

都市開発に伴う内水氾濫の特性に関する研究

伊藤秀夫*・岸井徳雄

国立防災科学技術センター

Studies on Characteristics of the Inland Flood Caused by Urbanization

By

Hideo Ito and Tokuo Kishii

National Research Center for Disaster Prevention, Tokyo

Abstract

This study was carried out in the experimental area, which is in a frequently flooded part of the upper basin of River Neyagawa and has clear boundaries, by the observations using thirteen water gauges and a rain gauge at various places. The following results were obtained by combining experiments and electronic computer with the observations.

(a) Through the result of observation and that of model experiment, it was found that the repair of drainage channels brought variations of hydrograph.

(b) The flow line of divided and joined flow in the network of open channel can be simulated with complex potential and the flow discharge is also fairly simulated by Hardy-Cross method.

(c) We presented a method to calculate the economical merit of constructing the pumping station etc. in order to drain inland water.

目次

諸言	33		
1. 概要	33	4. 内水氾濫対策	47
2. 試験地における流出と降雨実験	34	4. 1 内水排除施設の経済的検討	47
3. 排水路網内の流れ	37	4. 2 内水の予報	50
3. 1 開水路網の定常流計算	37	4. 3 排水路網による流出の調節	50
3. 2 開水路網の非定常流計算	48		

諸言

寝屋川流域は殆んどが感潮区域に属し、且つ寝屋川に注ぐ水路の断面不足と最近の都市化による下水量の増加、流出量の増加のためにしばしば低地では、浸水被害の発生を見ている。この調査は寝屋川上流域の氾濫頻発地域で、流域界の明らかな地域を試験地として選んで、水位計と雨量計を設置して観測すると共に、実験によつても排水路網の水理及び排水路と流出の関係等について調べた。これら調査研究によつて都市開発に関連する諸条件と内水氾濫との関係及び都市排水のあり方が明らかになり、今後益々増大すると考えられる内水害防止のための基礎的資料となると思われる。

1. 概要

寝屋川本川は生駒山系の北部に源を発し、生駒山麓の西方を南下し、同じ生駒山麓沿いに支川を集めて北上した思知川と大東市赤井で合流し、その後再び西走して大坂城北で旧淀川に注ぐ流域面積268Km²で、寝屋川水系の流域は東は生駒山系、南は大和川、北は淀川、西部は大阪市の上町台地に境されている。この地は太古に入海で300年ほど前には大和川水系が乱流しており、又淀川の氾濫区域に属してしばしば浸水していた。

寝屋川の流路はその大半が沖積層よりなる低湿地であり、河床勾配1/3000以下である。この地域は250年前に旧大和川に連なる池や沼を埋立てて開拓した区域で、近年まで湿地帯が多数存在していた。しかし最近では寝屋川市、門真市、守口

* 現在建設省建設大学校

市、大東市、東大阪市、八尾市等では、都市化の波によつて田、畑、沼地が宅地化し、雨水の貯留機能の減少と下水工事等が遅れていることなどのために、氾濫がしばしば起こっている。寝屋川流域では時間雨量が20mm以上になると水害常襲地域で氾濫が始まる。この流域の最大時間雨量は明治29年8月30日22時の61.8mmで確率とし

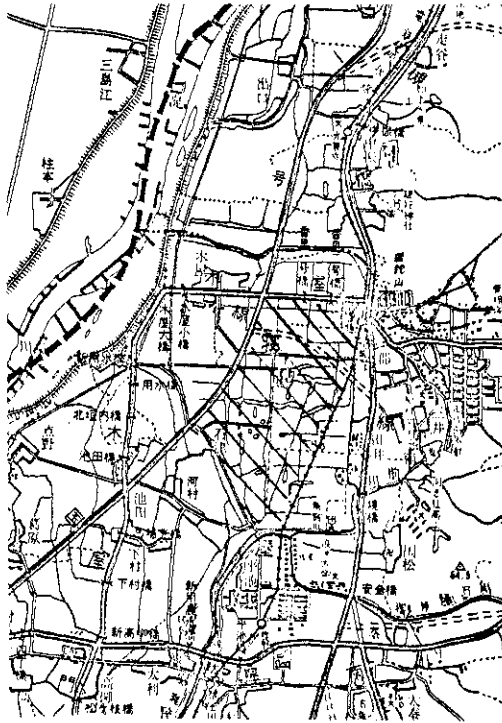


図-1 試験地の位置；縮尺5万分の1
(斜線部分)

ては150年に1回程度の降雨であり、最近では昭和37年7月14日20時の37.9mmが大きい。20mm/hr前後の時間雨量は毎年起こっており、その度に水害常襲地域では氾濫が発生している。本論文では寝屋川上流域氾濫頻発地域に試験地区を設けて、自記水位計1ヶ所、雨量計1ヶ所設置して洪水時に氾濫水の動きを観測し、内水流出の特性と排水路の設置及び改修に伴う内水流出の変化等について解析した。又排水路はしばしば排水路網を形成するので、排水路網内の水流の動きについて実験を行なつて、複雑な開水路網の水理現象を明らかにした。低平地部の内水は外水の河川及び潮汐の影響をうけて、自然排水だけでは早急に内水を排除するのが困難なため、ポンプ排水

を併用して使用しなければならない。ポンプ排水の規模は大きければ大きいほど早く氾濫水位が減少するので望ましいが、規模が大きいと施設費及び運転維持管理費が増加するので、むやみに大きくは出来ない。従つて個々の内水氾濫地区の経済効果に応じたポンプ排水規模を定めるのが妥当であると考えて、ポンプ排水規模はどのようにして計算したら良いかについても検討を加えた。最後に内水対策として考えられる2,3の点についてもふれて若干の見解を述べた。

2. 試験地における流出と降雨実験

底平地における流出は、貯留、氾濫、水路網内の流れ等が単独にあるいは、多くの場合複合してあらわれる。その流れも勾配の緩やかな平坦な面上を低速で浅く流れる層流、あるいは流速も比較的速く水深もある程度に達すると乱流となつて流れる。これを現象の順にみれば降雨開始後の地表面における滲透、貯留、表面流出、水田においてはケイハン欠口よりの流下、支線水路、幹線水路を経て観測点に達する。

我々が今回選定した試験地は以上のような底平地の流れの特性を有している上に、毎年の住宅地の増加があり、現地調査及び航空写真による判読によつて当試験地内における宅地比率を調べると、昭和41年7月において8.2%昭和43年10月において33.2%、昭和44年9月において、39.8%、昭和45年6月において44.0%という変化を示している。従つて、ほとんど水田で占められていた当試験地においては水田面積の減少が著しい。又、当試験地内には縦横に水路が通じ、そのほぼ中央に南北に走る幹線水路があり、その下流端にこの流域を代表する水位計No13がある。

水位計は縮度10分の1、週巻のリチャード式自記水位計で観測を行い、雨量は転側ます式の週巻の自記雨量計を試験地の北方にある北小学校に設定した。

流域界の設定は淀川左岸土地改良区作製の1/3000図を基本にし、現地調査と水路の流向を勘案して流域界を定めた。流域面積は122.3haである。

観測は昭和43年10月より開始した。ここでは代表的な大雨時の記録4例(昭和44年6月25日～6月27日、総雨量101mm、昭和44年7月8日～7月10日総雨量65mm、昭和45年6

月15日～6月17日総雨量106mm, 昭和45年6月25日～6月26日総雨量61mm)の解析結果を図-2～図-5に示す。

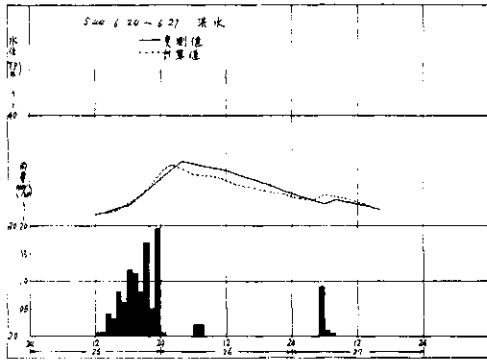


図-2 試験地における水位曲線

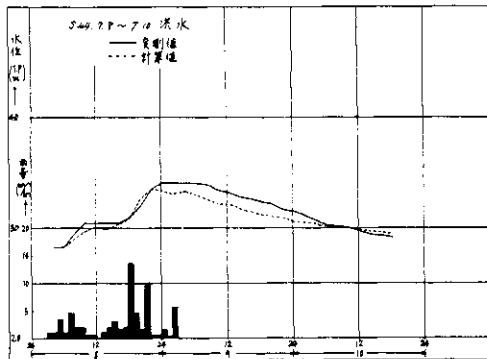


図-3 試験地における水位曲線

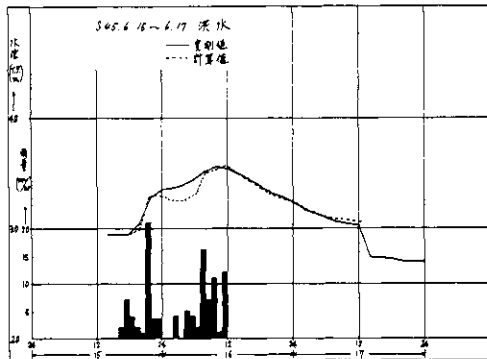


図-4 試験地における水位曲線

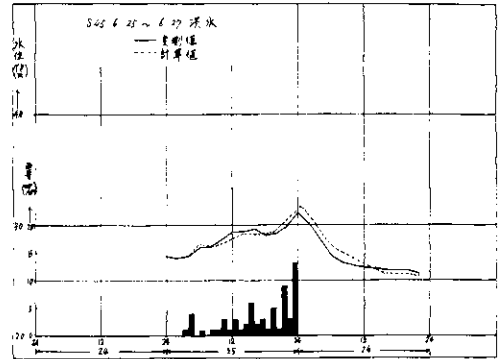


図-5 試験地における水位曲線

解析方法には表面の流れから幹線水路の流れを水理学的にいわば微視的に解く方法と、巨視的に水文学的にみて解く方法があるが、我々は後者の方法によつて計算した。

いわゆる雨量から流量への変換、又は単位図法を式で表わすと、 r を降雨量、 K を単位図の関数形、 q を流出量とすれば、一般に時刻 t における流出量 q は、

