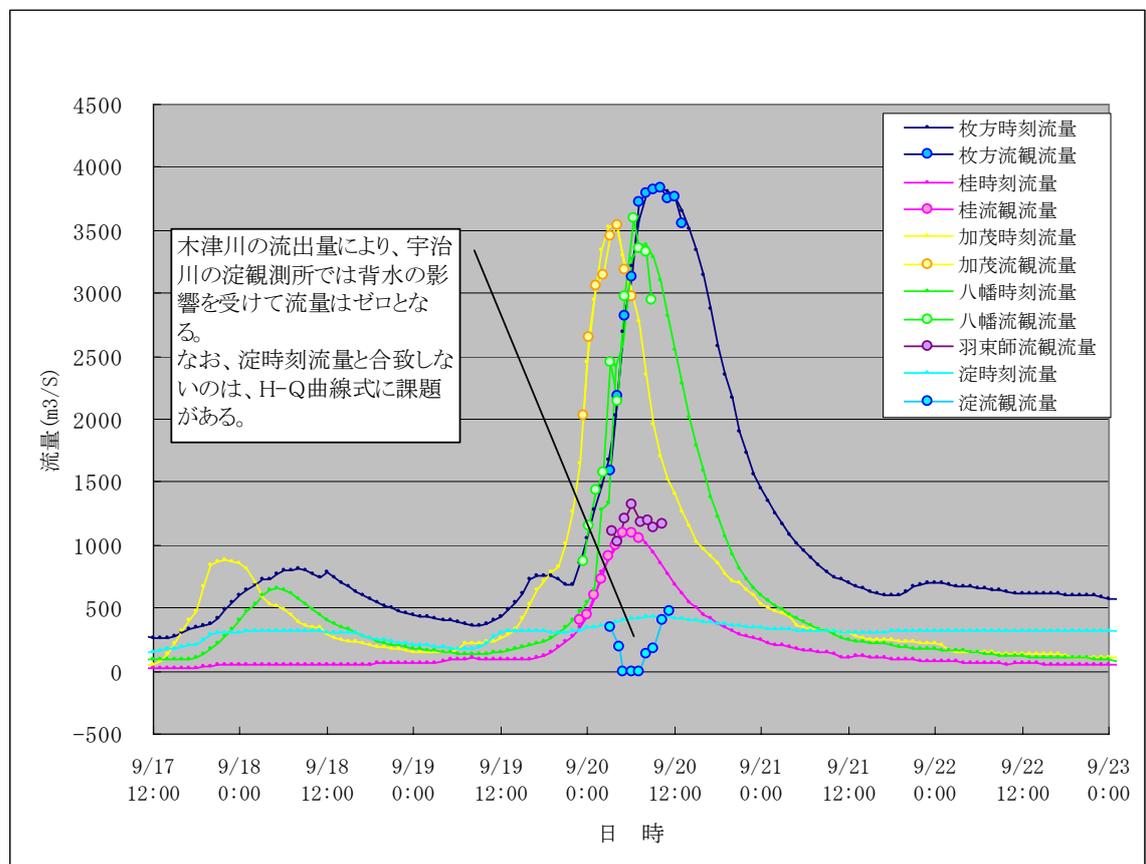


図 3-4-4 淀川三川流量の比較 (H0209 出水)

【参考2：流量観測における水位観測の重要性】

高水流量観測の精度を向上させるためには、所定の観測所施設の整備が必要である。淀川の基準地点である枚方観測所等主要な観測所において、高水流量観測の見通し断面上の量水標が設置されておらず、流量算出の断面積計算において必要となる水位が観測されていない状態が継続されていた。このことは、観測野帳や流量計算書に記載されるべき水位の欄で確認している。流量観測時に読み取るべき水位は、基準量水標の水位と浮子を投下し、その流下速度を測定する第1見通し、第2見通し断面上の量水標水位で、観測開始前と開始後、そして、洪水流にはうねりや波浪があるため、それぞれ最大値と最小値を読み取る事となっている。つまり、一回の観測で最大12回の水位観測が必要である(表3-4-1)。

表 3-4-1 流量観測野帳の例

観測所名		読み		種別	観測所記号	
					306021286614130	
観測年月日	平成17年 9月 7日			天気	雨	
回数	第1回			風向	左岸	
				風力	強風	
記帳者氏名	班長 浮子 見通 水位			観測時間	開始 4:02	
				終了	4:38	
測線番号	浮子番号	吃水(m)	投下時刻通過(時分)	流下時間	流下状況	
4	4	2.0	4:08	35.9		
5	1	表面	4:15	40.2		
6	3	1.0	4:18	—	下層の流れ	
6	1	表面	4:22	120.4		
7	4	2.0	4:25	—	下層の流れ	
		.	:			
		.	:			
		.	:			
		.	:			
		.	:			
		.	:			

	水 位											
	基準水位標			第1水位標			第2水位標					
	時刻(時分)	最高	最低	平均	時刻(時分)	最高	最低	平均	時刻(時分)	最高	最低	平均
始め	4:04	5.06	4.94	5.00	4:04	4.28	4.20	4.24	4:05	4.33	4.13	4.18
終り	4:34	5.06	4.90	4.98	4:36	4.27	4.21	4.24	4:35	4.24	4.14	4.19
平均	4:19	5.06	4.92	4.99	4:20	4.28	4.21	4.24	4:20	4.24	4.14	4.19
摘 要												

なお、写真3-4-1のように見通し断面上の水位観測を、スタッフを添えてレベル器で読み取っている場合もあるが、洪水時は危険であり、また、夜間は読み取りが困難な場合もあると思われるので、観測所の整備対応が望まれる。



写真 3-4-1 レベル器による水位観測の状況

### 3. 4. 2 今後の課題

観測データの収集作業を通じて、データの保管や観測体制についていくつかの課題が明らかになった。流出解析モデルを適切に作成し、更新していくためには観測データの存在が前提条件となるため、今後課題の改善が求められる。主な課題は以下のとおりである。

#### (1) データの保管について

昭和40年代終わりから水文データの保存方法の一つとして、自記紙、野帳、報告書等をマイクロフィルム化してきたが、現在ではマイクロフィルム自体を活用しなくなったことからその維持保守が十分に行われていない。(図3-4-5～3-4-9)

また、マイクロフィルムを確認する器機の確保やフィルム自体の保存が経年劣化から困難となっているため、将来にわたり保存する媒体の検討やマイクロフィルムの確認等ができる環境を維持する必要がある。

#### (2) 観測体制について

淀川水系の治水計画等を検討する上で、重要な水文観測地点の中には、既に水位・流量観測を国が実施していない地点もあった(あるいは過去においても実施していない地点、現在実施してはいるものの改善が必要な状況の地点があった)。今後、日々の管理業務や大出水が発生した場合の洪水の再現、新モデルの変更等を想定し、国、府県等により本当に重要な地点について、確実にデータを観測できる体制が必要であると考えられる。

以下、本検討において重要だと思われる地点について述べる。

##### 1) 請田及び亀岡盆地上流地点

請田地点は、保津峡の入り口であり、かつ、亀岡盆地最下流地点であることから治水計画上重要な地点である。また、本検討においては亀岡盆地を池モデル(3.6(2)参照)として検討しており、請田地点は新モデルの代表地点としての意味も持っている。しかしながら、現在では国による水位・流量観測は実施されていない状況である(ただし、河川管理者である京都府が高水流量観測を平成8～16年に実施、現在は基準量水標が破損している)。請田地点において確実に流量観測が実施できる体制を整備する必要があると考える。

さらには、亀岡盆地の自然現象や上流の日吉ダムの管理を把握するために、盆地出口の請田地点に加え、上流地点についても流量観測を実施できる体制を整備する必要があると考える。なお、平成15年までは新町観測所において流量観測が

継続されていたが、観測位置が堰直下に位置しており、精度的に課題があることなどから中止され、現在は水位のみの観測(低水位は堰の溜まり水を観測)となっている。また、盆地内にある亀岡観測所では、ある水位(約6m)以上になると避難する場所がなく危険なため、高水流量観測は実施できない状態となっている。

## 2) 長田地点

長田地点は、浸水常襲地域である上野盆地の代表地点である。また、本検討では岩倉峡上流を池モデルとして検討しており、この代表地点でもある。現在、上野盆地における自然現象を把握するための材料としては岩倉地点で流量観測を実施しているのみであるため、長田地点において確実に流量観測を実施する体制を整備する必要があると考える。

## 3) 三川合流点

淀川の支川である桂川と木津川が同時に合流する三川合流部は淀川の最も特異な地点である。また、それぞれの支川が1,000km<sup>2</sup>以上の流域面積を有しており、各合流部には導流堤が整備され、ある程度の背水影響を緩和している。しかし、洪水時の合流状態が降雨の地域分布によって大きく異なるため、背水など他の合流河川の影響を受けることもあり既往の様々な高水流量観測データの解析が困難となっている。今後はこの三川合流点における洪水の流下状況、貯留状況を詳細に把握するための器機の設置などが必要であると考える。

# 観測流量表

昭和 47 年 (1972)

観測所番号

水系		河川		観測所		観測所		観測所	
年月日	水位 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /sec)	流速測定方法	流速計種別	水面巾 (m)	断面積 (m <sup>2</sup> )	平均流速 (m/sec)	$\sqrt{Q}$	
1	1.29.15	0.00	17.11	流速計	9	860	5127	0.33	4.14
2	2.2.13	0.06	19.08	.	9	900	5036	0.40	4.37
3	2.5.12	0.05	20.52	.	9	900	5210	0.39	4.53
4	2.7.15	0.02	19.87	.	9	900	5080	0.37	4.06
5	2.28.16	0.06	17.90	.	9	870	4670	0.38	4.23
6	2.29.17	0.04	21.82	.	9	900	5333	0.40	4.63
7	5.17.13	0.20	17.87	.	9	880	3537	0.30	4.23
8	5.26.13	0.19	5.23	.	9	850	3740	0.18	2.29
9	6.1.15	0.18	6.81	.	9	880	4119	0.16	2.61
10	6.21.16	0.10	3.66	.	9	850	4074	0.12	2.84
11	6.30.12	0.25	11.81	.	9	800	7033	0.15	3.38
11	7.11.11	1.82	573.41	流速計	5	.	1820	2.16	17.53
11	7.11.12	1.51	424.63	.	5	.	1910	2.33	21.09
11	7.12.21	2.05	825.24	.	5	.	2879	2.86	29.23
11	7.12.23	2.59	259.72	.	5	.	3034	3.17	30.98
11	7.13.6	2.85	896.60	.	5	.	2972	2.76	29.28
11	7.13.1	2.03	834.34	.	5	.	2867	2.91	28.88
11	7.13.2	2.26	742.97	.	5	.	2690	2.77	27.27
12	7.20.15	0.11	27.85	流速計	7	890	7082	0.35	5.38
13	7.26.13	0.02	16.52	.	7	990	7057	0.23	4.06
14	8.1.12	0.42	4.56	.	8	900	6324	0.07	2.14
15	8.9.14	0.05	4.49	.	7	890	5910	0.08	2.12
16	8.18.12	0.04	4.51	.	7	890	6093	0.07	2.12
17	8.28.12	0.20	17.48	.	9	890	7744	0.22	4.13
18	9.1.11	0.01	14.62	.	9	870	5950	0.25	3.82
19	9.5.11	0.12	5.02	.	8	870	6524	0.08	2.24
20	9.13.11	0.12	16.07	.	9	870	7313	0.22	4.01
20	9.17.2	3.92	1833.93	流速計	5	.	4736	3.92	43.06

図 3-4-5 流量観測データの一例(観測流量表、昭和 47 年新町地点)

# 高 水 流 量 観 測 簿

観測所名 新町  
 観測年月日 47年 7月 12日

水系名 淀川  
 見沼線間距離(m) 100

所管事務所 淀川  
 河川名 桂川  
 責任者氏名

流観回数	観測時刻		気象		水 位						
					水位標高	初 め		終 り		平 均	
						時刻	水位	時刻	水位		
2	開始	23:00	天気	上流側見通線	左岸	109700	23:00	2.58	23:15	2.60	2.59
	終了	23:15	風向	下流側見通線	右岸						
			風速	基準水位標							

浮子投下位置	浮子の種類	浮子投下時刻	投下時間 (sec)	浮子投下速度 (m/sec)	修正係数	修正流速 (m/sec)	区分断面積 (m <sup>2</sup> )			浮子投下状況
							上流側	下流側	平均	
1	0.50	33.0	3.030	0.867	2627		612	160.77		
2	1.00	26.0	3.876	0.876	3369		608	204.81		
3	1.00	26.7	3.785	0.877	3282		558	183.25		
4	1.00	24.8	4.032	0.872	3524		658	231.88		
5	1.00	22.2	3.625	0.872	2773		528	178.29		
6										
7										
8										
計							3034	257.72		

異なる浮子の水深及び浮子の修正係数					
水 深 (m)	0.7 以下	0.7 ~ 1.3	1.3 ~ 2.6	2.6 ~ 5.2	5.2 以上
浮子の水深 (m)	表面浮子	0.50	1.00	2.00	4.00
修正係数					

別 録 数						
川 幅 (m)	50 以上	50 ~ 100	100 ~ 200	200 ~ 400	400 ~ 800	800 以上
別 録 数	3	4	5	6	7	8

図 3-4-6 流量観測データの一例(高水流量観測簿、昭和 47 年新町地点)

# 時刻水位旬表

観測所番号  
60503

7月中旬

昭和47年(1972)

水系	淀川河川				桂川				観測所	新町	
日	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
1	61	94	244	104	49	133	62	33	17	22	
2	65	90	232	98	46	141	60	33	03	23	
3	69	81	219	94	45	147	58	32	00	24	
4	74	74	208	91	44	147	56	31	01	24	
5	79	67	207	88	43	144	54	30	01	25	
6	85	62	210	84	41	139	53	28	12	26	
7	95	69	216	82	39	137	51	28	16	27	
8	100	76	220	80	39	129	51	26	15	27	
9	107	82	220	76	37	123	49	26	16	28	
10	126	91	220	73	35	119	47	26	17	29	
11	142	98	213	72	36	112	47	25	17	30	
12	151	103	203	70	35	107	46	26	11	31	
13	150	116	193	68	34	103	44	26	12	32	
14	146	128	183	64	33	99	42	25	13	33	
15	142	135	173	63	33	93	41	24	12	34	
16	138	140	167	60	34	90	39	24	10	35	
17	134	143	153	58	35	87	37	22	08	36	
18	130	145	144	57	35	82	37	22	06	37	
19	126	134	136	57	39	80	36	27	04	38	
20	121	120	129	56	49	78	36	26	03	39	
21	114	225	124	54	65	74	36	25	02	40	
22	107	245	120	52	82	71	35	23	01	41	
23	101	253	114	51	100	68	34	21	00	42	
24	99	255	109	51	118	65	34	19	00	43	
合計	2662	3086	4357	1703	1146	2568	1085	628	193	149	
毎時平均	111	128	182	71	48	107	45	26	08	06	
毎時平均											
毎時平均											

図3-4-7 流量観測データの一例(時刻水位データ、昭和47年新町地点)

種別	観測所記号
	604054

### 観測流量表

平成 9 年(西暦 1997 年)

年 月 日	時刻	水位(基準) [m]	流 量 [m <sup>3</sup> /sec]	観測 方法	流 速 測 種 別	観測所名		水面勾配 [m/m]	平均流速 [m/sec]	√Q
						水 道 巾 [m]	断面積 [m <sup>2</sup> ]			
9	4. 9. 13	0.76	15.74	流速計	9	69.60	49.47		0.32	3.97
10	5. 7. 14	0.49	4.16	流速計	9	68.70	29.34		0.14	2.04
11	5. 16. 11	0.75	11.38	流速計	9	69.40	49.04		0.23	3.37
12	5. 21. 10	0.77	13.95	流速計	9	69.20	51.38		0.26	3.65
13	6. 4. 14	0.57	6.90	流速計	9	69.30	35.52		0.19	2.63
14	6. 11. 14	0.63	4.94	流速計	9	69.60	40.73		0.12	2.22
15	6. 18. 10	0.58	7.60	流速計	9	69.00	37.43		0.20	2.76
16	6. 20. 10	2.31	254.64	浮子	4	66.74	127.64	1/333	1.99	15.96
17	6. 20. 10	2.86	400.19	浮子	4	75.61	169.39	1/313	2.36	20.00
18	6. 20. 11	3.53	589.41	浮子	4	82.99	222.92	1/400	2.64	24.26
19	6. 20. 13	3.93	715.30	浮子	4	85.07	260.25	1/385	2.75	26.75
20	6. 20. 14	3.68	634.99	浮子	4	83.23	237.89	1/370	2.67	25.20
21	6. 20. 15	3.17	501.85	浮子	4	80.09	193.84	1/500	2.59	22.40
22	6. 20. 17	2.58	316.75	浮子	4	70.17	145.69	1/435	2.17	17.80
23	7. 2. 14	0.89	22.31	流速計	9	69.80	45.69		0.49	4.72
24	7. 16. 10	0.90	22.28	流速計	9	70.00	53.14		0.42	4.72
25	7. 23. 11	0.60	6.26	流速計	9	68.60	26.87		0.23	2.50
26	7. 26. 14	2.74	347.44	浮子	4	74.16	160.81	1/345	2.16	18.64
27	7. 26. 15	3.81	706.75	浮子	4	84.91	250.06	1/417	2.83	26.58
28	7. 26. 16	4.59	978.13	浮子	4	86.01	318.01	4/526	3.08	31.28
29	7. 26. 17	5.38	1,186.91	浮子	4	89.52	391.06	1/1429	3.04	34.45
30	7. 26. 19	5.77	1,335.31	浮子	4	90.87	428.18	1/2000	3.12	36.54
31	7. 26. 20	5.52	1,219.55	浮子	4	90.51	404.14	1/1667	3.02	34.92
32	8. 12. 15	0.71	14.67	流速計	9	69.50	39.09		0.38	3.83
33	8. 20. 10	0.60	8.15	流速計	9	69.20	31.18		0.26	2.85
34	8. 27. 10	0.59	6.38	流速計	9	69.00	28.61		0.22	2.53
35	9. 3. 14	0.57	7.91	流速計	9	69.30	27.96		0.28	2.81
36	9. 20. 11	0.71	12.34	流速計	9	69.50	40.33		0.31	3.51

5216

水網様式 流量一I

図 3-4-8 流量観測データの一部(観測流量表、平成 9 年島ヶ原地点)

種別	観測所記号	流量計算書 (浮子)						平成 9 年(西暦 1997 年)							
	604054	水系名	淀川	河川名	木津川	観測所名	島ヶ原								
観測回数	第 1 回			観測番号	16										
観測月日	6 月 20 日	観測時刻	始 9 時 19 分 終 9 時 41 分 平均 9 時 30 分	天気	雨	風向	川上	風力	強風						
水位(基準) (m)	2.31	全流量 (m <sup>3</sup> /sec)	254.64	流速測線数 (本)	4	平均水深 (m)	66.74	全断面積 (m <sup>2</sup> )	127.64	水深平均	333	平均流速 (m/sec)	1.99	流下距離 (m)	100.00
水位	基準水位標 (m)	第1水位標 (m)	第2水位標 (m)	水位標 (m)	水位差 (m)	距離 (m)	水面勾配								
	始	2.17	2.14	1.84	-	-	-								
	終	2.45	2.38	2.08	-	-	-								
平均	2.31	2.26	1.96	-	0.30	100.00	333								
観測番号	浮子の種類		投下時刻 (時分)	投下時間 (sec)	浮子流下 速度 (m/sec)	更生 係数	更生流速 (m/sec)	区分断面積(高木苗律)			区分流量 (m <sup>3</sup> /sec)				
	種類	吃水						第1断面積 (m <sup>2</sup> )	第2断面積 (m <sup>2</sup> )	第3断面積 (m <sup>2</sup> )					
1	2	0.5	9:21	48.9	2.045	0.88	1.800	26.80	16.86	21.83	39.29				
2	1	表面	9:23	35.9	2.785	0.85	2.368	49.24	41.09	45.17	106.96				
3	1	表面	9:25	54.3	1.842	0.85	1.666	35.71	41.36	38.54	60.35				
4	2	0.5	9:28	42.8	2.336	0.88	2.056	17.19	27.01	22.10	45.44				
										127.64	252.04				
4	2	0.5	9:30	45.0	2.222	0.88	1.955	17.19	27.01	22.10	43.21				
3	1	表面	9:33	50.2	1.992	0.85	1.693	35.71	41.36	38.54	65.25				
2	1	表面	9:35	36.8	2.717	0.85	2.309	49.24	41.09	45.17	104.30				
1	2	0.5	9:39	43.2	2.315	0.88	2.037	26.80	16.86	21.83	44.47				
										127.64	257.23				
流下 状 況											計	509.27			
												1/2	254.64		

図 3-4-9 流量観測データの一部(流量計算書、平成 9 年島ヶ原地点)

### (3) 流量観測における浮子長の選定について

高水流量観測は、浮子表(図 3-4-10)により定められた観測所水位別の測線配置(水面幅と浮子流速測線間隔)と使用浮子の種類(水深と吃水)に従って実施することとなっている。しかし、測線配置には標準法と緊急法があり、ほとんど全てが緊急法で実施されていること(緊急法では、標準法に比べ、測線数が少ない。(表 3-4-2))、樹木や植生の繁茂(写真 3-4-2)、洲の発達等により測線配置は必ずしも妥当でないこと、また、死水域の扱いが必ずしも明確でないことその他、使用浮子が水深に合致していない(短い)ことが多々見られるなどの課題がある。今後は、観測地点の河床形状と洪水の流下状況を勘案して浮子表を作成するとともに、必要に応じて樹木の伐採や下草刈を実施するなどの精度向上に向けての努力を図る必要がある。

表 3-4-2 浮子測線の標準法(上段)と緊急法(下段)

水面幅	20m未満	20~100m	100~200m	200m以上
浮子流速測線数	5	10	15	20

ただし、洪水時など流量観測を緊急に行わなければならない場合には、次の表のとおりとするものとする。

水面幅	50m以下	50~100m	100~200m	200~400m	400~800m	800m以上
浮子流速測線数	3	4	5	6	7	8



写真 3-4-2 淀観測所の植生繁茂状況

1 湖 3 0 6 0 4 1 2 3 6 0 6 0 0 0

横断面图

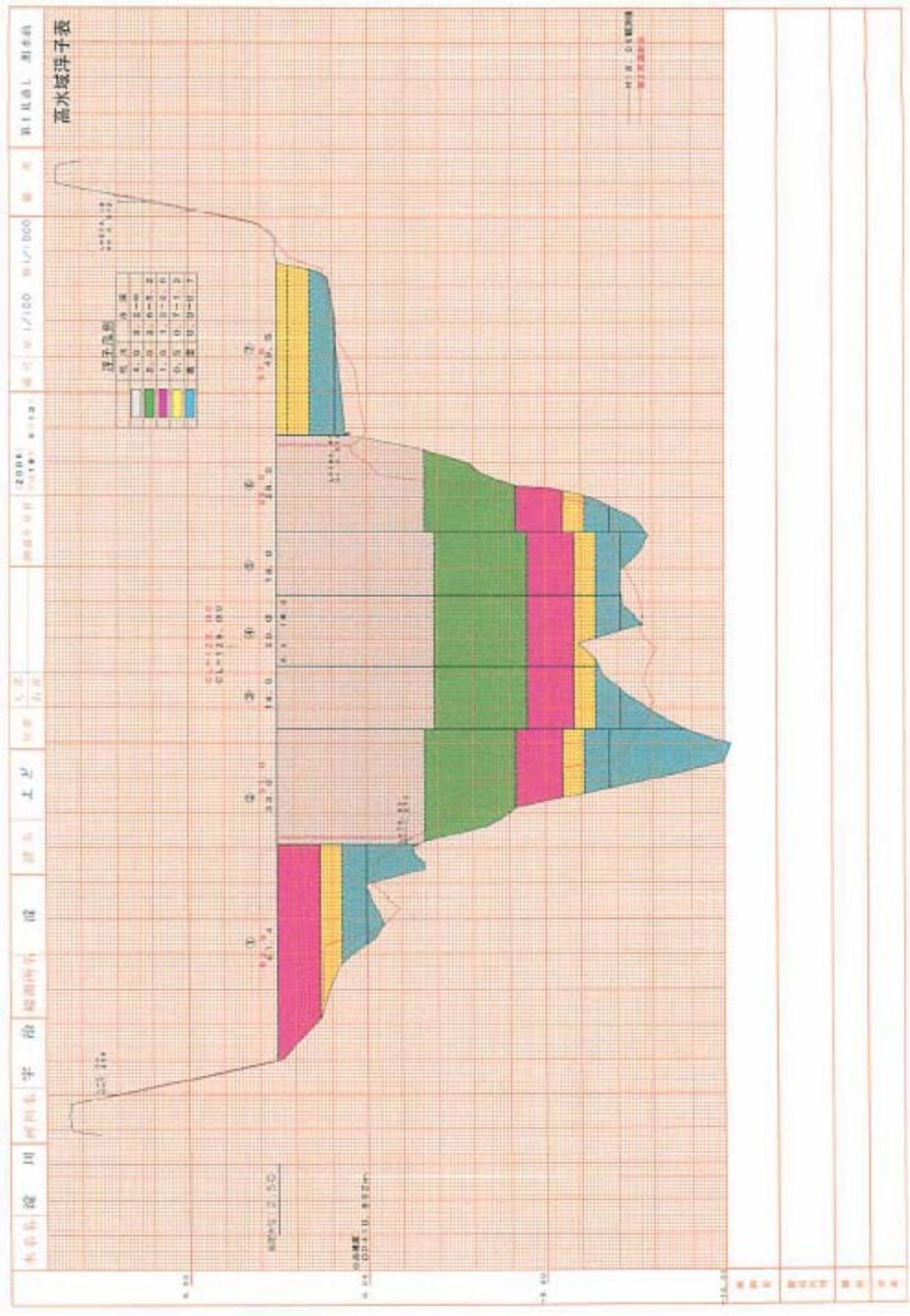


图 3-4-10 浮子表

#### (4) 流量観測の位置と基準水位の観測位置のズレについて

基準水位の観測位置と高水流量観測の位置が離れている観測所がある。これは、水位観測所の歴史と高水流量観測の浮子投下設備対応(橋梁の有無等)によることが原因と考えられる。例えば、木津川の八幡観測所及び桂川の納所観測所と羽束師観測所がその対象として上げられる。当然、水位ハイドログラフや流量ハイドログラフ作成に当たっては、その経緯等を踏まえてデータを取り扱わなければならないのは言うまでもない。

納所観測所における高水流量観測は、平成11年までは約3km上流の羽束師観測所で行われていた。その結果、既往の観測結果がまとめられている文献では納所観測所高水流量として掲載されたり、羽束師観測所高水流量計算書として流観値が算出されたりしている。よって、高水流量観測時の水位は納所水位であるか羽束師水位であるかを確認するとともに、両観測所の非常観測水位でチェックする必要がある。また、羽束師水位観測所の自記・テレメータ化は平成12年4月からであるが、その際に基準量水標及びセンサー位置は約400m下流に移設され、零点高標高も変更されている。このため、高水流量観測時の観測水位とテレメータ時刻水位には差が生じていることもあり注意を要する。

この原因は写真3-4-3に示すように羽束師観測所基準量水標に0.60m以上の量水標がないため、高水流量観測時には旧観測所位置の量水標にて観測しているためと思われる。羽束師観測所は治水計画上桂川の基準地点となっており、見通し断面の量水標整備と合わせて基準量水標の整備が望まれる。



写真 3-4-3 羽束師観測所基準量水標

木津川の八幡観測所における高水流量観測は、水位を観測している基準断面より約720m下流(低水流量観測は650m下流)で実施されている。高水流量観測位置は宇治川、桂川との三川合流点に近く、背水の影響を大きく受ける場所であるにもかかわらず、見通し断面の量水標が設置されていないため、水面勾配は不明であり、流量算出の断面計算において必要となる水位が観測されていない状態であった。

なお、背水の影響は、三川の流出形態や規模により異なる。図3-4-11に示すように、八幡観測所と加茂観測所の洪水時におけるH-Qループを比較すると、加茂観測所では各

洪水とも同一曲線上に反時計回りで流量観測値がプロットされるが、八幡観測所では、各洪水で流下能力が大きく異なるやや大きめの反時計回りのループが描かれることとなる。

これら観測所諸元を表 3-4-3 に示す。

表 3-4-3 基準断面と高水流量観測位置にズレがある観測所の諸元関係

観測所名		納 所	羽束師	八 幡
水位観測 開始年月	普通	明治40年3月	明治20年7月	昭和7年3月
	自記	明治40年3月	平成12年4月	昭和7年3月
	テレ	昭和46年6月	平成12年4月	昭和45年7月
流量 観測	低水	以前より実施	H12年より実施	以前より実施
	高水	H11年まで羽束師使用	以前より実施	以前より実施
基準断面と高水 流観位置の距離		基準断面より約3Km上 流	基準断面より約400m 上流	基準断面より約720m 下流
零点高		OP+11.119m	OP+17.174m → H. 12/4変更OP+9.234m	OP+11.335m

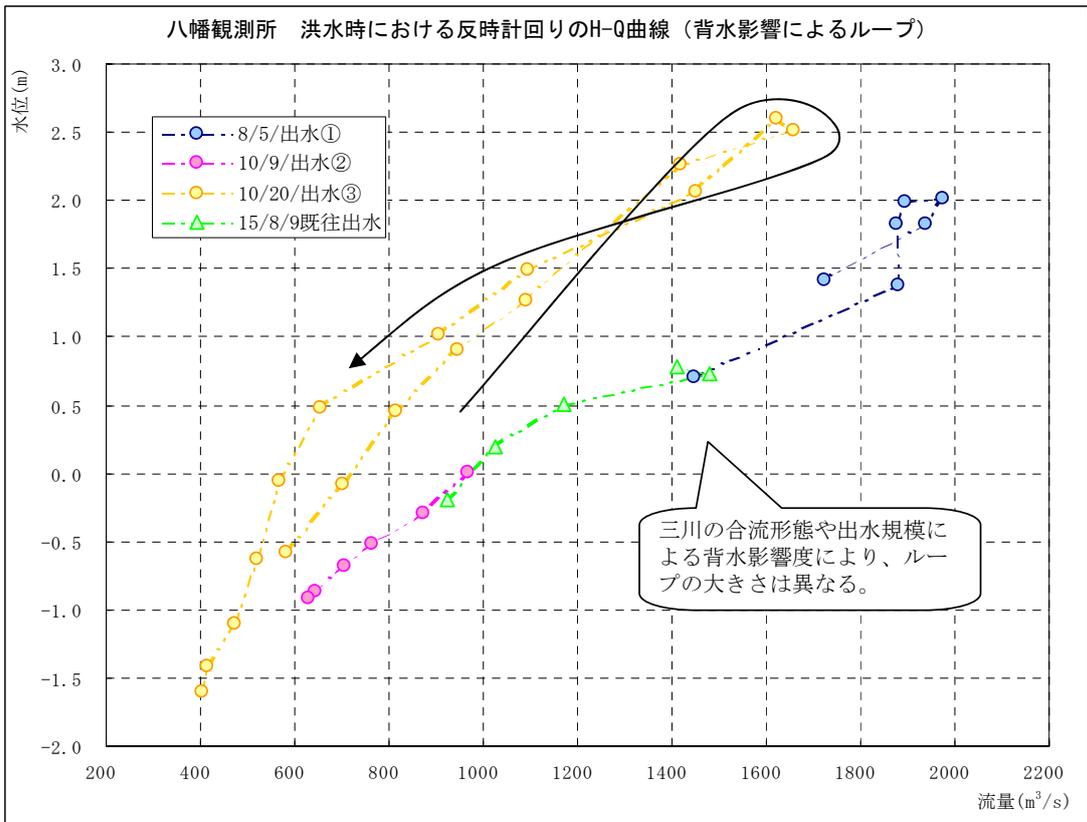
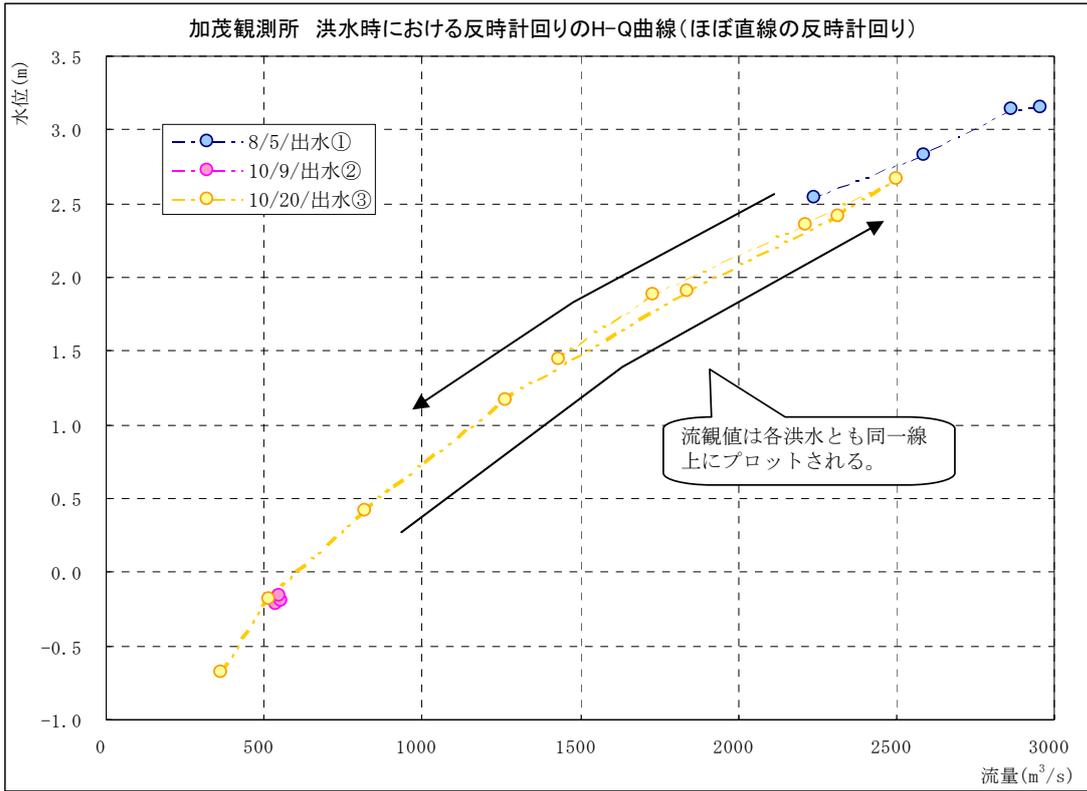


図 3-4-11 八幡観測所と加茂観測所の洪水時における H-Q 曲線のループ

### 3. 5 流域定数の設定

#### 3. 5. 1. H-Q 式 (H-Q 曲線) の作成

淀川水系を所管する近畿地方整備局の各事務所においては、河川管理や河川計画を目的とする水文観測業務の一環として流量観測業務を実施している。各年毎の観測結果をもとに水位・流量観測所毎に各年の H-Q 式を作成し、水位から流量を算出している。

しかしながら、本検討においては、過去の主要洪水のハイドログラフを可能限り、忠実に再現するため、既に作成されている年間共通の H-Q 式をそのまま使用するのではなく、洪水時の自然現象を踏まえた上で流量観測値の生データにそったループ曲線で H-Q 関係を表し、H-Q 式と比較することでその妥当性を検証した。

以下、作業の内容、留意点等を示す。

##### (1) 作業の内容

流域定数解析対象洪水の流量観測データと当該年 H-Q 式を観測所毎にグラフ化し、両者を比較することで今回の検討に使用できるデータであるかどうかを判断した(図 3-5-1 及び 3-5-2)。

一般的に洪水流量の上昇時と下降時で異なる軌跡 (H-Q 曲線) (反時計回りのループ) を描くが、これは洪水が水面勾配→流速→流量→水位の順に伝わるためである。特に、ピーク水位に達する前に流量はピークに達しており、ピーク水位時には流量はピークを過ぎて下降に転じていることに注意して H-Q 曲線を描くことが必要である。

流量観測データがなかった場合や少なかった場合、あるいは、水位上昇時や下降時のみに偏っている場合、ピーク流量が観測されていなかった場合は、既に作成されている当該年の H-Q 式を水位、流量データや年代毎の H-Q 式と比較することにより今回の検討に使用できるデータであるかどうか確認し、場合によっては H-Q 式を修正して検討を行った。

流量観測データに疑義があったり、年代毎の H-Q 曲線にズレがある場合は必要に応じて流量観測時の H-A、H-v の確認や測線毎のデータのチェックなど根拠資料まで遡り、誤りがあった場合は流量観測データを修正して、正確な H-Q 式を作成した。

流域定数の設定においては、基底流量を決定する必要がある。これには洪水流量の立ち上がり前から低減後までの一連の流量ハイドログラフが必要である。(「3. 5. 3 基底流量の設定」で詳述)

##### (2) 留意点

既存 H-Q 式は、適用範囲 (水位) の記載があるので使用する場合は注意が必要である。

H-Q は一般的に反時計回りにループを描くことは前述のとおりだが、流量観測地点の環境条件（支川合流、洪水時の河床や粗度の変化等）によっては、必ずしも反時計回りにループを描かない場合があり、特に急流河川では直線となる（図 3-5-3）。

支川合流による背水の影響を受ける場合は、大きなループを描くこととなり、背水の影響が特に大きい場合は、同流量で水位上昇する線を描く（図 3-5-4 及び図 3-5-5）。

流量観測において、洪水初期や低減時の流量データがない場合が多く、その場合には、観測所基準断面図から断面変化高を確認して水位から流量を推算し、H-Q 式を作成した。

また、上記の方法で、当該地点、当該洪水のみに着目して H-Q 式を作成したが、上下流や時間軸の整合性がなくなる場合があるので、その際には再度 H-Q 式を見直す場合もあった。

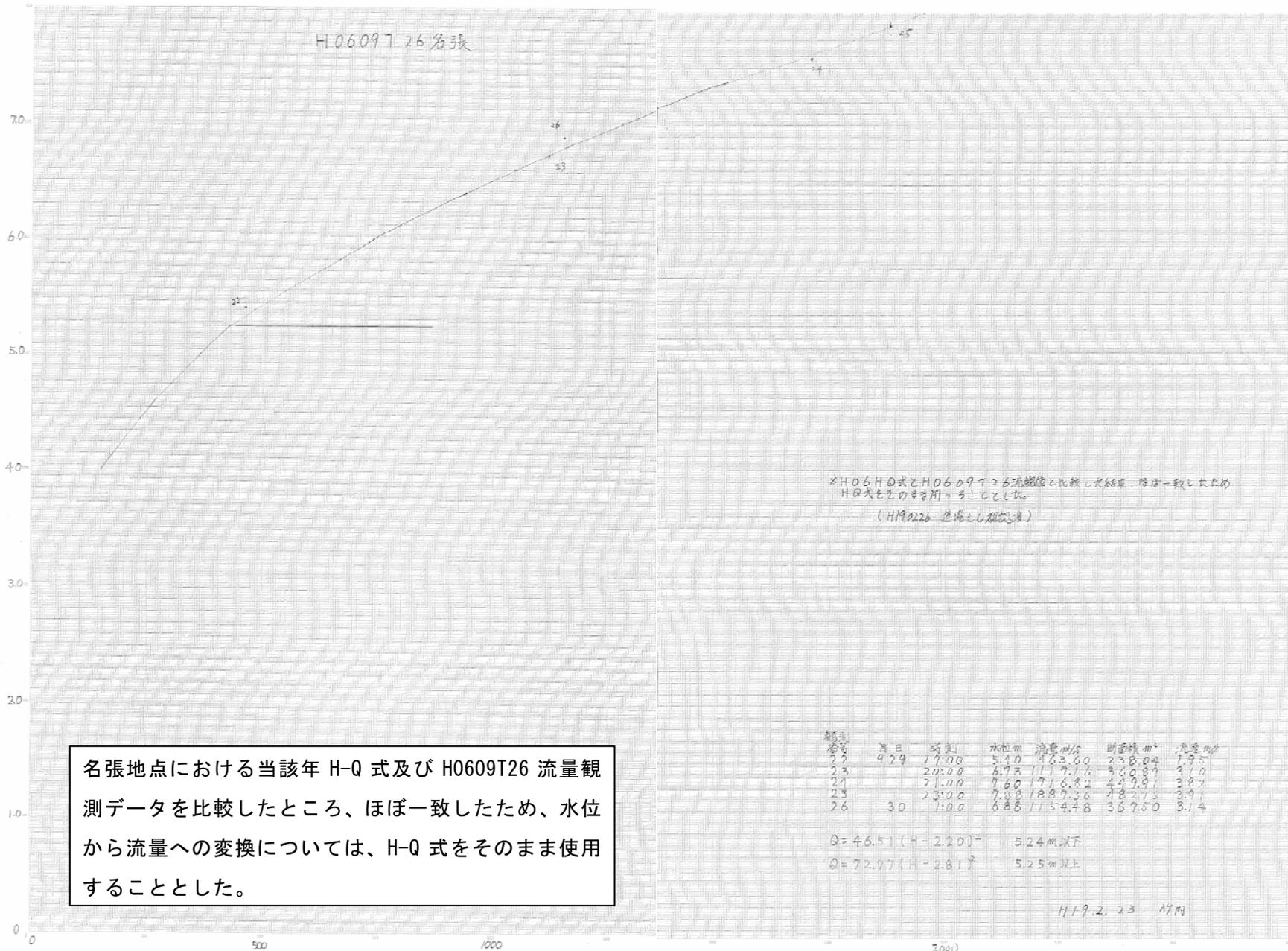


図 3-5-1 既存 H-Q 式を使用する例(平成 6 年 9 月台風 26 号 名張観測所)

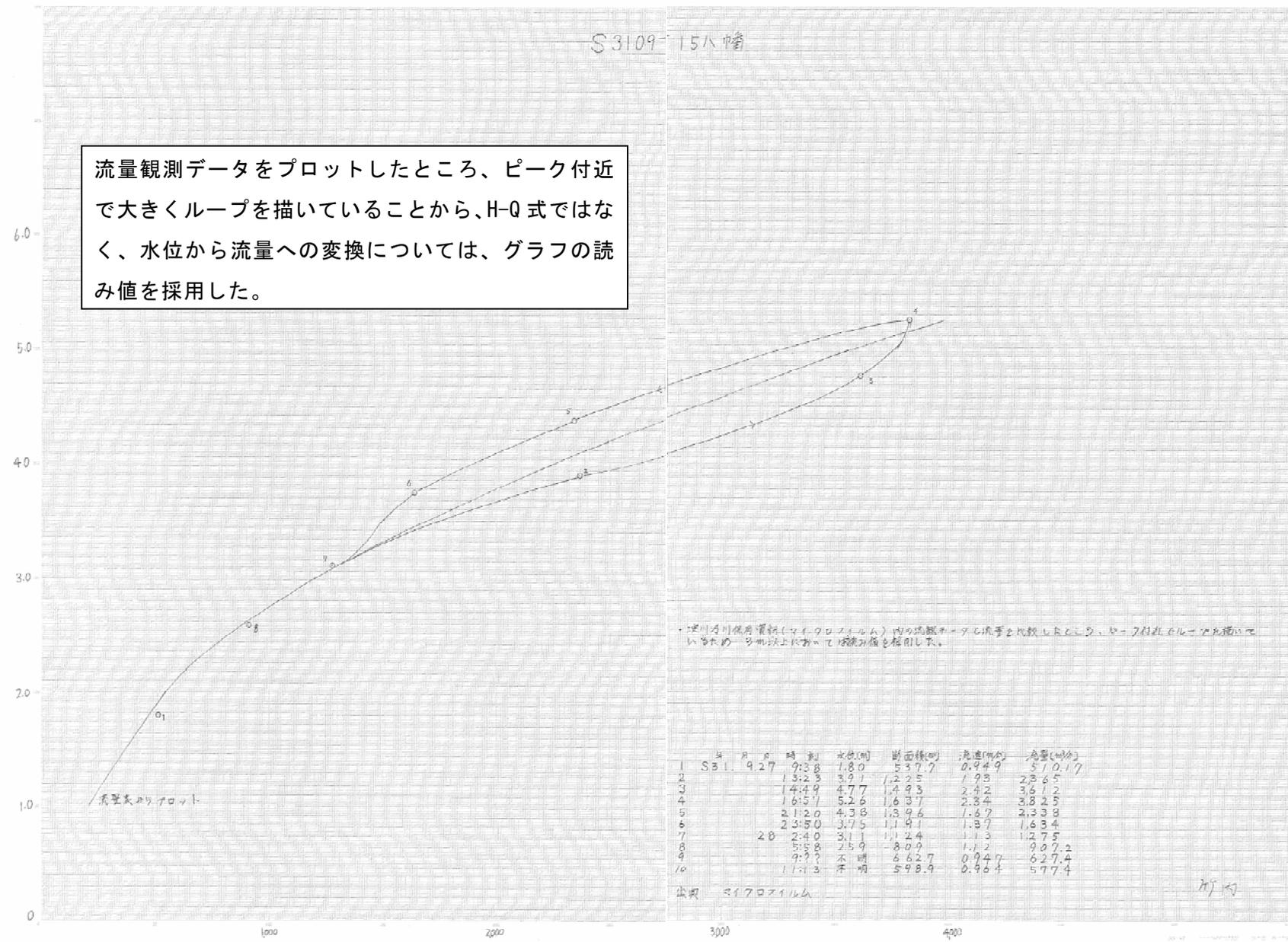


図 3-5-2 グラフの読み値を使用する例(昭和 31 年 9 月台風 15 号 八幡観測所)

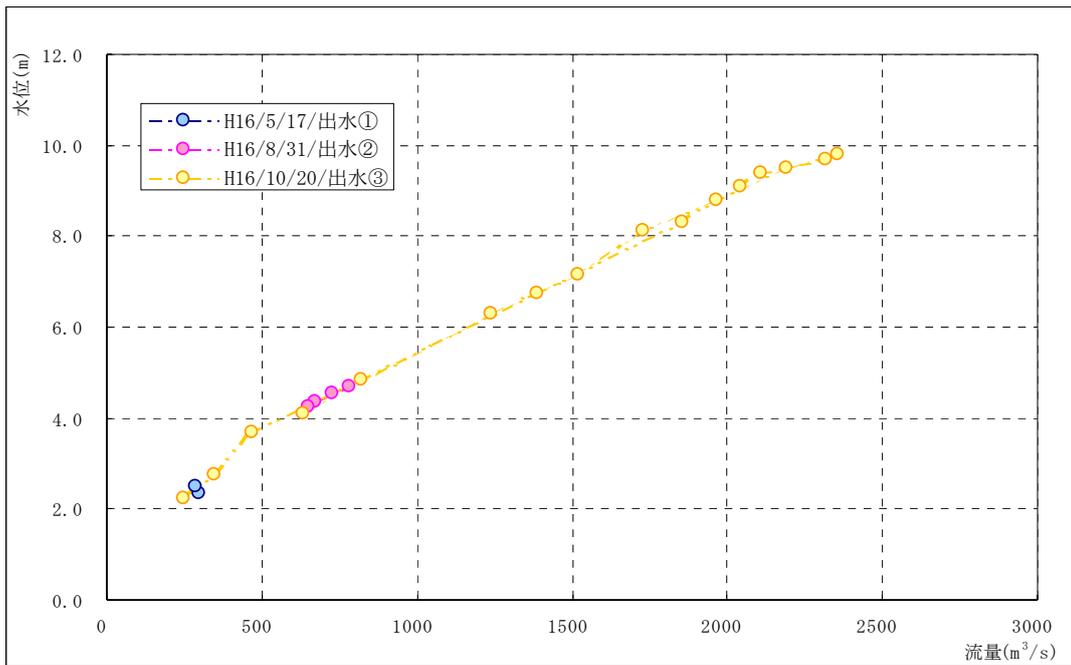


図 3-5-3 保津峡観測所における H-Q 曲線

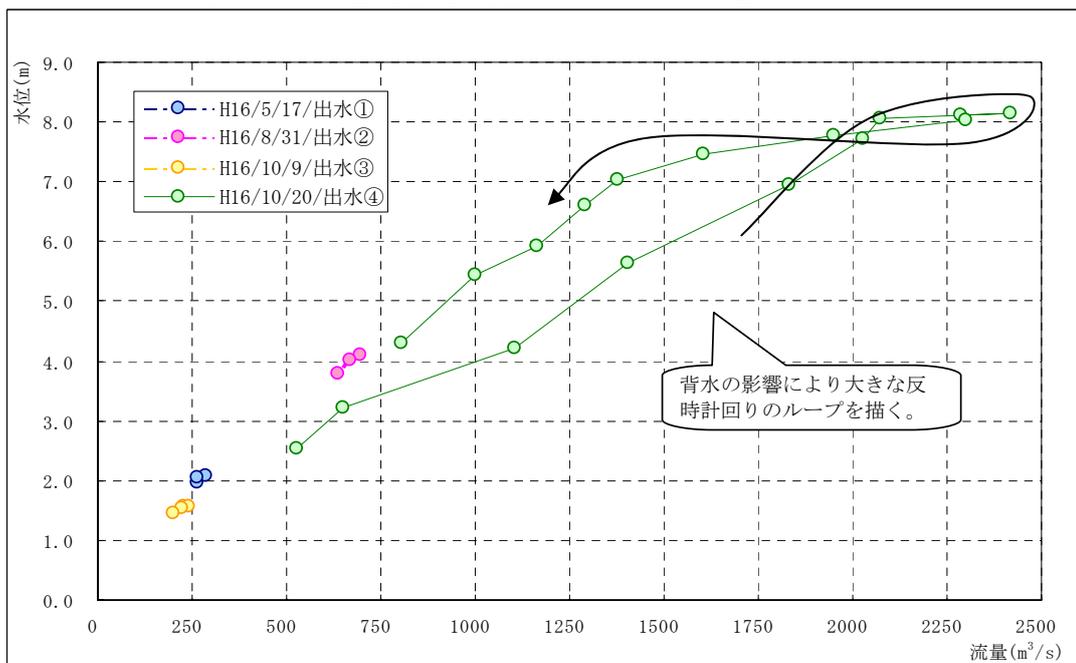


図 3-5-4 羽束師観測所における H-Q 曲線

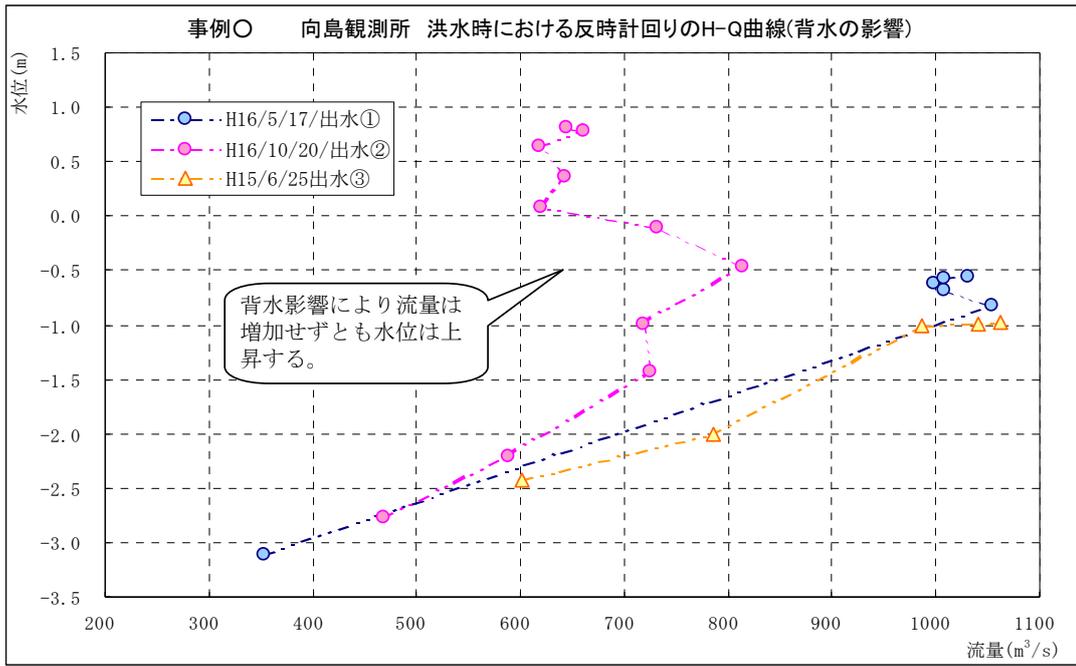
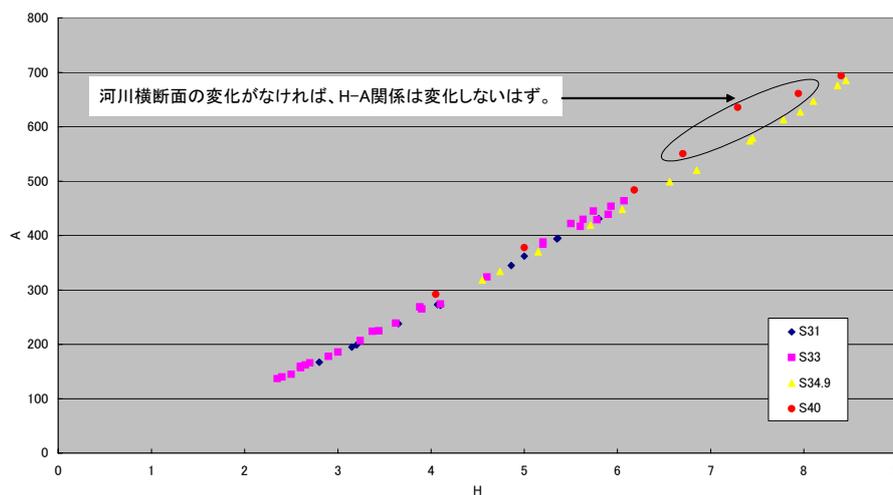


図 3-5-5 向島観測所における H-Q 曲線

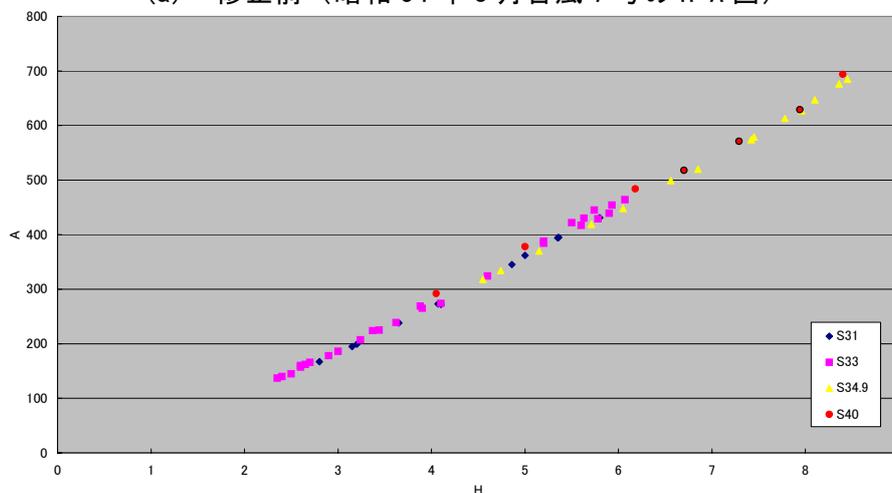
(昭和 34 年台風 7 号 島ヶ原地点 H-Q 式作成事例)

島ヶ原地点については、昭和 34 年台風 7 号洪水時の流量観測データが存在しなかったため、昭和 31 年～昭和 40 年の高水流量観測のデータを用いることにより昭和 34 年台風 7 号洪水時の H-Q 式を作成できないか検討を行った。しかし、当該期間のデータをプロットしたところ一部でばらつきが確認できたため、その検証を行った。

まず島ヶ原地点の量水標零点高が動いていないかを確認したところ、昭和 31 年に設置されている島ヶ原の零点高は現在まで T.P. +100m と変更はなかった。零点高に変更が無いことから流量観測データに問題があるとして、H-A (水位-河川横断面積) の関係を確認することとした。基本的に、河川横断面に変化がないことを前提とすると H-A の関係はほぼ直線となることが知られている。下図 (a) からわかるように、昭和 40 年における流量観測データのみ直線からはずれていることがわかった。このため、下図 (b) のように昭和 40 年のデータの零点高を修正し、修正後のデータを用いて昭和 34 年台風 7 号洪水時の H-Q 式 (関係) を作成した。なお、修正方法については、水位は正しいと仮定し、河川横断形状の零点位置を下に移動させて修正した。



(a) 修正前 (昭和 34 年 8 月台風 7 号の H-A 図)



(b) 修正後 (昭和 34 年 8 月台風 7 号の H-A 図)

### 3. 5. 2 ハイドログラフの作成（時刻水位データ→流量データ）

3. 5. 1 で作成した H-Q 式（場合によって H-Q 図からの読み値）を用いて、時刻水位データから流量データへ変換し、ハイドログラフを作成した。なお、ハイドログラフを用いて流域定数を解析するため、洪水のピーク付近だけでなく、かなり小さな流量へ低減するまでハイドログラフを作成する必要がある。このため、時刻水位データがない場合でも、普通観測データ（6 時、18 時データ）から流量データへ変換しハイドログラフを作成した。

### 3. 5. 3. 基底流量の決定

3. 5. 2. で作成したハイドログラフをもとに、洪水の流出量を分析するためには、以下の方法で基底流量を決定し、区分する必要がある。なお、基底流量とは、対象とする降雨に起因しない流量である。

基底流量の決定方法を以下に示す。

- (1) ハイドログラフの縦軸（流量）を対数化する。
  - (2) 流量の変曲点をみつけ、流出形態の変化を時系列で確認する。
  - (3) 概ねの目安ではあるが流量のピーク付近から 1 つ目の変曲点までが 1 次流出、そこから 2 つ目の変曲点までが中間流出、それ以降が基底流出となる。(図 3-5-6)
- なお、基底流量の決定に際し、次のようなケースがあったので紹介する。

二山、三山洪水の場合、どの山の低減部分をみても、1 次流出、中間流出、基底流出の低減勾配は同じである (図 3-5-7)。

一般的に、基底流量はおおよそ流域面積 (km<sup>2</sup>) × 0.05 (m<sup>3</sup>/s) 程度と考えているが、今回の検討においては、流域面積 (km<sup>2</sup>) × 0.05 ~ 0.1 (m<sup>3</sup>/s) 程度まで低減した際に基底流量になったと考えた。

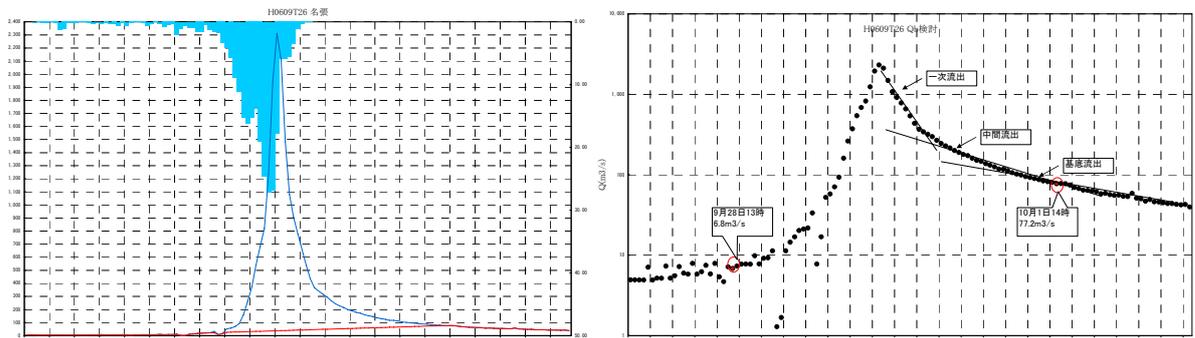


図 3-5-6 平成 6 年 9 月台風 26 号(名張観測所)におけるハイドログラフ及びハイレートグラフ

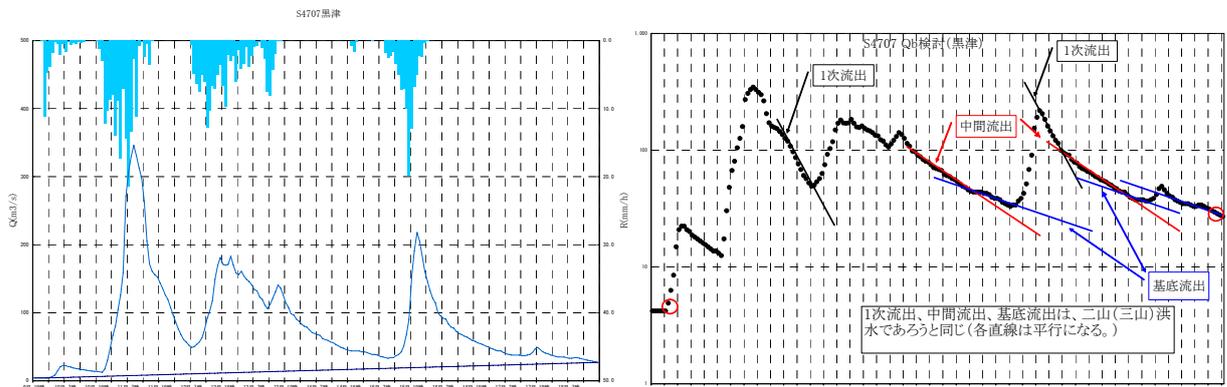


図 3-5-7 三山洪水における基底流量の決定事例

(昭和 47 年 7 月洪水(黒津観測所) ハイドログラフ及びハイレートグラフ)

(参考 1) 1 次流出、中間流出、基底流出とは？

1 次流出：地表に達した雨水が直接地表を通過して河道に入るもので、大部分は降雨時に流出する。この成分は他の流出成分より時間的に早く流出するので洪水ピークに大きく影響する。

中間流出：雨水のうち、いったん地中に浸入した水の一部が比較的浅い土層内で側方に流動し、山腹などから浸出して河道へ流出するもので、流域の透水性に支配され時間的には表面流出より遅れて流出する。

基底流出：地中深く浸入した水が地下水面に到達し、地下水位を上昇させ、緩やかに河道に流出する成分で、1 次流出、中間流出に比べて流出に要する時間は最も長い。おおよそ降雨とは関係のない流量を構成する。

(参考 2) 基底流量の決定の方法

基底流量については、ハイドログラフ（片対数グラフ）により、流量=基底流量となるタイミングを決定する必要があることは前述のとおりである。図の A 点の決定については、降雨による影響のため流量が増加し始める点とし、今回の検討ではおおよその目視で決定している。これは目視によるずれがそれほど大きなものではないとのことからである。一方、B 点の決定については、いくつかの考え方があがあるが、今回の検討ではハイドログラフを対数化することにより 1 次流出～中間流出～基底流出の変曲点を確認し決定した。本検討では基底流量として A 点及び B 点を直線で結んでいる。その他の方法について、以下に紹介する。（図 3-5-8）

①基底流量を B 点からハイドログラフのピーク値の発生の時刻(C 点)までは水平とし、それ以前の基底流量については、A 点及び C 点を結ぶ。

②基底流量を A 点から流量=基底流量となるまで水平とする。

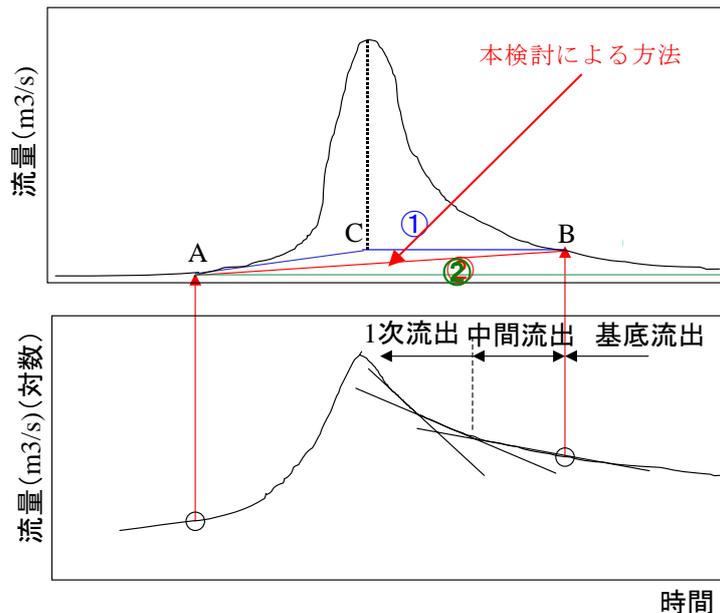


図 3-5-8 基底流量の考え方のイメージ

### 3. 5. 4 S-Q' グラフの作成

これまでに得られたハイエトグラフ、ハイドログラフから流域定数の  $K$ 、 $P$ 、 $T_L$  を求める方法について説明する。

具体的な計算方法の前に、 $f_1$  及び  $R_{sa}$  について説明する (図 3-5-9)。どのような流域においても降雨の初期においては、雨水は地中にしみ込んでしまい、流出する量は実際の降雨量と比べ小さいものになる (降雨  $R$  とすると、実際、流出する量は  $f_1 \cdot R$  となる。ここに、 $f_1$ : 1次流出率である。)。さらに降雨が継続すると流域が飽和し、それ以上は地中にしみこまない状態になる。この降雨の閾値を飽和雨量  $R_{sa}$  といひ、これ以降、降雨と流出量は同じ量となる ( $f_1=1$ )。また、損失雨量を  $R_{loss}$  とすると、以下の関係式が成立する。

$$R_{sa} = R_{loss} / (1 - f_1)$$

以下、実際に行った作業の手順を示す。

(1)  $f_1$  をある値 ( $f_1=0.4, 0.5, 0.6$  等) で固定、さらに遅れ時間  $T_L$  を仮定 ( $T_L=1.0$ hr 等) して、流量  $Q$  から流出高  $Q'$  を、降雨  $R$  及び流出高  $Q'$  から貯留高  $S$  を算出し、 $S$  及び  $Q'$  を時系列で整理の上、両対数グラフ化する (S-Q' グラフ)。(表 3-5-1 及び図 3-5-10)

$$\text{流出高 } Q' = 3.6(Q - Q_b) / (f_1 \cdot A)$$

$$\text{貯留高 } S = \sum R - \sum Q'$$

ここに、 $Q_b$ : 基底流量、 $A$ : 流域面積 である。

(2)  $S$  と  $Q'$  は適切な  $T_L$  を与えることによって一対一の関係が成立することを利用すると、S-Q' グラフのピーク付近が右ループ (時系列で整理した際の初期においては、ある貯留高  $S$  に対して、過小な流出高  $Q'$  となっている。時間の経過に伴い、この関係が逆転する。つまり、 $S$  と  $Q'$  が一対一の関係にならない。) を描いていれば  $T_L$  を大きくし、左ループ (時系列で整理した際の初期においては、ある貯留高  $S$  に対して、過大な流出高  $Q'$  となっている。時間の経過に伴い、この関係が逆転する。つまり、 $S$  と  $Q'$  が一対一の関係にならない。) を描いていれば  $T_L$  を小さくするといったことを繰り返して試行し、ピーク付近がほぼ直線 ( $S$  と  $Q'$  が一対一の関係) となる S-Q' グラフを作成する。(表 3-5-2 及び図 3-5-11) 直線となったグラフの  $f_1$  及び  $T_L$ 、並びに流量のピー

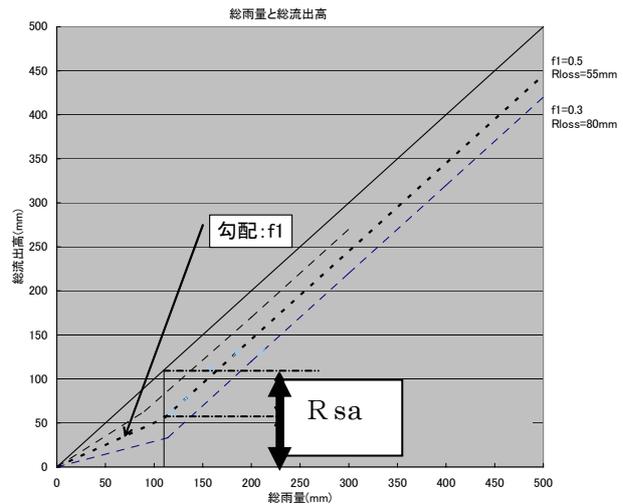


図 3-5-9 総雨量・総流出高の関係

ク付近の直線 ( $S=KQ^P$ ) の  $K$  及び  $P$  を流域定数の解析値とする。なお、各流域 (地点) において、幾つかの洪水で定数解析を行っており、各洪水毎で 1 つ (ないし、2、3 つ) ずつ流域定数を算出し、それを解析値としている。最終的には、各流域で 1 つの定数 (採用値) を設定する必要がある。

以下、解析にあたっての留意点を挙げる。

- 1)  $f_1$  を固定して解析を進めるが、貯留高  $S$  の最終値がほぼ 0 とならない場合は、誤った  $f_1$  と判断した ( $\Sigma R = \Sigma Q'$  : ボリュームは一致する)。
- 2) 三山洪水や二山洪水の解析において、洪水の谷部 (一山目～二山目の流量の低減部等) で貯留高がマイナスとなる場合があるが、その場合は誤った  $f_1$  と判断した (貯留高 (降雨) 以上に流出高は生じない)。  
※本来、洪水の一山目、二山目、三山目で流出形態が変化し、一次流出率等が異なっていると推察できるが、貯留関数法の限界及び作業の簡便化等のため、本検討では  $f_1$  は統一することとした。
- 3)  $T_L$  については、数分ずつずらして検討した (今回の検討においては、0.2hr ずつずらして検討を実施)。

表 3-5-1 平成 6 年 9 月台風 26 号 青蓮寺ダム地点 S-Q' 計算表 (f<sub>1</sub>=0.4、T<sub>L</sub>=0)

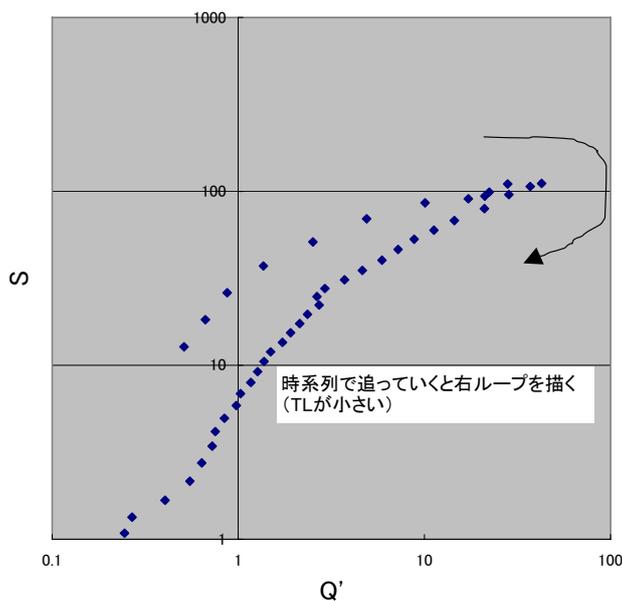
観測所名	青蓮寺	
対象洪水	H6.9.27	
T <sub>L</sub>	1	
流域面積	100 km <sup>2</sup>	
f(R' < R <sub>sa</sub> )	0.4	f(R' > R <sub>sa</sub> ) 1
R <sub>sa</sub>	170	
R <sub>loss</sub>	102	
Σ R	323.82	
Σ 平均 Q'	221	

のみ修正すること  
 その他は入力シートに記入

時間	雨量R mm/hr	流量 m <sup>3</sup> /s	Q <sub>base</sub> m <sup>3</sup> /s	0.2雨量 ⑤=次正時②×0.2	雨量(T)R' ⑥:⑤をT <sub>L</sub> ずらす	Σ R' mm	Σ Q' = Q - Q <sub>base</sub> mm/h	Q' 補正 ⑧'	平均 Q' mm/h	Σ 平均 Q' mm/h	S mm
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)=Σ(6)	(8)=((3)-(4))×3.6/(A×f <sub>1</sub> )	(8')	(9)	(10)=Σ(9)	(11)=(7)-(10)
9月29日 5時	1	5	5	0	0	0	0	0	0	0	0
+0.2h				0.436	0	0					
+0.4h				0.436	0	0					
+0.6h				0.436	0	0					
+0.8h				0.436	0	0					
9月29日 6時	2	7	7	0.436	0	0	0	0	0	0	0
+0.2h				0.548	0.436	0.436					
+0.4h				0.548	0.436	0.872					
+0.6h				0.548	0.436	1.308					
+0.8h				0.548	0.436	1.744					
9月29日 7時	3	7	7	0.548	0.436	2.18	0	0	0	0	2.18
+0.2h				0.586	0.548	2.728					
+0.4h				0.586	0.548	3.276					
+0.6h				0.586	0.548	3.824					
+0.8h				0.586	0.548	4.372					
9月29日 8時	3	8	8	0.586	0.548	4.92	0	0	0	0	4.92
+0.2h				1.036	0.586	5.506					
+0.4h				1.036	0.586	6.092					
+0.6h				1.036	0.586	6.678					
+0.8h				1.036	0.586	7.264					
9月29日 9時	5	14	8	1.036	0.586	7.85	0.511	0.511	0.256	0.256	7.594
+0.2h				1.226	1.036	8.886					
+0.4h				1.226	1.036	9.922					
+0.6h				1.226	1.036	10.958					
+0.8h				1.226	1.036	11.994					
9月29日 10時	6	16	8	1.226	1.036	13.03	1.177	0.666	0.589	0.845	12.185
+0.2h				1.724	1.226	14.256					
+0.4h				1.724	1.226	15.482					
+0.6h				1.724	1.226	16.708					
+0.8h				1.724	1.226	17.934					

(途中、省略)

10月1日 6時	0	25	22	0	0	323.82	553.299	0.115	0.147	323.275	0.545
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					
10月1日 7時	0	24	22	0	0	323.82	553.446	0.059	0.087	323.362	0.458
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					
10月1日 8時	0	24	22	0	0	323.82	553.567	0.048	0.054	323.416	0.404
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					
10月1日 9時	0	23	23	0	0	323.82	553.567	0	0.024	323.44	0.38
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					
10月1日 10時	0	0	0	0	0	323.82	553.567	0	0	323.44	0.38
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					



Q'、Sともに0 (ほぼ0) になるまで計算

図 3-5-10 平成 6 年 9 月台風 26 号 青蓮寺ダム地点 S-Q' グラフ (f<sub>1</sub>=0.4、T<sub>L</sub>=0)

表 3-5-2 平成 6 年 9 月台風 26 号 青蓮寺ダム地点 S-Q' 表 (f1=0.4、TL=0.8)

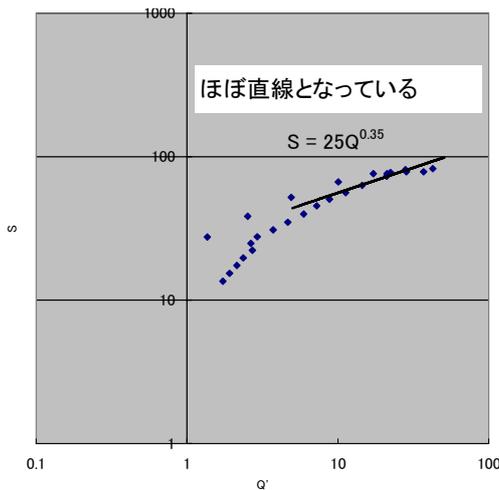
観測所名	青蓮寺	
対象洪水	H6.9.27	
Tl	0.8	
流域面積	100 km <sup>2</sup>	
f(R' < Rsa)	0.4	f(R' > Rsa) 1
Rsa	170	
Rloss	102	
Σ R	323.82	
Σ 平均 Q'	221	

のみ修正すること  
 その他は入力シートに記入

時間	雨量R mm/hr	流量 m <sup>3</sup> /s	Qbase m <sup>3</sup> /s	0.2雨量 ⑤=次正時②×0.2	雨量(Tl)R' ⑥:⑤をTlずらす	Σ R' ⑦=Σ⑥	Σ Q'=Q-Qbase ⑧=(⑦-④)×3.6/(A*f1)	Q'補正 ⑧'	平均Q' ⑨	Σ平均Q' ⑩=Σ⑨	S ⑪=(⑦)-⑩
9月29日 5時	1	5	5	0	0	0	0	0	0	0	0
+0.2h				0.436	0	0					
+0.4h				0.436	0	0					
+0.6h				0.436	0	0					
+0.8h				0.436	0	0					
9月29日 6時	2	7	7	0.436	0.436	0.436	0	0	0	0	0.436
+0.2h				0.548	0.436	0.872					
+0.4h				0.548	0.436	1.308					
+0.6h				0.548	0.436	1.744					
+0.8h				0.548	0.436	2.18					
9月29日 7時	3	7	7	0.548	0.548	2.728	0	0	0	0	2.728
+0.2h				0.586	0.548	3.276					
+0.4h				0.586	0.548	3.824					
+0.6h				0.586	0.548	4.372					
+0.8h				0.586	0.548	4.92					
9月29日 8時	3	8	8	0.586	0.586	5.506	0	0	0	0	5.506
+0.2h				1.036	0.586	6.092					
+0.4h				1.036	0.586	6.678					
+0.6h				1.036	0.586	7.264					
+0.8h				1.036	0.586	7.85					
9月29日 9時	5	14	8	1.036	1.036	8.886	0.511	0.511	0.256	0.256	8.63
+0.2h				1.226	1.036	9.922					
+0.4h				1.226	1.036	10.958					
+0.6h				1.226	1.036	11.994					
+0.8h				1.226	1.036	13.03					
9月29日 10時	6	16	8	1.226	1.226	14.256	1.177	0.666	0.589	0.845	13.411
+0.2h				1.724	1.226	15.482					
+0.4h				1.724	1.226	16.708					
+0.6h				1.724	1.226	17.934					
+0.8h				1.724	1.226	19.16					

(途中、省略)

10月1日 6時	0	25	22	0	0	323.82	553.299	0.115	0.147	323.275	0.545
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					
10月1日 7時	0	24	22	0	0	323.82	553.446	0.059	0.087	323.362	0.458
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					
10月1日 8時	0	24	22	0	0	323.82	553.567	0.048	0.054	323.416	0.404
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					
10月1日 9時	0	23	23	0	0	323.82	553.567	0	0.024	323.44	0.38
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					
10月1日 10時	0	0	0	0	0	323.82	553.567	0	0	323.44	0.38
+0.2h				0	0	323.82					
+0.4h				0	0	323.82					
+0.6h				0	0	323.82					
+0.8h				0	0	323.82					



Q'、Sともに0(ほぼ0)になるまで計算

図 3-5-11 平成 6 年 9 月台風 26 号 青蓮寺ダム地点 S-Q' グラフ (f1=0.4、TL=0.8)

(事例紹介) S-Q' グラフの流出高ピーク付近が垂れるケース

(平成 11 年 6 月台風 23 号新町地点)

一般的に S-Q' グラフにおいて、1 次流出率  $f_1$  を大きくすると図 3-5-12 のようにグラフが全体的に上にスライドし、勾配が小さくなる。これは以下の式からも明らかである。

$$\text{流出高 } Q' = 3.6(Q - Q_b) / (f_1 \cdot A)$$

$$\text{貯留高 } S = \Sigma R - \Sigma Q'$$

また、適切な  $f_1$  において S-Q' グラフのピーク値付近がほぼ直線  $S = KQ'^P$  となることを考えた場合、貯留高 S のピーク値において流出高 Q' のピーク値をとる。しかしながら、適切な  $f_1$  より小さい場合の両者のピーク値を考えると、適切な  $f_1$  の場合と比べて Q' は増加するものの、S は減少することになる。従って、Q' の増加と S の減少との関係から S-Q' グラフのピーク値においてグラフが垂れる現象が生じる場合があった。(図 3-5-12)

この対応としては、前述のとおり S-Q' グラフのピーク値が垂れた場合は、適切な  $f_1$  と比べて小さな値であることから、 $f_1$  を徐々に大きくして試行を繰り返しながら適切な値を試行錯誤しながら探し出すことが必要である。

図 3-5-12 は平成 11 年 6 月台風 23 号新町地点の事例である。始めは  $f_1=0.5$  として解析を進めていたが、S-Q' グラフのピーク値付近においてグラフが垂れる現象が生じたので、徐々に  $f_1$  を大きくし、最終的には  $f_1=0.64$  を採用した。

なお、検討した平成 11 年 6 月台風 23 号は二山洪水のため、2 つのループが描かれている。  
H110623新町 TI=2

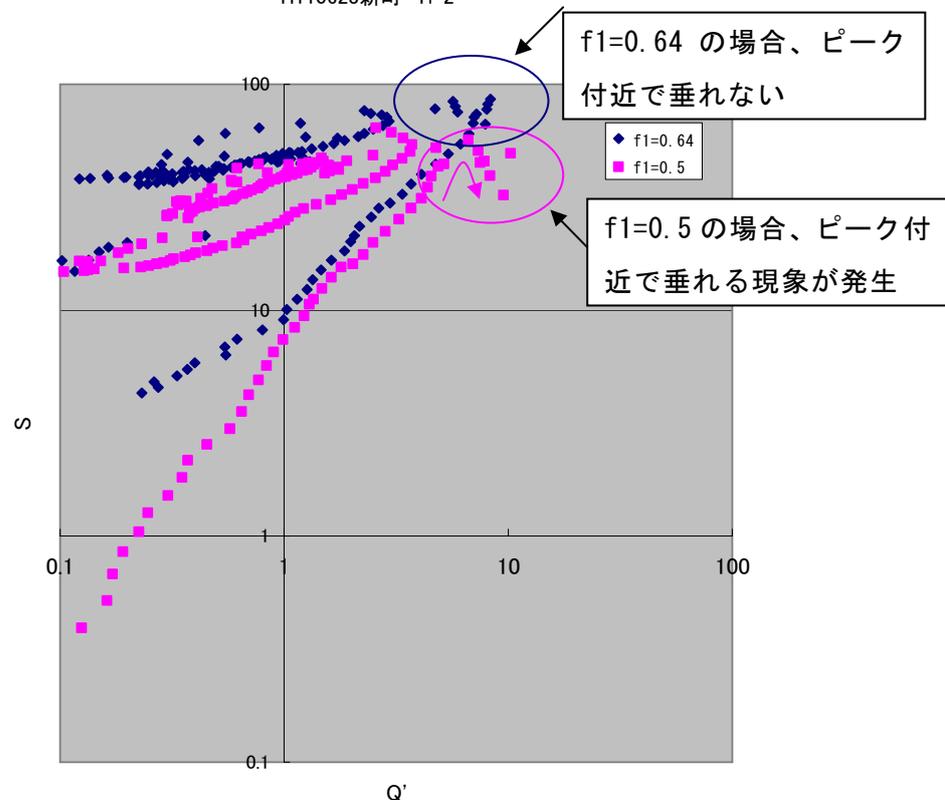


図 3-5-12 S-Q' グラフのピーク値付近が垂れる事例  
(平成 11 年 6 月台風 23 号新町地点)

#### ☆貯留関数法について

水理公式集や河川砂防技術基準で紹介されている貯留関数法は、降雨  $R$  に 1 次流出率  $f_1$  を乗じる方法である。つまり、累加雨量  $\Sigma R$  が飽和雨量  $R_{sa}$  に達するまでは流域面積  $A \text{ km}^2$  に  $f_1 \cdot R$  の降雨が、達した後は  $R$  の流出があるとした方法である。

一方、木村の貯留関数法は、流域面積  $A \text{ km}^2$  を非浸透域  $(1-f_1) \cdot A \text{ km}^2$  と浸透域  $f_1 \cdot A \text{ km}^2$  に分けて、非浸透域には累加雨量に関わらず降雨  $R$  が、浸透域に累加雨量が飽和雨量に達するまでは無降雨、達した後は降雨  $R$  があるとする方法である。

本検討では、木村の貯留関数法を採用した。詳細は 3. 5. 5 を参照されたい。

(参考 1) 水理公式集 (昭和 46 年度改訂版) P118

対象流域において流域平均降雨強度  $r$  と流出高  $q$  の間に成立つ関係を連続の式 (13. 7) の変形として次のものを考える。

$$f \cdot r - (q - q_i)_1 = dS_1/dt \quad (13. 9)$$

式 (13. 8) として次の関係を仮定する。

$$S_1 = K(q - q_i)_1^P \quad (13. 10)$$

ここに、 $f$ : 流入係数とよばれる係数で、流出率に近い性質をもったもの、 $q_i$ : 立ち上がり時の初期流出高、 $(q - q_i)_1$ :  $T_1$  だけ  $q - q_i$  の波形を左へ平行移動させた波形、 $T_1$ : 遅滞時間、 $T_1$  は式 (13. 10) が正の領域で一価関数となるように選ばなければならない、 $S_1$ :  $f \cdot r$  と  $(q - q_i)_1$  とによる見かけの流域貯留高、 $K$  及び  $P$ : 定数。

(参考 2) 改訂版建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 調査編 P89

#### 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め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、

$$dS_i/dt = f \cdot r_{ave} A / 3.6 - Q_i \quad (5-13)$$

ここで、 $f$ : 流入係数、 $r_{ave}$ : 流域平均雨量 (mm/h)、 $A$ : 流域面積 ( $\text{km}^2$ )、 $Q_i(t) = Q(t + T_1)$ : 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、 $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $S_1$ : みかけの流域貯留量 ( $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{h}$ )、 $T_1$ : 遅滞時間 (h) を表す。

### 3. 5. 5 流域定数の採用値の設定

3. 5. 4. で得られたいくつかの解析値から地点毎に流域定数を1つ設定する必要がある。そのため、流域定数解析対象地点上流を1つの流域として流域定数（解析値）を与えて貯留関数法により再現計算を実施し、過去の流量観測結果における洪水のピーク値及びボリュームを比較し、計算値と観測結果が適合するまで定数を変化させ、各地点における定数の採用値を設定した。その際、できるだけ大きい洪水の定数から採用値を決定することとした。

解析した地点の採用値を表 3-5-3 に示す。

なお、貯留関数法による再現計算にあたっては、3. 5. 4でも述べたとおり、降雨量が飽和雨量に達するまでは非浸透域  $f_1 \cdot A \text{ km}^2$  に降雨  $R$  があるものとして計算、飽和雨量を超過した以降は浸透域  $(1-f_1) \cdot A \text{ km}^2$  + 非浸透域  $f_1 \cdot A \text{ km}^2$  に降雨  $R$  があるものとして計算を実施する。（図 3-5-13）以下、支配方程式を示す。

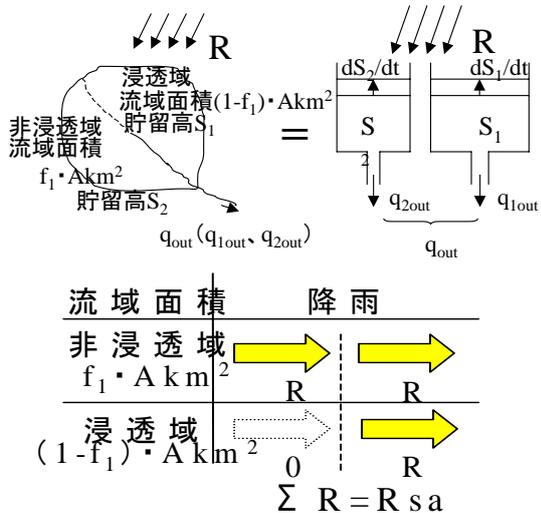
$$R - q_{\text{out}} = dS/dt$$

$$q_{\text{out}} = f_1 \cdot q_{1\text{out}} + (1-f_1) \cdot q_{2\text{out}}$$

$$S = K \cdot q_{\text{out}}^P$$

図 3-5-14 は再現性の良い事例で、図 3-5-15 は、再現性の悪い事例である。これは、二山洪水や三山洪水においては洪水の途中で飽和雨量  $R_{sa}$  や 1次流出率  $f_1$  が変化していることが推測できるが、貯留関数法ではこの変化

流域面積  $A \text{ km}^2$  を非浸透域  $f_1 \cdot A \text{ km}^2$  と浸透域  $(1-f_1) \cdot A \text{ km}^2$  に分けて計算を実施



非浸透域：降り始めから降雨  $R$

浸透域：降雨が  $R_{sa}$  に達するまでは降雨  $0$  (全てロス)、

$R_{sa}$  以上においては降雨  $R$

図 3-5-13 浸透域及び非浸透域のイメージ図

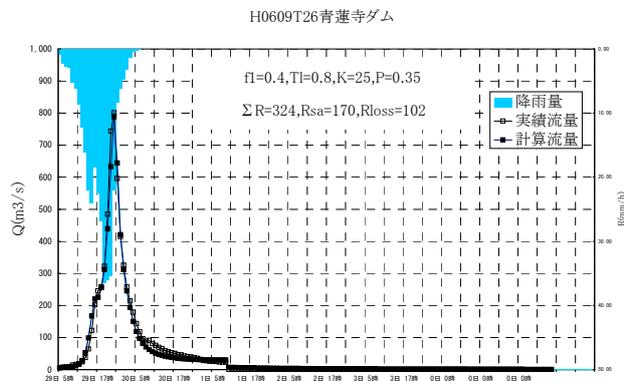


図 3-5-14 再現計算の一例(再現性のよい事例)(平成 6 年 9 月台風 26 号青蓮寺ダム地点)

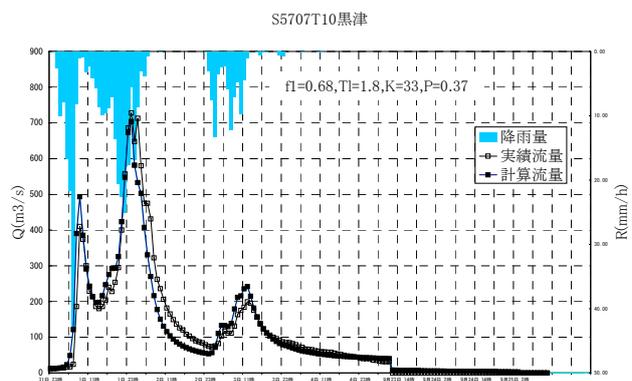


図 3-5-15 再現計算の一例(再現性の悪い事例)(昭和 57 年 8 月台風 10 号黒津地点)

を表現することができないことに起因していると考えられる。しかしながら、高水流量を対象として検討を行うことを念頭に置くと、特に洪水流量の立ち上がり部やピーク流量を表現できる流域定数を設定することが重要であり、流量の低減部において再現性が悪くなることはモデルの簡略化の観点も含めていたしかたがないと考え、このまま採用することとした。

表 3-5-3 流域定数の解析値及び採用値一覧

流域面積	木津川(名張川筋)																																							
	室生ダム 136							安部田 206							青蓮寺ダム 100							名張 434							家野 475											
	ピーク 流量	TI	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	TI	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss			
採用		1		32	0.35					1.2		30	0.36					0.8		25	0.35					0.8		26	0.36					1.4		30	0.39			
S4707																																								
S4709T20																	634	1	0.65	22	0.34	208	103	36																
S5707T10	554	1	0.67	32	0.35	442	442	146																																
S5809T10																																								
H0109																																								
H0209T19	347	1	0.62	29	0.35	217	217	84	730	1.2	0.39	30	0.36	363	215	131	660	1.4	0.38	23	0.35	279	105	65	2160	0.8	0.38	26	0.36	357	210	130	2203	1.6	0.39	29	0.39	353	182	111
H0609T26	278	1.6	0.44	22	0.34	150	150	84	624	1	0.6	30	0.36	188	190	76	801	0.8	0.4	25	0.35	324	170	102	2313	0.8	0.42	23	0.33	232	128	74	2350	1.4	0.45	30	0.39	250	109	60
H0808																																								
H0907T09	261	1	0.5	33	0.37	232	222	111	541	1.4	0.57	28	0.37	247	219	94									1492	2.4	0.63	25	0.38	245	249	92								
H110623																																								
H1610T23																																								
H18																																								

流域面積	木津川(木津川筋)																												宇治川											
	佐那具 154							荒木 94							依那古 148							黒津 187							内裏野 86.2											
	ピーク 流量	TI	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	TI	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss			
採用		1		26	0.35					0.8		26	0.34					0.8		28	0.36					1.4		33	0.37											
S4707																									346	1.2	0.6	38	0.44	432	428	171								
S4709T20																																								
S5707T10	541	1.2	0.69	31	0.34	375	381	118																	728	1.8	0.68	33	0.37	389	388	124								
S5809T10																									194	未実施				196		90								
H0109																									244	未実施				224		110	164	未実施			224		104	
H0209T19									450	0.8	0.54	26	0.4	275	226	104	840	0.4	0.41	28	0.36	362	232	137	301	1.4	0.32	20	0.34	237	196	133								
H0609T26	608	1	0.45	26	0.35	193	155	85	634	0.8	0.5	26	0.34	246	130	65	900	0.8	0.58	28	0.36	287	212	89																
H0808																																								
H0907T09	554	1.2	0.51	24	0.34	207	208	102	388	1	0.6	39	0.34	306	248	99	633	1.4	0.65	35	0.4	335	283	99									64	未実施			143		90	
H110623																																								
H1610T23	224	未実施				102		53									408	未実施				124		42	208	未実施			133		71	93	未実施			127		75		
H18																																								

流域面積	桂川																										
	日吉ダム 290									新町 541									荒神橋 142								
	ピーク 流量	TI	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	TI	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	TI	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss			
採用		2.4		34	0.42					3.8		26	0.44					1		27	0.37						
S4707									900	3.6	0.73	18	0.68	241	256	69											
S4709T20									2025	3.8	0.65	26	0.44	184	133	48											
S5707T10																											
S5809T10									1549	1.8	0.4	28	0.4	234	142	85	486	0.6	0.6	29	0.38	254	188	75			
H0109									1366	2	0.7	33	0.4	198	140	42											
H0209T19																											
H0609T26																											
H0808																											
H0907T09																											
H110623									861	2	0.64	32	0.4	233	239	86											
H1610T23	822	2.4	0.65	34	0.42	220	203	71									458	1	0.45	27	0.37	201	98	54			
H18																											

流域面積	琵琶湖																	
	野寺橋 369.4									野洲 387								
	ピーク 流量	TI	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss	ピーク 流量	TI	f1	K	P	ΣR	Rsa	Rloss		
採用				29	0.41					3.2		32	0.42					
S5707T10									1605	3.8	0.4	20	0.35	240	70	42		
S6308T11									1386	3.2	0.4	21	0.42	175	38	23		
H1009T07	738	4.2	0.42	29	0.41	189	188	109										
H1308T11		※流量が小さいため、TLは参考値。								1719	3.2	0.5	32	0.42	270	68	34	

(凡例)

黄色網掛：解析値

青色網掛：採用値

※ 採用値は、解析値のうちできる  
だけピーク流量大きなものを採用

### 3. 5. 6 既設ダムを含む流域定数の検討

流域定数を検討する洪水は時間雨量が存在する昭和 27 年以降の洪水を対象としており、淀川水系のダムは天ヶ瀬ダムを筆頭に昭和 30 年代以降にダムが徐々に整備されているため、昭和 27 から近年までの流域のデータから定数を検討する際には、ダム整備前のデータとダム整備後のデータが混在する。このため既設ダムを含む流域の検討において、ダム整備後も仮にダムがない場合を想定して自然流量を算出する必要があるため、ダムによる貯留現象がない状態を再現すること（ダム戻し）により求められた自然流量を用い貯留関数法の流域定数（ $K$ 、 $P$ 、 $T_L$ ）を検討した。

#### (1) 対象観測所

対象観測所及びダム戻し対象年は下記のとおりである。また、桂川筋及び木津川筋の観測所・ダム位置図を図 3-5-16、図 3-5-17 に示す。

桂川筋 新町観測所：平成 10 年以降（日吉ダム）

木津川筋 安部田観測所：昭和 49 年以降（室生ダム）

名張・家野観測所：昭和 45 年以降（青蓮寺ダム）

昭和 49 年以降（青蓮寺ダム、室生ダム）

平成 11 年以降（青蓮寺ダム、室生ダム、比奈知ダム）

※青蓮寺ダム（S45 完成）、室生ダム（S49 完成）、日吉ダム（H10 完成）、比奈知ダム（H11 完成）



図 3-5-16 桂川筋観測所・ダム位置図

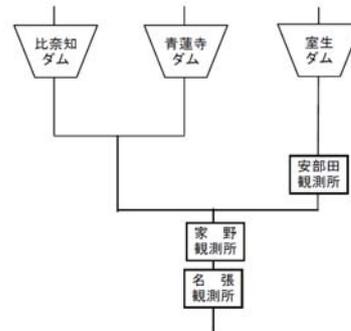


図 3-5-17 木津川筋観測所・ダム位置図

ダム戻し後解析対象地点流量を求めるために観測所流量、ダム流入量・放流量及び高水流量観測データ収集した。

## (2) 計算方法

### 1) 計算手順

#### ①ダム～観測所間到達時間の設定

ダム～観測所間到達時間のおおよその時間 (X 時間) を設定する。

$$X \text{ 時間} = \frac{\text{(ダム～解析対象地点までの距離)}}{\text{(流量観測データにおける流量ピーク付近の流速)}}$$

#### ②ダム戻し後解析対象地点流量及び残流域流量の算出

①で求めた X 時間を考慮し、ダム戻し後解析対象地点流量を算出する。

$$\begin{aligned} \text{(ダム戻し後解析対象地点流量)} &= \text{(解析対象地点流量)} \\ &+ \text{(X 時間前ダム流入量)} \\ &- \text{(X 時間前ダム放流量)} \end{aligned}$$

#### ③残流域ハイドログラフによるチェック

①、②の作業については、ダム戻し後解析対象地点流量をおおよそのダム～解析対象地点までの流下時間 (X 時間) を用いて算出したものであり、いわば、仮のダム戻し後解析対象地点流量を算出したことになる。この仮のダム戻し後解析対象地点流量を参考に、ダム～解析対象地点までのおおよそ流下時間 X 時間を少しずつ変化 (本検討では 0.2hr ずつ変化させた。) させ、より真値に近いダム戻し後解析対象地点流量を算出することとした。この際、本検討では残流域流量に着目することとした。残流域流量は次式のとおりである。

$$\begin{aligned} \text{(残流域流量)} &= \text{(ダム戻し後解析対象地点流量)} \\ &- \text{(X 時間前ダム流入量)} \end{aligned}$$

ダム～解析対象地点までの流下時間が適切であれば、ダム戻し後解析対象地点流量ハイドログラフだけでなく残流域流量ハイドログラフも凸凹のないなめらかなハイドログラフとなるはずである。また、流域も近く、降雨パターンも同様であるため、両ハイドログラフの流量のピーク発生時刻もほぼ同じになるはずである。

## (3) 計算事例

ダム戻しの計算事例を以下に示す。

**【例 1】**平成 2 年 9 月台風 19 号 安部田地点におけるダム戻し (上流にダムが 1 つの場合のダム戻し) (図 3-5-17)

#### ①室生ダム～安部田地点の流下時間の設定

室生ダムから安部田地点までの距離 (8.66km) と高水流観データの平均流速 (3.54m/s) から室生ダム～安部田地点の流下時間を 0.8h と仮定した。

#### ②ダム戻し後解析対象地点流量及び残流域流量の算定

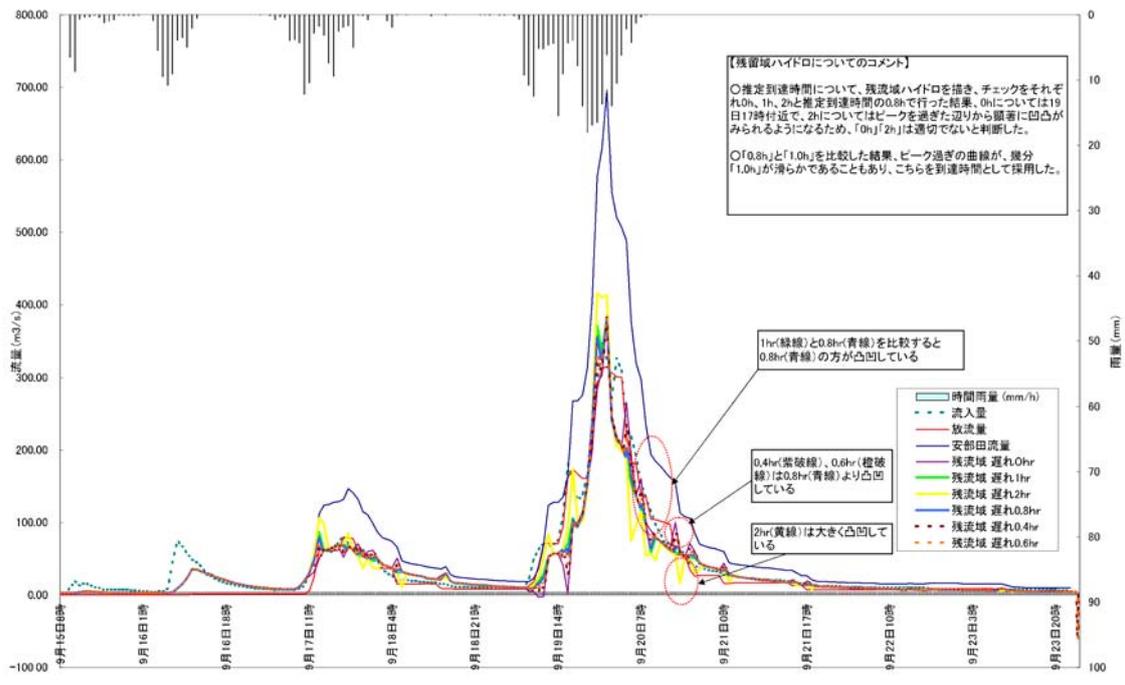


図 3-5-17 残流域チェック 平成 2 年 9 月台風 19 号 安部田ダム戻し流量

【例 2】平成 2 年 9 月台風 19 号名張地点におけるダム戻し(上流に 2 ダム(青蓮寺ダム、室生ダム) がある場合のダム戻し)

このケースの場合、青蓮寺～名張及び室生ダム～名張の流下時間をそれぞれ設定する必要があるが、過去の洪水において室生ダム～安部田の流下時間が設定されていること、安部田～名張間距離が小さいこと等を踏まえ、室生ダム～名張間流下時間を固定し、青蓮寺ダム～名張間流下時間についてのみ検討する方針とした。

#### ①室生ダム～名張間の流下時間の設定

安部田地点でのダム戻し作業により(【例 1】参照)室生ダム～安部田(8.66 km)の流下時間を 1hr と設定したこと、安部田～名張間距離が非常に短いこと及び流観平均流速 3m/s、室生ダム～名張間の距離 12.19 kmを考慮して室生ダム～名張地点の流下時間を 1.2hr と固定した。これは、室生ダム～名張間の 12.19 kmを平均流速 3m/s で割った 1.1hr と室生ダム～安部田(8.66 km)の流下時間 1hr と安部田～名張間距離(12.19 km—8.66 km=3.53 km)を平均流速 3m/s で割った 0.3hr の合計 1.3hr の平均 1.2hr としたものである。

#### ②青蓮寺ダム～名張間の流下時間の設定

青蓮寺ダムから名張地点までの距離(4.54km)と高水流観データの平均流速(3.74m/s)から青蓮寺ダム～名張間の流下時間を 0.4h と仮定した。

③ダム戻し後解析対象地点流量及び残流域流量の算定

①②で求めた室生ダム～名張間流下時間＝1.2h（固定）、青蓮寺ダム～名張間流下時間＝0.4h のダム戻し後名張地点流量を算出した。また、青蓮寺ダム～名張間流下時間 0.4hr の残流域流量についても算出した。同様に、適切な青蓮寺ダム～名張地点の流下時間を求めるため青蓮寺ダム～名張間流下時間 0hr、0.6hr、0.8h、1h のケースも算出した。

④残流域ハイドログラフによるチェック

残流域流量ハイドログラフを確認した結果、残流域ハイドログラフが凸凹のある0hr、0.6hr、0.8h、1hr は適切でない判断し、0.4h を採用した。（図 3-5-18）

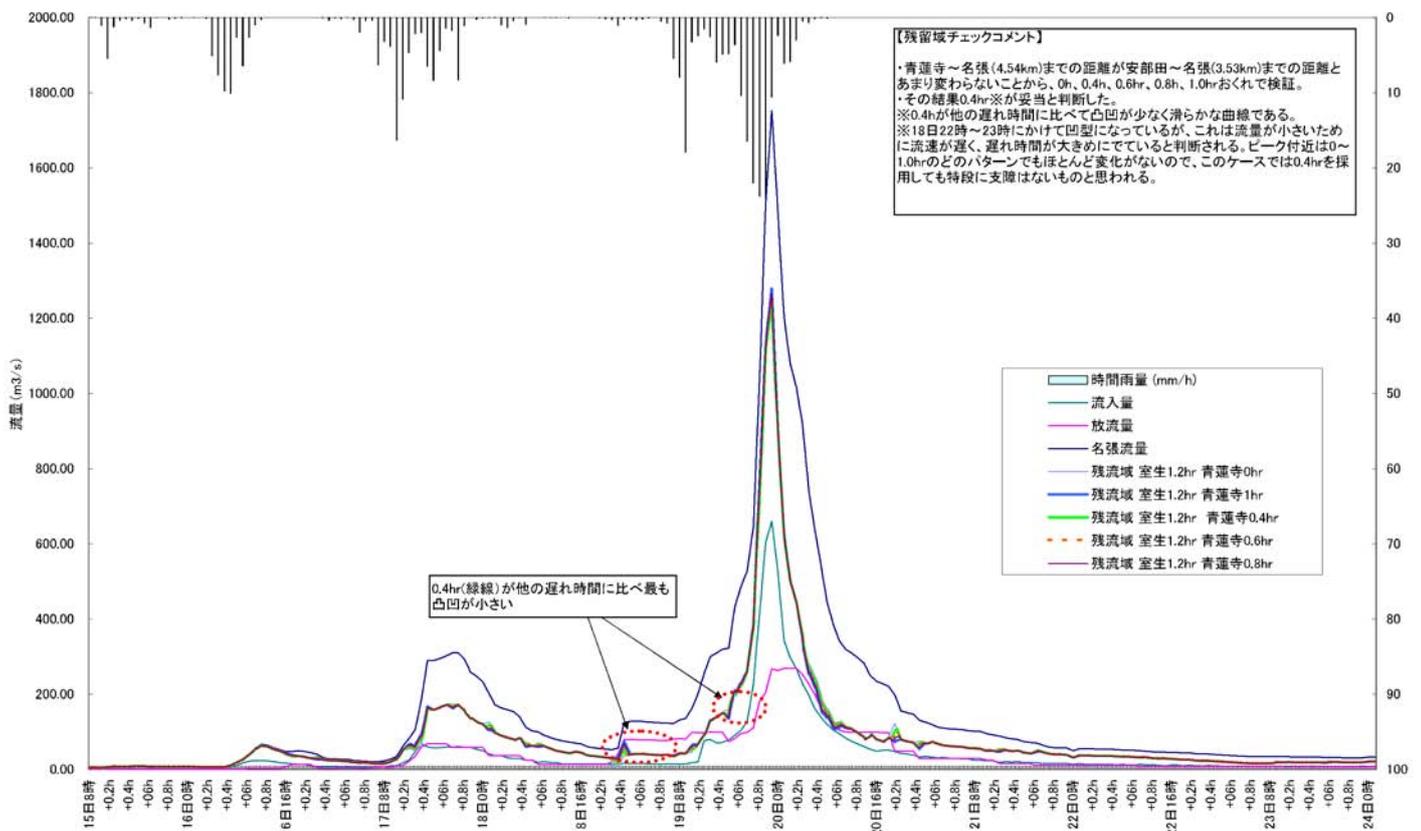


図 3-5-18 残留域チェック(平成 2 年 9 月台風 19 号 名張ダム戻し流量)

### 3. 5. 7 流量観測データがない流域の定数の推定

本検討においては淀川水系（琵琶湖流域を除く）を46流域に分割して実施している。当然のことながら、46流域全てにおいて流域定数を設定する必要があるが、全ての流域の最下流地点において流量観測が実施されているわけではない。本検討に際しては、流量観測データが無い流域について以下の方法で流域定数を推定することとした。

なお、推定に使用するパラメータは以下のとおりとした。

(1) 流域内主要河川延長 L

流域内を流下する本川（主要河川）の延長（図 3-5-19 の青線）

(2) 流域内主要斜面延長 L'

流域内を流れる本川（主要河川）へ流れ込む谷の中で最も延長の長いもの（図 3-5-19 の緑線）

(3) 流域内最遠点から最下流までの距離  $\Sigma L$

流域に降雨があった場合、流出に最も時間のかかる箇所から最下流までの延長（図 3-5-19 の X~A~B）

(4) 流域の平均勾配 I

遅れ時間  $T_L$  は流域の勾配に最も影響するパラメータであると考えた。通常平均勾配では最上流及び最下流の標高差を延長で除した数値を用いるが、本検討においては流域の地形をできる限り反映したパラメータをもって流域定数の推定を行うべきとの考えから、谷の延長方向の標高を地形図（1/25,000）から細かいピッチで読みとり標高と距離をプロットした上で、積分値（面積）が一致するように、平均勾配を算出した。（図 3-5-20）

流域定数の推定については、 $T_L$ 、K 及び P がどの上記パラメータに支配されるのかを考慮して、次のとおり相関式を設定した。

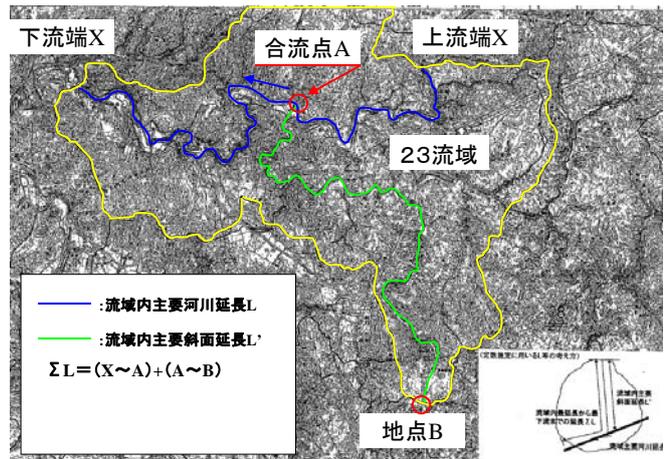


図 3-5-19 主要河川延長等の考え方

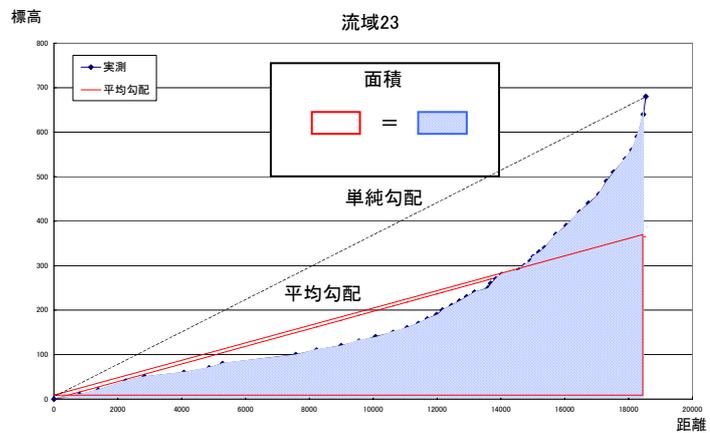


図 3-5-20 流域の平均勾配の考え方

1) 遅れ時間  $T_L$  について

$T_L$  については、流域から河川に至る時間が関連すると想定した。流速は Manning の式が成立した場合、勾配の平方根の逆数に比例することを考え、以下の関係が成立すると仮定した。

$$T_L \sim L' / I^{0.5} \quad (\text{図 3-5-21})$$

流域常数が得られている地点のデータをプロットし、近似式を求め対処した。

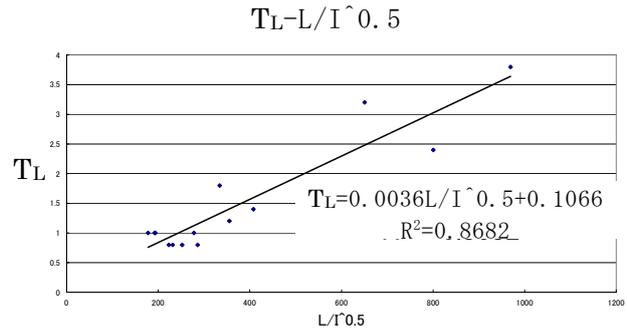


図 3-5-21  $T_L \sim L' / I^{0.5}$  グラフ

2) K について

K は洪水波形に関わる定数であり、特に立ち上がり部では小さな値ほど降雨に対して鋭敏に反応する。流域面積が小さいほど流出現象が鋭敏になると考え、以下の関係が成立すると仮定した。

$$K \sim A / \Sigma L \quad (\text{図 3-5-22})$$

流域常数が得られている地点のデータをプロットし、近似式を求め対処した。

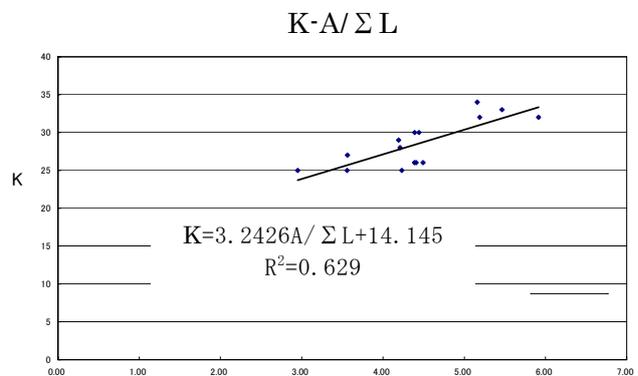


図 3-5-22  $K \sim A / \Sigma L$  グラフ

3) P について

P は洪水波形に関わる定数であり、小さい値ほど波形のピーク付近が先鋭化する。到達時間が短いほど降雨が集中し流出波形は先鋭化するため、以下の関係が成立すると仮定した。

$$P \sim L' / I^{0.5} \quad (\text{図 3-5-23})$$

流域常数が得られている地点のデータをプロットし、近似式を求め対処した。

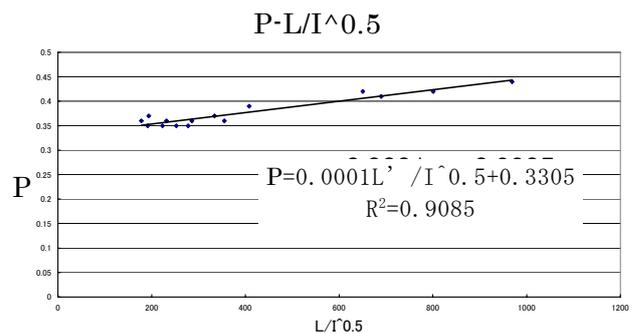


図 3-5-23  $P \sim L' / I^{0.5}$  のグラフ

以上の作業により流域定数を以下のとおり設定した。(表 3-5-4 及び図 3-5-24)

表 3-5-4 流域定数の設定

流域 番号	名称	流域 面積 (km <sup>2</sup> )	流域内主要 河川延長 (km)	流域内最遠点 から最下流まで の延長(km)	A/L	流域内主要 斜面延長 (km)	標高		修正勾配	TL	f1	K	P	L'/(l) <sup>0.5</sup>
							最高	最低						
1	比奈知川	75.5	25.6	25.6	2.95	23.8	1230	230	56	1.0	0.5	25	0.36	178.31
2	青蓮寺川	100.0	28.1	28.1	3.56	25.6	1020	280	76	0.8	0.5	25	0.35	223.75
3	宇陀川	136.0	23	23.0	5.91	17.8	690	300	116	1.0	0.5	32	0.35	192.17
4	安部田残	70.8	8.4	23.1	3.06	15.7	660	240	52	0.5	0.5	24	0.34	113.42
5	名張残	51.4	13.3	22.6	2.27	10.3	630	210	27	0.3	0.5	22	0.34	54.04
36	家野残	39.9	8.2	12.8	3.12	11.3	430	180	94	0.5	0.5	24	0.34	109.81
6	月ヶ瀬残	128.0	12	30.2	4.24	19.0	540	170	53	0.6	0.5	28	0.34	138.32
7	高山ダム残	28.8	7.7	12.1	2.38	5.1	480	150	20	0.2	0.5	22	0.33	22.84
8	前深瀬川	54.7	13.3	13.3	4.11	13.3	850	210	38	0.3	0.5	27	0.34	81.89
9	青山川	93.5	21.9	20.1	4.65	20.1	670	174	133	0.7	0.5	28	0.36	231.80
10	服部川	93.5	22.1	24.3	3.85	24.3	600	150	108	0.5	0.5	25	0.35	252.53
11	柘植川(1)	153.2	13.1	34.1	4.49	21.2	530	140	172	0.6	0.5	26	0.35	278.04
12	岩倉残	105.8	21	26.8	3.95	12.4	480	140	96	0.5	0.5	27	0.34	121.28
13	島ヶ原残	22.2	5.1	5.1	4.35	2.3	230	120	30	0.2	0.5	28	0.33	12.42
14	笠置残	62.0	13.6	13.6	4.56	4.7	500	70	12	0.2	0.5	29	0.33	16.40
37	布目川(1)	75.0	19.4	19.4	3.87	17.6	750	260	55	0.6	0.5	27	0.34	130.20
15	布目川(2)	16.5	9.1	9.1	1.81	2.4	330	230	30	0.2	0.5	20	0.33	13.24
16	白砂川	96.6	7.8	22.0	4.39	22.0	570	50	48	0.7	0.5	28	0.35	152.05
17	和束	74.7	15.3	15.3	4.88	15.3	320	50	67	0.6	0.5	30	0.34	125.00
18	大戸川	87.4	17.7	17.7	4.94	17.7	560	270	87	0.7	0.5	30	0.35	165.41
41	大戸川ダム残	66.2	8.6	12.2	5.43	9.6	400	250	68	0.4	0.5	32	0.34	79.55
19	黒津残	33.9	8	8.0	4.24	5.7	470	90	27	0.2	0.5	28	0.33	29.33
20	天ヶ瀬残	164.5	16.4	33.2	4.95	20.1	450	80	64	0.7	0.5	28	0.35	160.79
21	大堰川	65.4	17.1	17.1	3.82	17.1	800	350	96	0.7	0.5	27	0.35	168.06
22	周山残	128.7	19.5	19.5	6.60	13.7	650	250	98	0.8	0.5	33	0.34	135.58
23	日吉残	95.9	19.6	19.6	4.89	18.5	890	210	51	0.8	0.5	30	0.34	132.08
24	田原川	123.5	30.6	30.6	4.04	17.4	525	160	121	0.8	0.5	27	0.35	191.10
25	園部川	127.0	20.4	20.4	6.23	20.4	600	120	93	0.8	0.5	34	0.35	196.72
26	請田残(1)	46.6	7.8	20.0	2.33	12.9	620	100	45	0.4	0.5	22	0.34	86.37
42	請田残(2)	103.3	2.9	19.4	5.32	17.3	460	80	74	0.6	0.5	31	0.35	148.75
43	請田残(3)	37.6	2.3	8.8	4.27	8.1	510	80	51	0.3	0.5	28	0.34	57.71
27	保津峡残	16.4	5.8	6.5	2.52	5.9	850	50	13	0.2	0.5	22	0.33	21.81
28	天竜寺残	71.3	4.4	26.0	2.74	26.0	790	50	63	0.8	0.5	23	0.35	205.90
29	桂残	21.6	5.6	9.9	2.18	7.8	270	25	98	0.4	0.5	21	0.34	77.55
44	羽束師残	32.1	7.1	20.7	1.55	15.4	450	22	130	0.7	0.5	19	0.35	175.48
30	鴨川上流	142.2	20.5	20.5	6.94	24.2	830	40	64	0.6	0.5	27	0.40	192.77
31	鴨川下流	66.3	11.1	15.4	4.31	11.8	85	15	232	0.8	0.5	28	0.35	179.73
32	飯岡残	114.6	13.7	23.0	4.98	9.3	130	25	113	0.5	0.5	30	0.34	99.37
38	田辺残	52.1	4.5	10.1	5.16	7.8	200	30	111	0.4	0.5	31	0.34	82.30
39	八幡残	42.2	10.8	14.4	2.93	13.6	80	10	617	1.3	0.5	24	0.36	338.89
40	宇治川残	27.0	2.8	12.3	2.20	9.9	400	20	43	0.3	0.5	21	0.34	65.12
33	山科川	54.0	5	12.3	4.39	12.3	400	10	115	0.6	0.5	28	0.34	131.90
45	淀残(1)	56.0	6.3	14.9	3.76	11.2	18	10	1403	1.6	0.5	26	0.37	419.51
46	淀残(2)	16.5	2.4	7.1	2.32	7.1	172	0	153	0.4	0.5	22	0.34	87.82
34	桂川残	80.9	4.9	14.3	5.66	13.3	200	10	96	0.6	0.5	32	0.34	130.33
35	枚方残	140.2	10	17.7	7.92	16.9	311	9	121	0.8	0.5	40	0.35	185.72

3491.5

K, Pを算定した地点

地点 番号	名称	流域 面積 (km <sup>2</sup> )	流域内主要 河川延長L (km)	流域内最遠点 から最下流まで の延長(km)	A/L	流域内主要 斜面延長L' (km)	標高		修正勾配 (1/l)	TL	f1	K	P	備考 (流域番号)	L'/(l) <sup>0.5</sup>
							最高	最低							
110	安部田	206.8	31.4	47.100	4.39	31.4	690	200	128	1.2		30	0.36	3,4	355.25
114	名張(青蓮寺川)	433.7	32.6	98.400	4.41	32.6	1020	190	77	0.8		26	0.36	1,2,3,4,5,1	286.06
117	家野(青蓮寺川)	473.6	40.8	106.600	4.44	40.8	1020	160	100	1.4		30	0.39	2,3,4,5,1,5	408.00
126	佐那具	153.2	21	34.100	4.49	21.2	530	140	172	1		26	0.35	11	278.04
129	荒木	93.5	22.1	22.100	4.23	24.3	600	150	108	0.8		25	0.35	10	252.53
136	依那古	148.2	35.2	35.200	4.21	20.1	850	140	133	0.8		28	0.36	8,9	231.80
101	比奈知ダム	75.5	25.6	25.600	2.95	23.8	1230	280	56	1		25	0.36	1	178.10
104	青蓮寺ダム	100.0	28.1	28.100	3.56	25.6	1020	280	76	0.8		25	0.35	2	223.18
106	室生ダム	136.0	23	23.000	5.91	17.8	690	300	116	1		32	0.35	3	191.71
149	布目ダム	75.0	19.4	19.400	3.87	17.6	750	260	55					37	130.53
208	黒津	187.5	34.3	34.300	5.47	34.3	560	100	95	1.8		33	0.37	181,182,19	334.32
201	内裏野	87.4	17.7	17.700	4.94	17.7	560	270	87					181	165.09
314	新町	540.5	69.4	123.200	4.39	69.4	800	100	195	3.8		26	0.44	21-25	969.12
334	荒神橋	142.2	20.5	39.900	3.56	24.2	830	40	64	1		27	0.37	30	193.60
308	日吉ダム	290.0	56.2	56.200	5.16	56.2	800	180	203	2.4		34	0.42	21-23	800.73
	野洲	386.23	52.775	74.405	5.19	52.775	1160	100	152	3.2		32	0.42	B10	650.65
	野寺橋	365.18	51.15	87.100	4.19	51.15	751.8	87.5	182			29	0.41	B2-B3	690.05

(野洲)延長:60.875(野洲川)－8.1(野洲～河口)、総延長:60.875(野洲川)－8.1(野洲～河口)＋21.63(そま川)

(野寺橋)延長:50.35(高時川)＋0.8(合流点3.1k～野寺橋2.3k)、最遠点延長:50.35(高時川)＋39.05(姉川)－2.3(野寺橋～河口)

流域内最遠点から最下流までの距離(L)について各地点の整理

面積(A)をLで割ることにより、平均斜面長を算出。

平均斜面長(A/L)が、短いほど、波形はシャープになると考え、Kとの相関を求めた。

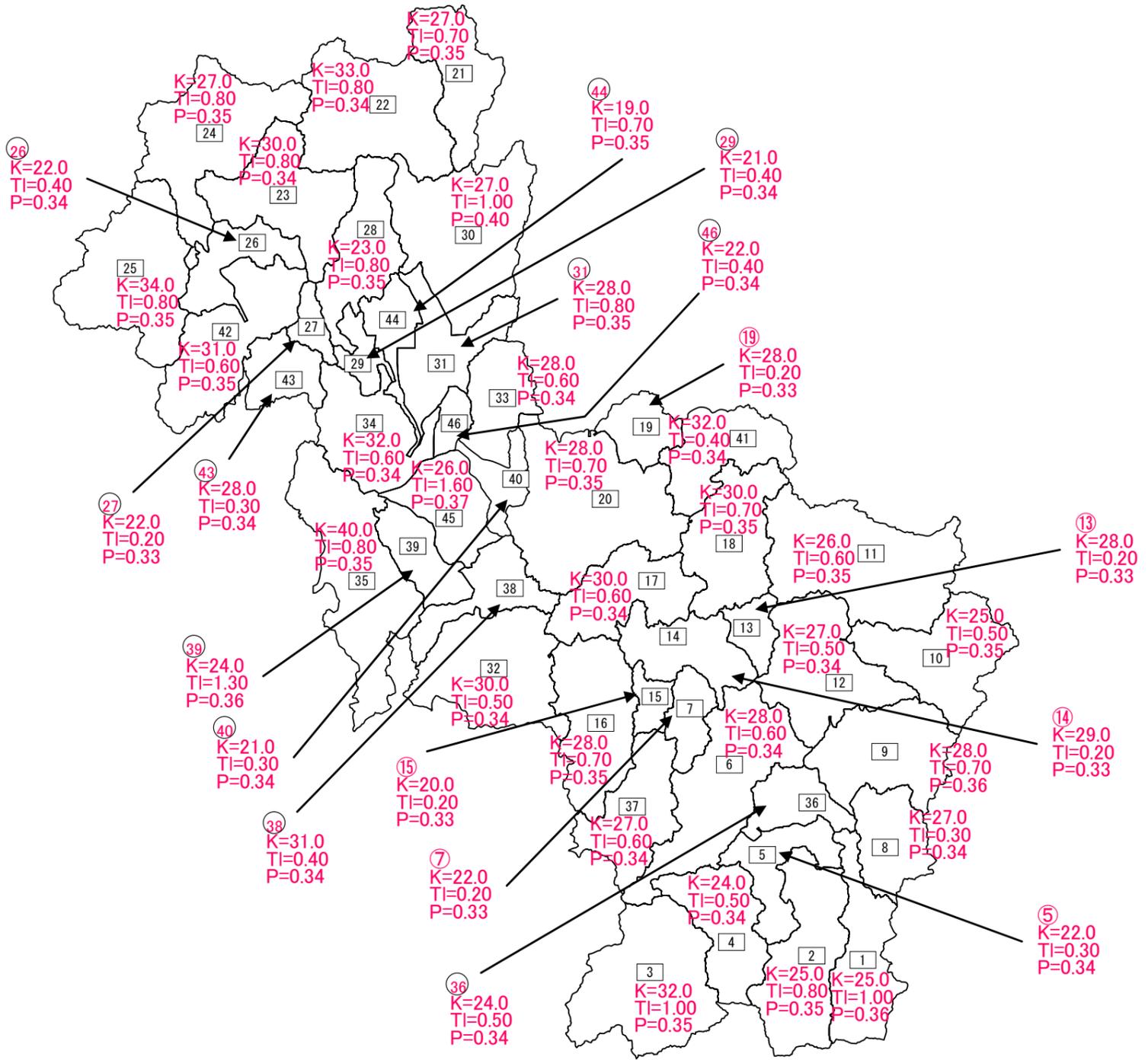


图 3-5-24 流域分割图(46 流域)と流域定数

### 3. 6 河道定数の設定

貯留関数法を用いた流出解析では、大きな流域を複数の単流域と複数の河道に分割して計算を行う。その際の河道の役割は、河道に流入した流量を河道内の体積をもって低減（総ボリュームは一致するが、河道低減によってヒドログラフのピーク流量が小さくなる。河道の横断面が大きければ大きいほど、河川延長は長ければ長いほど河道低減は大きくなるといった河道の特性に応じた再現が可能である。）させ、下流端から流出させることにある。

淀川流域においては前述のとおり 46 流域に分割（琵琶湖流域を除く）することにより検討を実施しているが、河道についても流域界等を考慮し、31 河道に分割し実施しているところである。

河道定数  $K$ 、 $P$  の算出にあたっては、流量  $Q$  及び河道のボリューム  $V$  の関係を求める必要がある。ここである河道を  $1\sim n$  断面に分けたとすると、次式が成立することは明らかである。

$$V=1/2 \times (A_1+A_2) \times L_{1\sim 2} + \dots + 1/2 \times (A_{n-1}+A_n) \times L_{n-1\sim n} \quad (\text{式 3.6.1})$$

ここに、 $A_n$  :  $n$  断面における断面積、 $L_{n-1\sim n}$  :  $n-1$  断面～ $n$  断面の距離である。

また、マンニングの式から

$$Q=1/n \times i^{1/2} \times R^{2/3} \times A \quad (\text{式 3.6.2})$$

ここに、 $n$ :粗度係数、 $i$ :水面勾配（等流と仮定した場合は河床勾配）、 $R$ :径深、 $A$ :断面積である。

これにより  $A\sim Q$  の関係を、さらに、この関係を用いて  $V\sim Q$  の関係を求めることとした。

(1) 以下、作業の手順を示す。

1) 使用断面の決定（現況断面として平成 7 年度測量結果を使用）

現況断面は、平成 7 年度の測量結果を用いることとし、計画断面は各河川管理者から提供を受けた。現地の河道特性を可能な限り表現するために基本的に 200m ピッチの断面データを用いた。

※本来既往洪水を再現する際には、流域定数と同様、洪水発生時点毎の河道定数が必要である。しかし、検証対象洪水毎の河道断面が入手できないこと、洪水によってはデータが上下流、支川含め整理されていないことから近年でデータが上下流、支川とともに十分整理され、河道の変化が著しく異ならない、平成 7 年度の断面を現状河道として既往洪水の検証に用いることとした。

2) H-A-R の算出

1) の座標値を用いて H-A-R (H:水位、A:断面積、R:径深) を算出した。

※各事務所・各府県から提供された断面データをもとに、 $Q-A$  の関係を求めると (3) 参照)、断面内で  $Q$  の上限値が必要な流量（例えば、想定する計画高水のピーク流量）が流れきらない場合があった。このような場合は、河川施設台帳等を参考に図面から標

高や河道からの距離のおおよその値を読みとり、地形断面を上方及び外側に追加し、Q-A関係の適用範囲を検討に必要な範囲に修正している（参考1）。これは、可能な限り現地の地形特性を表し、洪水が河道内に治まらない場合は堤内地への氾濫についてもあらわすことができる河道定数を設定するよう工夫したものである（測量結果若しくは図面の判読からのデータを用いてQ-Aの算出を行うのであれば、河道の地域特性を表した関係になるが、適用範囲の狭いQ-A関係をさらに外挿して数値を求めて、これをもってQ-Vの関係を求めてしまうと現地の地域特性を表した定数にならないため注意した。）。

### 3) Q~A関係の算出

H-A-R、i及びnを既知として、式3.6.2を用い、各断面毎にQ~Aの関係が求められる。本検討においては、計算の簡単のためQ~Aを両対数グラフにプロットした時にほぼ直線となることを利用して、Q~A関係を近似線 $A = \alpha Q^\beta$ として算出することとした。ただし、相関係数 $R^2 < 0.995$ の場合、1本の近似線ではなく、複数の近似線（場合によっては、近接の2点を結ぶ直線を含む。）でQ~A関係を算出することとした。（図3-6-1）

注）極論であるが、Q-A関係を求める際にn個の点を結ぶn-1個の直線で表してもよい。

断面名	水位	低水路A	低水路R	低水路S	断面1	断面2	断面3	流量
28.8k+100								0
	78.4	0	0			0	0	
勾配	79	7.42	0.33	22.4848		7.42	0.33	5.567826
	80	43.18	0.9	47.9778		43.18	0.9	63.24849
450	81	93.89	1.69	55.5562		93.89	1.69	209.3227
	82	147.73	2.52	58.623		147.73	2.52	429.8744
粗度	83	204.01	3.27	62.3884		204.01	3.27	706.2456
0.03	84	263.29	4.02	65.495		263.29	4.02	1045.982
	85	324.1	4.77	67.9455		324.1	4.77	1443.102
	86	390.47	4.93	79.2028		390.47	4.93	1777.289
	87	462	5.68	81.338		462	5.68	2311.071
	88	538.14	6.17	87.2188		538.14	6.17	2844.622
	89	615.91	6.72	91.6533		615.91	6.72	3446.428
	90	697.74	7.3	95.5808		697.74	7.3	4125.862
	91	782.45	7.87	99.4219		782.45	7.87	4864.582
	92	870.99	8.32	104.686		870.99	8.32	5619.546
	93	961.79	9.1	105.691		961.79	9.1	6587.395
	94	1052.97	9.86	106.792		1053	9.86	7608.045
	95	1144.54	10.63	107.671		1144.5	10.6	8694.788
	96	1236.22	11.48	107.685		1236.2	11.5	9885.444
	97	1327.91	12.33	107.697		1327.9	12.3	11136.53

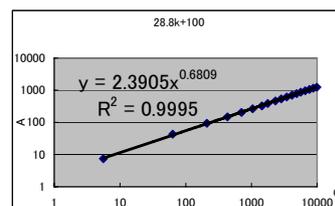


図 3-6-1 Q~A関係の算出事例(No11 28.8+100km(桂川 請田) 現況)

### 4) V/3,600~Q関係の算出

式3.6.1及び③で求めた各断面毎のQ~Aを積分することによりV/3,600~Q関係を求めた。

### 5) 河道定数の算出

V/3,600~Q関係を両対数化することにより、河道定数K、P（近似線）を求めた。

※こちらについても相関係数 $R^2 \geq 0.995$ となるように注意した（ $V = \alpha Q^\beta$ の $\alpha$ をK、 $\beta$ をPとする。）。場合によっては、相関係数 $R^2 \geq 0.995$ となるように2本の近似線を設定。）。

また、河道の遅れ時間については、利根川式により算出することとした。

$$T_L = 7.36 \times 10^{-4} \times L \times I^{1/2} \quad (\text{式 3.6.3})$$

ここに、L:河道延長(km)、I:河道の平均勾配である。

(2) 池モデルに関係する河道の扱い (11 河道及び 29, 30, 31 河道)

11 河道とは保津峡直上流の河道 (亀岡盆地を通過する河道) である。また、29・30・31 河道とは岩倉峡直上流の河道 (上野盆地を通過する河道) であり、それぞれ柘植川、服部川、木津川となっている。

これらの河道は、洪水の初期においては通常の河道と同じであるが、流量が大きくなると下流の狭窄部 (保津峡及び岩倉峡) がネックとなり、堰上げられ、さらに水位の上昇に伴い前者では霞堤から、後者では無堤部から氾濫域に流入する現象が生じる。つまり、通常の貯留関数法の河道定数では表現の限界がある箇所である。

そこで本検討においては、流量が小さく通常の河道と同様に考えられる場合を''long 河道''、狭窄部の影響によって堰上げが生じ、霞堤または無堤部から氾濫域に水が流入する場合を''short 河道''とし、霞または氾濫域を''池モデル'' (後述) で表現することとした。従って、11 河道及び 29・30・31 河道においては、流量によって''long 河道''か''short 河道+池モデル''かを切り替えて計算することとした。

以下、河道定数算出の考え方を示す。

''long 河道''の河道定数は、通常の方法で算出し、''short 河道''の河道定数は''long 河道''の河道定数を基本とし、河道の一部を池モデルに取り込み、併せて 11 河道の河道延長のみを短くした。

long 河道：11 河道及び 29・30・31 河道から流出する流量がある値 (実際には、流量を 11 河道の最下流地点である請田地点の H-Q 式及び 29・30・31 河道の最下流地点である岩倉地点の H-Q 式で水位換算し、水位によって判断。) より小さな場合に設定した。

short 河道：各河道から流出する流量がある値より大きな場合 (つまり、亀岡盆地及び上野盆地において霞堤及び無堤部から氾濫域に水が流入していると考えられる場合) には、霞堤を有する部分及び氾濫域を有する部分については池モデル (詳細については、特定箇所の検討を参照。) を採用し、それより上流についてはこの河道モデル (通常の貯留関数法の河道定数) を採用することとした。

なお、11 河道については霞堤開口部の地盤高が TP+86m 以上 (霞堤毎に異なる) であるため河道下流端である請田水位が TP+87m になると霞堤に水が流入し始めると考え、11 河道を short 河道に切り替える。その際、short 河道の下流端は、最大 TP+95m までは湛水することを前提に堤内地盤高が TP+95m となる 35.2km とした (図 3-6-2)。

11 河道の現況河道の V-Q は図 3-6-3 のとおりで、この河道は京都府管理となっており、当面計画河道、基本計画河道 (3,500m<sup>3</sup>/s 河道) の他に暫定計画河道 (2,300m<sup>3</sup>/s 河道) の計画をもっている。(図 3-6-4) 従って、本検討では 11 河道については基本計画河道及び暫定計画河道についても算出している。

また、29・30・31 河道については、服部川合流点付近の最低地盤高 TP+131.2m であるため、31 河道の下流端である岩倉地点の水位が TP+131m を超えた時点で氾濫域に水が流入し始めると考え、29・30・31 河道を short 河道に切り替える。その際、short 河道の下流端は、上野遊水地の囲堤天端が TP+137.32m であることから最大 TP+138m までは池湛水することを前提に、堤内地盤高が TP+138m となる 1.2km、3.2km、62.4km とした (図 3-6-5)。



図 3-6-2 11 河道について(亀岡盆地)

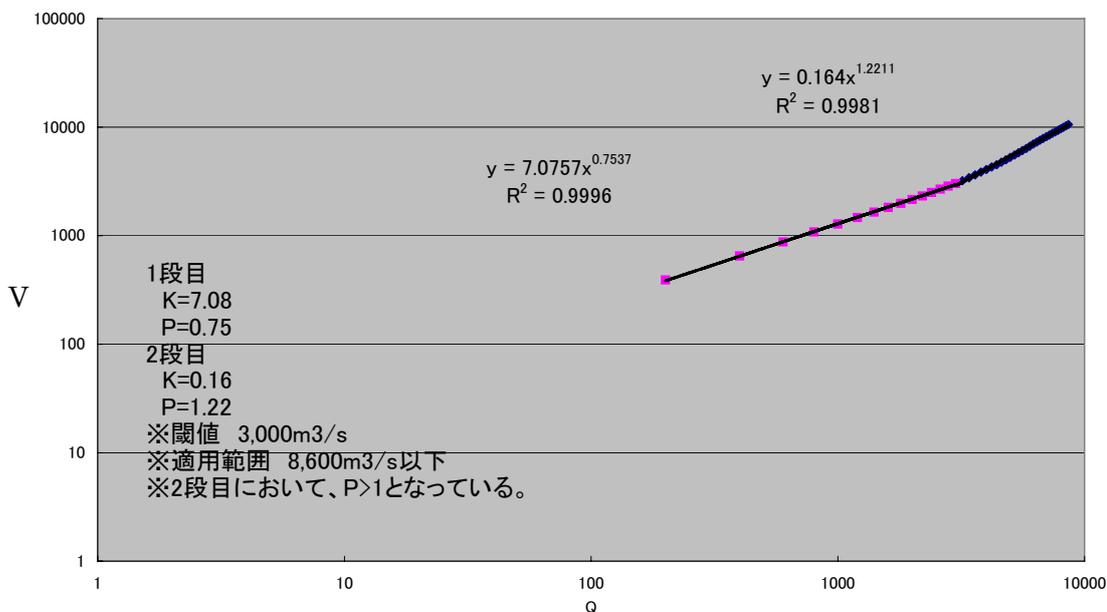


図 3-6-3 V-Q グラフ(No.11 ロング河道 現況河道)

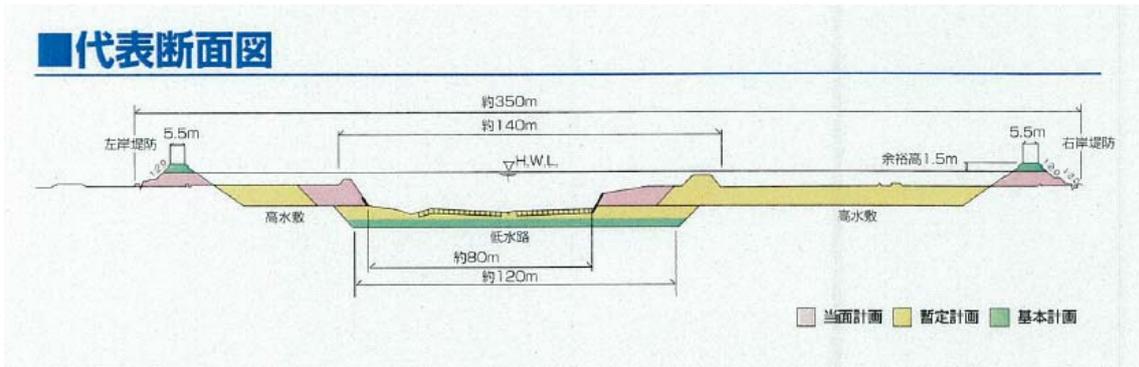


図 3-6-4 亀岡地区代表断面(京都府パンフレットから抜粋)

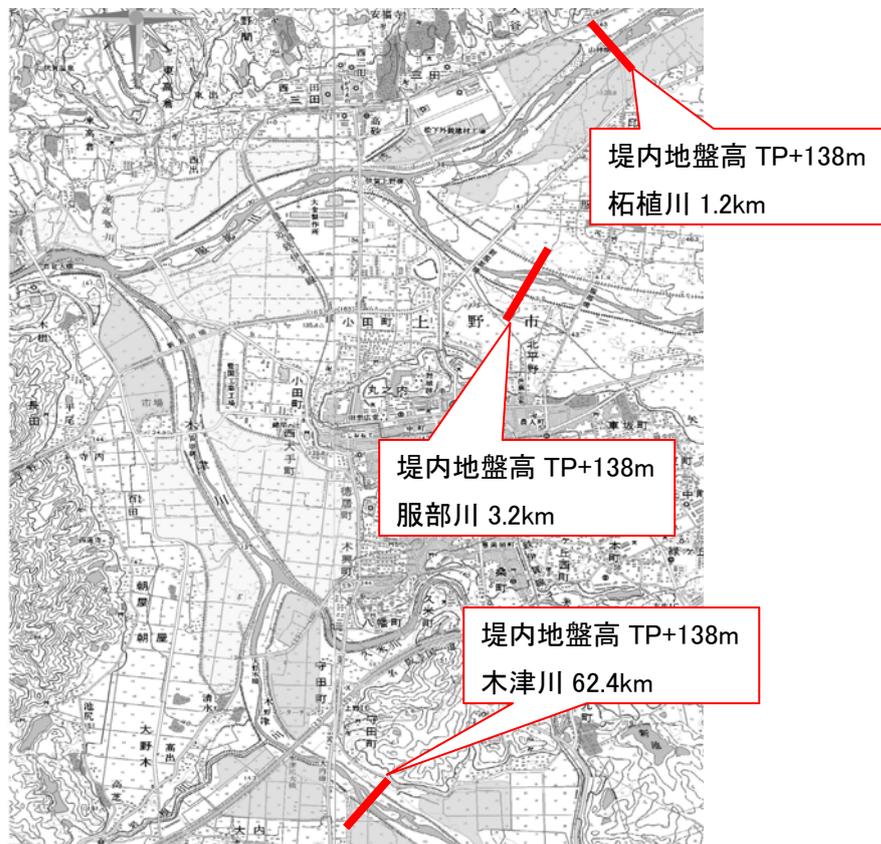


図 3-6-5 29・30・31 河道について(上野盆地)



(参考 1) H-A-R の追加

現況の河道定数を求めるために、平成7年度測量成果の座標値をもとにH-A-Rを算出し、河道のボリュームを計算している。ボリュームの算出方法については、前述のとおりであるが、その際、本検討においては根拠であるH-A-Rで表現される河道で流しうる流量 $Q$ の範囲で河道定数を算出することになる。しかしながら、河道によっては、測量結果から算出したH-A-Rで表現される断面内において必要流量を流すことができない場合がある。これに対して、測量結果から算出したH-A-Rから求めた河道定数のまま対応することも考えられるが、本検討においては、できる限り現地を踏まえた河道定数としたいことから以下の検討を実施している。

与えられたH-A-Rで算出した河道定数では必要流量を流すことができない場合には、河川施設台帳等現地の地形(図3-6-6)を読みとることができる図面を用いてH-A-Rの追加(図3-6-7)を行う。

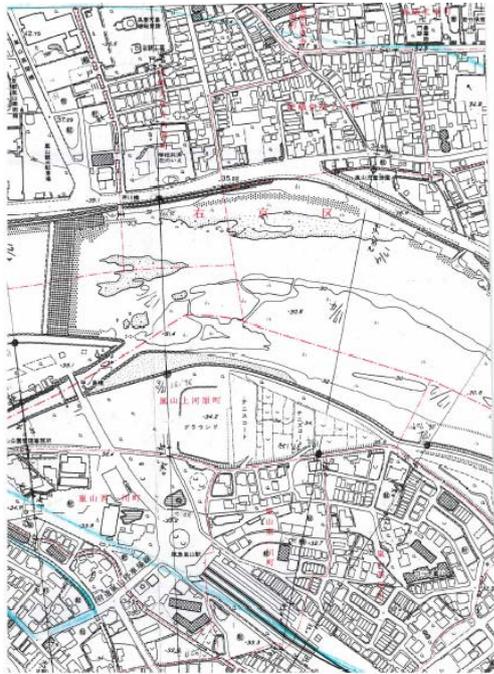


図 3-6-6 測量位置図確認事例

現況河道No.13横断面図

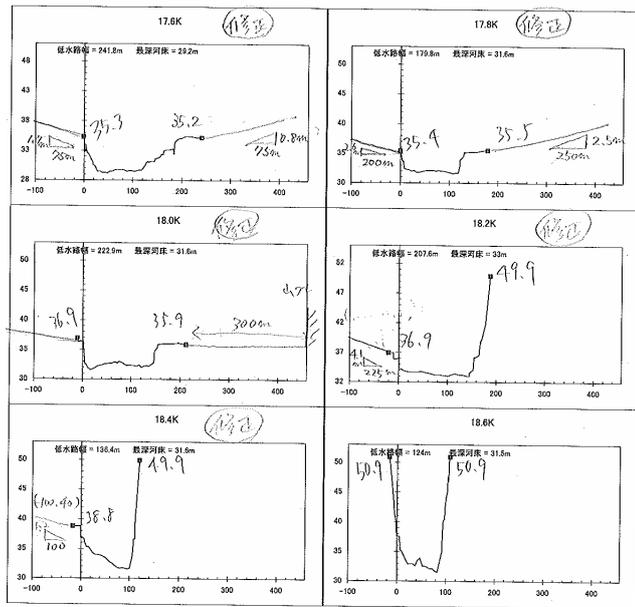


図 3-6-7 河川横断面追加事例

### 3. 7 特定箇所の検討

#### 3. 7. 1 上野盆地について

##### (1) 上野盆地の地勢

木津川上流域に位置する伊賀市は古琵琶湖群層の洪積台地に発達した人口約10万人の地方都市である。この伊賀市街地が位置する上野盆地は木津川・服部川・柘植川の三川が合流し、直下流に岩倉峡と呼ばれる狭窄部を抱えており、浸水常襲地として古来より悩まされてきた地域である。(図3-7-1(1)、写真3-7-1(1)及び(2))



図3-7-1(1) 位置図

##### (2) 上野盆地の浸水状況

上野盆地は、下流の狭窄部(岩倉峡)により、木津川・服部川・柘植川の水位上昇が起こり、これまでも度々水害に見舞われ、沿川の人々の生命や財産を奪うなど、多くの被害を受けた地域である。

明治3年9月18日夜から19日に起こった大災害が「午年の水害」であり、この時には現地復旧を諦め、大規模な「避水移居」も行われた。

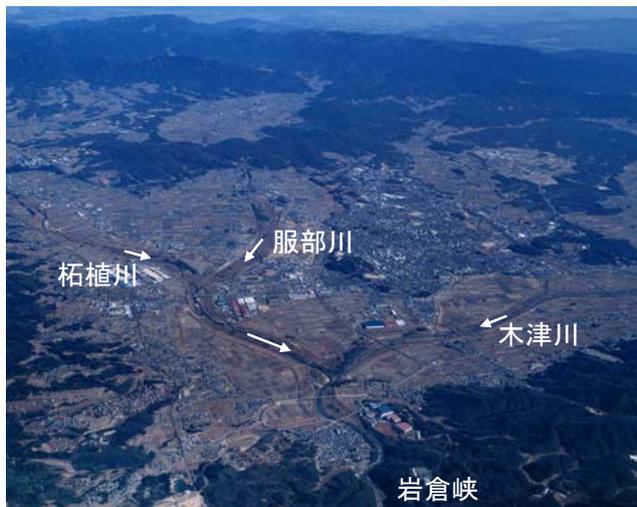


写真3-7-1(1)上野盆地と三川合流部



写真3-7-1(2)岩倉峡(下流より上流を望む)

その後、戦後だけでも9回の大きな浸水被害に見舞われており（表 3-7-1(1)及び図 3-7-1(2)）、そのうち最大の洪水被害は昭和28年台風13号洪水によるものである。鍵屋の辻付近の浸水記録標によれば、昭和28年台風13号洪水時の最大浸水深は2.5m程度であった。

表 3-7-1(1)戦後の代表的な洪水被害の状況(出典:木津川上流河川事務所事業概要)

年月	原因	被害状況 (被害地域、浸水面積、浸水戸数等)
昭和28年 8月	前線豪雨	上野地区で浸水面積470ha、浸水戸数 94戸
昭和28年8月	台風13号	上野地区で浸水面積 540ha、浸水戸数 200戸 名張市で浸水戸数 967戸
昭和31年9月	台風15号	上野地区で浸水面積 170ha、浸水戸数 1戸
昭和33年8月	台風17号	上野地区で浸水面積 272ha
昭和34年8月	台風7号	上野地区で浸水面積 324ha、浸水戸数 8戸
昭和34年9月	台風15号 (伊勢湾台風)	上野地区で浸水面積 535ha、浸水戸数 195戸 名張市で浸水面積 1,540ha、浸水戸数 2,284戸
昭和36年10月	前線豪雨	上野地区で浸水面積 510ha、浸水戸数 140戸 名張市で浸水面積 128ha、浸水戸数 284戸
昭和40年9月	台風24号	上野地区で浸水面積 505ha、浸水戸数 35戸 名張市で浸水面積 557ha、浸水戸数 1,503戸
昭和57年8月	台風10号	上野・阿山地区で床上浸水 13戸、床下浸水 97戸、水田冠水 63.5ha。淀川本川の各所で漏水、法面崩壊が発生。 上野地区で浸水面積 505ha、浸水戸数 36戸 名張市で浸水面積 110ha、浸水戸数 205戸

