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。

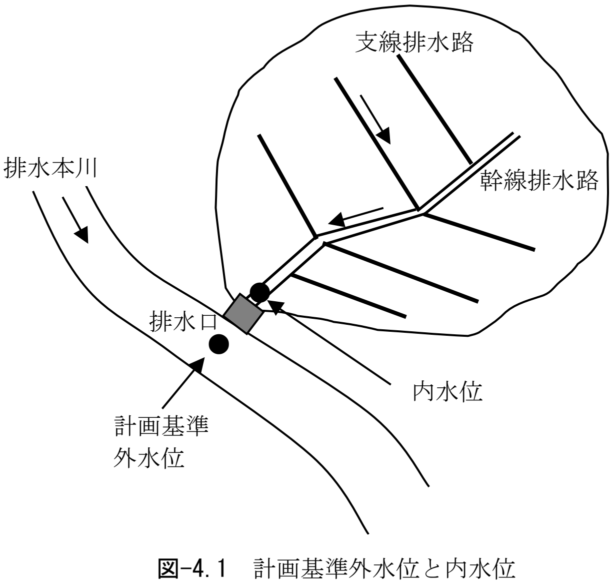


図-4.1　計画基準外水位と内水位

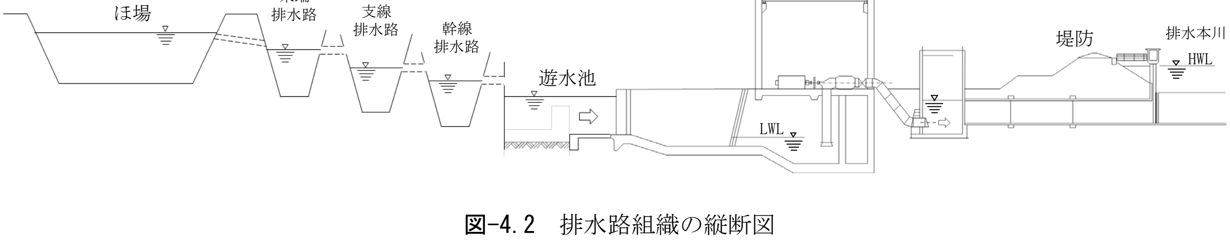


図-4.2　排水路組織の縦断図

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。

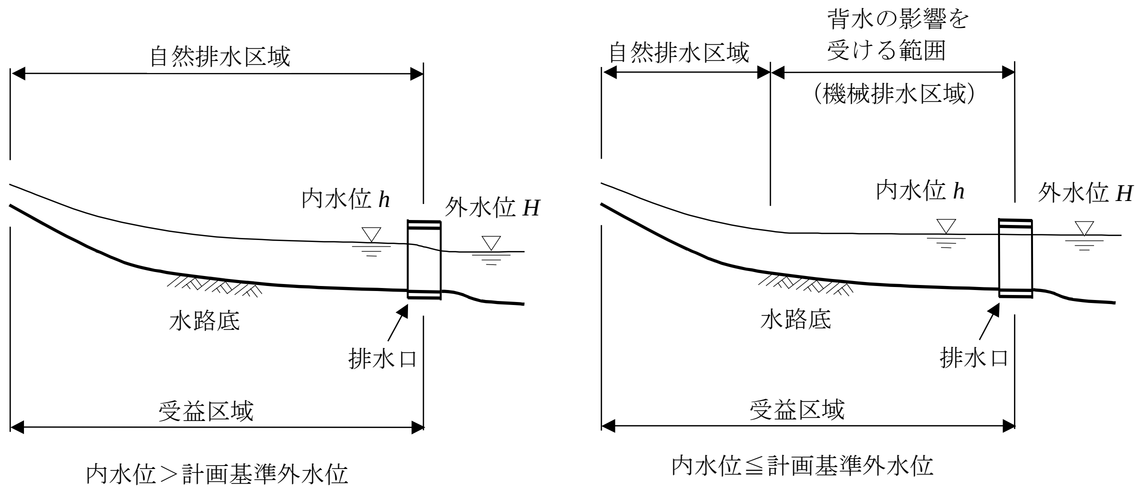


図-4.3 自然排水方式の範囲

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。

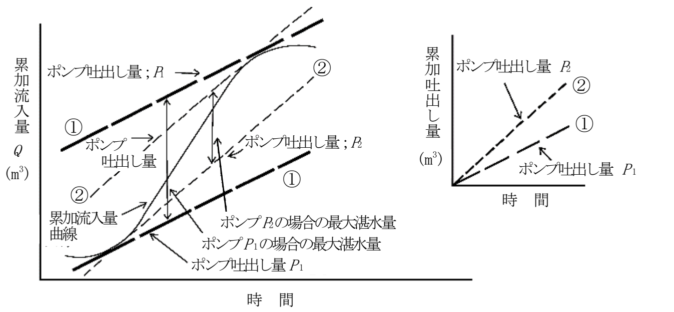


図-4.4 流入量、吐出し量及び湛水量の関係

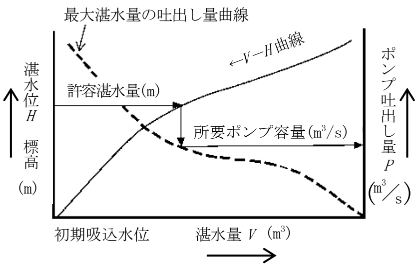


図-4.5 ポンプ容量の概略決定

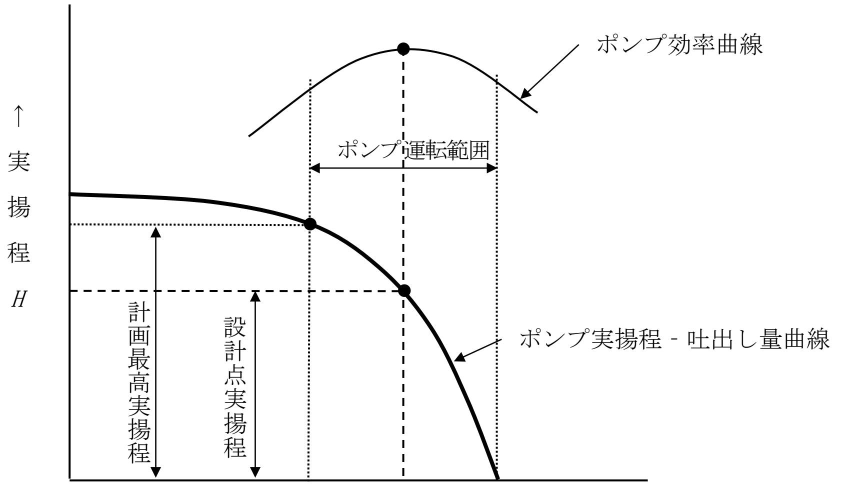
(2) ポンプ容量の詳細検討

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。