$$q(t) = \int_0^{\infty} r(t-\tau)K(\tau) d\tau$$

で表わされるから、今ここで K の形を $\beta e^{-\beta t}$ とおくと β はハイドログラフにおける減水部の特性を表わしている減水定数となるから、 β を求めれば q を算出できる。今、雨量記録は1時間毎の離散値をとり、 i 時間後の流出量を q_i とすれば、

$$q_i = \sum_{j=0}^{\infty} r_{i-j} \beta^j$$

となる。

この方法により計算した結果は図-2～図-5でわかるように、比較的実測値とよい一致をみせている。

β の値をみると昭和44年の平均0.051, 昭和45年の平均で0.120というように増加しているが、これは宅地化の影響もあるが、昭和44年10月から昭和45年3月の期間水路改修工事を行い、昭和45年の記録はこの水路改修の影響が多分にきいて、水が出やすく、引きやすいという形にかわつたものと思われる。

又、試験地内の13ヶ所の水位の同時記録をみると図-6、図-7のように β_3 , β_7 といった

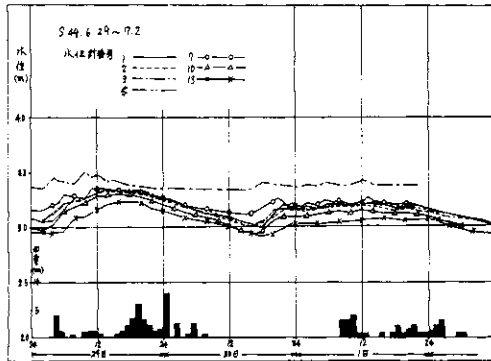


図-6 試験地の各所の水位の同時記録

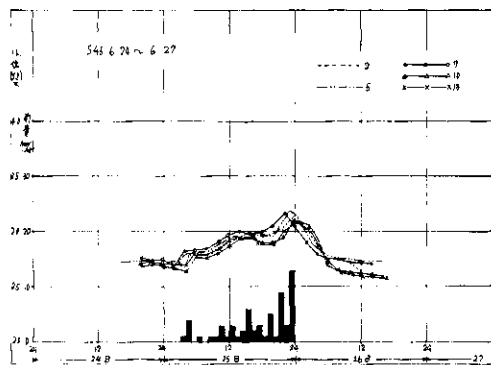


図-7 試験地の各所の水位の同時記録

流域の東側の堤より流域内に流入する地点の水位が高い。これは堤を抜ける水路が水が流れるとき堤が堰の作用をしてダムアップされた形となりそれによって水位上昇をきたしていると思われる。

次に試験地に対応して、内水氾濫実験装置の台上に模型を作り、平坦な土地に降雨があつた場合と、そこに水路が開削された場合の流出の変化を調べるため降雨実験を行つた。台上の平面の大きさは5.6m×11.2mで、降雨装置は、実験台上10mの所から2.4mはなれた双のシャワーヘッドを2.2mピッチで5列、即ち計10コのシャワーヘッドより散水させる。降雨量は毎分1mm~3mm程度の量を10分あるいは20分間一様に散水させる。流出量の測定は台中央下端にある流出口において計量マスにより行つた。

解析方法は前記の流出解析に順ずると雨量が一定値をとる。即ち $r = \text{const.}$ の場合となる。

実験結果と計算値は図-8~図-12に示すようにほぼ一致しており解析方法の妥当性を裏づけ

る。水路のない場合は β の値は1~3(無次元)であるが、水路ができると、 β の値は6~8となり水路の存在がヘドログラフの形に非常に影響を与えていることがわかる。そのことは水路がなく平面上のみの場合、水流は巾に比して水深の小さい、いわゆる薄層流で粘性が大きく働いているのに比べ、水路がある場合はむしろ慣性の方が大きく効き水流の抵抗が減少し、いわゆる水が出やすく、ひきやすいという形に移るためと思われる。

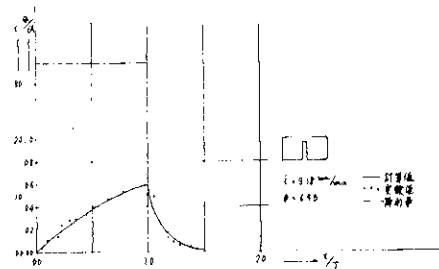


図-8 降雨実験の流出曲線

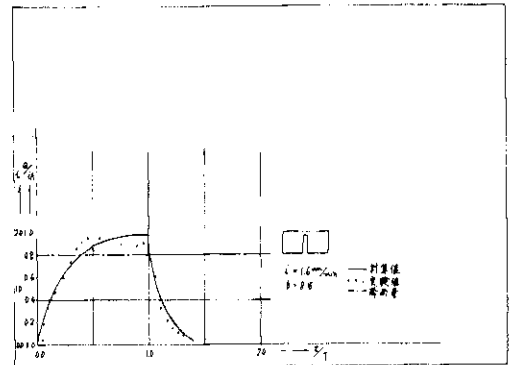


図-9 降雨実験の流出曲線

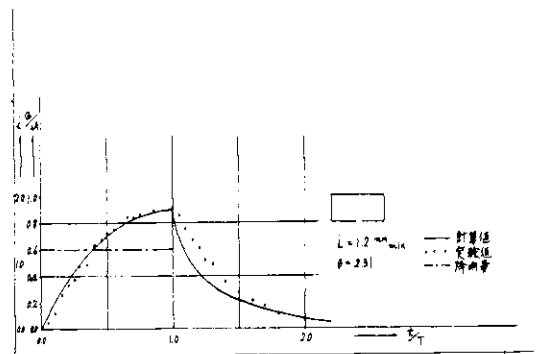


図-10 降雨実験の流出曲線

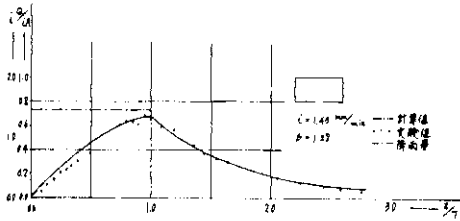


図-1 1 降雨実験の流出曲線

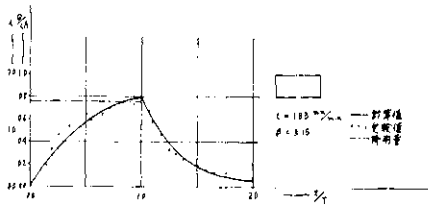


図-1 2 降雨実験の流出曲線

3. 排水路網内の流れ

沿岸都市、沖積平野にあつては、排水路はしばしば水路網を形成するが、勾配はおおむね殆んどなく、したがつて水が流れにくくなつて滞水箇所を生じて都市公害の一因となる場合も少なくない。又これら水路網は降雨時及び高潮壟上時に流量調節或は逆の効果を持つ場合も考えられる。これらの問題を明らかにするためには、複雑な開水路網の水理現象が明らかにされなければならない。個々の開水路網の形態に応じて流量配分及び調節効果を如何にするかを論じることが終局の目的であろうが、本論文では第1に定常流として、低平地開水路網の流れが $Fr=0.2\sim 0.4$ の遅い流れであることに着目し分流、合流、曲り、三水路等に一般に適合出来る解を等角写像を用いて求め、流線及び流速の解析と、実験を行なつて検討しその適合性を確めた。分流や曲りの損失係数を実験によつて求め、分流や曲りの前後の流速比の間に直線的な関係があることを見出した。更に Hardy Cross 法を水路におけるとほとんど同じように使用し、水路損失に関しては上に述べた結果をとり入れて計算を行ない実験を比較した。その結果

