

護岸・床固めの水理機能

建設省土木研究所河川研究室長

土 屋 昭 彦

1 護岸の水理

1-1 護岸の目的

高水時に堤防や河岸は流水にあらわれ、表面侵食やのり先の洗掘、滲透などにより堤体の侵食や河岸の欠落を生じ、最悪の場合には破堤にいたる。これを防ぐには、堤防附近の流速を減少せしめるか、耐侵食性の構造にする事が必要である。流速減少の方法としては、水制を設けたり高水敷を造成する事が効果的であり、侵食防止のためには護岸工事が行なわれる。

堤体の侵食保護という目的から、一般に護岸は水衝部に設けられるが、樋門・樋管や堰、水門、橋梁などの河川構造物の上下流にもこれらの構造物による乱れの影響をうけて堤体の侵食されるのを防ぐために設けられる。また、複断面水路では、航路維持や田水取水の確保のために低水路を固定することが必要であり、また高水敷を保護するためにも低水護岸を設ける。高水時の堤防保護には高水護岸が設けられる。

どのような場合に護岸を必要とするかは、堤防や河岸の土質やしまり具合、植生の状況と流速によって決定される。粘着土や非粘着土などの許容流速については、Lane^①の実験的研究があり、既に紹介されているのでここではふれないが、よく締った砂質粘土の場合でもその許容流速は最大1.8 mの平均流速であり、一般にわが国の河川では、出水時にあらわれる流速に比べてそれらの許容流速はかなり小さい。このために、湾曲部や水衝部、急流河川などでは護岸を必要とするのが普通である。

1-2 護岸の構造

護岸は次の部分により構成される。

- (1) 法覆工 法面を被覆して流水に対して保護する。
- (2) 法留工 法覆工の法尻に施工し、法覆工の滑落を防ぐ。
- (3) 根固工 法留工の前面に施工し、河床洗掘による法留工の破壊を防ぐ。

これらの工法における基本的な各部の機能構成は、近代的な施工法の導入されている現在に

においても、従来から行なわれている工法に比べて殆んどその変化がないが、最近の工事材料の改良によってその工法も幾分変化してきている。

例えば、法覆工としては、従来多く用いられていた空石張や練石張に代って、コンクリート張やコンクリートブロック積みの使用が盛んであり、ブロック工法には施工性や撓屈性、連結性等に対

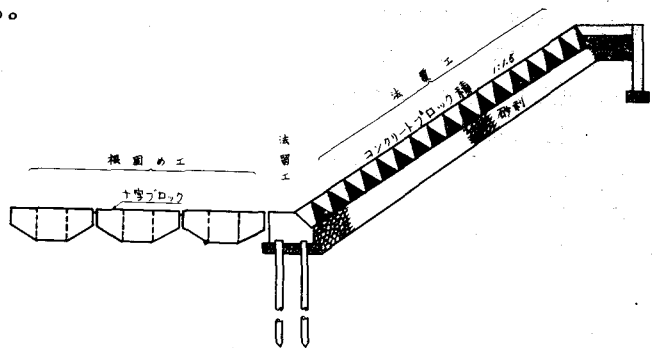


図-1

する改良を加えて何十種類もの特許工法が開発されている。また、法留工には柵工や板柵工、詰杭など木材と石材が用いられていたが、最近では鉄筋コンクリート矢板や鉄矢板及びコンクリートが用いられ、耐用年数と強度の増大を図っている。

根固工についても、粗朶沈床や木工沈床などに代ってコンクリートブロックによる捨石工法が採用されるようになってきており、コンクリートブロックもその形状に工夫を加えて、安定性、施工性の改良されたものが多数使用されている。

1-3 護岸の災害

護岸が破壊される原因には次の様なものが考えられる。

- (1) 前面の局所洗掘による根固工の沈下、法留工の倒壊。
- (2) 吸出し作用をうけて法覆工の積石やブロックの抜け出し。

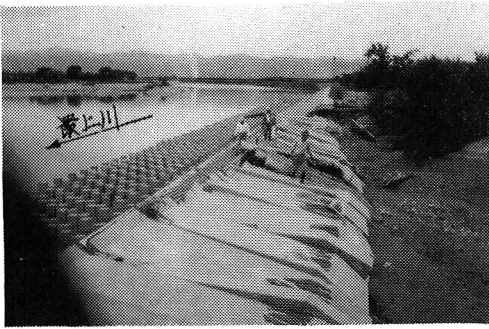


写真-1

最上川四面割護岸被災状況

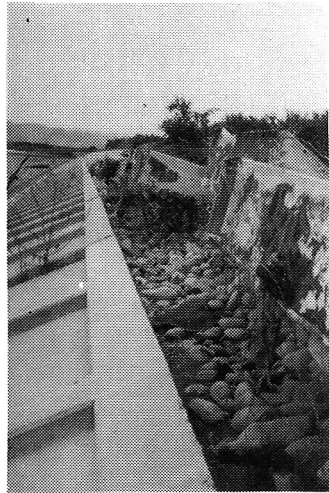


写真-2

四面割護岸被災状況

- (3) 低水護岸などでは法覆工の上側を水が走り洗掘をうけ、裏側の土砂流失による倒壊。
- (4) 高流速のために目地やブロック連結の鉄線が切れ法覆工がめくれる。
- (5) 地震により法留工の沈下、法覆工の倒屈破壊。
- (6) 堤体のすべりによる破壊。
- (7) 河床低下により根固工が沈下し法留工が露出して倒壊。

これらの原因のうち、(1)～(4)の破壊は一般によく見られるものである。写真1及び2は最上川上流の四面割地区の低水護岸が昭和42年8月の出水で被災したもので、護岸天端を越えた水

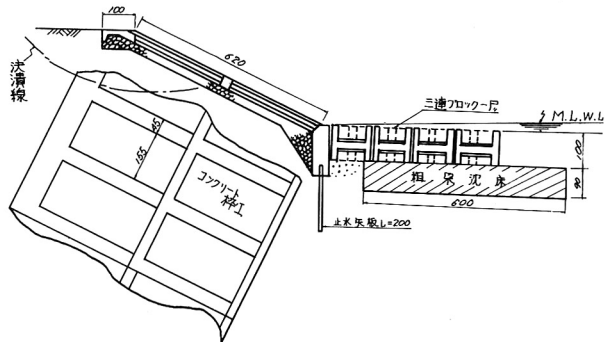


図-2 最上川四面割護岸構造図

が裏側を侵食し、土砂が流出したためにコンクリート床版が折れたもので(3)の原因によるものである。図-2はその構造を示す。彎曲部や水衝部など低水路の平面形状と出水時の流線とが一致しな