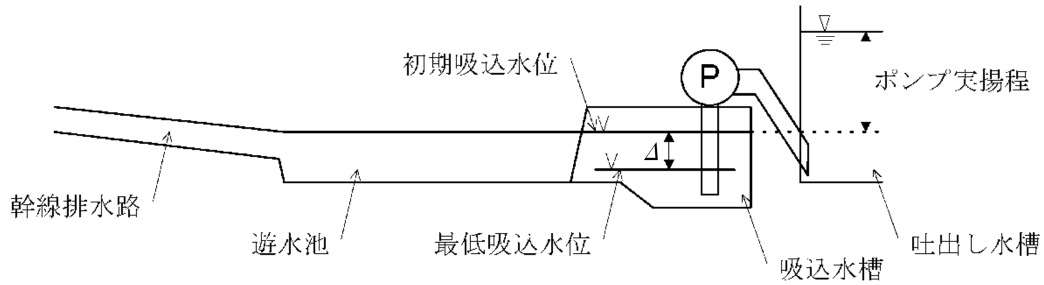


図-4.7　遊水池（ポンプ円滑運転用）

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。

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

ここに、A:遊水池面積(㎡)、Q:ポンプ１台能力(㎥/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	ΣQ×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

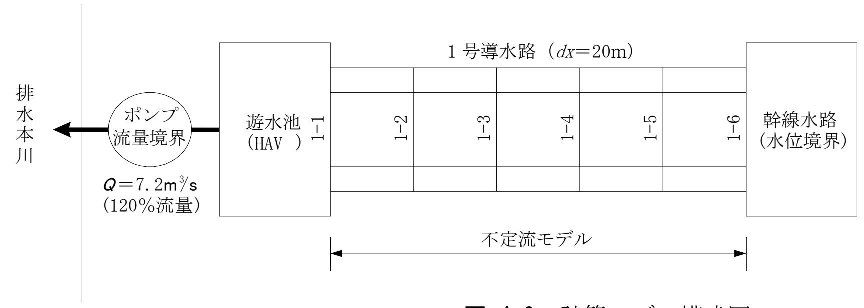
ポンプによる機械排水方式を採用する地形は一般に低平地であることから、幹線排水路の河床は緩い勾配となることが多い。このような地区では、排水路の流れがポンプ運転と連動せず、遊水池（ポンプ円滑運転用）の水位が急激に低下する場合がある。このために、ポンプ場を計画する場合は、遊水池（ポンプ円滑運転用）の容量検討とともに、それに接続する幹線排水路の通水能力の検討が特に重要である。

