

# 護岸・水制・床固めの水理機能

## 1. 護 岸

1-1. 護岸と水制とでは河岸あるいは堤防保護という意味では同じ目的であるけれども、水理的働きが異なるために、次のような利点、欠点が考えられる。

- 護岸は直接的に河岸を被覆して浸食を防ぐのであるから、目的を確実に達成しやすい。
- 護岸は河岸附近の流速を減少させることが少なく、時には流速をかえって増大させることもあるから、護岸工事を行なった後護岸の根が洗掘されることがあり、流れを寄せることになり、また、護岸工事を行なった区域の上、下流部に河岸浸食の起こることが多いが、水制ではこのようなことが少ない。
- 水制は河岸保護には間接的ではあるが、適当に設置されればよく目的を達することができる。しかし十分に効果を発揮させるためには配置、規模等の設計が相当にむずかしい。
- 護岸、水制ともに下流の水衝部を変えるおそれがあるが、特に水制ではこのことが多い。
- 水制の先端部に洗掘を生じて破壊されることがある。

1-2. 自然河岸および土堤では流速が速い場合には浸食、洗掘を受けるが、どの程度の流速まで護岸を必要としないかは土質および締り具合等によって異なる。その許容流速は表-1～4のとおりである。

彎曲部では流速が速くなり洗掘力が強くなるが、Laneの研究によれば彎曲度に応じて直線部許容流速に表-5に示す係数を乗じた流速を限度として考えればよいとしている。また堤防等のような斜面ではどのように考えればよいかはLaneが研究しているので、その結果によれば図-1の関係から知ることができる。

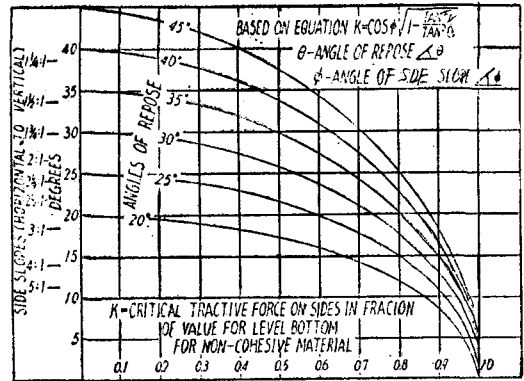


図-1

以上によって、それぞれの地点の許容流速を知ることができるが、上記の許容流速はわが国河川では一般に設計流速に比して非常に小さい。設計流速がその限界値を越える場合には人工的な護岸工を施すか、あるいは水制等により設計流速を限界値内に収めるようにしなければならない。

1-3. 以上の許容流速から知られるように一般河岸および土堤は洪水時の流速に対して耐浸食性を十分にもつとはいえない。これらのことから浸食防止を行なうためには、流速を減少させるか、あるいは耐浸食性の構造にするかの2つの考え方があり、前者には水制工法が行なわれ、後者にはいわゆる護岸工法がとられる。しかし

表-1 非粘着土の許容平均流速

| 材 料   | 粒径 (mm) | 平均流速 (m/s) | 材 料 | 粒径 (mm) | 平均流速 (m/s) |
|-------|---------|------------|-----|---------|------------|
| シルト   | 0.005   | 0.15       | 粗 砂 | 15.0    | 1.20       |
|       | 0.05    | 0.20       | 小 礫 | 25.0    | 1.50       |
| 細 砂   | 0.25    | 0.30       | 中 礫 | 40.0    | 1.80       |
| 中 砂   | 1.00    | 0.55       | 粗 礫 | 75.0    | 2.40       |
| 粗 砂   | 2.50    | 0.65       | 玉 石 | 100.0   | 2.70       |
| 小 砂 利 | 5.00    | 0.80       | 玉 石 | 150.0   | 3.30       |
| 中 砂 利 | 10.00   | 1.00       | 玉 石 | 200.0   | 3.90       |

表-2 粘着土の許容平均流速 (m/s)

| 河床の締り状態               | ゆるい     | 少し締っている | 普通      | 非常に締っている |
|-----------------------|---------|---------|---------|----------|
| 間 げ き 比               | 2.0~1.2 | 1.2~0.6 | 0.6~0.3 | 0.3~0.2  |
| 砂 質 粘 土<br>(砂 50% 以下) | 0.45    | 0.90    | 1.30    | 1.80     |
| 強 粘 土 質 土             | 0.40    | 0.85    | 1.25    | 1.70     |
| 粘 土                   | 0.35    | 0.80    | 1.20    | 1.65     |
| 弱 粘 土 質 土             | 0.32    | 0.70    | 1.05    | 1.35     |

表-3 水深に対する許容平均流速の補正 (非粘着土)

| 平均水深(m) | 補 正 係 数 |
|---------|---------|
| 0.3     | 0.8     |
| 0.6     | 0.9     |
| 1.0     | 1.00    |
| 1.5     | 1.10    |
| 2.0     | 1.15    |
| 2.5     | 1.20    |
| 3.0     | 1.25    |

表-4 水深に対する許容平均流速の補正 (粘着土)

| 平均水深(m) | 補 正 係 数 |
|---------|---------|
| 0.3     | 0.8     |
| 0.5     | 0.9     |
| 0.75    | 0.95    |
| 1.0     | 1.0     |
| 1.5     | 1.1     |
| 2.0     | 1.1     |
| 2.5     | 1.2     |
| 3.0     | 1.2     |

表-5 彎曲部における許容平均流速の補正

| 彎 曲 度 | 補 正 係 数 |
|-------|---------|
| 直 線   | 1.00    |
| 小     | 0.95    |
| 中     | 0.81    |
| 大     | 0.78    |

耐浸食性を持たせる場合にもできるだけ、流速を減少せしめることが望まれる。すなわち流速をできるだけ減少させないと前に述べたように、護岸の根あるいは前後に浸食を生ずるおそれがある。

このような考え方から dumping rock が護岸として非常に利点を持つことが認識されて来ているが、わが国では工費等の面から堤脚保護等に僅かに用いられているのみである。これは自然河岸あるいは土堤を1割こう配程度に切り、その上に rock を2割程度のこう配になるまで天端より dump する方法で、石の大きさは U.S. Army では Ishbash の公式を用いて決定して好結果を得ている。Ishbash の公式とは流水中に石積堤を作るために石の大きさを流速に耐えるよう定めるために実験的に定めたものであり、次にその大要を示す。

