

クイ出し水制の実験的考察

正員 北海道開発局土木試験所 山 岡 勲
 正員 同 上 小 川 芳 昭
 ○正員 同 上 内 山 博

1. ま え が き

十勝川で河口維持のため現在水制工事が進められつつあるが、本実験はこの水制の合理的な長さで間隔を求めるため 1/100 の模型で行なった。

これまでの水制の長さで間隔は、個々の河川について経験的事実に基づいて決められているようである。昭和 32 年度より建設省直轄技術研究会要望課題として、護岸・水制の研究がとりあげられ、水制の機能について水理学的に取り扱われつつあるが、いまだ水制の合理的・経済的な設計基準を作るまでには至っていないようである。

本文は、クイ出し水制の粗度としての効果を水理学的に取り扱い、逐次下流に設置予定の水制の長さで間隔を求めたものであり、また水制機能に関する解析の一方法として

十分価値あるものと思う。

2. 現地の状況

十勝川河口の平面形状は図-1にみられるように大津市街を右にみて左岸に大きく彎曲しており、海岸のごく近くで左折し海岸線に平行に約 1.0 km 流下して大平洋に注いでいる。左岸は毎年小洪水以上になると河岸の欠けが著しく、河口の維持が困難となった。流心を前方に追い出し河岸に寄せつけないようにするため、34 年度にクイ出し水制を約 50 m ピッチに 3 基 (1~3 号) を施工し、35 年度に約 100 m ピッチで 2 基 (4・5 号) 施工した。これらはいずれも上向水制で流心の垂線とのなす角度を 5 度振っている。水制の構造は図-2 のとおりであり、その諸元を表-1 に示した。

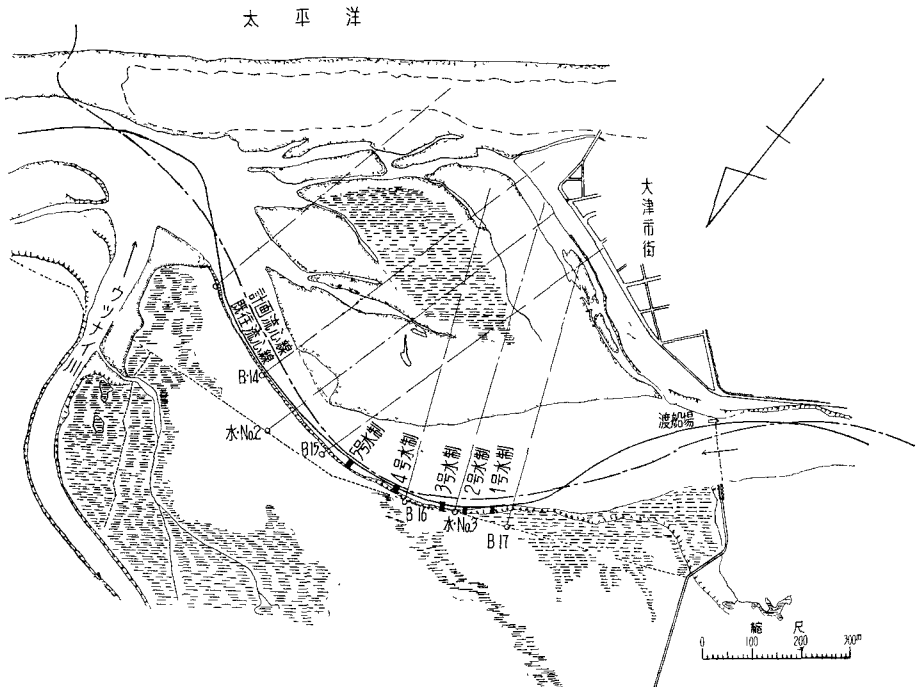


図-1 十勝川河口平面図

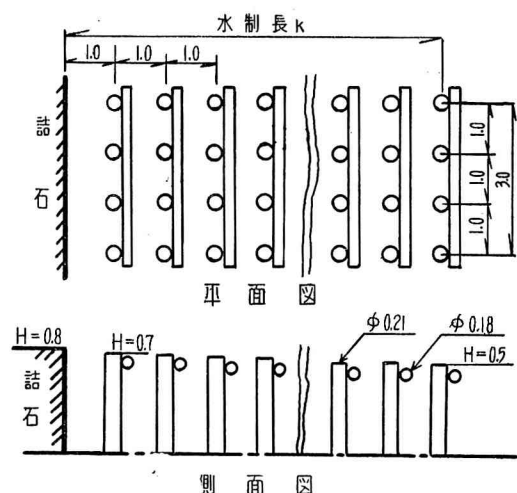


図-2 水制構造図 (単位 m)