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＝3.00m^3/s/台 （合計Q＝6.0m^3/s） 台　　数 ：2台	設計流量 ：Q＝6.0m^3/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＝1,170m^2 遊水池容量 ：3.2分間容量 （ポンプ1台当り、 Q＝180m^3/min）



不定流計算条件	
ポンプ流量	Q＝7.20m^3/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＝7.20m^3/s
差分距離（dx）	20m
差分時間（dt）	5s

図-4.8　計算モデル模式図

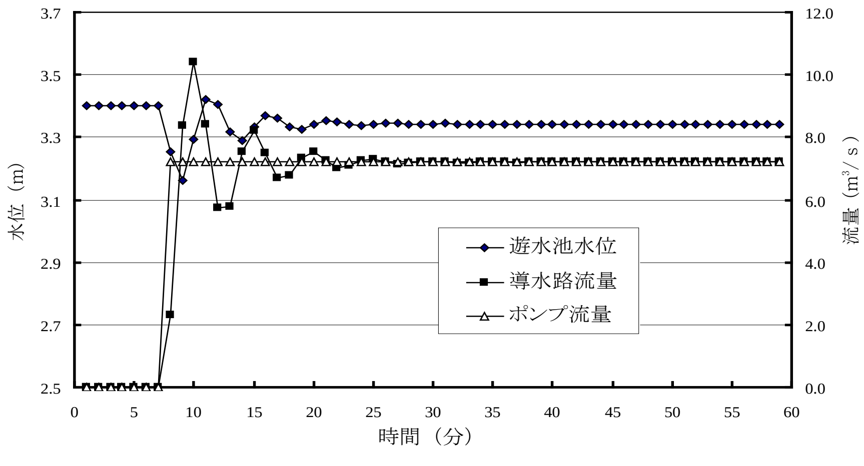


図-4.9　不定流モデル解析結果

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

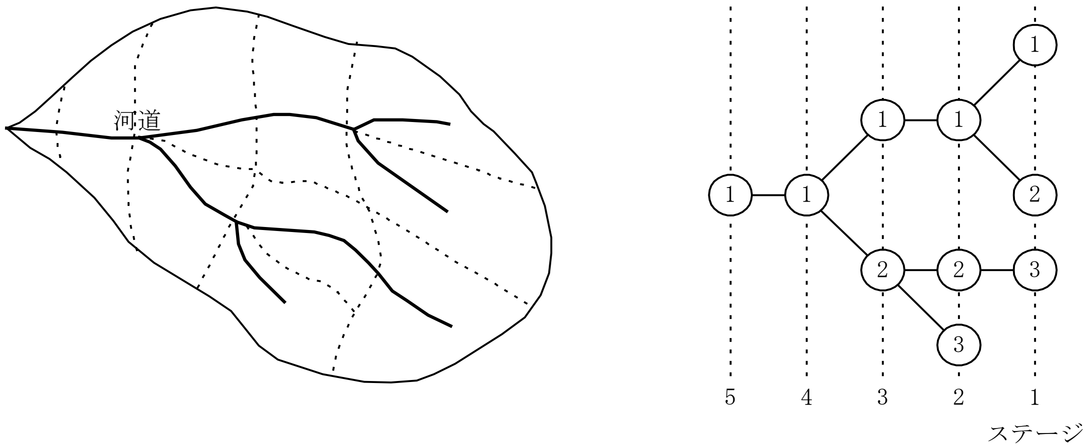
②　分散排水方式：排水系統内に排水施設を分散させて設置し、それぞれが互いに関連して計画排水量を排水する方式