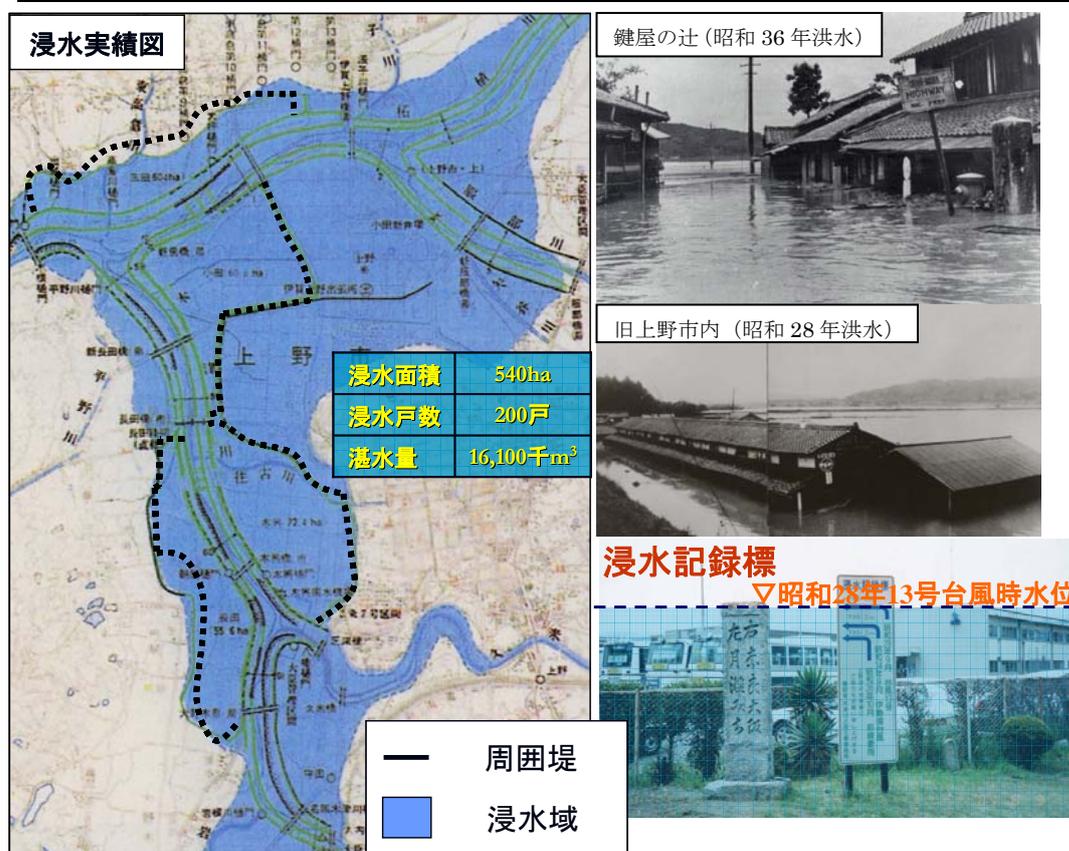


図 3-7-1(2)上野地区の浸水状況(昭和28年13号台風)(出典:木津川上流河川事務所事業概要)

### (3) 上野盆地の整備状況

岩倉峡上流の上野盆地では、木津川・服部川・柘植川の3つの川がほぼ同時に上野盆地に流れ込み、洪水が集中する。この三川が合流した直下流に岩倉峡があり、大量に流れてきた洪水は岩倉峡のせき上げにより上野盆地に溢れ戻り、河床勾配が緩やかで（約1/1,000）、平らな盆地内へ洪水が流入し、広範囲に渡り浸水被害が生じる。

このため上野盆地における治水対策の歴史は古く、藤堂藩による小田の囲堤築堤（安政2～6年〔1855～1859〕）、木津川・服部川の浚渫（安政5年〔1858〕）、小田村・木興村・三重県等による落合の鳴岩の除去（慶応3年〔1867〕・明治34年〔1901〕）などが行われてきた。

近年では、昭和42年に木津川上流が直轄区域に編入され、上野地区の抜本的な治水対策を検討した結果、昭和43年に岩倉峡は現状のままとし、「上野遊水地+川上ダム」で洪水調節する案で三重県および上野市が合意した。その後、昭和44年に上野遊水地事業に着手、昭和46年には「淀川水系工事实施基本計画」の改訂がなされ（上野遊水地と川上ダムの位置づけ）、これに基づき河道整備、上野遊水地、川上ダム等の各種事業を行ってきたところである。

上野遊水地計画は、戦後最大の湛水被害が生じた昭和28年台風13号発生時の湛水面積540haのうち、約半分の250haを計画遊水地とし、出水時において一時的に洪水を湛水させる計画である。当事業は計画に基づき昭和44年より着手しており、現在では周囲堤が概成し地役権補償も100%終了している。今後、本川堤、排水門、越流堤を完成させることとしている。（写真3-7-1(3)）



写真 3-7-1(3)

川上ダムは、木津川上流の前深瀬川に計画されている多目的ダムであり、治水容量1,200万m<sup>3</sup>をもって洪水調節を行い、浸水被害の軽減を行うことを計画している。昭和56年から事業に着手し現在では、付替道路の整備が約9割まで進んでいる。（写真3-7-1(4)）



写真 3-7-1(4)

#### (4) 流出計算モデル

##### 1) 上野盆地のモデル化について

前述のとおり、上野盆地は①木津川、服部川及び柘植川の3つの河川がほぼ同時に合流する、②合流点直下流に狭窄部（岩倉峡）を有する、③いずれの河川も河床勾配が小さい、といった地形上の特徴を有している。そのため、洪水時には上流から流れ込んだ水が下流の狭窄部により堰上げられ、三川合流部付近において氾濫するなど古くから浸水常襲地域となっている。(写真 3-7-1(5))



写真 3-7-1(5) 上野遊水地

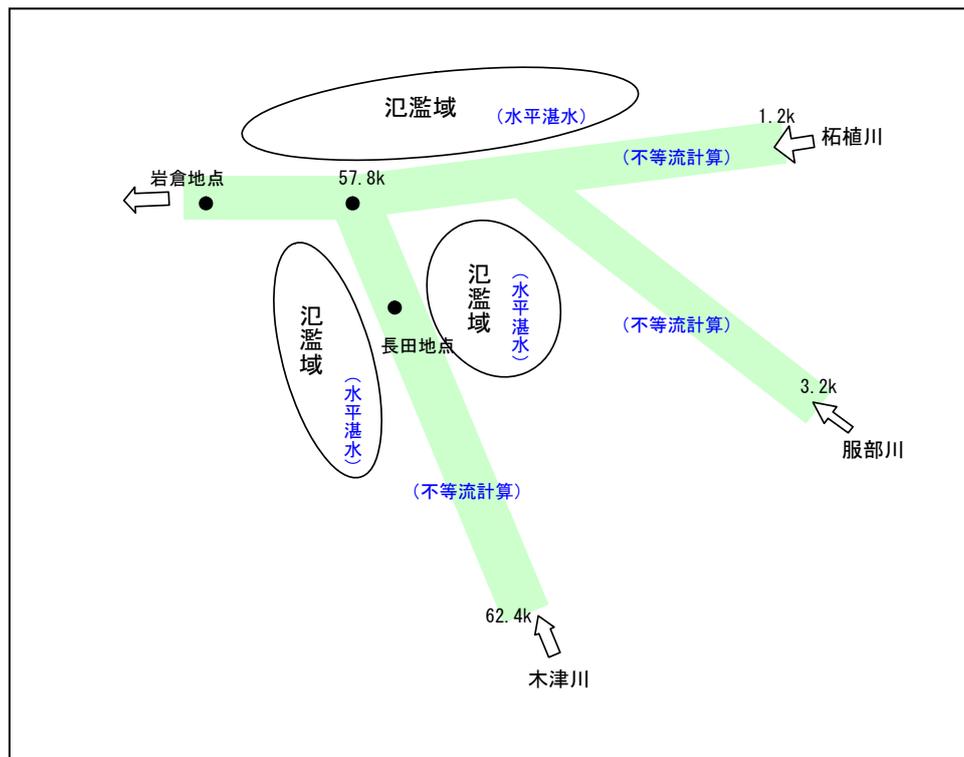


図 3-7-1(3) 上野遊水地モデル

この上野盆地のモデル化にあたっては、三川それぞれが有する河道による流量低減の他、三川合流部付近における氾濫域による流量低減についてもシミュレートする必要がある。

また、地形条件から洪水時においては、河道は水面勾配を有する流れとなっているが、氾濫域ではほぼ水平湛水していると考えられる。

このような上野盆地の河道及び氾濫域における流量低減を正確にシミュレートすることは通常の貯留関数法を基本としたモデル化では、極めて困難である。

従って、上野盆地の洪水時には、河道では水面勾配を有する流れ、氾濫域については水平湛水（池モデル）すると仮定して、河道及び氾濫域における流量低減を踏まえたモデルを作成することとした。

また、上野遊水地事業着手以前、事業中（周囲堤のみ完成）、事業完成後（周囲堤、越流堤ともに完成）の各ケースについても検討できるようなモデルを作成することとした。

なお、池モデルとは氾濫域の代表地点における水位と氾濫域の容量関係（池代表地点 H-池 V）及び氾濫域代表地点における水位と氾濫域の下流端の流量関係（池代表地点 H-池下流端 Q）の 2 つの関係を求めて氾濫域からの流出量を算出するモデルである。（図 3-7-1(3)）

## 2) 上野盆地モデルの計算イメージ

上野盆地は、4つの氾濫域（遊水地事業においてはそれぞれに対応して4つの遊水地を計画している。）を有しているが、前述のとおり河床勾配が非常に小さく、過去の浸水被害においても4つの氾濫域でほぼ同時に、また水平に湛水していることから本検討では4つの氾濫域をまとめて1つの氾濫域としてモデル化することとする。

前述のとおり、氾濫域を池モデルとしてモデル化するためには、氾濫域の代表地点（Y地点）における水位Hと氾濫域の容量V（水位-容量関係）及びモデル下流端（氾濫域における水位の代表地点 X地点）におけるH-Q（水位-流量関係）を設定することが必要となる。（詳細については後述）

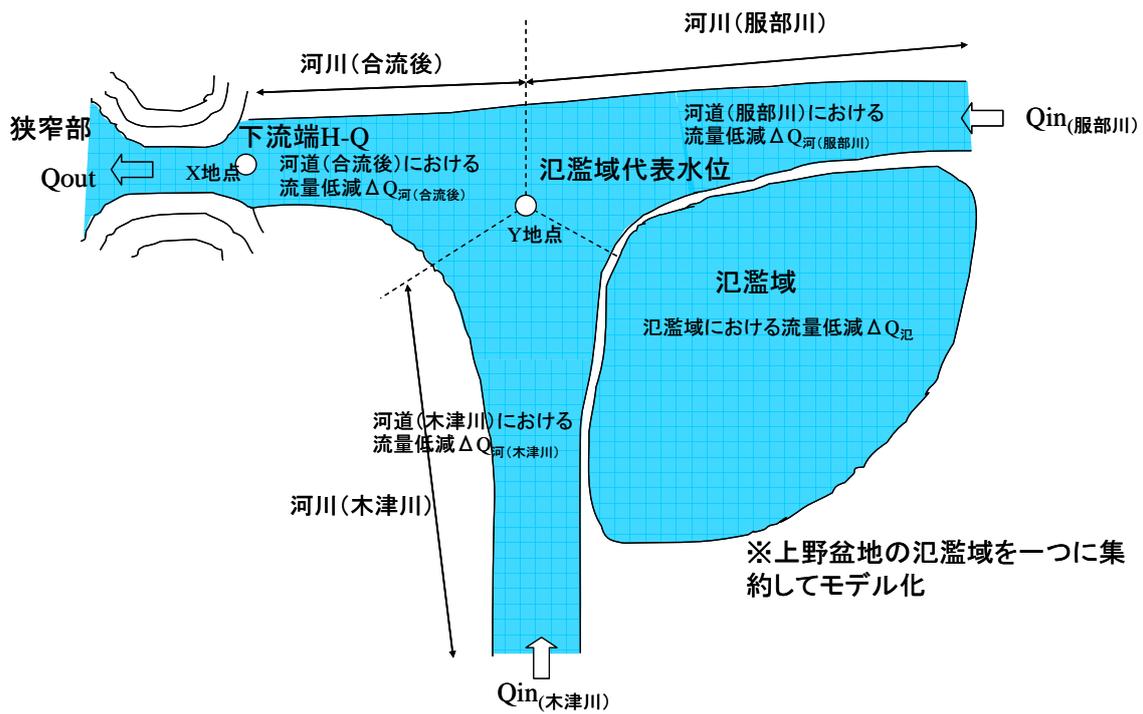
以下、計算のイメージを示す。

河川は木津川及び服部川のみを考える。上流から流入した流量 $Q_{in}$ （木津川）及び $Q_{in}$ （服部川）は河道（木津川）、河道（服部川）及び河道（合流後）における流量低減だけではなく、氾濫域における流量低減を経て下流狭窄部へ $Q_{out}$ として流出することになる。（図3-7-1(4)）

従って連続式は次式のとおりとなる。

$$Q_{in(木津川)} + Q_{in(服部川)} - \Delta Q_{河(木津川)} - \Delta Q_{河(服部川)} - \Delta Q_{河(合流後)} - \Delta Q_{氾} = Q_{out}$$

この連続式をもとに以上の手法で $Q_{out}$ を算出することになる。



モデルの考え方については、以下のⅠ～Ⅲに分けて次項以降に詳述する。

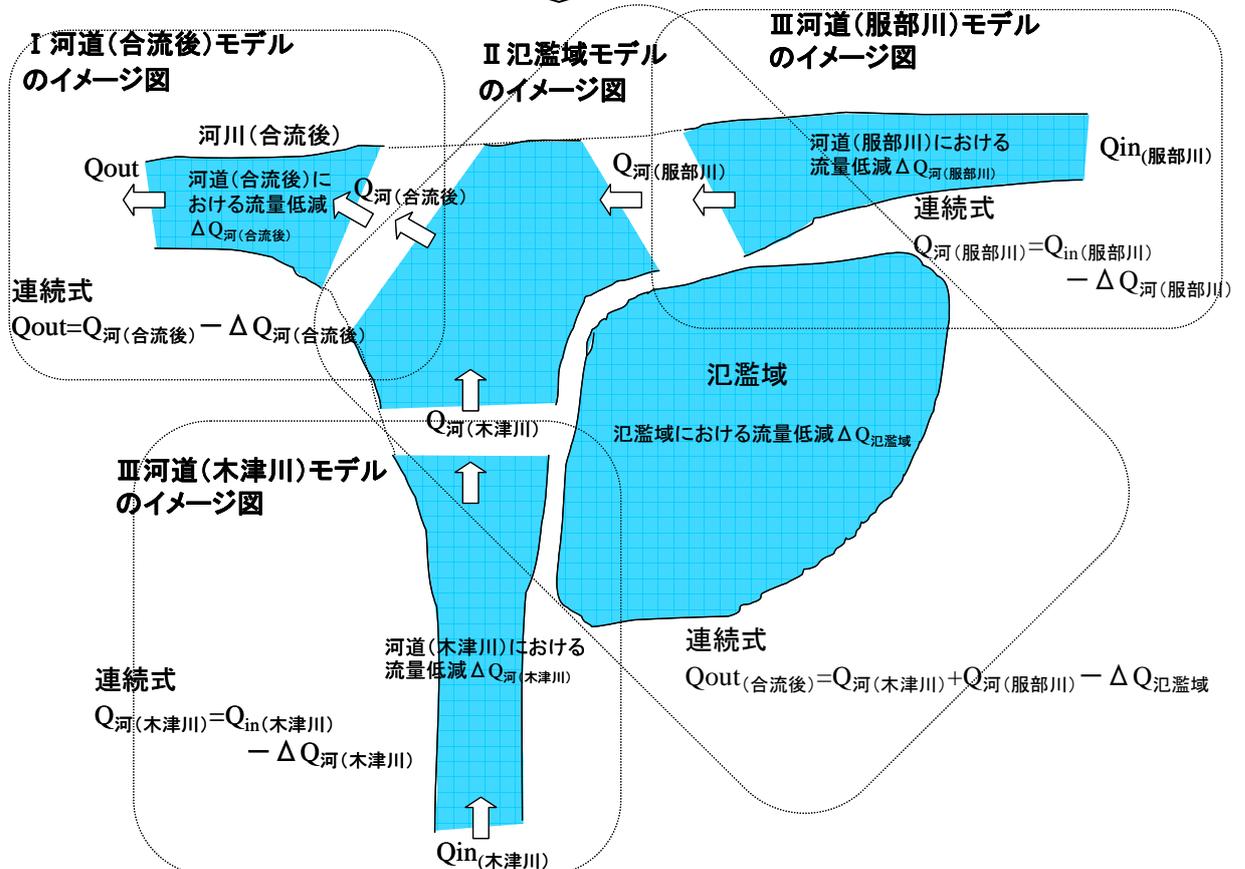


図 3-7-1(4) 上野盆地における氾濫域・河道モデルの概念図

### 3) 計算方法

#### ①河道(合流後)モデルの計算方法 (図 3-7-1(5))

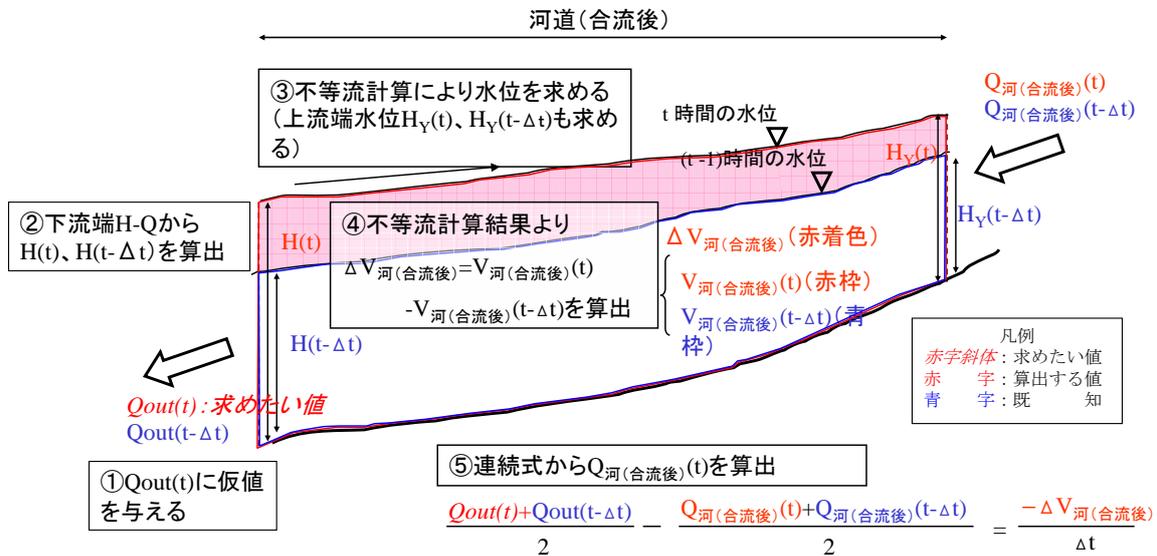


図 3-7-1(5) 河道(合流後)モデルの計算概念図

a) 下流端流出量  $Q_{out}(t)$  に仮値を与える。

$Q_{out}(t)$  → 未知 (求めたい値) < 仮値を与える >

$Q_{out}(t-\Delta t)$  → 既知

b) 下流端 H-Q から  $H(t)$ 、 $H(t-\Delta t)$  を算出。

$H(t)$  → 算出値 (下流端 H-Q から  $Q_{out}(t)$  を変換し算出)

$H(t-\Delta t)$  → 既知 (下流端 H-Q から  $Q_{out}(t-\Delta t)$  を変換し算出)

c) 不等流計算により水位を求める (上流端水位  $H_Y(t)$ 、 $H_Y(t-\Delta t)$  も求める。)

$t$  時間における水位 ( $H_Y(t)$  含む) →  $H(t)$ 、 $Q_{out}(t)$  から不等流計算

$(t-\Delta t)$  時間における水位 ( $H_Y(t-\Delta t)$  含む) →  $H(t-\Delta t)$ 、 $Q_{out}(t-\Delta t)$  から不等流計算

d) 不等流計算結果より  $\Delta V_{河(合流後)} = V_{河(合流後)}(t) - V_{河(合流後)}(t-\Delta t)$  を算出。

$V_{河(合流後)}(t)$  → ③の不等流計算結果より算出

$V_{河(合流後)}(t-\Delta t)$  → ③の不等流計算結果より算出

e) 連続式から  $Q_{河(合流後)}(t)$  を算出。

$$\begin{aligned} (Q_{out}(t) + Q_{out}(t-\Delta t)) / 2 - (Q_{河(合流後)}(t) + Q_{河(合流後)}(t-\Delta t)) / 2 &= -\Delta Q_{河(合流後)} \\ &= -\Delta V_{河(合流後)} / \Delta t \end{aligned}$$

② 氾濫域モデルの計算方法 (図 3-7-1 (6))

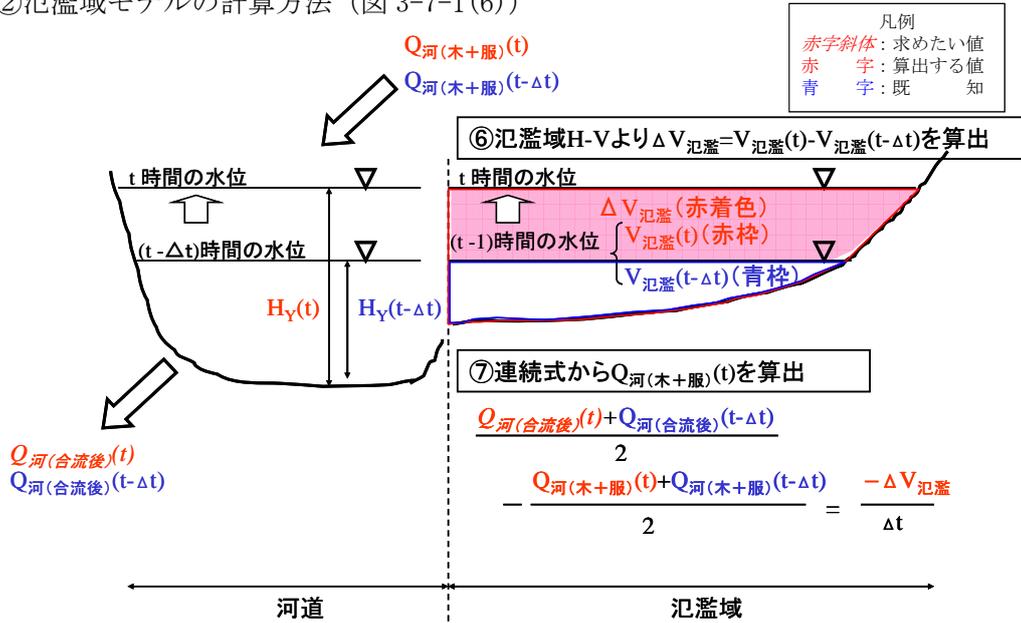


図 3-7-1 (6) 氾濫域モデルの計算概念図

$Q_{\text{河(合流後)}}(t)$ 、 $Q_{\text{河(合流後)}}(t-\Delta t)$ 、 $H_Y(t)$ 、 $H_Y(t-\Delta t)$  は⑤までに算出。

f) 氾濫域 H-V より  $\Delta V_{\text{氾濫}} = V_{\text{氾濫}}(t) - V_{\text{氾濫}}(t-\Delta t)$  を算出。

$V_{\text{氾濫}}(t) \rightarrow$  氾濫域 H-V から  $H_Y(t)$  を変換して算出

$V_{\text{氾濫}}(t-\Delta t) \rightarrow$  氾濫域 H-V から  $H_Y(t-\Delta t)$  を変換して算出

g) 連続式から  $Q_{\text{河(木+服)}}(t)$  を算出。

$$\begin{aligned} (Q_{\text{河(合流後)}}(t) + Q_{\text{河(合流後)}}(t-\Delta t))/2 - (Q_{\text{河(木+服)}}(t) + Q_{\text{河(木+服)}}(t-\Delta t))/2 &= \Delta Q_{\text{氾濫}} \\ &= -\Delta V_{\text{氾濫}} / \Delta t \end{aligned}$$

③河道（木津川）及び河道（服部川）モデルの計算方法（図 3-7-1(7)）

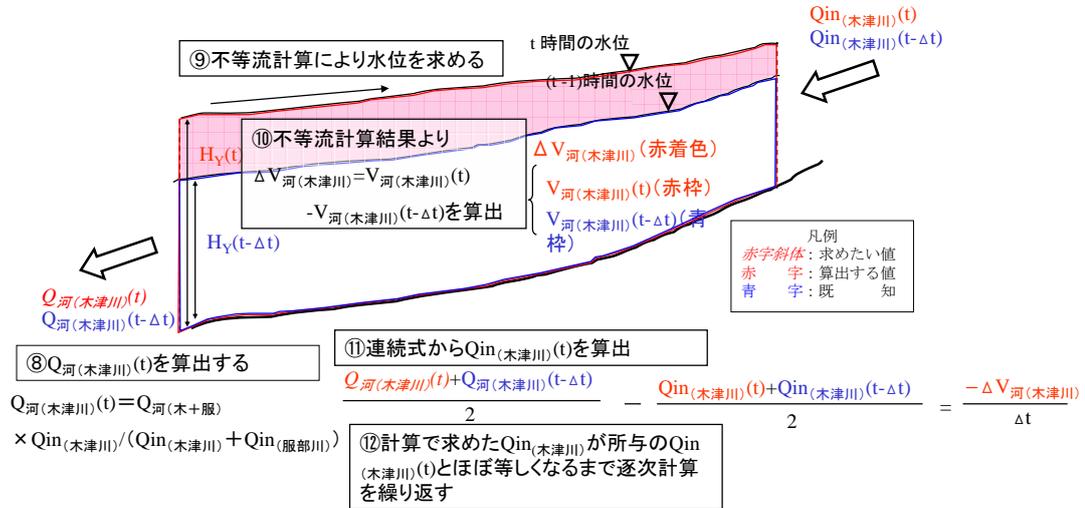


図 3-7-1(7) 河道（木津川）及び河道（服部川）モデルの計算概念図

h)  $Q_{河(木津川)}(t)$ を算出する。

⑦で算出した $Q_{河(木+服)}(t)$ を上流からの流入量比で按分した。

$$Q_{河(木津川)}(t) = Q_{河(木+服)}(t) \times Q_{in(木津川)} / (Q_{in(木津川)} + Q_{in(服部川)})$$

ここで、 $Q_{in(木津川)}$ 、 $Q_{in(服部川)}$ は既知。

i) 不等流計算により水位を求める。

$t$ 時間における水位 $\rightarrow H_Y(t)$ 、 $Q_{河(木津川)}(t)$ から不等流計算

$(t-\Delta t)$ 時間における水位 $\rightarrow H_Y(t-\Delta t)$ 、 $Q_{河(木津川)}(t-\Delta t)$ から不等流計算

j) 不等流計算結果より $\Delta V_{河(木津川)} = V_{河(木津川)}(t) - V_{河(木津川)}(t-\Delta t)$ を算出

$V_{河(木津川)}(t) \rightarrow$ ⑨の不等流計算結果から算出

$V_{河(木津川)}(t-\Delta t) \rightarrow$ ⑨の不等流計算結果から算出

k) 連続式から $Q_{in(木津川)}(t)$ を算出

$$\begin{aligned} (Q_{河(木津川)}(t) + Q_{河(木津川)}(t-\Delta t)) / 2 - (Q_{in(木津川)}(t) + Q_{in(木津川)}(t-\Delta t)) / 2 &= -\Delta Q_{河(木津川)} \\ &= -\Delta V_{河(木津川)} / \Delta t \end{aligned}$$

l) 計算で求めた $Q_{in(木津川)}(t)$ が所与の $Q_{in(木津川)}(t)$ とほぼ等しくなるまで逐次計算を繰り返す。

以上のとおり、①～⑫の計算を行うためには、下流端河道 H-Q（水位－流量関係）と氾濫域の H-V（水位－容量関係）が必要となる。

4) モデルの範囲、氾濫域の代表地点の設定

①モデルの下流端の設定

上野盆地を池モデルとしてモデル化するにあたっては、前述のとおり、モデルの下流端における水位－流量関係（H-Q 関係）を設定する必要がある。モデルの下流端の候補としては、淀川水系工事实施基本計画の検討における主要地点である島ヶ原地点（51.8k）のほか、岩倉峡入り口に位置する岩倉地点（57.4k）、上野盆地の中心に位置する長田地点（59.1k）が考えられたが、

- ・池モデルのモデル化にあたり、狭窄部掘削の影響も水位－流量関係（H-Q 関係）を変えることにより表現したいこと
- ・狭窄部における射流の状況を表現することが難しいこと
- ・水位観測データ、流量観測データが充実していること（表 3-7-1(2)）

を踏まえ、モデルの下流端を岩倉地点として設定することとした。（図 3-7-1(8)）



図 3-7-1(8)観測地点位置図(上野盆地周辺)

表 3-7-1(2)三地点のデータの有無

洪水名	島ヶ原地点	岩倉地点	長田地点
s3109T17	○	○	○
s3308T17	○	○	○
s3408T7	○	○	○
S36.6	○	○	
s3409T15	○	○	○
s4009T24	○	○	○
S4609	○	○	
S4707	○	○	
S4709T20	○	○	
S4907	○	○	
S5109	○	○	
S5707T10	○	○	
H0209T19	○	○	
H0509	○	○	
H609	○	○	
H0705	○	○	
H0907	○	○	
H1610T23	○	○	
H1608	○	○	

a) 島ヶ原地点 (51.8k) (表 3-7-1(3))

- ・淀川水系工事实施基本計画の検討における主要地点として位置づけられている
- ・昭和 31 年から流量観測データがある。(昭和 31 年より観測開始)
- ・狭窄部の出口に位置しており、狭窄部掘削の影響を表現することが難しい他、狭窄部における射流の状況を表現することが難しい

水系名	淀川	河川名	木津川	観測所名	島ヶ原	読み	しまがはら
位置	三重	伊賀	伊賀	島ヶ原	木津川上流河川事務所		
	左岸	右岸	上流	下流	所管事務所		
緯度(北緯)	34° 46' 04"		水準基準の標高(m)		113・0		
経度(東経)	136° 03' 28"		等点高(m)		100・000		
				流域面積(km <sup>2</sup> )	524・9		
項目	観測期間				観測器械の形式		
普通(又は採水)	(2000)平成12年12月31日廃止				-		
自記(又は自動監視)	(1956)昭和31年4月1日から継続				-		
テレビ	(1965)昭和40年9月1日から継続				-		
電子計	(1998)平成10年3月20日から継続				-		
設置計	-				-		
レーザ流量計	-				-		
事務所より観測所に至る間の主要地点迄の距離又は所用時間	名張駅 → 近鉄 5分 → 伊賀神戸 → 近鉄 32分 → 伊賀上野 → JR 10分 → 島ヶ原 → 徒歩 5分 → 観測所						
	事務所 → 自動車(約35km) → 55分 → 観測所						
(2007)平成19年3月31日 記入							

表 3-7-1(3)

b) 岩倉地点 (57.4k) (表3-7-1(4))

- ・昭和31年から流量観測データがある。(昭和47年より三重県から当時の建設省に移管)
- ・狭窄部の入り口に位置しており、狭窄部掘削の影響を水位-流量関係を変えることにより表現することが可能。

水系名	淀川	河川名	木津川	観測所名	岩倉	読み	いわくら
位置	三重県	伊賀市	木津川	岩倉	岩倉		
	左岸	軒杭上		所管事務所	木津川上流河川事務所		
緯度(北緯)	34°46'40"	水準基標の標高(m)				141.0	
経度(東経)	136°06'01"	零点高(m)				126.400	
		流域面積(km <sup>2</sup> )				501.4	
項目	観測期間		観測器械の形式				
普通(又は採水)	(2000)平成12年12月31日廃止		(1971)昭和46年1月1日～				
自記(又は自動監視)	(1972)昭和47年1月1日から継続						
浮子	(1973)昭和48年5月30日から継続						
電子式	-						
流速計	-						
電子雨量計	-						
事務所より観測所に至る間の主要地点迄の距離又は所用時間	近鉄 名張駅 → 伊賀神戸 → 新居 5分 / 32分		東出 → 三交バス → 岩倉 → 徒歩 10分 / 1分				
	事務所 → 自動車(約25km) → 観測所 30分						
(2007)平成19年3月31日 記入							

表 3-7-1(4)

c) 長田地点 (59.1k) (表3-7-1(5))

- ・流量観測データは昭和40年まで。水位観測についても平成12年まで(平成12年12月に廃止)
- ・湛水区域に位置しているが、三川合流上流の木津川に位置しており、モデルの下流端としては位置的に不適切。また狭窄部掘削の影響を表現することは不可能

水系	淀川	河川	木津川	観測所	長田
位置	三重県 上野市 長田				
	左岸 94.80 軒杭 <sub>上</sub>		m 所属事務所 木津川上流工事事務所		
観測開始年月日	普通	昭 48年 6月 /日		流域面積(km <sup>2</sup> )	218.1
	自記	明大昭 年 月 日		合流点よりの距離(km)	59.1
緯度	北緯	経度 東経		標高又は零点高(m)	124.400
	事務所より観測所に至る間の主要地点迄の距離又は所要時間				
略図	名張(近鉄)電車 40分 西大手 徒歩 20分 観測所		事務所 自動車 30分 約 20km 観測所		

表 3-7-1(5)

②モデルの上流端の設定

木津川、服部川、柘植川の河床高、堤内地盤高、洪水時の水位を縦断で整理した図を以下に示す。河床高、堤内地盤高の状況を踏まえ、遊水地の計画高水位(TP+137.32m)を考慮し、TP+138.00mまで湛水することと考え、木津川62.4km、服部川3.2km、柘植川1.2kmと設定した。(図3-7-1(9))

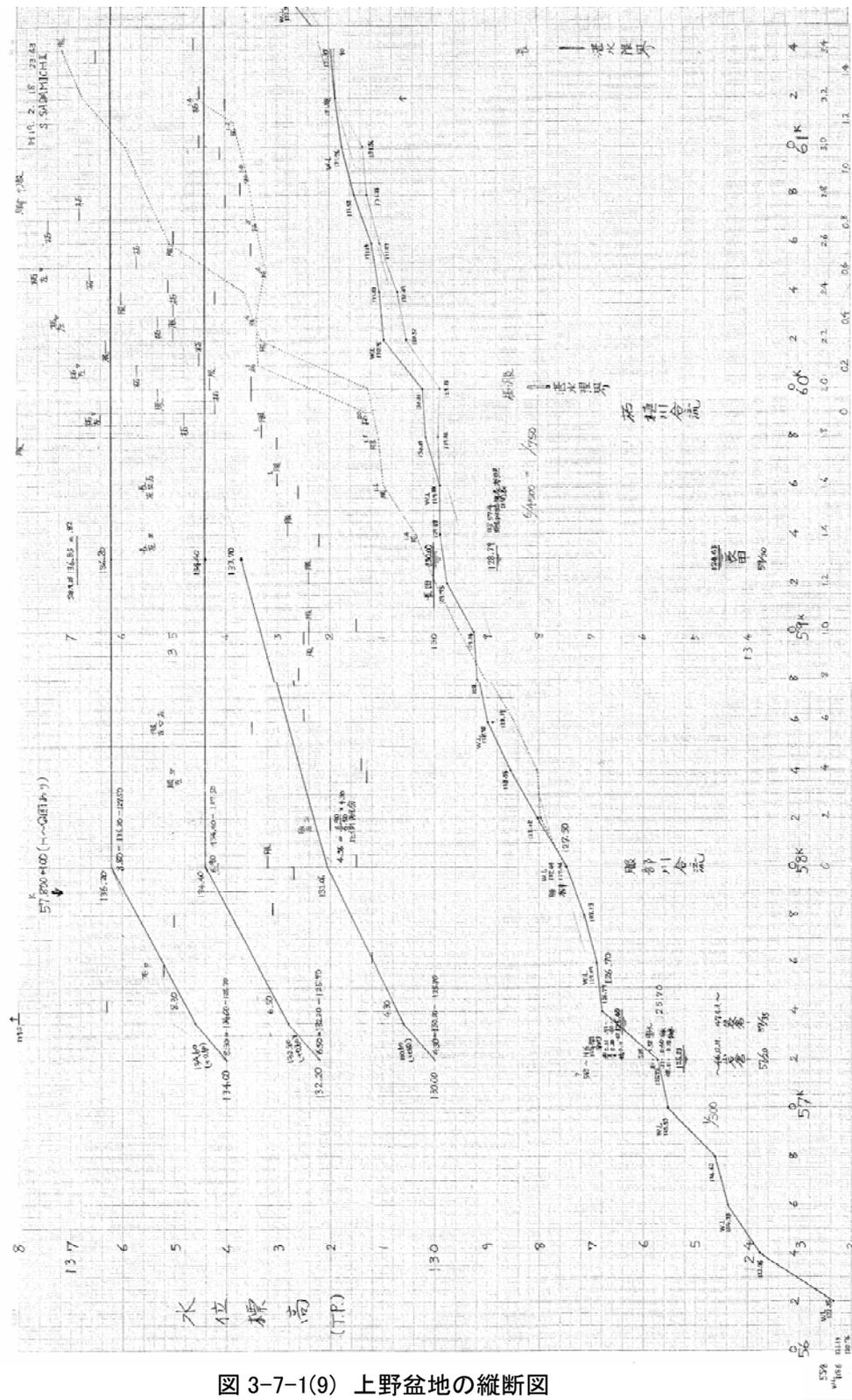


図3-7-1(9) 上野盆地の縦断図

### ③氾濫域の代表地点の設定

岩倉地点をモデルの下流端にした場合、通常、氾濫域の水位を岩倉地点の水位として扱うこととなるが、実際の洪水現象は上野盆地に滞留した氾濫水が岩倉峡に流れ込み、約500m流下した後に岩倉地点に到達していることから、氾濫域の水位を岩倉地点の水位として扱うのは必ずしも適切ではない。このため、岩倉地点とは別の箇所に氾濫域の代表地点を設けることとし、氾濫域の代表地点（Y地点）の水位は、岩倉地点の水位から水位計算により求めることとした。

#### a) 氾濫域の代表地点の設定

氾濫域の代表地点はモデル化が池モデルであることを踏まえ、洪水発生時に水平湛水する地点を設定することとした。図 3-7-1-10 のとおり、不等流計算の結果では、流量が大きくなるにつれて 58.0k 付近で水平湛水となってくることが分かる。このため、58.0k を氾濫域の代表地点として設定することも考えたが、上野盆地の氾濫域は、木津川、服部川、柘植川により構成されており、これらの河川が合流し、狭窄部となっている岩倉峡に流れ込む際に狭窄部の堰上げの影響で池のような氾濫形態をなすことを踏まえ、木津川に服部川が合流する 57.8k を氾濫域の代表地点として設定した。

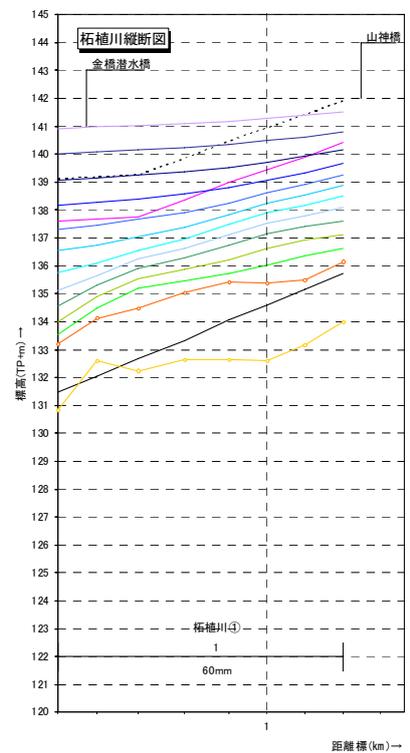
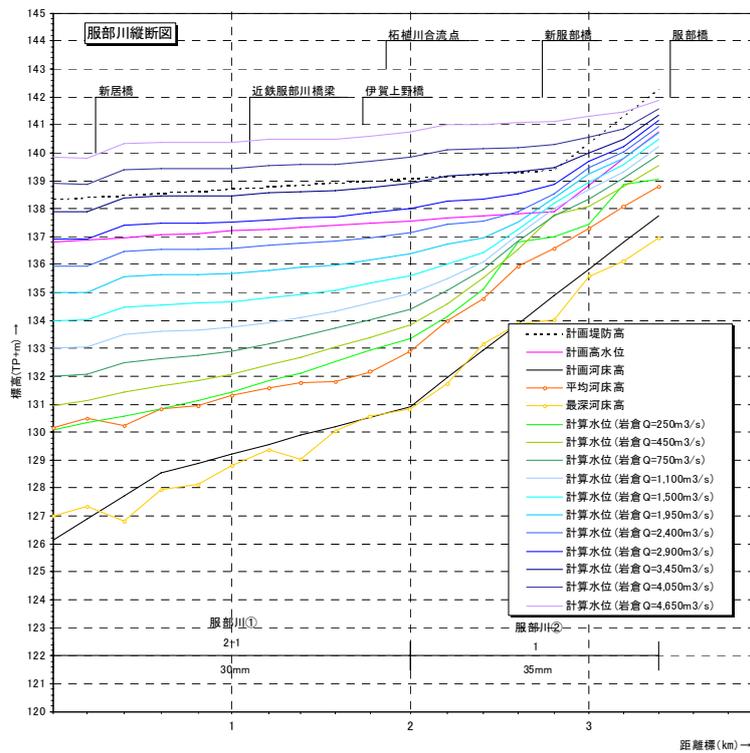
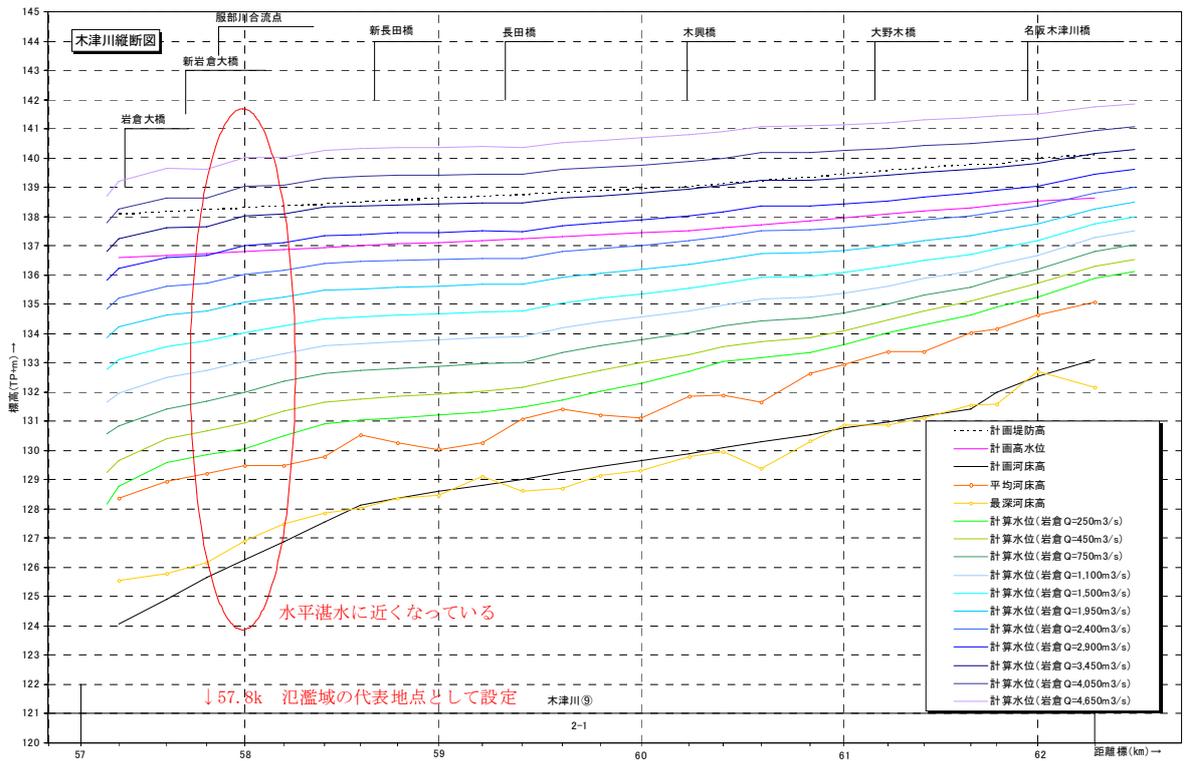


図 3-7-1(10) 不等流計算結果

b) 氾濫域の代表地点の水位

氾濫域の代表地点（57.8k）の水位は、計算モデルの中で、岩倉地点と氾濫域の代表地点の間で水位計算（不等流計算）を行い、洪水シミュレーションごとに求めることとした。

c) 氾濫開始水位

今回検討する上野盆地のモデルでは、洪水流量が小さい場合（河道に洪水が流れている場合）と一定流量以上の場合（氾濫域に洪水が達する場合）でモデルを切り替える必要がある。

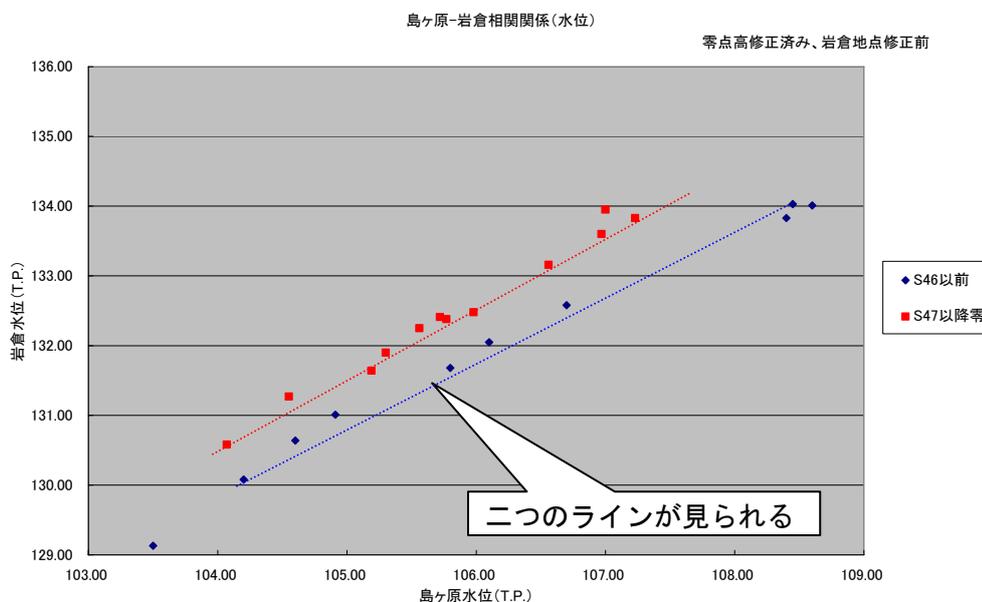
氾濫域での代表地点（57.8k）付近の最低地盤高はTP+131.2mであることから、氾濫域での代表地点（57.8k）での水位がTP+131mを越えると氾濫域への浸水が始まることとし、この水位を河道モデルと池モデルを切り替える水位とした。（新モデルでは、水位上昇時は余裕をとりTP+129mから池モデルに切り替えて計算を実施。水位下降時はTP+131mから河道モデルに切り替えて計算を実施。）

5) 岩倉地点におけるH-Q式の作成

① 岩倉地点の水位観測データ、流量観測データの検証

岩倉地点のH-Q式を作成するにあたり、岩倉地点の水位観測データ、流量観測データの検証を行った。検証の方法として、観測データが充実している島ヶ原地点におけるデータの比較を行っている。

著名洪水における岩倉地点と島ヶ原地点のピーク水位のデータをまとめたものを図3-7-1(11)に示す。



洪水名	島ヶ原水位	岩倉水位
s3308T17	105.80	131.68
S3309	106.10	132.05
s3408T7	106.70	132.58
s3408T7	104.20	130.08
s3409T15	108.45	134.03
S36.10	108.60	134.01
S36.10	103.50	129.13
s4009T24	108.40	133.83
S4507	104.60	130.64
S4609	104.91	131.01
S4707	105.30	131.90
S4709T20	107.00	133.95
S4907	105.56	132.25
S5109	105.19	131.64
S5707T10	107.23	133.83
H0209T19	106.56	133.16
H0509	105.72	132.41
H609	106.97	133.60
H0705	105.98	132.48
H0907	105.77	132.38
H1608	104.55	131.27
H1610T23	104.07	130.58

図3-7-1(11) 島ヶ原地点－岩倉地点 ピーク水位相関

図3-7-1(11)のとおり、著名洪水について島ヶ原地点と岩倉地点のピーク水位のデータをグラフにプロットすると、昭和47年を境に2つのラインができていることがわかる。岩倉峡においては文献によると明治34年の狭窄部入り口落合地区における鳴岩の除去以来、大きな改修を行ったことはなく河道断面変動による水位変動は考えられなかった。このため、様々な文献をあたったところ、以下の3つの資料が確認された。

a) 水理年表 昭和47年

岩倉地点の断面図として3断面が記載（第一測線、第二測線、57.2k断面）

(図3-7-1(12))

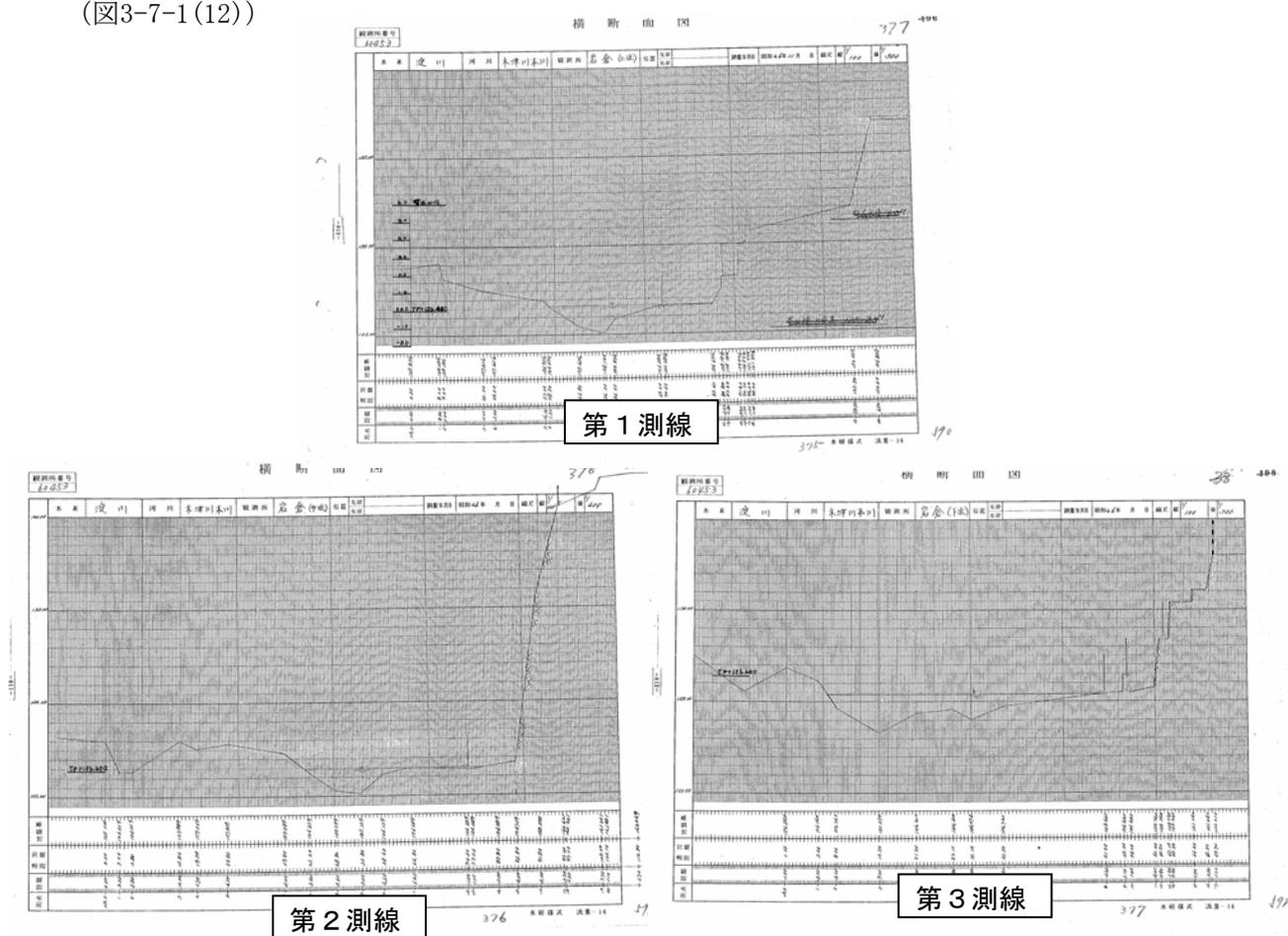
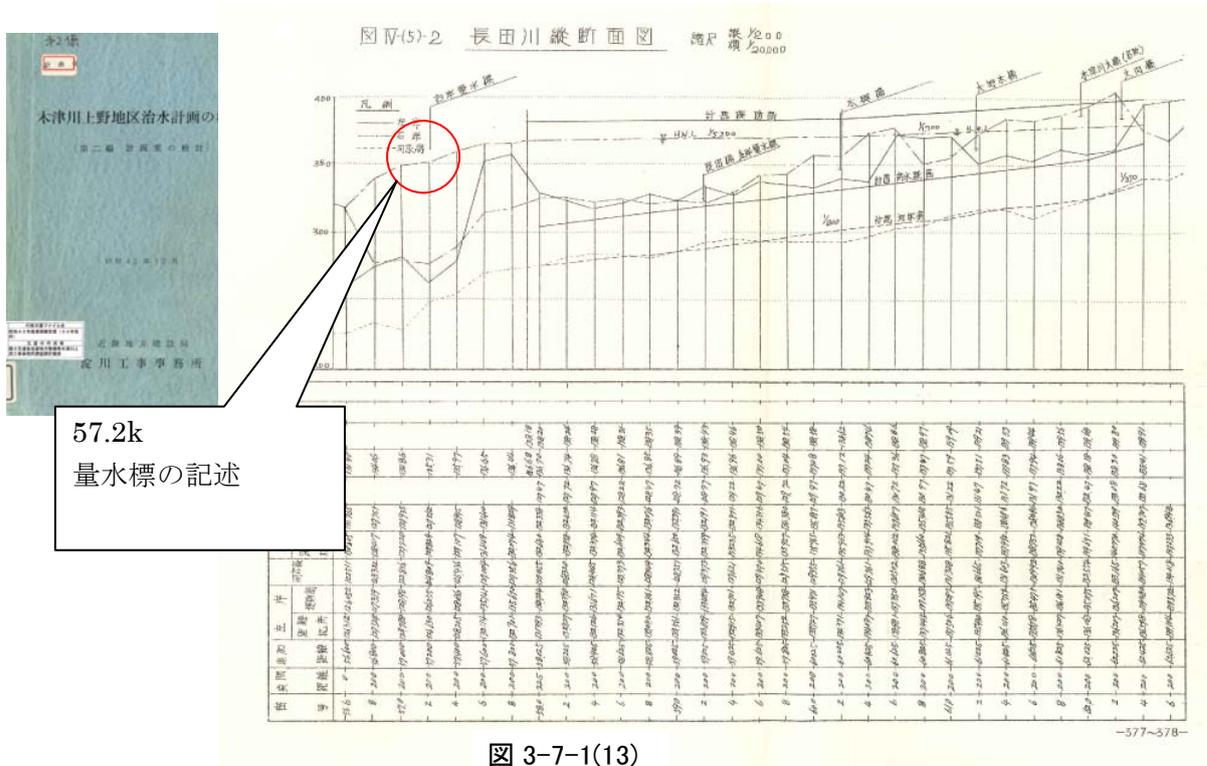


図3-7-1(12)

b) 木津川上野地区治水計画の検討 第2編

昭和42年の上記検討書の資料として、水位縦断面図が添付されているが、この水位縦断面図には57.2kに量水標の記述がある。(図3-7-1(13))



c) 航空写真

昭和45年に撮影された航空写真には現在の岩倉観測所とは違う位置に岩倉観測所が記載されている。(写真3-7-1(6))

上記の資料から、昭和47年以前は現在の岩倉観測所(57.4k)とは別に、57.2k地点に岩倉観測所が存在していたことが判明した。岩倉観測所は昭和47年に三重県から旧建設省木津川上流工事事務所に移管されているが、この観測所の移管時に観測所の位置も移設されたのではないかと推測される。

(このとりまとめでは、以降、移設前の岩倉観測所を「旧岩倉地点」、移設後の岩倉観測所を「新岩倉地点」として扱うこととする)



写真3-7-1(6)

このような状況を踏まえ、昭和47年以前の岩倉地点の水位データについては旧岩倉地点（57.2k）での水位観測データとして取り扱うものとし、これらのデータについて、以下の不等流計算の結果を踏まえて、新岩倉地点（57.4k）の水位データに変換することとする。

②旧岩倉地点（57.2k）と新岩倉地点（57.4k）の水位差の取り扱い

旧岩倉地点（57.2k）と新岩倉地点（57.4k）の水位について計算結果を以下に示す（対象洪水は島ヶ原地点で最大流量を観測した昭和34年9月洪水を用いている）。この際、新岩倉地点の正確な位置は57.3283kであり、旧岩倉地点と新岩倉地点の水位差は、57.2k地点と57.3283kの水位差としている。また、不等流計算を行うに当たって粗度係数の推定が課題となっていたが、この検討では、現況の岩倉峡狭窄部の流下能力を検討した岩倉峡流下能力検討会（平成17年）で検討された粗度係数 $n=0.045$ と、昭和30年代の樹木管理が十分に行われていなかったことを想定して、河道内竹林等により流れづらい状況とした粗度係数 $n=0.050$ の2つを用いて計算した。（表3-7-1(6)及び図3-7-1(14)）

表 3-7-1(6) 粗度係数による岩倉水位の違い

	距離標 (kp)	区間距離 (m)	追加距離 (m)	流量Q (m <sup>3</sup> /s)	水位H (T.P.m)	流速v (m/s)	河積A (m <sup>2</sup> )	川幅B (m)	径深R (m)	Fr数	粗度係数n	速度水頭 v <sup>2</sup> /2g (m)
旧岩倉観測所	57.2	0.0	0.0	2,375	134.030	4.037	588.3	80.5	6.395	0.510	0.045	0.831
新岩倉観測所	57.3283	128.3	128.3	2,375	134.595	3.357	707.6	107.3	6.180	0.432	0.045	0.575

水位差 0.56m

	距離標 (kp)	区間距離 (m)	追加距離 (m)	流量Q (m <sup>3</sup> /s)	水位H (T.P.m)	流速v (m/s)	河積A (m <sup>2</sup> )	川幅B (m)	径深R (m)	Fr数	粗度係数n	速度水頭 v <sup>2</sup> /2g (m)
旧岩倉観測所	57.2	0.0	0.0	2,375	134.030	4.037	588.3	80.5	6.395	0.510	0.050	0.831
新岩倉観測所	57.3283	128.3	128.3	2,375	134.675	3.316	716.2	107.4	6.242	0.424	0.050	0.561

水位差0.65m

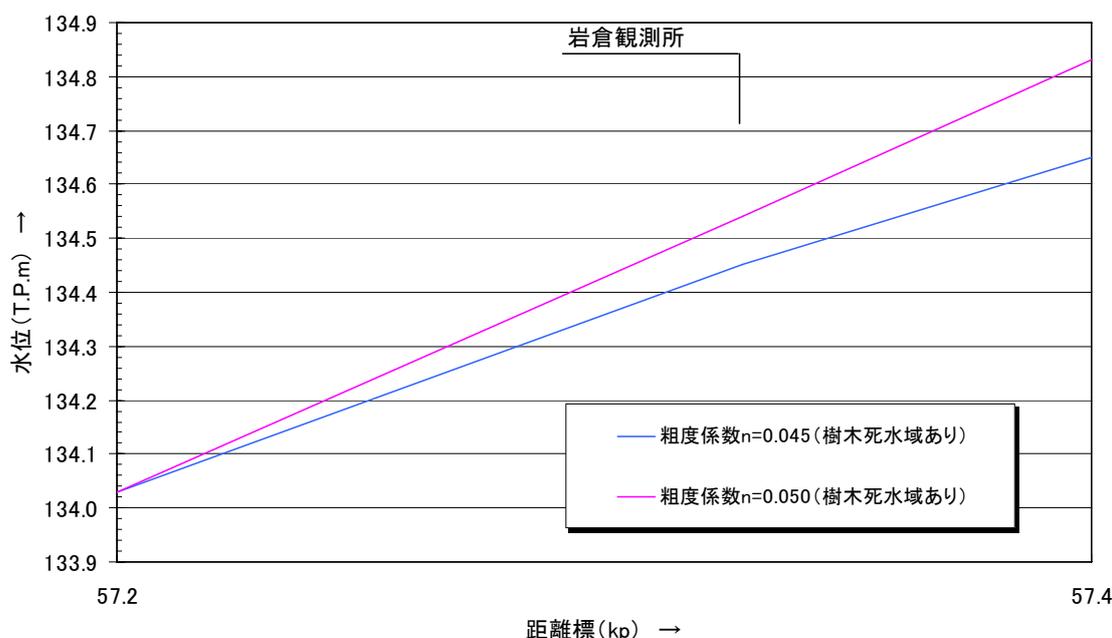


図3-7-1(14) 粗度係数による岩倉水位の違い

旧岩倉地点と新岩倉地点の水位差について、粗度係数 $n=0.045$ の場合の $0.56\text{m}$ 、粗度係数 $n=0.050$ の場合は $0.65\text{m}$ との結果が得られた。

これらの結果の平均値をとり新岩倉地点水位=旧岩倉地点水位+ $0.60\text{m}$ として取り扱うこととした。

### ③岩倉地点の移設を踏まえた島ヶ原地点水位、岩倉地点水位の関係

昭和46年以前の岩倉地点観測データ（旧岩倉地点観測データ）について+ $0.6\text{m}$ とすることにより新岩倉地点の水位データに変換し、島ヶ原地点の水位データと比較した結果を図3-7-1(15)に示す。

図のとおり、データ変換をする前は2つのラインとなっていたが、変換後は1つのラインに重なり水位相関は図られていることが確認できた。

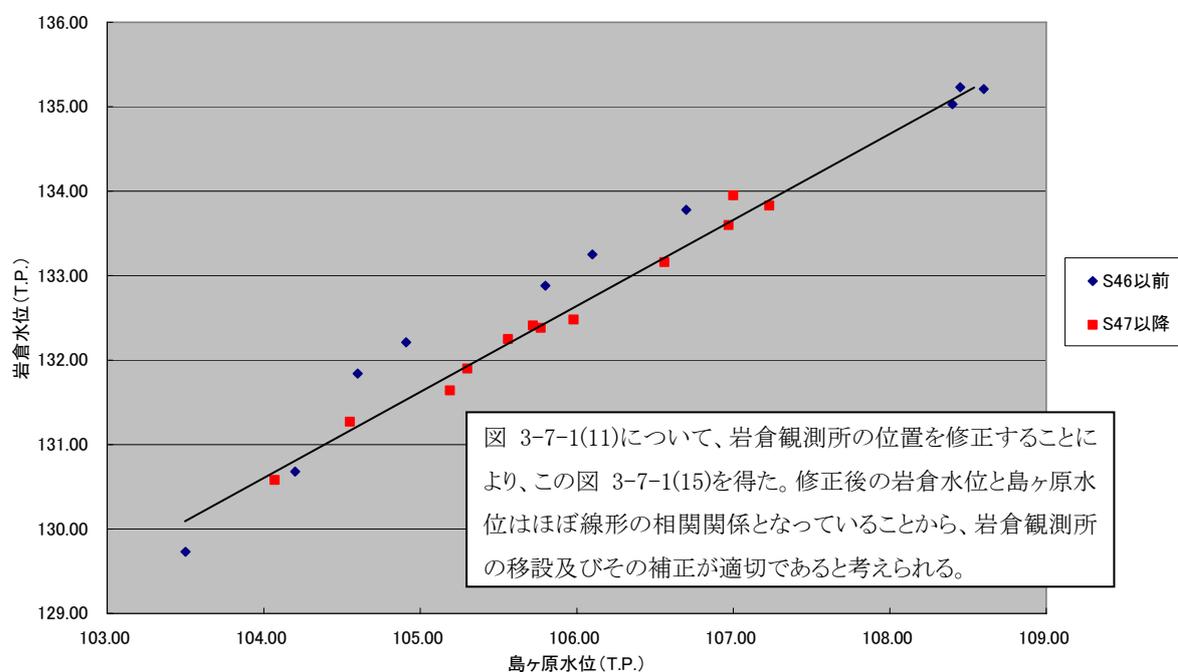


図3-7-1(15) 島ヶ原地点－岩倉地点 ピーク水位相関(旧岩倉地点 零点高変換後)

④岩倉地点、島ヶ原地点の零点高の検証について

データ検証を実施するにあたってはまず零点高の検証を行うことが重要である。岩倉地点、島ヶ原地点の零点高については、過去の資料を確認したところ、下記のとおり必ずしも統一が図られていなかったため、上記の検証の前段として、下記のとおりそれぞれの観測所の零点高の補正又は統一を行った。

a) 岩倉地点の零点高の補正（統一）

岩倉地点は、昭和44年に三重県から建設省木津川上流工事事務所への観測所に移管された。そのまま、昭和46年12月31日まで引き続き旧岩倉地点で観測された。そして昭和47年1月1日より新岩倉地点に移し、現在に至っている。（表3-7-1(7)）

【観測所の経緯】

- ・昭和30年9月29日 普通観測開始 零点高＝TP+125.230m
- ・昭和47年1月1日 記観測開始 零点高＝TP+126.400m
- ・昭和48年2月20日 テレメータ化

【現在の状況】

- ・第一見通線は57.4k地点、岩倉大橋の下流約50m、現水位観測所の50m上流
- ・第二見通線は57.2k+150m地点、現水位観測所

岩倉		
普通	S30.10.1	現況台帳
自記	S47.1.1	現況台帳
テレ	S48.5.30	現況台帳
年	零点高	出典
*	126.400	淀・大の洪水
*S51	126.400	淀・大の洪水(2)
S30	未記入	水理観測年報
S31	TP+125.230※1	〃
S32	未記入	観測所一覧表
S33	OP+125.230	水理観測年報
S34	OP+125.230	水理観測年報
	TP+125.230	水理観測年報
	TP+125.230	出水報告
S35	記載無し	〃
S40	TP+125.230	出水報告
S42	記載無し	水位及び雨量観測所一覧表
S43	TP+125.230	水位及び雨量観測所一覧表
S47	TP+126.400	現況台帳
S51	126.400	現況台帳
S52	126.400	現況台帳
S54	TP+126.400	現況台帳
S56	126.400	現況台帳
S59	TP+126.400	現況台帳
S61	TP+126.400	現況台帳
H02	TP+126.400	現況台帳
H14	TP+126.400	現況台帳

表3-7-1(7) 岩倉水位観測所の零点高

b) 島ヶ原地点の零点高の補正（統一）

島ヶ原地点は昭和31年～33年の間に「基準量水標」の変更がなされたことが「淀川・大和川の洪水資料」378ページに記述されている。

しかし、変更前の観測所の位置は、現在のところ解明できていない。従って島ヶ原地点の零点高は昭和33年以降TP+100.00mとして扱う。（表3-7-1(8)）

[参考：島ヶ原の流量観測時の水位は、昭和33年以降の新量水標水位と一致]

【観測所の経緯】

- ・昭和25年1月1日 普通観測開始 零点高=TP+100.000m
- ・昭和31年4月1日 自記観測開始
- ・昭和40年9月1日 テレメータ化

【現在の状況】

- ・零点高はTP+100.000mとして運用

表3-7-1(8) 島ヶ原水位観測所の零点高

島ヶ原		
普通	S25.1.1	現況台帳
自記	S31.4.1	現況台帳
テレ	S40.9.1	現況台帳
年	零点高	出典
*	100.000	淀・大の洪水
*S51	100.000	淀・大の洪水(2)
S31	TP+101.261	〃
S32	TP+101.261	観測所一覧表
S33	TP+101.200※2	水理観測年報
S34	QP+100.00	水理観測年報
	TP+100.00	水理観測年報
	TP+100.00	出水報告
S35	TP+100.00	〃
S40	TP+100.00	出水報告
S42	TP+100.00	水位及び雨量観測所一覧表
S43	TP+100.00	水位及び雨量観測所一覧表
S47	TP+100.00	現況台帳
S51	100.000	現況台帳
S52	100.000	〃
S54	TP+100.00	現況台帳
S56	100.000	現況台帳
S59	TP+100.00	現況台帳
S61	TP+100.00	現況台帳
H02	TP+100.00	現況台帳
H14	TP+100.00	現況台帳

⑤岩倉地点のH-Q式の設定とその検証

岩倉地点におけるH-Q式を設定するために岩倉地点の流量観測データを整理した。岩倉地点の流量観測データは昭和57年8月出水以降のデータが存在し、最大流量は2000m<sup>3</sup>/s程度の洪水が観測されていた。大洪水発生時における上野盆地の水利特性をシミュレートするためには大洪水時のH-Q式が必要不可欠である。このため、島ヶ原地点における昭和33年以降の大洪水時の流量データにて岩倉地点の流量データを補完することとした。具体には、島ヶ原地点と岩倉地点の距離は約6km程度であり、かつ狭窄部であるため島ヶ原～岩倉間の残流域面積も小さく、大きな支川は存在しないことから、両地点のピーク水位は1対1の対応が可能である。そこで島ヶ原地点ピーク水位、ピーク流量＝岩倉地点ピーク水位、ピーク流量として、以下の4洪水について岩倉地点流量を補完した。

島ヶ原ピーク水位時の  
流量

昭和31年9月台風17号	1,487m <sup>3</sup> /s
昭和33年8月台風17号	1,559m <sup>3</sup> /s
昭和34年9月台風15号	2,375m <sup>3</sup> /s
昭和40年9月台風24号	2,388m <sup>3</sup> /s ※

※昭和40年9月台風24号の島ヶ原ピーク水位は9月17日24:00 8.40mであり、直後の18日0:30～1:00の流量観測地は水位は同じく8.40mで2,388m<sup>3</sup>/sとなっている。これを採用している。なお、ピーク流量は1時間45分前の17日22:00～23:05の観測で、水位は7.94m、流量は2,448m<sup>3</sup>/sとなっており、わずかに60m<sup>3</sup>/s大きいだけであり、ピーク水位時の観測値2,388m<sup>3</sup>/sを採用した。

上記の流量を岩倉地点ピーク流量とし、この際、当該洪水時の岩倉ピーク水位が発生していることを利用して岩倉地点のH-Q式を補完した。なお、昭和47年以前の岩倉地点水位データについては、旧岩倉地点水位データであることを踏まえ、観測水位に+0.6mすることにより新岩倉地点の水位データに変換して整理している。（表3-7-1(9)）

表3-7-1(9) 岩倉地点流量

洪水名	旧岩倉観測所			移設による補正(m)	新岩倉観測所			流量(m <sup>3</sup> /s)
	水位(m)	零点高(T.P.+m)	水位標高(T.P.+m)		水位(m)	零点高(T.P.+m)	水位標高(T.P.+m)	
昭和31年9月台風17号	6.80	125.23	132.03	0.60	6.80	125.83	132.63	1487.00
昭和33年8月台風17号	6.45	125.23	131.68	0.60	6.45	125.83	132.28	1559.00
昭和34年9月台風15号	8.80	125.23	134.03	0.60	8.80	125.83	134.63	2375.00
昭和40年9月台風24号	8.60	125.23	133.83	0.60	8.60	125.83	134.43	2388.00

昭和40年9月台風24号の岩倉ピーク水位は、昭和36年洪水の島ヶ原水位ハイドロとの比較、昭和40年9月台風24号の島ヶ原ピーク水位の関係を踏まえて次に述べるごとく、8.6mを採用した。

【昭和40年9月台風20号における岩倉ピーク水位】

岩倉地点、島ヶ原地点の水位ハイドロを比較すると、ほとんどの洪水ではほぼ同時期にピークを迎え、岩倉水位のほうが数10cm高いという結果を得ている。昭和40年9月台風20号における島ヶ原地点の水位ハイドロは過去の出水形態とほぼ同様の形になっているが、出水報告に記載されている岩倉水位ハイドロはピーク後に急激に低減しており、明らかに通常の水位ハイドロとは全く異なる不整合なものとなっている。このため、昭和40年9月台風20号における岩倉ピーク水位は次のように修正補完した。

島ヶ原のピーク水位は、昭和40年9月台風24号では、8.40mである。(図3-7-1(16)及び図3-7-1(17))一方昭和36年10月豪雨のピーク水位は、8.60mでほぼ昭和40年9月台風24号のピーク水位8.40mとほとんど同じ大きさの大洪水であったことがわかる。一方、36年豪雨の岩倉水位は8.78m、島ヶ原水位8.60mで岩倉水位が相対的に0.18m高いことがわかる。

そこで昭和40年9月台風24号の岩倉ピーク水位を島ヶ原ピーク水位8.40mに0.20mを加えた8.60mと設定し、修正補完水位とした。

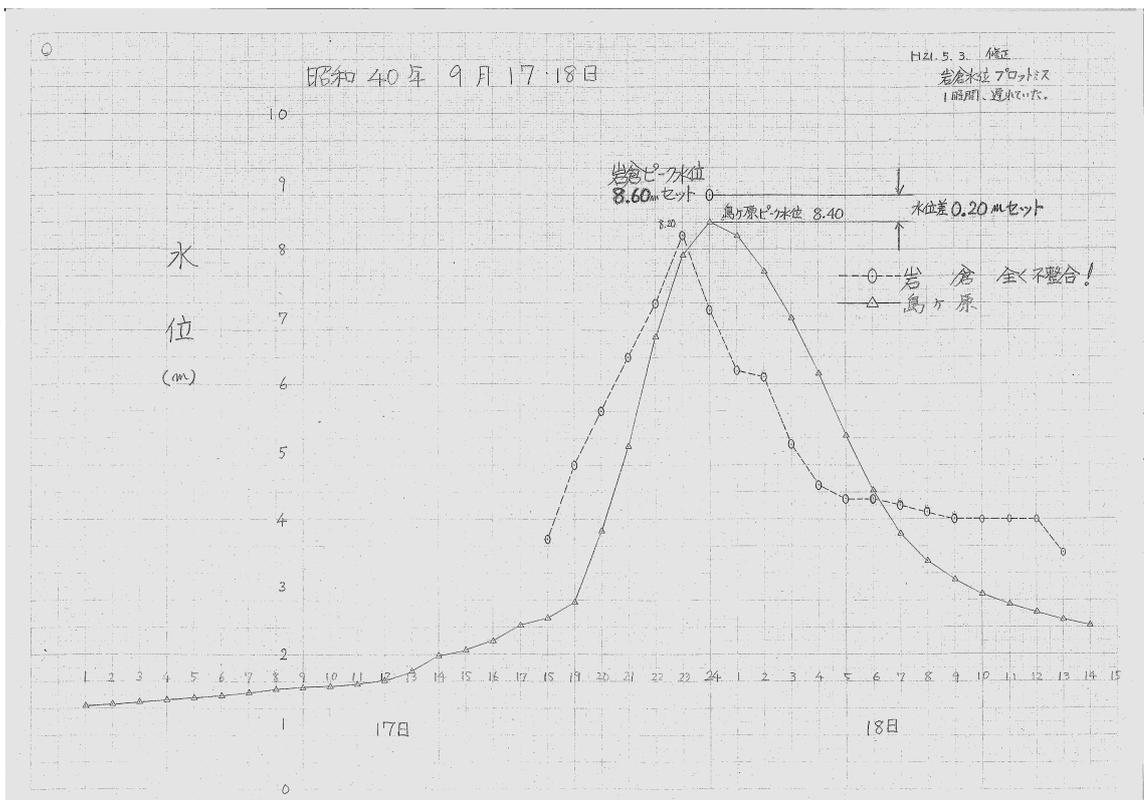


図3-7-1(16) 岩倉ピーク水位と島ヶ原ピーク水位の補完(昭和40年9月台風24号)

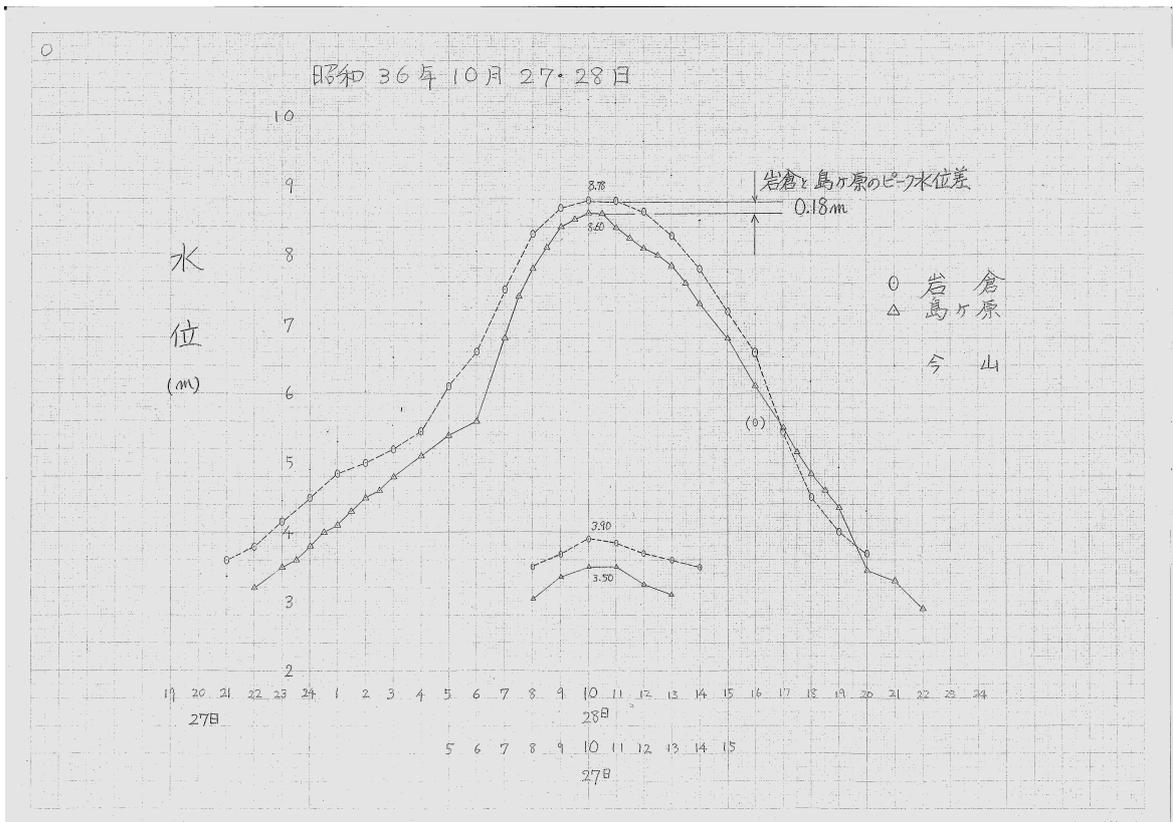


図 3-7-1(17) 岩倉ピーク水位と島ヶ原ピーク水位の補完(昭和 36 年 10 月豪雨)

上記により整理した岩倉地点のH-Qデータを表3-7-1(10)に示す。これらのデータより岩倉地点の水位-流量関係として以下の関係を設定した。(図3-7-1(18))

$$Q=23.77 \times (H+1.49)^2$$

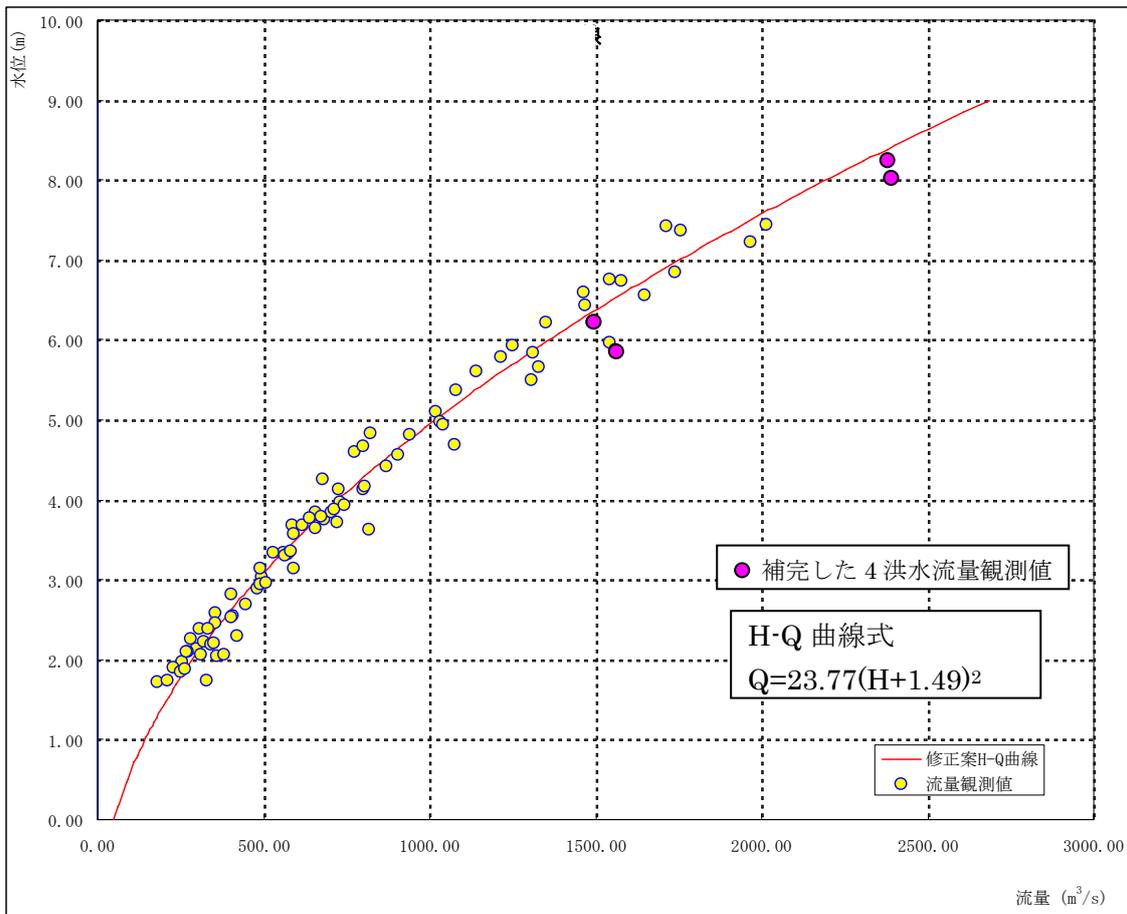


図 3-7-1(18) 岩倉地点 H-Q 図

表 3-7-1(10) 岩倉地点 H-Q データ一覧表

洪水名	日	時刻	水位(m)	流量(m <sup>3</sup> /s)	洪水名	日	時刻	水位(m)	流量(m <sup>3</sup> /s)	洪水名	日	時刻	水位(m)	流量(m <sup>3</sup> /s)		
S5708	8月1日	7:40	3.76	683	H0906	6月20日	2:18	6.6	1,461	H0907	7月26日	15:45	2.27	282		
		8:45	3.84	655			3:35	5.62	1,141			16:30	2.4	307		
		10:06	3.35	560			10:14	2.31	421			17:30	2.39	333		
		11:08	3.04	493			11:14	3.15	591			18:26	2.23	320		
		12:41	2.59	354			12:36	3.73	719			8月5日		4.61	774	
		14:07	2.46	355			14:02	3.31	564					4.84	822	
		18:04	4.14	798			15:10	2.69	446				4.67	800		
		20:07	5.1	1,018			16:46	2.05	357				4.26	675		
		22:25	6.56	1,647			H0907	7月26日	13:33			2.07	379		3.68	585
		8月2日	1:31	7.44			2,013		14:58			3.64	815	9月29日		4.26
4:28	6.85		1,740		16:02	4.69	1,074	12:20	2.07	309						
5:57	5.84		1,309		17:07	5.5	1,307	13:20	2.55	406						
7:21	4.98		1,032		18:39	5.98	1,542	14:20	3.15	488						
8:12	4.42		869		20:39	5.67	1,326	15:20	3.58	588						
9月12日	9:12	3.84	703	H13	8月22日	1:43	4.02	685	16:20	3.68	614					
	18:36	4.95	1,041				2:56	4.06	731	17:20	3.37	583				
	19:47	4.56	902				4:11	4.27	764	18:20	2.95	488				
	20:46	3.98	729				5:23	4.64	897	19:15	2.54	404				
H0209	9月19日	23:38	5.8	1,213		6:33	4.95	950	20:25	2.19	342					
		9月20日	0:22	6.44	1,466	H14	7月10日	7:45	4.66	828	10月20日	16:25	2.22	349		
			1:32	6.76	1,541				6:23	2.31		370	17:20	2.96	506	
			2:54	6.23	1,349				7:20	2.44		444	18:25	3.80	673	
5:13	4.82		938		8:26			2.62	468	19:20		4.13	724			
H0211	11月30日	19:18	5.94	1,250		9:45	2.74	495	20:20	3.77	639					
		20:54	5.38	1,080	H15	8月8日	21:12	2.08	309	21:27	3.35	527				
		23:10	3.89	711				22:13	2.35	327	22:15	2.83	400			
H0609	9月16日	13:28	4.18	802				23:09	2.47	331						
		14:09	3.94	741	8月9日	0:13	2.63	365								
		14:42	3.65	654			1:07	2.77	398							
		15:28	3.33	570			2:07	2.58	334							
		16:22	2.9	482			3:07	2.41	323							
23:03	6.75	1,576	H1606	6月21日		17:10	2.14	296								
23:56	7.43	1,712				18:10	2.11	269								
9月30日	1:02	7.38			1,757		7月31日	15:00	2.1	268						

6) 上野盆地の氾濫域の水位－容量関係 (H－V)

氾濫域の水位－容量関係については、1/2,500 平面図からコンター毎の面積をプランメータで求め、以下のとおり算出した。(表 3-7-1(11))

また水位－容量関係の整理については、上野盆地は平成 6 年以前は周囲堤が完成していなかったため、上野遊水地の外にも氾濫するような水位－容量関係を用いている。平成 6 年以降は周囲堤が完成しているものとし上野遊水地内のみにも氾濫するような水位－容量関係を用いることとしている。(図 3-7-1(19))

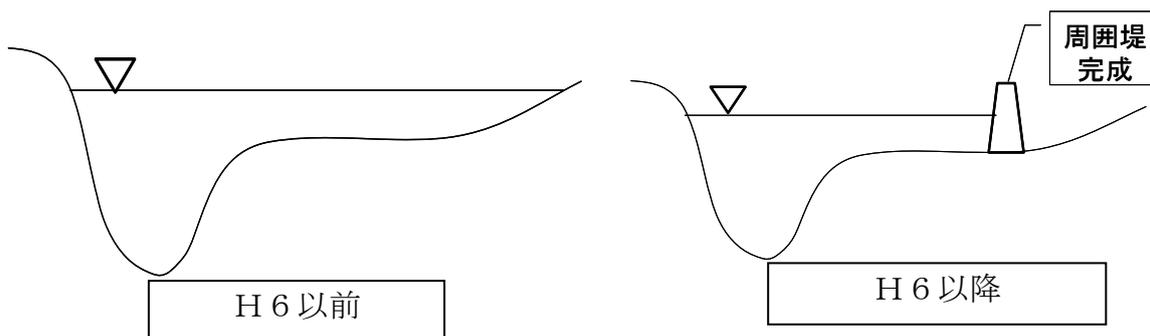


図 3-7-1(19) 上野遊水地容量図

表 3-7-1(11) 上野遊水地容量表

地盤高 (T.P.m)	平成元年				
	氾濫A	氾濫A計	氾濫V	氾濫V計	氾濫V計131m以上
127	0	0	0	0	0
128	0	0	0	0	0
129	0	0	0	0	0
130	0	0	0	0	0
131	25,540	25,540	12,770	12,770	0
132	317,894	343,434	184,487	197,256	184,487
133	596,545	939,979	641,706	838,963	826,193
134	1,139,981	2,079,960	1,509,969	2,348,932	2,336,162
135	1,155,283	3,235,243	2,657,601	5,006,533	4,993,763
136	832,417	4,067,659	3,651,451	8,657,984	8,645,214
137	868,782	4,936,442	4,502,050	13,160,035	13,147,265
138	990,206	5,926,648	5,431,545	18,591,579	18,578,809
139	1,168,381	7,095,029	6,510,838	25,102,418	25,089,648
140	1,396,582	8,491,611	7,793,320	32,895,737	32,882,967
地盤高 (T.P.m)	平成16年				
	遊水A	遊水A計	遊水V	遊水V計	遊水V計131m以上
127	0	0	0	0	0
128	0	0	0	0	0
129	0	0	0	0	0
130	0	0	0	0	0
131	25,540	25,540	12,770	12,770	0
132	283,547	309,087	167,313	180,083	167,313
133	435,156	744,243	526,665	706,748	693,979
134	734,344	1,478,588	1,111,416	1,818,164	1,805,394
135	364,004	1,842,592	1,660,590	3,478,754	3,465,984
136	253,709	2,096,300	1,969,446	5,448,200	5,435,430
137	38,470	2,134,770	2,115,535	7,563,735	7,550,965
138	66,961	2,201,731	2,168,251	9,731,986	9,719,216
139	59,221	2,260,952	2,231,341	11,963,327	11,950,557
140	168,373	2,429,325	2,345,138	14,308,465	14,295,695

## 7) 上野遊水地のモデル化

上野遊水地は昭和44年から事業を実施しており、平成6年には周囲堤まで完成しているが、現在も事業中である。上野遊水地が完成した後における上野盆地の水理現象を検討するため、遊水地モデルを上野盆地モデルに組み込むこととする。遊水地モデルは、氾濫域の代表地点(57.8k)における河道内水位と遊水地内水位から伊藤、本間の越流公式を用いて遊水地への越流量を算出し、氾濫域への流量をこの越流量に置き換えることにより上野盆地モデルへの組み込みを行った。

### 伊藤、本間の越流公式

$Q_0$  : 越流量、 $H_k$  : 河道側水位、 $H_y$  : 遊水地側水位、  
 $H_e$  : 越流堤高、 $B$  : 越流堤幅

$H_k > H_y$  (完全越流の場合)

$$Q_0 = mB (H_k - H_e) (2g(H_k - H_e))^{1/2}$$

$H_k \geq H_y$  (不完全越流の場合)

$$Q_0 = m' B (H_k - H_e) (2g(H_k - H_y))^{1/2}$$

$H_k < H_y$  (完全越流の場合)

$$Q_0 = -mB (H_y - H_e) (2g(H_y - H_e))^{1/2}$$

$H_k \leq H_y$  (不完全越流の場合)

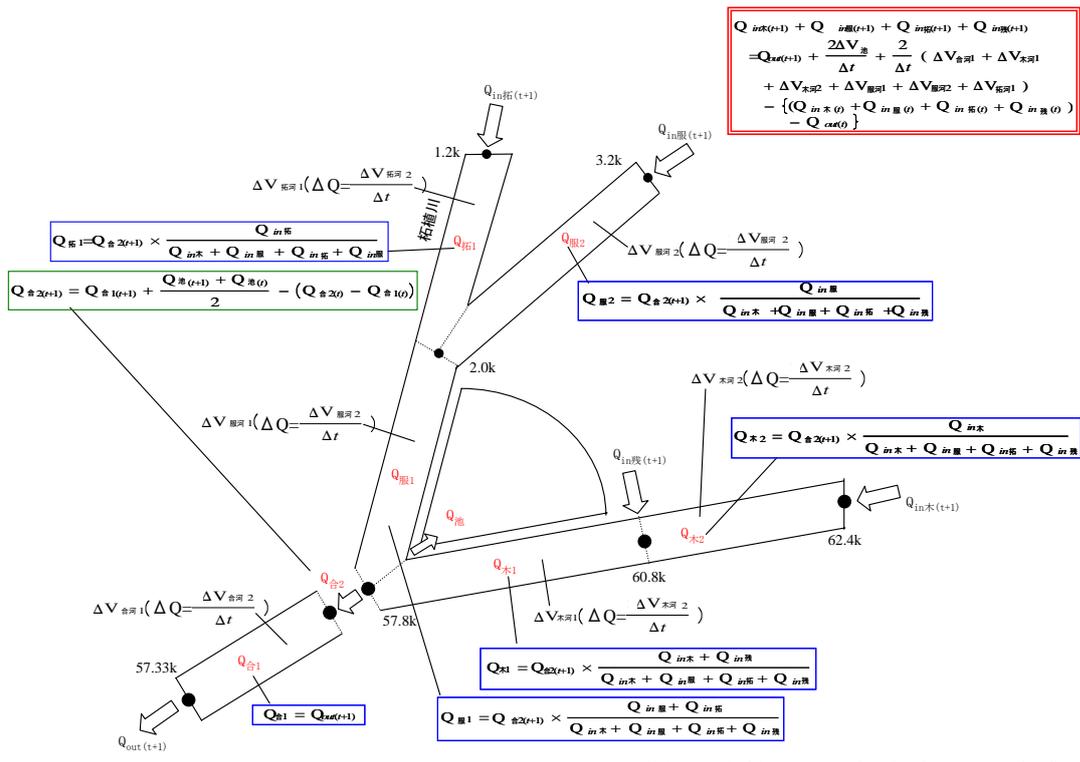
$$Q_0 = -m' B (H_y - H_e) (2g(H_y - H_k))^{1/2}$$

$m$  : 越流係数 (完全越流)  $m = 0.35$

$m'$  : 越流係数 (不完全越流)  $m' = 2.6m = 0.91$

越流堤高より遊水地側と河道側の水位の比が2/3以下なら完全越流、2/3以上なら不完全越流とした。

以上を踏まえ、上野遊水地モデルの具体的な計算過程を以下のとおり整理する。(図3-7-1(20)~(22))



4遊水地は1池として57.8kで流入するものとしてモデル化

図 3-7-1(20)遊水地モデル組み込み 流配図

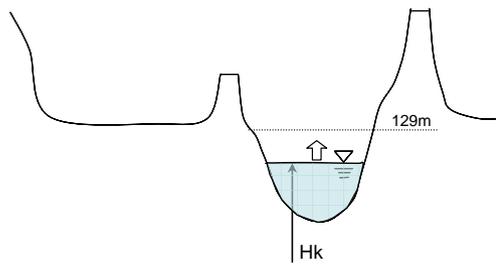
また、モデルの切り替えについては以下のとおりとしている。

・遊水地モデルへの切り替え

【河道水位上昇時】

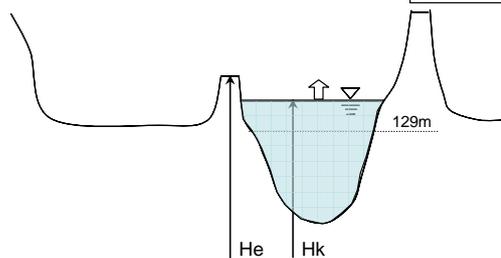
①河道モデル

①  $H_k < \text{池計算開始水位 (T.P.+129m)}$  → 河道モデル



②上野盆地モデル(河道部分のみ)

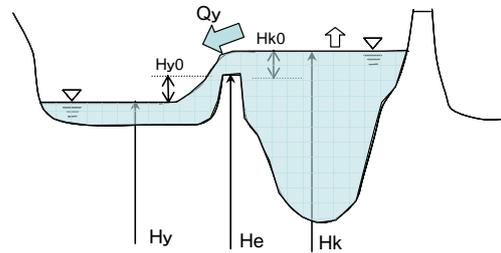
② 池計算開始水位(T.P.+129m)  $\leq H_k < \text{越流堤高}$  → 河道での池計算



③上野盆地モデル(遊水地計算 完全越流)

③ $H_k >$  越流堤高、 $H_{y0}/H_{k0} \leq 2/3$  ⇨

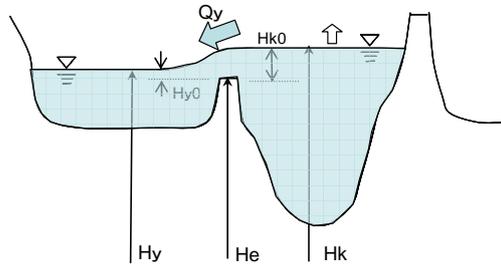
越流計算  
(完全越流)



④ 上野盆地モデル(遊水地計算 不完全越流)

④ $H_k >$  越流堤高、 $H_{y0}/H_{k0} > 2/3$  ⇨

越流計算  
(非完全越流)



⑤ 上野盆地モデル(河道+氾濫域)

⑤更に上昇  $H_k = H_y$  ⇨

池計算

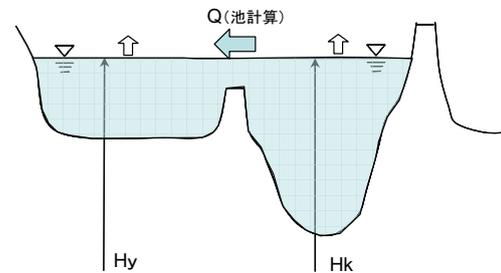
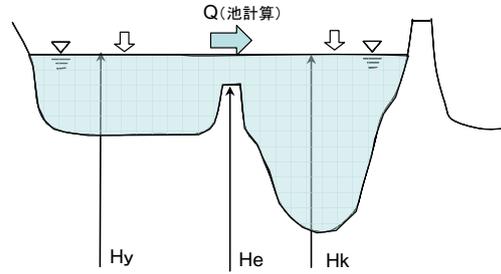


図 3-7-1(21)

【河道水位下降時】

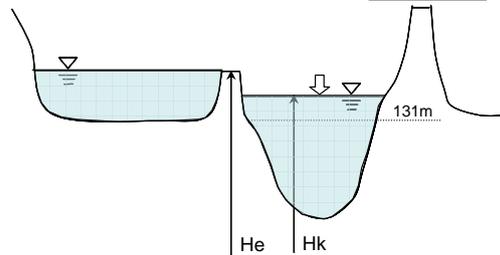
⑥上野盆地モデル(河道+氾濫域)

①  $H_k = H_y >$  越流堤高  $\Rightarrow$  池計算



⑦上野盆地モデル(河道部分のみ)

② 池開放水位(T.P.+131m)  $<$   $H_k <$  越流堤高  $\Rightarrow$  河道での池計算



⑧河道モデル

③  $H_k <$  池開放水位(T.P.+131m)  $\Rightarrow$  河道モデル

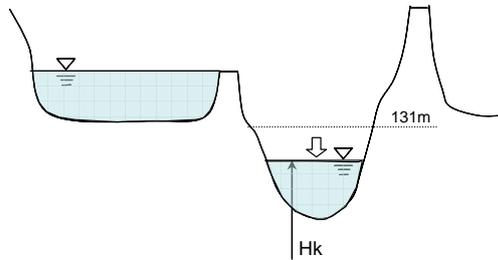


図 3-7-1(22)

### 3.7.2 亀岡盆地について

#### (1) 亀岡盆地の地勢

亀岡盆地は、標高 400m 内外の丹波山地に囲まれており、河床勾配が急な桂川沿いに発達した河岸段丘により挟まれた狭い平地である。

その地層は、秩父丹波古生層と称される基盤岩からなり、砂礫層、粘土層からなる洪積層や沖積層で被われている。

亀岡盆地に位置する亀岡市は人口約 9 万人（平成 12 年国勢調査）を擁し、JR 山陰本線、国道 9 号、京都縦貫自動車道など京都の南北を結ぶ重要な交通網が通過し、交通環境も恵まれていることや、京都市や大阪府に隣接していることから、近年の都市化の進展が著しく、駅前周辺での区画整理事業や、国営農地整備など、良好な住環境や農業・商業基盤の整備が進められている。（写真 3-7-2(1)）



<亀岡盆地 位置図>



<亀岡駅より下流を望む>



<国営圃場整備の状況>



<桂川から亀岡駅北側を望む>

写真 3-7-2(1) 亀岡盆地

(2) 亀岡盆地の浸水状況

桂川が貫流する亀岡盆地では、洪水時において下流の狭窄部（保津峡地点）が原因となり水位が上昇し、これまでも度々水害に見舞われ、沿川の人々の生命や財産が奪ばわれるなど、多くの被害を受けてきた地域である。特に、昭和35年台風16号による被害は戦後最大であり、今もなお亀岡市民の記憶に残されているところである。（表3-7-2(1)、写真3-7-2(2)及び(3)）

また、日吉ダム完成後の最大出水となった平成16年台風23号でも浸水被害が発生したが、日吉ダム流域外である園部川流域で大きな降雨があった事が原因のひとつとなっている。（写真3-7-2(4)）

地域の活力ある発展には、その障害となる水害の発生を一日も早く解消することが絶対条件でありかつてこの事は、地域の悲願ともなっている。

表 3-7-2(1) 亀岡地区の主要洪水

年月	原因	亀岡水深	請田水深	浸水面積 (ha)	浸水戸数 (戸)	備考
S28.9	台風13号	4.5 m		690	1,350	
S34.8	台風7号	2.5 m	4.8 m	440	300	3年連続で浸水 S35は戦後最大
S34.9	台風15号	1.7 m	3.4 m	360	70	
<b>S35.8</b>	<b>台風16号</b>	<b>4.6 m</b>	<b>6.3 m</b>	<b>700</b>	<b>1,400</b>	
S36.10	豪雨	2.3 m	4.0 m	420	250	
S40.9	台風24号	2.2 m	2.6 m	410	200	
S47.9	台風20号	0.7 m	0.1 m	400	180	
S57.8	台風10号	1.5 m	1.4 m	213	23	
S58.9	台風10号	1.7 m	1.2 m	229	64	
H元.9	豪雨	1.6 m	1.3 m	200	8	
H7.5	豪雨	0.9 m		41	0	
H16.10	台風23号	0.9 m		270	152	日吉ダム完成後最大

※亀岡水深: 当該洪水亀岡地点最高水位－背後地最低地盤高

※請田水深: 当該洪水請田地点最高水位－背後地最低地盤高

・背後地最低地盤高 亀岡: 亀岡水位観測所直上流に流入する曾我谷川流入部の霞堤入り口高を最低地盤高とした。霞⑥入口高(T.P.+85.7m)

・背後地最低地盤高 請田→請田水位観測所直上流に流入する鶴ノ川流入部の、霞堤入り口高を最低地盤高とする。霞①入口高(T.P.+87.9m)

出典: 浸水面積及び浸水戸数について

『京都府 桂川(保津工区)河川改修事業』パンフレット

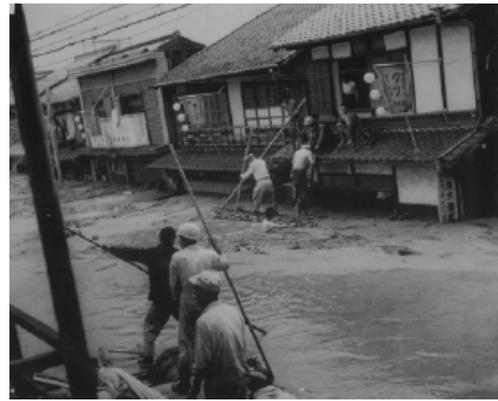
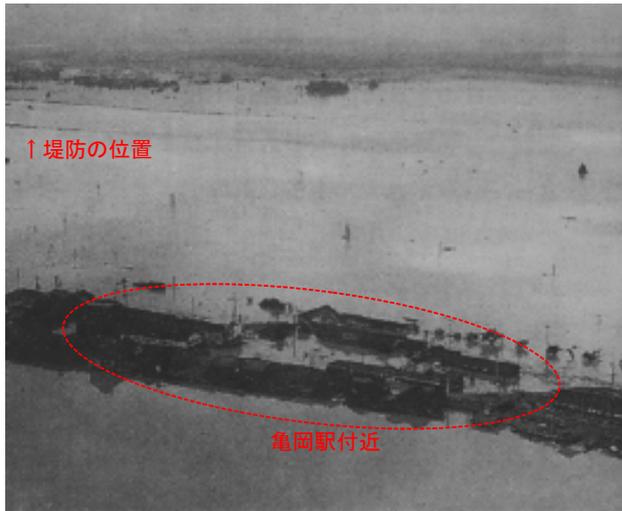


写真 3-7-2(2)

昭和 35 年台風 16 号の浸水状況



写真 3-7-2(3) 昭和 57 年台風 10 号の浸水状況



写真 3-7-2(4) 平成 16 年 10 月台風 23 号洪水による亀岡盆地浸水状況

### (3) 亀岡盆地の整備状況

保津峡上流の亀岡盆地は、河岸段丘により挟まれ狭く、桂川の河床勾配が急(約 1/500)なため、一旦氾濫すると河川内の洪水と一体となって流下する地形である。

昭和 46 年に策定した淀川水系工事实施基本計画では、日吉ダムによる洪水調節と保津峡地点開削を前提とした河川改修による治水対策が位置づけられ、従来この計画に基づき京都府により河川事業が進められている。

日吉ダムについては、昭和 47 年の計画決定から約 30 年の歳月を経て平成 10 年に完成した。亀岡の桂川改修については、昭和 57 年に計画発表し、平成 8 年に本格的に工事に着手した。

京都府の桂川改修計画は、基本計画(請田地点 3,500m<sup>3</sup>/s 河道)と下流直轄区間の整備状況を踏まえ下流に負担をかけないよう霞堤を残した段階的な計画としての暫定計画(同 2,300m<sup>3</sup>/s 河道)や当面計画(同 1,500m<sup>3</sup>/s 河道)からなっている。

特に、桂川の保津地区(保津峡地点入口から旧保津橋までの延長 2,300m 区間)は、無堤区間で疎通能力も極端に低かったこともあり早急な改修が必要であったため、当面計画として、日吉ダムの洪水調節とあわせて、昭和 57 年出水に対応する河道整備を進めており、平成 15 年度には国から緊急対策特定区間の指定を受け、平成 21 年度末の完成を目指して事業の進捗を図っている。

#### (4) 流出計算モデル

亀岡盆地を貫流する桂川は、洪水時には下流狭窄部（保津峡）により堰上げられるため、洪水が発生すると下流へ水が流れにくくなり、亀岡盆地は古くから浸水常襲地域となっている。そのため、先人の知恵により幾多の霞堤が点在する。霞堤の役割は、洪水流量が開口部から氾濫域に流れ込むことにより流量を低減させるほか、流入した氾濫流を洪水の低減に伴い自然に河道へ戻すことである。

上記のとおり、亀岡盆地に流入する洪水流量は幾多にも点在する霞堤によって流量低減するものの、どの程度流量低減するのか評価する必要がある。

桂川の河道及び霞堤による洪水時の自然現象を貯留量と流出量を関数関係で仮定した貯留関数法だけで表現することは極めて困難であり、本検討においては、保津峡による堰上げや霞堤による流量低減をふまえたモデルを新たに作成することとした。

新モデルでは、保津峡による堰上げを考慮し、各霞堤からの氾濫する自然現象を再現したモデルとして構築しているが、京都府の整備計画段階による条件として現況（当面計画）、暫定（暫定計画）、計画（基本計画）の3種類を設定している。

現況：平成7年河道

暫定：京都府暫定計画河道（2,300河道）

計画：京都府計画河道（3,500河道）

## 1) 亀岡盆地のモデル化

亀岡盆地においては、霞・河道モデルにより、下流保津峡への時間毎の流出量を算出する。モデル化に当たり、亀岡盆地の地形から①保津峡流入部の堰上げによる水平湛水区間、②河道で貯留する区間、③霞堤で貯留する区間の3つの氾濫域を設定している。(写真3-7-2(4)) これらは洪水による流量と水位により区間の範囲や氾濫量に変化するように設定している。霞堤に貯留する区間としては亀岡盆地の地形条件から、年谷川、本川左岸、雑水川、曾我谷川、七谷川下流、犬飼川、七谷川上流の7箇所を設定している。なお、霞堤のうち下流の鶴ノ川、西川については霞堤の位置、高さが保津峡流入部(下流端水位)とほぼ同じであるため、個々の霞堤として氾濫量を設定せず、保津峡流入部の堰上げによる水平淡水区間に含めて計算している。(図3-7-2(1))

この池モデルの計算区間としては、保津峡流入部で水位が水平湛水をはじめる区間として下流端を29k地点(請田(国)地点)とし、この湛水状況を考慮し様々な洪水において水位が収束する35.2k地点を上流端として設定している。

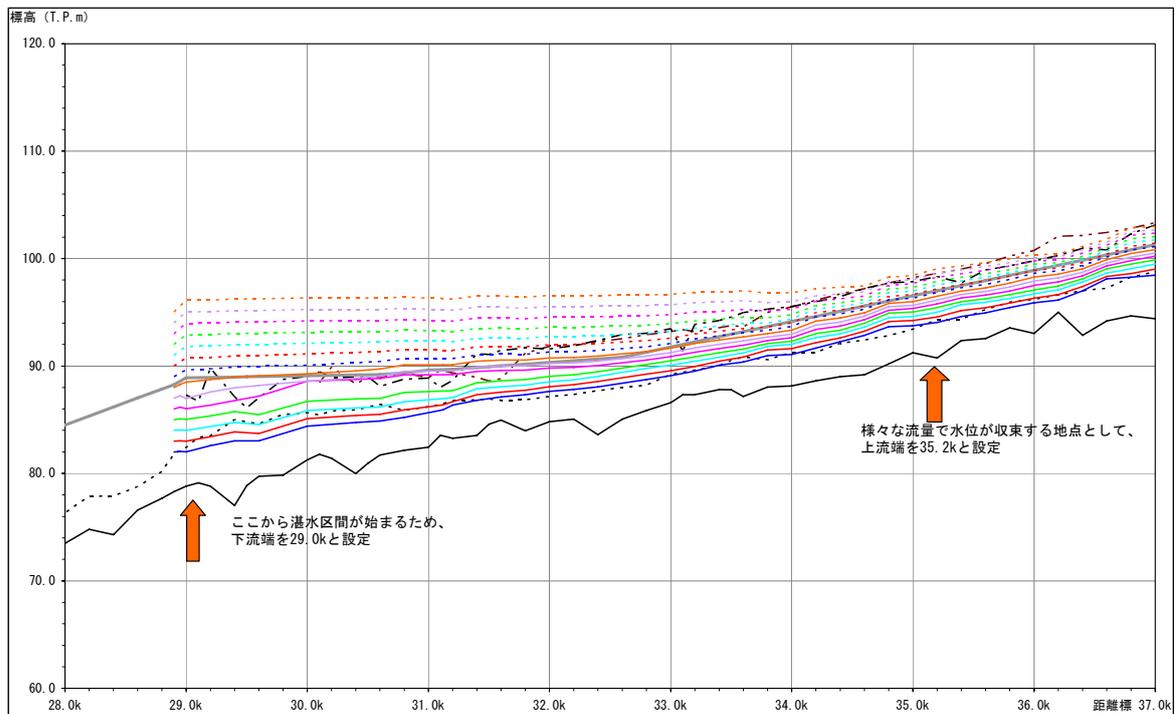


図 3-7-2(1) 亀岡盆地モデルの範囲

## 2) 霞・河道モデルの計算

洪水時において桂川本川はその河床勾配により水面勾配を有する流れである。一方、霞堤からの氾濫水についてはその地形条件からほぼ水平湛水をすると考えられる。

従って、霞・河道モデルについては、河道：水面勾配をもった流れ、霞堤からの氾濫域：水平湛水(池モデル)と仮定して検討する。

なお、池モデルとは、池の代表水位  $H$  と池の容量  $V$  の関係及び池の代表水位  $H$  と池から

の流出量  $Q$  の関係を介して、池への流入量、貯留量から流出量を算出するモデルである。

各霞堤からの氾濫域を池モデルとして検討するため、各霞堤からの氾濫域の  $H-V$ （水位－容量関係）及び霞堤入り口における  $H-Q$ （水位－流量関係）をいかに表すかといったことが問題となる。しかしながら、霞堤入り口毎に  $H-Q$  を確定することは各地点で流量観測を実施していないことから不可能である。

従って、本検討では亀岡盆地を流れる桂川の河道及び複数の霞堤からの氾濫を一つのシステムとして考えることによりモデル化を行うこととする。

ここで、 $t$  時間にモデル上流端から流れ込んでくる流量  $Q_{in}(t-\Delta t)$  と 1 ステップ後  $t$  時間の流量  $Q_{in}(t)$  の平均値とモデル下流端から流出する流量  $Q_{out}(t-\Delta t)$ 、 $Q_{out}(t)$  の平均値との差分が河道貯留と霞内に貯留される合計となる。連続式は次式のとおりに。

$$\begin{aligned} & (Q_{in}(t-\Delta t) + Q_{in}(t)) / 2 - (Q_{out}(t-\Delta t) + Q_{out}(t)) / 2 \\ & = \Delta Q_{河} + \Delta Q_{霞} \end{aligned}$$

なお、支川合流とし、亀岡盆地における桂川本川に合流する大きな支川として「年谷川」（合流地点：29.5km）及び「犬飼川」（合流地点：33.1km）がある。従来の工事実施基本計画の解析計算モデルでは、亀岡上流域に支川の流域に降った雨を残流域として 1 箇所にとまとめて入力されていたが、新モデルではこの 2 支川についてはここに流出量を設定した残流域としてモデルに組み込み、より忠実に自然現象が再現できるように設定している。

基本的には、前述の計算方法と同様であるが、河道による流量低減量を算出するために、行う不等流計算に用いる流量については霞堤からの氾濫による流量低減量を踏まえて算出された流量  $Q_{河}$  を  $Q_{in}$  及び  $Q_{支川}$  の流量比で配分することとする。（図 3-7-2(2)）



$Q_{in}$ は途中、河道低減及び霞による低減を経て $Q_{out}$ となる

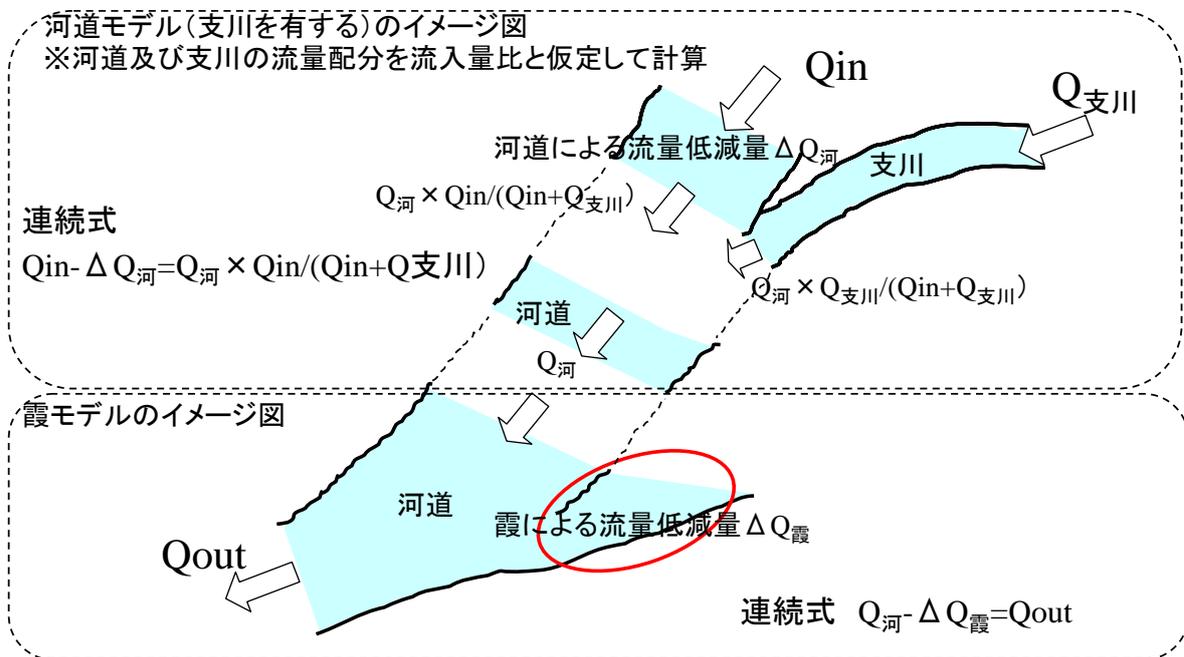
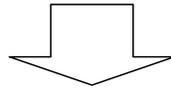


図 3-7-2(2) 支川合流の考え方概念図

### 3) 計算方法

#### ① 霞モデルの計算方法 (図 3-7-2(3))

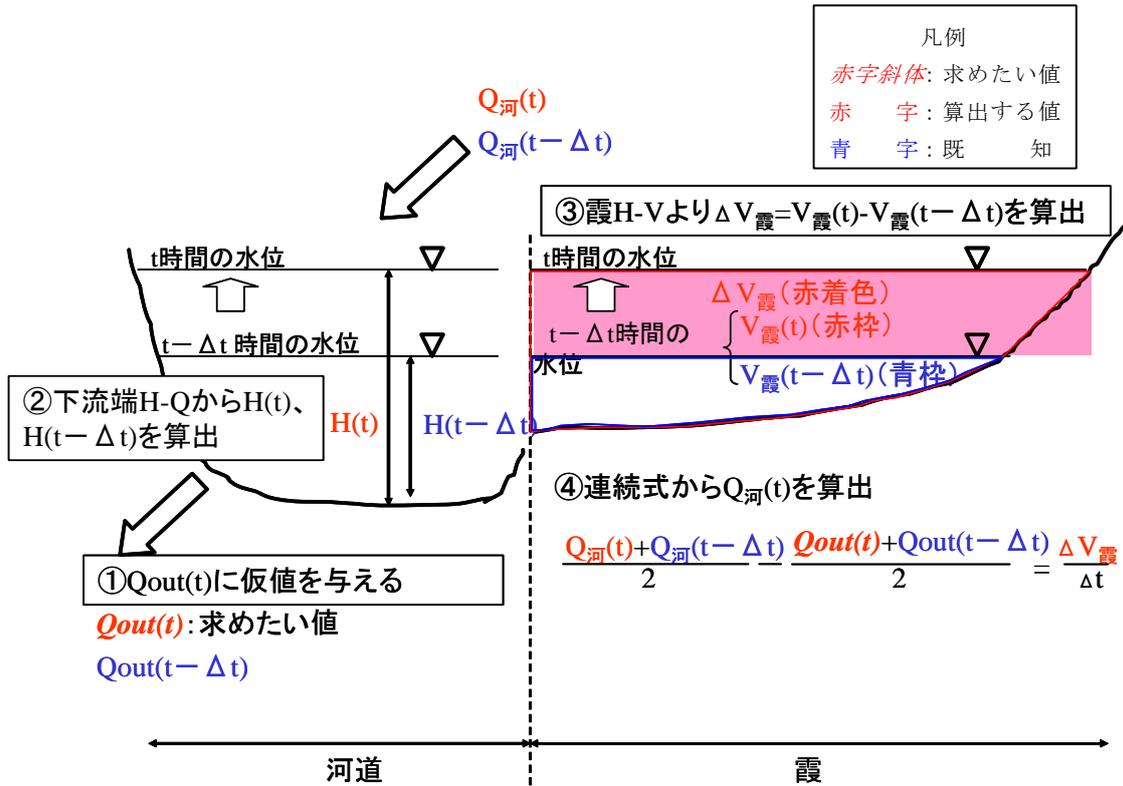


図 3-7-2(3) 霞モデルの計算概念図

a) 下流端流出量  $Q_{out}(t)$  に仮値を与える。

$Q_{out}(t-\Delta t)$  → 既知 (湛水開始時点の流量が初期値となる)

$Q_{out}(t)$  → 未知 (求めたい値) < 仮値を与える >

b) 下流端 H-Q から  $H(t)$ 、 $H(t-\Delta t)$  を算出。

$H(t-\Delta t)$  → 既知 ( $Q_{out}(t-\Delta t)$  を下流端 H-Q 式で変換し算出)

$H(t)$  → 算出値 (①で  $Q_{out}(t)$  に仮値を与えたことにより、下流端 H-Q 式で変換し算出)

c) 霞 H-V から  $\Delta V_{霞} = V_{霞}(t) - V_{霞}(t-\Delta t)$  を算出

$V_{霞}(t-\Delta t)$  → 既知 ( $H(t-\Delta t)$  を霞 H-V で変換し算出)

$V_{霞}(t)$  → 算出値 (②で算出した  $H(t)$  より霞 H-V で変換し算出)

d) 連続式から  $Q_{河}(t)$  を算出

$(Q_{河}(t) + Q_{河}(t-\Delta t)) / 2 - (Q_{out}(t) + Q_{out}(t-\Delta t)) / 2 = \Delta Q_{霞} (= \Delta V_{霞} / \Delta t)$

②河道モデルの計算 (図 3-7-2(4))

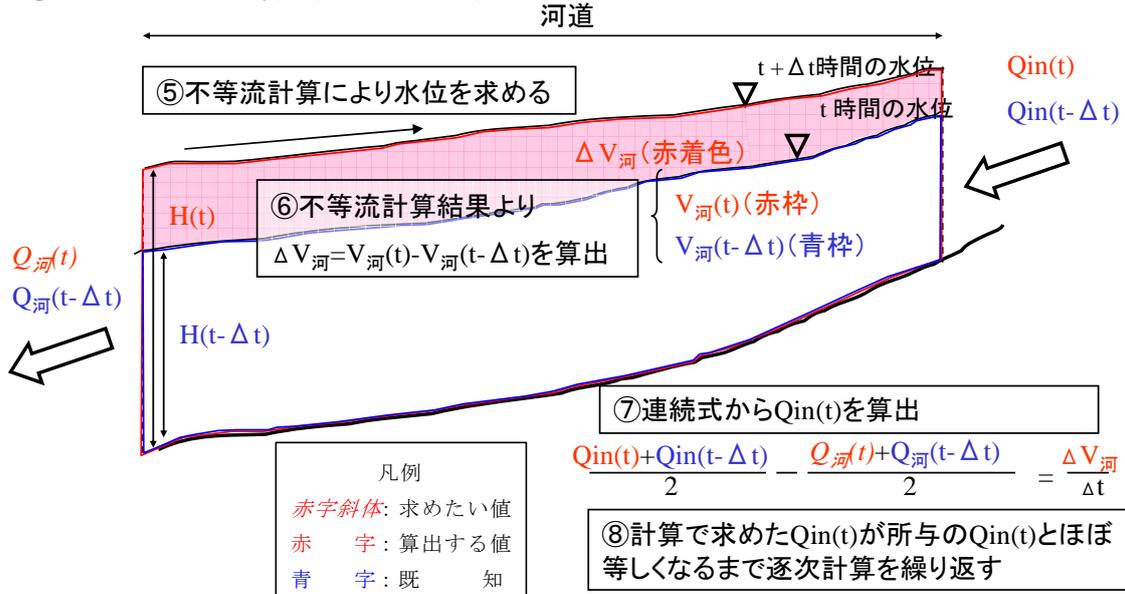


図 3-7-2(4) 河道モデルの計算概念図

e) 不等流計算により水位を算出

t 時間における河道の水位→H (t-Δt) 、 Q河 (t-Δt) から不等流計算

t 時間における河道の水位→H(t) 、 Q河(t)から不等流計算

f) 不等流計算結果より ΔV河=V河(t)-V河(t-Δt) を算出

V河(t-Δt) 、 V河(t)→⑤の不等流計算により算出される水位をもとに算出。

g) 連続式から Qin(t) を算出。

$$(Q_{in}(t) + Q_{in}(t-\Delta t)) / 2 - (Q_{河}(t) + Q_{河}(t-\Delta t)) / 2 = \Delta Q_{河} (= \Delta V_{河} / \Delta t)$$

h) 計算で求めた Qin(t) が所与の Qin(t) とほぼ等しくなるまで逐次計算を繰り返す。

以上のとおり、①～⑧の計算を行うためには、下流端河道 H-Q (水位－流量関係) と各霞堤からの氾濫域の H-V (水位－容量関係) が必要となる。

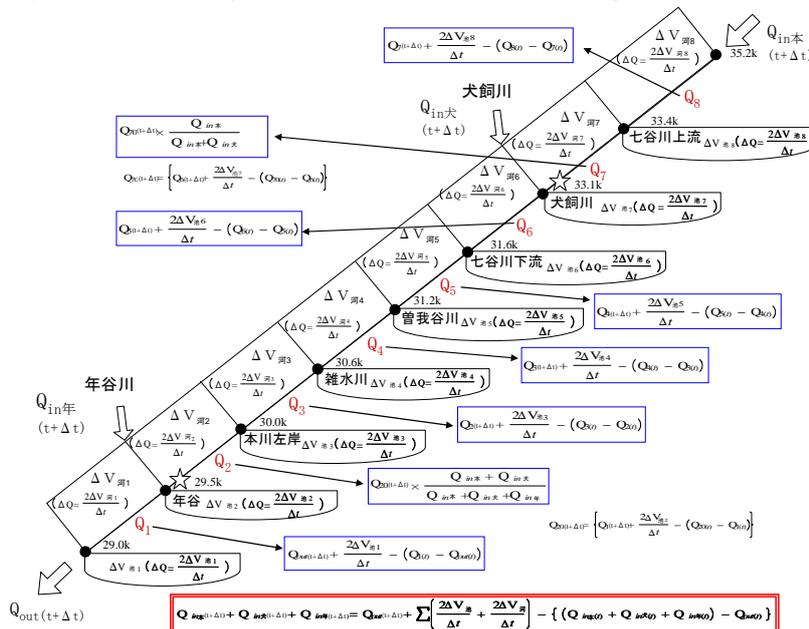


図 3-7-2(5) 桂川 モデル流量配分図

#### 4) モデル下流端の代表水位

##### ①モデルの代表地点

モデル下流端には、国が観測している請田（国）地点と保津峡地点、京都府が観測している請田（京）地点がある。このうち、請田（京）地点と保津峡地点は、保津峡の峡谷の区間に存在するため、亀岡盆地の水位を表現することは困難である。一方、請田（国）地点は保津峡入口の手前で盆地モデルの下流端に位置する。このため、亀岡モデル下流端の代表水位は請田（国）地点の水位を用いることとした。

なお、下流端を確定する方法としては、請田（京）観測所の水位－流量データからH－Q式（平成8年以降）を作成し、各水位と流量で不等流計算を行い水面勾配が緩くなる変曲点を下流端地点をすることとした。

不等流計算により水面勾配を確認した結果、図3-7-2(6)のとおり、29.0k地点を変曲点とし上流にかけて緩やかな勾配となることが明らかとなったことを確認している。

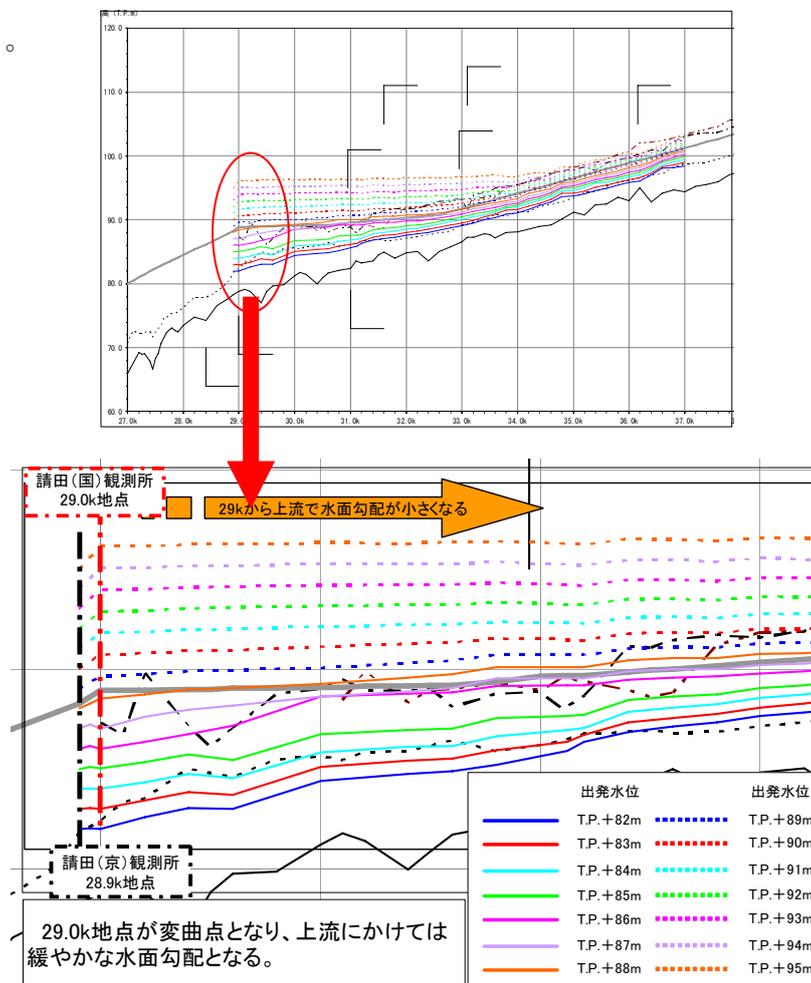


図 3-7-2(6) 下流端の設定(水面勾配の確認)

②請田（京）地点の観測データの照査

亀岡盆地モデル下流端に位置する請田地点では、国と京都府がそれぞれの観測所において観測を行っており、各々の観測所の観測データの照査、観測所の取り扱いについて確認を行った。

請田（国）地点は昭和 31 年から直轄で計測されている普通観測所であり、洪水時においては、水位は観測記録があるものの、浮子を投下する橋梁や投下する施設を整備する箇所もなく、流量観測が困難な箇所であったため、既往洪水の流量観測が測定できていない。また、請田（京）地点は請田（国）地点より約 100m 下流地点に設置された観測所であり、平成 8 年以降京都府が流量観測を実施している。（写真 3-7-2(5)）

表 3-7-2(2) 各観測所データ水位蓄積状況

洪水名		請田(国)観測所		請田(京)観測所		保津峡観測所		検討対象洪水
		水位	流量	水位	流量	水位	流量	
昭和28年台風13号	S2809T13							
昭和31年台風15号	S3109T15	○						S3308T17
昭和33年台風15号	S3308T17	○				○	○	
昭和34年台風7号	S3408T07					○	○	S3508T16
昭和34年台風15号	S3409T15					○	○	
昭和35年台風16号	S3508T16	○				○	○	S3606
昭和36年6月豪雨	S3606	○				○	○	
昭和36年10月豪雨	S3610	○					○	S4009T24
昭和40年台風24号	S4009T24	○				○	○	
昭和47年7月豪雨	S4707	○				○	○	S4707
昭和47年台風20号	S4709T20	○				○		S4709T20
昭和57年台風10号	S5707T10					○		
昭和58年台風10号	S5809T10					○	○	H0808
平成元年9月豪雨	H0109					○		
平成2年台風19号	H0209T19					○	○	H0907T09
平成6年台風26号	H0609T26					○	○	
平成8年8月豪雨	H0808			○	○	○	○	H110628
平成9年台風9号	H0907T09			○	○	○	○	
平成11年6月豪雨	H110628			○	○	○	○	H1610T23
平成16年台風23号	H1610T23			○	○	○	○	

請田（国）地点の水位データは、表 3-7-2(2) に示す洪水において、非常観測時（毎正時）のデータがあり、その他の洪水時にも普通観測（6 時、18 時）は実施されている。

以上のように請田（国）地点の水位観測期間が限定されており、また流量観測が行われていないことから、データを補完するため、請田（京）地点のデータ活用が可能か検討した。

a) 水位データの照査

両地点間の距離が短いことから、請田（国）地点と請田（京）地点の水位データを同値として扱うことができるか確認をするため同洪水同時刻で観測した水位データを比較した。

その結果、表 3-7-2(3) のとおり、観測所の位置が 100m しか離れて否にもかかわらず、水位差が約 20cm あることから、請田（国）地点と請田（京）地点の水位は同値と

せず、それぞれの地点の値として取り扱うこととした。

表 3-7-2(3) 請田(国)地点及び請田(京)地点水位の比較

請田(国)と請田(京)の比較	水位(m)		
	請田(国)	請田(京)	差
平成8年8月28日 18:00	85.114	84.983	0.131
平成9年8月 5日 18:00	84.714	84.5	0.214

※平成8年観測においては、請田(京)で17:38<84.85m>と18:11<85.05m>で観測されており、18:00の観測に修正して水位差を求めると約13cmの差となる。



写真 3-7-2(5) 亀岡盆地下流端 請田地点航空写真

b) 流量データの照査

請田(国)地点と請田(京)地点は100m程度しか離れておらず、支川の合流もないため、観測される流量データは同じであると判断できる。

請田(京)地点では、平成8, 9, 11, 16年の流量観測データについて照査を行う。但し、平成16年10月洪水の流量観測においては、10月20日18時頃に基準水位標が破損し、それ以降の水位が基準量水標で観測できていない。そこで、請田(京)地点は山付区間の中に基準点及び第1見通断面が存在し、山付区間の断面はほぼ同等であり、流下する洪水の水位は同じであることから、平成8, 9, 11年の流量観測結果より算出した基準量水標での水位と流下断面積の相関式を作成し、平成16年10月洪水第1見通断面での流下断面積から基準量水標での換算基準水位を求め使用することとした。

※請田(京)地点 H-A 近似式を作成し、断面積から換算基準水位を求めた。(図 3-7-2(7))

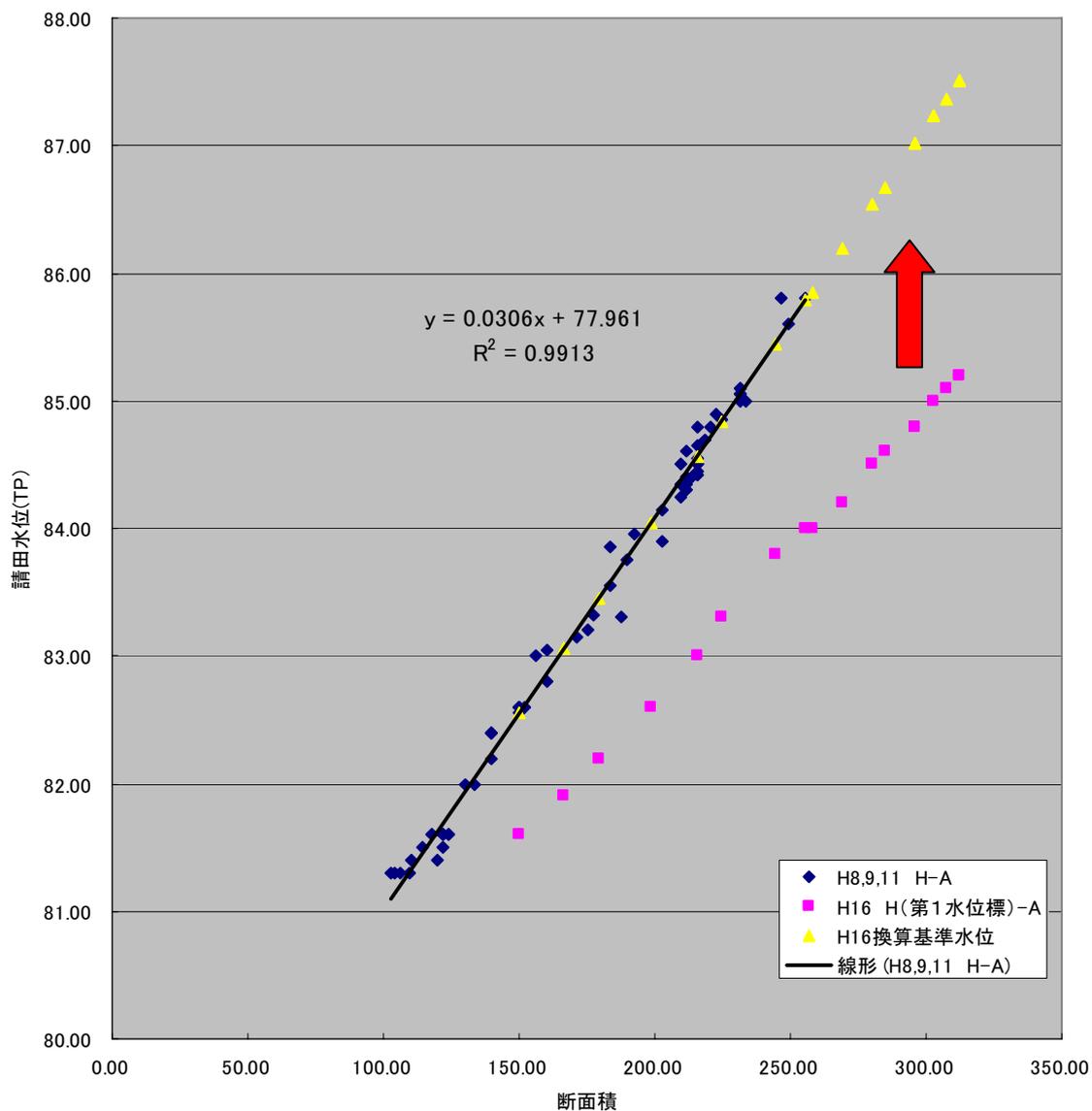


図 3-7-2(7) 請田(京)地点 水位一流下断面積関係図

請田(京)地点データその妥当性を確認するために以下について照査を行った。

- ・ピーク水位、ピーク流量、流量ハイドロの規模・形状
- ・流量観測値の相関関係
- ・零点高の確認

具体的には、上流の各地点から順にピーク水位、ピーク流量が生起しているか、流量ハイドロの規模、形状が相似しているか、といった観点で照査を行った。その結果、請田(京)地点の流量観測は正常であると判断できた。(図 3-7-2(8))

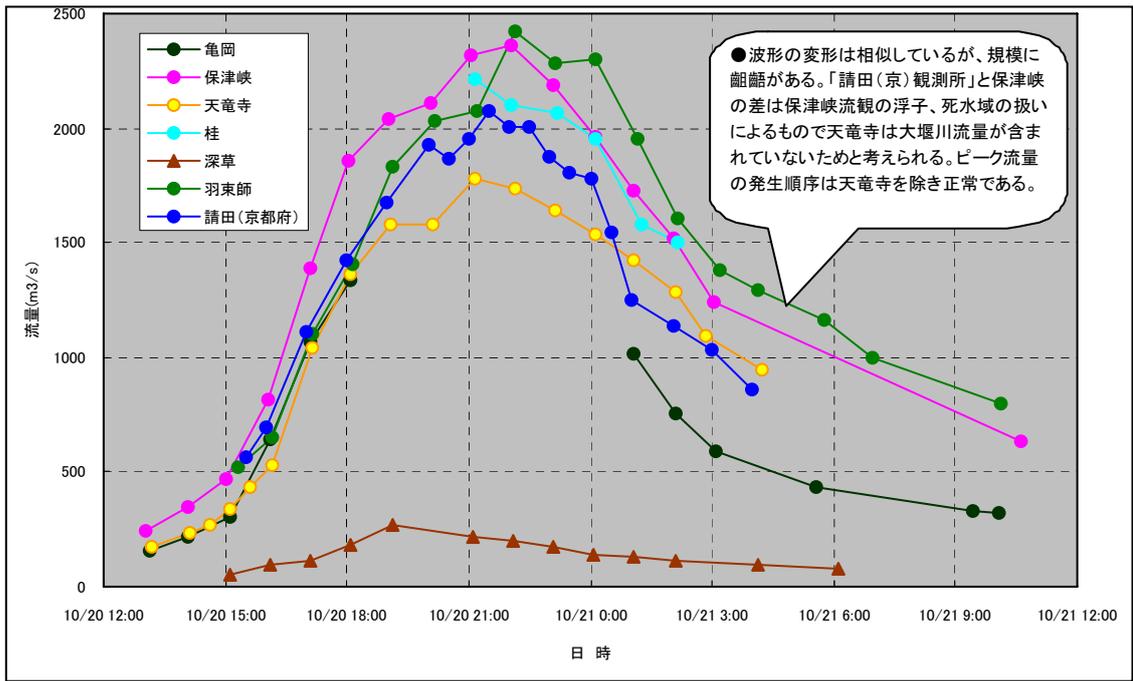
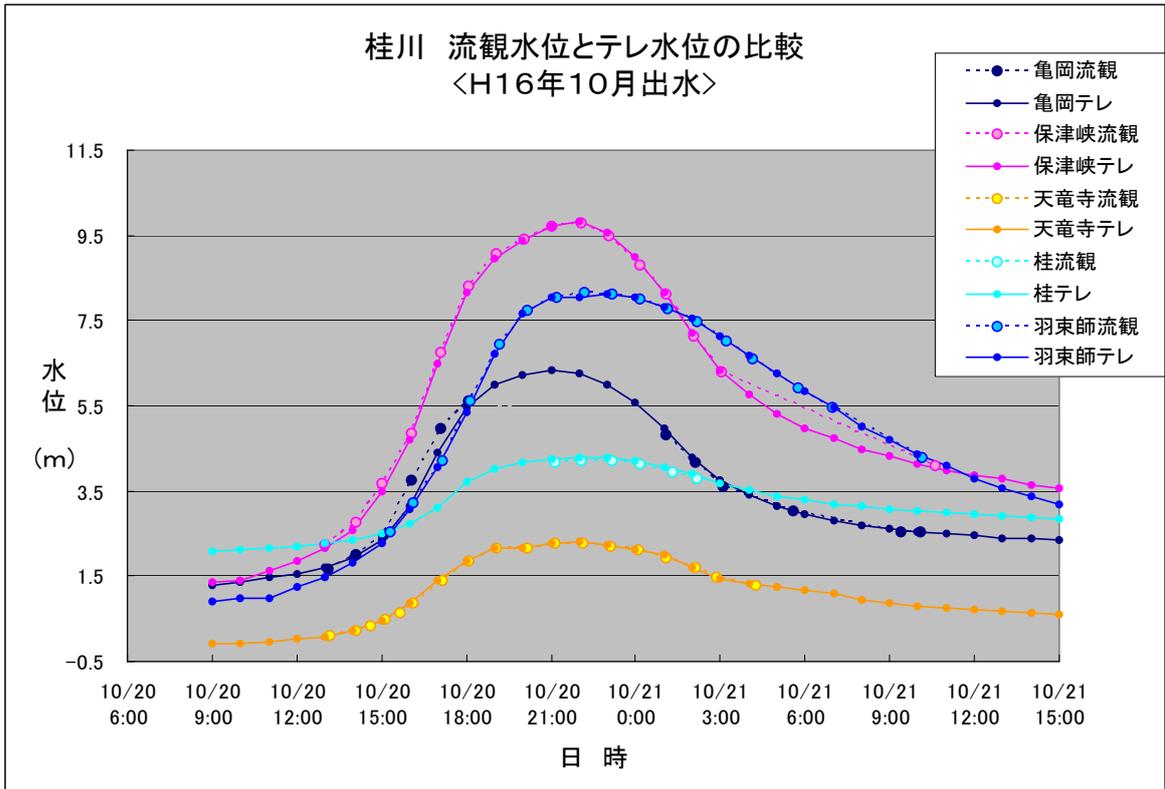


図 3-7-2(8) 桂川における流量及び水位の時間変化

洪水時の水位と流量をプロットし、時系列に追跡してプロット点の回転方向を確認した。結果はピーク流量付近ではほぼ反時計回りのループを描いているが、全体としてはばらつきはある物の急流で見られるようにほぼ直線を描いている。(図 3-7-2(9)) さらに、プロット位置の不規則性の幅を水位と $\sqrt{Q}$ の相関関係により確認した。(図 3-7-2(10)) 検証に当たっては、各出水別のバラツキ(河道は岩盤であるため経年的な変

化はない)を相関係数により確認した。結果はいずれも相関係数は高いものとなった。特に、ピーク後の全流観値の相関は 0.99 を上回った。(表 3-7-2(4))

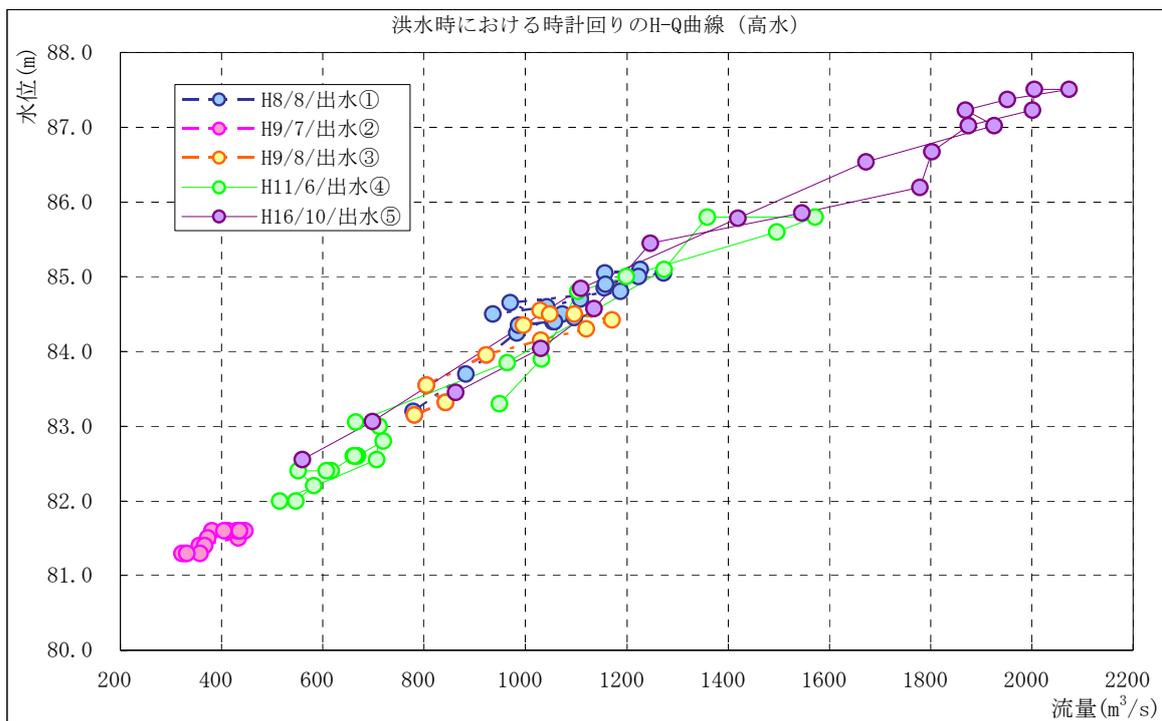


図 3-7-2(9) 請田(京)地点における流量観測データ(H-Q)

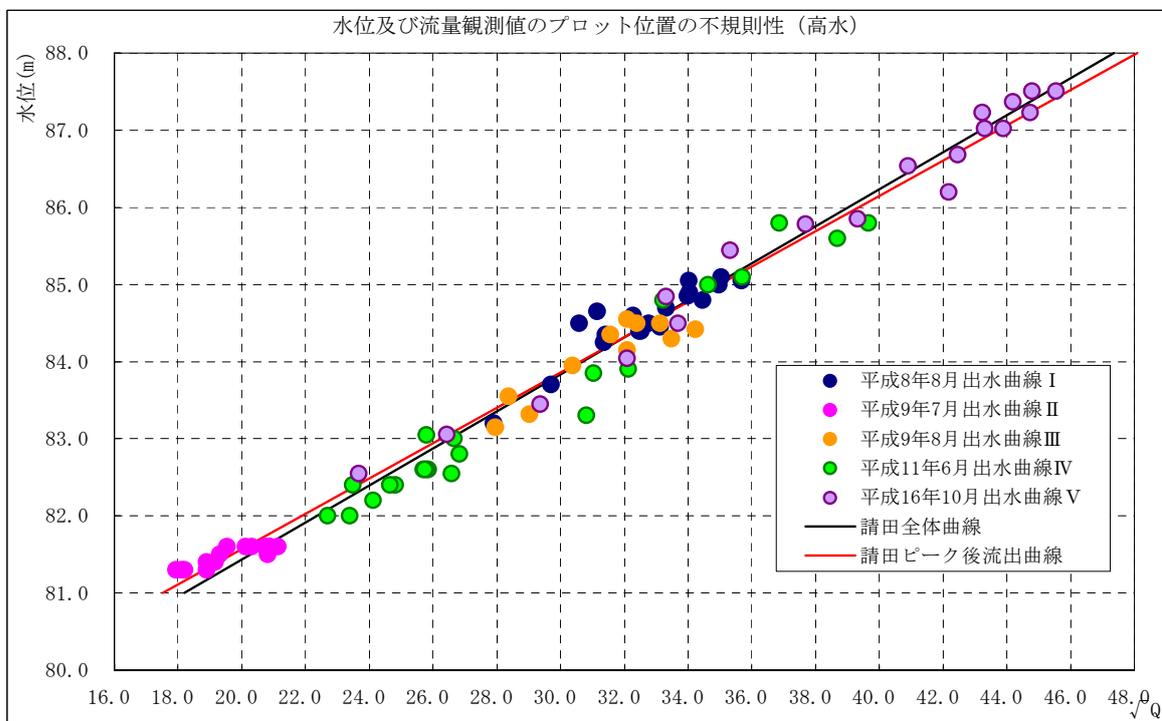


図 3-7-2(10) 請田(京)地点における流量観測データ(H- $\sqrt{Q}$ )

表 3-7-2(4) 請田(京)地点における流量観測データ(H-Q)の相関

水位と√Qの相関係数							
曲線番号	相関係数	結果	備考	曲線番号	相関係数	結果	備考
平成8年8月出水曲線Ⅰ	0.913118861	妥当		請田ピーク後流出曲線	0.992020801	妥当	
平成9年7月出水曲線Ⅱ	0.886636233	妥当					
平成9年8月出水曲線Ⅲ	0.906469675	妥当					
平成11年6月出水曲線Ⅳ	0.982631845	妥当					
平成16年10月出水曲線Ⅴ	0.990195325	妥当					
請田全体曲線	0.991006686	妥当					

③ 零点高の確認

桂川の水位観測所の零点標高の変遷について確認を行った結果を表 3-7-2(5)に示す。表3-7-2(5)のとおり、請田(国)地点の零点高は、T.P.+80.114m で変動がないことが確認されている。