低平地開水路網の場合には、この方法でもかなり良い適合性を持ち実用上十分であつた。また水路網内の水の流れは水路勾配の急な方向が主流となり、これを結ぶ横方向の水路の流れは悪くなる傾向にあり、さらに主流方向でも流入口に近い分岐水路ほど流量が多く、袋小路水路では滞水する結果を得た。第2に非定常流として開水路網の流量調節効果、各水路の時間流量曲線を求めるために、開水路網に適用出来る特性曲線法を開発した。この特性曲線法を用いて1水路に関する計算を行ない実験値と比較した。その結果この方法は実験値とかなり良い適合性を持つことがわかつたので水路網についても計算し、分合流部の分合流比及び末端部の流量曲線について定常流解と非定常流解との比較をした。その結果非定常流解による分合流比は、始めは変動するが時間が経過するにつれて定常流解によって求めた分合流比に近づくこと、分流比の方が合流比より早く一定値に近づくことがわかつた。水路網内の水路は水路によつては定常流計算と同様に流れにくい水路があり、しかも流量低減も大きいこと、又末端部での流量曲線は非定常流解による厳密解と定常流による重ね合せによつて求めた値とは大きな差がないという結果が得られた。

3.1 開水路網の定常流計算

A 分合流、曲りなどの局所的流れの計算

(1) 等角写像法による理論

流れをポテンシャル流れと考えて、不連続流の理論を用いた研究は、直角合流管(T字管)の合流の場合のはく離を伴う流れに対しては、すでに解法が試みられ一応の成果を得ている。いまこの解法を分岐部、曲り部の開水路の流れについて応用して、分岐部、曲り部下流側の自由流線の形状を求め、これから種々な流量を流した場合の流入損失を求めた。

a) 分岐部の流れ

図-1 3の如き分流の場合について理論を作つてみる。D点を座標原点にとり $V_1/V=v_1$ 、 $V_2/V=v_2$ とし、 $f=1/\sqrt{-u+iv}$ の速度面を作ると図-1 4のようになる。図-1 4でCDが自由流線になるような鏡像の原理を用いて、吹き出し、吸い込みをおけば図-1 5のようになる。複素ポテンシャルWは式(3.1)で表わされる。

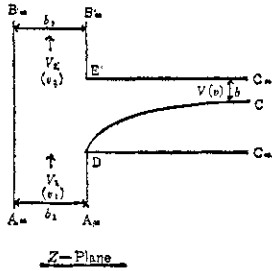


図-13

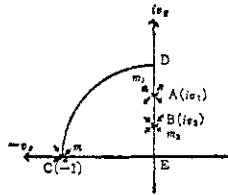


図-14

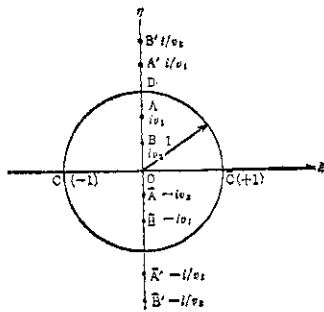


図-15

$$\begin{aligned}
 W = & -\frac{m_1}{2\pi} \log \left\{ (f - i v_1) (f - i/v_1) \right. \\
 & \times (f + i v_1) (f + i/v_1) \left. \right\} + \frac{m_2}{2\pi} \log \\
 & \left\{ (f - i v_2) (f - i/v_2) (f + i v_2) \right. \\
 & \left. (f + i/v_2) \right\} + \frac{m}{2\pi} \log \left\{ (f-1) (f+1) \right\} \quad (3.1)
 \end{aligned}$$

ここに $m_1 = 2V_1 b_1$, $m_2 = 2V_2 b_2$, $m = 4bV$ とする。

(3.1) 式を境界条件を入れて解くと,

$$\begin{aligned}
 x = & \frac{b_1}{\pi} \left\{ (1 - v_1^2) \tan^{-1} \left(\frac{2v_1 \cos \theta}{1 - v_1^2} \right) \right\} - \\
 & \frac{b_2}{\pi} \left\{ (1 - v_2^2) \tan^{-1} \left(\frac{2v_2 \cos \theta}{1 - v_2^2} \right) \right\} + \frac{b}{\pi} \\
 & \times \left\{ \log \left(\frac{1 - \cos \theta}{1 + \cos \theta} \right) \right\} \quad (3.2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y = & \frac{b_1}{2\pi} \left\{ -(1 + v_1^2) \log \left(\frac{1 + v_1^2 + 2v_1 \sin \theta}{1 + v_1^2 - 2v_1 \sin \theta} \right) \right. \\
 & + \frac{b_2}{2\pi} \left\{ (1 + v_2^2) \log \left(\frac{1 + v_2^2 + 2v_2 \sin \theta}{1 + v_2^2 - 2v_2 \sin \theta} \right) \right\} \\
 & + \frac{b_1}{\pi} \left\{ (1 + v_1^2) \log \left(\frac{1 + v_1}{1 - v_1} \right) - (1 + v_2^2) \right. \\
 & \left. \times \log \left(\frac{1 + v_2}{1 - v_2} \right) \right\} \quad (3.3)
 \end{aligned}$$

x, y は分流の場合の自由流線の座標である。次に分流比 λ は $b_1 = b_2 = 1$ とすれば $y(\theta = \pi) + b = 1$ であるから

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{\pi} \left\{ (1 + v_1^2) \log \left(\frac{1 + v_1}{1 - v_1} \right) - (1 + v_2^2) \right. \\
 \left. \times \log \left(\frac{1 + v_2}{1 - v_2} \right) \right\} + b = 1 \quad (3.4)
 \end{aligned}$$

$$v_2 = v_2 + b, \quad v_2/v_1 = \lambda \quad (3.5)$$

b) 曲り部の流れ

同様にして図-16の如き曲り部のはく離の自由流線を求めてみる。図-17でCDが自由流線になるような鏡像の原理を用いて吹き出し、吸い込みをおけば図-18のようになる。

複素ポテンシャル W は

$$\begin{aligned}
 W = & -\frac{m_1}{2\pi} \log \left\{ (f - i v_1) (f - i/v_1) \right\} \\
 & \times (f + i v_1) (f + i/v_1) + \frac{m}{2\pi} \left\{ \log (f-1) \right. \\
 & \left. \times (f+1) \right\} \quad (3.6)
 \end{aligned}$$

ここに $m_1 = 2V_1 b_1$, $m = 4Vb$, $b_1 = 1$ とすれば $m_1 = 2V_1$, $m = 2bV$

$$x = \frac{b}{\pi} \log \left(\frac{1 - \cos \theta}{1 + \cos \theta} \right) + \frac{1}{\pi} (1 - v_1^2)$$

$$\times \tan^{-1} \left(\frac{2v_1 \cos \theta}{1-v_1^2} \right) \quad (3.7)$$

$$y = \frac{1}{2\pi} (1+v_1^2) \log \left(\frac{1+2v_1 \sin \theta + v_1^2}{1+2v_1 \sin \theta + v_1^2} \right) + \frac{1}{\pi} \times (1+v_1^2) \log \left(\frac{1+v_1}{1-v_1} \right) \quad (3.8)$$

$$y_i (\theta = \pi) + h = 1 \text{ より}$$

$$\frac{1}{\pi} (1+v_1^2) \log \left(\frac{1+v_1}{1-v_1} \right) + b = 1 \quad (3.9)$$

$$v_1 b = b \quad (3.10)$$

式(3.9)と式(3.10)から v_1 , b を求めこれを x , y

の式に代入すれば、種々の θ , $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ に

ついて Z 平面上の自由流線が計算出来る。

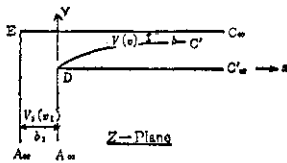


図-16

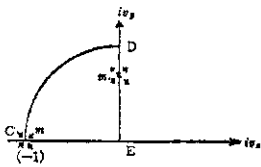


図-17

(ii) 実験結果とその考察

分岐部, 曲り部, 合流部について実験結果と計算結果との対比を図に表わしてみると図-19~図-24の如くである。流線は細い針金の先にウォータースプレーの塊をセメダインでつけて、これを表面中央, 底などにおいているが、その結果分岐部曲り部の流線の方向及び形状は表面, 中央, 底(底面から2~3mm上に置いた)いずれの流線もほとんど変化がなかつた。しかし底面に落したウ

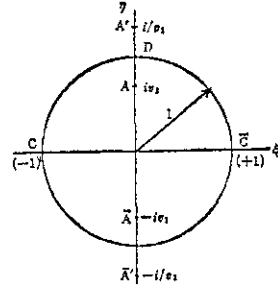
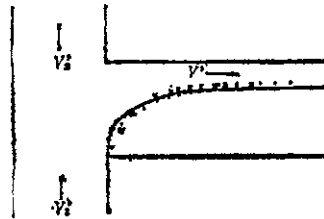


図-18



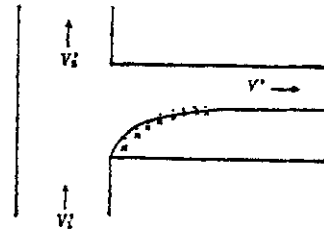
計算条件

$\lambda=0.6$	$V_1'=1$	$q_1=1$	(注)
$\lambda=0.31$	$V_2'=0.6$	$q_2=0.6$	-印は計算値
	$V'=1.3$	$q=0.4$	

