

岡山大学農学部 正員 永井明博
京都大学防災研究所 正員 角屋 睦

1. まえがき 前回は、内水災害常襲地帯と目される高知県宇治川流域を事例研究の対象として、都市化に伴う内水変化を議論したが、今回は、都市化に伴って必要な遊水池容量・ポンプ容量の検討結果を報告する。

2. 流域の概要 仁淀川下流に所在する宇治川流域は高知市の西側に隣接し、流域面積13.9km²のうち平地は2.2km²で、ほとんどが山地である。この流域では、支流早稲川放水トンネル(昭和57年完成)により、山地流域3.7km²の出水量がカットされている。排水河川宇治川に流集した雨水の一部は、放水路によってハ田堰下流に放流されるが、大部分は排水樋門またはポンプ(30m%)によって仁淀川に排水される。現在宇治川の拡幅改修工事が進められているが、これが完了した状態をここでは現状とする。

現在の市街地面積は1.3km²であるが、都市計画では2.1km²となる。これを将来Iとする。さらに幹線道路沿い0.44km²の水田も市街地化されるとして、これを将来IIとする。

3. 地盤標高 宇治川の国鉄横断点より下流では既成市街地最低標高13.22mまでの盛土(1~2m)を、それより上流側では宇治川計画堤防高14.55mまでの盛土(2m以上)を想定した。なおこれに伴い、上流枝川合流点付近の既成市街地も2m以上の盛土再開発が必然と考えた。

4. 流入量の関数近似 前報と同様のモデル定数を用いたkinematic 流出モデルによる河道流入ハイドログラフを対象に、現状は(1)式で近似した。将来のハイドログラフは、現状のそれに都市化の流量変化量を加わったものとして(2)式で表した。図2に一例を示す。時刻 $t > 20$ 時の減水部では近似式の流量の方が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。なおここでの流量 $Q(t)$ は、 $t - (t-1)$ 時の間の移動平均流量を対象としている。

5. 都市化の影響に見合うポンプ増設量・

遊水池増設量 都市化に伴う流量変化分の累加量 $V(t)$ のピーク値 V_a は(4)式で近似できる。この流出量増に見合うポンプ増設量 ΔP_a をみてみる。稼働時間を樋門閉鎖時刻の5時から $t=17$ 時(≡ t_0)とみなすと、 ΔP_a は(5)式となる。また盛土に対するポンプ増設量 ΔP_a は(6)式で表される。例えば都市化I(都市化II)では、 $T=10 \sim 100$ 年 $\Delta P_a=3.0 \sim$