い所では、高水敷上の流速が大きいので低水護岸の法肩の附近の高水敷保護を考慮せねばならない。

1-4 護岸前面の洗堀

護岸を施工した場合には、自然河岸等の凹凸が整正されるので水の流れがよくなり、直線水路の場合でも水が集まり護岸前面の洗掘が生じやすい。しかし護岸の施工は、彎曲部や水衝部など水の集中する所を防護するのが主な目的であるから、彎曲部における二次流の成長とそれによる河床変動機構を明らかにし、局所洗掘量を推定することが必要である。現在、水理、水理実験や現地資料の解析等によりこれらの問題点について研究が実施されているが、まだ洗掘機構を量的に把握できるまでには至っていない。ここではその2・3の例について紹介する。

土木研究所で行なわれた側壁が直立の長方形断面彎曲水路における移動床実験の結果^{①②}によれば、彎曲部において洗掘の生ずる位置は、概ね上流側の直線水路の中心線の延長が、彎曲部外岸と交わる点から下流にかけてであり、その範囲は彎曲部末端から川巾の2倍の長さ程度である。図-3にその1例として巾1m、彎曲角 60° 、曲率半径1.5mの水路における洗掘状況を示す。このように、護岸の根入れを深くする必要がある箇所は、水衝部から下流側にかけてである。

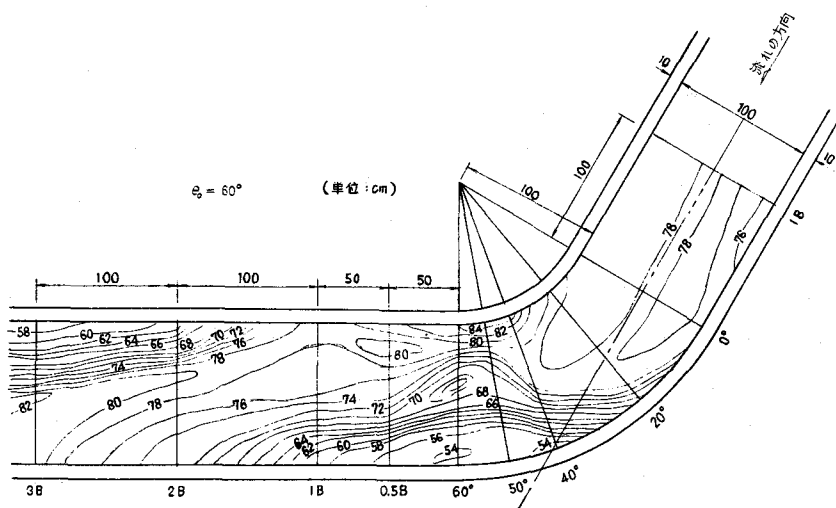


図-3 彎曲部洗掘の実験例

実際河川では彎曲部における洗掘深を調査した例はあまり聞かないが、須賀^③の行った次の様な調査結果は1つの設計資料となるであろう。それは、建設省の技術研究会が中心となって、主要河川での彎曲部での洗掘深を調べるために横断測量を実施したものである。そのうち10河川について、次の様な考えで資料を整理したものである。

(1) 彎曲部の曲率半径

彎曲部が1つの円弧であることは少ないが、これを近似的に1つの円弧とする。各断面の最大深部を結ぶ線を平面図上に書き、これを1つの円弧で近似させ、その曲率半径を R' とする。

(2) 川巾 B

川巾としては堤防巾によって代表させる。

(3) 洗掘率 H_{max} / H_M

横断面図にあらわれている洗掘を生ぜしめた洪水の水位記録があればそれを用いるべきであるが、横断面図と対応する水理資料を得ることが困難であったので、その代りに計画高水位を用いた。計画高水位から最深部までの水深が H_{max} である。また最大洗掘深を生じている断面の平均水深（＝断面積 $/B$ ）を HM として、 H_{max}/HM を洗掘率とした。

(4) 洗掘率を支配する要素

洗掘率と曲率半径の無次元量である R'/B との関係をプロットしてみると図-4の如くなる。図中の点はかなりばらついているが、これらの各点の中には洗掘が十分進んでいないものや、埋め戻されたものなどが混在していると考えられ、したがってこれらの点を包絡する線に意義がある。このように考えて包絡線を引いてみると、

$$\frac{H_{max}}{HM} = -0.18 \frac{R'}{B} + 2.8 \quad (1)$$

のような直線で近似することができる。

以上の様な考え方で、彎曲部の最大洗掘深を推定する上で、図-4は一応の目安を与えることになるが、このような洗掘深を生ぜしめた洪水は一般に中小洪水であり、大洪水のときによく護岸の欠壊などの被害が多発することを考え合わせると、

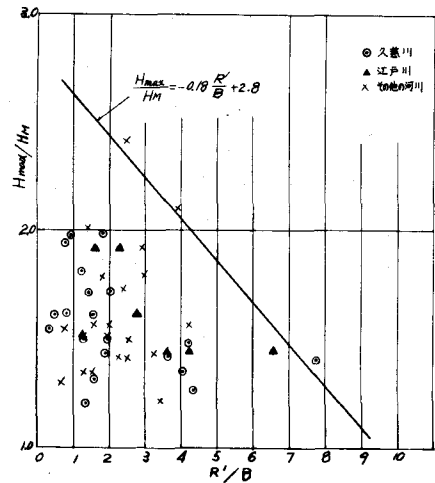


図-4 洗掘率と曲率半径

計画洪水流量規模の出水に対してはこれでも未だ十分ではないと思われる。流速や掃流力、遠心力などの洗掘を支配する力や河床材料などの影響も考慮に入れる事が必要と思われる。そのためには、出水時における最大洗掘深の測定が可能のように、新しい観測法の開発が待たれる。

護岸前面の洗掘は、護岸の法面粗度の影響をうけ、粗度の大きい方が洗掘量を軽減できる。この関係を調べるために土木研究所では彎曲部護岸の粗度を変化させた洗掘実験^⑥を行った。水路は巾1.5m、中心曲率半径3.75mの図-5に示すものを用い、平均粒径0.31mmの比較的均一な砂を敷いて移動床とした。彎曲部外岸側には2割こう配の護岸を設け、さんや波板などを用いて法面粗度を変化させた。実験条件は、流量＝100ℓ/s、河床こう配＝1/3,000、流速＝0.34m/s、Fr＝0.242等である。

護岸表面の粗度は、直線水路において実験し、Einsteinの方法によって求めたもので、表-1に示す如くである。図-5の彎曲部の5断面における通水後2時間30分の河床洗掘状況は、図-6に示す如くで、