表 3-7-2(5) 桂川上流の水位観測所零点高標高の変遷

	新 町	亀 岡	請 田	保津峡	天童寺	根拠資料
1	-	? +84.745	-	-	-	S27水理観測年報
2	-	? +84.745	-	-	? +34.36	S28水理観測年報
3	-	OP+84.447 <84.745>	TP+80.1143	OP+48.0735	-	S30年代の観測台帳 亀岡:30年8月測量により TP83.247+1.2=OP84.447
4	TP+109.869	OP+84.474	OP+80.1143	-	OP+34.360	S31水理観測年報
5	TP+109.869	? +87.474	? +80.1143	-	? +34.360	S32水理観測年報
6	-	OP+84.745	TP+80.1143	-	? +34.360	S33非常水位表
			<81.314>			
7	TP+109.870	OP+84.748	OP+80.114	48.073	-	S33水理観測年報
8	TP+109.870	OP+84.745	TP+80.114	-	OP+34.360	S33年8月or9月出水報告
9	TP+109.870	OP+84.745	OP+80.114	OP+48.073	-	S34水理観測年報
10	-	TP+87.474	-	OP+48.0735	OP+34.360	S34年9月26日出水報告
11	-	-	TP+80.114	-	-	S35水理観測年報
12	-	TP+83.247	TP+80.114	OP+48.073	-	S35年6月21日出水報告
13	TP+109.870	TP+83.247	TP+80.114	OP+48.073	OP+34.360	淀川・大和川の洪水資料s35.8
14	-	TP+83.247	TP+80.114	OP+48.073	-	S36年出水報告
15	TP+109.700	TP+83.247	TP+80.114	OP+48.073	OP+34.360	S40年出水報告
16	TP+109.700	TP+83.247	TP+80.114	OP+48.073	OP+34.360	S40年台風2.4号関係綴
17	TP+109.700	TP+83.247	TP+80.114	-	OP+34.360	S47年出水報告
18	TP+109.700	TP+83.247	TP+80.114	OP+48.073	OP+34.360	淀川・大和川の洪水資料その二s51.4
19	-	TP+83.247	TP+80.114	OP+48.073	OP+34.360	S50年代後半の観測台帳
20	TP+109.700	TP+83.247	-	OP+48.073	OP+34.360	S55/3横断測量
21	TP+109.700	TP+83.247	-	OP+48.073	OP+34.360	S57年S58年出水報告
22	TP+109.700	TP+83.247	-	OP+48.073	OP+34.360	H2年出水報告
23				OP+48.073		H6/3横断測量
24				OP+48.077		H8/3横断測量零目盛り
25				OP+48.084		H11/3横断測量零目盛り
26	TP+109.700	TP+83.247	TP+80.114	TP+48.073	OP+34.360	H13年12月水文観測所現況表
27	TP+109.700	TP+83.247	-	TP+48.073	OP+34.360	H14年3月記入観測所台帳
28		TP+83.303	-	OP+48.076	OP+34.390	H15/2横断測量零目盛り
29		TP+83.287	-	OP+48.067	OP+34.387	H16/2横断測量零目盛り
30				OP+48.056		H18/2横断測量零目盛り
	S40年出水前	S30年8月以降				<b>結論</b>
確 定	TP+109.870	TP+83.247	TP+80.114	OP+48.077	OP+34.360	桂川上流の観測所において、零点高標高が大幅に変化、変更されたものはない。
	S40年出水後					
	TP+109.700					
<b>備考</b>						
①天童寺、保津峡、請田観測所の量水標零点高(標高)の経年変化はないと判断した。 なお、保津峡観測所の平成13年水文観測所現況表と平成14年観測所台帳の「TP表示」及び請田観測所の昭和31年、33年、34年の水理観測年報の「OP表示」は単純表示ミスと思われる。						
②亀岡観測所の量水標零点高(標高)の経年変化は、昭和30年8月測量以降ないと判断した。 なお、昭和30年以前はTP+84.745mと表示されているが、昭和30年8月測量は零点高標高に疑義があり実施されているので、既に誤差があったと思われる。昭和28年13号台風にて量水標の流出等による影響があったものと推察されるが明確ではない。また、昭和30年代前半にはOP表示となっており、その標高値も「84.447、84.745、84.474、84.748」とばらばらについているが、当時の観測台帳に記されている測量実施日から判断して転記や記入ミスと思われる。						
③新町観測所の量水標零点高(標高)の経年変化は、昭和40年出水前後で区別されると判断した。 昭和40年出水時において蓼島堰が決壊しており、その影響によるものと思われる。						

## 5) 請田（国）地点における H-Q 式の作成

亀岡盆地モデル下流端では、水位のみが計測されている請田（国）地点と近年のデータしか計測されていない請田（京）地点の 2カ所のデータが存在するが、請田（国）地点においては、水位記録は存在するものの、流量観測を行っていないことから H-Q の作成ができない。また、請田（京）地点においては、平成 8 年以降の観測データしかないことから、既往洪水の再現ができないことが問題となる。

このような問題から、モデル下流端 29.0k の請田地点 H-Q は、請田地点（国・京とも）のデータから直接算出できないため、昭和 30 年代から近年までデータが揃っており（表 3-7-2(2)）、請田地点より約 6km 下流にある保津峡地点のデータを用いて作成することとした。（図 3-7-2(11)）

請田地点 H-Q 作成方法は、保津峡地点データから算出される H-Q、請田地点と保津峡地点の H-H 関係（水位関係）と請田地点の流量 Q と保津峡地点の流量 Q は、時間差を考慮すれば同じであるという仮定をもとに作成する。

なお、流域面積は、請田地点は 728km<sup>2</sup>、保津峡地点は 744km<sup>2</sup> であり、両地点間の残流域面積は 16km<sup>2</sup> と小さく、大きな流入河川等が存在しない。

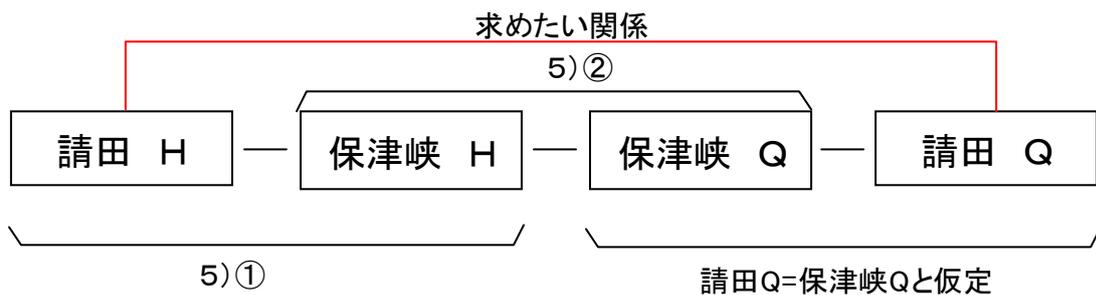


図 3-7-2(11) 請田 H-Q 作成イメージ

### ① 請田（国）地点、保津峡地点の H-H 式作成

請田（国）地点から保津峡地点までの距離が約 6km あることについての時間差検討を行い、請田（国）地点の水位ハイドロと、15 分ずらした保津峡地点の水位ハイドロから H-H を作成した。

請田（国）地点と保津峡地点の時刻水位データでは 1 時間毎の時刻水位であるため、きちんと正時にピークが発生しているかは不明である。

より詳細な「遅れ時間」を算出するために毎正時の水位を直線でつなぐのではなく、毎正時の間隔を雲形定規により水位のピークを想定した曲線で繋ぎ、各洪水の詳細なハイドログラフを作成し、15 分毎の水位を設定した。

図 3-7-2(12) は、ピーク水位付近のみを比較したものである。請田（国）地点と保津峡地点ではおよそ 15 分の遅れ時間が発生していることがわかる。

なお、昭和 40 年 9 月洪水は、ピーク時刻が請田と保津峡で逆転しているが、この洪

水は、ピーク流量付近が全く平坦になっており、水位の洪水時の微妙な波動の関係から見かけ上、このようになっている。

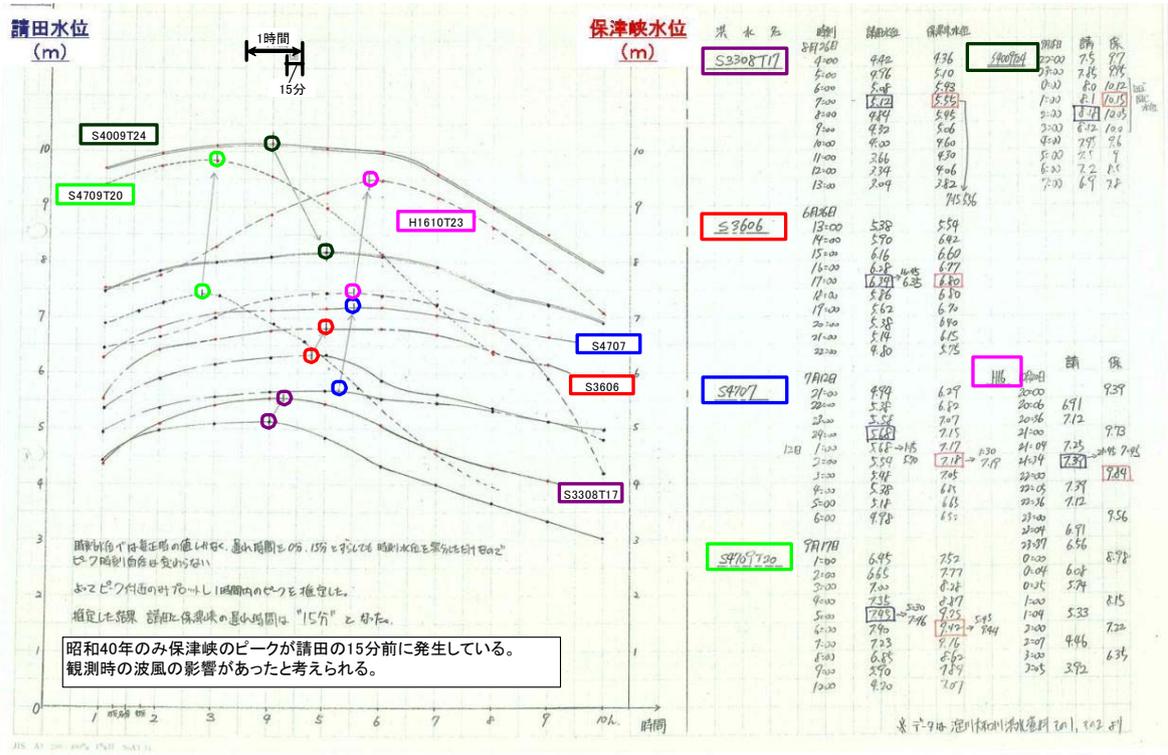


図 3-7-2(12) 請田(国)地点水位と保津峡地点水位の水位ピーク時間比較

上記の遅れ時間を元に、請田(国)地点水位と保津峡地点水位の関係を作成した。  
(図 3-7-2(13))

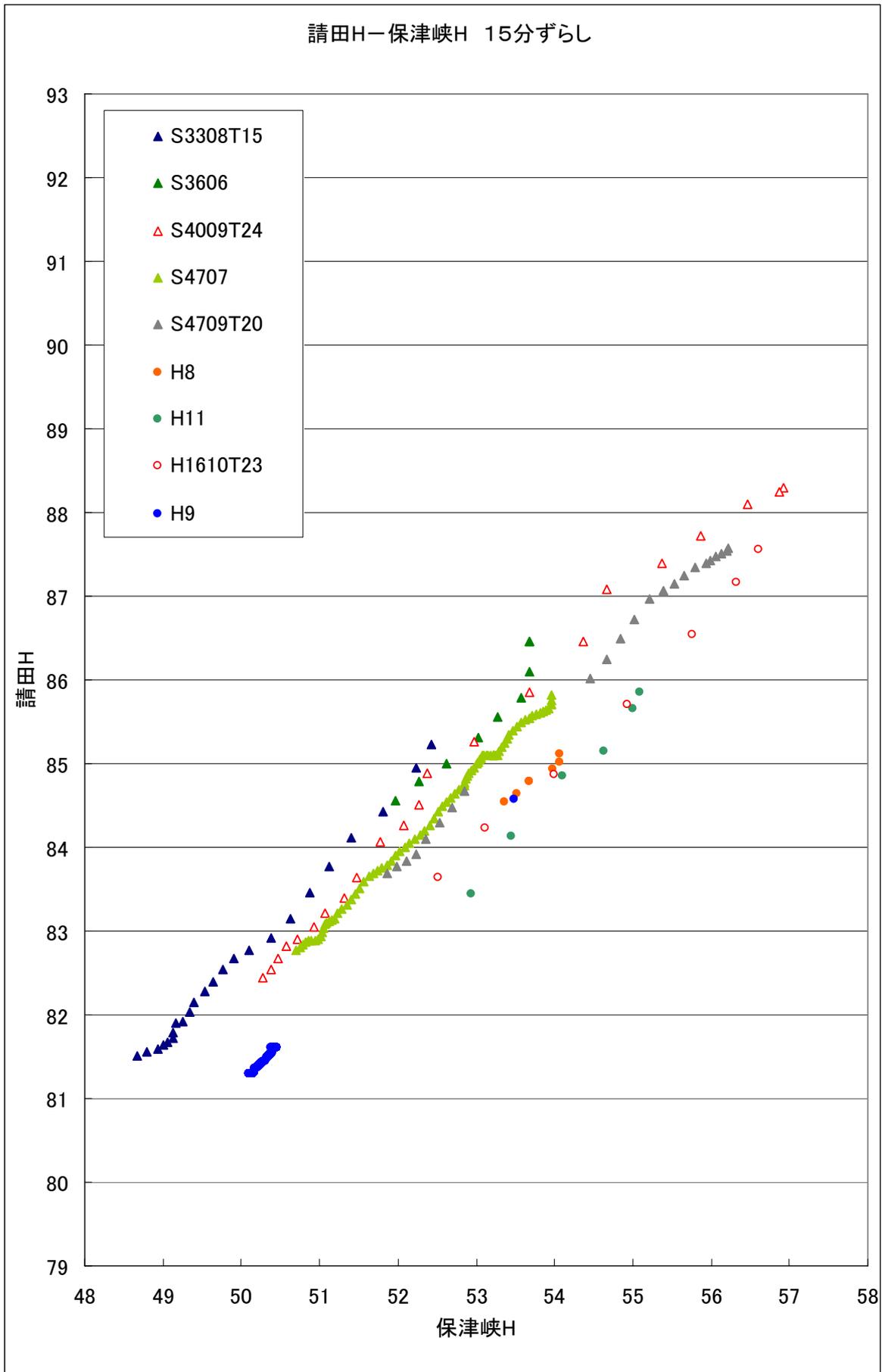


図 3-7-2(13) 請田(国)地点と保津峡地点の H-H 図

作成した H-H 図では、対象洪水のデータを全て使用せず、洪水の下降部分のみ使用している。これは、洪水時の上昇時は残流域の影響や降雨状況から上昇の形がいろいろと変わるためである。

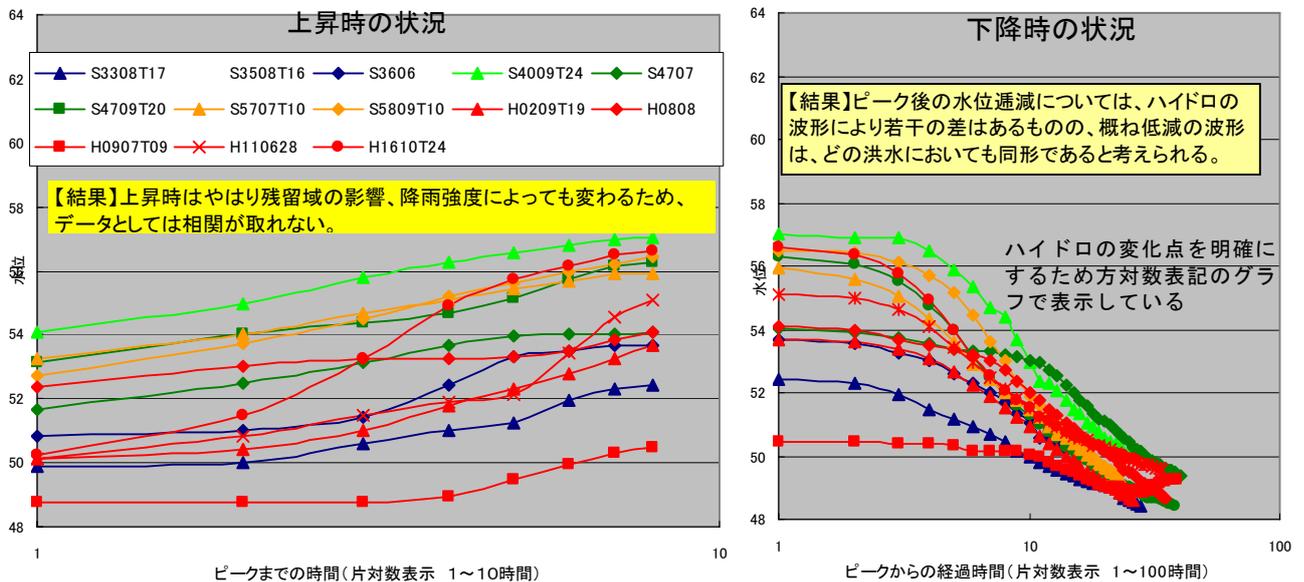


図 3-7-2(14) 請田地点の水位ハイドロ

図 3-7-2(14)に示すとおり、洪水の下降時は、亀岡盆地で遊水した水が請田地点から流れ出すという非常に滑らかな流出型となり、また上流と下流で、その間の残流域は小さく、影響もほとんど現れないことから、断面（器）が変わらなければ同じ流出形態となるため、各洪水について 1 対 1 の相関のとれる低減時のみのデータを使用する。

特に、水位が急上昇する洪水は、請田地点と保津峡地点の間の到達時間を各時刻毎に正確に推定し、水位が急上昇している保津峡地点の水位を推定するのでなければ、時刻誤差による推定水位の誤差が大きくなり、請田地点水位と保津峡地点水位との 1 対 1 の対応をとることが困難となる。

そこで、現実的に水位の下降時にはどのような洪水も一様に互いに滑らかで相似性を示し、水位下降も緩やかで安定しており、しかも残流域が 16 km<sup>2</sup>（保津峡上流流域面積 744km<sup>2</sup>、請田上流流域面積 728km<sup>2</sup>）であるため、残流域からの流入も小さく、請田地点水位と保津峡地点水位の 1 対 1 の対応が極めて正確にとれることがわかる。

これによって、洪水低減時の水位相関を年次毎に請田（国）地点と保津峡地点の水位相関をとった場合、それぞれで高い相関（R<sup>2</sup>=0.99 以上）が取れることを確認した。

よって、この H-H に関しては、保津峡の河川整備を考慮し、年代別に 4 本に分けた相関式を作成した。（図 3-7-2(15)）

請田Hー保津峡H 15分ずらし

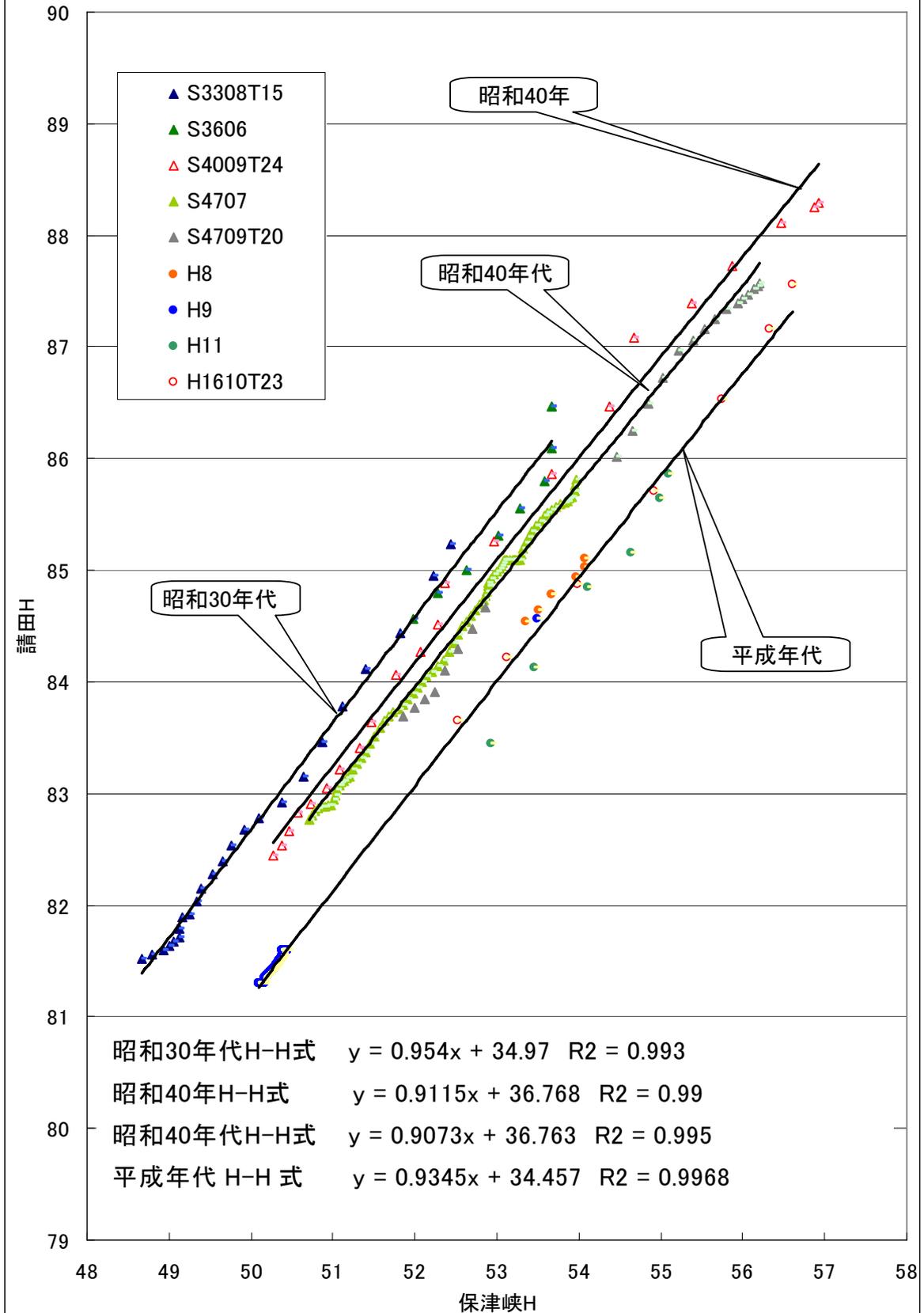


図 3-7-2(15) 下降時の水位ハイドロ(年代別)

ここで特に注目されるのは、保津峡地点水位に対して、請田地点水位が各年代に従って、低下していることである。つまり、直感的には請田地点の水位観測地点の河床が低下している。

これについては、亀岡市史によると保津峡の流入部である請田（国）地点付近において、昭和 36 年洪水での被害に対してそれ以降に、川浚え等の河川整備が行われており、その影響であると考えられる。（図 3-7-2(16)）

# 新修 亀岡市史

本文編 第三卷

## 第六章 経済の高度成長と変貌する亀岡

他方、保津峡を切り開けという市民からの怒りの声は高まるばかりで、一九六〇年には被災地の住民を中心として上桂川逆流防止同盟（会長 田中豊四郎保津町口谷会長）が約一五〇〇世帯によって結成された。亀岡市議会でも保津川逆流防止対策推進特別推進委員会を設立し、運動を強化することとなった。上桂川逆流防止同盟は一九六〇年十一月半務所を市役所に置くこととし（現代通）、また、市役所内部にも亀岡市逆流防止対策事務局が置かれて、市役所と市民が一九〇〇となって建設省や府へ要請運動をおこなうこととなった。しかし、一九六一年の水害時には、たまりかねた逆流防止同盟が、「保津峡を切り開いて欲しい。もし府、市が切り開かないときは、被害者の手で実力行使する」と、十月三十日、京都市府庁に直訴（京都新聞、一九六一年十一月二日）。翌三十一日には保津川逆流防止対策推進特別委員会も府庁を訪問し、保津峡の切り開きを強く迫った。

その結果、ようやく一九六一年十一月から、府道嵯峨亀岡線の改良工事と岩盤切り取り工事、川ざらえの工事がおこなわれることとなった。総工費二、〇〇〇万円をかけて、保津峡入り口の請田神社付近から府道嵯峨亀岡線の改修に着手。幅員を一・五メートルから四メートルに広げるとともに、道陸面を掘り下げた。この工事で約一万二六〇〇トンの石と三三〇〇トンの土砂が削り取られた。さらに、翌一九六二年には、工費七〇〇万円です請田神社付近から下流八〇〇メートルにかけての川ざらえを実施。さらに、火薬八一〇キログラムを使って約八〇〇〇トンの岩石を取り除いた（京都新聞、一九六二年一月十二日）。

この工事によって保津川の逆流はある程度緩和されたが、根本対策にはほど遠いものであった。一九六二年六月十一日には、梅雨で保津川がまた逆流。水田二八一ヘクタールが冠水し刈り取ったばかりの麦六七ヘ

図 3-7-2(16) 亀岡市史(抜粋)

なお、この洪水低減時の水位相関をとるにあたって、亀岡で戦後最大洪水である昭和 35 年台風 16 号については、請田地点の水位観測がピーク以降の低減部は一定勾配の直線で記述されており、おそらくピーク以降は観測できず、5 時間後の水位を按分して記述してあると思われることから、上記の検討から除外している。（図 3-7-2(17)）

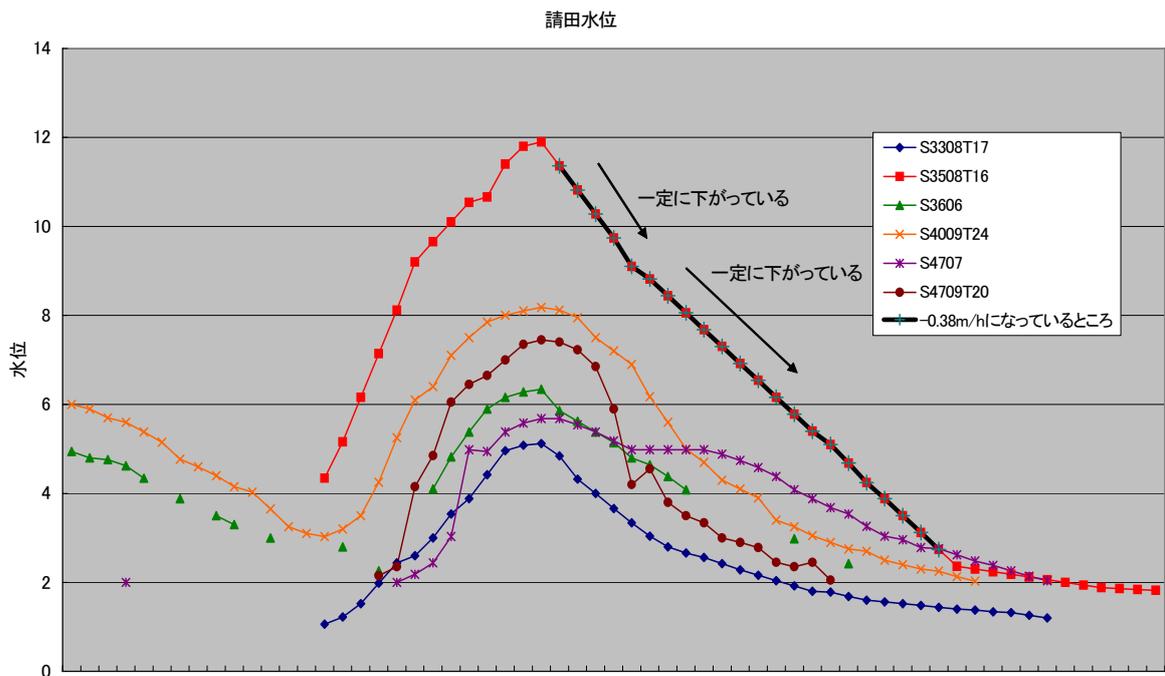


図 3-7-2(17) 請田(国)地点水位ハイドロ

なお、昭和 35 年台風 16 号洪水において水位のピークまでは適切に水位観測がなされていたとして、図 3-7-2(15)に昭和 35 年台風 16 号の点をプロットした場合、図 3-7-2(18)のとおりとなる。

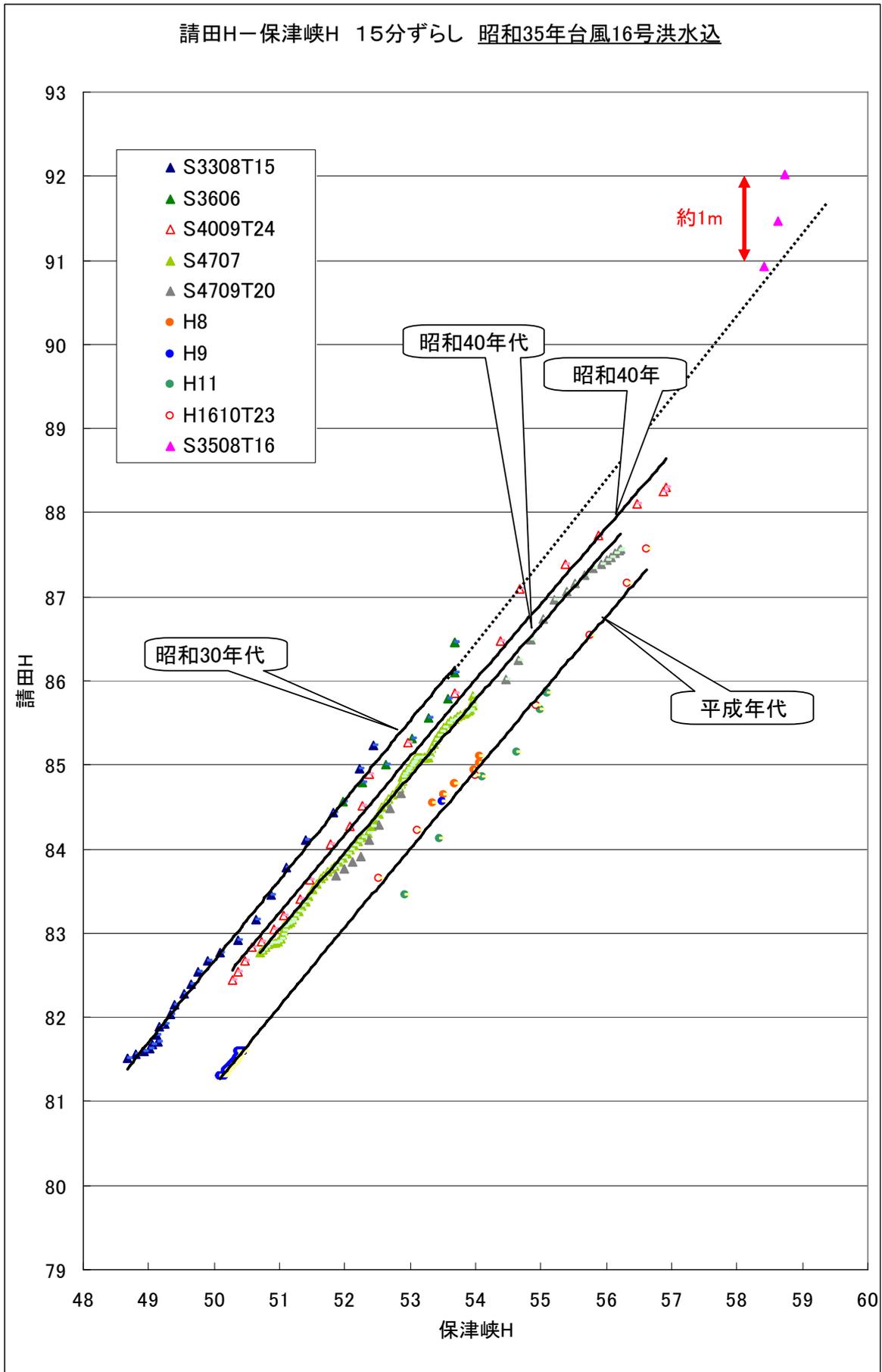


図 3-7-2(18) 請田(国)地点—保津峡地点 H-H 図(昭和 35 年台風 16 号洪水込)

昭和 35 年台風 16 号洪水における請田地点の水位は、昭和 30 年代の線の延長線より約 1m 高くなっている。これは、次のような理由による。

昭和 30 年代は、桂川の堤防が兩岸共に請田地点とその約 2.5km 上流の間は築かれていないため、請田地点水位が約 T.P. 87m から、洪水は兩岸に溢れながら、流れていた。しかし、ある程度の高さの溢水状態までは、上流から流れてくる洪水流は、5m 以上の水深とその時の流速を保って、直接請田地点に流れ込んでくるが、仮に請田地点水位が約 10m (T.P. 90m) に達すると、完全に亀岡盆地全域が水没するため、洪水は全て直接請田地点に流れこまず、亀岡盆地内に溢水する。その結果、洪水の流速は亀岡盆地に流入して、一気に流速を落としてしまい、流速の運動エネルギーの一部が位置エネルギーに変換される。その結果、昭和 35 年台風 16 号洪水の水位は、昭和 30 年代の線の延長線よりも約 1m 水位が高くなっている。もし、昭和 30 年代に兩岸に堤防が請田地点上流に霞堤として造られていたとするならば、洪水の主流と流速はそのままある程度保持し、霞堤から遊水しながら請田地点に直接流れ込むので、運動エネルギーから位置エネルギーへの変換は少なくなり、請田地点の水位は約 1m 下がって、この昭和 30 年代の線の延長線上にのるものと考えられる。(図 3-7-2(19))

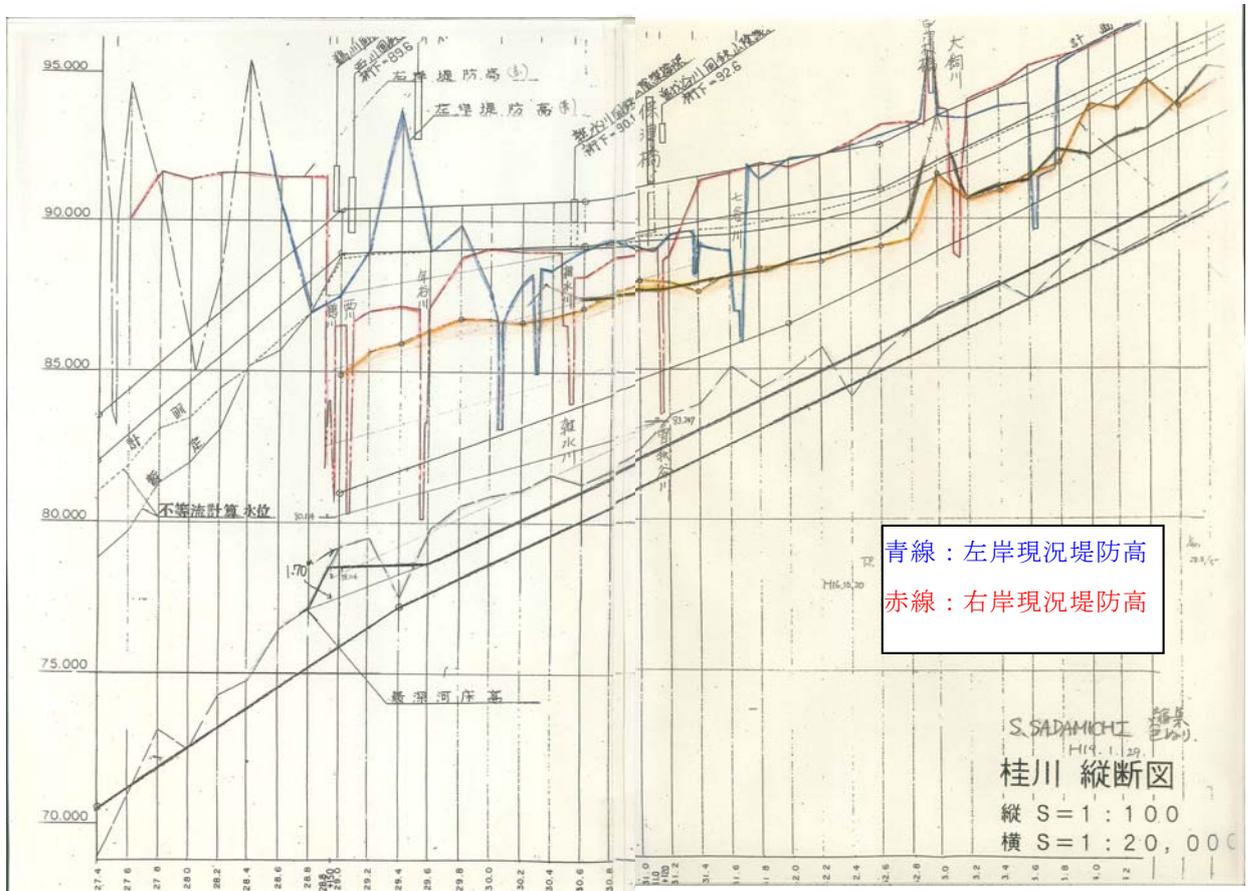


図 3-7-2(19) 桂川上流域縦断面図(請田上流～亀岡市内)

## ②保津峡地点の H-Q 式の作成

保津峡地点 H-Q は、保津峡地点における既往の観測データから作成することとする。

観測データに問題がないか確認するため、観測データをプロットしたところ、図 3-7-2(20)のとおり一直線をなしている。しかし一方でデータが拡散している。

ここで、特に注意しなければならないのは、データの拡散は $\sqrt{Q}$ が 25～45 の間、つまり流量が  $625\text{m}^3/\text{s}$ ～ $2025\text{m}^3/\text{s}$  の間で、 $H-\sqrt{Q}$  線の上下にきれいに分布している。そして  $H-\sqrt{Q}$  線はその中央部を貫いて一直線をなしていることである。

さらに重要なことは、 $H-\sqrt{Q}$  線が、戦後最大である昭和 35 年 8 月台風 16 号洪水の値の中央を貫いていることである。しかも、この洪水の流量観測は後述するように、5 断面で流速を計測しており、理想的な観測がなされていることである。そして H-Q 曲線の作成にとって、特に大切なのは最も重要となる戦後最大洪水の昭和 35 年 8 月台風 16 号洪水のデータの精査である。

また、 $\sqrt{Q}$  が 25～45 の間で上下に分散している原因を確認するため、保津峡地点における観測データを精査することとした。

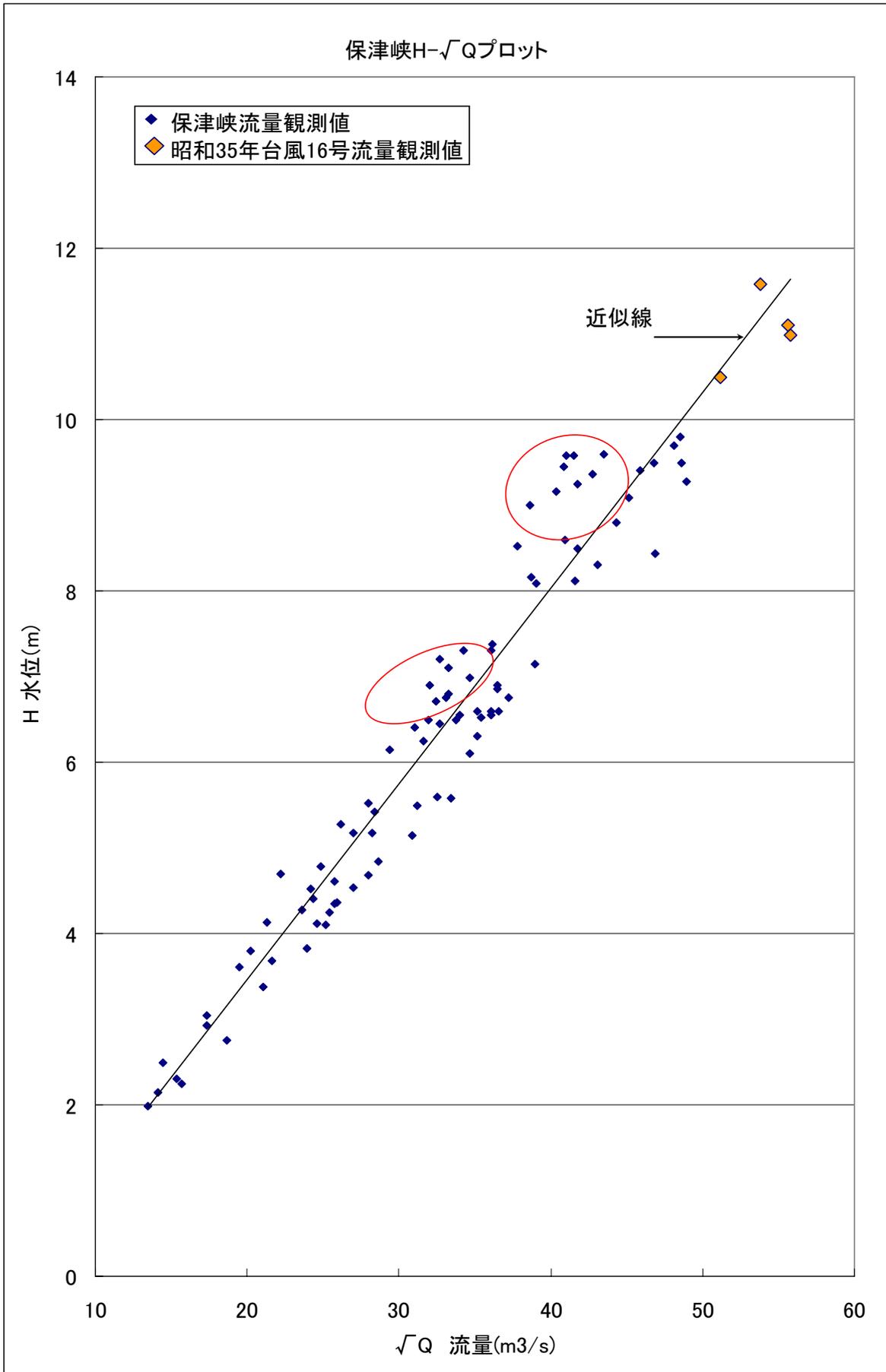


図 3-7-2(20) 保津峡地点観測データ(H- $\sqrt{Q}$ )

a) 保津峡流量観測所の特性と観測精度

保津峡流量観測所は幸いにも橋の上から観測浮子を投下できる。(写真3-7-2(6)(7))



写真 3-7-2(6) 保津峡流量観測所から上流を望む



写真 3-7-2(7) 保津峡流量観測所から下流を望む

上流側は、兩岸峡谷となしているところから、急に川幅を広げ、瀬から緩やかな流れになっている。

下流側は、流量観測区間であるが、区間の直上流は左右岸とも岸壁が川の中に突き出ており、右岸は大きな岩石が水中に立っている。このために、兩岸は洪水時死水域を形成し、流量観測にとって、極めて難しいところである。

また下流の右岸から中央にかけて巨石が横たわっており、この巨石により大きな砂州が存在し、流量観測を行う河道区間は一種の「澱み」状態となっており、平常時の水深は約 3m に達し、河床は砂礫からなり、洪水時に河床変動もおこしている。

(図 3-7-2(21))

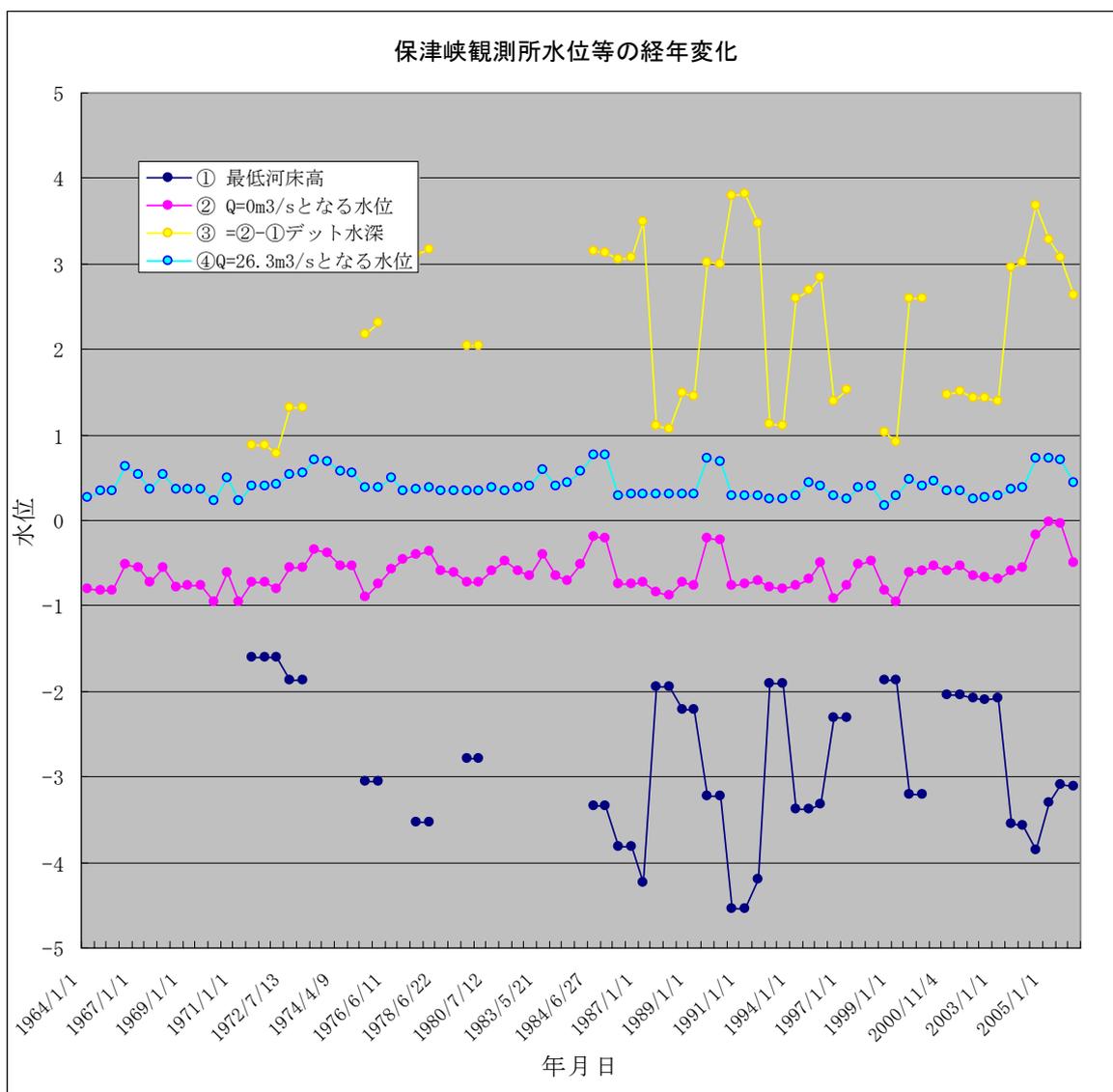


図 3-7-2(21) 保津峡地点低水位の経年変化

大洪水時には観測断面の満水面幅は約 60m で、その時は兩岸各 10m 程度は死水域となっている。従って、このようなところでは、浮子投下断面を最低 5 断面とし、

左右岸それぞれ 10m の死水断面をとり、残り 40m は 3 断面とすべきであり、浮子の投下も 5 断面毎に投下し、左右岸の死水域の状況を念のため、把握し観測精度を高める必要がある。

なお、この保津峡流量観測所において、過去の洪水について浮子による観測断面数は表 3-7-2(6)のとおりである。

表 3-7-2(6) 既往洪水における保津峡地点流量観測時の観測断面数

洪水名	観測年月日	観測ピーク水位	観測断面数
昭和33年台風15号	昭和33年8月16日	5.27	4
昭和34年台風7号	昭和34年8月14日	9.36	5
昭和34年台風15号	昭和34年9月26日	9.5	4
昭和35年台風16号	昭和35年8月30日	11.58	5
昭和36年6月豪雨	昭和36年6月26日	6.8	4
昭和36年10月豪雨	昭和36年10月28日	9.6	5
昭和40年台風24号	昭和40年9月10日	5.6	3
昭和58年台風10号	昭和58年9月28日	9.58	3
平成2年台風19号	平成2年9月20日	6.9	3
平成8年8月豪雨	平成8年8月28日	7.3	3
平成9年台風9号	平成9年8月5日	6.71	3
平成11年6月豪雨	平成11年6月27日	4.78	3
平成16年5月豪雨	平成16年5月17日	2.5	3
平成16年7月豪雨	平成16年8月31日	4.68	3
平成16年台風23号	平成16年10月20日	9.8	3

【参考】

平成 17 年に撮影された写真で、保津峡観測所下流に露岩のような状況が確認されたため、平成 21 年 9 月 11 日再度現地を確認した。しかしながら、現地に露岩は無く、右岸から河道中央にかけて 3 つの巨石とその周辺に水面まで堆積した礫を確認した。この状況だけでは、この状態がどの程度変化しているものか判断がつかなかったため、亀岡市内の保津峡遊船企業組合を訪問し、長年舟下りを経験されている専務理事からお話を聞かせていただいた。

専務理事は、3 つの巨石は不動で、周辺を含め固定堰のようになっており、その上流区間は昔から淵の状態となり、洪水毎に堆積と浸食を繰り返しているとのことであった。これにより現地は露岩では無かったものの、従来から巨石の影響により固定堰のような状況を呈している箇所であることが確認できた。

b) 保津峡地点における水位と断面積の確認

既往洪水の流量観測結果から保津峡地点のH(水位)とA(断面積)の関係を確認した。

(図 3-7-2(22))

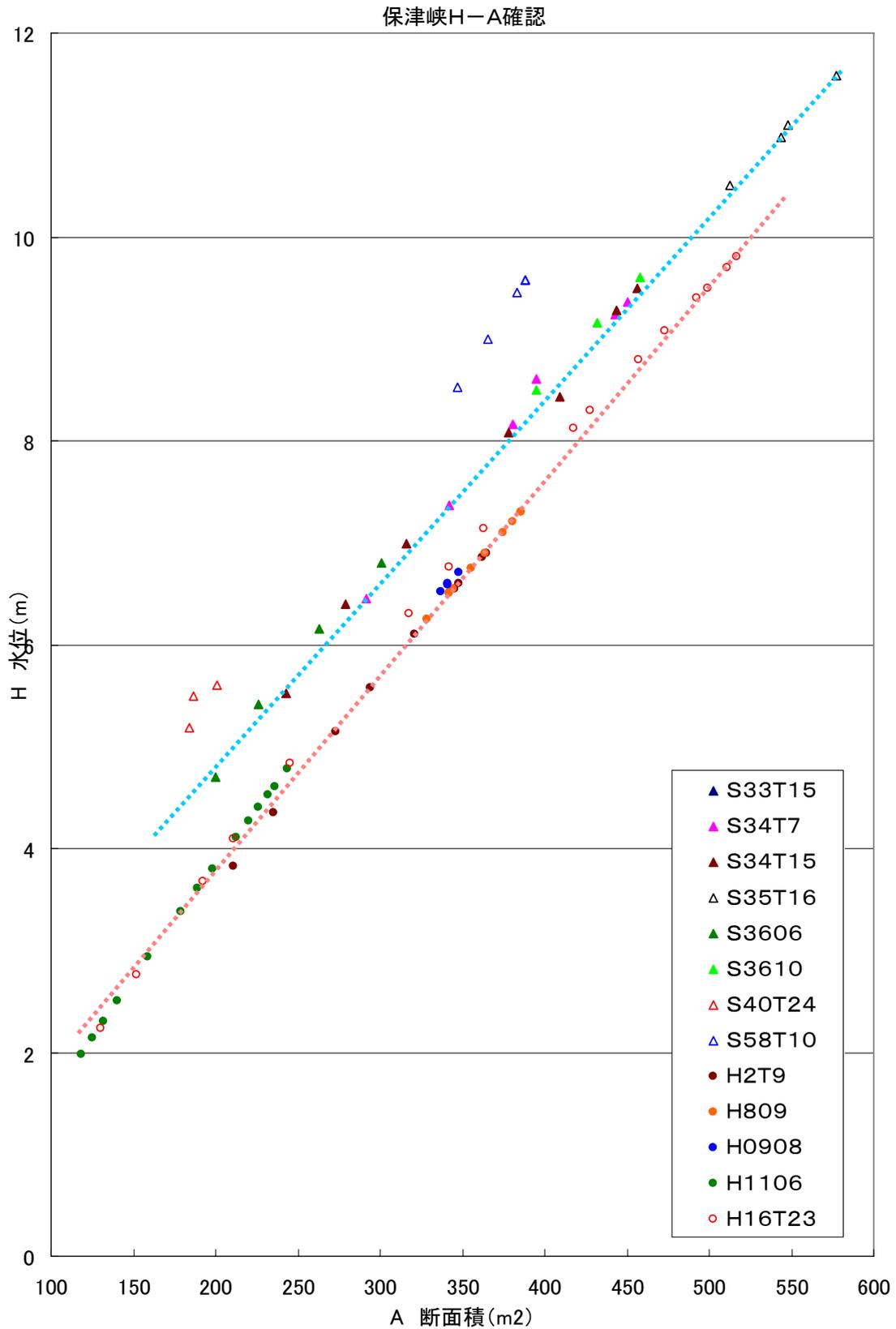


図 3-7-2(22) 保津峡地点観測データ(H-A)

図 3-7-2(20)から次のことが読み取れる。

(ア) 昭和 58 年台風 10 号洪水の H-A プロットは、特別に断面積が小さくなっており、全体の傾向から全くずれていること。

(イ) 昭和 40 年台風 24 号洪水の H-A プロットも、同様に断面積が小さくなっており、全体の傾向から全くずれていること。

(ウ) 2 本の線があること。

下側の線は、昭和 33 年と平成年代の洪水のプロット点状にあり、上側の線は昭和 33 年を除く昭和年代の洪水である。

(ア) については、流水断面を水面幅 39m とセットして、一定としているために高い水位のところ直線的にずれてしまっている。

(イ) については、死水域を除いてしまっている。この死水域の断面積を加えると上側の線上にプロットすることができる。

(ウ) については、このように 2 本線があることの原因として、まず考えられるのは、基準量水標の零点高が変更されたのではないかということである。しかし、これについては、請田地点と保津峡地点の水位標の位置変更及び零点高の変更はされていないことが確認されている。そこで次に考えられるのは人為的ミスである。しかし、横断測量特に、零点高測量のミスがこのように長い年月にわたって繰り返されることは、考えられず、また断面積も全く同様のことが言える。

よって、結論としては保津峡流量観測結果における H-A については、原データをそのまま用いる。そして、上側と下側の 2 本の H-A 線は前述の河床変動の結果としてありのままにとらえることとする。

c) 保津峡地点における断面積の確認

2 本線のうち上側の線は、昭和年代の観測であるが、残念ながら当時の横断図は探し出すことができなかった。

一方、下側の平成年代の横断図が保存されており、水位高別に断面積の計算表が添付されている。(図 3-7-2(23))

そこで、平成 2 年、16 年の横断図からプランメータで再度断面積を計り直したところ、H-A 図における下側の線が「真値」であることが確認され、誤りのないことを確認した。

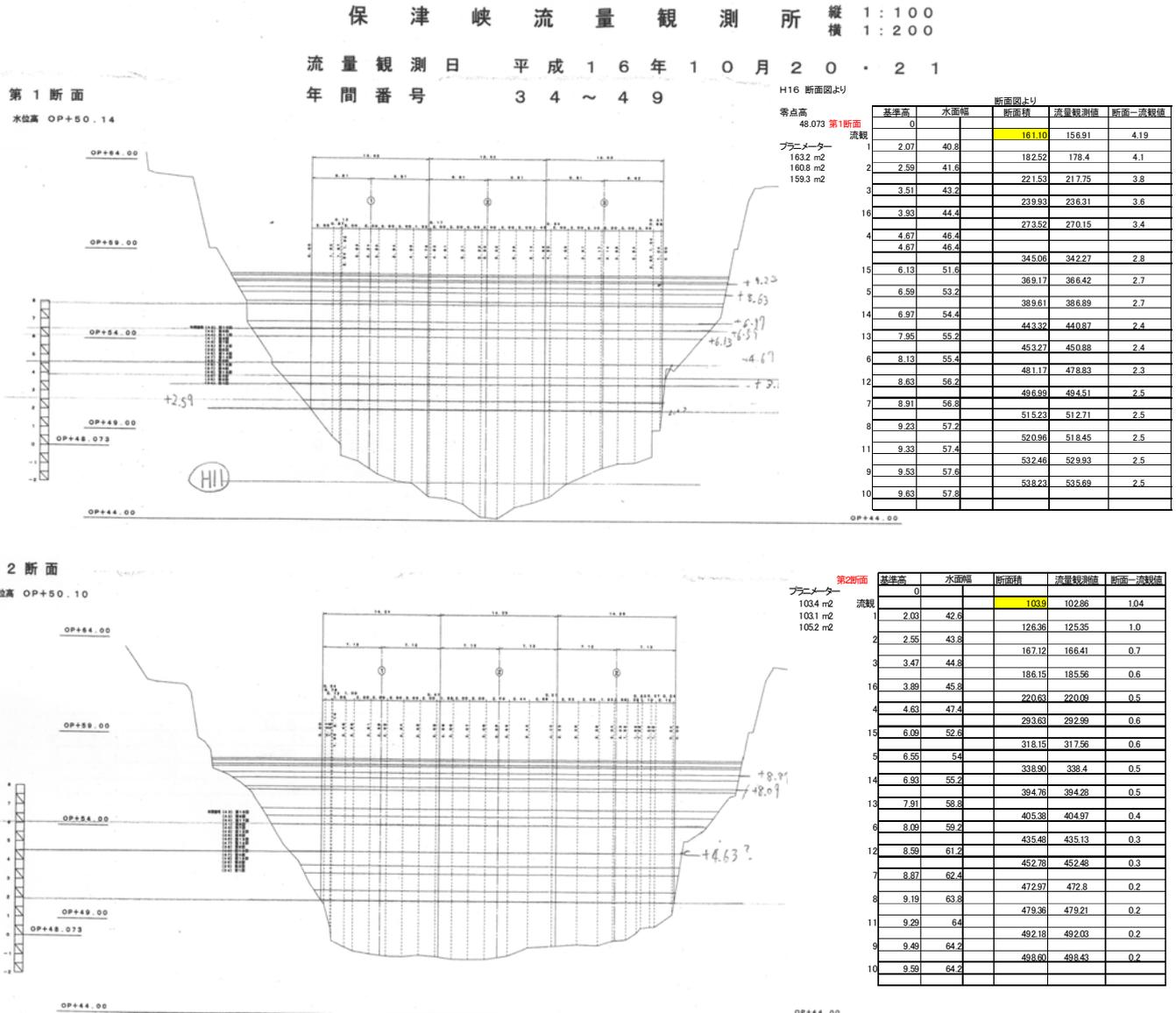


図 3-7-2(23) 保津峡地点断面積計算書(平成 16 年)

d) 保津峡地点における水位と流速の確認

保津峡地点の流量観測データから前述のとおり断面積の確認を行ったが、平成年代の流量計算書にあったように流速を計算する際の更正係数についても既往洪水の確認

を行った。流速を決定する際に用いる更正係数は、通常「河川・砂防技術基準」にて規定されているが、この他「安芸公式」を適用する場合もある。保津峡地点における流量観測データを確認したところ「河川・砂防技術基準」に記載している「水深に対する適当な浮子」を投じてない観測もあり、これらの観測データについては、「安芸公式」を用いて改めて更正係数を算出し流速の補正を行った（図 3-7-2(24)）。

なお、流量観測時の野帳が残っていない昭和 34 年台風 15 号、昭和 40 年台風 24 号洪水については、各測線毎の流速も不明であることから、安芸公式に変換することができないため、保津峡地点の流量観測データから棄却している。

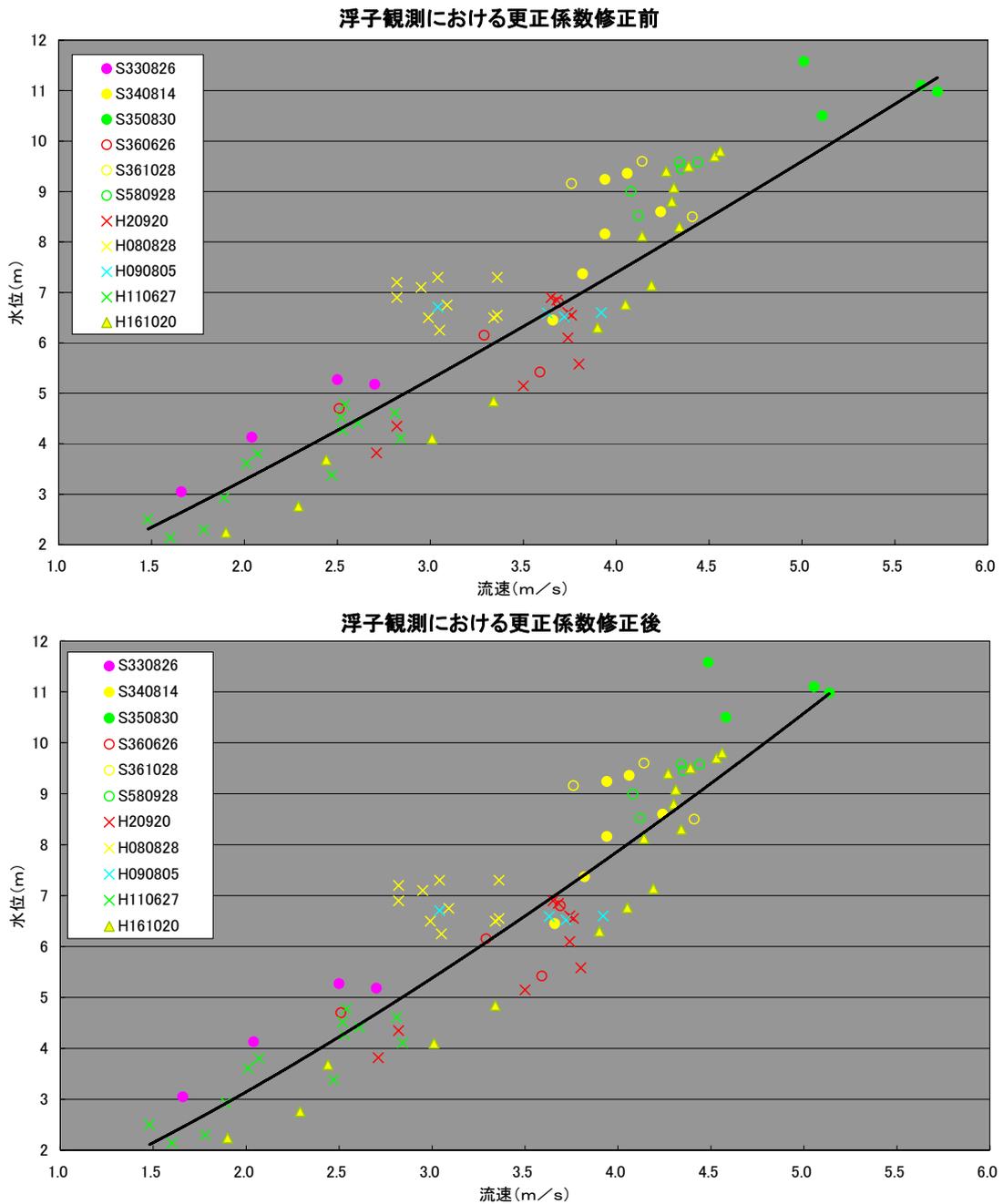


図 3-7-2(24) 保津峡地点水位一流速の関係図

その結果、若干ではあるが、各洪水の水位と流速の関係について相関が改善された。

e) 保津峡地点における流速更正係数の修正による正しい観測流量の算定  
 そこで、断面積はそのまま正しいとして、流速の更正係数のみを浮子長さに対応する正しい更正係数に修正して修正保津峡地点の流量を算出した。(図 3-7-2(25))

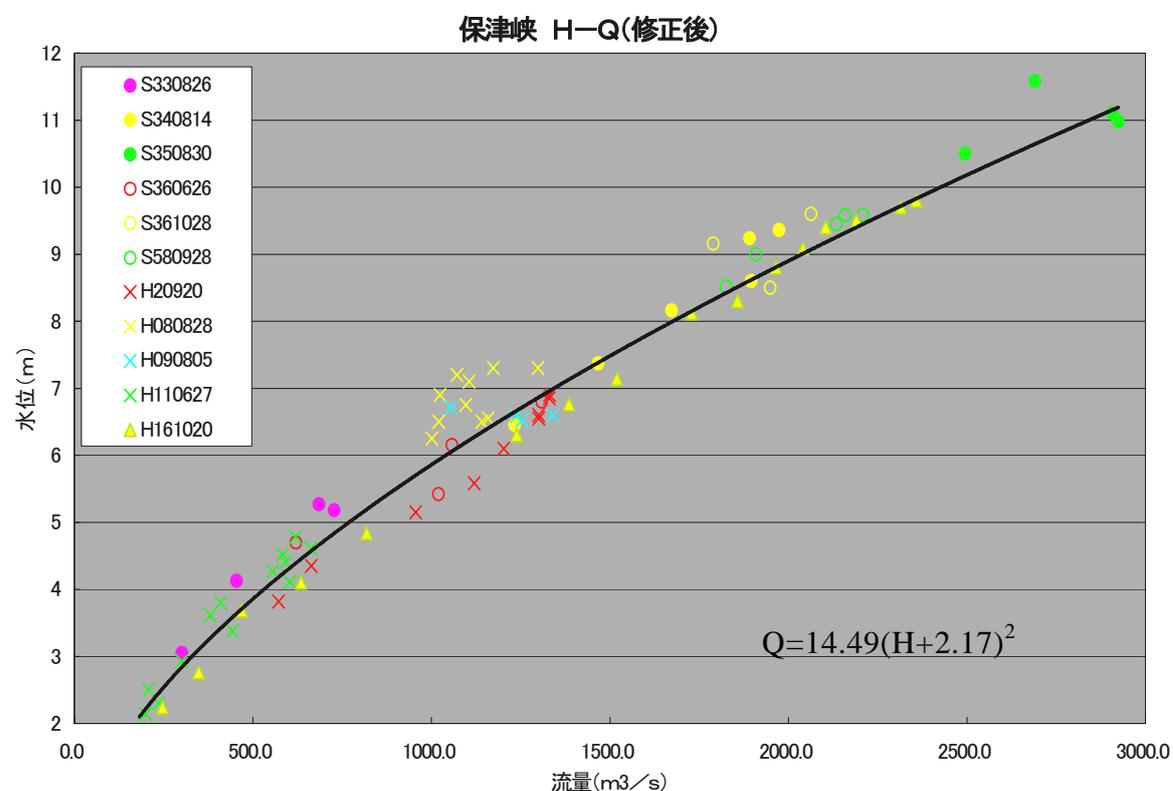
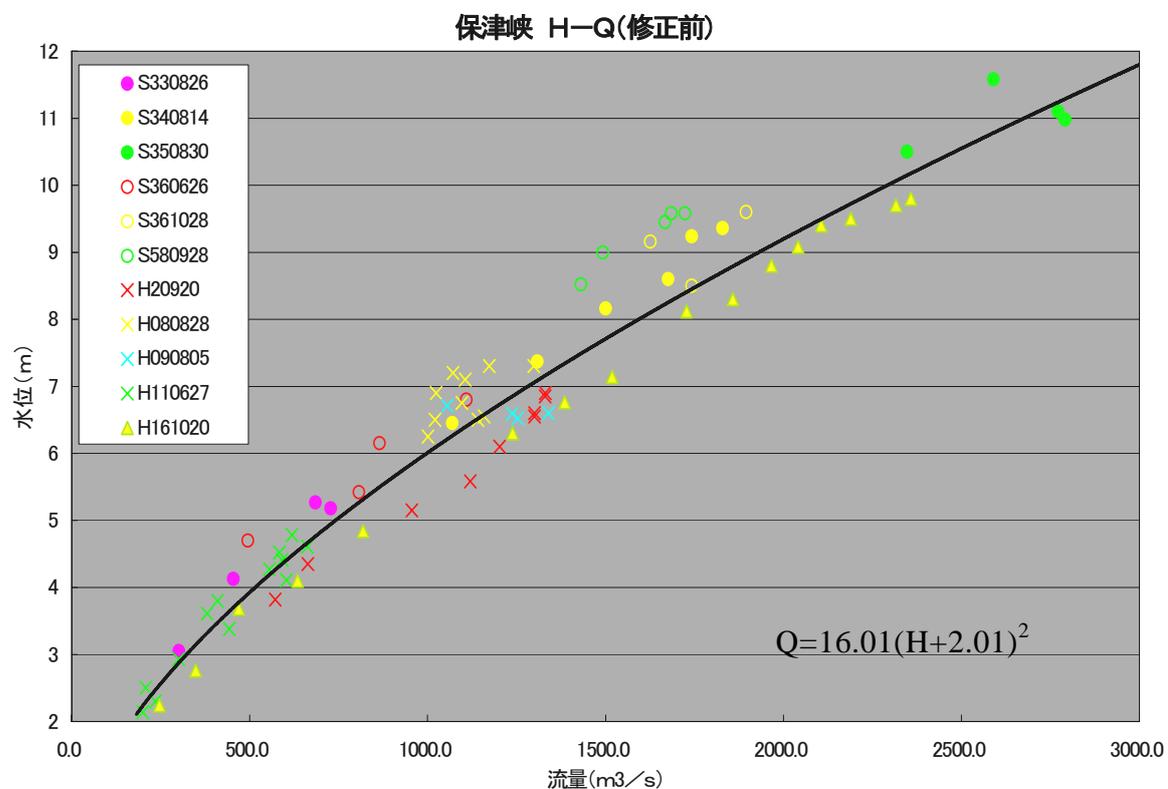


図 3-7-2(25)保津峡 H-Q 図(流速修正後)

f) 保津峡地点における流量観測結果からの H-Q 図の評価とまとめ

保津峡地点 H-A 図において、上側と下側の 2 本線があった。このうち、上側の昭和 33 年を除く昭和年代の洪水について、観測所の横断面図は探し出すことができず、保存されていないことは既に記したとおりである。

その結果、昭和年代については、横断面のデータによる精度の確認ができなかった。

一方、下側の平成年代については、横断面積が正しいことが確認できた。また、洪水時には左右両岸が死水域になるため、死水域は観測断面にカウントしていないことも確認できた。

そこで幸いにも京都府において、平成 8 年以降全く河床変動がなく、死水域がほぼ発生しない請田地点において流量観測がなれていたため、この貴重なデータを用い精度の高い保津峡狭窄部の H-Q 式の作成をまず行うこととした。

6) 請田（京）地点データを活用した保津峡地点 H-Q 式の作成

保津峡地点における既往の観測データを直接使用できないことから、保津峡地点 H-Q 式を「保津峡地点と請田（京）地点の H-H」「請田（京）地点 H-Q」「請田（京）地点流量と保津峡地点の流量が同値（時間差を考慮）＜仮定＞」の 3 つの関係を用いて作成することとした。（図 3-7-2(26)）なお、請田（京）地点は平成 8 年以降しかデータがないことから、平成 8 年以降のデータで算出することとし、この方法で作成した保津峡地点の H-Q 式を「換算保津峡地点 H-Q」と呼ぶこととした。

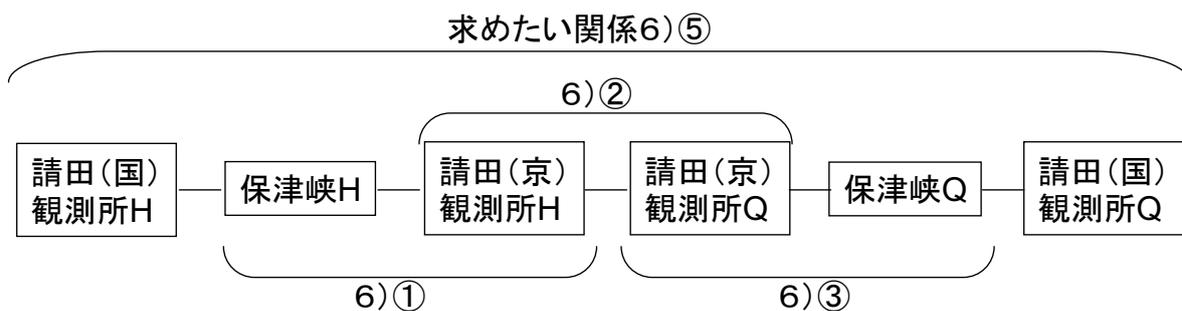


図 3-7-2(26)保津峡地点 H-Q 式を活用した請田 H-Q 式作成イメージ

作成した換算保津峡地点 H-Q が保津峡地点 H-Q として扱うことができれば、請田（国）地点 H-Q 作成における保津峡地点 H-Q が確定できる。

①保津峡地点－請田（京）地点の H-H

保津峡地点－請田（京）地点の H-H は、請田（京）地点が平成 8 年以降のデータしかないことから、5)①で算出した平成年代の請田（京）地点－保津峡地点の H-H を適用。

$$\text{請田（京）地点 H (T.P.)} = 0.9345 \times \text{保津峡地点 H (T.P.)} + 34.457$$

②請田（京）地点の H-Q 式

請田（京）地点 H-Q は、平成 8 年度以降の観測データより求める。（図 3-7-2(27)）

$$Q = 17.52 (H - 76.65)^2$$

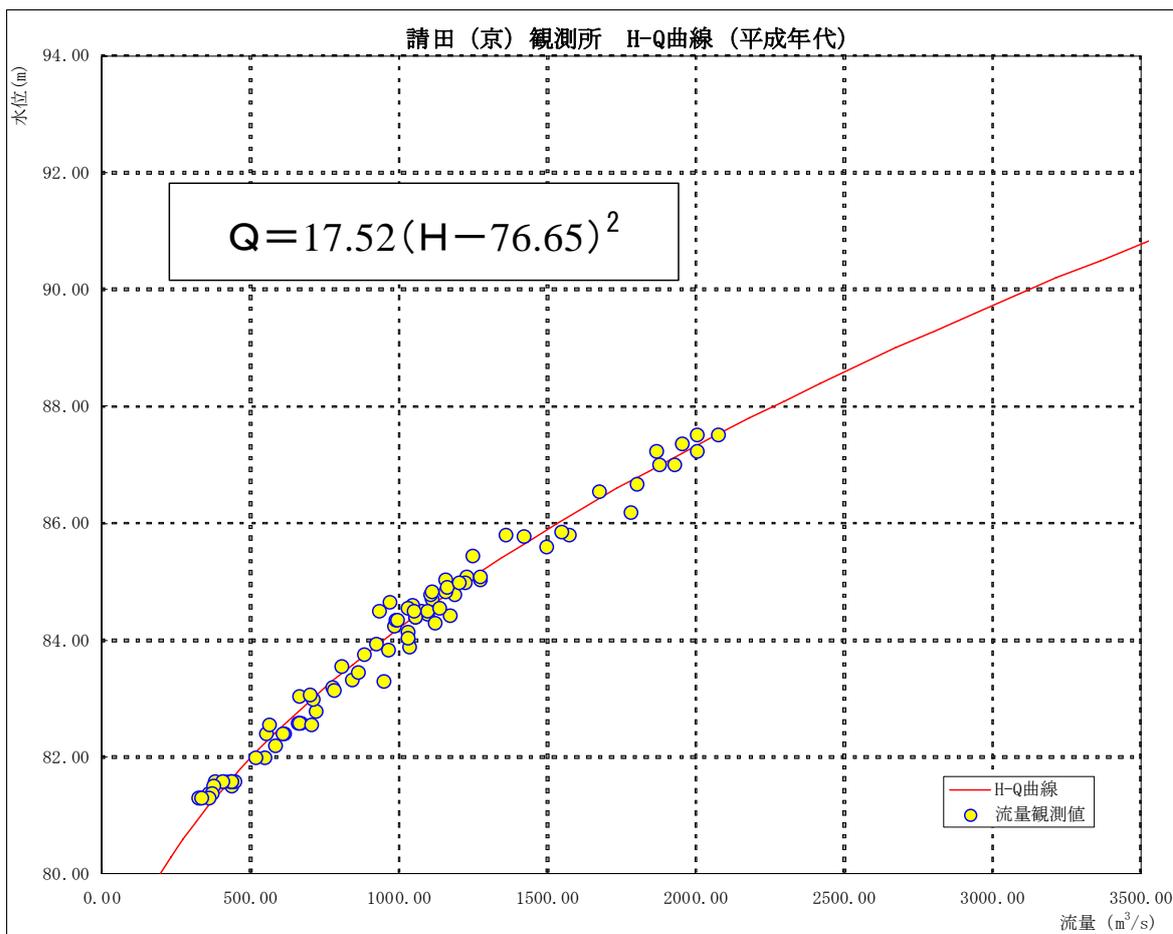


図 3-7-2(27) 請田(京)地点 H-Q

③ 「請田(京)地点 Q=保津峡地点 Q」

請田(京)地点と保津峡地点の流量は、間に大きな流域・支川がないことから時間差を考慮すると同流量と仮定することができる。

以上より、請田(京)地点 H-Q ( $Q = 17.52(H - 76.65)^2$ ) に平成年代の請田(京)地点—保津峡地点の H-H (請田(京)地点 H (T.P.) =  $0.9345 \times$  保津峡地点 H (T.P.) + 34.457) を代入して換算保津峡地点 H-Q は次のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 (\text{計算式}) \quad Q &= 17.52 \left( (0.9345 \cdot H + 34.457) - 76.65 \right)^2 \\
 &= 17.52 \cdot 0.9345 \cdot 0.9345 (H + (34.457 - 76.65) / 0.9345)^2 \\
 &= 15.30 (H - 45.150)^2
 \end{aligned}$$

これに保津峡零点高 OP48.073m 及び TP から OP への変換 -1.3m を計上

$$\begin{aligned}
 &= 15.30 (H + 48.073 - 1.3 - 45.150)^2 \\
 &= 15.30 (H + 1.62)^2
 \end{aligned}$$

(結果)  $Q = 15.30 (H + 1.62)^2$

④換算保津峡地点 H-Q と修正後保津峡地点 H-Q の比較

換算保津峡地点 H-Q と保津峡地点 H-Q を以下の方法で比較する。

a : 換算保津峡地点 H-Q と保津峡地点観測データの比較を行う。

b : 換算保津峡地点 H-Q と断面積及び流速を修正した保津峡地点観測データの比較を行う。

換算保津峡地点 H-Q は請田(京)地点のデータから作成されたものであることから、平成 8 年以降のデータを対象とした。

a : 換算保津峡地点 H-Q と保津峡地点観測データとの比較

換算保津峡地点 H-Q と既存の保津峡地点の観測データ修正前の H-Q を比較する。

その結果、図 3-7-2(28)のとおり、水位・流量が大きくなると H-Q プロット位置も大きくなることがわかる。

これは、前述のとおり、水深に見合った浮子を投下していなかった事による流速の違いにより流量が正しく算出されなかったことが原因と考えられる。

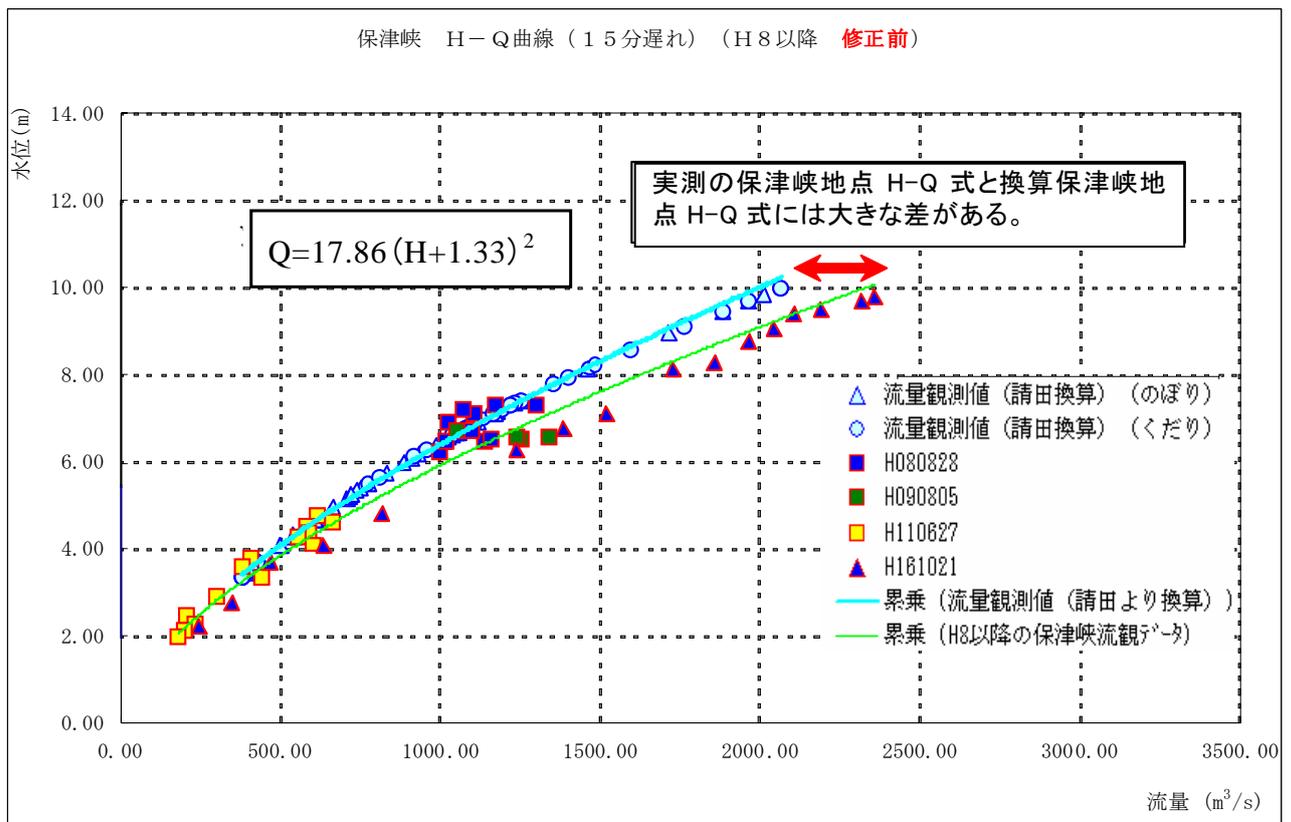


図 3-7-2(28) 保津峡地点水位—流量(換算保津峡地点 H-Q 式と実測値の比較)

ここで、グラフ上で換算保津峡地点 H-Q 式からはずれている平成 9 年、16 年洪水の

保津峡地点の流量観測データを確認した。

平成9年の流量計算書においては、観測水位が6mを越えているのに対し、通常の4mの浮子を投下せず、3mの浮子を投下していた。平成16年も同様に6mを越えた水位の時に2mの浮子を投下していたため、流速が早くなり、流量が大きく計算されていたと判断できる。(図3-7-2(29))

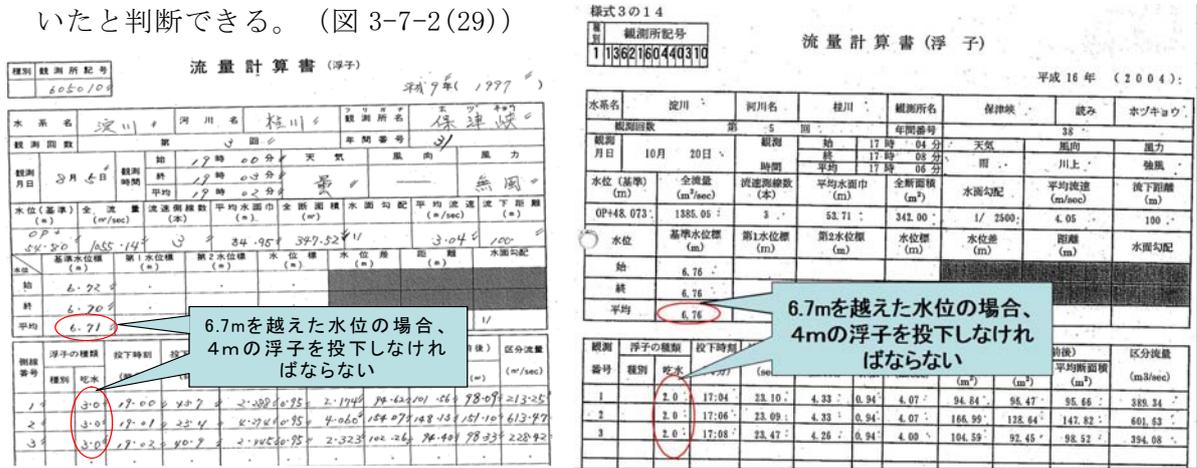


図 3-7-2(29) 保津峡地点流量計算書(H9,16)

この確認時点で浮子の流下速度を見直すことは困難であったが、保津峡地点では平成8年の流量観測まで安芸公式による浮子の更正係数を使用していたため、平成9年、16年も同様に安芸公式を用いて浮子の更正係数を作成し、流速を見直すこととした。

安芸公式： $f = C / (C + 20/3 - 20a + 20an - 20n^2 / 3)$

a：最大流速水深の全水深に対する比（現在から再現困難のため a = 0）

C：流速係数（保津峡地点 26）

n：吃水比（保津峡地点 0.4）

これにより、平成9年と16年の流量観測値の流速を補正し、流量を再度算出した結果、表3-7-2(7)のとおりとなった。

表 3-7-2(7)保津峡地点流量観測値の補正

	平均水位(m)	平均流速(m/s)	平均流速(m/s) 〈修正後〉	断面積(m <sup>2</sup> )	流量(m <sup>3</sup> /s) 〈修正後〉
平成9年8月5日	6.52	3.72	3.22	337.15	1086
平成9年8月5日	6.6	3.92	3.40	341.52	1159
平成9年8月5日	6.71	3.04	2.63	347.52	915
平成9年8月5日	6.59	3.63	3.14	340.96	1072
平成16年10月20日	2.24	1.90	1.90	129.89	247
平成16年10月20日	2.76	2.29	2.29	151.89	348
平成16年10月20日	3.68	2.44	2.44	192.09	469
平成16年10月20日	4.84	3.34	3.34	245.13	819
平成16年10月20日	6.76	4.05	3.54	342	1212
平成16年10月20日	8.3	4.34	3.80	427.93	1626
平成16年10月20日	9.08	4.31	3.77	473.5	1786
平成16年10月20日	9.4	4.27	3.74	492.76	1842
平成16年10月20日	9.7	4.53	3.97	510.99	2026
平成16年10月20日	9.8	4.56	3.99	517.06	2064
平成16年10月20日	9.5	4.39	3.84	498.84	1917
平成16年10月21日	8.8	4.30	3.76	456.99	1720
平成16年10月21日	8.12	4.14	3.62	417.59	1513
平成16年10月21日	7.14	4.19	3.67	362.65	1330
平成16年10月21日	6.3	3.90	3.41	317.63	1084
平成16年10月21日	4.1	3.01	3.20	210.94	675

b : 換算保津峡地点 H-Q と流速を修正した保津峡地点観測データとの比較

換算保津峡地点 H-Q と既存の保津峡地点の観測データを流量計算段階で修正した H-Q を比較する。

結果、図 3-7-2(30) のとおり、換算保津峡地点 H-Q と流量計算を修正した後の保津峡地点観測データの H-Q プロットがほぼ合致することが確認できる。(図 3-7-2(30))

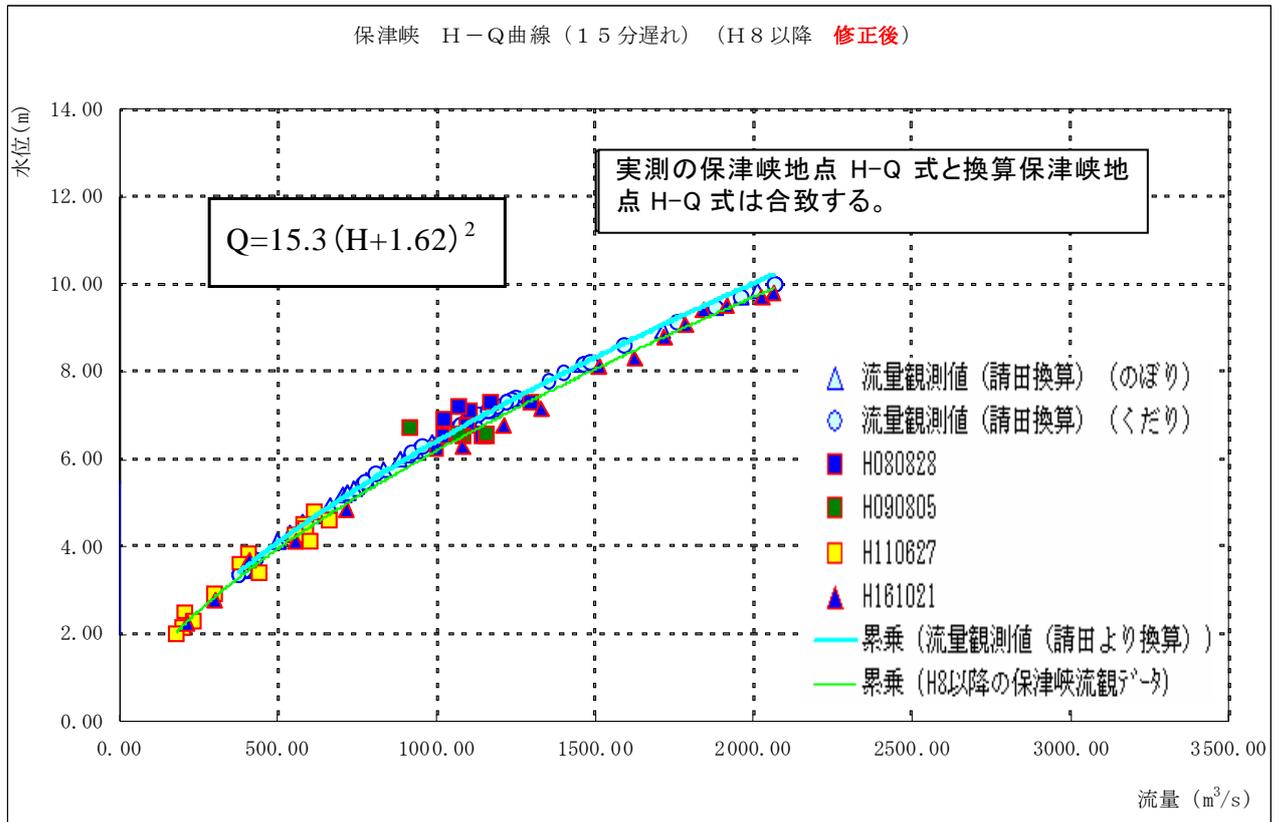


図 3-7-2(30) 保津峡地点水位－流量(換算保津峡地点 H-Q と修正後の実測値の比較)

以上から、以降、換算保津峡地点 H-Q を保津峡地点 H-Q とする。

$$Q = 15.30 (H + 1.62)^2$$

保津峡地点 H-Q は、請田(京)地点の平成 8 年以降のデータを基に作成するため、適用水位は、請田(京)地点の平成 8 年以降のデータの最高水位を保津峡地点 H-請田(京)地点 H の関係で換算した水位となる。(図 3-7-2(31))

しかしながら、亀岡盆地における震・河道モデルの検証を既往洪水で行うことから、既往洪水における保津峡地点の最高水位においても適用できるか確認を行う必要があった。

保津峡地点 H-Q 曲線と既往洪水における保津峡地点の最高水位を記録した昭和 35 年 8

月台風 16 号洪水における実測流量観測データをプロットすると図 3-7-2(32)のとおりとなる。

なお、昭和 35 年 8 月台風 16 号洪水における流観データについては、当時のマイクロフィルムを確認すると、浮子の更正係数を砂防技術基準で決められた更正係数から安芸公式の更正係数に修正されており、②イ)に記載されているとおり、適当な浮子等で行われな場合は、目安の更正係数（砂防技術基準）は適用すべきでないとのことから、安芸公式を用いた更正係数を元に、流速及び流量が修正された値をプロットしている。

プロットした点と保津峡地点 H-Q 曲線がほぼ一致していることから、保津峡地点 H-Q は、既往最高水位まで適用できるものとした。

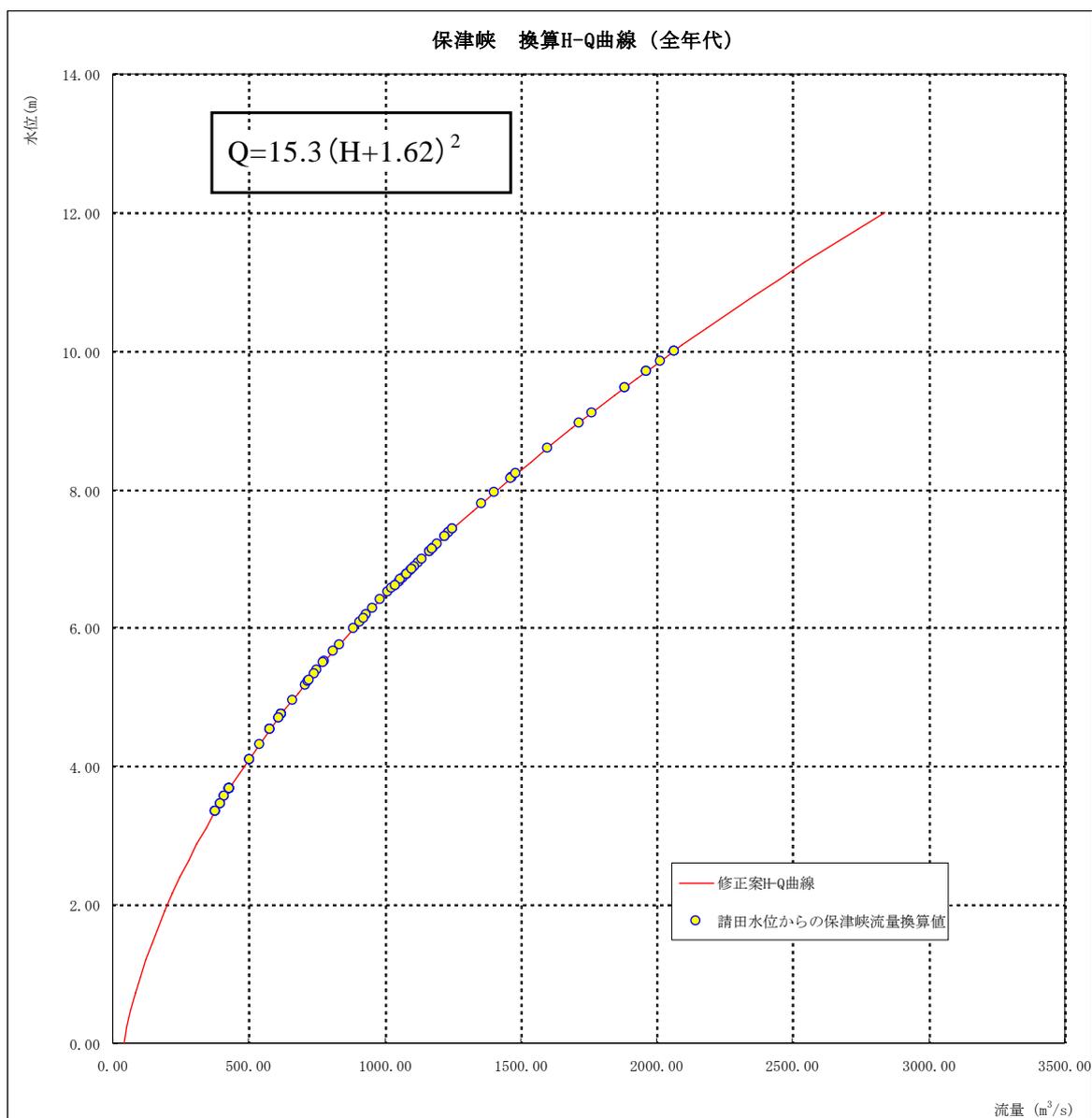


図 3-7-2(31) 保津峡地点における水位—流量の関係

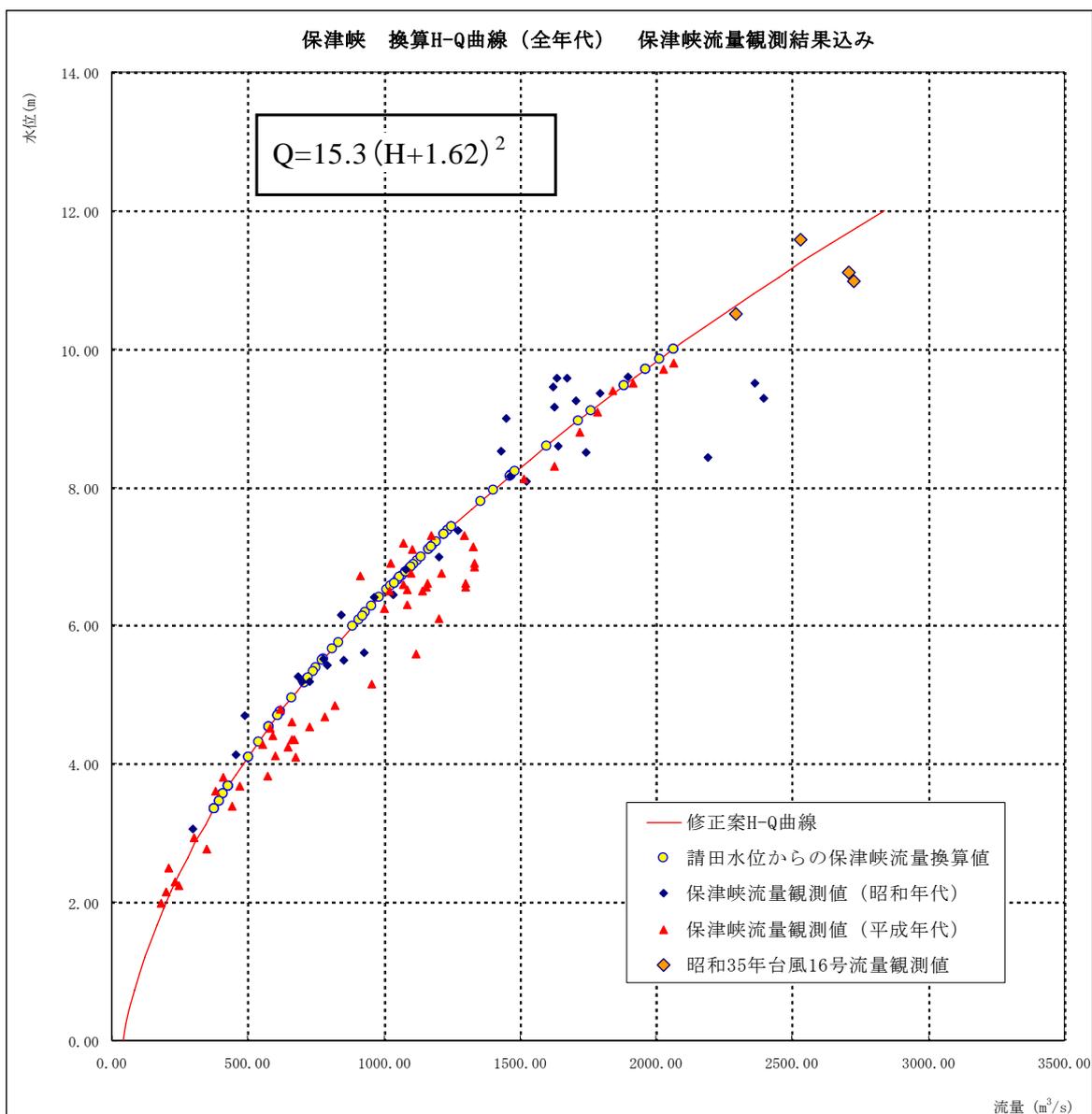


図 3-7-2(32) 保津峡地点における水位—流量の関係  
(保津峡修正後 HQ 曲線に保津峡地点の流量観測結果をプロット)

更に先に示した  $H-\sqrt{Q}$  図についても保津峡地点の流量観測値の流速をきちんと浮子長に合わせた更正係数に安芸公式にて修正することで図 3-7-2(33)のとおり、修正前よりもより近似線に近づくことが確認できた。

保津峡H- $\sqrt{Q}$ プロット

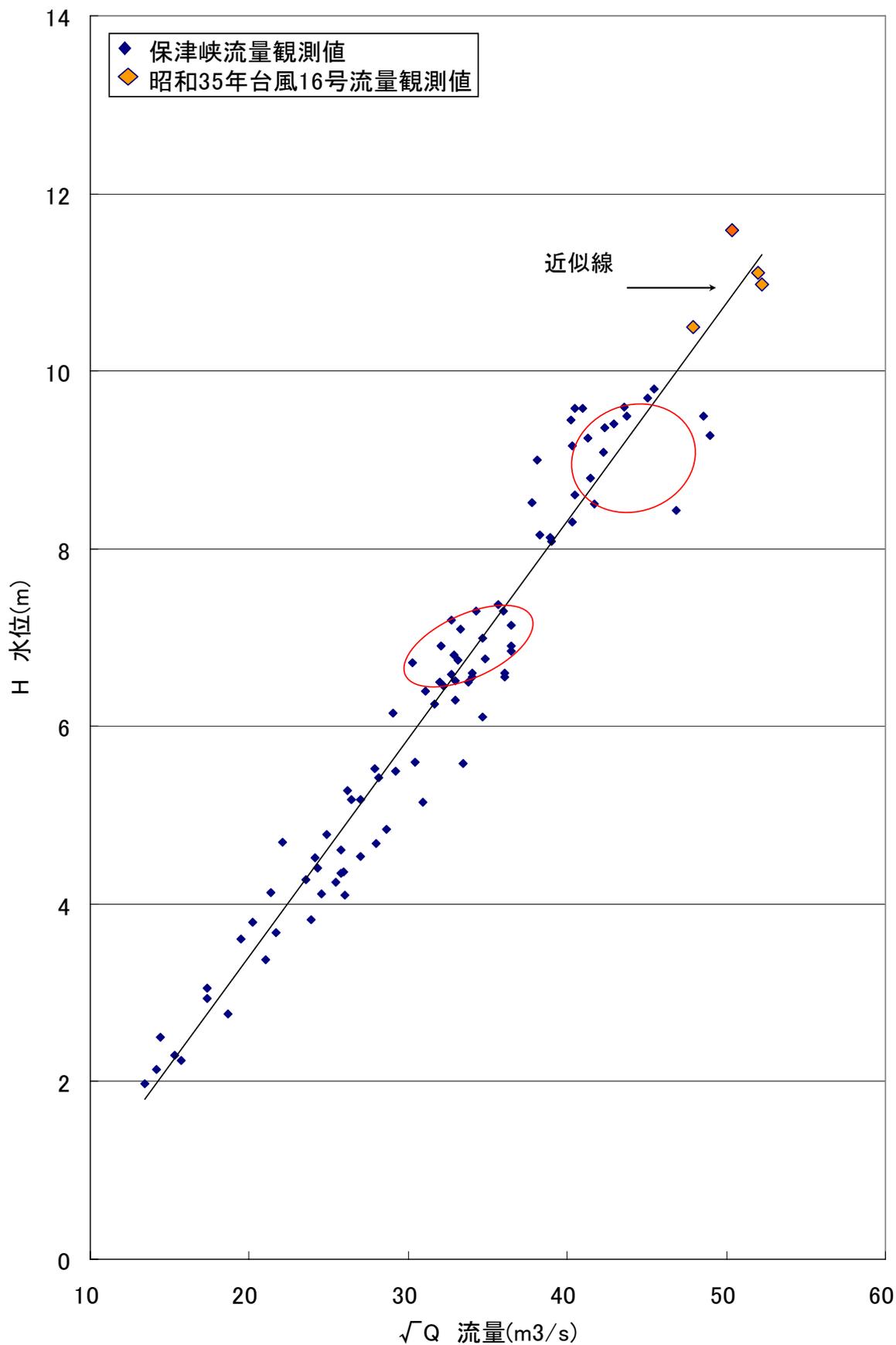


図 3-7-2(33)保津峡地点観測データ(H- $\sqrt{Q}$ )流速修正後

⑤請田（国）地点 H-Q 作成

保津峡地点 H—請田（国）地点 H（年代毎）、保津峡地点 H-Q、請田（国）地点 Q=保津峡地点 Q より、請田（国）地点 H-Q を作成することとする。

7) ①より保津峡地点 H—請田（国）地点 H が昭和年代～平成年代にかけて 4 つの相関関係があることから、それぞれの年代に分けて 4 つの H-Q を作成することとする。

平成年代については、請田（国）地点の水位データがないことから、当該方法での H-Q 作成は行うことができなかった。

【請田（国）地点 H-Q<昭和 30 年代>】

$$Q=16.81 (H+1.97)^2$$

【請田（国）地点 H-Q<昭和 40 年>】

$$Q=18.42 (H+2.1)^2$$

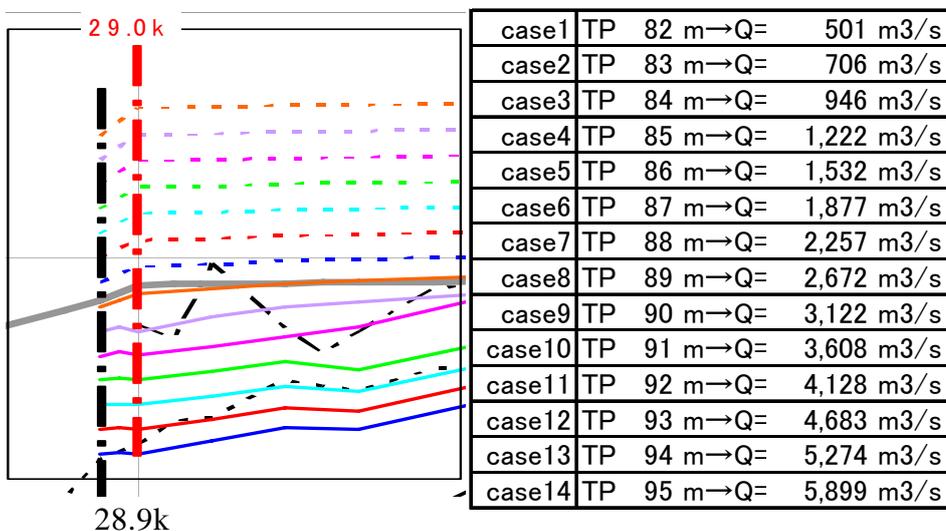
【請田（国）地点 H-Q<昭和 40 年代>】

$$Q=18.59 (H+2.38)^2$$

平成年代の請田（国）地点 H-Q は、平成 8 年以降の請田（京）地点の観測データを用いて、4) ①で計算した請田（京）地点を出発点とし、不等流計算で算出した請田（国）地点の近似点である 29.0k 地点水位と請田（京）地点流量=請田（国）地点流量の関係から、H-Q を作成する。

【「請田（国）地点」H-Q<平成年代>】

- a) 請田（国）地点では、平成年代の水位観測を行っていない。
- b) 請田（京）H-Q ( $Q=17.52 (H-76.65)^2$ ) と請田（京）(28.9k) を出発地点として行った不等流計算を実施。



請田（京）H-Q 式から 82m~95m までの 1m 毎の水位と流量を算出

図 3-7-2(34) 請田地点の不等流計算結果

c) この流量を元に不等流計算を行い、請田（国）地点となる上記の 29.0k 地点の水位を算出する。（図 3-7-2(33)）

d) この水位と流量からできた近似 H-Q を平成年代請田（国）の H-Q 式（ $Q=14.22(H+4.24)^2$ ）とする。（図 3-7-2(34)）

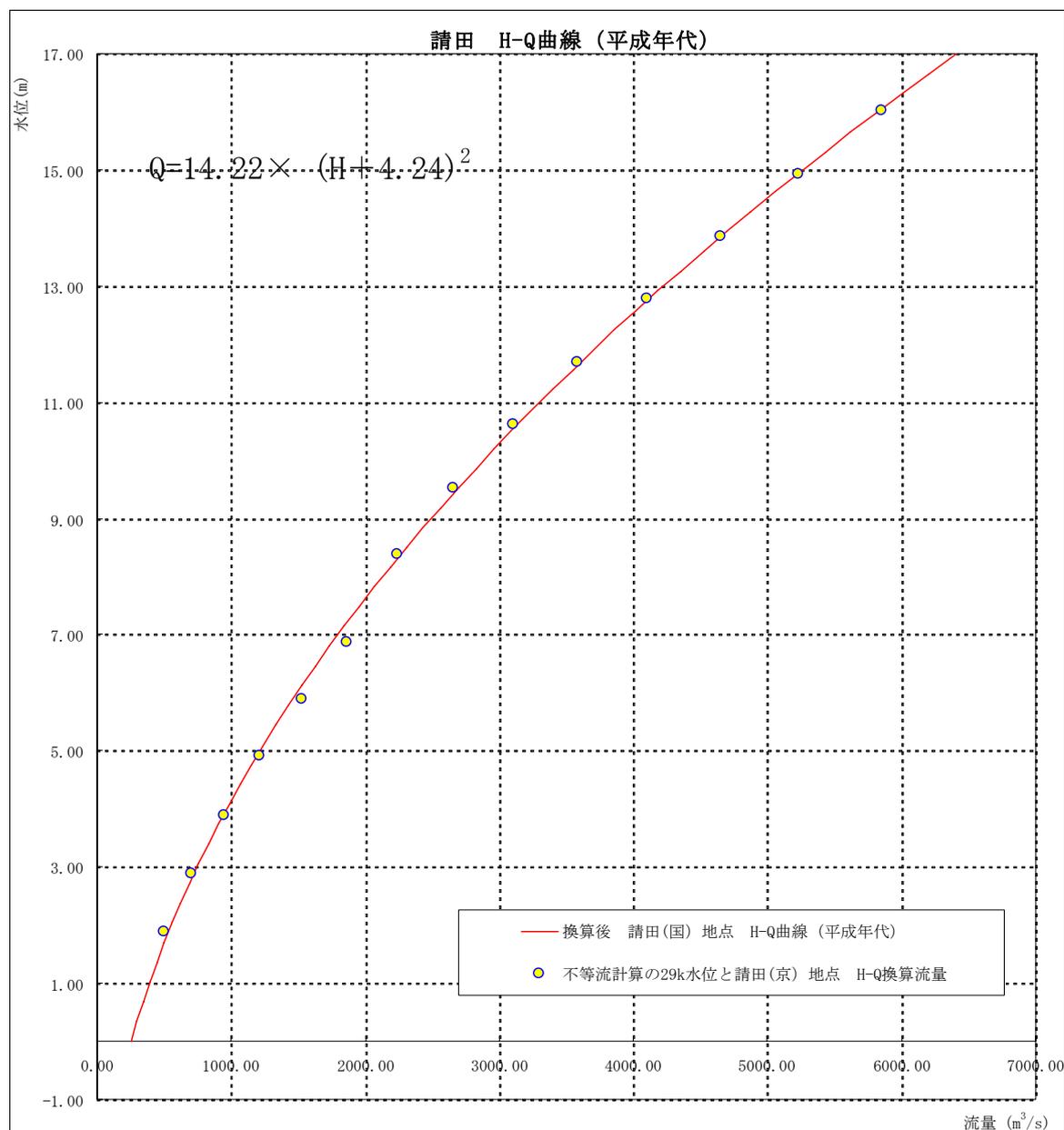


図 3-7-2(34) 請田(国)地点 H-Q 式<平成年代>

なお、この請田（国）地点 H-Q は、請田（京）地点の平成 8 年以降の流観データを用いて作成していることから適用期間を平成 8 年以降として考えられるが、当該地点は、昭和 50 年代から桂川左岸保津工区（事業期間 H15～）の改修着工前までの間、整備状況がほぼ同じであることから、適用範囲は昭和 50 年代以降とする。

## 7) 計算開始水位の設定

亀岡盆地モデルの計算に当たり、計算初期の水位を請田(国)地点で84mと設定している。これは、現在の亀岡盆地の流下能力は1000m<sup>3</sup>/s程度であり、84mで流下する際の流量は平成年代のH-Q式より940m<sup>3</sup>/sとなり、霞堤に氾濫しない水位として設定している。なお、最下流部の霞堤である鶴ノ川、西川の霞堤式高が85.7mであり、この水位から霞堤への湛水をはじめるため、影響が出ない84mとしている。

## 8) 各霞堤の氾濫域におけるH-Vの作成

亀岡盆地における霞・河道モデルにおいて、計算に必要となる霞堤毎の氾濫域のH-Vを作成する。

現在、亀岡盆地の保津地区では改修工事が実施されており、将来のH-Vが現時点のものとは変化することから、「現況断面」「平成20年末に完成する暫定断面」「計画断面」の霞堤H-Vを作成することとする。

### ①霞堤の区分

亀岡盆地における霞・河道モデルでは、9つの霞堤を設定し、その区分については、前述の写真3-7-2(4)のとおりである。

### ②各霞堤の氾濫域の面積算定

氾濫域については、2,500:1都市計画図を用いて請田地点上流部にあたる亀岡盆地の地形図をもとに、T.P.78m～T.P.95mの等高線(1m毎)を判読し、標高1mごとの区域を色分け明示し、プランメーターで面積測定しH-V表を作成した。

### ③霞堤開口部の決定

桂川の水位が上昇し、霞堤開口部の敷高に達した時から、各霞堤から浸水し始めるものとする。霞堤開口部は2,500:1都市計画図に記載されている各霞堤の標高及び桂川の改修計画縦断図から各霞堤開口部の標高を決定した。(表3-7-2(8))

表 3-7-2(8) 亀岡盆地モデル霞堤高

距離標	29.5	30	30.6	31.2	31.6	33.4	33.1
霞堤高(m)	86	86.6	86.8	87.9	89.2	90.7	91.2
霞堤No.	3(年谷川)	4(本川左岸)	5(雑水川)	6(曾我谷川)	7(七谷川下流)	8(七谷川上流)	9(犬飼川)
※霞1(鶴ノ川)と霞2(西川)は、85.7m							

④ 標高別集計方法

各霞堤における氾濫面積は、出発点である請田（国）地点から計算した不等流計算水位をもとに下図のように各霞堤の霞堤高と不等流計算水位毎に面積を収集した。（図 3-7-2(35)）

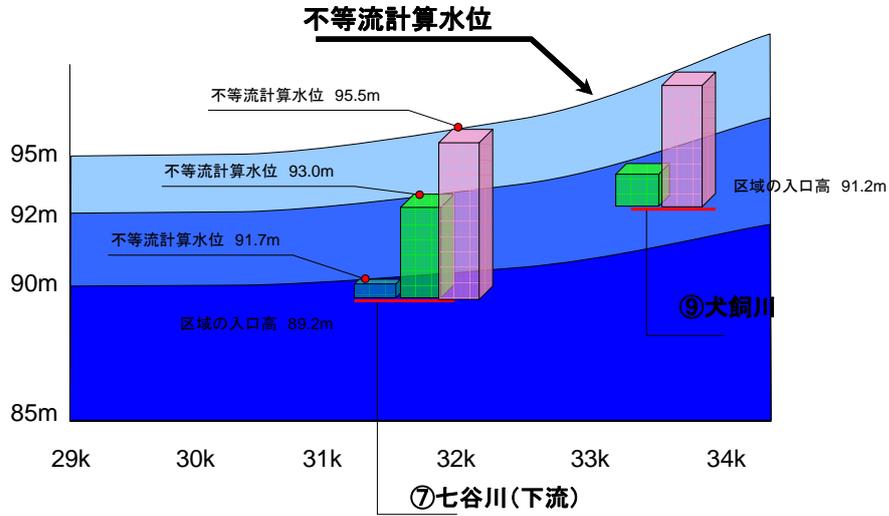


図 3-7-2(35) 霞堤の氾濫面積計上イメージ

収集した面積は霞堤毎に下表のような標高別の集計を行った。標高毎に色分けされた図面を基に各霞堤、各標高毎に区分、その面積を積分しH-V表を作成した。（表 3-7-2(9)）

表 3-7-2(9) 各霞堤毎、各標高毎の面積集計表(霞④)

霞堤 No.④ 本川左岸 86.6mで霞堤に入ってくる。					89			
本川 対象 距離標 → 30.0km					case 4			
不等流水位		図面番号	面積		89,000	霞堤からの氾濫量		
86 ~	86.9	45	8601 2263.153333	○	2263.153333	0		
		45	8602 1187.78	○	1187.78	0		
		45	8603 24977.23667	○	24977.23667	0		
		45	8604 22801.59	○	22801.59	0		
		45	8605 11563.22667	○	11563.22667	0		
		87 ~	87.9	45	8701 2175.46667	○	2175.46667	0
				45	8702 636.1	○	636.1	0
				45	8703 2612.43667	○	2612.43667	0
				45	8719 9481.08667	○	9481.08667	0
				45	8816 2890.553333	○	2890.553333	0
		88 ~	88.9	45	8817 4168.133333	○	4168.133333	0
				45	8818 2678.36667	○	2678.36667	0
				45	8821 489.4433333	○	489.4433333	0
				45	8907 2159.93	○	2159.93	0
		89 ~	89.9	45	8908 2371.92667	○	2371.92667	0
45	8909 1101.11			○	1101.11	0		
45	8910 928.04			○	928.04	0		
45	8913 5538.063333			○	5538.063333	0		
45	8919 1425.263333			○	1425.263333	0		
90 ~	90.9	45	9006 3766.29	○	3766.29	0		
		45	9007 1147.41	○	1147.41	0		
		45	9008 2210.05	○	2210.05	0		
		45	9009 6454.44	○	6454.44	0		
		45	9016 238.89	○	238.89	0		
91 ~	91.9	45	9113 412.53	○	412.53	0		
		45	9115 255.8433333	○	255.8433333	0		
		45	9116 323.92	○	323.92	0		
		45	9201 681.3933333	○	681.3933333	0		
		45	9210 787.176667	○	787.176667	0		
92 ~	92.9	45	9211 286.36	○	286.36	0		
		45	9212 775.91	○	775.91	0		
		45	9213 976.5433333	○	976.5433333	0		
		45	9308 7515.293333	○	7515.293333	0		
		45	9309 4164.156667	○	4164.156667	0		
94 ~	94.9	45	9407 415.5533333	○	415.5533333	0		
		45	9408 560.5533333	○	560.5533333	0		
		45	9410 298.3433333	○	298.3433333	0		
河道								
	88.9 ~ 99.9	45	9 2854.904667	○	2854.904667	0		
		45		○		0		
		45		○		0		
		45		○		0		
		45		○		0		

⑤霞 H-V 式の作成

霞①、霞②及び霞③から⑨についての H-V 式は以下の通りとなる。(表 3-7-2(10)及び(11))

表 3-7-2(10) 霞 H-V(現況)霞①、霞②

適用期間 S30年			適用期間 S40年			適用期間 S41年			適用期間 S49年			適用期間 S50年		
H(tp+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )	H(tp+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )	H(tp+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )	H(tp+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )	H(tp+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
12	准岡盆地(30年代)	霞①及び②	12	准岡盆地(40年代)	霞①及び②	12	准岡盆地(40年代)	霞①及び②	12	准岡盆地(40年代)	霞①及び②	12	准岡盆地(50年以降)	霞①及び②
85.70	959.74	0	85.70	1088.15	0	85.70	1179.67	0	85.70	1179.67	0	85.70	1372.94	0
85.80	985.31	9,511	85.80	1116.65	9,511	85.80	1209.47	9,511	85.80	1209.47	9,511	85.80	1401.03	9,511
86.00	1037.46	28,532	86.00	1174.76	28,532	86.00	1270.19	28,532	86.00	1270.19	28,532	86.00	1458.06	28,532
86.30	1118.21	138,907	86.30	1264.68	138,907	86.30	1364.07	138,907	86.30	1364.07	138,907	86.30	1545.73	138,907
86.60	1201.98	249,282	86.60	1357.91	249,282	86.60	1461.28	249,282	86.60	1461.28	249,282	86.60	1635.97	249,282
87.00	1318.39	396,448	87.00	1487.38	396,448	87.00	1596.11	396,448	87.00	1596.11	396,448	87.00	1760.26	396,448
87.50	1471.46	609,359	87.50	1657.51	609,359	87.50	1773.02	609,359	87.50	1773.02	609,359	87.50	1922.03	609,359
88.00	1632.94	822,270	88.00	1836.85	822,270	88.00	1959.21	822,270	88.00	1959.21	822,270	88.00	2090.91	822,270
88.50	1802.82	1,079,481	88.50	2025.39	1,079,481	88.50	2154.71	1,079,481	88.50	2154.71	1,079,481	88.50	2266.89	1,079,481
89.00	1981.10	1,336,692	89.00	2223.15	1,336,692	89.00	2359.49	1,336,692	89.00	2359.49	1,336,692	89.00	2449.99	1,336,692
89.50	2167.80	1,635,874	89.50	2430.12	1,635,874	89.50	2573.58	1,635,874	89.50	2573.58	1,635,874	89.50	2640.20	1,635,874
90.00	2362.89	1,935,055	90.00	2646.29	1,935,055	90.00	2796.95	1,935,055	90.00	2796.95	1,935,055	90.00	2837.51	1,935,055
90.50	2566.40	2,275,196	90.50	2871.68	2,275,196	90.50	3029.63	2,275,196	90.50	3029.63	2,275,196	90.50	3041.94	2,275,196
91.00	2778.30	2,615,336	91.00	3106.28	2,615,336	91.00	3271.59	2,615,336	91.00	3271.59	2,615,336	91.00	3253.48	2,615,336
91.50	2998.61	3,003,407	91.50	3350.09	3,003,407	91.50	3522.86	3,003,407	91.50	3522.86	3,003,407	91.50	3472.12	3,003,407
92.00	3227.33	3,391,478	92.00	3603.10	3,391,478	92.00	3783.41	3,391,478	92.00	3783.41	3,391,478	92.00	3697.88	3,391,478
92.50	3464.45	3,819,991	92.50	3865.33	3,819,991	92.50	4053.27	3,819,991	92.50	4053.27	3,819,991	92.50	3930.75	3,819,991
93.00	3709.98	4,248,504	93.00	4136.77	4,248,504	93.00	4332.41	4,248,504	93.00	4332.41	4,248,504	93.00	4170.72	4,248,504
93.50	3963.91	4,719,195	93.50	4417.41	4,719,195	93.50	4620.86	4,719,195	93.50	4620.86	4,719,195	93.50	4417.81	4,719,195
94.00	4226.25	5,189,886	94.00	4707.27	5,189,886	94.00	4918.59	5,189,886	94.00	4918.59	5,189,886	94.00	4672.01	5,189,886
94.50	4496.99	5,712,950	94.50	5006.34	5,712,950	94.50	5225.63	5,712,950	94.50	5225.63	5,712,950	94.50	4933.31	5,712,950
95.00	4776.14	6,236,013	95.00	5314.62	6,236,013	95.00	5541.95	6,236,013	95.00	5541.95	6,236,013	95.00	5201.73	6,236,013
95.50	5063.69	6,806,975	95.50	5632.10	6,806,975	95.50	5867.58	6,806,975	95.50	5867.58	6,806,975	95.50	5477.26	6,806,975
96.00	5359.65	7,377,936	96.00	5958.80	7,377,936	96.00	6202.49	7,377,936	96.00	6202.49	7,377,936	96.00	5759.89	7,377,936

(現況) 霞③～霞⑨

霞堤高(m)	86.0	86.6	86.8	87.9	89.2	90.7	91.2
霞堤No.	3(年谷川)	4(本川左岸)	5(雑水川)	6(菅我谷川)	7(七谷川下流)	8(七谷川上流)	9(犬飼川)
標高	86	0	0	0			
	87	132,898	25,117	21,765	0		
	88	275,441	95,363	244,818	6,805		
	89	445,083	179,602	615,100	201,270	0	
	90	648,779	277,143	1,056,939	642,456	540,875	0
	91	879,349	388,355	1,604,915	1,356,358	1,492,515	4,858
	92	1,136,330	506,973	2,261,418	2,298,104	3,010,747	37,288
	93	1,410,139	627,839	2,977,526	3,362,988	5,139,588	85,954
	94	1,686,391	756,300	3,734,259	4,498,352	7,792,061	134,620
	95	1,969,366	891,237	4,519,647	5,694,400	10,814,058	183,286
	96	2,262,558	1,026,174	5,312,191	6,890,447	14,170,891	231,952
	97	2,555,749	1,161,111	6,104,735	8,086,495	17,527,724	280,618
							5,458,999

表 3-7-2(11) 霞 H-V(暫定)霞①、霞②

適用期間  
S50年

H(tp+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
12	竜岡盆地(50年以降)	霞①及び②
85.70	1372.94	0
85.80	1401.03	9,511
86.00	1458.06	28,532
86.30	1545.73	138,907
86.60	1635.97	249,282
87.00	1760.26	396,448
87.50	1922.03	609,359
88.00	2090.91	822,270
88.50	2266.89	1,079,481
89.00	2449.99	1,336,692
89.50	2640.20	1,635,874
90.00	2837.51	1,935,055
90.50	3041.94	2,275,196
91.00	3253.48	2,615,336
91.50	3472.12	3,003,407
92.00	3697.88	3,391,478
92.50	3930.75	3,819,991
93.00	4170.72	4,248,504
93.50	4417.81	4,719,195
94.00	4672.01	5,189,886
94.50	4933.31	5,712,950
95.00	5201.73	6,236,013
95.50	5477.26	6,806,975
96.00	5759.89	7,377,936

適用期間 (H.W.L以上) 暫定計画  
S50年

H(tp+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
12	竜岡盆地(50年以降)	霞①及び②
85.70	1372.94	0
85.80	1401.03	0
86.00	1458.06	0
86.30	1545.73	0
86.60	1635.97	0
87.00	1760.26	0
87.50	1922.03	0
88.00	2090.91	0
88.50	2266.89	0
89.00	2449.99	51,442
89.50	2640.20	350,624
90.00	2837.51	649,805
90.50	3041.94	989,945
91.00	3253.48	1,330,086
91.50	3472.12	1,718,157
92.00	3697.88	2,106,228
92.50	3930.75	2,534,741
93.00	4170.72	2,963,253
93.50	4417.81	3,433,944
94.00	4672.01	3,904,635
94.50	4933.31	4,427,699
95.00	5201.73	4,950,763
95.50	5477.26	5,521,725
96.00	5759.89	6,092,686

適用期間 (計画堤防高以上)  
S50年

H(tp+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
12	竜岡盆地(50年以降)	霞①及び②
85.70	1372.94	0
85.80	1401.03	0
86.00	1458.06	0
86.30	1545.73	0
86.60	1635.97	0
87.00	1760.26	0
87.50	1922.03	0
88.00	2090.91	0
88.50	2266.89	0
89.00	2449.99	0
89.50	2640.20	0
90.00	2837.51	0
90.50	3041.94	68,028
91.00	3253.48	408,168
91.50	3472.12	796,239
92.00	3697.88	1,184,311
92.50	3930.75	1,612,823
93.00	4170.72	2,041,336
93.50	4417.81	2,512,027
94.00	4672.01	2,982,718
94.50	4933.31	3,505,782
95.00	5201.73	4,028,846
95.50	5477.26	4,599,807
96.00	5759.89	5,170,768

(暫定) 霞③～霞⑨

霞堤高(m)	87.2	86.6	86.8	87.9	89.2	90.7	91.2
霞堤No.	3(年谷川)	4(本川左岸)	5(雑水川)	6(曾我谷川)	7(七谷川下流)	8(七谷川上流)	9(犬飼川)
86	0	0	0				
87	0	25,117	21,765	0			
88	92,393	95,363	244,818	6,805			
89	225,340	179,602	615,100	201,270	0		
90	392,340	277,143	1,056,939	642,456	540,875	0	
91	586,214	388,355	1,604,915	1,356,358	1,492,515	4,858	0
92	806,499	506,973	2,261,418	2,298,104	3,010,747	37,288	248,902
93	1,043,613	627,839	2,977,526	3,362,988	5,139,588	85,954	675,833
94	1,283,168	756,300	3,734,259	4,498,352	7,792,061	134,620	1,386,357
95	1,529,448	891,237	4,519,647	5,694,400	10,814,058	183,286	2,452,328
96	1,785,944	1,026,174	5,312,191	6,890,447	14,170,891	231,952	3,808,973
97	2,042,439	1,161,111	6,104,735	8,086,495	17,527,724	280,618	5,458,999

暫定計画

霞堤高(m)	88.99	89.09	89.20	89.68	90.01	92.71	92.00
霞堤No.	3(年谷川)	4(本川左岸)	5(雑水川)	6(曾我谷川)	7(七谷川下流)	8(七谷川上流)	9(犬飼川)
86	0	0	0				
87	0	0	0	0			
88	0	0	0	0			
89	798	0	0	0	0		
90	167,798	88,860	353,471	139,856	0	0	
91	361,672	200,073	901,447	853,758	946,882	0	0
92	581,957	318,690	1,557,950	1,795,504	2,465,114	0	0
93	819,071	439,557	2,274,058	2,860,388	4,593,956	13,918	426,932
94	1,058,626	568,017	3,030,792	3,995,752	7,246,428	62,584	1,137,456
95	1,304,906	702,954	3,816,180	5,191,800	10,268,425	111,250	2,203,426
96	1,561,402	837,891	4,608,723	6,387,847	13,625,258	159,916	3,560,071
97	1,817,897	972,829	5,401,267	7,583,894	16,982,091	208,582	5,210,097

暫定計画(H.W.L以上)

霞堤高(m)	90.49	90.59	90.70	91.18	91.51	93.50	94.21
霞堤No.	3(年谷川)	4(本川左岸)	5(雑水川)	6(曾我谷川)	7(七谷川下流)	8(七谷川上流)	9(犬飼川)
86	0	0	0	0			
87	0	0	0	0			
88	0	0	0	0			
89	0	0	0	0	0		
90	0	0	0	0	0	0	
91	193,874	111,212	547,976	0	0	0	0
92	414,160	229,829	1,204,479	941,746	1,518,232	0	0
93	651,273	350,696	1,920,587	2,006,630	3,647,073	0	0
94	890,829	479,157	2,677,320	3,141,994	6,299,546	48,666	0
95	1,137,109	614,094	3,462,708	4,338,041	9,321,542	97,332	1,065,971
96	1,393,604	749,031	4,255,252	5,534,089	12,678,376	145,998	2,422,616
97	1,650,100	883,968	5,047,796	6,730,136	16,035,209	194,664	4,072,642

計画(堤防高以上)

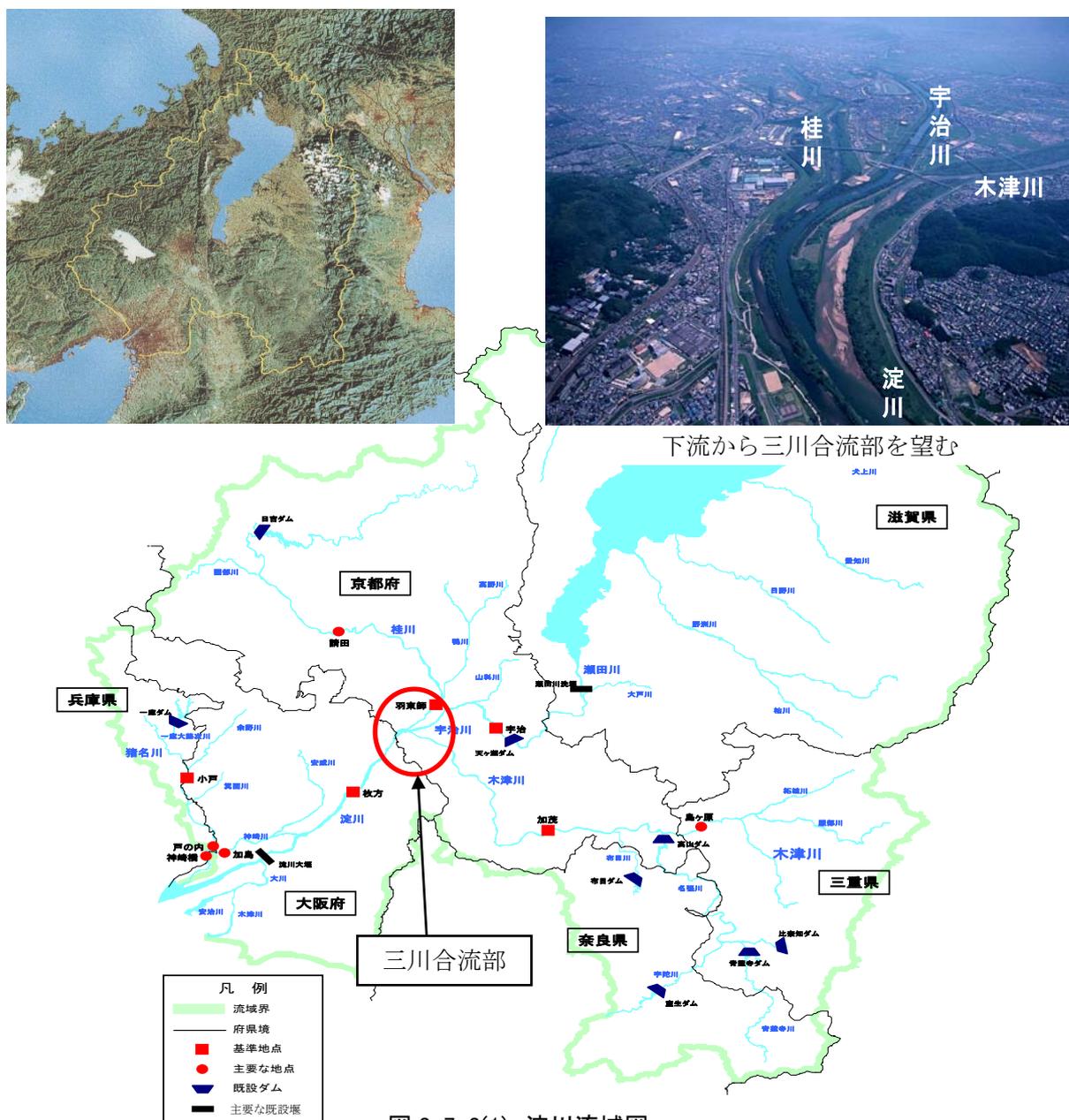
### 3. 7. 3 三川合流部について

#### (1) 三川合流部の地勢

京都と大阪の境、天王山と男山に挟まれた地で桂川、宇治川、木津川という三大河川が合流し淀川になる「三川合流部」は古来より様々な治水工事が行われ、現在の姿になったのは明治から大正時代にかけてである。(図 3-7-3(1))

現在、木津川は淀川と 35.8k 地点で合流し、次いで桂川が 37.0k 地点で合流しているが、昔は巨椋池の端に三川が流れ込むような地形であった。

三川合流部では昭和 47 年や昭和 57 年の洪水時に木津川からの洪水が宇治川や桂川に逆流するという現象が起こっており、流量観測においても宇治川の淀地点や桂川の納所地点などで逆流現象が確認されている。



## (2) 淀川における近年の主な出水

淀川における近年の主な出水の概要を下記に示す。(表 3-7-3(1))

### 1) 昭和 28 年台風 13 号 (5313)

昭和 28 年 9 月 16 日、トラック島付近に発生した台風 13 号は発達しながら北西に進み、22 日には中心気圧 897mb、最大風速 75m/s の大型台風となり、翌 23 日には進路を北北東に変えて西日本を直撃する勢いを見せた。

台風 13 号の降雨は、それまでの各支川が同時に洪水になることはないという通説に反し、各支川流域において同時に強雨がいったため洪水のピークが重なり、希有大洪水となった。淀川本川沿岸では、右支川芥川と右支川女瀬川との合流点付近で約 150m 決壊、桂川では亀岡上流の八木町で 2 カ所にわたり右岸堤が決壊、下流合流点付近の右支川小畑川の右岸も決壊し、120ha が浸水。木津川、桂川の稀にみる大洪水がほぼ同時に合流したため、宇治川の水位も高まり、向島、観月橋下流約 2km の左岸が約 450m 破堤した。宇治川の破堤による浸水で巨椋池干拓田と佐山村、御牧村一帯 2,880ha にもおよび、この地域は約 25 日間水びたしとなった。その被災人口は大阪府で 738,797 人、京都府で 321,029 人、滋賀県で 189,001 人にもものぼった。(写真 3-7-3(1))



1953 年(昭和 28 年)台風 13 号による堤防の決壊  
写真 3-7-3(1)

### 2) 昭和 34 年台風 15 号 (5915)

5915 洪水と称しているが、東海地方では伊勢湾台風と通称している。降雨は近畿地方と中部地方を広く覆ったが、淀川本川の被害は比較的小さく破堤決壊は発生しなかったが、木津川上流域、中でも名張川の被害は特にひどく、名張市の全域が濁水中に没した。この洪水を契機として、木津川の基本高水流量やダム群計画を再検討することとなった。

### 3) 昭和 35 年台風 16 号 (6016)

台風 16 号による降雨分析は、淡路から北東に伸び岐阜に達する線に最も多く、桂川上流では昭和 28 年台風 13 号以来の水害となった。

### 4) 昭和 36 年 10 月 28 日洪水

秋雨前線が日本列島付近に停滞している中、台風 26 号が東方洋上をかすめたことにより刺激を受けた秋雨前線が淀川流域に比較的一様に強雨を降らせた。木津川の流量は第 4 位、桂川の流量は第 5 位であるが、ほとんど同時に本川に合流したため大洪水となった。

5) 昭和 40 台風 24 号 (6524)

この台風は、紀伊半島に接近するころから昭和 28 年の台風 13 号に似たコースをとり、前線の南下と重なったため、淀川全域にわたり強雨が降り続いた。

6) 昭和 47 台風 20 号 (722)

気圧の谷に含まれ、近畿のほとんどの河川で警戒水位を越える出水となり、基準地点枚方地点の水位は 4.63m となった。このため、大阪府の東大阪市、大東市、門真市に災害救助法が適用された。

7) 昭和 57 台風 10 号 (8210)

台風 10 号により 7 月 31 日昼から 8 月 1 日夕方まで降雨が見られ、その後晴れ間がのぞいたが、低気圧の影響により、8 月 2 日夜から 8 月 3 日朝にかけて木津川流域を中心に豪雨にみまわれた。

淀川における近年の大出水の一覧表を表 3-7-3(1)に示す。

表 3-7-3(1) 淀川における近年の主な出水(枚方地点)

生起年月日	気象原因	流域平均総雨量(mm)	最大流量(m <sup>3</sup> /s)
1953. 9.25	台風(5313)	249	◎○ 7,800
1956. 9.21	台風(5615)	176	5,025
1958. 8.27	台風(5817)	171	3,990
1959. 8.14	前線・台風(5907)	272	◎ 6,800
1959. 9.27	台風(5915)	215	◎○ 7,970
1960. 8.30	台風(6016)	179	3,775
1961.10.28	低気圧・前線・台風	251	◎○ 7,206
1965. 9.17	台風(6524)	203	◎ 6,868
1972. 9.17	台風(722)	200	5,228
1982. 8. 2	台風(8210)	231	6,271

◎計画高水位を越えた出水 ○計画高水流量を越えた出水

※昭和 46 年の工事実施基本計画改訂で枚方地点の計画高水流量は 6,90m<sup>3</sup>/s から 12,000 m<sup>3</sup>/s に改訂。

### (3) 流出計算モデル

#### 1) モデル化

淀川本川の三川合流部付近は、宇治川、桂川、木津川の三川が同時に合流することから非常に流れにくい箇所になっている。加えて、桂川の保津峡、木津川の岩倉峡、瀬田川の鹿跳峡の狭窄部ほど明らかではないが、男山～天王山にかけては狭窄部となっている地域であり、洪水時にはこの周辺がネックとなり流れが阻害され、湛水している状況が見られる。

過去の洪水においても以下の事例が確認されている。

#### ①昭和 57 年台風 10 号洪水時の羽束師地点流量ハイδροグラフ

図 3-7-3(2)は昭和 57 年台風 10 号における桂川の羽束師地点の流量ハイδροグラフである。桂川筋の羽束師地点上流の他の地点のハイδροグラフを確認すると一山洪水であったのが、羽束師地点では二山洪水となっている。

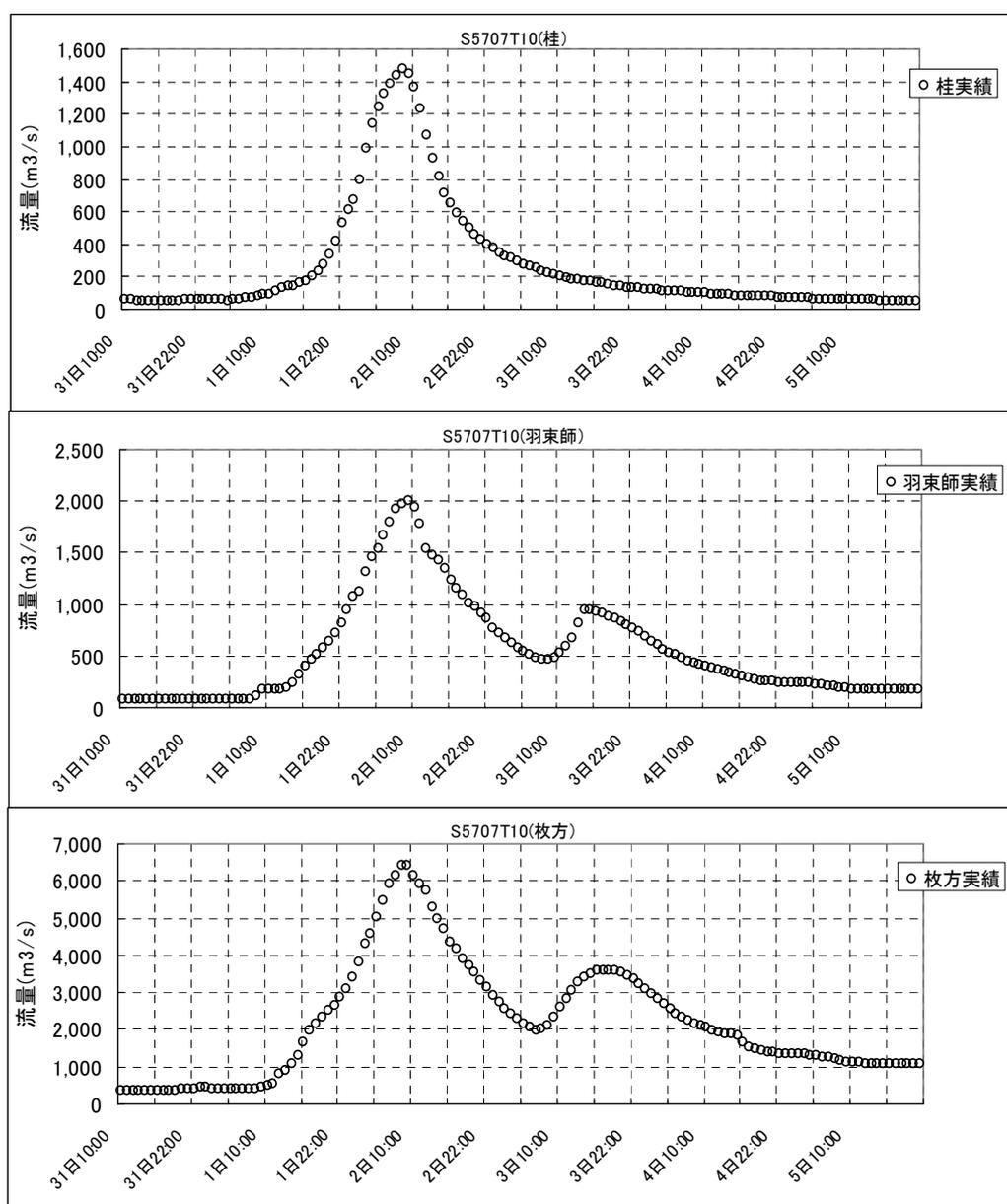


図 3-7-3(2) 昭和 57 年台風 10 号洪水

②昭和 57 年台風 10 号洪水時の淀地点及び向島地点の事例

図 3-7-3(3)は昭和 57 年台風 10 号において淀川の淀地点及び向島地点の流量ハイドログラフである。8 月 1 日 11 時に流量が  $500\text{m}^3/\text{s}$  を超える頃から淀地点と向島地点の流量に大きな差が付きはじめている。

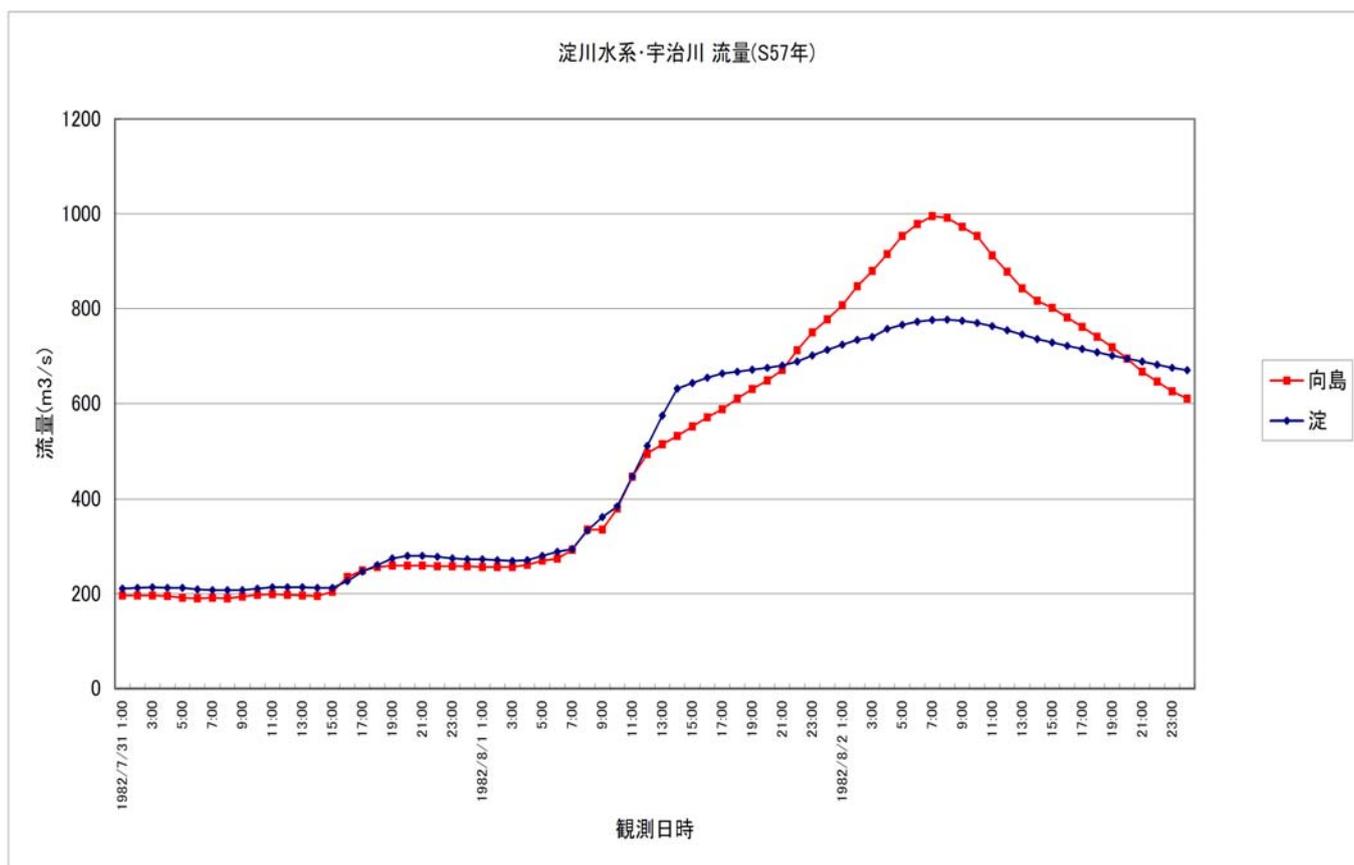


図 3-7-3(3) 昭和 57 年洪水の淀地点・向島地点のハイドログラフ

③平成2年台風19号洪水時における羽束師地点のH-Q式

図3-7-3(4)は、平成2年台風19号洪水時に実施した羽束師地点の流量観測データをプロットした図である。通常の流量観測データを同様にプロットするとある程度は相関が確認されるが、下図においてはある時間以降のプロットが不規則な動きをしていることがみてとれる。

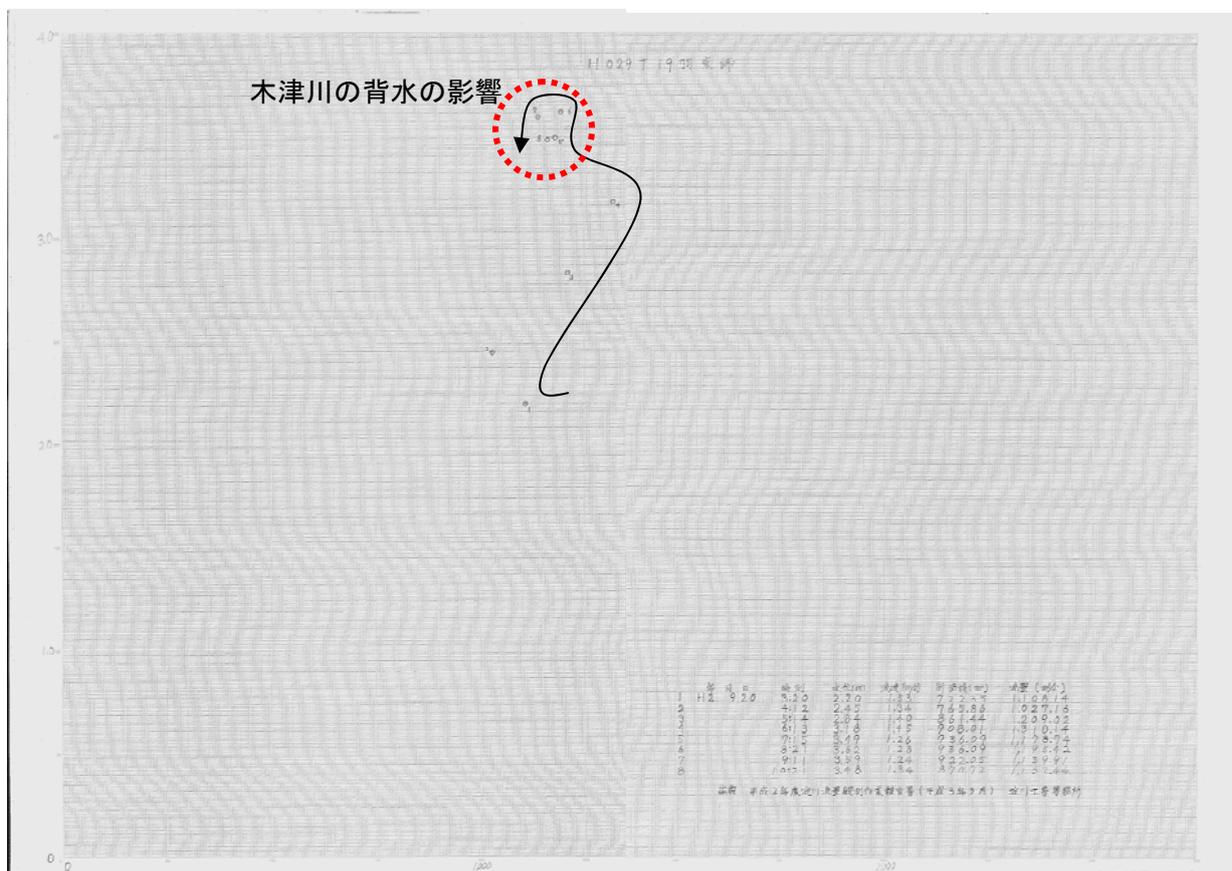


図3-7-3(4) 平成2年台風19号洪水時の流量観測データ

これは、洪水時において下流からの背水が影響していることを意味する。つまり、三川合流部付近は洪水時には川ではなく池となっていることを意味している。

以上のような自然現象を貯留関数法により表現することは非常に困難であることから本検討においては池モデルを基本に三川合流部のモデル化を行うこととした。

なお、池モデルとは池の代表水位と池の容量の関係及び池の代表水位と池からの流出量の関係の2つの関係を求めて、池からの流出量を計算するモデルである。従って、以下の2つの関係を算出する必要がある。