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/s²)、

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）

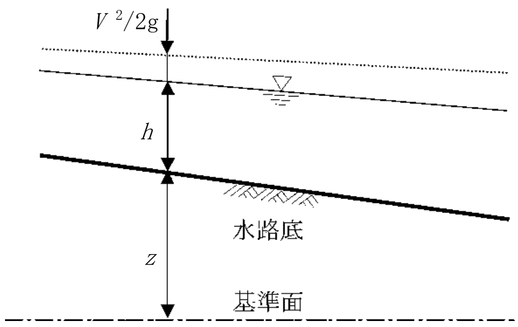


図-4.11　排水路の流況

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。

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

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（m³/s）、A：排水路の通水断面積（m²））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

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

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

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。

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

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

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

ここに，k_1，・・・，k_4は次のとおりである。

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

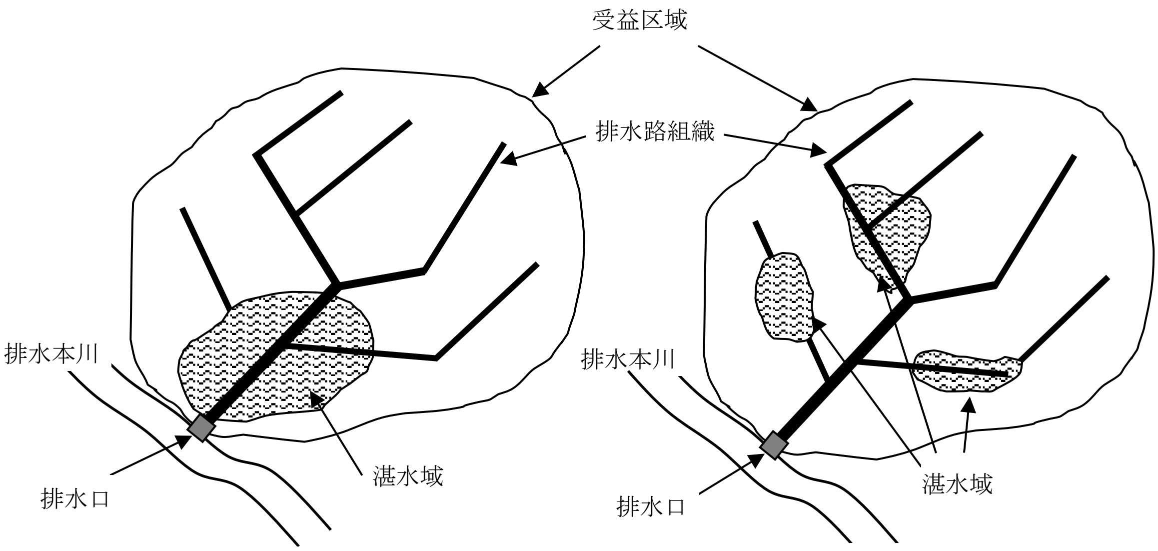
まず、h_0等から k_1を求め、次に水深を $h_0 + k_1 / 2$ として k_2を求めるというふうに、順次、k_3、k_4と求め、式（4.8）から水深 h_1を得る。

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）。



(a) 遊水池モデル

湛水域が低平地に集中することを前提とし、排水路組織の流況を無視する。

(b) 低平地タンクモデル/不定流モデル

湛水域が全域又は局所的な低平地に分散することを前提とし、排水路組織の流況を考慮する。

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。

		（基準点）	（土地利用区分）	（基準水位）
基準内水位の種類	→ 洪水時排水	→ 基準ほ場面	→ 水田	→ 基準ほ場面標高＋許容湛水深
			→ 畑地 汎用田	→ 基準ほ場面標高
	→ 常時排水	→ 排水路	→ 水田、畑地 汎用田	→ 地下水位を所要の深さまで下げるのに必要な水位

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	内容
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。

