別添２

付　　録

技　　術　　書

目　次

（技　術　書）

１．排水事業及び技術の変遷 ---------- 155

２．調査（精査）（基準、基準の運用第２章 2.3 関連）---------- 160

３．排水状況診断と排水系統の決定（基準、基準の運用第３章 3.3.4 関連）------- 171

４．排水方式の選定（基準、基準の運用第３章 3.3.5 関連）------- 183

５．計画基準内水位（基準、基準の運用第３章 3.3.6 関連）------- 195

６．実績降雨に基づく計画基準降雨（基準、基準の運用第３章 3.3.6 関連）------- 202

７．計画基準外水位（基準、基準の運用第３章 3.3.6 関連）------- 218

８．洪水ピーク流出量の計算（基準、基準の運用第３章 3.3.7 関連）------- 222

９．洪水ハイドログラフの計算（基準、基準の運用第３章 3.3.7 関連）------- 229

10. 常時排水量の計算（基準、基準の運用第３章 3.3.7 関連）------- 276

11. 排水路（基準、基準の運用第３章 3.4.2 関連）------- 278

12. 排水水門（基準、基準の運用第３章 3.4.3 関連）------- 281

13. ポンプ場（基準、基準の運用第３章 3.4.4 関連）------- 288

14. 河口改良 ---------- 298

15. 環境との調和への配慮（基準、基準の運用第２章、第３章関連）----- 299

16. ハード対策とソフト対策を組み合わせた防災・減災対策

（基準、基準の運用第３章 3.5 関連）---------- 336

17. 排水に関する新たな技術及び研究の紹介

（基準、基準の運用第３章 3.5 関連）---------- 347

18. 近年の降雨特性に関する情報 ---------- 355

19. 将来の降雨予測に基づく計画基準降雨　（基準、基準の運用第３章 3.3.6 関連）----- 360

１．排水事業及び技術の変遷

1.1　排水事業の展開過程[1)~3)]

1.1.1　土地改良法制定までの排水事業

我が国における農業用排水施設の整備に関する事業の始まりは、大正12年に制定された用排水幹線改良事業(府県営土地改良事業)といえる。本事業は、受益面積がおおむね200ha 以上（畑の場合にあってはおおむね100ha 以上）の農業用用排水施設の新設、改良及びこれと併せて行われる農地防災排水施設の新設、廃止又は変更を行うもので、本事業の創設により、事業費の２分の１について国庫補助が行われることになった。

また、当時の排水事業は国営干拓事業と併せ行う主要工事として実施することが多く、これは大正３年に行われた耕地整理法の改正に伴い制度化されたものである。大正８年には、開墾助成法が公布され、事業費の４割を限度として国庫補助が可能となった。その後、食糧の自給強化や国土の合理的開発を目的として、昭和15年に主要食糧自給強化10か年計画が、また翌年には農地開発法が制定された。これにより、大規模事業を対象に６割の国庫補助を行う農地開発営団事業が創設されたが、終戦後同営団の閉鎖により国営事業へと引き継がれた。

1.1.2　土地改良法の制定と干拓事業

終戦後の農地改革がほぼ一段落した昭和24年に土地改良法が施行され、これまで法的な裏付けのなかった国営及び都道府県営事業に法的根拠が与えられるとともに、国営、都道府県営、団体営という土地改良事業の実施体系が整備された。

なお、土地改良法において干拓事業は受益面積おおむね300ha 以上の地区を国営干拓事業、おおむね50ha 以上300ha 未満の地区を都道府県に委託し実施する代行干拓事業として位置付けられた。

1.1.3　米の生産調整と排水事業

昭和30年には米が過去最高の大豊作となるなど､米の自給がほぼ達成されるという情勢を背景に、我が国の農業政策は、これまで一貫して続けてきた食糧増産政策から、需給事情に対応した農業生産の選択的拡大政策へと転換することとなった。このような農業政策の変化は土地改良事業の性格にも影響を及ぼし、昭和35年度予算から、それまでの食糧増産対策事業費は農業基盤整備事業費という名称に変更されることとなった。このような情勢変化を踏まえ、食糧増産のために水田面積を拡大する役割を担ってきた干拓事業は特別会計制度に移行されるとともに、代行干拓事業は昭和32年に予算上の新規採択を中止、昭和35年には事業そのものが廃止され、受益面積おおむね150ha 以上の国営事業と、おおむね10ha 以上150ha 未満の補助事業に再編された。その後、米の国内自給が達成された昭和40年には干拓事業も転換期を迎え、工事中の地区はすべて水田から畑地への転換を余儀なくされるに至った。このため、昭和49年には予算費目である（項）干拓事業費を廃止し、新たに（項）特定地域農業開発事業費を設け、その中に国営干拓事業費を計上することとなった。

昭和36年には農業基本法が制定され、農政は新しい段階を迎えた。土地改良事業は農業用水の新規開発や有効利用によって、農業生産性の向上及び農業総生産の増大を図るための国土開発事業として位置付けられることとなった。なお、昭和37年には、洪水に伴い農作物に湛水被害が発生するおそれがある地域を対象として、水路、樋門及び排水機場の新設及び改良により、農作物の被害を

最小限に抑える湛水防除事業が創設された。

昭和40年代に入ると、米の需給の不均衡がさらに顕著となり、土地改良事業にも大きな影響を与えることとなる。昭和44年には初めての米の生産調整が行われ、昭和46年から本格的な生産調整が開始され、５か年にわたって稲作転換対策を実施することとなった。土地改良事業においても水田転換特別対策事業を創設するほか、既存事業においても稲作転換を推進すべく拡充を図った。

また、米の過剰問題の解消と食料自給率の向上を図るため、昭和53年に水田利用再編対策、昭和62年に水田農業確立対策が閣議了解され、土地改良事業においては水田汎用化対策にも重点を置くこととなった。このため、昭和54年には機械排水地区における災害未然防止と水田の汎用化を積極的に推進するため、国営かんがい排水事業と併せ行う国営農地防災排水事業、都道府県営排水対策特別事業が創設されるとともに、昭和62年には、土地改良総合整備事業において水田農業確立排水対策特別型事業が創設された。

なお、昭和59年には、湛水防除事業で従前から実施していた排水施設整備工事に加え、新たに同一の排水河川に係る地域であるなど排水施設の一元管理が必要な地域において、排水管理施設の整備を単独で実施できる排水管理施設整備工事が追加された。また、昭和62年には、湛水防除事業の中の排水施設整備工事の工種に､遊水池等貯留施設工事､地下浸透施設工事が追加されるとともに、昭和63年には小規模の排水管理施設整備工事が追加された。さらに平成４年度には、湛水防除事業を実施後、湛水防除施設が耐用年数を経過した後に機能低下し、再び湛水被害を生じるおそれのある場合に当該施設の変更を行う「湛水防除施設改修工事」が追加された。

1.1.4　国営土地改良事業の再編整理と排水事業

昭和60年代以降には、農産物支持価格の抑制的運用、米生産調整面積の一層の拡大、農産物の輸入の拡大等が農家経営を圧迫し、農家の土地改良事業に対する負担能力の低下等を招いた。このため、国営土地改良事業の再編整理が行われ、平成元年には、国営農地開発事業が廃止され、国営かんがい排水事業、国営総合農地防災事業、国営農地再編パイロット事業に再編された。国営かんがい排水事業のうち、ダム及び一定規模以上の頭首工や排水施設等の大規模な基幹工種を対象とするいわゆる国営基幹かんがい排水事業については、従来原則として一律であった国庫負担率を改め、各施設の種類、規模に応じて高い国庫負担率を設定することとなった。

1.1.5　環境保全と排水事業

平成２年には、かんがい排水審議会企画部会より「農村の総合整備をめざした土地改良事業の展開方向」の第２次報告がなされ、都市化及び混住化に対応した排水機能不足や湛水被害の増大を解消することも盛り込んだ基幹水利施設の整備の促進、快適で美しい農村空間の形成に向けた整備の促進を図るため農業排水路にも環境整備を取り入れた事業が創設された。この流れは平成13年の土地改良法の改正につながっている。

平成６年には、効率的な経営体の育成による構造改革が進むよう、ほ場の大区画化、かんがい排水施設等の生産基盤の整備を積極的に推進するとともに、都市住民にも開かれた快適で美しい田園空間を形成する農村地域水質保全対策事業が創設された。

これ以降、農業排水施設を含めた農村空間が有する豊かな自然、生物の生息空間など多面的機能を再評価し、地域の特性を生かした魅力ある田園づくりのため、農村環境計画又は田園環境整備マスタープランにより環境配慮を図ることとされた。このなかで、都市化の進展を起因とした流出量

の増大等により機能が低下しているクリークを整備し、その洪水調節機能を発揮させるクリーク防災機能保全対策事業の創設など農業農村整備事業の充実を図った。

平成11年には、食料・農業・農村基本法が制定され、同法において土地改良事業については地域の特性に応じて、環境との調和に配慮しつつ、農地の区画の拡大、水田の汎用化、農業用用排水施設機能の維持増進に必要な施策を講ずることとされた。

また、平成12年に策定された食料・農業・農村基本計画に即し、平成13年には、水田の汎用化と麦・大豆・飼料作物の産地形成を推進するため、土地改良総合整備事業の水田農業振興緊急整備型を拡充し、排水改良の促進と担い手への農地利用集積を一体的に実施することとした。

1.1.6　防災・減災対策と排水事業

近年、気候変動に伴う異常気象が発生し、時間雨量50㎜以上の豪雨の発生頻度は増加傾向にある。農村地域においても湛水被害等の自然災害の増加が懸念され、特に都市化及び混住化が進む農村地域では、農地のみならず家屋、公共施設等の浸水被害も懸念されるなど、排水施設の重要度はますます高まるようになった。その一方で、基幹的農業水利施設は、多くが戦後から高度成長期にかけて整備されてきたことから老朽化が進行しており、機能不全が危惧されている。こうした中、平成25年には強くしなやかな国民生活の実現を図るための防災・減災等に資する国土強靱化基本法が制定されるとともに、インフラ老朽化対策の推進のためのインフラ長寿命化基本計画が策定されたことから、農村地域の防災・減災力の向上を図るとともに、施設の機能回復及び長寿命化を図ることとした。

また、令和６年の食料・農業・農村基本法の改正の過程で、食料・農業・農村政策の新たな展開方向の具体的な施策の内容として「気候変動に伴い一層頻発化・激甚化する災害への対応として、将来予測に基づく計画策定手法の検討を進め、令和６年度中に排水に係る基準等の見直しを検討する」こととされ、改正法には、「気候の変動その他の要因による災害の防止又は軽減を図ることにより農業生産活動が継続的に行われるようにする」こと等が新たに位置付けられた。

1.2　解析技術の変遷と計画基準[1)]

1.2.1　解析技術の変遷

我が国は、排水改良が不可欠な低平地に多くの穀倉地帯を抱えているため、排水改良の歴史は古く、生命の安全確保、食料増産、農業生産の選択的拡大、農業の再編成等の時代に応じた要請が排水改良の気運を高め、技術の進歩をうながしたといえる。排水の主たる対策は、外水対策から内水対策へ、さらに汎用農地化のための地下排水対策へ移行している。

戦後の土地改良における変遷について、新潟県の新川流域を例にあげるまでもなく、自然の強大な力に対抗するための技術や資本が不十分な時代には、湛水を分散させて被害の集中を防ぐことに主眼がおかれた。それらが強化された時点で、外河川の一部も内水と考え、ゲートやポンプの設置が検討された。

排水対策のための排水システムは、構造（設計）依存型から、各種の構造的対策を取り込んだ上で気象及び水利情報の即時利用に基づく管理に重点を置いた、いわば構造と人為的管理の相互補完型に変遷しているといえる。

降雨流出や排水に関する研究は、昭和30年代以降始められた。具体的には、高位部の雨水を洪水調節することなく、水路によって排除するための排水施設規模の検討を行うため、洪水到達時間内

の平均有効降雨強度から降雨ピーク流出量を合理式などにより解析する方法と、洪水調節ダムや遊水池による下流への流下量の調節や低位部への降雨流出水の一時貯留によりポンプやゲートによって排水する計画において必要となる流出量や内外水位のハイドログラフの作成に関する研究等が行われた。

これらの場合には、対象とする降雨の継続時間及び波形の決定が問題となる。地区内の湛水深は地区内の貯留量と水位の関係から水収支解析で求められる。昭和53年に定められた計画基準「排水」では、この方法に対応した水田を対象とする解析法について主に記述しており、これは「ブロック排水解析」とも呼ばれている。この解析法は、地区内の湛水深を許容湛水深以下に保つための排水路、ポンプ、ゲート等の排水施設の設計に用いられる。

しかし、ブロック排水解析の方法では、地区内の排水障害や排水路の改修効果が検討できないという限界があった。また、大規模な広域排水事業が始まったことで、これらに対応した流出解析手法の検討が必要となった。その結果、排水河川や幹線排水路及び地区内の排水路網の流れを不定流解析する手法等が、技術の進歩とともに開発された。例えば、新潟県の新川河口排水機場の設計に際しては、新川の流況解析が行われ、不定流モデルによって管理手法が検討された。また、計画基準降雨の計算手法についても、確率計算や分布関数を適用することで、より高い精度での推定が可能となった。

その後、排水改良事業の対象が、水田から汎用農地や宅地を含むものへ変化すると、湛水の許容条件が地目によって異なるため、湛水の深さ、位置、継続時間等を解析する必要が生じ、湛水を考慮した解析法が開発された。この方法は、地区内の排水路網とポンプやゲート等の排水施設をすべてモデルに組み込み、背後地からの降雨流出、外水位、排水施設の運転条件等の数多くの複雑な制約条件を与えて、豪雨時の非定常な流況を精度よく予測するものである。

これらの方法により、数多くの排水診断が行われてきており、現在では、コンピュータの発達と普及により、湛水状況のグラフィック表示等も容易になっており、一般技術者等も地域排水の検討に参加できるようになっている。

また、気候変動予測とそれに伴う不確実性の定量評価が十分行える、「地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース、database for Policy Decision making for Future climate change」等が公開され、各省庁、自治体、産業界の現場での温暖化適応策策定に利用できるようになっている。ただし、これらの公表データは、技術や研究の進展により常に最新のものに更新されている。

1.2.2 計画基準の改定

昭和53年に定められた計画基準「排水」では、いわゆる「ブロック排水解析」が用いられている。また、流出解析手法として、降雨ピーク流出量を算定する合理式以外に単位図法（バーナードの方法、立神の方法）、貯留法（貯留関数法、タンクモデル）及び雨水流法（キネマティック・モデル）の計算法等が示されている。

一方、同基準制定時には、コンピュータ解析に時間や経費がかかることから一般的ではなかった流出解析手法が、制定後約四半世紀が経過した平成18年の同基準改定時においては、技術の進歩とともに比較的利用しやすいものとなってきた。また、事業の対象が、「農地排水」から「地域排水」へ移行したことで、土地利用の複雑化、対象地区の広域化、事業内容の変化（基幹施設・面整備型から部分改良型、長期計画型から効果早期発現型への変化）等に対応する必要が生じた。したがっ

て平成18年の改定では、従来の流出解析手法に新たに貯留法（遊水池モデル）、雨水流法（低平地タンクモデル、不定流モデル）の計算法等を加えた。また、計画基準降雨の計算手法についても、コンピュータにより確率計算が容易になったことや､降雨特性に合致した分布関数を選択することが、計画基準降雨の決定に当たり重要と考えられるようになった。そのため水文統計解析のなかで一般的に用いられる岩井法、グンベル法についても記載した。さらに、アメダスの整備により日雨量だけでなく時間雨量等の降雨資料が蓄積されてきたことを考え、実際の降雨特性を反映するために、降雨配分は実降雨資料に基づいて決定することとし、その方法についても記載した。

平成31年の改定では、近年、気温の上昇、大雨の頻度の増加等気候変動及びその影響が全国各地で現れる中、気候変動適応法（平成30年法律第50号）が施行され、同法に基づく気候変動適応計画において、農業生産基盤に関しては、集中豪雨の発生頻度や降雨強度の増加により、農地の湛水被害等のリスクが増加することが予測されていることから、計画基準降雨の検討において、地域における近年の降雨特性を踏まえることが重要であることを記載した。また、計画基準降雨の作成に当たり、日降雨量及び３日連続降雨量と合わせて短時間降雨に留意した事例を参考として記載するとともに、我が国における降水の変化、気候モデルの研究等について新たに章を設け、記載した。

さらに、技術の進展に伴い、使われることが少なくなった水文学的手法については記載を省略するとともに、近年、研究開発された新たな手法について記載した。また、近年、ICT の活用が推進される中で、排水事業実施地区における ICT の導入事例及び開発が進められている「ため池防災支援システム」について記載した。

このほか、平成28年８月に閣議決定された土地改良長期計画を踏まえ、農村協働力を活かした防災・減災活動等のソフト対策の推進、農地や農業水利施設が有する減災機能の活用を図る際に参考となる業務継続計画(BCP)､田んぼダム及びため池の洪水調節機能の強化の概要及び事例について、新たに章を設け、記載した。

今回の改定では、近年、気候変動に伴い一層頻発化・激甚化する災害への対応として、将来の降雨予測に基づく計画策定手法を確立したことから、その方法を記載した。

参考文献

１）農業土木技術研究会：平成7年　水と土臨時増刊　農業土木技術の変遷（1995）

２）農地防災事業研究会：農地防災事業便覧　平成10年度版（1999）

３）農林水産省農村振興局総務課：平成21年度　農業農村整備事業等便覧（2011）

２．調査（精査）

（基準、基準の運用第２章 2.3 関連）

調査（精査）は、概査によって得られた情報を基にして地域の排水不良による被害状況を把握し、地元の意向も聞き取った上で事業の目的と必要性を明確にし、計画樹立のため、以下の項目の観測等を行い、資料の収集及び整理を行うものである。この際、既存の排水施設については、主要工事計画におけるライフサイクルコストの低減を図る機能保全対策の検討、維持管理計画における施設の長寿命化を図る保全管理の検討のため、機能診断結果や補修履歴等を把握する必要がある。

2.1　気候、気象及び水文状況

気候、気象及び水文データは、計画樹立の際の計画排水量を求めるための基本となる。したがって、気候、気象及び水文調査は、概査によって概定された受益区域のみならず内部流域をも含む広範囲の地域を対象として行わなければならない。また、事業の目的によっては外部流域も調査範囲とする必要がある。海象調査は、排水口が潮位の影響を受ける場合に行う。

2.1.1　気候

降雨量の長期的な傾向を把握できるように、気候予測資料（データセット）は適当な期間の資料を収集し、整理する。詳細は「**19. 将来の降雨予測に基づく計画基準降雨**」を参照すること。

2.1.2　気象

地域の気象概況が把握できるように、**表-2.1** の調査票に沿って記録を収集し、整理する。

表-2.1　気象調査票（一般気象）

観測所名		かんがい期	非かんがい期	計又は平均	備　　考
観測期間	年～　年	月～　月	月～　月		
平均気温（℃）					
降水量	平　均（㎜）				
	基準年（㎜）				
降水日数	平　均（日）				
	基準年（日）				
根雪期間		月　日～　月　日		日間	
無霜期間		月　日～　月　日		日間	
最多風向			最大風速 （風　向）	m/s （　）	最多風向発生時期　月～　月 最大風速発生年月日

2.1.3　水文

水文調査には、降雨量、流出量、河川水位等の調査があり、それぞれ以下の項目について行う。

表-2.2　水文調査

区　分	調査項目	調査の範囲
降雨量	・観測期間 ・日雨量 ・時間雨量 ・連続雨量	・受益区域及び内部流域 ・必要に応じて外部流域を含む
流出量	・流出ハイドログラフ	・主として内部流域
河川水位	・河川水位 ・流出解析のための流域の定数	・排水口地点
海象	・潮位	・排水口地点

(1) 降雨量

地域の降雨量は、以下のように調査する。

ア　記録の収集及び整理

対象地区の近傍の気象観測所における降雨記録を収集し、**表-2.3** の調査票に沿って整理する。記録の収集に当たっては、以下の点に留意する。なお、降雪量は対象としない。

（ア）記録の方法、観測期間、欠測状態、資料の精度、代表性等の特性も明らかにする。

（イ）観測期間は、事業の整備水準によって検討が必要であるが、最近年からさかのぼった 30 年以上 50 年程度とする。

（ウ）資料が少ない場合若しくは資料に欠測がある場合は、他の観測所との相関を調査して、資料を補完する。

（エ）収集する資料は、日界（1 日の区切り及び境界）が同じであることが望ましい。ただし、観測期間が長期にわたる場合は、日界の異なる資料が混在していてもやむを得ない。

表-2.3　降雨量調査票（特殊気象）

観測所名	第 1 位			第 2 位			第 3 位			第 4 位			第 5 位			備　考
観測期間 年～　年	数量	年月日	発生確率	数量	年月日	発生確率	数量	年月日	発生確率	数量	年月日	発生確率	数量	年月日	発生確率	
最大日雨量（mm）																
最大時間雨量（mm）																
最大 4 時間雨量（mm）																
最大連続雨量（mm）																
最大連続干天日数（日）																

イ　観測

調査範囲内に観測所がない場合若しくは観測値が必要な地点で長期記録が得られない場合又は観測記録の検証が必要な場合、雨量計による降雨観測を行う。降雨観測を行う場合は、以下の事項に留意する [1)]。

（ア）観測地点の配置密度は、おおむね 30km^2 に 1 点の割合を目安とする。

（イ）降雨観測は、風の影響を受けやすいため、以下のような場所を選定する。

a　屋根の上よりは地上の方がよく、600㎡以上の露地が選定できれば理想的である。

b　高い木や建物の近くに置くときは、その高さの４倍以上離しておく。

c　山地の場合、地形の狭窄部や尾根の上など風通しのよい所、谷間風の吹き上げるような場所は避けた方がよい。できれば、林内の開伐地や平坦な場所がよい。

ウ　流域平均降雨量

気象観測所で得られた降雨量記録は､その地点の値であって流域全体の降雨量とはいえない。対象地域の流出量を算定するには、流域平均降雨量が必要であるから、これを推定する必要がある。流域平均降雨量の主な推定方法は、**表-2.4** による。

表-2.4　流域平均降雨量の推定方法

手　　法	手　　順	適用上の留意点
等雨量線法	対象流域の内外で観測された地点雨量に基づき、地形条件、気象状況等を考慮して、等雨量線図を描く。そして相隣り合う等雨量線に囲まれた区域内の面積をa_i、その区域の平均雨量をR_iとして、式(2.1)により、流域平均雨量を求める。 $R=\frac{1}{A}\sum_{i=1}^{n}(a_i\times R_i)$ …… (2.1) R：流域平均雨量、A：流域面積、 n：区域数	等雨量線を描く際に、降雨分布に影響する諸要因を十分に考慮することができれば良い結果を得ることができる。考慮すべき諸要因は、地形、風向、標高等が普通である。
ティーセン法	相隣り合う雨量観測点を結ぶ三角網を作り、各辺の垂直二等分線を引けば、それぞれの観測点を含む多角形が描かれる。これらの多角形が対象流域に占める面積をa_iまたその中の観測点の雨量をR_iとして、式(2.1)を用いて、流域平均雨量を算出する。	地形による降雨の影響の強い流域において、それを考慮して観測所が配置されていない場合には、かなりの誤差を生ずることがある。
算術平均法	雨量観測点が密に、かつ一様に配置されている場合は、対象流域内の地点雨量の算術平均値をもって、流域平均雨量とする。	流域内に雨量観測所が一様で密に分布していて、各観測値と平均値との差があまり大きくなければ精度も比較的高い。しかし降雨に対する地形の影響が大きい山地等で観測所数が少ない場合には、この方法による値は大きな誤差を生ずるおそれがある。

(2) 流出量

流出量調査は、原則として実測による。調査は、計画排水量を求めるために必要な雨量と流出量の時間的分布を観測する。

ア　流量観測

流量観測は排水不良の原因解明、雨水保留量曲線の作成による有効雨量の推定や一般計画策定のために、雨量と流量の関係を把握することを目的として行う。

河川、排水路の流量を把握するには、流量自体の連続観測が困難な場合が多いため、あらか

じめ流量と水位の関係を水位流量曲線で関連付けておき、連続観測した水位から流量に換算することが多い。

水位観測は、下記に挙げる条件[2)]に適合し、良好な観測精度が得られる地点に自記水位計を設置し、水位を継続観測する。

① 水流が整流であること。
② 水流が急激又は緩慢過ぎないこと。
③ 流心及び河床の変動がないこと。
④ 観測の際、危険がないこと。
⑤ 観測に便利で、付近で観測人を得やすいこと。

イ 水位流量曲線

水位流量曲線は、水位観測点における水位と流量の関係を表すもので、水位を縦軸、流量を横軸にとって前項で観測した水位、流量をプロットし、水位流量曲線を作成する。

水位流量曲線式は、最小二乗法[3)]等によって作成できる。

(3) 河川水位

計画基準外水位を求めるために、外部流域の調査を行う。調査は、計画基準外水位を求めるために必要な水位の観測若しくは観測所の資料収集を行う。

排水本川の管理者との事前協議や記録の収集を行い、計画基準外水位を以下のように定める。

ア 受益区域の排水事業計画の考え方、事業計画の方針等について、排水本川の管理者と主に以下の事項について事前協議を行い、事業計画の調整を行う。

① 河川に排水する場合の河川管理上の制約
② 排水口の構造
③ 河川に排水する場合、今後の河川改修の有無と計画水位

イ 排水本川の管理者と協議し、排水口地点の水位記録、流域の定数等を収集する。

(4) 海象

外水位が潮位の影響を受ける場合は、海象調査を行う。

潮位は、位置によってあまり変わらないので近傍の検潮所の資料より整理する。このとき潮位基準面はT. P.（東京湾平均海面）に換算しておく。なお、検潮所において水準点との測量が定期的に行われているかなどデータの信頼性に注意する。

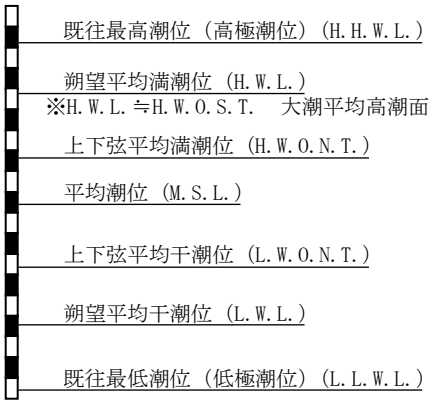


図-2.1　潮位の概念

表-2.5 海象調査票

観測所名		既往最高潮位 (m)	朔望平均満潮位 (m)	上下弦平均満潮位 (m)	平均潮位 (m)	上下弦平均干潮位 (m)	朔望平均干潮位 (m)	既往最低潮位 (m)	備考
観測期間	年～ 年								
実測値		(年月日)						(年月日)	

2.2 土地状況

土地状況調査は、以下の項目で構成される。

① 地形調査
② 土壌調査
③ 地下水位調査
④ 土地利用状況調査
⑤ 土地所有状況調査

2.2.1 地形調査

地形調査の結果は、**表-2.6**、**表-2.7** の調査票に沿って整理する。

表-2.6 傾斜区分別面積票

事業名	地目	田						畑・その他						受益地標高 (m)		備考
	傾斜区分	1/1,000 未満	1/1,000～1/100	1/100～1/20	1/20～1/11.5	1/11.5 以上	計	3° 未満	3°～8°	8°～15°	15°～20°	20° 以上	計	最高	最低	
	面積 (ha)															
	比率 (%)															
合計	面積 (ha)															
	比率 (%)															

表-2.7 標高別面積票

団地 / 地目 / 標高	ブロック				ブロック					合計				備考
	田	畑	その他	計	田	畑	その他	計		田	畑	その他	計	
m ～ m														
m ～ m														
m ～ m														
m ～ m														
合計														

2.2.2　土壌調査

我が国においては、土壌に関する資料は比較的整っているので、調査に当たってはこれらの既存資料を十分活用し、調査の結果を基に地区の土壌図を作成する。

(1) 精度

0.25km^2 程度に１点の割合で試坑調査を行い、1.00km^2 程度に１点の割合で分析を行う。既存資料が十分整っている場合は、半分ほどの調査でよい。ただし、１土壌区に最低１点の調査は必要である。

(2) 調査項目

以下の項目の調査を行う。

表-2.8　土壌調査票

項目 / 土壌統(区)名	土壌統(区)区分一覧表							面積 (ha)			備考
	土壌断面							事業名			
	色	腐植	礫層	土性			泥炭層 黒泥層 及びｸﾞﾗｲ層			計	
				表土	下層土						
				一層	二層	三層					
計											

2.2.3　地下水位調査

土壌調査と併せて、受益区域の土壌の湿潤状態の区分及び排水工法の決定のための基礎資料とすることを目的に調査を行い、**表-2.9** の調査票に沿って整理する。

表-2.9 地下水位調査票

項目＼土壌区			①	②	③	④	⑤	⑥		計	備考
土性											
面積	乾									ha	
	湿	過湿								ha	
		半湿								ha	
		一時過湿								ha	
	計									ha	
現況減水深											
現況地下水位											
乾湿の主な原因											

2.2.4 土地利用状況調査

水田、普通畑、牧草畑、樹園地（果樹園、茶園その他の樹園地）、採草放牧地、原野、山林、その他（宅地、道路、水路等）の利用地等の面積分布を調査し、**表-2.10** の調査票に沿って整理する。

表-2.10 土地利用状況調査票

（　年　月現在）

事業名	土地利用区分＼市町村名	耕地							採草放牧地 (ha)	原野 (ha)	山林 (ha)	その他 (ha)	計 (ha)	備考
		水田 (ha)	普通畑 (ha)	牧草畑 (ha)	果樹園 (ha)	茶園 (ha)	その他の樹園地 (ha)	小計 (ha)						
	計													
合計														

2.2.5 土地所有状況調査

国有、公有、民有等の面積の分布を調べ、**表-2.11** の調査票に沿って整理する。

表-2.11　土地所有の状況調査票（土地所有の状況）

（　　年　　月現在）

事業名	所有別 / 区分					計	備　考
	面　積　（ha）						
	受益者数　（人）						
	筆　数　（筆）						
	権　利　関　係						
	関係受益者数（人）						
合計	面　積　（ha）						
	受益者数　（人）						
	筆　数　（筆）						
	権　利　関　係						
	関係受益者数（人）						

2.3　水利状況

排水状況調査として排水系統、排水施設状況、排水被害状況及び排水管理状況について、以下の調査を行う。

表-2.12　排水状況調査

調査項目	調査要領
排水系統	現地を踏査し、各支線の支配面積、地形及び地質より見た系統の特色、反復利用や用排兼用部分があれば用水取水位置や施設等を明らかにする。これにより現況排水系統図を作成する。
排水施設状況	管理者からの聞き取り及び資料収集（既存施設の調査においては、過去の機能診断履歴、事故履歴、補修履歴等の維持管理情報や操作記録等を含む）、必要な時には現地測量調査を加え、以下の調査票に沿った整理を行う。
排水被害状況	地元からの聞き取り、農林統計、農業共済資料等より最近 10 か年以上の当該地域における浸水被害発生面積、被害量、湛水位、湛水時間、被害分布を調べ、以下の調査票に沿って整理する。また、地下水位調査結果から過湿被害状況の調査も行い、原因を究明し、対策を検討する。 さらに、必要に応じて、農作物以外の被害状況も調査及び整理を行う。
排水管理状況	地元からの聞き取りによって、排水管理団体の現状、現況排水ブロック別の排水管理の状況、排水路の維持管理（補修、保全等）及び維持管理費の状況について整理を行う。

表-2.13 排水水門調査票

項目／名称	位　置	型　式	構　造	内水位 (m)	外水位 (m)	排水量 (m^3/s)	備　考
計							

表-2.14 排水機調査票

項目／名称	位置	排水量 (m^3/s)	揚　程 (m)		排　水　機			原　動　機			備考
			全揚程	実揚程	型式	口径 (mm)	台数 (台)	型式	動力[注1)] (　)	台数 (台)	
計											

注 1) 動力の単位は、電動機については kW、発動機については kW (Ps)

表-2.15　排水路調査票

項目／水路名	受益面積 (ha)			排水量 (m^3/s)	延　長 (km)			構　造	勾　配	主要構造物	備　考
	事　業　名				開渠	トンネル その他	計				
			計								
計											

表-2.16　被害状況調査票（排水に関する被害状況）

事業名	項目／系統名	排水面積 (ha)	降水量 (mm)		湛水状況				乾湿状況(ha)						平均減産量		備　考
					湛水深 (cm)	湛水時間 (h)	湛水面積 (ha)	湛水量 (千m³)	田		畑		その他				
									乾	湿	乾	湿	乾	湿	作物名	減産量 (t)	
			平均														
			基準年														
	計		平均														
			基準年														
合　計			平均														
			基準年														

表-2.17　非農業関係を含む被害状況調査票（受益地内の資産賦存状況）

区分	種類		数量	単位	適用	備考
農業関係	農作物	水稲		ha		
		畑作物		ha		
	農業用施設					
		用排水路		km	復旧を計上	
		農道		km	復旧を計上	
		その他		式	温室ビニールハウス倉庫等の復旧を計上	
	農地			ha	雑物除去、農地復旧等を計上	
非農業関係	公共施設	舗装道路		km	復旧を計上	
		公共建物		棟		
	一般資産	住宅		棟	床上床下浸水復旧を計上	

参考文献

1）農業農村工学会：改訂七版農業農村工学ハンドブック、基礎編第３部 水、pp. 176～177（2010）

2）建設省河川局監修：改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説、調査編第 2 章水位調査、pp. 23～24（1997）

3）国土交通省河川局監修：水文観測、第 5 章観測記録の整理と保存、p. 232（2002）

３．排水状況診断と排水系統の決定

（基準、基準の運用第３章 3.3.4 関連）

3.1　排水状況診断

排水計画の策定に当たって、目標とする排水改良を効果的に実現するためには、まず地区の排水状況を正確に把握し、排水不良の原因の所在を明らかにすることが重要である。

排水状況診断は、**図-3.1**に示すように、①流域評価（内部流域の土地利用変化等に起因する流出量変化の評価）、②排水施設能力評価（排水状況調査結果に基づく現況排水施設の排水能力評価）、及びこの二つの評価結果に基づく③排水状況診断（排水不良の原因分析）の三つの段階で構成される。

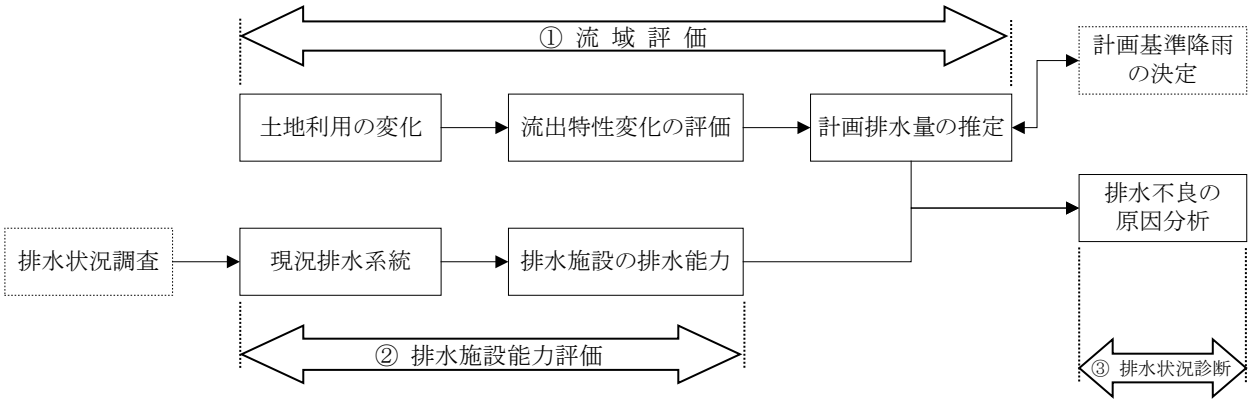


図-3.1　排水状況診断

3.1.1　流域評価

降雨による内部流域からの流出量は、その土地利用形態に大きく影響される。例えば、受益区域の背後地において都市化等の開発が進行すれば、洪水時のピーク流出量が排水路の能力を超えて大きくなり、受益地区に湛水被害等の内水災害を引き起こすことがある。また、ほ場整備及び土地利用の変化により洪水時のピーク流出量が変化することがある。計画段階において、これらの変化に留意の上、流域評価を行い、ほ場整備計画における区画整理の工事計画及び畑作等を含む営農計画との整合を図ることが重要である。

土地利用変化等に伴う流出量変化の評価は、「**８．洪水ピーク流出量の計算**」及び「**９．洪水ハイドログラフの計算**」に詳述する流出解析の手法を用いるが、ここでは流域評価の手法を解説する。

(1) 洪水ピーク流出量の評価法

内部流域の洪水ピーク流出量は、式(3.1)の合理式により求めることができる。

$$\left.\begin{aligned} Q_p &= \frac{1}{3.6}\cdot r_e \cdot A \\ r_e &= f_p \cdot r \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (3.1)$$

ここに、Q_p：洪水ピーク流出量(m³/s)、r_e：洪水到達時間内の平均有効降雨強度(mm/h)、
A：流域面積(km²)、f_p：ピーク流出係数、r：平均降雨強度(mm/h)
（詳細は、「**８．洪水ピーク流出量の計算**」を参照）

ここで、内部流域において土地利用形態が変化すると、式(3.1)に含まれる洪水到達時間やピーク流出係数が変化し、洪水ピーク流出量が変わってくる。

そこで、土地利用の変化に伴う洪水ピーク流出量の変化を評価するためには、洪水到達時間及びピーク流出係数を適切に推定しなければならない。

ア　洪水到達時間の推定

洪水到達時間とは、流域の時間的最遠点に降った雨水が最下流端に伝播する時間であり、その推定式として土地利用形態を考慮できる式(3.2)の角屋・福島の式がある（詳細は、「**８．洪水ピーク流出量の計算**」を参照）。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \quad \cdots\cdots \quad (3.2)$$

ここに、t_p：洪水到達時間(min)、
C：土地利用係数、
A：流域面積(km^2)、
r_e：洪水到達時間内の平均有効降雨強度(mm/h)

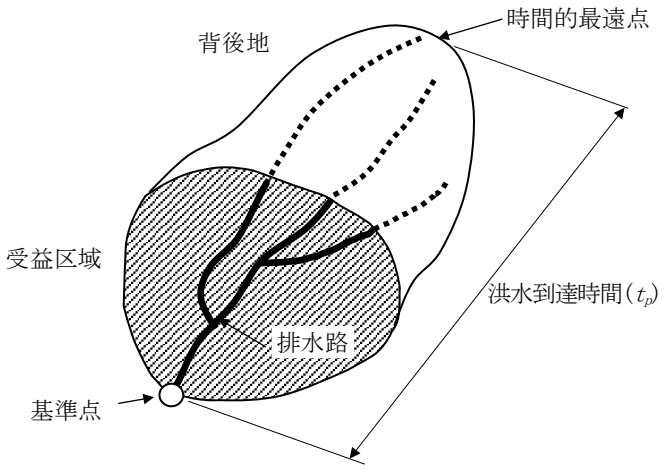


図-3.2　洪水到達時間の概念

この式は、流域面積 A に対する洪水到達時間内の平均有効降雨強度 r_e と洪水到達時間 t_p の関係を表すが、式中に土地利用係数 Cが含まれていることから、C値を土地利用形態に応じて与えることにより到達時間を推定することができる（C 値については、「**８．洪水ピーク流出量の計算**」の「**表-8.4**　土地利用係数（C）の値」を参照）。

図-3.3 は、自然丘陵地（A＝50km^2）の洪水到達時間と平均有効降雨強度（r_e—t_p）の関係から、流域開発が進行した後の洪水到達時間の推定法を示したグラフである。図の実線は、自然丘陵地（C＝290）における r_e—t_p の関係を表す。一方、破線は、流域開発によって土地利用係数が C＝100 に変化した場合の r_e—t_p の関係を表し、洪水到達時間が短くなっていることを示している。

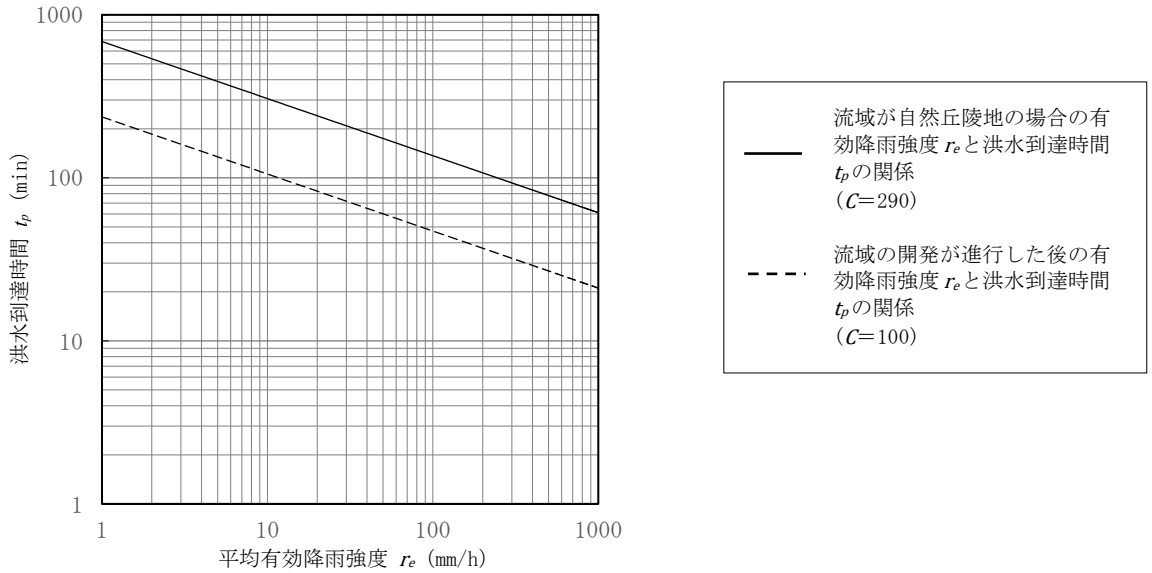


図-3.3　洪水到達時間の変化

イ　ピーク流出係数

ピーク流出係数 f_pは、土地利用形態が変わることによって変化する可能性がある。この値は表層土性のほか、降雨履歴によっても著しく異なるから、排水計画に際しては当該流域若しくは表層土性が同類とみられる近傍流域における実測値を吟味して適切な値を定める必要がある（詳細は、「**８．洪水ピーク流出量の計算**」を参照）。

ウ　洪水ピーク流出量変化の推定

土地利用の変化に伴う洪水ピーク流出量は、**図-3.3**に確率有効降雨強度曲線を重ねて描くことによって推定することができる。

一般に洪水到達時間に対応する有効降雨強度を確率有効降雨強度曲線から求め、それを合理式に代入して洪水ピーク流出量を推定するため、**図-3.4**のように確率有効降雨強度曲線は洪水到達時間と同一の図に示されることが多い（詳細は、「**６．実績降雨に基づく計画基準降雨**」及び「**８．洪水ピーク流出量の計算　8.3確率有効降雨強度曲線（r_{eT} － t_rの曲線）の推定**」を参照）。

図-3.4 は、T年確率の平均有効降雨強度が、自然丘陵地（A＝50km^2）の r_e＝10mm/h（洪水到達時間 t_p＝306 分、ピーク流出係数 f_p＝0.7）に対して、土地利用変化によって r_e＝48mm/h（洪水到達時間 t_p＝61 分、ピーク流出係数 f_p＝0.9）に変化することを示している。この平均有効降雨強度を用いて式(3.1)により流域の洪水ピーク流出量を求めれば、次の例のように土地利用の変化に伴う洪水ピーク流出量の変化が求められる。

・ 自然丘陵地の洪水ピーク流出量　：　138.9m^3/s（＝ $\frac{1}{3.6}\times 10\times 50$）

・ 土地利用変化後の洪水ピーク流出量：　666.7m^3/s（＝ $\frac{1}{3.6}\times 48\times 50$）

・ 変化量　：　527.8m^3/s

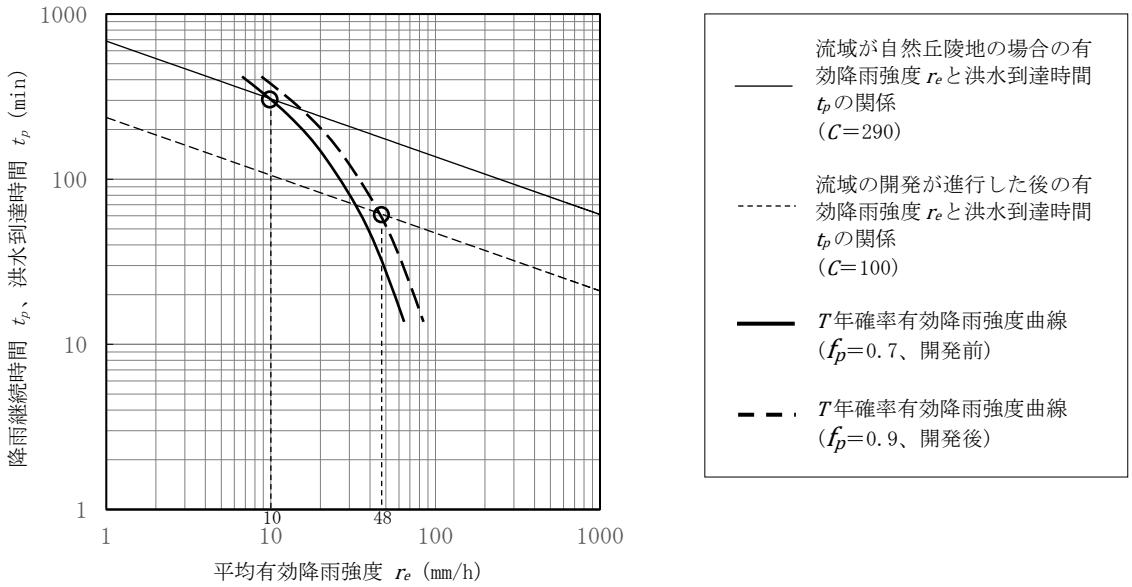


図-3.4　土地利用変化に伴う洪水ピーク流出高(mm/h)の推定

(2) 洪水ハイドログラフ変化の評価法

内部流域の土地利用の変化に伴う流出量の変化をハイドログラフの形で推定する場合は、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」によって行う。特に、内部流域の一部の土地利用が変化した場合はこの方法によらざるを得ない。

土地利用の変化等による流域特性の変化を洪水ハイドログラフによって評価する場合のモデル選定、留意事項等については、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照すること。

なお、土地利用変化が洪水ハイドログラフに及ぼす影響を評価するには、土地利用変化の前後について、計画基準降雨を用いて流出量の計算を行うが、その際の有効降雨量は土地利用条件によって異なる。したがって、流域モデルのブロックごとに、土地利用状況に応じた有効降雨量を与えて洪水ハイドログラフの計算を行う。

3.1.2 排水施設能力評価

排水施設の能力評価は、受益区域内の精査に基づいて整理された排水系統について、それを構成する各排水施設がいかなる能力を有するかを定量的に把握するために行う。

(1) 排水施設能力の評価法

排水施設能力の評価は、以下の手順で検討を進める。

手順－1 現況排水系統の整理	・受益区域内の精査を行い、排水系統を詳細に明らかにするとともに、排水系統を構成する排水施設の構造諸元を整理する。
↓	
手順－2 粗度係数の測定	・排水系統の主要地点について流量観測を行い、排水系統の能力を支配する粗度係数の測定を行う。
↓	
手順－3 通水能力の評価	・粗度係数の測定結果を用いて、受益区域内の排水系統の能力解析を行う。

(2) 粗度係数の測定

排水路の粗度係数は通水能力を支配するため、排水施設能力の評価を行う場合には、受益区域の精査に基づく情報を用いて十分に吟味しなければならない。

粗度係数の測定は、原則として、流量観測記録を用いて平均流速公式から推定する。

ア 水位及び流量の観測

粗度係数測定のための水位及び流量観測は、**図-3.5**に示すように、排水路の上下流の２点間で行う。水位は水準測量により、また、流量は流速計により観測するが、実施に当たっては以下の点に留意する。

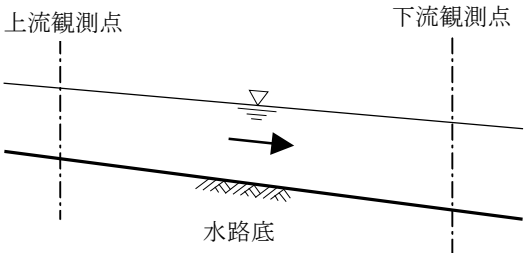


図-3.5　排水路の水位及び流量観測

（ア）観測対象の排水路は、受益区域の排水系統調査から、おおむね区域の排水を支配する代表路線について行うものとするが、粗度状態が極端に異なる排水路構造（コンクリート水路や土羽水路等）によって排水系統が構成されている場合は、それごとに観測路線を選定する。

（イ）上下流の観測点間隔は、排水路の縦断線形を検討して、比較的長い距離で勾配変化が少なく、かつ横断暗渠等の局所構造物によって堰上げ背水や低下背水が生じていない区間を選ぶ。

（ウ）上下流の観測点間の距離が短すぎると、推定された粗度係数が局所粗度となり、必ずしも排水系統を代表する粗度係数とみなせなくなる場合があるため、点間距離は現地の状況から判断して十分長く設定することが望ましい。

（エ）比較的短い区間を対象とする場合は、水位の観測に大きな誤差を含む可能性がある。このため水位の観測には、なるべく精度の高い水位計を用いる。

（オ）低平地では、水路勾配が緩やかで流速が極めて小さい場合が多いため、流速の観測に誤差が生じやすい。このため、観測は同一地点に対して複数回行って、観測誤差をできるだけ排除するようにする。

イ　粗度係数の推定

粗度係数は、マニングの平均流速公式から、式(3.3)により推定する。なお、推定結果の値については、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」等を参照して、その妥当性を十分吟味しておくことが重要である。

$$\left.\begin{aligned} n &= R^{2/3}\frac{\sqrt{(H_1-H_2)/\Delta X}}{V} \\ R &= \frac{R_1+R_2}{2} \\ V &= \frac{V_1+V_2}{2} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (3.3)$$

ここに、R_1、R_2　：水位観測によって得られた上下流断面点の径深(m)、
H_1、H_2　：上下流観測点の観測水位(m)、
V_1、V_2　：上下流観測点の観測流速(m/s)、
ΔX　　：上下流 2 点間の距離(m)

(3) 排水能力の評価

排水系統の排水能力の検討は、排水管理の状況等を現地調査により十分確認し、傾斜地域あるいは氾濫域のそれぞれについて、以下のような手法を用いて検討する。

ここに、傾斜地域とは、降雨から流出までの過程で、一時貯留又は湛水による氾濫が発生しない地域を、また氾濫域とは、一時貯留又は湛水による氾濫が発生する地域をいう（詳細は、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照）。

ア　傾斜地域の排水能力評価

傾斜地域の排水路の流水は、一般に下流水位の影響を受けず、排水能力は排水路の内面の粗度に支配されている場合が多い。傾斜地域の排水能力は、式(3.4)のマニングの平均流速公式により求められる。

$$\left.\begin{aligned} V &= \frac{1}{n}R^{2/3}I^{1/2} \\ Q &= V \cdot A \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (3.4)$$

ここに、V：排水路の平均流速(m/s)、R：径深(m)、I：水路底勾配、A：通水断面積(m²)、
n：粗度係数(s/m$^{1/3}$)、Q：流量(m³/s)

なお、排水路の途中に道路横断暗渠等の水利構造物があり、その上流側の排水路内に堰上げ背水が発生している場合がある。これは、排水路の排水能力より道路横断暗渠等の排水能力が下回っているためで、このような排水路の排水能力は道路横断暗渠等の排水施設の通水能力によって評価しなければならない。

道路横断暗渠等の通水能力は、流れを満流、常流、限界流に区分して式(3.5)～(3.7)の流量公式を用いて検討を行う。

満流　$H_1 > H_2 \geqq D$

$$Q = \mathrm{B} \cdot D \sqrt{\frac{2 \cdot g(H_1 - H_2)}{1 + 0.5 + \dfrac{2 \cdot g \cdot L \cdot n^2}{R^{4/3}}}} \cdots (3.5)$$

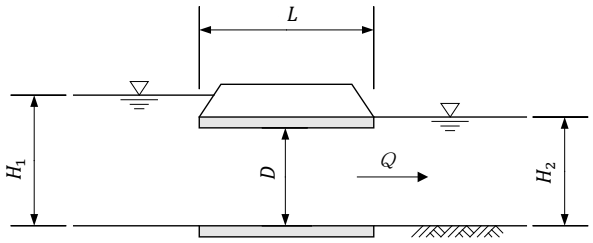


図-3.6　横断暗渠の流れ

常流　$D > H_1 > H_2$

$$Q = 0.62 \times \frac{2}{3} B\sqrt{2 \cdot g \cdot}\ (H_1 - H_2)^{3/2} + B \cdot H_2 \sqrt{\frac{2 \cdot g(H_1 - H_2)}{1 + 0.5 + \dfrac{2 \cdot g \cdot L \cdot n^2}{R^{4/3}}}} \cdots\cdots (3.6)$$

限界流　$H_1 \geqq D > H_2$

$$Q = 0.62 \times \frac{2}{3} B\sqrt{2 \cdot g \cdot}\left\{(H_1 - H_2)^{3/2} - (H_1 - D)^{3/2}\right\} + B \cdot H_2 \sqrt{\frac{2 \cdot g(H_1 - H_2)}{1 + 0.5 + \dfrac{2 \cdot g \cdot L \cdot n^2}{R^{4/3}}}} \cdots\cdots (3.7)$$

ここに、Q：流量(m³/s)、B：暗渠幅員(m)、D：暗渠の高さ(m)、g：重力加速度(m/s²)、
H_1：上流側水位（m）、H_2：下流側水位（m）、L：暗渠の長さ（m）、
n：粗度係数（s/m$^{1/3}$）、R：径深（m）

式(3.5)～(3.7)を用いて流量計算を行う場合は、以下の点に留意する。

（ア）上下流水位から流れの区分を明確にし、適切な流量公式を用いて計算する。

（イ）新たに計画する場合の横断暗渠は原則として、自由水面を持つ開水路の流れとなるので、

断面形状の水深は、等流計算で計算できる[1)]。

イ　氾濫域の排水能力評価

氾濫域の流況は、排水路勾配が緩やかで下流水位の影響を受け、地域の広い範囲で湛水等の氾濫を起こしている場合が多い。このような地域では、排水系統について**表-3.1**に示すような考え方で数理モデルを構築し、計画基準降雨を入力条件として、コンピュータシミュレーションによって能力評価を行う。なお、**図-3.7**は、コンピュータシミュレーションを実施する場合の基本的な手順を示す。

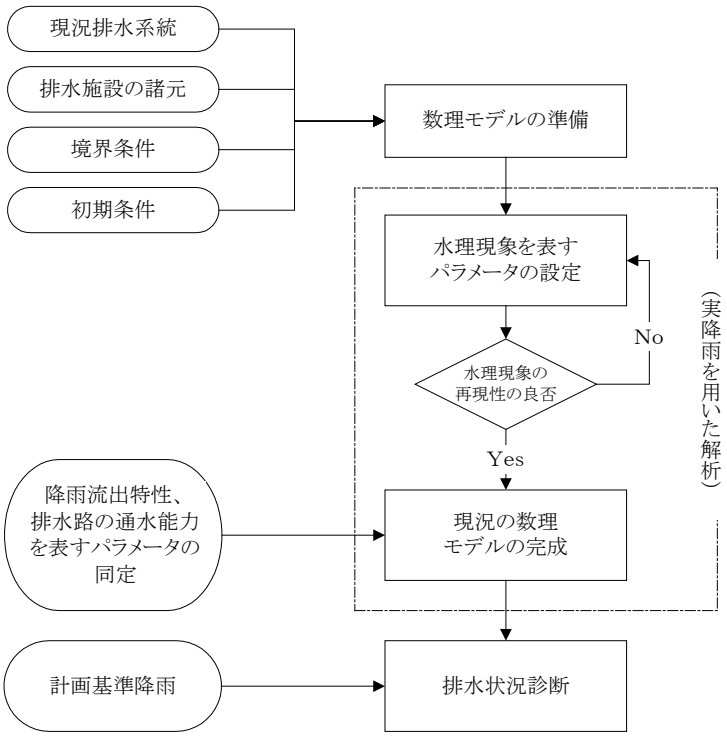


図-3.7　コンピュータシミュレーションを実施する場合の基本的な手順

表-3.1　氾濫域の排水能力評価のためのモデル化の考え方

現象の捉え方	モデル化の考え方			適用モデル
	湛水域の設定	排水路の流れ	内水位	
排水路の流れを無視する。	低位部に遊水池を想定する。	無考慮	遊水池水面	遊水池モデル
排水路の流れを考慮する。	地形条件に適合するように複数箇所に遊水池を設定する。	不等流	排水路水位	低平地タンクモデル
		不定流	排水路水位	不定流モデル

注：遊水池モデル、低平地タンクモデル及び不定流モデルの詳細は、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」参照

3.1.3 排水状況診断

排水状況の診断は、流域評価によって得られた計画基準降雨下の排水量と排水施設能力とを比較検討して、以下の手順で進める。

手順－1 排水不良の原因分析	・流域の流出量と排水施設の能力を比較検討して、排水不良の原因分析を行う。
↓	
手順－2 排水改良計画案の作成	・受益区域を特定し、排水不良の原因別に、基本構想で策定した排水改良の目標を達成するために必要な排水改良計画案を検討する。 ・これらを集約して計画案を作成する。

(1) 排水不良の原因分析

排水不良の原因分析は、**表-3.2**に示す要因項目別に原因を特定し、排水ブロック別に整理する。

表-3.2 排水不良の原因分析項目

要因項目	分 析 内 容
① 地形要因	・排水路組織が地形に合致しているか。 ・排水本川へ過剰水を排除する排水口の位置及び能力が適切か。 ・外部流域の開発により、外水位が上昇していないか。 ・地盤沈下等により、内部流域の水位が低下していないか。
② 排水路要因	・堆砂等により、排水路の通水断面積が不足していないか。 ・堆砂等により、排水路の底勾配が緩やかになっていないか。 ・道路横断暗渠等の水利構造物が、排水路の能力を制約していないか。 ・老朽化により、排水路の粗度が著しく悪化していないか。
③ 土地利用要因	・内部流域内の都市化及び混住化の進展により、流出機構が変化して洪水ピーク流出量が大きくなっていないか。 ・排水ブロックの土地利用形態が変化していないか。
④ 管理要因	・粗放な維持管理（植物の繁茂、ごみの投棄）によって、排水路の能力が阻害されていないか。 ・従来の排水慣行が、排水ブロックの排水管理を阻害していないか。

(2) 排水改良計画案の作成

排水状況診断によって作成される排水改良計画案は、事業計画策定の最も基本となるものである。改良案の作成に当たっては、以下の事項に留意する。

ア 受益区域を特定し、排水事業の対象範囲を明確にする。

イ 排水改良計画案は、基本構想で立案した計画目標を効果的に実現する方向で検討する。

ウ 排水改良計画案は、一つに限定せず、複数の代替案を用意する。最終案の選定は、これ以降の計画策定の段階と常に関連させながら、事業の経済性を勘案し排水管理等の要件を踏まえて決定する。

3.2 受益区域の排水系統の決定

受益区域の排水系統は、排水状況診断によって作成した排水改良案（計画素案）に沿い、地形及び土地利用状況、将来の排水管理体制等を考慮し、排水口及び排水施設計画を十分検討して決定する必要がある。

3.2.1　排水ブロックの構成

排水ブロックの構成は、事業計画策定の基本となる。計画排水ブロックの構成は、**表-3.3** に示す事項を踏まえて検討し、決定する。

表-3.3　排水ブロック構成の基本

排水ブロック区分	適用の原則
①　自然排水ブロック	地形的に高位部に適用する。ただし、低位部にあっても外水位との関係で自然排水が可能な場合は、可能な限り適用する。
②　機械排水ブロック	地形的に低位部に適用する。ただし、機械排水は維持管理費の増嵩を招くため、外水位との関係を十分検討し、その範囲を可能な限り狭くする。
③　併用ブロック	原則として自然排水ブロックとし、洪水時排水と常時排水とに分けて、外水位との関係を詳細に検討し、以下のように排水ブロックを設定する。 ・常時排水は、原則として全域を自然排水ブロックとする。 ・洪水時排水は、外水位が低い時期は自然排水とし、外水位が高くて排水困難な場合のみ機械排水とする。

なお、排水ブロックの構成を検討する場合は、以下の事項に留意する。

(1) 現況排水系統は、多くの場合、地域の自然的、社会的条件に順応して組織化されてきているものであるから、排水ブロックの構成はこれをベースとする。ただし、条件によっては流域変更あるいは排水慣行の変更等により、排水系統を変更する方が効果を生む場合もあるので、これらについては地元の意向調査の結果を踏まえて、十分な検討を行う。

(2) 畑作、水田裏作、田畑輪換では、原則として湛水が許されない。また、都市化及び混住化の進展により流域の土地利用が変化している地区では、流出機構が変化している。このため、以下に該当する地区は、排水系統を再検討する必要がある。

- 都市下水や汚濁水が農業用排水路へ流入している地区
- 宅地や道路の造成により排水不良農地が出現している地区
- 地盤沈下に起因する排水不良が発生している地区
- 外水位の影響により湛水の生じている地区

(3) 都市下水道計画等他事業との共同施工の必要性、有利性の有無等、周辺地域を含めた開発構想を踏まえ、広い視点に立って多角的に計画内容を検討する。

3.2.2　排水路網の設定

排水路網は、排水口位置の決定及び排水路の配置の二つの要件から設定する。

(1) 排水口の位置の決定

受益区域の排水の良否は、排水口がその機能を十分に果たしているか否かによって左右される場合が多い。さらに、排水口の機能は、位置の条件に左右される。したがって、排水口の位置は、注意深く検討し、決定する必要がある。排水口の位置決定に当たっては、以下の事項に留意する。

ア　排水口の位置は、通常地区内の最も低い場所か又はその近傍を選ぶ。

イ　排水本川に出来るだけ近く、かつ排水本川の水位が低い場所を選定する。この場合、排水本川の計画外水位を基準とする。

ウ　排水口やその放水路に土砂の堆積が生じにくい場所を選定する。

エ　受益区域内の湛水状況を推定し、その結果によっては排水口を排水本川の下流側に移転させて湛水を解消させる方策も位置決定の要因として検討する。

オ　位置の変更が不可能な場合は、排水水門及び機械排水を含めて位置の検討を行う。

カ　遊水池設置の可能性を含めて、排水口の位置を検討する。

(2) 排水路の配置

排水路の配置は、**表-3.4**に示す事項を考慮して検討する。

表-3.4　排水路の配置条件

選定条件		対策例
①内水位が外水位より高いか等しい場合	排水路の能力が不足している場合	・現況排水路を改修し、通水能力の増大を図る。 ・排水系統の一部又は全部を変更し、排水能力に余裕のある排水路へ切り替える。 ・新規水路を増設する。 ・背後地と受益区域の間に承水路を設け、放水路により排水する。
	排水口の排水能力が不足している場合	・現況排水口を改修し、通水能力の増大を図る。 ・排水系統の一部又は全部を変更し、排水能力に余裕のある排水口へ切り替える。 ・現況の排水口地点の外水位が高く自然排水が不可能な場合、排水口を下流に移動する。 ・排水口の出口が漂砂等により閉塞される場合は、導流堤、暗渠等の防止施設を設ける。
②外水位が一時的に内水位より高くなる場合		・内外水位の洪水到達時間に差のある場合、また、外水位が短時間（24時間以内）に内水位より高くなる場合は、受益区域外堤防の排水口に逆水門を設置し、外水の浸入を防ぐ。 ・受益区域外の堤防の設置と排水口の位置の移動により外水の浸入を防ぎ、排水口を下流に移動して自然排水が可能なようにする。 ・外水の浸入と背後地からの流出等による排水不良の場合は、承水路と放水路で背後地の流出水を受益区域外に排水し、堤防と水門で外水の浸入を防ぐ。受益区域内排水路を放水路として使用する場合は、排水路の両岸に地区内堤防と水門を設け、背後地の流出と外水の浸入を防ぐ。
③高位部と低位部に分割でき、高位部のみ自然排水が可能な場合		・低位部に外水が浸入する場合、高位部は放水路により受益区域外へ自然排水し、低位部は逆水門の設置又はポンプにより機械排水する。 ・放水路が受益区域内の低位部を通る場合又は受益区域内の幹線排水路を共有する場合は、低位部への浸入を防ぐための放水路の両側に堤防を設ける。
④内水位が外水位より低い場合		・外水位が内水位を超える時間が長い場合は、堤防及び逆水門の設置により外水の浸入を防ぎ、内水位が計画基準内水位を超える場合はポンプにより機械排水を行う。 ・土地条件が許す場合は、内水を一時遊水池に貯留して、内水位の調節、ポンプ容量の節減を図る。 ・排水本川の上流部に防災ダムを建設して洪水のピークカットをしたり、中下流部の河川改修を行ったりして、外水位の抑制を図る。
⑤排水口の出口が海で、河口が漂砂等によって閉鎖する場合		・漂砂粒径や浜勾配が小さく、海浜高位部の漂砂移動が少ない場合、河口の汀線より内陸へ河川両岸又は片側を護岸する。 ・洪水量に比べ、平水量、渇水量が少なく、かつ、かなり波の荒い場合は、汀線より海側に向かって導流堤を設ける。 ・潮差及び汀線の変化が少ないところで、計画排水量があまり大きくなく、漂砂の堆積がかなり高くなる場合は河口暗渠によって排水する。 ・内外水位の差が小さく、河口処理が困難な場合は機械排水による。この場合は、ポンプ排水量が少なくなるよう、排水水門の設置等を検討する。

3.2.3　計画排水量と排水系統図

(1) 計画排水量

受益区域の排水系統を構成する排水路の計画排水量は、同一水系の排水系統について、単位排水量の値が全線の各断面にわたってすべて等しいことを原則とする。

ア　単位排水量

単位排水量は、排水系統の下流端地点を基準点とし、その地点の洪水ピーク流出量（計画洪

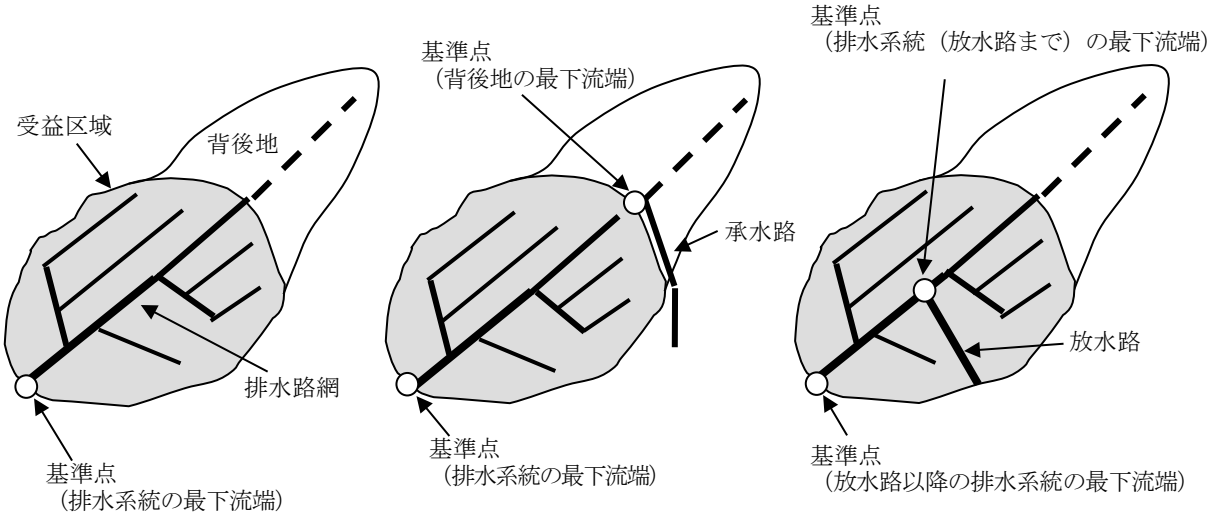
水時排水量）から式(3.8)により求める。基準点は、**図-3.8** に示すように、同一の系統ごとに設定する（洪水ピーク流出量の詳細は、「**８．洪水ピーク流出量の計算**」を参照)。

$$q = \frac{Q}{A} \quad \cdots\cdots (3.8)$$

ここに、q ：単位排水量（$m^3/(s \cdot km^2)$）

Q：基準点の洪水ピーク流出量（計画洪水時排水量（m^3/s））

A ：基準点における流域面積（最下流端地点における排水系統の全面積（km^2））



（a）背後地を含む場合　（b）承水路計画の場合　（c）放水路計画の場合

図-3.8　排水路網と基準点

イ　排水路の計画排水量

排水系統を構成する排水路の各路線の計画排水量は、路線別の支配面積と式(3.8)による単位排水量との積によって求める。

ウ　遊水池を含む場合の計画排水量

図-3.9 に示すように、単位排水量q（$m^3/(s \cdot km^2)$）の排水系統において、排水路の途中に遊水池を計画する場合、排水路Ｂの計画排水量は洪水調節効果を考慮する必要がある。

このような場合の単位排水量は、以下のようにして求める。

（ア）遊水池の上流地点に基準点を設け、この地点の流域面積に対する洪水ハイドログラフを求める（洪水ハイドログラフ検討の詳細は「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照)。

（イ）**図-3.10** に示すように遊水池について、排水路Ａからの洪水ハイドログラフを流入量とし、排水路Ｂの能力を流出量とする水収支計算を行い、排水路Ｂの計画排水量を求める。

（ウ）排水路Ｂの下流端で排水路Ｃからの流出量が加わる場合は、排水路Ｃの支配面積と単位排水量との積から求めた排水量を加える。

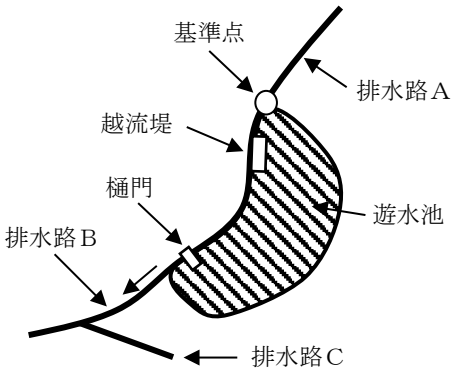


図-3.9　遊水池を含む場合の排水系統

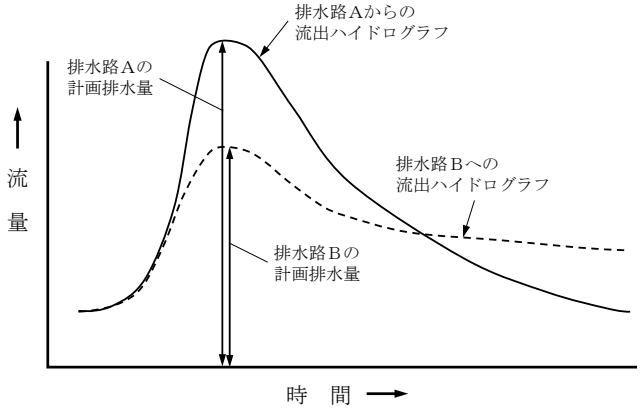


図-3.10　遊水池上下流の計画排水量

(2) 排水系統図

排水系統図は、それぞれの排水路及び排水施設が負担する計画排水量を体系的に明らかにすることを目的として作成する。

計画排水系統図の作成に当たっては、縮尺1/5,000～1/25,000の地形図に以下の事項に留意して、受益区域において各排水ブロックと計画施設が明確になるようにする。

① 受益区域を表示（排水改良受益界がわかるように着色）すること。

② 排水系統別に適宜着色し、計画施設（ポンプ場、排水路等）を「Ⓟ、＝」等の記号で表示すること。

また、計画排水系統図を基に、模式的に施設及び水路名、流域面積、受益面積並びに計画排水量を記入した排水系統模式図を作成する。なお、計画排水系統図及び模式図は、必要な範囲を図示し、施設名を明記するほか、系統名を記入する。

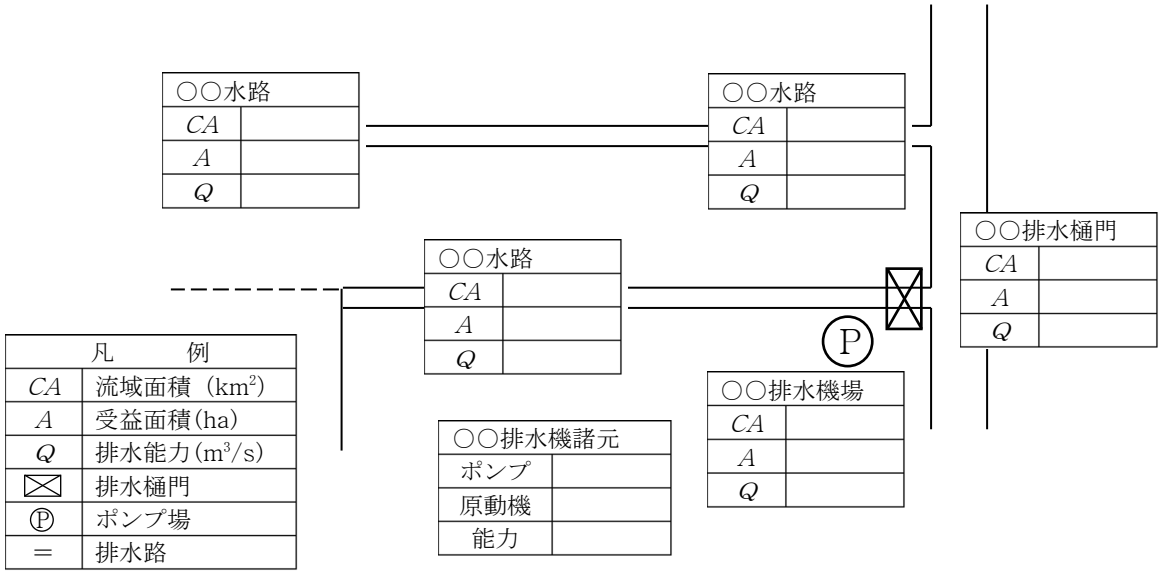


図-3.11　計画排水系統模式図の例

参考文献

1）農林水産省農村振興局整備部設計課：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」、農業農村工学会、p. 488（2014）

４．排水方式の選定

（基準、基準の運用第３章3.3.5関連）

4.1　基本事項

排水計画における排水方式には、自然排水方式、機械排水方式及び自然排水と機械排水の併用方式の三つのタイプがある。受益区域の排水路組織の排水方式の選定に当たっては、以下の事項に留意しなければならない。

(1) 自然排水方式を優先し、受益区域の諸条件及び外水位条件を総合的に勘案して、地域的及び時間的に最大限に自然排水ができるようにする。

(2) 自然排水方式が不可能又は著しく不利な部分がある場合、受益区域を分割して部分的に機械排水方式を採用する。機械排水方式の範囲は、排水解析によって検討し、適正なポンプ施設を計画する。