- 池の代表地点の水位と池の容量の関係
- 池の代表地点の水位と池からの流出量の関係

2) 計算方法

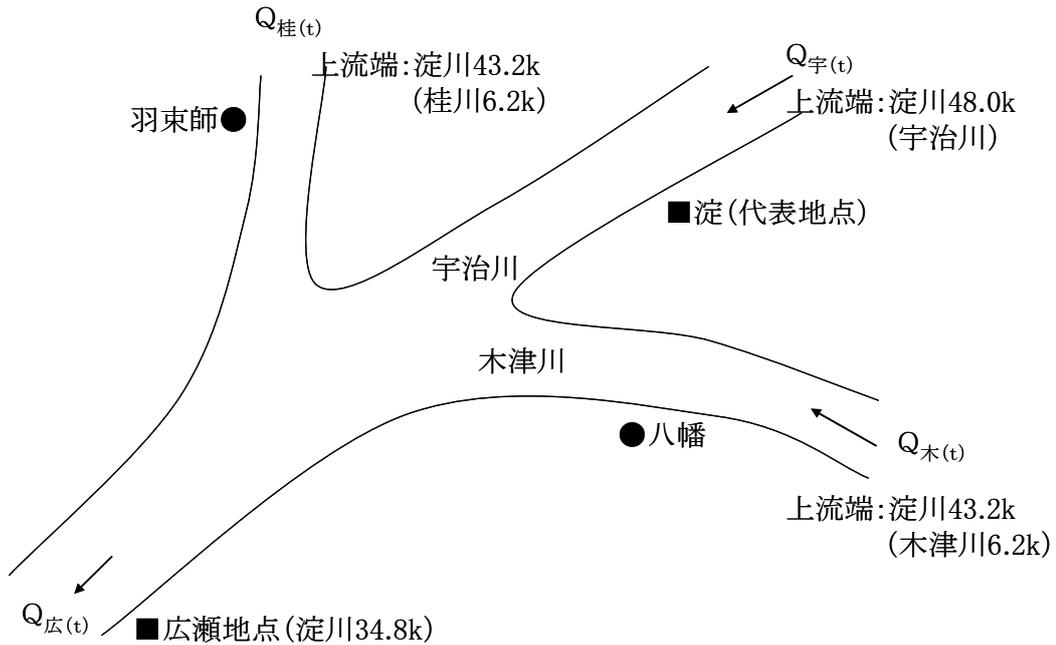


図3-7-3(5) 三川合流部モデル

①下流端 広瀬地点流量 $Q_{広}(t)$ に仮値を与える。

$Q_{広}(t-\Delta t)$ は既知

$Q_{広}(t)$ は未知(求めたい値) <仮値を与える>

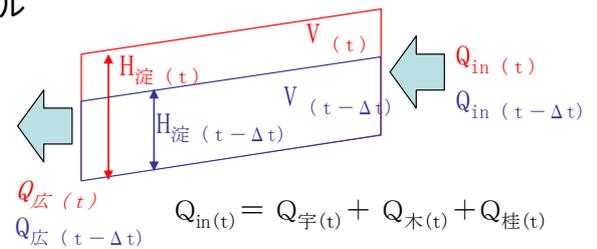
②連続式から $V(t)$ を算出

$$(Q_{in}(t) + Q_{in}(t-\Delta t)) / 2 - (Q_{in}(t) + Q_{in}(t-\Delta t)) / 2 = V(t) - V(t-\Delta t)$$

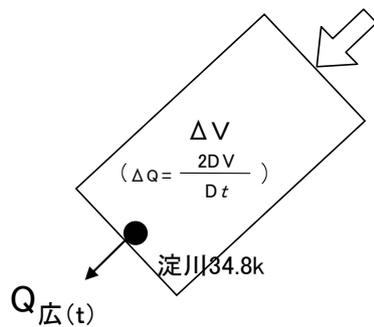
③ $H_{淀}-V$ から $H_{淀}(t)$ を算出

④ $H_{淀}-Q_{広}$ から $Q_{広}(t)$ を算出

⑤計算で求めた $Q_{広}(t)$ が所与の $Q_{広}(t)$ とほぼ等しくなるまで逐次計算を繰り返す。



凡	例
赤字斜体	求めたい値
赤字	算出する値
青字	既知



$$Q_{in}(t) = Q_{宇}(t) + Q_{木}(t) + Q_{桂}(t)$$

$Q_{宇}(t)$  = 上流端: 淀川48.0k (宇治川)

$Q_{木}(t)$  = 上流端: 淀川43.2k (木津川6.2k)

$Q_{桂}(t)$  = 上流端: 淀川43.2k (桂川6.2k)

図3-7-3(6) 三川合流部モデル(流量配分図)

### 3) モデルの範囲、代表地点の設定

三川合流部については前述のとおり池モデル、つまり、ある箇所がネックとなり流れを阻害するために、そのネック箇所から上流側に向かって湛水が発生し、池のようになると仮定したモデルを採用することとした。従って、その下流端については河床勾配の変化点や面積の縮小部等を考慮して、その上流端については河床勾配や痕跡調査等を考慮してモデルの範囲を設定する必要がある。

#### ①モデルの下流端の設定

下流端については、図3-7-3(7)の淀川-宇治川最深河床縦断面図から勾配の変化点である34km~36km地点を候補として考えた。この候補地の中からモデルの下流端を決めるため、S46、S56、H元、H15の横断測量データをもとにHWL以下の断面積を確認したところ(図3-7-3(8))、34.8km地点の断面積がいずれの年も最も小さかったことから、34.8km地点を下流端とした。なお、精度として課題はあるものの、洪水時の痕跡調査結果(図3-7-3(9))からは、水面勾配がほぼ水平となるのは37km付近であり、この辺りをモデルの下流端とすべきではないかとの意見もあったが、現実の三川合流地点が34.4km~35.2kmであることを考慮して34.8km地点を下流端と設定した。この下流端を付近の地名から「広瀬地点」と呼ぶこととした。

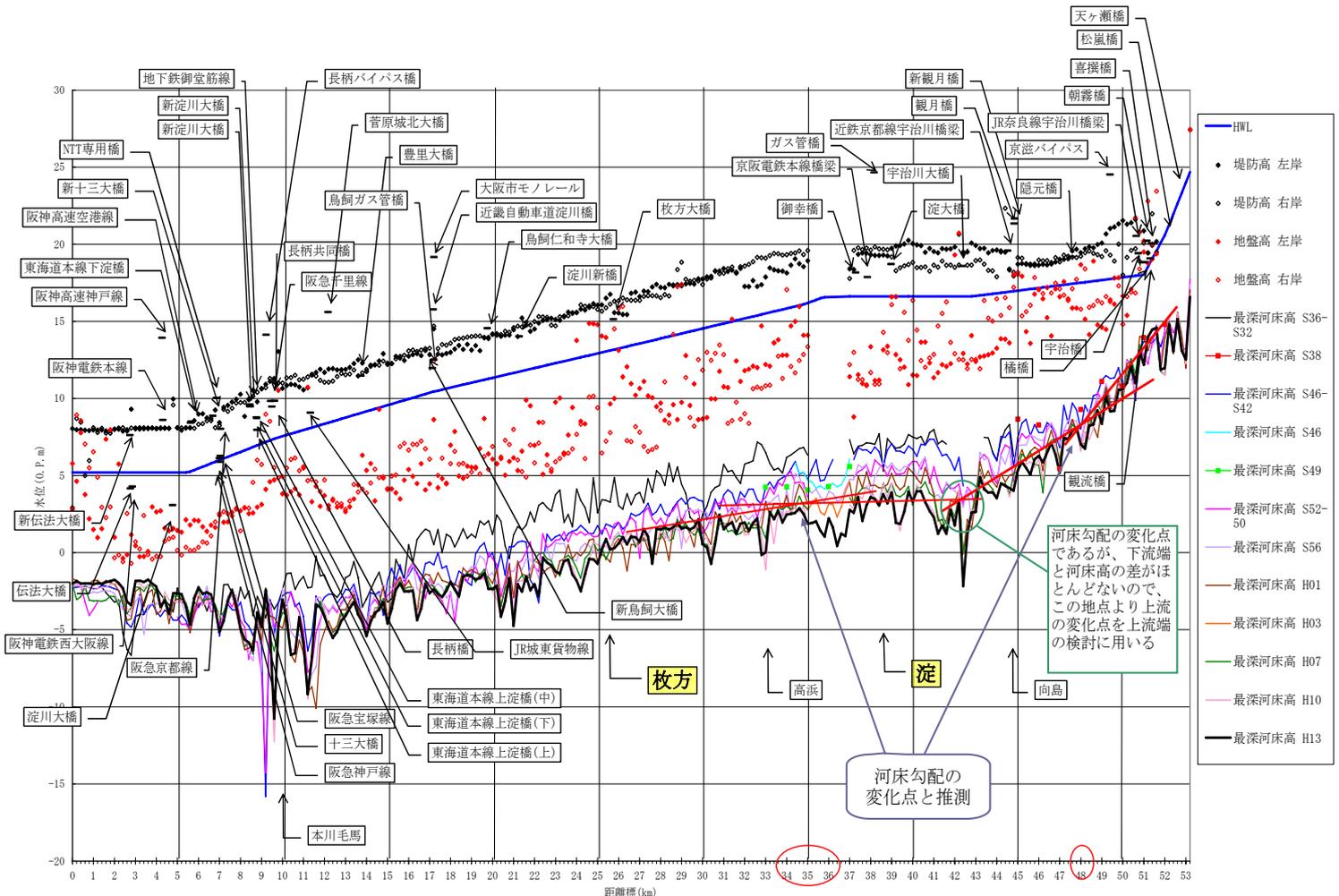


図 3-7-3(7) 淀川-宇治川 最深河床高縦断面図

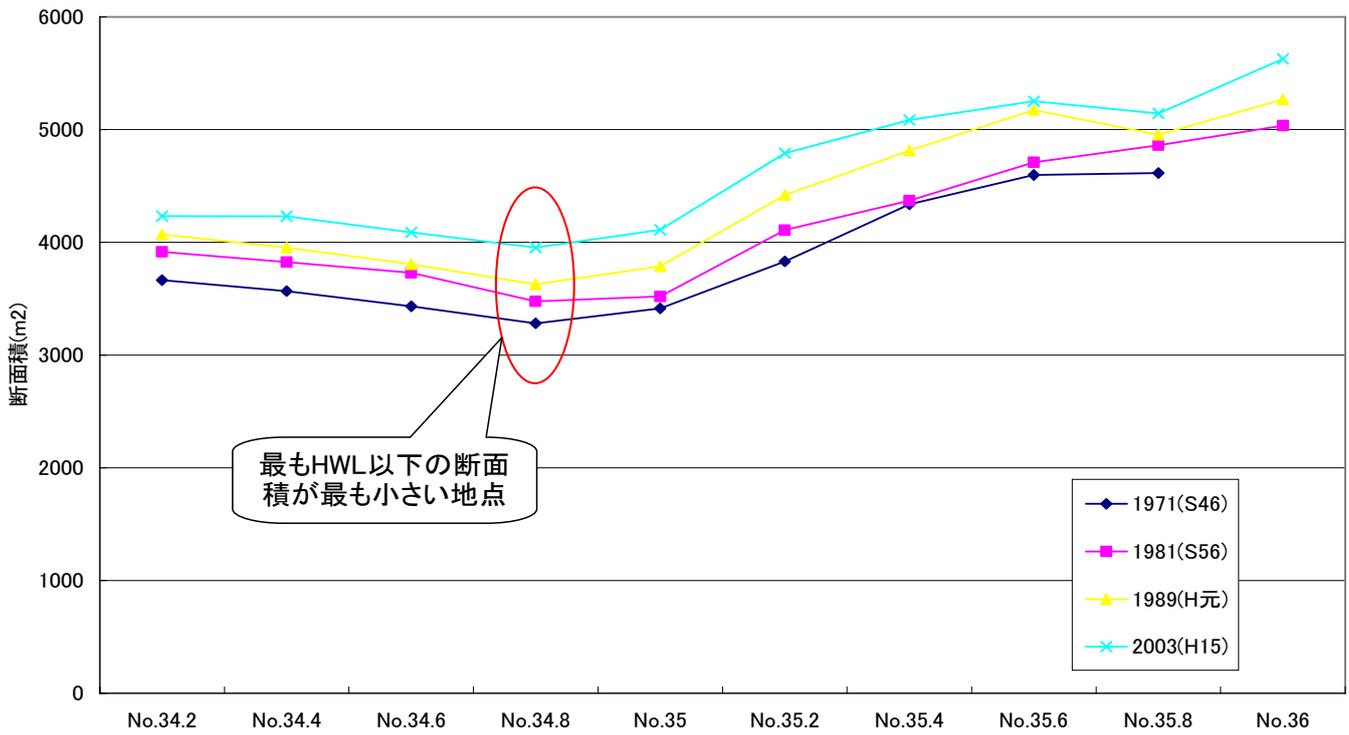


図 3-7-3(8) 淀川 34k ~ 36k HWL 以下断面積変化

H16.10 T23号 痕跡水位縦断面図

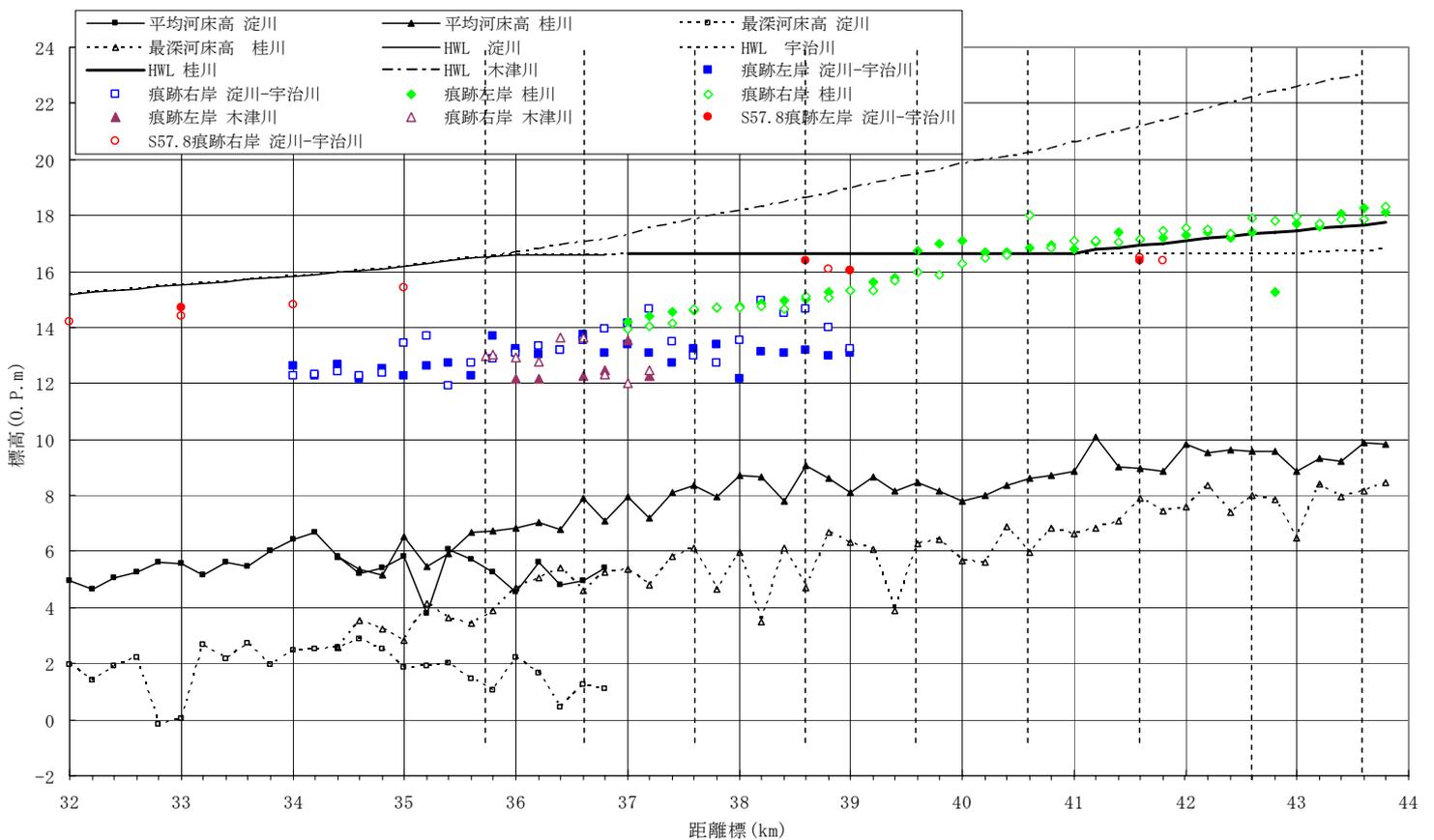


図 3-7-3(9) 平成 16 年台風 23 号 痕跡水位縦断面図

②モデルの上流端の設定

池モデルは水平湛水として考え、モデルの上流端については河床の縦断形状から設定することとした。

三川とも河床の縦断勾配が異なるので、三川の中で最も合流点付近の河床勾配が緩やかであり、背水の影響が上流まで来ると考えられる宇治川において、下流端と同様に図3-7-3(7)の淀川－宇治川最深河床縦断図から勾配の変化点である48km地点をモデルの上流端とした。

池モデルは一つの池で水位は一つと考えると、宇治川で決めた池モデルの範囲の48.0km地点のHWL:OP+17.5mを木津川・桂川も適用して、木津川・桂川においてもHWL:OP+17.5mとなる地点を上流端とした。

宇治川：淀川48.0km地点

桂川：淀川43.2km（桂川6.2km）地点

木津川：淀川37.4km（木津川1.6km）地点

また、実績洪水（昭和57年）の痕跡調査結果により、最も上流（車田地点(49.87km)）での痕跡水位がOP+17.43mであった（表3-7-3(2)）のでOP+17.5m程度まではモデルの範囲に入るものとしたところ、宇治川においての計画高水位がOP+17.5mとなる地点は、河床勾配の変化点から候補としていた48.0km地点（HWL:OP+17.504m）と一致したことが確認できた。

表 3-7-3-(2) 昭和 57 年 8 月洪水の宇治川での痕跡調査結果

地点	距離(km)			痕跡水位 (O.P.+m)	
	左岸	右岸	平均値	左岸	右岸
淀美豆		38.400	38.400		16.04
淀際目	38.620		38.620	16.10	
松林	41.550	41.600	41.575	16.48	16.40
五反田	41.710		41.710	16.37	
隠元橋	47.400	47.430	47.415	17.08	17.10
大曲	48.420		48.420	16.85	
槇島	49.220		49.220	17.03	
槇島	49.600	49.600	49.600	17.29	17.23
車田		49.870	49.870		17.43
				ピーク水位	
淀観測所	38.900	38.900	38.900	16.04	
松林観測所	41.550	41.600	41.575	16.25	
向島観測所	44.900	44.900	44.900	16.61	
隠元橋観測所	47.400	47.430	47.415	16.70	
槇島観測所	49.600	49.600	49.600	17.13	
槇尾山観測所	51.900	51.900	51.900	19.29	

→ OP+17.5mと設定

次ページに池モデルの位置図（図3-7-3(10)）を示す。

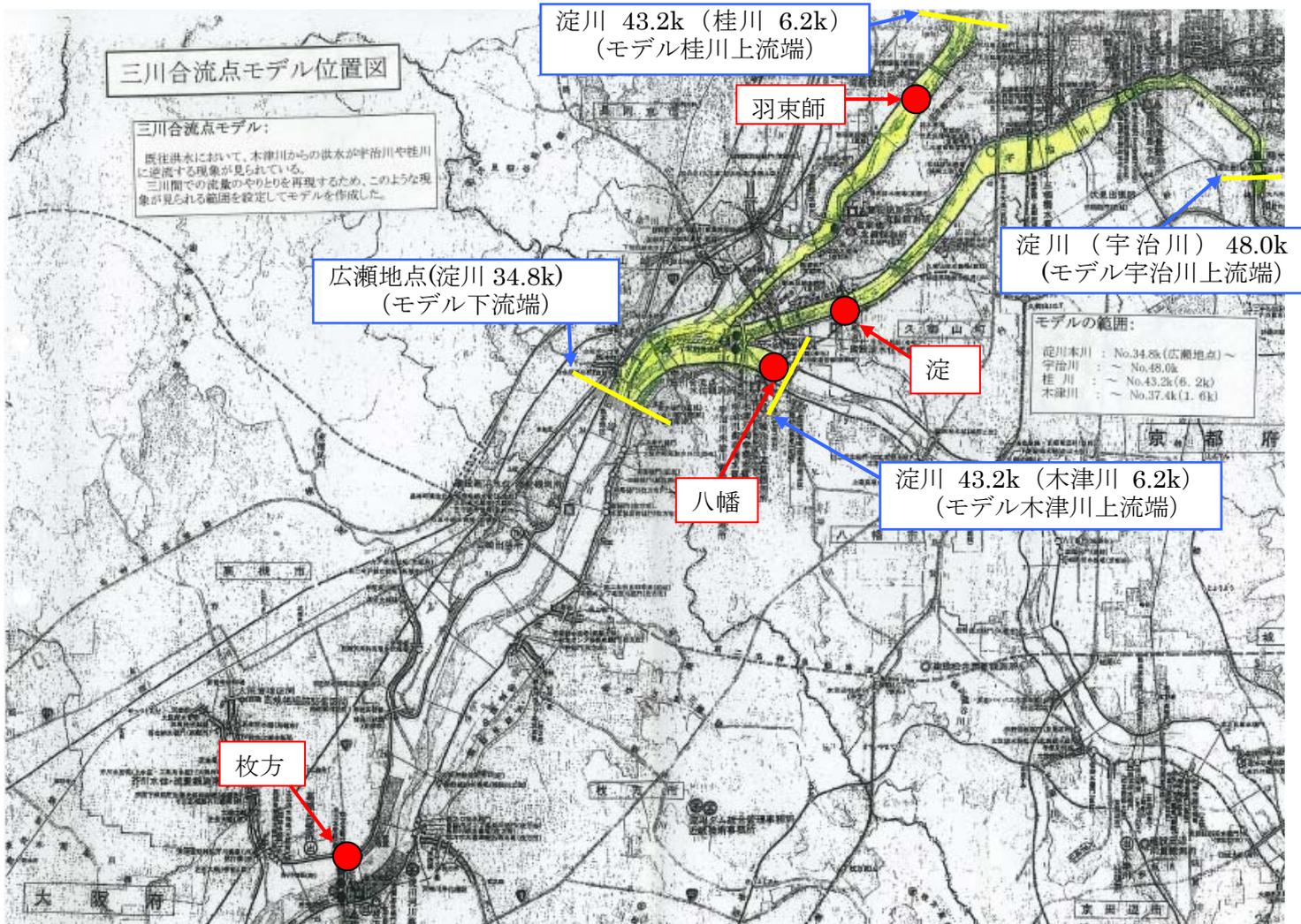


図3-7-3(10) 池モデル位置図

4) 池モデルの水位 (H) の代表地点の選定

3) ①下流端、3) ②上流端で決定した範囲の中で、水位観測のデータがある地点としては、宇治川の淀地点、木津川の八幡地点、桂川の納所地点、羽東師地点などがあるが、池モデルの範囲の最も中央にあること、低水流量データが最も多い（後述）ことから宇治川の淀地点をモデルの水位の代表地点とした。

### 5) 三川合流部の池モデルにおける水位－容量関係

淀川の枚方地点付近はS40年以降の砂利採取・河川改修を行うことにより河道断面が変化していることが分かっており、池モデルの代表地点である淀地点についても河道断面が変化していることが考えられた。そこで、枚方地点、淀地点において年代別に横断図より読み取ったHWL以下の断面積をプロットしたところ、枚方地点（図3-7-3(11)）、淀地点（図3-7-3(12)）共に経年的に変化していることが分かった（図3-7-3(13)）。従って、既往洪水を再現するためには、再現対象洪水毎にH-V関係の作成が必要となることが分かった。

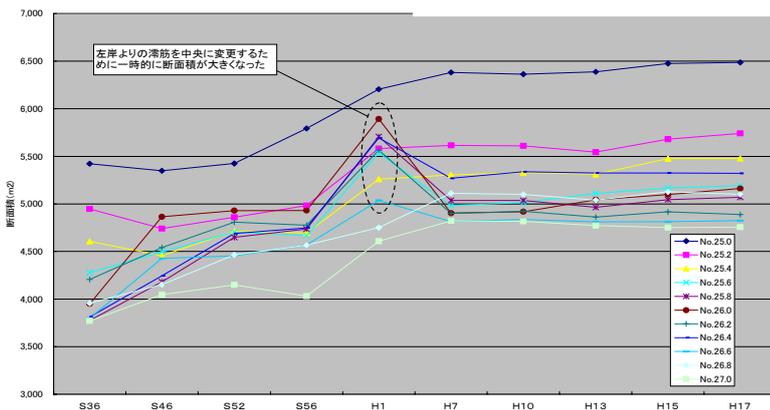


図 3-7-3(11) 枚方地点付近HWL以下断面積変化

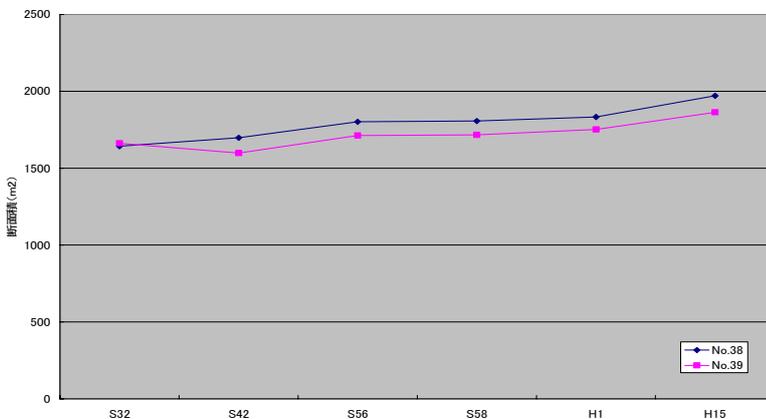


図 3-7-3(12) 淀地点付近HWL以下断面積変化

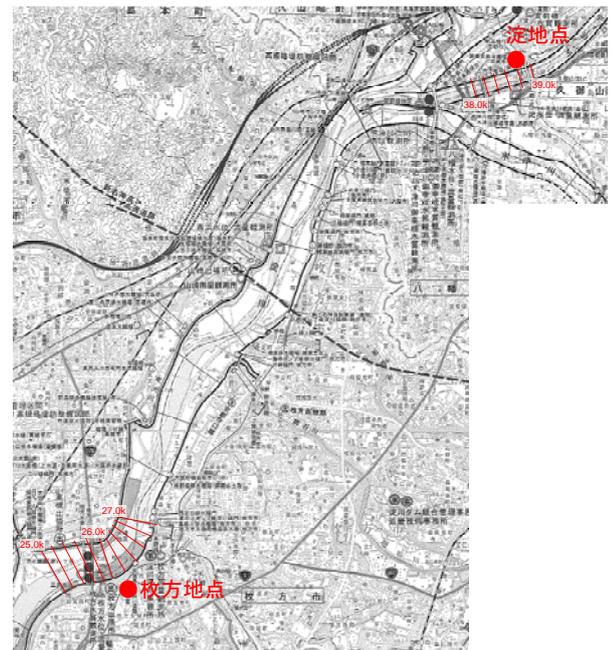


図 3-7-3(13) 断面積変化確認位置図

年代別に断面を比較して見ると、引堤などが計画されている桂川を除けば、断面が変化しているのは低水路のみであり、堤防間の河道幅もほとんど変わっていないことが分かった。つまり、三川合流部の池モデルについては、昭和30年代以降、低水路の河床高を除いて、ほぼ同一形状を保持していると仮定することができる考えた。従って、昭和28年～平成16年における再現対象洪水を再現するためのH-V関係をそれぞれ作成するに当たり、池モデルの代表断面を淀地点とし、淀地点の低水路河床高が最も低いH16洪水再現用H-V関係を作成し、平成16年以前のH-V関係について平成16年のH-V関係の低水路河床高を上を平行移動することにより作成することとした。

①平成16年洪水再現用水位－容量関係（H-V関係）

平成16年洪水を再現するために、最新のデータであるH15の横断面図により平成16年洪水のH-V関係式を作成した。

また、三川合流部は亀岡盆地の霞堤や上野盆地の氾濫域とは異なり池モデルとなる範囲が河道の中だけであり、洪水でない状態の時（平常時）でも池モデルのH-V関係の範囲において水が流れていることになる。平常時に流れている流量は洪水時における貯留効果としてカウントしていないので、H-V関係の算出にあたっては平常時の流量である基底流量を池モデルの貯留量から差し引く必要がある。

池モデルの貯水容量と基底流量の概念図をH15年断面を用いて図3-7-3(14)に示す。

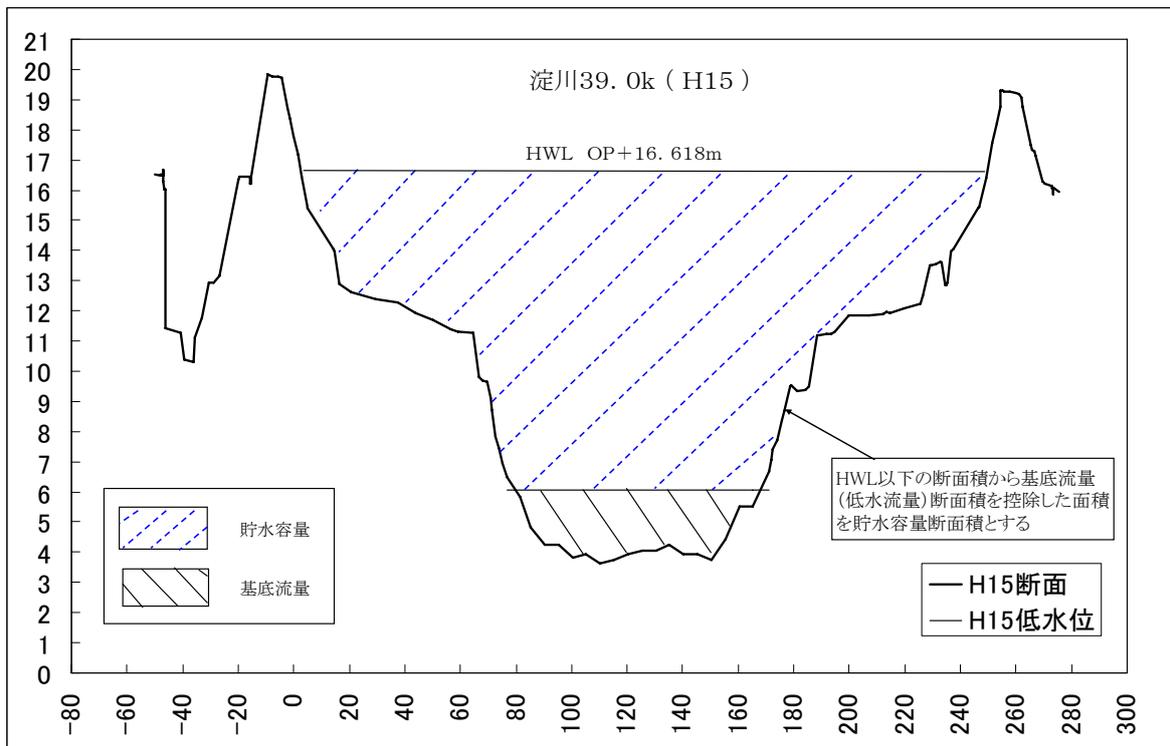


図 3-7-3(14) 貯水容量と基底流量の概念図

基底流量については流量年表における宇治川（淀地点、表3-7-3(3)）、桂川（納所地点、表3-7-3(4)）、木津川（八幡地点、表3-7-3(5)）の低水流量の平均値（淀地点で110m<sup>3</sup>/s、納所地点で20m<sup>3</sup>/s、八幡地点で20m<sup>3</sup>/s）とした。低水流量の平均値（表3-7-3(3)～(5)）は再現対象洪水発生年の期間中（昭和28年～平成16年）で欠測が比較的少ない年を選定した。

表 3-7-3(3) 淀地点の平均低水流量

淀	最大	豊水	平水	低水	渇水	最小
S31	499.32	222.77	173.5	139.47	89.49	73.48
S33	551.3	199.5	146	93.5	54	33
S34	1250	319	226	117	87	58.04
S35	900	203.9	141.3	96.5	75.2	69.2
S36	883.3	201.5	135.2	108	83.1	60.9
S40	992.2	204.4	137.5	106.6	92.3	63.9
S47	766.8	184.86	143.63	110.02	93.66	88.74
S57	777.17	177.9	137.77	114.79	82.24	78.38
S58	800.64	183.89	134.77	107.85	85.03	55.2
H1	997.92	214.57	171.24	111.92	93.04	82.85
H2	428.24	183.55	155.43	124.55	92.34	85.96
H6	275.59	欠測	欠測	欠測	欠測	57.25
H8	812.25	132.17	107.22	98.17	82.93	74.42
H9	1314.04	193.24	133.17	109.86	96.8	81.48
H11	1142.37	155.38	121.76	109.3	99.59	94.84
平均	826.076	198.3307	147.4636	110.5379	86.19429	70.50933

出展:流量年表

表 3-7-3(4) 納所地点の平均低水流量

納所	最大	豊水	平水	低水	渇水	最小
S31	730.93	48.04	32	23	18.8	16.2
S33	760	51.6	28.4	21	14.8	10.2
S34	3133.9	59.5	40.8	30.2	22.6	18.9
S35	2550	31.4	23.6	19.2	14.4	12.9
S36	2226.7	37.7	24.7	13.1	8.2	5.4
S40	欠測	欠測	欠測	欠測	欠測	欠測
S47	2317.67	54.44	39.56	26.26	19.67	13.15
S57	1944.97	51.16	35.52	27.77	20.86	13.84
S58	2175.83	46.04	34.19	28.05	21.08	14.81
H1	2220.98	58.71	36.04	22.09	15.62	11.51
H2	1294.84	46.28	31.12	23.3	10.98	6.88
H6	180.37	31.62	16.99	11.75	8.76	6.05
H8	1214.23	41.6	27.87	21.35	14.77	11.3
H9	1349.15	42.55	27.84	22.42	15.19	11.39
H11	1984.98	33.82	23.36	17.82	14.09	11.48
平均	1720.325	45.31857	30.14214	21.95071	15.70143	11.715

出展:流量年表

表 3-7-3(5) 八幡地点の平均低水流量

八幡	最大	豊水	平水	低水	渇水	最小
S31						
S33	3843	67.52	44.93	31.96	21.8	0
S34	4492	49	37	28	12	4
S35	969.3	33.5	23.3	16.2	9.5	7.7
S36	4744	57.5	34.7	22.2	12.6	2.4
S40	4720.8	46.5	24.4	17.7	12.5	11.6
S47	2391.19	52.51	37.84	30.05	18.07	14.82
S57	4344.54	46.02	26.62	18.24	10.16	7.42
S58	1814.88	49.51	27.69	19.02	12.56	11.68
H1	1247.92	66.24	35.1	18.86	10.29	7.3
H2	3241.1	45.76	30.29	18.45	9.21	6.45
H6	3659.83	24.03	18.85	14.02	8.49	5.65
H8	528.97	24.78	15.76	12.8	9.95	8.63
H9	2876.66	37.6	24.34	15.58	10.68	7.64
H11	1500.28	42.05	23.09	14.51	11.49	9.71
平均	2883.891	45.89429	28.85071	19.82786	12.09286	7.5

出展:流量年表

次に、基底流量流下時の水位を以下の方法で算出する。

a) 淀川（宇治川）

淀川34.8k～38.9k：高浜（33.0k）・宇治三川（35.8k）・淀地点（38.9k）の平成16年のH-Q関係式から基底流量水位を求め、観測所地点以外は内挿により算出する。

淀川38.9k～48.0k：池上流端（淀川）（48.0k）は横断図データから低水路部の平均河床高及び河床勾配を算定し（表3-7-3(6)）、マニング式により基底流量流下時の水位を求めた。（但し、淀地点（38.9k）の水位より低い計算水位は淀地点の水位（6.07m）を下限とした。）

38.9k～48.0kの水位は内挿で求めた。

b) 桂川

淀川37.0k～39.4k：淀川合流点（37.0k）は上記方法と同様の等流計算で算出。納所（39.4k）は平成16年のH-Q関係式から算出。37.0k～39.4kの水位は内挿で求めた。

淀川39.4k～43.2k：桂川の池上流端（43.2k）は上記方法と同様の等流計算で算出。

39.4k～43.2kの水位は内挿で求めた。

c) 木津川

淀川35.8k～37.4k：淀川合流点（35.8k）及び木津川の池上流端（37.4k）は上記方法と同様の等流計算で算出。

35.8k～37.4kの水位は内挿で求める。

上記方法で基底流量流下時の水位を設定（表3-7-3(7)及び図3-7-3(15)）し、その水位以下の断面積から差し引く容量を算出することとした。また、表3-7-3(8)に基底流量控除後のH-V関係式（H15断面）を示す。

表 3-7-3(6) 低水路部の平均河床高

距離標	X軸	淀川 (H16年度)			桂川 (H16年度)			木津川 (H17年度)		
		HWL	平均河床高 宇治川	河床 勾配	HWL	平均河床高 桂川	河床 勾配	HWL	平均河床高 木津川	河床 勾配
32.0K	32.0	15.185	2.891							
32.2K	32.2	15.250								
32.4K	32.4	15.315								
32.6K	32.6	15.380								
32.8K	32.8	15.445								
33.0K	33.0	15.510	3.144							
33.2K	33.2	15.575								
33.4K	33.4	15.640								
33.6K	33.6	15.705								
33.8K	33.8	15.770								
34.0K	34.0	15.835	3.498							
34.2K	34.2	15.900								
34.4K	34.4	15.965	4.110		4.110					
34.6K	34.6	16.030	4.060		4.320					
34.8K	34.8	16.095	3.580		4.300					
35.0K	35.0	16.189	2.520		3.660			2.520		
35.2K	35.2	16.289	2.430		4.500			5.460		
35.4K	35.4	16.390								
35.6K	35.6	16.491								
35.8K	35.8	16.556	2.660		4.570		16.433	6.220		落差 1.7m
36.0K	36.0	16.565	2.620		5.300		16.555			距離 2.2km
36.2K	36.2	16.576					16.675			
36.4K	36.4	16.586	2.480		6.020		16.797			計算勾配 1/1294
36.6K	36.6	16.597	2.710				16.919			
36.8K	36.8	16.608					17.041	6.790		
37.0K	37.0	16.618	3.280		16.618	6.310	17.162			採用勾配 1/1300
37.2K	37.2	16.618			16.618		17.283			
37.4K	37.4	16.618			16.618		17.554	7.160		
37.6K	37.6	16.618			16.618		17.703			落差 1.16m
37.8K	37.8	16.618			16.618		17.852			距離 4km
38.0K	38.0	16.618	4.150		16.618	6.860	17.994			計算勾配 1/3448
38.2K	38.2	16.618			16.618		18.144			
38.4K	38.4	16.618			16.618		18.316			
38.6K	38.6	16.618			16.618		18.484			
38.8K	38.8	16.618			16.618		18.632			
38.9K	38.9	16.618		淀	16.618		18.710			
39.0K	39.0	16.618	4.050		16.618	6.890	18.787			
39.2K	39.2	16.618			16.618		18.951			採用勾配 1/3400
39.4K	39.4	16.618			16.618		19.146			
39.6K	39.6	16.618			16.618		19.320			
39.8K	39.8	16.618			16.618		19.481			
40.0K	40.0	16.618	3.100		16.618	7.080	19.656			
40.2K	40.2	16.618			16.618		19.815			
40.4K	40.4	16.618			16.618		19.966			
40.6K	40.6	16.618			16.618		20.112			
40.8K	40.8	16.618			16.618		20.252			
41.0K	41.0	16.618	2.620		16.618	7.470	20.419			
41.2K	41.2	16.618			16.777		20.575			
41.4K	41.4	16.618			16.857		20.796			
41.6K	41.6	16.618			16.931		21.003			落差 1.43m
41.8K	41.8	16.618			17.014		21.176			距離 3km
42.0K	42.0	16.618	3.450		17.101	8.460	21.368			
42.2K	42.2	16.618			17.176		21.591			
42.4K	42.4	16.618			17.261		21.801			
42.6K	42.6	16.618			17.336		22.014			
42.8K	42.8	16.618			17.408		22.211			計算勾配 1/2097
43.0K	43.0	16.653	4.570		17.474	8.410	22.409			
43.2K	43.2	16.685			17.541		22.577			
43.4K	43.4	16.717			17.606		22.738			採用勾配 1/2100
43.6K	43.6	16.750			17.675		22.882			
43.8K	43.8	16.783			17.750		23.031			
44.0K	44.0	16.816	4.640		17.823	8.900				
44.2K	44.2	16.852			17.897					
44.4K	44.4	16.887			17.974					落差 3.03m
44.6K	44.6	16.922			18.051					距離 4km
44.8K	44.8	16.957			18.119					
45.0K	45.0	16.990	5.710		18.198					
45.2K	45.2	17.025			18.481					
45.4K	45.4	17.060			18.735					
45.6K	45.6	17.097			18.955					計算勾配 1/1320
45.8K	45.8	17.127			19.242					
46.0K	46.0	17.159	6.620		19.511					
46.2K	46.2	17.196			19.778					採用勾配 1/1300
46.4K	46.4	17.230			20.062					
46.6K	46.6	17.262			20.339					
46.8K	46.8	17.299			20.647					
47.0K	47.0	17.333	7.060		20.930					
47.2K	47.2	17.368			21.261					
47.4K	47.4	17.402			21.522					
47.6K	47.6	17.439			21.791					
47.8K	47.8	17.471			22.035					
48.0K	48.0	17.504	7.670		22.242					
48.2K	48.2	17.539			22.431					
48.4K	48.4	17.573			22.689					
48.6K	48.6									
48.8K	48.8									
49.0K	49.0									

池モデル範囲

表 3-7-3(7) 三川合流部(基底流量流出時水位)

X軸	宇治川(淀川)				桂川				木津川						
	地点名	HWL	低水位時 実測水位	等流計算 水位	採用水位	HWL	低水位時 実測水位	等流計算 水位	採用水位	HWL	低水位時 実測水位	等流計算 水位	採用水位		
32.0		15.185													
32.2		15.250													
32.4		15.315													
32.6		15.380													
32.8		15.445													
33.0	高浜	15.510	4.50												
33.2		15.575	4.57												
33.4		15.640	4.65												
33.6	下流端	15.705	4.72												
33.8		15.770	4.80		4.80										
34.0		15.835	4.87		4.87										
34.2		15.900	4.95		4.95										
34.4	桂川合流点	15.965	5.02		5.02				5.02						
34.6		16.030	5.09		5.09				5.09						
34.8		16.095	5.17		5.17				5.17						
35.0	木津川合流点	16.189	5.24		5.24				5.24			5.24	5.24		
35.2		16.289	5.32		5.32				5.32			5.44	5.54		
35.4		16.390	5.39		5.39				5.39			5.65	5.84		
35.6		16.491	5.47		5.47				5.47			5.85	6.14		
35.8	宇治三川	16.556	5.54		5.54				5.54			16.433	6.05	6.44	6.44
36.0		16.565	5.57		5.57	淀川合流部			5.67			16.555	6.25	6.62	6.62
36.2		16.576	5.61		5.61				5.79			16.675	6.46	6.79	6.79
36.4		16.586	5.64		5.64				5.92			16.797	6.66	6.88	6.88
36.6		16.597	5.68		5.68				6.05			16.919	6.86	6.97	6.97
36.8		16.608	5.71		5.71				6.18			17.041	7.06	7.08	7.08
37.0		16.618	5.75		5.75	16.618	6.30	6.85	6.85			17.162	7.27	7.18	7.18
37.2		16.618	5.78		5.78	16.618	6.43	6.91	6.93			17.283	7.47	7.40	7.40
37.4	八幡(木津川池上流端)	16.618	5.81		5.81	16.618	6.56	6.97	7.01			17.554	7.67	7.61	7.61
37.6		16.618	5.85		5.85	16.618	6.69	7.04	7.10			17.703			
37.8		16.618	5.88		5.88	16.618	6.81	7.10	7.18			17.852			
38.0		16.618	5.92		5.92	16.618	6.94	7.16	7.26			17.994			
38.2		16.618	5.95		5.95	16.618	7.07	7.22	7.34			18.144			
38.4		16.618	5.98		5.98	16.618	7.19	7.29	7.42			18.316			
38.6		16.618	6.02		6.02	16.618	7.32	7.35	7.50			18.484			
38.8		16.618	6.05		6.05	16.618	7.45	7.42	7.59			18.632			
38.9	淀	16.618	6.07		6.07	16.618	7.51	7.45	7.67			18.710			
39.0		16.618		6.07	6.07	16.618	7.58	7.48	7.71			18.787			
39.2		16.618		6.07	6.07	16.618	7.70	7.52	7.75			18.951			
39.4	納所	16.618		6.07	6.07	16.618	7.83	7.56	7.83			19.146			
39.6		16.618		6.07	6.07	16.618		7.59	7.91			19.320			
39.8		16.618		6.07	6.07	16.618		7.63	7.99			19.481			
40.0		16.618		6.07	6.07	16.618		7.67	8.07			19.656			
40.2		16.618		6.07	6.07	16.618		7.77	8.16			19.815			
40.4		16.618		6.07	6.07	16.618		7.87	8.24			19.966			
40.6		16.618		6.07	6.07	16.618		7.98	8.32			20.112			
40.8		16.618		6.07	6.07	16.618		8.08	8.40			20.252			
41.0		16.618		6.07	6.07	16.618		8.18	8.48			20.419			
41.2		16.618		6.07	6.07	16.777		8.28	8.56			20.575			
41.4		16.618		6.07	6.07	16.857		8.39	8.65			20.796			
41.6		16.618		6.07	6.07	16.931		8.49	8.73			21.003			
41.8		16.618		6.07	6.07	17.014		8.60	8.81			21.176			
42.0		16.618		6.07	6.07	17.101		8.70	8.89			21.368			
42.2		16.618		6.07	6.07	17.176		8.75	8.97			21.591			
42.4		16.618		6.07	6.07	17.261		8.79	9.05			21.801			
42.6		16.618		6.07	6.07	17.336		8.84	9.14			22.014			
42.8		16.618		6.07	6.07	17.408		8.88	9.22			22.211			
43.0		16.653		6.07	6.07	17.474		8.93	9.30			22.409			
43.2	桂川池上流端	16.685		6.07	6.07	17.541		9.38	9.38			22.577			
43.4		16.717		6.07	6.07	17.606						22.738			
43.6		16.750		6.07	6.07	17.675	上流端					22.882			
43.8		16.783		6.07	6.07	17.750						23.031			
44.0		16.816		6.07	6.07	17.823									
44.2		16.852		6.35	6.35	17.897									
44.4		16.887		6.63	6.63	17.974									
44.6		16.922		6.90	6.90	18.051									
44.8		16.957		7.18	7.18	18.119									
45.0		16.990		7.46	7.46	18.198									
45.2		17.025		7.60	7.60	18.481									
45.4		17.060		7.74	7.74	18.735									
45.6		17.097		7.87	7.87	18.955									
45.8		17.127		8.01	8.01	19.242									
46.0		17.159		8.15	8.15	19.511									
46.2		17.196		8.19	8.19	19.778									
46.4		17.230		8.23	8.23	20.062									
46.6		17.262		8.27	8.27	20.339									
46.8		17.299		8.31	8.31	20.647									
47.0		17.333		8.35	8.35	20.930									
47.2		17.368		8.62	8.62	21.261									
47.4		17.402		8.90	8.90	21.522									
47.6		17.439		9.17	9.17	21.791									
47.8		17.471		9.45	9.45	22.035									
48.0	宇治川池上流端	17.504		9.72	9.72	22.242									
48.2		17.539				22.431									
48.4		17.573	上流端			22.689									
48.6															
48.8															
49.0															

淀川下流端(34.8k)～淀地点(38.9k)は観測所の H-Q 式から算出した水位を内挿。淀地点(38.9k)～44.0k は等流計算で出した水位が淀地点の H-Q 式から算出した水位より低いので淀地点の水位に合わせた。

下流端

淀川合流部

淀川合流部

上流端

池モデル範囲

:内挿値

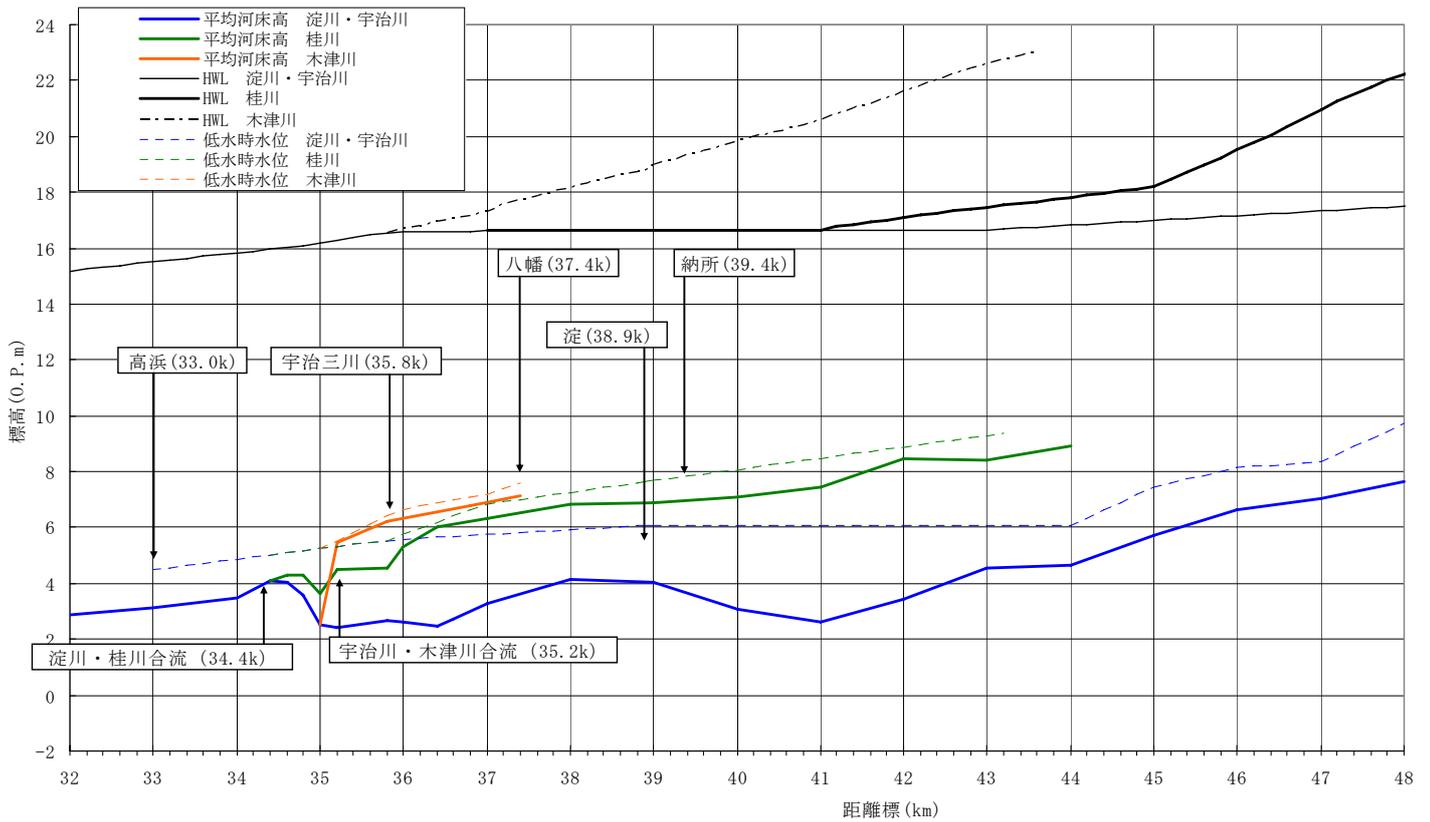
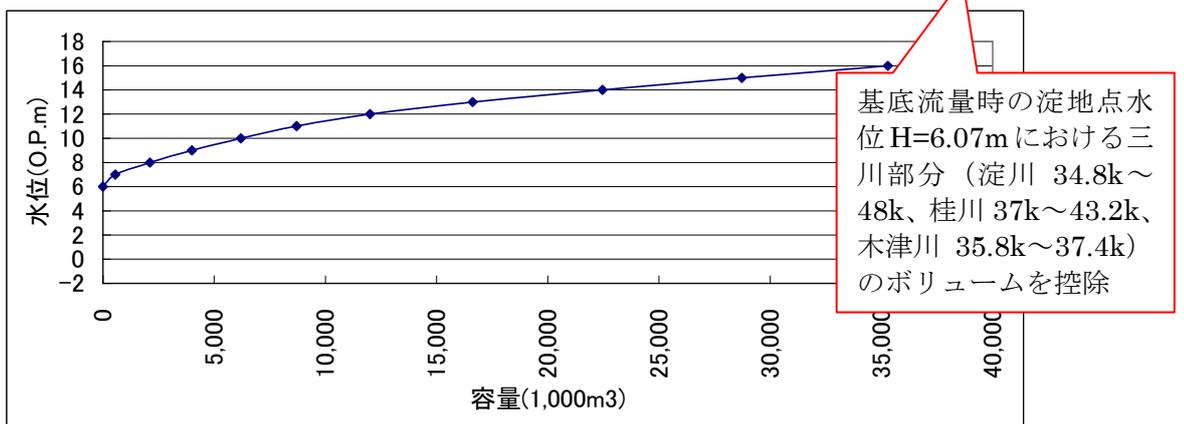


図3-7-3(15) 平均河床勾配及び基底流量(低水流量)時水位縦断面図

表 3-7-3(8) 基底流量控除後のH-V関係式(H15断面)

水位(O.P.)	淀川 34.8-37k	宇治川 37-39k	宇治川 39-44k	宇治川 44k-48k	木津川 0-1.6k	桂川 0-6.2k	合計V (m <sup>3</sup> )	控除後合計V (m <sup>3</sup> )	(1000m <sup>3</sup> )
-2	0	0	200	0	0	0	200	0	0
-1	0	0	2,317	0	0	0	2,317	0	0
0	0	0	7,223	0	0	0	7,223	0	0
1	1,944	0	11,952	0	0	0	13,896	0	0
2	22,819	0	37,580	0	0	0	60,399	0	0
3	68,933	1,901	84,267	0	0	0	155,101	0	0
4	188,172	41,499	198,246	390	0	387	428,694	0	0
5	377,949	173,123	387,946	16,635	0	4,917	960,570	0	0
6	680,176	344,886	664,113	66,336	5,002	28,360	1,788,871	0	0
7	1,058,813	536,040	981,045	161,964	77,935	126,886	2,942,683	553,481	553
8	1,458,569	729,754	1,339,099	325,711	258,221	389,059	4,500,413	2,111,211	2,111
9	1,869,330	932,228	1,741,366	568,291	459,994	813,671	6,384,880	3,995,678	3,996
10	2,304,325	1,147,140	2,174,206	897,843	673,532	1,393,608	8,590,653	6,201,452	6,201
11	2,775,147	1,371,651	2,664,142	1,286,110	919,584	2,080,360	11,096,994	8,707,792	8,708
12	3,355,136	1,706,955	3,481,723	1,712,230	1,266,830	2,872,204	14,395,079	12,005,877	12,006
13	4,088,610	2,127,550	4,885,833	2,208,509	1,739,016	3,960,895	19,010,414	16,621,213	16,621
14	5,010,167	2,599,230	6,468,496	2,814,018	2,305,572	5,648,475	24,845,958	22,456,756	22,457
15	5,911,356	3,082,057	8,112,593	3,459,626	2,876,446	7,670,761	31,112,839	28,723,637	28,724
16	6,827,093	3,573,649	9,802,463	4,119,650	3,459,375	9,893,758	37,675,987	35,286,785	35,287
HWL	16.095-16.618	16.618	16.618-16.816	16.816-17.097	16.555-17.554	16.618-17.541			
HWL V	7,234,992	3,893,309	10,905,819	4,926,920	4,004,046	11,576,441	42,541,526	40,152,325	40,152



②年代別水位－容量関係

①の考えに基づき平成16年時点のH-V関係式を作成することができる。平成16年の淀地点における流量110m<sup>3</sup>/s時の水位は、H-Q関係式 ( $Q=23.83 \times (H-3.92)^2$ ) よりOP+6.07mとなっており、平成16年以前の関係式については、基底流量（低水流量）を算定し、平成16年のH-Q式を基にその水位以下の容量を差し引くことで対応した。昭和28年から平成16年までの淀地点における流量110m<sup>3</sup>/s流下時の水位は、この間に約4mも低下していることがわかった。（表3-7-3(9)及び(10)、図3-7-3(18)

例として池モデルの貯留量から基底流量を控除するイメージ図を図3-7-3(16)示す。平成16年のH-V関係を算出するための断面である平成15年低水路の平均河床高と昭和32年低水路の平均河床高の差を基底流量水位（低水流量水位）の差として平成15年の基底流量水位に足すことにより、昭和32年の基底流量水位を算出し、平成16年の水位－流量関係式によりその水位以下の貯留量を池モデルの貯留量から控除した。同様の計算方法で他の年の池モデル貯留量を算出した。

また、図3-7-3(17)で昭和28断面と平成16断面とのH-Vの比較、図3-7-3(18)で淀地点の基底流量水位（低水流量水位）の経年変化を示す。

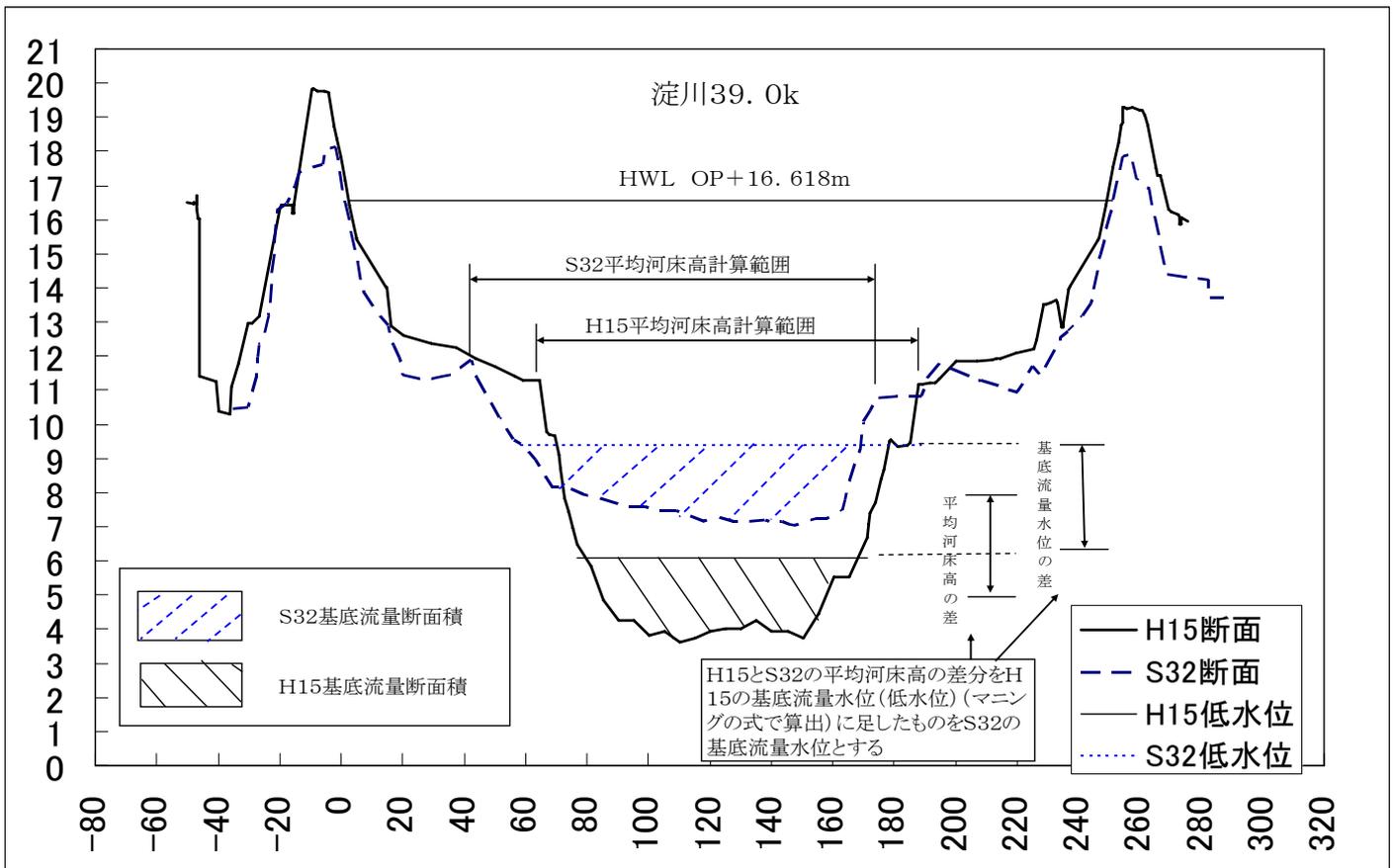


図 3-7-3(16) 池モデル貯留量から基底流量を控除するイメージ図

表 3-7-3(9) 年代別 H-V 関係式(H1610,S2809,S3109,S3308,S3408,S3409,S3610,S4009)

基底流量水位差=平均河床高の差

H1610T23	淀H	V	V'
Q=110m3/s時 H=6.07m ※H15河道にて H-Vは算出している。	6.07	0.00	
	6.5	276740.32	
	7	553480.64	
	7.5	1332345.86	
	8	2111211.08	
	8.5	3053444.70	
	9	3995678.33	
	9.5	5098564.96	
	10	6201451.58	
	10.5	7454621.71	
	11	8707791.84	
	11.5	10356834.41	
	12	12005876.98	
	12.5	14313544.78	
	13	16621212.59	
	13.5	19538984.38	
	14	22456756.18	
	14.5	25590196.62	
	15	28723637.07	
15.5	32005211.13		
16	35286785.2		
16.5	39223305.72		
16.618	40152324.57		
17	43159826.25		
17.5	47096346.78		
18	51032867.3		
18.5	54969387.83		

S2809T13	淀H	V	V'
Q=110m3/s時 H=9.65m	8	0	
	8.5	0	
	9	0	
	9.5	0	0
	9.65	0	5429430.943
	9.75	36762.88751	5466193.831
	10	772020.6377	6201451.581
	10.25	1398605.701	6828036.645
	10.5	2025190.765	7454621.708
	10.75	2651775.829	8081206.772
	11	3278360.892	8707791.836
	11.25	4102882.179	9532313.122
	11.5	4927403.465	10356834.41
	12	6576446.038	12005876.98
	12.5	8884113.841	14313544.78
	13	11191781.64	16621212.59
	13.5	14109553.44	19538984.38
	14	17027325.23	22456756.18
	14.5	20160765.68	25590196.62
15	23294206.13	28723637.07	
15.5	26575780.19	32005211.13	
16	29857354.26	35286785.2	
16.5	33793874.78	39223305.72	
16.618	34722893.62	40152324.57	
17	37730395.31	43159826.25	
17.5	41666915.83	47096346.78	
18	45603436.36	51032867.3	
18.5	49539956.88	54969387.83	

S3109T15	淀H	V	V'
Q=110m3/s時 H=9.57m	8	0	0
	8.5	0	0
	9	0	0
	9.5	0	0
	9.57	0	5252969.083
	9.75	397039.1851	5650008.268
	10	948482.4978	6201451.581
	10.25	1575067.561	6828036.645
	10.5	2201652.625	7454621.708
	10.75	2828237.689	8081206.772
	11	3454822.752	8707791.836
	11.25	4279344.039	9532313.122
	11.5	5103865.325	10356834.41
	12	6752907.898	12005876.98
	12.5	9060575.702	14313544.78
	13	11368243.5	16621212.59
	13.5	14286015.3	19538984.38
	14	17203787.09	22456756.18
	14.5	20373227.54	25590196.62
15	23470667.99	28723637.07	
15.5	26752242.05	32005211.13	
16	30033816.12	35286785.2	
16.5	33970336.64	39223305.72	
16.618	34899355.48	40152324.57	
17	37906857.17	43159826.25	
17.5	41843377.69	47096346.78	
18	45779898.22	51032867.3	
18.5	49716418.74	54969387.83	

S3308T17	淀H	V	V'
Q=110m3/s時 H=9.40m	7.5	0	0
	8	0	0
	8.5	0	0
	9	0	0
	9.4	0	4877987.631
	9.5	220577.33	5098564.96
	9.75	772020.64	5650008.27
	10	1323463.95	6201451.581
	10.25	1950049.01	6828036.645
	10.5	2576634.08	7454621.708
	10.75	3203219.14	8081206.772
	11	3829804.20	8707791.836
	11.5	5478846.78	10356834.41
	12	7127889.35	12005876.98
	12.5	9435557.15	14313544.78
	13	11743224.96	16621212.59
	13.5	14660996.75	19538984.38
	14	17578768.55	22456756.18
	14.5	20712208.99	25590196.62
15	23845649.44	28723637.07	
15.5	27127223.50	32005211.13	
16	30408797.57	35286785.2	
16.5	34345318.09	39223305.72	
16.618	35274336.94	40152324.57	
17	38281838.62	43159826.25	
17.5	42218359.14	47096346.78	
18	46154879.67	51032867.3	
18.5	50091400.20	54969387.83	

S3408T07	淀H	V	V'
Q=110m3/s時 H=9.28m	7.5	0	0
	8	0	0
	8.5	0	0
	9	0	0
	9.28	0	4613294.841
	9.5	485270.1152	5098564.956
	9.75	1036713.428	5650008.268
	10	1588156.741	6201451.581
	10.25	2214741.804	6828036.645
	10.5	2841326.868	7454621.708
	10.75	3467911.931	8081206.772
	11	4094496.995	8707791.836
	11.5	5743539.568	10356834.41
	12	7392582.141	12005876.98
	12.5	9700249.944	14313544.78
	13	12007917.75	16621212.59
	13.5	14925689.54	19538984.38
	14	17843461.34	22456756.18
	14.5	20976901.78	25590196.62
15	24110342.23	28723637.07	
15.5	27391916.29	32005211.13	
16	30673490.36	35286785.2	
16.5	34610010.88	39223305.72	
16.618	35539029.73	40152324.57	
17	38546531.41	43159826.25	
17.5	42483051.93	47096346.78	
18	46419572.46	51032867.3	
18.5	50356092.99	54969387.83	

S3409T15	淀H	V	V'
Q=110m3/s時 H=9.28m	7.5	0	0
	8	0	0
	8.5	0	0
	9	0	0
	9.28	0	4613294.841
	9.5	485270.1152	5098564.956
	9.75	1036713.428	5650008.268
	10	1588156.741	6201451.581
	10.25	2214741.804	6828036.645
	10.5	2841326.868	7454621.708
	10.75	3467911.931	8081206.772
	11	4094496.995	8707791.836
	11.5	5743539.568	10356834.41
	12	7392582.141	12005876.98
	12.5	9700249.944	14313544.78
	13	12007917.75	16621212.59
	13.5	14925689.54	19538984.38
	14	17843461.34	22456756.18
	14.5	20976901.78	25590196.62
15	24110342.23	28723637.07	
15.5	27391916.29	32005211.13	
16	30673490.36	35286785.2	
16.5	34610010.88	39223305.72	
16.618	35539029.73	40152324.57	
17	38546531.41	43159826.25	
17.5	42483051.93	47096346.78	
18	46419572.46	51032867.3	
18.5	50356092.99	54969387.83	

S3610	淀H	V	V'
Q=110m3/s時 H=9.22m	7.5	0	0
	8	0	0
	8.5	0	0
	9	0	0
	9.22	0	4480948.446
	9.5	617616.5102	5098564.956
	9.75	1169059.823	5650008.268
	10	1720503.136	6201451.581
	10.25	2347088.199	6828036.645
	10.5	2973673.263	7454621.708
	10.75	3600258.326	8081206.772
	11	4226843.39	8707791.836
	11.5	5875886.963	10356834.41
	12	7524928.536	12005876.98
	12.5	9832596.339	14313544.78
	13	12140264.14	16621212.59
	13.5	15058035.94	19538984.38
	14	17975807.73	22456756.18
	14.5	21109248.18	25590196.62
15	24242688.63	28723637.07	
15.5	27524262.69	32005211.13	
16	30805836.75	35286785.2	
16.5	34742357.28	39223305.72	
16.618	35671376.12	40152324.57	
17	38678877.8	43159826.25	
17.5	42615398.33	47096346.78	
18	46551918.86	51032867.3	
18.5	50488439.38	54969387.83	

S4009T24	淀H	V	V'
Q=110m3/s時 H=8.93m	7	0	0
	7.5	0	0
	8	0	0
	8.5	0	0
	8.93	0	3863765.622
	9	131912.7079	3995678.33
	9.25	683356.0205	4547121.643
	9.5	1234799.333	5098564.956
	9.75	1786242.646	5650008.268
	10	2337685.959	6201451.581
	10.5	3590856.086	7454621.708
	11	4844026.213	8707791.836
	11.5	6493068.786	10356834.41
	12	8142111.359	12005876.98
	12.5	10449779.16	14313544.78
	13	12757446.97	16621212.59
	13.5	15675218.76	19538984.38
	14	18592990.55	22456756.18
	14.5	21726431	25590196.62
15	24859871.45	28723637.07	
15.5	28144455.1	32005211.13	
16	31423019.58	35286785.2	
16.5	35359540.1	39223305.72	
16.618	36288558.95	40152324.57	
17	39290660.63	43159826.25	
17.5	43232581.15	47096346.78	
18	47169101.68	51032867.3	
18.5	51105622.2	54969387.83	

表 3-7-3(10) 年代別 H-V 関係式(S4707,S4709,S5707,H209)

S4707	淀H	V'	S4709T20	淀H	V'	S5707T10	淀H	V	V'	H209T19	淀H	V	V'
Q=110m <sup>3</sup> /s時 H=8.44m	6.5		6.5		6.5		6.5		6.5	6.5			
	7		7		7		7		7	7			
	7.5		7.5		7.5		7.5		7.5	7.5			
	8		8		8		8		8	7.11	0	724830.9883	
	8.44	0	8.44	0	8.44	0	8.44	0	8.44	7.25	218082.2608	942913.2491	
	8.5	113068.0353	8.5	113068.0353	8.5	113068.0353	8.5	113068.0353	8.5	7.5	607514.8695	1332345.858	
	8.75	584184.8491	8.75	584184.8491	8.75	584184.8491	8.75	584184.8491	8.75	8	1386380.087	2111211.075	
	9	1055301.663	9	1055301.663	9	1055301.663	9	1055301.663	9	8.5	2328613.714	3053444.703	
	9.5	2158188.288	9.5	2158188.288	9.5	2158188.288	9.5	2158188.288	9.5	9	3270847.342	3995678.33	
	10	3261074.914	10	3261074.914	10	3261074.914	10	3261074.914	10	9.5	4373733.967	5098564.956	
	10.5	4514245.041	10.5	4514245.041	10.5	4514245.041	10.5	4514245.041	10.5	10	5476620.593	6201451.581	
	11	5767415.168	11	5767415.168	11	5767415.168	11	5767415.168	11	10.5	6729790.72	7454621.708	
	11.5	7416457.741	11.5	7416457.741	11.5	7416457.741	11.5	7416457.741	11.5	11	7982960.847	8707791.836	
	12	9065500.314	12	9065500.314	12	9065500.314	12	9065500.314	12	11.5	9632003.42	10356834.41	
	12.5	11373168.12	12.5	11373168.12	12.5	11373168.12	12.5	11373168.12	12.5	12	11281045.99	12005876.98	
	13	13680835.92	13	13680835.92	13	13680835.92	13	13680835.92	13	12.5	13588713.8	14313544.78	
	13.5	16598607.72	13.5	16598607.72	13.5	16598607.72	13.5	16598607.72	13.5	13	15896381.6	16621212.59	
	14	19516379.51	14	19516379.51	14	19516379.51	14	19516379.51	14	13.5	18814153.39	19538984.38	
	14.5	22649819.96	14.5	22649819.96	14.5	22649819.96	14.5	22649819.96	14.5	14	21731925.19	22456756.18	
15	25783260.4	15	25783260.4	15	25783260.4	15	25783260.4	15	14.5	24865365.64	25590196.62		
15.5	29064834.47	15.5	29064834.47	15.5	29064834.47	15.5	29064834.47	15.5	15	27998806.08	28723637.07		
16	32346408.53	16	32346408.53	16	32346408.53	16	32346408.53	16	15.5	31280380.15	32005211.13		
16.5	36282929.06	16.5	36282929.06	16.5	36282929.06	16.5	36282929.06	16.5	16	34561954.21	35286785.2		
16.618	37211947.9	16.618	37211947.9	16.618	37211947.9	16.618	37211947.9	16.618	16.5	38498474.74	39223305.72		
17	40219449.58	17	40219449.58	17	40219449.58	17	40219449.58	17	16.618	39427493.58	40152324.57		
17.5	44155970.11	17.5	44155970.11	17.5	44155970.11	17.5	44155970.11	17.5	17	42434995.26	43159826.25		
18	48092490.63	18	48092490.63	18	48092490.63	18	48092490.63	18	17.5	46371515.79	47096346.78		
18.5	52029011.16	18.5	52029011.16	18.5	52029011.16	18.5	52029011.16	18.5	18	5038036.31	51032867.3		
										18.5	54244556.84	54969387.83	

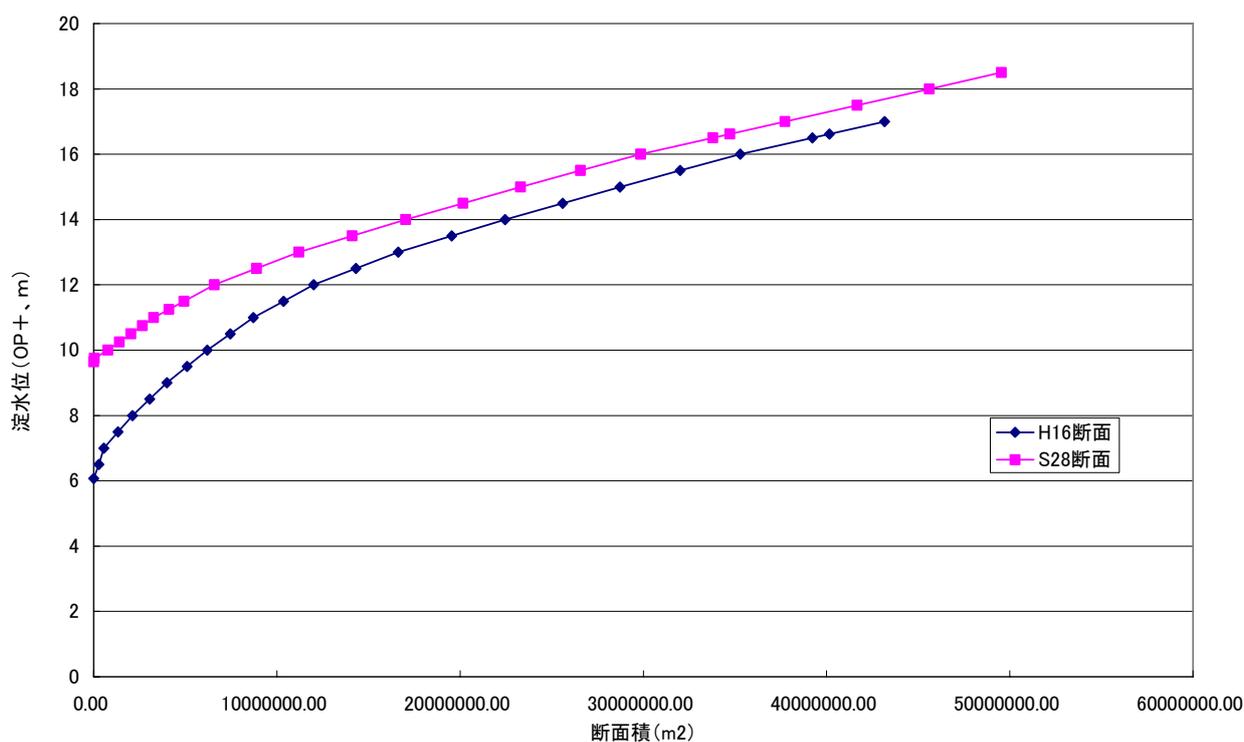


図 3-7-3(17) 淀地点における平成 16 年断面と昭和 28 年断面の H-V 比較

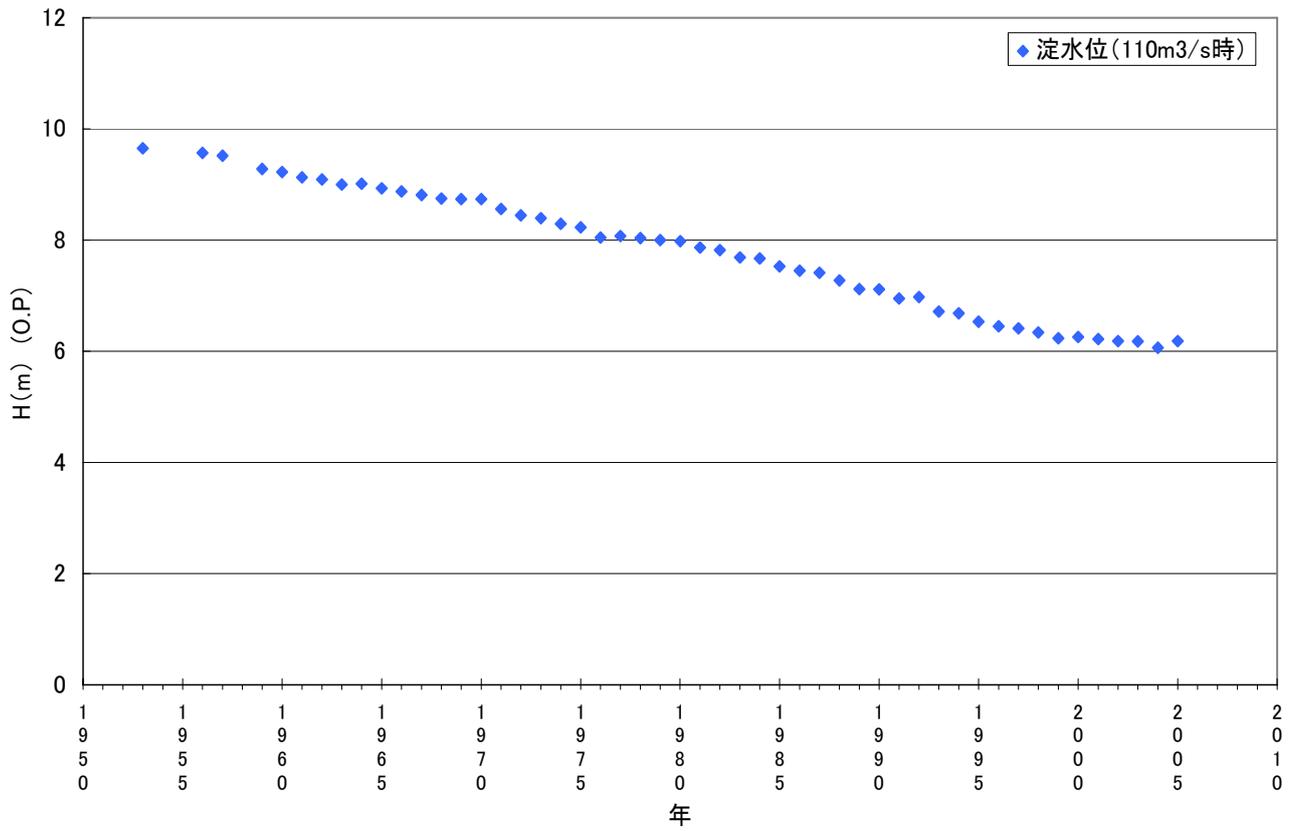


图 3-7-3(18) 淀地点基底流量水位变化(昭和 28 年~平成 17 年)

## 6) 池モデルにおける H-Q 関係

池モデルの下流端を広瀬地点 (34.8k) と確定したことから、池の代表地点である淀地点水位と広瀬地点流量との関係を求めることが必要となる。

この際、前述のとおり、淀川本川及び宇治川の淀地点は河床低下傾向にあり断面が毎年変わっているとの評価をしているため検証洪水毎の淀地点水位-広瀬地点流量関係を算出することが必要となる。

ここで、広瀬地点での水位データ及び流量データがあれば、淀地点水位-広瀬地点水位の関係を求めることにより、淀地点-広瀬地点の H-Q 関係を導くことが可能となる。しかしながら、広瀬地点 (34.8k) では水位観測・流量観測を実施していないため、この方法による算出は不可能である。

従って、広瀬地点近傍の水位データ及び流量データを用いて淀地点-広瀬地点の H-Q 関係を算出することが必要となる。広瀬地点近傍の水位データ及び流量データについては、枚方地点及び淀地点において観測されており、これらデータを用いて淀地点-広瀬地点の H-Q 関係を算出する方法を検討した。ただし、枚方地点における S57 洪水以降の低水流量観測データは淀川大堰の背水の影響のため用いることができず、淀地点における高水流量観測データも淀地点が池の範囲に含まれていることから用いることはできないといった問題がある。ここでは、洪水を再現するためのモデル構築を目的としているため、低水時の流量観測データに幾分問題を抱えてはいるものの枚方地点のデータを用いることとする。

具体的には、枚方地点 Q-広瀬地点 Q の関係及び枚方地点水位 H-淀地点水位 H の関係を導き出すことにより、枚方地点 H-Q 式を介して、淀地点水位と広瀬地点流量の H-Q 関係を算出することとする。

### ① 枚方地点流量 $Q_{\text{枚}}$ と広瀬地点流量 $Q_{\text{広}}$ の関係

枚方地点流量、広瀬地点流量、枚方残流域流量及び広瀬地点～枚方地点の河道低減量の関係は図 3-7-3(19) のとおりであるため、広瀬地点流量ハイドログラフは、枚方地点流量ハイドログラフ、枚方残流域流量ハイドログラフを算出し、それに広瀬地点～枚方地点の河道低減を考慮することにより求める。

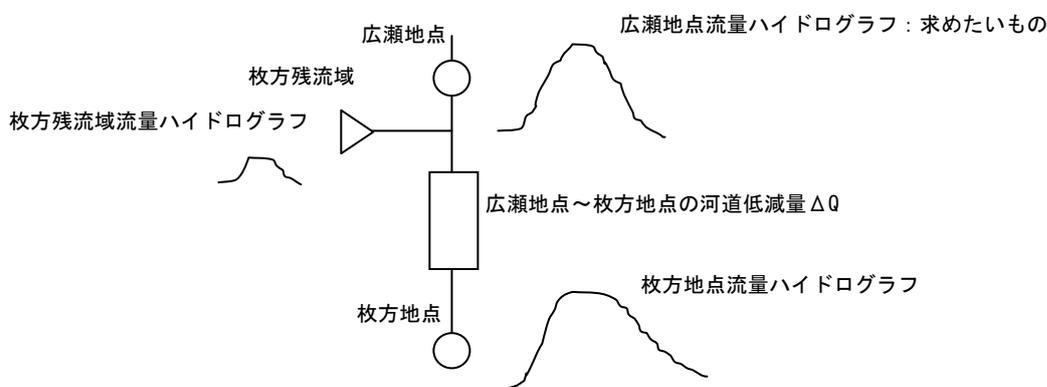


図 3-7-3(19) 河道低減量のイメージ図

a) 枚方地点のハイドログラフ

●H-Q 式の作成

昭和28年台風13号洪水から平成16年台風23号洪水までの主要な15洪水（S2809、S3109、S3308、S3408、S3409、S3508、S3606、S3610、S4009、S4707、S4709、S5707、H209、H609、H1610）について洪水時の自然現象を踏まえた上で流量観測地点のH-Q式を算出した。

●ハイドログラフの作成

作成したH-Q式（H-Q曲線）を用い枚方地点の毎正時水位データを流量に置き換えてハイドログラフを作成する。

（例）として昭和31年洪水のH-Q表及びハイドログラフの作成方法を表3-7-3(11)と図3-7-3(20)に示す。

表 3-7-3(11)、図 3-7-3(20) 枚方地点 H-Q 表及びハイドログラフ(S3109)

地点名	枚方(水位)一枚方(流量)
洪水名	S3109T15

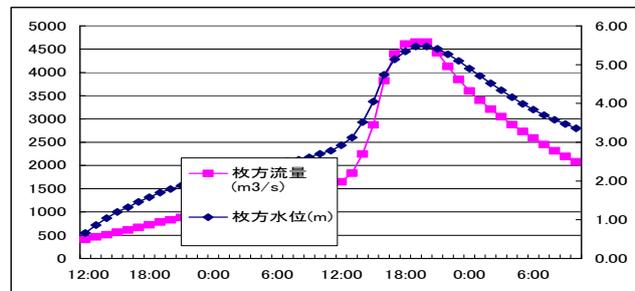
<出典> 時間水位：高水速報(S311004版)及び淀川・大和川の洪水資料  
H-Qグラフ、H-Q式：流量観測(マイクロフィルム)

枚方H-Q表

日時	枚方流量 (m <sup>3</sup> /s)	枚方水位 (m)	式	枚方標高 零点高 OP+6.868
12:00	408.3	0.66	I	7.53
13:00	465.8	0.86	I	7.73
14:00	513.2	1.04	II	7.91
15:00	565.8	1.20	II	8.07
16:00	610.7	1.32	II	8.19
17:00	668.9	1.46	II	8.33
18:00	723.7	1.58	II	8.45
19:00	783.1	1.70	II	8.57
20:00	830.7	1.79	II	8.66
21:00	880.9	1.88	II	8.75
22:00	939.6	1.98	II	8.85
23:00	1014.4	2.10	II	8.97
0:00	1066.8	2.18	II	9.05
27日 1:00	1107.4	2.24	II	9.11
2:00	1135.1	2.28	II	9.15
3:00	1163.4	2.32	II	9.19
4:00	1206.7	2.38	II	9.25
5:00	1236.2	2.42	II	9.29
6:00	1266.2	2.46	II	9.33
7:00	1304.5	2.51	II	9.38
8:00	1335.7	2.55	II	9.42
9:00	1383.4	2.61	II	9.48
10:00	1457.1	2.70	II	9.57
11:00	1524.8	2.78	II	9.65
12:00	1648.3	2.92	II	9.79
13:00	1835.4	3.12	II	9.99
14:00	2248.1	3.52	II	10.39
15:00	2873.5	4.05	II	10.92
16:00	3822.2	4.74	II	11.61
17:00	4400.0	5.14	読み値	12.01
18:00	4610.0	5.34	読み値	12.21
19:00	4650.0	5.47	読み値	12.34
20:00	4650.0	5.47	読み値	12.34
21:00	4420.0	5.41	読み値	12.28
22:00	4130.0	5.27	読み値	12.14
23:00	3850.0	5.10	読み値	11.97
0:00	3600.0	4.90	読み値	11.77
28日 1:00	3400.0	4.71	読み値	11.58
2:00	3210.0	4.52	読み値	11.39
3:00	3050.0	4.34	読み値	11.21
4:00	2880.0	4.16	読み値	11.03
5:00	2730.0	3.99	読み値	10.86
6:00	2590.0	3.84	読み値	10.71
7:00	2450.4	3.70	II	10.57
8:00	2314.4	3.58	II	10.45

	a	b	適用水位
I	$Q=255.082+189.774H+64.228H^2$		-0.7 ~ 0.9
II	$Q=370.103-28.468H+159.654H^2$		1 ~ 5.2

HQ式のHQ曲線と流観データがほぼ重なっている場合はHQ式を採用した。



枚方地点ハイドログラフ

読み値はHQ式のHQ曲線と流観データが離れている場合にHQ曲線を修正した。その場合は修正HQ曲線から流量を読み取った。

b) 枚方残流域のハイドログラフ

枚方残流域（35番流域）の流域定数は以下のとおりである。

K=40、P=0.35、TL=0.8

枚方残流域流量ハイドログラフは、これと再現対象の降雨を用いて貯留関数法により算出することとする。ただし、計算には1次流出率f1及び飽和雨量 $R_{sa}$  ( $=R_{loss}/(1-f1)$ )を設定する必要がある。これについて、検証用ハイドログラフから枚方地点の損失雨量 $R_{loss}$ を確認した結果（表3-7-3(12)）、おおよそ $R_{loss}=80\text{mm}$ であったことから $f1=0.5$ 、 $R_{sa}=160$ を採用することとした。

表 3-7-3(12)  $R_{loss}$  の確認

		枚方 3489.6km <sup>2</sup>	
Qb目安 (流域面積×0.05)		174m <sup>3</sup> /s	
S2809T13 (参考) 対象降雨 25日 10:00 ∩	$\sum R$	247	
	$\sum Q'$	159	
	Rloss	88	
	Qb	はじめ	222
		おわり	998
データの状況			
S3109T15 (参考) 対象降雨 25日 10:00 ∩	$\sum R$	174	
	$\sum Q'$	123	
	Rloss	51	
	Qb	はじめ	228
		おわり	743
データの追加			
S3308T17 (参考) 対象降雨 23日 10:00 ∩	$\sum R$	171	
	$\sum Q'$	77	
	Rloss	94	
	Qb	はじめ	295
		おわり	689
データの追加			
S3408T07 (参考) 対象降雨 11日 10:00 ∩	$\sum R$	265	
	$\sum Q'$	202	
	Rloss	63	
	Qb	はじめ	328
		おわり	901
データの追加			
S3409T15 (参考) 対象降雨 25日 10:00 ∩	$\sum R$	213	
	$\sum Q'$	148	
	Rloss	65	
	Qb	はじめ	330
		おわり	890
データの追加			
S3508T16 (参考) 対象降雨 28日 10:00 ∩	$\sum R$	174	
	$\sum Q'$	97	
	Rloss	77	
	Qb	はじめ	355
		おわり	854
データの追加			
		枚方 3489.6km <sup>2</sup>	
Qb目安 (流域面積×0.05)		174m <sup>3</sup> /s	
S3610 (参考) 対象降雨 26日 10:00 ∩	$\sum R$	260	
	$\sum Q'$	179	
	Rloss	81	
	Qb	はじめ	155
		おわり	852
データの追加			
S4009T24 (参考) 対象降雨 16日 10:00 ∩	$\sum R$	200	
	$\sum Q'$	149	
	Rloss	51	
	Qb	はじめ	730
		おわり	908
データの追加		9/16 10時以前流量増	
S4707 (参考) 対象降雨 9日 10:00 ∩	$\sum R$	353	
	$\sum Q'$	315	
	Rloss	37	
	Qb	はじめ	271
		おわり	998
データの追加			
S4709T20 (参考) 対象降雨 13日 10:00 ∩	$\sum R$	201	
	$\sum Q'$	122	
	Rloss	78	
	Qb	はじめ	242
		おわり	929
データの追加			
S5707T10 (参考) 対象降雨 31日 10:00 ∩	$\sum R$	300	
	$\sum Q'$	214	
	Rloss	87	
	Qb	はじめ	499
		おわり	985
データの追加			
H1610T23 (参考) 対象降雨 18日 10:00 ∩	$\sum R$	160	
	$\sum Q'$	104	
	Rloss	55	
	Qb	はじめ	283
		おわり	989
データの追加			

$R_{loss}$  の設定においては、著しく  $R_{loss}$  が低い洪水は、棄却している。  
上記表のうち  $R_{loss}$  が 60mm 以上の洪水から平均し、枚方残留域のおおよその  $R_{loss}=80\text{mm}$  を算出している。

c) 広瀬地点の流量ハイドログラフ

広瀬地点流量ハイドログラフについては、図 3-7-3(21)の方法で算出することとした。

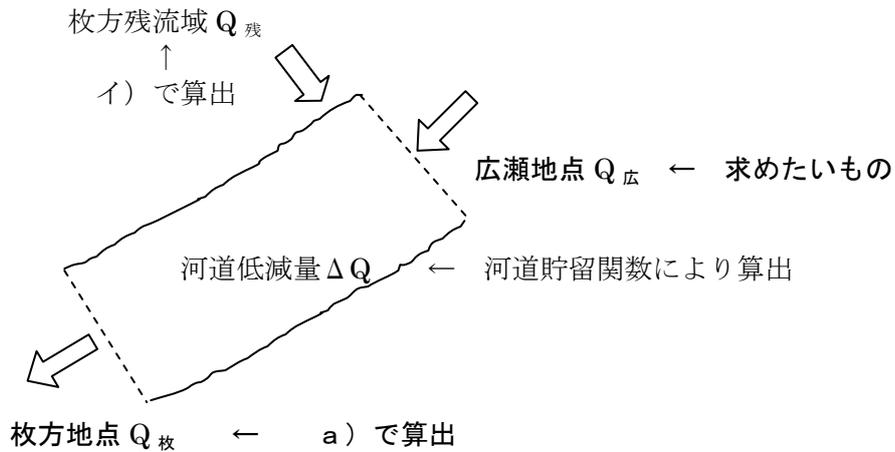


図 3-7-3(21) 計算イメージ

(ア) 広瀬地点  $Q_{\text{広}}$  に仮流量ハイドログラフを与える。

前述のとおり、枚方地点流量は、広瀬地点流量、枚方残留域流量及び河道低減量に支配されている。しかしながら、その中でも最も枚方地点流量を支配しているファクターは広瀬地点流量と考えられる。

ここでは、広瀬地点流量ハイドログラフの最初の仮定値として、広瀬地点～枚方地点の時間差 (1.5h) を考慮し、枚方地点流量を用いることとする。

(これを広瀬地点仮流量ハイドログラフという。)

(イ) 広瀬地点仮流量ハイドログラフを用いて枚方地点流量を算出する。

a. で仮に与えた広瀬地点仮流量ハイドログラフを用いて、枚方残留域からのハイドログラフを加えて、貯留関数法により計算枚方地点流量  $Q_{\text{計枚}}$  を算出する。

(ウ) 計算枚方地点流量  $Q_{\text{計枚}}$  と実績枚方地点流量  $Q_{\text{枚}}$  の差を確認する。

$$\Delta_{\text{枚方}} = Q_{\text{計枚}} - Q_{\text{枚}}$$

(エ) 広瀬地点流量  $Q_{\text{広}}$  を算出する。

a. で与えた広瀬地点仮流量ハイドログラフから各  $\Delta_{\text{枚方}}$  を控除したものが広瀬地点流量  $Q_{\text{広}}$  となる。

(オ) 計算枚方地点流量を算出する。

算出された広瀬地点  $Q_{\text{広}}$  を与えて、枚方の残留域からのハイドログラフを加えて、再度貯留関数法により計算枚方地点流量を算出する。そして、その結果と実績枚方地点流量と極めてよい一致を得ていることがわかる。

上記 a) ～ c) により作成した枚方地点・枚方残流域・広瀬地点のハイドログラフを図 3-7-3(22)及び(23)に示す。

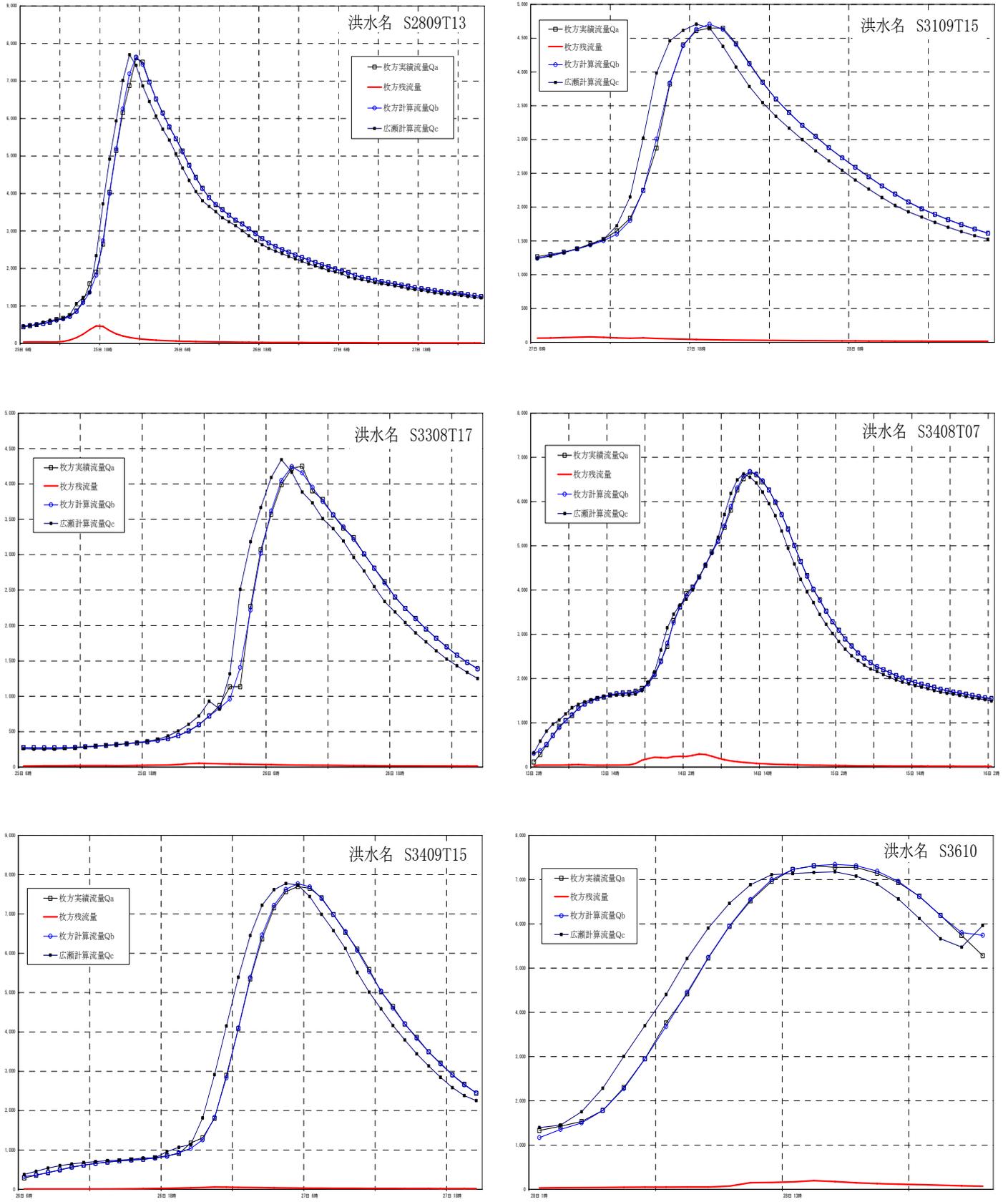


図 3-7-3(22) 枚方地点・枚方残流域・広瀬地点の流量ハイドログラフ  
( S2809T13 , S3109T15 , S3308T17 , S3408T07 , S3409T15 , S3610 )

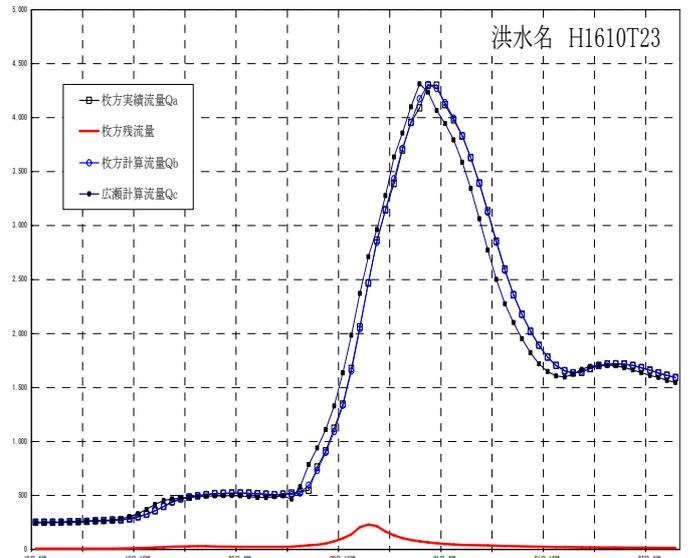
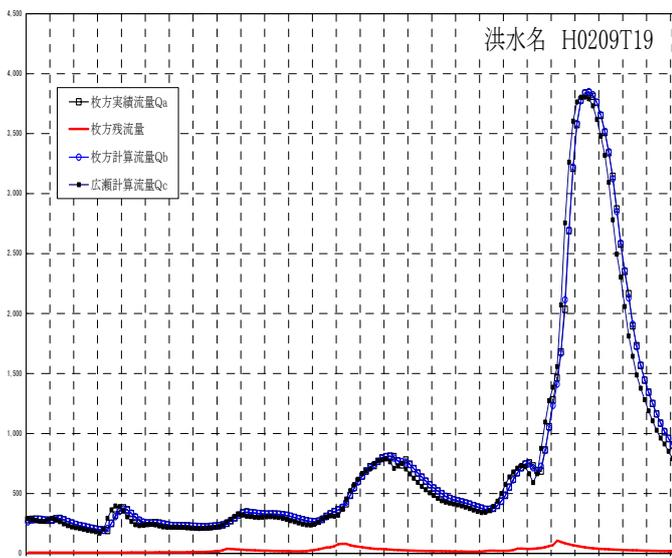
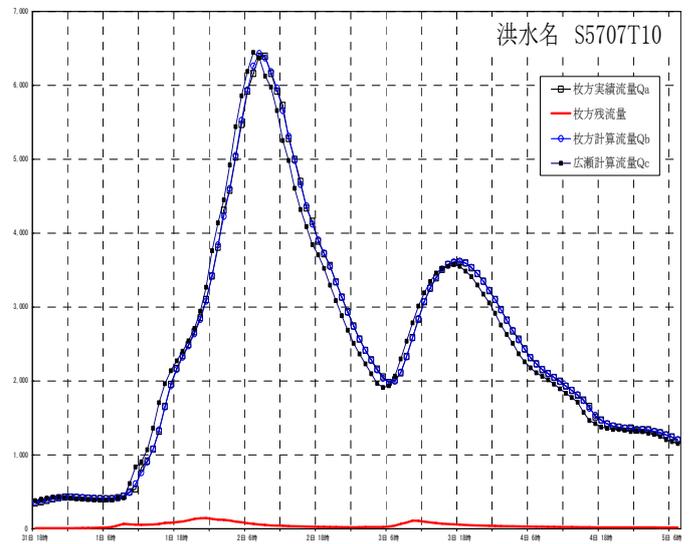
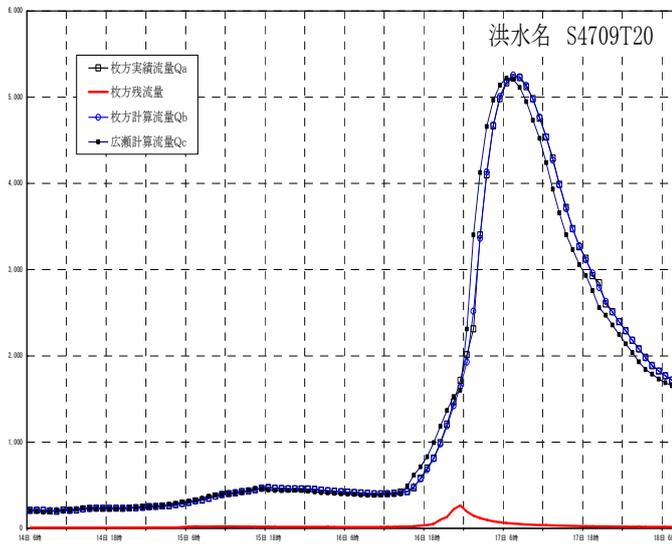
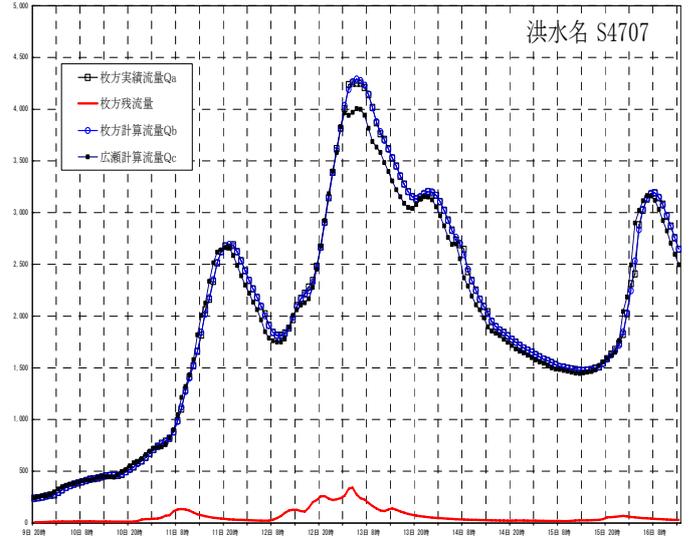
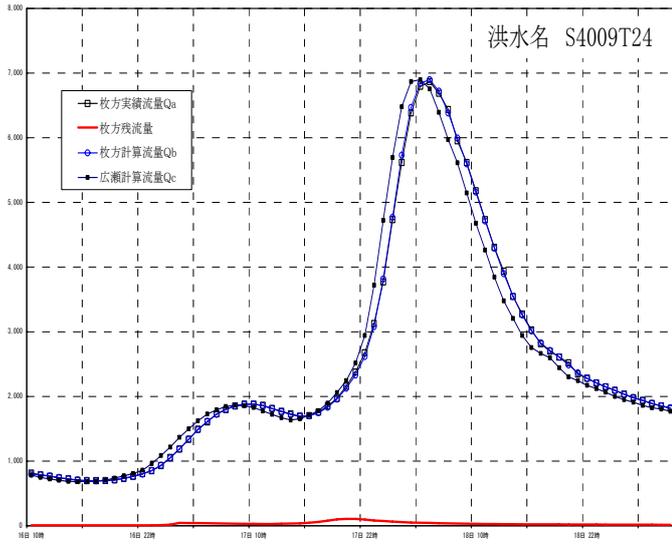


図 3-7-3(23) 枚方地点・枚方残流域・広瀬地点の流量ハイドログラフ  
 ( S4009T24, S4707, S4709T20, S5707T10, H0209T19, H1610T23 )

②淀地点水位  $H_{\text{淀}}$  と枚方地点水位  $H_{\text{枚}}$

枚方地点  $Q \Rightarrow$  広瀬地点  $Q$  の関係を枚方地点と淀地点の水位の相関から導き出せないか検討した。枚方地点と淀地点の水位の相関を取るに当たって、洪水の立ち上がり段階では淀地点～枚方地点間で流入する流量が桂川・木津川・淀川のピークのズレにより洪水毎に大きくバラツキが生じる。そこで、より正確に枚方地点と淀地点の水位の相関を取るために、各洪水のピーク後の水位に相関を取ることとした。

枚方地点と淀地点のピーク水位後の相関を取るためグラフ化を行った。「4. 三川合流部の池モデルにおける水位－容量関係」でも触れたが、砂利採取・河道改修等で河道断面は年代別に変化していることが分かっていたので相関が年代別に大別化が図れるかどうかを見るために淀地点水位と枚方地点水位をグラフ化した。(図 3-7-3(24))

昭和 40 年以前と昭和 40 年以降に大別して相関を取ろうとしたが、余りにもばらつきが大きく、大別化を断念し、洪水ごとに相関を取ることとした。

S28 : 枚方地点水位 (H) = 0.8579 × 淀地点水位 (H) - 0.878

S31 : 枚方地点水位 (H) = 0.9021 × 淀地点水位 (H) - 1.711

S34 : 枚方地点水位 (H) = 0.905 × 淀地点水位 (H) - 1.8902

S36 : 枚方地点水位 (H) = 0.8722 × 淀地点水位 (H) - 1.45

S40 : 枚方地点水位 (H) = 0.8798 × 淀地点水位 (H) - 1.5037

S47 : 枚方地点水位 (H) = 0.9797 × 淀地点水位 (H) - 4.0331

S57 : 枚方地点水位 (H) = 0.8832 × 淀地点水位 (H) - 2.7098

H2 : 枚方地点水位 (H) = 0.8259 × 淀地点水位 (H) - 2.7262

H16 : 枚方地点水位 (H) = 0.718 × 淀地点水位 (H) - 1.176

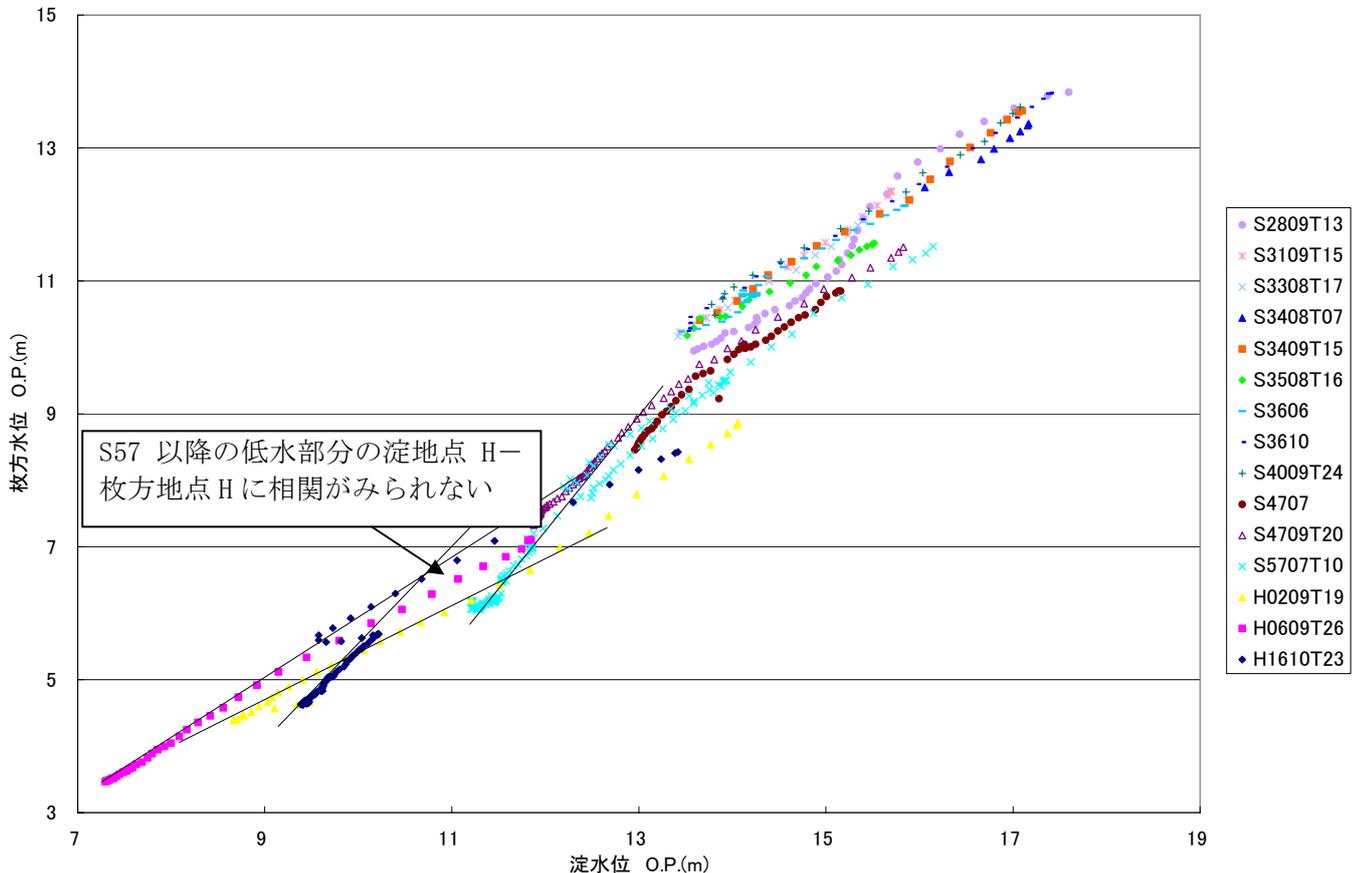


図 3-7-3(24) 枚方地点H－淀地点H(ピーク後)

しかし、枚方地点における昭和57年以降の低水流観データは淀川大堰の背水の影響を受けるため用いることができず、淀地点H－枚方地点Hと、枚方地点Q⇒広瀬地点Qの関係から淀地点H－広瀬地点Qの関係を導きだすことは断念した。

### ③淀地点の水位ハイドログラフと広瀬地点の流量ハイドログラフの関係

淀地点の水位ハイドログラフと広瀬地点の流量ハイドログラフの時間差については、池モデルの水位と流量の関係なので、淀地点の水位がピークの時には広瀬地点の流量もピークであると考え、淀地点のピーク水位時刻と広瀬地点のピーク流量時刻を同じ時刻として広瀬地点のハイドログラフを作成するものとした。(図3-7-3(25))

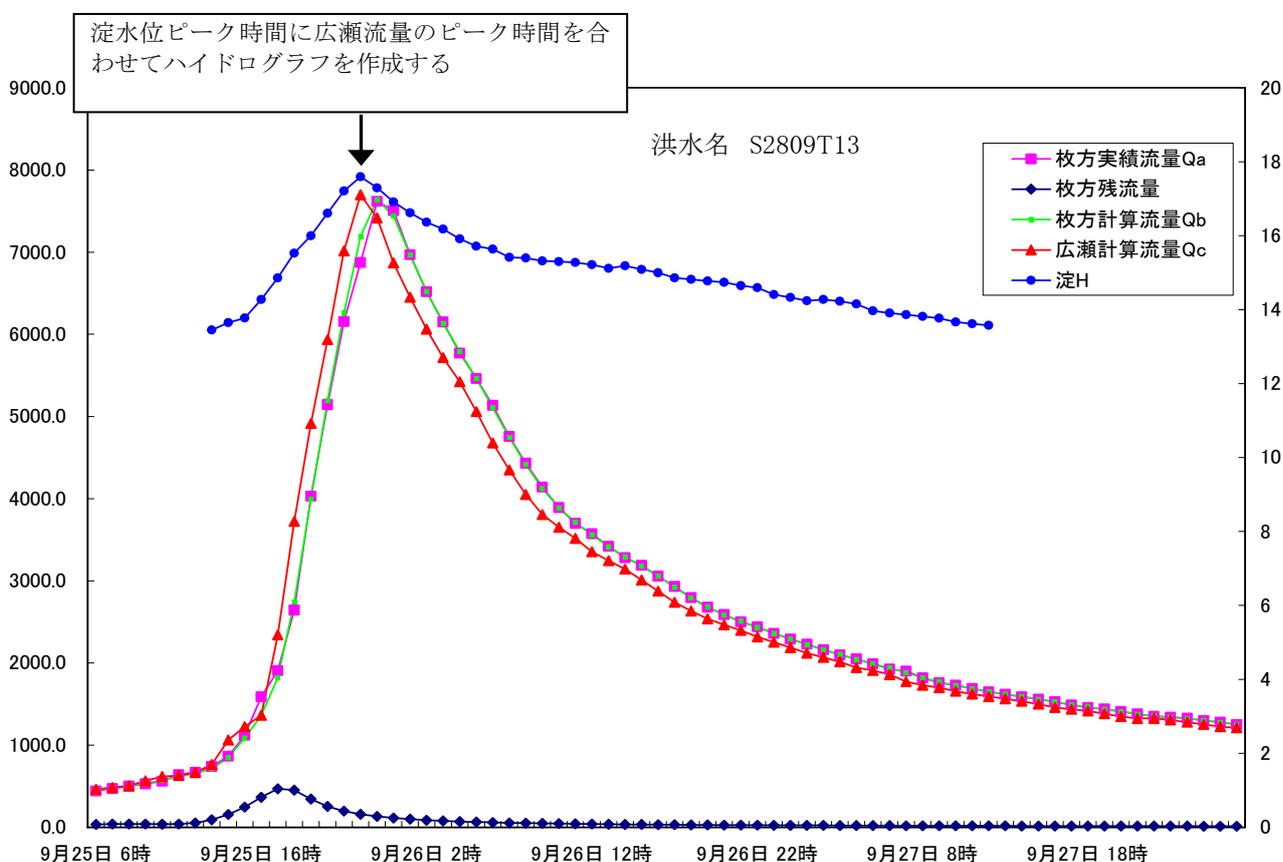


図 3-7-3(25) 淀地点水位ハイドログラフと広瀬流量ハイドログラフの関係イメージ図

### ④淀地点 (H) - 広瀬地点 (Q) の算出

広瀬地点の流量ハイドログラフのピークと淀地点の水位ハイドログラフのピークの時間をあわせて、淀地点水位(H)－広瀬地点流量(Q)の関係を図化し、洪水ごとに関係式を作成した。

H-Q 関係式の始点は、淀地点 110m<sup>3</sup>/s 流下時の水位と広瀬地点 150m<sup>3</sup>/s (淀地点、納所地点、八幡地点の基底流量の合計値) で固定した。(作成した H-Q-V 関係式：表 3-7-3(13) 及び図 3-7-3-(26))

表 3-7-3(13) 淀地点 H—広瀬地点 Q—貯水量 V 関係  
(S2809,S3109,S3308,S3408,S3409,S3508,S3610,S4009,S4707,S4709)

適用期間  
S2809T13

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S28	
9.65	148.92	0.0
9.75	172.90	36,762.1
10.00	240.69	772,003.9
10.25	319.67	1,398,588.9
10.50	409.83	2,025,174.0
10.75	511.18	2,651,759.1
11.00	623.71	3,278,344.1
11.25	747.43	4,102,865.4
11.50	882.34	4,927,386.7
12.00	1185.71	6,576,429.3
12.50	1543.95	8,884,097.1
13.00	1945.56	11,191,764.9
13.50	2393.54	14,109,536.7
14.00	2887.90	17,027,308.5
14.50	3428.63	20,160,748.9
15.00	4015.74	23,294,189.4
15.50	4649.22	26,575,763.4
16.00	5329.08	29,857,337.5
16.50	6055.31	33,793,858.0
16.62	6233.47	34,722,876.9
17.00	6827.92	37,730,378.5
17.50	7646.90	41,666,899.1
18.00	8512.26	45,603,419.6
18.50	9423.99	49,539,940.1

: I 式  
: II 式  
: 適用水位外

H-Q式(S2809T13)  
I : Q=89.49(H-8.36)<sup>2</sup>  
9.65 < H < 12  
II : Q=92.75(H-8.42)<sup>2</sup>  
12 < H < 17.597

適用期間  
S3109T15

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S31	
9.57	149.18	0.0
9.75	182.45	397,030.6
10.00	234.19	948,461.9
10.25	292.40	1,575,047.0
10.50	357.05	2,201,632.0
10.75	428.16	2,828,217.1
11.00	505.72	3,454,802.2
11.25	589.73	4,279,323.4
11.50	680.19	5,103,844.7
12.00	880.48	6,752,887.3
12.50	1214.26	9,060,555.1
13.00	1598.86	11,368,222.9
13.50	2036.29	14,285,994.7
14.00	2526.55	17,203,766.5
14.50	3069.64	20,337,206.9
15.00	3665.57	23,470,647.4
15.50	4314.32	26,752,221.5
16.00	5015.90	30,033,795.5
16.50	5770.31	33,970,316.0
16.62	5956.06	34,899,334.9
17.00	6577.56	37,906,836.6
17.50	7437.63	41,843,357.1
18.00	8350.53	45,779,877.6
18.50	9316.26	49,716,398.1

: I 式  
: II 式  
: 適用水位外

H-Q式(S3109T15)  
I : Q=51.62(H-7.87)<sup>2</sup>  
9.57 < H < 12  
II : Q=105.66(H-9.11)<sup>2</sup>  
12 < H < 15.697

適用期間  
S3308T17

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S33	
9.40	149.54	0.0
9.50	163.77	220,572.5
9.75	202.19	772,003.9
10.00	244.65	1,323,435.2
10.25	291.15	1,950,020.3
10.50	341.70	2,576,605.3
10.75	396.29	3,203,190.4
11.00	454.92	3,829,775.5
11.50	584.32	5,478,818.0
12.00	729.90	7,127,860.6
12.50	1040.36	9,435,528.4
13.00	1404.29	11,743,196.2
13.50	1822.69	14,660,968.0
14.00	2295.58	17,578,739.8
14.50	2822.95	20,712,180.3
15.00	3404.79	23,845,620.7
15.50	4041.12	27,127,194.8
16.00	4731.93	30,408,768.8
16.50	5477.21	34,345,289.4
16.62	5661.05	35,274,308.2
17.00	6276.98	38,281,809.9
17.50	7131.22	42,218,330.4
18.00	8039.95	46,154,850.9
18.50	9003.16	50,091,371.5

: I 式  
: II 式  
: 適用水位外

H-Q式(S3308T17)  
I : Q=32.35(H-7.25)<sup>2</sup>  
9.4 < H < 12  
II : Q=108.96(H-9.41)<sup>2</sup>  
12 < H < 15.407

適用期間  
S3408T07

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S3408	
9.28	150.26	0.0
9.50	165.41	485,259.6
9.75	183.52	1,036,690.9
10.00	202.56	1,588,122.3
10.25	222.54	2,214,707.3
10.50	243.47	2,841,292.4
10.75	265.33	3,467,877.4
11.00	288.14	4,094,462.5
11.50	336.57	5,743,505.1
12.00	388.75	7,392,547.7
12.50	653.98	9,700,215.5
13.00	988.37	12,007,883.3
13.50	1391.57	14,925,655.1
14.00	1863.57	17,843,426.9
14.50	2404.38	20,976,867.3
15.00	3013.99	24,110,307.7
15.50	3692.41	27,391,881.8
16.00	4439.63	30,673,455.9
16.50	5255.66	34,609,976.4
16.62	5458.27	35,538,995.2
17.00	6140.49	38,546,496.9
17.50	7094.13	42,483,017.5
18.00	8116.57	46,419,538.0
18.50	9207.82	50,356,058.5

: I 式  
: II 式  
: 適用水位外

H-Q式(S3408T07)  
I : Q=7.52(H-4.81)<sup>2</sup>  
9.28 < H < 12  
II : Q=137.61(H-10.32)<sup>2</sup>  
12 < H < 17.167

適用期間  
S3409T15

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S3409	
9.28	150.54	0.0
9.50	182.62	485,259.6
9.75	222.82	1,036,690.9
10.00	267.02	1,588,122.3
10.25	315.21	2,214,707.3
10.50	367.40	2,841,292.4
10.75	423.59	3,467,877.4
11.00	483.77	4,094,462.5
11.50	616.13	5,743,505.1
12.00	764.47	7,392,547.7
12.50	1122.53	9,700,215.5
13.00	1550.95	12,007,883.3
13.50	2048.47	14,925,655.1
14.00	2615.09	17,843,426.9
14.50	3250.81	20,976,867.3
15.00	3955.63	24,110,307.7
15.50	4729.55	27,391,881.8
16.00	5572.57	30,673,455.9
16.50	6484.69	34,609,976.4
16.62	6710.03	35,538,995.2
17.00	7465.91	38,546,496.9
17.50	8516.23	42,483,017.5
18.00	9635.65	46,419,538.0
18.50	10824.17	50,356,058.5

: I 式  
: II 式  
: 適用水位外

H-Q式(S3409T15)  
I : Q=31.97(H-7.11)<sup>2</sup>  
9.28 < H < 12  
II : Q=138.2(H-9.65)<sup>2</sup>  
12 < H < 17.097

適用期間  
S3508T16

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S3508	
9.22	149.87	0.0
9.50	231.73	617,616.5
9.75	319.83	1,169,059.8
10.00	422.11	1,720,503.1
10.25	538.54	2,347,088.2
10.50	669.14	2,973,673.3
10.75	813.91	3,600,258.3
11.00	972.84	4,226,843.4
11.50	1333.20	5,875,886.0
12.00	1750.22	7,524,928.5
12.50	2100.74	9,832,596.3
13.00	2482.66	12,140,264.1
13.50	2896.46	15,058,035.9
14.00	3342.15	17,975,807.7
14.50	3819.71	21,109,248.2
15.00	4329.15	24,242,688.6
15.50	4870.47	27,524,262.7
16.00	5443.68	30,805,836.8
16.50	6048.76	34,940,876.9
16.62	6196.21	35,869,895.7
17.00	6685.72	38,678,877.8
17.50	7354.56	42,615,398.3
18.00	8055.29	46,551,918.9
18.50	8787.89	50,488,439.4

: I 式  
: II 式  
: 適用水位外

H-Q式(S3610)  
I : Q=106.33(H-7.94)<sup>2</sup>  
9.22 < H < 12  
II : Q=63.76(H-6.76)<sup>2</sup>  
12 < H < 17.4

適用期間  
S3610

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S3610	
9.13	150.57	0.0
9.50	258.76	816,136.1
9.75	348.35	1,367,579.4
10.00	451.22	1,919,022.7
10.25	567.39	2,545,607.8
10.50	696.84	3,172,192.9
10.75	839.59	3,798,777.9
11.00	995.63	4,425,363.0
11.50	1347.58	6,074,405.6
12.00	1752.70	7,723,448.1
12.50	2100.74	10,031,115.9
13.00	2482.66	12,338,783.7
13.50	2896.46	15,256,555.5
14.00	3342.15	18,174,327.3
14.50	3819.71	21,307,767.8
15.00	4329.15	24,441,208.2
15.50	4870.47	27,722,782.3
16.00	5443.68	31,004,356.3
16.50	6048.76	34,940,876.9
16.62	6196.21	35,869,895.7
17.00	6685.72	38,877,397.4
17.50	7354.56	42,813,917.9
18.00	8055.29	46,750,438.4
18.50	8787.89	50,686,959.0

: I 式  
: II 式  
: 適用水位外

H-Q式(S3610)  
I : Q=106.33(H-7.94)<sup>2</sup>  
9.13 < H < 12  
II : Q=63.76(H-6.76)<sup>2</sup>  
12 < H < 17.4

適用期間  
S4009T24

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S4009	
8.93	149.51	0.0
9.00	158.63	131,951.5
9.25	193.40	683,382.8
9.50	231.61	1,234,814.1
9.75	273.27	1,786,245.5
10.00	318.36	2,337,676.8
10.50	418.88	3,590,846.9
11.00	533.17	4,844,017.1
11.50	661.24	6,493,059.6
12.00	803.07	8,142,102.2
12.50	1133.62	10,449,770.0
13.00	1519.43	12,757,437.8
13.50	1961.84	15,675,209.6
14.00	2460.26	18,592,981.4
14.50	3015.29	21,726,421.9
15.00	3626.72	24,859,862.3
15.50	4294.55	28,141,436.4
16.00	5018.79	31,423,010.4
16.50	5799.44	35,359,531.0
16.62	5991.90	36,288,549.8
17.00	6636.49	39,296,051.5
17.50	7529.94	43,232,572.0
18.00	8479.80	47,169,092.5
18.50	9486.07	51,105,613.1

: I 式  
: II 式  
: 適用水位外

H-Q式(S4009T24)  
I : Q=27.54(H-6.6)<sup>2</sup>  
8.93 < H < 12  
II : Q=112.81(H-9.33)<sup>2</sup>  
12 < H < 17.077

適用期間  
S4707

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S4707	
8.44	151.49	0.0
8.50	174.47	113,101.3
8.75	287.69	584,356.5
9.00	354.44	1,055,611.7
9.50	491.27	2,158,474.4
10.00	650.38	3,261,337.0
10.50	831.78	4,514,507.2
11.00	1035.47	5,767,677.3
11.50	1261.44	7,416,719.9
12.00	1509.69	9,065,762.4
12.50	1780.23	11,373,430.2
13.00	2073.06	13,681,098.0
13.50	2388.17	16,598,869.8
14.00	2853.02	19,516,641.6
14.50	3393.66	22,650,082.1
15.00	3827.21	25,783,522.5
15.50	4286.82	29,065,096.6
16.00	4772.49	32,346,670.7
16.50	5284.21	36,283,191.2
16.62	5408.78	37,212,210.0
17.00	5821.98	40,219,711.7
17.50	6385.81	44,156,232.2
18.00	6975.70	48,092,752.8
18.50	7591.64	52,029,273.3

: I 式  
: II 式  
: III 式  
: IV 式  
: 適用水位外

H-Q式(S4707)  
I : Q=225.3(H-7.62)<sup>2</sup>  
8.44 < H < 8.777  
II : Q=44.57(H-6.18)<sup>2</sup>  
8.777 < H < 13.7  
III : Q=108.41(H-8.87)<sup>2</sup>  
13.7 < H < 14.4  
IV : 52.11(H-6.43)<sup>2</sup>  
14.4 < H < 15.157

適用期間  
S4709T20

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S4709	
8.44	150.53	0.0
8.50	159.21	113,101.3
8.75	198.00	584,356.5
9.00</		

(計画用はとりのシート)

適用期間  
S5707T10

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S57	
7.82	149.53	0.0
8.00	168.41	280,891.9
8.25	196.47	751,947.2
8.50	226.71	1,223,202.4
9.00	293.66	2,165,712.8
9.50	369.26	3,268,575.5
10.00	453.51	4,371,438.2
10.50	553.41	5,624,608.3
11.00	833.54	6,877,778.4
11.50	1170.84	8,526,821.0
12.00	1565.31	10,175,863.6
12.50	2016.96	12,483,531.4
13.00	2525.77	14,791,199.2
13.50	3091.75	17,708,971.0
14.00	3714.91	20,626,742.8
14.50	4284.74	23,760,183.2
15.00	4833.54	26,893,623.6
15.50	5415.39	30,175,197.7
16.00	6030.31	33,456,771.8
16.50	6678.29	37,393,292.3
16.62	6836.03	38,322,311.1
17.00	7359.32	41,329,812.8
17.50	8073.42	45,266,333.4
18.00	8820.57	49,202,853.9

: I 式  
 : II 式  
 : III 式  
 : 適用水位外

適用期間  
S5809T10

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部S58	
7.69	136.60	0.0
8.00	168.41	482,896.4
8.25	196.47	954,013.2
8.50	226.71	1,425,130.1
9.00	293.66	2,367,363.7
9.50	369.26	3,470,250.3
10.00	453.51	4,573,136.9
10.50	553.41	5,826,307.1
11.00	833.54	7,079,477.2
11.50	1170.84	8,728,519.8
12.00	1565.31	10,377,562.3
12.50	2016.96	12,685,230.1
13.00	2525.77	14,992,897.9
13.50	3091.75	17,910,669.7
14.00	3714.91	20,828,441.5
14.50	4284.74	23,961,882.0
15.00	4833.54	27,095,322.4
15.50	5415.39	30,376,896.5
16.00	6030.31	33,658,470.6
16.50	6678.29	37,594,991.1
16.62	6836.03	38,524,009.9
17.00	7359.32	41,531,511.6
17.50	8073.42	45,468,032.1
18.00	8820.57	49,404,552.7

: I 式  
 : II 式  
 : III 式  
 : 適用水位外

適用期間  
H0209T19(再現用)

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部H2(再現用)	
7.11	149.70	0.0
7.25	175.37	218,316.0
7.50	226.27	608,165.9
8.00	347.48	1,387,865.7
8.50	494.59	2,330,376.1
9.00	667.60	3,272,886.6
9.50	866.52	4,375,749.3
10.00	1095.00	5,478,611.9
10.50	1350.06	6,731,782.1
11.00	1631.80	7,984,952.2
11.50	1940.22	9,633,994.8
12.00	2275.32	11,283,037.3
12.50	2637.10	13,590,705.1
13.00	3025.56	15,898,372.9
13.50	3440.70	18,816,144.7
14.00	3882.52	21,733,916.5
14.50	4351.02	24,865,365.6
15.00	4846.20	27,998,806.1
15.50	5368.06	31,280,380.1
16.00	5916.60	34,561,954.2
16.50	6491.83	38,498,474.7
16.62	6631.47	39,427,493.6
17.00	7093.73	42,434,995.3
17.50	7722.31	46,371,515.8

: I 式  
 : II 式  
 : 適用水位外

適用期間  
H0609T26(再現用)

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部H6(再現用)	
6.68	150.68	0.0
7.00	202.76	99,626.5
7.25	248.81	489,059.1
7.50	299.57	878,491.7
8.00	415.21	1,657,356.9
8.50	549.70	2,599,590.6
9.00	703.01	3,541,824.2
9.50	875.16	4,644,710.8
10.00	1095.00	5,747,597.5
10.50	1350.06	7,000,767.6
11.00	1631.80	8,253,937.7
11.50	1940.22	9,902,980.3
12.00	2275.32	11,552,022.9
12.50	2637.10	13,859,690.7
13.00	3025.56	16,167,358.5
13.50	3440.70	19,085,130.3
14.00	3882.52	22,002,902.1
14.50	4351.02	25,136,342.5
15.00	4846.20	28,269,782.9
15.50	5368.06	31,551,357.0
16.00	5916.60	34,832,931.1
16.50	6491.83	38,769,451.6
16.62	6631.47	39,698,470.4
17.00	7093.73	42,705,972.1

: I 式  
 : II 式  
 : 適用水位外

適用期間  
H1610T23(再現用)

H(Op+m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m <sup>3</sup> )
13	三川合流部H16(再現用)	
6.07	150.98	0.0
6.50	260.63	275,652.8
7.00	425.53	551,305.7
7.50	630.65	1,331,005.5
8.00	847.86	2,110,705.4
8.50	1080.47	3,053,215.8
9.00	1341.23	3,995,726.2
9.50	1630.15	5,098,588.9
10.00	1947.23	6,201,451.6
10.50	2292.47	7,454,621.7
11.00	2594.82	8,707,791.8
11.50	2903.84	10,356,834.4
12.00	3230.23	12,005,877.0
12.50	3574.01	14,313,544.8
13.00	3935.17	16,621,212.6
13.50	4313.70	19,538,984.4
14.00	4709.62	22,456,756.2
14.50	5122.91	25,590,196.6
15.00	5553.59	28,723,637.1
15.50	6001.65	32,005,211.1
16.00	6467.08	35,286,785.2
16.50	6949.90	39,223,305.7
16.62	7066.38	40,152,324.6
17.00	7450.10	43,159,826.2

: I 式  
 : II 式  
 : III 式  
 : 適用水位外

H-Q式(S5707T10)  
 I :  $Q=17.3(H-4.88)^2$   
 $7.82 < H < 10.48$   
 II :  $Q=114.34(H-8.3)^2$   
 $10.48 < H < 14.173$   
 III :  $Q=66.12(H-6.45)^2$   
 $14.173 < H < 16.148$

H-Q式(S5809T10)  
 I :  $Q=17.3(H-4.88)^2$   
 $7.69 < H < 10.48$   
 II :  $Q=114.34(H-8.3)^2$   
 $10.48 < H < 14.173$   
 III :  $Q=66.12(H-6.45)^2$   
 $14.173 < H < 16.148$

H-Q式(H0209T19)  
 I :  $Q=51.8(H-5.41)^2$   
 $7.11 < H < 9.6$   
 II :  $Q=53.36(H-5.47)^2$   
 $9.6 < H < 14.06$

H-Q式(H0609T26)  
 I :  $Q=37.67(H-4.68)^2$   
 $6.68 < H < 9.6$   
 II :  $Q=53.36(H-5.47)^2$   
 $9.6 < H < 14.06$

H-Q式(H1610T23)  
 I :  $Q=80.44(H-4.7)^2$   
 $6.07 < H < 7.7$   
 II :  $Q=56.32(H-4.12)^2$   
 $7.7 < H < 10.57$   
 III :  $Q=34.76(H-2.36)^2$   
 $10.57 < H < 13.417$

〔図-20〕

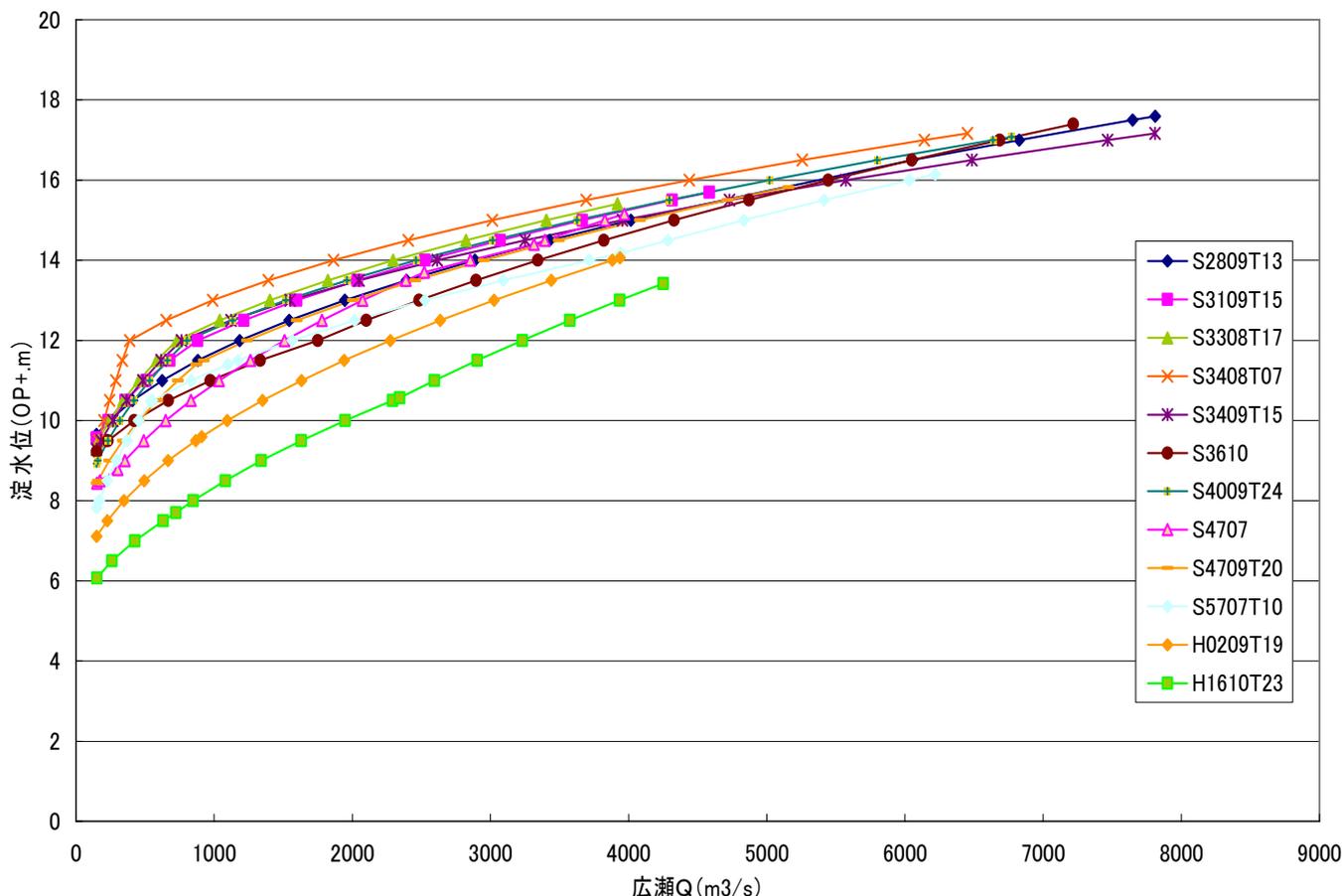


図 3-7-3(26) 既往洪水再現計算用 淀地点H-広瀬Q関係式(S28~H16)

### ⑤高水敷高とH-Q式の折れ点

高水敷より低い水位と高い水位で水面幅が大きく変わる箇所は、高水敷以上の水位で河道断面積が急激に大きくなり、H-Q関係式に折れ点が発生する。これは、流量観測の実測データを見ても水位が高水敷以下と以上ではH-Q曲線の傾きが変わることから分かり、物理的にも水面幅とH-Q曲線の勾配は相関を持っているはずである。

一方、H-Q曲線を作成するに当たっては、流量観測データが低水から高水まで満遍なく存在していれば真値に近いH-Q曲線が作成できるが、現実には低水から高水まで満遍なく流量観測データが取れているケースは少なく、過去の大きい洪水においてもピーク付近の流量観測データは存在するが高水敷付近の流量観測データがないケースがある。

そのようなケースでH-Q式を作成する際の注意点として、高水流観曲線と低水流観曲線を滑らかに結ぶのではなく、高水敷高で折れ点を設けるようにH-Q曲線を作成する必要がある。高水敷以外においても急激に河道断面積が変化するような箇所ではH-Q曲線に折れ点を設けるのが実現象を反映したH-Q曲線と言えるであろう。なお、高水敷に植生が繁茂している場合には、これを考慮する必要がある。

そこで、高水敷高付近の流観データがほとんど無い昭和40年洪水以前の洪水に対しては、昭和36年の枚方地点でのH-Q関係式の折れ点水位2.2m op+9.068mを「5 ②」枚方地点Hと淀地点H」で作成した淀地点H一枚方地点H関係式に代入し換算した結果、ほぼ淀地点水位がop+12.0mとなったため、淀地点水位でop+12.0m以下と以上についてそれぞれH-Q関係式の作成を行った。高水敷によるH-Q式の折れ点高の考え方を図3-7-3(27)に示す。

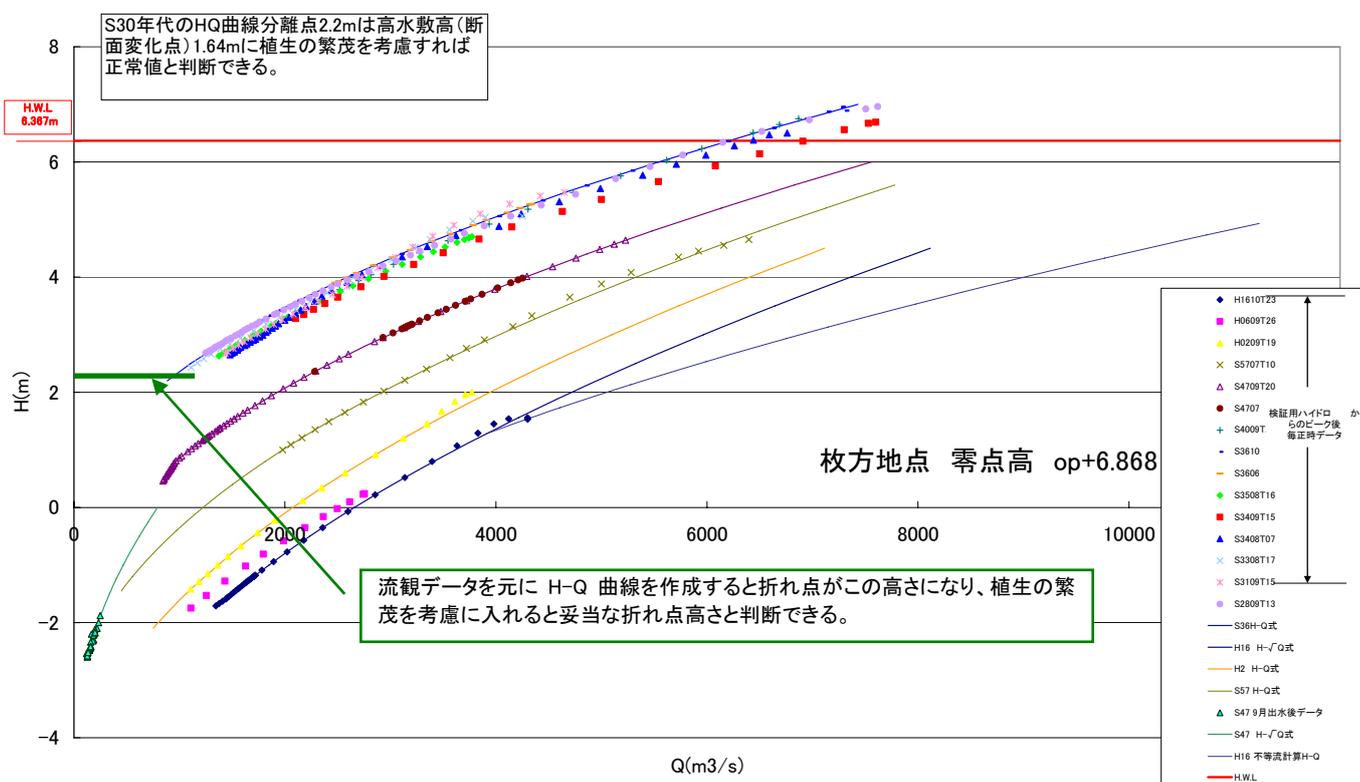


図3-7-3(27) 高水敷によるH-Q式の折れ点高の考え方

7) 将来計画検討のためのH-V、H-Qの設定

整備計画では三川合流部の掘削が計画されている。淀川（宇治川）、木津川については大規模な河道掘削は計画されていないが、桂川については河道拡幅計画が位置付けられている。

淀川37km（桂川0km）地点より上流については、計画断面が定まっていたが、下流については計画断面が定まっていなかったため、モデルの下流端である34.8k付近で現況河床にすりつくような断面を仮定した上で、将来計画のH-V、H-Qを算定するものである。

①H-V（仮定計画）

将来計画の貯留量は下記の考え方で算定した。（桂川の将来計画断面：図3-7-3-(28)及び(29) 桂川改修後のH-V関係式について

将来計画のH-V関係式作成にあたり、計画断面の定まっていない淀川37kより下流の桂川の断面については、以下のような条件で仮定断面を作成して、算定を行った。  
 なお、淀川37k地点と淀川35kの計画河床を結ぶと、宇治川、木津川にも影響を及ぼすことから、モデルの範囲内では、改修計画のある桂川のみで完結できる案とした。

○34.6k～36.8k地点の仮定断面の考え方

低水路部の掘削のみ

- ・34.4k地点 → 現状断面を維持
- ・河床勾配 → 37.0k地点の計画河床(OP+4.157m)と34.4k地点の平均河床高さ(OP+4.110m)を結んで設定
- ・形状 → 37.0k地点の低水路断面を参考に以下のように決定
  - 護岸勾配 1 : 1.5
  - 小段幅 5m
  - 小段標高 OP+7.9に統一(37.0k地点標高)
  - 低水路幅 140m(但し、35.8k, 36kについては、120mしか確保できていない)

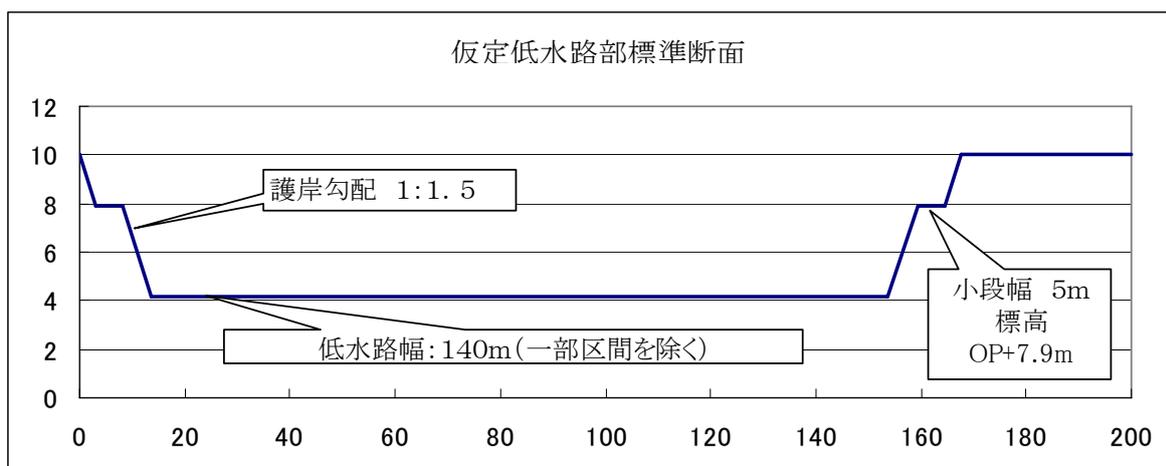


図3-7-3(28) 仮定低水路標準断面

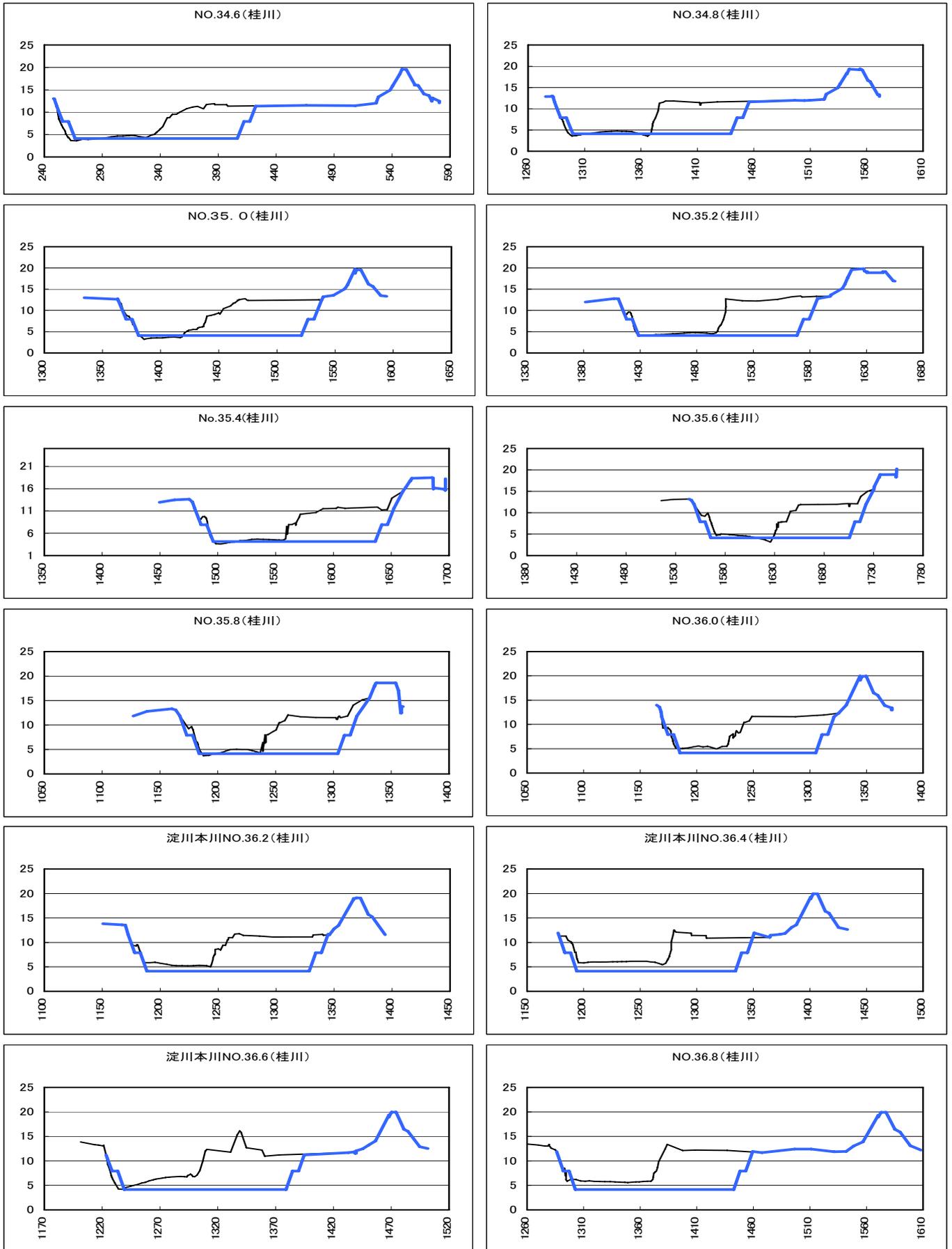


図3-7-3(29) 桂川将来計画断面

②H-Q (計画H-Q)