表-1

施工年度	No.	水制長 (m)	水制幅 (m)	基礎の 種類
34	1	14.0	4本列打 3.0	粗朶沈床
	2	14.0	"	"
	3	20.0	"	"
35	4	15.0	"	"
	5	20.0	"	"

写真-1 および 写真-2 はそれぞれ約 50・100 m ピッチにおける砂洲の発達状況を干潮時に撮影したものである。これらに見られるように 50 m ピッチでは水制長の約 7 割まで水制間全面に土砂の堆積がみられ、水制の効果が顕著に表われている。一方 100 m ピッチでは上流側水制長の約 6 割付近から砂がつきはじめ、水制下流の 70 m 付近まで砂の堆積がみられるが徐々に減少しており、これより下流水制までは土砂の堆積は全くみられない。このことから水制

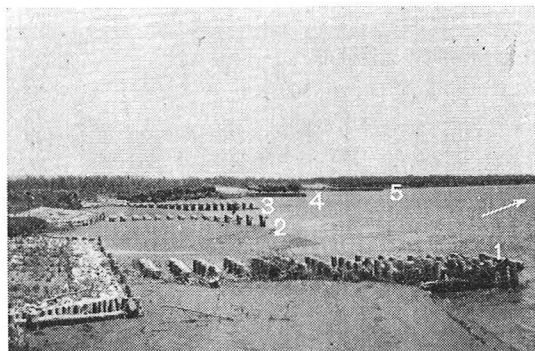


写真-1 砂洲の発達状況 (50 m ピッチ)

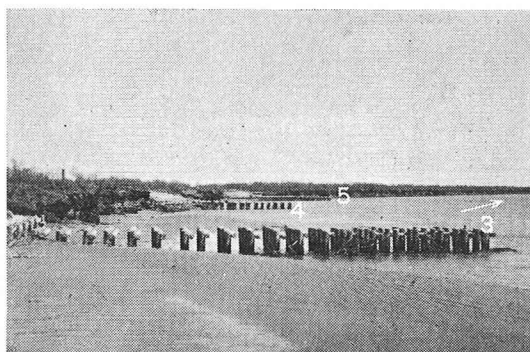


写真-2 砂洲の発達状況 (100 m ピッチ)

としての効果は水制間の約 7 割までと予想される。

3. 模型実験とその方法

3.1 実験装置

模型の範囲は、渡船場から河口までをとり入れ 1/100 に製作した。河床はモルタル仕上げとし、水制は竹ヒゴで作った。模型の上流にコンクリートの整流槽があり、ここに設けられた三角堰により流量が測定される。

模型の相似律は Froude の相似法則を適用し、また摩擦抵抗法則は Manning の公式を使って決定した。したがって粗度の換算比は 1/2.154 である。河口付近における低水路の粗度係数は $n=0.025$ で計画されているから模型で必要な粗度係数を $n_m=0.0116$ に調整した。

3.2 実験方法

実験の目的は、クイ出し水制の水理学的粗さを求め、下流に施工予定の水制工の最も水理学的に有効な長さと間隔を決定し、水制機能に関する研究の水理学的取り扱いへの一方法としたい。

実験流量は河口より 23.0 km 地点の茂岩における豊水量 420 m³/s、高水量 1,050 m³/s の 2 種とした。また河口水位は鉦路港と広尾港のそれぞれの朔望平均干潮位の平均として -0.78 m を採用した。これらはここ数年間の平均値である。

上記 2 種の流量について、水制設置前の流況を観察測定し、ついで水制を設置して水位流速などの観測を行なった。流速は水深の 6 割点を平均流速として代表させ、水制間を横断方向に測定した。

4. 粗面開水路の基本公式

4.1 対数分布公式

開水路における粗な流れの流速分布則として次式が成立する。

$$\frac{v}{v_*} = A_r + \frac{2.3}{K} \cdot \log_{10} \frac{z}{k_s} \quad (1)$$

ここに $v_* = \sqrt{g \cdot R \cdot I}$

v : 水深 z における流速

R : 径 深

I : エネルギー勾配

A_r : 常数 (Nikuradse の実験より 8.5)

