

宇治川流域の都市化と内水 (2)

——遊水池容量とポンプ容量——

永井 明博・角 屋 睦

URBANIZATION EFFECTS ON FLOOD RUNOFF AND INUNDATION CHARACTERISTICS IN UJI RIVER BASIN (2) ——PONDING STORAGE AND PUMPING CAPACITIES——

By *Akihiro* NAGAI and *Mutsumi* KADOYA

Synopsis

The Uji river basin of 13.9 km² is mainly composed of mountains. The narrow and lower plain of 2.2 km² along the Uji river is used mostly as paddy fields and partly as urban areas. The urbanization is recently advancing mainly along the Uji river in spite of the dangerous topographical condition from flood. Several flood prevention works had been hurriedly carried out after severe disasters in 1975 and 1976.

This paper discusses the storage capacity of a retarding basin in relation to pumping capacity which are required for absorbing the effects of future urbanization on flood. A new method utilizing a functional expression for flood runoff hydrographs is introduced to find a quasi optimum capacity of drainage facilities before the detailed examination using a model for flood simulation. It is emphasized, as one of the results, that the urbanization of this area is undesirable because the enlargement of the ponding storage capacity is limited by the topographical condition.

1. ま え が き

高知県仁淀川下流部に所在する宇治川流域は、周辺の日下川・波介川流域などとともに、内水災害常襲地帯と目されており、昭和50年8月台風5号、昭和51年9月台風17号に伴う豪雨によって大災害を被った^{1,2)}。これを機に、これらの地域では、いくつかの治水事業が実施されたが、高知市に近いこともあって、かなり都市化が進行してきている。

そこで前報³⁾では、宇治川流域を対象として、治水事業ならびに都市化に伴う内水災害危険度の変化を検討した。本報では、都市化に伴って必要とされる遊水池容量・ポンプ容量について検討したので、その結果を報告する。

2. 宇治川流域の概要

2.1 地 形

宇治川流域は、**Fig. 1**に示すように、高知市に隣接する伊野町に所在し、仁淀川河口より9.8 km地点で仁淀川に合流する宇治川を排水河川とする、流域面積 13.9 km²の山地主体流域である。宇治川沿いに開けた平坦地は、ほぼ標高 20~25 m を境として、かなり急勾配の山地に接している。標高 20 m 以下の低平地は、わずか 2.2 km² (16%) であって、この地方特有の地質構造から、ほぼ東西方向に細長く伸び、その幅

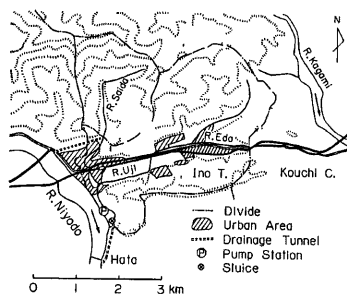


Fig. 1 Physiographical map of the Uji river basin.

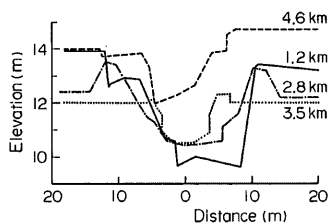


Fig. 2 Cross sections of the Uji river.

は 500~400 m と狭い。この低平地には、伊野町の中心市街地の一部が拡がってきているが、大部分は水田として利用されている。伊野町の古くからの中心市街地 (0.3 km²) は、宇治川支流早稲川の下流部両岸に拡がっている。

宇治川は、主河道長 6.1 km の小河川である。下流端より 1.2 km 地点で早稲川を合流し、河床勾配は、早稲川合流点より下流で 1/2000、上流で 1/4000 と緩勾配である。河道断面は、下流部で川幅 30 m・深さ 3.5 m 前後の台形、早稲川より上流では、Fig. 2 に例示するように、川幅 20~10 m・深さ 3~2 m の台形状の、いわば農地排水路であった。また宇治川左右岸の地盤標高は、Fig. 2 にみられるように、下流より中流部の方が低い中凹み状を呈している。

2.2 内水対策

従来、排水河川宇治川の下流端に集った雨水の一部は、昭和38年竣工の、径 2.2 m 標準馬蹄形・勾配 1/400・延長 1040 m・最大疎通能力 10 m³/s の放水トンネルによって、仁淀川八田堰下流に排除されるほかは、大部分は排水樋門による自然排水方式によっていた。そこで、50年8月災害直前に公称能力 10 m³/s のポンプ1号機が、51年7月に2号機が設置され、さらに3号機が52年8月に増設され、排水能力は現在 30 m³/s になっている。