石積堤が流失せずに存在するということは、流水中における岩石の安定性を示すものであり、いま、 $V_{min}$  を石積堤頂のゆるんだ積石を動かす最小流速とすると、W. Airy の法則によれば

$$V_{min} = E_1 N \sqrt{D}$$

ここに、

$$N = \sqrt{2g \frac{d_1 - d}{d}}, \quad E_1 = \text{無次元の係数}$$

となるが、Ishbash の行なったいくつかの実験的研究により、実際に測定された結果から確められたものでは  $E_1 = 0.86$  であり、また  $d_1$  および  $d$  は石および水の比重、 $D$  は(球体と仮定した)石の直径である。

流水の影響を受けて、石積堤の形が台形状に変化している時には、堤頂におかれた石は、並置された他の石などによって保護されているのが見られる。崩壊した積石で法面上にはほおり出されたものは、安定する場所および何らかの支えを得るまで転がっていく。これらの条件下においては、岩石はより大きな流速に抵抗し得るので

$$V_{min} = E_2 N \sqrt{D}$$

ここに、 $E_2 = 1.20$  となり、その他の記号は上記の場合と同じである。

すなわち、流水により動かされない岩石の径を上記の式により求めることができるので、これにより、設計流速が定まれば、碎石の径が決定される。これは Shield の限界掃流力とまったく同様の考え方であるが、Ishbash の結果ではその実験で碎石を用いているため Shield の結果より若干大きな限界掃流力を与える。すなわち、碎石の

場合には水中の安息角も限界掃流力も自然石礫の場合に比して1～2割程度大きいことが実験的に知られている。

U.S. Army の実施した経験によれば、均一粒径のものより、well graded rock の方が効果がよかった。これは dump した場合に粒径の大きなものは下の方（趾先）に落ち、より高流速の所に落ちつき、抵抗力が大きくなる。また well graded rock の場合には基礎になっている土堤および自然河岸の土砂の吸い出しを防止できる等の理由によるものであろう。

次にこの工法に対する長所を述べれば、次のようである。

1. dumping により well graded rock を投入するのであるから、大きなもの程下の方に落ちつき高流速に耐え得る。
2. 碎石を dump したものであるから、粗度が十分大きくできるから流速減殺効果がある。
3. 護岸の根の洗掘に対して、石が自然落下して洗掘防止をするので安全性が高い。
4. 石のかみ合せにより、比較的高流速に耐え得るし、もし碎石が流下あるいは落下した場合にも天端からの dumping により補修が容易である。
5. 構造が一体的でないため、軟弱地盤にも使用できる。
6. 床掘等の水中工事をする必要がなく、工事費を節約できる。
7. したがって河床低下のおそれのある河川では非常に有効な工法と思われる。
8. 堤体あるいは地盤の土の吸い出しは適性粒度により十分に防止できる。

1-4. 上述の dumping rock による護岸では護岸粗度を相当程度大きくすることができて流速減速に有利であるが、普通のコンクリート護岸あるいはブロック護岸においても表面の粗度を増すために護岸に棧を設けたり、突起を作ったりすることが行なわれる。このような場合どの程度のものをどの程度につければ、どの程度の粗度になるかについては水制の項において説明する。また護岸および水制の設計には河川の蛇行の性質をよく知っておくことが望ましいが、蛇行については水工学シリーズ 64-03 に若干述べてあるので参照されたい。

## 2. 水 制

2-1. 現在各河川で用いられている水制工法は多くの技術者が古くからそれぞれの河川において研究を重ね、試行的にいろいろの方法が試みられ、それらの経験を積みあげて現在の段階に到っているものと考えられる。したがって現在施工されている水制はそれぞれの河川の状況に応じた優秀なものであり、長年の経験により淘汰、改良されたものと考えることができるので、その実態を明らかにし、その水理学的意味を追求することは、今後の水制設計に非常に役立つであろうと思われるので、次に建設省が全国的に調査した結果について述べる。

表-6 水制工種と河床こう配との関係

| 河床こう配        |   |   |   | 1/50～<br>1/100 | 1/100～<br>1/200 | 1/200～<br>1/500 | 1/500～<br>1/1000 | 1/1000～<br>1/5000 | 1/5000～ | 計   |
|--------------|---|---|---|----------------|-----------------|-----------------|------------------|-------------------|---------|-----|
| 工種           |   |   |   |                |                 |                 |                  |                   |         |     |
| ブ            | ロ | ッ | ク | 5              | 2               | 4               | 6                | 1                 | 0       | 18  |
| 聖            |   |   | 牛 | 1              | 8               | 15              | 3                | 0                 | 0       | 27  |
| 四            |   | 基 | 構 | 0              | 4               | 3               | 0                | 0                 | 0       | 7   |
| 三            |   | 基 | 構 | 0              | 2               | 5               | 0                | 0                 | 0       | 7   |
| 三            |   | 角 | 枠 | 0              | 3               | 2               | 0                | 0                 | 0       | 5   |
| ポ            |   | ス | ト | 0              | 1               | 1               | 0                | 0                 | 0       | 2   |
| 土            |   |   | 出 | 0              | 1               | 15              | 2                | 2                 | 0       | 20  |
| 棚牛,方形牛,菱牛,川倉 |   |   |   | 0              | 0               | 4               | 3                | 1                 | 0       | 8   |
| 木工沈床(含改良木床)  |   |   |   | 0              | 0               | 1               | 16               | 12                | 0       | 29  |
| 杭            |   |   | 出 | 0              | 0               | 11              | 24               | 56                | 8       | 99  |
| 合            |   | 掌 | 枠 | 0              | 0               | 2               | 0                | 19                | 0       | 21  |
| ケ            | レ | ッ | プ | 0              | 0               | 0               | 0                | 6                 | 0       | 6   |
| 計            |   |   |   | 6              | 21              | 63              | 54               | 97                | 8       | 249 |

先づ現在各河川で用いられている工種の状況について調べてみる。

現在使用されている工種としては水制自体が透過構造のものが多く、水制自体が不透過構造のものも水制高を低くして全体として透過構造となるようにしている傾向が認められる。また従来は木材が非常に多く用いられたが、現在ではより耐久性のあるコンクリート製品が大幅に取り入れられつつある。