K : Kármán の常数 (土砂を含まない場合 0.4)

z : 底面から測った水深

k_s : 相当粗度 (河床の凹凸の程度)

(1) 式は Prandtl および Kármán によって理論的に求められたものであり、最近多く実験的研究により幅の広い開水路においても成立することが確かめられている。

4.2 水制に対する基礎的考察

水制の長さと同隔は、先にも述べたように、個々の河川について経験的に決められており、理論的研究としては、Winkel の方法がある¹⁾。すなわち 図-3 において水流が水

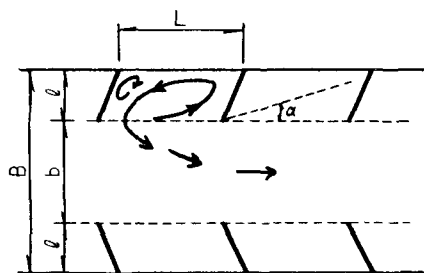


図-3 水制の長さと同隔

制の頭部から次の水制の付根に向って偏位する角度 α を平均値 $6^\circ \sim 6'$ であるとして次式を示している。

$$L_{\max} = \cot \alpha \frac{B-b}{2} = 9.36 \frac{B-b}{2} \doteq 10 l \quad (2)$$

ここで L : 水制間隔

B : 川 幅

l : 水制長

しかし実際には $L \doteq 1.25 \sim 4.5 l$ を標準とすべきであるとしている。また最近土木研究所でも実験的研究が行なわれた²⁾。

ここでは水制の幾何学的粗さ k (水制の長さ) と Nikuradse の砂相当粗度 k_s との関係を求めることにより、水制の粗度としての効果を水理学的に明らかにすることができる。

今問題を平面的に考え、水制の幾何学的粗さ k で、横断方向に対数分布公式が成立するものと考えれば、

$$\frac{v}{v_*} = A + 5.75 \log_{10} \frac{D}{k} \quad (3)$$

ここで D : 河岸からの距離

A : 常 数

また k を Nikuradse の砂相当粗度 k_s で表わすと

$$\frac{v}{v_*} = 8.5 + 5.75 \log_{10} \frac{D}{k_s} \quad (4)$$

となる。

(3) と (4) 式から

$$\log_{10} \frac{k_s}{k} = \frac{8.5 - A}{5.75} \quad (5)$$

ここで

$$\frac{8.5 - A}{5.75} = \log_{10} \alpha$$

とおくと

$$k_s = \alpha \cdot k \quad (6)$$

である。すなわち相当粗度率 α を求めれば k_s を計算できる。

マサツ速度は

$$v = v_* \cdot (8.5 - 5.75 \log_{10} k_s) + 5.75 v_* \log_{10} D \quad (7)$$

から、横断方向の流速分布 v と河岸よりの距離 D をセミログ紙にプロットし、この勾配 n を求めると次式で計算できる。

$$v = \frac{n}{5.75} \quad (8)$$

これらの計算手順については、側壁の粗度の研究における Schlichting³⁾、岸・小川・池田⁴⁾ らの方法を参考にした。

5. 実験結果とその考察

5.1 定性的観察

今後設置予定の 6・7 号水制の位置について大体的見当をつけるために、1~5 号水制を設置して、浮子による表面流跡線の追跡を行なって観察した。その結果を図-4 に示す。この図から知られるように 5 号水制より下流約 80 m 付近に流跡線が集まっているようである。このことは 5 号水制の水制域がおおよそ 80 m 付近までであると考えられる。したがって 6・7 号水制を 80 m ピッチに設置して実験を行なった。