実験値

$\lambda=0.57$	$V'=1.27$	$Q=3.70 \text{ l/sec}$	Q は流入量
$\lambda=0.56$	$V'=1.38$	$Q=4.05$	・印 $I=1/1000$
	$F_p=0.26$		×印 $I=1/200$

図-19



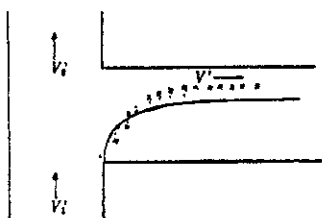
計算条件

$\lambda=0.6$	$V_1'=1$	$q_1=1$	(注)
$\lambda=0.31$	$V_2'=0.6$	$q_2=0.6$	-印は計算値
	$V'=1.3$	$q=0.4$	

実験値

$\lambda=0.56$	$V'=1.38$	$Q=6.87 \text{ l/sec}$	Q は流入量
	$V'=1.38$	$Q=4.21$	・印 $I=1/1000$
	$F_p=0.27$		×印 $I=1/1000$

図-20



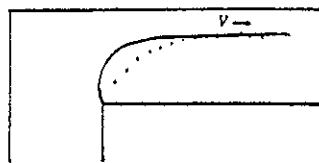
計算条件

$\lambda=0.5$	$V_1'=1$	$q_1=1$	(注)
$b=0.37$	$V_2'=0.5$	$q_2=0.5$	-印は計算値
	$V'=1.4$	$q=0.5$	

実験値

$\lambda=0.5$	$V'=1.26$	$Q=4.21$ l/sec	Q は流入量
$\lambda=0.53$	$V'=1.24$	$Q=2.16$	・印 $I=横1/1000$
	$F_r=0.24$		×印 $I=1/1000$

図-2 1



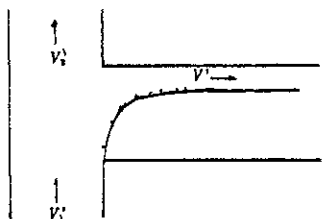
計算条件

$V_1=0.65$

実験値

$V_1=0.65$	$Q=3.67$ l/sec	Q は流入量
$F_r=0.21$		・印 $I=1/1000$

図-2 4



計算条件

$\lambda=0.7$	$V_1'=1$	$q_1=1$	(注)
$b=0.25$	$V_2'=0.7$	$q_2=0.7$	-印は計算値
	$V'=1.2$	$q=0.33$	

実験値

$\lambda=0.67$	$V'=1.34$	$Q=6.87$ l/sec	Q は流入量
	$F_r=0.31$		・印 $I=1/1000$

図-2 2

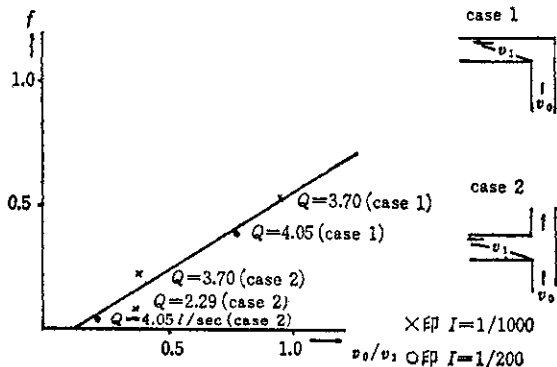
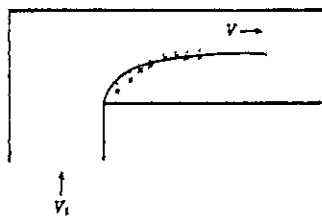


図-2 5



計算条件

$V_1=0.55$

実験値

$V_1=0.55$	$Q=6.87$ l/sec	Q は流入量
$V_1=0.56$	$Q=4.21$	・印 $I=1/1000$
$F_r=0.18$		×印 $I=横1/1000$

図-2 3

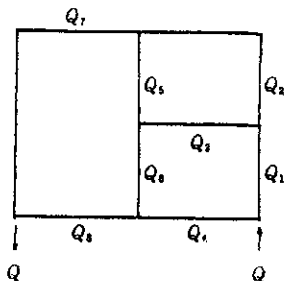


図-2 6

オダブルーの画く流線は多少異なり、中央表面の流線より分岐部、曲り部でより早く分岐、曲りの姿勢をとる。これは境界層の影響で、境界層内は流速がほとんどないため慣性力も小さく、いずれも実験値と良く合うことがわかった。又流速比 v_0/v_1 を横軸にプロットすると図-25が得られ、これによつて f と v_0/v_1 との関係は直線的に示されることがわかる。従つて v_0/v_1 が求められれば図-25を用いて損失係数 f を得ることが出来る。

B 水路網における分流量

(i) ハーデイクロス法による分流量

管路網の流量計算に用いられているハーデイクロス法を開水路網に適用して、各水路網の流量を計算してみる。いまハーデイクロス法を開水路に適用するのに必要な曲り、分岐、摩擦損失等の考え方と適用方法を述べてみれば、つぎの如くである。図-26のような開水路網についていま考えてみる。一定流量 Q が流入、流出している場合、各支線の両端の損失水頭の差を h_i で表わすと、それぞれの支線について

$$h_i = k_i Q_i^2 \quad (3.11)$$

$i = 1, 2, \dots, n$ 図-26では $n=8$ 開水路網では任意の支線 i での曲りと摩擦の損失を考えてみると

$$k_i = \sum_{j=1}^P \frac{f b_j}{2 g A_i^3} + \frac{l_i}{c_i^2 R A_i^5} \quad (3.12)$$

ここで

P : その支線内における曲りの箇所数

A_i : 各流路の平均断面積

R_i : 各流路の平均径深

$f b$: 曲りの損失係数

l_i : 任意支線の長さ

それぞれのサーキットについて水路を1周した場合(たとえば左まわりを正の方向とし、各支線の流向を一致した場合を+、反対の場合を-とする)水頭損失は代数和で0になるから、

$$\sum h_i = 0 \quad (3.13)$$

式(3.13)がサーキットの数だけ成立する。実際には Q_i を連続の条件を満足するように仮定し、式(3.13)を計算して式(3.13)を満足するよう

な Q_i が解となる。しかし一般には仮定流量 Q_i を用いて式(3.11)を計算すると必ずしも式(3.13)は満足されないから補正流量 ΔQ_j を加えた流量 $Q_i + \Delta Q_j$ に対応する水頭損失を $h_i + \Delta h_i$ とすると、

$$h_i + \Delta h_i = k_i (Q_i + \Delta Q_i)^2 \quad (3.14)$$

式(3.14)の右辺を展開して ΔQ_j の1次の項までとると式(3.11)を用いて、

$$\Delta h_i = 2 k_i Q_i \Delta Q_j \quad (3.15)$$

さらに $\sum (h_i + \Delta h_i) = 0$ の条件よりそれぞれのサーキットに対して、

$$\sum h_i + \sum \Delta h_i = \sum h_i + 2 \Delta Q_j \sum k_i Q_j = 0 \quad (3.16)$$

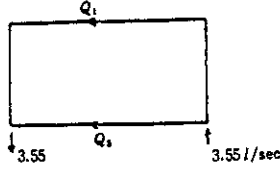
式(3.16)が成立し

$$\Delta Q_j = - \frac{\sum h_i}{2 \sum k_i Q_i} = - \frac{\sum k_i Q_i^2}{2 \sum k_i Q_i^2} \quad (3.17)$$

となる。式(3.15)を導くとき ΔQ_j の2次以上を省略したことによる誤差があるので、補正流量 ΔQ_j を加えた流量を用いて再計算し、 ΔQ_j が十分小さくなるまで計算を行なう。

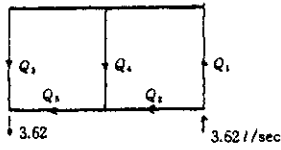
以上は管路網の場合と変わらないが、これは境界条件として水路網内の水位は一定として与えられているためである。

表-1



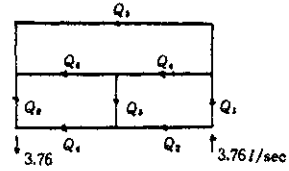
2-1		Q_1	Q_2
実	験	1.62	1.93 l/sec
計	$n=0.037$	1.49	2.06
	0.020	1.45	2.10
	0.012	1.35	2.20
K	$n=0.037$	6872	3537
	0.020	2180	1034
	0.012	989	372

表-2



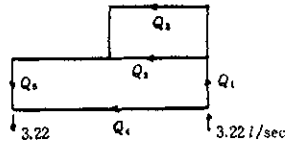
3-1		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
実験値		2.15	1.47	1.24	0.91	2.38 l/sec
計算値	n=0.037	1.64	1.98	1.69	-0.05	1.93
	0.020	1.63	1.99	1.63	0.00	1.99
	0.012	1.65	1.97	1.58	0.07	2.04
K	n=0.037	3244	2212	3378	1160	2561
	0.020	1051	712	1037	328	700
	0.012	471	333	442	119	263

