

論 說 報 告

第 27 卷 第 11 號 昭和 16 年 11 月

河相論 主として河相と河川工法との關聯性に就ての研究 (其の二)

正會員 安 藝 皎 一*

第 三 節 砂礫の移動

1. 概 説

砂礫河川の河床の動きを注意深く觀察すると、大きな礫の周圍では渦が巻き立てられ、細い砂粒は上下左右に礫の廻りを回轉しつゝ、流下するのが見受けられる。一般に礫の上手からは盛んに細かい砂粒が噴出せられ、之は一部吹き上げられたまゝ流れ去るが、一部は礫の下手に吸ひ込まれ、小さな躍動を續けながら次第に堆積する。此の運動が暫く續けられると礫は多少前方に傾き始めるが、斯くすると周圍の運動は急激に變化して、堆積せられた細粒は流れ去ると共に附近のより大きな砂礫も亦滑動を始め、或は轉動して流れ去る様になる。暫くして又或る一部は停止するが、其處には再び上述の現象が現はれて、之を繰り返しながら砂礫は流下して行く。流速が増大すれば此の現象は更に速になり、遂にはあたかも枯葉の堆積が風に吹き捲かれて、飛散つて行く様な状態が示されるのである。

初め完全な平面に均してあつた河床面は、水深の比較的浅い間は、水流の有する掃流力が所謂其の砂礫に特有な限界掃流力に達しないので、未だ不動の状態であるが、或る水深に達すると水の掃流力は限界掃流力に達し、水の有する勢力が砂礫の抵抗勢力に打勝つて河床砂礫を移動せしめる様になる。著者の試験水路での觀察に依ると比較的細粒の多い試験用砂では河床と水流の平衡の破れた瞬間から河床表面に砂漣を生じ、初めの内は砂漣の高さも 1mm 位のものであるが、水深の増加するに伴ひ、益々此の砂漣は發達、移動して頂と谷との差高は大となる。更に粗粒の多い材料では或る水深に達すると一旦生じた砂漣は此處で消滅し、帯で掃き均らされた如く再び平滑となり、やがて波長 1m にも近い大きな而も高さの低い砂礫の押寄せを生ずる様になつた。又比較的粗粒の多いものでは此の場合砂漣を生ずることなく、初めの内は河床面の稍平滑な儘、表面の粒子が移動するが間もなく前と同様な砂の押寄せを生じた。

著者は富士川筋静岡縣庵原郡松野村及び山梨縣南巨摩郡鰐澤町地先で河床を横斷して大體 16~20m 間隔に木片或はコンクリート塊を 20m 毎に 1.0~1.5m の深さに埋設し、出水期を経て之を検出し、河床の移動深を測定したが、昭和 10 年 9 月の大出水（松野村地先に於ては計畫高水流量の約 70%、鰐澤町地先に於ては約 90% の高水流量を見てゐる）後の結果は圖-21 及び圖-22 に示す通りであつて、此の場合松野村地先に於ては最大水深 8.5m に對し最大移動深さ約 20m に達し、又鰐澤町地先に於ては最大水深 8.5m に對し最大移動深は同様約 20m になつてゐた。出水に際し河床の移動してゐることは多くの報告に見られるところであつて、利根川筋川俣地先（勾配約 0.0004）の一例では最大水深約 3.5m に對し最高 1.5m 迄洗掘せられてゐたと云はれてゐる。

河床砂礫は斯くの如く流水の掃流作用に依つて相當程度の深さ迄移動してゐることは明らかであつて、之に關

* 工學士 内務技師 内務省國土局河川課

しては P. du Boys 或は F. Kreuter 等に依れば河床面に平行に並んだ砂礫の層が假想せられ、之等が流水の掃流作用に依つて順次上部の層から迂り出し、其の速さの差は並んでゐる層の間では互に等しいものと考へられ、圖-23 の如く河床面に直角な層を河床中に想像すれば、夫れは河床の深さの或るところで“く”の字型に折れ曲るが如くに考へられた。

河床の移動してゐることは前述の通りであり、尙 Rhein 河では砂礫の移動は 3m 以上の深さに迄及んでゐることが測定されてゐるし、Mississippi 河の河床は St. Louis 橋では少くとも 1m の深さ迄は移動してゐることが報告されてゐる。斯く考へると河床は du Boys の云ふが如くに動いてゐるものとも考へられるが、併し砂礫粒間の摩擦抵抗は非常に大きなものであり、河床上を流れる水の運動が河床下斯く迄深く及んでゐると思はれぬ。A. Schocklitsch の観測の結果に依ると之は 12.5 cm 幅の試験水路に縦に着色した砂の層を設け、運動状態を観測したのであるが、此の場合層は上の方は破壊されてゐたが、下の部分は垂直の儘残つてゐた。著者の観測の場合にも河床は層になつて流れるのではなく、上部にあるものから流れ去つて次第に運動は深い層に達するものであることが認められた。砂礫粒は渦の發生に依るか又は流水に直射せられて捲き上げられ、其の結果押し流されるのであつて、之が其の程度に應じて相當の深さに迄達するものと考へられる。

斯くの如くにして流送される砂礫は更に砂洲の形をとつて流下するものであり、砂

洲の移動を見ると、之は其の上流側では緩勾配をとるが、下流側では急勾配、大體に於て水中に於ける砂礫の安息角に近い値をとつてゐる。上流側の緩勾配を轉動する砂礫は砂洲の頭部に至つて、其の下流側に起る水平軸を持つ渦に依つて壓へられ次第に堆積し、此の量が増して下流側の勾配が漸時急になると最早之を保持することが困難となり、崩れ落ちて頭部を低め、砂洲として前進する。此の場合砂洲の移動に依つて深みを生じたものが、更

圖-21.

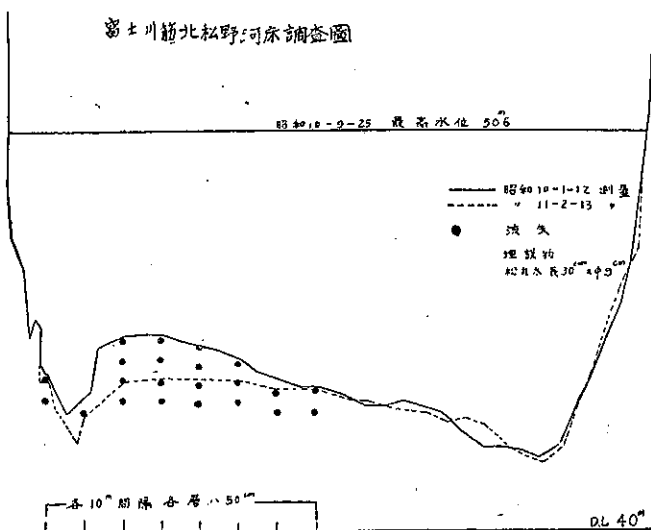
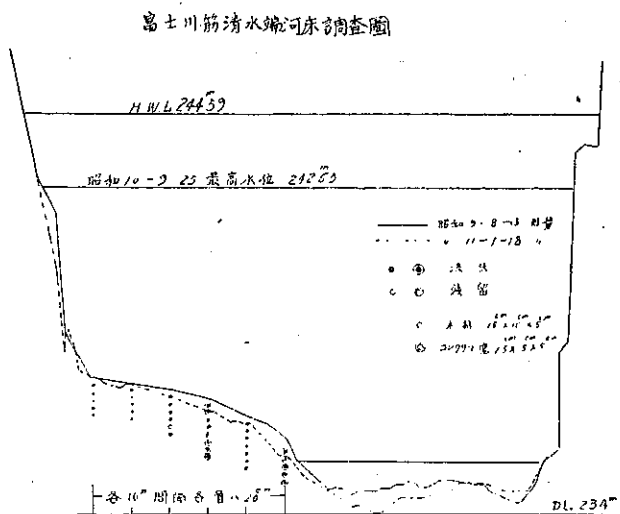


圖-22.



に其の前進に依つて砂礫の堆積を見、之が見掛けの砂礫の移動深さとして観測されることがある。

河川の彎曲部には著しい河床の洗掘作用が見られるが、之は此の部分に於ける偏流に依る河床附近の著しい渦に起因するものであつて、整狀なる區域に於ける洗掘とは多少原因を異にする。

圖-23.

2. 試験水路に於ける砂礫移動状態の観測

第一章第四節 3 に述べた著者の試験水路に於て観測された砂礫移動状態を次に詳述する。

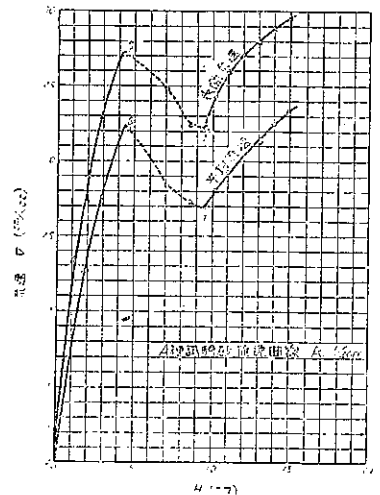


(1) A 種試験用砂

A 種試験用砂は河床勾配 1/400, 1/600, 1/1000, 1/2000, 1/5000, 1/10000 の 6 種に於て試験を行つたのであるが、勾配の急になるに連れて河床の平衡の破れる水準は小となり、其の後の状態も相對的に漸變してゐるに過ぎないので、此の内の一例として 1/2000 の場合に就て述べる。本試験では既に述べた様に河床勾配と水面勾配とは常に之を平行に保ちつゝ水深を増加せしめた。

圖-24 は水深と流速との關係を示す。O から S に至る迄は河床の砂粒は全く不動であつて、流水は最初的水深 1.14 cm から渦流であつた。水深を漸時増加して點 S になると漸く砂粒は微動を開始し、水路面全般に互つて處々少しづつ極く低い砂漣を生じ始めた。一度砂漣を生ずると水流は刻々と部分的に不整となり、砂漣の直下流部には渦動を生じ、又砂漣の頂を越えた水は砂漣の谷に衝突して益々谷を深く掘り、掘られた砂粒は一部は次の砂漣の方に又一部は前の砂漣直下流の渦動の中に巻き込まれて掃き流される。此の場合の水流は大體圖-25 の如くである。

圖-24.



砂漣を生じ始めてから圖-25 の如き完全な砂漣に發達する迄は砂漣の發達に伴ひ急激に水流への抵抗が増加するために流量を一定として置いても水深は刻々増加し、水面及び水面勾配の動揺が甚しい。之は圖-24 に於ける S から T 迄の區間に相當する。點 T に至つて砂漣が充分に發達し切ると水面の動揺は稍々静まり、砂粒の動きも比較的に少くなる。此の後は漸時砂礫が下流に移動するのみで水流は稍々安定の状態となる。

S T の區間に於ては砂漣が發達の途次に在るので、砂粒の移動も極めて著しく、水深がどんどん變化するため、河床勾配と水面勾配とを平行に保つことは殆んど不可能であつたが、T に於て砂漣發達の終結するや再び上記兩勾配を平行に保ちつゝ水深を増加せしめることが出来た。

圖-25.



此の場合の Chézy 公式の流速係數 c_1 及び Manning 公式の c_2 とは各水深に就て計算すれば圖-26 の如くである。之に依れば河床に砂漣の生じない内は平均の流速係數は Manning 公式に依つて $c_2=82$ であり、 $c \doteq h$ として Kutter 公式の粗度係數 n に換算してみれば $n=0.012$ となり、モルタル面と同程度である。然るに砂漣の生ずるに及んで水流は著しく阻害され、 $c_2=42$ 位となる。之を前同様 Kutter 公式の n に換算すると $n \doteq 0.024$ となり、自然河川の夫れに餘程近づいてゐる。此の實驗に使用した水路はガラス張りであり、河床のもつ粗度との間に差異があるので、此の側面の影響を除いて河床のみの有效粗度を考へる

と次の如くである。圖-27 に於て矩形水路の底幅を B とし、水深を H とする。又河床の粗度係数を n_b とし、側壁の粗度係数を n_s 、潤邊の粗度を一樣なものと考えた時の粗度係数即ち等値粗度係数を n_e とすれば、之は各々異なる粗度係数を持つ夫々の潤邊を輕重率として計算される。

今流速公式として指數公式を用ひ

$$v = \frac{1}{\eta} R^\alpha \beta$$

とすれば

n_e = 等値粗度係數

$$= \left[\frac{H n_s^\alpha + B n_b^\alpha + H n_s^\alpha}{2H + B} \right]^\alpha$$

$$= \frac{H n_s + B n_b + H n_s}{2H + B}$$

故に

$$n_b = n_e + \frac{2H}{B} (n_e - n_s) \dots \dots \dots (46)$$

之に依つて勾配 1/2000 に對する河床の粗度係數 n_b を計算すると次の如くなる。但し側壁はガラスであるので $n_s = 0.011$ とした。

之に依れば n_b と n_e とは水深の小なる間は殆んど差がないが、大となると相當の差を生じ、最大差 0.0034 に達してゐる。又此の計算に依つては側壁の影響が除かれるので、水深の變化に對し n_e -曲線が略々一定となつて來てゐる。

(2) B 種試驗用砂

B 種試驗用砂に就ては勾配を 1/300, 1/400, 1/600, 1/800, 1/1000 及び 1/2000 の 6 種として試験を行つたのであるが、此の場合代表として 1/800 の場合に就て説明する。

此の場合の流速曲線は圖-28 の如く、大體に於て A 種試驗用砂に於ける結果と略々相似なものを得たが、此の兩者に於て異なるところは圖中點 T 以下に在り、又 G なる特殊の點の現はれたことである。

先づ水面勾配を河床勾配に並行に保ちつゝ水深を増加して行くと、點 S 迄は前の場合と同様に河床砂礫は全然靜止の状態に在つて、従つて觀測も可成り正確であり、夫れに依つて得られた平均流速曲線は圖-28 の如く上に凸である拋物線をなしてゐる。併し S に相當する水深(約 6cm)になると、水の持つ勢力は砂礫の摩擦抵抗又は迴轉抵抗の勢力に打勝つて、先づ細粒から砂礫を移動せしめることになる。此の試験用砂では後述の C 種試験用砂に比して細粒が比較的多いので、點 S 附近では先づ細粒が動き出し、之は初めの中は轉動に近い浮游運動をするが段々と時間の經つに連れて激しい浮游運動となる。細粒が十分に浮游運搬されると中粒以上の粒子が直接水流に曝される様になり、遂に中粒子を其の底部に交へるものもなくなつて轉動し始める。此の状態で此の場合は最大粒徑 2.5 mm のものまで動かされた。斯くして先づ河床に小さい不陸を生ずると細粒子は浮游の状態で運ばれるに反し、中粒以上のものは轉動しつゝ不陸の頂上を越え、谷に至つて沈澱してしまふ。斯くて其の不陸は段々高さを増し、立派な砂漣となつて漸時移動しつゝ發達する。

此の時の水流は圖-29 に見る如く、砂漣の背面を這ひ上り、次第に速度を増加して頂上 A を乗り越えつ頃にな

圖-26.

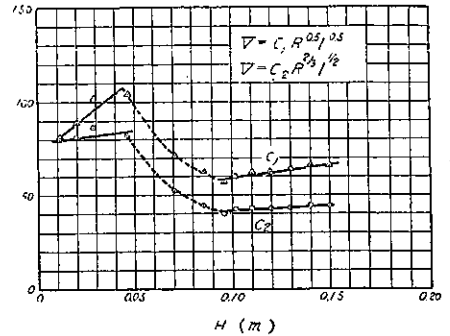
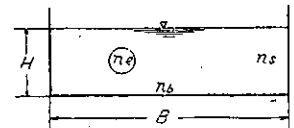


圖-27.



つては流速は最高に達する。之が BO なる谷に勢よく落込むと、此の落込んだ水流は一部は OC の方へ向きを換へて流れ、一部は OB の方に逆向に流れて茲に水平軸を持つ渦となる。此の渦は益々谷を掘り返して深くなり、其のために水中に浮んだ砂粒は上部水流のために直ちに O の方に運ばれてしまふ。頂上に運ばれて來た砂粒は細粒のものは浮游の状態に在るため引續き水流に依つて運搬されるが、中粒以上のものは浮游しがたいため砂澱の頂上から谷に向つて轉落する。夫れ故 AB なる傾斜面は砂礫粒の安息角に等しいものとなり、其の谷及び山の基部に比較的粗な粒子が集り、山の表面には比較的小さい粒子が集積せられる。圖-29 の (a) では AB 面と水流の落下衝突に依り生ずる渦流の掘る穴の面とは連続的につながつてゐるが、中には (b) の如く兩替の面が別々になつて居り、C なる段のついてゐる場合も尠くない。

S に於て砂澱が出来始めてからは、其の時の流量又は水深に適合する高さ及び長さの砂澱に發達しようとする傾向があるために河床の移動甚しく、従つて河床の抵抗が著しく變化するために水深が急に増加し、水面の動搖激しく、流量を其の儘に保持して置いても時間的に水深に變化を來すため觀測は極めて困難となる。通常は斯る水深 S になると流量を其の儘に保つて砂澱の發達を作り、或る平衡状態 T となる迄水面勾配を一定に保たせつゝ水路は流れるに委す事としたが、試みに此の S-T 間に於ける状態を詳しく知るために勾配 1/1000 の場合に就て時間的に水流の變化を觀測して見たところ、圖-30 の如くであつた。此の際流量を S に於ける儘に保ち、水路末端の水位調節堰で水面勾配を 1/1000 に保つたのであるが、之に依ると途中の觀測日數及び個々の觀測に要した時間にも依るが大體に於て砂澱の出來始めから 1 時間内外で落着いてゐる。

漸くして十分に發達した砂澱は圖-31 に示す如くであつて、之から粗粒及び細粒の分布状態を大體に於て窺ふことが出来る。

T に相當する水流 (此處では約 8 cm) から暫くの間は——此の場合は水深 12.5 cm 位迄——河床の砂澱は絶えず移動し

圖-28.

