

低平地の降雨流出と排水の解析方法 及び流出特性について

Characteristics of Runoff and Drainage Analysis in the Low Plains

農林水産省農業土木試験場 白石英彦
農林水産省農業土木試験場 正員 大西亮一
農林水産省農業土木試験場 正員 田中康一

1. 序

我が国の農業は水田稲作を中心に発展してきたので、河口近くの干潟や浅い湖沼などの低平地を水田の適地として古くから利用してきたが、近年になって、低平地の農地にも畑作の導入が必要になっている。一方、工業の発達に伴い、都市への人口集中が活発になると都市に近接した低平地も宅地化が進むようになっている。このような低平地では、水田稲作のように湛水を許容した排水とは大きく異なり、湛水をなくするように、排水強化を行なわなければならないので、排水計画に対する排水解析も、どこにどのように湛水するかを予測する解析でなければならない。一方、低平地の降雨流出は、下流側の影響を強く受け、しかも、普通の河川などのように、 $Q \sim H$ 曲線を作ることが困難であるので、流出流量のデータを得ることが非常にむずかしい。これに反して、湛水分布等の水位のデータは入手しやすく、しかも、精度が少しぐらい悪くても、流出特性や排水の問題点をかなり明らかにすると考えられる。そこで、筆者らは、低平地の流出特性を明らかにすることと低平地の開発に対する社会的要求を同時に満たす解析方法として、数理モデルを用いた解析方法を提案する。

これまで、低平地の降雨流出は内水問題として、石原、末石、角屋、豊国、西畑などの研究がある。一方、水田の排水の問題として清野、任田、緒形、中村・岡本、白石・岩崎・大西・伊藤、角屋・早瀬などの研究がある。本論文では、この両者を結びつけた形として、これまでの数理モデルを用いた排水解析の方法を

拡張して、低平地の流出解析の方法を示す。つぎに Fig.1 に示す熊本県下、横島干拓における調査・解析結果を用いて、低平地の流出特性と排水対策の方法を考察した。

2. 解析方法

a. 数理モデル化

低平地の降雨流出は、水田や畑など圃場から排水路へ流出する現象と排水路を流下する現象に分けて考えることができる。排水路にはセキやゲート等の水路構造物があり、水路の途中には遊水池が存在する場合があるので、数理モデルは Fig.2 に示すように、圃場から排水路へ流出する流出水を横流入として与え、排水路内の流れを解析するようにする。つぎに、排水路の途中に湛水が生ずる場合は、Fig.3 に示すように、水路からの氾濫として解析する。

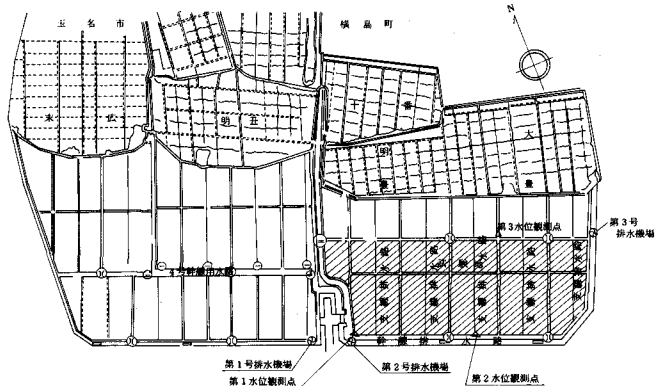


Fig.1 解析地区の概要

b. 河川及び排水路の流れの解析方法

河川及び排水路の流れは、開水路の非定常流として解析する。開水路の流れの基礎式は運動方程式と連続の式が次のようになる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2} \right) + i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{n^2 |v| \cdot v}{R^{4/3}} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_x = 0 \quad (2)$$

ここに、 x ：距離、 t ：時間、 v ：流速、 h ：水深、 R ：径深、 i ：水路底勾配、 A ：流水断面積、 Q ：流量（ $=A \cdot v$ ）、 n ：マンニングの粗度係数、 q_x ：横流入量、 g ：重力加速度（ $=9.8 \text{ m/sec}^2$ ）である。