表-5



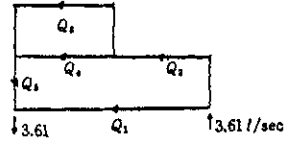
6-1		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆	Q ₇	Q ₈
実験値		2.82	0.94	1.48	1.34	0.37	0.97	1.31	1.45 l/sec
計算値	n=0.037	2.14	1.62	0.97	1.17	0.03	1.14	1.65	2.11
	0.020	2.11	1.65	0.94	1.17	0.02	1.15	1.67	2.09
	0.012	2.10	1.66	0.91	1.19	0.01	1.18	1.67	2.09
K	n=0.037	295	1058	2789	1056	295	890	915	298
	0.020	85.7	300	878	324	85.7	263	263	88.9
	0.012	30.8	111	375	132	30.8	93.3	95.5	34.0

表-3



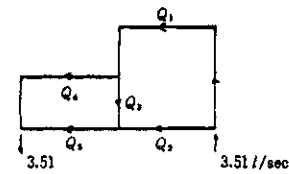
4-1		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
実験値		1.55	0.73	0.82	1.67	1.55 l/sec
計算値	n=0.037	1.66	0.77	0.89	1.56	1.66
	0.020	1.64	0.75	0.89	1.58	1.64
	0.012	1.63	0.75	0.88	1.59	1.63
K	n=0.037	597	3396	2549	5306	3360
	0.020	171	1055	778	1584	1083
	0.012	63.2	460	341	709	521

表-6



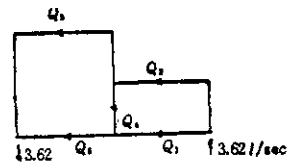
7-1		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
実験値		1.93	1.68	0.14	1.54	1.68 l/sec
計算値	n=0.037	1.72	1.89	0.81	1.08	1.89
	0.020	1.76	1.85	0.75	1.10	1.85
	0.012	1.83	1.78	0.67	1.11	1.78
K	n=0.037	4941	2803	3489	2090	597
	0.020	1400	889	1290	600	171
	0.012	525	402	605	221	63.2

表-4



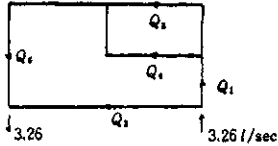
5-1		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
実験値		1.51	2.00	0.15	1.36	2.15 l/sec
計算値	n=0.037	1.50	2.01	-0.14	1.64	1.87
	0.020	1.48	2.03	-0.10	1.58	1.93
	0.012	1.49	2.02	-0.01	1.50	2.01
K	n=0.037	4992	2753	615	3315	2561
	0.020	1703	908	171	1038	700
	0.012	891	470	63.2	476	263

表-7



8-1		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
実験値		1.98	1.64	1.29	0.69	2.33 l/sec
計算値	n=0.037	1.74	1.88	1.63	0.11	1.99
	0.020	1.73	1.89	1.50	0.23	2.12
	0.012	1.75	1.87	1.39	0.36	2.23
K	n=0.037	2609	2233	3805	580	2561
	0.020	898	741	1411	150	700
	0.012	396	351	687	52.2	263

表-8



10-1	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	
実験値	1.53	1.73	0.86	0.67	1.53 l/sec	
計算値	$n=0.037$	1.61	1.65	0.79	0.82	1.61
	0.020	1.53	1.73	0.67	0.86	1.53
	0.012	1.51	1.75	0.67	0.84	1.51
K	$n=0.037$	583	5272	3299	3252	4205
	0.020	171	1550	1539	975	1525
	0.012	60.0	675	664	413	700

(ii) 実験結果とその考察

ハーディクロス法を用いて計算した結果と実験結果を表-8～表-8に示した。種々な水路網に対する流れを観察してみると、流れの強さ、向きの影響を与えるものは、

- 1) 流出口の位置、2) 流入口と流出口までの各水路網の長さ、3) 流入方向と水路との方向の関係、4) 水路網の形、5) 水路勾配の大きさ、6) 主水路勾配の方向と水路方向との関係、7) 連続水路と袋小路水路との関係などである。

定性的に水路網内の水の流れは、水路勾配の急な方向が主流となり、これを結ぶ横方向の水路の流れは悪くなる傾向にあり、主流でも流入口から流出口に向う距離の小さい方から分岐流量が大であり、これに流入方向の影響が多少入る程度である。そして袋小路水路内の流れはほとんどないことがわかった。計算結果と実験値との比較によれば、水路の損失は摩擦によるものが最も大きく、曲り分岐による損失は小さいと思われる。実験流量と計算流量を比較してみると、各水路網とも比較的良く一致しているが、一般に主流に対して横方向の水路に関する一致が悪く、計算値が実験値に比して小さく出ている。主流に対して横方向の水路内の流れは流速が小さく、かなりデリケートな流れを示し、流速の測定が困難であるので、実験値にも多少の誤差が入っていると思われる。

3.2 開水路網の非定常流計算

A 開水路の非定常流計算

(i) 特性曲線法による理論

従来の特性曲線による解法は図解法を主体とする分流を含まない一般河川、開水路の場合に適用出来る。しかし開水路網等のように分合流のある

複雑な開水路網の場合には、多少従来の方法を改良して用いなければならないので、次のようにして理論解を求めた。

$$\text{運動方程式 } \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + \rho \cdot s \frac{\partial z}{\partial x} = -\rho \cdot s J_e \quad (3.18)$$

$$\text{連続式 } \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.19)$$

ここで $J_e = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}}$ $z = \text{水位}$

$Q = \text{流量}$ $S = \text{断面積}$

$L = \text{水路巾}$ $V = \text{流速}$

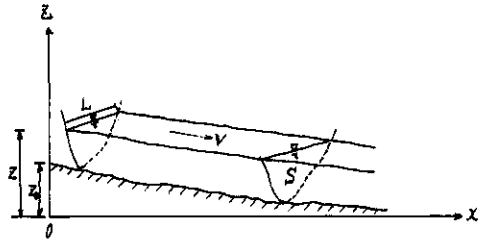


図-27 開水路断面

$$f = \int_{z_0(x)}^z \frac{z(x, t)}{L[x, y(x, t)]} dy \quad (3.20)$$

(3.18), (3.19), (3.20)式から

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} - LC \left(\frac{\partial z}{\partial t} + C \frac{\partial z}{\partial x} \right) = \frac{Q^2}{S^2} \frac{\partial S}{\partial x} \Big|_{z=\text{const}} - \rho J_e S \quad (3.21)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} - LC \left(\frac{\partial z}{\partial t} + C \frac{\partial z}{\partial x} \right) = \frac{Q^2}{S^2} \frac{\partial S}{\partial x} \Big|_{z=\text{const}} - \rho J_e S \quad (3.22)$$

(i) 任意点の水位流量計算

(3.21), (3.22)式を差分式に直して Z_D , Q_D についてとくと

$$Z_D = Z_B + \frac{R1 - R2}{L_B (C_B^+ - C_B^-)} \quad (3.23)$$

$$Q_D = Q_B + \frac{R1 C_B^+ - R2 C_B^-}{C_B^+ - C_B^-} \quad (3.24)$$

ここで

$$R1 = \frac{\Delta t}{\Delta x} [V_B^2 (S_B - S_A) - g S_B (Z_B - Z_A) - C_B^+ (Q_B - Q_A)] - g J_e S_B \Delta t$$

$$R2 = \frac{\Delta t}{\Delta x} [V_B^2 (S_C - S_B) - g S_B (Z_C - Z_B) - C_B^- (Q_C - Q_B)] - g J_e S_B \Delta t$$