5.2 水制間の流速分布

3 種の粗度 (約 50, 80, 100 m ピッチ) に対して、それぞれ横断方向の流速分布が (3) 式を満足するような河岸の位置を定めるため、

- i) 水ぎわを河岸とする
- ii) 水制の先端を河岸とする
- iii) 水制の中央を河岸とする

について試算した。その結果もっとも妥当であった iii) を採った。

したがって仮定の河岸からの距離

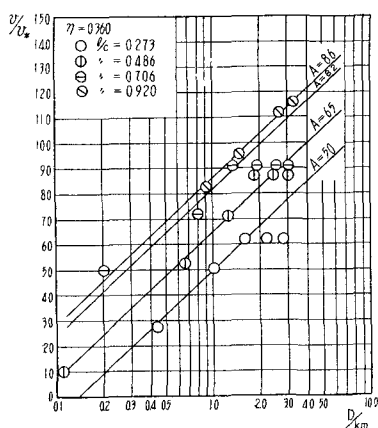
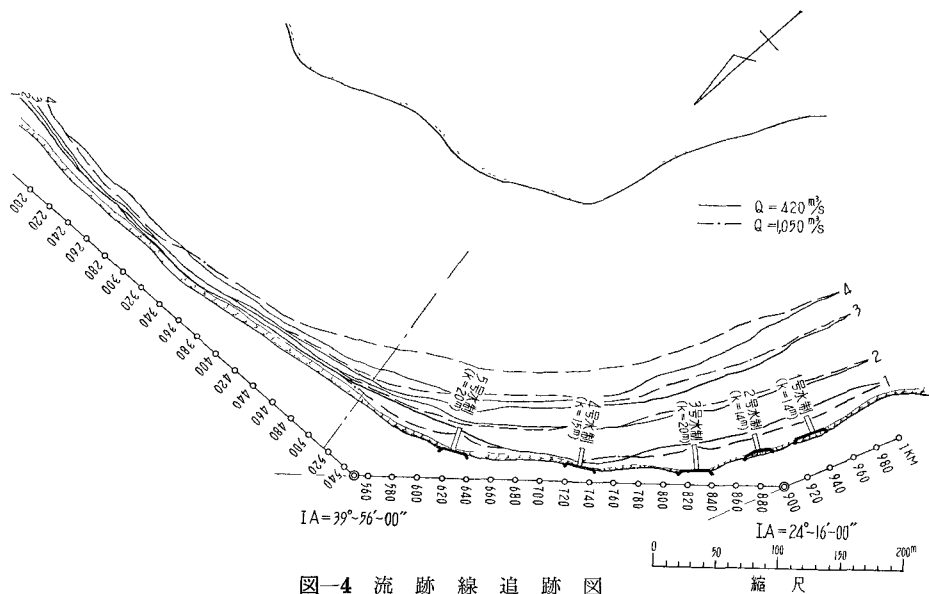


図-5a 流速分布
(v/v_* と D/k_m との関係 $Q=420 \text{ m}^3/\text{s}$)

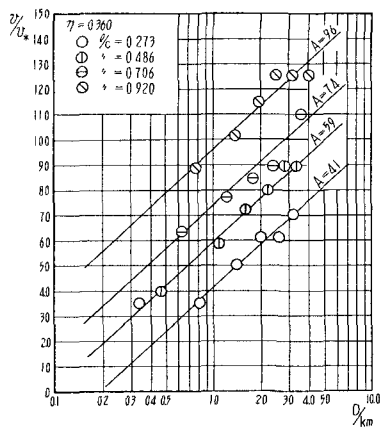


図-5b 流速分布
(v/v_* と D/k_m との関係 $Q=1.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

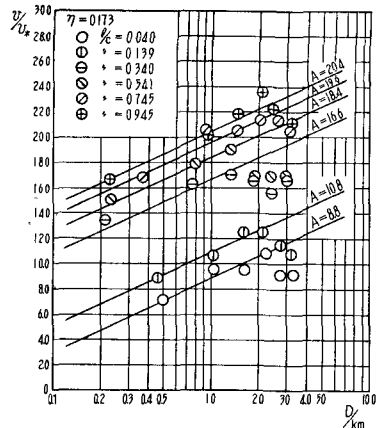


図-5c 流速分布
(v/v_* と D/k_m との関係 $Q=420 \text{ m}^3/\text{s}$)

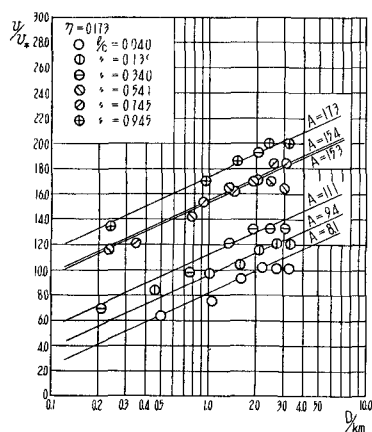


図-5d 流速分布
(v/v_* と D/k_m との関係 $Q=1.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