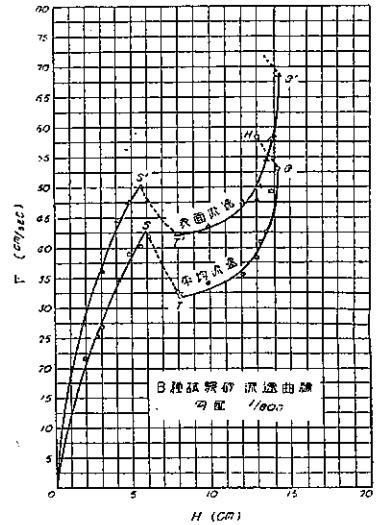


圖-29.

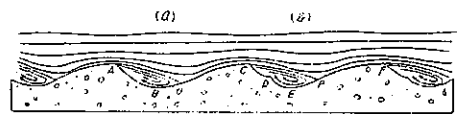


圖-31.

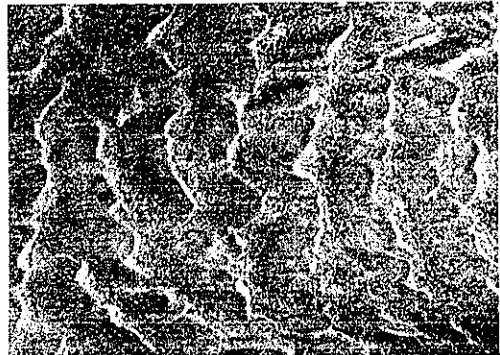


圖-30.

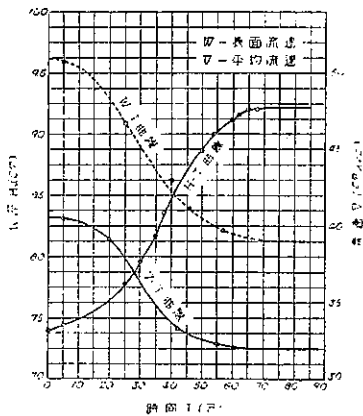
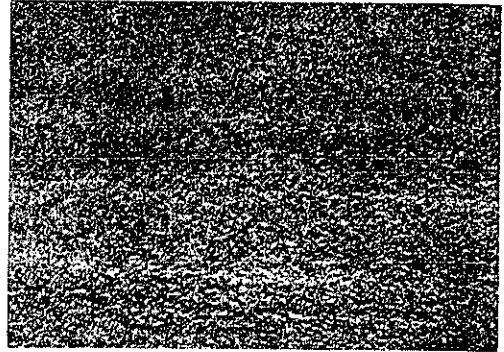


表-6. 粗度係表

H	C_2	n_c	n_s	$\frac{2H}{B}(n_c - n_s)$	n_s
1.14	79.76	0.0125	0.0110	0.0000	0.0125
1.95	80.14	0.0125	"	0.0001	0.0126
2.91	86.32	0.0116	"	0.0000	0.0116
4.60	82.00	0.0122	"	0.0001	0.0123
7.13	52.38	0.0191	"	0.0012	0.0203
8.55	44.31	0.0236	"	0.0020	0.0246
9.60	40.16	0.0249	"	0.0027	0.0276
10.19	42.10	0.0238	"	0.0026	0.0264
11.01	42.82	0.0234	"	0.0027	0.0261
12.02	42.51	0.0236	"	1.0030	0.0266
13.10	43.06	0.0232	"	0.0032	0.0264
13.98	44.12	0.0227	"	0.0033	0.0260
13.05	43.93	0.0228	"	0.0035	0.0260

つゝも稍平衡の状態に在るが、其の後水深の増加するに伴ひ徐々に砂の移動は激しさを増し、砂礫粒の抵抗の勢力よりも水流の勢力の方が勝つて來るため流速は加速度的に速くなり——従つて此の時の流速曲線は上方に向つて凹となる——Gに至つて其の極に達し、砂漣の山は水流のため崩れ始め、Hになつて遂に河床面は恰も箒で掃いたかの如くに平滑となる。此の時の状態は圖-32の如く、砂礫粒は枯葉の堆積が風に吹き飛ばされるが如くであつて、比較的大粒のものは目まぐるしく河床を轉動し去る。

圖-32.



GからHへの變化の際には水流の變動激しく、之は丁度前述のSからTへの變化の逆とも考へられる。

河床の變化の著しいために水深並に水面の變動著しく、視測困難なために前のS-Tの場合と同様河床従つて水面に落着きを見る迄流量はGに於ける儘とし、水位調節堰に依つて常に水面勾配を出来るだけ規定の勾配に保たしめた。従つて流速曲線を描けば點Hで水深が減り而して流速が増してゐるのである。此の後は砂粒の動きは、砂漣の代りに著しく波長(波長と呼び得れば)の長い洲の状態を漸時下流に移動する。之は圖-33の如く非常に平坦なもので、洲の上面を轉動した粒子は洲の終つた所で崩れ落ち、水中の安息面を形作る。圖中ABの間隔は大體に於て規則的になつて居り、勾配及び材料に依つて異なるのは當然であるが、凡そ50~130cm位であつた。

Manning公式のCを調べると、圖-28の流速曲線からも推察される様に水深S以下の場合とT以上の場合とは大なる相異を生じてゐる。Cと水深Hとの關係を示すと圖-34の如く、A-S間は河床の靜止状態に在る區間に相當し、Cの値は略々一定して居り、平均約S4であつてモルタル面位の抵抗しかない。Sに於て砂漣が生じ始めると河床の抵抗は俄然増加して砂漣の發達し終る頃にはC=52位迄となつた。TからV迄はC曲

Manning公式のCを調べると、圖-28の流速曲線からも推察される様に水深S以下の場合とT以上の場合とは大なる相異を生じてゐる。Cと水深Hとの關係を示すと圖-34の如く、A-S間は河床の靜止状態に在る區間に相當し、Cの値は略々一定して居り、平均約S4であつてモルタル面位の抵抗しかない。Sに於て砂漣が生じ始めると河床の抵抗は俄然増加して砂漣の發達し終る頃にはC=52位迄となつた。TからV迄はC曲

圖-33.



圖-34.

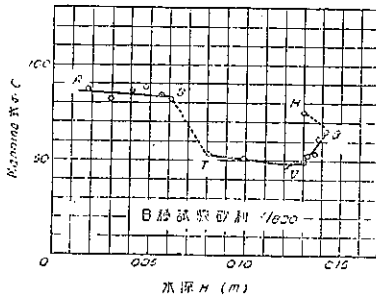
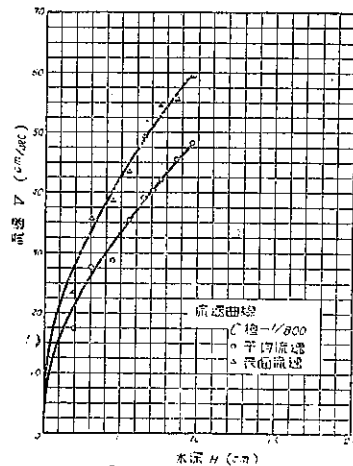


圖-35.



線は水深に對し少々一定な直線となし、Vに至つて又急に V が増加してゐる。之に依つて T から V 迄の間は水深を徐々に増加して行つても發達し終へた砂澁は少々平衡の状態に在るものと考へられる。然るに水深 V の附近から砂粒の抵抗力が水流の掃流力に負け始め、河床近くの水流は溜んだ砂を其の儘に容易く浮游状態で持ち去る傾向を示し、従つて水流全體として砂澁の凹凸に影響されることが少くなる傾向を示してゐる。G に至つて此の傾向が十分大となれば最早や砂澁は其の山を持ち保ててゐることが困難となり遂に崩れ始める。此の潰れ終つた點が H である。

(3) C 種試験用砂

C 種試験用砂の場合には河床勾配を 1/300, 1/600, 1/800, 1/1000 及び 1/2000 の 5 種類として試験を行つた。此の種の如き混合割合の砂澁の實は極めて稀であらうが、篩分曲線の曲率の小さい混合割合のものゝ極限として試験を行つたのである。

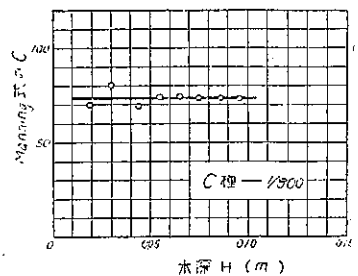
河床勾配 1/800 の場合に就て其の移動状態を述べれば次の如くである。

此の場合は砂粒の掃流運搬される状態は前の場合とは全く異り、流速曲線は圖-35 に示す如く、普通の平滑な曲線となつたのである。實驗をする前に鍔で所定の勾配 1/800 に均し、水面勾配を河床勾配に平行に保ちながら水深を増して行つたのであるが、混合割合に粗雜が多いので河床は動きにくく、B 種の場合には水深 5.5 cm 位から細粒が動き出したのに反し、C 種の場合には 6 cm を越えても尙動かず、6.5 cm から徐々に細粒の動くのを見た。観測中次第に細粒の移動が目立つて來たが、次の観測水深 7.54 cm の時には最早や大粒のものも移動を始めて居り、其の後水深の増加するに連れて、只細粒の運動の入交るのみで B 種の場合の如き砂澁は起きないでしまつた。

河床の砂の動かされた際は砂澁が出来ないために初めから B 種の場合の砂澁の掃き潰された後の状態と殆んど一致してゐる。

此の場合河床の移動状態は従つて流速曲線に於ても急激な變化がなく、孰れの水深から河床が動き出したかを判断するのに多少困難を感じる程であつた。

圖-36.



Manning 公式の C 曲線も圖-36 に示す如く概ね水平な直線となり、凡そ $C=75$ となつてゐた。

3. 河床の移動と流況

前小節に於て 3 種類の試験用砂に就き砂礫の移動状況を説明したが、本試験に於ける各種試験用砂の各勾配に就ての観測表を示すと次の通りである。

(1) A 種試験用砂

(i) 勾配 1/600 (表-7 A 種-1/600)

表-7. A 種 1/600

観測 番 號	水 深	堰水頭	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等値粗 度係數	備 考
	$H(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	Q (cm^3/sec)	$\Delta(\text{cm}^2)$	V (cm/sec)	W (cm/sec)	$S(\text{cm})$	$R(\text{cm})$	C	N_c	
1	1.10	1.17	2 290	110	20.8	24.7	102.20	1.08	104.59	0.0096	移動開始 砂澁發達終了
2	2.00	1.27	2 589	200	12.9	15.9	104.00	1.92	44.18	0.0221	
3	3.02	1.94	4 889	302	16.2	20.7	106.04	2.85	42.52	0.0235	
4	4.20	2.56	7 410	420	17.6	24.4	108.40	3.87	37.75	0.0264	
5	5.25	3.43	11 493	525	21.9	28.2	110.50	4.75	40.88	0.0245	
6	6.20	4.02	14 532	620	23.5	30.8	113.40	5.52	39.76	0.0252	
7	7.22	4.72	18 552	722	25.7	33.2	114.44	6.31	39.71	0.0252	
8	8.30	5.44	22 955	830	27.7	36.4	116.60	7.12	39.44	0.0253	
9	9.10	5.98	26 457	910	29.1	39.2	118.20	7.70	40.53	0.0246	
10	10.08	6.70	31 376	1 008	31.1	42.0	120.16	8.39	39.79	0.0251	
11	11.16	7.46	36 863	1 116	33.0	44.0	122.32	9.12	39.92	0.0250	
12	12.00	8.05	41 322	1 100	34.4	45.6	124.00	9.68	40.02	0.0250	

(ii) 勾配 1/1 000 (表-8 A 種-1/1 000)

表-8. A 種-10/10 000

観測 番 號	水 深	堰水頭	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等値粗 度係數	備 考
	$H(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	Q (cm^3/sec)	$\Delta(\text{cm}^2)$	V (cm/sec)	W (cm/sec)	$S(\text{cm})$	$R(\text{cm})$	C	N_c	
1	0.84	0.72	1 105	84	13.2	16.7	101.68	0.83	101.82	0.0698	移動開始 砂澁發達終了
2	1.49	1.30	2 682	149	18.0	23.0	102.98	1.45	95.85	0.0104	
3	2.00	1.77	4 260	200	21.3	27.3	104.00	1.92	93.85	0.0107	
4	3.40	1.88	4 664	340	13.7	19.9	106.80	3.18	43.18	0.0232	
5	4.37	2.49	7 109	437	16.3	22.4	108.74	4.02	43.84	0.0228	
6	5.37	2.98	9 307	537	17.3	24.6	110.74	4.85	41.22	0.0243	
7	6.31	3.53	11 999	631	19.0	26.2	112.62	5.60	41.07	0.0243	
8	7.23	3.94	14 149	723	19.6	27.3	114.46	6.32	39.02	0.0256	
9	8.02	4.40	17 213	802	21.5	29.4	116.04	6.91	40.30	0.0248	
10	9.10	5.20	21 453	910	23.6	33.3	118.20	7.70	41.19	0.0243	
11	10.15	5.84	25 533	1 015	25.2	34.0	120.30	8.44	41.35	0.0242	
12	11.05	6.54	30 259	1 105	27.4	36.6	122.10	9.05	42.96	0.0233	
13	12.00	7.06	33 930	1 200	28.3	38.6	124.00	9.68	42.43	0.0236	
14	13.19	7.88	40 020	1 319	30.3	47.8	126.38	10.44	43.28	0.0231	

(iii) 勾配 1/2 000 (表-9)

表-9. A種 1/2 000

觀 番 測 號	水 深	堰水頭	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等值粗 度係數	備 考
	$H(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	Q (cm^3/sec)	$A(\text{cm}^2)$	V (cm/sec)	W (cm/sec)	$S(\text{cm})$	$R(\text{cm})$	C	N_e	
1	1.14	0.68	1 015	114	8.9	13.3	102.28	1.11	79.76	0.0125	移動開始砂 遊發達終了
2	1.95	1.23	2 468	195	12.7	17.3	103.90	1.88	80.14	0.0125	
3	2.91	2.00	5 117	291	17.6	22.9	105.82	2.75	86.32	0.0120	
4	4.60	3.17	10 211	460	22.2	27.1	109.20	4.21	82.00	0.0122	
5	7.13	3.75	13 138	713	18.4	24.8	114.26	6.24	52.35	0.0191	
6	8.55	4.06	14 800	855	17.3	22.4	117.10	7.30	44.31	0.0226	
7	9.60	4.29	16 076	960	16.7	22.2	119.20	8.05	40.16	0.0249	
8	10.19	4.71	18 493	1 019	18.1	24.3	120.38	8.46	42.10	0.0238	
9	11.01	5.16	21 206	1 101	19.3	25.9	122.02	9.02	42.82	0.0234	
10	12.02	5.62	24 104	1 202	20.1	27.1	124.04	9.69	42.51	0.0235	
11	13.10	6.19	27 863	1 310	21.3	27.9	126.20	10.38	43.06	0.0232	
12	13.98	6.72	31 517	1 398	22.5	28.8	127.96	10.93	44.12	0.0227	
13	15.03	7.21	35 026	1 503	23.3	29.5	130.06	11.56	43.93	0.0223	

(iv) 勾配 1/5 000 (表-10)

表-10. A種-1/5 000

觀 番 測 號	水 深	堰水頭	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等值粗 度係數	備 考
	$H(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	Q (cm^3/sec)	$A(\text{cm}^2)$	V (cm/sec)	W (cm/sec)	$S(\text{cm})$	$R(\text{cm})$	C	N_e	
1	1.17	0.54	718	117	6.1	9.6	102.34	1.14	85.50	0.0117	移動開始判 明せず
2	3.03	1.36	2 869	303	9.5	12.7	106.06	2.86	71.65	0.0140	
3	4.98	2.37	6 601	498	13.3	17.0	109.96	4.53	73.77	0.0136	
4	7.11	3.76	13 191	711	18.6	22.7	114.22	6.22	83.52	0.0120	
5	9.02	4.76	18 670	902	20.7	23.6	118.04	7.64	81.28	0.0123	
6	11.01	5.60	23 976	1 101	21.8	25.6	122.02	9.02	76.54	0.0131	
7	12.92	6.45	29 636	1 292	22.9	26.3	125.84	10.27	73.97	0.0135	
8	14.81	7.43	36 641	1 481	24.7	27.0	129.62	11.43	74.30	0.0134	

(v) 勾配 1/10 000 (表-11)

表-11. A 種-1/10 000

觀 番 測 號	水 深	堰水頭	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等值粗 度係數	備 考
	$H(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	Q (cm^3/sec)	$A(\text{cm}^2)$	V (cm/sec)	W (cm/sec)	$S(\text{cm})$	$R(\text{cm})$	C	N_e	
1	1.22	0.55	740	122	6.1	7.0	102.44	1.19	116.01	0.0086	移動開始判 明せず
2	2.26	0.91	1 570	226	7.0	9.2	104.52	2.16	111.08	0.0090	
3	3.34	1.34	2 810	334	8.4	10.8	106.68	3.13	84.58	0.0118	
4	4.30	1.94	4 890	430	11.4	11.9	108.60	3.96	97.87	0.0102	
5	5.11	2.14	5 660	511	11.1	13.7	110.22	4.64	85.89	0.0116	
6	5.93	2.64	7 761	593	13.1	16.2	111.86	5.30	92.74	0.0108	
7	7.39	3.33	10 994	739	14.9	18.1	114.78	6.44	92.62	0.0108	
8	8.20	3.67	12 720	820	15.5	18.7	116.40	7.04	90.94	0.0110	
9	9.19	4.07	14 855	919	16.2	19.2	118.38	7.70	88.83	0.0113	
10	10.02	4.28	16 020	1 002	16.0	19.3	120.04	8.35	83.71	0.0119	
11	11.12	4.68	18 317	1 112	16.5	19.4	122.24	9.10	81.44	0.0122	
12	13.01	5.64	24 238	1 301	18.6	20.6	126.02	10.32	84.64	0.0118	

