

農業用ため池の洪水低減機能に関する 水文・水理学的研究

加藤 敬*

目次

I 緒言	1	(2) 大阪府ため池防災テレメータシステム	9
1 研究の背景と目的	1	(3) テレメータシステムの収集データ	9
2 本論文の構成と研究内容	2	5 水文データの観測時間	9
II ため池の水文・水理的特徴	3	6 解析対象の雨の選択	11
1 諸元と特徴	3	7 洪水解析及びその結果	11
2 ため池洪水吐の構造	4	8 実績の洪水ピーク低減量	13
III 洪水低減機能の解析手法	4	9 洪水低減機能の考察	14
1 流入量と放流量	4	10 下流水路の通水能力	14
2 貯水池の洪水計算	4	11 洪水ピーク低減機能の下流効果	14
3 ため池洪水吐の水理	4	12 解析のための資料についての考察	14
(1) 洪水吐の形式	4	V 確率洪水における放流量解析	15
(2) 水路式洪水吐の放流量式	5	1 確率洪水と確率雨量	15
(3) 水路式洪水吐水路の長さの影響	5	2 ひずみ度のハイエトグラフへの適用	15
(4) 流入口の形状の影響	5	3 一雨降雨のひずみ度	16
(5) 水理模型実験による 水路式洪水吐の流量係数	5	4 雨量ピーク周辺における降雨の偏り	17
(6) 越流式洪水吐の流量係数	6	5 洪水流出モデルの決定	17
(7) 側水路式洪水吐の流量係数	6	6 確率洪水における洪水ピークの低減量	18
4 流量係数についての考察	6	7 洪水低減機能により生ずる 下流効果の確率的評価	19
IV 大阪府松沢池における 洪水低減機能の効果の解析	7	VI ため池の管理方法	19
1 松沢池と周辺の概要	7	1 水位低下管理	19
2 松沢池の諸元	8	2 松沢池における水位低下管理の効果	19
3 松沢池の洪水吐	8	3 水位を低下させた管理に関する考察	20
4 水文観測施設	8	VII 結論	20
(1) 松沢池での水位と雨量の観測	8	謝辞	20
		引用文献	21

I 緒言

1 研究の背景と目的

農業用ため池は、稲作が始まった古代よりかんがい施設として築造され、現在、全国に約 21 万個あるといわれる。総かんがい面積は、120 万 ha 以上に及び、総貯水量は約 30 億トンに達する。瀬戸内海に面する地域では特に多く、兵庫県は 4 万 7 千個をはじめ、岡山県、広島県、山口県、香川県ではそれぞれ 1 万個を超えるため池を擁

し、その貯水が重要な水源となっている。また、ため池は利水条件が不利な地域に立地し、掛け替えのない水として周辺の農地を潤してきた。これらは、規模の大小にかかわらず、受益農地にとって不可欠な水利施設であり、わが国の食料生産を支えてきた施設といえる。

しかしながら、ほとんどのため池は築造年代が古く、老朽化が進行し、整備が必要なため池の数は約 2 万個に達しているといわれる（全国土地改良事業団体連合会、1999a；中島、2001）。米の生産調整によって耕作が放棄される水田が増大し、それらは自ずと水利条件が不安定なため池依存農地に集中し、ため池の管理の粗放化を招いた。耕作が続けられている地域にあっても、農業者の高齢化や農村の過疎化によってため池をはじめとする水

* 農地整備部上席研究官

平成 16 年 2 月 14 日受理

キーワード：農業用ため池・洪水低減機能・水文水理学的研究

利施設の管理が十分に行えなくなっている地域は多い。一方、都市近郊でも、農地の宅地等への転用や混住化の進行によって、受益農地面積の減少と管理体制の弱体化が著しい。近年におけるこのような社会情勢の変化は、ため池の老朽化を加速させるばかりか、下流側の人家密度を高め、農地ばかりであった時代に比較して決壊時の被害ポテンシャルを著しく高めている。

このような時代にあって、1961年に制定された農業基本法が廃止され、1999年に新たに食料・農業・農村基本法が制定された。農業の発展と農業従事者の地位の向上を目指した基本法から、国民生活の安定向上と国民経済の健全な発展を目指した基本法への展開である。食料・農業・農村基本法には4つの基本理念が掲げられ、その一つに「多面的機能の十分な発揮」が謳われた。これは、国土の保全、水源のかん養、自然環境の保全、良好な景観の形成、文化の伝承等農村で農業生産活動が行われることにより生ずる食料その他の農産物の供給の機能以外の多面にわたる機能が、将来にわたって適切かつ十分に発揮されなければならないとしたものである。それは、多くの農村で高齢化の進行と人口の減少により活力が低下し、地域社会の維持が困難な集落も相当数見られるようになったことから、農業の持続が困難となり、農業活動に伴って発揮されてきた多面的な機能が維持できないと懸念されるようになったためである。従前のように国土の隅々まで農業が営まれていた時代には当然のこととして受け止めていた農業の持つ多面的な機能に着目し、その十分な発揮（全国土地改良事業団体連合会、1999b）を図ることは、今では国家的課題となっている。

農業用ため池には、周辺農地を潤す用水源という本来の利水機能の外にも、ため池から浸透した水が地下水をかん養する機能、潤いのある農村景観を形成する機能、周辺に固有の生態系を形成し保全する機能等に加えて、洪水を低減する機能等の重要な多面的機能がある。ため池はその名称の通り、通常の降水の場合は流入する水の全てを一旦貯留する。また、洪水時にも、ため池からの放流ピーク流量は流入ピーク流量より低減し（Fig.1）、よって、ため池は洪水ピークを低減する水理的機能を持つ。本研究では、これを「ため池の洪水低減」と定義し、その水文・水理学的特性を解明する。

ため池における洪水吐からの放流量は越流水深によって決まるため、ため池の満水面積が流域面積に対して比較的大きな割合を持つことから、洪水時の流入ピークを遅らせかつ低減する。集水域で都市化が進行したことで流出が集中し、洪水ピークが増大した地域においては、このため池の持つ機能が特に有効に働く。さらに、そのような地域の下流部は一般に洪水による被害ポテンシャルが高く、本来の利水機能よりも洪水低減機能のほうが重視される場合もある。農業用ため池が非農家の安全な生活の確保に大きく貢献しており、農業の持つ多面的機能の典型的な発現例ということができる。老朽化した多

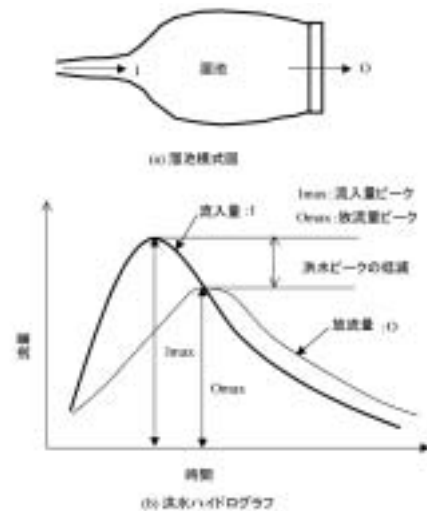


Fig.1 ため池の洪水低減機能
(洪水時の流入量と放流量の時間変化)
Flood mitigation function of irrigation pond

くのため池の改修・整備にあたっては、地域住民の共通資産として管理される社会システムを確立するためにも、この洪水低減機能の発揮を十分に考慮した設計が非常に重要となる。

このような状況を背景として、本研究では、農業用ため池の洪水低減機能とその効果を確率的要素を入れて数量的に評価することを目的とした。

これまで、このような機能の研究は、ダムに関するいくつかの例があるが、ため池については極めて少なく、いくつかの単発的な洪水に対する事例が報告されているにすぎない。規模が大きいダムのような貯水池を対象とした洪水低減機能の研究には、次のようなものがある。中西ら（1999）は、農業用ダムについて、洪水低減機能は空き容量あるいは洪水吐クレスト天端から上の一時貯留により生じることを明らかにした。佐藤（1985）は、農業用利水ダムが洪水流出ピークをカットした例を示し、治水上の効果を評価しても良いと報告している。また、須賀（1995）は、利根川の洪水流量を上流の多目的ダム群によって小さくすることを示している。しかし、ため池を対象として洪水低減機能を調査した事例は極めて少なく、流入量に対する放流量の低減を洪水調節機能として評価（大橋ら、1989；鈴木ら、1990）にするにとどまっている。

本研究では、集水域、下流域ともに都市化が進行した大阪府の松沢池を対象として、観測データによる洪水流出解析、洪水低減機能の解明と評価、洪水低減機能を強化するため池管理方法の検討を行った。

2 本論文の構成と研究内容

ため池の持つ洪水低減機能の評価を大阪府松沢池を例に機能とその効果を確率的要素を入れて数的に評価した。

第2章では、ため池の水面積と流域面積の関係と洪水

吐から見たため池の特徴を述べる。

第3章では、洪水低減機能を解析するための洪水解析とその解析に必要な洪水吐の水理的特性について、水理模型実験の結果もふまえて述べる。

第4章では、松沢池の観測データから洪水解析を行い、低減機能の実態と下流に対する効果を明らかにする。

第5章では、流出モデルと確率雨量から得られる確率洪水における放流量の解析を行い、降雨の確率年と洪水低減の量的関係を明らかにする。

第6章では、第4章で得られた空き容量がある場合には洪水低減機能が大きくなるとの結果をもとに、ため池の水位管理の運用を変えたときの洪水低減機能の増加を明らかにする。

第7章では、得られた結果の総合的な考察をする。

Ⅱ ため池の水文・水理的特徴

1 諸元と特徴

ため池は、主としてかんがい用の貯水池で小規模のものを指す。ため池は、水をせき止める堤体、水を貯める貯水池、用水を流す放流施設、余分な水を流す洪水吐などから構成される。土地改良事業設計指針「ため池整備」（農林水産省構造改善局建設部設計課，2000a）では適用範囲として「本指針は、高さが15 m未満のため池の改修に適用する」とされており、堤体の高さが15 m以上はダムとして分類される。高さは、基盤地盤面から堤頂までの鉛直距離をいう。しかし、これは構造上からの分類であって、ダムに分類されても〇〇ため池、〇〇池と呼称されるものも多い。築造当初は規模の小さい池が、時代の経過と水需要の高まり、さらに築堤技術の発展によりダム規模に至っている例も多い。古事記、日本書紀にも築造が記されている大阪府の狭山池は、最初の築造から、奈良時代、慶長年間、江戸時代、昭和と修築が行われるに従い規模が大きくなり（大阪府，1995）ダムに分類される規模に至っている。また、複数の池を統合して新たな池として、規模が大きくなっている例も見られる。

ため池の特徴を表す諸元は、高さのほかに、流域面積、満水面積、貯水量などがある。これらはダムに比較して小さいのが一般である。

満水面積は財産管理上重要なので正確に把握されているが、流域面積は管理上の必要性が乏しいため正確に把握されていないものが多い。また、一般に手に入る2.5万分の1の地形図から流域界を特定することは難しく、流域界を実際に踏査しなければ面積を得ることが出来ず、正確な資料を収集することが難しい。ダムでは、事業計画書があるので、流域面積を得ることは容易である。

ため池に関して流域満水面積比率（＝流域面積／満水面積）を調べると、Fig.2に示すように20以下となるものが多く、流域面積も1 km²を越えるものは少ない。また、大阪府と関東地方の農業用ダム（農林水産省構造改

善局建設部設計課，1996）の場合を示すとFig.3に示すように、流域満水面積比率が20以下のものもあるが、30を越えるものも多くなる。大阪府の農業用ダムは、同じ流域満水面積比率であっても関東地方に比べると流域面積が小さい傾向をもつ。関東地方は、大阪府に比べ河川の流域規模が大きく、地形の規模の影響と考えられる。さらに、貯水容量の大きなダム（財団法人日本ダム協会，1990）についてみるとFig.4のように流域満水面積比率は

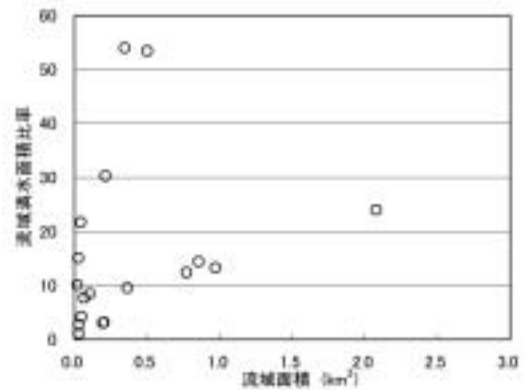


Fig.2 ため池における流域満水面積比率
Relation between basin area and water surface area/basin area in irrigation ponds

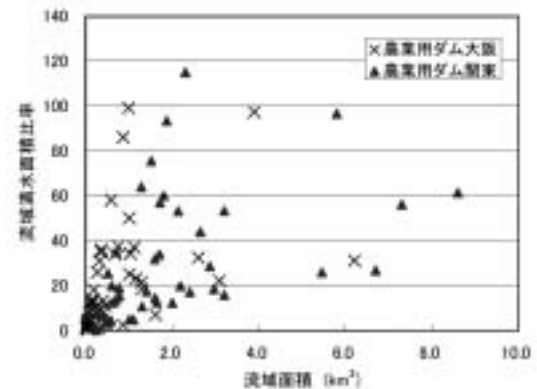


Fig.3 大阪府及び関東地方の農業用ダムにおける流域満水面積比率
Relation between basin area and water surface area/basin area in reservoirs of irrigation dams