記 号	法面粗度の種類・内容	
————	ラワン合板	$n_w = 0.013$
----	サン粗度 $s/k=10$ ($k=1\text{ cm}$)	$n_w = 0.02192$
-----	" $s/k=5$ (")	$n_w = 0.01994$
-----	金網 (2重)	$n_w = 0.0168$
※※※※	波トタン	$n_w = 0.01805$

表-1 法面粗度

法面粗度のもっとも小さいラワン合板の場合が最も洗掘深が大きく、粗度が0.018より大きくなるあまり差がなくなる。実験数が少ないが、これらの結果から、法面粗度と洗掘深との間には十分有

意の関係を認めることができ、洗掘深を軽減するためには、なるべく粗度を大きくした方がよい。

1-5 護岸の粗度係数

法覆工にはコンクリート張工や、ブロック積工などが多く用いられるが、その場合の流水に対する抵抗の見積りは、さん粗度や溝型粗度、いぼ型粗度の算出法を適用することによって計算できる。ここでは足立の方法⁷⁾について紹介する。

図-7に示すように、さん粗度と溝型粗度はその凹凸の長さの差によって区別される。すなわち、 $D/hg \geq 8$ の場合はさん粗度となり、 $D/hg < 8$ の場合は溝型粗度と呼ばれている。

(1) さん粗度

さん粗度については、相当粗度を k_s 、水深を h 、さん粗度の高さを hg とすれば

$$\frac{k_s}{hg} = 30m \left(\frac{h}{hg} \right)^{-\theta} \quad (2)$$

$$\text{ここに } m = 0.79 (D/hg)^{-0.26} \quad (3)$$

$$\theta = 0.02 (D/hg)^{0.8} \quad (4)$$

D : さん粗度の中心間隔

が成立つ。これに、対数分布則を用いれば、Manningの粗度係数 n は次式のように表示される。

$$n = \frac{h^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{g} (6.0 + 5.75 \log \frac{h}{k_s})} \quad (5)$$

従って(2)式より求められた k_s を(5)式に代入すれば n が求まる。

(2) 溝型粗度

溝型の場合には、さん粗度と同様に(2)式が成立つが、 m 及び θ は

$$m = 0.33 (D/b)^{-0.33} \quad (6)$$

$$\theta = 0 \quad (7)$$

の関係となる。これらを(2)式に代入して k_s を求め、(5)式より n を求める。

(3) いぼ型粗度

さん型および溝型の粗度は水路を横切る帯状の突起物であるが、不連続に点状に突出させた構造のものをいぼ型粗度と呼ぶ。足立は、さん型粗度の粗度密度 D/hg に対応して、いぼ型粗度の相対粗度密度として、点状の粗度要素1個がうけもつ水路壁面面積 S と、