解析方法は(1)、(2)式中村・白石法で差分化して数値解析によって解析する。解析は、Fig.2に示す Δx の中心で水位を求め、境界で流速を計算する。

c. 降雨流出の解析

圃場から排水路への降雨流出はFig.4に示すように、水田を1つの池として、欠口からの流出を考えた解析方法が多く用いられてきた。これに対して、筆者らは、Fig.6に示すように斜面を流下すると考えた解析方法を提案する。

水田からの流出はFig.4に示す水田内の連続の条件と欠口からの流出を考えて次のようになる。

$$\frac{dZ_s}{dt} = \frac{R_r(t) \cdot A_s - q_s}{A_s} \quad (3)$$

$$q_s = C_s \cdot B \cdot h_s^{\frac{3}{2}} \quad (4)$$

ここに、 Z_s ：水田内の水位、

$R_r(t)$ ：降雨強度、 A_s ：水田の面積、 C_s ：流量係数、 B ：欠口幅、 h_s ：越流水深である。解析は、(3)、(4)式を用いて、ルンゲクッター法で数値積分する。

つぎに圃場から排水路への流出はFig.6に示すような斜面モデルで考えると、斜面上の流れはマンニングの式で等流近似できるとすれば基礎式は次のよう

になる。

$$v_h = \frac{1}{N} \cdot h_h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$Q_h = v_h \cdot A_h = \frac{1}{N} A_h \cdot h_h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

ここに、 v_h ：流速、 N ：等価粗度係数、 h_h ：水深、 I ：斜面の勾配、 Q_h ：流量、 A_h ：流水断面積である。(5)、(6)式を特性曲線法を用いて解くと次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} Q_h &= \left\{ K^{\frac{3}{5}} \int_{\tau}^t q_h dt + Q_{\tau}^{\frac{3}{5}} \right\}^{\frac{5}{3}} \\ C_h &= \frac{5}{3} K \cdot Q_h^{\frac{2}{5}} \\ x &= \int_{\tau}^t C_h \cdot dt + x_{\tau} \\ K &= \frac{I^{\frac{1}{2}}}{N} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

ここに、 Q_{τ} ： $t = \tau$ の流量、 x_{τ} ： $t = \tau$ の移動距離、 C_h ：速度である。

(7)式の解析は図式解法もあるが、電子計算機を用

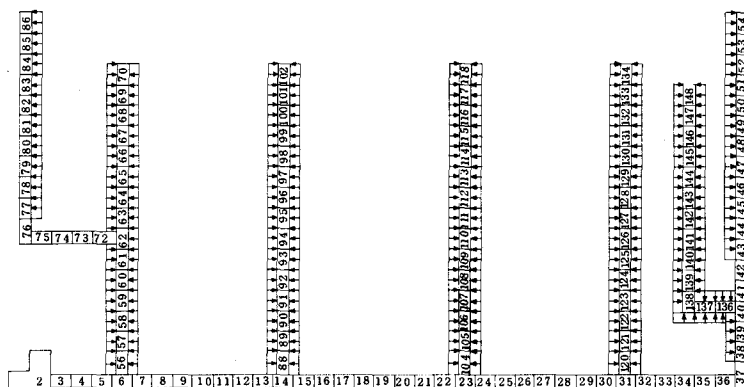


Fig.2 解析モデル

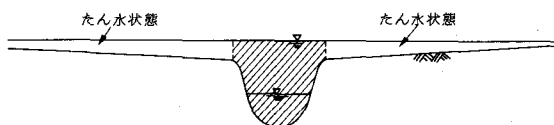


Fig.3 洪水状況の解析方法

いて数値積分を行なう。

3. 解析モデル

排水解析の試験地は Fig.1 に示す横島干拓第 2 工区で、流域面積は 181.8 ha の農地で、当初、水田として設計されたが、畑作中心に改らためられた。このため、1 部にイ草等の水田があるが、ほとんどが畑地となっている。圃場の 1 辺の長さは 200 m で幅 50 ~ 100 m となっているので、1 枚が 1.0 ~ 2.0 ha である。この地区の排水は、 $1.0 \text{ m}^3/\text{sec} \times 2$ 台のポンプによる機械排水専用地区である。地区区での観測は、排水路に水位計を 3 台設置して水位の観測を行なうとともに、ポンプ運転の記録から地区外への排水量を観測している。