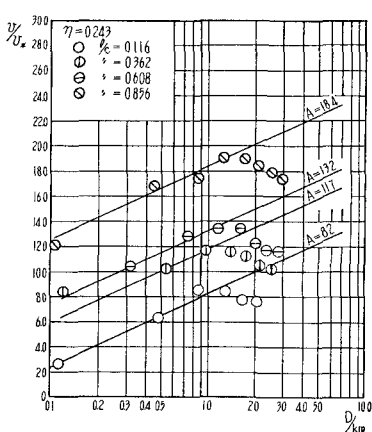


図-5c 流速分布
(v/v_{*} と D/k_m との関係 $Q=420 \text{ m}^3/\text{s}$)

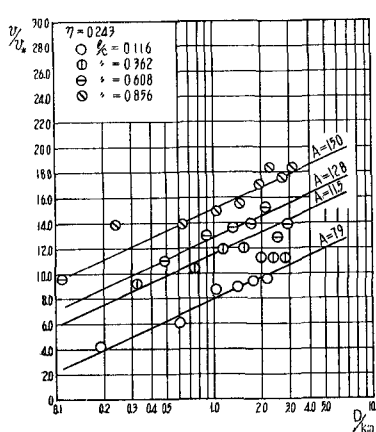


図-5f 流速分布
(v/v_* と D/k_m との関係 $Q=1.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

表 — 2

粗度の種類	実験を行なった諸量	上流水制 の距離 l (m)	l/c	流速分 布の勾 配 n	マサツ 速 度 v_* (m/s)	平均マサ ツ 速 度 $\bar{v}_*$ (m/s)	粗度 常数 A	相 当 粗 度 率 α	平均粗 度 率 α_m	相当 粗度 k_s (m)	$k_s/\bar{k}_{s,b}$	$v_*/\bar{v}_*$
$\eta=0.360$ $\lambda=2.78$	流 量 $Q=420 \text{ m}^3/\text{s}$	12.9	0.273	1.12	0.195	0.132	5.0	4.065	2.10	69.11	552.8	1.45
	河 口 水 位 $H=-0.78 \text{ m}$ (朔望平均干潮位)	23.0	0.486	0.80	0.139		6.5	2.229		37.90	303.1	1.05
	平均水制長 $k_m=17.0 \text{ m}$	33.4	0.706	0.62	0.108		8.2	1.127		19.16	153.3	0.82
	水 制 間 隔 $C=47.3 \text{ m}$	43.5	0.920	0.49	0.085		8.6	0.962		16.35	130.8	0.64
	$Q=1,050 \text{ m}^3/\text{s}$	12.9	0.273	1.14	0.198	0.166	4.1	5.821	2.71	98.96	185.0	1.19
	$H=-0.78 \text{ m}$	23.0	0.486	1.00	0.174		5.9	2.831		48.13	90.0	1.05
	$k_m=17.0 \text{ m}$	33.4	0.706	0.90	0.156		7.4	1.552		26.38	49.3	0.94
	$C=47.3 \text{ m}$	43.5	0.920	0.78	0.136		9.6	0.644		10.95	20.5	0.82
$\eta=0.173$ $\lambda=5.77$	$Q=420 \text{ m}^3/\text{s}$ $H=-0.78 \text{ m}$ $k_m=17.5 \text{ m}$ $C=101.0 \text{ m}$	4.0	0.040	0.84	0.146	0.098	8.8	1.128	0.27	19.74	135.2	1.49
		14.0	0.139	0.68	0.118		10.8	0.398		6.97	47.7	1.20
		34.4	0.340	0.52	0.090		16.6	0.040		0.70	4.79	0.92
		54.7	0.541	0.50	0.087		18.4	0.019		0.33	2.28	0.89
		75.2	0.745	0.44	0.076		19.6	0.012		0.21	1.44	0.78
		95.5	0.945	0.38	0.066		20.4	0.008		0.14	0.96	0.67
	$Q=1,050 \text{ m}^3/\text{s}$ $H=-0.78 \text{ m}$ $k_m=17.5 \text{ m}$ $C=101.0 \text{ m}$	4.0	0.040	0.90	0.156	0.106	8.1	1.174	0.40	20.55	30.4	1.47
		14.0	0.139	0.83	0.144		9.4	0.698		12.22	18.1	1.42
		34.4	0.340	0.58	0.101		11.1	0.352		6.16	9.11	0.95
		54.7	0.541	0.49	0.085		15.3	0.066		1.16	1.71	0.80
		75.2	0.745	0.44	0.076		15.4	0.063		1.10	1.63	0.72
		95.5	0.945	0.42	0.073		17.3	0.030		0.53	0.78	0.69
$\eta=0.243$ $\lambda=4.11$	$Q=420 \text{ m}^3/\text{s}$ $H=-0.78 \text{ m}$ $k_m=20.0 \text{ m}$ $C=82.2 \text{ m}$	9.5	0.116	1.10	0.191	0.141	8.2	1.128	0.39	22.56	212.8	1.35
		29.8	0.362	0.85	0.148		11.7	0.278		5.56	52.5	1.05
		50.0	0.608	0.73	0.127		13.2	0.152		3.04	28.7	0.90
		70.4	0.856	0.57	0.099		18.4	0.020		0.40	3.77	0.70
	$Q=1,050 \text{ m}^3/\text{s}$ $H=-0.78 \text{ m}$ $k_m=20.0 \text{ m}$ $C=82.2 \text{ m}$	9.5	0.116	1.00	0.174	0.124	7.9	1.271	0.46	25.42	35.8	1.40
		29.8	0.362	0.68	0.117		11.5	0.301		6.02	8.47	0.94
		50.0	0.608	0.59	0.103		12.8	0.179		3.58	5.04	0.83
		70.4	0.856	0.58	0.101		15.0	0.074		1.48	2.08	0.81