調査された水制の工種を分類し、河床こう配との関係を調べて見ると表-6のごとくである。工種は河床材料ならびに流水の力に非常に関係すると考えられるので、それらを最もよく簡便に表わすものとして河床こう配が考えられるが、表より工種は河床こう配のある限界内において大体使用されているように見受けられる。全体として杭出水制が最も多く現在使用されていることが認められる。

工種を考えてみるに水制としては杭の抵抗によるものと水制自体の自重により流水に抵抗するものがあることが知られる。

緩流河川では杭出水制が多く用いられ、急流河川では河床材料の粒度が大きくなるため杭打が不可能となり、河床上に設置して自重で流水に抵抗するようなブロック水制あるいは聖牛が多く用いられる。ブロックなどのように自重のみにより流れに抵抗するよりも、杭の抵抗による方が杭打費用の大してかからない所では有利であるから、杭打の容易にできる所は杭打水制が多く用いられる。

一方、土出水制のように不透過構造のものは水制高を大きくとり、流水がこの上を越流しないようにするか、あるいはケレップ水制のように極端に低くして、流れの抵抗をあまり受けたくないような構造として使用される。前者は比較的急流河川に、後者は緩流河川に用いられているが、最近では次第に使われなくなる傾向にある。

根固水制は流水に抵抗して流速を減少せしめることが目的であるから、水制自体に受ける力に耐えるためには、水制の自重のみによるよりも、杭抵抗による方が有利であることは明らかである。

水制角度は根固水制では水流に対して直角、もしくは上向に設けられ、下流向にはほとんど設けられていない現状である。上向のものでは $15^{\circ}$ 程度上向にしたものが多く、 $20^{\circ}$ 以上のものは非常に少ない。根固水制では洪水時に水制上を越流するものが大部分であるから、越流水が堤脚に激突することを避けるために下向のものが避けられていると思われる。Engels は実験結果から、堆積を生ぜしめることを第一目的とする水制は上向に、また土砂をためるのではなく、河床の洗掘を減少させるために流れを河岸から離すためには、水制を下流向に設けた方がよいといっている。しかし透過度の少ないもの、および洪水時の浮流物が透過水制にかかるおそれのある場合には下流向のものは避けるべきであろう。

水刳、低水路維持水制の場合は下流向に設けられたものも見受けられるが、これは機能的にみて、現地の水流の状況、河状によって決定されるべきものであるから、具体的な設計は個々の場所の性格により決められなければならない。したがって、現地における問題の深い洞察と豊富な経験とを必要とする。しかし、さらに合理的に構造、配置を決定するためには模型実験によることが望ましい。

水制は1本単独でも用いられるが、何本か組になって使用されることが多い。この一連の水制の本数の分布状況は図-2のようであり、1本単独で使用されることは比較的少なく、数本単位で施工されることが最も多いことが知られる。水制本数は附近の河況に支配されることはもちろんであるけれども、ある地点を護るためには数本の水制を必要とすると解釈される。このことは水制が流水に対して粗度の役割を果たし、数本の水制によって流水の速度を必要な程度までおそくすることができることを示している。

水制間隔( $D$ )と水制長( $l$ )との関係を実例について調べてみると、 $D/l$ の値の大部分は $1 \sim 4$ の範囲にあり、 $2 \sim 3$ の範囲のものは実例中約半数であった。 $D/l$ が7以上のもの、また1以下のものはほとんどなく、これは経験上このような範囲に限定されてきたことを示している。また緩流河川では $D/l$ が $2 \sim 3$ の範囲にあり、急流河川では $D/l$ が相当の範囲に拡がっている。富永博士が利根川で寄洲の十分ついた水制について調べたところ、次のような結果を得ている。

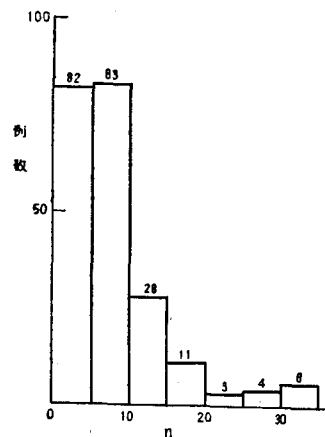


図-2 水制本数(n)の分布

$D/l = 1.7 \sim 2.3$  (直線部),  $D/l = 1.4 \sim 1.8$  (凹岸部),  $D/l = 2.8 \sim 3.6$  (凸岸部)

Winkel は不透水水制について研究し,  $D/l = 1.25 \sim 4.5$  とするのがよいと述べている。

現在設けられている水制の大部分は洪水時には水制の中あるいは上を流水が流れるものであり, 河流に対しては粗度として作用するものと考えられる。このような場合には, 従来の研究から明らかなように  $D/h_0$  が非常に重要な意味を持ってくる。そこで水制間隔 ( $D$ ) と水制高 ( $h_0$ ) との関係を調べてみると 図-3 のようであり,  $D/h_0$  の値が 10~30 の範囲に大部分があり,  $D/h_0$  が 40 以上のものは非常に少ないことがわかる。

ある水制高 ( $h_0$ ) に対しては  $D/h_0$  が 10 附近において粗度として最も有効に作用することが実験的に知られており, このことから考えると, 現在施工されている水制はほぼこの条件をみたしているようであるが, 間隔が若干広すぎるように思われる。

## 2-2. 護岸の粗さ, 水制の流速減少効果

前述したように護岸附近の流速を減少させるために護岸に粗さを持たせることが必要であり, また水制は流水に対する粗度としてその役割が認められるので, これらの流速減少効果を水理的に把握することは設計上重要なことと考えられる。

これらの目的を達するためには棧型粗度と杭粗度との 2 つに分類される。次にこれらについて述べる。

## 2-3. 棧粗度について

図-4 に示すような棧粗度について Bazin, Smith and Warren, Jonassen, Johnson, 足立など数多くの人により実験的研究が行なわれ, 図のような関係が得られている。これによれば次のことが明らかである。

- (1)  $k_s$  と棧の高さの比は棧の高さと頂幅の比により多少変化するが, ほぼ高さの間隔の比により決定される。
- (2) 棧の高さを一定とすれば高さの間隔との比が 10 附近において  $k_s$  は最大となる。その時の  $k_s$  は棧の高さの約 5 倍程度である。