(ii) 上流の水位流量計算

$$Q_D - Q_B - L_B C_B^+ (Z_D - Z_B) = R2 \text{ から}$$

$$Q_D = Q_B + R2 + L_B C_B^+ (Z_D - Z_B) \quad (3.25)$$

$$Z_D = Z_B - \frac{R2}{L_B C_B^+} + \frac{Q_D - Q_B}{L_B C_B^+} \quad (3.26)$$

(iii) 下流の水位流量計算

$$Q_D = Q_B - L_B C_B^- (Z_D - Z_B) = R1 \text{ から}$$

$$Q_D = Q_B + L_B C_B^- (Z_D - Z_B) + R1 \quad (3.27)$$

$$Z_D = Z_B - \frac{R1}{L_B C_B^-} + \frac{Q_D - Q_B}{L_B C_B^-} \quad (3.28)$$

(iv) 合流部の水位流量計算

$$Z_{D1} = Z_{D2} = Z_{D3} = Z_D \quad (3.29)$$

$$Z_{B1} = Z_{B2} = Z_{B3} = Z_B \quad (3.30)$$

$$Q_{B3} = Q_{B2} + Q_{B1} \quad (3.31)$$

$$Q_{D3} = Q_{D2} + Q_{D1} \quad (3.32)$$

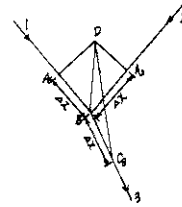


図-28 合流の場合

$$Z_D = Z_B + \frac{R1_1 + R1_2 + R2_3}{L_{B3} C_{B3}^+ - L_{B1} C_{B1}^- - L_{B2} C_{B2}^-}$$

$$(3.33)$$

$$Q_{D1} = Q_{B1} + R1_1 + L_{B1} C_{B1}^- \times \frac{R1_1 + R1_2 - R2_3}{L_{B3} C_{B3}^+ - L_{B1} C_{B1}^- - L_{B2} C_{B2}^-} \quad (3.34)$$

$$Q_{D2} = Q_{B2} + R1_2 + L_{B2} C_{B2}^- \times \frac{R1_1 + R1_2 - R2_3}{L_{B3} C_{B3}^+ - L_{B1} C_{B1}^- - L_{B2} C_{B2}^-} \quad (3.35)$$

$$Q_{D3} = Q_{B3} + R2_3 + L_{B3} C_{B3}^+ \times \frac{R1_1 + R1_2 - R2_3}{L_{B3} C_{B3}^+ - L_{B1} C_{B1}^- - L_{B2} C_{B2}^-} \quad (3.36)$$

v) 分流部の水位流量計算

$$Q_{B1} = Q_{B2} + Q_{B3} \quad (3.37)$$

$$Q_{D1} = Q_{D2} + Q_{D3} \quad (3.38)$$

$$Z_{D1} = Z_{D2} = Z_{D3} = Z_D \quad (3.39)$$

$$Z_{B1} = Z_{B2} = Z_{B3} = Z_B \quad (3.40)$$

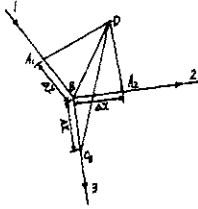


図-29 分流の場合

$$Z_D = Z_B + \frac{R1, -R2, -R2,}{L_{B2}C_{B2}^+ + L_{B3}C_{B3}^+ - L_{B1}C_{B1}^-} \quad (3.41)$$

$$Q_{D1} = R1, + Q_{B1} + L_{B1}C_{B1}^- \times \frac{R1, -R2, -R2,}{L_{B2}C_{B2}^+ + L_{B3}C_{B3}^+ - L_{B1}C_{B1}^-} \quad (3.42)$$

$$Q_{D2} = R2, + Q_{B2} + L_{B2}C_{B2}^+ \times \frac{R1, -R2, -R2,}{L_{B2}C_{B2}^+ + L_{B2}C_{B2}^+ - L_{B1}C_{B1}^-} \quad (3.43)$$

$$Q_{D3} = Q_{B3} + R2, + L_{B3}^+ \times \frac{R1, -R2, -R2,}{L_{B2}C_{B2}^+ + L_{B3}C_{B3}^+ - L_{B1}C_{B1}^-} \quad (3.44)$$

(ii) 開水路による非定常流実験値と計算値との比較

開水路網に適用出来る特性曲線法を用いて計算した計算値と1部実験によつて得られた実験値との比較を表-9, 図-30に示した。この図及び表から計算値と実験値は比較的良く一致している。しかし距離が長くなるにつれて計算値の流量が実験値に比較して小さく, ピークの到達時間は計算値の方が一般に早い。

表-9 特性曲線法による計算値と実験値

距離	計算値		実験値	
	Qmaxの時間	Qmax	Qmaxの時間	Qmax
X = 0 m	0 sec	4.60 l/sec	0 sec	4.58 l/sec
X = 9.0	2.2	2.45	2.4	2.31
X = 11.4	2.5	1.78	3.0	1.64
X = 16.2	3.4	0.77	3.7	0.90
X = 19.8	4.6	0.41	5.0	0.73

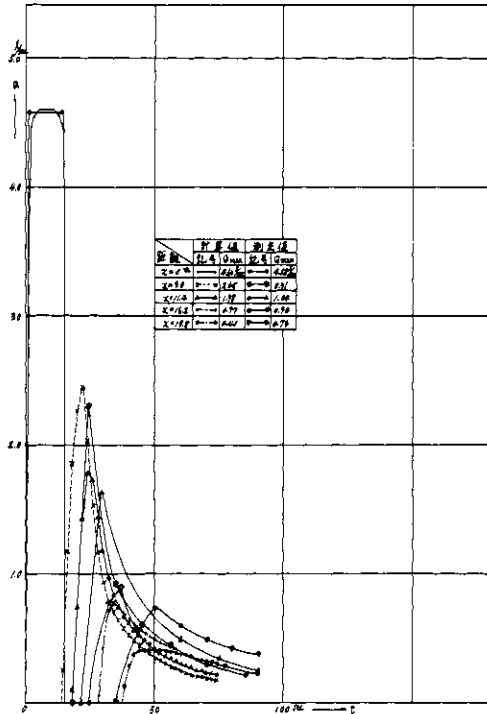


図-30 特性曲線法による計算値

B 開水路網の非定常流計算の応用

上述のように開水路網の特性曲線法は実験値とも比較的良い適合性を持つことがわかつたので,

想定した開水路網の非定常流計算を行なった。そして前の開水路網の定常流計算から求めた分合流比との比較及び林の方法によつて、距離による低減を考慮した定常流としての計算値と非定常流による時間流量曲線の厳密解との比較を行なった。

1) 計算条件

開水路網の形状、水路勾配、最大流入量、粗度係数等は次の如くである。開水路は矩形断面として巾 $L=20\text{ m}$ 水路勾配 $1/4000$, $Q_{\text{max}}=100\text{ m}^3/\text{sec}$, 下流水位 $Z_{\text{max}}=3.70\text{ m}$, $n=0.020$, 水路網形状は図-31の如くである。

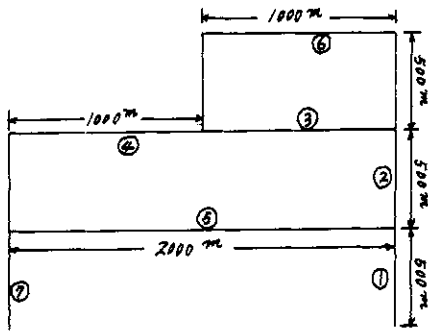


図-31 水路網の形状

ii) 計算結果とその考察

1) の計算条件に従つて計算された計算結果を図に表わすと図-32の如くである。ハーデイクロス法によつて求めた開水路網内の定常流量と定常流計算による分合流比、非定常流量及び非定常計算による分合流比との比較をすると、図-34の如くである。以上の結果から次のことが考察される。

- ① 最大流量は流出部で30分遅れ、流量減少は約 $6\text{ m}^3/\text{sec}$ である。
- ② 分合流比 α , β の値は時間の経過と共に一定値に収れんしてくる。そして定常流計算値とはほぼ同じ値になる。
- ③ 分合流比 α は合流比 β より早く一定値に収れんしてくる。
- ④ 流出部での時間流量曲線は非定常流計算と定常流計算では差の大きい所で $4\text{ m}^3/\text{sec}$ であり、時間流量曲線の形状はほぼ同じ結果が得られた。

