と置き，

$$\omega=\left(1+\frac{2}{3r}\right)\widetilde{U}\left[1+\frac{1-\frac{4}{9r^2}F^2}{1+\frac{2}{3r}}\left\{\left(1-\frac{2}{3r}\right)\lambda+\frac{1}{2}\left(3-\frac{2}{3r}\right)\mu\right\}\right]\div\left(1+\frac{2}{3r}\right)\widetilde{U}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

$$U=\widetilde{U}\left\{1+\frac{1}{2}\left(1-\frac{4}{9r^2}F^2\right)(\lambda+\mu)\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

$$Q=AU=A\widetilde{U}\left\{1+\frac{1}{2}\left(1-\frac{4}{9r^2}F^2\right)(\lambda+\mu)\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

$$S_w=S_0(1+\lambda+\mu)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

$$\varDelta H=\left\{\frac{1}{2}\left(1-\frac{4}{9r^2}F^2\right)\frac{1-\frac{2}{3r}}{1+\frac{2}{3r}}(\lambda+\mu)^2+\mu\right\}\times\left\{1-\left(1-\frac{4}{9r^2}F^2\right)\frac{1-\frac{2}{3r}}{1+\frac{2}{3r}}(\lambda+\mu)\right\}S_0\varDelta x\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(9)$$

波頂部に対しては $\varDelta H=\mu S_0\varDelta x$ ……………(10)

2. 水路断面が変化する場合の追跡 水路巾が漸変するものとし

$$A=B(1+bx)H^r\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(11)$$

$x=0$ 点の値に添字 0 を，x 点の値に添字 x をつける。追跡に必要な要素は，

$$\frac{H_x}{H_0}=\frac{1}{(1+bx)^{\frac{3r}{3r+2}}}\quad\cdots\cdots(12),\qquad \frac{U_x}{U_0}=\left(\frac{H_x}{H_0}\right)^{2/3}\quad\cdots\cdots(13)$$

$$\frac{Q_x}{Q_0}=\frac{A_xU_x}{A_0U_0}=(1+bx)^{1-r}\quad\cdots\cdots(14),\qquad \omega=\left(1+\frac{2}{3r}\right)U\quad\cdots\cdots(15)$$

3. 洪水追跡の方法と実例 追跡のためには，過去の洪水記録，実測により，水路断面形状を表わす r，水路変化を表わす b，粗度係数 n を知つておかねばならない。上流点における水位観測による水位時間曲線が与えられれば，それより下流の各地点の水位時間曲線は上記の諸式によつて算出できる。計算法は水位時間曲線を図式微分して $\dot{H},\ddot{H}$ を求め λ,μ をだし，位相の遅れ $\varDelta x/\omega$ と水位低減 $\varDelta H$ とによつて追跡する。実際の追跡では諸式中に省略される項が多い。

河道の洪水追跡では，水路断面の変化の影響が著しく大きく，水位の変化は主に (12) 式に支配されている。

講演の時に具体的な追跡計算法と木津川ダイナ洪水の追跡実例などを説明する。本研究は文部省科学研究費の補助によるものである。

(2—9) 貯水池の水理学的研究

正員 京都大学工学部 工博 矢 野 勝 正

1. 貯水池に洪水が流入する場合の水面変動，流速分布，洪水波の伝播速度，洪水調節機能などについての理論的研究を行つたもので，従来の貯水池の洪水調節理論には，水面は完全に水平に上昇または下降するという仮定と，伝播速度は非常に速くて流入と同時に溢流するという 2 つの仮定があつた。

2. 本文においてはこの 2 つの仮定を吟味して理論式を誘導したが，問題が相当複雑となるので，2 次元の取扱いをし，垂直分速度及び摩擦抵抗を無視するなどの仮定をおいた。また貯水池は矩形として底勾配を一定とし，流入洪水曲線は余弦曲線として取り扱つた。

3. 貯水池の運動及び連続の方程式

$$\begin{cases}\dfrac{\partial u}{\partial t}+u\dfrac{\partial u}{\partial x}=g\left(i_0-\dfrac{\partial\zeta}{\partial x}\right)\\[2mm]\dfrac{\partial\zeta}{\partial t}+u\left(\dfrac{\partial u}{\partial x}+\alpha_1\right)+\bar{\zeta}\dfrac{\partial u}{\partial x}=0\end{cases}$$

より $\zeta(x,t)$ と $u(x,t)$ を求めるため，

$$\begin{cases} \zeta(x,t)=R\left\{\sum_{n=1}^{n=\infty}\psi_n(x)\ T(t)^n\right\} \\ u(x,t)=R\left\{\sum_{n=1}^{n=\infty}\phi_n(x)\ T(t)^n\right\} \end{cases}$$

