

○ 山口大学 正負 香 藤 隆
九州大学 正負 橋 東一郎

まえがき

常水路の維持あるいは河岸および堤防保護のための基本工法として、しばしば水制が用いられてゐるが、その目的とするところによりずれる場合も水制域の流速を減ずることである。

我々は連続水制の流速減殺効果を調べる目的で、水路巾全体にわたる枝と水路巾の支と卒の長さの枝と水路条にほりつた実験を行ない、その流況を調べた。

実験装置およびその方法

枝粗実験：巾 1.2^m 、長さ 15.5^m で $1/600$ 勾配のコレクリート水路に巾 1.5^m 、高さ $h_g = 2.0^m, 4.0^m$ の2種類の木製枝を間隔 $\lambda/h_g = 5, 10, 20$ の3通りに水路の約 11^m 区間にほりつた、流量を $6 \sim 10$ 通りにあてて 1^m 間隔に水位を測定した。

水制実験：巾 1.5^m 、高さ $h_g = 2.0^m$ 、長さ $b = 30^m, 60^m$ の木製枝を $\lambda/h_g = 5, 10, 20$ の3通りの間隔で水路下流端より 2.7^m から 13.1^m の 10.4^m 区間に水制として設置した。

実験は流量を $Q = 10, 20, 30, 40, 50 \text{ l/s}$ の5通りと流し、水制下流端 1.1^m のところの水深が、水制のなり場合の等流水深 $h_0 (m=0.0108)$ になるように、水路下流端の水位調節板によつて水位を定めた。

1^m あるいは 1.2^m 間隔に横方向の流量分布を調べるために、水深の支の深さの真にありて横方向の流速分布をピトー管を用いて測定した。

実験結果

枝粗実験の結果より求めた相当粗度 k_s および k_{s0} を一定とする河床からの高さについては、土木研究所で行なわれた秋津、吉川、坂上、芦田、土屋氏等の結果とほぼ同じ結果が得られた。水制の場合には計画高水位に対する水制高工の割合は $0.2 \sim 0.4$ 程度が大部分であつて、水制の高さに較べて水深の小さいこのような場合には水路条を基準にとる方が便利であるので、水路条を基準とした場合の k_{s0}/h_g と k_s/h_g の関係を图-1に示す。

連続水制の流況

水制を設置した位置において測定した水制域中央および主流域中央に於ける水位の一例として图-2に $m = b/B = 0.5$ の場合を示した。水制区間の大部分ではほぼ一様な勾配で水面は位下してゐる、水制区間末端において、下流で与えられた等流水深に接続する前に拡大流れのような急激な水面低下を生じてゐる。この水制区間末端における水面変化は水制長さ b が等しい場合には水制間隔 λ/h_g による相違はあまり認められないうが、水制長さ b が短い場合には図にみられる変化より小さくなつてゐて、水制区間の平均水面勾配より求めた水深がほぼ下流で与えられた等流水深 h_0 に等しくなつてゐる。 $m=0.5$ の場合平均水面勾配線と近接して求めた水深は流量が少なりほど h_0 に近して大きくなつてゐるが認められる。

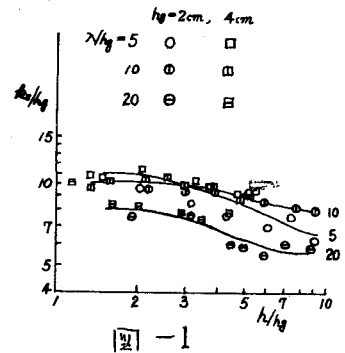


图-1

水利区間の平均水面勾配の傾向をみる

ために、下流で与える等流水深 h_0 と水利の高さ h_g の割合に対して水面勾配を圖示すると、図-3のようになる。

水面勾配は h_g/h_0 が大きほど、亦なれど流量の大きほど、また水利長の長り方が急になっている。水利間隔 λ_{hg} による相違は概粗度の場合の相当粗度 k_p の変化とほぼ同じような傾向を示して、 k_p の小より $\lambda_{hg}=20$ の場合に水面勾配が緩くなっている。なほ λ_{hg} による水面勾配の変化は水利長さの短かい場合の方が大きくあらわれている。