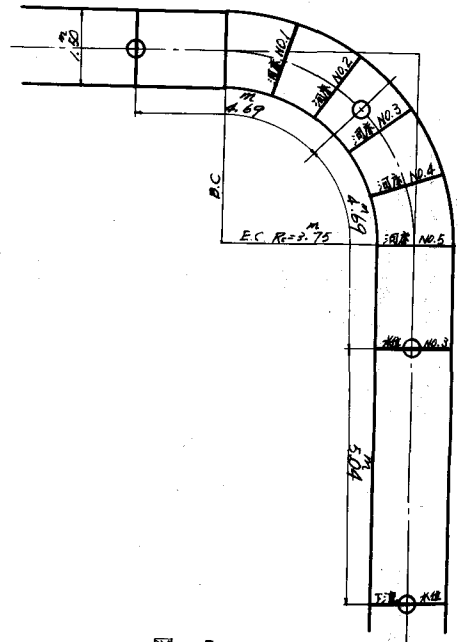


図-5

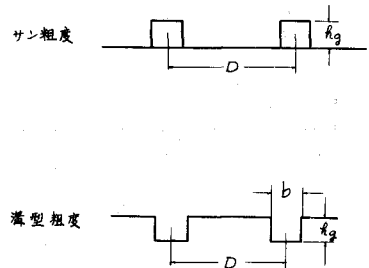


図-7

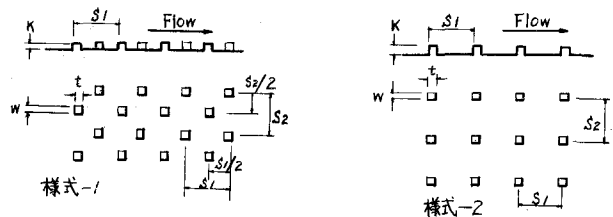


図-8 いぼ型粗度

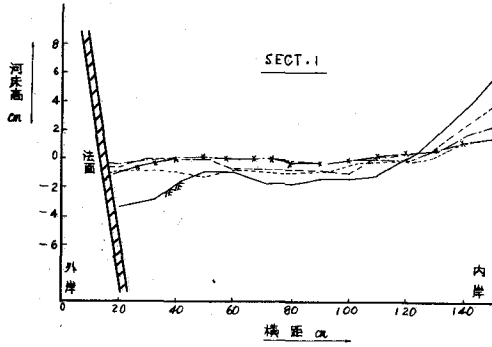


图 - 6. 1

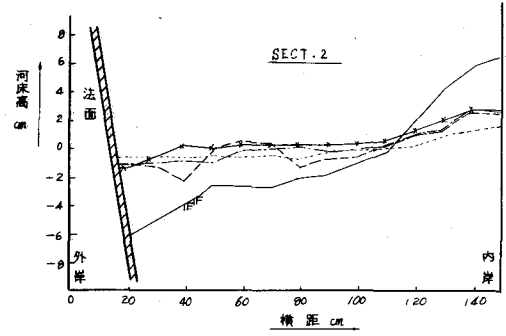


图 - 6. 2

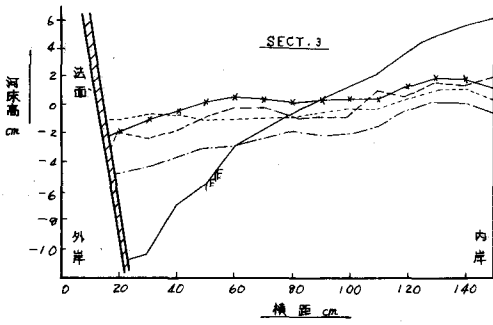


图 - 6. 3

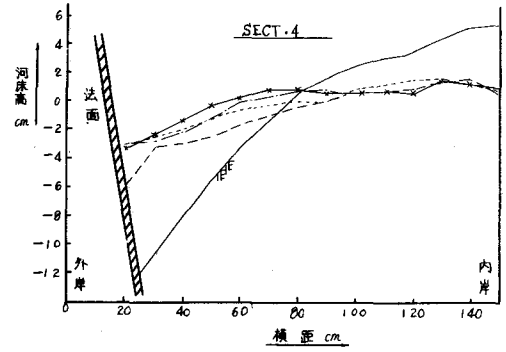


图 - 6. 4

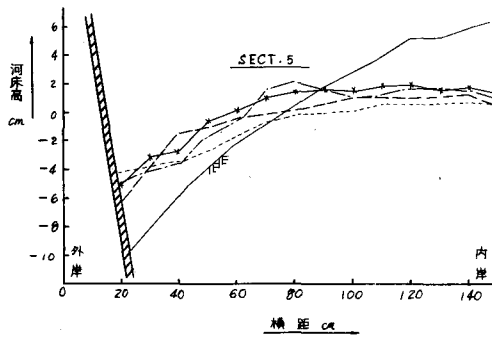


图 - 6. 5

粗度要素の流れに対する投影面積 F との比をとることとした。

この様な考え方で、様式-1の千鳥型配列ではいば1個の支配面積は $S = s_1 \cdot s_2 / 2$ であり、様式-2の配列では $S = s_1 \cdot s_2$ となる。このような S/F を媒介として実験値を整理すると、いば型粗度については(2)式は、

$$\frac{k_s}{hg} = 98.4 \left(\frac{S}{F} \right)^{-0.98} \cdot \left(\frac{h}{hg} \right)^{-0.84} \quad (8)$$

の如くに表わされた。従ってブロックの形状から S/F 及び hg を求め、各点の水深から k_s や n を求めることができる。

粗度の高さを高くすればある程度抵抗を増すことができるが、ある高さ以上になればそれ以上高くしてもあまり効果がない。さん粗度についての実験結果⁸⁾は図-9の如くであり、さんの高さの間隔の比が10附近においてもっとも効率のよい配列となる。なお、この図の k_s/hg の最大値を示す所から右側の領域がさん粗度であり、左側が溝型粗度に対応する。

いば型の様に点状の粗度要素の後流は、線状の粗度要素のそれとは異なり三次元的であるから、いば型粗度の抵抗値が同じ粗度密度のさん型粗度とは一致しない。

この三次元性と二次元性との違いを考慮すると、

$$\left(\text{いば型粗度の相対密度} \frac{S}{F} \right) = \frac{1}{2} \left(\text{相対さん間隔} \frac{D}{hg} \right) \quad (9)$$

の関係が想定される。従っていば型粗度で粗度としての最大効果を期待できる S/F の値はほぼ5程度であろう。

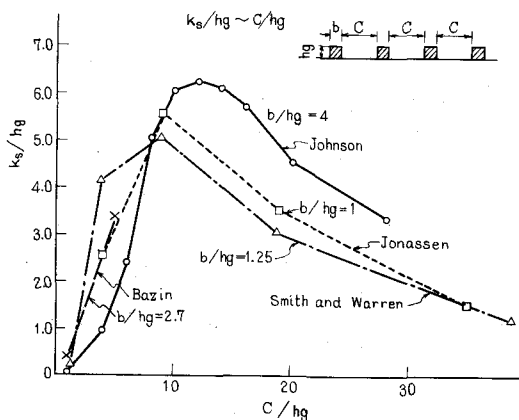


図-9 さん粗度のさん密度と相当粗度

2 床固めの水理

2-1 床固めの目的

床固めは河道の縦横断形状を維持するために設けられる河川構造物であり、その目的には次のようなものがある。

(1) 河床こう配を緩和する。急流河川では土砂の移動が多く、河道の維持が困難なので床固め工を連続的に階段状に設け、河床こう配を緩和して掃流力を低下させるとともに、低水路を固定し河道を安定させる。これは落差工とも呼ばれる。

(2) 河床低下の防止。新しく放水路や捷水路を設けた場合は、一般に河床こう配が急となり河床を低下させる働きがある。また砂防工事やダム等による上流からの供給土砂量の減少や、砂利採取により河床が低下するが、これを防ぐために床固めを用いる。この場合には帯工と呼ばれることもある。

(3) 乱流の防止。低水路を固定するには、護岸が用いられるが、急流河川の場合には掃流力が大きく護岸の維持が困難となるので、複断面形の床固めを用いることが多い。これは流路工の一種である。緩流河川でも、流れを水路中央に導くために、平面形状を円弧状にしたり、床固め工中央部

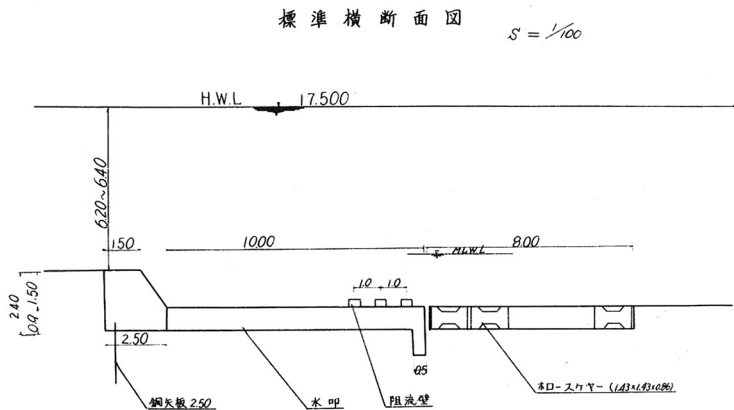
の高さを低くしたりすることがあるが、かえって床固め下流の局部洗掘を助長することもあり、河道の状況や水叩きの構造とも関聯して決めるべきである。

2-2 床固めの構造および問題点

床固めの構造は一般に本体と水叩きからなり、本体にはコンクリート工、練石張り工、方格わく工、沈床工などが用いられるが、強度と耐久性の点から、最近はコンクリート構造物とすることが多い。

本体下流には、沈床方格わく、コンクリートブロックなどの水叩きを設け、又上流側にも同様の構造物を局所洗掘防止として設置することもある。図-10、および写真-3は揖斐川に設置された第7床固めである。この例では本体に高さ1.5mの段落ちを設け、落差工としての機能も若干持たせてある。

床固めの災害には、水叩き部下流での河床洗掘や河床低下のために沈床や枠工が沈下したり、ブロックが流失したりする例が多く、それが更に甚だしい場合には、写真-4に示すように本体も破壊されるに至る。写真-4は揖斐川の支流根尾川の10Km地点にある床固めである。写真-5および6は牧田川にある第18号床固め工が、昭和44年7月の出水でうけた被災状況である。これは水叩き下流部が洗掘をうけ、改良木床の詰石の流出・沈下とともに大型ブロックの下側の土砂が流失して沈下し或は折れたものである。