(3) 自然排水と機械排水を併用する場合は、それぞれについて個別に検討し、これを調整して最も有効で経済的な組合せを採用する。

4.2　自然排水方式

4.2.1　自然排水方式の範囲

自然排水方式の範囲は、**図-4.1**に示す排水本川の計画基準外水位の高さと排水路組織の水理検討によって得られた内水位の高さの両方を検討して決定する。

(1) 計画基準外水位

計画基準外水位は、受益区域内の過剰水（洪水）を排除する排水本川の基準水位である（詳細は、「**７．計画基準外水位**」を参照）。

(2) 排水路組織の水理検討

排水路組織の水理検討は、受益区域の計画排水量によって生じる内水位を求めるために行うもので、以下の手法を用いる。

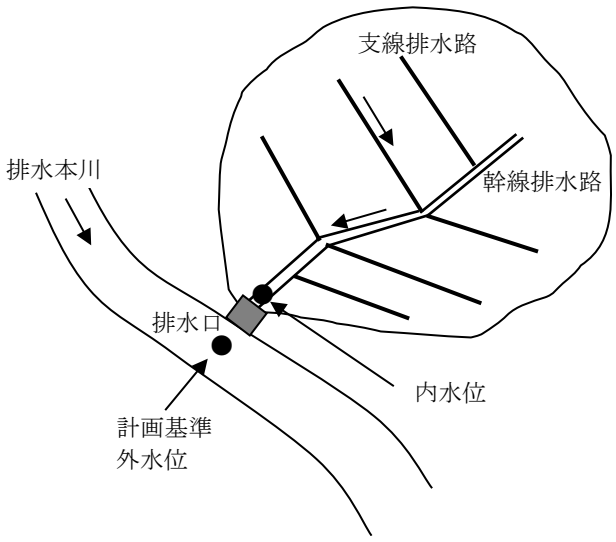


図-4.1　計画基準外水位と内水位

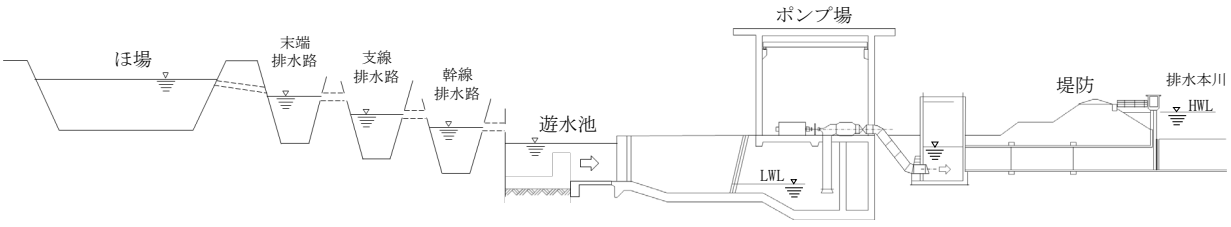


図-4.2　排水路組織の縦断図

表-4.1 排水路組織の水理検討手法

手 法 区 分	手　法	適　用
排水路組織の水理計算	等流による計算	傾斜地域[注2)]
	不等流による計算	傾斜地域及び氾濫域[注3)]
受益区域の排水解析	数理モデル[注1)]による排水計算	氾濫域

注 1) 数理モデルとは、排水路内の流れを水理学的に追跡し、流況を総合的に解析するものをいう。
2) 傾斜地域とは、降雨から流出までの過程で、一時貯留又は湛水による氾濫が発生しない地域をいう（詳細は、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照）。
3) 氾濫域とは、降雨から流出までの過程で、一時貯留又は湛水による氾濫が発生する地域をいう（詳細は、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照）。

(3) 自然排水方式の範囲の決定

自然排水方式の範囲は、計画基準外水位と排水路組織の水理検討によって得られた受益区域の内水位を比較検討し、以下の基準によって決定する。

計画基準内水位＞計画基準外水位：排水路組織の全範囲を自然排水方式とする。

計画基準内水位≦計画基準外水位：外水位による背水の影響を受けない範囲を自然排水方式とすることができる。

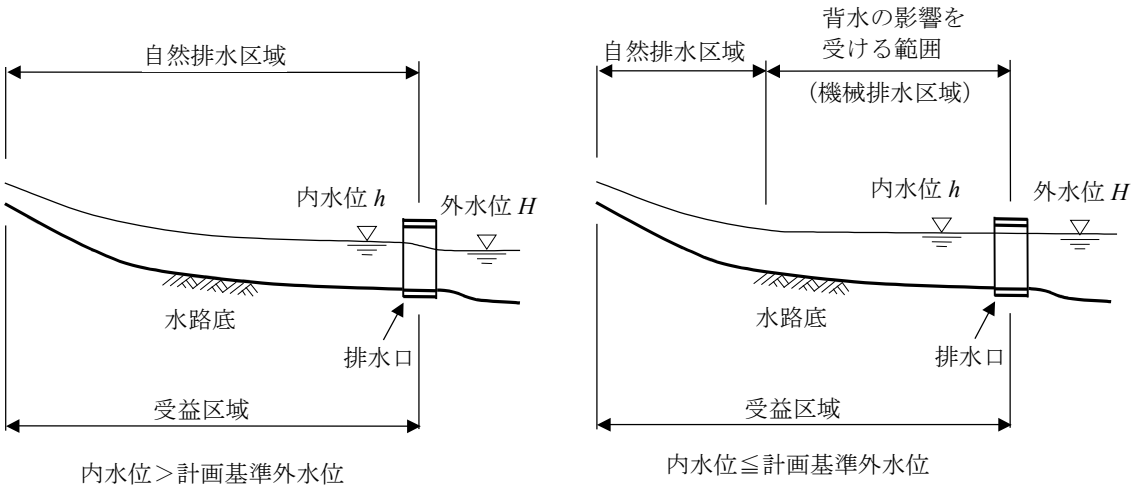


図-4.3 自然排水方式の範囲

4.3 機械排水方式[1)]

4.3.1 機械排水方式の適用

機械排水方式は、洪水等の過剰水によって内水位が計画基準内水位を上回る場合に適用する。適用に当たっては、以下の事項の検討が必要である。

① ポンプ容量及び台数

② 幹線排水路の通水能力

4.3.2 ポンプ容量の決定

機械排水のためのポンプ容量は、以下の２段階で決定する。

① 概略検討段階：　計画の初期段階で、ポンプ特性曲線の予測が困難な場合、ポンプ特性を無視し、内水位と外水位の差を考慮しないでポンプ容量を決定する。

検討の手法は、内水位と外水位の差に関わらず、ポンプは計画吐出し量を排出し続けるものと仮定し、排水解析を行う。

② 詳細検討段階：　計画の詳細検討段階で、ポンプの台数割りやポンプの運転時間を検討する場合、ポンプ特性を考慮した排水解析を行う。

検討の手法は、内水位と外水位の差を考慮した排水解析を行う。

(1) ポンプ容量の概略検討

ポンプ容量の概略検討は、内水位と外水位の差を考慮せず、ポンプ排水量は運転期間中計画吐出し量を排出するものと仮定し、以下の手順で行う。

手順－１ 累加流入量曲線の作成	湛水域に流入する洪水ハイドログラフより、累加流入量曲線を求め、グラフ上に描く（この曲線は、通常Ｓカーブを描く。**図-4.4**）。
↓	
手順－２ ポンプの累加吐出し量直線の作成	累加流入量曲線の下部を接点とする数ケースのポンプの累加吐出し量直線をグラフ上に描く（**図-4.4**）。
↓	
手順－３ 最大湛水量の決定	累加流入量曲線のピークを接点とし、上記２項のポンプの累加吐出し量直線と平行な直線をグラフ上に描き、２接線間の鉛直距離より最大湛水量を求める（**図-4.4**）。
↓	
手順－４ 最大湛水量曲線の作成	上記３項で得られた数組の最大湛水量とポンプ吐出し量の関係をグラフに描く（**図-4.5**）。
↓	
手順－５ *V*－*H*　曲線の作成	湛水域の地形図から得られた湛水位 *H* と湛水量 *V* の関係をグラフに描く（**図-4.5**）。この場合、基準標高はポンプの初期吸込水位とする。
↓	
手順－６ ポンプ吐出し量の決定	**図-4.5**の手順で、ポンプ吐出し量を決定する。

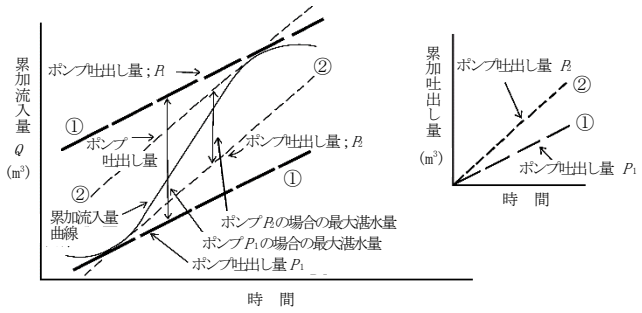


図-4.4　流入量、吐出し量及び湛水量の関係

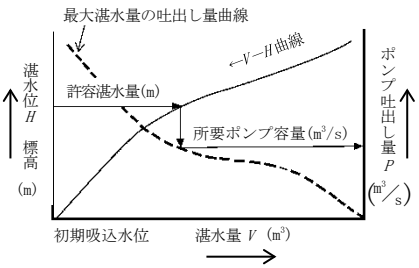


図-4.5　ポンプ容量の概略決定

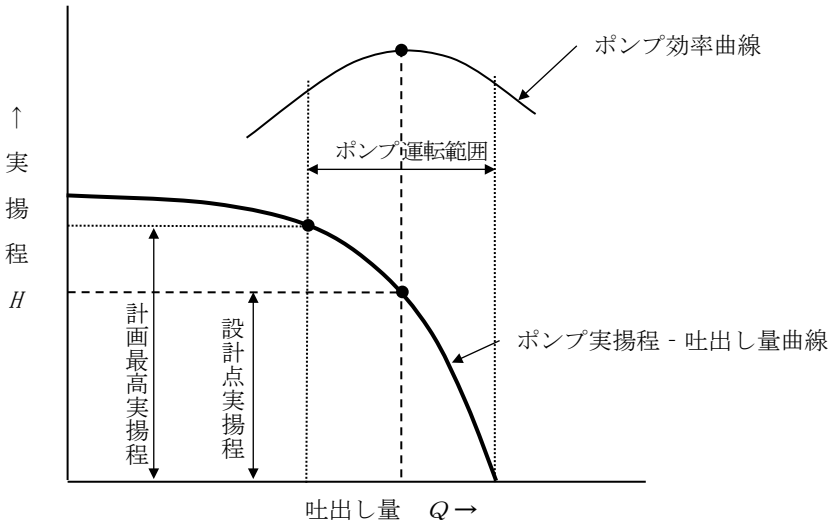
(2) ポンプ容量の詳細検討

ポンプ容量の詳細検討は、排水解析によって行うが、検討に当たっては以下の点に留意する。

ア　ポンプ効率は揚程によって左右されるので、機械排水時に短時間しか出現しないような計画最高実揚程を設計点とするのは不経済である。一般には計画最高実揚程の80%程度の点を設計点と仮定するのが妥当である（**図-4.6**参照）。

イ　常時排水ポンプは、洪水時にも稼働させることが経済的であるため、洪水時においても安全に運転できるよう設計点実揚程を検討する。

ウ　排水解析は、上記で決定されたポンプに対して、内水位の最大値が計画基準内水位又はその超過時間が24時間以内になるようにポンプ容量を変化させて繰り返し計算を行う。



設計点実揚程の仮定≒0.8×内外水位差＋導水諸損失＋スクリーン損失＋吐出し樋管・樋門等損失

図-4.6　計画最高実揚程と設計点実揚程

4.3.3　ポンプ台数の決定

ポンプ台数は、設備の信頼性を高める上で、計画排水量に対して複数台とすることが望ましい（ポンプ台数決定の詳細は、「13. **ポンプ場**」を参照）。

4.3.4　遊水池（ポンプ円滑運転用）の容量の検討

ポンプによる機械排水方式を採用する場合は、頻繁な間断運転の回避、ポンプの運転効率の向上及び故障時の対応等を図るために、**図-4.7**に示すようなポンプ運転を円滑に行うための遊水池（ポンプ円滑運転用）を設置することが望ましい。

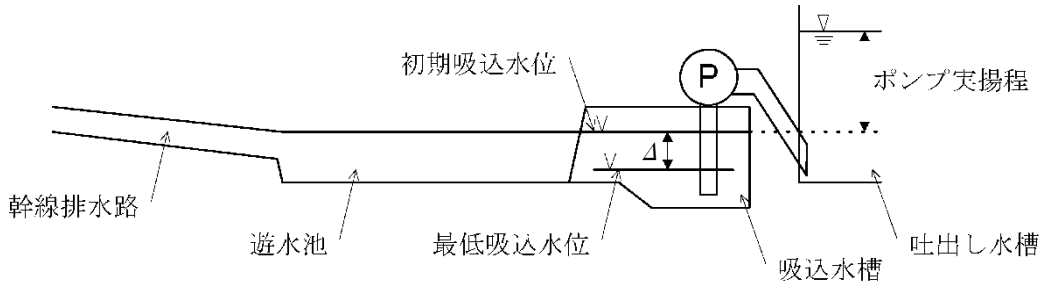


図-4.7　遊水池（ポンプ円滑運転用）

遊水池（ポンプ円滑運転用）の容量の決定については、内部流域の地形、洪水流出量、地区内の許容湛水条件、排水路の通水能力、ポンプ排水量、運転管理方式、経済性等を検討して決定するが、ポンプ１台当たりの２～３分間容量を目安とし、式(**4.1**)を用いることが多い[2)]。なお、各地区における遊水池の計画事例は**表-4.2**のとおりであり、ポンプ故障時の対応を重視し規模を大きくしている事例もある。

$$A = \frac{Q\times(2.0\sim3.0)}{\Delta h} \quad \cdots\cdots (4.1)$$

ここに、A:遊水池面積(m^2)、Q:ポンプ１台能力(m^3/min)、Δh:初期吸込水位－最低吸込水位(m)

ただし、用地上の制限から遊水池の容量が決定されることもあり、この場合は以下の点に留意する。

(1) 土地利用の制限が許せば、遊水池の容量は大きい方が管理上有利となる。

(2) 用地が確保できない場合は、設置可能な遊水池の容量に対して、排水路を含めた不定流計算等を行い、ポンプの間断運転が発生しないことを確認することが望ましい(詳細は、本章「**4.3.5　ポンプ場に接続する幹線排水路の通水能力**」を参照）。

表-4.2 遊水池（ポンプ円滑運転用） 地区事例一覧表

地区名	事業主体	事業名	設計年度	容量 (m^3/s)	口径×台数	遊水池規模 (m^2)	備考
吉田	県	湛水防除	H1	3.42	φ1350×1	1,240	φ1350×3min
				3.18	φ 900×2		
前川	県	湛水防除	H8	0.50	φ 500×1	1,750	φ1500×3min
				4.85	φ1500×2		
幡谷	県	湛水防除	H9	3.00	φ1200×1	1,080	φ1200×3min
				1.30	φ 800×1		
堅堀	県	湛水防除	H5	1.80	φ 900×1	1,100	φ1500×2.5min
				3.70	φ1500×1		
笠石	県	排水対策特別	H9	2.00	φ 700×2	270	φ 700×2～3min
射水郷	国	農地防災	H4	33.00	φ1600×4	6,600	Σ Q×10min（故障時対応用）
					φ1350×2		
					φ1000×1		
			H5	28.66	φ1500×4	5,400	
					φ1350×2		
					φ1000×1		
			H6	17.00	φ1350×4	5,000	
西蒲原	国	かんがい排水	H6	18.20	φ1350×2	2,060	2～3min 以上
					φ 900×2		
尾張西部	国	かんがい排水 地盤沈下排対	H4	20.00	φ2000×2	2,500	φ2000×5.83min
				15.00	φ1800×2	1,900	φ1800×4.22min
豊明南部2期	県	湛水防除	H9	3.00	φ1200×1	1,450	φ1200×4.03min
丹陽南部	県	湛水防除	H5	6.00	φ1200×2	1,000	φ1200×2.78min
三宅川2期	県	湛水防除	H6	1.75	φ 900×1	640	φ 900×3min
				0.55	φ 500×1		
石浜2期	県	湛水防除	H4	6.40	φ1350×1	1,690	φ1350×3.52min
					φ1000×1		
				5.30	φ1200×1	1,080	φ1200×3min
					φ1000×1		
渥美第3	県	湛水防除	H11	1.90	φ1000×1	687	φ1000×3min
安城東端	県	湛水防除	H11	3.00	φ 900×2	540	φ 900×3min
小坪	県	湛水防除	H10	1.00	φ 500×1	230	
中江帆引	県	湛水防除	S57	2.88	φ1200×1	45,000	中江川、帆引下池があり、遊水池として利用している。
				16.95	φ1650×3		
石川右岸	県	湛水防除	H7	0.60	φ 400×2	90	φ 400×2～3min
一日市	県	湛水防除	H9	9.66	φ1500×2	1,450	φ1500×2.5min
荒原	県	湛水防除	H10	2.53	φ 800×2	230	φ 800×1.5min （用地上の制限）
筑後川下流	国	かんがい排水	H10	10.00	φ1500×2	2,000	φ1500×3.3min （機場配置計画より決定）
柳川	県	湛水防除	H7	6.00	φ1200×2	1,410	φ1200×3min
佐賀中部	国	農地防災	H3	5.00	φ1200×2	2,000	既設公有水面を利用
			H4	5.00	φ1200×2	1,440	φ1200×2～3min （機場配置計画より決定）
			H5	5.00	φ1200×2	1,440	φ1200×2～3min （機場配置計画より決定）
			H6	11.01	φ1350×3	1,680	φ1350×3.8min （機場配置計画より決定）
			H7	5.00	φ1000×2	1,180	φ1200×2～3min （機場配置計画より決定）

4.3.5 ポンプ場に接続する幹線排水路の通水能力

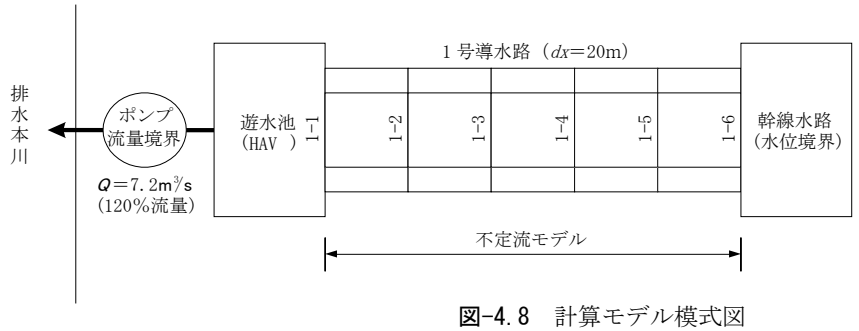
ポンプによる機械排水方式を採用する地形は一般に低平地であることから、幹線排水路の河床は緩い勾配となることが多い。このような地区では、排水路の流れがポンプ運転と連動せず、遊水池（ポンプ円滑運転用）の水位が急激に低下する場合がある。このために、ポンプ場を計画する場合は、遊水池（ポンプ円滑運転用）の容量検討とともに、それに接続する幹線排水路の通水能力の検討が特に重要である。

図-4.9は、**図-4.8**に示すような不定流モデルによって、ポンプ起動時の遊水池（ポンプ円滑運転用）水位の低下状況を解析した事例である。モデルは、幹線排水路から遊水池（ポンプ円滑運転用）

への導水路区間を対象とし、上流側は幹線排水路水位を境界条件に、また下流側はポンプ排水量を境界条件としている。施設の条件は、**表-4.3**に示すとおりである。この解析例によると、遊水池（ポンプ円滑運転用）水位はポンプ起動直後にWL3.20mまで低下するが、導水路からの流入により約10分程で安定していく様子が見られる。なお、水位低下量もポンプ停止水位がLLWL＝2.90mであることから、ポンプ停止は発生しないことが分かる。

表-4.3　施設一覧表

ポンプ場	導水路	遊水池
ポンプ形式 ：横軸斜流ポンプ 口　　径 ：φ1200㎜ ポンプ容量 ：Q＝3.00㎥/s/台 （合計Q＝6.0㎥/s） 台　　数 ：2台	設計流量 ：Q＝6.0㎥/s 水路規模 ：B＝2.0m （積ブロック水路） 延　　長 ：L＝100m	遊水池面積 ：A＝1,170㎡ 遊水池容量 ：3.2分間容量 （ポンプ1台当り、 Q＝180㎥/min）



不定流計算条件	
ポンプ流量	Q＝7.20㎥/s (危険側となる120%流量を設定している)
ポンプ始動水位	LWL＝3.40m
ポンプ停止水位	LLWL＝2.90m
上流境界条件	水位境界＝幹線水路水位 WL＝3.40m
下流境界条件	流量境界＝ポンプ排水量 Q＝7.20㎥/s
差分距離(dx)	20m
差分時間(dt)	5s

図-4.8　計算モデル模式図

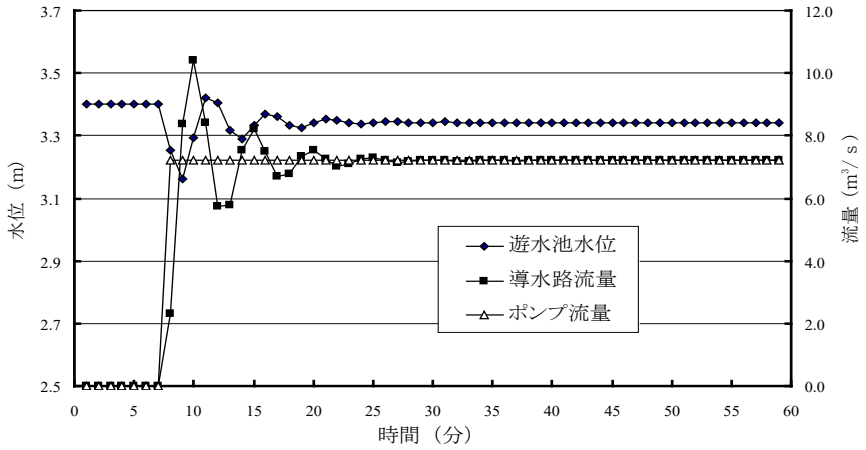


図-4.9　不定流モデル解析結果

4.4　自然排水と機械排水の組合せ方式

4.4.1　組合せ方式

自然排水と機械排水の組合せ方式には、以下の二つの方式がある。

①　区域分割方式：受益区域内を高位部と低位部に分割し、高位部を自然排水、低位部を機械排水とする方式

②　時間分割方式：常時は自然排水を行い、洪水時に外水位が上昇する期間のみ機械排水を行う方式

4.4.2 区域分割方式

以下の手順で検討を進める。

手順－１ 自然排水区域の検討	「**4.2 自然排水方式**」を参照。
↓	
手順－２ 機械排水区域の検討	「**4.3 機械排水方式**」を参照。
↓	
手順－３ 両区域の統合の検討	自然排水区域と機械排水区域のそれぞれの排水効果が不均衡にならないように、両者を連結する施設、その使い方を検討する。

4.4.3 時間分割方式

以下の条件で排水解析を行い、機械排水のポンプ規模及び運転時間を決定する。

① 外水位＜内水位の時間帯：自然排水

② 外水位≧内水位の時間帯：機械排水

4.5 排水施設の最適施設配置計画

4.5.1 排水施設配置の基本

排水施設の計画は、排水系統を構成する幹線排水路、支線排水路、小排水路の機能目的に応じて、排水施設のそれぞれが効果的に役割を分担し、かつそれらが総合的に機能するように配置を検討するとともに、総工事費や維持管理費等の経済性の確保、地域住民の意向及び排水本川の治水計画等との整合性等も総合的に検討することが必要である。

このためには、まず、受益区域の排水解析を行って実現可能な排水施設の組合せを複数案検討し、それらの比較検討によって排水施設の最適施設配置計画を選定することが重要である。排水施設の配置の方法としては以下の方式がある。

① 集中排水方式：排水系統の最下流に排水施設を集中させて設置し、計画排水量を排水する方式

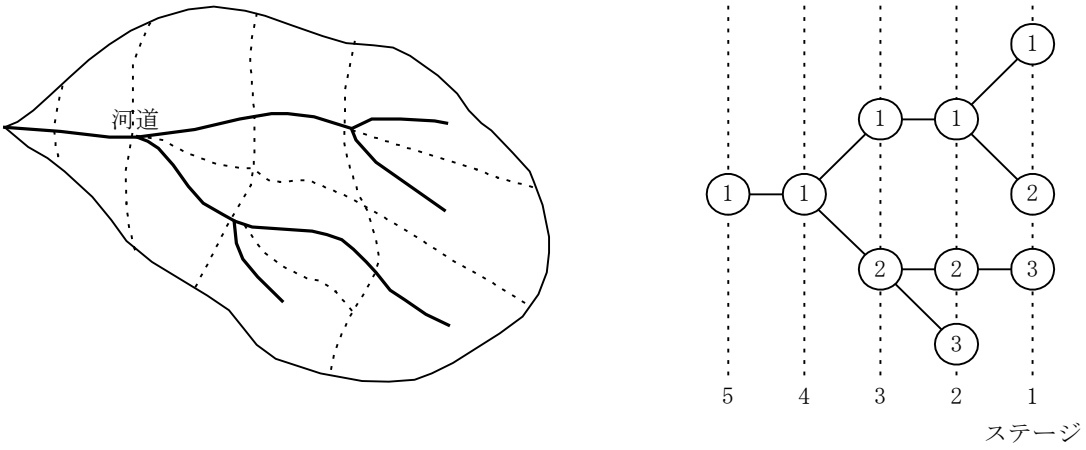
② 分散排水方式：排水系統内に排水施設を分散させて設置し、それぞれが互いに関連して計画排水量を排水する方式

4.5.2 排水計画における最適施設配置計画

排水計画は、都市化、混住化、農地の汎用化等の土地利用形態の変化に伴って、その対象範囲が広域化するとともに高度な排水技術が要求されるようになっている。このような中、排水施設の配置計画は数多くの計画案が考えられるとともに、複雑化している。複雑な排水施設の配置計画を有効かつ最適に行う方法として、動的計画法（Dynamic Programming；DP）を用いた方法がある。動的計画法とは、計画を行う過程がいくつかの段階からなり、各段階においての決定がそれ以降の決定に影響を及ぼすような場合を対象とした計画手法の一つである。排水計画における最適施設配置計画の検討では、まず、基礎条件として施設規模のモデル化、流出解析、洪水解析を行い、DP法を適用するための段階（ステージ）を定め、次に各段階ごとの費用を定式化して第１段階から順次最適計画を定めて行く。

DP法の定式化においては、河道（排水路を含む。）をいくつかの河道施設として分割し（**図-4.10**

（a）の点線）、そこに湛水域（水田）や非氾濫域が接続しているものとする。河道施設の分割は、支線排水路等でお互いに独立している小流域を同一の段階に位置付ける（**図-4.10**（b）の点線、これを等排水線という。）。洪水の流れを意識して各種の排水施設（樋門、ポンプ場、遊水池、放水路、暗渠等）を含む排水系統を上流から分割して等排水線を仮定し、同じ等排水線上に属する排水施設を小段階に階層化する。この場合、同じ段階内の小段階は互いに独立な施設（それぞれの施設間では直接の水の出入りがない。）となるように階層化する。



（a）流域の分割　　（b）DP法によるモデル化

図-4.10　DP 法による流域分割の概略

次に、各段階について、小段階ごとに各施設の能力は最大貯留量と最大排水能力を超えないという条件の下に排水解析及び湛水解析を行って複数案の施設規模の組合せと費用の関係を整理する。第n（n＝1, …, N）段階の費用は「その段階内における小段階ごとの施設規模の組合せに応じた費用」と「その前（第n−1）の段階までの累加最小費用」との和に等しくなり、多段階決定過程が成立する。

この関係を第１段階から最終の段階（n＝N）まで順次計算し、総工事費等と湛水被害額の合計が最小となる組合せを検討すれば、最適配置計画が求まる。DP法を適用した排水施設の最適配置計画が、増本ら[3)]によって行われている。

4.6　排水路の水理計算

排水事業による排水路組織は、一般に水路勾配が緩く、下流水位が上流水位に影響を及ぼしやすいことから、排水路組織の水理計算は不等流による計算が望ましい。ただし、排水路勾配が大きくて背水現象が起こらない場合は、等流による計算でもよい。

(1) 不等流計算の基礎式

図-4.11に示す排水路の流況において、流水の全エネルギー（水頭表示）Eは、次式で表される。

$$E = z + h + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots (4.2)$$

ここに、z：基準面から水路底までの高さ

V ：流速（m/s）、g：重力加速度(m/s^2)、

h ：水深（m）

α：エネルギー補正係数（普通1.05～1.10の範囲となることが多いが、簡便な計算では1.00として差し支えない）

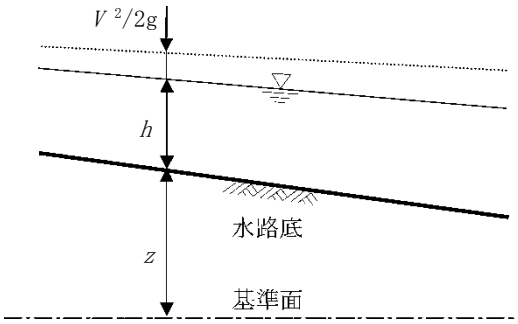


図-4.11 排水路の流況

水路底に沿って流下方向にx軸をとると、x軸に沿ったエネルギーの変化は、式(4.3)で表される。

$$\frac{d}{dx}\left(z + h + \alpha \frac{V^2}{2g}\right) + \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} = 0 \quad \cdots\cdots (4.3)$$

ここに、n：マニングの粗度係数(s/m$^{1/3}$)、

R：径深（m）

式(4.3)に連続の式$Q=V\cdot A$（ただし、Q：排水路の流量（m^3/s）、A：排水路の通水断面積（m^2））を用いて書き改めると、以下の不等流基礎式が得られる。

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dh}{dx} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} + \frac{dA}{dx} + \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2} = 0 \quad \cdots\cdots (4.4)$$

注：式(4.4)は、距離xの区間内で流量Qの変化がない場合を想定している。

(2) 不等流基礎式の計算

不等流の計算法としてはいろいろな方法が提案されているが、ここでは数値計算法として、常微分方程式の解法によく利用されるルンゲ・クッタ（Runge-Kutta）法を採用する。

この方法は、水路を適当な区間 Δx ごとに分割し、境界条件の与えられた地点から順次、次の地点の値を求めていくものである。

Δxごとに水深 hを求めていく場合、その間で水面幅Bがほぼ一様とみなせるとき、基礎式は

$$\frac{dh}{dx} = \frac{-\frac{dz}{dx} - \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{4/3}}}{1 - \frac{B Q^2}{gA^3}} \quad \cdots\cdots (4.5)$$

$$\equiv f(x, h) \quad \cdots\cdots (4.6)$$

である。上式右辺の f（x, h）は地点 x、水深 hにおける右辺の値を表している。

ある地点 $x = x_0$ で水深 $h = h_0$ が既知の場合、地点 $x_1 = x_0 + \Delta x$ の水深 h_1 水位 H_1 は z_1 を河床標高として次式から求まる。

$$x = x_0 + \Delta x \quad \cdots\cdots (4.7)$$

$$h_1 = h_0 + \frac{k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4}{6} \quad \cdots\cdots (4.8)$$

$$H_1 = h_1 + z_1 \quad \cdots\cdots (4.9)$$

ここに，k_1，・・・，k_4は次のとおりである。

$$\left.\begin{aligned} k_1 &= \Delta x \cdot f(x_0, h_0) \\ k_2 &= \Delta x \cdot f(x_0 + \Delta x / 2, h_0 + k_1 / 2) \\ k_3 &= \Delta x \cdot f(x_0 + \Delta x / 2, h_0 + k_2 / 2) \\ k_4 &= \Delta x \cdot f(x_0 + \Delta x, h_0 + k_3) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (4.10)$$

まず、h_0等から k_1を求め、次に水深を $h_0 + k_1 / 2$ として k_2を求めるというふうに、順次、k_3、k_4と求め、式（4.8）から水深 h_1を得る。

4.7　受益区域の排水解析

地形条件等により、受益区域の内水位が計画基準外水位より低い場合、排水解析によって過剰水（洪水）による氾濫域を検討し、それによる背水の影響を受ける範囲を特定する。

(1) 解析手法とその適用

排水解析は、**図-4.12**に示す遊水池モデル、低平地タンクモデル又は不定流モデルのいずれかを用いて行う（詳細は、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照）。

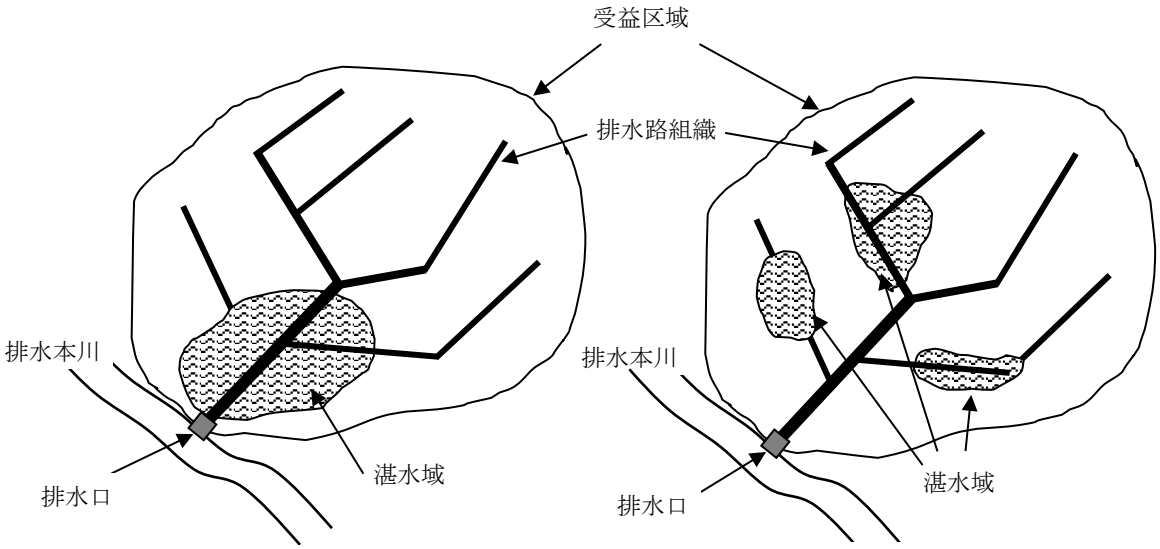


図-4.12　排水解析モデルの概念図

排水解析の実施に際しては、以下の事項を踏まえてモデルを適切に選定し、解析結果が現地の状況を適切に反映できるようにしなければならない。

ア　湛水域が受益区域内の低位部に集中し、かつ排水路組織の通水能力が外水位の上昇による背水のみに影響される場合は、遊水池モデルを適用することができる。

イ　湛水域が受益区域内の局所的な低位部の複数箇所に分散し、その状況が排水路組織の通水能

力に支配される場合は、低平地タンクモデル又は不定流モデルを適用する。

ウ　受益区域内が均等な低平地であっても、排水路組織の部分的な通水能力不足の影響（部分的な排水路の通水能力不足、あるいは横断暗渠等による局所的な通水能力の不足）により湛水の発生が想定される場合は、低平地タンクモデル又は不定流モデルを適用する。

(2) 排水解析の基礎条件

排水解析は湛水状況を時間の推移に沿って追跡するため、**表-4.4**に示す基礎条件を準備しなければならない。

(3) 排水解析

「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照。

表-4.4　排水解析の基礎条件

基礎条件	内　　容
①　内水位－貯留量曲線	内水位－貯留量曲線は、湛水状況を表す基本となるものであり、以下のように作成する。 ・想定される湛水域の地形図の上に0.1m 間隔の等高線を描き、標高別面積を測定して内水位（湛水位）－貯留量曲線、内水位（湛水位）－湛水面積曲線を作成する。 ・畦畔で囲まれた水田を遊水池とする場合は、畦畔流出量を堰の越流式で定義し、水田を湛水域とする（低平地タンクモデル又は不定流モデルに適用する）。
②　洪水ハイドログラフ	排水解析は、内水位の時間的な推移を求めることから、湛水域に流入する洪水量はハイドログラフの形で与える必要がある。この場合、以下のように作成する（詳細は、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照）。 ・遊水池モデルを用いる場合の洪水ハイドログラフは、湛水域を含む受益区域（場合によっては背後地を含む内部流域）の全範囲について求め、湛水域の流入量とする。 ・低平地タンクモデル又は不定流モデルを用いる場合の洪水ハイドログラフは、排水路組織のそれぞれの地点について求め、排水路組織の各地点別の流入量とする。
③　外水位ハイドログラフ	排水解析の下流条件を与えるもので、「**７．計画基準外水位**」によって求める。
④　排水路組織の通水能力特性	排水路組織の通水能力特性は、湛水域からの流出量を制約する条件となるもので、以下のように作成する（詳細は、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照）。 ・遊水池モデルを用いる場合は、排水口について、その通水能力を内水位（湛水位）と外水位との関係で定義する。 ・低平地タンクモデルを用いる場合は、排水口を含む排水路組織について、不等流による通水能力特性を定義する。 ・不定流モデルを用いる場合は、排水口を含む排水路組織について、不定流による通水能力特性を定義する。

参考文献

1）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「ポンプ場」(2018)

2）農林水産省構造改善局　防災課監修：農地防災事業便覧、第2章農地防災事業の計画と実施、p.298（1998）

3）増本隆夫・佐藤　寛：DP 法に基づく排水施設の規模配置計画法、農土論集176、pp.133～144（1995）

５．計画基準内水位

（基準、基準の運用第３章 3.3.6 関連）

5.1　基本事項

計画基準内水位は、排水の目標を示す水位で、**図-5.1** に示すとおり、洪水時と常時の２種類に大別される。洪水時の計画基準内水位は、受益区域に浸入する地表水によって引き起こされる湛水状況の適性を判断する基準を与えるものであり、特に機械排水を必要とする場合はその施設規模を左右することから、慎重に検討しなければならない。また、常時の計画基準内水位は、受益区域内で乾田化が可能な範囲の基準を与えるものであり、排水系統の常時排水状況から検討しなければならない。

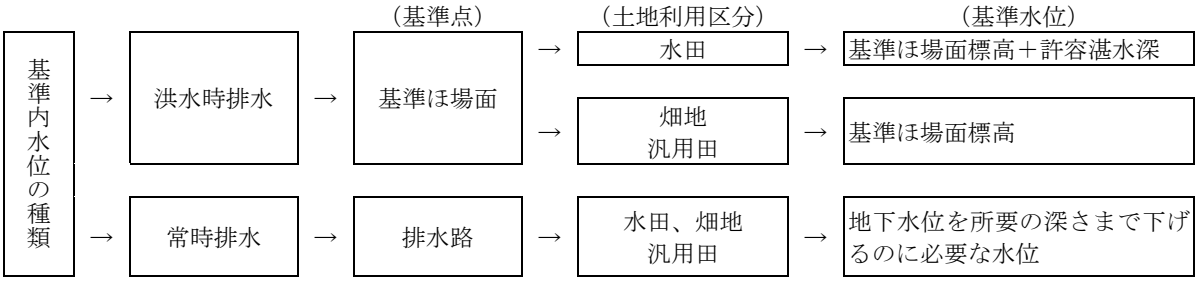


図-5.1　計画基準内水位の種類

5.2　洪水時排水の計画基準内水位の検討

5.2.1　検討の手順

洪水時排水の計画基準内水位は、以下の手順に沿って検討を進める。

手順－１　基準ほ場面標高の設定

① 受益区域内のほ場面標高を調査し、基準ほ場面標高を設定する。
② 原則として最低ほ場面標高を基準ほ場面標高とするが、区域の一部が極端に低くなっている地区において、湛水深及び湛水時間を基準以下に抑えると施設が過大になる場合には、低位部を除いて、基準ほ場面を定めても良い。
③ 受益区域を分割して排水する場合、基準ほ場面標高は一つとは限らない。

↓

手順－２　許容湛水深の設定

営農及び土地利用計画を踏まえて、許容湛水深を設定する。

↓

手順－３　計画基準内水位の設定

基準ほ場面標高と許容湛水深より計画基準内水位を設定する。

5.2.2 水田における計画基準内水位の設定

水田における計画基準内水位は、以下によって設定する。許容湛水深は、「〔参考〕水田地帯における許容湛水深の考え方について」より 30cm を標準とする。また、許容湛水深を超える湛水が発生する場合は、その継続時間を 24 時間以内とする。

計画基準内水位＝基準ほ場面標高＋許容湛水深

5.2.3 畑又は汎用田の畑利用における計画基準内水位の設定

畑作物の場合には、水稲と異なって冠水すると壊滅的打撃を受けるのが普通であり、原則として畑及び汎用田の畑利用とも湛水することは許容できない。そのため、畑又は汎用田の畑利用における計画基準内水位は、以下によって設定する。

計画基準内水位＝基準ほ場面標高

なお、畑及び汎用田の畑利用における無湛水とは、標準的な畑作の場合は、田面に不陸があること、畑利用を行えばうね立てをすること、降雨が畑面より流出する場合にはある程度の水深がなければ流出しないことから、５cm 未満の湛水を含めていう。

これは、田面にならせば一様に５cm 未満になる状態という意味であり、湛水時間については特に制限を設けていない。

5.3 常時排水の計画基準内水位の検討

常時排水の計画基準内水位は、受益区域の自由地下水位及びその流動を支配する常時排水量下の排水路水位について、以下の手順で検討を進める。

手順－１ 資料の収集及び整理	受益区域について、以下の資料を収集及び整理し、現況排水ブロックごとのほ場面地下水位とそれに隣接する排水路水位との関係を把握する。 ・地下水位及び排水路水位観測記録 ・地質図、土壌区分図
↓	
手順－２ 排水路水位の検討	常時排水量下における排水路網について等流又は不等流による水理計算を行い、排水ブロックごとの下流端における排水路水位を求める。
↓	
手順－３ 基準水位地点の選定	上記の検討結果から、ほ場面の地下水位変化を支配する地点を複数箇所選定する。
↓	
手順－４ 計画基準内水位の設定	①　基準水位地点の水理的な相互関係を検討し、代表的な基準点を定める。この場合、水理的な連続性がない場合は、複数の基準点を設ける。 ②　代表的な基準点について、ほ場面地下水位を目標水位に維持するための排水路水位を設定する。

計画基準内水位の設定に当たっては、以下の事項に留意する。

(1) 自由地下水は、主として受益区域の地形、帯水層の層厚とその透水係数及び排水路水位に支配されて排水路の方向へ向かって流動し、面的に水位勾配を持つ。したがって、基準水位地点は、地下水観測記録、地質図及び土壌区分図を総合的に検討して複数地点に設定する。排水系統の下流端における排水路水位が必ずしも受益区域の地下水位を制約するとは限らない。

(2) 受益区域を国道等が横断している地区では、地下水の流動がそれによって上流側区域と下流側区域に分断されていることがある。このような地区では、排水系統の下流側水路の水位を計画基準内水位に定めても上流側地区の地下水位を適正に維持できない場合がある。したがって、計画基準内水位は、排水系統に応じて複数箇所に設定することも考えられる。

(3) 計画基準内水位を設定する場合のほ場面の目標地下水位は、地区の土性区分、土地利用区分又は栽培作物等の違いによって一義的に定めることは困難であるが、地表よりおおむね 40～100cm を目標とする。

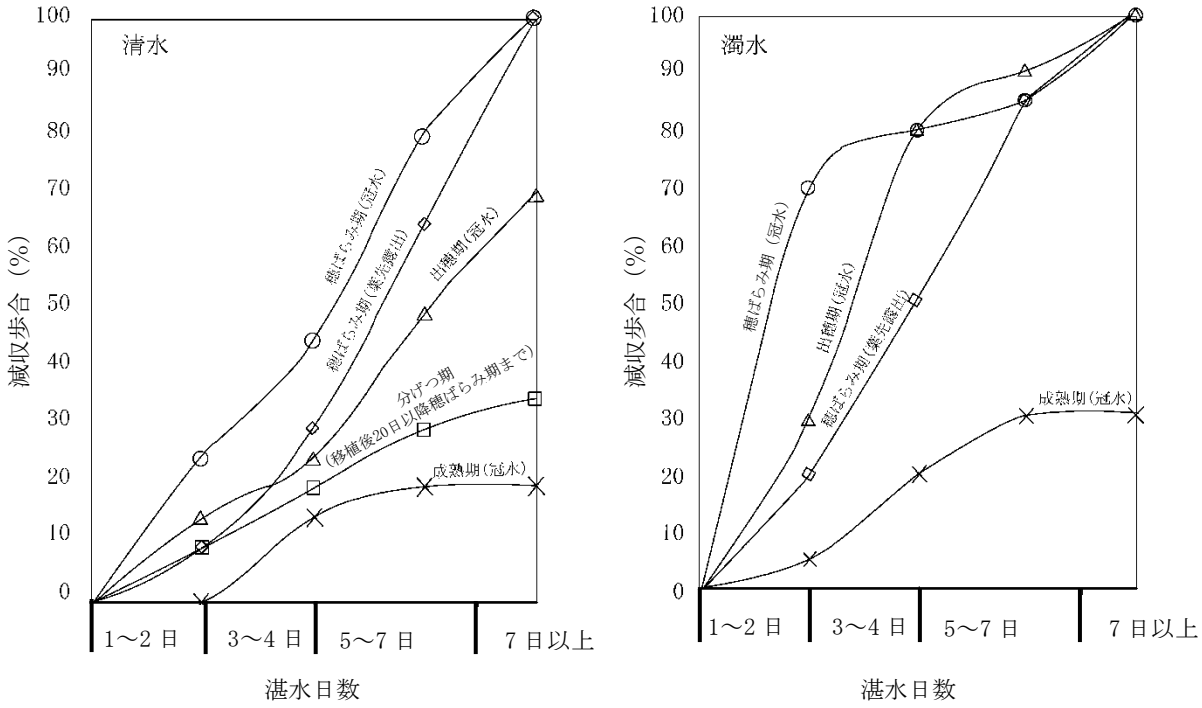
〔参考〕水田地帯における許容湛水深の考え方について

水稲の湛水被害は、水稲減収推定尺度（農林水産省大臣官房統計情報部　平成６年９月）の資料を基に作成した**図-5.2** のとおり、水稲の生育時期、湛水時間及び湛水深によって被害の程度が異なる。また、水稲の生育ステージと草丈の関係は**図-5.3** のとおりである。

図-5.2 に示すように、穂ばらみ期において湛水被害が最も起きやすい。穂ばらみ期の草丈は**図-5.3** に示すとおり 30cm 以上に達していること、及び我が国における水害が７～９月にかけて多く発生しており、この時期の草丈も 30cm 以上に達していることを考慮し、許容湛水深は 30cm を標準とする。

また、30cm を超えても、穂ばらみ期以外においては１～２日の湛水であれば被害も５～30%程度であり３日以上になれば被害が急増すること、穂ばらみ期においても葉先が露出していれば１～２日の湛水で 20%程度の被害であることから、許容湛水深を超える場合の湛水の継続時間は 24 時間以内とする。

畑作物は原則として湛水を許容できないので、畑や汎用田の畑利用では湛水を考慮しない。そのため、畑や汎用田の畑利用を計画する場合はなるべく高位部に設定することが望ましい。



※　冠水：稲株全部が水中に没した場合
　　葉先露出：水面に葉先が 10～15cm 出ている場合

図-5.2　水稲減収推定尺度

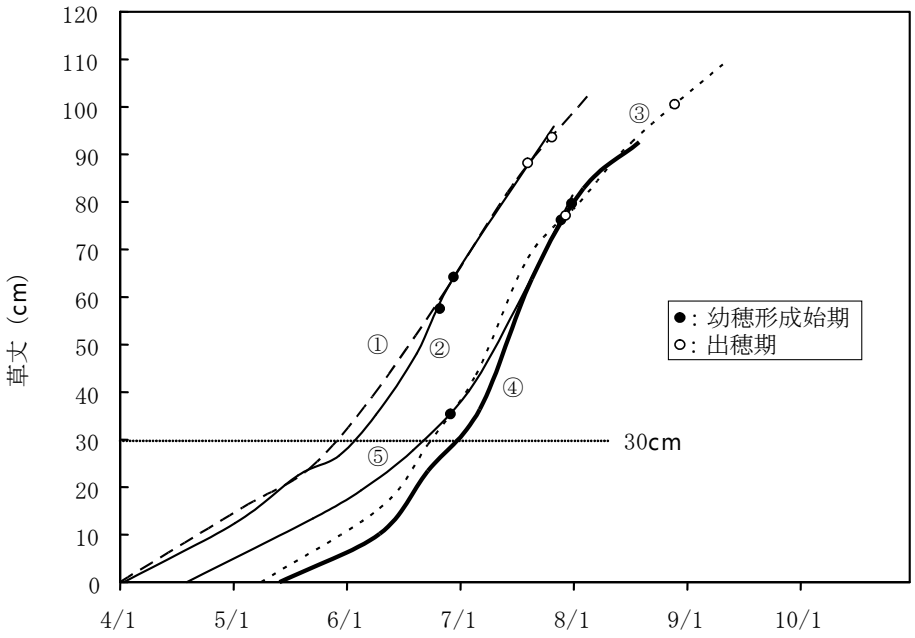


図-5.3 水稲の生育期と草丈

〔注〕**図-5.3** は、早期栽培、早生、中生、晩生の品種に関してグラフ化した一例である。

〔参考〕模擬冠水試験による水稲の冠水被害に関する近年の研究 [1)~2)]

水稲の冠水被害については、その発生時に多くの現地調査報告がなされているが、現場では冠水時の水深や継続期間等の状況を把握することは困難であり、再現性が確認できない。そのため、水稲栽培が行われている圃場内に試験区を設け、生育時期ごとに複数の冠水条件（完全冠水又は葉先露出、冠水時の水の清濁）を再現した模擬冠水試験による研究が行われている。

2012 年から 2014 年にかけて実施された研究では、**図-5.4** のような試験区を水田内に設置し、ポット栽培した水稲を様々な条件で水没させた（**図-5.5**）。収量調査で得られた粗玄米重から、不完全米を除いた整粒重を用いて減収率を算定した結果、**図-5.6** のとおり、全ての生育時期で冠水により減収したが、その度合いは生育時期によって異なり、穂ばらみ期と出穂期では１日の完全冠水でも５割程度の減収が見られた。一方で、葉先露出状態で冠水した場合は大幅な被害軽減が見られた。

将来的には、冠水被害の推定手法の精度の向上により、広域的な被害推定シミュレーション等への活用が期待される。

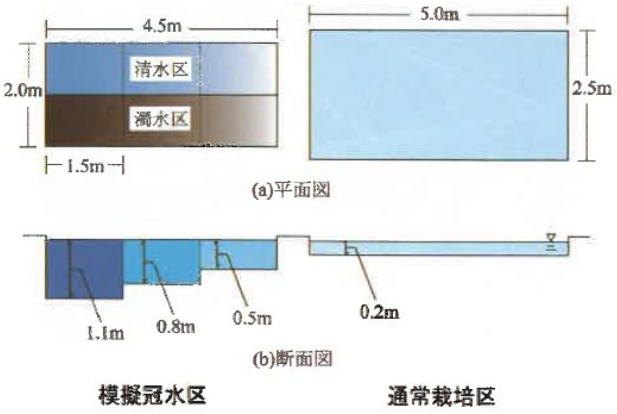


図-5.4　試験区の設計概要図

図-5.5　冠水試験中の様子
（手前が最深部）

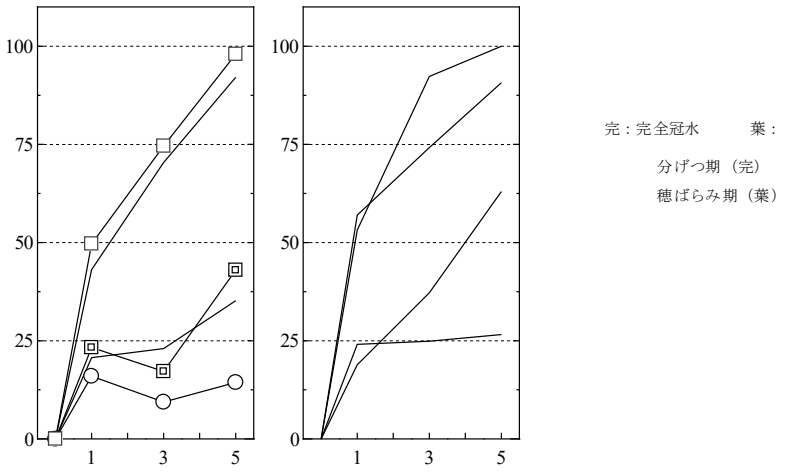


図-5.6　玄米重量と品質の低下に着目した水稲減収尺度

参考文献

１）皆川裕樹・北川 巌・増本隆夫：洪水時の流域管理に向けた水田域の水稲被害推定手法、農業農村工学会論文集 303（84-3）、pp. 271～279（2016）

２）皆川裕樹・増本隆夫・堀川直紀・吉田武郎・工藤亮治・北川 巌・瑞慶村知佳：水稲減収尺度の策定のための実水田圃場内に清水・濁水区を設けた模擬冠水試験－試験手法の提案と生育概況調査－、農村工学研究所技報、214、pp. 111～121（2013）

６．実績降雨に基づく計画基準降雨

（基準、基準の運用第３章 3.3.6 関連）

6.1　確率降雨量

6.1.1　確率年（リターンピリオド）

対象とする水文量、例えば年最大日雨量の特定の値 x_Tに対応する確率年（リターンピリオド）は、式（6.1）により求める。

$$T = \frac{1}{P(x_T)} \quad \cdots\cdots (6.1)$$

ここに、T　　：水文量の特定の値 x_T に対応する確率年

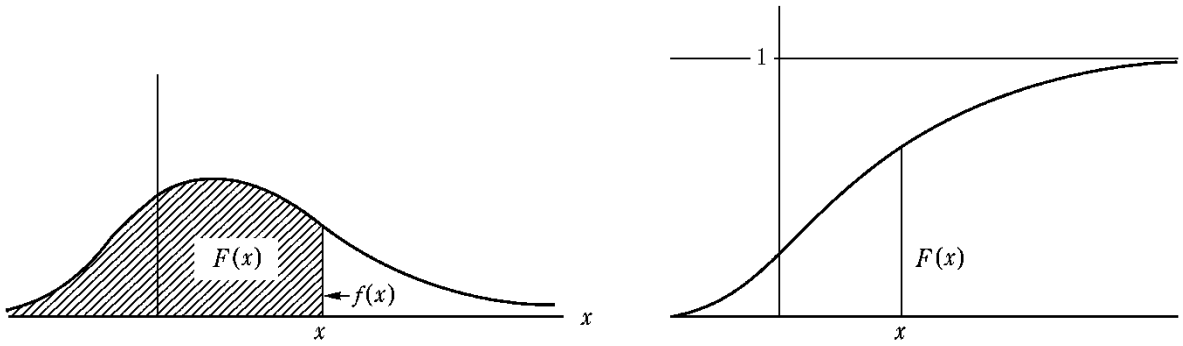
$P(x_T)$：水文量が x_Tに等しいか、又はそれを超える値が生起する確率（これを超過確率という。）。

式（6.1）において、例えば年最大日雨量 x_T=126㎜/d に対する超過確率が P（x_T）=0.1 のとき、確率年は 10 年（T= 1/0.1）となる。ここで、P（x_T）は以下のように定義される。

$$P(x_T) = 1 - F(x_T) = 1 - \int_{-\infty}^{x_T} f(x)\,dx \quad \cdots\cdots (6.2)$$

$$\because \int_{-\infty}^{\infty} f(x)\,dx = 1, F(x_T) = \int_{-\infty}^{x_T} f(x)\,dx \quad \cdots\cdots (6.3)$$

ここに、関数 $f(x)$は確率密度関数であり、水文量（例えば年降水量、月降水量、日降水量）によって関数形が異なる。したがって、確率降雨量を求める際には、水文量に適した関数形を選ぶことが重要である。また関数 $F(x_T)$は、確率密度関数 $f(x)$の $x = x_T$までの積分で、分布関数といわれる。



（ａ）確率密度関数　　（ｂ）分布関数

図-6.1 確率密度関数と分布関数

〔参考〕降雨分布と分布関数の例

降雨の分布状態を表す確率密度関数$f(x)$は、資料の性質、例えば日雨量、旬雨量、月雨量、年雨量によって**図-6.2**のような形状を示す傾向が知られている[1)]。

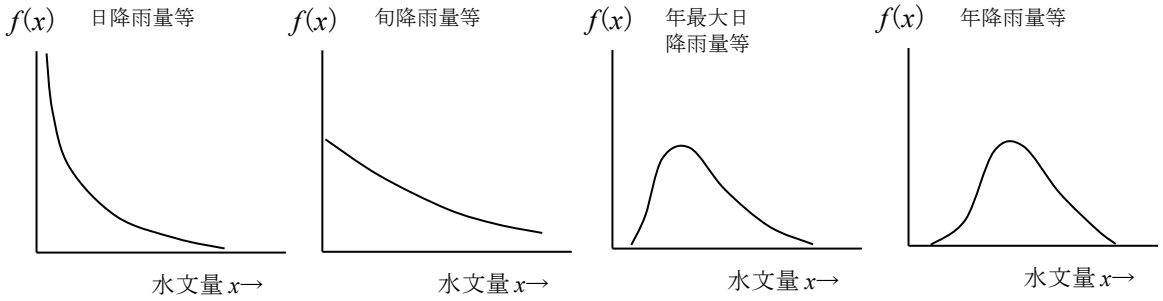


図-6.2　降雨分布の形状

これらの分布状態を表す関数形として、**表-6.1** がある[2)]。

表-6.1　降雨分布と分布関数

降雨分布		適　　用	分布関数の例
降雨分布の種類	正規分布	①　水文量をそのままの値で用いる場合と、対数変換等の変換の後正規分布を当てはめる場合がある。 ②　一般に、月平均流量等の度数分布、毎年最大値、最小値の水文量の分布は、経験的に対数正規分布が適合する例が多い。	正規分布 対数正規分布
	極値分布	①　任意の分布形を持つ母集団からとられた資料群の最大値又は最小値の分布形として理論的に導かれるもので、水文量の解析では、グンベル（Gumbel）分布及び水文量の値を対数変換して適用する対数極値分布が主に用いられる。 ②　この分布は、日、時間等の比較的短時間単位の水文要素の年最大値、年最小値の資料によく適合することが知られている。	グンベル分布 対数極値分布
	ガンマ分布	①　比較的短時間の水文量の頻度曲線は双曲線形状の指数関数を示すことが多い。 ②　非毎年資料の分布解析、日雨量等の全数資料の分布解析に使われる。	指数分布 ガンマ分布 対数ピアソンⅢ型分布

6.2　確率降雨量の計算

確率降雨量の計算においては、以下の事項について検討を行う。

①　降雨資料の抽出
②　適用分布関数の選定
③　資料に含まれる極端な値の取扱い
④　確率降雨量の計算

6.2.1　降雨資料の抽出

確率降雨量の計算に用いる資料は、以下の事項に留意して抽出しなければならない。

(1) 期間の取り方

確率降雨量の計算では、同じ資料から抽出されたものでも、期間の取り方（母集団に対するサンプルデータのサイズ）によって計算結果が大きく異なる場合がある。一般的に、資料の抽出期間はできるだけ長い方が母集団の降雨特性に近似する。しかしながら、降雨資料収集にかかる実務をみると、長期間の均質な降雨資料の収集には多くの困難が伴い、場合によっては長期間の資

料を収集できない場合もある。

ここで、母集団の真値に対する確率降雨量の推定精度には、資料数との間に**図-6.3**の関係が見られ、①確率降雨量の推定には誤差を含むことが避けられないこと、②資料数を多くしても飛躍的な精度の向上が期待できないこと、を示している。なお、このグラフは、全国主要都市９か所（札幌、仙台、東京、金沢、名古屋、京都、岡山、熊本及び那覇）のそれぞれについて最近年からさかのぼった30個、50個及び100個の資料群より得られた年最大日降雨量の分布関数に、一様乱数を用いて確率降雨量を模擬発生させ、その真値に対する相対誤差を資料個数との関係で表したものである。同図では、推定値が真値に対して過大となった場合又は過小となった場合にグループ分けし、それぞれのグループについて真値に対する誤差の平均を示している。なお、**図-6.3**で３種類の標準偏差の値は、９都市それぞれについて、３種類の資料群ごとに算出した年最大日降雨量の標準偏差（合計９×３＝27）から求められる最大値、中間値及び最小値を示す。

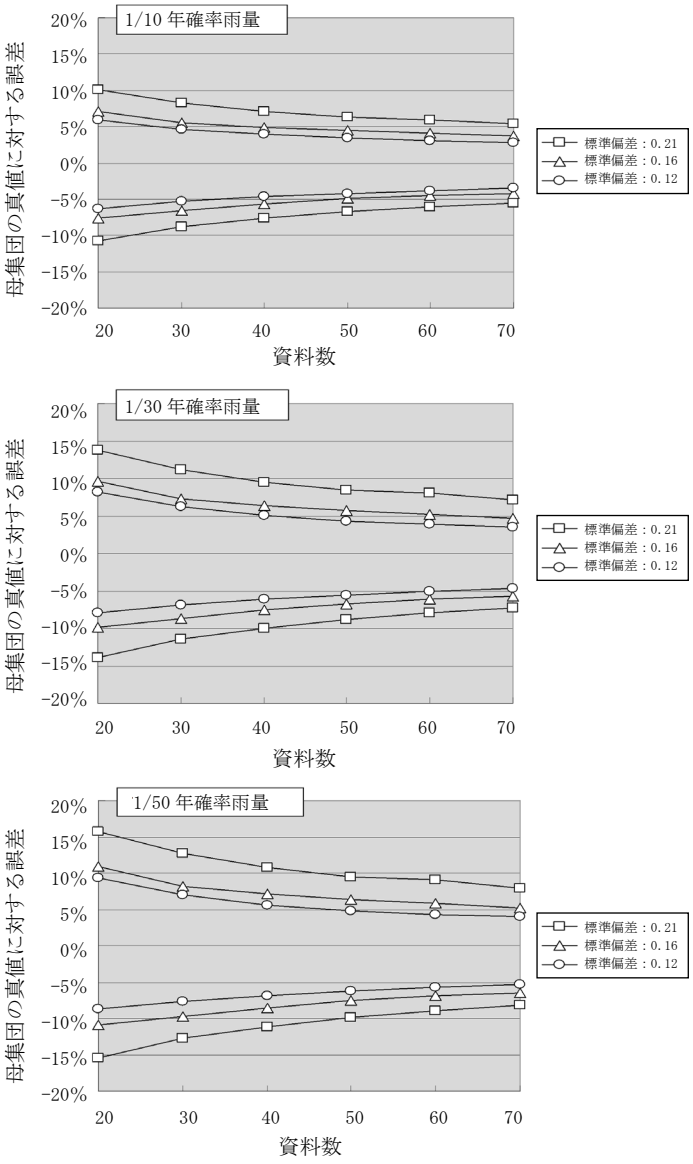


図-6.3 確率降雨量の推定精度と資料数の関係

この確率降雨量の推定精度と資料数との関係から、ここでは確率降雨量の誤差を±10%まで許容できると想定する。つまり、所定の資料数によって得られた確率降雨量の値が母集団の真値に対して±10%の誤差の範囲ならば計画基準値として採用できるとするものである。

これにより、確率降雨量を求める場合の資料期間は、リターンピリオド10年に対して最近年からさかのぼった30年以上、リターンピリオド30年に対して40年以上、リターンピリオド50年に対して50年以上を基本とする。

具体的な降雨資料の収集に当たっては、可能な限り長期間の資料を収集することが望ましい。また、計画の対象とする降雨規模や地域における近年の降雨特性を踏まえて検討することが重要である。

(2) 降雨強度の抽出

洪水ピーク流出量を推定する場合は、洪水到達時間内の確率降雨強度が必要となる。確率降雨強度を推定するためには、降雨資料から、年最大雨量を抽出し、式(**6.4**)により年最大降雨強度に

換算しておく。

$$i_t = \frac{R}{t} \quad \cdots\cdots (6.4)$$

ここに、i_t ：t 時間降雨強度（mm/h）

R ：t 時間内の年最大雨量（mm）

t ：降雨継続時間（h）

洪水到達時間は流域の大きさやピーク流出量の大きさによって変化する。したがって、洪水ピーク流出量を求めるための降雨強度は、**表-6.2**の例に示すように、同一資料から想定し得る幾つかの降雨継続時間について降雨強度を抽出する必要がある。

図-6.4は、それぞれの降雨継続時間ごとの確率降雨強度にピーク流出係数を乗じて確率有効降雨強度に変換し、それに平分線を挿入した確率有効降雨強度曲線を示す。このグラフ上に、流域の流出特性に支配される有効降雨強度と洪水到達時間の関係を描くと交点が一つできる。この交点が洪水到達時間に対応する確率有効降雨強度となる（詳細は、「**８．洪水ピーク流出量の計算**」参照)。

表-6.2　年最大降雨強度の資料抽出例

資料順位		降雨継続時間別の降雨強度(mm/h)		
		20 分	60 分	180 分
1		109	60	30
2		90	59	27
3		88	58	26
4		88	52	25
:		:	:	:
:		:	:	:
23		52	27	13
24		43	23	12
確率降雨強度	T＝5 年	86	51	23
	T＝10 年	95	57	26.5
	T＝50 年	113	71	33

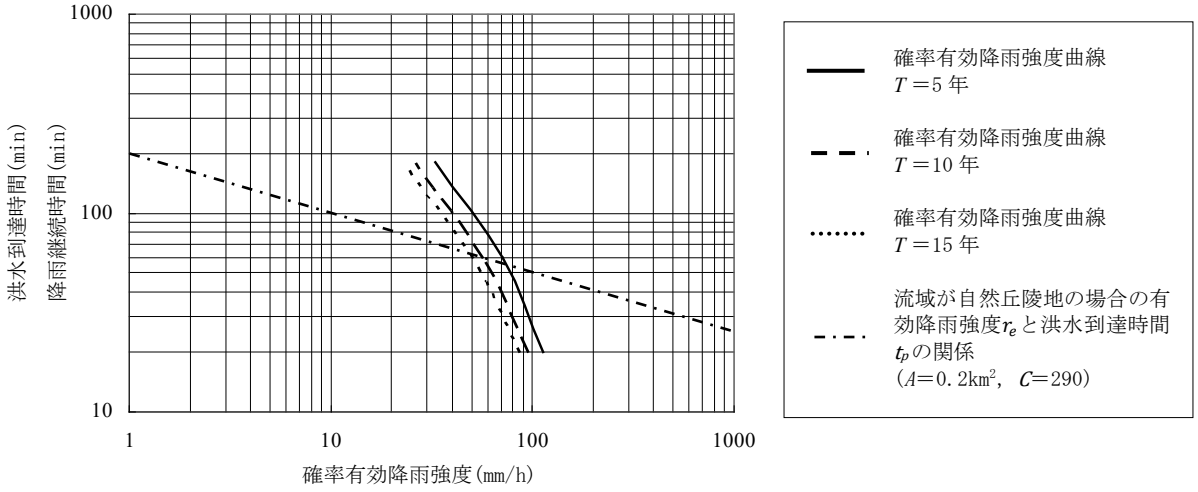


図-6.4 確率有効降雨強度曲線

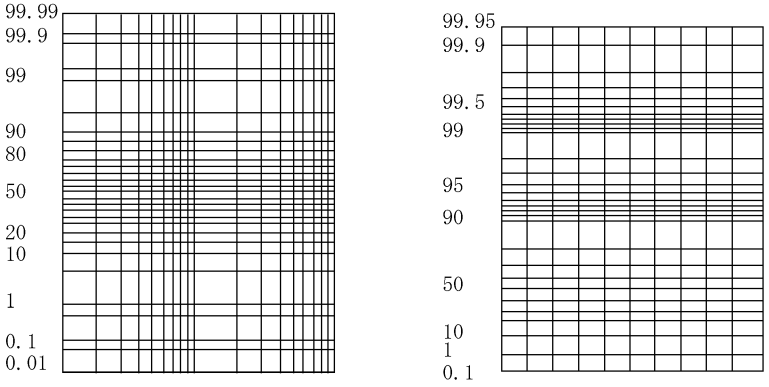
6.2.2 適用分布関数の選定

確率降雨量の推定に際しては、収集した降雨資料から抽出した年最大の降雨資料に、最も適合する分布関数を選定し、その分布関数のパラメータを推定しなければならない。

一般的には、確率降雨量を推定するには、抽出した資料を確率紙にプロットし、その傾向を目視により判断して分布関数を選定する。水文統計解析に使用される確率紙には、**図-6.5**のような対数正規確率紙、極値確率紙等がある。これらの確率紙と降雨資料には以下のような関係がある。

(1) 対数正規確率紙上にプロットした降雨資料が直線的な傾向を示す場合，降雨資料は対数正規分布を示しているとみなし、対数正規分布関数が適用できる。ただし，明確な直線を描くことは少なく、非超過確率（確率紙の縦軸の値）が 90%を上回る範囲では、プロットした降雨資料が直線からずれる場合が多い。このずれが大きい場合は極値確率紙へのプロットを試みる。

(2) 極値確率紙上にプロットした降雨資料が対数正規確率紙へプロットした場合より直線的傾向を示す場合、降雨資料は極値分布を示しているものとみなし、極値分布関数を適用する。



(a) 対数正規確率紙　　(b) 極値確率紙

図-6.5 確率紙の例

〔参考〕確率紙と確率降雨量の概略推定

水文量の確率分布や生起確率などを簡便に知る方法として、確率紙が用いられる。確率紙とは、縦軸に超過（又は非超過）確率が一定の法則によって目盛られ、横軸には水文量が算術目盛、対数

目盛等で表せるようになっているグラフシートである。確率紙には、正規確率紙、対数正規確率紙、立方根確率紙及び極値確率紙がある。

確率紙に、式(6.5)で求めた値をプロット（これをプロッティング・ポジションという。）して直線的な傾向が得られれば、その水文量は用いた確率紙に該当する分布形を示している。また、このグラフから概略の確率降雨量はグラフから読み取って推定することもできる。

$$\left.\begin{array}{l}\text{トーマス・プロット：}F(x_i)=\dfrac{i}{n+1}\\ \text{ヘーズン・プロット：}F(x_i)=\dfrac{2i-1}{2n}\end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (6.5)$$

ここに、i：水文量の小さい方からの順位

n：水文量の個数

なお、式(6.5)について、いずれを採用すべきかについては定説はないが、トーマス・プロット（Thomas Plot、又はワイブルプロット Weibull Plot とも呼ぶ）は経験的に分布関数の期待値に、ヘーズン・プロット（Hazen Plot）は中央値に相当する[3)]。実用的にはどちらを用いてもよい。

6.2.3　降雨資料に含まれる極端な値の取扱い

降雨資料の中に、飛び離れて大きい値（あるいは小さい値）が含まれる場合、その値が実測値なのか計測機器の不具合等によるものなのかを十分に確認の上、取扱いについて検討しなければならない。実測値であって、統計処理の観点から、取り扱う資料と性質が異なると疑われるものについては、必要に応じて資料の棄却検定に関する検討を行う。ただし、棄却検定は機械的に適用するものではなく、資料の分布のばらつき状態や適用分布関数の適合性等についての検討を行い、資料の大きさを考慮して適用しなければならない。また、これによって棄却される資料であっても、地域における近年の降雨特性、計画策定上の重要度等を考慮の上、その取扱いを検討する必要がある。資料の棄却検定法には、棄却限界法を応用した角屋の方法等がある[4)]。

6.2.4　確率降雨量の計算

排水計画に用いる降雨資料には対数正規分布又は極値分布を当てはめることが多い。これらの分布のパラメータ推定法として、対数正規分布に対する岩井法及び極値分布関数に対するグンベル（Gumbel）法がある。

(1) 岩井法による確率降雨量の計算

ア　対数正規分布の基礎式

よく実用に用いられる対数正規分布の確率密度関数及び確率分布関数を式(6.6)で表す[5)]。

$$\left.\begin{array}{l}\text{確率密度関数：}f(x)=\dfrac{1}{\sqrt{\pi}}\dfrac{k}{x+b}\exp(-y^2) \qquad y=a\log\dfrac{x+b}{x_0+b}=k\ln\dfrac{x+b}{x_0+b}\\ \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad -b<x<\infty\\ \text{確率分布関数：}F(x)=\dfrac{1}{\sqrt{\pi}}\int_{-\infty}^{y}\exp(-y^2)dy\end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (6.6)$$

ここに、a（又は$k=a\log e=0.4343a$）、b、x_0は定数。

式(6.6)の確率変量yと確率年（リターンピリオド）Tとの関係は、**表-6.3**のとおりである。

表-6.3 対数正規分布の T と確率変量 y との関係

T	y	T	y
500	2.0350	25	1.2380
400	1.9850	20	1.1630
300	1.9184	15	1.0614
250	1.8753	10	0.9062
200	1.8215	8	0.8134
150	1.7499	7	0.7547
100	1.6450	6	0.6858
80	1.5849	5	0.5951
60	1.5047	4	0.4769
50	1.4520	3	0.3045
40	1.3860	2	0.0000
30	1.2967		

イ 岩井法

対数正規分布の定数 a、b、x_0 は、以下のように求める[6)]。

まず、幾何平均値 x_g を求め、これより定数 b を推定する。

$$\left.\begin{aligned} x_g &= 10^A \\ A &= \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\log_{10} x_i \\ b_s &\equiv \frac{x_\ell \cdot x_s - x_g{}^2}{2x_g - (x_\ell + x_s)},\quad (\ell = N - s + 1) \\ b &= \frac{1}{m}\sum_{S=1}^{m} b_s \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (6.7)$$

N : データ数

m : $N/10$ に近い整数

ここに、s、ℓ はともに大きさの順に並び替えた観測値の順位に対して対称な順位

次に、$\log_{10}(x_i + b)$ を変量と考えて、その平均値から x_0 を推定する。

$$\log_{10}(x_0 + b) = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\log_{10}(x_i + b) \quad \cdots\cdots (6.8)$$

標準偏差 S_x を求め、$1/a$ を推定する。

$$\frac{1}{a} = \sqrt{\frac{2N}{N-1}}S_x,\ S_x = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\{\log_{10}(x_i + b)^2 - \log_{10}(x_0 + b)^2\}} \quad \cdots\cdots (6.9)$$

以上により、求めた定数を次の基本式に当てはめて、確率降雨量を推定する。

$$\log_{10}(x + b) = \log_{10}(x_0 + b) + \frac{1}{a}y \quad \cdots\cdots (6.10)$$

ウ　計算例

岩井法による確率雨量の計算例を以下に示す。

（ア） 計算の対象となる資料を**表-6.4**のように整理する。表は、年最大日雨量を大きい順に整理した例であり、トーマス・プロットの値も同時に示している。

（イ） N個の資料の対数値を求め、式(6.7)よりx_gの値を求める。

$$\log_{10} x_g = 1.9236 \rightarrow x_g = 83.868$$

（ウ） **表-6.5** により式(6.7)のbの値を求める。

（エ） **表-6.4** の③、④、⑤項の計算を行い、式(6.9)より標準偏差S_xを求め、定数aの値を求める。

$$S_x = \sqrt{\overline{Y^2} - \overline{Y}^2} = \sqrt{2.7338 - 1.6362^2} = 0.2373$$

$$\frac{1}{a} = \sqrt{\frac{2N}{N-1}} S_x = \sqrt{\frac{2\times35}{35-1}} \times 0.2373 = 0.3405$$

（オ） 上記によって得られた値から次の基本式を作成する。

$$\log_{10}(x-37.6) = 1.6362 + 0.3405y$$

（カ）確率年に対する変量yの値（**表-6.3**）より、確率日雨量を求める。（**表-6.6**）

表-6.4　計算例

順位	トーマスプロット	x_i ①	$\log_{10}x_i$ ②	x_i+b ③	$\log(x_i+b)$ ④	$(\log(x_i+b))^2$ ⑤
1	0.028	199.8	2.3006	162.2	2.2100	4.8839
2	0.056	164.9	2.2172	127.3	2.1047	4.4298
3	0.083	135.2	2.1310	97.6	1.9893	3.9573
4	0.111	132.4	2.1219	94.8	1.9767	3.9072
5	0.139	123.7	2.0921	86.1	1.9348	3.7436
6	0.167	107.9	2.0330	70.3	1.8467	3.4105
7	0.194	104.9	2.0208	67.3	1.8278	3.3408
8	0.222	103.0	2.0128	65.4	1.8154	3.2955
9	0.250	100.5	2.0022	62.9	1.7984	3.2343
10	0.278	98.9	1.9952	61.3	1.7872	3.1942
11	0.306	94.2	1.9741	56.6	1.7526	3.0715
12	0.333	94.0	1.9731	56.4	1.7510	3.0661
13	0.361	90.0	1.9542	52.4	1.7191	2.9551
14	0.389	87.7	1.9430	50.1	1.6995	2.8885
15	0.417	84.9	1.9289	47.3	1.6746	2.8041
16	0.444	83.1	1.9196	45.5	1.6577	2.7479
17	0.472	80.5	1.9058	42.9	1.6321	2.6638
18	0.500	80.0	1.9031	42.4	1.6270	2.6472
19	0.528	78.5	1.8949	40.9	1.6114	2.5965
20	0.556	78.5	1.8949	40.9	1.6114	2.5965
21	0.583	74.0	1.8692	36.4	1.5607	2.4358
22	0.611	73.0	1.8633	35.4	1.5486	2.3981
23	0.639	73.0	1.8633	35.4	1.5486	2.3981
24	0.667	71.6	1.8549	34.0	1.5310	2.3441
25	0.694	71.0	1.8513	33.4	1.5233	2.3205
26	0.722	68.1	1.8331	30.5	1.4838	2.2017
27	0.750	64.8	1.8116	27.2	1.4340	2.0564
28	0.778	63.6	1.8035	26.0	1.4144	2.0006
29	0.806	60.9	1.7846	23.3	1.3667	1.8679
30	0.833	60.2	1.7796	22.6	1.3535	1.8319
31	0.861	58.9	1.7701	21.3	1.3277	1.7628
32	0.889	58.7	1.7686	21.1	1.3236	1.7519
33	0.917	57.6	1.7604	20.0	1.3003	1.6908
34	0.944	56.9	1.7551	19.3	1.2848	1.6507
35	0.972	55.0	1.7404	17.4	1.2397	1.5369
計		3089.9	67.328		57.268	95.682
$1/N$		88.3	1.9236		1.6362	2.7338