最近の洪水である平成 16 年洪水では、枚方地点でのピーク水位が高水敷高さを超えるかどうかの水位であったため、高水敷高さを超える水位時の関係式については、昭和 57 年洪水以前の折れ点より高水位時の関係式の傾きから推定して H-Q 式を設定している。(作成した H-Q-V 関係式：表 3-7-3(14) 及び図 3-7-3(30))

表 3-7-3(14) 平成 16 年断面 計画と現況 H-Q-V

適用期間 H1610T23 【計 画】			適用期間 H1610T23 【現 況】		
(Op+m)	Q(m3/s)	V(m3)	(Op+m)	Q(m3/s)	V(m3)
13	三川合流部(計画断面時)		13	三川現況V	
6.07	150.98	0.0	6.07	150.98	0.0
6.50	260.63	741,320.4	6.50	260.63	276,740.3
7.00	425.53	1,482,640.9	7.00	425.53	553,480.6
7.50	630.65	2,552,346.9	7.50	630.65	1,332,345.9
8.00	847.86	3,622,052.9	8.00	847.86	2,111,211.1
9.00	1341.23	6,057,244.4	9.00	1341.23	3,995,678.3
10.00	1947.23	8,664,611.6	10.00	1947.23	6,201,451.6
11.00	2594.82	11,501,404.2	10.50	2292.47	7,454,621.7
12.00	3230.23	15,353,773.4	11.00	2594.82	8,707,791.8
13.00	3935.17	21,030,798.6	11.50	2903.84	10,356,834.4
14.00	5031.84	27,513,141.1	12.00	3230.23	12,005,877.0
15.00	6542.27	34,080,531.5	12.50	3574.01	14,313,544.8
16.00	8250.67	40,940,961.4	13.00	3935.17	16,621,212.6
16.50	9179.10	45,033,622.6	13.50	4350.85	19,538,984.4
16.62	9405.43	45,999,490.6	14.00	5031.84	22,456,756.2
17.00	10157.02	49,126,283.8	14.50	5762.31	25,590,196.6
17.50	11184.43	53,218,945.0	15.00	6542.27	28,723,637.1
18.00	12261.34	57,311,606.2	15.50	7371.72	32,005,211.1
18.50	13387.73	61,404,267.5	16.00	8250.67	35,286,785.2
19.00	14563.61	65,496,928.7	16.50	9179.10	39,223,305.7
19.50	15788.98	69,568,589.9	16.62	9405.43	40,152,324.6
20.00	17063.85	73,640,251.1	17.00	10157.02	43,159,826.2
20.50	18388.20	77,669,912.3	17.50	11184.43	47,096,346.8
21.00	19762.04	81,699,573.5	18.00	12261.34	51,032,867.3

<p>H-Q式(H1610T23)</p> <p>I : Q=80.44(H-4.7)<sup>2</sup> 6.07 &lt; H &lt; 7.7</p> <p>II : Q=56.32(H-4.12)<sup>2</sup> 7.7 &lt; H &lt; 10.57</p> <p>III : Q=34.76(H-2.36)<sup>2</sup> 10.57 &lt; H &lt; 13.417</p> <p>IV : Q=98.98(H-6.87)<sup>2</sup> 13.417 &lt; H</p>	<p>: I 式</p> <p>: II 式</p> <p>: III 式</p> <p>: IV 式</p> <p>: 適用水位外</p>	<p>H-Q式(H1610T23)</p> <p>I : Q=80.44(H-4.7)<sup>2</sup> 6.07 &lt; H &lt; 7.7</p> <p>II : Q=56.32(H-4.12)<sup>2</sup> 7.7 &lt; H &lt; 10.57</p> <p>III : Q=34.76(H-2.36)<sup>2</sup> 10.57 &lt; H &lt; 13.417</p> <p>IV : Q=98.98(H-6.87)<sup>2</sup> 13.417 &lt; H</p>	<p>: I 式</p> <p>: II 式</p> <p>: III 式</p> <p>: IV 式</p>
--	--	--	---

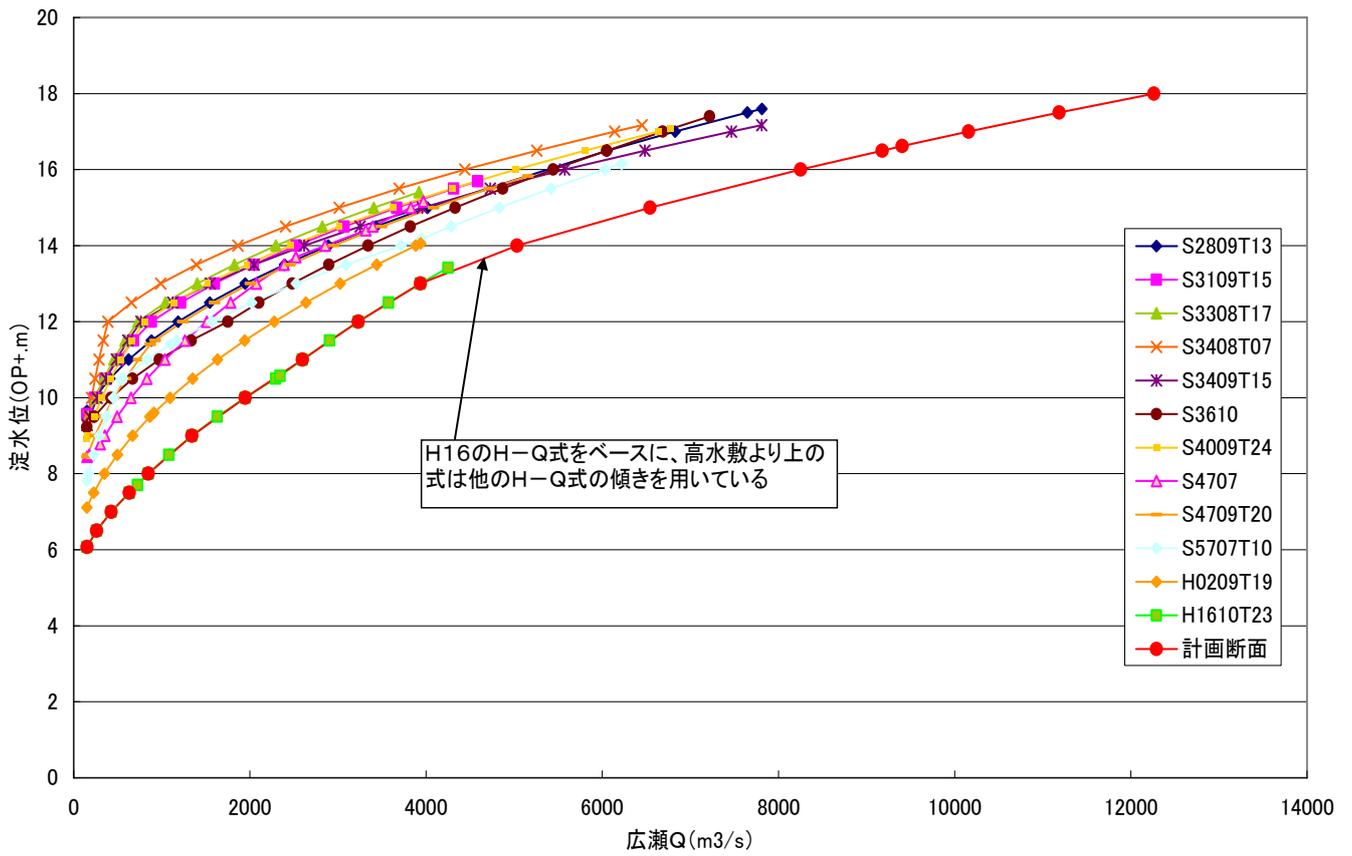


図 3-7-3(30) 計画断面 淀地点水位(H)－広瀬地点流量(Q)曲線

### 3. 7. 4 琵琶湖について

#### (1) 琵琶湖流域の概要

##### 1) 地勢、特徴

琵琶湖は淀川水系の最上流部に位置している。琵琶湖の流域面積は、瀬田川洗堰より上流で約3,800 平方キロメートルあり、これより下流の三川（宇治川、木津川、桂川）合流部から上流の淀川流域面積の約3,200 平方キロメートルより大きな面積を持っている。（図3-7-4(1)）

また、琵琶湖は、湖面積が約670 平方キロメートルと広く、貯水量は琵琶湖水位1cmで約670万立方メートル、貯水総量は約275億立方メートル（天ヶ瀬ダム総貯水容量2,628 万立方メートルの約1,000 倍）と膨大である。

琵琶湖は、琵琶湖流域の洪水を一旦貯留することから、下流の京都府や大阪府の洪水被害の軽減に役立っている。さらに、京阪神等の貴重な水資源の供給源として、湖岸周辺だけでなく、下流域の産業や文化の発展に大きく寄与している。

また、琵琶湖は、世界でも有数の古い湖でもあり、ビワマス、セタシジミなど50種を超える固有種を含む千数百種以上の動植物が生息・生育している。湖辺空間は学術研究の場、豊かな水産業の場であるとともに、滋賀県民はもとより内外から多くの人々が訪れる観光地で、湖面を利用した多様なレクリエーションを楽しめる空間となっている。

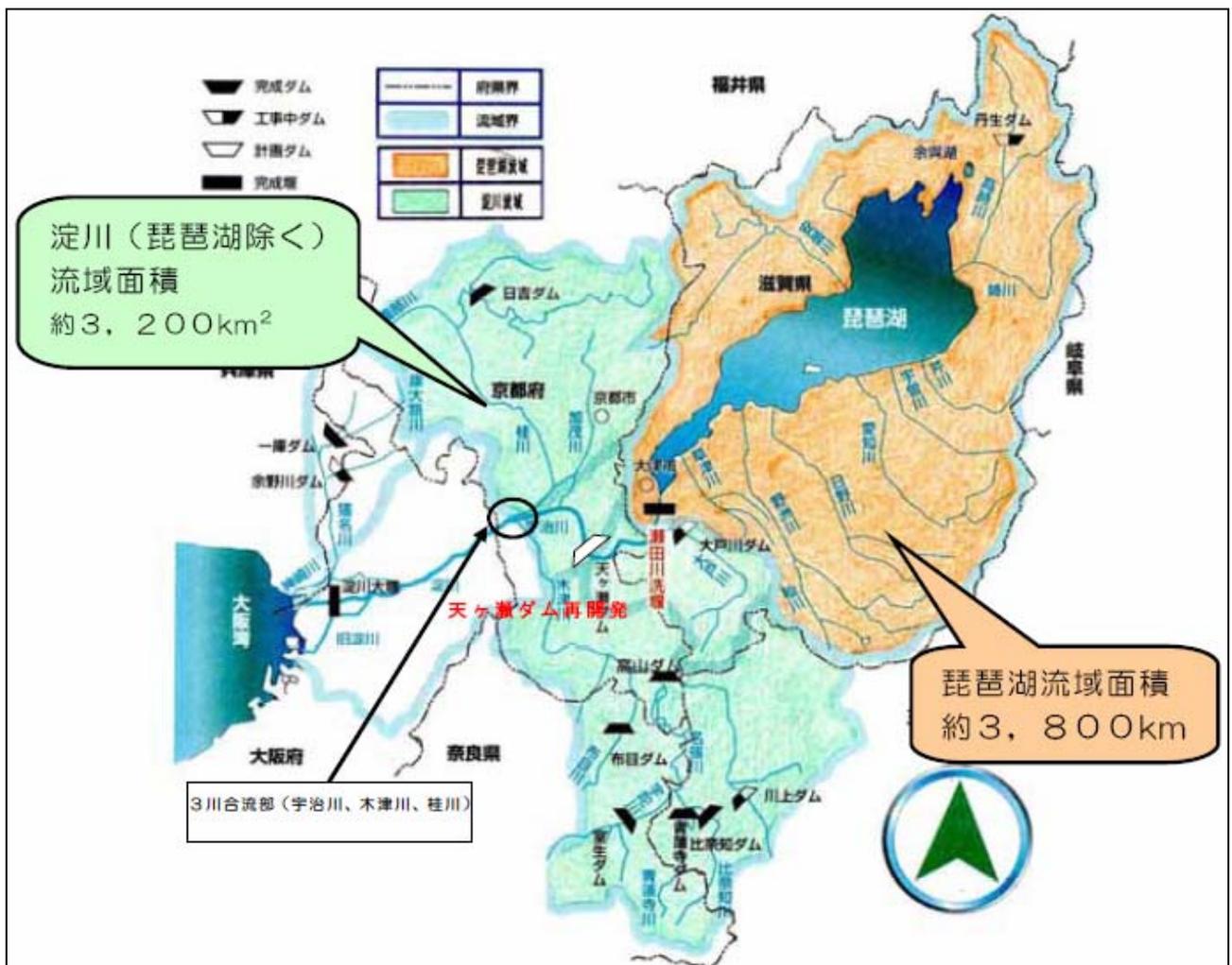


図 3-7-4(1) 琵琶湖淀川流域図

2) 琵琶湖からの流出地点

現在、琵琶湖の水は、次の4地点から下流へ流出している。

- ①瀬田川洗堰→瀬田川
- ②琵琶湖第一疏水→京都市内→宇治川
- ③琵琶湖第二疏水→京都市内→宇治川
- ④宇治発電所水路→発電所→宇治川

流出地点における構造物の竣工年月および水利権量は、次のとおりである。(写真 3-7-4(1))

(竣工年月順に記載)

	竣工年月	現存	水利権量など
第一疏水	明治 23 年(1890)3 月竣工	○	8.35m <sup>3</sup> /s
南郷洗堰	明治 38 年(1905)竣工	×	(人力桁ゲート)
第二疏水	明治 45 年(1912)3 月竣工	○	15.3m <sup>3</sup> /s
宇治発電所水路	大正 2 年(1913)7 月竣工	○	61.22m <sup>3</sup> /s
瀬田川洗堰	昭和 36 年(1961)3 月竣工	○	(電動ゲート)

琵琶湖疏水(第一、第二)



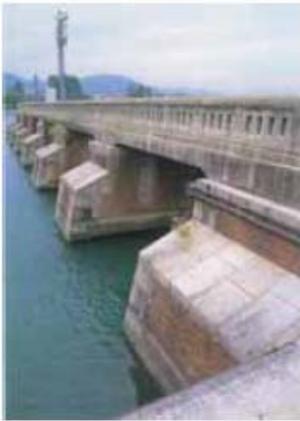
写真 3-7-4(1) 琵琶湖疏水及び宇治発電所

(2) 瀬田川洗堰の概要

瀬田川洗堰は、琵琶湖周辺の洪水防御、琵琶湖の水位維持、洗堰下流の宇治川・淀川の洪水流量の低減及び流水の正常な機能の維持並びに水道用水、工業用水及び農業用水の供給を目的に設置された施設である。(写真3-7-4(2))

現在の瀬田川洗堰は昭和36年に築造された2代目の施設である。

初代の南郷洗堰は明治38年に築造されている。初代の南郷洗堰は、明治29年から明治43年にかけて行われた淀川改良工事の中で、瀬田川の浚渫とともに重要な事業として位置づけられたものである。それは、瀬田川浚渫により流れがよくなり、琵琶湖沿岸の浸水被害の軽減に寄与する一方で、何の制御もなしに流れやすいままでは下流淀川が洪水を起こしやすくなるほか、長い間雨が降らないと琵琶湖の水位が下がり、逆に渇水になってしまうなど、洪水と渇水という相反する2つの事柄を解決するために設置されたものである。



南郷洗堰



瀬田川洗堰



瀬田川洗堰

写真 3-7-4(2) 瀬田川洗堰

(3) 琵琶湖における過去の被害

琵琶湖において発生した主な被害については、表3-7-4(1)及び図3-7-4(2)のとおりである。

表3-7-4(1) 琵琶湖における過去の被害

年月日	原因	ピーク水位	氾濫状況※2)	被害状況※2)
		琵琶湖水位※1) B. S. L. +m		
明治29年 9月13日	台風 前線	3.76	9/3~9/12に1008mmの豪雨 浸水日数 238日 浸水面積16,594ha	浸水家屋 28,000戸
大正6年 10月29日	台風	1.43	浸水日数 68日 浸水面積 6,193ha	床上浸水 555戸 床下浸水 2,984戸
昭和28年 9月27日	台風	1.00	浸水日数 17日 浸水面積 4,000ha	床上浸水 9,390戸 床下浸水 29,284戸
昭和34年 8月16日	台風	1.00	浸水面積 1,020ha (田畑の水没面積)	床上浸水 2,434戸 床下浸水 17,081戸
昭和34年 9月30日	台風 (伊勢湾)	0.87	浸水面積 823ha (田畑の水没面積)	床上浸水 1,309戸 床下浸水 19,816戸
昭和36年 7月1日	梅雨 前線	1.08	浸水日数 24日 浸水面積 4,688ha	床上浸水 223戸 床下浸水 2,445戸
昭和40年 9月18日	台風	0.92	浸水日数 11日 浸水面積 3,100ha	床上浸水 1,612戸 床下浸水 12,282戸
昭和47年 7月16日	梅雨 前線	0.94	浸水日数 12日 浸水面積 3,377ha	床上浸水 36戸 床下浸水 719戸
平成7年 5月16日	梅雨 前線	0.93	浸水日数 11日 浸水面積 742ha	床上浸水 0戸 床下浸水 7戸

※1 琵琶湖水位とは、平成4年3月までは鳥居川水位を代表させ、それ以後は琵琶湖の5地点平均水位での表示としている。

※2 B. S. L. : 琵琶湖基準水位(=T. P. +84.371m)

※3 流入河川の氾濫による浸水被害も含む。

被害数値の出典：『治水の歴史をたずねて』 旧建設省近畿地方整備局琵琶湖工事事務所 昭和60年発行  
『琵琶湖出水記録誌』水資源開発公団琵琶湖開発総合管理所  
『びわこ洪水'95 (+93cmの記録)』滋賀県土木交通部河港課

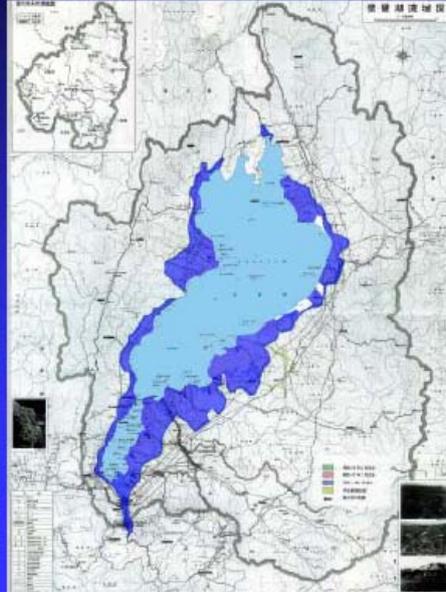
## 浸水被害の状況 (明治29年9月洪水)



大津市瀬田、西光寺の石標に残る洪水跡

琵琶湖水位+3.76m  
(鳥居川水位)

浸水範囲



## 浸水被害の状況 (平成7年5月洪水)



能登川町 大同川排水機場周辺

琵琶湖水位+0.93m  
(5地点平均)

浸水範囲

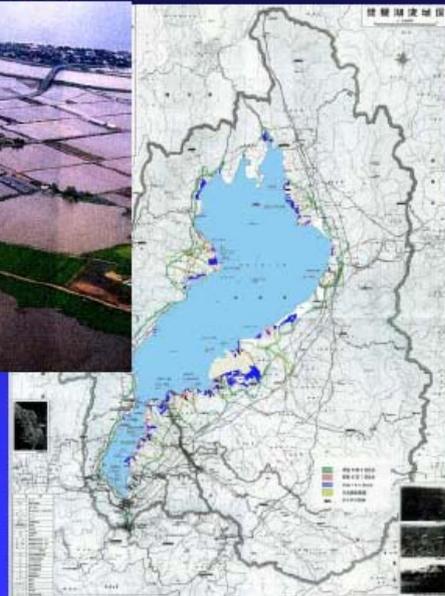


図 3-7-4(2) 琵琶湖における過去の洪水状況(明治 29 年、平成 7 年)

(4) 琵琶湖の整備状況

1) 琵琶湖治水の経緯

前述のとおり、琵琶湖周辺は、過去幾度も浸水被害を被っている。このため、琵琶湖治水の取り組みを鋭意進めてきた。

琵琶湖の本格的な改修工事は、1896年(明治29年)の淀川改良工事計画を契機に始まっている。この治水計画では、瀬田川に洗堰を設置して洪水を迎えるために水位を低下させるとともに、瀬田川の流下能力も増大させ、淀川の洪水ピーク流量を増すことなく琵琶湖の排水能力を高めるもので、これ以降の琵琶湖治水の思想を確立させる重要な事業となった。

その後も、淀川第1期河水統制事業や淀川水系改修基本計画において瀬田川の流下能力は向上してきた。また、より安全な琵琶湖の治水対策として、1972年(昭和47年)から25箇年の歳月を要して実施された琵琶湖総合開発の一環として、治水対策と水資源開発を主目的とした瀬田川(洗堰から上流区間)の浚渫が実施された。現在も、瀬田川(洗堰から下流区間)の浚渫が実施されている。

これまでの琵琶湖の改修計画の経緯は、表3-7-4(2)のとおりである。

表 3-7-4(2) 琵琶湖の改修計画の経緯

工事名	工期	琵琶湖計画面高水位(m)	瀬田川計画面流量	着手の契機	計画の考え方		主要工事内容
					淀川水系治水計画における琵琶湖の位置づけ	琵琶湖の治水方針	
淀川改良工事以前	～1896年(～明治29年)	-	*1 琵琶湖基準水位±0m; 50m <sup>3</sup> /s程度	上下流問題を抱える瀬田川浚渫問題解決	下流部の治水対策を優先し、琵琶湖の洪水調節能力を保持	湖岸域では大規模な浸水被害が頻発したが、放置された	瀬田川は現状掘置
琵琶湖水理取調	1892年(明治25年)	-			-	①湖岸築堤案,②北海疎通案,③湖面水位低下案の3案が検討された	構想のみ
淀川改良工事 淀川高水防御工事計画	1896年～1910年(明治29年～明治43年)	-	*2 琵琶湖基準水位±0m; 200m <sup>3</sup> /s	1896年(明治29年)河川法 1889年(明治22年)出水 1917年(大正6年)出水	瀬田川に洗堰を設け、淀川洪水時にその最高水位の約半日前から洗堰を閉鎖し、琵琶湖からの放流量を0m <sup>3</sup> /sとする	洗堰の操作で冬季放流量を増し、翌年春夏の洪水に備え当時の琵琶湖の常水位(琵琶湖水位+0.8m)より3尺(0.8m)低下させ湖岸域での浸水日数を軽減	瀬田川の浚渫 1904年(明治37年);洗堰竣工
淀川改修増補工事	1918年～1932年(大正7年～昭和7年)	-			同上	同上	
淀川補修工事	1939年～1954年(昭和14年～昭和29年)	-			同上	同上	
淀川第1期河水統制事業	1943年～1952年(昭和18年～昭和27年)	-	*3 琵琶湖基準水位±0m; 400m <sup>3</sup> /s		同上	夏期の迎洪水位は0mとし、0mから0.8mまでを洪水調節容量とする利水が主の計画であった	瀬田川の浚渫
淀川水系改修基本計画	1954年～1964年(昭和29年～昭和39年)	-	*4 琵琶湖基準水位±0m; 600m <sup>3</sup> /s		治水対策の主眼は経済効果の大きい下流地域の高水防御におかれた(淀川洪水時の琵琶湖からの放流量; 0m <sup>3</sup> /s)	湖岸の水位上昇を緩和し、沿岸の水害を軽減する	瀬田川の浚渫 1961年(昭和36年);電動式の新洗堰竣工
淀川水系工事実施基本計画	1965年～1970年(昭和40年～昭和45年)	-			同上	同上	瀬田川の浚渫 洗堰の改築
改定・淀川水系工事実施基本計画	1971年～(昭和46年～)	琵琶湖基準水位+1.40	*5 琵琶湖基準水位±0m; 800m <sup>3</sup> /s		淀川洪水時には琵琶湖からの放流量は0m <sup>3</sup> /sとする	洪水時による湖岸地域の被害を軽減させる 瀬田川疎通能力の増大 迎洪水水位の低下;(琵琶湖基準水位-0.2m、-0.3m)	内水地域に内水排除施設(主に湖岸堤)を築造

出典:「淡海よ永遠に」 琵琶湖工事事務所 編集・発行

## 2) 琵琶湖の工事实施基本計画

### ①昭和46年改訂の「淀川水系工事实施基本計画」における琵琶湖に関わる概要

宇治川の狭窄部上流に位置する琵琶湖は広大な湖沼であるため、洪水貯留が可能である反面、流出河川が瀬田川のみであることから、一旦水位が上昇すると高い水位が長時間継続し広範囲に浸水被害等が生ずる。

このような洪水特性を踏まえ、昭和46年に改訂された淀川水系工事实施基本計画では琵琶湖を一つの治水クローズドシステムとして扱い、琵琶湖と淀川の治水計画は独立して計画されている。独立して計画された理由は、次のとおりである。

- ・琵琶湖の貯留機能により、淀川本川の洪水量が著しく低減されること。
- ・淀川本川の洪水ピークの約1日後に琵琶湖がピーク水位を迎えること。
- ・淀川の洪水がピークを迎えたときには、宇治川の洪水が減水期であること。

昭和46年3月に改訂された「淀川水系工事实施基本計画」における琵琶湖に係わる概要は、次のとおりである

### ②基本高水ならびにその河道および洪水調節ダムへの配分

基本高水は、枚方上流域の計画対象雨量（2日雨量）を302mmとし、昭和28年9月洪水、40年9月洪水など、近年における大出水を対象洪水として検討し、そのピーク流量を基準地点枚方において17,000m<sup>3</sup>/sとする。このうち、上流ダム群により5,000m<sup>3</sup>/sを調節して、河道への配分流量を12,000m<sup>3</sup>/sとする。

### ③主要地点における計画高水流量

#### a) 瀬田川

琵琶湖から瀬田川への流量は、琵琶湖水位がB. S. L±0mのとき800m<sup>3</sup>/sとし、宇治地点の計画高水流量1,500m<sup>3</sup>/sとの整合を図り、琵琶湖開発事業後の琵琶湖計画高水位B. S. L+1.4mのとき、大戸川合流後の瀬田川流量は残流域流量を300m<sup>3</sup>/sとして1,500m<sup>3</sup>/sとした。

#### b) 宇治川

宇治川の治水計画では、

- ・宇治地点の大幅な河道拡幅が地形や住家連坦状況ならびに風致地区という特殊性等から困難であること
  - ・天ヶ瀬ダム下流の計画高水流量が、天ヶ瀬ダム流域の流出量を天ヶ瀬ダムおよび大戸川ダムで洪水調節可能な流量であること
  - ・琵琶湖からの後期放流量
- の3点を総合的に勘案して、天ヶ瀬ダム下流の宇治地点の計画高水流量を1,500m<sup>3</sup>/sと定めた。

#### c) 淀川

枚方地点において琵琶湖からの放流量を0m<sup>3</sup>/sとして、12,000m<sup>3</sup>/sとする。

### ④主要施設計画（図3-7-4(3)）

#### a) 琵琶湖

瀬田川洗堰により、淀川本川下流の洪水時に洗堰を閉鎖して、下流地域の洪水被害を軽減する。また湖水位を調節するとともに、必要な箇所には湖岸堤等を建設して、琵琶湖沿岸の被害を軽減し、あわせて水需要に対処する。

#### b) 瀬田川

掘削および浚渫により河積を増大し、護岸等を施工して、琵琶湖水位がB. S. L±0mのときに800m<sup>3</sup>/sの流下を可能とする。

#### c) 宇治川

既設の天ヶ瀬ダムおよび大戸川ダムにより淀川の洪水を調節し、宇治における計画高水流量 1,500m<sup>3</sup>/s 以下に低減させる。

d) 淀川

木津川・桂川との合流点から淀川大堰までの区間については、川幅はほぼ現状のままとし、堤防の拡築を行い、また、全区間にわたって低水路の掘削、拡幅、可動堰および護岸等を施工するとともに高規格堤防の整備を図る。

淀川大堰から河口までの区間については、洪水の安全な流過を図るとともに高規格堤防の整備を図る。また、高潮の防御を目的として高潮堤防を施工する。

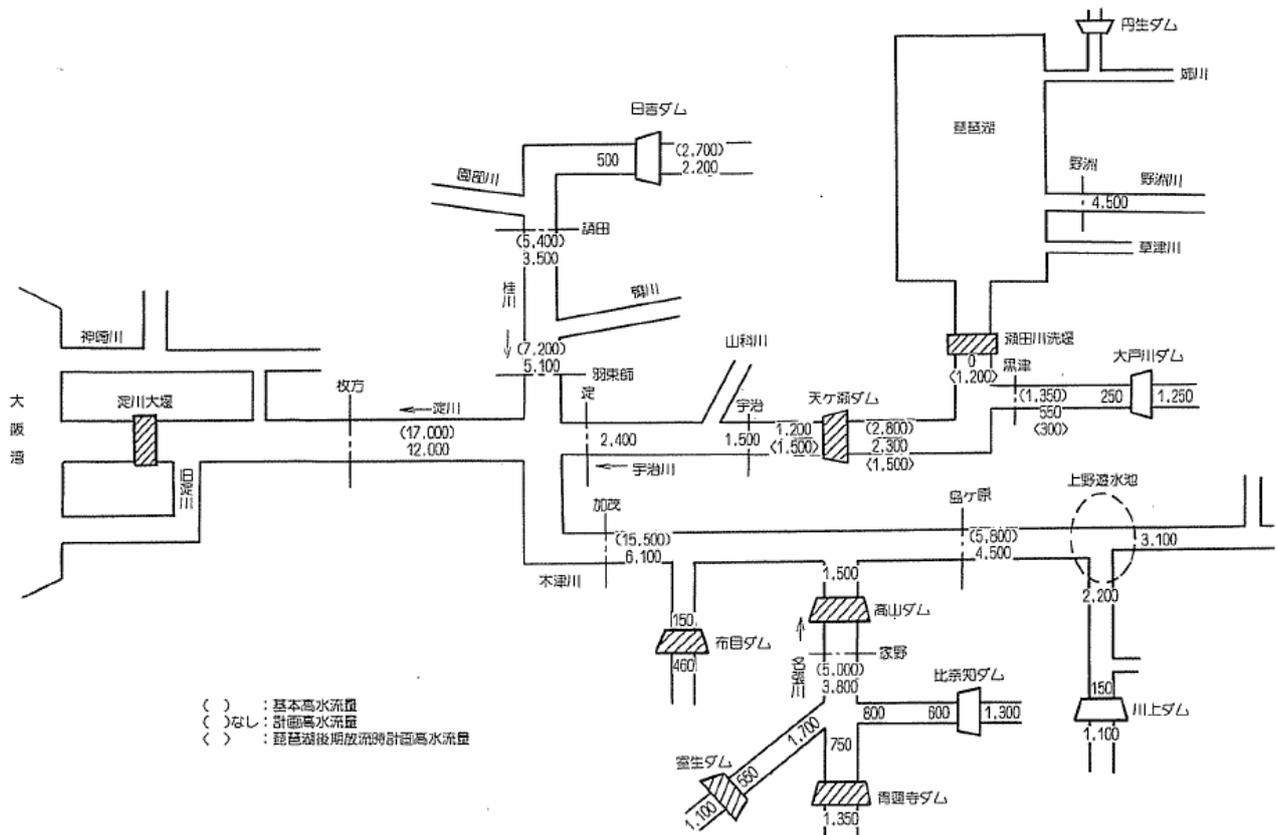


図 3-7-4-(3) 工事実施基本計画における淀川水系の計画高水流量配分図(単位:m<sup>3</sup>/s)

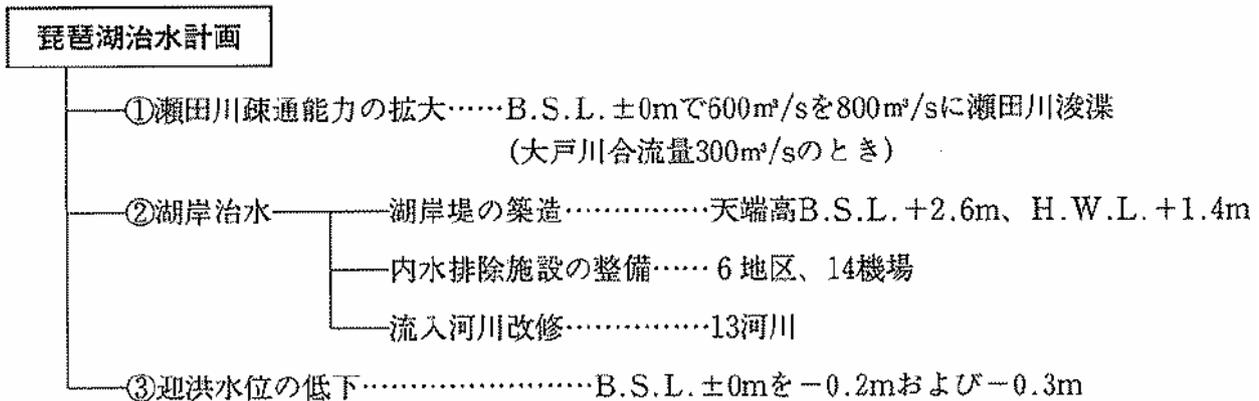
### 3) 琵琶湖総合開発計画における琵琶湖治水の考え方

これまでの琵琶湖の治水事業は、前述のとおり、洪水中における琵琶湖からの放流量を増加させること、および洪水前に湖水位を低下させておくこと（迎洪水位の低下）によって、最高水位の低下と浸水時間の短縮を図ることを目的に進められてきた。

この結果、洪水の頻度と規模は、近年において減少傾向にあり、治水効果は向上している。

琵琶湖総合開発計画では、従前同様に瀬田川の流下能力の増大と迎洪水位の低下を図るとともに、より安全な琵琶湖の治水を進めるため、湖岸堤の築造、内水排除施設の整備、琵琶湖流入河川の改修など、総合的な治水を目指す事業となった。

琵琶湖総合開発計画における琵琶湖の治水の考え方は、淀川水系全体の治水と利水に配慮しつつ、次の3つを大きな柱としている。



#### ①琵琶湖の計画高水位

琵琶湖の水位観測記録は明治7年(1874年)以降蓄積されている。これにより、かなり確実な琵琶湖への流入量を求めることができる。このため、琵琶湖の計画高水位は、明治7年(1874年)以降の主な実績洪水をもとに設定されている。具体的には、主な実績洪水時の流入ハイドログラフをもとに種々の計算を行って最高水位を求めている。計算の条件は、次のとおりである。

##### a) 瀬田川の計画高水流量

瀬田川の計画高水流量は、「淀川水系工事实施基本計画」のとおり、宇治地点の計画高水流量 1,500m<sup>3</sup>/s と整合を図るとともに琵琶湖の計画高水位と対応させて、琵琶湖水位が B.S.L.+1.4m、大戸川合流量 300m<sup>3</sup>/s のとき瀬田川は 1,200m<sup>3</sup>/s としている。この計画により、琵琶湖の後期放流量は最大 1,200m<sup>3</sup>/s まで拡大することが可能となる。

大戸川合流量を考慮にいった理由は、瀬田川疎通能力が大戸川合流量によって左右されるためである。なお、大戸川合流量 300m<sup>3</sup>/s としたのは、通常琵琶湖が後期放流の段階に入っているときは、大戸川が流出後であるため、大戸川ダムの後期放流量と残流域流量を加味した流量としたためである。

瀬田川の河道は、昭和46年3月に策定された淀川水系工事实施基本計画に基づく琵琶湖水位と瀬田川流量との関係から、大戸川合流量が 300m<sup>3</sup>/s とした場合、琵琶湖水位が B.S.L.±0m のとき 800m<sup>3</sup>/s、B.S.L.+1.4m のとき 1,200m<sup>3</sup>/s (通称「0m-800m<sup>3</sup>/s、+1.4m-1,200m<sup>3</sup>/s」) が疎通可能なように浚渫することとなった。

##### b) 湖面積

従来、琵琶湖の湖面積は、昭和30年(1955年)に国土地理院が発表した資料に基づき 680 km<sup>2</sup> としてきた。

しかし、その後の湖面埋立を調査した結果、琵琶湖総合開発事業着工時では約 676 km<sup>2</sup> 程度となっており、湖面積が減少していることが明らかとなった。これに琵琶湖総合開発事業

による埋立などを考慮するとともに、利水計画での湖面積(665 km<sup>2</sup>)よりさらに余裕を見込んで、治水計画の策定では 660 km<sup>2</sup>とした。ただし、実際の計算は 680 km<sup>2</sup>として行い、これによって得られた水位を湖面積の減少に応じて補正している。

c) 洗堰の操作の取り扱い

洗堰の操作は、近似的に各洪水とも琵琶湖流入量のピークを中心として 24 時間全閉に統一している。将来、下流淀川の改修やダムの建設が進むと洗堰の全閉時間は大幅に減少すると思われるが、計算上は 24 時間全閉としている。

d) 迎洪水位

迎洪水位は、低くすればするほどピーク水位が低下して治水上安全となるが、洪水がなかった場合は琵琶湖が渇水となる可能性が高くなる。このように迎洪水位は治水面と利水面で相反する要素を内包しているものである。しかも、琵琶湖の湖面積は大きいので、水深 1cm といえどもその量は約 650 万トン、水深 10cm では約 6,500 万トンであるため、治水・利水計画で最も重要な要素となる。

各種パターンの迎洪水位について検討した結果、6月16日から8月31日までは B. S. L-20cm、9月1日から10月15日までは B. S. L±-30cm という洪水期制限水位を設けることとした。

e) H-V 曲線

洪水時においては、琵琶湖各地点、特に南湖では洗堰からの放流量の状態により水位に差が生じることがあるが、水位計算上は、北湖・南湖ともに水位はレベルと考え、湖面積は水位に関係なく一定として、H-V 曲線を作成している。

f) 対象洪水

明治7年から昭和43年の95年間の上位20洪水を対象とした。(表3-7-4(3))

以上の6条件の下で琵琶湖の水位計算を実施した結果、計画後は明治29年の大出水以外は琵琶湖の最高水位が B. S. L±+1m 以下になる。計算した10洪水のピーク水位を対数確率紙にハーゼンプロットして近似直線を引き、この線の年超過確率 1/100 の水位を読むと、図3-7-4(4)に示すとおり、B. S. L±+1.35m となる。

この計算は、琵琶湖の面積を 680 km<sup>2</sup>としたものであり、主要洪水について湖面積を 660 km<sup>2</sup>とした場合の水位差を計算すると、図3-7-4(5)となり、B. S. L±+1.35m 近辺における水位差は約 5cm となる。この結果を考慮して計画高水位を B. S. L±+1.40m と決定している。

表 3-7-4(3) 琵琶湖の計画高水位検討時の琵琶湖ピーク水位計算結果(20 洪水)

(単位 : m)

洪水発生年月	鳥居川水位		彦根水位		±0m-600m <sup>2</sup> /s 改修時水位	±0m-800m <sup>2</sup> /s 改修時(計画)水位
	水位	月/日	水位	月/日		
明治17年 7月	2.12*	7/20	—	—	0.89	0.51
明治18年 6月	2.71*	7/4	—	—	0.92	0.57
明治28年 7月	2.12*	8/9	—	—	0.87	0.41
明治29年 7月	2.01*	7/2	—	—	0.49	0.22
明治29年 9月	3.76*	9/12,13	—	—	2.52	2.10
明治36年 7月	1.47*	7/25	—	—	0.66	0.41
明治37年 7月	0.91*	7/14	0.92	7/14	0.62	0.31
明治37年 9月	0.99*	9/23	1.02	9/21	0.75	0.30
明治38年 6月	1.05*	7/6	1.04	7/6	0.48	0.19
大正 2年10月	0.55	10/23	0.35	10/21	0.36	0.06
大正 5年 6月	1.10	7/2	1.11	6/28	0.48	0.24
大正 6年 9月	1.43	10/29	1.32	10/29	0.75	0.40
大正12年 9月	0.55*	10/13	—	—	0.40	0.02
昭和 3年 6月	0.65	7/4	0.54	7/2	0.25	-0.04
昭和10年 6月	0.70	7/3	0.86	7/8	0.55	0.29
昭和28年 9月	1.00	9/27	1.18	9/27	0.96	0.61
昭和34年 8月	1.00	8/15	1.14	8/16	1.11	0.84
昭和34年 9月	0.87	9/30	0.96	9/28	0.90	0.54
昭和36年 6月	1.10	7/1	1.30	7/1	1.23	0.89
昭和40年 9月	1.02*	9/18	1.16	9/19	0.84	0.49

※実績水位の鳥居川水位は観測値の最高、彦根水位は6時、18時観測値の最高

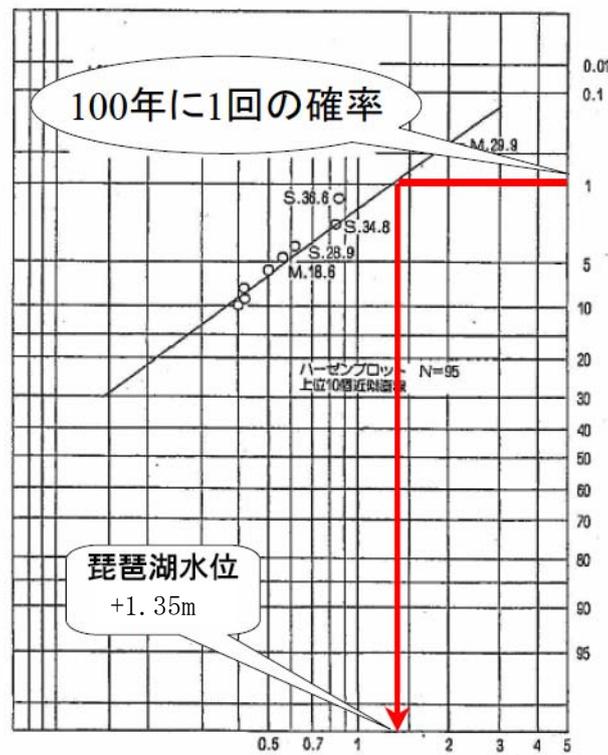


図 3-7-4(4) 年超過確率 1/100 の水位(琵琶湖面積を 680 km<sup>2</sup> として計算)

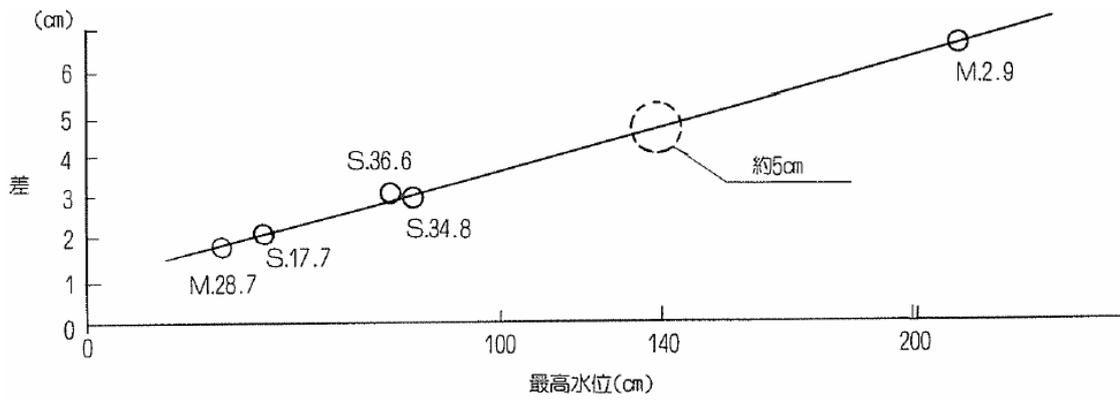


図 3-7-4(5) 琵琶湖面積を 680 km<sup>2</sup> から 660 km<sup>2</sup> に減少するとした場合の湖水位上昇高さ

## (5) 琵琶湖モデル及び琵琶湖淀川一体モデルの構築

### 1) 今回の検討に至った経緯、検討の流れ

瀬田川の狭窄部上流に位置する琵琶湖は広大な湖沼であるため、洪水貯留が可能である反面、流出河川が瀬田川のみであることから、一旦水位が上昇すると高い水位が長時間継続し広範囲に浸水被害が生ずる。このような洪水特性を踏まえ、昭和46年に改訂された淀川水系工事実施基本計画では琵琶湖を一つの治水クローズドシステムとして扱い、下流部の治水対策とは別に琵琶湖の治水計画を策定している。

琵琶湖の治水計画は、前述のとおり、過去の主要洪水時の琵琶湖水位や洗堰放流量、疏水流量、宇治発電取水量から、逆算して算出される流入量をもとに計画している。

つまり、琵琶湖の治水計画は、淀川の治水計画とは分離させ、琵琶湖独自の治水計画となっているのである。

今般、淀川水系河川整備基本方針の検討においては、これまで琵琶湖を分離した治水システムは淀川水系特有の治水の考え方であることから、できるだけ他の水系と同様、琵琶湖を含めて連続した1つの水系として上下流バランスのとれた治水計画を目指すことが必要と考えられた。

具体的には、どれだけの雨が琵琶湖流域に降って、琵琶湖水位がいつどれだけ上昇するのか、瀬田川洗堰地点の流量がどれだけかといった時系列の変化を定量的に把握したうえで、淀川水系の一貫した治水計画内容の検討が必要と考えたのである。

そこで、琵琶湖の治水計画は既定計画を踏襲することとするが、瀬田川洗堰下流域の検討にあたっては、琵琶湖流域を一体化した淀川流域モデルを検討することとした。

以下、検討の流れを示す。

### 1 琵琶湖流域の主要洪水年月の把握

(琵琶湖水位、洗堰全閉操作実績など)

### 2 主要洪水時のデータ整理

(雨量、琵琶湖水位、琵琶湖からの流出量)

### 3 琵琶湖の水面面積・貯留量の整理

(主要洪水の年代別に評価)

### 4 琵琶湖貯留関数モデル構築

### 5 琵琶湖淀川一体化モデル構築

2) 琵琶湖流域の主要洪水年月の把握

既存資料や過去の雨量データ、琵琶湖水位データなどをもとに、表 3-7-4(4) のとおり、琵琶湖流域における主要 30 洪水を抽出した。

表 3-7-4(4) 琵琶湖流域主要洪水一覧 (30洪水)

主要洪水	洪水名 (通称)	琵琶湖ピーク	琵琶湖水位 (鳥居川or 五点)	彦根水位	洗堰操作	対象洪水の 理由	データ 取得期間	琵琶湖流出 モデル定数 検証洪水
1	M18. 6. 7月	M18. 7. 4	鳥268	観測なし	洗堰なし (洗堰M37~)	琵琶湖洪水、 下流洪水	M18. 6. 10 ~	
2	M29. 7月 ~9月	M29. 9. 13	鳥376	観測なし	洗堰なし (洗堰M37~)	琵琶湖洪水、 下流洪水	M29. 6. 19 ~	
3	M36. 7月	M36. 7. 25	鳥147	観測なし	洗堰なし (洗堰M37~)	琵琶湖洪水、 下流洪水	M36. 6. 24 ~	
4	M40. 9月	M40. 9. 11	鳥128	129		琵琶湖洪水、 下流洪水	M40. 8. 14 ~	
5	T6. 10月	T6. 10. 29	鳥143	132	全閉	全閉、 下流洪水	T6. 9. 21 ~	
6	S13. 8月	S13. 8. 5	鳥109	132		琵琶湖洪水、 下流洪水	S13. 7. 23 ~	
7	S28. 8月豪雨	S28. 8. 18	鳥26	37		多羅尾 豪雨 大戸川氾濫	S28. 8. 5 ~	
8	S28. 13号	S28. 9. 27	鳥100	116	全閉	全閉、 工実対象	S28. 9. 15 ~	◎1 枚方着目
9	S31. 15号	S31. 9. 28	鳥42	52		工実対象	S31. 9. 17 ~	
10	S33. 17号	S33. 8. 28	鳥51	57		工実対象	S33. 8. 16 ~	◎2 宇治着目
11	S34. 7号	S34. 8. 16	鳥100	118	全閉	全閉、 工実対象	S34. 8. 4 ~	
12	S34. 15号	S34. 9. 29	鳥87	96	全閉	全閉、 工実対象	S34. 9. 17 ~	
13	S35. 16号	S35. 9. 2	鳥30	43		工実対象	S35. 8. 20 ~	
14	S36. 6月	S36. 7. 2	鳥108	130	全閉	全閉、 下流洪水	S36. 6. 8 ~	◎3 琵琶湖流域
15	S36. 10月	S36. 10. 29	鳥43	欠測	全閉	全閉、 工実対象	S36. 10. 18 ~	
16	S40. 24号	S40. 9. 19	鳥92	116	全閉	全閉、 工実対象	S40. 9. 8 ~	◎4 宇治着目
17	S47. 7月	S47. 7. 16	鳥92	128	全閉	全閉、 下流洪水	S47. 7. 3 ~	◎5 近年琵琶湖
18	S47. 20号	S47. 9. 17	鳥44	79		下流洪水	S47. 9. 7 ~	◎6 宇治着目
19	S57. 10号	S57. 8. 4	鳥51	82		下流洪水	S57. 7. 23 ~	
20	S58. 10号	S58. 10. 1	鳥16	34		下流洪水	S58. 9. 18 ~	
21	H1. 9月	H1. 9. 7	鳥52	77		下流洪水	H1. 8. 28 ~	
22	H2. 19号	H2. 9. 22	鳥29	43		下流洪水	H2. 9. 18 ~	
23	H6. 26号	H6. 10. 5	鳥-47	-47		下流洪水	H6. 9. 20 ~	
24	H7. 5月	H7. 5. 16	五点93	95		琵琶湖洪水、 下流洪水	H7. 5. 3 ~	◎7 近年琵琶湖
25	H8. 8月	H8. 8. 30	五点1	0		下流洪水	H8. 8. 20 ~	
26	H9. 7月	H9. 7. 14	五点34	32		下流洪水	H9. 6. 15 ~	
27	H11. 6. 23	H11. 7. 1	五点29	28		下流洪水	H11. 6. 23 ~	
28	H11. 6. 28	H11. 7. 1	五点29	28		下流洪水	H11. 7. 3 ~	
29	H16. 23号	H16. 10. 22	五点17	16		下流洪水	H16. 10. 18 ~	
30	H18. 7月	H18. 7. 21	五点51	47		琵琶湖洪水	H18. 7. 15 ~	

データ整理にあたっては、琵琶湖流域の洪水だけではなく、宇治地点や枚方地点の流量も確認し、洗堰下流地点（枚方、宇治）の洪水状況もあわせて整理した。

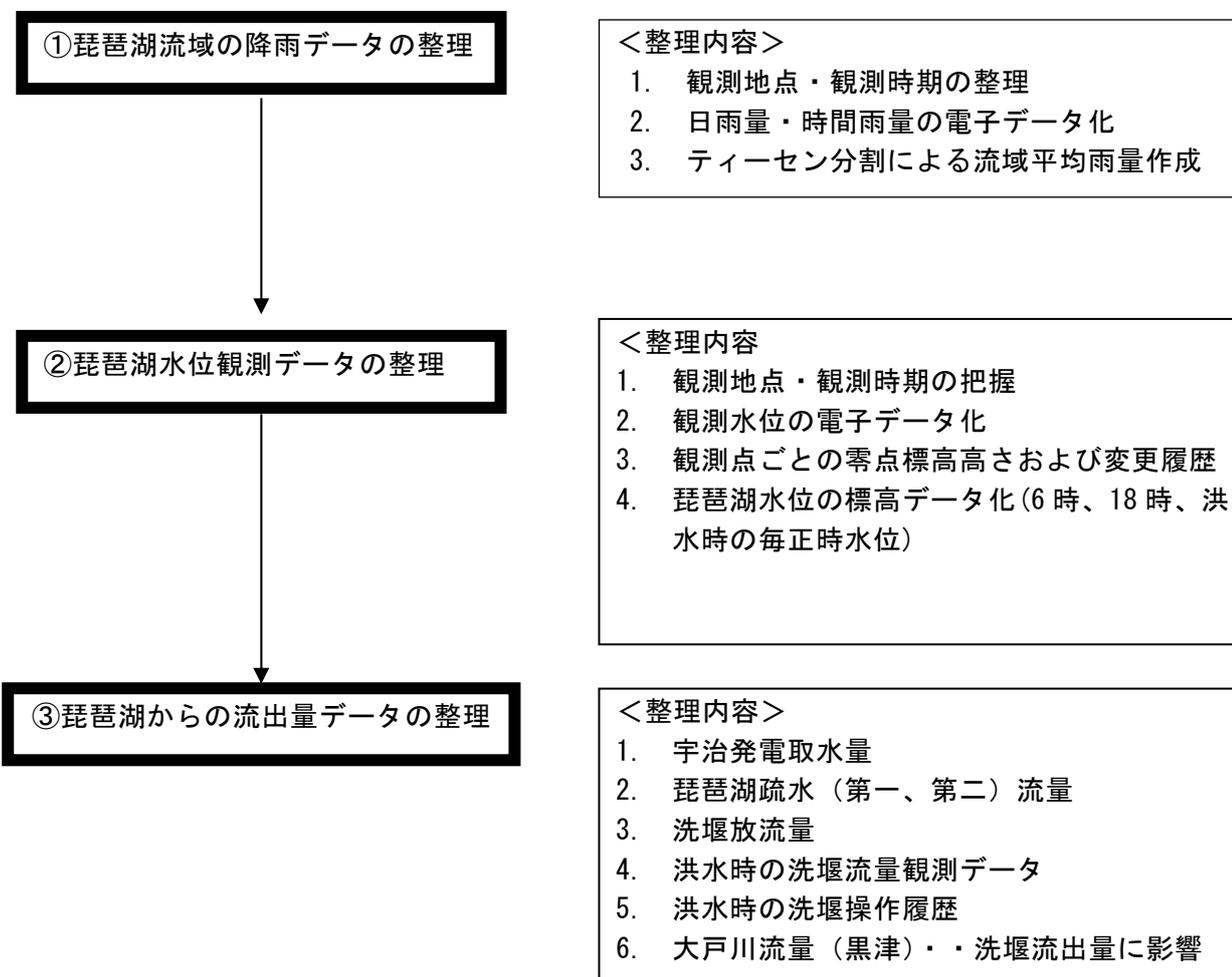
その結果、主要 30 洪水の中から、洗堰全閉操作が行われた洪水、琵琶湖のピーク水位が高い洪水、

淀川・宇治川の洪水状況から、検討対象洪水を7洪水として、データの収集整理～流出解析を行うこととした。(表 3-7-4(5))

表 3-7-4(5) 検討対象7洪水

検討対象洪水名	検討洪水として選定した理由
1. 昭和 28 年 9 月台風 13 号(通称 5313)	洗堰全閉操作あり・琵琶湖ピーク水位高・淀川洪水
2. 昭和 33 年 8 月台風 17 号(通称 5817)	宇治川洪水
3. 昭和 36 年 6 月梅雨前線(通称 611)	洗堰全閉操作あり・琵琶湖ピーク水位高
4. 昭和 40 年 9 月台風 24 号(通称 6524)	洗堰全閉操作あり・琵琶湖ピーク水位高・宇治川洪水
5. 昭和 47 年 7 月梅雨前線(通称 721)	洗堰全閉操作あり・琵琶湖ピーク水位高
6. 昭和 47 年 9 月台風 20 号(通称 722)	宇治川洪水
7. 平成 7 年 5 月洪水	琵琶湖ピーク水位高

3) 主要洪水時のデータ整理



4) 琵琶湖水位の設定

① 検討経緯

琵琶湖淀川水系の治水・利水計画を検討する際には、琵琶湖の水位が非常に重要である。琵琶湖の貯留量をしっかりと評価する必要があるからである。

その際、長期的な視点で、過去からの琵琶湖水位を比較検討することが必要になるが、そうした観点からは、琵琶湖水位についてはいくつかの問題点がある。

一つには、琵琶湖水位の代表観測所が変化していることである。琵琶湖水位は、明治7年に鳥居川量水標が設置されて以来平成4年3月までは「鳥居川水位」をもって琵琶湖水位とすることとされてきたが、平成4年4月以降は、「片山、彦根、大溝、堅田、三保ヶ崎の5地点の平均水位」をもって琵琶湖水位とすることとされた。

鳥居川水位は、現在の5地点と比較すると、総じて水位が低い傾向があり、また瀬田川洗堰からの流量や、風などの影響を受けて変動幅が大きいという問題点がある。従って、鳥居川水位で表されていた平成4年3月以前の水位を現在と同列に論じることができない。

二つ目には、各水位観測所の零点高が時代によって移動していることである。従って、単に残されている観測記録だけでは、異なる時代の水位について絶対的比較をすることはできない。

こうしたことから、鳥居川水位で表されていた時代も、5地点平均に相当する水位で表せるように工夫するとともに、各時代の零点高を揃えることにより、どの時代も共通のベースで水位を比較することができるように、検討を試みた。

a) 現在の琵琶湖水位観測所

琵琶湖水位は、国土交通省近畿地方整備局琵琶湖河川事務所により観測されているが、その箇所と位置は次のとおりである。(図3-7-4(6))

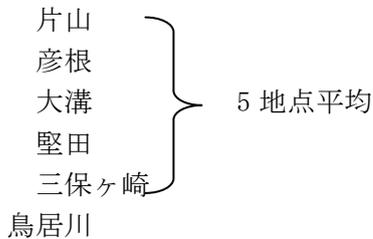


図3-7-4(6) 琵琶湖の水位観測所

b) 各観測所の観測開始日

琵琶湖の各観測所の観測開始日は、以下のとおりである。

鳥居川	片山	彦根	大溝	堅田	三保ヶ崎
明治7年 2月4日	昭和31年 4月1日	明治37年 1月1日	昭和31年 4月1日	昭和31年 4月1日	昭和31年 4月1日

c) 年代区分ごとの代表観測所とその他の観測所

これを年代区分ごとに、代表観測所とその他の観測所とに整理すると、以下のようになる。

年代区分	明治7年2月4日～ 明治36年12月31日	明治37年1月1日～ 昭和31年3月31日	明治31年4月1日～ 平成4年3月31日	平成4年4月1日～
代表観測所	鳥居川	鳥居川	鳥居川	5地点平均 (彦根、片山、大溝、 堅田、三保ヶ崎)
その他の観測所	—	彦根	彦根 片山 大溝 堅田 三保ヶ崎	鳥居川

② 琵琶湖水位 5 地点平均化の手法の検討

5 地点平均で表されていない年代について、5 地点平均に相当する水位に換算する手法は、次のとおりとした。

a) 昭和 31 年 4 月 1 日から平成 4 年 3 月 31 日まで

この期間については、鳥居川水位で表示されているが、他に 5 地点水位が観測されている。しかし、その零点高が不統一であるため、そのまま使用することはできない。このため、まず零点高を揃えることとした。

まず、平成 4 年 4 月 1 日に 5 地点平均水位で表示するように変更された際に、5 地点及び鳥居川について、零点高を T.P. +84.371m に揃うように零点高の移動が行われている。

そこで、それ以前の観測値について、各地点の移動分だけ補正することとした。

(この補正値を便宜的に「一次補正値」と呼ぶこととする。)

各観測所の補正値 (単位:m)

鳥居川	片山	彦根	大溝	堅田	三保ヶ崎
-0.095	-0.039	-0.166	-0.078	-0.066	-0.247

※平成 4 年 4 月 1 日に、各地点の零点高をこの数値の絶対値だけ上に移動されている。つまり、それまでは零点高が T.P. +84.371 よりそれだけ低く、観測値が大きく出ていることを意味する。

次に、平成4年4月1日以前においても、零点高が移動していることが、過去の国土交通省琵琶湖河川事務所の検討結果などにより明らかになっている。そこで、その時期と変動幅を特定するために、まず平成4年4月1日以前について各地点と5地点平均との差を図3-7-4(7)示す。

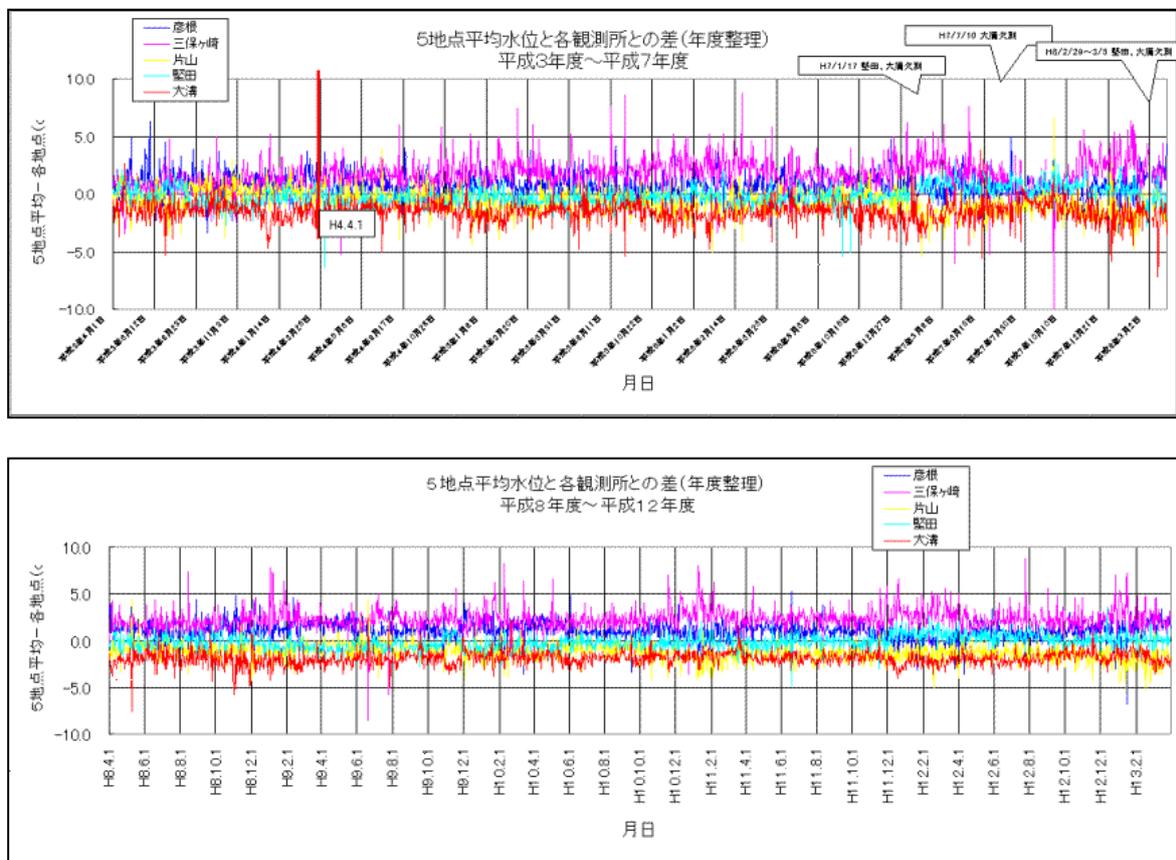


図 3-7-4(7) 5 地点平均水位と各地点の差(平成3年以降)

図 3-7-4(7)は、平成3年以降について、5地点平均水位と各地点の差(5地点平均-各地点水位)の値を示したものである。1枚で5年間を表示している。平成4年4月1日以降は観測値をそのまま使用し、平成4年3月31日以前は、一次補正をした数値を使用している。各地点の水位差が概ね均一に表れている。

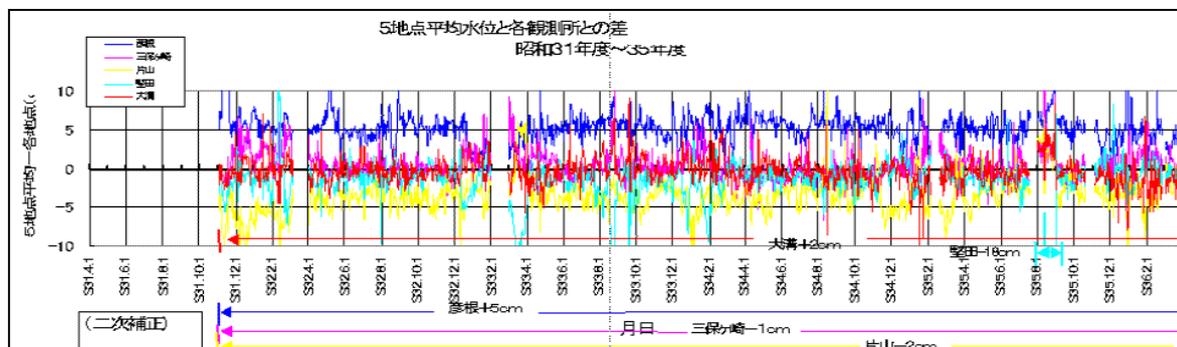


図 3-7-4(8) 5 地点平均水位と各地点の差(昭和31年度～35年度)

一方、図 3-7-4(8)は昭和31年度から35年度について同様に示したものであるが、こちらは各地点と5地点平均水位の差にばらつきがある。従って、零点高に若干のずれがあるものと見

られる。このため、このグラフの変動の状況を見て、5地点の関係が平成4年4月1日以降と同様の関係になるように補正を加えることとした。(これを便宜的に二次補正と呼ぶことにする)

具体的には、グラフ下部に記載されているとおり、彦根について+5cm、三保ヶ崎について-1cm、片山について-2cm、大溝について+2cmの補正を加えるものである。堅田は補正ゼロとした。

その結果が、図3-7-4(9)のとおりである。

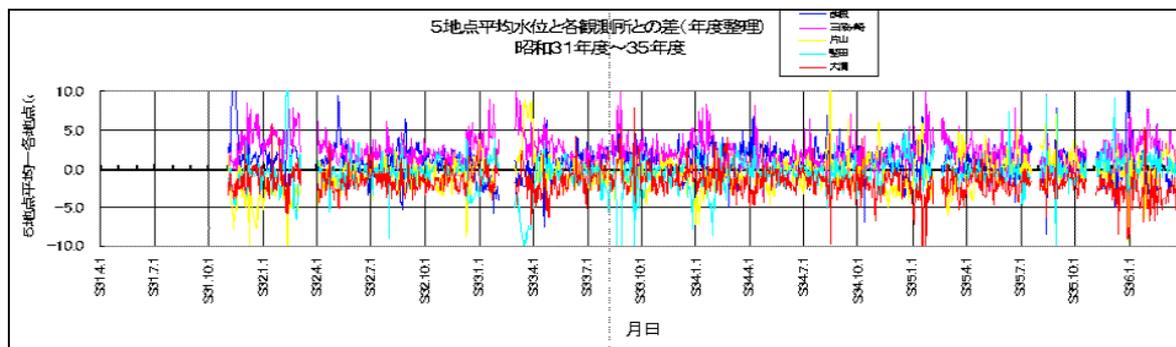


図3-7-4(9) 5地点平均水位と各地点の差(昭和31年度~35年度)〈二次補正後〉

こうした補正を行った上で、5地点平均を求めた。

b) 明治37年1月1日から昭和31年3月31日まで

この期間は、鳥居川地点の他は彦根地点のみにおいて観測されている。彦根地点の観測値は、5地点平均と比べると風やセイシュの影響を受けるが、鳥居川地点のように洗堰放流量によって大きく変動することはない。従って、鳥居川地点ではなく彦根地点の水位をベースに考えることとし、平成4年4月1日以降のデータから彦根地点と5地点平均の差の平均値を算出して、これを彦根地点の水位に加味することにより5地点平均に相当する水位を求めたこととした。

(ア) 零点高移動の把握

彦根地点の水位をベースとするとき、問題となるのは、彦根地点観測所の零点高が、過去に何度か移動しており、その時期と変動幅が明確でないということである。

この点については、過去に琵琶湖河川事務所において検討がなされており、彦根地点と鳥居川地点の零点高相互関係の移動量が次のように求められている。

なお、下記の数値は、彦根水位観測所零点高の移動方向として表現されている。

時期	明治41年	大正9年	昭和4年	昭和15年	昭和24年	合計
移動量	+9.6cm	-1.7cm	-21.4cm	+0.5cm	+1.2cm	-11.8cm

「琵琶湖基準水位と鳥居川地点水位について」

(昭和49年10月 近畿地方整備局琵琶湖工事事務所)

こうした調査結果を参考にしながら、今回、変動時期と変動量を特定することを試みた。その手法は、彦根地点の水位と鳥居川地点の水位の水位差をグラフ化し、その値が大きく変動しているところを零点高が移動しているというものである。

例として、明治37年度から大正12年度までのグラフ(図3-7-4(10))と、大正13年度から昭和23年度までのグラフ(図3-7-4(11))を示す。参考として、琵琶湖流出量のうち、

鳥居川地点の水位に影響を及ぼすと見られる洗堰放流量と宇治発電水量も示している。

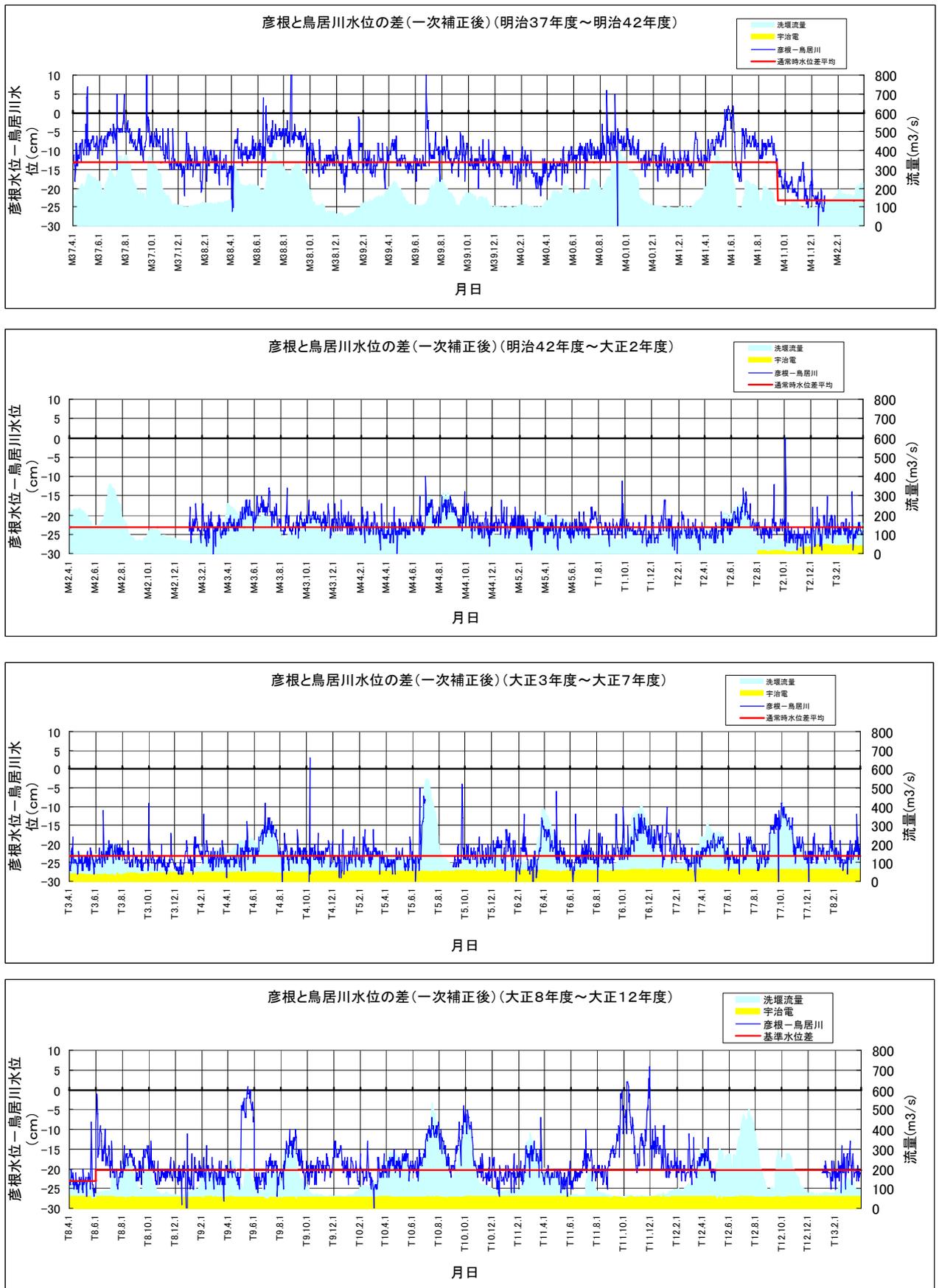


図 3-7-4(10) 彦根地点の水位と鳥居川地点の水位の差(明治 37 年度～大正 12 年度)

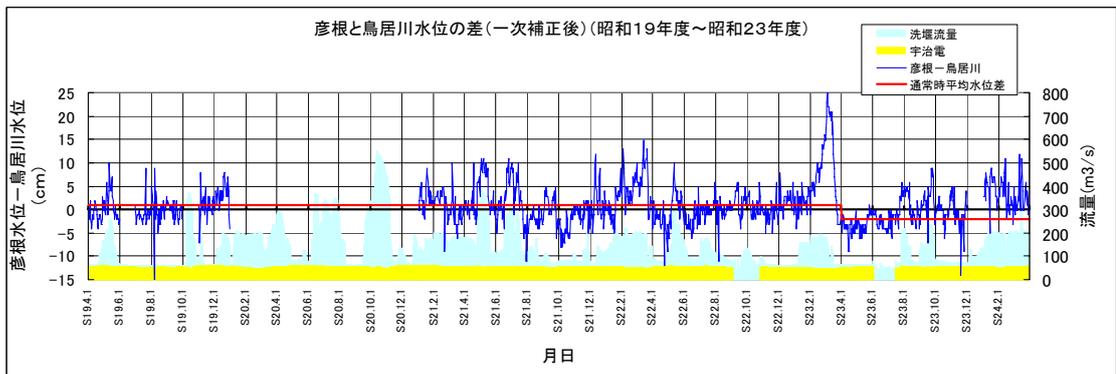
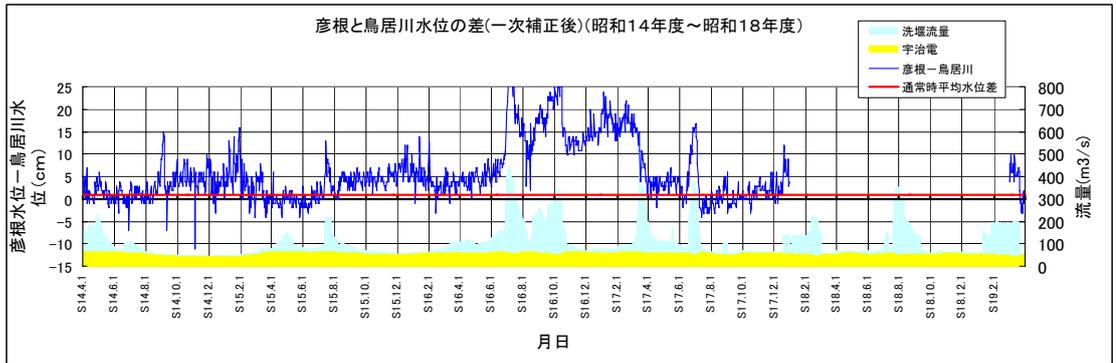
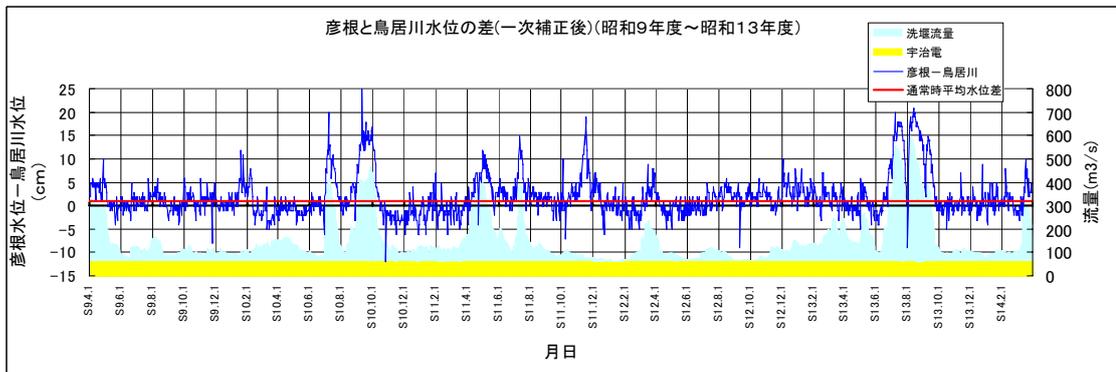
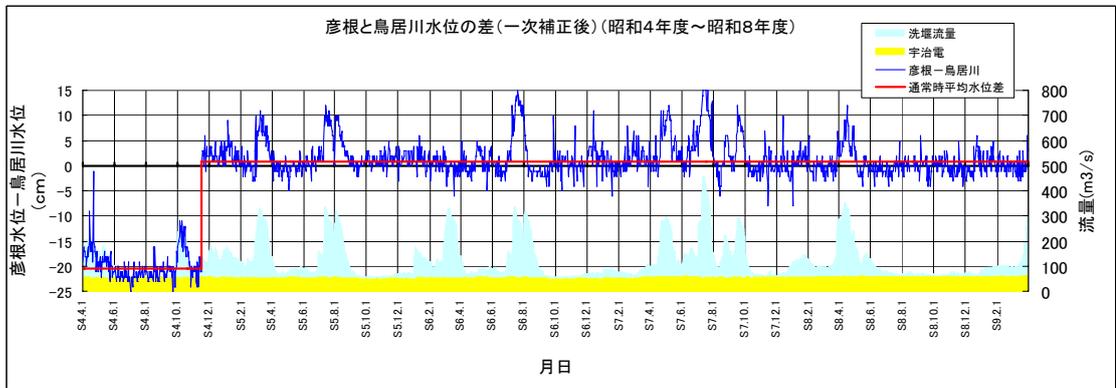
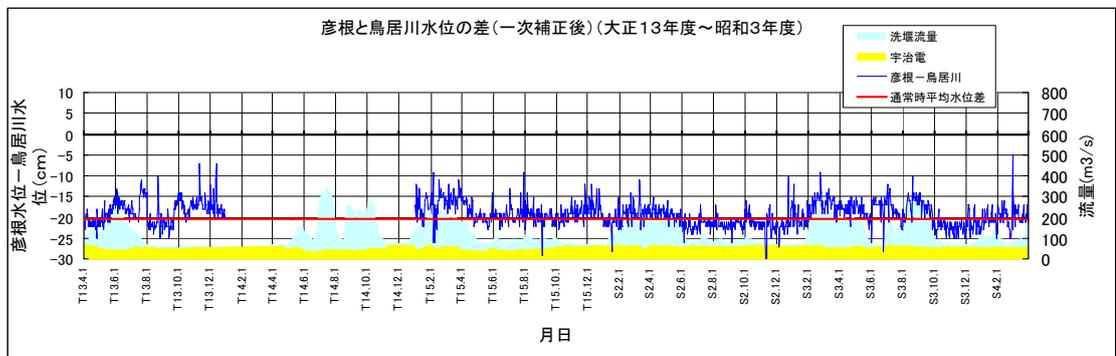


図 3-7-4(11) 彦根地点の水位と鳥居川地点の水位の差(大正 13 年度～昭和 23 年度)

図 3-7-4(10)では、明治 41 年 10 月前後に水位差が大きく変動しており、図 3-7-4(11)では、昭和 4 年 11 月 16 日に約 20cm もの変動がある。図 3-7-4(10)のように変動時期が明確でないものについては、グラフの推移をみて、変動日を設定した。

変動幅については、琵琶湖流出量が大きいたまは鳥居川地点の水位が低くなる影響で水位差が大きくなる傾向があるので、流出量が 150m<sup>3</sup>/s 以下の日のみの水位差を対象として、かつ、急上昇時等で大きな差が出ている日については異常値として棄却した上で、水位差の平均値をもとめ、その差だけ移動したとみなした。

数値で言うと、図 3-7-4(10)では、明治 41 年 9 月 13 日に 10.1cm、図 3-7-4(11)では昭和 4 年 11 月 16 日に 21.3cm、それぞれ移動したとみなした。

厳密に言うと、彦根地点と鳥居川地点の 2 点だけであるから、どちらが動いたのかは定かではないが、図 3-7-4(11)の場合は 11 月 15 日と 16 日とで、水位の観測値に 21cm も差があるのに対し、鳥居川地点の水位は変わっていないことから、彦根地点の零点高が動いたものとみなした。

他の時期においても水位観測値の連続性を確認したところ、鳥居川地点の水位は観測値に不連続と見られるデータはなく安定しているのに対して、彦根地点の水位は複数回不連続と見られるデータが存在している。このため、不連続となっている年月日において、彦根地点の零点高が変更された物と推定した。

その結果、この期間中に零点高の移動があったと評価した。

移動日	明治41年9月13日	大正8年6月1日	昭和4年11月16日	昭和23年4月1日	合計
変動幅	+10.1cm	-2.8cm	-21.3cm	+2.9cm	-11.1cm

これをもとに、彦根地点の観測値に、先述の一次補正（平成 4 年 4 月 1 日に零点高を移動させた値）に加えて、期間中の零点高移動幅を加減して、彦根地点の水位を求めた。

#### (イ) 彦根地点の水位と 5 地点平均水位の関係

次に、彦根地点の水位を 5 地点平均水位に換算する手法として、近年の比較的データが確かな期間（平成 4 年 4 月 1 日以降）での 5 地点平均水位を彦根地点の水位の差の平均値をとって、これを彦根地点の水位に加減するという手法をとった。

彦根地点の水位にも風やセイシュの影響は出ており、変動はしているものの、鳥居川地点の水位のように洗堰放流量が大きいたまにできるような大きな差は生じないので、鳥居川地点の水位で考えるよりは望ましいと考えた。

平成 4 年 4 月 1 日以降のデータで、5 地点平均水位と彦根地点の水位の差の平均をとると、0.8cm となるので、彦根地点の水位+0.8cm の値をもって、この期間の 5 地点平均に相当する水位とみた。

ただ、彦根地点の地点には欠測が多く、これを補う必要がある。その手法としては、鳥居川地点の水位をもとに、流出量と鳥居川地点の水位の相関を求めるなどにより、鳥居川地点の水位を補正し、5 地点水位に相当する水位を推定することが必要であるが、現在のところ、その検討は完成しておらず、今後の課題である。

#### c) 明治 36 年 12 月 31 日以前

この期間には、鳥居川地点の水位しかない。従って、鳥居川地点の水位をもとにして、何らかの形で流出量との相関求めるなどにより、鳥居川地点の水位を補正し、5 地点水位に相当する水位を推定することが必要である。

そこで、彦根地点の水位のデータもある b) (イ) の期間のデータで、彦根地点の水位－鳥居川地点の水位の値と流出量の相関をとり、鳥居川地点の水位から彦根地点の水位を導き、

これをb) (イ) の方法で5地点平均化することができないか検討した。

図 3-7-4(12)は、明治 37 年から大正 12 年のデータで、彦根地点の水位と鳥居川地点の水位差と、流出量（洗堰+宇治発電所）の相関をみたものである。

流出量が大きくなるほど差は大きくなる傾向は見られるが、幅は大きく、また異常値も多く、明確な相関とまでは言えない。

これについては、もう少し詳細な検討が必要と思われ、今後の課題としたい。

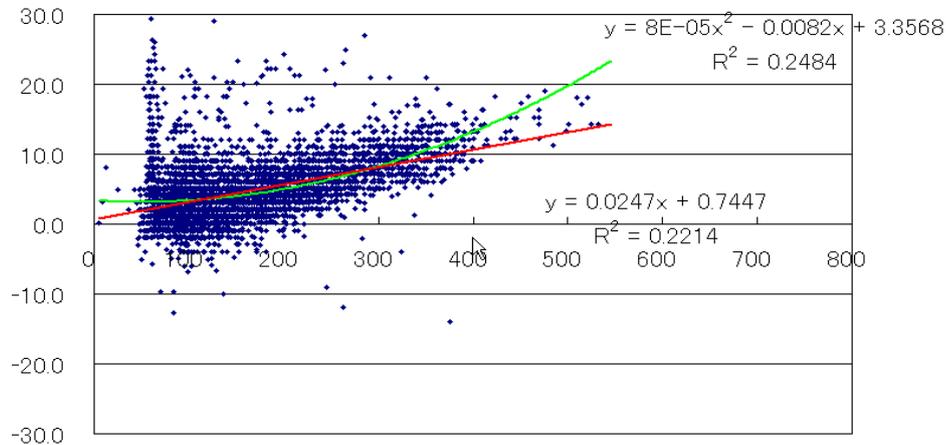


図 3-7-4(12) 彦根地点と鳥居川地点の水位差(cm)と流出量(洗堰放流量+宇治発電所)の相関  
(明治 37 年度～大正 12 年度)

d) 平成 4 年 4 月 1 日以降

平成 4 年 4 月 1 日以降については、5 地点平均水位で表されており、同日に零点高も揃えられていることから、確かな数値である。しかし、図 3-7-4(13)のようにグラフ化してみると、観測地点によっては、5 地点平均水位と任意の位置地点の水位の差が微妙に変動しているところがあるため、この期間についても若干の補正を行った。具体的には、大溝地点における平成 7 年 1 月 1 日から平成 8 年 2 月末までの水位観測値を-1cm、堅田地点における平成 8 年 3 月 1 日から平成 10 年 4 月末までの水位観測値を-1cm 補正している。

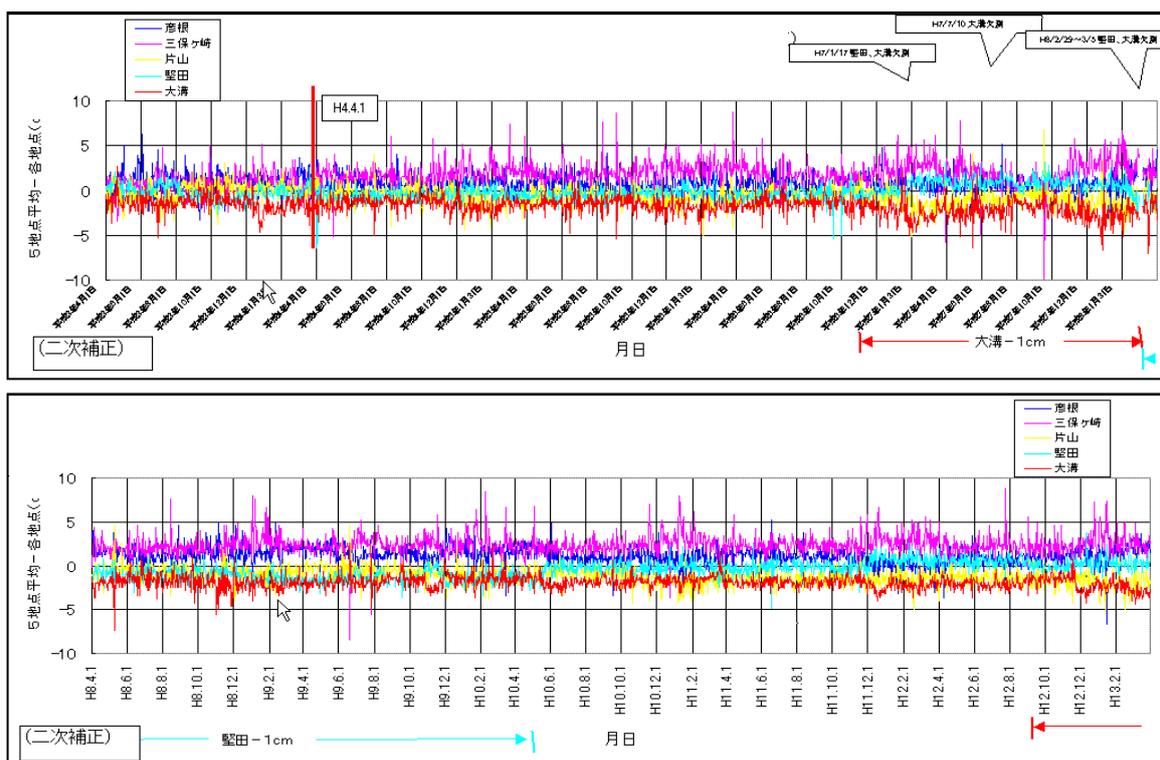


図 3-7-4(13) 5 地点平均と各地点水位の差(平成3年度～平成12年度)

### ③補正結果のグラフ例

以上のように補正した結果、5地点の観測値がどのように変化するかをグラフ化した。

例として、昭和47年度の事例を示す。図3-7-4(14)は5地点の観測値(生データ)であり、図3-7-4(15)は二次補正後のものである。生データではばらつきが大きいのが、二次補正後は小さくなっている。

なお、水位上昇時に1本のグラフだけ乖離しているものが見られるが、これは鳥居川水位であり、洗堰全開時には鳥居川水位が低くなるのが明確に表れている。

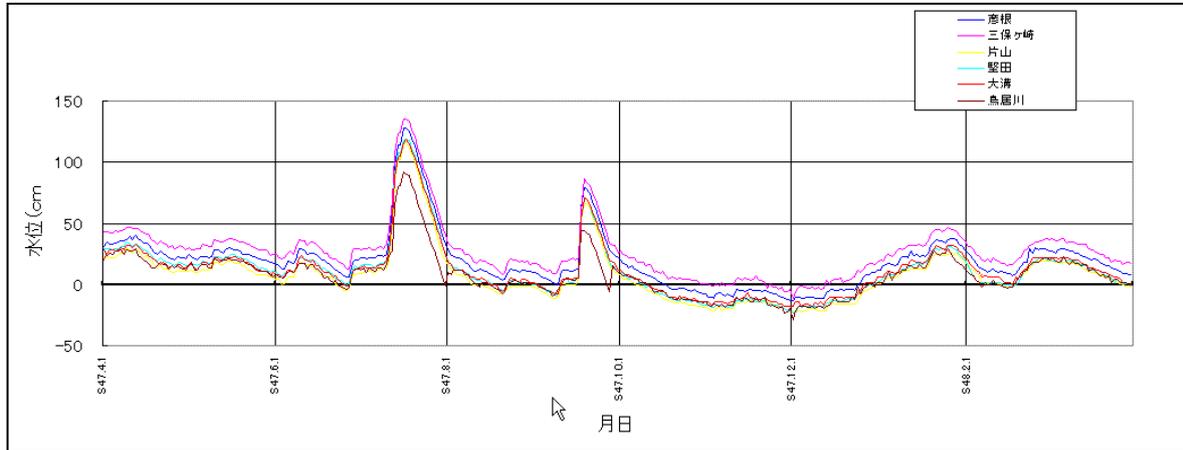


図 3-7-4(14) 5地点の水位観測値(生データ)(昭和47年度)

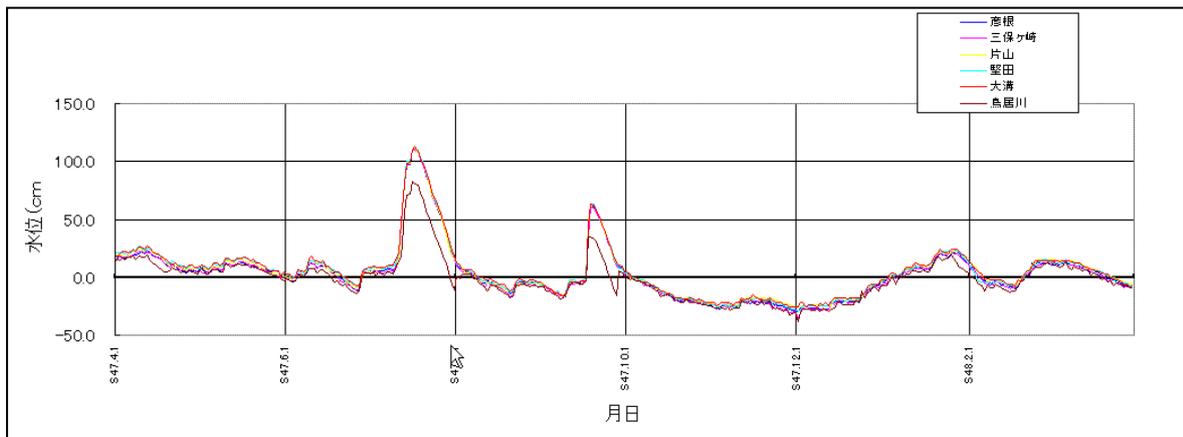


図 3-7-4(15) 5地点の水位観測値(二次補正後)(昭和47年度)



5) 年代別琵琶湖 H-V の整理

① 検討経緯

琵琶湖の治水計画を検討する際には、「降雨量」「琵琶湖水位」「琵琶湖からの流出量」「琵琶湖への流入量」「琵琶湖での貯留量」の関係を分析することが必要となる。つまり、水収支に関する諸量が不可欠となる。

一方、直接観測できるデータは、「降雨量」「琵琶湖水位」「琵琶湖からの流出量」のみであり、「琵琶湖への流入量」「琵琶湖での貯留量」は直接観測が不可能である。

直接観測が不可能である「琵琶湖への流入量」「琵琶湖での貯留量」は、観測データの一つである「琵琶湖水位」と「地形図」から算出することが可能である。つまり、地形図から標高ごとの面積を読み取り、琵琶湖水位 (H) と面積 (A) の関係を導き、そのうえで琵琶湖水位 (H) と琵琶湖容量 (V) の関係を求め、直接観測できるデータと H-V 関係式を用いて流出解析を行うことから、未知である「琵琶湖への流入量」「琵琶湖での貯留量」を算出することができるのである。

そこで、琵琶湖水位 (H) と面積 (A) および琵琶湖容量 (V) の関係の整理を行った。

なお、琵琶湖および琵琶湖周辺では、これまで干拓事業や埋立て事業等により、H-A-V の関係が時代ごとに変遷している。このため、干拓事業や埋立事業等の歴史の変遷を整理することにより、過去の年代に応じた H-A-V の関係整理を行った。

琵琶湖水位 (H) と面積 (A) の関係、琵琶湖水位 (H) と琵琶湖容量 (V) との関係は、図 3-7-4(16) のとおり。

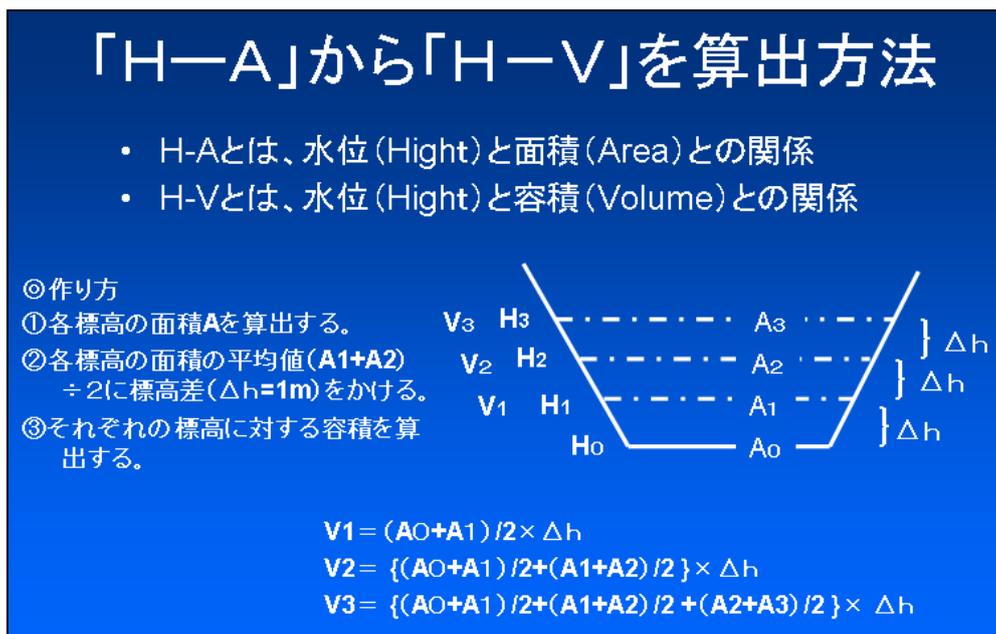


図 3-7-4(16) 琵琶湖水位 (H) と面積 (A) の関係、琵琶湖水位 (H) と琵琶湖容量 (V) との関係

② 既存資料における琵琶湖面積

淀川百年史によると、過去に公式に発表された資料における琵琶湖面積の数値には、次のようなものがある。(表 3-7-4(7)) 琵琶湖面積の表示はあるものの、面積算出時の水位や測定時期など、現時点においてその算出根拠を確認することは容易ではないことが多い。水位の変動により、琵琶湖の面積は増減するため、どの時点の水位をもって琵琶湖と定義したかはたいへん重要なデータである。

表 3-7-4(7) 琵琶湖面積

資 料	面積(km <sup>2</sup> )	摘 要
内務省大阪土木出張所	717.18 (684.69)	淀川高水防御工事計画意見書による 湖面積には内湖32.49m <sup>2</sup> を含む
琵琶湖治水沿革誌	718.7 (686.3)	湖面積44.5方里、内湖2.1方里 (32.4 km <sup>2</sup> )
海洋气象台	※ 694.67	琵琶湖観測報告
滋賀県水産試験場	721.46	
滋賀県統計書	710.30	1958年版 内湖面積は15.82 km <sup>2</sup> である
理科年表	※ 674.4	1959年版
琵琶湖開発に関する報告	※ 685	経済安定本部資料開発調査報告第12号 (昭和27年3月25日)
琵琶湖・淀川における 水配分に関する報告	※ 675	総理府資源調査会報告第20号 (昭和30年3月25日)
建設省国土地理院	679.511	昭和30～36年実測1/10,000湖沼図による

注 ※および ( ) 内は内湖の面積を含まない。

<出典：淀川百年史 P1009>

③ 今回設定した琵琶湖面積設定時の基準水位

前述のとおり、琵琶湖の面積を設定するには、どの水位を基準に設定したかを明確にしておくことが重要となる。

そこで、今回の検討では、次の理由により、BSL-0.2m(T.P. 84.171m)を琵琶湖面積設定時の基準高さとした。

(理由)

- a) 治水計画検討においては、洪水期間中における琵琶湖の制限水位が重要であること。
- b) 瀬田川洗堰操作規則では、琵琶湖の制限水位は、期間ごとに、BSL-0.2m(6/16～8/31)、BSL-0.3m(9/1～10/15)の2水位が設定されている。(図 3-7-4(17)) 本検討では、出水期における計画の安全側、つまり出水期の制限水位が高いBSL-0.2m(T.P. 84.171m)とした。

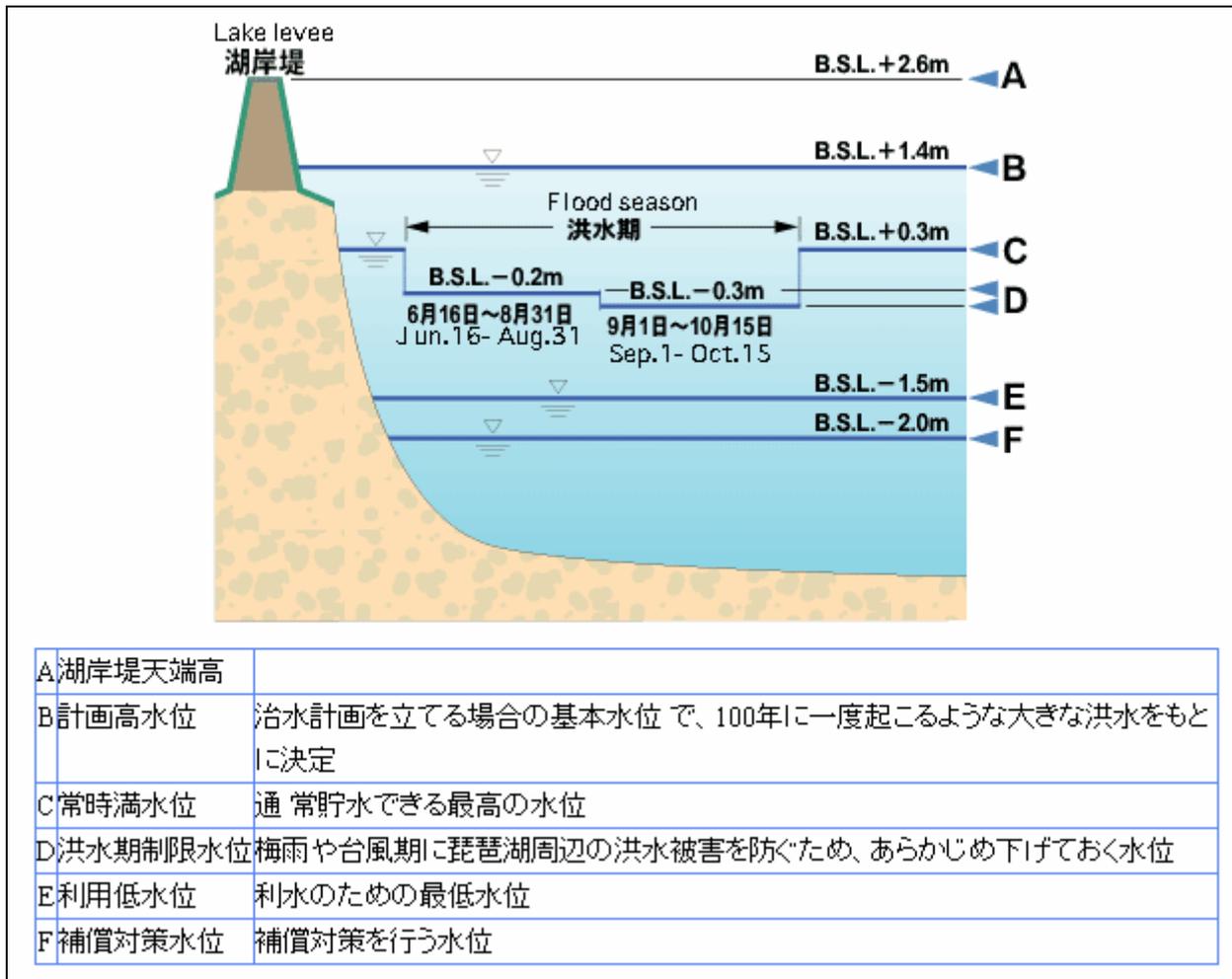


図 3-7-4(17) 琵琶湖面積設定時の基準水位の候補

④現時点(H19)における標高別琵琶湖の水面面積、琵琶湖の貯留量

a) 現時点(H19)の琵琶湖面積・琵琶湖水面面積の設定方法

- ・ 現時点(H19)の琵琶湖の面積は、平成15年～平成19年において埋立事業等が実施されていないため、平成15年度(琵琶湖河川事務所が湖辺域の航空写真を撮影された時点)と同じと判断した。
- ・ 琵琶湖の面積は、琵琶湖河川事務所が平成15年度に航空写真を撮影した際の汀線から算出することとした。具体的には、汀線で囲まれた部分を図化し、地理情報システム(GIS: Geographic Information System)により面積を算出した。
- ・ なお、この場合の「琵琶湖」とは、汀線で囲んだ範囲、つまり「琵琶湖北端(西浅井町)～洗堰間の水面の端部」とした。
- ・ 上記の考え方により、次の面積を得た。(表3-7-4(8))  
琵琶湖面積 674.61 km<sup>2</sup> (BSL-0.2m時。後述の琵琶湖流域分割番号B18の面積)  
琵琶湖水面面積 670.98 km<sup>2</sup> (674.61 km<sup>2</sup> から、沖の島、竹生島、木浜埋立地、矢橋帰帆島の面積を差し引き設定)
- ・ なお、河川法第四条第5項の規定に基づき公示されている一級河川の「琵琶湖」区間は、今回設定した区間「琵琶湖北端(西浅井町)～洗堰間」のうち、瀬田川区間を除外した区間である。今回の検討においては、河川の管理区分ではなく、琵琶湖の水位・容量に着目することが重要と考えたため、瀬田川区間も含めて、「琵琶湖面積・琵琶湖水面面積」を設置している。なお、琵琶湖水面面積670.98 km<sup>2</sup>のうち、瀬田川の水面面積は0.85 km<sup>2</sup>であることを確認している。(図3-7-4(18)及び(19))

表 3-7-4(8) 琵琶湖面積(H15 琵琶湖河川 LP データ)

	面積(km <sup>2</sup> )	備考
1 汀線で囲まれた面積(湖北～瀬田川洗堰)	674.61	現況BSL-0.2m時の汀線範囲。下記2～5を含む
2 沖の島	1.500	
3 竹生島	0.140	
4 木浜埋立地	1.258	
5 矢橋帰帆島	0.736	
6 琵琶湖水面面積	670.98	現況BSL-0.2m時(6=1-2-3-4-5)
参考 瀬田川直轄区間の水面面積	0.85	指定区間境界線～洗堰間

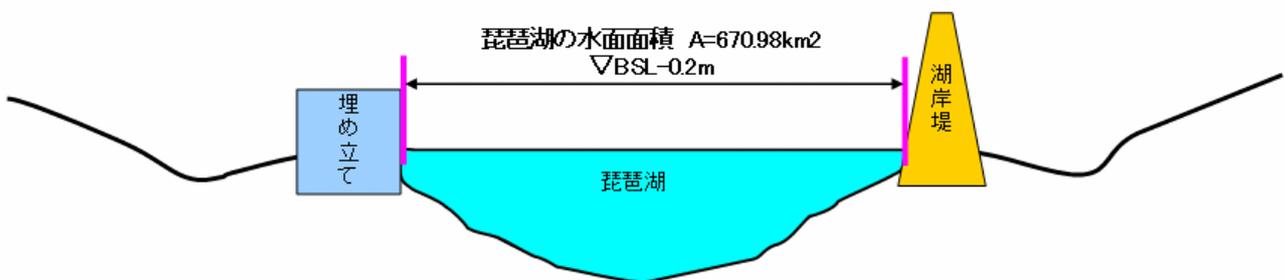


図 3-7-4(18) 琵琶湖の水面面積(その1)

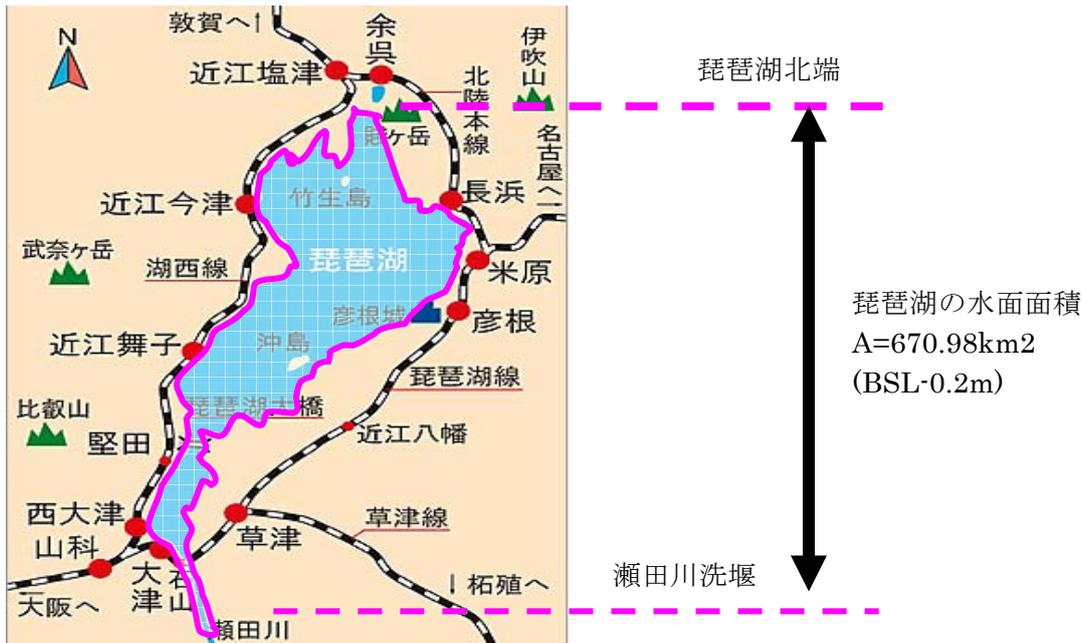


図 3-7-4(19) 琵琶湖の水面面積(その2)

b) 平成 15 年度に琵琶湖河川事務所が実施した航空測量の内容  
湖岸部の航空写真撮影時期およびその日の AM6 時の琵琶湖水位を表 3-7-4(9) に示す。

表 3-7-4(9) H15 LP 測量時の琵琶湖水位

		琵琶湖 5 点平均 水位 (AM6 時)	湖岸部 航空写真撮影範囲	湖岸形態	湖岸延長 235km に対 する概算割合
1	H15. 10. 29	BSL-0. 39m	草津、長浜～彦根	湖岸堤、砂浜湖岸	20%
2	H15. 11. 26	BSL-0. 36m	近江八幡	山地湖岸、湖岸堤	30%
3	H16. 1. 9	BSL-0. 20m	びわ町～湖北町～高島 町	砂浜湖岸	40%
4	H16. 1. 12	BSL-0. 23m	志賀町、大津	砂浜湖岸	10%

今回の検討では、琵琶湖の制限水位である BSL-0. 2m における琵琶湖の面積を設定しようとするものである。そこで、航空写真を撮影した期間の琵琶湖水位を整理した。結果、航空写真撮影期間における琵琶湖水位は、B. S. L. -39cm～-20cm であった。

次の考え方から、航空写真撮影時の汀線は、琵琶湖水位 BSL-0. 2m 時の汀線と判断した。

(理由)

- 琵琶湖の水位変動により、琵琶湖の面積は変動するが、その変動幅は、砂浜湖岸などの水際部の勾配が緩い区間で大きく、山地湖岸や人工湖岸などの水際部の勾配が急な区間で小さいという特性がある。
- 水際部の勾配が緩い砂浜湖岸部を撮影した日 (H16. 1. 9、H16. 1. 12) の水位が BSL-0. 20m、-0. 23m であること。この日に撮影した延長は、湖岸延長 235km の約 50%にあたること。
- 山地湖岸・湖岸堤区間の水位変化にともなう汀線変化量は、砂浜湖岸部の汀線変化量よりも小さく、今回航空写真を撮影したときの汀線 (BSL-0. 39m、-0. 36m) と BSL-0. 2m の汀線は、ほとんど同じであると評価できること。

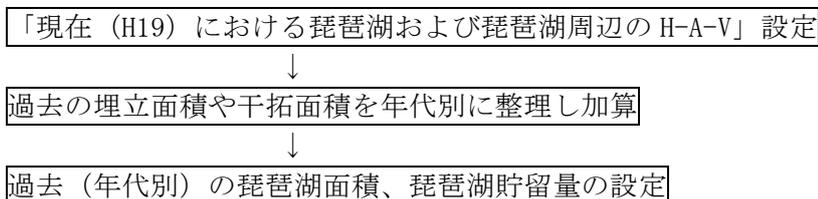
- c) 現時点 (H19)における標高別琵琶湖および琵琶湖周辺の貯留量の設定方法
- ・ H19 琵琶湖水面面積は、前述のとおり、670.98 km<sup>2</sup> (B. S. L. -0.2m 時)と設定した。
  - ・ BSL-0.2m から上部の H-A-V は、H15 琵琶湖河川事務所 LP データをもとに、標高 H0.1m ピッチごとの面積から設定した。
  - ・ B. S. L. -0.2m 以深の H-A-V は、s50 年 3 月琵琶湖湖沼図修正および容量等の計算報告書 (水資源開発公団琵琶湖開発事業建設部 アジア航測株式会社) の H-A-V データ (BSL-0.176~BSL-103.824m)をもとに設定した。
  - ・ なお、琵琶湖の容量の算出は、琵琶湖の最高深度 BSL-103.824m をゼロとして容量を算出した。しかし、治水利水計画の検討にあたっては、計算を簡素化するために、BSL-4.0m を基準高さとし BSL-4.0m から上部の容量を H-A-V テーブルで表現することとした。つまり、BSL-103.824m~-4.0m の容量は H-A-V テーブルに計上しないこととした。

基礎データ :

- a) B. S. L. -0.2~+3.0m H15 琵琶湖河川事務所撮影 LP データ
- b) B. S. L. -0.176~-103.824m : s50 年 3 月琵琶湖湖沼図修正および容量等の計算報告書 (水資源開発公団琵琶湖開発事業建設部 アジア航測株式会社) の H-A-V データ

⑤過去 (年代別)における標高別琵琶湖の水面面積、琵琶湖の貯留量

過去 (年代別) の琵琶湖の水面面積、琵琶湖の貯留量設定の考え方は、次のとおりである。すなわち、現在 (H19)における水面面積・貯留量をもとに、過去に実施された埋立事業や干拓事業などを年代別に整理し、H19 の琵琶湖面積・琵琶湖貯留量に加算することにより、設定している。



a) 対象年代と主要洪水

過去 (年代別) の琵琶湖面積、琵琶湖貯留量の設定は、琵琶湖および琵琶湖周辺において実施された埋立事業や干拓事業等を整理し、次の 7 年代に区分することとした。

また、琵琶湖の観測史上最高水位となった明治 29 年洪水の H-A-V についても、今後、M29 洪水対応の検討を行うことを想定し、明治 29 年も整理年代とした。

なお、今回高水検討において検討対象としている 7 洪水との関係を表 3-7-4(10)に示す。

表 3-7-4(10) 琵琶湖 H-A-V と主要洪水

区分	H-A-V 整理年代	主要洪水名
1	明治 29 年	(参考) 明治 29 年 9 月 琵琶湖洪水
2	昭和 28 年~昭和 34 年	①昭和 28 年 9 月 台風 13 号(通称 5313) ②昭和 33 年 8 月 台風 17 号(通称 5817)
3	昭和 36 年	③昭和 36 年 6 月 梅雨前線(通称 611)
4	昭和 40 年	④昭和 40 年 9 月 台風 24 号(通称 6524)
5	昭和 47 年 7 月	⑤昭和 47 年 7 月 梅雨前線(通称 721)
6	昭和 47 年 9 月	⑥昭和 47 年 9 月 台風 20 号(通称 722)
7	平成 7 年	⑦平成 7 年 5 月洪水

b) 琵琶湖面積、琵琶湖貯留量に影響を与えたと想定される事業

- ・ 埋立事業
- ・ 干拓事業
- ・ ほ場整備事業
- ・ 湖岸堤建設事業

c) 琵琶湖面積、琵琶湖貯留量に影響を与えたとどうかの評価方法

過去と現在の地形図の対比や既存資料から、埋立・干拓事業などの盛土高さ、実施時期、施工面積などを把握し、琵琶湖面積、琵琶湖貯留量に影響を与えたとどうかを確認した。

- ・ 埋立事業：滋賀県土木交通部河港課所有の埋立事業履歴資料を確認
- ・ 干拓事業：S41年地形図とH8年の地形図を比較し、地盤高の変化を対比
- ・ ほ場整備事業：S41年地形図とH8年の地形図を比較し、地盤高の変化を対比
- ・ 湖岸堤建設事業：S41年地形図とH8年の地形図の比較、琵琶湖総合開発事業資料（淡海よ永遠に等）から築造履歴を確認し、地盤高さの変化を対比

表 3-7-4(11)は、洪水別干拓地の浸水状況を整理したものである。なお、琵琶湖周辺には大小18箇所の干拓地があるが、今回の検討では、干拓面積が50ha以上である下記の8干拓地において、浸水状況を評価した。

表 3-7-4(11) 洪水別干拓地の浸水状況整理表

対象洪水	洪水名 (通称)	琵琶湖水位 (cm)	大中		小中		松原		早崎		入江		曾根沼		津田		水荃		根拠資料
			事業期間	浸水状況															
M29.7 ~9月	M29	鳥376		毘	s17	毘	s19	毘		毘	s19	毘		毘		毘	s19	毘	明治二十九年大洪水浸水区域之図
S28.8月 豪雨	5.313	鳥100	s21	毘	s22	○	s22	○		毘	s22	○		毘		毘	s22	△	※S34.7号台風と琵琶湖水位および干拓整備状況が同等と判断されることから、浸水区域はs34.7号台風時と同等と評価した。
S33.17号	5.817	鳥51		毘		○		○		毘		○		毘		毘		△	※排水施設が能力的に十分でない判断し、各干拓地も浸水すると評価した。
S34.7号	5.907	鳥100		毘		○		○		毘		○		毘		毘		△	琵琶湖河川事務所が実施した「s34年 前線及び台風7号による出水の琵琶湖周辺浸水調査」結果をもとに、浸水有無を評価した。
S34.15号	5.915	鳥87		毘		○		○		毘		○		毘		毘		△	※S34.7号台風と琵琶湖水位および干拓整備状況が同等と判断されることから、浸水区域はs34.7号台風時と同等と評価した。
S36.6月		鳥108		毘		—		○	s39	毘		△	s38	毘		毘		—	琵琶湖河川事務所資料「昭和36年6月豪雨被害状況、47年出水報告綴」をもとに、浸水有無を評価した。
S40.24号	6.524	鳥92		—		△		—		毘		—		○	s42	△		—	滋賀県災害誌「被害状況図(P108)」、琵琶湖河川事務所資料「47年出水報告綴」をもとに、浸水有無を評価した。
S47.7月		鳥92	s43	—		—		—	s46	○		—	s43	—	s46	—		—	琵琶湖河川事務所資料「47年出水報告綴」をもとに、浸水有無を評価した。
S47.20号	7.220	鳥44		—		—		—		—		—	—	—	—	—		—	※他の洪水と比較して琵琶湖水位が低く、かつ各干拓事業が完了しているため、浸水なしと評価した。
H7.5月		五点93		—		○		—		○		—		△	—	—		—	滋賀県河港課資料「琵琶湖洪水95(+93cmの記録)」、水資源機構資料「平成7年5月琵琶湖出水記録誌」をもとに、浸水有無を評価した。

凡 例	
毘	干拓前(旧琵琶湖の一部)
○	干拓堤防締切後浸水
△	干拓堤防締切後一部浸水
—	浸水なし

↕↕ … 干拓事業期間

■ … 根拠資料として琵琶湖周辺の実績の浸水状況を示した図面は存在しないが、他の洪水、干拓地整備状況から浸水状況を想定した。

△ … 琵琶湖浸水実績図では一部の浸水となっているが、H-A-V評価においては当該干拓地すべて浸水すると計算している。

図 3-7-4(20)は、琵琶湖および琵琶湖周辺部の湛水状況をイメージ図として表現したものである。干拓地の湛水有無は、上記表をもとに、各年度（各洪水）ごとに設定した。

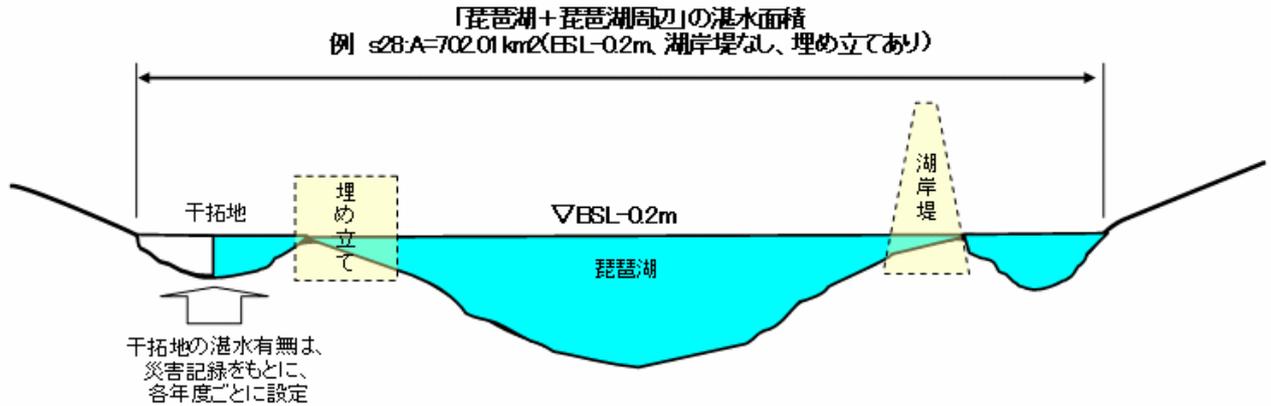


図 3-7-4(20) 琵琶湖+琵琶湖周辺の湛水面積

⑥治水計画・利水計画検討における標高別琵琶湖の水面面積、琵琶湖の貯留量

- ・ 治水計画・利水計画検討において、琵琶湖の水面面積は琵琶湖総合開発計画時に想定されている「埋立計画」は現在も踏襲されているとし、将来の琵琶湖水面面積は 665.0 km<sup>2</sup> (BSL-0.2m 時) として設定した。
- ・ 治水計画・利水計画検討における標高別琵琶湖の水面面積、琵琶湖の貯留量は、計画時の H-A-V であるため、内水域の湛水は考慮しない、つまり琵琶湖流域からの流出量はすべて琵琶湖に流入すると仮定して作成した。
- ・ B. S. L. -0.2m 以深の H-A-V は、琵琶湖総合開発計画時に想定されていた H-A-V テーブルを採用した。
- ・ B. S. L. -0.2m 以上の H-A-V は、次の容量を見込んでいる。
  1. BSL-0.2m における琵琶湖水面面積は 665.0 km<sup>2</sup> とする。
  2. 琵琶湖水位 BSL-0.2m から上部については、図 3-7-4(21) より湖岸分類別に、次の容量を見込んだ。
    - 砂浜湖岸前面の容量 (BSL-0.2m~+1.4m、法勾配 1:10、砂浜延長 87km (図 3-7-4(22))
    - 湖岸堤延長のうち砂浜湖岸を除く延長の容量 (BSL-0.2m~+1.4m、法勾配 1:2、湖岸堤延長 50.432km-砂浜重複区間 16.8km=33.6km) (図 3-7-4(23) 及び図 3-7-4(24))
 ※上記の延長は図 3-7-4(23) に記載されている延長を計測し、算出している。
  3. BSL+1.4m 以上の H-A-V は、BSL+1.4m の汀線に壁立て施設を設けると想定。

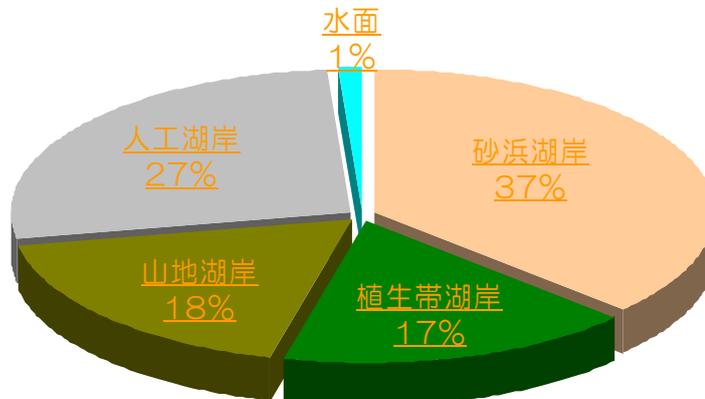


図 3-7-4(21) 琵琶湖湖岸の分類

- ・ 琵琶湖の制限水位 BSL-0.3m の期間における検討も実施することを想定し、BSL-0.3m 以上の H-A-V テーブルも作成した。

- ・ 参考に、昭和 28 年および平成 7 年の H-V テーブルとともに、平成 19 年現在、治水計画検討時の HV テーブルを表 3-7-4(12)に示す。

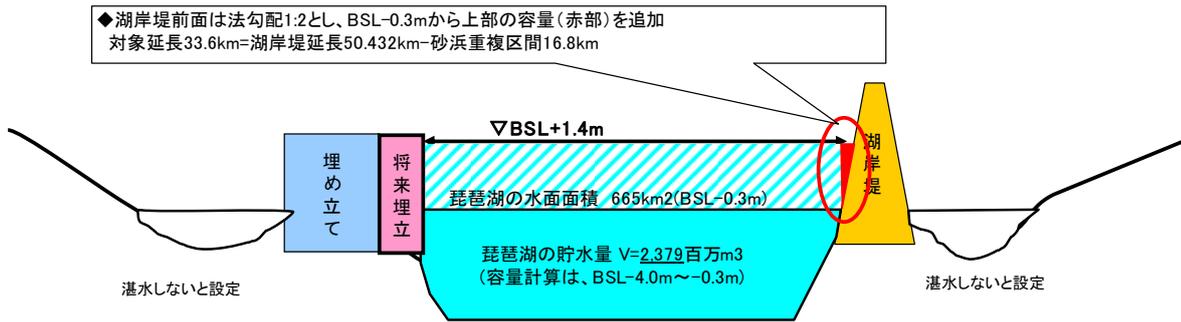


図 3-7-4(22) 琵琶湖の貯水量(湖岸堤前面)

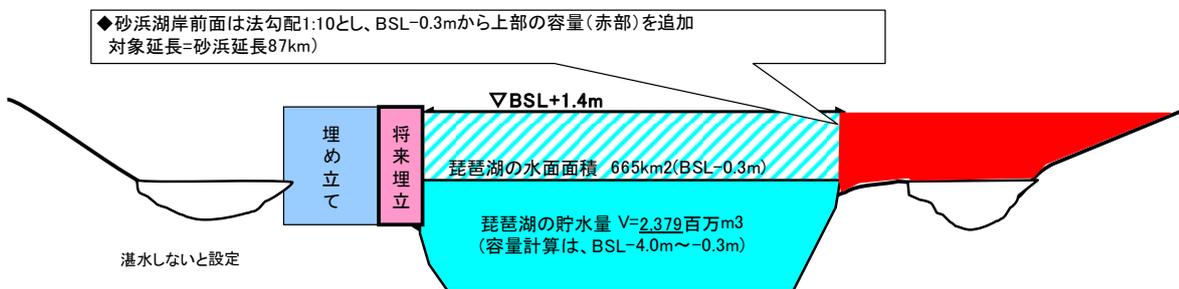


図 3-7-4(23) 琵琶湖の貯水量(砂浜湖岸前面)

表 3-7-4(12) 琵琶湖 H-V テーブル(琵琶湖水位と貯水容量の関係)

※琵琶湖HVは、「将来(治水計画検討時)」「H19現在」「再現計算の年月」ごとに作成。  
 ※琵琶湖容量Vは、BSL-4.0mを計算基準高さとし、BSL-4.0mから上部の容量をカウントしている。

琵琶湖水位	治水計画検討時 H-V	平成19年現在 H-V	平成7年5月洪水 再現計算時H-V	昭和28年台風13号 (5313) 再現計算時H-V
B.S.L	容量(m3)	容量(m3)	容量(m3)	容量(m3)
-1.5	1,587,500,000	1,593,845,720	1,593,845,720	1,604,137,237
-1.4	1,653,200,000	1,659,677,232	1,659,677,897	1,671,472,496
-1.3	1,718,900,000	1,725,508,875	1,725,510,870	1,738,897,291
-1.2	1,784,600,000	1,792,071,778	1,792,075,103	1,807,138,623
-1.1	1,850,300,000	1,858,635,076	1,858,639,731	1,875,460,697
-1.0	1,916,000,000	1,925,198,506	1,925,204,491	1,943,904,266
-0.9	1,982,150,000	1,991,762,330	1,991,770,310	2,012,486,400
-0.8	2,048,300,000	2,058,327,073	2,058,337,713	2,081,161,786
-0.7	2,114,450,000	2,125,344,203	2,125,357,503	2,150,340,922
-0.6	2,180,600,000	2,192,362,122	2,192,378,082	2,219,555,730
-0.5	2,246,750,000	2,259,381,225	2,259,399,845	2,288,830,992
-0.4	2,313,100,000	2,326,408,738	2,326,430,683	2,358,172,285
-0.3	2,379,450,000	2,393,482,774	2,393,508,709	2,427,593,025
-0.2	2,445,800,000	2,460,731,821	2,460,772,406	2,497,732,726
-0.1	2,512,304,686	2,528,064,977	2,528,120,212	2,567,975,625
0.0	2,578,818,744	2,595,468,181	2,595,538,066	2,638,340,735
0.1	2,645,342,174	2,662,943,667	2,663,028,867	2,708,829,699
0.2	2,711,874,976	2,730,500,503	2,730,601,683	2,779,423,103
0.3	2,778,417,150	2,798,145,128	2,798,262,288	2,850,126,432
0.4	2,844,968,696	2,865,880,434	2,866,013,574	2,920,933,093
0.5	2,911,529,614	2,933,757,149	2,933,906,269	2,991,919,935
0.6	2,978,099,904	3,001,912,346	3,002,078,111	3,063,231,517
0.7	3,044,679,566	3,070,517,923	3,070,700,998	3,134,976,790
0.8	3,111,268,600	3,139,731,849	3,139,932,234	3,207,315,792
0.9	3,177,867,006	3,209,666,358	3,209,884,053	3,280,422,384
1.0	3,244,474,784	3,280,376,384	3,280,611,389	3,354,376,684
1.1	3,311,091,934	3,351,906,872	3,352,159,852	3,429,227,028
1.2	3,377,718,456	3,424,284,370	3,424,555,990	3,505,007,285
1.3	3,444,354,350	3,497,535,162	3,497,825,422	3,581,723,772
1.4	3,510,999,616	3,571,657,934	3,571,966,834	3,659,309,439
1.5	3,577,649,568	3,646,581,193	3,646,908,733	3,737,625,823
1.6	3,644,299,520	3,722,230,423	3,722,577,268	3,816,624,938
1.7	3,710,949,472	3,798,582,625	3,798,949,440	3,896,320,520
1.8	3,777,599,424	3,875,621,766	3,876,008,551	3,976,653,624
1.9	3,844,249,376	3,953,319,984	3,953,726,739	4,057,606,606
2.0	3,910,899,328	4,031,660,327	4,032,087,052	4,139,202,491
2.1	3,977,549,280	4,110,652,783	4,111,100,153	4,221,441,757
2.2	4,044,199,232	4,190,333,885	4,190,802,575	4,304,361,433
2.3	4,110,849,184	4,270,744,376	4,271,234,386	4,388,017,442
2.4	4,177,499,136	4,351,924,995	4,352,436,325	4,472,447,170
2.5	4,244,149,088	4,433,896,112	4,434,423,432	4,557,667,341
2.6	4,310,799,040	4,516,658,800	4,517,196,780	4,643,626,814
2.7	4,377,448,992	4,600,111,143	4,600,659,783	4,730,155,576
2.8	4,444,098,944	4,684,114,014	4,684,673,314	4,817,164,551
2.9	4,510,748,896	4,768,598,413	4,769,168,373	4,904,645,694
3.0	4,577,398,848	4,853,533,163	4,854,113,783	4,992,568,962
備考	・琵琶湖面積 665.00km <sup>2</sup> (BSL-0.2m)将来埋立 計画を考慮。 ・琵琶湖周辺の内湖や低地部 には湛水しないものとして、容量V には含んでいない。	・琵琶湖面積 670.98km <sup>2</sup> (BSL-0.2m) ・容量Vには、琵琶湖周辺の 内湖(西の湖、早崎内湖など) や低地部の容量を含む。	・琵琶湖面積 671.08km <sup>2</sup> (BSL-0.2m) ・容量Vには、琵琶湖周辺の 内湖(西の湖、早崎内湖など) や低地部の容量を含む。	・琵琶湖面積 676.14km <sup>2</sup> (BSL-0.2m) ・容量Vには、琵琶湖周辺の 内湖(西の湖、早崎内湖など) や低地部の容量を含む。

埋め立てによる面積・容量減  
 大津市なぎさ公園など

湖岸堤建設、埋め立てによる面積・容量減  
 矢橋船帆島、守山市木浜など

■湖辺分類図

湖辺を「砂浜湖岸」「ヨシ原湖岸」「山地湖岸」「人工湖岸」に分類した図から、それぞれの湖岸延長を算出した。

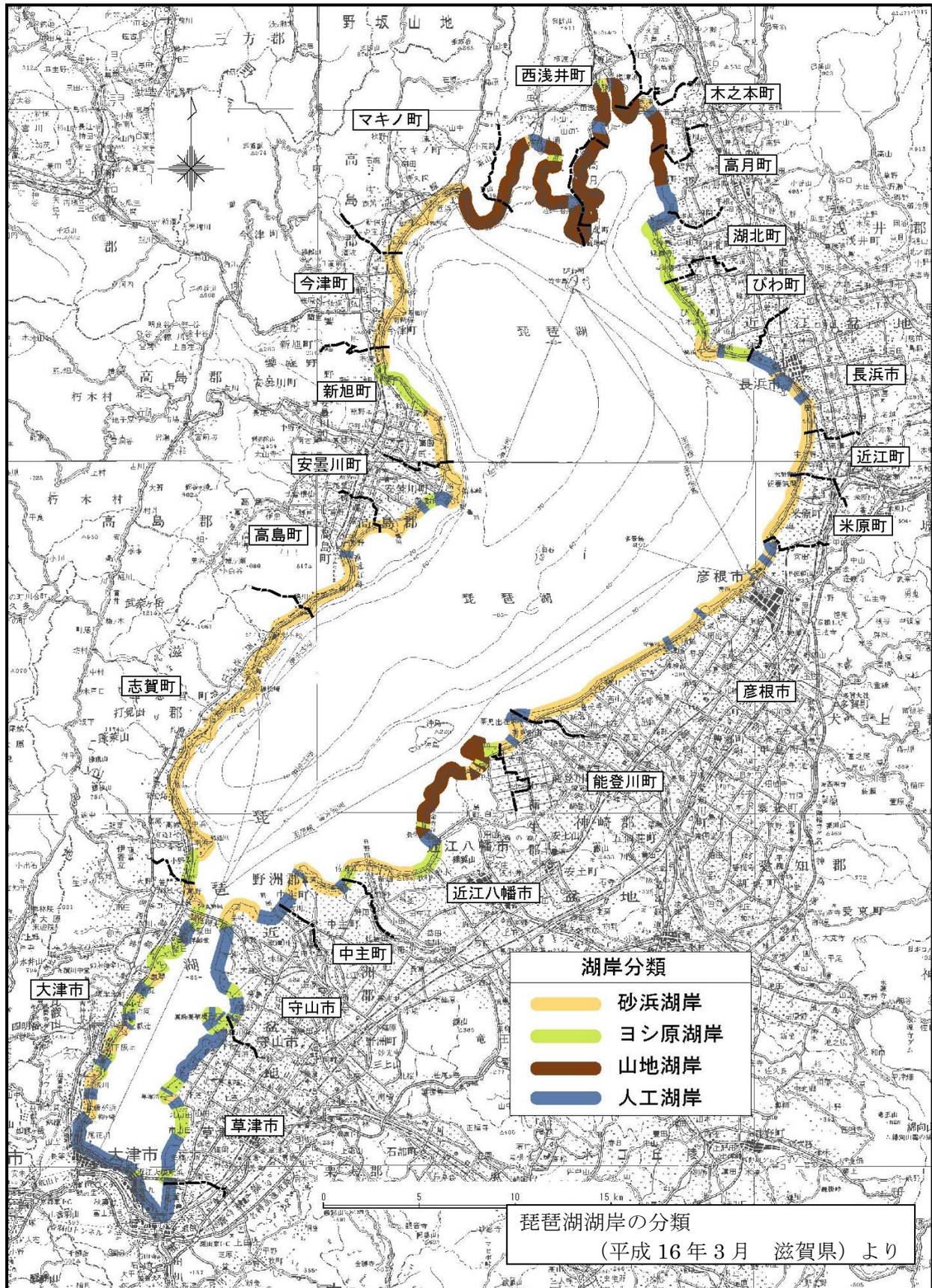


図 3-7-4(24) 湖岸分類図

6) 琵琶湖モデルの構築

昭和46年に策定された淀川水系工事实施基本計画では、琵琶湖流域を一つの治水クローズドシステムとして扱い、洗堰下流部の流域の流出解析とは別に琵琶湖の治水計画を検討している。

今回の検討では、琵琶湖を含めて連続した一つの水系として上下流バランスのとれた治水計画の検討が必要と考えた。

具体的には、どれだけの雨が琵琶湖流域に降って、琵琶湖水位がいつどれだけ上昇するのか、瀬田川洗堰地点の流量がどれだけかといった時系列の変化を定量的に把握したうえで、淀川水系の一貫した治水計画の検討が必要と考えた。

そこで、琵琶湖流域を一体化した淀川流域モデルを検討することとした。

図3-7-4(25)は、淀川水系工事实施基本計画のモデル図と本検討で構築したモデル図である。前者には琵琶湖流域が含まれていないことが読み取れる。

淀川水系工事实施基本計画のモデル図	今回検討で構築したモデル図
<p style="text-align: center;"><u>琵琶湖流域を除いたモデル</u> により流出解析実施</p>	<p style="text-align: center;"><u>琵琶湖流域を一体化した淀川流域モデル</u> により流出解析実施</p>

図3-7-4(25) 淀川流域モデル

# 琵琶湖淀川流域一体型のモデル

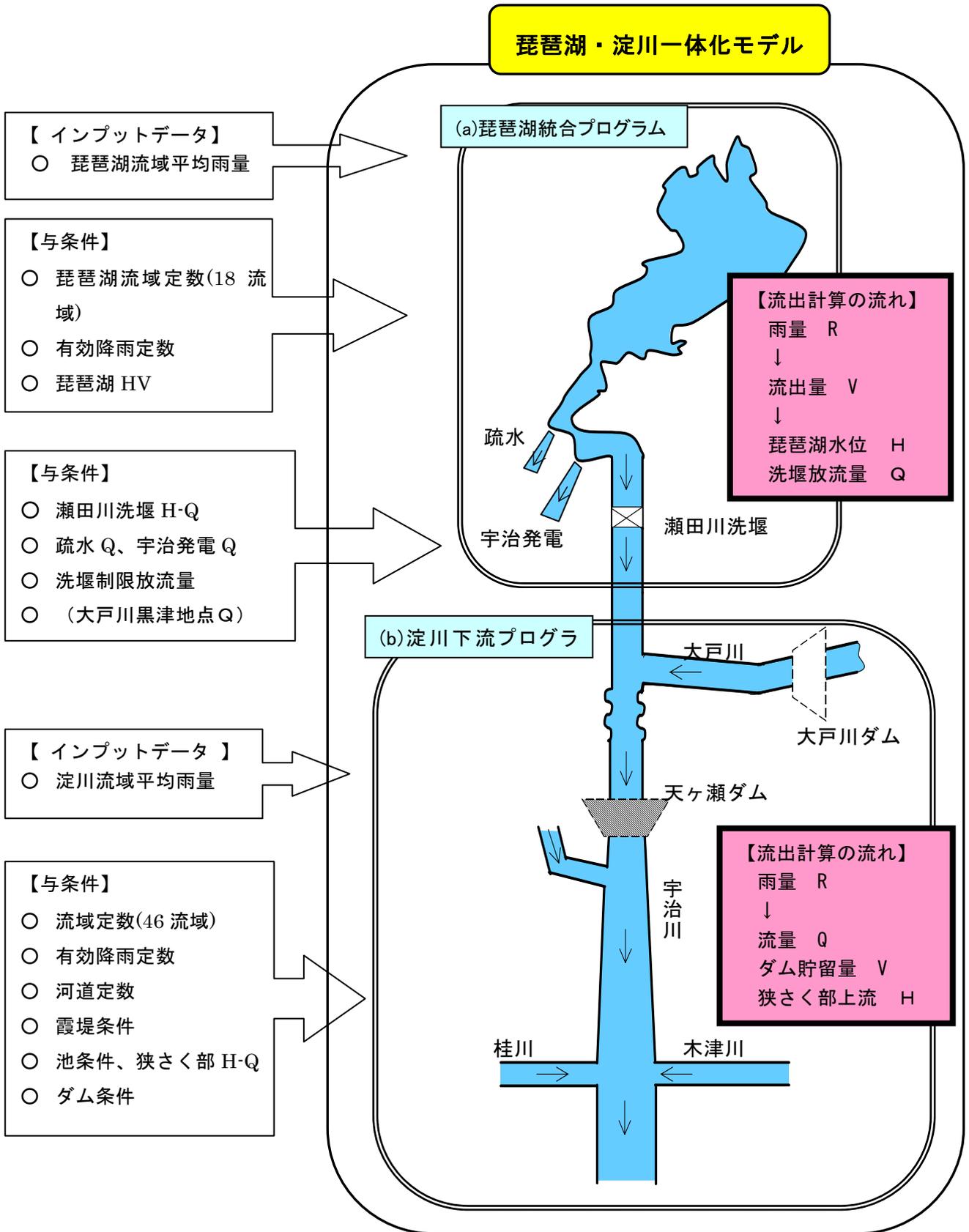


図 3-7-4(26) 琵琶湖淀川流域の流出解析モデル

### ①流出解析手法の設定

現在、実用化されている流出計算手法は数多いが、その基本式は過去の流出状況から経験的に求められたものが多い。基本的には、連続の式と運動方程式の関係式を用いて、降雨量から流量を求めている。

数ある流出計算手法の中で「貯留関数法」は、我が国の一級河川のほとんどで適用されている。

淀川水系においても、昭和 46 年に改訂された淀川水系工事实施基本計画の検討時から適用されている。

今回、琵琶湖流域も含めた淀川の治水計画の検討にあたって、「貯留関数法」を採用した。

理由は、次のとおりである。

- a) 我が国の一級河川のほとんどで適用されており知見が集積されていること。
- b) 一般に、貯留関数法の対象流域は 10~1,000 km<sup>2</sup>で、100 km<sup>2</sup>程度で精度が良いとされている。

### ②琵琶湖流域の貯留関数モデルの考え方

今回のモデル設定にあたっては、

- a) 琵琶湖水位・洗堰地点の流量を評価することに重点をおくこと
- b) 琵琶湖の水位変動は、河川の水位変動に比べて緩慢であること
- c) 河道モデルの有無による琵琶湖水位精度への影響は小さいことから、河道モデルは設定せず、流域モデルのみとした。

### ③琵琶湖流域の流域分割の考え方

地形特性（河川の流域）、降雨特性を考慮し、18 流域（陸域 17，琵琶湖 1）に分割した。

地形特性（河川の流域）

- ・ 築堤河川（天井川）は山地部に降った雨のみが琵琶湖に流入する。
- ・ 琵琶湖流入一級河川 119 本のうち、流域面積が 50 km<sup>2</sup>以上の河川は 12 本である。
- ・ 南湖に流入する一級河川は、流域面積 5 km<sup>2</sup>以下、流路延長 10km 以下の河川が多い。

降雨特性

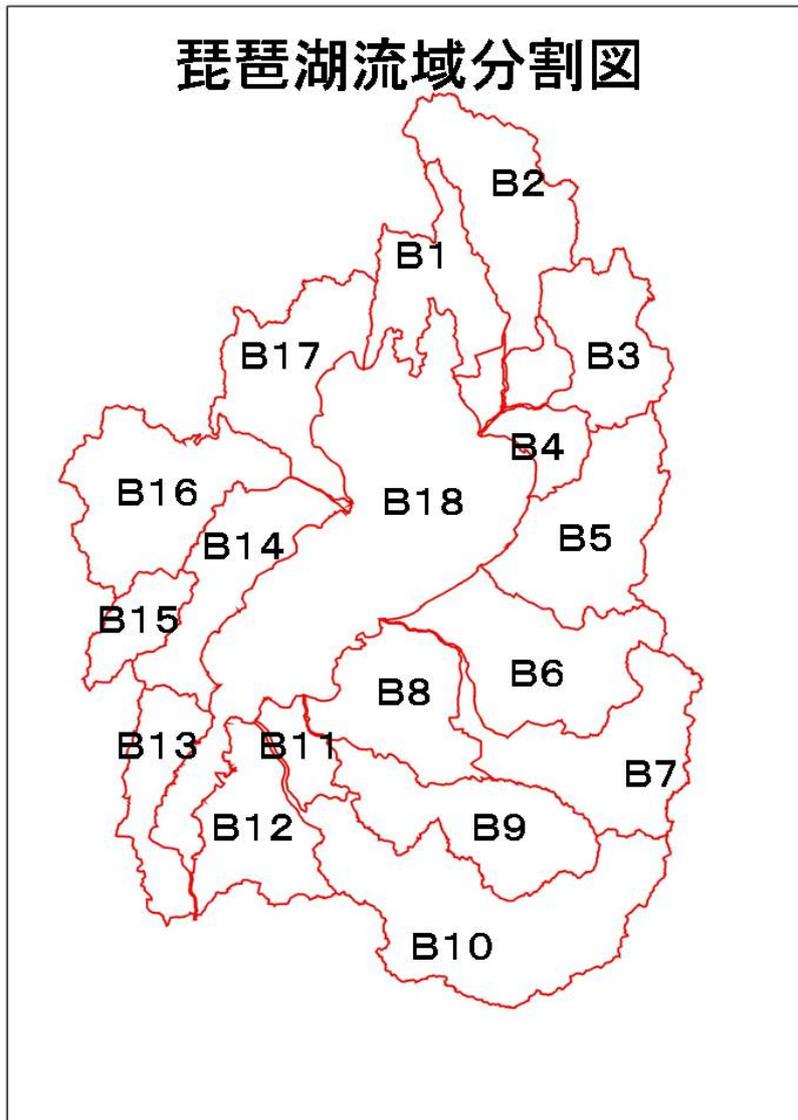
- ・ 観測所によるピーク時間にはずれがあるが、ピーク日のずれはほとんど見られない。
- ・ 降雨量は、観測所によって大きく異なり、地域特性が存在する。
- ・ 安曇川の上流部と下流部では、降雨特性がやや異なる傾向にある。

18 流域（陸域 17，琵琶湖 1）に分割した理由

- a) 琵琶湖の水面部は、一流域とする。
- b) 築堤河川（天井川）は山地部に降った雨のみが琵琶湖に流入するという特性から、一流域一モデルを基本とする。
- c) 流域面積が、概ね 200km<sup>2</sup>以上の築堤河川は、単独流域とした。  
（一流域区分の面積は、貯留関数の適用流域面積（最大でも数 100 km<sup>2</sup>）を勘案）  
流域番号：B2 高時川, B3 姉川, B7 愛知川, B9 日野川, B10 野洲川, B1516 安曇川  
※安曇川流域は、降雨特性（上流部と下流部での降雨特性が異なる）から、流域を 2 分割した。
- d) 中規模の流域（概ね 100 km<sup>2</sup>）をもつ河川は、周辺の河川の流域とまとめ、流域分割した。  
流域番号：B1, B4, B5, B6, B8, B11, B12, B13, B14, B17

以上より、琵琶湖流域を 18 分割（17 流域、1 水域）にした。（図 3-7-4(27)）

# 琵琶湖流域分割図



塩津

149.00 km<sup>2</sup>

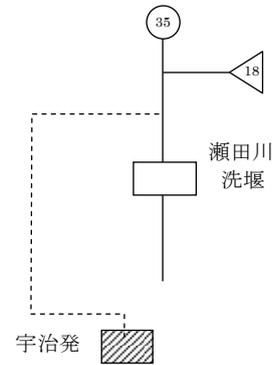
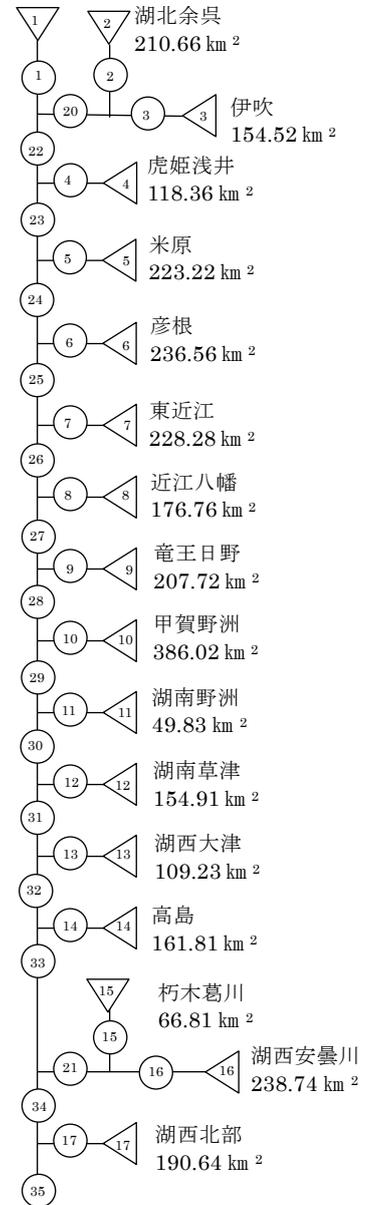


図 3-7-4(27) 琵琶湖流域の流域分割図(18分割)

