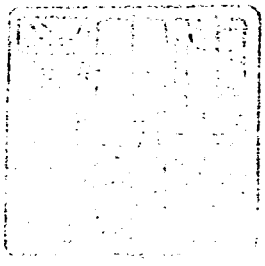
土研資料第１６２５号

土木研究所資料

河道特性論ノート〔I〕

－護岸論のために－



建設省土木研究所

Copyright © 56 年度 by P. W. R. I.
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま　え　が　き

すぐれた河川技術者とは，彼が検討の対象としている河川の特徴をとらえ，それに見合った河道計画，河川構造物計画を打ち立てられる人であると言って良い。河川の特徴を安藝皎一は，河相という言葉で表現したが，戦後の河川工学は，力学的，解析的な方法論が主流となり，木下良作，橋本規明の仕事を除けば，河川で起こる種々の現象をありのままとらえ，それを河相として記述していく努力はあまり見られなかったように思える。

筆者は，河川の河道計画に関する仕事に携わってから１０年近くになるが，河道特性の違い，つまり現象の起こる場の違いを明確に認識した上で，河川における種々の計画を立てなければならないと痛感するようになった。

ところで昭和５３年度より，河川事業調査費による「護岸工法の改良に関する研究」が始まり筆者が主に研究を担うことになった。河川構造物として重要な護岸工を改良するには，護岸が設置される場の特性を明確にすることが，護岸工の改良につながる最も近道であるというのがその時の筆者の考えであった。これが複題の「護岸論のために」の理由である。

ここで述べたことの内には，私の考え方が十分に固まっていないものも多々ある。厳密な実証的な立場から見れば，良く分かっていないものは記述するべきでないかもしれないが，筆者のような技術者にとっては，むしろその時々に応じて対象を切る勇気が必要なのではないかと考えている。今後認識の増加に応じて，ここで述べたことも変っていくことになろう。いつかノートを取ってみたいものだと思っている。

なお，本論で対象にしている河道は，日本の一級河川の大臣管理区間で沖積層を流下する河川である。土砂供給源に近い小扇状地河川，山間の谷底を流れる河川，所々に bed rock を持つ河川では，ここで述べたのとはまた別の視点から河道特性を記述しなければならないと考えている。

目　　次

まえがき
記号の説明 …… iv

第一編　共通編

1章　河道特性とは何か …… 1
1－1　河道特性研究の目的 …… 1
1－2　河道特性として表現される項目 …… 2
1－3　河道特性研究の方法論 …… 2
2章　河道特性論のための基礎知識 …… 4
2－1　均一砂を持つ移動床の水理 …… 4
2－1－1　はじめに …… 4
2－1－2　移動床の水理を支配する要因 …… 4
2－1－3　河床波の分類 …… 8
2－1－4　解析の方法 …… 9
2－1－5　流れの抵抗 …… 9
2－1－6　流砂量 …… 19
2－1－7　粒子レイノルズ数の効果（水温の効果） …… 25
2－1－8　川幅水深比の効果 …… 28
2－1－9　本成果の適用について …… 29
2－1－10　おわりに …… 30
2－2　混合砂を持つ移動床の水理 …… 30
2－2－1　はじめに …… 30
2－2－2　混合粒径河床材料の移動限界 …… 30
2－2－3　混合粒径河床材料を持つ移動床の流れの抵抗と流砂量 …… 38
2－2－4　おわりに …… 68
2－3　中規模河床波の特性 …… 68
2－3－1　はじめに …… 68
2－3－2　中規模河床波の発生域 …… 68
2－3－3　中規模河床波のスケール …… 85
2－3－4　中規模河床波の移動特性 …… 91

2－3－5　おわりに …… 97
3章　河道特性を支配する外力とその特性 …… 101
3－1　河道特性を決める外力 …… 101
3－2　河床材料 …… 101
3－3　河床勾配 …… 105
3－4　流　量 …… 107
4章　洪水時の河床波と粗度 …… 109
4－1　河床材料と洪水時の河床波，粗度の関係 …… 109
4－2　洪水時の低水路の流速係数 …… 117
5章　河道のスケールと外的営力 …… 121
5－1　河道に働く掃流力 …… 121
5－2　洪水時の川幅，河積，水深，流速 …… 124
5－3　レジーム論との関連性 …… 126
6章　河道の Segment と Sorting …… 129
6－1　河川の縦断形と Segment …… 129
6－2　河床材料の分布形と流砂形態 …… 130
6－3　縦断方向の Sorting …… 142
6－4　横断方向の Sorting …… 144
6－5　Segment の形成因とその勾配 …… 157
7章　河道の平面形と河道特性 …… 162
7－1　中規模河床波と平面形 …… 162
7－2　平面形は何によって決まるか …… 174
7－3　島の発生条件とその特徴 …… 185
7－4　平面形変動特性 …… 187
8章　河道の Vertical Scale と河道特性 …… 192
8－1　深掘れ部の位置とその深さ …… 192
8－2　洪水時の断面形の変化 …… 196
9章　人的作用による河道特性の変化 …… 200
9－1　勾配の人工的改変 …… 200
9－2　流量の減少 …… 201
9－3　河道掘削 …… 202
9－4　流送土砂量の減少 …… 203
9－5　河道の人工的改変と応答速度 …… 204
10章　今後の課題 …… 208

10－1　土砂の動態に関する調査 …… 208
10－2　堆積土の特性に関する調査 …… 209
10－3　高水敷の植生に関する調査 …… 209

第二編　個別論

1章　河道特性調査の目的と方法 …… 217
1－1　河道特性調査の目的 …… 217
1－2　河道特性調査の内容 …… 218
1－3　河道特性調査における留意点 …… 219
2章　個別河川の河道特性 …… 222
2－1　荒川中流部の河道特性 …… 222
2－2　利根川中流部の河道特性 …… 231
2－3　利根川下流部の河道特性 …… 235
2－4　関川の河道特性 …… 238
2－5　斐伊川の河道特性 …… 243
2－6　手取川の河道特性 …… 248
2－7　黒部川の河道特性 …… 257
2－8　常願寺川の河道特性 …… 266
2－9　安倍川の河道特性 …… 275
2－10　大井川の河道特性 …… 281
2－11　阿武隈大わん曲部の河道特性 …… 286
2－12　鶴見川の河道特性 …… 289
2－13　富士川の河道特性 …… 292
あとがき …… 301

記 号 一 覧 表

A ; 河　積

B ; 水路幅

Bs ; うろこ状砂州の最大幅

C ; Chegy 係数 $= Vm/\sqrt{HIe}$

d ; 粒径

dm ; 平均粒径

d_{16} ; 16 %通過粒径

d_{50} ; 50 %通過粒径

d_{60} ; 60 %通過粒径

d_{84} ; 84 %通過粒径

di ; 粒　径

Fr ; フルード数 $= Vm/\sqrt{gH}$

g ; 重力加速度

H ; 水　深

Hm ; 平均水深

Hs ; 河床波の高さ。河床波のクレストの高さと底の高さの差

Ie ; エネルギー勾配

Ib ; 河床勾配

ib ; 粒径 di のものが河床に占める割合

Ks ; 相当粗度

Ls ; 河床波の波長

n ; マニングの粗度係数

Q ; 流　量

Qb ; 低水路満杯流量

q_s ; 単位幅当り流砂量

q_{si} ; 粒径 di のものの単位幅流砂量

R ; 径　深

Re ; 粒子レイノルズ数 $= u_* d/\nu$

s ; 粒子の水中比重 $= (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$

S ; 蛇行度，水路長と谷長の比

u_* ; まさつ速度 $=\sqrt{gHIe}$

u_{*c} ； 土砂の移動限界時のまさつ速度

Vm ； 平均流速

Vs ； 河床波の進行速度

$u(y)$ ； 河床面より距離 y の流速

Wo ； 沈降速度

ν ； 動粘性係数

ρ_s ； 粒子の密度

ρ_w ； 水の密度

τ_* ； 無次元掃流力＝ $u_*^2/sgdm$

τ_{*i} ； 粒径 di に対する無次元掃流力＝ $u_*^2/sgdi$

τ_{*c} ； 無次元限界掃流力

τ_{*ic} ； 粒径 di のものに対する無次元限界掃流力

φ ； 流速係数＝ Vm/u_*

κ ； カルマン係数

λ ； 蛇行の波長，あるいは空隙率

注）

1）脚注は，すべて各章の末部に記した。

2）文献をそのまま引用した所は「　」を付けておいた。

第一編　共通編

1章　河道特性とは何か

河道特性とは，そもそも何であろうか。わかっているようで実体はと聞かれると，それにまともに答えられる人は少ないのではなかろうか。たとえば河道特性に見合った護岸工法と言う場合，そこで想像される河道特性は，発言主体のそれまでの河に対する接し方や，経験によってかなり違ったものとなり，共通の土俵の上で論議がなかなかできないというのが実状であろう。現場技術者は自分の経験に固執し，論議している場の違いという事に目を向けず，一方では現場を知らない若い技術者や水理学徒は，場の特性に関心をいだかず，一般抽象論としてのみ河川を論じるという状態はこのましいものではない。

ここでは，筆者の考えようとしている河道特性とは何なのか，またそれを記述する目的は何なのかについて記してみたい。

1－1　河道特性研究の目的

昭和３０年代以降の河川技術は，直営河川工事の終焉と治水予算額の増加と言うこともあって，個別河川で生じる現象を良く観察し，そこで得られた認識を通して工夫を重ね，より良い改修をするという気運が薄れ，河川技術の画一化が進んだ。この画一化は社会的な要請であったと同時に，河川に関する認識の増加，材料，工法の進歩という技術的な要請であったと言えるが，河道特性の違い，個々の河川の違いを認識してそれに見合った河川技術体系を作り上げていくという本質的な問題に取りくむ気運を奪ったことは，否定しえないように思われる。

また一方では，水力学，水理学，流体力学の進歩に伴なって，河川で起こる種々の現象を力学的にあるいは数式モデル的に解釈することが，河川技術の経験主義を乗り越える近道だと言う演繹主義は，現象を観察し，それをすなおに記述するという努力を奪い，現象の力学的モデルが適応しうる場がどういう所なのかという視点を欠落させたように思える。このような状況は河川技術学の進歩にとってこのましい姿では無い。

現在の河と人間の係り合いは，人間と河との戦いの歴史的総括と言って良い。河川技術は，自然の力と人間の持つ技術力，生産力とのせめぎ合いの場である現場の実践を通した経験の蓄積によって発展して来たものである。したがって現在ある技術体系は，河道特性の違いをその体系の中に色濃く含んだものと言えよう。

河道特性研究の目的は，河道特性の違いを生み出す本質規定が何であるのかを明らかにし，それを使って河道特性の違い，その特徴を記述し，それらを踏まえて河に対する人間側の戦略論（技術体系）をより合理的なものに作り上げる基礎資料を提供することにあると言えよう。

1－2　河道特性として表現される項目

実在する河川とは，与えられた自然的，人工的環境に対応した姿を取るものであり，個々の河川の河道特性の違いは，環境の違いを反映したものにほかならない。従って，個別河川の河道特性を理解するためには，河川を取りまく環境と河川の種々の姿がどういう対応関係になっているのかという点についての理解を必要とする。本論の目的も，この対応関係を明らかにすることにあるわけであるが，検討の対象とする河川の種々の姿として，河川工学上重要なものとして次のようなことが明確化される必要があろう。

i）河道の平均的なスケール

河道の川幅，水深，勾配，粒径

ii）洪水時の営力

洪水時の流速，掃流力

iii）小規模河床波の形態

流量変化と小規模河床波の対応

iv）土砂の運動形態とその量

各粒径ごとの輸送形式とその河道形成におよぼす役割

v）河道の平面形

蛇行形態，中規模河床波と平面形との関係，河岸浸食位置と浸食速度，島の発生状況

vi）はんらん原（高水敷）の特性

高水敷堆積物の質，洪水時の高水敷の挙動

vii）河道の横断形

洗掘深，洪水による横断形変化

viii）河道の縦断形変動形態

変動速度，アーマリング形態

ix）生態系

植物，動物

x）環境変化と河道特性変動形態

以上のことすべてを述べることは，筆者の能力の限界を越えているが，筆者が今まで行ってきた仕事から得られた知識内で，できるだけ上述の河道特性と，それをとりまく環境との関係を述べてみたい。

1－3　河道特性研究の方法論

筆者は，河道特性の研究に関して具体的な方法論を持ち合わせていたわけではない。結論から言えば，日々の仕事を通して何となく，河道特性の違いとその原因が少しずつ見えてきたという

のが実状である。河道特性に関する知識の増加が必要であると感じ始めたのは 1975 年ごろであったと思うが[2]，これを本格的に取り組むのはあと１０年以上の経験が必要と考えていたし，河口処理に関する報告書[1] 作りもあって，目的意識を持ってこれに取り組むことは無かった。目的意識的に仕事を始めたのは，筆者が護岸の問題に取り組まざるを得なくなった1978年初頭からだが，それ以後は，特に次のようなことを意識しながら仕事を進めた。（これを方法論と言うのはおこがましいが。）

i）一般化された最近の土砂水理学の成果をなるべく取り入れ，その成果を現実の河にもどし，予測されたものとの違いの原因を考え，もう一度それを一般化された土砂水理学の体系にもどすように心がけた。

ii）河道特性の共通性と個別性を感覚的につかむために，航空写真や実際の河川を見ることに努め，また勾配，河床材料等も同時に情報として頭の中にたたきこむように心がけた。

iii）個別に河川を選び，その河川の特性を上流から下流まで詳しく調査し，一般化された共通認識との違い（特殊性）がどこになぜ生じているかを考察し，それを共通性の場にもどし，一般化された認識の枠を広げることを意識的に行った。

iv）移動床模型で生じる現象を良く観察し，洪水時の河道の挙動に対する想像力を高めるように心がけ，また模型で生じる現象が勾配や，河床材料等によってどう違うのかを視覚を通して実感するように心がけた。

v）相似律の観点から，現象の生じている場がどこにあるのか，たえず気をくばった。具体的には，無次元掃力 τ_*，相対水深 H/dm，川幅水深比 B/Hm がどのくらいであるかに注意した。

vi）河床材料，高水敷材料は，そこに働く水環境の具体的な現われであるという視点を堅持し，堆積物の質と水環境の量的関係を知ることに努めた。

参考文献

1) Yamamoto, K., 1978; 河口処理論〔I〕，土木研究所資料第 1394 号

2) Yamamoto, K., 1976; 河床材料から見た河川の縦断形，土木学会年次学術講演会

2章　河道特性論のための基礎知識

本章においては，3章以下の論議に必要な，移動床の水理について簡単に述べる。なお2－1節「均一砂を持つ移動床の水理」2－2節「混合砂を持つ移動床の水理」は文献30) 31) 32)を簡単に要約したものである。詳しくは原論文を参照されたい。2－3節「中規模河床波の特性」は新しく書き加えた。

2－1　均一砂を持つ移動床の水理

2－1－1　はじめに

沖積河川における流れの抵抗，流砂量を知るために，長年の間多くの実験および野外観測が行われてきたが，これらの多大の努力にもかかわらず，それらと水理量との間の関係は土砂と水の相互作用の複雑さのために良く理解されていない。

ほぼ均一砂を持つ移動床の水理を理解するために，多数の実験室資料，実河川資料を集め，それらを相似律の観点から整理した。本報告に使われた主な資料はTable 2—1，およびTable 2—2に示されている。

なお流れの抵抗は，通常マニングの粗度係数nによって表わされるが，ここでは物理的意味の明確な流速係数φを使う。φは平均流速V_mをまさつ速度u_*で除した値 である。

2－1－2　移動床の水理を支配する要因

長方形断面，直線水路，ほぼ均一砂を持つ水路における定常状態での移動床の水理特性，すなわち，河床形態，流砂量，流れの抵抗は，次のような要因に支配されると考えられる。

水路の特性	水路幅B，勾配I
流れの特性	水深H
流体の特性	水の密度ρ_w，水の動粘性係数ν
底質の特性	粒径d，密度ρ_s，Shape factor S．F．
場の特性	重力加速度g

従って流砂量q_sあるいは流速係数φは

$$q_s \text{ or } \varphi = f(\rho_w, \nu, \rho_s, d, S.F., B, I, H, g) \quad (2-1)$$

となる。次元解析および$u_* = \sqrt{gHI}$の関係より（2—1）式は，次のように書き改めることができる。

$$q_s/u_* d \text{ or } \varphi = f(Re, \tau_*, H/d, B/H, s, S.F.) \quad (2-2)$$

ここで　$Re = u_* d/\nu$，$\tau_* = u_*^2/(sgd)$，$s = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$である。

もし，底質材料として通常河川で見られる砂や砂利（人工的に砕かれたものでない砂，および極端に偏平でない砂利）を使い，水路の側壁がスムーズなものであり，河幅水深比B/Hが3以上

Table 2—1 The list of flume data

No.	Researcher	d_{50} or dm	τ_*	H/d	Reference
1	Guy H.P.,	0.054 cm	0.03 ~4.5	330~485	
	Simons D.B.	0.047	0.12 ~1.6	200~719	10)
	Richardson E.V.	0.033	0.06 ~3.2	440~480	
		0.032	0.04 ~6.0	480~704	
		0.093	0.02 ~1.1	108~337	
		0.045	0.03 ~1.8	180~575	
		0.027	0.04 ~6.5	435~1,117	
		0.019	0.04 ~6.0	480~1,700	
2	Gilbert	0.0305	0.09 ~1.2	57~204	
		0.0506	0.3 ~1.3	70~187	9)
		0.0494	0.01 ~0.17	5~24	
		0.7010	0.05 ~0.21	7~22	
		0.317	0.07 ~0.19	7~27	
		0.494	0.08 ~0.32	9~34	
		0.171	0.08 ~0.45	13~100	
		0.0786	0.17 ~0.91	21~160	
		0.0506	0.22 ~1.3	30~330	
		0.0375	0.10 ~1.77	30~597	
3	Water Way Experimen-	0.0586	0.025~0.139	29~167	
	tal Station	0.0541	0.03 ~0.21	40~232	
		0.0523	0.03 ~0.23	43~360	
		0.0506	0.03 ~0.251	39~317	27)
		0.0483	0.03 ~0.286	38~350	
		0.0347	0.08 ~0.41	105~460	
		0.0304	0.03 ~0.41	48~390	
		0.0205	0.03 ~0.924	111~1,016	
		0,04077	0.05 ~0.082	14~38	
4	Sten R.A.	0.04	0.28 ~3.26	228~762	22)
5	Williams G.P.	0.135	0.045~0.71	18~166	28)
6	Nordin C.F.	0.114	0.043~1.1	225~797	19)
7	Kikkawa H.,	1	0.058~0.124	14~45	
	Fukuoko T., Baba T.,	3	0.06 ~0.1	5~10	15)
	Kono F.	5	0.067~0.093	5~7	

Table 2—1 (continued)

No.	Researcher	d_{50} or dm	τ_*	H/d	Reference
8	Kinoshita R.	0.038 cm	0.02 ～0.9	6～56	16)
		0.124	0.03 ～0.5	5～21	
		0.17	0.02 ～0.45	5～16	
		0.5	0.08 ～0.15	2～3	
		0.0765	0.08 ～0.34	8～12	
9	Iguchi S.	0.23	0.02 ～0.27	2.6～13	12)
		0.045	0.05 ～0.6	88～58	
		0.335	0.07 ～0.14	7～34	
		0.05	0.13 ～0.33	25～75	
10	Ikeda H.	0.055	0.063～0.21	5～23	13)
		0.033	0.17 ～0.42	16～41	
		0.029	0.02 ～0.34	4～89	
11	Sato S. Kikkawa H. Ashida K.	0.104	0.03 ～0.25	186～306	20)
		0.221	0.03 ～0.32	48～179	
		0.262	0.03 ～0.231	74～193	
		0.376	0.03 ～0.16	48～125	
		0.458	0.03 ～0.093	42～92	
12	Willis J.C. Coleman N.L. Ellis W.N.	1.01	0.80 ～3.2	1,000～3,700	29)
13	Lausren E.M.	0.011	0.63 ～1.5	692～2,750	17)
		0.004	1.3 ～3.1	2,890～5,132	
14	Agi K.	0.022	0.006～0.552	50～681	1)
15	Tanaka Y.	0.091	0.16 ～1.5	50～89	24)
16	Tamai N. Nagao T. Mikuni T.	0.15	0.038～0.156	3.5～18	23)
		0.076	0.022～0.223	2～33	
17	Fukami C.	0.031	0.19 ～0.38	125～293	31)

Table 2—2 The list of field data

No.	Researcher	River	Location	d cm	τ_*	H/d	Reference
18	Culberton J.K. Dawdy D.R.	Rio Grand	Calisteo	0.04	0.6~8.7	244~3,600	6)
			Angestura	0.039	0.1~1.2	1,300~1,550	
			Casa Colorado	0.024	1.06~3.5	2,080~6,300	
			Rio Puerco	0.024	0.75~5.2	1,240~7,900	
			San Antonio	0.020	0.60~2.4	1,800~7,200	
19	Hubbell D.W. Matejka D.Q.	Middle Loup	Dunning	0.03 ~0.04	0.4~1.7	250~1,050	11)
20	Jordan P.R.	Mississippi	St.Louis	0.019 ~0.078	0.5~2.4	8,800~56,000	14)
21	Colby B.R.	Niobrara	Cody	0.028	0.6~4.0	1,000~4,000	3)
22	Beckman E.W. Furness L.W.	Elkohorn	Waterloo	0.025	0.52~2.0	1,600~8,300	2)
23	Nordin C.F.	Rio Grande	Bernalillo	0.019 ~0.037	0.55~2.39	1,200~4,700	18)
24	Shastri V.S. Sayer W.W.	Missouri	Omaha	0.02	1.3~2.1	9,000~24,000	21)
25	Yamamoto K.	Tone	Kawamata	0.042	0.3~2.3	1,100~2,700	
			Mefukibashi	0.035	1.2~2.0	5,000~27,000	30)
			Fukawa	0.035	1.2~2.3	14,000~23,000	
26	Do.	Watarase	Hasoda	0.06	1.5~4.0	3,000~11,000	Do.
27	Do.	Kokai	Kawamata	0.055	0.8~1.9	5,000~11,000	Do.
28	Do.	Kinu	Hirakata	0.060	1.5~4.0	5,000~14,000	Do.
29	Do.	Kitakami	Tomebashi	0.063	0.85~1.6	8,000~9,000	Do.
30	Do.	Ibi	Imaobashi	0.03 ~0.05	0.95~2.3	8,000~23,000	Do.
31	Do.	Nagara	Nanno	0.046~0.13	0.1~1.8	1,000~12,000	Do.
32	Do.	Hii	Otsu	0.09 ~028	0.05~2.0	50~1,600	Do.
33	Do.	Shinano	Teisekibashi	0.045	0.07~1.3	6,000~9,000	Do.
34	Do.	Abukuma	Iwanuma	0.07	0.05~1.3	600~6,500	Do.
35	Do.	Kitakami	Nodabashi	0.10	0.1~0.42	390~1,280	Do.
36	Do.	Yahagi	Hina	0.2	0.06~1.7	300~1,800	Do.
			Iwatsu	0.2	0.5~1.5	1,000~2,000	
37	Do.	Yodo	Hirakata	0.16	0.3~1.0	1,800~4,300	Do.

No. 25 ~ 37 Almost velocity was measured by float method

で[51]，かつ中規模河床波が生じるほど大きくなければ，（2—2）式における $S.F.$，B/H を除くことができる。なぜならば，s はほぼ一定（1.6～1.7）であり，また側壁の影響もほぼ無視しえるからである。

（2—2）式は次のごとくなる。

$$qs/u_*d \text{ or } \varphi = f(Re, \tau_*, H/d) \cdots\cdots (2-3)$$

ただし，河床の三次元的形態（中規模河床波）および，それが流砂量，流れの抵抗に及ぼす影響を知るためには，B/H を除くことはできない。

2—1—3　河床波の分類

河床の形態を区分する場合，各種の河床波をそのスケールで区分すべきではない。（堆積学の研究者の河床波の形態区分の方式は，その大きさで区分しているものが多いようだ。）河床波の区分は，その成因の違い（河床波を発生させる要因による区分）から区分すべきであろう。しかしながら現在，種々の河床波の成因が明確になっていないという知識の段階では，スケールで区分することはやむを得ないことかも知れない。ここでは，一応土木学会水理委員会で区分した河床波の分類を使う。Fig.2—1 に河床波の名称と特性を簡単に記しておいた。

ただし，実際の河川で観測された河床波の形状（音響測定器で測定されている。）を見ると，Fig.2—1 で規定しえない河床波もあるようである。たとえばMississippi 河で観測されたsand—wave（水深 20 ～ 30 mの所に波長 150 ～ 200 mの河床波，dune に相当していると考えられる[26]。）

Bed Form			pattern		Direction of Movement	Behavior Occurance
			Longitudinal Profile	Plain view		
Small Scale bed Configulation	Lower Regime	Ripples		straight / sinuous	Downstream	Moving velocity is much less than that of flow. Wave length is about 500~1500 times sediment size.
		Dunes		Lunate / Lingoid	Downstream	Their upstream faces are usually gently inclined as compared with their much steeper downstream face. wave length is about 4~10 times water depth.
		Transition				A configuration consisting of a heterogeneous array of bed forms primary low-amplitute ripples and dunes interspred with flat region.
	Upper Regime	Flat				A bed sureface derived of bed forms with high sediment load.
		Anti-dunes			Downstream Stationaly Upstream	In phase with and strongly interact with gravity water surface waves.
Middle Scale bed Configulation		Alternate - bars			Downstream	They are formed in a staggered pattern at the banks of the channels. The talweg weaves back and forth across the bed. Wave length is about 5~16 times channel width.
		Double - bars			Downstream	
		Multiple - bars			Downstream	They occur when B/H is very large. They looks like scales.

Fig. 2—1　Definition of bed configulation

上に生じる波長 15 ～ 30 mの河床波や，Brahmaputra河で生じる波長 200 mから 900 mに達する河床波は[33]，どの分類に入れるべきなのだろうか。

2—1—4　解析の方法

（2—3）式の関係を求めるために，τ_*に対するq_s/u_*dの値をH/d＝5～20,20～50,50～100,100～150，150～250，250～350，350～450，450～550，550～750，750～1250ごとにFig.2—2に示すようにプロットした。また流れの抵抗が流砂量に及ぼす影響を知るために，φの値をプロットした点の脇に記し，Re 数の影響を知るために粒径ごとに記号を変えた。使われた資料はTable2—1における№1，№2，№3，№4，№5，№6，№12，№13，№15の資料の内B/Hが3以上のものである。他の実験室資料もFig.2—2と同様に図化されたが，中規模河床波が存在すること，実験精度が悪いことにより，単に（2—3）式を評価する参考資料として使われた。実験室資料の内，流砂量資料の無いものは，Fig.2—3のようにτ_*に対するφの値を各々のH/dごとにプロットした。

実際河川の資料は，実験室資料と同様に，各々の観測点ごとにFig.2—4，Fig.2—5，Fig 2—6のごとく図示した。これらの図は，（2—3）式を評価するための参考資料として使われた。

これらの図表および，二，三の仮定より，粒径 0.2，0.3，0.5，1，5 mm の砂礫に対するτ_*，H/dとq_s/u_*d及びφの関係図を作った。

直線水路における中規模河床形態の発生条件を知るためには，粒径 0.2 mm 以下の資料を除きすべての資料をFig.2—7，Fig.2—8のようにB/Hの値を１０区切りごとに，河床形態が分かるように図示した。

2—1—5　流れの抵抗

移動床上の自由水面を持った流れは，水理量の変化に応じて種々の河床波を生じさせる。この河床波の形および大きさは，流れの抵抗と密接な関係がある。本節においては，中規模河床形態が生じない場合での河床形態と流れの抵抗について述べる。

Fig.2—9，2—10，2—11，2—12，2—13，2—14，2—15は，粒径 0.02，0.03，0.05，0.10 cm の粒径に対して，流速係数φがτ_*,H/dの変化に対してどう変るかを示したものである。ここで実線の部分は実測資料を基にして描いたものであり，点線の部分は，外挿法および二，三の仮定にもとずいて描かれたものである。

流れの抵抗と河床形態との関係を述べれば次のごとくである。

1）底質材料の移動を伴わない平坦河床（no motion）

粗面管路の流れの抵抗係数に関する研究によれば，Reが７０以下で

$$\varphi = f(R/d, u_*d/\nu) \qquad (2—4)$$

７０以上で

$$\varphi = f(R/d) \qquad (2—5)$$

となる。それゆえ，底質材料の移動を伴わない平坦河床のφは

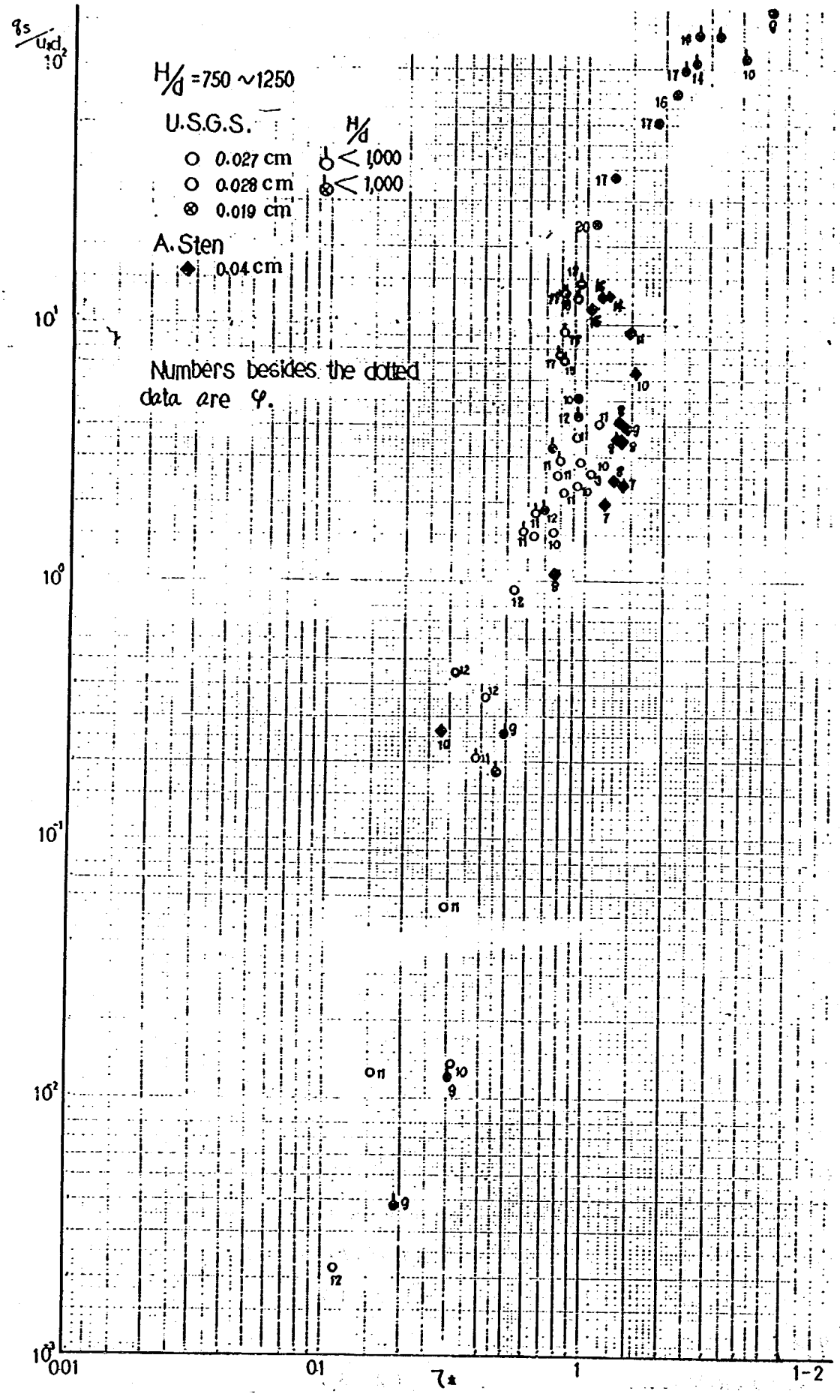


Fig. 2–2 q_s/u_{*d} against τ_* for H/d =750~1250

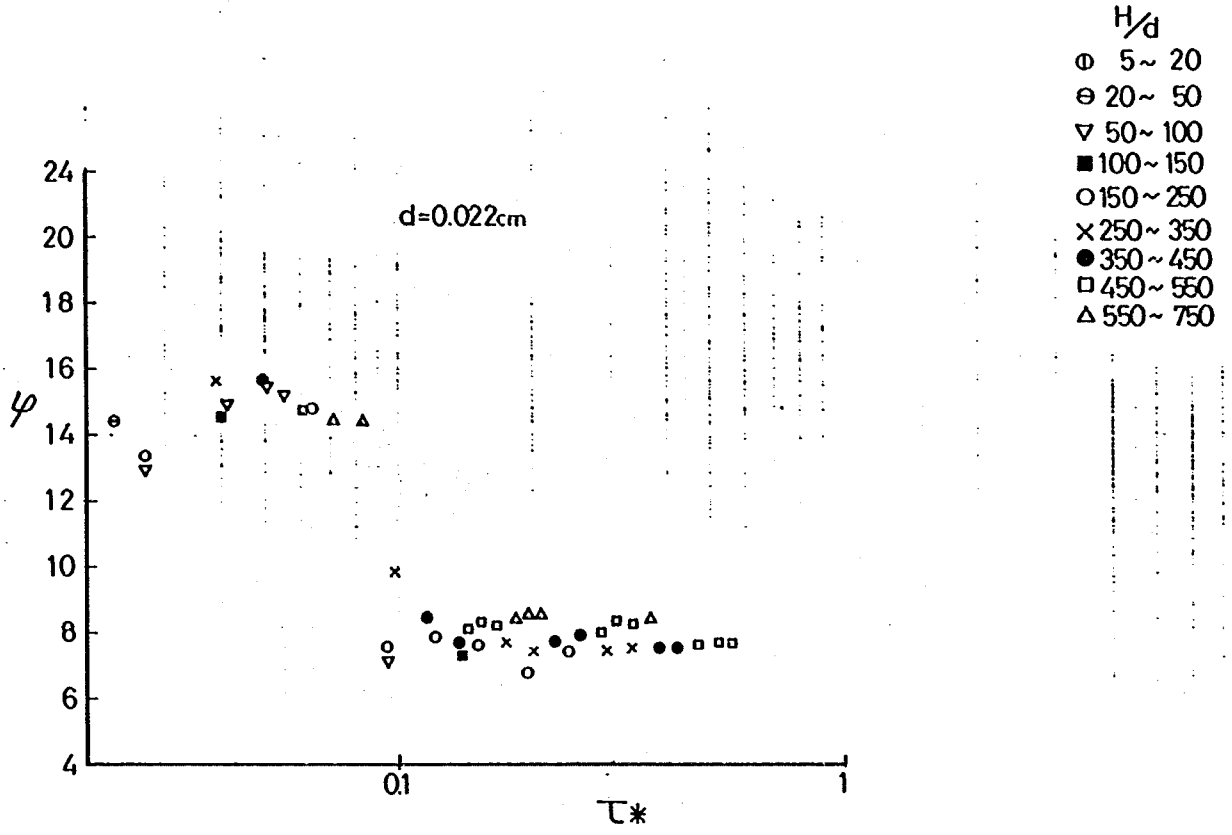


Fig.2—3 φ v.s. τ_*

Agi K. d=0.022cm S=1.65

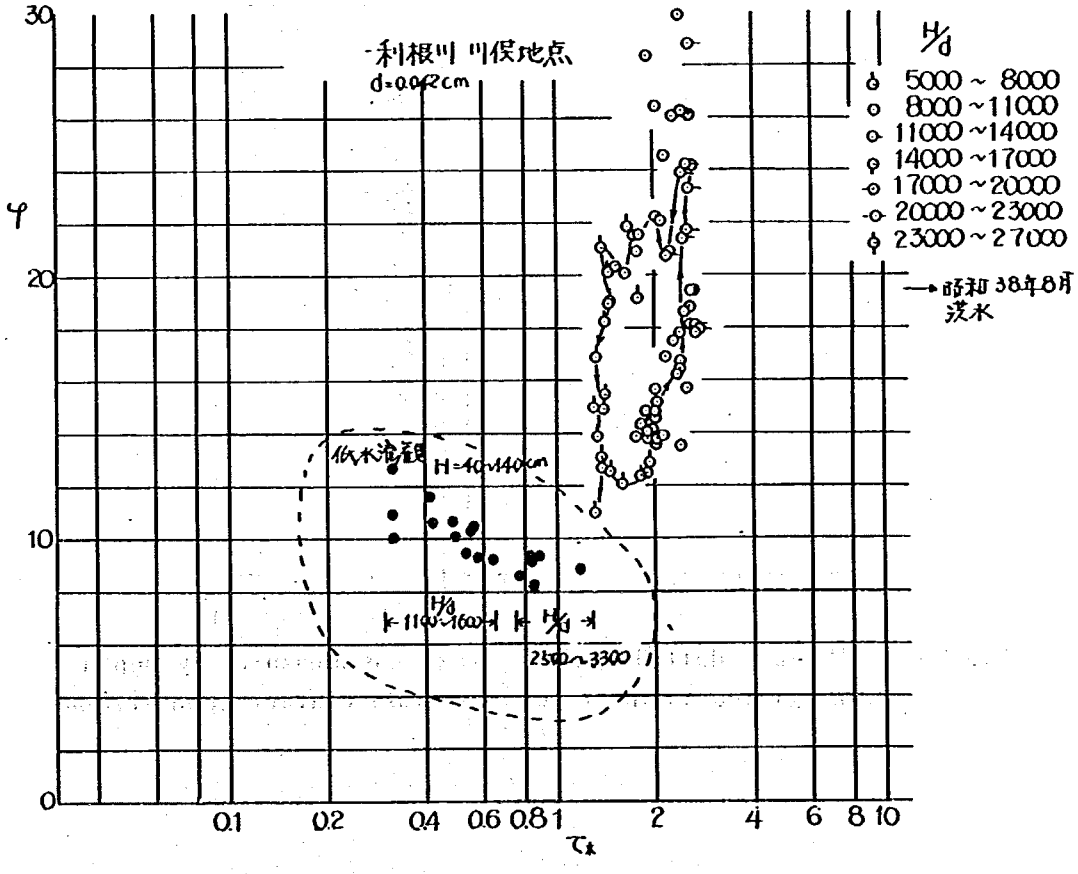


Fig.2—4 φ plotted against τ_*, Tone River, Japan

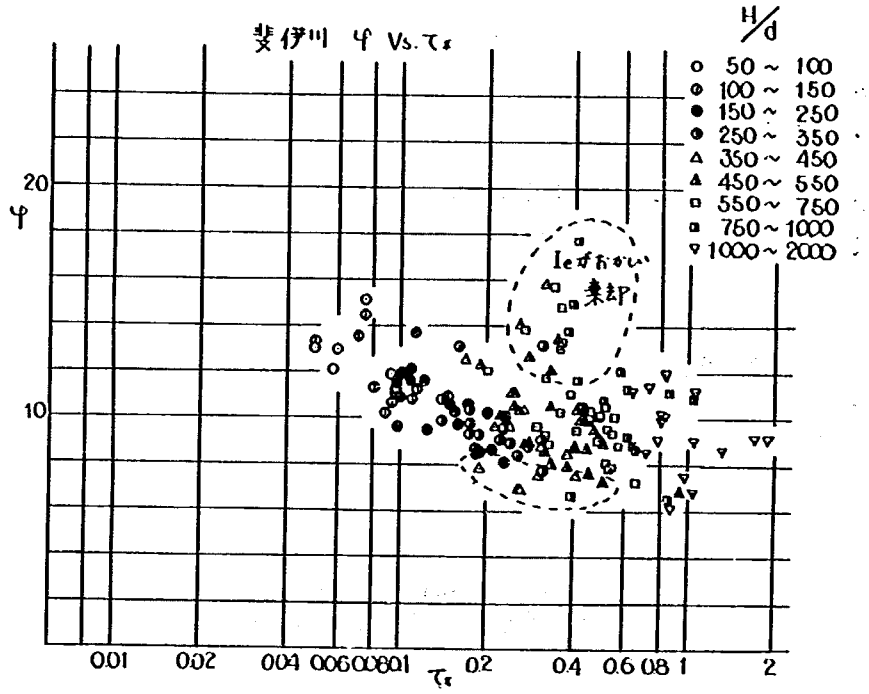


Fig.2—5 φ plotted against τ_*, the Hii, Japan
d=0.1~0.2 cm

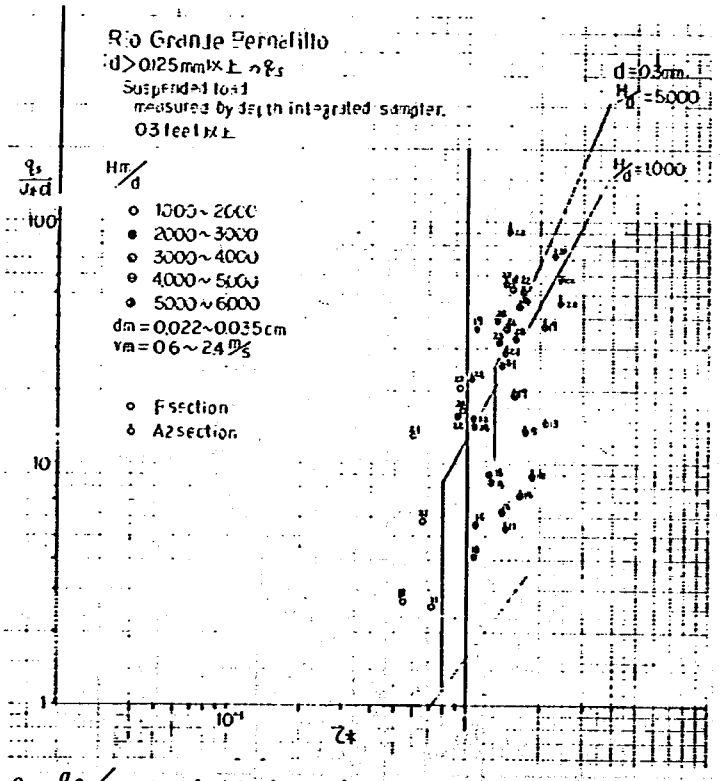


Fig.2—6 q_s/u_*d dotted against τ_*, q_s was measured by depth integrated sampler for materials coarser than 0.125mm

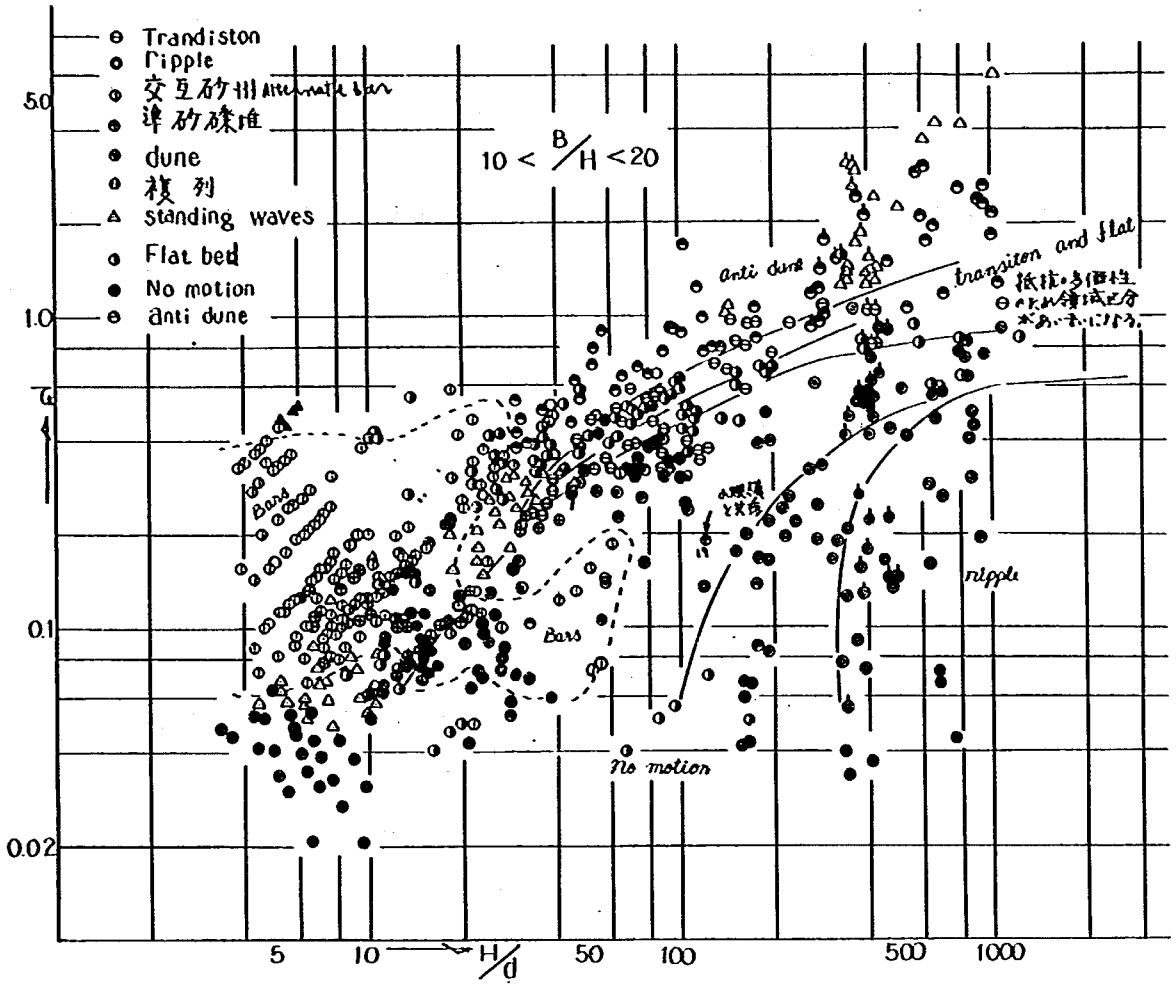


Fig.2—7 Condition for occurance of middle scale bars in case of B/H between 10 and 20

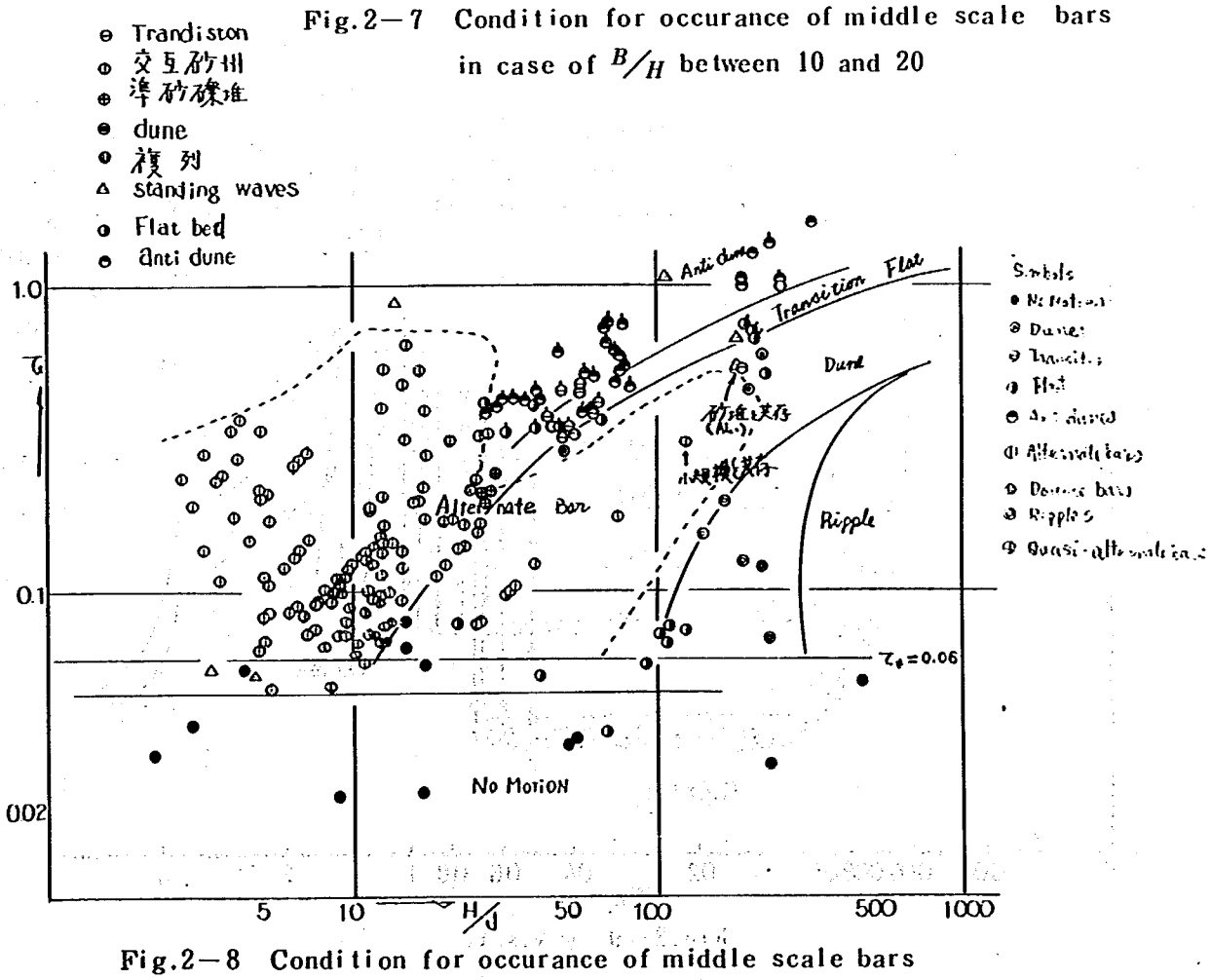


Fig.2—8 Condition for occurance of middle scale bars in cace of B/H between 20 and 30

$$\varphi = 6.0 + 5.75 \log \{H/(cd)\} \qquad (2-6)$$

と考えられる。ここで c は Re の関数。

Fig.2−9からFig.15において，c の値は実測資料および粗面管路の抵抗係数より決められた。W.E.S.の 0.0541 cmおよび 0.0586 cm 場合 c が小さく $c \fallingdotseq 1$ 程度であるが τ_* が 0.02 より大きい範囲で

粒径 0.02 cmに対して　$c = 3$

0.03 cmに対して　$c = 2.5$

0.05 cmに対して　$c = 2.0$

0.1　cmに対して　$c = 2.5$

とした。

ii) 砂　漣（ripples）

H/d が 500 以上の場合の rippleの波長 Ls および波高 Hs に対する粒径 d の比は

$$Ls/d \text{ or } Hs/d = f(\tau_*, Re)$$

であり，十分に発達した rippleの場合，この比はほぼ一定となる。よって

$$\varphi = 6.0 + 5.75 \log (H/cd) \qquad (2-8)$$

と推定される。ここで c はある特定の粒径に対しては一定である。H/d が 500 以上の実測資料より c を求めると

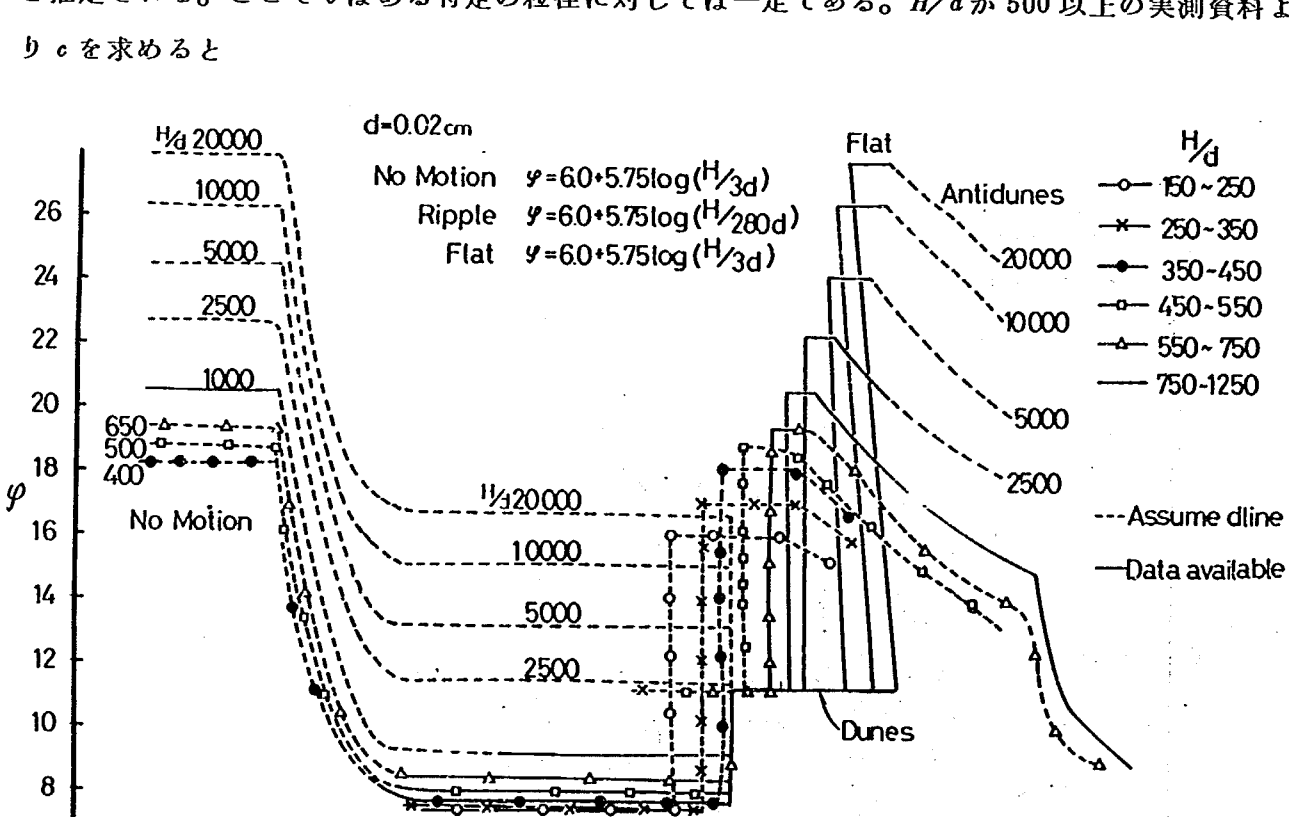


Fig.2−9　φ v.s. τ_*

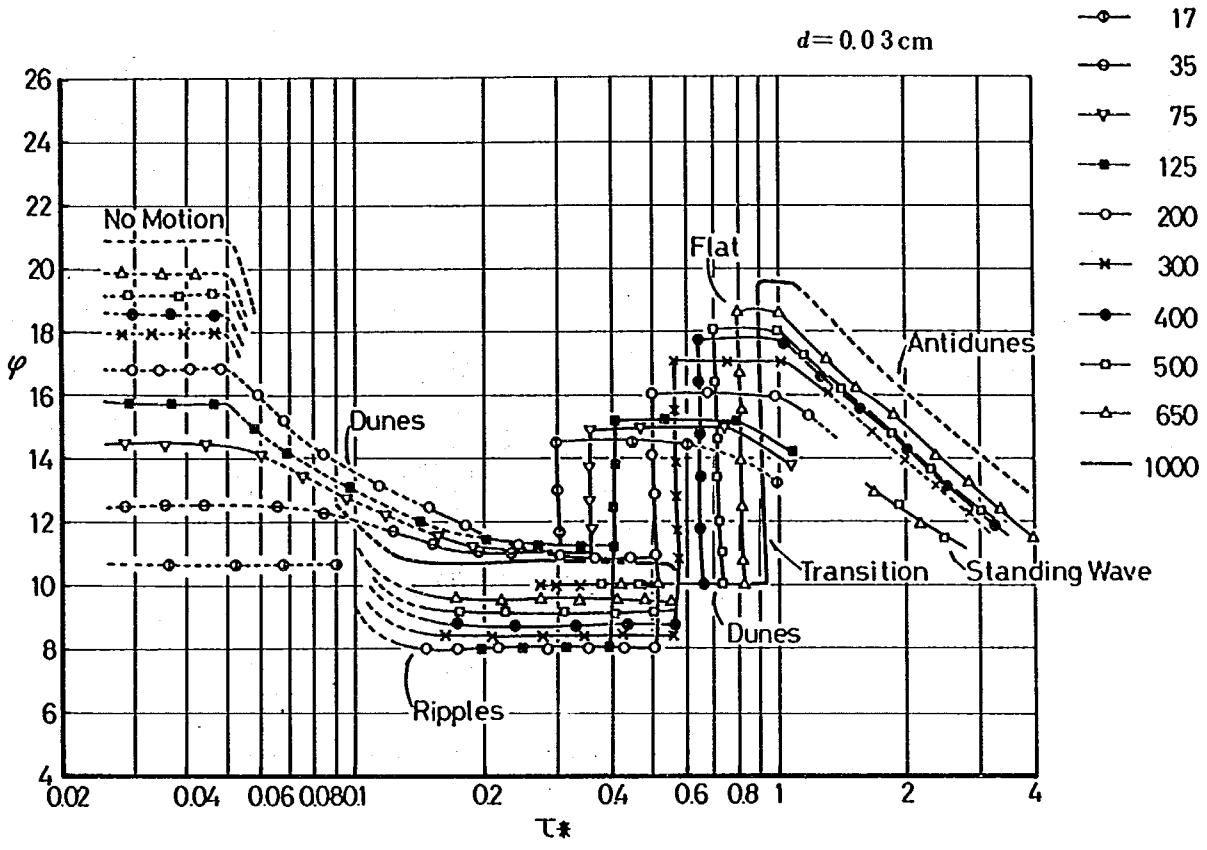


Fig.2－10　φ v.s τ_* , $d=0.03$cm

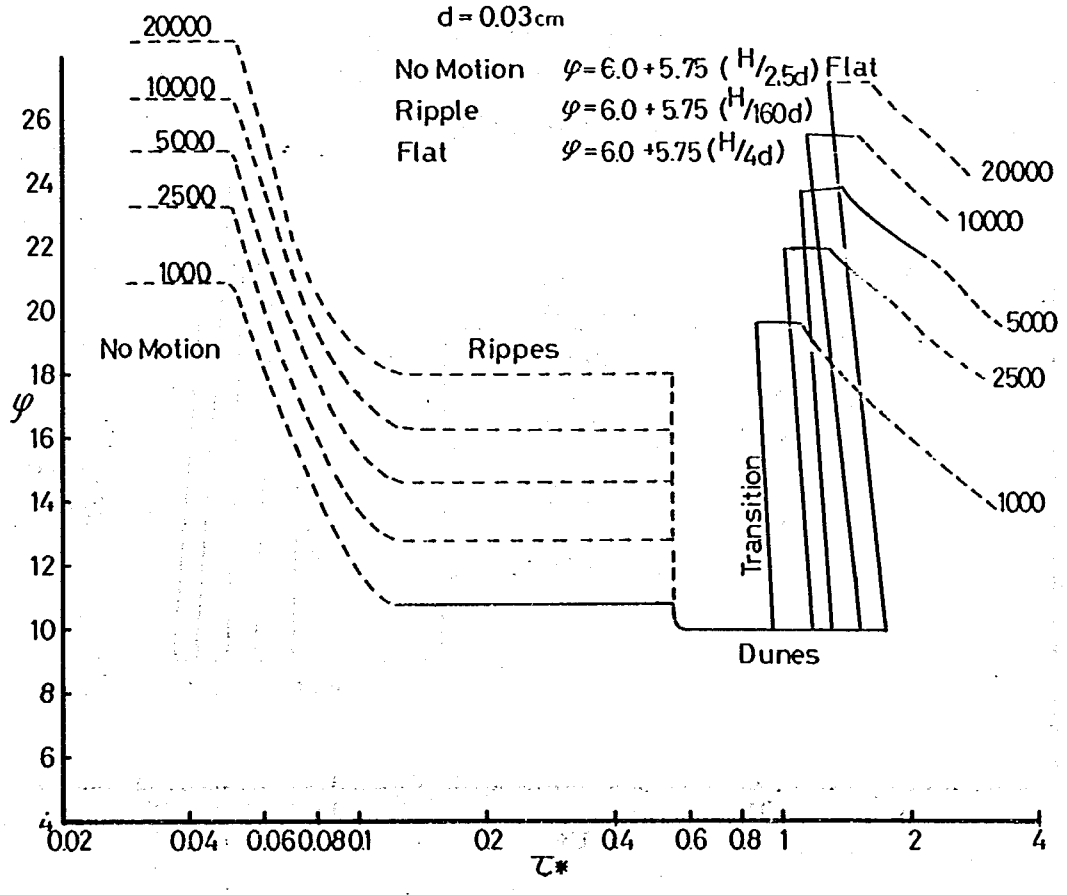


Fig.2－11　φ v.s. τ_* , $d=0.03$cm

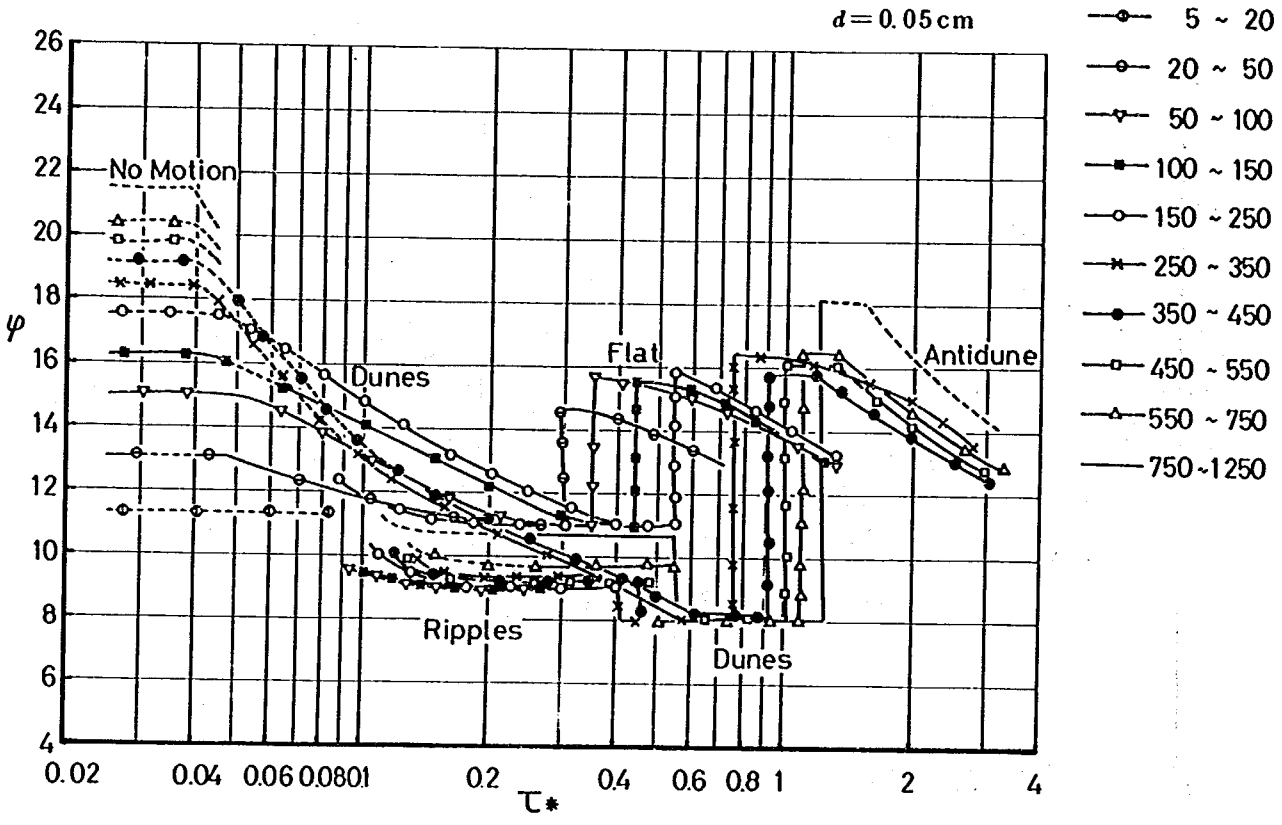


Fig.2—12 φ v.s. τ_*, $d=0.05$ cm

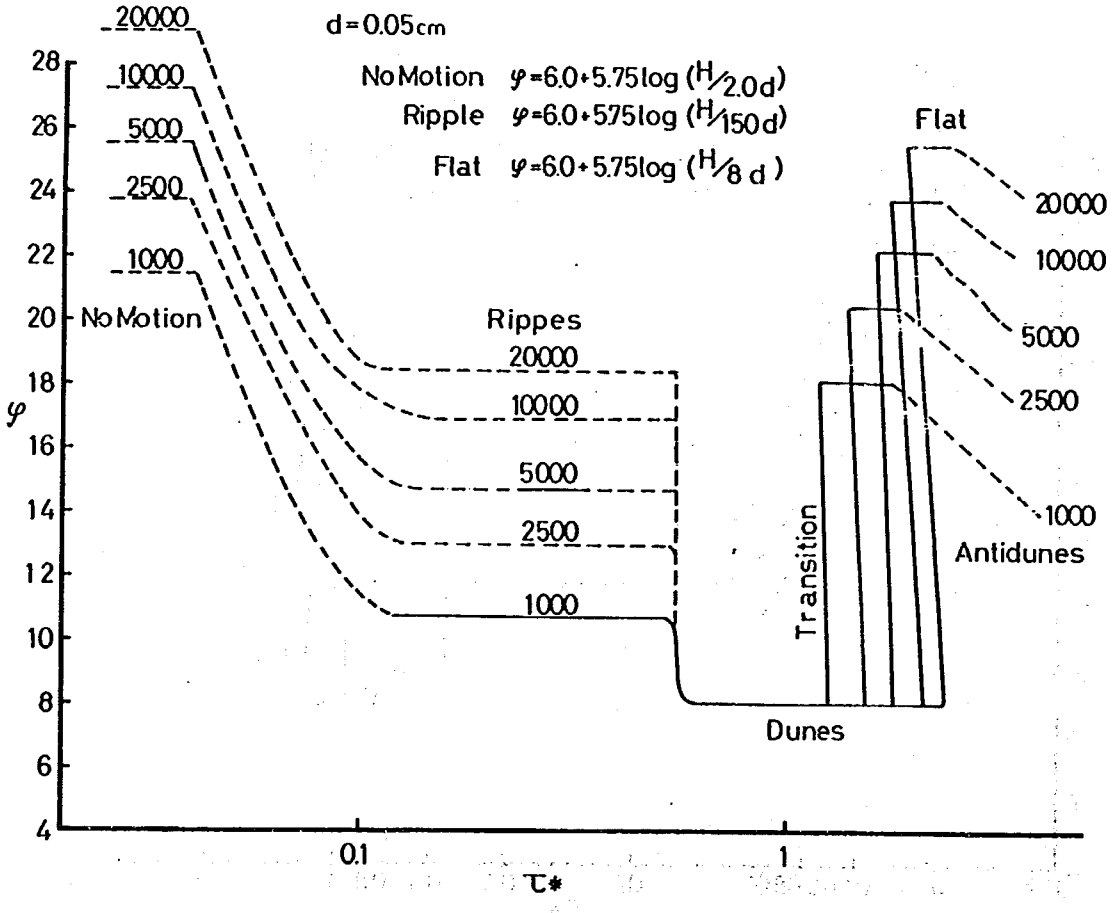


Fig.2—13 φ v.s. τ_*, $d=0.05$ cm

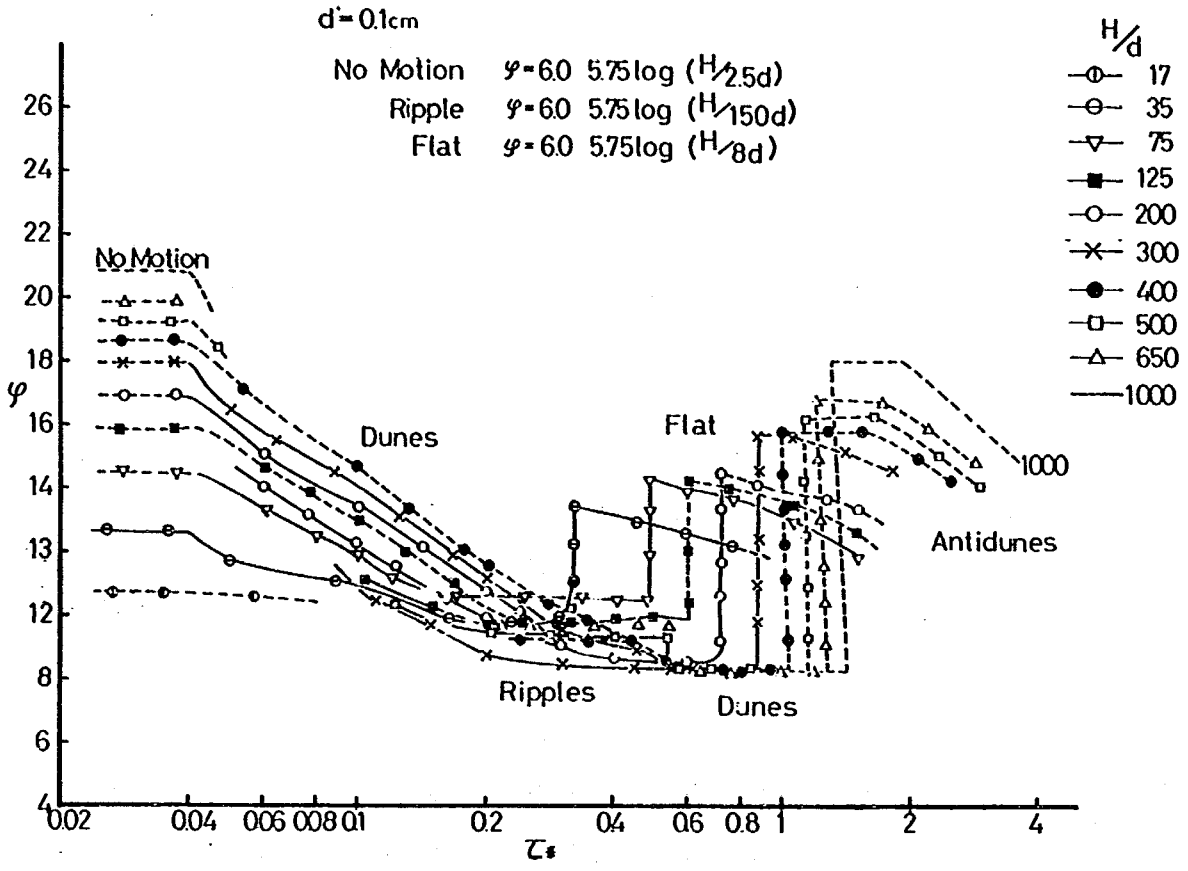


Fig.2—14 φ v.s. τ_* , $d=0.1$cm

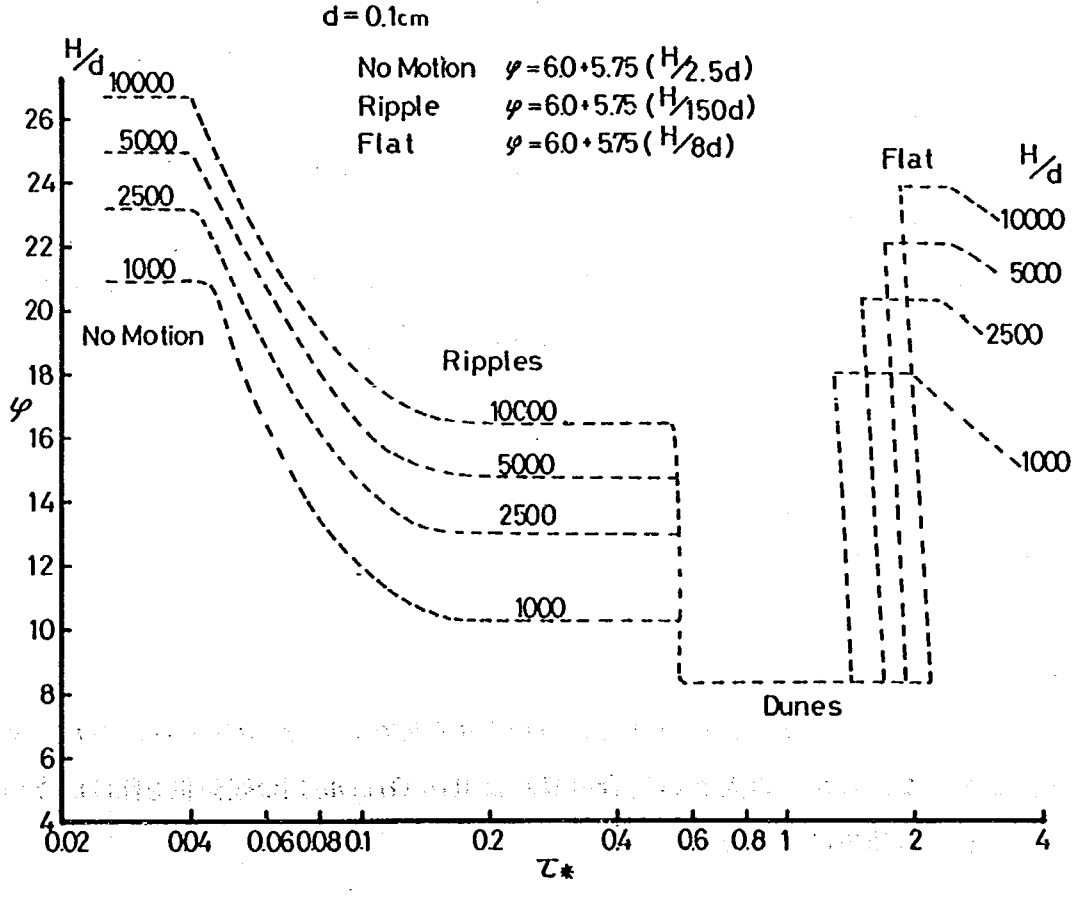


Fig.2—15 φ v.s. τ_* , $d=0.1$cm

$d = 0.02$ cm に対して $c = 280$

$d = 0.03$ cm に対して $c = 160$

$d = 0.05$ cm に対して $c = 150$

$d = 0.1$ cm に対して $c = 150$

である。H/d が 400 より小さい場合は，Ripple 形状が水深の影響を受けるため，c の値は H/d の影響を受ける。

iii) 砂堆（dunes）

τ_* が 0.6~0.7 より大きく，また H/d の大きい dune 河床上の流れの抵抗（流速係数）φ は，河川における実測資料によると τ_*，H/d の値の変化によってはあまり変らないらしい。ただし，粒径 0.02 cm および 0.03 cm に対する φ の値は，粒径 0.05 cm および 0.1 cm に対する φ より多少大きい。τ_* が 0.6 より小さい場合の φ は，τ_* および H/d によって変り，H/d が大きくまた τ_* が小さいほど φ の値は大きくなる。

iv) 遷移河床（transition）

遷移河床における φ の値は，水深，勾配，粒径が分かっていても，その値を正確には予測することができない。なぜなら，河床形態が砂堆から平坦河床の間で変化しうるからである。ある特定の H/d に対して，もっとも小さな平坦河床の τ_* は，もっとも大きな砂堆河床の τ_* より多少小さい。このことは，同一の水位，勾配において異なった流量を生じる可能性を示している。

v) 平坦河床（flat bed with high transport）

多量の土砂移動を伴なった平坦河床の φ は，浮遊砂，底面の土砂移動によって，土砂移動のない平坦河床の φ とは多少異なった値となる。

H/d の小さい場合の φ は実測資料より求め，H/d が大きく資料の無い所は

$$\varphi = 6.0 + 5.75 \log (H/cd) \qquad (2-9)$$

と仮定し，H/d の大きな資料から c の値を推定した。なお，c は Re の関係と考えられる。また，河川資料も参考として検討の材料とした。評価された c の値は

$d = 0.02$ cm に対して $c = 3$

$d = 0.03$ cm に対して $c = 4$

$d = 0.05$ cm に対して $c = 8$

$d = 0.1$ cm に対して $c = 8$

である。

vi) 反砂堆（antidune）

水面波の発生とその砕波は，流れの抵抗を増加させるため，τ_* が増加するにつれて φ の値は小さくなる。しかしながら H/d の大きい場合の資料は Rio Grande 川の観測例を除けばない。H/d の大きな場合の φ は外挿法によった。

2—1—6　流　砂　量

河床形態の違いは，流れの抵抗に影響をあたえるのみならず，流砂量にも影響をあたえる。本節においては，河床波と流砂量の関係について述べる。

粒径 0.02，0.03，0.05，0.1，1.0 cm に対する無次元流砂量 q_s/u_*d と τ_*，H/d の関係を Fig.2—16，2—17，2—18，2—19，2—20 に示した。これらの図において実線は実測値を基にして描いたものである。なお H/d が 5,000 以上の場合は，二，三の仮定のもとで描かれた。

河床形態と流砂量の関係は次のごとくである。

i）砂漣（ ripples ）

前節で述べたように，十分に発達した砂漣は，ある特定の粒径に対しては，ほぼ一定の L_s/d を持っている。このことは河床近くの流速分布，乱れ特性が，H/d が変化しても τ_* が同一であれば，ほぼ同一な特性を持っていることを示している。これは，q_s/u_*d と τ_* の関係が H/d によらず，単一な曲線で表わせる原因となる。H/d が小さい場合は，砂漣の形状が水深の影響を受けるので，q_s/u_*d は τ_*，H/d の両方に影響を受けることになる。q_s/u_*d に H/d の影響が現われる最少の H/d は，粒径によって異なり，粒径が小さいほどこの H/d は小さい。

τ_* が 0.1～0.15 より小さい場合の q_s/u_*d は，砂漣が十分に発達しないので，τ_* が減少しても q_s/u_*d は増加するらしい。しかしながら，この範囲の q_s/u_*d と τ_* の関係は実験資料の欠落のためはっきりしない。

ii）砂堆（ dunes ）

H/d が 400 より大きく，また τ_* が 0.6 より大きな場合，ある特定の粒径に対しては φ の値が H/d によってほとんど変らないにもかかわらず，q_s/u_*d と τ_* の関係は H/d の影響をほとんど受けない。この理由は明確でない。H/d が 400 より小さい所では，H/d が大きな方が，同一 τ_* に対して小さな q_s/u_*d を持つ。これは H/d が大きいほど砂堆による形状損失が大きいためである。

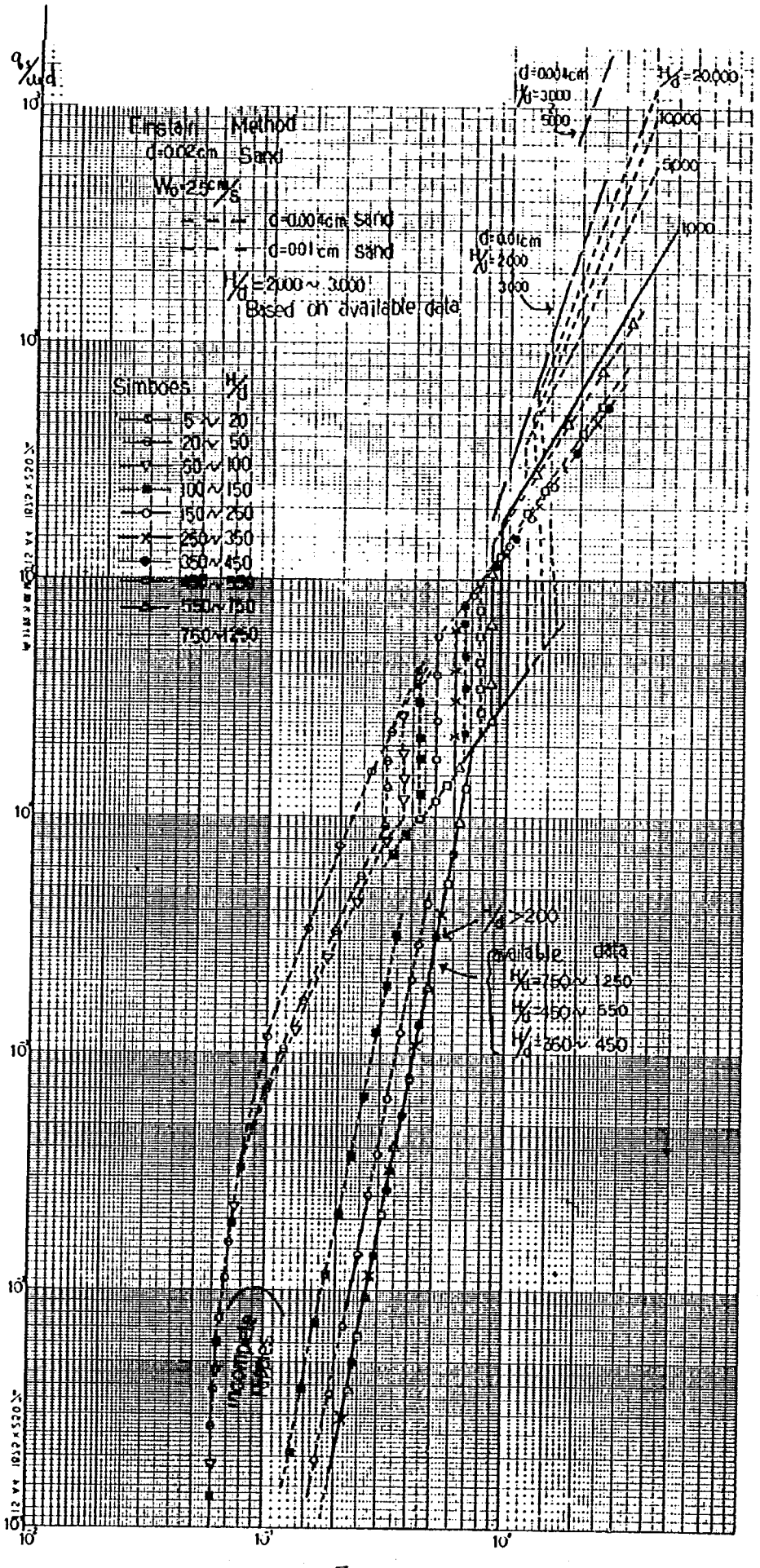
iii）遷移河床（ transition ）

遷移河床における q_s/u_*d の値は，τ_*，H/d が分かっていても，河床形態が砂堆から平坦河床まで変化しえるので予測することができない。予測するためには，河床状態に関する情報量，つまり φ の値が必要である。

ただし，たとえ φ の値が分かっていても，実測資料の不足のため，いかに q_s/u_*d を予測するかは，はっきりしないが，少ない資料から判断すると流砂量 q_s は，流速 Vm の二乗に比例しているようだ。したがって φ の値が分かっていれば次の式によって遷移河床の流砂量を予測しえよう。

$$q_s/u_*d = q_{D*} + (q_{f*} - q_{D*})\frac{\varphi^2 - \varphi_D{}^2}{\varphi_f{}^2 - \varphi_D{}^2} \qquad (2-10)$$

ここで q_{D*}，q_{f*} はそれぞれ τ_*，H/d が遷移河床と同一の値を持つ，砂堆河床の無次元流砂量，平坦河床の無次元流砂量であり，φ_D，φ_f は砂堆河床の流速係数，平坦河床の流速係数である。



