

3. 新モデルについて

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（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			

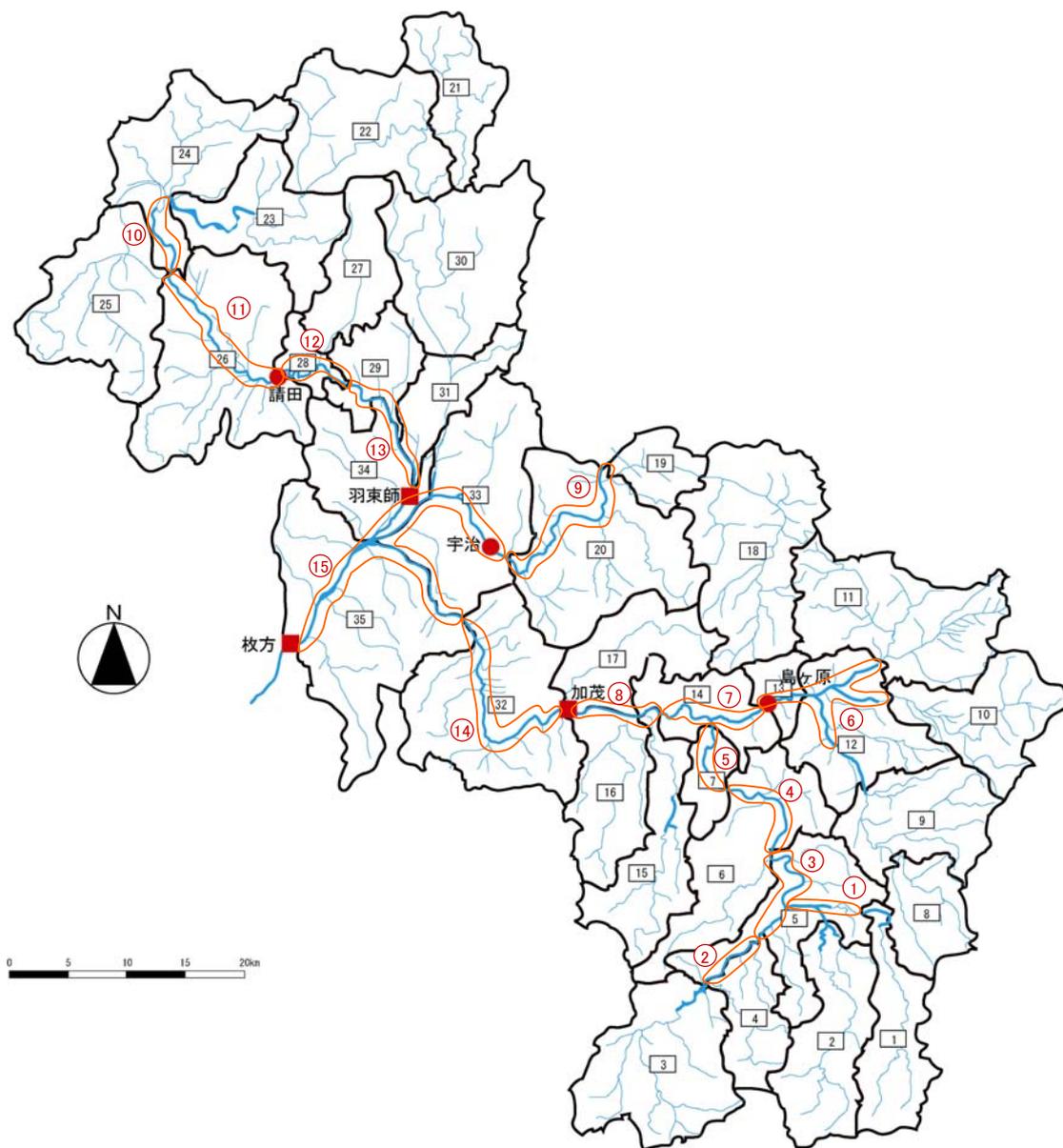


図 3-1 淀川水系工事実施基本計画の検討に用いた流出解析モデルにおける流域及び河道分割図(琵琶湖流域を除く 35 流域)

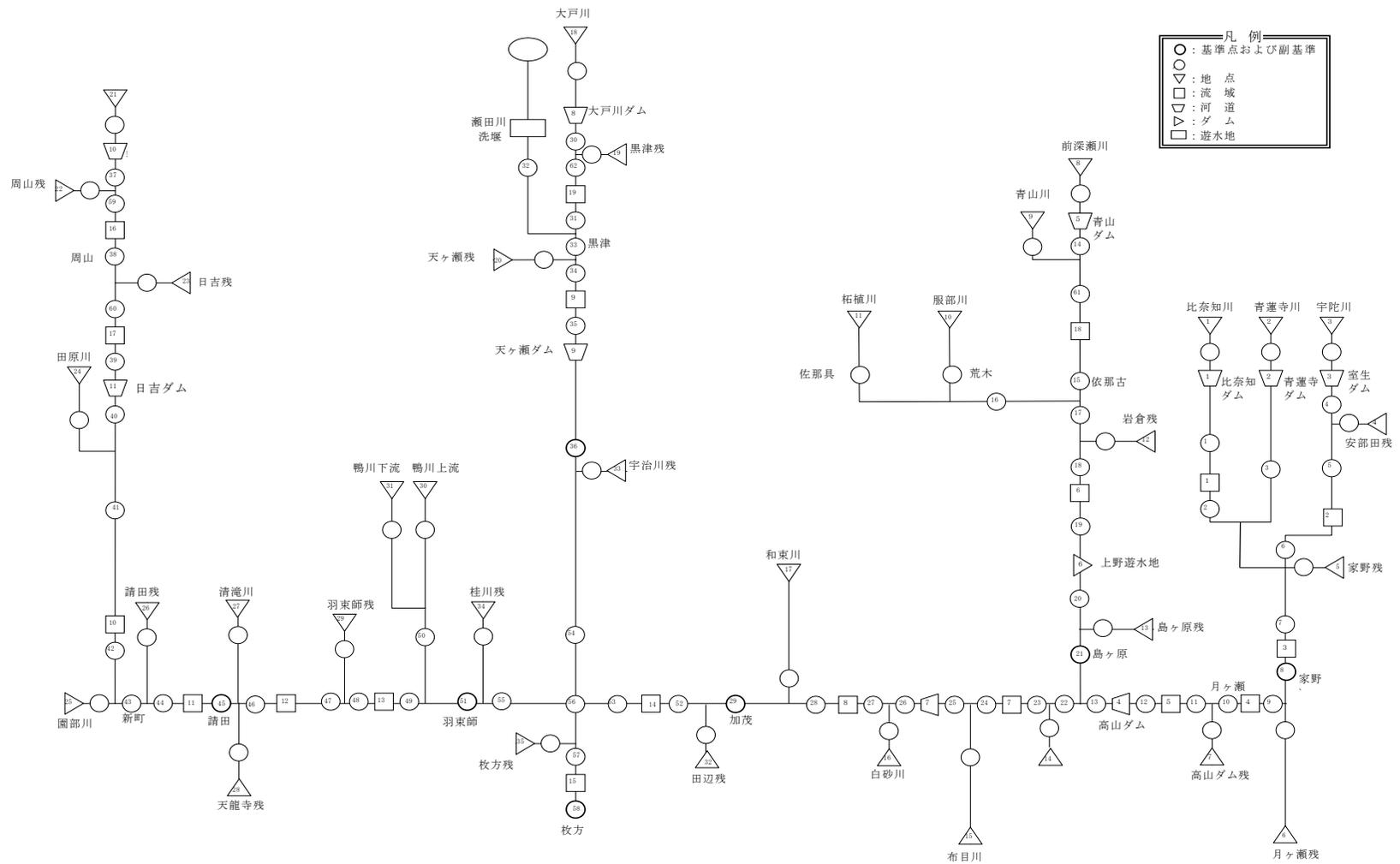


図 3-2 淀川水系工事実施基本計画の検討に用いた流出解析モデルのモデル図(琵琶湖流域を除く 35 流域)

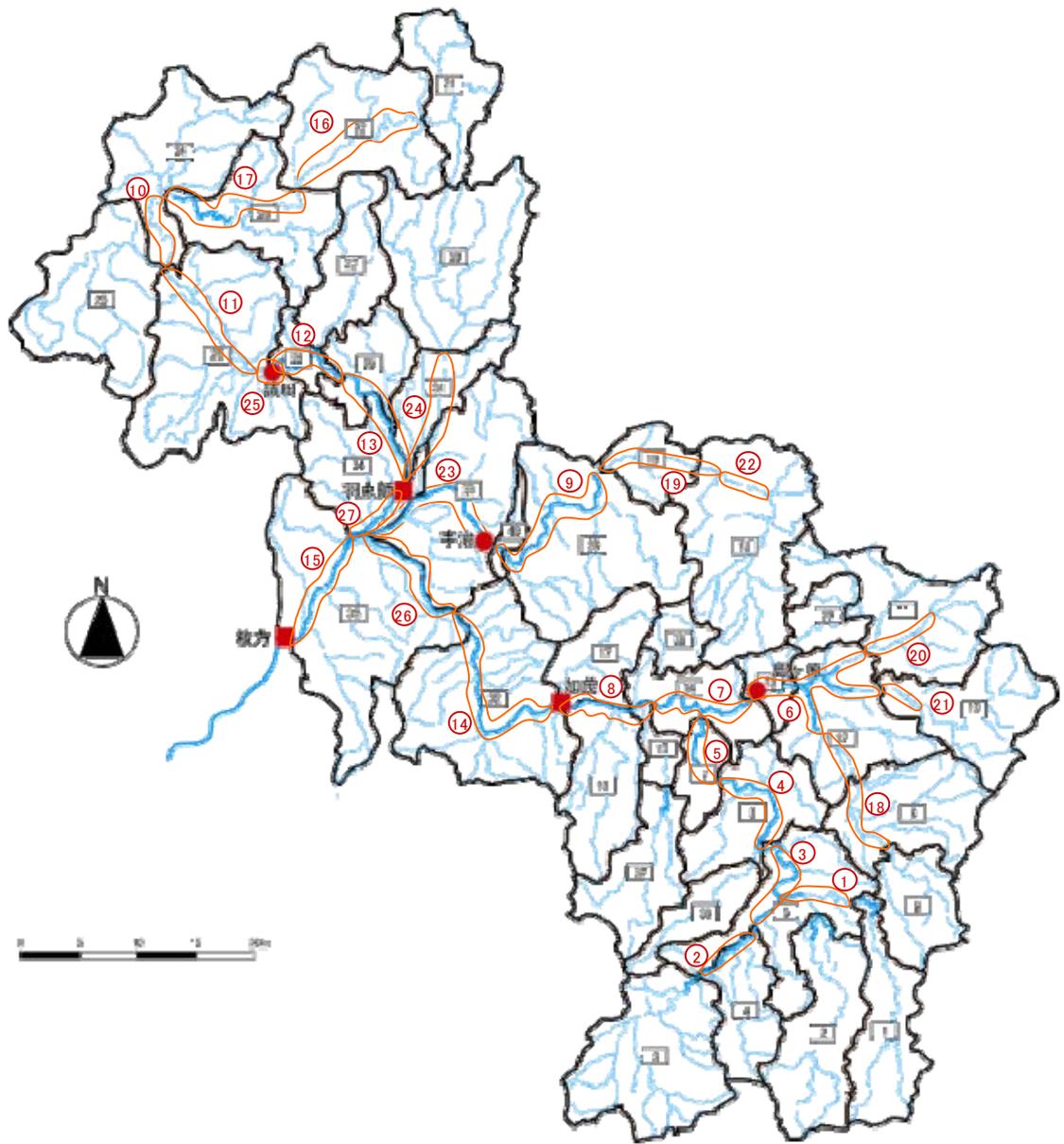


図 3-3 淀川水系河川整備基本方針検討の初期に仮設定したモデルにおける流域及び河道分割図(琵琶湖流域を除く 40 流域)