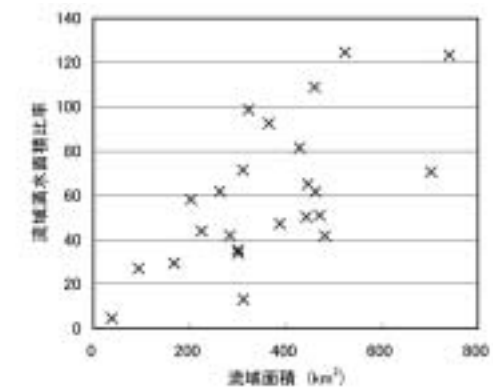


Fig.4 貯水容量の大きなダムにおける流域満水面積比率
Relation between basin area and water surface area/basin area in large storage capacity dams

さらに大きくなる。これらのダムは、堤体が高いので満水面積が小さくとも大きな貯水が得られる。これらの大きなダムは、発電用、あるいは多目的ダムであり、農業用水専用のダムは少ない。流域満水面積比率の値が小さいものが多いのが総体的に見たため池の特徴といえる。

この流域満水面積比率が小さいと洪水低減機能が大きいと考えられる。土地改良事業設計指針「ため池整備」では、流域満水面積比率の値が30以下の時、設計水位を決める上で、この効果を考慮してよいことになっている。満水面積が相対的に大きければ流入する洪水が一時的に貯留され、洪水流量のピークが洪水吐から放流される流量のピークより小さくなる。

2 ため池洪水吐の構造

通常、ため池の堤体は土で造られるので、水が堤体を越流することに対しては弱い。このため、ため池の満水位を越える水を余水として安全に放流する施設として洪水吐がある。この水を放流できる能力として、設計洪水流量（農林水産省構造改善局建設部設計課，2000b）が想定される。フィルタイプ（土の堤体）のため池に対する現在の設計洪水流量は、200年確率の洪水に20%の余裕を見たものである。洪水吐はこの設計洪水流量を安全に流せるように計画される。しかし、多くのため池は設計洪水流量に基づく設計の考え方ができる以前に建設されている。このため、ため池の洪水吐は規模の小さなものが多く見られる。

現状の洪水吐の放流能力を評価するには、洪水吐水路幅や流量係数といった水理特性を把握すればよい。しかし、平面形状、断面形状に様々なものが見られ、水理特性の把握が難しいものもある。それら特性の把握は形式と流入形状、堰頂形状から判断しなければならない。

洪水吐の形式は、側水路式、越流堰式と水路流入式に分類される（農林水産省構造改善局建設部設計課，2000c）。側水路式、越流堰式は、ため池の歴史からすれば比較的新しく、水理設計方法に基づいて設計されている。これらの形式は現地の地形条件に合わせて採用される。放流能力の推定は水理設計に依っていれば、その計画値を採用すればよい。しかし、古いため池の洪水吐は水理設計に基づいていないものが多く、基づいていても、コンクリートの損傷等から補修され、当初の形状から変わっているものがある。補修によって堰断面形状が変われば、放流能力も設計値とは異なる。現状の洪水吐の放流能力を把握する際は、補修が行われていれば形状の変化による流量係数の変化や堰頂標高の変更の有無に注意を払わなければならない。

III 洪水低減機能の解析手法

1 流入量と放流量

ため池へ流入する洪水流量のピークより、ため池から

放流される洪水流量のピークが小さくなる現象が洪水の低減機能である。したがって、ため池の洪水低減機能は、流入量と放流量の時間変化が判れば求めることができる。しかし、ため池管理では流入量と放流量は測られていない。ごく一部の重要なため池に、自記の水位計が設置されているのみで、一般のため池では、かんがい期間の見回り時に日に1、2回の水位を見る程度が現状である。

洪水吐の水理特性から水理計算で放流量を求めるには、日に1、2回の水位記録では難しいが、5分間隔、10分間隔といった短い時間間隔の水位記録があれば可能となる。さらに、ため池の水収支計算を行えば流入量が求められる。

また、気象観測の雨のデータから流出モデルによって流出量を推定し、これを流入量として、ため池の水収支計算を行えば放流量を求められる。

2 貯水池の洪水計算

貯水池の洪水流量を求めるのは、池への水の出入りを求めることである。池に流入する水路に比較して、池の水深は大きく、さらに幅方向に広さを持つので流れ方向の通水断面積が大きい。よって、池での水の流速は小さく、速度水頭や摩擦を無視できる。このため、貯水池の水面は水平を保ち昇降すると見なすことができる。時刻 t におけるため池への流入量を I 、放流量を O 、貯水池容量を S とすると連続式は次のようになる（荒木・椿，1970a）。

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (1)$$

上式を差分式に直し $t = t_1$ の諸量に添え字1、 $t = t_1 + \Delta t$ の諸量に添え字2を付けると、

$$\frac{1}{2}(I_1 + I_2)\Delta t = (S_2 - S_1) + \frac{1}{2}(O_1 + O_2)\Delta t \quad (2)$$

したがって、における流入量は次式で算定される。

$$I_2 = 2(S_2 - S_1)/\Delta t + (O_1 + O_2) - I_1 \quad (3)$$

観測水位から S_1 、 S_2 、 O_1 、 O_2 を算定すれば、流入量 I_2 は I_1 が分かれば求められる。初期流入量を仮定すれば観測水位から逐次流入量が求められる。

3 ため池洪水吐の水理

(1) 洪水吐の形式

ため池の洪水吐の形式は大きく次の3タイプに分類される。

- a) 水路流入式
- b) 越流堰式
- c) 側水路式

水路式洪水吐は形式が簡単であることからため池洪水吐に多く用いられている。水路流入式では接近水路部の形状が種々あり、入り口の形状によってエネルギーの流入損失を考慮しなければならない。

越流堰式は水路式洪水吐の中に越流堰が設けられた形

状で、池側は堰上げられて水路の水深は大きくなるが、水路式に比べ大きな流量係数が期待できる。また、接近水路の流速が小さく、入り口における形状的損失は小さいと考えられる。

側水路式は、堰を越えた流れの方向をほぼ直角方向にえて流す形式で、堰頂を長く、越流水深を小さく設計するための形式である。設計洪水量が大きく、越流水深は抑えたい場合に採用される。一般には洪水規模が大きくな時に採用されることが多い。堰上げられているので接近水路の流速は小さいので流入部の形状的損失は小さいと考えられる。

(2) 水路式洪水吐の放流量式

水路式洪水吐 (Fig.5 参照) の水路の幅を B (m)、ため池の洪水吐堰頂からの水頭を H_0 (m) とすると洪水吐の放流量は (4) 式の越流堰の式 (荒木・椿, 1970b; 土木学会, 1985a) で表される。

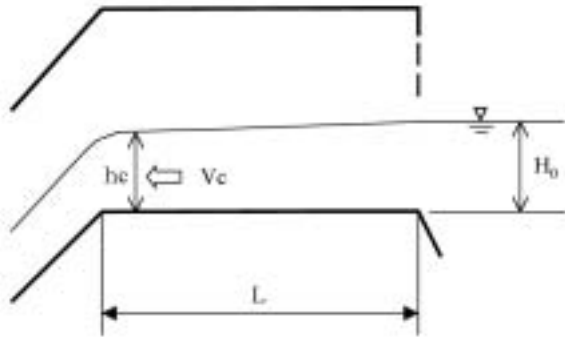


Fig.5 水路式洪水吐断面の模式図
Schematic cross section of spillway

$$Q = CBH_0^{3/2} \quad (4)$$

ここに、 Q : 洪水吐流量、 B : 水路幅、 C : 流量係数

流量係数は堰頂長 L (m) 等により変化する。堰頂長を無視したとき、急勾配水路の始点で限界水深 h_c (m) が生ずるとすると、流速は V_c (m/s) となり、 h_c と V_c の関係は

$$V_c^2 / 2g = h_c / 2 \quad (5)$$

となる。池から急勾配水路始点までの水路損失を無視すると、ため池の越流水頭 H_0 と急勾配水路の始点の限界水深の関係は、

$$H_0 = 1.5h_c \quad (6)$$

となる。よって、洪水吐水路を流れる流量は (3) 式で表される。

$$Q = B \cdot h_c \cdot V_c = B \cdot h_c \sqrt{g \cdot h_c} \quad (7)$$

ここに、 g : 重力の加速度 $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

ここで、(6) 式の関係代入すると

$$Q = B \cdot 3.13 \cdot h_c^{3/2} \quad (8)$$

$$= 1.7 \cdot B \cdot H_0^{3/2}$$

となり、堰頂部長さ等の影響が無視できれば流量係数は $C = 1.70$ となる。

(3) 水路式洪水吐水路の長さの影響

洪水吐水路全体を長方形堰 (土木学会, 1985b) とみなして、水路長を堰頂の長さとして、本間の式あるいはゴビンダ・ラオの式を適用すれば洪水吐の流量は次のようになる。

本間の式の場合、

$$Q = \mu \cdot B \cdot h_1 \sqrt{2g \cdot h_1} \quad (9)$$

長方形断面 $h_1/L < 1/2$ の場合の $\mu = 0.35$ を代入すると、

$$Q = 1.55 \cdot B \cdot h_1^{3/2} \quad (10)$$

ここに、 h_1 : 堰頂を基準とする上流水深。

Govinda Rao の式の場合

$$Q = C \cdot B \cdot H_0^{3/2} \quad (11)$$

ここに、

$$0 < H_0/L \leq 0.1 \quad C = 1.642 (H_0/L)^{0.022}$$

$$H_0/L = 0.01 \text{ のとき} \quad C = 1.484$$

$$H_0/L = 0.1 \text{ のとき} \quad C = 1.561$$

$$0.1 \leq H_0/L \leq 0.4 \quad C = 1.552 + 0.083 (H_0/L)$$

$$H_0/L = 0.1 \text{ のとき} \quad C = 1.560$$

$$H_0/L = 0.4 \text{ のとき} \quad C = 1.585$$

両者の式における流量係数は近い値であり、水路の長さを考慮すれば、洪水吐の流量係数は $C = 1.5$ 程度とすればよい。

(4) 流入口の形状の影響

ため池から洪水吐水路へ流入する際に、水路の入り口の形状によって水頭損失が生ずる。流入口での損失水頭 h_l は次式で表される。

$$h_l = f_e \cdot V^2 / 2g \quad (12)$$

ここに、 f_e : 流入口の損失係数、 V : 水路を流れる流速。

流入口の損失係数 $f_e = 0.5$ 、水路を流れる流速を $V = V_c$ とおくと、ため池の水頭と急勾配水路始点の限界水深の関係は、

$$H_0 = 1.5h_c + 0.5 \times h_c / 2 = 1.75h_c \quad (13)$$

となる。

$$Q = B \cdot 3.13 \cdot h_c^{3/2} \quad (14)$$

$$= B \cdot 3.13 \cdot (0.5714 H_0)^{3/2}$$

$$= B \cdot 1.35 H_0^{3/2}$$

流入口での損失水頭を考慮し、流入口の損失係数 $f_e = 0.5$ とした場合には洪水吐の流量係数は $C = 1.35$ となる。

(5) 水理模型実験による水路式洪水吐の流量係数

ため池に多い水路流入式の入り口形状により流量係数に幅があることが予想される。流量係数をより正確に推定するには入り口形状が類似の水理模型実験を参考とすることが必要である。

ため池の洪水吐では水路長さ、および流入口の損失の両者を考慮しなければならない。しかし、形態上は流入形状と水路長さは関連し合うものであるため分離して整理は困難である。そこで、流入口形状として、

① 漏斗形 (30° の角で水路幅が縮小, Fig.6)

②角端 (入りの壁が直角に曲がっている形状, Fig.7)

③円弧 (入りの壁が円弧 Fig.8)

の3形状において。さらに角端と円弧は水路長さ変えて計5ケースについて水路幅 $b=0.2\text{m}$ の水理模型を用いて流量係数を実験で求めた。

求められた流量係数の流入形状タイプによる比較を Fig.9 に示す。概ね広頂堰の $C=1.55$ より小さく, (14) 式の $C=1.35$ までの範囲にある。また, 実験の範囲では流量係数は越流水頭が増加するに従って小さくなる傾向を持っている。

(6) 越流式洪水吐の流量係数

水路式との比較として越流式の実験を実施した。堰高と水路幅の比は $1/4$ とした。この実験における流量係数を Fig.10 に示す。流量係数は標準越流頂で通常使われる値に近い。水路式に比べ, 流入するときの水深が2倍以上となり流入の流速が小さいため入口の形状損失が小さいためと考えられる。

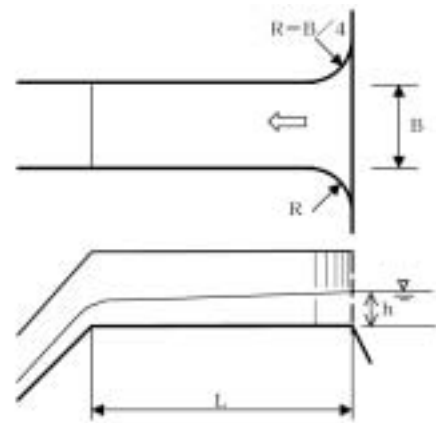


Fig.8 水路式洪水吐模型の流入口の形状③ (円弧形 $B=0.2\text{m}, L=0.3\text{m}$ および $B=0.2\text{m}, L=0.7\text{m}$) Schematic cross section of spillway with round entrance

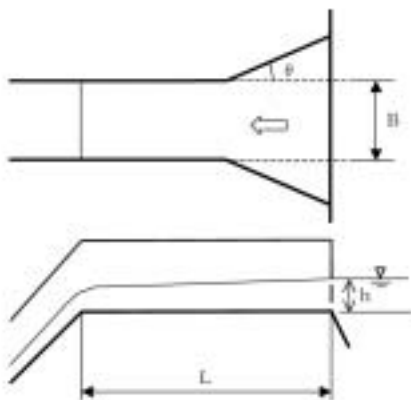


Fig.6 水路式洪水吐模型の流入口の形状① (漏斗状形 $B=0.2\text{m}, L=0.7\text{m}, \theta = 30^\circ$) Schematic cross section of spillway with triangular entrance