以上の実験はすべて棧の高さに比し水深が 10 倍以上の範囲である。水深と棧の高さの比がこの程度以上であれば 図-4 の関係により  $k_s$  を求め, したがって流速を算定することができる。

一般に護岸の粗度としてはこのような場合が多いが, 水制として用いられる場合には, 水深に比して水制高が

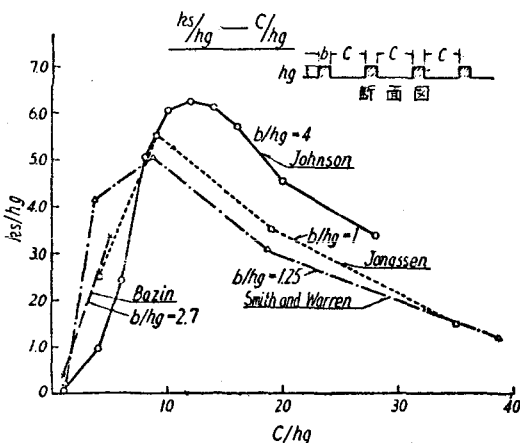


図-4

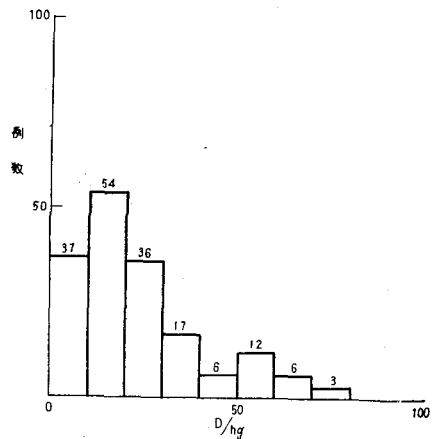


図-3 水制間隔 ( $D$ ) と水制高 ( $h_0$ ) の関係 (根固水制)

比較的大きい場合が多く, また洪水時水深に比して水制高が比較的低い場合でも, 小流量時には水制高が比較的高くなるので, この範囲の抵抗を明らかにすることは, 水制を考える場合に重要な問題となる。この場合の抵抗値は水深を測るときに河床としてとる位置により大きく変化するから, 河床としてとる位置に特に留意しなければならない。

著書らの実験によれば河床としてとる位置とそれによって計算した  $k_s$  の値との関係は次のとおりであった。

- (a) 河床としてとる位置により  $k_s$  は大きく変化する, 河床を下にとるほど  $k_s$  は大きくなる。

- (b) 河床として水制の天端をとった場合には水深の変化に応じて  $k_s$  は変化する。
- (c) 河床として水制高の中央、下側とした場合にはいずれも水深の変化に伴う  $k_s$  の変化は小さい。  
一連の水制の水深に対する抵抗を棧粗度として考えると、その相当粗度と水制高との比 ( $k_s/h_g$ ) は間隔と水制高の比 ( $C/h_g$ ) によりほぼ一義的に決まるが、これらの関係は河床のとり方により、次のように多少変化する。
- (a) 水制の天端を河床にとると、 $k_s/h_g$  と  $C/h_g$  との関係は水制の高さにより変化し、水制が高いほど、同一の  $C/h_g$  に対して  $k_s/h_g$  が大きくなる。
- (b) 水制の下端を河床とした場合には (a) の関係とは逆に水制の高さが低いほど  $k_s/h_g$  は大きくなる。ただし、この場合の  $k_s/h_g$  の変化は (a) に比してかなり小さい。
- (c) 水制の高さの中央を河床とした場合は  $k_s/h_g$  と  $C/h_g$  との関係は水制の高さに無関係にはほぼ1本の曲線により表わされる。この関係は棧高の低い Johnson の相当粗度に関する実験結果とほぼ一致する。この関係によれば  $C/h_g$  が 10 附近において  $k_s/h_g$  は最大となることがわかる。また河床としては水制高の中央をとるべきであることがわかる。
- (d) 水制天端幅が小さい場合には  $C/h_g$  の代りに水制の中心間隔と高さの比  $D/h_g$  を用いても 図-4 の関係はほとんど変わらない。

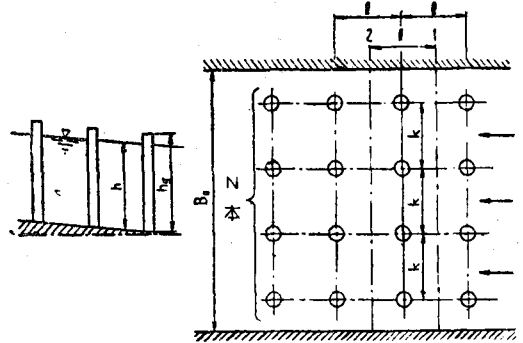


図-5

## 2-4. 杭型粗度について

円柱型の場合、一般に抗力の考え方で満足すべき結果を得ることが多い。ここでは抗力係数を知って平均流速を知る方法について述べる。

等流の場合を考えると、1～2断面間に働く外力は釣合っている(図-5参照)。また1, 2断面の水深は等しい。したがって力の釣合の条件式

$$\sum D + \sum \tau = \rho \cdot g \cdot i \cdot V$$

が成立する。ここに第1項は1～2断面間の杭の抗力の総和、第2項は壁面の摩擦力の総和、 $V$  は1～2断面間の水の体積である。

杭の抗力係数を  $C_D$  とすれば

$$\sum D = (\rho/2) \cdot C_D \cdot N \cdot d \cdot h \cdot v^2 \quad h_g > h \text{ のとき}$$

または

$$\sum D = (\rho/2) \cdot C_D \cdot N \cdot d \cdot h_g \cdot v^2 \quad h > h_g \text{ のとき}$$

ここに  $v$ : 平均流速,  $N$ : 横断方向の杭の個数,  $d$ : 円柱の径,  $h_g$ : 円柱の高さ,  $h$ : 水深である。

この考え方の適用範囲は一般に杭高が水深より大きい場合であるが、杭高が水深より小さい場合でも、その差があまりない場合には、拡張して適用できると考えられるので、上式のとおり  $h_g > h$ ,  $h > h_g$  のそれぞれの領域について示した。