表-6.5　bの値の計算

ℓ	s	x_l	x_s	$x_i \cdot x_s - x_g^2$	$2x_g-(x_l+x_s)$	b_s
1	35	199.8	55.0	3955.159	-87.064	-45.4
2	34	164.9	56.9	2348.969	-54.064	-43.4
3	33	135.2	57.6	753.679	-25.064	-30.1
4	32	132.4	58.7	738.039	-23.364	-31.6
					$b=$	-37.6

表-6.6　確率雨量

T年	y	$\log_{10}(x-37.6)$	確率雨量x
50	1.4520	2.1306	172.7
30	1.2967	2.0777	157.2
10	0.9062	1.9448	125.7
5	0.5951	1.8729	112.2
2	0.0000	1.6362	80.9

(2) グンベル法による確率降雨量の計算

ア　グンベル分布の基礎式

グンベル分布の確率密度関数及び確率分布関数は、式(6.11)で表される。

$$\left.\begin{array}{l} \text{確率密度関数：} f(x) = a \cdot \exp(-y - e^{-y}) \quad y = a(x - x_0) \\ \text{確率分布関数：} F(x) = \exp(-e^{-y}) \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.11)$$

ここに、a、x_0：定数

式(6.11)の平均、分散は、式(6.12)で定義される。

$$\left.\begin{array}{l}\text{平均：}\mu=\dfrac{\gamma}{a}+x_0\\ \text{分散：}\sigma^2=\dfrac{\pi^2}{6a^2}\end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad(6.12)$$

ここに、γ：オイラー定数（≒0.5772）

式(6.11)の極値変量yと確率年（リターンピリオド）Tとの関係は、**表-6.7**のとおりである。

表-6.7 グンベル分布のTと極値変量yとの関係

T	y	T	y
500	6.21361	25	3.19853
400	5.99021	20	2.97020
300	5.70212	15	2.67375
250	5.51946	10	2.25037
200	5.29581	8	2.01342
150	5.00730	7	1.86982
100	4.60015	6	1.70199
80	4.37574	5	1.49994
60	4.08596	4	1.24590
50	3.90194	3	0.90273
40	3.67625	2	0.36651
30	3.38429		

イ　グンベル法[7)]

グンベル分布の定数a、x_0は、資料数（サンプルサイズ）Nが有限の時、Nの影響を考慮して、式(6.13)で推定する。

$$\frac{1}{a}=\frac{S_x}{S_y},\quad x_0=\bar{x}-\frac{\bar{y}}{a}\qquad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad(6.13)$$

ここに、Sx、$\bar{x}$は、資料数N個の標準偏差及び平均の値である。また、Sy、$\bar{y}$の値について、グンベルは**表-6.8**を示している。

表-6.8 グンベル分布当てはめのための数表

N	$\bar{y}$	Sy	N	$\bar{y}$	Sy	N	$\bar{y}$	Sy	N	$\bar{y}$	Sy
15	0.5128	1.0206	31	0.5371	1.1159	47	0.5473	1.1557	66	0.5538	1.1814
16	0.5157	1.0316	32	0.5380	1.1193	48	0.5477	1.1574	68	0.5543	1.1834
17	0.5181	1.0411	33	0.5388	1.1226	49	0.5481	1.1590	70	0.5548	1.1854
18	0.5202	1.0493	34	0.5396	1.1255	50	0.5485	1.1607	72	0.5552	1.1873
19	0.5220	1.0565	35	0.5403	1.1285	51	0.5489	1.1623	74	0.5557	1.1890
20	0.5236	1.0628	36	0.5410	1.1313	52	0.5493	1.1638	76	0.5561	1.1906
21	0.5252	1.0696	37	0.5418	1.1339	53	0.5497	1.1653	78	0.5565	1.1923
22	0.5268	1.0754	38	0.5424	1.1363	54	0.5501	1.1667	80	0.5569	1.1938
23	0.5283	1.0811	39	0.5430	1.1388	55	0.5504	1.1681	82	0.5572	1.1953
24	0.5296	1.0864	40	0.5436	1.1413	56	0.5508	1.1696	84	0.5576	1.1967
25	0.5309	1.0915	41	0.5442	1.1436	57	0.5511	1.1708	86	0.5580	1.1980
26	0.5320	1.0961	42	0.5448	1.1458	58	0.5515	1.1721	88	0.5583	1.1994
27	0.5332	1.1004	43	0.5453	1.1480	59	0.5518	1.1734	90	0.5586	1.2007
28	0.5343	1.1047	44	0.5458	1.1499	60	0.5521	1.1747	92	0.5589	1.2020
29	0.5353	1.1086	45	0.5463	1.1519	62	0.5527	1.1770	94	0.5592	1.2032
30	0.5362	1.1124	46	0.5468	1.1538	64	0.5533	1.1793	96	0.5595	1.2044

ウ　計算例

グンベル法による確率降雨量の計算例を以下に示す。

（ア） 計算の対象となる資料を**表-6.9**に示すように整理する。なお、表は年最大日雨量を大きい順に整理した例であり、トーマス・プロットの値を同時に示している。

（イ）資料N個の平均値及び二乗平均値を求める。

平均＝88.3㎜、二乗平均＝8776.9

（ウ）資料N個の標準偏差を求める。

$$S_x = \sqrt{\overline{x^2} - \bar{x}^2} = \sqrt{8776.9 - 88.3^2} = 31.305$$

（エ）**表-6.8**より、資料数$N=35$の時のS_y、$\bar{y}$の値を定める。

S_y=1.1285、　$\bar{y}$=0.5403

（オ）分布関数の定数項を求める。

$$\frac{1}{a} = \frac{S_x}{S_y} = \frac{31.305}{1.1285} = 27.740$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{\bar{y}}{a} = 88.3 - \frac{0.5403}{0.0360} = 73.291$$

（カ）基本推定式を求める。

$$x = x_0 + \frac{y}{a} = 73.291 + 27.740y$$

（キ）確率年に対する極値変量yの値（**表-6.7**）より、確率日降雨量を求める。（**表-6.10**）

表-6.10　確率降雨量

T年	y	$27.740\,y$	x
50	3.90194	108.240	181.5
30	3.38429	93.8802	167.2
10	2.25037	62.4253	135.7
5	1.49994	41.6083	114.9
2	0.36651	10.1669	83.5

表-6.9　計算例

順位	トーマスプロット	x_i ①	x_i^2 ②
1	0.028	199.8	39,920.0
2	0.056	164.9	27,192.0
3	0.083	135.2	18,279.0
4	0.111	132.4	17,529.8
5	0.139	123.7	15,301.7
6	0.167	107.9	11,642.4
7	0.194	104.9	11,004.0
8	0.222	103.0	10,609.0
9	0.250	100.5	10,100.3
10	0.278	98.9	9,781.2
11	0.306	94.2	8,873.6
12	0.333	94.0	8,836.0
13	0.361	90.0	8,100.0
14	0.389	87.7	7,691.3
15	0.417	84.9	7,208.0
16	0.444	83.1	6,905.6
17	0.472	80.5	6,480.3
18	0.500	80.0	6,400.0
19	0.528	78.5	6,162.3
20	0.556	78.5	6,162.3
21	0.583	74.0	5,476.0
22	0.611	73.0	5,329.0
23	0.639	73.0	5,329.0
24	0.667	71.6	5,126.6
25	0.694	71.0	5,041.0
26	0.722	68.1	4,637.6
27	0.750	64.8	4,199.0
28	0.778	63.6	4,045.0
29	0.806	60.9	3,708.8
30	0.833	60.2	3,624.0
31	0.861	58.9	3,469.2
32	0.889	58.7	3,445.7
33	0.917	57.6	3,317.8
34	0.944	56.9	3,237.6
35	0.972	55.0	3,025.0
計		3,089.9	307,190.0
1/N		88.3	8,776.9

6.3　確率降雨の時間分布

排水計画の作成に当たって、受益区域の湛水解析等の目的で洪水ハイドログラフを必要とする場合は、確率連続降雨量（１～３日連続雨量）の時間分布を求める必要がある。連続降雨の時間配分を定める手法には、以下の三つの方法がある。

①　日降雨分布については各確率降雨量（日降雨量、２日連続降雨量、３日連続降雨量）を満足するように配分し、日降雨量に対する時間分布は過去の実績降雨パターンに基づいて比例配分する方法

②　日降雨分布については各確率降雨量（日降雨量、２日連続降雨量、３日連続降雨量）を満足す

るように配分し、日降雨量に対する時間分布は、シャーマン型降雨強度式、単峰型降雨強度式を組み合わせて複峰型降雨波形を求める手法[8)]等を用いて配分する方法

③ 必要となる確率連続降雨量を、過去の実績降雨パターンに基づいて全体を比例配分する方法

それぞれの配分方法の特徴は、**表-6.11** のとおりである。

表-6.11 配分方法の特徴

配分方法	特　　徴
①、②の方法	・各々の日降雨量が、確率計算により求められた各確率連続降雨量を満たしている。 ・①の方法については、降雨資料から、短時間の豪雨についても確率雨量に近い実績降雨を選定することができれば、ピーク付近雨量の過大又は過小評価を避けることができる。 ・②の方法については、時間雨量の資料が利用できない場合の便法であり、降雨配分式の係数に関する資料があれば適用できる。
③の方法	実際の降雨パターンを忠実に再現できる。ただし、短時間の豪雨を表しにくい。

ここでは、①の方法による連続降雨の時間配分を定める方法について以下に示す。

6.3.1 連続降雨量に対する日降雨分布の検討

確率連続降雨量に対する時間配分は、まず過去の実績降雨から日降雨パターンを分析し、そのパターンを当てはめて定める。この検討に当たっては、以下の事項に留意する。

(1) 既往の降雨の選定に当たっては、大洪水をもたらしたものや対象流域において特に生起頻度の高いパターンに属する降雨を落とさないように注意する。

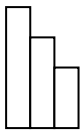
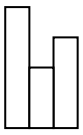
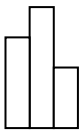
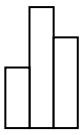
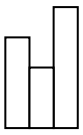
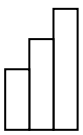
(2) 選定すべき降雨は資料の存在期間の長短に応じて変化するが、通常 10 降雨以上とする。

日降雨パターンの分析には、特に定まった方法はないが、３日連続降雨量の日降雨分布パターンを検討した事例を以下に示す。

＜日降雨パターンの分析例＞

既往の３日連続降雨量から比較的大きな雨量（上位20位）を抽出し、**表-6.12**に示すようにパターン化してその発生頻度を調べる。この分析例では、表に示すように中央山型の生起頻度が最も高く、かつ「3・1・2」のパターンが圧倒的に高い。

表-6.12 ３日連続雨量の日分布パターン生起頻度例

分布型	前方山型		中央山型		後方山型	
	1･2･3	1･3･2	2･1･3	3･1･2	2･3･1	3･2･1
模式図						
頻度	1 (5%)	1 (5%)	5 (25%)	9 (45%)	0 (0%)	4 (20%)
	2 (10%)		14 (70%)		4 (20%)	

注：日分布のパターン化は、最大日雨量にインデックス１を、中位の日雨量にインデックス２を、さらに最小日雨量にインデックス３を付けて、分類している。

次に、特定した日降雨パターンに対する雨量は、日降雨量、２日連続降雨量及び３日連続降雨量のそれぞれについて確率降雨量を求め、それぞれの差分から**表-6.13**のように求める。

表-6.13　３日連続雨量の日配分(mm)

確率雨量		日配分雨量	備　　考
日雨量	239.1	239.1	
2日連続雨量	333.8	94.7	333.8－239.1＝94.7
3日連続雨量	381.8	48.0	381.8－333.8＝48.0

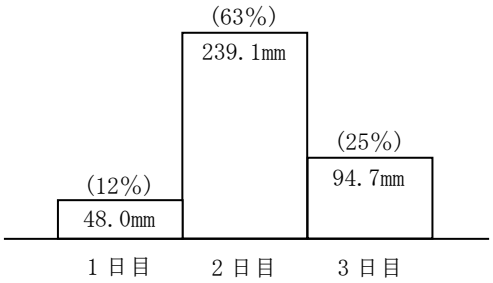


図-6.6　確率雨量の日配分

注：この例は、我が国の降雨パターンは、統計的に見て最大日、２日、３日連続とも隣り合わせに発生する確率が多いことから、３日連続の波形は同一確率の日雨量、２日、３日連続が隣り合わせに発生するとの考えで求めたものである。

6.3.2　日降雨量に対する時間分布の検討

「**6.3.1　連続降雨量に対する日降雨分布の検討**」によって定めた、日配分雨量に対する時間配分は、既往の降雨パターンを当てはめて求めるが、検討に当たっては以下の事項に留意する。

(1) 選定された実績降雨の継続時間が計画降雨に一致することは極めてまれであるが、原則として実績降雨の継続時間を基本に降雨量の引き伸ばしを行う。

(2) 実績降雨の継続時間が計画降雨より相当長い場合は、引き伸ばし後の計画降雨について不合理が生じないか十分検討する。

既往の時間分布の当てはめについて、事例を以下に示す。

＜時間分布の検討例＞

既往の実績降雨から、以下の４点を考慮して選定し、**表-6.14**に示すような配分率で引き伸ばしを行う。

①　総雨量が計画基準雨量に近いこと。

②　降雨の日分布パターンが同じであること。

③　実測降雨の分布率が標準的であること。

④　実測降雨記録に欠測が無いこと。

$$\text{計画降雨の時間雨量} = \text{実績降雨の時間雨量} \times \frac{\text{計画日雨量}}{\text{実績日雨量}}$$

表-6.14 時間配分比率

	1/20 確率 3 日連続雨量		
	1 日目	2 日目	3 日目
計画雨量	48.0mm	239.1mm	94.7mm
実績雨量	79.0mm	165.0mm	134.5mm
比　率	0.6076	1.4491	0.7041

計画降雨の時間配分計算結果は、**図-6.7**のとおりである。

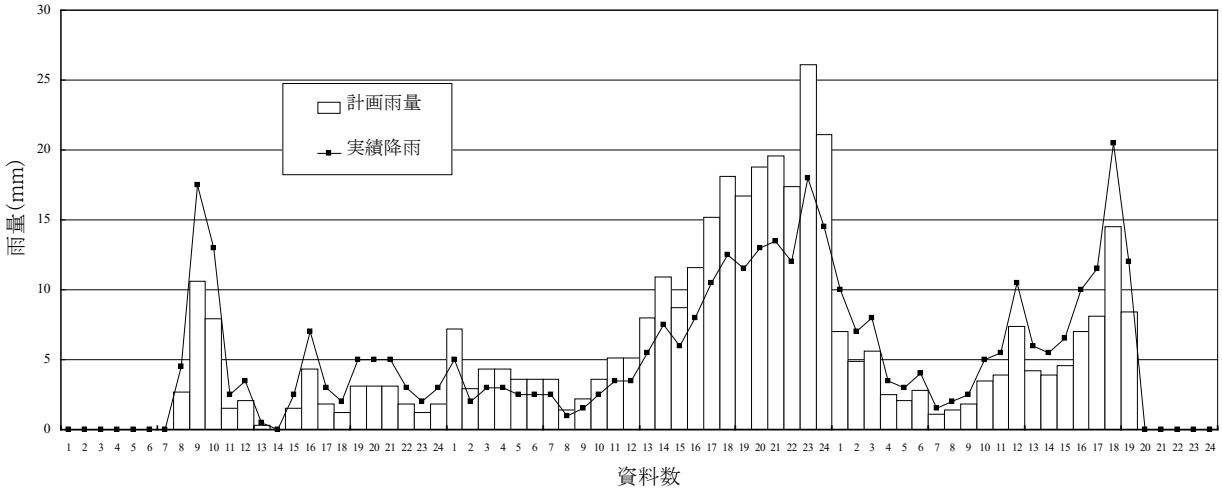


図-6.7 3日連続降雨のハイエトグラフ

6.4 計画基準降雨の決定

前項までの検討を基に、傾斜地など洪水ピーク流出量を計画の基礎とする場合は短時間降雨強度を、氾濫域など洪水ハイドログラフを計画の基礎とする場合は適当な波形を持った連続降雨をそれぞれ対象とし、計画排水量を決定する。計画排水量の算定に採用した降雨を計画基準降雨とする。

〔参考〕実績降雨の引き伸ばしに当たり短時間降雨を考慮した事例（D地区）

日降雨量に対する時間分布の検討において、実績降雨の引き伸ばしを行う場合に、実績降雨の選定に当たって、3日連続降雨量とともにピーク時間雨量に留意した事例を以下に示す。なお、本事例では実績降雨のピーク時間雨量が 1/10 年確率の時間雨量に近いものを選定したが、引き伸ばし後の計画降雨が 1/10 年確率の時間雨量に近いものとなっているか確認することが望ましい。

D地区では、過去の大雨を分析した結果、生起頻度が最も高かった降雨の日分布パターンが「3・2・1」のパターンとなったことから、同パターンの 1/2 年確率以上の大雨のうち、無降雨日のない降雨を抽出した。

次に、実績降雨の波形を遵守する観点から、引き伸ばしによる調整量が少ない降雨を検討した結果、**表-6.15** のとおり、3日連続降雨量が 1/10 年確率に近い降雨は No.3,4,5,6,10 となり、ピーク時間雨量が 1/10 年確率に近い降雨は No.4 となったことから、No.4 の降雨を引き伸ばしの基となる実績降雨として採用した。

表-6.15　実績降雨の 1/10 年確率雨量に対する割合

No.	発生年月日	実績雨量(mm)					1/10年確率雨量に対する割合				
		1日目雨量	2日目雨量	3日目雨量	計	ピーク雨量	1日目雨量	2日目雨量	3日目雨量	計	ピーク雨量
0	1/10年確率雨量	23.3	66.2	209.6	299.1	41.9	－	－	－	－	－
1	S55　7月8日　7月10日	24.0	76.0	79.0	179.0	32.0	1.03	1.15	0.38	0.60	0.76
2	S55　10月12日　10月14日	16.0	17.0	129.0	162.0	25.0	0.69	0.26	0.62	0.54	0.60
3	H2　9月17日　9月19日	20.0	111.0	134.0	265.0	32.0	0.86	1.68	0.64	0.89	0.76
4	H10　10月15日　10月17日	3.0	49.0	282.0	334.0	50.0	0.13	0.74	1.35	1.12	1.19
5	H16　9月27日　9月29日	5.0	17.0	245.0	267.0	53.0	0.21	0.26	1.17	0.89	1.26
6	H17　9月4日　9月6日	10.0	48.0	208.0	266.0	16.0	0.43	0.73	0.99	0.89	0.38
7	H19　7月12日　7月14日	13.0	48.0	125.0	186.0	19.0	0.56	0.73	0.60	0.62	0.45
8	H23　5月27日　5月29日	2.5	26.5	164.5	193.5	15.0	0.11	0.40	0.78	0.65	0.36
9	H25　9月2日　9月4日	14.0	36.0	141.5	191.5	24.0	0.60	0.54	0.68	0.64	0.57
10	H25　10月23日　10月25日	27.5	103.5	152.0	283.0	21.5	1.18	1.56	0.73	0.95	0.51

※1/10 年確率ピーク雨量は 3 日目雨量に含まれる。

※網かけは 1/10 年確率雨量に対して±20%以内のもの。

参考文献

1）角屋　睦：水文統計論、水工学シリーズ 64－02、p.2（1964）

2）建設省河川局監修：改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説調査編、技報堂出版、pp.66～67（1997）

3）角屋　睦：水文統計論、水工学シリーズ 64－02、p.4（1964）

4）角屋　睦：水文統計論、水工学シリーズ 64－02、pp.22～23（1964）

5）角屋　睦：水文統計論、水工学シリーズ 64－02、p.28（1964）

6）角屋　睦：水文統計論、水工学シリーズ 64－02、p.35（1964）

7）角屋　睦：水文統計論、水工学シリーズ 64－02、p.13（1964）

8）角屋睦・増本隆夫・田中丸治哉：複峰型豪雨波形の一表現法、農土論集、164、pp.115～123(1993)

表-6.16　地区事例：雨量波形（時間配分）の具体的手法

地区名	地方	都道府県	事業主体	事業名	年度		降雨								備考
					調査計画	全体実施計画	確率年	計画降雨量	確率計算	資料数	観測期間	日配分	時間配分		
樺戸	北海道	北海道	国	かんがい排水	S49～S53	S54～S61	1/10	157.0mm/2日	岩井法	30年	S34～S63	実績降雨	S50.8－実績型	・過去の大雨(日雨量80mm以上)より選定。 ・降雨量、外水位ともに1/10に近い。 ・過去の記録の中で災害の大きかった年。 ・他事業との関連。	
幌延		北海道	国	農地防災（農地機能保全型）	H21～H29	—	1/10	89mm/日	岩井法	30年	S62～H28	－	H26.8－実績型	・計画基準降雨の継続時間1日。	
稚内中部		北海道	国	農地防災（農地機能保全型）	H13～H16	—	1/10	95mm/日	－	－	－	－	中央山型	・確率等雨量線図より計画雨量を算定。	
角田	東北	宮城	国	かんがい排水	S55～S57	S58	1/10	187.6mm/2日	岩井法	57年	S元～S57	確率雨量	理論型	・降雨の時間配分は、シャーマン型降雨強度式により日雨量から配分。	
男鹿東部		秋田	国県	干拓事業排水対策特別	H6	H7～H8	1/30 1/10	198.3mm/3日 158.8mm/3日	岩井法	18年	S52～H6	不明	不明	・関連事業(S54 県営排特)で採用された波形を、計画雨量に併せて拡大している （原波形の出典は不明)。	
江合川		宮城	国	農業水利	S61～H元	H2～H5	1/10	167.9mm/3日	岩井法	45年	S18～S62	確率雨量	降雨強度式		
細待井		宮城	県	湛水防除	H8	H9	1/20	185.3mm/3日	岩井法	48年	S23～H7	確率雨量	H3.10－実績型		
大利根用水	関東	千葉	国	かんがい排水	S41～S43	S44	1/10	210.7mm/2日	－	20年	S32～S52	実績降雨	S42.9－実績型	・近傍の観測所資料より選定する。 ・過去180(mm/2日)以上の8降雨より選定。 ・時間集中度(物部曲線、伊藤AB曲線)より選定。	
東葛北部		千葉	県	かんがい排水	S53	S54～H14	1/10	254.0mm/3日	ｸﾞﾝﾍﾞﾙ法	43年	S6～S48	実績降雨	S46.8－実績型	・最近10か年で被害が最も顕著であったこと。 ・地区の基幹施設(ポンプ)設置後の降雨であること。	
坪井		静岡	県	湛水防除	H7	H8	1/20	381.3mm/3日	岩井法	91年	M37～H6	確率雨量	S57.9－実績型	・総雨量が計画基準雨量に近いこと。 ・降雨の日分布型が同じであること。 ・実測降雨の分布率が標準的であること。 ・実測降雨記録が完全であること。	
栃木南部		栃木	国	かんがい排水	H15～H19 H22～H26	H27	1/10	197.0mm/3日(栃木) 174.1mm/3日(小山) 189.5mm/3日(古河)	岩井 角屋法	57年 (3日) 34年 (時間)	S30～H23 S53～H23	実績降雨	S57.9－実績型	・3日連続雨量と時間雨量が1/10になるように引き伸ばし。 ・3観測所の計画基準降雨をティーセン法で合成。	
渡良瀬川中央		群馬 栃木	国	農地防災（一般型）	H9～H11	—	1/10	160mm/3日(桐生) 190mm/3日(足利) 178mm/3日(館林)	岩井 角屋法	39年	S30～H6	実績降雨	S57.9－実績型	・日、2日、3日雨量が1/10になるように引き伸ばし。 ・3観測所のティーセン分割内にある小ブロックに計画降雨を適用。	
阿賀野川右岸	北陸	新潟	国	かんがい排水 農地防災	S59～S61	S62	1/10 1/50	223.0mm/3日 359.0mm/3日	岩井法	50年	S10～S59	確率雨量	物部降雨強度式	・実績降雨波形と比較検討した結果、理論波形において流出量、湛水面積、湛水時間が大きくなった。	
白根郷		新潟	国	農地防災	S61～H3	H4～H5	1/30	268.3mm/3日	岩井法	47年	S15～S61	確率雨量	シャーマン型降雨強度式	・水田の汎用農地化を積極的に推進することを基本とするため、排水能力の増強につながる理論型を採用する。	
亀田郷		新潟	県	かんがい排水 農地防災	S60～S62	S63	1/10 1/50	192.1mm/3日 283.0mm/3日	岩井法	47年	S14～S60	実績降雨	S53.6－実績型	・最大湛水被害をもたらした降雨。	
庄川左岸		富山	国	農地防災（一般型）	H4～H18	H19～H20	1/15	145.3mm/日	岩井 角屋法	50年	S31～H17	－	中央主山型	・年最大日雨量の最大時間雨量を確率処理した時間雨量をピーク時間雨量に採用。	
射水郷		富山	国	農地防災（一般型）	S60～H元	H2～H3	1/30	259mm/3日	岩井 角屋法	53年	S8～S60	中央山型	シャーマン型降雨強度式	・時間配分のピーク発生時間は実績より決定。	

地区名	地方	都道府県	事業主体	事業名	年度		降雨							
					調査計画	全体実施計画	確率年	計画降雨量	確率計算	資料数	観測期間	日配分	時間配分	備考
加賀三湖周辺	北陸	石川	国	農地防災（一般型）	H4～H5	H5～H6	1/10	250.4mm/4日	－	16年	S10～S25	実績降雨	M35.7－実績型	・10～20年に1回程度の降雨を想定して当時の稲作期間中過去4番目に大きい4日雨量250.4mmを計画雨量とした。
邑知地溝帯		石川	国	農地防災（一般型）	S52～H4	H5～H6	1/15 1/10 1/30	253.3mm/3日 225.5mm/3日 304.3mm/3日	岩井法	60年	S元～S63（欠測3年）	中央山型	シャーマン型降雨強度式	・自然排水、機械排水で確率規模を変えており、自然排水：1/15、機械排水：1/10、自然機械排水、農地防災排水：1/30。
尾張西部（一宮）	東海	愛知	国	かんがい排水 地盤沈下排対	S50～S53	S54～S59	1/10	259.0mm/2日	岩井法	32年	S17～S51	実績降雨	S51.9－実績型	・最近の降雨から流出解析を行い、ピーク流出量の平均値に近い降雨パターンを選定。一宮、津島各々の降雨パターンを使用している。
尾張西部（津島）							1/10	288.0mm/2日						
新濃尾		愛知	国	農地防災（一般型）	H6～H9	H9～H10	1/10	259mm/2日（一宮） 205mm/日（名古屋）	岩井法	35年 61年	S17～S51 S15～H12	実績降雨 －	S51.9－実績型 中央集中型	・施設により計画降雨が異なる。 ・河川で用いられている降雨強度式を採用。
巨椋池	近畿	京都	国	農地防災	H8	H8～H9	1/20	260.6mm/3日	岩井 角屋法	43年	S28～H7	確率雨量	石黒型降雨強度式	
和歌山平野		和歌山	国	農地防災（一般型）	H22～H24	H25	1/10	254mm/3日 （ティーセン比で合成）	岩井 角屋法	和歌山109年 かつらぎ31年	和歌山M34～H21 かつらぎS54～H21	実績降雨	H5.9－実績型	・観測所ごとに実績降雨を引き伸ばし後、計画基準降雨をティーセン比で合成。
児島湾周辺	中四国	岡山	国県	かんがい排水	S55～S56	S57～S60	1/10	170.8mm/3日	岩井法	68年	T5～S58	確率雨量	S42.7－実績型	・S25～S55までの過去31年間から選定する。 ・総雨量が計画基準雨量に近い降雨。 ・引き伸ばし後のピーク時間降雨強度が確率雨量に近いもの。
宍道湖西岸		島根	国	緊急農地再編整備	H27～H29	—	1/10	252mm/3日	岩井 角屋法	37年	S54～H27	実績降雨	S59.6－実績型	・3日連続雨量と時間雨量が1/10になるように引き伸ばし。 ・区画整理と一体整備。
道前平野		愛媛	国	緊急農地再編整備	H24～H27	—	1/10	299mm/3日	岩井法	39年	S50～H25	実績降雨	H10.10－実績型	・日、2日、3日雨量が1/10になるように引き伸ばし。 ・区画整理と一体整備。
筑後川下流	九州	福岡	国	かんがい排水	S45～S46	S47～S49	1/10	370.0mm/3日	岩井法等	43年	S4～S46	確率雨量	特性係数法	
		佐賀					1/10	321.0mm/3日		80年	M24～S45			
筑後東部第2		福岡	県	かんがい排水	H8	H9	1/10	370.0mm/3日	岩井法等	43年	S4～S46	確率雨量	特性係数法	
佐賀中部		佐賀	国	農地防災	S57～S63	H元	1/30 1/10	389.2mm/3日 312.8mm/3日	岩井法	92年	M24～S57	確率雨量	S55.8－実績型 S47.7－実績型	・過去48年間における主要洪水について、被害の発生状況と降雨の発生原因及び2観測所のハイエトチェックを行い決定した。
出水（東）		鹿児島	国	海岸保全	H元	－	1/10	374.5mm/3日	岩井法	20年	S41～S60	確率雨量	S46.7－実績型	・時間雨量資料が少ないため関連事業の降雨波形を採用。
出水（福ノ江）					H8	－	1/20	460.2mm/3日	岩井 角屋法	31年	S41～H8	実績降雨	H7.7－実績型	・降雨総量(3日雨量)が近いもの。 ・雨量が3日間まんべんなくあるもの。 ・ピーク時間雨量が近いもの。
筑後川下流福岡		福岡	国	施設機能保全	H23～H28	—	1/10	370mm/3日	岩井法	87年	S4～H27	中央山型	降雨強度式（特性係数法）	
八代平野		熊本	国	かんがい排水	H25～H29	—	1/10	364mm/3日	岩井 角屋法	39年	S51～H26	実績降雨	H23.8－実績型	・3日連続雨量と時間雨量が1/10になるように引き伸ばし。

7．計画基準外水位

（基準、基準の運用第３章 3.3.6 関連）

7.1　基本事項

受益区域の過剰水の排出先となる排水本川には、**表-7.1** に示すようなタイプがある。これらの水位（すなわち、外水位）は受益区域の排水計画の規模を支配する外的要因であるため、排水計画に採用する計画基準外水位の決定に当たっては、以下の事項に留意し、受益区域と排水本川との関係を慎重に検討しなければならない。

①　計画基準外水位の規模
②　排水本川に与える影響
③　関係機関との調整及び協議

表-7.1　排水本川の形式

排水本川の形式	河川	内部流域の面積に比べて同等かそれ以下の場合
		内部流域の面積に比べて大きい場合
	湖沼	内部流域の面積に比べて同等かそれ以下の場合
		内部流域の面積に比べて大きい場合
	海	

7.1.1　計画基準外水位の規模

排水本川の計画基準外水位は、受益区域内に設定した降雨の確率年 T と同規模の確率外水位としなければならない。特に、排水本川が河川の場合、その計画水位の確率年は、一般的に河川等級（一級河川、二級河川、等）に応じて30～100年確率程度といった大きな値が採用されるため、その水位を直接排水計画の計画基準外水位とすることはできない（排水計画の内容が過大規模となる。）。

7.1.2　排水本川に与える影響

受益区域の排水計画は、排水系統の整備等によって、その排水量が排水本川の流水に何らかの影響を与える。特に、排水本川が河川の場合は、排水口からの排水量が局所的な河床洗掘を引き起こし、排水本川の正常な流水を阻害することもある。

したがって、計画基準外水位は、適正な排水口の位置を踏まえて検討し、また計画排水量が排水本川の流水に影響を与えるおそれがある場合には、その状況を数量的に明らかにし、対応策を具体的に検討しておかなければならない。

7.1.3　関係機関との調整及び協議

受益区域の排水計画の立案に当たっては、排水本川の管理主体者と以下の事項について調整及び協議を十分にしておくことが重要である。特に、排水本川が河川の場合は、河川管理者との協議を密にして、受益区域の排水計画が排水本川の流水を阻害しないようにしなければならない。また、排水本川が海の場合は、海岸管理者及び近隣漁業者との協議を十分に行う必要がある。

①　排水口の位置
②　排水計画に用いる計画基準外水位とその採用の考え方

③　排水本川に放流する計画排水量
④　計画排水量が排水本川の流水や環境に与える影響の有無

7.2　計画基準外水位の検討手順

計画基準外水位は、おおむね以下の手順に沿って検討を進める。

手順－１　排水口位置の検討

受益区域の計画排水系統及び排水方式を概定して、排水口の位置を計画する。

↓

手順－２　事前協議と記録の収集

①　受益区域の排水の考え方、事業計画の方針等について、排水本川の管理者と主として以下の事項について事前協議を行い、事業計画との調整を行う。
・河川に排水する場合の河川管理上の制約
・排水口の構造
・排水本川が河川の場合、今後の河川改修の有無と計画水位
②　排水本川の管理者と協議し、排水口地点の水位記録、流域の定数等を収集する。

↓

手順－３　計画基準外水位の検討

収集した排水本川の水位記録、流域の定数等より以下の事項を検討し、受益区域の排水計画に用いる計画基準外水位を決定する。
・外水位ハイドログラフ
・内外水位のピーク時間のずれ

↓

手順－４　計画協議

計画基準外水位を決定して受益区域の排水計画を詳細に検討した後、主として以下の事項について、排水本川の管理者と協議し、必要に応じて事業計画の調整を行う。
・計画基準外水位の妥当性
・排水本川に放流する計画排水量
・ポンプ排水を行う場合の運転時間、等

7.3　計画基準外水位の検討

計画基準外水位は、排水本川のタイプに関わらず、以下の事項について検討する。

①　受益区域の排水計画確率年相当の外水位ハイドログラフ
②　内外水位のピーク時間のずれ

7.3.1　排水本川が河川の場合

排水本川が河川の場合、計画基準外水位ハイドログラフの検討は、おおむね**表-7.2**の二つの方法がある。

表-7.2　外水位ハイドログラフの検討手法

検討手法	水位記録から求める場合	一般的に、外部流域が内部流域よりはるかに大きい流域に対して適用する。
	外部流域の流出解析から求める場合	一般的に、外部流域が内部流域と同程度又はそれより小さい流域に適用する。

(1) 水位記録から求める場合

排水本川の流域（外部流域）が内部流域よりはるかに大きい一級河川等では、一般に河川水位の観測網が整備されている場合が多い。この場合は、以下のようにして計画基準外水位を定める。

ア　確率降雨量の計算（「**６．実績降雨に基づく計画基準降雨**」及び「**19．将来の降雨予測に基づく計画基準降雨**」参照）により、受益区域に採用するＴ年確率降雨量を求め、それに最も近似する実降雨の発生年月日を特定する（例えば、受益区域のＴ年確率３日連続雨量が 382㎜（期間：0～72 時）であった場合、382㎜ に最も近似する実降雨の発生年月日を特定する。）。

イ　河川管理者から、計画の排水口地点に最も近い河川水位観測所の記録を収集し、アで特定した実降雨の発生年月日に該当する期間の水位の連続記録を抽出する。

ウ　実績降雨から求めた確率降雨量の時間配分パターン（ハイエトグラフ）と河川水位記録から抽出した水位の時間軸を整合させ、基準外水位として定める。

エ　水位観測記録が排水口を計画する地点から離れている場合は、上記によって抽出した水位から不等流計算によって計画の排水口地点の水位を求める。

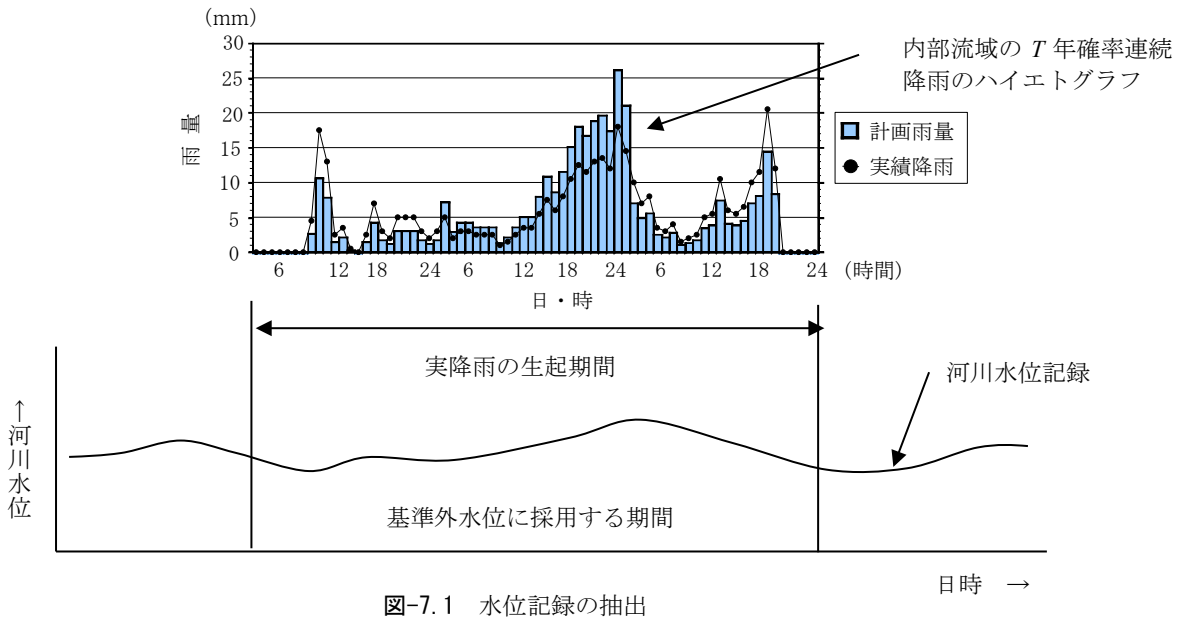


図-7.1　水位記録の抽出

(2) 外部流域の流出解析から求める場合

排水本川の水位記録がない場合は、以下のようにして排水本川の流出解析を行い、計画基準外水位を求める。

ア　河川管理者と協議して流出解析のための流域の定数を入手し、その定数を用いて外部流域の流出解析を行う。流域の定数が定まっていない場合は、「**９．洪水ハイドログラフの計算**」に示す手法を用いて外部流域の流出解析を行う。

イ　外部流域の流出解析に必要な降雨は、内部流域の計画基準降雨を用いる。

ウ　上記によって求めた外部流域の洪水流出量について、排水本川の水位－流量曲線を用いて排水口地点の外水位を推定する。なお、排水本川について水位－流量曲線がない場合は、流量観測によってこれを検討する。

7.3.2 排水本川が海の場合

海に排水口を設けるような排水計画では、外水位ハイドログラフは、以下のとおり求める。

(1) 海象調査結果から、上下弦(小潮)又は朔望(大潮)時の平均潮位曲線を外水位ハイドログラフとする。

(2) 内外水位のピーク時間のずれは、いくつかのパターンを想定して、排水施設規模を概定する。そのうち、最も危険側のパターンを採用する。

８．洪水ピーク流出量の計算

（基準、基準の運用第３章 3.3.7 関連）

8.1　基本事項

洪水ピーク流出量は合理式又は流出モデルから求める。本章では合理式による方法を示す。流出モデルから求める場合は「**９．洪水ハイドログラフの計算**」を参照する。

8.1.1　合理式

傾斜地における排水路の規模決定等、洪水ピーク流出量を計画洪水時排水量とする場合には、次の合理式[1)]により計算することができる。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \cdots\cdots (8.1)$$

ここに、Q_P ：洪水ピーク流出量（m^3/s）
r_e ：洪水到達時間内の平均有効降雨強度（mm/h）
A ：流域面積（km^2）

ただし、合理式を使用する場合は、以下の事項について留意しなければならない。

(1) 合理式を用いる場合には、洪水到達時間と洪水到達時間内の平均有効降雨強度を決める必要があるが、概査や精査で得られる資料は現況の流況を表しているものであり、計画で使用する数値は事業実施後の変化を考慮したものとする必要がある。

(2) 合理式の適用範囲の上限は、降雨のスケールによって異なるが、流域平均降雨という概念が物理的に許される$10km^2$～$40km^2$までと考えられる。

(3) 河道貯留効果があるような場合でも合理式を適用することができるが、事業実施後に流域内に氾濫又は一時貯留が起こらない場合や下流水位による堰上げ背水等の影響がない場合に適用できる。

8.1.2　有効降雨強度（ピーク流出係数）

洪水到達時間内の平均有効降雨強度を求める際の有効降雨強度は、降雨強度より地表の最終浸入能を差し引いた値と考えられる。有効降雨強度は、以下により求める。

$$r_e = r - f_c \quad \cdots\cdots (8.2)$$

又は、洪水到達時間内の降雨強度と有効降雨強度の比であるピーク流出係数で洪水到達時間内の平均有効降雨強度を表すと以下のとおりとなる。

$$r_e = f_p \cdot r \quad \cdots\cdots (8.3)$$

ここに、r_e：有効降雨強度（mm/h）
f_c ：最終浸入能（mm/h）
f_p ：ピーク流出係数
r：降雨強度（mm/h）

ピーク流出係数は、地域の地質、地被、先行降雨等の諸条件により異なるので、それぞれの流域についての観測値に基づき定めるのが妥当である。しかし、事業実施後のピーク流出係数を推定す

る場合や、実測資料の乏しい場合には**表-8.1、8.2**に示す値を参考としてもよい。**表-8.1**は物部が河川の洪水時の値として与えたものであるが、流域の状況によって変化するとともに、安全係数に類するものも含めてあり、さらに対象とした洪水が大きなものであるため、土地改良事業で対象とする降雨に対しては大きな値となる傾向がある。特に水田の場合には、0.7～0.8をとることはほとんどなく、大略0.4～0.5の範囲内と考えてよい。

表-8.1　ピーク流出係数

地形の状態	f_p
急峻な山地	0.75 ～ 0.9
三紀層山地	0.7 ～ 0.8
起伏のある土地及び樹林地	0.5 ～ 0.75
平らな耕地	0.45 ～ 0.6
かんがい中の水田	0.7 ～ 0.8
山地河川	0.75 ～ 0.85
平地小河川	0.45 ～ 0.75
流域のなかば以上が平地である大河川	0.5 ～ 0.75

―物部の調査による日本内地の洪水時の値―

表-8.2　ピーク流出係数

地形の状態	f_p
路面及び法面	0.70～1.00
市街	0.60～0.90
森林地帯	0.20～0.40

―道路土工 排水工指針(昭和 62 年 6 月)―

8.1.3　洪水ピーク流出量の計算手順

合理式によってある確率年 Tに対するピーク流出量を求めるためには、以下の手順によって計算する。

手順－１

流域特性からの
洪水到達時間の推定

① 実測値による場合
過去の洪水記録より、出水ごとに洪水到達時間(t_p)と洪水ピーク流出高を推定する。この洪水ピーク流出高を洪水到達時間内の平均有効降雨強度（r_e）と見なし、洪水到達時間と洪水到達時間内の有効降雨強度の関係を両対数グラフにプロットし、関係曲線（r_e-t_p曲線）を描く。

② 計算による場合
角屋・福島の式より有効降雨強度に対する洪水到達時間とその間の平均有効降雨強度の関係（洪水到達時間t_pと洪水到達時間内の有効降雨強度r_eの関係）を両対数グラフにプロットし、関係曲線（r_e-t_p曲線）を描く。

↓

手順－２

降雨特性からの
確率有効降雨強度の計算

任意の降雨継続時間に対する降雨強度の確率計算を行い、降雨継続時間t_rと確率降雨強度r_Tの関係（r_T-t_r曲線）を求める。流域の最終浸入能やピーク流出係数より確率有効降雨強度を求め、r_e-t_p曲線のグラフ上に確率有効降雨強度曲線（$r_{eT}-t_r$曲線）を重ねてプロットする。

↓

手順－３

洪水ピーク流出量の計算

① 上記グラフ上の両曲線(r_e-t_p曲線と$r_{eT}-t_r$曲線)の交点の値が、確率有効降雨強度となる。
② 求めた確率有効降雨強度を合理式に代入して洪水ピーク流出量を求める。この値を、計画洪水時排水量とする。

8.2 洪水到達時間 t_pの推定

8.2.1 実測値による推定

洪水到達時間とは、概念的には「流域の最遠点（距離ではなく時間）に降った雨水が最下流端に伝播する時間」と定義され[2)]、流域の地形、流路網の構成及び配列、地被等により異なり、概して流量が大きくなるほど短くなる。

洪水到達時間は、有効降雨強度曲線と流出ハイドログラフの関係より、**図-8.1**に示すように、時刻t_1と時刻t_2の差t_pで定義されることが理論的に証明されている[2)]。実測により洪水到達時間を推定する場合は、以下の手順による。

(1) 有効降雨強度曲線とそれに対応する流出ハイドログラフを**図-8.1** のように描く。

(2) 流出ハイドログラフから流出量のピーク時刻t_2を求める。

(3) 時刻t_2における有効降雨強度曲線上の点から水平線を引き、降雨ピーク前で有効降雨強度曲線と交わる点の時刻を t_1とする。

(4) 得られたt_1とt_2 の時間差が洪水到達時間t_p となる。

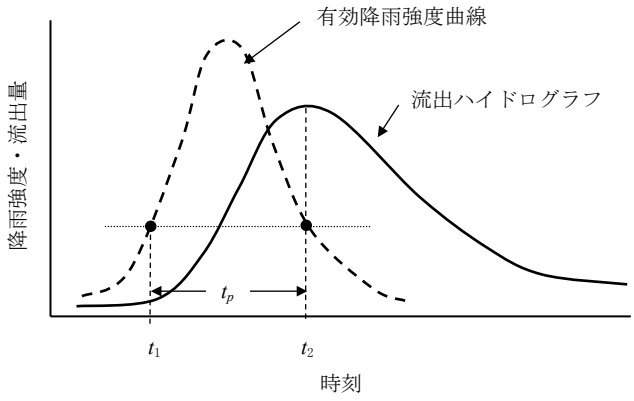


図-8.1 洪水到達時間の定義

上記の手順において、有効降雨強度曲線を前提としているが、大きなピーク流出量は降雨後半の強度によってもたらされることが多いことから、流出のピーク近傍において、観測降雨を用いた式(8.2)、式(8.3)が適用できる。なお、推定に当たっては、以下の事項に留意しなければならない。

(1) 降雨波形と流出量波形の対応が十分でないと洪水到達時間を過小評価しがちである。そこで、有効降雨強度曲線は単位時間を小流域では 10～20 分、大流域では 20～60 分程度にとり、適当な移動平均によって降雨波形を流量波形に対応させるような工夫が必要である。

(2) 採用する資料は、ピーク流出量が 1.0㎥/(s・㎢)以上の大きいものに限定した方がよい。これより小さな出水では洪水到達時間の推定は難しい。

(3) 降雨の時間分布が場所的に一様でない資料による洪水到達時間の推定は避けた方がよい。

(4) 総雨量の少ない記録や降雨継続時間の短い記録は推定に使用しない方がよい。また、流出のピーク直後に降雨が終了している記録も好ましくない。これらは、洪水到達時間を過小評価しがちである。

次に、推定した洪水到達時間と有効降雨強度の関係を示す有効降雨強度曲線（$r_e - t_p$曲線）を両対数紙にプロットする。いま、**図-8.2**に示すように、流域面積0.5㎢の基準点で**表-8.3**に示すようなピーク流出量が観測され、それに対応した降雨強度が得られたとする。

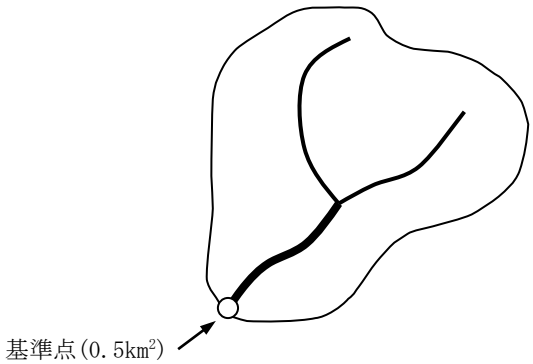


図-8.2　流域の例

表-8.3　流量観測記録

流域面積：50ha

No.	観測月日	ピーク流出量 Q_p(m³/s)	到達時間 t_p (min)	到達時間内降雨量 Σr(mm)	平均降雨強度 r(mm/h)	平均有効降雨強度 r_e(mm/h)	ピーク流出係数 f_p
1	00/00/00	0.597	145	16	6.8	4.3	0.63
2	00/00/00	0.833	90	14	9.1	6.0	0.66
3	00/00/00	1.028	100	18	10.7	7.4	0.69
4	00/00/00	1.528	90	25	16.9	11.0	0.65
5	00/00/00	2.500	60	25	25.0	18.0	0.72
6	00/00/00	3.472	50	29	35.2	25.0	0.71

この記録から、基準点の$r_e - t_p$曲線は、以下のように求める。

(1) 観測されたピーク流出量（m³/s）を式(8.4)に代入して計算し、洪水到達時間内の平均有効降雨強度（mm/h）を求める。

$$r_e = \frac{3.6 \cdot Q_p}{A} \quad \cdots\cdots (8.4)$$

ここに、r_e　：洪水到達時間内の平均有効降雨強度（mm/h）
Q_p：洪水ピーク流出量（m³/s）
A　：流域面積（km²）

(2) **図-8.3** に示すように、洪水到達時間t_pと洪水到達時間内の平均有効降雨強度r_eの関係を両対数グラフにプロット（グラフの“○”マーク）し、その平分線（グラフの破線）を挿入する。この平分線が0.5km²の流域に対する洪水到達時間t_pと洪水到達時間内の平均有効降雨強度r_eの関係を表す。

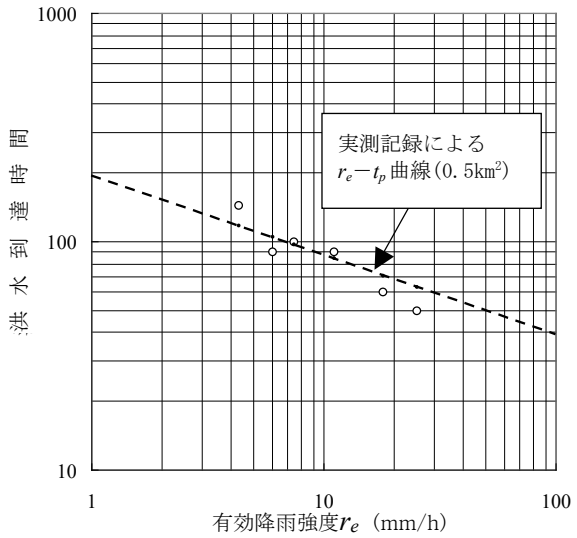


図-8.3 有効降雨強度曲線

8.2.2 計算による推定

洪水到達時間は、実測に基づいて定めることを原則とするが、流域に十分な水文観測資料が得られない場合は式(8.5)により推定してもよい。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \quad \cdots\cdots (8.5)$$

ここに、t_p ：洪水到達時間（min）
C ：土地利用係数
A ：流域面積（km²）
r_e ：平均有効降雨強度（mm/h）

表-8.4 土地利用係数（C）の値[2)～4)]

土地利用の状態	土地利用係数（C）
自然山地	250～350≒290
放牧地	190～210≒200
ゴルフ場	130～150≒140
粗造成宅地(水路道路整備)	90～120≒100
開畑地（数 ha 程度の小面積）	50～130≒ 90
運動場	80
市街地	60～ 90≒ 70

式(8.5)は、角屋・福島により東北、近畿、中国、四国及び九州の山地丘陵地流域の14河川（流域面積：A＝0.13～740km²）での観測結果より導かれた式である。

また、観測記録がある場合においても、その観測記録が計画対象流域の一部（例えば、支川の範囲）であり、計画対象の全流域について洪水到達時間を推定する必要がある場合は以下のようにして洪水到達時間を推定する。

前述の「8.2.1　**実測値による推定**」により存在する観測資料、すなわち洪水到達時間t_pと洪水到達時間内の平均有効降雨強度r_eを用いて、式(8.6)から土地利用係数Cの値を特定する。特定した値と計画対象の流域面積Aを用いて、式(8.5)より洪水到達時間を推定する。

$$C = t_p \cdot A^{-0.22} \cdot r_e^{0.35} \quad \cdots\cdots (8.6)$$

ここに、t_p ：洪水到達時間（min）
C ：土地利用係数
A ：流域面積（km^2）
r_e ：平均有効降雨強度（mm/h）

8.3　確率有効降雨強度曲線（r_{eT}－ t_r曲線）の推定

確率有効降雨強度曲線は、降雨継続時間と確率有効降雨強度との関係を表した曲線であり、以下のようにして求める。

(1) 降雨継続時間t_rを 20 分間、１時間、２時間など３種類以上想定する。想定する範囲は、**図-8.3** に示すような流域特性に支配される洪水到達時間から定める。

(2) 長期間の降雨記録（過去 30 年程度）からそれぞれのt_rに対応する年最大降雨強度（mm/h）を求め、整理する。

(3) それぞれのt_rに対応するデータを確率計算し（「**６．実績降雨に基づく計画基準降雨　6.2　確率降雨量の計算**」参照）、降雨継続時間t_rごとにある確率年Tに対する確率降雨強度r_Tを求める。確率降雨強度式が定まっている場合は、それを利用する。

(4) 上記で求めた降雨継続時間t_rごとの確率降雨強度r_Tに対して、式(8.7)により確率有効降雨強度r_{eT}を求める。この場合のピーク流出係数は、原則として流域の流量観測結果から得られた値を用いる。

$$r_{eT} = f_p \cdot r_T \quad \cdots\cdots (8.7)$$

ここに、r_{eT} ：確率有効降雨強度（mm/h）
f_p ：ピーク流出係数
r_T ：確率降雨強度（mm/h）

(5) ピーク流出係数f_pは、地域の地質、地被、先行降雨等の諸条件により異なるので、それぞれの流域についての観測記録に基づき、種々の降雨に対する洪水ピーク流出量と洪水到達時間から求める。求める時は、式(8.1)と式(8.3)から導かれる式(8.8)を用いる。この場合、排水計画に用いるf_pの値は、大規模洪水時の値又はピーク流出係数の最大値に注目する（**表-8.3** の例の場合、f_pは 0.72 となる）。

$$f_p = \frac{3.6\,Q_p/A}{r} \quad \cdots\cdots (8.8)$$

ここに、Q_p ：実測されたピーク流出量（m^3/s）
r ：到達時間内の実測平均降雨強度（mm/h）
A ：流域面積（km^2）

(6) このようにして求まった降雨継続時間t_rごとの確率有効降雨強度r_{eT}に、**図-8.4** に示すような滑らかな曲線を挿入する。

8.4 洪水ピーク流出量の計算

洪水ピーク流出量Q_pは、洪水到達時間t_pに等しくなるような降雨継続時間に対応する確率有効降雨強度r_{eT}を求め、これを式(8.1)に代入すれば求められる。

すなわち、**図-8.4**のように、洪水到達時間（$r_e - t_p$曲線）と確率有効降雨強度曲線（$r_{eT} - t_r$曲線）を同一グラフ上に描くと、両曲線の交点の値が合理式に用いるべき確率有効降雨強度になる（図の結果では、50㎜/hを示している）。

この交点の確率有効降雨強度r_eを式(8.1)に代入し、基準点における洪水ピーク流出量Q_pを求める。

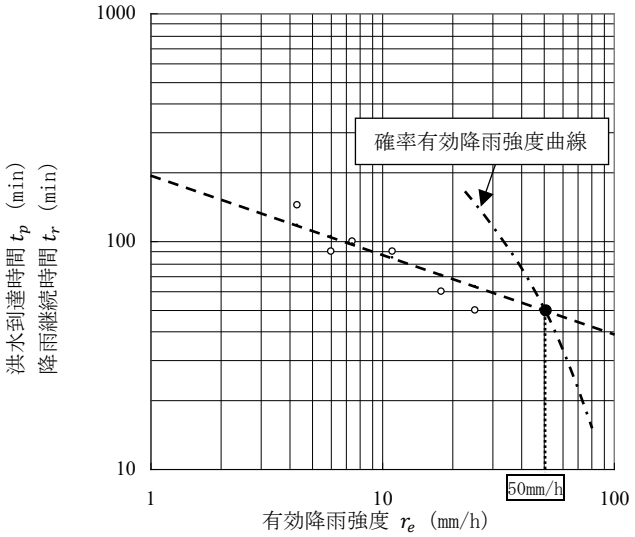


図-8.4 確率有効降雨強度の推定グラフ

参考文献

1）水理公式集等

2）角屋　睦：流出解析手法（その 8）―洪水到達時間と合理式―、農土誌 48(8)、pp. 39～44（1980）

3）杉山博信、田中宏宣：丘陵地開発に伴う流出変化、農土誌 56(11)、pp. 17～23（1988）

4）四方田穆、奥谷順彦：開発農地の流出特性―表面流モデルによる縦畦の影響の検討―、農土誌 56(11)、pp. 39～44（1988）

９．洪水ハイドログラフの計算

（基準、基準の運用第３章3.3.7関連）

9.1　計算モデルの選定

洪水調節用ダムの計画や洪水時排水を一時貯留させて自然排水や機械排水を計画する場合、計画洪水時排水量は、洪水ハイドログラフの形で求めなければならない。

洪水ハイドログラフの計算に当たっては、対象とする流域状況の違い（傾斜地域又は氾濫域）に応じて、**表-9.1**に示す計算モデルを選定しなければならない。なお、傾斜地域及び氾濫域とは、以下のような性質の流域をいう。

・傾斜地域：降雨から流出までの過程で一時貯留又は湛水による氾濫が発生しない地域

・氾濫域　：降雨から流出までの過程で一時貯留又は湛水による氾濫が発生する地域

注：傾斜地域に適用されるモデルは、基準点について下流水位の影響を考慮しない。したがって、これらのモデルを氾濫域に用いると、洪水ハイドログラフを過小に推定する。

表-9.1　流出モデルの概要

適用域	流出モデル	モデルの分類		定数等	入力	出力	備考
傾斜地域	単位図法	単位図法	集中型モデル	単位図縦距（単位時間ごと）	有効降雨量	直接流出量	土地利用ごとの有効降雨、モデル定数が必要。
	貯留関数法	貯留法		モデル定数(K, P, T_L)	有効降雨量	直接流出量	
	タンクモデル			流出孔係数、流出孔高、浸透孔係数	降雨量	全流出量	土地利用ごとのモデル定数が必要。有効降雨の推定は不要。
	キネマティックモデル	雨水流法	分布型モデル	斜面流定数(k, p) 河道流定数(K, P)	有効降雨量	直接流出量	土地利用ごとの有効降雨、モデル定数が必要。
氾濫域	遊水池モデル	貯留法	集中型モデル	水位－面積曲線（水位－貯留容量曲線）等	降雨量、氾濫域への流入量、外水位等	湛水位、湛水面積、湛水時間等	湛水域内で水位は一様と仮定（地点ごとの水理量は求まらない。）。
	低平地タンクモデル	雨水流法	分布型モデル	河道断面、河床標高、粗度係数、田面標高等			湛水域内各地点の水位、流量が求まる。河道－水田間で流入出を考慮。
	不定流モデル						

注 1）集中型モデルとは、基準点に対して流域全体を一つにまとめたモデルをいう。このタイプのモデルで流域内部の流出を詳細に表現するためには、流域をいくつかに分割してモデルを適用する必要がある。

注 2）分布型モデルとは、基準点に対して流域内部を分割し、それぞれの分割流域からの流出を合計して流出量を求めるモデルをいう。したがって、このタイプのモデルは流域内部の地点の流出量も表現することができる。

9.1.1 傾斜地域のモデル選定

傾斜地域に適用できるモデルには、単位図法、貯留法及び雨水流法の三つの手法がある。

(1) 単位図法

単位図法は、単位有効降雨に対する直接流出ハイドログラフ（これを単位図又はユニットハイドログラフと呼ぶ。）を推定し、この単位図を用いて計画基準降雨下の洪水ハイドログラフを推定する手法であり、この考え方は以下の仮定に基づいている。

ア　同一流域では、地域的、時間的に一様強度かつ一定継続時間の有効降雨からは、常に一定波形の流出を生じる。

イ　同一流域では、有効降雨強度が変化しても、流出量の時間的配分の割合は変化しない。ハイドログラフの縦距は有効降雨強度に比例する。

ウ　長時間の降雨による流出は、単位時間に分割した降雨によるそれぞれの流出量を算術的に加算したものに等しい。

単位図法によって洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

ア　単位図の決定には十分な降雨と流量の観測資料を必要とするので、水文資料が少ないときは信頼性が問題となる。

イ　短時間の降雨によるハイドログラフを利用する場合には、降雨がほぼ全流域に一様であったかどうかを確かめておく必要がある。

ウ　単位図では、氾濫の影響を考慮しないので、流量観測点の選定並びに降雨量及び降雨強度に十分留意し、氾濫を起こさない程度の洪水ハイドログラフとその降雨から単位図を作成する必要がある。

エ　単位図の単位時間は、短いほどよいというものではない。洪水到達時間の1/2～１倍程度の適当な時間を選ぶようにする。

(2) 貯留法

貯留法は、流域を降雨の貯留場と考え、貯留量と流出量との間に関数関係を想定して洪水ハイドログラフを求める手法であり、入力として有効降雨を使うか、観測降雨をそのまま使うかの違いにより、貯留関数モデルとタンクモデルとに大別できる。

ア　貯留関数モデル

貯留関数モデルは、基本的に集中型モデルである。貯留関数モデルを適用する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

（ア）適用範囲は、おおむね数ha～1,000km^{2}と考えてよい。

（イ）貯留関数モデルが対象とする流出成分は地下水流出成分（基底流出量）を除いた直接流出量である。したがって、このモデルを用いる場合は、計算に先立って収集した降雨量及び流出量の記録から、有効雨量及び直接流出量を求めておく必要がある。

イ　タンクモデル

タンクモデルは、貯留関数モデルと同様に、集中型モデルである。タンクモデルを適用する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

（ア）タンクモデルは、貯留関数モデルと異なり、降雨量をそのままモデルに入力して、流出量を計算することができる（貯留関数モデルの場合のようにあらかじめ有効雨量を求めておく必要はない。）。

（イ）タンクモデルは、一段目タンク（最上段タンク）の流出孔からの流出量が表面流出量を表す。したがって、この流出孔係数の値が洪水ハイドログラフの精度に直接影響する。一段目より下段のタンクの流出孔からの流出量は、中間流出量及び基底流出量を表す。

（ウ）モデルの設定に当たって、タンクの段数はほとんどの場合２段で十分である。いたずらに段数を増やしてもパラメータの同定が困難になるだけであまり効果はない。

(3) 雨水流法

雨水流法は、下流条件に拘束されない斜面上の流れ（このような流れをキネマティック流出と呼ぶ。）について、水流の基礎式（運動方程式と連続式）を用いて水理学的に雨水の流れを追跡して洪水ハイドログラフを求める手法である。このような手法によるモデルをキネマティックモデルと呼ぶ。なお、基礎式の運動方程式にマニング型表面流が採用される場合には等価粗度法と呼ぶこともある。また、計算手法に特性曲線を利用することからこの計算法を特性曲線法と呼ぶこともある。キネマティックモデルの適用に当たっては以下の事項に留意しなければならない。

ア　キネマティックモデルは分布型モデルであり、流域を地形、地質及び土地利用状況から複数ブロックの斜面と河道に分割して各ブロック下流端及び全ブロック最下流端の流出ハイドログラフを求めることができる。ブロック分割の一般的なルールはないが、通常河道の合流点、地形や地目の急変する地点を境界にして分割する。モデルの斜面勾配及び河道勾配は地形図により定めるが、必ずしも地形と一致しなくてもよい。特に山地河川では、河道勾配の上限値を1/50と定め、それ以上の値が地形図から求まっても、上限値におさえておくなどの配慮が必要である。

イ　キネマティックモデルは、市街地など舗装地の多い流域の流出量計算に最適である。山地流域に対しての適用条件は明確でないが、一般的にいえば実測ピーク流量が$1m^3/(s\cdot km^2)$程度の流出には好結果を期待できず、$3\sim4m^3/(s\cdot km^2)$程度の流出にはある程度の結果が、$5m^3/(s\cdot km^2)$程度の流出には、良好な結果が期待される。

ウ　キネマティックモデルは、有効降雨量に対する直接流出量を求める。したがって、計算に先立って収集した降雨量及び流出量記録から、有効降雨量及び直接流出量を求めておく必要がある。

エ　流域の開発に伴う土地利用形態の変化による流出量の変化を推定する場合には、現在のところ本モデルが最有力である。最近では、貯留関数モデルでも可能になってきている。

オ　キネマティックモデルを水田地帯の流出量計算に適用するのは、基礎式の性質上合理的とはいえない面もあるが、流域勾配が1/1,000よりも急な地域では現象をある程度再現できること及び出水資料が少なくてよいなどの理由からしばしば利用される。その際の流域モデルは、幹線及び支線排水路までを流路とみなして単純化し、斜面勾配は地形勾配で代用すると、等価粗度は$N=2\sim3(s/m^{1/3})$程度になることが多い。

9.1.2　氾濫域のモデル選定

氾濫域に適用できるモデルには、貯留法と雨水流法の二つの手法がある。

(1) 貯留法（遊水池モデル）

貯留法は、氾濫域に遊水池を想定し、内部流域の流入量と排水量との水収支から洪水ハイドログラフを計算する。通常、これを遊水池モデルと呼ぶ。遊水池モデルによって洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

ア　モデルの流入量は内部流域（氾濫域を含む）からの流量であり、単位図法、貯留法（貯留関数モデル／タンクモデル）又は雨水流法（キネマティックモデル）により求める。

イ　モデルの流出量は、事業計画に基づく排水施設（排水水門、ポンプ、等）の能力を勘案して求める。

(2) 雨水流法

雨水流法は､排水組織の流水を水理学的に追跡して洪水ハイドログラフを計算する手法であり、低平地タンクモデル及び不定流モデルがある。

ア　低平地タンクモデル

低平地タンクモデルは、不定流の連続式と不等流の運動方程式によって排水組織の流水追跡を行う。氾濫域に低平地タンクモデルを適用して洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

（ア）低平地の流出氾濫現象を実用上十分な精度で再現しようとするものであるから、解析に先立ち流域全体としての対象期間内水収支を検討しておくことが重要である。

（イ）低平地への流入水は単に降雨のみならず河道堤防の浸透水、用水の残水、用水取水口の漏水、水田の畦畔浸透水、あるいは宅地からの下水等があり、これらが無視できない量に及ぶ場合がある。これらを評価検討しておかないと再現性のよい結果を期待できない場合がある。

（ウ）水路への降雨は水田タンクに含まれる。

（エ）タンク及び水路の水理条件は現地調査により定める。この場合、面積等のタンクの条件をそろえるようにする。

イ　不定流モデル

不定流モデルは、不定流によって排水組織の流水追跡を行う。氾濫域に不定流モデルを適用して洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

（ア）本モデルの適用に当たっては、低平地タンクモデルの場合の留意事項に加えて、不定流計算について十分に理解した上で実行することが特に重要である。

（イ）この方法は、精度は非常に高いが複雑な計算である。したがって、要求される計算結果の精度を十分に勘案して適用することが重要である。

9.2　直接流出量と有効雨量

ハイドログラフを計算する流出モデルのうち、単位図モデル、貯留関数モデル及びキネマティックモデルは、有効雨量を用いて直接流出量を計算する。したがって、計算モデルのパラメータを設定するに当たって降雨量及び流出量の観測記録は、有効雨量と直接流出量に分離しておかなければならない。

9.2.1　直接流出量

観測記録から得られる洪水ハイドログラフは､地下水流出成分と直接流出(表面流出＋中間流出)成分が含まれている。地下水流出は、一般には、降雨開始後ある一定の時間を経過してから漸増を始め、降雨終了後若干の時間を経てピークになった後低減し、**図-9.1**のA - D - E - B線の状況を示すと考えられる[1)]。

洪水ハイドログラフから直接流出量を分離する具体的方法には、**図-9.1**を参考にして、**表-9.2**に示す方法がある。

表-9.2　直接流出量の分離方法

分離線	分　離　方　法	適　用　対　象
A－C 線分離	ハイドログラフの立ち上がりから水平に分離する方法（水平分離法）	傾斜地河川（常時一定値に近い低水流量が期待される河川）
A－B 線分離	中間流出終了時刻が半対数紙上のハイドログラフ低減部の折曲点Bに相当すると考え、これを立ち上がり点Aと結ぶ方法	低平地河川
A－E－B 線分離	半対数紙に描かれたハイドログラフの上で、地下水流出量低減部直線を降雨終了時刻まで逆挿し、これを立ち上がり点と結ぶ方法	

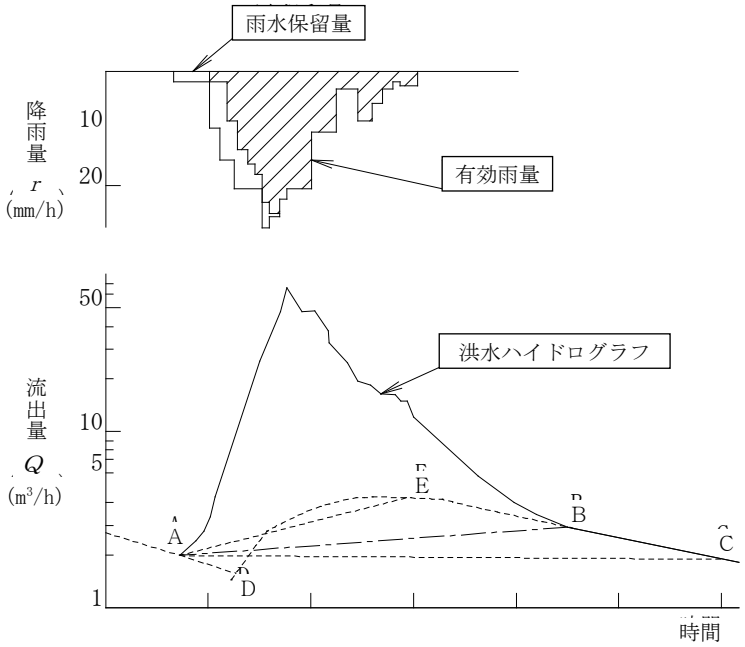


図-9.1　直接流出の分離法

9.2.2　有効降雨量

直接流出量に対する有効雨量の推定方法には、雨水保留量曲線法、補給能曲線法等がある。ここでは、雨水保留量曲線法について解説する。なお、雨水保留量曲線を作成するため、検討初期の段階で水位計及び流速計の設置、流量観測等により実測流量データを得ることが、排水計画の精度向上を図るために望ましい。また、流量観測が困難な地域では、比較的流出形態が類似していると考えられる近隣地区の実測流量から、土地利用別保留量を算定する方法も考えられる。

注1)　雨水保留量曲線は、従来から累加雨量－累加損失雨量曲線又は略して損失雨量曲線と呼ばれてきたが、損失という用語は適切でないため[2)]、本技術書では雨水保留量曲線と呼ぶこととする。また、補給能曲線についても、従来から用いられてきた損失能は用語として適切でないため、補給能曲線と呼ぶこととする。

注2)　補給能曲線法は、地下への浸透を以下のホルトン式で表し、有効雨量を推定する方法である[3)]。

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

ここに、f ：t 時間後の降雨の補給能

f_0：初期補給能

f_c：最終補給能

k：定数

t：降雨開始後の時間

(1) 雨水保留量曲線法の手順

降雨が継続して累加雨量が増加するに伴い、流域内に保留されて直接流出しない雨水量の増分は漸減し、やがて累加保留量はある限界値に近づくのではないか、との考えに基づき、中安によって提示された方法である。流域保留量Fは、次式から求まる。

$$F = R - R_E \quad \cdots\cdots (9.1)$$

ここに、R ：累加雨量（mm）

R_E：累加有効雨量（mm）

式(9.1)において、累加有効雨量R_Eは、流域の観測記録から前出「9.2.1 **直接流出量**」によって得られた直接流出量ハイドログラフについて、一定時間間隔ΔTごとに直接流出量Q_iを読み取り、次式によって求める。

$$R_E = \Delta T \frac{\Sigma Q_i}{A} \quad \cdots\cdots (9.2)$$

ここに、A：流域面積

雨水保留量曲線法による有効雨量の推定は、以下の手順による。

手順－１	
標準保留量曲線の作成	降雨量と洪水ハイドログラフの記録から、流域の標準保留量曲線を作成する。
↓	
手順－２	
有効雨量の推定	標準保留量曲線から、降雨開始から単位時間ごとの有効雨量を推定する。

(2) 標準保留量曲線の作成

流域の標準保留量曲線は、以下の手順で求める[2)]。

ア　流域で観測された数組の降雨量と洪水ハイドログラフの記録を整理する。

イ　洪水ハイドログラフから、前出「9.2.1 **直接流出量**」により直接流出量を分離する。

ウ　式(9.2)より累加有効雨量R_Eを求め、さらに式(9.1)より流域保留量Fを求める。

エ　得られた数組の降雨量Rと流域保留量Fの関係を、**図-9.2** のようにグラフプロットする。この時、Fはかなりばらつくが、Fの大きい側の点群を通る曲線を描くと、前期無降雨日数の長い場合の標準保留量曲線を得る。

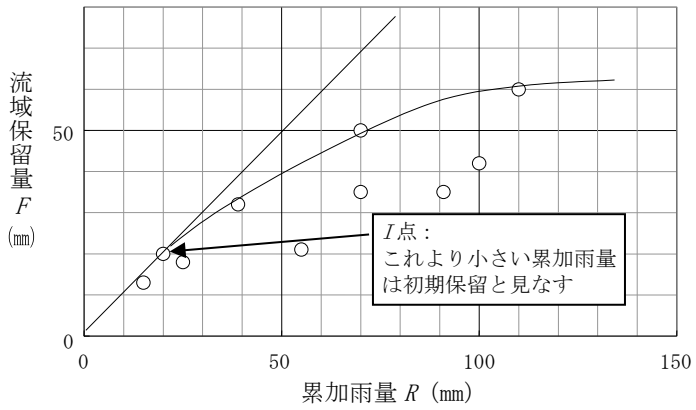


図-9.2　雨水保留量曲線

なお、保留量曲線の作成に当たっては、以下の事項に留意する。また、保留量曲線の例を**図-9.3**に示す。

ア　標準曲線は、水田主体流域、市街地域等ではある限界値を持った曲線、すなわちあるR値以上はF値一定の線となるが、山地流域では必ずしも限界値を持った曲線にはならない。

イ　降雨初期の遮断、くぼ地貯留等のため河道に流出しない水量で、降雨開始後ハイドログラフ立ち上がり点までの雨量（一般に初期保留といわれ、山地では20～40㎜）は、保留量曲線立ち上がり部の$F=R$となる直線部の点I（**図-9.2**中の点）までの保留量で表現する。