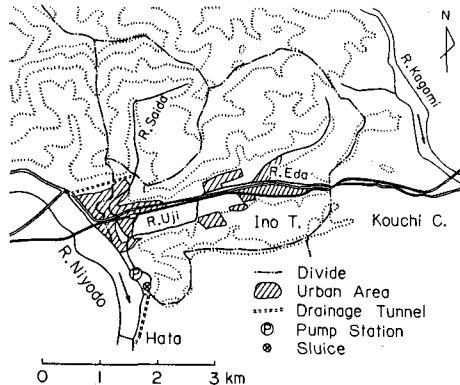


図1 宇治川流域

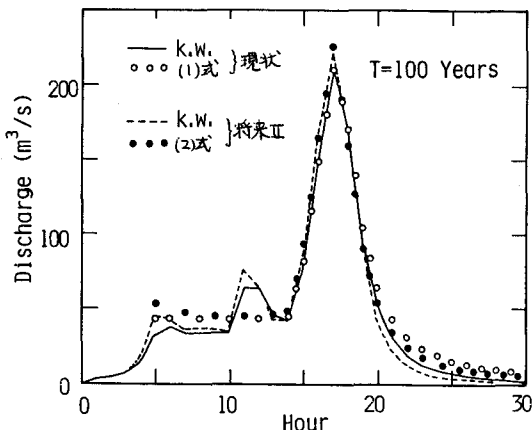


図2 ハイドログラフの関数近似例

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

$$= \frac{1}{t} [a(t-t_0)^2 + d], 14 \leq t \quad (1)$$

$$a = 0.097T^{-0.284}, t_0 = 17, d = 0.4T^{-0.348}$$

$$Q_F = Q + A_p \bar{q}(t)/3.6 \quad (2)$$

$$\bar{q}(t) = [v(t) - v(t-\Delta t)]/\Delta t, \Delta t = 1 \text{ hr}$$

$$v(t) = \int (g_a - g_b) dt$$

$$= C_0 + C_1 t + C_2 t^2 + C_3 t^3, t < t_0$$

$$= \gamma e^{-\alpha(t-t_0)} + \beta, t \geq t_0 \quad (3)$$

Q : 流量(m^3/s), t : 時間(h)
 T : 確率年(year), A_p : 都市化面積(km^2), g_a, g_b : 都市地・農地の単位面積当り流量(mm^3/s)
 $\alpha = 0.24 (\text{h}^{-1})$, $\beta = 50 \text{ mm}$
 $\gamma = 95 T^{-0.172} (\text{mm})$,
 $t_0 = 17.6 (T=10 \text{ 年}), 17.4 (T=30 \text{ 年})$
 $= 17.2 (T=100 \text{ 年})$
 $C_0 \sim C_3$: 定数(T の関数)。

3.6 m³/s (4.6~5.5 m³/s), また $t_v = 14^R - 14^L = 5 \text{ hr}$ とすると, $\Delta P_r = 6.9 \text{ m}^3/\text{s}$ (17 m³/s) であり, 11 m³/s (22 m³/s) のポンプ増設が必要となる。すなわち都市化工(都市化Ⅱ)ではポンプ増設量の2/3 (3/4) 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おり, 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ように思われる。

都市化の影響を遊水池のみでカバーするときの増設量 ΔV_R は, 流出量増 V_Q と盛土量 V_E の和とすると, (7) 式となる。都市化工(都市化Ⅱ)では, $V_E \approx 1.2 V_Q$ ($V_E \approx 1.5 V_Q$) であり, ここの都市化に伴う盛土は極力避けるべきことがいえる。

5. 遊水池容量とポンプ容量 (1) 推定方式:

越流堤からの純越流量を求めるべき遊水池容量とする。越流開始時刻 t_1 および終了時刻 t_2 を図3のように推定する。このときの遊水池容量 V_R は(10)式, 越流堤長 L は(9)式から概算する。

(2) シミュレーション結果との比較: このように推定した V_R と低平地タンクモデルによるシミュレーションから求まる遊水池容量 V_R' を図4に示す。ポンプ容量 P が小, かつ $T=100$ 年の V_R 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, 上述の方式で遊水池容量の議論ができそうである。また越流堤長 L について, $L=200 \text{ m}$ としたシミュレーション結果に基づいて上述方式で L を推定すると, 最大越流水深が 0.2 m 以下では $L > 600 \text{ m}$ と過大となったが, ほとんどの場合 $L=130 \sim 300 \text{ m}$ となっている。

(3) 検討例: 目標水位 $H_b = 13.22 \text{ m}$, 越流堤高をとりえず $z_0 = 12.5 \text{ m}$ として, ポンプ容量 P をいろいろ変えるときの遊水池容量 V_R を(10)式から求めて 図5を得た。同図には, 流域下流端の水田を遊水池に利用とした場合の遊水池の水位～容量曲線も併示している。 $T=100$ 年, $P=30 \text{ m}^3/\text{s}$ とすると, 河床標高(7.2 m)以下の掘下げ ($D=5 \text{ m}$ 以上) が必要であり, 下流の遊水池だけでは対応しきれないことがわかる。また $T=30$ 年について, $P=30 \text{ m}^3/\text{s}$ では現状で $V_R = 0.35 \times 10^6 \text{ m}^3$ の遊水池が必要であるが, 将来Ⅰ(将来Ⅱ)では $V_R = 0.55 \times 10^6 \text{ m}^3$ ($0.7 \times 10^6 \text{ m}^3$) となる。遊水池を $D=1 \sim 3 \text{ m}$ 掘下げれば, $T=30$ 年での市街地浸水は免れそうである。また都市化前後で遊水池を同一規模とする場合のポンプ増設量は, 図5から, 将来Ⅰに対して $7 \text{ m}^3/\text{s}$, 将来Ⅱでは $15 \text{ m}^3/\text{s}$ と推定される。