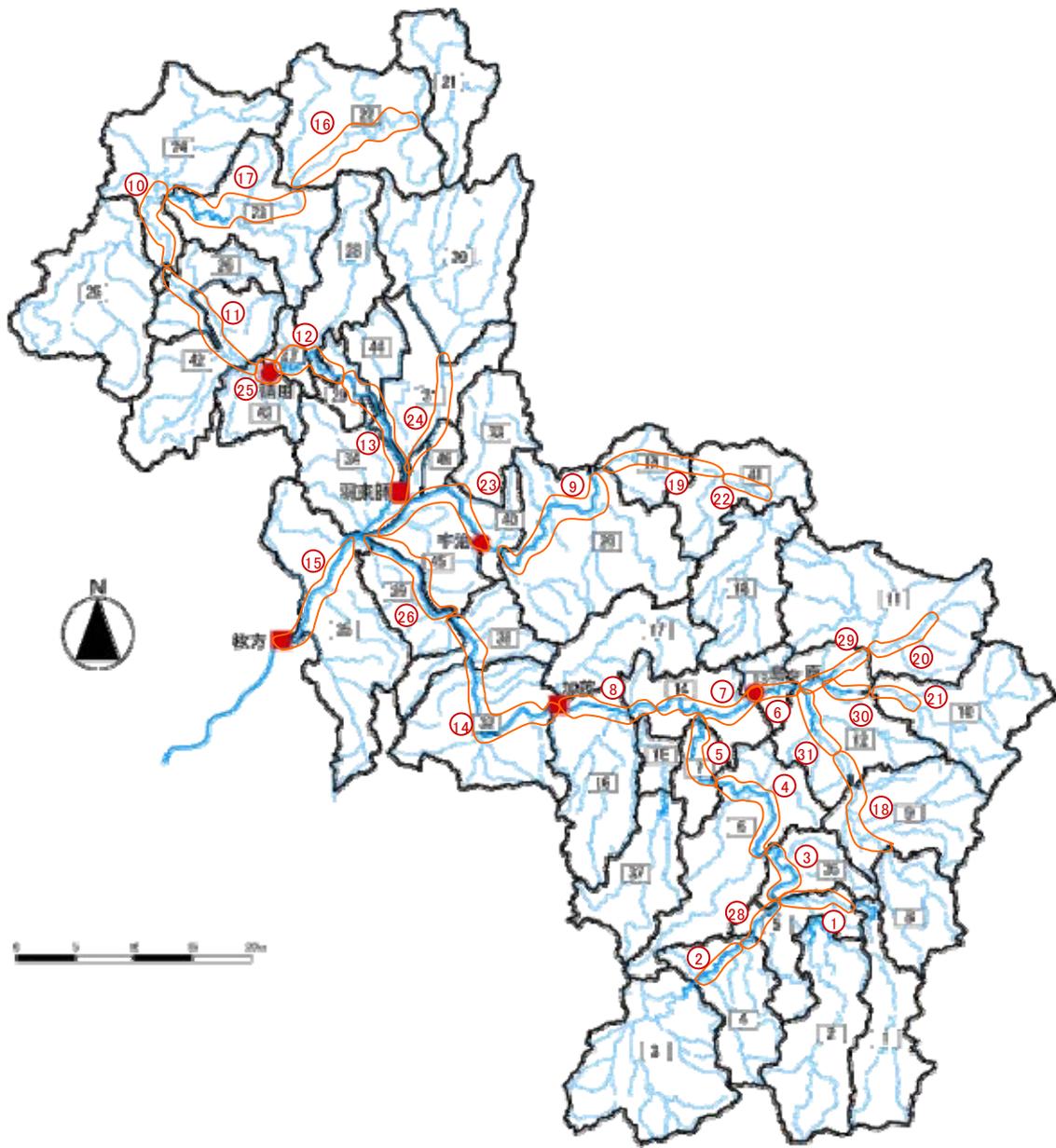
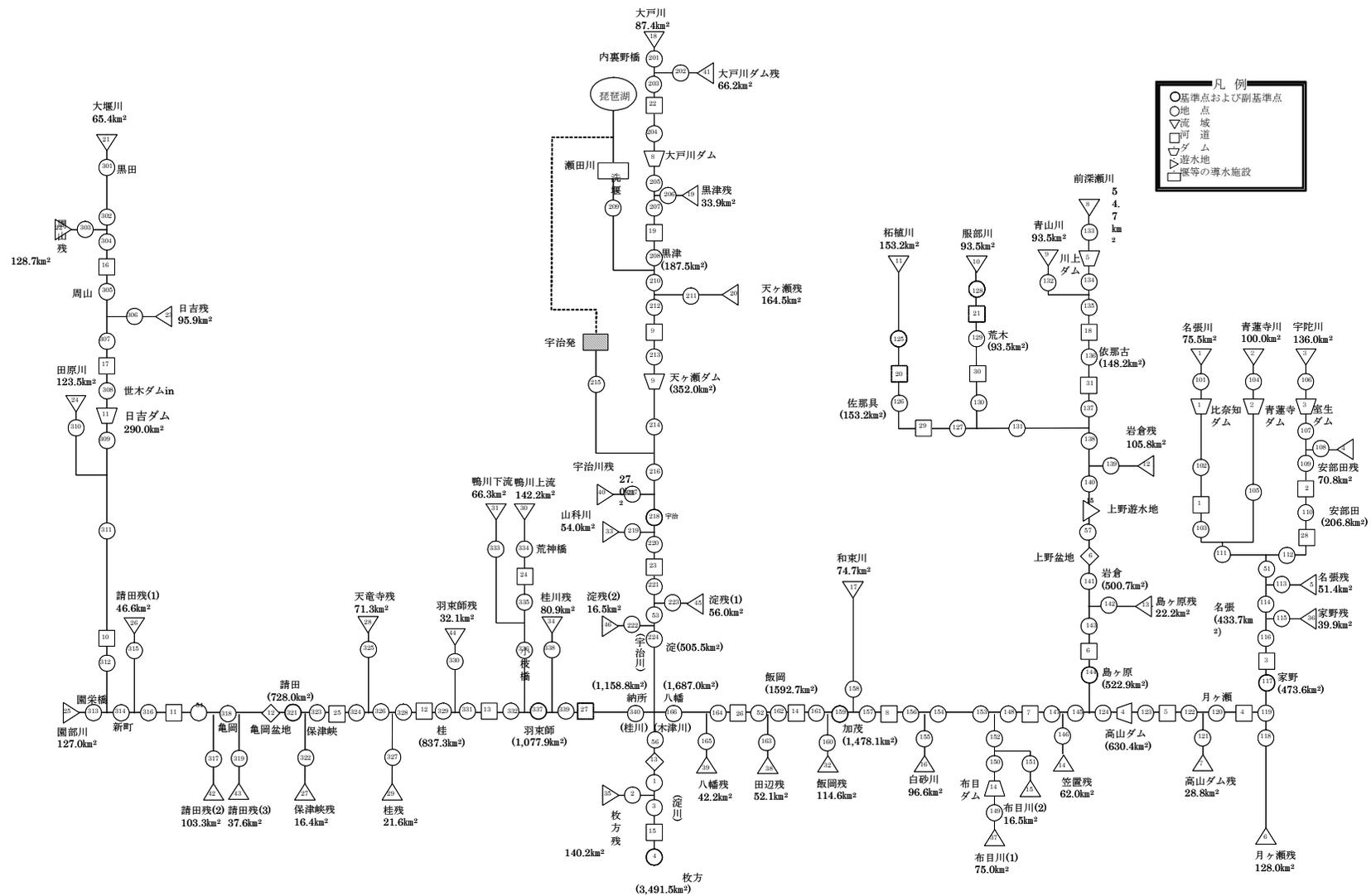


図 3-5 新モデルにおける流域及び河道分割図(琵琶湖流域を除く 46 流域)



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3,000m³/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100～300km²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

(km²)

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

(km²)

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

(km²)