砂を饅で均らして 1/10 000 の勾配を正確に作ることは極めて困難であつた。勾配 1/10 000 に就て観測を行つたのであるが、之が更して 1/10 000 の観測であるかどうかは多少疑はしい。此處では参考として列記するに止めて置く。

(2) B 種試験用砂

(i) 勾配 1/300 (表-12 B 種-1/300)

表-12. B 種-1/300

觀 番 測 號	水 深	堰水頭	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等值粗 度係數	備 考
	$H(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	Q (cm^3/sec)	$A(\text{cm}^2)$	V (cm/sec)	W (cm/sec)	$S(\text{cm})$	$R(\text{cm})$	C	N_e	
1	1.21	1.24	2 900	121	24.0	32.3	102.42	1.18	63.5	0.0157	移動開始 砂漣發達終了 砂漣崩れ始む 砂漣消滅
2	1.42	1.53	3 700	142	26.1	35.3	102.84	1.38	62.3	0.0161	
3	1.71	2.00	5 200	171	30.4	41.0	103.42	1.65	64.4	0.0155	
4	2.04	2.55	7 300	204	35.8	45.8	104.08	1.96	67.6	0.0148	
5	2.80	"	"	280	26.1	32.9	105.60	2.65	40.3	0.0248	
6	4.10	3.42	11 300	410	27.6	34.5	108.20	3.79	36.8	0.0272	
7	4.63	3.98	14 500	463	31.3	40.0	109.26	4.24	35.3	0.0283	
8	5.10	4.48	17 500	510	34.3	—	110.20	4.63	36.5	0.0274	
9	3.63	"	"	363	48.3	—	107.26	3.38	63.3	0.0158	

(ii) 勾配 1/400 (表-13)

表-13. B種—1/400

観 番 測 號	水 深	堰水頭	流 量	断面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等値粗 度係數	備 考
	H(cm)	h(cm)	Q (cm ³ /sec)	A (cm ²)	V (cm/sec)	W (cm/sec)	S(cm)	R (cm)	C	N _s	
1	1.42	1.33	3 100	142	21.8	31.3	102.82	1.38	75.5	0.0182	移動開始 砂澁發達終了
2	1.77	1.80	4 500	177	25.4	36.0	103.54	1.71	76.5	0.0181	
3	2.24	2.45	6 800	224	30.4	43.7	104.48	2.14	78.9	0.0127	
4	2.83	3.29	10 600	283	37.5	49.1	105.66	2.68	84.1	0.0119	
5	3.79	"	"	379	28.0	35.7	107.58	3.52	52.1	0.0192	
6	4.77	3.88	13 900	477	29.2	38.8	109.54	4.36	47.1	0.0212	
7	5.47	4.28	16 300	547	29.8	39.6	110.94	4.93	47.5	0.0211	
8	6.12	4.94	20 200	612	33.0	44.5	112.24	5.45	45.9	0.0218	
9	6.52	5.64	24 500	652	37.6	48.8	113.04	5.77	50.4	0.0198	
10	7.18	6.46	29 900	718	41.7	—	114.36	6.28	52.7	0.0190	
11	5.67	"	"	567	52.8	60.7	111.34	5.09	77.0	0.0130	
1	1.27	1.40	3 300	127	26.0	31.7	102.54	1.24	97.1	0.0103	移動開始 砂澁發達終了
2	1.97	2.27	6 200	197	31.5	40.5	103.94	1.87	89.4	0.0112	
3	2.77	3.27	10 400	277	37.5	47.1	105.54	2.62	85.0	0.0118	
4	4.13	"	"	413	25.2	31.4	108.26	3.82	49.2	0.0203	
5	4.67	3.60	12 200	467	26.2	32.9	109.34	4.27	42.9	0.0233	
6	5.67	4.43	37 200	567	30.4	37.2	111.34	5.09	44.2	0.0236	
7	6.17	5.20	21 800	617	35.4	41.7	112.34	5.49	49.0	0.0209	
8	6.97	6.34	29 000	697	41.7	—	112.94	6.15	53.5	0.0187	
9	5.47	"	"	547	53.0	64.0	110.94	4.93	78.3	0.0127	
10	6.37	7.51	37 200	637	58.4	73.4	112.74	5.65	79.3	0.0126	
11	7.37	8.68	46 200	737	62.7	77.0	114.74	6.42	78.2	0.0128	

(iii) 勾配 1/600 (表-14)

表-14. B種—1/600

観 番 測 號	水 深	堰水頭	流 量	断面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等値粗 度係數	備 考	
	H(cm)	h(cm)	Q (cm ³ /sec)	A (cm ²)	V (cm/sec)	W (cm/sec)	S(cm)	R (cm)	C	N _s		
1	2.31	2.25	6 100	231	26.4	36.0	104.62	2.19	82.6	0.0121	移動開始 砂澁發達終了	
2	3.28	3.41	11 300	328	33.2	47.4	106.56	3.08	83.7	0.0119		
3	4.38	4.54	17 800	438	40.6	—	108.76	4.03	84.6	0.0118		
4	5.78	"	"	578	30.8	—	111.56	5.09	54.9	0.0182		
5	7.58	5.64	24 500	758	32.5	43.4	115.16	6.76	49.3	0.0203		
6	8.58	6.82	32 300	858	37.7	45.5	117.16	7.32	52.8	0.0190		
7	9.58	8.23	42 700	958	44.6	55.0	119.16	8.04	58.6	0.0171		
8	10.18	9.32	51 400	1 018	50.5	—	120.36	8.46	64.2	0.0156		
9	9.08	"	"	908	56.6	73.2	118.16	7.68	76.7	0.0130		
1	1.31	1.23	2 850	131	21.8	27.1	102.62	1.28	97.4	0.0103		移動開始 砂澁發達終了
2	2.03	2.00	5 200	203	25.6	37.7	104.06	1.95	86.5	0.0116		
3	2.92	3.01	9 200	292	31.7	40.3	105.84	2.73	85.6	0.0117		
4	3.85	3.95	14 300	385	37.2	52.1	107.70	3.58	84.7	0.0118		
5	4.38	4.62	18 300	438	41.7	—	108.76	4.03	86.9	0.0115		
6	5.78	"	"	578	31.7	38.8	111.56	5.18	55.8	0.0179		
7	7.11	5.48	23 600	711	33.2	42.1	114.22	6.23	51.8	0.0193		
8	8.18	6.33	29 300	818	35.8	42.7	116.36	7.03	51.5	0.0194		
9	8.88	7.15	34 700	888	39.1	51.7	117.76	7.54	53.9	0.0186		
10	9.68	8.71	46 500	968	48.0	60.6	119.36	8.12	62.7	0.0160		
11	10.58	10.19	58 800	1 058	55.6	—	121.16	8.73	69.2	—		

最後観測不能

(iv) 勾配 1/800 (表-15)

表-15. B種 1/800

觀 測 號	水 深	堰水頭	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等值粗 度係數	備 考
	H(cm)	h(cm)	Q (cm ³ /sec)	A(cm ²)	V (cm/sec)	W (cm/sec)	S(cm)	R(cm)	C	N _s	
1	1.91	1.65	4 100	191	21.4	23.4	103.82	1.84	86.9	0.0115	
2	2.97	2.72	7 900	297	26.8	31.1	105.94	2.80	82.1	0.0122	
3	4.11	3.93	14 200	411	34.6	44.5	108.22	3.80	86.4	0.0116	
4	4.79	4.65	18 450	479	38.8	47.4	109.58	4.37	83.3	0.0113	
5	5.55	5.28	22 300	555	40.2	51.3	111.10	5.00	83.7	0.0120	
6	6.14	5.81	25 600	614	41.7	47.7	112.23	5.47	81.7	0.0122	移動開始
7	8.06	"	"	806	31.8	—	116.12	6.94	53.1	0.0188	砂漣發達終了
8	9.89	7.02	33 700	989	34.1	43.5	119.78	8.26	50.7	0.0197	
9	12.14	8.29	43 100	1 214	35.5	47.4	124.28	9.77	47.3	0.0212	
10	13.04	9.16	50 000	1 304	38.3	47.7	126.08	10.34	49.2	0.0203	
11	13.24	9.55	53 400	1 324	41.0	50.0	126.48	10.47	52.1	0.0192	
12	13.59	10.51	57 800	1 359	42.5	54.4	127.18	10.69	53.3	0.0187	
13	13.84	11.22	68 000	1 384	49.2	57.8	127.68	10.84	61.1	0.0164	
14	14.19	12.02	75 400	1 419	53.1	68.5	128.38	11.05	65.2	0.0153	砂漣崩れ始む
15	12.95	"	"	1 295	58.2	—	125.90	10.29	74.9	0.0134	砂漣消滅

(v) 勾配 1/1 000 (表-16)

表-16. B種 1/1 000

觀 測 號	水 深	堰水頭	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等值粗 度係數	備 考
	H(cm)	h(cm)	Q (cm ³ /sec)	A(cm ²)	V (cm/sec)	W (cm/sec)	S(cm)	R(cm)	C	N _s	
1	2.44	2.01	5 300	244	21.7	27.6	104.88	2.33	84.1	0.0119	
2	4.92	4.40	17 000	492	34.6	42.4	109.84	4.48	86.8	0.0115	
3	6.32	5.65	24 600	632	39.0	49.3	112.64	5.61	84.1	0.0119	
4	6.51	6.01	26 800	651	41.2	50.5	113.02	5.76	87.4	0.0114	
5	7.04	6.56	30 500	704	43.3	51.3	114.08	6.17	87.7	0.0114	移動開始
6	9.39	"	"	939	32.5	—	118.78	7.91	55.8	0.0179	砂漣發達終了
7	9.78	6.76	31 900	978	32.6	40.0	119.56	8.18	54.7	0.0183	
8	13.02	8.42	44 100	1 302	33.8	42.4	126.04	10.33	48.6	0.0206	
9	15.22	9.40	52 100	1 522	34.2	43.5	130.44	11.67	45.3	0.0221	
10	15.38	10.36	60 300	1 538	39.3	48.1	130.76	11.76	51.7	0.0193	
11	16.17	10.82	64 400	1 617	39.8	50.8	132.34	12.22	51.1	0.0196	
12	17.17	11.43	70 000	1 712	40.8	51.3	134.34	12.78	50.8	0.0197	
1	2.09	1.69	4 200	209	20.1	25.6	104.18	2.01	85.9	0.0116	
2	4.12	3.55	12 000	412	29.1	38.8	108.24	3.81	81.3	0.0123	
3	5.72	5.10	21 200	572	37.1	44.1	111.44	5.13	85.0	0.0118	
4	6.87	6.16	27 800	687	40.5	—	113.74	6.04	83.2	0.0120	移動開始
5	9.09	"	"	909	30.6	39.0	118.18	7.69	53.5	0.0187	砂漣發達終了
6	10.42	6.86	32 600	1 042	31.3	40.0	120.84	8.32	50.7	0.0197	
7	13.54	8.65	46 000	1 354	34.0	44.8	127.08	10.65	47.9	0.0209	
8	14.02	9.14	49 800	1 402	35.1	46.1	128.04	10.95	48.5	0.0200	
9	15.92	10.75	63 800	1 592	40.1	48.8	132.84	12.08	51.9	0.0193	
10	17.37	11.53	70 900	1 737	40.8	49.8	134.74	12.09	50.6	0.0198	
11	18.87	13.00	84 700	1 887	44.9	54.9	137.74	13.70	53.4	0.0187	

(vi) 勾配 1/2 000 (表-17)

表-17. B 種-1/2 000

觀 番 測 號	水 深	堰水頭	流	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等值粗 度係數	備 考
	$H(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	Q (cm^3/sec)	$A(\text{cm}^2)$	V (cm/sec)	W (cm/sec)	$S(\text{cm})$	$R(\text{cm})$	C	N_e	
1	2.51	1.60	3 900	251	15.5	19.7	105.02	2.39	83.7	0.0120	
2	4.62	3.07	9 550	462	20.7	27.2	109.24	4.23	76.1	0.0131	
3	6.12	4.22	15 850	612	25.4	32.4	112.24	5.45	79.1	0.0126	
4	9.14	6.38	29 350	914	32.1	40.0	118.28	7.73	79.1	0.0126	
5	10.54	7.40	36 400	1 054	34.6	42.4	121.08	8.70	78.7	0.0127	
6	11.64	8.47	44 500	1 164	38.2	46.1	123.28	9.44	82.5	0.0121	
7	12.94	9.39	51 800	1 294	40.0	48.5	125.88	10.25	81.6	0.0123	
8	13.54	9.80	55 500	1 354	41.0	47.2	127.08	10.65	81.6	0.0123	
9	14.74	10.60	62 400	1 474	42.3	51.80	129.48	11.38	80.6	0.0124	
10	15.31	11.01	66 050	1 531	43.1	—	130.62	11.72	80.5	0.0124	移動開始
11	15.49	"	"	1 549	42.7	51.54	130.98	11.83	79.2	0.0126	
12	18.18	"	"	1 818	36.3	—	136.26	13.33	63.3	0.0161	砂澱發達終了
13	19.29	11.53	70 900	1 920	36.8	42.37	138.58	13.93	61.2	0.0163	
1	4.87	3.33	10 850	487	22.5	28.5	109.74	4.44	80.3	0.0125	
2	10.47	7.38	36 300	1 047	34.7	41.2	120.94	8.66	79.2	0.0126	
3	12.22	8.72	47 000	1 222	38.5	45.5	124.44	9.82	81.0	0.0123	
4	14.22	10.21	59 000	1 422	41.5	47.2	128.44	11.07	80.5	0.0124	
5	15.37	11.07	66 600	1 537	43.4	—	130.74	11.76	80.8	0.0124	
6	15.27	11.21	67 900	1 527	44.5	54.7	130.54	11.70	83.2	0.0120	移動開始
7	16.35	"	"	1 635	41.5	51.3	132.70	12.32	75.0	0.0123	
8	17.67	"	"	1 767	38.4	46.1	135.34	13.06	66.8	0.0150	砂澱發達終了
9	19.57	11.60	71 500	1 957	36.6	43.5	139.48	14.06	60.5	0.0165	

(i) 及び (iv) 以外は 2 回観測したので 2 回共列挙して置く。勾配 1/1 000 及び 1/2 000 の場合には水路の水深を 20 cm 以上に高めることが出来なかつたので、前小節に述べた G, H に相當する點、即ち砂澱の消滅する點を見出すことが出来なかつたのは遺憾である。

(3) C 種試験用砂

(i) 勾配 1/300 (表-18 C種 - 1/300)

表-18. C 種 -1/300

觀 番 測 號	水 深	堰水頭	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	流速係數	等值粗 度係數	備 考
	$H(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	Q (cm^3/sec)	$A(\text{cm}^2)$	V (cm/sec)	W (cm/sec)	$S(\text{cm})$	$R(\text{cm})$	C	N_e	
1	1.71	1.76	4 400	171	25.7	32.8	103.42	1.65	54.41	0.0184	移動開始 $H=2.5\text{cm}$
2	3.42	3.92	14 100	342	41.2	52.6	103.84	3.20	56.11	0.0178	
3	4.25	5.00	20 600	425	48.5	58.8	108.50	3.92	57.67	0.0173	
4	4.87	5.80	25 600	487	52.6	—	109.74	4.44	54.67	0.0183	
		6.92	36 500								
5	6.37	(6.42)	(29 600)	637	56.9	66.7	112.74	5.65	55.82	0.0179	
6	7.87	9.50	53 000	787	62.4	76.9	115.74	6.80	51.39	0.0195	

(ii) 勾配 1/600 (表-19)

表-19. C種-1/600

観 測 番 號	水深	堰水頭	流量	斷面積	平均流速	表面流速	潤邊	徑深	流速係數	等値粗 度係數	備 考
	H(cm)	h(cm)	Q (cm^3/sec)	A(cm^2)	V (cm/sec)	W (cm/sec)	S(cm)	R(cm)	C	N_s	
1	2.58	2.10	5 500	258	21.3	28.8	105.06	2.46	61.68	0.0162	移動開始 H=5.7 cm
2	4.12	3.74	13 100	412	31.8	40.7	103.24	3.81	68.79	0.0145	
3	5.11	4.80	19 300	511	37.8	50.0	110.22	4.64	71.70	0.0139	
4	5.89	5.80	25 500	589	43.2	54.6	111.78	5.27	75.27	0.0133	
5	7.14	6.76	31 800	714	44.5	55.9	114.28	6.25	69.20	0.0145	
6	8.19	7.80	39 400	819	48.1	60.6	116.38	7.04	69.09	0.0145	
7	9.09	8.72	46 500	909	51.2	63.3	118.18	7.69	77.19	0.0130	
8	10.09	9.65	54 200	1 009	56.2	67.2	120.18	8.40	71.76	0.0140	
9	11.59	11.20	67 800	1 159	58.5	73.2	123.18	9.41	68.21	0.0147	
10	13.09	12.65	81 300	1 309	62.1	77.0	126.18	10.38	69.93	0.0143	