ウ　対象流域内に、山林、市街地、水田等各種の地目が混在する場合には、それぞれの保留量曲線を作成することが望ましい。

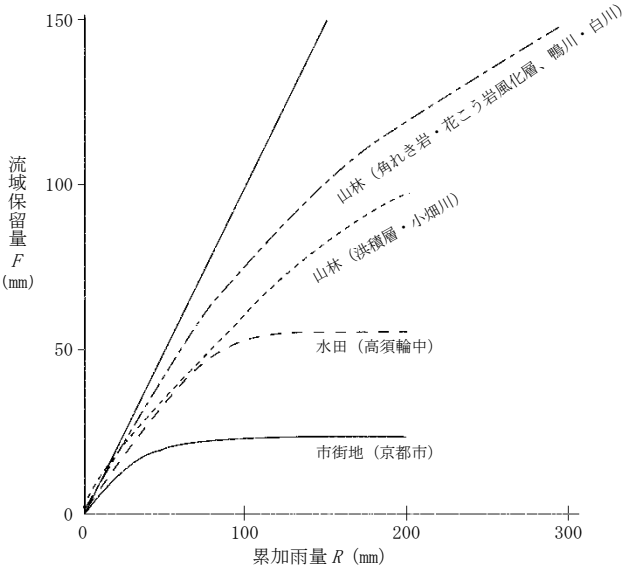


図-9.3　雨水保留量曲線の例

(3) 有効雨量の推定

図-9.1に示すように、降雨開始から直接流出量ハイドログラフに対応した単位時間ごとの有効雨量は、以下の手順で推定する。

ア　降雨開始から単位時間ごとの累加雨量を求める。

イ　単位時間ごとの累加雨量に対して、得られた標準保留量曲線より保留量を求める。

ウ　単位時間ごとの累加雨量から保留量を差し引いて、有効雨量を求める。

エ　上記により得られた有効雨量は、単位時間ごとの累加有効雨量に相当するから、これを降雨終了時刻から順次差し引いて単位時間ごとの有効雨量を求める。

図-9.2に示す保留量曲線を用いた有効雨量の推定例を**表-9.3**に示す。表において、保留量は累加降雨量（グラフの横軸の値）に対して保留量曲線より求めた縦軸の値である。また、**図-9.4**はこの結果をハイエトグラフに表したグラフである。

表-9.3 有効雨量の推定例

時刻	降雨量	累加降雨量	保留量	累加有効雨量	有効雨量
1	2.0	2.0	2.0	0.0	0.0
2	3.0	5.0	5.0	0.0	0.0
3	7.0	12.0	12.0	0.0	0.0
4	16.0	28.0	25.0	3.0	3.0
5	25.0	53.0	41.0	12.0	9.0
6	36.0	89.0	57.0	32.0	20.0
7	31.0	120.0	61.0	59.0	27.0
8	20.0	140.0	62.0	78.0	19.0
9	7.0	147.0	62.0	85.0	7.0
10	3.0	150.0	62.0	88.0	3.0
11	2.0	152.0	62.0	90.0	2.0
12	3.0	155.0	62.0	93.0	3.0

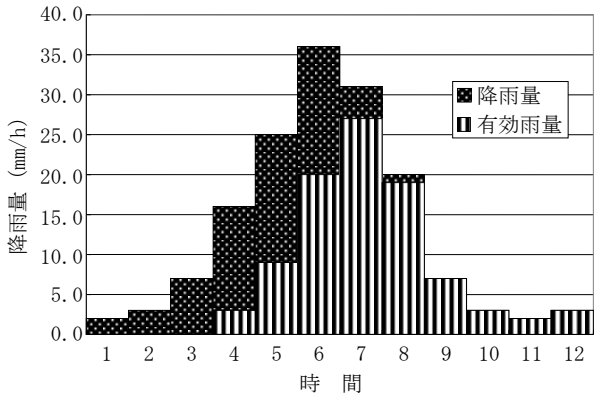


図-9.4 有効雨量ハイエトグラフ

9.3 傾斜地域の洪水ハイドログラフの計算

傾斜地域の洪水ハイドログラフの計算に適した手法には、**表-9.1** に示した以下のモデルがある。

・単位図法：単位図モデル
・貯留法　：貯留関数モデル、タンクモデル
・雨水流法：キネマティックモデル

9.3.1 単位図法

(1) 基礎式

単位図法による洪水ハイドログラフの推定は、式(9.3)による[4)]。

$$Q(t)=\sum_{j=0}^{\ell} p_j \cdot r_e(t-j) \quad \cdots\cdots (9.3)$$

$$Q(t)=p_0\cdot r_e(t)+p_1\cdot r_e(t-1)+\cdots\cdots+p_\ell\cdot r_e(t-\ell)$$

$$Q(t+1)=p_0\cdot r_e(t+1)+p_1\cdot r_e(t)+\cdots\cdots+p_\ell\cdot r_e(t+1-\ell)$$

…… …… ……

…… …… ……

ここに、$Q(t)$　：t 時刻の直接流出量（mm/h）

$r_e(t-j)$　：t 時刻から j 時刻前の有効降雨強度（mm/h）

式(9.3)において、有効降雨強度を単位強度（$r_e(t)=1$とし、他の時間を0）とすると、直接流出量はp_jに等しくなる。このp_jを単位図（ユニットグラフ）といい、**図-9.5**に示すようなハイドログラフを描く。

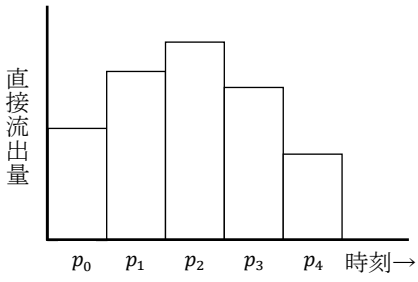


図-9.5 単位図の例（ℓ=4 の場合）

(2) 適用上の注意[5)]

単位図法を適用する場合には、単位図が降雨の規模によって変わる可能性のあることに留意する必要がある。これは丘陵山地流域では流出の非線形効果が無視できなくなるためと考えられている。したがって実用的には、降雨強度別単位図を作成するか、非線形単位図を採用することを考える。

9.3.2　貯留法

貯留法による洪水ハイドログラフの計算は、以下のように大別できる。

表-9.4　貯留法の体系

体　　系	特　　徴	代表的なモデル
貯留関数系	流域の貯留量 S を以下のような流出量Qの関数形で表し、流域への流入、流域からの流出の計算から洪水ハイドログラフを推定する。 $S = K Q^{p}$	貯留関数モデル
タンクモデル系	流出孔、浸透孔を持つ直列のタンクを想定し、流域への流入、流域からの流出の水収支の計算から洪水ハイドログラフを推定する。	タンクモデル

(1) 貯留関数モデル [6)]

ア　基礎式

貯留関数モデルは、以下のように表現する。

$$S_\ell = K Q_\ell^{\,p} \quad \cdots\cdots (9.4)$$

$$\frac{dS_\ell}{dt} = r_e - Q_\ell \quad \cdots\cdots (9.5)$$

ここに、Q_ℓ　：遅れ時間T_ℓを考慮した直接流出量（mm/h）

S_ℓ　：遅れ時間T_ℓを考慮した貯留量（mm）

r_e　：有効降雨強度（mm/h）

K、P、T_ℓ：定数

式(9.4)、(9.5)において、Q_ℓ、S_ℓの単位をm^3/s、m^3とする場合は、有効降雨強度は$(1/3.6\times r_e \times A)$を用いる（$A$：流域面積($km^2$)）。

有効降雨強度r_eは、前述の雨水保留量曲線から算定できる（「**9.2.2　有効降雨量**」）。また、式(9.6)を導入することにより降雨強度rを直接扱うこともできる。ただし、この場合には総計算流出高と総観測流出高とは必ずしも一致しないので注意が必要である。

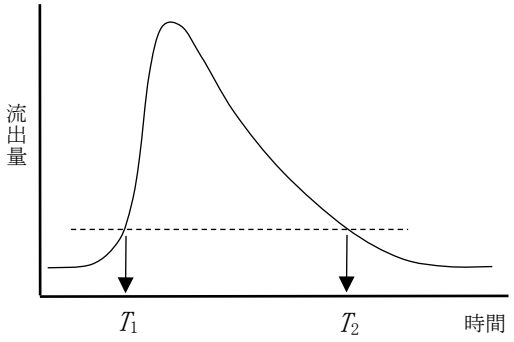


図-9.6　流入係数の推定

$$r_e = f \cdot r \quad \cdots\cdots (9.6)$$

ここに、f：流入係数

r：降雨強度（ｍｍ/ｈ）

流入係数f は、観測記録より以下の手順で求める。

① **図-9.6** に示すように、流出量ピークをはさんで流出量の等しい時刻 T_1、T_2 を選定する。このときの流出量は、ピーク流出量の 10～20%とする。

② 次式により、平均流入係数 fを算定する。

$$f = \frac{V_{T2} - V_{T1}}{R_{t2} - R_{t1}} \qquad \cdots\cdots (9.7)$$

$$t_2 = T_2 - T_\ell 、 \quad t_1 = T_1 - T_\ell$$

ここに、V_{T1}、V_{T2}：T_1、T_2時刻の累加流出量（ｍｍ）

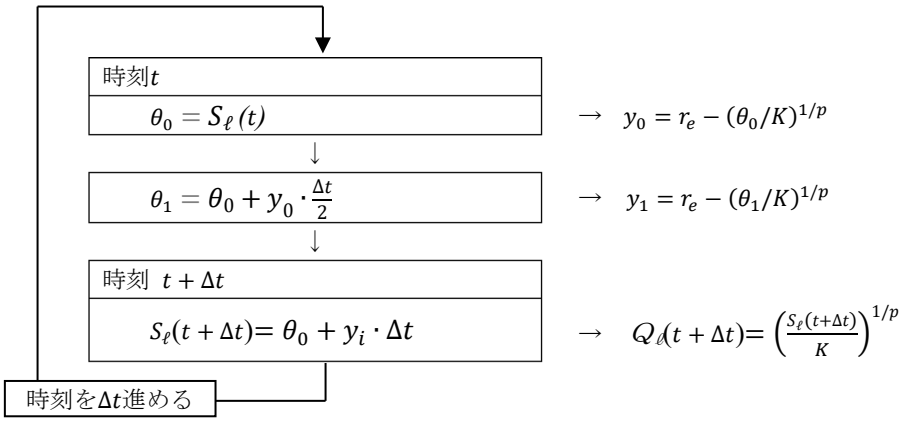
R_{t1}、R_{t2}：t_1、t_2 時刻の累加降雨量（ｍｍ）

イ 基礎式の計算方法

基礎式の計算には多くの手法があるが、ここでは貯留量S_ℓを介して流量を求める方法を示す。式(9.5)に式(9.4)を代入すると、次式を得る。

$$\frac{dS_\ell}{dt} = r_e - \left(\frac{S_\ell}{K}\right)^{1/p} \qquad \cdots\cdots (9.8)$$

式(9.8)による流出量の計算は、時刻tの貯留量$S_\ell\ (t)$を既知（$=\theta_0$）とし、遅れ時間T_ℓを考慮して、2 次のルンゲ・クッタ法により以下の手順でΔt 時刻後の貯留量$S_\ell\ (t+\Delta t)$を求める。さらに、Δt 時刻後の流量$Q_\ell(t+\Delta t)$は、式(9.4)より求める。



上記の手法による計算例を**表-9.5**に示す。表において、有効雨量r_eは降雨量rについて保留量曲線から求めている（「**9.2.2 有効降雨量**」の項参照）。初期貯留量θ_0は、降雨開始から４時間後の時刻をゼロとしている。⑥欄は、遅れ時間T_ℓを0.6時間として、これを考慮した流出高の計算時刻である。これより、１時間ごとの流出量は、比例配分で内挿して求める。また、**図-9.7**は、計算結果のハイドログラフを示す。

表-9.5　貯留関数モデルの計算例

流域面積＝10.8㎢　K＝7.94、p＝0.6、T_ℓ＝0.6

時刻	降雨量 R	有効雨量 t	①	②	③	④	⑤		⑥
			θ_0	y_0	θ_1	y_1	S_ℓ	Q_ℓ	t
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm/h	h
1	2.0	0.0							1.0
2	3.0	0.0							2.0
3	7.0	0.0							3.0
4	16.0	3.0	0.00	3.00	1.50	2.94	2.94	0.19	4.6
5	25.0	9.0	2.94	8.81	7.34	8.12	11.06	1.74	5.6
6	36.0	20.0	11.06	18.26	20.19	15.26	26.32	7.37	6.6
7	31.0	27.0	26.32	19.63	36.14	14.50	40.82	15.32	7.6
8	20.0	19.0	40.82	3.68	42.67	2.52	43.34	16.92	8.6
9	7.0	7.0	43.34	−9.92	38.38	−6.82	36.52	12.72	9.6
10	3.0	3.0	36.52	−9.72	31.66	−7.03	29.49	8.91	10.6
11	2.0	2.0	29.49	−6.91	26.04	−5.24	24.25	6.43	11.6
12	3.0	3.0	24.25	−3.43	22.54	−2.69	21.56	5.29	12.6
13			21.56	−5.29	18.92	−4.25	17.31	3.67	13.6
14			17.31	−3.67	15.48	−3.04	14.27	2.66	14.6
15			14.27	−2.66	12.94	−2.26	12.01	1.99	15.6
16			12.01	−1.99	11.02	−1.73	10.29	1.54	16.6
17			10.29	−1.54	9.52	−1.35	8.93	1.22	17.6
18			8.93	−1.22	8.33	−1.08	7.85	0.98	18.6
19			7.85	−0.98	7.36	−0.88	6.97	0.80	19.6
20			6.97	−0.80	6.57	−0.73	6.24	0.67	20.6
21			6.24	−0.67	5.91	−0.61	5.63	0.56	21.6

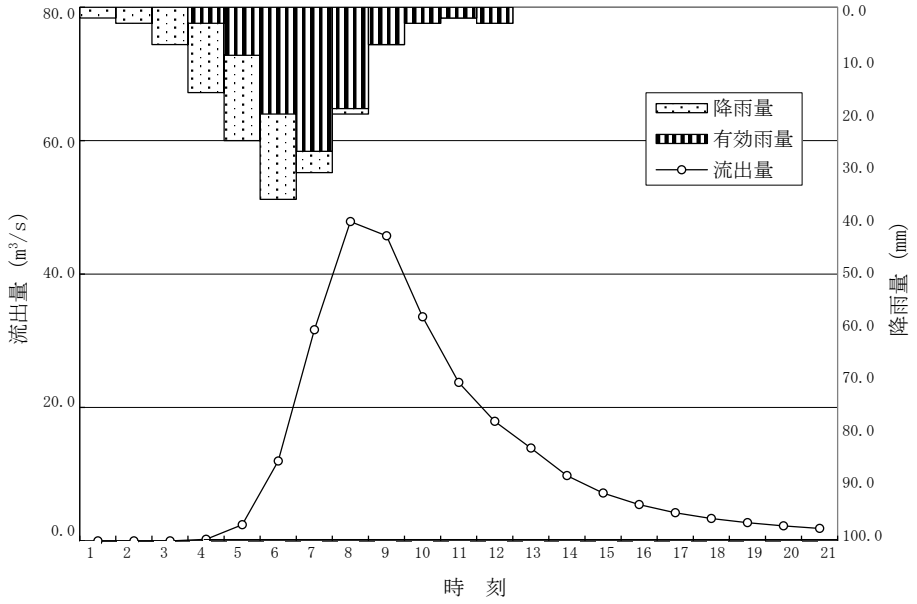


図-9.7　貯留関数モデルによるハイドログラフの計算例

(2) タンクモデル

タンクモデルは、流域の降雨から流出までの過程をタンクからの流出機構によってモデル化するもので、**図-9.8**に示すように流域に対して流出孔と地下への浸透孔を有するタンクを想定する。これにより、流域の降雨はまずタンクに貯留され、その水深が流出孔を超えると流出が発生する。また、タンク内貯留の一部は浸透孔を通じて地下へ浸透する。

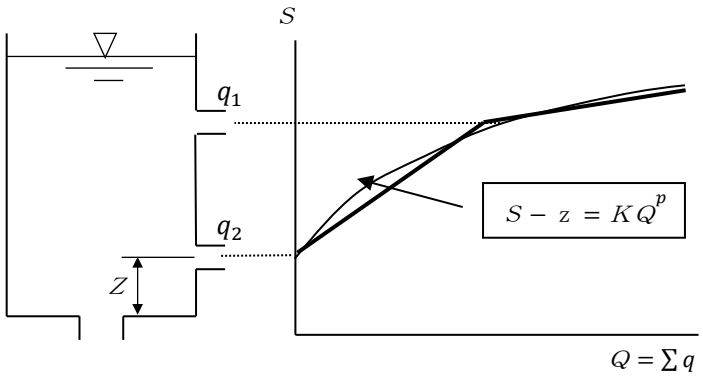


図-9.8 タンクからの流出

このようなタンクモデルの機構は、貯留関数モデルの考え方と類似している。つまり、貯留関数モデルでは、貯留量 S と流出量 Q の関係に式(9.4)に示す曲線関係を定義するが、タンクモデルでは、**図-9.8** に示すように、この関係を流出孔の数に応じた直線変化で近似している。ただし、タンクモデルの貯留量が地下浸透量を含むものであるのに対し、貯留関数モデルの貯留量は地下浸透量を差し引いたものである点に相違がある。

タンクモデルによる洪水ハイドログラフの計算は、貯留関数モデルが有効雨量を必要とするのに対して、観測降雨をそのまま利用できる利点がある。また、モデルの構造は、タンクを２～３段の直列型とする場合が多いが、特に洪水解析にあっては、**図-9.9**に示すように１段目タンクの流出孔を二つとした２段タンク構造で十分である[7)]。

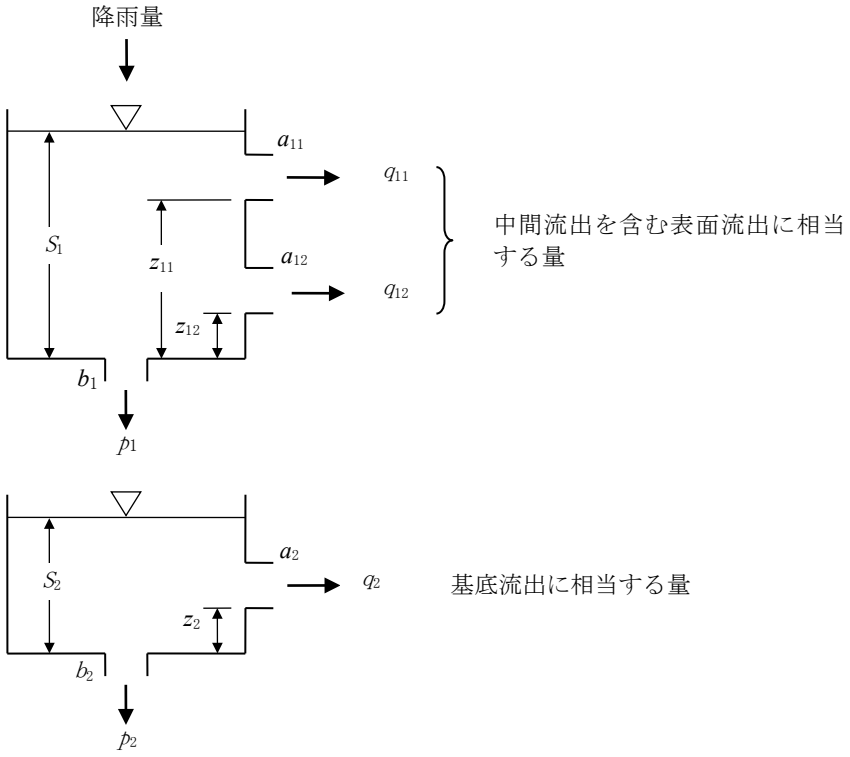


図-9.9 タンクモデル

ア　基礎式

図-9.9のような２段タンクについて、流出孔係数をa、その底面からの高さをz、浸透孔係数をb、各タンクの水深をSとする。t時刻における各タンクの水深が$S^t{}_1$（㎜）、$S^t{}_2$（㎜）のとき、降雨量$I^t = r_t \cdot \Delta t$（㎜）に対する流出量は、以下のように求める。

１段目タンクについて

$$
\left.
\begin{aligned}
&S^*{}_1 = S^t{}_1 + I^t \\
&q^t_{11} = a_{11} \cdot (S^*{}_1 - z_{11}) \quad S^*{}_1 \geq z_{11}\left(S^*{}_1 < z_{11}\text{の場合は、} q^t_{11} = 0\right) \\
&q^t_{12} = a_{12} \cdot (S^*{}_1 - z_{12}) \quad S^*{}_1 \geq z_{12}\left(S^*{}_1 < z_{12}\text{の場合は、} q^t_{12} = 0\right) \\
&p^t{}_1 = b_1 \cdot S^*{}_1 \\
&S^{t+dt}{}_1 = S^*{}_1 - (q^t_{11} + q^t_{12} + p^t{}_1) \cdot \Delta t
\end{aligned}
\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.9)
$$

２段目タンクについて

$$
\left.
\begin{aligned}
&S^*{}_2 = S^t{}_2 + p^t{}_1 \cdot \Delta t \\
&q^t{}_2 = a_2 \cdot (S^*{}_2 - z_2) \quad S^*{}_2 \geq z_2\left(S^*{}_2 < z_2\text{の場合は、} q^t{}_2 = 0\right) \\
&p^t{}_2 = b_2 \cdot S^*{}_2 \\
&S^{t+dt}{}_2 = S^*{}_2 - (q^t_2 + p^t_2) \cdot \Delta t
\end{aligned}
\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.10)
$$

イ　定数の決定

タンクモデルの定数は、モデルによる推定ハイドログラフと観測記録のハイドログラフとの誤差を最小にするように決定する。この場合、試行錯誤によらざるを得ないが、数学的に最適定数の値を定める手法として、パウエルの共役方向法[7]、SP法による探索法[7]、あるいは遺伝的アルゴリズム[8]等がある。

ウ　べき乗型タンクモデル

タンクモデルは、**図-9.9**で示すように、１段目タンクに表面流出量を表す複数の流出孔を設け、さらにタンクを２～３段の直列型とする場合が多い。ここで、１段目タンクの複数孔からの流出量変化は**図-9.8**に見られるように曲線で近似できる。永井はこのことに注目して、べき乗型タンクモデルを提唱している[9]。

べき乗型タンクモデルは、**図-9.10**に示すように、タンクの構造を２段直列型（１段目タンクのQ_1を直接流出量に、また、２段目タンクのQ_2を地下水流出量に対応させる）とし、かつ１段目タンクの流出孔を一つにまとめてその流出量を次の指数式で表す。

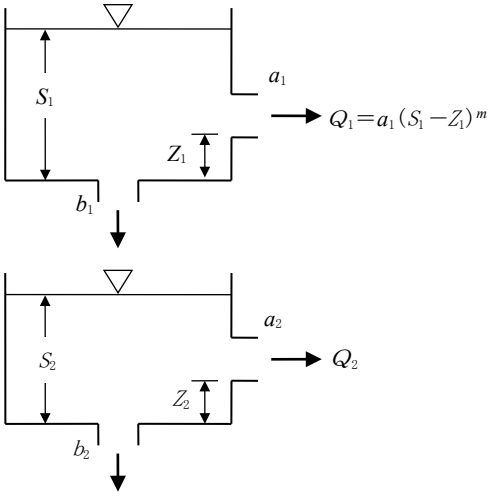


図-9.10　べき乗型タンクモデル

$$Q_1 = a_1(S_1 - Z_1)^m \quad \cdots\cdots (9.11)$$

ここに、Q_1：直接流出量(mm/h)
a_1 ：流出孔係数
S_1 ：タンクの貯留高さ(mm)
Z_1 ：流出孔の高さ(mm)
m ：指数係数

ここで、永井は、式(9.11)の各係数が貯留関数モデルのK、Pの値と以下の相互関係があることを確かめている。

$$\left.\begin{aligned} & m = 5/3,\ P = 1/m = 0.6 \\ & \frac{1}{K} = a_1^{0.6} + b_1\left(1 + \frac{Z_1}{50}\right) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9.12)$$

図-9.11は、**表-9.5**（貯留関数モデルの計算例）の降雨量について、べき乗型タンクモデルの各係数を前記b項の“SP法による探索法”によって定め、流出ハイドログラフを計算した例である（流域面積：10.8km^2）。

図-9.11は**表-9.5**の計算例と同一の流域であることから、図に示す各係数の値は、式(9.12)より貯留関数モデルの定数（K、P、T_0）に一致し、グラフの地下水流出量を差し引いた直接流出量のハイドログラフは、**図-9.7**に近似する。

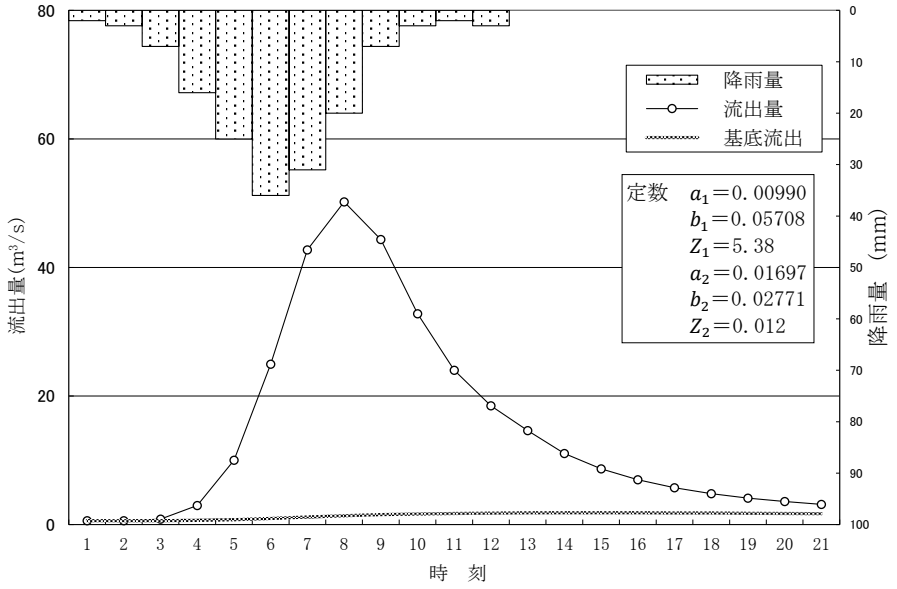


図-9.11 洪水ハイドログラフの計算例

9.3.3　雨水流法（キネマティックモデル[10)]）

キネマティックモデルは、分布型のモデルであるため、このモデルを適用する場合は、**図-9.12**に示すように流域を支流ごとに分割し、長方形状斜面と河道にモデル化したブロック別に基礎式を当てはめて流出量の計算を行う。

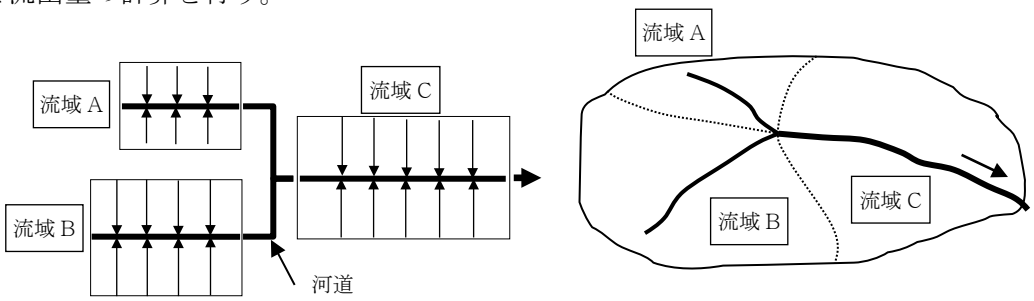


図-9.12　流域モデル

(1) キネマティックモデルの基礎式

キネマティックモデルは、**図-9.12**に示す流域の斜面流と河道の流れを次式で表現する。

斜面流：

$$h = kq^p \quad \cdots\cdots (9.13)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad \cdots\cdots (9.14)$$

$$k = \left(N/\sqrt{s}\right)^p,\ p = 3/5$$

河道流：

$$W = K Q^p \quad \cdots\cdots (9.15)$$

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = I \quad \cdots\cdots (9.16)$$

ここに、t：時間、x：距離、h：雨水流の水深、q：斜面単位幅流量、r：有効降雨強度、
N：等価粗度、s：斜面勾配、W：河道の流水断面積、Q：流量、
I：河道単位長さ当たりの横流入量、 k、p、K、P：定数

〔参考〕

式(9.13)は、斜面を水路底幅の極端に大きい水路と仮定した等流式から導かれたものである。等流の場合の平均流速公式は、マニング式の場合、以下のように表される。

$$Q = \frac{1}{N} A \cdot R^{2/3} \cdot s^{1/2} \quad \cdots\cdots (9.17)$$

ここで、径深 Rは、底幅が極端に大きい場合、次式のように表すことが出来る。

$$R = \frac{B \cdot h}{B + 2h} = \frac{B \cdot h}{B(1 + 2h/B)} \fallingdotseq \frac{B \cdot h}{B} = h \quad \cdots\cdots (9.18)$$

したがって、式(9.17)は、次のように表現できる。

$$Q = \frac{1}{N}(B \cdot h) \cdot h^{2/3} \cdot s^{1/2} \rightarrow q = \frac{Q}{B} = \frac{1}{N} h^{5/3} \cdot s^{1/2} \rightarrow h = \left(\frac{N}{\sqrt{s}}\right)^{3/5} \cdot q^{3/5} \quad \cdots\cdots (9.19)$$

(2) 流域モデルとモデル定数

ア 流域モデル

キネマティックモデルによる計算は、流域をブロック分割し、**図-9.12**に示すように流域モデルを作成する必要がある。モデル化に当たっては、以下の点に留意する。

（ア）流域条件の不均一性やその分布がうまく表現できるようにする。

（イ）通常、河道の合流点、地形や地目の急変する地点を境にしてブロック分割を行う。

（ウ）分割された各ブロックを長方形状にモデル化する場合、斜面長bは次式から求める。また、斜面勾配は、谷線法又は交点法[11]により求める。

$$b = A/L \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.20)$$

ここに、A：片斜面の面積

L：河道長

（エ）河道勾配は、地形図から求める。

表-9.6 等価粗度Nの目安

地　　目	$N(s/m^{1/3})$
山地	1.0 ～2.0
丘陵林地	0.6 ～1.2
牧野、ゴルフ場、畑地	0.3 ～0.5
市街地	0.01～0.04
水田地帯	2 ～3

イ 斜面流定数（k、p）

マニング型を前提として、定数pは3/5とする。また、等価粗度Nの値は、**表-9.6**を目安とする。

ウ 河道流定数（K、P）

以下の手順で推定する。

（ア）実際の河道の断面、勾配及び粗度係数から適当に水深を数種類仮定し、流水断面積W及び流量Qを計算する。

（イ）計算結果を**図-9.13**に示すように両対数グラフにプロットし、直線を挿入する。

（ウ）Q＝1m^3/ s に対応する直線上のW の値からK 値を定める。

（エ）直線の勾配からP 値を定める。

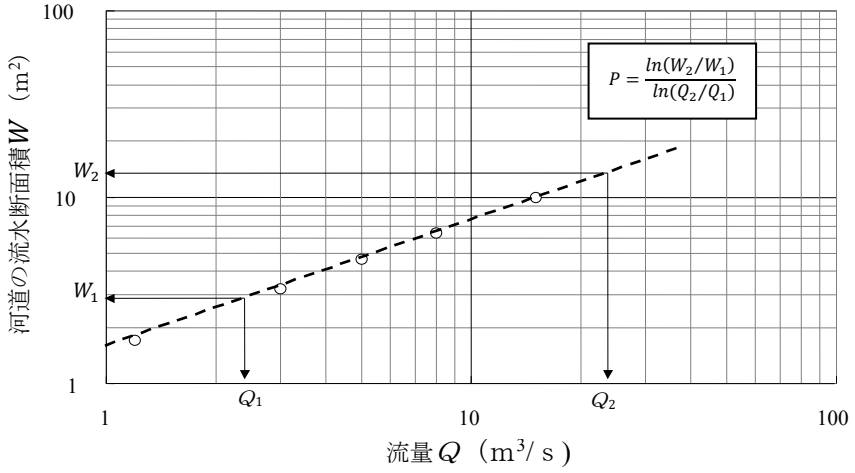


図-9.13 河道定数の推定

(3) キネマティックモデルの数値計算（特性曲線法）

基礎式に基づく流出計算法には、いくつかの手法が考えられるが、特性曲線を利用するのが一般的である。

ア　特性曲線

斜面流について、式(9.14)の h は式(9.13)によりqとの関係が定義されていることから、これをqに変換すると次式が得られる。

$$\frac{\partial q}{\partial t}\left(\frac{dh}{dq}\right)+\frac{\partial q}{\partial x}=r$$

$$\frac{dh}{dq}=kpq^{P-1} \quad \cdots\cdots (9.21)$$

式(9.21)の特性方程式は、次のように求められる。

$$\frac{dx}{1}=\frac{dt}{kpq^{P-1}}=\frac{dq}{r} \quad \cdots\cdots (9.22)$$

〔参考〕

偏微分方程式

$$A\frac{\partial q}{\partial x}+B\frac{\partial q}{\partial t}=C \quad \cdots\cdots (9.23)$$

の解 q は x、tの関数であるから、一つの曲面を形成している。この面上の任意点を考えると、解析幾何の立場から、A、B、Cの方向を接線方向とするような曲面（これを特性曲線という。）が必ず存在し、この曲線上で次式が成立する。

$$\frac{dx}{A}=\frac{dt}{B}=\frac{dq}{C} \quad \cdots\cdots (9.24)$$

式(9.22)は、次の式を表現している。

$$\frac{dx}{dt}=\frac{q^{1-P}}{kp} \quad \cdots\cdots (9.25)$$

$$\left.\begin{aligned} rdt&=kpq^{P-1}dq\\ rdx&=dq \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9.26)$$

ここに、式(9.25)は、雨水流の伝播速度を表現している。河道流についても同様に、次式が成立する。

$$\frac{dx}{dt}=\frac{Q^{1-P}}{KP} \quad \cdots\cdots (9.27)$$

$$\left.\begin{aligned} Idt&=KP\,Q^{P-1}\,dQ\\ Idx&=dQ \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9.28)$$

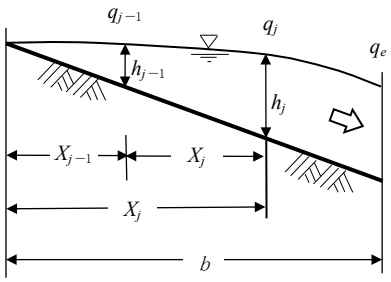
ここに、式(9.27)は、河道流の伝播速度を表している。

イ　斜面流の計算式

流域モデルの長方形状の斜面について、計算時間の間隔をtとし、降雨強度r_jを一定とする。式(9.25)及び式(9.26)を積分して、降雨強度r_jが斜面上に発生した場合の時刻t_{j-1}～t_jの流量q_j及び到達距離X_jを次式で計算する。

【$r_j \neq 0$の場合】

$$\left.\begin{aligned} q_j &= \left(\frac{h_j}{k}\right)^{1/P} \\ h_j &= h_{j-1} + r_j t \\ X_j &= X_{j-1} + x_j \\ x_j &= \frac{q_j - q_{j-1}}{r_i} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9.29)$$



h_{j-1}、q_{j-1}　：計算区間上流端の水深、流量
h_j、q_j　：計算区間下流端の水深、流量
x_j　：時間 t 内の伝播距離
X_j　：斜面上流端からの累加距離

図-9.14　斜面流の追跡

【r_j=0 の場合】

$$\left.\begin{aligned} q_j &= q_{j-1} \\ X_j &= X_{j-1} + x_j \\ x_j &= \frac{q_j^{1-p}}{pK} t \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9.30)$$

〔参考〕

t_j 式(9.29)は、式(9.26)より以下のように求まる。

$$\left.\begin{aligned} &\int_{t_{j-1}}^{t_j} r dt = k \int_{t_{j-1}}^{t_j} p q^{p-1} dq \\ &\therefore r_j t = k\left(q_j^{\,p} - {q_{j-1}}^p\right) \\ &\therefore q_j = \left({q_{j-1}}^p + \frac{r_j t}{k}\right)^{1/P} = \left(\frac{h_{j-1}}{k} + \frac{r_j t}{k}\right)^{1/P} = \left(\frac{h_{j-1} + r_j t}{k}\right)^{1/P} \\ &\int_{t_{j-1}}^{t_j} r dx = \int_{t_{j-1}}^{t_j} dq \\ &\therefore r_j X_j = q_j - q_{j-1} \\ &\therefore x_j = \frac{q_j - q_{j-1}}{r_i},\ X_j = X_{j-1} + x_j \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9.31)$$

ウ　河道流の計算式

流域モデルの河道について、計算時間間隔をtとし、横流入量I_jを一定とする。式(9.27)及び式(9.28)を積分して、式(9.29)、式(9.30)の場合と同様に、横流入量 I_jの時刻t_{j-1}～t_jの流量 Q_j 及び累加距離 X_jを次式で計算する。

【$I_j \neq 0$の場合】

$$\left.\begin{aligned} Q_j &= \left(\frac{W_j}{K}\right)^{1/P} \\ W_j &= W_{j-1} + I_j t \\ X_j &= X_{j-1} + x_j \\ x_j &= \frac{Q_j - Q_{j-t}}{I_j} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9.32)$$

【I_j＝0 の場合】

$$\left.\begin{aligned} Q_j &= Q_{j-1} \\ X_j &= X_{j-1} + x_j \\ x_j &= \frac{Q_j^{1-p}}{PK} t \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9.33)$$

エ　計算手順

表面流出モデルの計算は、流域モデルについて、以下の手順で行う。

手順－１	
斜面流の計算	斜面上流端の降雨（有効雨量）rが、斜面長bを流下して下流端に到達した時の流量qを求める。

↓

手順－２	
河道流の計算	斜面下流端の流量が、河道長Lを流下して下流端に達した時の流量Qを求める。

（ア）斜面流の計算

斜面流の計算は、**図-9.15**を参照して、以下のように行う。

a　計算の出発時刻T_i（i＝1、2、…、i、...）を定める。

b　出発時刻T_jからt時間間隔で継続する雨量r_j（j＝1、2、…、j…）を整理する。

c　j＝1の時のq_{j-1}、h_{j-1}、X_{j-1}をゼロとおく。

d　j＝1、2、…、j…の順に降雨r_jに対する流量q_j、水深h_j及び到達距離X_jを式(9.29)又は式(9.30)により求める。

e　累加距離X_jが斜面長bに一致した時の流量を求めそれをq_eとし、その時の時刻U_iを次式により求める。

$$U_i = T_i + j \cdot t \quad \cdots\cdots (9.34)$$

ここに、t：降雨r_jの時間間隔

ここで、累加距離X_jが斜面長bに一致することはほとんどなく、通常は$X_{j-1} < b$かつ$X_j > b$の結果を得ることの方が多い。つまり、X_jがbを超えてしまう。そこで、この場合は、式(9.29)、式(9.30)を逆に解いてq_e、t_eを以下のように求める。

$$x_e = b - X_{j-1} \quad \cdots\cdots (9.35)$$

$$\left.\begin{array}{ll} r_j \neq 0 & q_e = q_{j-1} + r_j \cdot x_e \\ & t_e = \frac{k}{r_j}\left({q_e}^p - {q_{j-1}}^p\right) \\ r_j = 0 & q_e = q_{j-1} \\ & t_e = \frac{pk}{{q_e}^{1-p}} x_e \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (9.36)$$

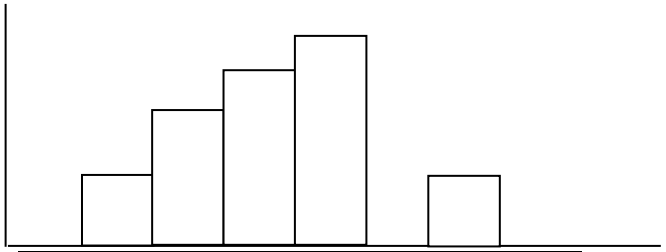
この時の時刻U_iを次式で求める。

$$U_i = T_i + (j-1)\cdot t + t_e \quad \cdots\cdots (9.37)$$

f　降雨初期、つまり出発時刻からの降雨が下流端に到達する前の流量q_eは、上記ｄ項による流量q_jをq_eとし、到達時刻を式(9.34)により求める。

g　降雨終了後は、降雨終了時刻T_sより１単位時間前の時刻T_{s-1}に斜面を出発した降雨が下流端に到達する時刻をU_{s-1}とするとき、時刻$U_{s-1}+t$のときの流量を０とする。

h　時刻U_iごとに得られた下流端流量q_eを**図-9.16**のように単位時間ごとのハイドログラフにする。



雨量	r_1 r_2 r_3 r_4 … r_j …		
出発	出発時間ごとの降雨量	斜面下流端 到達流量	斜面下流端 到達時間
T_1	$j=1$ $j=2$ $j=3$ … r_1 r_2 r_3 …	q_{e1}	U_1
T_2	$j=1$ $j=2$ $j=3$ … r_2 r_3 r_4 … …	q_{e2}	U_2
・ ・			
T_i	$j=1$ … r_j …	q_{ei}	U_i
・ ・	…		

図-9.15　出発時間と雨量、到達流量、到達時間

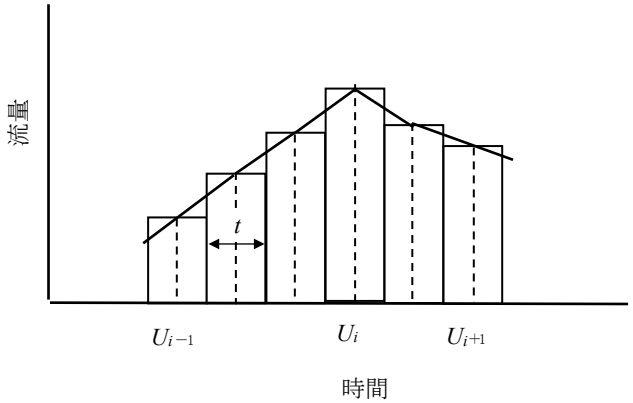


図-9.16　斜面下流端ハイドログラフ

（イ）河道流の計算

河道流の計算は、上記ｈ項によって得られた斜面下流端の流量ハイドログラフを横流入量I_iとし、式(9.32)及び式(9.33)を用いて斜面流の計算の場合と全く同じ手順で、河道下流端の流量Q_iを求める。このとき、以下の点に留意する。

a　斜面が河道の両側にある場合は、上記斜面流の計算をそれぞれ求めその合計値として斜面下流端のハイドログラフを求める。

b　**図-9.12**の流域Cのように、河道の上流側にブロックがある場合は、Q_{j-1}の流量を上流側の河道流量とする。

c　時刻T_i、T_{i+1}に上流端を出発した流れの下流端時刻をU_i、U_{i+1}とするとき、$U_{i+1}<U_i$ならば、時刻U_iの流量を消去する。

(4) キネマティックモデルの数値計算（差分法）

キネマティックモデルの数値計算法には特性曲線法のほかに差分法が利用できる。差分法には種々の方法があるが、以下では 2-step Lax-Wendroff 法の修正版である MacCormack 法を取り上げる。この方法は陽解法に属し、航空の分野を中心に広く用いられている[12)～13)]。

基礎式で斜面流と河道流を比べると

$$h \leftrightarrow A, \quad q \leftrightarrow Q, \quad r \leftrightarrow q_w \quad \cdots\cdots (9.38)$$

の対応関係があり、両者の計算は同様に処理できるので、以下では斜面流を中心に述べる。

差分計算は距離刻みΔx、時間刻みΔtごとに行う。したがって、差分法では斜面から河道への流入量もΔtごとに求まるため、特性曲線法で必要とされた柱状図化も不要である。

差分計算に当たり、節点番号 jを斜面上流端から j= 1, 2, 3, ・・・, NとΔx刻みで付け、h_j^n、q_j^nは位置 $x = (j-1)\Delta x$、時点 t= $n\Delta t$での斜面水深、斜面流量を表すこととする。

ア　計算手順

MacCormack 法では, Δtごとの値を計算するのに予測、修正の２段階で行う。以下の計算では、有効降雨強度は斜面一様であるとして、本来ならr_j^nとすべきところをrなどと記している。

第１段階（予測段階）

$$h_j^* = h_j^n - \frac{\Delta t}{\Delta x}\left(q_j^n - q_{j-1}^n\right) + \Delta t \cdot r \quad \cdots\cdots (9.39)$$

$$q_j^* = \left(\frac{h_j^*}{k}\right)^{1/p} \quad \cdots\cdots (9.40)$$

第２段階（修正段階）

$$h_j^{n+1} = \frac{1}{2}\left(h_j^n + h_j^*\right) - \frac{1}{2}\frac{\Delta t}{\Delta x}\left(q_{j+1}^* - q_j^*\right) + \frac{\Delta t}{2} r \quad \cdots\cdots (9.41)$$

$$q_j^{n+1} = \left(\frac{h_j^{n+1}}{k}\right)^{1/p} \quad \cdots\cdots (9.42)$$

空間差分について、予測段階では１次の後退差分が用いられているが、修正段階では前進差分が用いられ、互いに誤差が打ち消されている。

イ　計算上の注意

（ア）斜面ごとの距離刻みΔx

斜面長Bがブロックごとに異なる場合は、まず、共通の代表的距離刻みΔx_sをあらかじめ決めておき、

$N=[B/\Delta x_s+\ 0.5\ ]\ +\ 1$

として、斜面ごとに節点数 Nを定める。ここに、[　] はガウス記号で、[　] 内の数値を超えない最大の整数値である。

次に斜面ごとに距離刻みΔxを改めて次式により求める。

$\Delta x=B/(N-\ 1)$

このようにすると、斜面ごとにほぼ同程度の距離刻みを設定できる。

（イ）初期条件と境界条件

計算の最初（$n=0$）の斜面水深 hはゼロとする。すなわち、h_j^n=0,（$j\ =\ 1,\ 2,\ \cdots\ ,N\ +\ 1$）とおく。このとき時間ステップ n=0 で、q_j^n=0である。

境界条件は、斜面上流端 j=1 で、h_1^n= 0, q_1^n= 0 である。

河道上流端において、上流ブロックからの流量Q_uがある場合には、Q_uが上流端境界条件となる。すなわち j=1 の河道上流端流量 Q_1^nは Q_1^n= Q_uとなる。

（ウ）斜面下流端流量の計算

式（9.39）～（9.42）で j= 2, 3, ・・・ , Nとして計算を行っていくと、式（9.41）の j=Nで q_{N+1}^*の値が必要になる。これを解消する一つの方法は、式（9.39）、（9.40）を j=2, 3, ・・・ , N+ 1 と j= N+ 1 の値を余分に求めておき、式（9.41）の右辺第２項を次のような後退差分に変更して

$$h_{N+1}^{n+1}=\frac{1}{2}(h_{N+1}^n+h_{N+1}^*)-\frac{1}{2}\frac{\Delta t}{\Delta x}(q_{N+1}^*-q_N^*)+\frac{\Delta t}{2}\mathrm{r} \quad \cdots\cdots (9.43)$$

水深 h_{N+1}^{n+1}を求めた後、q_{N+1}^{n+1}を式（9.42）で $j\ =\ N+1$ とおいて計算すればよい。

$j\ =\ N$までの計算精度を保つため、余分に j= $N+1$ の節点を想定して、補助的にその点での斜面水深 h_{N+1}、流量 q_{N+1}を求めていることに留意する必要がある。

なお、この方式では、河道への流入量として必要な斜面下流端流量は q_N^{n+1}である。

（エ）時間刻みΔtの設定

差分法により表面流モデルで計算する場合、まずΔxを決め、次にそれに対応してΔtを決めるのが一般的である。Δtの大きさは、陽形式差分法では安定な解が得られるような条件（CFL条件）を満たすように決める。この条件は斜面流れ、河道流れに適用されるが、一般に河道流れのCFL 条件を満たすように注意する必要がある。

CFL 条件によれば、安定な解を得るためには、次の条件を満たさなければならない。

$$\Delta\mathrm{t}\le\frac{\Delta x}{c} \quad \cdots\cdots (9.44)$$

河道流の洪水の伝播速度 cは、

$$c = \frac{dQ}{dA} = \frac{Q^{1-P}}{KP} \quad \cdots\cdots (9.45)$$

であるから、具体的には次の条件を満たすように時間刻みを決めることになる。

$$\Delta t \leq \Delta x \frac{KP}{Q^{1-P}} \quad \cdots\cdots (9.46)$$

上式の流量Qは計算上の洪水ピーク流量であるが、計算前にはその値は不明であるので、一応観測ピーク流量の何割増しかに設定しておくのが安全であろう。

9.3.4　傾斜地域の流出モデルの検証と相互関係

(1) 流出モデルの検証

流出モデルに含まれる定数は、それが物理的に定まる場合を除けば、計算結果が観測ハイドログラフとよく適合しなければならない。流出モデルの検証に当たっては、以下の点に留意しなければならない。

ア　適用した観測地点について検証のための降雨と流出記録を準備する。

イ　水収支計算により総降雨量に対する総流出量を算定し、モデルの妥当性を確認する。

ウ　実測値（検証用記録）と計算値をグラフ化し、視覚的に食い違いの程度を把握する。

エ　相関係数による検証は、その統計的性質より必ずしも実測値と計算値の食い違いの程度を表し得ず、検証の方法として不適切な場合がある。

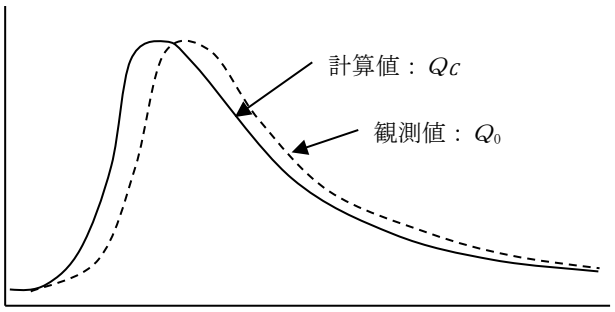


図-9.17　モデルの検証

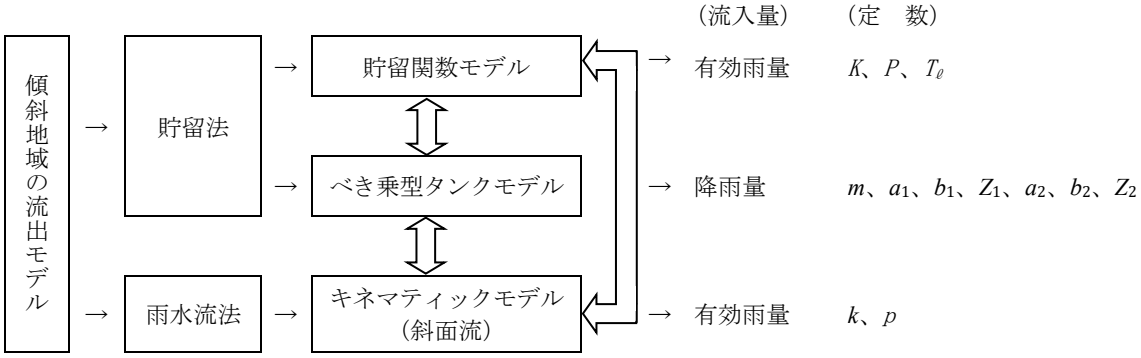
流出モデルを適用した基準点における観測値Q_0と計算値Q_Cの食い違いの程度を評価するためには、まず**図-9.17**に示すように、計算結果のハイドログラフと記録（観測値）を同一のグラフ上に描くことである。これにより、両方の曲線形の相違を視覚的に確認して、食い違いの程度を評価することができる。次に、食い違いの程度を計量的に評価する方法として、以下の評価関数を用いる。これらの形式のうち、どれがよいかは一概にいえず技術者の判断によらざるを得ないが、おおむね適用欄に示す事項を指標とすることができる[14)]。

表-9.7 評価関数

分　　類	関数式	適　　用
絶対基準	$E=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left\|Q_{0i}-Q_{ci}\right\|$ ここに、N：データ数、i：データ番号	流出の高水部の検証に適する。
相対基準	$E=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\frac{\left\|Q_{ci}-Q_{0i}\right\|}{Q_{0i}}$	ハイドログラフ全体の検証に適する。
χ－基準	$E=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\frac{\left\|Q_{0i}-Q_{ci}\right\|}{\sqrt{Q_{0i}}}$	ハイドログラフ全体の検証に適する。
二乗基準	$E=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(Q_{0i}-Q_{ci}\right)^2$	流出の高水部の検証に適する。
χ^2－基準	$E=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\frac{\left(Q_{0i}-Q_{ci}\right)^2}{Q_{0i}}$	ハイドログラフ全体の検証に適する。

(2) 流出モデルの相互関係

単位図法を除く傾斜地域の各流出モデルは以下に示すような固有の定数を持つが、これらの相互関係が分かれば、観測記録がない場合や他のモデルに変換する場合に便利である。ここでは、モデル定数の相互関係を以下に示す[9)、15)]。



ア　斜面流（キネマティックモデル）のpと貯留関数モデルのPの関係

キネマティックモデルの斜面流は式(9.13)で定義されるが、同式は底幅の極端に大きい水路におけるマニングの平均流速公式を意味しており、pの値は3/5(＝0.6)に等しい。

一方、貯留関数モデルを規定する式(9.4)は斜面流と相互関係を持つことが知られており、大中洪水に対して貯留関数モデルを適用する場合、Pの値を0.6に固定して実用的に十分満足できる結果が得られることが知られている。

イ　斜面流（キネマティックモデル）のkと貯留関数モデルのKの関係

斜面流を表す式(9.13)のkの値は、p＝0.6 の時、次式の関係がある。

$$k=\left(N/\sqrt{s}\right)^{0.6} \quad \cdots\cdots (9.47)$$

ここに、N：等価粗度（**表-9.6**参照）

s：斜面勾配

また、この斜面流定数kは、角屋・福島の洪水到達時間式（式（8.5）参照）の土地利用係数Cと次の関係がある。

$$k = C/220 \quad \cdots\cdots (9.48)$$

一方、貯留関数モデルを規定する式(9.4)のKの値は、斜面流のkと次の関係がある（ただし、P＝0.6）。

$$K = 2.5 \cdot k \cdot A^{0.24} \quad \cdots\cdots (9.49)$$

ここに、A：流域面積(km^2)

また、角屋・福島の洪水到達時間式（式(8.5)参照）の洪水到達時間係数C値と次の関係がある。

$$K = \frac{1}{90} C A^{0.22} \quad \cdots\cdots (9.50)$$

ウ　貯留関数モデルの遅れ時間T_ℓ

貯留関数モデルの遅れ時間T_ℓは、計算ピーク流出高q（mm/h)と次の関係がある。

$$T_\ell = 0.45 k A^{0.24} q^{-0.4}, \ or \ \ T_\ell = \frac{1}{550} C A^{0.22} q^{-0.35} \quad \cdots\cdots (9.51)$$

エ　べき乗型タンクモデルへの変換

図-9.10 に示すべき乗型タンクモデルは、観測の降雨量を直接利用してハイドログラフを計算できる利点がある。そこで、式(9.47)～(9.50)より貯留関数モデルのK、P値が推定できれば、式(9.12)より１段目タンクのモデル定数を推定できる。この時、２段目タンクの定数は、洪水流出に対する影響が小さいことから他地区の値を代用することができる。

9.4　氾濫域の洪水ハイドログラフの計算

氾濫域のハイドログラフの計算は、低平地等の一時貯留又は湛水による氾濫が想定される地域を対象として、洪水の流入による内水位及び外水位に制約される排水口の排水量を求めることを目的として行う。このため、内水位及び排水量の計算に当たっては、事業対象地域の地形特性や事業計画に基づく排水施設の水理特性を考慮した数値シミュレーション手法に頼らざるを得ない。

9.4.1　氾濫モデルと計算の考え方

氾濫域のハイドログラフの計算（つまり、内水位と排水量の計算）は、氾濫モデルを用いて行う。このモデルは、**図-9.18** の概念図に示すように、氾濫域を中心とした地形特性及び排水路網と排水口の水理特性をモデル化したもので、その考え方から**表-9.8** に示すタイプがある。

内水位及び排水量の計算は、受益区域及び背後地から氾濫域に流入する洪水量を入力条件とし、さらに排水口地点の排水本川の外水位を制約条件として行う。流入洪水量は、多くの場合、傾斜地域のハイドログラフの計算によって得られた洪水ハイドログラフを用いる。したがって、氾濫域の計算を行う場合は、あらかじめ流入洪水量のハイドログラフ及び外水位のデータを準備しておかなければならない。

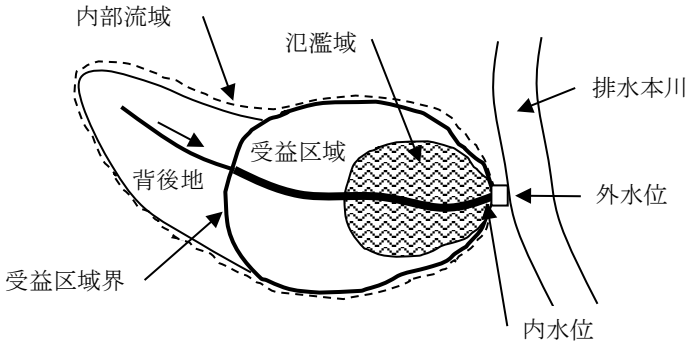


図-9.18 氾濫域と氾濫モデル化の概念

表-9.8 氾濫モデルの適用分類

手法区分	モデル	モデル化の特徴
貯留法	遊水池モデル	氾濫域を地形条件のみに支配された遊水池と見なしてその水位を内水位とし、外水位との水位差に影響される排水口施設（樋門、ポンプ、等）の流量特性を考慮して、内水位及び排水口の排水量を求める。したがって、このモデルでは氾濫域内の排水路網の流況は求めることができない。
雨水流法	低平地タンクモデル	氾濫域内の排水路網及び排水口施設の雨水流の流況をダイナミックに計算して、氾濫域の氾濫状況を求める手法であり、遊水池モデルに比べてより詳細な氾濫現象を把握することができる。
	不定流モデル	低平地タンクモデルと同様に氾濫域内の排水路網及び排水口施設の流況をダイナミックに計算して、氾濫域の氾濫状況を求める手法であるが、低平地タンクモデルが不等流を基本としているのに対して、本モデルは不定流を基本とする。

9.4.2 遊水池モデルによる氾濫域の計算

豪雨時、内部流域の雨水流出量は、下流端低位部に流入し、自然排水又は機械排水方式によって地区外へ排出される。この時、下流端への流入量が排水量を上回れば、下流端水位は漸次上昇し、低位部一帯に氾濫域が形成される。

遊水池モデルは、低位部に形成される氾濫域を遊水池と見なして、その水位変化に影響を受ける排水量を求める手法である。

(1) 基礎式

遊水池モデルは、**図-9.18**に示す氾濫域について、次の連続式を基礎とする。

$$A_p(h)\frac{dh}{dt} = I - Q \quad \cdots\cdots (9.52)$$

ここに、 h ：遊水池の水位（氾濫域の内水位、m）

I ：遊水池への流入量（傾斜地域のハイドログラフの計算結果を用いる、m^3/s）

Q ：排水量（m^3/s）

$A_p(h)$：遊水池の水面積（氾濫面積）で内水位hの関数（m）

t ：時間（s）

(2) 排水量の特性式

式(9.52)において、排水量Qは内水位hと外水位の影響を受けた排水口の排水能力に支配される。

自然排水方式の場合、排水口は**図-9.19**に示すように暗渠方式と開水路方式がある。t時刻の内水位をh_t、外水位をH_tとすると、排水量 Q_tは次式で表される（$h_t > H_t$）。

$$Q_t = \frac{A_t R_t^{2/3}}{n}\sqrt{\frac{h_t - H_t}{X}} \quad \cdots\cdots (9.53)$$

h_tとH_tの値の大小に関係なく計算するとき、あるいは後述の低平地タンクモデルの計算では以下のように分解しておくと便利である。

$$Q_t = G_t \cdot (h_t - H_t)$$

$$G_t = \frac{A_t R_t^{2/3}}{n}\frac{1}{\sqrt{X}\sqrt{|h_t - H_t|}} \quad \cdots\cdots (9.53')$$

ここに、A_t、R_t：排水口の通水断面積（m²）及び径深（m）

n　：マニングの粗度係数

X　：排水口の延長（m）

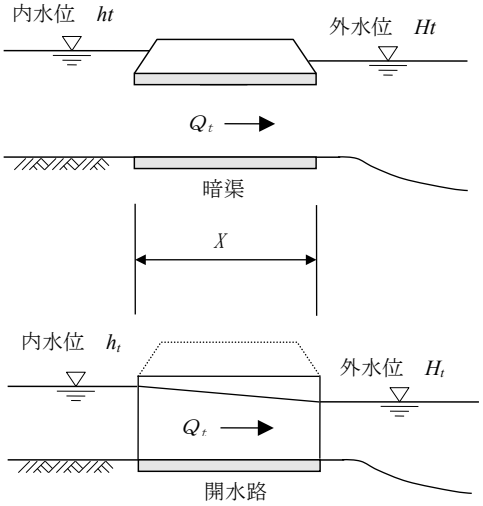


図-9.19　排水口の構造

上式において、A_t、R_tは、暗渠方式の場合は時間に関係なく一定となる。開水路方式の場合は内水位と外水位の変化に応じて変化する。また、実際に計算を行う場合には、排水口に排水水門、暗渠等の構造物の損失水頭を考慮する必要がある。例えば、横断暗渠工の流量式については、式(3.5)～(3.7)を参考にする。

次に、機械排水方式の場合はポンプの揚程－揚水量曲線を関数で内挿した次の一般式が定義できる($H_t > h_t$)。

$$Q_t = a(H_t - h_t)^b \quad \cdots\cdots (9.54)$$

また、次のように分解しておくこともできる。

$$Q_t = P_t \cdot (H_t - h_t) \quad \cdots\cdots (9.54')$$

$$P_t = a|H_t - h_t|^{b-1}$$

ここに、a、b：ポンプの揚程－揚水量曲線を内挿して得られる定数

(3) 遊水池モデルの計算方法

ア　試算法

式(9.52)は、時間経過に沿った遊水池の水位hの変化を表すことから、これを差分式に展開すれば次のように表される。

$$h_{t+\Delta t} = h_t + \left[(I_t + I_{t+\Delta t}) - \left(Q_t + Q_{t+\Delta t}\right)\right]\frac{\Delta t}{A_p(h_t)+A_p(h_{t+\Delta t})} \quad \cdots\cdots (9.55)$$

$$\because \frac{A_p(h_t) + A_p(h_{t+\Delta t})}{2}\,\frac{h_{t+\Delta t} - h_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+\Delta t}}{2}$$

式(9.55)は、時刻tの内水位h_tに、差分時間Δt内の平均の流入量$(I_t + I_{t+\Delta t})/2$と排水量$\left(Q_t + Q_{t+\Delta t}\right)/2$との差に$2\Delta t/(A_p(h_t) + A_p(h_{t+\Delta t}))$を掛けて水位に換算した値を加えることにより$\Delta t$時間経過後の内水位$h_{t+\Delta t}$が求まることを示している。

式(9.55)の右辺の$Q_{t+\Delta t}$と$A_p(h_{t+\Delta t})$は$h_{t+\Delta t}$が未知のため計算できない。そこで、以下のような逐次近似法を使用する。

Step 1：$h_{t+\Delta t}$の値を仮定する（例えば$h_{t+\Delta t} = h_t + \left(I_t - Q_t\right) \cdot \frac{\Delta t}{A_p(h_t)}$を仮定値とおく）。

Step 2：$A_p(h_{t+\Delta t})$、$Q_{t+\Delta t}$を計算する。

Step 3：*Step* 2 の値を式(9.55)に代入して$h_{t+\Delta t}$を求める。

Step 4：$h_{t+\Delta t}$ の仮定値（*Step*1）と計算値（*Step*3）の差の絶対値がある値ε（0.001 程度とすることが多い）以下になれば計算値を解とし、時刻をΔt進めて同様の計算を繰り返す。

Step 5：差の絶対値がεより大きければ、$h_{t+\Delta t}$ の値を再度仮定して *Step* 2 から *Step* 4 を繰り返す。

イ　ルンゲ・クッタ法

ルンゲ・クッタ法では時刻 tの内水位をh_0とおき、h_0を初期値として時刻$t + \Delta t$の内水位$h_{t+\Delta t}$を次の段階を追って求める。なお、Q_1、Q_2、Q_3は各々h_1、h_2、h_3に対応する排水量である。

$$Step\,1：y_0 = \frac{I_t - Q_t}{A_p(h_0)} \Rightarrow h_1 = h_0 + y_0 \frac{\Delta t}{2}$$

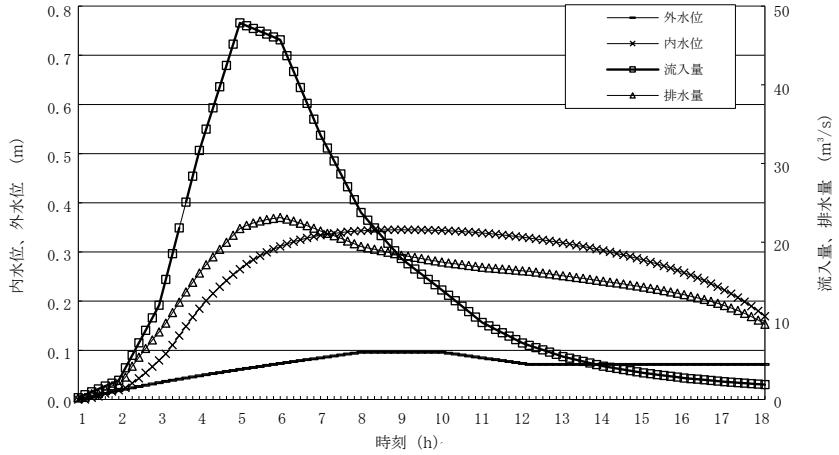
$$Step\,2：y_1 = \frac{I_{t+\Delta t/2} - Q_1}{A_p(h_1)} \Rightarrow h_2 = h_0 + y_1 \frac{\Delta t}{2}$$

$$Step\,3：y_2 = \frac{I_{t+\Delta t/2} - Q_2}{A_p(h_2)} \Rightarrow h_3 = h_0 + y_2 \Delta t$$

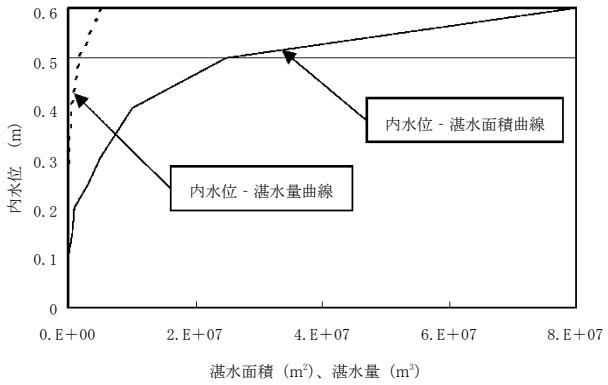
$$Step\,4：y_3 = \frac{I_{t+\Delta t/2} - Q_3}{A_p(h_3)} \Rightarrow h_{t+\Delta t} = h_0 + \{y_0 + 2(y_1 + y_2) + y_3\} \frac{\Delta t}{6}$$

注：ルンゲ・クッタ法を用いる場合、時間差分Δtを大きくとると計算結果が発散することがある。この場合は、流入量（ハイドログラフ）及び外水位を分割して時間差分を小さくする。

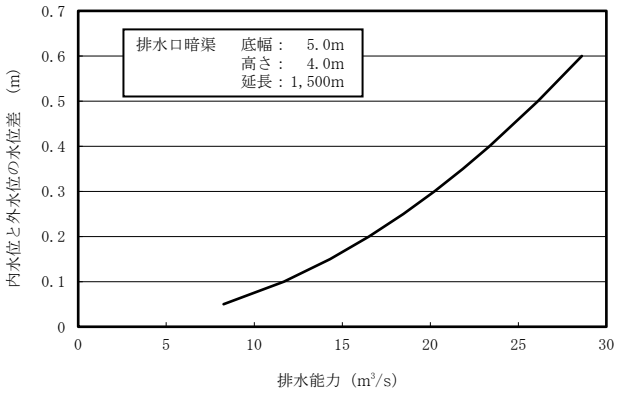
図-9.20 及び**表-9.9** は、遊水池モデルの計算例を示す。この例は、氾濫域の h—A 曲線（図の b）と排水暗渠の排水能力（図の c）に対して、貯留関数モデルによるハイドログラフの計算結果（**図-9.7** 参照）を流入量として求めたものである。



(a)氾濫計算結果



(b)氾濫域の内水位 - 湛水面積曲線



(c)排水暗渠の排水能力曲線

図-9.20　遊水池モデルによる計算結果

表-9.9　ルンゲ・クッタ法の計算

時刻	時分割	流入量	外水位	内水位	内水位の計算												排水量
					Q_0	y_0	h_1	Q_1	y_1	h_2	Q_2	y_2	h_3	Q_3	y_3	$h_{t+\Delta t}$	
1	0.00	0.23	0.00	0.000	1.814	−2.6E−05	0.000	1.814	−2.6E−05	0.000	1.814	−2.6E−05	0.000	1.814	−2.6E−05	0.000	0.23
	0.17	0.60	0.00	0.000	0.000	9.9E−06	0.003	0.000	9.7E−06	0.003	0.000	9.7E−06	0.006	1.359	−1.2E−05	0.004	0.27
	0.33	0.96	0.01	0.004	0.000	1.5E−05	0.008	1.098	−2.1E−06	0.003	0.000	1.5E−05	0.013	2.086	−1.7E−05	0.006	0.73
	0.50	1.33	0.01	0.006	0.000	2.0E−05	0.012	0.935	5.8E−06	0.008	0.000	2.0E−05	0.018	2.226	−1.3E−05	0.012	0.74
	0.67	1.70	0.01	0.012	0.540	1.6E−05	0.017	1.912	−3.0E−06	0.011	0.000	2.4E−05	0.027	3.197	−1.9E−05	0.016	1.28
	0.83	2.06	0.01	0.016	1.264	1.1E−05	0.019	1.952	1.5E−06	0.017	1.378	9.2E−06	0.022	2.319	−3.3E−06	0.019	1.75
2	0.00	2.43	0.02	0.019	1.167	1.6E−05	0.024	2.175	3.2E−06	0.020	1.422	1.3E−05	0.027	2.590	−2.0E−06	0.024	1.89
	0.17	4.02	0.02	0.024	1.938	2.6E−05	0.031	2.998	1.2E−05	0.027	2.490	1.8E−05	0.035	3.357	7.6E−06	0.033	2.85
	0.33	5.61	0.02	0.033	3.590	2.2E−05	0.040	4.171	1.5E−05	0.038	3.996	1.7E−05	0.043	4.459	1.2E−05	0.043	4.23
	0.50	7.20	0.03	0.043	4.742	2.4E−05	0.050	5.228	1.8E−05	0.048	5.119	1.9E−05	0.054	5.515	1.5E−05	0.054	5.37
	0.67	8.79	0.03	0.054	5.860	2.4E−05	0.062	6.272	2.0E−05	0.060	6.200	2.1E−05	0.067	6.546	1.7E−05	0.067	6.49
	0.83	10.38	0.03	0.067	6.914	2.5E−05	0.074	7.270	2.1E−05	0.073	7.220	2.2E−05	0.080	7.527	1.9E−05	0.079	7.57
3	0.00	11.97	0.03	0.079	7.868	2.5E−05	0.087	8.185	2.2E−05	0.086	8.148	2.2E−05	0.093	8.426	2.0E−05	0.093	8.57
	0.17	15.25	0.04	0.093	8.752	3.3E−05	0.103	9.132	2.9E−05	0.102	9.089	3.0E−05	0.111	9.423	2.7E−05	0.111	9.71
	0.33	18.53	0.04	0.111	9.888	3.5E−05	0.121	10.246	3.2E−05	0.120	10.210	3.2E−05	0.130	10.529	2.9E−05	0.130	11.04
	0.50	21.81	0.04	0.130	10.982	3.5E−05	0.140	11.301	3.2E−05	0.139	11.272	3.2E−05	0.149	11.559	2.9E−05	0.149	12.38
	0.67	25.09	0.04	0.149	11.973	3.3E−05	0.159	12.252	3.0E−05	0.158	12.230	3.1E−05	0.167	12.485	2.8E−05	0.167	13.66
	0.83	28.37	0.05	0.167	12.859	3.1E−05	0.176	13.103	2.9E−05	0.176	13.085	2.9E−05	0.184	13.311	2.7E−05	0.184	14.89
4	0.00	31.65	0.05	0.184	13.633	2.9E−05	0.193	13.848	2.7E−05	0.193	13.834	2.7E−05	0.201	14.034	2.5E−05	0.201	16.06
	0.17	34.35	0.05	0.201	14.316	2.6E−05	0.209	14.502	2.5E−05	0.208	14.491	2.5E−05	0.216	14.665	2.3E−05	0.216	17.13
	0.33	37.06	0.05	0.216	14.911	2.4E−05	0.223	15.074	2.3E−05	0.222	15.066	2.3E−05	0.229	15.220	2.2E−05	0.229	18.13
	0.50	39.76	0.05	0.229	15.426	2.2E−05	0.236	15.572	2.1E−05	0.236	15.565	2.1E−05	0.242	15.704	2.0E−05	0.242	19.08
	0.67	42.46	0.06	0.242	15.884	2.1E−05	0.248	16.016	2.0E−05	0.248	16.010	2.0E−05	0.254	16.136	1.9E−05	0.254	19.98
	0.83	45.17	0.06	0.254	16.300	1.9E−05	0.259	16.421	1.8E−05	0.259	16.416	1.9E−05	0.265	16.531	1.8E−05	0.265	20.87
5	0.00	47.87	0.06	0.265	16.672	1.8E−05	0.270	16.782	1.7E−05	0.270	16.778	1.7E−05	0.275	16.884	1.7E−05	0.275	21.72
	0.17	47.51	0.06	0.275	17.010	1.5E−05	0.280	17.103	1.5E−05	0.280	17.100	1.5E−05	0.284	17.190	1.5E−05	0.284	22.13
	0.33	47.15	0.07	0.284	17.290	1.4E−05	0.288	17.370	1.3E−05	0.288	17.368	1.3E−05	0.292	17.445	1.3E−05	0.292	22.43
	0.50	46.80	0.07	0.292	17.519	1.2E−05	0.296	17.589	1.2E−05	0.296	17.587	1.2E−05	0.299	17.655	1.1E−05	0.299	22.67
	0.67	46.44	0.07	0.299	17.711	1.1E−05	0.302	17.774	1.1E−05	0.302	17.772	1.1E−05	0.305	17.833	1.0E−05	0.305	22.86

9.4.3 低平地タンクモデルによる氾濫域の計算[16)]

一般に、洪水の流入によって氾濫が生じる低平地域は、湛水機能を持った水田区画が多数連続して存在し、それらを連結する排水路も緩勾配であるため流れは下流条件の影響を受けやすい。

低平地タンクモデルは、このような氾濫の原因となる排水路網の流況に注目して、排水路網の不等流計算をシステマティックに行い、氾濫状況を求める手法である。

(1) モデルの考え方

低平地タンクモデルは、排水路をいくつかの区間に分割し、それぞれの区間内を遊水池（これを河道タンクと呼ぶ）とみなし、遊水池間の流れを不等流計算式により、また、氾濫による水田（これを水田タンクと呼ぶ）と排水路間の流れを堰計算式により求める。