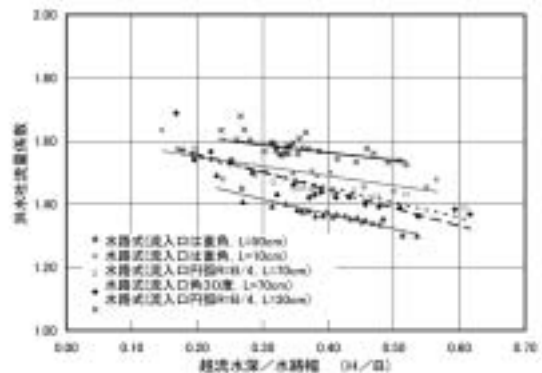


Fig.9 流入形状によるの流量係数の変化 Discharge coefficients

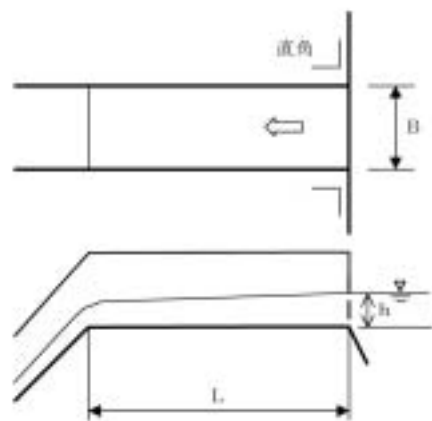


Fig.7 水路式洪水吐模型の流入口の形状② (角端形状 $B=0.2\text{m}, L=0.1\text{m}$ および $B=0.2\text{m}, L=0.5\text{m}$) Schematic cross section of spillway with rectangular entrance

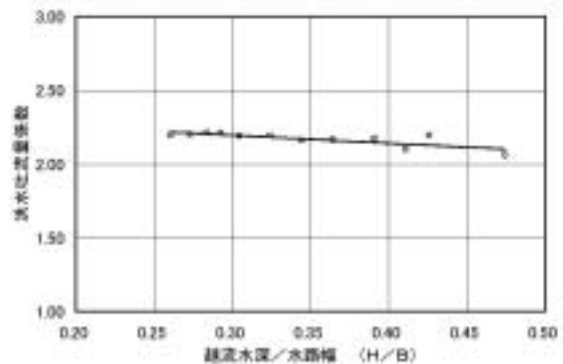


Fig.10 越流式の流量係数 Discharge coefficient of wier type spillway

(7) 側水路式洪水吐の流量係数

流入口の損失は考慮しなくてよいので, 流量係数は標準越流頂で通常使われる流量係数を用いればよい。側壁の先端部は円弧形状とするのがよい。

4 流量係数についての考察

水路式洪水吐の流量係数は, 概ね広頂堰流量係数に流入形状の損失を考慮した係数となる。水路幅 2m 、越流水深 1m 程度を洪水吐設計値と見れば, 模型実験での

H/B が 0.4 ~ 0.5 程度での流量係数は $C=1.35 \sim 1.55$ の値となっている。入口幅が広く、水路を徐々に絞る漏斗状は水路が長くても流量係数は大きく、入口が直角の角端形状は入口部で縮流が生じて流量係数は小さい。また、流量係数は水頭/水路幅 (h/B) の比によって変化し、 h/B が大きくなるにつれて小さくなっている。このため、ため池の極限洪水排除能力（貯水位が堰堤を越流する寸前まで上昇したときの洪水吐の放流の放流能力とする）を検討する場合には、安全を考慮 $C=1.35$ をとればよいと考える。

IV 大阪府松沢池における洪水低減機能の効果の解析

1 松沢池と周辺の概要

松沢池は、大阪府茨木市の中央西寄りに位置している。この地域では、古くは田圃の用水は川にたよることが多かったが、江戸時代にはため池が多数造られた。その中で最も大規模な池が松沢池であった。上穂積、中穂積、下穂積、倍賀の四ヶ村はかんがい用水を佐保川、勝尾寺川の井堰から引水していたが、井堰の流水が減り、干ばつの害を被るようになったので、文政11年(1828)殿村正左衛門の肝煎りで、下穂積村領内において4ヶ村立会しながら、2カ年がかりで松沢池を造った(茨木市教育委員会, 1991a)。その後、補修、改修等が行われて現在に至っている。この池を管理している土地改良区理事長らの話によれば、池の水は数百haの水田に供給されていたが、現在の受益地は10ha以下となり、Fig.11のように点在している。

大阪府には12,000個を越える農業用ため池がある。この内、受益地が5~40haのため池は約1,100個と全体の1割、また40ha以上は約100個である。これから見て、松沢池は受益の面積が10ha程度に減少したとはいえ、受益面積の規模から見れば大きいため池に分類される。

池の周辺は、昭和40年代後半に都市化が進展した。都

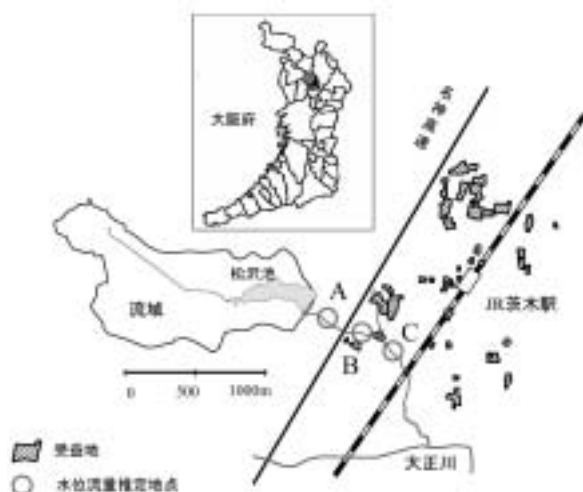


Fig.11 松沢池の受益地

Basin of the Matsuzawa-ike Pond and irrigated area

市化を流域の人口で見れば、茨木市春日地区（前述の四ヶ村が含まれる）の人口は昭和40年の約2万6千人から昭和60年の人口（茨木市, 1995）約5万9千人へ増加した。平成11年に、人口（茨木市, 2000）は約5万8千人と減少しているが世帯数は増加している。地形図に現れている人家を見ると、昭和22年の2.5万分の1地形図には、松沢池流域に人家が全く見られない。昭和42年の2.5万分の1地形図では池の周囲に団地が形成されている。平成9年の1万分の1地形図では流域界の尾根と急な斜面を除いてほとんどが住宅となっている。また、昭和40年代に大規模な盛土による道路建設が行われ、上流域の一部が流域から外れ、流域面積は減少した。

この間の農業を統計（茨木市, 1965）で見ると1960年（昭和35年）には、茨木市の農家戸数は3491戸である。その内で春日地区の農家戸数は482戸、水田面積は207町7反6畝2歩ある。1985年では春日地区を表すデータがないが、茨木市の農家戸数（茨木市, 1990）は2267戸へと減少した。

茨木市の地勢を見ると、松沢池のある丘陵地の麓から、東に向かって緩い傾斜をもっている。茨木市の主要な川はFig.12に示すように西側を北から南に流れている。茨木市の風水害状況等（茨木市2001; 茨木市教育委員会, 1991b）は、昭和28年（1953年）の台風時の豪雨（総雨量150mm）によって松沢池は危険な状況に陥ることがあったが、現在は洪水吐が改修されている。このとき茨木市も安威川および茨木川沿いに大きな湛水被害を生じ、その後、昭和40年代までは大きな湛水被害を生じていたが、最近は大規模なものは発生していない。最近10年（1991~2000）の床上、床下浸水の被害は1~7世帯規模が3回、数十世帯の規模が3回が生じている。この中で1997年に2回あり、松沢池下流も含まれる。松沢池下流域は、安威川や茨木川の周辺標高に比べ高いのでこれらの川の洪水の直接的影響は受けない地域と考えられる。1997年の浸水は松沢池流域を含む大正川につながる河川の出水によるものと考えられる。



Fig.12 茨木市の主要な河川

Rivers in Ibaraki-city

2 松沢池の諸元

松沢池は、総貯水量 252,000m³、満水面積 0.067km²、流域面積 1.13km²の農業用ため池である。池は東西に約 600m、幅 100m ほどあり、流域は東西約 2km、南北 1km ほどに広がっている。この流域は淀川水系の大正川に属している。

松沢池の流域のほとんどは住宅地となっている。流域の地形を見ると、西の流域界の尾根部は標高 50～60m あり、最高標高は美穂ヶ丘の中の 66m である。流域には春日丘運動公園付近に始まり池に達する長さ約 1km の水路があり、松沢池の主流域を形成している。この主流域の面積は 0.68km²である。水路の始まる標高は 46m より高いと推定される。池の標高はおよそ 30～31m と推定される。主流域水路の勾配は $i=15/1000$ となる。

池は東西に長く、流域全体の長さの 1/3 に近い。池に直接面している斜面は主流域の水路を通らず、住宅団地内の側溝等を通して池へ直接流入する流域を形成する。この面積は 0.383km²あり、Table 1 に示すように全体の 34% をしめる。

Table 1 松沢池の流域面積
Catchment area of Matsuzawa-ike pond

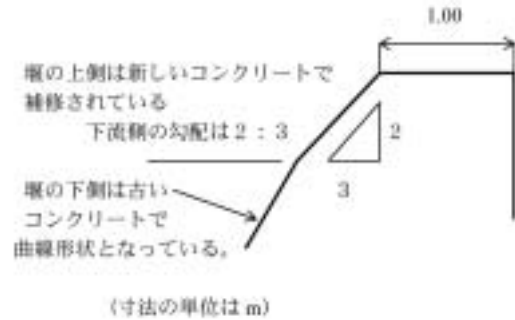
流域全体	1.130 km ²	100%
主流域	0.680 km ²	60.2 %
残流域	0.383 km ²	33.9 %
池水面積	0.067 km ²	5.9 %

3 松沢池の洪水吐

松沢池の洪水吐は、堰長が 26.9m の側水路式 (Fig.13, Fig.15) である。越流頂の断面形は下部部の形状から標準越流頂型であったと推定できるが、現状は補修により台形 (Fig.14) となっている。洪水吐に適用する流量係数については、堰頂が台形に成形されているので標準型越流頂形状 (土木学会, 1985c) の流量係数 ($C=2.1 \sim 2.2$ 程度) を適用することは出来ない。洪水吐は越流型であり、頂上の水平区間が 1 m と短いので摩擦損失は小さく、堤頂部で限界水深が生ずると考えられるので (8) 式

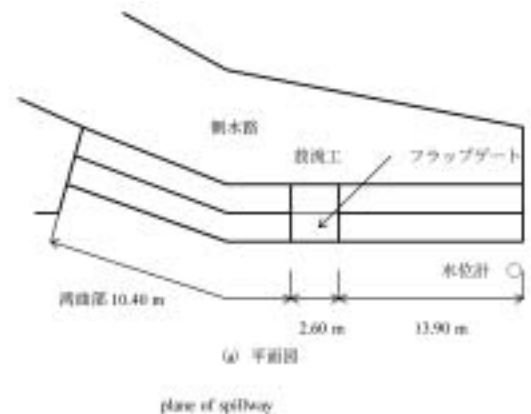


Fig.13 写真 松沢池洪水吐
Spillway plane of spillway



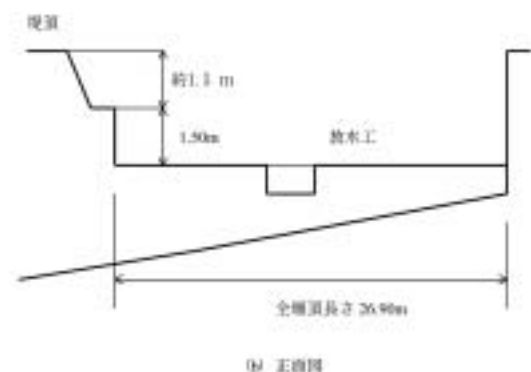
(寸法の単位は m)

Fig.14 堰断面図
Cross section of Weir



(a) 平面図

plane of spillway



(b) 堰頂図

Fig.15 松沢池の洪水吐概要図
Spillway of Matsuzawa-ike pond

における流量係数 $C=1.7$ を適用するのが適当と判断される。また、側水路のほぼ中央に放流用の転倒式のゲート (Fig.16, Fig.17) が設置されている。通常はゲートを上げた状態で管理されている。

4 水文観測施設

(1) 松沢池での水位と雨量の観測

松沢池には大阪府ため池防災テレメータシステムのため池観測局が設置されており、水位と雨量のデータを観測している。そのデータは府庁の中央局に収集されている。このシステムによる 1994～1997 年の 4 年間の観測データを洪水解析に用いた。雨量計は堤体上の操作室の横に、水位計は洪水吐の上流端部池側に設置されている (Fig.18)。