(iii) 勾配 1/800 (表-20)

表-20. C種-1/800

観 測 番 號	水深	堰水頭	流量	斷面積	平均流速	表面流速	潤邊	徑深	流速係數	等値粗 度係數	備 考
	H(cm)	h(cm)	Q (cm^3/sec)	A(cm^2)	V (cm/sec)	W (cm/sec)	S(cm)	R(cm)	C	N_s	
1	1.91	1.40	3 300	191	17.3	23.5	103.82	1.84	70.11	0.0143	移動開始 H=7.0 cm
2	2.99	2.35	6 500	299	27.7	35.7	105.98	2.82	79.63	0.0126	
3	4.44	3.70	12 800	444	28.3	38.7	108.88	4.08	68.65	0.0146	
4	5.54	4.84	19 600	554	35.4	43.5	111.08	4.99	73.78	0.0136	
5	6.54	5.80	25 500	654	39.0	49.3	113.08	5.78	73.70	0.0136	
6	7.54	6.73	31 800	754	42.1	54.4	115.08	6.55	73.19	0.0137	
7	8.59	7.75	39 100	859	45.5	56.0	117.18	7.33	72.78	0.0137	
8	9.59	8.68	46 200	959	48.2	59.5	119.18	8.05	73.03	0.0137	

(iv) 勾配 1/1 000 (表-21)

表-21. C種-1/1 000

観 測 番 號	水深	堰水頭	流量	斷面積	平均流速	表面流速	潤邊	徑深	流速係數	等値粗 度係數	備 考
	H(cm)	h(cm)	Q (cm^3/sec)	A(cm^2)	V (cm/sec)	W (cm/sec)	S(cm)	R(cm)	C	N_s	
1	1.84	1.23	2 900	184	16.1	18.2	103.68	1.77	74.97	0.0133	移動開始 H=9.9 cm
2	3.87	2.90	8 700	387	22.4	32.1	107.74	3.59	65.09	0.0154	
3	5.27	4.11	15 300	527	29.1	36.2	110.54	4.77	69.97	0.0149	
4	6.67	5.45	23 300	667	35.0	45.1	113.34	5.88	73.20	0.0137	
5	8.22	6.70	31 500	822	38.3	48.5	116.44	7.06	70.91	0.0141	
6	9.33	7.68	38 100	933	40.9	51.3	118.66	7.86	70.49	0.0142	
7	10.47	8.71	46 400	1 047	44.3	55.0	120.94	8.66	71.58	0.0140	
8	12.07	10.19	58 900	1 207	48.8	59.5	124.14	9.72	73.01	0.0137	
9	13.37	11.24	68 100	1 337	50.9	63.7	126.74	10.55	72.10	0.0139	
10	14.67	12.10	76 000	1 467	51.8	63.8	129.34	11.34	69.92	0.0143	
11	15.87	13.30	87 600	1 587	55.2	66.7	131.74	12.05	71.56	0.0140	

(v) 勾配 1/2000 (表-22)

表-22. C種-1/2000

観 測 番 號	水 深	堰水深	流 量	斷面積	平均流速	表面流速	潤 邊	徑 深	速度係數	等値粗度係數	備 考
	H (cm)	h (cm)	Q (cm ³ /sec)	A (cm ²)	V (cm/sec)	W (cm/sec)	S (cm)	R (cm)	C	N_o	
1	1.99	1.12	2 800	199	14.05	16.5	103.98	1.92	87.64	0.0114	移動開始 $H=20.0$ cm
2	4.14	2.56	7 300	414	17.6	24.4	108.28	3.82	69.42	0.0144	
3	6.17	4.10	13 200	617	24.7	32.1	112.34	5.50	76.94	0.0180	
4	8.56	5.73	23 100	856	27.0	36.2	117.12	7.30	69.13	0.0145	
5	10.38	6.97	33 400	1 038	32.2	39.7	120.76	8.60	73.91	0.0135	
6	12.64	8.62	45 700	1 264	36.2	44.3	125.28	10.09	74.70	0.0134	
7	14.51	9.70	54 700	1 451	37.7	46.3	129.02	11.24	72.40	0.0138	
8	16.44	11.41	69 700	1 644	42.4	48.5	132.88	12.37	76.38	0.0131	
9	18.24	12.80	82 800	1 824	45.4	50.8	136.48	13.37	77.65	0.0129	

試験の範囲は僅かであるが、以上試みた 3 種類の試験用砂に就ての結果から見ると河床砂礫の移動状況は明らかに混合砂礫の大きさ、混合割合に關係することが窺はれる。従つて流速公式の中の粗度係數は同様河床構成砂礫の状態に依つても變化するものであり、同一河床材料で同一勾配の場合にも其の凹凸が、勿論之は水深に依つて影響されるところは異なるが、粗度係數を支配する 1 因であることを知る。此の影響は特に可動河床模型實驗の場合には十分に考慮する必要がある。類似の水深、勾配を持つ河川に於ても河床砂礫の大きさ、其の混合状態に依つて河床の移動状態並びに流況に違ひのあることを示すものであり、更に之は模型と實際との間に相似性を與へる場合に考へねばならぬ事項である。

第四節 限界掃流力

1. 掃流力の法則

最初に河床と水流との間の摩擦抵抗を勾配と河床の單位面積上の水の重量との積で表はしたのは E. du Buat であつて、P. du Boys は Rhone 河に於ける観測から之を一般化した。之は掃流力 (Schleppkraft) に關し、吾々が現在考へてゐるところの基礎概念をなすものであり、此の最初の目的を意識した之等の基本原理の新しい方向への發展は明らかに du Boys の功績である。du Boys は水流の河床に働く力を “force d'entraînement” と名付けた。F. Kreuder は之を “Schleppkraft” と獨譯したのである。

今水路の單位長に就て考へる。水面勾配を I 、濕潤邊長を p 、水路斷面積を A 、流水の單位重量を γ 、河床と水流との摩擦抵抗を k_0 とすると、du Buat に依れば

$$k_0 = A \cdot \gamma \cdot I$$

此處に水路の平均深 H を $H = \frac{A}{p}$ とすれば

$$k_0 = p \cdot H \cdot \gamma \cdot I$$

河床横斷面單位長當りに就て見ると

$$\frac{k_0}{p} = S = \gamma \cdot H \cdot I \dots \dots \dots (48)$$

夫れ故水深に比し幅員の極めて擴い場合に就いて考へれば

6) $S = \text{掃流力 (gr/cm}^2\text{)}$
 $= 1000 HI$

となる。

一般に水深に比し幅員の極めて狭い場合には各流線は互に影響することなく同じ運動をすると考へられるが、試験水路の如く幅員の狭いものにあつては、断面の総合的掃流力が考へられねばならぬのであり、此の場合一般に河床の抵抗は

$$K = \frac{1}{\alpha} \gamma \cdot H \cdot I \dots\dots\dots (49)$$

で示される。普通 α は 1 より大きな常數であつて、之が河床砂礫を移動せしめるところの力に相當するものであり、此の K に相當する値を流砂力 (Sohlenangriff) と稱し、之は河床の單位面積に作用する掃流力の一部をなすものである。A. Schoklitsch に依れば水深が水面幅の 1/30 以下の場合には α は 1 に近いと云はれてゐる。

A. Schoklitsch は流水の重量の水面勾配に平行の分力は之と反對の方向をとる濕潤面の抵抗に等しく、此の濕潤面の抵抗は大體に於て流速の自乗に比例すると云ふことから (49) 式に於て矩形水路では $\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{1 + \frac{2H}{B} \frac{c_1^2}{c_2^2}}$ 、梯形水路では $\frac{1}{\alpha} = \frac{1 + \frac{H}{B} n}{1 + \frac{2H}{B} \frac{c_1^2}{c_2^2} \sqrt{1+n^2}}$ であるとして此の數値を求めた。茲に B は水面幅で、 c_1 は河床、 c_2 は側壁の粗度に依る流速係數である。 n は法勾配とする。

$$\text{矩形水路 } \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{1 + \frac{2H}{B} \frac{c_1^2}{c_2^2}}$$

B	$1H$	$2H$	$3H$	$4H$	$5H$	$10H$	$20H$	$30H$
$\frac{c_1}{c_2} = 0.5$	0.667	0.800	0.859	0.889	0.910	0.952	0.975	0.985
$\frac{c_1}{c_2} = 1$	0.333	0.500	0.600	0.667	0.715	0.835	0.910	0.940
$\frac{c_1}{c_2} = 1.5$	0.182	0.308	0.400	0.472	0.526	0.690	0.816	0.900

$$\text{梯形水路 } \frac{1}{\alpha} = \frac{1 + \frac{H}{B} \cdot n}{1 + \frac{2H}{B} \frac{c_1^2}{c_2^2} \sqrt{1+n^2}}$$

B	$1H$	$2H$	$3H$	$4H$	$5H$	$10H$	$20H$	$30H$
$\frac{c_1}{c_2} = 0.5$	1.170	1.109	1.079	1.062	1.050	1.027	1.014	1.010
$\frac{c_1}{c_2} = 1.0$	0.522	0.621	0.686	0.723	0.772	0.852	0.920	0.944
$\frac{c_1}{c_2} = 1.5$	0.272	0.358	0.428	0.482	0.530	0.673	0.796	0.854

H. Krey, H. Engels は同様に試験の結果實際河床に作用する力は掃流力の法則と多少異なることを認めてゐる。併し Kreuter も云ふ様に du Boys に依り發展した砂礫移動の理論は數多くの自然及び人工の水路での観測の結果を満足せしめるものであつて、移動河床に於ける河川工事に對し貴重な 1 つの立脚點を與へたものと考へられる。du Boys は非常に河幅の廣い河川を假想してゐるのであつて、此の點不明瞭には考へてゐない。

2. 限界掃流力

河床砂礫の移動を始めた場合の掃流力を限界掃流力と云ふ。著者の實驗に就て掃流限界點を示すと別表測定値表の備考欄にあげた通りである。

du Buat が夫々の砂礫粒に關しては河床が平衡状態になると云ふ流速のあることを認めて以來、之等の流速に就て理論的に又は實驗的に求めやうと數多くの努力が試みられて來た。各種の河床材料に對し實用的に 限界流速を du Buat が求めたのは 1816 年のことであつて、之を示すと表-23 の通りである。

表-23.

河床流速 vs (cm/sec)	陶土	粗砂	Seine 河砂礫			徑 2.7 cm 以上の海岸 砂礫	鵝卵大の 角のある 珪石
			茴香種子大 のもの	豆粒大の もの	蠶豆大の もの		
			自 重 (gr/cm ³)				
	2.64	3.36	2.545	2.545	2.545	2.614	2.250
120	移動	移動	移動	移動	移動	移動	移動
75	"	"	"	"	"	"	平衡
65	"	"	"	"	"	平衡	静止
47	"	"	"	"	"	静止	"
32.5	"	"	"	"	平衡	"	"
21.6	"	平衡	"	"	静止	"	"
18.9	"	静止	"	平衡	"	"	"
15.6	細砂浮遊	"	"	静止	"	"	"
10.8	"	"	平衡	"	"	"	"
8.1	平衡	"	静止	"	"	"	"

限界流速に關しては主なものとしても、古くは Kutter, Sternberg, Grebenau, Leslé, Hochenbürger, Law, Airy, Thiery, Ney 等から Schoklitsch, Gilbert, Kurtzmann 等 20 に達する公式があり、限界流速の観測例も du Buat を初めとし Sainjon, Suchier, Lapparent 等數多くの報告があるのであるが、之等の實驗は記述に當つて其の流況例へば勾配、水深、如何にして流速を測定したか等に就き不明瞭なものが多く、又河床材料の説明が不充分であつて、一般的なものとしては考へられぬものも多く、公式も實用に當つては役立たぬものが多い。

一般に自然河川の河床は單一粒径の砂礫からなることは極めて稀であり、各種の粒径を持つものの混合體であるから、普通先づ細粒は僅かな流速に依つても移動を始め、流速の増大に従つて漸次大粒迄移動する様になるものであり、各粒径のものゝ混合の割合に依つて又最大移動砂礫の粒径は異なるものであるから、之が又當然河床の抵抗を表はす場合に這入つて來なければならぬ。河床は極めて複雑してゐるものであるから、此の砂礫の移動の段階と云ふものは明瞭に指摘することはなかなか困難である。

砂礫の平衡状態を定めるのに du Boys の法則を最初に用ひたのは F. Kreuter である。Kreuter は限界掃流

力は砂礫集中に於ける砂の多少, 砂礫粒の形状又は其の比重に依つて異なることを指摘して居り, 又砂礫の動き始めの時の掃流力は沈澱する場合の夫れより 30% 位大きいことを認めてゐる。

Schoklitsch は一方限界掃流力は砂礫の自重或は形状に依り變化すると共に他方河床の状態が之に影響を及ぼすことを認め, 先づ河床の状態を明瞭ならしめるために同一大きさ及び同一形状の砂礫粒からなる河床を作つて實驗を試み, 次で鋪石した河床上の砂礫粒の限界掃流力を測定した。更に異形の砂礫粒を試験水路に敷詰め其の上に考ふる砂礫を敷いて試験を行つたのである。此の實驗に用ひた試験水路は幅 9.7 cm の木製水路であつて, 水深は 3~8 cm の間に變化してゐる。第 1 實驗に用ひた測定材料は磁器片, 石英砂, 鑛石粉及び粘板岩片の 4 種類であつて, 10 種類の實測値から求めた限界掃流力 S_0 (gr/cm²) は次の通りである。

$$S_0 = \sqrt{0.00385} (\gamma_1 - \gamma) \gamma_1 \lambda V \dots\dots\dots (50)$$

茲に γ_1 は材料の自重, V は粒子體積で, 單位は gr, cm である。 λ は粒子の形状に依る係數で, 磁器片 (球) を 1.00 とすると, 石英砂 (自然砂) では 1.26, 鑛石粉 (角のあるもの) では 3.11, 粘板岩砂 (薄い片) では 4.38 となつてゐた。第 2 實驗の結果に依ると若し河床が規則正しく鋪石されてゐると限界掃流力は弛緩してゐる場合に比し約半減してゐた。第 3 實驗では水路敷に 2 cm 高に 0.04 cm³ の磁器球を満たし, 其の上にセメント球 (4 種類) 及び硝子球 (2 種類) を敷いて試験を行つたのであるが此の結果を式で表はすと次の通りとなつた。

$$\frac{S_0'}{S_0} = 1 + \sqrt[4]{10.5 \left(\frac{V}{V_s} - 1 \right)} \dots\dots\dots (51)$$

茲に S_0 = 測定砂礫粒に對する觀測限界掃流力, S_0' = 一樣に V_s を用ひたと假定した場合の計算に依る限界掃流力 V = 觀測砂礫粒の體積, V_s = 河床に於ける砂礫粒の體積, 此の場合では 0.04 cm³ である。

今體積 V (cm³), 比重 γ_1 , 形状係數 λ の砂礫に對する限界掃流力を S_0 (gr/cm²) とすると, 之が體積 V_s (cm³) の粒子からなる河床上に在つて静止の状態にあるときには (50) 及び (51) 兩式から

$$S_0 = \frac{\sqrt{0.00385} (\gamma_1 - \gamma) \gamma_1 \lambda V}{1 + \sqrt[4]{10.5 \left(\frac{V}{V_s} - 1 \right)}} \dots\dots\dots (52)$$

大體に於て自然河川に於ても此の傾向は認められてゐる。

Krey は上述の實驗と異り, 各種粒徑の混合砂礫に就て限界掃流力を測定した。此の實驗は幅員 2 m の水路で行はれ, 砂礫の移動開始水深として 10 cm 迄測定されたのである。此の混合砂礫は自然河川に於けるもの程不規則ではないが, 實際との關係をより良く示してゐると云はれてゐる。此の場合砂礫の移動の測定は困難であり, Krey は Schoklitsch と異つて, 砂礫粒の最初の動きではなく, 盛んに移動を始めたときを測定したのである。之を式で示すと次の通りである。

$$S_0 = (0.045 - 0.07) \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot d \dots\dots\dots (53)$$

此の Krey の公式は Eisner の實驗の結果と良く一致してゐる。Eisner は活潑な移動開始の場合の掃流力を限界掃流力と考へたのであつて, 1 個の粒子に就てではなく, 河床上を浮動する粒子に就ての測定を行つたのである。此の觀測の結果を式で表はすと次の通りである。

$$S_0 = \varphi \left(\Re, \Re_{Korn} \frac{a}{l}, \frac{a}{d} \right) \cdot \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot d \dots\dots\dots (54)$$

茲に \Re は全水路の Reynolds 常數で, \Re_{Korn} は粒子に特有な Reynolds 常數 $\frac{\varepsilon \cdot v_m \cdot d}{\nu}$ であり, εr_m は粒子が

活潑な移動を始めた場合に之を支持して行くところの層の亂されぬ流速である。 a は河床から此の層迄の厚さであり、 l は水路の水深である。 φ は dimension のない係数である。

Schaffernak は流砂量を求める場合に各種砂礫の混合状態に依つて流下状況の異なることを認め、砂礫混合比の異なる材料を用ひて實驗を行ひ、之等の資料から流砂量を求める公式を誘導した。此の場合 Schaffernak は河床の流速は粗度の影響を著しく受けるものであり、粗度の如何に依り同じ水面勾配、水深の場合にも河床の流速は異なるから、同一掃流力に對し同一砂礫の移動を見る理に行かぬと考へ、流砂量を底流速の函数として求めたのである。中山秀三郎博士は之と同様ではあるが全く別途に實驗の結果流砂量は流速の函数で表はし得られることを認めて居られる。