河床面に働く摩擦力は等流のそれとは異なると考えられるが、杭力に対して摩擦力が小さい場合が普通であるので、 $\tau$  として近似的に等流の場合の値を用いてさしつかえないであろう。したがって、

$$\sum \tau = \frac{n^2 \cdot v^2}{R^{4/3}} \cdot \rho \cdot g \cdot R \cdot (B_0 + 2h) \cdot l = \frac{n^2 \cdot v^2}{R^{4/3}} \cdot \rho \cdot g \cdot B_0 \cdot h \cdot l$$

とおくことができる。また

$$\rho \cdot V \cdot i \cdot g = \rho \cdot B_0 \cdot h \left(1 - \frac{\pi \cdot N \cdot d^2}{4 B_0 \cdot l}\right) \cdot l \cdot i \cdot g$$

したがって  $h_g > h$  の場合

$$\frac{1}{2} C_D \cdot F^2 \cdot m \cdot \frac{h}{l} + i_f = i_t$$

ここに

$$F = \frac{v}{\sqrt{gh}}, \quad m = \frac{N \cdot d \cdot h}{B_0 \cdot l}, \quad i_f = \frac{n^2 \cdot v^2}{R^{4/3}}, \quad i_t = i \left(1 - \frac{\pi \cdot N \cdot d^2}{4 B_0 \cdot l}\right)$$

となる。また  $h > h_g$  の場合も同様にして求めることができる。したがって、水制の形状が与えられると、上式により任意の水深に対して流速を求めることができる。

杭型粗度の場合、杭が水中に潜った場合と、水面上に出ている場合とでは相当粗度がかなり異なる。杭が水中に潜った場合においては相当粗度として考えられ、

- 相当粗度と水制の高さとの比はもぐり水深の小さい範囲では水深が増加するにつれて減少するが、もぐり水深がある程度大きくなると水深に無関係に一定値になる傾向がある。
- 相当粗度が一定値になるもぐり水深は水制の間隔によって変化する。水制の間隔が広くなるにつれて早く一定値になる。著者らの実験では相当粗度が一定値になったときの値は  $h_m/h_g = 3$  程度である ( $h_m$  は底から測った水深である)。
- 水制間隔が水制高の 2 倍程度では整列と千鳥の差が現われ、千鳥の場合の相当粗度が同じ間隔の整列の場合よりも多少大きい。しかし間隔が水制高の 5 倍程度になれば整列と千鳥の差はほとんどない。これは孤立粗度になることを示している。
- 縦、横いずれも間隔が狭くなるにつれて相当粗度は大きくなる。

杭が水面上に出た場合については抗力係数の考え方が実際によく適合する。杭の中心間隔が杭の直径の 5 倍以上では抗力係数は円柱 1 本に対する抗力係数と一致する。すなわち杭相互間の干渉は比較的少なく、1 本 1 本の抗力を加算して水制の抗力を求めることができることを示している。

円柱が水中にもぐった場合については、水制の高さまでの平均流速を用いて抗力係数を求めれば、もぐり水深がある程度大きくなれば、抗力係数はほぼ一定値となり、抗力係数の考え方が適用できる。

## 2-5. 水制効果の遷移領域

以上においてのべたように透過水制が比較の数多く河岸に設けられた場合には、水流が相当数の水制中を流下したあとにおいては流れは距離的に変化しなくなり、水制が流れに対して与える抵抗力はそれぞれの水制で等しくなり、流れに対して一様な粗度あるいは抗力として作用する。このような場合には、水制が流速を減少させる割合は水制の規模および流れの水量により決定することができる。

しかし、水制本数が少ない場合、あるいは水制の本数が多くても上述の等流に対する以前においては流速は距離的に変化する。このような領域をここでは流速減少の遷移領域と呼ぶこととする。

この領域の水流の状態を知ることは、流速を水制で減少させる必要のある地点より上流にどの範囲に水制を設置する必要があるかを知る上に重要である。また遷移領域では次第に流速が減少するから、水制の範囲を流れる流量はしだいに減少する。したがって、この範囲の水は水制範囲より河心に流出することになる。この流出量が多いことは、河床が洗掘されることを意味するので、その変化を小さくすることが水制維持上望ましい。また水制の終わった点附近より下流では河心よりの流量の流入があると考えられ、この部分には堆積が期待できるわけである。

実際の河川では水制を必要とする場所は一般に河道が不整な所が多く、これについて理論的に取り扱うのが不便であるので、ここでは一様な矩形断面で底こう配一定の水路中に、高さ、長さおよび間隔が一定な水制を配置した場合の流れについて考察を試みることにするが、条件の複雑な実際の河川の現象を理解する一助となるであろう。

図-6 に示すような幅  $B$  の矩形の水路中に、長さ  $b_2$  の水制群を考える。上流からの一様な流れは断面  $A-A'$  から水制の抵抗を受け、水制領域Ⅱ内の流速は次第に減少し、その分だけ水はⅠの領域に流出する。いまⅠとⅡの領域について、水の運動方程式を考えれば

$$-i_1 + \frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{u_1}{g} \cdot \frac{\partial u_1}{\partial x} + f_1 \frac{u_1^2}{2gh_1} = 0 \quad \text{および} \quad -i_2 + \frac{\partial h_2}{\partial x} + \frac{u_2}{g} \cdot \frac{\partial u_2}{\partial x} + f_2 \frac{u_2^2}{2gh_2} = 0$$

いま、横断方向に水位が等しいとし、 $h_1 = h_2 = h$  が各断面で成り立つものとするれば

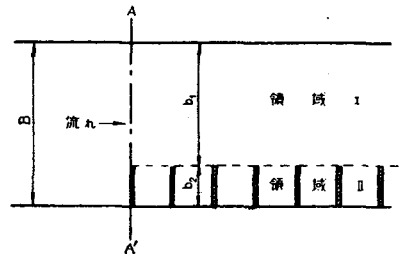


図-6

$$\frac{dh_1}{dx} = \frac{dh_2}{dx} = \frac{dh}{dx}$$

となり、上式は

$$-i_1 + \frac{u_1}{g} \cdot \frac{\partial u_1}{\partial x} + f_1 \frac{u_1^2}{2gh_1} = -i_2 + \frac{u_2}{g} \cdot \frac{\partial u_2}{\partial x} + f_2 \frac{u_2^2}{2gh_2} \quad (1)$$