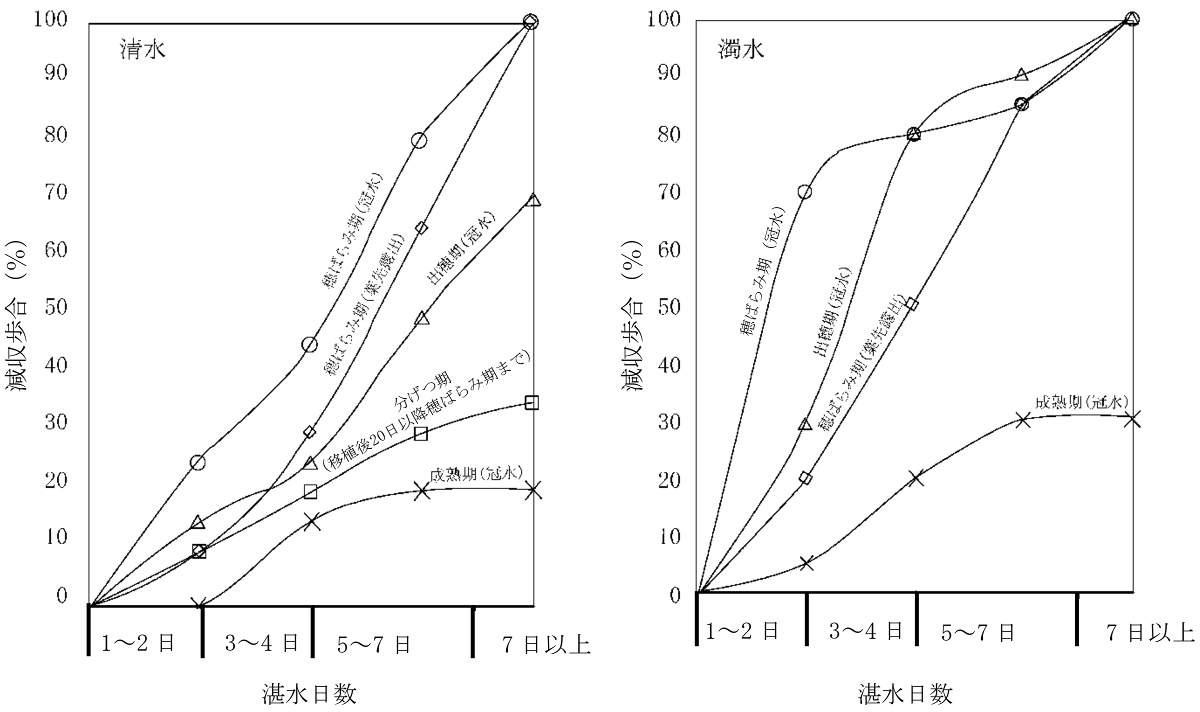
〔参考〕水田地帯における許容湛水深の考え方について

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

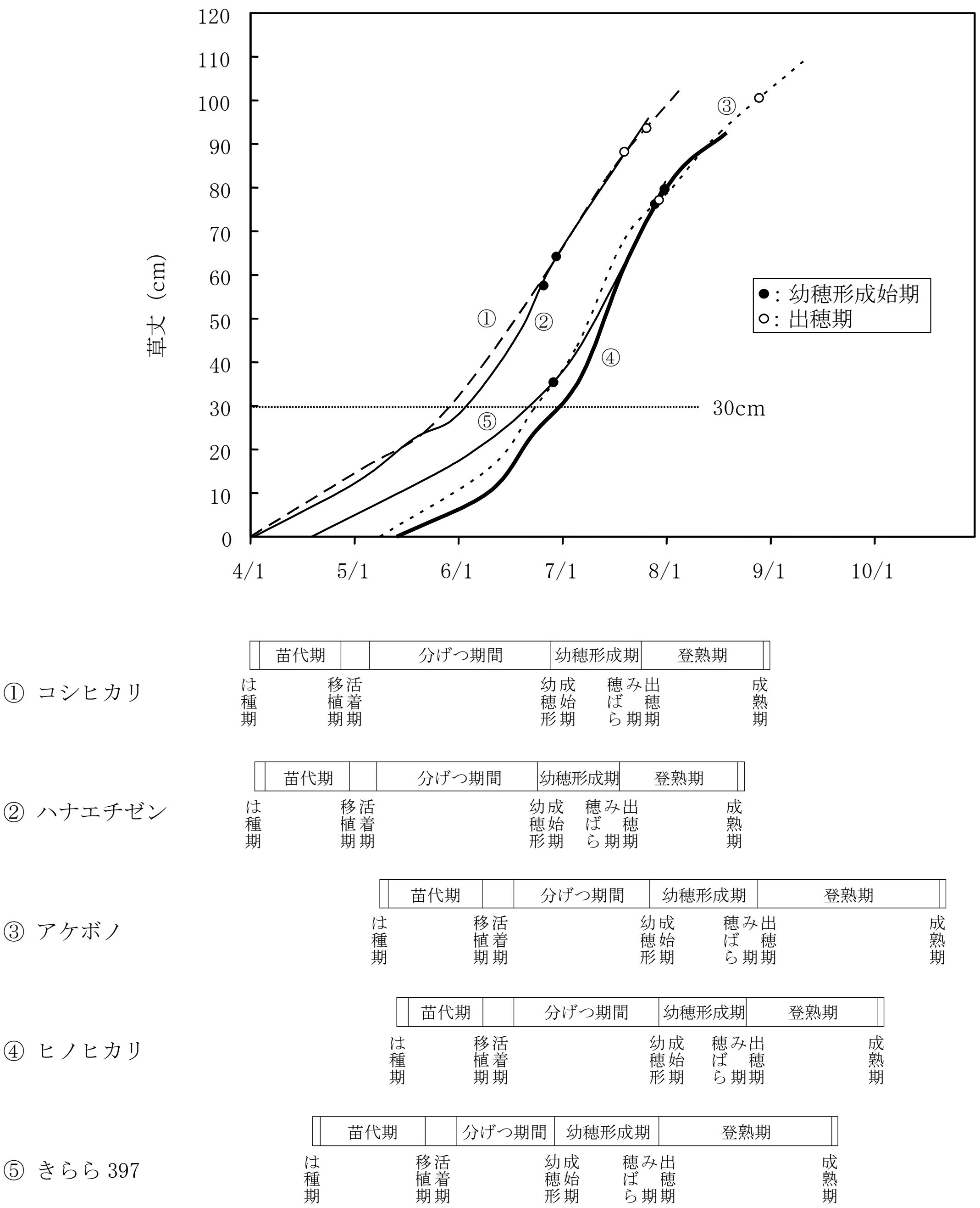


図-5.3　水稲の生育期と草丈

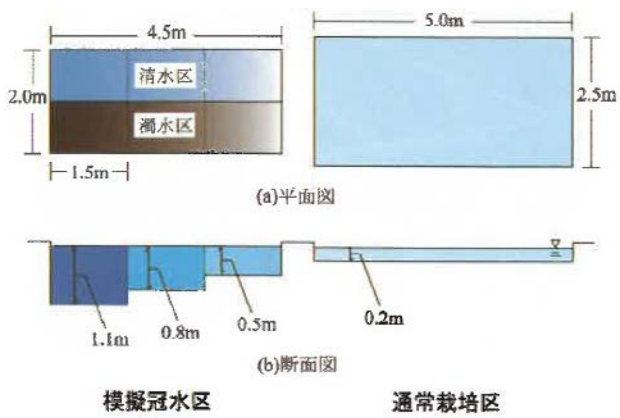
〔注〕**図-5.3** は、早期栽培、早生、中生、晩生の品種に関してグラフ化した一例である。

〔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。