地点名	野寺橋	野洲	内裏野
流域面積	369.4	387	87.4

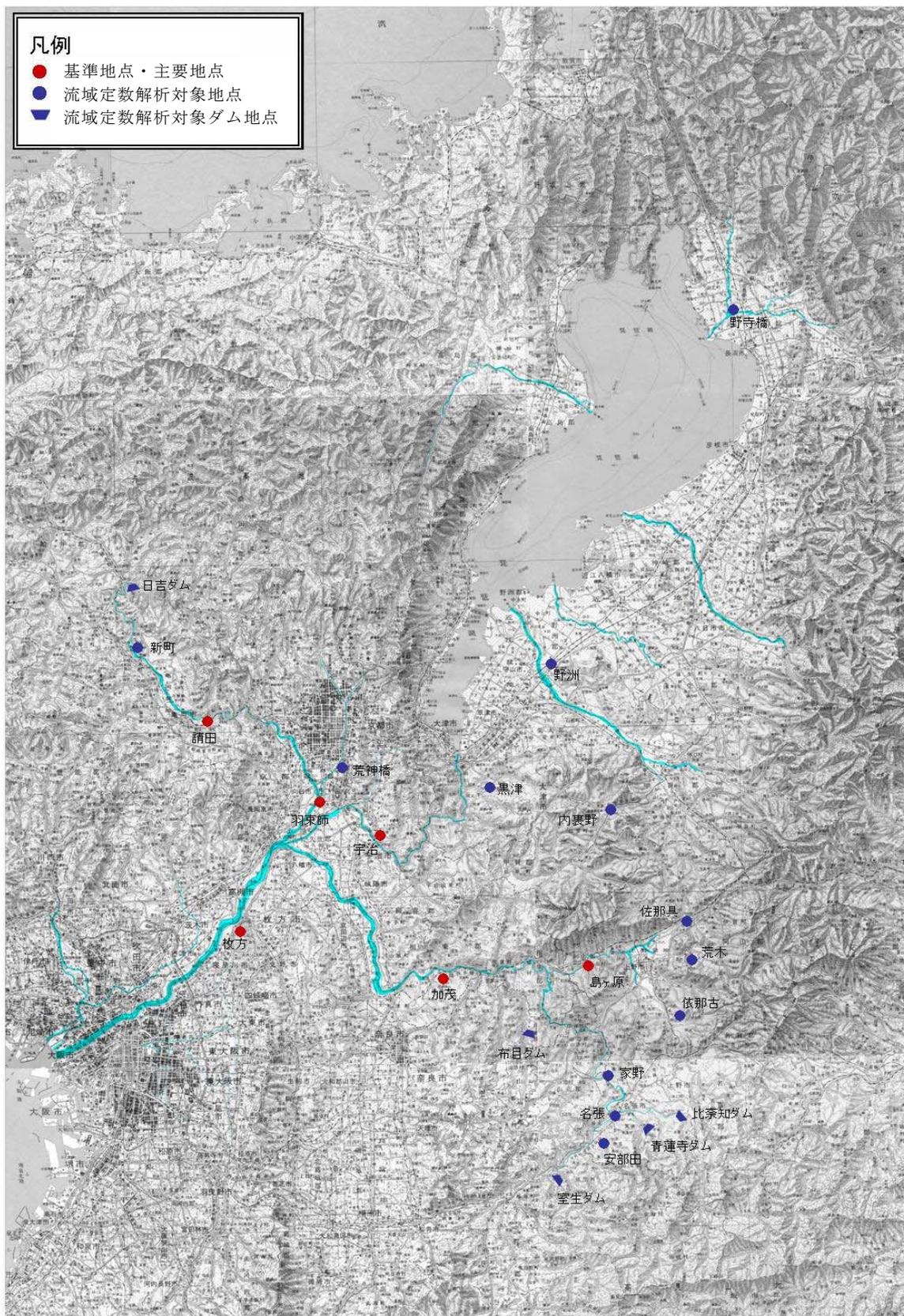


図 3-3-1 流域定数解析対象地点位置図

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。

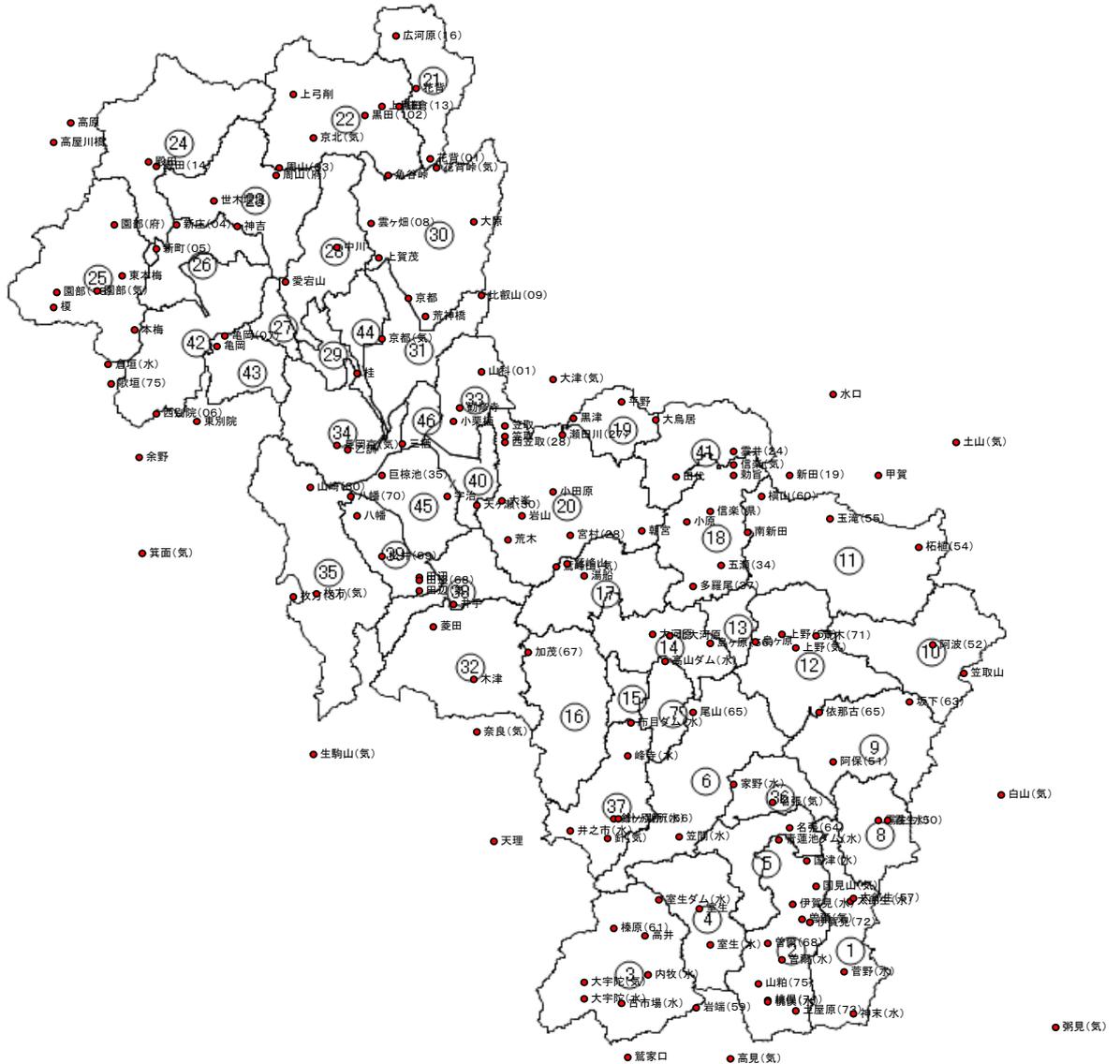


図 3-4-1 時間雨量観測所位置図

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。

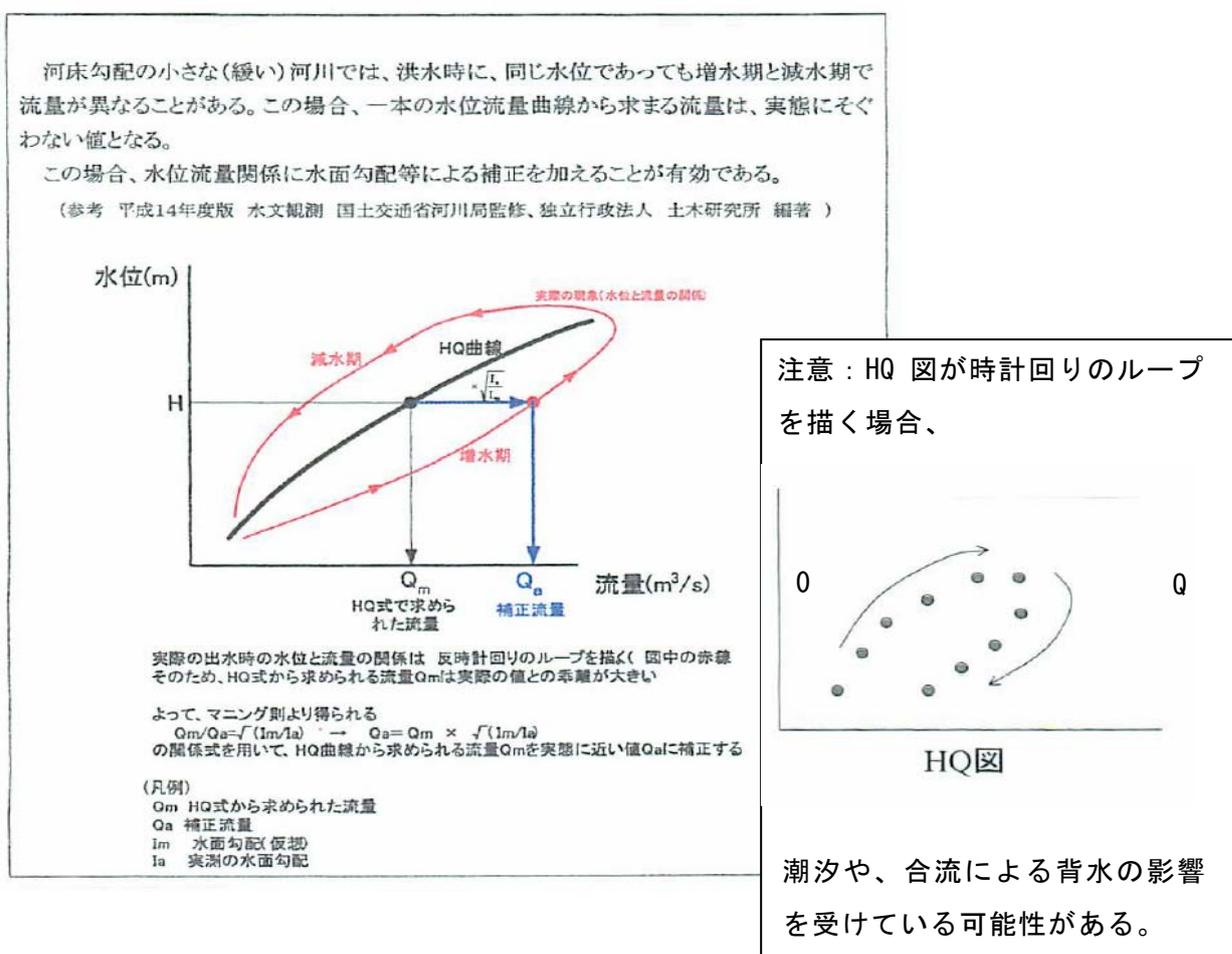


図 3-4-2 流量観測データの特徴

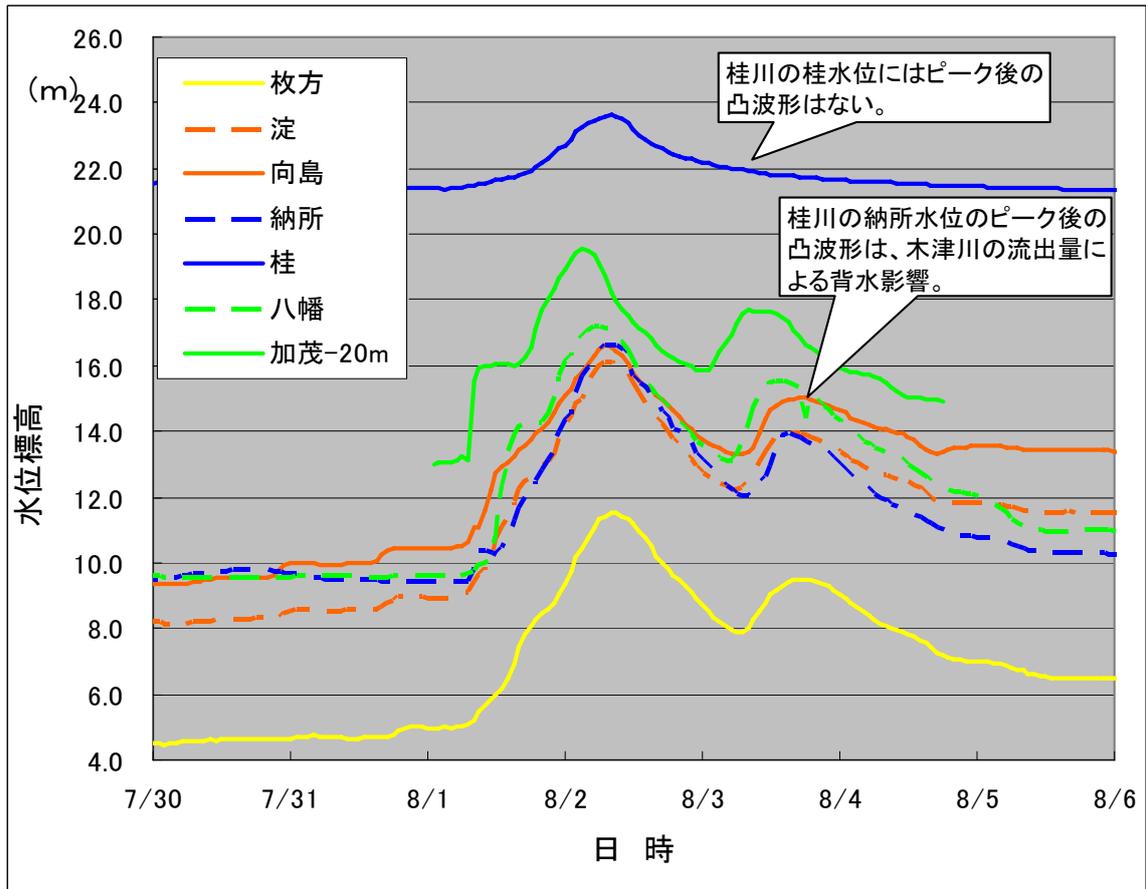


図 3-4-3 淀川三川流量の比較 (S5708 出水)

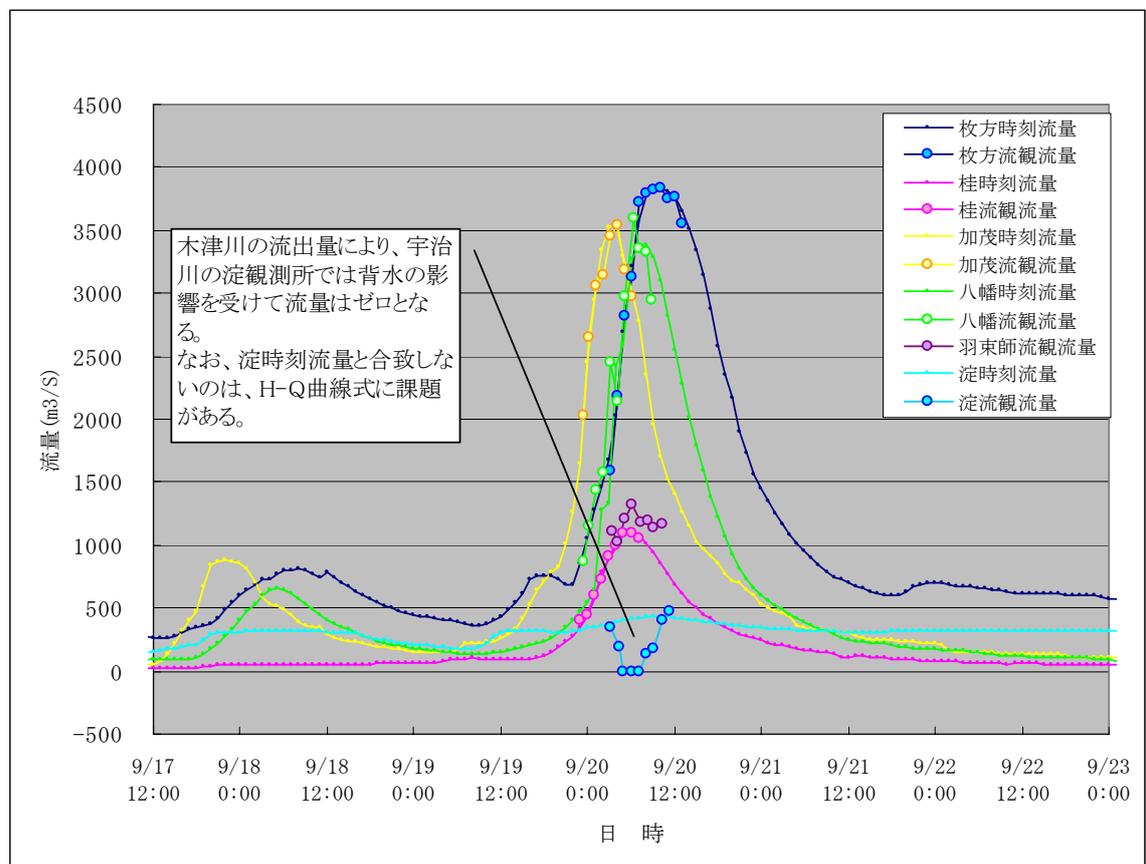


図 3-4-4 淀川三川流量の比較 (H0209 出水)

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1,000km²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	時	水位 (m)	流量 (m ³ /sec)	流速測定方法	流速 (m/sec)	水面巾 (m)	断面積 (m ²)	平均流速 (m/sec)	\sqrt{Q}
1	1	29	15	0.00	17.11	流速計	9	800	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	4678	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	6074	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	浮子	5	.	1820	2.16	17.53
11	7	11	12	1.51	424.63	.	5	.	1910	2.35	21.09
11	7	12	21	2.05	825.24	.	5	.	2079	2.86	29.23
11	7	12	23	2.59	259.72	.	5	.	3034	3.17	34.98
11	7	13	0	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	278.5	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	0.02	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	浮子	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						
					水位標竿点高	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	流下時間 (sec)	浮子流下速度 (m/sec)	修正係数	修正流速 (m/sec)	区分断面積 (m ²)			浮子流下状況
							上流側	下流側	平均	
1	0.50	33.0	3.630	0.967	2627		612	160.77		
2	1.00	26.0	3.846	0.876	3369		608	202.81		
3	1.00	26.7	3.785	0.877	3282		558	183.25		
4	1.00	24.8	4.152	0.872	3522		658	231.88		
5	1.00	22.2	3.685	0.872	2773		528	178.29		
6										
7										
8										
計							3034	25772		