表 3-7-4(13)は、琵琶湖流入河川が、どの流域(B1~B17)に属するかを明示したものである。

表 3-7-4(13) 琵琶湖流域分割一覧表

	流域面積	名称	琵琶湖流入一級河川名
B1	149.00	塩津	大浦川、岩熊川、大川、余呉川
B2	210.66	湖北余呉	高時川
B3	154.52	伊吹	姉川(田川は含まず)
B4	118.36	虎姫浅井	丁野木川、モロコ川、中川、田川、川道川、米川、十一川、長浜新川、深町川、土川、びわだ川
B5	223.22	米原	天野川、今江川、入江川、磯川、矢倉川、芹川、平田川、野瀬川
B6	236.56	彦根	犬上川、江面川、安食川、宇曾川、文禄川、不飲川
B7	228.28	東近江	愛知川
B8	176.76	近江八幡	大同川、長命寺川、八幡川、白鳥川、大惣川
B9	207.72	竜王日野	日野川
B10	386.02	甲賀野洲	野洲川
B11	49.83	湖南野洲	家棟川、江川、幸津川
B12	154.91	湖南草津	法竜川、天神川、守山川、山賀川、境川、葉山川、伊佐々川、草津川、山寺川、前川、十禅寺川、狼川、長沢川、高橋川、篠部川
B13	109.23	湖西大津	千丈川、多羅川、高橋川、盛越川、兵田川、篠津川、相模川、常世川、吾妻川、百々川、熊野川、不動川、柳川、際川、四ツ谷川、藤ノ木川、大宮川、足洗川、高橋川、大正寺川、雄琴川、御呂戸川、天神川、真野川
B14	161.81	高島	丹出川、和邇川、喜撰川、鎌田川、天川、八屋戸川、野離子川、木戸川、大川、大谷川、比良川、家棟川、大堂川、滝川、北川、鶴川、瀬戸川、小田川、和田打川、鯰川、鴨川、青井川、金丸川
B15	66.81	朽木葛川	安曇川上流
B16	238.74	湖西安曇川	安曇川下流
B17	190.64	湖西北部	神奈川、南川、針江大川、田井川、林照寺川、今川、波布谷川、庄界川、天川、今津川、石田川、境川、新保川、百瀬川、生来川、知内川、中ノ川
B18	674.61	琵琶湖	琵琶湖
	3,737.68	合計	

【参考1. (琵琶湖流域分割の検討経緯)】

琵琶湖流域を18分割にするにあたっては、担当者会議メンバーから種々意見が出された。出された意見を集約すると次の3案であった。表3-7-4(14)に示すように各案のメリットとデメリットを評価して、A案(18分割)を採用した。

表3-7-4(14) 流域分割比較表

		特徴	メリット、デメリット	評価
A案	18分割 (陸17+琵琶1)	・流域の流出特性、降雨特性を考慮した分割	○主な河川流域に着目した分割である。 ○流量観測データに基づく流域定数の同定は2河川のみ(野洲川、姉川)可能。 ●流量観測データがない河川の流域定数は、「流域面積・流域内主要河川延長・勾配から定数を一次推定→琵琶湖実績水位による同定」で設定することとなる。	○
B案	5分割 (陸4+琵琶1)	・流域の流出特性、降雨特性を考慮した分割 (A案の陸域区分を簡素化した分割)	○主な河川流域に着目した分割である。A案の分割を簡素化した分割。 ●流量観測データに基づく、流域定数の同定はできない。 ●流量観測データがない河川の流域定数は、「流域面積・流域内主要河川延長・勾配から定数を一次推定→琵琶湖実績水位による同定」で設定することとなる。	△
C案	2分割 (陸1+琵琶1)	・陸域を1流域とした分割	●陸域を1区分としているため、降雨特性が反映できない。 ●瀬田川洗堰下流域における類似の流域から定数を推定する場合、流域面積が著しく異なることは不適。	×

○メリット、●デメリットとして整理

④洗堰操作と洗堰地点流量

a) 瀬田川洗堰操作規則

淀川水系の洪水現象は、先ず木津川、桂川、宇治川の流量の増大によって、淀川本川の水位がピークを迎え、その後ある時間差をもって琵琶湖水位のピークを迎えるという特徴がある。これは、流域から琵琶湖へのピーク時の流入量に比べ、琵琶湖から瀬田川を通じて出ていく流出量が小さいためである。琵琶湖の水位がピークを迎えるのは、流域から琵琶湖への流入量が減衰し、琵琶湖からの流出量と等しくなった時であるため、琵琶湖の水位のピークは、琵琶湖への流入量のピークからしばらく時間がたってからになる。

このような洪水時の特性を活かし、下流部が危険な時は下流の洪水防御のため、瀬田川洗堰からの放流を制限もしくは全閉することが、「瀬田川洗堰操作規則：平成4年策定」によって規定されている。洗堰操作の具体内容は、図3-7-4(28)のとおりである。

なお、図3-7-4(28)に示すように洗堰ゲートは2枚のゲート（上段ゲート、下段ゲート）で造られており、上段ゲート・下段ゲートをそれぞれ操作することにより、図3-7-4(28)の4つのゲート位置とすることができる。琵琶湖水位とゲート位置の関係から、「全閉」「越流」「ドン付け（上段ゲート・下段ゲートとも河床につける操作）」「全開」の操作が可能となる。

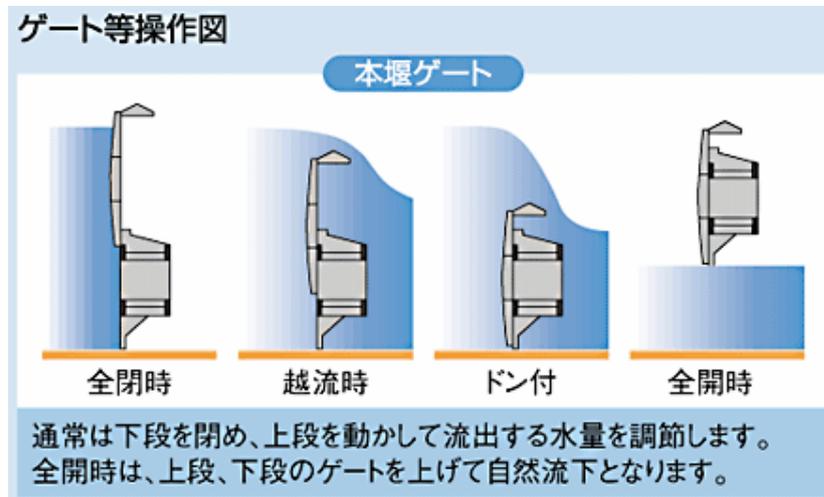
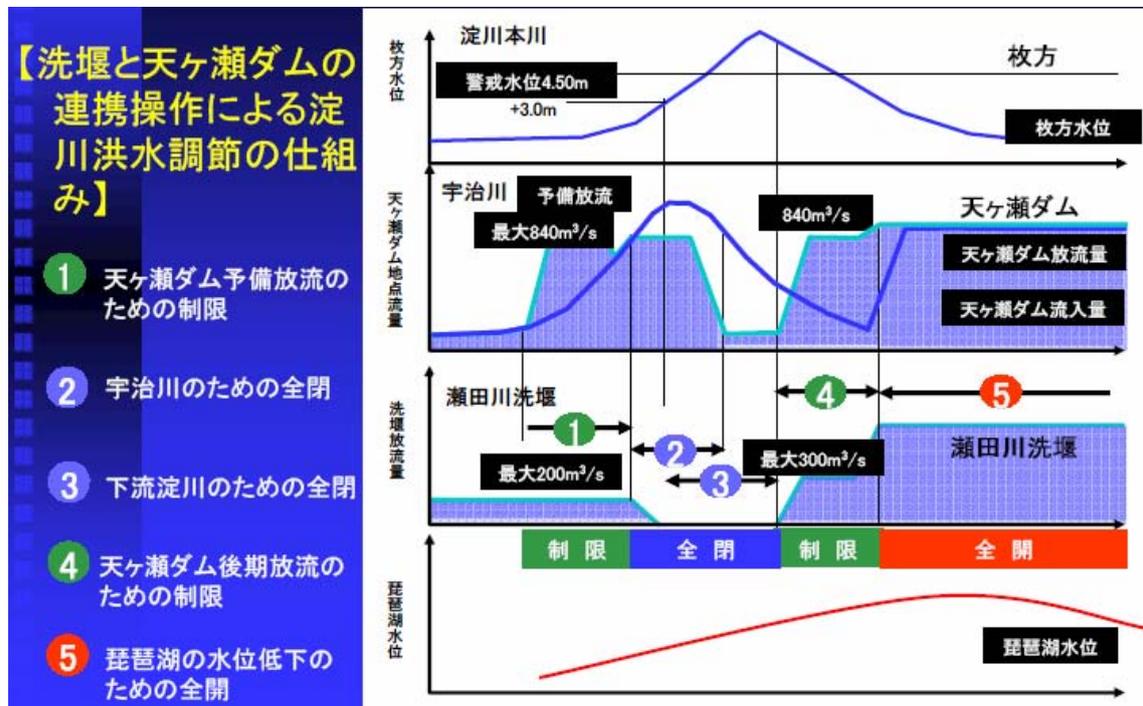


図 3-7-4(28) 洗堰と天ヶ瀬ダムの連携操作及びゲート操作図

b) 洗堰地点流量の歴史の変遷

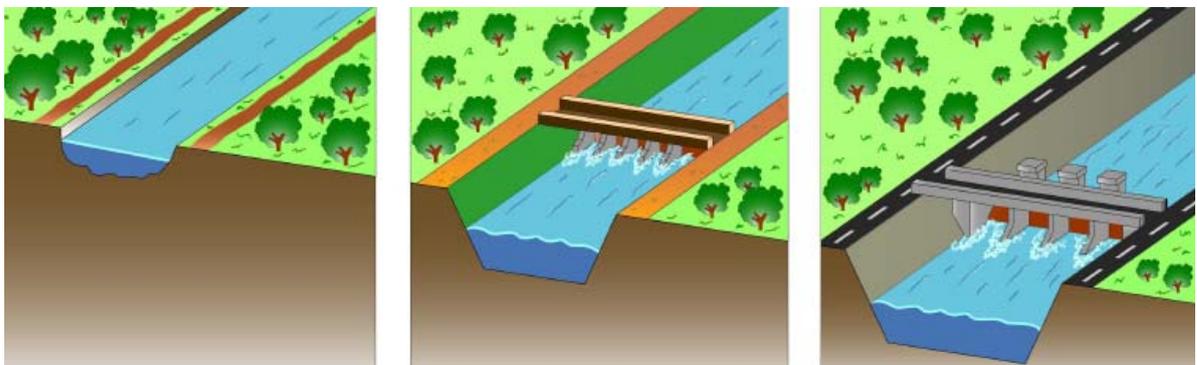
図 3-7-4(29)は、瀬田川洗堰地点の歴史の変遷のイメージ図と、年代ごとの流量の変遷を示したものである。また、洗堰地点の実績流量は、次のとおり観測されている。

(ア) 洗堰が設置される以前の流量（明治 37 年(1904 年)以前）

洗堰が設置される以前の流量の記録は、金森鋏太郎「瀬田川に於ける流量曲線の時間的変遷」 土木学会誌 第二巻 第一号 大正 5 年 2 月発行 (1916 年) p93-187 に記載されている。すなわち、明治 24 年～明治 33 年に観測された 51 データが存在する。

(イ) 洗堰が設置された後の流量（明治 38 年(1905 年)以降）

洗堰が設置された後の流量の記録は、琵琶湖河川事務所にて保存されている。また、流量の記録とともに、洗堰の操作内容（全閉、全開、初代南郷洗堰の桁開度など）も記録されている。



明治改修以前洗堰設置前 毎秒50m<sup>3</sup> 明治42年以降洗堰設置後 毎秒200m<sup>3</sup> 琵琶湖総合開発事業後 毎秒800m<sup>3</sup>

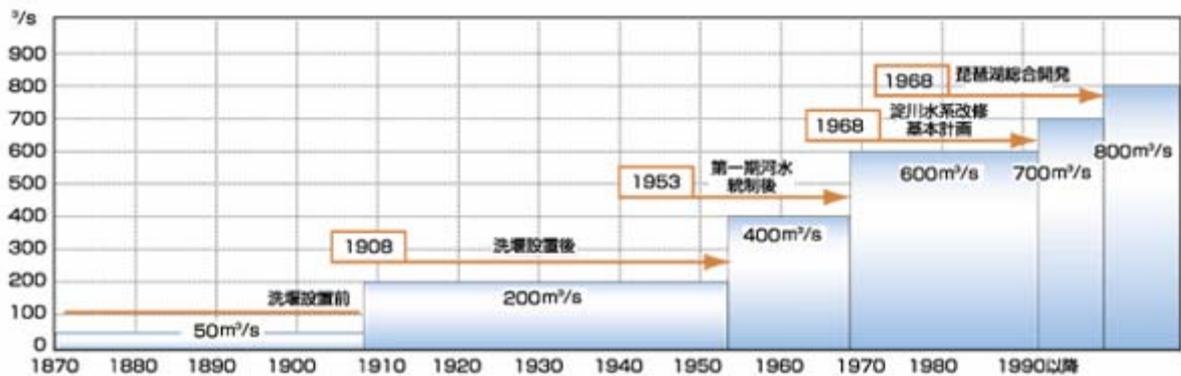


図 3-7-4(29) 瀬田川疎通能力の変遷

c) 洗堰地点流量の H-Q 式の検討

前述のとおり、洗堰地点の流量観測データおよびその際の洗堰の操作内容（全閉、全開、初代南郷洗堰の桁開度など）は記録として残っている。

また、琵琶湖水位については、明治 7 年(1874 年)以降の記録が残っている。

このため、洗堰設置前後とも、洗堰地点の流量 Q は、琵琶湖水位 H との相関から、H-Q 式により近似値を算出することができる。

このため、既存の記録をもとに、洗堰地点の H-Q 式の検討を行うこととした。

(ア) 洗堰設置前の H-Q 式

瀬田川に洗堰が設置されたのは、1905 年（明治 38 年）である。

洗堰設置以前の流量については、前述のとおり、金森鉄太郎「瀬田川に於ける流量曲線の時間的変遷」 土木学会誌に記載されている。すなわち、明治 24 年～明治 33 年に観測された 51 データが存在する。

今回の検討にあたり、この論文内容を確認し、琵琶湖水位 H と洗堰地点流量 Q の関係の妥当性を確認した。次式は、その関係式である。

$$Q=52.73(h+0.94)^2$$

Q: 洗堰地点流量 m<sup>3</sup>/s、h: 鳥居川水位 m (参考文献 淀川百年誌 p1074)

この式によると、

鳥居川水位 H=0m のとき→洗堰地点流量 Q=47m<sup>3</sup>/s

鳥居川水位 H=0.83m のとき→洗堰地点流量 Q=165m<sup>3</sup>/s となる。

※鳥居川水位 H=0.83m とは、洗堰設置以前における常水位である。

(イ) 現況河道の H-Q 式（全開 H-Q、ドン付け H-Q）

現在の瀬田川洗堰施設および瀬田川の状況をふまえ、琵琶湖水位と流量の関係を確認した。なお、瀬田川洗堰の直下流には大戸川が合流しており、洗堰全開時の流量は大戸川流量の影響をうけるため、全開時の H-Q 式は、大戸川からの流量を考慮し、次の 2 式を設定した。

洗堰全開時 H-Q 式（現況）

大戸川 0m<sup>3</sup>/s のとき  $Q=15.178*(H+6.944)^2$  BSL±0m で 732m<sup>3</sup>/s

大戸川 300m<sup>3</sup>/s のとき  $Q=15.773*(H+5.933)^2$  BSL±0m で 555m<sup>3</sup>/s

また、ドン付け時の H-Q 式(越流時の天端高さ BSL-1.3m)は、次のとおりである。

$Q=93.99*(H+1.73)^2$  BSL±0m で 281m<sup>3</sup>/s (図 3-7-4(30))

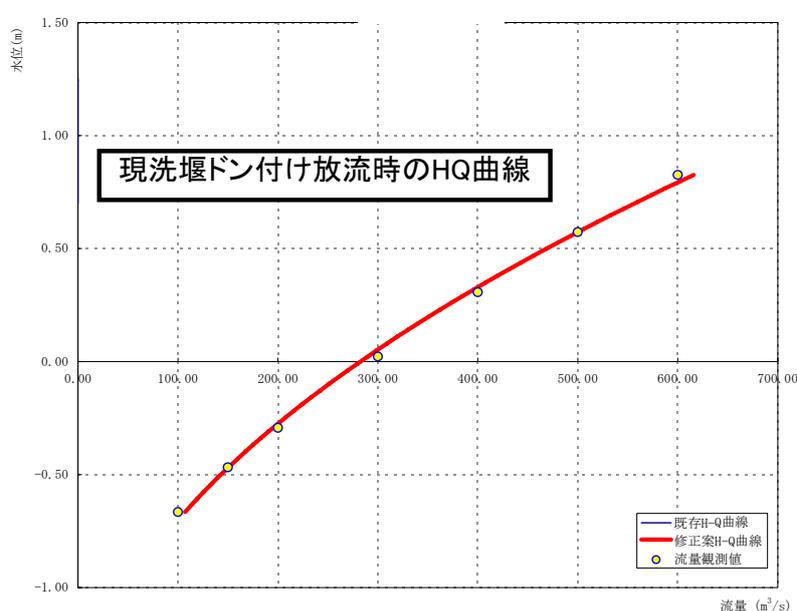


図 3-7-4(30) 瀬田川洗堰ドン付け時 H-Q 式

(ウ) 淀川水系工事実施基本計画検討時の H-Q 式 (全開 H-Q 式)

淀川水系工事実施基本計画では、次の 2 式が設定されている。現時点においても関係を確認した。(図 3-7-4(31))

洗堰全開時 H-Q 式 (工実後)

大戸川 0m<sup>3</sup>/s のとき  $Q=20.899*(H+6.827)^2$  BSL±0m で 974m<sup>3</sup>/s

大戸川 300m<sup>3</sup>/s のとき  $Q=20.345*(H+6.336)^2$  BSL±0m で 820m<sup>3</sup>/s

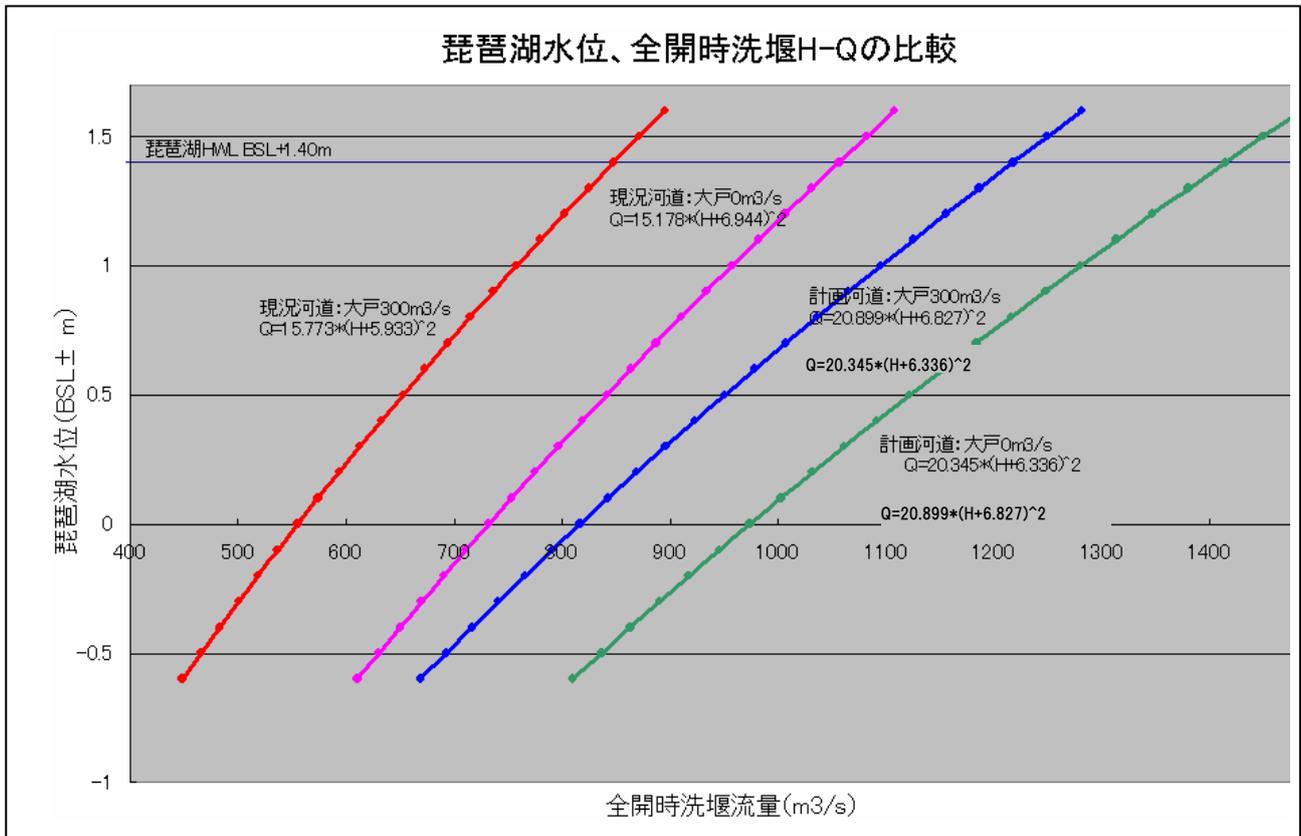


図 3-7-4(31) 琵琶湖水位、全開時洗堰 H-Q の比較

【参考2. (琵琶湖水位－洗堰放流量の関係 (琵琶湖H-Q式) 算定のための不等流計算条件)】

表 3-7-4(15) 琵琶湖 H-Q 式算定条件

項目	現況河道	計画河道	備考	
1. 河道断面	平成16年度測量成果	改修計画断面 (左岸パイパストンネル, 洗堰現況 存置案)		
2. 流量配分	計画流量配分比		大戸川合流量0m <sup>3</sup> /s と300m <sup>3</sup> /sの2ケース 図1参照	
3. 出発水位	下流端66.5kで等流水深 (H. W. L. 勾配1/350)	天ヶ瀬ダムサイト地点で制限水位 O. P. +72.0m	改修後は、天ヶ瀬ダム再開事業による放流能力増強で制限水位72.0mでの琵琶湖後期放流が可能となるため、ダムサイトより水面形追跡	
4. 粗度係数	66.5k~68.1k $n_L=0.055$ 68.1k~69.1k $n_L=0.025$ 69.1k~75.0k $n_L=0.025$	No.0~No.65 $n_L=0.035$ 66.5k~68.1k $n_L=0.055$ 68.1k~69.1k $n_L=0.025$ 69.1k~75.0k $n_L=0.025$		
5. 水位上昇量	橋脚	現況の橋脚について考慮		不等流計算により算定
	湾曲 砂州	堤防法線をもとに線形要素を設定 66.5k~68.1k ; 0.000m 岩河床で砂州は形成されない 68.1k~69.1k ; 0.082m 左右岸の痕跡水位差の1/2 69.1k~75.0k ; 0.021m 左右岸の痕跡水位差の1/2		湾曲OR砂州による水位上昇量のうち大となる値をΔHとして不等流計算水位に加算
6. 琵琶湖水位算定条件	流量規模別の不等流計算で算定した鳥居川地点(74.0k付近)の水位Hと断面平均流速Vとから、相関式にて琵琶湖5点平均水位を算定			
7. 琵琶湖H-Q式	6. より得た流量規模別の洗堰地点放流量Qと琵琶湖水位Hの関係から、 $Q = a (H + b)^2$ を作成し、琵琶湖水位に対する放流能力を算定		図3-7-4(30)	

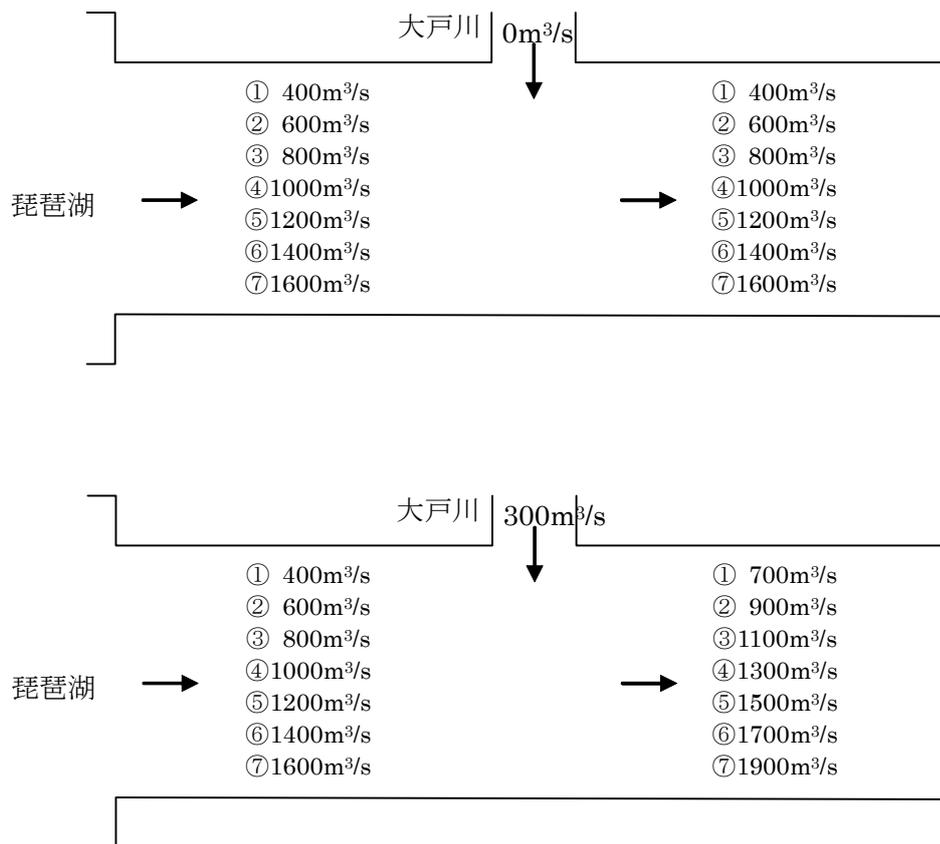


图 3-7-4(32) 流量配分图(大戸川合流量 0 m³/s と 300m³/s)

【参考3. (琵琶湖水位算定条件)】

瀬田川の計画流量配分は琵琶湖水位に対応して設定されている。このため、河道状態、流量および琵琶湖水位の関係を明らかにしておく必要がある。

既往検討では、実績の水力資料の解析から得られた鳥居川地点の水位、流速と琵琶湖水位の関係式を用いて求めている。

つまり、琵琶湖と鳥居川地点の水位・流速などが図 3-7-4(33)のように表した場合、I, II断面のエネルギーのつり合いを考えると、I, II断面間の摩擦等によるエネルギー損失は、すべて  $c \cdot v_T^2 / 2g$  と表し、

$$H_B = H_T + \frac{v_T^2}{2g} + c \cdot \frac{v_T^2}{2g}$$

よって、水位差は、次式で示されている。

$$\begin{aligned} \Delta H = H_B - H_T &= (1+c) \frac{v_T^2}{2g} \\ &= C \frac{v_T^2}{2g} \end{aligned}$$

ここに、 $\Delta H$  : 琵琶湖水位と鳥居川水位の差

$v_T$  : 鳥居川地点の流速

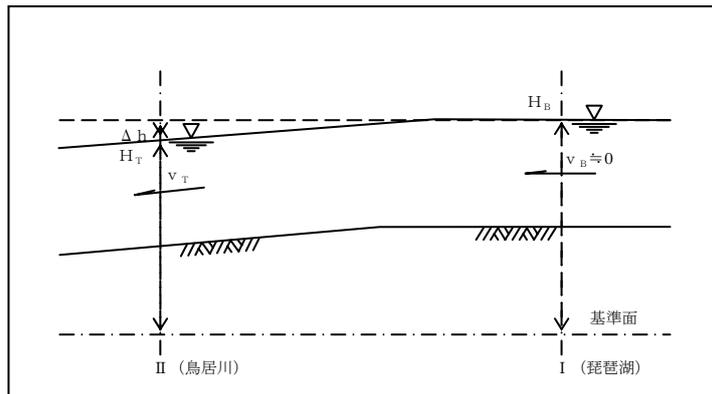


図 3-7-4(33) 鳥居川・琵琶湖間の水力関係の概念図

定数  $C$  は、近年の琵琶湖洪水であった平成 7 年 5 月における洗堰全開放流時の鳥居川水位と琵琶湖水位とのデータから、 $C = 2.5044$  を採用した。

琵琶湖水位条件

$$H_B = H_T + C \frac{v_T^2}{2g} = H_T + 2.5044 \frac{v_T^2}{2g}$$

ここに、 $H_B$  ; 琵琶湖水位 (O.P.B.m)

$H_T$  ; 鳥居川水位 (O.P.B.m)

$v_T$  ; 鳥居川流速 (m/s)

エ) 瀬田川水位縦断

図 3-7-4(34) 及び(35) に不等流計算によって求められた瀬田川流量規模別水位縦断形を示す。

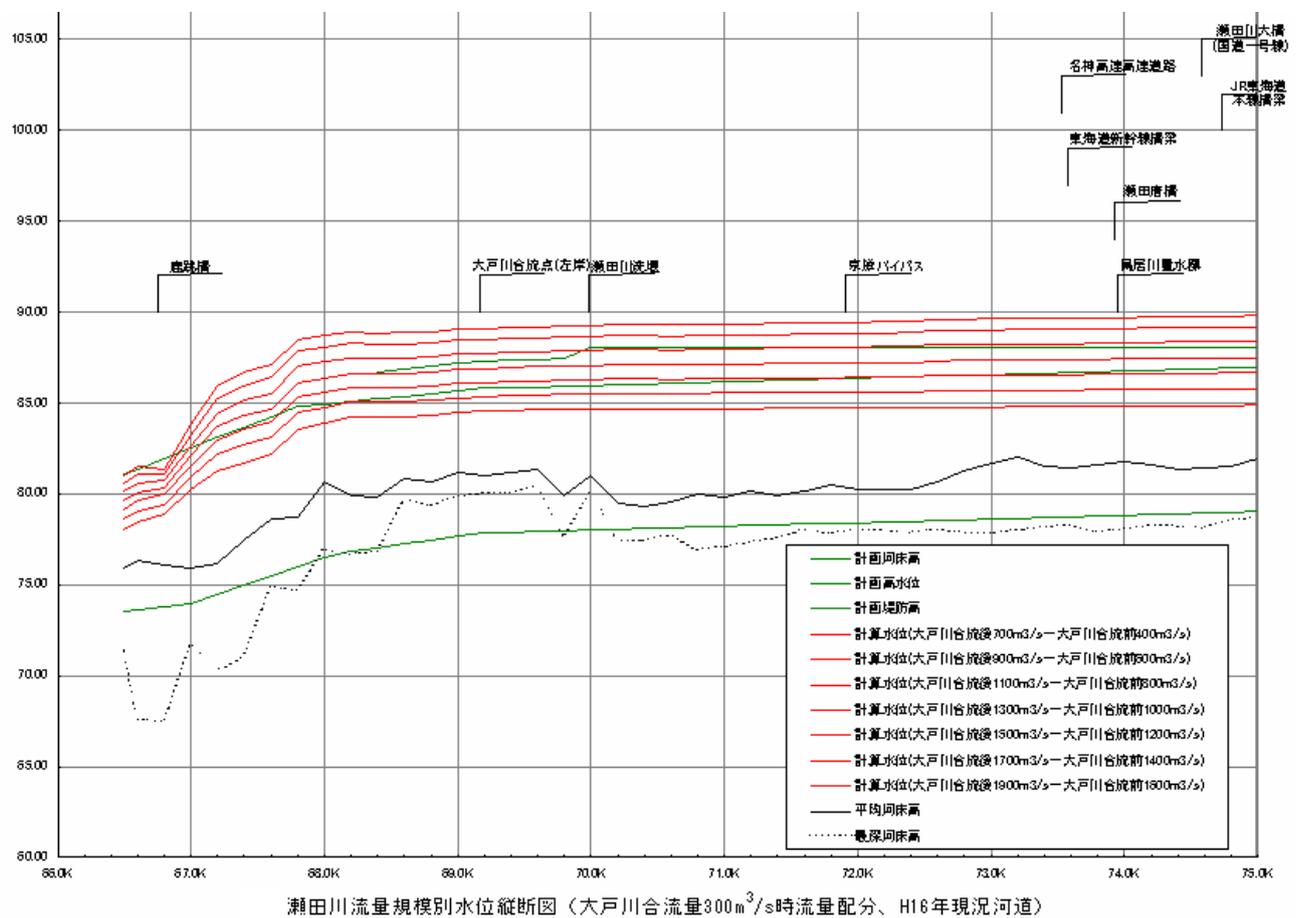
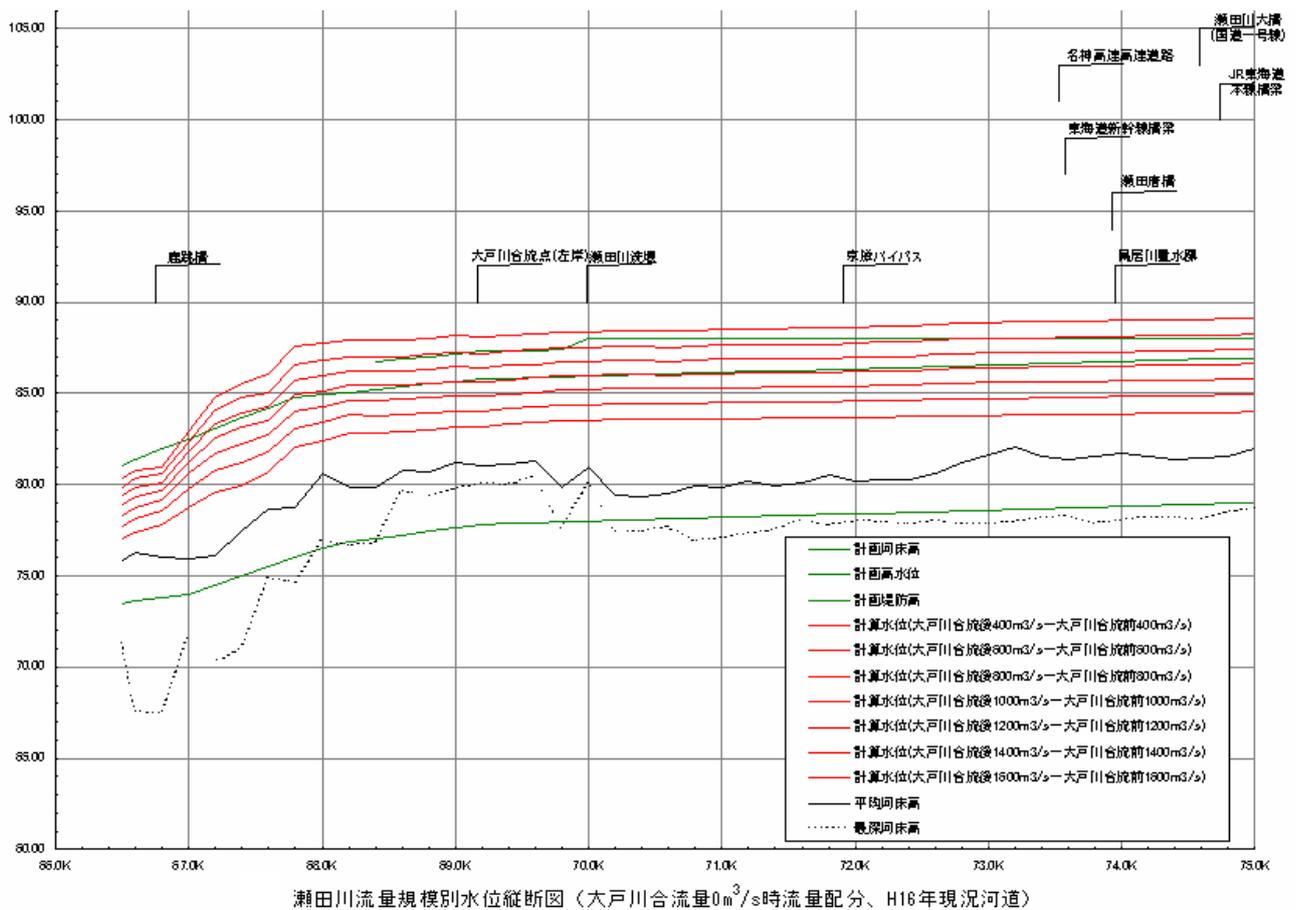


図 3-7-4(34)不等流計算によって求めた水位縦断図【平成 16 年現況河道】

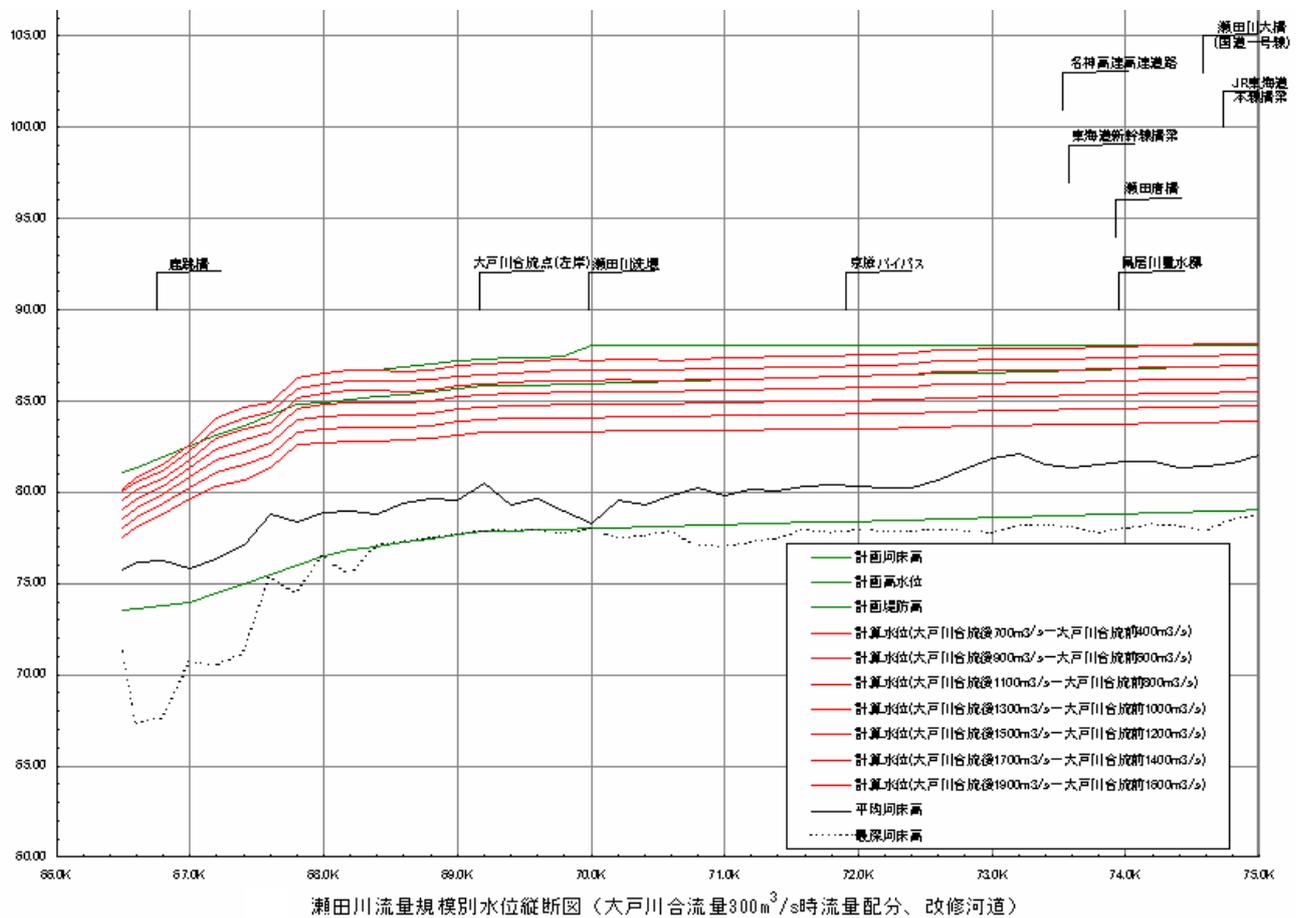
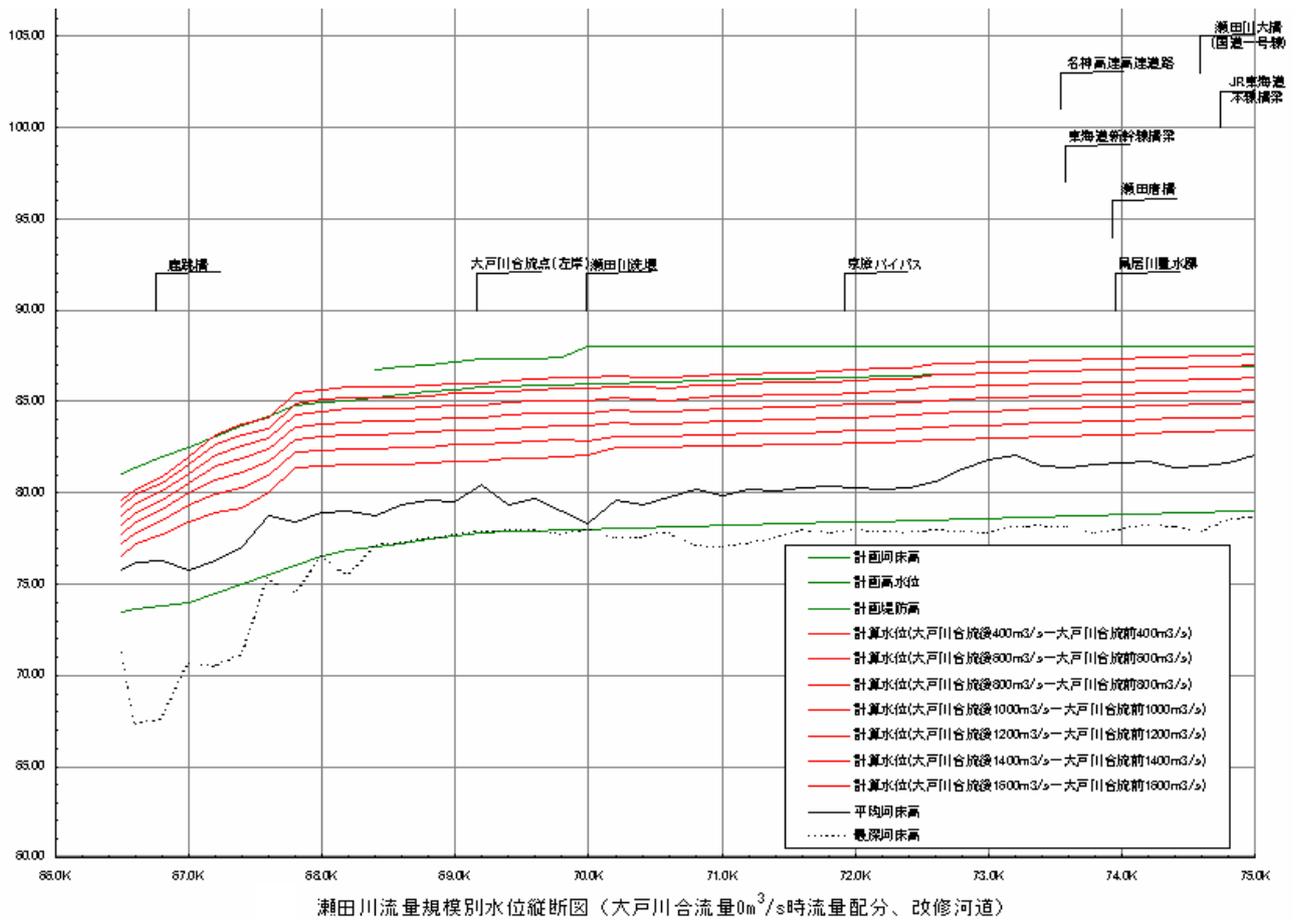


図 3-7-4(35) 不等流計算によって求めた水位縦断面図 【計画河道】

⑤琵琶湖淀川流域一体型の流出解析時における洗堰操作の考え方

淀川水系河川整備基本方針の検討過程において、「洪水時においても、洗堰設置以前と同等の流量を琵琶湖から流出させる」との考え方が示された。

現瀬田川洗堰操作規則における洗堰操作は、前述の図 3-7-4(26)のとおり、「全閉操作前の制限放流（最大 200m<sup>3</sup>/s）」、「全閉操作」、「全閉操作後の制限放流(300m<sup>3</sup>/s）」、「全開操作」となっている。

そこで、現瀬田川洗堰操作規則を踏まえ、琵琶湖淀川流域一体型の流出解析時における洗堰操作を検討した。

ア) 淀川水系河川整備基本方針における基本高水流量検討時の洗堰地点流量の考え方

淀川水系河川整備基本方針では、基準地点等における基本高水流量の設定が必要となる。

一般に、基本高水流量とは、計画規模の洪水により、河川の各地点に、ダムや遊水地、放水路など洪水量を調節する施設が無い状態で流出してくる流量のことで、そのピーク流量は治水計画を立てる上で基本となる流量である。

基本高水流量を考える上で、瀬田川洗堰地点の流量は、これまで全閉操作により 0m<sup>3</sup>/s であったが、上述のように「洪水時においても、洗堰設置以前と同等の流量を琵琶湖から流出させる」の考え方が示されたことから、洗堰からの放流形態及び放流量を検討する必要性が生じた。

そこで、洗堰設置前河道における自然状態での流出形態をふまえ、洪水当初から洗堰を一定開度に固定した場合の洗堰放流量を想定した。具体的な設定過程は、図 3-7-4 (36) のとおりである。

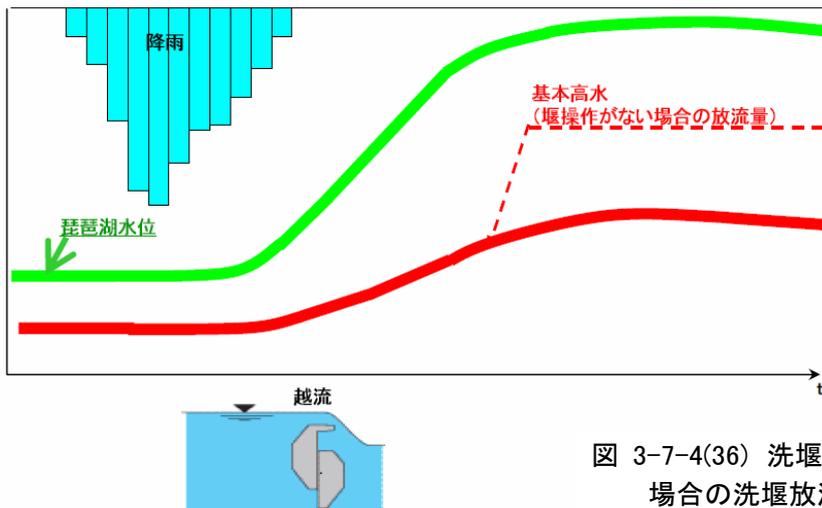


図 3-7-4(36) 洗堰を一定開度に固定した場合の洗堰放流量と琵琶湖水位

(ア) 洗堰設置以前と同等の流量

洗堰設置以前の流量は、前述のとおり、金森鍬太郎「瀬田川に於ける流量曲線の時間的変遷」 土木学会誌に記載されている。すなわち、明治 24 年～明治 33 年に観測された 51 データが存在する。

また、その際の琵琶湖水位  $H$  と洗堰地点流量  $Q$  の関係式は、次のとおりである。

$$Q=52.73(h+0.94)^2$$

$Q$ : 洗堰地点流量 m<sup>3</sup>/s、 $h$ : 鳥居川水位 m (参考文献 淀川百年誌 p1074)

ところで、「洗堰設置以前と同等の流量を琵琶湖から流出させること」については、次の 3 点に留意する必要がある。

(I) 琵琶湖の水位

洗堰設置前と現在では、琵琶湖の迎洪水位が異なる。

(II) 洗堰の存在

洗堰設置前と現在では、河道条件が異なる。

(III) 琵琶湖からの総流出地点・総流出量

洗堰設置前と現在では、琵琶湖からの流出地点が2箇所（琵琶湖疏水（第二）、宇治発電取水）増えている。

洗堰設置前と現在におけるそれぞれの状況は、表 3-7-4(16)のとおり。

表 3-7-4(16) 洗堰設置前と現在の状況

	洗堰設置前	現在
琵琶湖の水位	常水位 BSL+0.83m	夏期制限水位 BSL-0.3m
洗堰の存在	なし	あり
琵琶湖からの流出地点	①瀬田川 165m <sup>3</sup> /s (BSL0m) ②琵琶湖疏水（第一） 8.35m <sup>3</sup> /s	①瀬田川 ②琵琶湖疏水（第一） 8.35m <sup>3</sup> /s ③琵琶湖疏水（第二） 15.3m <sup>3</sup> /s ④宇治発電取水 61.22m <sup>3</sup> /s
流出量	173.35m <sup>3</sup> /s	

※琵琶湖疏水（第一） 8.35m<sup>3</sup>/s・・・取水権量

※琵琶湖疏水（第二） 15.3m<sup>3</sup>/s・・・取水権量

※宇治発電取水 61.22m<sup>3</sup>/s・・・取水権量

※瀬田川 165m<sup>3</sup>/s・・・前述金森 H-Q 式から算出した流量

上記の留意点をふまえ、現在における洗堰地点流量を設定することとした。

すなわち、洗堰設置前において琵琶湖から流出していた流量 173.35m<sup>3</sup>/s(常水位 BSL+0.83m)を、現況の琵琶湖水位と琵琶湖からの流出地点の状況をふまえ、検討対象の流量として洗堰の操作と流量を設定することとした。

具体的には、洗堰流量は、琵琶湖の夏期制限水位（BSL-0.2mまたは-0.3m）で93m<sup>3</sup>/sになるよう、洗堰を一定開度に固定して琵琶湖からの流出量を計算することとした。

以下に、夏期制限水位 BSL-0.3mの時の具体的な洗堰地点の流量の設定方法を述べる。

(I) 洗堰設置前の流量は、

$$Q=52.73 \times (h+0.94)^2 \quad h: \text{鳥居川水位 (m)}$$

当時の琵琶湖常水位は、BSL+0.83mであったことから、常水位 BSL+0.83mにおける流量を求めると Q=165m<sup>3</sup>/s となる

(II) 洗堰設置前の琵琶湖からの流出量は、琵琶湖疏水（第一）の流量を加味し、

$$Q=165+8.35=173.35\text{m}^3/\text{s}$$

(III) 現時点では、琵琶湖からの流出地点が2箇所（琵琶湖疏水（第二）と宇治発電取水）が増えており、この2箇所は洪水時でも常に一定流量が流下しているとし、洗堰地点の流量を評価

$$165\text{m}^3/\text{s}$$

$$+ 8\text{m}^3/\text{s} \text{ (琵琶湖第一疏水 } 8.35\text{m}^3/\text{s) 丸めて } 8\text{m}^3/\text{s}$$

$$- 20\text{m}^3/\text{s} \text{ (琵琶湖疏水第一 } 8.35+\text{第二 } 15.3=23.65\text{m}^3/\text{s 丸めて } 20\text{m}^3/\text{s}$$

$$- 60\text{m}^3/\text{s} \text{ (宇治発電取水) } 61.22\text{m}^3/\text{s 丸めて } 60\text{m}^3/\text{s}$$

$$= 93\text{m}^3/\text{s}$$

(イ)全閉をしない場合の洗堰操作と流量の設定

「洗堰設置以前の琵琶湖の常水位+0.83m」の状態を、「現在の迎洪水位（制限水位）-0.3m」の状態と同等と評価した。

また、「洪水当初から洗堰を一定開度に固定する」とした場合、現在の施設状況をふまえた操作を検討することが妥当と考え、一定開度の洗堰操作状態は、「ドン付け」とした。

よって、洗堰一定開度固定のH-Q式は、現施設のドン付けH-Q式を-0.3mで93m<sup>3</sup>/sとなるように上流側のゲートをスライドするとして表現することとした。（図3-7-4(37)）

現施設のドン付けのH-Q式

$$Q=93.99 \times (H+1.73)^2$$

洗堰一定開度固定のH-Q式(BSL-0.3mで93m<sup>3</sup>/s)

$$Q=93.99 \times (H+1.29)^2$$

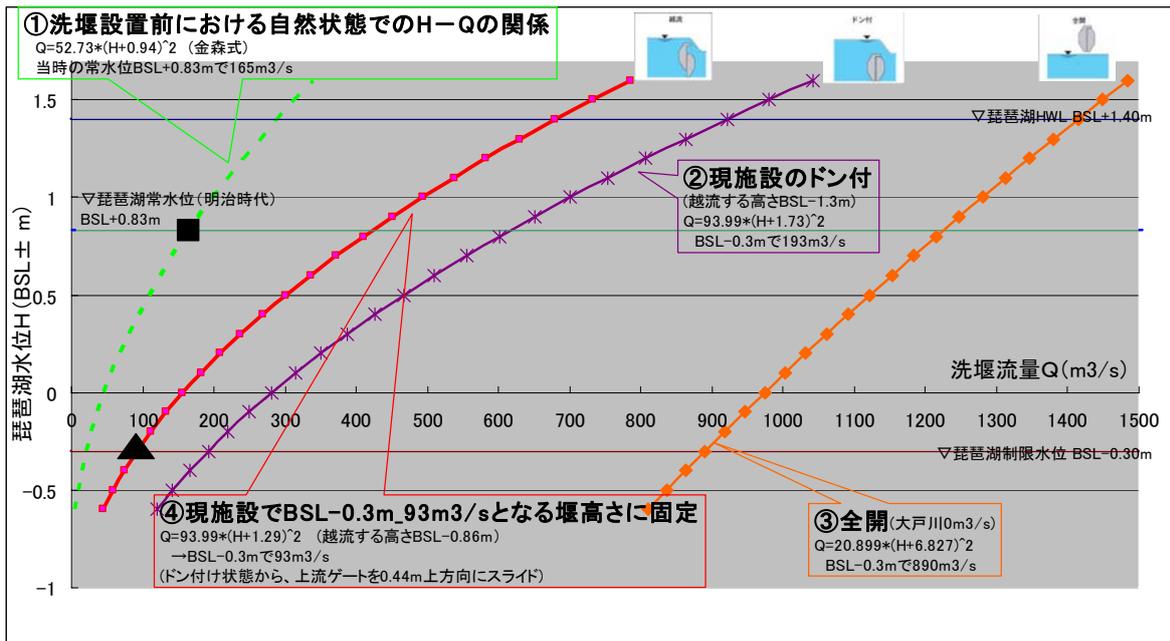


図 3-7-4(37) 琵琶湖水位と洗堰流量

⑥流域定数の設定

a) 貯留関数定数の一次設定（解析値の設定）

(ア) 流量観測データのある流域における一次設定

淀川下流域の検討と同様琵琶湖流域においても、3-5 で述べたとおり、次の手順で流域定数の一次設定をおこなった。

(Ⅰ) 流量観測データおよびH-Q式から、ハイドログラフを作成

(Ⅱ) ハイドログラフから基底流量 $Q_b$ を設定

(Ⅲ) 流域平均雨量と流出量から $R_{loss}$ 、 $R_{sa}$ を算出し、一価になる $f_1$ 、 $T_L$ を分析し、各洪水の $K$ 、 $P$ を設定

なお、流域定数の一次設定は、できるだけデータがそろっておりかつ観測データの信頼性が高い近年の洪水により行った。具体的には、表 3-7-4(17)とおり、野洲川野洲地点、姉川野寺橋地点の2地点で実施した。

表 3-7-4(17) 琵琶湖流域における貯留関数一次設定を行った地点と対象洪水

	野洲川 野洲地点	姉川 野寺橋地点
昭和 57 年 7 月 台風 10 号	○	
昭和 63 年 8 月 台風 11 号	○	
平成 10 年 9 月 台風 7 号		○
平成 13 年 8 月 台風 11 号	○	

(イ) 流量観測データがない流域における一次設定

琵琶湖流域において、流量観測データがある流域は、前述のとおり、野洲川流域と姉川流域の2流域のみであった。

流量観測データがない流域（琵琶湖流域では、15流域）の定数の推定は、洗堰下流での検討と同様、次の方法で流域定数を推定することとした。（図 3-7-4(38)）

(Ⅰ) 流域内主要河川延長 $L$

(Ⅱ) 流域内最遠点から最下流までの距離 $\Sigma L$

(Ⅲ) 流域の平均勾配 $I$

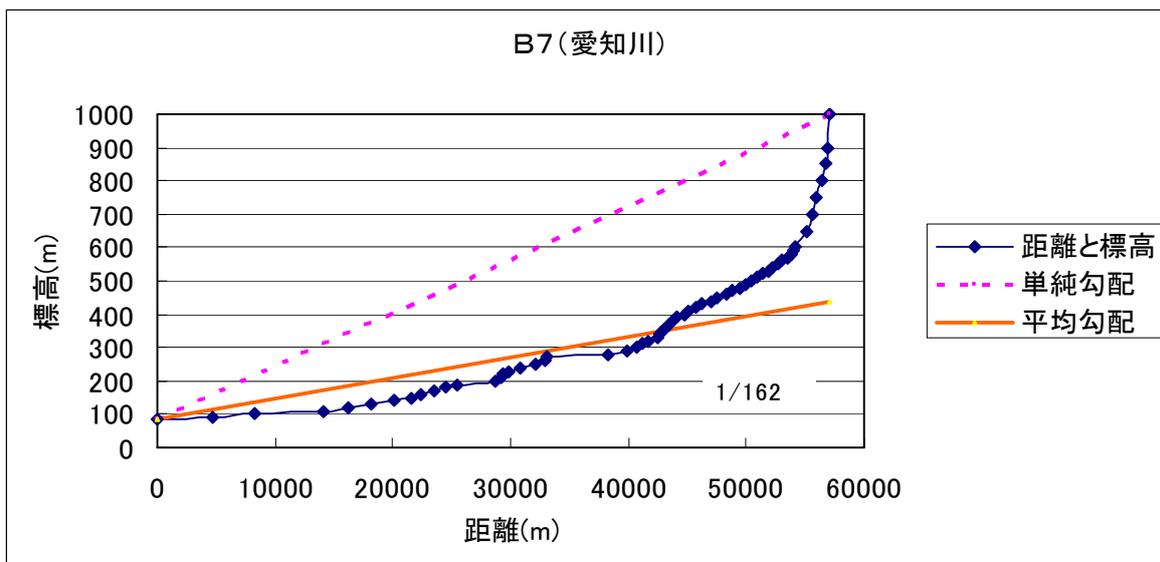


図 3-7-4(38) 愛知川 平均勾配の算出

(ウ) 各流域の流域定数 (一次設定)

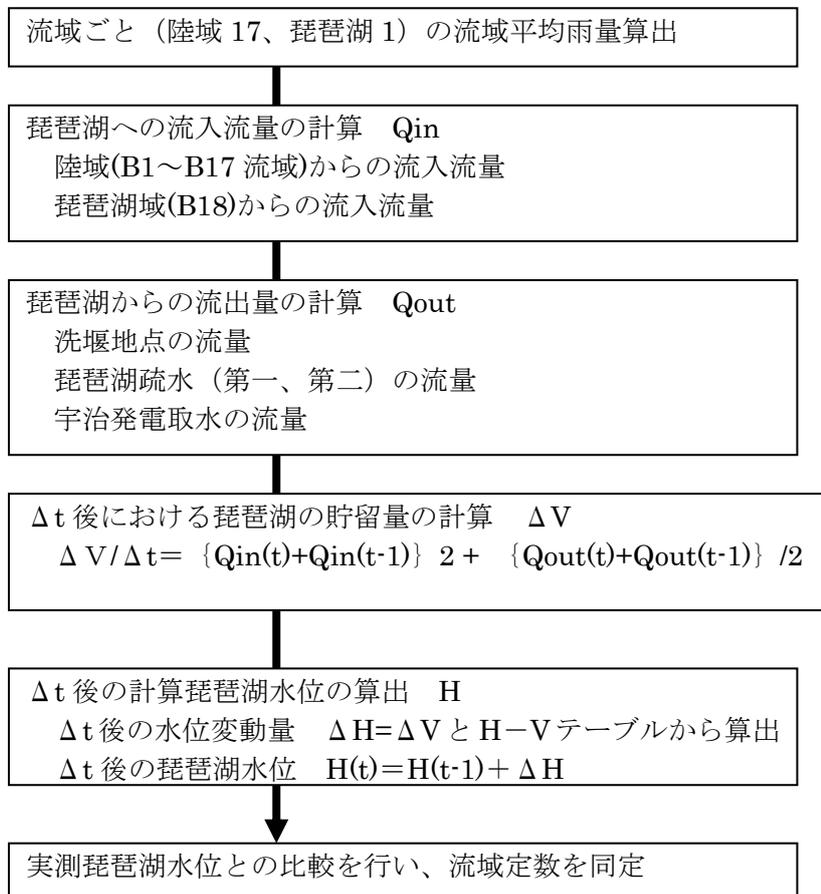
各流域の流域定数 (一次設定) を表 3-7-4(18) に示す。

表 3-7-4(18) 流域定数一覧表(一次設定値)

流域	流域名	主要河川	K	P	TL	f1	A	Qb (=A*0.05)
B1	塩津	余呉川他	36	0.35	0.98	0.5	149.00	7.45
B2	湖北余呉	高時川	28	0.40	3.40	0.42	210.66	10.533
B3	伊吹	姉川	27	0.37	2.29	0.42	154.52	7.726
B4	虎姫浅井	田川他	26	0.35	0.80	0.5	118.36	5.918
B5	米原	天野川他	30	0.35	0.76	0.5	223.22	11.161
B6	彦根	犬上川他	30	0.36	1.18	0.5	236.56	11.828
B7	東近江	愛知川	27	0.40	3.56	0.5	228.28	11.414
B8	近江八幡	長命寺川、 西の湖他	40	0.37	1.55	0.5	176.76	8.838
B9	竜王日野	日野川	28	0.40	3.18	0.5	207.72	10.386
B10	甲賀野洲	野洲川	32	0.42	4.15	0.5	386.02	19.301
B11	湖南野洲	家棟川他	26	0.35	0.84	0.5	49.83	2.4915
B12	湖南草津	草津川他	24	0.35	0.82	0.5	154.91	7.7455
B13	湖西大津	真野川他	21	0.34	0.43	0.5	109.23	5.4615
B14	高島	鴨川他	28	0.34	0.59	0.5	161.81	8.0905
B15	朽木葛川	安曇川上流	26	0.34	0.57	0.5	66.81	3.3405
B16	湖西安曇川	安曇川下流	29	0.39	3.00	0.5	238.74	11.937
B17	湖西北部	知内川他	33	0.35	0.77	0.5	190.64	9.532
B18	琵琶湖					1	674.61	
	計						3,737.68	

b) 主要洪水の再現計算による定数同定

定数同定の手順



### 定数検証の対象洪水

(ア) 琵琶湖流域の定数検証は、琵琶湖の水位変動との適合度、とりわけ琵琶湖水位が上昇時の適合度が重要となるため、琵琶湖水位がおおむね BSL+80cm を超過した洪水とした。なお、BSL+80cm とは、琵琶湖周辺における人家の浸水被害が始まる水位であること、琵琶湖総合開発事業で設置された内水排除施設の計画対象水位である。

(イ) 具体的には、次の7洪水をもとに、定数検証を実施した。

- ① 昭和 28 年 9 月台風 13 号(通称 5313)
- ② 昭和 33 年 8 月台風 17 号(通称 5817)
- ③ 昭和 36 年 6 月梅雨前線(通称 611)
- ④ 昭和 40 年 9 月台風 24 号(通称 6524)
- ⑤ 昭和 47 年 7 月梅雨前線(通称 721)
- ⑥ 昭和 47 年 9 月台風 20 号(通称 722)
- ⑦ 平成 7 年 5 月洪水

### c) 定数同定の方法

(ア) 琵琶湖流域の定数検証は、琵琶湖の水位変動との適合度、とりわけ琵琶湖水位が上昇した時の適合度が重要と考え、計算琵琶湖水位と実績琵琶湖水位に着目し同定した。

(イ) 定数の具体的検討手順

- ・一次設定した流域定数により、検証7洪水の計算琵琶湖水位と実績琵琶湖水位を比較。
- ・琵琶湖流域では、琵琶湖水位との同定、つまり琵琶湖貯留量との同定を行っている。琵琶湖の水位は、洪水時の表面流出量だけではなく、地下浸透量などの流量に影響を受けていると考え、一次設定した各流域の K, P をもとに、実測琵琶湖水位と計算琵琶湖水位を比較し近似するよう K, P の二次設定（採用値の設定）を実施。
- ・ついで、 $f_1$ ,  $R_{sa}$  を種々組み合わせて、検証対象7洪水ごとの  $f_1$ ,  $R_{sa}$  を設定した。
- ・なお、実測琵琶湖水位(B. S. L)は、4) 琵琶湖水位の設定で評価しているように、当時の各水位観測所の観測値(cm)に零点高の補正を行った数値を採用した。

図 3-7-4(39)に一次設定した流域定数により計算した琵琶湖水位ハイドログラフ、図 3-7-4(40)に定数同定後の琵琶湖水位ハイドログラフを示す。

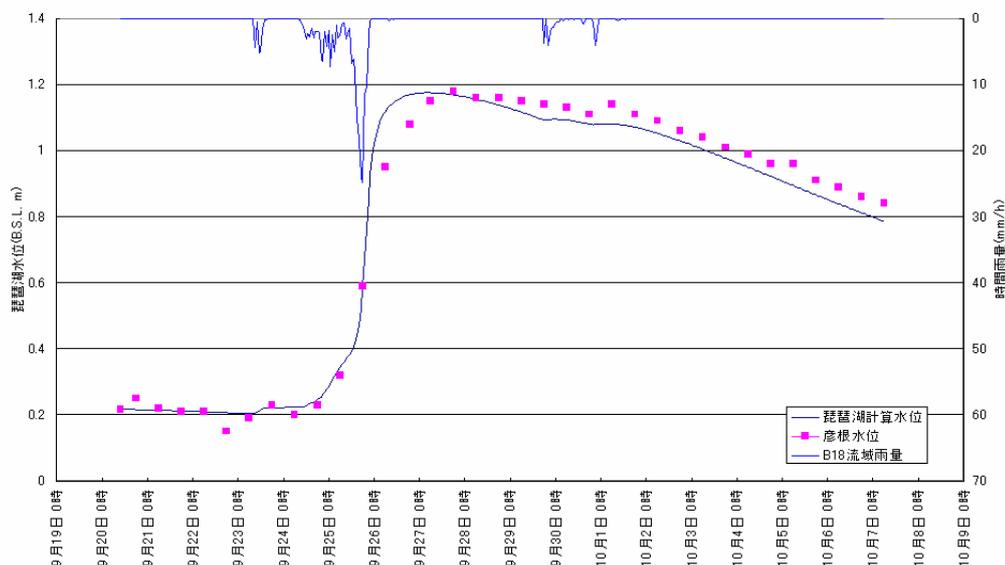


図 3-7-4(39) 琵琶湖水位ハイドログラフ(流域定数一次設定)

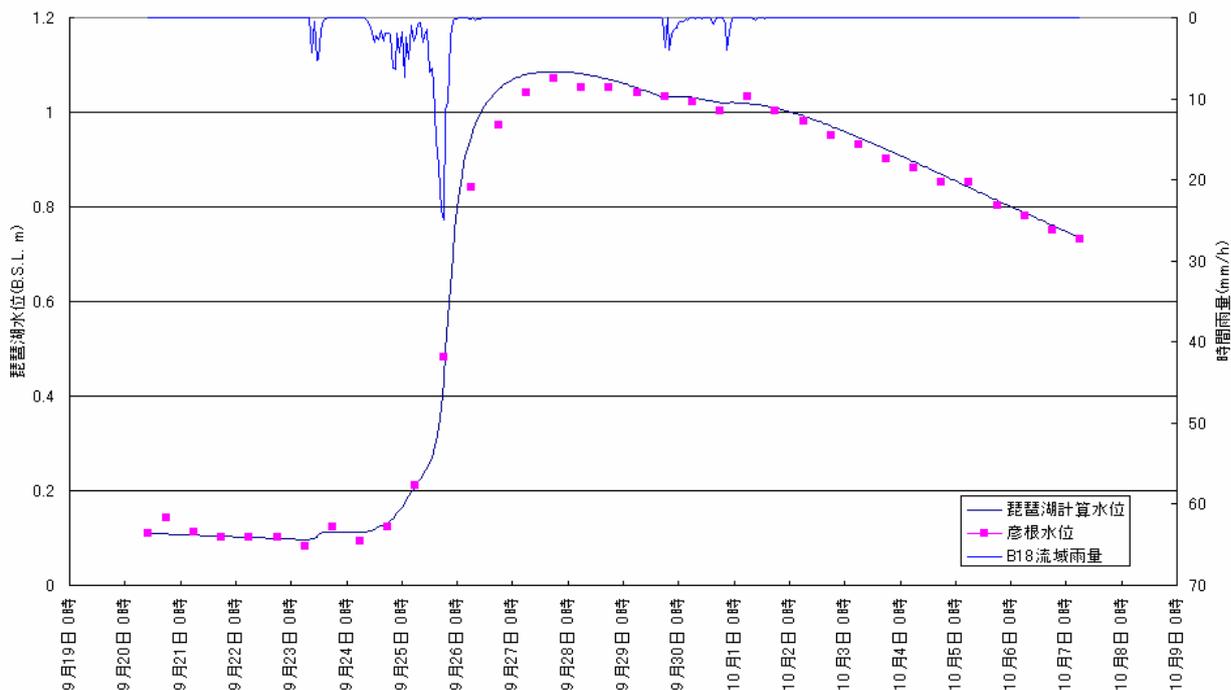


図 3-7-4(40)定数同定後の琵琶湖水位ハイドログラフ

d) 流域定数の設定

設定した流域定数を表 3-7-4(19)に示す。

表 3-7-4(19) 貯留関数定数一覧表

流域番号	流域名	主要河川	K	P	TL	f1	Rsa	A	Qb (=A*0.05)
B1	塩津	余呉川他	47	0.42	1	洪水毎設定	洪水毎設定	149.00	7.45
B2	湖北余呉	高時川	36	0.48	2.6			210.66	10.533
B3	伊吹	姉川	35	0.44	1.6			154.52	7.726
B4	虎姫浅井	田川他	34	0.42	0.8			118.36	5.918
B5	米原	天野川他	39	0.42	0.8			223.22	11.161
B6	彦根	犬上川他	39	0.43	1.2			236.56	11.828
B7	東近江	愛知川	35	0.48	2.7			228.28	11.414
B8	近江八幡	長命寺川、西の湖他	52	0.44	1.5			176.76	8.838
B9	竜王日野	日野川	36	0.48	2.6			207.72	10.386
B10	甲賀野洲	野洲川	42	0.5	3.4			386.02	19.301
B11	湖南野洲	家棟川他	34	0.42	0.8			49.83	2.4915
B12	湖南草津	草津川他	31	0.42	0.8			154.91	7.7455
B13	湖西大津	真野川他	27	0.41	0.4			109.23	5.4615
B14	高島	鴨川他	36	0.41	0.6			161.81	8.0905
B15	朽木葛川	安曇川上流	34	0.41	0.6			66.81	3.3405
B16	湖西安曇川	安曇川下流	38	0.47	2.4			238.74	11.937
B17	湖西北部	知内川他	43	0.42	0.8			190.64	9.532
B18	琵琶湖								674.61
	計						3737.68		

主要洪水ごとのf1,Rsa

	洪水名	琵琶湖ピーク実績水位	f1	Rsa	備考	
1	S28. 13号	5313	S28. 9. 27 鳥100 彦118	0.5	90	全閉あり
2	S33. 17号	5817	S33. 8. 28 鳥51 彦57	0.5	300	
3	S36. 6月		S36. 7. 2 鳥108 彦130	0.5	170	全閉あり
4	S40. 24号	6524	S40. 9. 19 鳥92 彦116	0.4	300	全閉あり
5	S47. 7月		S47. 7. 16 鳥92 彦128	0.5	85	全閉あり
6	S47. 20号		S47. 9. 17 鳥44 彦79	0.4	280	
7	H7. 5月		H7. 5. 16 五点93	0.5	130	

### 3. 8 流出解析モデルの検証

#### 3. 8. 1 検証用データの作成

3. 1～7で検討したモデルを用いて、検証対象洪水が再現できるかどうかを検証する必要があるが、これについても検証するための地点を選定し、その地点における流量ハイドログラフを作成し、計算流量ハイドログラフと比較することが必要である。

検証対象洪水については比較的新しい洪水（昭和47年以降）を選定したため、流量観測データも根拠資料が存在し、観測流量表に記載のあるデータの信憑性についての判断が可能であった。しかしながら、検証対象洪水は古い洪水になると昭和28年の洪水となるため、検証用のデータひとつをとっても淀川・大和川の洪水資料、淀川・大和川の洪水資料（その2）や出水報告等の時刻水位データ及び流量観測データを使用することになるが、根拠資料等がないため、得られた流量ハイドログラフをそのまま検証用データに用いてよいかといった判断が必要となる。

本検討においては、検証用データの使用の可否の判断について、地点毎・年代毎に  $R_{loss}$  を整理し、河川における上下流の関係等から検討を行った（表3-8-1）。

ここでの、注意点は以下のとおりである。

- ・青塗りセルについては、欠測、低水部のハイドログラフ作成不可等を理由に検証用ハイドログラフとして使用はできない。
- ・黄色塗りのセルについては、基底流量のはじめと終わりを比べて不自然であったり、 $R_{loss}$  の値が上下流で比べて大きく異なる（上下流で比較するとそれほど大きな違いは生じないはず。）ため、検証用データの使用にあたっては、再度H-Qを見直す等の確認が必要。
- ・ $R_{loss}$  が異常に小さい場合があった。これは羽束師のような淀川本川のバックが影響する場合である。

表 3-8-1 検証用ハイドログラフ Rloss 等確認

Qb目安 (流域面積×0.05)	家野 473.6km <sup>2</sup> 28m <sup>3</sup> /s	岩倉 500.2km <sup>2</sup> 25m <sup>3</sup> /s	鳥ヶ原 522.4km <sup>2</sup> 26m <sup>3</sup> /s	加茂 1475.9km <sup>2</sup> 74m <sup>3</sup> /s	保津峡 744.9km <sup>2</sup> 37m <sup>3</sup> /s	桂 837.8km <sup>2</sup> 42m <sup>3</sup> /s	羽東師 1078.4km <sup>2</sup> 54m <sup>3</sup> /s	枚方 3489.6km <sup>2</sup> 174m <sup>3</sup> /s	
S2809T13 (参考) 対象降雨 25日 10:00 \$	ΣR				256			247	
	ΣQ'				194			159	
	Rloss			9/26 18時~9/30欠測のため、ハイドロの作成不可	62			88	
	Qb 始め				75			222	
	Qb おわり				235			998	
データの追加									
S3109T15 (参考) 対象降雨 25日 10:00 \$	ΣR				201			174	
	ΣQ'				123			123	
	Rloss			低水部のハイドロ作成不可	78		同時流量観測(低水)データでH-Q式の作成を試みたが、そもそものデータに問題あり ハイドロの作成不可	51	
	Qb 始め				23			228	
	Qb おわり				249			743	
データの追加				淀川大和川と匂表で水位の正負がこなっている					
S3308T17 (参考) 対象降雨 23日 10:00 \$	ΣR				228			171	
	ΣQ'				133			77	
	Rloss			S33年及びその前後において、2.35m以下の流量データがないため、低水部分のH-Q式作成不可。よって、ハイドロ作成は難しい。	95		同時流量観測(低水)データでH-Q式の作成を試みたが、そもそものデータに問題あり ハイドロの作成不可	94	
	Qb 始め				12			295	
	Qb おわり				122			689	
データの追加									
S3408T07 (参考) 対象降雨 11日 10:00 \$	ΣR			305(305)	254	278	285	299	265
	ΣQ'			255(200)	189	268	235	211	202
	Rloss			49(105)	65	11	50	88	63
	Qb 始め			9(9)	49	83	44	50	328
	Qb おわり			28(28)	149	100	91	100	901
データの追加			S31-40全体HQ使用						
S3409T15 (参考) 対象降雨 25日 10:00 \$	ΣR			309	292(292)	183		176	213
	ΣQ'			223	189(241)	158		111	148
	Rloss			86	103(51)	24	前後の水位がHQ式適用範囲外→同時流量観等の資料が必要	65	65
	Qb 始め			27	132(69)	92		70	330
	Qb おわり			32	301(303)	100		110	890
データの追加			S3610HQ使用 (S3408T07HQ使用)						
S3508T16 (参考) 対象降雨 28日 10:00 \$ 29日 9:00 備考	ΣR							301	174
	ΣQ'							188	97
	Rloss							113	77
	Qb 始め							267	355
	Qb おわり							88	854
データの追加									
S3610 (参考) 対象降雨 26日 10:00 \$	ΣR				315			249	260
	ΣQ'				180			169	199
	Rloss				135	下部の水位が欠測のためハイドロの作成不可		79	81
	Qb 始め				27			208	155
	Qb おわり				301			100	852
データの追加									
S4009T24 (参考) 対象降雨 16日 10:00 \$	ΣR	234		211	190		263	250	200
	ΣQ'	170		180	138		221	242	149
	Rloss	64		32	52		42	8	51
	Qb 始め	75		90	150		41	169	730
	Qb おわり	22		120	153		51	200	908
データの追加			9/17 1時以前流量増	9/17 7時以前流量増		9/16 10時以前流量増	9/16 10時以前流量増	9/16 10時以前流量増	
S4707 (参考) 対象降雨 9日 10:00 \$	ΣR				329			342	353
	ΣQ'				211			166	274
	Rloss				119			176	76
	Qb 始め				35			27	40
	Qb おわり				311			100	199
データの追加									998
S4709T20 (参考) 対象降雨 13日 10:00 \$	ΣR				215		205	206	201
	ΣQ'				172		104	158	122
	Rloss				43		101	49	78
	Qb 始め				36		25	40	242
	Qb おわり				200		78	100	929
データの追加									
H1610T23 (参考) 対象降雨 18日 10:00 \$	ΣR	149	132	131	131		229	220	160
	ΣQ'	67	45	61	69		151	145	104
	Rloss	83	87	70	62		78	74	55
	Qb 始め	16	20	24	42		15	25	283
	Qb おわり	64	65	65	116		58	80	989
データの追加									

### 3. 8. 2 検証対象洪水の再現

新モデルにおいて、検証対象洪水が再現できるか検証を行った。ここで検証用として用いるデータは3. 8. 1で作成した流量ハイドログラフ及び様々な文献等から確認した伊賀盆地・亀岡盆地の湛水記録（標高）<sup>(※)</sup>である。

3. 7-4までに検討したモデル及び流域・河道定数で再現計算を実施するが、 $f_1$ 及び $R_{sa}$ については洪水毎の値であるとして設定を行った。ただし、 $f_1$ 及び $R_{sa}$ については近接する地域で値が大きく異なることはないといったことを注意して設定を行った。

検討結果では、ピーク流量や流出ボリュームが概ね再現できている洪水もあるが、再現性をさらに高める必要のある洪水もある。本検討では、これまで再現が難しかった狭窄部や三川合流部の自然現象及び各流域毎の流域定数を詳細に設定していったため、流域全体で検証するとさらに精度を高める必要もある。今後、流域全体の再現性を向上させるため、さらなるデータを収集し、各定数を再確認し、モデルを改良していくこととする。

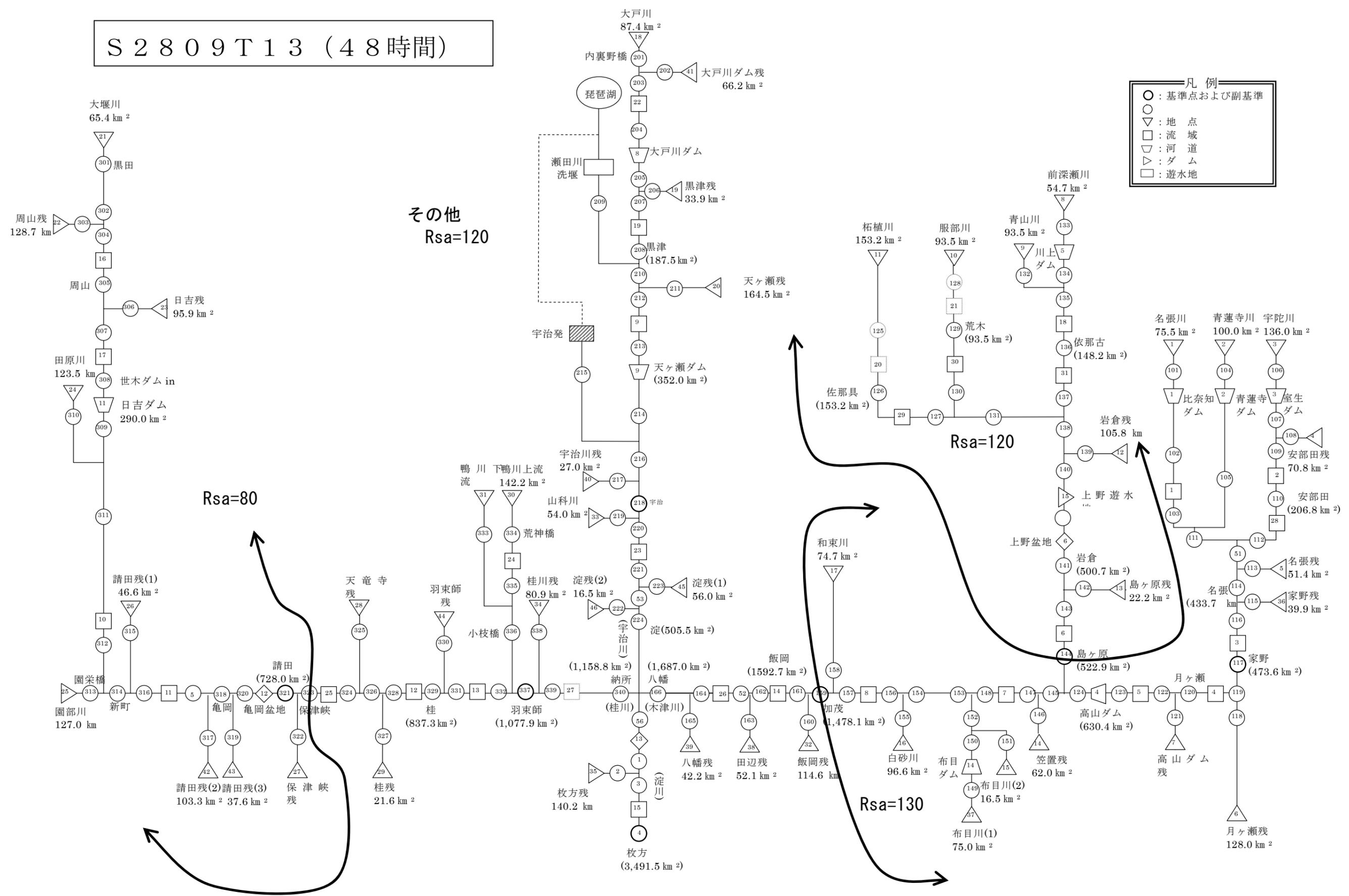
なお、新モデルで採用した流域定数については、昭和47年以降の洪水を用いて解析・設定しているため、昭和28年台風13号のように、昭和47年以前の洪水の再現については、当時における本川・支川の河川改修や砂防事業の進捗状況から実績の波形が計算値の波形よりも前にずれていることが推測され、このことについても考慮した上で検証結果を分析する必要がある。河道定数についても、平成7年度測量結果を用いて設定していることから同様のことが言える。

以下、代表的な検証結果を示す。

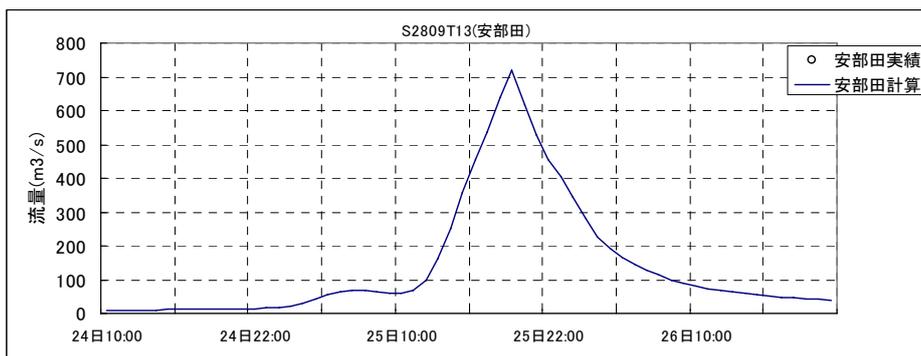
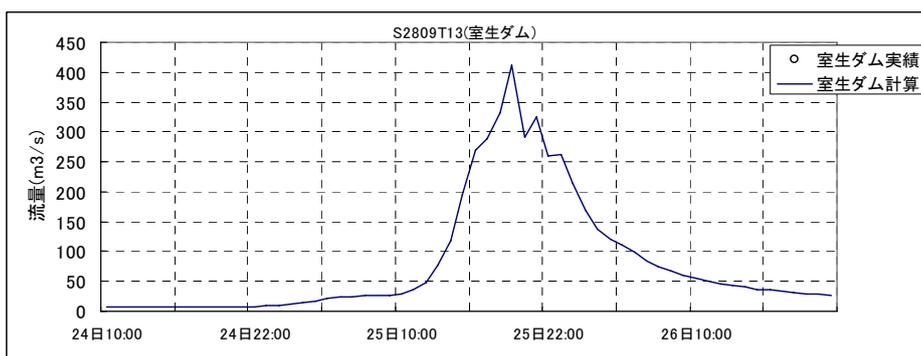
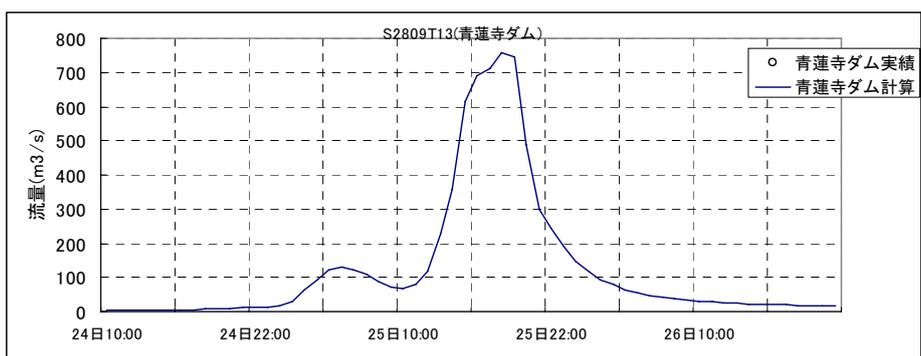
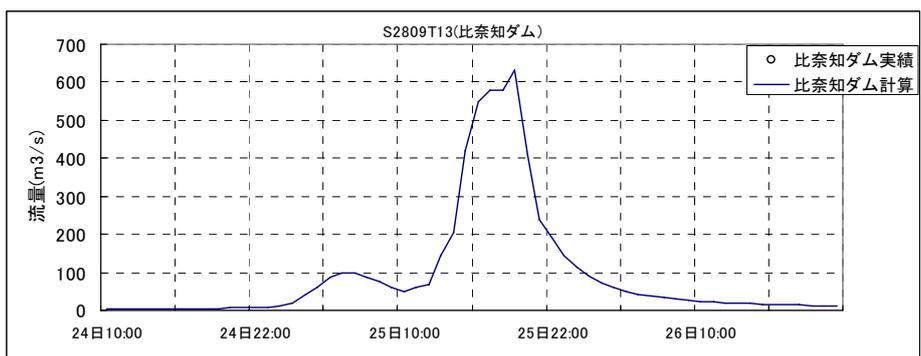
#### (※) 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

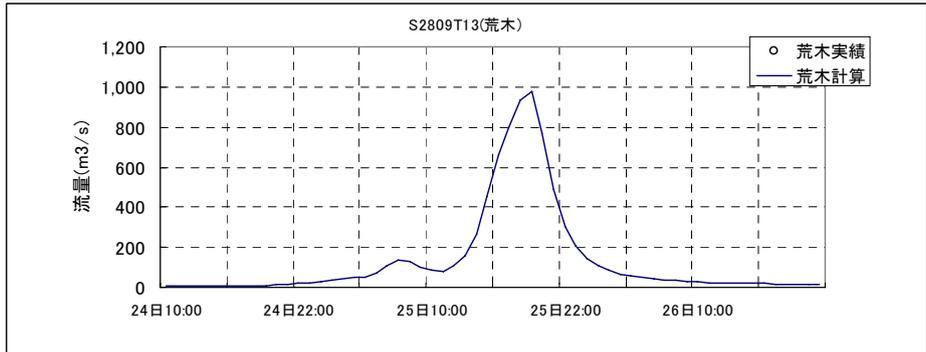
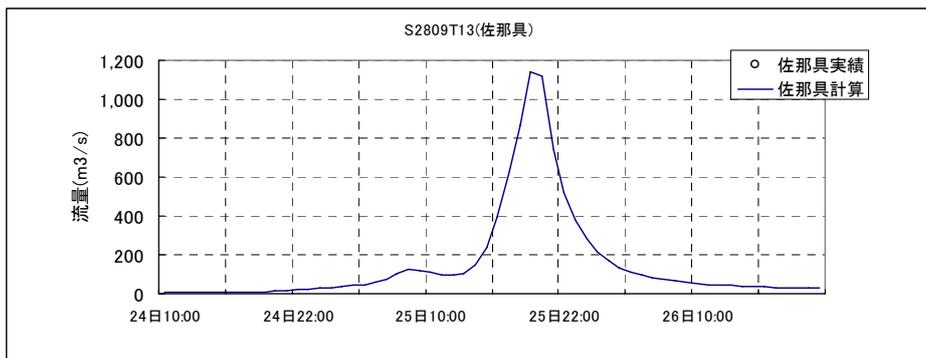
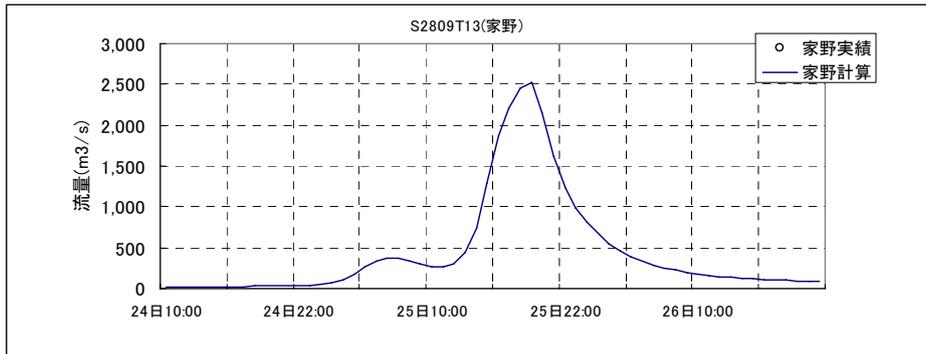
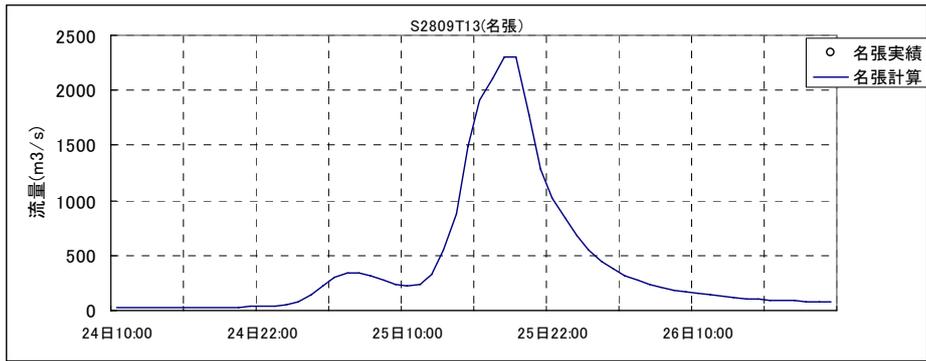
淀川・大和川の洪水資料等から亀岡盆地及び上野盆地の検証対象洪水の湛水深の記録が残っているものもあり、検証においては湛水深についても再現するよう注意を払った。亀岡盆地については亀岡地点の湛水深が残っていたため、モデルにおいては亀岡地点に近い霞堤入り口の曾我川のピーク水位と亀岡地点水位がほぼ合致するようにした。また、上野盆地については長田地点の湛水深の記録が残っていたため、モデルにおいては長田地点に近い木津川57.8kmのピーク水位がほぼ合致するようにした。

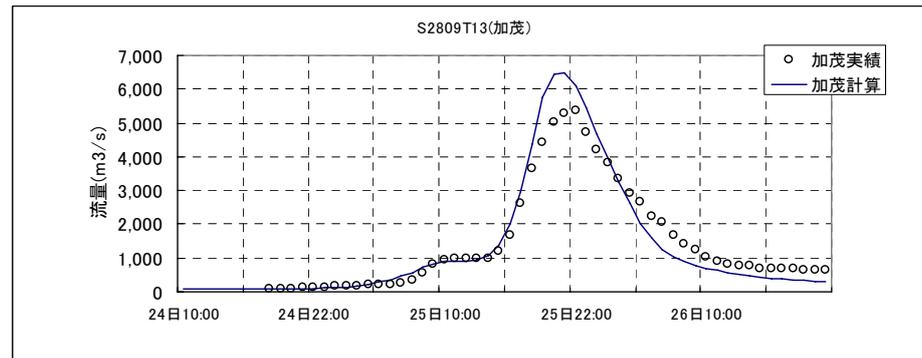
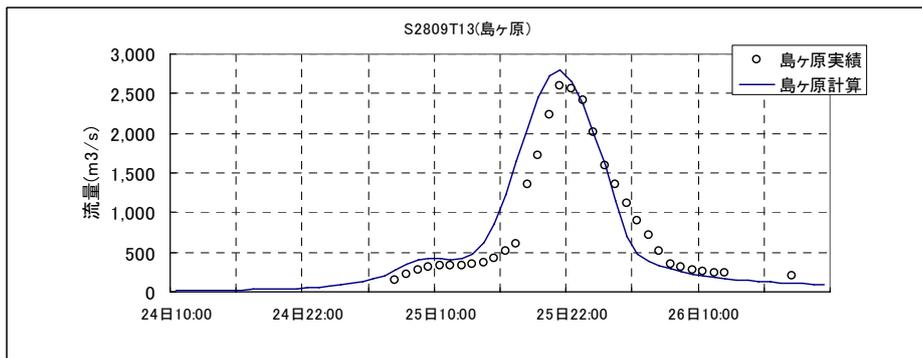
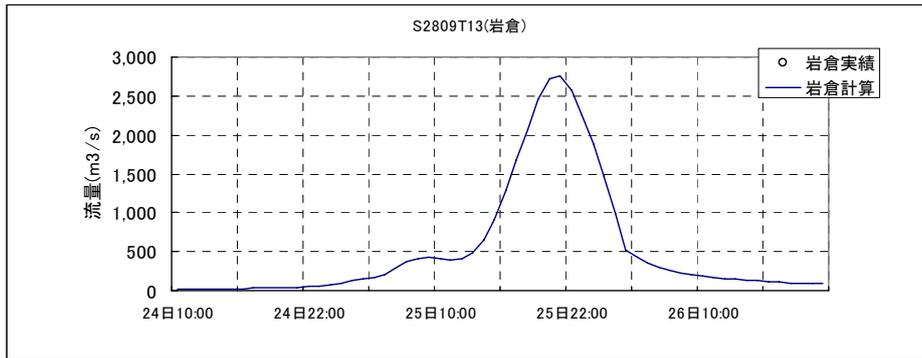
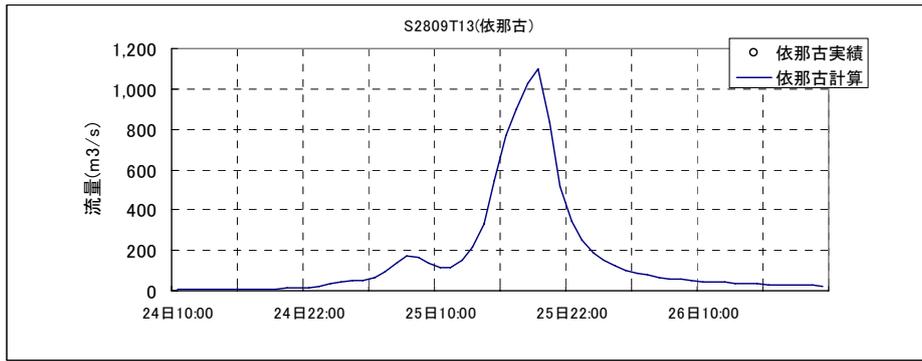
S 2 8 0 9 T 1 3 (48時間)

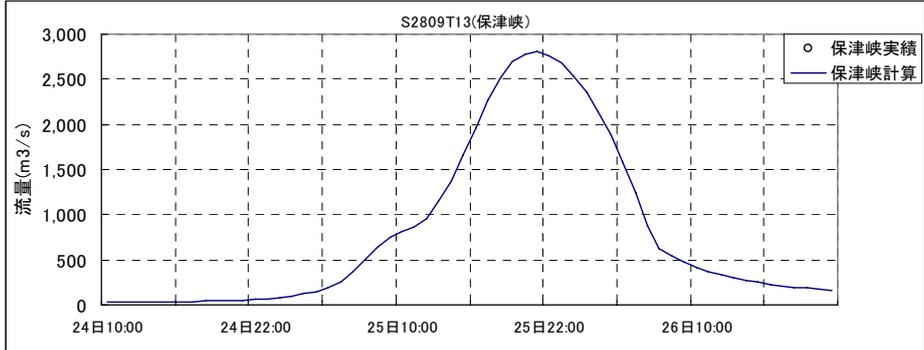
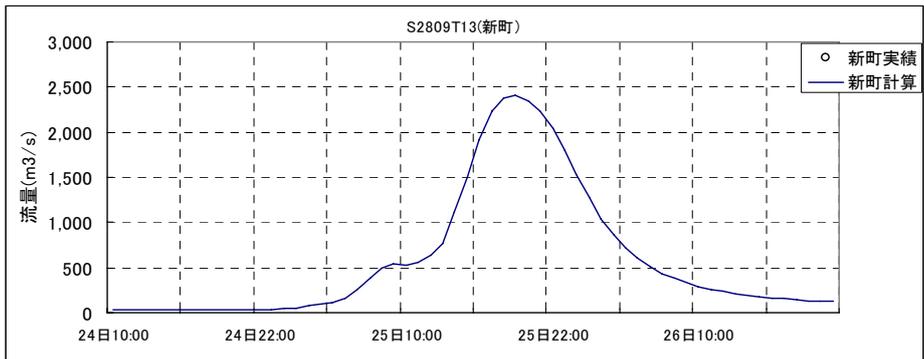
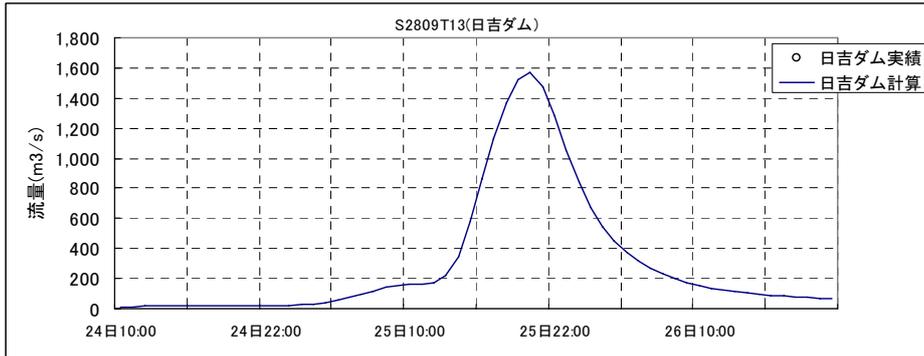
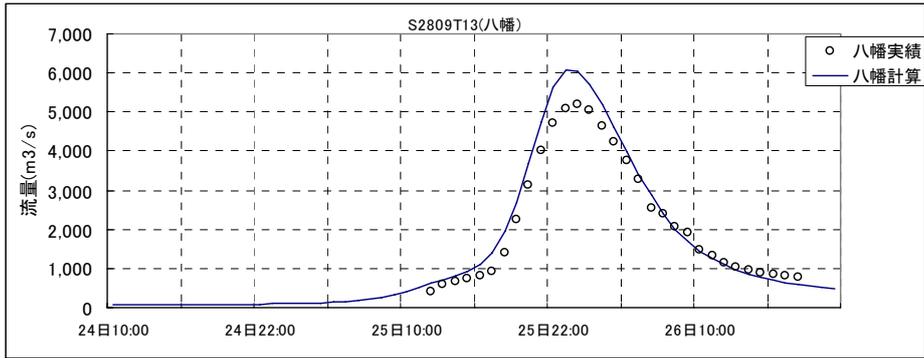


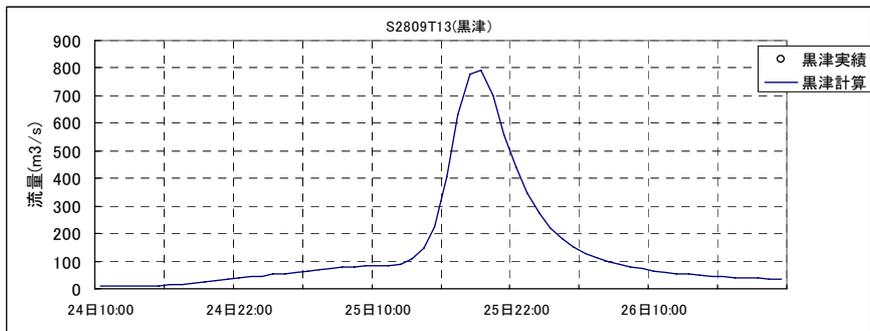
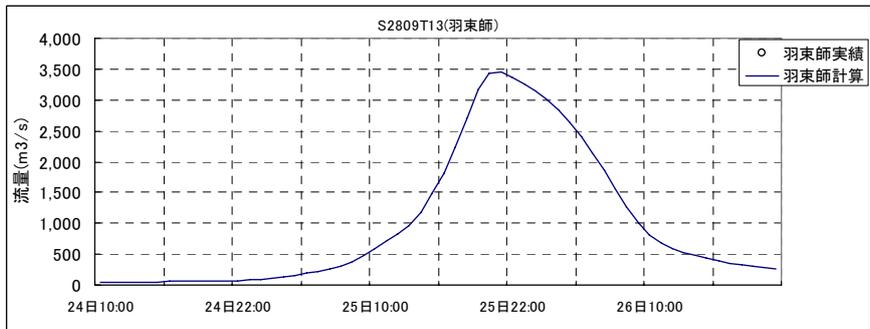
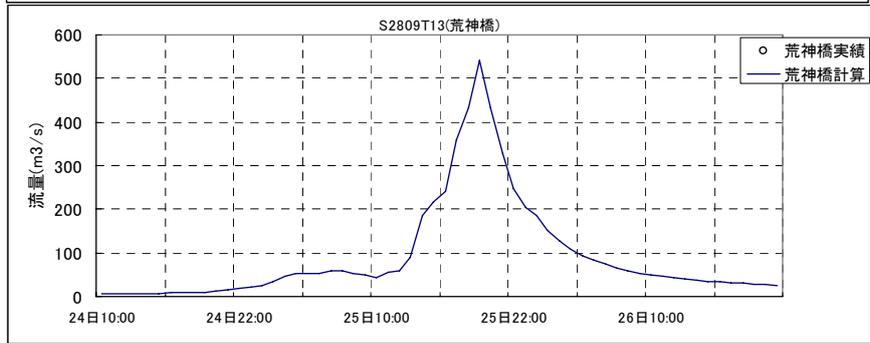
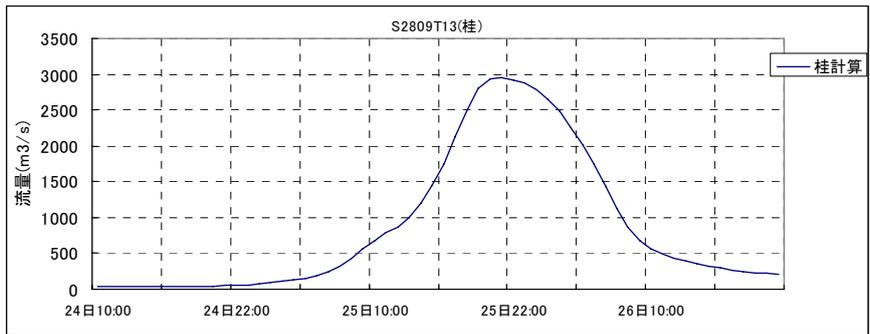
## □ハイドログラフによる確認

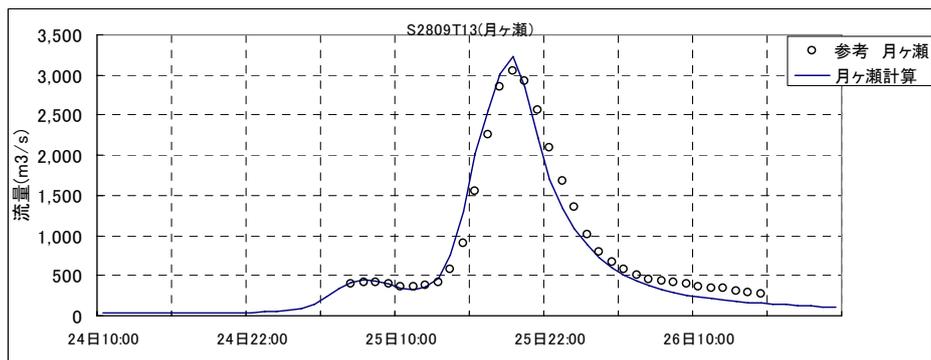
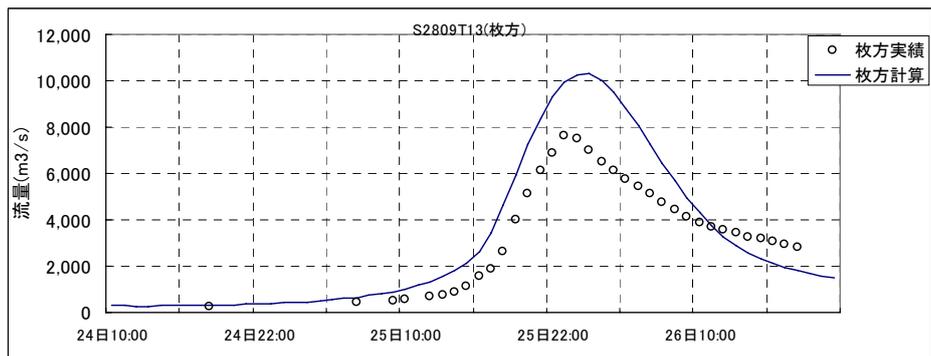
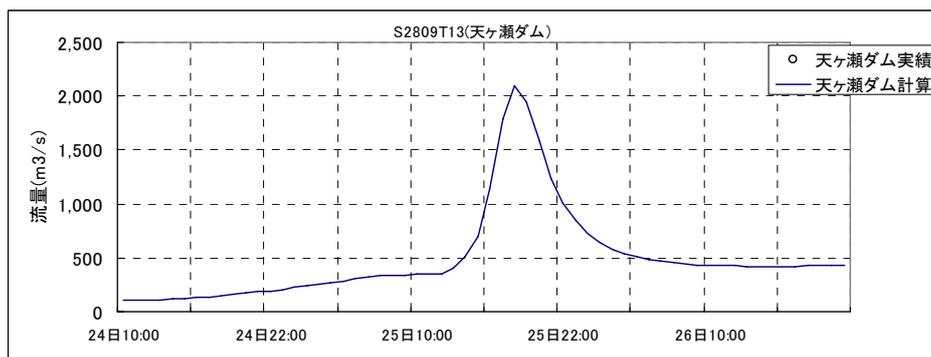












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 9月25日23時 水位 T.P.92.427m (補正後)

【出典 : 淀川・大和川の洪水資料】

(計算) ピーク時間 : 9月25日21時 水位 T.P.92.239m

(2) 上野盆地 (長田地点)

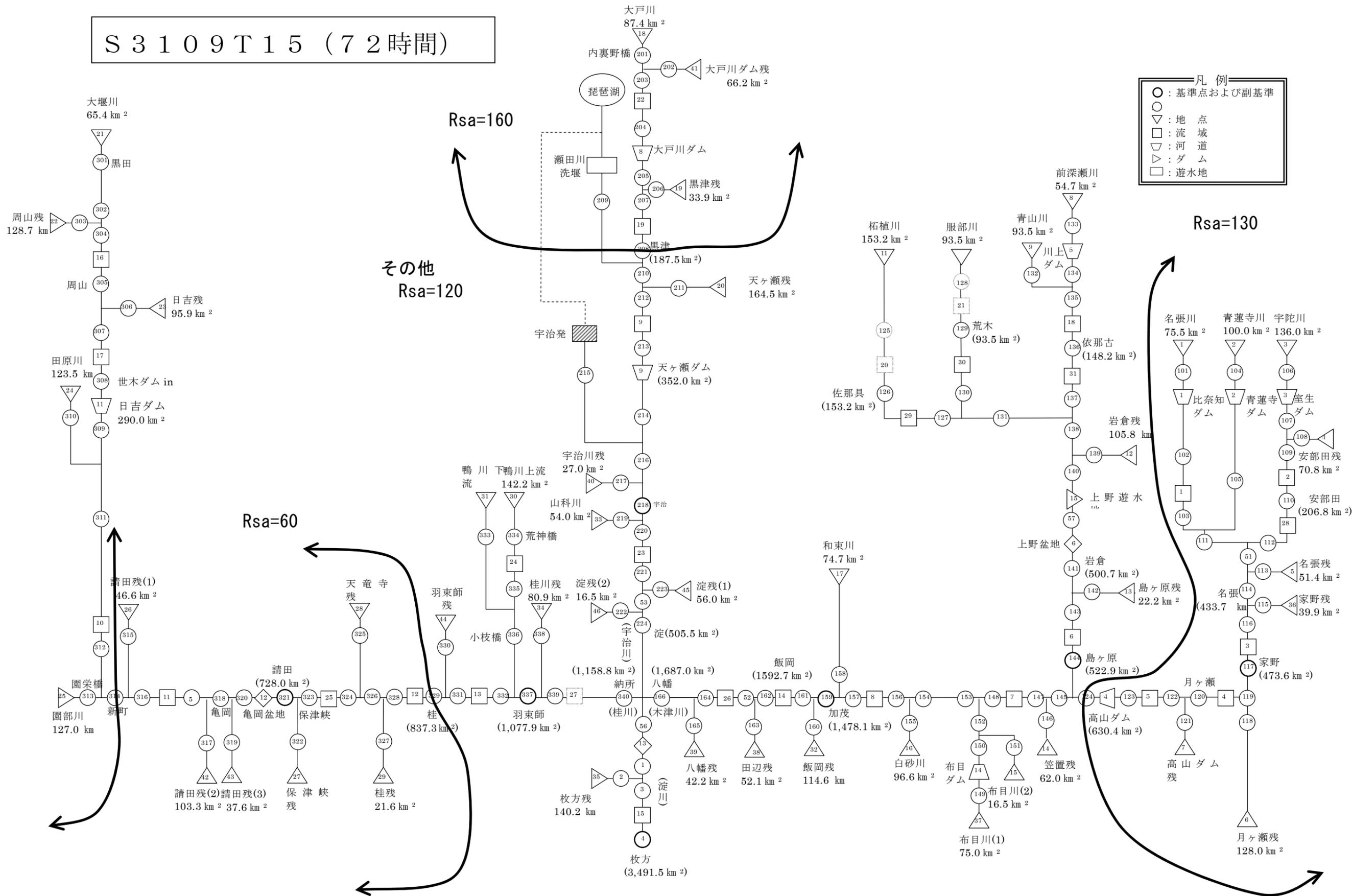
(実績) ピーク時間 : 9月25日20時 水位 T.P.136.85m

【出典 : 淀川百年史】

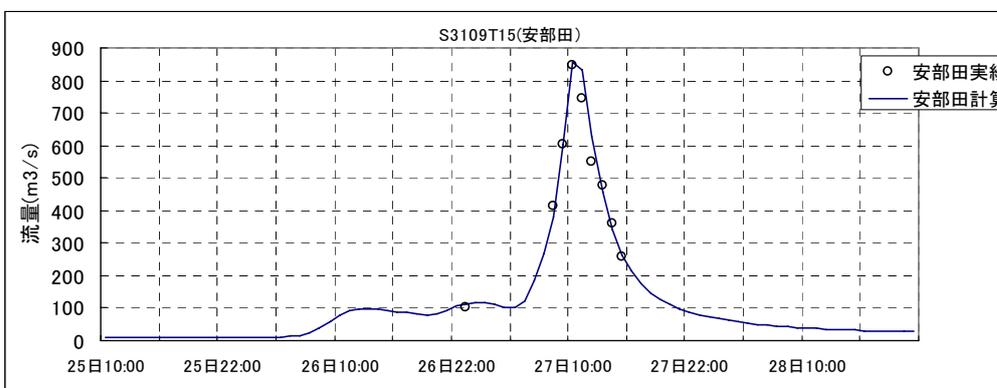
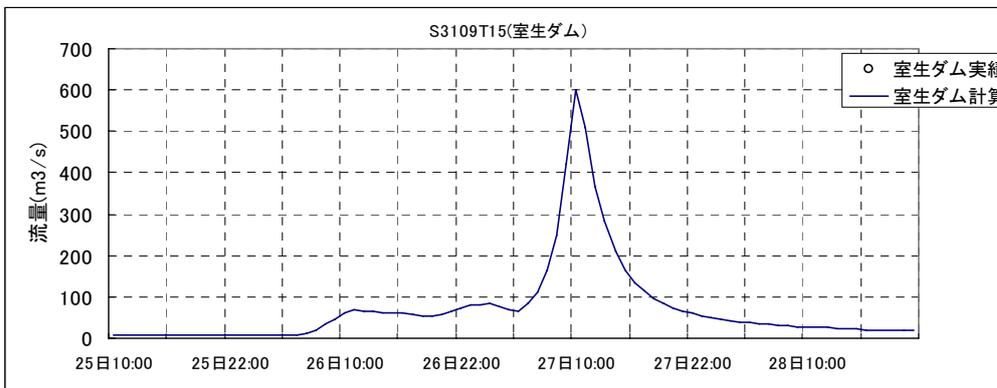
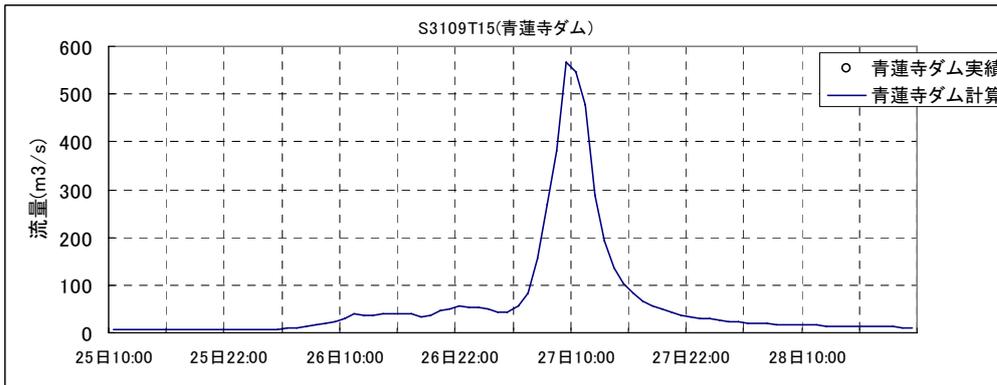
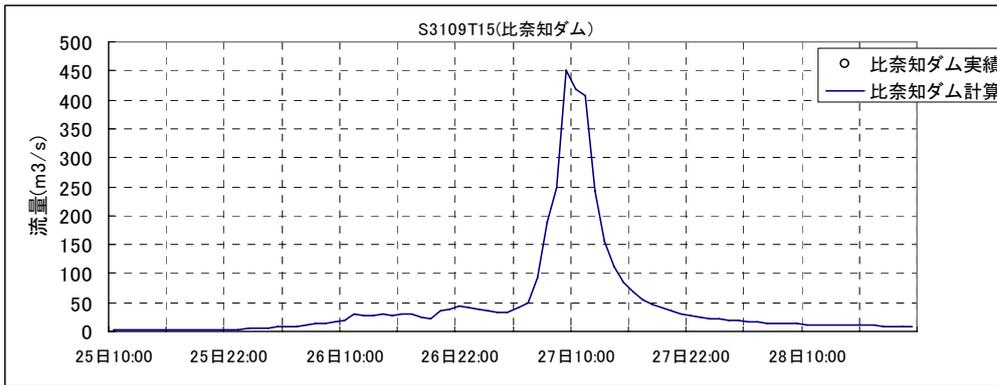
(計算) ピーク時間 : 9月25日21時 水位 T.P.136.703m

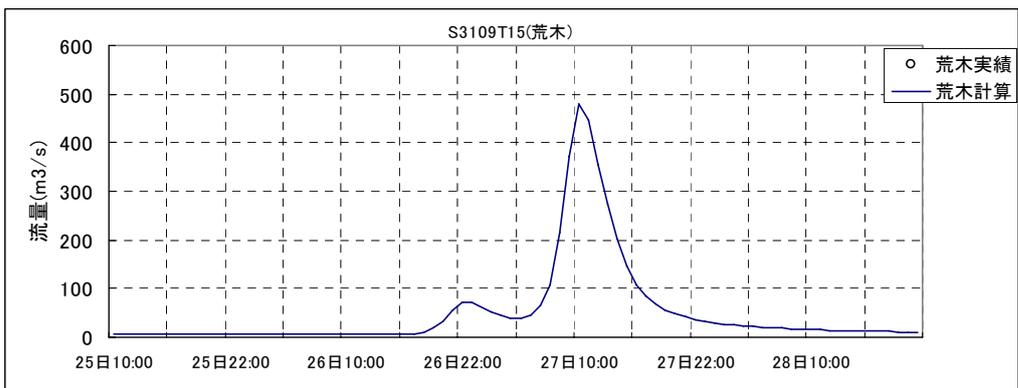
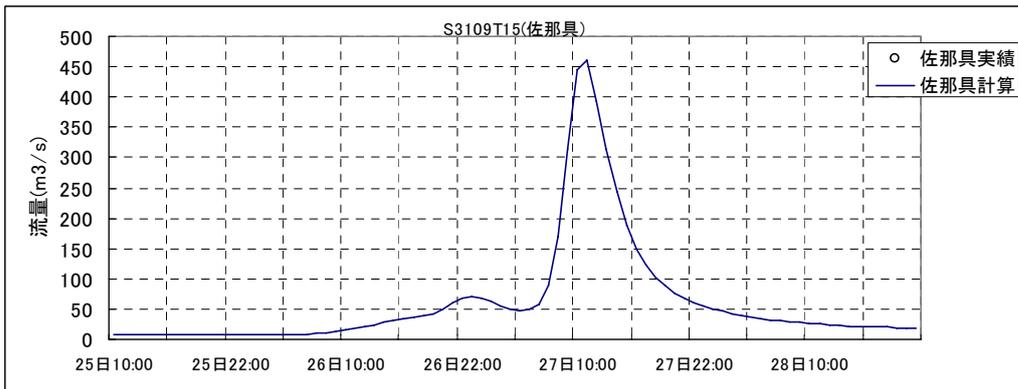
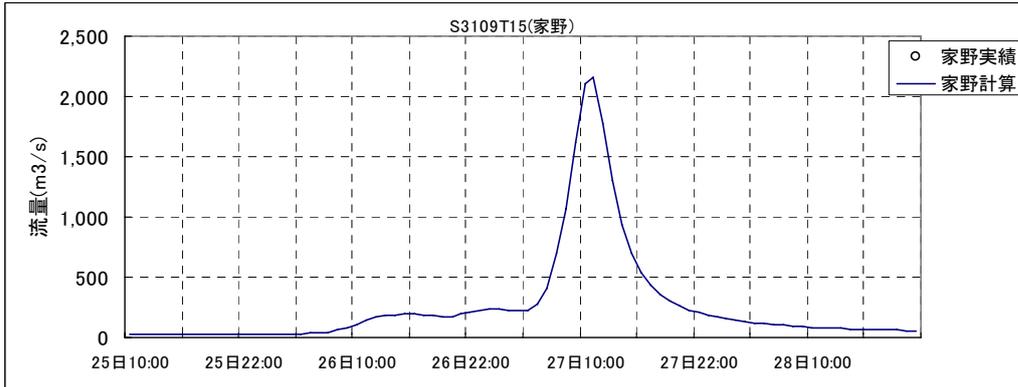
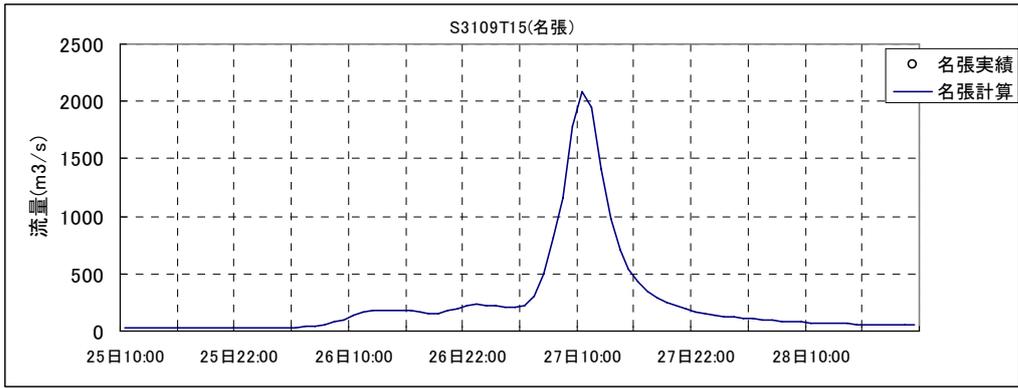
S 3 1 0 9 T 1 5 (72時間)

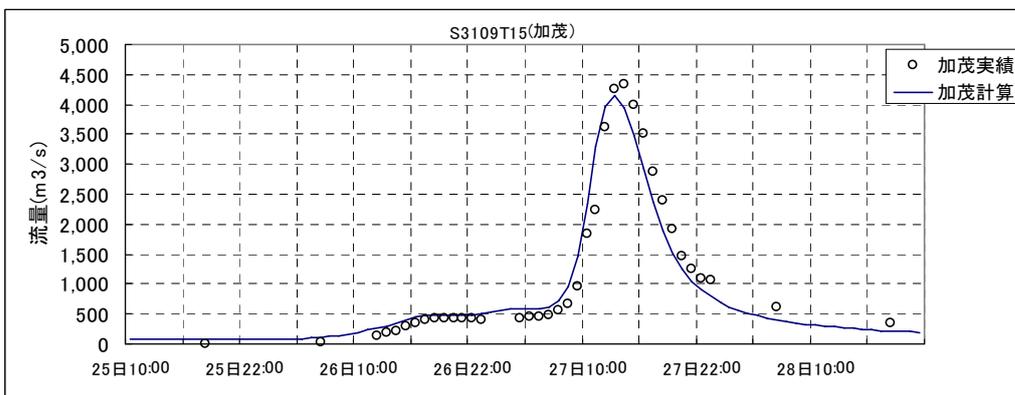
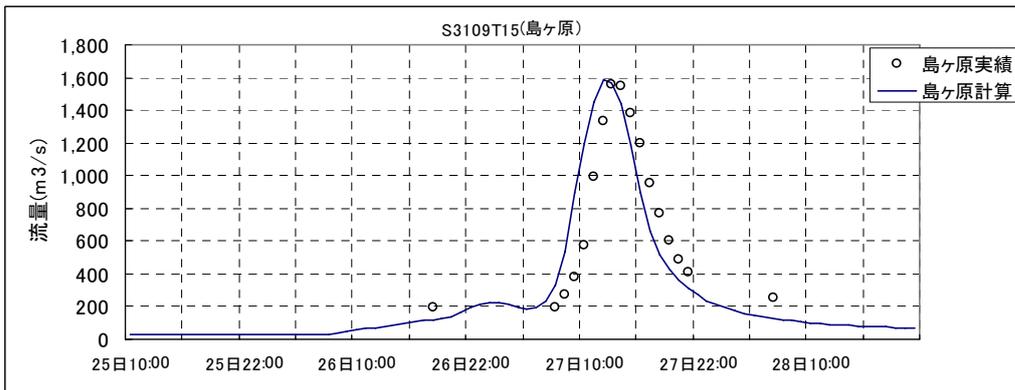
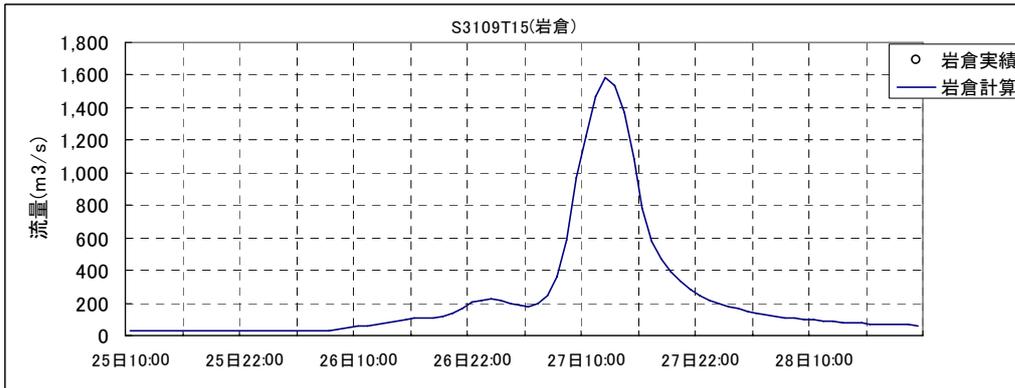
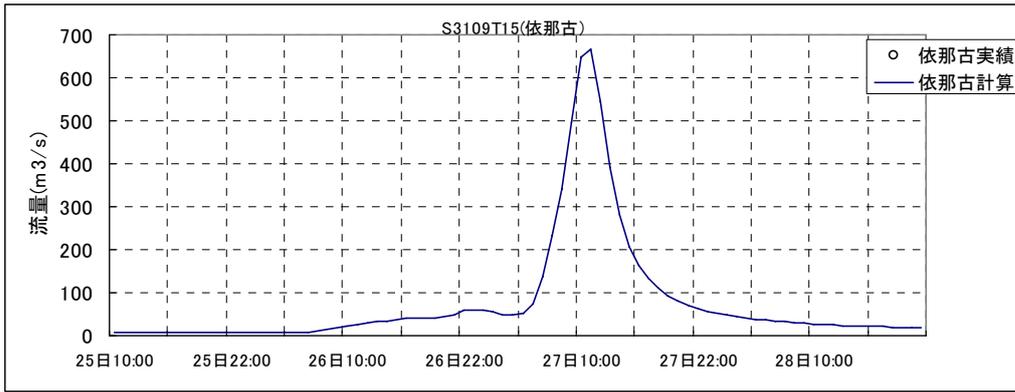
- 凡例
- : 基準点および副基準
  - ▽ : 地点
  - : 流域
  - ▽ : 河道
  - ▷ : ダム
  - ◻ : 遊水地

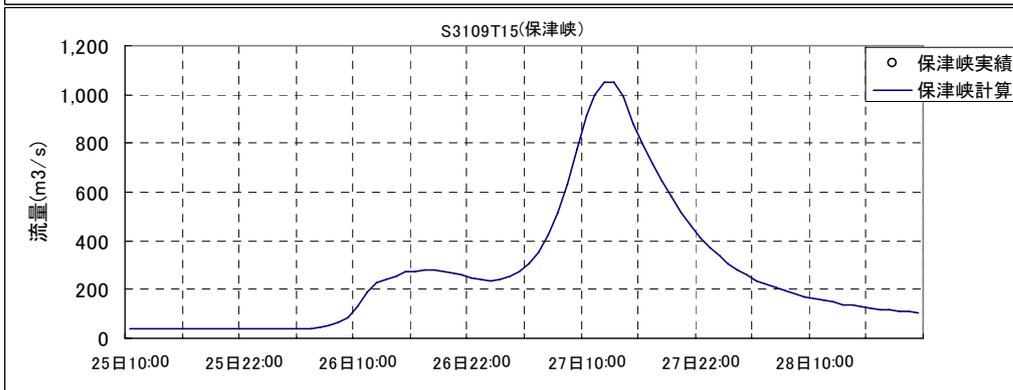
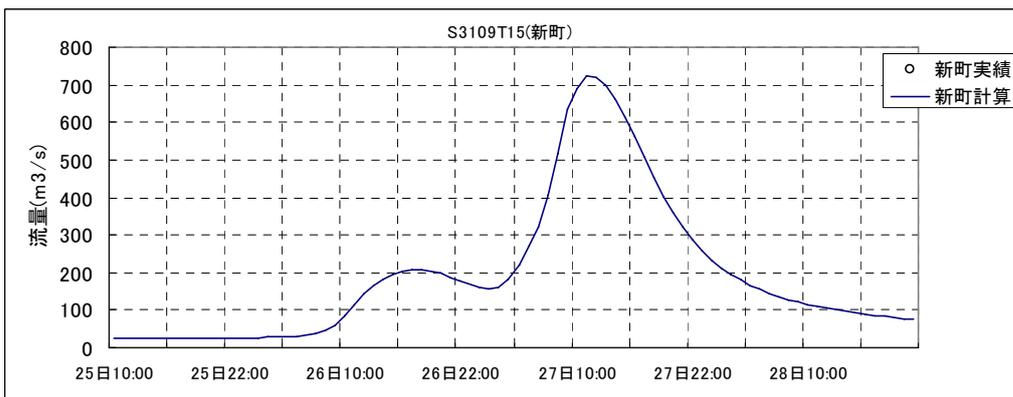
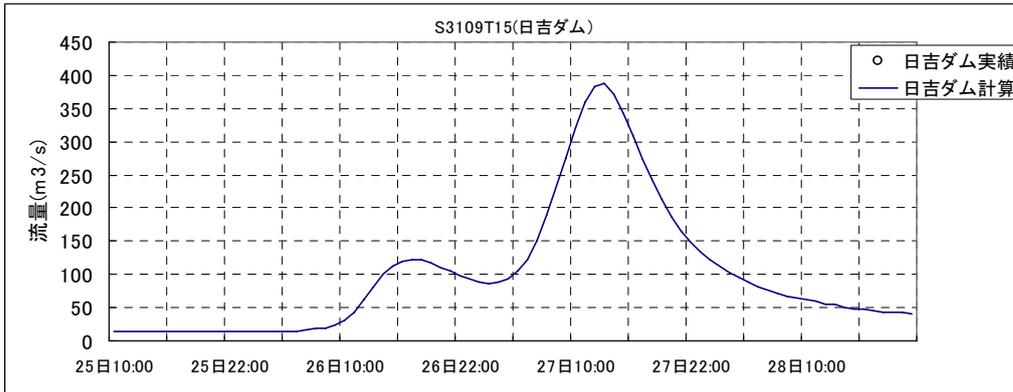
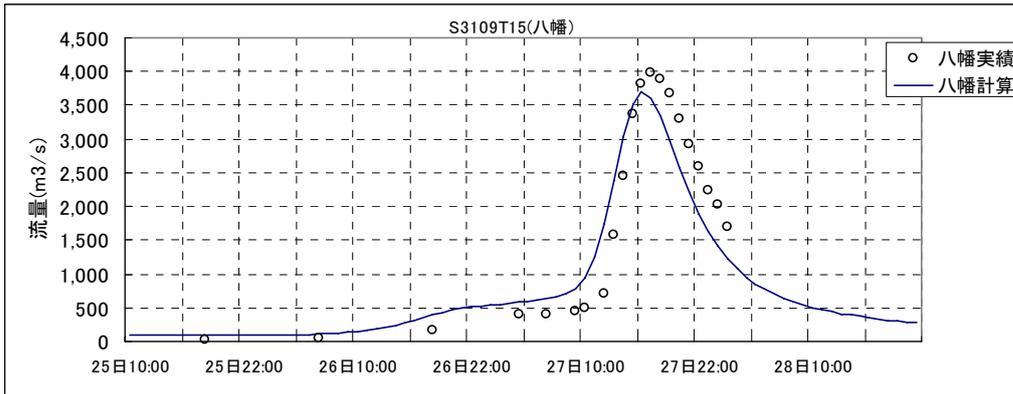


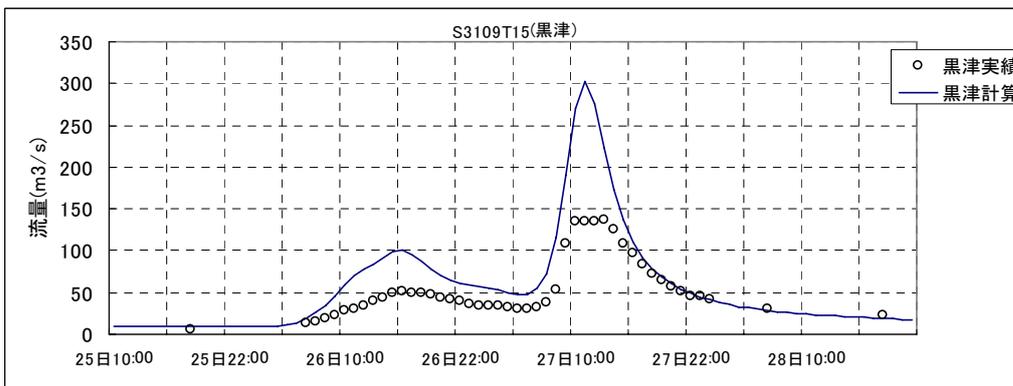
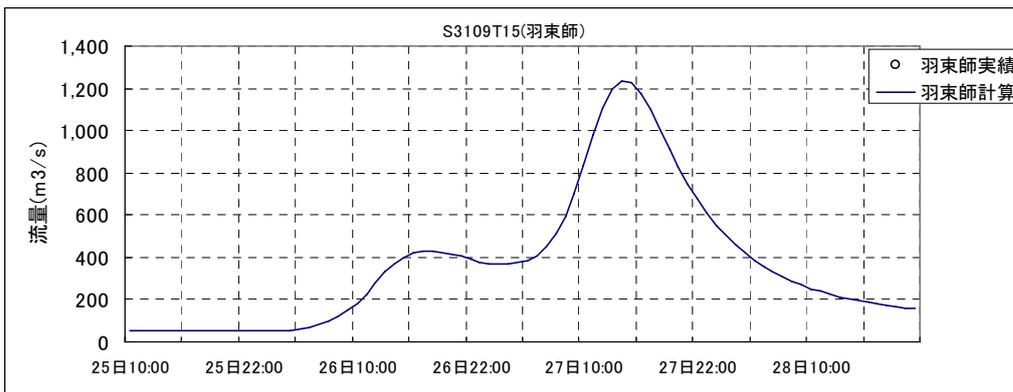
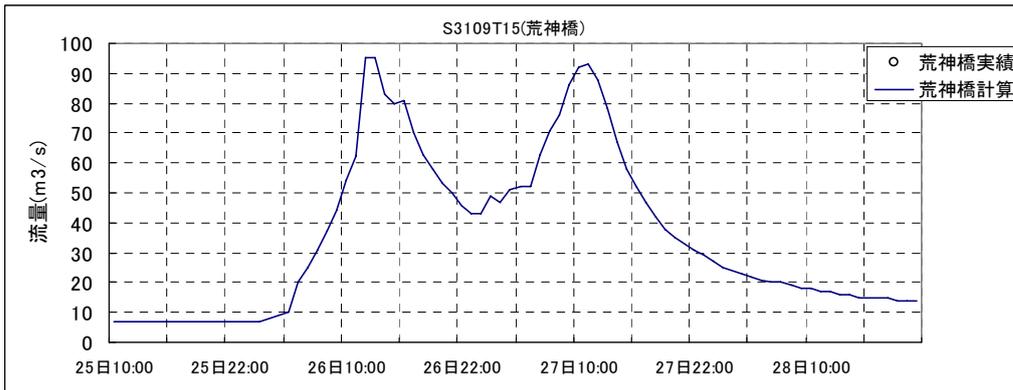
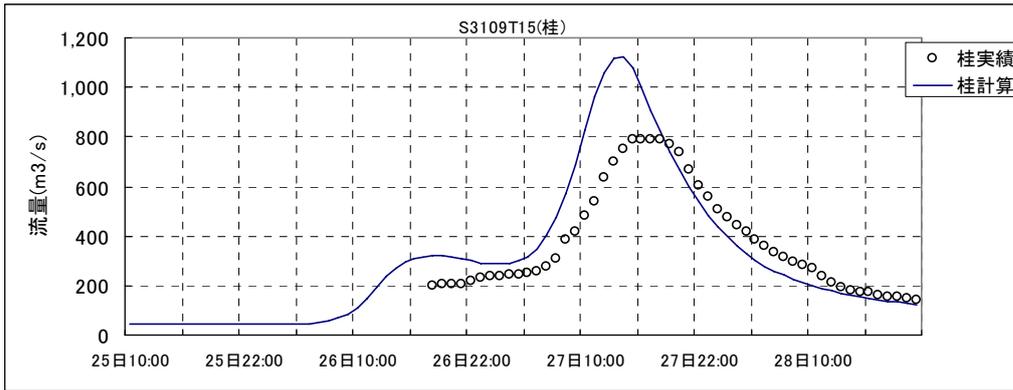
□ハイドログラフによる確認

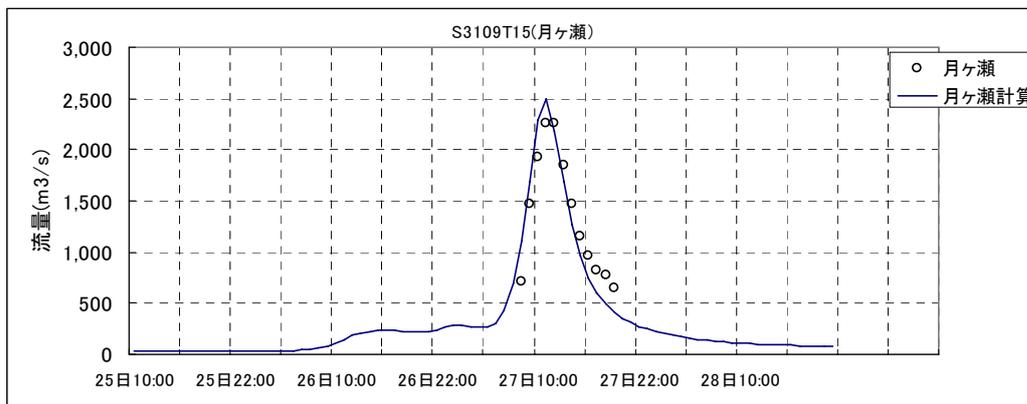
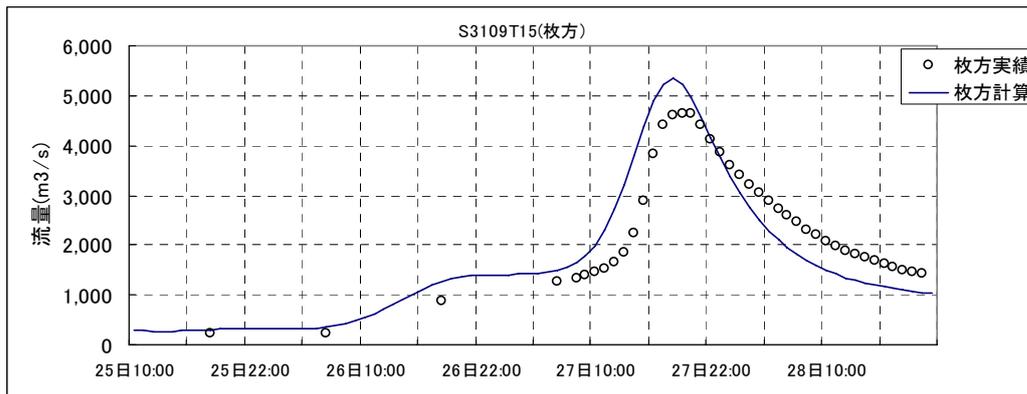
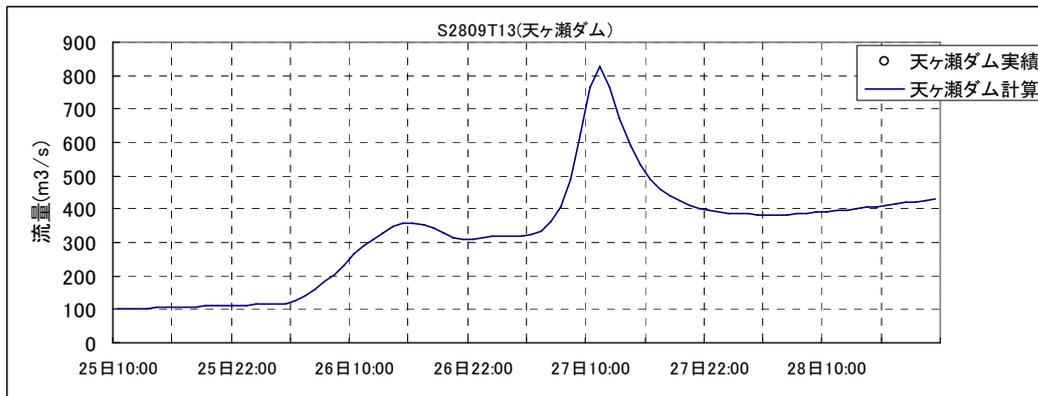












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 9月27日15時 水位 T.P.88.067m (補正後)

【出典 : 淀川・大和川の洪水資料】

(計算) ピーク時間 : 9月27日12時 水位 T.P.87.785m

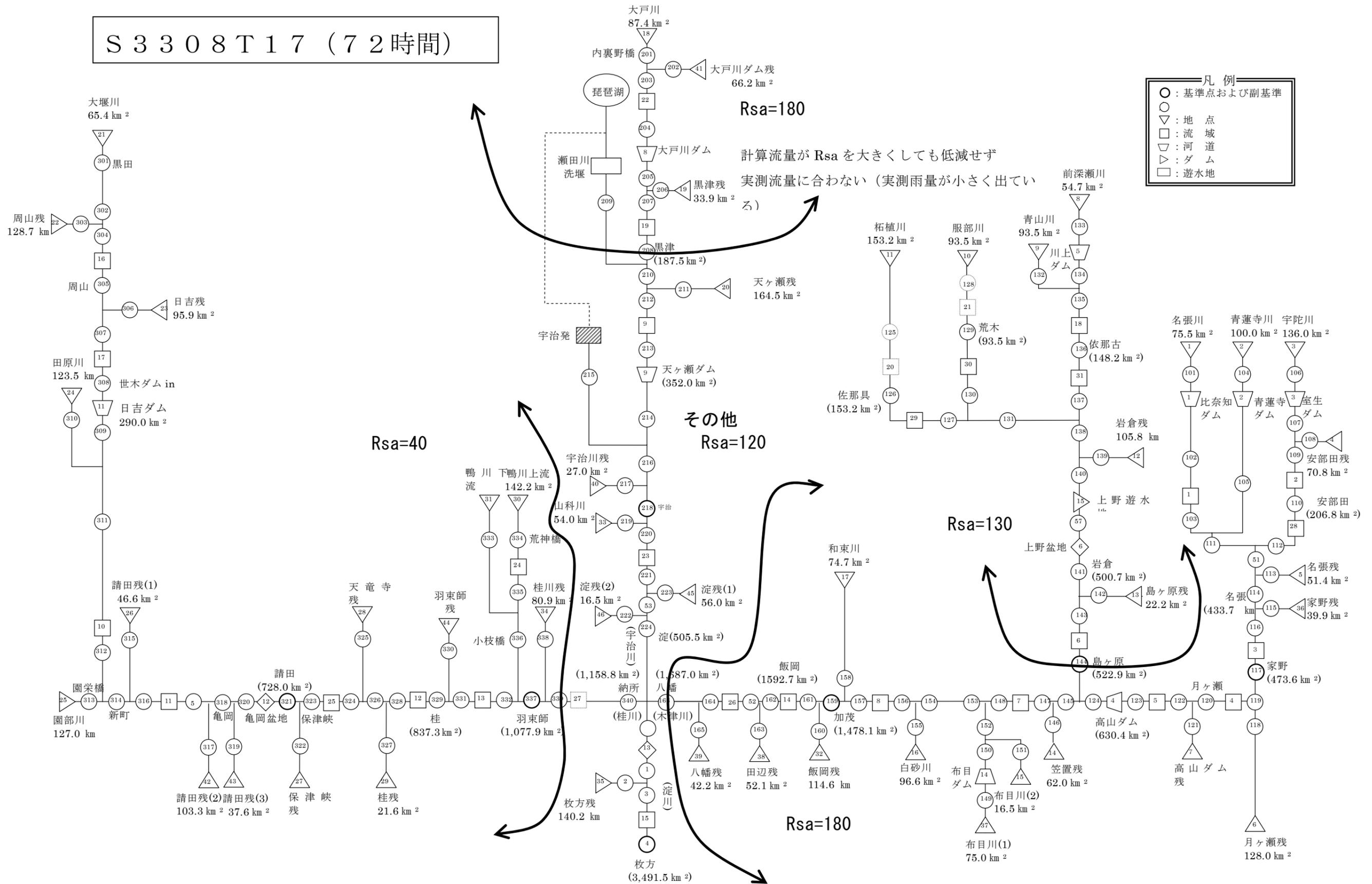
(2) 上野盆地 (長田地点)

(実績) ピーク時間 : 不明 水位 T.P.133.8m

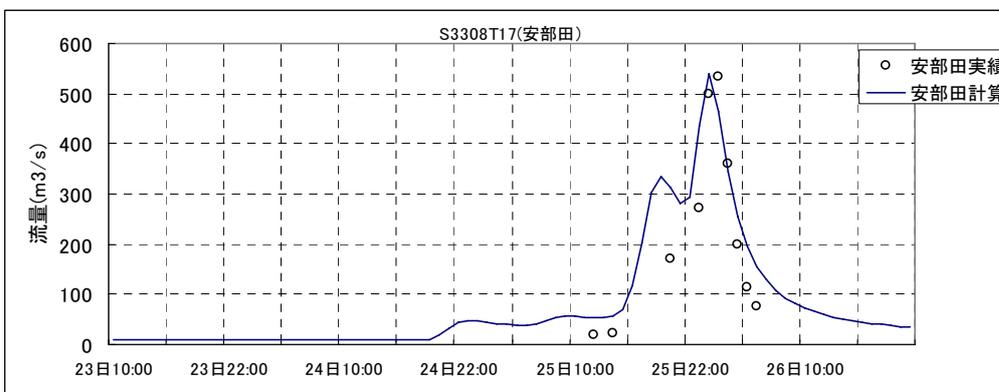
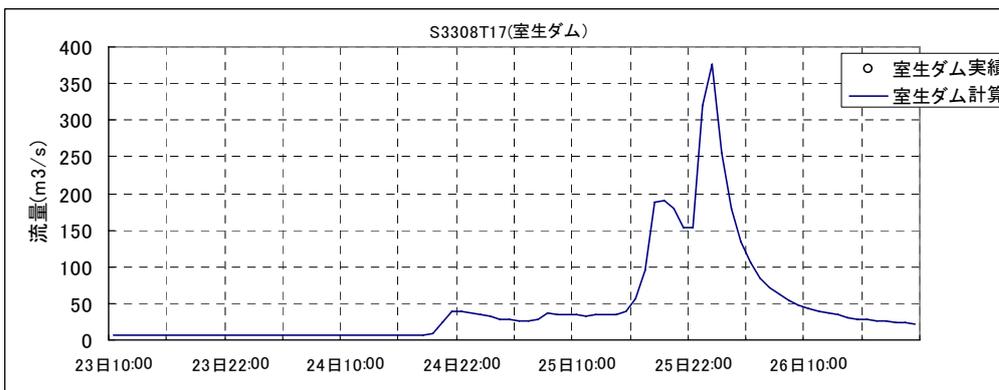
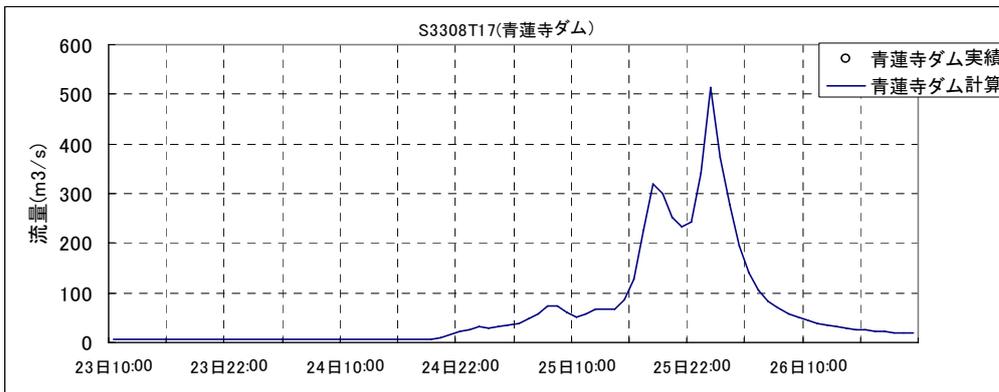
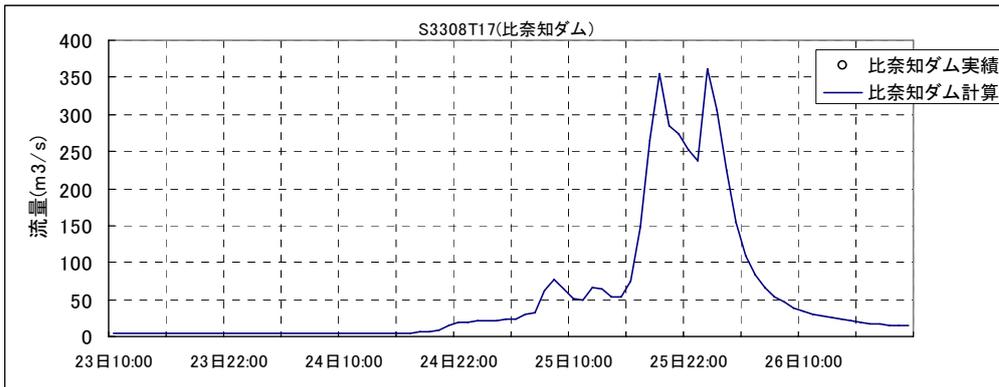
【出典 : 淀川百年史】