横方向の流速分布より求めた流量の横方向の分布の一例を示した図-4で、水利域と主流域の間に流量が急激に変化して遷移領域が認められる。この遷移領域の中は

流下するにつれて主流域の方向へ増大して行く。この遷移領域の中を δ と表はし、 δ の流れ方向の変化の状態を示した図-5である。遷移領域の発達は、流量が少なりほど、または概粗度として考えた場合、水利~~遷移~~領域の相当粗度の小さい方が、即ち水利区間の水深が小さくて主流域と水利域との相対的な流量差の大きい場合に、急でまた一定の

中に存在するまでの距離も短くなるようにみられる。

図-2

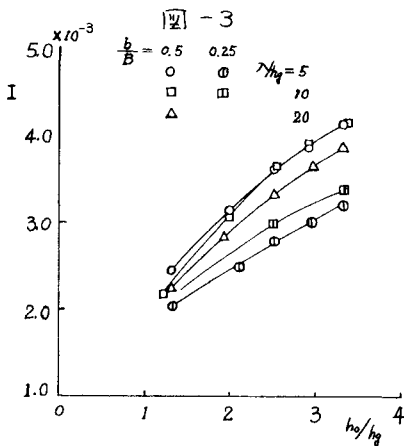
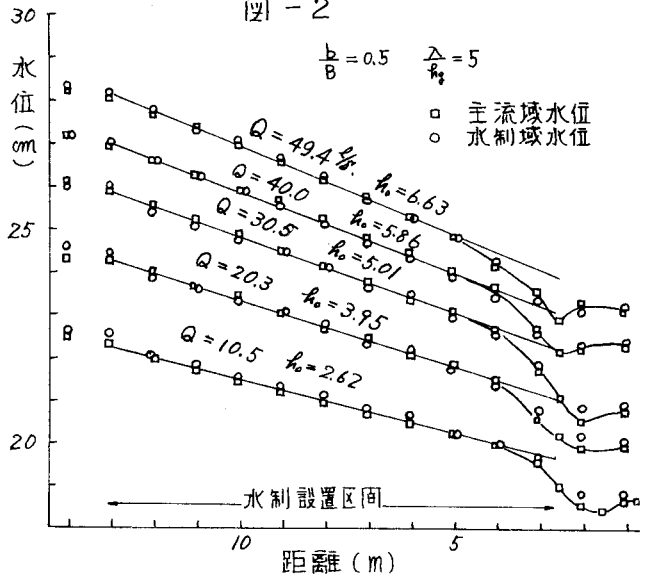
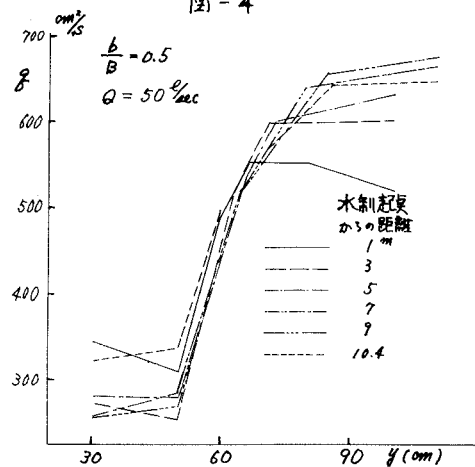
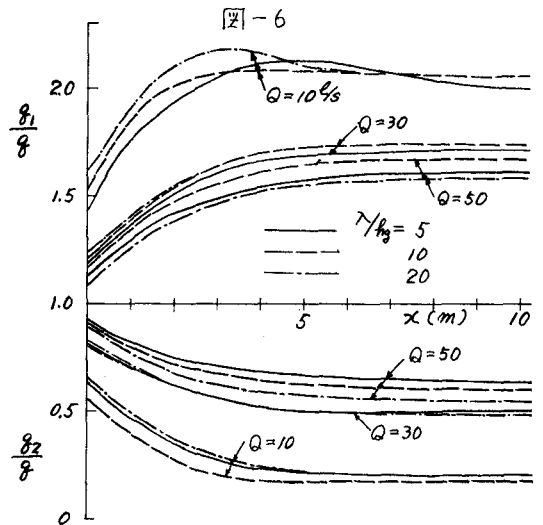
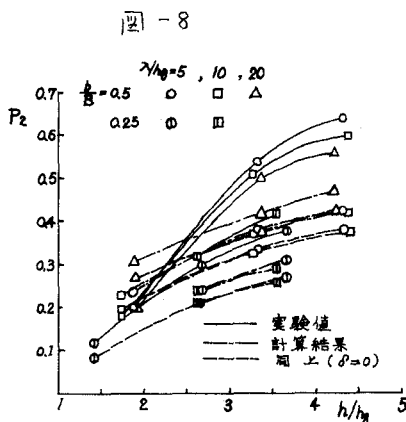
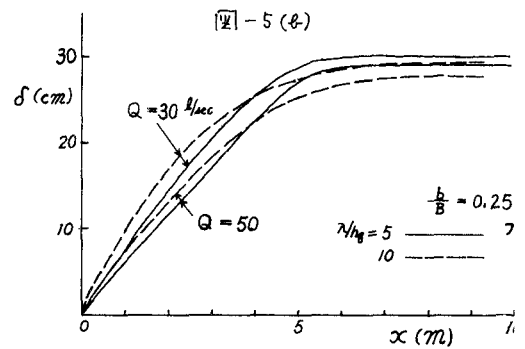
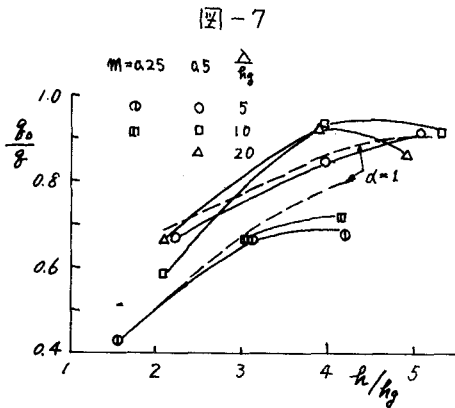
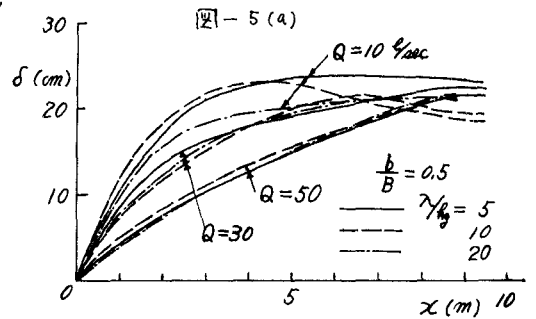