$$D = D' - \frac{k_m}{2} \quad (9)$$

ここで D' : 水きわよりの距離

k_m : 上・下流水制の平均長

とする。以上の方法により整理した流速分布図は図-5 a~f のとおりである。また 4.2 の方法で計算した結果を表-2 のように整理した。

$$\text{ただし } \lambda = \frac{C}{k_m} = \frac{\text{水制間隔}}{\text{水制の平均長}}$$

であって、水制長による粗密の度合を示す常数である。

$$\text{また } \eta = \frac{1}{\lambda}$$

とする。

図-5 の流速分布は多少点のばらつきはあるが、5.75 の勾配とみることができる。また (3) 式の成立範囲の最大限は流量すなわち水位ならびに粗密の度合などによって変動はあるが、およそ $420 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき $D/k_m \approx 1.5 \sim 2.5$, $1050 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき $D/k_m \approx 2.0 \sim 3.0$ である。このことは水制の粗度としての河岸からの距離の影響範囲を意味しているものと考えることができる。

5.3 相当粗度率 α と η の関係

それぞれの粗度密度における α の平均値と η の関係は図-6のとおりで、参考のため Schlichting の結果を記入した⁵⁾。Schlichting は図-7 のような球・半球・L型を側面に粗度をつけて実験を行なった。その結果を表-3に示す。

本実験の粗度密度の実験数は少ないが、Schlichting の場合と同様の傾向を示している。 η が小さくなるとある一点に集まるようであり、その折曲点は粗度の種類により異なるが一定の傾向がある。この点から小さな η を持つ粗度は孤立粗度 (isolated-roughness⁶⁾) の領域であって、水制設置の場合における粗度密度 η の最小基準と考えることができる。この場合 $\eta=0.25$ であり、 λ でいえば $\lambda=4$ であって $C=4 \cdot k$ となる。