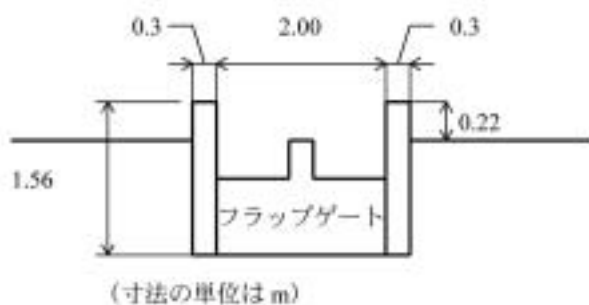


Fig.16 放流工正面図
Gate installed weir



Fig.17 写真 放流用ゲート
front view of Gate

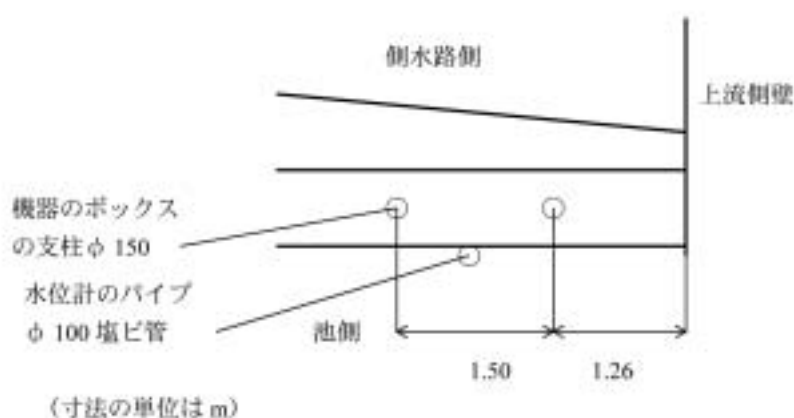


Fig.18 テレメータ用の水位計設置位置
position of observation of water level

(2) 大阪府ため池防災テレメータシステム

大阪府ため池防災テレメータシステム（大阪府農林水産部耕地課，1994）は，大阪府，市町村，ため池管理者が行なうため池水防活動が十分に，そして迅速に行われるよう，水防上重要な50箇所のため池の水位及び雨量を自動的に監視，収集，伝達することを目的に設置された。このシステムは，中央局（府庁），地方局，支局（地域の事務所の出張所），市町村局（地域の事務所），ため池観測局（各ため池）で構成され，多重無線回線及び電話回線によりデータの伝達が行われる。

また，このシステムでは，ため池の水位，雨量データを10分間毎に24時間収集し，各局において処理される。ため池管理者は，電話応答装置により，現在のため池水位を知ることができる。

(3) テレメータシステムの収集データ

大阪府ため池防災テレメータシステムは10分毎に水位，雨量を観測し，全体を中央局で監視している。このシステムのデータ整理は，池の名称とデータ整理日時刻，池のコード番号とデータ整理日の前日の9時10分から9時までの10分毎に時刻，水位，貯水量，水面積，10分間雨量，1時間雨量，24時間雨量，連続雨量等が24時

間を1ファイルとして整理されている。水位はcm単位で，雨量はmm単位で記録されている。

池水位と水面積・貯水量については，テレメータ設置の際に測量が行われ，その関係式がテレメータシステムに設定されている（ただし，ため池の台帳では満水面積0.074km²となっている）。貯水量，水面積は水位からの換算値で記録されている。

システムに設定されている水位と貯水量の関係式は得られなかったので，水位と貯水量の出力値を基に近似式を作成して解析に用いた。水位と貯水量の関係式を次式に示す。

$$S = 7011 h_s^2 + 67905 h_s + 187273 \quad (15)$$

ここに， S ：貯水量 m³， h_s ：満水位を基準とする水位 m である。

5 水文データの観測時間

流出解析を行なうには最も遠い地点に降った雨が観測点に達する時間，すなわち洪水到達時間より解析の時間間隔は短い必要がある。洪水到達時間については次のような式が提案されている。これらの式から洪水到達時間を求め，観測時間の関係を検討する。

a) Kraven (クラベン) の表 (土木学会, 1985d) による推定

この式は, 山腹斜面における流達時間が流路における洪水到達時間に比べて無視できるときに使われる。小流域で山腹斜面を流下する時間が無視できないときには, その時間を加えなければならない。

$$T_p = L_k / W \tag{16}$$

ここに, T_p : 洪水到達時間 (s), L_k : 流路長 (m), W : 洪水到達速度 (Table 2 参照)。

松沢池の洪水到達時間を求めると,

$$\begin{aligned} T_p &= 1000\text{m} / 3\text{m/s} \\ &= 333.3 \text{ 秒} \\ &= 5.6 \text{ 分} \end{aligned}$$

となる。これは主水路での時間であるので流域斜面から水路までの時間を加えた時間が到達時間となる。流域界から主流水路までは斜面と支流の小排水路を含め数百m程度あるので数分以上の加算が必要と考えられる。

Table 2 流路勾配と洪水到達速度
slope of stream and concentration time

流路勾配	1/100 以上	1/100 ~ 1/200	1/200 以下
W	3.5 m/s	3.0 m/s	2.1 m/s

b) 建設省土木研究所で整理した式 (土木学会, 1985e)

$$\text{都市流域: } T_p = 2.40 \times 10^{-4} (L_e / \sqrt{S})^{0.7} \tag{17}$$

$$\text{自然流域: } T_p = 1.67 \times 10^{-3} (L_e / \sqrt{S})^{0.7} \tag{18}$$

ここに, T_p : 洪水到達時間 (h), L_e : 流域最遠点から流量計算地点までの流路長 (m), S : 平均流路勾配

松沢池流域は宅地化し道路は舗装され排水側溝が整備されているので洪水到達時間として都市流域の式を適用し,

$$\begin{aligned} T_p &= 2.40 \times 10^{-4} (1000 / \sqrt{15/1000})^{0.7} \\ &= 0.13 \text{ 時間} \\ &= 7.9 \text{ 分} \end{aligned}$$

となる。水路のみの到達時間であるので, 実態はこれより長くなると考えられる。

c) kinematic wave 法に基づく式 (角屋・福島, 1976)

$$T_p = CA^{0.22} r_e^{-0.35} \tag{19}$$

ここに, T_p : 洪水到達時間 (min), A : 流域面積 (km^2), r_e : 平均有効降雨強度 (mm/h), C : 流域の土地利用形態に応じて異なる係数 (農林水産省構造改善局, 1980)

自然丘陵地: $C = 250 \sim 350 \div 290$, 放牧地: $C = 190 \sim 210 \div 200$, ゴルフ場: $C = 130 \sim 150 \div 140$, 開発直後粗造成宅地, 舗装道路及び水路の密な農地: $C = 90 \sim 110 \div 100$, 市街地: $C = 60 \sim 90$ となる。ここで, $C=70$ として洪水到達時間を求めると,

$$\begin{aligned} T_p &= 70 \times 1.13^{0.22} \times 30^{-0.35} \\ &= 0.14 \text{ 時間} \\ &= 8.4 \text{ 分} \end{aligned}$$

となる。

d) 菅原による式

菅原 (1972a) は洪水半減期に関する経験から洪水流出解析のための時間間隔の近似式を次式で提示している。

$$\sqrt{\text{流域面積}} \propto \text{洪水流出解析のための時間間隔} \tag{20}$$

この式を用いて洪水解析の時間間隔と流域面積の関係は Table 3 のようになる。

Table 3 洪水流出解析のための時間間隔
Time interval to analyze flood

流域面積 $A \text{ km}^2$	\sqrt{A}	洪水流出解析のための 時間間隔
300	17.3	2 ~ 3 h*
20	4.4	50 min*
1.13	1.1	12.5 min** (=50/4)

* 菅原が推定した時間,

** 菅原の推定した 50 分をもとに算定した値.

e) 洪水解析からの検討

また, 洪水解析における式 (3) 式の差分時間 Δt については, 貯水量の変化量 $\Delta S = S_2 - S_1$ が負となる場合には $|\Delta S|$ は満水位より上の貯留量より小さくしなければならないので,

$$S - S_{h=0} \geq -\Delta S \tag{21}$$

ここに, S : 満水時の貯水量, また上式は次式のように表され,

$$S - S_{h=0} \geq -(I - O) \cdot \Delta t \tag{22}$$

放流量に堰の公式を代入すれば,

$$S - S_{h=0} \geq -I\Delta t + CBh^{3/2}\Delta t \tag{23}$$

I は定式化できないので無視すれば,

$$S - S_{h=0} \geq CBh^{3/2}\Delta t \tag{24}$$

となる。水収支計算における Δt は式 (24) を満足するようにとる必要があり, 貯水池の規模と放流施設の規模・特性に因ることを示す。水位の観測時間間隔はこの Δt より小さい必要がある。

松沢池の水位と貯水量の関係式 (15)(4 - 1) と洪水吐の特性を用いて水位 h が 0.5m の時を求めると,

$$2208 \geq \Delta t$$

となる。観測間隔は 10 分 = 600 秒 < 2208 秒 = 36.8 分を一応満足している。この値は貯水が単純減少の時の計算の制限である。さらに, 池水位の昇降の反転を逃さないためにはさらに短い時間間隔が必要である。

洪水到達時間と解析から求められる必要時間を整理すると各式からの推定値は次のようになり,

- a) 5.6 分 + 斜面から水路までの流下時間
- b) 7.9 分 + 斜面から水路までの流下時間
- c) 8.4 分

- d) 12.5 分
- e) 36.8 分

以上の結果を判断すれば主流域水路の到達時間のみを考えれば、観測時間間隔の10分は十分短いと言えないが、斜面から水路へ達する時間を考慮すれば、解析には満足できる時間と考えられる。

6 解析対象の雨の選択

流入量を求める洪水解析に降雨は必要とされないが、計器の異常によるデータを排除するため、継続してまとまった雨が降り、10cm程度の水位上昇が見られた場合を解析対象として選択した。水位と降雨データの観測で水位上昇が速い場合を Fig.20 に、水位上昇が緩やかな場合を Fig.19 に示す。10分間隔の観測では雨の中断が多く見られる。これは、雨が一時的に止む場合と、単位時間内

の降雨量が少なく次の単位に含まれてしまっている場合が考えられる。また、水位はcm単位の記録のため Fig.19 のように変化が緩やかな部分は階段状となる。

4年間の中の観測雨量で、ため池水位の10cm程度の上昇を引き起こす比較的大きなものは Table 4 のように21ケースあった。このうちケース No.6 とケース No.16 は1995年の5月1日から2日にかけての24時間以内であるが雨の中断と水位の昇降から判断して2つに分けている。

7 洪水解析及びその結果

松沢池では流入量、放流量は観測されていない。洪水の放流は洪水吐から行われるので、堰の公式により水位から放流量が求められる。洪水吐の形式は側水路式であるので堰の公式が適用できるが、堰の断面形状は改修で標準越流頂の堰頂が平らな台形形状 (Fig.13, Fig.14 参照)

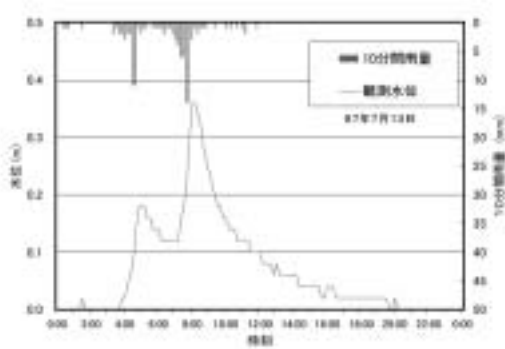


Fig.19 池水位の上昇が緩やかなケース
Change of water level

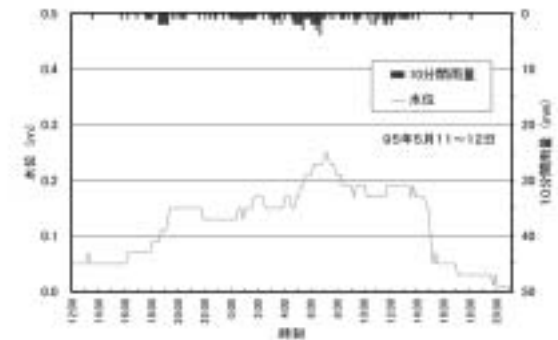


Fig.20 池水位の上昇が速いケース
Change of water level

Table 4 洪水発生時の降雨条件
rainfall condition in floods

No.	洪水発生日と降雨の時間帯	降雨の時間帯	10分間	1時間雨量	24時間	ハイトグラフの概略形
		雨量合計 mm	雨量最大 mm	最大強度 mm/h	雨量最大 mm	
1	1997年7月13日3:20~11:20	115	14	47	125	三角2山
2	1995年7月20日22:20~1:50	54	12	47	69	三角
3	1994年8月20日16:00~16:50	30	8	29	31	三角
4	1997年8月5日12:50~15:50	44	11	38	53	三角
5	1995年8月30日22:20~23:20	68	11	49	68	三角
6	1995年5月1日12:50~13:30	24	8	24	71	三角
7	1994年6月28日7:50~10:10	29	9	25	29	三角
8	1994年9月6日22:10~7日3:00	76	6	27	76	四角
9	1996年6月20日14:30~21日2:50	70	5	18	70	なだらか三角
10	1995年7月3日8:40~19:20	40	7	18	52	三角
11	1996年5月22日1:20~9:30	48	8	22	49	なだらか三角
12	1995年5月11日13:30~12日21	119	4	14	116	長方形
13	1995年7月4日1:00~10:30	65	9	22	76	なだらか三角
14	1995年7月17日3:50~7:50	26	9	21	26	三角
15	1995年10月1日13:00~18:10	36	8	17	36	なだらか三角
16	1995年5月1日18:50~2日7:50	31	5	18	71	三角
17	1996年6月26日1:20~11:50	62	4	16	64	四角
18	1996年9月9日12:10~10日4:10	59	7	17	59	三角2山
19	1996年12月3日21:20~4日20:20	52	4	12	52	四角
20	1996年10月14日2:30~13:40	58	4	14	58	四角
21	1994年9月16日3:10~10:20	39	2	9	40	長方形