τ_*

Fig. 2−16 q_s/u_{*d} v.s. τ_*, $d=0.02$ cm

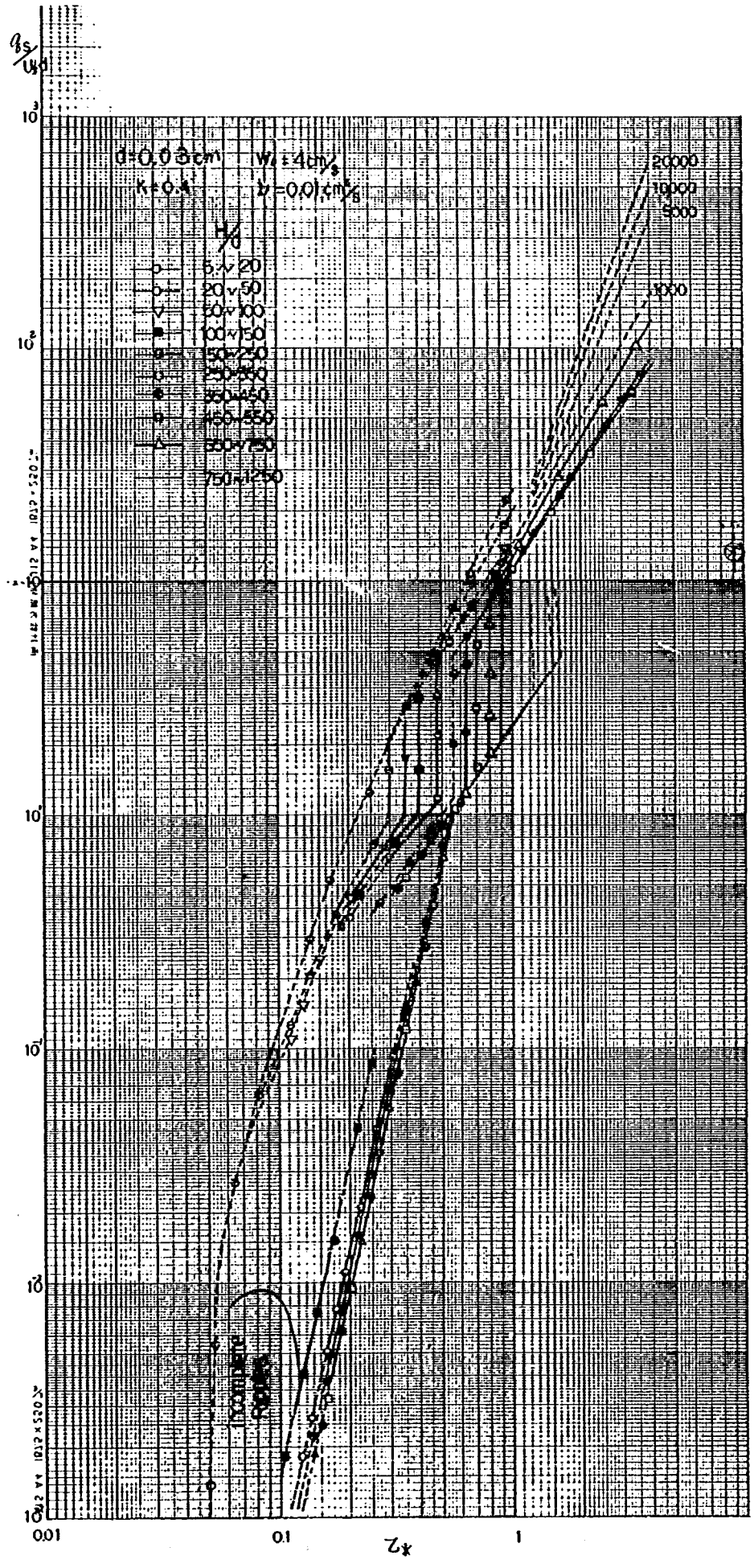


Fig.2－17 q_s/u_{*d} v.s. τ_*, d=0.03 cm

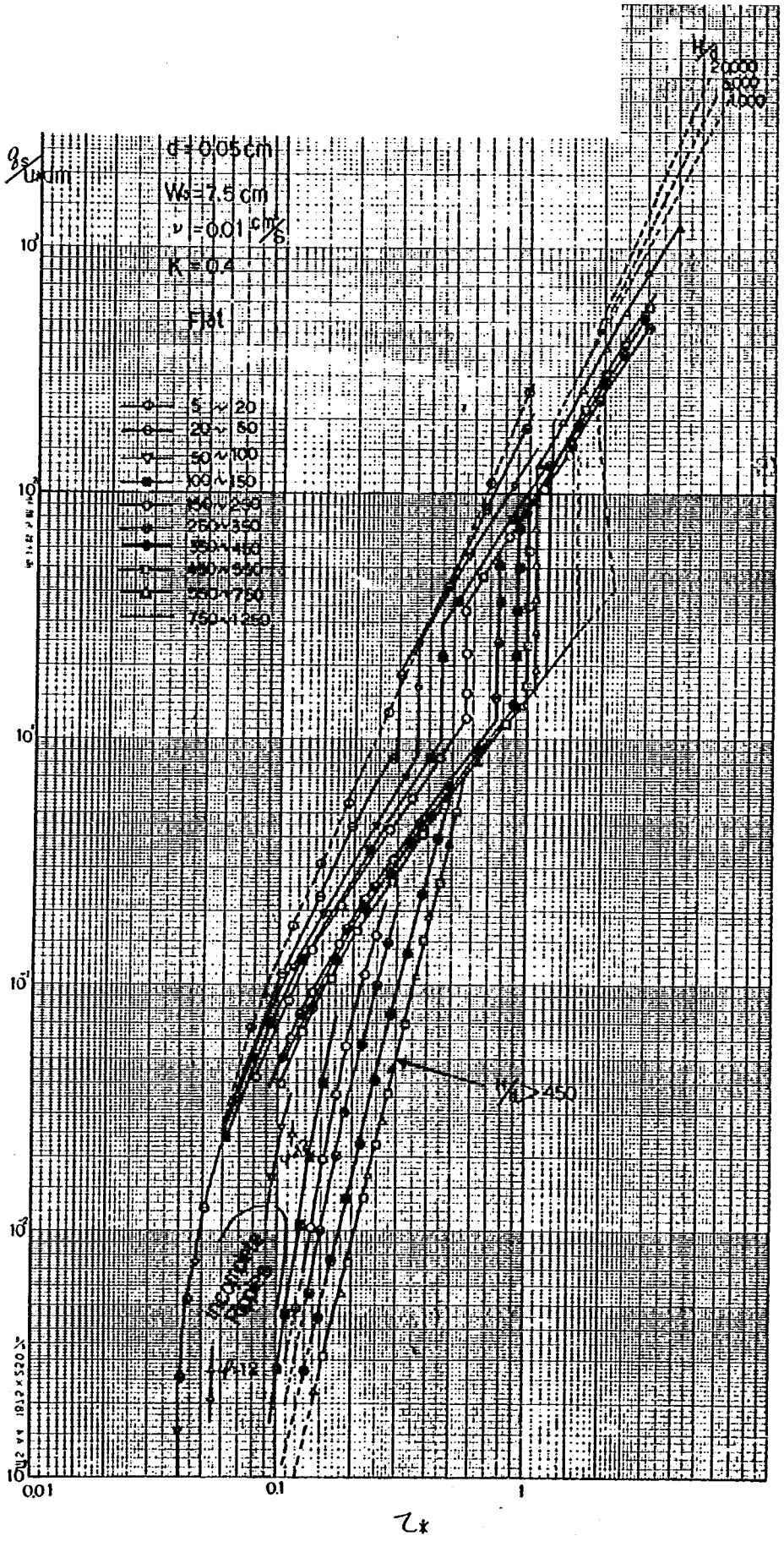


Fig. 2－18 $q_s/u_{*}d$ v.s. τ_{*}, $d = 0.05$ cm

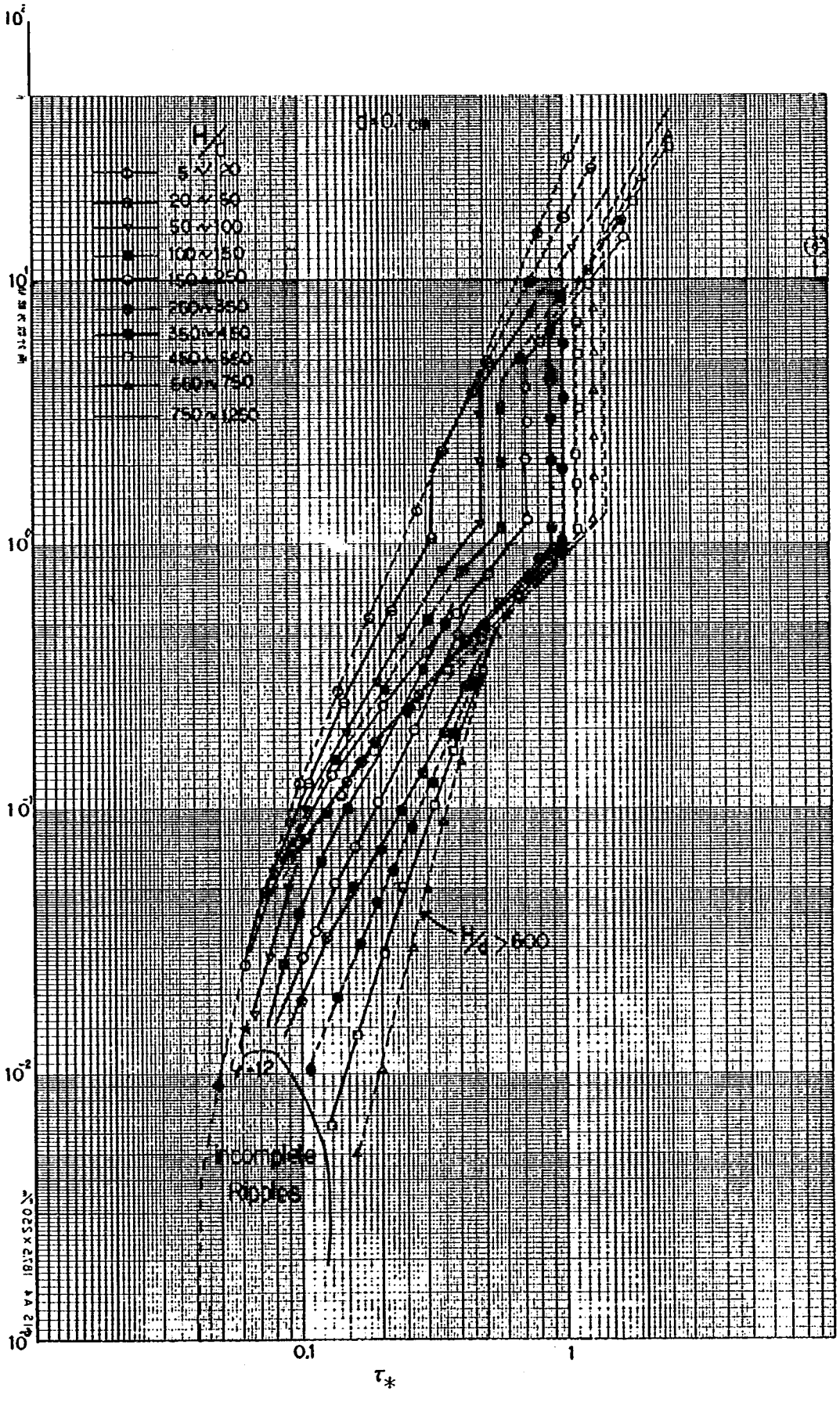


Fig. 2－19 q_s/u_{*d} v.s. τ_*, $d=0.1$ cm

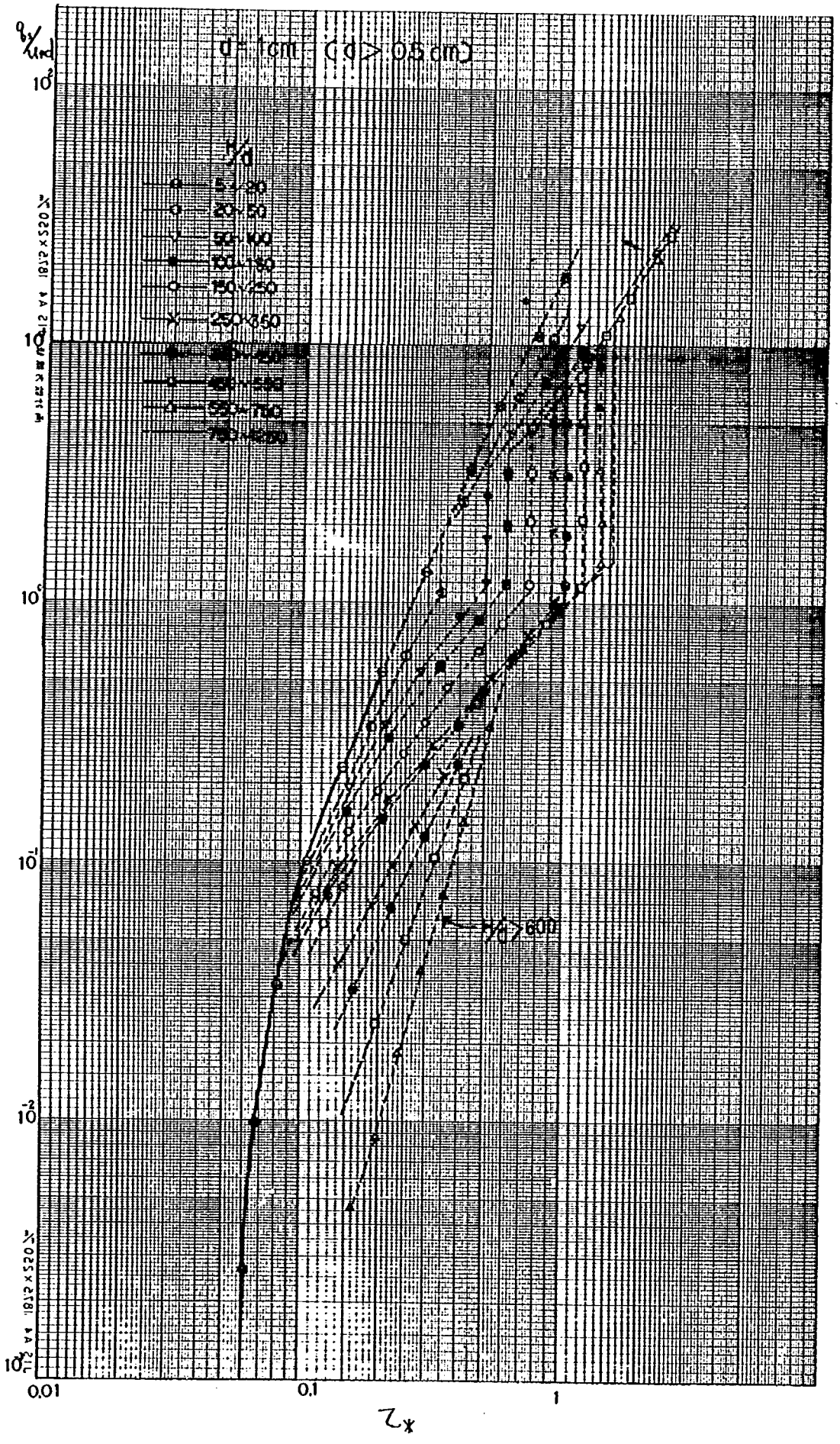


Fig. 2－20 q_s/u_{*d} v.s. τ_*, $d=1$ cm

iv) 平坦河床および反砂堆 (upper regime)

H/d が1,000以下の場合は，実測資料が有る時は，資料を基に，無い時は外挿法によって，q_s/u_*d と τ_*, H/d の関係図を描いたが，H/d が1,500以上の資料が少ないので H/d が大きい場合は，q_s/u_*d と τ_*, H/d の関係は以下のごとく評価した。

Einstein[7] の流砂量式によれば，全流砂量 q_s は次式のごとくなる。

$$q_s/u'_*d = 23.2\,Ca/\rho s\,.\,[\,PrI_1 + I_2 + 1\,] \qquad (2-11)$$

ここで u'_* はEinsteinによって定義された有効掃流力に対応するまさつ速度，Ca は河床から $2d$ 離れた所の土砂濃度（重量）である。I_1, I_2, Pr は以下のごとくである。

$$I_1(\eta_o, Z) = 0.216\,\frac{\eta_o{}^{Z-1}}{(1-\eta_o)}\int_{\eta_o}^{1}\frac{(1-\eta)^Z}{\eta}\,d\eta \qquad (2-12)$$

$$I_2(\eta_o, Z) = 0.216\,\frac{\eta_o{}^{Z-1}}{(1-\eta_o)^Z}\int_{\eta_o}^{1}\frac{(1-\eta)^Z}{\eta}\,ln\,\eta\,d\eta \qquad (2-13)$$

$$Pr = 2.3\,\log\,\frac{30.2XH}{d} \qquad (2-14)$$

$$Z = \frac{w_o}{0.4\,u'_*} \qquad (2-15)$$

ここで $\eta_o = 2d/H$, $\eta = \frac{y}{H}$, X は $u'_*d/11.6\nu$ の関数，w_o は底質材料の沈降速度，y は河床から垂直方向の距離である。

もし河床形態が平坦河床とすると，河床近くの流速分布，乱れ特性は H/d の影響を受けないと考えられるので，底層の土砂濃度 Ca は H/d の影響は少ないと考えられる。したがって $u'_* = u_*$ と仮定し，(2−12)，(2−13)，(2−14)，(2−15) 式より $H/d = 1{,}000$ の場合の流砂量より $H/d = 1{,}000$ の場合の Ca を計算した。この Ca を使って，$H/d = 5{,}000$, $10{,}000$, $20{,}000$ の場合の q_s/u_*d を (2−12)，(2−13)，(2−14)，(2−15) 式より評価した。しかしながら，評価された q_s/u_*d は，形状損失を考慮しなかったので，正しい値とは言えず参考程度にとどめるべきものである。もし形状損失を考慮すると，上述の値より q_s/u_*d は小さくなる。

2−1−7　粒子レイノルズ数の効果（水温の効果）

前節までにおいて，粒径の違いが，流砂量，流れの抵抗におよぼす効果について述べたが，粒子レイノルズ数 Re がおよぼす効果については直接述べなかった。本節においては Re が移動床の水理におよぼす効果について言及する。

水の動粘性係数 ν を $0.01\,cm^2/s$（水温20℃）とし，また底質材料の水中比重 $s = 1.65$ とすると Re と d の関係は次のごとくである。ただし d の単は cm である。

$$Re = 402\,\tau_*{}^{1/2}\,d^{3/2} \qquad (2-16)$$

上述の関係は Fig.2−21に示されている。また一定の τ_*, d に対して水温が変化した場合 Re がどれだ

け変るか同図上の左上に示した。このことは水温が 20 °c から 40 °c に上昇すると Re が約 50% 増加，逆に水温が 20 °c から 0 °c に下がると 50 % 減少することを示している。

良く知られているように，Re 数は河床面近くの流速分布および乱れ特性，境界層の厚さに影響をあたえる。また河床に存在する粒子の抗力係数，揚力係数および粒子の相対沈降速度 w_o/u_* にも影響をあたえる。上述した要因が，移動床流れの水理にどんな影響をあたえるか簡単に述べてみよう。

i) 限界掃流力

もし河床が水力学的に粗でないならば，無次元流速分布 $u(y)/u_*$，河床近くの無次元乱れ強度 $\sqrt{\overline{u'^2}}/u_*$，粒子の抗力係数 C_D は Re に応じて変化する。それゆえ無次元限界掃流力 τ_{*c}（河床材料が動きだす限界時の無次元掃流力）は Re 数によって変化する。本報告で使われた資料を使って無次元流砂量 $q_s/u_{*}d = 10^{-3}$ に相当する τ_* の値を Fig.2—21 にプロットした。（Re 数を計算するために $\nu = 0.01\,cm^2/s$ とした。）また同図には Shield による限界掃流力曲線も示した。

この図より，Taylor[25) 26)] が述べたように，同一水深，勾配，また河床が平坦で土砂移動量が多くない，つまり限界掃流力より多少 τ_* が大きい所では，水温の低下は Re が 13 より小さければ q_s の減少，Re が 13 から 300 では q_s の増加，300 より大きければ影響がないことがわかろう。

ii) 平坦河床上の抵抗係数

粗面管路の抵抗係数によれば，表面が水力学的に粗でないなら，ある H/d に対する φ の値は，

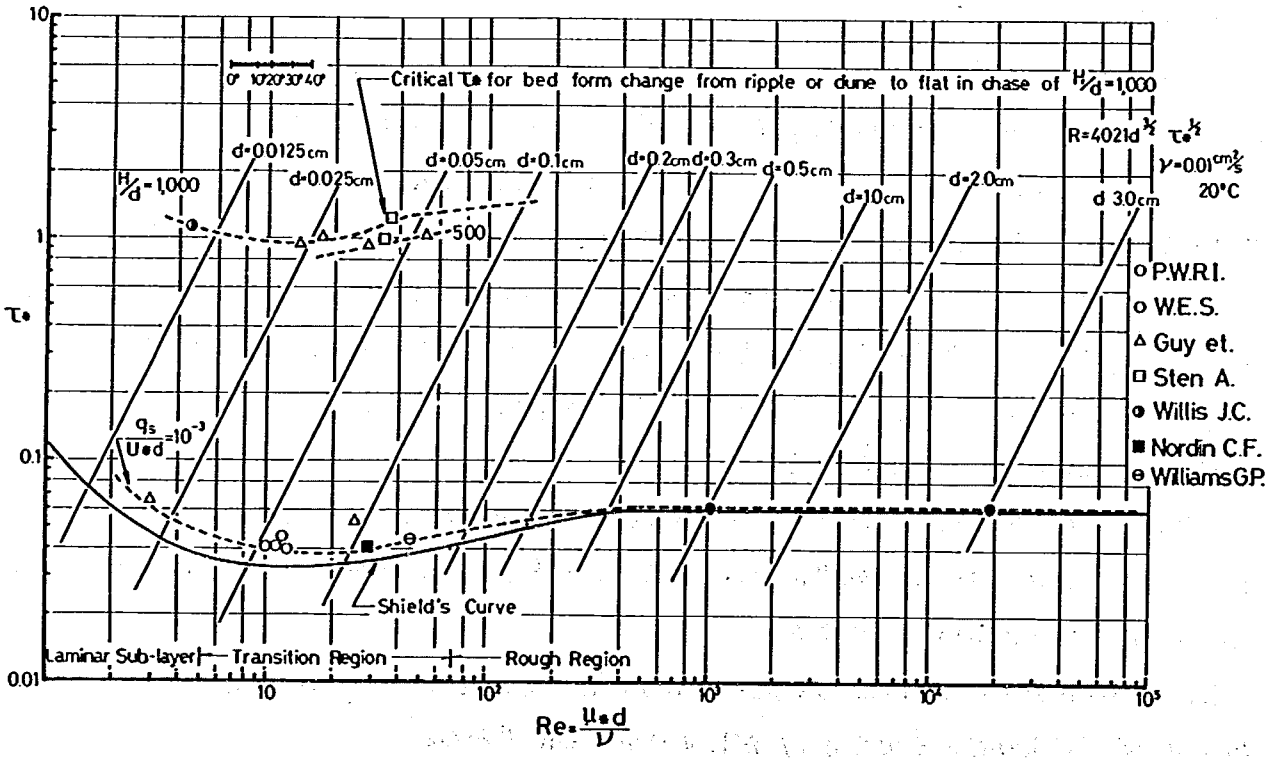


Fig.2—21 Relation between Re and d, Critical τ_* for bed form change from ripple or dune to frat in case of $H/d = 1,000$, and τ_* for $q_s/u_{*}d = 10^{-3}$ in flat bed against Re.

Reによって変化する。Reが１０から２０ではφの値はReが７０より大きい場合より１０～１５％大きく，Reが１０以下で，主流が乱れていればReが小さくなるにつれてφは小さくなる。

本報告で使われた資料によると，平坦河床で土砂の多い場合（upper regime），特定のH/dに対してφの値は粒径が大きいほど（粒径 0.02～0.1 cmの範囲で）小さいが，土砂量の小さいあるいは土砂移動の無い平坦河床でのφの値はφの値と粒径の間にはっきりした有意な差をみつけることができない。これはたぶん土砂の水路への搬入，整形条件が異なっているためであろう。

ii）砂漣

砂漣河床における無次元流砂量q_s/u_*dは，以下に述べるH/d以上ではH/dに影響を受けない。

粒径 0.02 cm および 0.03 cm に対して $H/d = 300$

粒径 0.05 cm に対して $H/d = 450$

粒径 0.1 cm に対して $H/d = 600$

ただし粒径 0.1 cmの場合は資料不足のため，その値は確かではない。また粒径が小さいほどあたえられたτ_*，H/dにおいてq_s/u_*dおよびφが小さい。このことはReが小さい方があたえられたτ_*，H/dの下でφ，q_s/u_*dが小さくなることを示そう。これはFranco[8]による実験結果（$d = 0.023$ cm　$s = 1.65$ の底質材料を使った砂漣河床の流砂量は，同一τ_*，H/dの条件下では水温の低下はφとq_s/u_*dを減少させる。）と一致する。なぜこのようなことが起こるかの原因は良くわかっていない。

H/dが 500 以上の場合，砂漣から砂堆に移行する掃流力τ_*は 0.6～0.7 であるが，粒径 0.01 cmの場合は，rippleから直接平坦河床に移行し，砂堆は生じないようである。（Laursen, 1958）[17] 筆者が行った粒径 $d = 0.021$ cm，$s = 0.5$，$w_o = 1$ cm/s の石炭粉の場合も河床形態は砂漣から平坦に直接変化し，また砂漣河床においてでさえ浮遊砂が多かった。（山本，1975）[30]

流砂量が小さい平坦河床（限界掃流力より多少大きい掃流力）の状態から砂漣が発生する限界の掃流力は，資料が少なくはっきりしたことは言えないが，限界掃流力τ_{*c}と同一の理由によりReの変化，水温の変化によって変わるものと思われる。事実水温の変化が平坦から砂漣への遷移限界のτ_*に影響をあたえた二，三の実験例がある。（深見 1978[31], Franco 1968[8]）

iii）Lower RegimeからUpper Regime への遷移限界掃流力τ_{*f}

砂漣あるいは砂堆から平坦河床に変化する時の遷移限界掃流力は，H/dのみならずReによっても変化する。$H/d = 1000$の場合のτ_{*f}を本報告に使われた資料より求めたものがFig.2－21に示されている。これよりτ_{*f}は水温が高くなると，Reが10～20 以下では低下，Reが10～20 以上では増加するだろうことが推測される。この現象の原因ははっきりしないが，限界掃流力τ_{*c}がReによって変化する原因と同一の要因によろう。

アメリカのMiddle Loup川[5]（$d = 0.03$～0.07 cm）やElkorn川（$d = 0.025$ cm）[2]において，ある特定の流量において水温の低下によって，土砂量の増加，φの増加が生じるのは上述のτ_{*f}のReの変化によって説明できよう。

iv) Upper Regime における流砂量

TaylorとVanoni[26](1972)は浮遊砂を持った平坦河床における水温変化が流砂量におよぼす効果を次のように述べている。

水温の変化が流砂量におよぼす効果は，流砂量の少ない平坦河床（限界掃流力より多少大きい掃流力の場）における場合と同じである。つまりReが13以下では水温の増加は（流速，水深は同じ）流砂量を増加させる。Reが20から30においては水温の増加は流砂量を減少させる等々。

筆者は，もし流砂量という言葉を河床近くの浮遊砂濃度（たとえば河床から2d離れた所の浮遊砂濃度）におき変えるなら，彼らの結論に同意する。なぜならτ_*が1より大きなupper regimeにおいては全流砂量に占める浮遊砂量は多く，水温の低下によるw_oの減少は，浮遊砂濃度の垂直方向の濃度勾配を減少させる。このことはReが13以下においても水温の低下は全流砂量を増加させる一因になりうる。事実，H/dが1,000～2,000，τ_*が1より大きい所において，d=0.01 cmのq_s/u_*dは0.02 cmより大きい。つまり同一τ_*，H/dではReの小さい方が流砂量が多いだろうことを推測させる。水温の低下によって流砂量が増加するかしないかは，どちらの効果が強いかによって決まるものと考えられる。前者（底層濃度の変化）の効果は，小さいτ_*，H/dでは浮遊砂の全流砂量に占める割合が小さいので強いものと思われる。

2—1—8　川幅水深比の効果

川幅水深比B/Hが大きくなると，直線水路においても中規模河床波の発生のため，河床，流れとも三次元的形態を持つようになる。この中規模河床波の発生によって，中規模河床波を持たない流れと多少異なった流砂量，流れの抵抗を持つようになる。

Fig.2—22に直線水路における交互砂州の発生限界を示した。本図よりB/Hが大きくなると交互砂州の発生範囲が増加することがわかるが，B/Hが30以上の資料が少なく30以上の場合の交互砂州の発生限界を示すことができない。交互砂州から複列の砂州に変化する限界のB/Hはτ_*＝0.04～0.4，H/d＝3～100の範囲において50から80位の値であり，また小さいH/dの資料は小さい限界B/Hを持つ傾向にある。日本の河川における交互砂州と複列砂州の限界B/Hは平均年最大流量時で，砂河川，砂利河川にかかわらず100前後である。（山本[30]　深見[31]）この値は室内実験資料より多少大きい。

B/Hが小さい場合（B/H＜20）で粒径dが0.6mm以上では，すなわちH/d，τ_*が小さい場合，交互砂州の発生は，砂堆の発生を妨げるが，B/Hが30～50になるとH/dが100～150以上では砂堆あるいは砂漣と交互砂州は共存するようになり，B/Hがさらに大きくなると，H/dが100～150より小さい値の場合でも河床の一部に砂堆，砂漣が発生するようである。ただし粒径が0.4 mm以下では，より小さいH/dでも小規模河床波が発生する。

中規模河床波が流砂量，流れの抵抗に及ぼす影響は，実験資料の精度もあって，はっきりしないが，もしエネルギー勾配を二断面間のエネルギー損失を二断面間の距離で割って評価した場合τ_*＝0.1～0.3，H/d＝5～40の所では，交互砂州を持つ場合のφの値は，交互砂州を持たない

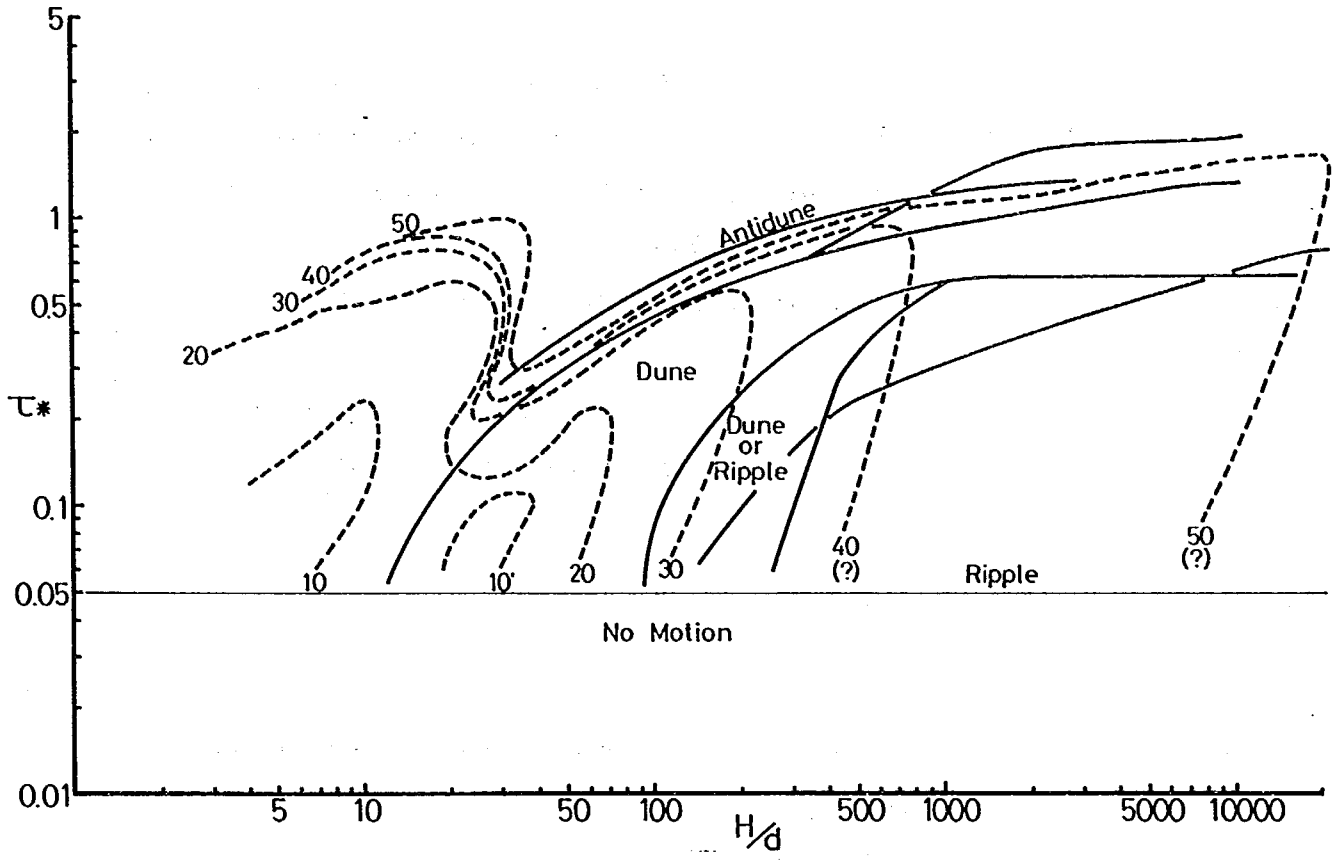


Fig.2－22 Condition for occurrence of alternate bars
(Alternate bars occure within the dotted line)

平坦河床に比較して，10～15%小さいようであり，また流砂量も小さいようだ。しかしながらもし，エネルギー勾配を二断面間のエネルギー損失を二断面間の主流の距離で評価すれば，中規模河床波の影響は無視しえるものと考えられる。なぜなら中規模河床波による形状損失は，河床表面損失（小規模河床波による形状損失，表面波の発生，砕波による損失を含む）に比較すれば無視しえるほど小さいからである。[30] したがって交互砂州が存在する場合の流砂量は，エネルギー勾配を二断面間の距離で割った場合のu_*に0.9程度を積した値程度を有効まさつ速度として，流砂量を評価すればよかろう。

2－1－9　本成果の適用性について

i）本研究成果は，河床材料のd_{84}/d_{16}が5以下の場合に使用しえる。また流砂量はA集団の流砂量の予測のみに使える。A集団とは河床材料の主モードの材料である。[31]

ii）本研究成果で示されていないH/d，τ_*の領域におけるφ，q_B/u_*dは実測資料がなく，また筆者の想像力のおよばなかった領域であり，今後資料を増していかなければならない領域である。

iii）実際河川の洪水時の流れは定常流ではない。流れの変化に対する河床波の追従性についてはまだわからないことが多い。

iv）Lower regimeからupper regimeに変化する時のτ_*はある幅を持っている。従って実際河川での河床波の変化およびφを予測する場合には，実河川での資料等も参考にして十分に考慮し

なければならない。変動の幅は本報告で示したτ_*の20%位と考えておいた方が良い。

V) 粒径 1 mm 以上の場合の ripple河床の存在はまだ十分に確認されていない。

VI) 三次元的 ripples, dunes (lingoid ripple or dune 等) がφ, q_s/u_*dにおよぼす影響は，ほとんど分かっていない。またその発生領域も明確でない。

VII) H/dが2,000以上の upper regimeにおける流砂量は，まだ明確でない。

2—1—10 おわりに

均一砂の流砂現象がこれで分かったわけではない。特に流れの三次元性（中規模河床波の発生）が流砂現象におよぼす効果，upper regimeでの流砂現象について今後検討していかなければなるまい。

2－2 混合砂を持つ移動床の水理

2—2—1 はじめに

沖積河川の河床材料は均一砂ではない。ここでは混合粒径河床材料を持つ移動床の水理について均一砂の場合と比較し，その違いについて述べる。

2—2—2 混合粒径河床材料の移動限界

混合砂の移動限界については，Egiazaroff[34] の理論的検討以来，日本においても浅田[39]，平野[35]，芦田・道上[36]，水山[37]，深見・葛西[38]等によって検討されてきた。しかしながら，深見・葛西の検討以外は，河床材料の粒度分布形が移動限界におよぼす影響について考察が無いこと，また理論的検討も，各研究者の実験条件範囲において適合性を検証していることを考えると，それらの結果が実際的な応用に使用しえるかとなると疑問とせざるを得ない。河川工学という視点からは，むしろ理論的検討を詰めるよりも，多くの実験結果より，その実験条件の位置づけを行いながら移動限界を把握した方が良いように思える。

ここでは河床材料の混合度をd_{84}/d_{16}で表わし，d_{84}/d_{16}が変ると移動限界がどう変るか述べてみよう。

i) d_{84}/d_{16}が4以下の場合の限界掃流力

移動限界時には，筆者等が行った多くの模型実験，基礎実験[31]から判断すると，主モード（A集団）[注4]の河床材料は同時に停止し，また同時に動き出すと考えて良いようである。従って粒径別の限界掃流力は，平均粒径に相当する均一砂の無次元掃流力が0.06の場合，Fig.2—23の①の線で表現しえると考えられる，ただしdi/dmが0.3より小さい粒径（B集団）[注4]，また3より大きい粒径（C集団）[注4]は，その流砂量が少ないこともあって実験資料より結論することができない。

ii) アーマコート形成前の河床材料のd_{84}/d_{16}が4～8であった場合で，河床低下時 flat bed の限界掃流力

平野[35]は平均粒径1～1.3mm，d_{84}/d_{16}＝5～7の河床材料を使い，混合砂の流砂量，河床変動形態について検討を行っている。この実験の流砂量の資料より粒径別の限界掃流力（粒径別無

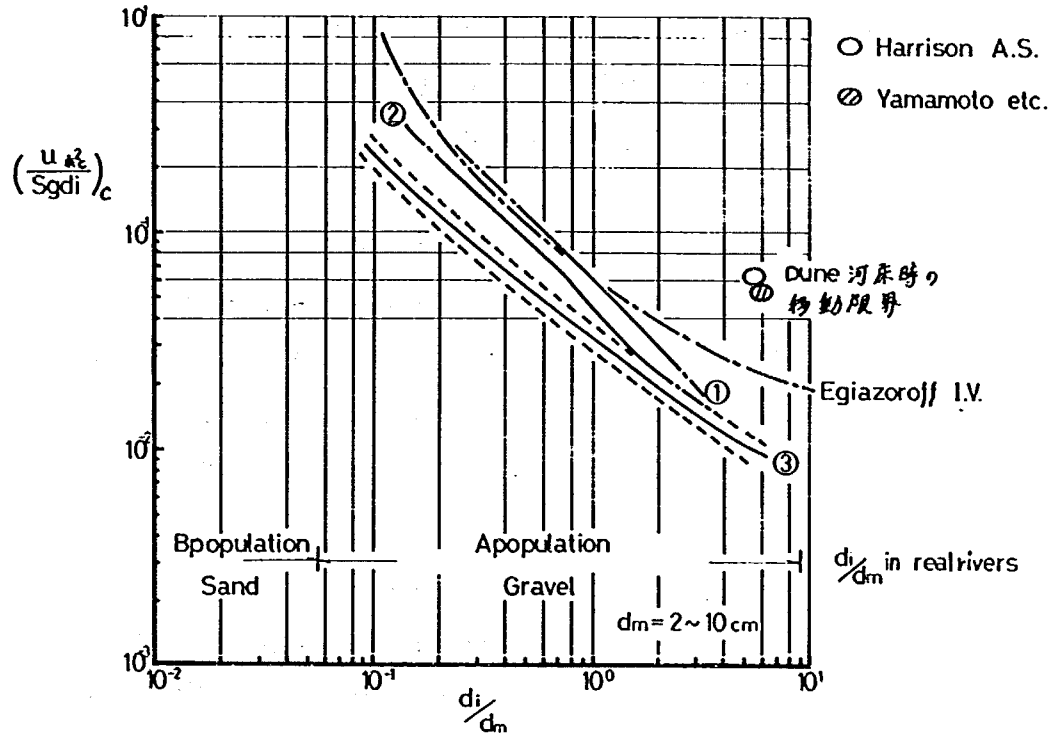


Fig.2－23 Nondimentional critical tractive force of nonuniform bed materials

次元流砂量 $q_{si}/(u_* d_i i_b)$ が 10^{-3} 程度の掃流力）を求めてみるとFig.2—23の中の②曲線で示したごとくなる。

なお曲線②は文献36）のFig.3より求めた。曲線②は平野が示した粒径別限界掃流力（文献35）図4）とは異なっている。この原因は，平野が限界掃流力を

$q_{si}/(u_* d_i i_b) \div \tau_{*i} = 0.2$ に相当する τ_{*i} をその粒径の限界掃流力としたためで，di/dm が小さい場合には筆者の方法に比較して τ_{*ic} が大きめ，di/dm が大きい場合には τ_{*ic} が小さめに表現されるためである。

iii）アーマコート形成前の d_{84}/d_{16} が12～25であった場合で，河床低下時 flat bed の限界掃流力

深見，葛西[38]は，初期河床材料として $dm = 3.3 \sim 4.5$mm，$d_{84}/d_{16} = 12 \sim 25$ の河床材料を使い混合砂の流砂量について検討を行っている。土砂の移動しなくなる状態は，アーマリングが進んだ状態であり，この状態では $d_{84}/d_{16} = 8 \sim 15$，$dm = 5 \sim 7$ mm，$H/dm = 10 \sim 20$ 程度の flat bed である。

Fig.2—23中の曲線③は，筆者がかなりばらつきのある資料より，粒径別無次元流砂量が 10^{-3} 程度の掃流力を筆者の判断によって求め描いたものである。なお di/dm が0.1より小さい場合，7より大きい場合は資料が無いので移動限界掃流力を示すことができない。

ⅳ) A集団がduneあるいはrippleで動く時のC集団の移動限界

次に河床の主モードA集団がdune形態で動く時，channel lag depositであるC集団は，どのくらいの掃流力で動かなくなるかを実験資料より示してみよう。

・Harrison A.S. の実験[40)]

Harrison A.S.は，幅30.5cmの水路において，三種類の混合砂を使い混合砂の移動特性について論じている。実験は河床材料を水路に敷きならしたあと通水し，水路端で流砂を測定し，その流砂を上流端のホッパーから給砂することを繰り返し，給砂と水路端の流砂の粒度分布が同一となり，また流砂量も時間的に変動しなくなった時を平衡状態とみなし，その時の河床砂の粒度分布，水理条件を調べている。その後，上流からの給砂を止め，河床を低下させ，アーマコートの特性を調べている。

Fig.2—24，2—25．2—26に流砂，河床砂の粒度分布，Table 2—3にその時の水理条件を示した。なお水路幅が30.5cmであり，水深が22～26cmであるので側壁の影響がある。HarrisonはEinsteinの方法で側壁効果を評価しているが，G.P.Williams[28)]の報告にあるごとく，流速，粒径が同じであれば，水路幅が異なっても単位幅流砂量がほぼ同一になるという実験結果より，河床の状態から，筆者が側壁の無い場合のφを推定し，平均流速を筆者の推定したφで割ることによってu_*を評価した。（つまり同一単位幅流砂量が同じであるということは，河床材料を動かす有効掃流力が同一であると仮定した。）

実験Aの場合，平衡状態の河床材料の平均粒径は9.2mmであるが，流砂は4～5mmであり，また河床はflat bedである。粗粒の河床材料の上をそれより小さい粒径の材料が移動している。この状態は，上述した深見，葛西の実験条件に近い。移動限界粒径は16mm（$di/dm=1.7$この粒径に対する無次元掃流力は0.025位である。ほぼ深見，葛西の実験から求めた移動限界と一致している。

実験BとCは，初期河床材料成分の内2mm以下のものが多く，河床にはduneが発生している。平衡状態に向うにつれて，大粒径のものはduneの谷以下の河床高の所に集積し，coarse layerを作り，表層は，大粒径を分級した後の小粒径のものでおおわれ，表層の河床材料の粒度分布と，流砂の粒度分布がほぼ同一になる。流砂の最大粒径に対するdi/dmは5～6でありτ_{*ic}は0.06～0.07である。なおこの時の河床材料のd_{84}/d_{16}は2.4～3である。河床材料のd_{84}/d_{16}が2～4でduneが十分に発達した河床の場合は，τ_{*i}が0.06～0.07以上の河床材料は動けなくなってしまうものと考えられる。また河床材料のd_{84}/d_{16}が4以下の場合は平均粒径を使って全流砂量を評価して良いと述べたが[注5)]，この実験でもそのことは言え，B実験の場合，$\tau_{*m}=0.34$，$H/dm=161$で$q_s/u_*d_m=0.54$，C実験の場合$\tau_{*m}=0.42$，$H/dm=182$で$q_s/u_*d_m=0.65$であり，Fig.2—19の評価曲線とほぼ一致している。

・山本，深見，葛西の実験[32)]

1976年1月～3月，筆者等は，河床波発生時の混合砂の流砂量を把握するために旧土木研究

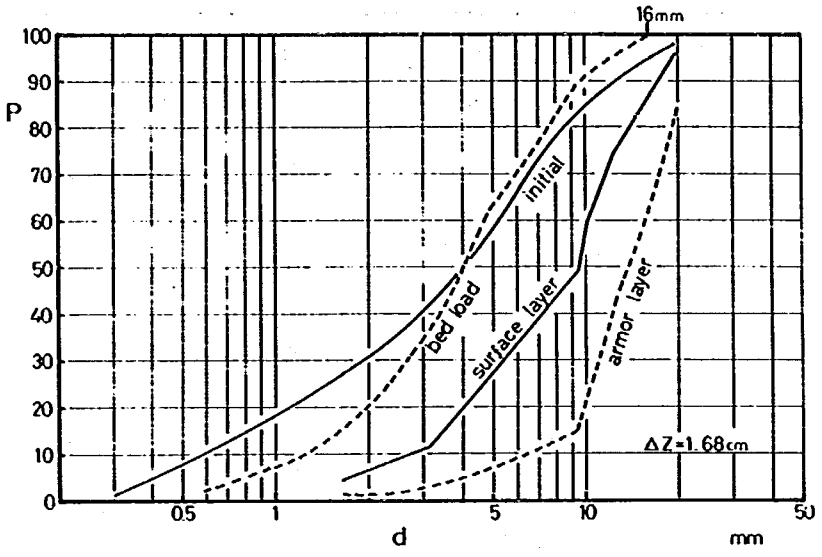


Fig.2－24 Experiment A

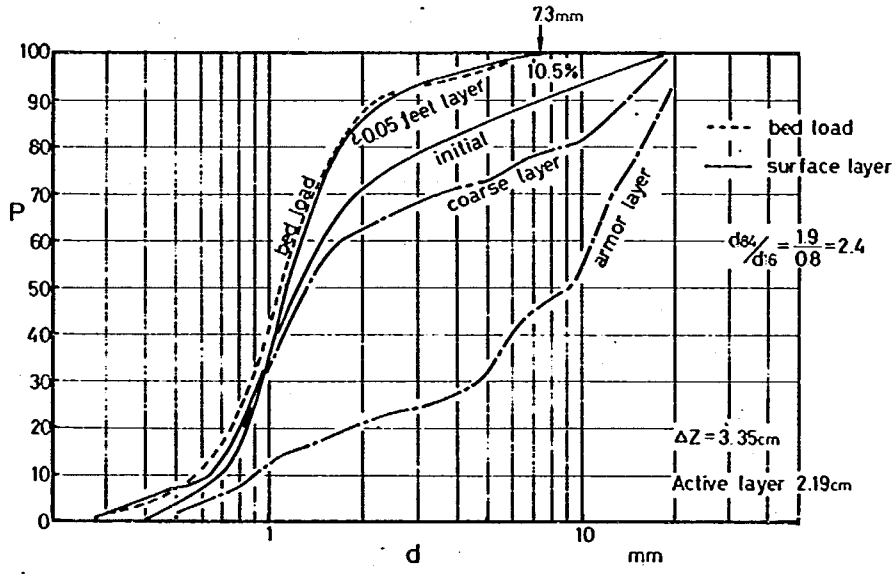


Fig.2－25 Experiment B

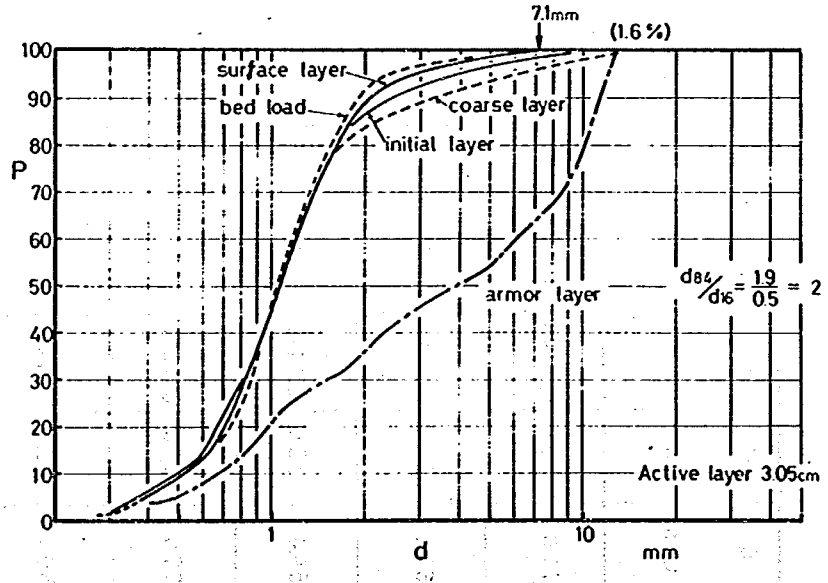


Fig.2－26 Experiment C

Table. 2—3 Harrison A.S.

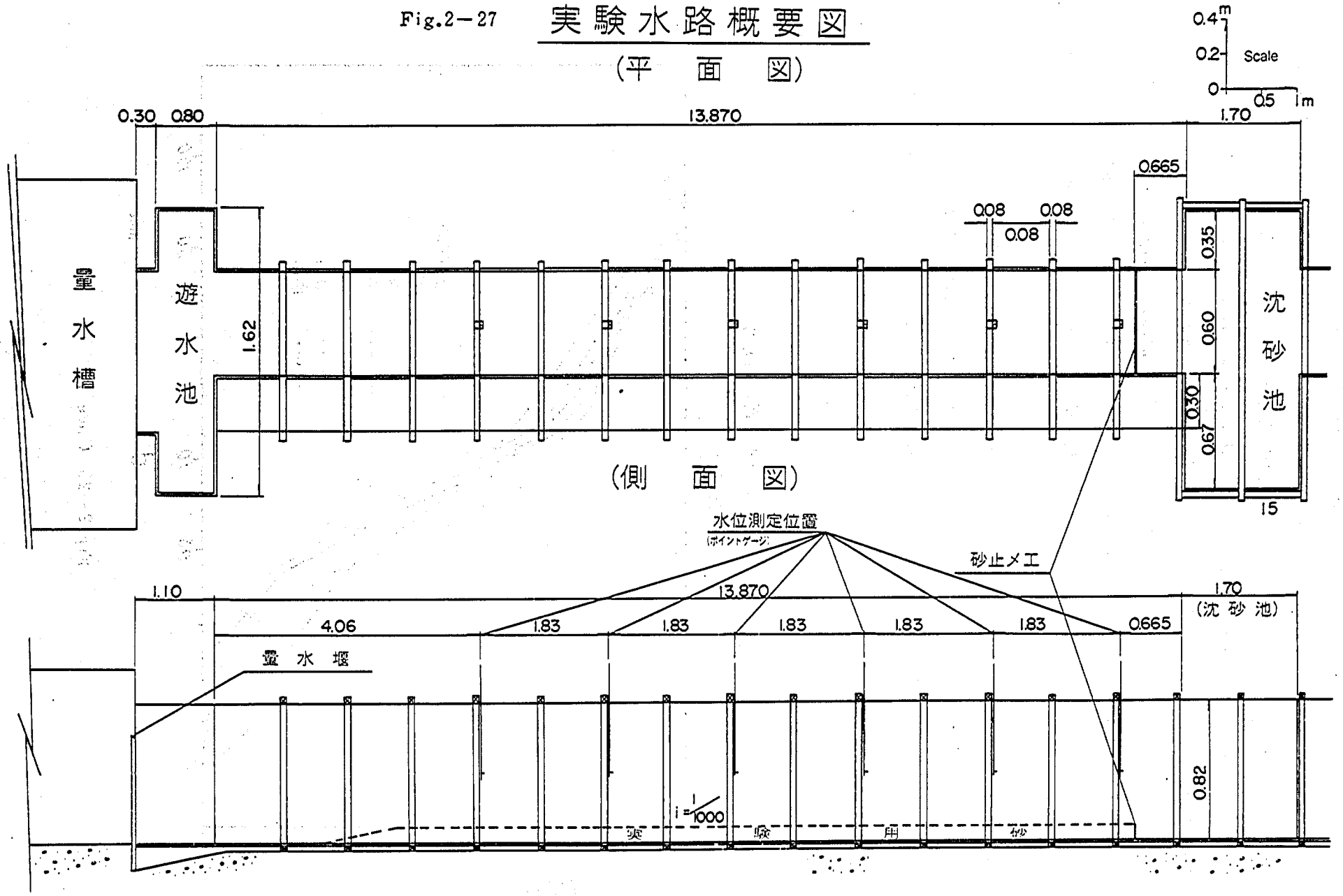
Report on Special Investigation of Bed Sediment Segregation in a Degrading Bed

Univ.of California, Series No. 33 Issue No. 1 1950

$\rho s = 2.68$

No.	Q l/s	H cm	le	dm cm	d_{84}/d_{16}	qs cm^2/s	B cm	Vm cm/s	Estimated φb	φb by Einstein	Hs cm	Ls cm	u* cm/s	$\tau *_m$	$qs/u_* d_m$	H/dm	Δz cm	Active laye cm	bed Configulation
Aeq	77.02	26.3	0.00348	0.92	$\frac{15}{3.5}=4.3$	0.15	30.5	96.0	12				8.0	0.043	0.020	29			flat
Beq	59.4	22.6	0.00393	0.14		0.66	30.5	87.2	10			120	8.72	0.34	0.54	161		2.19	dune
Ceq	59.4	22.6	0.00412	0.124		0.75	30.5	87.2	9.5				9.17	0.42	0.65	182		3.05	dune
Ade	77.0	26.3	0.00364				30.5	96.0	11				8.73				1.68		flat
Bde	59.4	22.6	0.00356				30.5	87.2	12				7.27				3.35		flat
Cde	59.4	2.2.6	0.00310				30.5	87.2	13				6.71						flat

Fig.2－27　実験水路概要図



所赤羽支所において，Fig.2－27に示す木製の水路を作り実験を行った。実験そのものは，我々の意図した結果を得ることができなかったが，混合砂の分級現象に二，三の知見を得ることができた。4ケース実験を行ったが，ここでは代表例としてケース4を報告する。

水路は幅60cm，長さ13.87mで，下流部には沈砂池をもうけ，流下してきた土砂をそこにため，適当な時間ごとにそこにたまった土砂を全量測定した。なお沈砂池下流端にはゲートが有り，水位をコントロールすることができる。通水前に勾配 $I_b = 1/1000$ にFig.2－28に示す粒度分布の河床材料に敷きならした。通水流量は20l/sであり，水深は下流部で40cmになるように調節した。また水路上流端において毎分5.2Kg（2000 cm³/min）づつ河床材料と同一の粒度分布を持つ土砂を投入した。

Fig.2－29に本実験時の河床高の変化図，Fig.2－28に流砂の粒度分布図，Fig.2－30に通水後河床表面砂粒度分布図，Fig.2－31に土砂止め工より一番近い河床波の先端の粒度分布図（河床波先端中央部分を幅20cm，水路方向5cm，厚さは河床波の厚さを採取し，その粒度分布を測定した。）を示す。

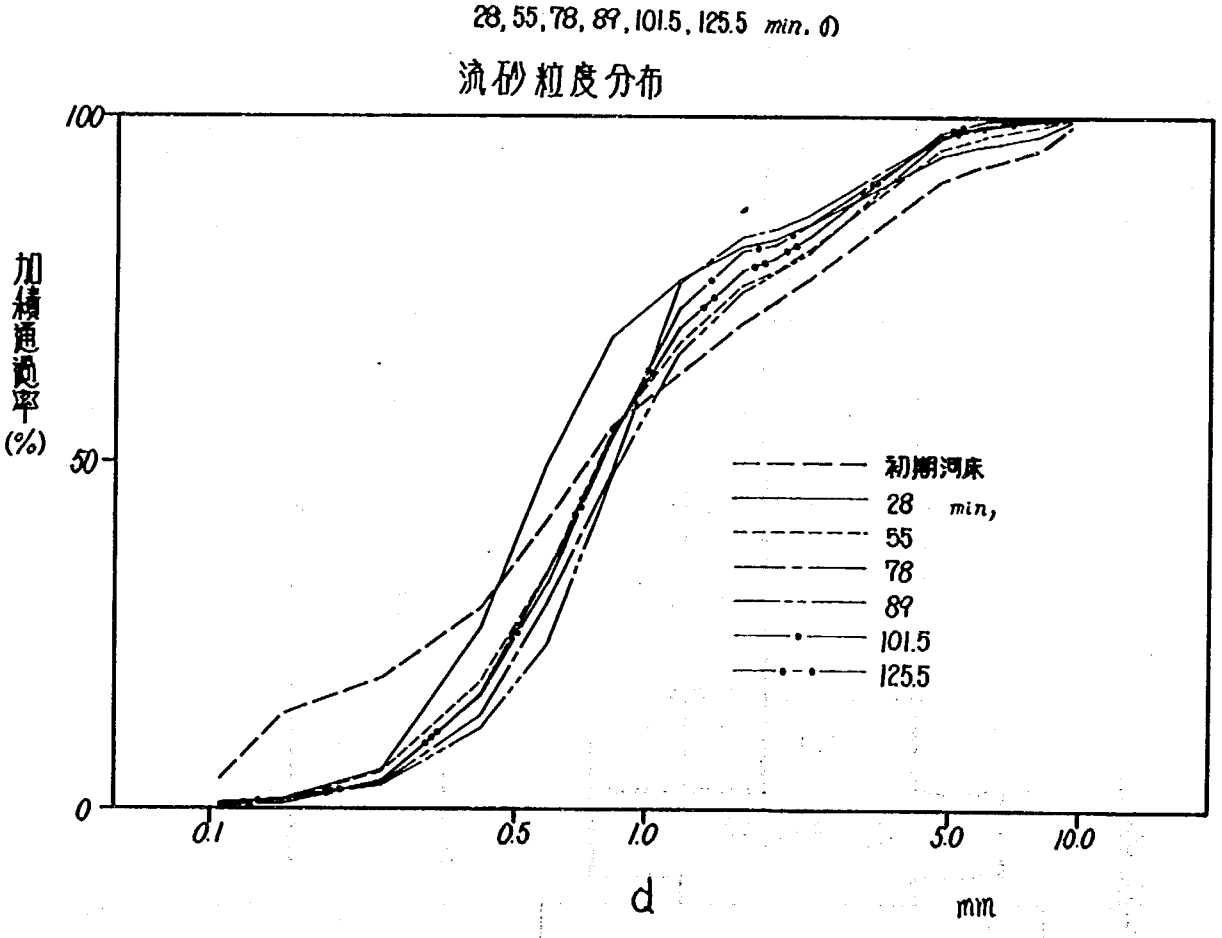


Fig.2－28 Cace 4

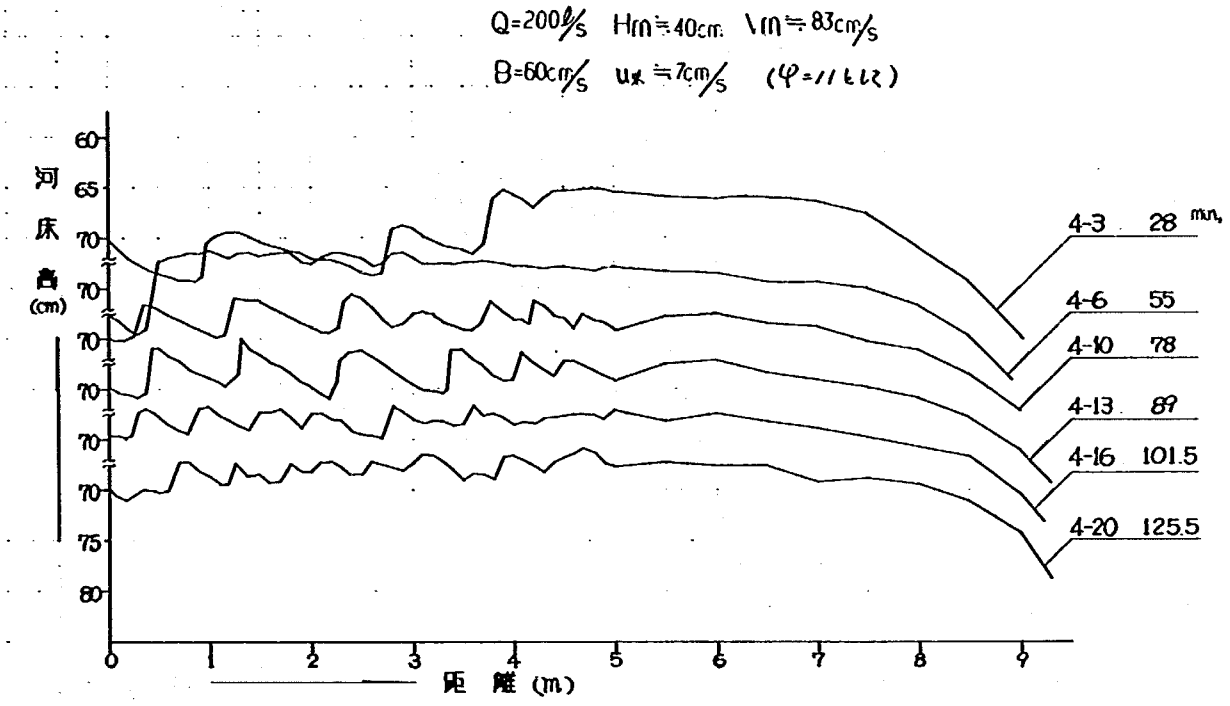


Fig.2—29 Run 4, Longitudinal bed profile

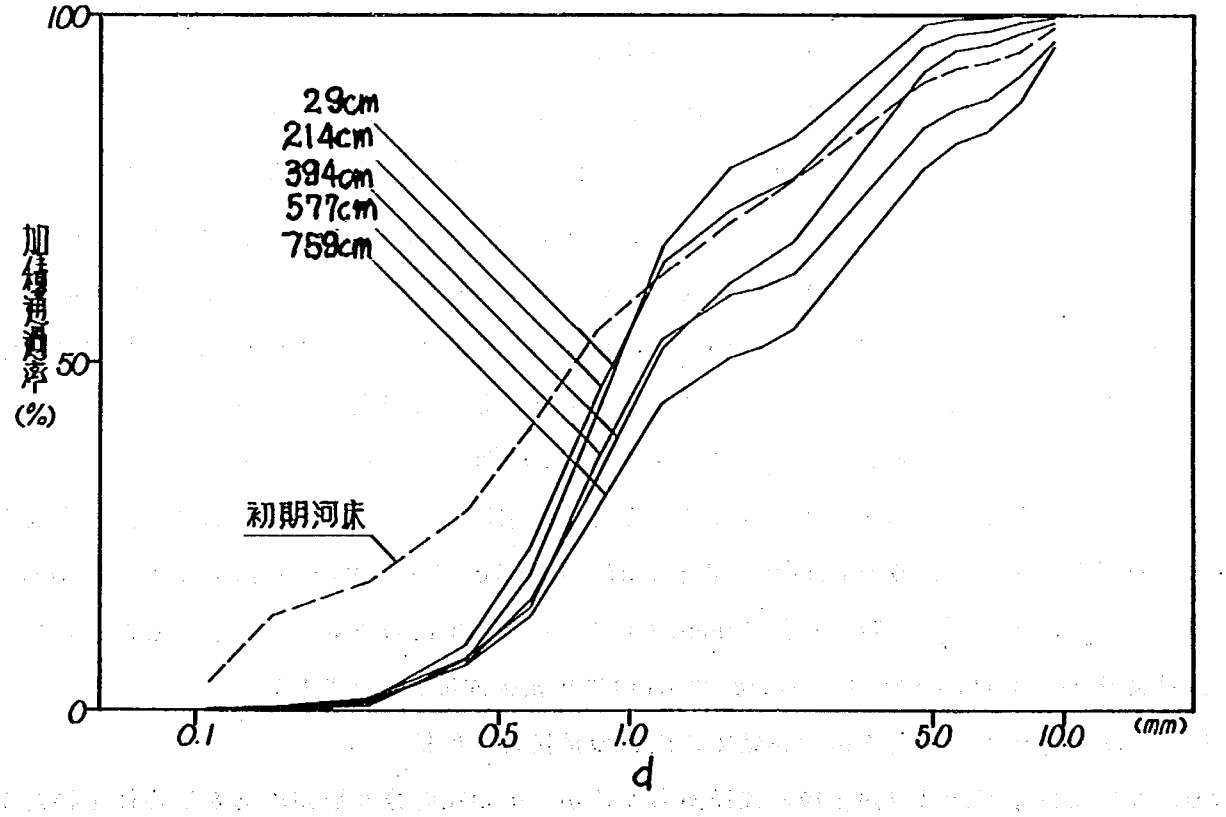


Fig.2—30 Size distribution of bed surface materials after Run 4

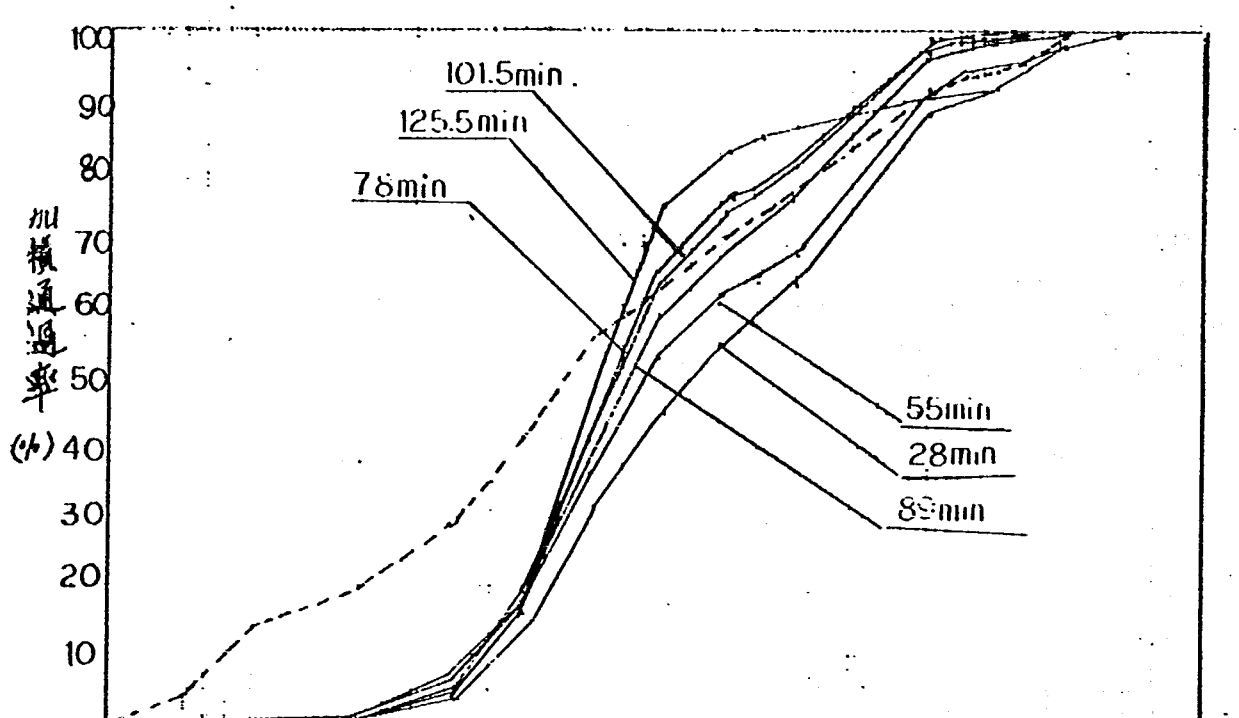


Fig.2－31 Cace 4, Size distribution of bed materials in dune

通水後８９分までは，砂止め工より４ｍの区間には，duneが発生していたが，それ以後は河床砂の粒径が小さくなったためか波長７０cm程度のrippleになったようである。最終状態の河床材料の粒度分布を見ると粒径0.3～1.3mmの砂が60%以上占めている所で河床波が発生している。また最終時の流砂量は0.252 cm²/sであり，河床のφを11と仮定してVm/φよりu_*を求めるとu_*＝7.5 cm/sである。今Ａ集団（dm＝0.07 cm程度）の無次元掃流力，流砂量を求めると$q_s/u_* dm_A$＝0.48，τ_{*mA}＝0.5，H/dm_A＝500となり，ほぼ均一砂の流砂量に等しい。Ａ集団が河床の７０%以上を占め，そのd_{84}/d_{16}が５以下であれば，Ａ集団の平均粒径をもちいてＡ集団の流砂量を求めて良いと思われる。[注5)] ただしＣ集団が多い場合には，均一砂より求めた流砂量q_sにＣ集団の河床に占める割合icを使って$q_s(1-ic)$として流砂量を評価した方が良いだろう。

流砂の最大粒径に対するdi/dmは５～６であり，τ_{*ic}は0.05　程度である。

なお投入された砂の内0.2mm以下の砂はほとんど水路末端のゲートから出てしまった。投入された0.2mm以下の砂の量は0.088 cm²/sであり，di＝0.015 cmとしてτ_{*i}を求めると2.3，H/di＝2670，$q_s/(u_* di)\cdot\frac{i_s}{ib}$＝78（粒径0.2mm以下の砂の河床に占める割合を１%とした）となる。この流砂量はdi＝0.015 cmを均一砂に持つ場合の無次元流砂量とほぼ等しい。

2－2－3　混合粒径河床材料を持つ移動床の流れの抵抗と流砂量

本節においては，河床材料が多粒の粒径からなるが，その粒度分布形が顕著な二峰性を持たない場合の流砂の運動形態，抵抗係数，流砂量が，河床材料の分布形の違いによってどう変わるか論じてみたい。なお河床材料の粒度分布を表わすものとしてここではd_{84}/d_{16}を使い，d_{84}/d_{16}を

Table 2－4　実験ケース一覧表

実験者	平均粒径	d_{84}/d_{16}	水路幅	移動床長	補給法	採砂法	表層粒度の測定法	その他	文献番号
Gilbert	1.1, 1.3, 1.5 mm	二粒径の場合	30.48 cm	7.5 m	有	下流端流下量	無		9)
吉川・芦田・馬場	18	3.2	176		無	簡易採砂器	無		41)
山本 ケース4 ケース5.6	0.6～0.7	3.1	60	25	無	下流端流下量	有（各ケース）		32)
安芸 C 砂	1.22	4.0	100	16	無		無		1)
岸・板倉・森・黒木	0.7	5～7	100	20	ホッパーより補給	下流端流下量	無		42)
山本・ケース7	0.67	6～7	60	25	無	下流端流下量	有（各ケース）		32)
山本（S実験）	1.3～2.1	7～10	60	24	無	下流端流下量	有（各ケース）		32)
阿部・上原	1.1	7～10	181			下流端流下量	無	移動床模型実験精度良くない	43)
深見・葛西	2.7（初期）	17（初期）	80,525	18,20	無	下流端流下量	有（各ケース）		38)
深見・葛西	4.76（初期）	23（初期）	80,525	18,20	無	下流端流下量	有（各ケース）		38)
浅田・石川	約2（A砂）	10～25	100	32	回流水路	簡易採砂器	時々行う	duneの流砂量の測定に問題あり	39)
浅田・石川	約3（B砂）	10～25	100	32	回流水路	簡易採砂器	時々行う		39)
安芸 B 砂	0.7	6.7	100	16	無		無	二峰性粒度分布	1)
山本（B実験）	4～6	20～30	30	24	無	下流端流下量	有（各ケース）	二峰性粒度分布	32)

2～5，5～7，7～10，10～20，20～30の5つに分け，d_{84}/d_{16}の違いが流砂の運動形態におよぼす効果を均一砂の場合と比較することによって述べた。なお，Table 2－4に本節で検討の対象とした実験の一覧表を示した。

i）d_{84}/d_{16} ＝2～5の場合（山本[32]，安芸[1]，土研[41]）

Fig.2－33は，Fig.2－32の底質材料を使った筆者（ケース4－1～5－6）および土研の実験結果のφと$\tau_{*m}, H/dm$を示したものである。この図より，河床の抵抗係数，河床波の発生領域は均一砂の場合とそれほど変らないといえる。Fig.2－34は河床の平均粒径で，全流砂量を整理したものだが，ほぼ均一砂の流砂量と一致している。

次に粒径別流砂量をFig.2－35，Fig.2－36に示した。ケース4－1，5－1，5－4の場合の粒径別流砂量は，各ケースごとに線で結んである。[注1)] これによると，ほぼ45°の線となり河床砂の粒度分布と流砂の粒度分布がほぼ等しいことを示しているが，粒径の大きい所が傾斜が緩くなり，大粒径の方が流れやすくなっていることを示している。土研の場合は，45度の線と非常に異なっており河床砂より流砂の方が粒径が大のものが多いことを示すが，土研の場合には各ケースごとに河床表層の粒度分布を調べておらず，河床に敷きならした河床材料を表層の粒度分布としたため，実際には表層粒度は表層下の粒度と異なっていると考えられる。したがってこの結果をそのまま表層粒度と流砂の関係の資料として使うべきではないが，大粒径の方が動きやすいという性質があることは確かなようだ。同様な現象は木下[16]，水山[37]の実験でも生じている。このような現

象が生じるのは無次元掃流力 τ_{*m} が小さい 0.04～0.08 位で特に生じるようである。この原因は小粒径砂が表層の大粒径砂の中に落ちこみ，大粒径砂が動きやすく，小粒径砂は大粒径砂の中にかくれて動きにくくなっているからと考えられる。したがって大粒径砂が動きやすくなるかは，表面における砂粒子の配置構造に支配されると考えられる。このような現象をより正確に評価する

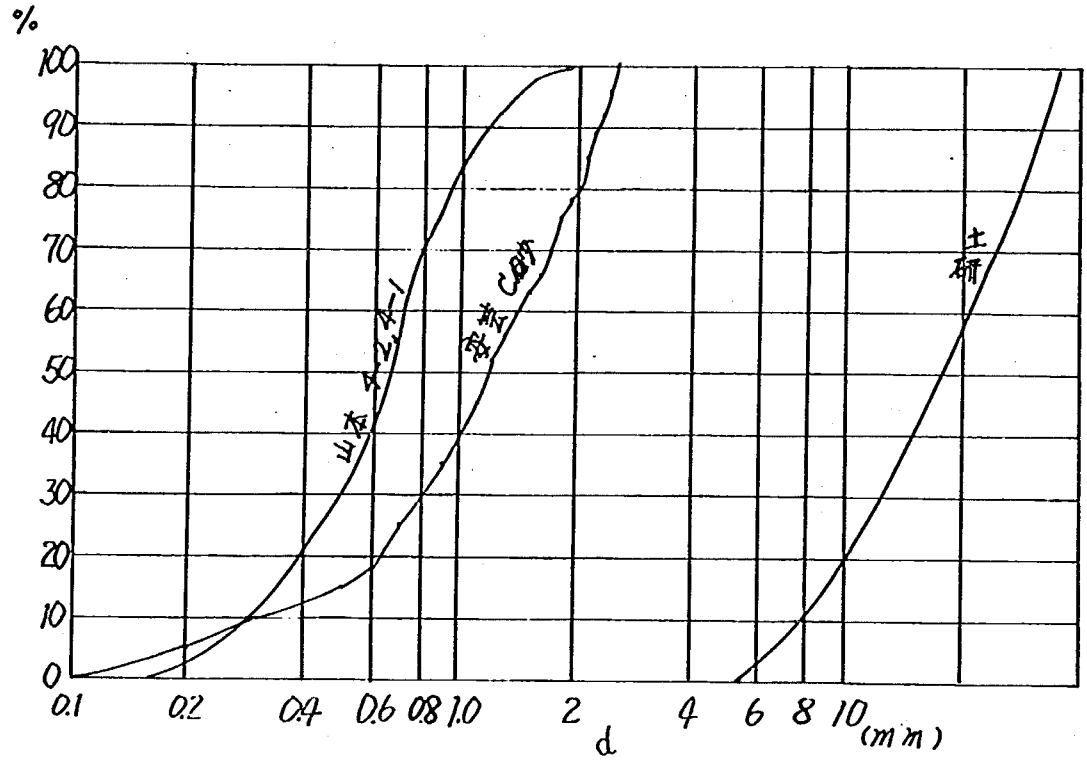


Fig.2－32 d_{84}/d_{16} ＝2～5 の場合の粒度分布

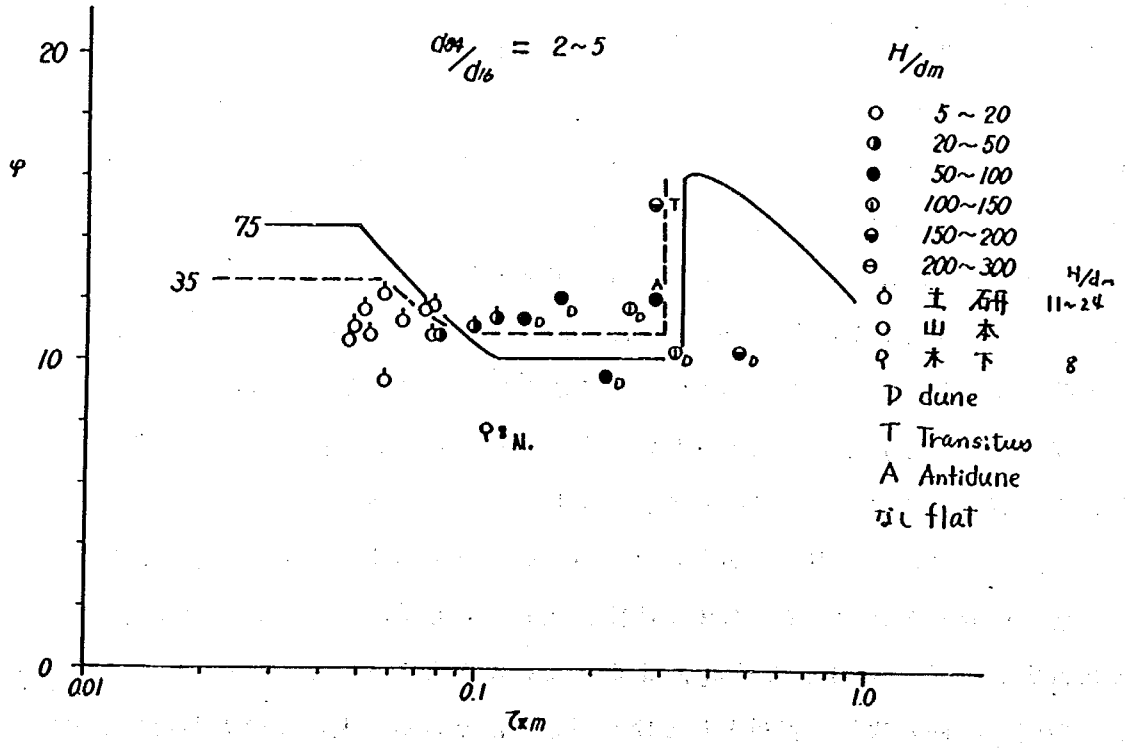


Fig.2－33 φ v.s. τ_{*m} in case of d_{84}/d_{16}＝2～5

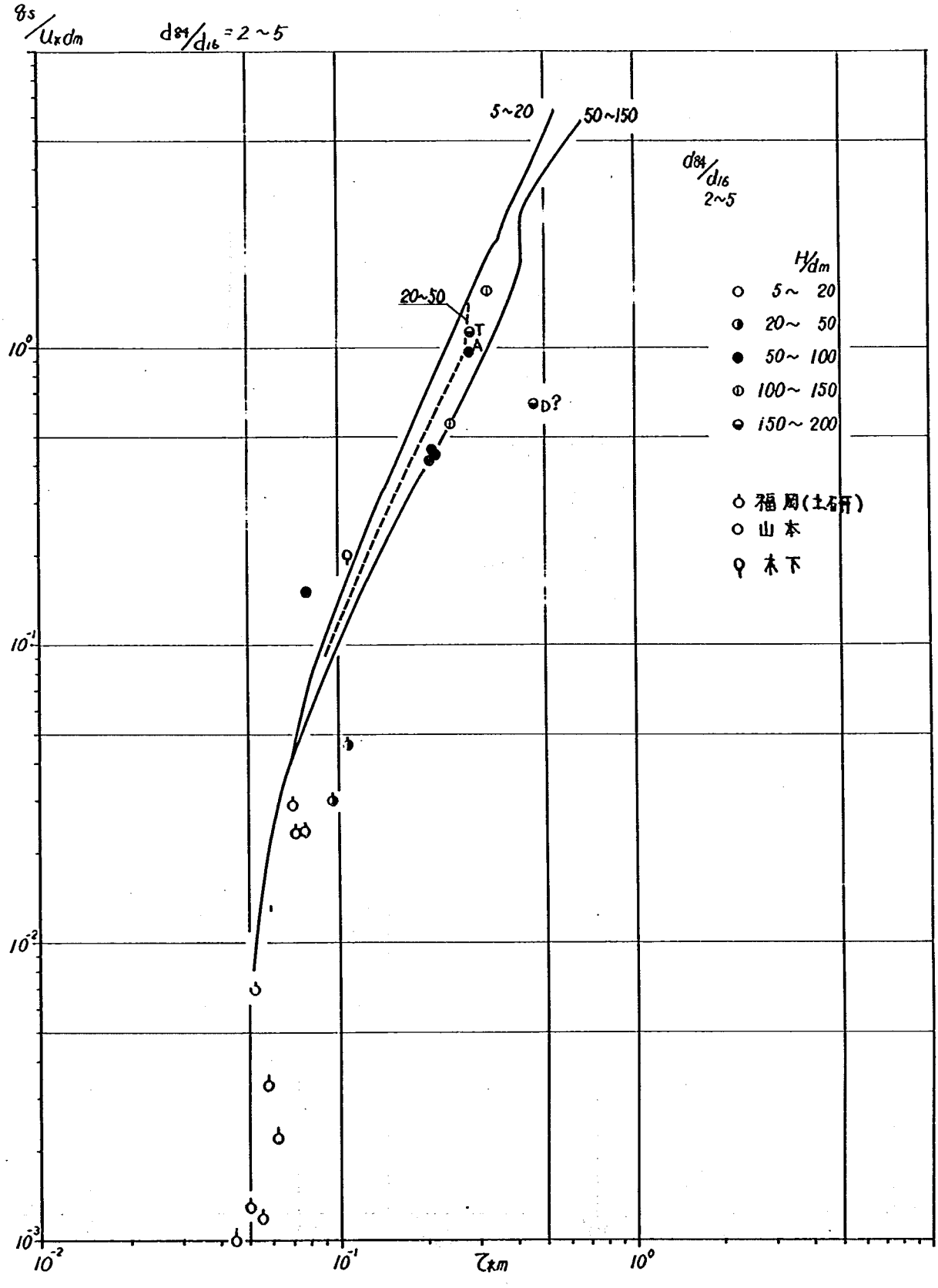


Fig.2－34 q_s/u_{*dm} against τ_{*m} in case of $d_{84}/d_{16}=2\sim5$

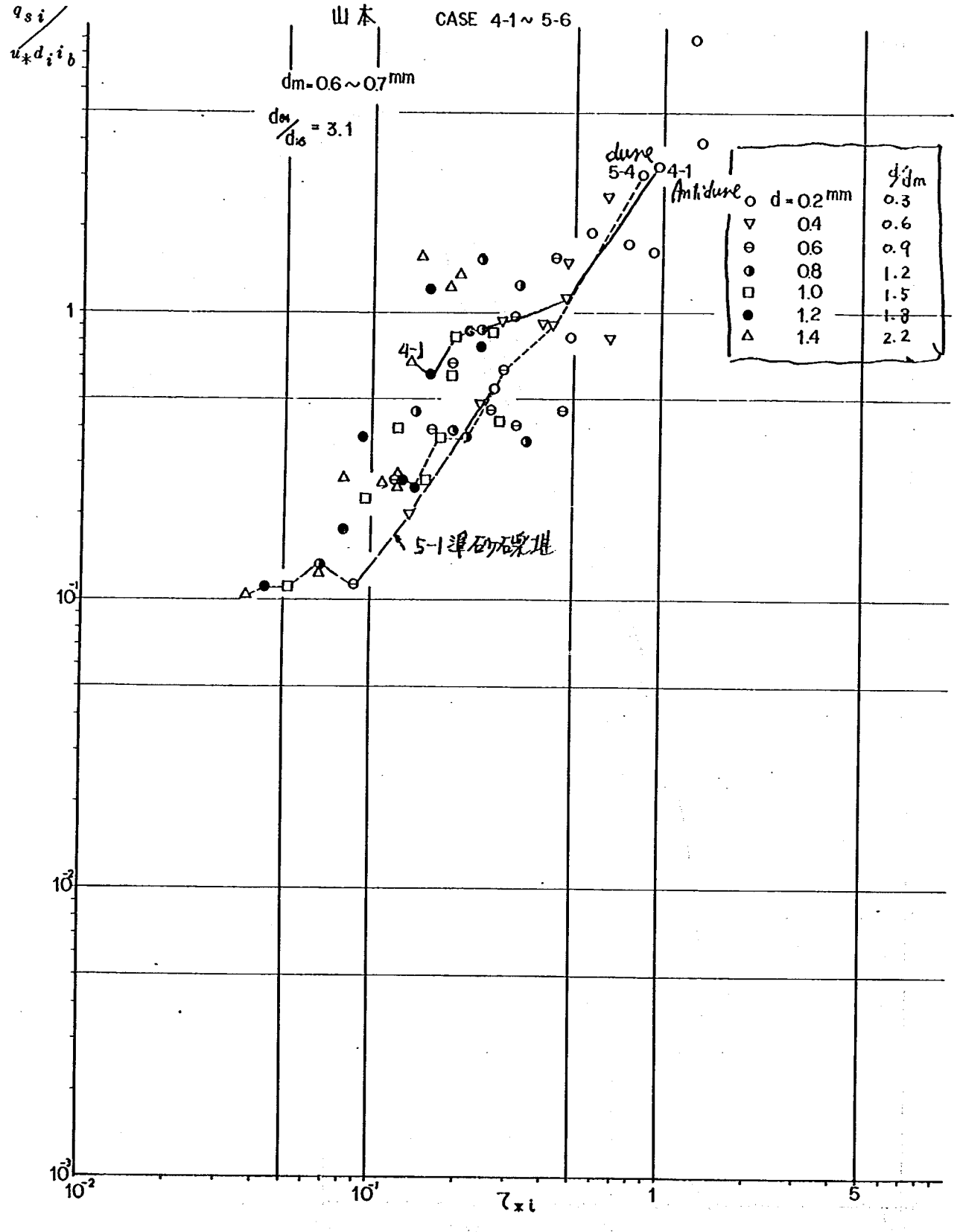


Fig.2－35 $q_{si}/u_* d_i i_b$ against τ_{*i}

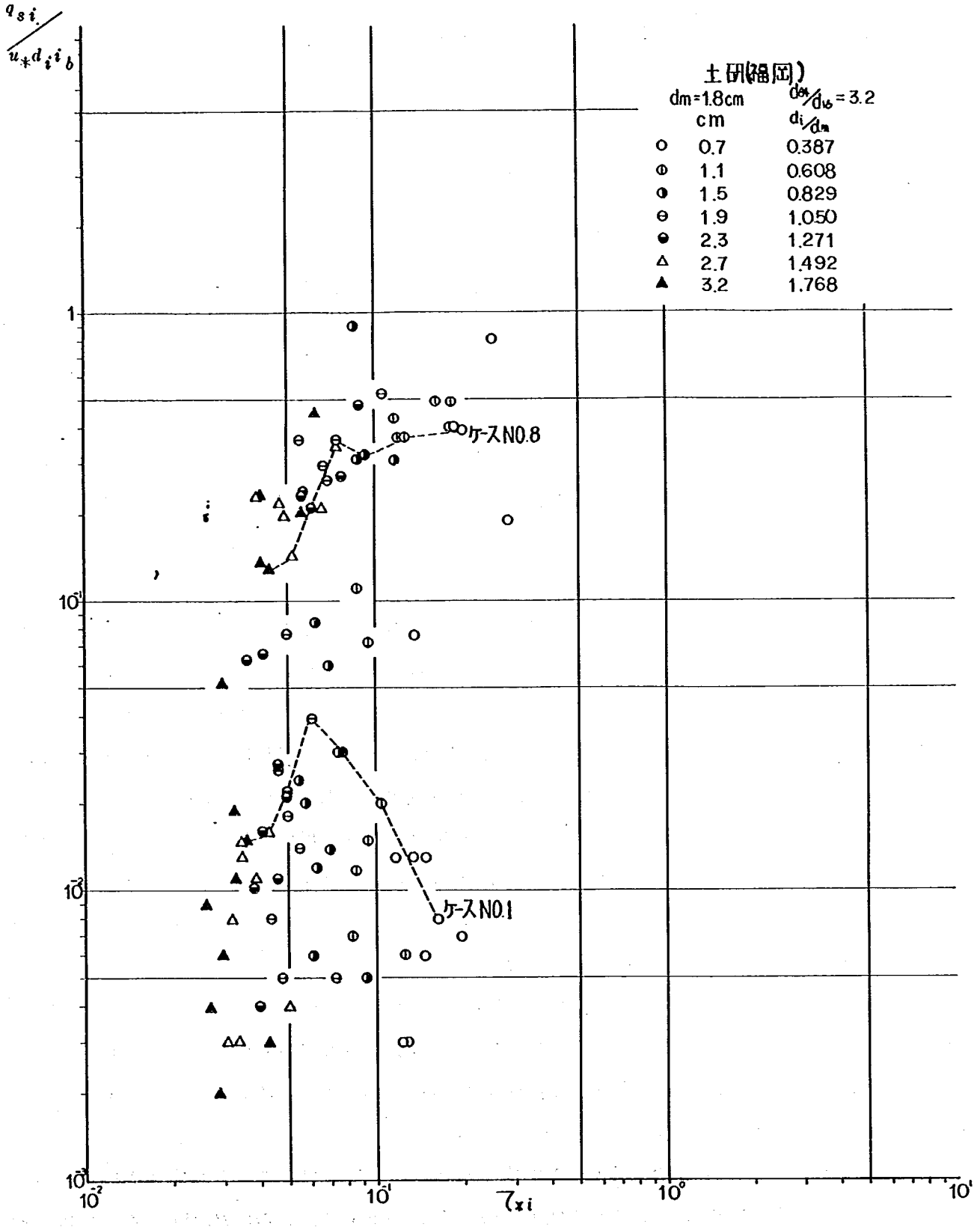


Fig.2－36 $q_{si}/u_{*}d_i i_b$ against τ_{*i}

ためには，表層の河床材料の配置状態をより正確に知らなくてはならない。またその状態が掃流力つまり流砂の量とその運動形態によってどう変わるかを知らねばなるまい。

Fig.2—37は安芸C種砂の場合[1]のφとτ_{*m}, H/dmの関係である。ほぼ均一砂の場合と等しいが，τ_{*m}が0.08を越えても河床波が発生しない。この原因は明確でないが，Fig.2—32で示すようにC種砂の粒度分布が0.6mm以下と以上で勾配が異なっていることにより，小粒径砂は，大粒径砂の中に落ち込み，河床表面はより粒径が大きくなっていたものと考えられる。

ii) d_{84}/d_{16} ＝5～7の場合（山本[32]，北大[42]）

Fig.2—38の底質材量を持つ，d_{84}/d_{16}が5～7の場合の実験結果を筆者，および北大の資料を通して述べる。なお北大の資料は通水1ケースごとに河床の粒度分布を調べておらず，τ_{*m}, H/dmの評価精度は筆者の実験に比し悪いと思われる。（原論文の河床波の写真を見るとsortingの現象が見られる。）

Fig.2—39はφとτ_{*m}, H/dmの関係，Fig.2—40にq_s/u_*dmとτ_{*m}の関係，Fig.2—41にケース6—1～6—5の場合の粒径別流砂量，Fig.2—42にケース7—1～7—9の場合の粒径別流砂量を示した。なおケース7の場合7—5から7—9は表層にアーマコートが生じ始め，河床の粒度分布が初期の状況と異なっている。

これらの図面より，河床波はτ_{*m}＝0.1を越えると発生すること，またupper regimeへの移行τ_{*m}も均一砂と大きく変らないことが分かる。φは均一砂のduneの場合より1程度大きいようである。全流砂量は，平均粒径で評価すると均一砂より50～100％程度多くなるようである。流砂と河床砂の粒度分布は，τ_{*m}が0.1を越えていれば，ほぼ同一と考えて良いが，dune河床の場合，Fig.2—41, ケース6—5で示すように，細砂分がduneの山を通過してしまうためか多くなるようである。（筆者の観測によると細砂はduneの谷を飛びこえて浮遊砂的運動形態をしていた。）flat河床の場合ケース7—1～7—3に示すように細砂分が少ないがこの原因は明確でない。なおケース7—1～7—3の場合は河床が急速に低下していることを注意しておかなければなるまい。

iii) d_{84}/d_{16}が7～10の場合（山本，阿部）

Fig.2—43に示す底質材料を持つd_{84}/d_{16}が7～10の場合の実験結果を筆者，阿部の資料を通して述べる。なお阿部の実験結果[43]は模型実験（蛇尾川）の結果であり精度はあまり良くない。

Fig.2—44にφ，τ_{*m}, H/dmの関係，Fig.2—45にq_s/u_*dmとτ_{*m}, H/dmの関係，Fig.2—46に粒径別流砂量の関係図を示した。

抵抗係数を見るとdune河床の場合φ＝12位であり，均一砂の場合より2程度大きい。この原因は，duneの谷に大粒径が多く，河床の低下を妨げるためduneの河波勾配H_s/L_sが均一砂に比較して小さくなるためである。

流砂量はdune河床の場合は，均一砂に比較して多少大きく，flatおよび不完全dune（1波および2波程度duneが発生したが，河床の大部分はflatである。）の場合は，流砂量は2倍程度大きい。粒径別流砂量について言えば，Fig.2—46に示すように，細砂分が河床砂よりも多く，大粒径砂