いま、**図-9.21** に示すような排水路網の一部を表す河道タンク j について、水の流れを考えると次の連続式が成立する。

$$A_j \frac{dH_j}{dt} = Q_i - Q_0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.56)$$

$$Q_i = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

$$Q_0 = Q_4 + Q_5$$

ここに、H_j：河道タンク j の代表水位（m）

A_j：河道タンク j の水面積（m^2）

Q_i：河道タンク j への流入量（m^3/s）

Q_0：河道タンク j からの流出量（m^3/s）

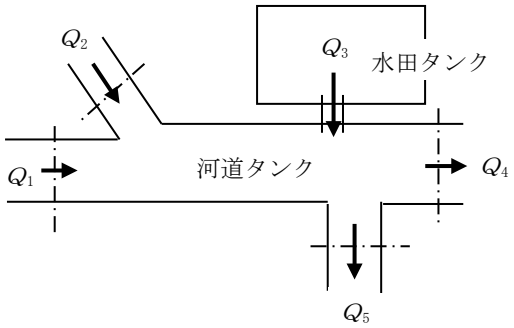
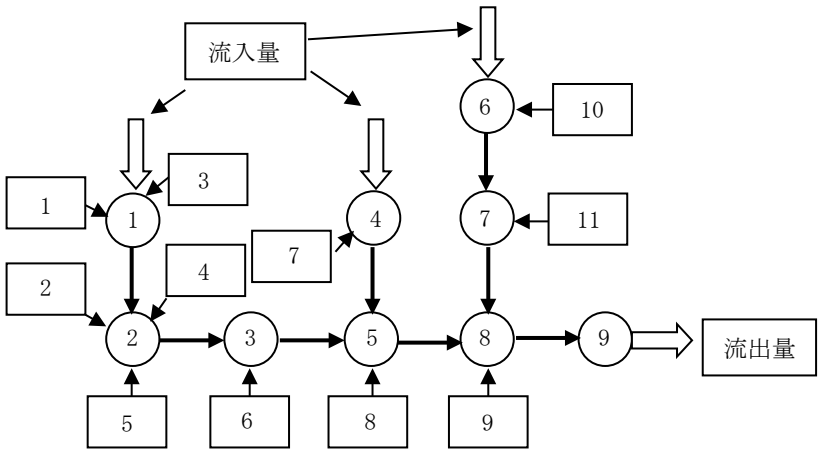


図-9.21 排水路の水の流れ

ここで、図の河道タンクは排水路網の一部であるから、このタンクへの流入量及び流出量はこのタンクの上下流に接続する河道タンクの水理条件に支配される。

そこで、低平地タンクモデルでは、**図-9.22** に示すように、地域の水路網の状況を河道タンクと水田タンクの連続体として構成した流域モデルを作成する。



○は河道タンクを、□は水田タンクを表す

図-9.22 流域モデルの概念図

このモデル上で、すべての河道タンク及び水田タンクに式(9.56)を適用する。例えば、図の河道タンク $j=5$ に対して、式(9.56)は次のように構成される。

$$A_5 \frac{dH_5}{dt} = Q_i - Q_0 = \left(Q_{3\to5} + Q_{4\to5} + q_{8\to5}\right) - \left(Q_{5\to8}\right) \qquad \text{(a)}$$

式の Qは河道タンク間の流量を、qは水田タンクと河道タンク間の流量を表す。また、添え字は接続関係を表す。ここで、流量 Q、qには次のような計算式を適用する。

ア　河道タンク間の流量Q

流量Qには、不等流計算式を適用する。この場合、流れは必ずしも図の矢印の方向とは限らず逆流が発生する場合も想定される（このことが、低平地における氾濫の主要因である）。そこで、不等流計算式は、次のように一般化する。

$$Q_j = G_j F \qquad \text{(b)}$$

$$G_j = \frac{A_j R_j^{2/3}}{N_j} \frac{1}{\sqrt{X_j}\sqrt{|F|}}$$

$$F = H_j - H_k$$

式のH_kは河道タンクjに接続するタンクの水位を、A_j、R_j、N_j、X_jはそれぞれ河道の通水断面積、径深、粗度係数及び河道タンクj とkの区間距離を表す。

イ　水田タンクと河道タンク間の流量q

水田と河道間を**図-9.23**のようにモデル化して、流量qに次の堰計算式を適用する。

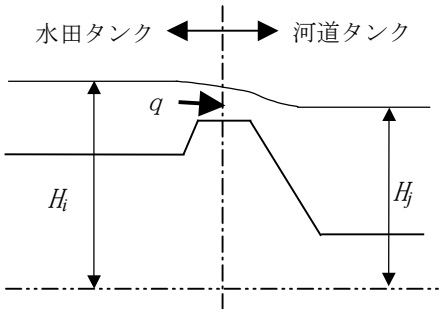


図-9.23　水田タンクのモデル化

潜り越流 $\left(\frac{h_2}{h_1} \geq \frac{2}{3}\right): q = C_2 B h_2 \frac{H_i - H_j}{\sqrt{|H_i - H_j|}}$ (c)

完全越流 $\left(\frac{h_2}{h_1} \leq \frac{2}{3}\right): q = C_1 B h_1^{3/2} \frac{H_i - H_j}{|H_i - H_j|}$ (d)

ここに、B：堰幅、H_j：接続する水路の水位

Cは流量係数で、越流係数をμ、重力加速度をgとすると

$$C_1 = \mu\sqrt{2g} = 0.35\sqrt{2 \times 9.8} = 1.5495$$

$$C_2 = 2.5981 C_1 = 4.0258$$

また、堰高をz、H_iとH_jのうち高いほうの水位をH_H、H_iとH_jのうち低いほうの水位をH_Lとすると、h_1及びh_2はそれぞれ次のとおりとなる。

$$h_1 = H_H - z$$

$$h_2 = H_L - z$$

次に、モデルの最上流端には、**図-9.22**に示すように、該当する河道タンクに内部流域からの洪水ハイドログラフを与える。また、下流端のタンクに既知の排水量又は外水位を与える。

低平地タンクモデルは、このように排水路網の流れを水理学的にモデル化し、上流からの洪水ハイドログラフ（既知量）を流入条件とし、かつ下流の排水量又は外水位（既知量）を制約条件として、すべてのタンクの水位及び排水量の時間変化を求める。

(2) 低平地タンクモデルの計算方法

低平地タンクモデルを用いた氾濫域の洪水ハイドログラフは、以下のような段階で進める。

第１段階：流域モデルの作成（排水路網図の作成）

第２段階：水理モデルの構築

第３段階：計算条件の整理と氾濫状況の計算

ア　流域モデルの作成

低平地タンクモデルの計算では、**図-9.22**に示すような氾濫域のモデル化が計算結果の精度を決定的に左右する。したがって、綿密な現地調査を行い**表-9.10**に示す要領を踏まえて、可能

な限り現地の状況をうまく表現できるような流域モデルを作成しなければならない。

表-9.10 流域モデルの作成要領

1	水路をいくつかの区間に分割して、それぞれの区間を 1 個の河道タンクとする。河道タンクの長さは、おおむね 500～2,000m を目安とする。
2	水田タンクは、現地の排水系統を踏まえて、適切な規模にブロック化する。
3	水路合流点には、1 個の河道タンクを設ける。上流河道タンクとの境界は、現実の小排水路の最下流側流入点と水路合流点との中央付近とする。
4	水路中に、樋門、暗渠等の水位差を発生させる構造物がある場合は、その地点が河道タンクの水理的な境界となるようにモデルを構成する。

イ　水理モデルの構築

作成した流域モデルについて、流れの水理条件を検討・整理し、これを総合化して水理モデルを作成する。

ウ　計算条件の整理と氾濫状況の計算

モデルの上下流点における流入量及び流出量のハイドログラフを整理し、モデルの計算を行う。計算は、時刻tのすべてのタンクの水位H_jを初期条件とし、モデルの上下流端に与えた流入及び流出量を境界条件として、時間差分Δt 後の水位$H_{t+\Delta t}$及び排水量$Q_{t+\Delta t}$、$q_{t+\Delta t}$をニュートン・ラプソン（Newton・Raphson）法の近似解法により求め、順次これを繰り返して行く。

実際の計算は、高度で複雑な計算を要するため、コンピュータシミュレーションによらざるを得ない。

〔参考〕

ニュートン・ラプソン法とは、非線形解析の代表的な手法であり、時刻 tの河道流量Q_tを既知としたΔt時間後の流量$Q_{t+\Delta t}$を次の近似式で定義する。ここに、添え字のmは、Δt時間後の値に対する近似値の次数を意味する。つまり、Δt時間後の流量$Q_{t+\Delta t}$を直接求められないため、近似計算を順次繰り返してmの次数を高め、誤差評価によりΔt時間後の値を得る。

$$Q_j^{m+1} = Q_j^m + \left(\frac{\partial Q}{\partial h}\right)_j^m dh_j + \left(\frac{\partial Q}{\partial F}\right)_j^m dF_j$$

上式による近似計算は、まず$m=1$ の時の流量 Q_j^m を Q_t とし、$m=2$ の近似値 Q_j^2 を求める。次に、順次 $Q_j^{m+1} \rightarrow Q_j^m$ と置き換えて以下の条件を満たすまで$m+1$ 次の近似値を求める。ここに、ε は許容誤差である。

$$\left| Q_j^{m+1} - Q_j^m \right| \leq \varepsilon$$

$m+1$ 次の近似値が上式を満たした場合、その値をΔt時間後の流量$Q_{t+\Delta t}$とする。なお、実際の計算では、上式の流量を(b)式及び(c)式を用いて水位で表し、未知水位の線形連立方程式を解いて許容誤差を満たすまで試算する。

(3) 適用上の留意事項

低平地タンクモデルは、遊水池モデルが氾濫域を遊水池として単純化するのに対して、排水路網の流況を計算して洪水による氾濫現象を現実に近い形で再現することを目的としている。また、計算は遊水池モデルに比べて飛躍的に高度な数値解析を必要とする。本モデルを適用する場合は、

以下の事項に留意する必要がある。

ア　氾濫域の現地調査を十分に行い、流域モデルの基礎となる排水系統を確実に把握することが重要である。

イ　多くの場合、低平地への流入水は単に洪水流入のみならず河川堤防の浸透水、用水の残水や漏水、水田からの畦畔浸透水、宅地域からの下水等があり、これらが無視できない量に及ぶことがある。このため、モデル化に先立ち、流域全体の対象期間内の水収支を検討しておかないと再現性のよい結果を期待できないことがある。

ウ　このモデルは、水路への降雨を考えない。したがって、水路及び道路の面積は水田タンクの面積に含めておく必要がある。

エ　計算に当たっては、コンピュータシミュレーションが中心となり、流域モデルの規模が大きいほどより多くの資料を扱うことになる。このため、過ちを発見し難く、間違った資料で計算を進めてしまうことも起こりかねない。したがって、計算は資料の吟味を十分に行い、効率的に進めることが重要である。

9.4.4　不定流モデルによる氾濫域の計算

不定流モデルは、低平地タンクモデルと同様に、排水路網の流況に注目して、その流況計算から氾濫状況を求める手法である。したがって、本手法においても同様に排水路網の流域モデルを作成し、そのモデル上で氾濫域の洪水ハイドログラフを計算する。

ここで、低平地タンクモデルは水路網の流量に不等流計算式を適用するが、本モデルでは水理学的に流況を最も高い精度で求めることのできる不定流の計算式を適用する。したがって、本モデルによる計算結果は現実により近い高い精度を期待することができる。

(1) モデルの考え方

不定流モデルは、次の不定流計算式を基本とし、これを**図-9.22**に示すような流域モデルに適用して水位、流量の計算を行う。

運動方程式：

$$\frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{V^2}{2g}\right)+\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{n^2V|V|}{R^{4/3}}=0$$

連続式：

$$B\frac{\partial H}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q$$

……（9.57）

ここに、H：河道の水位(m)、V：河道の流速(m/s)、Q：河道の流量(m^3/s)、

q：河道の単位長さ当たりの横流入量(m^2/s)、n：粗度係数、R：径深(m)、

B：水面幅(m)、g：重力の加速度(m/s^2)、x：流れ方向の距離(m)、t：時間(s)

ここで、連続式を流域モデルに合わせて任意の河道区間Xについて距離方向に離散化すると次式が得られる。

$$(B\cdot X)\frac{dH}{dt}=\left(Q_i+q\cdot X\right)-Q_0 \qquad \text{(a)}$$

ここに、Xは河道の任意区間の長さを、Q_iとQ_0は任意河道区間の上流からの流入量と流出量を表す。また、$(B\cdot X)$は河道区間の水面積に、$q\cdot X$は河道に水田から流入する流量に相当する。したがって、不定流の連続式は、低平地タンクモデルの基本式である式(9.56)の一般表現に他

ならない。

次に、運動方程式の第１項及び２項は流れの加速度と慣性効果を表すものであるが、これらを無視して同様に距離方向に離散化すると次式が得られる（ただし、区間Xの上流側をj点、下流側をk点とする。）。

$$\left.\begin{aligned}&\frac{n^2V^2}{R^{4/3}}=\frac{H_j-H_k}{X}\\&\therefore V=\frac{R^{2/3}}{n}\frac{\sqrt{H_j-H_k}}{\sqrt{X}}\end{aligned}\right\}\quad\text{(b)}$$

さらに、通水断面積Aを用いて、流速Vを流量に変換すると次式が得られる。

$$Q=\frac{A\cdot R^{2/3}}{n}\frac{\sqrt{H_j-H_k}}{\sqrt{X}}\qquad\text{(c)}$$

この式は、低平地タンクモデルにおける河道タンク間の流量を求める不等流式に他ならない。つまり、本モデルは低平地タンクモデルに対して河道内の流れに加速度及び慣性を考慮したものといえる。

(2) モデル適用の考え方

不定流モデルは、低平地タンクモデルに比べてより高度な手法であり、それだけに高度な解析手法を必要とする。本モデルを適用する場合は、以下のような考え方に留意しなければならない。

ア　本来、氾濫モデルが対象とする氾濫域の流況は、水位の時間変化が緩慢である。このため、河道流量の計算には不等流計算式で十分な場合が多い。したがって、広域の氾濫状況の解析には、必ずしも不定流モデルを適用する必要はなく、低平地タンクモデルで実用上十分な精度が得られる。

イ　ただし、激しい間断運転を行う大容量排水機場に直結した排水本川、幹線排水路等では、水位及び流量の時間変化が大きく、流れの加速度及び慣性効果を無視できなくなる。このような排水路の流況解析には、不定流モデルを適用せざるを得ない。

9.5　地区事例

9.5.1　遊水池モデルの事例－E 地区－

(1) 地区の概要

調査地区は、標高８～15m、傾斜1/1,000の水田地帯で、その背後は標高50～200mの丘陵地帯となっている。排水区域は、E川及びT川に挟まれた流域面積 A＝19.6km^{2}の区域である。

T川沿岸地域には、県営かんがい排水事業で、T川を排水先とするT排水機場(定格排水量Q＝12.8m^3/s)が設置されている。しかしT川は、洪水時にE川の背水の影響を受けやすく、また、流域開発により恒常的な排水不良を呈し、湛水被害が生じている現状にあることから、本事業では、T川排水機場及び排水路を新設して排水改良を図ることを目的としている。

既設のT排水機場は、調査地区の低位部に設置されており、新設する排水機場も既設機場付近が好ましいが、T川とE川の合流点には水門が設置されており、E川の水位が上昇すると水門が閉鎖されポンプ運転が不可能となるおそれがあるため、E川に直接機械排水できる位置を選定した。

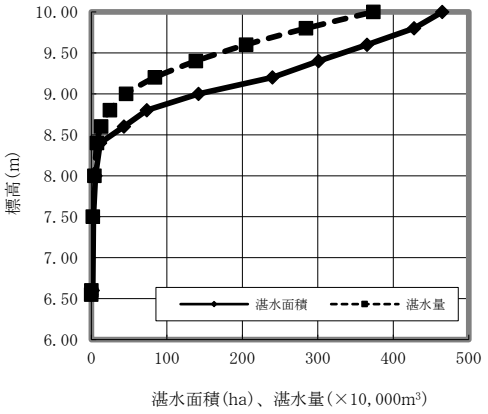


図-9.24　内水位－湛水量曲線

(2) 計算手法の選定

氾濫域の計算は、地区内に湛水が発生するため、地区内の標高別面積から内水位－湛水量曲線で表現し、洪水の流入量と排水量の水収支計算より湛水ハイドログラフを計算する遊水池モデルを採用した。

低位部の水田地帯において、背後の丘陵地帯から流入した洪水が湛水し、被害が発生していることから、氾濫域の計算を行う必要があった。

地区内には、湛水区域を分散させる排水施設もなく、洪水時には下流側の低位部に湛水が集中する。氾濫域の計算は、湛水域での標高別面積から内水位－湛水量曲線を作成し、計画排水施設能力を仮定し、目標整備水準を満足するまで繰り返し計算を行った。

また、洪水の流入量を算定するための流出解析手法は、単位図法、貯留法及び雨水流法に大別できる。この中から、地目変化に対応でき、本地区で資料が入手可能な雨水流法のキネマティックモデルを採用した。

(3) 地区のモデル化

調査地区のモデル化は、以下のとおり行った。

ア　内水位―湛水量曲線

地区内の標高別面積から求めた、内水位－湛水量曲線を**図-9.24**に示す。

イ　キネマティックモデルにおける流域モデル定数

1/5,000地形図よりブロック割を行い、面積測定、斜面勾配等を測定し、流域モデル定数は以下のとおりとした。

①　面積、斜面勾配、河道長、河道勾配：1/5,000地形図より測定

②　斜面長：面積／河道長として算出

③　等価粗度：水田1.5、宅地0.02、平地0.4、山地1.0として、面積による加重平均で算出

④ 河道定数：排水路断面より算出

⑤ 計算単位時間：斜面流60分、河道流10分

(4) 計算諸元

ア 降雨

計画基準降雨は､近傍の観測所における45年間の降雨資料から岩井法による確率計算を行い、1/10年確率３日連続雨量を採用した。

イ 外水位

計画基準外水位は、排水口地点の上下流に設置されている３か所の量水標水位記録より、下記の手順で算定した。

(ア) ３か所の量水標の年最高記録を確率計算し、1/10年確率水位を算出する。

(イ) (ア)の確率水位に近い年の高水記録を収集する。

(ウ) (イ)の高水記録よりＥ川の高水時のハイドログラフを選定する。

(エ) (ウ)の高水時のハイドログラフより排水口地点の計画基準外水位を決定する。

検討の結果、確率水位に最も近く、降雨量も計画基準降雨量に近い昭和55年のハイドログラフを1/10年確率水位にスライドし、排水口地点の最高外水位はT.P.12.24mとした。

また、降雨ピークと外水位ピークの時間差は、過去の記録より14時間として設定した。

(5) 計画施設規模の検討

計画施設は、排水口に排水ポンプを設置する計画とし、氾濫域の計算を行い以下の整備水準を満足するポンプ規模を検討した。

ア 水田の汎用化に対応するため無湛水とする。

イ 無湛水区域の設定は100％とする。

(6) 計算結果

ア 洪水量

キネマティックモデルにより求めた流出量を**表-9.11**に示す。

表-9.11 洪水時流出量

流域面積	計画基準降雨量 (ピーク時間雨量)	ピーク流出量	ピーク比流量	総流出量
19.6km^2	36.0mm	26.98m^3/s	1.376m^3/(s･km^2)	3,100千m^3

イ 排水ポンプ吐出し量

氾濫域の計算より求めた洪水時(計画基準降雨1/10年確率)の排水ポンプ吐出し量を**表-9.12**に示す。

表-9.12 排水ポンプ吐出し量

流域面積	ピーク吐出し量(m^3/s)		総排水量(千m^3)		運転時間(h)	
	既設	新設	既設	新設	既設	新設
19.6km^2	14.57	8.87	1,621	782	63	64

ウ　氾濫域の計算結果

氾濫域の計算結果として、水位曲線図を**図-9.25**に示す。

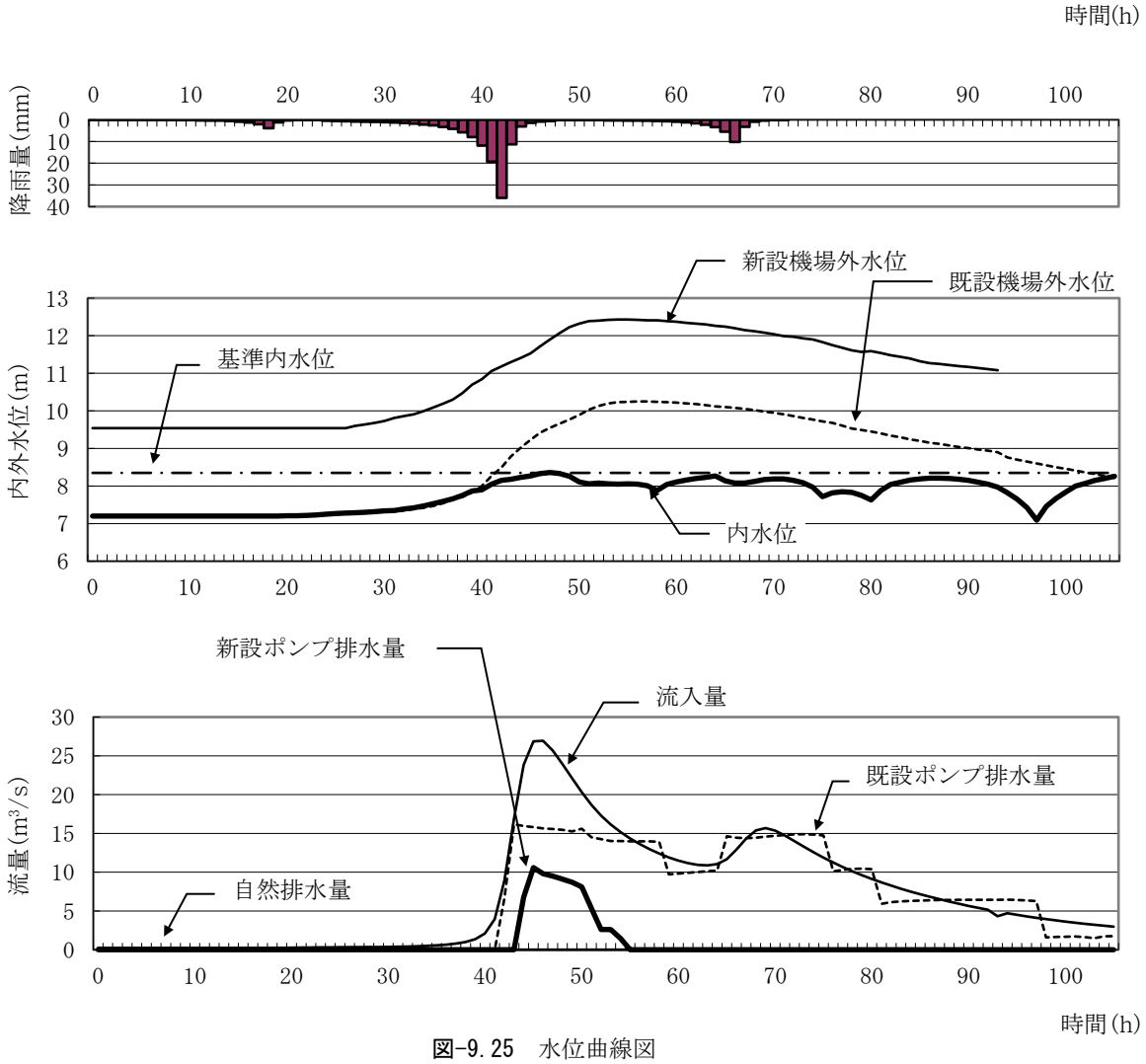


図-9.25　水位曲線図

9.5.2　低平地タンクモデルの事例―Ｓ地区―

(1) 地区の概要

本事例は、排水受益7,320haの地区である。そのほとんどが、河川の堆積作用と干潟成長に伴う干拓によって形成された海抜０～５ｍの低平地であり、市街地と散在する集落を除けば大部分が水田地帯となっている。

地区の水路は低平なデルタ地帯に掘削された貯水及び調整機能を併せ持つ用排兼用水路が多く、多数の制水ゲートが設置され、複雑な用排水慣行に従う管理が行われている。また、低平地の排水本川となる低平地域の河川は、勾配が緩やかであり、満潮時には海水が逆流するなど、流下能力が時間とともに変化する河川である。さらに、調査地区が位置する海岸部の平野一帯においては、地盤沈下が顕著であり、干潟の自然陸化とあいまって、低平地の自然排水を一層困難にしている。

(2) 計算手法の選定

低平地では湛水機能を持った水田群が多数連続しており、それらを連結する水路も緩勾配であ

り、流れは下流水位の影響を受けやすい。したがって、低平地タンクモデル又は不定流モデルの採用が考えられる。

不定流モデルを採用する場合は、地区内の基幹的な水路の流れを不定流として計算することになるが、貯水及び調整機能を持たせるために多くの制水ゲートが設置されている用排兼用水路の特徴を考慮した場合、これを忠実にモデル化すると計算区間が小さくなり数値計算の収束が難しくなるため、広域な地区に適用するには限界があると考えられる。

一方、低平地タンクモデルは、流量公式を線形近似して水位を１次関数で表し、得られた連立方程式を解くことにより計算時間刻みを大きくすることができる。これにより、低平地タンクモデルによる計算精度は、不定流モデルと比較してほとんど差がなく、計算時間を短縮することができる。

以上のことから、対象区域が広域であっても計算時間が短縮でき、計算精度も期待できる低平地タンクモデルを選定した。

(3) 地区のモデル化

調査地区のモデル化は、以下のとおり行った。

ア　ブロック割

一つの河道ブロックと数個の水田ブロックからなる流域ブロックを､排水系統を考慮しつつ、１ブロック当たり30haを目標に分割した。なお、ブロック境界は湛水時に水位差がつくと考えられる道路、堤防等とした。

イ　河道タンク

水路の水位計算点である河道タンクの、内水位－水路面積曲線（H-A曲線）を以下の手順で求めた。なお、河道タンクは流域ブロック内の用排兼用水路及び排水路の集合とした。

（ア）ブロック内の各水路標準断面から内水位と水路幅(H～B)の関係を水位50cmごとに求める。

（イ）ブロック内の各水路延長Lを測定する。

（ウ） 各水路の幅と延長から水路水面積($A=\Sigma(B\times L)$)を求め、河道タンクの内水位－水路面積曲線（H-A曲線）を作成する。

ウ　水田タンク

水田の水位計算点として水田タンクを設定する。ブロック内の河道タンクに排水される水田タンク群を、国土基本図(S= 1/5,000)を用い、それぞれ10cmごとに区分し水田タンクの面積を求めた。

エ　境界水位タンク

地区内の雨水を排水する樋門やポンプの吐口地点は、潮位や河川水位を境界水位として設定する。河川水位は、河川資料から算定された水位を用いる。

オ　排水施設

タンク間の水の流れは、いろいろな種類の排水施設により行われているが、ここでは以下に示す６種類に分類して設定した。

①水路：用排兼用水路、排水路、②堰：角落し、水田欠口(欠口幅0.8m/haとして設定)

③樋門-1：引き上げゲート付き樋門、④樋門-2：招き戸付き樋門、⑤暗渠、⑥ポンプ

(4) 計算諸元

ア　降雨

計画基準降雨は、1/30 年確率３日連続雨量とし、降雨分布は過去に発生した洪水の実績降雨

分布に基づき配分した。

表-9.13　計画基準降雨

地域	観測所	計画基準降雨(mm)				実績降雨(mm)
		1日目	2日目	3日目	計	
平地地域	気象台	73.6	238.1	77.5	389.2	367.0
山地地域	ダム	49.2	253.0	139.1	441.3	407.5

イ　外水位

（ア）潮位

計画潮位は小潮とし、６～９月の潮位記録をもとに平均的な潮汐を示す潮位を選定

（イ）河川水位

河川改修計画の断面諸元を採用し、下流端に潮位、上流端に洪水量を境界条件として設定し、不定流計算により河川水位を算定

(5) 氾濫域の計算

氾濫域の計算は、河川水位と地区内水位を同時に算定するべきであるが、対象区域が広範であることや、本地区の用排兼用水路の特徴を踏まえ、河川水位を算定した後に、地区内の氾濫域の計算を行うこととした。

したがって、計算対象区域の境界は河川となり、排水系統や計算機の能力を考慮して６流域に分割し、計算を行った。

各流域のモデル諸元を**表-9.14**に示す。

表-9.14　流域モデル諸元

流域名	タンク数				排水施設数	流域面積(ha)
	河道	水田	境界	計		
流域　1	107	525	9	641	862	6,240.4
流域　2	81	441	18	540	819	1,609.3
流域　3	45	177	21	243	468	1,272.1
流域　4	53	299	23	375	646	1,578.2
流域　5	69	422	9	500	739	2,696.1
流域　6	35	341	5	381	432	2,360.4
計	390	2,205	85	2,680	3,966	15,756.5

※**表-9.14**に示した６流域のうち、流域３について流域模式図を**図-9.26**に示す。

(6) 氾濫域の計算結果

調査地区は、地盤沈下等の要因により湛水面積及び湛水時間が増加していることから、排水対策としては、湛水時間を地盤沈下前の状態までに回復させ、なおかつ湛水時間は24時間以内になるように施設規模の検討を行った。

氾濫域の計算結果(**表-9.15**)及び対策施設一覧表(**表-9.16**)を示す。

表-9.15 氾濫域の計算結果

区分	湛水面積(ha)	湛水時間(h)
現況	2,567 (2,154)	15～63 (6～53)
計画	1,011	6～24

※( )の数字は、地盤沈下前の状況を示す。

表-9.16 対策施設一覧表

流域名	計画ポンプ		既設ポンプ	
	ポンプ数	施設規模(m^3/s)	ポンプ数	施設規模(m^3/s)
流域 1	3	41.5	3	22.0
流域 2	1	15.0	2	15.0
流域 3	2	7.0	2	8.0
流域 4	2	20.0	7	18.1
流域 5	3	13.0	3	13.5
流域 6	2	13.5	1	2.5
計	13	110.0	18	79.1

※流域模式図で示した流域３を対象に、氾濫域の計算結果から得られる水位－流量曲線図を**図-9.27** に示す。

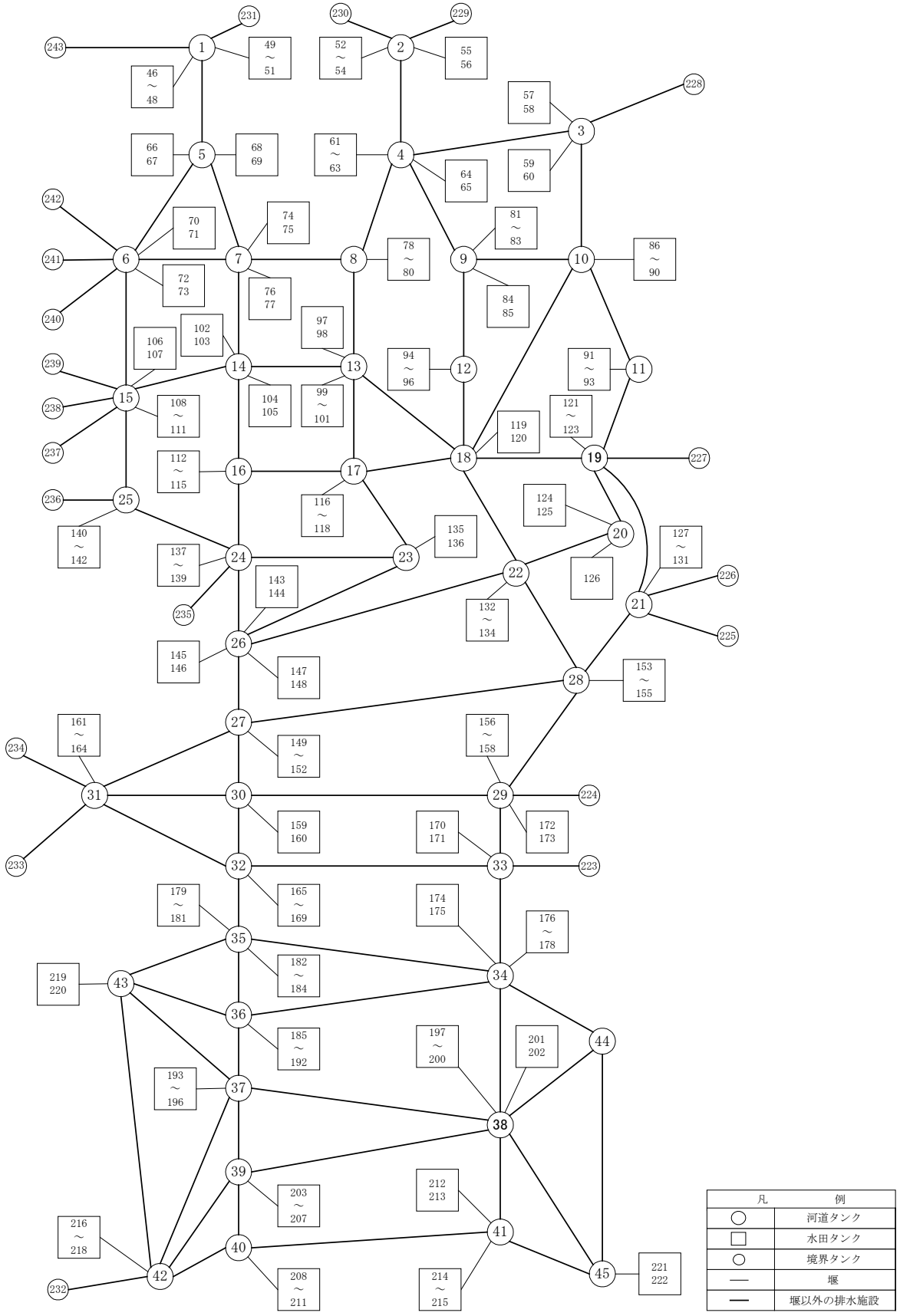


図-9.26 流域模式図（流域 3）

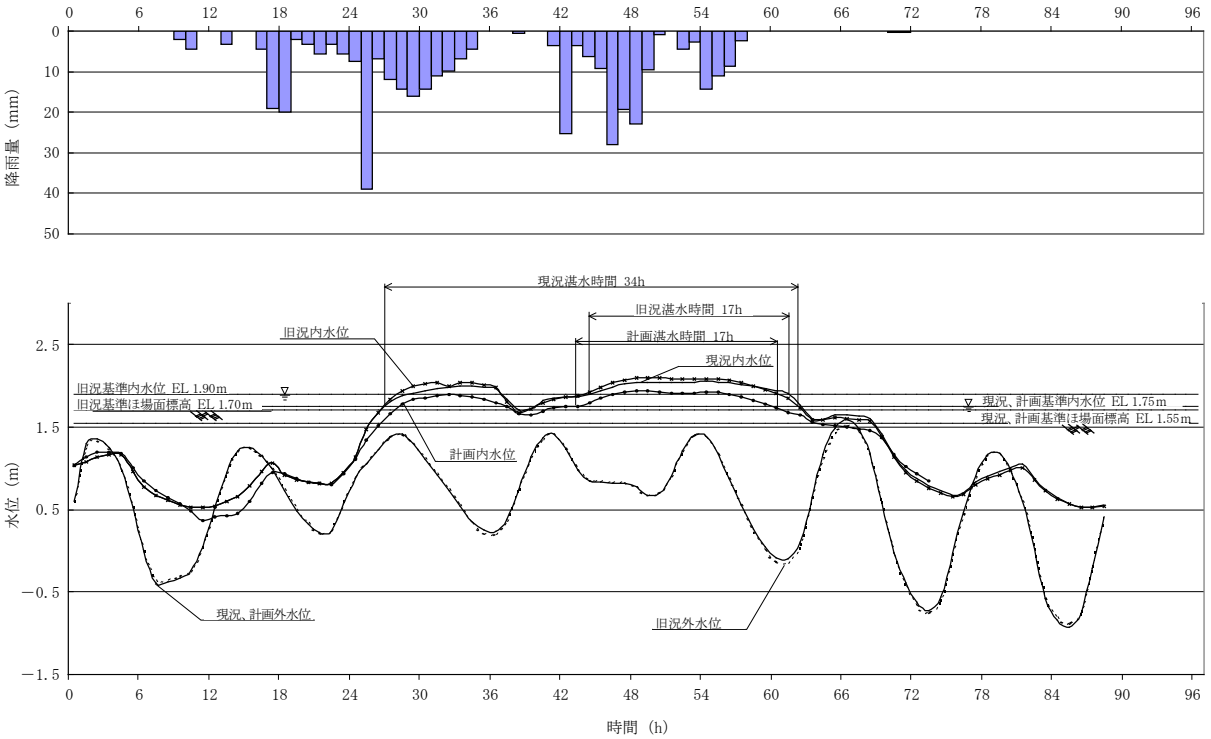


図-9.27　A ポンプ場 21 ブロック水位 - 流量曲線

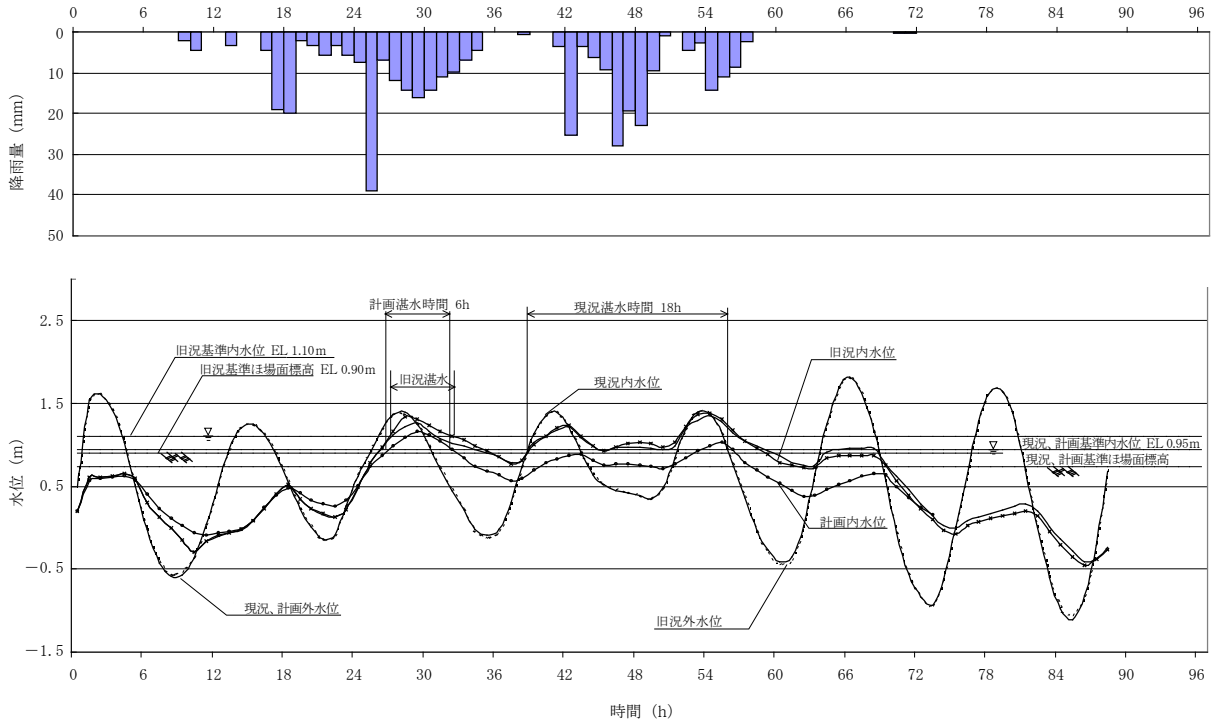


図-9.28　B ポンプ場 31 ブロック水位 - 流量曲線

9.5.3　不定流モデルの事例－Ｓ地区－

(1) 地区の概要

本地区の基幹排水施設は、昭和36年度からの県営地盤沈下対策事業及び昭和49年度からの県営ほ場整備事業により整備がなされてきたが、近年の地域開発及びその後の地盤沈下等に起因した

洪水の流出形態の変化により、農地及び農業用施設に多大な被害が発生している。

このため、本事業及び関連事業により地区内全般の排水施設の機能を回復するとともに、本事業と併せ行う農地防災排水事業及び関連事業で災害を未然に防止することにより、農業生産の維持及び農業経営の安定を図り、併せて国土の保全に資することを目的とするものである。

(2) 計算手法の選定

計算手法の選定に当たっては､以下に示す理由により氾濫域の計算に不定流モデルを採用した。また、実績降雨の資料に基づき、計算手法の妥当性を検証した結果、湛水区域及び内水位を再現でき、その妥当性を確認した。

ア　本地区では、湛水被害の未然防止、水田の汎用化による農業生産性の向上、国土資源の保全等の観点から国営総合農地防災事業の実施を計画していた。国営総合農地防災事業での計画策定に当たっては、機能低下率を算出する必要があり、湛水深とともに重要な指標となる湛水面積と湛水時間を算定するためには、氾濫域の計算を実施する必要がある。

イ　本地区の基幹排水路における洪水の流れの状況は、以下のとおりである。

（ア）低平な完全輪中地帯であることから、下流水位の影響を受けやすい。

（イ）常時、洪水時ともに機械排水に依存している地区であることから、ポンプの運転状況に応じて時間的な流量変化が発生する。

ウ　基幹排水路における洪水の流れを精度よく計算する必要があることから、氾濫域の計算手法として基幹排水路には不定流モデルを、水田区域には遊水池モデルを採用する。

(3) 地区のモデル化

本地区のモデル化は、以下のとおり行った。

ア　ブロック分割

基幹排水路は、水路内の水の流れを計算するため不定流ブロックとして設定した。

水田区域と基幹排水路若しくは水田区域間における流出入は、数多くの樋管により行われている。これらの流出入を反映させるため、水田区域は現況の排水系統に基づき小排水路又は支線排水路掛の流域界で分割した（おおむね20～100ha）。分割した水田区域を、それぞれ遊水池モデルとして設定した。

イ　水路ブロック（不定流モデル）

基幹排水路には小排水路が約230mごとに流入することから、基幹排水路は500mごとに分割した。

ウ　水田ブロック（遊水池モデル）

地形図(S=1/5,000)を用い20cmごとに標高別面積を求積し､内水位－湛水量曲線を作成した。

エ　排水施設

地区内の排水施設は、それぞれ以下のとおりモデル化を行った。

（ア）排水機場：不定流モデルの下流端に設定し、ポンプ吐出し量をその地点の流下量として与えた。ポンプ吐出し量は、内外水位差とポンプ特性曲線から求めた。

（イ）基幹排水路内の水利構造物（水門等）：水利構造物によって生ずる損失水頭と不定流モデルの区間距離Δxの摩擦損失水頭が等しくなるように、換算粗度係数を設定した。水利構造物による損失水頭は、流れの状態により算出式を区分した。

（ウ）不定流モデルと遊水池モデルを接続する樋管：樋管の上下流ブロック水位を用いて、樋管の流量公式から流出量を算定し、その流出量を不定流ブロックの横流入量として与えた。流出量は、流れの状態により流量公式を区分した。

(4) 計算諸元

ア 降雨

計画基準降雨は、近傍の雨量観測所３地点を対象にティーセン法により流域平均雨量を算定し、対象観測所の過去47年間の降雨資料から岩井法による確率計算を行い、1/30年確率降雨量を採用した。

イ 外水位

排水本川の河口潮位を出発水位として不等流計算を行い、排水機場地点の外水位(排水本川水位)を算定し、各地点の最高水位を計画基準外水位とした。また、本計画では、内外水位のピーク発生にどのようなズレが生じても、安全を見込んだ運転が可能になるように、外水位を一定として与えた。

ウ 流出量

流出量の計算手法として、水田からの流出は欠口流出法、畑、樹園地及び市街地からの流出はキネマティックモデルを採用した。

実績降雨の資料に基づき、計算諸元（欠口幅、斜面長、等価粗度等）を設定した。

（ア）水田からの流出計算

水田に降った雨は、一時的に貯留された後、水田の欠口部から流出するとして清野 [17]によって提案されたものである。

一区画の水田については、次の連続方程式が成り立つ。

$$\frac{dh}{dt} = (R(t) \times A \times C - q)/A \cdots\cdots (9.58)$$

ただし、 t：時間(hr)、h：水田水深(m)、q：欠口部流出量(m^3/s)、
A：一区画水田面積(ha)、R：降水量(mm)、C：補正係数(＝1/360)

欠口部の流出量算定式（本間公式、完全越流状態と考える）

$$q = 0.35 \times B \times h \times (2gh)^{1/2} \cdots\cdots (9.59)$$

ただし、 q：欠口部流出量(m^3/s)、B：欠口幅(m)
h：越流水深(m)、g：重力の加速度(9.8m/s^2)

(9.58)、(9.59) 式の解法は、ルンゲ・クッタの式によった。

表-9.17 水田の標準モデル

区 分	U地区(ほ場整備地区)	K地区(ほ場未整備地区)
面 積	7.65ha(225m×340m)	6.33ha(110m×575m)
筆 数	20 筆	24 筆
欠口数	20 か所	24 か所
欠口幅	30cm(畑利用の場合は 60cm)	30cm(畑利用の場合は 60cm)

（イ）畑、樹園地及び市街地からの流出計算

「**9.3.3 雨水流法（キネマティックモデル）**」に示す(1)キネマティックモデルの基礎式により算出した。

表-9.18　畑、樹園地及びその他の標準モデル

区　分		畑及び樹園地	その他(宅地及び道路)
斜　面	斜　面　長	B＝100m	B＝100m
	斜 面 勾 配	i＝1/100	i＝1/100
	等価粗度係数	N＝0.5	N＝0.1
流　路	流　路　長	L＝180m	L＝180m
	水 路 勾 配	i＝1/1,000	i＝1/1,000
	粗 度 係 数	n＝0.05	n＝0.05
	断 面 定 数	K_1＝0.30963 Z＝0.42825	K_1＝0.30963 Z＝0.42825

（ウ）計算結果

(ア)、(イ)により求めた流出量を**表-9.19** に示す。

表-9.19　地目別ピーク流出量

地　目	ピーク流出量($m^3/s/km^2$)
水田(U地区)	2.843
水田畑利用(U地区)	4.007
水田(K地区)	3.442
水田畑利用(K地区)	4.809
畑・樹園地	5.719
その他	9.088

(5) 氾濫域の計算結果（計画施設規模の検討）

現況の排水施設として最下流部のＳ排水機場、中流部のＴ排水機場が稼働しているが、流域の上流域から流出した洪水が最下流のＳ排水機場まで到達するには７時間以上かかり、Ｓ排水機場のポンプ影響範囲は、下流域程度となっている。

この排水状況を踏まえ、排水施設の計画としてはＴ排水機場のポンプ増強と上流域に排水機場を新規に設置する計画とし、排水路の新設及び改修も併せて行われることとした。

計画施設規模は、前出の氾濫域計算モデルを用いて、整備水準を満足する施設規模を決定した。ここでいう整備水準とは、1/30年確率降雨量に対して30cmを超える湛水が24時間以内に解消される施設規模である。

計算結果を**表-9.20**に示す。計画１のケースでは整備水準を満足しないため、計画２のケースを採用案とした。

表-9.20　計算結果一覧表

計算ケース	項目	S排水機場（既設）	T排水機場（既設、増強）	K排水機場（新設）	備考
現況	ポンプ規模(m³/s)	37.7	17.1	－	
	湛水時間(h)	106	77	－	
	湛水面積(ha)	804	157	－	
計画1	ポンプ規模(m³/s)	37.7	42.5	27.5	
	湛水時間(h)	26	25	25	
	湛水面積(ha)	63	44	67	施設規模不足
計画2（採用）	ポンプ規模(m³/s)	37.7	43.0	28.0	
	湛水時間(h)	24	24	24	
	湛水面積(ha)	56	41	65	整備水準満足

※湛水時間、湛水面積は、湛水深30cmを超える時間及び面積を示す。

流域模式図を**図-9.29**に示す。

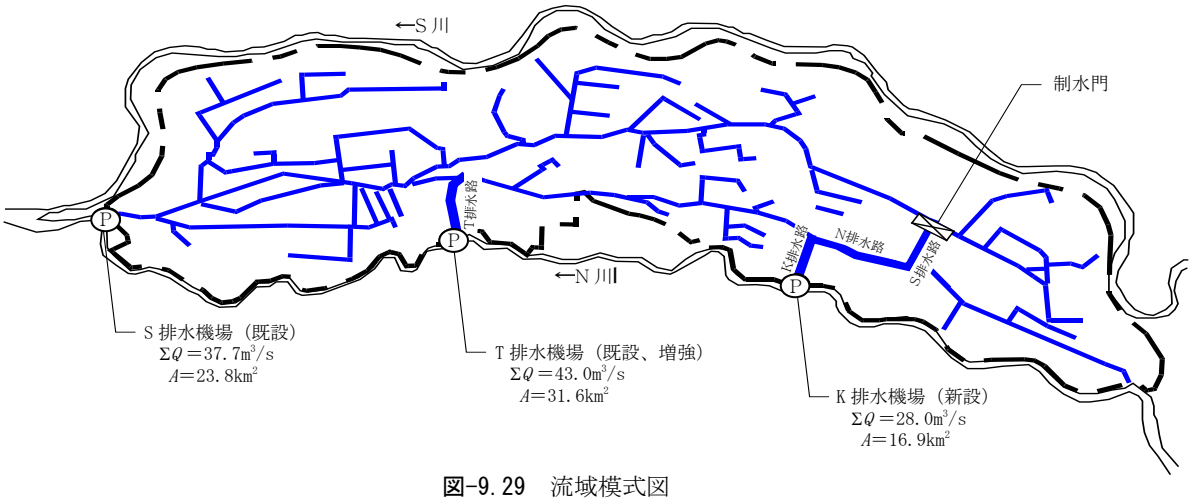


図-9.29　流域模式図

参考文献

1）角屋　睦：流出解析手法（その 1）―雨水流出現象とその計測・解析―、農土誌 47(10)、pp. 70～71(1979)

2）角屋　睦：流出解析手法（その 1）―雨水流出現象とその計測・解析―、農土誌 47(10)、p. 71(1979)

3）角屋　睦：流出解析手法（その 1）―雨水流出現象とその計測・解析―、農土誌 47(10)、pp. 71～72(1979)
角屋　睦：流出解析手法（その 9）―補給能モデルによる地下水流出解析―、農土誌 48(9)、pp. 53～59(1980)

4）角屋　睦：流出解析手法（その 3）―単位図法による洪水流出解析―、農土誌 47(12)、p. 29(1979)

5）角屋　睦：流出解析手法（その 15・最終講）―土地利用変化に伴う流出変化、農土誌 49(6)、pp. 59～64(1981)

6）角屋　睦：流出解析手法（その 10）―貯留関数法による洪水流出解析―、農土誌 48(10)、pp. 43～50(1980)

7）角屋　睦・永井明博：流出解析手法（その 12）―タンクモデルと SP 法による最適同定―、農土誌 48(12)、pp. 51～59(1980)

8）田中丸治哉：タンクモデル定数の大域的探索、農土論集、178、pp. 103～112(1995)

9）永井明博：洪水流出タンクモデルの総合化に向けて、農土論集、176、p. 95～103(1995)

10）角屋　睦：流出解析手法（その 6）―雨水流法-表面流出モデルによる洪水流出解析―、農土誌 48(6)、pp. 37～43(1980)

11）角屋　睦：流出解析手法（その 1）―雨水流出現象とその計測・解析―、農土誌 47(10)、p. 69(1979)

12）藤井孝蔵：流体力学の数値計算法(1994)

13）日本機械学会：計算力学ハンドブック(2006)

14）角屋　睦・永井明博：流出解析手法(その 11)―SDFP 法による貯留関数の最適同定―、農土誌 48(11)、p. 65(1980)

15）永井明博・四方田穆・奥谷順彦：洪水流出モデル定数の相互関係、農土論集、129、pp. 69～76(1987)

16）角屋　睦・早瀬吉雄：流出解析手法（その 14）―低平地タンクモデルによる洪水解析―、農土誌 49(4)、pp. 45～56(1981)

17）清野　保：低湿地における排水機操作による用排水改良の研究、農業土木研究 30(4)、pp. 201～209(1962)

10. 常時排水量の計算

（基準、基準の運用第３章 3.3.7 関連）

10.1 基本事項

常時排水量は、内部流域の日常の降雨流出の他、地下水流出、かんがい用水、宅地等からの排水等を含む常時の排水量であり、日平均排水量（㎥/s）として扱う。

排水計画を樹立するに当たっては、まず計画常時排水量を検討し、次にほ場の常時の排水改良の目標となる地下水位を適切に管理できるように排水施設の規模及び機能を検討しなければならない。また、常時排水量の管理は、地域の生態系を含む自然環境に影響をもたらすことも想定されるため、生態系の保全を踏まえた検討を行うことが望ましい。

10.2 常時排水量の計算

内部流域の計画常時排水量は原則として実測値から求めるが、その方法は次のいずれかによることができる。

・観測による方法
・低水流出解析による方法

10.2.1 観測による方法

受益区域内又は近傍の立地条件が同等の地区に基準点を設定し、排水量の連続流量観測を行い、以下の手順で記録の頻度分析を行い、計画常時排水量を求める。

（流量観測については、「**２．調査（精査）**」の項参照）。

手順－１ 記録の整理	①　流量観測地点（基準点）の流域面積、地目等を整理する。 ②　観測記録をかんがい期間及び非かんがい期間に分け、日平均排水量の時系列記録に整理する。 ③　既設の排水ポンプがある場合は、流量観測の代わりにその運転記録を用いることもできる。この場合、排水ポンプの位置が基準点となる。
↓	
手順－２ 頻度分析	①　日平均排水量の時系列から、かんがい期間及び非かんがい期間別に、排水量の生起頻度を調べる。 ②　最多頻度の排水量を特定する。
↓	
手順－３ 単位排水量の計算	①　かんがい期間及び非かんがい期間のそれぞれの最多頻度流量を計画常時排水量とする。 ②　上記の排水量を流域面積で除して単位排水量を求める。

なお、観測によって計画常時排水量を計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

(1) 流量観測の基準点は、排水系統や土地利用状況等を踏まえ、流域界が明確に設定でき、かつ下流水位の影響を受けない地点を選定する。

(2) 流量観測の観測期間は、かんがい期間及び非かんがい期間の排水量の特徴を抽出するために、１年以上が望ましい。

常時排水量は、上記の手順に示すように、日平均排水量を実測してその度数分布から求めることを原則とするが、計画初期はあまり高い精度の値でなくても間に合うので、資料の少ない場合は**表-10.1**に示す値の範囲で適当と思われる値を選定してもよい。

表-10.1 計画常時排水量の参考値

区分	常時排水量
かんがい期	0.1 ～0.4 $m^3/(s \cdot km^2)$
非かんがい期	0.05～0.1 $m^3/(s \cdot km^2)$

〔参考〕計画常時排水量の推定事例

既設の排水ポンプの運転記録から常時排水量を推定した事例を**表-10.2** に示す。

表-10.2 常時排水ポンプによる常時排水量の推定事例

地区名	事業	流域面積 (km^2)	常時排水量 (m^3/s)	比流量 ($m^3/(s \cdot km^2)$)	備考	
新川右岸（新潟）	かんがい排水	54.94	20.20	0.368	かんがい期	本地区は、低平地で用水の残水が大きい地区である
			4.00	0.073	非かんがい期	
白根郷（新潟）	農地防災	72.3	10.280	0.140	昭和 51 年～平成元年のかんがい期(5～8 月)の無降雨日の排水量より算出	
阿賀野川右岸（新潟）	農地防災	212.0	36.000	0.170	昭和 53～59 年のかんがい期間中のポンプ運転記録より算出	
射水郷（富山）	農地防災	東部 30.390	2.844	0.094	かんがい期間中の無降雨期間のポンプ運転記録より算出	
		西部 28.823	1.843	0.064		
巨椋池（京都）	農地防災	25.1	2.0～5.0	0.08～0.20	かんがい期	降雨流出の影響を受けない期間におけるポンプ運転記録より算出
			1.0～2.0	0.04～0.08	非かんがい期	

11. 排水路

（基準、基準の運用第３章 3.4.2 関連）

11.1 勾配と断面

11.1.1 マニング平均流速公式

$$Q = A \cdot V \quad \cdots\cdots (11.1)$$

ここに、Q：流量（m^3/s）、A：通水断面積（m^2）、V：平均流速（m/s）

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots (11.2)$$

ここにV：平均流速（m/s）、n：粗度係数（$s/m^{1/3}$）、R：径深（m）、I：水路底勾配

粗度係数nは、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」を参照すること。

11.1.2 最大許容流速

最大許容流速は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」を参照すること。

11.1.3 最小許容流速

排水路内の流速が緩すぎると土砂が堆積し、通水断面が減少するおそれがある。また、堆積した土砂に水草が繁茂する原因にもなる。したがって、土砂が堆積しないための排水路の最小許容流速を設定することが望ましい。この場合、最小許容流速を設定するための対象流量は、1/2年確率流量程度とする。

水の流れによる土砂の動きは、掃流形式によるものと浮遊形式によるものがある。前者は、土砂が河床上を流水の直接的作用により転動、滑動しながら輸送されるものをいう。後者は、乱れの拡散作用によって、土砂が断面全体を浮流しながら輸送されるものをいう。また、水路内においては、平均流速Vと摩擦速度u_*の比（V/u_*）は一般に８～25倍程度[1)]であるため、以下により摩擦速度等を求め、最小許容流速の目安とすることができる。

(1) 掃流力

土砂は水の流れによって、水からせん断応力を受ける。この力は土砂を流れの方向に押し流そうとする力であり掃流力と呼ばれる。掃流力が一定の限界を超えると、土砂の移動が始まる。この限界値を限界掃流力という。

掃流力は、式(11.3)[2)]に示すとおり、摩擦速度u_*を用いて表すことができる。

$$\tau_0 = \rho\, g R I_f = \rho {u_*}^2 \quad \cdots\cdots (11.3)$$

ここに、τ_0：掃流力(g/(cm･s^2))、ρ：水の密度(g/cm^3)、g：重力加速度(cm/s^2)、R：径深(cm)、

I_f：流水のエネルギー勾配、u_*：摩擦速度(cm/s)

限界掃流力($\tau_c = \rho {u_{*c}}^2$)は、式(11.4)[2)]の岩垣の式より粒径別の限界摩擦速度u_{*c}を算出して求める。

$d \leqq 0.0065$ $\quad u_{*c}{}^2 = 226d$

$0.0065 \leqq d \leqq 0.0565$ $\quad u_{*c}{}^2 = 8.41 d^{11/32}$

$0.0565 \leqq d \leqq 0.1180$ $\quad u_{*c}{}^2 = 55.0d$ ……(11.4)

$0.1180 \leqq d \leqq 0.3030$ $\quad u_{*c}{}^2 = 134.6 d^{31/32}$

$0.3030 \leqq d$ $\quad u_{*c}{}^2 = 80.9d$

ここに、d：粒径(cm)、u_{*c}：限界摩擦速度(cm/s)

(2) 沈降速度

土砂が浮遊するための浮遊限界の目安は、静水中における粒子の沈降速度V_fと摩擦速度u_*の関係から、式(11.5)[3] となる。

$$u_* = V_f \quad \cdots\cdots (11.5)$$

沈降速度V_fは、式(11.6)[3] のルベイの実験式より算出する。式(11.6)において、s＝1.65、ν＝0.01cm²/s、g＝980cm/s²とおくと、沈降速度V_fは、土砂の粒径dから算出することができる。

$$\frac{V_f}{\sqrt{sgd}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd^3}} \quad \cdots\cdots (11.6)$$

ここに、V_f：沈降速度(cm/s)、s：砂の水中比重、g：重力加速度(980cm/s²)、
d：土砂の粒径(cm)、ν：動粘性係数(cm²/s)

(3) 最小許容流速の設定

岩垣の式及びルベイの式を用いると、限界摩擦速度u_{*c}及び沈降速度V_f は粒径dの関数となり、図-11.1 に示す関係となる。

図-11.1に示した曲線では、土砂の流下においておおむね0.0125cm以上の粒径では掃流力が支配的であり、それ以下の粒径では沈降速度が支配的であることから[2]、対象とする粒径により適用範囲を設定する必要がある。

設定した限界摩擦速度若しくは沈降速度を８～25 倍することで平均流速V が求まり、これが土砂の堆積を防ぐ最小許容流速の目安となる。

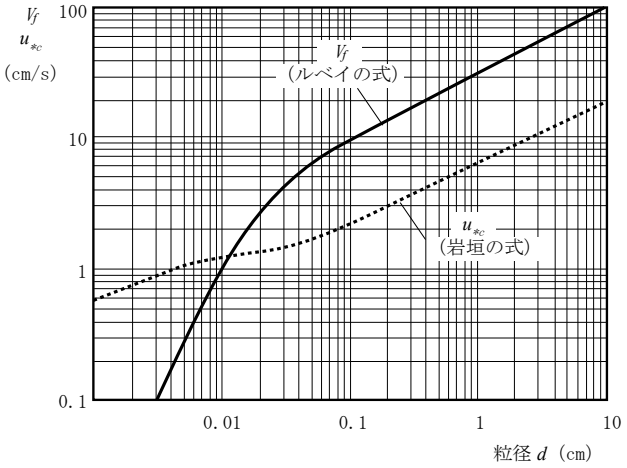


図-11.1 沈降速度V_f、限界摩擦速度u_{*c}と粒径の関係
(s=1.65、 ν=0.01cm²/s の場合)

11.1.4 側法勾配

水路の法勾配は土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」を参照すること。

11.1.5 設計水位

排水路の設計水位は、水路に沿う地盤標高を超過してはならない。ここでいう設計水位とは、排水路に設計流量を流下させた場合の水位である。

なお、湛水を許容している地区において、排水路の設計流量を超える流出が発生した場合の内水位は地盤標高を超過するが、設計流量を流下させた場合の設計水位は、水路周辺の地盤標高を超えないように計画する。

11.1.6 余裕高

排水路の余裕高は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」により算定し、所定の数値を見込むものとする。

11.1.7 計画水路深

計画水路深は、原則として計算によって求められた必要最小水深と現地暗渠の埋設深等より求められる現況最小水深のいずれか大きい方を採用する。

現況最小水深＝ほ場暗渠埋設深＋平水深

ほ場暗渠埋設深は通常 0.5～0.8m程度である。また、平水深は常時排水量に相当する水深とする。

11.1.8 断面の変化

計画水路断面は、計画流量の1/4程度の変化があった場合変化させることを原則とする。

参考文献

1）椿東一郎：水理学Ⅰ、森北出版、p.109(1973)

2）農業農村工学会：改訂七版農業農村工学ハンドブック（基礎編)、p.226(2010)

3）椿東一郎：水理学Ⅱ、森北出版、pp.233～234(1974)

12. 排水水門

（基準、基準の運用第３章 3.4.3 関連）

12.1 ゲートの分類と特徴

12.1.1 ゲートの分類[1)]

規模による分類では、ローラゲート及びスライドゲートは扉体面積により、以下のように分類されている。また、排水施設で主に用いられるゲートを**表-12.1**に示す。

【ゲートの規模】

① 小形水門扉：10㎡未満

② 中形水門扉：10㎡以上50㎡未満

③ 大形水門扉：50㎡以上

表-12.1 排水施設での適用ゲート[2)]

施　　設	設置目的	よく使用されるもの	まれに使用されるもの
ポンプ場	吐出しゲート	ローラゲート スライドゲート	
排水水門	排　水　門	ローラゲート シェル構造ローラゲート 2段式ローラゲート スイングゲート マイターゲート	バイザーゲート ラジアルゲート
	排 水 樋 門	ローラゲート スライドゲート フラップゲート	
共　　通	修理用ゲート	ローラゲート スライドゲート 角落し	フローティングゲート 楯式ゲート

12.1.2 排水施設に使用されるゲートの特徴

(1) ローラゲート

扉体に取り付けた車輪(ローラ)により全水圧を支持し開閉を行うゲートで、扉体がガーダ構造のものをいう。ローラゲートは最も一般的なゲート型式であり、ダムの洪水吐(クレストゲート)、頭首工、用排水ポンプ場、水路、排水水門等、広範囲に使用される。

(2) シェル構造ローラゲート

扉高に対して径間の大きなゲートで、扉体断面を殻構造(シェル構造)とした型式をいう。越流形と非越流形があり、扉体上面(越流面)の形状が異なる。取水堰、排水門等に使用される。

(3) スライドゲート

扉体両側部の戸当りとの接触面に支圧板(摺動板)を取り付けて水圧を支持し、水密を行うゲートである。構造は単純であるが、水圧荷重を受けながら開閉操作を行う場合は抵抗力が大きいため、一般に小形で低水圧のゲートに採用される。頭首工の取水口及び沈砂池、用排水ポンプ場、水路、排水樋門のゲート等に使用される。

(4) スイングゲート

片開き式のドアと同じ機構のゲートで、扉体の片側にヒンジを設けてピアに取り付ける。開閉は水平面で90°回転して行い、全閉時はスライド形式のゲートと同様の水圧支持状態となる。開閉を円滑に行うため、扉体底部に車輪を設けたものもある。全開時には水路上に構造物が残らないため、主に舟運のある排水門や閘門に使用されることが多い。

(5) マイターゲート

水路幅の大きい場合にはスイングゲートを水路左右岸に対称に設置し、全閉の姿勢は、平面で合掌形(観音開き)になるゲートをいう。通船に便利であるので、閘門等に使用されることが多い。また、扉体を鉛直面からやや傾けて、閉方向のモーメントを確保している。

(6) フラップゲート

排水樋門等に設けられるゲートで、扉体上部にヒンジを設置して取り付ける。

排水時には水圧で「開」となり、逆圧が作用するとその水圧によって「閉」となる。水密性を良好にするため、扉体は３～５°傾斜させるのが一般的である。動作の状態から「招き扉」とも呼ばれている。無動力で開閉できるが、点検及び整備用に開閉装置を設ける場合もある。

(7) 修理用ゲート(角落し)

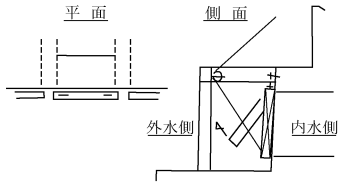
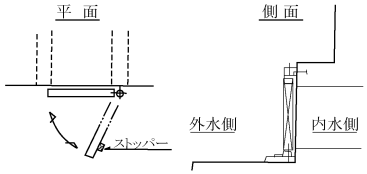
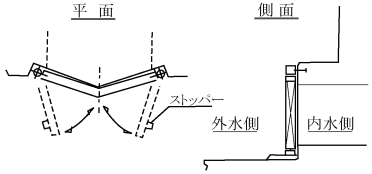
排水門のゲートの点検及び整備時に内水位を保持するために代替使用する修理用ゲートで、扉体は運搬格納等に便利なように上下方向を複数のブロックに分割し、使用時は積み重ねて１門分とする。径間の長い水門等では、中間支柱を設けて扉体を径間方向にも分割する場合がある。

12.1.3 排水樋門

表-12.2に、排水樋門の主ゲート用として用いられる３タイプの特徴を述べる。

なお、ローラゲートやスライドゲートは、非常遮断ゲートとして用いられる。

表-12.2　排水樋門に用いられる主ゲートの特徴

ゲート名	フラップゲート	スイングゲート	マイターゲート
ゲート概略図			
ゲート構造	水平方向（上部）に回転軸を設け扉体は内外水位差により自動的に開閉し内水排除及び外水の流入を防止するゲートである。ごみの噛み込みを防止するため扉体側部を開ける必要があるため土木構造物の幅が大きくなる。	鉛直方向に回転軸を設け、扉体は内外水位差により横方向に開閉し、内水排除及び外水の流入を防止するゲートである。また、ゲート開度は75°程度である。	回転軸の構造は、スイングゲートと同様であるが、通水断面に対して扉体は左右２枚で構成される。
排水性	扉体を吊下げる構造のため、扉体自重が閉方向のモーメントとして作用し大きい抵抗となるので、排水性能は他のゲートより劣る。	横方向の開閉で水路側部から開き、また、開方向のトルクはマイターゲートよりも大きくなるので排水性能は良い。	流速の早い合掌部から開くため、排水性能は最も良い。
止水性	扉体自重が閉方向のモーメントとして作用するため、止水性能は最も良い。	閉方向のモーメントを確保するため戸当り上下に傾斜を設けるが、閉方向トルクが小さいため止水性能は劣る。	スイングゲートに比べ１枚の扉が小さくなり不利である。特に、開度同調装置がないと均等に閉まらないため、合掌部からの逆流が生じ止水性能は最も劣る。
維持管理	ゲート構造上、ごみの噛み込みは避けられないが、扉体巻上によりごみ排除は容易に行える。	マイターゲートに比べ合掌部がないので、噛み込み頻度は少ない。	ごみにより局部に作用する軸荷重によって、扉体や軸受部を破損させるおそれがある。
保守点検	扉体を巻上機により水面上に引き上げられるので、保守点検は容易である。	水面上に引き上げられないため、水位の低下が図れない場合、保守点検は不利である。修理用ゲートを使用して保守点検等が行われる。	合掌部の水密点検を定期的に行う必要がある。また、水面上に引き上げられないため、水位の低下が図れない場合は保守点検について最も不利である。修理用ゲートを使用して保守点検等が行われる。

上記のほか、河川排水門に浮体構造をもつ起伏ゲートが用いられる場合がある。このゲートは、浮力により起伏ゲートが開閉する構造で、背後水位により起伏し流水が扉体上部を流れるため、ごみの噛み込みが少ない特徴をもっている。

12.1.4 門扉の開閉装置

表-12.3に水門扉と開閉装置の一般的な組合せを示す。

表-12.3 開閉機組合せ一覧表[3)]

水門扉の種類	規模 用途	開閉装置の型式					
		機械式			油圧式		
		ワイヤロープ ウインチ式	ラック式	スピンドル式	シリンダ式	シリンダ ワイヤロープ式	油圧モータ ワイヤロープ式
ローラ ゲート	大形	○	×	×	△	△	△
	中形	○	△	△	△	△	△
	小形	△	○	△	△	×	×
スライド ゲート	中形	×	○	△	×	×	×
	小形	×	○	○	△	×	×
	高圧	△	×	○	○	×	×

フラップゲートは、ゲートの構造上ごみの噛み込みは避けられないため、維持管理用に小型のワイヤロープウインチ式が用いられることが多い。

また、ゲートと側壁間隔を大きくすることにより噛み込み防止を図ることや、外水逆流監視装置等を設置することがある。

12.2 排水水門等の流量計算

排水水門等の水理計算は、内外水位の時間的変化に基づく非定常流となり厳密には複雑な計算となるが、実用上近似計算法を用いて差し支えない。

水理計算上から排水水門等の構造を分類すれば、堰、水門及び管渠等となり、それぞれの場合に使用すべき諸公式は以下のとおりである。

12.2.1 堰としての流量公式[4)]

堰を越える流れの状態は、越流状態h'/hにより、越流量が下流水位の影響を受けない完全越流、堰上に射流部分のないもぐり越流、両者の中間的な状況となる不完全越流の3種類に分類される。

完全越流： $Q = CBh^{3/2}$ ‥‥‥‥‥‥‥‥‥ (12.1)

m_1＝0～4/3、m_2≧5/3 ：C＝1.37＋1.02 (h/W)

m_1＝0～2/3、m_2＝1/1付近 ：C＝1.28＋1.42 (h/W)

m_1＝0～1/3、m_2＝2/3付近 ：C＝1.24＋1.64 (h/W)

m_1＝m_2＝0、h/L＜1/2 ：C＝1.55

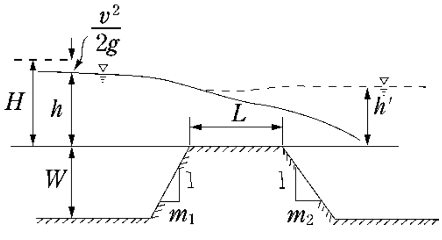


図-12.1 台形堰の諸元

上式は完全越流におけるものであり、完全越流の流量係数値をもとに、不完全越流、もぐり越流での流量は、式(12.2)、式(12.3)で表される。

不完全越流： $Q = C(\alpha \cdot h'/h + \beta)Bh^{3/2}$ ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ (12.2)

もぐり越流： $Q = \gamma CBh'(h - h')^{1/2}$ ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ (12.3)

ここで、Q：越流量(m³/s)、B：堰幅(m)、h：越流水深(m)、h'：堰頂を基準とする下流水深(m)、
m_1：上流面勾配(m)、m_2：下流面勾配、C：流量係数(m$^{1/2}$/s)、W：堰高(m)、L：堰長(m)
α、β、γは定数であり、各越流状態のh'/hの範囲及びα、β、γを表-14.4に示す。

表-12.4　台形堰の越流状態とh'/hの関係及び定数値

上流面勾配 m_1	下流面勾配	完全越流	不完全越流			もぐり越流	
		h'/hの範囲	h'/hの範囲	定数		h'/hの範囲	定数
				α	β		γ
0～4/3	≧5/3	～0.6	0.6～0.7	-0.030	1.018	0.7～	2.6
0～2/3	1/1 付近	～0.45	0.45～0.8	-0.200	1.090	0.8～	2.6
0～1/3	2/3 付近	～0.25	0.25～0.8	-0.124	1.032	0.8～	2.6
$m_1=m_2=0$、$h/L<1/2$		～2/3	—	—	—	2/3～	2.6

12.2.2　管路としての流量公式

満流で流れる管又は暗渠の場合は次式を用いる。管内の平均流速Vは、

$$V=\sqrt{\frac{2gH}{1+f_e+\Sigma f_n+f\frac{L}{4R}}} \quad \cdots\cdots (12.4)$$

ただし、H：水頭差、L：管路の長さ
R：径深（円形断面の場合は直径をDとすると、$R=D/4$）
f、f_e、Σf_n は、それぞれの摩擦、流入及びそれ以外の損失水頭係数で以下のとおりである。

①　摩擦損失水頭係数：

$$f=\frac{124.5n^2}{D^{1/3}} \quad \cdots\cdots (12.5)$$

ここで、n：粗度係数

②　流入損失水頭係数：

f_e：1.0～0.01　　(**図-12.2** 参照)

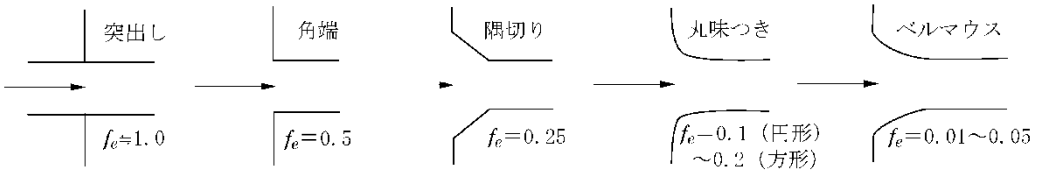


図-12.2　流入損失水頭係数

③　流入以外（漸拡、曲り）の損失水頭係数

$\Sigma f_n = f_0 + \Sigma f_{b1}\cdot f_{b2}$ ＝（漸拡）＋（曲りの総和）　　(**図-12.3** 参照)

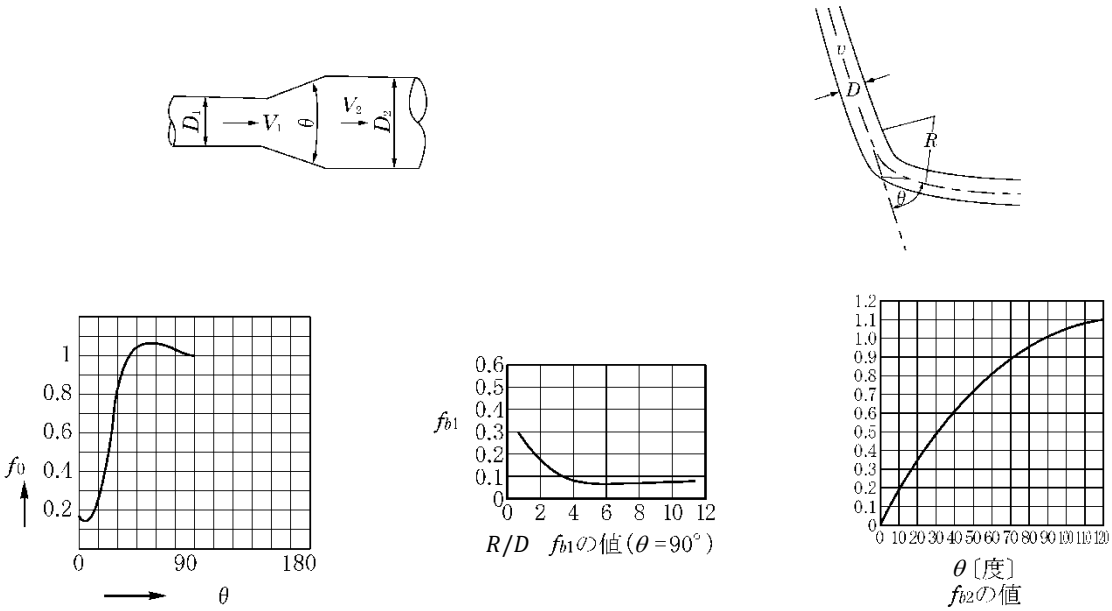


図-12.3 漸拡、曲りの損失水頭係数

12.2.3 排水樋門としての流量公式[5)]

(1) スライドゲート付樋門の流量公式(**図-12.4**)