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 ³ /sec]	観測 方法	流 速 測 機 数	観測所名		水面勾配 [m/sec]	平均流速 [m/sec]	√Q
						水 道 巾 [m]	断面積 [m ²]			
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 ³ /sec)	254.64	流速測線数 (本)	4	平均水深 (m)	66.74	全断面積 (m ²)	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	投下時間	浮子流下速度	更生	更生流速	区分断面積(高水前後)			区分流量				
	種類	吃水	(時分)	(sec)	(m/sec)	件数	(m/sec)	第1断面積 (m ²)	第2断面積 (m ²)	第3断面積 (m ²)	(m ³ /sec)				
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	1.566	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

(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

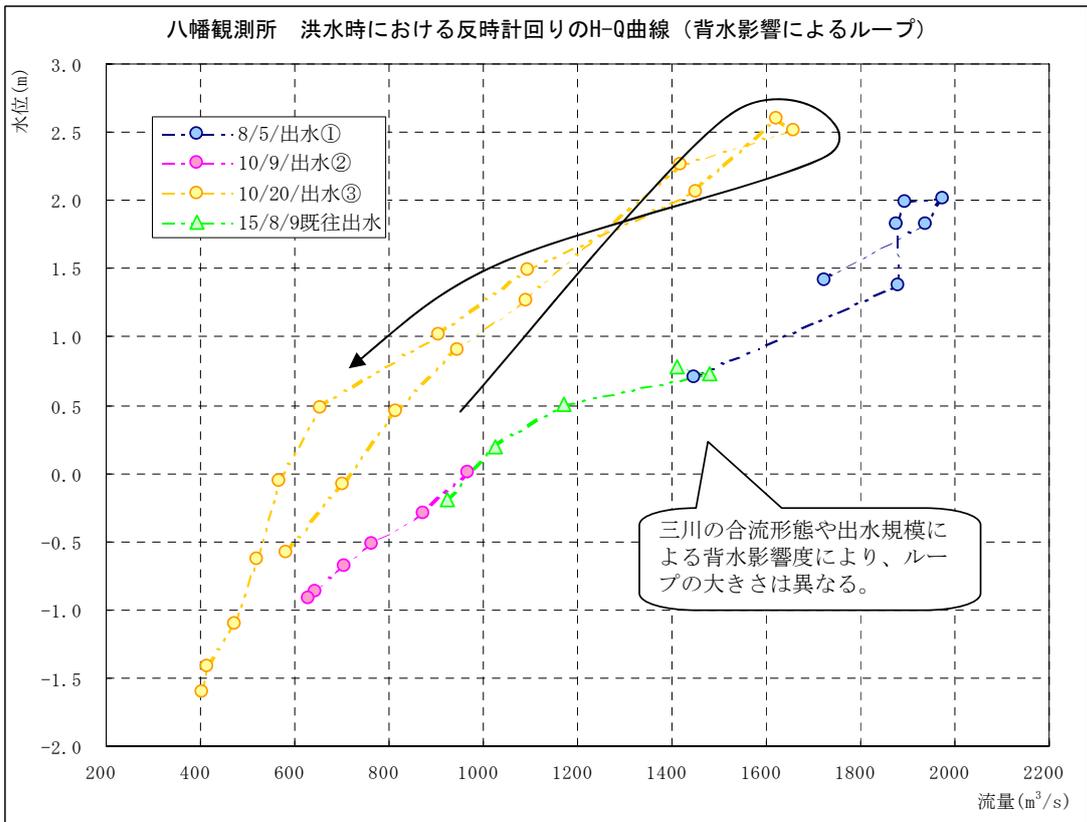
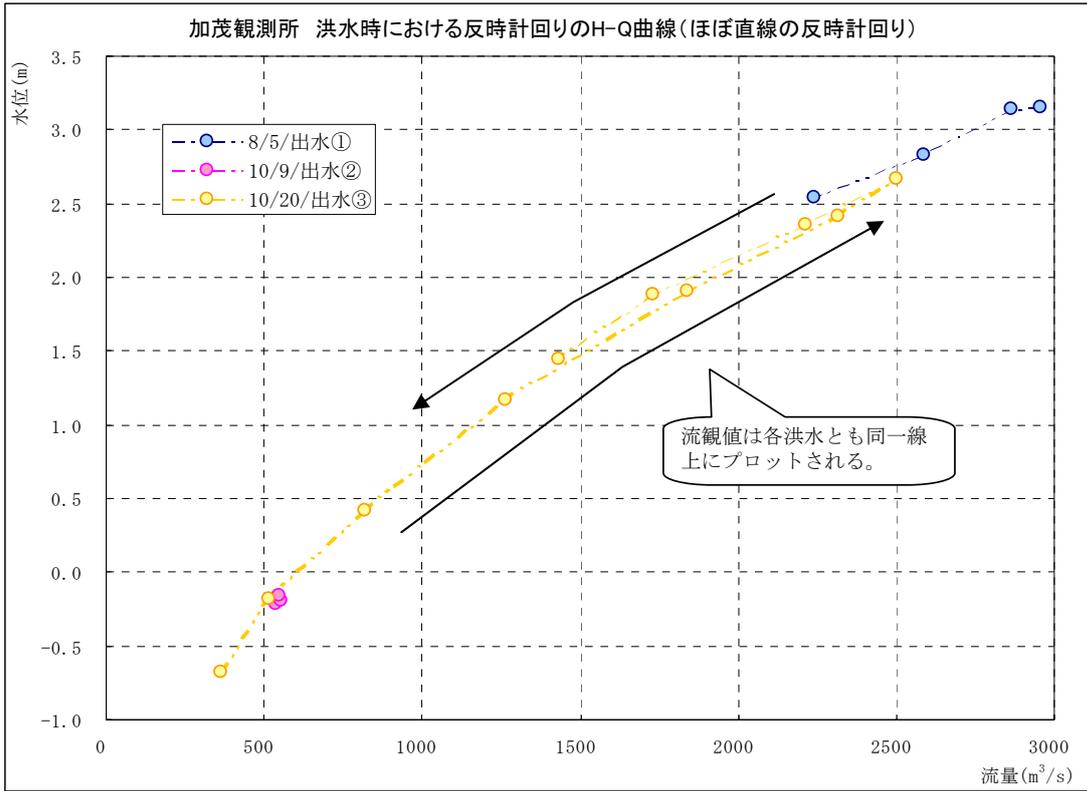


図 3-4-11 八幡観測所と加茂観測所の洪水時における H-Q 曲線のループ

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。

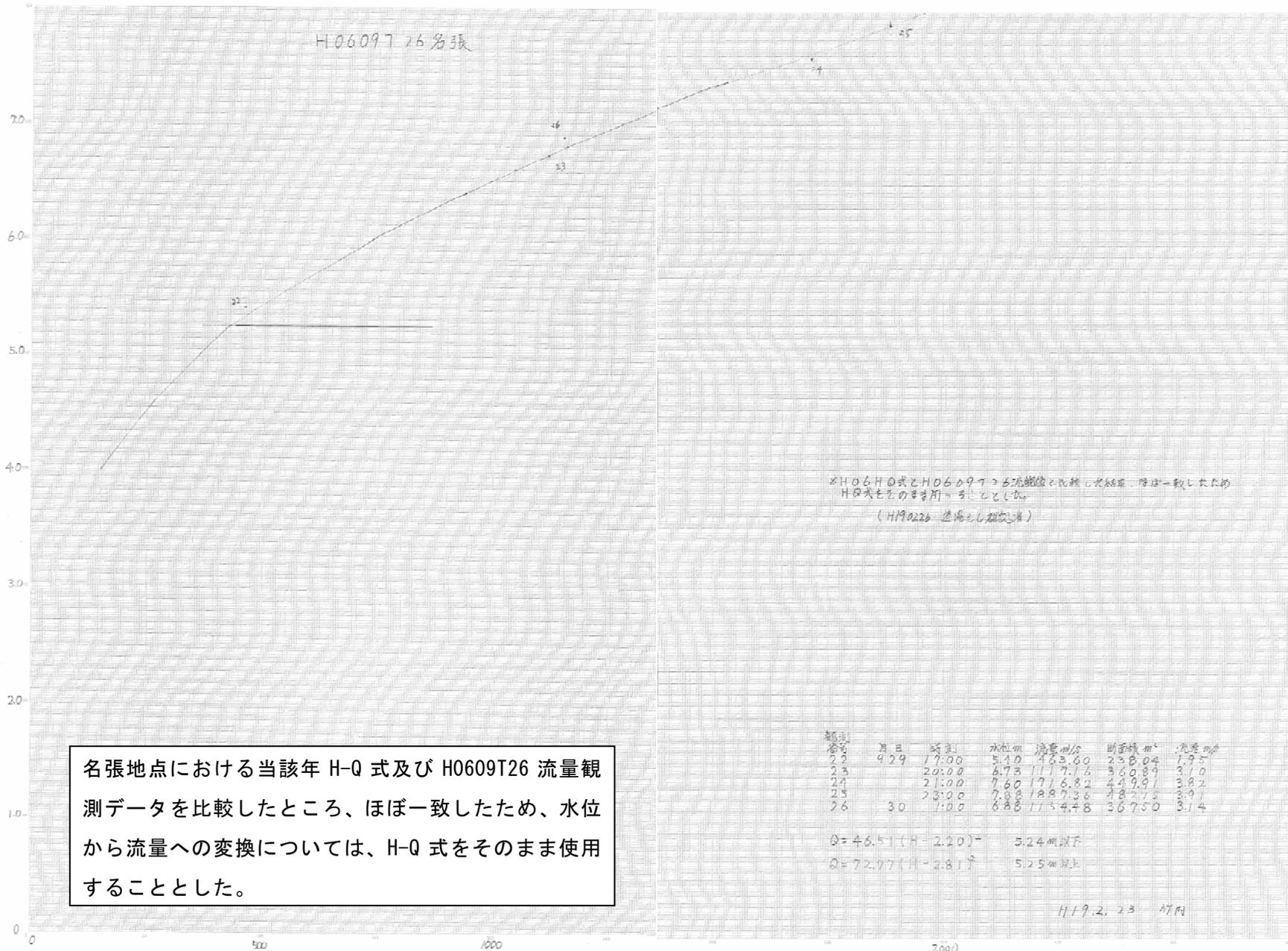


図 3-5-1 既存 H-Q 式を使用する例(平成 6 年 9 月台風 26 号 名張観測所)