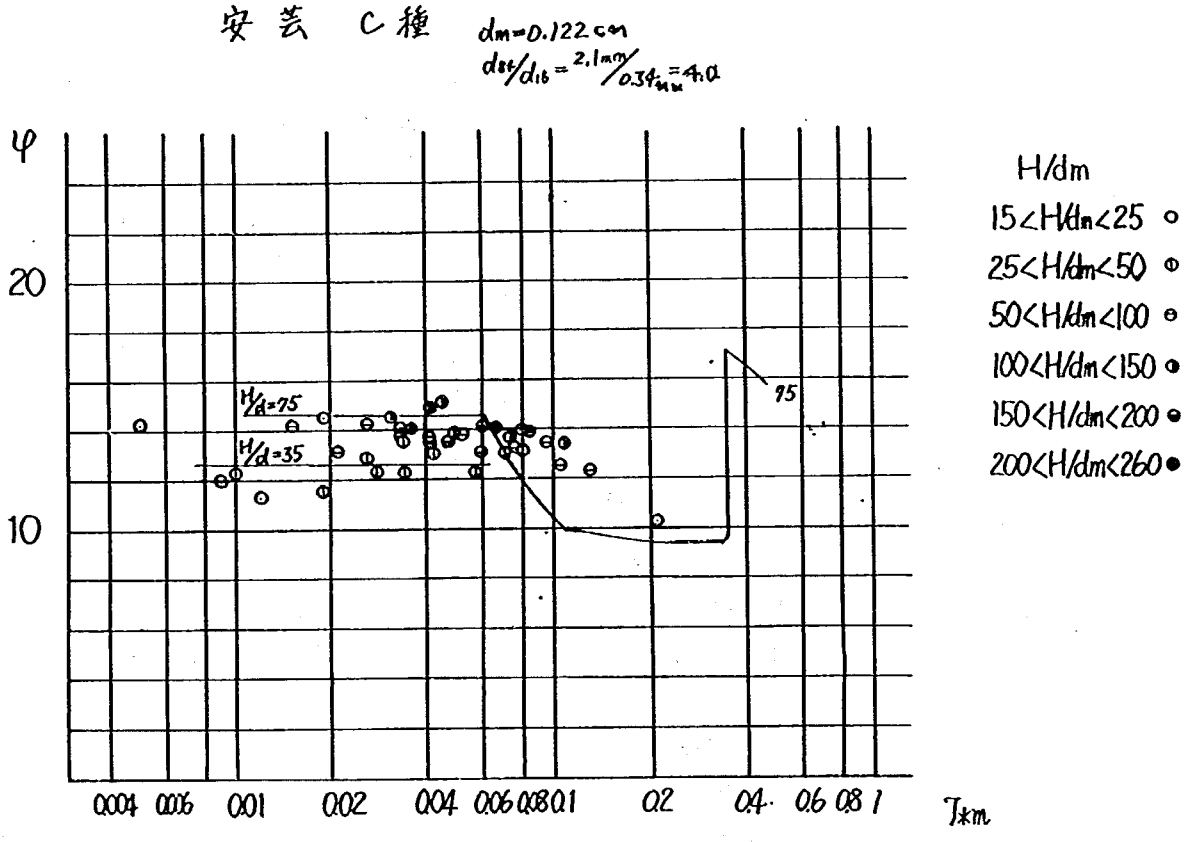


Fig.2—37 φ v.s. τ_{*m} based on Agi's data

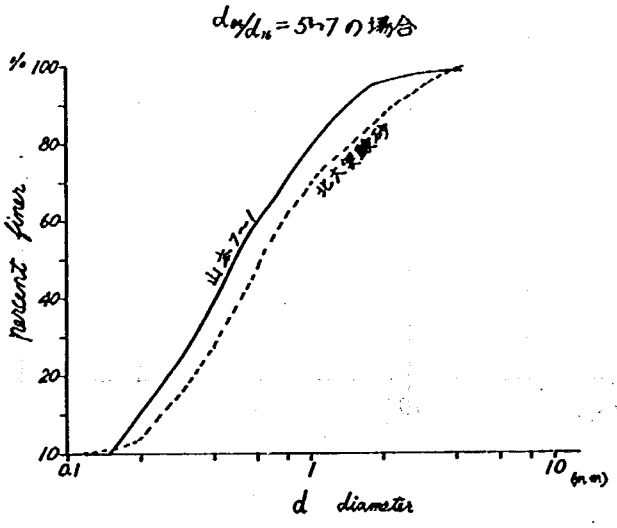


Fig.2—38 Bed material size distribution

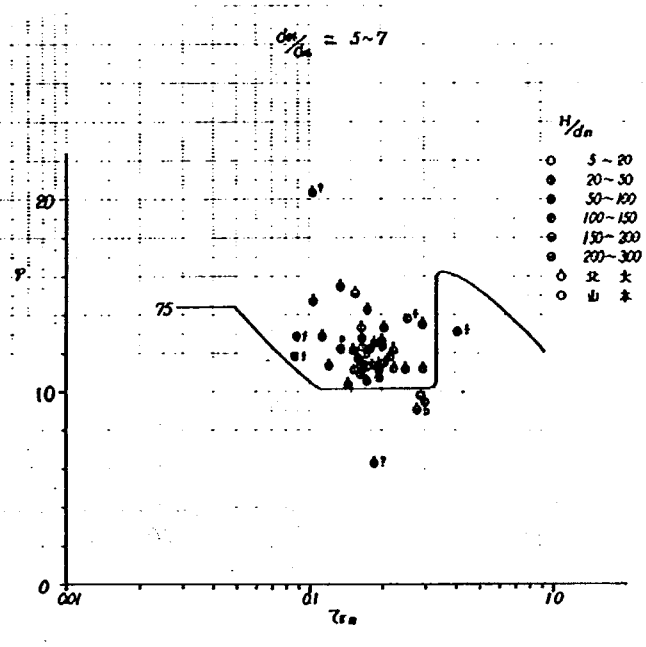


Fig.2—39 φ v.s. τ_{*m}

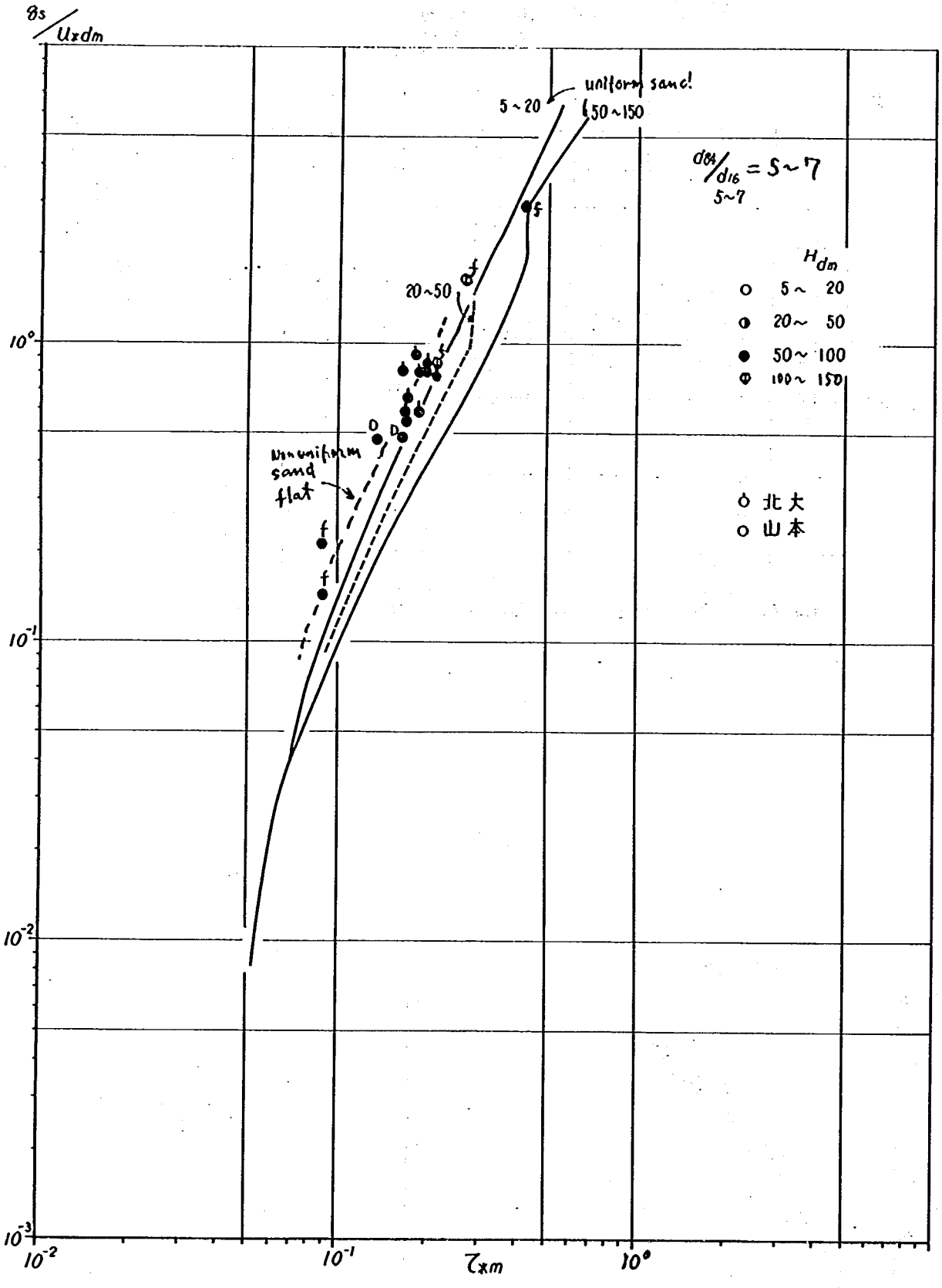


Fig.2－40 q_s/u_{*dm} v.s. τ_{*m}, $d_{84}/d_{16}=5\sim7$

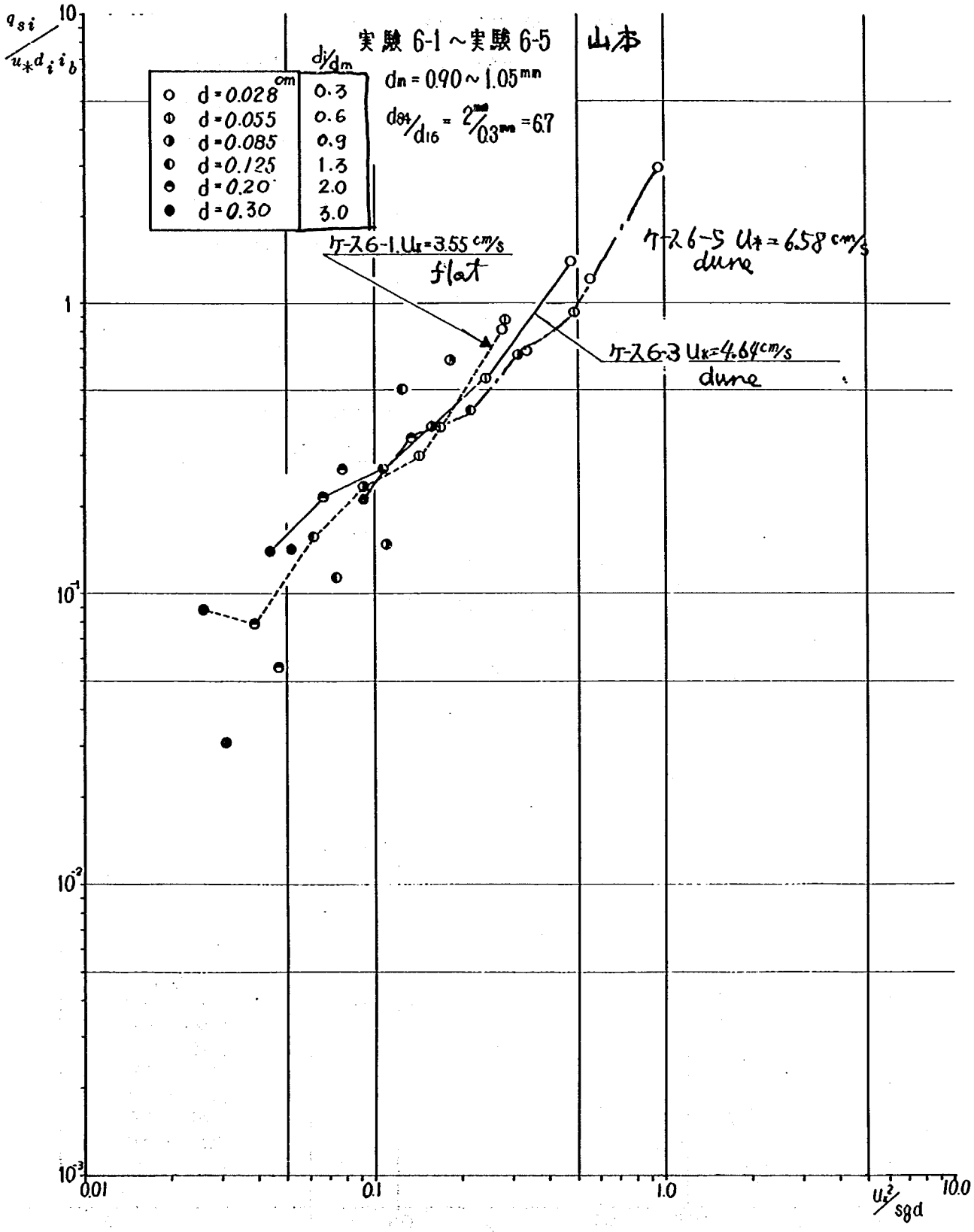


Fig.2－41 $q_{si}/u_{*}d_i i_b$ against τ_{*i}

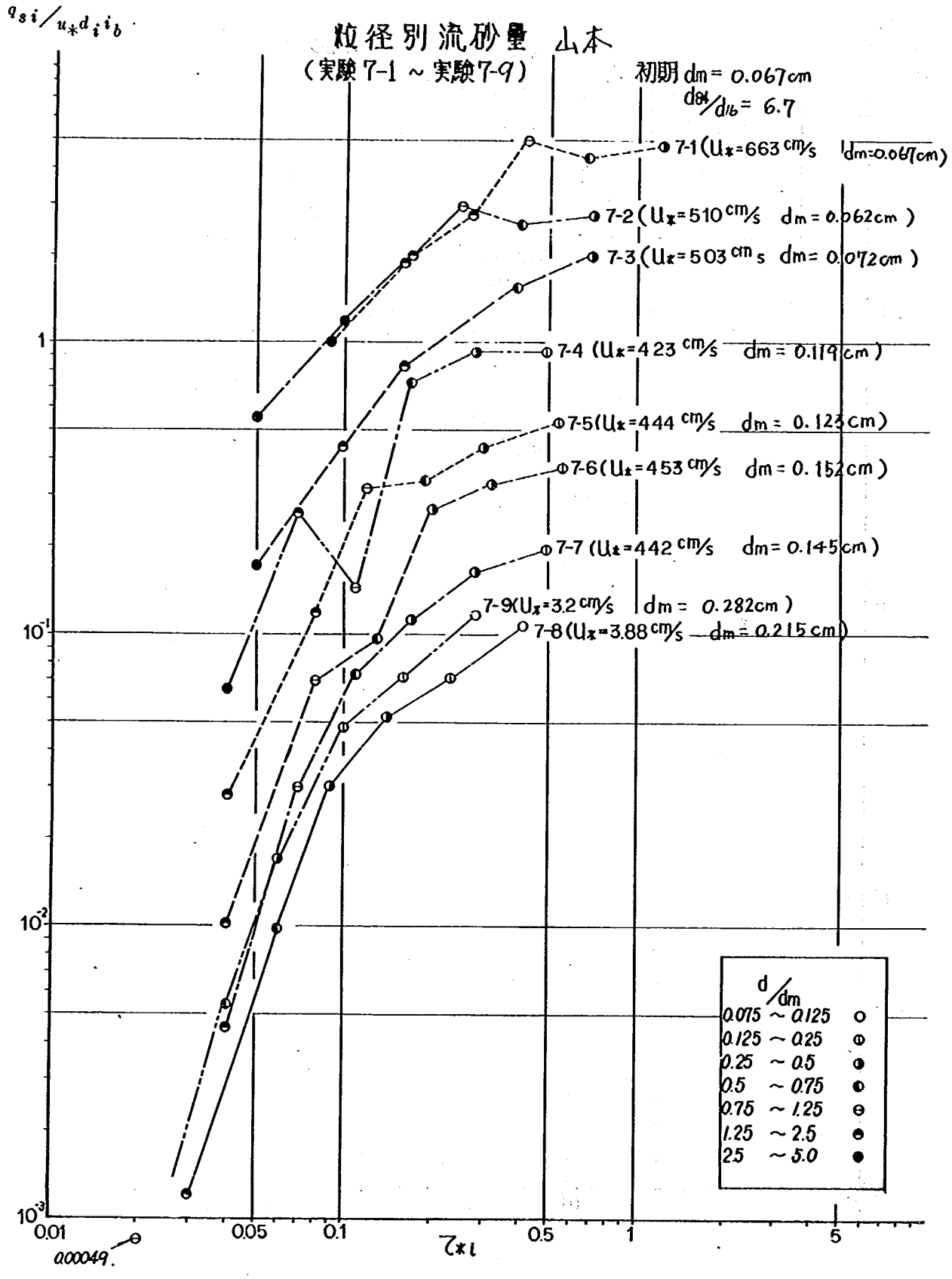


Fig.2－42 $q_{si}/u_* d_i i_b$ v.s. τ_{*i}

d_{84}/d_{16} = 7～10 実験使用砂

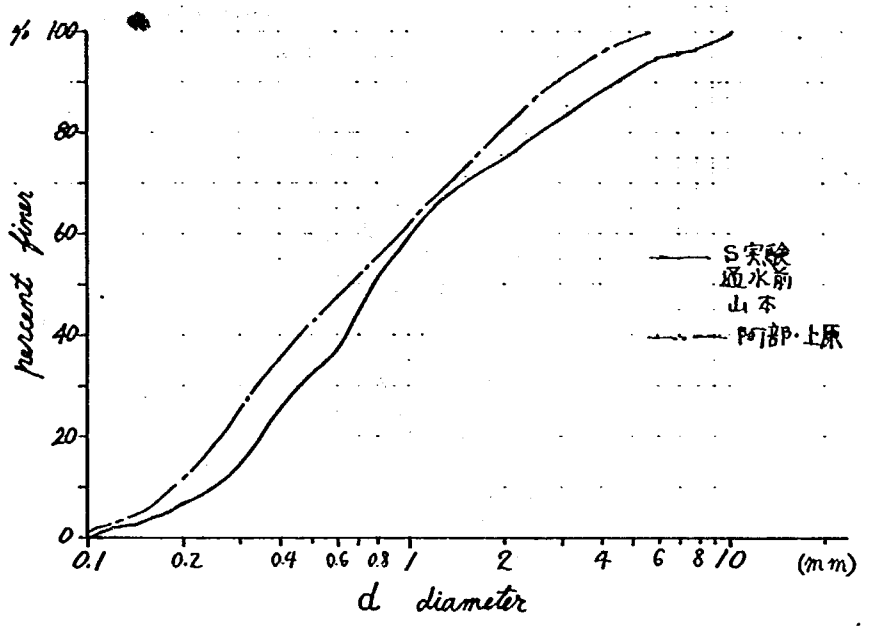


Fig.2—43 Bed material size distribution

d_{84}/d_{16} = 7~10

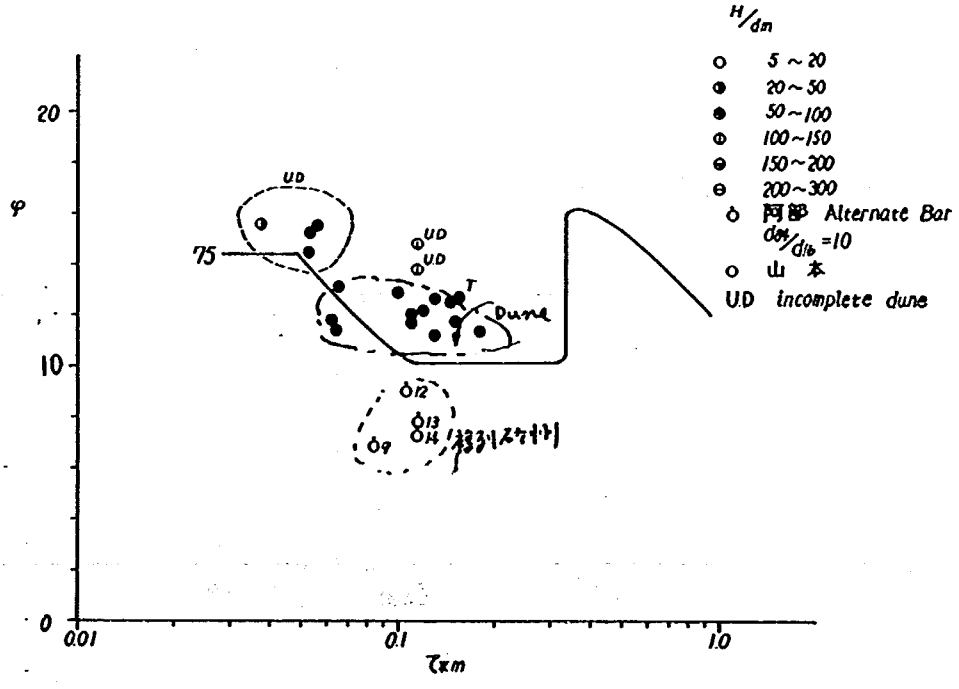


Fig.2—44 φ v.s. τ_{*m}

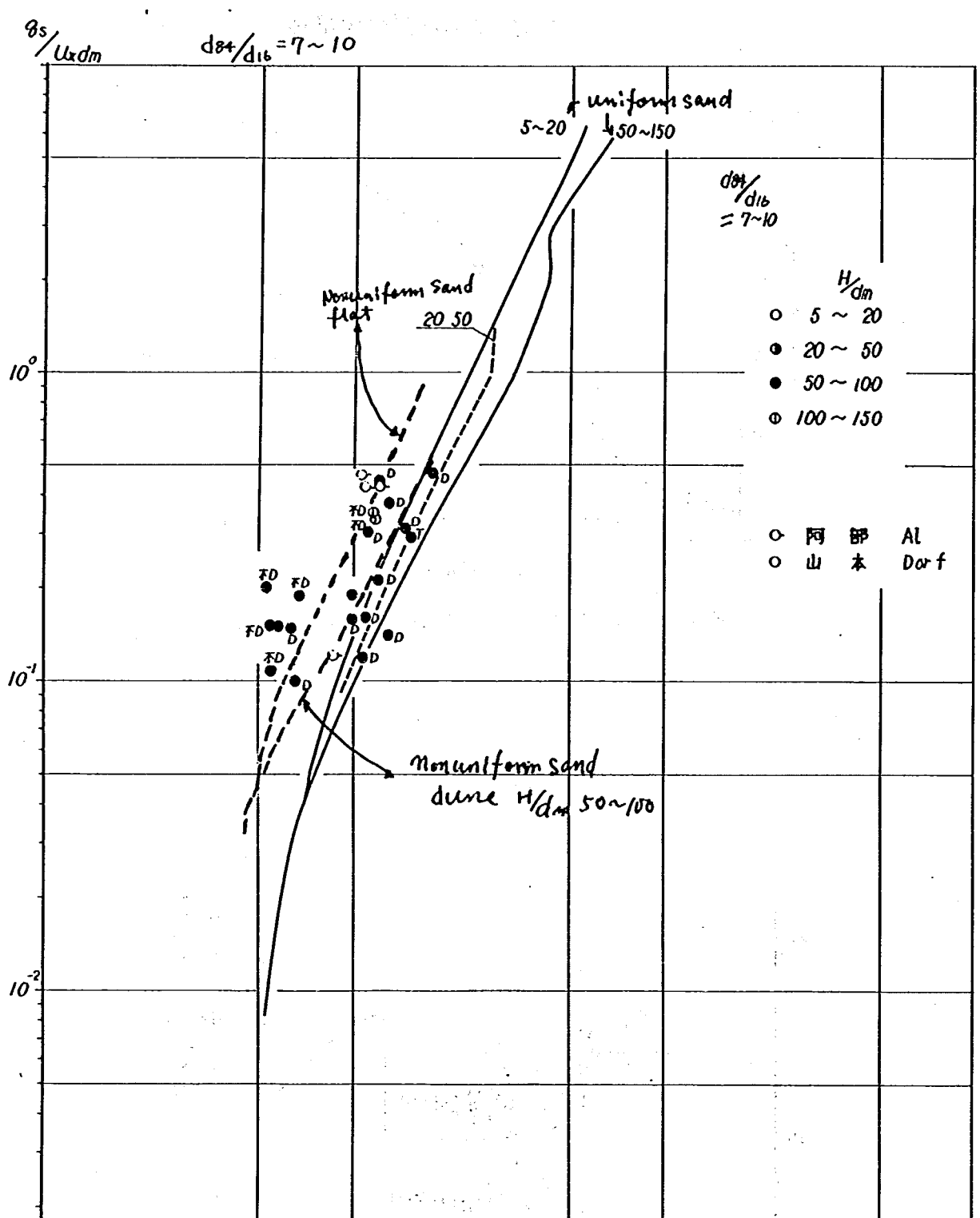


Fig. 2—45 q_s/u_{*dm} v.s. τ_{*m}

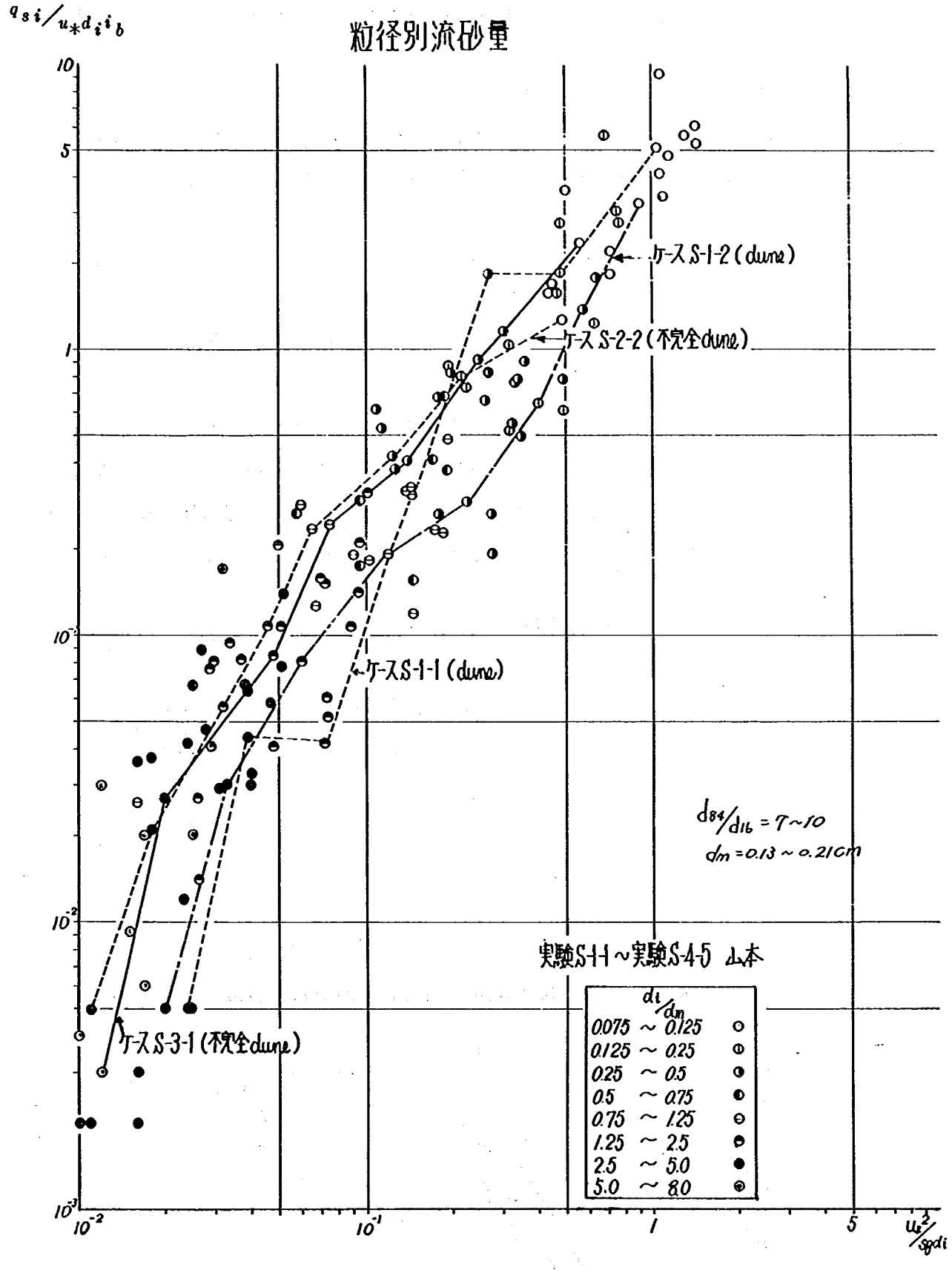


Fig.2－46 $q_{si}/u_* d_i i_b$ against τ_{*i}

は少ない。特にdune河床の場合は細砂は，duneの山の前縁を飛び越え，浮遊砂的運動形態を持っている。

・ dune河床の土砂のふるい分け機構

Fig.2—47，Fig.2—48はケースS－4－6（H＝13.5 cm，τ_{*m}＝0.15，H/d_m＝90）の時の一つのdune波上での表層およびduneの中詰砂の粒度分布と，掃流砂の粒度分布を示したものである。ここで谷，山，中とはduneの谷部，頂部，および中間部の位置を示す。

これよりduneの頂部で河床表層の粒径が小さく，谷部で粒径が大きいこと，また中間部の粒度は，duneの中詰砂とほぼ同一の粒度分布を持つこと，掃流砂は逆に谷部で細かいことが分かる。

Fig.2—49～Fig.2—52はケースS－4－2（H＝12.5 cm，τ_{*m}＝0.13，H/d_m＝60）の時に20 sec採砂を30 secごとに13回行った結果より，各時間ごとの粒度分布，流砂量の時間変化を示したものである。これよりduneの谷で流砂量が小さく，また粒径が小さくなることが分かる。

以上のように，duneが発生すると，河床材量の分級機構が，flat bedの場合と異なった形態を持つことが分かった。特に谷の部分に大粒径のものが多くなり，その一部は移動しないものもある。このことは同一τ_{*m}であってもduneの発生する方が，河床材料の分級がより進むことを示していよう。

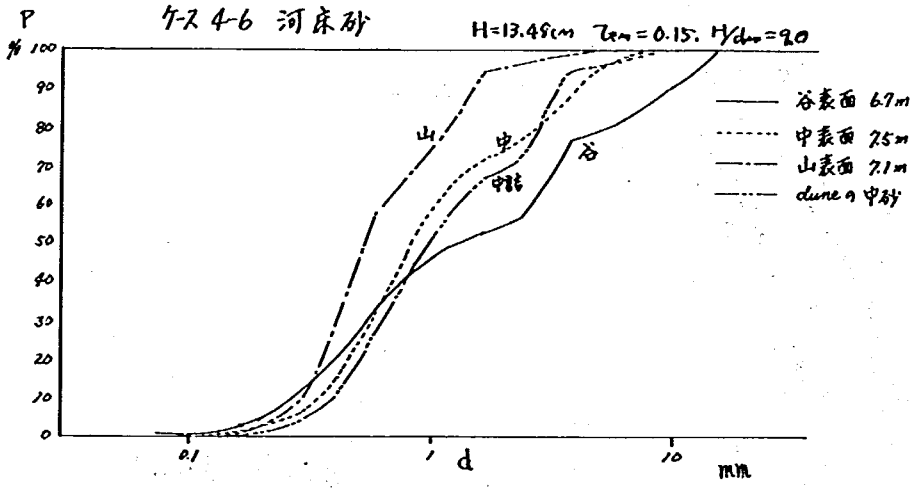


Fig.2—47 Bed material size distribution

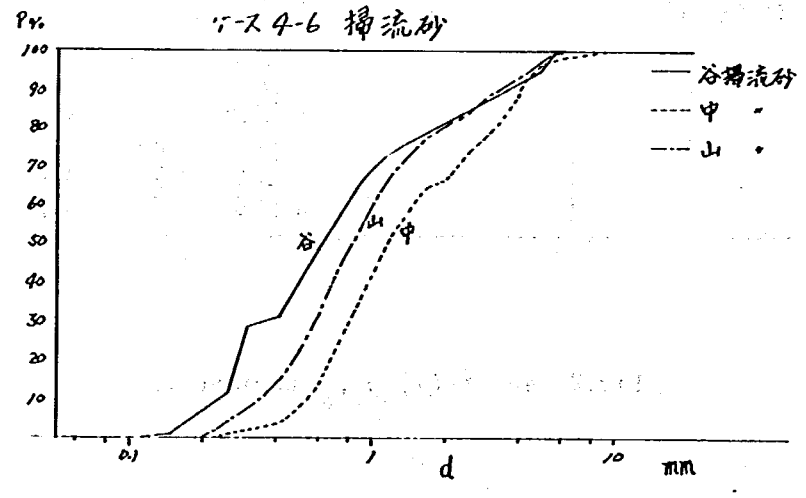


Fig.2—48 Bed load size distribution

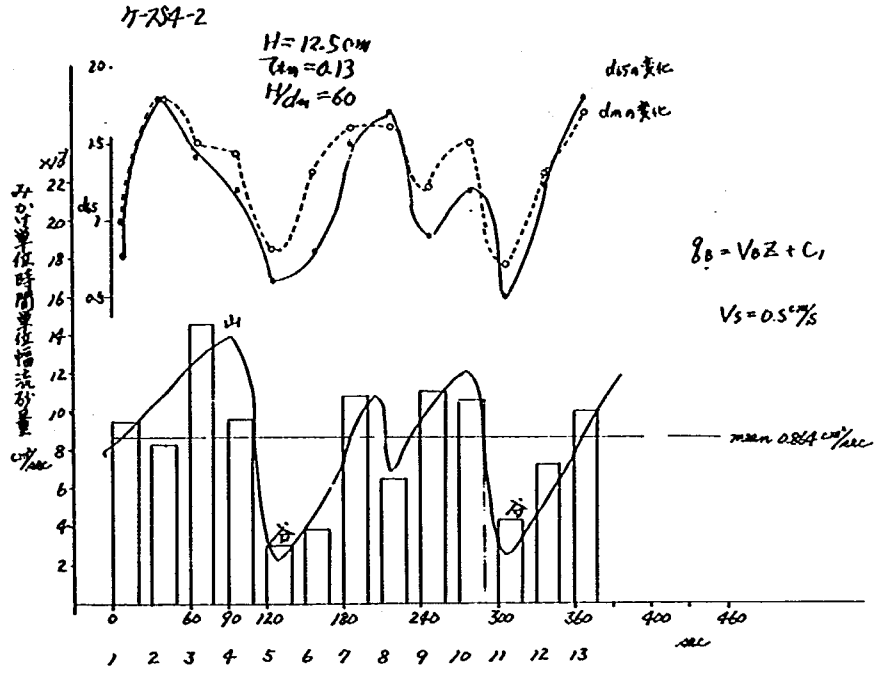


Fig.2－49 Amount of bed load and sediment size, Case S－4－2

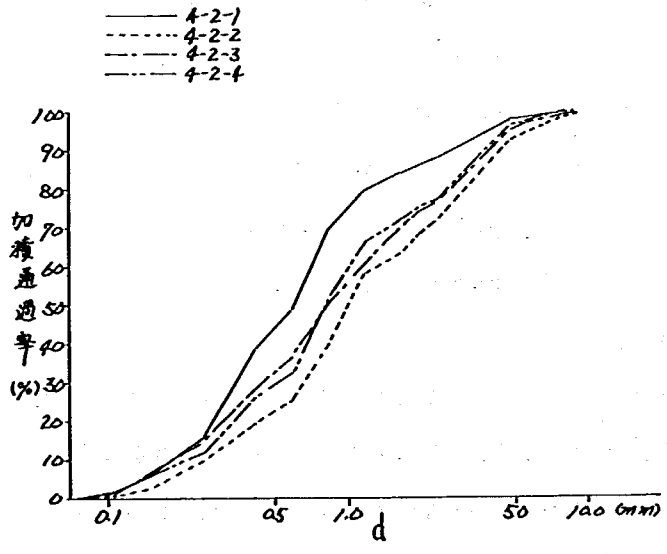


Fig.2－50 Size distribution of bed load, Case S－4－2

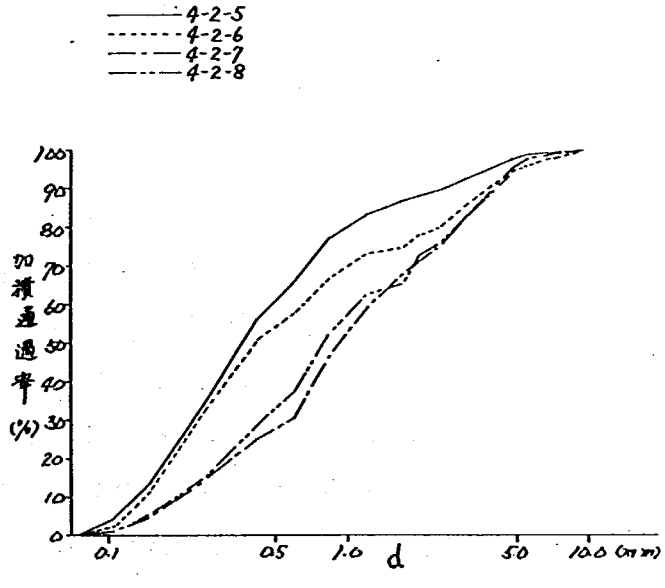


Fig.2－51 Size distribution of bed load, Case S－4－2

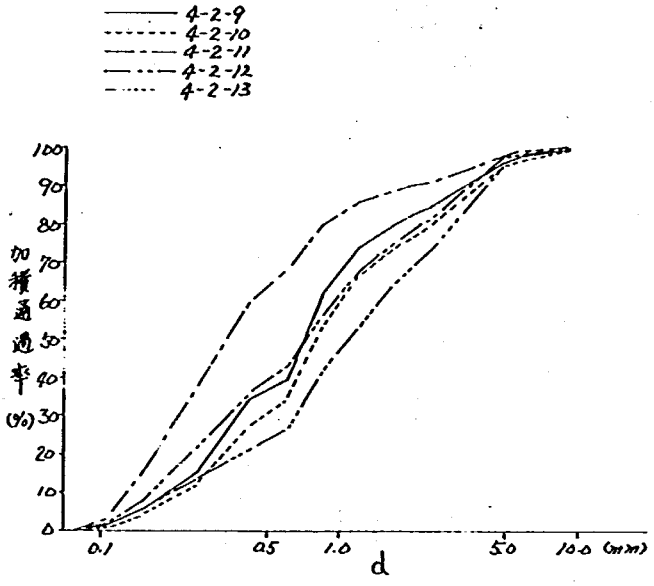


Fig.2－52 Size distribution of bed load, Cace S－4－2

iv) d_{84}/d_{16}が１０～２０の場合（深見・葛西[38]，浅田・石川[39]）

Fig.2—53に示す底質材量を持つd_{84}/d_{16}が１０～２０の場合を深見・葛西の実験結果を通して述べてみよう。なお実験はH/dmが２３以下で行なわれ，河床はすべてflatである。またここではτ_{*m}が0.05以上の場合についてのみ，φ，q_sとτ_{*m}，H/dmの関係を調べた。

Fig.2—54，Fig.2—55はφとH/dm，τ_{*m}の関係を示したものだが，均一砂に比較してφが大きくなっている。この原因は明確でない。また流砂量（Fig.2—56）も均一砂に比較して４倍程度大きい。粒径別流砂量（Fig.2—57）について見るとdune河床と違って，細砂分の流砂量が多くなく，河床材料と同程度の割合となっている。

なお，浅田・石川はFig.2—53に示す河床材料を使って流砂観測を行っている。観測時の河床表面の粒度分布形が表示されていないのでd_{84}/d_{16}がどの程度であるかはっきりしないが，初期の河床材料のd_{84}/d_{16}が15～25程度であると考えられるので参考のために，その観測結果も図示しておいた。流砂量は，ほぼ深見・葛西の実験結果と同一程度の流砂量となっているが，φはほぼ均一砂の場合に近い。

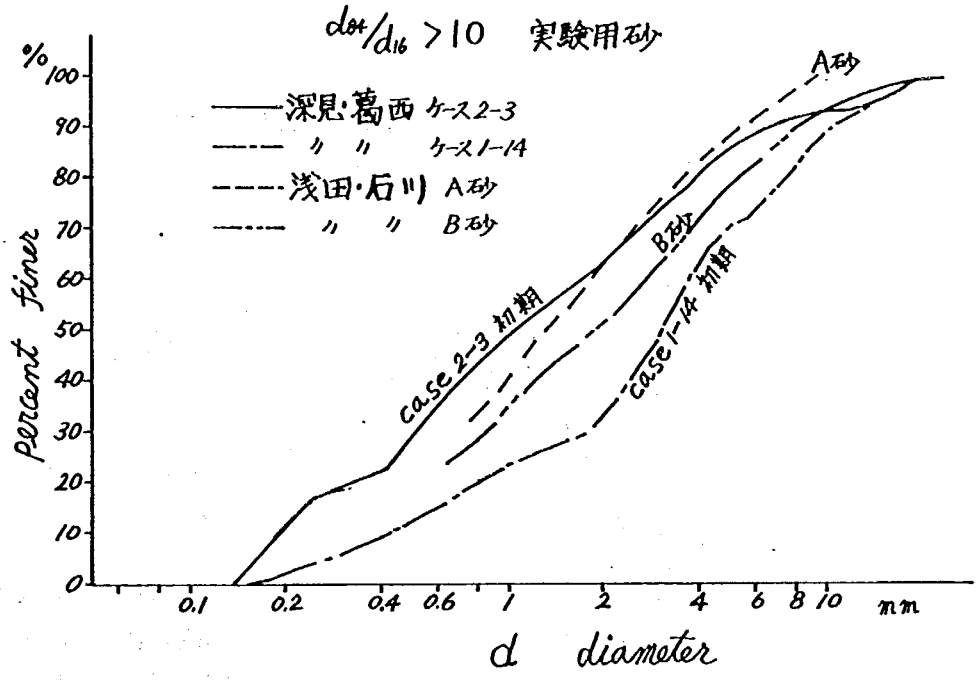


Fig.2—53 Size distribution of bed materials

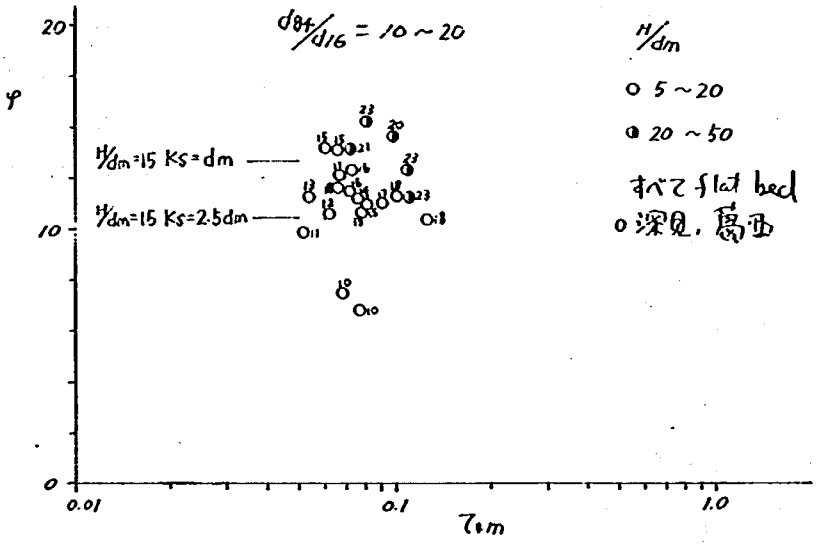


Fig.2—54 φ v.s. τ_{*m}

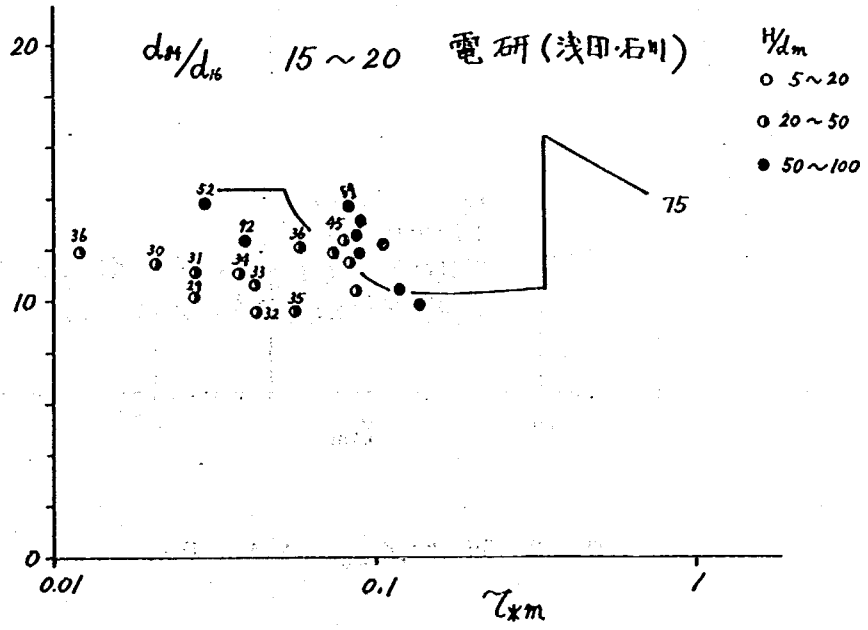


Fig.2—55 φ v.s. τ_{*m}

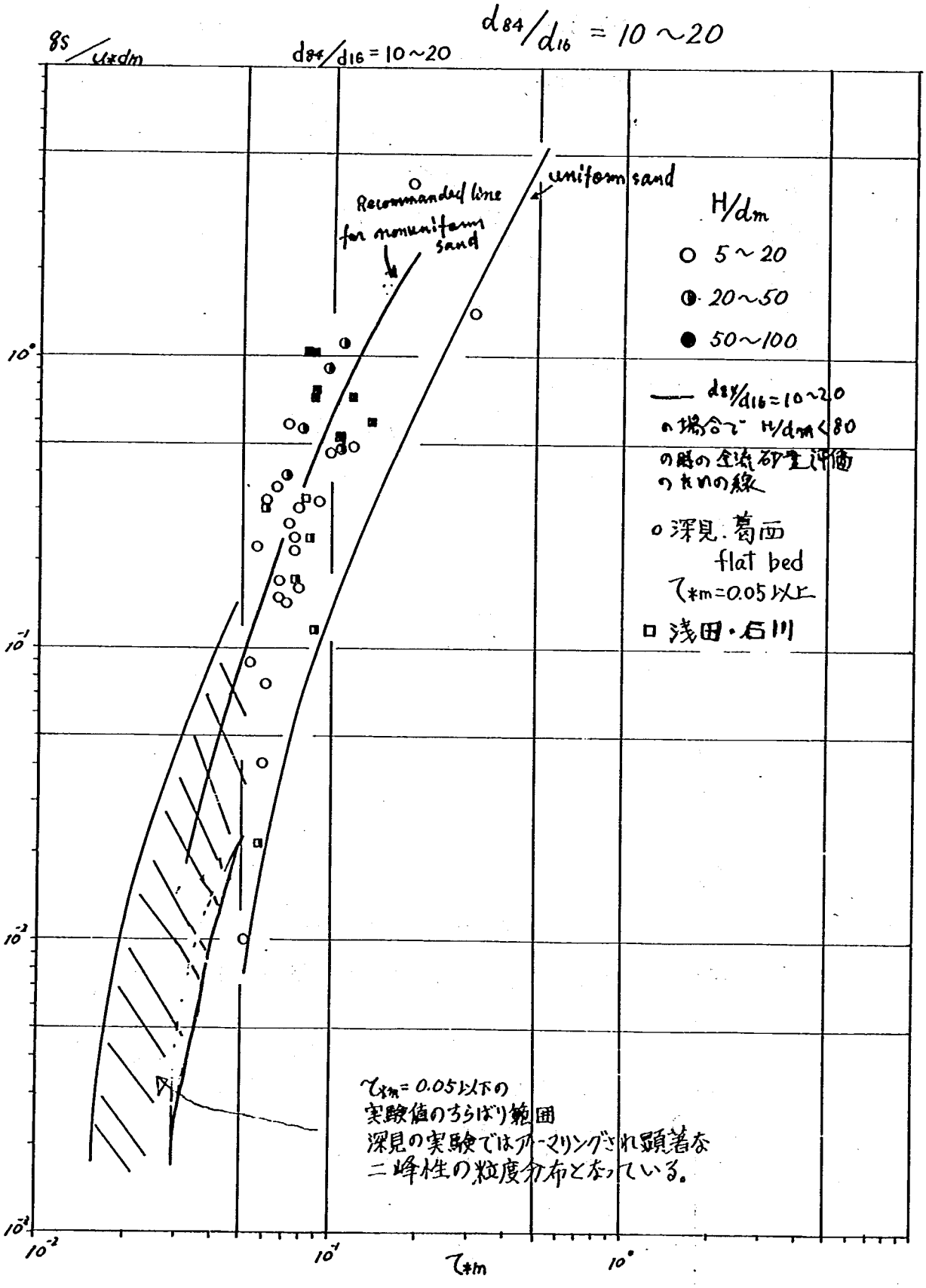


Fig.2－56 q_s/u_{*dm} v.s. τ_{*m}

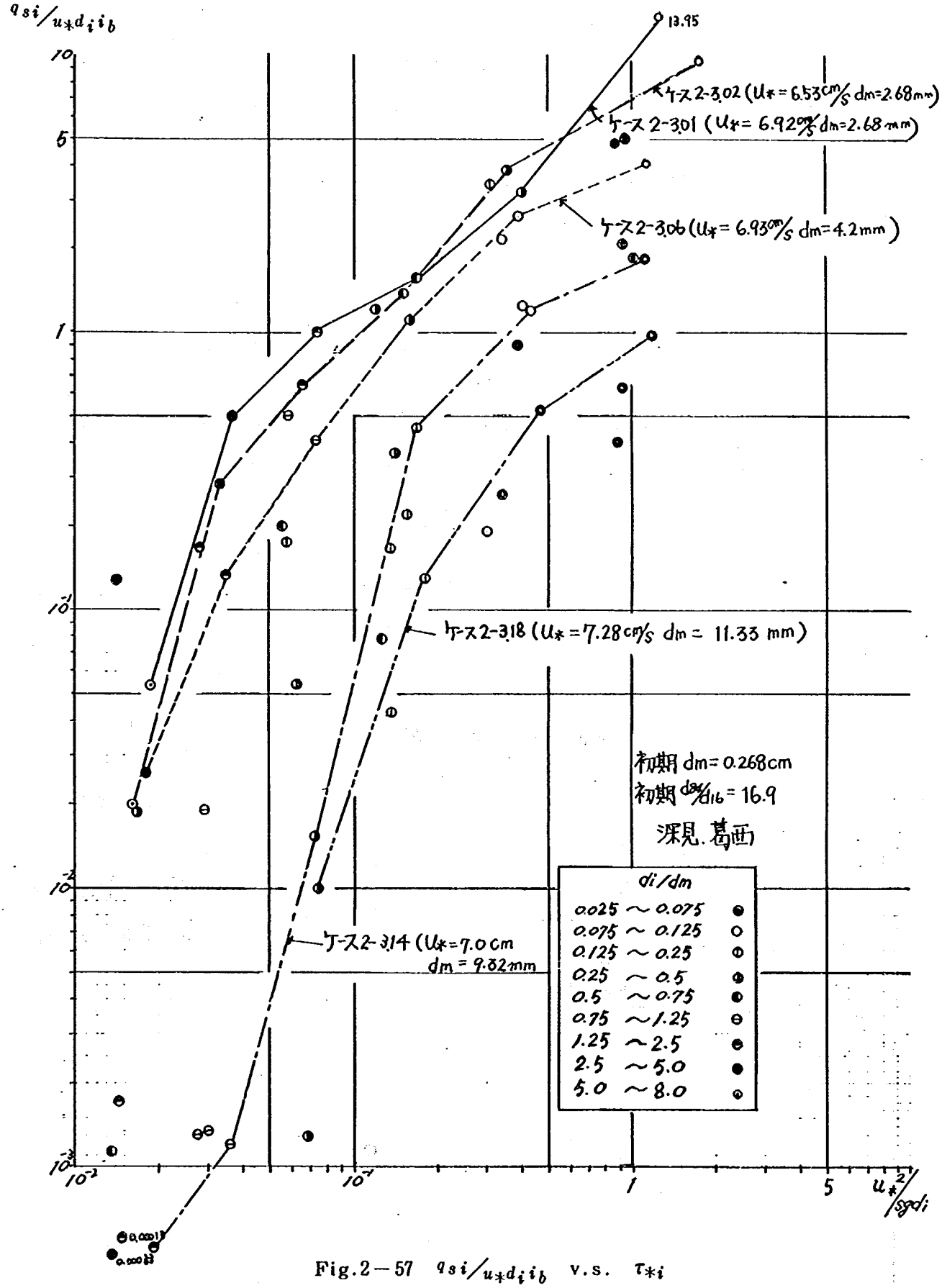


Fig.2－57 $q_{si}/u_* d_i i_b$ v.s. τ_{*i}

V) d_{84}/d_{16} が 20～30 の場合（深見・葛西[38]）

d_{84}/d_{16}が 10～20 の場合とほぼ同様な結果となった。（Fig.2－58～Fig.2－60）

VI) 多粒から成るが，顕著な二峰性の粒度分布を持つ場合（安芸[1]，山本[32]）

ここでは河床材料は多粒から成るが，顕著な二峰性の粒度分布を持つ場合，どのような河床材料の移動形態を持つか論じてみよう。

Fig.2－62は，Fig.2－61の安芸B砂に示す粒度分布を持つ河床材料のφとτ_{*m},H/dmの関係である。なおτ_{*m}の評価はすべてFig.2－61に示す粒度分布の平均粒径を使っており，各実験毎に表層の粒度分布を調べて，それによってτ_{*m}を計算していくわけでなく，河床波の発生している場合は，表層の粒度分布とFig.2－61に示す粒度分布はかなり異なっているものと考えられる。

粒度分布型を見るとd＝0.23mmの砂が河床材料の 50% 近くを占めており，粒度分布の型としては，砂利河川から砂河川に変る中間地性の粒度分布と言える。

φの変化を見るとflat bedのφおよびripple bedのφはほぼ均一砂の場合と同一で，rippleの発生するτ_{*m}もほぼ均一砂と同じだが，upper regimeへの移行τ_{*m}が均一砂に比較して非常に小さな値となっている。この原因は明確でないがripple を形成した河床材料のほとんどが0.23 mmの砂で構成されていたのではないかと考えられる。もしそうだとするとupper regimeへの移行τ_{*m}は実質的にτ_{*m}が0.45位となり，ほぼ均一砂の場合と一致する。なお安芸は，lower regimeからupper regime への移行時の現象を次のように記述している。

「Gに至って砂漣の山は流水のために崩れ始め，ついに，Hに至って河床面はあたかも箒で掃

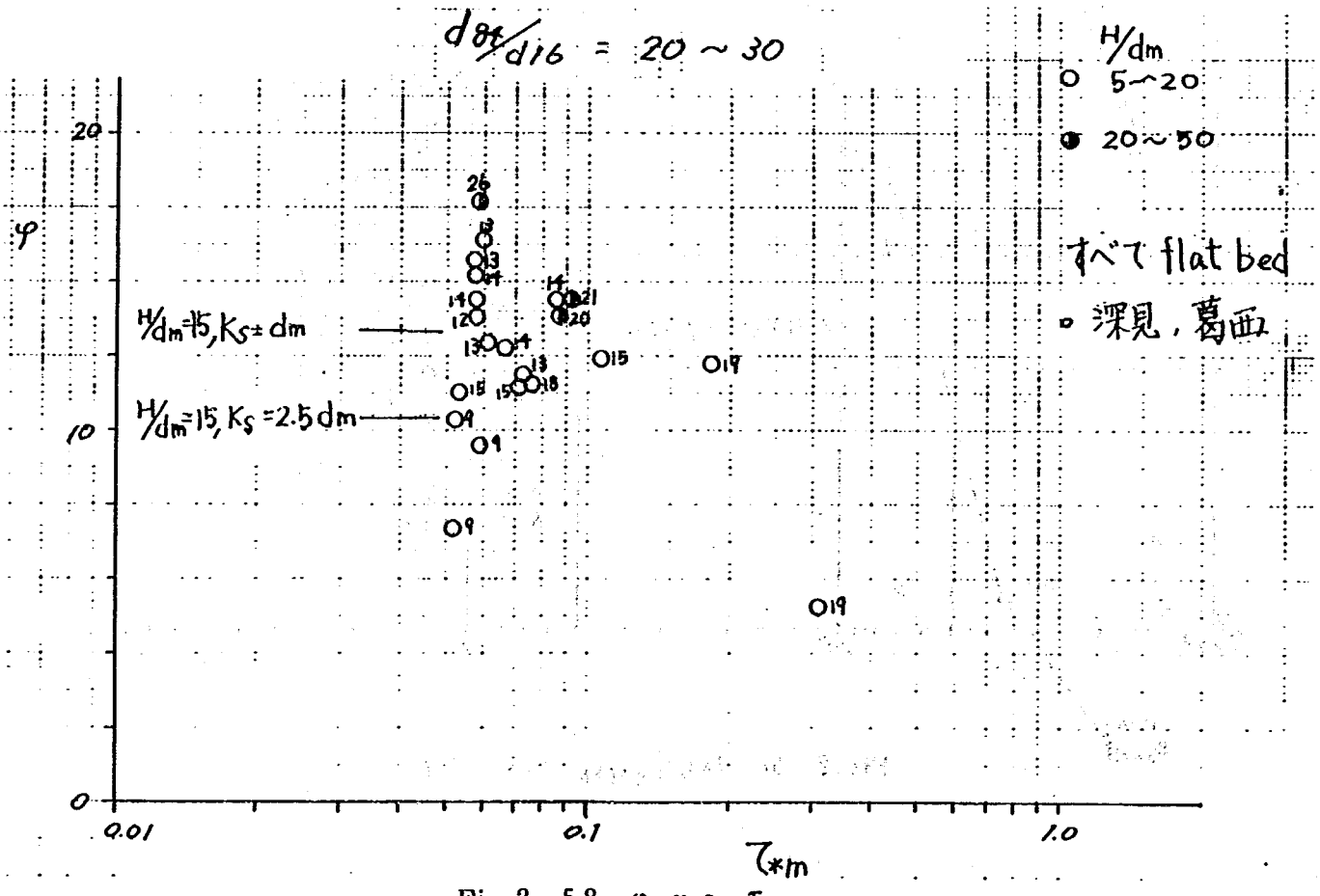


Fig.2－58 φ v.s τ_{*m}

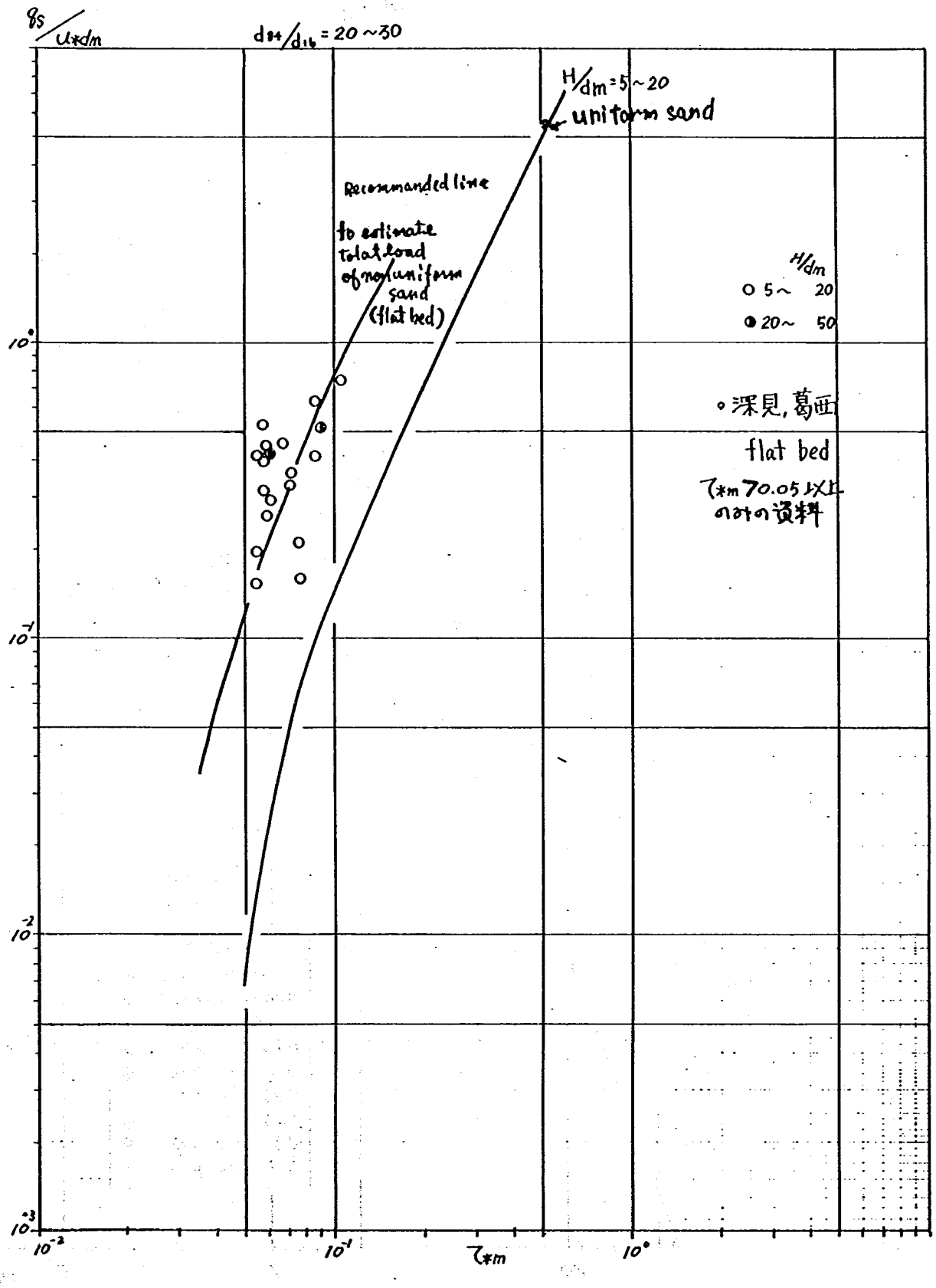


Fig.2－59 q_s/u_{*dm} v.s. τ_{*m}

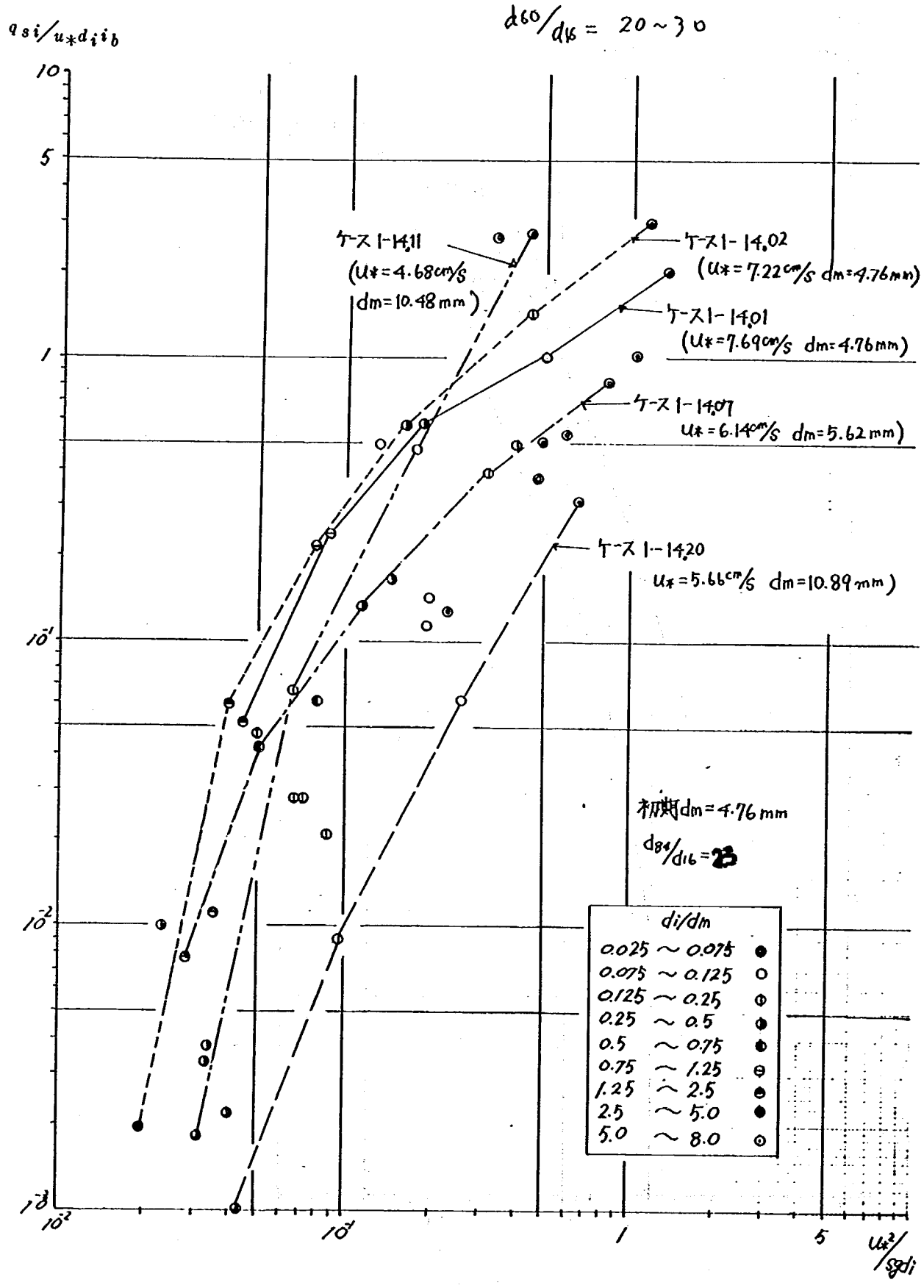


Fig.2—60 $q_{si}/u_* d_i i_b$ v.s τ_{*i}

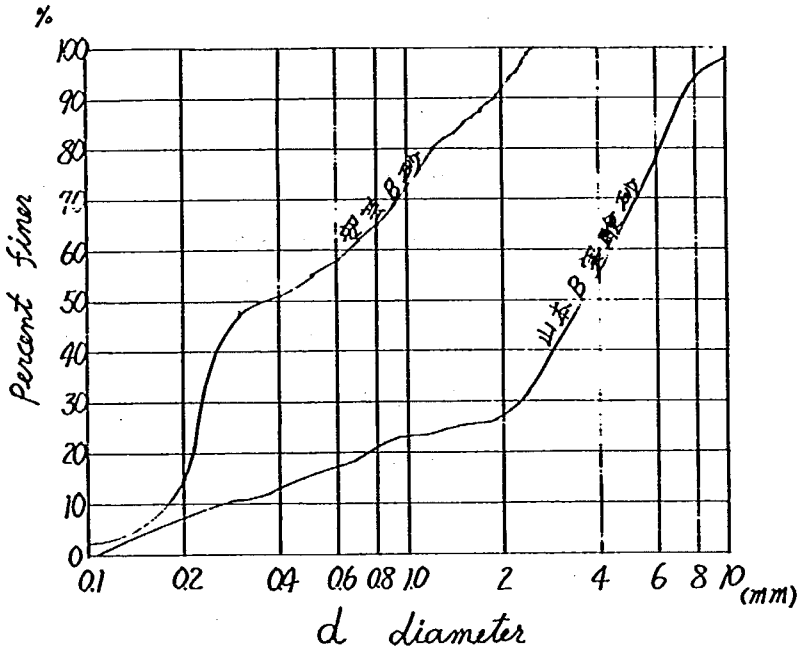


Fig.2—61 Size distribution of bed materials

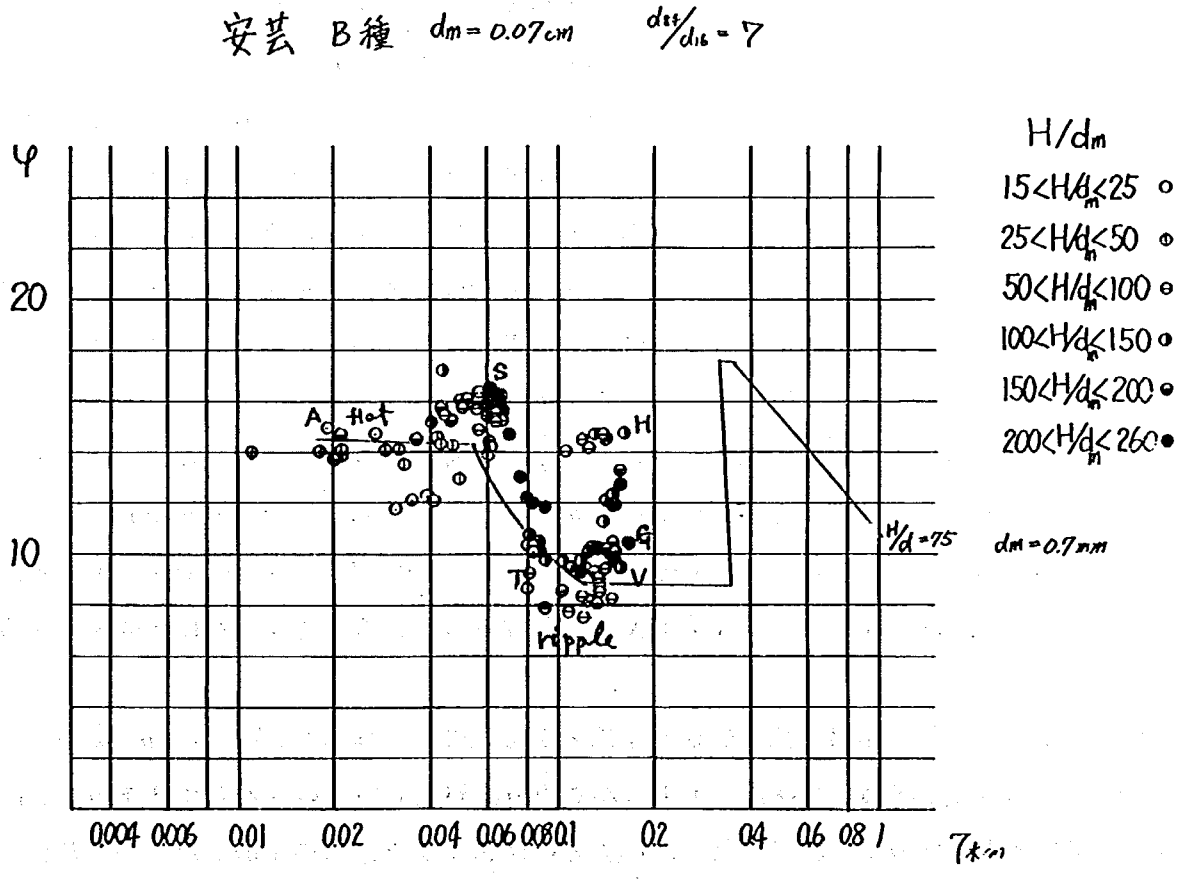


Fig.2—62 φ v.s. τ_{*m}

いたようになった。中粒以下の砂粒は粉雪の風に飛ばされるがごとくに浮遊，運搬され，比較的大粒のもののみが目まぐるしく河床を転動した。」[1)]

このように細砂分が50%近くも占めるようになると，その河床材料の移動形態は，細砂と粗砂は異なった移動形態を持つようになる。この実験の場合には細砂の運動形態の方が河床波の形態に強い影響力をあたえていたようだ。なおripple消滅後に非常に平坦な波長 50～150 cm位の河床波が発生したことが報告されている。この河床波はduneであり，河床表層は細砂がふきとばされ，1 mm前後のものが多くなって粗砂的性格が強くなったと考えられる。

次に逆に粗粒の方が80%近くを占め，細砂分が20%位である場合，つまり扇状地性河川の粒度構成を持つ場合の土砂の移動形態を筆者の実験結果を通して述べてみよう。

本実験の場合，河床の状態はB—1がantidune，B—6がflatとduneの混存状態だった以外はすべてdune河床であった。

B—1のantiduneが発生した時の水面は，河床の高まりに応じて水面も高まっているのが観測された。河床波の平均波長は57.1 cmである。なお，この時の水理量は$H=19.46$ cm，$I_e=8.4\times10^{-3}$ $V_m=68.5$ cm/s，$F_r=0.88$，$\tau_{*m}=0.12$，$H/d_m=41$ である。

dune 河床の場合の波長は水深の3倍から7倍程度であった。

流砂の運動形態を見ると，砂分は浮遊砂形態で移動し粒径 1 mm以上のものは掃流砂で移動する。Fig.2—63，Fig.2—64にB-8，B-9の流砂の粒度分布の時間変化，Fig.2—65，Fig.2—66に流砂の平均粒径の時間変化，流砂量の時間変化を示した。これによってduneの進行にともなう流砂量の変化，流砂粒度分布の変化が良く読みとれよう。なおケースB—8によると通水時間4分ぐらいまで，砂分の流砂量が非常に多い。通水前の河床の砂分の割合が20%近くあり，この砂が通水初期に多量に移動していることがわかる。従ってこの実験は通水中に河床に占める砂分の割合が変化していると考えられる。また通水後の河床の粒度分布を見ると場所ごとに砂分の割合が異なっている。なお，10～20mmの石はほとんど流下していない。つまりこの河床のC集団（$d=10$～20mm）はchannel lag depositとなっている。

次に流砂量であるが，本実験の場合B/Hが1～2で非常に小さいため側壁の影響を取り除いてu_*を評価し，u_*と流砂量の関係を調べる必要がある。側壁の効果は通常Einsteinの方法で評価するが，この評価法については筆者は疑問を持っている。（B/Hが3以上の場合，側壁効果を取り除いたτ_*と取り除かないτ_*は，大きくて一割程度しか異ならず，それほど問題とする必要はない。）

それゆえ，河床形状，相対水深の値から，筆者が河床のφを推定し，V_m/φよりu_*を求め，このu_*を使って，τ_{*m}を評価してみた。もちろんこの方法が正しいということではないが，Fig.2—67に全流砂量と河床の平均粒径を使ったτ_{*m}との関係，また河床の1 mm以上の平均粒径を使ってτ_{*m}と求めた値と，流砂の1 mm以上の量との関係を示した。またEinsteinの方法によって評価したu_*を使って求めた全流砂量と，τ_{*m}の関係も図示しておいた。

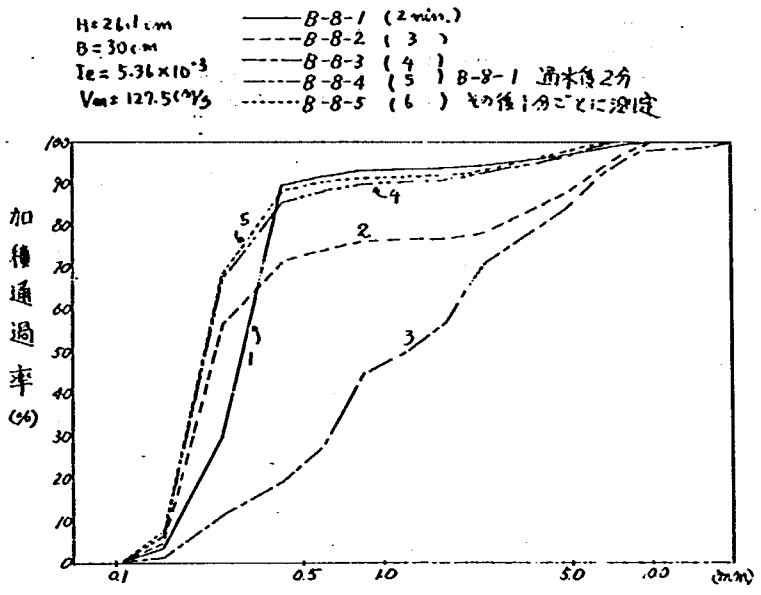


Fig.2－63－1

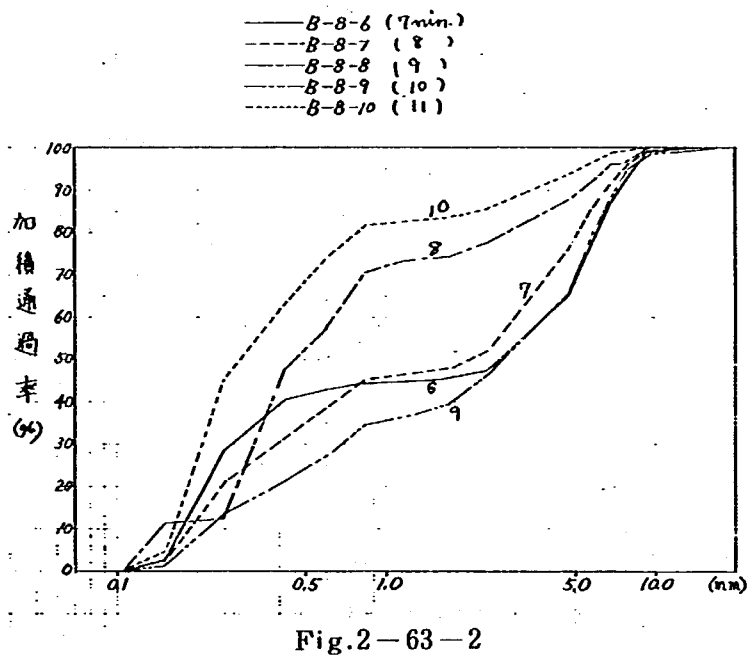


Fig.2－63－2

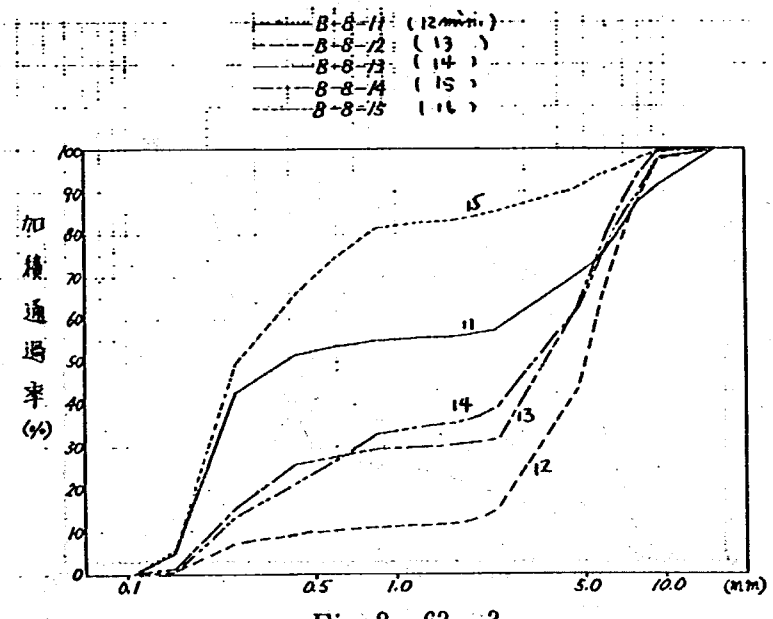


Fig.2－63－3

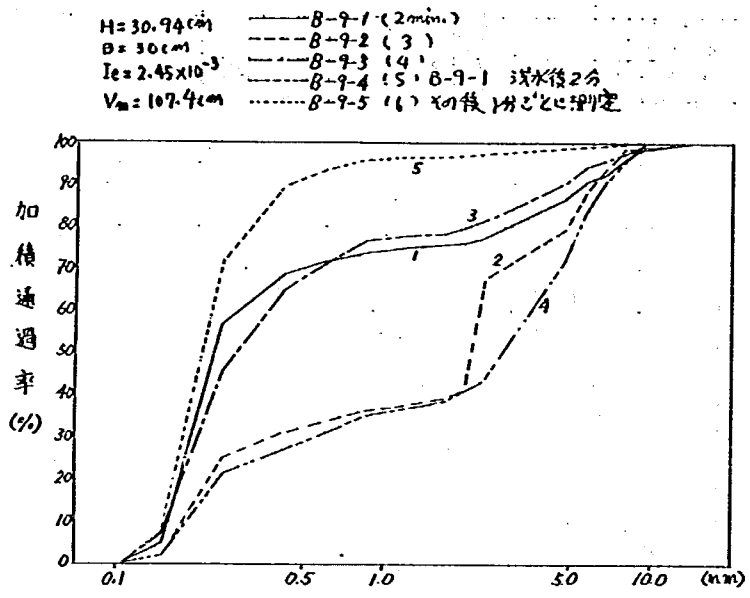


Fig.2－64－1

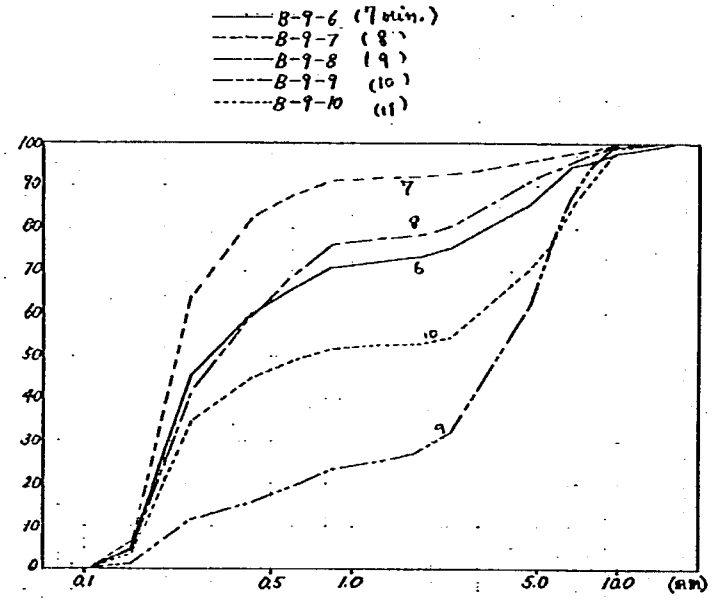


Fig.2－64－2

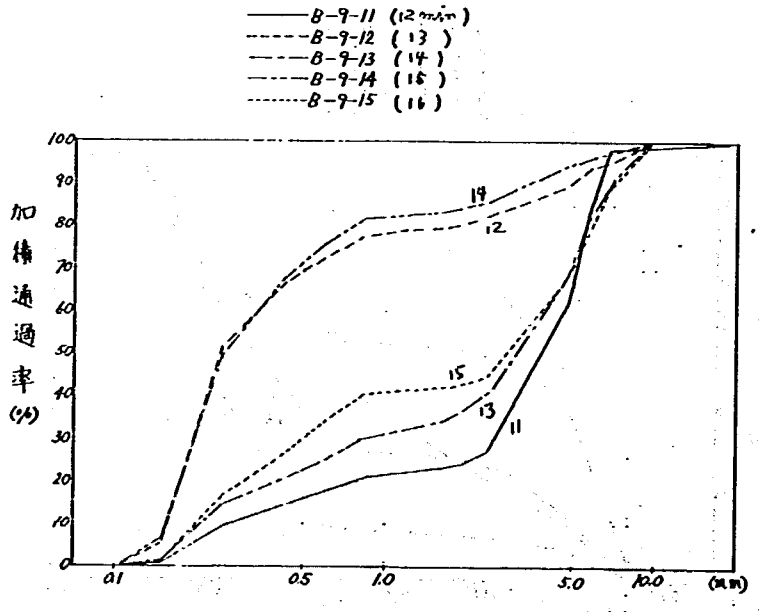


Fig.2－64－3

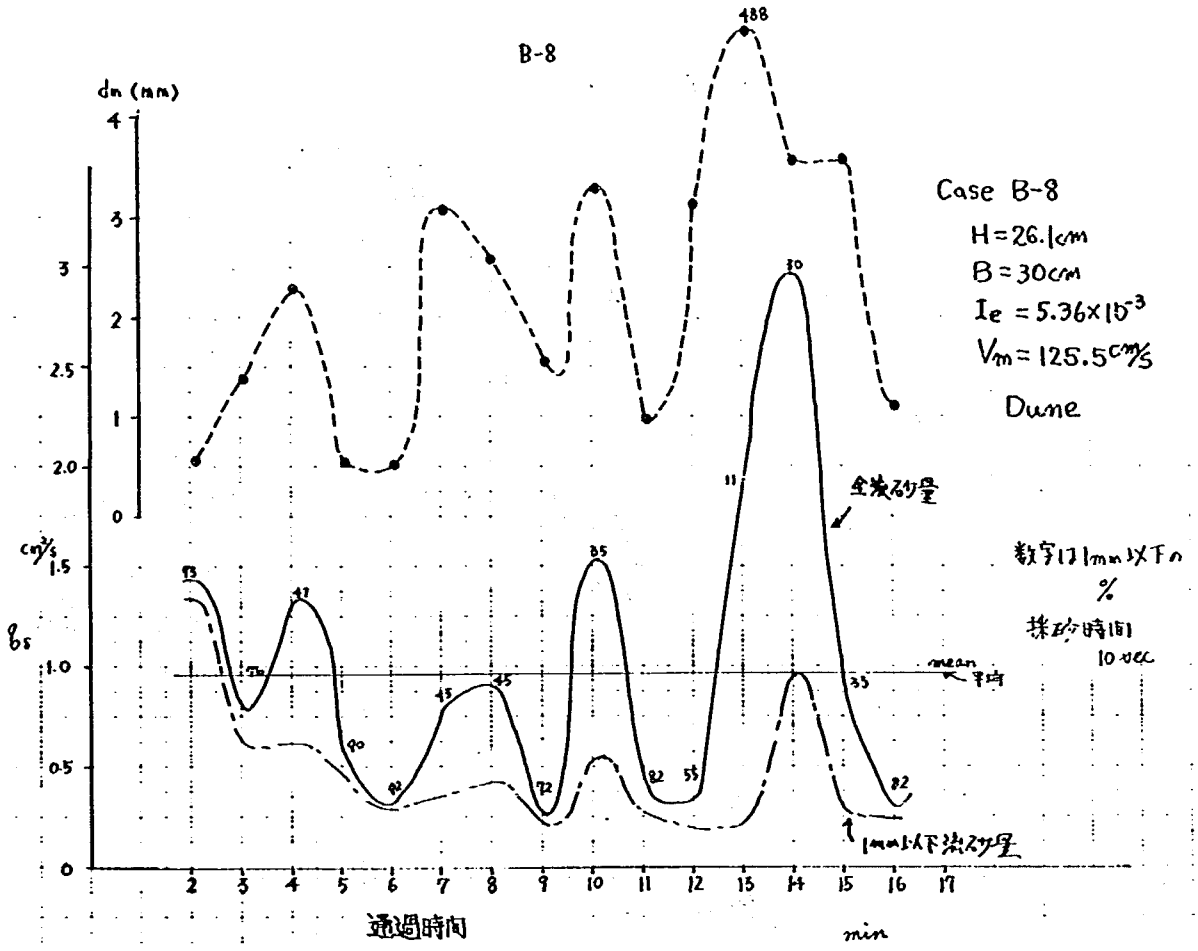


Fig.2－65 Case B－8

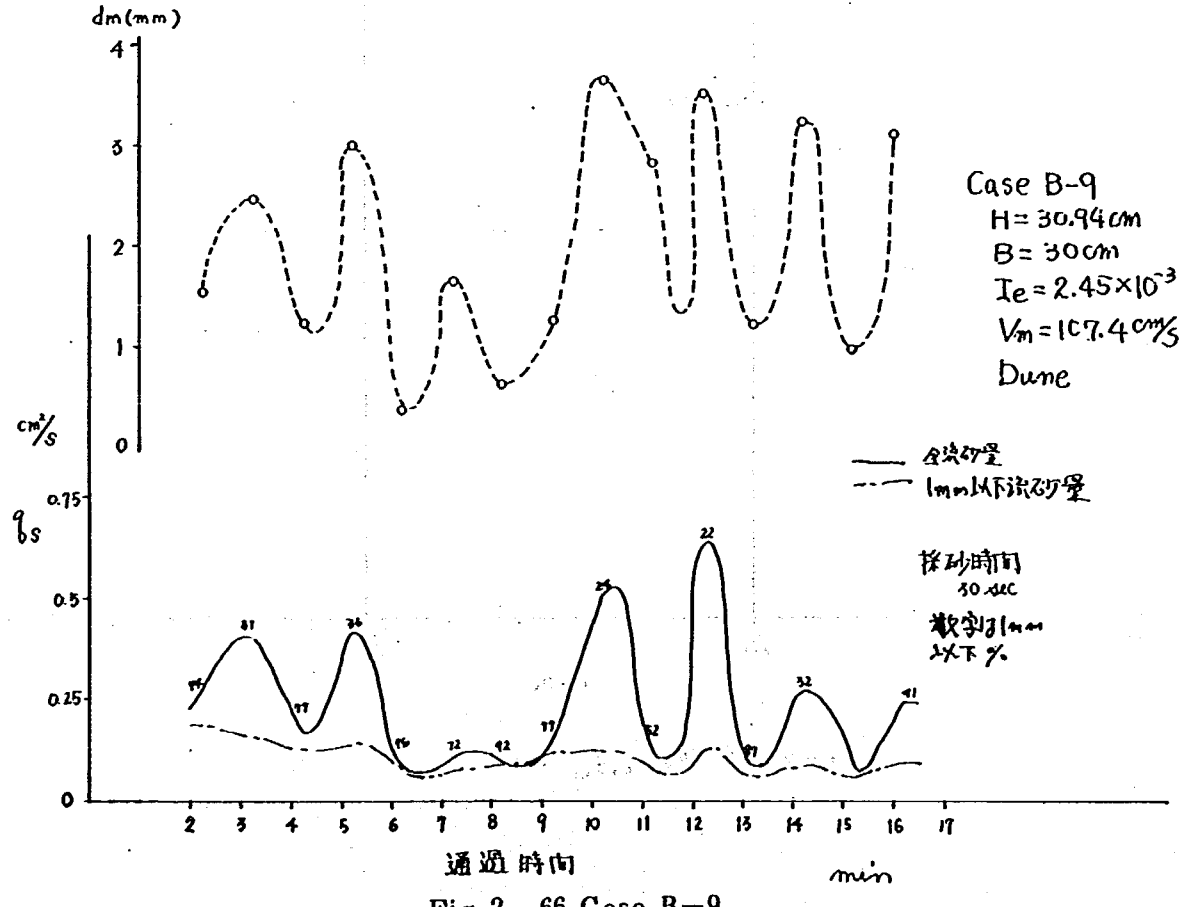


Fig.2－66 Case B－9

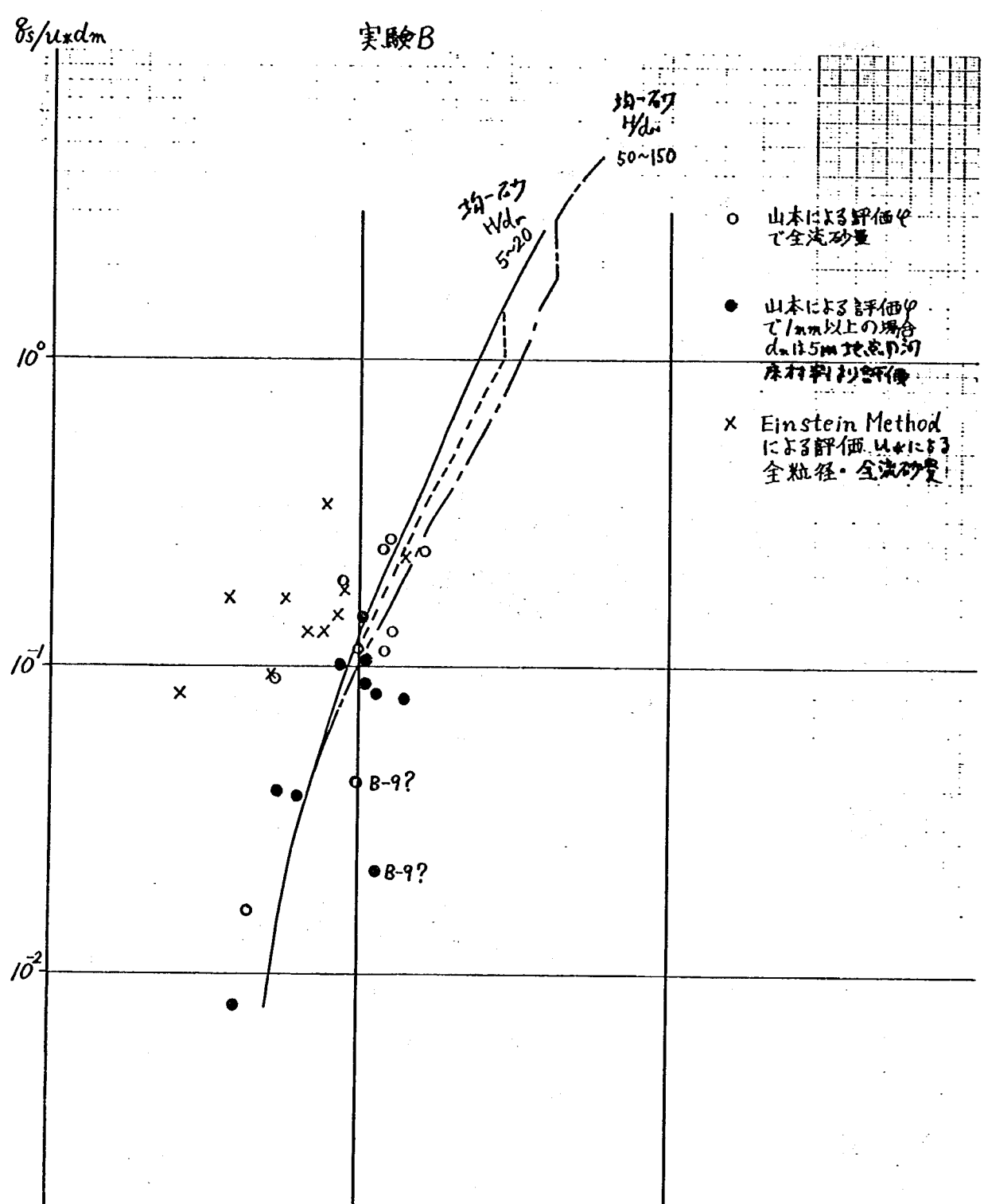


Fig.2—67 $q_s/u_* d_m$ v.s. τ_{*m}

本図から結論を出すことはさしひかえるべきであるが筆者が推測したφを使って評価したu_*を使い，粗砂のみで評価したq_s/u_{*dm}，τ_{*m}の関係は均一砂の場合とほぼ同一の関係となっている。なお細砂分の平均粒径を0.25mmとしてτ_{*i}を求めるとτ_{*i}は2～3であり，また$q_s/u_*d_i \cdot i_s/i_b$は2～40の間にちらばっている。