このため、解析モデルは、Fig.2 に示すように、幹線と支線の排水路モデルとし、この排水路へ圃場からの流出は横流入として与えた。

なお、降雨は、近くの玉名市での観測値を用いる。本論文に用いた資料は昭和 54 年 10 月の降雨時のデータでこれを解析してまとめた。また、昭和 55 年 8 月にこの地区は集中豪雨にみまわれたので、その解析結果を用いて考察した。

4. 降雨流出

a. 水田流出モデルによる降雨流出

降雨流出を Fig.4 に示す水田流出モデルで欠口幅を変化させて解析した流出量は Fig.5 に示すようになる。この結果から欠口幅を広くすればピーク流量が多くなるが、ピークの遅れは降雨分布による変動を考慮すれば、ほとんどないといえる。これが水田流出モデルで計算した特色といえる。なお、この地区では、1 ha 当りの欠口幅が約 0.5 m で、他の地区が約 2.5 m であるのに対して小さくなっている。

b. 斜面モデルによる降雨流出

圃場からの降雨流出を、Fig.6 に示すように $I = 1/1000$ の斜面として、等価

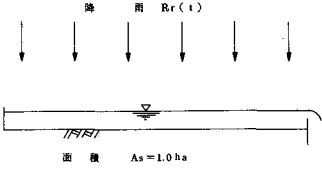


Fig.4 水田流出モデル

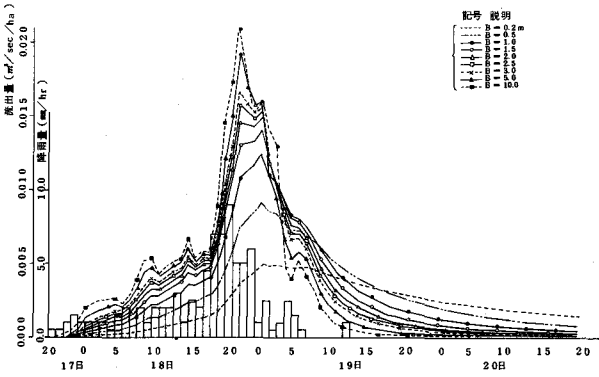


Fig.5 水田流出モデルによる降雨流出

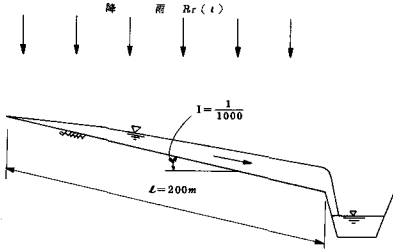


Fig.6 斜面モデル

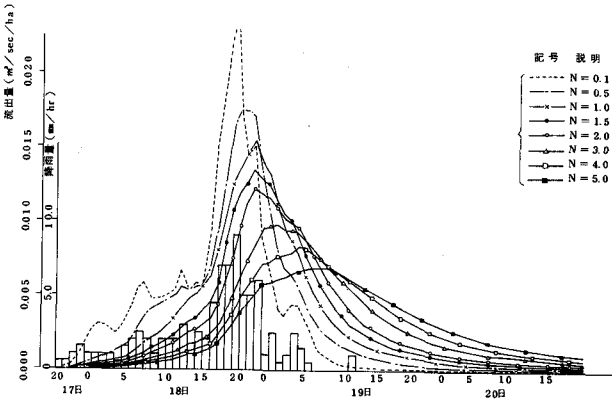


Fig.7 斜面モデルによる降雨流出

粗度係数をいろいろ変化させて解析した結果を Fig.7 に示す。この結果は Fig.5 に示す水田流出モデルとは異なり、ピーク到達時間に遅れが存在することが、この解析方法の特色といえる。しかし、ピーク流量については、等価粗度係数 N の値によって変化する。Fig.5 と Fig.7 を比較すると、この地区の欠口幅 0.5 m に相当する N の値は 2 ～ 3 程度といえる。