と変更されているので、流量係数は $C = 1.7$ を採用した。

流入量は式(3)を用いて洪水解析の計算を行って求めた。計算結果は周期的な振動を生じたので、中央のデータの重みを2、前後のデータを重み1とする移動平均をして流入量を求めた。これは、水位の記録がcm単位であるので、水位変動が1cm以下では四捨五入されて表れない場合があり、また逆に前の時間帯の変化と併せて変化が1cm以上になれば、その時間での変化として表れる影響と考えられる。また、雨がないうちに水位がゼロより高いデータ、あるいは、洪水後データがゼロ以下に下がらないデータも見られるので、洪水終了後に安定した水位をゼロとする補正を行って解析に用いた。大きい場合で-0.05cmの補正を行った。なお、大阪府のシステム管理では水位に異常があれば随時補正を行っている。

これらを考慮して Table 4 の降雨について洪水解析した。各洪水の放流量のピークは流入量のピークより小さくなり、洪水低減量と洪水低減割合を次のように表すと、

$$\text{洪水低減量} = \text{流入量ピーク} - \text{放流量ピーク} \quad (25)$$

$$\text{洪水低減割合}(\%) = \frac{\text{洪水低減量}}{\text{流入量ピーク}} \times 100 \quad (26)$$

洪水解析の結果は Table 5 のようになる。結果は洪水ピークの大きな順に整理されている。

洪水のピーク流入量の最大は、1997年7月13日の降雨(1時間最大47mm, 10分間最大14mm)の洪水で、雨は2山型であるが、2つめの集中した降雨によって大き

な出水となった。このピーク流入量は $15.782\text{m}^3/\text{s}$ (流出高 $8.4 \times 10^{-1}\text{mm}/\text{min}$)である。

流入量と放流量の変化は Fig.21 図のようになり、放流量の立ち上がりは流入量に比べ緩やかとなっている。降雨量の最大は、1995年5月11日(1時間最大14mm, 10分間最大4mm)である。この雨は降雨強度の小さい雨が降り続いたケースで、流入量と放流量の変化は Fig.22 のようになり、少し時間遅れがあるが、流入量と放流量が同じような変化をしている(流出高は $2.9 \times 10^{-1}\text{mm}/\text{min}$)。

ピーク流入量と10分間降雨強度及び、1時間降雨強度の関係は Fig.23 のようになる。また、ピーク流入量と24時間雨量との関係は Fig.24 のようになる。ピーク流入量と10分間降雨強度及び、1時間降雨強度には相関が見られるが24時間雨量のように長時間となると大きくばらつく。

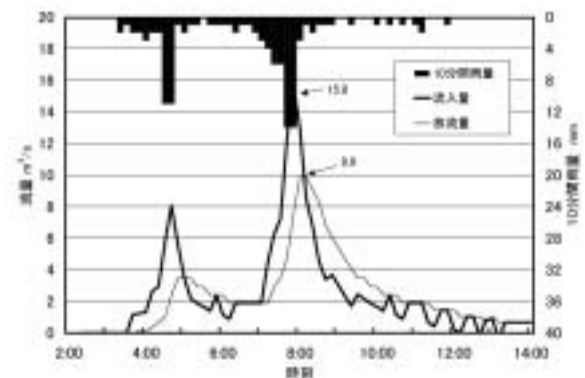


Fig.21 流入量ピーク最大の洪水(1997年7月13日) Flood (July 13, 1997) of inflow peak maximum

Table 5 実績洪水とため池による洪水の低減割合

Decrease rate of floods							
No.	洪水発生日	初期水位 m	最大水位 m	流入量 ピーク m^3/s	放流量 ピーク m^3/s	洪水の 低減量 m^3/s	洪水の 低減割合 %
1	1997年7月13日	0.00	0.36	15.782	9.878	5.904	37
2	1995年7月20日	0.01	0.27	10.792	6.416	4.376	41
3	1994年8月20日	-0.35	0.03	9.532	0.238	9.294	98
4	1997年8月5日	0.00	0.22	8.250	4.719	3.531	43
5	1995年8月30日	-0.27	0.13	7.781	2.143	5.637	72
6	1995年5月1日	-0.17	0.05	6.620	0.511	6.109	92
7	1994年6月28日	0.00	0.16	6.253	2.927	3.327	53
8	1994年9月6日	-0.10	0.24	6.081	5.377	0.704	12
9	1996年6月20日	-0.01	0.21	6.065	4.401	1.664	27
10	1995年7月3日	0.01	0.13	5.440	2.143	3.296	61
11	1996年5月22日	-0.04	0.16	4.986	2.927	2.059	41
12	1995年5月11日	-0.01	0.19	4.838	3.787	1.051	22
13	1995年7月4日	0.00	0.15	4.423	2.657	1.766	40
14	1995年7月17日	-0.01	0.13	4.373	2.143	2.230	51
15	1995年10月1日	-1.17	-0.81	4.258	0.000	4.258	100
16	1995年5月1日~2日	0.06	0.14	4.181	2.395	1.785	43
17	1996年6月26日	0.01	0.15	3.949	2.657	1.292	33
18	1996年9月9日	0.00	0.13	3.733	2.143	1.590	43
19	1996年12月3日	-1.15	-0.49	3.178	0.000	3.178	100
20	1996年10月14日	0.01	0.11	3.130	1.668	1.462	47
21	1994年9月16日	-0.03	0.09	2.273	1.235	1.038	46

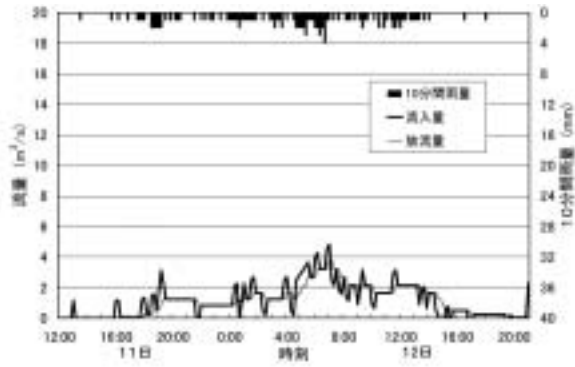


Fig.22 一連降雨が最大のケースの洪水 (1995年5月11日)
Flood of total rainfall maximum

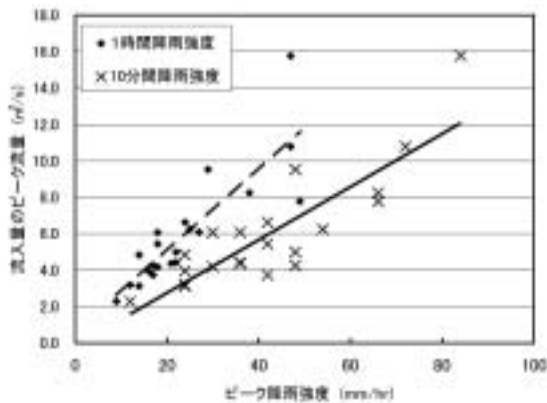


Fig.23 ピーク流入量と10分間及び1時間降雨強度の関係
Relationship between the peak inflow and 10-minute rainfall

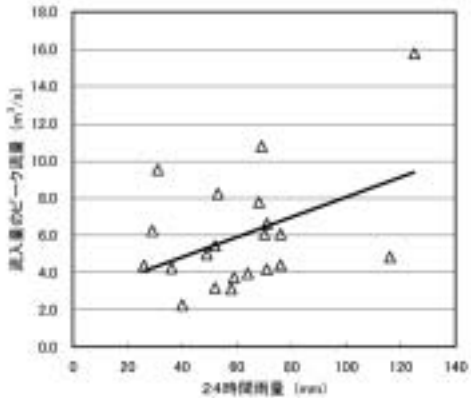


Fig.24 ピーク流入量と24時間雨量の関係
Relationship between the peak inflow and 24-hour rainfall

総雨量と流入量の総量を面積で除した流出高(mm)との関係を見ると Fig.25 のようになり、損失雨量は 20mm 前後となる。佐藤 (1979) が求めた横山ダム, 荒沢ダム流域での降雨量と流出量との関係から推定できる損失雨量は 10~20mm であるので、損失雨量が小さい値とは考えられない。

洪水解析の結果を合理式のピーク流出係数を求めて流出特性を見る。中小河川のピーク流出量の推定に用いられることが多い合理式は次式であらわされる。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} r_e A \quad (27)$$

$$r_e = f_p \cdot r \quad (28)$$

ここに、 Q_p : 洪水ピーク流量 (m³/s), A : 流域面積 (km²), r_e : 洪水到達時間内流域平均有効降雨強度 (mm/h), f_p : ピーク流出係数, r : 洪水到達時間内流域平均降雨強度 (mm/h) である。

流出解析の結果から r_e を求め、洪水到達時間を求める角屋らの式 (19) で $C=70$ として洪水到達時間内のを計算し、ピーク流出係数を求める。1 時間雨量強度の最大と比較すると Fig.26 に示すように降雨強度が大きいとピーク流出係数が小さくなる傾向を示す。吉野ら (1973) も都市小流域からの流出で最大降雨強度が大きくなると流出係数は小さくなる傾向を推察している。

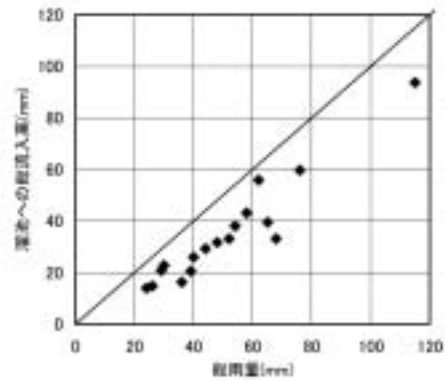


Fig.25 総雨量とため池への流入高
Relation between total rainfall and total inflow

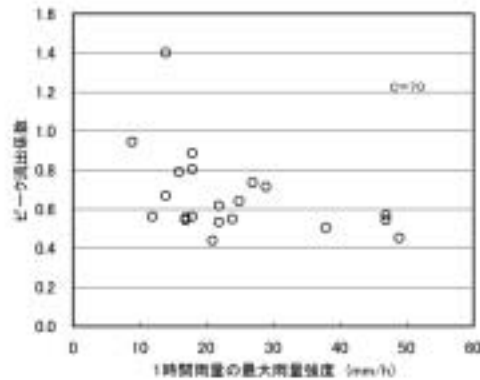


Fig.26 1 時間雨量の最大雨量強度とピーク流出係数の関係
Relation between runoff coefficient and maximum hourly rainfall

8 実績の洪水ピーク低減量

4 年間の実績では洪水流入量ピークと放流量ピークとの関係は Fig.27 のようになる。流入した洪水は量的には 9.294m³/s ~ 0.704m³/s 低減され放流された。流入量ピークに対する低減割合は 12% ~ 100% である。洪水の 100% の低減は、いずれもため池水位が満水位より約 1m 下がった状態に発生した洪水で、洪水の全てが貯留された結果である。

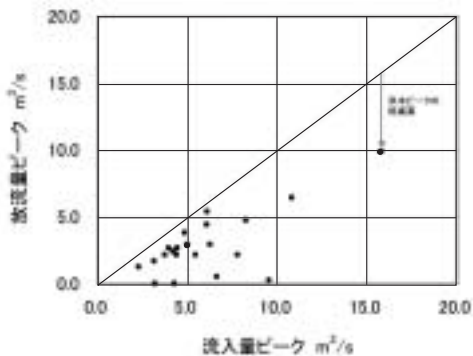


Fig.27 洪水流入量ピークと放流量ピークの関係
Relation between maximum inflow and maximum outflow

95年5月11日洪水(24時間雨量116mm)と97年7月13日洪水とを比較すれば、前者はピーク流入量4.8m³/sに対して放流量3.8m³/sとピークを21%低減している。後者は、ピーク流入量15.8m³/sに対して放流量9.9m³/sとピークを37%低減している。なだらかな洪水波形より、立ち上がりの急な洪水波形に対してのほうがピークの低減の割合は大きい。

9 洪水低減機能の考察

土地改良事業設計指針「ため池整備」によれば、流域面積が満水面積の30倍以下であれば、「・・・貯留効果を考慮して設計水位を定めてよい。」として、洪水低減機能が期待できるとしている。

松沢池の流域面積は、満水面積の17倍であるので洪水低減機能が期待できる。4年間の実績の洪水では2.273m³/s～15.782m³/sのピーク流量を持つ21ケースの洪水に対して最少でピーク流量を12%減じ、最大は流出量の100%を貯留し、放流量を生じていない。

洪水の大きなものは洪水低減の割合が安定しているが、比較的小さな洪水ではほぼ同一のピーク流入量に対して洪水の低減割合にバラツキが見られた。これが生じる要因は次の2点が考えられる。

- ① 95年10月1日洪水のように洪水前にため池水位が下がっていたため流入全量が貯留した場合のように、予め貯水に空き容量があれば、低減割合が大きくなる。
- ② 洪水の流入のピーク付近のハイドログラフがなだらかであるか、いわゆる立った状態であるかである。ピーク流量が小さく、同じような流量が長く場合、流入量と放流量がほぼ同じとなる。

降雨強度の小さい雨が長く降り続き、洪水のハイドログラフがなだらかなためほとんど洪水カット効果を生じていない例として95年5月11日洪水を上げることができる。洪水低減の割合が大きいものは、急激な増水と急速に低減する場合で安定した効果があった。