となり、連続の式は

$$u_1 b_1 + u_2 b_2 = Q/h \quad (2)$$

となる。これらの2式には  $u_1$ ,  $u_2$  および  $h$  が含まれているから、 $h$  の関数形が与えられなければ解くことができない。

基礎運動方程式において  $dh/dx$  が他の項に比して省略できるか否かについて考えてみる。単位幅当りの流量を  $q$  とし、平均流速を  $u$  とすれば

$$uh = q(x)$$

となり、 $x$  について微分すれば

$$u \frac{dh}{dx} + h \frac{du}{dx} = \frac{dq(x)}{dx} \quad (3)$$

となる。この場合、第1項と第2項の大きさを比較してみると、比エネルギーについては

$$h + \frac{u^2}{2g} = C$$

が  $x$  方向に一定とし、 $x$  で微分すれば

$$\frac{dh}{dx} + \frac{u}{g} \frac{du}{dx} = 0 \quad (4)$$

を得る。(3) 式の第1項と第2項の比をとって  $\gamma$  とし (4) 式の関係を用いれば、 $\gamma$  は次のように表わされる。

$$\gamma = \left( u \frac{dh}{dx} \right) / \left( h \frac{du}{dx} \right) = \left( -\frac{u^2}{g} \cdot \frac{du}{dx} \right) / \left( h \frac{du}{dx} \right) = -F^2$$

すなわち Froude 数の2乗であらわされる。したがって  $F < 0.3$  の流れでは  $F^2 < 0.1$  となり、 $h(du/dx)$  の項に比べて  $u(dh/dx)$  の項は小となり、 $x$  方向の  $h$  の変化は無視してよいことがわかる。このような条件下では (2) 式は

$$u_1 b_1 + u_2 b_2 = c \quad (= \text{一定})$$

となる。したがって

$$\begin{aligned} x &= \int \left[ \left( 1 - \frac{b_2^2}{b_1^2} \right) u_2 + \frac{cb_2}{b_1^2} \right] / \left[ \left( \frac{f_1 b_2^2}{2h_1 b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right) u_2^2 - f_1 \frac{cb_2}{h_1 b_1^2} u_2 + f_1 \frac{c^2}{2h_1 b_1^2} - (i_1 - i_2) \right] du_2 + c' \\ &= d \frac{1}{2} \log_e \left( u_2^2 + u_2 p + \frac{p^2}{4} + a^2 \right) + \left( l \frac{dp}{2} \right) \frac{1}{2\sqrt{|a^2|}} \log_e \left| \frac{u_2 - \sqrt{|a^2|}}{u_2 + \sqrt{|a^2|}} \right| + c' \end{aligned} \quad (5)$$

を得る。ただし

$$\begin{aligned} p &= \left( \frac{f_1 cb_2}{h_1 b_1^2} \right) / \left( \frac{f_1 b_2^2}{2h_1 b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right) \\ q &= \left[ \left( \frac{f_1 c^2}{2h_1 b_1^2} \right) - (i_1 - i_2) \right] / \left[ \frac{f_1 b_2^2}{2h_1 b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right] \\ d &= \left( 1 - \frac{b_2^2}{b_1^2} \right) / \left( \frac{f_1 b_2^2}{2h_1 b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right) \\ e &= \left( \frac{cb_2}{b_1^2} \right) / \left( \frac{f_1 b_2^2}{2h_1 b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right) \\ a^2 &= q - (p^2/4) \end{aligned}$$

である。(5) 式において領域 I の河床の状態によって  $f_1$  を定め、水制領域の  $f_2$  を水制の高さ、幅、間隔な

によって与えれば、水制領域での流速減少の分布が計算できる。

この結果を用いて計算を行なってみると、水制の粗度が大きいほど水制域の流速を減少せしめることができ、また粗度が大きいほど一定流速になるまでの距離が短くなることが知られた。当然予想されることではあるが、以上の計算法により、幾分か定量的に考察することができよう。したがって、粗度が大きいほど流速減少の割合( $du/dx$ )は大きい。

また仮定したように横断的に水位が実際にもほとんど変わらないと考えられるので、水制域の流速減少は水制域を流れる水が水制域外に流出することを意味する。したがって  $-(du/dx)$  の値が大きいほど多量の水が水制域より域外に流出することになり、水制群の上流側の水制は洗掘がはなはだしいことの理由である。したがって水制群の上流側の水制はこのような計算により、流速減少が漸次になるように水制粗度を变化させて設置しなければならないことが知られる。

## 2-6. 水制のまわりの洗掘、堆積

水制配置を水制機能を発揮させるように決定するためには前述のような点を考慮しなければならないが、水制の周りの洗掘は水制自体の維持、ひいては水制の効果をも決定する因子であると考えられる。また水制域における堆積は水制附近に洲をつけることを主な目的として設置される水制もあり、その場合には最も重要な因子であるし、また本来の流速を減少させるという目的で設置される水制も、流速の減少、流向の変化などをいっそう効果あらしめるものである。水制の周りの洗掘、堆積を明らかにすることは、水制を設計するのに非常に重要なことと思われる。