上述の結果に多少の違のあるのは掃流限界の取扱ひに差異があるのであつて、之には別に不思議はない。一般に河床に作用する流水の力は多くの實驗もそうであり、又後述するが著者の實驗でも認められる様に du Boys の與へた基本法則は充分信頼することが出来る。唯其の砂礫の移動開始を見る限界點は砂礫の粒徑、形、比重又は混合状態に依り異ると云ふのみであつて、既に述べた様に Strickler は Gankler の平均流速公式 $v = \lambda R^{2/3} I^{1/3}$ の λ 、之は大體に於て Kutter の平均流速公式中の粗度係数 n の逆数と認められてゐるものであるが、此の λ を $\lambda = \frac{21.1}{\sqrt{d}}$ 、茲に d は河床砂礫粒徑、と單に粒徑或は河床の凹凸を示すものに過ぎぬと云ふてゐる程であり、砂礫の移動状況を表はすのに事實測定の困難な河床流速を用ひる必要は認められない。

斯く考へると河床の抵抗は砂礫の性質に従つて定つたものであり、砂礫移動の限界點は之に依つて表示せられるに違ひない。

H. Kramer は限界掃流力は砂礫の大きさ以外に砂礫の空隙比、即ち其の混合してゐる状態にも關聯を持つものと考へ、試驗用砂を篩分け、其の混合状態を確めてから實驗を行つた。此の結果から限界掃流力 S_0 (gr/cm^2) を次の如く表はしたのである。

$$S_0 = \frac{100}{60} \frac{d_m (\gamma_1 - \gamma)}{M} \dots \dots \dots (55)$$

茲に d_m (mm) は平均粒徑、 M は混合比、 γ_1 は砂礫の比重、 γ は水の比重である。 M は圖-1 に示す $\frac{A}{B} = \frac{\sum_{p=50\%}^{p=0\%} d dp}{\sum_{p=50\%}^{p=0\%} d dp}$ に相當するもので砂礫の混合状態を示してゐる。之に依れば限界掃流力は砂礫の水中に於ける單位重量及び平均粒徑に比例し、混合比に逆比例するものであると云ふことになる。Kramer は此の公式は其の構造上、餘り不規則でない篩分け曲線を持ち、粒徑 5 mm 以下であり、限界掃流力 80 gr/cm^2 以下の場合に石英砂に對し良く適要出来る旨を述べてゐる。

E. Indri は實驗の結果から更に Gilbert 其の他の實測値を参照し、限界掃流力は平均粒徑と混合比に關係するが、之は直線的に變化するものでなく、常数は平均粒徑 $d_m = 1 \text{ mm}$ で異なることを指摘して、次の關係式を擧げてゐる。

$$\left. \begin{aligned} S_0 &= 13.3 \frac{d_m \gamma_1 - \gamma}{M} + 12.16 & d_m < 1 \text{ mm} \\ S_0 &= 54.65 \frac{d_m \gamma_1 - \gamma}{M} - 78.48 & d_m > 1 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (56)$$

茲に記號は Kramer 公式の場合と同様である。

Y. L. Chang は粒徑 0.11~12.1 mm の篩分けた均一砂を使用し 13 階級に分けて粗度係数を求めたが、之に依

れば Manning 公式の n は

$$n = 0.0166 dm^{1/6}$$

で表はすことが出來た。之は Strickler の $k = \frac{21.1}{\sqrt[3]{\rho}}$ と良く一致してゐる。

Chang は又 Victoria University, Manchester での實驗から限界掃流力 S_0 を求め, Kramer, Schaffernak, Schoklitsch, Krey, Engels, Gilbert, Indri の實驗結果を參照し, 次の關係式を求めてゐる。

$$S_0 = C \left(\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot dm \cdot O^{1/3} \right)^\beta \dots \dots \dots (57)$$

茲に O は最大及び最小砂粒徑の比で, C は常數, β は $1/2 \sim 1$ で渦流の粒度に關係する値である。

Kramer の限界掃流力に關する研究は之等の問題に就ての最も新しい處理方法であり, 複雑な河床の移動に關し最も困難な混合砂礫に就て假令資料が不充分であるとは云へ新しい見方を與へたものであると云ふことが出来る。種々の大いさの砂礫の移動に就ての限界掃流力の値が各種の實驗の結果に於て多少異なるのは砂礫の移動開始が掃流力の函數のみではなく, 掃流力と渦流との結合等にも關聯するものと考へられるものであつて, 大體に於て河床の砂礫の状態は其の個所に於ける流速を決定する 1 因をなして居り, 之に依つて或る定められた河床抵抗の限界が見られるのであつて, 従つて又平衡状態を保つ河床の勾配も亦之から定められると云ふことが考へられる。

3. 實驗水路に於ける掃流限界點の勾配と水深との關係

著者の實驗水路に於て求めた掃流限界に於ける勾配と水流との關係に就ては既に第一章, 第四節 3 で述べた通りである。表-7~22 に示した限界點に於ける水深 H_0 及び勾配 I_0 から圖-14 を描けば, 各種試驗用砂共殆んど直線と見做して差支へない。此の實驗に於ては $1/2000$ より緩な勾配に於ては河床は移動を始める迄水位を高めることが出來なかつたので, 之以下の緩勾配の場合は正確とは云ひ得ぬが, 記録の在る範圍即ち $1/2000$ 以上の勾配に於ては直線と見做して差支へないであらう。其處で之を直線とすれば $\gamma H_0 I_0$ は各材料に就ては一定と云ふことであり, 此の材料に特有な數値を以て限界掃流力としても差支へない。實驗の結果から限界掃流力を求めると次の通りである。

A 種試驗用砂

$1/I_0$	600	1 000	2 000
H_0	0.011 m	0.020 m	0.045 m
$\therefore H_0 I_0 = 0.0000 2184$		$\therefore S_0 = \gamma H_0 I_0 = 0.022 \text{ kg/m}^2$	

但し $\gamma = 1000 \text{ kg}$ とする。

B 種試驗用砂

$1/I_0$	300	400	600	800	1 000	2 000
H_0	0.020 m	0.028 m	0.044 m	0.059 m	0.071 m	0.153 m
$\therefore H_0 I_0 = 0.0000 7498$		$\therefore S_0 = \gamma H_0 I_0 = 0.075 \text{ kg/m}^2$				

C 種試驗用砂

$1/I_0$	300	600	800	1 000	2 000
H_0	0.025 m	0.057 m	0.070 m	0.099 m	0.200 m
$\therefore H_0 I_0 = 0.0000 9816$		$\therefore S_0 = \gamma H_0 I_0 = 0.098 \text{ kg/m}^2$			

試に Kramer の公式に依つて各種試驗用砂に對する限界掃流力を算出すれば,

A 種試験用砂

$$dm = 0.2211 \text{ mm}$$

$$M = 0.6755$$

$$\gamma = \text{試験用砂の比重} = 2.7$$

$$\gamma_0 = \text{水の比重} = 1.0$$

$$\therefore S_0 = \frac{100(\gamma - \gamma_0)}{6} \frac{dm}{M} = 9.27 \text{ gr/m}^2$$

B 種試験用砂

$$dm = 0.7002 \text{ mm}$$

$$M = 0.1830$$

$$\therefore S_0 = \frac{100(\gamma - \gamma_0)}{6} \frac{dm}{M} = 108.41 \text{ gr/m}^2$$

C 種試験用砂

$$dm = 1.2205 \text{ mm}$$

$$M = 0.3560$$

$$\therefore S_0 = \frac{100(\gamma - \gamma_0)}{6} \frac{dm}{M} = 97.14 \text{ gr/m}^2$$

實驗の結果は大體に於て Kramer の云ふところと一致してゐる。Kramer の考へ方は至當と思はれるが、唯砂礫の混合状態を表はすのに多少不十分ではないか。著者は更に之を實際河川に就て検討した。之に關しては次節に述べることにする。

第五節 河川の平衡勾配

1. Sternberg の法則

河床砂礫の洗送に關し最初に之を理論的に考へたのは H. Sternberg である。Sternberg は一般に砂礫は流下するに従ひ互に衝突して破碎され、摩擦されて漸時小粒となるが、此の流下に依る砂礫の重量減少は摩擦抵抗に比例するものと考へたのである。水中に於ける砂礫の重量を P 、流下距離 dx で dP だけ減少したものとし、此の場合の摩擦抵抗を φP とすれば、

$$-dP = c\varphi P \cdot dx$$

起點 $x=0$ に於ける砂礫粒の重量を P_0 とすれば、

$$P = P_0 e^{-c\varphi x} \dots \dots \dots (58)$$

之を Sternberg の法則と云ふ。茲に c, φ は石質による常數である。

今 m_0 及び m を夫々 P_0 及び P の單位重量中の砂礫の數とすれば

$$\frac{P}{P_0} = \frac{m_0}{m}$$

$$\therefore \frac{m_0}{m} = e^{-c\varphi x} \dots \dots \dots (59)$$

となる。

Sternberg は Rhein 河の Hünigen から Mannheim に至る間で砂礫の重量の減少を測定したが、其の結果は表-24 の通りである。

Sternberg は此の測定の場合に石質に就ては考へなかつたのであるが、此の $c\varphi$ は石質に依つて特定の値のある常數であつて、其の後の各種の測定値は之を確めて居り、大體に於て Sternberg の觀測と一致してゐる。普通石灰石で 0.01 km^{-1} 、花崗岩で $0.005 \sim 0.003 \text{ km}^{-1}$ 位ののものであり、一般に硬軟混合のもので最も大きく、軟質之に次ぎ、一様に硬質のものが最少である。

表-24.

測定地點	1 立方呎中の砂礫數	測定に地點に於ける流下最大石の重量 (kg)	各地點間距離 (m)	$c\phi$ (m^{-1})
Weilan der Hüningen Brücke	600	5.870	28.410	0.0000 0748
Neueberg	1210	4.750	26.820	0.0000 0800
Breisach	1540	2.900	35.490	0.0000 0722
Kappen-Rheinan	7500	2.250	48.890	0.0000 0825
Freistett	1900	1.150	40.500	0.0000 0983
An-Lantenberg	4821	1.000	81.8100	0.0000 2010
Maunheim	5876	0.100		

砂礫は斯くの如く流下するに従つて粒徑を減じて来る。P. du Boys に従へば流水の掃流力 $S = \gamma HI$ は河床が徑 d なる砂礫からなるとすると、 nd なる厚さの砂層の摩擦抵抗と平衡すると云ふことから、掃流力は砂礫粒徑に比例することが考へられる。夫れ故に若し砂礫粒徑が流下に従つて減少すると同様に掃流力が減少するとすれば、即ち勾配が緩になるに應じて水深は増加するも、其の相乘積の値が粒徑の減少に比例して減ずる時には河床には洗掘も堆積も見ないことになる。此の勾配を平衡勾配と云ふ。

物部博士は支上の關係から Sternerberg の法則に従ひ、幅員 B 、流量 Q に變化のない矩形断面水路に對し

$$\frac{P}{P_0} = \left(\frac{HI}{H_0 I_0}\right)^3 = \left(\frac{I}{I_0}\right)^{3-\frac{3}{2+2m}} = \left(\frac{I}{I_0}\right)^2$$

茲に m は流速公式の冪數で、流速係數 c を定數とすれば大略 0.7 位のものである。之から

$$I = I_0 e^{-\frac{c\phi}{2.13} x} = I_0 e^{-\frac{c\phi}{2} x}$$

なる關係を求め、 $c\phi$ が大體に於て一樣な區間に對し、水面及び河床の平衡勾配を與へられてゐる。

$$z = z_0 - H$$

$$\Rightarrow z_0 - \frac{2}{c\phi} I_0 \left(1 - e^{-\frac{c\phi}{2} x}\right) - H_0 e^{\frac{c\phi}{6} x} \dots \dots \dots (60)$$

$$i = -\frac{dz}{dx}$$

$$\Rightarrow I_0 e^{-\frac{c\phi}{2} x} + \frac{c\phi}{6} H_0 e^{\frac{c\phi}{6} x} \dots \dots \dots (61)$$

茲に i は河床の平衡勾配である。

2. 河床勾配と河床構成材料との關係

P. du Boys 以來流水の掃流力 S は γHI として表はされ、而も掃流限界點に於ける掃流力即ち限界掃流力 S_0 と其の時の水深 H_0 、及び勾配 I_0 、との間には河床構成材料により或る一定の關係のあることは既に述べた通りである。此の事實は著者の實驗水路に於ても認められた。著者は更に實際河川に於て此の關係が如何なつてゐるかを調査した。

著者は富士川(釜無川及笛吹川を含む)及び鬼怒川に於て流路に沿ひ、2~4km 間隔に主流に沿ふて、河床深さ 1.0~0.5m、幅及び長さ約 0.5m に 400~600 kg の砂礫を採取し、之を標準篩に依つて篩分けたところ表-25、表-23 に示す如き結果が得られた。富士川は昭和 10 年 9 月、鬼怒川は昭和 13 年 9 月に殆んど計畫洪水に

圖-37.

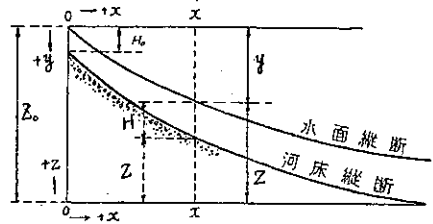


表-25. 富士川筋河床砂礫篩分結果百分率

採集月日	場所	採集量 (kg)	最大徑 (cm)	各篩通過量百分率 (mm)											
				1.2	2.5	5.0	10.0	15.0	25.0	30.0	40.0	50.0	60.0	80.0	100.0
昭和 12-8-15	0/0	718.5	14.8	12.4	18.0	21.5	28.1	32.5	40.4	48.7	49.5	55.7	62.8	70.4	77.5
" 15	0/32	612.6	14.8	19.0	23.1	25.5	30.1	34.0	40.9	44.3	52.0	59.6	66.5	77.9	86.8
" 15	1/16	551.9	15.7	13.0	16.2	19.6	27.6	34.2	44.7	48.5	55.3	60.9	66.3	74.3	81.6
" 15	2/24	570.0	17.7	6.1	12.0	16.4	26.3	33.9	47.8	53.1	61.6	68.4	76.1	84.0	91.6
" 15	3/25	575.5	16.5	12.4	22.1	25.7	32.1	36.4	43.4	46.4	52.7	57.7	63.6	71.8	80.6
" 19	6/0	497.9	17.3	9.6	16.1	22.4	35.0	42.8	54.2	58.5	66.2	72.1	76.9	82.4	87.9
" 18	7/8	469.7	15.7	17.2	23.1	26.4	33.0	37.5	45.7	49.2	56.4	63.5	68.5	79.4	87.5
" 18	8/0	492.7	16.2	16.5	26.2	31.0	38.8	44.0	51.0	54.6	60.8	65.7	70.1	76.9	81.1
" 18	10/26	513.9	20.9	12.9	26.9	33.6	42.5	46.8	52.6	55.1	59.3	63.1	65.6	71.4	76.8
" 18	11/31	471.3	13.3	42.2	48.4	50.6	55.4	58.9	64.8	67.2	71.0	74.3	78.3	83.4	86.3
" 17	12/17	504.9	13.3	12.2	19.1	24.4	34.5	41.0	51.4	57.8	66.8	74.4	81.1	87.6	91.8
" 17	13/0	421.4	17.0	7.2	13.0	19.0	31.2	39.5	51.3	55.2	60.6	64.7	68.1	72.6	76.7
" 17	14/0	459.1	10.5	17.4	30.1	40.7	59.2	69.4	79.9	83.2	87.2	90.0	91.6	95.2	97.6
" 17	14/24	374.3	17.4	17.4	26.4	31.9	39.8	44.1	50.4	53.0	58.2	61.5	65.5	70.1	76.3

表-26. 釜無川筋河床砂礫篩分結果百分率

採集月日	場所	採集量 (kg)	最大徑 (cm)	各篩通過量百分率 (mm)					
				1.19	4.76	9.50	25.40	50.80	75.00
昭和 11-11-20	16/0	530.9	8.4	20.3	36.4	44.2	65.9	80.0	98.2
" 7-30	17/0	522.0	11.0	18.4	33.0	41.2	65.9	84.7	97.3
" 11-20	18/0	493.7	13.1	17.7	30.6	37.0	59.5	76.6	88.4
" 9-20	19/0	611.0	16.4	16.1	25.7	53.5	51.2	69.7	80.6
" 9-20	20/0	429.9	18.2	6.8	16.9	22.9	40.5	58.7	71.1

表-27. 笛吹川筋河床砂礫篩分結果百分率

採集月日	場所	採集量 (kg)	最大徑 (cm)	各篩通過量百分率 (mm)															
				0.3	0.6	1.2	2.5	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0	40.0	50.0	60.0	80.0	100.0	
昭和 12-10-19	0/1	42.3	—	74.4	94.1	98.6	99.6	99.7	99.8	99.9	—	—	—	—	—	—	—		
" 10-19	0/27	41.7	—	7.2	40.0	83.6	93.6	96.3	98.2	99.0	99.6	—	—	—	—	—	—		
" 10-19	2/0	59.7	—	38.4	83.6	92.3	97.7	98.2	98.7	99.2	99.5	99.7	—	—	—	—	—		
" 10-20	2/18	47.2	—	44.9	92.8	99.0	99.8	99.9	99.9	99.9	—	—	—	—	—	—	—		
" 10-20	2/27	55.3	—	31.4	69.7	78.5	91.7	94.9	97.3	98.5	99.2	99.5	99.9	—	—	—	—		
" 10-20	3/1	73.3	—	16.9	66.3	74.4	88.4	92.9	96.4	97.8	98.6	99.2	99.6	—	—	—	—		
" 11-11	3/20	30.0	—	17.4	42.1	58.6	67.4	71.6	78.6	83.3	87.8	91.3	95.0	99.3	—	—	—		
" 10-20	4/3	80.4	—	9.7	23.7	28.2	35.8	39.4	45.8	51.6	56.7	62.0	66.2	74.2	82.0	89.6	94.5		
" 11-11	4/18	55.0	11.8	4.0	13.3	30.5	38.1	40.8	45.3	48.4	50.2	52.9	56.6	62.3	67.9	72.5	82.6		
" 10-20	4/30	78.6	12.1	2.0	5.8	11.3	15.5	18.6	23.4	27.2	30.5	32.9	36.3	43.5	49.3	56.6	72.5		
" 10-21	5/32	118.4	17.2	1.4	5.3	10.8	14.5	16.7	21.0	24.4	27.5	30.2	33.3	38.8	44.0	49.5	59.1		

表-29.

