

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

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, $\psi_1(x) = c_1 H^{(1)}_0(k\varphi) + c_2 H^{(2)}_0(k\varphi)$ 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,

$$\begin{cases} \zeta(x, t) = c' J_0(k\varphi) \cos \sigma t - c'' Y_0(k\varphi) \sin \sigma t \\ u(x, t) = \frac{\sqrt{g}}{\varphi} \left\{ J_1(k\varphi) - \frac{\sqrt{h_0}}{\varphi} J_1(k\sqrt{h_0}) \right\} c' \sin \sigma t + \frac{k'}{\varphi^2} \cos^{1/3} \sigma t \end{cases}$$

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った。

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て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

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

として表わされるので, 流入洪水の最大流量 $\max Q_{in}$ が調節されて, $\max Q_{in} \cos \sigma t_0$ 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, $T(t) = nt e^{-nt}$ 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一流出量曲線とに含まれる多くの変数がはいってくる。

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

ずれか1つを与えて他の2つを求めることができる。

なお、各変数に対して縦軸の値を示す共線図表を作っておけば簡単に縦軸の値がもとめられる。また本図表作成にあたって Q_m は新 Puls 法による追跡計算によつてもとめた。

図-1

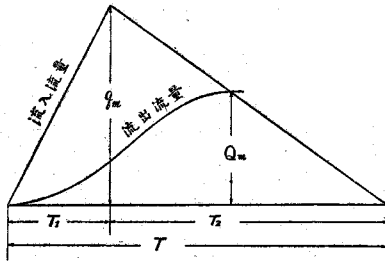
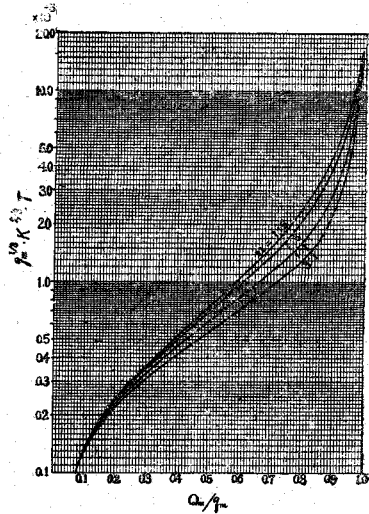


図-2 の記号: T, T_1, T_2 : それぞれ流入時間, 流入増水時間, 流入減水時間(図-1 参照) hr.

$n = T_1 : T_2$ q_m : 流入最大流量 m^3/sec ,

Q_m : 流出最大流量 m^3/sec

$K = CB/S^{3/2}$ ただし C : 溢流係数, B : 溢流巾
 m , S : 溢流ダム頂以高の水
位における平均貯水面積 m^2

図-2 Q_m/q_m 決定図表

(2-11) 洪水伝播の特性に関する二、三の考察

正員 北海道大学工学部 工博 大坪 喜久太郎

正員 同 〇尾 崎 晃

ダム通過後の洪水の河道追跡を行うために知られている方法を、急流が多く河状が複雑で水位、流量等の観測施設が比較的乏しいわが国の河川にそのまま適用することは現状においてははなはだ困難であるので、わが国の普通の河川にまたちに用い得るような実際的方法を工夫するために以下述べるごとく1方法を試みた。

十勝川本流の帯広市から 55 km 上流にある巖松発電所 (12 600 kW) において、夏の渇水期に貯水池ダムの溢流していない時を利用し、発電所の負荷変動による流量、従つて水位変化の下流に伝わつてゆく様子を、多数の測点を設けて詳細に観測しおよそ次のような結果を得た。

1. 水位上昇開始の位置 いわゆる洪水波の前端の伝播速度は、それが始まる直前の水深のみに関係し、その後の流量の増加する割合がいかに変化してもその影響は受けない。そしてある長い区間についてのこの伝播速度はある地点の水深(または流量)の函数であり、この関係はその河川に固有の値を有し、これは実験的に定め得る。

2. 水位が最高に達した点 いわゆる peak の伝播速度はその時の水位における表面流速とほとんど一致する。このことは発電所の負荷急増により水位が徐々に増加し、最高点に達した時に多数の浮子を投下し 20 km 下流までリレー式に観測を継続した結果判明した。

3. 洪水の前端がある地点に到達するに要する時間と peak のそれとの比は、洪水量が同じ場合には洪水直前の水深にはあまり関係なしにその河川固有の値を有する。ただし洪水量が変りまた洪水の出方が異なると多少違つてくるものと思われる、1例をあげれば流量が $10.8 m^3/sec$ より $34 m^3/sec$ に増加した場合の 20 km 下流におけるこの比は 0.82、また $10.8 m^3/sec$ より $27 m^3/sec$ に達した時の 54 km 下流における値は 0.81 であつた。同一洪水量に対しても流下距離が増加するにつれてこの値は幾分減少するようである。

4. 前端の伝播速度は別な水位の時の表面流速によつて完全に置換えることができる。peak の方は途中で河巾の広い所があるごとにそこにおいて前端から遅れてゆく。

以上のような性質をさらに確認するために実験室内に 27 cm × 15 cm の矩形断面で長さ 15 m の直線水路を設