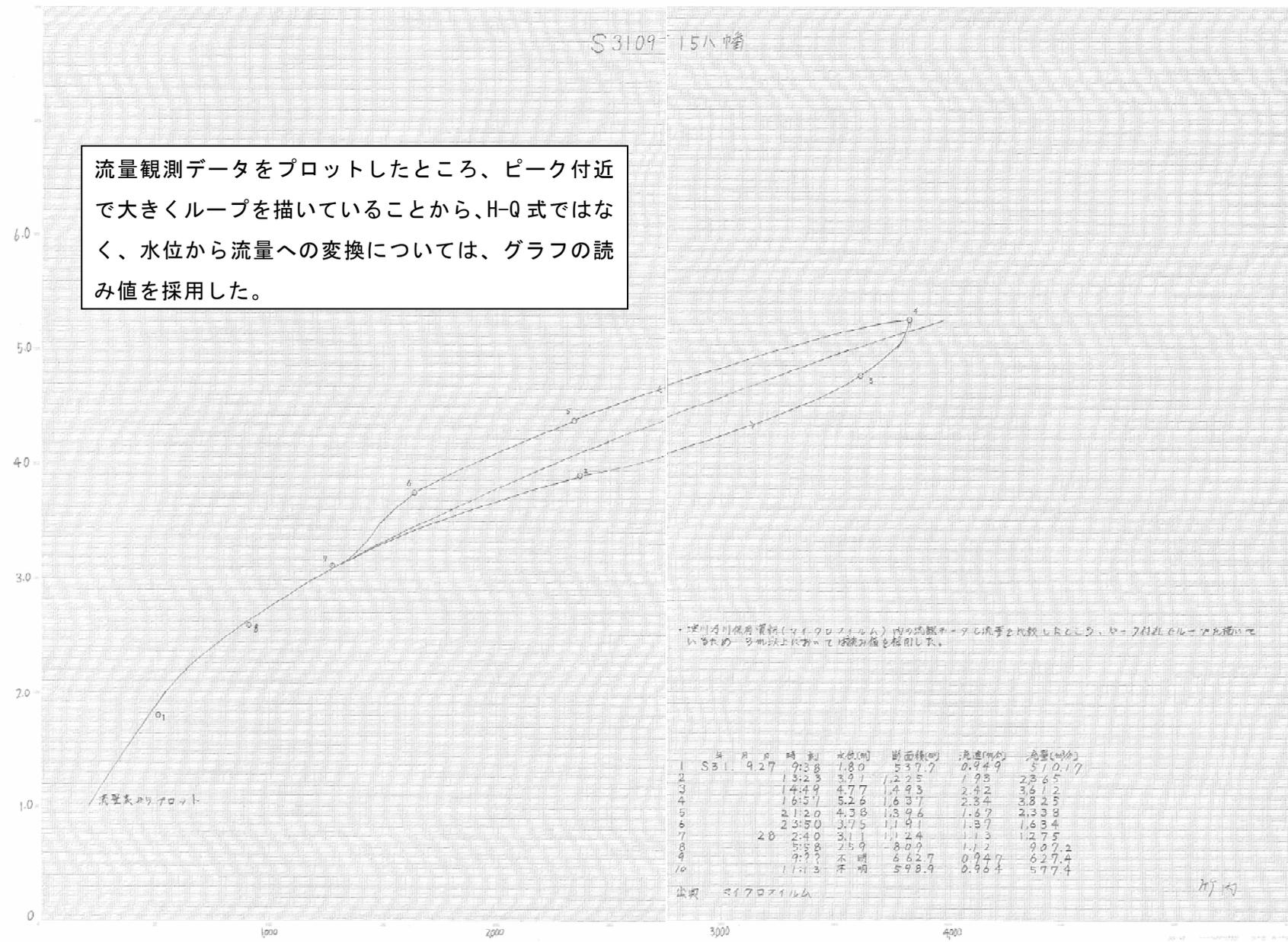


図 3-5-2 グラフの読み値を使用する例(昭和 31 年 9 月台風 15 号 八幡観測所)

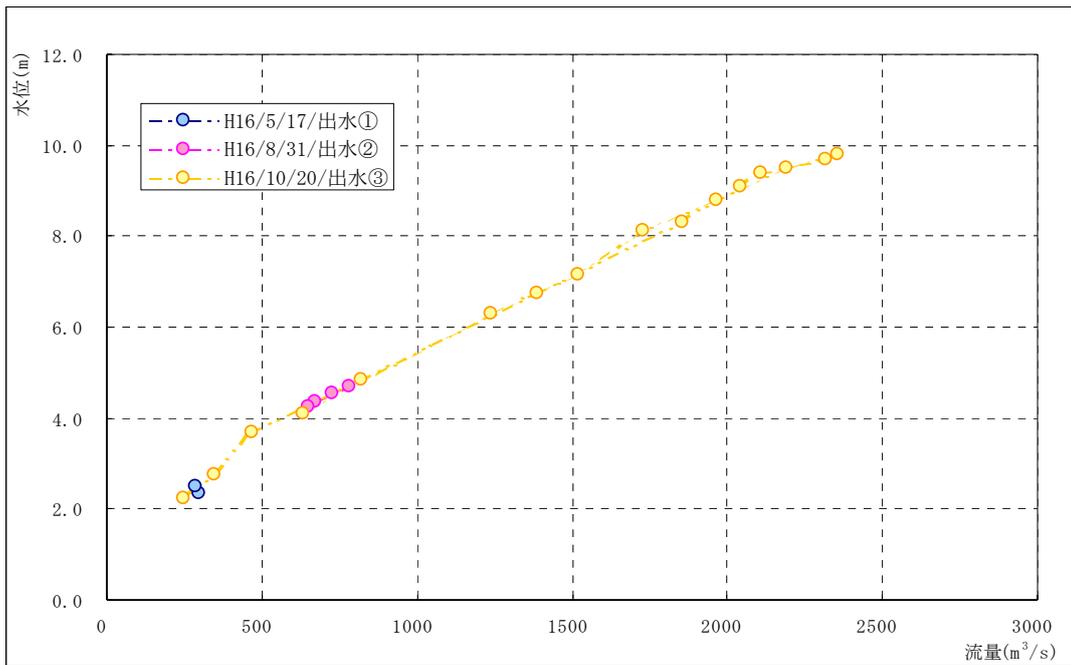


図 3-5-3 保津峡観測所における H-Q 曲線

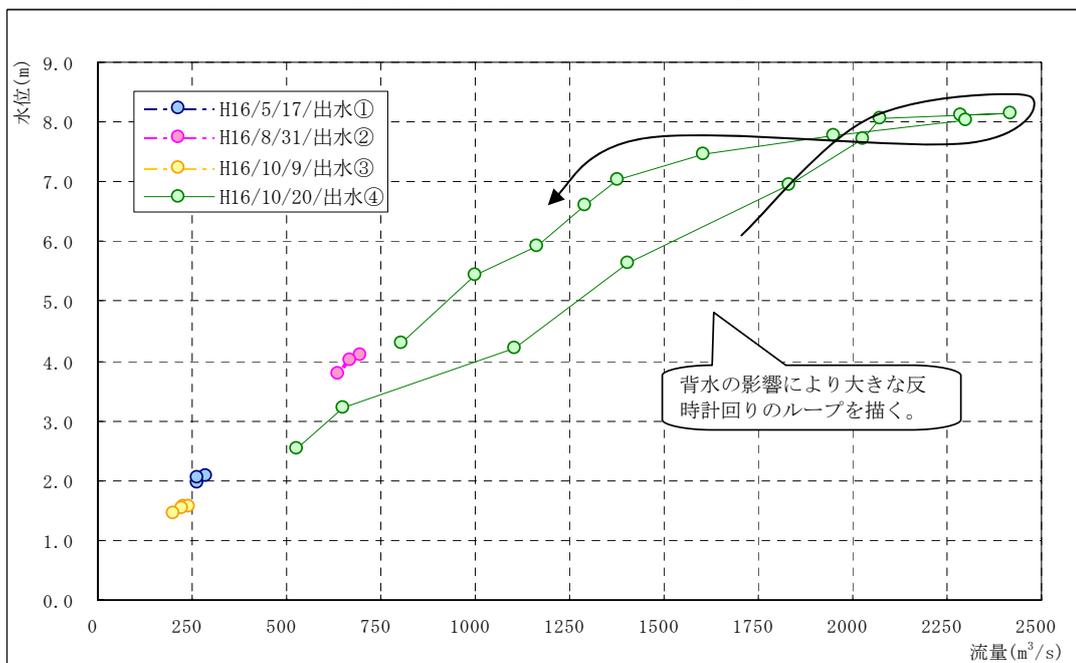


図 3-5-4 羽束師観測所における H-Q 曲線

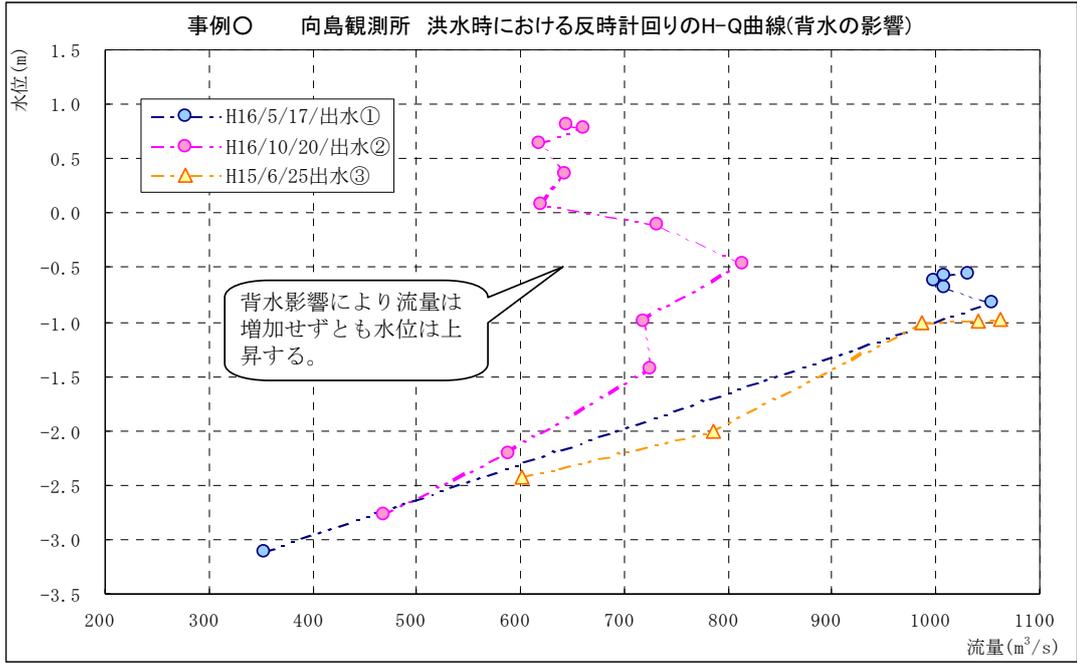
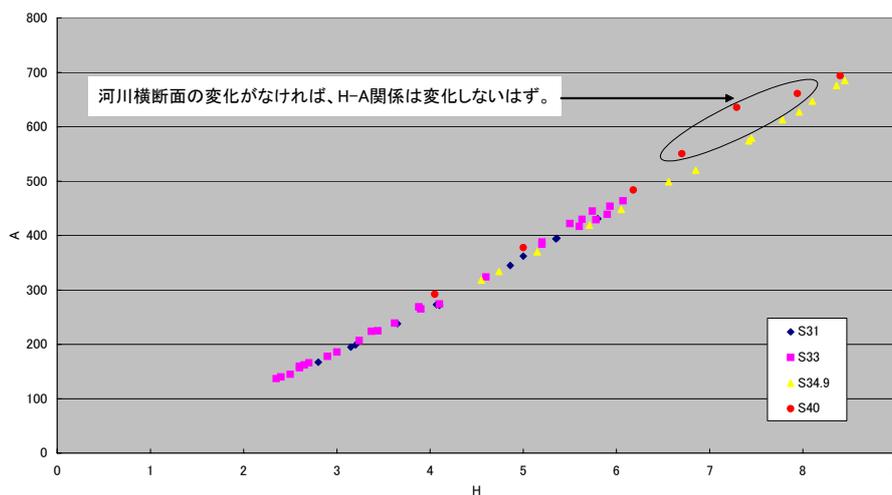


図 3-5-5 向島観測所における H-Q 曲線

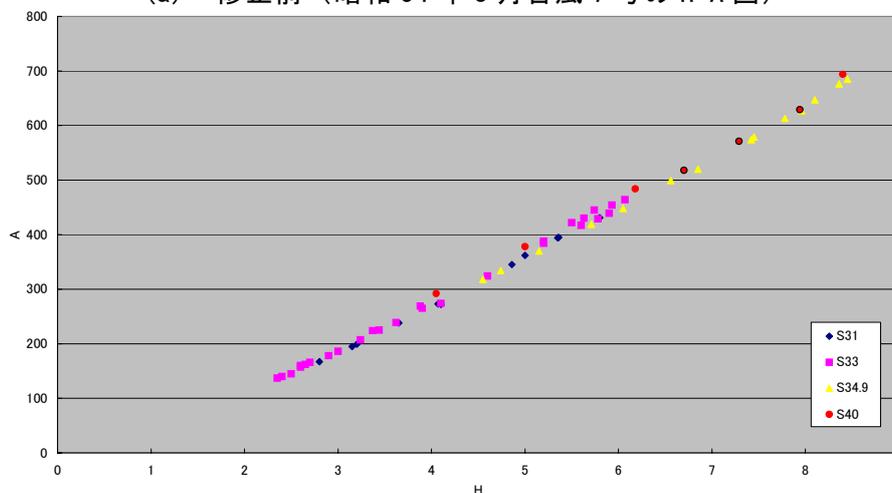
(昭和 34 年台風 7 号 島ヶ原地点 H-Q 式作成事例)

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 (km²) × 0.05 (m³/s) 程度と考えているが、今回の検討においては、流域面積 (km²) × 0.05 ~ 0.1 (m³/s) 程度まで低減した際に基底流量になったと考えた。