同上平面図

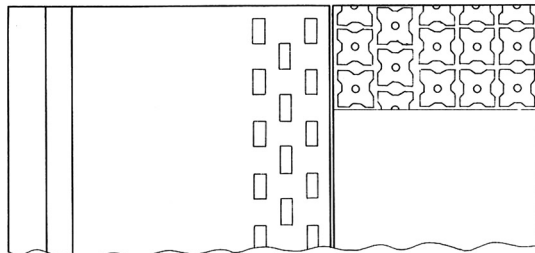


図-10

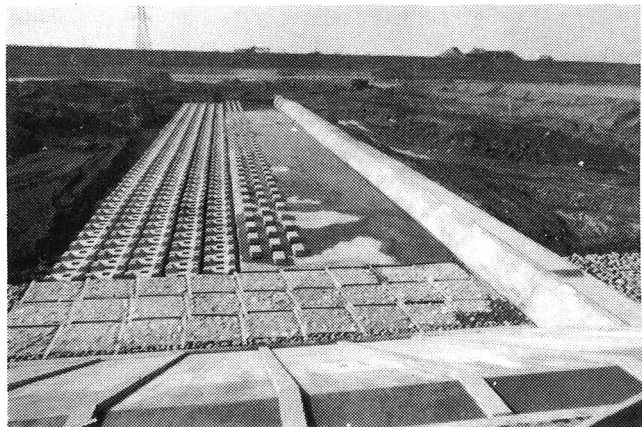


写真-3. 斐川第7床固め

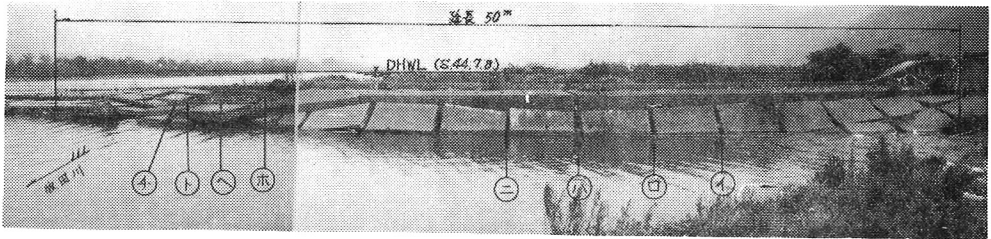
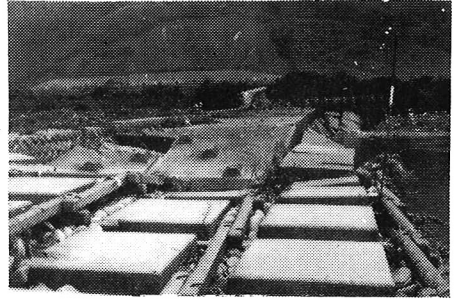
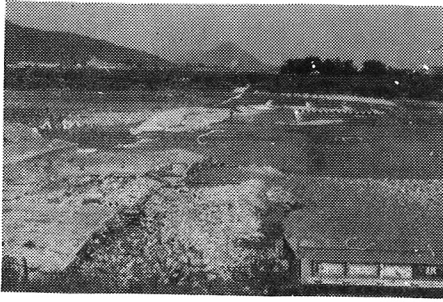


写真-5 牧田川18号床固め

ブロックの下には高さ約4 mの空洞を生じている。

図-11は信濃川の下流に設けられた新信濃川放水路の河床縦断面形である。大河津分水地点から56Km下流が新潟市の旧河口であり、これを10Kmの区間で海に注ぐためにその平均河床こう配は6倍も急に

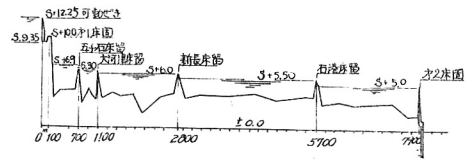


図-11 新信濃川放水路

この工事は明治40年に着工され、大正11年に通水したが、その後河床低下が著るしく昭和2年の出水で分水地点に災害を生じ、そのため河床低下防止を目的として一連の床固めを設けることとし、河口部より1 Kmの地点に図-12に示すような第2床固めが昭和6年に完成した。この床固め計画で

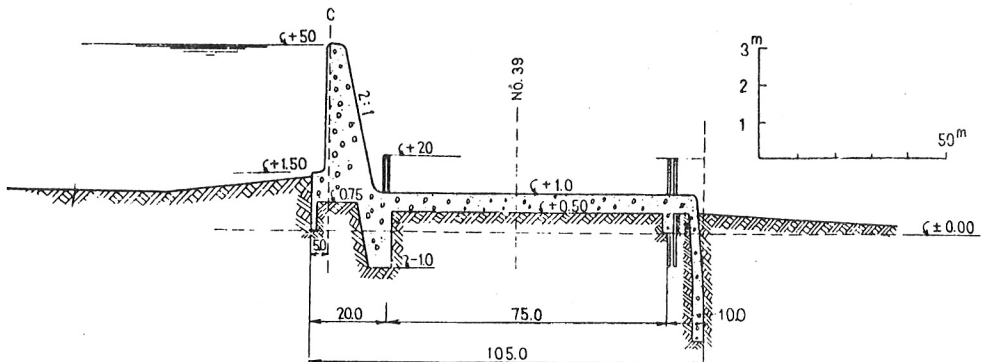


图-12

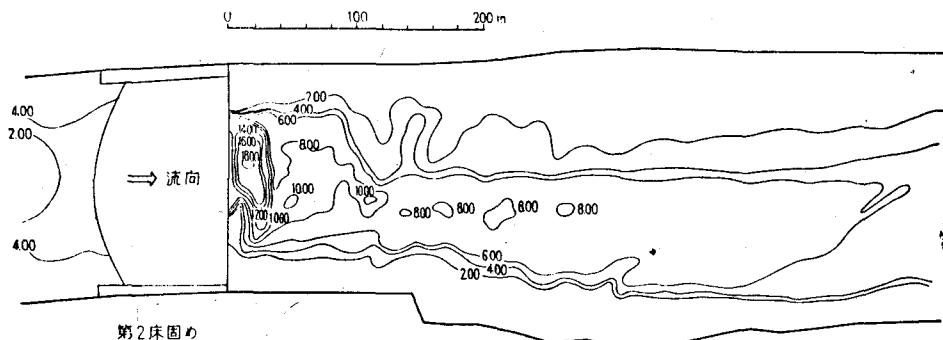


図-13 河床洗掘状況

は、海面から分水地点までの河床高の差約12 mのうち、第2床固め上で4 mの段落ちを設け、それより上流部では7 mの落差である。これはこの放水路を開削した時に、この附近が火成岩で構成された岩山であったために、掘削量を節約して河床がかなり高かったことと、第2床固めが岩盤