番 号	河川名	場所 (丁 杭)	距離 (K. M)	$k_{18.2}$	λ	d_m (mm)	河床勾配 (%)	昭10.9.25 水深 H(m)	I · H	$\lambda \cdot d_m$
富-1	富士川	0/0		0.4024	0.747	51.98	0.00499	2.55	0.011751	33.83
2	"	0/37	3.5	0.3360	0.747	46.76	0.00360	3.80	0.013688	34.92
3	"	1/16	5.7	0.3656	0.672	48.26	0.00365	3.80	0.012935	32.43
4	"	2/24	10.5	0.2872	0.646	39.17	0.00428	5.40	0.023128	25.30
5	"	3/25	14.1	0.3864	0.724	50.51	0.00399	5.40	0.021557	36.57
6	"	5/0	23.2	0.2738	0.594	38.82	0.00473	1.95	0.009214	20.73
7	"	7/8	27.6	0.3142	0.705	43.24	0.00468	3.50	0.016391	30.50
8	"	8/0	30.5	0.3207	0.592	44.00	0.00336	3.10	0.010410	26.07
9	"	10/26	41.7	0.3782	0.567	52.81	0.00345	3.50	0.012075	29.97
10	"	11/31	45.7	0.2902	0.481	30.84	0.00461	1.55	0.007142	14.85
11	"	12/1	48.4	0.2304	0.639	33.69	0.00350	3.65	0.012779	21.54
12	"	13/0	50.1	0.3754	0.542	50.33	0.00400	3.70	0.014800	27.27
13	"	14/6	54.1	0.1041	0.401	16.82	0.00333	1.60	0.005333	6.74
14	"	14/24	57.6	0.3832	0.493	66.63	0.00286	5.45	0.015592	32.80

表-30.

番 号	河川名	場 所 丁 杭	距離 (km)	$k_{18.2}$	λ	d_m (mm)	河床勾配 I	昭-10-9-25 水深 H(m)	I · H	$\lambda \cdot d_m$
釜-1	釜無川	11/0	62.9	0.1469	0.575	22.72	0.00175	7.00	0.012250	13.06
" 2	"	17/0	66.8	0.1469	0.577	23.02	0.00190	3.50	0.006650	13.29
" 3	"	18/0	70.6	0.2048	0.567	30.76	0.00386	3.00	0.011580	17.45
" 4	"	19/0	74.4	0.2902	0.577	40.90	0.00617	3.20	0.019744	23.60
" 5	"	20/0	78.4	0.4423	0.642	55.70	0.00629	3.00	0.018870	35.74

表-31.

番 号	河川名	場 所 丁 杭	距離 (km)	$k_{18.2}$	λ	d_m (mm)	河床勾配 I	昭-10-9-25 水深 H(m)	I · H	$\lambda \cdot d_m$
笛-1	笛吹川	0/1	—	0.0081	0.350	0.296	0.00083	62.0	0.005146	0.1035
" 2	"	0/27	3.0	0.0066	0.185	1.255	0.00092	50.0	0.004600	0.2327
" 3	"	2/0	7.8	0.0045	0.182	0.660	0.00115	41.0	0.004715	0.1201
" 4	"	2/18	9.8	0.0028	0.136	0.532	0.00068	40.0	0.002720	0.0726
" 5	"	2/27	10.8	0.0076	0.250	1.321	0.00098	37.0	0.003626	0.3300
" 6	"	3/1	11.9	0.0094	0.190	1.914	0.00111	3.30	0.003663	0.3637
" 7	"	3/20	14.1	0.0682	0.412	4.487	0.00178	2.60	0.004628	1.851
" 8	"	4/3	16.1	0.1900	0.785	19.123	0.00195	2.80	0.005460	15.03
" 9	"	4/18	17.8	0.2834	0.678	34.689	0.00347	3.00	0.010410	23.52
" 10	"	4/30	19.1	0.4575	0.992	51.772	0.00637	2.70	0.017199	50.86
" 11	"	5/32	22.8	0.7150	0.849	69.554	0.01316	2.50	0.032900	59.02

任意の地点の砂礫混合状態と其の各地點相互間の變化の有様を知るために、各地點に於ける混和比を求める場合に d_b としては考ふる區間内で得られた最大粒徑を以て之に當てた。即ち

$$\frac{A_1}{A_2} = k_b$$

茲に A_2 は l を考ふる區間の上流端に於て得られた最大粒徑 d_b をとつたものである。此の場合 k に b と

表-32.

番 号	河川名	場 所 (T)	河 床 積 (K)	距 離 (M)	$k_{25.5}$	λ	d_m (mm)	河床勾配 (I)	昭和三十二年 水深 (M)	I · H	$\lambda \cdot d_m$
魚-I	魚沼川	26/16			0.7460	0.773	101.8	0.00459	3.38	0.01551	78.70
2	"	25/24			0.1423	0.543	35.7	0.00836	2.77	0.02316	19.59
3	"	24/27			6.97	0.4656	63.9	0.00829	1.97	0.01633	59.28
4	"	23/24			11.27	0.4062	64.5	0.00723	2.75	0.01988	53.24
5	"	22/18			15.90	0.2370	69.5	0.00112	2.86	0.00320	37.17
6	"	21/6			21.91	0.3428	60.3	0.00262	2.10	0.00550	43.92
7	"	20/8			24.69	0.1029	54.3	0.00382	3.27	0.01249	14.72
8	"	19/6			29.49	0.1073	64.5	0.00378	2.58	0.00975	17.99
9	"	18/6			33.32	0.1832	86.6	0.00301	2.41	0.00725	32.20
10	"	17/27			37.88	0.1279	68.0	0.00463	2.24	0.01037	21.97
11	"	15/18			42.53	0.1569	70.1	0.00227	2.75	0.00624	27.61
12	"	14/27			45.52	0.0594	62.9	0.00212	3.28	0.00695	8.74
13	"	13/23			48.28	0.1110	67.8	0.00320	3.37	0.01078	19.32
14	"	12/18			53.44	0.0706	72.4	0.00384	4.45	0.01264	13.83
15	"	12/6			55.33	0.0611	46.2	0.00176	4.63	0.00815	7.575
16	"	10/27			60.03	0.0494	33.0	0.00241	6.26	0.01509	4.65
17	"	9/27			64.07	0.0170	25.0	0.00049	6.63	0.00323	1.15
18	"	8/21			68.65	0.0014	78.6	0.00040	4.17	0.00167	0.322
19	"	7/30			71.58	0.0019	53.8	0.00057	2.81	0.00160	0.291
20	"	6/18			74.52	0.0022	110.5	0.00038	3.61	0.00137	0.509
21	"	5/24			77.79	0.0020	54.6	0.00084	2.93	0.00246	0.312
22	"	4/12			83.02	0.0028	57.5	0.00063	2.98	0.00188	0.391
23	"	3/24			89.88	0.0020	61.3	0.00026	2.97	0.00077	0.319
24	"	1/16			94.40	0.0020	49.3	0.00030	5.78	0.00173	0.291

表-33.

番 号	試験種別	$k_{2.5}$	λ	d_m (mm)	S_0 (kg/m ²)	$\lambda \cdot d_m$
試-1	A 種	0.0958	1.055	0.22	0.022	0.2321
" 2	B 種	0.3943	0.597	0.70	0.075	0.4179
" 3	C 種	0.9889	0.930	1.22	0.098	1.1346

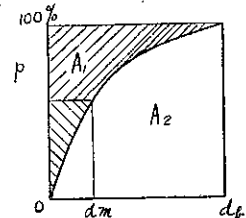
云ふ婆尾字を附す。

λ は 圖-38 に於て平均粒徑以上の重量百分率と夫れ以下の重量百分率との比を示すもので、之は砂礫混和曲線の形を表はすものと云ふことが出来る。

$$\lambda = \frac{\sum_{p=0\%}^{p=p_m\%} d \cdot dp}{\sum_{p=p_m\%}^{p=100\%} d \cdot dp}$$

此處に $p_m\%$ は平均粒徑に相當する重量百分率である。

圖-38. 篩分曲線



(1) γHI と d_m との關係

掃流力と平均粒徑との關係を見るために對數方眼紙に γHI を縦軸に、 d_m を横軸にとると 圖-40 に示す通りである。之に前記實驗の結果を添加すると之は殆んど直線で表はされ而も基準點から 45° の直線となるのであるから、 d_m は γHI に直線的に比例することとなる。殆んど總ての點は此の直線を延長したものゝ左側に在り、而も粒徑の大きな部分にあつては大體之に平行してゐる様に見受けられる。之は此の直線が限界掃流力を示してゐるものであつて、此の左側の部分に在ると云ふことは此の部分に作用する流水の力は抵抗力を超えてゐることを表はし、相當河床は移動してゐることを意味するものである。細粒の部分は其の移動深が尙一層大きいと云ふことになる。此の結果は Krey の實驗と良く一致してゐる。

(2) γHI と k との關係

掃流力と混和比との關係を見るために前と同じ様に對數方眼紙に γHI を縦軸に、 k を横軸にとると、圖-40 の通

りである。此の結果は $\gamma HI: dm$ に示されるものと殆んど同様であつた。之に依れば砂礫の混和状態は明らかに流水の河床に及ぼす力に關係を持つことが窺はれる。以上の状態から考へると dm と k との間にはかなり明瞭な

圖-39.

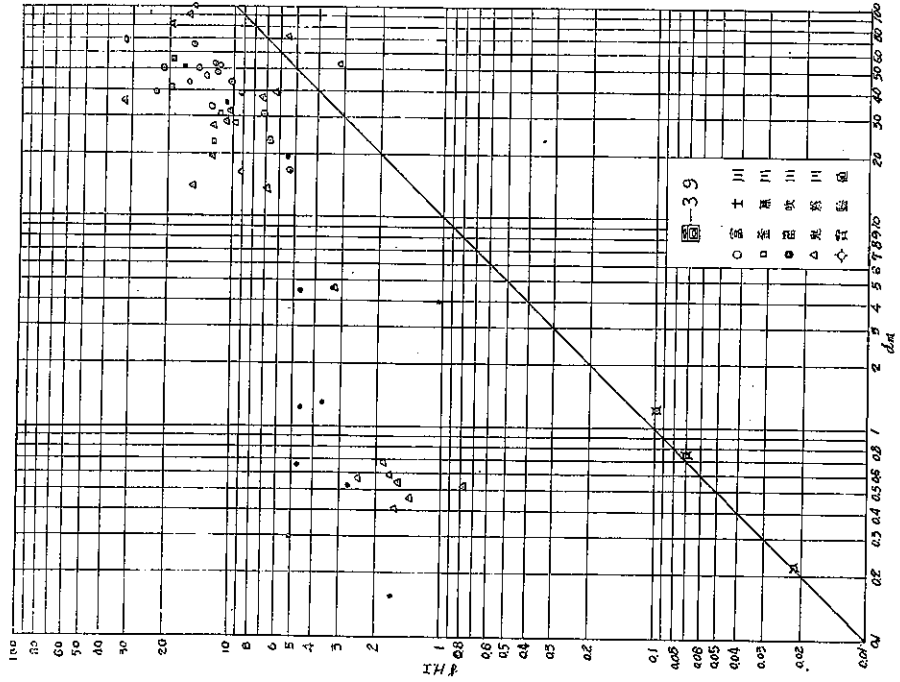
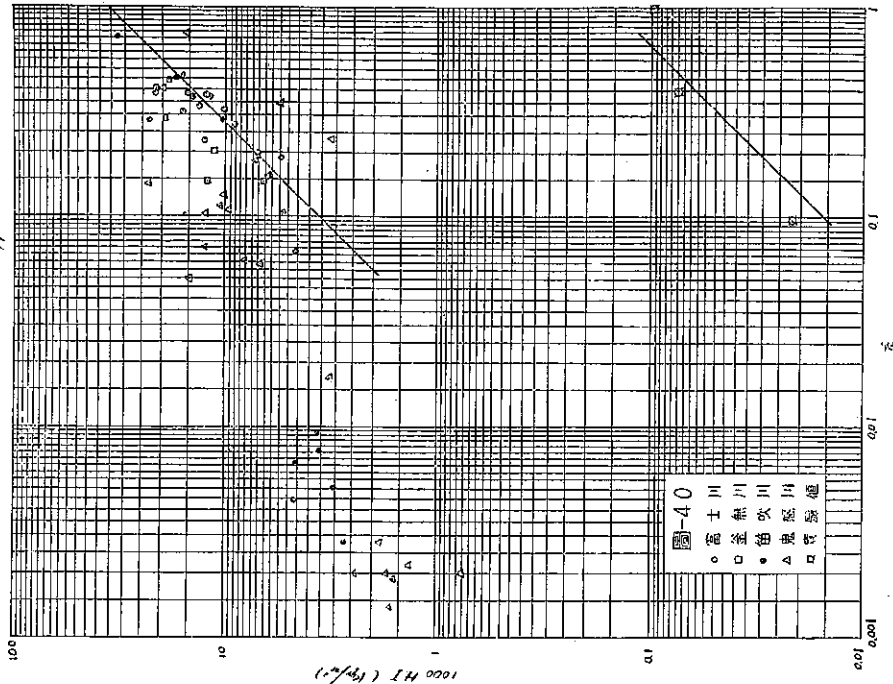


圖-40.

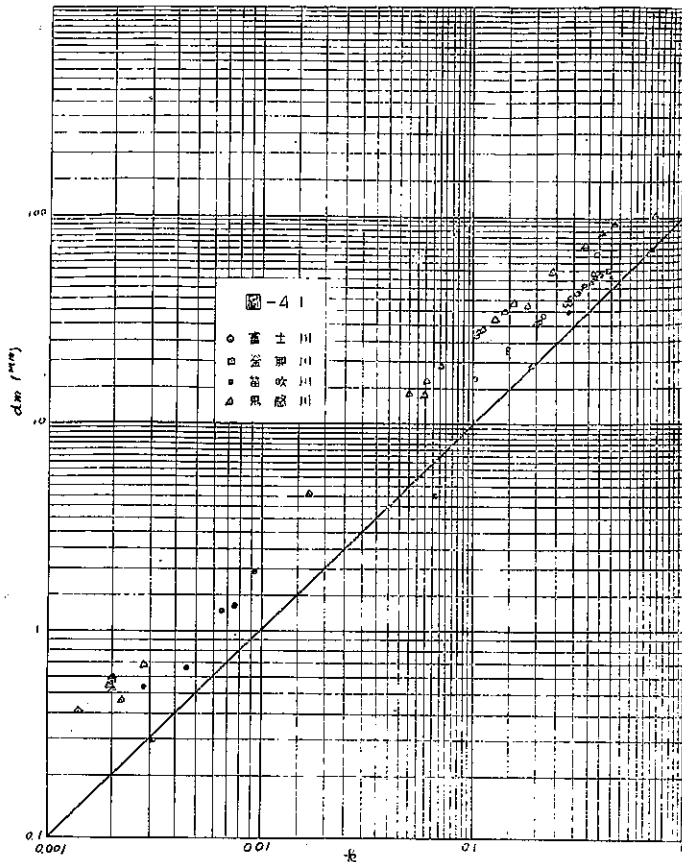


關係が認められるので、 dm と k との關係を圖示すれば圖-41 の如くになり、之は最大粒徑を同一にとつたもの即ち db として定めた或る値の如何に依つて異なるが、平均粒徑の變化する割合は混和比の變化する割合と殆んど同一である。此の k は流下するに従つて砂礫の混和状態の變化する有様を示すものであるが、之に依れば平均粒徑も同様な割合で變化することが認められる。

(3) x と k との關係

茲に x は流下距離である。流下距離と混和比との關係は圖-42 の通りである。此の場合には半對數方眼紙を用いた。之に依ると平均粒徑 5mm 下の場合は以上に比し著しく異り、同一關係で律することは困難である。平均粒徑 5mm 以上の部分では殆んど對數曲線で表はすことが出来るが、夫れ以下の部分は急變する。此の區分點は丁度礫と砂との分界點であつて、鬼怒川、笛吹川何れの場合にも之以下では表面には砂利は見受けられない。

圖-41.