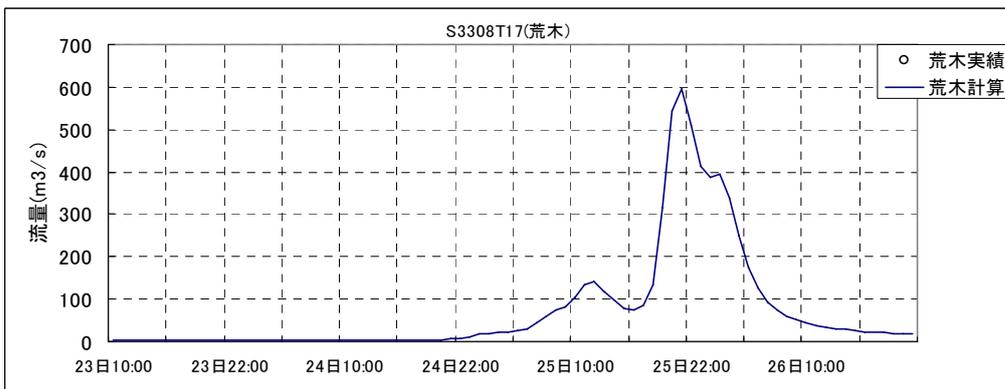
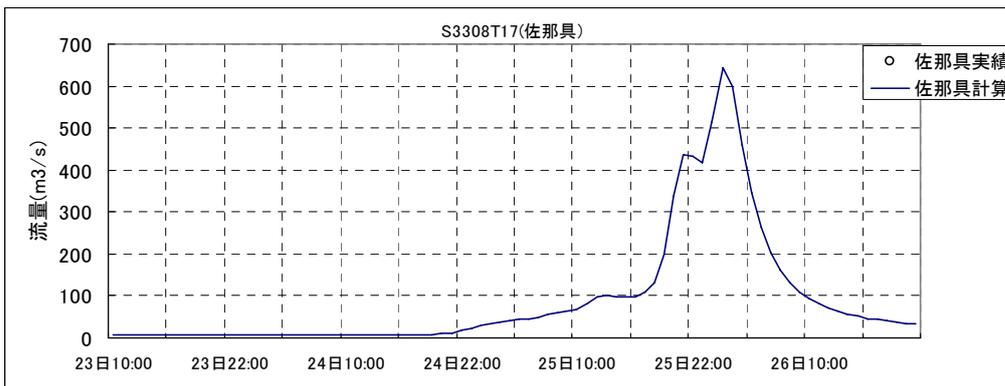
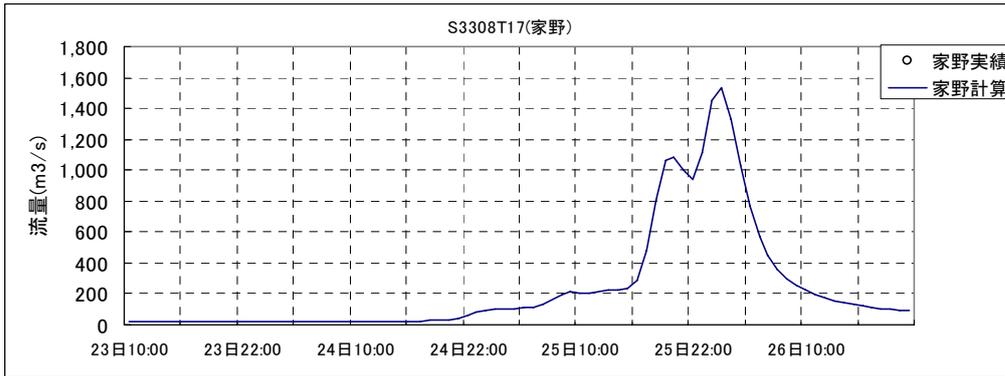
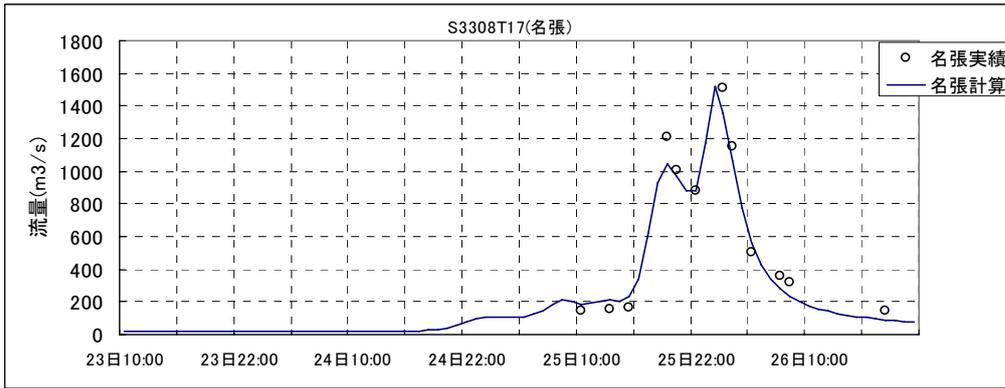
(計算) ピーク時間 : 9月27日12時 水位 T.P.134.026m

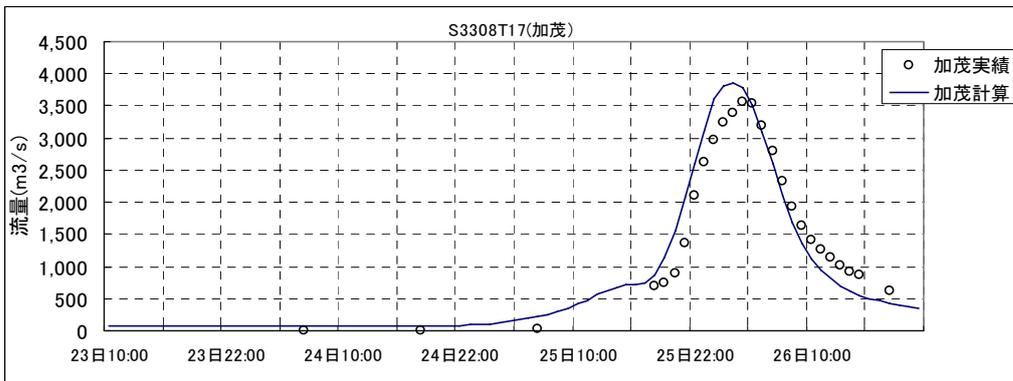
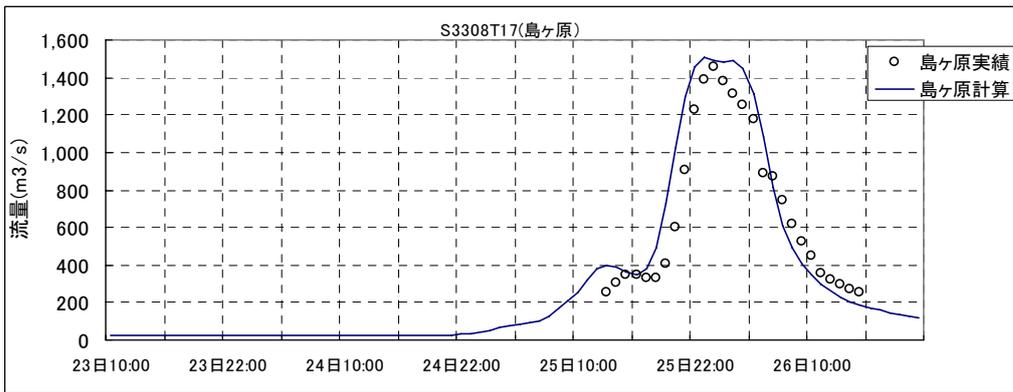
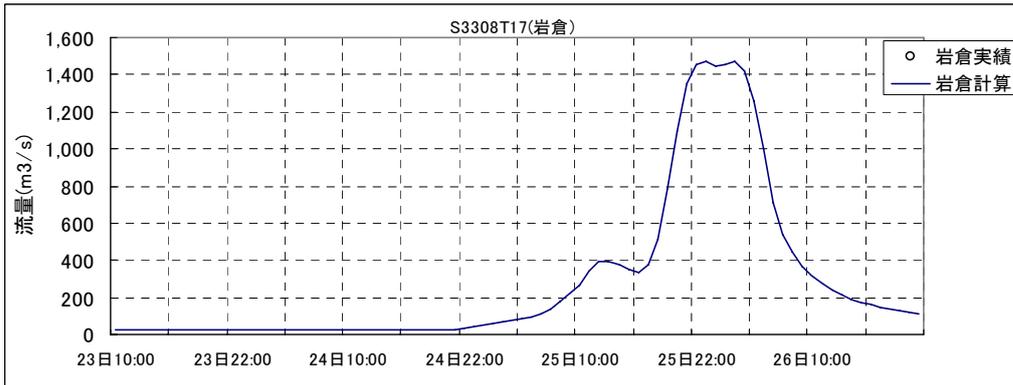
S 3 3 0 8 T 1 7 (72時間)

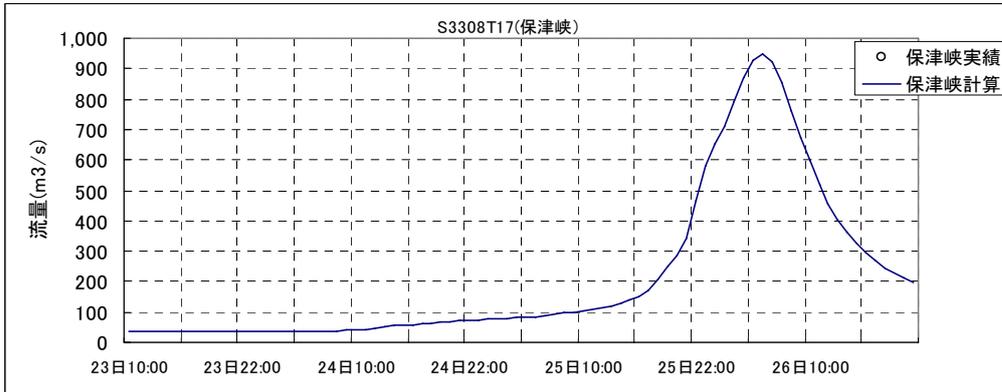
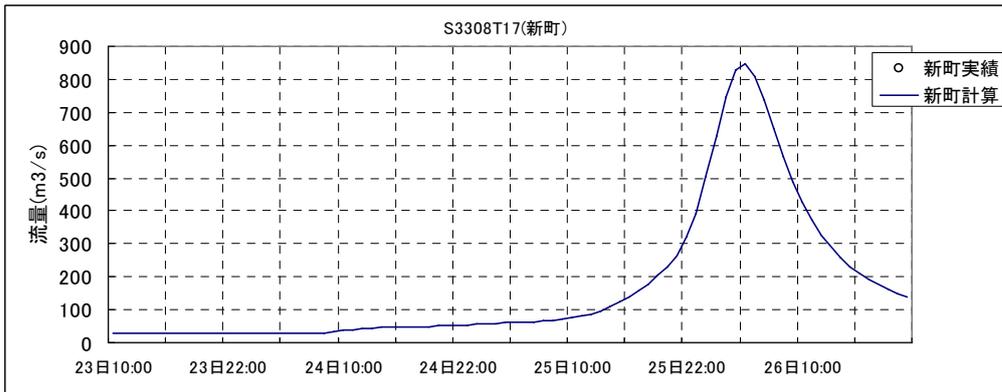
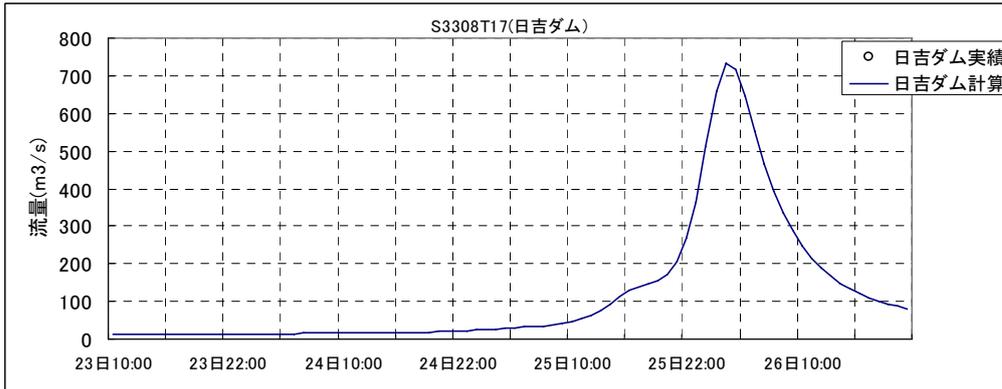
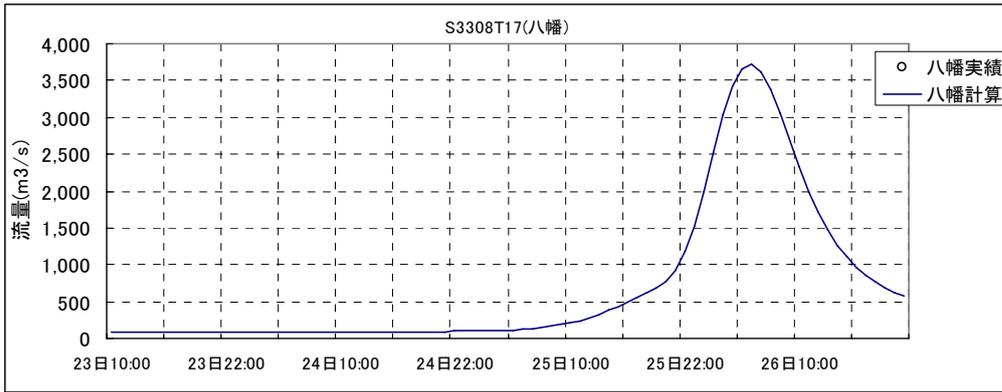


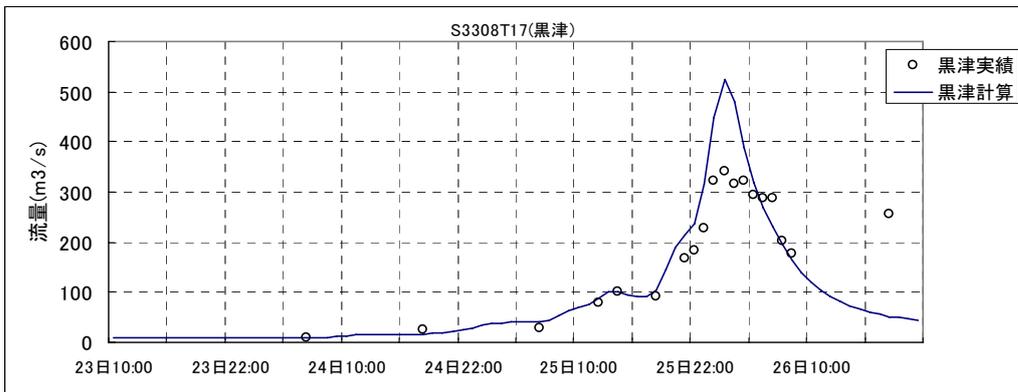
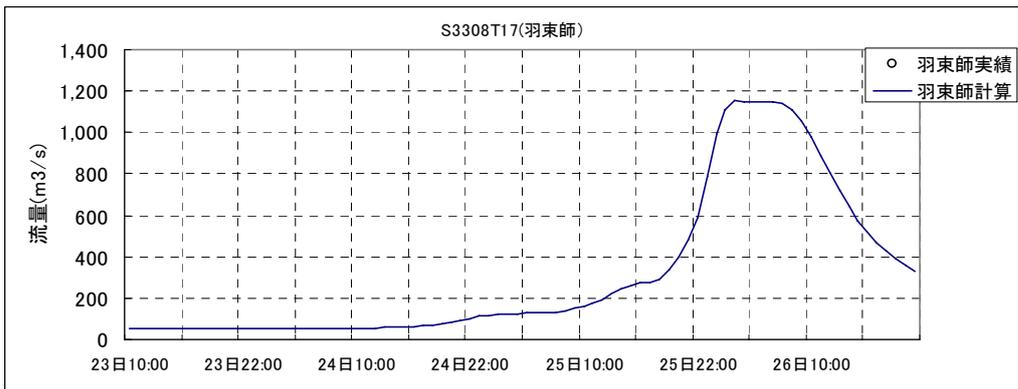
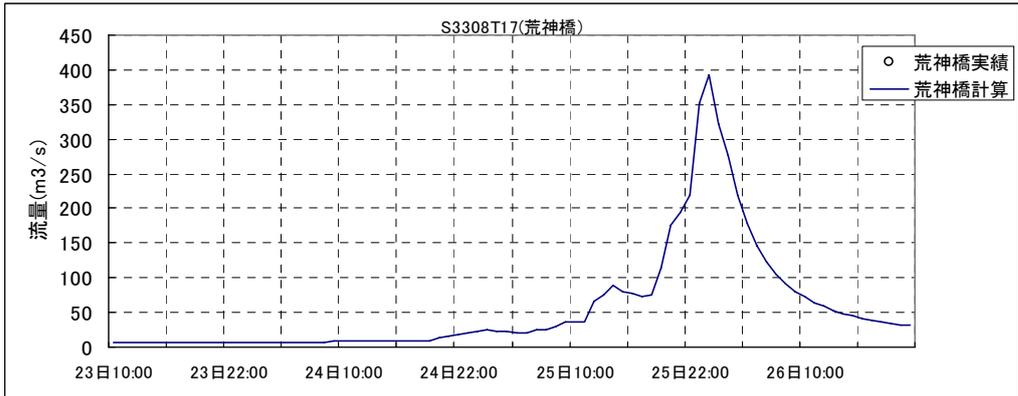
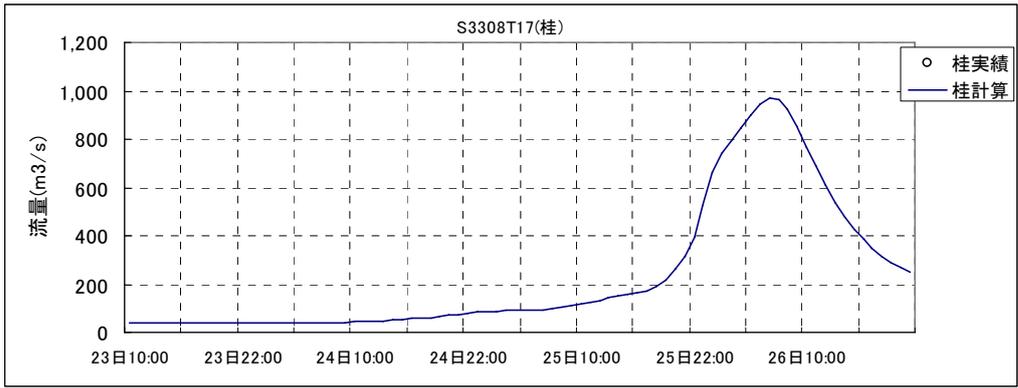
□ハイドログラフによる確認

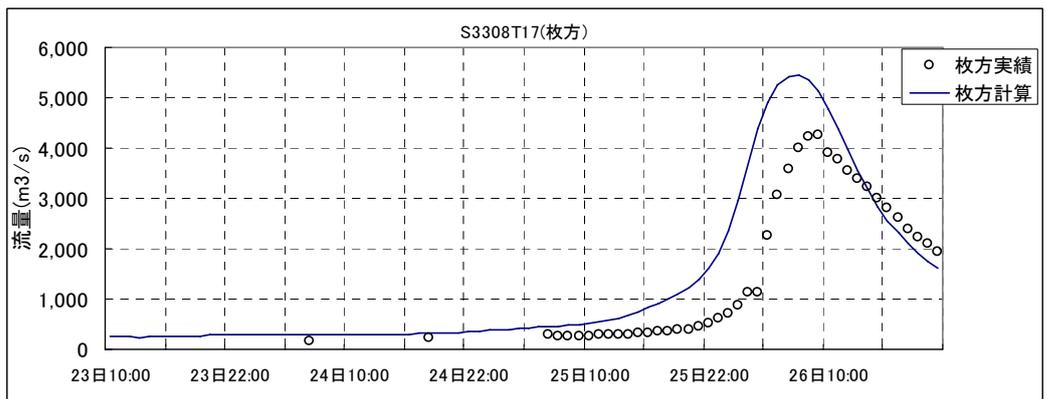
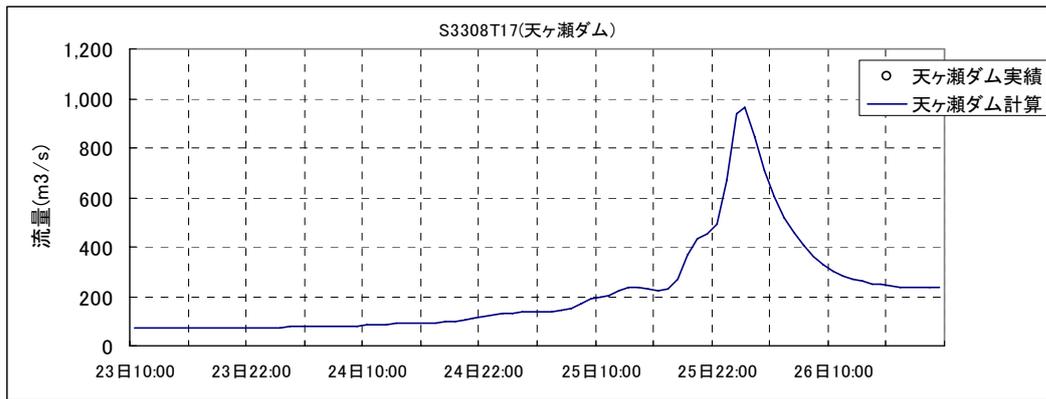












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 8月26日6時 水位 T.P.87.947m (補正後)

【出典 : 淀川・大和川の洪水資料】

(計算) ピーク時間 : 8月26日5時 水位 T.P.87.565m

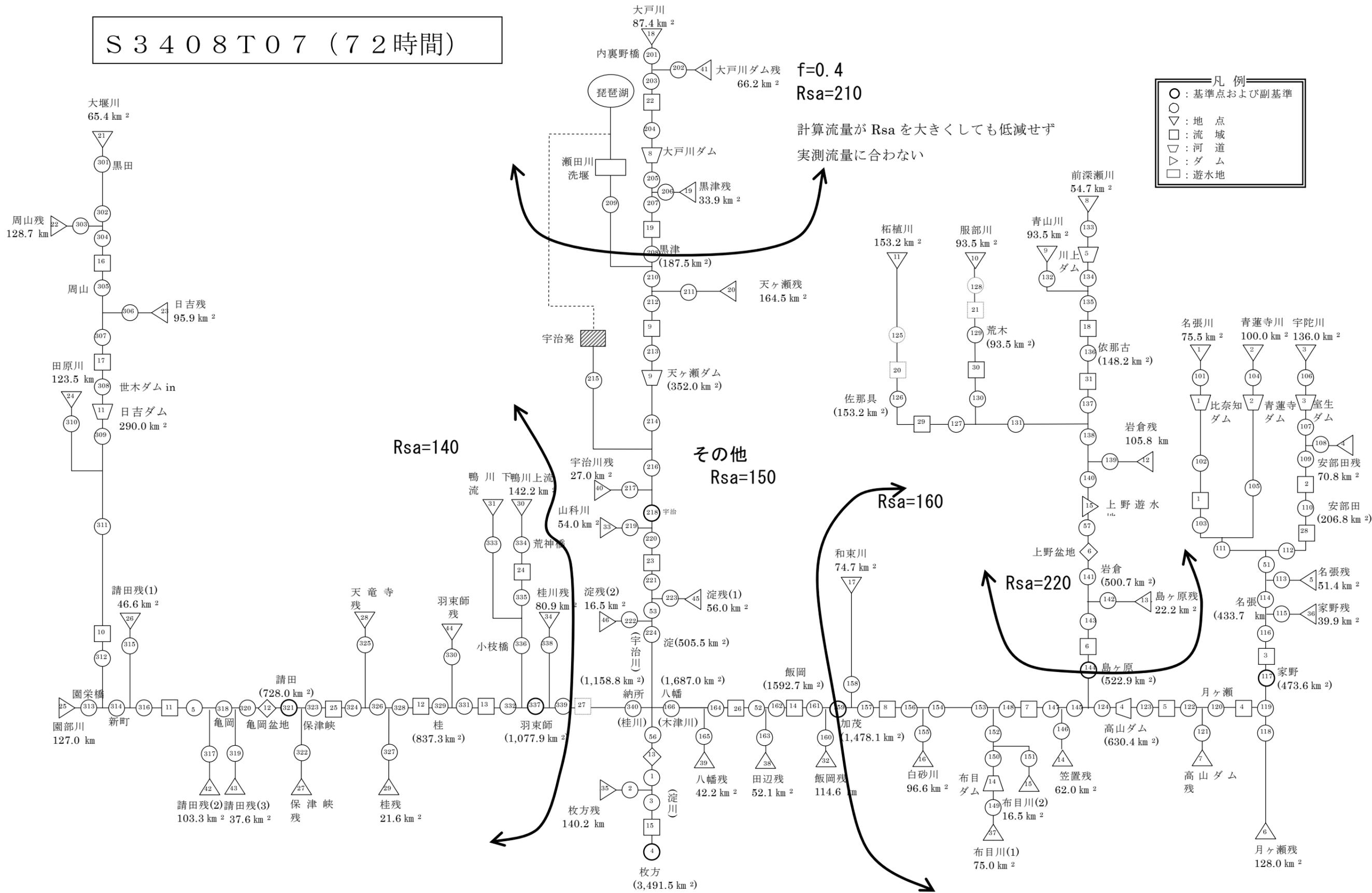
(2) 上野盆地 (長田地点)

(実績) ピーク時間 : 不明 水位 T.P.134.1m

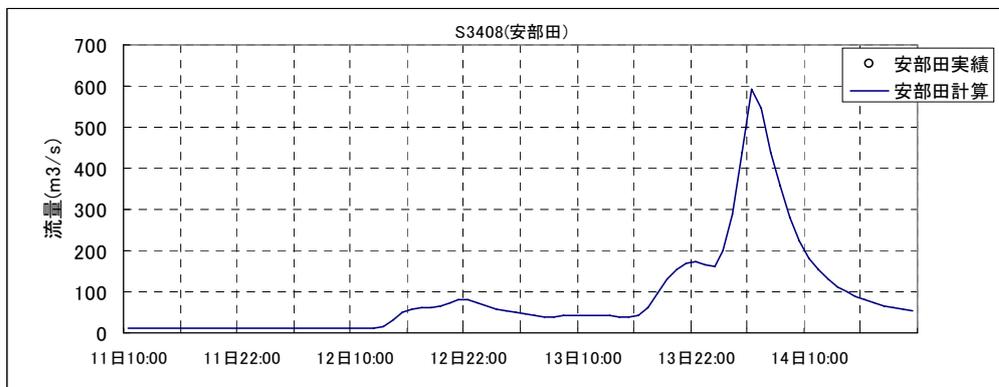
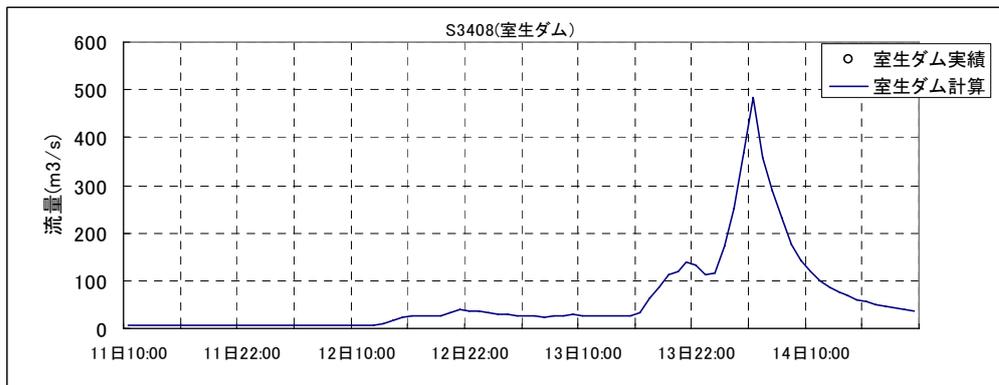
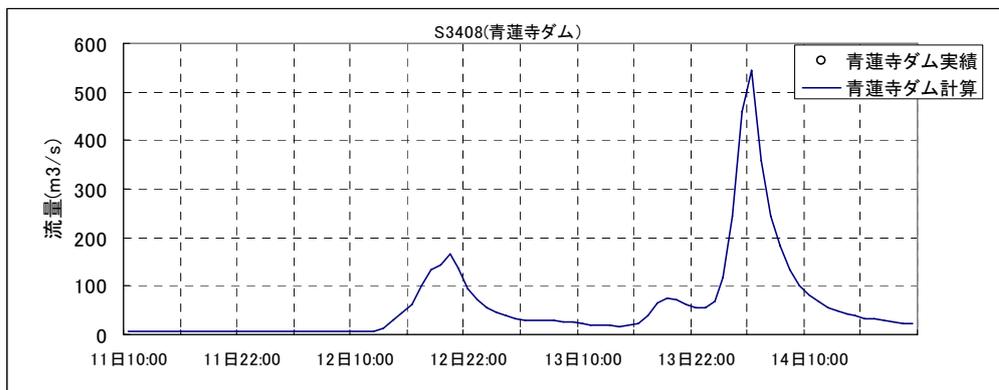
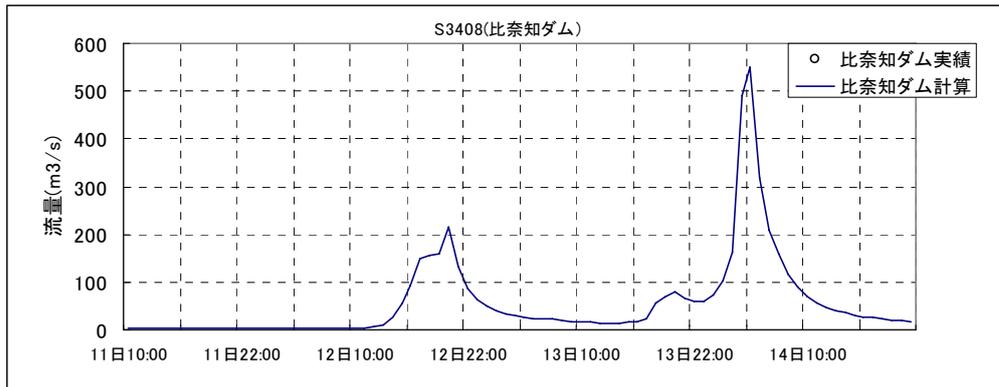
【出典 : 淀川百年史】

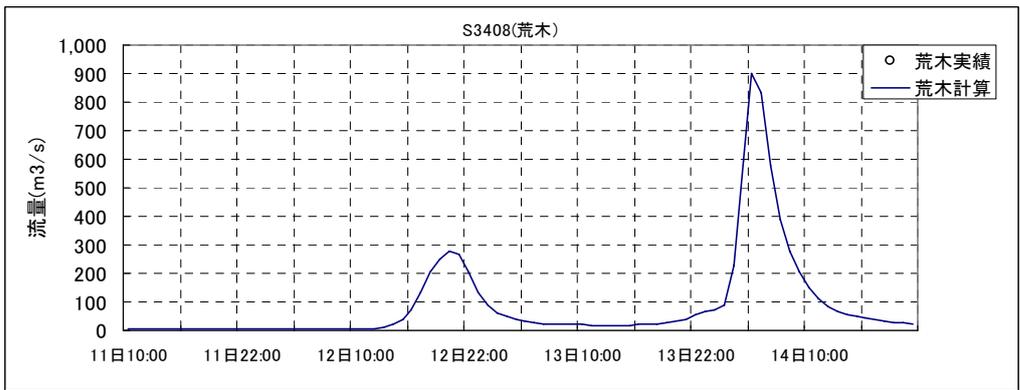
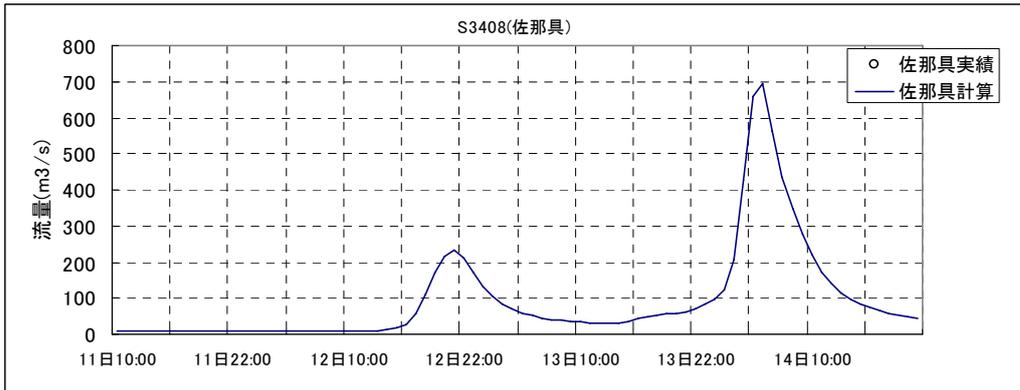
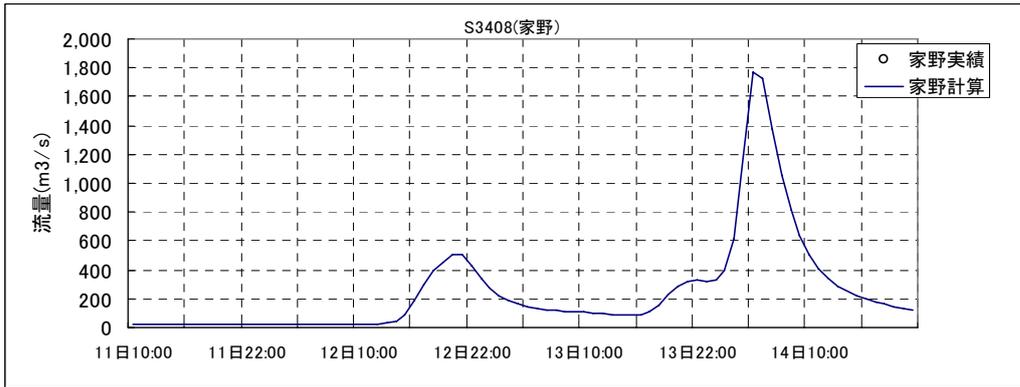
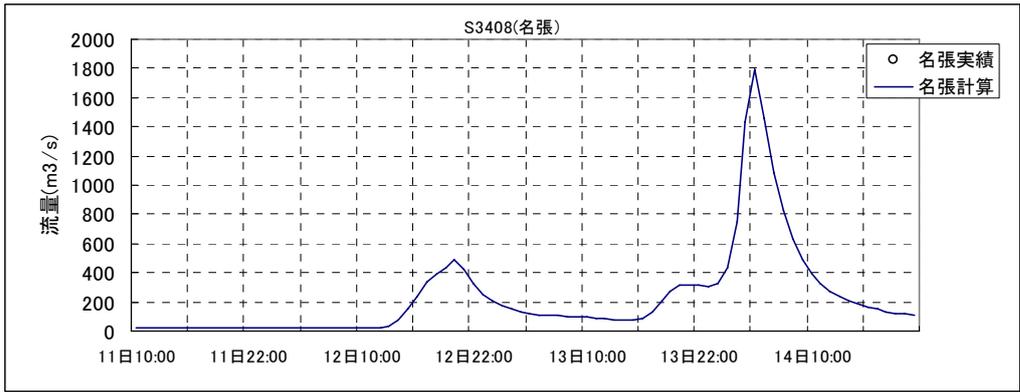
(計算) ピーク時間 : 8月25日23時 水位 T.P.133.744

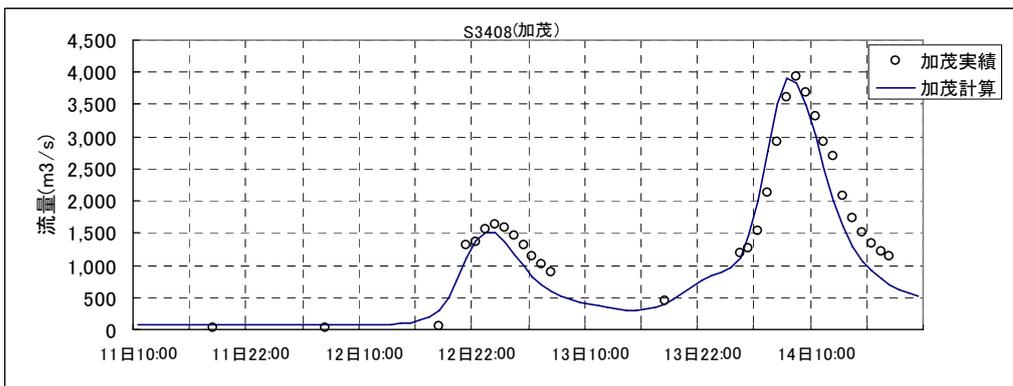
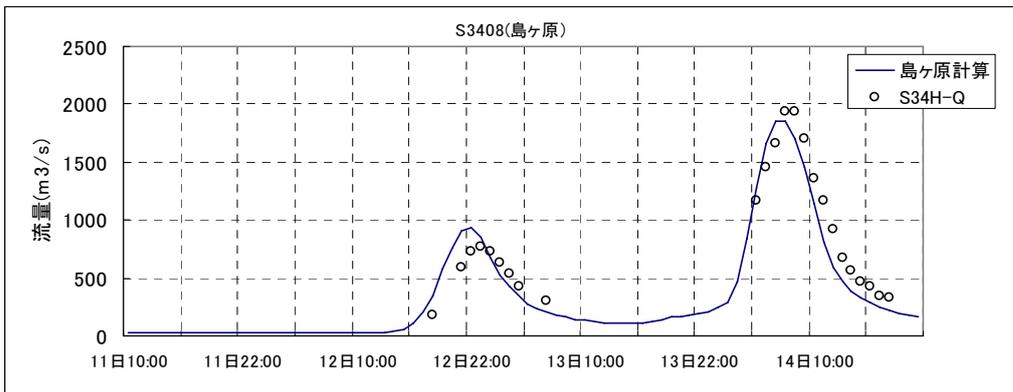
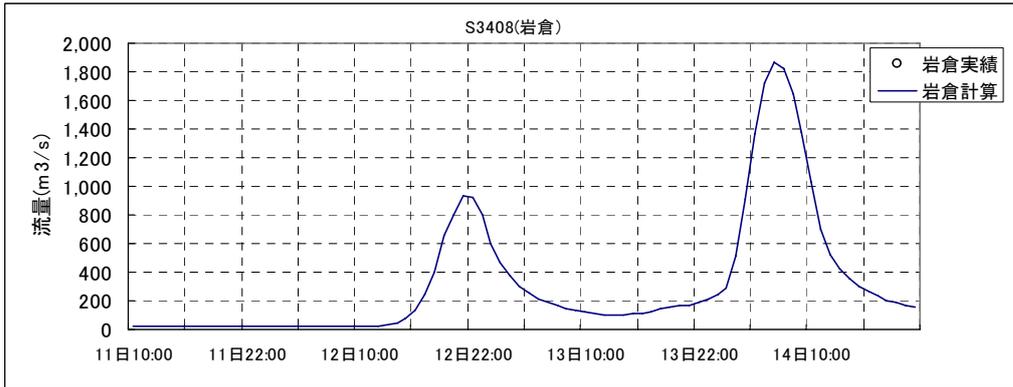
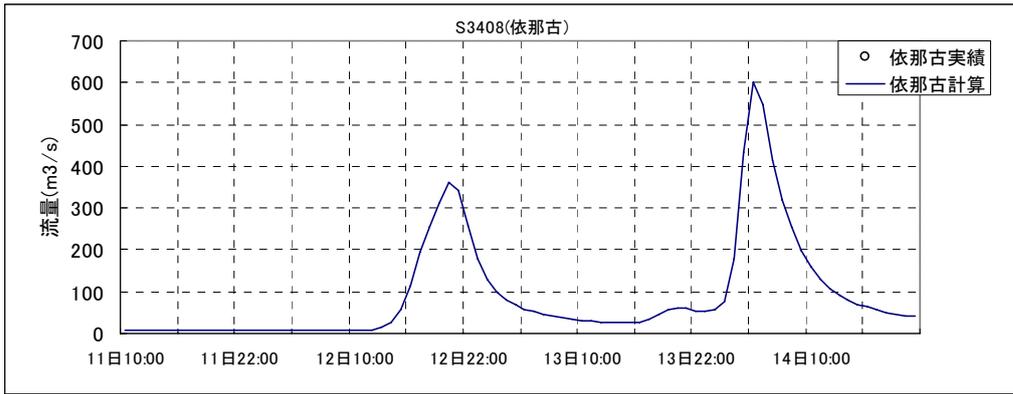
S 3 4 0 8 T 0 7 (72時間)

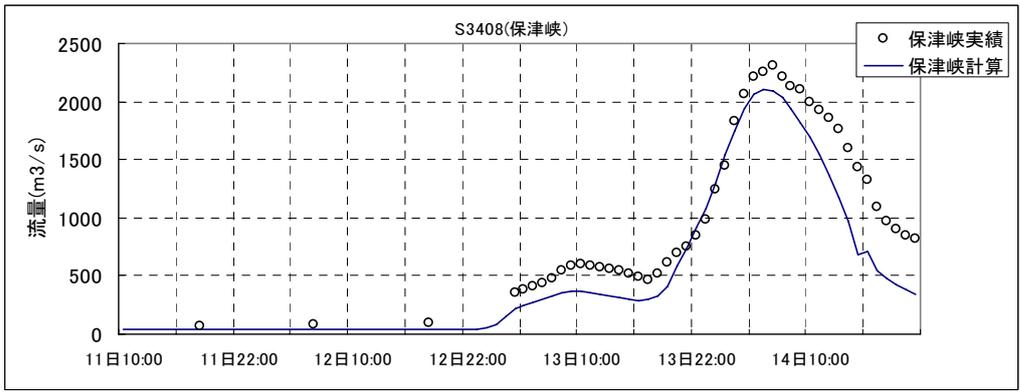
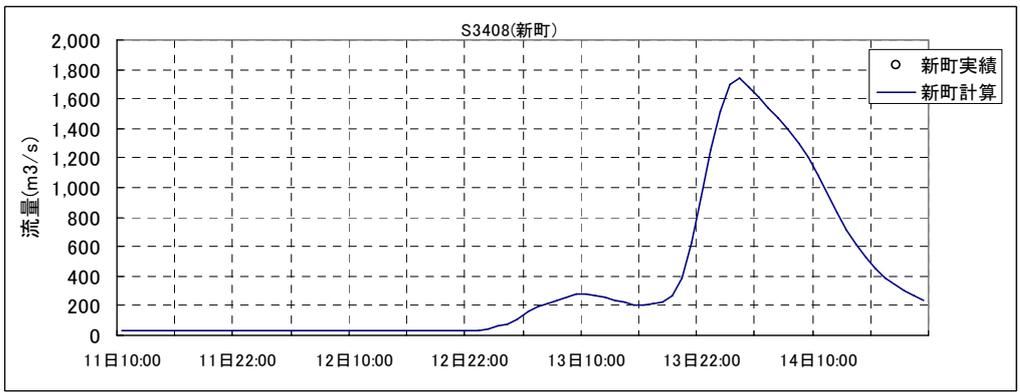
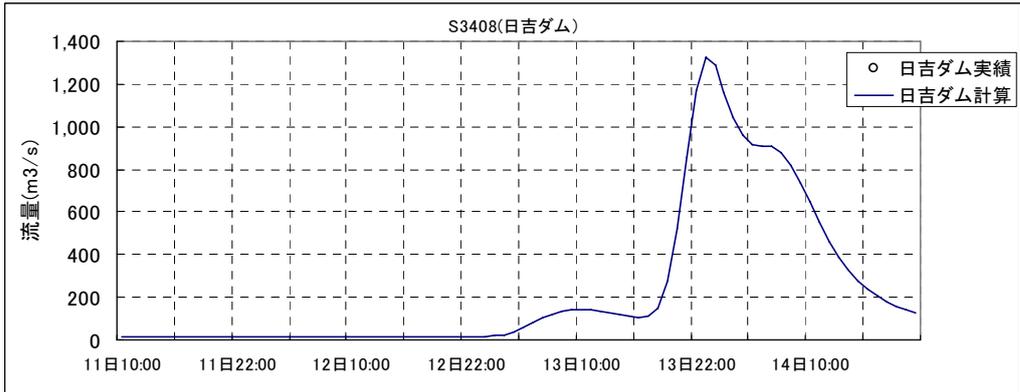
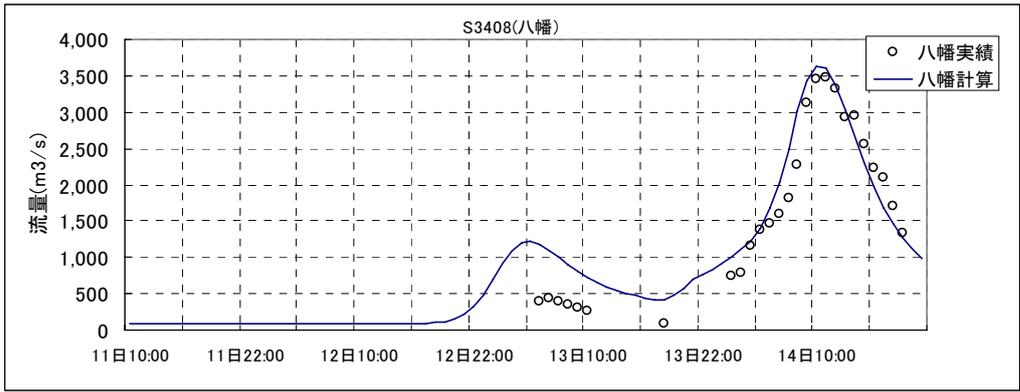


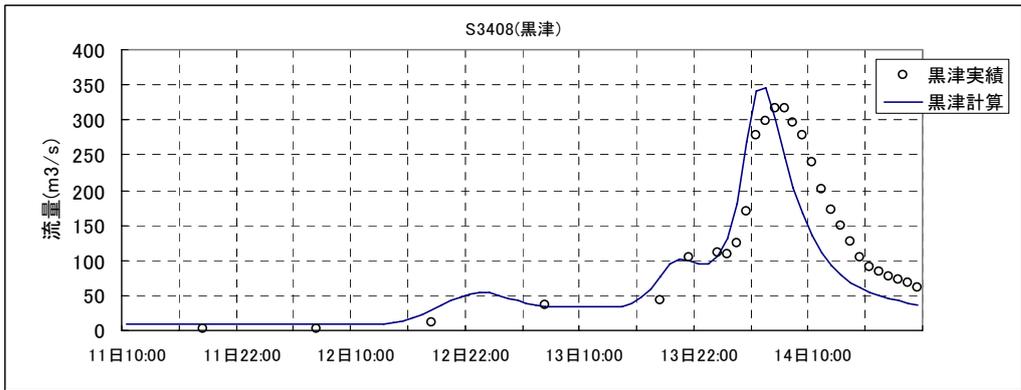
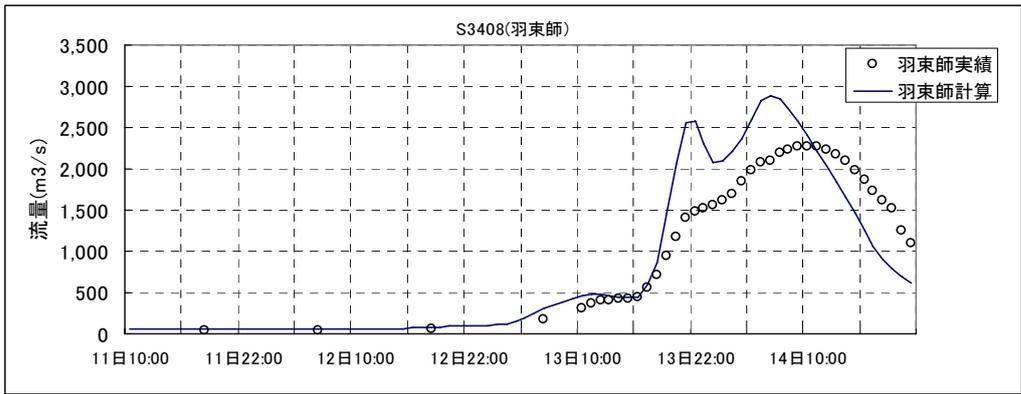
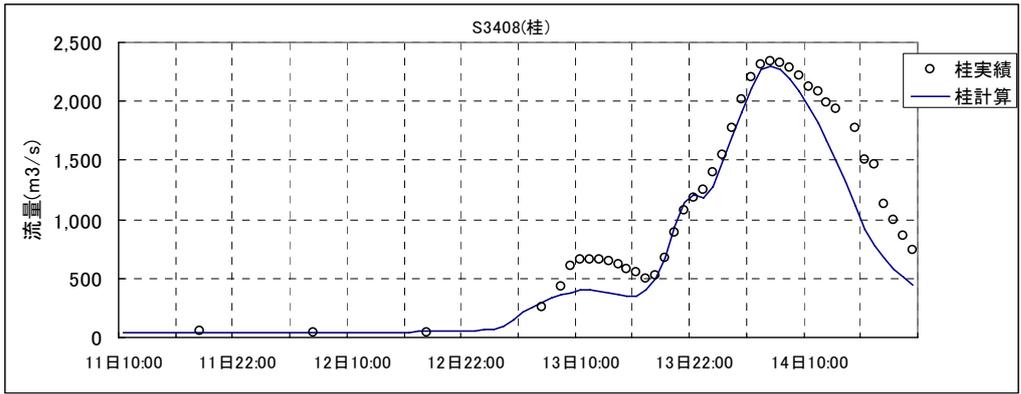
□ハイドログラフによる確認

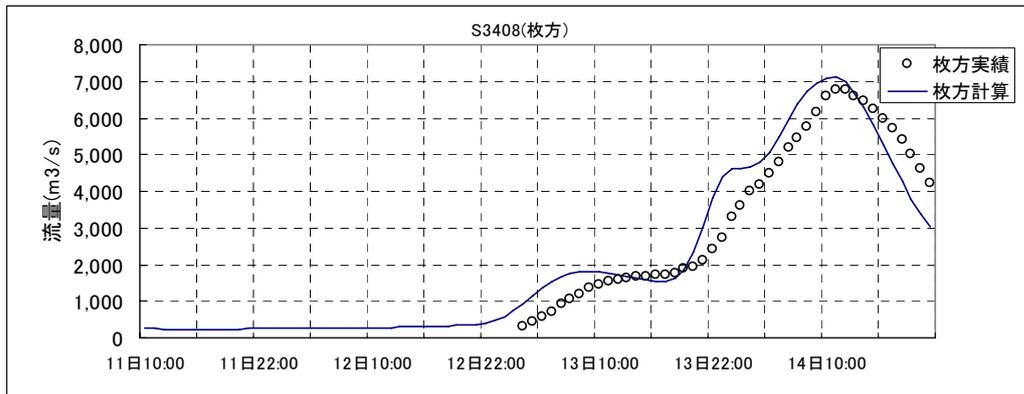
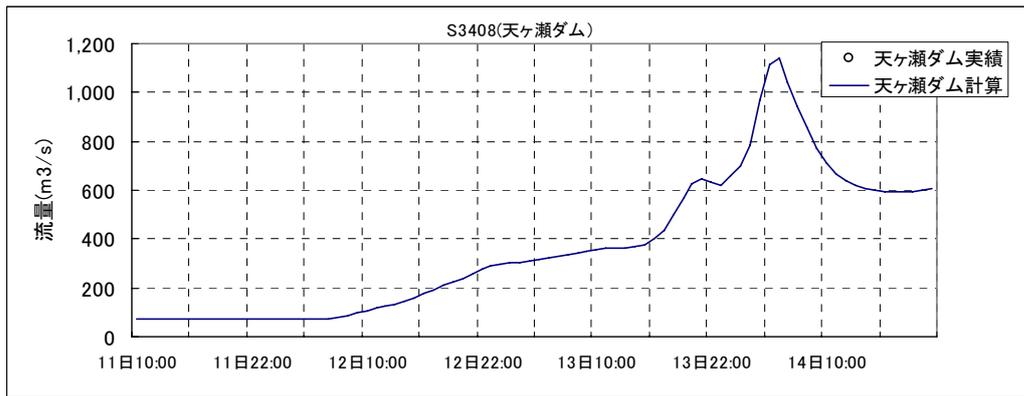












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 8月14日6時 水位 T.P.90.357m (補正後)

【出典 : 淀川・大和川の洪水資料】

(計算) ピーク時間 : 8月14日5時 水位 T.P.90.519m

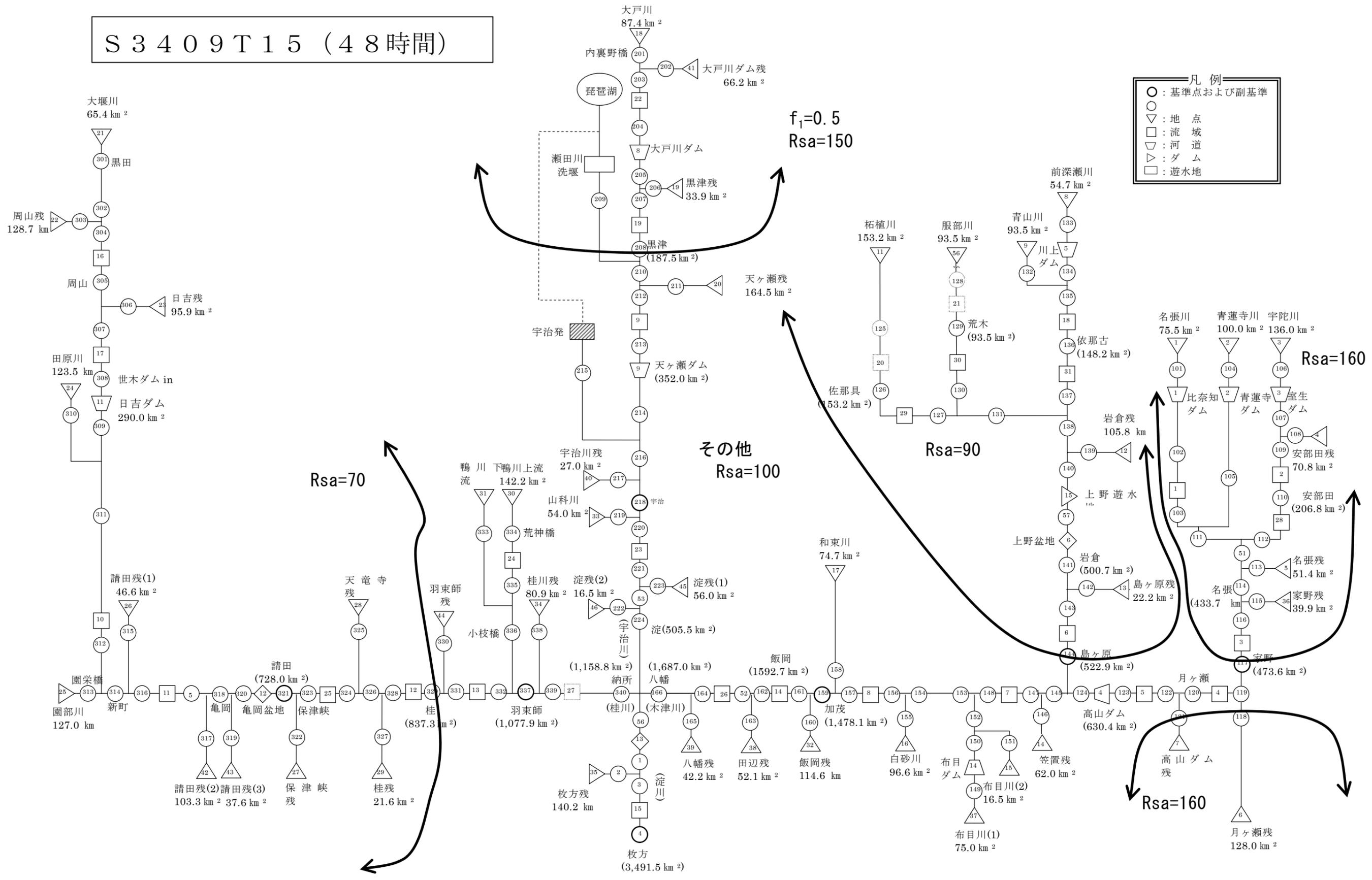
(2) 上野盆地 (長田地点)

(実績) ピーク時間 : 8月14日7時 水位 T.P.134.6m

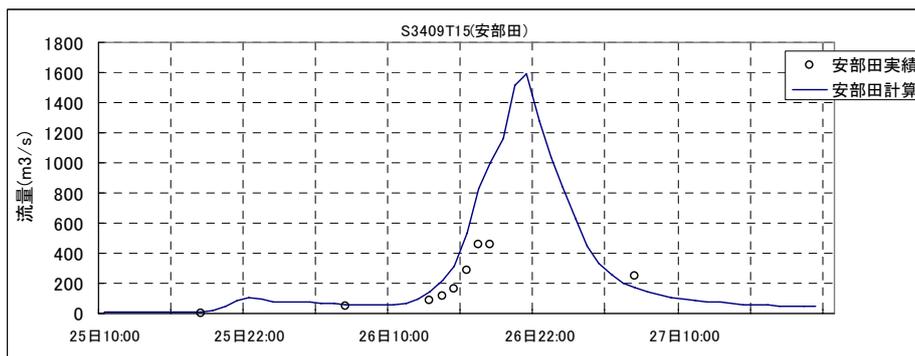
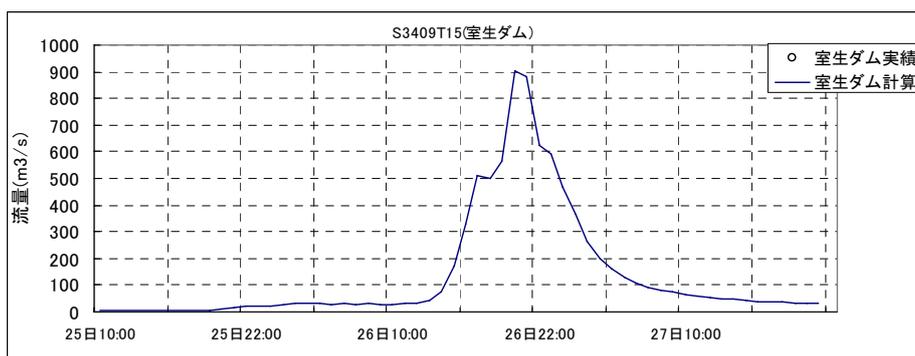
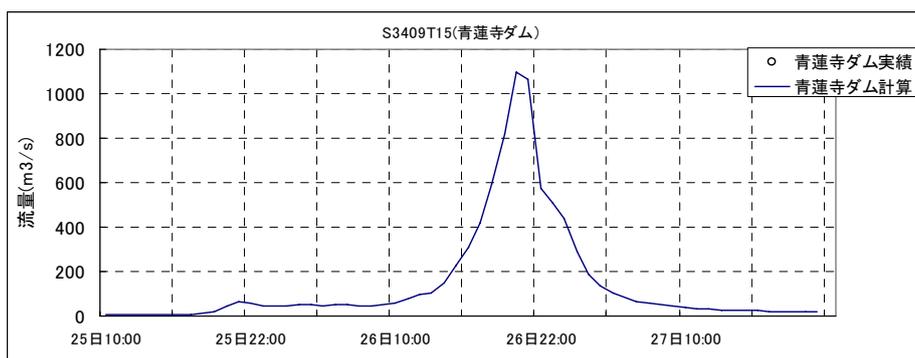
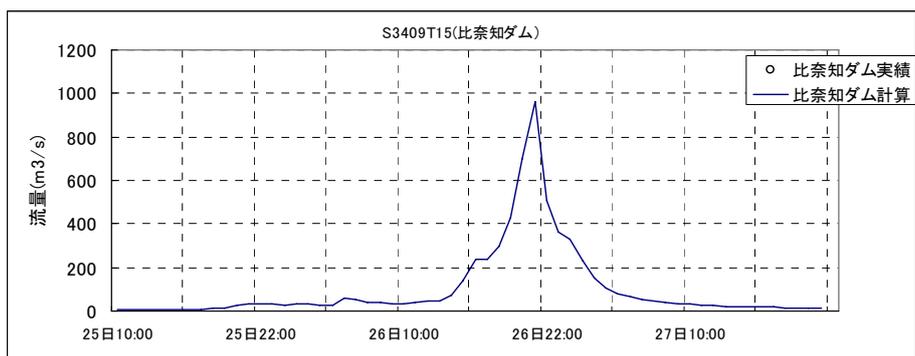
【出典 : 淀川百年史】

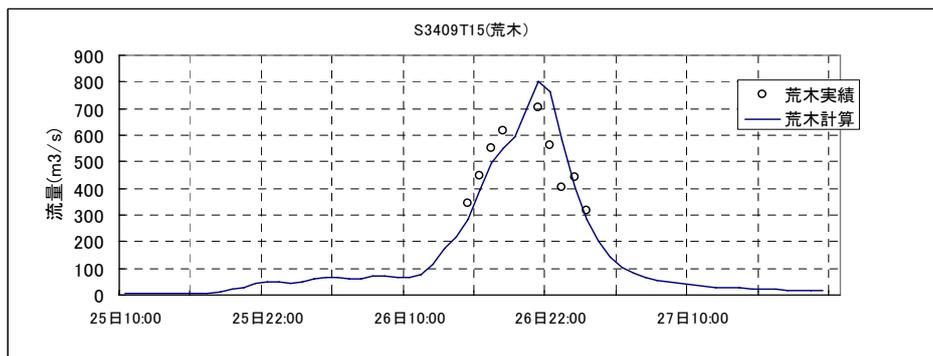
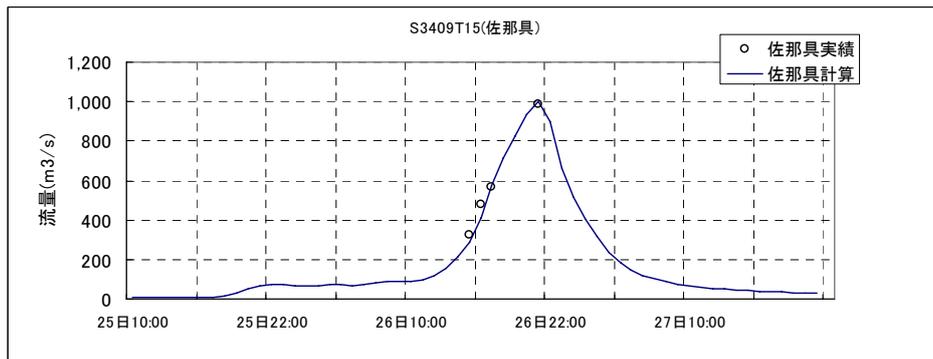
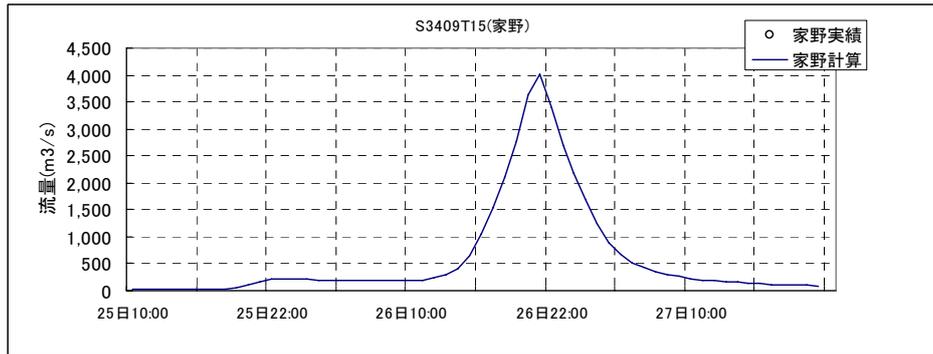
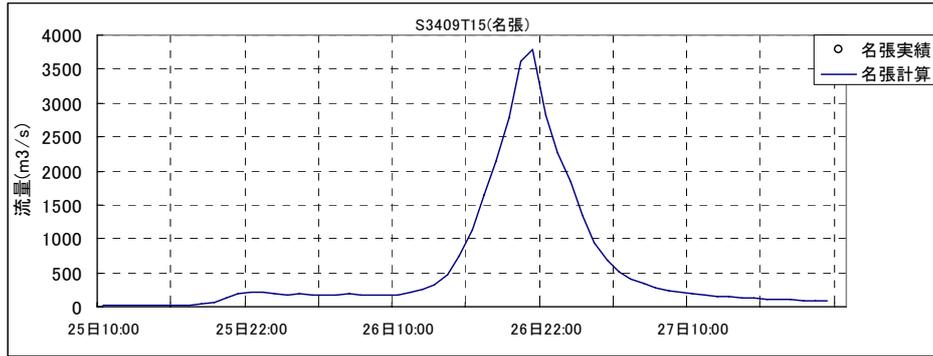
(計算) ピーク時間 : 8月14日6時 水位 T.P.134.73

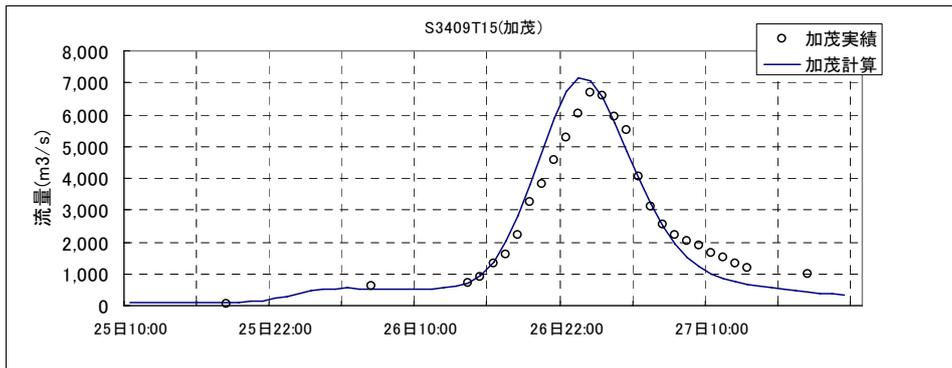
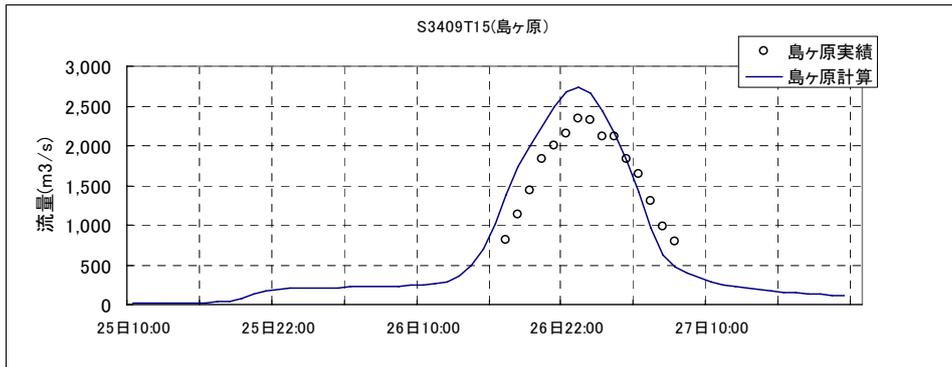
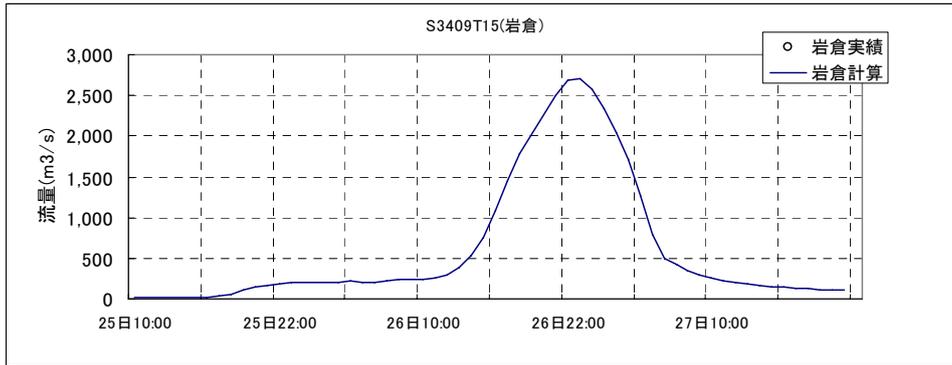
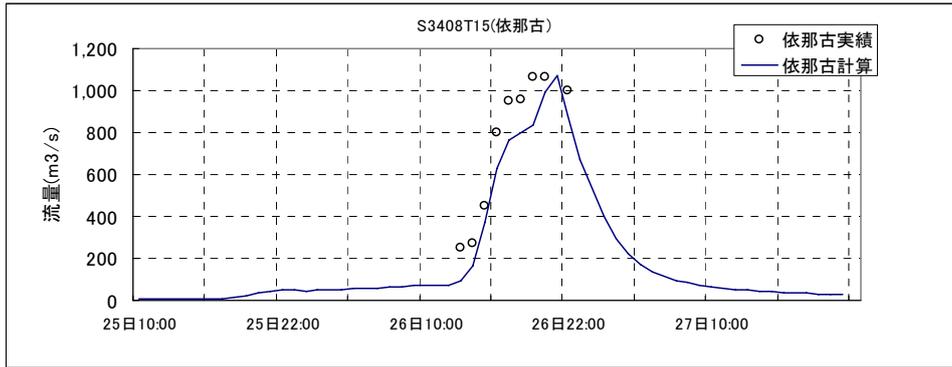
S 3 4 0 9 T 1 5 ( 4 8 時間 )

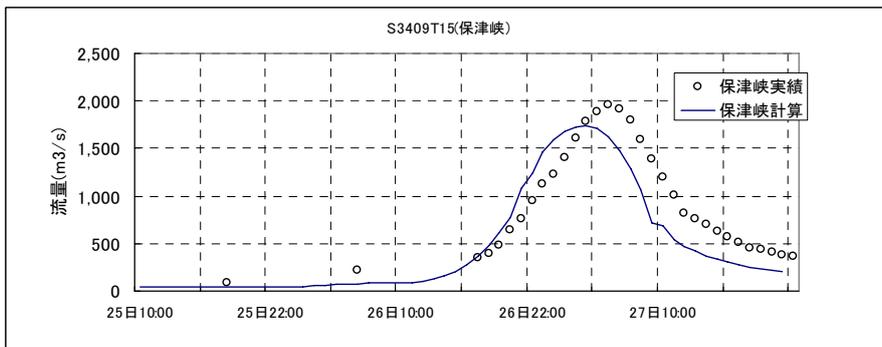
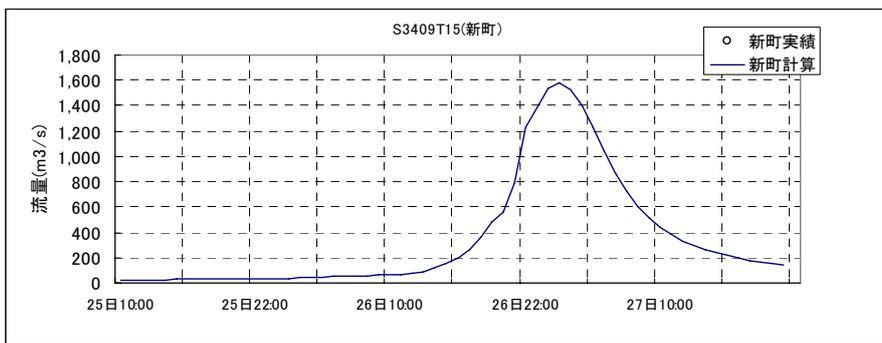
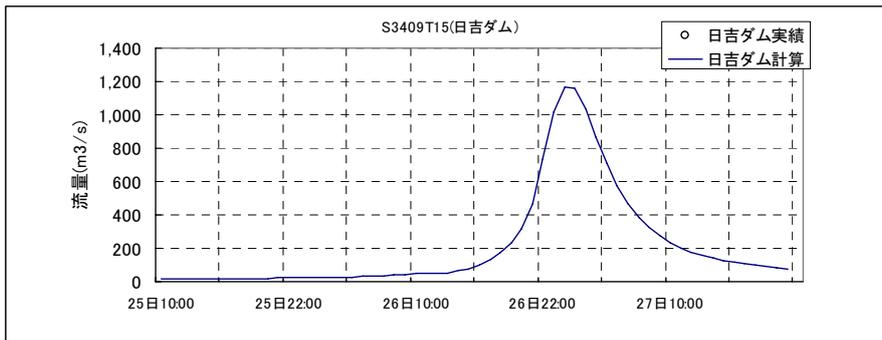
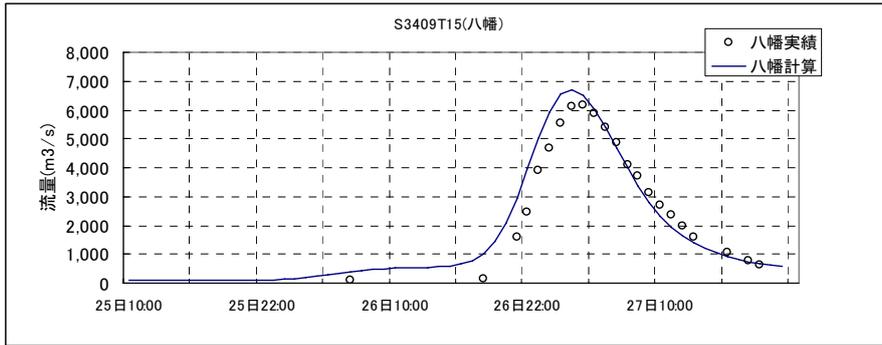


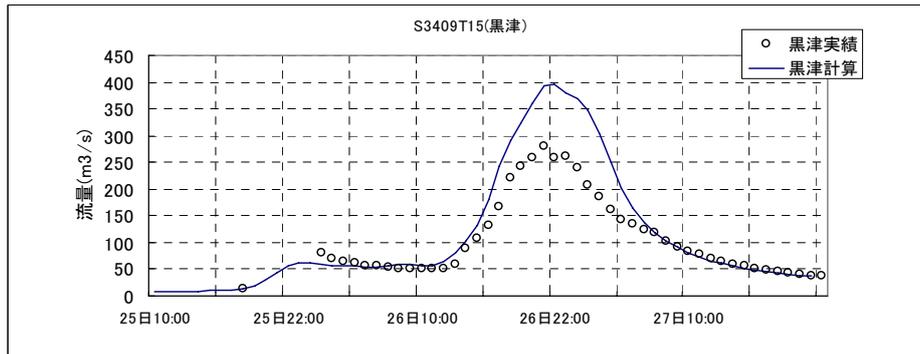
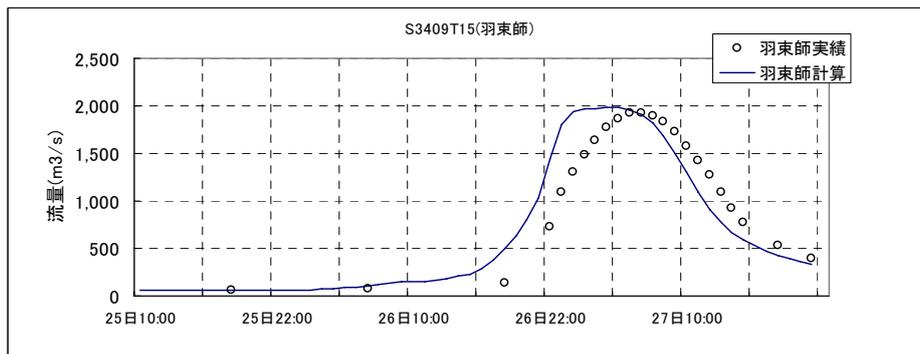
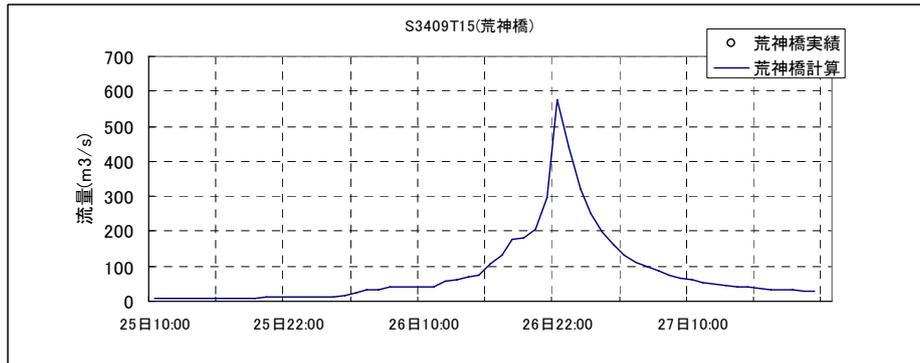
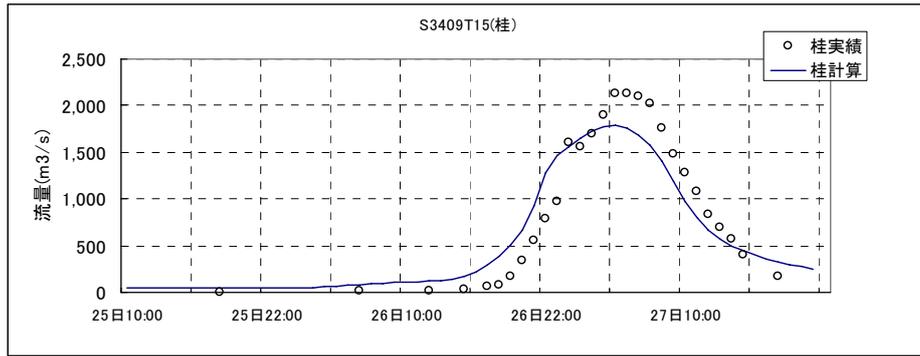
## □ハイドログラフによる確認

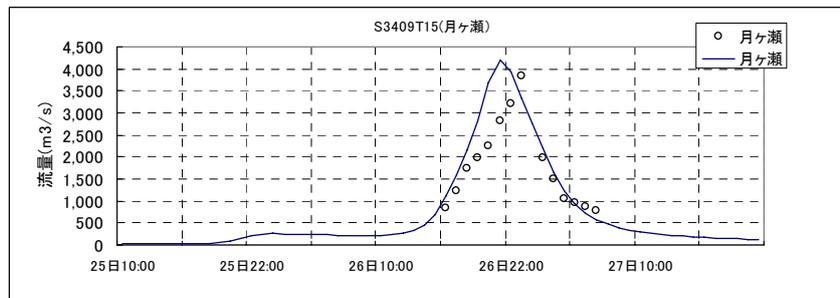
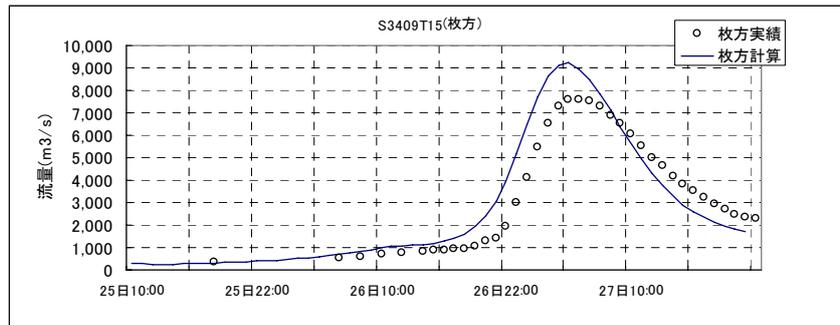
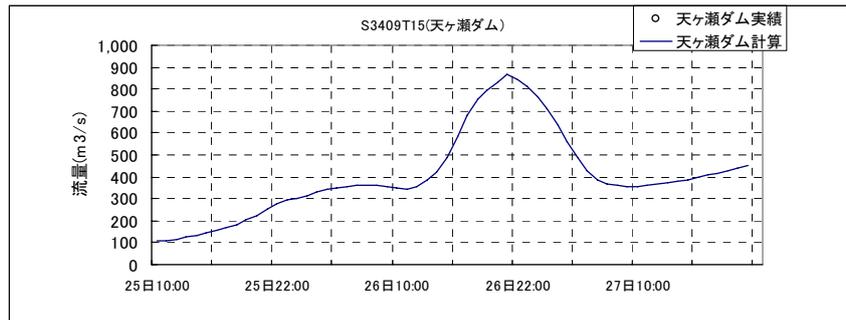












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間：9月27日5時 水位 T.P.89.647m (補正後)

【出典：淀川・大和川の洪水資料】

(計算) ピーク時間：9月27日3時 水位 T.P.89.668m

(2) 上野盆地 (長田地点)

(実績) ピーク時間：不明 水位 T.P.136.75m

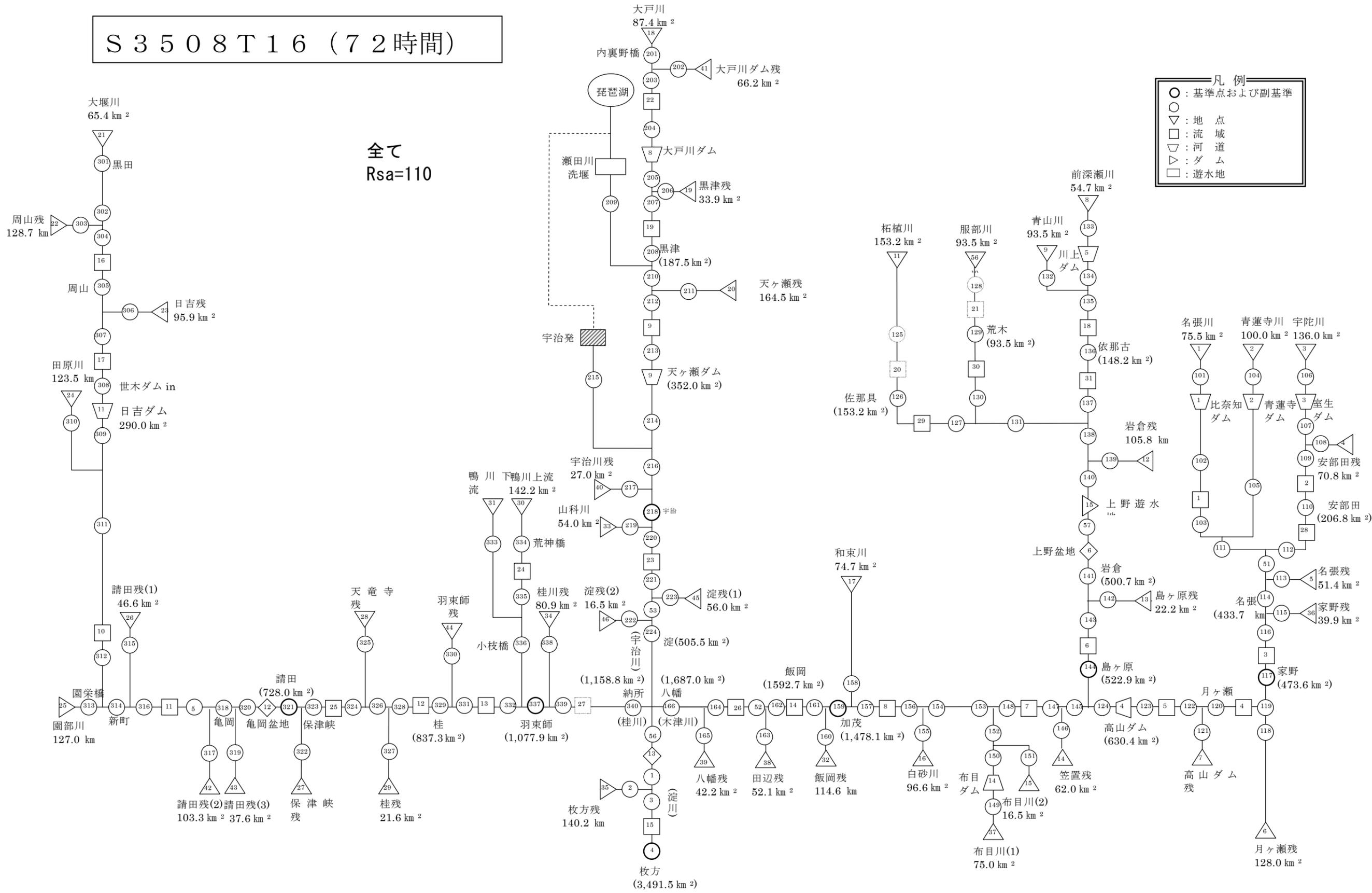
【出典：淀川百年史】

(計算) ピーク時間：9月26日23時 水位 T.P.136.248m

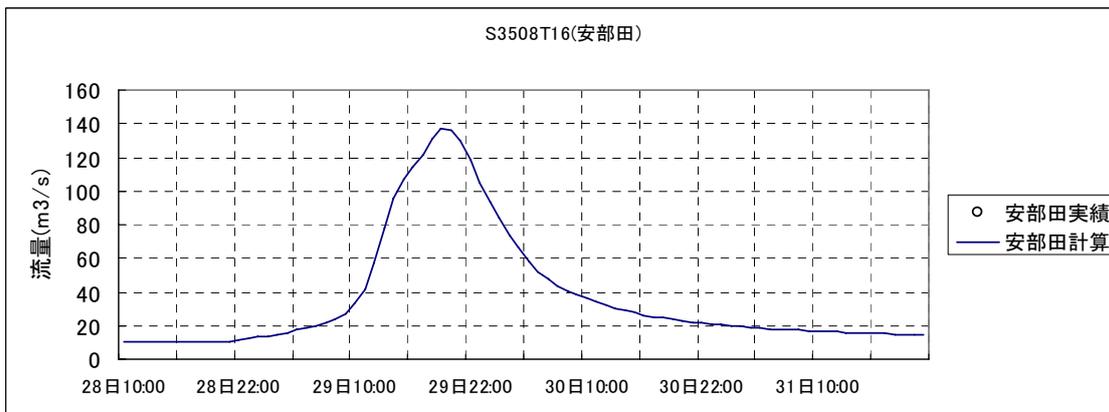
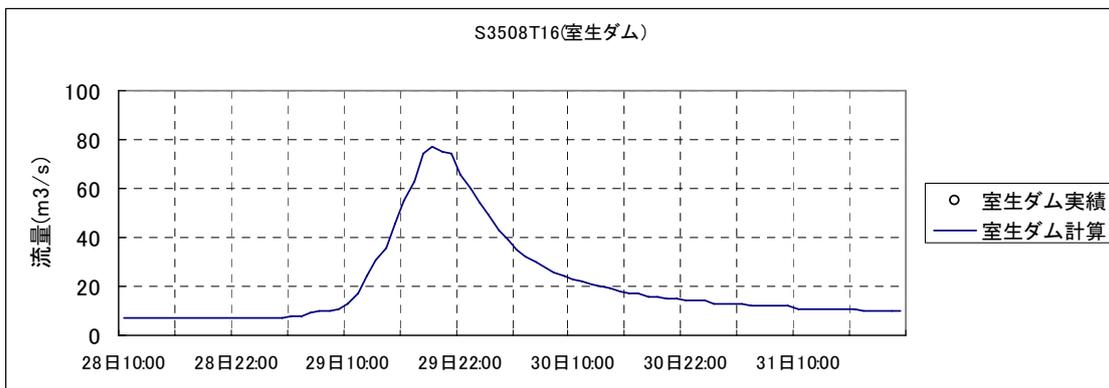
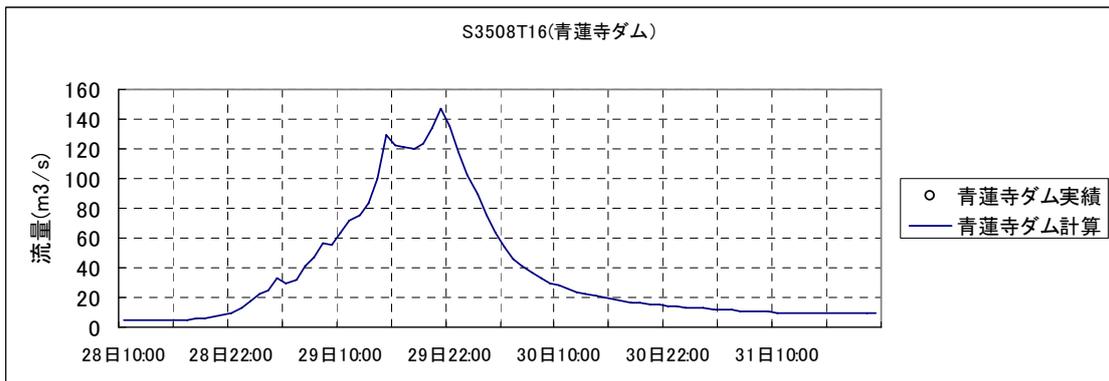
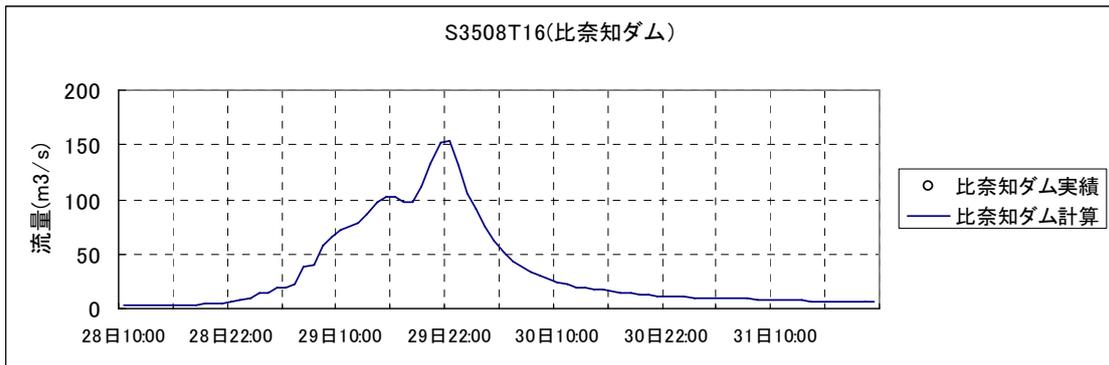
S 3 5 0 8 T 1 6 ( 7 2 時間 )

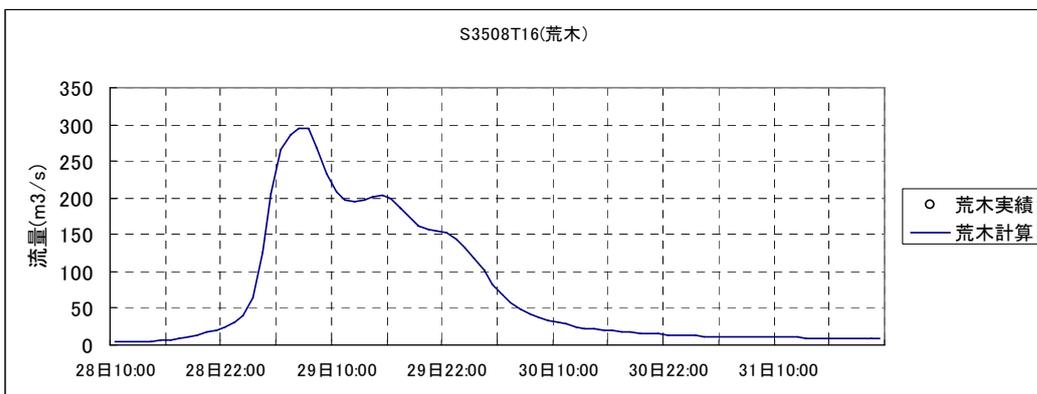
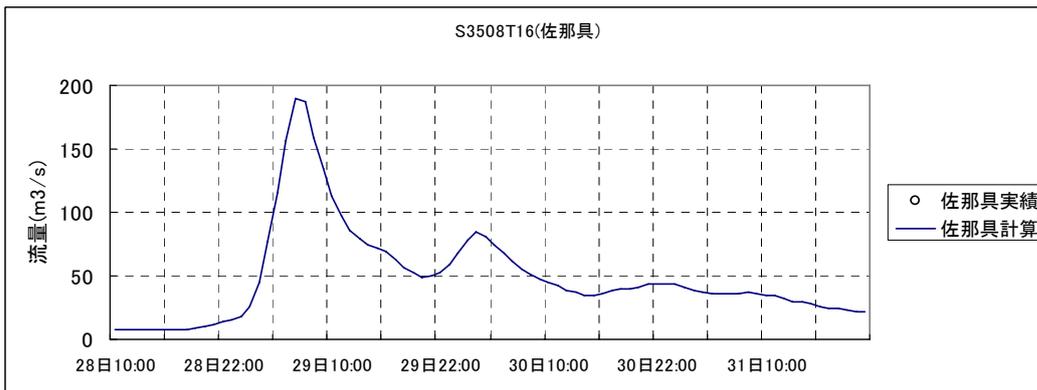
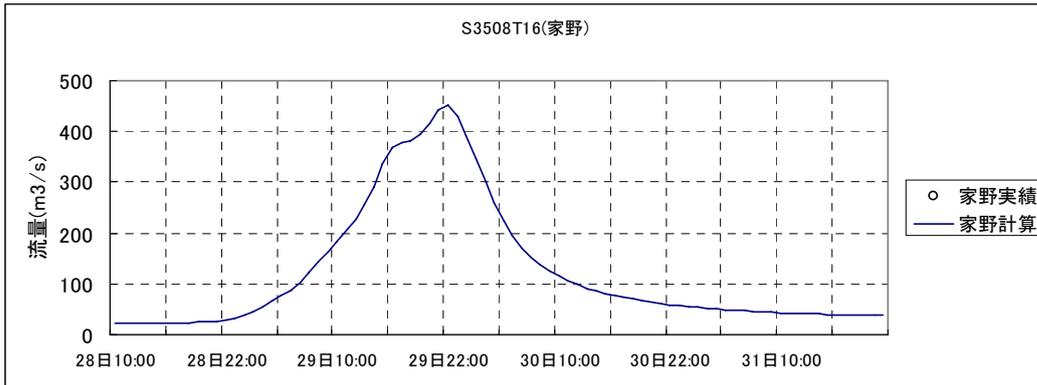
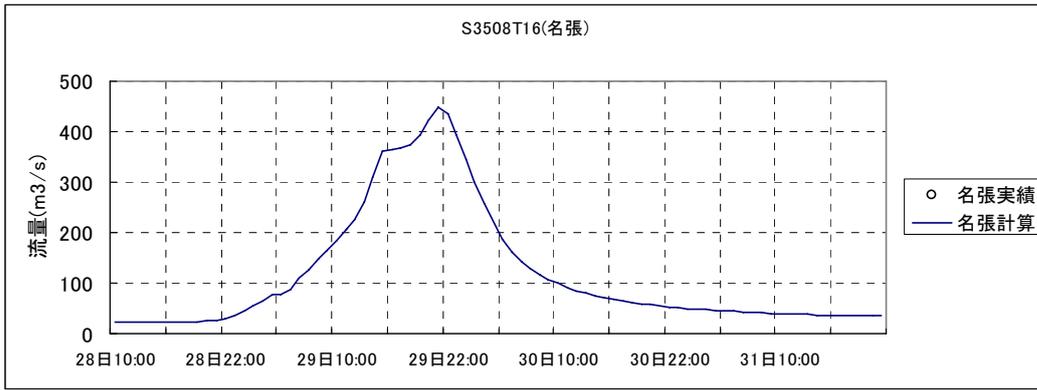
全て  
Rsa=110

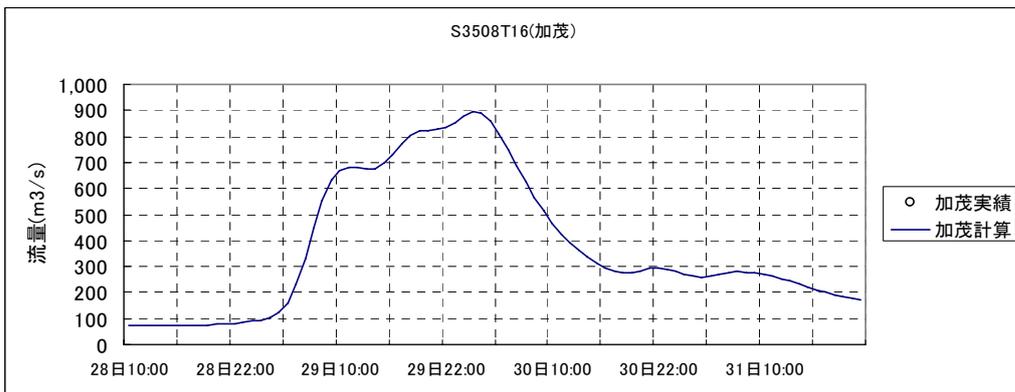
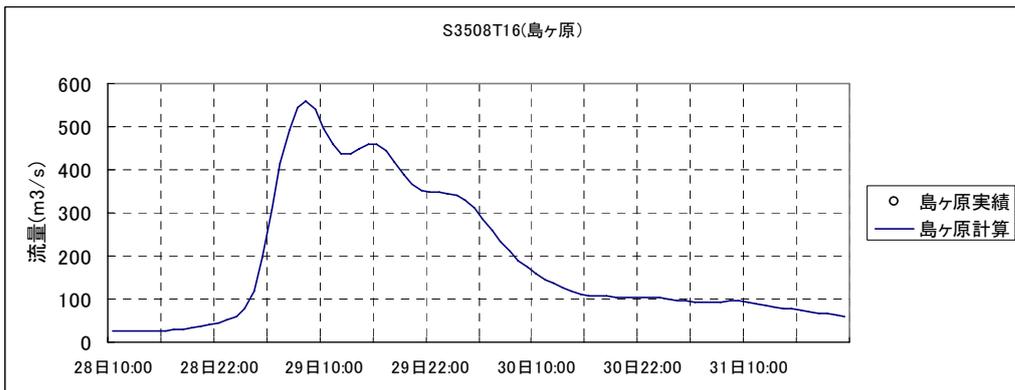
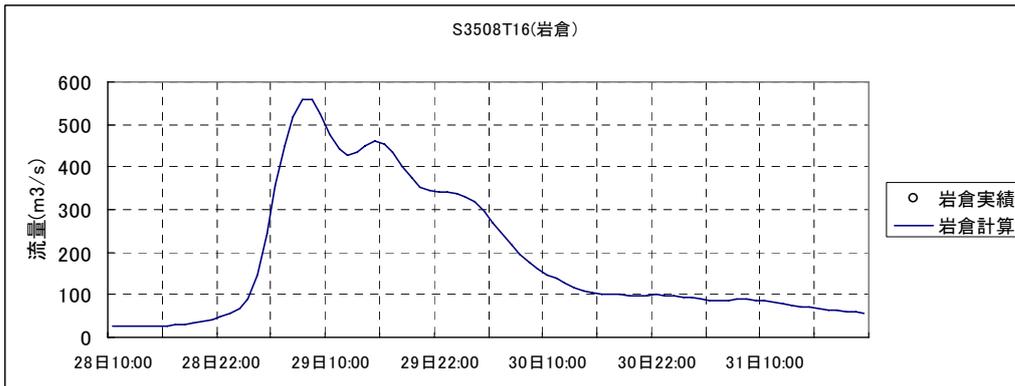
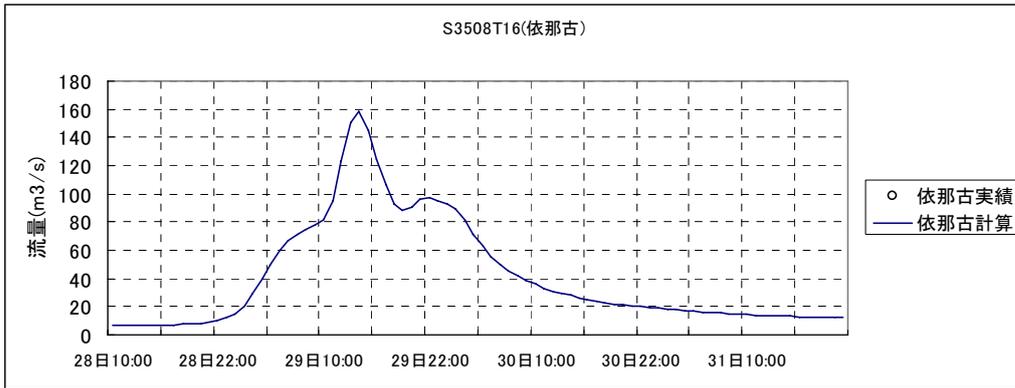
- 凡例
- : 基準点および副基準
  - ▽ : 地点
  - : 流域
  - ▽ : 河道
  - ▽ : ダム
  - : 遊水地

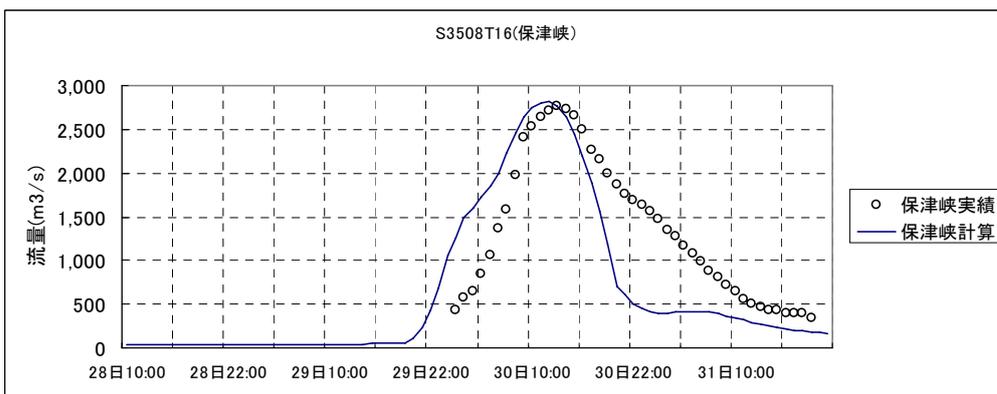
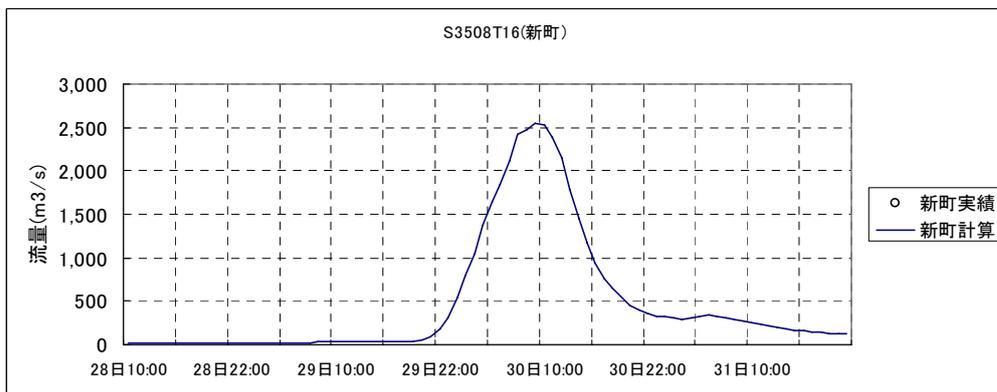
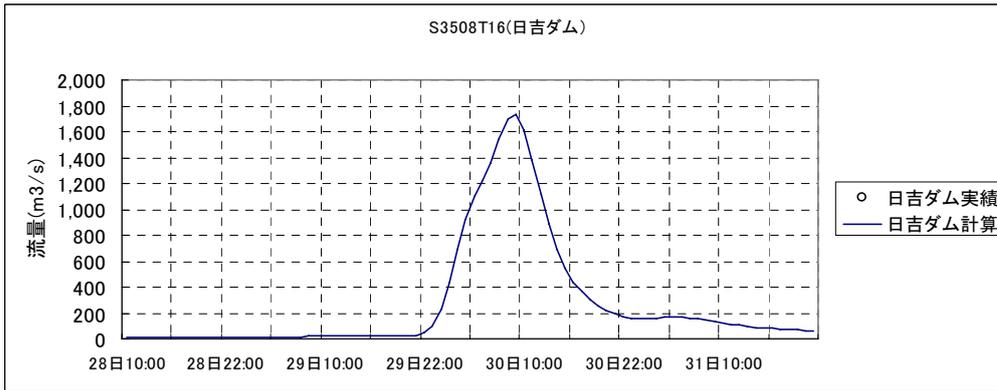
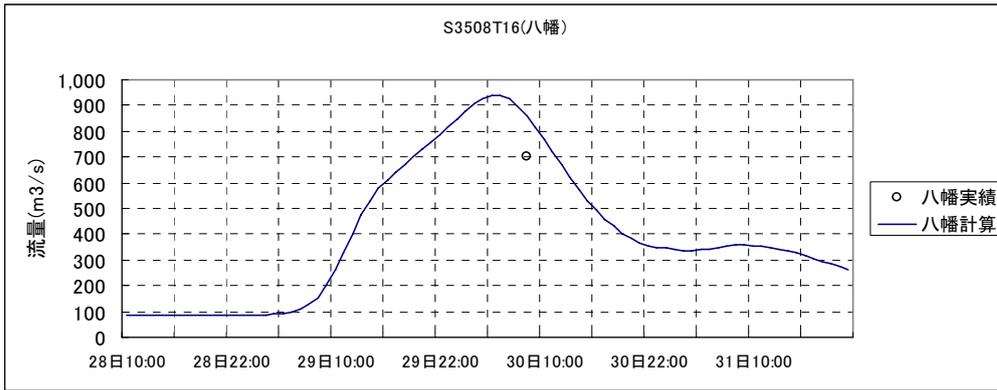


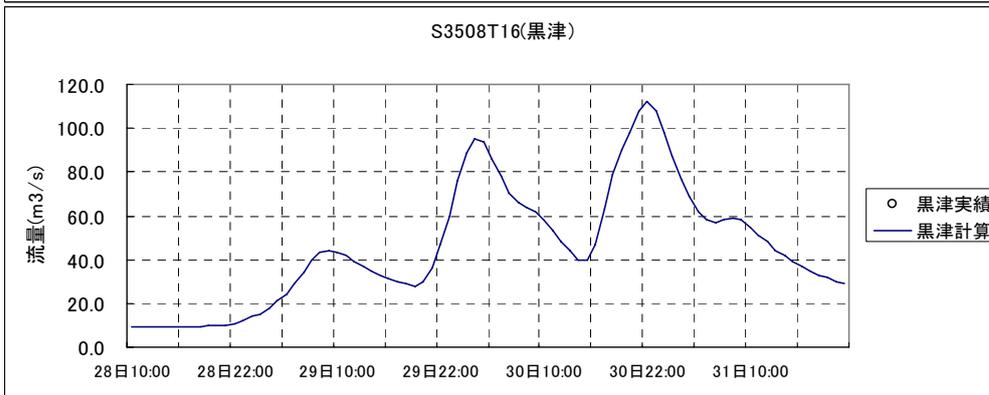
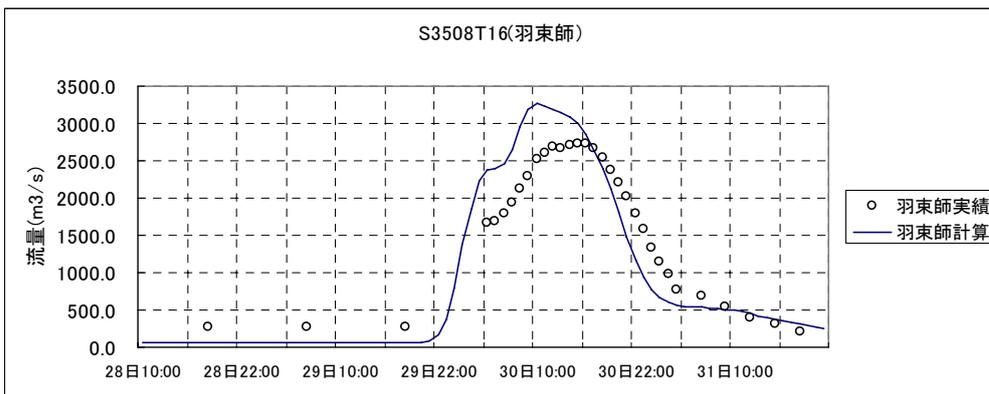
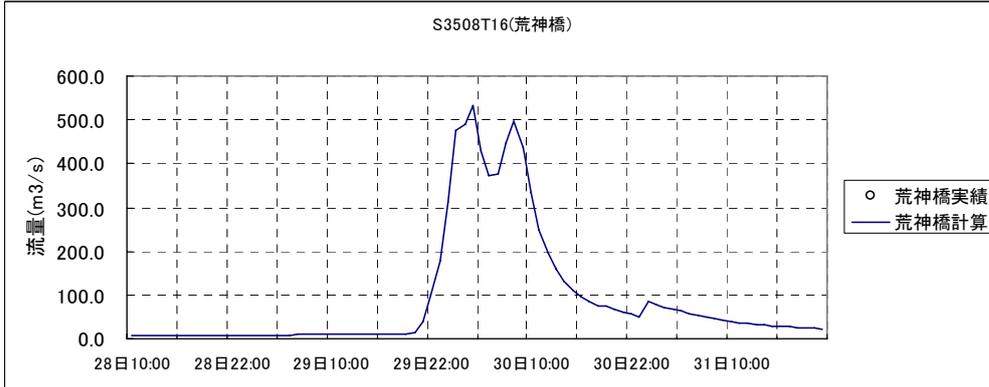
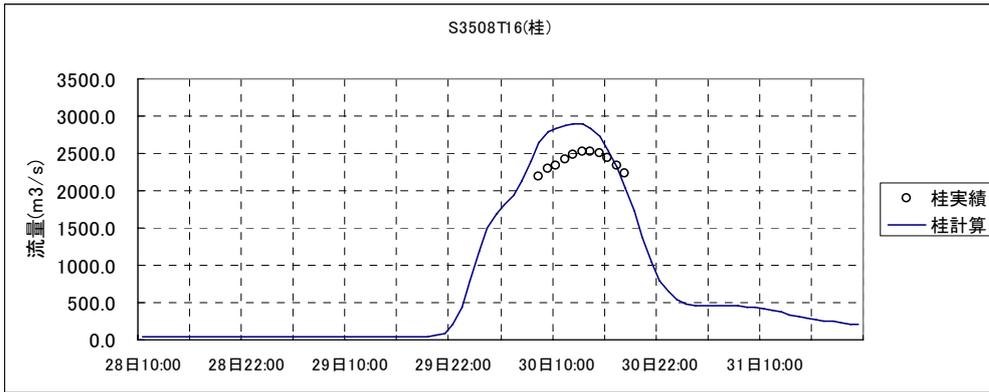
□ハイドログラフによる確認

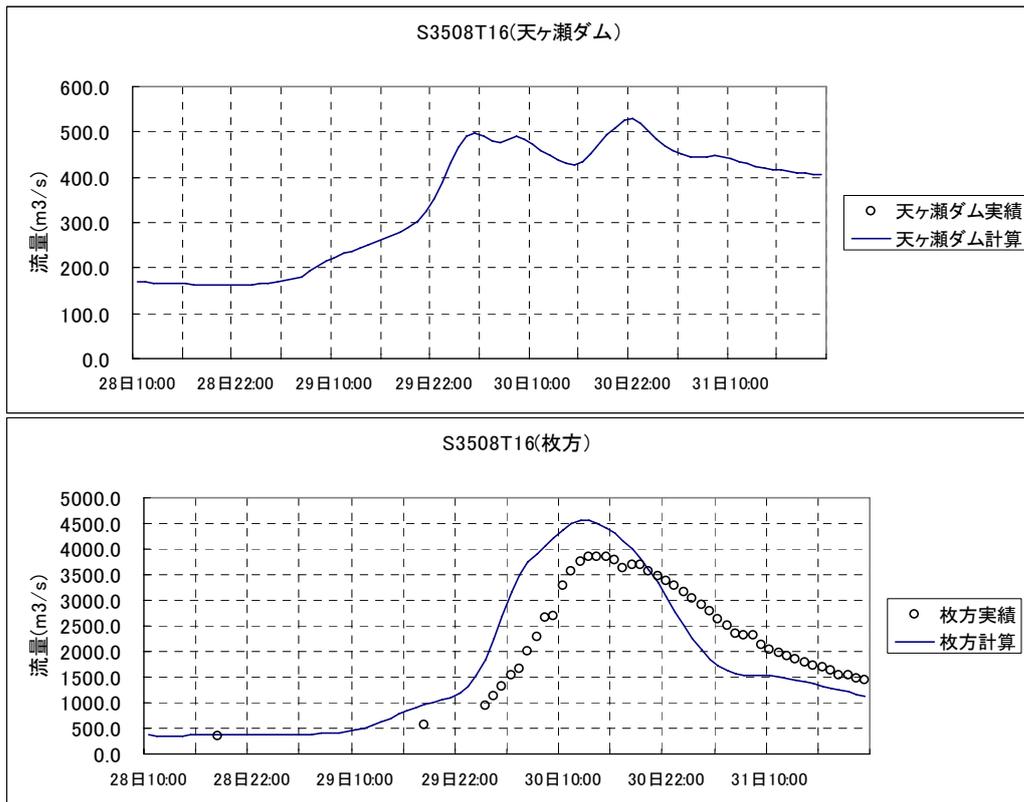












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 8月30日 13時 水位 T.P.92.537m (補正後)

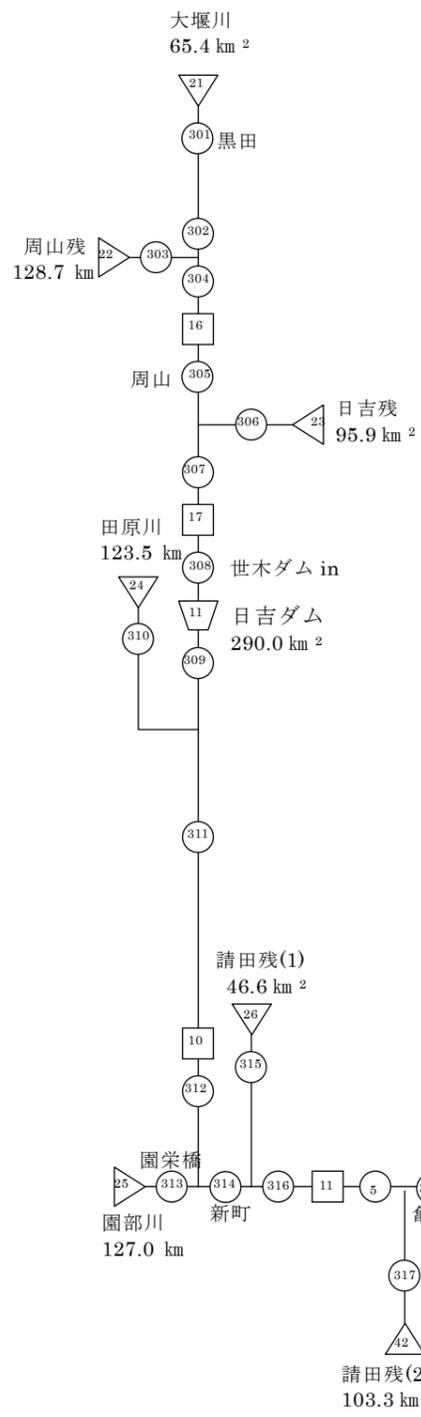
【出典 : 淀川・大和川の洪水資料】

(計算) ピーク時間 : 8月30日 12時 水位 T.P.92.277m

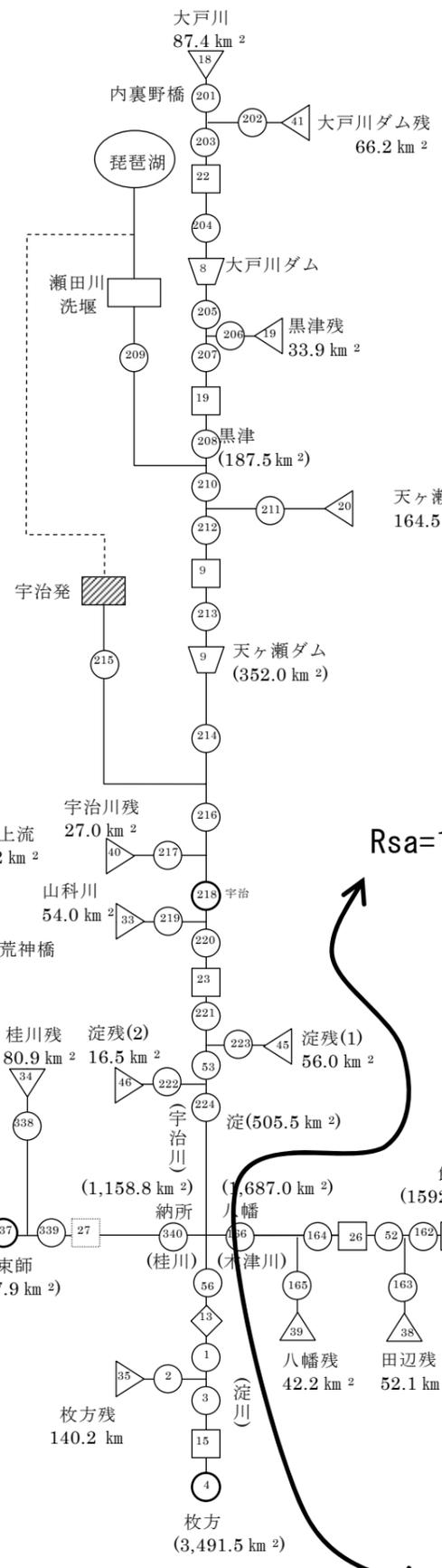
(2) 上野盆地 (長田地点)

(実績) 不明

S 3 6 1 0 (72時間)

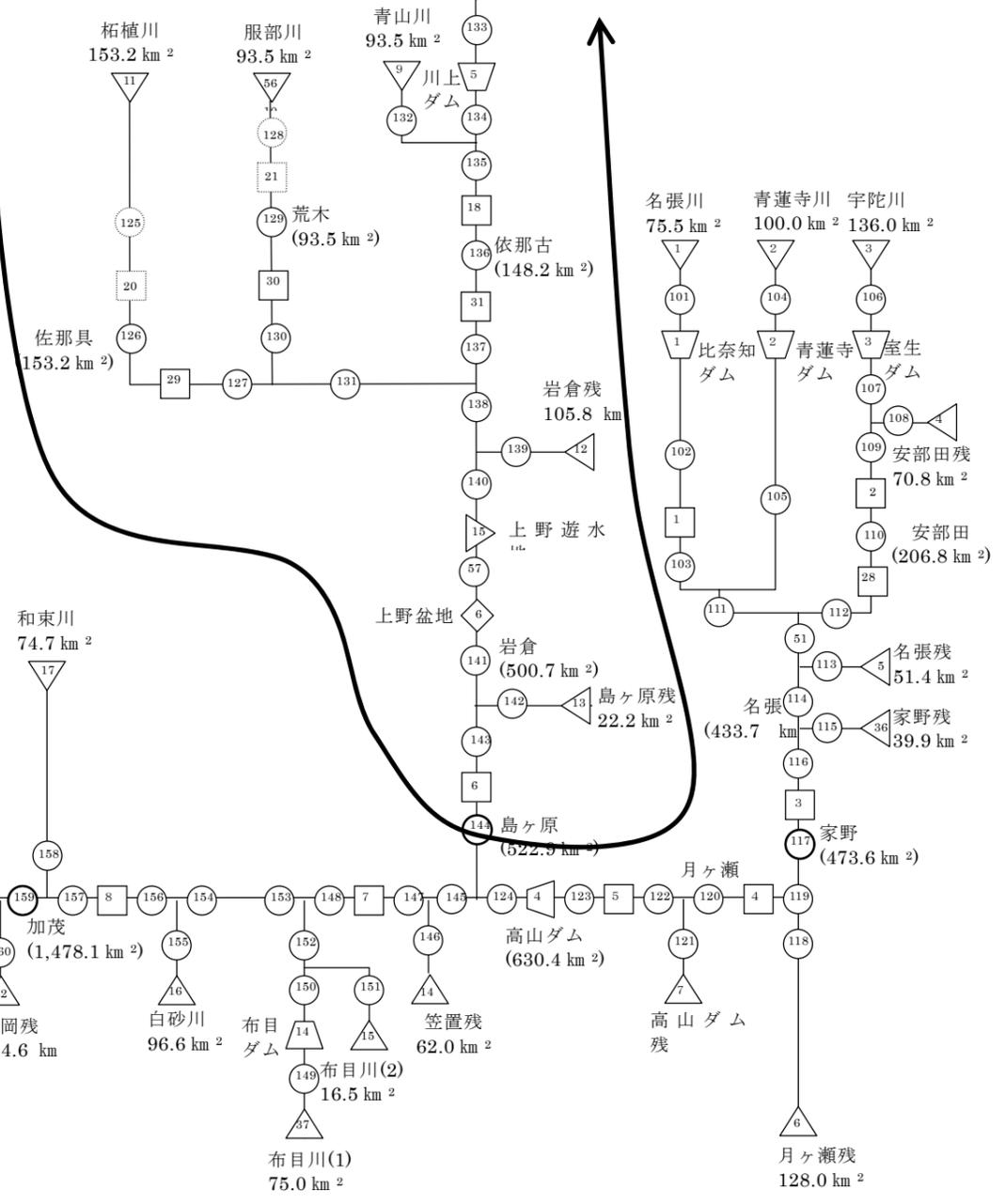


その他  
Rsa=140



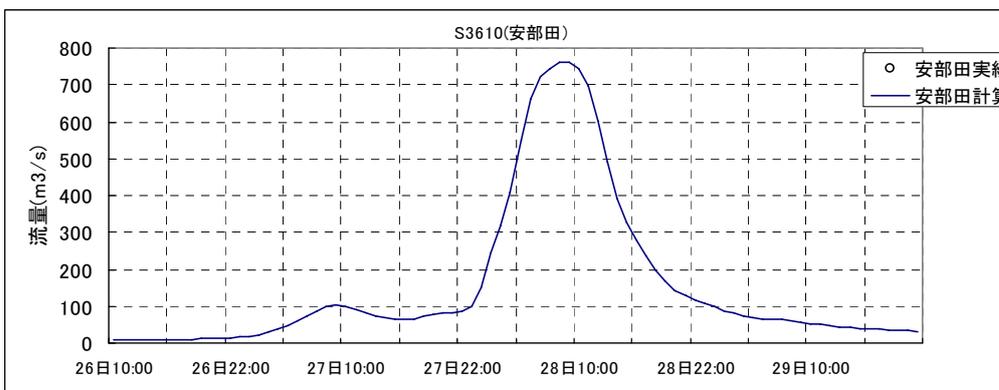
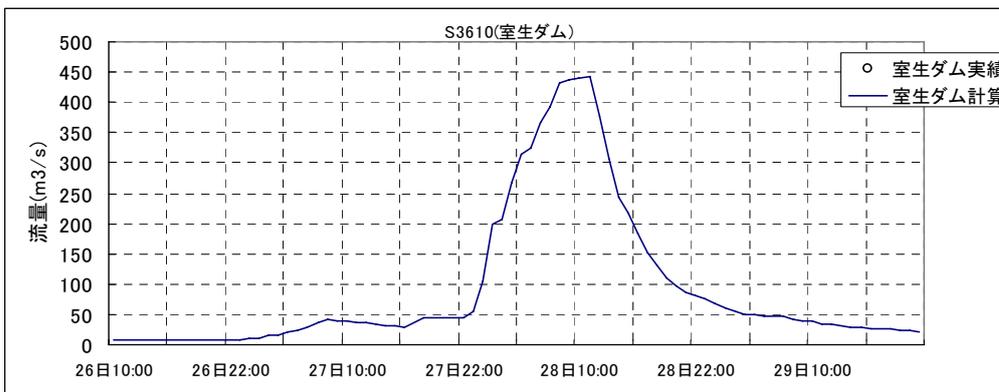
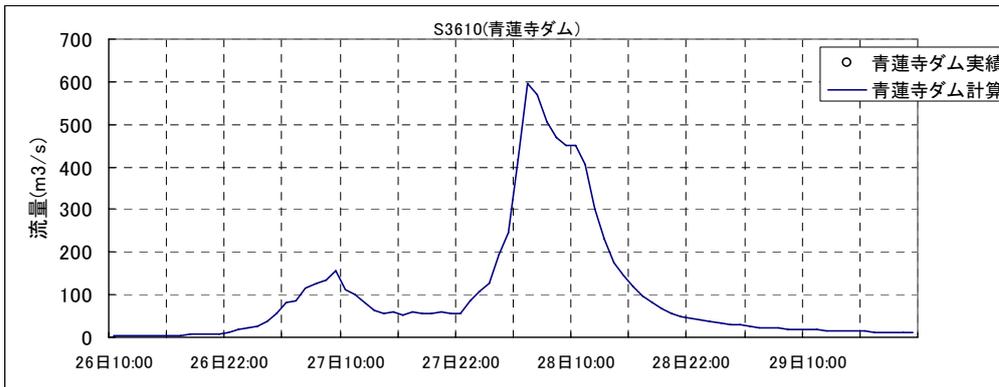
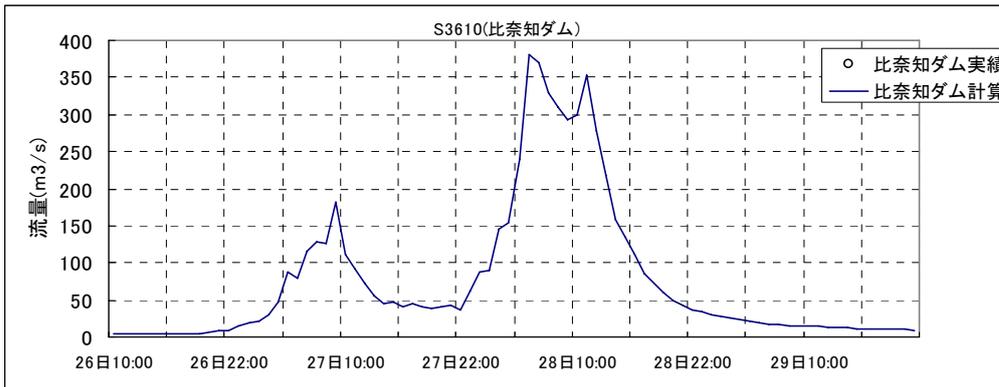
Rsa=130

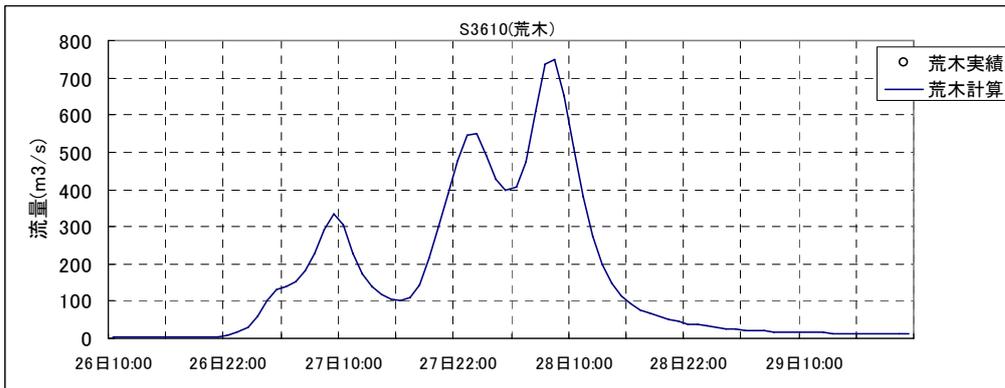
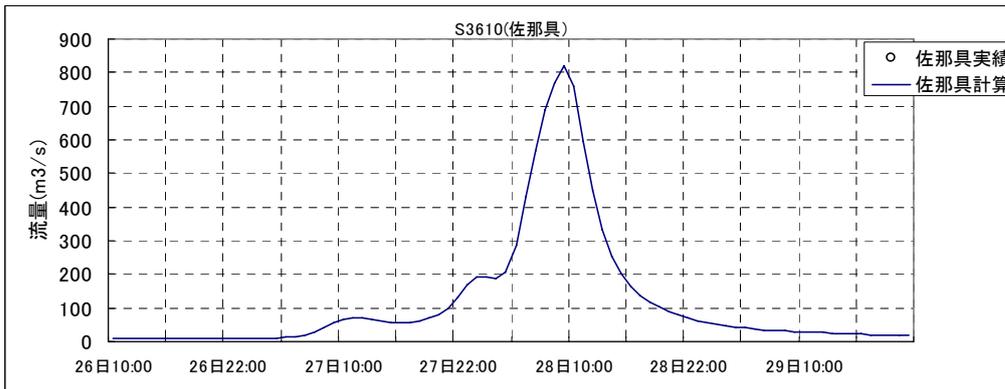
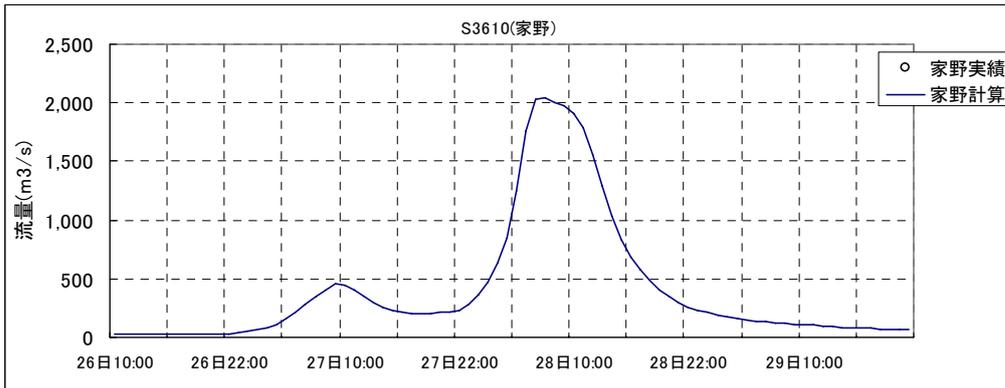
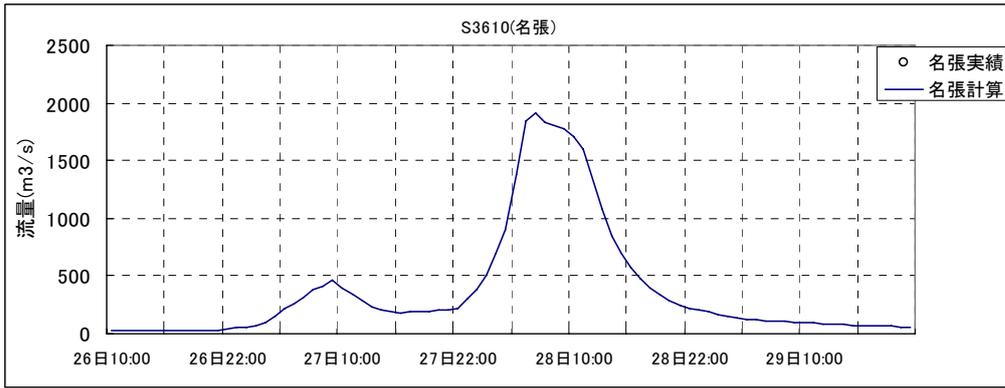
Rsa=160

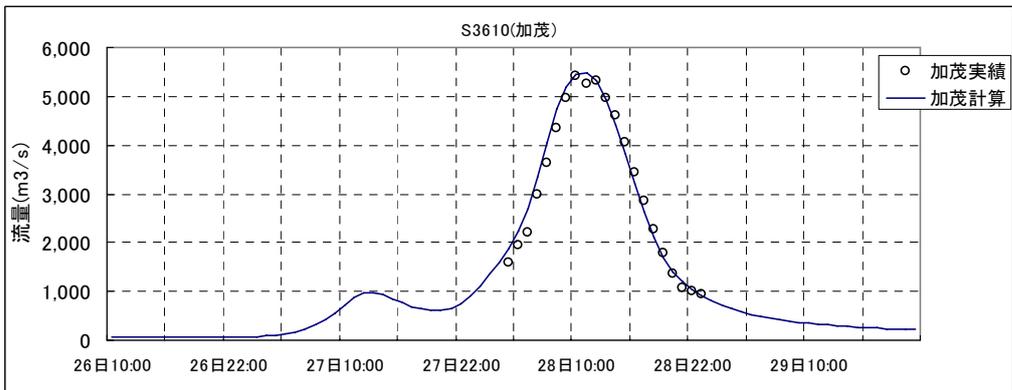
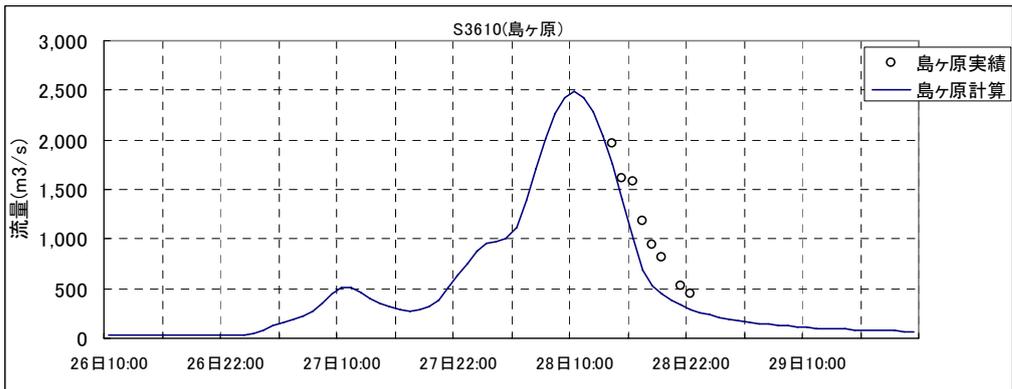
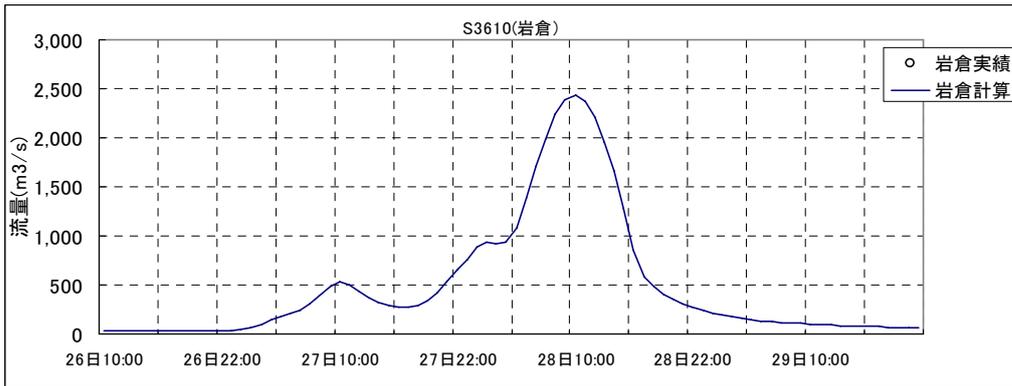
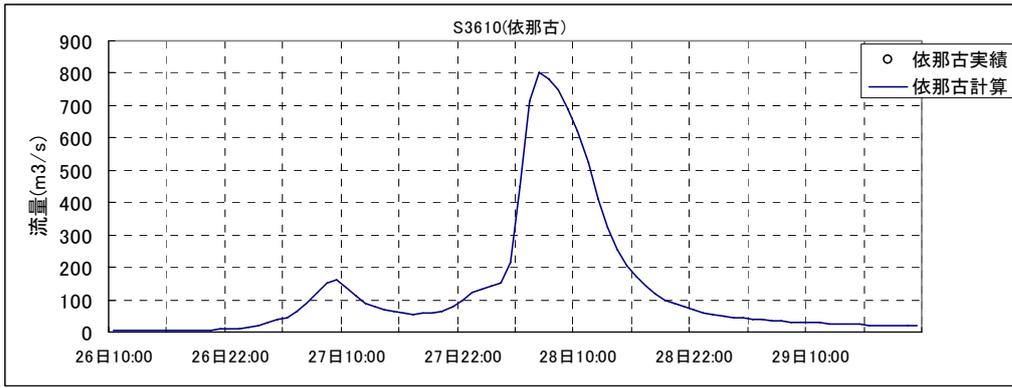


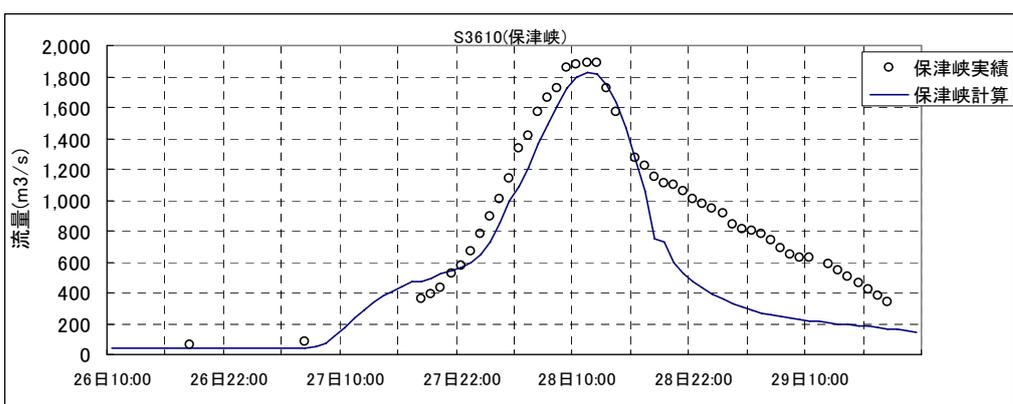
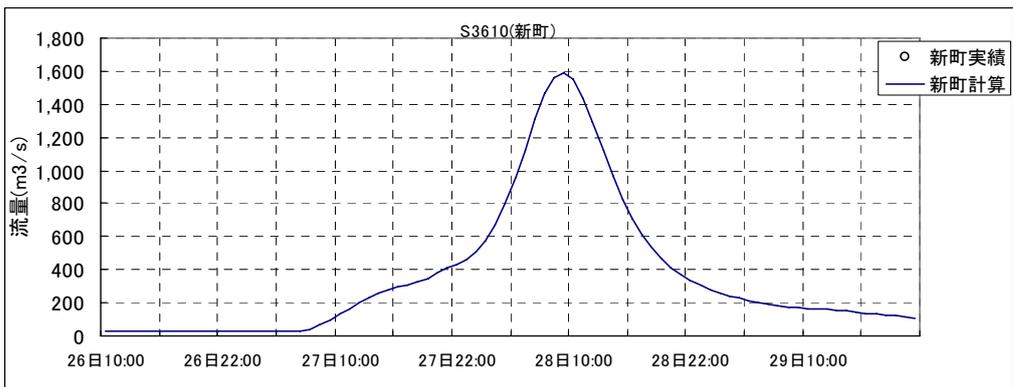
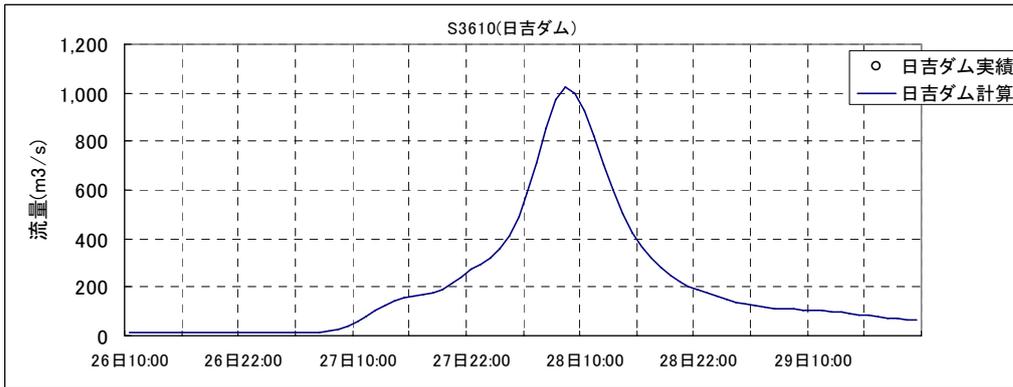
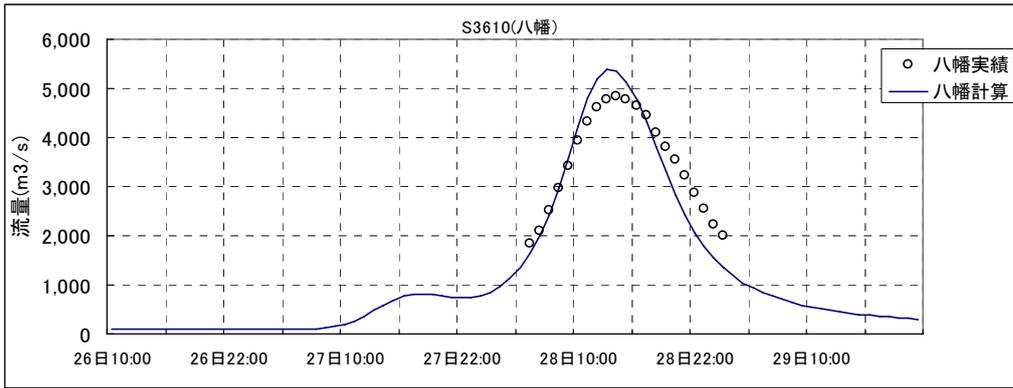
- 凡例
- : 基準点および副基準
  - ▽ : 地点
  - : 流域
  - ▽ : 河道
  - ▷ : ダム
  - ◻ : 遊水地

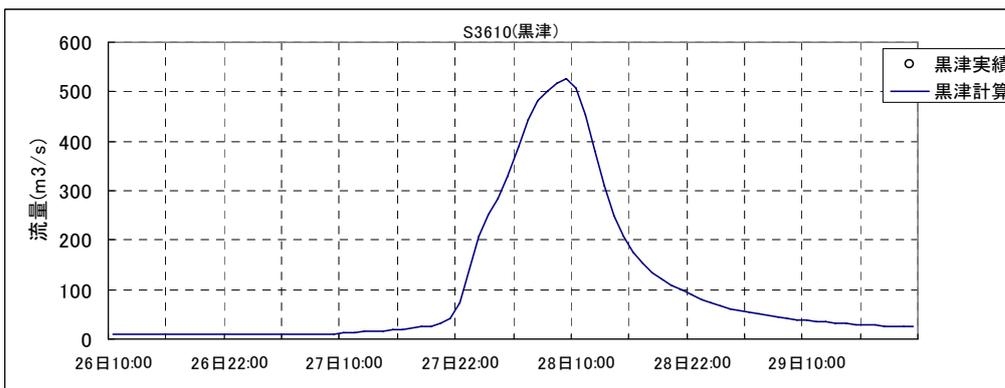
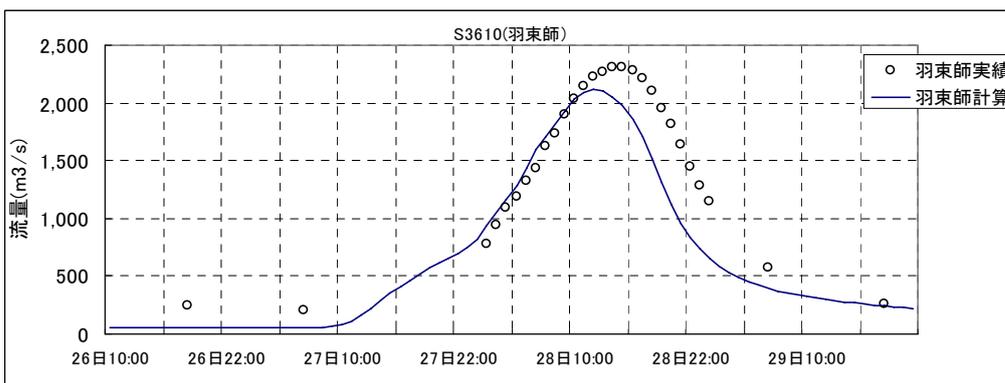
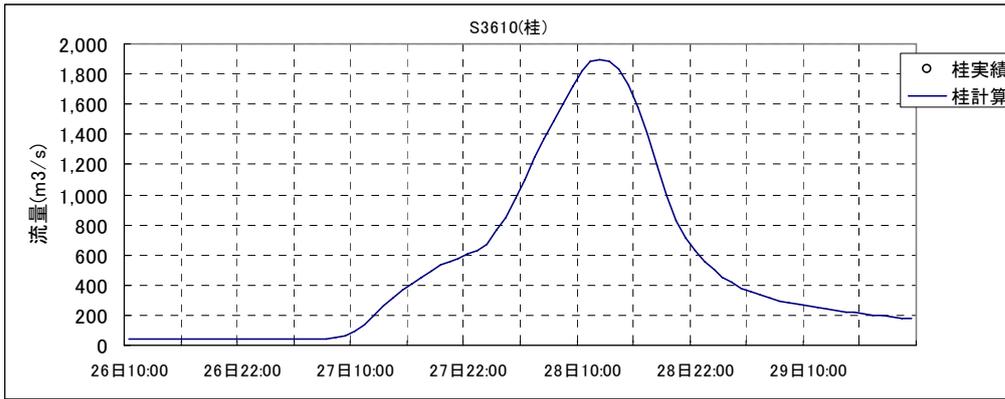
□ハイドログラフによる確認

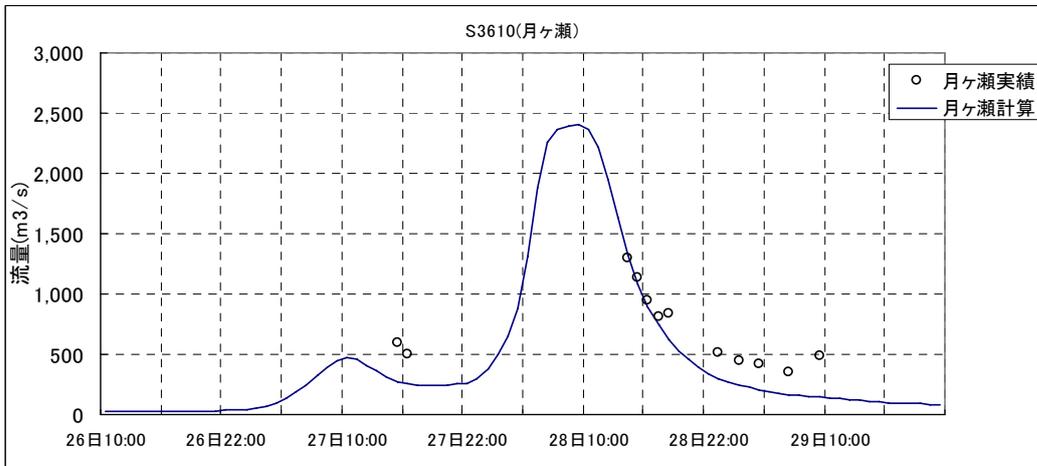
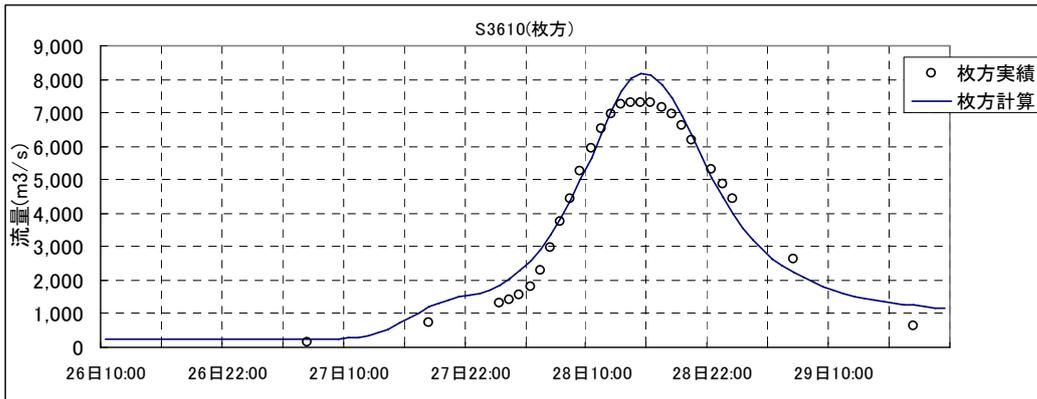
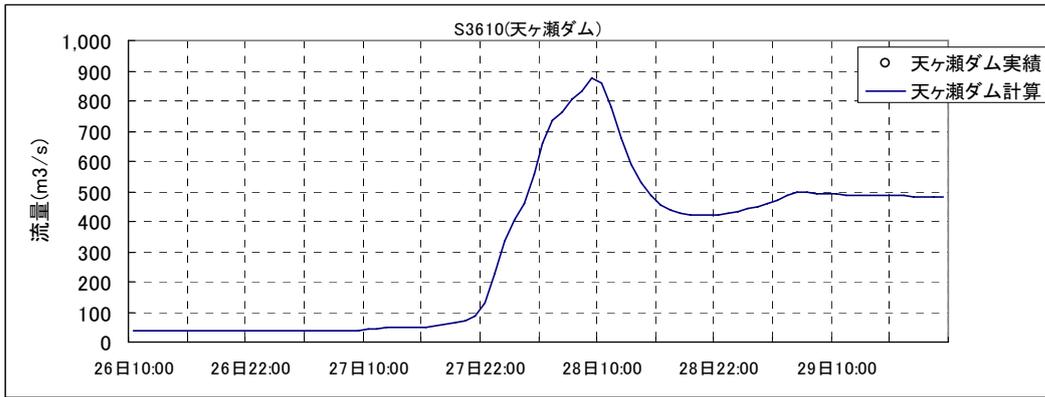












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 10月28日13時 水位 T.P.90.117m (補正後)