満　流　$Q=\mu\cdot B\cdot d_a\sqrt{2g\delta}$　　μ：1.04～1.11 ……（12.6）

常　流　$Q=\mu\cdot B\cdot H\sqrt{2g\delta}$　　μ：1.00～1.13 ……（12.7）

限界流　$Q=1.7\mu\cdot B\cdot H_e^{3/2}$　　μ：0.88～0.94 ……（12.8）

ここに、Q：流量（m^3/s）
B ：水門幅（m）
H ：床版上の外水の水深（m）
H_e：床版上の内水の水深（m）
d_a：水門の高さ（m）
δ ：$H_e-1.03H$（m）
　　ただし、海水の場合
μ ：流量係数
g ：重力の加速度（m/s^2）

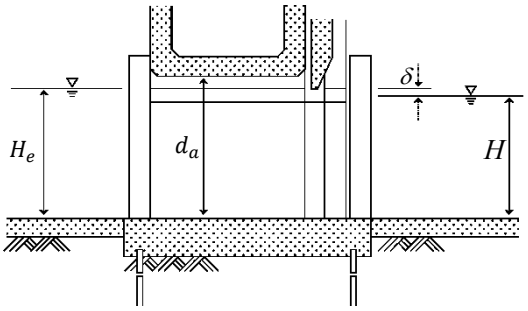


図-12.4 スライドゲート付排水門の水理諸元

流水の計算区分は、次式による。

満　流　$H\geqq d_a$　　$\dfrac{H-d_a}{H_e-d_a}>0.39$～$0.42$

常　流　$H\geqq d_a$　　$\dfrac{H-d_a}{H_e-d_a}<0.39$～$0.42$

～

$H<d_a$　　$\dfrac{H}{H_e}>0.81$～0.82

限界流　$H < d_a$　　$\frac{H}{H_e}$＜0.81～0.82

(2) フラップゲート付排水門の流量公式(**図-12.5**)

満　流　$Q = y \cdot B \cdot d_a\sqrt{2\,g\delta}$ ····· (12.9)

x≧0.8　y＝1.02

x＜0.8　y＝1.02－2.42(0.88－x)^3

ただし$x=3\sqrt{H_e\delta}/D$で、$H_e > D$の場合は$H_e = D$

常　流　$Q = y \cdot B \cdot H\sqrt{2\,g\delta}$ ····· (12.10)

x≧0.8　y＝0.98

x＜0.8　y＝0.98－3.41(0.8－ x)^3

ただし $x=3\sqrt{H_e\delta}/D$で、$H_e > D$の場合は$H_e = D$

限界流　$Q = 1.7y \cdot B \cdot H_e^{3/2}$ ····· (12.11)

y＝0.88～0.94

流れの計算区分は次式による。

満　流　$H \geqq d_a$

常　流　$d_a > H > \frac{2}{3}H_e$

限界流　$H < \frac{2}{3}H_e$

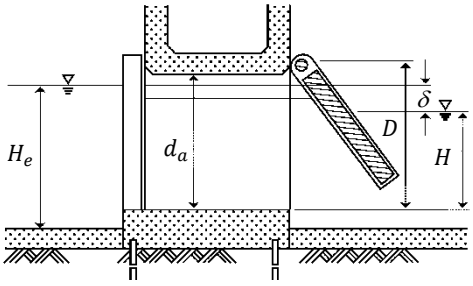


図-12.5　フラップゲート付排水門の水理諸元

参考文献

1）農林水産省農村振興局整備部設計課：鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）、p. 4（2009）

2）農林水産省農村振興局整備部設計課：鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）、p. 48（2009）

3）農林水産省農村振興局整備部設計課：鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）、p. 58（2009）

4）(社)土木学会：水理公式集 平成 11 年版、p. 245（1999）

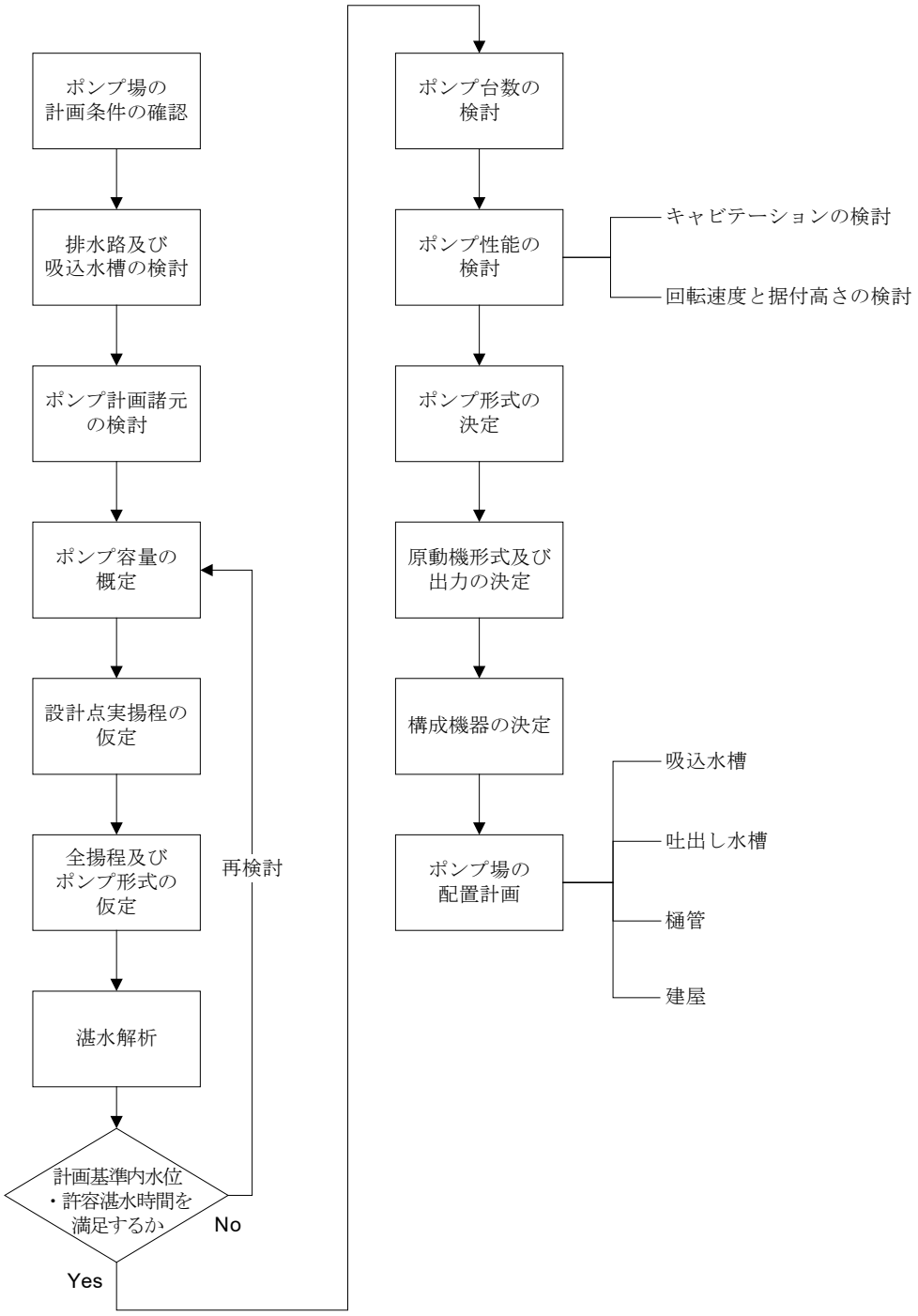
5）農林省農地局:土地改良事業計画設計基準・設計「海面干拓」、pp. 115～116（1966）

13. ポンプ場[1)～3)]

（基準、基準の運用第３章 3.4.4 関連）

13.1 ポンプ場計画作成の流れ

ポンプ場計画作成に当たっての概略の手順を**図-13.1** に示す。



注）ポンプ場計画手順の概念を示したものであり、現場条件等により検討項目や手順が異なってくる。

図-13.1 ポンプ場計画作成の概略の手順

13.2 吸込水位、吐出し水位及び実揚程

13.2.1 吸込水位

排水ポンプ設計の吸込水位は、排水計画上設定される排水路末端等における計画基準内水位からポンプ場の吸込水槽までの導水諸損失水頭（スクリーン損失含む）を差し引いた吸込水槽内の水位とし、洪水時と常時に区分して以下のように設定する。

なお、導水路損失水頭は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「ポンプ場」による。

(1) 洪水時初期吸込水位

洪水時における吸込水位は、洪水の流入量、湛水量、ポンプ排水量等の関係による内水位により大幅に変動するが、ポンプ運転を開始する際の目標水位であり、湛水解析計算の出発値となる初期吸込水位を設定する。

初期吸込水位は一般に、水門閉鎖外水位よりやや高いことが多く、この水位を低く設定すると最高湛水位を低く抑えるのには有利である。反面、導水路やポンプ場の施設規模が大きくなるので、関係諸条件を総合的に検討し、次の値を一応の目安として比較検討を行い決定することができる。

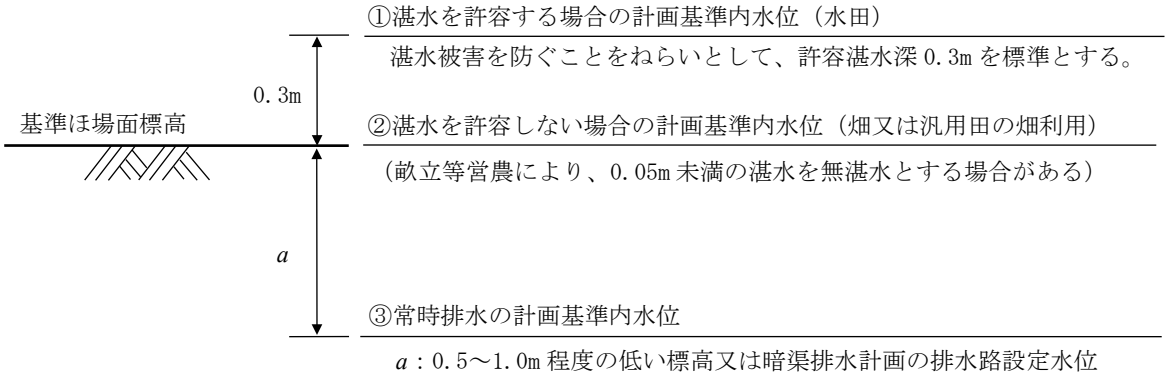


図-13.2　計画基準内水位の概念図

ア　受益区域内に湛水を許容する場合

洪水時初期吸込水位＝（①計画基準内水位－0.3m程度）－（吸込水槽までの計画排水量における導水諸損失水頭（スクリーン損失含む））

イ　受益区域内に湛水をさせない排水計画の場合

洪水時初期吸込水位＝（②計画基準内水位－0.5m程度）－（吸込水槽までの計画排水量における導水諸損失水頭（スクリーン損失含む））

※計画基準内水位における湛水深等については、技術書「５．**計画基準内水位**」を参照。

(2) 常時初期吸込水位

常時初期吸込水位とは、常時排水における地下水位低下を主眼としたポンプの運転を開始する際の目標水位である。

常時初期吸込水位＝（③常時排水の計画基準内水位）－（吸込水槽までの計画排水量における導水諸損失水頭（スクリーン損失含む））

常時排水の計画基準内水位は、一般に水田の汎用化等の土地利用計画、作付作物等に応じた地下水管理に必要な水位として最低ほ場面標高から0.5～1.0m程度の低い標高であるか、又は暗渠排水計画での排水路設定水位である。

(3) 最低吸込水位

最低吸込水位とは、ポンプ運転を継続できる最低の水位（ポンプ運転可能最低水位又はポンプ非常停止水位とも呼ばれる。）であり、初期吸込水位、将来に予想される地盤の沈下量、排水流出特性、排水路貯留能力、ポンプの運転管理方式等を考慮して決定する。

一般には、洪水時排水用ポンプでは洪水時初期吸込水位から0.5m程度、常時排水ポンプでは常時初期吸込水位から0.5m程度それぞれ低い水位とすることが望ましいが、ポンプ台数が多く、かつON-OFF運転を行う必要のある場合は別途検討の上定める。

(4) 最高吸込水位

排水地区内における既往の最高湛水位等、ポンプ場地点で考えられる最高の水位を最高吸込水位とする。この水位をもとに、導水路壁高や機場床面の標高決定等の洪水時における浸水対策の検討を行う。

13.2.2 吐出し水位

排水ポンプ計画の吐出し水位は、排水口となる河川、湖沼及び海の外水位に吐出し水槽から排水口までの送水諸損失水頭を加えた値とし、洪水時と常時に区分して以下のように設定する。

(1) 洪水時計画ピーク吐出し水位

洪水時の計画ピーク吐出し水位は、外水位ハイドログラフのピーク水位に、吐出し水槽から排水口までの送水諸損失水頭を加えた水位とする。外水位ハイドログラフは、基準書「**3.3.6 計画基準値 3. 計画基準外水位**」、技術書「**7. 計画基準外水位**」による。

(2) 常時計画吐出し水位

常時の計画吐出し水位は、河川及び湖沼に排水口を設ける場合は平水位に、海に排水口を設ける場合は平均潮位に、吐出し水槽から排水口までの計画排水量における送水諸損失水頭を加えた水位とする。

なお､海や河口近くに排水口を設ける場合の平均潮位等は､排水口の水越高による修正を行い、排水口における常時の平均的な外水位を適切に設定する必要がある。

(3) 洪水時最高吐出し水位

洪水時の最高吐出し水位は、河川又は湖沼に排水口を設ける場合は計画高水位に、海に排水口を設ける場合は設計高潮位に､吐出し水槽から排水口までの送水諸損失水頭を加えた水位とする。

(4) 常時最高吐出し水位

常時の最高吐出し水位は、常時排水ポンプの運転上限目標水位で、河川又は湖沼にあっては豊水位、海にあっては朔望平均満潮位を一応の目安とする。

(5) 最低吐出し水位

最低吐出し水位は、一般に吐出し水槽に接続する送水路の敷高とするが、外水条件により考えられる最低の水位がこれより高い場合には最低外水位とする。この水位は、吐出し管出口の標高決定の要因となる。

13.2.3　実揚程

排水ポンプは一般に実揚程の変動幅が大きく、特に洪水用ポンプの実揚程は、内外水位の変動に応じて変化し、ポンプ吐出し量も揚程により大幅に変化するので、洪水時排水ポンプと常時排水ポンプに区分されている。それぞれの実揚程については、基準及び運用の解説「**3.4.4　ポンプ場　3. 揚程**」による。

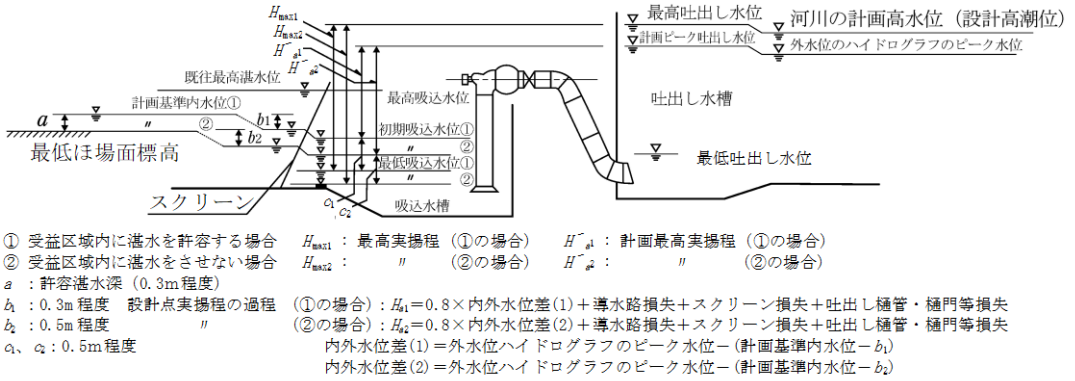


図-13.3　洪水時排水ポンプの設計水位及び実揚程

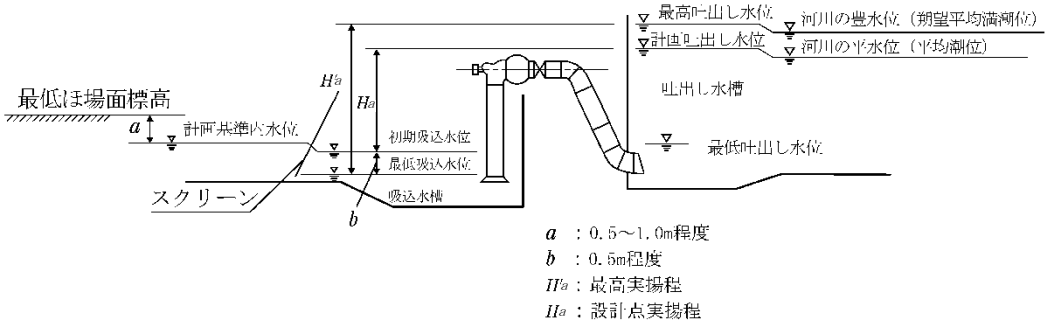


図-13.4　常時排水ポンプの設計水位及び実揚程

13.3　ポンプ計画諸元の決定について

洪水時排水ポンプの吐出し量は、平均所要排水量をすべての水位条件下において確保すれば安全であるが、このようにするとポンプの平均吐出し量が平均所要排水量を上回り不経済となるので、設計点実揚程を仮定して湛水解析を行い、ポンプの設計点実揚程を最適値にすることによりポンプの平均吐出し量（設計点吐出し量）と平均所要排水量を一致させるように決定する。

洪水時排水ポンプの設計点吐出し量及び設計点実揚程は、湛水解析を行い洪水排水計画における所要の排水量が確保され、内水位が計画基準内水位以下となるか、あるいは許容湛水深以上の湛水時間が許容湛水時間以内となることを確認する。

その湛水解析は、ポンプ容量の概略値をもとに、ポンプ設計点実揚程を仮定して繰り返し計算を行い、最適な設計点実揚程を求める。

13.3.1　ポンプ容量の概定

技術書「**４．排水方式の選定**」ポンプ容量の概略検討を参照のこと。

13.3.2 ポンプ設計点実揚程の仮定

洪水時排水ポンプの揚程は内外水位の変動に応じて変化し、ポンプの吐出し量もこの揚程変化に伴い大幅に変化する。このため経済的なポンプ設計を行うためには、運転頻度の最も多い揚程においてポンプの効率を最高にする必要がある。

基準の運用と解説「**3.4.4 ポンプ場 3. 揚程**」に規定されているように、一般に内外水位差の80%程度に導水諸損失水頭（スクリーン損失含む）及び樋管等の送水損失水頭を加えたものを設計点実揚程と仮定してもよい（ポンプ運転時の内外水位の推移によっては、これにとらわれない場合もあるので注意が必要である）。

この仮設計点実揚程に、ポンプ配管の諸損失の概略値として、管内流速3.0m/sの場合、立軸ポンプで0.5m程度、横軸ポンプで0.6m程度を加えて仮全揚程としてもよい。

13.3.3 ポンプ形式の仮定

ポンプ形式は、13.3.1のポンプ容量の概略値と13.3.2の仮全揚程をもとに、仮選定する。

なお、仮選定表（選定図）は土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「ポンプ場」を参照すること。

13.3.4 湛水解析

以上により仮定したポンプについて湛水解析を行い、内水位をチェックし、内水位の最高値が計画基準内水位以下、又は許容湛水深以上の湛水時間が許容湛水時間以内になるようにポンプ容量を変化させて繰り返し計算を行う。この結果、まずポンプ吐出し量を決定してから次に設計点実揚程の検討を行うものとし、計算結果で、内水位条件を満足しない場合には設計点実揚程を大きくし、逆に余裕があり過ぎる場合には小さくして再計算する。**図-13.5**に湛水解析における内外水位の関係を示す。

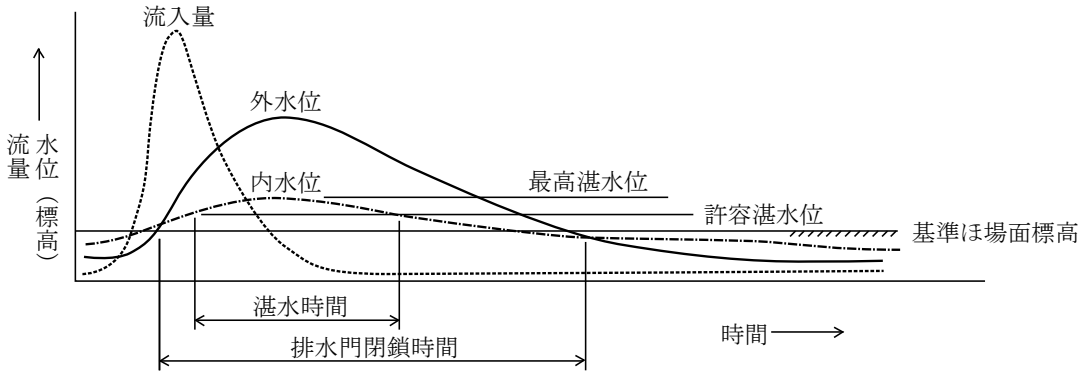


図-13.5 湛水解析における内外水位の関係

なお、湛水解析の計算を行うには、次の資料が必要となる。

・計画基準内水位等の内水位資料
・計画外水位曲線
・計画洪水流出量のハイドログラフ
・内水位と湛水量の関係
・全揚程に対するポンプ吐出し量の変化（**図-13.6～7**のポンプ特性図）

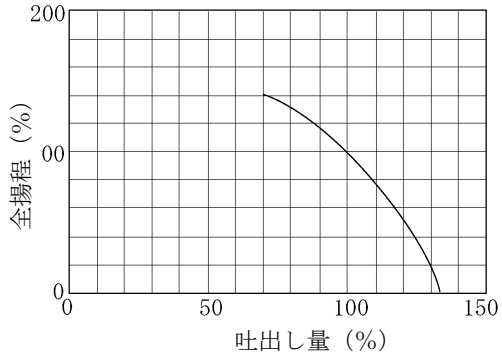


図-13.6 軸流ポンプ特性図（N_S＝1500）

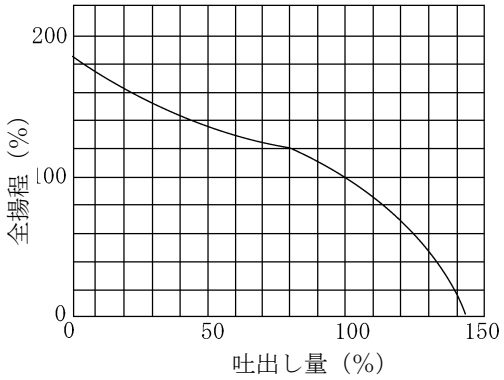


図-13.7 斜流ポンプ特性図（N_S＝900）

注)実際のポンプ特性図はポンプ製作会社の違いや、その他の条件によってこれらの図とは多少異なる。

13.4 ポンプ容量と台数の決定に際しての基本的な考え方

ポンプ容量と台数の決定に際しての基本的な考え方は、排水路の水流の安定条件を満足させることと、建設費をできるだけ安価にし、さらに経済的維持管理ができることが最も重要である。

そこで、①ポンプの種類をできるだけ制限し、②維持管理費、建設費の節減を図り、また、③可能な限り流量に合わせて排水することができるように、分割することが重要となる。

ポンプの吐出し量と台数の組合せは、設計点実揚程と各ポンプの所要排水量をもとに、下記に述べる「ポンプ形式による特性」、「ポンプ台数割の決定」を考慮し、洪水時及び常時における各種の排水量について、排水量の変動域を検討し、最多頻度の排水量をベースにして全体の変動域をどのように分割するかを検討してポンプ台数を決定し､各分割幅の排水量に対応するものを概定する。

13.4.1 ポンプ形式による特性

ポンプの特性は、ポンプ形式によって異なり、一般的な排水ポンプ形式である斜流ポンプ、軸流ポンプ及び可動羽根軸流ポンプの一般的な特性を**表-13.1**に示す。

表-13.1 ポンプ特性の比較表

形式 / 項目	斜流ポンプ	軸流ポンプ	可動羽根軸流ポンプ
吐出し量Qと揚程H	揚程の変動に対する吐出し量の変動は軸流より大きい。	揚程の変動に対する吐出し量の変動は斜流より小さい。	各々の羽根角度における$Q-H$曲線は固定羽根と同じ。羽根角度の増減に従って任意に水量調節ができる。
軸動力	Qの変化に関わらずほぼ一定である。	締切軸動力は、最高効率点の200～250%で漸次低下し、最高効率点を過ぎてもさらに低下する。	揚程の変化に応じて羽根を操作し、水量を増減させて、軸動力一定の運転ができる。
効率η	計画点効率は軸流ポンプより2%程度良い。	計画点効率は斜流ポンプより2%程度悪い。	軸動力一定の羽根操作を行うことによって、$Q-\eta$曲線は斜流ポンプと同じ程度の曲線となる。
選定上の注意	締切運転は可能であるが長時間は避ける。	締切運転は、軸動力が大きくなるため行わない。キャビテーションは起こりやすい。 Hの使用可能範囲が狭い。	低揚程大容量ポンプの水量調節や揚程変化の大幅な排水ポンプに適する。 羽根をねかせて運転できるため、締切時の軸動力が小さくなり、締切運転が可能である。

13.4.2 ポンプの台数割の決定

(1) 台数分割に関しては、排水量、揚程の変動及び継続時間を考慮し、ポンプ場の造成及び運転管理が合理的かつ経済的となるよう、以下の留意事項を踏まえ検討する。

ア 可能な限り流量に合わせて排水させるため、常時排水と洪水時排水に分ける。

イ 流量に合わせて排水する際、台数分割とポンプ自体の制御法の考え方があるが、管理状況を踏まえ台数制御を基本として、地域における流出のパターンを把握した上でイニシャルコストとランニングコストの関係を整理して計画する。

ウ 台数分割については、単純な水位制御で対応可能とする分割を考える。

(2) ポンプ台数決定の手法

機械排水計画においては、洪水排除を目的とする洪水時排水と、低湿地帯又は水田の地下水排除を目的とする常時排水がある。

一定限度以上の排水量の場合は少なくとも２台以上のポンプが必要である。その理由として、１台では降雨時の故障に対する対応性がない点と無降雨時の断続運転による不経済性がある。また、常時排水が必要な地区については、その排水量に合わせた小型ポンプを併せ設けて動力費や維持管理費の節減を図ることも必要である。

なお、ポンプの台数割の決定に当たっては、**表-13.2**、**表-13.3**及び**表-13.4**に示す事項にも留意する。

表-13.2 ポンプ台数決定の要素

項　　目	内　　容
経済性評価	ポンプ台数を決定するには、それぞれの分割案において設備費、それに対する利息総計、動力費、補修費及び維持管理費を求め、その総額が最小となる案を選ぶのが原則であるが、単純に費用に換算できない信頼性や操作のしやすさ等も加えて総合的に判断する必要がある。
設備費	設備費としては、ポンプ、原動機等の機器費、据付工事費、土木工事費、建屋建築費等がある。ポンプ形式が同じであれば、全排水量を何台かに分割する場合、台数の少ない方が経済的になる傾向にある。
土木・建設費	ポンプ台数が少ない方が平面的なスペースは小さくなるが、上下方向の寸法は増加する。また、同一容量の機器に揃えた方が配置的に無駄なスペースが小さくなるほか、土木工事の設計、施工性や運転操作の単純化、維持管理の容易性等からいっても有利である。
動力費・補修費・維持管理費	洪水用排水ポンプの場合、稼働時間が短いので、大容量の排水ポンプ以外では動力費は評価の比較対照としては大きな要素にならない。 また、補修費及び維持管理費においてもあまり影響を受けないのが普通である。
信頼性	所要全排水量を１台のポンプでまかなうことは、もし、その１台のポンプが故障すれば全機能が停止してしまうため危険である。このことから、２台以上の台数に分割して危険分散するのが一般的である。
製作・輸送限界	計画排水量が大きくなると、ポンプメーカーの製作限界や設置場所までの輸送制限を考慮する必要がある。これは、原動機及び動力伝達装置についても同様である。

表-13.3 ポンプ台数割の留意点

項　　目	内　　容
吐出し量の組合せ	排水量の変動に応じて効率的に運転し、運転経費の節減を図るためには、異なる吐出し量の組合せとすることが有利である。 一方、ポンプ設備費の低減及びポンプ運転の均等化及び維持管理費の低減を図るためには、同一吐出し量とすることが有利な場合がある。
ポンプ台数	ポンプの台数は多いほど排水量の変動等に応じて効率的に運転できるが、反面、機場の平面スペースが大きくなり、配管等も複雑になるので工事費や用地費は高くなる。
制御方式	排水量変動への対応又は流入量への追従等については、原則として台数制御により対応するが、更に円滑な対応を必要とする場合には、導水路及び送水路の特性及び制御目標、ポンプの性能特性等を検討し、吐出し弁制御、回転速度制御及び羽根角度制御等の適切な制御方式を検討する必要がある。

表-13.4 制御方式と特徴

制御方式	特　　徴
台数制御	制御方式は簡単であるが、制御量は段階的変化となる。
吐出し弁制御	制御方式は簡単であるが運転効率が悪く、制御範囲はポンプ形式、弁形式、弁前後の差圧により制約がある。
回転速度制御	大容量ポンプ少台数の設備で連続的な制御ができるが、設備費が高い。
羽根角度制御	運転効率がよく、大容量、低揚程で揚程変化の割合が大きい軸流、斜流ポンプの制御に適する。

13.5 ポンプ台数分割の地区事例

ポンプ台数分割の事例を、**表-13.5** に示す。

表-13.5 ポンプ台数分割地区事例

地区名	事業名	機場名	設計年度	口径×台数	決定根拠
斜里 (北海道)	畑地帯総合パイロット (国)	斜里右岸	H7	φ 1,200×3 台 (Q=9.39m³/s)	・中小洪水に対応するため、ポンプの台数運転による制御及び経済性を検討し、決定した。
白根郷 (新潟)	農地防災 (国)	萱場	H7	φ 2,000×3 台 (Q=28.0m³/s)	2台案と3台案について比較し、3台案に決定した。 ・2台案において、1台が故障すると50%の損失となり、危険率大となる。 ・2台案において、小洪水対応のために、可動羽根制御を採用すると、経済性において3台案との差が小さくなる。
阿賀野川右岸 (新潟)	かんがい排水 農地防災 (国)	新井郷川	H元	φ 3,200×5 台 (Q=110.0m³/s)	・常時運転対応能力及びランニングコストを含めた経済性を比較検討し、決定した。
射水郷 (富山)	農地防災 (国)	西部	H5	常時 φ 1,000×1 台 (Q=2.2m³/s) 洪水時 φ 1,350×2 台 (Q=8.3m³/s)	・常時、洪水時ポンプを区分する。 ・経済比較の結果、決定した。
新利根川沿岸 (茨城)	かんがい排水 (国)	布鎌	S56	φ 1,200×3 台 (Q=8.4m³/s)	・以下に示す4ケースの組合せについて、設備費、動力費、維持管理費の経済比較を行い、決定した。 ケース1：φ 1,500×2台 ケース2：φ 1,200×3台 ケース3：φ 1,000×4台 ケース4：φ 1,200×1台＋φ 1,650×1台
小松 (千葉)	湛水防除 (県)	小松	H10	φ 600×1 台 φ 900×2 台 (Q=4.0m³/s)	・φ 600×1台は、常時排水計画より決定した。 ・φ 900×2台は、φ 600 から2台目のポンプへスムーズな連続運転を行えるよう決定した。
大島 (愛知)	湛水防除 (県)	大島	H8	φ 800×1 台 φ 1,000×1 台 (Q=3.3m³/s)	・φ 800 は、常時計算結果より決定した。
中江帆引 (岐阜)	湛水防除 (県)	帆引新田	H9	φ 800×2 台 (Q=2.4m³/s)	・中小洪水(1/2 年確率)に対応するため、2台とした。 ・経済性、維持管理の面から同口径分割とした。
西小藪 (岐阜)	湛水防除 (県)	西小藪	H12	φ 450×1 台 φ 900×1 台 (Q=2.22m³/s)	以下の点を考慮して決定した。 ・自然排水不能であるため、常時排水を考慮した。 ・現況施設が2台であるため、2台以上とした。 ・建設費の経済性。 ・φ 1,000 以下の立軸ポンプは、原動機をモーターとすると、機場スペースが狭くできる。
荒原 (兵庫)	湛水防除 (県)	荒原	H10	φ 800×2 台 (Q=2.53m³/s)	・現況施設の利用状況を勘案し、小洪水時の維持管理性を考慮したうえで決定した。
巨椋池 (京都)	農地防災 (国)	巨椋池	H10	φ 1,800×2 台 φ 2,600×3 台 (Q=80m³/s)	以下の項目について検討し、決定した。 ・ポンプ送水特性と吐出し量対応不能範囲 ・洪水吐出し量の調整対策 ・吸込側排水路及び遊水池等への整合性 ・経済性

13.6 遠方操作による監視操作制御

遠方操作は、ポンプ場から離れた中央管理所から有線、又は無線によりテレメータやテレコンを利用してポンプ施設を運転管理並びに操作を行うものである。この方法は、複数個所のポンプ場を集中管理して遠方から運転操作を行う場合に適している。この場合には、中央管理所内に必要な運転状態の表示､データの集積を行う機器等が設備される｡水管理制御施設で採用されることが多い。

ただし、施設全体の設備費がかさむので、施設規模、目的、運営管理等を検討し、さらに管理者の意見等を考慮して採否を決定する必要がある。

参考文献

1）鈴木光剛：排水計画（その９）－施設計画の手法－、農土誌、40（12)、pp.53～58（1972）

2）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「ポンプ場」(2018)

3）農業土木事業協会：実務家のための最新ポンプ設備工学ハンドブック、p.825（2007）

14. 河口改良

14.1 河口改良で使用される参考文献

河口改良を伴う排水計画地区の検討に使用された参考文献を**表-14.1**に示す。

表-14.1 河口改良で使用される参考文献

地区名	事業名	設計年度	流域面積 ha (洪水量 m^3/s)	工種諸元	参考文献
日方江 (富山)	かんがい排水 (県営)	H元	880 (28.290)	吐口工、暗渠工	土地改良事業計画設計基準 海岸保全施設築造基準解説 (海岸協会) 河川砂防技術基準 (日本河川協会) 港湾の施設の技術上の基準 (日本港湾協会)
西蒲原 (新潟)	かんがい排水 (国営)	H11	6,620 (105.900)	河海工 延長 L＝184.0m [接続工 L＝9.0m、 樋門工(2連) L＝10.0m、 暗渠工(2連) L＝18.0m、 開渠工(2連) L＝147.0m]	海岸保全施設築造基準解説 (海岸協会) 河川砂防技術基準 (日本河川協会) 港湾の施設の技術上の基準 (日本港湾協会)
鯖石川 下流 (新潟)	湛水防除 (県営)	H5	(18.235)	河口工 延長 L＝40.0m	港湾の施設の技術上の基準 (日本港湾協会) 漁業構造物標準設計法
諏訪川 (富山)	排水対策特別 (県営)	H2	242 (7.600)	吐口工 延長 L＝130.0m [吐口工 L＝3.8m、 導水路工 L＝49.0m、 暗渠工 L＝59.6m、 開渠工 L＝17.6m]	河川砂防技術基準 (日本河川協会)

15. 環境との調和への配慮

（基準、基準の運用第２章、第３章関連）

平成13年度に土地改良法が改正され、土地改良事業の実施に際し「環境との調和に配慮」することが原則化され、「環境との調和に配慮した農業農村整備事業等基本要綱」（平成14年２月14日付け13農振第2512号農林水産事務次官依命通知）を制定し、対象とする事業等が明確化された。

この環境配慮の取組を具体的に進めるための技術的な拠り所として、生態系配慮については、平成13年度から平成16年度までに生物・生態系への配慮の基本的な考え方や手順について示した「環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（第１編～第３編）」[1)]（以下「環境配慮の手引き」という。）、生態系ネットワークの重要性の整理や工種横断的な環境配慮の手法や工法を具体的に示した技術的参考資料として「環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の技術指針」[2)]（以下、「環境配慮の技術指針」という。）を制定している。景観配慮についても、その基本的な考え方や手順について示した「農業農村整備事業における景観配慮の手引き」[3)]（以下「景観配慮の手引き」という。）、景観との調和に配慮した調査、計画、設計、施工及び維持管理を進めるための技術参考資料として「農業農村整備事業における景観配慮の技術指針」[4)]（以下「景観配慮の技術指針」という。）を制定している。これまで、これらの手引き・技術指針に沿って農地・農業水利施設等の整備に当たり、生態系配慮及び景観配慮が進められてきたところである。

実際の調査及び計画に当たっては、地域の自然的・社会経済的・文化的な条件を十分に調査した上で計画を作成することが必要である。この場合において、農家を含む地域住民の意見を調査及び計画の早い段階から取り入れる工夫を講じたり、事業の透明性を確保しながら効率的に調査及び計画を進めるために学識経験者等の有識者の指導及び助言を受けつつ、各地区において様々な創意工夫をすることが望ましい。以下に、その際に参考となるよう環境との調和に配慮するに当たっての基本的な考え方や地区事例を記載する。

15.1　生態系配慮

本項は、農業用の排水施設整備の実施に併せて、環境との調和への配慮の観点から行う生態系配慮対策を計画する場合に参考となる一般的な考え方についてまとめたものである。

15.1.1　「環境配慮の手引き」及び「環境配慮の技術指針」との関連について

「環境配慮の手引き」は、国や地方公共団体等で実際に農業農村整備事業に携わる者を対象に、環境に係る調査、計画策定と設計に当たり、その内容が環境との調和に適切に配慮されるよう、基本的な考え方や仕組み、留意事項等をまとめたものである。また、「環境配慮の技術指針」は、生物の「生息・生育環境及び移動経路」の保全・形成に視点を置き、農地・農業水利施設等の整備に当たって、調査から維持管理に至る各段階における環境配慮の手法を具体化し、現場への適用性を向上させることを目的としている。

農業用の排水施設整備における具体的な生態系配慮の検討に当たっては、環境配慮の手引き及び環境配慮の技術指針で生態系配慮に関する基本的知識等を習得した上で、本項の内容を参考とすることとし、これらの適切な運用を図るものとする。

15.1.2 ミティゲーション５原則

ミティゲーション５原則は、「米国NEPA（国家環境政策法）」で用いられている考え方で、事業が環境に与える影響を回避、軽減等により緩和する措置の一般を示すものである。

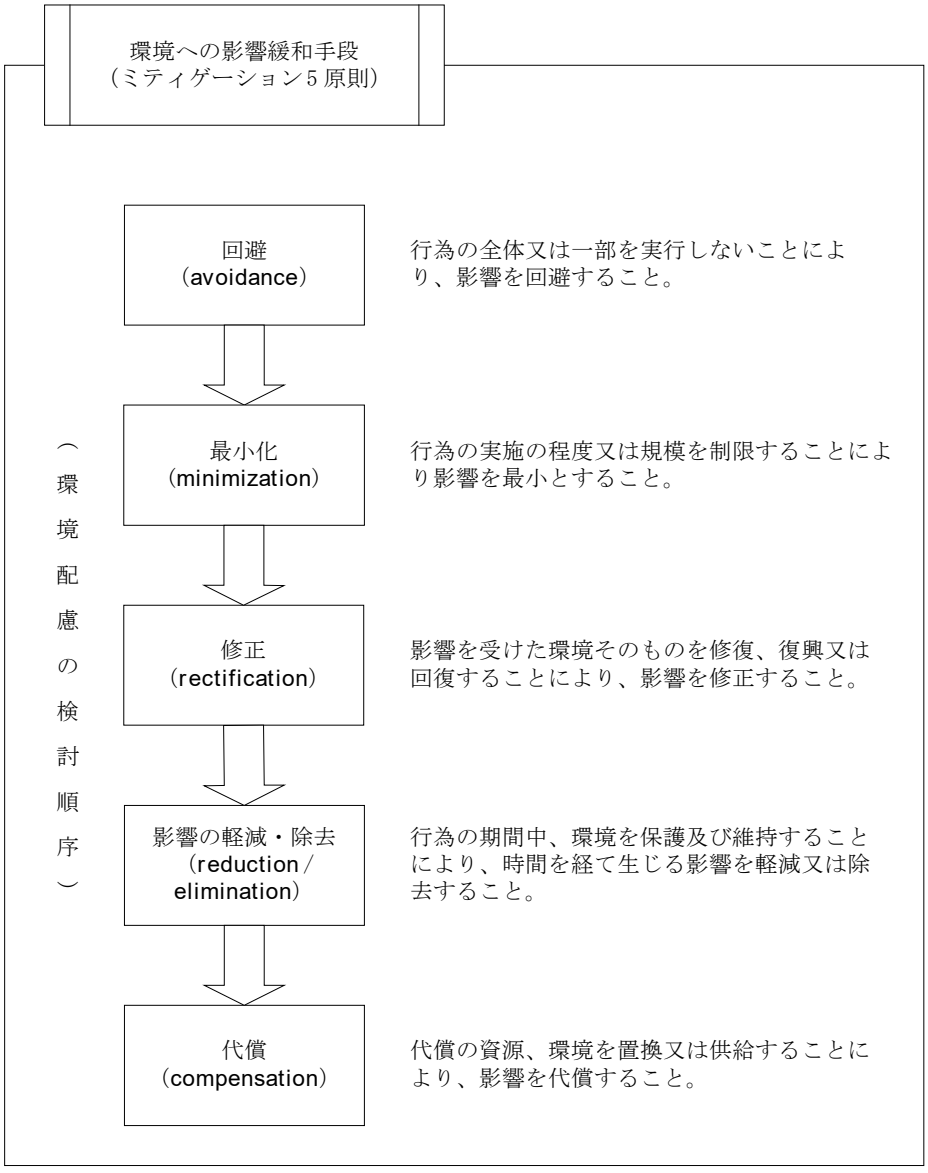
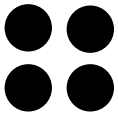
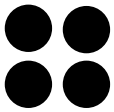
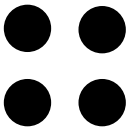
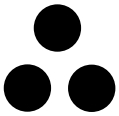


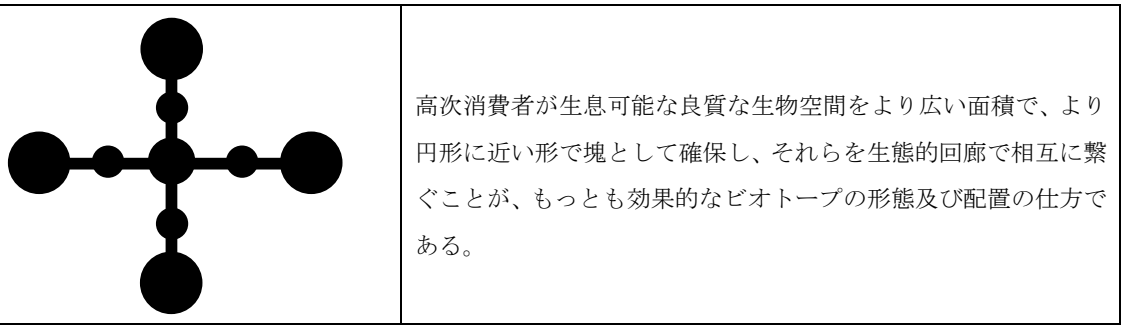
図-15.1 ミティゲーション５原則

15.1.3 生物生息空間の形態・配置の六つの原則

生物生息空間の形態、配置等に関して、国際自然保護連合（IUCN）では以下のように提唱している。これは、ダイヤモンド（Diamond. J. M 1975）等による実証的研究によって明らかにされたものである。

原則	優 (better)	劣 (worse)	生物生息空間の形態・配置の原則
広大化			**生物生息空間はなるべく広い方がよい。** タカ、フクロウやキツネ等の高次消費者が生活できる広さが一つの目安。生物の多様性に富み、安定性が増し、種の絶滅率が低くなる。
団地化			**同面積ならば分割された状態よりも一つの方がよい。** 一塊の広い地域であって初めて高い生存率を維持できる多くの生物種は、生息空間がいくつかの小面積に分割されると生存率が低くなる。
集合化			**分割する場合には、分散させない方がよい。** 生物空間が接近することで、一つの生物空間で種が絶滅しても、近くの生物空間からの種の供給が容易になる。
等間隔化			**線状に集合させるより、等間隔に集合させた方がよい。** 等間隔に配置されることで、どの生物空間も、他の生物空間との間での種の良好な交流が確保される。線状の配置は、両端に位置する生物空間の距離が長く、種の交流を難しくしてしまう。
連続化			**不連続な生物空間は生態的回廊（エコロジカルコリドー）でつなげた方がよい。** エコロジカルコリドーの存在により、生物の移動が飛躍的に容易になる。
円形化			**生物空間の形態はできる限り丸い方がよい。** 生物空間内における分散距離が小さくなる。また、外周の長さも小さくなり、外部からの干渉が少なくて済む。

六つの原則を一言に集約すると



高次消費者が生息可能な良質な生物空間をより広い面積で、より円形に近い形で塊として確保し、それらを生態的回廊で相互に繋ぐことが、もっとも効果的なビオトープの形態及び配置の仕方である。

図-15.2 生物生息空間の形態・配置の六つの原則

15.1.4 農業用の排水施設整備における生態系配慮の基本的な留意事項

排水路は、通年で水路内に水が流れており、流れも比較的緩やかである場合が多いことから、魚類、両生類等の生息環境を保全・形成するための対策を講じやすい。対策工法としては、水路内の落差対策としての水路魚道、魚類等の生息環境としてのワンドや魚巣ブロックの設置などが考えられる。さらに、排水路と田面の落差による移動障害を解消し、水田を魚類の生息環境とするための水田魚道の設置が効果的である。

15.2 景観配慮

本項は、農業用の排水施設整備の実施に併せて、環境との調和への配慮の観点から行う景観配慮対策を計画する場合に参考となる一般的な考え方についてまとめたものである。

15.2.1 「景観配慮の手引き」及び「景観配慮の技術指針」との関連について

「景観配慮の手引き」は、農業農村整備事業における景観配慮の取組を実施するための基本的な考え方等について取りまとめたものである。また、「景観配慮の技術指針」は、農業農村整備事業において、良好な農村景観への配慮のため、農地、農業水利施設等の整備に当たって、調査から維持管理に至る各段階の景観配慮手法を具体化し、景観配慮の取組の現場適用性を向上させることを目的としている。

農業用の排水施設整備における具体的な景観配慮の検討に当たっては、景観配慮の手引き及び景観配慮の技術指針で基本的知識等を習得した上で、本項の内容を参考とすることとし、これらの適切な運用を図るものとする。

15.2.2 農業用の排水施設整備における景観配慮の基本的な留意事項

15.2.2.1 排水施設の基本的性格を踏まえた景観配慮

排水機場、遊水池、幹線排水路等の大規模な施設は、おのずから周辺の景観に大きな影響を及ぼすこととなる。このため、事業計画策定に当たっては、周辺景観との調和に配慮するとともに、事業の実施を契機として魅力的な景観の創造についても十分な検討が求められる。

農村における都市化及び混住化が進む中、町中を流れる排水路とその管理用道路は地域住民等に憩いや安らぎを与える空間としての機能も期待されることから、特に、これらを活用した潤いある農村景観の創造（親水機能や生態系保全機能等も含む）に向けて、地域住民等の安全性確保にも留意しつつ、効果的な施設整備を検討することが望ましい。その際、防護柵等の安全施設に木材などの自然素材を活用することで、経年変化により周辺になじみ良好な景観を形成する効果が期待される一方で、素材の耐久性や素材感の視認性にも留意することが求められる。

なお、近年、更新事業地区が主体となっている中、古い排水路等の施設は、地域の産業遺産等、地域を代表する景観を構成する施設として貴重な存在となっていることがあり、これらの施設の改修整備等に当たっては、新旧施設の調和に十分な配慮が求められる。

15.2.2.2 農家及び地域住民等の意向を踏まえた景観配慮

遊水池や幹線排水路等の基幹的な施設は、地域内外の来訪者が集う地域の交流拠点ともなり得る施設であることから、地域の歴史や文化との融合を図ったり、地場の素材を活用したりするなどの工夫を加えることによって、地域らしさを十分にいかした整備を検討することが望ましく、地域住民や関係機関の意向を踏まえた計画とすることが重要である。

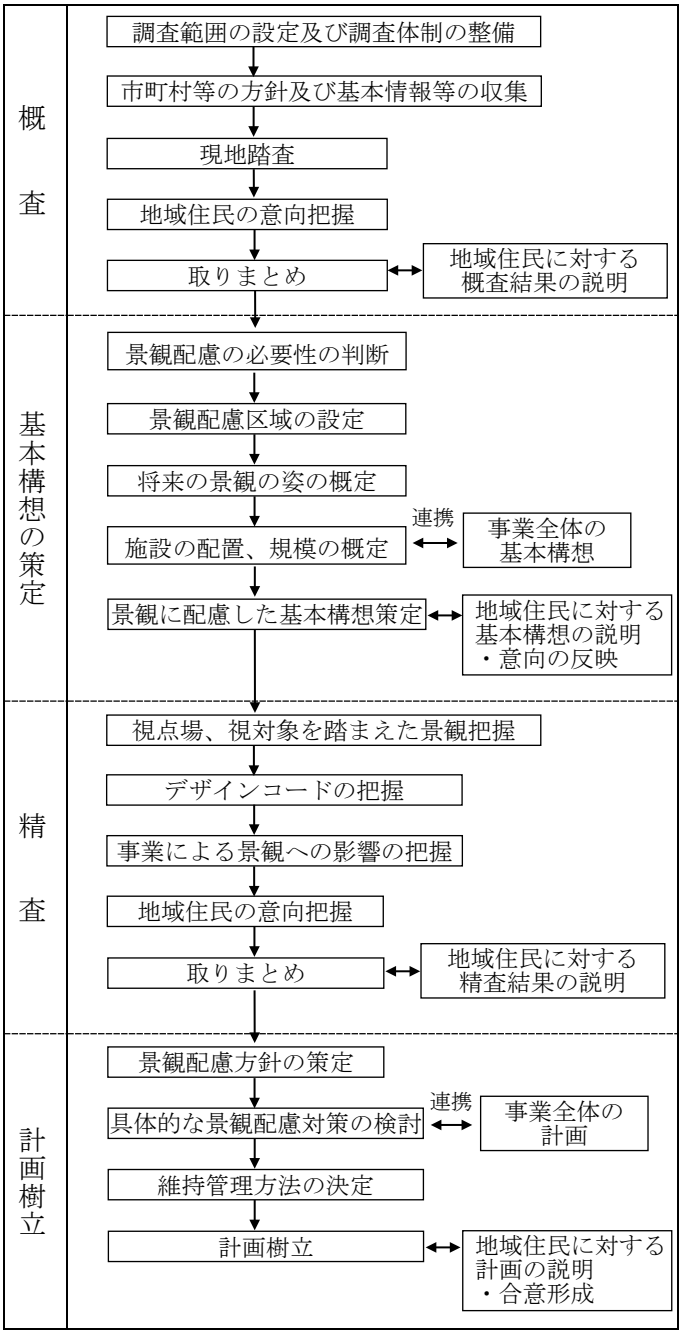


図-15.3 景観に配慮した計画樹立のための一般的な手順

15.2.3 調査計画における基本事項

景観に配慮した計画樹立のための一般的な手順は**図-15.3**のとおりである。以下に、概査、基本構想の策定、精査、計画樹立の各段階の基本的考え方を示す。

なお、調査と計画は常に連携を保ちつつ並行的に進め、計画作成の途上で生じてくる新たな事態に応じて、所定の調査が円滑に実施できるよう心掛けることが必要である。

15.2.3.1 概査（景観配慮の手引きの「5.2 基礎調査」参考）

概査では、文献調査、現地踏査等により地域の景観に関する基本的情報を収集し整理する。

(1) 調査範囲の設定

調査範囲は排水施設の整備を実施する区域を基本とするが、地域の歴史や文化、行政区域等の地域のまとまりを踏まえ設定する。

(2) 調査体制の整備

景観配慮対策は、排水施設の整備のみならず、周辺地域で実施される他事業等を含めた総合的な対策として実施することが必要であることから、関係機関とは十分連絡調整することが重要である。

また、調査の早い段階に地域の代表者や関係機関によって構成される検討組織を設立することが有効であり、必要に応じて景観に関する専門家の意見を求める。

(3) 関係市町村等の景観配慮に関する方針の把握

田園環境整備マスタープランを始めとする環境に関する各種計画、条例等を収集し、関係市町村等の景観配慮に関する方針を把握する。この中で、田園環境整備マスタープランにおける環境創造区域等のように、特に景観に配慮すべき区域についても把握する。

(4) 文献等による景観に関する基本的情報の把握

文献、地形図等により景観に関する基本的情報を把握する。把握する情報としては地域の景観に関する情報（自然、地形、土地利用、施設、植栽、社会環境、住民意向等）である。これらは地域の景観を構成する重要な景観要素で地域のアイデンティティを構成するものである。なお、排水施設整備における景観構成要素の主な例は、**表-15.1**に示すとおりである。

また、景観構成要素の把握に当たっては、地域の生活様式、文化的背景及び歴史的な意味も併せて考慮することが必要である。

表-15.1 排水施設整備における景観構成要素の主な例

景観要素	景観構成要素
自然・地形	平地、山、台地、河川、湖沼、気候、自然植生、土壌　等
土地利用	農地（水田、畑）、水辺、林地、宅地、道路　等
施設・植栽等	［農業用水利施設等］ 排水路、排水水門、排水機場、遊水池、管理用道路、農作業（田植、稲刈り） ［生活用施設］ 公共施設、人の集まる場所、工場、倉庫、住宅地
その他 （歴史・文化・ アイデンティティ に関する項目）	［農業関係］ 水利遺構（疏水、堤等） ［生活関係その他］ 史跡・遺跡、鎮守の森、神社、祠（ほこら）、舟、地域の来歴、故事、 シンボルとされている大河や山並み等、地区の花、草、木

(5) 現地踏査

現地踏査では、現地で地域景観の特徴を把握するとともに文献調査等で把握した景観構成要素について現地で確認する。特に、田園環境整備マスタープランにおいて環境創造区域が設定されている場合は詳細に把握することが必要である。

主に遠景、中景の視点から、地形、土地利用、施設等を調査し、地域景観の特徴を把握する。また、これと併せて景観に影響を与える阻害要因（野積みされたゴミ、景観に配慮されていない人工物（工場、倉庫等）等）についても把握する。

(6) 地域住民の意向把握（景観配慮の手引きの「4.2 住民参加による景観配慮の取組」参考）

概査における地域住民の意向把握では､地域住民の景観についての認識の度合いを主に把握し、併せて文献では把握できない地域住民になじみが深い景観構成要素やその文化的背景等についても把握する。意向把握の方法としては、農家を含む地域住民の代表者等に対する聞き取り、アンケート調査等により行う。

特に、排水機場や遊水池等の大規模な施設については、事業費や将来の維持管理費にも大きな

影響を及ぼすことから、可能な限り早い段階から地域住民の意向把握に努めるとともに、概査から計画樹立に至るまで連続したかかわりを持つことが有効である。

(7) 取りまとめ

文献調査、現地踏査等により把握した地域景観に関する基本的情報を地形図、整理表等で整理する。

ア 地域の景観に関する情報の整理

文献調査、意向調査で把握した景観に関する情報を現地踏査等で把握した景観構成要素等とともに地形図で整理する。

イ 景観を保全する必要性の整理

調査によって把握した景観構成要素について、関連情報等をもとに保全する必要性を整理する。その際、石碑や祠（ほこら）等のように特に配慮を要するものについても整理する。

ウ 景観を創造する必要性の整理

景観構成要素を現状のまま保全できない場合は、排水施設の整備と併せて新たな景観の創造について検討することが望ましい場合がある。例えば、排水路を新設する周辺地域が歴史的景観を有し、特に景観に配慮する必要がある場合は、排水路を石積み排水路として整備し、新たに景観を創造するなどの工夫を取り入れることが望ましい。また、現地踏査において景観に影響を与える阻害要因が確認された場合は、それらを除去・遮蔽（しゃへい）、修景・美化する必要性について整理する。

(8) 地域住民に対する概査結果の説明

景観に配慮した事業の円滑な実施のためには、地域住民の理解が不可欠であることから、概査の段階で取りまとめた結果を説明し、地域住民の景観への関心を高めるとともに、完成後の維持管理の必要性についても理解を得ることが必要である。

また、地域住民が意識していない保全すべき景観構成要素が存在する場合もあることから、専門家の助言に基づき、そのような景観構成要素についても、地域住民に提示することが望ましい。

15.2.3.2 基本構想の策定（景観配慮の手引きの「6.2 基本構想」参考）

基本構想の策定では、概査に基づき、地域が目指す将来の景観の姿や景観配慮の方向性を概定し、取りまとめる。

(1) 景観配慮の必要性の判断

概査及び地域住民に対する説明結果を踏まえ、排水施設整備と地域の景観とのかかわり、地域住民の意向、専門家の意見等を考慮して、景観に配慮した事業実施の必要性及び妥当性を判断する。

(2) 景観配慮区域の設定

田園環境整備マスタープランにおける環境創造区域の設定有無も踏まえつつ、概査で把握した景観に関する情報、景観構成要素の配置等を考慮して、景観特性、地域景観上の重要度から景観配慮区域を設定する。なお、効率的な調査、計画、実施の観点からも、景観配慮区域を特定しておくことは重要である。

また、景観特性を踏まえた区域分けを行った上で、それぞれの区域の特徴に応じた景観配慮を採用することが望ましい場合もある。例えば、路線延長が長い場合は、区間ごとに様々な景観が

排水路周辺に現れることが想定されることから、周辺の景観の特徴に応じて区間分けを行った上で、それぞれの区間の特徴をいかした景観配慮とすることが望ましい。

(3) 将来の景観の姿の概定

概査で把握した景観構成要素のうち、地域における景観上の重要度、地域住民の意向等を考慮して、保全すべき景観構成要素を選定するとともに、必要に応じて新たな景観創造についても検討し、地域全体が目指すべき将来の景観の姿について概定する。この場合、整備する部分だけでなくその周辺についても、農家を含む地域住民の意向を踏まえつつ、景観配慮の在り方について検討し、基本的考え方を整理する。

また、除去・遮蔽（しゃへい）等の対策を講じる必要のある景観阻害要因への対応についても概定する。

(4) 施設の配置、規模の概定

施設の配置、規模の概定に当たっては、生産性の向上等の施設本来の目的を十分踏まえつつ、地勢、水系構造、山並みの稜線や家並みの輪郭線（スカイライン）、土地利用等の周辺状況と景観構成要素との関係を総合的に考慮して検討する。

(5) 景観に配慮した基本構想策定と地域住民に対する基本構想の説明

上記(1)～(4)を踏まえて、基本構想（案）を作成し、地域住民に説明した上で、地域住民の意向を基本構想に反映させることが必要である。

特に、景観配慮区域内や景観の保全、形成で影響を受ける地域住民に対しては十分説明することが必要である。

15.2.3.3 精査（景観配慮の手引きの「5.3 詳細調査」参考）

精査では、基本構想に基づいた計画樹立のため、景観配慮区域を中心に景観との調和を図るための詳細な情報を収集する。また、計画樹立の作業とも連携を図りながら進める。

(1) 視点場、視対象を踏まえた景観把握（景観配慮の手引きの「3.2.2 景観の概念を成り立たせる「視点」と「視対象」」参考）

事業による景観への影響を把握するため、視点場、視対象を踏まえた現地踏査を行い、主要な景観を把握する。なお、排水施設は都市部と近接する場合が多いことから、公共の建物等、不特定かつ多数の者が通行したり立ち寄ったりする複数の場所を視点場として選定する。

視点場、視対象を踏まえた景観の検討では、まず施設全体を見渡せる遠景から検討を行い、次いで中景、近景へと検討を進めることにより全体の景観をイメージする。

ア　遠景における検討（景観配慮の手引きの「3.2.3 景観をとらえる視点」参考）

排水路等、線的要素の整備の際には計画路線と周辺景観との関係を見渡せる場所（展望所、橋の上、山腹の駐車帯等）を視点場として選定し、背景となる家並みや田園景観との調和に配慮して検討する。

また、比較的大規模な排水機場のような構造物については、周辺景観への影響が大きいことから、複数の場所から、位置、建屋の高さ、色調等について検討が必要である。

イ　中近景における検討（景観配慮の手引きの「3.2.3 景観をとらえる視点」参考）

地域に存在する周辺の他の景観構成要素及び遠景時に検討した山々を背景又は添景とするなど農村景観において「主役」と「脇役」、「図」と「地」との関係を意識して景観構成要素間の

位置関係を総合的にとらえて検討することが望ましい。

視点場の検討では、主要な幹線道路等地域の人々のよく集まる場所から選定する。

(2) 景観形成のためのデザインコードの把握（景観配慮の手引きの「3.2.4 景観特性のとらえ方」及び「5.3.2 景観特性の把握」参考）

地域ごとに地域独特の景観が存在していることから、排水施設整備においても地域固有のデザインコードを反映させ、地域の個性を活かした景観配慮をすることが重要である。このため、地域景観に共通する固有の景観特性をデザインコードとして把握し、施設のデザインの基礎データとする。

調査に当たっては、まずデザインコードを反映させるべき対象施設を選定し、その施設にふさわしいデザインコードの収集を現地において実施する。

デザインコードの収集に当たっては、以下について留意する。

ア　景観構成要素からのデザインコードの把握

デザインコードの材料としては、概査において把握した景観構成要素が重要な手掛かりとなる。景観構成要素は、地域景観を構成する重要な要素になるとともに、地域のアイデンティティを形成するものであり、これらといかに調和させることが可能かを十分検討することが必要である。

イ　デザインコードの背景の把握

デザインコードは、地域のデザイン的な特徴を表す個性であるとともに、地域の伝統、風土によって培われてきたものである。したがって、単に視覚的なデザインだけをとらえるのではなく、そのデザインを成り立たせている背景についても把握することが必要である。

(3) 事業による景観への影響の把握（景観配慮の手引きの「6.3.2 景観への影響の検討」参考）

計画樹立に先立ち、基本構想及び精査における視点場、視対象の検討やデザインコードの把握を踏まえ、事業による地域景観への影響を把握することが必要である。また、農村景観は地域の営農及び生活活動によって維持されてきたものであることから、排水施設整備後の営農及び生活の変化による将来の営農体系も考慮した景観への影響についても併せて検討することが望ましい。

以下に、排水施設整備において、景観への影響を把握するに当たっての主要な検討事項を記載する。

ア　周辺の景観構成要素との調和

遊水池等の整備によって形成される景観が、地域周辺を囲む山々や森、地域内を流れる河川等、周辺の自然と調和しているか、排水機場や水路等の整備によって形成される景観が、地域内に存在する建物や樹木、祠（ほこら）、神社、史跡等を含めた周辺の田園景観と調和しているかなど、地域の景観構成要素と空間的に調和しているかについて検討する。

イ　地域内の景観構成要素の再配置

地域内に存在する樹木､石碑等の移動可能な景観構成要素を施設整備に伴い再配置する場合、その配置は景観上適切かについて検討する。

ウ　地域景観に影響を与える阻害要因への対応

景観に影響を与える阻害要因（野積みされたゴミ、景観に配慮されていない人工物（工場、倉庫等）等）については、施設整備に併せて除去・遮蔽（しゃへい）又は修景・美化する可能性について検討する。

(4) 地域住民の意向の把握

精査における意向把握では、施設ごとの具体的な整備内容とその景観配慮の考え方を明らかにした上で、地域住民の意向、評価等について把握する。その方法としては、農家を含む地域住民に対するワークショップ、聞き取り調査等が有効である。

また、精査の結果、新たに判明した内容についても、地域住民に対して説明し、理解を得ることが必要である。この中で、景観配慮によって事業費が増えたり、新たな維持管理が必要となる場合や、利水条件に影響を与えることとなるような場合は、それらの内容についても十分な説明を行うことが重要である。

(5) 取りまとめと地域住民に対する精査結果の説明

精査により把握した詳細な情報について、概査の取りまとめと同様に、地形図、整理表等で整理する。また、地域住民に対し精査結果を説明し、合意形成に向けて、地域の景観への意識の醸成や高揚に努めることが望ましい。

15.2.3.4 計画樹立（景観配慮の手引きの「6.3 景観配慮計画」、景観配慮の技術指針の「4.2 計画」、「6.2 維持管理」参考）

計画樹立では、基本構想、精査結果を踏まえ、景観に配慮した計画を樹立する。

(1) 景観配慮方針の策定

基本構想において設定した景観配慮区域内において、基本構想、精査結果を踏まえて計画範囲の設定、景観への影響の検討等を行い、景観との調和についての基本的な考え方である景観配慮方針を策定する。

(2) 具体的な景観配慮対策の検討

具体的な景観配慮対策の検討に当たっては、生産性の向上といった事業本来の目的、景観配慮の基本原則（除去・遮蔽（しゃへい）、修景・美化、保全、創造）（景観配慮の手引きの「3.3.1 景観配慮の基本原則」参考）、景観上の役割（整備対象の「主役」・「脇役」、景観の基調としての「地」の検討）、調和の方向（「融合調和」、「対比調和」）（景観配慮の手引きの「3.3.2　景観調和の方針」参考）、景観設計要素（景観配慮の手引きの「3.3.3　景観設計の要素」参考）を踏まえつつ行う。**表-15.2**に景観配慮対策の検討に当たって参考となる視点を示すが、いずれの場合においても、景観シミュレーション等の手法を用いて関係者間でイメージを共有しながら、比較検討することが重要である（景観配慮の手引きの「6.3.2 景観への影響の検討」参考）。なお、すべての対策は当該事業だけで対応できるものではなく、そのようなものについては、関係市町村等と調整を行い、他の事業の活用についての検討も併せて行うことが有効である。

(3) 景観資源の価値を高める工夫

景観配慮計画の作成に当たっては、「事業が周辺景観に与える影響」、「地域づくりにおける将来像との調和」及び「事業による景観資源の創出」といった観点から景観配慮を検討することは、地域の景観資源の認知拡大や、地域づくりへの気運醸成につながり、景観資源の価値を高めることにつながる。

表-15.2 景観配慮対策の検討に当たって参考となる視点

景観配慮の基本原則	景観配慮の対象	景観配慮対策の検討に当たっての視点
「除去・遮蔽（しゃへい)」 景観の質を低下させる要素を取り除いたり隠すこと	地域全体	景観の阻害要因となっている施設等の移転が望ましい。 整備対象の規模及び配置を工夫することにより、地域のアイデンティティであり景観を特徴づけている施設等の視認性を確保することが望ましい。
	整備対象施設	景観を阻害する施設は、周辺への植栽や埋設化することが望ましい。例えば、施設に送電線が必要となる場合は、地下埋設方式とすることも検討する。
「修景・美化」 景観阻害のインパクトを軽減したり、美化要素を付加して景観レベルを上げること	地域全体	景観に影響を与える阻害要因のうち、撤去が不可能なもの（景観に配慮されていない人工物等）については、周辺に植栽するなどして景観への影響を緩和することが望ましい。
	整備対象施設	整備対象の排水路を周辺景観に調和させることが必要な場合は、石積み水路としたり、排水路沿線に河畔木、草花等を植栽するなどにより配慮することが望ましい。その際、景観とともに生態系にも配慮することが望ましい。また、新たに建屋等を建設する場合は、地域景観との調和を図るため、地域のデザインコードを踏襲した形状、色彩、素材とすることが望ましい。
「保全」 調和のとれた状態を保全し管理すること	地域全体	地域内に存在する伝統的な施設、神社、鎮守の森、史跡等の景観構成要素については、可能な限り現状のままの状態で保全する方向で検討する。現状のまま保全できない場合は、移設等によって、地域の景観構成要素として残すことが望ましい。この場合、景観構成要素の再配置については、現況の景観特性とともに、新たに整備される施設を十分踏まえて検討することが必要である。
	整備対象施設	石積み水路等、地域の景観や歴史・文化的価値の観点から保全することが好ましい施設については、可能な限り現状のままの状態で保全する方向で検討する。現状のまま保全できない場合は、その素材や様式等を新たな施設に採り入れることが望ましい。
「創造」 新しい要素を付加することで新たな空間調和を創り出すこと	地域全体	地域住民や景観の専門家等から斬新なアイデアを募るなどにより、地域の歴史・文化等に根ざした新たな景観の創造を通じて、地域らしさを創出し、地域内外の交流の場とする等、地域の活性化に結びつけることが望ましい。
	整備対象施設	地域住民の要望等を考慮して、新たに石積み水路、親水空間等を整備することを検討する。その際、素材については地元産のものを使用したり、石積みの工法等についても地元の伝統的工法を用いるなど、地域らしさを創出することが望ましい。

(4) 維持管理方法の決定

景観に配慮した施設を整備することにより、新たに維持管理が生じる場合は、その施設の整備内容、維持管理内容及び手法、維持管理体制並びに費用負担の方法について検討する。

景観に配慮した施設は、一般に農家のみならず地域住民を含めた形で維持管理することが好ましい場合が多いことから、具体的な維持管理協定の制定、維持管理組織の設立等についても検討することが望ましい。このため、調査計画の各段階を通じて、地域住民の理解が醸成されるような取組に努めることが極めて重要である。

特に、対象とする施設の規模が比較的大きなものである場合には、施設そのものの本来の機能の維持と併せて、その周辺の景観の持続的な管理の在り方について、検討組織の場を活用するなど、関係行政機関や予定管理者等とも十分調整を行うことが重要である。

(5) 計画樹立と地域住民に対する計画の説明（景観配慮の手引きの「7.3 景観設計案の比較検討と最終案への合意形成」参考）

上記(1)～(4)を踏まえて、計画（案）を作成し、地域住民に計画内容の詳細を説明し、その意向を十分に把握しながら合意形成を図っていくことが必要である。その際、多数決だけに依存せず、関係者相互で議論し、その優劣評価の考え方について意思統一を図り、合意形成に向けて話し合うことが重要である。

この段階では、具体的な景観配慮の内容や景観配慮によって生じる影響、特に、景観に配慮した施設について新たな事業費負担や維持管理費負担が生じる場合、その施設の内容や管理内容、住民の負担等についても十分説明し、理解を得ることが必要である。

(6) 多様な住民の参加

「施設への近づきやすさ」、「親しみやすさ、使いやすさ」、「愛着・我が事感の醸成」といった観点から景観配慮を検討することで、多様な住民参加による対策の質的な向上と地域づくりなどへの波及効果が期待される。

15.3 水質保全

本項は、農業用の排水施設整備の実施に際し、環境との調和への配慮の観点から行う水質保全対策を計画する場合に参考となる基本的な調査、対策手法及び進め方についてまとめたものである。

なお、ここでいう水質保全対策とは、上流側の排水を水源としている地域の農作物の生育が著しく阻害されている場合等における水質の保全及び改善を目的とするものではなく、①農村景観の一部を形成する、②生態系を維持・保全する、③地域住民の憩いの場となる等、地域の環境に対して排水路が担う役割を認識し､その保全､活用を図ろうとする場合に行われる水質面での対策をいう。それらの対策における具体的な調査、対策及び手法は、農作物が生育阻害を受けている場合等の水質の保全及び改善におけるそれと大きく異なるものではないが、ここに示す基本的な考え方や留意事項をもとに、地域の特性に応じた様々な創意工夫を取り入れることが必要である。

また、ここでいう水質保全対策では、その必要性、改善目標、対策手法等に絶対的な指標があるものではなく、また、対策を講じることで一般に事業費が増嵩する傾向にあることから、その決定に当たっては、地域の実情、特に関係農業者、関係機関及び地域住民の意向を踏まえて適切に検討されるべきものである。したがって、調査、計画の各段階においては、関係農業者等と十分な調整を図ることが極めて重要となる。

15.3.1 水質調査手法

水質を把握するために実施する調査としては、直接的に水質を把握する調査（水質調査）と底質中に含まれる物質又は水中の生物相や水生植物から間接的に水質の程度を判定する調査(底質調査、水生生物調査、水生植物調査）がある。

排水施設の配置は広域にわたるので､水質保全対策の対象とする範囲や内容に応じて的確な測点、測定項目等を選定する必要がある。

15.3.1.1 水質調査

排水施設整備の実施に併せて、水質保全に取り組む場合の水質調査としては、主に排水路の汚濁状況の把握を目的とする。

なお、農地からの排水以外にも、周辺からの汚濁水の流入が水質汚濁の原因になる場合があることから、必要に応じて、汚濁水の排水路への流入箇所における汚濁状況を把握することが重要である。

また、下流域の水質への影響を予測するために、幹線排水路、河川等との合流地点を中心に、排水の濃度及び負荷量を把握することも重要である。

(1) 水質調査の目的

水質調査は、排水路に流入する汚濁水や対策の対象とする一定の区域等における水質の把握を通じて、対策の必要性の有無、対策を行う場合の水質改善目標、水質改善手法、水質改善施設の規模及び維持管理方法等を決定するために行う。

したがって、まずは地区内外から流入する汚濁水の水質が、排水路の水質に及ぼす影響を中心に把握する必要がある。

また、下流の公共用水域において水質保全計画が策定されている地区など、地区外に排出される排水の水質を対象とした対策を講じる必要がある地区については、排水路の排水先である下流の河川等公共用水域への流入地点（排水路末端）での水質調査が必要となる。

(2) 既存データ等の収集

当該地区内及びその周辺で既に行われている調査結果等を収集し、整理する。排水施設整備の実施に併せて水質保全に取り組む必要がある地区の場合、既に関係行政機関等によって水質調査が経年的に行われ、水質の目標値も設定されている場合が多い。このため、これらの調査結果等を把握、整理することを通じて、当該地区における水質改善目標、測定項目、観測頻度等の参考にすることが重要である。なお、既存データの整理に当たっては、測定法、器具、分析方法等についても確認しておくことが必要である。

(3) 測定項目、測点、調査時期等

他の行政機関による取組や計画がある場合は､それらの機関とも十分連携及び調整を図りつつ、測定項目、測点、観測時期を決定する必要があるが、**表-15.3**に一般的な考え方を紹介する。

なお、景観の向上を目的とする地区においては、ある程度の水量感と透明感が求められることがあるので、流量と併せて透視度も測定することが望ましい。同様に、生態系保全を目的とする地区にあっては、溶存酸素量（DO)、生物化学的酸素要求量（BOD)、水温等を、親水空間の形成を目的とする地区にあっては、大腸菌群数も併せて測定しておく必要がある。また、測定期間と頻度には、必ずしも絶対的な決まりはなく、頻度については、汚濁水の水質、流量、水温、降雨量

等によって異なることに留意する必要がある。

さらに、営農（代かき、田植え等）や降雨などによる排水量の増加に伴い、短期的に大量の負荷が排出されるような地区については、測定時期と頻度の設定に留意する必要がある。

表-15.3 水質調査の一般的考え方

主な調査対象	測定項目	測　点	測定時期、頻度等
排水路	流量、水温、生物化学的酸素要求量(BOD)又は化学的酸素要求量（COD)、浮遊物質量（SS)、電気伝導度（EC)、全窒素（T-N)、全リン（T-P)、溶存酸素量（DO)、水素イオン指数（pH）　等	地区内排水路、排水路から河川等への流出地点(必要に応じ、流出先河川等の上下流地点）　等	代かき期、田植期等、負荷流出が増大する時期を考慮し回数を定める。洪水時も別途測定。排水ポンプの作動や施肥期、融雪期に注意。

15.3.1.2　底質調査

底質中に含まれる物質が、底質直上の水質環境、若しくは、周辺環境に影響を及ぼす可能性が高い場合、又は、堆積した底質が出水時に下流域へ流出し、下流域の水環境に影響を与える可能性が高い場合は、底質調査を実施する。

(1) 採泥の時期

底質中に含まれる物質が、水利用に悪影響を及ぼす時期を含め、底質調査を実施する場合は、水質調査と同時期に実施することが望ましい。

(2) 採泥地点

地形等により堆積泥が多く底質悪化が考えられる地点を選定するが、水質調査の近傍でもよい。

(3) 採泥の方法

採泥試料は、同一場所で少しずつ位置を変えて採取することを原則とする。表泥採取は、エクマンバージ採泥器等によって３回以上底質を採取し、それらを混合して試料とする。遊水池等で必要と認められる地点では、柱状採泥を行う。