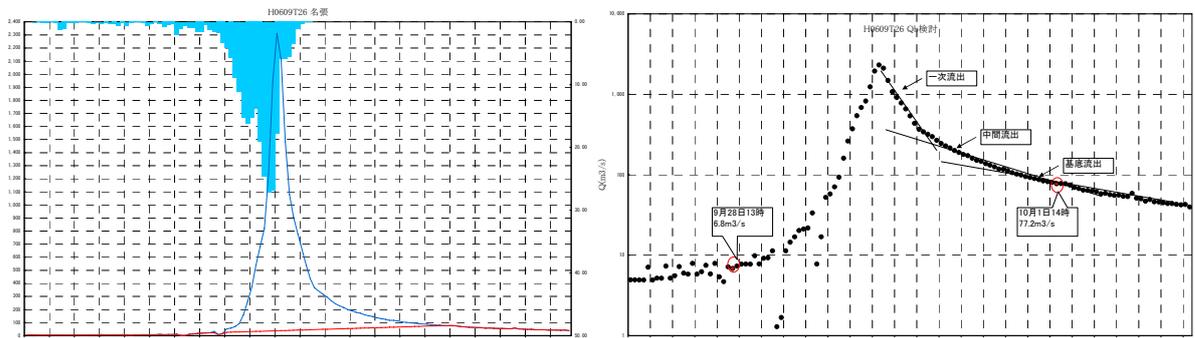


図 3-5-6 平成 6 年 9 月台風 26 号(名張観測所)におけるハイドログラフ及びハיעトグラフ

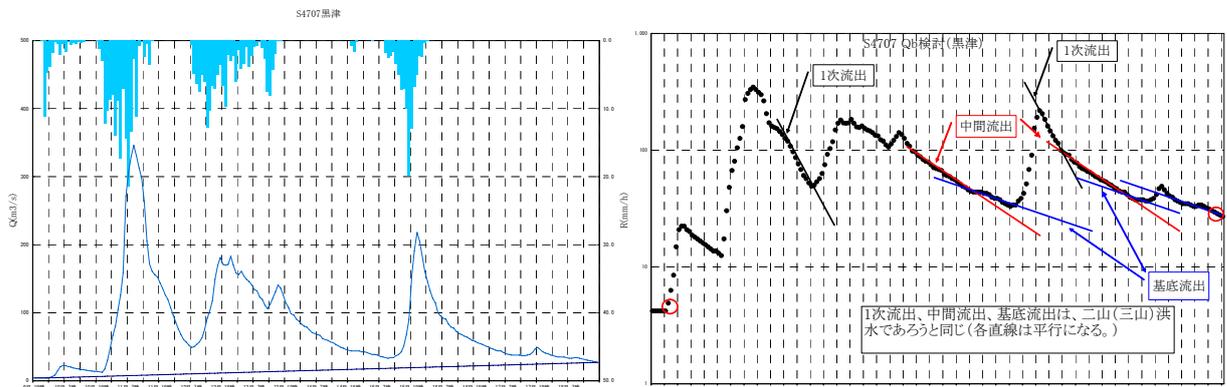


図 3-5-7 三山洪水における基底流量の決定事例

(昭和 47 年 7 月洪水(黒津観測所) ハイドログラフ及びハיע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。

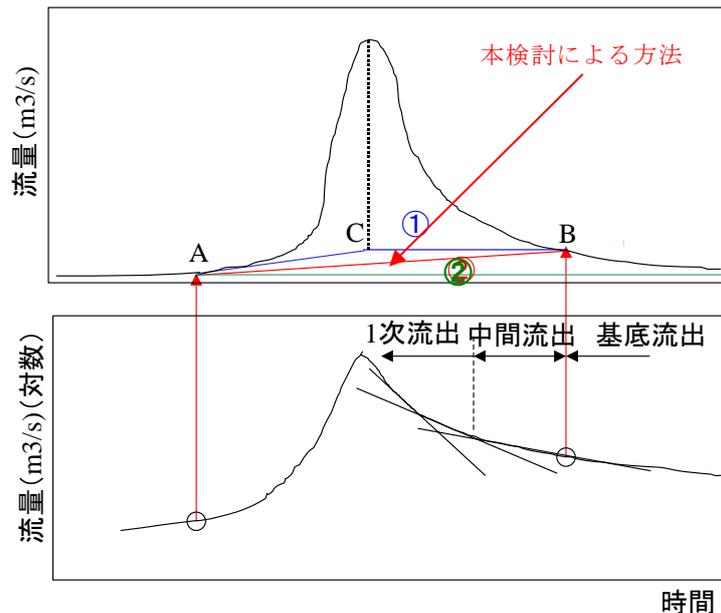


図 3-5-8 基底流量の考え方のイメージ

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

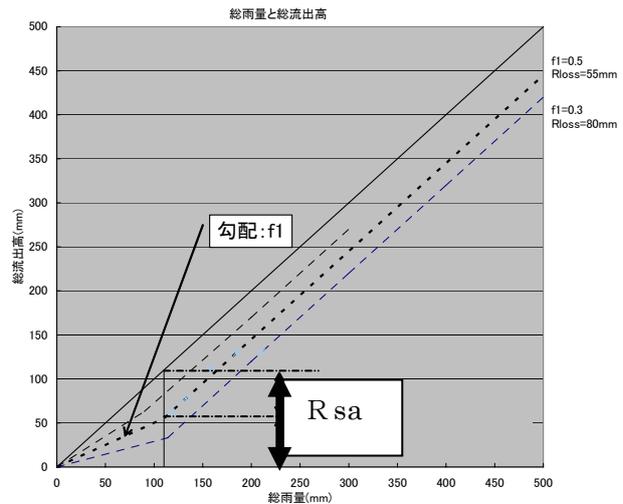


図 3-5-9 総雨量・総流出高の関係

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 (f₁=0.4、T_L=0)

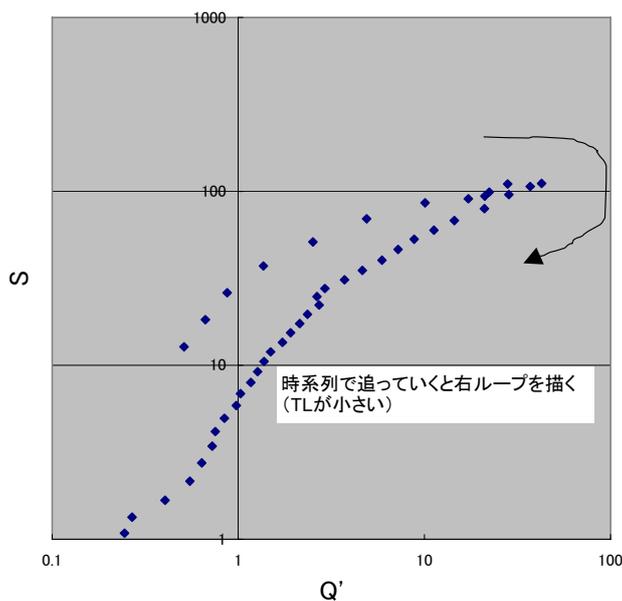
観測所名	青蓮寺	
対象洪水	H6.9.27	
T _L	1	
流域面積	100 km ²	
f(R' < R _{sa})	0.4	f(R' > R _{sa}) 1
R _{sa}	170	
R _{loss}	102	
Σ R	323.82	
Σ 平均 Q'	221	

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 ³ /s	Q _{base} m ³ /s	0.2雨量 ⑤=次正時②×0.2	雨量(T)R' ⑥:⑤をT _L ずらす	Σ R' mm	Σ Q' = Q - Q _{base} 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 ₁)	(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 (f₁=0.4、T_L=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)

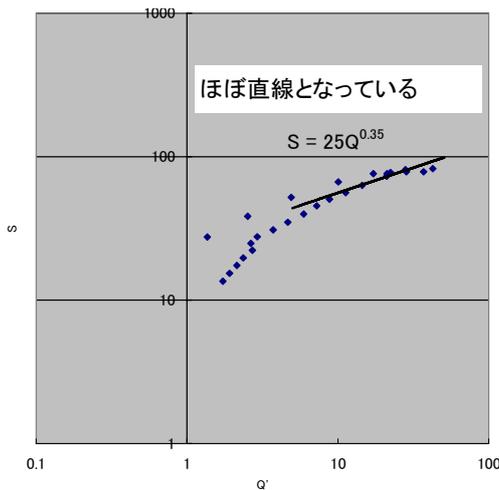
観測所名	青蓮寺	
対象洪水	H6.9.27	
Tl	0.8	
流域面積	100 km ²	
f(R' < Rsa)	0.4	f(R' > Rsa) 1
Rsa	170	
Rloss	102	
Σ R	323.82	
Σ 平均 Q'	221	

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 ³ /s	Qbase m ³ /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' mm	Σ Q' = Q - Qbase mm/h	Q' 補正 mm/h	平均 Q' mm/h	Σ 平均 Q' mm/h	S mm
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)=Σ(6)	(8)=(7)-(4) × 3.6/(A*f1)	(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	0.436	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。

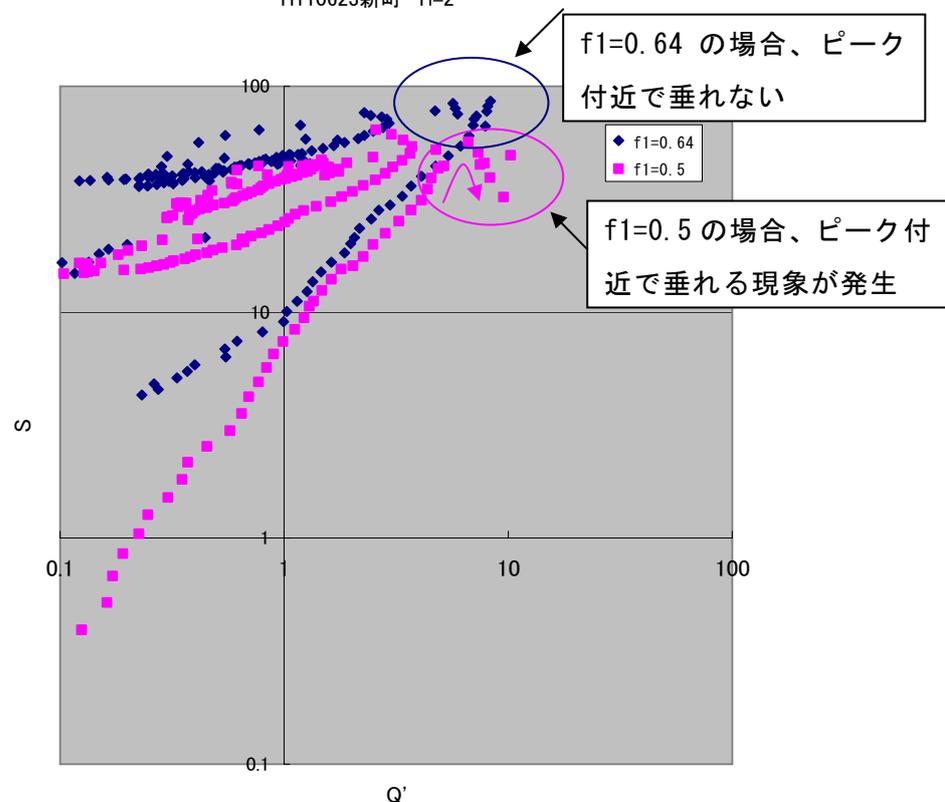


図 3-5-12 S-Q' グラフのピーク値付近が垂れる事例
(平成 11 年 6 月台風 23 号新町地点)

☆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 ΣR 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 (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、 m^3/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。

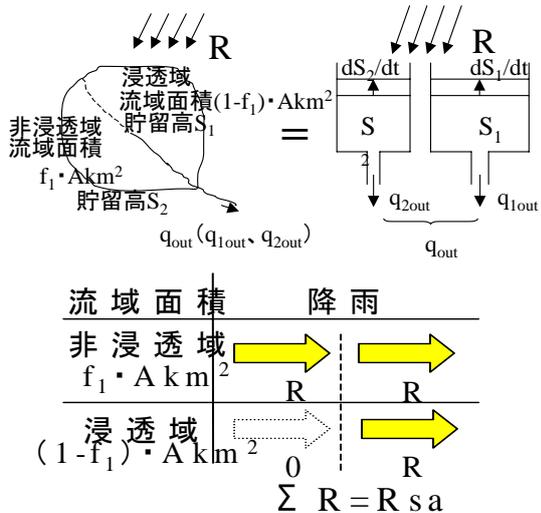
$$R - q_{\text{out}} = dS/dt$$

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

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

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

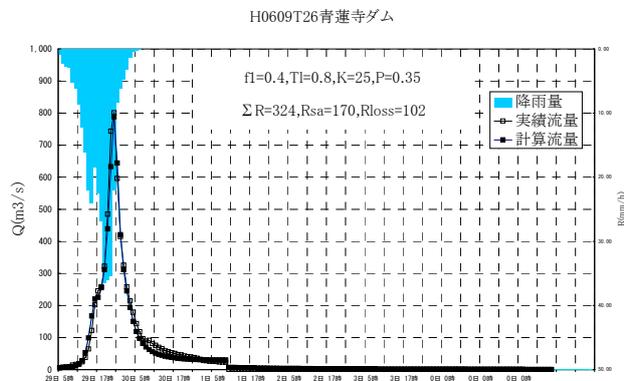


図 3-5-14 再現計算の一例(再現性のよい事例)(平成 6 年 9 月台風 26 号青蓮寺ダム地点)