5. 低平地の流出特性

低平地への流出特性を考える場合に、どの地点の流量がどうなるかというように、流量で検討するのが非常にむずかしい。そこで筆者らは、水位記録に注目して検討する。

まず、水位記録は、3ヶ所のデータがあるので、Fig.2 に示す 662 の水位を第1水位観測点での実測水位を与え、水位境界で解析して、662 の第2水位観測点、6114 の第3水位観測点の実測水位を説明するためには、どうすればよいかを検討した。この解析で不明なものは、Fig.7 に示す。針面モデルで等価粗度係数 N はいくらか。排水路の粗度係数 n はいくらかという問題になる。そこで N と n を種々に変化させて、解析した1例を Fig.8 に示す。この結果、第3水位観測点の水位を説明するには、 $N = 2.0 \sim 3.0$ が適当といえる。Fig.8 は幹線排水路の粗度係数 $n_1 = 0.04$ 、支線排水路の $n_2 = 0.15$ としたものである。幹線排水路の粗度係数 n_1 は 0.03 ～ 0.15 程度変化させても、第2水位観測点の水位にほとんど差が見られないので、水路の状態から $n_1 = 0.04$ とした。支線排水路の n_2 は第3水位観測点の水位に影響を与えるので種々の値を用いて解析した。この結果ピーク到達時間の遅れとピーク水位に変化が見られた。Fig.9 は、ピーク到達時間と粗度係数の関係で示したもので、ピーク遅れには、 n_2 の影響をほとんどなく、斜面モデルの N が支配的であることがわかる。この結果から、 $N \neq 2.0$ となる。つぎにピーク水位についてみると、 n_2 、 N の影響が明らかなので、ピーク遅れから求めた $N \neq 2.0$ を用いて見ると、 $n_2 \neq 0.13$ 程度になることがわかる。このように、低平地の流出

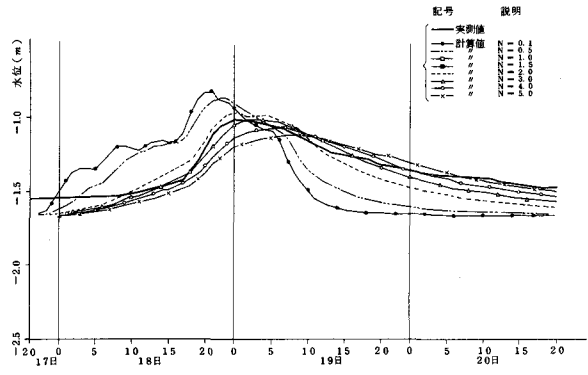


Fig.8 第3水位観測点における水位変化

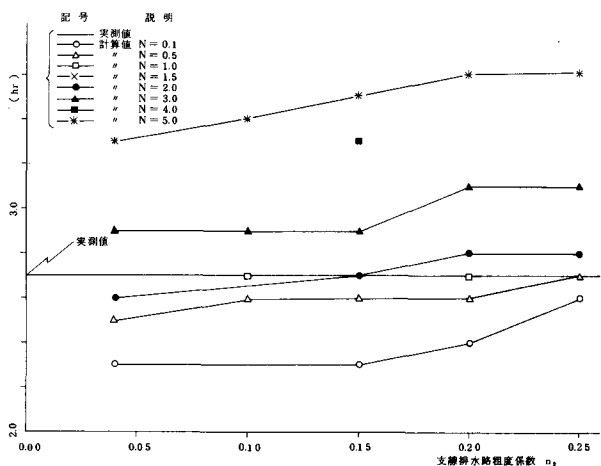


Fig.9 ピーク到達時間と粗度係数の関係

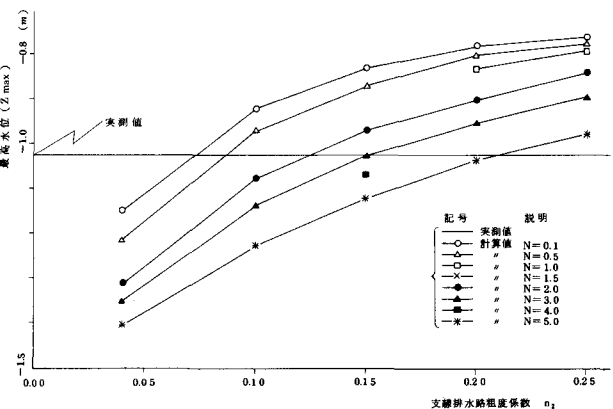


Fig.10 ピーク水位と粗度係数の関係

特性が求まったが、流出モデルとしてはピーク遅れがあるのでFig・4に示す水田流出モデルよりも、Fig・6に示す斜面モデルの方が有効といえる。

また、支線排水路の $n_2 = 0.15$ とかなり大きな値となるが、排水路内には草が生えていることが多く、この程度の値は他の地区でも多く見られるので正しいと考えたい。逆に排水解析には排水路の粗度係数はかなり大きくする必要がある。