叙上の關係から大體に於て河床砂礫の混和比又は砂礫の平均粒徑は流下に従つて對數曲線で漸變することが認められ、此の事實は Sterberg が單獨の礫が流下するに従つて其の重量を對數曲線に従つて漸變すると認めてゐることと一致してゐる。之に依れば河床の抵抗は又其の構成状態に依つて異ると云ふことが云ひ得られる。従つて河床砂礫の平均粒徑、混合比は河床勾配を決定する重要な一要素をなしてゐることが考へられるのである。

3 限界掃流力公式

河床面積 $1m^2$ に作用する掃流力に對應する抵抗力 K は之を理論的に考へると、此の場合砂礫層の厚さを d 、 α を砂礫の空隙率、 γ_s を其の比重、 γ を水の比重、 f を摩擦係數とすれば、

$$K = f(\gamma_s - \gamma)(1 - \alpha)d \cdot 1.1 \text{ (kg/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (62)$$

で表はされる。之は掃流限界に於ては限界掃流力に等しい。

其處で d の代りに平均粒徑 dm を用ひ、 α は空隙率であつて dimension のない數値であるから之に關聯して空隙の状態を表はす dimension のない數値として前記の平均粒徑以上の重量百分率と夫れ以下の重量百分率との比 λ を用ひることにして、上式を書き換へれば、

$$S_0 = K$$

$$= a(\gamma_1 - \gamma) \lambda \cdot dm \dots\dots\dots (63)$$

となる。茲に a を實驗に依つて定めればよい。

前記實驗並びに上述の富士川及び鬼怒川で求めた資料から γHI と $\lambda \cdot dm$ の關係を求めるために對數方眼紙に縦軸に γHI を、横軸に $\lambda \cdot dm$ をとると

圖-43 の如くなる。此の結果は巖に求めた γHI と dm, k との關係と殆んど同様なものとなつた。之に依れば實際河川に於ては平均粒徑 dm は大體に於て砂礫の混合状態をも表はすと云ふことであり、Krey の云ふところも妥當であると考へられる。併し之は考へた範圍内に於て混合状態に餘りに不規則な混合状態のなかつたことをも意味するものであり、理論上は粒徑と共に其の密度の状態をも考慮すべきであつて、限界掃流力公式として此の形を採ることは至當である。圖-43 に見るやうに實驗の結果は大體に於て γHI と $\lambda \cdot dm$ とは直線的に比例してをり、實際河川に於ける測定値は殆んど總て此の延長線の左側に在る。此の事實は實際河川では明らかに 限界掃流力を

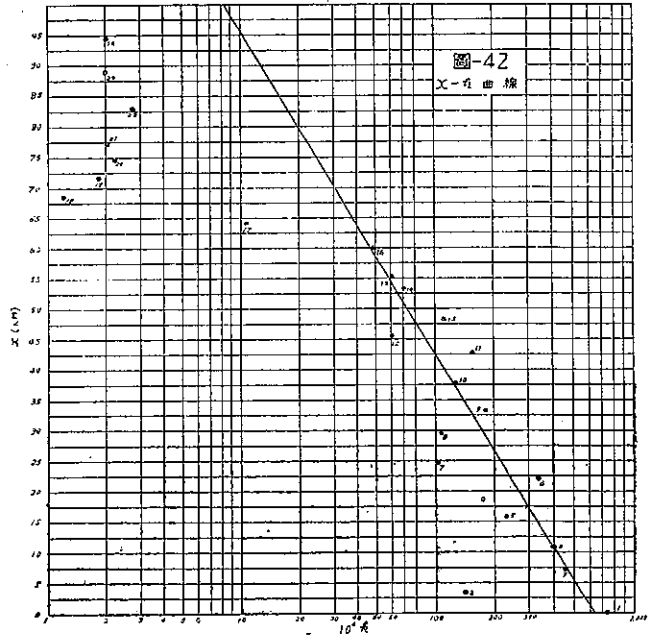
超えてゐることを示してゐると見て差支へない。注意すると此の實際河川に於ける測定値の間にも或る關係が見受けられる。

富士川筋に於けるものは笛吹川の下流部に於けるものを除いては一群をなし、此の間の傾向は 限界掃流力を示す直線と殆んど平行してゐる。笛吹川筋の笛-8~笛-11 は殆んど直線をしてゐるが、此の間には河狀に變化を及ぼす程の支流はなく、見掛けは河床の變化は僅少であり、而も殆んど同様であつて、かなりに安定してゐるものの如くに見受けられる。笛-7 以下は一大右支荒川を合流して居り、河床面は砂のみであり、砂利は殆んど得られない。笛-1 及び笛-2 は流末付換の新河道の部分に在り、笛-3 は其の直上に在つて、此の部分は河道の變化著しく、昭和 5 年新河道の通水以來約 2m の河床低下を來した所である。此の影響は笛-7 の附近迄及んでゐる。富士川は大體に於て笛吹川と同様な傾向が見受けられる。此の内富-4 は狹窄部に於けるもので、水位の上昇著しく、測定の結果に依ると河床の移動は 2m 以上に達してゐることが認められて居り、富-13 は特に河幅の擴い所で、上下流に比し細砂多く、河床の低下又は上昇を見ることが屢々であり、河床の移動の甚しい所である。

釜無川筋のものは多少不規則である。釜無川は近年は比較的河床の變移は減じて來てゐるが、以前は河狀極めて不良で、河道の維持に苦心した所である。釜-1 は笛吹川との合流點直下に在り、笛吹川に依る細砂の堆積が著しい。

鬼怒川に於けるものは富士川に於けるものより一般に亂雜してゐる。鬼怒川には富士川程河狀を變化せしめる

圖-42.



程の支流はないのであるが、河幅が極めて不規則で、非常に擴い所や狭い所があり、水面勾配は局部的に變動が多い。特に鬼-14 から上流は河幅が廣く500m から 1000m に及ぶもので、亂流し、資料採取地點の水深、勾配の決定に多少の誤差は免れない。大體に於て鬼-16 より下流には砂利は殆んど表面には現はれず、鬼-17 以下では砂利の採集は行はれてゐない。鬼-16 は幅員120m 程の狹窄部であつて、砂礫河川が急激に河狀を一變し、表面に砂利を見受けないうところ、河床の移動の大きいことは想像せられる。鬼-20 は新に開鑿した捷水路の下流端に位し、新河道通水後は稍流砂の堆積を見てゐる。之より下流は河狀比較的整然として殆んど單断面であるが、水深大きく、一般に増水時には3m 以上に及ぶ河床の移動が護岸根固の沈下等に依つて推定することが出来る。之は尤も掃流力以外の原因が含まれて居り、根固に用ひた沈床に依る渦のために細かい砂の吹きあげられるのにも因るのであるが、兎に角可成りの深さの移動が認められてゐる。

限界掃流力の實驗が現在のところ實驗設備に依つて限られてゐるので、粒徑の大きなものに對しては試みられず、又其の種類も3種に過ぎないので、之丈で遽かに斷んずることは出来ないのであるが、現在の範圍内に於ては大體に於て以上の事實が認められ、從つて(62)式に依つて其の傾角を知ることが出来る。(62)式から實際河川に於て河床に作用する力が限界掃流力を超えてゐる程度を知ることが出来、其の程度に依つて河床の移動狀態が推定し得られるのである。河床の變動する狀況は叙上の説明の如く、此の理論と合理的な關聯を持つことが認められるから此の理論は成り立つものと考へられる。大體に於て(62)式と平行な關係に在る各地點の河床の變動狀況は類似してゐることは確かである。實驗の結果から(62)式の數値を求めると、

$$S_0 = \gamma H_0 J_0 \\ = 55.7(\gamma_1 - \gamma) \cdot \lambda \cdot d_m \dots\dots\dots (64)$$

となる。茲に S_0 は限界掃流力 (gr/m^2)、 d_m は平均粒徑 (mm)、 γ_1 は砂礫、 γ は水の比重である。

Kramer は空隙率即ち砂礫混合の狀態を示すのに重量百分率 50% の粒徑以下の重量百分率に粒徑を乗じたものと以上の夫れとの比 M を用ひてゐるが、砂礫の混合狀態に依つて平均粒徑の重量百分率に相當異なることのある

圖 43.

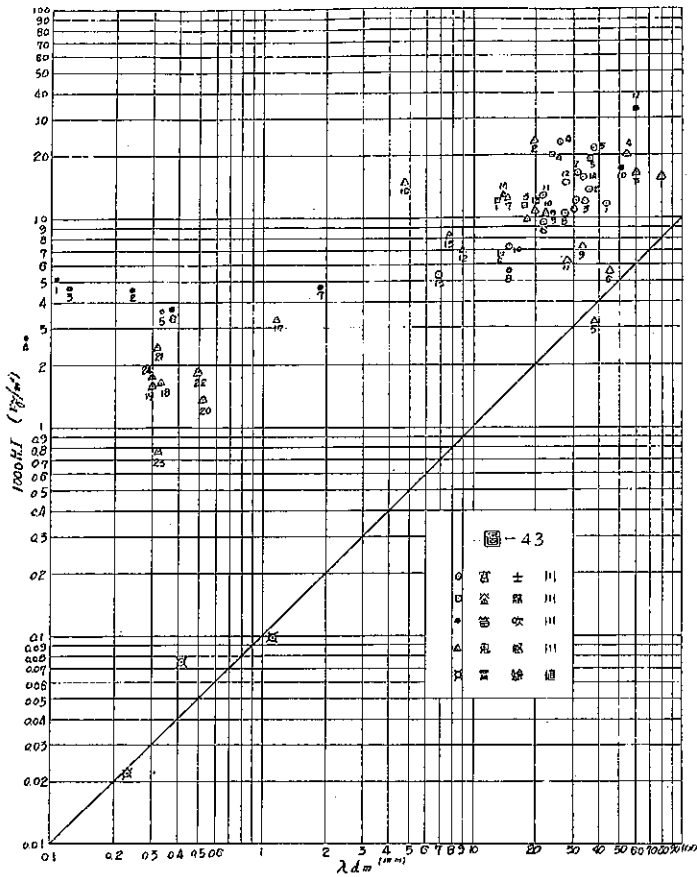


圖-43
○ 富士川
□ 岩野川
△ 菅吹川
◇ 飛越川
× 富嶽湖

のを考へれば混合状態を示すには M を用ひるよりは基準を平均粒徑にとつた λ の方がよりよく其の状態を表はすことが出来る。又 Indri の如く常数を添加することは平均粒徑等の場合に尙或る掃流力を與へることになり不合理である。Indri の云ふが如く限界掃流力曲線は實際には直線ではなく、 $\lambda \cdot d_m$ の大きな場合にはより大きな値をとるものであり、或は拋物線形をとるのではないかと思はれる節もあるのであるが、著者の資料の範囲内では敘上の如く考へて差支へなく、(63) 式は (62) 式に従へば Kramer も云ふ様に dimension 的に誤りがなく、簡單であり、掃流理論とも一致し、又各項は容易に實際に測定し得られる値であるから限界掃流力公式として適切なものと考へる。

富士川及び鬼怒川に於ては大體に於て $\lambda \cdot d_m$ (mm) が 0.4 の時には實際に河床に作用した力は限界掃流力の約 40 倍、 $\lambda \cdot d_m$ (mm) 1.0 で約 30 倍、 $\lambda \cdot d_m$ (mm) 10 で約 5 倍、 $\lambda \cdot d_m$ (mm) で約 4 倍、 $\lambda \cdot d_m$ (mm) 50 で同様 5 倍位となつてゐた。之に依つて河床の移動状態を類推することが出来ると共に可動河床模型實驗に於て砂礫の移動を相似ならしめるための最も有效な手段とすることが出来るのである。

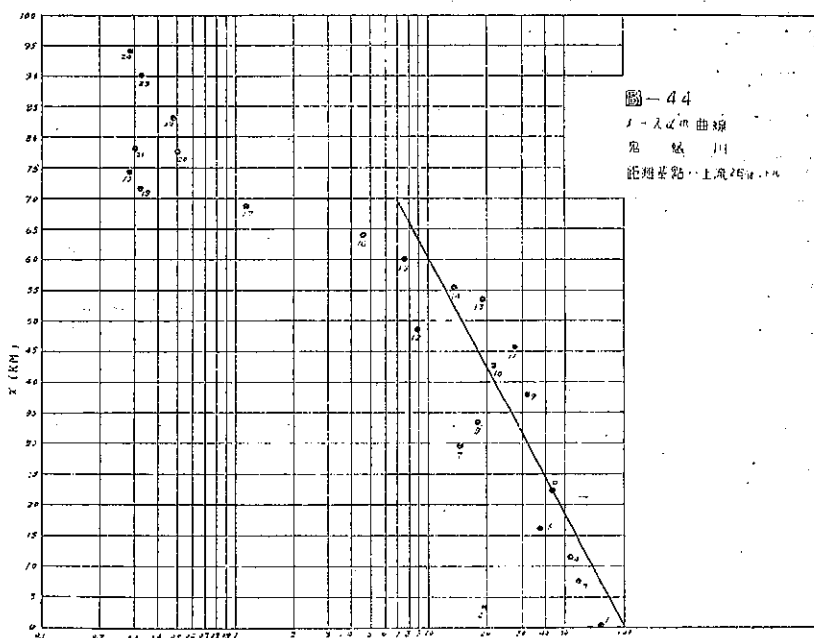
4. 河川の平衡勾配

既に述べて來た様に河床に作用する力は γHI で表はされ、之に相應する河床の抵抗は砂礫の平均粒徑、其の混合状態に支配されるのである。此の河床の抵抗は $\lambda \cdot d_m$ で表はされる。

自然河川に於ては河床構成砂礫は流水に依る自然撰擇作用に依つて次第に其の地點に於ける掃流力に對應する形態を採るものであり、此の結果若し他に之に影響を與へる條件のない限りは縦斷形は 1 個の美しい曲線を形造る。

鬼怒川に於ける河床砂礫から求めた數値に就て考へる。今基點を 0 として流れの方向に距離を x とし、 x と $\lambda \cdot d_m$ との關係を求めると圖-44 の通りとなる。之に依れば大體に於て $x - d_m \cdot \lambda$ 曲線は對數曲線で表はすことが出来る。 d_m の値が 1~2mm

圖 44.



と云ふ普通河床が砂と云はれてゐる部分は夫れより上流の砂利の部分とは幾分異つた事狀に在るが、之は實際河川に於ても此の部分では河床勾配は急激に變化し、縦斷曲線は折れてゐる様に見えるのであつて、此の點は掃流力と河床抵抗との間が此の上下流部分に於ては同じ状態に在るのではなく、周圍の條件に依つて河川が此の様な形をとる様餘儀なくされて居り、其の結果河床の移動状態が上下流部分に於て相當異なるも

のであることが考へられる。夫れ故、特に周圍の條件に依つて支配される影響のない區間を考へる時は距離 x と $\lambda \cdot d_m$ との關係は一般に

$$x = a - b \log \lambda \cdot d_m \quad \dots (65)$$

で表はすことが出来る。

今之を一鬼怒川の例にとれば

$$\lambda \cdot d_m = 10^{\frac{x-120}{60}}$$

となる。茲に $\lambda \cdot d_m$ は mm, x は km である。

笛吹川に於て得られた資料に就て之を検討すれば 圖-46 の通りとなる。此の場合も明らかに鬼怒川に於けるものと同様な傾向を示して居り、(65) 式の關係は成立する。笛吹川では笛-7 の地點で荒川の合流を見るのであつて、河狀は明らかに

此の上下流で異つてゐることは前述の通りである。此の上流部分には明治 41 年の大洪水の際に笛吹川が支川の河道を奪つて新な水路を形造つたところであり、當時は著しく土砂の堆積を見たのであるが、其の後河道の改修を行つたもので、爾來上流よりの土砂の流送も少く、自己の流水に依り自然に矯正されて、比較的に安定感の得られてゐる部分である。此の區間は水面幅は 250~210 m で、水深は昭和 10 年 9 月の出水では 3.00~2.50 m となつて居り、河道は比較的整然としてゐる。

(65) 式に此の場合の數値を與へると

$$\lambda \cdot d_m = 10^{\frac{x-16}{8}}$$

となる。此の場合 $\lambda \cdot d_m$ の値は流下距離に從つて、鬼怒川の場合より減少率は著しく大きい、之は河道の正整なると、上流よりの流送砂礫の狀況の異なるのに依るものと思はれる。

斯く考へると (64) 及び (65) 兩式から河床が平衡の状態に在る場合の流下距離に從つての掃流力の變化を知ることが出来る。即ち

$$S_0 = 55.7(\gamma_1 - \gamma) \cdot 10^{\frac{x-a}{b}}$$

と云ふ形をとるのである。

圖-45.

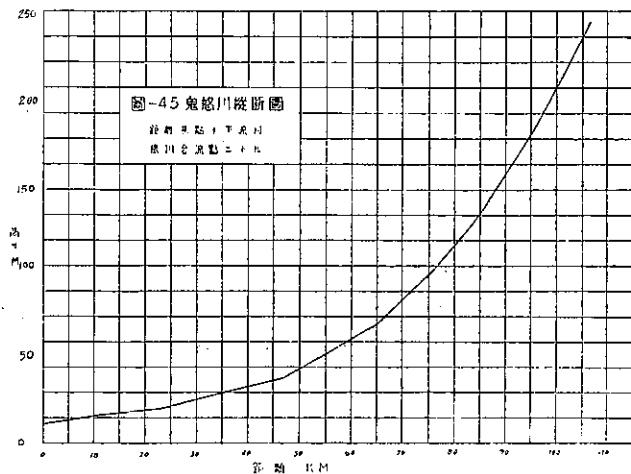
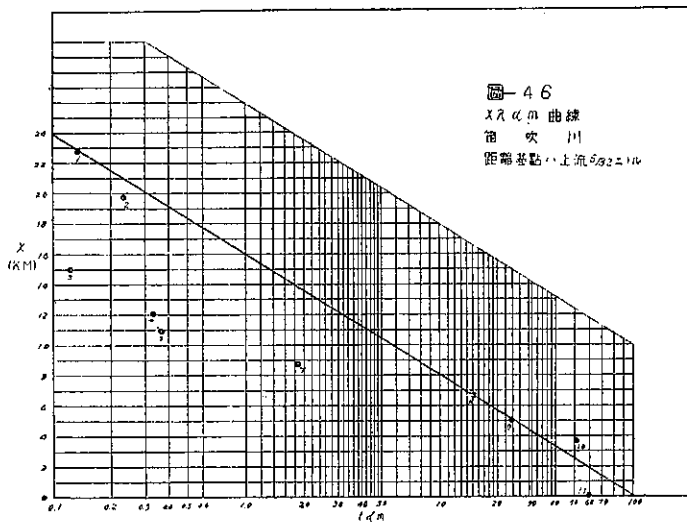


圖-46.