ため池における空き容量は、ため池が用水源として農業用水を放流管理されることにより生じ、現に活用され

ていることの結果として生ずる。このため、ため池の洪水低減機能が高められる要素として、貯水が用水源として管理されていることが重要となる。

10 下流水路の通水能力

松沢池下流のFig.11中に示される3ヶ所について水路のH～Q曲線を作成した。A、B、C地点は松沢池からそれぞれ300m、400m、600mほど下流に位置する。A地点とB地点については上下流に対して断面が狭くなっている場所である。その地点に限界流が生ずると想定し、その上流側に限界水深の1.5倍(1.5×Hc)の水深が生ずるとしてH～Q曲線を作成した。C地点は、松沢池となりあう長池の流域からの水路が合流する地点である。地形勾配(約1/150)を水面勾配と仮定して流速に Manning式を適用してH～Q曲線を作成した。Fig.28にA、B、C地点のH～Qを示す、水路天端における流量はそれぞれ5.9m³/s、9.0m³/s、19.1m³/sとなる。

長池の流域面積は約1.5km²である。松沢池および長池からの水路が合流するまでの間に約0.3km²の流域があり、C点の流域面積は約2.9km²となる。

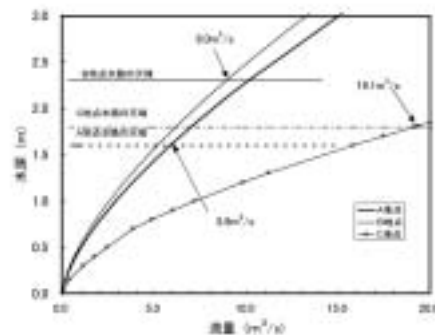


Fig.28 下流水路の通水能力
Discharge-depth relations at 2 points in the downstream of the Matuzawa-ike Pond

11 洪水ピーク低減機能の下流効果

94～97年の4年間の中で97年の洪水のときに下流域A地点とC地点で水路は溢水している。B地点については上流で溢水するためその地点での溢水は確認できていない。現在、C地点はコンクリート側壁で約0.6m高上げられている。

97年の洪水における松沢池への流入量のピークは15.78m³/s、放流量のピークは9.88m³/sとなっている。A地点では通水能を越えている。C地点について、面積比で推定すると流量は25m³/sとなり、ここでも通水能を越えることになる。

松沢池の流入量がA地点の通水能力を越えるのは9回あるが、放流量は2回である。

12 解析のための資料についての考察

ため池の洪水低減機能を解析するには流入量と放流量

が得られればよいが、これらが直接観測されていることはない。このため、解析に求められる資料は一般的には次のようになる。

- ① ため池の水位～貯水量の関係
- ② 洪水吐の水位～放流量の関係
- ③ 降雨データ
- ④ 流域面積
- ⑤ 流出モデル（観測流量が無ければ、ピーク流出係数と流出率を推定して、これを満足するモデルを作成する必要がある）
- ⑥ 下流の水路の水深～流量の関係

以上の③、④、⑤の資料からため池への流入量を求め、その流入量と①、②の関係から放流量を計算で求める。流入量と放流量を⑥と比較すればため池の洪水機能とその効果が求められる。この解析では流出モデルを介して機能を解析するので、流出モデルの精度に依存する。

実態をより正確に解析するには、ため池の水位変化を観測する必要がある。松沢池の解析では水位を cm 単位、降水量を mm 単位で 10 分間隔で観測したデータを用いたが、水位はより詳細であることが必要である。松沢池の解析経験から、規模が小さいため池では、観測の間隔は 10 分より短く、水位の変化もより詳細に mm 単位まで記録する必要があると考える。

V 確率洪水における放流量解析

1 確率洪水と確率雨量

長期的、平均的にため池の洪水低減機能を評価するには、短い観測期間のみの実績評価では十分とは言えない。長期間には、実績で解析したより大きな洪水も生ずると考えられる。このため、確率雨量から洪水を推定して、長期的、平均的なため池の洪水低減機能を評価する。

ハイトグラフを仮定し、流出モデルにより雨からハイドログラフに変換した洪水を確率洪水として、この洪水による洪水吐からの放流量を計算し流入量と放流量の関係を求める。降雨波形は、洪水低減機能に影響があるので実態を考慮する必要がある。ハイトグラフは次節で検討する。

確率雨量、降雨強度曲線の算定を行うには松沢池の観測期間は短い。しかし、松沢池のある茨木市の 1984～1998 年（昭和 59 年～平成 10 年）の 15 年間の日最大雨量（茨木市、2000b）の平均値と標準偏差を大阪管区気象台の同じ期間と比較すると Table 6 に示すようにおおよそ同じ傾向にある。

また、江藤（1985）は大阪の降雨継続時間と降雨強度の関係を求め基準化降雨強度曲線を次式で表している。

$$I_s = 5/(4 \cdot t_s^{0.7} + 1) \quad (29)$$

ここに、 I_s ：降雨強度（mm/h）、 t_s ：継続時間で単位は時

間である。

I_s に確率 60 分の雨量値をかけて、任意の t_s に対する確率降雨強度が求められる。この式を松沢池の基準化降雨強度曲線として用いる。降雨強度曲線(29)式を用いて計算される降雨の確率年ごとの降雨強度の関係は Table 7 に示すようになる。大阪気象台の日降水量最大値は 250.7mm（1883 年 1 月～2001 年 6 月の 117 年間）、1 時間雨量最大は 77.5mm（1889 年 1 月～2001 年 6 月の 111 年間）が記録されている。

Table 6 1984 年～1998 年の 14 年間大阪管区気象台と茨木市の最大日雨量および年総降雨量の比較 (mm)

Maximum daily rainfall in Osaka city and Ibaraki city

	大阪管区 気象台	茨木市 土木事務所
最大日雨量の平均値	93.3	95.6
標準偏差	29.4	26.2
年間総雨量の平均値	1325.1	1346.3
標準偏差	279.2	266.6

Table 7 大阪の確率雨量降雨継続時間と降雨強度 (mm/h)
Probable rainfall intensity at Osaka for different duration of time

時間 h	確率年					
	5 年	10 年	20 年	50 年	100 年	200 年
1/6	104.6	122.1	138.9	160.6	176.9	193.1
2/6	78.5	91.6	104.2	120.5	132.7	144.9
3/6	64.7	75.5	85.9	99.3	109.4	119.4
4/6	55.8	65.2	74.1	85.7	94.4	103.1
5/6	49.6	57.8	65.8	76.1	83.8	91.5
1	44.8	52.3	59.5	68.8	75.8	82.7
2	29.9	34.9	39.7	45.9	50.5	55.1
3	23.3	27.2	30.9	35.7	39.3	42.9
6	14.9	17.4	19.8	22.9	25.2	27.5
12	9.4	11.0	12.5	14.5	15.9	17.4
24	5.9	6.9	7.8	9.1	10.0	10.9
24h 降雨強度 の日雨量 換算 mm	142	165	187	218	240	262

1 時間は江藤によって求められた値。

2 ひずみ度のハイトグラフへの適用

ハイトグラフ作成には降雨継続時間と降雨強度の関係及び分布の形を決めなければならない。村岡らは治水シミュレーションの計画降雨の降雨波形に将来の降雨波形が予測できないとして時間単位の正規分布を用いている（村岡ら、2000）が、これを用いる根拠は示していない。実際の降雨の降り方は千差万別で解析に用いた雨の中で単純に形式化できるものはない。しかし、形式化しなければハイトグラフは作れない。

DD 解析によって、降雨の継続時間と降雨強度の関係が示されるので、降雨強度の順位毎に単位時間雨量が与えられる。しかし、それをどのようなパターンとして配置するべきかが課題である。

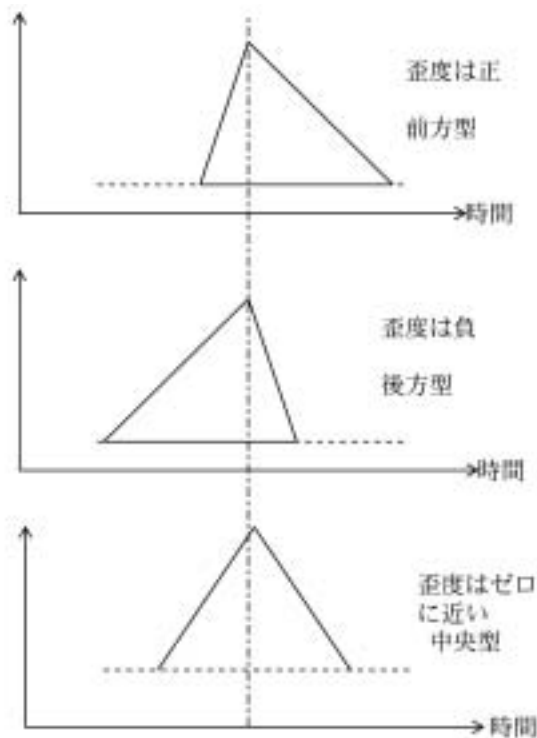


Fig.29 降雨分布モードと歪度
Rainfall pattern and Skewness

ひずみ度は、統計学上、規準系における第3次母積率であり、幾何学的には、分布型の左または、右への広がり程度を示す。本報では、ハイトグラフにおける時間軸をヒストグラムにおける変数の値、10分間雨量を頻度と見なして、降雨の分布を解析する。

統計学上のひずみ度 S' は、次式で表される。

$$S' = \sum z^3 f(z) \tag{30}$$

ここに、 z : 平均値0, 標準偏差1に規準化された変数の値, $f(z)$: z に対する確率密度である。

これを、ハイトグラフにあてはめるため、次のように降雨分布を取り扱う。

変数の平均値にあたる時刻 t_0 は、ハイトグラフの重心であり、次式で表される。

$$t_0 = \sum T_i (R_i / R) \tag{31}$$

ここに、 T_i : 時刻, R : 総雨量, R_i : 時刻 i 降雨量である。標準偏差は、次式で表される。

$$\sigma = \sqrt{\sum (T_i - t_0)^2 R_i / R} \tag{32}$$

ヒストグラムを平均値0, 標準偏差が1の規準系に変換したとき、 T_i に対応する値は次式で表される。

$$Z_i = (T_i - t_0) / \sigma \tag{33}$$

したがって、ハイトグラフのひずみ度 s は次式で表される。

$$s = \sum Z_i^3 R_i / R \tag{34}$$

3 一雨降雨のひずみ度

まず、一雨降雨のハイトグラフのひずみ度について解析する。松沢池の洪水解析の結果では損失雨量は10~20mm程度と推定された。このため観測データから、一雨降雨の総雨量が20mm以上の80例をとりあげた。ただし、一雨降雨は、60分間に1mm以上の雨が観測されなかったことをもって区切った。その理由はつぎの2つである。

- ①一連降雨から遠く離れて観測されている降雨は、洪水に対する影響が小さくてもひずみ度の値を大きく変える可能性をもつ。
- ②松沢池の洪水流量ピークと降雨ピークの時間差は観測および洪水解析から最大20分程度と推測される。また、洪水の減水状況から判断して、降雨の流量への影響は60分程度と考えればよい。

ピーク雨量は、一雨降雨の中で観測された10分間雨量の最大の降雨とし、同じ値が複数ある場合は便宜的に最初の降雨とした。なお、ピーク雨量4mm以上で、同じピーク値を生じたケースは11例であった。

Fig.30に一雨降雨の継続時間と総雨量を横軸、縦軸にとってプロットした。継続時間は、40~1,350分に分布しているが、総雨量との明瞭な関係は見られないことから、多様なパターンの降雨が含まれていることを示している。たとえば、総雨量が120mmに近い2つの例は、降雨パターンとして対照的である。一雨降雨の継続時間が長い方の例はピーク雨量(10分間雨量の最大)が4mm, 1時間雨量の最大が14mmにすぎず、弱い雨が長時間続いた例である。これに対して、もう一方は、ピーク雨量は14mm, 1時間雨量の最大は47mmに達し、集中的に降った例である。

ひずみ度の計算結果を、横軸に総雨量をとって示したものがFig.31である。Fig.31には、(1)式を用いて求められた24時間の5年確率雨量(141mm)について、そのピーク雨量の発生時刻を全継続時間の1/3(8時間目)に配置した場合、および継続時間の2/3(16時間目)に配置した場合の降雨ハイトグラフのひずみ度をコントラストとして◇印で示した。

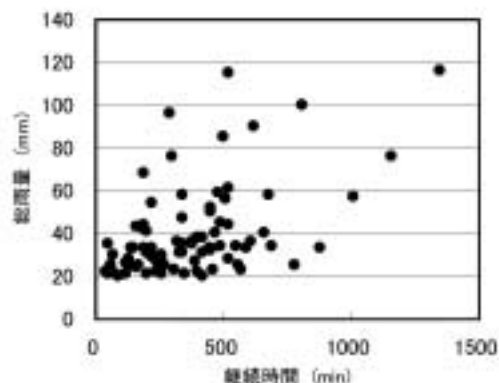


Fig.30 降雨継続時間と総雨量の関係
Relationship between rainfall duration and total amount

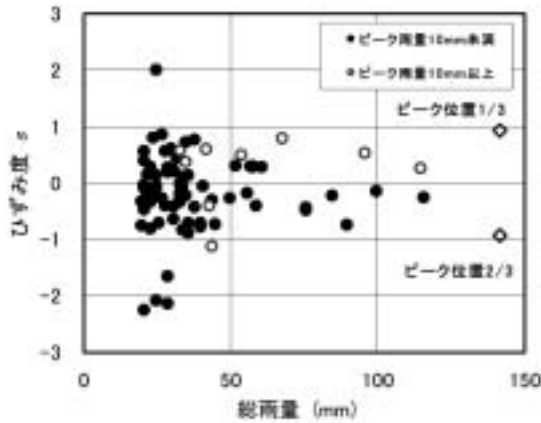


Fig.31 総雨量とひずみ度の関係

Relationship between total rainfall amount and skewness

総雨量が120mmに近い2例は、ピーク位置が継続時間全体の中央1/3より内側に寄った中央山型に近い降雨ということになる（以下、本報ではひずみ度の値がピーク位置1/3と2/3のコントラストの間にあるものを中央山型、ひずみ度の値がコントラスト（位置1/3）より大きいものを前方山型、コントラスト（位置2/3）より小さいものを後方山型と呼ぶ）。