つぎに支線排水路から、幹線排水路への流出量をFig・11に示す。また、幹線排水路からポンプ吸水槽への流入量をFig・12に示す。この結果から、実測のポンプ排水量をほぼ説明しているといえる。

この他に昭和55年8月豪雨について解析したが、この方法でほぼ同じ流出特性を求めることができた。

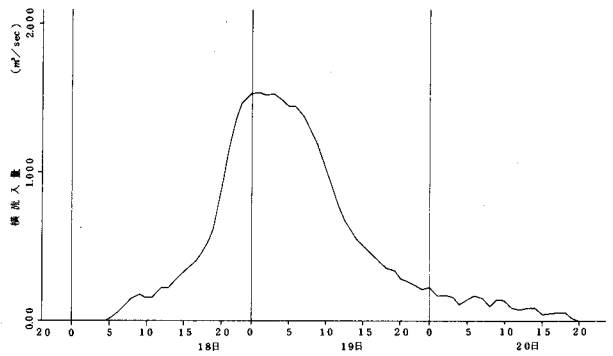
6. 排水対策

低平地では流出特性の解明とともに排水対策が重要となる。そこで、Fig・14に示す15年確率降雨を用いて、排水対策を検討する。まず、この降雨で、どのようになるかを最大洪水深の分布で見たのがFig・15である。この結果、かなり湛水することがわかる。そこで、ポンプを現況の $1 \text{ m}^3/\text{sec} \times 2$ 台を $2 \text{ m}^3/\text{sec} \times 2$ 台に増強したのが、Fig・16である。この結果、ポンプ増強の効果はほとんどみられない。つぎに支線排水路 $n_2 = 0.04$ とよくするとFig・17に示す。この結果、支線排水路の上流では効果があったが下流では湛水が多くなったことがわかる。そこで、 $n_2 = 0.04$ としてポンプを $2.0 \text{ m}^3/\text{sec} \times 2$ 台に増強するとFig・18に示すように、排水効果が明らかになった。これらの結果から、排水対策はポンプの増強のみでなく、その地点へ流出する水路の通水能力をも含めた排水対策が必要であることがわかる。

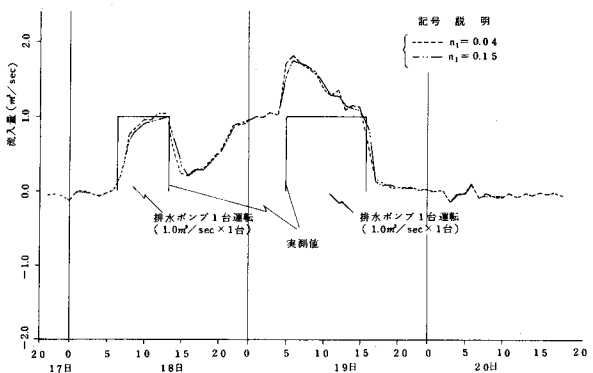
また、Fig・15に示した洪水状況は豪雨後の湛水分布調査でも、かなり正確に調らべられるので、排水解析の検討にも有効な方法と考えている。

参考文献

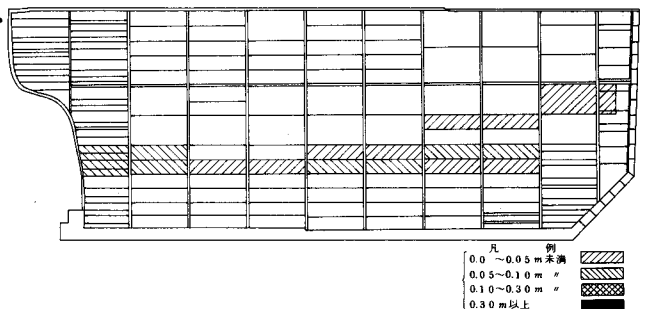
- 1) 清野(1962): 低湿地における排水機操作による用排水改良の研究



Fig・11 支線排水路から幹線排水路への流出量(計算値)