(4) 測定項目及び整理すべき事項

底質の状態（堆積厚、堆積物の状態、色相、臭気)、底質からの栄養塩の溶出速度、底質中に含まれる物質量等を測定し、採泥日時、採泥地点、採泥地点付近の地形、地質、採泥方法と併せて整理を行う。

15.3.1.3　水生生物調査

水中には、バクテリア、藻類、底生動物、魚類等の様々な種類の生物が多く生息しており、それぞれの環境によって違った種類の生物が棲み着いていることから、生物相を調べることによって水質汚濁の程度を判定することができる。また、生態系の保全を目的とする地区においては、水生生物調査を行うことにより、生態系に配慮すべき種などの把握も兼用して調査することができる。

水路内の浮遊生物（クロロフィルa等）は上流から流下したものが大部分なので、その場所の水質を示さない場合が多い。したがって、水質判定はその場所に生息している生物で行う必要がある。

底生動物や付着物は、流速や水深など環境条件によって変わるので、比較のためにはできるだけ環境条件が類似した場所を選ぶ。なお、調査前の数日間に出水又は増水のあった場合は試料採取を

延期する等の配慮が必要である。

15.3.1.4 水生植物調査

水生植物を調査することにより、水質の汚濁状況が概定できる。

なお、水生植物の利用による水質改善や親水空間形成を目的とした植栽等を考えている地区においては、これらに活用する種が在来種なのか外来種なのかの選定の参考にもなるので、必要に応じて水辺の植物調査なども行うとよい。

15.3.2 水質保全対策

水質保全の対策としては、地区内外から排水路へ流入する汚濁量（負荷）をできるだけ軽減した上で、排水路に水質改善施設を設置することを通じて水質を改善することが重要である。

15.3.2.1 対策検討上の留意点

対策の検討に当たっては、排水施設への流入負荷を軽減するために講じられる別途の取組と整合したものとするとともに、地域住民や関係農家等の意向も十分反映させることが重要である。

また、対策の多くは、その持続的効果発現のために維持管理を適切に継続していく必要があるため、維持管理の容易さ、体制、費用及びそれらを踏まえた持続可能性についても十分考慮が必要である。

以下に、各施設における水質保全対策を検討する際の留意点を示す。

(1) 排水施設の水理的特徴

一般的に排水路は、用水路と比較し、①雨水の影響が大きい、②平常時の流速が小さいという特徴を有している。

このため、用水路と異なり、非かんがい期のみならず、かんがい期においても、排水路にヘドロが蓄積され、水質悪化の問題が生じている場合が見受けられる。また、降雨時に排水路に堆積していたヘドロが攪拌流下し、下流域の水質に影響を与えている場合もある。

したがって、排水路を活用した対策としては、植生による吸着や微生物による分解機能を活用した対策のほか、底泥を除去する対策等がよく用いられるが、これら対策を選択する際には、前提となる水理条件との関係を十分に検討することが重要である。

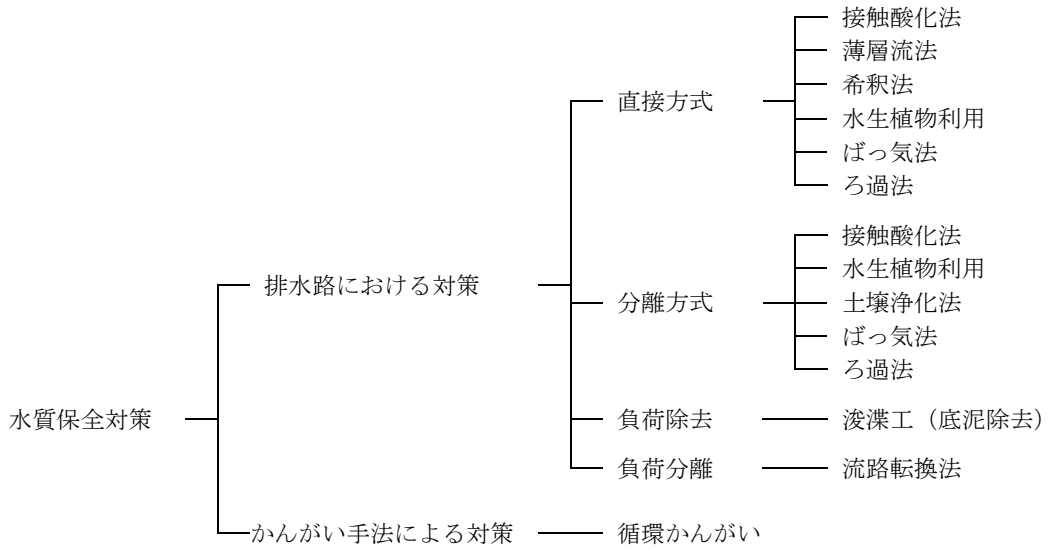
また、条件によっては、排水水門の直上流部や排水ポンプの吸込水槽においても、排水の滞留が生じてヘドロが蓄積し、水質が悪化する場合があるが、この場合、底泥除去等の対策を講じる必要があることに留意する。

(2) 排水施設の親水空間、生態系保全等に対する機能

排水路が居住地内を流下し、排水路を含めた周辺環境が貴重な親水空間として位置づけられる場合や、排水路内に生息する水生生物及びそのネットワーク（排出先の湖沼、河川等から排水路を通じて水田まで遡上する生態系など）を保全する必要がある場合などには、求められる水量、水質、水路の路線、構造等について十分に検討する必要がある。

15.3.2.2 主な水質改善手法

排水施設整備の実施に当たり、排水路で活用可能と考えられる水質改善手法を**図-15.4**に紹介するとともに、主要な手法の特徴及び留意点を以下に示す。



※直接方式：排水路内に水質改善施設を設置し、直接的に水に作用させる方式
分離方式：排水路の水をポンプ等で本流から分離し、水質改善施設で処理してから戻す方式

図-15.4 主な水質改善手法[8)]

(1) 接触酸化法

ア 特徴

主に礫、木炭、波板、ひも等の接触材利用により、新たに浄化の場を作り出す手法で、フルームを組立柵渠（底打ちなし）や土水路に変更するだけでも効果がみられる。

イ 留意点

（ア）有機物が多い場合は、嫌気状態にならないように配慮する必要がある。

（イ）汚濁物質の沈降や吸着等に伴い、通水断面積が小さくなる恐れがあるため、定期的に汚泥の除去を行う等の維持管理が必要である。

(2) 希釈法

ア 特徴

（ア）水質濃度の低い水をたくさん流入させることにより、希釈させる手法である。

（イ）伏流水をポンプ等で汲み上げて希釈水として利用すると同時に水路底から地下への浸透速度をあげることで自然浄化機能の向上を図る伏流浄化法と、浄化用水を導水し水質濃度を低減させる導水法がある。

イ 留意点

（ア）清澄な希釈水が近傍にあることが必要である。

（イ）少量の導水では藻類の増殖を抑制する効果が期待できない。

（ウ）大量に導水する場合には、排水路の流下能力や下流への影響等を考慮することが必要である。

(3) 水生植物利用

ア 特徴

（ア）水生植物の生育による窒素及びリンの吸収、吸着等を活用した手法である。

（イ）水中植物の除去により、生体内に吸収された栄養塩類が水中から除去される。

（ウ）自生している植生を利用できる。

イ 留意点

（ア）水生植物を回収、除去することが必要である。このため、除去した水生植物の有効利用についても検討することが望ましい。有効利用の例としては、ヨシを肥料として利用する取組などがある。

（イ）植物の育成期間に左右される。

（ウ）植物の密集度の違いにより、育成条件が異なる。

（エ）広い用地を必要とする。

（オ）導入する植物の選定に当たっては、その影響を考慮することが必要である。

(4) ろ過法

ア 特徴

（ア）ろ過装置で物理的に除去を行う手法である。

（イ）浮遊物質量(SS)の除去には効果的であり、透視度も改善される。また、生物ろ過の場合、生物化学的酸素要求量（BOD）の除去についても効果がある。

イ 留意点

（ア）目詰まりによるろ過障害が発生する。

（イ）浮遊物質量（SS）の除去はできるが、全窒素（T-N)、全リン（T-P）の除去は困難である。

（ウ）大容量の水処理を行う場合、施設スペースの確保やコスト高が課題となる。

(5) 底泥除去

ア 特徴

（ア）水路の底に溜まった泥の除去を行う方法である。

（イ）浮遊物質量（SS）の除去には効果的であり、透視度も改善される。

イ 留意点

（ア）底泥除去をしたヘドロが再流出しないようにする必要がある。また、作業の際に生じる汚濁が、下流域や末端施設に与える影響についても検討する必要がある。

（イ）泥は耕地に返還できず産廃になる可能性があり、処理コストが高くなる場合も少なくないので、受け入れ先との協議が必要である。

(6) 循環かんがい

ア 特徴

排水を極力地区外に出さないという考えで、排水先に調整池を設け、その水を用水に再利用し、水稲の生育による吸収や水田の持つ脱窒作用等により水質改善を図るもので効果は高い。

イ 留意点

（ア）排水を用水として反復利用することに対する農家の理解が必要である。

（イ）新たな調整池が必要となる場合が多く、またポンプ運転経費等の掛増が発生する。

15.3.3 調査及び計画の基本的な進め方

排水施設の整備に併せて水質保全対策を実施する場合に、参考となる基本的事項を概査、基本構想の策定、精査、計画樹立の段階ごとに示す。

一般に、排水施設の整備は広域にわたる場合が多く、近年の都市化及び混住化の進展等により、生活雑排水の流入など多様な水質悪化要因が考えられることから、施設整備上の配慮のみで目標とする水質保全を図ることが困難な場合が多い。このような場合には、必要な負荷軽減に向けた役割分担について、関係農業者のみならず関係機関や地域住民とも十分に調整し、施設が担うべき機能や水質改善目標を基本構想段階で概定することが重要となる。

15.3.3.1 概査

概査は、水質保全対策を実施する必要性を明らかにするために行うものである。

このため、①水質に関する問題点、②関係農業者を含む地域住民の水質保全に対する意向、③土地改良区等施設予定管理者等の意向、④関係市町村等の方針等を資料の収集及び聞き取り調査等により把握しておく必要がある。

特に、排水施設整備に併せて水質保全対策に取り組む必要のある地区の場合には、関係機関によって水質調査が経年的に実施されている場合が多いので、これらのデータ等を活用し、水質に関する問題の所在等を明確にしておくことは有効である。

また、幹線排水路などの基幹的な施設の整備に併せて、新たな親水空間を創出しようとするような場合には、当該施設が水質保全対策上で担うべき役割及び機能について、近隣地区の事例なども参照しつつ、関係機関等と十分に調整を図っておく必要がある。

15.3.3.2 基本構想

基本構想は、概査によって水質保全対策の必要性が明確化された場合に、計画の骨格をなす各要素の相互関連を検討し、大まかな方向付けを行うものである。

このため、概査の結果を踏まえつつ、①水質改善の目的及びテーマ、②達成すべき水質改善目標、③目標を達成するための手段、④予定管理者等による適正な管理の可否等について、基本構想で概定しておく必要がある。

基本構想の策定に当たっては、関係農業者のみならず関係機関や地域住民とも十分に調整するとともに、特に、水質改善目標やそのための手段などの検討に際しては、水質の専門家等の助言を得ながら進めることが有効である。

〔参考〕水質保全対策の検討項目整理表

水質保全対策を策定する際の主な検討項目を**表-15.4**に示す。

なお、実際の検討に当たっては、本表にある項目の他、必要となる項目を適宜追加するなど、地域の事情に応じて適切な項目について整理することが望ましい。

表-15.4 水質保全対策の主な検討項目

検討項目	内容例
①検討対象施設	ダム、調整池、排水路等
②負荷との関係	流入負荷対策、流出負荷対策等
③水質に関する課題	水質改善を検討するに至った背景、課題等
④関係市町村等の方針や水質保全の取組状況	田園環境整備マスタープランにおける位置づけ、それに基づく他機関の取組等
⑤対策のテーマ	景観配慮、生態系保全、親水空間の創設、下流公共用水域への負荷削減等
⑥対策の目的	排水先湖沼の富栄養化改善等
⑦水質改善目標	水質目標値の設定、水生生物の生息数向上等
⑧対策の内容	手法、規模、施設等
⑨水質モデル	類似参考地区、シミュレーション等
⑩対策検討に当たって特に配慮すべき事項	地域住民の施設に対する理解の向上等
⑪維持管理内容	管理者、作業内容、費用等
⑫モニタリング	継続観測調査の内容等
⑬農家の取組	営農面での水質改善に向けた取組等
⑭地域住民のかかわり	地域住民の意向、役割分担等

15.3.3.3 精査

精査は、概査を補完するとともに、基本構想に基づき、精度を上げて現状を把握することを通じて、①水質改善目標、②対策の規模及び手法、③維持管理手法等を具体化するために行うものである。このため、常に計画策定段階と連携を図りながら進めていくことが重要である。

水質調査に当たっては、水質改善の目的及びテーマ（景観形成、生態系の保全、親水空間の創設、下流公共用水域の負荷軽減等）、水質汚濁発生の原因・時期等を踏まえて、調査箇所、測定時期・項目等を決定する必要があるが、具体的な考え方は、技術書「15.3.1 **水質調査手法**」及び「15.3.2 **水質保全対策**」を参照するものとする。

15.3.3.4 計画

計画策定の段階においては、基本構想及び精査結果を踏まえ、①水質改善の目的及びテーマ、②水質改善目標、③対策の規模及び手法、④維持管理手法等の詳細を定める。

特に、幹線排水路などを対象とした大規模、広範囲に及ぶ対策を検討する場合には、初期建設費とともに、維持管理のための体制や費用も十分に勘案しておくことが必要である。

さらに、事業完了後のモニタリング調査を継続的に実施することは、対策の有効性等の検証や効果的な維持管理手法の導入にもつながるなど、対策の効果を持続及び増大させるためにも有効である。このため、維持管理体制を検討する際には、モニタリング調査についても併せて検討し、関係者間でその役割分担について合意形成を図っておく必要がある。

15.4 地区事例

15.4.1 景観や生態系との調和に配慮した調査計画の事例

(1) 地域概要

本地区は本県の西南部に位置し、三つの河川に囲まれ、山脈の東麓から展開している扇状地右辺部に位置し、標高110mから210mの段丘地形を呈している。扇状地であることから水が不足し、古くからため池や用水路を築いてきた地域である。また、集落形態としては、散居集落を形成し、「えぐね」と呼ばれる屋敷林、薪を積んだ「きずま」に囲まれた特徴的な農村景観をなしている。

このような特徴的な農村景観を形成していることから、「農村景観100選（平成４年、農林水産省)」などに選ばれた。このことを契機として、本町では「景観形成基本方針」を作成するなど地域住民全体での環境対策に力を入れている。

写真-15.1 散居集落

写真-15.2 えぐね

写真-15.3 きずま

(2) 地区概要

・事業工種：国営農地再編整備事業
・受益面積：883ha
・工　　期：H10～H18
・主要工事：区画整理、農地造成、排水路整備、道路整備

(3) 環境に関する調査及び計画の経緯

本地区は、所有耕地が分散し、区画形状が未整備又は10a区画である上に、かんがい用水が不足し、用排水路が未整備であったことから、農用地の効率的利用と労働生産性の高い農業経営の展開を目的として本事業を実施することとなった。

事業を実施する本町では、「景観形成基本方針」が作成され、地域として環境対策に力を入れていたことに加え、調査において環境省レッドデータブックで「絶滅危惧Ⅱ類」に指定されている生物種をはじめ、その他多くの生物種が地域内に生息及び生育していることが確認されたため、

それらの環境との調和に配慮して事業を実施することとなった。

環境との調和への配慮方針を決定するに当たり、学識経験者、環境の専門家、地域住民等からなる「田園景観検討委員会」を設置し、景観調査や生態系調査を行い、保全対象要素や保全対象生物、それぞれの配慮対策等の基本的方針を決めた。

また、生態系に配慮した施設整備の方針として「水辺環境」、「緑地環境」及び「農耕地環境」に区分して検討を行った。

調査及び計画に当たっては、事業実施地区内で生活する地域住民の理解及び協力が不可欠と考え、早い段階からの地域住民の参加を促すために、ワークショップによる合意形成、パンフレットによる啓発等を行った。

(4) 概査の段階

本町で作成された「農村環境計画」や「景観形成基本方針」、環境省レッドデータブック、本県レッドデータブック、地域住民からの情報等から、地域に生息及び生育する代表的なほ乳類、鳥類、昆虫類、は虫類、両生類、魚類、植物等に関する情報を広く収集した。また、景観に関しては散居集落として特徴的な農村景観を形成していることがわかった。

(5) 基本構想、精査の段階

概査で得られた情報より、事業の基本構想を作成するため、学識経験者や環境の専門家、行政機関、土地改良区、地元農協、地域住民等により構成された「田園景観検討委員会」を設立した。

「田園景観検討委員会」では、現況における景観や生態系の客観的評価を行うこと及び今後の対応についての地元合意形成を図ることを目的とし、景観調査、専門家による生態系調査、ワークショップ方式による検討や地域住民の意向等の聞き取り調査を実施した。

ア　景観調査

農村景観の良さを評価するために、地域外の都市住民に美しいと感じる風景等を撮影してもらい、美しい農村景観を抽出した。

抽出に当たっては、撮影者に美しいと感じた理由を記述してもらったり、写真を自然及び景観、歴史的施設、動物、植物等に分類した。

イ　生態系調査

専門家による目視や採集により、ため池、土水路、畦畔等において生態系調査を行い、88科306種の植物が生育、228科1,020種の動物が生息していることが確認された。その中でも、地域で特徴的な種や学術的に貴重である種、絶滅のおそれがある種を「注目すべき種」とした。また、「注目すべき種」が数多く確認され、生物生息のネットワーク上で重要と考えられるため池や排水路等を「注目すべき生息地」とした。

ウ　ワークショップ活動

住民参加による計画作成を行うため、ワークショップ活動による住民参加の促進を行った。ワークショップでは、地域の農村景観の良さや生態系の重要さを認識してもらうために、地域住民による「集落点検調査」等を行い、集落の貴重なもの、代表する施設、景観等を明らかにした。

エ　環境との調和への配慮方針

上記の結果より、地区全体を水辺環境（用排水路、ため池）、緑地環境（屋敷林、ため池の周りや用排水路沿いの樹林地）、農耕地環境（水田）からなるものとして、環境との調和への配慮

方針を以下のとおりとした。

（ア）水辺環境の保全、再生

植生が豊かな土水路、未改修のため池など生物の生息及び生育に好ましい水辺はできる限り保全することとし、排水路の改修に当たっては魚類等の生息環境を極力再生するため、その状況に応じた排水路構造とする。

（イ）緑地環境の保全

地区内の屋敷林、河畔林等の緑地は、地区内及び地区周辺を含めた生物の生息及び生育や移動の場であり、農村景観を形成するものであるため極力保存する。

（ウ）農耕地環境の保全、再生

水田や休耕田には湿地環境を有しているものがあり、昆虫類や両生類、は虫類等の生息の場になっている。また、畦畔や法面には地域の環境に適した植物が見られるため、湿地環境を有する水田を保全するとともに、畦畔や法面は植生工を施さず郷土種の早期再生を図る。

（エ）水辺と緑地のネットワーク形成

排水路とため池、水辺と緑地の連続性は、魚類、昆虫類、鳥類等の生息や移動にとって重要であるため、これらを「注目すべき生息地」として連続させて配置し、水辺と緑地のネットワークの形成を図る。

(6) 一般計画、主要工事計画の段階

ア　保全対象生物及び保全対象要素の選定

精査の結果や基本構想を基に、事業目的や受益農家等の意見を踏まえて保全対象要素をとりまとめた。保全対象要素は以下のとおりとした。

・森（まとまりのある樹林）
・屋敷林（えぐね）
・水路沿いの樹林、藪
・水田にある独立木
・土水路、ため池
・史跡及び文化財

保全対象生物については、注目すべき種の中から、以下の項目に該当しないものとした。

・本地域が分布限界近くに位置しているため「注目すべき生物」に位置付けられているが、生物そのものは絶滅するおそれのないもの
・行動範囲が広く地区内に営巣が確認されていない生物など本地域において保護策を講じることができないもの
・捕獲が困難であり、少数の個体を保護しても効果が期待できないもの

イ　保全対策範囲の区分

主要工事計画においては、保全対象生物や保全対象要素に対し、それぞれ必要な具体的配慮対策を行う必要があるが、その際には事業による影響範囲を検討して、保全対策範囲を設定する。以下に事業実施前の現況調査結果とそれに対応した区分を示す。

注：計画のレベル1は「生息環境への配慮」である。
計画のレベル2は「移動通路への配慮」である。

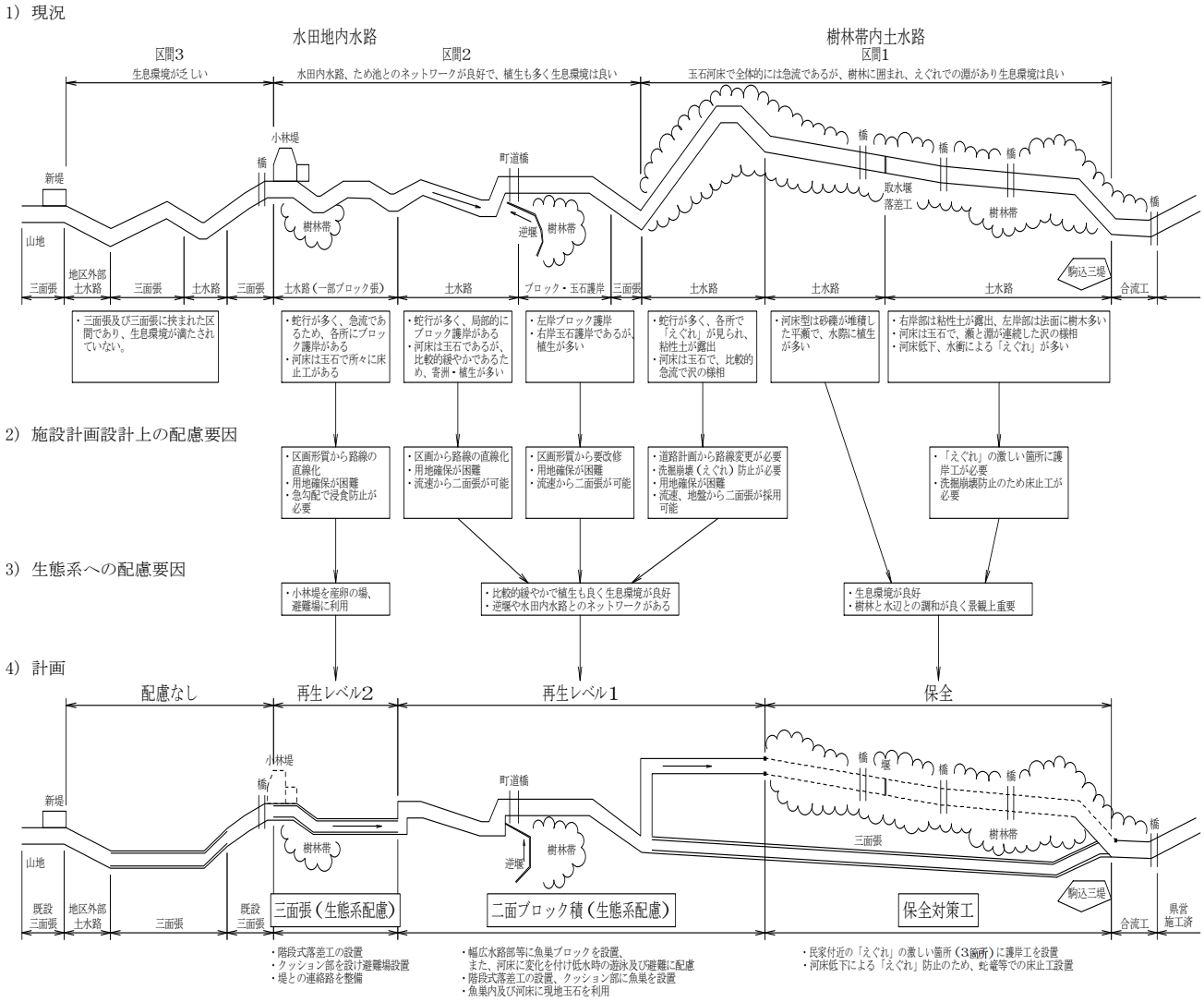


図-15.5　現況調査結果と保全対象範囲の区分

15.4.2 景観との調和に配慮した事例

15.4.2.1 景観との調和に配慮した調査計画の事例

調査計画の進め方の参考とするため、排水施設の整備に当たって景観に配慮した地区事例をもとに、調査計画の各段階における取組について一例を紹介する。

(1) 景観配慮の概要

本地区は、町の活性化計画の中心的地域に位置付けられており、中でも本地区の排水路は、築造後30年近く経過しているものの、地域にとって水との触れ合いを感じることのできる親水空間を形成していた（**写真-15.4**）。

写真-15.4 事業実施前の排水路

このため、老朽化が著しい排水路の改修に当たっては、排水路とその周辺の空間等を利用し、豊かで潤いのある快適な生活空間を創造するとの方針から整備を行った。

整備方針の決定に当たっては、景観シミュレーションを用いた地元説明会を実施することで地域関係者の意向を十分把握するよう努め、また、排水路整備後の維持管理の方法等についても、地元町内会の協力を得るなど、合意形成が図られた。

(2) 調査計画の各段階における取組

ア 概査

概査では、関係行政機関の景観配慮に関する方針、地区内の主な景観構成要素等について把握した。

調査は、排水路周辺の景観資源の分布状況等に特に留意し、地域関係者とともに景観点検を兼ねた現地踏査を行いながら進めた。調査を通じて住民が地域景観の成立過程を再認識することや、住民の間で景観の保全、形成に向けての意識の醸成や高揚が図られ、地域での合意形成につながった。

調査の結果、“水路に流れる水”、“歴史的玉石護岸”、“水生生物の生息空間” 等が重要なテーマとして把握され、さらに、排水路北側が集落の中心部に隣接していること等に留意すべきといった立地的な要素も把握された。

イ 基本構想の策定

基本構想の策定では、概査における景観点検を通じて把握した景観構成要素を基に、景観配慮の必要性が確認され、自然資源をいかした景観を保全しながら、落ち着きと安らぎを持った「ふれあいと水の散歩みち」をテーマとした整備を目標とすることが設定された。

また、重視すべき景観構成要素が集積している範囲や住民の意向を勘案し、五つのエリアにゾーニングを行い、全てを景観配慮区域として設定し、“自然したしみゾーン”、“水たわむれゾーン”等、それぞれのエリアに応じた景観配慮の方向性を検討した。

ウ 精査及び計画樹立

精査では具体的な景観配慮のため、これまでの検討結果を踏まえて、再度現地踏査を実施し、

地域の意向を再確認した。

計画樹立では、検討委員会で具体的な景観配慮対策を決定するとともに、維持管理についても、地域住民を含めた町内会で年２回程度石積み水路の除草を行うことで合意形成を図った。

以下に、景観配慮対策を検討するために実施した取組内容について示す。

（ア）現地ワークショップ

景観に配慮した具体的な整備方針について検討することを目的として、地域関係者を交えて現地踏査を実施しながら意見交換した。

（イ）地域の意向の把握

現地ワークショップとは別に、事業実施による周辺景観への影響を把握するため、農村景観に関する専門家の指導の下で、現況写真を基に景観配慮後のイメージ図を作成し（**図-15.6**）、これを用いたワークショップを２回開催することを通じて、計画樹立に対する地域関係者の意向を把握した。

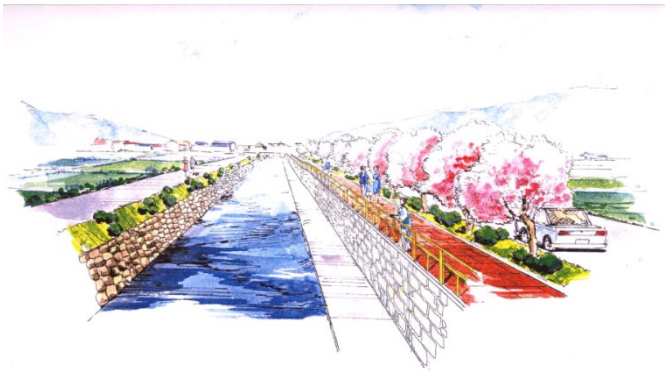


図-15.6　景観イメージ図

（ウ）検討委員会による検討

現地ワークショップ、地域の意向の把握等の結果に基づき、学識経験者及びその他関係機関の職員で構成される検討委員会を立ち上げて、景観に配慮した具体的な排水路の整備の在り方について検討を行った。

本委員会の提言等も踏まえながら、本地区における具体的な景観配慮対策を決定し、地域の活性化にも資する新たな親水空間を創造した（**写真-15.5**）。

写真-15.5　事業実施後の排水路

15.4.2.2　景観との調和に配慮した対策の事例

多様な施設や地域の実態に応じた景観配慮の在り方の参考とするため、特色ある施設整備や地域のデザインコードの導入を検討した事例をもとに、それぞれの特徴について紹介する。

15.4.2.2.1　排水機場の整備において周辺景観に配慮した事例（色彩、高さ）

(1) 景観配慮の概要

当該排水機場は、河口部に位置し、近隣砂丘台地に群生する保安林（松林）に囲まれるとともに、周囲は住居専用地域に指定されていた（**写真-15.6**）。

このため、排水機場の整備に当たっては、排水機場近隣の保安林の高さよりも建物自体が突出

しないよう、また、周囲の住宅地や保安林の景観に対し、奇抜さや威圧感を与えないものとすることが必要であった。

当該事業では、事業投資を経済的なものとすることと併せ、景観への影響を極力軽減するため、排水機場建屋を最小限の補修にとどめて既設利用することとし、外壁の補修及び耐震補強を行うとともに、一部受電設備の建屋を新築することとした。なお、建屋の配色については、既に地域の景観の一部となっている既存施設の配色と同じとした。

(2) 具体的検討内容

事業の実施に伴い、整備した施設が、周辺景観から突出したイメージを与えることのないよう、背景色や地域全体の基調色を把握し、景観シミュレーションを用いた色彩検討を行い、現機場に隣接して新設する受電設備建屋については、近隣に群生する保安林（松林）の景観に溶け込ませるよう建物の高さを低く抑えることとした（**図-15.7**）。

写真-15.6 事業実施前の排水機場

図-15.7 景観シミュレーション

排水機場周辺は、海岸線に沿って砂丘がつながり、海水浴に訪れる来訪者から眺めた場合に砂丘の奥に松林を望むこととなる景観が阻害されることのないように配慮した（**写真-15.7**）。この他にも、橋、漁港、道路等周辺に幾つかの視点場を選定し、四季の変化に伴う眺望の移り変わりについても検討した。

写真-15.7 視点場（海水浴場）からの眺望（排水機場の建屋は砂丘台地に隠れ、避雷針のみが見える。）

15.4.2.2.2 排水機場の整備において周辺景観に配慮した事例（色彩、素材）

(1) 景観配慮の概要

本地区の排水機場の整備に当たっては、景観配慮を踏まえた外観の検討を行い木製ルーバーの採用等外装の木質化を行った。地域固有の種である思川桜の色を差し色として外観に活用するなど、地元に親しまれる施設となるよう配慮した整備がなされている。

(2) 具体的検討内容

排水機場の構造自体は、耐加重、耐火性の観点から木造化が困難であるため、木製ルーバー施工による外装の木質化を行い、凹凸感のある外観となるよう肌理（きめ）に配慮した。

写真-15.8 整備後の排水機場全景

写真-15.9 整備後の排水機場入口部

15.4.2.2.3 遊水池の整備において周辺景観に配慮した事例

(1) 景観配慮の概要

本地区では、市街地化、混住化が進んできている水田地帯に、新規遊水池を造成するに当たり、農家と非農家、農村に暮らす人々と都市に暮らす人々等の多様な交流と相互理解を深めることを目的として、景観に配慮した憩いの場の創設を構想した（図-15.8）。

遊水池の造成における景観配慮等の検討に当たっては、地域住民等を含めたワークショップを開催し、景観に特化せず、施設やその周辺地域の有効活用に関する意見等も含めて、広く地域住民の意向の把握を行った。その結果をもとに、遊水池を複数のブロックに分割ゾーニングし、そのブロックごとに整備方針を検討して各々に特色ある整備を実施した。

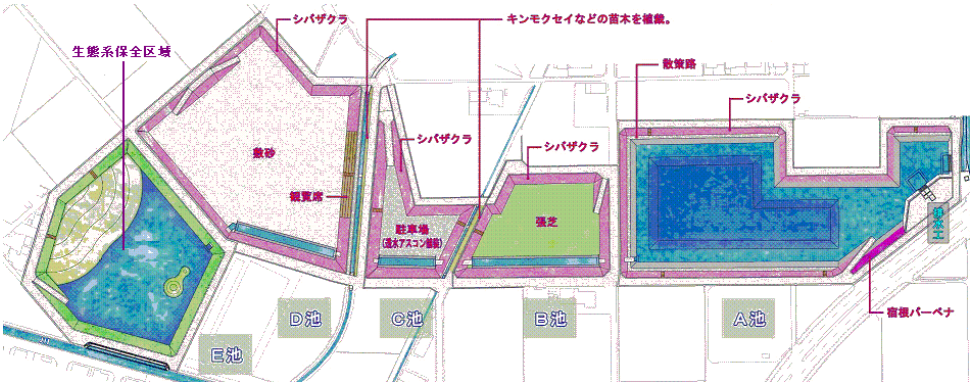


図-15.8 ブロック区分した整備方針検討図

(2) 具体的検討内容

市街地と近接している地域特性を踏まえ、遊水池及びその周辺の有効利用を念頭においた整備をテーマとして検討を行い、その上に、住民意向を反映させた景観配慮を付加していった。

ワークショップにおける主な意見は、“地域住民参加により遊水池法面に植栽を施す”、“遊水池の一部に生態系を保全するエリアを確保する”、“安全柵には自然素材の木柵を採用する”等であった。

これらを踏まえ、ゾーニングの一方では、遊水池周りを人為的に芝桜で修景・美化することにより景観の主役とし（**写真-15.10**）、もう一方では、遊水池に生態系保全区域を確保し（**写真-15.11**）、自然の緑や水面を景観の脇役とすることで対比調和型の景観配慮とした。また、これにより他の環境要素である生態系への配慮にも寄与している。

当遊水池の施設管理者は市町村でありながら、住民参加による整備や多様な交流の場としての利活用を通じて、地域住民による協働管理が行われており、また継続的な維持管理についても話し合われている。

写真-15.10 地域住民参加で行われた遊水池法面の芝桜の植栽

写真-15.11 生態系保全区域

15.4.2.2.4 デザインコードの検討事例

デザインコードの検討の参考とするため、排水機場の建屋を周辺の農村景観と調和したデザインとした事例を幾つか紹介する（**写真-15.12～15.14**）。

これらの地区では、排水機場の建屋を検討する際、現地調査等により周辺の景観構成要素や地域関係者の意向の把握等を行い、これらの結果を基に、周辺の集落に立ち並ぶ伝統的な民家と調和するよう地域固有のデザインコードを反映させ、シミュレーションを通じて、地域関係者の意向を踏まえた整備構想を策定した。

参考とするデザインは、伝統的家屋全体であったり、屋根の形状であったりと様々であるが、現代風にアレンジして整備することで、伝統の中にも斬新さがうかがえる施設としている。

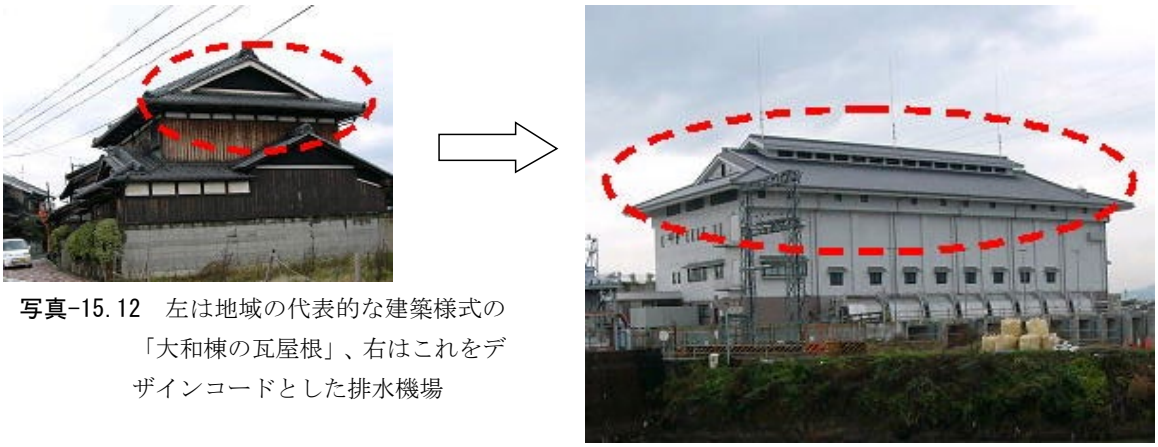


写真-15.12 左は地域の代表的な建築様式の「大和棟の瓦屋根」、右はこれをデザインコードとした排水機場

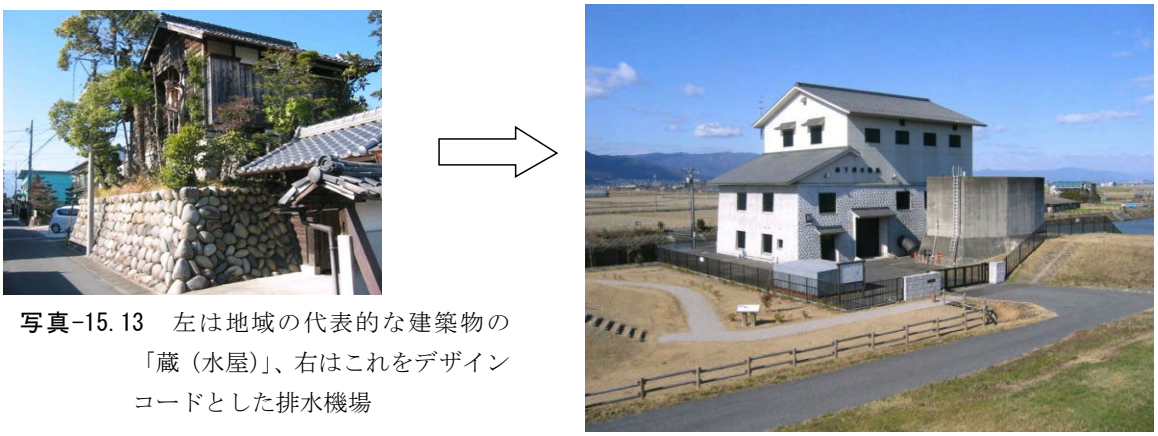


写真-15.13 左は地域の代表的な建築物の「蔵（水屋）」、右はこれをデザインコードとした排水機場

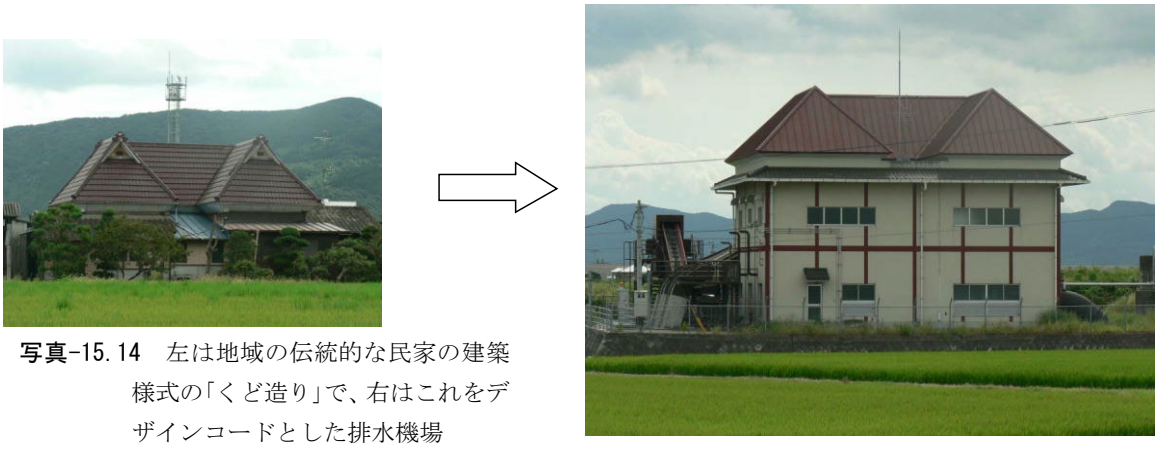


写真-15.14 左は地域の伝統的な民家の建築様式の「くど造り」で、右はこれをデザインコードとした排水機場

15.4.3 水質保全対策の事例

15.4.3.1 事例１

(1) 地区概要

本地区の排水先である湖は、周辺の開発などによって水質汚濁が進行し、淡水赤潮の発生が確認されるなど、富栄養化による問題が顕著になっていた。その後、この湖が湖沼水質保全特別措置法（昭和59年法律第61号。以下、「湖沼法」という。）の指定を受け、これに基づき県が水質保全計画を策定して、湖の水質改善に取り組んでいる。このため、本地区においても、農地から排出される負荷の削減を図るための対策を実施している。

(2) 水質改善目標等

本地区では、排水先の湖沼が湖沼法に基づく指定湖沼となっているため、当該湖沼の水質保全を主目的に位置づけている。具体的な水質目標は、湖に流入する排水路について、化学的酸素要求量（COD)、全窒素（T-N)、全リン（T-P）に関して定められている。また、指標としては、湖沼の汚濁物質が蓄積されやすいという性質から水質濃度ではなく、削減量として管理しやすい負荷物質の総量で定めている。

(3) 水質調査

本地区は、地区内の農地から排出される水質が下流の湖沼に与える影響を把握する観点から、調査地点、観測項目、観測頻度を以下のように設定している。

ア 水質調査地点

水質調査地点の選定としては、農地からの排水を集約して湖に注ぐ幹線排水路に対して水質保全対策を行うことが予め想定されたことと、改善目標の指標に対して負荷量の流入と流出の収支を求める必要があったことから、**表-15.5**及び**図-15.9**に示すとおり、水質保全対策対象地上流部（No.1）及び下流部（No.2）で調査を行っている。

イ 観測項目

観測項目としては、本地区の水質目標を踏まえ、流量、化学的酸素要求量（COD)、全窒素（T-N)、全リン(T-P)を測定するとともに、水素イオン濃度(pH)、生物化学的酸素要求量(BOD)等その他水質改善手法の選定に当たり参考となる項目も調査している。

ウ 観測頻度

本地区では、かんがい期のうち、例年多量の用水を使用しており、流出負荷量がピークになると考えられる時期を選定し、２回程度観測を行っている。また、水田営農が下流域の水質に影響を与えているかの判断や排出量の算定の基礎及び観測結果のばらつきを防ぐために、非かんがい期においても１回程度の観測を実施している。

表-15.5 本地区における水質調査

水質調査地点	観測項目	観測頻度
No.1 No.2	流量、化学的酸素要求量（COD)、全窒素(T-N)、全リン(T-P)、水素イオン濃度（pH)、生物化学的酸素要求量（BOD)	かんがい期　２回(ただし、負荷量のピーク時期) 非かんがい期　１回

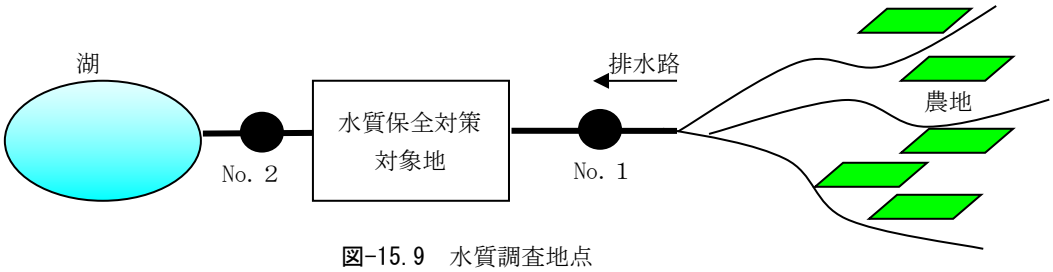


図-15.9 水質調査地点

(4) 水質保全対策

本地区では、農地からの排水を集約して湖に注ぐ幹線排水路の水質改善を図るため、水生植物を植栽した水質浄化池を設置（水生植物利用法）し、汚濁水を迂回、滞留させることにより水中の窒素、リンを植物に吸収させ、水質の改善を図っている（図-15.10）。

また、周辺の整備を一体的に行い、地域住民はもとより隣接する道の駅を訪れる人々に対して潤いあふれる親水空間を提供している。

図-15.10 水質保全対策対象地全景（イメージ）

なお、地域住民の憩いの場としての水質浄化池の役割に鑑み、水質保全対策の検討に当たっては農家だけではなく、非農家に対しても周知するよう努めた。

(5) モニタリング及び維持管理

水質保全対策の有効性の確認や維持管理の改善のために、本地区ではモニタリング調査を実施し、負荷量軽減の程度を確認している。

観測位置としては、予め想定されていた水質浄化池の上下流地点（No.1及びNo.2）において観測している。

また、観測項目は、調査段階と同様のものとし、観測頻度も時期による観測条件の相違が生じないよう、調査時に測定した回数と時期を合わせることにしている。

維持管理については、地域住民の意識が高まり、農家を含む地域住民（ボランティアグループ）と行政が共同で年４回程度、水質浄化池の草刈り等を実施している。

15.4.3.2 事例２

(1) 地区概要

本地区は、水質汚濁が問題となっている潟湖の上流に位置している。行政機関において都市下水道整備や潟湖の浚渫などの直接改善対策が実施されているが、本地区においても排水路の改修と併せて水質改善に取り組むこととし、同時に生態系の保全及び親水公園の形成を図ることとした地区である。

(2) 水質改善目標等

本地区では、生態系の保全及び親水空間の形成の観点から、具体的な水質改善目標として、潟湖に流下する排水路における、化学的酸素要求量（COD）を設定している。

(3) 水質調査

本地区は、地区内の農地から排出される排水の水質が下流の潟湖に与える影響を把握する観点から、調査地点、観測項目、観測頻度を以下のア～ウのとおり設定している。

また、調査結果を分析するため、学識経験者により構成される「環境整備連絡会」を設立し、水質予測モデルや浄化効果について検討している。

ア　水質調査地点

水質調査地点の選定としては、潟湖への流出負荷把握の観点から、潟湖へ流下する幹線排水路の最下流地点を中心に観測している。また、基本構想作成時には排水路の各合流地点においても観測し､水質変化を把握することによって汚濁原因等を分析できるよう考慮した(**表-15.6**)。

イ　観測項目

観測項目としては、本地区の水質目標を踏まえ、化学的酸素要求量（COD）を測定するとともに、水素イオン濃度（pH)、電気伝導度（EC)、溶存酸素量（DO)、浮遊物質量（SS）等その他水質改善手法の選定に当たり参考となる項目も調査している。

ウ　観測頻度

本地区では栄養塩類や有機物など、汚濁原因を把握するため月１回の頻度で観測を行っている。

また、基本構想策定時には、各支線排水路の汚濁状況をできるだけ的確に確認するため、調査地点数を増やして観測を実施している。

表-15.6　本地区における水質調査

水質調査地点	観測項目	観測頻度
幹線排水路最下流（潟湖直上流） （概査時及び着工後）	流量、水温、化学的酸素要求量（COD)、水素イオン濃度（pH)、浮遊物質量（SS)、溶存酸素量（DO)、電気伝導度（EC)、透視度、全窒素（T-N)、全リン（T-P）等	4月～12月まで　月１回
排水路の各合流地点（5地点） （基本構想策定時）	化学的酸素要求量（COD)、水素イオン濃度（pH)､浮遊物質量(SS)､溶存酸素量(DO)、電気伝導度(EC)､全窒素(T-N)､全リン(T-P)	3カ月（季節ごと）に1回

なお、本地区では、生態系への配慮の観点から、水質調査とは別に魚類の生息状況を把握するための調査を実施している。

(4) 水質保全対策

本地区においては、排水路整備において緩勾配型自然石付金網護岸工（**写真-15.15**）により接触面を増加させる（接触酸化法）とともに、多様な水生植物を水路底に植栽し（水生植物利用法）、水質改善とともにより潤いのある水辺環境の形成を図っている。

なお、水質保全対策及び維持管理手法の検討に当たり、農家を含む地域住民によるワークショップを開催している。ワークショップは合意形成を図るのみならず、地域の水環境や農業用排水施設に対する関心を醸成するのに大変有効である。

ワークショップの結果、本地区では地域条件や用地条件を考慮した上でゾーニングを行い、それらに応じて多様な構造を取り入れることとなった。

写真-15.15 緩勾配型自然石付金網護岸工設置状況

写真-15.16 地域住民による水生植物の植栽

(5) モニタリング及び維持管理

モニタリング調査の調査地点、観測項目及び観測頻度については、**表-15.6**の概査時及び着工後と同様である。この調査結果をもとに、地区における水質保全効果と今後の課題について、有識者を含む環境整備連絡会を設立し、検討を行っている。

また、維持管理については、ワークショップでの合意に基づき、集落に接した区間については地域住民自ら植栽（**写真-15.16**）等の管理を行うこととしている。

15.4.3.3 事例３

(1) 地区概要

本地区の排水先である湖は、近年、周辺の都市や農地からの排水が集中するために水質汚濁が顕著となっており、湖沼法の指定を受け、各分野で対策が図られている。そのため、農業排水についても､富栄養化の原因の一つと考えられる窒素やリンの削減に取り組む必要があることから、本地区では農業排水量を抑制するため、循環かんがいを導入し、湖への汚濁負荷の削減を図るとともに、地域の環境及び水資源の総合的な保全を目指した。

(2) 水質改善目標等

本地区における水質改善目標は、湖沼法に基づく湖沼水質保全計画に準拠するものとし、化学的酸素要求量（COD)、全窒素（T-N)、全リン（T-P）について設定されている。ただし、濃度による評価では、一般に高濃度化する循環かんがいにおいて有効ではないため、目標濃度と現状の濃度の差を汚濁負荷の削減量に換算し、目標としている。

(3) 水質調査

本地区では、下流の湖に与える負荷量を把握する観点から、調査地点、観測項目、観測頻度を以下のように設定している。

ア　水質調査地点

水質調査地点の選定については、湖への流出負荷把握の観点から、湖へ流下する幹線排水路の最下流地点を観測するとともに、比較対象として近隣の流入河川の水質を把握している。

イ　観測項目

観測項目としては、本地区の水質目標を踏まえ、化学的酸素要求量（COD)、全窒素（T-N)、全リン（T-P）としている。

ウ　観測頻度

本地区では､月１回の頻度で観測を行っている。なお､作期により負荷量が異なることから、１年を代かき期(４～５月)､普通期(６～９月)､非かんがい期(10月～３月)の３期間に区分し、それぞれのデータを平均して評価を行っている。

(4) 水質保全対策

本地区においては、達成すべき目標が既存のもので、かつ、その難易度も高いものであるため、基本構想段階から、以下に示す複数の対策を効果的に組み合わせて実施することとしている。

なお、これら水質保全対策の具体的な適用の検討に当たっては、学識経験者により構成される検討会を設立して、専門的見地からの意見を取り入れている（**図-15.11**）。

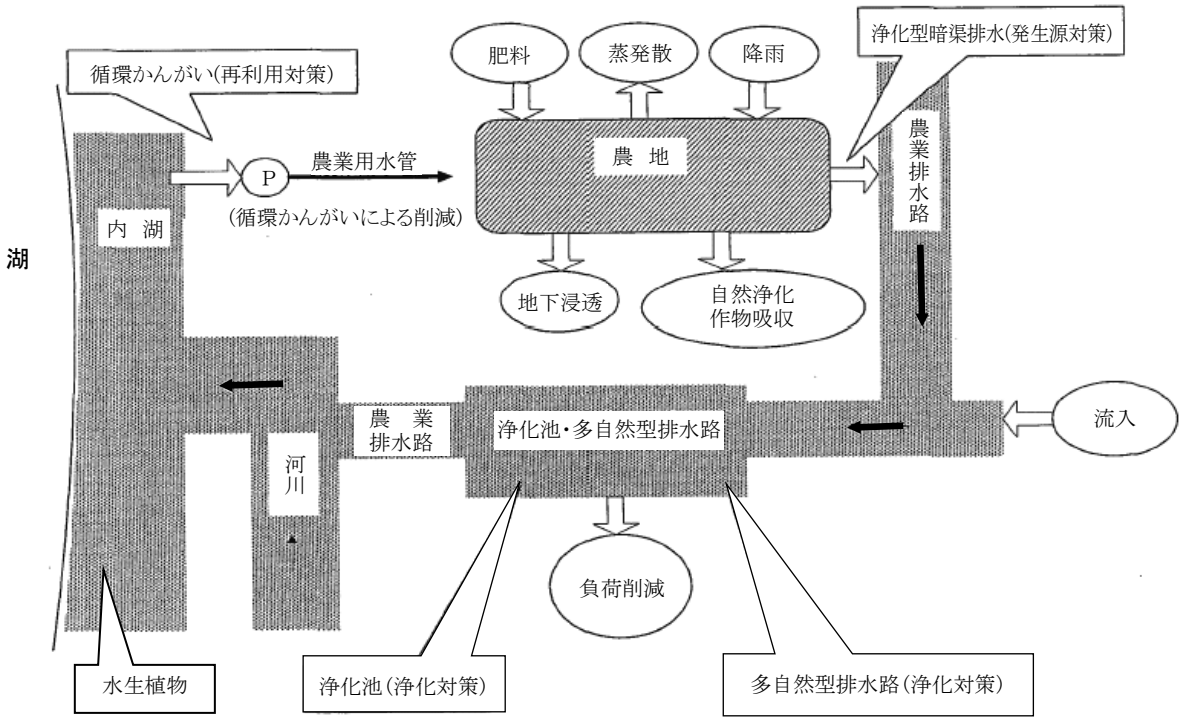


図-15.11 水質保全計画図

ア 循環かんがい

用排分離により流出した排水が湖へ流出する前に取水し、再度ポンプアップによりかんがいする。このことにより、湖への流出負荷削減が図られるとともに、水田による塩類の沈降、稲による吸収によって更なる水質改善を図る。

イ 浄化型暗渠排水

排水口を吸水管より上部に設けた構造とすることで、非湛水時においても、排水位を高く維持して土壌を還元的環境に保ち、土壌微生物による脱窒の促進を図る（**図-15.12**）。

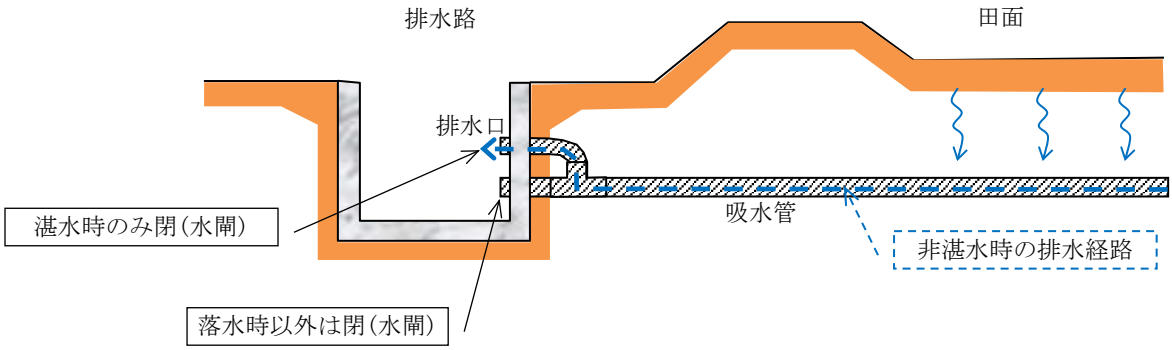


図-15.12 浄化型暗渠排水模式図

ウ　水生植物利用法

本地区では、排水や河川が湖に注ぐ直前で滞留する内湖から循環を行っているが、この内湖に生息する水生植物により、栄養塩類の吸収を図る。

エ　多自然型排水路（**写真-15.17**）及び浄化池の設置（**写真-15.18**）

排水路や浄化池に玉石積み護岸を採用し、接触面を多くして（接触酸化法）水質改善機能の向上を図る。

写真-15.17　多自然型排水路設置状況

写真-15.18　多自然型浄化池設置状況

(5) モニタリング及び維持管理

本地区では、採用した水質改善対策の負荷削減効果を検証するため、循環かんがいポンプによる循環水量、浄化型暗渠排水の活用面積、幹線排水路及び浄化池の土砂の処理量並びに植物の刈取搬出量から換算式を使用して汚濁負荷削減量を算出し、確認することとしている。

また、維持管理については、市町村、土地改良区及び地域住民が中心となって管理組織を形成し、各施設の維持管理についてそれぞれ管理方法及び維持管理費用を定め、そのうち管理方法については、日常的に実践して行うような作業を「日常管理」、年数回程度行うような作業を「定期管理」として位置付けている（**表-15.7**）。

作業の役割分担に当たっては、負荷削減目標は、地区全体で達成するものであり、施設が造成された集落のみが管理すればよいというものではないという認識を広めることに努めた。

表-15.7　維持管理の項目

浄化施設	日常管理	定期管理
浄化型 暗渠排水	－	管の点検、清掃
多自然型 排水路	漂流物やごみによる流路閉塞の有無を確認	堆積土砂の浚渫及び浚渫土の処理 水生植物の刈り取り
多自然型 浄化池	漂流物やごみによる流路閉塞の有無を確認	堆積土砂の浚渫及び浚渫土の処理 水生植物の刈り取り
循環かんがい 施設	ポンプ及び付帯施設の運転管理、安全点検 除塵設備の運転管理、塵芥の処理	ポンプ場の維持管理及び修繕

参考文献

1）農林水産省農村振興局計画部事業計画課：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（第１編～第３編），（社）農業土木学会（2004）

2）農林水産省農村振興局整備部設計課：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の技術指針，（公社）農業農村工学会（2015）

3）農林水産省農村振興局企画部事業計画課：農業農村整備事業における景観配慮の手引き，（社）農業土木学会（2007）

4）農林水産省農村振興局設計課：農業農村整備事業における景観配慮の技術指針（2025）

5）（社）農村環境整備センター：農村に適した水質改善手法（1995）

16. ハード対策とソフト対策を組み合わせた防災・減災対策

（基準、基準の運用第３章 3.5 関連）

令和３年３月に閣議決定された土地改良長期計画においては、頻発化・激甚化する災害に対応した排水施設整備・農業用ため池対策や流域治水の取組等による農業・農村の強靭化が掲げられている。

また、国土強靭化基本計画（令和５年７月 28 日 閣議決定）では、国土強靭化の推進方針として、「流域治水推進行動計画（令和３年７月）」に基づき、関係府省庁、地方公共団体等との緊密な連携・協力の下、上流・下流や本川・支川の流域全体を見据えた事前防災のためのハード・ソフト一体となった流域治水の取組を強化することが示されている。

本章では、防災・減災活動等のソフト対策や流域治水対策の推進を図る際に参考となる、業務継続計画（BCP）、農地・農業水利施設を活用した流域治水の概要及び事例を紹介する。

16.1 業務継続計画（BCP：Business Continuity Plan）[1)]

16.1.1 背景

BCPは通常業務の遂行が困難になる事態が発生した際に、業務の継続や復旧を速やかに遂行するために策定される計画であり、平成13年の米国WTCでのテロ以来、企業存続をかけた危機管理対策として重要な位置を占めており、自然災害発生時に実際に役に立った例が報告されている。

近年、高い確率で発生が予想されている南海トラフ地震や首都直下型地震といった巨大地震や集中豪雨の増加等を始めとして、日本全国どこにおいても大規模災害が発生する可能性があり、土地改良施設が被災してその機能を果たせなくなった場合には、営農に支障を与えるだけでなく、地域住民の生命及び財産ひいては地域社会全体にかかわる重大な事態が生じるおそれがある。

このため、被災後、施設管理者が業務を継続、あるいは早期に再開することにより、農業生産や周辺地域への影響が軽減できるよう、初動体制の強化等を内容とする土地改良施設管理者の業務継続計画（BCP）の策定を推進することが重要である。

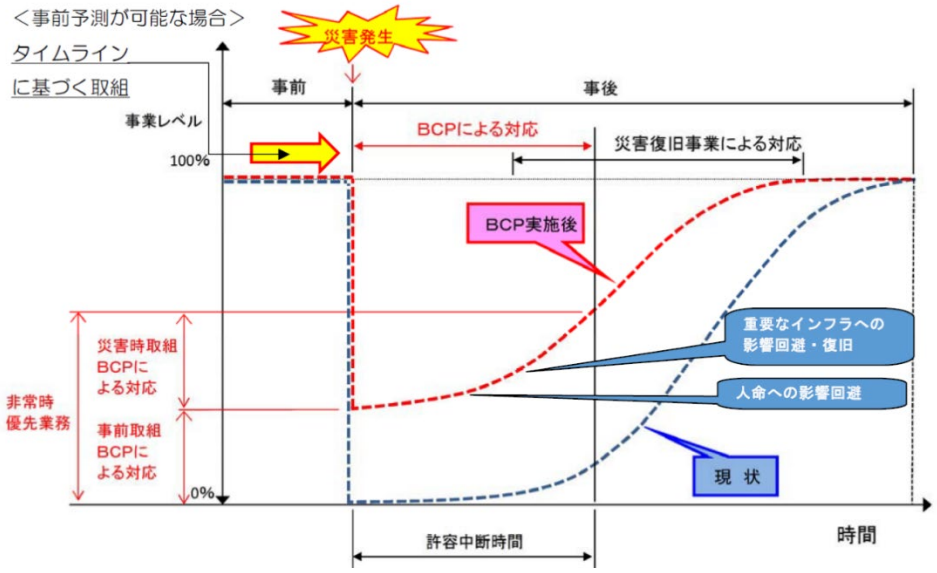


図-16.1　土地改良施設管理者のためのＢＣＰの概念図

16.1.2　BCP の特徴

BCPは、業務内容に基づき、現実的な作業目標を整理し、業務継続に必要な具体策の検討を始めることが肝要であり、それら具体策の検討及び検証を進めることで業務継続を現実的なものとすることができる。また、従来の防災計画とは異なり以下の特徴がある。

(1) 業務に著しいダメージを与えかねない重大災害を想定して計画を策定する。

(2) 被災を前提として災害発生後に活用できる資源（ヒト、モノ、カネ、情報、ライフライン等）に制限があると認識し、継続すべき優先業務を絞り込み対応手順を計画する。

(3) 各重要業務の担当ごとに、どのような被害が生じるとその優先業務の継続が危うくなるのか抽出して検討を進める。

(4) 優先業務の継続に不可欠で、再調達や復旧に時間や手間がかかり、復旧の制限となりかねない重要な要素を洗い出し、重点的に対処する。

(5) 重要業務の目標時間を設定し、その調達に向けて事前準備する。

(6) 指揮命令系統の維持、情報の発信及び共有、災害時の判断の重要性等危機管理や緊急時対応の要素を含んでいる。

(7) 訓練等の取り組みを通して対応力の向上を図るため定期的に計画書の内容の見直しを行う。

また、BCPを作成する土地改良区等の管理者の管理体制は大小さまざまであり、地区特有の条件も多岐にわたる。マニュアルや様式は管理者が業務を継続させるための方向性を示すものであり、項目や体裁等は地区の実情に応じて変更することが可能である。なお、BCPを策定するに当たり、既存の防災計画等において災害発生の対応を設定している場合、重複する内容の検討を省略することも可能である。

16.1.3　土地改良施設管理者のための BCP 策定

土地改良施設管理者のためのBCPは豪雨及び地震が発生した場合、活用できる資源が制限された状況で施設に関する被害の拡大を防ぎ、施設の機能回復のために優先すべき業務を特定し、業務継

続に必要な措置を講ずることで適切な業務執行を行うことを目的として整備する。一方で、BCPを作成する土地改良区等の管理者の管理体制は大小さまざまであり、地区特有の条件も多岐にわたる。まずは簡易にBCPを策定した上で、訓練及び点検により継続的に改善し定着していくことを目指し、その後、できる限り早期にBCPを作成し、災害に対応し得る体制の整備を図ることが望ましい。なお、既に類似の体制が整備又は定着している場合には、その体制を活用し、策定を進めることも有効である。

平成28年３月に発行された「土地改良施設管理者のための業務継続計画（BCP）策定マニュアル」は土地改良施設の管理者が自らBCPを作成できるようにまとめられており、本マニュアルを参考に、地域の実情や復旧に必要な資源等を考慮しながらBCPを策定する。

図-16.2　BCP の PDCA サイクル

16.1.4　BCP の活用

BCP は、可能な範囲で早期に作成し、継続的にレベルアップさせていく必要がある。計画を策定（Plan）した後、事前対策や訓練等による行動手順の実施（Do）を行うとともに、訓練の結果分析や、人事異動、設備変更、委託先変更等による体制の変更等災害発生後の行動に影響する内容の洗い出し、問題点の把握（Check）、必要に応じて各計画を改善する（Act）からなる「PDCA サイクル」を回すことで、BCP の最新性を保つとともに、内容を向上させていくことが重要である。

また、併せて役職員の意識を共有、向上させて BCP を定着させるとともに、想定外の状況下においても柔軟に対処する力を高めることも重要となる。

16.2　農地・農業水利施設を活用した流域治水

16.2.1　概要

流域治水とは、河川等の管理者が主体となって行う治水対策に加え、集水域と河川区域のみならず、氾濫域も含めて一つの流域として捉え、その流域のあらゆる関係者が協働して、流域全体で水害を軽減させる取組である。

農地・農業水利施設を活用した流域治水の取組としては、それらの有する国土保全機能をいかして、

・農業用ダムの活用（事前放流等）
・水田の活用（「田んぼダム」）
・農業用ため池の活用（事前放流、洪水吐きスリットの設置等）
・排水施設等の活用（ポンプ増設、降雨前の排水操作等）

などが実施されている。

16.2.2　流域治水プロジェクト

各水系においては、河川整備等に加え、雨水貯留浸透施設の整備、土地利用規制のほか、農地・農業水利施設を活用した取組も含め、あらゆる関係者が協働し、重点的に実施する治水対策の全体像として「流域治水プロジェクト」の策定が進められている（一級水系は全て策定済）。

また、近年の気候変動の影響により、産業革命以前と比べて世界の平均地上気温を２℃に抑える

シナリオ（パリ協定が目標としているもの）でも、20 世紀末と比べて 2040 年頃には、全国の一級水系で治水計画の対象とする降雨量の変化倍率が約 1.1 倍、治水計画の目標とする規模の洪水の流量の平均値は約 1.2 倍になり、洪水の発生頻度の平均値は約２倍になると試算[2)]されることを踏まえ、流域治水の取組を更に加速化・深化させるべく、一級水系において「流域治水プロジェクト 2.0」への更新が行われている。

令和６年３月末時点で、全国 109 の一級水系における 119 の流域治水プロジェクトのうち 107 プロジェクトにおいて、農業用ダムの事前放流、「田んぼダム」の取組、農業用ため池、排水施設等の活用など、農地・農業水利施設を活用した流域治水の取組が進められている。

なお、土地改良事業計画の策定に当たっては、各水系における流域治水の取組状況にも留意する必要がある。

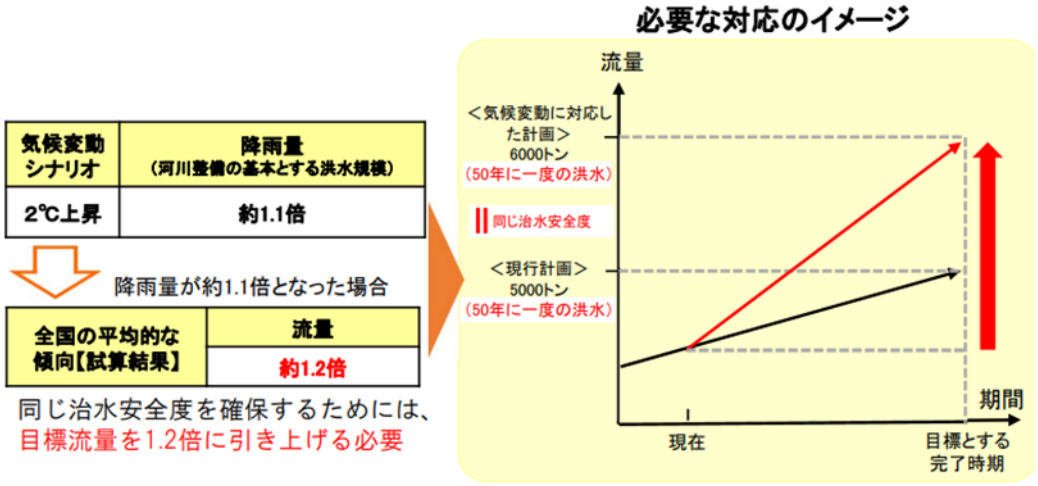


図-16.3　気候変動の影響を考慮した必要な対応のイメージ[3)]

16.2.3　農業用ダムの活用

ダムによる洪水調節は、下流の全川にわたって水位を低下させ、堤防の決壊リスクを低減するとともに、内水被害や支川のバックウォーターの影響を軽減するものであり、有効な治水対策として位置付けられる。

現在全国で稼働しているダムは、治水ダム、利水ダム等を含めて約180億m^3の有効貯水容量を有するが、洪水調節のための貯水容量は約54億m^3にとどまっている。

このような中、近年、水害は激甚化・頻発化してきており、治水対策の緊要性、ダム整備の地理的な制約等を勘案すると、緊急時においては、既存ダムの有効貯水容量を洪水調節に最大限活用することが必要である。このため、令和元年に「既存ダムの洪水調節機能の強化に向けた基本方針」が定められ、農業用ダムについても、令和２年から事前放流等の洪水調節機能強化の取組を行っている。

事前放流の実施に当たっては、河川管理者、ダム管理者、関係利水者間で水系ごとに締結した「治水協定」に基づき実施することとし、協定に定めのない事項又は疑義の生じた事項については、河川管理者、ダム管理者、関係利水者間で十分に協議することが重要である。

なお、農業用ダムの洪水調節機能の強化に当たっては、農業用ダムの特性や、対象となる個々のダムの構造や規模、放流設備、管理体制、関係土地改良区への影響等の水利用の状況等を考慮した上で、ダムの安全性を確保しつつ、効果的に取り組むことが重要である。また、洪水調節機能の強

化による水不足が生じないよう、水系内で弾力的に水の融通を行うなど、水系内全体で利水の総合的な運用を調整しながら取り組むことも重要である。

(1) 事前放流の取組事例

Hダムは、昭和 27 年度から昭和 37 年度まで実施された国営事業によって建設された農業用ダムであり、O市ほか４市１町に農業用水を、O市に水道用水を供給している。

Hダムでは、令和２年に洪水調節機能強化の基本的な方針や事前放流の実施方針等を定めた「Y川水系治水協定」を締結し、洪水調節機能強化に取り組むこととしている。令和３年７月１日からの大雨では、事前放流と利水空き容量の活用により、約 210 万 m^3 の洪水調節容量を確保した（図-16.4）。

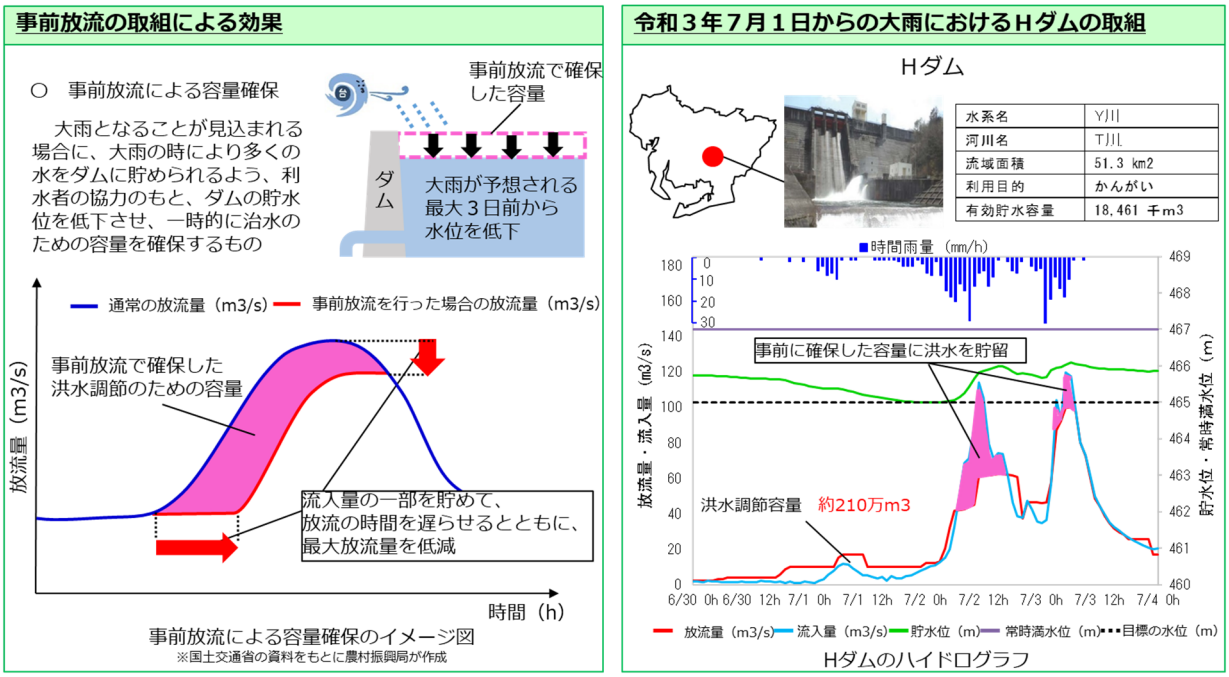


図-16.4　事前放流の取組事例（Hダム）

16.2.4　水田の活用（「田んぼダム」）[4)]

「田んぼダム」とは、「田んぼダム」を実施する地域やその下流域の湛水被害リスクを低減するための取組であり、水田の落水口に流出量を抑制するための堰板や小さな穴の開いた調整板などの器具を取り付けることで、水田に降った雨水を、時間をかけてゆっくりと排水し、水路や河川の水位の上昇を抑えることで、溢れる水の量や範囲を抑制することができる（図-16.5）。

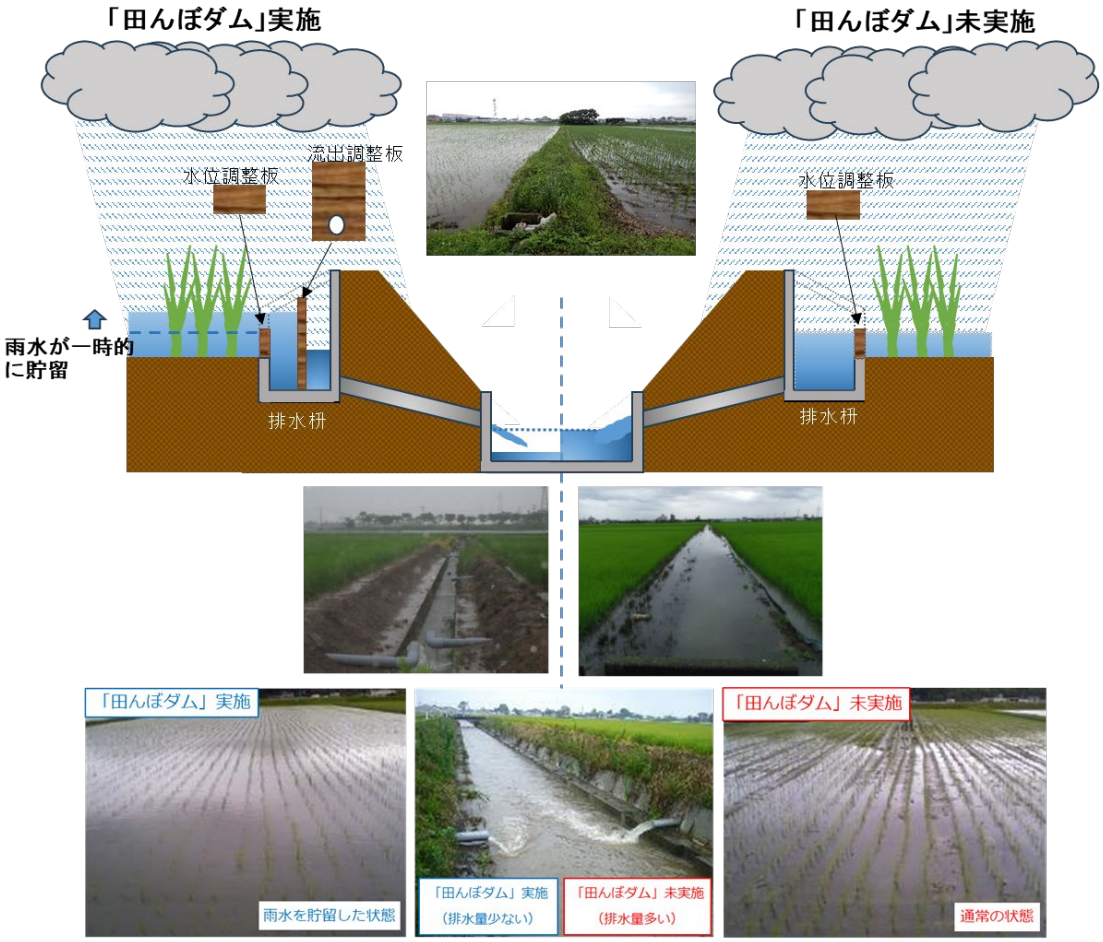


図-16.5　「田んぼダム」を実施している水田の排水イメージ

「田んぼダム」という言葉は、分かりやすく、興味を喚起する言葉である一方で誤解を受けることもあり、「田んぼダム」において誤解をされやすい以下の３つのポイントについて、関係者間で共通の理解を図った上で、地域一体となって取組を進めることが重要である。