しかしながら、これに関する研究は非常に少なく、現在のところ確実に推定することはできない状態にある。研究の成果について簡単に述べる。

Inglis<sup>1)</sup> は砂質河床の河川についていろいろな障害物、すなわち橋脚や、水制頭部などによる洪水時の最大洗

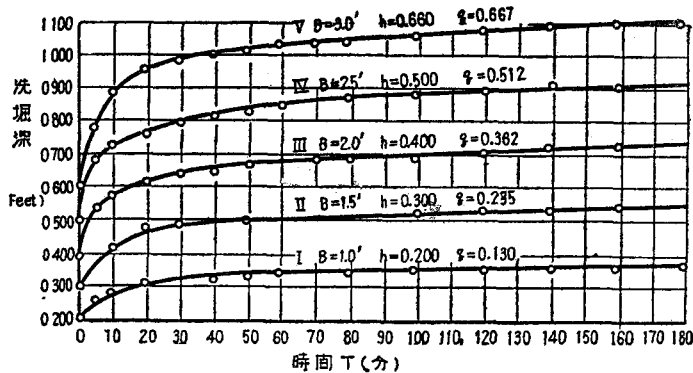


図-7

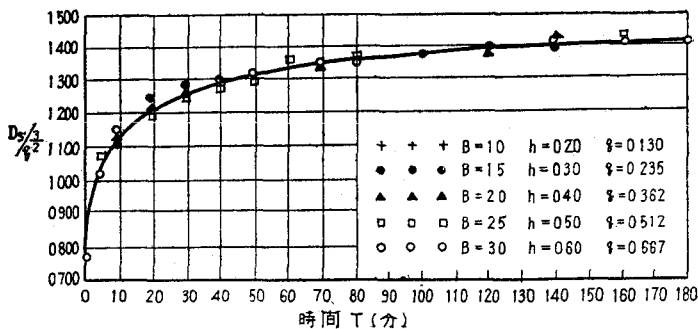


図-8

掘深を観測し、Lacey の bed factor  $F_b$  を導入し整理した結果、最大洗掘深  $D_s$  が流量の1/3乗の関数であることを見出した。また Andru<sup>29</sup> は同じく Lacey の bed factor を用いて、Inglis の資料および他の模型実験の結果などを加えて整理し、次の関係を得ている。

$$D_s F_b^{1/3} \approx 1.8 q^{2/3}$$

ここに  $q$  は単位幅流量である。いま、水路を矩形断面とすれば  $F_b = \frac{v^2}{h} = \frac{Q^2}{B^2 h^3}$  であるから上述の関係は

$$\frac{D_s}{h} \approx 1.8$$

となる。つまり  $D_s/h$  が一定という関係になり、若干不合理のように思われる。

Mushtag Ahmad<sup>30</sup> は水制附近の洗掘量を次元解析により次の関係式にまとめた。

$$\frac{D_s}{q^{2/3}} = \varphi''\left(\theta, \frac{q}{q_{1/2}}\right)$$

ここに  $q_{1/2}$  は水路半幅の流量、 $q$  は単位幅当りの流量、 $B$  は水路幅、 $\theta$  は水制の流向に対する角度である。実験結果より次に示すような関係を得た。

(i) 単位幅当りの流量変化に対する洗掘量

水制長を、川幅の半分とし、川幅を変化し、 $h/B$  が一定になるように水深を変化させて洗掘深の時間的変化を調べ、図-7、8 に示す結果を得た。

(ii) 粒径変化による影響

粒径の変化に対する  $D_s$  の変化を、水制長が河幅の1/3で、平均粒径 (m) が 0.354mm および 0.695mm の2種類について調べ、図-9、10 に示す結果を得た。これより粒径の大きいほど平衡に達するのに時間がかかることが認められるが、最大洗掘深に対する粒径変化の影響は認められない。

(iii) 水制角度による影響

3 ft 幅の直線水路に 1 ft の水制を出し、その角度を変えて実験し、図-11 に示す関係を得た。また  $D_{smax}$  と角度との関係は次式の関係となった。

$$\frac{D_{smax}}{q^{2/3}} = 1.616 - 0.908\left(\frac{\theta}{3}\right)^{6/15}$$

(iv) 最大洗掘深の推定

上述の実験結果から Ahmad は最大洗掘深を表わす式として

$$D_{smax} = K \cdot q^{2/3}$$

とし、 $K$  は水流の集中度、水制角度、流れの角度により決まる常数としている。また Khosla<sup>40</sup> は次式の関係を与えている。

$$D_s = 0.90(q^2/f)^{1/3}$$

ここに  $f$  は Lacey の silt factor で  $f \propto V^2/qR$  であらわされる。

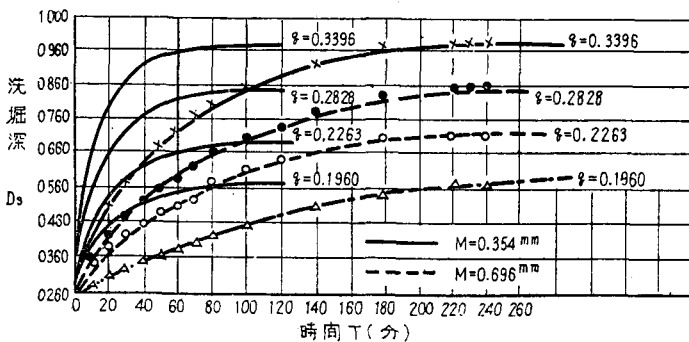


図-9

秋草ら<sup>9)</sup>は水制群の洗掘、堆積に関する実験を行ない次のような結論を得ている。

(1) 水制先端部の洗掘

- (i) 水制群の上流端においては、水制高が高くなれば水制先端部の洗掘深は増大する。
- (ii) 水制群の上流端附近より下流の一様区間においても同じく水制高が高くなるほど洗掘深は増大するが、増加率は水制先端部の場合より少ない。
- (iii) 水制群の上流端の水制の先端部の洗掘は水制間隔の影響をあまり受けない。
- (iv) 水制群の平均先端洗掘深は間隔が大きくなるほど増大するが、上向き水制の場合には逆に減少する。
- (v) 上流端水制の先端の最大洗掘深は水制角度によってあまり影響をうけないが、上向き水制の場合が一般に少ない。
- (vi) 上流端水制の先端の最大洗掘深は流量が増すほど減少する傾向がある。
- (vii) 一様区間については、流量が多いほど洗掘深が大きくなる。
- (viii) 最上流端水制の先端最大洗掘深は  $(D_s + h)/h \approx 1.8$  として求めることができる。

(2) 水制間の洗掘、堆積

- (i) 水制角度が直角および下向の場合は遷移区間の始めは河床低下がいちじるしく、それが次第に減少して次の区間は河床上昇し、それから再び河床は低下するが、それ以後はあまり大きな変化はなく、ほぼ平衡する。これに反し、上向き水制の場合は、最初の区間においても河床低下は非常に少なく、次の区間ではいちじるしい堆積を示し、以後その量は次第に減少する。
- (ii) 水制間の河床変動に対しては間隔の影響はあまり大きくない。
- (iii) 水制の高さを高くすると流速の減少には効果があるが、水制前面の洗掘を増大し、水制間の河床低下が大きくなる。
- (iv) 流量が少なくなると、最初の区間の洗掘量は減少し、他の区間の洗掘深とあまり差がなくなる。