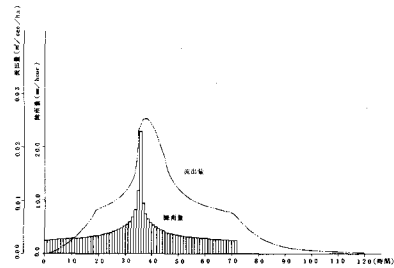
Fig・12 ポンプ吸水槽への流入量(計算値)



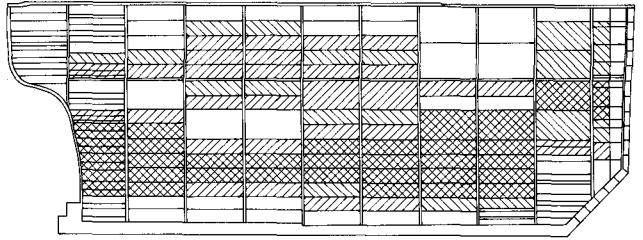
Fig・13 最大湛水予測図(計算値)

農業土木研究 vol.30, №4.

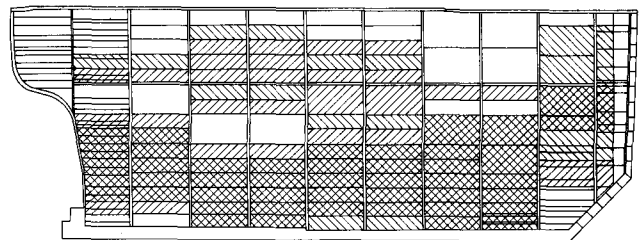
- 2) 任田(1961):木曾三川下流域の排水計画に関する研究.
- 3) 角屋・豊国・大橋(1964):入江干拓地区の内水問題,京大防災研究所年報第7号.
- 4) 豊国(1958):水田よりの流出特性に関する一考察,農業土木研究,第26巻,第3号.
- 5) 未石(1955):特性曲線法による出水解析について,土木学会論文集,第29号.
- 6) 西畑(1967):内水流出解析,水工シリーズ67-04.
- 7) 石原・高棹(1959):単位図とその適用に関する基礎的研究,土木学会論文集,第60号,別冊(3-3).
- 8) 緒形(1972):排水計画,農士誌,第40巻,第1号.
- 9) 中村・岡本(1972):排水計画,農士誌,第40巻,第8号.
- 10) 白石・岩崎・大西・伊藤(1977):排水計画におけるシステム化手法(Ⅲ),農士試技報B第39号.
- 11) 早瀬・角屋(1977):ポンプ排水主体低平水田地域の雨水流出モデル農士論集,第70号.
- 12) 中村・白石(1971):数値モデルによる非定常現象の解析,農士試報告,第9号.



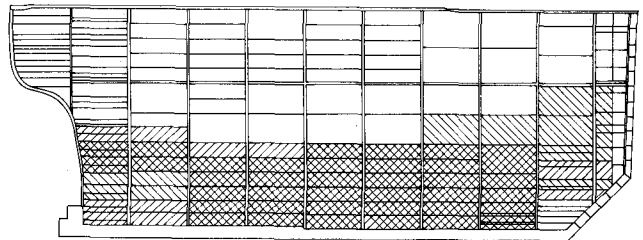
Fig・14 15年確率降雨及び降雨流出



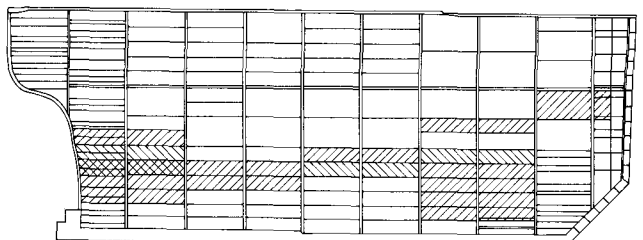
Fig・15 最大湛水深の分布(現況)



Fig・16 最大湛水深の分布(ポンプ増強)



Fig・17 最大湛水深の分布(支線の粗度改良)



Fig・18 最大湛水深の分布(支線の粗度改良, ポンプ増強)