①「取組」であり、「施設」ではない

「田んぼダム」は、水田の落水口に調整板などを設置する「取組」であり、ダムや遊水地のような「施設」ではない。

② 水田に降った雨を貯留する取組

「田んぼダム」は、水田に降った雨を一時的に貯留する取組であり、排水路や河川から水田に水を引き入れるものではない。

③ 作物の生産に影響を与えない範囲で行う取組

「田んぼダム」は、作物の生産に影響を与えない範囲で、農業者の協力を得て実施する取組。また、農作業への影響や取組の労力を最小限にするための工夫が欠かせないもの。

これらを踏まえつつ、「田んぼダム」の取組を始める際には、「田んぼダム」の効果、農作物の収量や品質への影響、取組に必要な労力などの情報を農業者、地域住民、行政機関、土地改良区等の農業関係機関、防災関係機関等の全ての関係者で共有することが重要であり、その上で、関係者間で相談・協議を重ね、取組の内容や実施体制を整えるといった過程を経ることにより、関係者相互の理解を深め、繋がりを強め、地域全体の協働による継続的な取組を実現することができる。

(1) 取組状況

「田んぼダム」の取組は、平成14 年（2002年）にＮ県の旧Ｋ村で下流域の集落から上流域の集落に呼びかけることで始まり、その取組は年々増加してきている。**図-16.6**に示すとおり、「田んぼダム」は、令和５年度時点で37道県、約8.7万haで取組が行われている。

水災害に繋がるような豪雨は、いつ発生するかわからないため、地域が「田んぼダム」の恩恵を得るためには、地域で農業が持続的に営まれ、農地が健全に保全され、「田んぼダム」の取組が継続して行われる必要がある。「田んぼダム」を通じて地域の農業や防災・減災への理解が深まり、地域住民や様々な関係者間の繋がりが強化されることで、地域の持続性と協働力の向上が期待される。

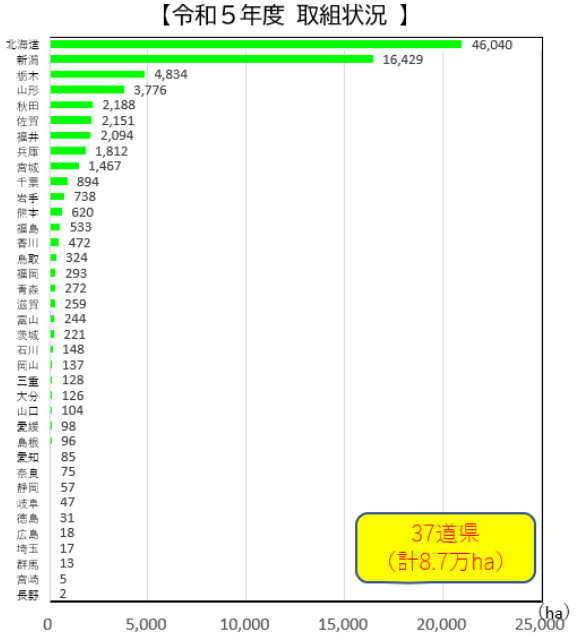


図-16.6 「田んぼダム」の取組状況

(2) 田んぼダムの取組事例

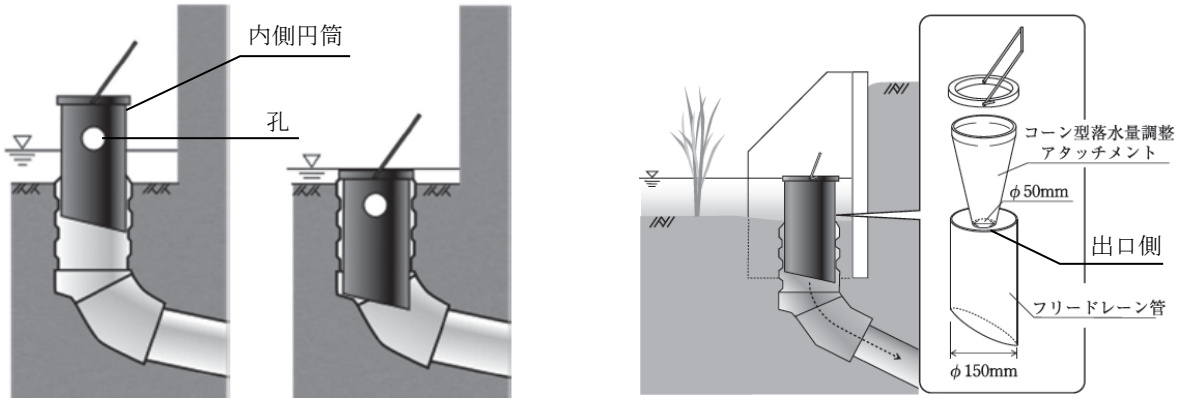
①共感の波紋が「田んぼダム」の原動力（H道Ｉ市）

「田んぼダム」の効果という観点から考えると、標高の高い上流側の水田で雨水を貯留するのが効果的だが、本地区では被害を受けやすい、標高が低い下流側の農業者が上流域への気持ちと他流域への思いやりの気持ちを持って「田んぼダム」の取組を実践され、そのことが上流側にも共感の波紋として広がることで拡大し、地域全体の活動として「田んぼダム」に取り組むことになった。

②「仕掛け」と「仕組み」で高い実施率を実現（Ｎ県M市）

M市での田んぼダム事業は、市独自の水位調整管（フリードレーン方式）を採用しているが、初期モデルは、二重構造の内側円筒の側面にある孔で排出量を抑制するものであり、内側円筒の上げ下げによる調整が必要であるため、農家の作業負担が大きいものであった(**図-16.7**(左))。このため、M市はＮ大学と協働で調整管の開発を行った。改良モデルは、アタッチメントの出口側を絞っておくことで排出量を抑制するもの（**図-16.7**（右））で、設置後は人的に操作することなく排出量の抑制が可能となり、安定した効果が発揮できる「仕掛け」を行った。また、農家の負担も軽減した。

また、M市では、多面的機機能支払交付金を活用とM市の委託事業の２つで「田んぼダム」の取組を行う農家へのインセンティブを付与する「仕組み」としている。



（左）初期モデル　　（右）改良モデル

図-16.7　水位調整管（フリードレーン方式）

16.2.5　農業用ため池の活用 [5)]

農業用ため池は、降雨を貯留し農地に用水を供給する本来の機能のほかに、多面的機能の一つとして、降雨を貯留し下流の農地や農業施設等への被害を軽減する洪水調節機能を有している。農業用ため池の本来機能である「かんがい機能」を損なわないことを前提として、洪水調節機能を最大限に活用し、農村地域の防災・減災力を強化する取組について、概要及び事例を紹介する。

(1) 対策の概要

農業用ため池の洪水調節機能を強化する対策の基本は、降雨前に農業用ため池に空き容量（流入する洪水を貯留する容量）を確保することである。空き容量を確保する手法には様々なものがあるが、ここでは施設の改修を伴わないソフト対策と施設の簡易な改修により実施可能なハード対策を示す。

ア　降雨前の事前放流による低水位管理

豪雨の発生が予測される際、降雨予測等を基に農業用ため池の貯留水を事前に放流し、空き容量を確保する手法である。かんがい機能に支障を来さないよう、貯留状況と降雨予測との一体的な管理が必要であり、降雨時に作業を行う場合は、安全面への配慮も必要となる。

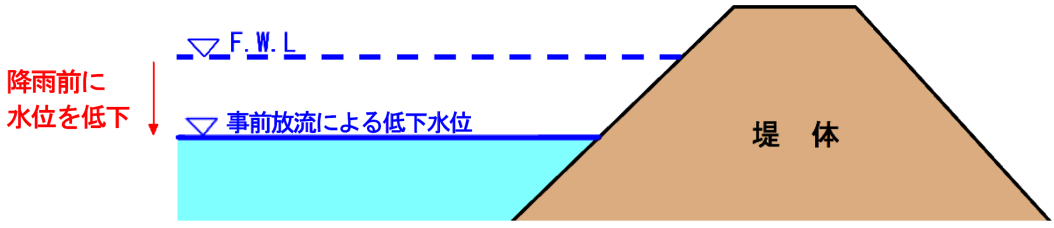


図-16.8　事前放流イメージ図

イ　洪水吐きスリット（切り欠き）の設置

低水位管理を効率的に行う手法として、斜樋等の取水施設の利用、放流管の設置のほかに、洪水吐きスリットの設置がある。洪水吐きの一部にスリットを設けることにより、常時水位をスリット底まで低下させ、空き容量を確保するもので、手間をかけずに低水位を保つことができる。また、降雨時には、スリットからの放流による空き容量の維持及び回復の効果がある。

堤体や取水施設の改修を必要とせず、基本的に洪水吐きのクレスト部の切開により設置が可能である。スリットに角落としを設置する場合は、その取扱に伴う管理体制を構築する必要がある。

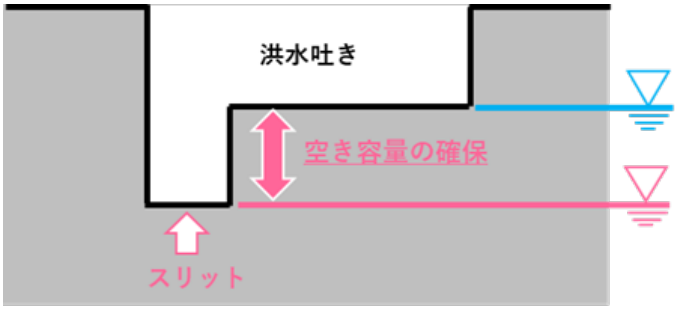


図-16.9　洪水吐きスリットイメージ図

(2) 対策に当たっての留意点

ア　豪雨時に越流水深が大きくなる農業用ため池においては、一時的な貯留量（貯留効果）が大きくなる一方で、堤体の状態によっては被災リスクが高くなることも考えられる。堤体の余裕高不足の解消、洪水吐きの放流能力の確保等抜本的なハード対策も視野に入れながら、各地域条件に適した対策を検討していくことが重要である。

イ　取組を実施するに当たっては、農業用ため池の堤体や洪水吐き等に異常が無いかを日常管理により把握し、異常が確認された場合は、適切に対処しておくことが重要となる。日常管理の詳細については、ため池管理マニュアル[6)]を参照することとする。

ウ　治水部局から協力や連携を求められた場合には、農業用ため池の本来の機能であるかんがい機能に支障を来すことがないよう十分吟味するとともに、災害発生時の責任の所在等について明確にしておく必要がある。

(3) 事前放流による低水位管理の取組事例

Ｈ県のＡ島は農業用ため池が密集しており、過去の災害時には多くの農業用ため池が決壊し、下流で大きな被害が発生した。また、近年、局地的な集中豪雨等により浸水被害が多発している。

このような中、Ｈ県では、農業用ため池の洪水調節機能を最大限発揮させる取組を平成 27 年度から本格的に展開し、効果を発揮している。以下、施設整備及び普及啓発の概要並びに取組の効果を示す。

ア　事前放流施設の整備

管理者が事前放流に取り組みやすい構造（ため池栓の開栓（**図-16.10**）や洪水吐きの切り欠きに設けた放流ゲートの操作（**図-16.11**）により、低水位管理が可能な構造）とするため、以下のような施設の整備を推進した。

①　ため池改修事業と併せた整備

②　治水効果の高い農業用ため池での単独整備

③　災害復旧と併せた整備

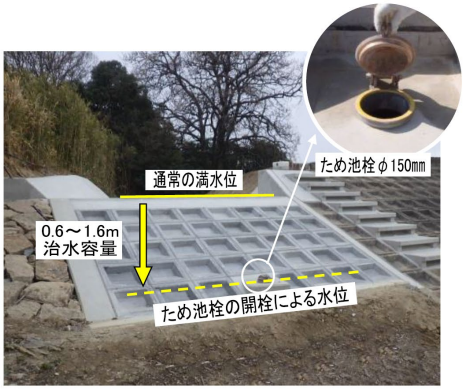


図-16.10　ため池栓の設置

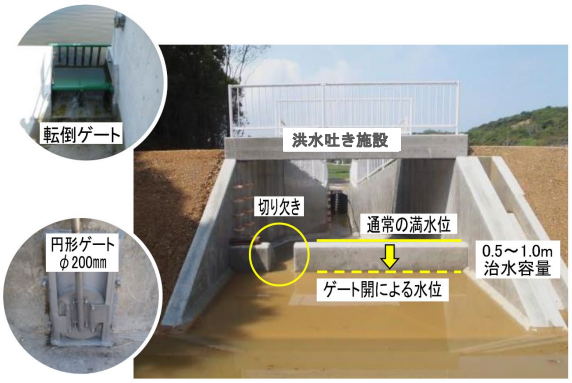


図-16.11　洪水吐き放流ゲート等の設置

イ　事前放流に当たっての対応

（ア）管理者への呼びかけ

台風前に関係市の CATV、防災無線、電話等により、管理者へ事前放流について周知及び依頼。

（イ）「ため池管理者防災ネット」によるメール配信

登録している管理者（令和６年 11 月末時点の登録者数は 280 人）の携帯電話へ、台風前の事前放流依頼、通過後の施設点検、その他管理情報等をメールで配信。

（ウ）かいぼりの復活

かいぼり（池干し）を復活し、９月以降の落水を拡大するとともに貯水量の増加、施設点検、豊かな海づくり等を促進。

ウ　事前放流の普及啓発

管理者の適正管理に向けた講習会において、事前放流の意義や効果について啓発。

エ　取組の効果

平成 28 年９月の台風 16 号では、最大時間雨量 95㎜（Ｓ観測所観測史上第２位）を記録する豪雨が発生した。Ｓ川流域では、農業用ため池の事前放流等を実施し、農業用ため池 165 か所で降雨を貯留したことにより、Ｓ川のピーク流量を４％カットし、Ｋ地点での 11cm の水位低下に貢献したと推測される。

16.2.6　排水施設等の活用

農業用の用排水路、排水機場、排水樋門等を整備することにより、農地のみならず市街地や集落の湛水防止・軽減も図られることから、これらの施設整備を進めるほか、豪雨が予想される際に、事前に水路内の水を排水し、水位を低下させることにより水路の貯留機能を活用する取組等が行われている。

なお、排水地区に非農用地が多く含まれる地区等にあっては、平常時並びに洪水時等の運転管理及びその対応や措置、管理費用の負担に関する事項等について関係自治体等と協議するとともに、積極的に広報活動を行い、地域全体の排水に関する住民の理解を深め、協力体制を確立させておく必要がある。

図-16.12　排水機場と周辺の市街地

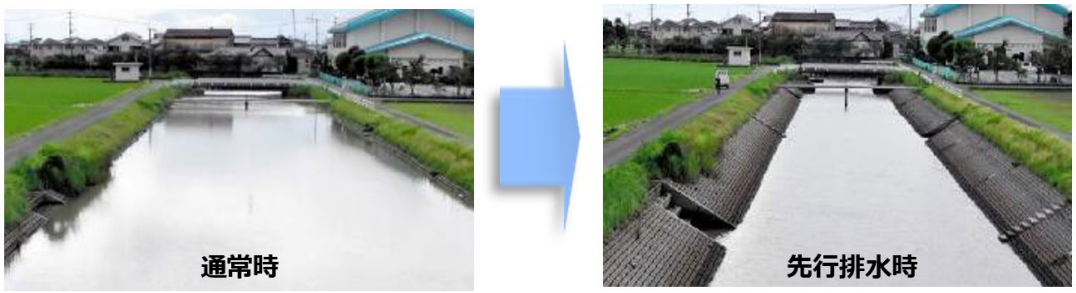


図-16.13　クリーク先行排水による空き容量確保の事例

参考文献

1）農村振興局整備部防災課災害対策室：土地改良施設管理者のための業務継続計画（BCP）策定マニュアル、pp.1～5(2016)

2）気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会：「気候変動を踏まえた治水計画のあり方」提言（令和３年４月改訂)、https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/chisui_kentoukai/

3）国土交通省水管理・国土保全局：公表資料『流域治水プロジェクト 2.0』を策定します（令和５年８月 22 日)、https://www.mlit.go.jp/report/press/mizukokudo05_hh_000179.html

4）農村振興局整備部：「田んぼダム」の手引き（2022）

5）農村振興局整備部防災課：ため池の洪水調節機能強化対策の手引き（2018）

6）農村振興局整備部防災課：ため池管理マニュアル（2015）

17. 排水に関する新たな技術及び研究の紹介

（基準、基準の運用第３章 3.5 関連）

近年の情報処理技術及び情報通信技術の発展は目覚ましく、排水に係る施設においてもこれらの技術が活用されている。また、排水に関する近年の研究として、低平農業地域の氾濫現象を高精度で解析するための「内水氾濫解析モデル」、実測では得られない長期間及び多数の降雨データを得るための「豪雨の内部波形の模擬発生法」がある。

本章では、計画作成時の参考とされたく、これらの技術及び研究の概要及び事例を紹介する。

17.1 排水機場への遠方操作システムの導入

17.1.1 背景

Ｉ県Ｋ土地改良区は、Ｋ市北部から西南部に位置し、沿岸方向に緩傾斜する低平地にある。Ｋ土地改良区管内の全域はほぼ水田として利用されており、現在の農地面積は1,935ha で合計23の排水機場を活用した排水及び用水供給が行われている。一方、平成10年９月の豪雨では、受益地の多くが50cm 以上湛水するなど、これまで度々湛水被害に悩まされてきた地域である。

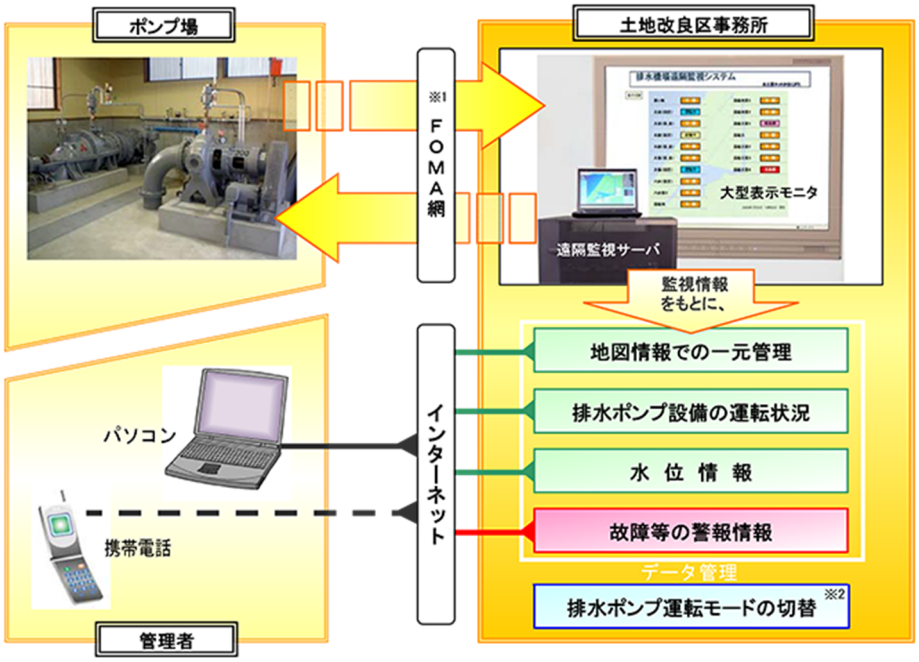
17.1.2 遠方操作システムの導入

過去の被害を踏まえ、同土地改良区では、排水ポンプ設備の合理的な管理を行う目的で、平成16年４月から20の排水機場に、状態監視、情報収集等を目的とした遠方監視システムを導入し運用を進めている。

パソコン、スマートフォン、携帯電話等インターネットに接続した機器を利用することで、排水機場内の機器の運転状況、故障等の警戒情報、内水位、外水位等の情報を関係者全員で共有し、豪雨状況に迅速に対応できるよう体制を整えている。

また、本土地改良区では、台風接近に伴う豪雨災害への対応として、「事前行動計画」を策定しており、排水路の水位やポンプの稼働状況の確認等について、台風接近の24時間前、12時間前及び６時間前のタイムラインに沿った対応事項、実施者及び実施場所を規定している。

このように、ハード対策とソフト対策を併せて充実させることによって、大雨に対する予備排水等の事前準備及び対応が行えるようになり、浸水被害の軽減が期待されている。



※１　NTT Docomo パケット通信サービス

※２　権限を与えられた者のみ、遠方での運転モード切替を行う。

図-17.1　システム構成図

図-17.2　左：Web 監視現況（全体）、右：Web 監視現況（詳細）

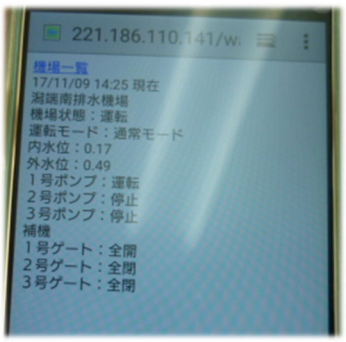


写真-17.1　スマートフォンによる情報の確認状況

17.2 ため池防災支援システム

17.2.1 背景

東日本大震災等の大地震、九州北部豪雨や平成30年７月豪雨等の豪雨災害では、ため池が各地で決壊し下流域で人災を始め二次被害が発生した。従来、ため池の決壊を予測したり、その危険情報を伝達したりする手段はなかったが、現在ではこのような被害を防ぐ目的でため池の決壊をリアルタイムに予測し、予測情報を迅速に関係者に伝達・共有する「ため池防災支援システム」が開発されている。

17.2.2 システムの概要

ため池防災支援システムは、豪雨及び地震時のため池決壊と下流被害の危険度を予測するとともに、被災状況をため池管理者から自治体、農林水産省等のため池関係者間で情報共有する災害情報システムである。地震時の場合には地震情報を受信してから30分以内、豪雨時の場合には現在時刻から６時間後までのため池の決壊危険度を予測し、インターネットで予測結果を地図に表示する。

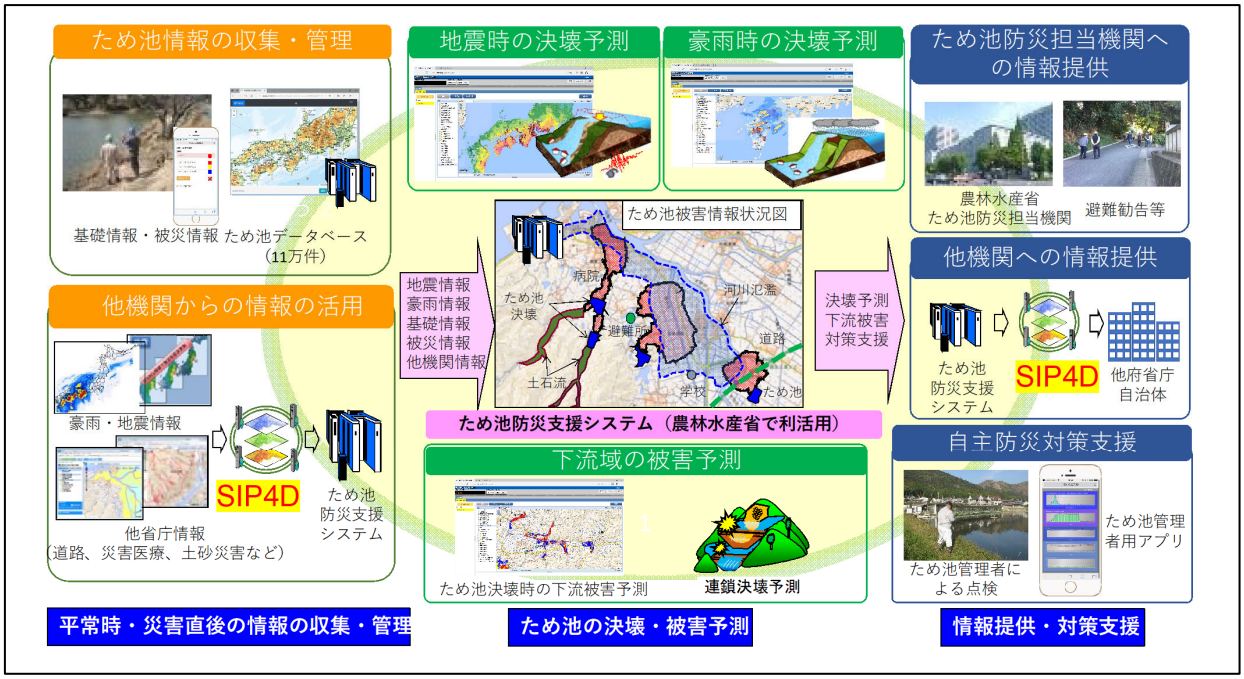


図-17.3 ため池防災支援システムの概念図

国や自治体はこの情報を基に、ため池周辺の住民の避難対策及び決壊防止のための緊急対策の検討が可能である。また、スマートフォンやタブレット等の端末を用いて、ため池管理者が現地で被災状況を入力したり、被災写真をアップロードすることで、国、自治体等の関係機関の間でため池決壊の有無や被災状況を即座に情報共有することも可能となる。

本システムの普及により、早期避難に必要な情報を提供することで人的被害を防止するとともに、災害情報を全国の防災機関と共有することで迅速な災害支援体制の確立が期待されている。

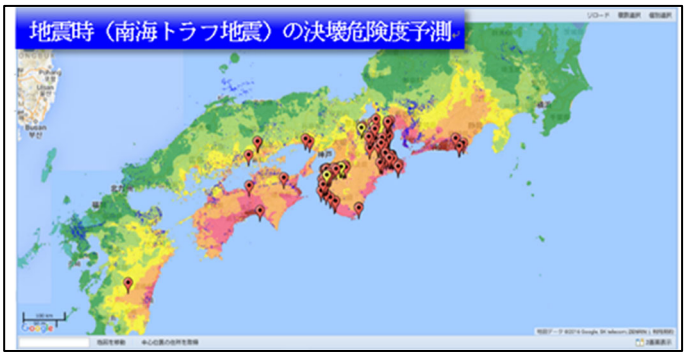


図-17.4　南海トラフ地震を想定したため池の決壊危険度予測図

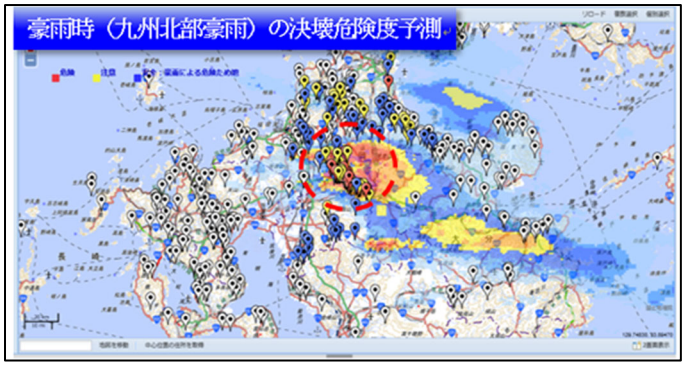


図-17.5　平成29年7月九州北部豪雨における決壊危険度予測図

地震時には地震情報を受信してから30分以内、豪雨時には現在時刻から６時間後までのため池の決壊危険度をリアルタイムで予測して、赤、黄及び青の三色で地図上に表示する。予測結果はインターネットを通じて、国や自治体等の防災担当者が閲覧可能。

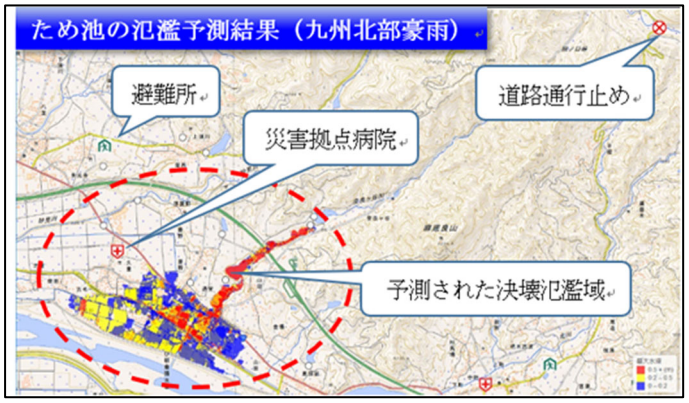


図-17.6　九州北部豪雨におけるため池の氾濫予測結果図

ため池が決壊した場合の氾濫域を算定し、地図上に表示する。防災担当者はこれらの情報を基に、ため池周辺の住民の避難対策や決壊防止のための緊急点検を行うことが可能。

17.3 新たな内水氾濫解析モデルの開発

17.3.1 背景

内水氾濫現象を扱うモデルの多くは都市域を対象に開発されているが、こうしたモデルは水田を主体とする低平農業地域の氾濫現象の解析には不向きである。都市域の氾濫水は下水道や道路を通じて系外へと排出されるのに対し、下水道が整備されていない低平農業地帯では、氾濫原を構成する農地や農地転用によって開発された市街地からの流出水は末端排水路から支線・幹線排水路に流入し、系外へと排出される。また、都市域では、一般に道路敷高が建造物の敷高よりも低く、宅地等に降下した地表面の雨水は下水道や排水路に流入する前に近接する道路に集まり、これに沿って流れるが、農業地帯では、道路の敷高は農地面より高い位置にあるため、道路沿いの流れは発生しない。

こうした流出・氾濫現象の違いに着目して開発されたのが「内水氾濫解析モデル」である。本モデルは、低平農業地帯を対象に、土地利用属性の違いによる流出特性に着目するとともに、氾濫水の挙動を簡便かつ忠実に再現することで、浸水箇所及び浸水継続時間を推定するものである。 なお、河川の越水、溢水等の位置及び解析範囲内への流入量が推定できる場合については、外水氾濫にも対応できる。

17.3.2 モデルの全体構成

解析モデルは、①各土地利用地目からの流出量を計算する「流出入量算定モジュール」、②排水路・河川の流れを計算する「一次元不定流モジュール」及び③氾濫水の平面的な伝播を計算する「氾濫流モジュール」で構成される（**図-17.7**）。①では各土地利用地目からの流出特性と排水路水位を考慮して、セルー排水路間の流出入量を計算し②の一次元不定流モジュールに横流入として受け渡す。②では、白石ら（1993）[1)]の方法によって不定流の計算を行う。③では、氾濫流の移動量を平面２次元流の局所慣性方程式を差分化して計算する。

また、解析対象領域は、排水区域及び計算点を配置するセルの二つのレベルで分割する（**図-17.8**）。排水区域とは、一次元不定流モジュールにおける任意の距離（Δx）で分割された河川及び幹線・支線排水路網の各メッシュに横流入量として流入する区域を示す。一方、セルとは、溢水後の氾濫水の空間的な伝播を表現するために分割した格子である。排水路への横流入量は、符号の正負によって、土地から排水路への流出及び水路から土地への流入を表現する。土地－排水路の水の受け渡しは、セル内に想定した仮想の末端水路を通じて行う。流出入量は、排水路水位と土地の湛水位の関係から水理学的に決定する。

さらに、氾濫水の伝播に影響を与える道路等の線状構造物、標高差及び土地利用属性に基づいて各セルの形状を任意多角形で表現する「地形適合型セル」を採用した。 各セルの辺には標高値を持たせており、セルは土地利用属性ごとに設定し、水田、畑地、転作田、市街地（集落等の住区を含む）及び水域の５分類とした。それぞれのセルから排水路への流出及び排水路の水位上昇によるセルへの氾濫水の流入は、各セル内に仮定した末端排水路を通じて発生する。モデルの詳細については吉川ら（2011）[2)]を、GIS を用いたセル分割の方法は吉川ら（2013）[3)]を参照のこと。

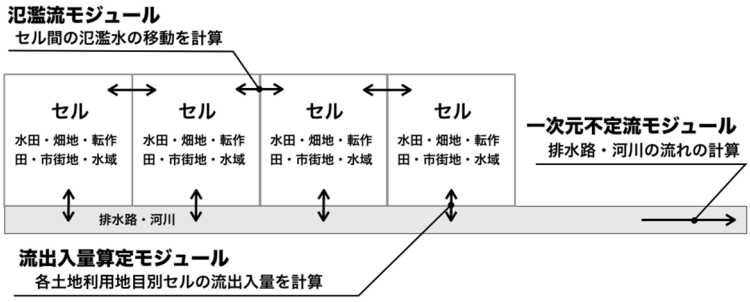


図-17.7 内水氾濫解析モデルの概要

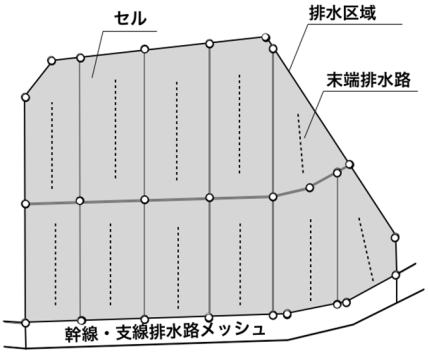


図-17.8 解析対象領域の分割イメージ

17.3.3 モデルの適用事例

Ｎ県Ｎ市Ｍ区Ｓ地区をモデル適用事例として示す。

(1) 流域の概要

本地区はＮ平野の中部に位置し、東はＳ川、西はＮ川に囲まれた流域約7,460ha の完全輪中地帯であり、稲作を中心として野菜・果樹等の複合営農が行われている低平農業地帯である。

洪水時の排水は農地排水を目的として建設された３か所の排水機場からＮ川に排除している。本地域の基幹排水施設は1/30年確率相当の排水機能を有しているが、地盤沈下の進行、局地的な集中豪雨等で排水機場への負荷が増加し、農地の湛水及び住宅地の浸水被害が発生している。

(2) モデルの適用

上記で説明した内水氾濫解析モデルに基づいて、現地調査、工事図面、基盤地図情報等を基に、Ｓ地区をモデル化した。

(3) モデルの検証

解析から得られた計算湛水状況及び地区内水位と実績値を比較し、構築した解析モデルの妥当性を確認した。モデルの検証に用いた降雨イベントは、近年で最も大きい湛水被害が発生した平成23年７月出水とした。地区内８か所の雨量観測所雨量、実績ポンプ排水量並びにこれらから算出した基底流量及び保留量をモデルに与え、湛水状況及び水位観測所地点水位を求めた。**図-17.9**に水位観測所水位ハイドログラフ、**図-17.10**に再現計算による最大湛水区域と実績湛水区域とを比較した結果を示す。計算による水位及び湛水区域は、実績値を概ね良好に再現しており、地区の排水状況が表現可能なモデルといえる。

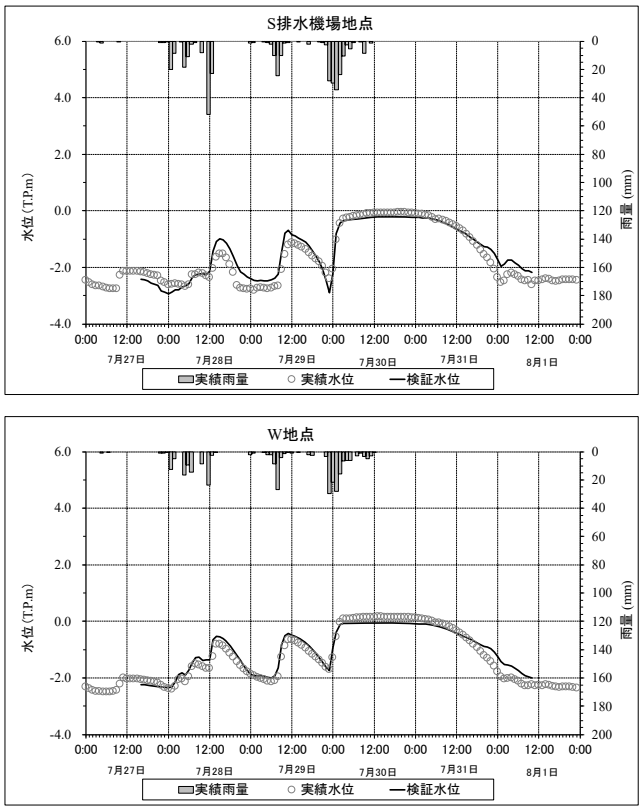


図-17.9 平成 23 年 7 月出水水位ハイドログラフ

図-17.10 平成 23 年 7 月出水湛水区域比較

17.4 豪雨波形の模擬発生に関する研究[4)]

気象及び水文特性を把握するためには、長期間の観測資料を収集することが望ましい。しかしながら、気象観測網は全国的に整いつつあるものの、洪水等の解析に必要となる 1 時間単位の降雨データは観測期間が長くない地点もあり、その蓄積量には地域差がある。

そのような中、実測では得られない長期間、あるいは多数の降雨データを得るための手段として、その模擬発生手法が提案されている。ここでは、ある閾値を超える雨量規模を持つ豪雨を対象として、その総雨量と波形の模擬発生手法について紹介する。

17.4.1 研究事例

本模擬発生手法は、豪雨発生回数の決定、総雨量の決定、総雨量の 1 時間雨量系列への配分及び波形パターン発生の四つの手順から成る。各手順で必要なパラメータは、対象とする地点の実測降雨資料より抽出した豪雨イベントにより決定する。豪雨の降雨期間は、模擬発生の対象データと同期間に設定し（例えば 3 日間）、さらに雨量にある閾値を設けてそれを超えるイベントを抽出する。

本手法により発生させた模擬発生豪雨のハイエトグラフの一例を**図-17.11**に示す。図より、降雨強度及び波形パターンは抽出した豪雨イベントで異なり、様々な結果が得られていることがわかる。

模擬発生豪雨は、データの妥当性や再現性を十分吟味する必要があるが、例えば短時間単位の雨量データを必要とする排水解析に対する入力用データとして活用が期待される。

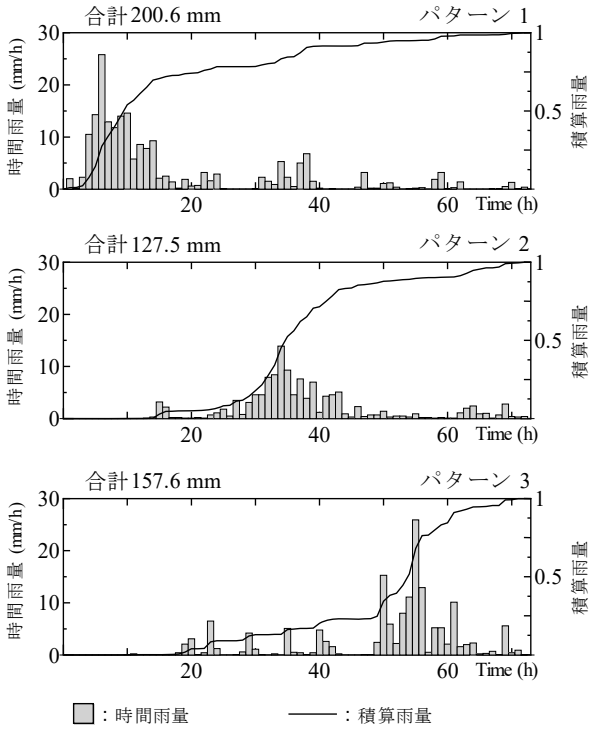


図-17.11　模擬発生豪雨データの抽出例

参考文献

1）白石英彦・中道宏編著：農業水利計画のための数理モデルシミュレーション手法－新たな広域水管理をめざしてー、土地改良技術情報センター、p. 295（1993）

2）吉川夏樹・宮津進・安田浩保・三沢眞一：低平農業地域における内水氾濫解析モデルの開発、水工学論文集、55、pp. 991～995（2011）

3）吉川夏樹・宮津進・阿部聡・三沢眞一：内水氾濫解析モデルのための地形適合セル生成および幾何属性情報整理手法の開発、農業農村工学会論文集、284、pp. 185～191（2013）

4）皆川裕樹・増本隆夫・工藤亮治：長短期降雨特性を備えた豪雨の内部波形の模擬発生法、農業農村工学会論文集、291、pp. 15～24（2014）

18. 近年の降雨特性に関する情報

気候変動に関する政府間パネル（IPCC）の第６次報告書では、地球温暖化の進行に伴う気候変動によって、極端な気象現象の頻度や強度が既に増加しており、今後更に増加すると予測されている。我が国は、同報告書等を踏まえ気候変動適応法（平成 30 年法律第 50 号）を制定するとともに、同法に基づき気候変動適応計画（令和３年 10　月 22 日閣議決定、令和５年５月 30 日一部変更　閣議決定）を定めた。同計画において、農業生産基盤に関しては、「今後、気候変動研究の進展に伴う新たな科学的知見等を踏まえ、中長期的な影響の予測・評価を行う。また、新たな科学的知見や気候モデルを活用した農業生産基盤への影響評価手法を確立し、将来予測に基づく施設整備を行う根拠を明確にした上で、今後の施設整備のあり方を検討する。」こと等が記載された。

また、国土交通省においては、平成 30 年４月、「気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会」を設置し、令和３年４月には、同会の「気候変動を踏まえた治水計画のあり方」提言が改訂され、気候変動を考慮した治水計画へ見直すにあたり、計画で想定する外力を世界の平均気温が２度上昇した場合を想定した降雨量とするとともに、過去に経験したことのない雨の降り方も考慮した上で、治水対策の検討の前提となる基本高水を設定すべきこと等が示された。

本章では、近年の降雨特性の関連情報として、地球温暖化に関する基本事項、日本の降水量の変化傾向、近年研究が進められている気候モデルを利用した研究を紹介する。

18.1　基本事項

気候変動に関する政府間パネル（IPCC）は、令和３年、今世紀末までの約 100 年で世界平均地上気温が 1.0～5.7℃上昇するとの予測を行うとともに、気候に起因する食料不安や食料供給の不安定性が、都市化の拡大と食料生産の間の土地の競合など非気候リスクの駆動要因と相互に作用しつつ増大することが予測される等の第６次評価報告書を公表した。

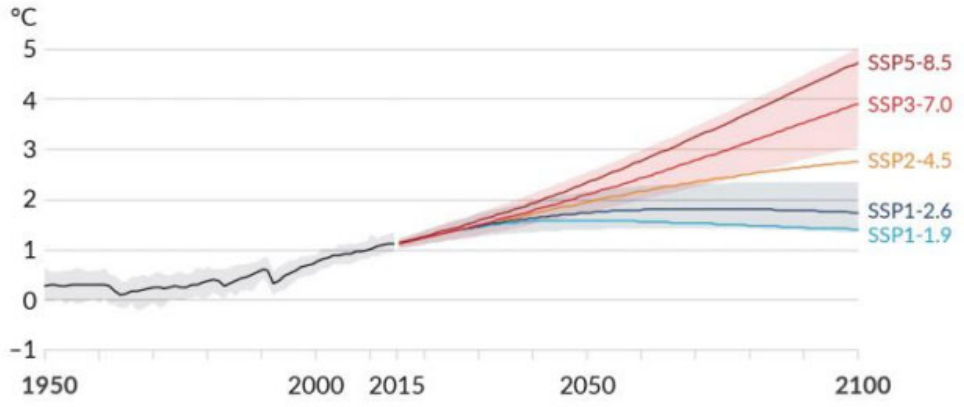


図-18.1　1850～1900 年を基準とした世界平均気温の変化 [1)]

18.2 日本における降水の変化

18.2.1 降水量の変化傾向 [2)]

気象庁の気候変動監視レポート 2023 によると、気象庁の 51 観測地点について、1898～2023 年の年降水量の基準値（1991 年～2020 年の 30 年平均値）からの偏差を解析したところ、2023 年の日本の年降水量の偏差は-27.8㎜ であり 1898 年の統計開始以降、少ない方から 53 番目であった（**図-18.2**）。

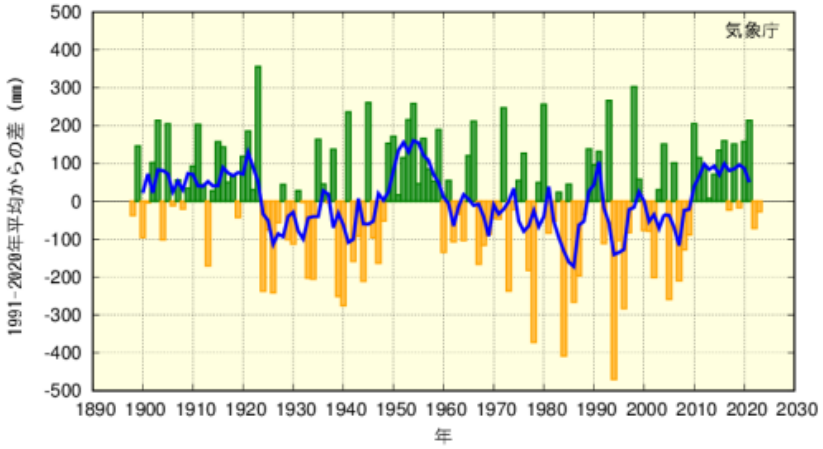


図-18.2 日本の年降水量偏差の経年変化

18.2.2 大雨等の発生頻度の変化傾向 [2)]

気象庁の気候変動監視レポート 2023 によると、気象庁の 51 観測地点の観測値を用い、日本における大雨等の発生頻度の変化傾向の解析を行ったところ、日降水量 100㎜ 以上の日数は、1901～2023 年の 123 年間で増加している（**図-18.3**）。一方、日降水量 1.0㎜ 未満で降水の見られない日（無降水日）の日数も増加している（**図-18.4**）。

また、全国約 1,300 地点のアメダスの観測値を用い解析したところ、1 時間降水量 50㎜ 以上及び 80㎜ 以上の短時間強雨の年間発生回数はともに増加している（**図-18.5**、**図-18.6**）。50㎜ 以上の場合、統計期間の最初の 10 年間（1976～1985 年）平均では 1,300 地点あたり約 226 回だったが、最近の 10 年間（2014～2023 年）平均では約 330 回と約 1.5 倍に増加している。

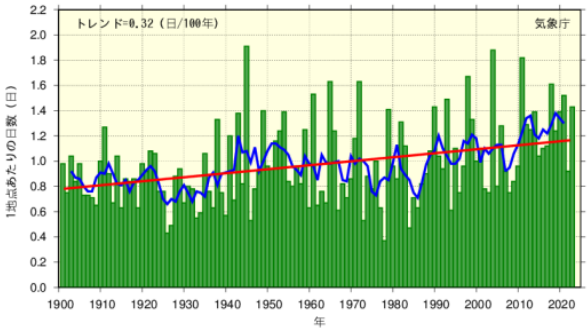


図-18.3 日降水量 100㎜ 以上の年間日数の経年変化

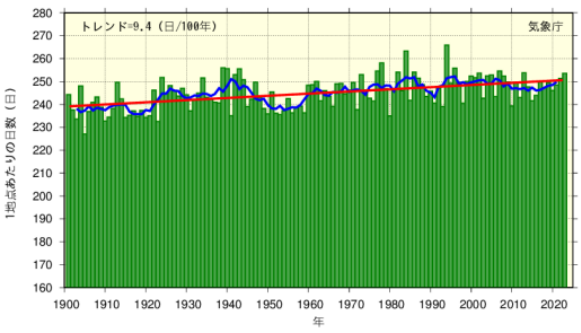


図-18.4 日降水量 1.0㎜ 未満の年間日数の経年変化

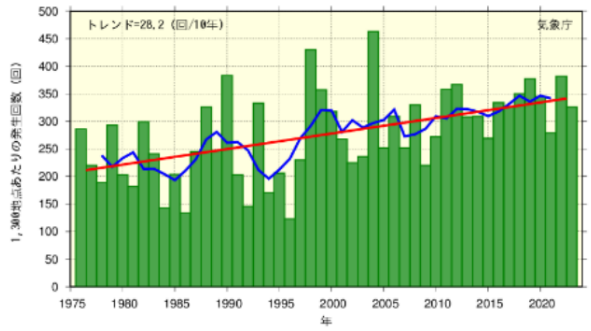


図-18.5　1時間降水量50mm以上の年間発生回数の経年変化

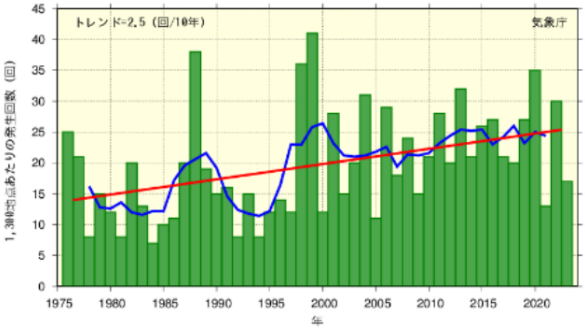


図-18.6　1時間降水量80mm以上の年間発生回数の経年変化

18.2.3　10年確率日雨量の経年変化

10年確率日雨量の経年変化に関する研究事例を二つ紹介する。**図-18.7**は、1901年から2007年までの107年間、全国52地点の日雨量をもとに10年確率日雨量を計算し、最初の評価期間（1901年～1927年）の確率雨量で除して、比率に直したものである[3)]。また、**図-18.8**は、1898年から2017年までの120年間、全国51地点の日雨量をもとに10年確率日雨量を計算し、最初の評価期間（1898年～1927年）の確率雨量で除して、比率に直したものである[4)]。

全国的にみると確率日雨量は増加傾向にあるといえるが、両図とも全国平均の変化を示すものであり、地域や地点によって傾向は異なる。

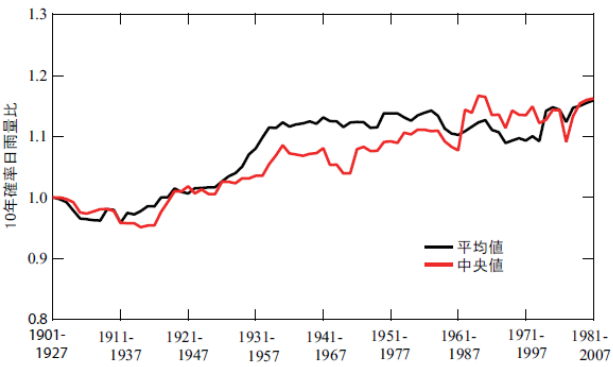


図-18.7　10年確率日雨量比の全国平均値（黒線）
（解析期間：1901年～2007年）

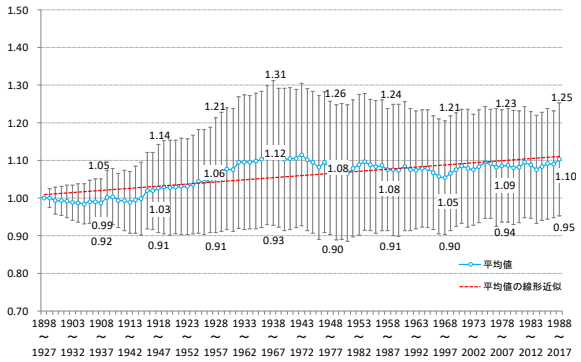


図-18.8　10年確率日雨量比の全国平均値（青線）
（解析期間：1898年～2017年）

18.3　気候モデルを利用した将来予測

将来の気候の変化を予測するため、各国の研究機関において、気候システムを再現することができる「気候モデル」を開発している。気候モデルは、気候システムを構成する大気、海洋、陸面、氷床等を物理法則に従い定式化し、スーパーコンピュータ等の計算機によって擬似的な地球を再現しようとする計算プログラムである。

気候モデルは、計算技術上の様々な仮定や近似を含み、計算結果には気候モデル特有のバイアスが含まれるほか、予測の不確実性（計算結果のばらつき）が現れる。

18.3.1 研究事例

気候モデルを用いた研究事例として、複数の気候モデルの特徴を反映させて、豪雨を模擬発生させ、水田の湛水解析と水稲減収量の算定からリスク分布を得る手法が研究開発されている。皆川ら（2018）[5]の研究においては、Ｉ県Ｋ地区を対象として、現在期間と RCP8.5 シナリオ下における 10 年確率雨量値の雨量強度の出現頻度分布を算定したところ、**図-18.9** のように不確実性を含む結果が得られた。

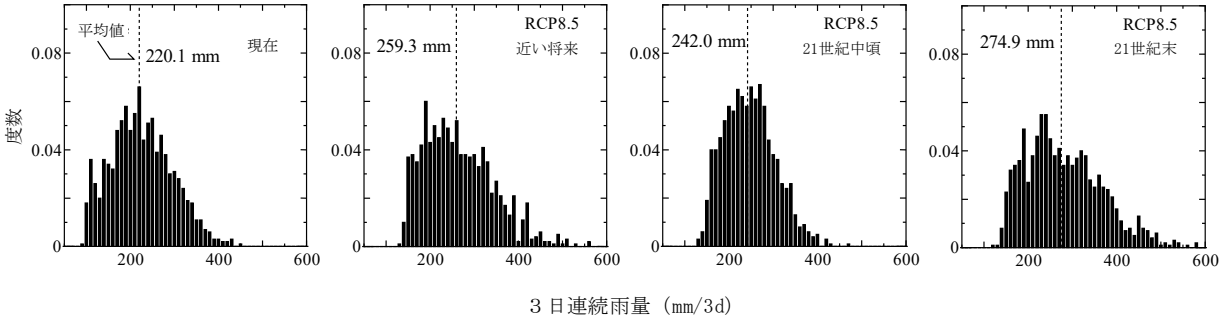


図-18.9 気候予測の不確実性を取り入れた確率雨量の強度分布の算定結果
（RCP8.5 シナリオでの 10 年確率の例）

18.3.2 日本における降水（雪を含む）の将来予測

日本の気候変動 2020[6]によると、将来予測では、日降水量について２℃上昇シナリオによる予測で約 1.5 倍に増加、４℃上昇シナリオでは約 2.3 倍に増加するなど、全国平均で見た場合、大雨や短時間強雨の発生頻度や強さは増加し、雨の降る日数は減少すると予測されている。

一方、21 世紀末における無降水日（１日の降水量が 1.0mm 未満の日）の日数は、４℃上昇シナリオでは、20 世紀末と比べてほぼ全国的に有意に増加すると予測されている。

また、積雪深の年最大値及び降雪量は、２℃上昇シナリオによる予測では約 30%減少（北海道ほか一部地域を除く）、４℃上昇シナリオでは 70%減少（北海道の一部地域を除く）すると予測されている（雪ではなく雨になることが増える）。平均的な降雪量が減少したとしても、ごくまれに降る大雪のリスクが低下するとは限らない（ただし、この予測の確信度は低い）としている。

なお、将来の気候は、主に、IPCC 第５次評価報告書でも用いられた２℃上昇シナリオ（RCP2.6：パリ協定の２℃目標が達成された世界であり得る気候の状態に相当）及び４℃上昇シナリオ（RCP8.5：現時点を超える追加的な緩和策を取らなかった世界であり得る気候の状態に相当）に基づき予測されている。

参考文献

1）IPCC（気象庁訳）：IPCC 第６次評価報告書　第１作業部会報告書　政策決定者向け要約（2021）

2）気象庁：気候変動監視レポート 2023（2024）

3）永井明博：気象・水象の類似する地域における地域確率雨量の経年変化、農業農村工学会ダム研究委員会シンポジウム（平成 22 年 11 月 26 日）

4）日本水土総合研究所：気象変動の影響による確率降雨量の変化、第 68 回農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp. 582～583（2019）

5）皆川裕樹・池山和美・北川 巌・増本隆夫：低平水田域における豪雨排水に関するリスクとその不確実性の評価法、農業農村工学会論文集、307、pp. I_175～I_184（2018）

6）文部科学省及び気象庁：日本の気候変動 2020 － 大気と陸・海洋に関する観測・予測評価報告書 －」（2020）

19. 将来の降雨予測に基づく計画基準降雨

（基準、基準の運用第３章 3.3.6 関連）

これまで排水計画は、過去の降雨などに基づいて作成してきたが、近年の気候変動の影響による降雨量の増大、海面水位の上昇などを考慮すると、現在の計画では実質的な安全度が確保できないおそれがある。

このため、土地改良事業における排水計画の策定に当たり、計画基準降雨については、気象観測資料と気候予測資料による過去と将来の実験（予測）値を用いて推定することとする。

19.1 気候変動予測

気候変動予測は、将来の温室効果ガスの排出等による放射強制力を仮定し、大気がどのように応答するかの長期的な傾向を把握するものである。近年の気候変動予測における温室効果ガス等の放射強制力は、各国が政策的に緩和策を行うことを前提として考え出された４つの RCP シナリオ（IPCC（気候変動に関する政府間パネル）第５次評価報告書[1)]で公表）が広く使用されている。

表-19.1 RCP シナリオの概要

シナリオ名	内容	気温上昇予測幅 （1986～2005 年の平均を基準とした 2081～2100 年の世界平均気温）
RCP8.5	**高位参照シナリオ** ・21 世紀末の放射強制力 8.5W/m^2 ・2100 年における温室効果ガス排出量の最大排出量に相当するシナリオ	2.6～4.8℃
RCP6.0	**高位安定化シナリオ** ・21 世紀末の放射強制力 6.0W/m^2	1.4～3.1℃
RCP4.5	**中位安定化シナリオ** ・21 世紀末の放射強制力 4.5W/m^2	1.1～2.6℃
RCP2.6	**低位安定化シナリオ** ・21 世紀末の放射強制力 2.6W/m^2 ・将来の気温上昇を２℃以下に抑えるという目標のもとに開発された排出量の最も低いシナリオ	0.3～1.7℃

※ 放射強制力（W/m^2）：気候変動をもたらす温室効果ガス、エーロゾル、土地利用等の変化によって引き起こされる放射エネルギー収支の変化量。正の放射強制力は温暖化、負の放射強制力は寒冷化を起こし、CO_2 が現在の倍になったときの放射強制力は約４W/m^2 であるといわれている。

(1) 気候予測資料（データセット）

気候変動予測は、21 世紀末等の将来を対象とすることから、将来の可能性の幅（不確実性）が大きくなる。１つの実験では、気候変動予測の不確実性を評価できないことから、初期値及び境界条件を少しずつ変化させ（摂動を与え）るなど、過去や将来の実験数を仮想的に増加させて計算（アンサンブル実験）を行う。

この過去及び将来で複数のアンサンブル実験を行った計算結果の集合体のことをデータセットと呼ぶ。日本で開発された代表的なデータセットには、d4PDF/d2PDF、NHRCM05/02 等がある（**表-19.2**）。

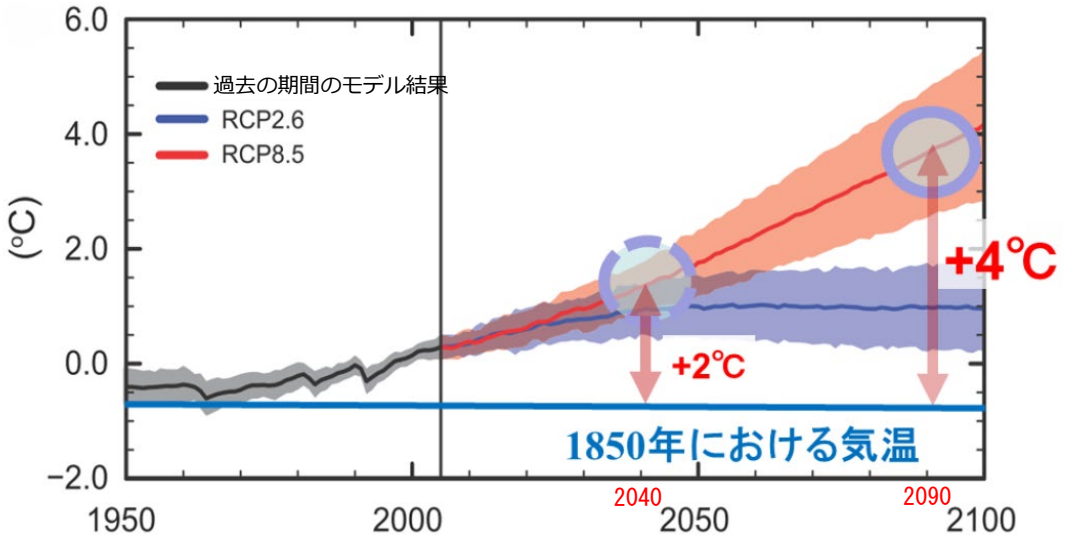
(2) 気候予測資料（データセット）の選定

データセットの選定にあたり、集中豪雨を評価できる５kmメッシュ以下の領域解像度でデータ数の多いものとする。

また、排水施設の標準耐用年数は 20 年、国営事業の一般的なサイクルは 40 年前後であることを踏まえ、排水施設の次期更新期間を将来として想定する。排水施設を 2020 年代に設置する場合、次期更新期間は 2040 年代～2060 年代となる。

使用するデータセットは、この期間に合致すること及びデータ数が多いことから、d2PDF（５km）[2]とし、最新の研究成果が存在する地域ではそれらも用いて d2PDF による検討結果の参考とする。

なお、パリ協定（2016 年 11 月締結）においては、将来の気温上昇を２℃未満に抑えるという目標が定められており、IPCC における各 RCP シナリオにおいても 2040 年頃で２℃前後上昇が予想されている（**図-19.1**）。今後とも気候変動予測に関連する最新情報を収集し、使用するデータセットの見直しを適宜検討する。



※　1986～2005 年平均に対する世界平均気温の変化を CMIP5（世界機構研究計画（WCRP）が開始した「第５期結合モデル相互比較計画」）の複数モデルによりシミュレーションされた時系列(1950 年から 2100 年)で示している。

図-19.1　今世紀末までの世界平均気温予測 [1)、3)]

表-19.2　日本で開発された代表的なデータセット

全球モデル	領域モデル	格子の大きさ(km)	計算年	排出シナリオ	メンバ数	対象地域	データセット名	作成年(DIASHPより)	備考
MRI-AGCM	NHRCM	20	1951年～2010年(60年) 2090年頃のCO2定常60年間	過去 4℃上昇時点(RCP8.5)	50(実測×摂動) 90(6SST×15摂動)	全国	d4PDF(20km) (地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース(日本域ダウンスケーリング))	2015年12月	
			1951年～2010年(60年) 2040年頃のCO2定常60年間	過去 2℃上昇時点(RCP8.5)	50(実測×摂動) 54(6SST×9摂動)	全国	d2PDF(20km) (地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース(日本域ダウンスケーリング))	2015年12月	過去実験データは、上の行に記載の物と同一
			1984年～2004年(20年) 2051年～2100年(50年)	過去 RCP8.5 RCP6.0 RCP4.5 RCP2.6	3(実測×摂動) 9(3SST×3摂動) 3(SST) 3(SST) 3(SST)	全国	NHRCM20 (環境省 地域気候変動予測データ(協力:気象庁))	2014年3月	「21世紀末における日本の気候」(環境省)
			1950年～2099年(150年)	過去～ RCP8.5 RCP6.0 RCP4.5 RCP2.6	1 1 1 1	全国	統合プログラム全球60km領域20km150年連続実験データセット	2022年11月	
		5	1951年～2010年(60年) 2090年頃のCO2定常60年間	過去 4℃上昇時点(RCP8.5)	12(実測×摂動) 12(6SST×2摂動)	全国	d4PDF(5km) (全国 5km メッシュアンサンプル気候予測データ)	2023年9月	
			1951年～2010年(60年) 2040年頃のCO2定常60年間	過去 2℃上昇時点(RCP8.5)	12(実測×摂動) 12(6SST×2摂動)	全国	d2PDF(5km) (全国 5km メッシュアンサンプル気候予測データ)	2023年9月	過去実験データは、上の行に記載の物と同一
			1951年～2010年(60年) 2090年頃のCO2定常60年間	過去 4℃上昇時点(RCP8.5)	50(実測×摂動) 90(6SST×15摂動)	北海道、九州	d4PDF(5km,yamada) (北海道域5kmメッシュアンサンプル気候予測データ(大雨イベント))	2021年3月	
			1951年～2010年(60年) 2040年頃のCO2定常60年間	過去 2℃上昇時点(RCP8.5)	50(実測×摂動) 54(6SST×9摂動)	北海道、九州	d2PDF(5km,yamada) (北海道域5kmメッシュアンサンプル気候予測データ(大雨イベント))	2021年3月	過去実験データは、上の行に記載の物と同一
			1980年～2010年(31年) 2090年頃のCO2定常31年間	過去 4℃上昇時点(RCP8.5)	12(実測×摂動) 12(6SST×2摂動)	全国 (北海道、沖縄除く)	d4PDF(5km,SI-CAT) (大気近未来予測力学的ダウンスケーリングデータ(東北から九州))	2019年10月	
			1980年～2010年(31年) 2040年頃のCO2定常31年間	過去 2℃上昇時点(RCP8.5)	12(実測×摂動) 12(6SST×2摂動)	全国 (北海道、沖縄除く)	d2PDF(5km,SI-CAT) (大気近未来予測力学的ダウンスケーリングデータ(東北から九州))	2019年10月	過去実験データは、上の行に記載の物と同一
			1980年～1999年(20年) 2076年～2095年(20年)	過去 RCP8.5 RCP2.6	1 4(SST) 4(SST)	全国	NHRCM05 (創生・統合プログラム5km格子NHRCM日本域気候予測データセット)	2017年10月	「気象庁地球温暖化予測情報第9巻」から名称変更(2022年12月)
		2	1980年～1999年(20年) 2076年～2095年(20年)	過去 RCP8.5 RCP2.6	1 4(SST) 4(SST)	全国	NHRCM02 (創生・統合プログラム2km格子NHRCM日本域気候予測データセット)	2015年5月	「気象庁地球温暖化予測情報第9巻」から名称変更(2022年12月)

※　d4PDF(5km,yamada)とd4PDF(5km,SI-CAT)は計算条件が異なることから、計算条件を全国で同じにしたデータセットが作成された。

※　上表に記載のデータセットは全て１時間単位の降雨量データを有している。

19.2 将来の降雨予測に基づく確率降雨量の算定方法

(1) 気象観測資料及び気候予測資料（データセット）の入手・補正

ア 気象観測資料の入手

気象観測資料の実績降雨は、既に温暖化の影響を含んでいる可能性がある近年の降雨資料を確率統計解析の対象としないことに留意する必要がある。

したがって、気象観測資料の入手期間は、気候予測資料の過去実験値の計算期間（60 年分（1951 年～2010 年））のうち、2010 年から遡った 30 年から 50 年程度が必要と考えられるが、計画の対象とする事業の整備水準、地域における近年の降雨特性等を踏まえて検討する。

※土地改良事業計画（排水）における将来の降雨予測に基づく確率降雨量算定マニュアル
第３章参照

イ 気候予測資料（データセット）の入手

d2PDF（５km）は 2023 年よりデータ統合・解析システム DIAS[4]（事務局：国立研究開発法人海洋研究開発機構）を通じて公開されており、時間降雨量データをダウンロードすることができる。

d2PDF（５km）のデータ入手先：https://diasjp.net/

※土地改良事業計画（排水）における将来の降雨予測に基づく確率降雨量算定マニュアル
第４章参照

ウ 気候予測資料（データセット）の補正

気候予測資料は気候モデルによって計算されるが、計算結果の精度や誤差を評価しておく必要がある。過去を再現した気候モデルの出力結果（過去実験値）と実績降雨を比較したときの系統的な誤差（バイアス）が気候予測資料に含まれると、気候変動の影響評価を適切に行えないため、バイアスを含む気候予測資料を、実績降雨を使ってバイアス補正（以下、「補正」という。）する。

なお、今後の解析技術向上に資するデータ蓄積のため、当面の間は補正なしの降雨量変化倍率についても計算し、補正を行った場合との差異を確認する。

※土地改良事業計画（排水）における将来の降雨予測に基づく確率降雨量算定マニュアル
第５章及び第６章参照

(2) 確率降雨量の算出

ア 確率降雨量の算出

①実績降雨に基づく確率降雨量

19.2(1)アで入手した気象観測資料（2010 年から遡った 30 年から 50 年程度）の実績降雨から年最大雨量（１～３日連続降雨量）を抽出し、１/10 確率等の確率降雨量を算出する。

（確率降雨量の算出方法は、「**６．実績降雨に基づく計画基準降雨**」を参照）

※土地改良事業計画（排水）における将来の降雨予測に基づく確率降雨量算定マニュアル
第３章参照

②補正した過去実験値に基づく確率降雨量

補正した過去実験値（60 年分（1951 年～2010 年）のうち、2010 年から遡った 30 年から 50 年程度（気象観測資料と同期間）×12 メンバ（摂動））から年最大雨量（１～３日連続降雨量）を抽出し、1/10 確率等の確率降雨量を算出する。（確率降雨量の算出方法は、「**６．実績降雨に基づく計画基準降雨**」を参照）

※土地改良事業計画（排水）における将来の降雨予測に基づく確率降雨量算定マニュアル
第５章参照

③補正した将来実験値に基づく確率降雨量

補正した将来実験値（60 年分×12 メンバ（６種類の海面水温の将来変化パターン×２摂動））から年最大雨量（１～３日連続降雨量）を抽出し、1/10 確率等の確率降雨量を算出する。（確率降雨量の算出方法は、「**６．実績降雨に基づく計画基準降雨**」を参照）

※土地改良事業計画（排水）における将来の降雨予測に基づく確率降雨量算定マニュアル
第６章参照

④降雨量変化倍率の算出

上記②③より算出された、１～３日連続降雨量それぞれに対して、過去と将来の実験値に基づく各確率降雨量の比から降雨量変化倍率を算出する（小数点以下第３位を四捨五入）。

⑤将来の降雨予測に基づく確率降雨量

上記④で算出した１～３日連続降雨量それぞれの降雨量変化倍率を上記①に乗じて、将来の降雨予測に基づく将来の確率降雨量とする。

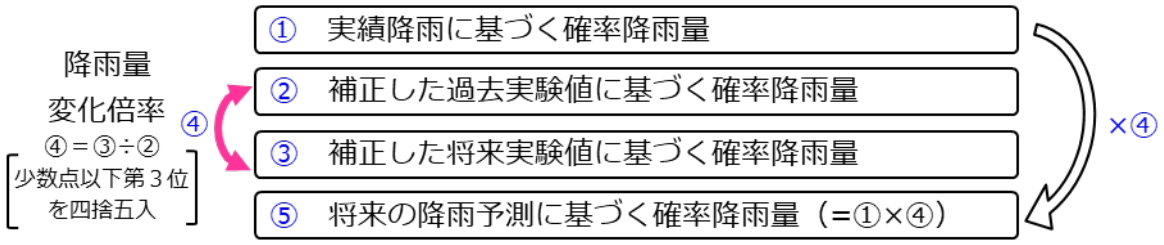


図-19.2 将来の降雨予測に基づく確率降雨量の算出イメージ

(3) 日降雨パターン（前方山型、中央山型、後方山型）の検討

実績降雨の日降雨パターン、補正した将来実験値の日降雨パターンを各々検討し、生起頻度が最も高いパターンを特定する。次に、特定したパターンで日配分雨量を求める。

（詳細は、「**６．実績降雨に基づく計画基準降雨**」の 6.3.1 を参照）

(4) 日降雨量に対する時間分布の検討

上記(3)によって求めた日配分雨量に対する時間配分の検討に当たっては、「**６．実績降雨に基づく計画基準降雨**」の 6.3.2 及び以下の事項に留意する。

ア 実績降雨と補正した将来実験値の日降雨パターンが同じ場合

実績降雨と補正した将来実験値の日降雨パターンが同じ場合は、実績降雨の雨の継続時間を

基本に降雨量の引き伸ばしを行う。

イ　実績降雨と補正した将来実験値の日降雨パターンが異なる場合

実績降雨と補正した将来実験値の日降雨パターンが異なる場合は、双方の雨の継続時間で時間分布を検討する。

(5) 短時間降雨強度を対象とする場合

上記(2)④で算出した降雨量変化倍率のうち、最大日雨量の変化倍率を実績降雨による確率降雨量（短時間降雨強度）に乗じて、将来の降雨予測に基づく確率降雨量とする。

(6) 計画基準降雨の決定

前項までの検討を基に、傾斜地など洪水ピーク流出量を計画の基礎とする場合は短時間降雨強度を、氾濫域など洪水ハイドログラフを計画の基礎とする場合は適当な波形を持った連続降雨をそれぞれ対象とし、計画排水量を決定する。計画排水量の算定に採用した降雨を計画基準降雨とする。

19.3　モデル地区における降雨量変化倍率の算定例

(1) S 地区

（1／30確率降雨量）S地区

連続降雨日数	実績降雨(mm)①	過去実験(mm)②	将来実験(2040年頃)(mm)③	降雨量変化倍率 ④＝③/②	将来の降雨予測に基づく確率降雨量 ⑤＝①×④
1日	131.7	131.2	156.0	1.19	156.7
2日	195.5	179.8	201.6	1.12	219.0
3日	223.5	199.7	223.3	1.12	250.3

(2) N 地区

（1／15確率降雨量）N地区

連続降雨日数	実績降雨(mm)①	過去実験(mm)②	将来実験(2040年頃)(mm)③	降雨量変化倍率 ④＝③/②	将来の降雨予測に基づく確率降雨量 ⑤＝①×④
1日	124.4	133.4	152.1	1.14	141.8
2日	179.8	179.5	192.5	1.07	192.4
3日	204.2	200.8	216.4	1.08	220.5

(3) Y 地区

（1／10確率降雨量）Y地区

連続降雨日数	実績降雨(mm)①	過去実験(mm)②	将来実験(2040年頃)(mm)③	降雨量変化倍率 ④＝③/②	将来の降雨予測に基づく確率降雨量 ⑤＝①×④
1日	104.3	93.9	107.3	1.14	118.9
2日	121.8	116.7	133.5	1.14	138.9
3日	127.2	127.4	144.4	1.13	143.7

19.4 近年の降雨に対する気候変動の影響等の確認

将来の降雨予測に基づく確率降雨量を算出する際に、実績降雨に基づく確率降雨量の算出において、2010 年から遡ってデータ整理を行うとしたことを踏まえ、2011 年以降の大雨により湛水被害が生じた地域においては、2011 年以降の近年の降雨の影響等を確認するため、最新年までの実績降雨の降雨資料を追加して確率降雨量を算出し、19.2(2)⑤で算出する将来の降雨予測に基づく確率降雨量と比較を行う。また、日降雨パターンが異なる場合は、計画排水量も算出して比較を行う。(確率降雨量の算出方法は、「**６．実績降雨に基づく計画基準降雨**」を参照)

19.5 降雨特性を踏まえ降雨量変化倍率を用いない場合

上記 19.4 で確認した結果、地域的な特性により、2011 年以降の近年の実績降雨の降雨資料を用いて算出した確率降雨量が将来の降雨予測に基づく確率降雨量を上回る場合や、19.2 で算出する降雨量変化倍率を用いることによって災害に対する安全度が従来より低下する場合については、降雨量変化倍率を用いずに別途検討することもできる。

参考文献

１）IPCC（気象庁訳）：IPCC 第５次評価報告書　第１作業部会報告書　政策決定者向け要約（2015）

２）気象庁気象研究所：d2PDF（5km）（全国 5km メッシュアンサンブル気候予測データ）

３）文部科学省、気象庁気象研究所、東京大学大気海洋研究所、京都大学防災研究所、国立環境研究所、筑波大学、海洋研究開発機構：地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース利用手引き

４）DIAS：データ統合・解析システム（Data Integration and Analysis System）https://diasjp.net/