- ⑤ 水路網内の水路は水路によつては定常流計算と同様に流れにくい水路があり、しかも流量低減も大きいこと。

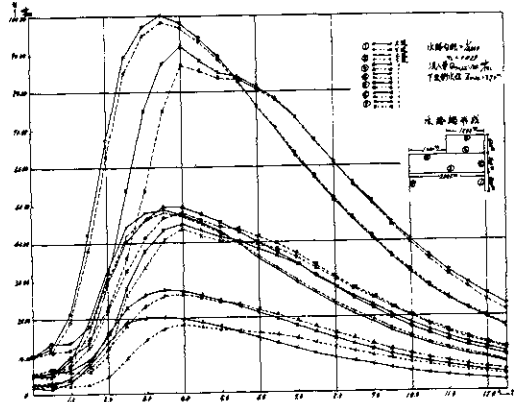


図-32 水路網に応用した非定常流計算値

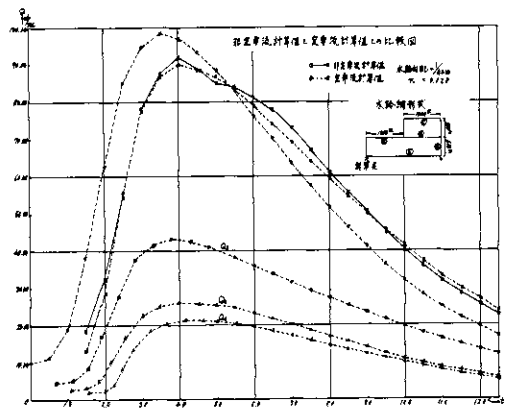


図-33 非定常流計算値と定常流計算値との比較

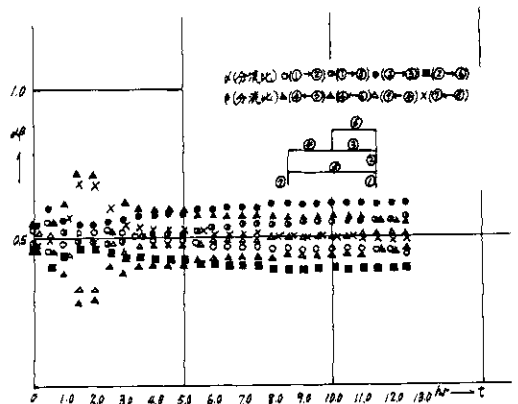


図-34 分合流比 α と合流比 β

4. 内水氾濫対策

一般に内水災害を受けやすい地域は堤防の完成等により内水の排水が困難になつたり、都市化又は工場化の著しい低平地部では、地震による地殻変動のほか被圧地下水の過剰揚水による地盤沈下によつて低地部が更に低くなり、排水が困難になつたり、都市化に伴つて家庭排水量、工場排水量が増加すると共に、今まで湛水地域と考えられていた地域がなくなつて、流出量の増加によつて湛水又は排水困難となつたり、これら地盤沈下と都市排水量の増加の両者が複合して内水氾濫が起こる等が考えられている。寝屋川地域は大部分感潮区域に属し、流域では排水路の断面不足と都市化による下水量の増加、流出量の増加のためしばしば低地で浸水被害の発生をみている。下流寝屋川本川は人口、家屋の密集地帯を流下しているために流量増加に対する河巾の拡大、堤防の笠上げ等するのが極めて困難である。このためこの地域は河川の流域変更する等特殊な内水処理方式を取る必要があるように思われる。この研究では内水氾濫対策に必要な内水排除施設の経済的検討、内水の予報、排水路網による内水流出の調節等について述べた。

4.1 内水排除施設の経済的検討

内水による氾濫がさけられないものであるとするならば、氾濫水を如何にして早く排除するかが問題である。排除施設の規模を大きくすればするほど、ほぼ比例的に氾濫水の影響を早くなくすることが可能であると思われる。しかし排除施設の規模を大きくすればするほど施設費、維持、管理

費が増加するのでむやみに大きく出来ないのが現状である。どの程度の排除施設にするかは氾濫地域の経済性及び地域の特性によつて定まってくると思われる。地域の特殊性については数式では表現出来ない問題が含まれるので、ここでは経済性の観点からのみ検討を進めるに当つて試験地域の被害額、水位の確率、試験地域の将来の伸び、湛水量等不明な点もあるので想定を入れて計算を進めた。

1) 試験地域の被害額

各親別被害額 $d_j(z)$ は各種別戸数 c_j 、各種別被害単価 k_j 、各種別被害率 $\delta_j(z)$ から

$$d_j(z) = c_j \cdot K_j \cdot \delta_j(z) \quad (4.1)$$

ここで z = 氾濫水深
従つて総被害額 $D(z)$ は

$$D(z) = \sum_{j=1}^n d_j(z) \quad (4.2)$$

被害率 $\delta_j(z)$ は建設省の調査資料を用いた。

(4.1)、(4.2) 式を用いて被害額を計算するために住宅を大中小の3段階にわけて、住宅大の家屋については1戸当り270万円、家計財産を180万円、住宅中の家屋については1戸当り200万円、家計財産を130万円、住宅小の家屋については1戸当り150万円、家計財産を100万円と仮定し、事業所の償却財産及び在庫品については、1事業所当りそれぞれ3000万円、2000万円と仮定し、航空写真から家屋、事業所を調べて試験地域の被害額を推定した。(表-10)

表-10 試験地域の被害額

A=家屋被害 B=家計財産被害

		大 中 小 計				事業所	
		戸 万円 万円	戸 万円 万円	戸 万円 万円	計 万円	償却財産 万円	在庫品 万円
昭和36年	A	26×270=7020	105×200=2100	863×150=129450	138570	19×3000	19×2000
	B	26×180=4680	105×130=13650	863×100=86300	104630	=57000	=38000
昭和40年	A	62×270=16740	217×200=43400	2349×150=352350	412490	40×3000	40×2000
	B	62×180=11160	217×130=28210	2349×100=234900	274270	=120000	=80000

尚試験地域の財産は昭和40年を基に考える。

表-11 水位別被害額

$a=412,490$ 万円 $b=274,270$ 万円 $c=120,000$ 万円 $d=80,000$ 万円
 A=家屋被害 B=家計財産被害 C=事業所償却被害 D=在庫品被害

水位 H_i	A	B	C	D	合計
3.30	$a \times 0.03 = 12375$	$b \times 0.03 = 8228$	$c \times 0.12 = 14400$	$d \times 0.06 = 4800$	39808
3.40	$a \times 0.04 = 16499$	$b \times 0.06 = 16456$	$c \times 0.18 = 21600$	$d \times 0.12 = 9600$	64155
3.50	$a \times 0.05 = 20625$	$b \times 0.08 = 21942$	$c \times 0.22 = 26400$	$d \times 0.16 = 12800$	81767
3.60	$a \times 0.06 = 24749$	$b \times 0.11 = 30169$	$c \times 0.25 = 30000$	$d \times 0.20 = 16000$	100918
3.70	$a \times 0.06 = 24749$	$b \times 0.13 = 35655$	$c \times 0.28 = 33600$	$d \times 0.24 = 19200$	118204
3.80	$a \times 0.06 = 24749$	$b \times 0.16 = 43888$	$c \times 0.30 = 36000$	$d \times 0.28 = 22400$	127082
3.90	$a \times 0.07 = 28874$	$b \times 0.18 = 49369$	$c \times 0.32 = 38400$	$d \times 0.30 = 24000$	140648
4.00	$a \times 0.07 = 28874$	$b \times 0.20 = 54854$	$c \times 0.34 = 40800$	$d \times 0.33 = 26400$	150928
4.10	$a \times 0.08 = 32999$	$b \times 0.22 = 60339$	$c \times 0.36 = 43200$	$d \times 0.35 = 28000$	164538
4.20	$a \times 0.08 = 32999$	$b \times 0.24 = 65825$	$c \times 0.38 = 45600$	$d \times 0.36 = 28800$	173224

ii) ポンプ排水による水位減少量

試験地内に内水による氾濫が起こった場合にはこれを排除する手段として低平地部の場合にはポンプ排水によつて氾濫地内の水位減少をはかるのが一般的な方法であるので、ポンプ排水によつて氾濫水位がどの位減少するか求めてみる。今流域内の水位～湛水量曲線を次の式で想定する。即ち計画水位 H_1 の湛水量 V_1 は

$$V_1 = K(H_1 - H_0)^2 + C \quad (4.3)$$

ここで H_0 は湛水量 0 の場合の水位でここでは $H_0 = 3.0\text{m}$ とする。排水ポンプ m^3/sec による減水深を dh とすればこの時の湛水量 V_2 は

$$V_2 = K(H_1 - dh - H_0)^2 + C \quad (4.4)$$

(4.3)-(4.4)は

$$q dt = 2K(H_1 - dh - 3dh) \quad (4.5)$$

両辺を積分して

$$qt = 2Kh(H_1 - 3) + C$$

$$h = 0 \quad t = 0 \quad \therefore C = 0$$

$$h = \frac{qt}{2K(H_1 - 3)} \quad (4.6)$$

今ポンプ排水によつて得られる水深を H とすれば

$$H = H_1 - h = H_1 - \frac{qt}{2K(H_1 - 3)} \quad (4.7)$$

試験流域の水位～湛水量曲線の係数 K 及び C は

$$K = 44.34 \times 10^4 \quad C = 14.36 \times 10^6 \text{ とする。}$$

iii) ポンプ場の建設費

ポンプ場の建設費は排水量に比例するとして次の式から推定する。

ポンプ排水量 m^3/sec , 建設費を C として

$$C = C_0 + \alpha q^{0.6} \quad (4.8)$$

(4.8) 式で $C_0 = 400$ 万円 $\alpha = 2411$ と仮定すれば

$$C = 400 + 2411q^{0.6} \quad (4.9)$$

となる。

iv) ポンプ排水規模の経済的きめ方

ポンプ単独排水の場合ポンプの排水量 q と氾濫面積 A との関係は2つの曲線が考えられ被害額 C_1 は氾濫面積の関数であるから、これら2つの曲線式は図-35, 図-36に入れた様に表わすことが出来る。