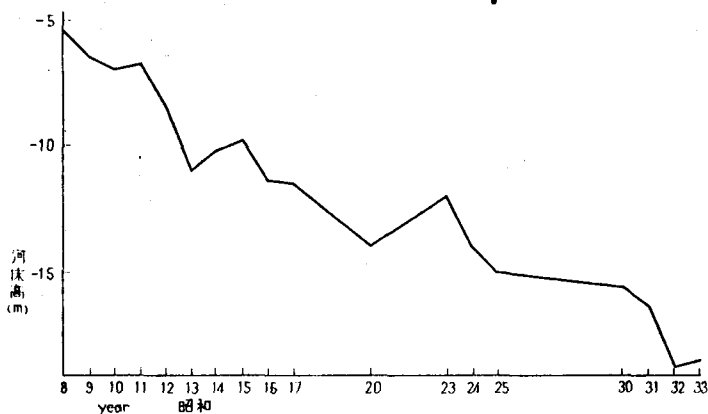


図-14 第二床固め下流河床（最深部）経年変化

上に設けられるために、落差によって生ずるエネルギーに対して、地盤の耐久力が十分であるとの判断によったものと思われる。

第2床固めの平面形状はゆるい円弧状のアーチ（ $R=212.5\text{m}$ ）を画いており、落下した水が水叩き上の中心に集中する構造となっている。第2床固めが完成してから、水叩き直下流の岩盤の洗掘が始まり、その河床低下は図-14に示すように進行し、昭和32年には -18m にも達した。この間には、洗掘防止と床固め本体の安全性確保のため、種々の工法がとられた。例えば鉄骨の枠組みをつくり水中コンクリートによる補強、100 t前後の蛇かごやコンクリートブロックの投入、などであるがいずれも効果がなく、むしろ洗掘を助長させたことも考えられる。現在はこの洗掘もほぼ平衡に達したようで -20m 程度となっているが、本体の安全性確保のために、この下流に副ダムを設け床固め上で発生するエネルギー量を減らして河床を埋め戻す工事を実施中である。

この例は、落差上によるエネルギー量と岩盤の耐久力の見積りを誤ったことによる災害であるが、現在の床固めの設計施工において落差によって生ずるエネルギーの減殺に対して、十分の考慮が払われているかどうかは疑問である。それは従来、床固めが帯工として考えられ、設計されており、落差工としての捉え方がなされていないことに主な原因があると思われる。

流砂量の連続条件が満足されない放水路や捷水路、河巾の局部的な縮小、土砂供給量の減少により河床低下を生じている河道などでは、河床から流砂を補給することにより掃流力を減じて安定に近づこうとし、河床こう配が緩やかになる傾向をもつ。従ってこのような河道に帯工を設けても掃

流力の減少には役立たないから、帯工の下流側の河床低下は進行し、水叩きの沈下や破壊が生ずる。実際に、このような河道では水叩きが引き落され破壊するために、下流に向って水叩きを次第に延長することとなり、水叩き自体が落差工を形成し、しかもその下流の本来水叩きを設けて保護すべき所には何もないために、局所洗掘を生じているような例を屢々見うける。従って、床固めの設計に当っては、流砂量の連続性を考慮した河床縦断形状の設定という観点から捉えていくことが必要である。

図-11の河床縦断を見ると、床固めの上流においても著しい河床低下を生じ、床固めの河床高維持の機能が十分果されていない様に思われる。図-15は牧田川の河床縦断図であり、階段状に床固めが設けられている。床固めの天端高は、平均河床高よりも幾分高くなっているが新信濃川ほどではない。河床こう配は15km附近で約1/200でかなり急こう配である。このように床固めの河床維持としての機能は、河川のこう配や流砂量等によって異なるように見えるが水理学的にはどの様に考えればよいであろうか。

2-3 床固めの水理機能 9)

床固めを設けたことによる影響がその上下流にどのようにあらわれるかは、一般に河道の初期条件や水理条件を与えることにより河床変動計算によって求められる。しかし床固めを設計する場合には、床固めの河床維持としての機能を、河道条件や水理条件と関連して一般的な形で理解することが必要である。そこで、流量、流砂量などが一定の場合の床固めの水理機能について考察してみることにする。流量、流砂量、河床材料、粗度係数、河巾などを一定として与えて河床縦断形状を求めると、河道の平衡理論が適用できる。

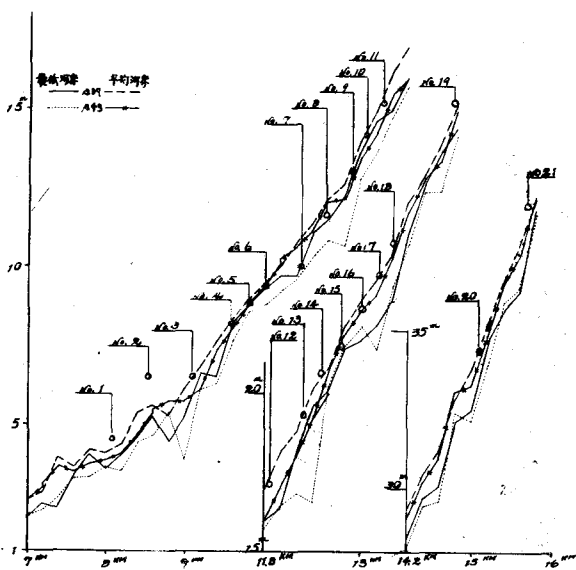


図-15 牧田川河床縦断図

(1) 動的平衡の場合

床固めを設けようとする区間では、流砂の連続条件が満足されずに河床が低下する傾向がある。従って安定な河床形状を考える場合には、上流から供給される流砂量をその区間の設計条件としなければならない。

河道の平衡理論によれば、動的平衡の場合、流砂量公式及び抵抗法則式より河道の平衡水深、および平衡勾配を与えることができる。流砂量公式として佐藤・吉川・芦田公式を用い、抵抗法則にManning式を用いれば平衡こう配 I_0 と平衡水深 h_0 は次式のよう

$$I_0 = \frac{1}{(Qn)^{\frac{6}{7}}} \left[\frac{Q_B (\sigma/\rho - 1)}{g^{\frac{1}{2}} FB^{\frac{1}{10}}} \right]^{\frac{20}{21}} \tag{10}$$