以上の実験によって水制先端部の洗掘ならびに水制間の河床変動について、水制が上流向きの場合に最もよい結果を示すことが明らかにされ、従来経験的にいわれていた水制を上流に向けて設置することの妥当性を裏付ける結果を得ている。

### 3. 床固めの水理

河岸浸食に対しては既に述べた護岸、水制工法により防止あるいは軽減することができる。河床低下に対しては普通床固め工法が用いられる。すなわち、河床低下により護岸あるいは水制も破壊されるので、河床低下を防止しなければならない。この作用は護岸の場合には直接であるので、十分根固めをして防ぎ得る場合にはよいが、防ぎ得ない場合や、費用の多くかかる場合には河床低下防止を考えなければならない。

床固めの水理設計については安定河道の設計とまったく同様に考えて行なえばよいので、水工学シリーズ 64-03 を参照されたい。

一般に床止め工は洪水時に十分効果があらわれるようにする必要がある、このためには洪水時に床止め工上で射流が生ずる程度まで高くする必要があるが、このような高さに床止め工を設ける場合には高水位が相当上昇するので、普通維持しようとする河床高と同程度の高さに床固めを設けることが多い。普通このようにした場合に平水時でも完全に潜っているか、小流量のとき完全越流となるものが多く、洪水時には潜りせきとなり、若干

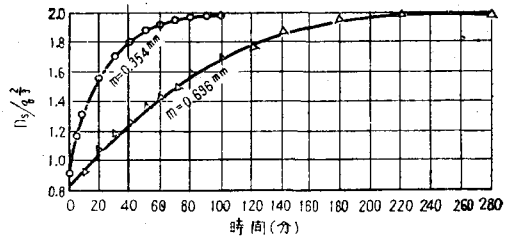
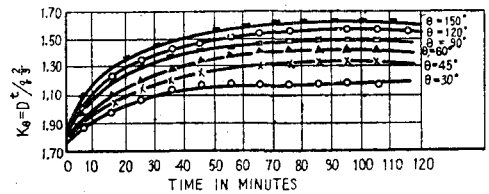


図 - 10



a - Development of scour at spur gate for different values of  $\theta$

図 - 11

の落差が、これにより生じたり、またほとんど落差を生じない場合が多い。流砂量（あるいは掃流力）は洪水時に多い（大きい）から、この時に有効に働かなければならないが、低水時のみ有効に働いて（この時は流砂量は少なく、掃流力も小さい）、高水時にはあまり有効でなくなるものが多いので、床止め工の設計には十分注意することが必要である。

さらに詳細にこの点について述べれば、一般河川では河床および河岸の摩擦による損失を生じながら流れているが、この損失は河床材料および河岸に設けられた護岸、水制等の構造物によって定まる。捷水路を作って河川延長が短くなったり、河幅を狭くして河川の掃流力を増したり、上流からの補給土砂が減少したりした場合には、現存する河床材料に対して平衡する以上の掃流力が働らき、河床低下が生ずるが、これを防止するためには掃流力を減少させることが必要である。このためには河床摩擦、河岸摩擦が大きくなればよいが、河床摩擦は河床材料により定まるので、河床材料の置き換え等によらなければ増加させることはできないし、また河岸摩擦は水制等により可能であるが全水流の摩擦を大きくすることは一般河川ではほとんど期待できない。したがって段落等の構造物による落差を生ぜしめ、射流を生ぜしめ、跳水による損失により、消耗させることが考えられ、この考えが床止め工に相当する。しかし射流を生じない場合には、潜り越流となり、エネルギー損失があまり大きくない上に、構造物の上、下流での乱れが相当大きいので、河床の局部的洗掘を生ずる可能性があり、あまり有利とは考えられない。具体的に例について計算してみると次のようである。

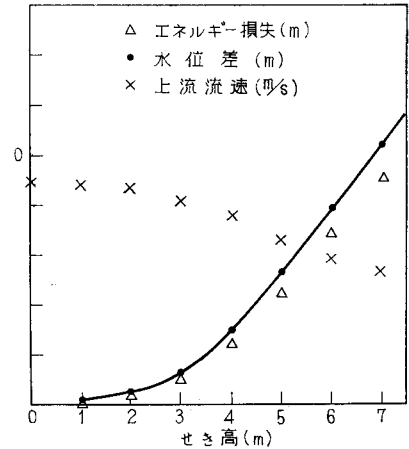


図 - 12

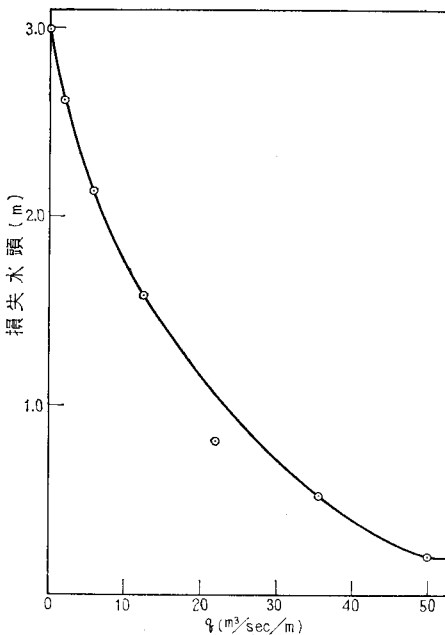


図 - 13

の設計は実際には上流水位をあまり上げたくない場合が多いので、相当むずかしいことが考えられる。各具体的の場合について水理機能を各種の起こり得べき流量に対して計算し、よく検討して設計することが必要であろう。

十分に高い段落ちでは下流側の跳水現象を把握して、河床洗掘に対して安全ようにしなければならないが、段落現象の計算には Rand の公式が比較的便利に使用される。Rand の公式は水理公式集 p. 222 に述べられているので参照されたい。なお跳水についても水理公式集に述べられてある。

### 参 考 文 献

- 1) Blench, T.: Regime behaviour of canals and rivers, Butterworths Scientific Publications, London, 1957
- 2) Andru, P.: Scour at obstructions in non-cohesive beds, Thesis for M.S.C., Univ. of Alberta, 1956
- 3) Ahmad, M.: Experiments on design and behavior of spurdikes, Proc. I.A.H.R., 1953, p. 145
- 4) Khosla, A. N.: Design of weir on permeable foundation, Central Board of Irrigation, India, Publication No. 12, 1936
- 5) 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, 昭36.10.