経済的規模決定に関する考え方は種々あつて固定した方法はないが排水施設を設置する場合は超

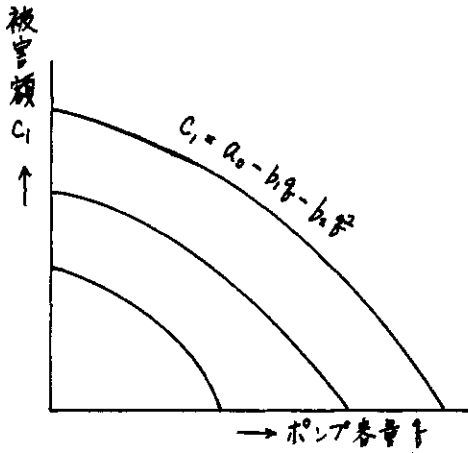


図-85 被害額とポンプ容量の関係

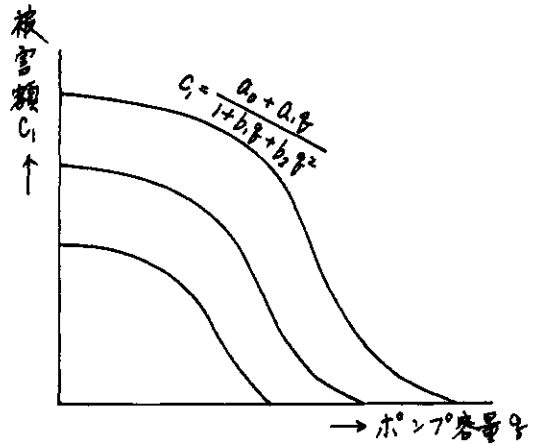


図-86 被害額とポンプ容量の関係

過便益を最大にするか、便益と費用の比率を最大にするかである。これらについて述べてみると、

a) 超過便益を最大にする場合

今超過便益を W とし防除函数を V 、費用函数を C 、排水量 q とすれば

$$V = f(q) \quad (4.10)$$

$$C = f(q)$$

$$W = V - C \quad (4.11)$$

防除函数 V と排水量 q との関係を次の2つの場合について考える。

$$V = b_1 q + b_2 q^2 \quad (4.12)$$

$$V = \frac{(a_0 b_1 - a_1)q + a_0 b_1 q^2}{1 + b_1 q + b_2 q^2} \quad (4.13)$$

従つて超過便益 W を最大ならしめる排水施設の排水量 q は、

$$\frac{\partial W}{\partial q} = \frac{\partial V}{\partial q} - \frac{\partial C}{\partial q} = 0 \quad (4.14)$$

となり

防除函数 $V = b_1 q + b_2 q^2$ の場合

$$b_1 + 2b_2 q - 0.6\beta q^{-0.4} = 0 \quad (4.15)$$

防除函数 $V = \frac{(a_0 b_1 - a_1)q + a_0 b_1 q^2}{1 + b_1 q + b_2 q^2}$ の

場合

$$(a_0 b_1 - a_1) q^{0.4} + 2a_0 b_1 q^{1.4} + a_1 b_2 q^{2.4}$$

$$-1.2\beta b_1 q - (1.2\beta b_2 + 0.6\beta b_1^2) q^2 - 1.2$$

$$-1.2\beta b_1 b_2 q^3 - 0.6\beta b_2^2 q^4 - 0.6\beta = 0$$

$$(4.16)$$

(4.15), (4.16)式を満足する q が経済的排水量になる。

b) 便益と費用の比率を最大にする場合

便益費用比率を Δ とすれば

$$\Delta = \Delta / C \quad (4.17)$$

(4.17)式を q で微分して比率 Δ を最大ならしめる q の値を求めると q の値はそれぞれ次の式を満足する q の値になる。

$V = b_1 q + b_2 q^2$ の場合

$$b_1 C_0 + 0.4\beta b_1 q^{0.6} + 2C_0 b_2 q + 1.4\beta b_1 q^{1.6}$$

$$= 0 \quad (4.18)$$

$$V = \frac{(a_0 b_1 - a_1)q + a_0 b_1 q^2}{1 + b_1 q + b_2 q^2} \text{ の場合}$$

$$(a_0 b_1 - a_1) C_0 + 0.4\beta (a_0 b_1 - a_1) q^{0.6} +$$

$$\beta (1.4 a_0 b_2 + 0.6 a_1 b_1 - 0.6 a_0 b_1^2) q^{1.6} +$$

$$2a_0 C_0 (b_1^2 + b_2) q + b_2 C_0 (a_1 + 4a_0 b_1) q^2$$

$$+ \beta b_2 (1.6 a_1 - 1.2 a_0 b_1) q^{2.6} - 0.6\beta a_0 b_2^2 q^{3.6} = 0$$

$$(4.19)$$

以上を寝屋川試験地の場合に適用するとポンプ排水量 q と被害額 C_1 との関係は図4-37の如くなり、これから超過便益 B 及び便益と費用比率を最大ならしめる q の値は次の様になった。

a) 超過便益 B を最大にする場合
計画水位 $H_1 = 4.00\text{m}$, ポンプ運転時間 20 時間とすれば

$$(q^3 - 17.086q^2 + 224.731q + 1167.842q^{0.4} - 1735.225q^{1.4} - 1289.495 + 28287.593q^{-0.6} - 5695.948) \text{ 式を} \\ \text{といて} \\ q = 4.5 \text{ t/sec}$$

計画水位 $H_1 = 4.00\text{m}$ ポンプ運転時間 30 時間とすれば

$$q(q^3 - 10.089q^2 + 810.9266q^{1.4} + 74.829q - 11353.977q^{0.4} - 249.146 + 8614.078q^{-0.6}) = -609.645 \text{ 式を} \\ \text{といて} \\ q = 0.9 \text{ t/sec}$$

b) 便益と費用の比率を最大にする場合
計画水位 $H_1 = 4.00\text{m}$, ポンプ運転時間 20 時間とすれば

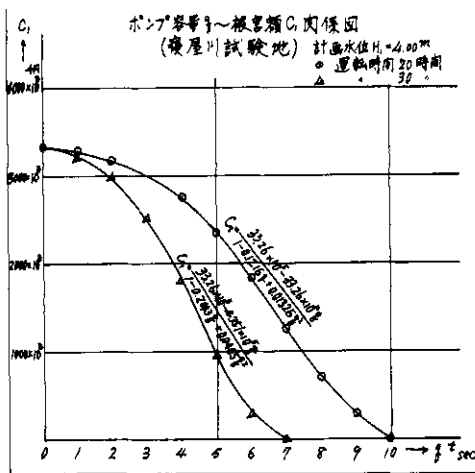


図-37 試験地における被害額とポンプ容量の関係

$$q^{0.6} (-6924.392 \times 10^3 + 6416.544 \times 10^3 \times q^{0.4} + 13612.506 \times 10^3 q - 218.189 \times 10^3 \times q^2 - 8.4470 \times 10^3 q^3) = 2872 \times 10^3 \text{ 式を}$$

といて $q = 0.5 \text{ t/sec}$

計画水位 $H_1 = 4.00\text{m}$, ポンプ運転時間 30 時間とすれば

$$q^{0.6} (-19712.336 \times 10^3 + 16709.581 \times 10^3 q^{0.4} + 3942.66 \times 10^3 q - 539.394 \times 10^3 q^2 - 789.189 \times 10^3 q^3) = 8176 \times 10^3$$

式を $q = 0.5 \text{ t/sec}$ となる。

以上の計算はポンプ施設の建設費、水位の確率計算等にかんがりの仮定が含まれているので求められたポンプ容量の値は精密な計算に依つては変化すると考えられる。しかしこの方法に依つて概略の排水規模をきめる手掛りを与えることがわかる。

4.2 内水の予報

降雨からの出水を予報することは各水門の操作を円滑ならしめ、且つ住民の避難等に極めて有効な手段と考えられる。降雨からの出水の予報については第2章、第3章で述べてあるように既往洪水について解析した結果、比較的良好な適合性を持っているので第2章、第3章による方法を用いて前もつて降雨から内水氾濫の水位を予報出来る。しかし宅地化が次第に進行した場合には今までに求められた係数等を変えていかなければならない。

4.3 排水路網による流出の調節

内水排除方式には自然排水、ポンプ排水、自然排水とポンプ排水両者の併用、下水路網による排水等がある。これらの中自然排水が最も経済的であり、且つ下流河川の水位の影響がなければ大きな排水量を樋門のみで排水出来るので良い方法である。しかし一般に洪水時には下流河川の水位も高くなり、自然排水だけでは排水が困難な場合が少なくない。従つて出来るだけ自然排水を利用してどうしても排水出来ない場合にはポンプ排水を併用するのが最も良い方法と考えられる。

自然排水方式を有効にいかすためには、排水さ

せる河川の出水状況に応じて外水と内水が出来るだけ重ならないように、内水の流出量をコントロール出来ないかということが大きな問題になつて来る。コントロールの方法として遊水池による方法と水路網を使つての調節の方法が考えられる。遊水池を利用する方法は下流河川にも負担がかからず良い方法と思われるが、遊水池になるような場所がない場合も考えられるので排水路網を利用してコントロールしたいものである。

第3章で開発された非定常流による各水路網の時間流出量が短時間で計算できるので、水路網の

各分岐部に水門をつけて水路網をかえて下流の水位に影響のないようにして、できるだけ自然排水量を多くする方法を提案したい。

おわりに本研究報告書作成にあつて地元建設省近畿地方建設局、大阪府庁、大阪府立工業高等専門学校、淀川左岸土地改良区、寝屋川市役所、寝屋川北小学校、又実験にあつては旧資源科学研究所等のお世話になり、又種々の助言を頂いた前第一研究部長有賀世治氏、それから原稿の整理、清書にあつた青木尚子氏、齊藤高氏に感謝の意を表します。