Fig.31を全体で見ればひずみ度に大きなばらつきがあるが、総雨量が50mmを越えるあたりからひずみ度のばらつきが小さくなってゆく傾向が見られる。総雨量が50mm以上のデータ数は少ないが、50mmを超える大きな雨のなかでピーク雨量が10mm以上の強い雨を含むものはすべてひずみ度の値が正で、雨の重心が前よりの傾向をもつことがわかる。

つぎに、一雨降雨のピーク雨量位置 P を

$$P = \frac{\text{降雨開始からピーク雨量までの時間}}{\text{一雨降雨の継続時間}} \quad (35)$$

で表し、ひずみ度とピーク雨量の位置との関係を示したものが Fig.32 である。

この Fig.32 からピーク雨量の位置は全体かつ、一様に分布していることがわかる。これは、増本 (1993) が、時間雨量を用いて得た12時間、24時間、48時間の降雨につい

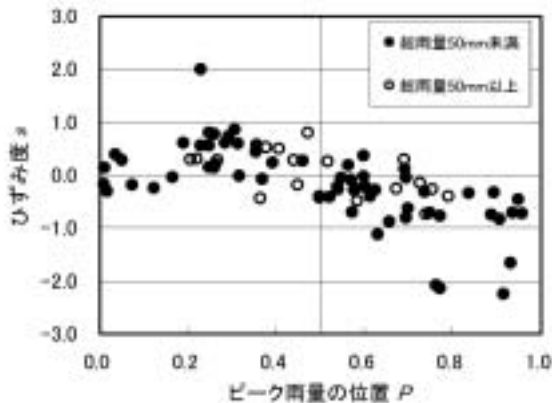


Fig.32 ピーク雨量位置とひずみ度の関係

Relationship between location of rainfall peak and skewness

て検討した結果と類似している。ただし、総雨量50mm以上の一雨降雨では P の値は0.2と0.8の間に入っている。

以上、ひずみ度を用いた分析から、対象とした10分間雨量を単位とする一雨降雨については、降雨規模が小さいものでは大きなひずみ度をもったものが発生するが、総雨量の大きな一雨降雨は、比較的ひずみ度が小さく、降雨の開始時に突然ピーク雨量を迎えたり、降雨のピークの後に突然降雨が停止することは少ないという性質をもつことがわかった。

4 雨量ピーク周辺における降雨の偏り

洪水流量ピークの形成にはピーク雨量を中心とした周辺の降雨パターンが大きく寄与すると考えられる。そのような観点から、ピーク雨量発生時を中心とした前後の雨量分布を検討する。このため、ピーク雨量の前5個、後5個の観測値（各50分間）を対象とし、ピーク雨量周りの降雨分布の偏りを見る。

ピーク雨量4mm以上の50例を対象に、ピーク後50分間の雨量のピークを中心とする100分間雨量に対する比として表すこととし、一雨降雨のひずみ度を横軸にとって Fig.33 に示した。

この図から、全体として、ピーク後の雨量が少ない例が多いことがわかる。とくに、総雨量が50mm以上では16例中11例がピーク後の雨量の方が少なくなっている。しかし、ピーク前後の雨量とひずみ度との関係は見られない。これは、一雨降雨のパターンとピーク時周辺の降雨パターンが互いに独立的であることを示唆している。

5 洪水流出モデルの決定

洪水解析を行うにはハイドログラフをハイドログラフへ変換する洪水流出モデルが必要となる。モデルとしてはタンクモデル（菅原，1972）、Kinematic wave法によるモデル等がある。地目の変化の影響を検討する場合には流域の形状を保って等価粗度を変えることのできるKinematic wave法によるモデルがよい。タンクモデルはパラメータの選定が容易である。

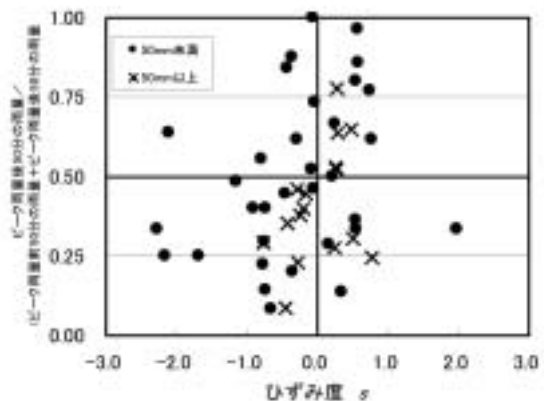


Fig.33 ピーク前後雨量とひずみ度の関係

Relationship between skewness and rainfall distribution before and after rainfall peak

ここでは、降雨から洪水への変換のみを目的とするので、パラメータ設定が容易なタンクモデルを用いる。松沢池流域は小流域であり、貯水池の長さが流域長さの1/3ほどを占めている。このため、主流域の水路を経ず、小水路から池へ直接流入する流域が34%あり、池の水面積も6%を占める。このため Fig.34 に示す並列型のタンクモデルを使用することとした。実態の洪水解析により、雨と流出量の関係が得られているので、パラメータは試行錯誤で求めた。

このモデルによる松沢池流域の1997年7月13日の降雨に対する流入量の実績と計算値を Fig.35 に示す。

このタンクモデルによって3パターンの降雨波形をもつ確率降雨からハイドログラフを作成し、これを流入量としてため池からの放流量を求めた。洪水流出のハイドログラフは降雨波形の影響が大きい。一様に降る場合より山型に集中する降雨の場合の洪水ピークが大きいと考えられる。

6 確率洪水における洪水ピークの低減量

中央山型の降雨波形とタンクモデルによって確率年ごとの降雨に対する洪水ハイドログラフを作成し、このハイドログラフを流入量として洪水解析とは逆にため池からの放流量を求めた。5年確率と200年確率の雨にお

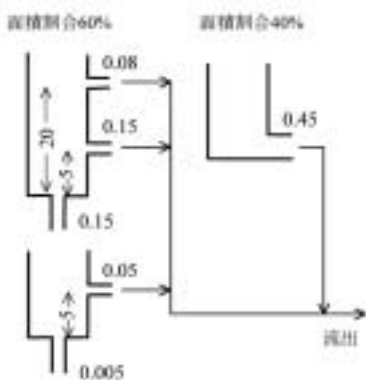


Fig.34 洪水流出の並列型タンクモデル
Parallel tank model for the Matuzawa-ike Pond basin

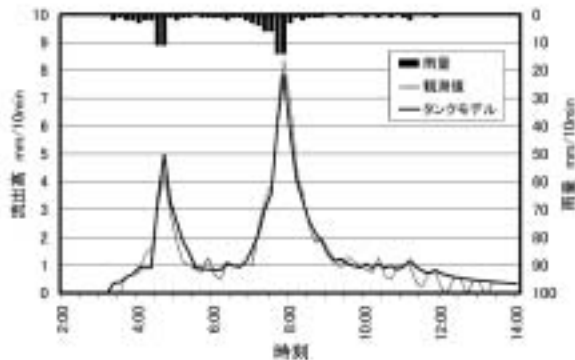


Fig.35 タンクモデルによる松沢池流域流出量
Comparison of observed inflow and calculated discharge based on tank model

る流入量、放流量の関係を Fig.36 示す。洪水規模による放流量ピークと流入量ピークの関係は Table 8 のようになり、降雨パターンによって洪水規模が大きく変わる。

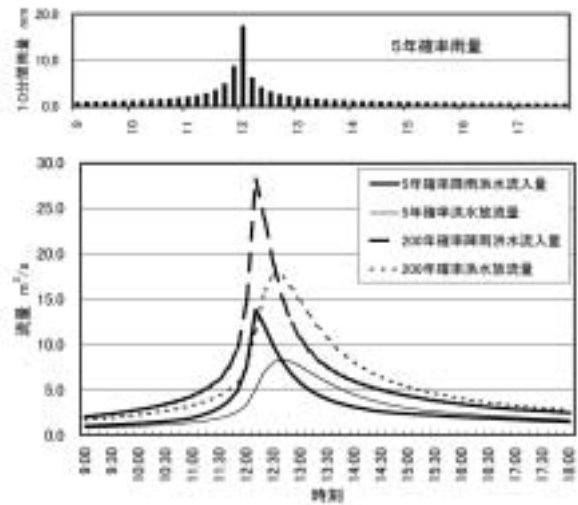


Fig.36 洪水流入量、放流量ハイドログラフ (中央山型の雨)
Simulated inflows and outflows at the return periods of 5-year and 200-year

Table 8 降雨パターンと確率年に対する洪水低減効果
Inflow and outflow by the year of return period

前方山型						
確率年数	10分雨量最大 mm	流入量ピーク m³/s	放流量ピーク m³/s	最大水位 m	洪水の低減流量 m³/s	洪水低減割合 %
5年	17.4	8.56	5.00	0.23	3.56	42
10年	20.4	10.19	6.16	0.26	4.03	40
20年	23.1	11.75	7.28	0.29	4.47	38
50年	26.8	13.82	8.76	0.33	5.06	37
100年	29.5	15.69	9.89	0.36	4.79	37
200年	32.2	17.54	11.10	0.39	6.44	37
中央山型						
確率年数	10分雨量最大 mm	流入量ピーク m³/s	放流量ピーク m³/s	最大水位 m	洪水の低減流量 m³/s	洪水低減割合 %
5年	17.4	13.86	8.33	0.32	5.52	40
10年	20.4	16.69	10.07	0.36	6.62	40
20年	23.1	19.42	11.76	0.40	7.67	39
50年	26.8	22.96	14.12	0.46	8.84	39
100年	29.5	25.59	15.93	0.49	9.67	38
200年	32.2	28.20	17.74	0.53	10.45	37
後方山型						
確率年数	10分雨量最大 mm	流入量ピーク m³/s	放流量ピーク m³/s	最大水位 m	洪水の低減流量 m³/s	洪水低減割合 %
5年	17.4	15.14	8.61	0.33	6.53	43
10年	20.4	18.17	10.43	0.37	7.74	43
20年	23.1	21.07	12.18	0.41	8.88	42
50年	26.8	24.81	14.51	0.47	10.30	42
100年	29.5	27.55	16.31	0.50	11.24	41
200年	32.2	30.28	18.12	0.54	12.16	40

実態に近いと考えられる中央山型降雨による洪水のピーク流量は37～40%低下する。降雨パターンによる低減の割合変化は小さいが流量の低減は洪水の後方山型では大きくなる。

7 洪水低減機能により生ずる下流効果の確率的評価

松沢池は洪水ピーク流量を37～40%低下させる機能をもっていることが明らかとなった。この機能が下流住民の生活にどのような影響をもたらすかで機能の効果を評価する。松沢池の下流では数年に1度は洪水で水路が溢水することが聞き取り調査で判っている。そこで、洪水ピークが低減される効果を下流域の住民生活への影響として、下流水路の通水能力とため池からの放流量を確率的に比較することにより効果を評価する。

確率洪水におけるピーク流入量とピーク放流量と確率年の関係は Fig.37 のようになる。A地点の能力は Fig.37 から2年確率洪水程度と推定される。

小規模な水路が100年確率以上の洪水を考慮して造られているとは思われない。また、このような効果の検討は大規模な雨を考えるのではなく、日常生活の範囲を考えればよい。

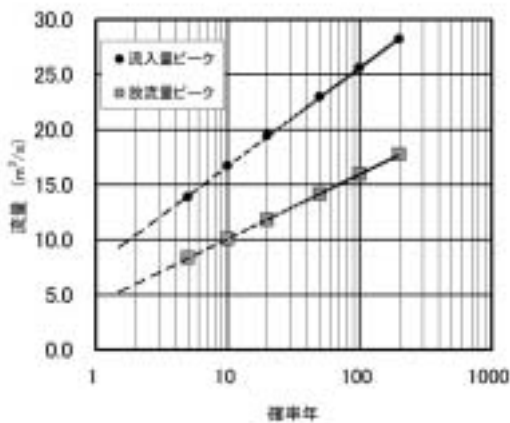


Fig.37 確率年に対する流入量と放流量 (中央山型の雨)
Inflow and outflow by the year of return period

洪水ピークの低減効果の検討は流域面積の数倍程度の範囲までが限度と考えられる。全体に占める低減流量の割合が小さくなること、下流での洪水ピーク時刻とため池の洪水低減機能が大きく働く時刻とにずれがあり、大きな効果は期待できないと考えられる。

VI ため池の管理方法

1 水位低下管理

松沢池の洪水低減機能を評価した中で、洪水が発生したときに空き容量があることが、その効果を高めていることが明らかとなった。また、都市化による受益面積の減少により、確保すべき水量が少なくなっている。香

川県や大阪府の主要ため池で調査(水源施設水理研究室, 1997; 水源施設水理研究室, 1998)した貯水管理パターンでは、5月から貯水量の低下が始まり9月まで低下することが報告されている。その期間は大きい雨が生ずる期間でもある。

そのような状況を考慮して、運用によって貯水の空き容量を作り出す管理ができれば、ため池の洪水低減機能を強化する可能性を持つ。

2 松沢池における水位低下管理の効果

かんがい用水の放流により水位はさがる。また、点検等の施設維持管理のためにも水位を下げる場合もある。実態の解析では1m程度下がっているケースがある。松沢池洪水吐にはフラップゲートが設置されているので、操作管理によって水位を1m下げることは可能である。このため、水位を-1mに下げて管理した状態を想定して洪水低減機能を評価する。解析の結果は Table 9 のようになる。これを Table 8 と比較すると大きな洪水での効果は少ないが小さな洪水での効果が大きい。ハイドログラフを Fig.38 に、確率洪水における放流量の関係を