以上のような顕著な二峰性を持ち，粗粒の方が河床の大部分を占めるような場合には，粗粒の流砂量は細砂分を取り除いたA集団のみの平均粒径を使ってτ_{*m}，H/dm，d_{84}/d_{16}を求め，これによって流砂量を評価すれば良いものと思われる。細砂分の流砂量は本実験結果からは，実験条件等の問題があり，はっきりさせることはできなかった。今後の重点課題であろう。

Vii）まとめ

① 主モードの河床材料（A集団）が河床材料の70%以上を占めており，その主モードの河床材料（A集団）のみの粒度分布のd_{84}/d_{16}が7以下であれば，その主モードの平均粒径を用いて，均一砂の場合と同じようにしてA集団の流砂量を評価して良い。また河床変動計算のための空隙率は0.4程度として良かろう。B集団は単にA集団の空隙を埋めているだけであり，河床変動には大きな影響をあたえないと思われる。ただし，主モードのd_{84}/d_{16}が5～7では均一砂の場合より流砂量を1.5倍程度にするべきであろう。このことは砂河川では均一砂の流砂量を使ってA集団の流砂量を評価して良く，砂利河川においても顕著な二峰性粒度分布を持つ所では均一砂と同じように流砂量を評価すれば良い。

② A集団の河床材料が70%以上を占め，A集団のd_{84}/d_{16}が7～10の場合で，主モードの平均粒径が1 mm以上の場合は，その主モードの平均粒径を使って，Fig.2—45に示すような流砂量とする。

③ A集団の河床材料が70%以上を占め，A集団のd_{84}/d_{16}が10以上の場合には，A集団内で運動形態の差が生じるようでA集団を二つ以上に分割し，各集団の流砂量を求めるという方向に持っていくべきである。具体的なA集団内の区分法は明確でなく，河床材料の粒度分布形，河川の縦断方向の粒度分布変化を考慮して区分するべきであるが，Fig.6—13④のような粒度分布の場合には2～10mm 程度を一つのA″集団，10mm以上をA′集団とすれば良いようだ。ただし具体的なA′，A′集団の流砂量評価方法はまだ完成していない。A集団を区分しない場合で，河床がflatの場合は，A集団のd_{84}/d_{16}を求め，Fig.2—56，Fig.2—59の流砂量評価のための曲線を使う。

Fig.6—13⑤のような粒度分布の場合にはA‴を無視して，A′，A′集団のd_{84}/d_{16}を求め，Fig.2—56，Fig.2—59によって流砂量を評価する。

④ C集団，B集団の流砂量評価は，今の所，適切な評価方法は無い。

⑤ 河床材料の平均粒径が0.5mm以下の場合には，粒径の分布範囲が小さい所で流砂の運動形態の違いが生じ，上述したのと異なった分級機構を持っているようであるが，その機構はまだ明確でない。

2—2—4　おわりに

混合砂の流れによる運動の形態についてはまだ良く分からないことが多い。今後，次のような課題を明確にしていく必要があると考えている。

i）B集団の流砂量評価

ii）混合砂の粒径集団の区分法，ある水理量下でどんな粒径集団が同一運動形態を持つのか明らかにすること。

iii）アーマリング過程

iv）土砂の堆積限界

v）砂分内の分級機構

2－3　中規模河床波の特性

2—3—1　はじめに

中規模河床波は，河川の平面形状，蛇行形状，河岸浸食等と密接な関係にあり，これらの問題を理解するためには，中規模河床波の特性に関する十分な理解がなければならない。ここでは水路の曲りや，河道内の島などによって流れが影響を受けないような，ほぼ直線の水路での中規模河床波の特性について論じてみよう。

2—3—2　中規模河床波の発生域

中規模河床波の発生域については，2－1－8 で多少述べたが，ここでは現地河川の観測資料も取り入れて，河床波の発生域を推測してみよう。

Fig.2—68からFig.2—73はFig.2—7，Fig.2—8と同様にB/Hが30以上の場合中規模河床波がどんな領域で発生するか示すために，河床材料が，0.02cm以上の場合の資料をτ_*—H/d 平面上でB/Hを変えて，どんな河床波が生じるかを示したものである。実験資料よりB/Hが30以下の場合，中規模河床波の発生域を示すことができるが，これ以上の場合はH/dの大きな資料が無く，その発生域を示すことができない。なおH/dが大きく，またB/Hが大きい実験を行なうとすると，実験水路は巨大なものとならざるを得ない。たとえば，粒径0.02cmの砂を使い，$H/d=1{,}000$，$B/H=50$ の場合には，水路幅10m，長さ300m以上の水路が必要である。またこのような実験を行う場合には，中規模河床波のスケールが大きいため，それが十分に発達するのに何日もかかり，事実上実験は不可能と言って良い。

このことは，H/dが500以上である場合の中規模河床波の発生域を示すためには，実際河川で砂を河床材料に持つ河川の実体を調査しなければならないことを示している。

調査の方法としては，ほぼ直線河道である地点での河床の状況を航空写真や，河床の縦横断測量で検討せざるを得ないが，実際河川の資料を使う場合には次のことに対する配慮が必要である。

河川の流量は，一定の流量が続くわけでは無い。航空写真や，河床の縦横断測量で調べられた中規模河床波はいつ生じ，それは，その流量の時点で発達していくものなのか，消滅していくも

$30 < B/H < 40$

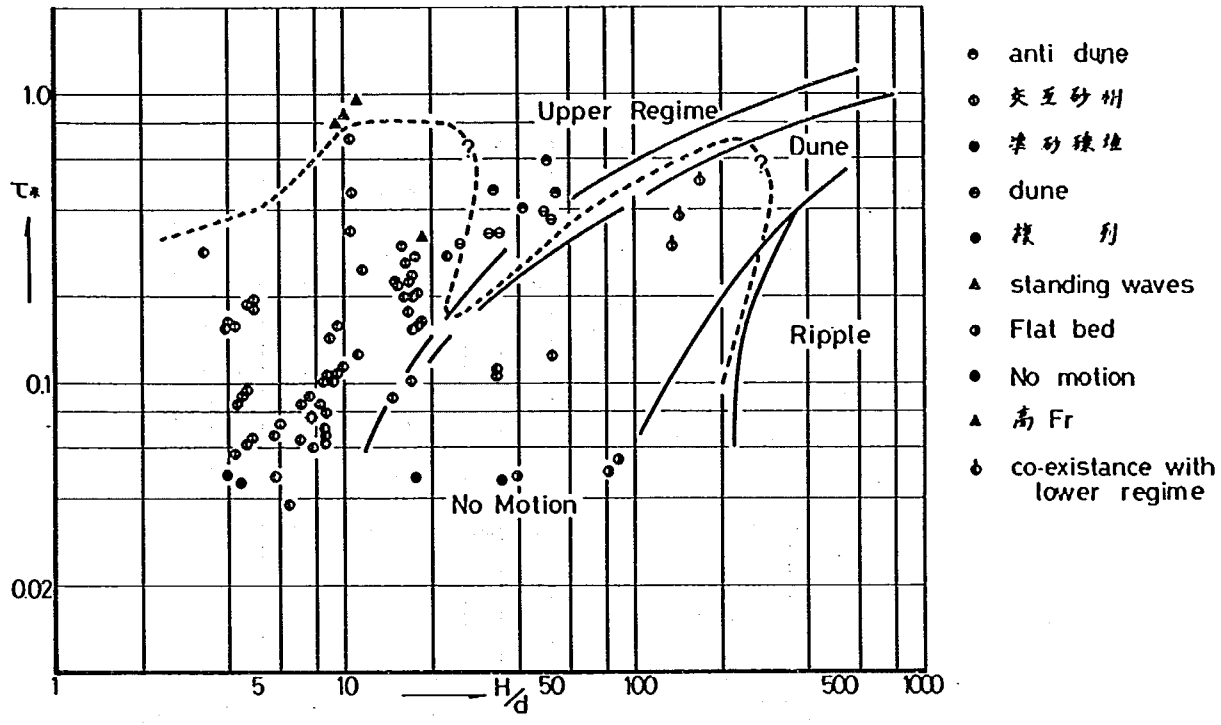


Fig.2－68

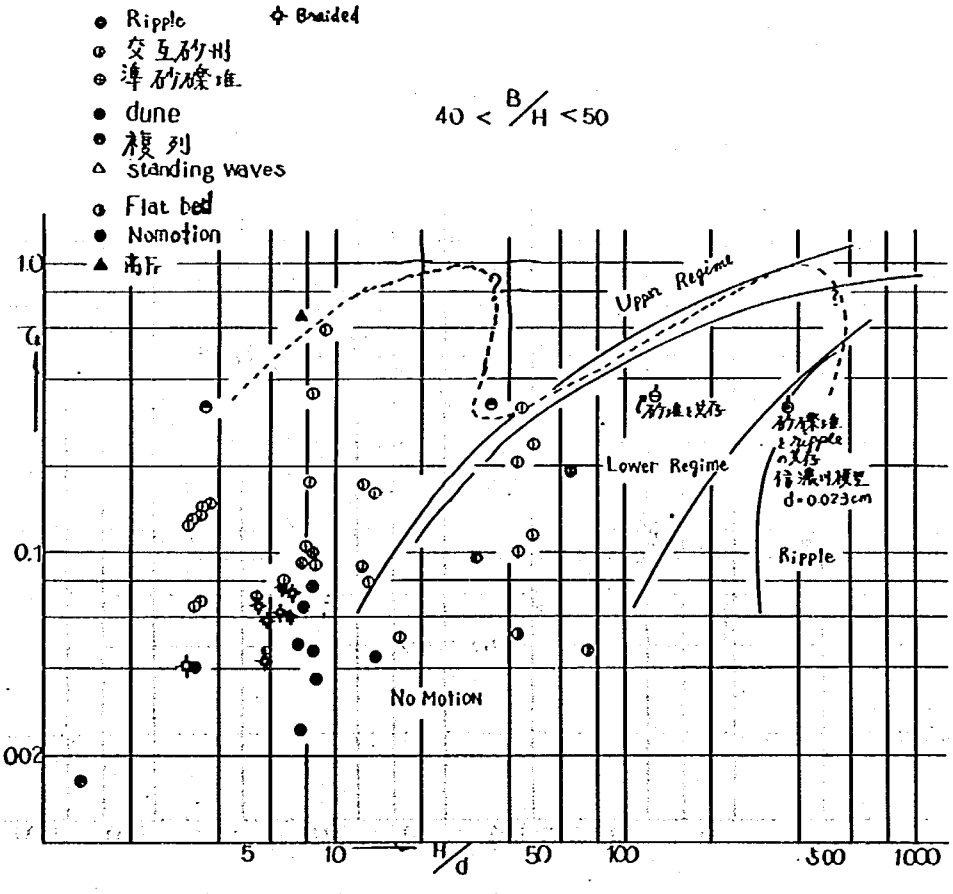


Fig.2－69

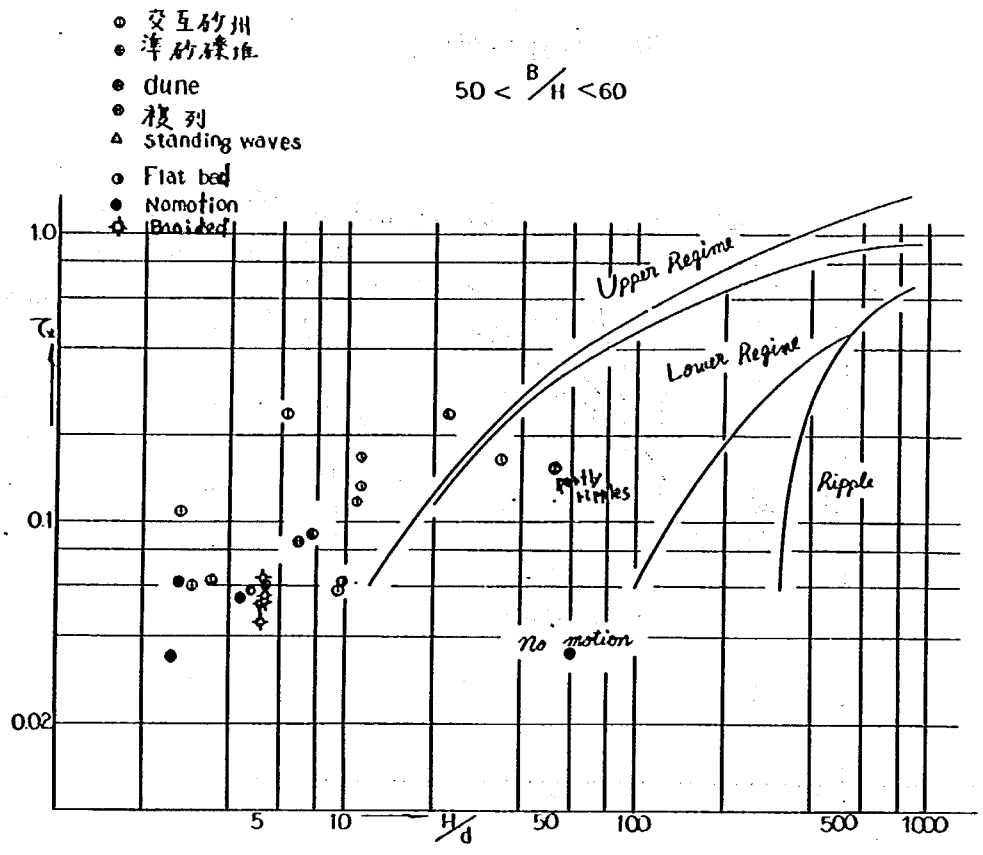


Fig.2—70

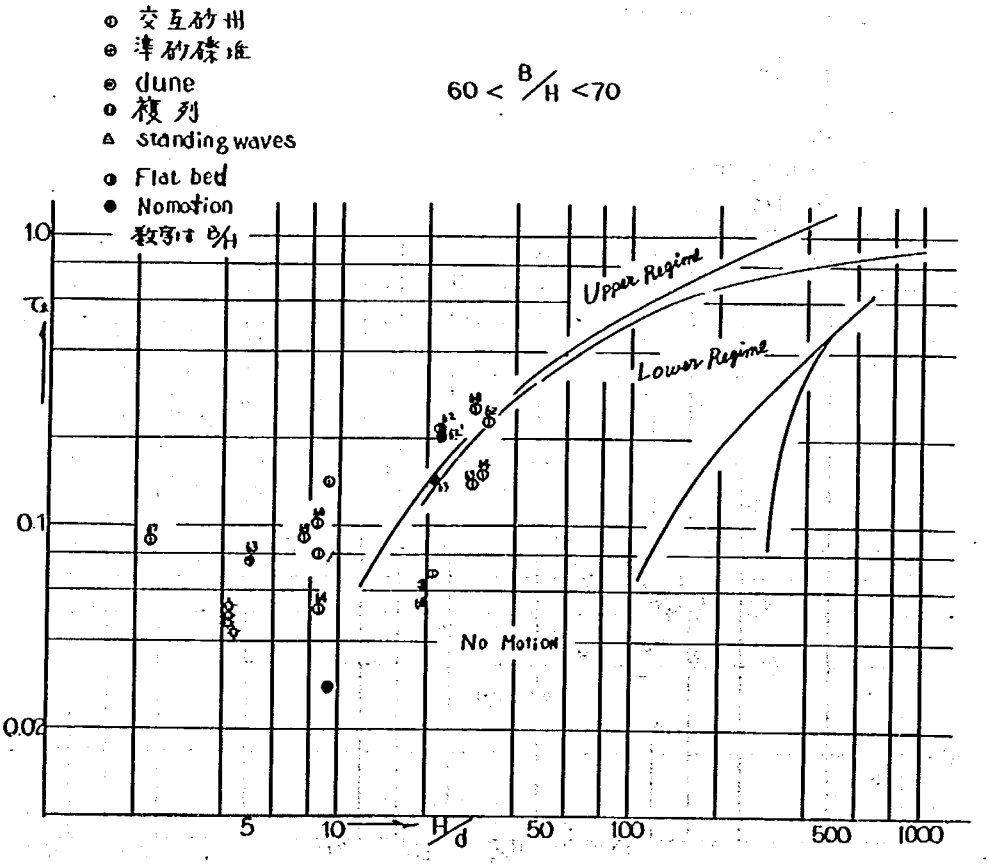


Fig.2—71

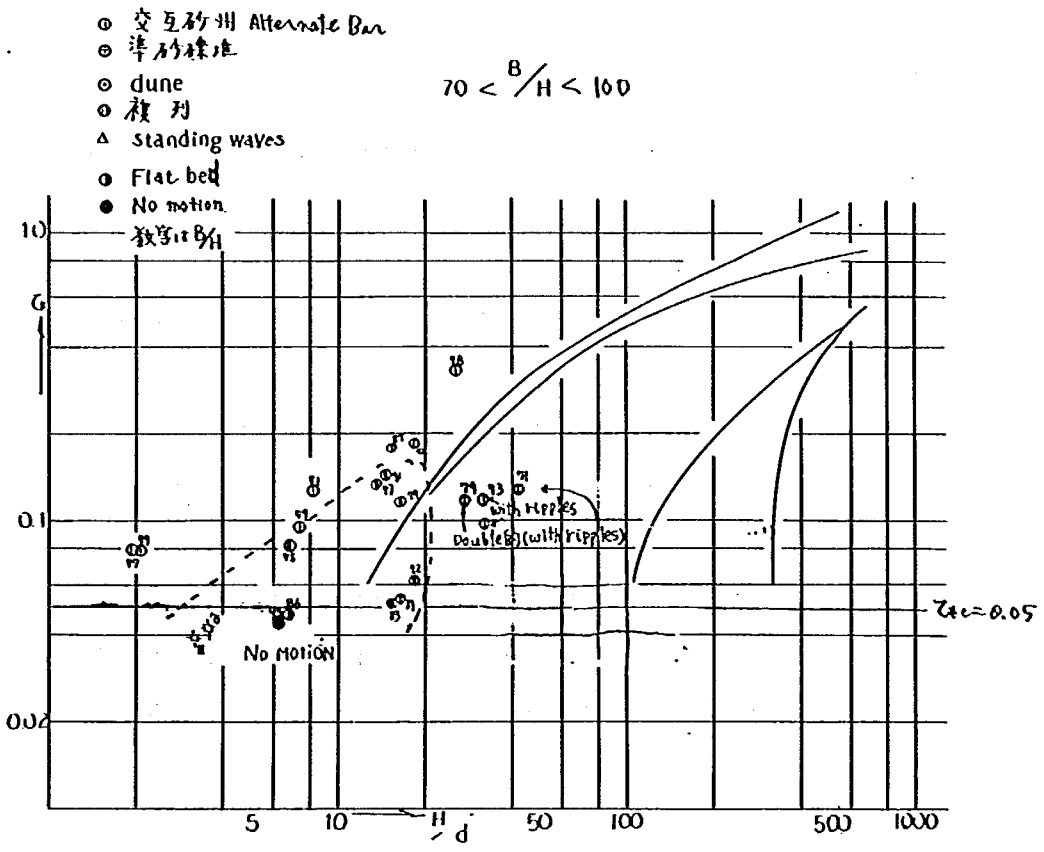


Fig.2－72

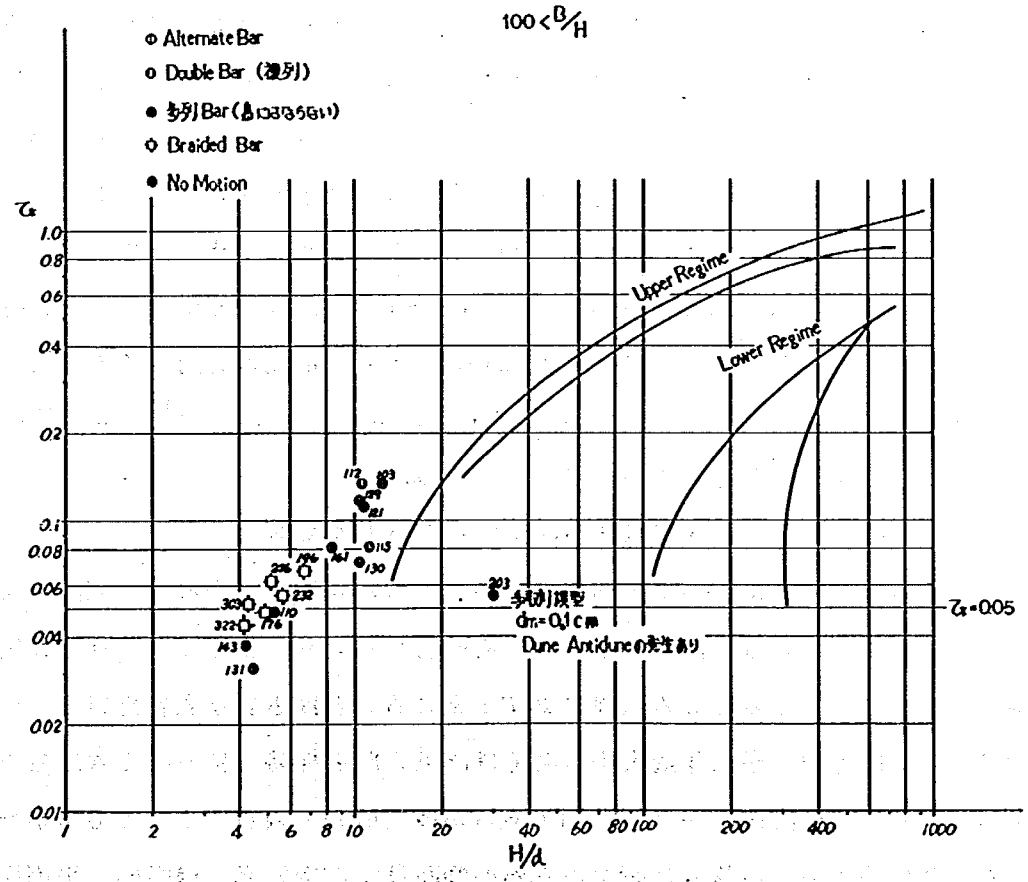


Fig.2－73

のなのかの判断が必要となる。

この判断は非常に難かしいが，筆者の模型実験からの経験，内外の文献，航空写真の読み取りから，次のような判断を下し，H/d の大きな場合の中規模河床波の発生を推定してみた。

Table 2－5 は中規模河床波の発生域を判断するために使用した資料の一覧表である。これらの資料より次のことが読み取れよう。

① 砂河川の場合，中規模河床波のスケール（Bs，Ls）は水位によって変化する。小さい水位ほど小さい砂州になろうとするが，勾配の小さい所（I_b＜1/5,000）では出水時に出来た砂州は平水時にはほとんど動かず，中出水で多少変形するにとどまる。勾配 1/5,000～1/ 3,000 では，中出水に対応したスケールの砂州ができることがある。これより勾配の大きい所では，より小さい流量に対応する砂州を発生する。

② 砂州の形成は，水位にすぐさま応答するものでは無く時間のおくれがある。

③ 粒径 0.2mm以上の河床材料を持つ河川では B/Hm が 100 を越えていれば砂州が発生している。大出水時に河床の小規模河床波が dune から一部 flat に変化しても，砂州は発達を続けるようだ。

④ 粒径 0.2mm以下の河川で Hm/dm が 10,000 を越えるような所での，砂州の発生の例は無いようだ。

以上のことより，砂州の発生領域をどう判断したら良いのか考えてみよう。

Fig.2－81 は Table 2－4 の資料内，河床波の状態と水理量の対応が，かなりはっきりしているものと，多列砂州の場合その砂州の発生時の水深が Bs の 1/100 と仮定した場合の水理量[注2)]を使って，水理量と砂州の関係を図示したものである。これだけの資料より交互砂州の発生する最少 B/Hm の値を決めるわけにはいかないが，多列砂州が発生するということは，その列数に対応した単列砂州が組み合わさったものと考えられることにより，多列砂州の発生する場合と同じ τ_{*m}，H/d で B/Hm が 5 0 以上であれば，単列砂州が発生すると考えて良いのではなかろうか。それゆえ今の所，B/Hm が 5 0 以上で河床材料が 0.2mm以上（つまり洪水時，小規模河床波は dune transition あるいは一部 flat）の河川では，交互砂州が発生すると考えて良いだろう。河床が全面的に flat bed になるような状態では H/dm が 5,000 以下では消波の方向にあると考えておこう。ただし，H/d が 10,000 以上ではわからない。（Brahmaputra 河の河床波[33)]の発達状況を見ると，全面的に flat でも，砂州が発達しているように見える。）

河床材料が 0.1 5mm 以下の河床では砂州は発生しないようである。

次に多列砂州の発生領域について述べてみたい。河床に発生する中規模河床波が交互砂州であるか複列砂州であるかによって河道の平面形，変動特性が変り，従って，それらに応じる河道平面計画論は違ったものとなる。この限界の B/Hm を知ることは重要な意義を持っている。Fig. 2－82 は日本の一級河川の平均年最大流量時（ほぼ低水路満杯時）における水理量を使って，河床に発生している中規模河床波が交互砂州であるか多列砂州（複数以上）であるかを調べたものである。（交互砂州であるか複列砂州であるかの判断は，航空写真，横断図，平面図等によって

Table 2—5　H/dが1000以上の場合の中規模河床波の発生域判断のための資料

河川名	河岸の状況	中規模砂州形状判断方法	流量m^3/s	河床の状況	その他	B m	H m	V_m	φ	B/H	τ_*	H/d
Rio Grande near El Paso, Tex.	護岸によって河岸が固定され，ほぼ直線状の河道区間											
•Vinton 100 March 13		観測時の横断図より	28.3m^3/s	小規模 flat 中規模 no bars	推定河床材料0.2～0.3 mm	35	0.62	1.32	21	56	0.98	2500
•Vinton 100 August 15		〃	33.7m^3/s	小規模 dune 中規模 no bars	〃	35	1.19	0.81	9.7	29	1.7	4,700
•Vinton 200 March 15		〃	26.5m^3/s	小規模 flat 中規模 no bars	〃	61	0.45	0.95	17.4	135	0.74	1,800
•Vinton 200 August 20		〃	23.9m^3/s	小規模 dune 中規模 no bars	〃 $L_s=304$, $L_s/B \fallingdotseq 5.0$	61	0.61	0.64	9.9	100	1.02	2.700
斐伊川 •3～4Km	護岸，水制によってほぼ直線河道 (Fig.2—74) (Fig.2—75)	1970年8月27日の航空写真	8月27日33m^3/s 8月22日292m^3/s	$L_s=300$ mの交互砂州	$I_b=1/1063$, $dm=0.22$ cm $Q=33m^3/s$で$H \fallingdotseq 0.52$m, $Q=292$ m^3/sで$H=1.8$m $Q=292m/s$の水理量では →	115	1.8			64	0.46	727
•4.5～5.5Km				$L_s=300$m, $Bs=100$mで2列のbars	$H=1.0$ mの時barsが生じたとする。	120	1			120	0.23	454
•11～12Km				$L_s=160$m, $Bs=80$m, $L_s/Bs=2.0$	$I_b=1/830$, $dm=0.25$ cm $Q=33m^3/s$の時の$H=0.26$m $Q=292m^3/s$の時の$H=1.1$m $H=0.8$mの時の水理量は →	290	0.8			362	0.23	320
斐伊川 18～20K	(Fig.2—76)	1972年7月19日の航空写真	7月11日にピーク流量2300m^3/sの大出水(日流量1600m^3/s) 7月19日は160m^3/s	$L_s=840$m $L_s/B=3.5$の波長の短い単列砂州	$I_b=1/830$　$Q=160m^3/s$時の$H=0.71$m, $Q=1600m^3/s$時の$H=3.3$m	240	3.3			72	1.0	1,300
15～16K				$Bs=100$～120m $L_s/Bs=2$～2.5の4～5列の砂州	砂州が水深1.2 mの時生じたとすると $Q=400m^3/s$ →	250	1.2			208	0.38	500

Table 2－5　Continuation

河川名	河岸の状況	中規模砂州形状判断方法	流量 m^3/s	河床の状況	その他	B m	H m	Vm m	φ	B/H	τ_*	H/d
阿武隈 8～12K	蛇行河川 (Fig.2－77)	1961年5月14日の航空写真	4月17日415m^3/s 5月14日104m^3/s	Bs＝200mの4～6列の砂州	I_b＝1/3300, dm＝0.07cm 水深1m時の水面勾配 1/8,800	500						
利根川 135～140K	水制によって直線化されている	横断図平面図 斜写真		基本的には2列砂州であるが，中出水によって変形され	基本パターンが年最大流量時（Q＝2,610m^3/s）に生じたとすると dm＝0.04cm I_b＝1/3,500	650	4.5	1.0	10	140	1.4	11,200
江戸川 39～31.5K	直線河道	横断図 航空写真		横断図よりbarsなし低水時にbarが発生することあり	dm＝0.54mm I_b＝1/4,300 bankfull時にはbarsが発達しないと判断される。満水時水深4m	98	4	0.95	10	24.5	1.04	7,400
Benue 751～7781 mille	直線状河道	航空写真		交互砂州(複列的)	dm＝0.7mm bankfull discharge 5200m^3/s 時の水理量 I_b＝1/6600	850	6～7m	1.0	10	120	0.85	9,300
North Loup at Tayler	直線状河道	航空写真		3～5列bars	dm＝0.3～0.4mm推定 bankfull discharge 32m^3/s $I_b=1.33\times10^{-3}$	82	0.49			167	1.10	1,400
Brahmaputra	直線状であるが島が多数低水時braided pattern		55,000m^3/s 8月の流量 max		dm＝0.2～0.3mm 高水時にbars発達，total川幅10～11km 水深10～20m							
阿賀野川 0～4 km	ほぼ直線河道 (Fig.2－78)	航空写真 1947年 1980年音響深測器による観測	年最大流量 3500～4000 m^3/s	2～4列のbars	dm＝0.06cm 年最大流量時4～5m 2000m^3/s 以下ではbarsはほんど動かない。（1980年融雪期の2回の音響測深器で確認，観測者，山本他）	800	4.5	1.0	10	177	1.03	7,500
利根川 5～30K	ほぼ直線河道	横断図	年最大流量 3000m^3/s	no bars 小規模ripples(推定)	dm＝0.0015cm，みお筋は河道の曲りに応じて多少まがる	500	6	70～80	18	83	0.77	40,000
鬼怒川 3～8 km	川幅に応じた蛇行河川蛇行波長1200m (Fig.2－79)	1966年4月撮影航空写真	年最大流量 970m^3/s	8～6.5k 3～4列bars 4～3.5k単列bars 6.5～4.5k 4列bars	dm＝0.35～0.4mm I_b＝1/3000 8～6.5k B＝120～130m 年最大流量にはbarsに消滅すると考えられる。 4～3.5k B＝80～90m							
木曽川 18k～24k	ゆるやかな蛇行長大水制 (Fig.2－80)	1967年2月	年最大 6600m^3/s	種々のスケールのbars 最小B_s＝70m, 最大B_s＝300m		600～700	4.0			165	1.85	11,000
常願寺川 0～6 km	ほぼ直線状	1969年11月の横断図	8月11日 peak 2760 m^3/s	前年に比較して河床が平坦に成った	dm＝0.045cm	300	2.45	3.7	20	122	4.8	5,400

Fig.2－74 Bars in the Hil (27th Aug.1970)

斐伊川航空写真集成図

区域:(斐伊川本川0.0km～9km)

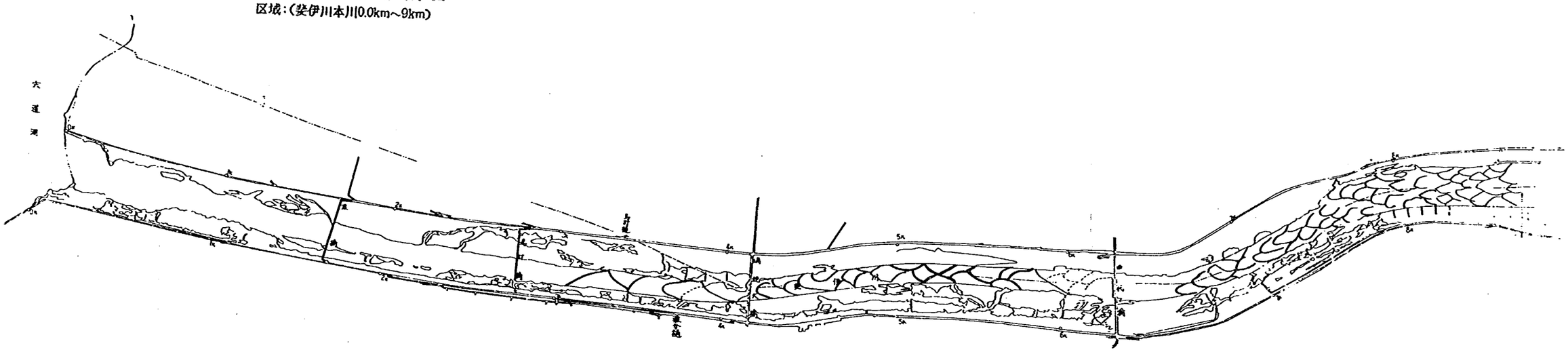
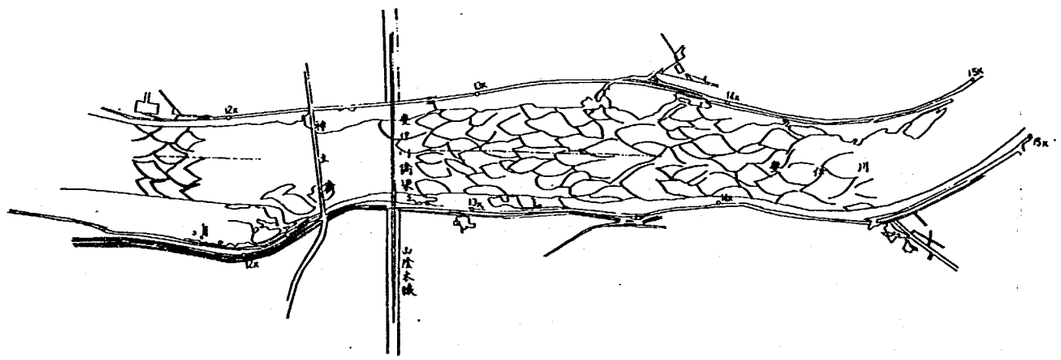


Fig.2－75 Bars in the Hil (27th Aug.1970)

斐伊川航空写真集成図

区域:(斐伊川本川12km～15km)



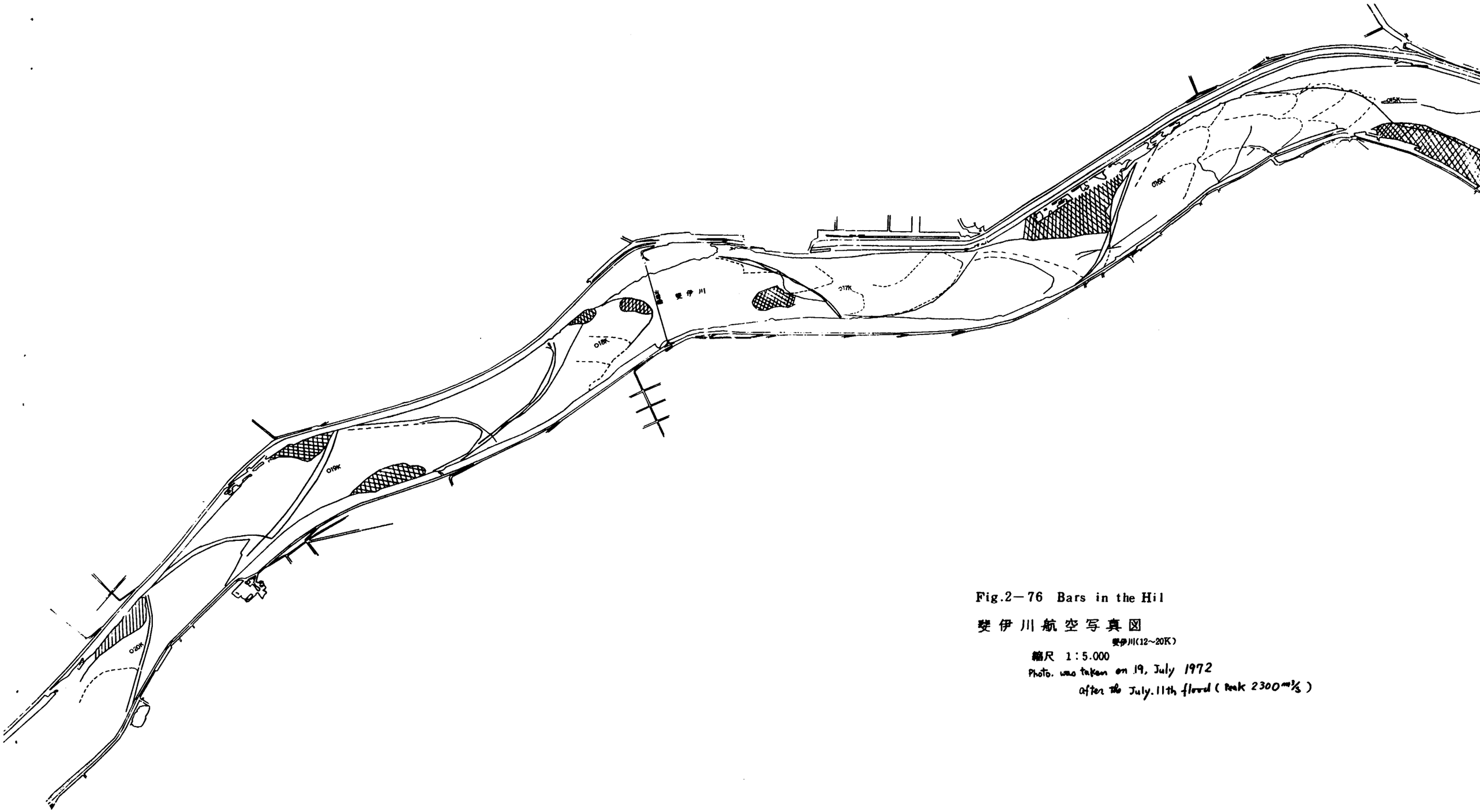


Fig.2－76 Bars in the Hil

斐伊川航空写真図

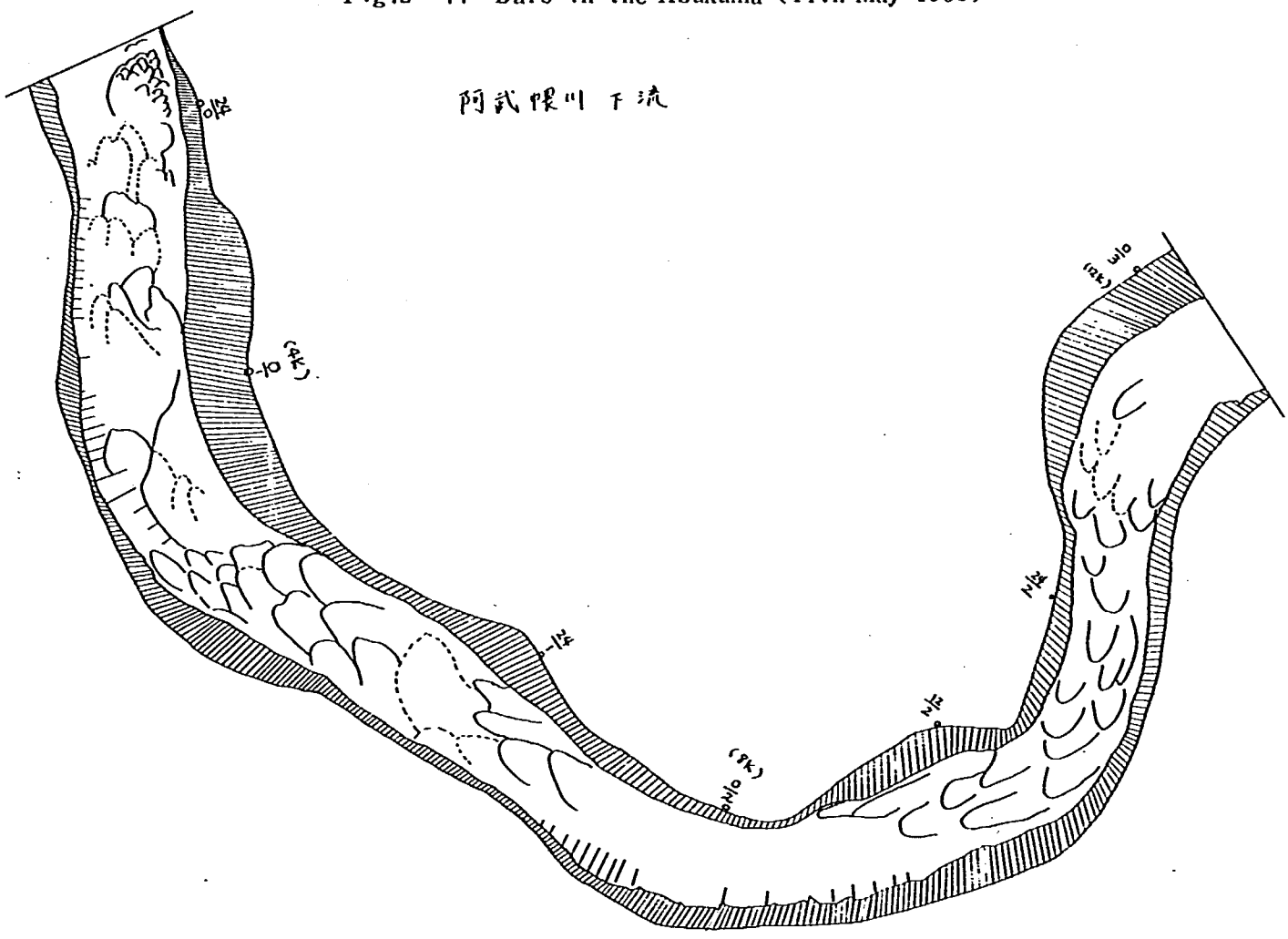
斐伊川(12~20K)

縮尺 1:5.000

Photo. was taken on 19, July 1972

after the July. 11th flood (Peak 2300㎥/s)

Fig.2－77 Bars in the Abukuma (14th May 1961)



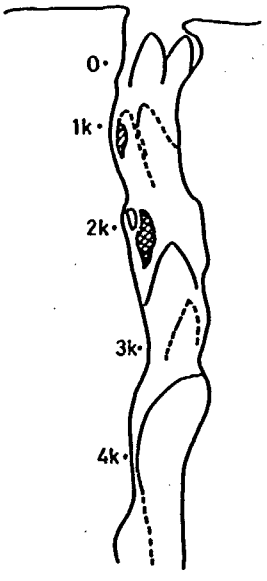


Fig.2－78 Bars in the Agano

阿賀野川 1947

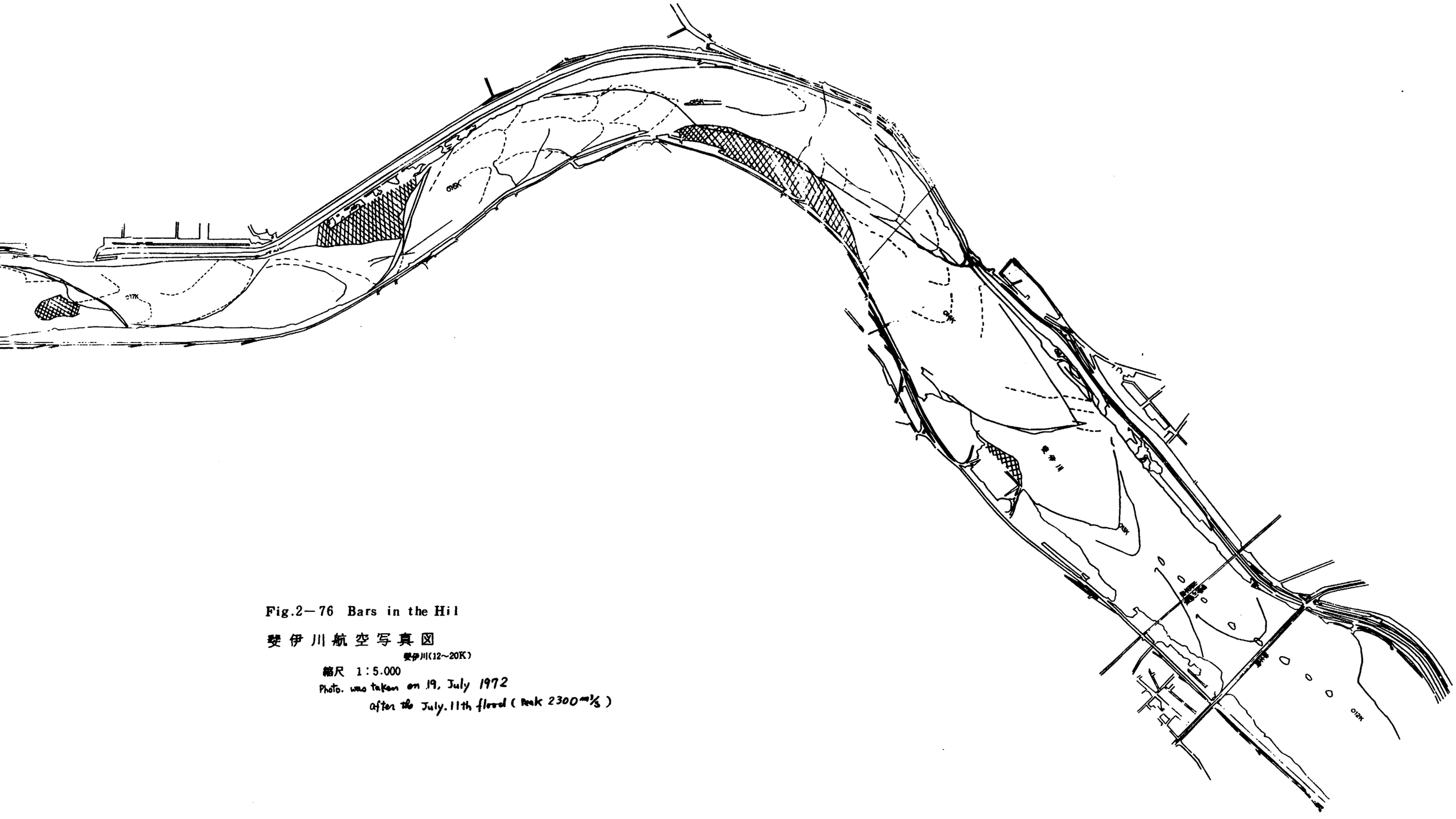


Fig.2－76 Bars in the Hi l

斐伊川航空写真図

斐伊川(12~20K)

縮尺 1：5.000

Photo. was taken on 19, July 1972

after the July. 11th flood (Peak 2300㎥/s)

Fig.2－79 Bars in the Kinu (April 1966)

鬼怒川航空写真集成図

区　域：本川 9.50K～0.00K

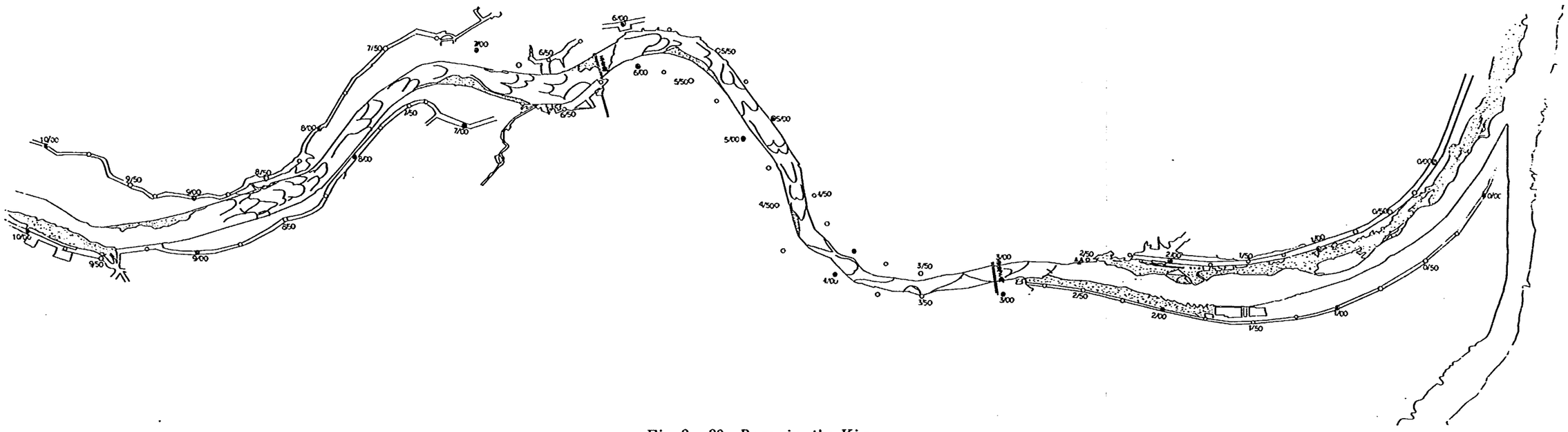
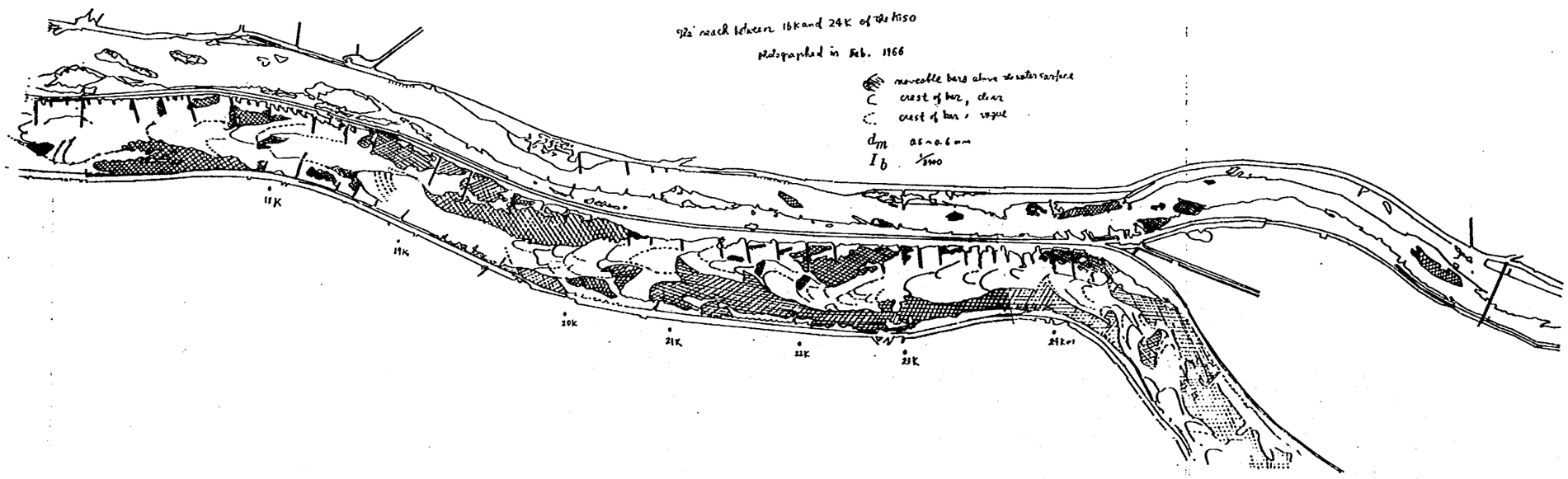


Fig.2－80 Bars in the Kiso



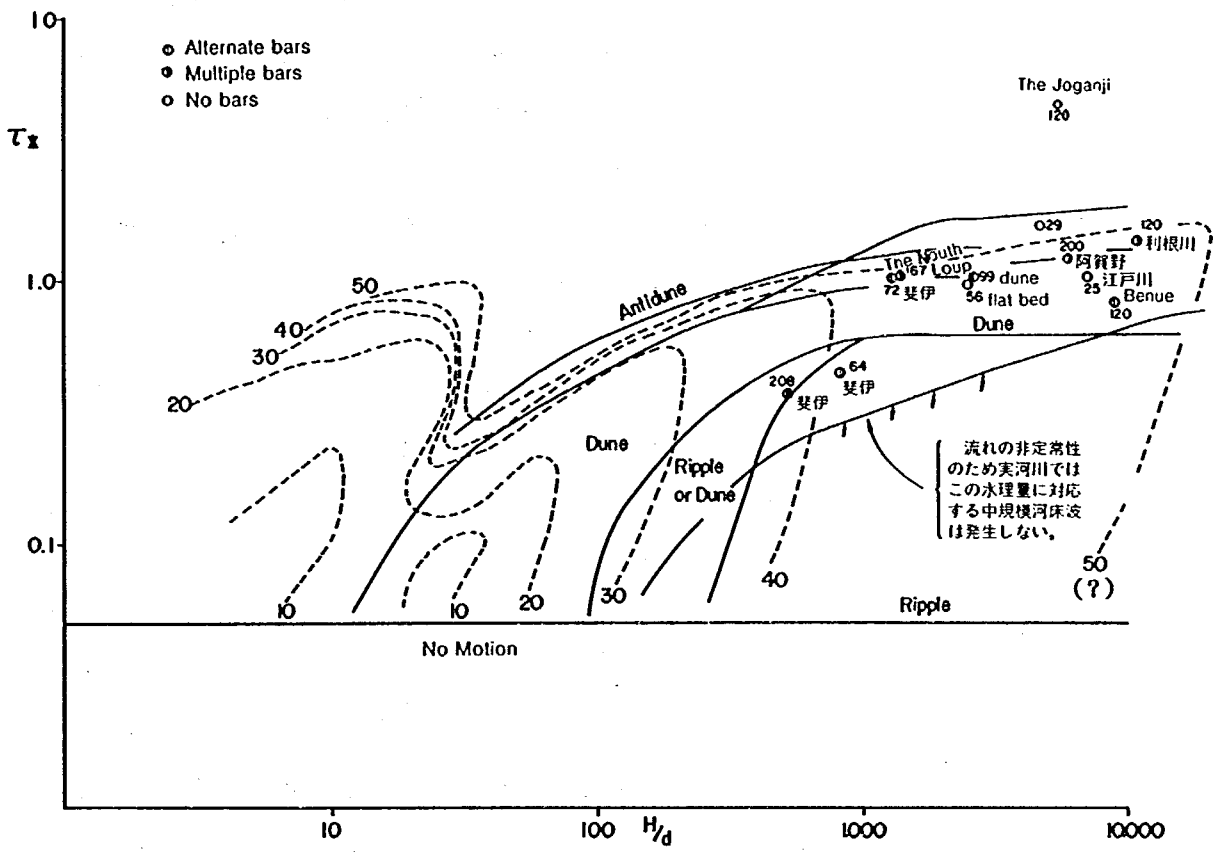


Fig.2—81 Condition of alternate bar formation
(Numbers beside points are B/H)

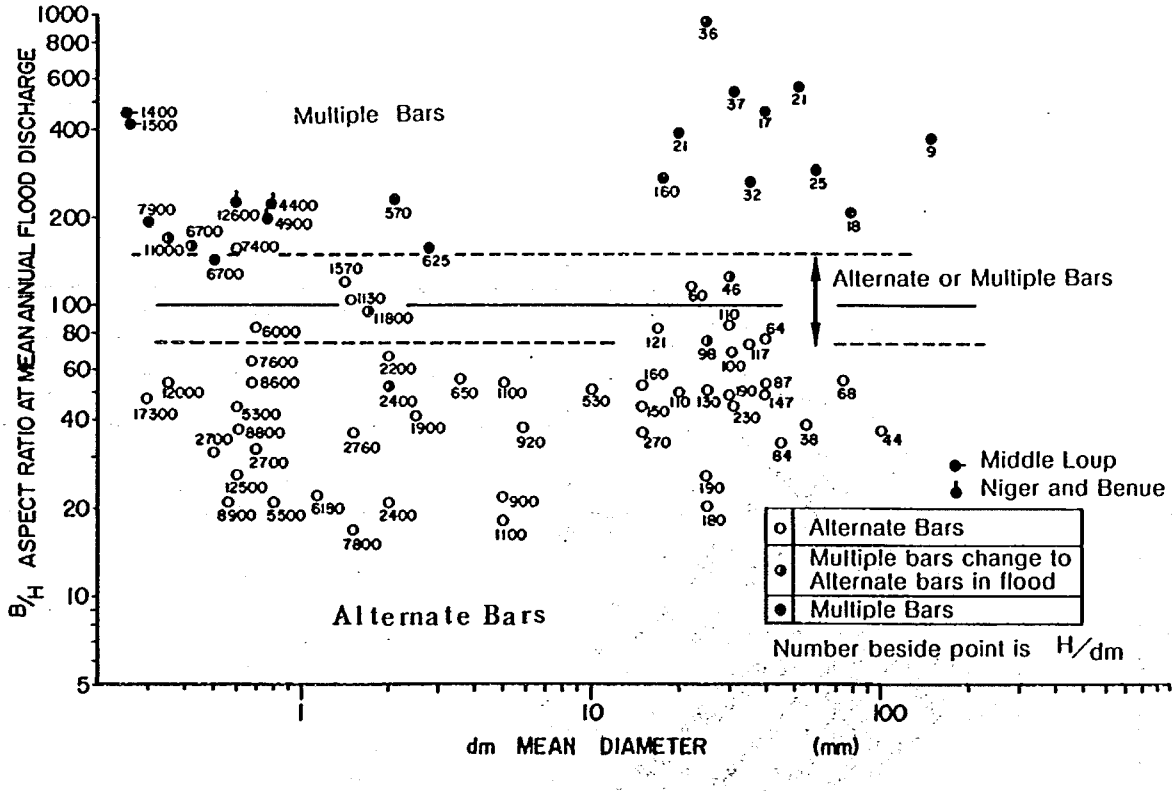


Fig.2—82 Condition of middle scale bar pattern of alluvial rivers in Japan (A class rivers)

筆者が判断したが，その判断はかなり主観的なものである。）これによると B/Hm が 100 以上であれば粒径，河床勾配によらず河床の中規模河床波は多列砂州と考えて良い。なおこの 100 と言う値は，筆者[30]が河口近くの河道形態を調べた時も，また深見[31]による調査結果もほぼ同一の結果となっており，かなり普遍的な値と考えている。

ところで室内実験結果によると Hm/dm が小さく，10～20 前後の場合には，B/Hm が 60 前後で複列の砂州が発生している。これらの室内実験結果と実河川の B/Hm ＝ 100 前後と言うのはどのように結びつくのか考えてみよう。（深見[31]は，Hm/d が小さい実験室の資料と実河川の資料が，そのままつながると言っている。）つまり実河川の中規模河床波のスケールは，低水路満杯時の水理量に相当する時に生じているという仮定が正当なものであるかどうかを，土木研究所で行われた模型実験の結果も加えて示したのが Fig.2－83 である。これによって，Hm/dm が 100 前後では，B/Hm が 100 前後で複列になり，実河川の年最大流量時の資料をそのまま使って複列と単列を区分してもよかろうと思われる。（ただし砂河川では小出水に対応する中規模砂州が発生するのでこれらに対する考慮は必要である。砂利河川の場合には，小出水では中規模河床波の基本的パターンは変形しない。）なお実河川の中規模砂州の Bs は，年最大流量時の平均水深の 70～140 倍程度である。従って川幅 B の河川に何列の砂州[注3)]が発生するかは，水深の 50 倍の値で川幅 B を割れば良い。Fig．2-83 には，予想される中規模砂州の列数も記しておいた。なお，同図による列数の把握に当っては，中規模砂州の水理量に対する寛容度（ある水理量に対して砂州のスケールは一

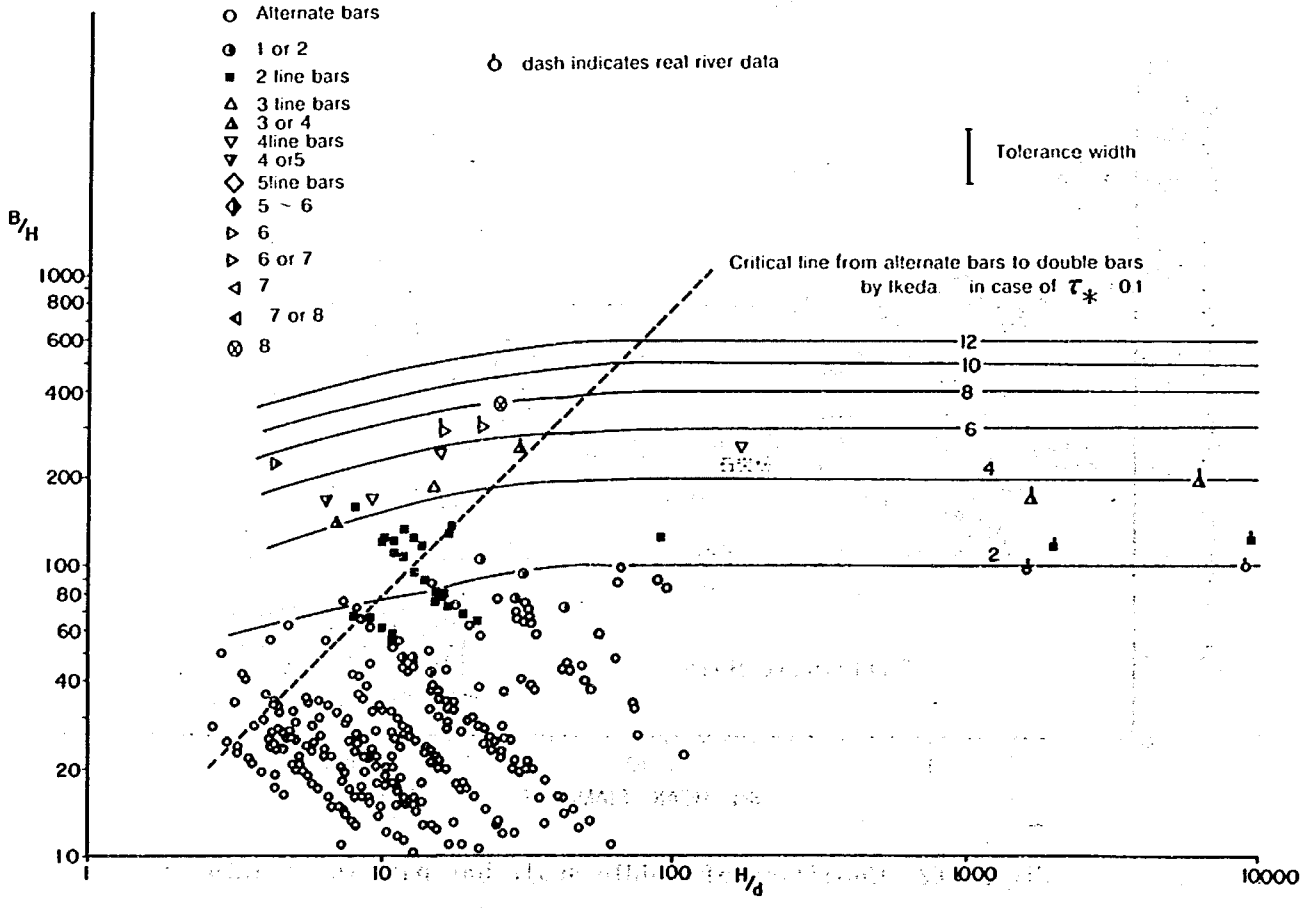


Fig.2－83 Condition of multiple bar formation

定の値となるわけではなく平均値のまわりにばらついている。）に対する配慮が必要であり，図中の線は，同図の右上の寛容度の幅ぐらいの太い線と考えておいた方が良い。

また河床材料の分級度が悪く，勾配の急な河川（$I_b > 1/100$）では，典型的なうろこ状砂州とはならず，定流量時でも砂州の一部が水面に出たり，砂州の形状も複雑な形となり，砂州そのもののスケールの定義がしえない場合がある。（例，常願寺川）

2—3—3　中規模河床波のスケール

中規模河床波のスケールと，河道の平面形状とは密接な関係にある。そこで，河道がほぼ直線の場合の中規模河床波のスケールがどの程度であるか記述してみよう。

Fig.2—84 は実際河川で生じる中規模河床波の典型列を示したもので，交互砂州の場合，その長さL_sは川幅の5倍から15倍程度，複列砂州の場合には3倍から7倍程度，それより列数の大きい場合は，その幅B_sは水深（砂利河川では平均年最大流量時の水深，砂河川では水深に応じてそのスケールを変化させようとする。）の100倍程度であり，L_sはB_sの1.5～3倍である。

次に水理実験による観測資料によって，中規模河床波のスケールをもう少し詳しく検討してみよう。

Fig.2—85～Fig.2—88は，直線水路における交互砂州の川幅Bに対する相対長さL_s/Bが，B/H_m，τ_*，H_m/dによってどのように変わるものかを調べたものである。これによるとL_s/Bは，4から20の間で散らばっているが，次のような特性を持っていると言えよう。

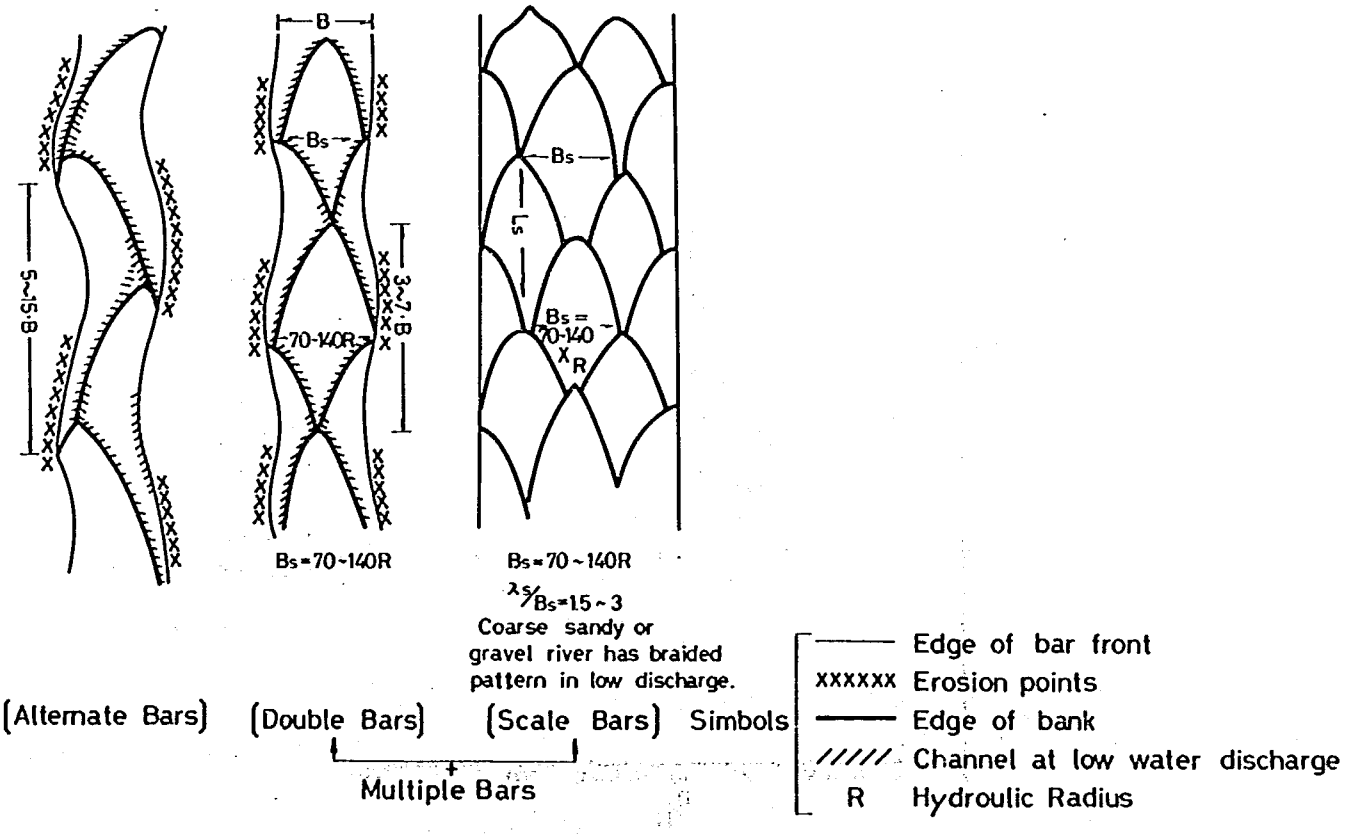


Fig.2—84 Typical patterns of alternate bars and multiple bars

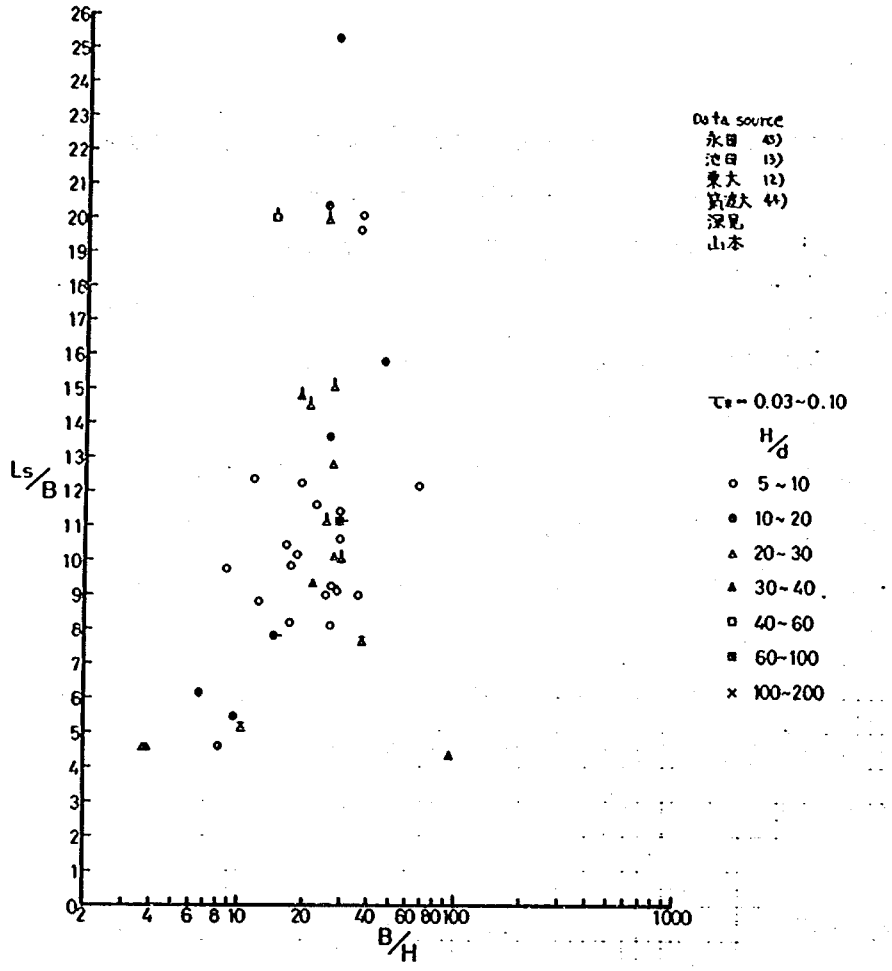


Fig.2—85 L_s/B v.s. B/H

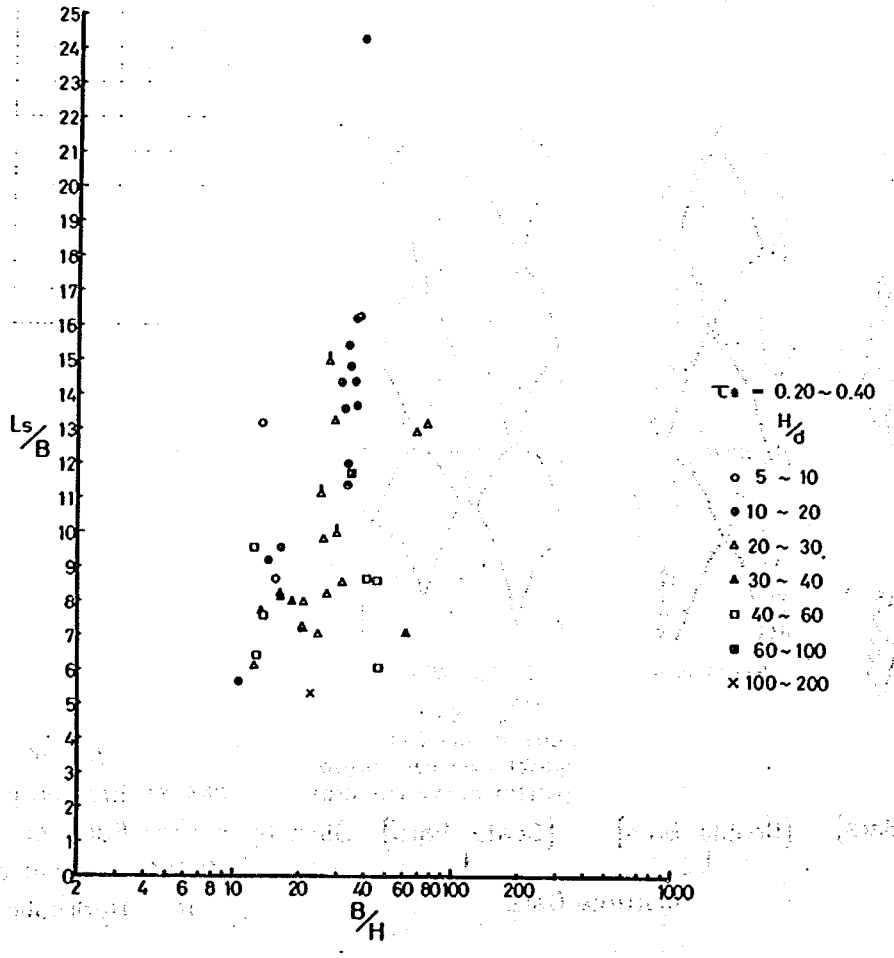


Fig. 2—86 L_s/B v.s. B/H

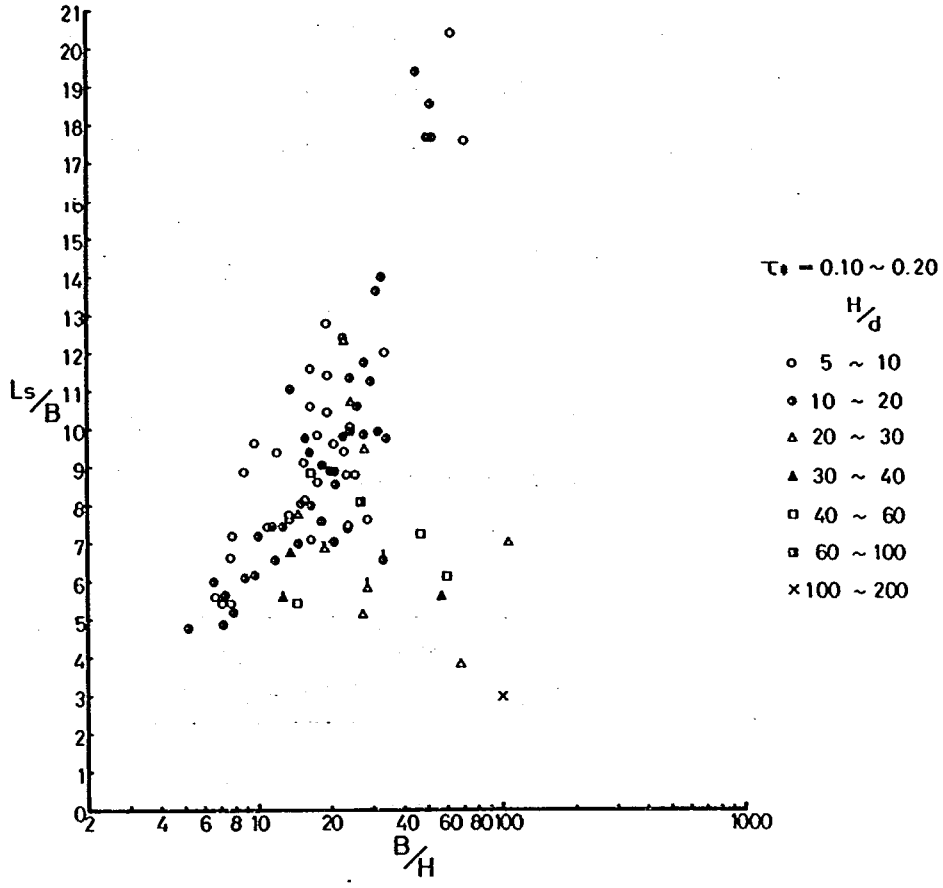


Fig.2—87 L_s/B v.s. B/H

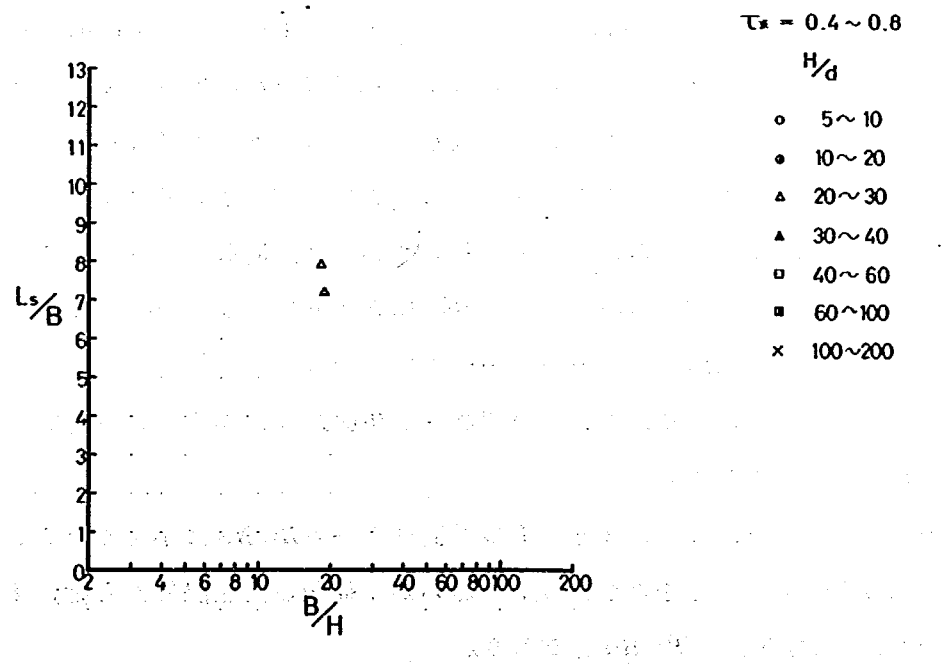


Fig.2—88 L_s/B v.s. B/H

① B/Hm が４０以下で Hm/d が２０以下の場合，B/Hm が小さいと Ls/B が小さい傾向にある。つまり B/Hm が小さく，砂州の相対高さ Hs/Hm が小さく，蛇行性が弱いと Ls/B が小さい。これは砂州の形成実験を行う時，通水初期においては砂州長が短かく，それが成長するにつれて長くなる時の傾向と一致している。

② Ls/B が２０程度と非常に長い砂州が発生することがある。この場合，砂州の前縁は不明瞭となりその移動速度は小さい。このような状態は砂州が最も延びきった状態と考えられる。河床低下傾向の所でこのようなことが起こりやすい。

③ B/H が大きく，また Hm/d が２０以上の場合，つまりその水理量が複列砂州の発生に近いような状態では Ls/B が小さくなる。これは砂州が Fig.2—89 のように複列的な性格を持つためと考えられる。

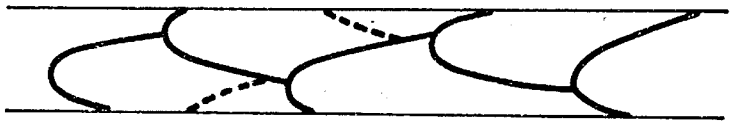


Fig.2—89 Bar pattern

④ 交互砂州の長さは，その平均的な長さ（川幅の 8～10倍）に対して個々の砂州は，その$\frac{1}{2}$から２倍の長さの砂州に成りうる。あまり砂州長が長くなると分裂し，短くなると統合してしまう。

次に砂州の垂直方向スケール Hs について論じてみよう。Fig.2—90～Fig.2—92 は交互砂州の平均水深 Hm に対する無次元垂直スケール Hs/Hm が，τ_*，Hm/B，Hm/d に対してどのように変わるかを調べたものである。Hs/Hm は Ls/B に比較してばらつきが小さく，同一 τ_*，Hm/d，Hm/B に対しては，かなり一定の Hs/Hm の値をとる。このことは，波長が長くても短くても，交互砂州の垂直スケールは，それほど変化が無いことを示していよう。同図から次のことが言えよう。

① Hm/d が小さいほど B/Hm が小さい値で Hs/Hm が大きい。また Hm/d が３０以下では，

$$Hs/Hm = \alpha + \beta\, B/Hm \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2—17)$$

の関係がある。ここで，α は Hm/d，τ_* の関数で，Hm/d，τ_* が小さいほど α は小さく，β は H/d，τ_* によらずほぼ 0.1 である。

② 砂州の発生限界 B/Hm に近いほど，その垂直スケール Hs/Hm は小さくなる。従って Hm/d が大きな場合の Hs/Hm は，資料が少なく明らかで無いが，砂州の発生限界から推定すると Fig.2—90～Fig.2—92 中の推定線上の Hs/Hm となろう。

③ Hs/Hm の値には限界があり，B/Hm が複列砂州の条件に入る直前の B/Hm で Hs/Hm が最大となるようだ。

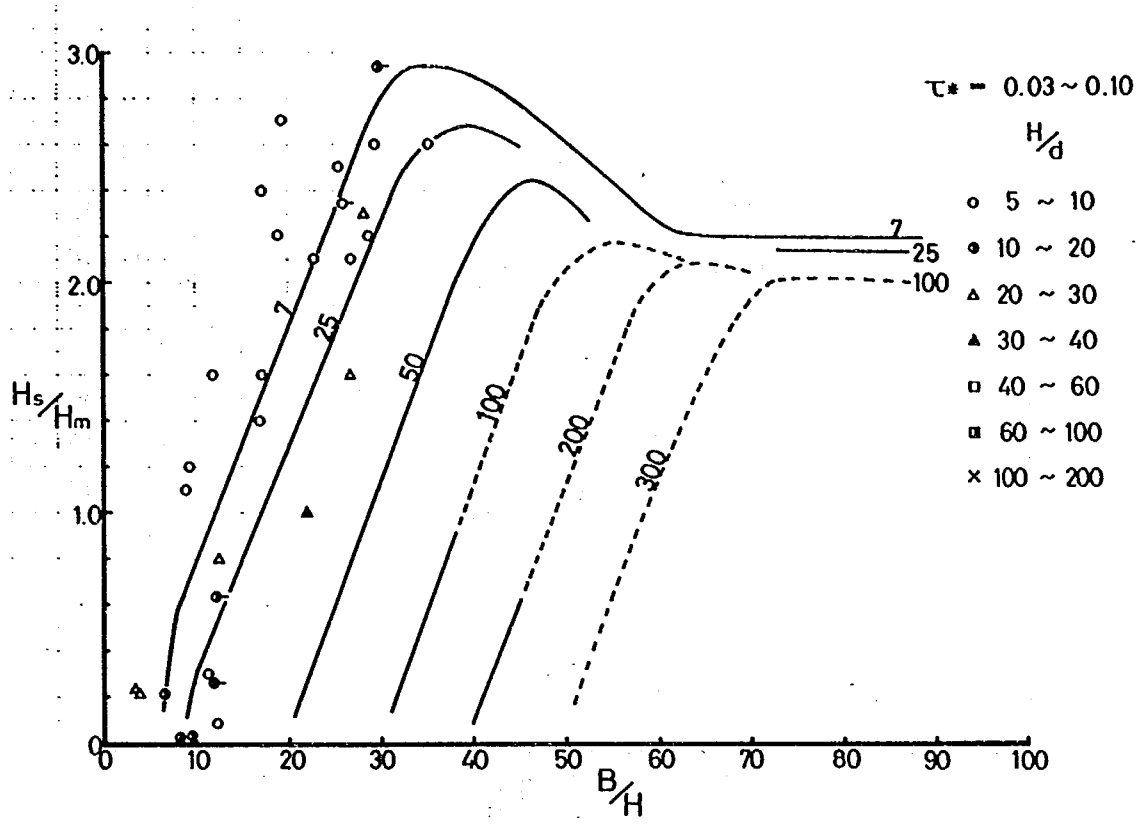


Fig.2—90 H_s/H_m v.s. B/H

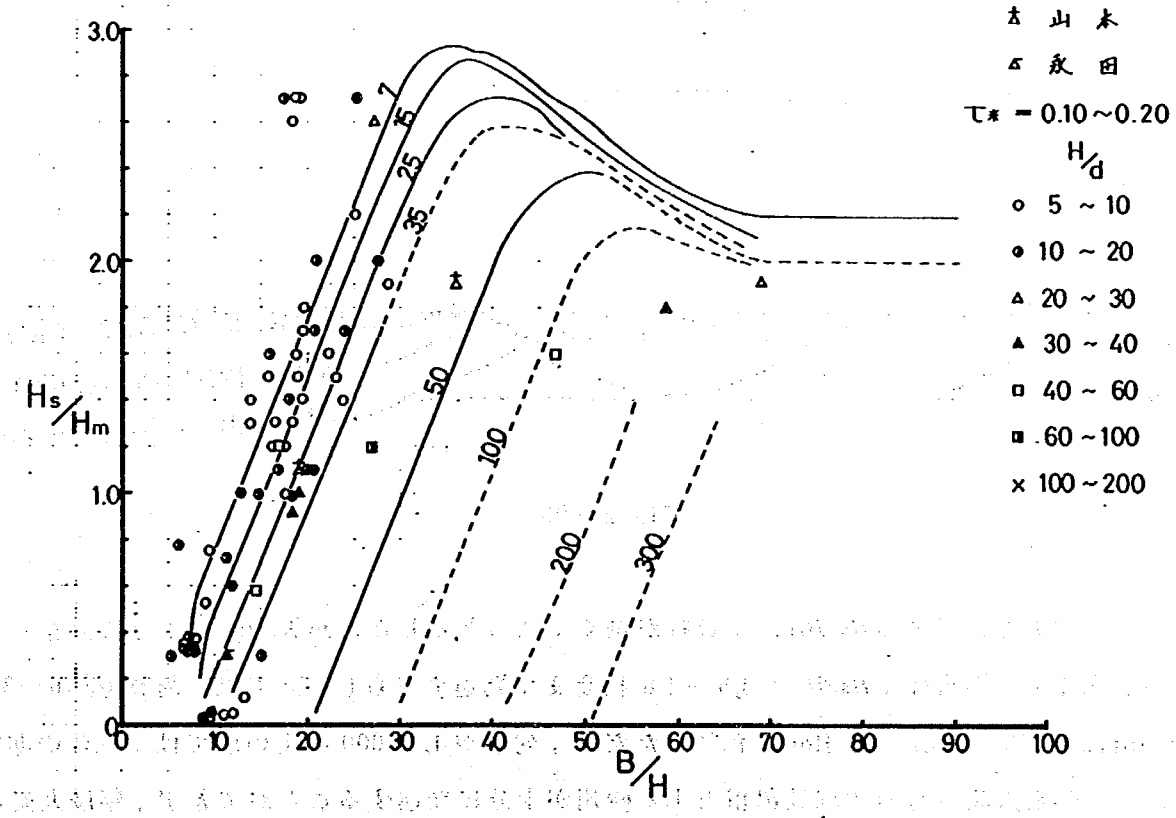


Fig.2—91 H_s/H_m v.s. B/H

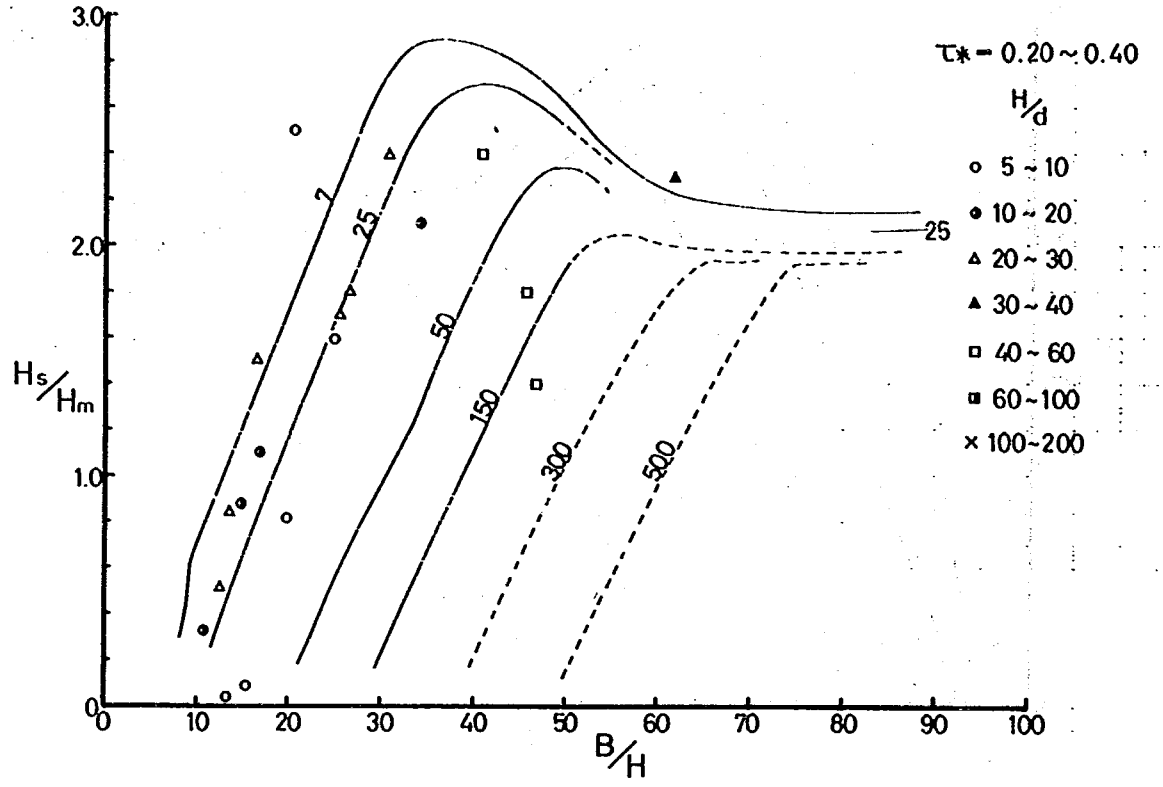


Fig.2－92 H_s/H_m v.s. B/H

④ 多列砂州のHs/Hmは同一τ_*，Hm/dで単列砂州の最大Hs/Hmより多少小さいようだ。

⑤ 最深部の生じる所の平均河床は，最深部からHsの7～8割程度の所にある。従って，最大深掘れ部の水深$Hmax$は（Fig.2－93を参照）

$$Hmax/Hm \fallingdotseq 1+0.8\frac{Hs}{Hm} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-18)$$

程度となる。

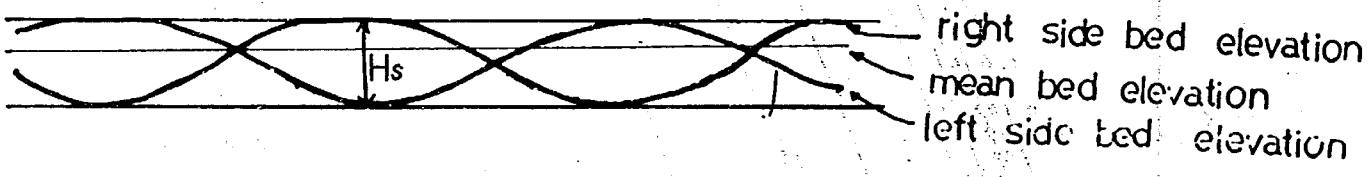


Fig.2－93

⑥ Hm/dが大きい場合のHs/Hmは，資料が無く，はっきりしないがB/Hmが十分に大きく，多列砂州が発生する場合は，Hs/Hm＝1.5～1.8程度まで発達するらしい。（例，阿賀野川6～3 Km Bramaptra河[33]，Niger and Benue河[52]）ただし，勾配が1／3000以上の所では，流れの非定常性のため，年最大流量時の水理量に相当する砂州が十分に発達することができず，年最大流量時のHs/Hmはもっと小さいらしい。（例，斐伊川，利根川中流部）

2—3—4　中規模河床波の移動特性

本節においては，ほぼ直線状の河道における中規模河床波の移動特性について述べておこう。この問題については，木下良作がすでに詳しく報告し[16]付け加えることは少ないので，本論に必要なことのみ記しておく。

i）交互砂州の移動形態

交互砂州は，それが平坦河床から発達する場合には，発生初期には，平衡に達した砂州より短く，また，同一水路幅でも長い砂州と短い砂州では4倍から5倍の長さの差がある。木下[16]は交互砂州の移動状況の特徴を，次のようにまとめている。

(a)　砂礫堆の進行状態には大局的には，かなり一様な進行速度と，長さを持つようにみられる。

(b)　その中でも短い砂礫堆の動きは速く，長い砂礫堆はそれより遅い。

(c)　ある長さと速度で多くの砂礫堆が安定状態を示したときに，上流側に短い砂礫堆ができると，その動きは速く，長さがのびる。したがってその前方の砂礫堆が押しちぢめられ，ちぢめられた砂礫堆の動きは速くなり，長さがのびる。同様にして粗密波の伝播のように砂礫堆の前進よりも速く，その一時的な短い砂礫堆は前方に伝播移行する。

(d)　砂礫堆の長さには（速度にも）上限と下限があり，それ以上短くなると消滅し，長くなると分裂する。その場合砂礫堆2個，水流の1蛇行が消滅したり新たに加わったりする。

(e)　単列な砂礫堆が形成された当初は，その長さは短い。そして進行速度は速く，ある範囲の砂礫堆群は展開的な動きをみせる。そしてあるひろがりに達すると以後(a)の動きにうつる。

(f)　距離的な初期条件として，起点を自然に洗掘させてゆくのにまかせ，砂礫堆も自然に形成させるにまかせた場合には，最起点側の砂礫堆が流下してゆくにともなって，また新たな砂礫堆が，その上流側に形成されだす。それが必ずしもその前に流下していった砂礫堆と，一定なへだたりが出来た時にできるとは限らないで，その起点における発生の長さのムラが，その後絶えず下流に伝播しはじめる。したがってその展開および安定化が，一定の状況で常にあらわれるのは，起点で発生したムラの伝播により乱されるまでのFig.2—94のA領域のみである。

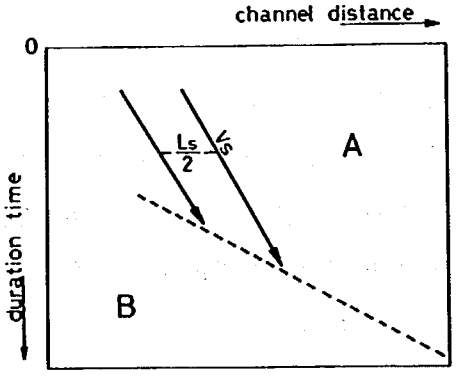


Fig.2—94
Relation between advance velocity of bar front and propagation velocity of disturbance, after Kinoshita, R.