図-4



水制部および主流域を流れる単位中当りの流量の流れ方向の変化を、平均の単位中当りの流量に対する比でもって表はすと図-6となる。水制起算においてすむに流れは主流域の方に偏っており、漸次主流域では流量が増加し、水制部では減少して、水制起算よりほゞ5~6mより下流では水深が減少していくにあつてゐる。水制起算における水制域に流れる流量とその実の水深と水制部の比に対して表はしたのが図-7である。

水制起算より7mの位置における水深を用いて、定常状態の水制域を流れてゐる流量を表はすと図-8のようになり、水制長さの短かい方が水制域を流れる流量の割合が少なくなつてゐる。



実験結果の考察

水利起算よりと流の突と、水利起算の主流部および水利部に Bernoulli の式を適用し、この関係を用いて連続の式から水利起算の水利部を流れる流量を求めると次式のようになる。

$$\frac{g_2}{\delta} = \frac{1}{m + \alpha \frac{b_2}{b_1 - 1} (1 - m)}$$

式中の α は水利部への流れの損失係数であつて、水利起算における実験結果より逆算するとほぼ 1.0 となりし 1.1 程度の値が得られた。

水深 h の横方向の変化はなりものとし、 $q_1 = q_2 P V_0^2$, $b_1 = (B - b)/B$, $b_2 = b/B$ (B : 水路巾) とおき、流れ全体についての運動量の式を求めると

$$\frac{d h}{d x} \left\{ 1 - \frac{1}{g h^3} (b_1 g_1^2 + b_2 g_2^2) \right\} + \frac{2 b_1 g_1}{g h^2} \frac{d g_1}{d x} + \frac{2 b_2 g_2}{g h^2} \frac{d g_2}{d x} = I_* - \left(\frac{b_1}{q_1^2} \frac{g_1^2}{g h^2} - \frac{b_2}{q_2^2} \frac{g_2^2}{g h^2} \right) \quad (1)$$