また、前記災害を機に、支流早稲川の放水トンネル工事が実施され、57年に竣工した。これにより、宇治川山地流域面積の1/3、全流域面積の1/4に相当する山地流域 3.7 km² の出水量がカットされることになった。さらに宇治川本流についても、従来狹窄部を形成して上流域浸水の一要因と目されていた鉄道および国道33号線横断地点の変更・改良を含め、Fig. 3 に例示するように、川幅を 30~37 m に拡張する河道改修工

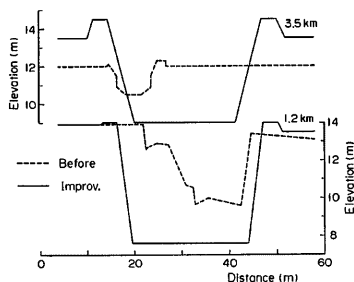


Fig. 3 Examples of the improved cross section of the Uji river.

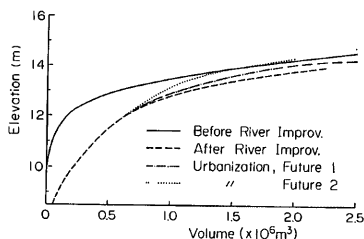


Fig. 4 H-V curves for inundation.

事も、建設省直轄区間である仁淀川合流点から枝川合流点までの区間が完了している。Fig 4 に流域の水位-容量曲線を示すが、河道改修により流域の遊水可能量は大きく増加した。

2.3 都市化

この流域は、低い峠を経て高知市に西接し、かつ国道33号線・国鉄土讃本線や土佐電鉄などが通って交通の便に恵まれていることもあって、昭和46年の都市計画決定以降、高知市に近い枝川合流点より都市化が進行し始め、昭和46年頃600戸程度であった伊野町宇治地区世帯数が、昭和50年には1400戸、55年には1500戸と2.5倍に増加している⁴⁾。

地形図や住宅地図上で計測した昭和55年時点の都市化域は、区画整理のみの地区を含めて、 1.28 km^2 であるが、都市計画上の市街化区域がすべて市街地になったとすると、 2.10 km^2 と約2倍に膨れ上がることになる。本研究では、前報³⁾と同じくポンプ容量 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 、早稲川放水トンネル完成、河道改修完了を前提として、昭和55年時点の土地利用を現状、都市計画上のそれを将来Ⅰとする。さらに遠い将来においては、国道沿いの低平地 0.44 km^2 も都市化しないとは限らない。よってこれを極限状態とみなし、将来Ⅱとして、その影響を調べておくことにする。将来Ⅱの残存農地はわずか 0.28 km^2 となる。

3. 検討方針

3.1 内水制御方式

低平地域の氾濫災害とくに低平都市化域の水害を軽減するための対応策としては次のような案が考えられる。

- | | |
|--------------|-------------|
| a. 河道改修 | b. 放水トンネル新設 |
| c. ポンプ増設 | d. 遊水池新設 |
| e. 建物等のピロティ化 | f. 都市化抑制 |

上記の諸対策のうち、宇治川流域では都市計画上すでに市街化区域が設定されていること、放水トンネルの新設は地形的に制約のあること、現在の河道改修断面は過大すぎるほど大きいことなどを勘考すると、c～e案のいずれか、あるいは併合案が考えられる。このうちe案については、都市化が進んでも流域の水位-容量関係はほとんど変化しないはずであるから、特別の計算は不要である。そこで、ここではe案を念頭におきつつも、c、dの2案を中心に考察する。

都市化に伴って必要とされる遊水池容量・ポンプ容量を推定する問題はシミュレーション的に検討するのがよいが、考えるべきケースが非常に多くなるという難点がある。そこでここでは、まず河道への流入量の関数表示を考え、これを利用して施設の概略規模を推定した後、細部についていくつかのケースをシミュレーション的に調べるという方針で進める。

3.2 外力条件

外力条件の設定は、すべて前報に準じる。すなわち、降雨条件については、高知気象台の昭和51年までの72年間の年最大24時間雨量資料によって、まず確率24時間雨量を推定し、次に昭和50年8月豪雨時の24時間最大雨量に対するハイレートグラフを原型として、比例引伸法によって確率24時間雨量に対するハイレートグラフを作成し、その前後の時間帯には昭和50年8月豪雨の値をそのまま採用した。また外水位については、23年間の仁淀川伊野地点ピーク水位（水深）についての確率値を求めた後、やはり昭和50年8月出水時の水位ハイドログラフを原型とした比例伸縮法を採用することにした。