(g)　起点において砂を補給した場合，Fig.2—94のA域は補給量の有無にかかわらず，ほとんど変らないが，B域は補給した方が，短く動きの速い，多数の砂礫堆で占められた。

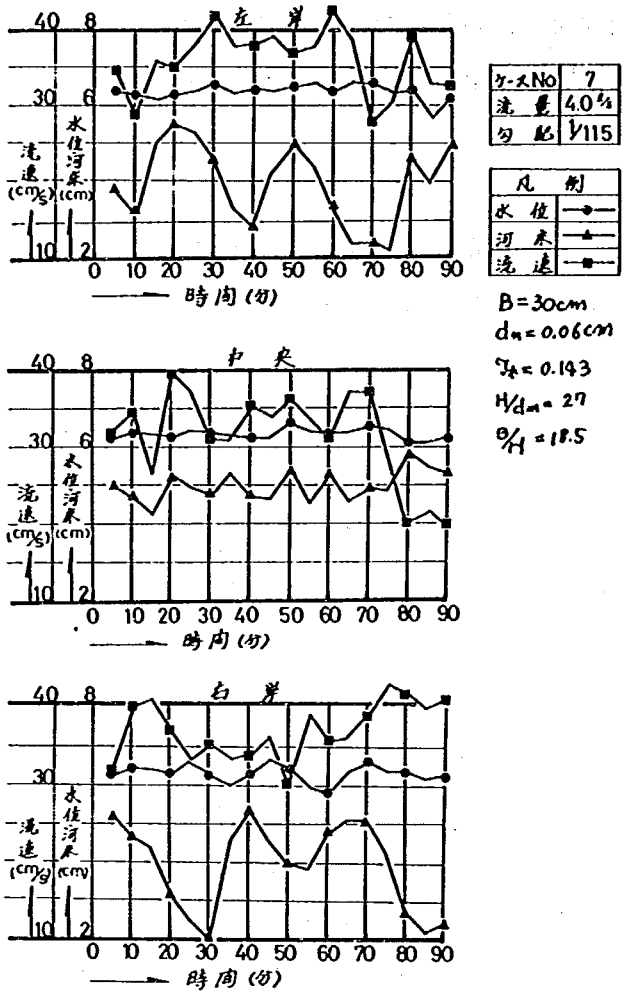


Fig.2－95

以上のことは，砂州形状を把握する場合，ある一つの水理量に対して，一つの砂州形状だけが生じるという考え方が危険なことを示している。砂州長は，上流部の砂州を発生させる攪乱の仕方や，河道中の砂州の進行を止めるような障害物によって大きく変わりうる。その最大波長と最小波長には限界があり；あまり短くなると消滅し，長くなると分裂するということであろう。むしろ砂州長の水理量に対する長さのバラツキは，砂州の特性そのものと考えた方が良い。

前述のように砂州は大局的なスケールのまわりにバラツキを持ちながら下流に流下していく。この流下に伴って河岸付岸の河床高や流速，水位は波動性をおびることになる。Fig.2—95 は砂州の流下に伴って同一横断面における左岸,右岸,中央の河床高，流速，水位がどう変化したか調べたものの一例である[47)]。

実験条件は勾配 1／115 ，流量 2.0 l/s ，川幅 30 cm ，粒径 0.060 cm ($\tau_{*m}=0.143$, $Hm/d=27$, $B/Hm=18.5$) である。このように砂州の流下に伴って河床高，流速が変化すると言うことは，河岸が可食性の場合には，浸食位置が下流に流下するということであり，砂州の流下速度を予測しておくことは工学的に大切なものとなる。しかしながら，砂州の移動速度については，実験資料が少なく移動速度を予測しえないが，次のように考えればある程度の予測が可能であろう。

河床波の進行速度 Vs と流砂量の関係を Simon等[53)]は次のように示している。

流砂の連続式より

$$\frac{\partial Z}{\partial t}+\frac{1}{(1-\lambda)}\frac{\partial q_s}{\partial x}=0 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (2-19)$$

$\delta = x-V_s t$ とし座標変換すると，上式は，

$$-Vs\frac{dZ}{d\delta}+1/(1-\lambda)\cdot dq_s/d\delta=0 \quad \cdots (2-20)$$

上式を積分すると

$$q_s = (1-\lambda) Vs Z + C_1 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2-21)$$

となる。ここで $Z=0$ を sand wave の谷間に取り，谷間位置の流砂量を q_0 とすると

$$q_s = (1-\lambda) Vs Z + q_0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2-22)$$

となる。平均流砂量 q_{sm} は Z の平均値を h mean とすると

$$q_{sm} = (1-\lambda) \cdot Vs \cdot h\,\text{mean} + q_0 \quad \cdots\cdots (2-23)$$

となる。交互砂州の場合 q_{sm}，h mean とも横断方向に変化し，h mean は中央で小さく，水路壁で大きく，また q_0 も横断方向に変化があると考えられるが，水路壁近くを考え，また砂州が十分に発達し，河床に働く無次元掃流力が大きくなれば，（$\tau_* < 0.3$ 程度か）$h\,\text{mean} = \frac{1}{2} Hs$，$q_0 \fallingdotseq 0$ と考えられるので，側壁近くの単位幅流砂量

$$q_{sm} \fallingdotseq \frac{1}{2}(1-\lambda) Vs \cdot Hs \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2-24)$$

と考えられる。ところで水路幅で平均した平均流砂量 $\bar{q}_{sm}$ は q_{sm} と異なっており，$\bar{q}_{sm}$ と q_{sm} の比を β_1 とすれば

$$\bar{q}_{sm} \fallingdotseq \frac{1}{2}(1-\lambda) \cdot \frac{1}{\beta_1} \cdot Vs \cdot Hs \quad \cdots\cdots\cdots (2-25)$$

となる。従って q_{sm}，Hs と τ_*，H/d の関係が分っており β_1 が一定値であれば，(2—25) 式より Vs が推定しうることになる。

今 B/H が 30 以下，τ_* が 0.3 以下，Hm/d が 20 以下の場合で，砂州が十分に発達した場合の砂州の進行速度 Vs が上述の考え方で予測しえるかを検討してみよう。この場合小規模河床波は flat であるので，流砂量式として，Fig.2—18 の H/d が 5～20 の場合の曲線式

$$q_s / u_* d = f(\tau_*) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-25)$$

を使い，（砂州の存在にする流砂量の減少を無視した。）砂州高 Hs の評価式として，Fig.2—90～Fig.2—92 より

$$Hs/H \fallingdotseq \beta_2 B/H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-26)$$

とすると

$$\frac{BVs}{u_* d} = 3.33 \frac{\beta_1}{\beta_2} \cdot f(\tau_*) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2-27)$$

となる。ただし $\lambda = 0.4$ とした。Fig.2—96 には $\frac{\beta_2}{\beta_1} = 0.05$，$\frac{\beta_2}{\beta_1} = 0.1$ の場合の曲線式を示しておいた。同図には，井口・吉野[12]，池田[13]，木下[16]，山本[47]の実験結果も示してある。なお木下の資料は，Fig.2—97 における ほぼ中央値を代表的 Vs として評価されている。予測曲線は τ_* が 0.15 以上の場合はほぼ実験値と合うが τ_* が 0.1 以下の川幅水深比の大きい木下の資料とは，かなりずれている。これは川幅水深比が大きくなり，砂州が複列的な性格を持ち β_2 が小さいためと考えられる。

今後 Vs を評価するためには，実験条件の範囲を広げ，Hs の評価方式，H のバラツキの範囲を明らかにしていくことと，β_1 の評価のため砂州上の土砂の移動形式に関する詳細な観測が必要となろう。

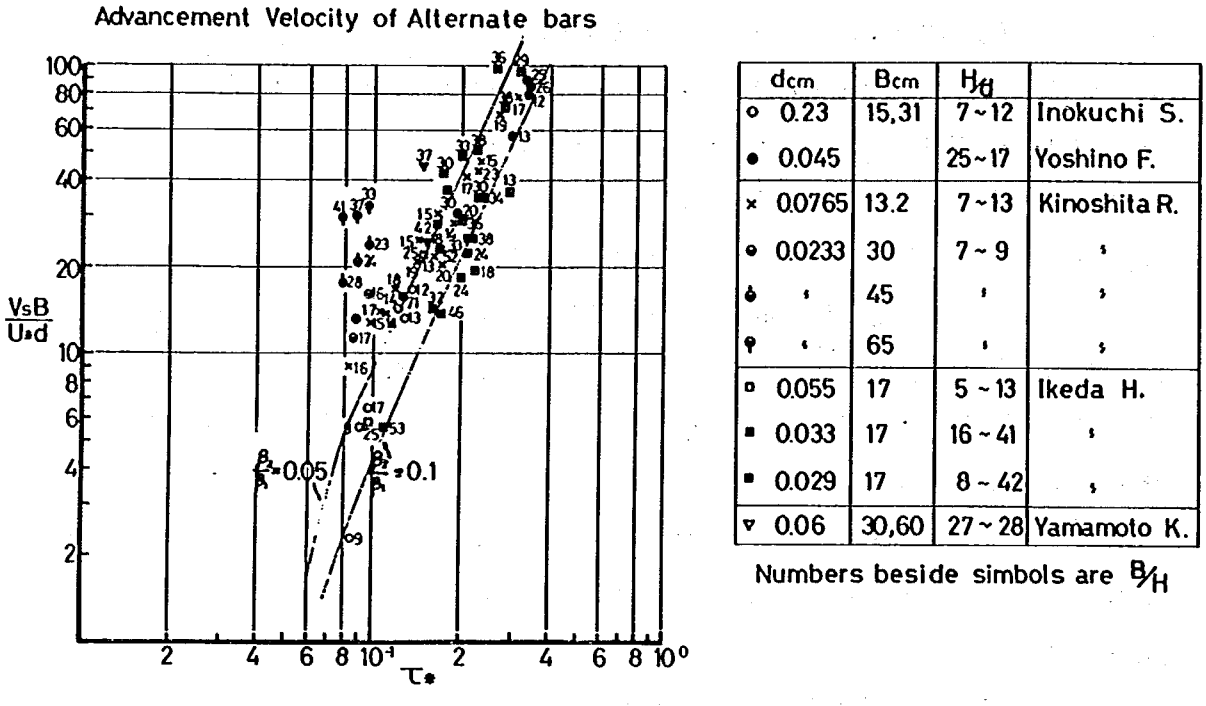


Fig.2—96 Advancement velocity of alternate bars

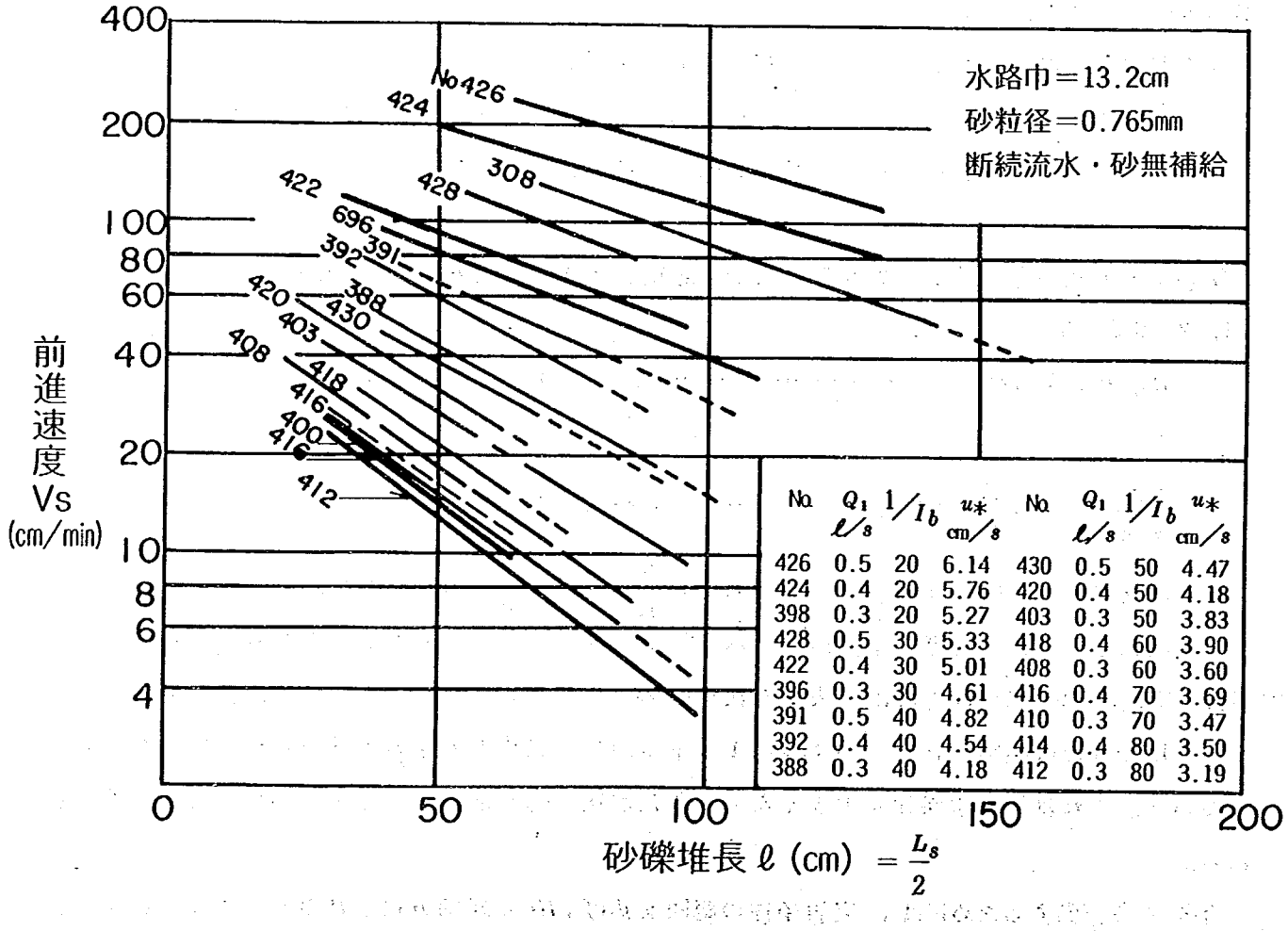


Fig.2—97 B, dが一定でQ, Iが変る場合のV_sと$L_s/2$の関係

ii）多列砂州の移動形態

川幅水深比が大きい場合，多列砂州が発生する。この多列砂州の移動形態については，まだ分からないことが多いが，木下良作の実験結果および現象解析[46]，また土木研究所で行った模型実験の結果より[48) 49) 50)]，交互砂州と比較しながらその移動形態をまとめれば次のごとくである。

① 砂州の進行状態は，大局的にはかなり一様な進行速度と長さを持つ。

② その中でも短い砂州の動きは速く，長い砂州はそれより遅い。

③ 「うろこ状の bar の斜めの配列性の中に非常に連続的な，流下方向への波動性を持つことが見出される。それは Fig.2—98 の一つの斜めの配列を仮に太線で示したが，それが多数のうろこの並列によって成立っているのにもかかわらず，その性質は単列砂州の一つの砂州の動きと非常に似た性資を持っていることであり，Fig.2—98 の λ と λ' の長さに大小があっても，その進行速度が λ' の方が早く，λ の方が遅い関係上，やがて同一の λ と Vs にそろって，動的なパターンの統一化と安定性がそこに現れる。」[46]

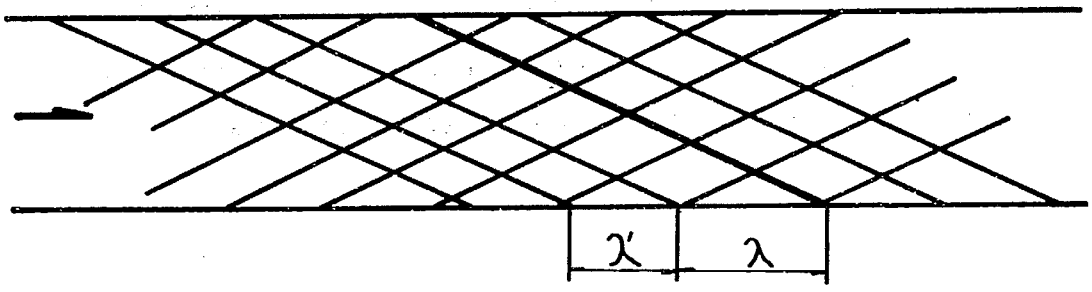


Fig.2－98

④ 「うろこ状砂州の場合，その斜めの一連の配列を示す砂州群は，限界外に波長が短くなって消滅するときは，一せいにそろって消滅するという性質が見られるようである。この性質は消滅の場合のみならず分裂の場合でも同様と考えられる。この斜めにそろった一つの波動性があってそれが単列の場合と似たような性質を示す。」[46]つまり砂州の重合，発生，変形は斜めの太線を単位とし変形していく。

⑤ 手取川河口模型実験結果によると，堆積空間の所で幾分小さい砂州が発生し，浸食傾向の所は長かった。（これを一般論とするには，もう少し資料の蓄積が必要と感じている。）

⑥「砂州が形成された当初は，そのスケールが小さく進行速度は速い。そしてあるひろがりに達すると①の動きにうつる。」[46]但し，この現象も河床勾配が 1/100 以上の場合に顕著であるが 1/250 以下となるとそれほどでも無いようだ。

⑦ 砂州上の小規模河床波が，場所的に異なると，流砂量がそこで極端に異なるため，砂州形が変形し，きれいな扇形にならないことがある。特に河床勾配が 1/40～1/200 程度では，砂州の終端付近に Antidune が発生すると，そこの流砂量が多いため，そこがみそ状に河床低下し，砂州の前線がそこだけのびる。また勾配が非常に大きいと（$Ib > 1/50$ 程度か）相対水深 Hm/d が 10 以下となることが多く，砂州の一部は水面に出てそこが動かなくなり，典型的なうろこ状砂州と

はならず網状化することがある。河床材料の均一性が悪いほど相対水深 H/d が大きくても，この現象が生じやすい。

次に多列砂州の移動速度について論じてみよう。十分に発達した多列砂州の前縁における最大段落差 Hs は，水深に比例すると考えられるので

$$Hs/H = a_1 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-28)$$

とすると，単列砂州と同様な考え方により

$$\frac{HVs}{u_* d} \fallingdotseq \frac{\beta_1}{a_1} \cdot \frac{2}{(1-\lambda)} \left\{ f(\tau_*) - \frac{q_0}{u_* d} \right\} \qquad \cdots\cdots (2-29)$$

となる。従って H/d が 30 以下，τ_* が 0.3 以下の場合には $q_0 \fallingdotseq 0$ と考えられ，$\lambda = 0.4$ とすると

$$\frac{HVs}{u_* d} \fallingdotseq 3.3 \frac{\beta_1}{a_1} f(\tau_*) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2-30)$$

となる。Fig.2−99 に $a_1 = 2$，$\beta_1 = 2$ とし，Fig.2−18 の流砂量の関係式における $H/d =$ 5〜20 の $f(\tau_*)$ を使って計算した（2−30）式の関係を図示しておいた。実験資料が無く，この評価曲線が正しいかどうか検証しえないが，Vs のオーダー的把握には役立とう。

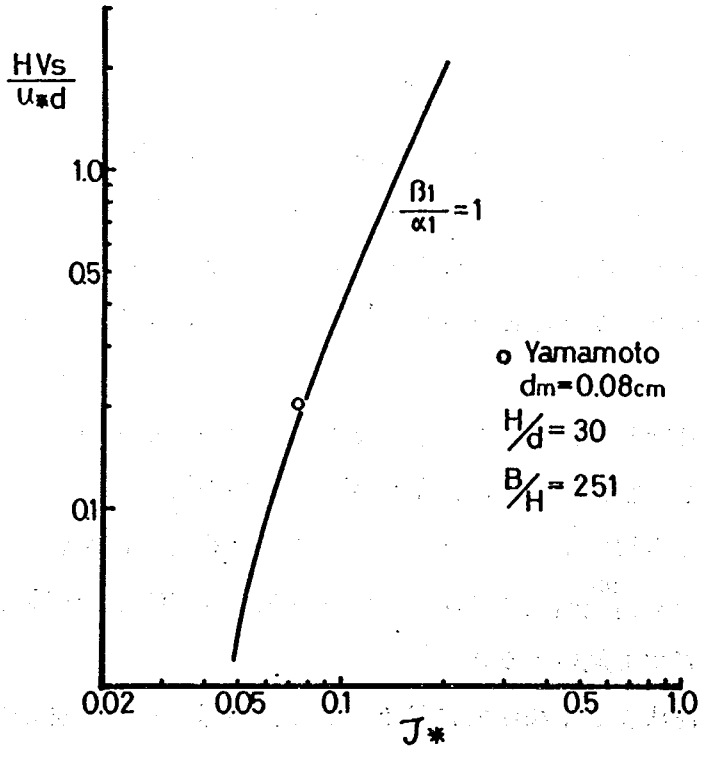


Fig.2−99 Advancement velocity of multiple bars

2－3－5　おわりに

中規模河床波の特性と洪水に対するその挙動については，まだ良く分からないことが多い。特に次のことの実証的な検討が必要であると感じている。

① 中規模河床波におよぼす河床材料の混合度（粒度分布形）の影響

② 緩流河川の中規模河床波の挙動

③ 水路の平面形と中規模河床波の相互干渉性

④ 中規模河床波におよぼす不定流の効果

注1）

粒径別流砂量を単にq_B/u_*d_iとτ_{*i}の関係図上に図示しただけでは，河床材料と流砂の粒度分布の違いが明確にならない。特にτ_{*m}が0.1以下では，各粒径別の限界掃流力を表示しているにすぎない。粒径別の粒砂量と河床材料の分布形との関係を明らかにするには，筆者が行ったように各ケースごとの粒径別流砂量を線で結ぶ必要がある。もしその線の傾きが，両対数紙上で右上りの45°の線となれば，流砂の粒度分布と河床材料の粒度分布が同一であることを示し，45°より急であれば，流砂の方が，細砂分が多いことを示している。

注2）

砂州の幅B_sは水深の約100倍程度であるらしい。詳しくは2－3－3参照のこと。

注3）

砂州の列数は，交互砂州の場合を1列みなし，複列の場合2列に当る。たとえばFig.2－100の場合は4列である。

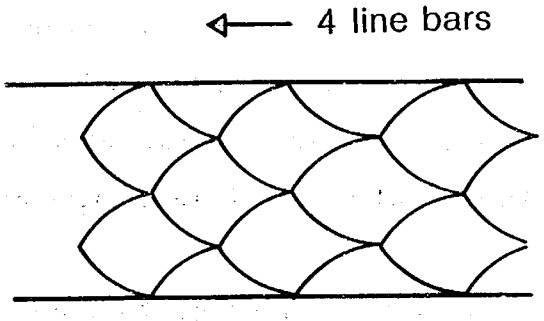


Fig.2－100

注4）　共通編6章6－2〔6〕参照

注5）　共通編2章2－2－3参照

参考文献

1) Agi, K., 1951：河相論，岩波書店

2) Beckman, E.W. and Furness, L.W., 1964: Flow characteristics of Elkorn River near Waterloo, Nebraska, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1498.

3) Colby, B.R., 1955: Computation of total sediment discharge Niobrara River near Cody, U.S. Geological Survey Water-Supply paper 1357.

4) Colby, B.R., 1961：Discharge of sands and mean-velocity relationships in sand-bed streams, U.S. Geological Survey Professional Paper 462-A.

5) Colby, B.R., and Scott, C.H., 1965：Effects of water temperature on the discharge of bed material, U.S. Geological Survey Professional Paper 462-G.

6) Culbertson, J.K., and Dawdy, D.R., 1964：A Study of fluvial characteristics and hydraulic variables, Middle Rio Grande, New Mexico, U.S. Geological Survey Professional Paper 1498-H.

7) Einstein, H.A., 1950: The bed load function for sediment transportation in open channel flow, U.S. Dept. of Agriculture Tech. Bull. 1026.

8) Franco, J.J., 1968：Effects of water temperature on bed load movement, A.S.C.E. WW3.

9) Gilbert, G.K., 1914：The transportation of debris by running water, U.S. Geological Survey Professional Papar 86.

10) Guy, H.P., Simons D.B., and Richardson, E.V., 1966, Summary of alluvial channel data from flume experments, U.S. Geological Survey Professional Paper 462-I.

11) Hubbell, D.W., and Matejka, D.Q., 1959：Investigation of sediment transportation, Middle Loup River at Dunning, Nebraska, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1076.

12) Iguchi, S., 1973：昭和47年度文部省科研費による特定研究“水資源の存在状態におよぼす人的影響に関する研究”報告書

13) Ikeda, H., 1973：Bars in flume channel and its condition of generations, Review of Geography, Vol. 46-7.

14) Jordan, P.R., 1965：Fluvial sediment of the Mississippi River at St. Louis, Missouri, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1802.

15) Kikkawa, H., Fukuoka, T., Baba, K., and Kono., H., 1975：大粒径砂礫の掃流砂量に関する研究，第19回水理講演会

16) Kinoshita, R., 1961：石狩川河道変遷調査，科学技術庁資源局資料36号

17) Laursen, E.M., 1958：The total sediment load of streams, Proc.of ASCE Hy.1

18) Nordin, C.F., 1964：Aspects of flow resistance and sediment transport Rio Grande near Bernalillo, New Mexico, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1498-H.

19) Nordin, C.F., 1976：Flume studies with fine and coarse sand, U.S. Geological Survey Open File Report 76-762.

20) Sato, S., Kikkawa, H., and Ashida, K., 1953：河床砂礫の掃流運搬に関する研究，建設省土木研究所報告第９８号

21) Shastri Annambhotla, V.A., and Sayer, W.W., and Robert H.L., 1972：Statistical properties of Missouri River bedforms, Proc. of ASCE, WW4.

22) Sten R.A., 1965：Laboratory studies of total and apparent bed load, Journal of Geophysical Research, Vol.70, No.8, pp.1831-1842.

23) Tamai, N., Nagao, T., and Mikuni, T., 1978：直線水路における複列砂礫堆と網状流路の形成について，第２２回水理講演会論文集

24) Tanaka, Y., 1970：Antidune に関する実験的研究，京大防災研年報第１３号B

25) Taylor, B.D., and Vanoni, V.A., 1972：Temperature effects in low transport, flat-bed flows, Proc. of ASCE HY.12

26) Carey, W.C. and Keller, M.D., 1957：Systematic changes in the beds of alluvial rivers. Proc.of ASCE HY.4

27) U.S. Waterway Experimental Station, 1953：Studies of river bed materials and their movement with special reference to the Lower Mississippi River, Paper No.17, Vicksburg. Miss.

28) Williams, G.P., 1970：Flume experiments on tha transport of a coarse sand, U.S. Geological Survey Professional Paper 562-H.

29) Willis, J.C., Coleman, N.L., and Ellis, W.M., 1973：Laboratory study of transport of fine sand, Proc. of ASCE HY3.

30) Yamamoto, K., 1975 and 1976：相似律の観点から見た移動床流れの水理〔I〕，〔II〕，〔III〕土木研究所資料第1059, 1074, 1154号

31) Yamamoto, K., and Fukami, T., 1978：河川における土砂の移動機構に関する研究ノート，土木研究所資料第1416号

32) Yamamoto, K., 1980：河川における土砂の移動機構に関する研究ノート〔II〕，土木研究所資料第1543号

33) Coleman, J.M., 1969：Brahmaputra River: Channel processes and sedimentation, Sedimentary Geology 3: 129-239

34) Egiazaroff, I.V., 1965：Calculation of nonuniform sediment concentrations, A.S.C.E. Hy4 July.

35) Hiramo,M., 1972： 混合砂れきの河床変動と平衡河床に関する研究，土木学会論文集201号

36) Ashida,K. and Michiue,M., 1971： 混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究，京大防災研究所報告第14号

37) Mizuyama,T., 1977：山地河川の掃流砂に関する研究，京都大学学位請求論文

38) Fukami,T. and Kasai,T., 1978： 混合粒径の流送実験資料集，土木研究所資料第1390号

39) Asada,H. and Ishikawa,H., 1968： 混合砂礫の掃流限界と掃流量式，技術研究所報告№68045.

40) Harrison,A.S., 1950：Report on special investigation of bed sediment segregation in a degrading bed,Calif.Inst.Engin.Res.,Ser.33,issue №1

41) Kikkawa,H.,Fukuoka,T,Baba,T. and Kono,F.,1975： 大粒径砂礫の掃流砂量に関する研究，第19回水理講演会

42) Kishi,T.,Itakura,T.,Mori,A.and Kuroki,M.,1976：河床変動に関する調査研究（47，48，49年度）河道維持に関する基礎的研究，北海道開発局

43) Abe,S.and Uehara,S.,1977： 蛇尾川流路工計画，土木研究所資料第1246号

44) Iguchi,M.,1980： 大型水路による細礫の流送実験，昭和53，54年度文部省科研究報告，筑波大学水理実験センター

45) Nagato,N .,1961：貯水池内土砂堆積機構に関する研究，土木研究所部内資料

46) Kinoshita,R.,1978： 大井川河床形態と洪水流に関する検討業務報告書，建設省中部地建静岡工事々務所委託調査報告書

47) Yamamoto,K.,1981： 未発表資料

48) Yamamoto,K.,Hayashi,T.and Nozumi,S.,1975： 手取川河口処理に関する水理的検討，土木研究所資料第1069号

49) Baba,Y.,Fukami,T.and Sakano,A.,1979：水理模型実験による斐伊川分流計画の検討，土木研究所資料第1447号

50) Yamamoto,K.and Sakano,A.,1981：石灰粉を使用した模型実験の問題点 ― 斐伊川移動床模型を通して― ，土木技術資料 vol.23－3

51) Williams,G.P.,1970：Flume width and water depth effects in sediment-transport experiments,U.S.G.S. Professinal paper 562-H

52) Nedeco,1965：River studies,Niger and Benue,North-Holland Publishing Company

53) Simons,D.B.,Richardson,E.V. and Nordin,C.F.,1965：Unstedy movement of ripples and dunes related to bed-load transport, I.A.H.R.

3章　河道特性を支配する要因とその特性

本章においては，1章1－2で述べた河道の種々の姿（河道特性）を規定する要因として，筆者が何を選んだのか，またそれがどんな特性を持っているのかについて記す。

3－1　河道特性を決める外力

河道は，外力（営力）の変化に応じて，それに応じる平衡な状態に向かって変化していくわけだが，本論で対象とする河道特性（第1章1－2節）を規定する要因として，どのようなものを考えておかなければならないのか考えてみよう。ところで，外力とはそもそも何であろうか。外力とは対象とする系に何らかの結果を生じせしめる系の外にある独立変数と考えられるが，系を広げれば，外力がまた他の外力の従属変数にすぎないことがある。例えば，流量は，気象状況を含む系では気象変化に従属する。このことは，河道特性として何を考えるかによって，それを規定する適切な外力が異なってくることを示している。今河道特性として河川の勾配を取れば，これを規定する外力として上流域の地質，地形，地殻変動，気候変化を取り，これに従属する植生，海水準面変化，生産土砂の量とその粒度分布形，流量，を媒介として表現されなければならないが，洪水時の平均流速を取れば，これを規定する外力として，河床勾配，河床材料，水深を取るのが工学的には妥当であろう。

種々の河道特性を規定する要因は，それゆえ対象とする河道特性，またそれを調査する目的に応じて変らざるを得ないが，本論においては，平均年最大流量，河床材料の平均粒径，河床勾配の三量によって種々の河道特性を記述することにした。これは，筆者の対象としている河道特性の時間スケール，空間スケールから考えると，これを説明，分類する上で最も適切であると考えたからである。もちろん種々の河道特性の内には，前述の三量によっては規定しえないものもあり，その場合には適宜他の要因の影響等について説明を行うことにした。

3－2　河床材料

河床材料の粒度特性は，まず第一に，生産土砂の量とその粒度構成に影響される。量については，地形学者による山地解体速度の把握，ダム管理者や河川管理者によるダム堆積土砂量の予測，砂防工法の評価，骨材資源の量的把握という目的のため調査され，日本における土砂生産量の把握は，ある程度可能となってきたが，その質（粒度構成）については，ほとんど明らかにされていないというのが現状であろう。

私の知っているかぎりでは小出博[1]による岩質の違いによる物理的風化作用の相違に関する記述，Dorothy Carroll[2]，Pettijohn[4]による岩石風化物の粒度分布特性に関する記述等があるのみである。

Table 3－1　地質による岩石の物理的風化作用の相違

地質			物理的風化過程						備考
			基岩	岩塊	礫	砂利	砂	粘土	
火成岩類	深成岩	花崗岩 （内緑岩） （斑糲岩）	○→○ ○→○						斑糲岩は砂になりにくい。
	半深成岩	石英斑岩 （玢岩）	○→○→○ ○→○→○						基岩の節理の状態により異なる。
	火山岩	安山岩 玄武岩	○→○						礫程度にはなるが砂利以下にはなりにくい。
水成岩類	古生層	頁岩 粘板岩 砂岩	○→○→○→○ ○→○→○						平板状か厚めの碁石状にこわれる傾向があり，大きな岩片になりにくい。
	中生層	頁岩 （白亜紀）	○→○						三畳紀の頁岩は古生層の頁岩に類似，時代が新しいほど砂になりやすい。
		砂岩 （白亜紀）	○→○→○						砂利の期間は短い，若い砂岩ほどその傾向が強い。
	第三紀層	頁岩	○→○						古第三紀の岩石は短期間，砂利程度の大きさになる。
		砂岩	○→○						
		縞状構造の荒い珪岩	○→○→○						珪岩はチャートともよばれ，主として古生層に分布する。古生層のなかでは粗大な風化産物をつくりやすい。
		縞状構造の細かい珪砂	○→○→○						
		石灰岩	○→○						
		緑色岩と緑色凝灰岩	○→○						

小出　博：日本の国土(上)　東京出版会 1973・8　P.59－P.64 より虫明功臣作成による。

凡例　岩塊：人身大～以上
　　礫　：人頭大～半身大
　　砂利：玉砂利～拳大
　　（砂　：粟粒大～碁石大）

山地で生産される土砂の粒径は，山地の地質，岩質の違いと，風化過程や風化作用の違いによって大きさが異なり，また特定の粒径の所に粒度分布のピークを持っている。一般には，粘土，シルト，砂，礫等4つあるいはそれ以上のピークを持っている。このような生産土砂は，川を流下するにつれて，流水によってふるい分けられ，その流水の力（掃流力）に見合った粒度分布特性を持つことになる。[注1)]

Fig. 3－1とFig. 3－2は河床材料の粒度分布がどのような特性を持っているかを調べるために日本の一級河川の88地点の平均粒径 dm と d_{84}/d_{16} の関係，河床勾配と平均粒径の関係を示したものであるが，これから次のようなことが言えよう。

河床材料の平均粒径が10 cm以上の所では，そこに働く掃流力が大きく，小粒径（砂分）のものは下流側に輸送され，河床材料の大部分は礫質となり均一性が大きく，砂分は有ったとしても10％以下となる。平均粒径1～7cmの河床材料は顕著な二峰性の粒度分布を持ち，砂利成分70～80％，砂成分（0.5 mm前後が多い）20～30％を持ち，d_{84}/d_{16} が非常に大きくなる。平均粒径1 cm～0.4 cmの河床材料を持つ所は，扇状地，山間地から沖積低地に変化する地点で，このような所では河床堆積物は，砂層と砂利層の互層になりやすく，流量の変化に応じて河床材料が大きく変わりやすい。これより粒径が小さい所は，砂利分（1 cm以上）が上流で抜け落ちた後の河床堆積物であり，河床材料は均一性を増してくる。均一性が一番良いのは，河床材料が0.03～0.04cm位の所であるが，これより細かい所では河床材料は再び二峰性をおびるようになり，砂分（0.02 cm前後）とシルト（0.006～0.01 cm）を河床材料を持つようになる。Fig. 3－3に河床の粒度分布の典型例を示しておいた。

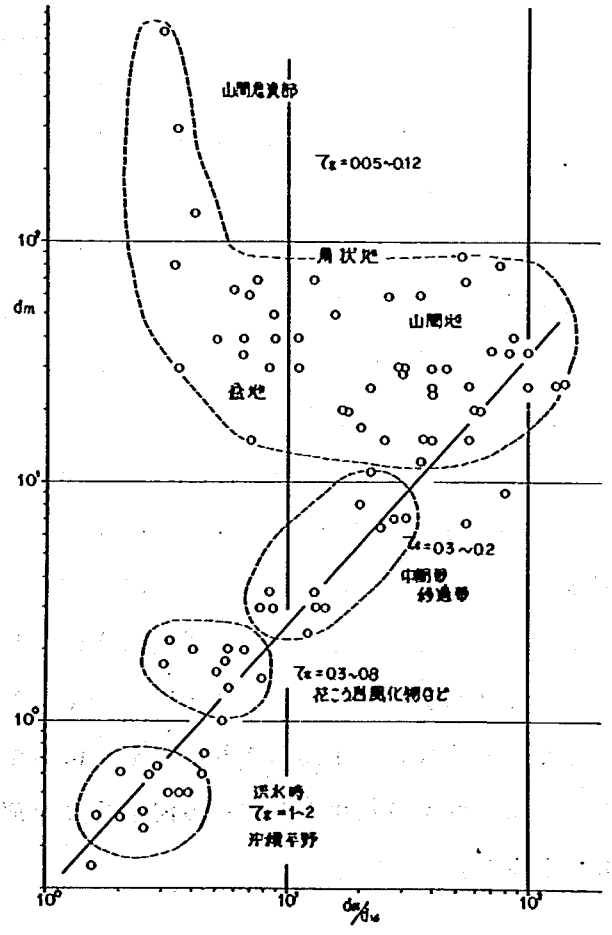


Fig. 3－1 全国一級河川の平均粒径dmとd_{84}/d_{16} の関係

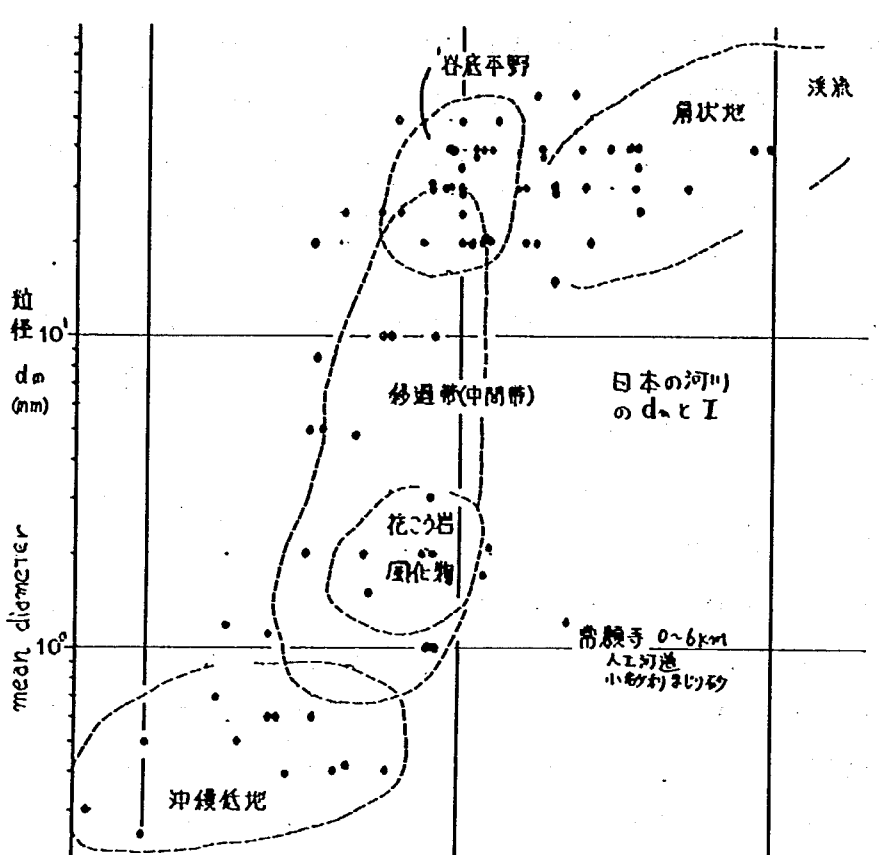


Fig. 3－2 Relation between bed slope and mean diameter

河床材料とその分布特性を地形との関連性で述べれば，一般に次のごとくである。河床材料の平均粒径が２０ *cm* 以上であるような，急流の山間部の谷を流れるような河川，および急勾配の扇状地で下刻傾向の所では，黒部川宇奈月（河口より１７ Km ）での河床材料分布に示されるように二峰性の粒度分布を持ち，小粒径成分は少なく，また大礫分の sorting は良い。通常の扇状地河川では，長良川 43.5 Km，利根川 180 Km地点のような粒度分布を持ち，扇状地から緩勾配の中間地（自然堤防帯）との勾配変化点直下流では，長良川 38 Km地点のように砂分が多くなり，砂利分が急減する。通常砂利分が抜け落ちた後の河床材料の縦断方向の変化は小さいが，河口近くの人工水路（川幅が上流より広がっており，また水深も大きい場合）の所では，河床材料が砂分からシルトに急変する場合もある。また利根川４０ Km より下流のように，砂分内での分級があり，４０～５０ Km より上流の $d_m = 0.03 \sim 0.04$ *cm* の砂から 0.015～0.02 *cm* に変化する場合もある。（利根川の場合は，４０ Km より下流は汽水湖的性格が強い所である。）このように上流部で生産された土砂は，河川に働く営力（掃流力）に応じて，沖積面を作りながら堆積する。

このことは堆積物の質を知ることによって，そこに働く営力を知ることができることを示し，逆にそこに働く営力を予測しえれば，そこに堆積する堆積物をも予測しえることを示している。このことは，我々の対象としている河道特性を河床堆積物の平均粒径を通して，記述する十分な理由となろう。

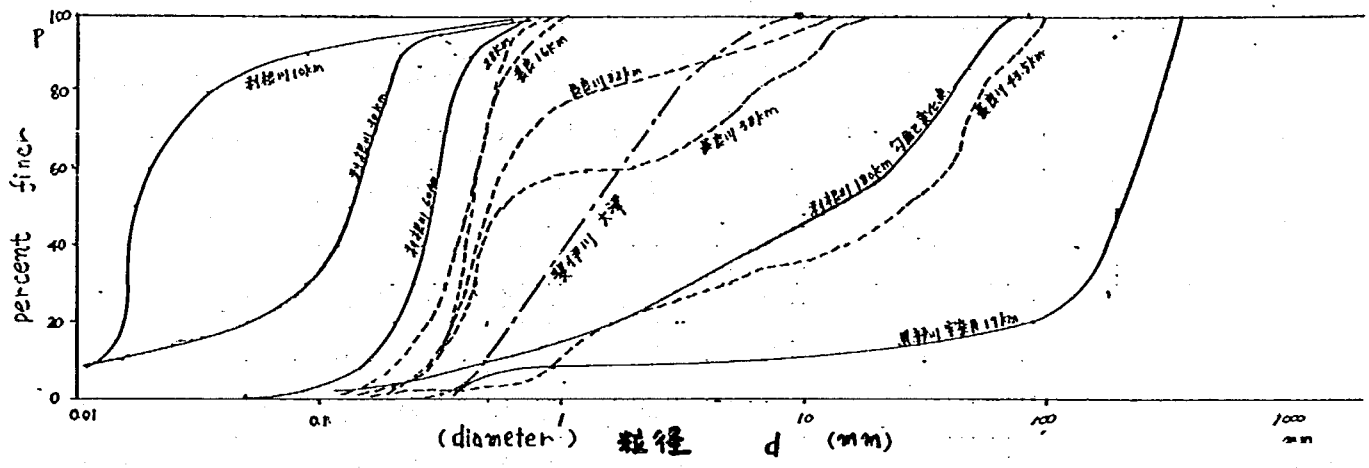


Fig. 3－3 Typical bed material size distribution curve

3－3 勾　配

本論では，河床勾配をあたえられたものとして河道特性を記述しているが，本来，沖積河川の河床勾配と言うものは，少し広い系から見れば独立変数ではない。山地の解体によって生じる生産土砂の質と量，それを運搬する流量，浸食基準面の変化，地殻変動の従属変数と考えられる。それゆえ，それらが河床勾配におよぼす影響について必要なことのみ簡単にふれておこう。

(i) 生産土砂の質と量

生産土砂の質と量は，対象としている流域面積，地質，地形と気象によって決まってくるものと考えられる。（なお流域の植生は前述の量によって決まるものと考える。）ただし流出土砂量は毎年毎年同じようにでてくるものでは無く，大出水や地震，火山の爆発等による流出土砂量の急増や，一度大崩壊が起こると再度の崩壊までかなりの時間がかかり免疫性があるなど，かなりepisodicなものであり，また予測不可能という意味でprobableなものである。

我々が工学的に対象としているような100年オーダー以下の時間スケール現象においては，このようなepisodicな流出土砂量の変化は，山間部の谷底を流れる河川や，小扇状地河川では，河床勾配を大きく変える場合があるが，直轄河川では上流部に土砂の堆積空間があるのが普通であり，勾配を急変させることはあまりないように思える。ただし下刻傾向だった砂利河川では河床材料がアーマー化されていたものが，上流からの土砂流入によって河床材料が小さくなり，流送土砂量の増加，砂州形成の活発化等の河道特性変化を生じる可能性は強い。砂を河床材料に持つ河道区間や，デルタ性の河川では上流部の土砂生産量の急変が，河床勾配を大きく変えると言うことは，その堆積空間の大きさから勾配急変点近くを除けば，それほど大きなものではあるまい。（ただし，江戸時代の浅間山の爆発によって利根川中流部の河床が上昇したという報告がある[6]。しかしこれも河床勾配そのものを変えるようなものではあるまい。）蛇行帯における勾配の変化（100年オーダーの時間スケールで考えておく。）は河床上昇によるよりも，蛇行度の変

化や流路変更によるものの方が速い。

一般には，土砂生産源と対象としている河道が離れているほど，堆積空間が大きいほど，河川規模が大きいほど，生産土砂量の episodic な変動を調節し，河床勾配の変化速度は遅くなる。

なお，土砂生産量が勾配におよぼす影響については6章6－5節で述べたい。

(ii) 流　量

河川の流量は100年から1000年の時間オーダーで見れば，毎年毎年の periodic な波動性と百年に1回起るような大出水という episodic なものを含んでいる。この episodic な大出水によって，一級河川が流下しているような河川の堆積空間（はんらん原）の平均勾配が変わることは無いと考えて良い。しかし，蛇行帯を流下している場合には，蛇行度の変化や，流路の変更によって河床勾配が大きく変わることがある。

(iii) 浸食基準面の変化

浸食基準面（海水面）の変化は，河川の勾配を規定する重要な要因である。特に砂を河床材料に持つ河川（盆地部の砂河川を除く。）では，縄文海進時（6000～8000年前）の海水面は現在より4～6 m高く，海水面下に有った所が多い。この縄文海進後の海水面の波動的低下は，沖積低地の微地形形成に大きな作用をおよぼしている。

この海退の影響が河川勾配にどのような影響と変化をおよぼしたかは明確では無いが，海退の速度（海岸線の位置の移動速度）が大きな所（元の海面下の勾配の緩やかな所）では，扇状地形の発達速度（扇端位置の移動速度）より速く，扇状地より下流では，そこのはんらん原勾配に対応する物質（砂・シルト）を堆積し，河道を作っていったものと考えられる。このことは，河道の縦断形を考察する場合（扇状地，中間地，デルタを含むような大スケールの縦断形の変化）には，上流からの供給土砂量と質，流量のみによって沖積面が形成されていくと考えることは危険であることを示し，浸食基準面，あるいは後で述べる地殻変動の方が，河道の1つの segment[注2)] の発達速度より速く，新たな segment を形成する要因になることを示している。

(iv) 地殻変動

沖積層を流下する河川では，地殻変動そのものが河床勾配を決定する大きな要素ではないが，なぜそのような沖積堆積面ができたのか，盆地を流下する河川における河道 segment の形成要因を考える場合，重要な要素となる。

以上のように，河床勾配を決める支配因，segment の形成因を考える場合には，前述のような要因を考えなければならないが，1章1－2で述べたような河道特性を記述する場合には，河道の segment ごとにその特性が変わることを考えると，勾配を1つの独立変数として記述した方がより直接的であり有効である。

3－4　流　　量

河川の流量はたえず変動している。このような変動している流量の内，どの流量を河道特性を記述するに最も適切な流量としたら良いのであろうか。もちろん検討の対象としている河道特性によって，それに最も影響をあたえている流量は異なるはずである。たとえば自然堤防を形成する流量や高水敷の堆積物の質を規定する流量は，低水路満杯流量より大きいが，砂河川で通常見られるうろこ状砂州の形成流量は低水路満杯流量より小さい場合がほとんどである。しかし本論の目的が，種々の河道特性を統一的に記述することにあることを考えると，個々の河道特性をそれぞれ最も影響をあたえる支配流量でもって記述することはあまり得策であるとは思えない。むしろ河道特性を記述していくのに最も都合の良い代表流量を決めた方が良い。

筆者が選んだ代表流量は，平均年最大流量である。この流量を選んだ理由は，資料が得られやすいこと。またこの流量が低水路満杯流量に近いからである。なお平均年最大流量は，recurrence periodが2～3年程度であり，100年確率洪水の2～4分の1程度である。（Fig. 3－4参照）

なおbankfull dischargeは多くの研究者[5]によって，河道のスケール（川幅，蛇行波長）を規定する流量として適切なものとされている。[注3)]

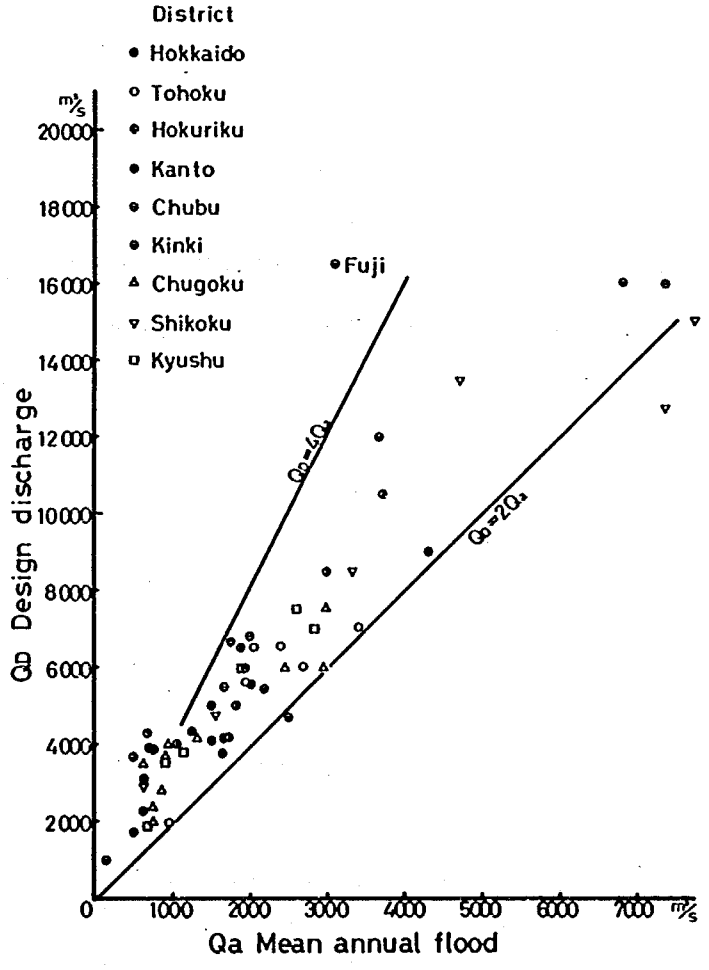


Fig. 3－4　Relation between design and mean annual flood discharge

注 1)

河床材料が下流に向かって小さくなる一つの原因として，河床材料が河川を流下するにつれて，まもうや，石の分割によるものが考えられる。[4] たしかに上流山間部の河床材料に比較して下流部の礫の円磨度は良いが，大巨管理区間に到達する内にほぼ岩石のまもう作用や分割作用は終っているのではないか[3]と筆者は考えている。

注 2)

本論 6 章参照のこと。

注 3)

私自身は bankfull discharge が河道形成流量だと確信しているわけではない。ただこの流量を使って河道のスケールを整理すると，非常に有効性を持っていることは確かなようだ。

参 考 文 献

1) Koide, H., 1973；日本の国土（上），東京大学出版会 pp. 59－64

2) Carroll, D.,；岩石の風化，pp. 101－108，松尾新一郎監訳 ラライス社

3) Nakayama, M. and Miura, T., 1964；日本の河川平野部の礫の円形度について，地理学評論 vol. 37, pp. 115－pp. 130

4) Pettijohn, F. J., 1956；Sedimentary rock, second edition, Happer and Brothers, New York pp. 498－524

5) Wollman, M. G., and Miller, J. P., 1960；Magnitude and frequency of forces in geomorphic processes, J. Geol., 68, pp. 55－74

6) Okuma, T.,; 1973；利根川における治水の変遷と水害に関する実証的調査研究，3 章 天明 3 年浅間山の噴火と幕末の治水問題，東京大学学位請求論文

4章　洪水時の小規模河床波と粗度

本章においては，洪水時の河床波と粗度が，そこの河床材料の平均粒径，粒度分布形，河床勾配とどんな関係にあるのか，また2章で述べたことが実際に適用しうるのか論じてみよう。通常粗度を表わす指標としてマニングの粗度係数 n が使われるが，ここでは物理的意味の明確である流速係数 φ を使う。n と φ の関係は $n = H_m^{1/6} / (\sqrt{g} \cdot \varphi)$ である。

4－1　河床材料と洪水時の河床波，粗度の関係

〔1〕平均粒径 0.2 mm 以下の場合

粒径 0.2 mm 以下の河床材料を持つ一級河川はあまり無い。一つは利根川 0～40 Km 地点のように，数百年前まで湖沼的性質を持っていた河川，また河口近くで治水のために人工的に河川を開削および掘削し，その河積がその直上流より大幅に大きい江戸川や鶴見川河口近くの河川である。

このような地点の洪水時の河床形態や，河床粗度の直接観測例が無く，また 0.2 mm 以下の河床材料を使った移動床水理実験による観測資料も少なく，洪水時の実体は明確で無いが，痕跡水位からの粗度把握によると大きな出水時には，河床は flat bed と考えてよく $\varphi = 25 \sim 30$ 程度（$n = 0.01 \sim 0.015$）である。

ただし平均年最大流量時の平均流速は，粒径 0.015 cm 程度の利根川（10～40 Km）で 65～85 cm／s，粒径 0.007 cm 程度の鶴見川（2～7 Km）で 80 cm／s である。[1] もし平均年最大流量時で河床が flat bed とすると，河床の平均粒径に対する無次元掃流力は，利根川で $\tau_* = 0.4 \sim 0.5$ 程度，鶴見川で $\tau_* = 0.8 \sim 1.0$ 程度になる。このことは，平均年最大流量時には，まだ河床が flat bed（$\varphi = 25 \sim 30$）で無く，ripples（$\varphi = 18 \sim 19$）である可能性が強い。ripples であるとすると，利根川で $\tau_* = 0.8 \sim 0.9$，鶴見川で $\tau_* = 1.57$ 程度となる。

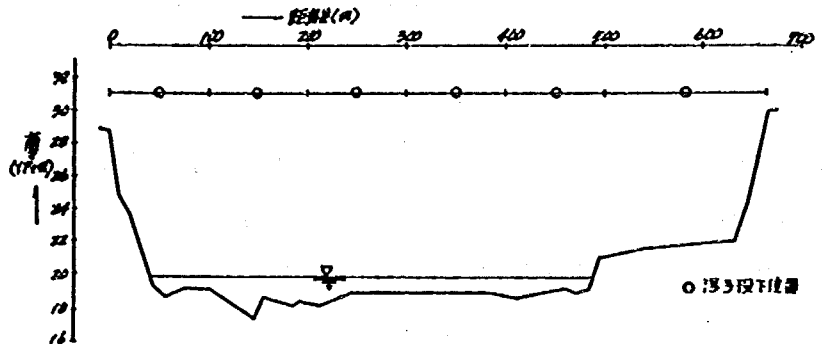
なお粒径が 0.1 mm 程度になると，dune は発生せず ripple から flat bed に直接移行するらしく，また河床が ripples であっても，浮遊形態で土砂がかなり移動する。

〔2〕平均粒径 0.2 mm ～ 0.6 mm の場合

粒径 0.2～0.6 mm の河床材料を持つ河川は，日本においては，ほぼ沖積低地河川および，盆地から再び狭さく部に入る直前の河道区間に限られている。

このような河床材料を持つ河川の洪水時の河床波，粗度を利根川，川俣地点（$d_m = 0.42$ mm，河床勾配 $I_b \fallingdotseq 1/2500$）の例を通してみよう。[2]（Fig. 4－1，横断図，Fig. 4－2，粒度分布）

Fig. 4－3 は，昭和 34 年 8 月洪水時の低水路部平均水深と平均流速の変化図である。この図から洪水初期には水面勾配が洪水ピーク後より大きいにもかかわらず，同一水深で流速が遅く，流れの抵抗が大であり，水深 4 m を越えた辺りから，急激に流れの抵抗が減少して流速が速くなったのがわかる。このような現象は河床粒径 0.6 mm 以下の一級河川では，ほぼどの河川でも生じ



利根川川俣観測所横断図（S. 46. 7）

Fig 4－1 Cross section of the Tone, Kawamata

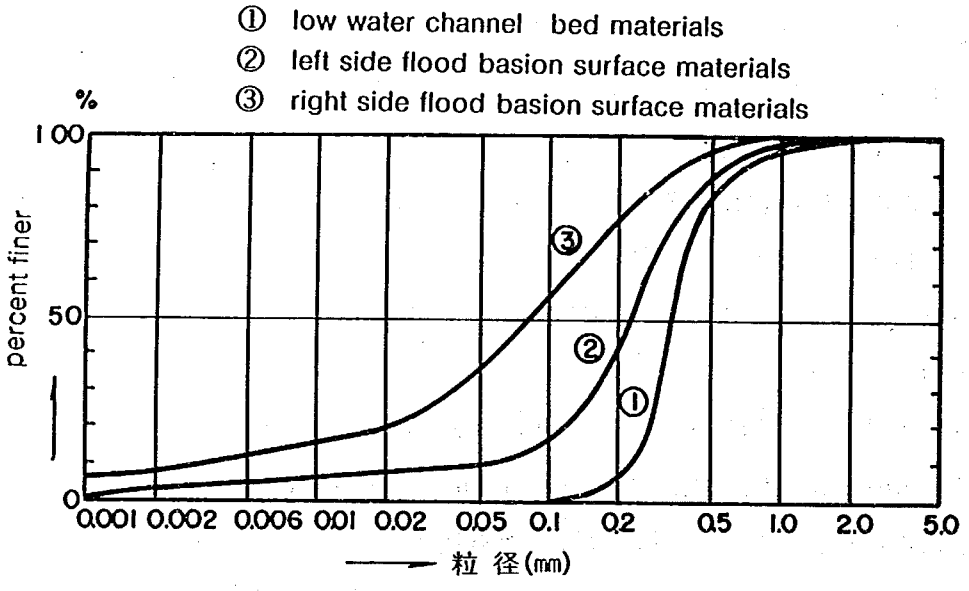


Fig. 4－2 Bed size distribution of the Tone, Kawamata

ている。[2] Fig.4－4は，前述した利根川，川俣地点の低水路平均のφの値と$\tau_*=u_*^2/s\,g\,d_m$，H/d_mの関係を示したものである。昭和38年8月13～15日洪水の資料については，矢印でφの変化方向を示しておいた。τ_*が2前後でφの値が10前後から24近くまで上昇し，洪水ピーク時には河床の抵抗が急激に小さくなったことがうかがえる。これは河床の状態がduneからflat bedに変化し，それが洪水終期にまたduneに変化したものである。また洪水に対して河床波の応答は，水理量の変化にすぐ応答するものではなく時間的ずれが生じているのがわかろう。

実際河川の音響測深器および航空写真による河床波形状の観測によると，duneの波長は河床勾配が大きく，従って水深および相対水深の小さい河では，Middle Loup河[8]（$I_b \fallingdotseq 1/1000$，$d_m=0.4$mm，$H/d_m=1{,}500\sim2{,}000$）のごとく，水理実験結果とほぼ同一の水深の6倍前後の波長を持つが，勾配が小さく相対水深の大きい河，

江戸川[3]（$d_m=0.3\sim0.4$mm　　$H=6$m　　）

Mississippi 河[4]　（d_m = 0.2 ～ 0.4 mm　　H = 20 ～ 30 m）

Wabash 河　[5]　（d_m = 0.3 ～ 3.5 mm　　H = 2 ～ 8 m　）

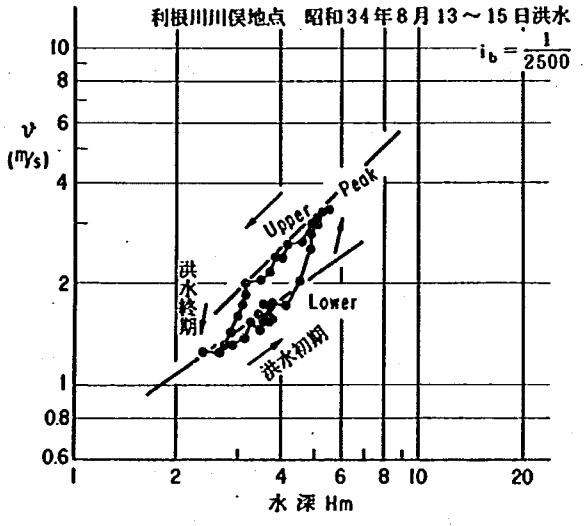


Fig. 4－3　Relation between Vm and Hm

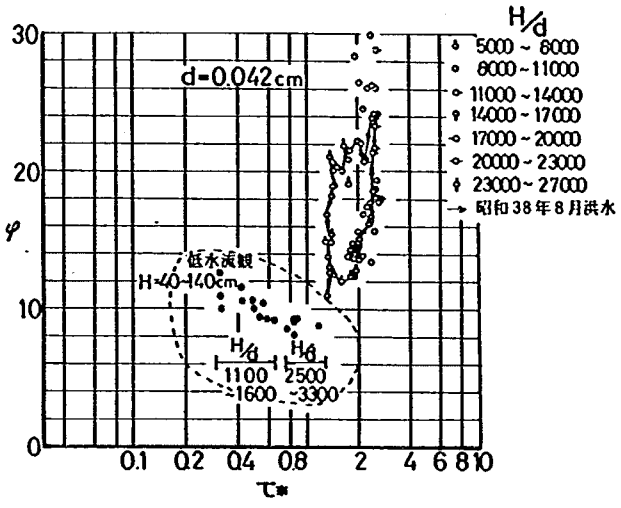


Fig. 4－4　φ v.s. τ_* at Kawamata, The Tone,

Mississippi 河[4]　（dm = 0.2～0.4mm , H=20～30m）

Wabash　河[5]　（dm = 0.3～3.5mm , H= 2～ 8m）

などでは水深の 1～2 倍程度の dune を持つことがある。これらの河川では，dune の形状は，うろこ状 dune（ lingoid dune , lunate dune ）と考えられ，音響測深機による dune 波長の観測は，Fig. 4－5に示すごとく dune の代表波長より短く観測されることが一因と考えられるが，相対水深が大きい場合には，本質的に dune の波長が短いのかも知れない。なおMississippi 河では，水位が高くなると，水深（25m）の約 6 倍程度の河床波も発生する。この河床の上に水深の 1～2 倍程度の河床波が共存している。波長の短い dune（水深の 1～2 倍）と，波長の長い dune（Carey , W. C. とKeller , M. D.[4]は sand wave と呼んでいる。水深の 6 倍程度の長さ）との質的な差異は明確でない。この差異を明確にするには，河床形状の三次元的把握が必要とされよう。[注1)]

このような河床材料を持つ河川の洪水時の河床波は，dune であり φ = 9 ～ 12 程度であるが，d_m が 0.2 ～ 0.3 mm の河川では平均年最大流量時に河床が flat なる河川もあるようだ。大出水時には河床は flat である。

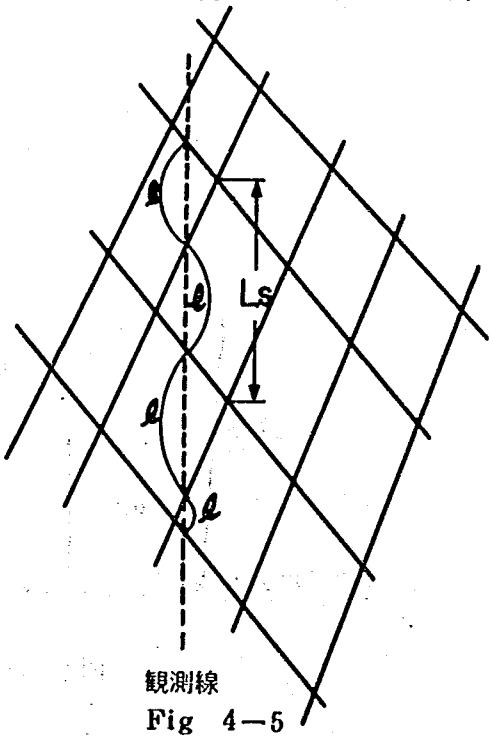


Fig 4—5

〔3〕平均粒径が 0.6～2mm の場合

このような粒径を持つ河川は，上流が花こう岩の風化物であるマサ土地帯を流下する河川，および上流河川から砂河川への移行域で多い。このような河川の代表例として，斐伊川大津での観測例[2]を示そう。

斐伊川は河口より８～２０Km区間は，低水路幅３００m，河床勾配1/800の河川で，大津地点（１２.５Km）でFig.４－６に示すような横断形状，Fig.4－7に示すような河床材料分布を持っている。Fig.４－８は斐伊川で観測されたφとτ_{*m}の関係である。τ_{*m}は水面勾配，測定の水深を使って計算されている。この結果は，実験室内の結果とほぼ同じであり，実験室の結果は，そのまま河川でも適応できることを示している。次に斐伊川の河床波の特性について述べる。河床波は，ゴムボートに音響測深機を乗せ水面に直角に固定し，１０～4Km 地点を自然流下して観測したものである。観測された斐伊川の河床波は，領域区分図から見ると，ほとんどが dune に入るが，H/dmが大きいものは ripple 領域に入る。ただしこの資料は，dune scale と ripple scale とがほぼ同一であるので，実測された河床波が dune であるか ripple であるか判断できなかった。Fig.４－9はL_s/H（観測された河床波の波長÷水深）とτ_{*m}，Fig.４－１０はH_s/L_s（観測された河床波の波形勾配）とτ_{*m}の関係である。波長L_sは水深の２倍から７倍の間に固まっている。この結果は実験室資料の４～１５倍に比較して約半分の長さである。この原因は明確でないが，一つにはうろこ状 dune の発生によるとも考えられるが原因は明確でない。河床波の波形勾配も実験室資料より大きい。

昭和４６年６月　測量

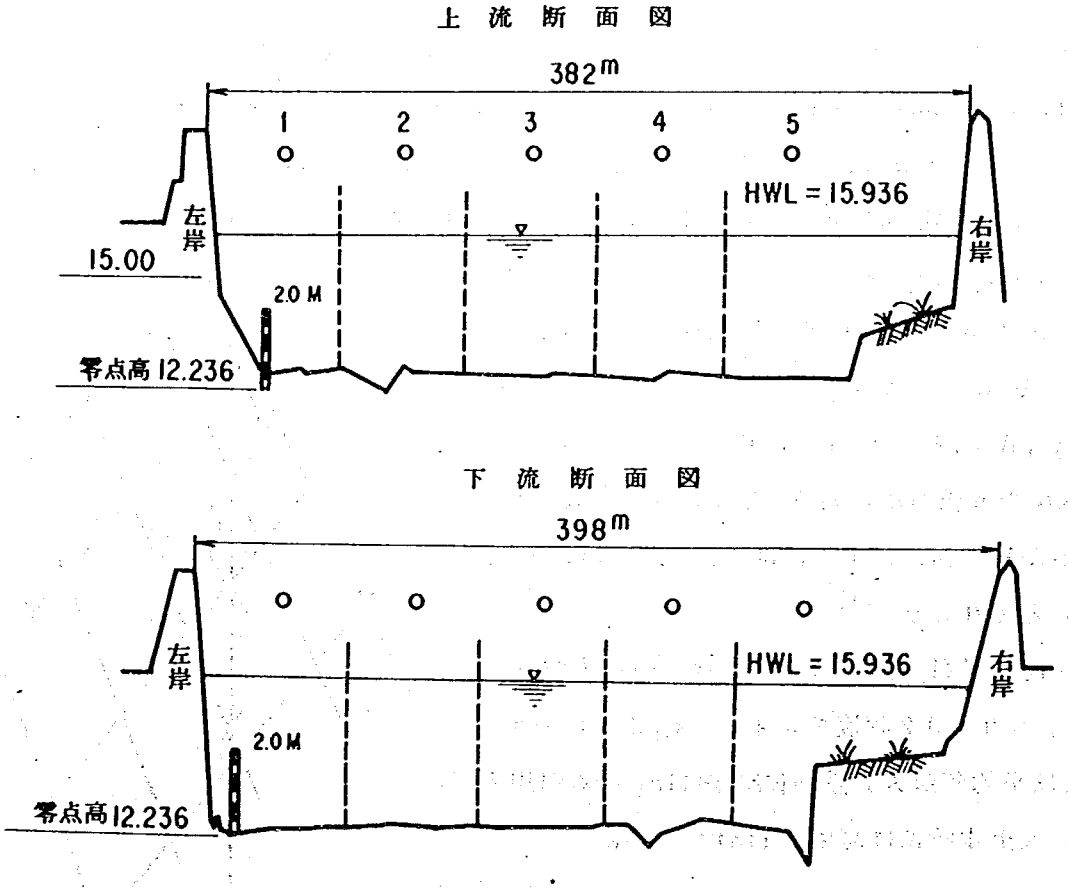


Fig. 4－6　Cross sections at Otu

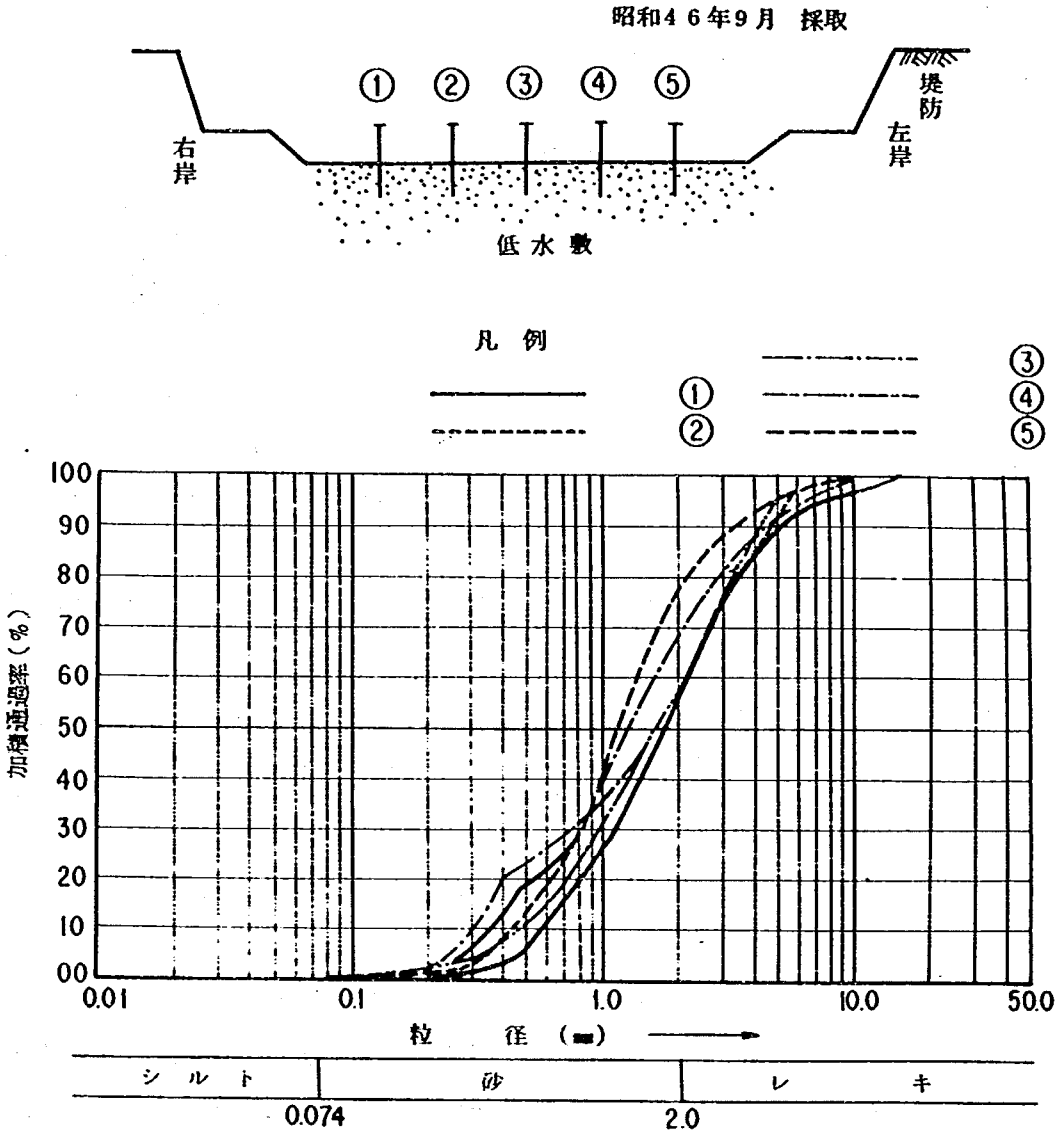


Fig. 4－7 Bed material size distribution at Otu

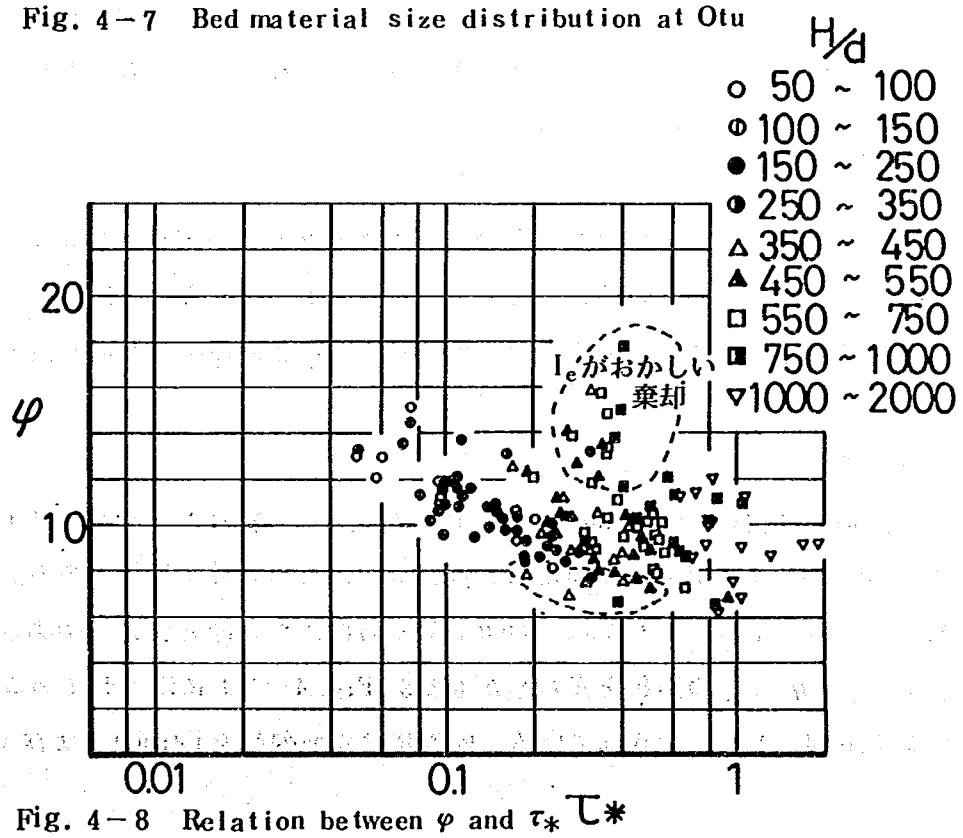


Fig. 4－8 Relation between φ and τ_*

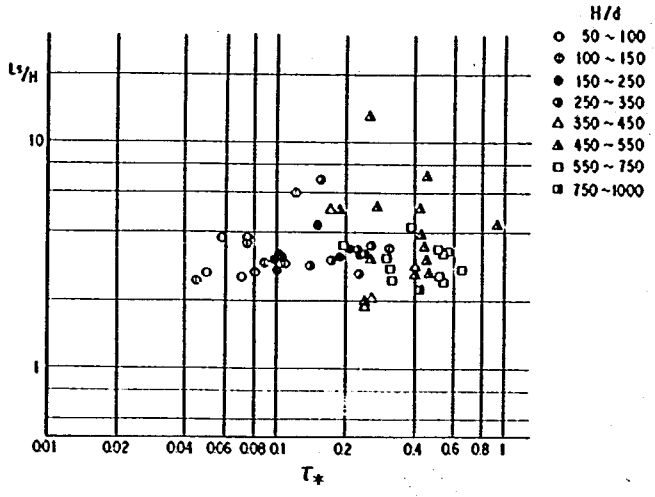


Fig. 4－9 Relation between Ls/H and τ_*

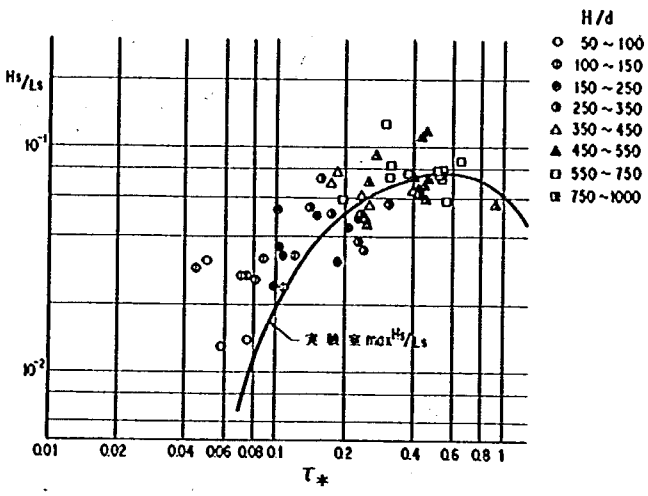


Fig. 4－10 Relation between Hs/Ls and τ_*

このような河床材料を持つ河川では，洪水時の河床は dune であり $\varphi = 8 \sim 11$ 前後と考えて良いようだ。ただし大出水時には河床が flat になる可能性もあろう。

〔4〕平均粒径 2～10mm の場合

このような粒径を生じる河川は，砂利河川から砂河川に変わる中間帯で生じるが，その河道区間は長いものでは無い。

このような地点の洪水時の河床形態は dune と考えて良いようだ。たとえば豊川放水路（平均粒径 4 mm 位の砂利混り砂河床）で波長 25 m，高さ 100cm 前後の dune の観測例がある。

ただし，このような中間地的な河床材料を持つ所は，粒度分布の時間変動の激しい所で，河床が砂で全面的におおわれたり，砂分が抜け砂利分が表面をおおうこともあり，水理量の変化に応じて砂河川的な性格の河川，砂利河川的な性格の河川に変わることがあるようだ。一般に流量が小さいほど砂河川的性格が強いようである。