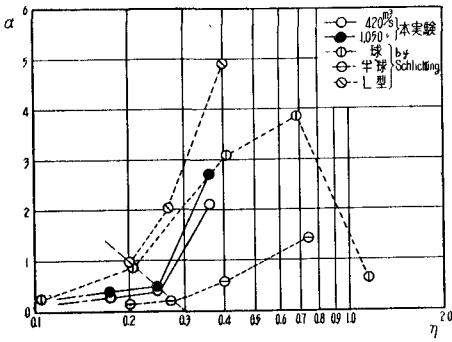


図-6 α と η の関係

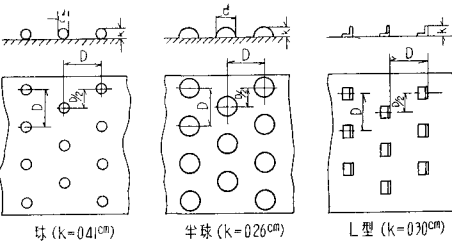


図-7 Schlichting の粗度図

表-3

粗度の種類	D (cm)	d (cm)	k (cm)	k_s (cm)	λ	η	α
球	4	0.41	0.41	0.093	9.75	0.103	0.227
	2	"	"	0.344	4.88	0.205	0.840
	1	"	"	1.260	2.44	0.410	3.070
	0.6	"	"	1.560	1.46	0.685	3.810
	0.355	"	"	0.257	0.87	1.150	0.627
半	4	0.80	0.26	0.031	5.00	0.200	0.119
	3	"	"	0.049	3.75	0.267	0.189
	2	"	"	0.149	2.50	0.400	0.574
球	1.082	"	"	0.365	1.35	0.740	1.405
L型	4	0.80	0.30	0.291	5.00	0.200	0.970
	3	"	"	0.618	3.75	0.267	2.060
	2	"	"	1.470	2.50	0.400	4.900

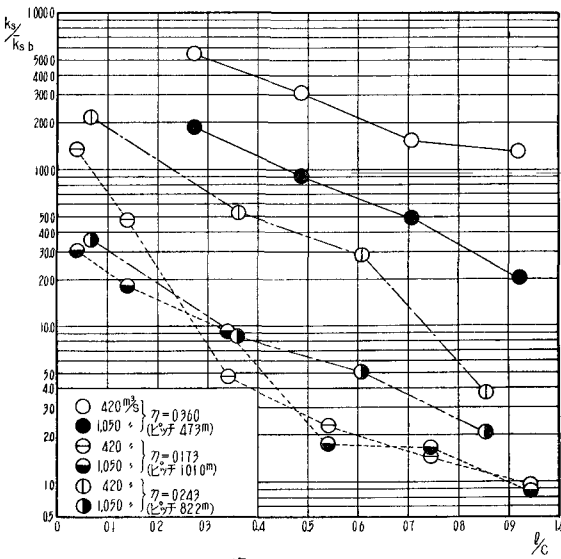


図-8 $k_s/\bar{k}_{s,b}$ と l/c の関係

表 - 4

対応粗度の種類	横断の位置	流量 Q (m ³ /s)	流積 A (m ²)	径深 R (m)	水面勾配 I	マサツ 速 度 v_* (m/s)	平均流速 v_m (m/s)	v_m/v_*	相当粗度 $k_{s,b}$ (m)	平均相当粗度 $\bar{k}_{s,b}$ (m)
$\eta=0.360$	水・No. 3	420	387	1.23	1/1370	0.0933	1.09	11.70	0.125	0.125
		1050	773	2.07	1/ 970	0.145	1.36	9.38	0.535	0.535
$\eta=0.173$	B・16	420	396	1.23	1/1370	0.0933	1.06	11.40	0.141	(Q=420) 0.146
		1050	801	2.23	1/ 970	0.150	1.31	8.74	0.647	
	B・15	420	389	1.27	1/1370	0.0955	1.08	11.30	0.152	(Q=1050) 0.676
		1050	816	2.14	1/ 970	0.147	1.27	8.77	0.705	
$\eta=0.243$	水・No. 2	420	387	1.16	1/1370	0.0911	1.09	12.00	0.106	0.106
		1050	911	1.86	1/ 970	0.137	1.15	8.40	0.711	0.711

5.4 水制間における k_s の変化

それぞれの粗度密度における水制間の k_s の変化を図-8に示す。図の $\bar{k}_{s,b}$ は水制設置前の河川の相当粗度で模型実験から平均流速公式の次式によって計算し、表-4のように整理した。

$$\frac{v_m}{v_*} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{\bar{k}_{s,b}} \quad (10)$$