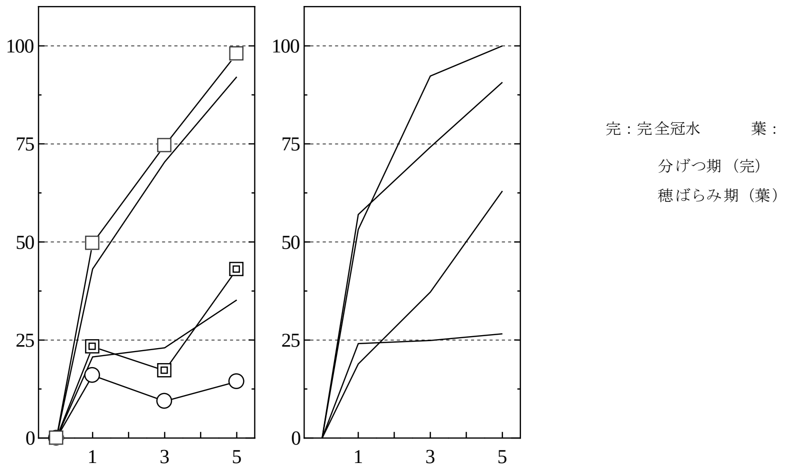
2012 年から 2014 年にかけて実施された研究では、**図−5.4** のような試験区を水田内に設置し、ポット栽培した水稲を様々な条件で水没させた（**図−5.5**）。収量調査で得られた粗玄米重から、不完全米を除いた整粒重を用いて減収率を算定した結果、**図−5.6** のとおり、全ての生育時期で冠水により減収したが、その度合いは生育時期によって異なり、穂ばらみ期と出穂期では１日の完全冠水でも５割程度の減収が見られた。一方で、葉先露出状態で冠水した場合は大幅な被害軽減が見られた。