〔5〕平均粒径が 1cm 以上の河床材料を持つ場合

粒径が 1 cm 近くなると，河床材料の混合度が大きくなり，河床材料の粒度分布形は砂利と砂に相当する所にピークを持つ二峰性となってくる。このような混合度の影響と川幅が広く B/H_m が大きくなるために，河床波の発生条件や φ の値が均一粒径と多少異なった値となる。二，三の観測例を示そう。

・ 渡川，具同地点

渡川・具同地点は河口より 9 Km の地点で，Fig. 4－12 のように，粒径 0.5 mm 前後の砂 20 %と 30 mm 前後の砂利という顕著な二峰性の河床材料を持つ河川である。

この観測所において，右岸より 150～400m 間の各測点の水深と流速，観測水面勾配，粒径を使って，φ，τ_m，H/d_m の関係を表わしたものが Fig. 4－13 に示されている。[6] また流速と水深の関係が Fig. 4－14 に示されている。同図には水面勾配を 1/1000 および 1/1400とし，また

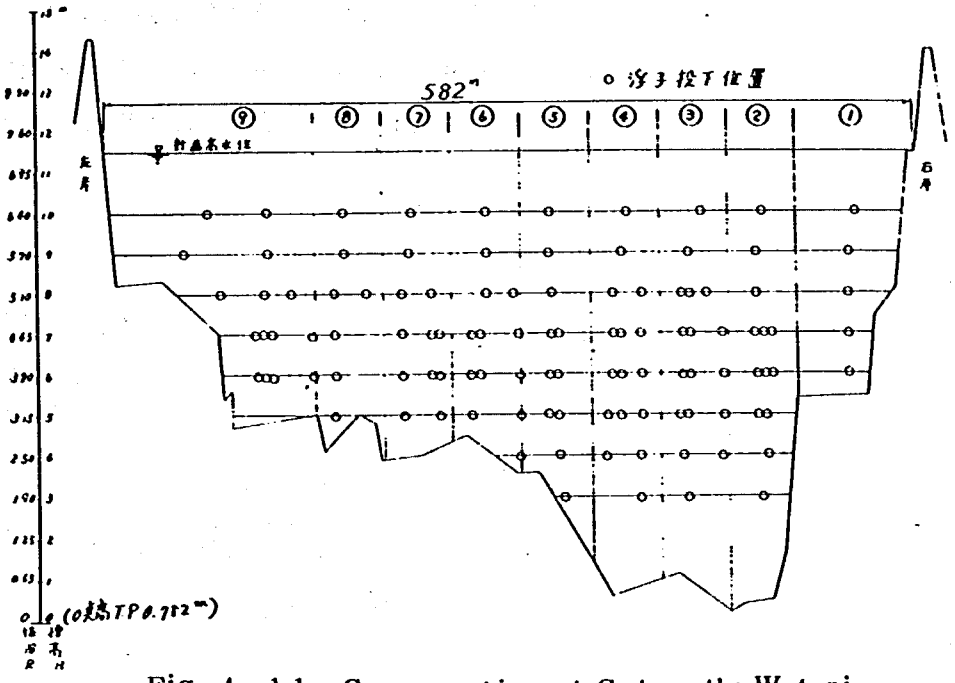


Fig. 4－11　Cross section at Gudo , the Watari

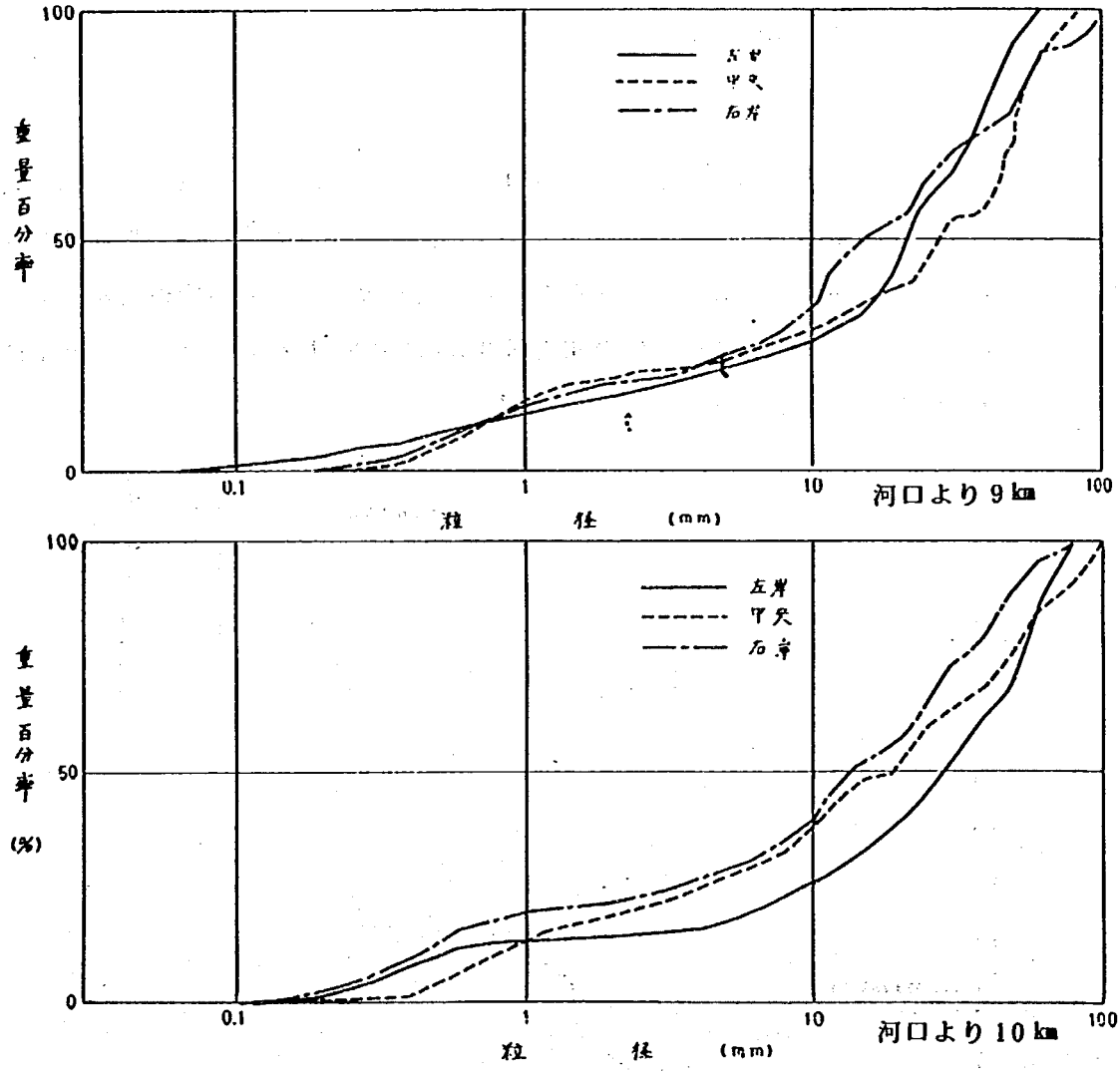


Fig. 4－12　Bed material size distribution

φが１０，および河床相当粗度$K_s = 2.5\ d_m$とした場合の計算流速値も示されている。この結果によると，水深４ｍ前後から河床の粗度は，flat bedの粗度からduneに相当する粗度に変わったことが分かる。なおduneの発生しだすτ_{*m}は0.08前後であり，均一砂の場合と大きくは変わっていない。

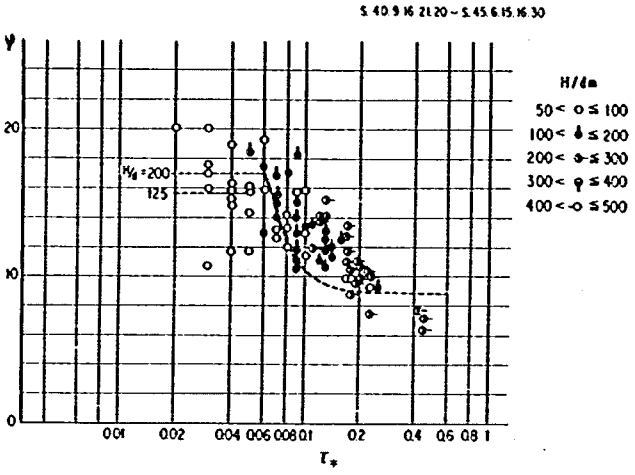


Fig. 4－13 Relation between φ and τ_* at Gudo, the Watari,

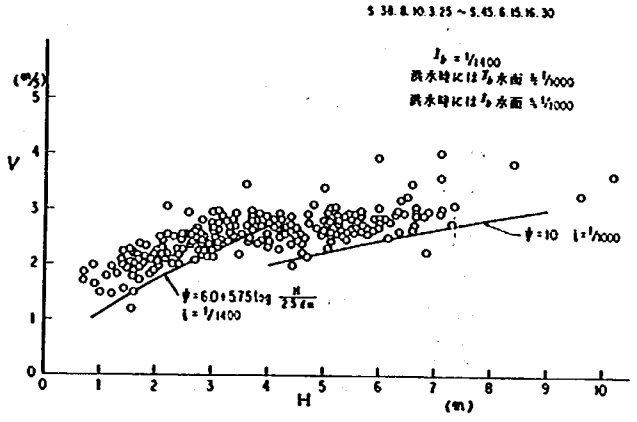


Fig. 4－14 Relation between Vm and H

◦ 天竜川・宮ケ瀬地点

天竜川宮ケ瀬地点は河口より160 km地点であり，Fig. 4－15，Fig. 4－16のような横断面，河床材料を持っている。Fig. 4－17には流速と径深の関係を示した。[6] 径深２ｍ以下の低水流量観測時の資料は，瀬の移動のためか年度が異なると，資料のかたまり場所が異なっている。洪水時のφは河床材料の平均粒径の２～３倍の相当粗度K_sに対応するφとなっており，洪水時の小規模河床はflatあるいはantiduneと考えられる。

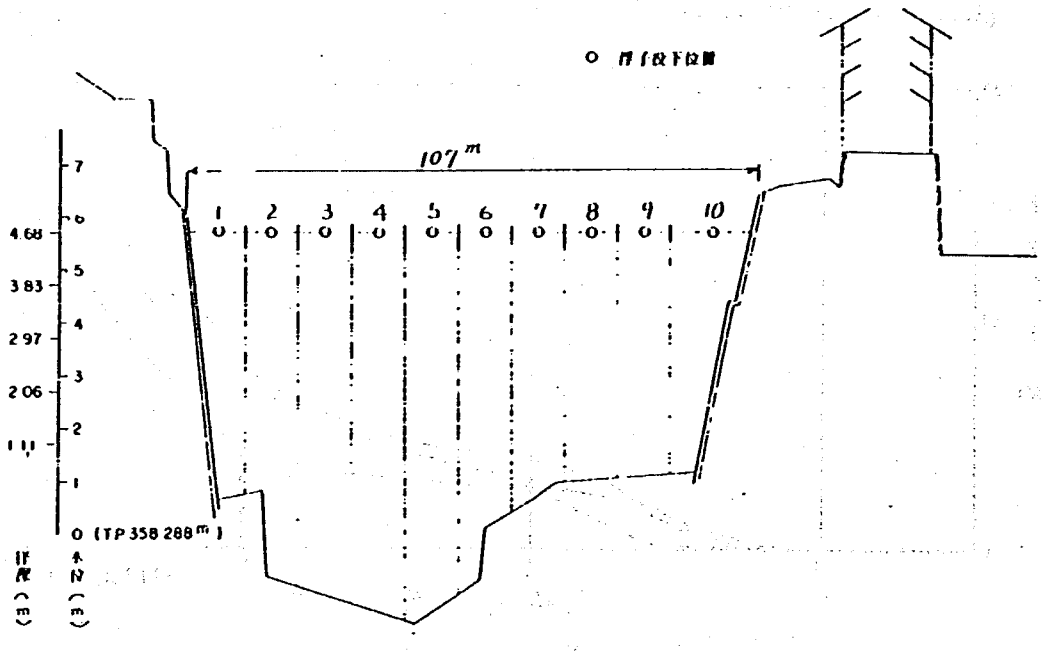


Fig 4－15 Cross section at Miyagase, the Tenryu

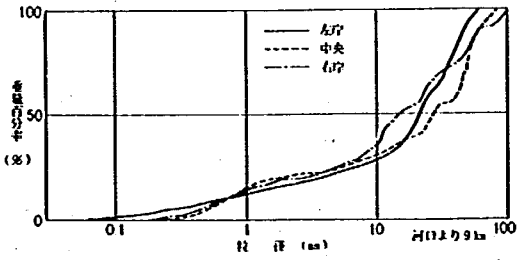


Fig. 4－16 Bed mateial size distribution at Miyagase

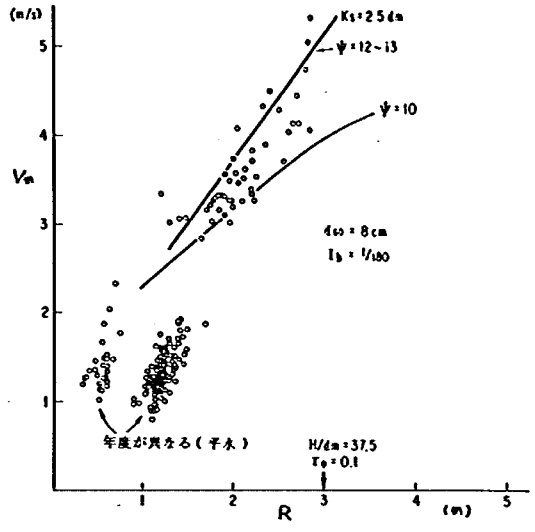


Fig. 4－17 Relation between Vm and R at Miyagase

以上2例を示したが，他の河川の観測資料の整理結果[6]（Table 4－1）や移動床模型実験結果から推定すると，砂利河川においても河床勾配が1/500以下の河川では，τ_{*m}が0.1を越えればdune（ripple？）が発生する。実際に航空写真による河床形態の判読によると，吉野川20～25Km地点（$d_m \fallingdotseq 25$mm，$I_b = 1/800 \sim 1/1000$）では波長$L_s = 30 \sim 50$m（1972年11月3日撮影）が，また木曽川40～42Km地点（$d_m \fallingdotseq 40$mm），長良川45Km（$d_m = 30$mm）ではそれぞれL_sが12m，30mの河床波が写っている。勾配が1/250以上の急流扇状地河川では，フルード数が1に近いため，また中規模河床波が小規模河床波の発生をおさえるため，洪水時の小規模河床波はflatあるいはantiduneとなる。勾配1/500から1/250の間の河川は，観測例が無くはっきりしないが，大出水時には中規模河床波上にduneやflat bedが混在する形となろう。

流速係数φは，十分に発達したduneの場合，9～12位であり，flatの場合は相当粗度$K_s = 2.5\,d_m$位にしておけば良い。ただしI_bが1/100以上の急流河川では，F_rが1前後となり，antiduneなどが発生するため，砂防河川の観測例[7]，実験値より判断すると$K_s = 6\,d_m$位にしておいた方が良さそうである。

4－2 洪水時の低水路の流速係数

前節で述べたように，河床材料の平均粒径が同じような河川なら，洪水時に生じる小規模河床波の形態，流速係数φの値が同じような値を持ち，そこで生じている現象に共通性があることが推測される。

ここでは前節で述べなかった他の観測所の小規模河床波の観測，抵抗係数の観測と，次章で述べる洪水時の河床に働く掃流力，2章で述べたことを基にして，日本の一級河川の平均年最大流

Table 4－1　砂利河川の粗度

河川名地点	d_{65} mm	d_{84}/d_{16}	ストリックラー公式によるn	水深が小さい時の粗度		duneと考えられる粗度		移行時の水理量		その他
				n	φ	n	φ	τ_*	R/d_{65}	
大井川神座	35	70/1=70	0.027	0.02~0.026	14~16	移行起こらず				$\tau_{*max}=0.17$
信濃川小千谷	65	150/25=6	0.030	0.025~0.03	15	0.04	10	0.10	900	はっきりせず
雄物川椿川	6.5	17/0.7=24	0.020	0.02~0.025	16~20	0.035~0.04	11~12	0.15	570	明確
米代川二ツ井	25	40/1=40	0.028	0.021~0.026	15~19	0.035~0.04	12~14	0.10	220	はっきりせず
石狩川伊納	60	80/3=26	0.03	0.025~0.03	10~13	移行起こらず				$\tau_*=0.02$以下
天塩川誉平	25	40/0.7=57	0.028	0.02~0.03	13~16	移行起こらず				$\tau_*=0.09$以下
阿賀川山科	25	70/0.7=100	0.028	0.02~0.025	16~18	0.035~0.04	12	0.10	100	
仁淀川伊野	15	25/3 =7	0.025			0.035	10~12		150以上	$\tau_*=0.17$以下の資料なし
物部川戸板橋	23	40/1=40	0.025	0.02~0.025	14~16	0.03	13	0.2	150	
川内川斧川	9	40/0.5=80	0.022	0.02	20	0.035	12	0.11	440	
球磨川渡	50	60/7=8.57	0.028	0.032	13.5	0.045	10	0.13	120	
球磨川前川	35	50/0.6=83	0.026	0.028	14	0.04~0.045	10	0.12	120	
大淀川嵐田	20	50/3=17	0.024			0.04	10			$\tau_{min}=0.037$小さすぎる？
菊地川山鹿	15	40/1=40	0.023	0.02	20	0.035	12	0.09	250	
菊地川中富	40	50/10=5	0.027	0.027~0.030	12~14	0.04	10	0.03	75	移行τ_*が小さすぎる？
菊地川玉名	3	8/0.6=40	0.018			0.035~0.045	10~12			$\tau_*=0.069$以上の資料のみ
筑後川恵蘇の宿	130	200/50=4	0.033	0.03	13	移行起こらず				$\tau_*=0.10$以下の資料のみ
富信川出合	30	51/1.7=29	0.026	0.025	13	0.035	12	0.05~0.08	40~60	
渡川具同	40	70/0.8=87	0.027	0.03	13	0.04	10	0.010	125	
吉野川中央橋	20	60/1=60	0.024	0.02	20	移行起こらず				$\tau_*=0.12$以下の資料のみ
猪名川小戸	20	50/0.8=63	0.024	0.02~0.025	15~20	移行起こらず				$\tau_*=0.01$~0.02以下の資料のみ
紀の川船戸	20	35/2=17.5	0.024			0.03~0.04	10		100以上	$\tau_*=0.1$以上の資料のみ
野州川中郡橋	30	55/1.8=31	0.026	0.02~0.025	16~20	移行起こらず				$\tau_*=0.115$以下の資料
野州川笠原	30	40/1=40	0.026	0.025~0.03		0.05	9	0.07	83	
由良川福地山	35	70/0.7=100	0.027	0.03~0.035	13	0.04	10	0.12	120	
鈴鹿川木田	8	20/1=20	0.021	0.02	20	0.035	10	0.2	220	

量時の低水路部分の流速係数，また計画高水流量時の予測される低水路部分の流速係数をFig. 4－18に示してみた。

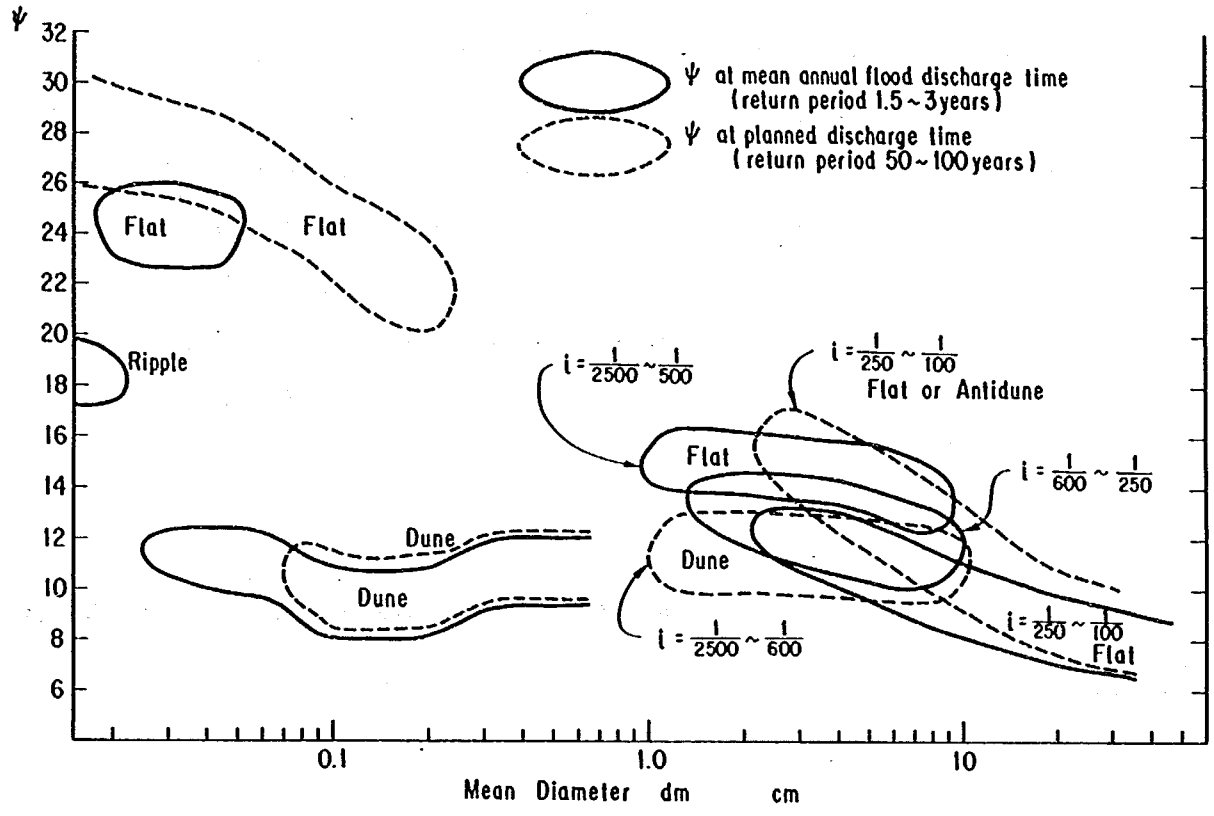


Fig. 4－18 φ at mean annual flood discharge in Japan

本図からの読み取りに当っては，次のことを考慮しておく必要がある。

① 計画高水流量（1/80～1/150年確率洪水）は，平均年最大流量の2～4倍程度であり，その時の水深は，平均年最大流量時の2～3倍程度である。計画高水流量時のφの予測に当っては，上述の水理量に対応するφの予測値を示した。

② 砂利河川で勾配が1/500～1/2500の場合，平均年最大流量時の無次元掃力は$\tau_{*m}=0.05\sim0.08$程度と考えられるので，duneの発生しない場合の流量係数φを示した。しかしながらτ_{*m}の値はduneが発生するかしないかの限界に近い値であり，平均年最大流量時には，河水の一部あるいは全部にduneの発生している河川もあると考えられる。

③ 粒径0.07～0.2mmの河床材料を持つ河川の平均年最大流量時の平均流速V_mは60~80 cm/s程度と考えられ，この流速時の河床はrippleと予測されるが，確認されたわけではない。

④ 本図作成の目的は，河川における現象の共通性を把握することに目的がある。洪水時の流速係数の予測に本図をそのまま使うべきではない。

⑤ 粒径0.2~0.4mmの河床材料を持つ河川では，平均年最大流量時の掃流力は，ちょうど，duneからflatに移行するような水理量である。同一河川の同一地点でも，duneであったり，flatであったりすることがあろう。

⑥ マニングの粗度係数 n と流速係数 φ との関係は

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g}\,\varphi}$$

である。Fig.4－18 で示された φ を使ってマニングの粗度係数を計算すると，計画粗度係数とかなり異なった値を持つ所がある。特に急流扇状地河川では異なっている。これは粗度係数を痕跡水位より計算しているためである。水位計画のためのマニングの粗度係数と，実体の粗度（流砂量計算や，洪水時の流速評価に使われる。）と分けて考えておく必要性があろう。

⑦ 本図は，大臣管理区間の河川を対象として図示された。一般に小河川ほど粒径が大河川と同一であっても，勾配が急であり，また川幅が狭いので河岸の影響もあり二級河川や一級河川の指定区間では Fig.4－18 に示された φ と多少異なった値となると考えられるが，その差はそれほど大きなものであるまい。

注1）

筆者は波長が短い dune は lingoid 。長い方は dune の crest が流れてほぼ直角な dune ではないかと考えている。

参考文献

1) Yamamoto , K., 1981 ；本論個別編

2) Yamamoto , K., 1976 ；相似律の観点から見た移動床流れの水理〔II〕，土木研究所資料第 1074 号

3) Suga , K., 1965 ；河川の粗度に関する雑考，土木技術資料 vol.7－1

4) Carey , W. C. and Keller M. D., 1975 ； Systematic changes in the beds of alluvial rivers , A. S. C. E. Hy. 4 paper 1331

5) Jackson ,R. G. , 1976 ； Large scale ripples of the lower Wabash River, Sedimentology 23. pp. 593–623

6) Yamamoto , K. , 1978 ；河川における土砂の移動機構に関する研究ノート ―― 混合粒径河床材料の移動特性 ―― 土木研究所資料第 1416 号

7) Ikeya ,H. and Imaki , M. , 1978 ；急勾配河川における水理特性，土木研究所資料 1309号

8) Hubbell , D. W. , and Matejka , D. Q. , 1959 ； Investigation of sediment transportation , Middle Loup River– Water supply paper 1076 , U. S. G. S.

5章　河道のスケールと外的営力

本章においては，河道のスケール（川幅，低水路の平均水深）と河床材料，河川に働く営力との関係について検討する。またレジーム論との関連性についても言及し，筆者の考え方の普遍性について述べる。

5－1　河道に働く掃流力

河道といつても，ここでは低水路の形状を検討の対象とする。低水路は洪水（河川に働く外力）に応じた自己調整作用の中にあると考えられるからである。（もちろん日本の河川の低水路は，半人工河道であるが，洪水は人的作用を調節し，それに見合った勾配，川幅，河床材料をかなり短い時間で作ってしまうようである。）河道を作る流量として，平均年最大流量を取った。低水路満杯流量がほぼ上述の値に近いことから選んだだけで，この流量が河道を作っている流量ということではない。単に河道を作る洪水の代表値と考えるべきものであり，より詳しく平均年最大流量時の低水路のスケールを調べようとすれば，出水特性の異なる日本海側，太平洋側，北海道等と気候特性を含んだ地域区分ごとに，その関係を調べるか，逆に気候特性や地域特性を含んだ代表流量を考えるべきであろう。河床材料の特性としては平均粒径で代表させた。（平均粒径はある程度河床材料の粒度分布特性も表わしている。）

3章で述べたように，河床材料は洪水時に河床に働く掃流力に応じて堆積したものと考えられる。つまり河床材料の平均粒径と河床に働く掃流力の間には，ある種の関係が存在すると考えられる。そこで平均年最大流量時の河道の無次元掃流力 τ_{*m} と河床材料の平均粒径 d_m との関係を求めてみた。[1]その結果がFig.5－1に示されている。

具体的な τ_{*m} と d_m の関係を求めた手順は，次のごとくである。

1) 河床材料があまり変化しない河道区間を選ぶ。

2) その区間の平均的な低水路幅 $\overline{B}$ を求める。

3) その区間の河床材料の平均的な d_{60} 求め，平均粒径の代りとする。

4) その区間の河床勾配 I_b を求める。（水面勾配を使ったものもある。）

5) その区間に一番近い流量観測所の資料より，平均年最大流量を求める。

6) 河床材料，勾配，河川地形および粗度観測資料より，筆者の判断によって流速係数 φ を決める。（ほぼFig. 4－18に近い値となっている。）

7) 以上の水理資料より平均水深 Hm を次式より求める。

$$Hm=\left[Q/\left(\varphi\overline{B}\sqrt{g}\sqrt{I_b}\right)\right]^{2/3} \cdots\cdots (5-1)$$

ここで Q は平均年最大流量，g は重力加速度である。

8) 無次元掃流力 $\tau_{*m}=HI_b/(sd_m)$，$u_*^2=gH_mI_b$，$\overline{B}/H_m$，H_m/d_m を計算する。ここ

で s は河床材料の水中比重

9) なお低水路満杯流量 Q_B と平均年最大流量との関係がどうなっているかを調べるため，高水敷高のはっきりしているものは，満杯時の平均水深 H_B を使い

$$Q_B = \varphi\sqrt{g H_B I_b} \cdot B \quad \cdots\cdots \quad (5-2)$$

を求めた。また実測値の有るものはその値を求めた。次に低水路満杯時の τ_{*m} ，H_B/d_m を求めた。

使われた資料は，日本の一級河川の場合，全部で７８地点である。[注1)]

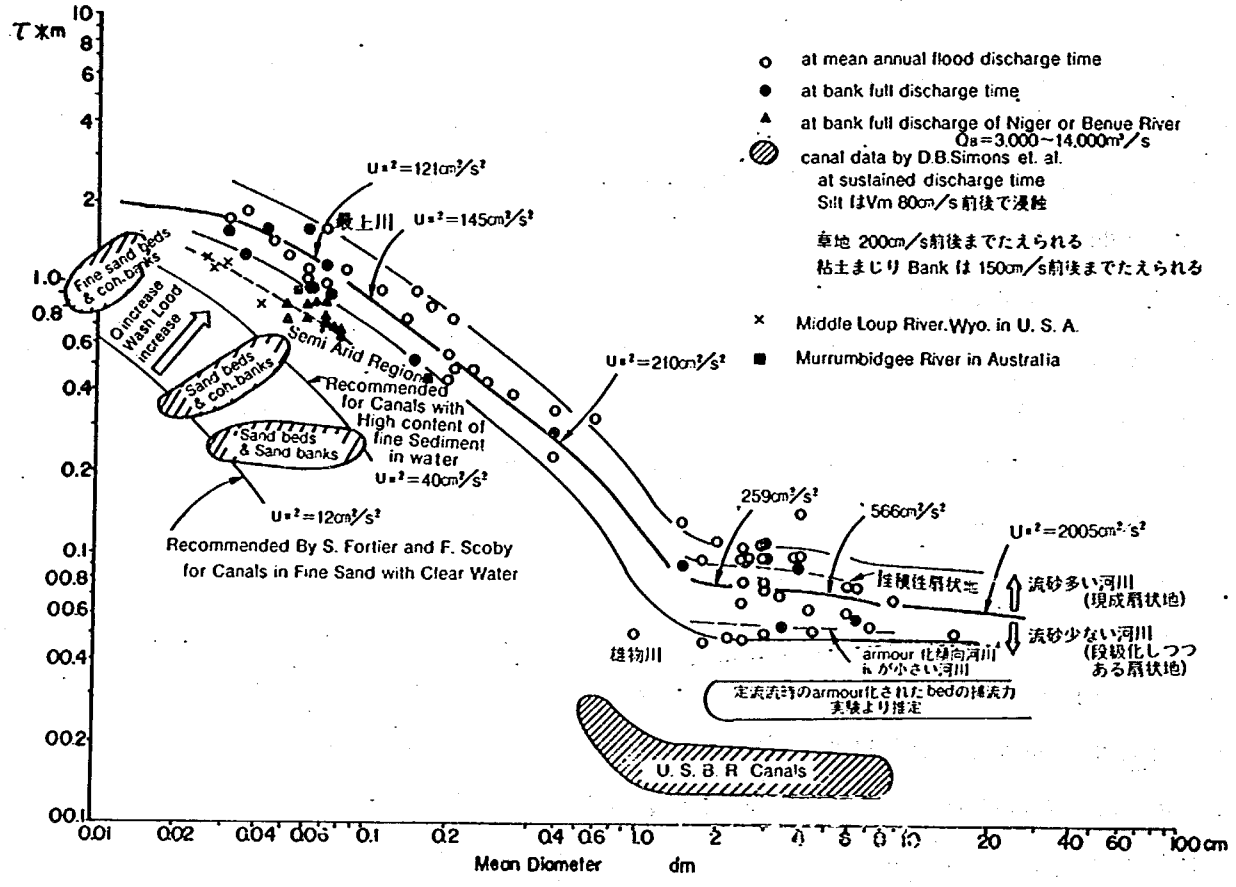


Fig. 5－1 τ_{*m} at mean annual flood discharge or bankfull discharge time

この図表を作る時に気づいたことを述べると次のごとくである。

1) 平均年最大流量と低水路満杯流量はほぼ同程度の値となり，一般に言われている低水路満杯流量は，２～３年に１回の洪水であることがほぼ正しいか，中には低水路満杯流量が平均年最大流量よりかなり小さいものがあった。例を上げると，

渚滑川３～５Km，芦田川８～１３Km，木曽川下流，揖斐川下流，遠賀川下流，淀川下流，などである。この原因として木曽川下流，淀川，遠賀川などでは航路維持のための長大水制によって川幅を狭めていること，人工掘削河道の部分が多いことが原因と考えられる。しかしながら本来河口近くのデルタ性河川では，まだ十分に高水敷（自然堤防）が発達していないかも知れない。事実外国のデルタ性河川では毎年はんらんする河川が多いようである。（例，Nile川河口デルタ，Brahmaptra 河口デルタ[2)]，Mississippi 川河口デルタ，Angabunga川河口デルタ[3)]）

2) 洪水特性（気候特性）の異なる日本海側河川と太平洋側河川とでは，洪水時の τ_{*m} と d_m の関係が多少異なると思われたが，有意な差を認めることができなかった。

3) 砂利河川では，粒径の場所的変化が激しく，計算に使った粒径が，その地点の代表粒径と一致しない確率が大きくなり，τ_{*m} と d_m の関係のばらつきの大きな原因となったようだ。

4) 相対的に流砂の大きい砂利河川（河床が上昇する傾向にある河川）と流砂の少ない砂利河川（河床が下刻傾向にある河川）では τ_{*m} の値が異なると思われたが，本資料だけからは，その関係を明らかにすることができなかった。しかしながら流砂の多い河川と少ない河川では，河道内の中規模河川形態や植生，島の発生状況等がかなり違っていることは明らかであり，流砂の多い河川は，流砂の少ない河川より τ_{*m} が大きくなるものと考えられる。

なおFig.5－1にはSimons等[4]の報告による安定している[注2] irrigation canal のほぼ満水時の τ_{*m} と d_m の関係，およびLane[5]による安定canal設計のための τ_{*m} と d_m の関係，および外国河川のbankfull時の τ_{*m} と d_m の関係も示しておいた。[6][7][8]

Fig. 5－1 より次のことが読みとれよう。

1) 河川の河床材料は，洪水時に河床に働く力（掃流力）と密接な関係があることを示し，河床に働く掃流力に対応した粒径を持つ。

2) 平均粒径1cm以上の河川では，勾配の急な扇状地河川（$I_b > 1/250$）でも，勾配のゆるい中間地の特性を持つ河川（$I_b < 1/500$）でも，$\tau_{*m} = 0.05 \sim 0.1$ の間にある。このことは数年に1回起こる洪水で，河床が全面的に動き出すことを示している。粒径の大きい方が多少 τ_{*m} が小さくなる傾向が見られるが，ほぼ一定の移動限界掃流力より多少大きい値であるのは，河床材料が1cm以上になると，その粒径の土砂を動かすための掃流力（ほぼ V_m の2乗に比例する。）が大きく，河岸物質（扇状地河川の場合は，河床材料とほぼ同一物質であり，勾配のゆるい中間地河川では，下層は河床材料とほぼ同様な物質であるが中層は小砂利（ポイントバー堆積物），上層はシルトまじり砂である所が多い。）が，河床材料を動かす掃流力に耐え得ないために，洪水時に河床の土砂が動き得るぐらいまで河幅が拡がってしまうためと考えられる。なお下刻しつつある河川，上流からの土砂供給が少なくなった河川では，河床にアーマコートを形成し，τ_{*m} が小さくなるものと考えられる。なお北米の融雪出水が洪水となるような河川で上流部に氷河を持たない砂利河川の平均年最大流量時の τ_{*m} は0.02～0.04程度であるようで，日本の河川よりその値が小さいようだ。これは洪水が融雪によるため土砂生産量が小さく，河床はアーマ化していると考えて良い。[注3]

ところで河岸が，河床と同一の砂で構成された人工の小水路，実験水路に水を通水した場合，最終状態の河床がflatであれば，水路の $\tau_{*m} = 0.04 \sim 0.08$ 程度であり[19][11]また河床構成材料が細かく，rippleが発生する場合は $\tau_{*m} = 0.2 \sim 0.3$ 程度となるように[11]水路幅を調節している。

扇状地河川が上述のflatの場合に相当し，砂を底質に持ち，側岸物質が非粘着性のcanalの場合がrippleの場合に相当していることになる。砂利河川で側岸が粘着性であるような中間地

河川でも τ_{*m} が 0.05～0.1 であるのは，側岸の対浸食力が河床材料を移動させる力より小さいためである。なお中間地河川の河床材料は平均粒径 4 cm以下のことが多い。勾配がゆるいことによって，河川の浅い所には，砂やシルトが堆積しうる環境にあることが，高水敷堆積物を粘着性物質としている。

粒径 0.5 cm以下で，0.02cm以上の河床材料を持つ河川では，τ_{*m} は d_m にほぼ比例して大きくなる。これは側岸物質が粘土まじりシルトや粘土まじり砂となり，側岸の耐浸食力が河床物質を動かす力より強いため，側岸の流水に対する対浸食力に見合った河道を形成するためと考えられる。これは河道が洪水に対して横方向に対して移動しないと言うことを意味しているのではない。横方向に完全に移動しない河道は，たぶん，fine sediment を河水中に多く含む canal で，安定な条件である $u_*^2 = 40\ cm^2/s^2$，つまり $V_m = 70 \sim 100$cm／s位の状態の河道であろう。この水理量は，また fine material が河岸に堆積する水理量と考えられ，河岸で水衡りでないわん曲部の凸岸側の河岸近くでは，平均年最大流量時でも，この程度の水理量となり，一方では河岸の浸食，他方では堆積を同時に行っているのである。

5－2　洪水時の川幅，河積，水深，流速

河川の平均年最大流量 Q 時の川幅 B，河積 A，平均水深 H_m，フルード数 F_r は，Fig.4－18，Fig.5－1および河床勾配 I_b，d_m と次式より

$$H_m = \tau_{*m}\ s d_m / I_b \qquad \cdots\cdots\ (5-3)$$

$$B = 1/\varphi \cdot (\tau_{*m}\ s\ d_m)^{-3/2} \cdot g^{-1/2} \cdot I_b \cdot Q \qquad \cdots\cdots\ (5-4)$$

$$A = 1/\varphi \cdot (\tau_{*m}\ s\ g\ d_m)^{1/2} \cdot Q \qquad \cdots\cdots\ (5-5)$$

$$H_m/d_m = \tau_{*m}\ s / I_b \qquad \cdots\cdots\ (5-6)$$

$$B/H_m = 1/\varphi \cdot (\tau_{*m} s\ dm)^{-2/3} \cdot g^{-1/2} \cdot I_b^2 \cdot Q \qquad \cdots\cdots\ (5-7)$$

$$F_r = \varphi\sqrt{I_b} \qquad \cdots\cdots\ (5-8)$$

推定することができる。Fig. 5－1 の実線に相当する τ_{*m} の値と，上式を使って求めた H_m，F_r H_m/d_m を Fig.5－2に示した。同図には，実河川の水深，勾配，粒径の関係を入れておいた。ほぼ推定値に近い所に，実河川資料は存在する。

また洪水時の流速と粒径の関係を Fig.4－18, Fig.5－1と次式を使って求めた。

$$V_m = \varphi \cdot (\tau_{*m} \cdot s \cdot g \cdot dm)^{1/2} \qquad \cdots\cdots\ (5-9)$$

その結果を Fig.5－3 に示した。粒径 0.5mm以下の河川では洪水時，河床が flat であったことがあり，それに対応した河川計画（計画粗度）となっているが，0.6～2mm前後の河川では，計画高水時河床が flat になり，φ が増加し，流速が 3～4 mに達するという計画になっていない所が多い。今後このような河川での河道計画に当っては，河床の形態変化に対する考慮が必要と思われる。特に遊水池，放水路計画には考慮が必要である。

（5－4）式によると，川幅は河床の d_m および τ_{*m} の 50％の違いに対して，約 80％近く違って評価

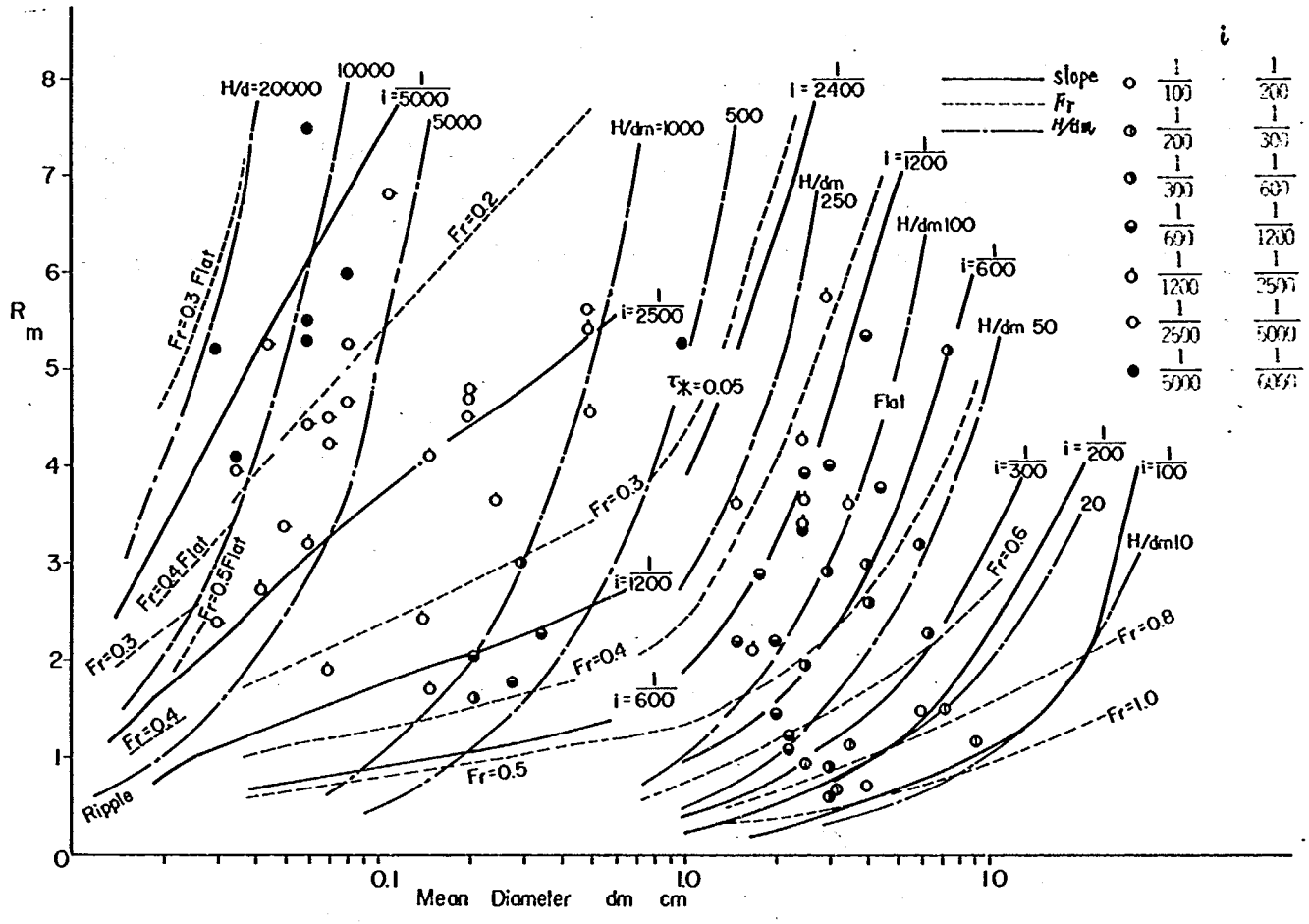


Fig. 5—2 Froude number and mean depth at annual anmal flood disharge

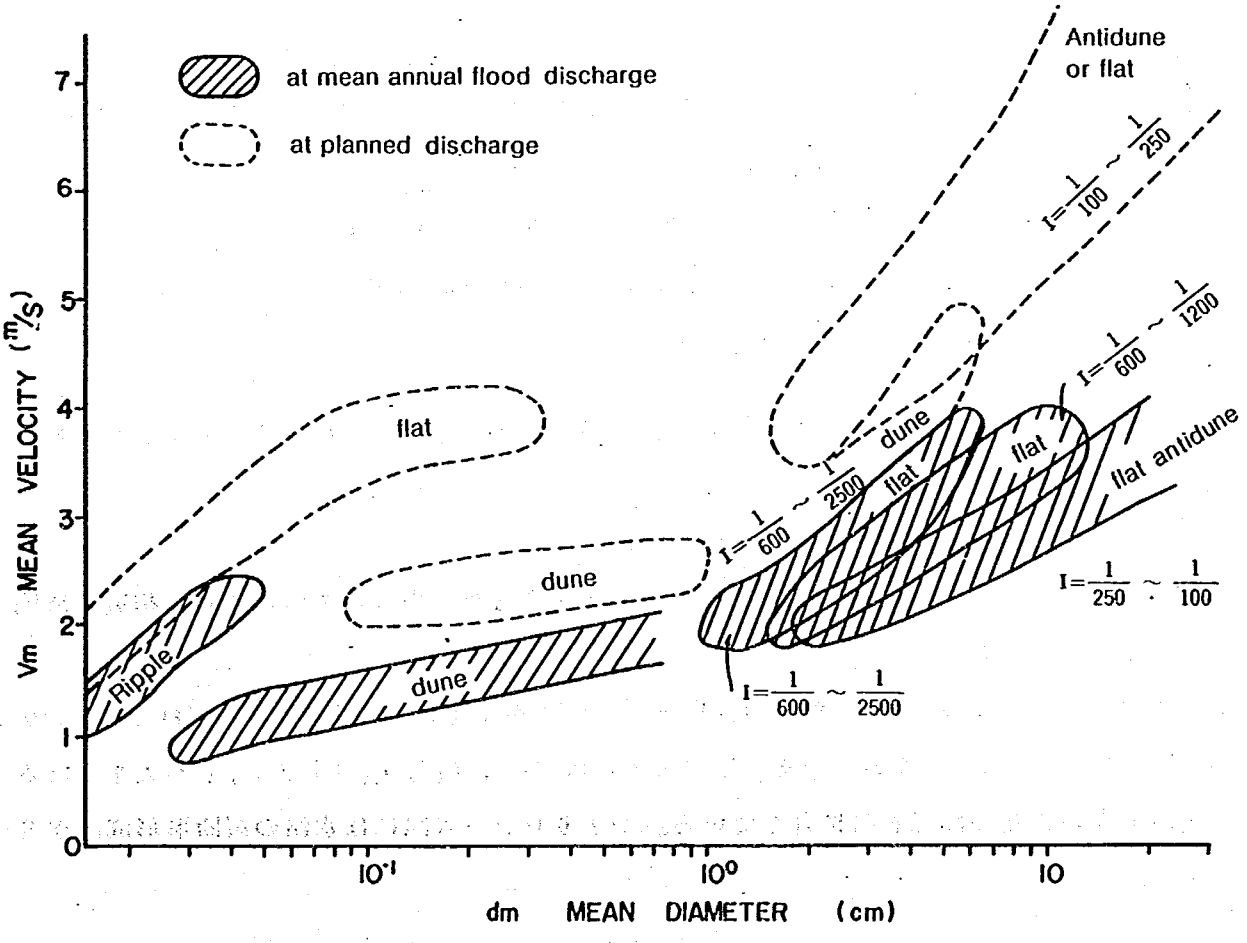


Fig. 5—3 Mean velocity at mean annual flood dischage

される。このことは砂利河川の場合，Fig.5－1の実線のτ_{*m}を使って川幅を評価すると，評価された値と実際の値と2～3倍の差が生じる場合があることを示している。今後τ_{*m}のばらつきの質的な意味を検討しなければ，川幅評価に当って，Fig.5－1の実線の関係を使って評価することは危険であろう。なおFig.5－4に日本の河川ではないがアメリカ中西部の砂河川[7),12)13)14)]アフリカのNiger河とBenue河[6)]の川幅と，QIの関係を示しておいた。ほぼ川幅がQIに比例しているのが分ろう。

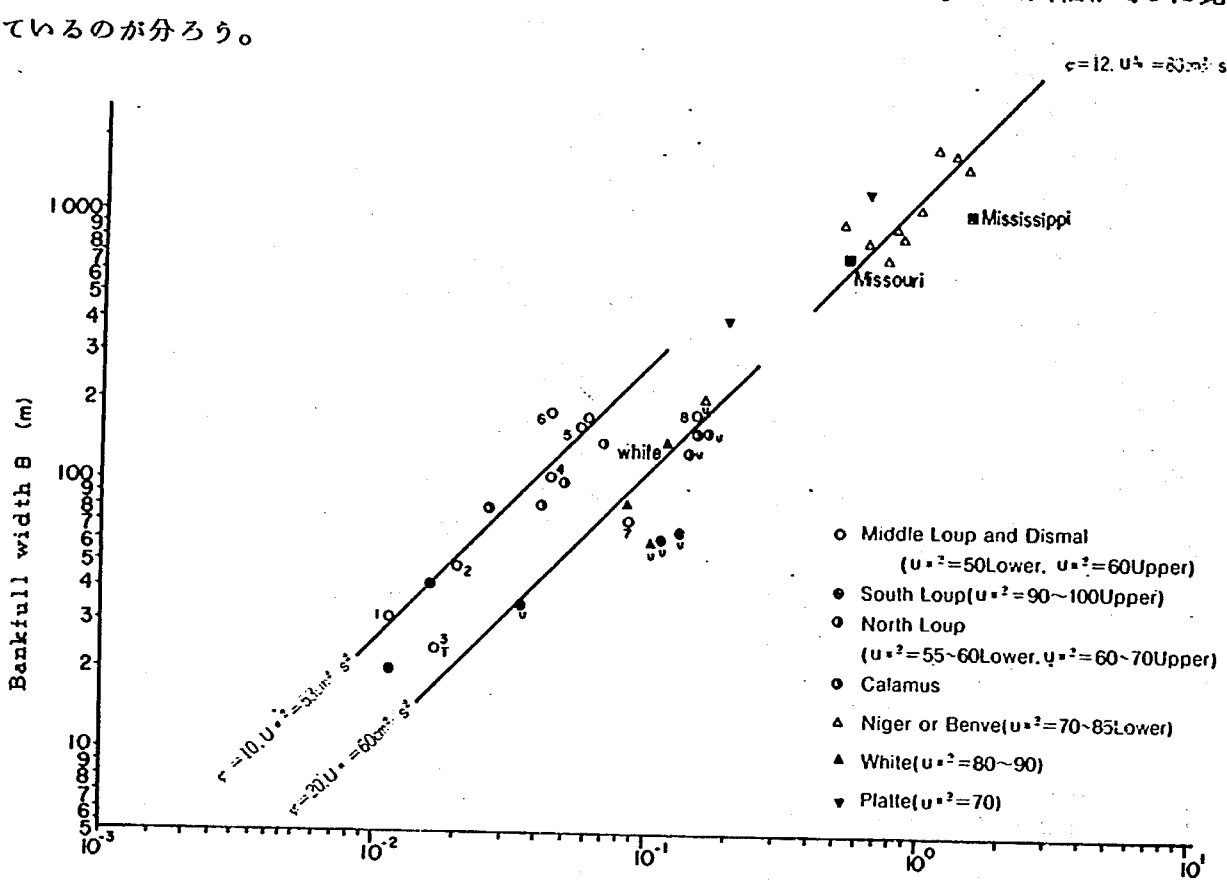


Fig. 5－4 Channel shapes with sand size bed materials

5－3 レジーム論との関連性と土砂の堆積限界

多くの安定したcanal（護岸がなされていない土質の水路で，河岸が浸食されず，また土砂の堆積洗掘の生じないような水路）の水路幅，また実際の河川の水路幅は

$$B \propto Q^{1/2} \qquad \cdots\cdots \quad (5-10)$$

と言われている。ところで(5－4)式は，この式と形がまったく異なっている。この相違の原因は次のごとくと考えられる。

筆者の表現法は，I_b，Q，d_mを独立の変数としているが，(5－10)式においては，I_b，Q，d_mが独立の変数となっていない。つまりQが大きい所では，I_b，d_mが小さく，φが大きくなるという縦断方向の変化の関係を暗に含んでいる。つまりレジーム論には水路の縦断形形成論が含まれている。

このことが安定したcanal設計論における二つの立場，レジーム論派と掃流力派の論点が[5][16][17]かみ合わなかった理由であり，今でもレジーム論的canal設計論が残っている理由であろう。今後レジーム論派と掃流力派の考え方を統一するためには，水路勾配が何によって決まるのかという研究が必要であるが，この場合には掃流力派の考え方を発展させる方に将来性があろう。

ところで安定したcanalの設計論における望ましい掃流力は，シルト，粘土の堆積限界および浸食限界の指標と考えられる。たとえば，fine sedimentを多量に含むcanalにおける望ましい掃流力は$u_*^2 = 40\ cm^2/s^2$である。[5]この掃流力は，シルト粘土の濃度が高い場合のシルト，粘土の堆積が河床に生じないような最少の掃流力と考えて良い。水深1～6mの場合には河床にrippleが発生しているので$\varphi = 10 \sim 16$程度であり，平均流速は60～100cm/sの状態である。一つの例を挙げれば，中国の黄河においては，($d_m = 0.1 \sim 0.3$mm)は，流速が毎秒0.9m/s以下となると河水中の泥土が堆積する。[14]

fine meterialをほとんど持たないcanalの望ましい掃流力$u_*^2 = 12\ cm^2/s^2$は，[5] fine material の濃度が非常に小さい時のfine materialの堆積限界であり，また堆積したfine materialが時間がたってなく固結しない場合の浸食限界と考えられる。この時の平均流速は30～45cm/s程度である。[注4]

注1）

文献1），および2）に使われた資料の整理結果が示されている。

注2）

安定しているcanalとは護岸がなされていない土質の水路で，河岸が浸食されず，また土砂の堆積浸食の生じないような水路である。[4]

注3）

氷河期には多くの土砂を生産したらしい。後氷河期になって流量，生産土砂量共減少し，砂利成分はほとんど動かない。

注4）

河床材料として有機物まじりのシルト質細砂を持つWrecked Recorder Creek（tidal estuaryである。）の潮汐流による最大流速は30～40cm/s程度[18]である。

参考文献

1) Yamamoto, K., 1978；河川における土砂の移動機構に関する研究ノート，混合粒径河床材料の移動特性，土木研究所資料第1416号

2) Coleman, J. M., 1969；Brahmaputra River：Channel processes and sedimentation, Sedimentary Geology vol. 3 pp. 129–239

3) Speight, J. G., 1965；Flow and channel characteristics of the Angabunga River,

Papua , Jounal of Hydrology 3,pp . 16–36

4) Simons , D. B. and Albertson , M. L. ,1960 ; Uniform water conveyance channel in alluvial materials , A. S. C. E. HY. 5 May

5) Lane , E. W. ,1965 ; Design of stable channels , A. S. C. E. paper №2776,July

6) Nedeco ,1959 ; River Studies Niger and Benue , North－Holland Publishing Company pp. 549

7) Brice , J. C. ,1963 ; Channel patterns and terraces of the Loup Rivers in Nebraska, U. S. G. S. prof. paper 422–D

8) Schumm ,S. A. ,1968 ; River adjustment to a altered hydrologic regimen －Murrmbidgee River and paleochannels , Australia ,U. S. G. S. prof. paper 598

9) Yamamoto , K. ,1976 ;急流河川の河床材料調査法と表面粒度粗性，土木研究所報告第147号 pp. 1～20

10) Leopold ,L. B. and Maddock ,T. ,1953 ; The hydroulic geometry of stream channels and some physiographic implications , U. S. G. S. prof. paper 252

11) Yamamoto , K. , 1978 ;河口処理論〔I〕，土木研究所資料第1394号 pp. 53–56

12) Brice , J. C. ,1973 ; Meandering pattern of the White River in Indiana －An analysis , Fiuvial Geomorphology edited by Morisawa , M. pp. 179–200

13) Williams , G. P. ,1978 ; The case of the shrinking channels , U. S. G. S. Cir－cular 781

14) Livesy , R. H. ,1963 ; Channel armoring below Fort Randall Dams , Proc. of the Federal Inter Agency Sedimentation Conference.

15) Kimishima , H. ,1941 ;河工，丸善 pp. 755

16) Fortier , S. and Scobey , F. C. ,1925 ; Permissible canal velocities , A. S. C. E. Trans. vol. 89 , pp. 940–984

17) Blench , 1969 ; Mobile bed fluviology, the University of Alberta Press

18) Myrick , R. M. and Leopold L. B. ,1963 ; Hydraulic geometry of a small tidal estuary , U. S. G. S. prof. paper 422–B

19) Wolman , M. G. and Brush , L. M. ,1961 ; Factors controlling the size and shape of stream channels in coarse noncohesive sands, U. S. G. S. prof. paper 282–G

6章　河道のSegmentとSorting

河川の勾配は，上流から下流に向って徐々に緩くなると言われているがそうであろうか。河川の縦断形は徐々に緩くなると言うよりも，ある一定の勾配を持ったsegmentの集まりと考えた方が良い。ここでは一つのsegmentと他のsegmentがどのようにつながっていくのか，各segmentの形成要因，各segmentの特性について記述してみよう。

6－1　河川の縦断形とsegment

河川の縦断形は上流から下流に向けて徐々に緩くなり，平衡に達した河川（grade or equilibrium[16]）は，河床勾配が指数函数的に減少すると言われている。Sternberg[1]は，これを河床堆積物の粒径が流下するにつれて，磨耗作用によって減少することによると説明したが，安芸[2]は，「河床構成砂礫は流水による自然選択作用によって次第にその地点の掃流力に対応する形態を採るもの」とした。また上流の砂利の部分と下流の部分では勾配が急に折れまがり，「この点の掃流力と河床抵抗との関係がこの上下流部分において同じ状態にあるのではなく，周囲の条件によって河川がこのような形に余儀なくされており，その結果河床の移動状態が上下流部分において相当異なるものであることが考えられる。」としている。この勾配の急変の理由を谷津[3]は，河床堆積物中に径2～4mmのものが少ないことに注目し，2～4mm程度の土砂の生産が少ないためであると考えた。

筆者は[4]，河床材料が，流水による自然選択作用によって，その地点の掃流力に対応する形態を取るものだという安芸の考え方に基本的に同じ立場にあるが，勾配の変化の説明を，周囲の条件によって支配される影響のない区間では，河床材料が距離の指数函数となるとして，勾配の変化を説明していることには，そのまま賛成しえないものがある。河床材料がなぜ距離の指数函数となったのか説明しないかぎり，逆に勾配の変化が河床材料として現れたと説明しても良いことになる。数10Kmにわたって勾配の変化がなく，したがって河床材料の変化が無い河川もあり，河床材料は本来，上流山地の土砂生産量とその質，流量，それを受け入れる堆積空間の地形の従属量と考えるべきであろう。

ところで筆者は，多くの河川の縦断形をながめている内に，河川の縦断形は，ほぼ同一勾配を持つ区間（segment）の集まりと考えた方が良いと考えるようになった。segmentが変わるごとにそこの河道特性が変わり，逆に同一segment内では，そこの河道特性がほぼ同一であるということである。segmentの数は，河川によって，また河川をsegmentに区分する目的（河道特性の違いを細かく見れば見るほど，segmentの数は多くなる。）によって異なってくるが，単純な河川の場合（山間部から堆積空間にでて，そのまま海に入ってしまう河川で，有力な支川が入りこまない場合）には，山間部を出てからは次の3つのsegmentを基本的には持つ。

Table 6－1 各segmentとその特徴

	SEGMENT I	SEGMENT II	SEGMENT III
地形区分	←扇状地→ ←自然堤防帯→ ←谷底平野→ ←中間地→ ←移過帯→ ←デルタ→		
河床材料の平均粒径 d_m	2 cm以上	3 cm～0.4mm	0.3mm以下
河岸物質	表層に砂，siltが乗ることがあるが薄く，河床材料と同一物質が占める。	下層は河床材料と同一，細砂，シルト「粘土の混合物」	シルト・粘土
勾配	1/60～1/250	$\frac{1}{400}$～$\frac{1}{4000}$	$\frac{1}{5000}$～1 evel
蛇行程度	まがり少ない	蛇行が激しいが，川幅水深比大きい所では8字蛇行 or島の発生	蛇行が大きいものもあるが無いものもある。(川幅水深比に関係するか?)
河岸浸食程度	非常に激しい	激しい。河床材料大きい方が良く水路動く。	弱 ほとんど水路位置動かない
水路の平均深さ	0.5～2 m	1～5 m	4～6 m

扇状地を持つ河川の場合は，Fig.6－1，Fig.6－2に示す木曽川の例に典形的に示されるように扇状地上を流下する河道区間に当るsegment 1，その下流で粗砂を河床材料に持つ中間地（自然堤防帯）に対応するsegment 2，その下流で細砂を河床材料に持つsegment 3である。Table 6－1にその特性と地形区分との関係を示しておいた。

扇状地を持たない河川では，山間部から出た河川は，直接自然堤防帯（中間地帯）に入るが，河床材料が砂利であるsegment 2－1その下流の同じ自然堤防帯でありながら河床材料が粗砂であるsegment2－2，その下流で細砂を河材料に持つsegment 3を持つ。

しかしながら河川によっては，扇状地上でsegment 1を2つあるいは3つに分けた方が良い河川，中間地帯でも有力な支川などが本川などに入ると河川勾配が変わり，segment 2を2つあるいはそれ以上に分けなければならないこともある。また日本の河川はsegment 3を持たないことが多く，特殊の場合にはsegment 2さえ持たない河川がある。

6－2 河床材料分布形と流砂形態

前節で述べたように河川の縦断形は，ほぼ同一勾配を持ったsegmentの集まりと考えられるが，このような特性の違ったsegmentの形成原因を考える場合，上流山間部で生産された土砂が，各segmentで，どのような運動形態を持っているのかを知ることが，第一になされなければならないだろう。

土砂の移動形態を論じる場合，通常次の三つの成分に流送土砂を分けることが多い。

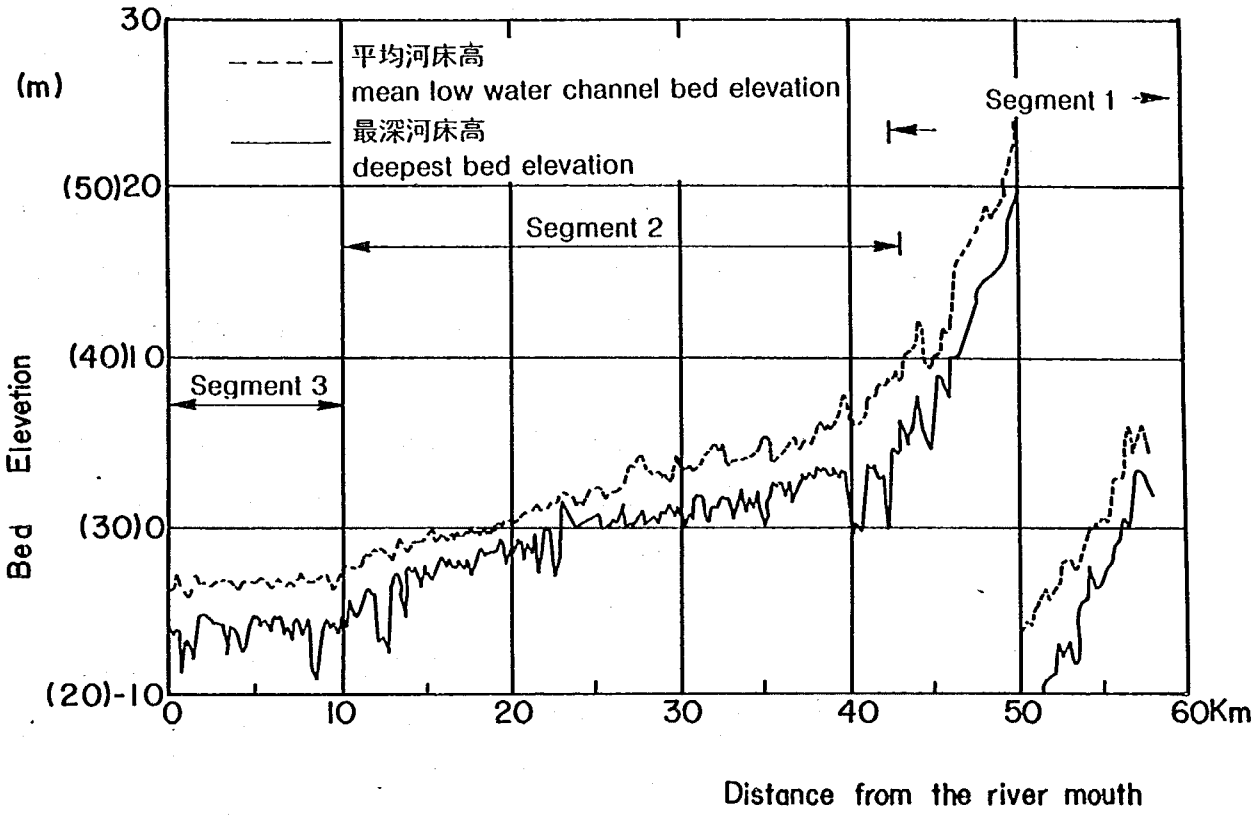


Fig. 6－1 Longitudinal bed elevation, The Kiso.

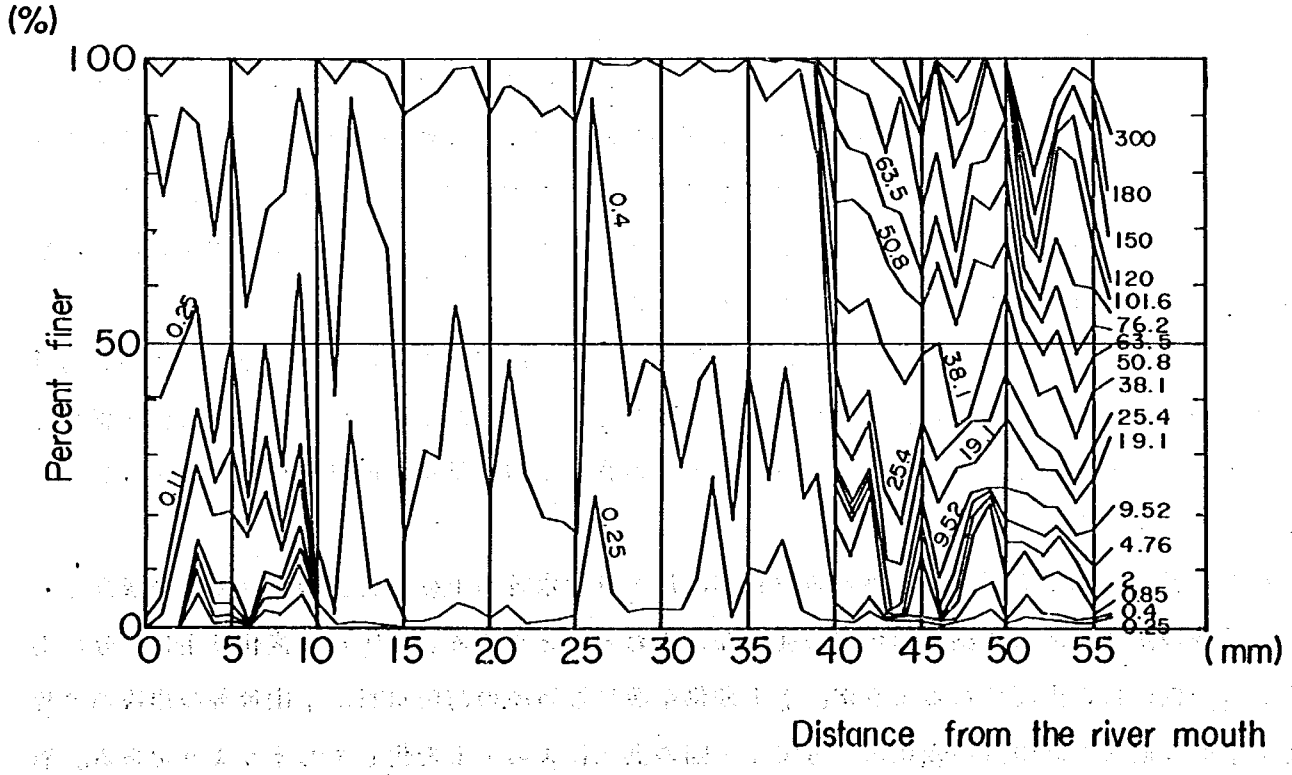


Fig. 6－2 Bed material size distribution ,The Kiso

o掃流砂（bed load）　河床近くを転がり，すべり，jump しながら移動する流砂。

o浮遊砂（suspended load）　流れによって浮遊されながら流下する流砂で，流れの流送能力に応じて河床から浮遊し，また沈降する。つまり流れの流砂流送能力以上の流砂が上流から流下すれば，過剰な砂分は沈積する。

o wash load　河床を構成する材料の中にほとんど存在しないような細かい粒子からなる流砂。一般には河川の水理量とは一義的関係のない流砂と理解されているが，厳密には正しくない。wash loadは，一般に河床の主モード（A集団）以下，つまりB集団およびB集団より粒径の小さい流砂であり，そこにwash loadとみなされる土砂が多量に加わっても，河床に占めるwash load成分の量は少ししか変わらない。つまり河床に占めるwash load 成分に対応する土砂は水理量，上流からの給砂量に応じてその成分を調節するが，全体に占める割合が小さいので，我々は通常この変化を識別しえない。[17]（wash loadの量の予測に当っては，現在の知識の段階では，土砂水文学的な予測手法しかとれないだろう。）

三つの流砂形態は，互いにかさなり合った部分があり，厳密に区分できるものではないが，河川における土砂の移動形態を論ずる場合，有効な概念である。しかしこの場合次のことに注意しておかなければならない。河川に働く掃流力は流量に応じて変化する。このことはある粒径を取りだすと洪水時にはwash load的であり，平水時には浮遊砂的であるというように運動形態が流量変化に応じて異なるということである。

本節では特に洪水時に，各粒径 populationの運動形態がどのようであるかに重きを置きながら，観測資料を解釈してみたい。

〔1〕砂利河川における土砂の移動形態

砂利河川においては，河床材料は出水時以外には全粒径が移動しない。上流部に火山灰等の堆積物があり平水でも砂分を供給するような河川を除けば，一般に平水時には，表層の砂分が移動し，一部は下流へ，他は流れの弱い所に堆積する。したがって主流部はアーマリングされ，他の場所より河床材料は大きくなる。しかし砂河川に変わる直上流では上流から流下する砂分が堆積し，平常時には河床面が砂分でおおわれることがある。

ところで表層下の河床材料の大きさは，経年的にはそれほど大きくは変わらない。このことは，洪水時の掃流砂は河床材料とほぼ同程度の粒度分布を持つことを示していよう。もし河床材料と掃流砂の粒度分布が，大きく変わるようなことであれば，河床材料の経年変化は非常に激しいものとなるはずである。

ただし常願寺川や黒部川のような急流荒廃河川では洪水時の土砂発生源の土砂の粒径成分ごとの供給量の変化に応じて洪水前後で粒度分布が変わることがある。[5)6)]（この変化は主に砂分の上流からの供給量に支配されるようだ。）土砂供給源に近い所の河床材料は，山地部の崩壊地の程度や，その崩壊土砂の質の変化によって，一回の洪水によっても変化してしまうようである。崩壊地から離れ，ある程度河道内で分級の進んでいる河川や，山が荒れていない河川では河床材料

の経年変化は大きくはない。

洪水時の河床堆積物と流送土砂の関係を，二，三の実測例を通して述べよう。

1） 天竜川8.4Km地点

天竜川8.4Km地点においてFig. 6－3に示す位置に，Fig. 6－4の形状に河道を掘り下げ，洪水後（昭和47年7月5日出水）そこに堆積した土砂の粒度分布を調べた一例[7]が，Fig. 6－5に示されている。なお比較のため昭和41年度に行った河床材料調査の成果も入れてある。これを見ると1mm以下の割合は，昭和41年度より小さいが，これ以上の粒径の粒度分布は，昭和44年7月5日出水後の堆積物の粒度分布とほぼ同じである。このことは砂利分の粒度組成は，洪水時ほぼ河床と同一粒度分布を持って流下するが砂分は，上流からの補給状況や，堆積環境の微少な違いによってその堆積量を変化するものと考えられる。なお砂分20％以下であれば，その砂分は単に砂利の間の間隙を充てんしているにすぎない。

7月5日洪水は鹿島量水所（河口より25mm）で最大8571m³／s，日平均2979m³／sの大出水であった。

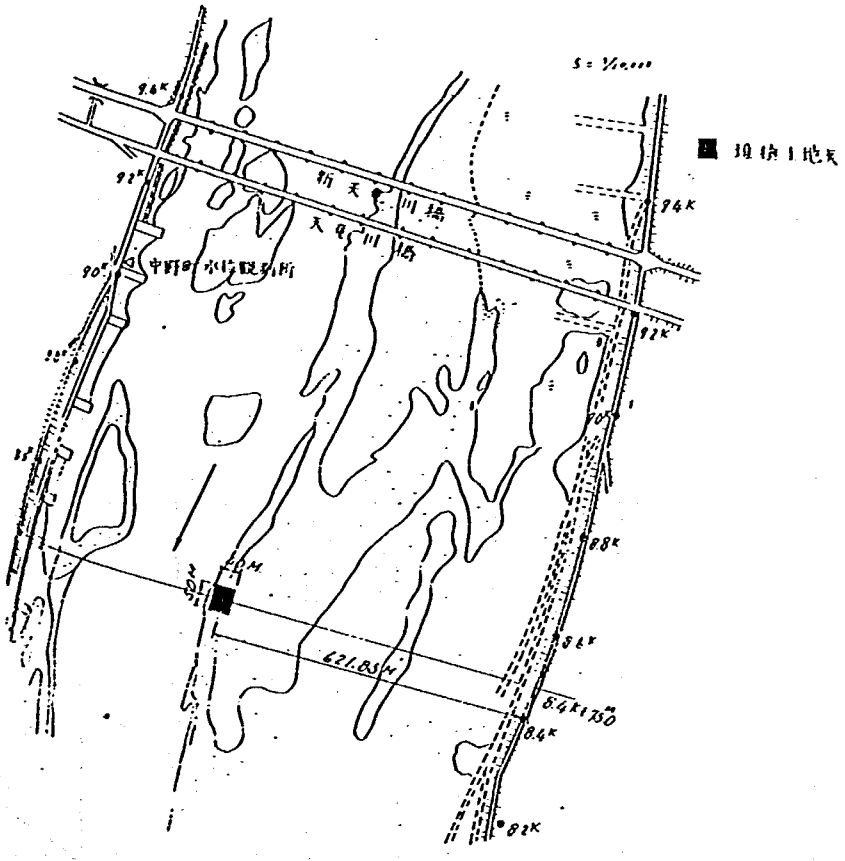


Fig. 6－3

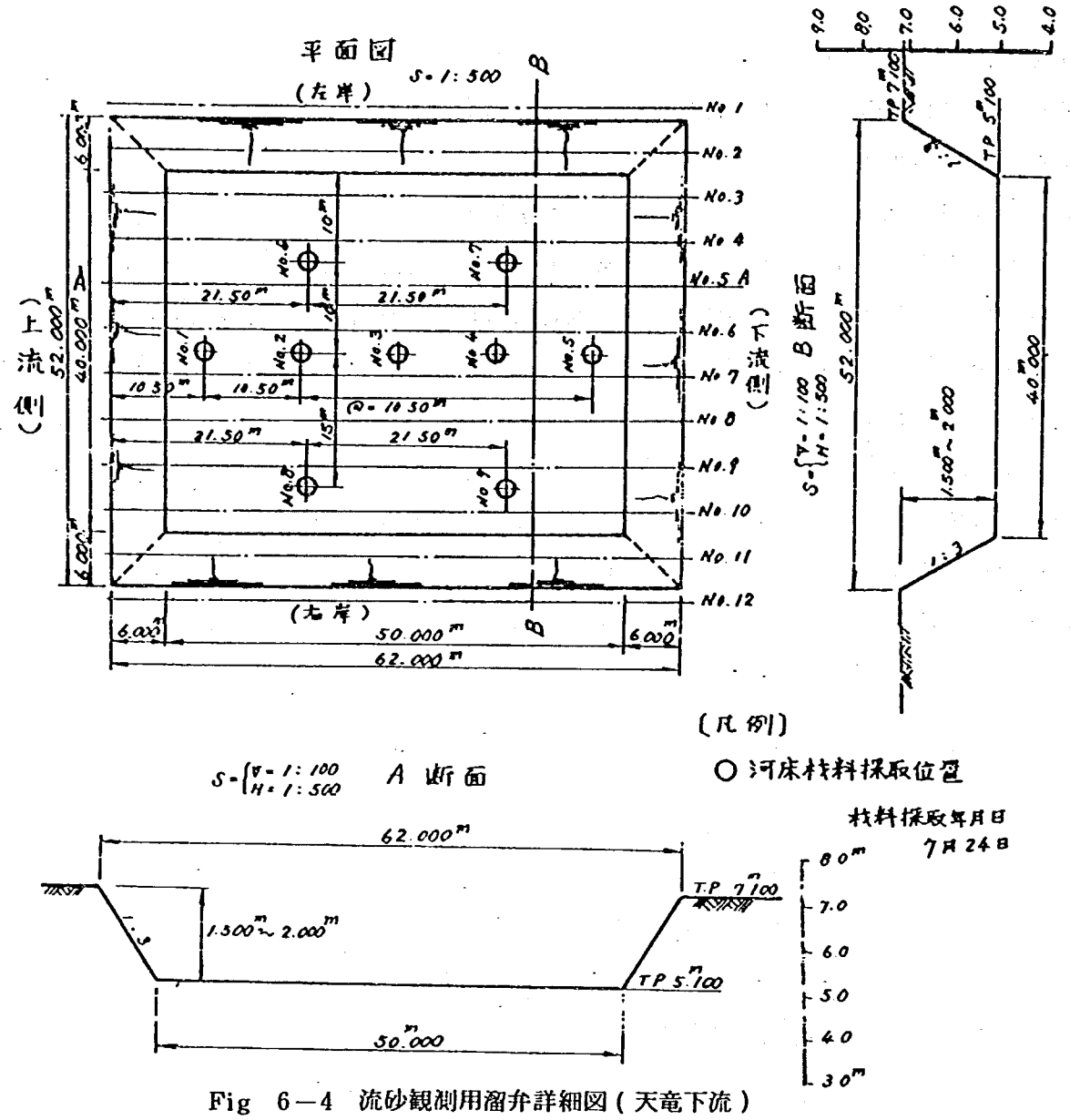


Fig 6－4 流砂観測用溜弁詳細図（天竜下流）

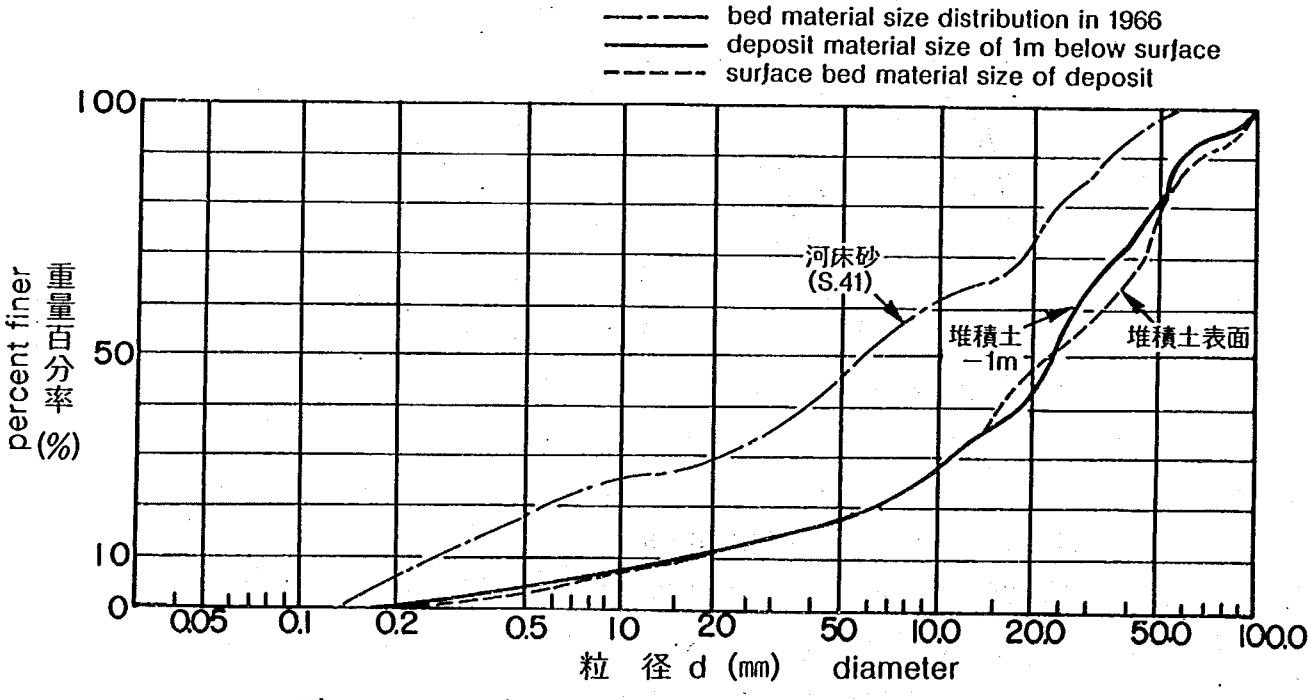


Fig. 6－5 Bed material size distribution

2) 肱川，肱川橋18.8Km 掃流砂観測

昭和44年7月5日出水時，肱川橋で，土研式掃流採砂器（Fig.6－6）による掃流砂観測が行われた。[7]その時の掃流砂の粒度分布は，Fig. 6－7 に示されている。この時の採砂地点の水深は 3.6 ～ 3.65m，$V_m = 2.5 \sim 2.6\ m/s$ である。流速が大きく，河床波が発達していると思われるので $\varphi = 12$ とすると，$u_* \fallingdotseq 20\ cm/s$，$\tau_{*m} \fallingdotseq 0.13$，$H/d_m \fallingdotseq 180$ の水理量下の掃流砂の観測と考えられる。採砂器に入った土砂の粒度分布は，二，三の例外を除けば，ほぼ河床砂の粒度分布に近い。

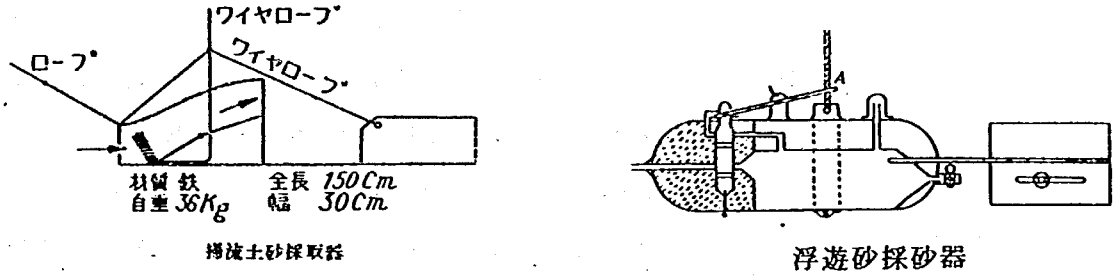


Fig. 6－6 日本で一般に使われている採砂器

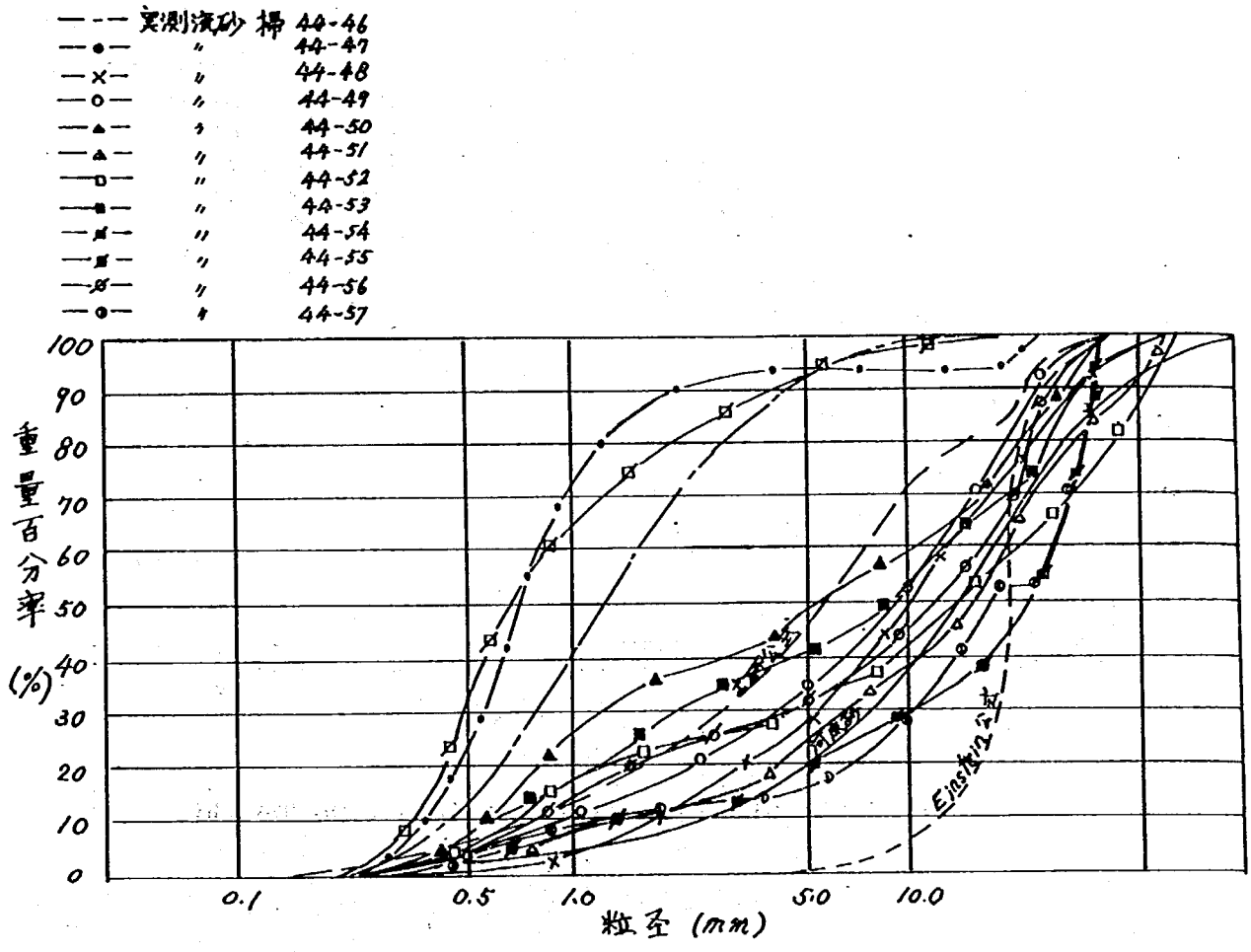


Fig. 6－7 肱川実測計算粒度分布比較図

3) 十勝川茂岩

前二河川の観測を通して全面的に土砂が動く時には，河床面近くの土砂（掃流砂）は河床砂とほぼ同一の分布形を持っていることが推測されるが，これは全流送土砂量の粒度分布が河床砂とほぼ同一であることを意味しない。砂分は浮遊砂形式で流下していると考えられ，砂分の割合はもっと大きいものと考えられる。砂利河川の浮遊砂の粒度分布を十勝川茂岩地点の観測例を通して述べてみよう。

Fig. 6－8は，昭和４４年７月７日（水深4.45ｍ，平均流速1.4ｍ）時の浮遊砂の粒度分布と掃流砂，河床砂の粒度分布を示したものである。[8]この観測地点は中間地的性質の河床材料を持ち，砂利分の粒径も大きくはない。この図より，河床砂が全面的に動いてはいないが，河床近くでは砂分が浮遊して動いているのがわかろう。なおこの観測時には水面勾配を測定していないが，河床勾配をエネルギー勾配とすると $u_* = 9$ cm／s となり，$\varphi \fallingdotseq 16$，粒径 0.3 mm に対して $\tau_* = 1.67$ である。また平均粒径 6 mm に対しては $\tau_{*i} = 0.083$ である。

Fig. 6－9 には粒径別の浮遊砂の濃度の水深方向の変化を示した。この図より $V_m = 1.4$ m／s 位の時 0.1 mm 以下は wash load 的運動形態，0.2～0.4 mm は浮遊砂的運動形態を持っているのがわかろう。