水利部および主流部の運動方程式において I_* , $\frac{d h}{d x}$ が同じであることから

$$\frac{d h}{d x} \left\{ - \left(\frac{g_1^2}{g h^3} - \frac{g_2^2}{g h^3} \right) \right\} + \frac{g_1}{g h^2} \frac{d g_1}{d x} - \frac{g_2}{g h^2} \frac{d g_2}{d x} = \frac{1}{q_1^2} \frac{g_1^2}{g h^2} - \frac{1}{q_2^2} \frac{g_2^2}{g h^2} \quad (2)$$

$$\text{連続の式は} \quad b_1 \frac{d g_1}{d x} + b_2 \frac{d g_2}{d x} = 0 \quad (3)$$

(1), (2), (3) より、水利のないときの等流水深 h_0 , Froude 数 $F^2 = g^2/g h_0^3$ とし、 $g_1/g = P$, $g_2/g = R$, $h/h_0 = \gamma$, $x/h_0 = \xi$ とおき、かつ F^2 を小さくして無視すると、

$$\frac{d \gamma}{d \xi} = I_* \left\{ 1 - \frac{1}{\gamma^3} \left(b_2 \frac{q_2^2}{q_1^2} P^2 + b_1 \frac{q_1^2}{q_2^2} R^2 \right) + \frac{2}{\gamma^3} \left(\frac{q_2^2}{q_1^2} P^2 - \frac{q_1^2}{q_2^2} R^2 \right) \left(\frac{b_1 b_2 (P - R)}{b_1 P^2 + b_2 R^2} \right) \right\} \quad (4)$$

$$- \frac{d R}{d \xi} = \frac{b_1}{q_2^2} \frac{\left(\frac{q_2^2}{q_1^2} P^2 - \frac{q_1^2}{q_2^2} R^2 \right)}{\gamma (b_1 P^2 + b_2 R^2)} \quad (5)$$

となる。(5) 式において $\gamma = \text{const}$ とした場合は吉川氏等の求めた場合があり、その場合には解が得られるが、図-2 のように水深の変化が大きく、また q_2 に h の変化が影響するので式の検討を進めてみる。

遷移領域の流量の変化を直線と考へ、 $g_1 = q_1 \sqrt{g h I}$, $g_2 = q_2 \sqrt{g h I}$ とし連続の式より水利域の流量を求めると

$$\left(\frac{g_2}{\delta} \right)_{\text{trans}} = \frac{1}{m \left(1 + \frac{\delta}{2b} \right) + \frac{q_2}{q_1} \left\{ 1 - m \left(1 + \frac{\delta}{2b} \right) \right\}}$$

となる。流量配分が一定となつてゐる水利起算より γ^m の位置の水深を用いて、 $\delta = 0$ の場合と、 δ の実験値を与えて計算した結果を図-8 に記入してゐるが、実験値とほぼ等しい傾向をみてゐると、水利域と主流域の interference がかなり強いのはなりものと認められる。

水利内隔 γ_{bg} による流量減殺の結果をみると、相当粗度 k_{bg} は $\gamma_{bg} = 10$ の方が 5 の場合よりも大りのところがあるが、 $m = 0.25$ の場合をみると流量配分は $\gamma_{bg} = 10$ の方が大きく、また $m = 0.5$ の場合 k_{bg} の値が違ふ $\gamma_{bg} = 10$ と 20 の場合の流量配分はほとんど同じで、水利域を流れる流量は粗度のみでなく、主流域からの interference がかなりあるものと認められる。

参考文献

- 1) 秋草, 吉川, 芦田, 坂上, 土屋; 水利に関する研究 土木研究所報告 107 号の 6