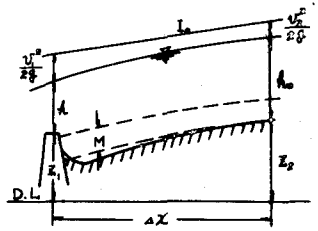


図-16

$$h_0 = \left[\frac{Q^3 n^3 g^{\frac{1}{2}} \varphi F}{B^2 Q_B (\sigma/\rho - 1)} \right]^{\frac{2}{7}} \quad (11)$$

ただし、 Q = 流量、 Q_B = 流砂量、 n = 粗度係数、 B : 河巾、 σ 、 ρ : 砂および水の密度、 g : 重力の加速度、 φ : 0.623 ($n \geq 0.025$) 及び $0.623 (40n)^{-3.5}$ ($n \leq 0.025$)、 F : τ_0/τ_c の関数。

また、浮遊砂も含めた Brown 公式を用いた場合には、

$$I_0 = \left[\frac{0.1 \times B Q T^2 (\sigma/\rho - 1)^4 \cdot d_m}{g Q^3 n^3} \right]^{\frac{2}{7}} \quad (12)$$

$$h_0 = (Q \cdot n)^{\frac{6}{7}} \cdot \left[\frac{0.1 \times g^{\frac{1}{2}}}{B^4 Q T (\sigma/\rho - 1)^2 d_m} \right]^{\frac{6}{35}} \quad (13)$$

ここに、 QT : 全流砂量、 d_m : 平均粒径

すなわち図-16において床固め上流での水深は h_0 で与えられる。これに対して床固め上の水深は、床固めの天端高と下流の水利条件によって決定され、その最大値は h_0 であり最小値は限界水深 h_c である。

いま床固上の水深を h とし($h_0 \geq h \geq h_c$)、 h に対応する上流の河床形状を考える。(11)および(13)式の関係をみて分るように、同一流量に対して水深が減少すれば流砂量が増大するが、床固め上は固定床であるから河床は変動せず、ここでは流れは非平衡である。しかしこの掃流力増大の影響を受け、その上流部では河床が低下し、その水深は h_0 に近づくようになる。床固めによる局部的な背水の影響が無視できる $\triangle x$ 上流地点を考えると、その水深は h_0 である。 $\triangle x$ 区間でのエネルギーこう配は、近似的に I_0 と等しいとして、その地点の河床高 Z_2 は次のように求められる。

i) 河巾が一定の場合

比エネルギーの関係から、 Z_2 は次式で表わせる。

$$Z_2 = Z_1 - (h_0 - h) + \frac{Q^2}{2gB^2} \left(\frac{1}{h^2} - \frac{1}{h_0^2} \right) + I_0 \triangle x \quad (14)$$

床固め上流部の平衡河床を延長した河床線より突出する床固めの高さを M とし($M = I_0 \triangle x + Z_1 - Z_2$)、

$$h = \beta h_0 \quad (0 \leq \beta \leq 1) \quad (15)$$

とにおいて β の値によって床固めの突出高 M の値の変化を調べてみると、(14)、(15)式より、 $Q^2/gB^2 h_0^3 = Fr^2$ として

$$\frac{M}{h_0} = (1 - \beta) - \frac{Fr^2}{2} \left(\frac{1}{\beta^2} - 1 \right) \quad (16)$$

を得る。(16)式の関係を図示すると図-17の如くである。 β のとり得る範囲は $h \geq h_c$ であり、限界水深の定義から

$$h_c = Fr^{\frac{2}{3}} h_0$$

となり、従って β の値は $\beta \geq Fr^{\frac{2}{3}}$ の範囲になければならない。図-17においては β のとり得る範囲は点線より右側の部分である。図-17を見て分るように、床固めの突出高 M は、

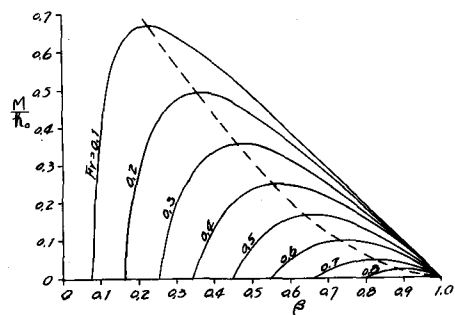


図-17

上流側の流れの Fr 数の小さい程、また床固め上の水深が小さく、限界水深に近い程大きくなり、例えば $Fr=0.2$ の場合には、突出高は最大 h_o の 5 割にも達する。即ち、その様な場合には、床固めの天端高を、計画河床よりも相当高くしておかなければ、所定の河床高が維持できないことになる。

流量、供給流砂量、下流端条件、河床材料、粗度係数等が与えられれば、10式或は図-17によって、与えられた床固め天端高に対応する上流河床高が、また上流河床高が与えられれば、それに対応した床固め天端高を求めることができる。

ii) 床固めの越流巾をせばめた場合

上流の河巾 B_2 に対して床固めの越流巾 B_1 をせばめると、突出高 M を減少させることができる

いま、 $B_1 = r B_2$ ($r \leq 1$) として、上流の河床高 Z_2 を求めると、

$$Z_2 = Z_1 - h_o (1 - \beta) + \frac{Q^2}{2 g h_o^2 B_1^2} \left(\frac{1}{\beta^2 r^2} - 1 \right) + I_o \Delta x \quad (18)$$

となり、前と同様に床固めの突出高 M は、

$$\frac{M}{h_o} = (1 - \beta) - \frac{Fr^2}{2} \left(\frac{1}{\beta^2 r^2} - 1 \right) \quad (19)$$

となる。ここで β のとり得る範囲は、床固め上での水深が限界水深以上であることを考慮して

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{g B_1^2} \right)^{\frac{1}{3}} = Fr^{\frac{2}{3}} h_o \frac{1}{r^{\frac{2}{3}}} \\ \therefore \beta \geq \frac{h_c}{h_o} = \left(\frac{Fr}{r} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (20)$$

となる。19式の関係で、 r の影響をみるために $Fr=0.3$ の場合を求めたのが図-18である。 β の通用範囲は点線より右側の部分となる。図-18を見ると、図-17に比べて同じ Fr 数及び β の値であっても、越流巾をせばめることによって突出高 M の値が減少することが分る。

iii) 床固めと複断面とする場合

図-19に示すような複断面形状の床固めを考える。この場合高水敷上に水がのらない場合には ii) の扱い方になるが、ここでは高水敷上も水が流れる場合とする。上流の河巾を B_2 、床固め地点の河巾を B_1 、高水敷巾を b とし、高水敷と低水路の高さの差を ΔZ とする。