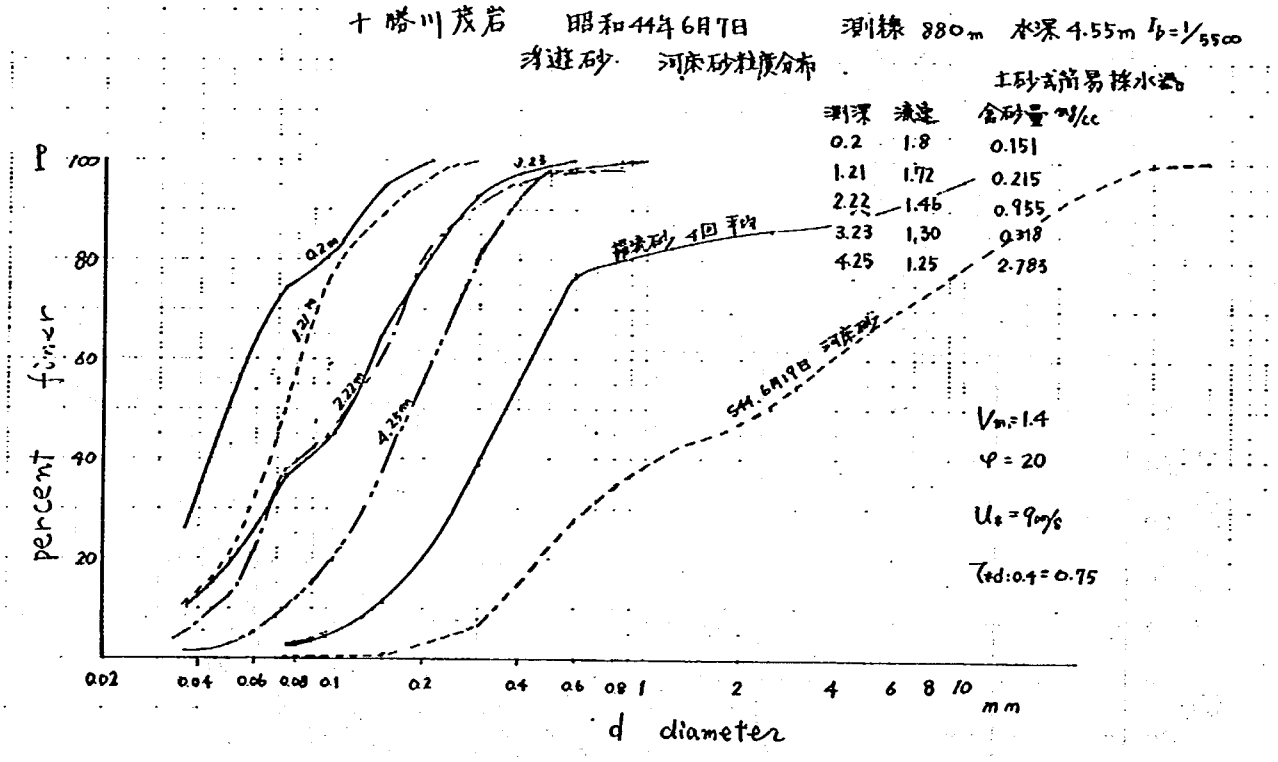


Fig. 6－8　Size distribution at Moiwa , the Tokachi

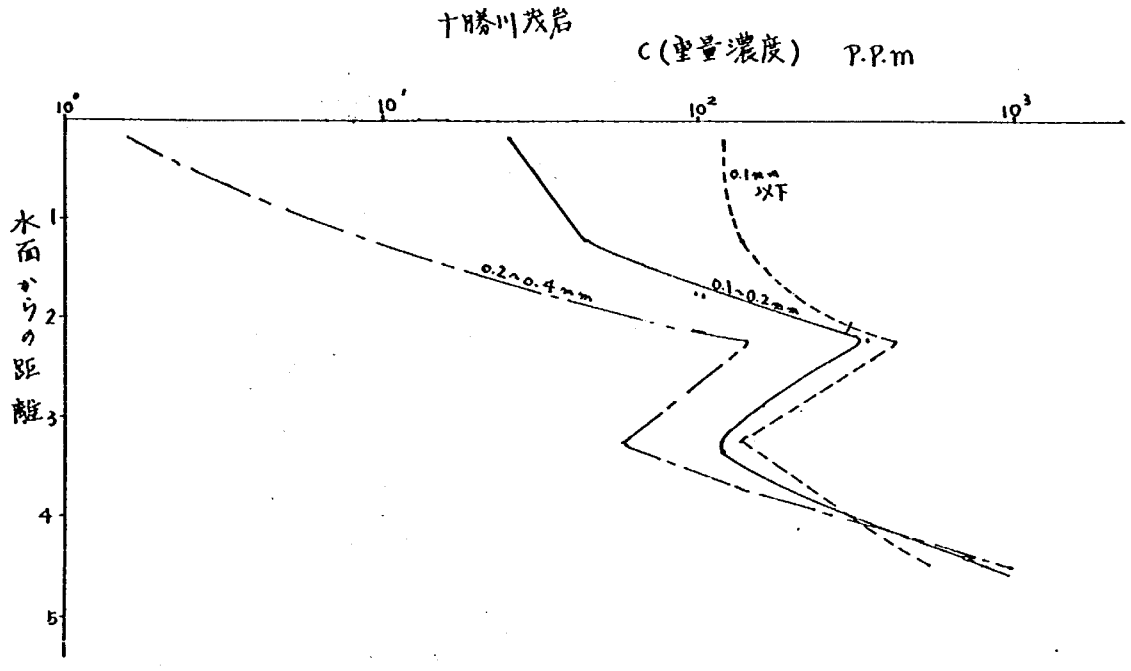
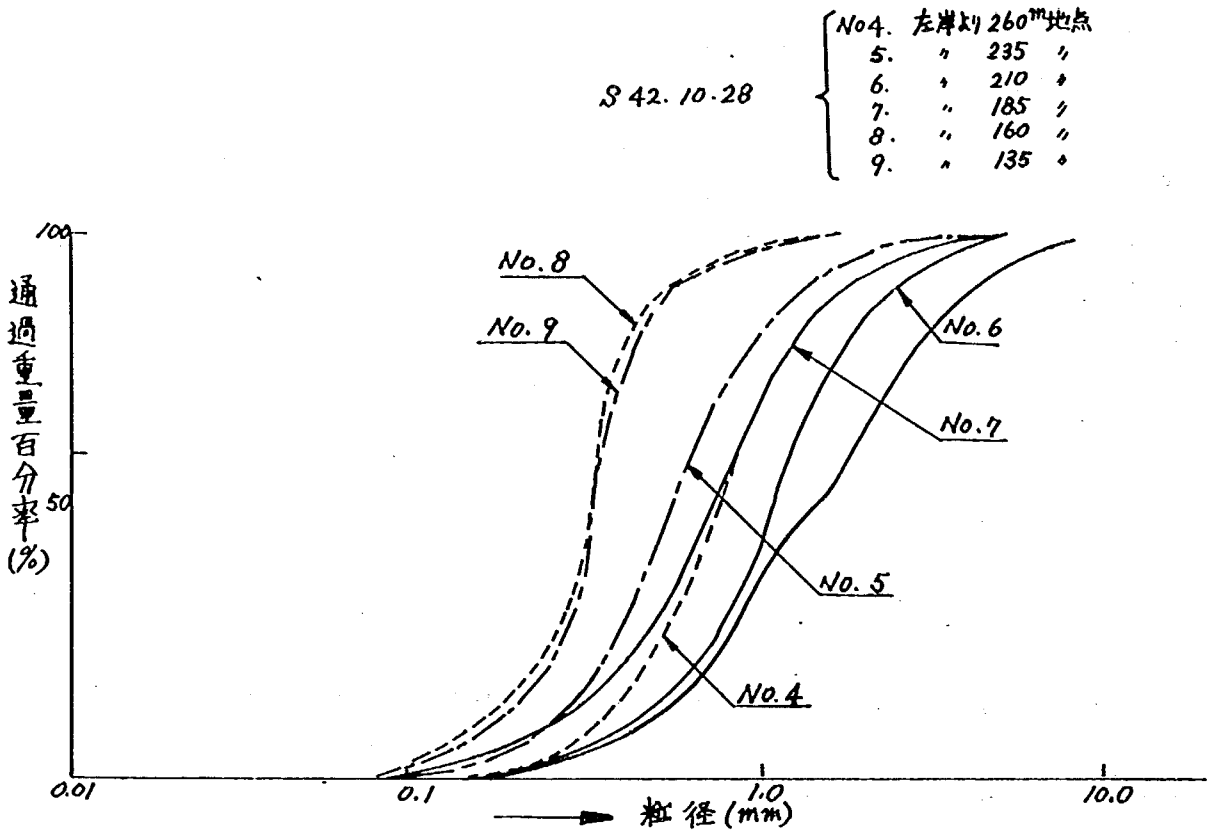


Fig 6−9 Suspended load size distribution at Moiwa , the Tokachi

〔2〕粗砂を持つ河川における土砂の移動形態

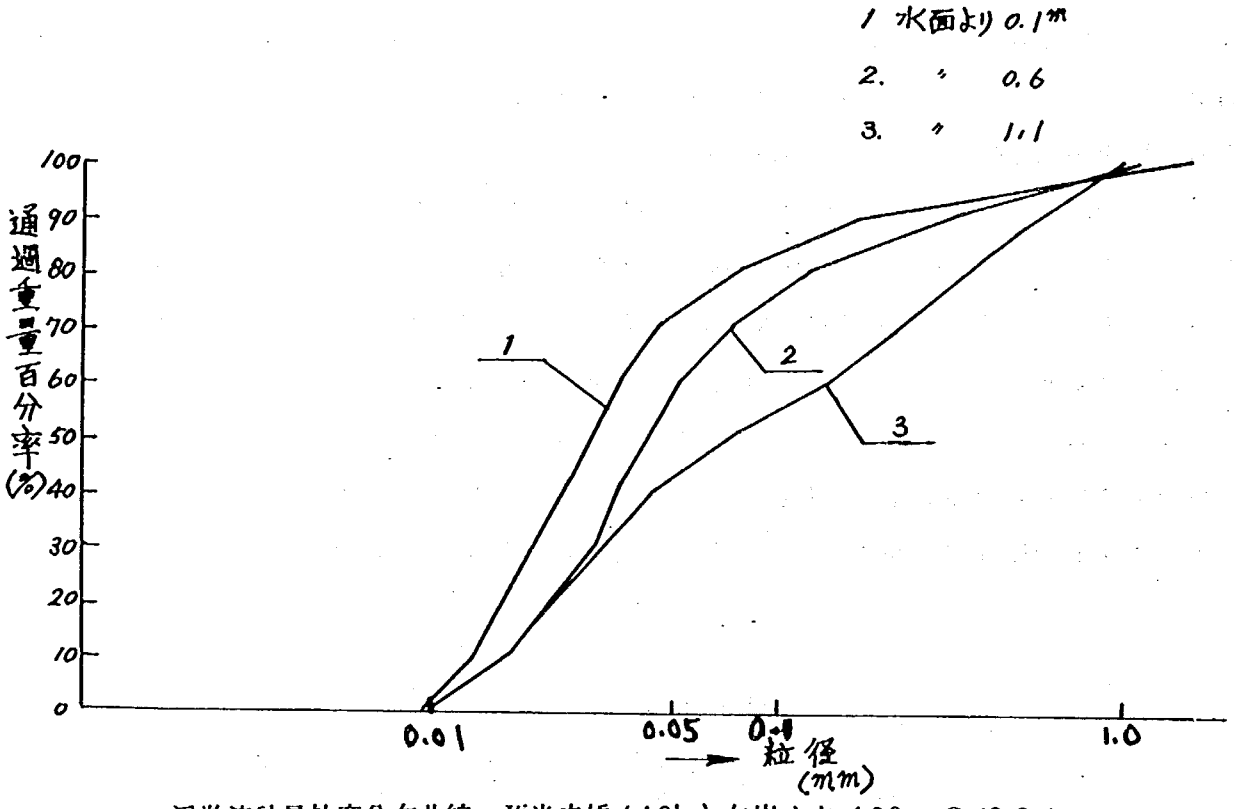
平均粒径 1 ～ 3 mmの粗砂を河床材料を持つ場合の浮遊砂，掃流砂，河床砂の関係を斐伊川の例[7]通して述べてみよう。

Fig. 6−10は昭和 4 2年 1 0月 2 8 日（H_m = 1.6 ～ 2.0m , V_m = 1.3 ～ 1.6 m/s ），Fig. 6−11は昭和 4 3年 3月 1 日（H_m = 1.2m , V_m = 0.9 ～ 1.2m／s ）における掃流砂および浮遊砂の粒度分布である。これを見ると掃流砂の粒度分布は，河床砂に近いものもあれば，異なっているものもある。掃流採砂器に入った土砂の粒径が小さいものは採砂量が小さく，多いものは河床砂に近い。小さいものは，河床近くを浮遊して流下する砂を採取し，大きいものは河床近くを contact load として流下しているものと，浮遊砂を採取したものと考えられる。河床には，dune が発生していると考えられ，d = 2 mmに対して τ_m = 0.7 ～ 0.8 ，d = 0.4mmに対して τ_m = 3.5 ～ 4.0であり，粗砂は contact load ，細砂は suspended load として動いている。このことは粗砂を河床材量に持つ場合，粒径 0.7 ～ 3 mmの砂と，0.2 ～ 0.6 mmの砂の運動形態が異なっていると考れなければならないことを示し，土砂量把握のためには，両者を分けて考えていく必要があることを示そう。ただし河床変動の予測には粗砂だけで把握しておけば十分であろう。



掃流砂量粒度分布曲線（源光寺橋）

Fig 6－10 Bed load size distribution at Genkojibashi , the Hii



浮遊流砂量粒度分布曲線　源光寺橋（4.3km）左岸より 160m S.43.3.1

Fig 6－11 Suspended load material size distribution at Genkojibashi, the Hii

〔3〕砂河川における土砂の移動形態（$d_m = 0.3 \sim 0.6$ mm）

砂河川では，砂利分が上流で堆積した後での河床材料であるため，均一性が増す。それゆえ河床波の予測や流砂量の評価，河床変動の計算等には，均一砂の場合の評価法を使っても，ほとんど問題がない。ただしこのことは砂分内において分級が行われていないということを意味しているわけではない。砂分内の分級が激しく生じている地点は，粒径 0.4 ～ 0.6 mm の砂河川が粒径 0.1 ～ 0.2 mm のシルトまじり細砂に急変する所である。（例としては利根川 40～45 Km 地点，鶴見川 8 Km 地点等である。）この急変点上流の河床材料は，大洪水時には，河床の状態が flat になり浮遊形式で移動するが，この急変点で，掃流形式に変化し堆積していくものと考えられる。この急変点下流の河床材料は，上流部では wash load 的な動き方をし，河床材料中には数％しか存在しない。上流部で洪水時 wash load 的運動形態を持っていたものが，浮遊砂的運動に変わるのは掃流力がここで小さくなるためであるが，この掃流力の減少は日本の河川の場合，河川自身で，この急変点を作ったものではなく，人間の河川に対する働きかけが原因していることが多い。利根川の場合は，40 Km 地点から湖沼的性格が強く，事実数100年前までは低湿地湖沼地帯であった。鶴見川の場合は，河道の拡幅，埋立てに原因している。通常の日本の河川では 0.1 ～ 0.2 mm の細砂は，高水敷堆積物になるか，海に出てしまう。

1) 天塩川・天塩大橋

砂河川の例として天塩川，天塩大橋地点の洪水時の掃流砂，浮遊砂の粒度分布[8] を昭和 44 年 5 月 2 日（水深 7.25 m，$V_m = 1.5$ m／s）および 7 月 30 日（水深 5.1 m，$V_m = 0.7$ m／s）の観測結果を Fig. 6－12 に示す。

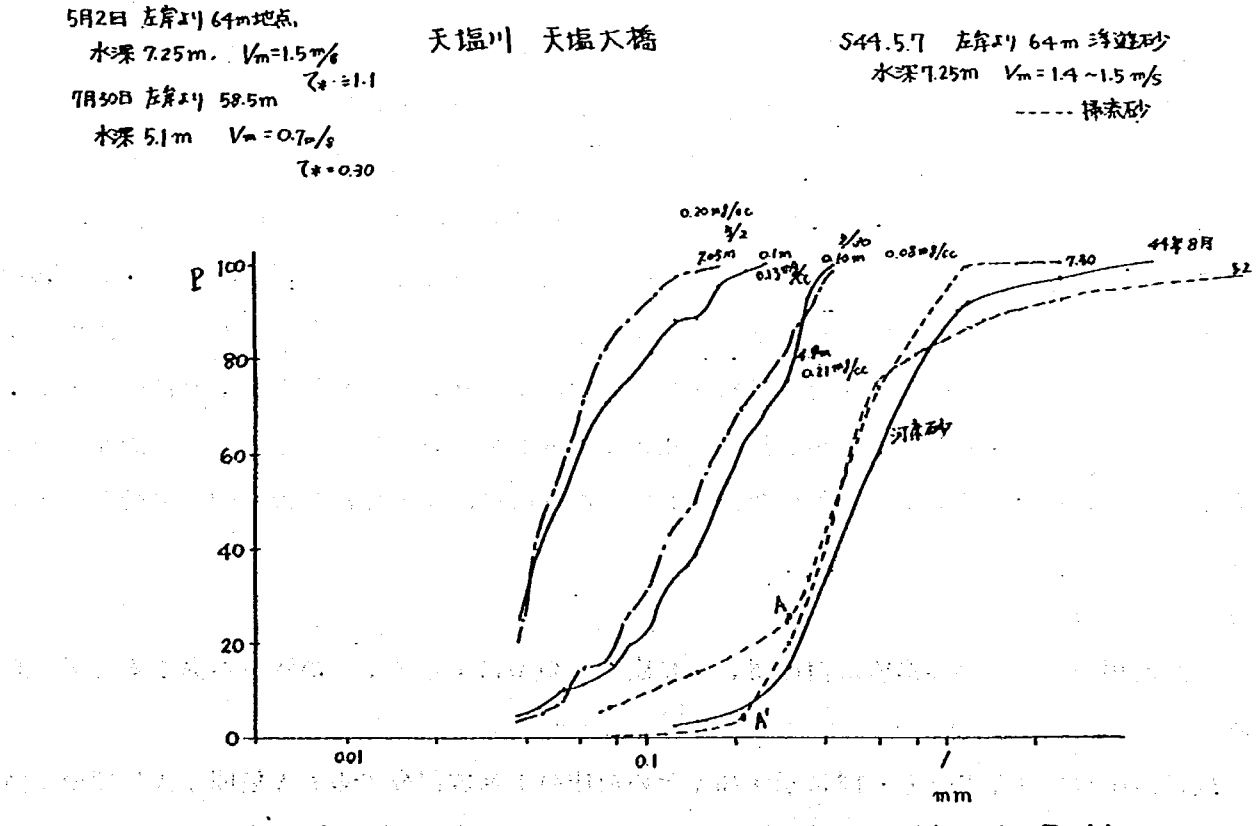


Fig 6－12 Size distribution curve at Teshioohashi , the Teshio

5月2日の観測値には流速から判断するとdune河床と考えられ，$\varphi=12$とすると$\tau_{*m}=1.2$，7月30日には$\tau_{*m}=0.3$前後と考えられる。

掃流採砂器に入った砂の粒度分布は，河床砂より多少小さいがほぼ等しい。砂河川では掃流砂は河床砂粒度分布とほぼ等しいとして良いと考えられる。なお浮遊砂の粒度分布を見ると，流速の遅い7月30日の方が粒径が大きいものが多く含まれている。また採砂器に入った土砂も0.1～0.3mmの砂が多い。この原因は明確でないが，掃流砂の粒度分布の変極点A，A′と浮遊砂の最大径がほぼ対応しているのは興味深い。このことはこの変極点A，A′に相当する粒径より大きい粒子と小さい粒子と異なった運動形態を持っていることを示しているのではないかと思われる。つまり大きな粒子は掃流砂的運動形態，小さいのは浮遊砂形態の運動をしているものと考えられる。

〔4〕細砂を持つ河川における土砂の移動形態

細砂（$d_m=0.008\sim0.015$cm）を持つ河川の土砂の移動形態については，観測例が無くはっきりしたことは言えないが，実験水路での観測や洪水時の流速等から判断して，次のような土砂の運動形態を持っていると考えられる。

平均年最大流量程度の流量の場合は，河床にはrippleが発生していると考えられ，主モードの河床材料は掃流および浮遊している。（粒径が小さい場合にはripple河床であっても浮遊砂は多い。）粒径0.3～0.6mmの砂は掃流で動いていると考えられるが浮遊しえない。大出水時には流速が2m／s前後となり主モードの河床材料は浮遊するが，粒径0.3mm以上のものは浮遊しえないようだ。

〔5〕砂分を80%，砂利を20%程度を持つ河川の土砂の移動形態

通常の河川では，このような河床材料を持つ所は，砂利河川から砂河川に変わる地点で生じ，独自の河道segmentを持つほどその区間は長くないが，上流からの砂分の供給量の多い所では，独自のsegmentを持つ河川がある。たとえば常願寺川0～6Km，白川3～14Km等である。これらの河川は，上流土砂供給源に火山噴出物（火山灰）を持ち，砂分の土砂供給量が非常に大きい。年最大流量程度の洪水の時のu_*^2は，200～250 cm²／s²であり，通常な河川では1～3 cm程度の砂利成分を主モードとする河床材料となるが，砂分の供給量が多く河床の主モードの河床材料は砂分となっている。このような河床材料を持つ河川は，洪水ごとの砂分の供給量に応じて，砂分が多い場合には，砂河川的な性格を持つ河川に，砂分が少ない場合には，砂利河川的なものに変わり，河床材料の時間的，場所的変化が激しい。洪水時には，砂分は浮遊砂的な運動形態を持っている。

〔6〕ま　と　め

実際河川の土砂の移動形態は河床材料の粒度分布の型によって，その特徴が異なると考えられる。

一般に河床材料は，Fig.6－13に示す如くその河床の主構成部分であるA集団，A集団の空隙

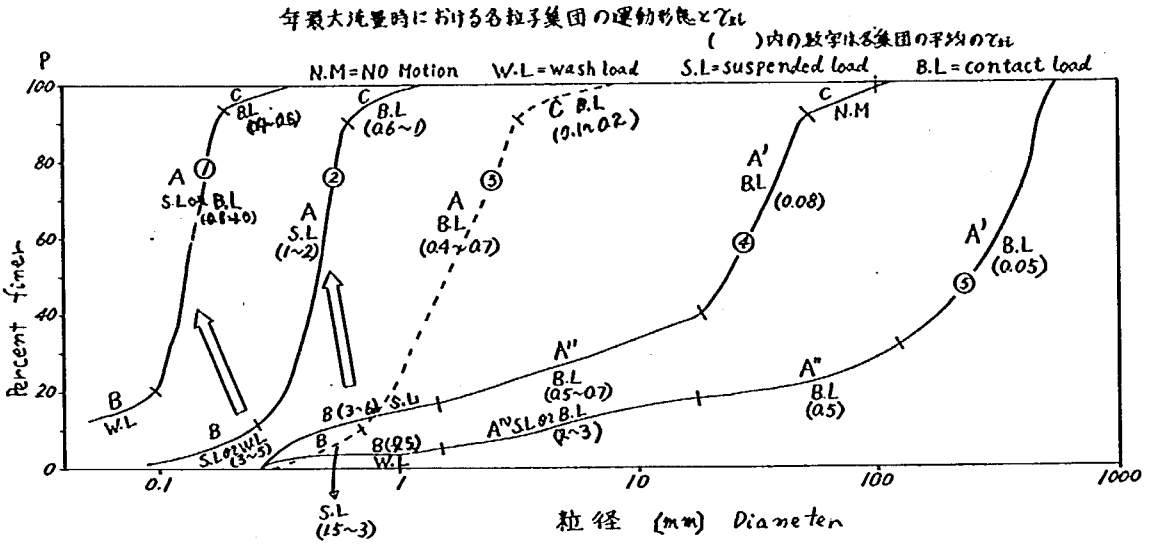


Fig 6—13 Type of bed material movement at mean annual flood

をうめているB集団，またA集団より粒径が大きく，A集団と運動形態の異なるC集団に分けて考えるのが便利であると思われる。[9)10)11)]各集団を区分する粒径をはっきり決めることはできないが，粒度分布曲線の勾配変化点が一つの基準となるようである。Fig. 6—13には筆者が判断した区分粒径を示しておいた。

実証的資料が少なくはっきりしたことは言えないが，水理実験結果や本章で述べなかった他の河川の観測例などから判断すると，河床材料の運動形態は次のごとくであると考えられる。

粒度分布が①のような河川では，平均年最大流量時には，河床は ripple と考えられ，A集団は bed load ，および浮遊砂形態であり，B集団は wash load ，C集団は掃流砂で移動する。大出水時には，A集団は浮遊砂となるが，C集団は大出水時にも浮遊しないと考えられる。平水時にはA集団は掃流砂的であるがほとんど動かず，B集団は流速の遅い所に堆積していく。

緩流部の代表的粒度分布形である②の場合は，平均年最大流量程度の洪水の時は，河床は dune あるいは flat であり，A集団は dune の場合は掃流砂， flat の場合は浮遊砂，B集団は浮遊砂あるいはwash load 的，C集団は掃流砂的に動くと考えられる。大出水時にはA集団は河床が flat となるため浮遊砂的であり，C集団は掃流砂であろう。平水時には河床は ripple であり，A集団は掃流砂，B集団は浮遊砂と考えられる。

粗砂の河床材料を持つ③の場合は，洪水時に河床はduneであり，A集団は掃流砂，B集団は浮遊砂，C集団は掃流砂であり，平水時には河床はduneあるいはrippleとなり，A集団は掃流砂，B集団は浮遊砂あるいは掃流砂となり，C集団は動かないと考えられる。

④のような河床材料を持つ場合は，洪水時はduneあるいはflatでA集団は掃流砂，B集団は浮遊砂，C集団は年一回洪水程度では動かないが，大出水では掃流砂と考えられる。なおA集団の粒径の広がり範囲が2～50mmであり，この広がりの中で土砂の移動形態が異なることが考えられA′，A″の二つに分けた方が良いかも知れない。[注1)]ただA″集団は，量が少なく無視しても良い

場合が多い。平水時にはC，A′集団は動かず，流れの強い所はアーマリングされ，弱い所にB集団が堆積することがある。

⑤に示すように大粒径河床材料を持つ河川では，洪水時河床はflatであり，一般にC集団を持たず，A′集団は掃流砂，B集団はwash load，A″，A‴集団はそれぞれ浮遊，掃流と考えられるが，A″，A‴集団は河床の中に占める割合が小さく無視しえる場合が多い。なお河床がアーマリングされるとB，A″集団が河床から抜け出てA′，A″のみで河床表面をおおう。平水時にはA′，A″はほとんど動かず，B集団は浮遊，A集団は掃流で動くと考えられる。

6－3　縦断方向のsorting

6－1節において，河川の縦断形はほぼ同一の勾配を持つsegmentの集まりと考えた方が良いと述べた。ここではなぜこのようなsegmentが生じるかを考察する前に，segment内の分級機構，segmentの接合点の分級機構について論じてみよう。

i）同一segment内の分級機構

同一segment内の河床材料の変化は少なく，segment内では流砂量の連続条件がほぼ成立していると考えて良い。しかしながら河床材料の各集団ごとにその移動速度は異なっている。河床材料のC集団，A集団，B集団の順にその移動速度は遅い。従って上流のsegmentからの流入土砂量や，その質が変化すると，segment内の河床材料の応答速度が，各粒径集団ごとに異なってくる。たとえば上流からの土砂の流入が止まるとA集団は下流に移流していくが，C集団は河床に残りarmour coatを形成する。

ii）砂利河川から砂河川に変化する地点における分級機構

砂利河川から砂河川に変わる遷移地点では，平均年最大流量時において砂利部では $u_*^2=(75\sim150)\times d_m\ cm^2/s^2$ 程度の掃流力（ここで d_m の単位はcm）砂河川では100～150 cm^2/s^2 の掃流力を持っている。また河床波は，砂利河川部はflat，砂河川部分はduneと考えて良い。今，砂河川での $u_*^2=100cm^2/s^2$ とすると，duneが発生しているのでそこでの移動限界粒径は，3章2－2〔2〕より1 cm程度となる。

河床材料が，扇状地末端において砂利から砂に急変する理由は，地形学的には，浸食基準面の変化（海水面高の変化）と，生産土砂の粒径の不連続性に原因するが，segment接合部での小規模河床波の形態変化がこの分級をより進めている。

iii）粒径0.3～0.5mmの砂河川から0.10～0.20mmの砂河川に変わる地点の分級機構

利根川40Km，江戸川20Km地点で河床材料は0.3~0.5mmから0.10～0.20mmに変化する。0.15～0.20mmの砂は，この地点より上流ではwash load的運動形態であるが，この地点よりbed load的な運動に変わる。小規模河床波は，この地点より上流では小洪水時にはdune，大洪水時にはflatであり，この地点より下流では小出水時にはripple，大出水時にはflatと推定される。

粒径が急変する理由は，この地点より河床に働く掃流力が小さくなるためであるが，その分級機構は明確ではない。掃流力から見れば下流部においても上流部の主モードの河床材料である0.4～0.5mmの砂は，十分に移動しうる。ただし大出水でも浮遊しえない。（V_m=200cm/sとしてもφ＝25～30であるため0.4mmの砂に対してτ_{*i}は0.6～0.7程度である。）上流部においては0.15～0.2mmの砂は，年最大流量時にτ_{*i}＝3～4であり，下流では0.8～1.2前後となる。上流部での細砂分の流砂量が下流部で，ちょうど河床の主モードの流砂量に相当する条件下にあるものと思われる。

この粒径の急変の水理的条件は，上流部の細砂の輸送量によって変化するものと考えられ，輸送量が多ければ多いほど下流側のu_*^2が多少大きくなろう。

iv) 河床材料が砂利であるsegment同志の分級機構

砂利の河床材料として持つsegment同志の間の勾配の変化は，砂利から砂に変わる地点の勾配の変化ほど急激なものでは無いが，勾配が多少変わり，また粒径も多少変化する。Fig. 6—14は例として手取川扇状地の勾配と粒径を示した。このように扇状地上でも，多少勾配の異なったsegmentが生じるのは，生産土砂そのものが，粒径1 cm以上の内に，2つ以上のモードを持っていて，そのモードに対応する堆積空間を作ることに原因すると考えられる。したがって生産土砂の内粒径1 cm以上のものに顕著なモードを持たず，種々の粒径を持つ場合は，勾配の急変点を生じず，上流のsegment，下流のsegmentの間には移過帯と考えられる徐々の勾配が変わる所が生じ，逆にモードが1つしか無い場合には，扇状地の勾配は一定となり，その下のsegmentとの間に勾配の急変点を生じる。

なお日本の大臣管理区間の扇状地河川ではこのような例は無いが，扇状地が二つの顕著なsegmentを持ち，その勾配が上流と下流で2～3倍程度異なり，上流の河床材料の主モー

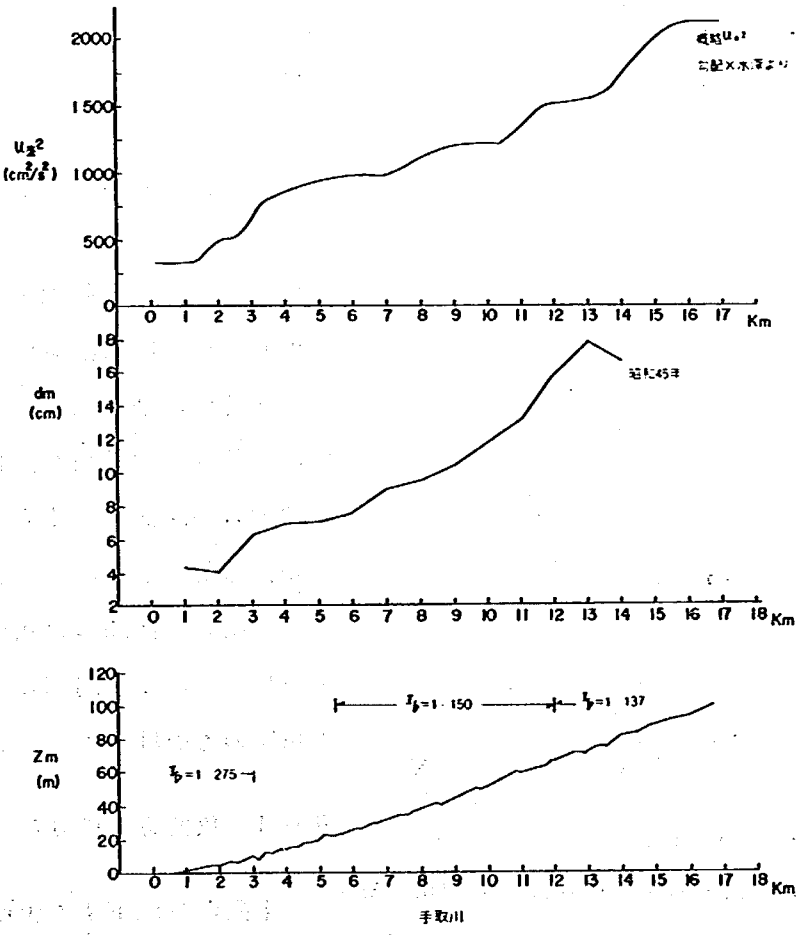


Fig 6—14 Longitudinal change of u_*^2, dm and Zm, the Tedori

ドは下流の segment では，channel lag deposit であるC集団である場合がある。たとえば，Fig. 6－15 に示す福島県の荒川では，Fig. 6－16 に示すように合流点より 6 Km を境にして勾配が

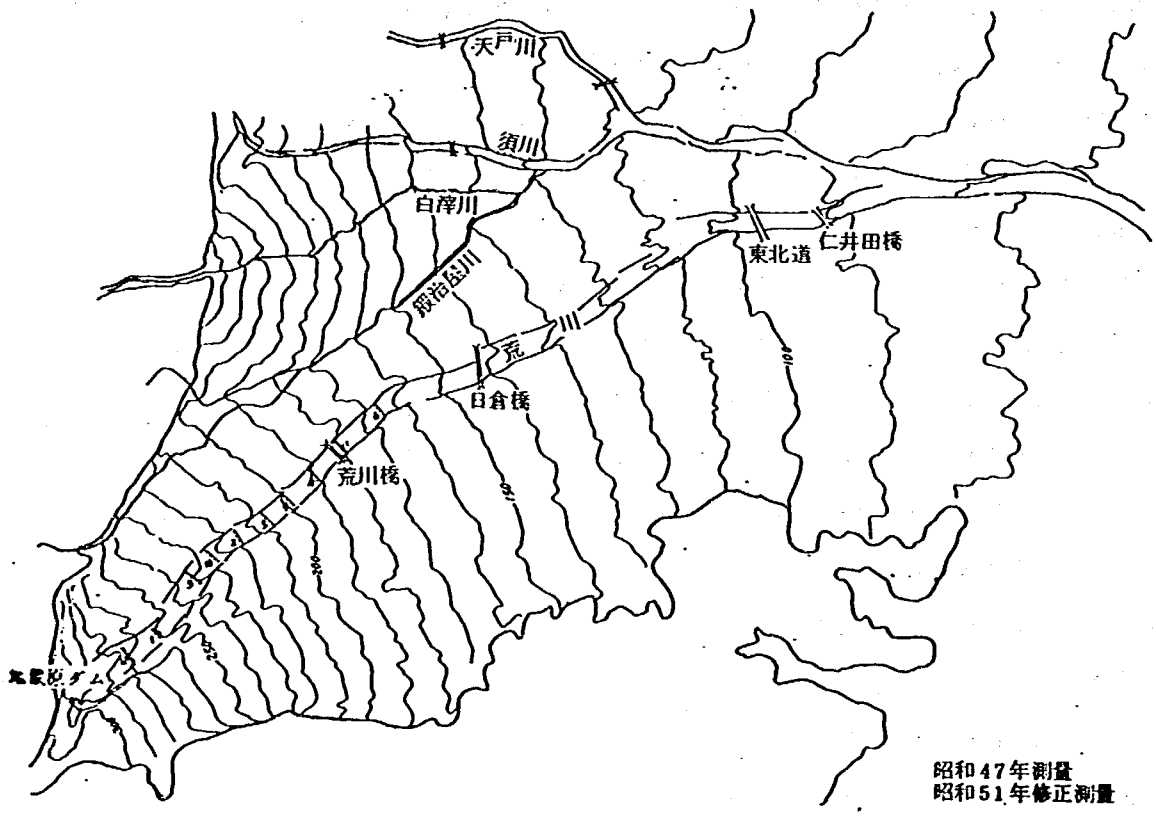


Fig 6－15 Plane of the Arakawa alluvial fan

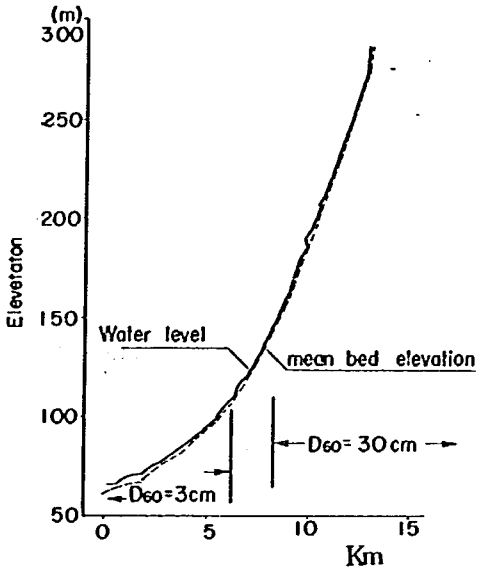


Fig 6－16
Longitudinal profile of the Ara

変化し，上流の扇状地では河床勾配約 1/40 ，河床材料 d_{60} が 30 cm程度，下流では河床勾配約 1/150 ，河床材料の d_{60} が 3 cm 程度を持つ顕著な二つの segment を持っている。[12] また小扇状地では扇状地上で粒径が変わらなくても，扇状地の上流の山間部と扇状地の勾配が大きく異なり，上流山間部の河床材料の主モードの河床材料が下流の扇状地でC集団になっている例は多い。なお大臣管理区間の扇状地河川で顕著な二つの segment を持つ例が無いのは，山間部の一次谷，二次谷等の次数の小さい谷で，大粒径のものは止まってしまうことによろう。

6－4 横断方向の分級

上流から流下する土砂は，生産土砂の各 population の粒径に応じて，segment を作りながら堆積していくが，流下する土砂は単に縦断方向に分級するのみならず横断方向にも分級する。ここでは横断方向の分級作用を，砂州上での分級，水路の横移動に伴って生じる分級，はんらん水による高水敷上の分級の三つに分けて論じてみよう。

〔1〕砂州上の分級

小規模河床波であるrippleやduneの場合，河床波の谷の位置に粗粒のものが，山の位置に細粒のものが集まるが，中規模河床波（砂州）の場合，それほど単純ではなく，河床材料の粒度分布形，無次元掃流力τ_{*m}，相対水深H/d_m，によって変わるようである。

i) 砂利を河床材料に持つ場合

移動床による模型実験，水路実験によると，勾配が大きく（$I_b > 1/150$程度），相対水深が小さい（$H/d_m < 25$程度）場合で，小規模河床波が発生せず，砂州の淵の位置ですべての河床材料が動ける場合には，砂州の淵位置では粗粒の方が細砂よりも動きやすいこと，その移動速度も細粒よりも早いことにより砂州の淵位置ではむしろ細粒の物が多く，砂州の高い所では，水深も小さく水面にすれすれとなるため粗粒のものはそこで停止し，粗粒のものが多くなる。しかしながら砂州の淵の位置ですべての河床材料が動けないような場合には，Fig. 6－17の手取川模型実験例[20]での観測のように，淵の部分はアーマリングされ粗粒のものが残り，砂州の高い所にも粗粒のものが集まる。

河床勾配が小さい（$I_b < 1/300$）場合，また勾配が大きくてもそこが下刻化しつつある所では，実際河川の観察によると，淵位置で河床材料が大きく，砂州の高い所に向かって細粒になっているものがほとんどである。この原因として，勾配が急な扇状地河川は堆積傾向にあるためか，平均年最大流量時のτ_{*m}が，勾配の緩い河川より大きく，また河床材料にC集団の河床材料が少ないこと，また砂州の相対高さHs/Hが大きく，砂州の高い所が水面すれすれになるが，勾配の緩い所ではそれほどでもなく，粗粒物質が砂州の高い所を通過しえること，また粗粒物質が移動しにくいということによるようだ。

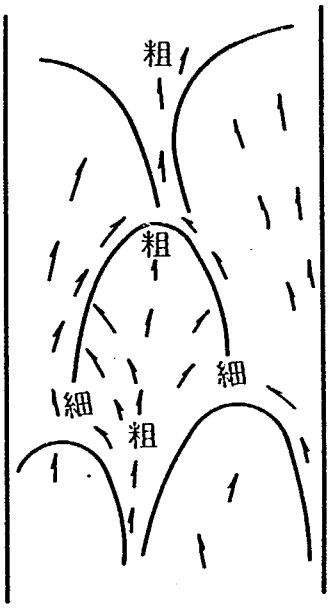


Fig 6－17

次に流量の非定常性が砂州上の粒度分布形にどんな影響を与えるか論じてみよう。

通常の河川では，河床の主モードの河床材料が動けなくなると，B集団の上流からの輸送量も急減してしまうため，洪水減水期には砂州の表層の堆積物の内，細粒のものだけ輸送され，表層はアーマ化されていく。細粒のものは砂州のクレストを通過すると，そこの流速が遅いため，その一部がPhoto. 6－1のごとく砂州のクレスト前面に堆積することがある。

上流に崩壊地や火山灰などがあり，河床の主モードが動けないような流量時にも，細粒分の土砂輸送があると，流量の小さい時は，砂州の淵の方が掃流力が小さいので淵の部分に細粒のものが集まり，砂州のクレスト部分が瀬となり粗粒となる場合がある。

以上のように砂州上の分級機構は，流れの非定流性，上流から流入する各populationごとの土砂の流入量が流量によって異なること，堆積条件が各populationごとに違うことによって，非常に複雑であり，砂州上で河床材料が平面的にどのように分布していくかについては，まだ分か

らないことが多く，今後の研究に待つ所が多い。

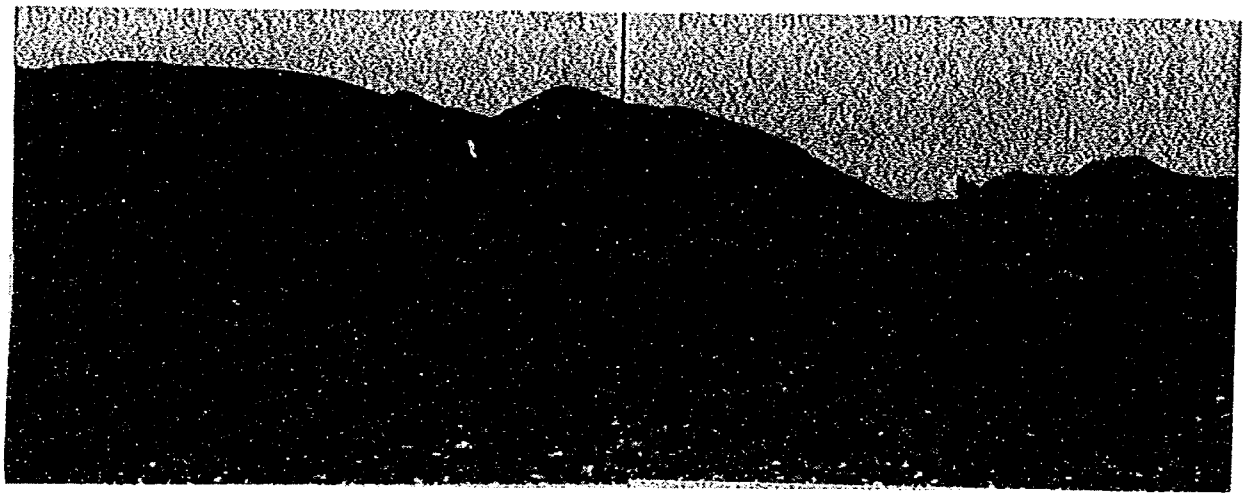


Photo. 6－1. Bar　前面の砂の堆積とbarのスケール，富士川河口より4.5km

ii) 砂を河床材料に持つ場合

粗砂，中砂を河床材料に持つ場合には，河床材料の主モードの材料は均一性が良いため，砂州上で粒径が変わることは少ないが，C集団の割合が多い場合には，砂州の淵の部分に砂利が集中することがある。細砂の場合（$d_m = 0.2$mm以下）には，平水また洪水でもsiltが堆積しえる条件にあるため，流速の遅い所にsiltが堆積する場合がある。

〔2〕水路の横移動に伴って生ずる分級

沖積層を流下する河川は，護岸や，岩等の固い河岸に流路が突き当らなければ，河川は河岸を浸食し横方向に移動するが，同時に河岸浸食量に応じた分だけ水路内に堆積を生じる。この堆積を通じて河川の流下土砂は垂直方向に分級を受け，河岸物質は水深方向に質の異なった堆積物が生じることになる。この分級機構は，河道の各segmentごとに洪水によって働く力が異なるため違っている。ここではそれらの違いを簡単に記述してみよう。

i) 扇状地河川（segment 1）の場合

扇状地河川は，洪水時の水深が浅いにもかかわらず，勾配の急なため河床に動く掃流力は大きい。また河床内に発生する砂州の頂部は，平均年最大流量程度の洪水では水面に近ずくほどの高さを持っている。（勾配が1/100以上の急流の扇状地では，平均年最大流量時にも，砂州の一部は水面にでてしまう場合もある。特に河床材料の分級度の悪い所，河床勾配の急な所ほど顕著である。）このような扇状地では，流路部の堆積が進むと天井川化し，大出水時には流路変更し，扇面の内低い所を流下する。このような流路変更の繰り返しが結局扇面を作っていくことになるわけだが，とり残された流路は，そこが流路だった時の地形（砂州による凹凸面）をそのまま残す。その後とり残された流路跡には，新しい流路からのはんらん堆積物（細砂）が薄く乗る。従って扇状地河川の河岸物質は，Photo. 6－2の富士川の河岸物質に示すように，河床材料とほ

ぼ同じような構成物質からなる。河岸物質に層状構造が見られる場合には，それは，本章6－3〔1〕で示した砂州上の分級の結果が河岸物質の層状構造として現れたと考えて良い。なお勾配が緩く(I_b <1/200)，河床材料も大きい場合には，洪水時の水深も大きく，従って砂州のスケールが大きく，その移動速度が遅いため，上流からの土砂流入量が減少すると，河床が砂州頂部を残したまま下刻し島状化，あるいは砂州の高水敷化が進み，そこに草や柳が生え，それらの植生によって土砂がtrapされやすくなり，細砂が沈積する場合がある。

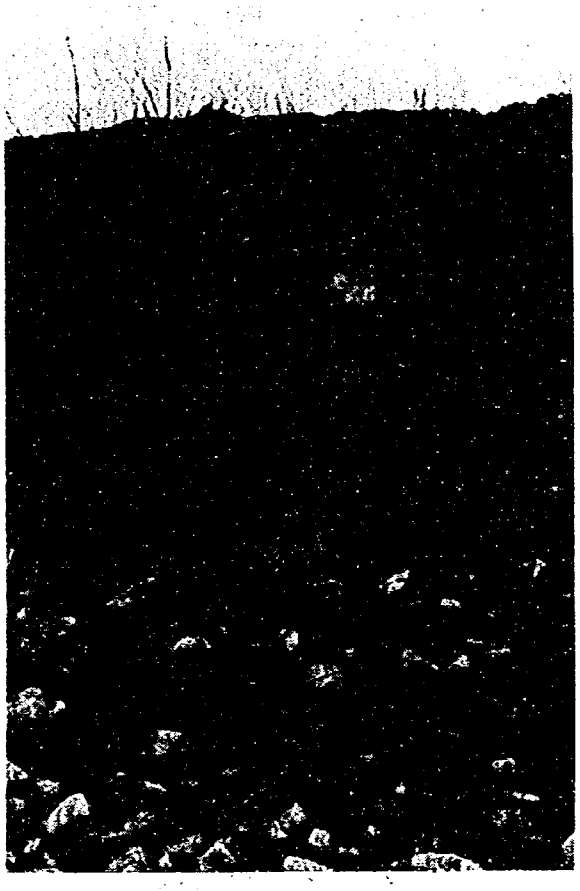


Photo 6－2 扇状地河川の河岸物質
富士川河口より2.6km

ii) 砂利を主モードに持つ蛇行帯河川

平均粒径1～4 cm，河床勾配1/500～1/4000の河川は，平均年最大量時のu_*^2は120～300 cm²/s²程度である。通常は，水深も深く，B/Hが小さく蛇行河川となる。（B/Hが100以上になり蛇行河川とならない場合もある。）このsegmentでは，河道の平面形の変化は，河岸の側方浸食と，浸食された河岸の対岸の堆積を通して進み，扇状地河川のように流路の急変することは少ない。つまり河川の河床の上昇速度よりも，横移動速度の方が速いと言って良い。従って河岸の物質は，この横移動に伴う河床材料の分級と，はんらんによる表層の堆積物という二つの違った作用による影響を受けている。

このような蛇行帯では，水路内で流れが片寄り，それによって河床高も流れが寄った方が低く，河岸浸食を生じ，主流から離れた方は，河床高が高くなり堆積が生じる。扇状地の河川と違って，このような河川は，洪水時の掃流力が小さく，洪水時にも水深の浅い所では，砂分が堆積しえるような水環境であるため，一般には，Fig. 6－18に模式的に示されるように，水深が浅い所ほど細粒のものが多くなる。またわん曲部での二次流の発生は，砂分を水深の浅い方へ移動させ，この河床材料の分級を伴った堆積を助長させる。（実際の河川の河岸物質はFig. 6－18に示されたような単純なものではなく，洪水規模や，その継続時間によって，河床に動く掃流力と堆積時間を変動させるため，Photo. 6－3に見るように砂層の上に砂利層が乗ったり，砂層の間にsilt層

がはさまったりする。)

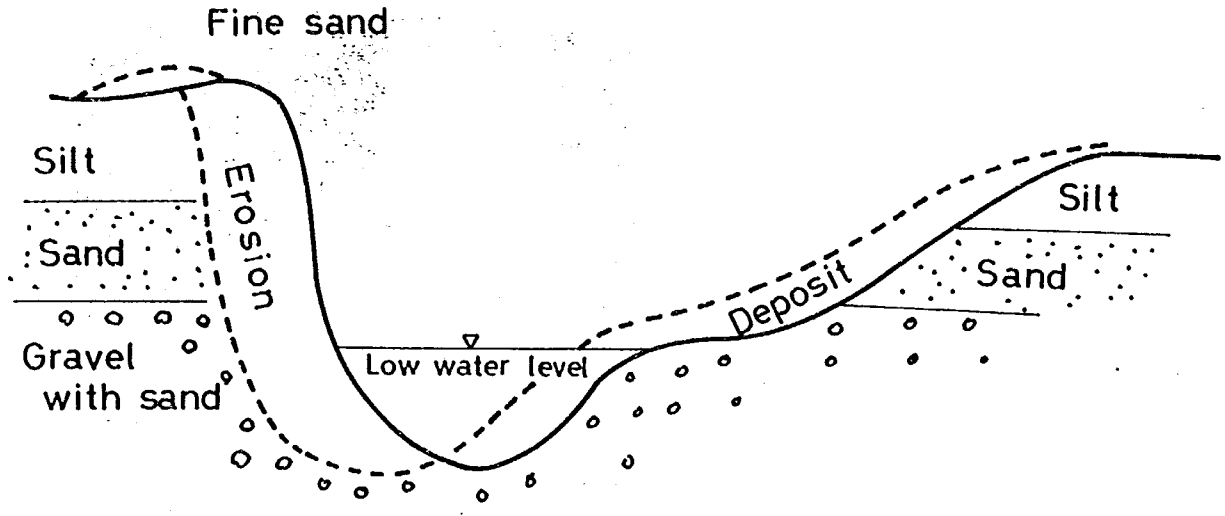


Fig 6－18

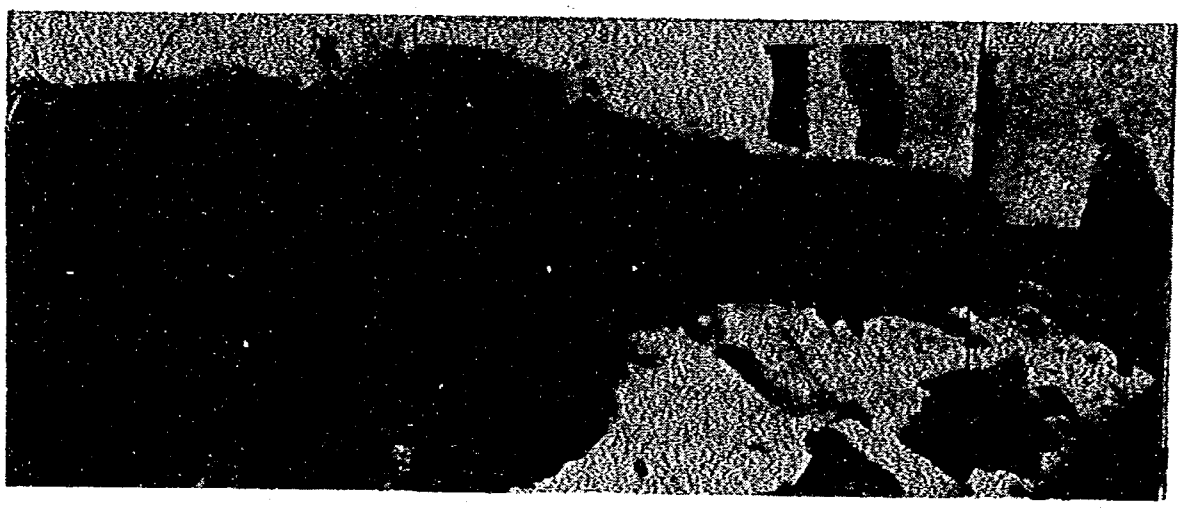


Photo. 6－3 阿武隈川30.6Km左岸の層状堆積

iii) 粒径 0.3 ～ 0.6 mmの河床材料を持つ河川

このような河床材料を持つ河川が，自身の河成堆積物上を流下する場合は，米国Mississippi 河の例で示されるように，展型的な蛇行河川となり，ii)で述べたのと同様な河岸浸食と堆積を生じる。河岸物質は，最下層は，Channel lag deposit であるC集団，中層は河床材料の主モードであるA集団が，その上にB集団，表層には洪水はんらん堆積物という層序[15]を示すが，日本の一級河川の場合，このような砂を河床材料を持つ segmentの区間はFig. 6－19 の荒川の河川近くのボーリング結果に示されるように，縄文海進時に海面下にあったものと考えてよく，このsegmentは高々 5000 年程度の形成年月を持っているにすぎない。このような河川が流れる沖積低地上に残っている旧河道沿いの自然堤防の跡は，長い区間とぎれることなくたどることが可能で

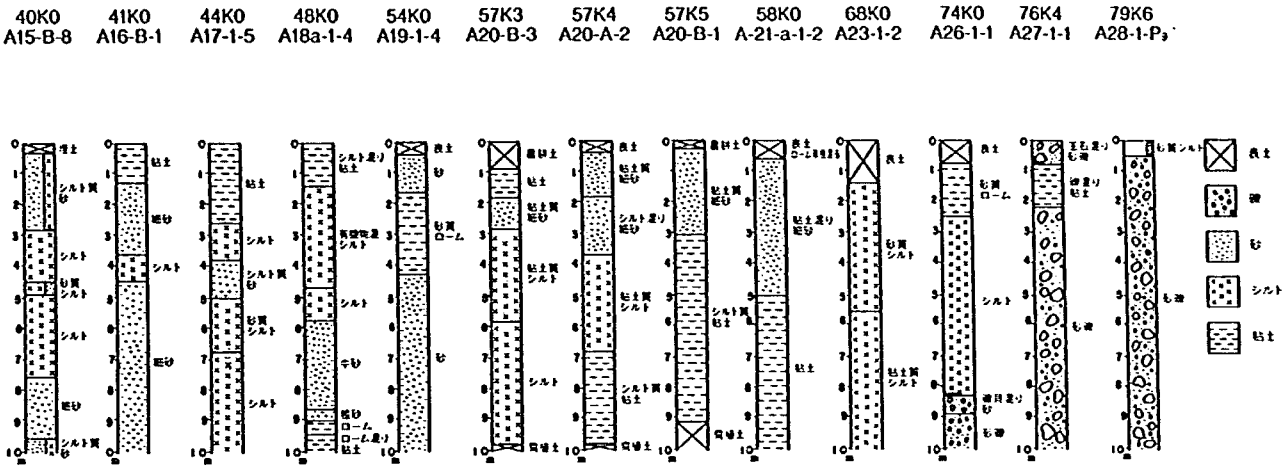


Fig 6－19 荒川沿いの土質柱状図

あり，河道の横移動が少なかったことを示している。ただし，上流からの砂分の流入量が多かった河川では，河床上昇速度が速いためか，利根川中流部や木曽川中流部などでは河道コースの急変（河岸浸食による水路の横移動によるものではなく，大出水時などに河道コースの新たな形成）によると考えられる網目状の自然堤防帯が残っている。逆に砂分の供給量の少ない川ほど（河床勾配の緩い河など）一つの流路に長い期間とどまっているため，旧河道沿いの自然堤防の跡は長い区間追跡可能であり，旧川跡も少ない。

iv) 粒径 0.2mm以下の河川の場合

粒径 0.2mm以下の河床材料を持つ河川で顕著な segmentを持つ例は，日本においては利根川しかない。利根川の場合は数百年前までは lagoon的性格が強かった。従って，この segmentの区間は，河岸浸食がなく，水路の横移動による堆積を生じない。

（アメリカのMississippi河の場合 0.2mm以下の河床材料を持つ区間はデルタ区間であり，海性堆積物の中に河岸沿いのみに silt性堆積物がある。[14)15)]流路は蛇行せず，横移動は無いが，河口近くで鳥の足状の分離水路を持っている。）

〔3〕はんらん水による高水敷上の分級

河川を流下する洪水流量が，低水路満杯流量を越えると，河水の一部は高水敷上を流下し，その流速が速い場合は，高水敷の表土を浸食し，遅い場合は，河水に含まれる土砂の一部を堆積し，自然堤防や，はんらん原の表層となる。どこにどのような物質がどれだけ堆積するかは，本川を流下する河水中の浮遊物質の粒度構成とその濃度，はんらん原上のはんらん水の流速，浸水時間，本川からの距離に関係する。ここでは，河道の各 segmentごとに，高水敷堆積物がどのようなものになるか，なぜそのような堆積物が堆積するかを記してみよう。

(i) 扇状地河川の場合

Fig. 6－20は高水敷上の水深と高水敷の流れ方向の勾配によって，高水敷上の u_*^2 がどのよ

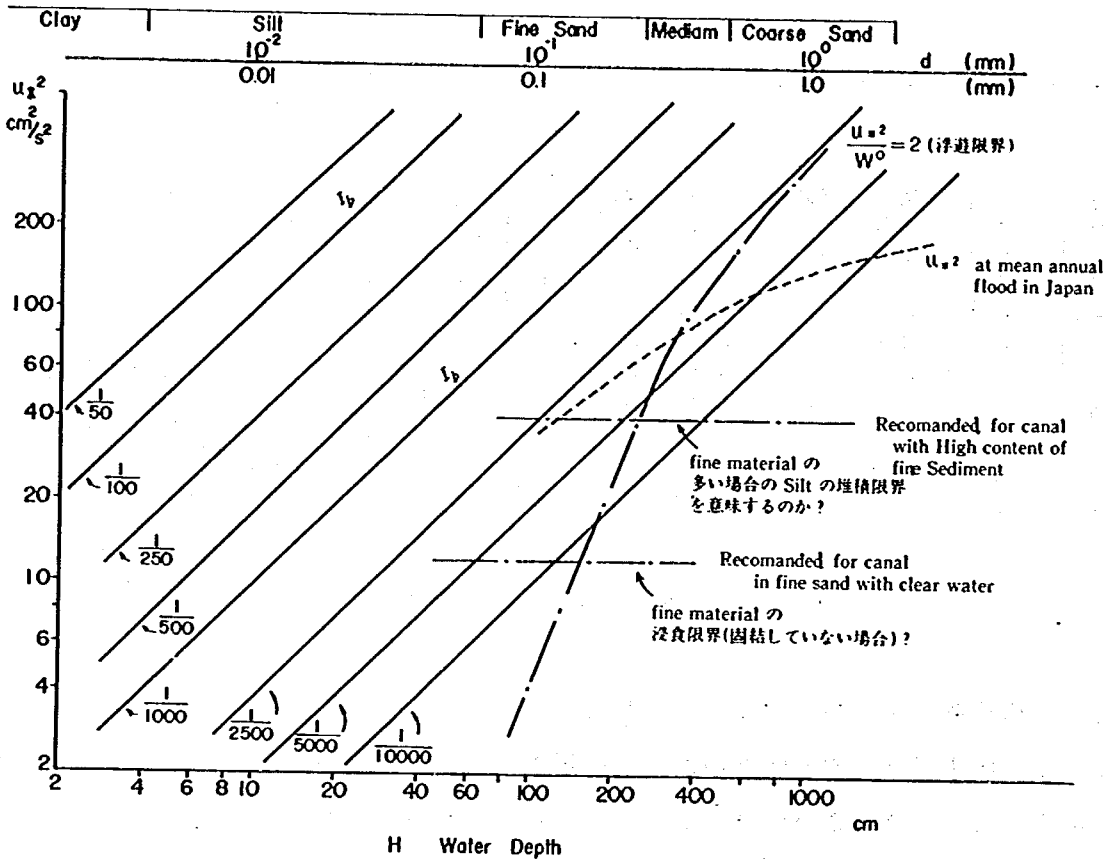


Fig 6—20 Relation between u_*^2 and H

うな値を持つかを示したものである。これによれば，勾配 1/100 の場合水深 10 cm であっても u_*^2 が 100 cm²／s² 近くになる。この値は細砂や中砂を十分に浮遊させることが出来る掃流力である。従って急勾配の扇状地の高水敷の表層堆積物は河原の堆積物と同様な砂利からなるが，局部的に河水が停滞するような所や，植生がある場合には，中砂や細砂を表層に薄く乗せることがある。大出水時には，これらの砂は浸食され，高水敷は一面の河原になってしまう。

いくらか勾配の緩い河川（$I_b = 1/200 \sim 1/300$）の扇状地では，高水敷上に中砂，細砂が堆積するが，その厚さは薄い。ただし扇状地の河道が下刻化しつつある場合には，高水敷上に細砂，中砂が堆積し，畑地として利用されている場合もある。（例，富士川下流部）

以上のように扇状地河川では，水深が小さくても，高水敷上の掃流力が大きく，はんらん堆積物は少なく自然堤防がほとんど発達しない。

Fig. 6—21 は荒川の 80.5Km 地点（$I_b = 1/380$，平均年最大流量時の低水路の $u_*^2 \fallingdotseq 400\,cm^2/s^2$）の低水路の河床材料と高水敷の表層堆積物の粒度分布を，Fig. 6—22 に利根川 180Km 地点（$I_b = 1/580$，平均年最大流量時の低水路の $u_*^2 \fallingdotseq 230\,cm^2/s^2$）の低水路と水際および低水路の法肩の堆積物の粒度分布を示した。利根川の方が河床勾配が小さく，本来，川幅が狭ければ，蛇行が発生する地点であるため洪水時の掃流力が小さく，高水敷堆積物として砂まじり silt が堆積している。荒川の場合は中砂となっている。

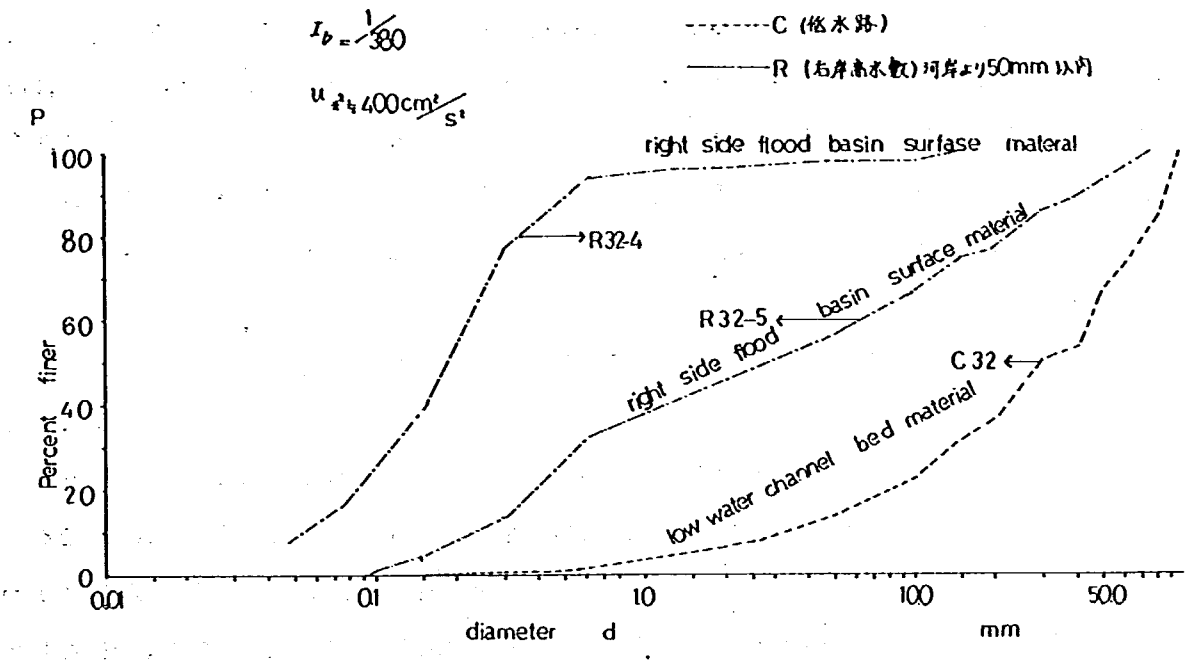


Fig 6－21 Flood basin surface material size distribution of the Ara , 80Km in 1971

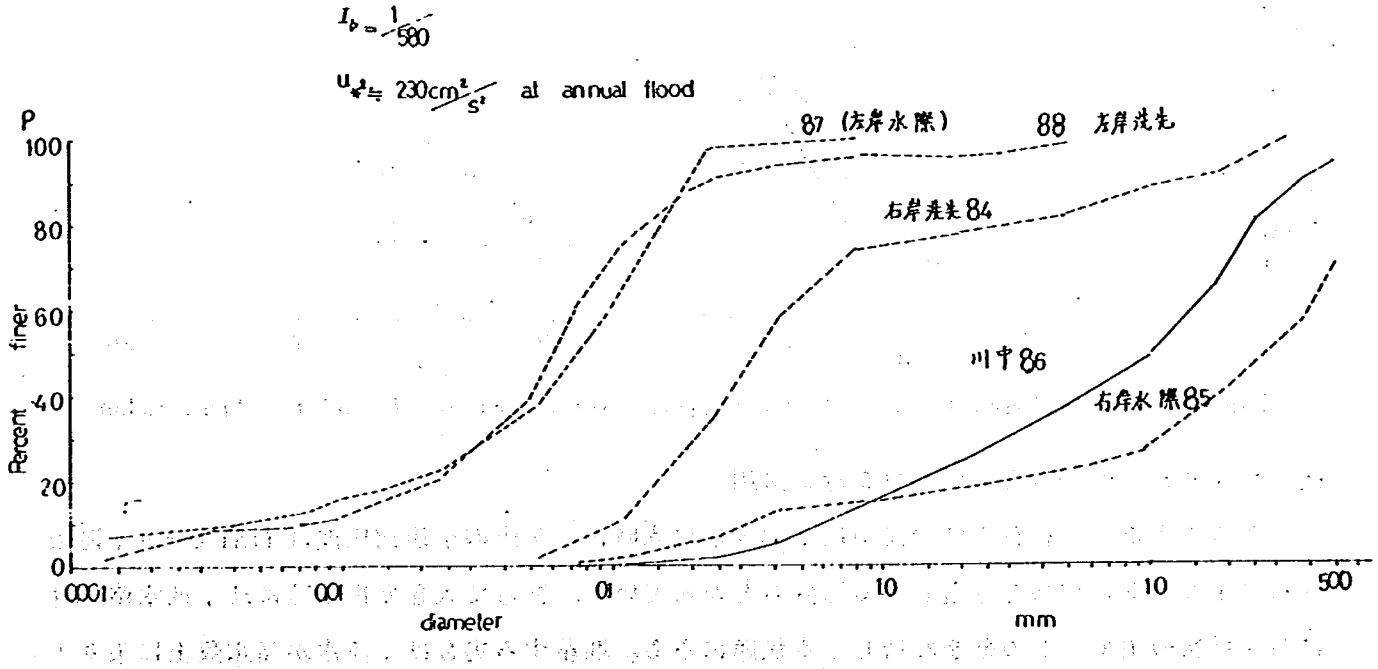


Fig 6－22 Channel bed and flood basin surface materials of the Tone , 180 Km in 1963

(ii) 砂利を河床材料に持つ蛇行河川

勾配が緩く，細粒成分が高水敷上に堆積しやすくなるため，高水敷上に主流部で浮遊しているものが堆積しやすくなる。洪水の規模が，河床材料のB集団を十分に浮遊しえる場合には，B集団を河畔近くに堆積し（河水が高水敷に乗り上げる所に堆積しやすい。この堆積物は，siltや粘土を含まず分級度が良い。）その背後にそれより一モード粒径の小さい細砂やシルトを堆積する。はんらんした水が滞水するような場合には，（谷底平野では河道の横移動が固定され，自然堤防によってはんらん水が滞留する場合がある。）そこが後背湿地となり，シルトまじり粘土の堆積場所となる。

水路の横移動が少ないような場合には，河岸沿いに自然堤防が良く発達する。

Fig. 6−23に荒川66 Km地点（$I_b = 1/1600$，平均年最大流量時の低水路の$u_*^2 = 230\ cm^2/s^2$の河岸近くの高水敷堆積物の粒度分布を示した。これによると高水敷堆積物は，中砂，細砂，シルトおよび粘土がまじり分級度が非常に悪い。これは堆積物の採取に当って，堆積物の成層ごとに粒度分布をしらべたものでないことによるが，高水敷に動く外力の変動性（水位の変動性）が低水路よりも大きいことを示していよう。また粘土分が5％程度含まれていることに注意しておくことが必要であろう。これらの細粒分は，粗粒物質を結合させ堆積物に粘着力をもたらし，河水に対する耐浸食力を増加させている。

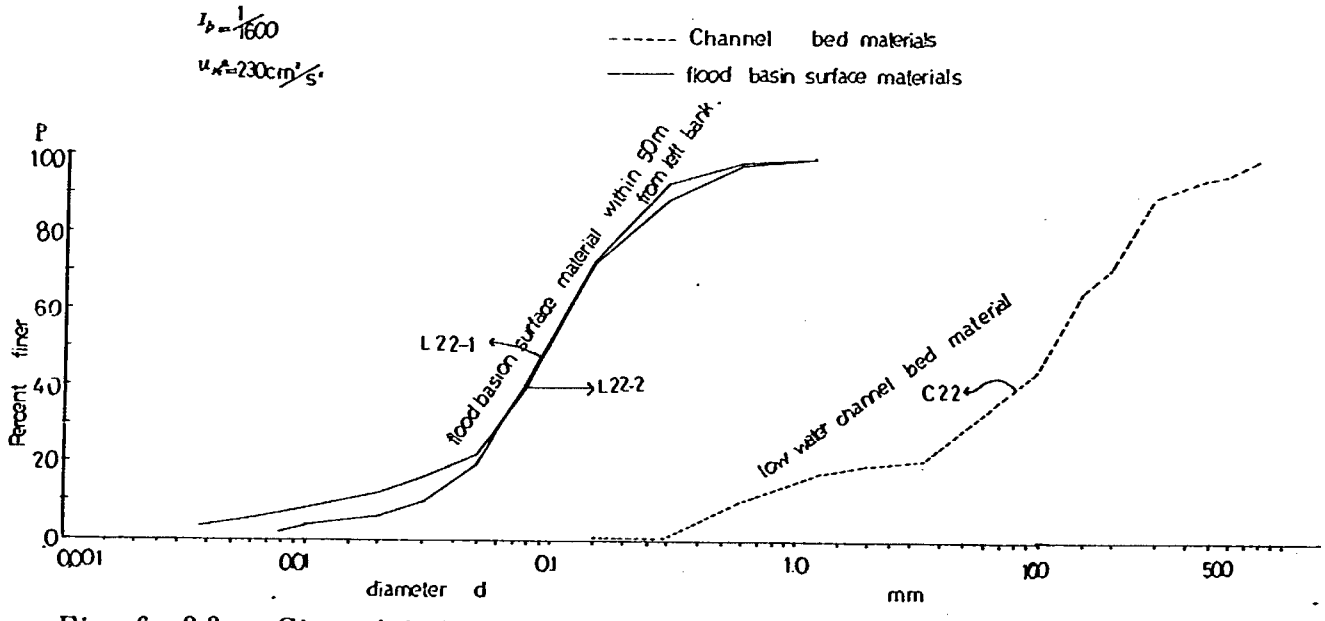


Fig 6−23 Channel bed and flood basin surface materials of the Ara, 66 km

(iii) 粒径0.3～0.6 mmを河床材料を持つ河川

このような河床材料を持つ河川は，大きな出水時には河床の小規河床波はflatであり，河床材料の主モードの材料を浮遊しえる掃流力となっている。従って大きな出水時には，低水路河畔に河床材料の主モードの砂を堆積しえる状態にある。堆積する場合は，河水が高水敷上に乗り上げる所に見られ，高水敷上の水が元の河道にもどる所では堆積しない。（伊勢屋はこれを河畔堆積現象と言った。[15]）これは，乗り上げる所ではその河水中に中砂，細砂を含んでいるが，

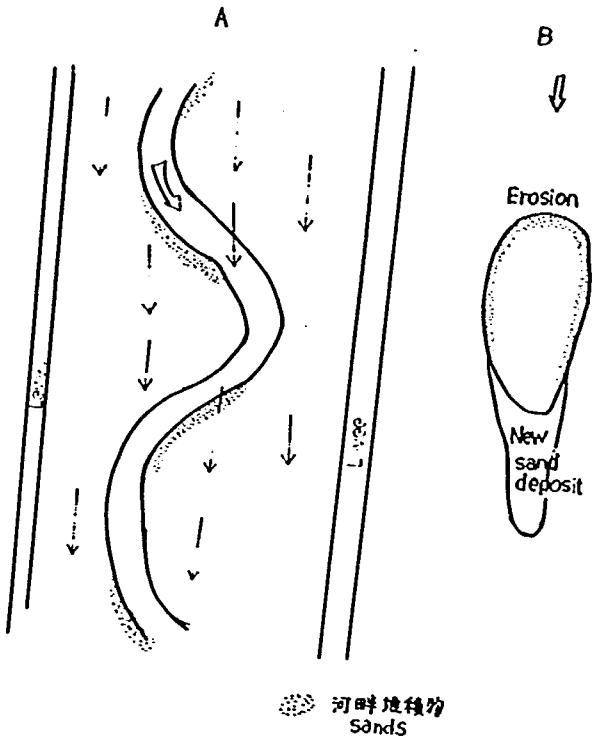


Fig. 6－24　河畔堆積位置

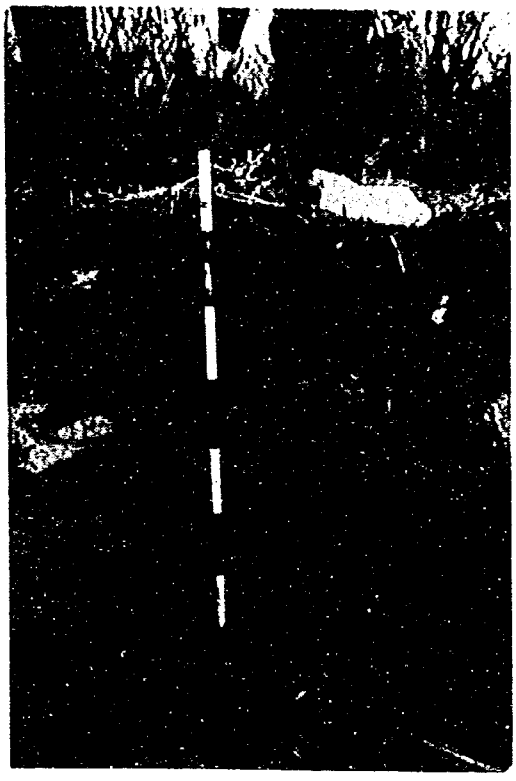


Photo. 6－4　阿賀野川河畔堆積物

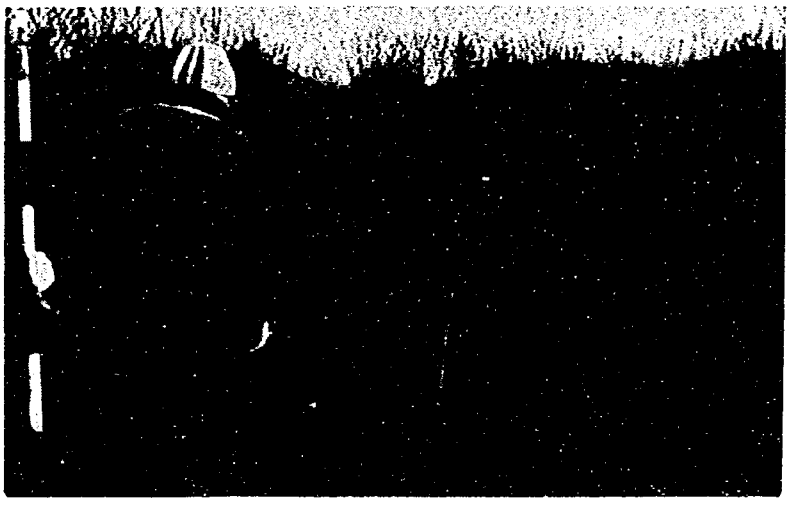


Photo. 6－5　Dune 状堆積



Photo. 6－6　Mud crack

もどる所ではこれらの砂成分を，乗り上げた直後に沈積してしまうため含んでいないためである。

川中に島がある場合には，上流側を向いている島の畔の部分にこの河畔堆積現象が見られる。

この中砂，細砂からなる河畔堆積物の背後には，粘土まじり細砂，シルトから成る泥層が堆積する。

Photo. 6－4は阿賀野川3.5Kmの低水路内にある島における表層堆積物(1980年3月27日に観測)を示したもので，島の畔の部分に幅3～5m，高さ30～50cmの河畔堆積物があり，その背後で水の走ったと考えられる所には，Photo. 6－5に示すように砂がdune形状を持って動いた堆積物があった。水の走っていない所では，Photo. 6－6のごとく表層は，mud crackを持ったsilt質堆積物が5～15cmほど堆積していた。

Fig. 6—25は利根川60Km地点（$I_b = 1/5700$，平均年最大流量時の$u_*^2 = 90 \sim 95 cm^2/s^2$）の河岸近くの堆積物の粒度分布を示した。

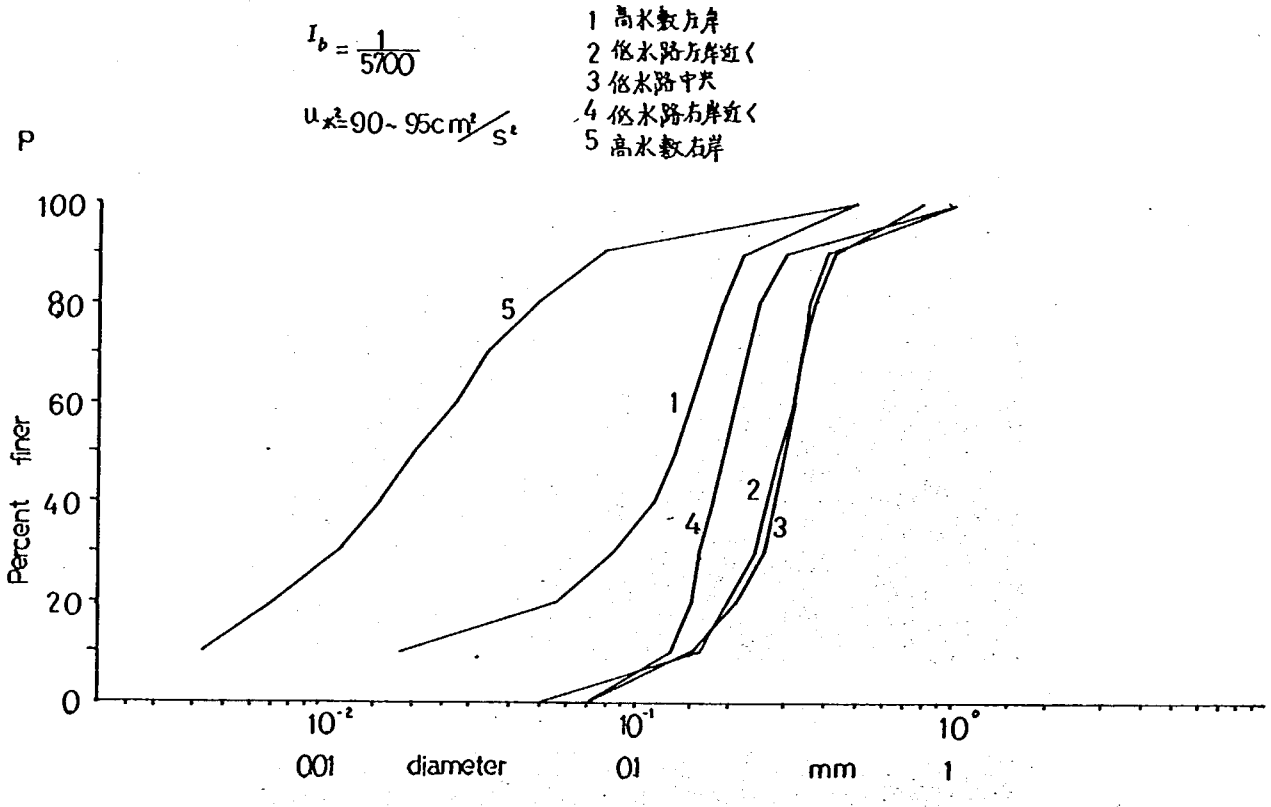


Fig. 6—25 Channel bed and flood basin materials of the Tone , 60Km

(V) 細砂を河床材料の主モードに持つ場所

細砂を主モードに持つ河川は，洪水時の河床に働く掃流力が小さく，中砂以上の物質を浮遊させることができない。したがって，はんらん水による堆積物の中には，中砂以上の物質が見られない。また河道には顕著な砂州が発生しないので，河岸近くに洪水の主流部が寄ることも無く，河岸近くの流速が遅いこと，また細砂分の土砂濃度も低いため，中砂を河床材料を持つ河川のように顕著な河畔堆積現象を生じることは少なく，河畔近くにA集団の細砂を薄く堆積することが

あるが，粘土まじりsiltが表層に堆積する場合が多い。一般には自然堤防を持たない。

Fig. 6—26に利根川20Km地点の河岸近くの堆積物の粒度分布を示しておいた。

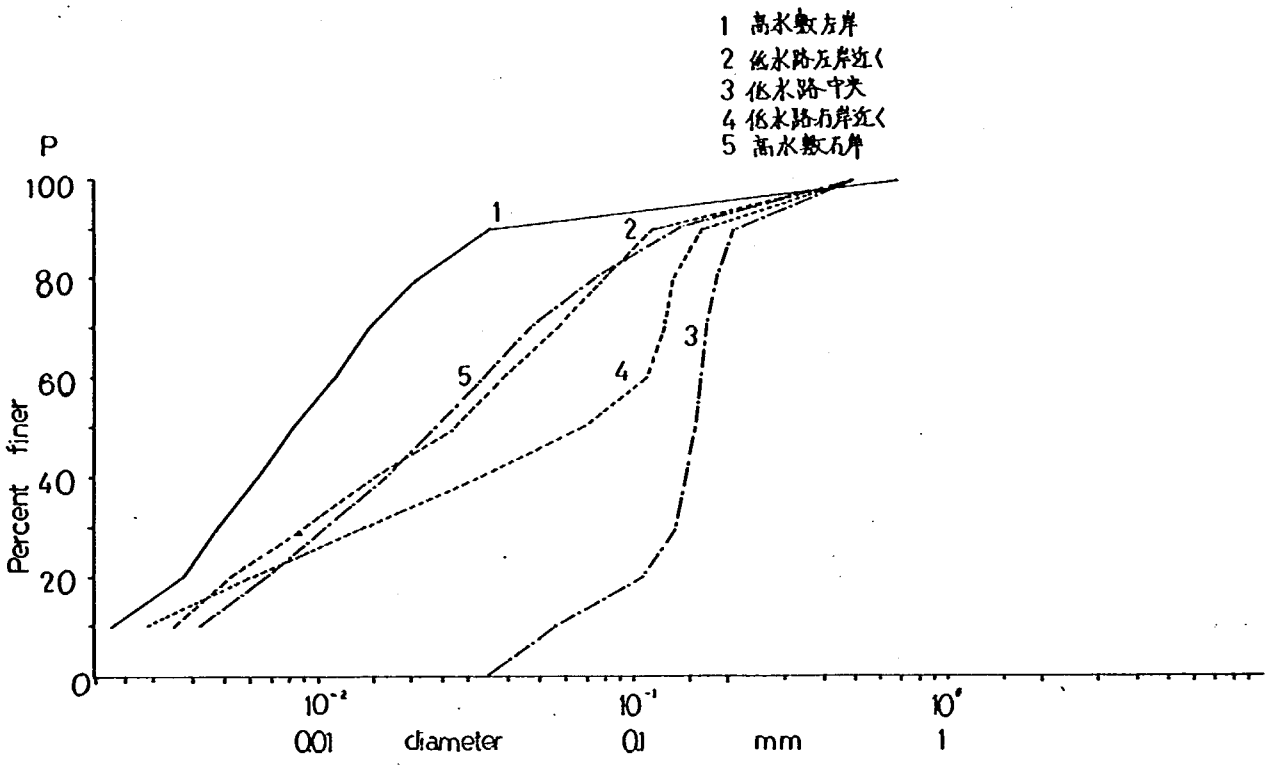


Fig. 6—26 Channel bed and flood basin materials of the Tone, 20Km

〔4〕高水敷上の土砂の堆積限界と浸食限界

近年，河川の高水敷は，オープンスペースとして種々の形で利用，また自然の空間として保存せよとの要求が強くなっている。また治水上の第一防禦ラインとして高水敷をどのように位置づけしたら良いか，高水敷の植生の役割はどのようなものかという声が強くなっている。これらの要求，疑問に答えるためには，多くの河川で洪水時高水敷上を河水がどのように流れたのか，どのような質の土砂を堆積あるいは浸食してしまったのか，その時高水敷の植生はどんな役割を担っていたのかを調査することが必要であるが，たとえ多くの河川でそれが成されても，高水敷上にどのような物質が堆積するか，あるいは浸食するかの指標を知ることは容易でない。なぜなら土砂が堆積するかしないかは，単にそこに働く洪水の力（掃流力）では決定しえず，そこの河水に含まれる土砂の濃度とその粒度構成が関係しているからである。また浸食限界にしても，そこに生えている植生や，土砂の粘着力を評価しなければならず，またその耐浸食力が滞水時間によって変わるからである。

ここでは，昭和49年9月1～4日洪水時，多摩川の高水敷で生じた浸食と堆積および昭和22年カサリン台風で生じた洪水時の渡良瀬川の高水敷の状況についての調査例を示しておこう。調査は次のようにして行った。

洪水後の痕跡水位[19]より，水位と水面勾配を求める。検討対象地点の土砂の堆積，あるいは浸食

状況を把握し，その地盤高を読む。以上の調査資料より，最大水深時の河床に働く掃流力を求め，流速を推定する。それと河床状況を比較し，浸食限界あるいは堆積限界把握のための資料とする。（最高水位時が洪水後の状況と決めたわけではないが，このようなことが多くの河川でなされれば，ある程度の浸食あるいは堆積限界の指標作りに役立つものとなろう。）

(i) 丸子橋ゴルフ練習所　12.8Km

泥土の堆積	10 cm程度
地　盤	A.P 4.0～5.0m
水　位	A.P 7.1 m
水　深	2～3 m
水面勾配	1/2560
u_*^2	95 cm²/s²
V_m	1.5 m/s ($\varphi=15$)

(ii) 日野市営多摩川グランド　38.4 Km

野球グランド表土の洗掘

地盤高	6 3 m
水　位	64.3m
水　深	1.3 m
水面勾配	1/320
u_*^2	398 cm²/s²
V_m	3 m/s ($\varphi=15$)

(iii) 45 Km地点

野球グランド表土の洗掘，礫露出，植生部分浸食されず

地盤高	A.P 86～86.5 m
水　位	A.P 87 m
水　深	0.5～1.0 m
水面勾配	1/280
u_*^2	280 cm²/s²
V_m	2.5 m/s