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

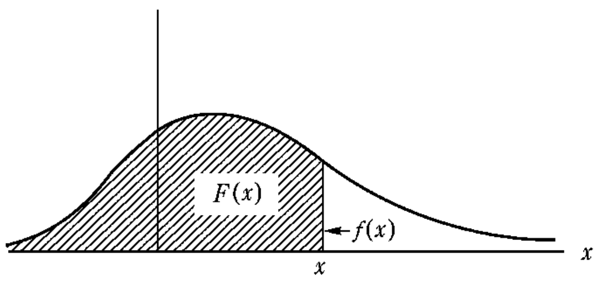
$P(x_T)$：水文量が x_Tに等しいか、又はそれを超える値が生起する確率（これを超過確率という。）。

式（6.1）において、例えば年最大日雨量 x_T=126mm/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。

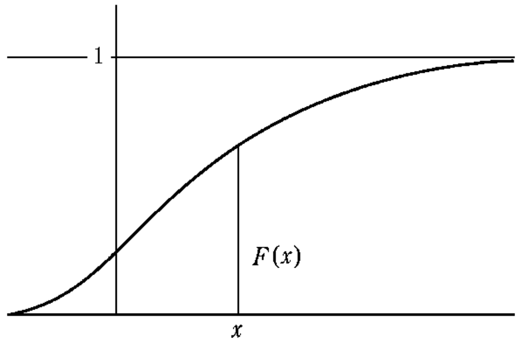
$$P(x_T) = 1 - F(x_T) = 1 - \int_{-\infty}^{x_T} f(x)\,dx \quad \cdots\cdots (6.2)$$