3.3 河道流入量

河道への流入量は、前報³⁾と同様の方法すなわち、流域全体をあたかも非氾濫域とみなして、kinematic 流出モデルを適用して得られる流域下流流量とする。このときの有効降雨推定のための雨水保留量曲線は、市街地・水田については、われわれが他流域で検証しているもの³⁾を利用し、山地域については、Fig. 4の水位-容量曲線を利用して検討した水収支の結果から、市街地・水田の保留量を差引いて推定したものを利用した。

また kinematic 流出モデルの等価粗度 $N(\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s})$ は、市街地0.01, 山地2.0, 水田3.0とした。

3.4 地盤標高

低平地の都市化は、そこに特別の規制を加えない限り、ほとんど低平農地の埋立盛土によって進行するのが普通である。このことはこの地域でも例外ではないはずである。したがって、地形条件の劣悪なこの地域では、とくに新市街地の地盤標高の想定が重要になる。ここでは、前報³⁾と同じく、宇治川改修後の国鉄横断地点より下流側では、伊野町旧市街地の最低標高 13.22 m までの盛土 (1~2.4 m) を、また上流側は、横断地点付近の宇治川計画堤防高 14.55 m までの盛土 (2 m 以上) を想定することにした。これに伴い、上流枝川合流点付近の既成市街地の一部で 2 m 前後の盛土再開発が必然となる所があって多少問題ではあるが、止むを得ないと考えた。

4. 河道流入量の関数近似

河道への流入量ハイドログラフを表す関数形として、単峰波形を呈する次式を採用する。

$$Q(t) = \frac{t}{a(t-t_c)^2 + d} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 Q : 流量, t : 時間, a, d, t_c : 定数。

この関数はピアソン系分布関数の微分方程式に類似し、次のような特徴をもっている。

- ① 積分が可能である。
- ② ピーク流量発生時刻 t_p は、次式で求まる。

$$t_p = \sqrt{t_c^2 + d/a} \dots\dots\dots (2)$$

とくに、 t_c^2 に比べて d/a が小なら、 t_p およびピーク流量 Q_p は次式で近似できる。

$$t_p \approx t_c, \quad Q_p \approx t_c/d \dots\dots\dots (3)$$

- ③ 流量がある所定の値になる時刻は、2次方程式の根として容易に求まる。

河道流入量の一例を Fig. 5 に示す。図中の実線および破線は前述の kinematic 流出モデルによる計算流量を表している。この流入量は、 $t < 14$ 時の前半部と $t \geq 14$ 時の主要部に大別できる。同図には、現状の河道流入量主要部に(1)式をあてはめた結果も例示している。この場合の定数は、確率年 T を year, Q を m^3/s , t を h (時間) 単位にとると、次のようになる。

$$a = 0.097 T^{-0.284}, \quad t_c = 17, \quad d = 0.4 T^{-0.348}$$

前半部についても同様に (1) 式をあてはめれば、全体の流量を精度良く近似できるはずであるが、こ

では取扱いを簡単にするために、 $t = 5 \sim 6$ 時間に極門が閉扉することを考慮して、 $5 \leq t < 14$ 時の流量が、この間の総流出量に等しくなるような次の一定流量で近似した。

$$Q(t) = \text{const.} = 43 T^{0.342}, \quad 5 \leq t < 14 \dots\dots (4)$$

また将来の河道流入量は、現状の流入量 Q に都市化の影響が加わったものとして次式で表す。

$$Q_F(t) = Q(t) + \frac{AUq(t)}{3.6} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 Q_F : 将来の河道流入量 (m^3/s), AU : 都市化面積 (km^2), q : 都市化単位面積当たりの流出高変化量 (mm/h)。

この $q(t)$ も関数表示することになるが、 q の時間的变化が激しいため、まず $q(t)$ の積分値 $v(t)$ を次

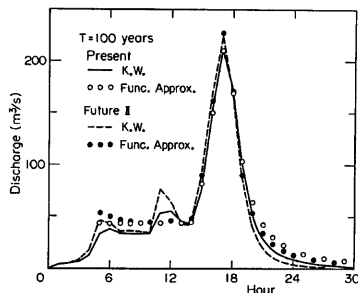


Fig. 5 Examples of the simulated hydrograph.
K.W.: Kinematic runoff model, Func.
Approx.: Expression by Eqs. (1) and (5).

