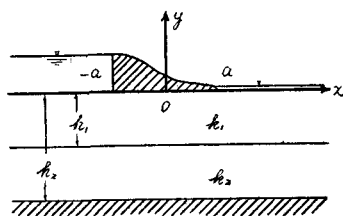


※ 1 図



※ 2 図

と置き、すべての境界条件を充し且つ地下水流の持つエネルギーが最小となるような

$$\frac{\partial}{\partial C_i} \int_0^\infty \left(p \frac{\partial p}{\partial y} \right) dx = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

で示される変分条件を適用して C_i の値を決定し、(2) を (1) に代入することにより圧力分布を知ることができる。一般に (2) 式の項数を多くとればいくらかでも近似度を高める事ができるのであるが実用計算に際しては

$$f(\lambda) = \frac{\Delta p}{2} \left\{ C \left(\frac{\lambda}{a} \right) + (1-C) \left(\frac{\lambda}{a} \right)^3 \right\}$$

と置く程度で十分である事が確められた。(1) なる解より透水流量 Q はつぎの如く与えられる。

$$\frac{Q}{k_0 \Delta p} = \frac{2}{\pi \Delta p} \int_0^\infty \frac{I_{1-\nu}(\alpha h)}{I_{1-\nu}(\alpha h)} \frac{d\alpha}{\alpha} \int_0^a f(\lambda) \cos \alpha \lambda \cdot d\lambda \quad \dots\dots\dots (4)$$

但し

$$\nu = \frac{1-m}{2}, \quad \Delta p \dots\dots \text{水圧差}$$

3) 後者の解 第2図の如く堤体下面に沿つて x 軸、垂直上方に y 軸をとる。上層の厚さ、透水係数、及び圧力を夫々 h_1, k_1, p_1 , 下層のそれらを h_2-h_1, k_2 及び p_2 とする。このようにすれば (1) に相当する圧力分布式と透水流量は

$$\begin{aligned} p_1 &= -\frac{2}{\pi} \int_0^\infty \frac{k_1 ch \alpha (y+h_1) + k_2 th \alpha (h_2-h_1) sh \alpha (y+h_1)}{k_1 ch \alpha h_1 + k_2 th \alpha (h_2-h_1) sh \alpha h_1} \frac{\sin \alpha x}{\alpha} d\alpha \int_0^a f(\lambda) \cos \alpha \lambda d\lambda \\ p_2 &= -\frac{2}{\pi} \int_0^\infty \frac{k_1 ch \alpha (y+h_2) \sin \alpha x}{ch \alpha (h_2-h_1) \{k_1 ch \alpha h_1 + k_2 th \alpha (h_2-h_1) sh \alpha h_1\}} \frac{d\alpha}{\alpha} \int_0^a f(\lambda) \cos \alpha \lambda d\lambda \\ \frac{Q}{k_1 \Delta p} &= \frac{2}{\pi \Delta p} \int_0^\infty \frac{k_1 sh \alpha h_1 + k_2 th \alpha (h_2-h_1) ch \alpha h_1}{k_1 ch \alpha h_1 + k_2 th \alpha (h_2-h_1) sh \alpha h_1} \frac{d\alpha}{\alpha} \int_0^a f(\lambda) \cos \alpha \lambda \cdot d\lambda \end{aligned}$$

で与えられるが前述の方法で $f(\lambda)$ の函数形を決定すれば上式に代入する事により圧力分布並び透水流量を求めることができる。

(5-6) 急勾配粗面上の薄層流の特性

正員 神戸大学工学部 工博 田 中 茂
正員 同 〇杉 本 修 一

水深方向の流速分布については、等速定流の場合について Navier-Stokes の運動方程式より

$$l^2 \left(\frac{du}{dx} \right)^2 + \nu \left(\frac{du}{dy} \right) + yg \sin \theta = u^{*2} = \text{const} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに

$$u^* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$$

が導かれ、この式より次式をうる。

$$\frac{du}{d\xi} = \frac{1}{2} \frac{1}{(l/h)^2} \left[\frac{\nu}{h} + \sqrt{\frac{\nu^2}{h^2} + \Delta \frac{l^2}{h^2} (u^{*2} - \xi hg \sin \theta)} \right] \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに

$$\xi = y/h, \quad h: \text{水深}$$

この式を積分すれば u の分布は求められる。

乱れの混合距離 l は $l \propto y$ という関係式が簡単であり且つ実験とかなりよく合うので、いままでによく用いられてきたが、今度われわれはいままでとは全く異なる新しい立場から乱れの混合距離 l というものを考え、この現