前と同様に、

$$h = \beta h_o, \quad B_1 = r B_2$$

において、 Δx 上流の河床高 Z_2 及び突出高 M は次式により表わされる。

$$Z_2 = Z_1 - h_o (1 - \beta) + \frac{Q^2}{2 g (\beta B_1 h_o - b \Delta Z)^2} - \frac{Q^2}{2 g B_2^2 h_o} + I_o \Delta x$$

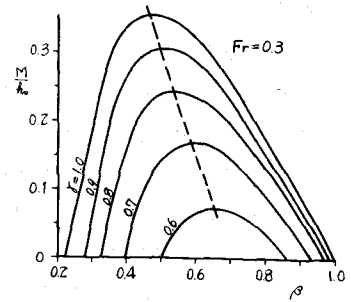


図-18

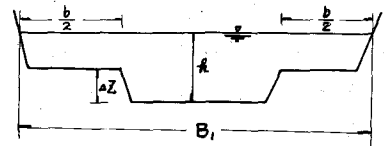


図-19

(21)

$$\frac{M}{h_o} = (1 - \beta) - \frac{F r^2}{2} \left[\frac{1}{\left(\beta r - \frac{b \Delta Z}{B_2 h_o} \right)^2} - 1 \right] \quad (22)$$

この場合にも β のとり得る範囲は $h \geq h_d$ によって与えられる。上流側水路巾 B_2 と床固め上の全巾 B_1 とが等しい場合には、突出高 M の値は、i) と ii) の中間値となる。

(2) 静的平衡の場合

上流からの土砂供給がない場合には、河道にある河床材料が移動できなくなるまで河床が低下し、限界掃流力に達して始めて平衡河床となる。従ってそのような場合には(10)~(13)式の代りに、静的な平衡こう配 I_o' と平衡水深 h_o' として次式を用いばよい。

$$I_o' = \left(\frac{B U_{*c} \frac{10}{3}}{\frac{5}{g^{\frac{1}{3}} Q n}} \right)^{\frac{6}{7}} \quad (23)$$

$$h_o' = \left(\frac{Q^2 n^2 g}{B^2 U_{*c}} \right)^{\frac{3}{7}} \quad (24)$$

ここに、 U_{*c} は河床粒径の限界掃流力である。

静的平衡条件で河道を設計しなければならない場合には、一般に h_o' が動的平衡水深に比べてかなり大きくなるから河床低下量も大きい。そしてその場合の U_{*c} を求めるための粒径としては、一様粒径の場合は問題がないが混合粒径の場合には、そのとり方によってかなり異った結果を与えるので注意せねばならない。低下量の大きい場合にはふるい分け作用によって大粒径のものが河床表面を覆うマーマリング効果が期待できるので最大粒径を用いばよいが、そうでない場合には河床低下量と河床の粒度分布とから判断して求める。

(3) 実験による検討

以上のような考え方に対して、その適合性を調べるために水理実験を行ったが、その結果について簡単に紹介する。実験は、河巾一定の動的平衡の場合についてであり、巾40cm、長さ12mのガラス張り水路で自動給砂装置を用いて行なわれた。使用した河床材料は $d_m = 0.43\text{mm}$ と 1.95mm の2種類で、流量及び流砂量。下流端条件を変えて床固め上流の河床高を測定した。実験結果の1例を図-20に示す。各ケースについて(11)式を用いて h_o を求め、図-17より求めた M と実験値を比較したのが図-21中の白丸である。実験値の方が幾分大きい値を与えている。流砂量公式として $\phi = 0.623$ の代りに5割増しの0.935を用いて計算したのが同図の黒丸でありこの方が適合性がよく、実験水路での流砂量は、佐藤・吉川・芦田公式よりも幾分大き目のようである。

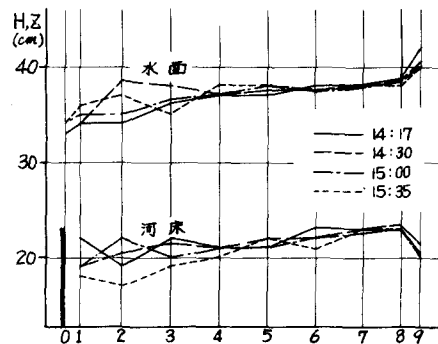


図-20

2-4 床固めの配置計画

河床低下の防止を目的とする床固めを設置しようとする場合には、前にも述べたように、供給流砂量

に見合った動的平衡こう配や、静的平衡こう配を満足するような河道が必要となり、これは結局現在の河床こう配を緩こう配にすることを意味し、従って落差工としての床固めを考えねばならない。大規模落差工により数を減らすか、小規模多数落差工とするかは、工費、及び河床縦断形状に対する制約によって決定される。

床固めの天端高を決めた場合、流量が変化すれば突出高 M も変化し、従って河床が上下することになる。実際には流砂量の連続式を媒介として河床変動が生ずるから、平衡計算で求めたものよりも河床の変化巾は小さくなる筈である。これを厳密に求めるためには河床変動計算を実施しなければならない。

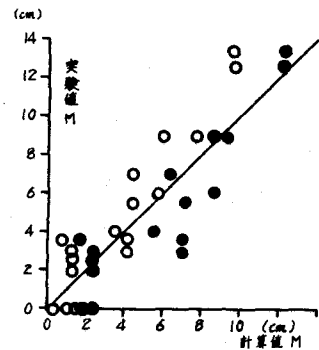


図-21

参 考 文 献

- (1) Lane, E.W.; Progress report on studies on the design of stable channels by Bureau of Reclamation. Proc. ASCE 1953.
- (2) 吉川秀夫：河川工学 p.206
- (3) 須賀堯三：開水路わん曲部河床の安定形状，第9回水理講演会，昭和40年2月
- (4) 須賀堯三：開水路わん曲部河床の安定形状（その2）第10回水理講演会，昭和41年2月
- (5) 須賀堯三：河川のわん曲部における洗掘について，土木技術資料5巻4号 昭和38年4月
- (6) 土屋昭彦，須賀堯三，馬場洋二；利根川移動床模型実験報告書，土木研究所資料第563号，昭和45年3月
- (7) 足立昭平：人工粗度の実験的研究，土木学会論文集，104号，昭和39年4月
- (8) 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，昭和36年10月
- (9) 土屋昭彦：床固めの水理機能，第8回土木研究所研究発表会資料，昭和45年4月
- (10) 土屋昭彦：河道平衡理論に関する2・3の考察，第12回水理講演会講演集，昭和43年2月