Table 1 Applied examples of Eq. (6).

Return Period T (years)	Time t_0 (h)	$v(t)=c_0+c_1t+c_2t^2+c_3t^3$, ($5\leq t\leq t_0$), $v(\text{mm})$, $t(\text{h})$
10	17.6	$-113+48.7t-4.65t^2+0.163t^3$
30	17.4	$-156+67.9t-6.57t^2+0.224t^3$
100	17.2	$-194+90.3t-9.04t^2+0.310t^3$

のように関数近似した。

$$v(t)=\int q(t)dt=\int (q_a-q_b)dt \\ = \left\{ \begin{array}{ll} c_0+c_1t+c_2t^2+c_3t^3, & t < t_0 \\ \gamma \exp[-\alpha(t-t_0)]+\beta, & t \geq t_0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 q_a, q_b ：都市域、農地の単位面積当り流出高、 α, β, γ ：定数であり、 $\alpha=0.24 \text{ h}^{-1}$ 、 $\beta=50 \text{ mm}$ 、 $\gamma=95 T^{-0.172}$ 。他の定数、 t_0 (17.2~17.6 h)、 $c_0\sim c_3$ は確率年 T の関数である (Table 1)。

このようにすると、 q の瞬間値は dv/dt から求まるが、ここでは $q(t)\Delta t=v(t)-v(t-1)$ より $q(t)$ を求めた。

現状の河道流入量を(1)式、将来のそれを(5)式で関数近似した一例を Fig. 5 に併示している。20時以降の減水部では関数近似流量は kinematic 流出モデルによる値よりも大きくなっているが、解析の主対象となる14時から20時については良く近似できている。

5. 都市化の影響に見合う遊水池容量とポンプ容量

都市化の影響を遊水池のみで対処するときの必要増設量 $\Delta V_R(\text{m}^3)$ は、樋門閉扉時刻から内水位ピーク時刻までの流量増分累加量 V_Q と、目標水位までの盛土量 V_E の和であって、次式で表される。

$$\Delta V_R = V_Q + V_E \dots\dots\dots (7)$$

また、都市化の影響をポンプのみでカバーするときのポンプ増強量 $P(\text{m}^3/\text{s})$ は、流出量増に見合う増強量 P_Q 、および盛土に対する増強量 P_V の和であって、次式となる。

$$P = P_Q + P_V = \frac{V_Q}{t_Q} + \frac{V_E}{t_V} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 t_Q, t_V ：ポンプ稼動時間。

いま、目標水位を下流市街地最低標高の 13.22 m、内水位ピーク発生時刻を $t=20$ 時とし、 t_Q を樋門閉扉時刻の $t=5$ 時から $t=20$ 時までの15晩間、 t_V を都市化前農地に河道から越水氾濫の始まる時刻の $t=14$ 時から $t=20$ 時までの6時間として、(6)式から V_Q を、Fig. 4 の水位-容量曲線から V_E を求めてみる。このようにして求めた遊水池増設量は、将来Ⅰ ($A_U=0.82 \text{ km}^2$) では $\Delta V_R=0.20 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、将来Ⅱ ($A_U=1.26 \text{ km}^2$) では $\Delta V_R=0.41 \times 10^6 \text{ m}^3$ となる。これを V_E と V_Q の比でみると、将来Ⅰでは $V_E \approx 1.6 V_Q$ 、将来Ⅱでは $V_E \approx 2.6 V_Q$ となる。すなわち必要遊水池増設量は、都市化に伴う流出量増加よりも盛土量に大きく左右されることが分かる。またポンプ増強量をみてみると、将来Ⅰでは、 $T=10\sim 100$ 年で $P_Q=1.4\sim 1.3 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $P_V=5.8 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、合計 $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ 、将来Ⅱでは、 $P_Q=2.2\sim 2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $P_V=14.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 、合計 $16.2 \text{ m}^3/\text{s}$ の増設がそれぞれ必要となる。すなわちポンプ増設量の80%以上は盛土に伴う遊水池容量減少を補うためのものとなっている。