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

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]。

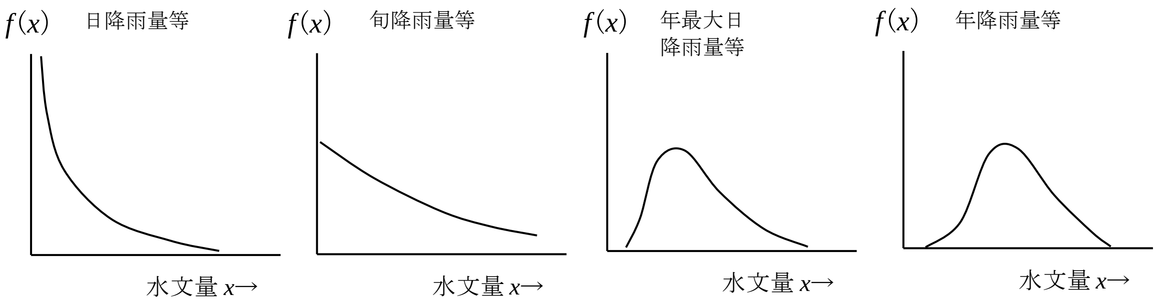


図-6.2　降雨分布の形状

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。

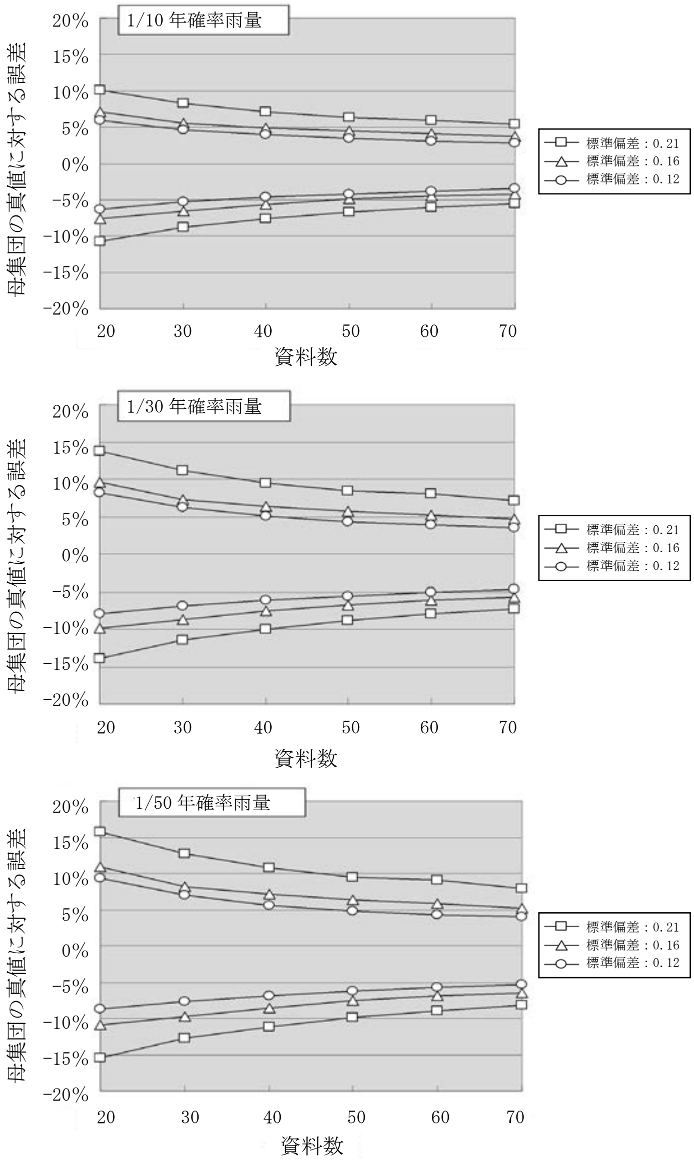


図-6.3　確率降雨量の推定精度と資料数の関係

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

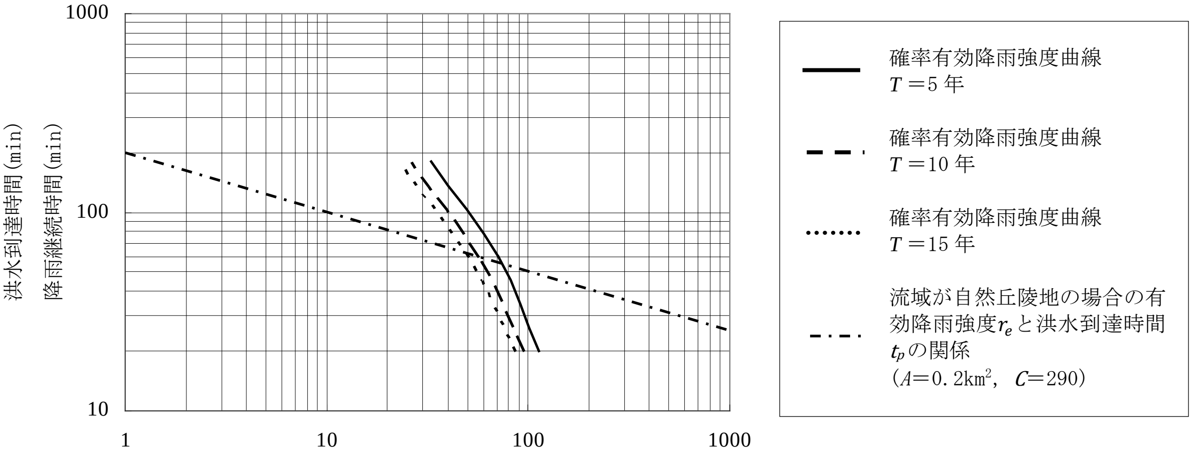


図-6.4　確率有効降雨強度曲線

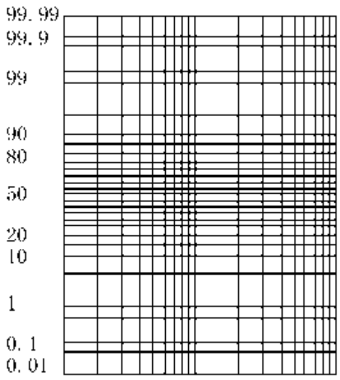
6.2.2　適用分布関数の選定

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。

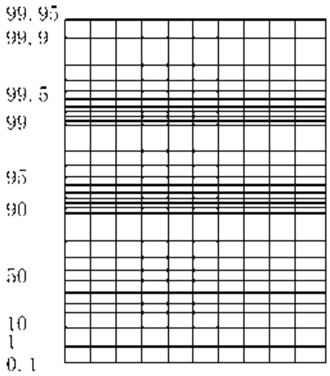
一般的には、確率降雨量を推定するには、抽出した資料を確率紙にプロットし、その傾向を目視により判断して分布関数を選定する。水文統計解析に使用される確率紙には、**図-6.5**のような対数正規確率紙、極値確率紙等がある。これらの確率紙と降雨資料には以下のような関係がある。

(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。

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

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)]。

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

ここに、a（又は $k=\mathrm{a}\log e=0.4343a$）、$b$、$x_0$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。

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

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。

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

標準偏差 S_x を求め、$1/a$ を推定する。

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

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。

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

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。

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

（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。

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

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

（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	2.0924	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	$x_l \cdot x_s - x_g^2$	$2x_g - (x_l + x_s)$	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。

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

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。

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

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。

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

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