象を確率過程と考へて Kolmogoroff の方程式を解き、理論的に

$$\frac{l}{h} = A(1 - e^{-B\xi}) \dots \dots \dots (3)$$

なる式を導き、 A 及び B という常数を適当に選ぶことによつて、急勾配粗面上の薄層流の水深方向の流速分布の実測値と極めてよく一致する結果を得た。

これらの式が導かれるまでの過程及びこれに伴つて行つた実験の結果について報告をする。本研究は昭和29年度文部省科学試験研究費の補助を受けて行つたものであり、ここに謝意を表する。

(5-7) ダムを溢流する流れの解析的研究

准員 建設省東北地方建設局 井 田 至 春

要 旨 本論文は従来実験的に取扱われて来たダムの溢流現象を、筆者が先に発表した、鉛直曲率を有する開水路運動方程式¹⁾を用いて解析的に扱い、溢流流れに対する水理学的方法の1試論を提供しようとするものである。

概 要 鉛直曲率を有する開水路流れに於ける流速並びに圧力分布は

$$\left. \begin{array}{l} \text{曲率が上に凸の場合} \quad v = \frac{d}{\rho_0 + d - \zeta} \cdot \frac{V}{\log \rho_0 + d / \rho_0} \\ \text{曲率が下に凸の場合} \quad v = \frac{d}{\rho_0 - d + \zeta} \cdot \frac{V}{\log \rho_0 / \rho_0 - d} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{上に凸} \quad p = w \cdot \cos i \cdot \zeta - \frac{w}{2g} \left(\frac{d \cdot V}{\log \rho_0 + d / \rho_0} \right)^2 \left\{ \frac{1}{(\rho_0 + d - \zeta)^2} - \frac{1}{(\rho_0 + d)^2} \right\} \\ \text{下に凸} \quad p = w \cdot \cos i \cdot \zeta + \frac{w}{2g} \left(\frac{d \cdot V}{\log \rho_0 / \rho_0 - d} \right)^2 \left\{ \frac{1}{(\rho_0 - d)^2} - \frac{1}{(\rho_0 - d + \zeta)^2} \right\} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

で表わされる。

茲に v =流速, d =水深, ρ_0 =水路底曲率半径, ζ =水面よりの深さ, V =平均流速, p =水圧,
 w =水の単位重量, i =水路の底勾配

依つて運動方程式は次の様に表現出来る。

$$\frac{dH}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \left\{ \left(\frac{V^2}{2g} \right) (D) \right\} + \frac{n^2 V^2}{R^{2m}} = 0 \dots \dots \dots (3)$$

$$D = \begin{cases} \text{上に凸の場合} & \left\{ \left(\frac{1}{\log \rho_0 + d / \rho_0} \right) \left(\frac{d}{\rho_0 + d} \right) \right\}^2 \\ \text{下に凸の場合} & \left\{ \left(\frac{1}{\log \rho_0 / \rho_0 - d} \right) \left(\frac{d}{\rho_0 - d} \right) \right\}^2 \end{cases}$$

茲に H =基準線からの水面高

ダムを溢流する流れは一般に摩擦損失の影響が少いから(3)式の最後の項を無視して議論出来る。

次にダムの溢流現象を支配するものは、溢流頂近傍に於ける支配断面の位置と其所に於ける限界水深の値であつて、之が与えられる溢流水深に対する溢流量を決定する要素となる。一般に溢流頂部に於ける支配断面は、筆者が先に定義した断面特性函数²⁾(摩擦損失項を無視すれば、断面の持つ流れの総エネルギーに等しい)

$$\phi = \Psi = H_0 + d \cdot \cos i + \frac{q^2}{2g} \frac{D}{d^2} \dots \dots \dots (4)$$

の極小値が最大になる位置に発生する。尚一般の直線ダム、及び水路巾の変化がはげしくない、半径の大きいアーチダムに於いては支配断面は、本間教授の指摘されている様に³⁾溢流頂点に発生する。

従来、溢流量を、 $Q = c B_c h^{3/2}$ で表現する場合に用いる溢流係数 c は、次式で表わされる。

$$c = \frac{B}{B_c} \frac{\sqrt{2g((H) - d \cos i - H_0)}}{h^{3/2}} \left(\log \frac{\rho_0 + d}{\rho_0} \right) (\rho_0 + d) \dots \dots \dots (5)$$

茲に B =支配断面位置に於ける溢流巾

B_c =溢流頂点の溢流巾

(H) =基準線からの貯水池水面高

H_0 =基準線からの支配断面底高

h =溢流水深

尚、 d , $\cos i$, ρ_0 , は総て支配断面に於ける値