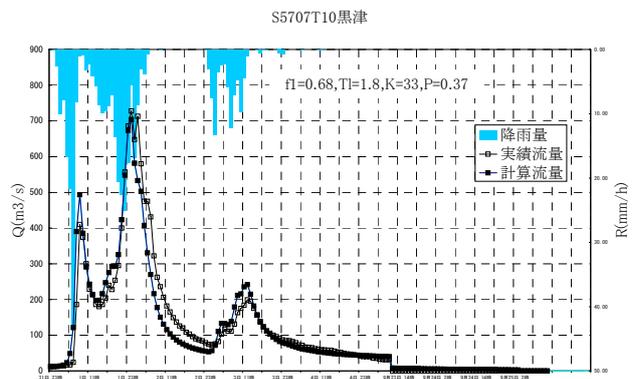


図 3-5-15 再現計算の一例(再現性の悪い事例)(昭和 57 年 8 月台風 10 号黒津地点)

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	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		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	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		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

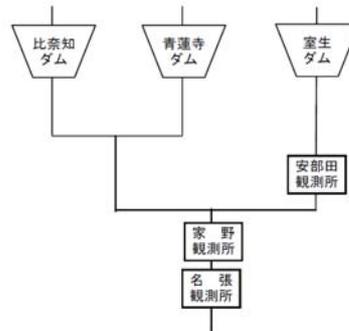


図 3-5-17 木津川筋観測所・ダム位置図

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

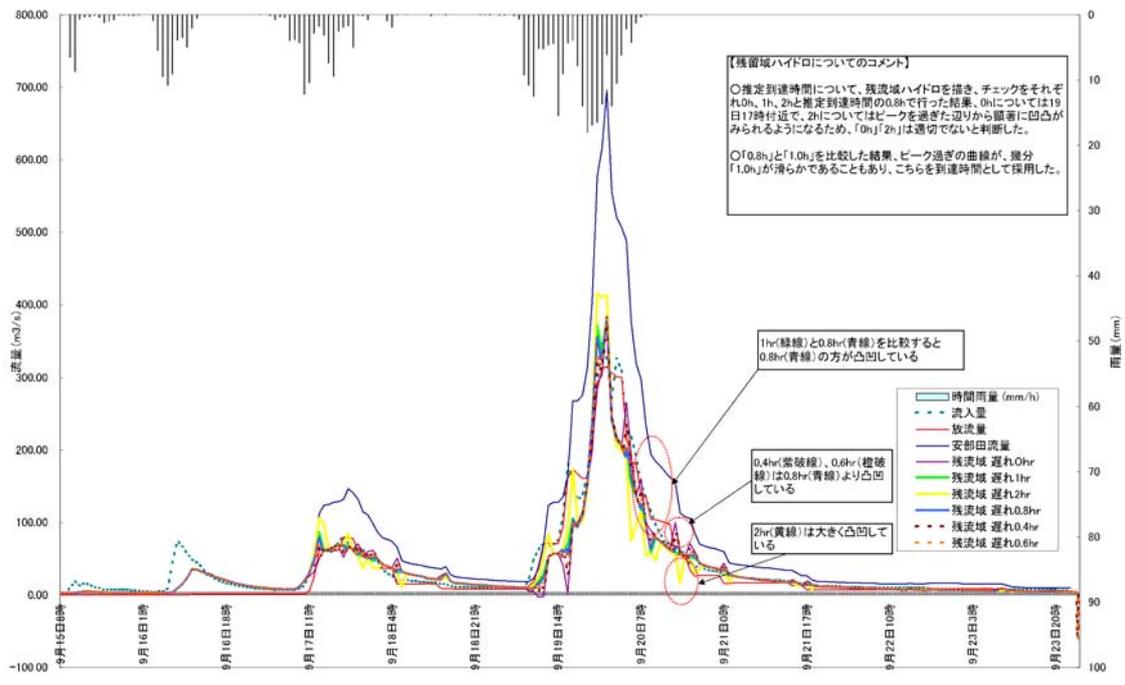


図 3-5-17 残流域チェック 平成 2 年 9 月台風 19 号 安部田ダム戻し流量

【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）

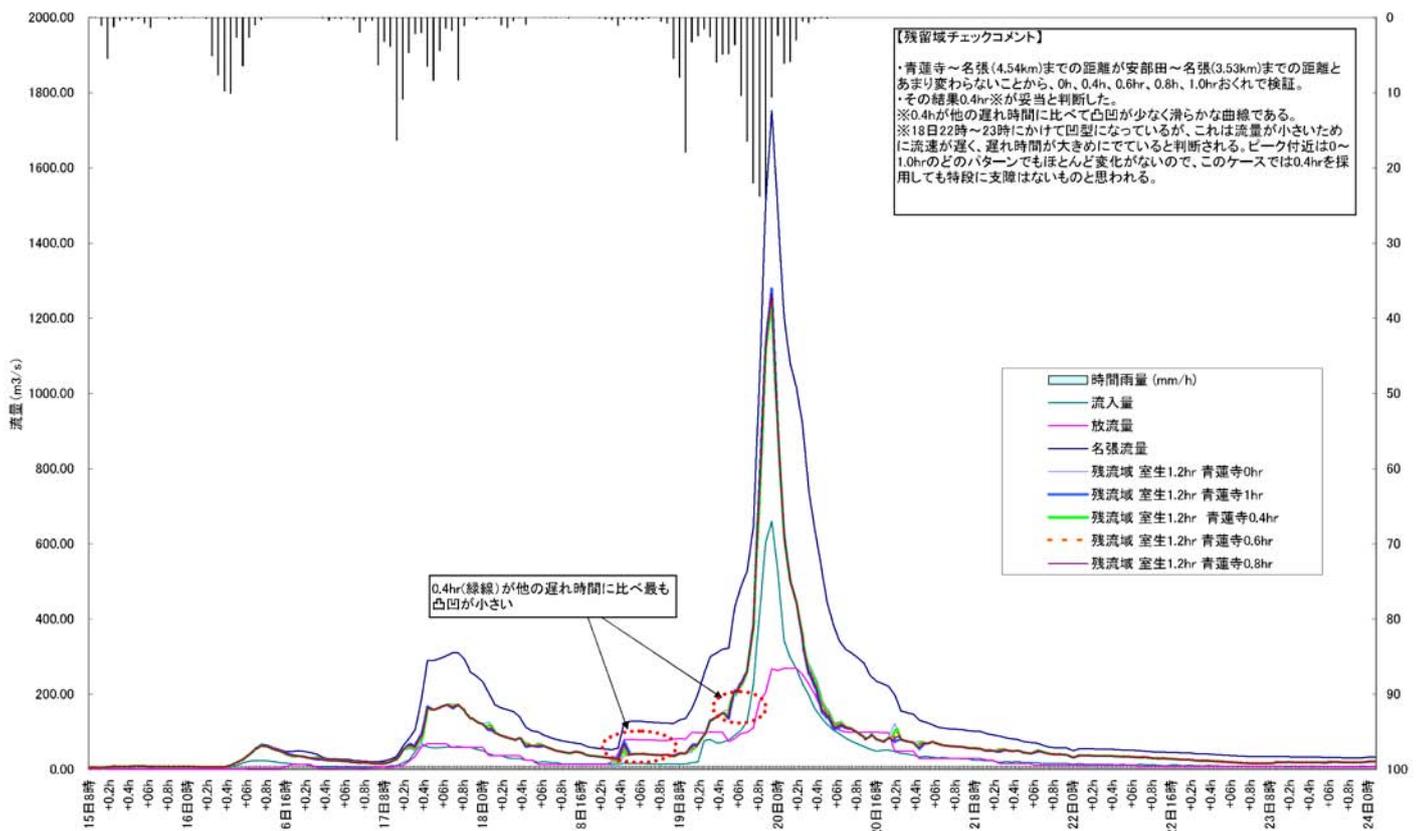


図 3-5-18 残留域チェック(平成 2 年 9 月台風 19 号 名張ダム戻し流量)

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 ΣL

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。

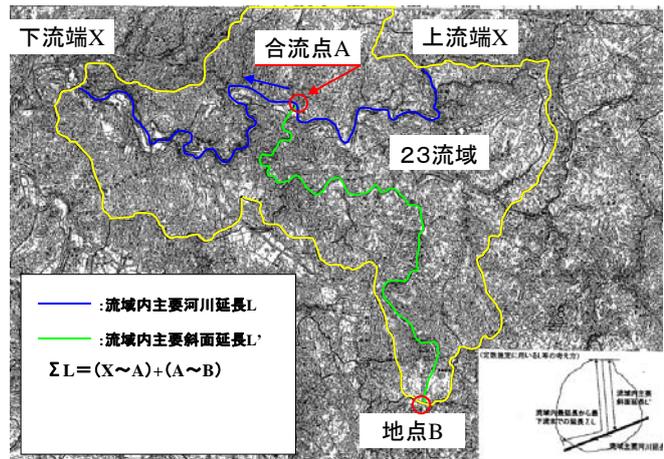


図 3-5-19 主要河川延長等の考え方

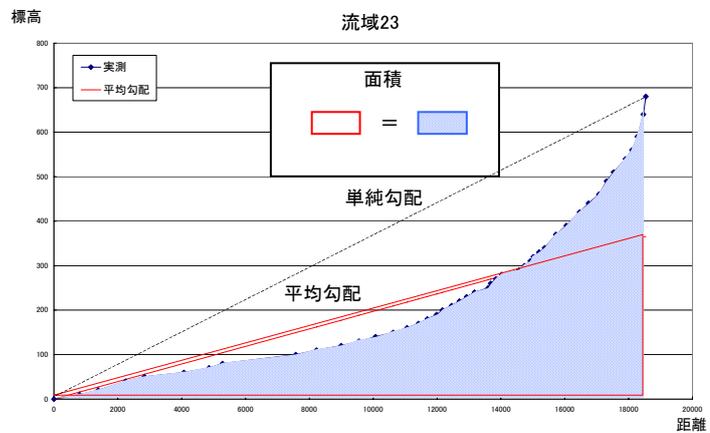


図 3-5-20 流域の平均勾配の考え方

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。

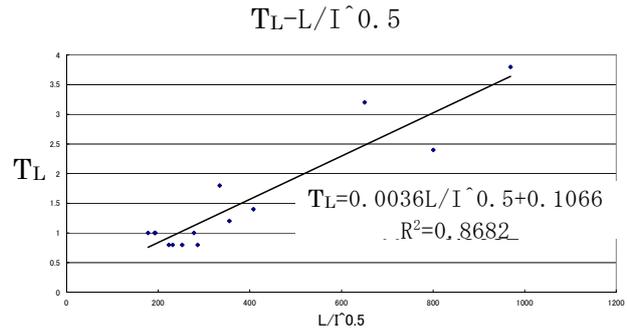


図 3-5-21 $T_L \sim L' / I^{0.5}$ グラフ

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。

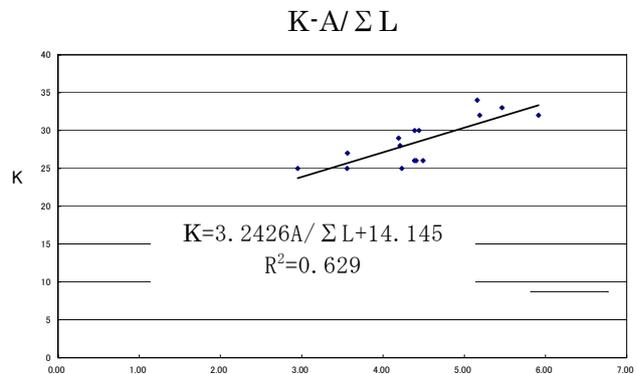


図 3-5-22 $K \sim A / \Sigma L$ グラフ

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。

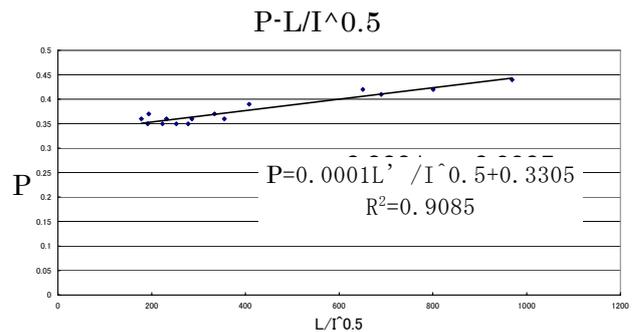


図 3-5-23 $P \sim L' / I^{0.5}$ のグラフ

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 ²)	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) ^{0.5}
							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 ²)	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) ^{0.5}
							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。