以上のことから、都市化に伴う盛土は極力避けはべきであり、このまま都市化を許容するとすれば、ピロティ形式にせざるを得ないと判断される。

6. 遊水池容量とポンプ容量

6.1 概算方式

固定形式の越流堤を考え、そこからの総越流量を求めるべき遊水池容量とする。このときの越流量は三角形ハイドログラフで近似できるものとして、遊水池容量 V_R を次式で推定する。

$$V_R = \frac{1}{2}(t_2 - t_1)q_*L - (V_* - V_1) \dots \dots \dots (9)$$

ここに、 q_* : 単位幅当り越流量 q のピーク値、 L : 越流堤長、 V_* , V_1 : 目標水位 H_* , 越流堤高 Z_0 の水位に対応する流域の貯留容量 (Fig. 6)。

越流開始時刻 t_1 は、河道累加流入量 $\int Qdt$ と累加ポンプ排水量 $\int Pdt$ の差が V_1 となる時点とし、越流終了時刻 t_2 は、河道流入量がポンプ排水量に等しくなる時点として推定する (Fig. 6)。

ピーク越流量 q_*L の推定は、流域を単一の貯水池に見立てた場合のピーク水位発生条件に基づいて行う。すなわち、 V を流域貯留量、 P をポンプ容量とすると、連続式は次式となる。

$$\frac{dV}{dt} = Q - (P + qL) \dots \dots \dots (10)$$

内水位ピーク時には $dV/dt = 0$ となるが、このときの Q を河道流入量ピーク値 Q_p で代用して、 L, q_* を次式から推定する。

$$L = \frac{Q_p - P}{q_*}, \quad q_* = K(H_* - Z_0)^{1.5} \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 K は越流係数で、ここでは $K = 1.55$ (m-s 単位) とした。

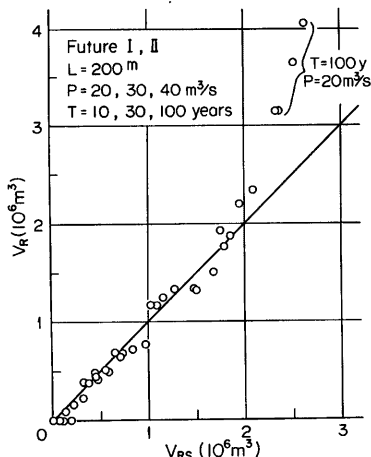


Fig. 7 Comparisons of the necessary capacity of a retarding basin. V_R : Eq. (9), V_{RS} : Simulation by the diffusive tank model.

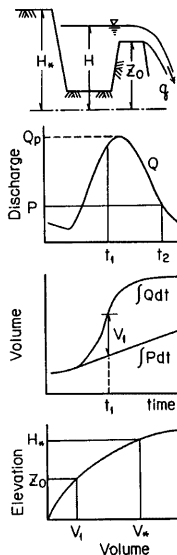


Fig. 6 The definition of the beginning and the end time, t_1 and t_2 , respectively, of overflow into a retarding basin.

上述の方式で推定した遊水池容量 V_R と前報の低平地タンクモデル³⁾のシミュレーションから求まる遊水池容量 V_{RS} を Fig. 7 に対比する。ポンプ容量 P が小で、かつ $T = 100$ 年での推定値は過大となるが、 $V_R < 2 \times 10^6 \text{ m}^3$ の範囲では、(9)式で遊水池容量の概算ができそうである。また越流堤長 L についても、最大越流水深が 0.2 m 以下と小さいときは L が過大に推定されたが、他の場合は(11)式で概略値が推定できることが確かめられた。

6.2 概算例

目標ピーク水位 H_* を伊野町旧市街地最低標高の 13.22 m, 越流堤高 z_0 をとりあえず 12.5 m として、ポンプ容量 P をいろいろ変える場合の遊水池容量を(9)式で求めると、Fig. 8 が得られる。同図には流域下流端ポンプ場付近の水田を遊水池に利用するとした場合の遊水池の水位-容量曲線も、掘下げ深さ D をパラメータとして併示して

いる。同図から、 $T=100$ 年、 $P=30 \text{ m}^3/\text{s}$ では、河床標高以下の掘下げ（ $D=5 \text{ m}$ 以上）が必要であり、この遊水池だけでは対処しきれないことがわかる。また $T=30$ 年、 $P=30 \text{ m}^3/\text{s}$ の遊水池規模は、現状で $V_R=0.35 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、将来Ⅰ、Ⅱではそれぞれ $V_R=0.55 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、 $0.7 \times 10^6 \text{ m}^3$ と概算され、遊水池を約 3 m 掘下げれば、 $T=30$ 年での市街地浸水は免れそうである。このときの越流堤長は約 130 m である。また遊水池規模を現状での必要容量に抑えた場合のポンプ増設量は、将来Ⅰ、Ⅱに対して $7 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $15 \text{ m}^3/\text{s}$ と推定される。