Table 9 水位を1m下げた管理を行った場合の
確率洪水における洪水低減割合
Effect of lowered water level operation
(rainfall pattern of centered rainfall peak)

中央山型						
確率 年数	10分 雨量 最大 mm	流入量 ピーク m³/s	放流量 ピーク m³/s	最大 水位 m	洪水の 低減 流量 m³/s	洪水 低減 割合 %
5年	17.4	13.86	8.33	0.25	10.40	75
10年	20.4	16.69	10.07	0.34	11.01	66
20年	23.1	19.42	11.76	0.41	11.52	59
50年	26.8	22.96	14.12	0.49	11.76	51
100年	29.5	25.59	15.93	0.54	11.71	46
200年	32.2	28.20	17.74	0.58	11.87	42

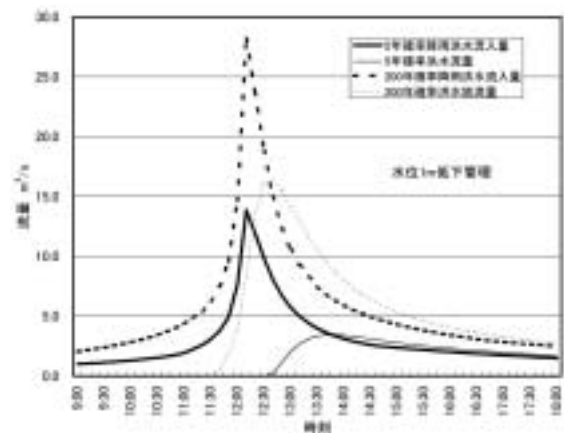


Fig.38 水位低下管理における流入流量と放流量
(中央山型降雨による洪水)
Simulated inflows and outflows at the
return periods of 5-year and 200-year

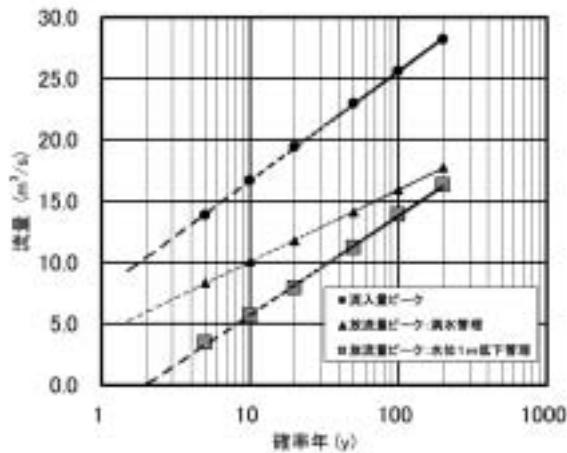


Fig.39 水位を1m下げた管理の効果 (中央山型の降雨)
Effect of lowered water level operation
(rainfall pattern of centered rainfall peak)

Fig.39 示す。下流の水路は通水能力が小さいので、この水位を1m下げる管理効果は大きい。5年確率の放流量はA地点の通水能力約 $6\text{m}^3/\text{s}$ を越えることがない。A地点の通水能力約 $6\text{m}^3/\text{s}$ に対応する放流量ピークの確率をFig.39から読みとれば約10年となる。

もし、松沢池の水位を満水位から1m下げて管理ができるならば、下流の溢水を数年に1回から10年に1回程度に減らせる可能性を示している。

実績では5月から9月に大きな流入ピークを持つ洪水が生じている。また、大阪の観測でも大きな雨、日雨量と1時間雨量の記録上位は6月から9月に生起している。この期間はかんがい時期でもあるので、かんがいの管理と水位の管理が同時に行えれば低減機能の強化の可能性がある。

3 水位を低下させた管理に関する考察

水位を低下させた管理の実施には社会的な調整の必要性、技術的な検討の問題も残されている。

ため池を管理する土地改良区での聞き取りでは、水位が下がった時の実状として、一部干上がった池敷きで子どもが遊ぶことに、父兄から苦情が出ることがあり、周囲の住民からも景観上の問題も指摘されている。

施設の構造的な問題では、水位管理をゲートではなく、洪水吐に調節工を設ける構造等にするすることで、貯水量は減少しても管理を容易とすることの可能性もある。

Ⅶ 結論

本研究では、洪水低減機能とため池の下流効果を数量、確率面から総合的に評価することができた。ここで、本論の内容を要約して結論とする。

第1章では、本研究の目的とその方法を述べた。

第2章では、ため池の特徴をまとめた。

第3章では、ため池の洪水吐の特性を明らかとし、水路流入式は流入口の形状の影響が大きく、流量係数は小さくなる。流入口が直角の場合、水頭/水路幅の値が大きくなれば流量係数は $C = 1.35$ になる。

第4章では、大阪府松沢池の洪水低減機能を明らかにした。機能の発現は、降雨パターンと初期水位の影響が大きいことが明らかとなった。

第5章では、長期に安定的に期待できるため池の機能を実態に近い状況で把握し確率的評価の方法を検討した。歪度解析で松沢池の降雨分布は中央山型が適用できることを明らかにし、確率降雨から放流量と洪水低減を定量化した結果、松沢池は洪水ピークを37~40%以上低減することを明らかとした。

第6章では、洪水低減と下流域水路の通水能力の比較から溢水の確率を評価し、洪水低減機能の下流にたいする効果を評価した。松沢池が無ければ1年に1回以上起こると推定される下流水路の溢水は松沢池により2~3年に1度程度に減じている。また、溢水する場合も流量増加は緩やかになり、あふれる総量も減ることを明らかとした。

第7章では、貯水の運用管理を変更して、洪水低減機能の強化の可能性を検討し、松沢池では満水位から1m下げる管理で下流水路の溢水を10年に1回程度に下げることがあることを示した。

また、この研究で得たことから次のような提言をした。

- ① ため池は洪水ピークを低減する効果があり、日常生活を支障なく過ごすことに寄与している。このような、ため池機能を十分評価した上で、その機能を活かしたため池整備が求められる。
- ② かんがいの放流管理の結果としての貯水位低下が洪水ピーク低減効果を高めている。これは管理者の努力があって得られるものであり、評価されるべきものである。
- ③ 受益面積の減少したため池では、かんがい期間の残りの必要量を考慮して水位を下げておく放流管理を考慮した施設整備を行えば、ため池のもつ機能をより活かした整備方法と考える。

謝辞

本論文をまとめるについて、筑波大学農林工学系教授佐藤政良教授から、その機会と得難い懇切な御指導を賜った。謹んで感謝の意を表したい。貴重な御助言を頂いた同天田高白教授、小池正之教授、坪井伸広教授に謹んで感謝の意を表したい。

また、資料収集に際して便宜を賜った大阪府、春日土地改良区およびその他の機関の関係各位に感謝の意を表したい。

引用文献

- 荒木正夫・椿東一朗 (1970b)：水理学演習 (上巻), 森北出版, pp.225-230
- 荒木正夫・椿東一朗 (1970a)：水理学演習 (下巻), 森北出版, pp.124-133
- 土木学会 (1985a)：水理公式集昭和 60 年版, pp.283-296
- 土木学会 (1985b)：水理公式集昭和 60 年版, pp.286-287
- 土木学会 (1985c)：水理公式集昭和 60 年版, pp.289-292
- 土木学会 (1985d)：水理公式集昭和 60 年版, p.154
- 土木学会 (1985e)：水理公式集昭和 60 年版, pp.154-155
- 江藤剛治 (1985)：標準等危険度線による都市河川の治水安全度評価, 都市河川の治水トータルシステムの信頼性の関する研究, 自然災害特別研究研究成果, pp.37-46
- 茨木市 (1965)：茨木統計情報 1 号
- 茨木市 (1990)：茨木市統計書平成元年版
- 茨木市 (1995)：茨木市統計書平成 6 年版
- 茨木市 (2000a)：茨木市統計書平成 11 年版
- 茨木市 (2000b)：茨木市統計書平成 11 年版
- 茨木市 (2001)：資料
- 茨木市教育委員会 (1991a)：わがまち茨木ー水利編, p.97
- 茨木市教育委員会 (1991b)：わがまち茨木ー水利編, p.98
- 角屋 睦・福島 晟 (1976)：中小河川の洪水到達時間, 京大防災研年報, 第 19 号 B, pp.143-152
- 村岡治道・村岡浩爾 (2000)：総合治水計画に基づいた治水と利水の共生, 土木論集, No.656, 土木学会, pp.27-38
- 中島克彦 (2001)：ため池緊急整備計画について, 第 6 回中央研修会報告, 農業土木学会・農業工学研究所, pp.15-23
- 中西憲雄・加藤敬・常住直人 (1999)：農業用ダムが発揮する洪水低減機能の解明, pp.103-109
- 農林水産省構造改善局 (1980)：土地改良事業計画設計基準ダム昭和 56 年 4 月, 農林水産省構造改善局, p.81
- 農林水産省構造改善局建設部設計課 (1996)：農業用ダム台帳平成 8 年版, 農林水産省構造改善局設計課
- 農林水産省構造改善局建設部設計課 (2000a)：土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農林水産省構造改善局建設部設計課監修, 農業土木学会, p.1
- 農林水産省構造改善局建設部設計課 (2000b)：土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農林水産省構造改善局建設部設計課監修, p.11
- 農林水産省構造改善局建設部設計課 (2000c)：土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農林水産省構造改善局建設部設計課監修, 農業土木学会, pp.47-50
- 大橋康廣・福田一美・中村正博・池見 拓 (1989)：農業用ため池の洪水調節機能に関する調査 (その 1) 満水時の水面調整による洪水調節機能, 農土学会講演要旨集, pp.154-155
- 大阪府 (1995)：パンフレット「狭山池ダム」
- 大阪府農林水産部耕地課 (1994)：パンフレット「大阪府防災テレメータシステム」, 大阪府農林水産部耕地課
- 大阪気象台 (1968)：大阪府防災気象要覧
- 佐藤政良 (1979)：降雨確認後の予備放流ー多目的ダムにおける予備放流 (II), 農土論集, 81 号, pp.13-18
- 佐藤政良 (1985)：農業用利水ダムの洪水時操作と空き容量の確保, 農土誌, 53 (3), pp.14-17
- 菅原正巳 (1972a)：流出解析法, 共立出版, pp.54-55
- 菅原正巳 (1972b)：流出解析法, 共立出版
- 水源施設水理研究室 (1997)：水田灌漑用ダム・ため池の洪水低減機能の評価, 農林水産業及び農林水産物貿易と資源・環境に関する総合研究平成 8 年度推進会議資料, 農林水産技術会議, pp.38-39
- 水源施設水理研究室 (1998)：水田灌漑用ダム・ため池の洪水低減機能の評価, 農林水産業及び農林水産物貿易と資源・環境に関する総合研究平成 9 年度推進会議資料, 農林水産技術会議, pp.38-39
- 須賀堯三 (1995)：利根川の洪水, 山海道, pp.139-186
- 鈴木健一・福田一美・中村正博・池見 拓 (1990)：農業用ため池の洪水調節機能に関する調査 (その 3) 満水時の洪水調節機能の解析事例, 農土学会講演要旨集, 386-387
- 吉野文雄・米田耕蔵 (1973)：合理式の洪水到達時間と流出係数, 土木技術資料, 第 15 巻, 8 号, pp.3-6
- 財団法人日本ダム協会 (1990)：ダム年鑑 1990
- 全国土地改良事業団体連合会 (1999a)：パンフレット「新たな千年紀に向けてー食料・農業・農村基本法の下での農業農村整備の展開方向」, 全国土地改良事業団体連合会, pp.17-18
- 全国土地改良事業団体連合会 (1999b)：パンフレット「新たな千年紀に向けてー食料・農業・農村基本法の下での農業農村整備の展開方向」, 全国土地改良事業団体連合会, p.26

Flood Mitigation Function and its Stochastic Evaluation of Irrigation Ponds

— Evaluation of Flood Mitigation Function of the Matsuzawa-ike Pond, Osaka Prefecture, Japan —

KATO Takashi

Summary

In order to evaluate the flood mitigation function of irrigation ponds, this paper analyses the performance of Matsuzawa-ike pond, which has a catchment area of 1.13 km², during flood time, based on the records of water level in the pond and rainfall, and the actual rainfall patterns of 10-minute rainfall for 7 years, by applying the statistical concept of skewness to rainfall patterns. The paper also provides a stochastic analysis, based on simulation using probable rainfalls at different levels and a runoff model, on flood mitigation and its effect on flooding downstream of the pond.

The results show that: 1) the rainfall pattern in heavy rains is mostly similar to the hyetograph which has its peak at the center of the rainfall duration time, 2) the flood peaks in the overflow of the pond are decreased by 37-98%, for 4 cases of high flood with the maximum 10-minute rainfall intensity of 10 mm or more, 3) the percentage of mitigation is strongly influenced by the amount of vacant storage capacity at the beginning of the flood, 4) the flood mitigation ratio in floods with a return period of 5-200 years ranges from 37 to 43% of the peak inflow, even under the condition of full water level at the beginning of flood, 5) the pond reduces the frequency of inundation downstream from more than once every year to once every two years, 6) the lowering of water level in the pond during the flood season is effective for flood mitigation.

Key words: *Irrigation pond, Flood, Flood mitigation function, Actual rainfall, Rainfall pattern, Skewness, Hyetograph, Vacant storage capacity, Evaluation*