一般に自然河川の流水は次の如き不等速定流として表はすことが出来る。

$$I = i - \frac{dH}{dx} = \alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{v^2}{C^2 R^{2n}} \dots (67)$$

茲に i は河床の自然勾配であつて、之を限界掃流力に關聯して解けば河川の平衡勾配を求めることが出来る。

既に述べた如く、掃流力 HI は砂礫平均粒徑 d_m と砂礫の混合状態を示す λ との積の函數で表はされ、又 $\lambda \cdot d_m$ は平衡状態に在る一河川に於ては流下距離 x の函數で示し得ることから

$$HI = k \cdot f(x) \dots (68)$$

とすることが出来る。其處で (67) 及び (68) の兩式から

$$\frac{k \cdot f(x)}{H} = \frac{\alpha}{g} v \frac{dv}{dx} + \frac{v^2}{C^2 R^{2n}} \dots (69)$$

となる。今水深に比し幅員の極めて擴い場合を考へると

$$H \approx R$$

又幅員を一樣として $B = \text{const.} = B_0$ 、之と連續の方程式 $Q_0 = Av$ とから

$$H = \frac{Q_0}{B_0 v} = \frac{q_0}{v} \quad \text{但し} \quad \frac{Q_0}{B_0} = q_0$$

が得られる。之を (69) 式に代入することに依り

$$\frac{k \cdot v \cdot f(x)}{q_0} = \frac{\alpha}{g} v \frac{dv}{dx} + \frac{v^{2+2n}}{C^2 q_0^{2n}} \quad \therefore \quad \frac{dv}{dx} = \frac{\alpha}{g} \frac{v^{2n+1}}{C^2 q_0^{2n}} - \frac{\alpha}{g} \frac{k}{q_0} f(x)$$

$$K_1 = \frac{\alpha}{g C^2 q_0^{2n}}, \quad K_2 = \frac{\alpha}{g} \frac{k}{q_0} \quad \text{と置けば}$$

$$\frac{dv}{dx} = K_1 v^{2n+1} - K_2 f(x) \dots (70)$$

併し乍ら一般には此の (70) 式は解くことが出来ない。

今 (66) 式から河床が平衡の状態に在る河川では任意の 2 地點の間に次の關係の在ることを知ることが出来る。

即ち

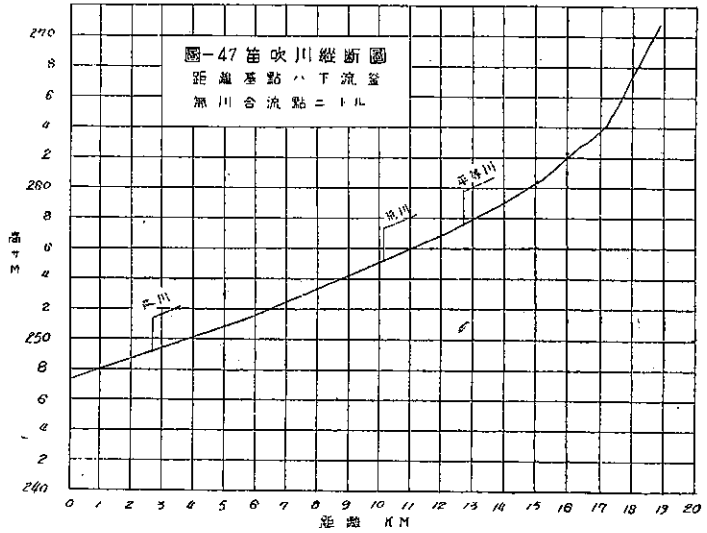
$$\frac{\gamma HI}{\gamma H_0 I_0} = \frac{55.7(\gamma_1 - \gamma) \cdot 10^{\frac{\alpha - \gamma}{b}}}{55.7(\gamma_1 - \gamma) \cdot 10^{\frac{\alpha - \gamma_0}{b}}} \quad \therefore \quad \frac{HI}{H_0 I_0} = \frac{10^{\frac{\alpha - \gamma}{b}}}{10^{\frac{\alpha - \gamma_0}{b}}}$$

$$\therefore \quad I = I_0 \frac{H}{H_0} \cdot 10^{\frac{\gamma - \gamma_0}{b}} \dots (71)$$

此の場合前記同様に水深に比し幅員が極めて擴く、又幅員一樣とすれば

$$\frac{Q_0}{B_0} = CH^{1+2n} I^{0.5} = CH_0^{1+2n} I_0^{0.5} \dots (72)$$

圖 47.



$$= q_a \quad \therefore \quad \frac{H_0}{H} = \left(\frac{I}{I_0} \right)^{\frac{0.5}{1+n}}$$

之を (71) 式に代入して

$$I = I_0 \cdot 10^{\frac{x_0 - x}{b} \cdot \frac{1+n}{0.5+n}} \quad \dots \dots \dots (73)$$

同様にして

$$H = H_0 \cdot 10^{\frac{0.5(x-x_0)}{b(0.5+n)}} \quad \dots \dots \dots (74)$$

今河床勾配を i とすれば

$$i = I + \frac{dH}{dx} \quad \dots \dots \dots (75)$$

(74) 式を x に關して微分すれば

$$\frac{dH}{dx} = H_0 \cdot \frac{0.5}{b(0.5+n)} \cdot I_n \cdot 10^{\frac{0.5(x-x_0)}{b(0.5+n)}} \quad \dots \dots \dots (76)$$

(73), (75), (76) の各式から

$$i = I_0 \cdot 10^{\frac{x_0 - x}{b} \cdot \frac{1+n}{0.5+n}} + H_0 \cdot \frac{0.5}{b(0.5+n)} \cdot I_n \cdot 10^{\frac{0.5(x-x_0)}{b(0.5+n)}} \quad \dots \dots \dots (77)$$

(72) 式に於て $n=2/3$ とすれば流速係數 C は單に水路周邊の粗度のみで表はすことが出來、此の場合考ふる任意の 2 點間の距離を短くとれば C は同一數値を以て示し得られる。即ち此の場合は

$$i = I_0 \cdot 10^{\frac{6}{8.5} \cdot \frac{x_0 - x}{b}} + \frac{3.45}{3.5b} \cdot H_0 \cdot 10^{\frac{1.5(x-x_0)}{3.5b}} \quad \dots \dots \dots (78)$$

河川に於て河床構成砂礫の平均粒徑と其の混合状態とが或る一定の關係に在れば其の河床は平衡の状態を保つことが出來、之から此の場合の河床縱斷曲線を求めることが出来る。

一般に自然河川では河床の砂礫は規則正しくは變化するものでなく、此の結果勾配の變化も同様となる。特別の原因のない限り、河床構成砂礫は流水に依り自然に其の條件に適應する様な構成状態に移向して行くものであるから、(78) 式に依つて求められる縱斷曲線から將來への河床の變化を推定することが出来る。

今例を箭吹川にとれば $\lambda \cdot d_m = 10^{\frac{1.6-x}{8}}$ であることから、(78) 式は

$$i = I_0 \cdot 10^{\frac{5}{28}(x_0 - x)} + \frac{3.45}{28} \cdot H_0 \cdot 10^{\frac{1.5}{28}(x - x_0)} = 0.00195 \times 10^{\frac{5}{28}(6.7 - x)} + 0.358 \times 10^{\frac{1.5}{28}(x - 6.7)}$$

茲に I_0, H_0 としては 4/3 に基準を置いたもので、夫々 0.00195, 2.80 m の値を有し、此の點の位置は基準點から 6.7 km のところに在る。 x は考ふる位置の基準點からの距離を km で表はしたものである。數値計算に當つては dH/dx に相當する項は距離の單位が km である

から、 H の單位 m と一致せしめるために 1/1000 を乗ずるものとする。以上に依り之を表示すれば右表の如くにして圖示すれば圖-49 の通りとなる。圖-49 には昭和 10 年 9 月の洪水直後及び昭和 15 年 2 月の縱斷曲線を並記してゐるが、此の區間は明治 40 年の洪水の際に流送土砂で殆んど埋没せられたものが、潮時流水に依り現況を形造つて來たものであり、現在流路は比較的整然として居

丁 杭	距 離 (x km)	河 床 勾 配 (i)	基 準 面 高 (m)
4/30	3.7	0.00694	268.32
4/18	5.0	0.00397	261.23
4/3	6.7	0.00195	256.60
3/20	8.7	0.00132	252.94
3/1	10.9	0.00095	250.45

り、平衡状態に近かづきつゝあるものと考へられるもので、之に依れば (78) 式は大體に於て實況を示すものと考へることが出来る。上流部は尙相當亂流して居り、漸時河床の低下することは (78) 式に依るのみでなく、昭和 10 年及び昭和 15 年の實績からも類推することが出来る。(78) 式の計算に當つては基準を現況にとるのであるから、其の撰定に依つて平衡なる河床勾配は多少異つて来る。著者は夫れで此の場合此處數年間比較的移動の割合、4/3 を一應基準としたのである。之に依れば 4/3 より下流の部分では平衡勾配は現況より下つて居り、此の部分は尙將來低下すべく、上流部に比し移動深は一層大なるものと推察せられる。

第六節 河相と河川工法との關聯性に就て

著者は以上に於て在るがまゝの河狀に作用する諸力の關係を説明して來た。

一般に砂礫の移動は極めて表面的であり、表面砂粒の移動のために引きづられて内部の砂粒迄一緒に動くものとは考へられない。枯葉が吹き捲られるか、粉雪の吹き飛ばされるが如き状態で流動して行く、而も此の掃流されつゝある状態は河床砂礫の細粗粒の混合状態に依つて又異なるのである。

限界掃流力 S_0 を

$$S_0 = \gamma H_0 J_0$$

と定義すれば、之は砂礫の性質に従つて或る定數であることが確められた。即ち砂粒の掃流の限界點では水深と勾配とは反比例するのである。此の事實は實際河川に於ても見受けられるのであつて、富士川、鬼怒川での調査に依れば勿論最近の大出水に於ては遙かに限界掃流點を超えて居り、河床は相當量の移動を見てゐるのであるが、類似の狀況の所では相對的に此の關係が成立する。

此の掃流限界點から離れてゐる部分、或は基準を之と相對的な或る一定の掃流状態にとつた場合に之から離れてゐる部分に於ては特に砂礫の堆積を見るとか又は時に深い洗掘を生ずるのである。圖-49 は釜無川及び笛吹川の大正 10 年以來の河床高の變遷を示すものであるが、之は昭和 13 年の河床高を基準とし既往に溯り、+ に河床の上昇高、- に其の下降高を示したもので、之に依れば河床高の年々の變動の多い所では概して砂礫の混和状態に不規則の關係が多い。釜無川は大體に於て同一傾向を以て變化してゐる笛吹川に比し、砂礫の平均粒徑、其の混和状態は不規則であり、河床高の變化は著しく大きい。之は河床が一層不安定になることを示してゐるものである。

圖-48. 笛吹川縱斷曲線

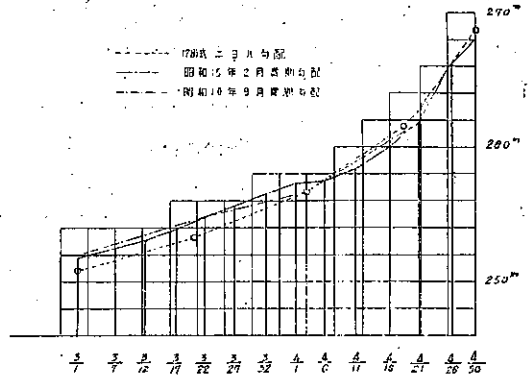
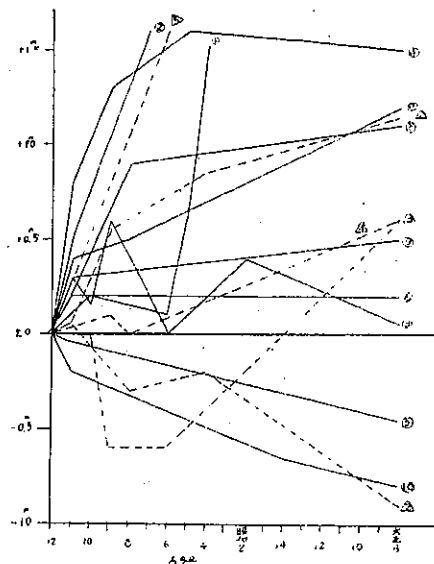


圖-49.



年次	断面	河床高
1	1	2.00
2	2	2.04
3	3	2.00
4	4	2.04
5	5	2.04
6	6	2.00
7	7	2.00
8	8	2.00
9	9	2.00
10	10	2.00
1	1	2.00
2	2	1.90
3	3	1.90
4	4	1.90
5	5	1.90

限界掃流力は砂礫の性質に依つて或る定數であると云ふことから Krey は之を平均粒徑で表はし, Kramer は平均粒徑と空隙率, 一之を細粗粒の混合比 M で示してゐる一とで表はした。併し此の M は砂礫の篩分曲線を表はすには不十分であるので, 著者は M が篩分重量 50% の粒徑を基準とするのを平均粒徑を基準とする λ に代へた。篩分曲線の形に依り平均粒徑が異り, 之に従つて其の篩通過重量百分率が變るのであるから, λ の方が M よりもより適切に細粗粒の混合状態を表はし得るものと考へる。斯くして限界掃流力 S_0 を與へる式として

$$(64) \quad S_0 = 55.7(\gamma_1 - \gamma_\lambda)\lambda \cdot d_m$$

を求めたのである。此の式は實際河川に於て考へられる總ての要素を含んで居り, 而も之は容易に測定し得られる値であると共に此の式の形式は掃流理論とも一致してゐる。

河川が平衡状態に在る場合には砂礫の平均粒徑 d_m と混合比 λ との間には一定の關係のあることが認められた。砂礫の平均粒徑は Sternberg の法則を廣義に解釋することに依り流下するに従つて對數曲線で低下して行くものと考へられるので, $\lambda \cdot d_m$ も流下距離に従つて對數曲線で低下するものと推定せられる。此の事實は實測例から明らかに認めることが出来た。

夫れ故に平衡の状態に在る河川では即ち途中で著しい砂礫の堆積, 又は洗掘の見受けられぬ場合には掃流力も流下距離に従つて同様な關聯を以て變化してゐるのである。此の關係を河床の自然勾配を決定する條件として, 次の河床平衡勾配公式を求めた。

$$(78) \quad i = I_0 10^{\frac{6}{3.5} \cdot \frac{a_0 - r}{b}} + \frac{3.45}{3.5 b} \cdot H_0 \cdot 10^{\frac{1.5}{3.5} \cdot \frac{(a - a_0)}{b}}$$

在るがまゝの自然河川の河床には其の構成材料に従つて或る一定の掃流限界點があり, 之を超ると河床の移動を見るのであるが, 一水系に於て掃流限界點を超へてゐる割合が一樣でない限りは河床は美しい 1 個の縦斷曲線を持つことが出来ず, 河床の異狀の移動から砂礫の堆積, 洗掘を見る様になる。

河川改修に當つては此の河床の移動と云ふことは他の水理學的の資料と同様に極めて大切なものであり, 重要な 1 つの基本事項である。河床改修に際し若し河川幅員を自由に定め得る場合には其の河狀に應ずる様な水深を決定して幅員を定め得られるが, 實際の場合には周囲の條件からなかなか勘くすることは困難であり, 幅員は自然他から定められる場合が多い。又地形的に河床勾配の定まつてゐる場合もある。河床の安定を望むことには困難なことが多い。而も河床に作用する力, 即ち流量には所に依つては非常に大きな差異があるのである。河床の不安定の程度に應じて河川工法も自ら限られて來るのであり, 其の特異性に應じた工法を採用しなければならない。或る河川に效果のあつた工法が他の河川では不結果を來したと云ふ事實は之に原因してゐる。捷水路, 合流點或は護岸, 水利等の處理に當つては特に此の問題は重大な關聯性を持つものであつて, 決定的な役割をしてゐることを知らねばならない。

又此の問題は水理模型實驗に従事するものにとつては尙一層重要である。可動河床の模型實驗の相似律に關し 1 個の新しい指針を與へるものであつて, 實際と模型とに於ける河床の移動状態を類推せしめることから, 定性的から一步進めて定量的にもはiri得られるであらう。

河川を處理する場合に 解析的方法にのみ依つては至難な現況に於ては自然觀察と模型實驗とに依る部分が大きく, 此の觀察及び實驗の結果を理論的に把握することに依り初めて普遍的な效果を得ることが出来るのであり, 之等相互間の關係を明瞭ならしめ, 普遍性を與へることに依り河川工法を更に合理化し, 發展せしめることが出来るのである。