として，$\frac{\partial^2\psi_1}{\partial\varphi^2}+\frac{1}{\varphi}\frac{\partial\psi_1}{\partial\varphi}+k^2\psi_1=0$ なる第1近似解の基礎方程式を誘導した。これは Bessel の微分方程式であるから，$\psi_1(x)=c_1H^{(1)}{}_0(k\varphi)+c_2H^{(2)}{}_0(k\varphi)$ なる Hankel 函数として解が求められる。

4. 従つて $J_0(k\varphi)$ を Bessel 函数，$Y_0(k\varphi)$ を Neuman 函数とすると，

$$\begin{cases} \zeta(x,t)=c'J_0(k\varphi)\cos\sigma t-c''Y_0(k\varphi)\sin\sigma t \\ u(x,t)=\frac{\sqrt{g}}{\varphi}\left\{J_1(k\varphi)-\frac{\sqrt{h_0}}{\varphi}J_1(k\sqrt{h_0})\right\}c'\sin\sigma t+\frac{k'}{\varphi^2}\cos^{1/2}\sigma t \end{cases}$$

として解明できる。

5. この水面変動 $\zeta(x,t)$，流速変動 $u(x,t)$ についての数値計算を行つて，水面が水平に上下動をしないこと，あるいは特種な条件の下で水面が波状を呈することを究明することができた。また流速変動については流入地点より急激に低減して流出地点近くでは微速状態となることも明らかになつた。

6. 上式を用いて貯水池内の洪水波の伝播速度の理論的解析を行つて，波速と流速と伝播速度の関係を明らかにした。洪水調節機能についいは溢流点の最大流量の発生する時刻 t_0 と，流入してから溢流が開始される時刻 τ を決定して，きわめて簡単に

$$Q_{\text{out}}(t)={}_{\max}Q_{\text{in}}\cos\sigma t_0\cos\sigma'(t-t_0)\qquad ただし\ \sigma'=\frac{\pi}{2(t_0-\tau)}$$

として表わされるので，流入洪水の最大流量 ${}_{\max}Q_{\text{in}}$ が調節されて，${}_{\max}Q_{\text{in}}\cos\sigma t_0$ となることを証明した。

7. これらの結果，貯水池に洪水が流入すると，水面の変動は決して上下の水平動という簡単なものでなく，また伝播速度は大体流速の和にはなるが，流入と同時に溢流はおこらず，$\Delta\tau$ だけの時間のずれがあることがわかつた。

8. この2つの仮定を考慮にいれて洪水調節の機能を解析すると，少なくとも自然の溢流型の貯水池の場合には，非常にその調節機能が微弱であるといえる。

9. しかしながら始めにかなりの仮定をおいているし，特に流入曲線の時間函数を $T(t)=e^{i\sigma t}$ としているので，一般的にまだ断定できないので，次の研究として，$T(t)=nt\ e^{-ntz}$ あるいは Pearson 函数とし τ の一般的流入曲線の場合に展開する必要もあるし，また最近の実験によると，貯水池内の流れには，ダム附近になるとかなりの垂直分速度があらわれるので，これらの点をなお充分に研究する必要がある。

(2—10) 洪水の貯水池通過後の流出量最大値決定図表について

准員 九州大学工学部 上 田 年 比 古

貯水池の洪水調節作用は**図—1** のようになり，その計算には新 Puls 法，逐次計算法，物部氏の図解法等があるが，いずれもかなり面倒な計算を要するので Q_m を図表化により，かなりの精度をもつて簡単，迅速に求め得るように試みた。

最大流出量 Q_m を求める図表には流入曲線と貯水量—流出量曲線とに含まれる多くの変数がはいつてくる。

いま，仮定として

(1) 溢流ダムは自由放流とし溢流ダム頂水位まで湛水している状態で洪水が流入するものとする。

(2) 流入曲線は**図—1** のごとく三角形状とする。

(3) 溢流ダム頂以高の水位に対する貯水面積は一定とし平均貯水面積 S をとつて，貯水量—水位関係式を $V=SH$ とする。ここに V は貯水量，H は溢流ダム頂を基準とした水位である。

(4) 溢流量—水位関係式は $Q=CBH^{3/2}$ とし，**図—2** のごとく図表化すると，平均貯水面積，溢流巾，溢流係数，流入曲線（流入最大流量，増水時間，減水時間）を知れば流入最大流量に対する流出最大流量の比 Q_m/q_m を，従つて貯水池通過後の流出最大流量 Q_m を求めることができる。またこの図表と $Q=CBH^{3/2}$ を用いて，流入曲線，平均貯水面積，溢流係数が与えられたものとして，溢流巾と計画最高水位及び流出最大流量のうちのい