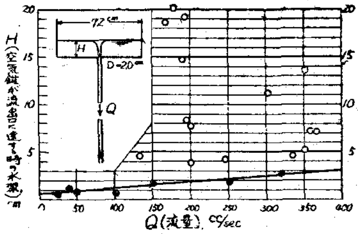
に思われる。從つて空氣錐が流出口に達する時の水深 H を單に D や流量のみによつて決めることは出來ない。



圖—1

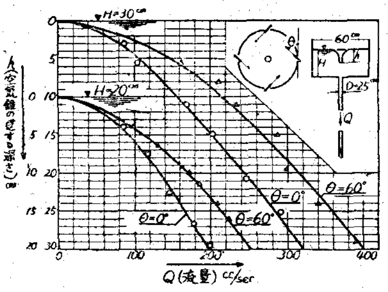


図-2

圖—3

次に水槽の水位を一定に保ち得るようにして，補給する水の流れを一定し，空氣錐の達する深サを測定したものは 圖-2 に示す通りである。これでは安定な渦が生じ，流量 Q と空氣錐の深サ h の間には一定の関係が見られる。図に於ける $\theta=90°$ とした場合には渦の発生は見られない。以上によつて

(1) $H/D=0.8\sim20.0$ 又はそれ以上の廣い範囲にわたつて，空氣錐は流出口に達し，H を D のみによつては定め得ない。

(2) H/D の値は流出口の廻りの廻轉流による。廻轉流によつて"渦の强サ"が支配される。

ことが解つた。從來の実験はこの廻轉を考慮していない。戰時中鋼材節約と防空上から，地下に竪坑式の水圧管路を作つた。これが所謂超高圧隧道であつて，水槽の水は鉛直下方に流れる。從つて補給される水の流れ方如何によつては異常に强い渦を生ずる。この渦を消滅するためには 前の結論から，呑口の廻りに生ずる廻轉流を阻止すればよいことが解る。超高圧隧道をもつ水槽に関する模型実験に於て渦防止の有効な方法を確立するとともに

(1) 流出渦が發生すると自由水面は低下し，水壓管又は水車から見れば，その低下分は渦の平均の深サに近い。これは有効落差の損失となる。

(2) 從來渦の發生する水面に 板を浮すことが行われていたが，これによつて落差の損失を回復することは出來ない。

等のことが解つた。

本実驗は日本発送電，電力技術研究所水理第2研究室によつて行われ，種々の御指導御教示を東大教授本間仁先生に仰いだ 。

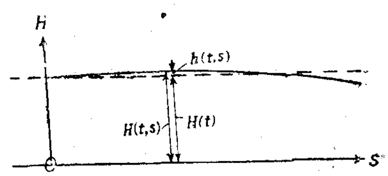
---

(37) 洪水波の理論(第3報)(15分)

中央大学工学部 林 泰 造

筆者はさきに洪水波の理論を発表したが[1]これは微小変位論に基いたものであつた。然しもとより洪水波の水位変動は無限小とは看做し得ないものであるから，この点では実際の洪水波を説明するためには，この仮定は適当でない。筆者は本報においては，これ等の難点を除去した洪水波の理論を提出する。

洪水位 $H(t,s)$ を圖-1の如く，等流水深 $H_*(t)$ と不等流部分の水深 $h(t,s)$ との和と考える。$H_*(t)$ は時間 t のみの既知の函数形，又 $h(t,s)$ は時間 t 及び距離 s の函数で，この $h(t,s)$ を以下の如き計算の結果求めることによつて洪水波の波形の追跡が完成する。



圖—1

洪水波の波長は極めて長いものであるから，洪水波の等流から変位 $h(t,s)$ は等流水深 $H_*(t)$ に比して極めて小であり，h/H_* の2乗以上の項が無視出來るものと考える。更に抵抗に関しては Chézy の法則が成立するものと考えた時，一様勾配 I の広矩形断面水路についての洪水波の基