ここに v_m : 断面の平均流速

k_s は粗度密度および流量の種類によって異なり、 η が小さくなると k_s は次第に小となる。また l/c が大きくなると k_s が小さくなる傾向にある。 $\eta=0.360$ すなわち約 50 m ピッチでは $k_s/\bar{k}_{s,b}$ が非常に大きく、水制間全域に相当の土砂の堆積を予想することができる。これは 2. において述べた写真-1 にみられる堆積状況とよく一致する。 $\eta=0.173$ すなわち約 100 m ピッチにおいては $k_s/\bar{k}_{s,b}$ が最初はかなり大きい、 $l/c=0.55$ 付近からその変化率は緩やかであり、水制の効果が期待される点は $l/c=0.6\sim 0.8$ であると考えられる。これも写真-2 にみられる状況と一致している。 $l/c=0.9$ 付近から $k_s/\bar{k}_{s,b} < 1$ であるから土砂は堆積しないであろう。 $\eta=0.243$ では $k_s/\bar{k}_{s,b}$ は除々に小さくなっており、 $k_s/\bar{k}_{s,b}$ の最小値から堆して、水制の粗度としての効果の期待できる最小の η と考えることができ、5.1 に述べた定性的観察と一致している。したがって水制長 20 m の場合ピッチは 80 m が最大限である。積極的に土砂の堆積を望むならば 80 m ピッチより小としなければならない。

5.5 水制間の v_* の変化

水制間のマサツ速度 v_* とその平均値 $\bar{v}_*$ との比をとって l/c の関係をそれぞれの粗度密度について調べてみた。その結果を図-9 に示す。点は多少ばらついてはいるが粗度密度に関係なく一定の傾向がある。図の実線は平均的な

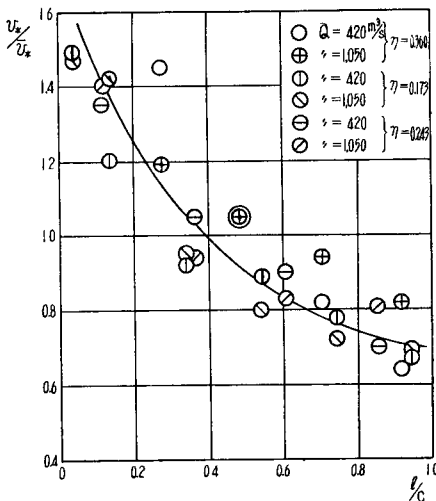


図-9 $v_*/\bar{v}_*$ と l/c の関係

値を示したものであり、 $l/c=0.4$ が水制間の平均となっている。したがってこの点の横断方向の流速分布を測定すれば、各点のマサツ速度 v_* を求めることができる。

6. 結 語

以上の実験的考察を通じて求めた結論を列挙すれば次のようになる。

1). 水制の粗度としての効果を表示する一方法として筆者らは対数分布公式が横断方向にも成立するものとして考察を進めた。その結果この方法は水制に関する研究の有力な方法であることが確められた。

2). このような解析に用いる河岸の位置は水制長の中央とすればよい。

3). (3) 式の成立範囲の最大限は、水位によって変動するが、クイ出し水制の場合は水位がおよそ水制天端以下であれば $D/k_m=1.5\sim 2.5$ 、水制天端よりの越流深が 1.0 m 程度であれば $D/k_m=2.0\sim 3.0$ である。

4). 相当粗度 k_s は粗度密度、流量の種類によって異なるが、 η が小、また l/c が大になるにつれて小となる。

5). $\eta=0.173$ (100 m ピッチ) では $l/c=0.9$ 付近から下流は土砂の堆積は考えられず、洗掘される場合もありうる。

6). 水制の粗度としての効果が期待される η の最小は 0.25 で λ でいえば 4.0 である。したがって水制長 20 m の場合ピッチ 80 m であるが、積極的に土砂の堆積を望むならばこれよりピッチを小とするほうがよい。

7). 図-9 から $l/c=0.4$ の点の横断方向の流速分布を測定することにより、水制間の任意点のマサツ速度 v_* を求めることができる。なお水制間の k_s の変化も実験的に確かめておくとい任意のピッチの流速分布を推定できる。

以上のように本文での考え方による解析が現地河川と良好な適合を得たので、水制機能の考察上有力な方法と思われる。

終わりに本実験の実施に当って帯広開発建設部治水課の各位よりいただいたご協力を深く感謝する。

参 考 文 献

- 1) Winkel: Die Bühnenwirkung, Bautechnik H. 27, (1928).
- 2) 秋草・吉川・坂上・芦田・土屋: 水制に関する研究, 土木研究所報告 107 号 (1961).
- 3) Schlichting: Boundary Layer Theory, Chapter, 20, (1955).
- 4) 岸 力・小川芳昭・池田達哉: 護岸の水理学的特性, 技術資料 17 号 (1961).
- 5) 前出 3).
- 6) Morris: Flow in Rough Conduits, Trans. A.S.C.E., Vol. 120 (1955).