6.3 シミュレーションによる確認

上述の概略値を検証するため、この値に近傍のいくつかのケースについて流出氾濫計算を行ってみた。ただしポンプ増強案は、ポンプの稼動時間が短く、経済的に疑問であるので、ポンプ容量は現状の $30 \text{ m}^3/\text{s}$ のままとした。その結果、越流堤高 $Z_0=12.7 \text{ m}$ 、越流堤長 $L=300 \text{ m}$ の案が良いと判断された。これは次の条件を満足するように選んだものである。

① 30年確率では、現状、環状Ⅰ・Ⅱについて、下流市街地の浸水はない。

② 10年確率の現状では遊水池への流入はなく、かつ上流枝川合流点付近の新興住宅団地の浸水もない。

このときの必要遊水池容量は、30年確率の将来Ⅱに対して、 $V_{RS}=0.81 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。この容量を確保するには、下流端水田を現状よりも平均 3.1 m 掘下げればよく、遊水池底は周辺の河床よりも約 2 m 高くなる。このため、遊水池内の雨水を河道に自然排水することが可能であり、常時は遊水池を水田や公園として積極的に利用することも考えられる。

しかしながら、基本的には、この地域の都市化は好ましいことではない。すでに都市計画決定・用途地域指定のなされている現在では、将来Ⅰの都市化は止むを得ないのかもしれないが、遊水機能の期待できる低平農地が全流域面積の10%にすぎないこの流域においては、内水対策の自由度も小さく、将来Ⅰの都市化自体が極限性能と考えるべきであるように思われる。

7. む す び

仁淀川下流部に所在する宇治川流域を事例研究流域として、都市化に伴って必要とされる遊水池容量・ポンプ容量を検討した。この種の問題をシミュレーション的に扱うと検討すべきケースが非常に多くなってしまいうことから、まず河道への流入量を簡単な関数形で近似した上で、遊水池への越流量、越流堤長、遊水池容量をポンプ容量と関連づけて概算した後、細部についていくつかのケースをシミュレーション的に調べて、望まれる遊水池容量を検討した。

この結果によると、流域中心部を貫通する国道沿いの低平地の全てが都市化とした状態（将来Ⅱ）では、ポンプ容量を現状の $30 \text{ m}^3/\text{s}$ のままとしても、流域下流末端の残存農地を現状より約 3.1 m 掘下げて遊水池にすれば、30年確率の豪雨に対処することになる。しかし、この低平地域の排水上の劣悪な地形的条件を考慮すると、都市化の進行は極力避けるべきことが必要のように思われる。

本研究に際し、建設省高知工事事務所、高知県土木部、伊野町役場から貴重な資料の提供を受け、また高知大学農学部松田誠祐助教授に種々援助を頂いたことを付記し、深謝の意を表する。なお本報告は、文部省

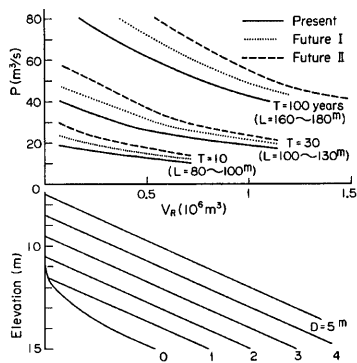


Fig. 8 The storage capacity, V_R , of a retarding basin related to the pumping capacity, P , and $H-V_R$ curves with the excavation depth, D .

科学研究費（自然災害）による研究成果の一部であり，計算には岡山大学農学部 MS-50 を使用したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 矢野勝正(代)：昭和50年8月風水害に関する調査研究，昭和50年度科研費（自然災害）報告書，1976，pp. 93-171.
- 2) 中島暢太郎(代)：昭和51年9月台風17号による災害の調査研究，昭和51年度科研費（自然災害）報告書，1977，pp. 61-87.
- 3) 角屋 睦・永井明博・中村敬二：宇治川流域の都市化と内水，京大防災研年報，第27号B-2，1984，pp. 487-495.
- 4) 上森千秋：大河川における洪水災害危険度——仁淀川における事例研究，高橋 裕(代)洪水災害危険度の評価法に関する研究，自然災害特別研究成果A-57-2，1982，pp. 59-67.
- 5) 角屋 睦・早瀬吉雄・西村昌之：巨椋低平流域の都市化と内水(2)——現状と将来——，京大防災研究所年報，第23号B-2，1980，pp. 263-277.