【出典 : 淀川・大和川の洪水資料】

(計算) ピーク時間 : 10月28日11時 水位 T.P.89.852m

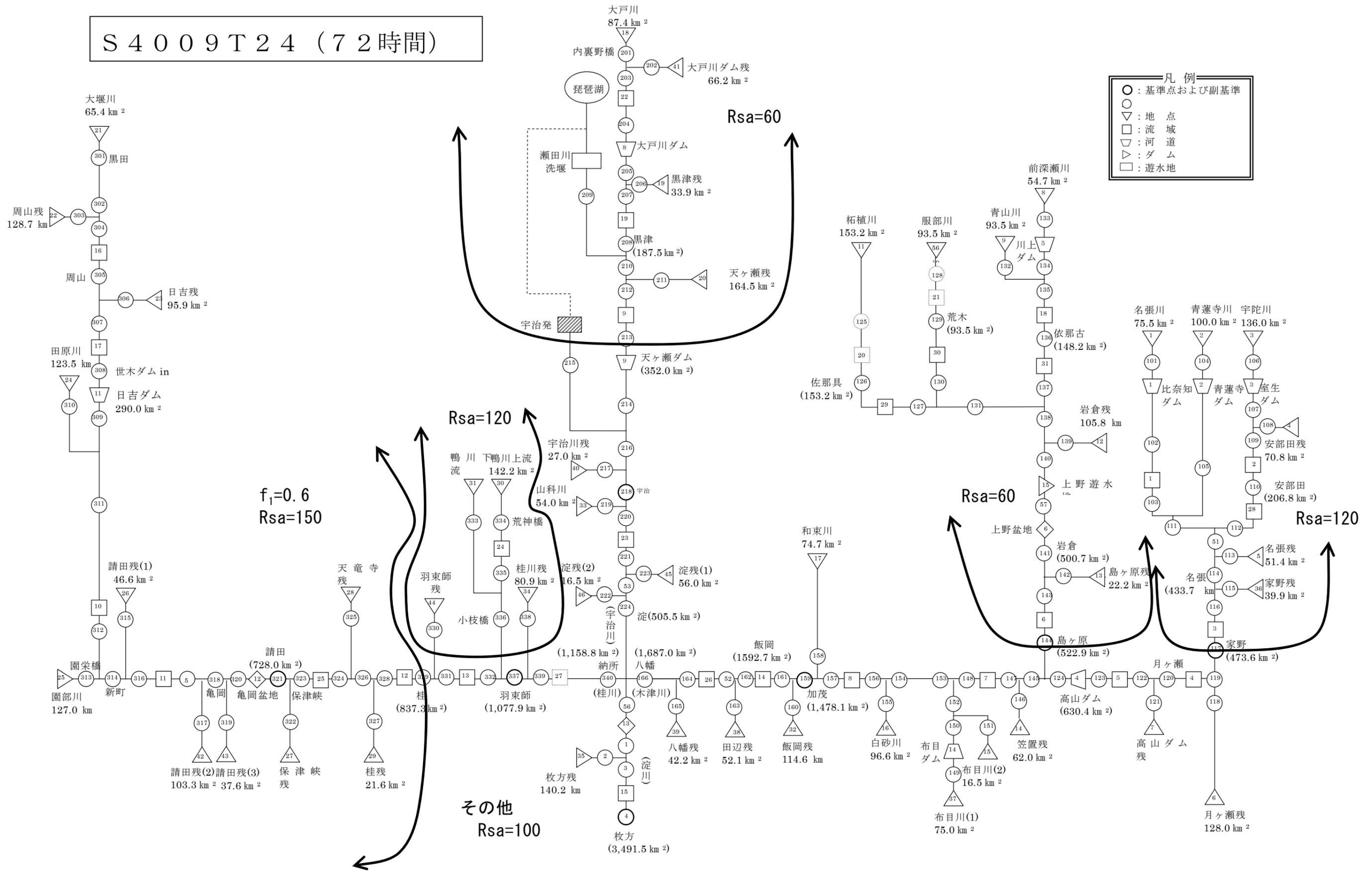
(2) 上野盆地 (長田地点)

(実績) ピーク時間 : 不明 水位 T.P.136.36m

【出典 : 淀川百年史】

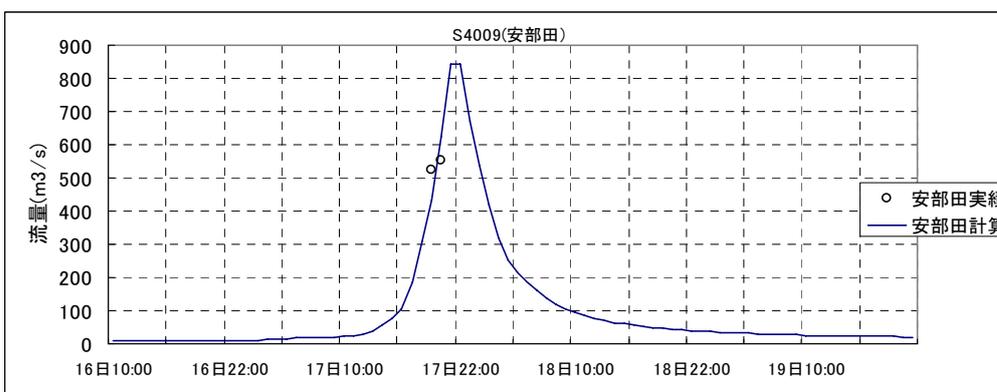
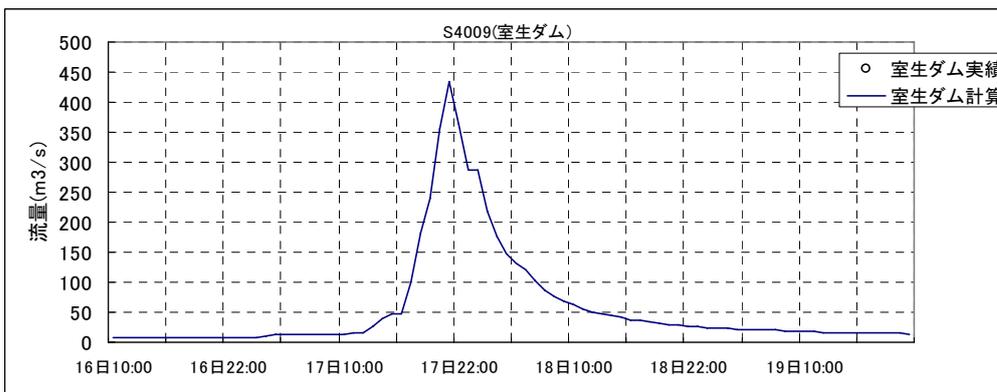
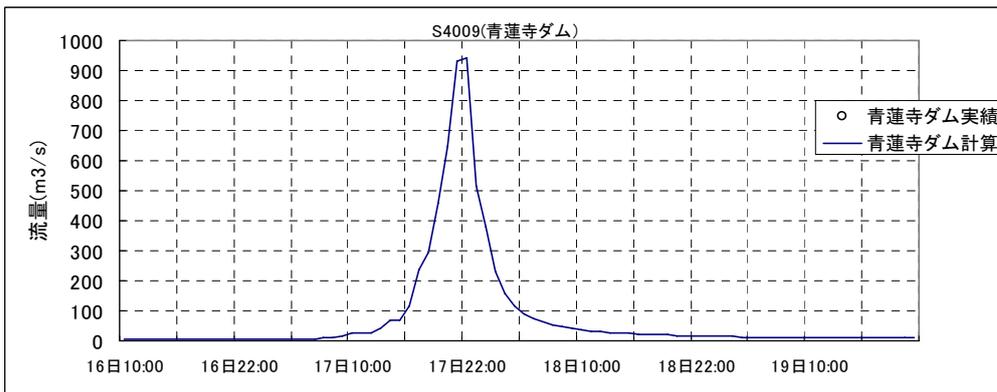
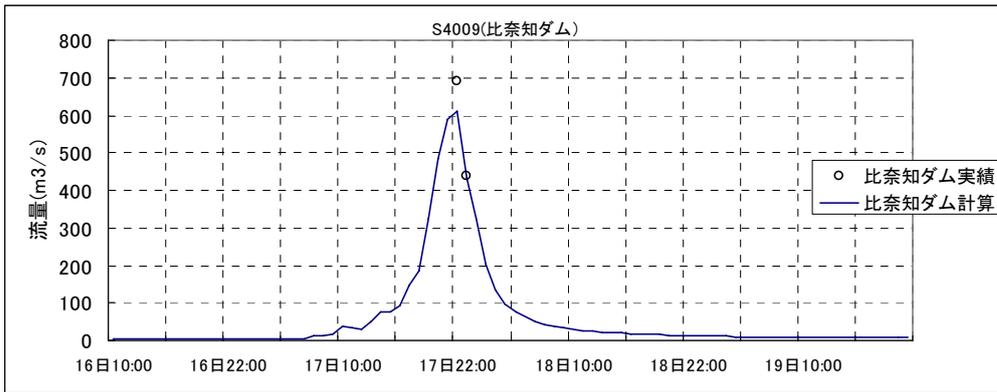
(計算) ピーク時間 : 10月27日9時 水位 T.P.136.044m

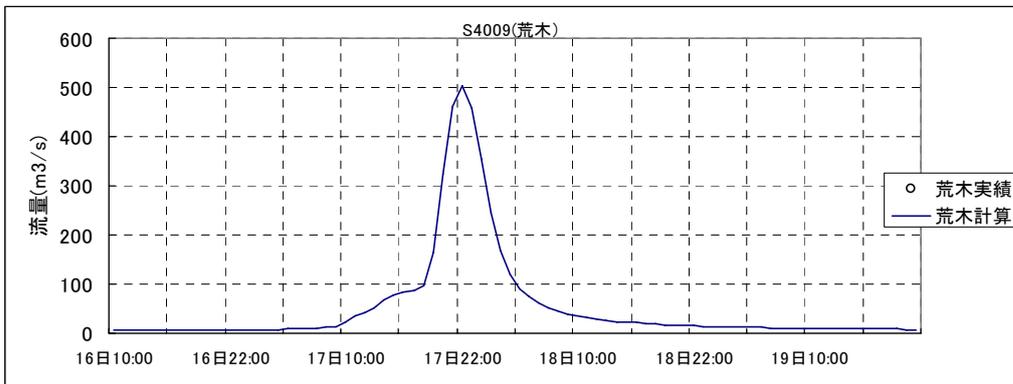
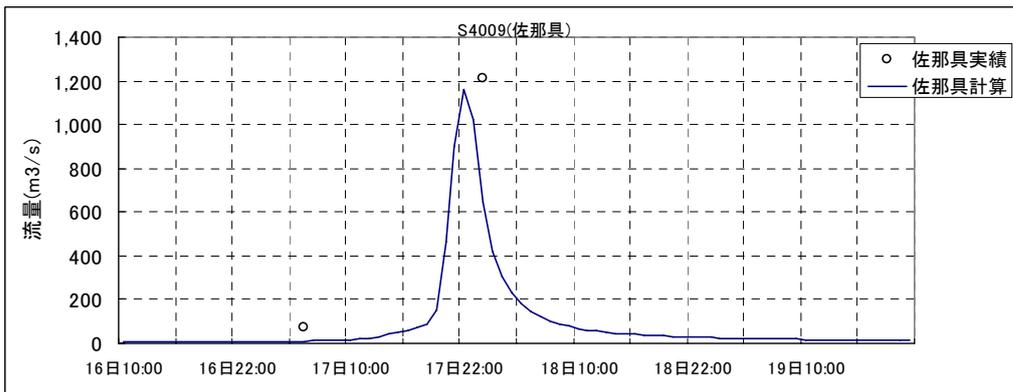
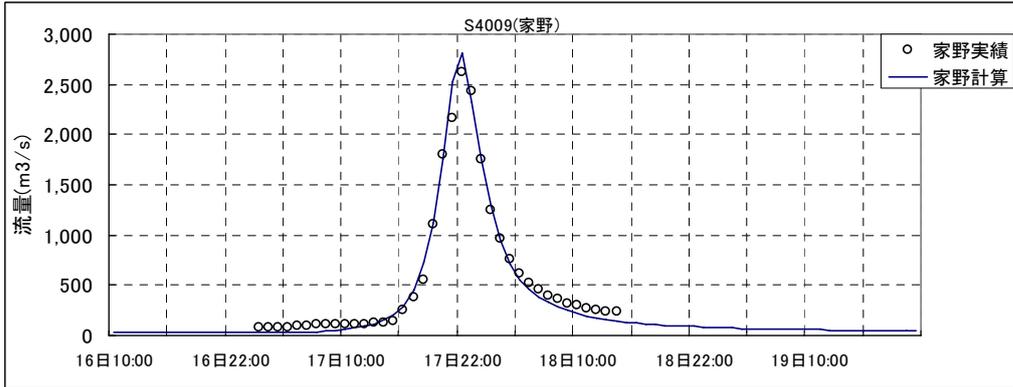
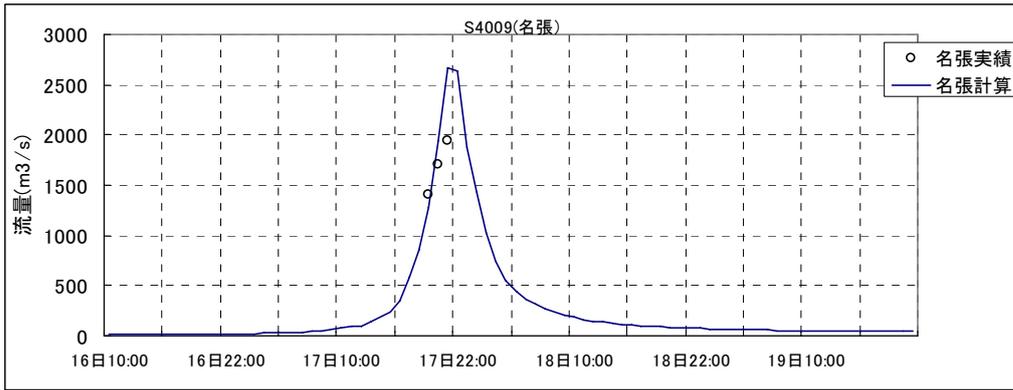
S4009T24 (72時間)

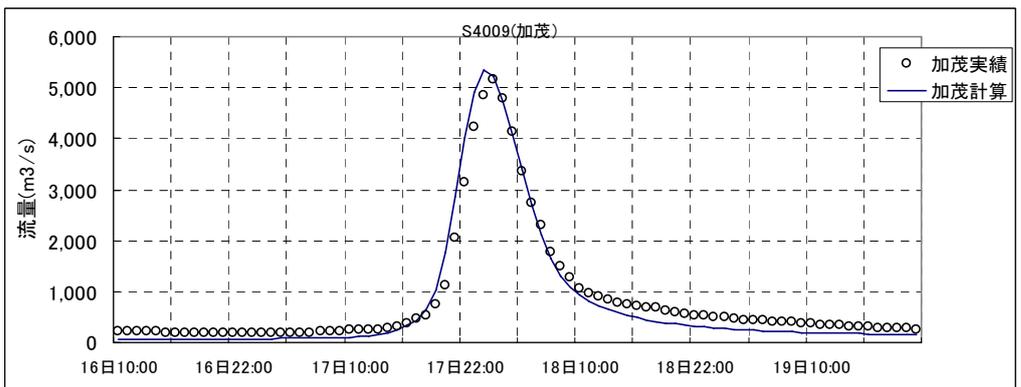
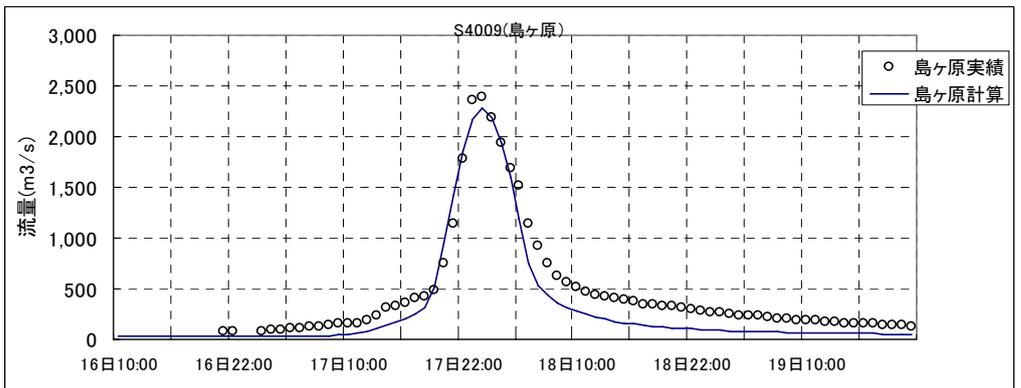
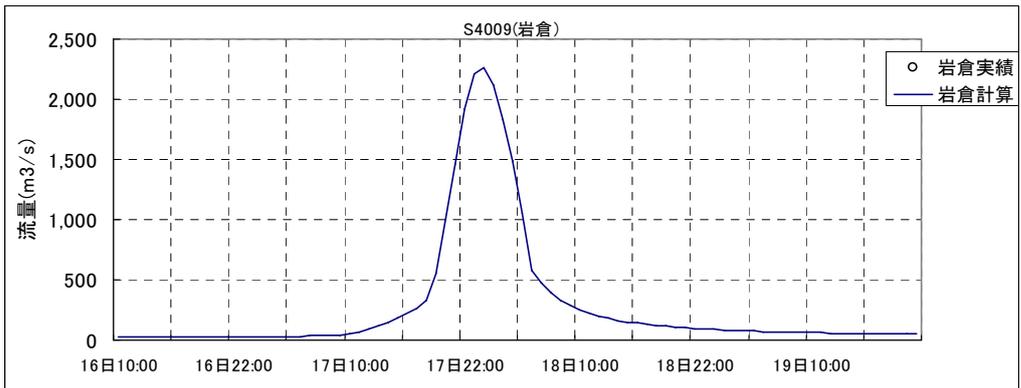
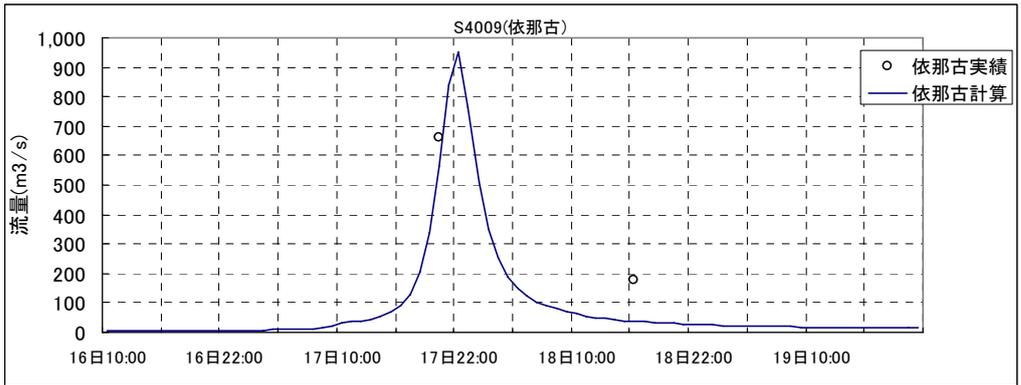


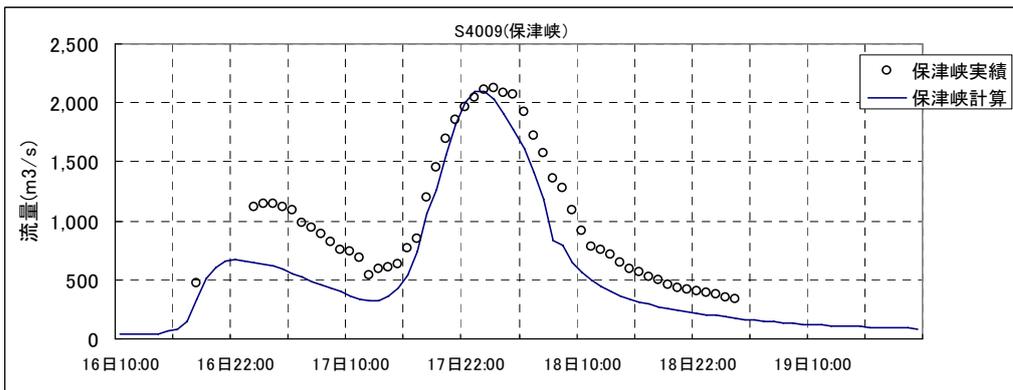
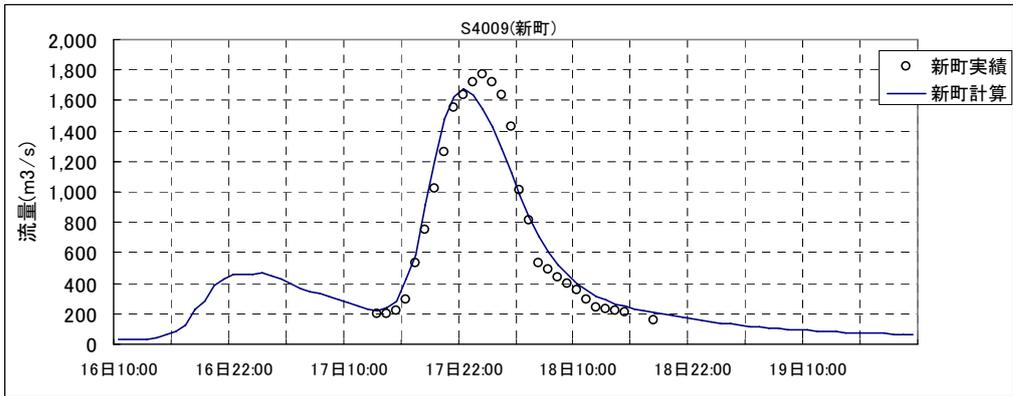
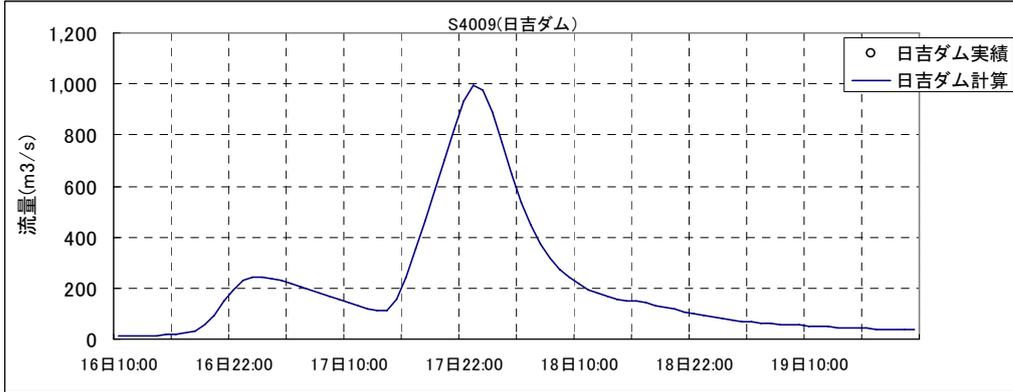
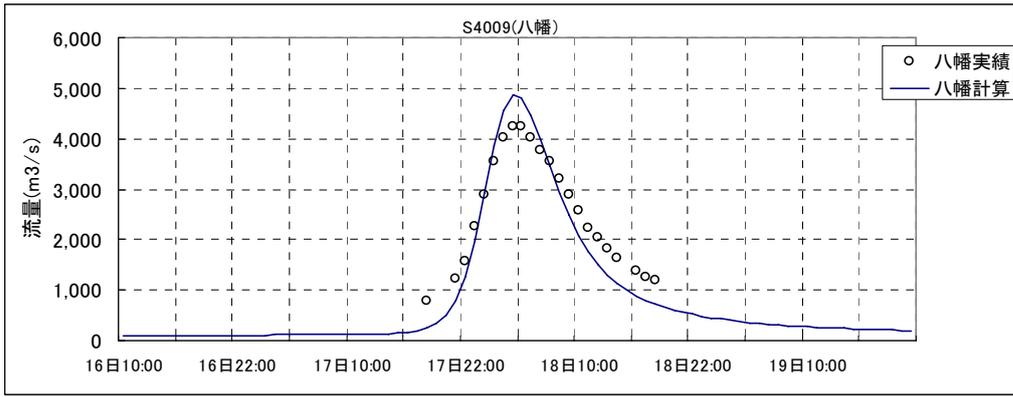
- 凡例
- : 基準点および副基準
  - ▽: 地点
  - : 流域
  - △: 河道
  - ▽: ダム
  - : 遊水地

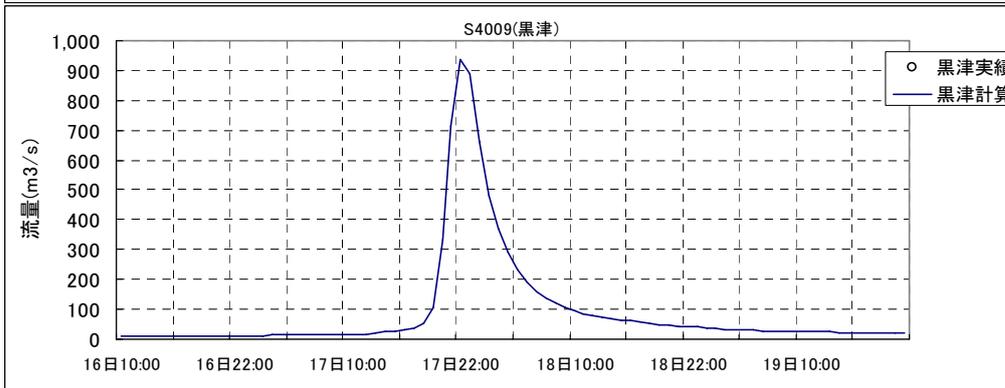
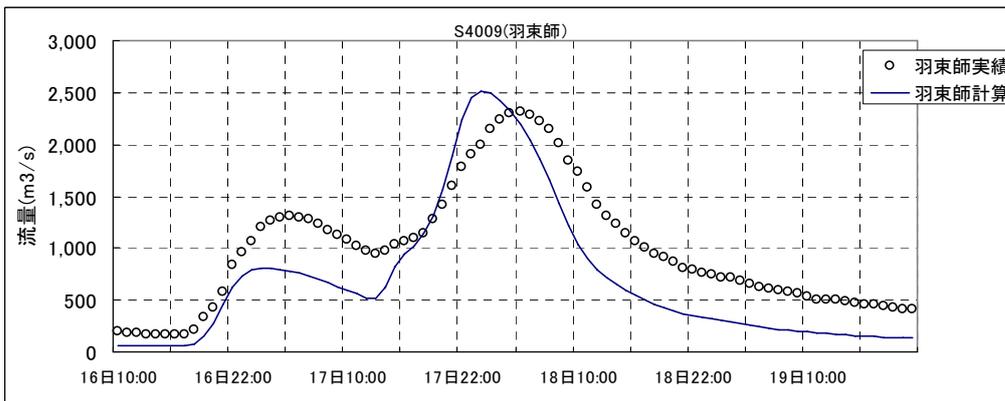
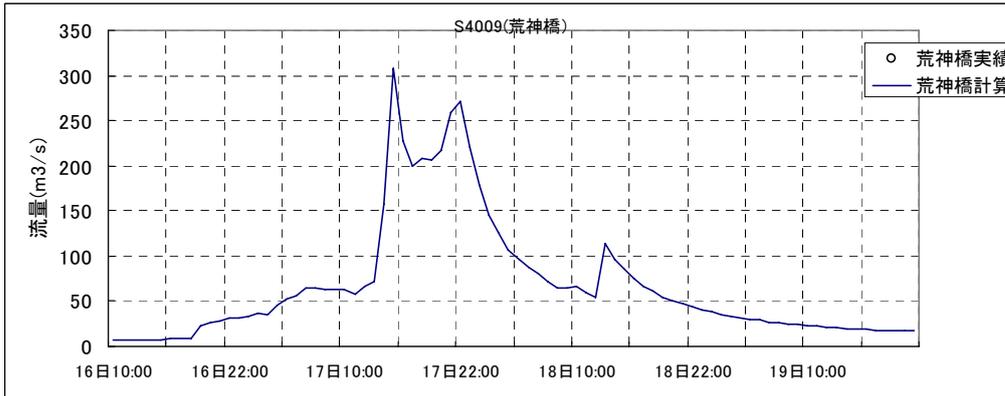
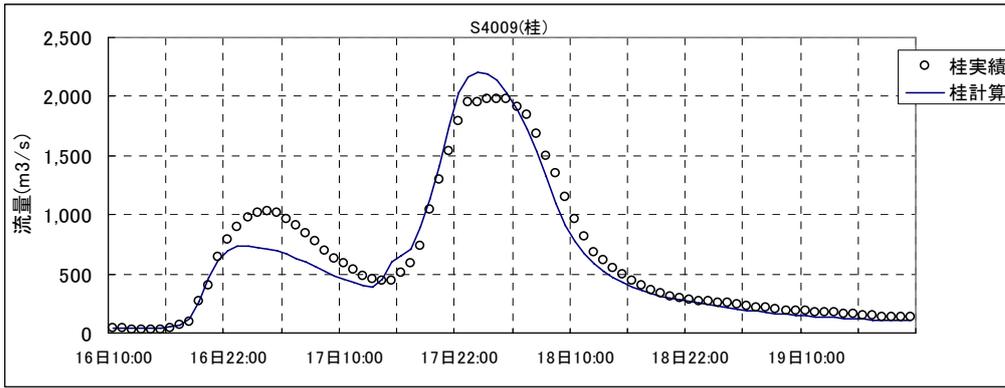
□ハイドログラフによる確認

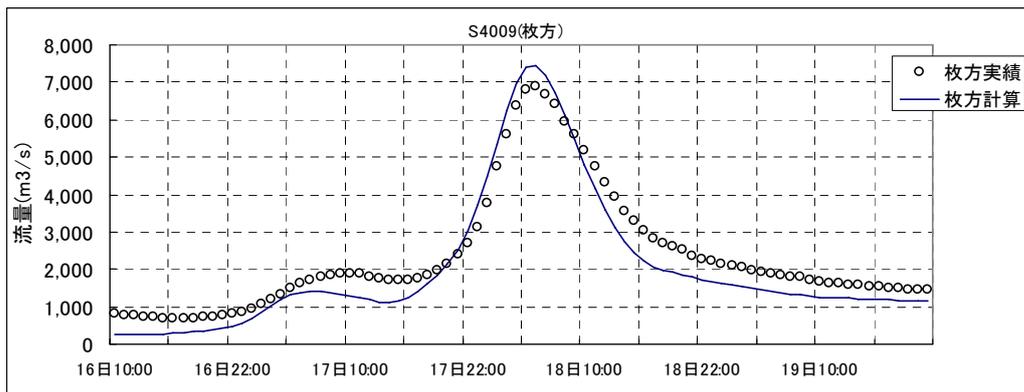
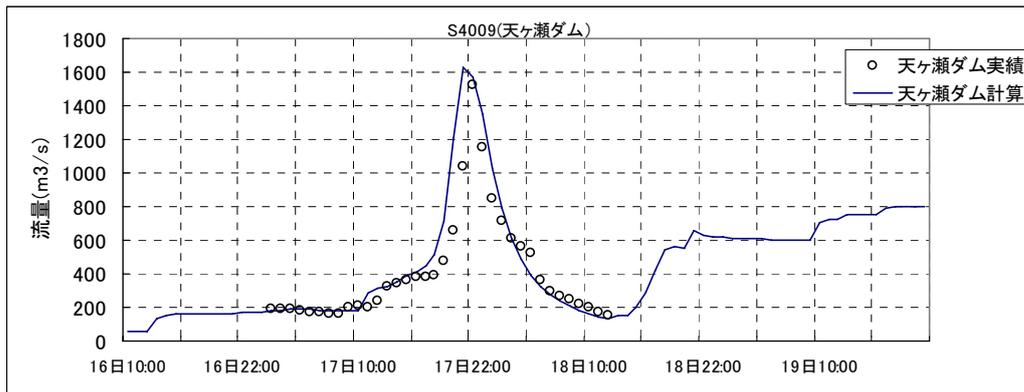












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 9月18日2時 水位 T.P.90.087m (補正後)

【出典 : 淀川・大和川の洪水資料】

(計算) ピーク時間 : 9月18日0時 水位 T.P.90.205m

(2) 上野盆地 (長田地点)

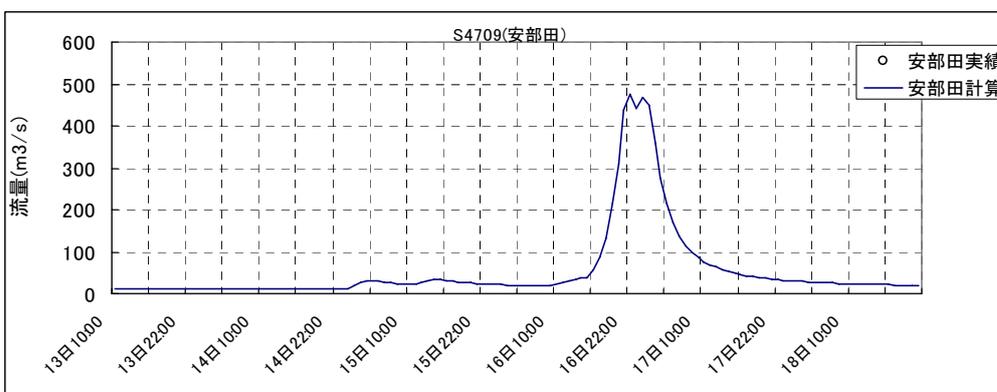
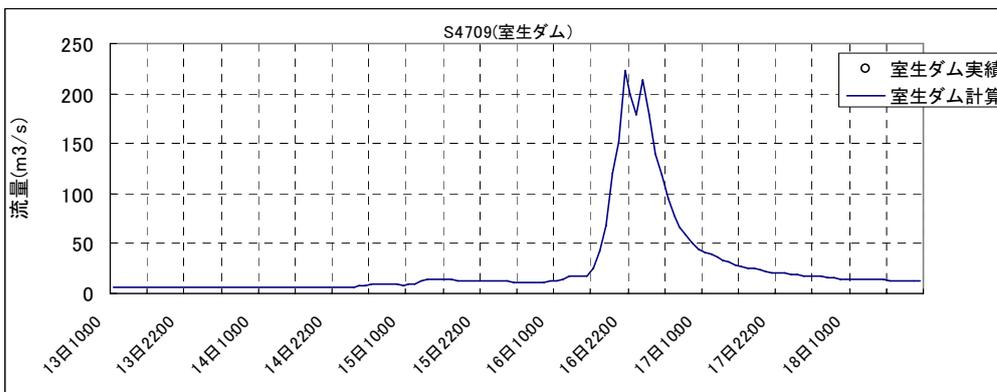
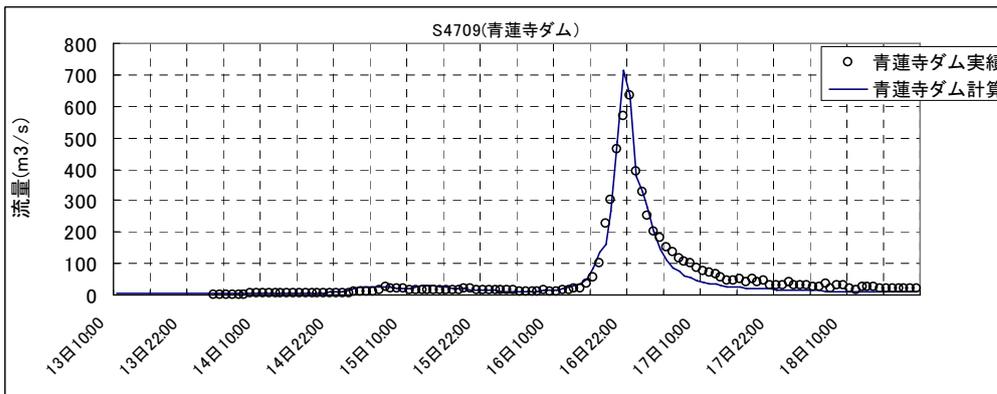
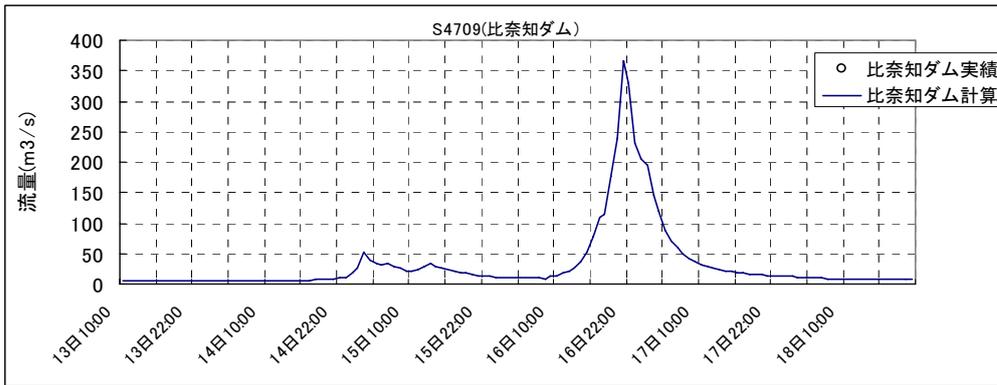
(実績) ピーク時間 : 不明 水位 T.P.135.5m

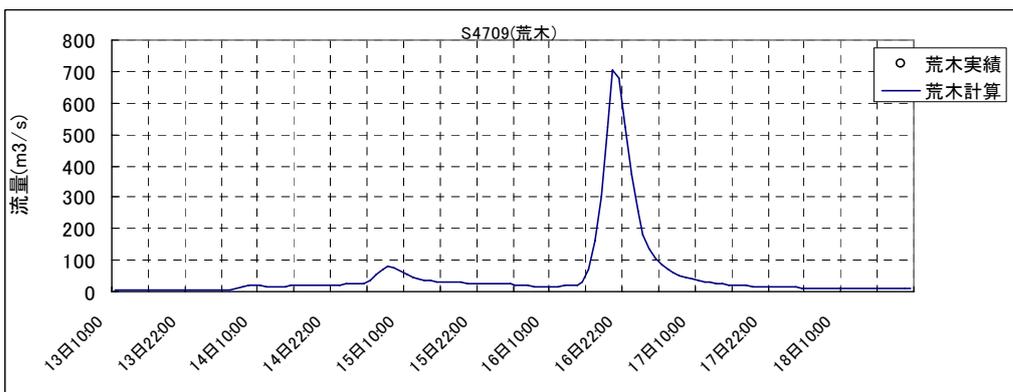
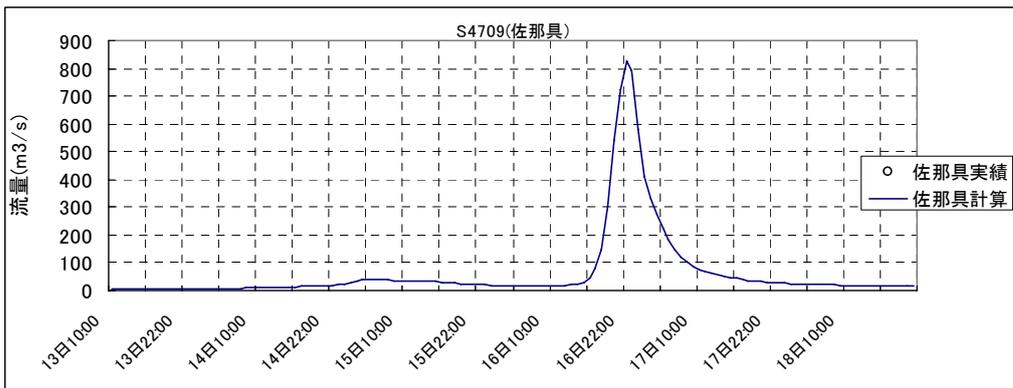
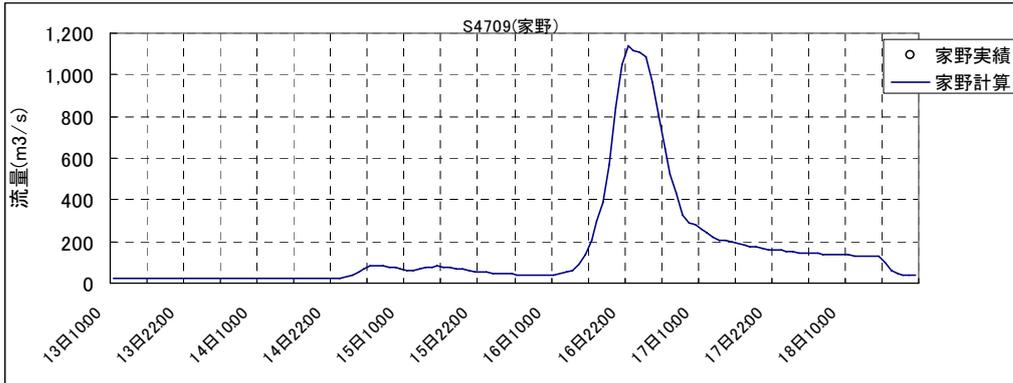
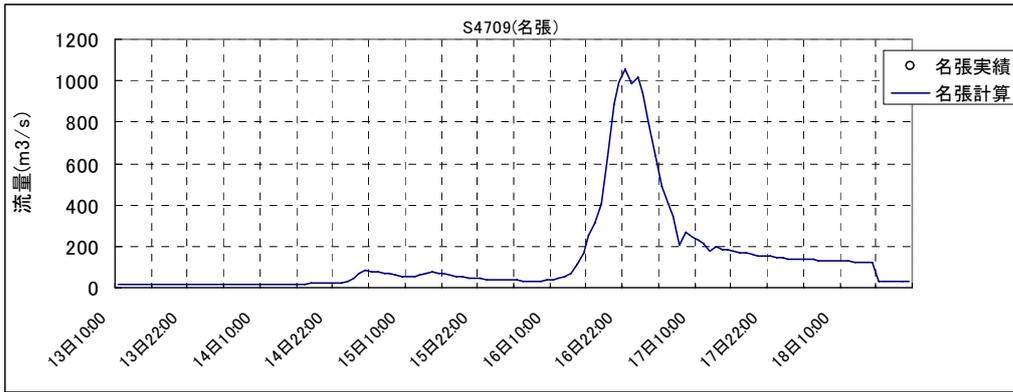
【出典 : 淀川百年史】

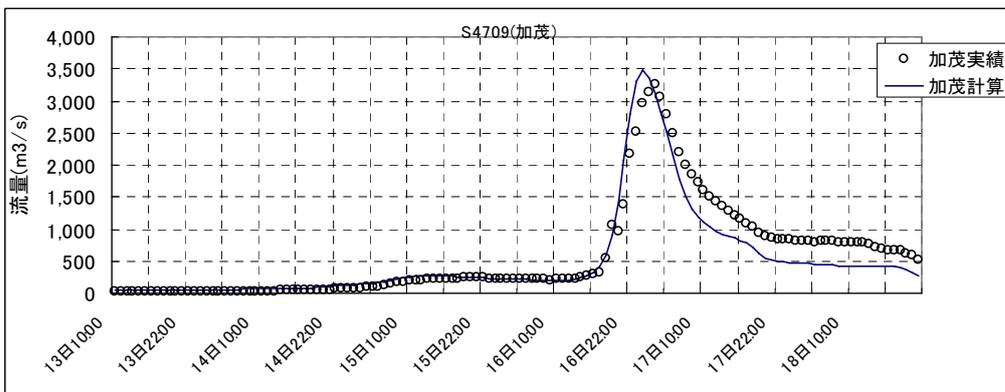
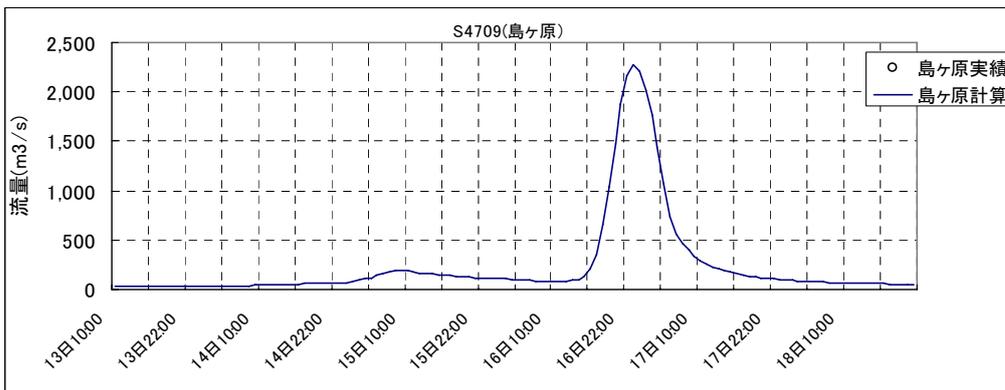
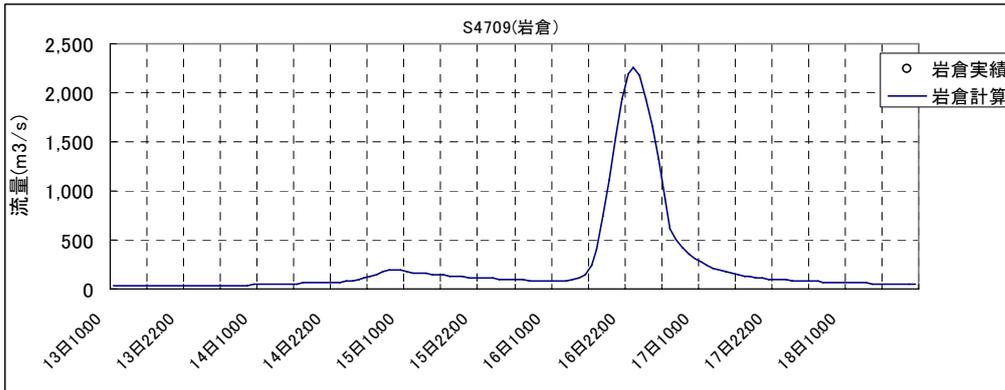
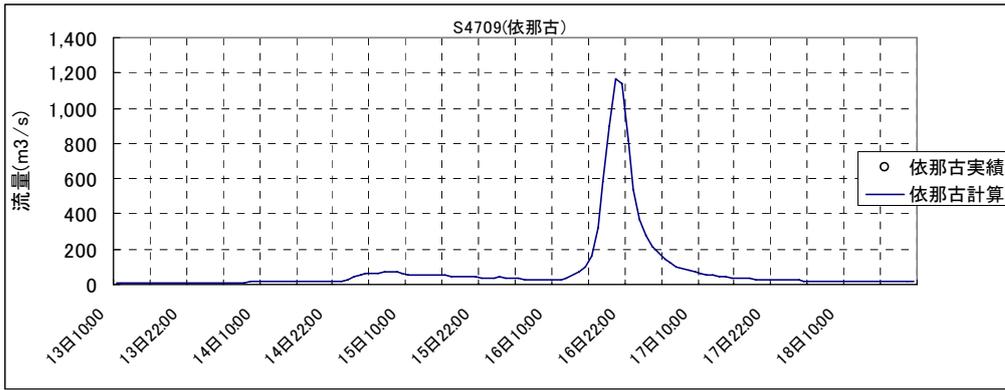
(計算) ピーク時間 : 9月18日0時 水位 T.P.135.649m

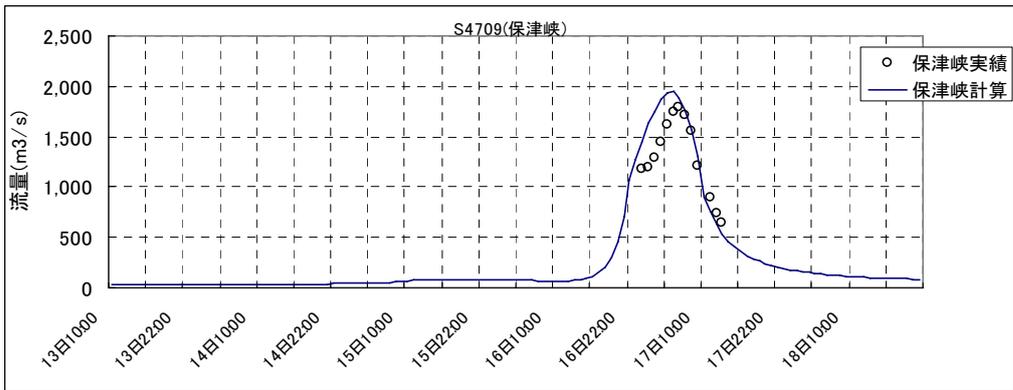
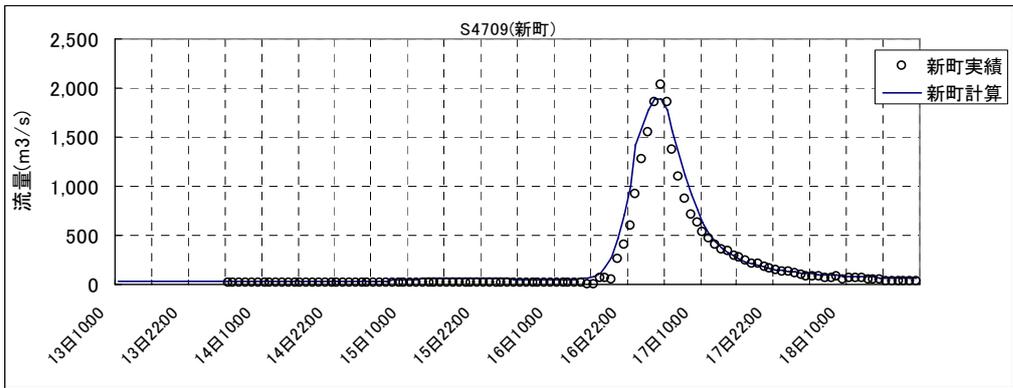
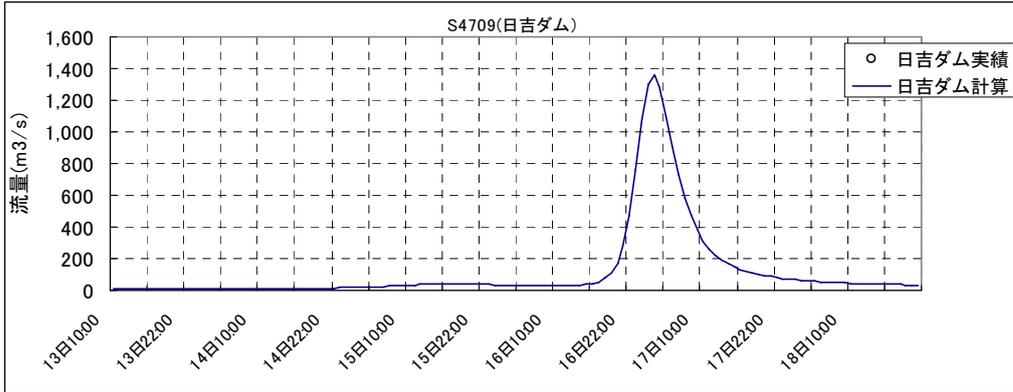
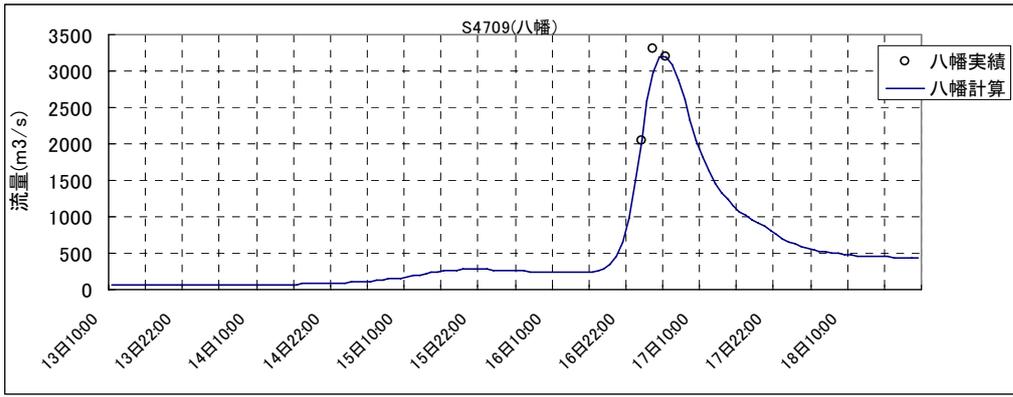


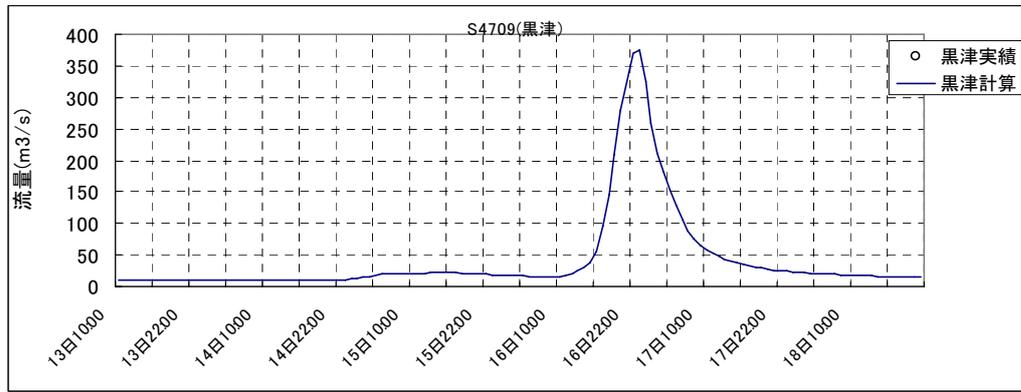
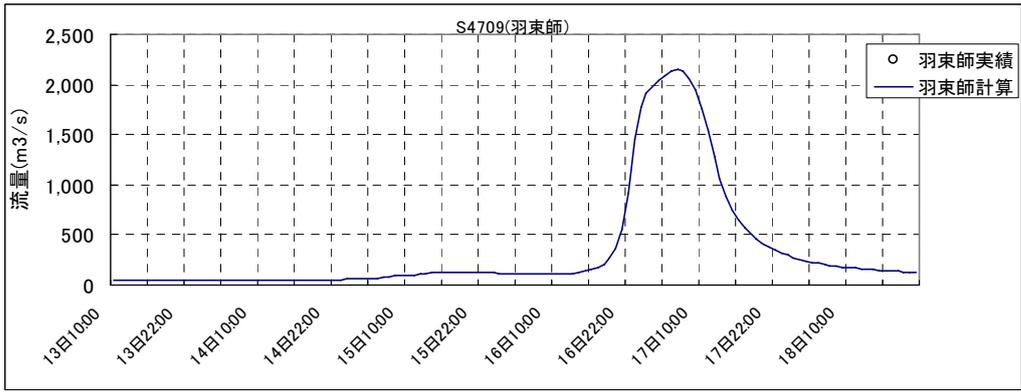
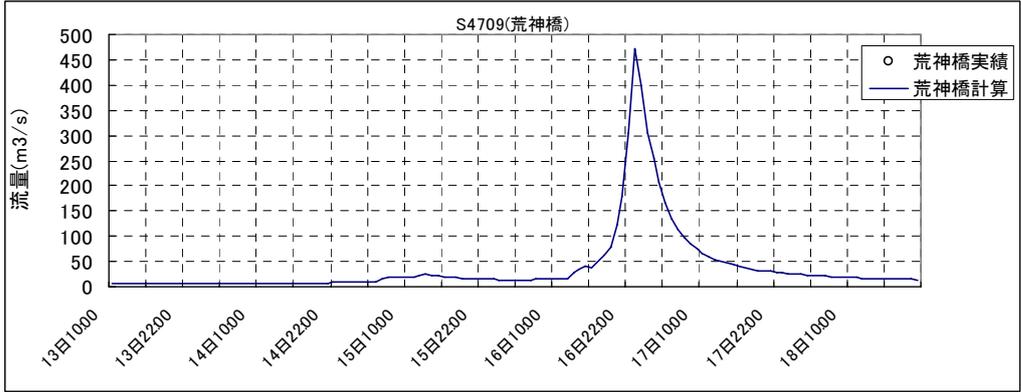
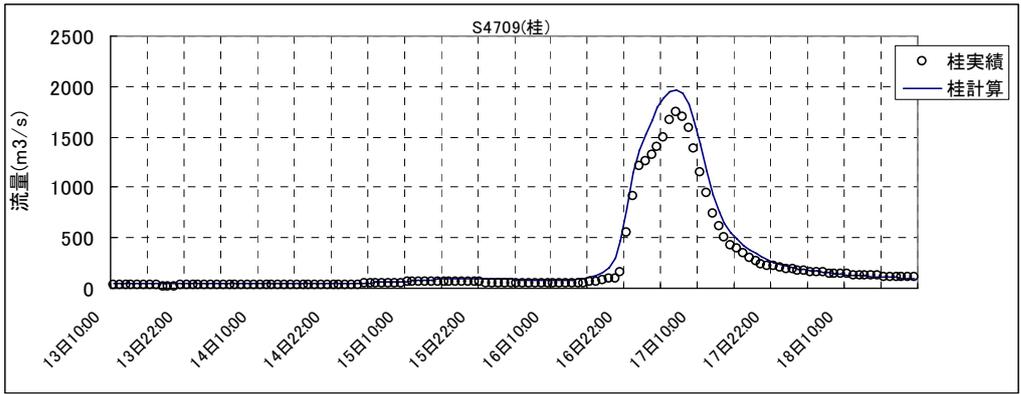
□ハイドログラフによる確認

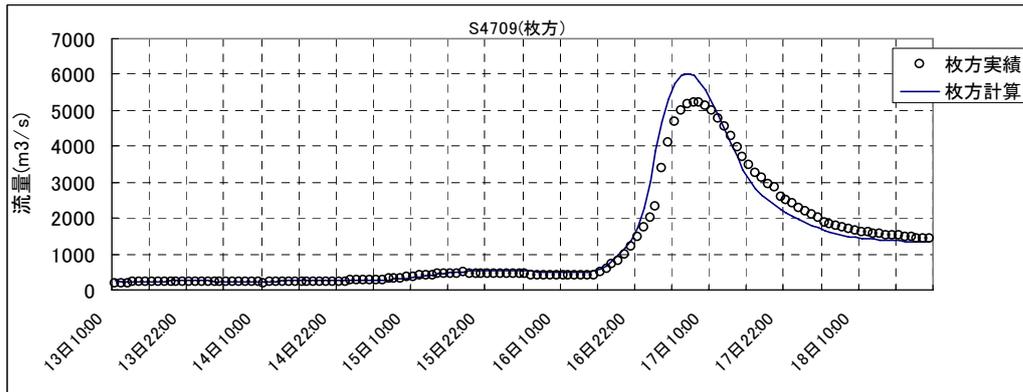
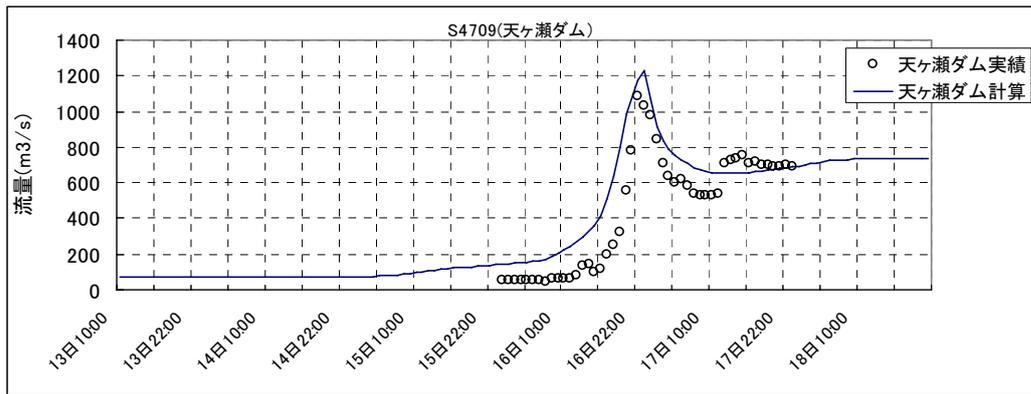












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 9月17日5時 水位 T.P.89.747m (補正後)

【出典 : 時刻水位旬表】

(計算) ピーク時間 : 9月17日5時 水位 T.P.89.823m

(2) 上野盆地 (長田地点)

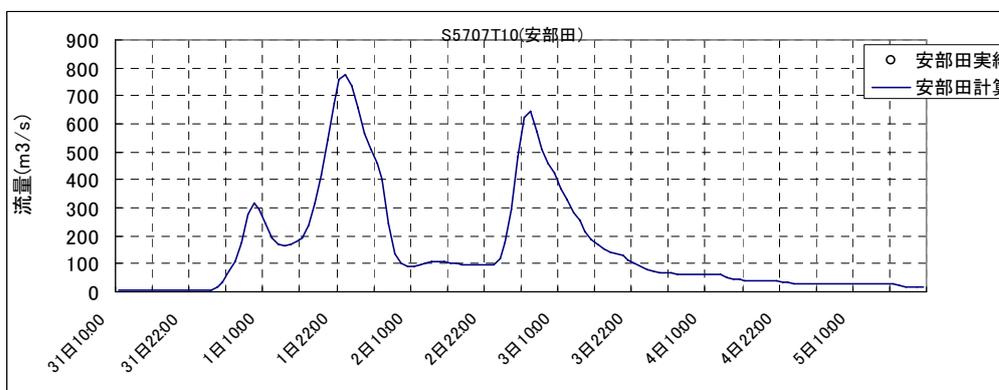
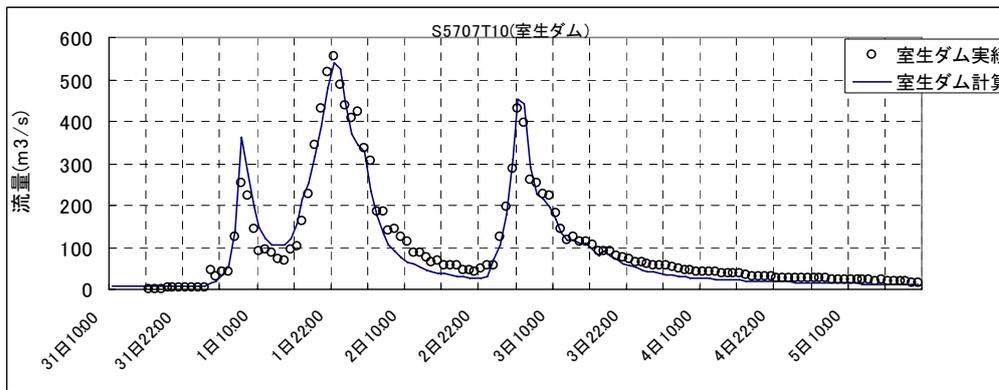
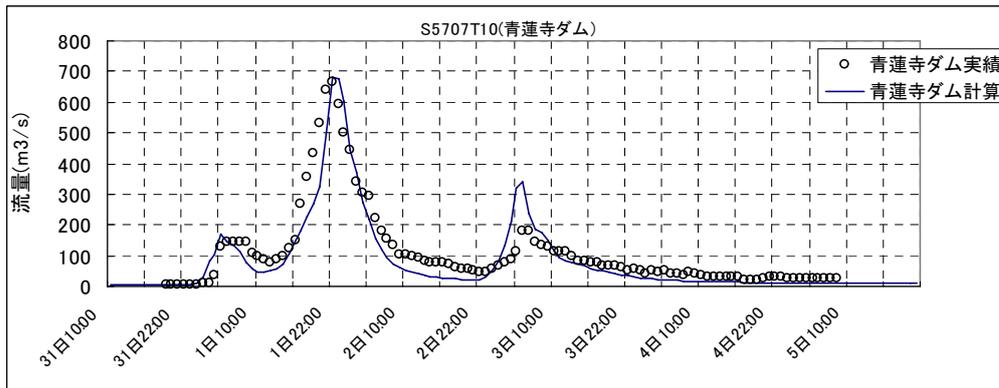
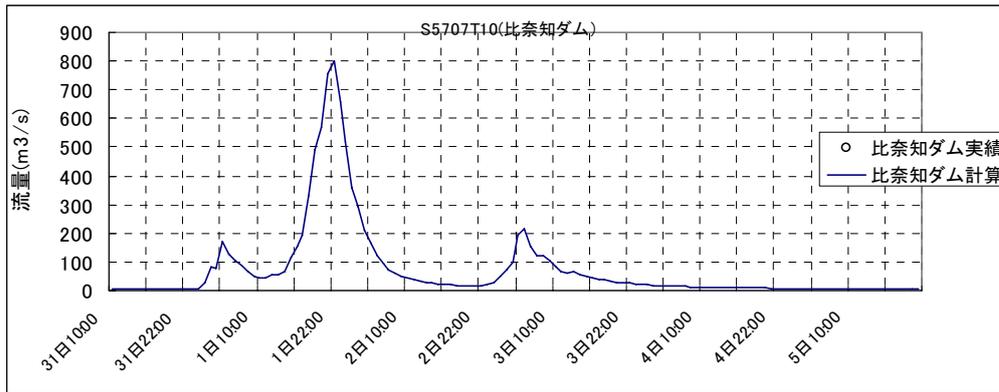
(実績) ピーク時間 : 不明 水位 欠測

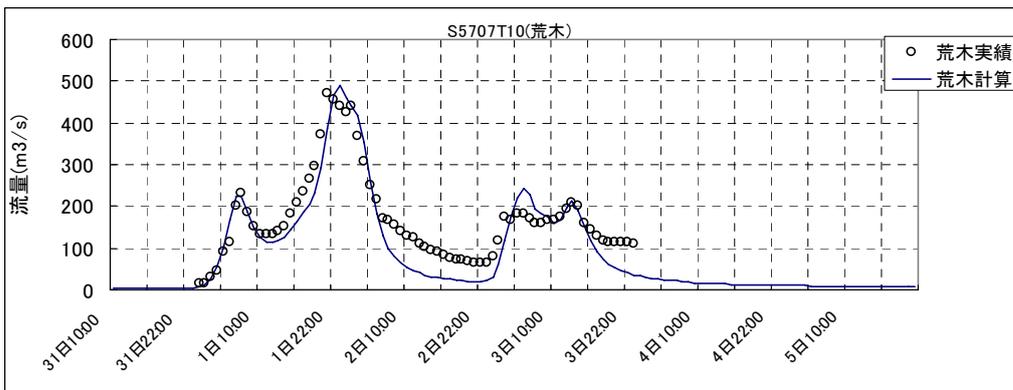
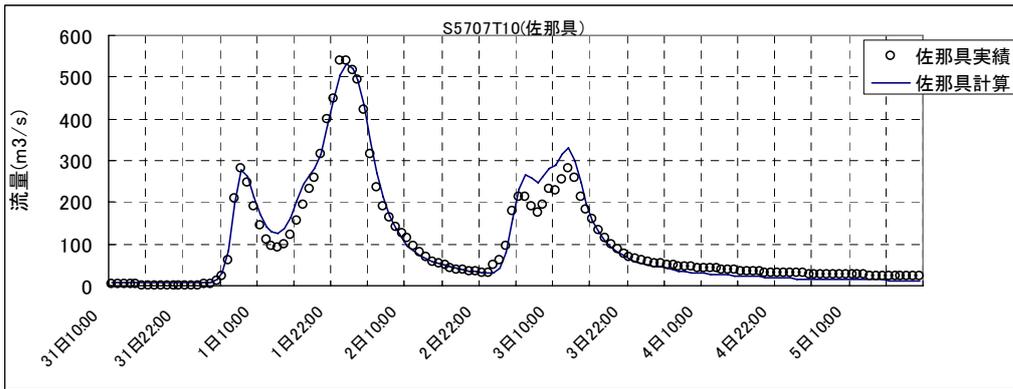
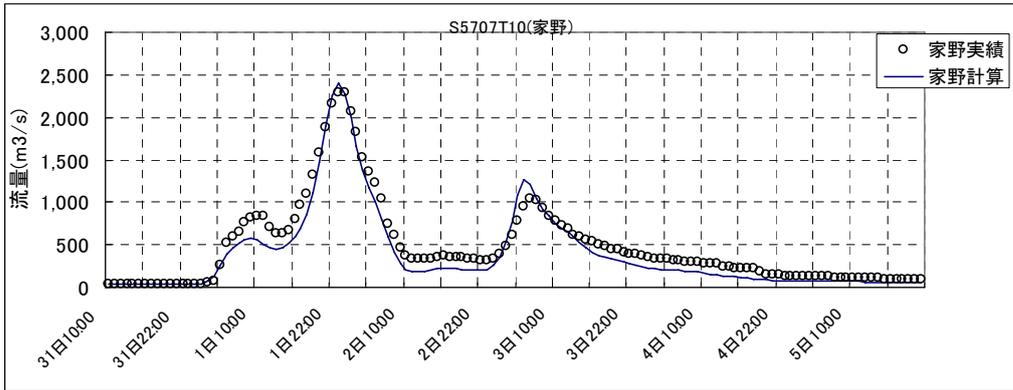
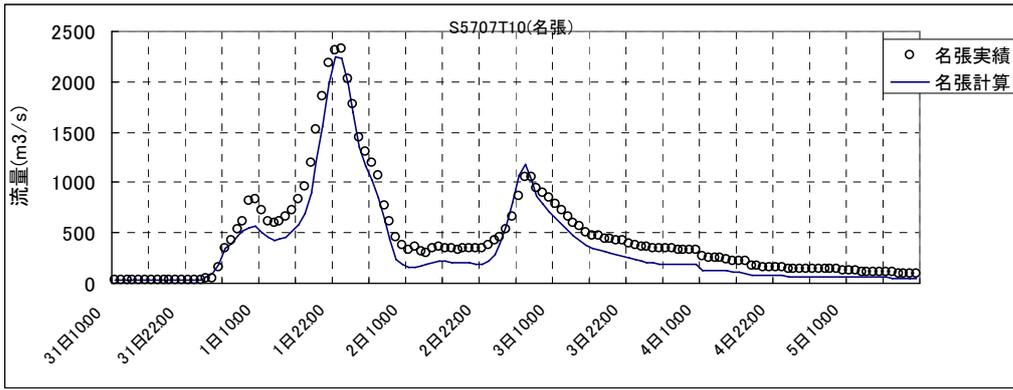
【出典 : 淀川百年史】

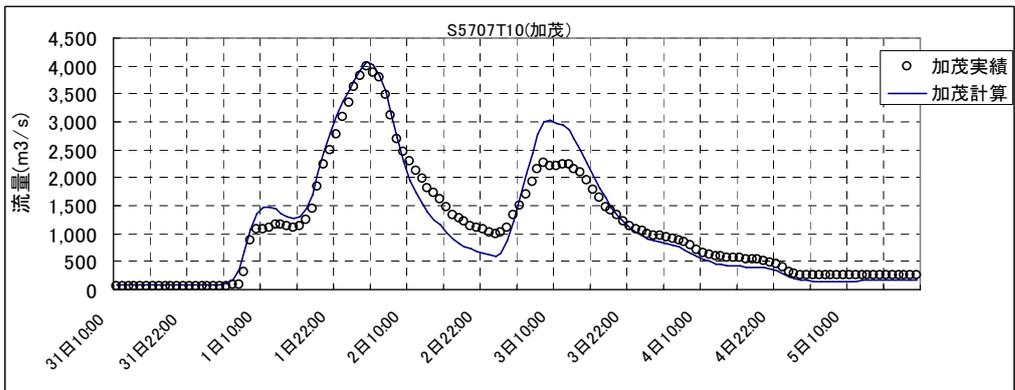
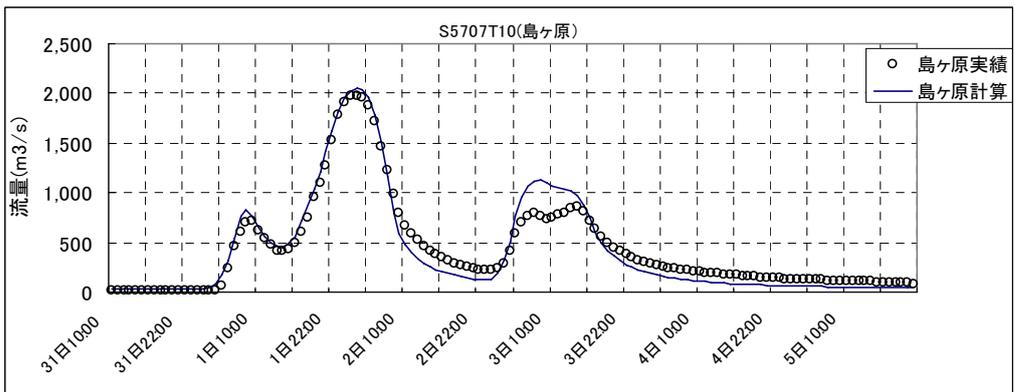
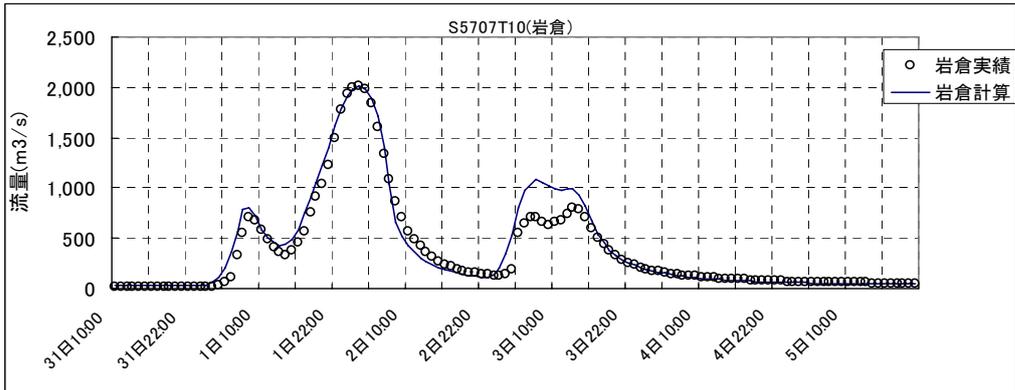
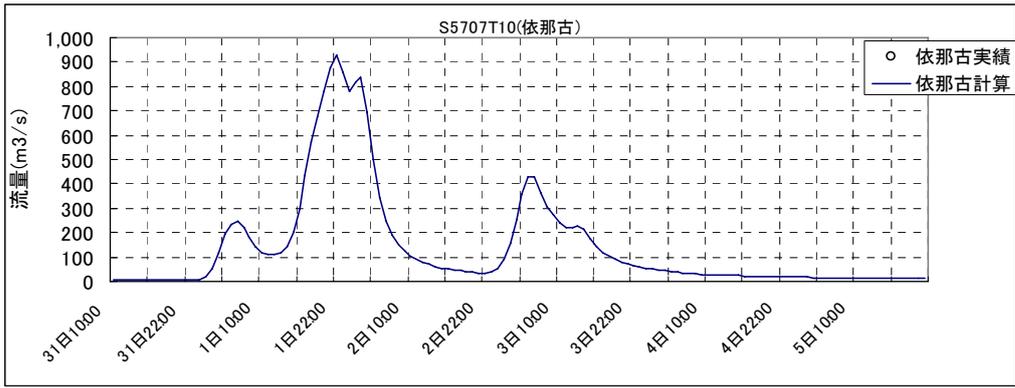
(計算) ピーク時間 : 9月16日23時 水位 T.P.135.653m

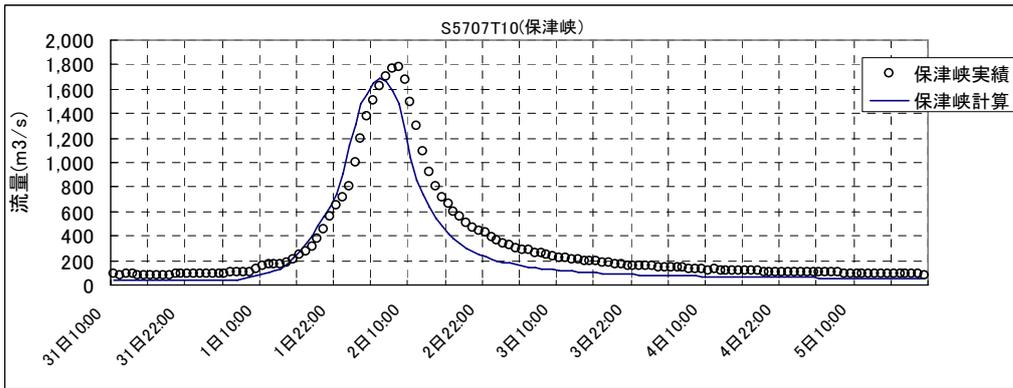
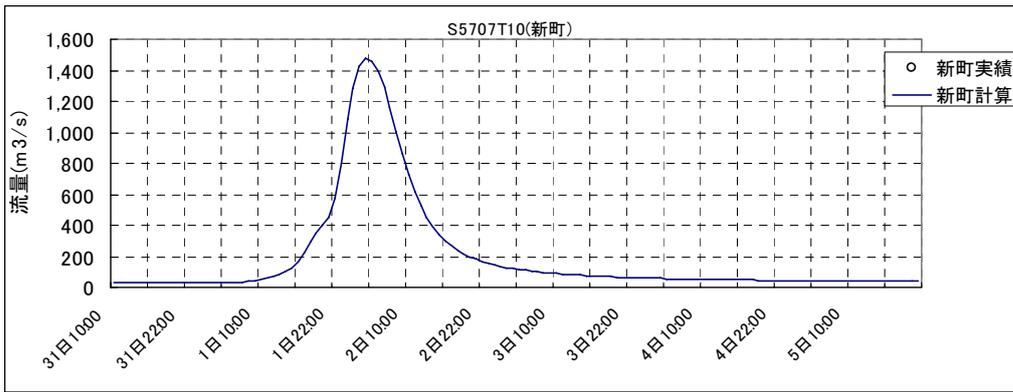
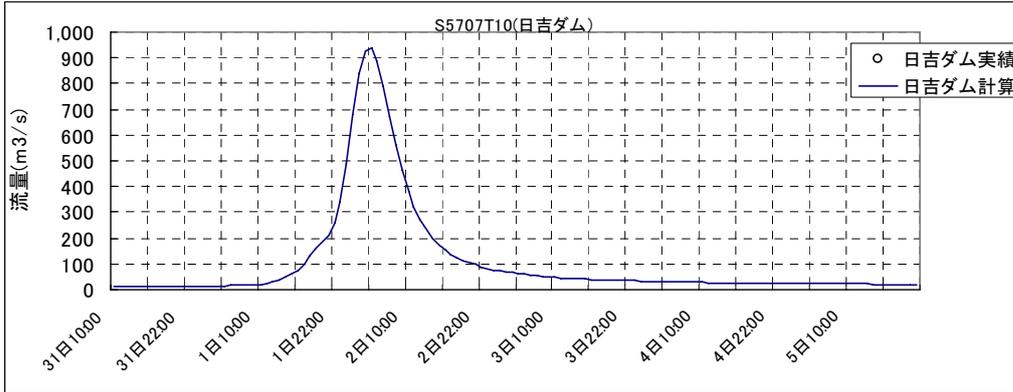
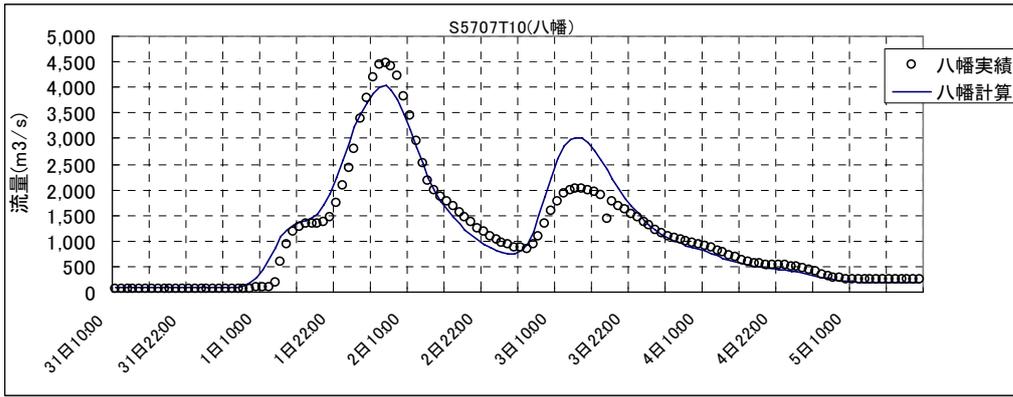


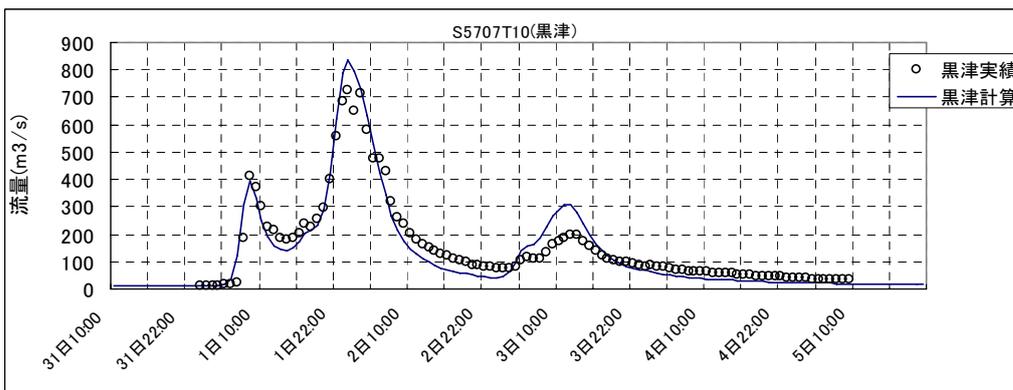
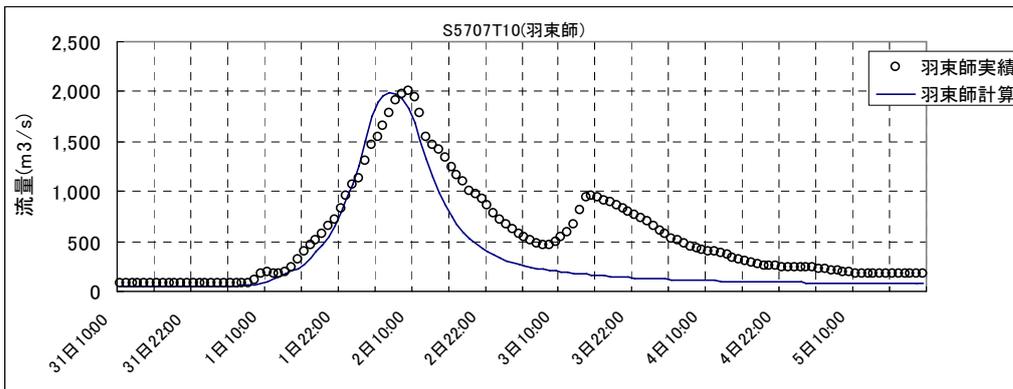
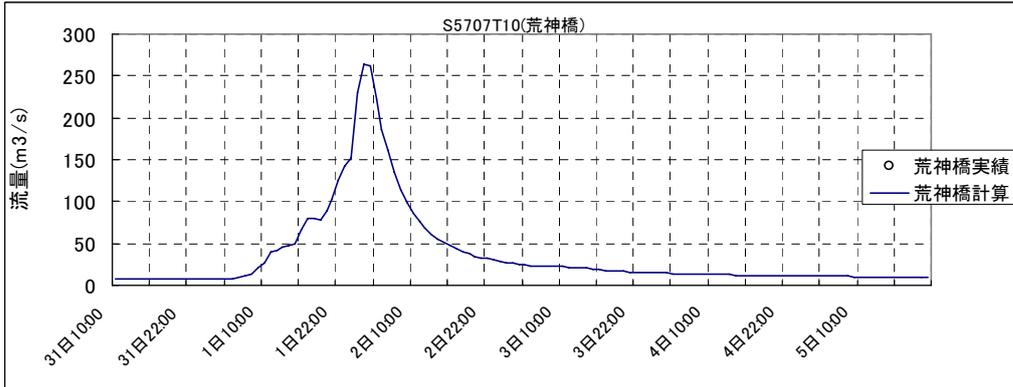
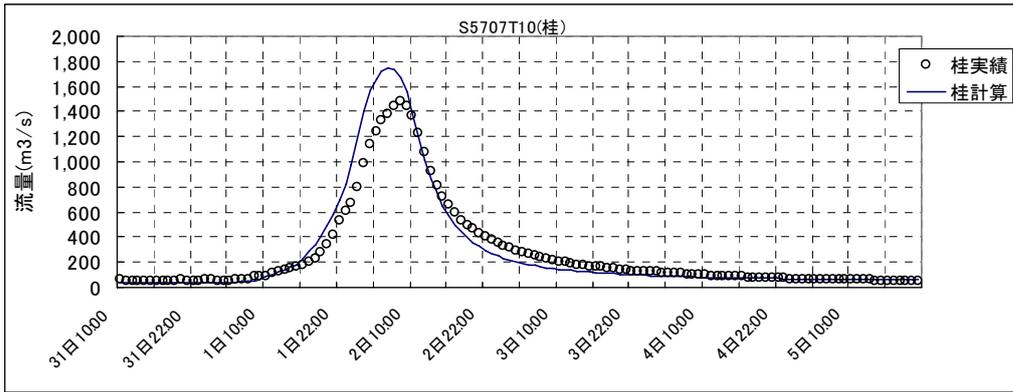
□ハイドログラフによる確認

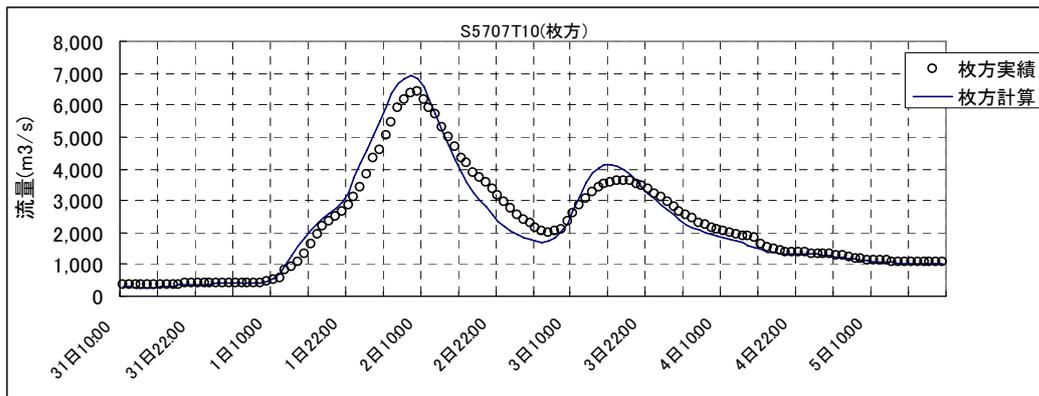
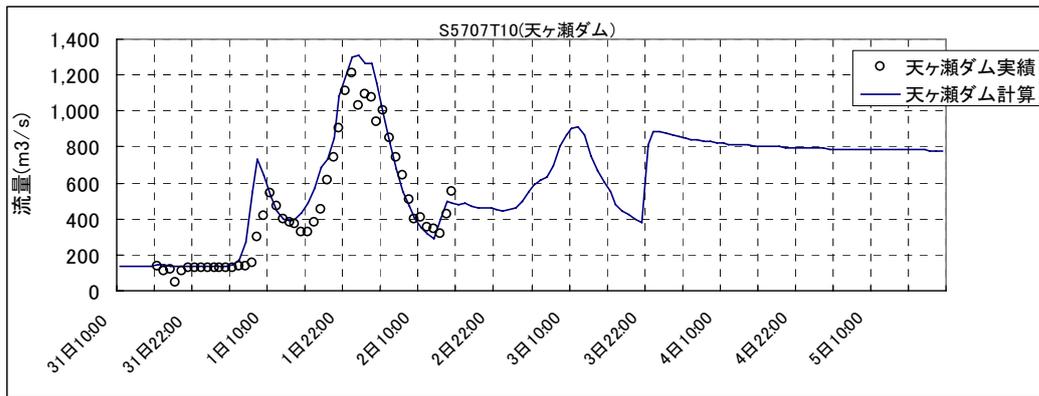












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 7月2日7時 水位 T.P.89.387m (補正後)

【出典 : 時刻水位旬表】

(計算) ピーク時間 : 7月2日5時 水位 T.P.89.077m

(2) 上野盆地 (長田地点)

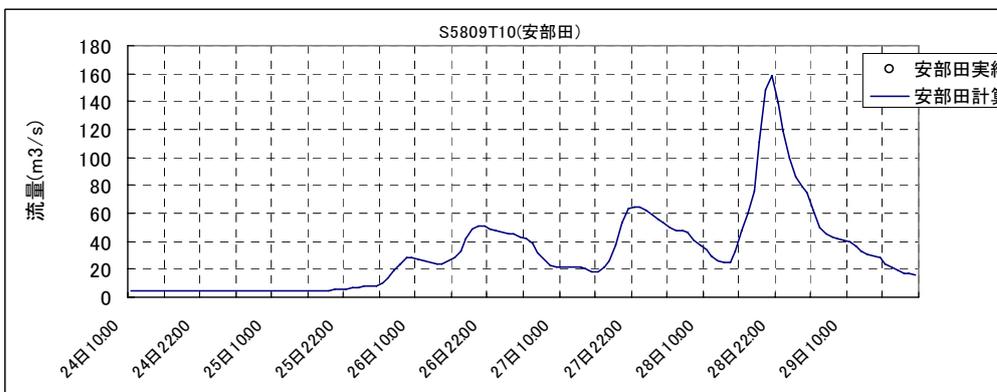
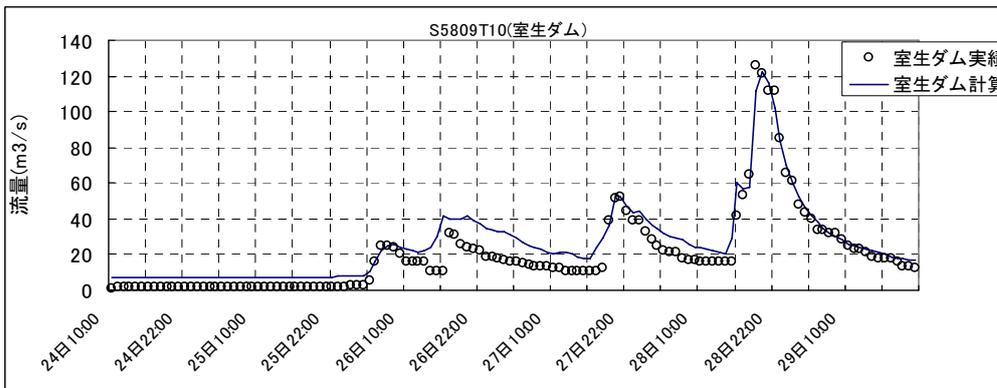
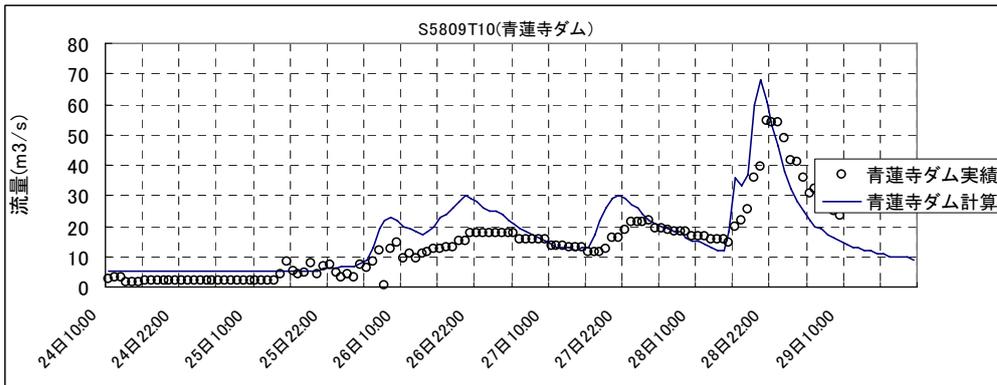
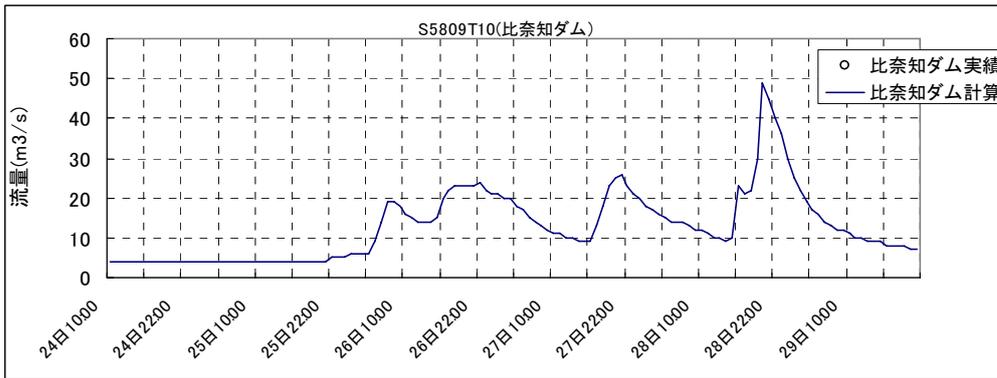
(実績) ピーク時間 : 不明 水位 不明

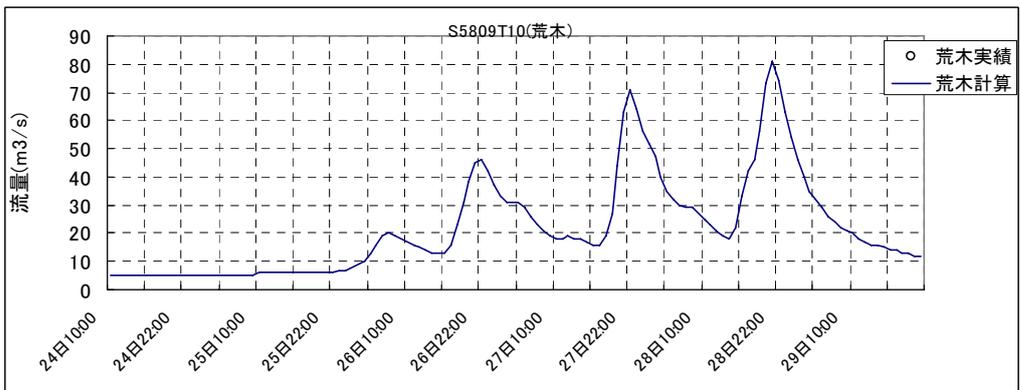
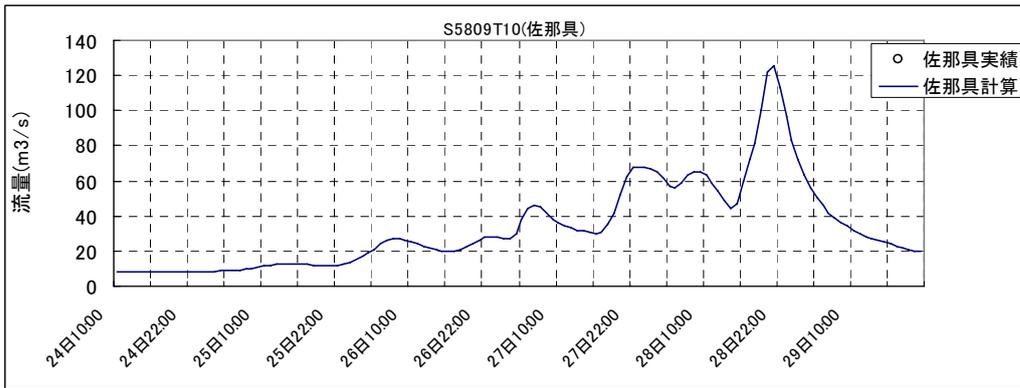
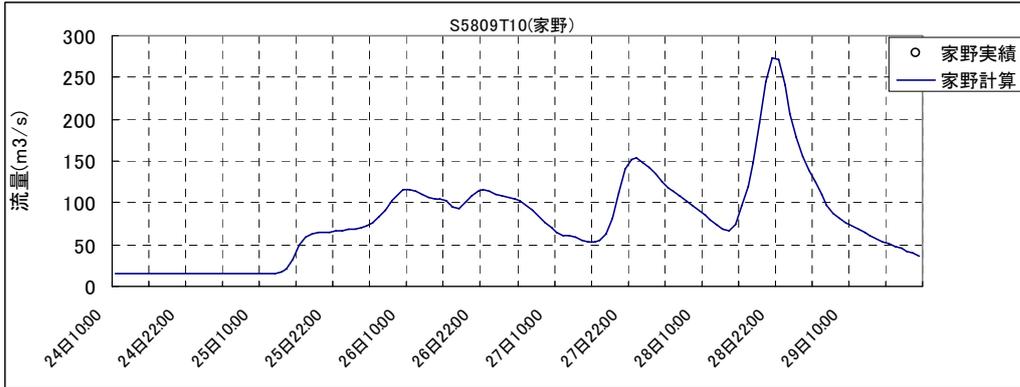
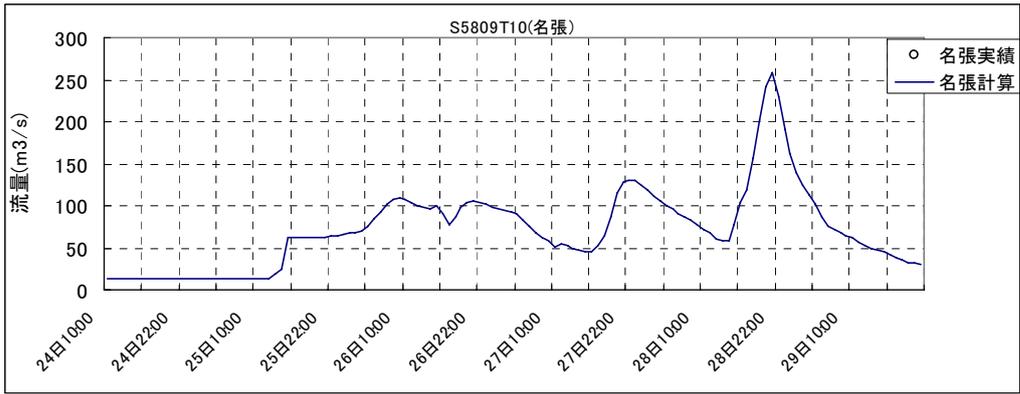
【出典 : 淀川百年史】

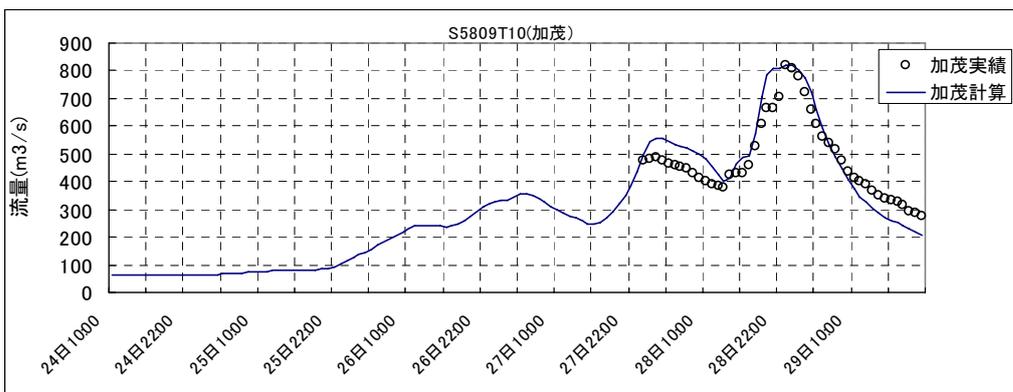
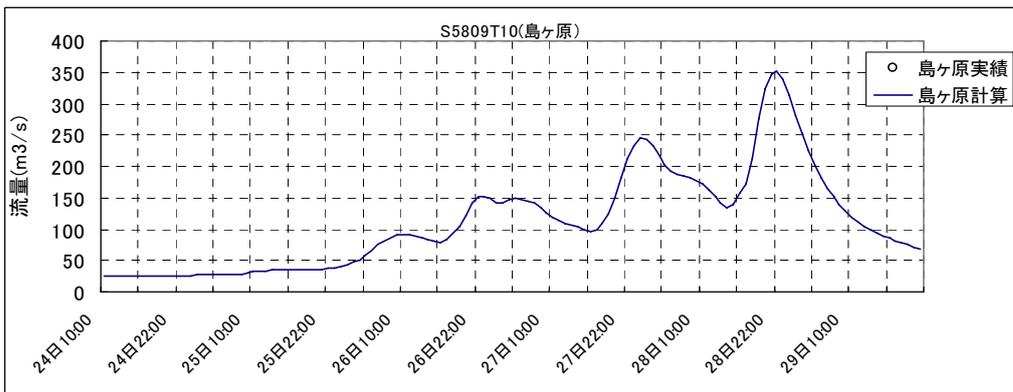
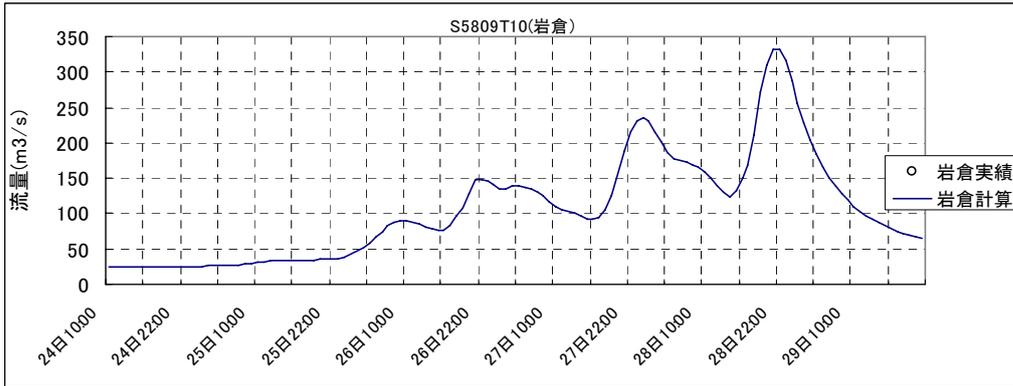
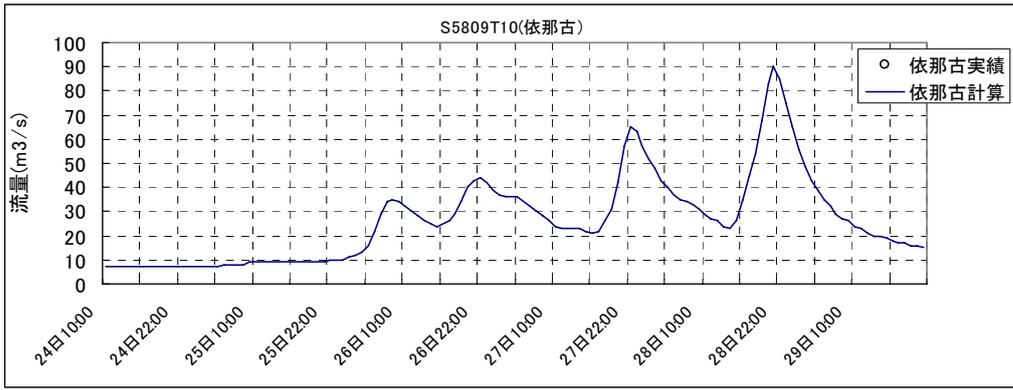
(計算) ピーク時間 : 7月2日2時 水位 T.P.134.719m

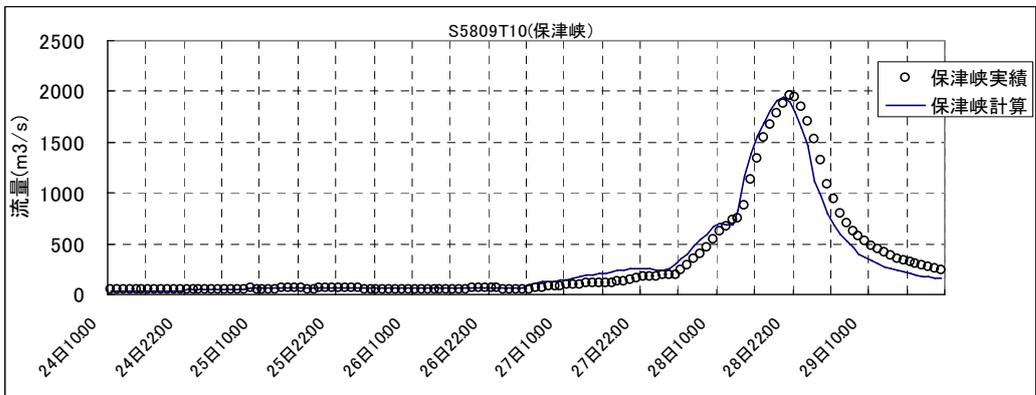
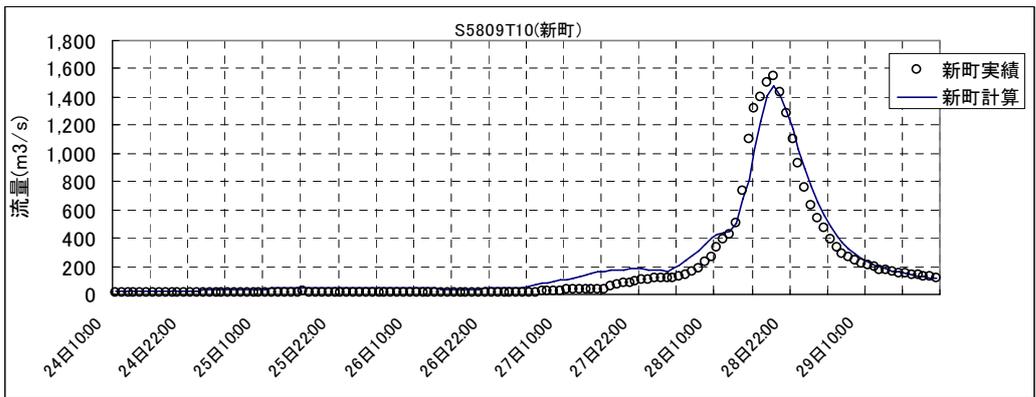
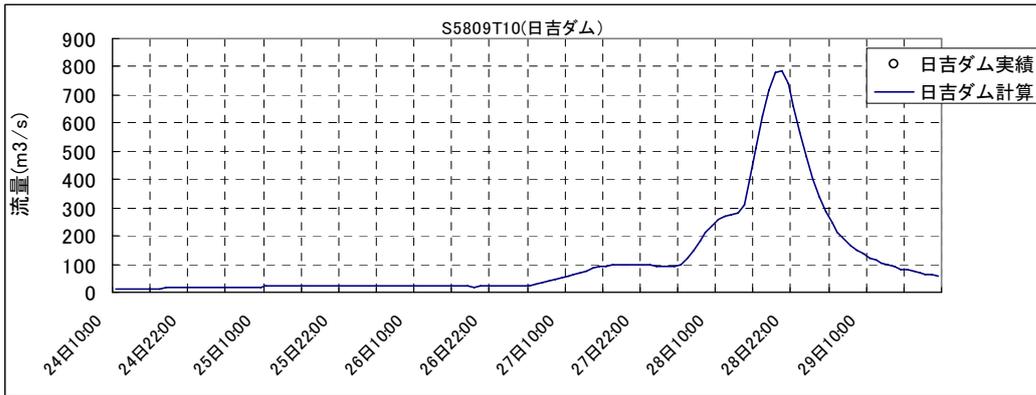
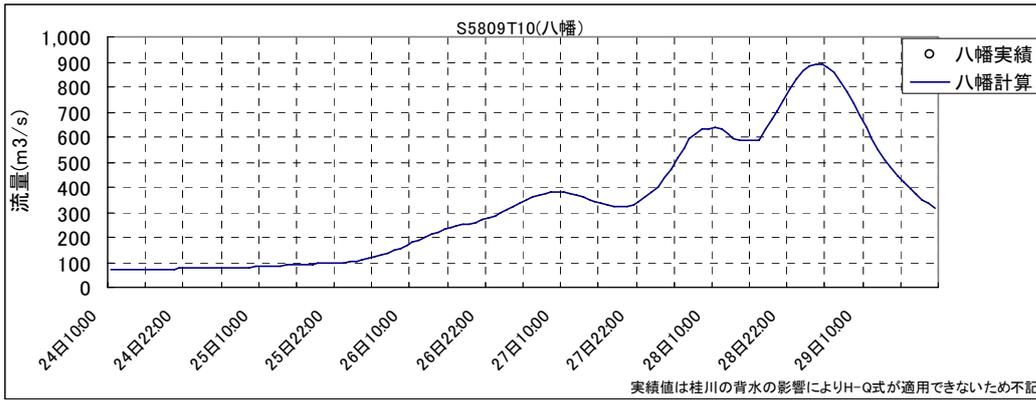


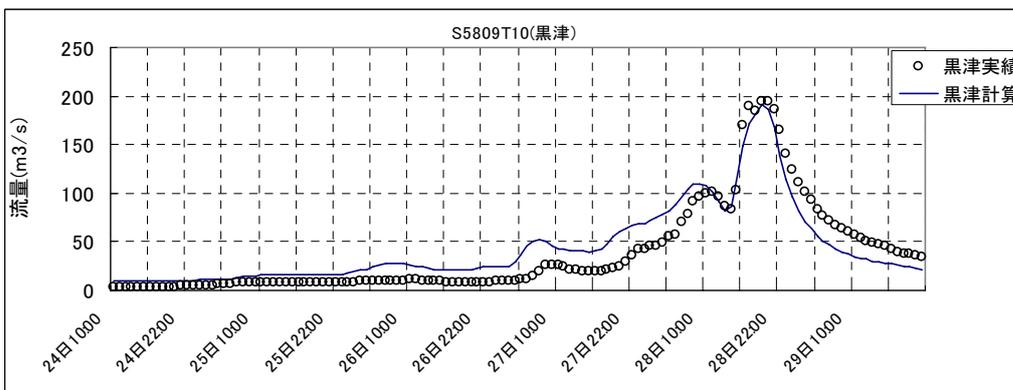
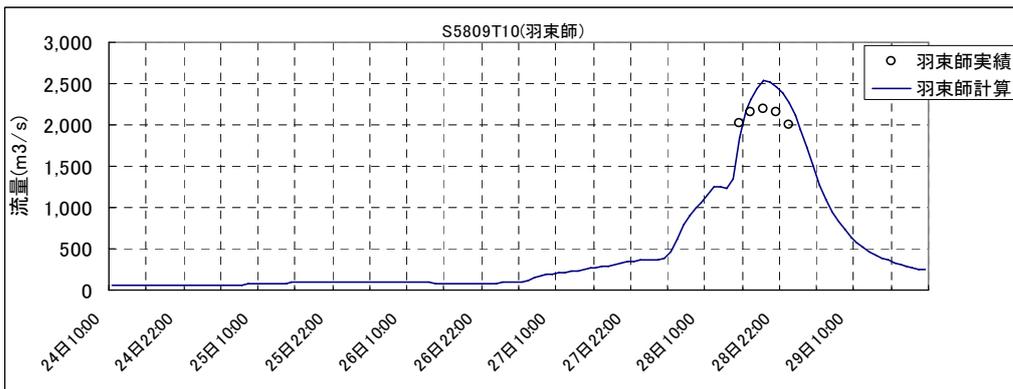
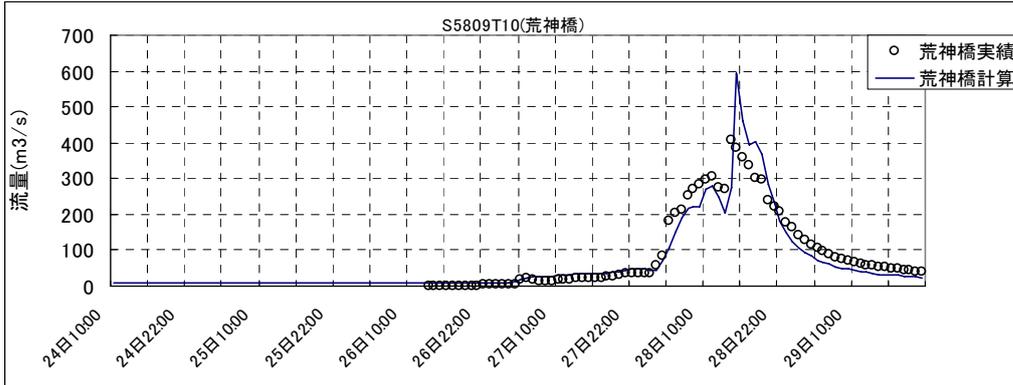
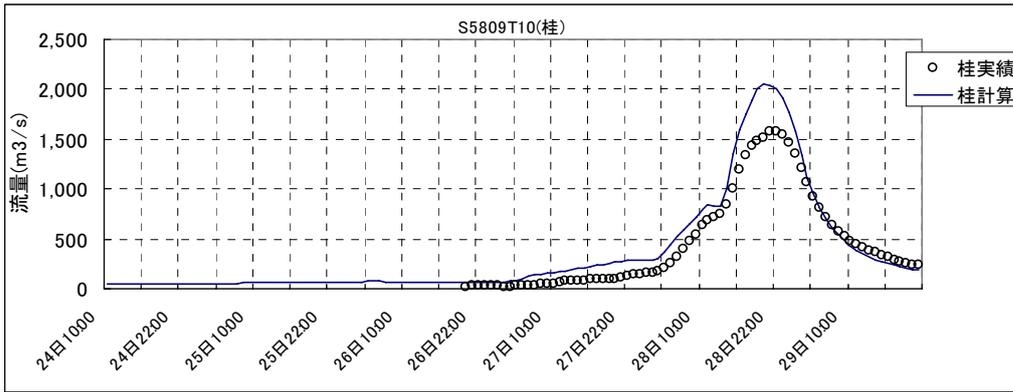
□ハイドログラフによる確認

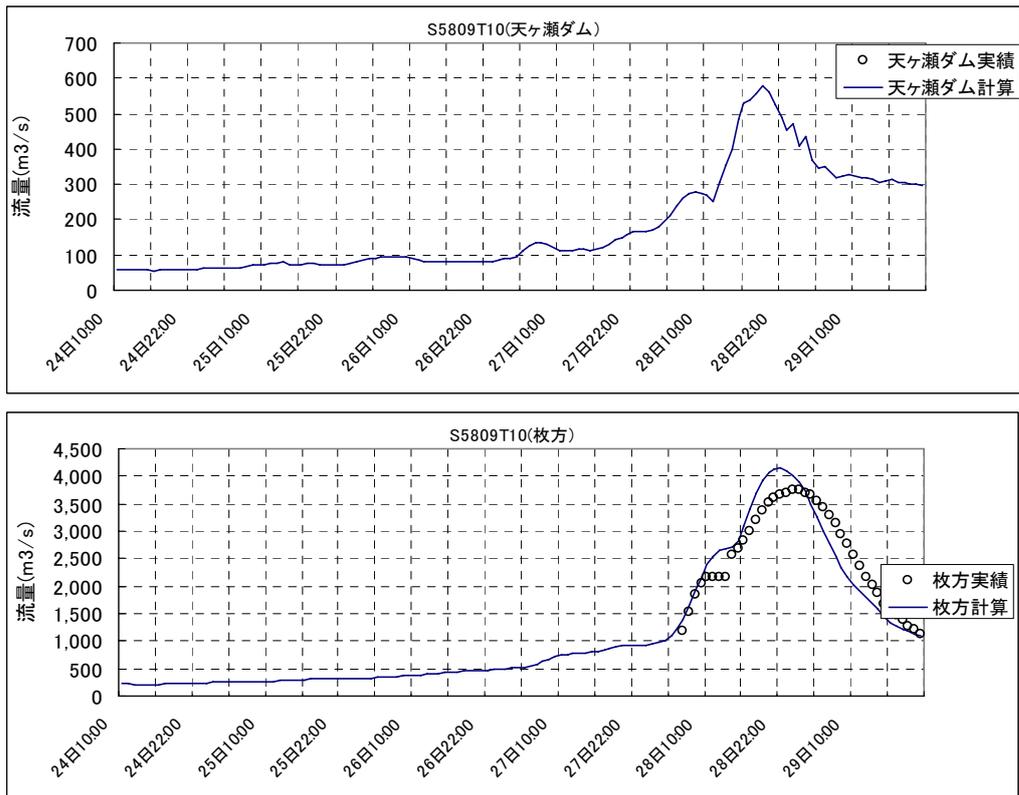












#### □ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

##### (1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 9月28日21時 水位 T.P.89.597m (補正後)

【出典 : 時刻水位旬表】

(計算) ピーク時間 : 9月28日20時 水位 T.P.89.584m

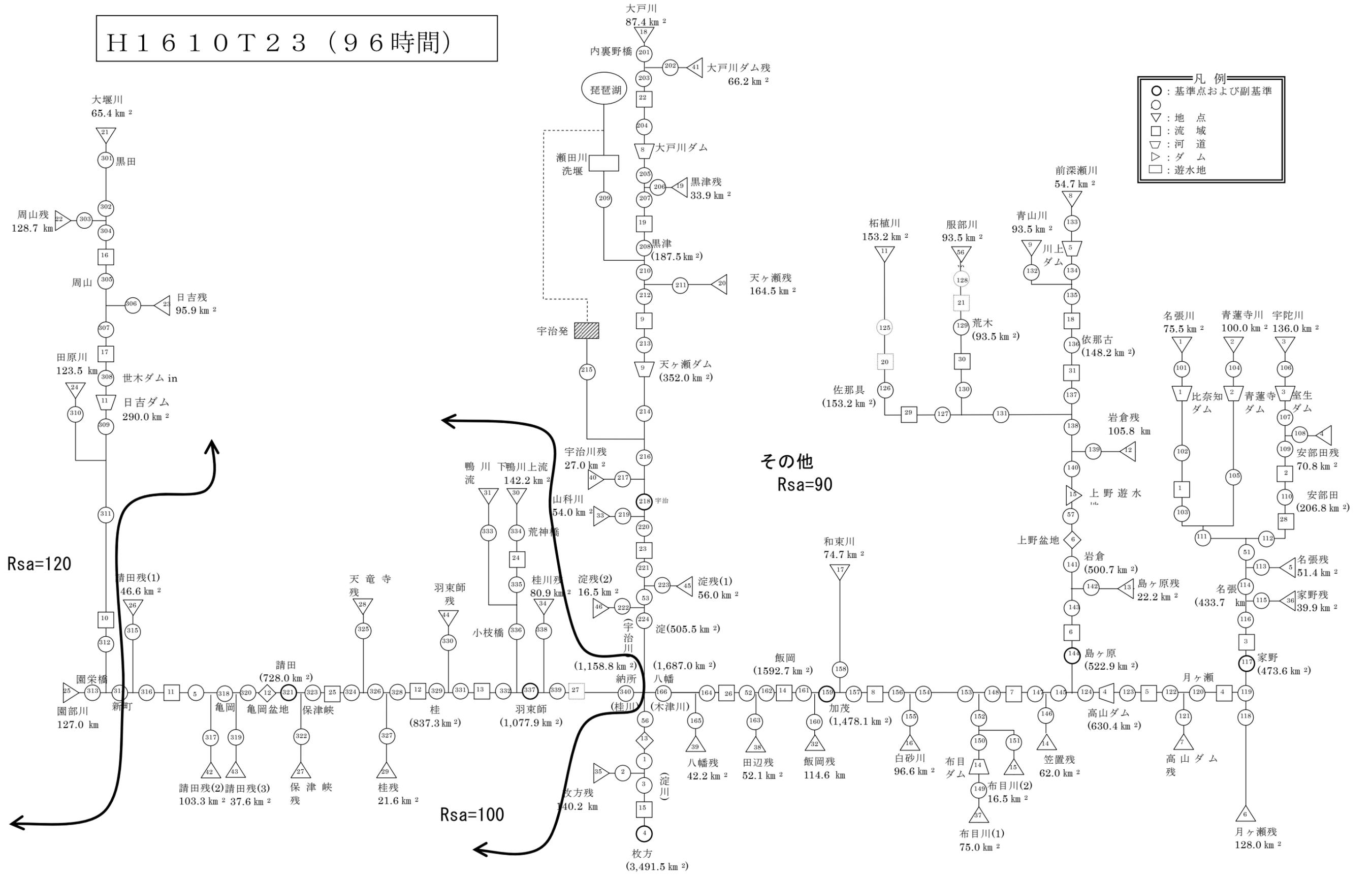
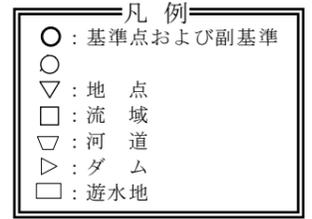
##### (2) 上野盆地 (長田地点)

(実績) ピーク時間 : 不明 水位 欠測

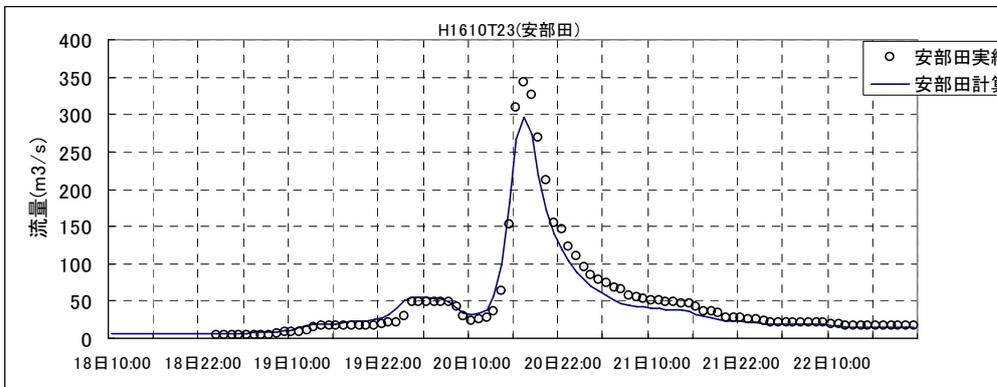
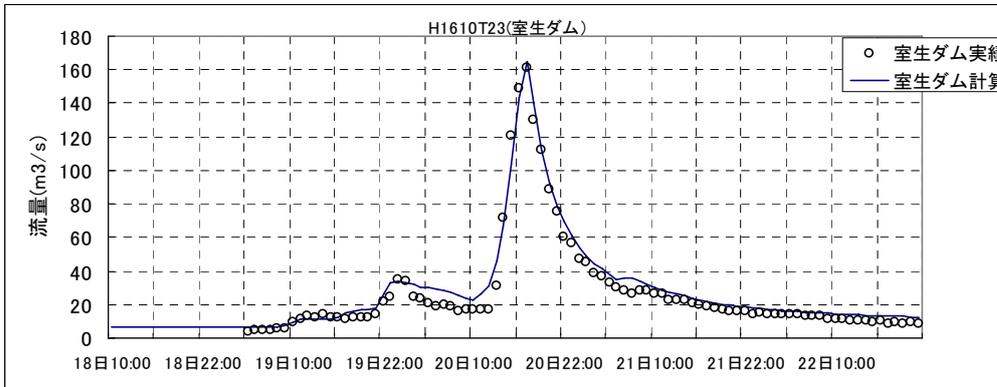
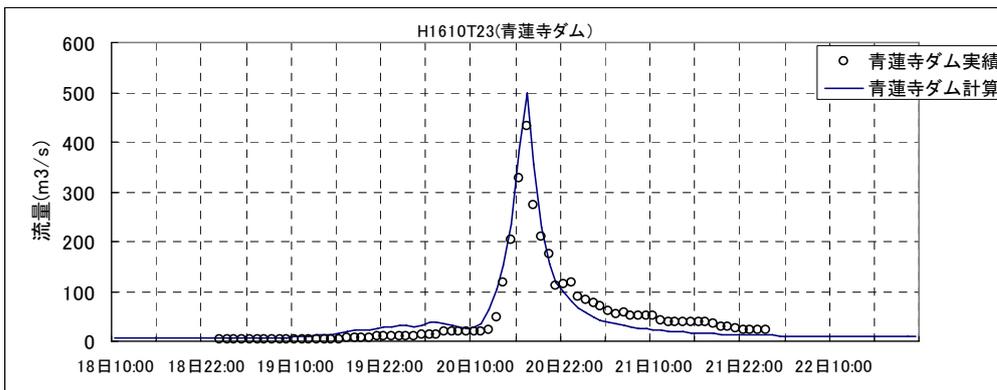
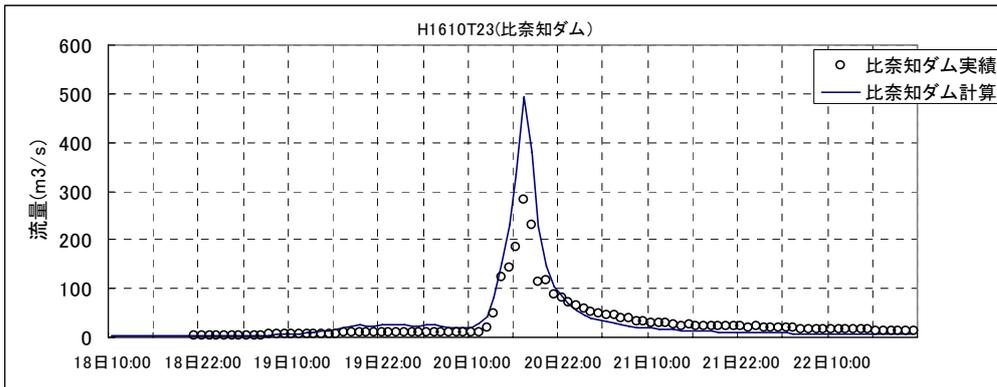
【出典 : 淀川百年史】

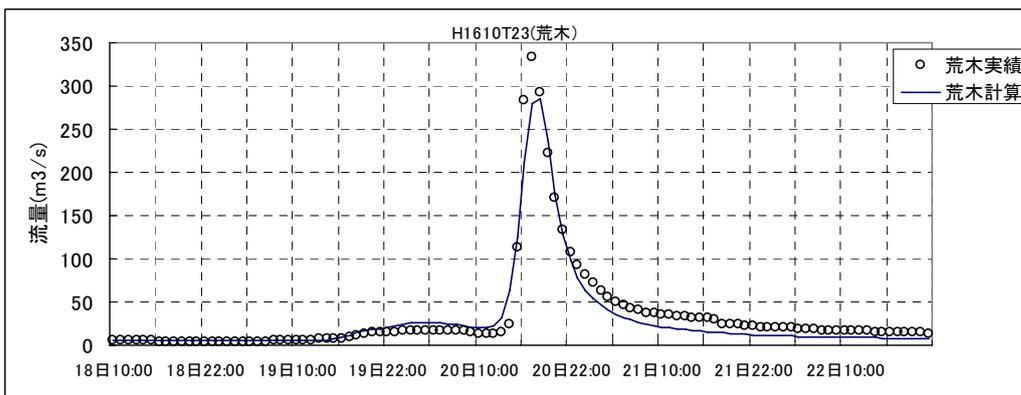
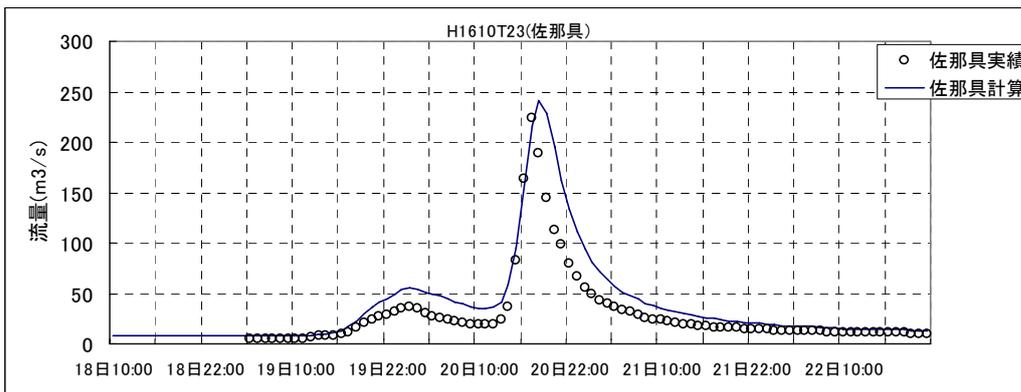
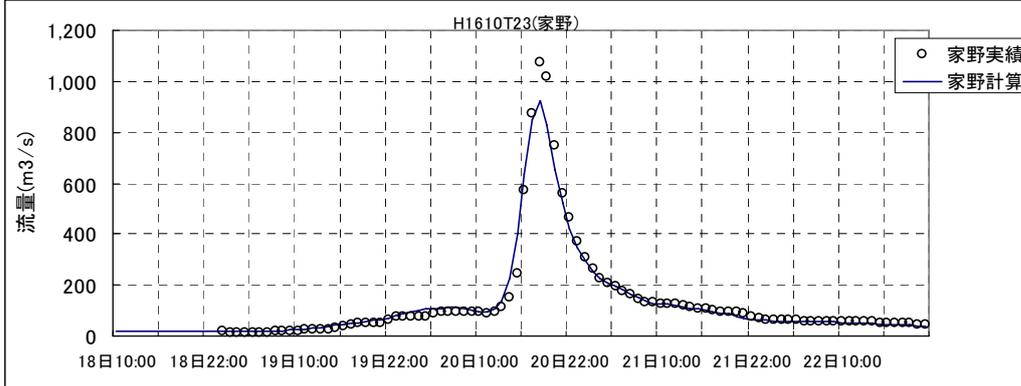
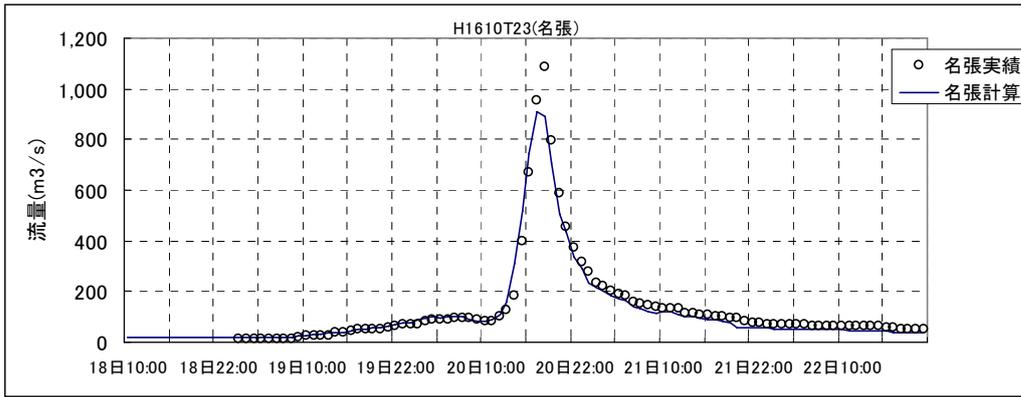
(計算) 長田地点における水位上昇が小さかったため、数値確認不可

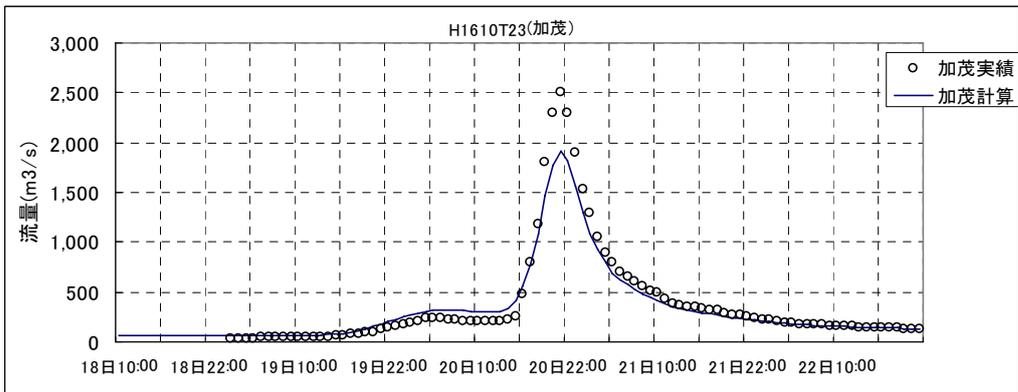
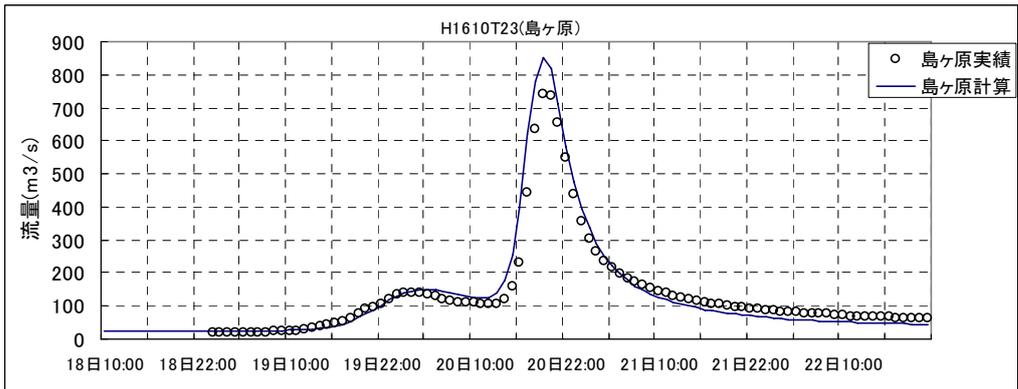
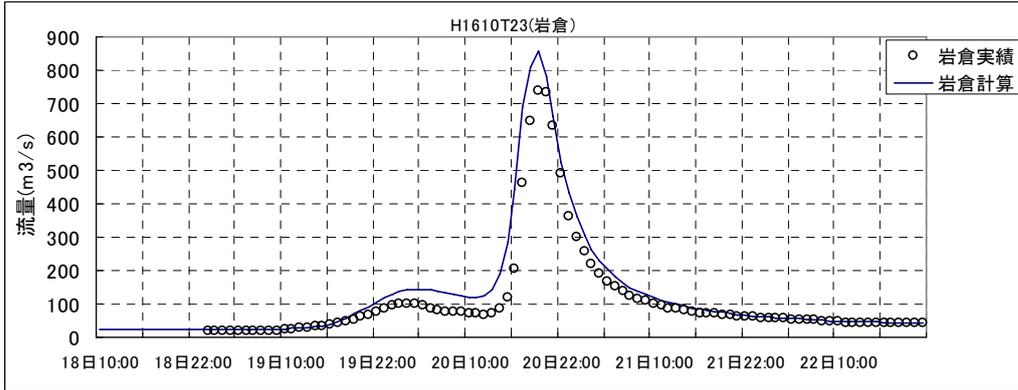
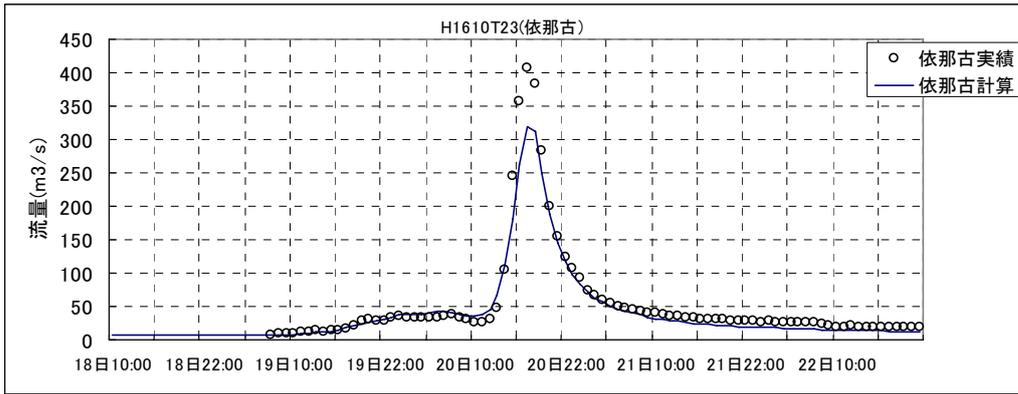
H 1 6 1 0 T 2 3 ( 9 6 時間 )

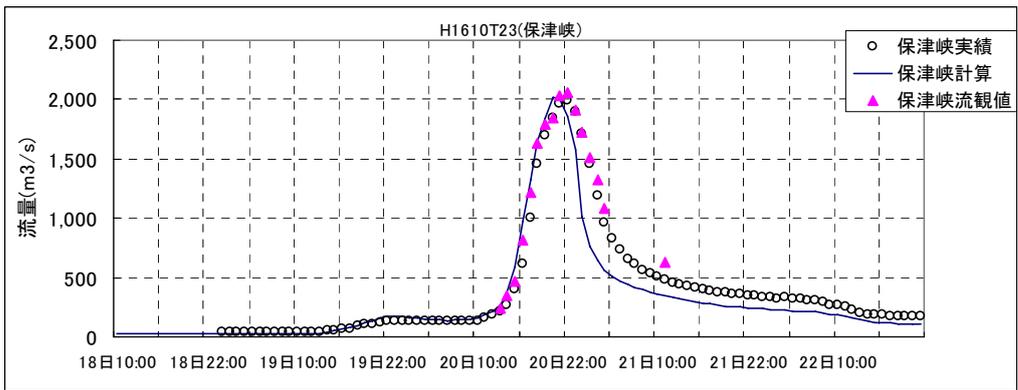
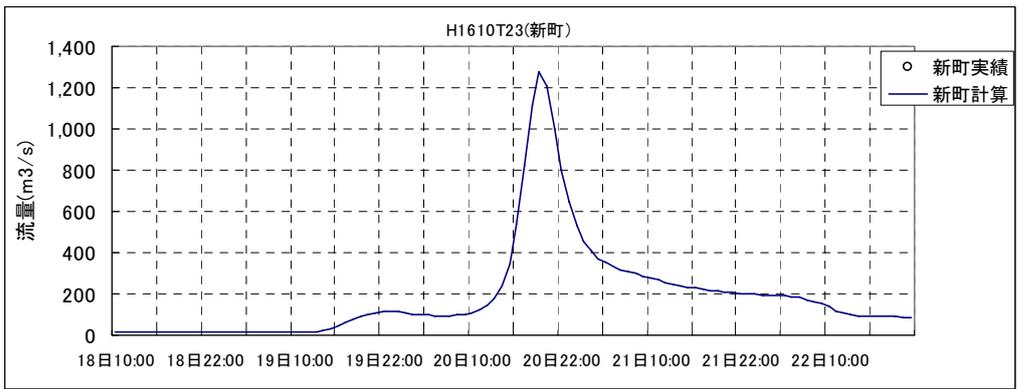
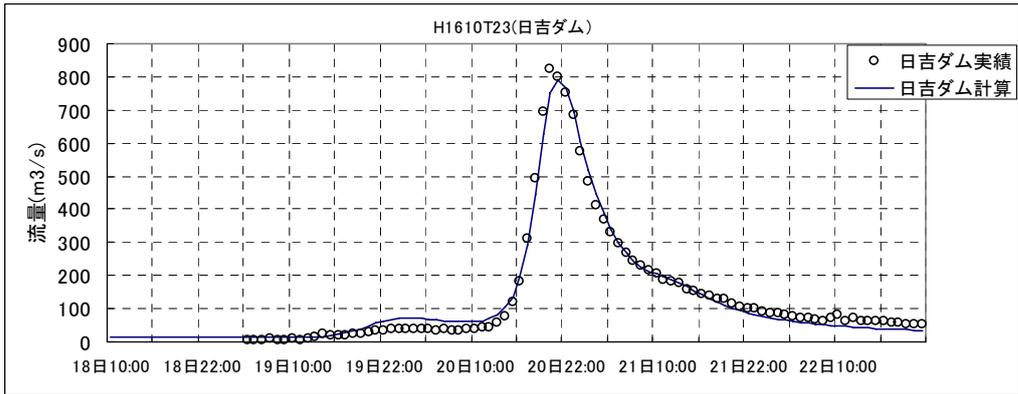
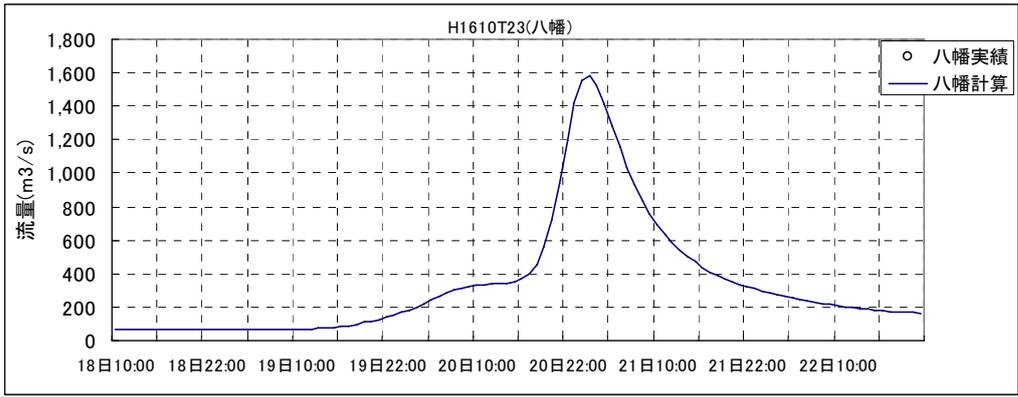


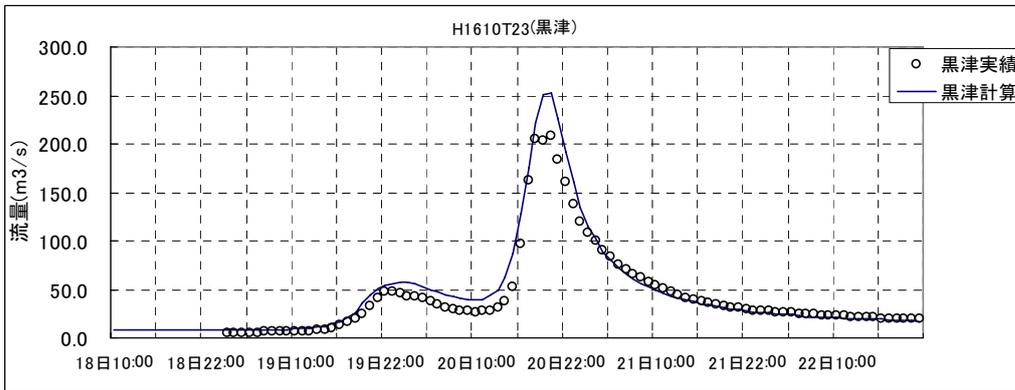
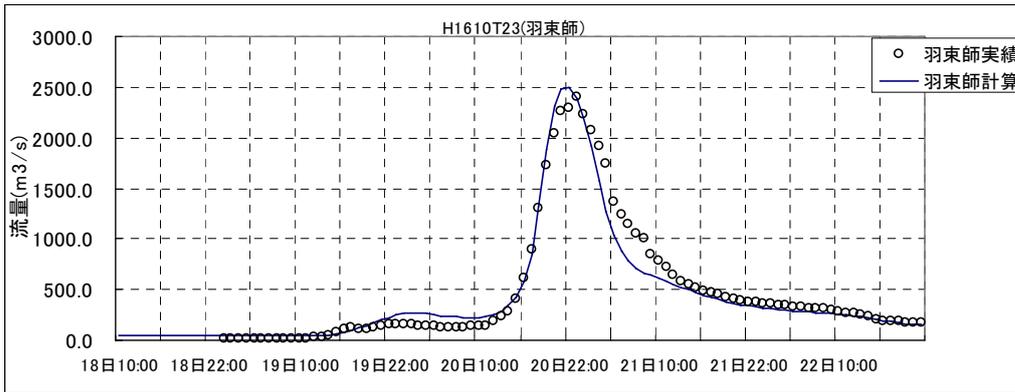
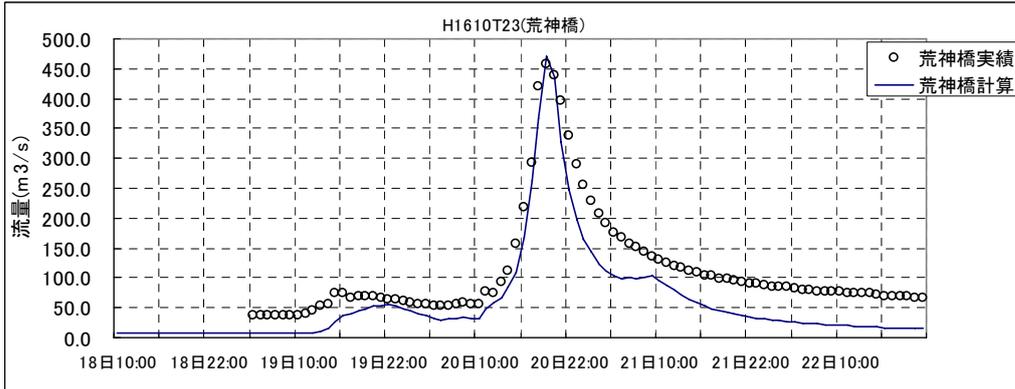
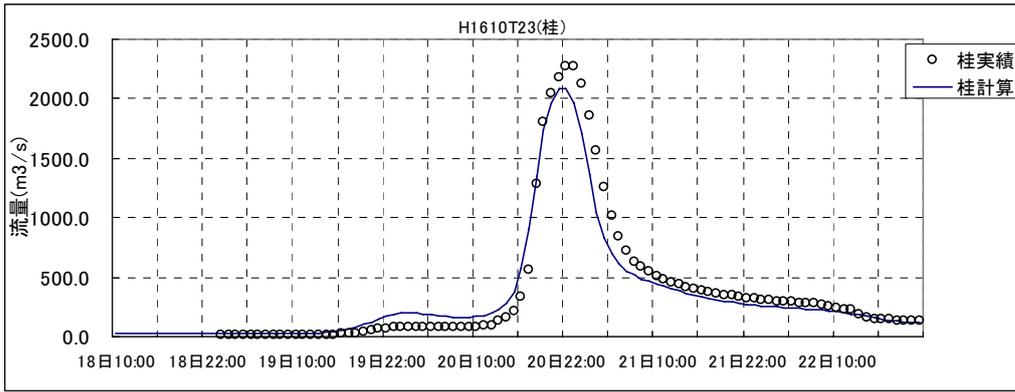
□ハイドログラフによる確認

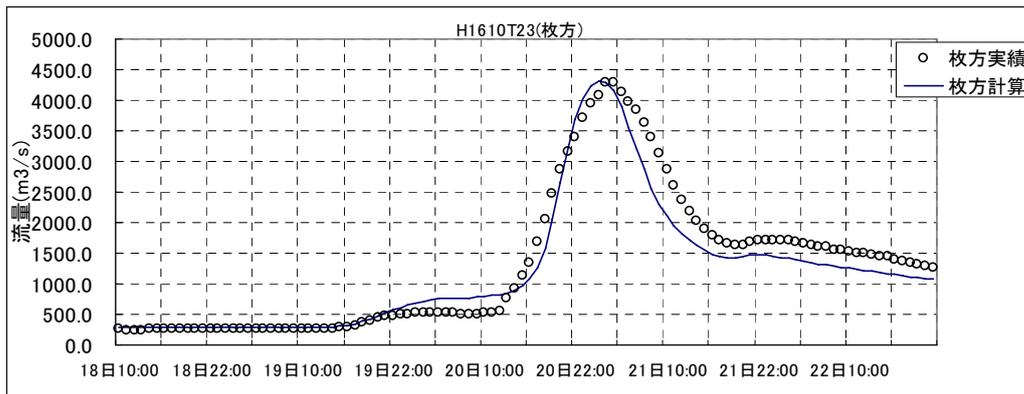
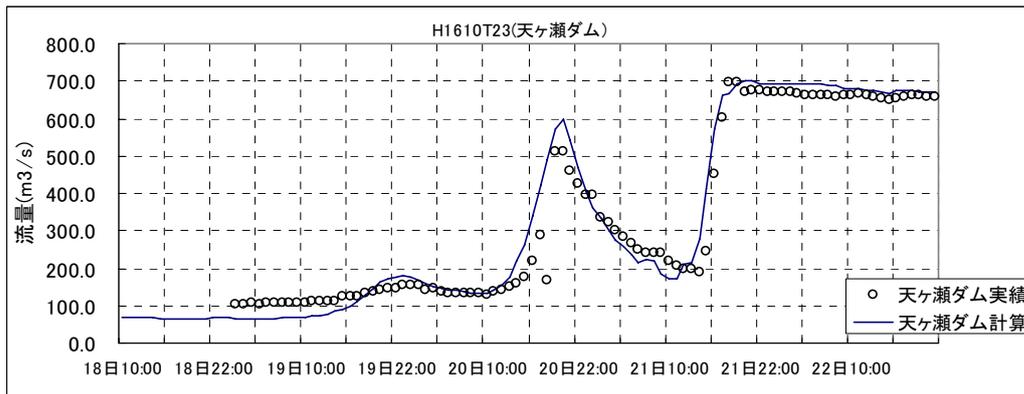












□ 亀岡盆地及び上野盆地の湛水深の確認

(1) 亀岡盆地 (亀岡地点)

(実績) ピーク時間 : 10月20日 21時 水位 T.P.89.567m (補正後)

【出典 : 時刻水位旬表】

(計算) ピーク時間 : 10月20日 20時 水位 T.P.89.701m

(2) 上野盆地 (長田地点)

(実績) ピーク時間 : 不明 水位 欠測

【出典 : 淀川百年史】

(計算) ピーク時間 : 10月20日 19時 水位 T.P.131.642m

## おわりに

河川整備基本方針や河川整備計画という治水計画を立案する上で、先人が苦勞して観測してきた洪水に関するデータは宝物である。これがほんとうの意味において実感できるのは、そのデータを用いて洪水時の様々な現象を検証したり、計画を検討した者こそで、容易いことではない。そして、これが分かった者はその宝物を自分の宝物とすることができる。今回の作業に携わった者は、このことについて身を持って体験したであろう。

本検討では、野帳や記録紙などデータの原点から検討し、データの持つ意味を明確にしながら洪水時の現象を再現するとともに、現象を根気良く理解していった。そして、淀川特有の複雑な水理特性、流出現象を明らかにするために流出解析モデルを一から構築していった。

河川整備基本方針では、この構築した流出解析モデルを用いることにより、これまで課題となっていた岩倉峡、保津峡といった狭窄部の開削による効果と影響、三川合流部の貯留効果、瀬田川洗堰の全閉解消、実現困難な大容量ダムの扱いなどを検討することができた。検討結果として、本川枚方地点での基本高水のピーク流量は、17,500m<sup>3</sup>/s、河道への配分流量は12,000m<sup>3</sup>/sとなり、実現困難な大容量ダムを位置付けない計画が策定できた。また、各狭窄部の開削の必要性と上流の洪水調節施設の役割や下流の河道計画のあり方などを明確にすることができた。さらに、構築した流出解析モデルでは、琵琶湖流域を含めた計算を行うことも可能であり、瀬田川洗堰は、所要の施設整備の後、下流に影響を及ぼさない範囲で全閉操作を行わないことも明確にできた。

ところが、こうした成果をもたらした流出解析モデルも、用いたデータの存在や構築プロセスなど詳細な内容をきちんと整理し、引き継いでいかないといずれ本質が不明確になり、十分な利用ができなくなるであろう。今回の検討における知見や構築した流出解析モデルは、今後の治水計画や洪水管理に不可欠であり、さらなる河川管理者の技術力向上に資するものである。

このため、本報告書では、できるだけ作業内容を詳しく記述し、技術上の視点を明確に示すとともに、得られた知見をまとめている。流出解析モデルの内容もできるだけ詳細に記述し、流出解析を学ぶ河川技術者に役立つようにした。今後は、新たなデータの蓄積とともに、検証が行われ、さらなるモデルの改善が進められることを期待する。本報告書が、流出解析の基本を学び、応用を可能にしていく一助になれば幸いである。

最後に、流出解析モデルの開発や本報告書の作成において尽力された「琵琶湖・淀川治水技術担当者会議」の各位、本報告書のとりまとめにあたり貴重なご意見をいただいた方々に心から感謝を申し上げます。

平成 21 年 11 月  
近畿地方整備局 河川部長  
尾澤 卓思