$$V_Q = 1.3 \times 10^5 A_{\sigma} T^{0.084} \quad (\text{m}^3) \quad (4)$$

$$\Delta P_Q = 3.0 A_{\sigma} T^{0.084} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (5)$$

$$\Delta P_r = \frac{10^3 A_{\sigma} z}{3.6 t_v} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (6)$$

$$\Delta V_R = (0.13 T^{0.084} + z) A_{\sigma} \times 10^6 \quad (\text{m}^3) \quad (7)$$

$\Delta P_Q, \Delta P_r$: 都市化に伴う流量増,
盛土に見合うポンプ増設量(m³/s)

t_v : ポンプ稼働時間
(= 都市化前の露地に雨水が流入を
開始してから, 内水位ピークまでの
時間)

z : 目標水位までの平均盛土高(m)

$$dV_R/dt = Q(t) - (P + gL) \quad (8)$$

$$L = (Q_p - P) / g_f, \quad g_f = K(H_b - z_0)^{1.5} \quad (9)$$

$$V_R = \frac{1}{2} (t_2 - t_1) g_f L - (V_2 - V_1) \quad (10)$$

P : ポンプ容量, V_R : 遊水池容量

g : 単位幅越流量

L : 越流堤長,

V_2, V_1 : H_b, z_0 の水位に
対応する容量(流域の
水位～容量曲線から
求まる)。

Q_p : 関数近似ハイドロ
グラフのピーク値

K : 定数, $K=1.55 (\text{m}^{-0.5})$

z_0 : 越流堤高

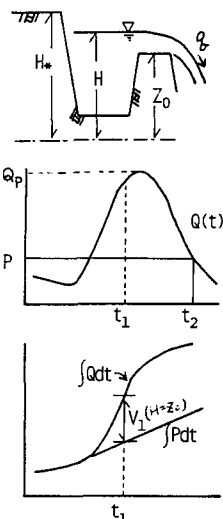


図3 遊水池容量の推定法

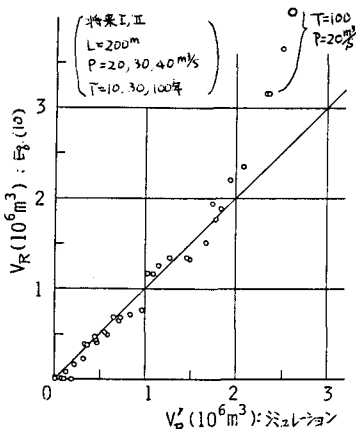


図4 遊水池容量の比較

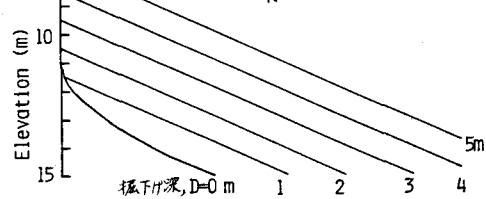
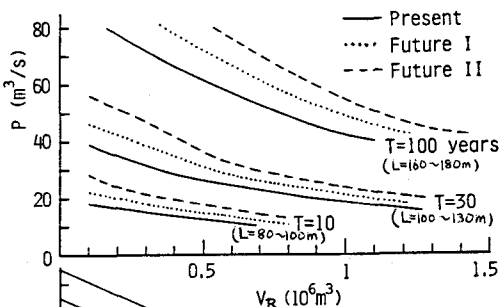


図5 遊水池容量とポンプ容量