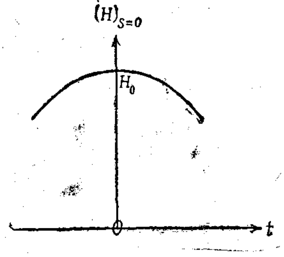
1) 昭和 24 年月例講演會にて發表「洪水波の傳播と變形」第1報，第2報として學會誌論文集に投稿中。

本式を樹てれば

$$-\frac{(gH_*-\alpha V_*^2)}{\beta}\cdot\frac{\partial^2 H}{\partial s^2}+\frac{\alpha+\beta}{\beta}V_*\frac{\partial^2 H}{\partial s\partial t}+\frac{\partial^2 H}{\partial t^2}+\frac{1}{H_*}\frac{dQ_*}{dt}\frac{\partial H}{\partial s}$$

$$+\frac{gI}{\beta}\left\{3\frac{\partial H}{\partial s}+\frac{2}{V_*}\frac{\partial H}{\partial t}\right\}=0 \quad\cdots\cdots(1)$$

となる。但し V_* は等流水深 $H_*(t)$ に対応した等流流速，Q_* は同等流水深に対応した等流流量，α, β は平均流速を取扱うために必要とされる1に近い補正係数である。(1) の各項の係数は高々時間 t のみの函数であるから，(1) は線型2階偏微分方程式である。



圖—2

(1) の解法について考える。$s=0$ における洪水位を 圖-2 で示される様な関係 $(H)_{S=0}=H_0-(t/T)^2$ で與えた時，これが下流側に如何様に傳播変形して行くかを考える。$(H)_{S=0}$ を (1) の等流水深 $H_*(t)$ に選ぶ。洪水位の変動は時間に対して緩慢なものであり，又洪水位の波長も大なるものである所から，(1) 中の洪水位 H の t 又は s に関する2階偏微係数は1階偏微係数に比して著しく小なる値を持つことから，(1) の解は第1近似として次の式を解くことによつて與えられる:

$$3\frac{\partial H}{\partial s}+\frac{2}{V_*}\frac{\partial H}{\partial t}=0 \quad\cdots\cdots(2)$$

また $H_0\gg(t/T)^2$ を満す様な時間 t の範囲内においては (2) の解は $H_1=H_0\left(t-\frac{2}{3V_0}s\right)$ となる。但し V_0 は H_0 に対応する等流流速である。

次に H_1 を (1) の2階偏微係数及び $(1/H_*)(dQ_*/dt)(\partial H/\partial s)$ の項に代入すれば (1) は

$$3\frac{\partial H}{\partial s}+\frac{2}{V_*(t)}\frac{\partial H}{\partial t}=f(t,s) \quad\cdots\cdots(3)$$

の形となり，これを解く事によつて第2近似解を得る。この様な逐次近似の方法によつて洪水波の波形の追跡が完成する。(3) の積分形は講演時に示す。

---

(38)　Pearson 系度数分布曲線を利用せる洪水調節計算

(20分)

建設省河川局　村　幸　雄

貯水池内の洪水波傳播機構は極めて複雑であり，運動方程式と連続方程式を境界條件の許で解かなければならないのであるが，この問題は考慮の外に置き普通洪水調節計算に用ひられてゐる基本式は

$$\frac{dv}{dt}+nlh^m=f(t) \quad\cdots\cdots(1)$$

茲に　v＝貯水量 (m³)，　$f(t)$＝流入量 (m³/sec) で既知函数とする，

nlh^m＝流出量 (m³/sec) 水門の場合 $m=3/2$，流水孔の場合 $m=1/2$

(1) 式の解法として多数の解法を2大別する事が出來る，其の1は初期條件から数値積分或は図式解法によつて調節量を計算するものであり其の2は流入量曲線を仮定するもので専ら三角形として概算するのが普通である。本提案の計算法は後者の方法に於て洪水波が略 Pearson 系度数分布曲線の如き形狀をなす点に着目して最大流入量及その生起時刻の既知の場合最大流出量とその時刻を知つて必要な貯水容量を求める

圖—1