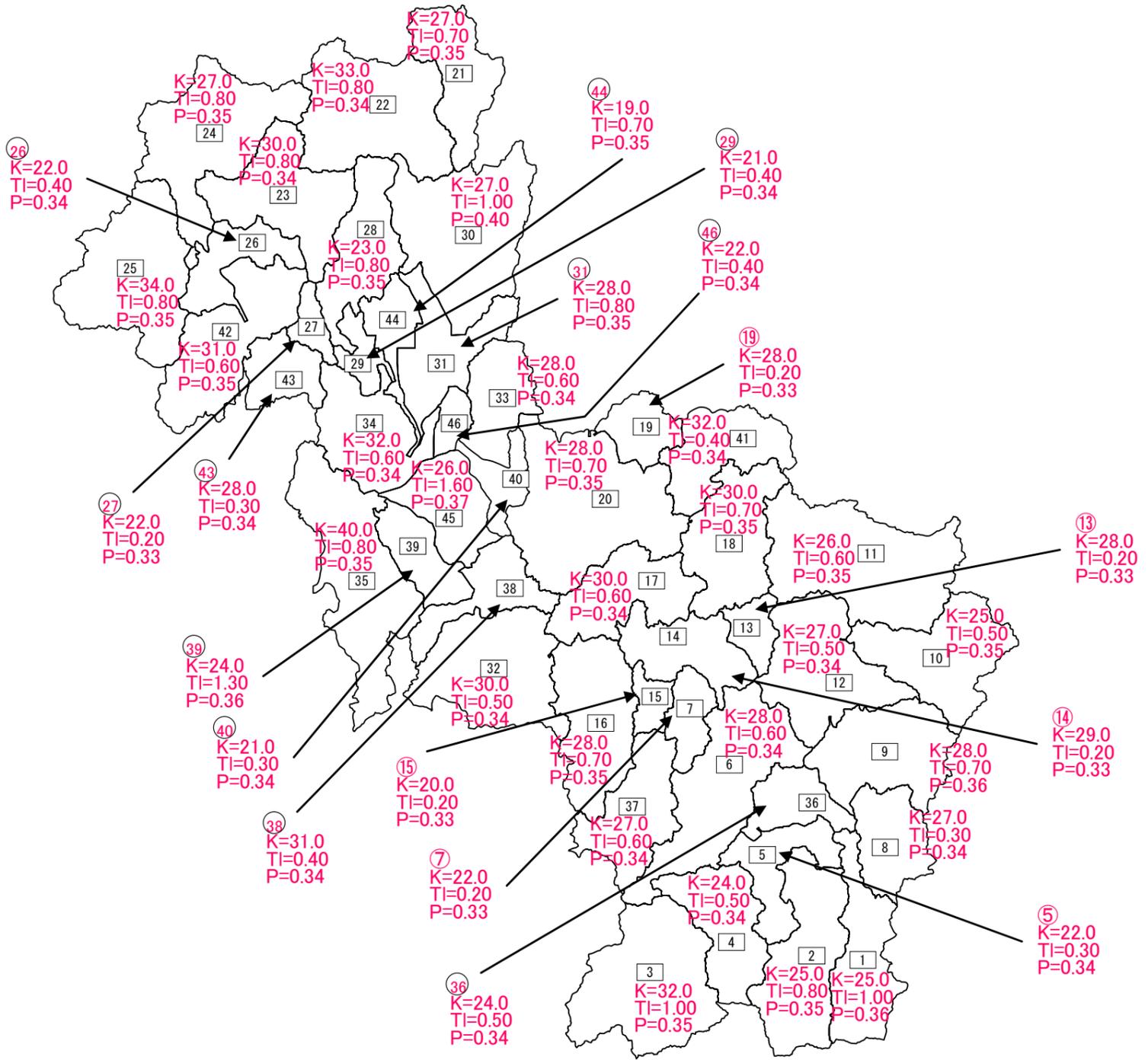


图 3-5-24 流域分割图(46 流域)と流域定数

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

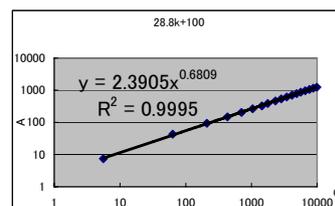


図 3-6-1 Q~A 関係の算出事例(No11 28.8+100km(桂川 請田) 現況)

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 α を K、 β 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 (3,500m³/s 河道) の他に暫定計画河道 (2,300m³/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)

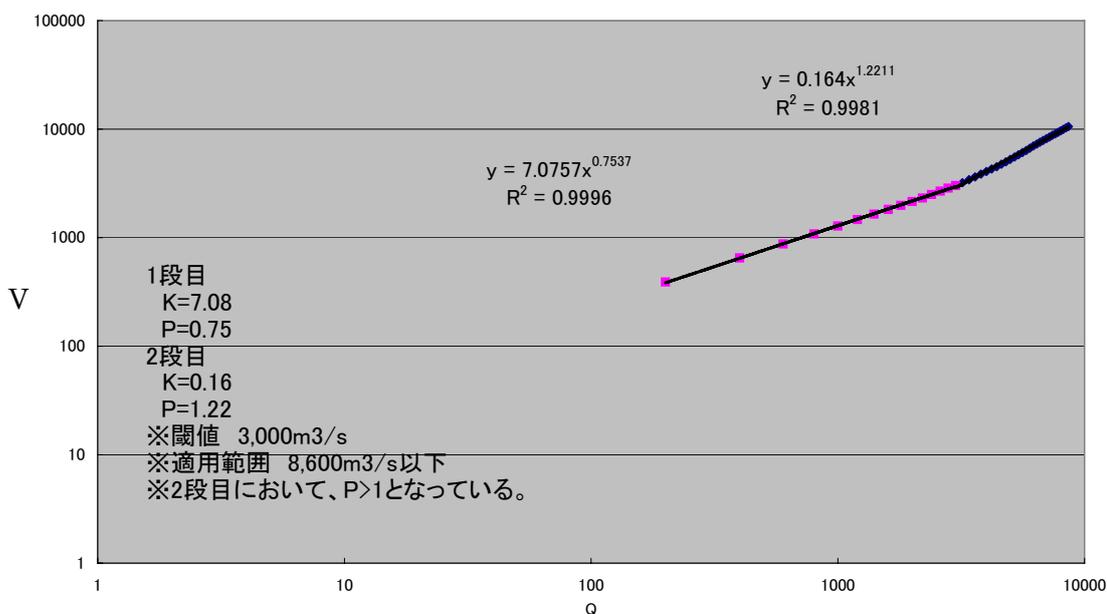


図 3-6-3 V-Q グラフ(No.11 ロング河道 現況河道)

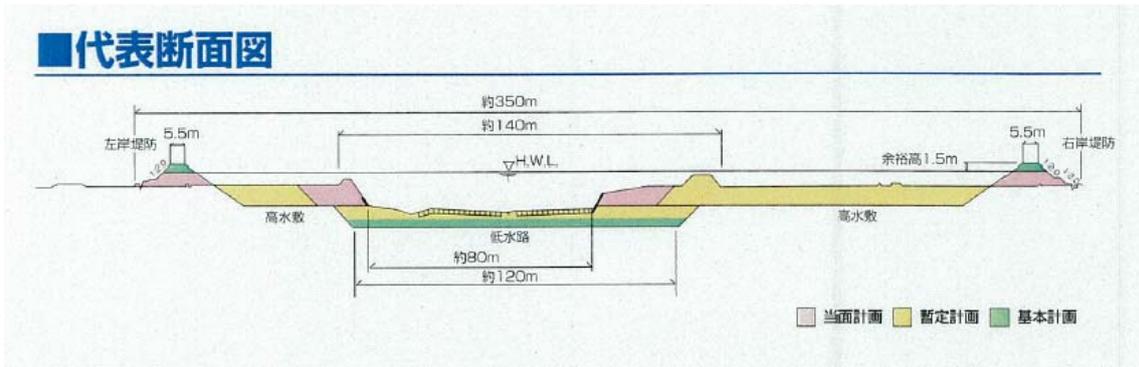


図 3-6-4 亀岡地区代表断面(京都府パンフレットから抜粋)

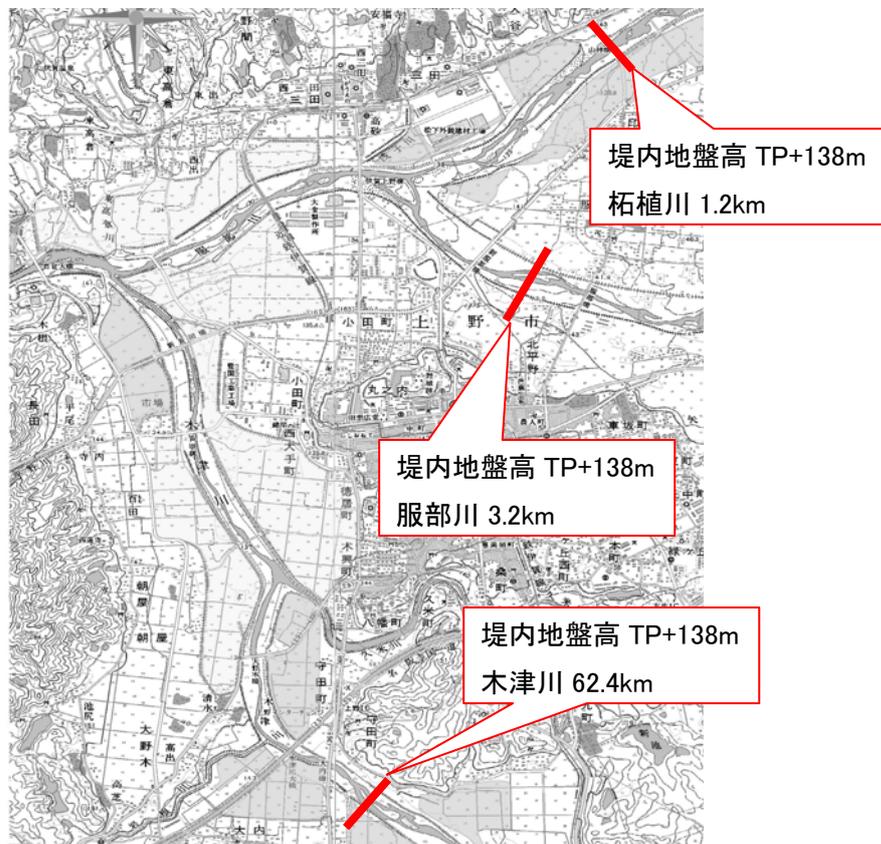


図 3-6-5 29・30・31 河道について(上野盆地)

(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。

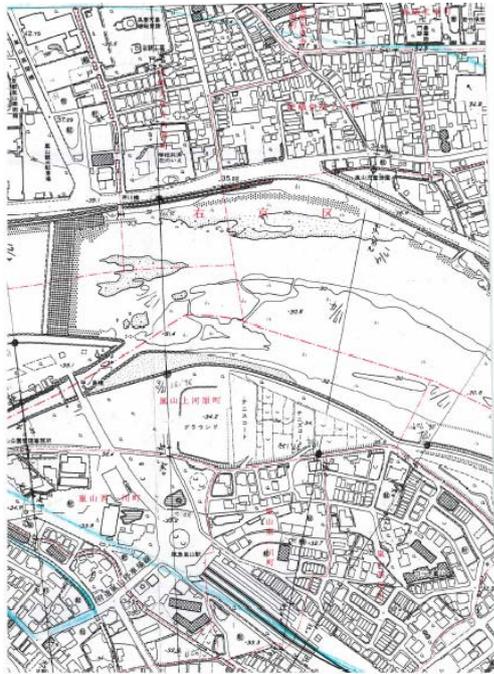


図 3-6-6 測量位置図確認事例

現況河道No.13横断面図

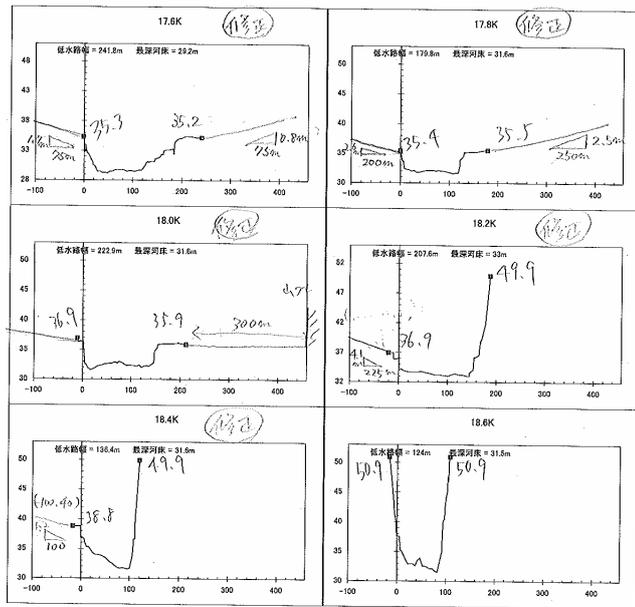


図 3-6-7 河川横断面追加事例