(iv) 43.5 Km　中州中央

植生あり，浸食されず

地　盤	A.P 79.0m
水　位	82 m
水　深	3.0 m
水面勾配	1/320

u_*^2　　918 cm²／s²

V_m　　4 m／s（$\varphi = 13$）

(V)　17.3 Km　中州

植生破壊　土砂動く

地盤高　　A. P　7. 9 m

水　位　　A..P　11.1 m

水　深　　3. 2 m

水面勾配　　1／1000

u_*^2　　314 cm²／s²

V_m　　3. 3 m／s（$\varphi = 15$）

(VI)　渡良瀬川

1947年9月15～16日に渡良瀬川ではキャサリン台風によって大出水が有った。1947年10月27日米軍によって航空写真の撮影が行われ，渡良瀬川下流部の洪水後の高水敷の状況が判読しえる。Fig. 6—27は，この写真により高水敷上の流れの方向と土砂の堆積浸食状況を図示したものである。流れの方向は，高水敷上に写っている線状構造の方向より，堆積あるいは浸食場所は，表土がはがれあるいは土砂が堆積し写真上で白く写っている所とした。（色の濃淡だけでは，そこが浸食した位置か堆積した位置かを識別しえない。）この洪水peak時の高水敷上の水深は2～3 mであり，高水敷上の u_*^2 は120 cm²／s²程度で，流速は1.5～2.0 m／s程度と推定される。低水路の河床材料は0.4～0.5 mmであるのでピーク時には，河床はflatであり，0.4～0.5 mmの砂は浮遊しえる状態にある。高水敷に河水が乗り上げる所では，河床材料の主モードの材料の高水敷上の無次元掃流力が1.4程度であるので，沈積し，一部はdumeを形成し堆積したものと推定される。なお，高水敷上の水の流れの方向は，低水路の蛇行の方向と無関係であり，堤防法線に沿って流れていることに注目しておく必要があろう。

6－5　Segmentの形成因とその勾配

3章3－2において河床の勾配（segmentの勾配）を支配する要因として，

i) 生産土砂の質と量

ii) 流　量

iii) 浸食基準面の変化

iv) 地殻変動

を挙げた。ここではこれらの要因がsegmentの形成にどのような作用をおよぼしているのか，またsegmentの勾配は何によって支配されるのかを考えてみよう。

〔1〕2つ以上のsegmentの形成因

沖積河川の各segmentは，河川における浸食空間，堆積空間を作る地殻変動と浸食基準面の

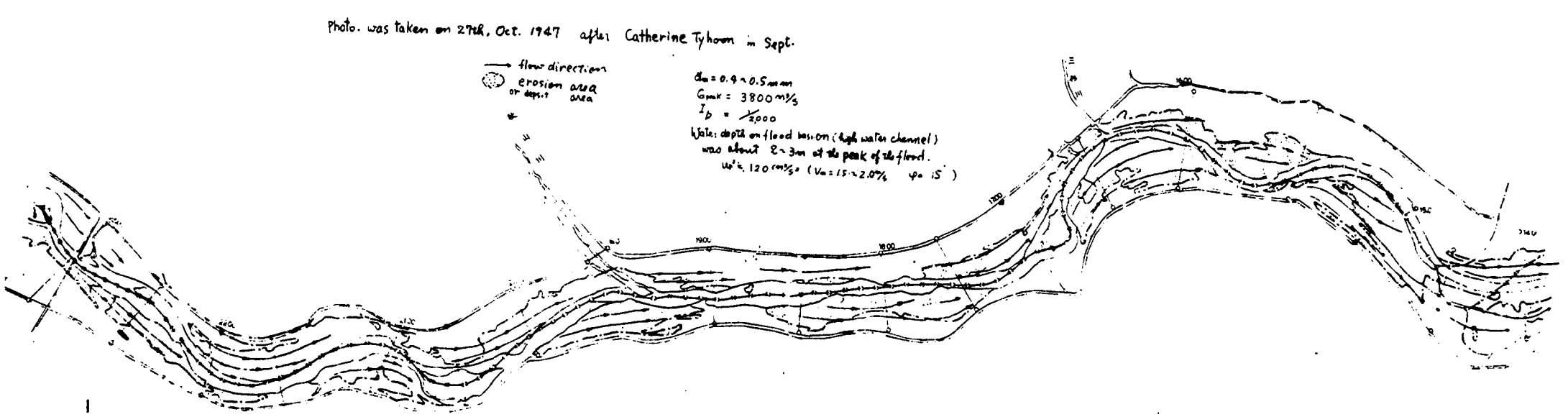


Fig. 6—27 Deposit or erosion areas and flow direction on high water channel, the Watarase

変化を与件とし，浸食空間からの生産土砂を堆積空間に土砂の質ごとに，その堆積場所を選択輸送する流量によって形成されると考えて良いだろう。このことは沖積河川の各 segment の形成速度は，地殻変動や浸食基準面の変化速度より遅いのだと言う視点が必要なことを示している。たとえば第四紀完新世における海水面変動に扇状地の発達速度は追いつかない所が多く，また盆地に発達する扇状地は，地殻変動によって生じた堆積空間を一つの扇面で埋めてしまうほど堆積速度は速くない所が多い。従って二つ以上の segment を作る要因は，地殻変動と浸食基準面の変化によって生じる堆積空間形成速度が，segment を形成する速度より速く，生産土砂の粒径の非連続性によって，二つあるいは三，四つの segment を形成したと考えられる。なお堆積空間が小さく，生産土砂の内，細粒のものの消滅空間がある場合には，segment 1 しか生じない場合がある。たとえば大井川，安倍川，黒部川などでは，河川の前面に深い海盆がせまり，堆積空間が小さく，また細粒のものは波による分級作用によって河口前面にはたまらず[21)]，沖および横方向に移動してしまう。

また河道の途中に土砂の補給点（支川の合流），土砂の吸収点（分流点）があると，そこで土砂の量と質が変わるため，そこが segment の結接点となることが多い。

〔2〕 Segment の勾配

河川の勾配は，外的営力としての気候，内的営力としての地殻変動，海水準面変化，それに応ずる岩質，地質の違いによって勾配が決まると考えられるが，ここでは沖積層を流下する河川の勾配が，山地における土砂生産量，およびその質（発生土砂の粒度分布），土砂を運ぶ力としての流量の違いによって勾配がどう変わるか概念的に述べてみたい。

まず初めに，山間部から出た土砂の第1次の堆積面である扇状地の勾配（segment 1 の勾配）について考えてみよう。次のような簡単な思考実験をしてみよう。扇頂に入る扇状地の河床材料の主モードの土砂量を Q_s，流量 Q，および主モードの平均粒径 d_m が時間的に一定とすると，扇状地では流路部の τ_* はほぼ一定となる。それを τ_{*0} とすると，扇状地の川幅は（5－4）式より

$$B = 1/\varphi \cdot \tau_{*0}^{-3/2} \cdot s^{-3/2} \cdot d_m^{-3/2} \cdot g^{-1/2} \cdot I \cdot Q \quad \cdots\cdots \quad (6-1)$$

である。ところで2章2－1－6で示されるように，

$$Q_s = f(\tau_{*0}, H/d_m) \cdot u_* \cdot d_m \cdot B \quad \cdots\cdots \quad (6-2)$$

である。扇状地では H/d_m が50以下であるので，$f(\tau_{*0}, H/d_m)$ の H/d_m の効果は小さく

$$Q_s = f(\tau_{*0}) \cdot u_* \cdot d_m \cdot B \quad \cdots\cdots \quad (6-3)$$

となる。また

$$u_* = \tau_{*0}^{1/2} \cdot (s g d_m)^{1/2} \quad \cdots\cdots \quad (6-4)$$

であるので $Q_s/Q = C$ とすると，(6－1)(6－3)(6－4)式より

$$I = \varphi \cdot \tau_{*0} \cdot s / f(\tau_{*0}) \cdot C \quad \cdots\cdots \quad (6-5)$$

となる。上式は，扇状地の勾配は，扇状地を構成する主モードの河床材料の扇頂での土砂濃度に大きく影響されることを示している。もちろん実際の河は，流量，流砂量，d_m も時間的に一定で

なく，その時間積分の現われが扇状地の勾配となるものであり，また$f(\tau_{*0})$はτ_*が0.06～0.1であるのでτ_{*0}の変動のオーダーに比し，1オーダー変動が大きく，上述のような簡単な表現式とならないが，粒径が同一なものであれば，扇状地勾配を決める大きな要素が土砂濃度であることはまちがいあるまい。

ところで日本の扇状地河川の勾配は，一般論として言えば，扇頂より上の流域面積が大きいほど小さい。これは，流域が大きいほど，流域面積が大きいため生産土砂の大部分を出す一次谷，二次谷の数が多くなり，雨が流域に同一の強度で降る割合が小さく，土砂の流出に寄与しない谷の数が多くなるため，土砂濃度Cが小さいためであろう。

二次の堆積面である砂河川においても，本質的には扇状地河川と同様，砂分の供給量と流量の比が，勾配を決める大きな要因となることはまちがいないと考えられるが，砂河川の場合には，Q_sや，Qの変化によって蛇行度Sが変わりうること，fにH/dの効果が入ること，また堆積空間も大きいことにより，砂河川の勾配の考察に当っては地形発達史的な（時間を考慮した）考え方が必要であろう。

注1）

河床材料の粒径が，0.3mm以上の場合は，全粒径が動く時，同一運動形態を取りうる粒径の範囲は，最大粒径と最少粒径の比で10程度であるようだ。

参考文献

1) Sternberg , H., 1975 ; Untersuchungen Über Langenund Querprofil geshiebe fure－nde Flusse , Zs. Bauwesen , V. 25 pp. 483–506

2) Agi , K. , 1951 ; 河相論，岩波書店

3) Yazu , A. , 1954–55 ; 平衡河川の縦断面形について，資源研彙報，33pp. 15–24 , 34 , pp. 14–21 , 35 , pp. 1–6

4) Yamamoto , K. , 1976 ; 河床材料から見た河川の縦断形，第31回土木学会年次学術講演会概要集第2部 pp. 345～346

5) 北陸地方建設局立山砂防工事々務所；常願寺川における44.8月集中豪雨記録

6) Yamamoto , K. , 1976 ; 急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性，土木研究所報告第147号

7) 建設省土木研究所，1971 ; 建設省流砂観測資料集，土木研究所資料第625号

8) 北海道開発局，1970 ; 河床変動に関する調査研究，第13回北海道開発局技術研究発表会

9) Iguchi , M. and Kunizaki , S. , 1974 ; 沖積河川における河床砂れきの粒度組成について，地理学評論 49–9

10) Reineck , S. , 1973 ; Depositional sedimentary environments , Springer－Verlag ,

pp. 114—119

11) Sagoe , K.M.O. and Visher , G.S. ,1977 ; Population breaks in grain — size distributions of sand — a theoritical model , J. of Sedimentary Petrology V. 47, Vol, pp. 285—310

12) Yoshino , F. 1978 ; 荒川河道計画模型実験報告書 , 土木研究所資料第 1435 号

13) Wolman , M.G. and Leopold , L.B. ,1957 ; River flood plains; Some observation on their formation , U.S.G.S. prof. paper 282 — C

14) Fisk , H.N. ,1951 ; Loess and quaternary geology of the Mississippi valley , Jour. Geol. 59 pp. 333—356

15) Fisk , H.N. , 1947 ; Fine — grained alluvial deposits and their effects on Mississippi River activity , Mississippi River Comm. Waterway Experiment Station , Vicksburg

16) Mackin , J.H. , 1948 ; Concept of the graded river, Geol. Soc. Am. Bull. 59 , pp. 463—511

17) Yamamoto , K. , 1980 ; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート〔II〕, 土木研究所資料第 1543 号 , 78—81

18) Iseya , U. ,1980 ; 砂床河川における自然堤防の形成 , 1980 年 , 日本地理学会春季大会前刷

19) Kondo , T. and Fukuda , M. ,1976 ; 昭和 49 年 9 月台風 16 号による多摩川の災害記録 , 建設省関東地方建設局京浜工事々務所

20) Yamamoto , K., et. al., 1975; 手取川河口処理に関する水理的検討 , 土木研究所資料第 1069 号

21) Yamamoto , K., 1977; 海による底質のふるい分け作用 , 第 24 回海岸工学講演集

7章　河道の平面形と河道特性

河川には，大扇状地を流下する河川のように，出水時にはほぼ直線状の水路を持つが，平水時には分離，結合を繰り返す網状流を持つ河川，中流部で典型的に見られるうねうね蛇のように曲がりくねった河川，また水路の中に島を持つ河川等，種々の平面形態がある。

このような河川の平面形態の違いを作る要因は何であろうか。また一般に河川の平面形態は，地平面の地形学的区分（扇状地，中間地，デルタ等）との関連において説明されることが多いが，それで十分なのであろうか。

ここでは河道の平面形，およびその変動形態が河床勾配，粒径，洪水流量とどのような関係にあるか論じてみよう。

7－1　中規模河床波と平面形

河道に存在する中規模河床波は，河道の平面形や，その平面形変動特性，河の瀬と淵の位置などと密接に関連している。したがって河道の平面形態を論じる場合，そこに発生している中規模河床波，別の言葉で言えば，瀬と淵と河道の平面形との関係を深く認識することから始めるべきであろう。

筆者は，すでに2章2－3においてほぼ直線状の水路での中規模河床波の発生条件，そのスケールについて述べた。それを簡単に要因すればFig7-1に示さるごとくなろう。このことは，河道の平面形を論じる場合には，前章までのように，河道の勾配，平均年最大流量，河床材料によって その特性を記述するよりも，むしろ中規模河床波の特性に最も影響をあたえるB/H_mでもって記述した方が，河川工学的にはより妥当であることを示していよう。B/H_mは第5章(5-7)式によれば

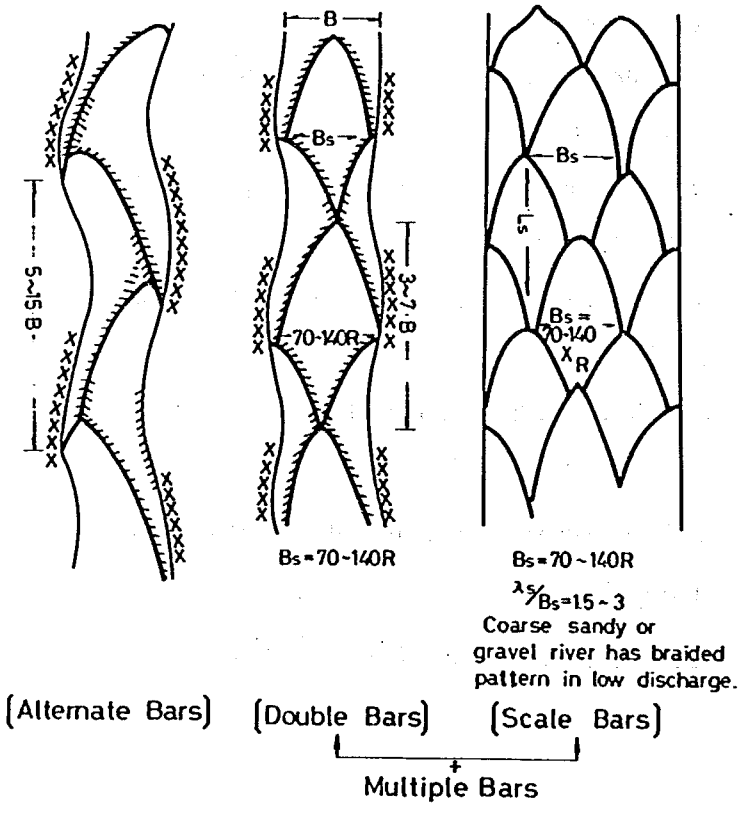


Fig. 7－1　Typical patterns of alternate bars and multiple bars

$$B/H_m = \frac{1}{\varphi} \cdot (\tau_{*m} \cdot s \cdot d_m)^{-5/2} \cdot g^{-1/2} I_b^2 \cdot Q$$

$$= \frac{1}{\varphi} \cdot (u_*^2)^{-5/2} \cdot g^2 \cdot I_b^2 \cdot Q \quad \cdots\cdots\cdots (7-1)$$

である。よって気候帯がほぼ同一であれば，u_*^2 が河床材料によってほぼ決まり，また河床材料が同じであれば，ほぼ同一の値を持つので B/H_m は，$I_b^2 Q$ に比例することになる。

日本の河川は，ここ400年間，沖積地の農地開発のために，うねうね曲がった河道を直線化し河道が元の自然状態にもどろうとする力を，護岸等で防いで来た歴史を持っており，自然河道ではなく，半人工的河道であると言って良い。それゆえ，本来自然が持っている力がどのような河道を作るかを知るには適した所であるとは言いがたい。（ただし，河川に護岸等が有ったとしても，護岸が水路の両側に作られているのでないかぎり，河川はその河を流下する洪水の力に合わせて，かなり早い時期に水路の幅等を調節するらしい。）ここではまず初めに護岸，あるいは谷壁によって河川の移動が制限されている場合も含めて，河川の蛇行具合（平面形状）と中規模河床波の関係について述べる。（粒径の細かい河川では明確な中規模河床波が発生しない場合が多々ある。しかしながら水路内には，中規模河床波の淵に相当する深掘れ部を持っていることが多い。したがってここでは上述のような場合も含めて，また point bar も含めて中規模河床波ということにする。）

〔1〕 河岸が現成の河川による堆積物で構成されている場合

河道の蛇行程度を表現する用語に統一的なものがあるわけではなく，各々の研究者によってまちまちの表現がなされている。数例を上げれば，Schumm S.A.[1] による tortuous, regular, transitional, straight という蛇行形態の分類，その他 Chitale S.V.[2], Kellerhals R., Neill C.R., Bray D.I.[3] 等による同様の分類，前述の分類と多少違った視点，中規模河床波と蛇行形態の関連から分類した木下[4] の蛇曲，迂曲という蛇行の形態区分，一蛇行中の pool の数によって蛇行形態を分類[注1] したソ連の the State Hydrologic Institute のグループの例[5] などがある。いずれにしても蛇行程度をある特定の蛇行分類に区分することは簡単なことではない。したがってここではまず初めに蛇行形態を特定の分類分けをすることなく，蛇行程度を表わす蛇行度 S(sinuosity)と他の蛇行特性および中規模河床波の存在形態との関連性について述べよう。なお蛇行度は，水路長に対する谷長の比である。河道の曲りが，Fig. 7-2 b) のごとく単純な場合には，蛇行度 S は，1蛇行度の水路長 ℓ と蛇行波長 λ の比である。また蛇行の形を円孤の集まりとした場合[7] には，円孤の曲率半径を r，円

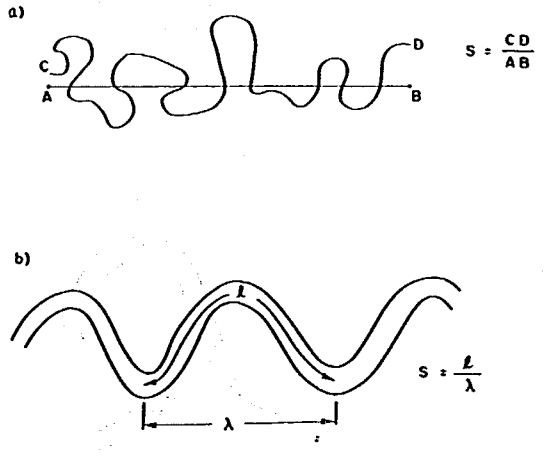


Fig. 7-2 Difinition of sinuosity

孤の内角（わん曲角）をθとすると

$$S=\frac{\theta}{2\sin\frac{\theta}{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(7-2)$$

である。

ところで蛇行度Sは，河道の平面形の指標として適切であるかを検討してみよう。蛇行度の他の指標として，蛇行の波長λに対するmeander beltの幅a（蛇行の振幅）a/λが，Sとどういう関係にあるかを見たのが，Fig.7-3である。これによって蛇行度はまた蛇行の波形勾配を一義的に決めてしまう指標であることがわかる。つまり蛇行度が同一であるとは，水路内の中規模河床波が単列であれば，λが川幅Bにほぼ比例するため，その曲り具合，スケールが川幅Bに対してほぼ相似形であることを示している。

次に蛇行度Sと中規模河床波の存在状態との関係を調べてみよう。

蛇行度Sが1.4程度（この時のθ=140~180°，r/B=3~5程度である。）

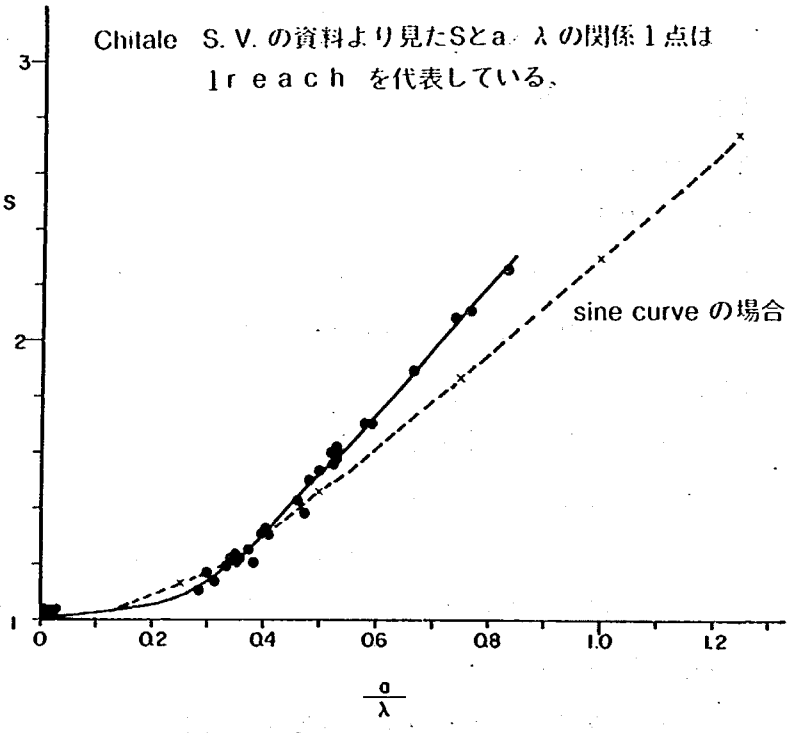


Fig. 7-3 Relation between S and a/λ based on Chitale's data

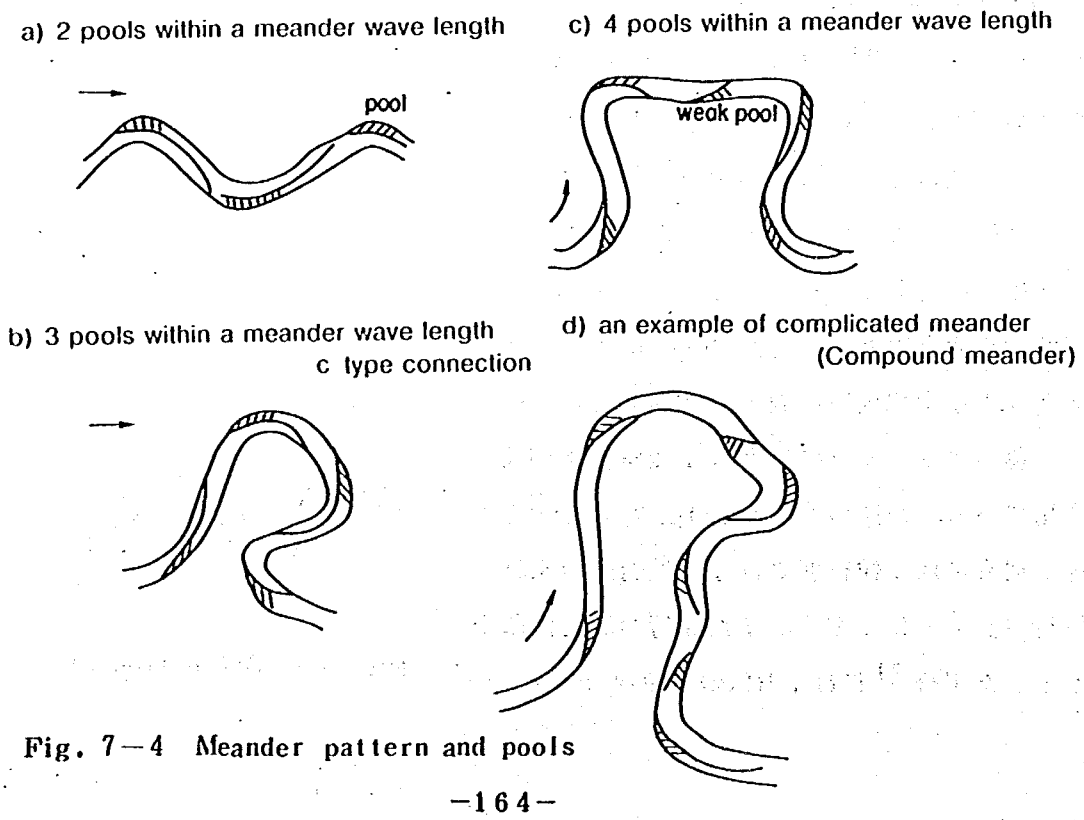


Fig. 7-4 Meander pattern and pools

より小さい河川で，bankfull 流量程度の時の B/H_m が，水路内に多列の砂州が発生するほど大きくなければ，河道の1蛇行内に二つの pool（淵）を持ち，中規模河床波は Fig.7—4 a）に示されたような形で存在する。したがって蛇行長 λ は，中規模河床波のスケールに相当する長さとなり河幅の6～15倍となる。なお砂河川で勾配が $\frac{1}{5000}$ 以上の河川では，流量が大きくない時に水路内に多列の砂州が発生することがあるが，bankfull 流量程度の時には川幅に対応した砂州が発生し，蛇行の波長も川幅に対応したものとなっている。（例，阿武隈下流）

蛇行度 S が 1.4 より大きい場合には，水路の蛇行と中規模河床波の存在形態が，S が 1.4 より小さい場合と質的な差が現われ，一蛇行内に3個以上の pool を持つようになる。つまり，蛇行の振幅が大きくなるにつれて，中規模河床波はその長さを保つことができなくなり，分裂を始め，木下[4]の言うC型の接続の砂州が発生する。(Fig.7—5 参照）より蛇行度が増すと一蛇行内に4つ

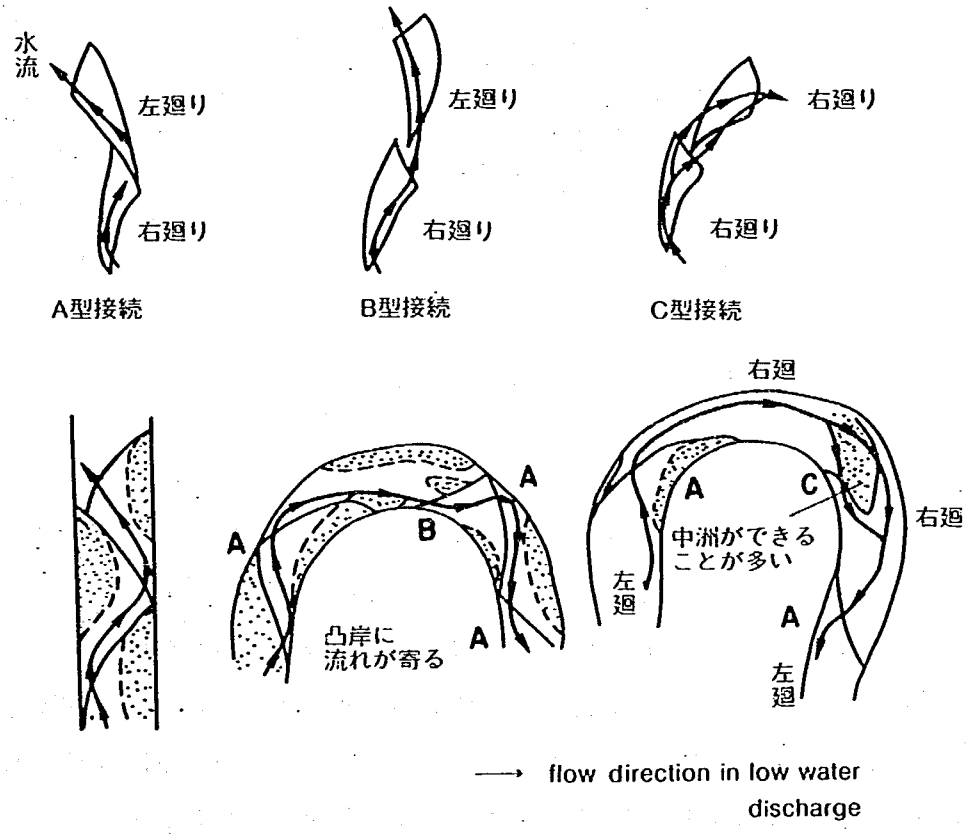


Fig. 7—5 Type of bar connection affer Fukami , T. and Kinoshita , R.

あるいはそれ以上の pool を持つようになり，水路の平面形は複雑なものとなり，蛇行波長そのものを定義しえなくなる。pool と pool の間の距離は平均的に見れば川幅5～6倍程度であり，蛇行の振幅が増加し，pool と pool の間の距離が川幅の10倍程度となると分裂が始まり，新たな副次的な pool が発生するようである。

Bankfull 流量程度の流量の時の B/H_m が，100 以上になると河道内に多列の砂州が発生するため，一般に蛇行度は小さく直線状の河道を持つ。B/H_m が80～150程度で砂州の形成をコントロールする岩や，河川構造物が無い場合には，河道には複列の砂州が発生し，Fig. 7－1に示すよ

に水路幅が広い所，狭い所が繰り返すような水路となり，大出水時には狭い所が掘れ，拡幅部は堆積する。出水が無い場合や，下刻傾向の河川では，拡幅部の砂州の高い所に草や柳が生え，島状になり大出水でも動かなくなることがある。B/H_mが数百を越えるような多列の砂州を持つ河

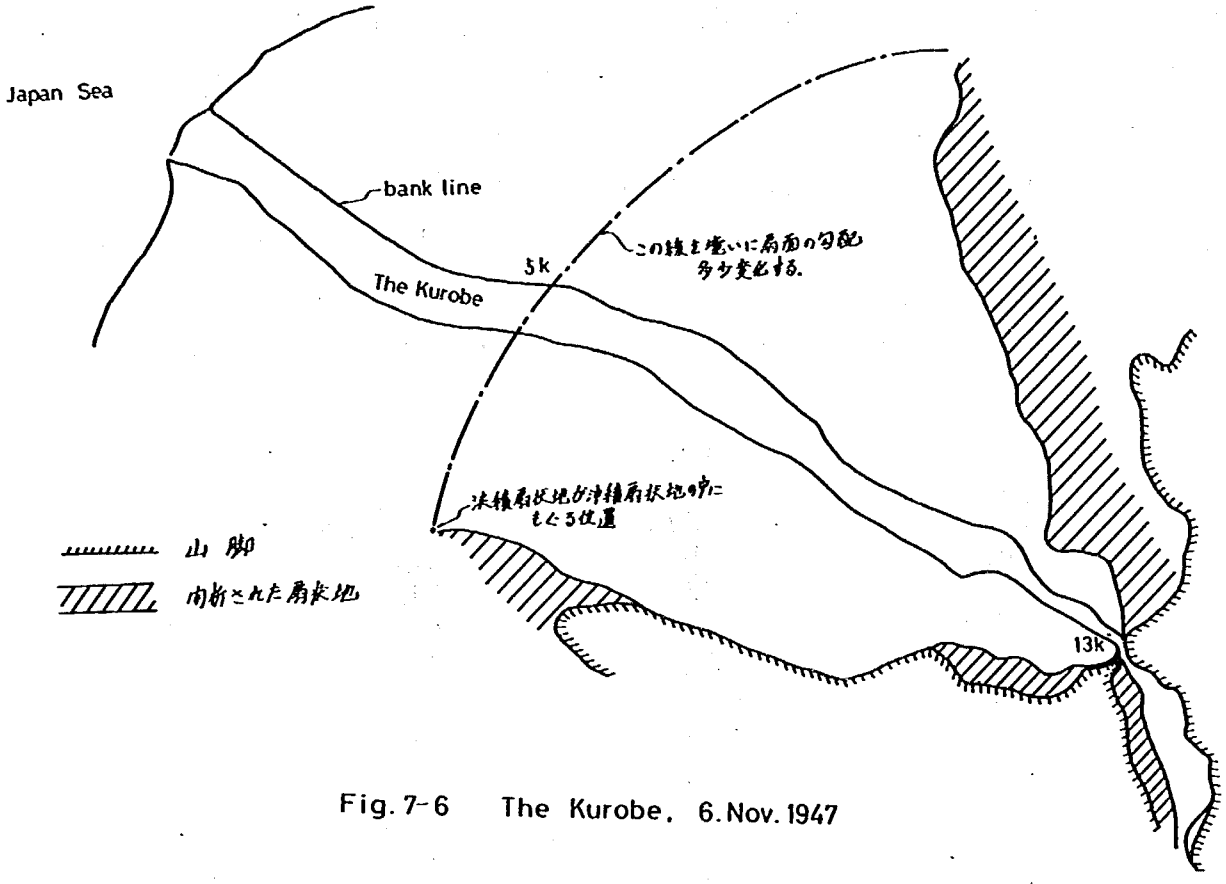


Fig. 7-6　The Kurobe, 6. Nov. 1947

川では，河道はほぼ直線状であるが，Fig.7-6に示すような川幅に比例するようなゆるい蛇行や，川幅の狭拡を繰り返すことがある。このような大波長の蛇行や狭拡の繰り返しの原因は明確でないが，砂利河川の場合流量変化がその原因と考えるのは間違いであろう。なぜならば大出水においても，その時の水深は，平均年最大流量時の2倍程度で，単列の砂州を発生させるような条件ではないからである。谷壁などによる強制的な流路位置固定や，狭さく部，また扇状地の扇面の発達史の影響[注2)]を受けていると考えた方が妥当であろう。なお平水時の流路は水深の100倍程度のB_sに対応した網状流路をとらずFig.7-7に示すように，砂州を三つ合わせたような流路を取ることが多いようだ。もしかしたら水深の100倍程度よりスケールの大きい流れを変動させる要因が同時に存在しているのかも知れない。

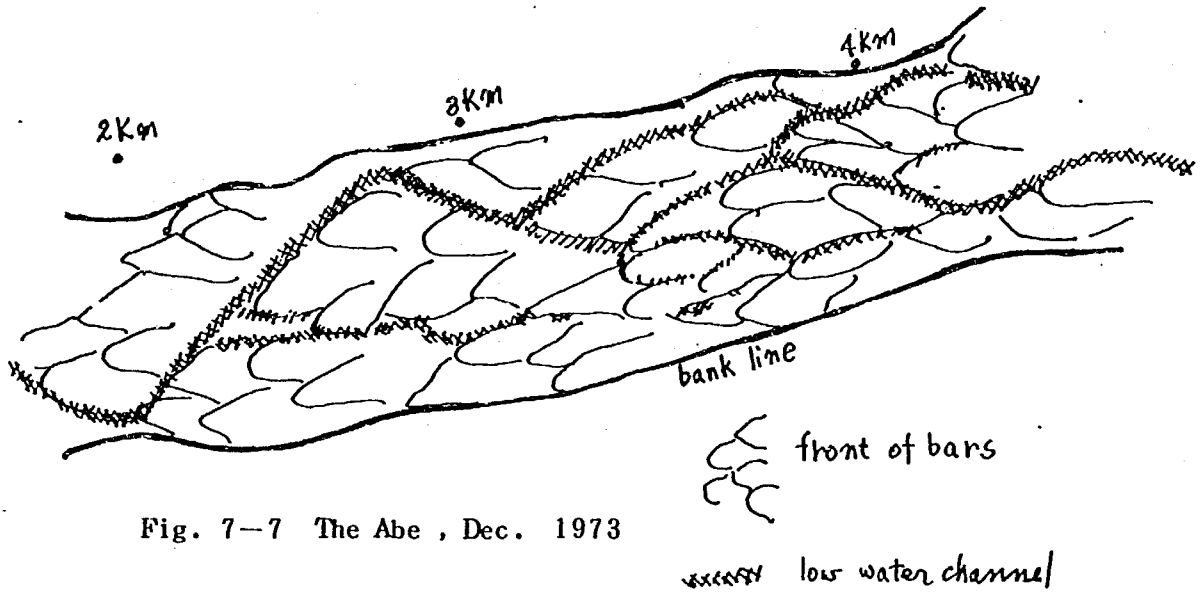


Fig. 7−7 The Abe , Dec. 1973

[2] 河岸が固いもので構成されている場合。

河岸が護岸や，岩，谷壁によって固定されている場合には，水路の平面形とそのスケールが水路内に発生する中規模河床波に対応しないことがあるため，水路のスケールが，中規模河床波のスケールより小さい場合には，水路のスケールに対応した強制砂州が発生し，逆に水路のスケールが砂州のスケールより十分に大きいと，砂州は水路内で自由に動きまわることになる。河道計画における低水路法線設定において，砂州のスケールに応じた低水路法線を設定することは重要な問題と言えよう。ここでは，水路が固定された場合の砂州の配置構造とその変動形態の代表例を示しておく。

i) 直線河道と直線河道が単わん曲でつながる場合

直線河道と直線河道が単わん曲でつながる場合で，直線河道部に砂州の発生する条件が無い場合には，強制砂州が発生し，流れの強さと平面形に対応した平衡横断形を生じるが，砂州が発生する条件にある場合には，上流からの砂州の流下に伴ってわん曲部の横断形は変動する。この場合，わん曲部の平面スケールによってその変動特性が異なってくる。今わん曲部の形状をFig.7−8のごとく定義した場合，水路の平面形状を規定する r/B と θ の変化によってどのような砂州の配置構造になるか検討してみよう。なお r/B と θ が決まると ℓ/B は一義的に決まってしまう。

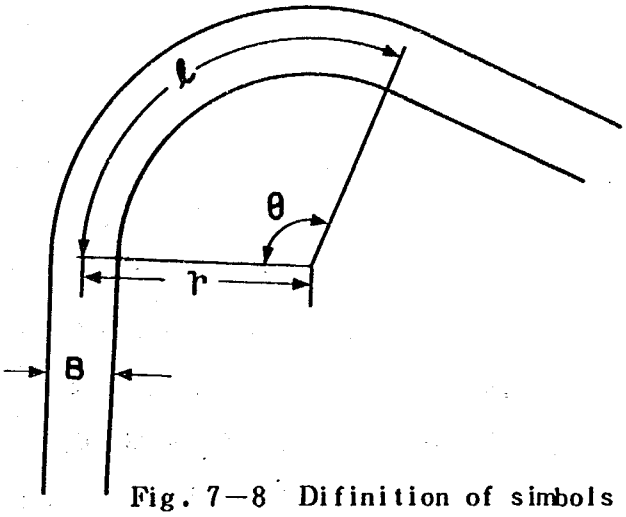


Fig. 7−8 Difinition of simbols

ところで単わん曲における砂州の存在形態，深掘れ深の変動形態は，次のような変数によって支配される。

$$\text{Pattern of bars in a bend} = f\left(\tau_*, H/d, u_*d/\nu, B/H, r/B, \theta\right) \cdots\cdots (7-3)$$

これらの各項の砂州の存在形態に及ぼす影響程度については，実証的な資料が少なく，はっきりしたことは言えないが，実際河川（直轄河川）で生じる水理量の範囲内では次のごとくと推測される。

実際河川における砂州の存在形態と平面形の関係，また次節で述べる砂州の停止限界に関する実験等から判断すると，直線部で砂州の発生しえる条件では，τ_*，H/d，u_*d/ν が，わん曲部での砂州の存在形態に及ぼす影響は大きくなく，水路の平面形状と，砂州のスケールによってほぼ決まってしまう。つまり r/B，θ，B/Hの三量によって，わん曲部の砂州の存在形態とその変動形態が決まってしまうと考えて良い。また直線部で交互砂州の発生しえるような条件では，砂州のスケールがBによってほぼ決まってしまうため，B/Hの影響もそれほど大きくない。

まず初めに，直線部で単列砂州が発生するような条件の場合，r/Bとθの違いによってわん曲部の砂州の形態がどう変わるか述べてみよう。

ℓ/Bが8程度以下では，砂州の波長L_sは平均的に見れば川幅の6～12倍程度であるので，わん曲部の外わん側に深掘れ部が一つでき，この深掘れ部は上流からの砂州の移動に伴って，その位置をFig.7-9のように変化させる。

①わん曲部に砂州が入ると，②その砂州はそこで停止ぎみとなり[注3)]，③砂州長を減少させ，④ある限界に達すると，上流から流下する砂州に突き出されるように進む。

という変動を繰り返す。したがってわん曲内の砂州の配置によっては凹岸より洗掘深は大きくないが凸岸側にもpoolを作ることもある。θが小さい内は，わん曲部においても，流れの蛇行性は，砂州による流れの偏流が強く，砂州に応じて流れが波動する状態（Ⅰ型）を示すが，θが大きくなると平面形の影響が卓越し，砂州の状態が④であっても凸岸には主流が寄らなくなり凹岸側にそのまま主流が走るような形（Ⅱ型，B型接続）になってしまう。このⅠ型からⅡ型が現れる限界のθは，実験資料が少なく，はっきりしないが，十分に砂州が発達するような条件ではθが45°前後であるようである。[9)]

ℓ/Bが8～10以上の場合には，わん曲部の長さが長いため，わん曲部内に常に2つ以上の深掘れ部（pool）を持つようになる。r/Bがある一定値以上より大きいと，上流から流下する砂州は，そのままわん曲部をすり抜けていく。従って，砂州のL_sはBの10倍程度であるので，Bの5倍程度の間隔に左右交互に深掘れ部を発生させることになる。しかしながらr/Bがある一定値以下では，水路の曲りの影響が強く，わん曲の凸岸側に流れを偏倚できなくなり，いわゆるC typeの砂州の接続形式となる。したがってpoolは凹岸のみに発生し，その間隔は川幅の5倍程度であるらしい。上流からの砂州の流下に伴ってこれらのpoolがどう移動するかは，実験資料が少なく，はっきりしたことは言えないが，ℓ/Bが10程度の場合は，poolの位置が砂州の流下に伴って前後に動き，その深さも脈動するが，大略的位置は動かないようである。（神谷の実験結果[10)]より判断），ℓ/Bが大きくなるとわん曲の下流部ではpool位置が下流に移動，あるいは新

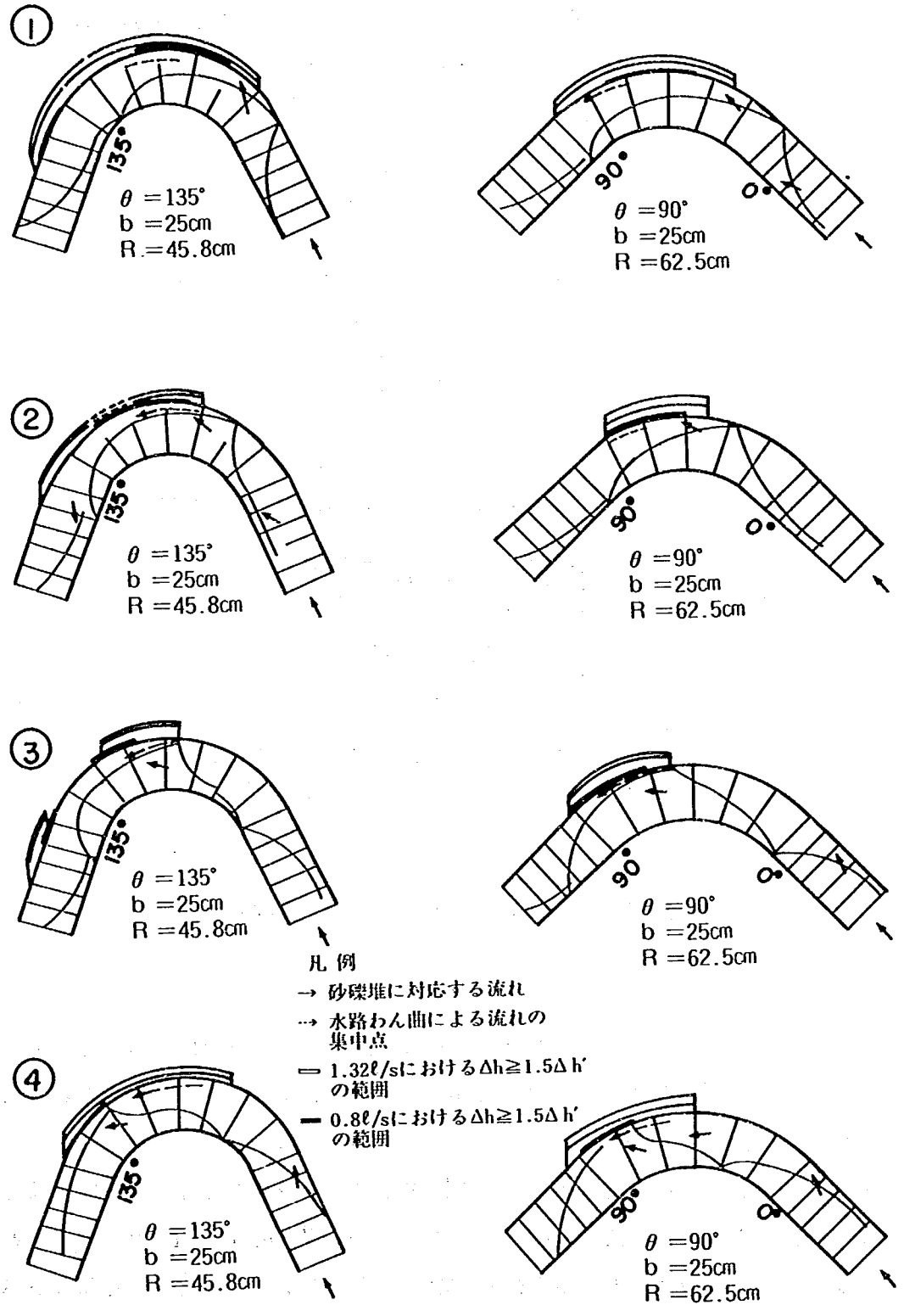


Fig. 7－9 Bar patterns in a bend after Fukami , C.

たな発生が起こると予想されるが，どのような ℓ/B で生じるかは実験的検討が成されていないので分からない。C type と A type の砂州接続がどのような r/B によって区分されるかは実験資料が無く，明確なことが言えないが，r/B が10前後ではないかと筆者は考えている。[注4)]

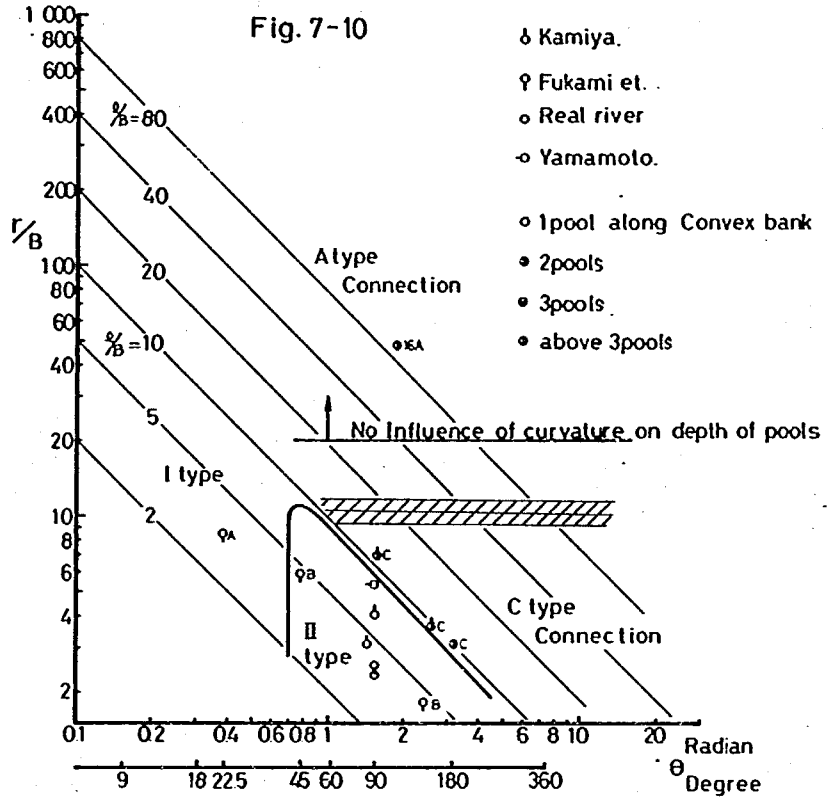


Fig. 7－10 Condition of bar pattern

次に直線部で多列砂州が発生するような場合のわん曲部の砂州の形態について論じてみよう。この場合の砂州の存在形態は主に r/B，θ，B/H の三量によって決まると考えられ（H/d が40以下では H/d の効果も入れる必要があろう。）前述の交互砂州の場合よりパラメーターが一つ増える。このような場合の実験資料も少なく，また実際河川で沖積層を流下する所では河道が直線状となり，多列砂州を持つわん曲部は少ないので，r/B，θ，B/H の組合せによってどのような砂州の形態を持つか述べるのは，むしろ今後の課題と言えるが，少ない資料の範囲で述べれば次のごとくである。

木下良作[11)]は，r = 144 cm θ = 20°，B = 80 cm のわん曲水路（$I_b = 1/40$，d_m = 0.765mm，Q = 1.2，0.8，0.4 ℓ/s，4～8列の多列砂州が発生，r/B = 1.8）において多列砂州の挙動について現象観測を行い次のように述べている。（原論文に多少手を加えた。）

1)「このわん曲水路を Fig.7-11 のような領域に分けると A 域までは直線水路と同様な挙動を示す。

低流量の場合は，B域は遊休区域の如くなり，C域に集中した流れが，比較的大きな砂州を発達させながらD域に向かい，やがてAと同じような区域に至る。極度に流量が少ない場合には，A域で網流するとともにB域にも網流が広がり，C域の岸寄りの集中化は，小部分で起こるだけとなる。けれども満水面で多列砂州が十分に発達すると，A域にまずウロコ状砂州が出来，進出してくるとともに，B域にも発達し，共に活発に前進する。そしてC域には大きな砂州ができるが，A，B域とC域との段落は大きい。明確な境界線（太実線）は前進し，やがてCの大きな砂州と右岸の深掘れ位置も，下流側に移動するのであるが，やがて破線付近まで進出した斜めウロコ群はフラッシュされるようにC域を通ってD域に出ていく。それとともにA，BとCとの明瞭な境界線は，再び図の太線付近に戻り，また新たな前進を繰り返す。このようにわん曲部の存在が多列砂州の形態変化に影響を与えることは認められるが，その前進しつづける性質を阻むことは出来ない」

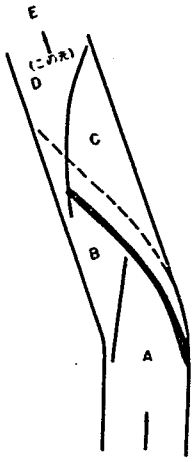


Fig. 7—11
Difinition of A，B，C，D area after kimoshita，R.

2)「単列砂州のわん曲部における動きに見られる砂州の停滞性の現象は，多列砂州が発生する今回の実験ではほとんど見出されなかった。うろこになり，多数の蛇行水流が並列するようになるとB域に砂州を停滞させようとするような力関係が無くなり，移動性が保たれやすいものと考察される」

3)「3番目の特徴として，このわん曲部では，Fig.7—12 のような平行する斜めの線が形成されやすいということが見出される。直線水路においては，通水初期に現われる交錯する斜めの線の縞模様が，やがてウロコ状配列の砂州に発達してゆき，また十分に発達したのちにおいても斜め配列の連帯性が強いが，Fig.7—12 のような場合，どちらか片側方向のみの線条形成が卓越するということは極めて注目される」


Fig. 7—12 Linear structure of multiple bars at a bend after kinoshita,R.

筆者は，上述の木下の見解に同意するものであり，付け加えることは少ないが，土木研究所で行った模型実験の内，多列砂州が発生した場合の実験結果（手取川[12]，斐伊川[13) 14)]）および航空写真による現地河川の読み取りによると次のようなことが言える。

(1) 流れが集中するような所C域の砂州のスケールは，多少大きめである所が多い。これは流れが集まる傾向の所であり，水深が大きく，それに応じて砂州のスケールも多少大きくなっているものと考えられる。

(2) 砂河川の多列砂州の方が，砂利河川の多列砂州より斜めの配列の連帯性が強い。この斜めの連帯性の強い所は，流量が増加し，水深が増し，砂州が統合される場合には，この連帯性の強い所は保存され，連帯性の弱い所が統合されるらしい。

(3) 扇状地河川の平水時の流路は，この斜めの連帯性の強い所に出来やすいが，小出水によって時間がたつにつれて変形されてしまうようだ。

[3] 砂州の流下を止める平面形

前述のように直線河道が単わん曲でつながっている場合には，上流から流下してくる砂州は，わん曲部で変形を受けるが，砂州の流下と言う波動性を下流にそのまま伝えていく。しかしながら水路が砂州のスケールに応じて蛇行し，ある程度わん曲角 θ が大きい場合には，砂州は移動を止めてしまう。三論[15]は，多数の航空写真を収集し，実際河川の砂州の移動の有無と河道の曲りとの関係を調査し，単断面，単列砂州の形成河道で河岸が固定されている場合，砂州の移動と安定（移動しない）の関係をFig.7—13のごとく表わした。驚くべきことに，砂州の移動停止限界は，河道のわん曲角 θ のみによって決まり，河川の大小，勾配の緩急($I_b=1/70\sim1/500$)などにかかわらず，つまり流れのフルード数に無関係に，停止限界の θ_c が一様に20°前後ということを見出した。その後，木下と三論[8]は,砂州の移動限界角 θ_c を実験的に検討を行い，次のような事実を見出した。

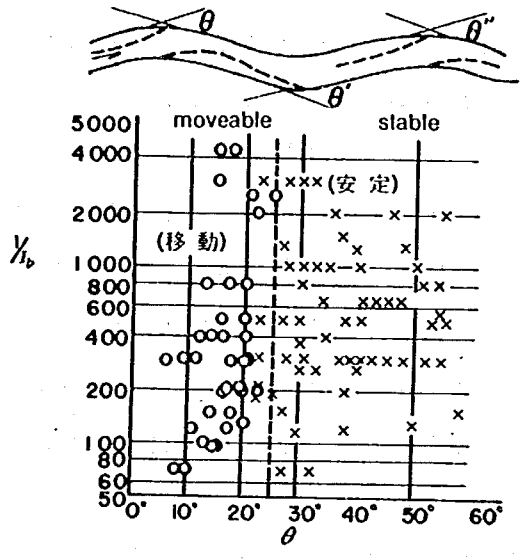


Fig. 7—13 Condition of alternate bar movement in a sinuous channel after Miwa

彼らは種々の波長を持つ蛇曲水路における，砂州の移動停止限界角 θ_c を求め図7—14の結果を得た。砂州の存在状態と水路の平面形との関係は，図7—15に示されるごとくなり θ_c 以下では，

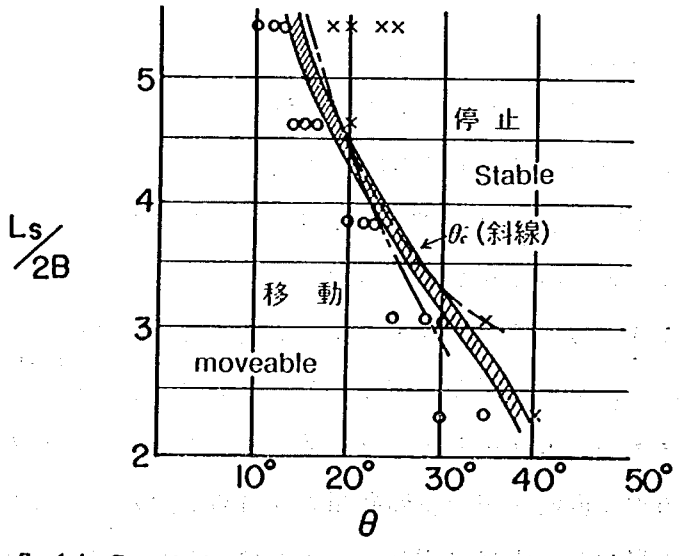


Fig. 7—14 Condition of alternate bar movement in a sinuous channel after Kinoshita and Miwa

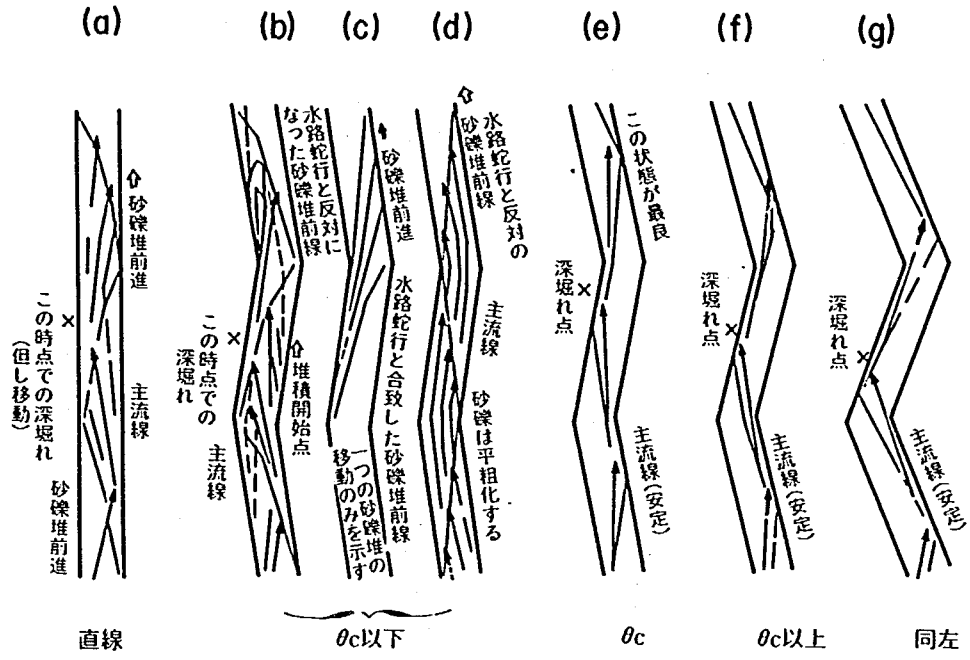


Fig. 7—15 Relation between channel and bars after Kinoshita, R.

砂州は水路内を流下していくが，(b)の状態では水路による水流の蛇行と砂州による流れの集中とが相乗して，水衝部の深掘れは直線河道のそれより大きくなり，逆に(d)の状態では，それら相殺しあい水衝部の深掘れは小さくなる。θ_cの状態では，砂州の前縁の位置が(e)のごとくなり凸岸部の深掘れ深は直線水路におけるものと同程度となる。θがθ_cより大きい場合には砂州は停止しているが，深掘れは大きくなる。

実際河川の移動停止限界角θ_cが，20°前後であるのは砂州の波長L_sが水路幅の8～10倍程度であるからであり，実験結果とみごとに一致している。なおMissouri河では最少の維持管理費で保持しうる蛇行形状は川幅の10倍から20倍の曲率半径を持つと言われている。[16]蛇行長λは川幅の10倍程度であるからこの時のわん曲角はFig.7—10より$\theta=15\sim25°$となり，河道維持の観点からもこの限界角は重要な値と言えよう。

以上の結果は，また水路内における砂州の存在形態は水路の平面形状と，直線水路で発生しうる砂州のスケールのみによって，ほとんど決まってしまうことを示している。つまり直線水路で砂州が発生するような条件では，砂州の配置構造は，τ_*，H/d（あるいはフルード数）の影響をほとんどうけないことを示している。

次に多列砂州の場合に，その流下を止めるような平面形が可能であるかだが，まず不可能と言って良い。ただし複列砂州の場合には川幅に砂州のスケールに応じて狭拡の変化をある程度あたえれば流下を止めることができると考えられる。ただし河川工学的には川幅に狭い所，広い所を目的意識的に作ることは実際上不可能と言ってよく，この問題を追求することは実用上それほど意味を持たない。しかしながら砂防河川における流路工の帯工の間隔，そで部の長さの設計論には重要な視点をあたえている。（筆者は，この問題を砂防研究室の阿部進研究員と論議したこと

がある。（1977）筆者の意見は帯工の間隔を砂州の長さ L_s と同程度の長さにするべきではないかという意見を述べたが，阿部研究員は $\frac{L_s}{2}$ 程度にするべきだと言う意見だった。最近木下良作[11]もこの問題を言及しているが，まだ問題点の指摘にとどまっている。）

7－2　平面形は何によって決まるか

5章および6章で述べたように，河道の平均的なスケール（川幅，水深），側岸物質，そこに働く洪水時の掃流力は，河床勾配 I_b，河床材料の平均粒径 d_m，洪水流量(平均年最大流量あるいは bankfull discharge) Q_c の三量によってほぼ決まってしまう。従って沖積面を流れる自然河川の蛇行度は，I_b，d_m，Q_c によって表すことができると考えられる。しかしながらここでは直接，I_b d_m ，Q_c によって河道の蛇行度を考察する前に，中規模河床形態を支配する川幅水深比 B/H_m を通して，つまり中規模河床形態と蛇行度の関連性を通して述べてみよう。

ところで，Schumm S.A.[17]は，米国の The Great Plain Province を流下する砂河川で，自由蛇行（谷壁によって蛇行形態が変形されない沖積層を流下する河川）の場合の蛇行度 S が何によって影響されるか述べている。彼は，河川の蛇行度が流れによって運ばれる土砂の輸送の型（wash load と bed load の割合）によって支配されるのではないかと推定しているが，そうであろうか。筆者は，むしろ川幅水深比そのものが蛇行度を直接支配していると考えた方が良いのではないかと考えている。

彼は，蛇行度 S が width depth ratio F（川幅を河岸の高さと最深河床の差で割ったもの）と密接な関係があり

$$S = 3.5\ F^{-0.27} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (7-2)$$

とし，また F が weighted mean silt－clay percent in the perimeter of the channel M と

$$F = 255\ M^{-1.08} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (7-3)$$

の関係があり，M が土砂の輸送形式の現れであるとし，蛇行度 S を決める真の独立変数は土砂の輸送形式であるとした。ここでは M は

$$M = \frac{S_c \times W + S_b \times 2D}{W + 2D}$$

として定義される。ここで S_c，S_b は水路の河床および側岸の silt と粘土の堆積物中に占めるパーセント，W は水路幅，D は水路の水深である。また silt－clay は 200 mesh sieve を通過したものとしている。

たしかに F を決めるのは，河床勾配，流量，河床材料であり，河床勾配を決めるのは，流量，流送土砂量とその粒度構成であると考えられるので，ある意味で土砂の輸送形式が S をコントロールしていると言えるが，河川工学的には，むしろ F そのものが S をコントロールしていると考えた方が，河道内の中規模河床形態との関連性，また結果（蛇行具合）に対する直接的な要因と

して妥当と思われる。

(1)外国河川資料から見たSと川幅水深比の関係

Fig.7—16はSchumm S.A.[1]の資料より，SとFの関係を図示したものである。なお資料として

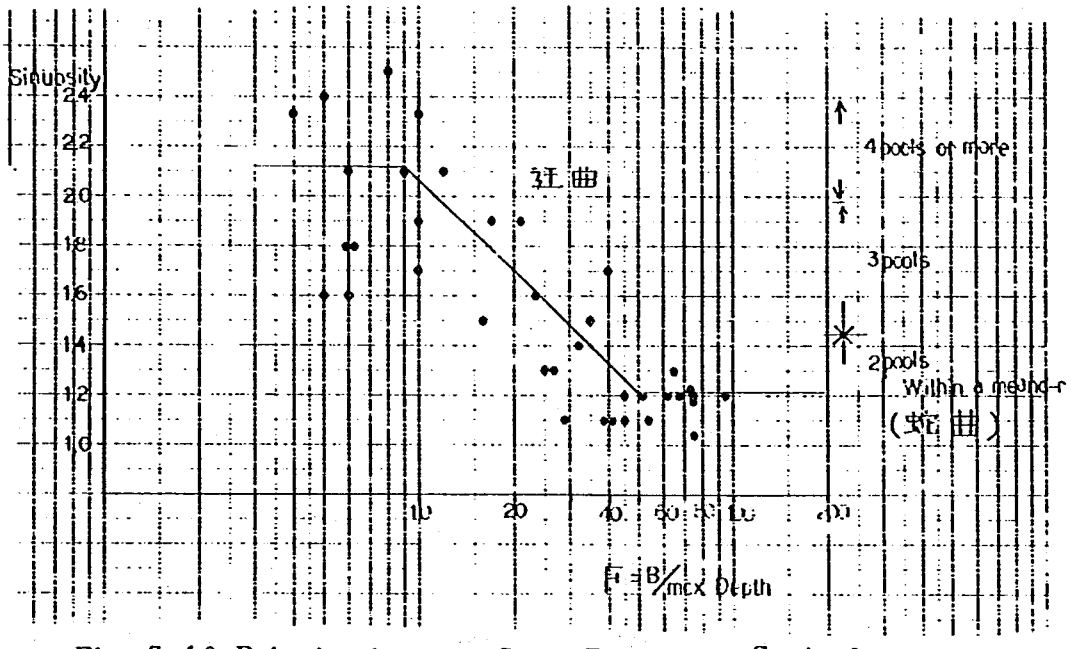


Fig. 7—16 Relation between S and F based on S. A. Schumm's data

使われた河川は米国中西部の河川である。$F=(1.2\sim2)B/H_m$と考えられるのでB/H_mが70～80程度で河道は直線河道となり，30以下では迂曲と考えて良い。なお彼の資料によると河岸物質のsilt－clayの割合が直接Sを支配していない。silt－clayの割合が80%近くあってもSが1.2程度の川もある。つまり河岸の対浸食力が蛇行度を支配していると考えるのは一般的ではない。

Chitales S.V.[2]は，インドの河川のchannel patternについて検討を行っている。彼の資料を使って蛇行度SとB/H_mの関係を図示したのがFig.7—17である。彼の報告では，河川と谷壁との位置関係に関する説明がされておらず自由蛇行なのか，強制蛇行(confined meander)なのかはっきりしない。たとえばGanga河では，B/H_mが773であるにかかわらずSが1.53である。この川は網状河道でありながら河道は曲がっている。原因は，はっきりしないが，一つには沖積層堆積物内の土質の空間的質差(粘土プラグ等)に基因するものと，谷壁の存在が考えられる。[注6)] B/H_mが小さくなるとSが大きくなる河川が多いが，中にはSが小さいものもある。本資料の中だけで言えば，粒径の大きい河川($d_m=0.11\sim0.48$ cm)は，B/H_mが小さいにもかかわらずSが小さいが，これを粒径の効果(粒径の大きい河川は勾配が大きく，F_rが大きい。)と見るべきではあるまい。谷の形状と河道の位置に関する情報を持って結論ずけるものであろう。

Fig.7—18はカナダのアルバータ州(Alberta)を流れる河川[4]の蛇行度Sと2年確率洪水時のB/Rの関係を示したものである。同図には，河床材料のd_{65}粒径，また沖積谷と河道との関係に関する情報も組みこまれている。ここで，

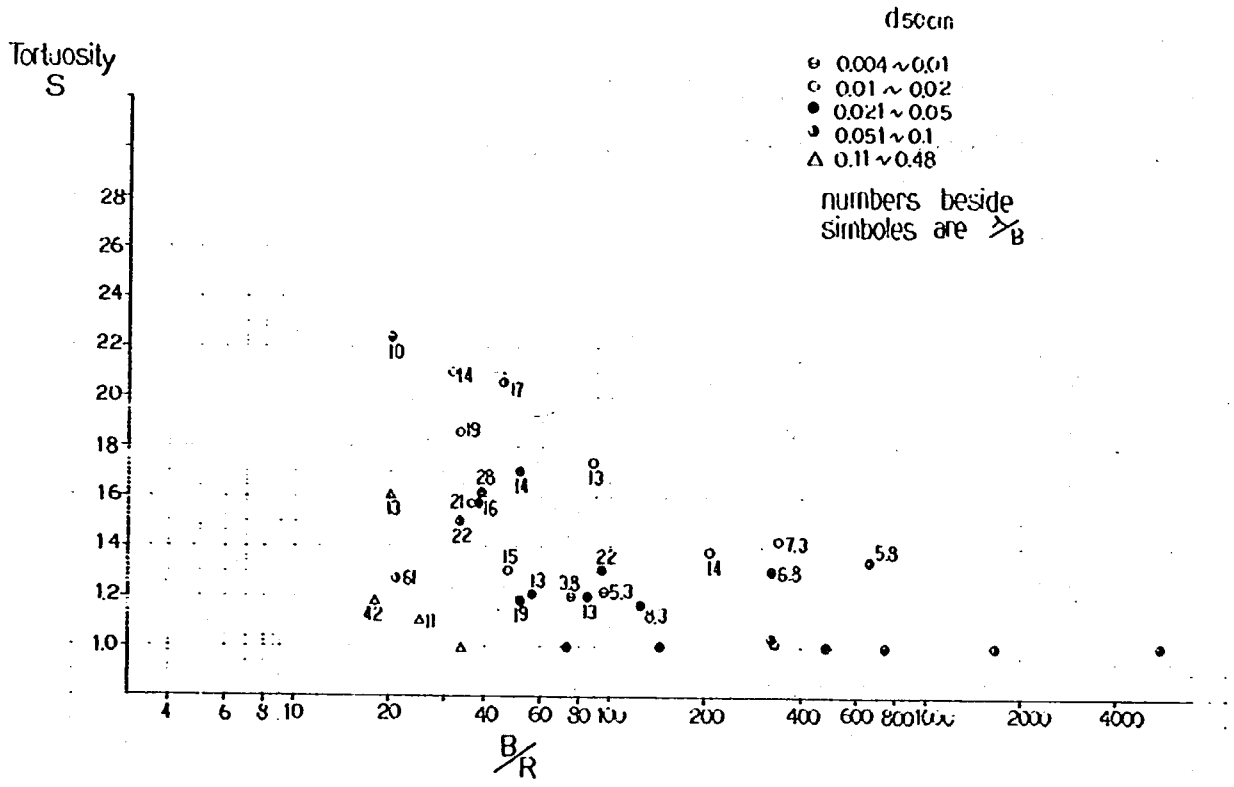


Fig. 7—17 River channel patterns in India based on S.V.Chitale's data

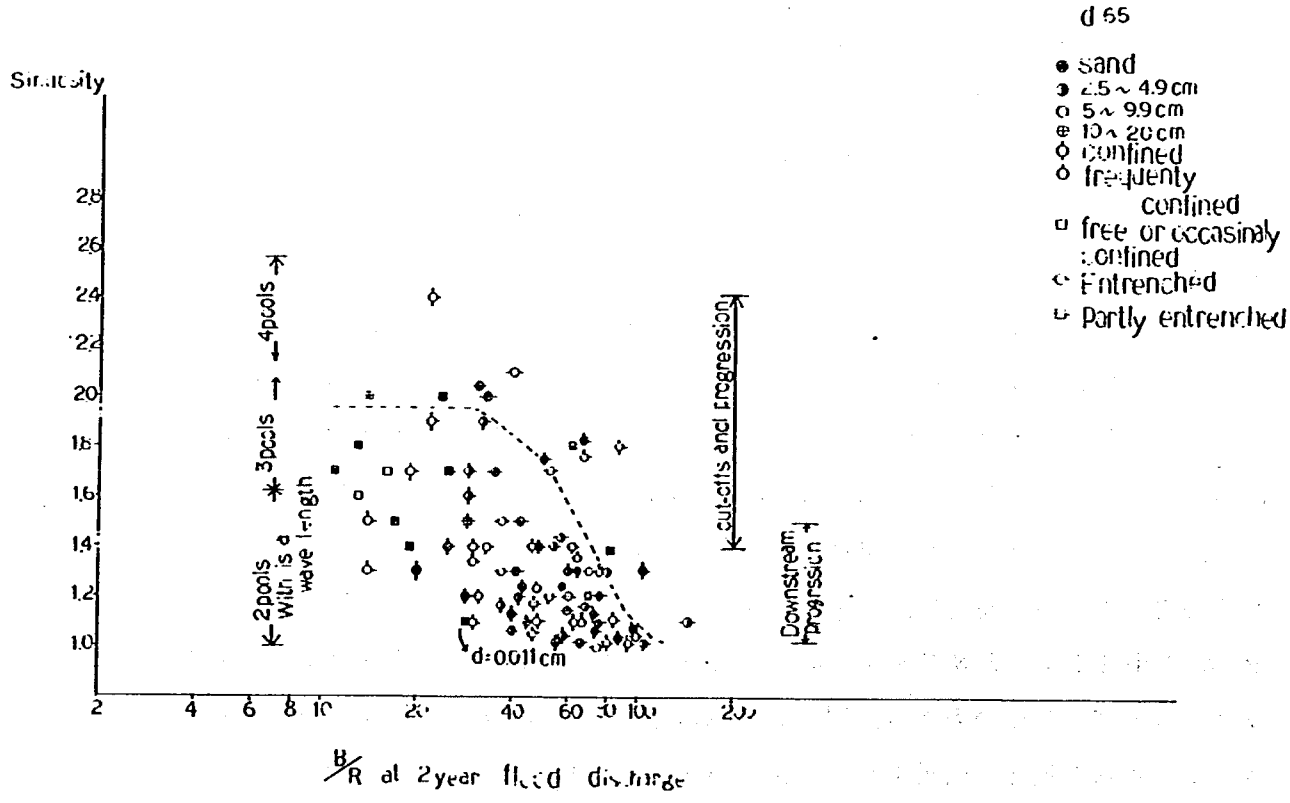


Fig. 7—18 Channel pattern in Canada

fee : the lateral development of meander is not restricted by the valley wall or by high terraces.

occasionally confined : the river is occasionally deflected by the valley wall or by a high terrace.

frequently confined : as above,more frequent.

confined : the river is regularly deflected by the valley walls or by high terraces.

entrenched : reaches associated with a high valley flat or no valley flat.

partly entrenched : part of the reach is entrenched.

である。

confined channel と frequently confined channel は，蛇行度 S が valley wall によって control されるので自由蛇行とは言えず，また entrenched channel は，現在の河川が，その蛇行を作ったか疑わしい。よって沖積河道そのものが持つ特性を調べる資料としては，fee or occasionally confined channel と partly entrenched channel の資料（正方形の印）で調べるしかない。

資料が少なくはっきりしたことが言えないが，B/R が６０以下では，河床材料が砂であっても砂利であっても河道は迂曲まで進みうることが分かる。ただし B/R が２９で河床材料が0.011cm の Bow河 Lake Louise地点は S が 1.1 にしかならない。この河は旧氷河湖の湖底を流下し，三角州河川に対応しているようである。このように河床がシルト粘土質の場合には小洪水時には河床の小規模河床波は ripple ，大出水時には flat であり，また直線水路ならば中規模河床波の発生域の中にない。では，なぜ粒径 0.4～0.6 mm の砂河川で B/R が１０～２０程度では蛇行が良く発達するのであろうか。0.4～0.6 mm の河川の場合，河岸の堆積物は，深部は point bar 堆積物，表層は wash load 堆積物であるが，0.1～0.2 mm の河川の場合は，海性，湖性堆積物であるようだ。このように河岸堆積物の質と，そこに働く洪水の力の違いが，蛇行度の違いとなるようである。このことは，蛇行の発達程度を考察するに当っては，浸食基準面，河口三角州の変化に対する考察，つまり地形発達史の考察が必要であろうことを示そう。

(2)勾配 I_b，流量 θ_c，粒径 d_m を変数とした場合の平面形態区分

今まで，河道の平面形，蛇行度 S を B/H_m を通して述べて来たが，５章で述べたように，

$$B/H_m = 1/\varphi \cdot (u_*^2)^{-5/2} \cdot g^2 \cdot I_b^2 \cdot \theta_c \quad \cdots\cdots\cdots (7-4)$$

であり，気候帯がほぼ同一であれば，u_*^2 はほぼ粒径のみの関数となる。従って河道の平面形態を，Q と I_b で区分すれば，その区分線は，河道の平面形態がほぼ B/H_m で決まってしまうため

$$I_b = f(d_m) \cdot Q^{-0.5} \quad \cdots\cdots\cdots (7-5)$$

となることが予測される。

事実，Leopold L.B. とWolman M.G.[18]による braided channel（網状河道）と meandering channel（迂曲）の河道との区分線は，

$$I_b = 0.06\ Q^{-0.44} \quad \cdots\cdots (7-6)$$

である。ここでmeanderingの河川の定義は，水路の最深部を結んだ線（thalweg）の長さと，谷の長さの比が1.5以上としている。またQはbankfull discharge であり，Qの単位は feet^3/s である。検討の対象とされた河川は，米国中西部の河川が多く，河床材料の平均粒径は2～10cmの河川が多い。なおHenderson F.M.[19]は，(7－6)式に粒径効果を入れて，

$$I_b = 0.06\ d_m^{1.14}\ Q^{-0.44} \quad \cdots\cdots (7-7)$$

としている。（d_mの単位はfeetである。）5章によれば，粒径が1cm以上あれば，u_*^2はd_mのほぼ1乗に比例すると考えられるので，(7－5)式より予測される河道の平面形状の区分線は，

$$I_b \propto d_m^{1.25} \cdot Q^{-0.5} \quad \cdots\cdots (7-8)$$

であり，(7－7)式とほぼ同一の乗数となっている。

またFig.7—17で使用された資料（米国中西部の砂河川）によると，蛇行度Sが1.5以上と以下の区分線は，

$$I_b \cdot Q^2 = 95 \quad \cdots\cdots (7-9)$$

である。[1]ここでQの単位は feet^3/s でQはmean annual dischargeである。（mean annual discharge と bankfull dischargeの比は，ほぼ一定と考えられる。）

以上のように，河道の平面形態をI_bとQで表わした結果は，B/H_mが河道の平面形態を区分す重要な指標であるというのと同一の結果となる。

(3) 日本の河川の平面形態と河道特性

(1)，(2)において河道の平面形を支配する要因について，外国の河川の資料を用いて述べた。ところで気候帯も異なり，また地形発達史の異なる日本の沖積河川でも(1)，(2)で述べたことが当てはまるのだろうか。この疑問に答えるには，日本の河川はあまりにも人工河道でありすぎ，現河川でその河が本来持つ平面形態を調べるわけにはいかない。そこで筆者は次のような方法を用いて，日本の沖積河川が本来持っている平面形態を調べることにした。

航空写真を用いて，そこに写っている旧河道跡の状態，現成河道の状態を良く把握する。また治水地形分類図も参照し，旧河道跡をたしかめ，その形状を把握する。現成河道の特性（流量，河床勾配，川幅等）を収集する。以上の情報を基に，河道特性と平面形態の関係について気付いたことをメモ書きする。

以上の作業から得られた結果は次のごとくである。

○現成の河道が複列以上の多列砂州を持っている場合，旧河道の形態も複列以上多列砂州を持ち，水路はほぼ直線状であると言って良い。

○現成の河道が単列河道であるものは，旧河道跡は蛇行が良く発達している。特に，粒径0.5～3 cm，河床勾配 $1/500 \sim 1/2000$ の河川では，自然短らくによって生じたと考えられるmeander loup跡が沖積面に多数残っている。ただし，縄文海進時に海面下にあったと考えられる河川で砂河川の所（I_b が $1/3000$ 以下で粒径 d_m が 0.5 mm 以下の所）では，meander loup跡が残っているが，そのloup跡は人工的にcut offされた旧河道であるものが大部分である。また治水地形分類図によると旧河川の自然堤防跡は，長い区間追跡することが可能で，旧河道はかなり長い時間横方向には，ほとんど動かなかったことを示している。河道の移動は，大出水時の河道コースの突然の変位による新しい河道コースの形成によるらしい。

○現成の河道の河床勾配が $1/400$ 程度のかなり急流河川でも，現成の河川の砂州が単列的である場合，meander loup が発達している。（羽越荒川）

○現成の河道の河床勾配が $1/250$ 以上の急勾配の河川ではmeander loup跡を見つけることができなかった。ただしこの結果より勾配が急であれば，（フルード数が大きい。）meander loupが発達しないという結論を出すのは危険であろう。[注5)] 勾配 $1/200$ 以上の河川では B/H_m が 100 以上の所が多く，多列河川になってしまうからである。

参考のために筆者が航空写真を見ながらメモしたことをここに記しておきたい。

①釧　路　川

○４６Ｋ～５１Km(1947) 旧meander loup跡多数

1947年時河道の $S = 1.58$，　$I_b \fallingdotseq 1/1050$

○３６～３８Ｋ（1947）

1947年時の $S = 1.60$　　$I_b \fallingdotseq 1/2250$

○４６K～５１Km地点より下流は，上流に比較して，meander cut offの跡が少ない。

河床材料は　標茶（４６Km）で $d_{60} = 7 \sim 8$ mm

○４６K～５１Km（1975）

1975年時の $S = 1.06$　（人工的 cut off の結果）

②天　塩　川

○２０K～３１Km地点

旧河道の $S = 1.68$

新河道の $S = 1.1$　（1968年）

現河川の勾配 $I_b = 1/4000$，

現河川の低水路幅÷低水路高 $\fallingdotseq$ 180 m／2.5 m = 7 2

河床材料 d_m は 1 mm あるいは 4 ～ 5 mm と変動が激しい。

人工的 cut off 後の川幅は 1.5 倍程度増加

河道の横移動がかなりありそうだ。

∘ 0 ～ 9 Km

d_m = 0.6nm，蛇行しない。川幅変化少ない。abandoned channel の跡あり，砂丘の影響

∘ 50 Km より上流

所々複列になる。1 ～ 2 cm の砂利を河床材料に持つ，川幅の変化激しい。

③十　勝　川

∘ 57～66 Km

現成河道は複列河道，ほぼ直線状河道

旧河道は meander loup を形成しない。

$I_b = \frac{1}{700} \sim \frac{1}{500}$ ，d_m = 2 ～ 3 cm

④沙　流　川

∘ 0～10 Km　meander loup 跡多数あり

現河道　0 ～ 5 Km　複列，5～10 Km 単列，ほぼ直線状河道，川幅は現在の河の方が広い。2 倍程度か。$I_b = 1/637$，d_m = 10～20 mm

⑤湧　別　川　（人工的 cut off なし）

∘ 1 ～ 5 Km　多くはないが meander loup 有り

d_m = 20～30 mm ，B = 150 m ，$I_b = 1/1000$

∘ 6～10 Km　meander loup 無し

$I_b = 1/350$，d_m = 40 mm 多列河道

⑥後志利別川（1968）

∘ 10～20 Km　meander loup 跡有り

d_m = 10～20 mm　$I_b = 1/620$　B = 100 m

⑦石　狩　川

∘ 深川 → 雨竜川 120 K ～ 105 Km，meander loup 跡多数

$I_b = 1/920$　d_m = 10～20 mm

∘ 雨竜川 → 滝川 150 ～ 95 Km

$I_b = 1/2200$　d_m = 10～20 mm

∘ 滝川 → 奈井江 95 K ～ 75 Km meander loup 跡多数

$I_b = 1/2100$　d_m = 10 mm 前後

∘ 奈井江 → 月形 75 ～ 60 Km meander loup 跡多数

$I_b = 1/3800$　d_m = 5～10 mm

∘ 月形以下

0.2 ～ 0.3 mm の砂，河道の横移動少ない。旧河道の S = 1.8（40～60 Km）あり，蛇行度は

大きい。

袋達布　natural cut－off

⑧十　勝　川

○ 0～10Km　泥たん地　横移動少ない　$d_m = 0.6$ mm

○ 40～57Km 網流　　ほぼ直線状河道　$d_m = 10 \sim 20$ mm

⑨雄　物　川

○ 60～70Km meander loup跡多数有り

$d_m = 20$ mm ，　$B = 180$m，　$I_b = 1/1600$

○ 83～88Km meander loup跡多数有り

現河川はほぼ直線で，単列が基本であるが複列部分有り，$I_b = 1/900$ ，$d_m = 20$ mm ，川幅は現成の河川の方が十分に大きい。

⑩最　上　川

○川西町，東根市　　meander loup跡多数　現河道は単列

⑪球　磨　川

○ 80～85Km

$d_m = 40$mm 前後　$I_b = 1/290$ ，　単列 $S = 1.15$

○ 65～72Km

$d_m = 25 \sim 30$ mm　$I_b = 1/425$ ，　meander の跡あり，ただし loup(迂曲)まで行ってないようである。

⑫筑　後　川

○ 32～40Km meander loupの跡有り

$I_b = 1/2300$ ，　$d_m = 0.6$ mm ，　$S = 1.07$（現在の川）平水でうろこ状の砂州発生する。

○ 44～51Km

$I_b = 1/1200$ ，　$d_m = 50 \sim 60$ mm前後，単列の砂州土砂生産量少なく下刻ぎみ，旧河道の $S = 1.3$ loupにまで発達した場所有り

⑬白　　川

○ 0～8 Km　耕地整理化進み，旧河道跡わからず

○ 8～1.73Km 熊本市街地，$I_b = 1/600$ ，砂の中に砂利含む。

⑭阿 賀 野 川

○ 15～30Km　meander loup跡多数有り

$d_m = 20 \sim 25$ mm　　$I_b = 1/800$ の単列河川

⑮阿　賀　川

○ 14～19Km　(Fig.7－19 , Fig.7－20 参照)

1947年ほぼ低水路全域が移動床，1975年洪水が無いことによる移動床部の減少（単列化

Fig. 7－19　阿賀川航空写真図　昭和41年11月27日撮影

縮尺1:10000

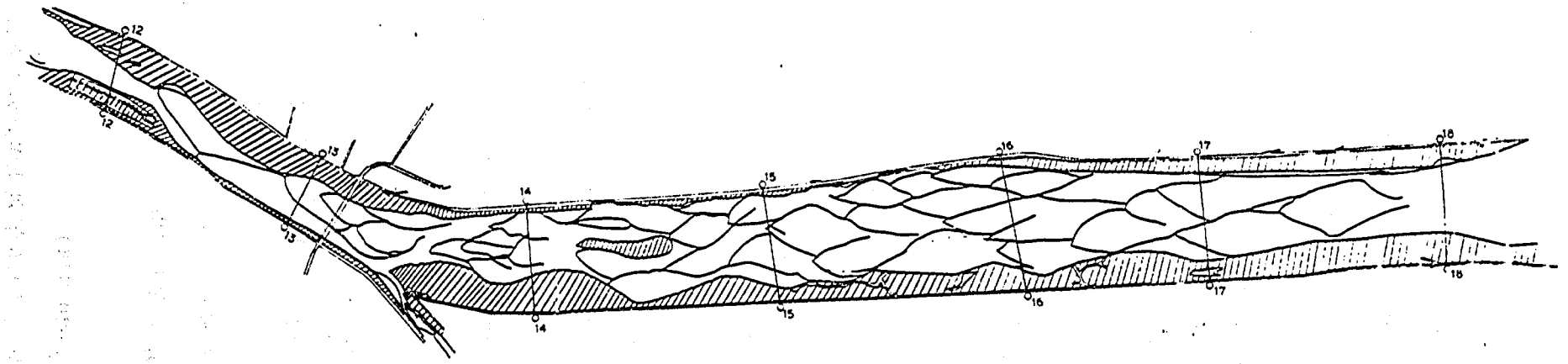
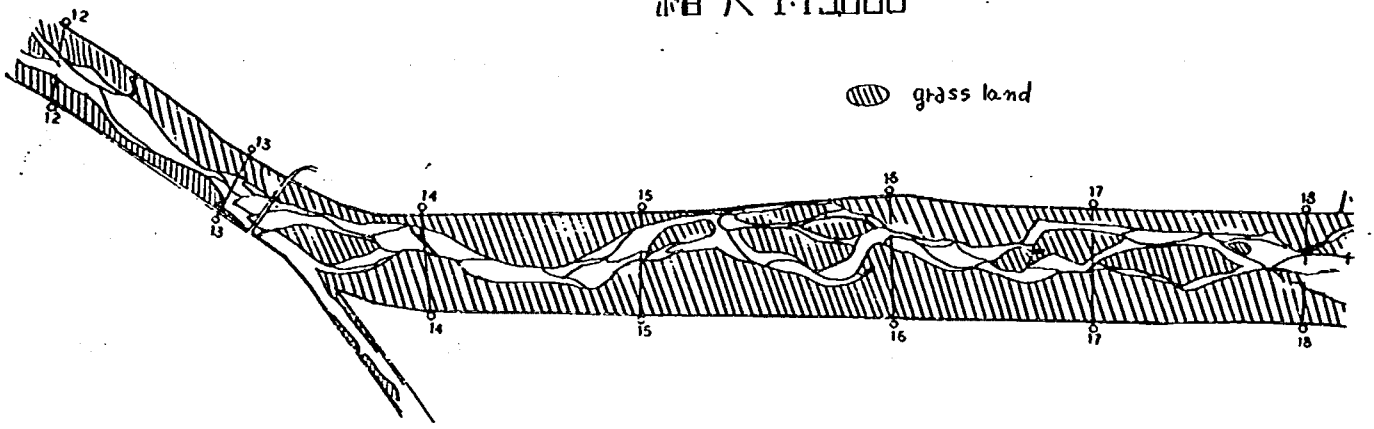


Fig. 7－20　阿賀川航空写真図　昭和50年11月13日撮影

縮尺 1:15000



へ）1972年最大流量 2485m³/s，1973年 214m³/s，1974年 406m³/s であった

$I_b = 1/313$，　$d_m = 50$ mm

⑯荒　川（羽越）

meander loup 跡有り，現成河川単列砂州

$I_b = 1/500$　　$d_m = 40$ mm

⑰渡 良 瀬 川

○ 15～35 Km　1947年10月27日撮影　カスリン台風後，高水敷の植生が破壊されている。（畑地化されていたかも知れない。）1947 年以後，河道横方向に動いていない。

$I_b = 1/2000$，　$d_m = 0.45$ mm

⑱荒　川（関東）

○ 68K～33K

改修前の $S = 1.34$

現 70K～58Kの荒川右岸側に有史以前の meander の跡あり，改修前の蛇行波長より大きい

$\lambda_s = 2$ Km 推定 $B = 200$m　歴史時代以前の自然堤防跡

江戸時代の河道 33K～17 Km　$S = 1.75$

⑲由　良　川

○ 5～20 Km　　$d_m = 10 \sim 15$ mm，　$I_b = 1/1{,}700$

○ 30～50 Km　　$d_m = 30 \sim 50$ mm

○ 0～5 Km　　砂河川　川幅が上流より大きい。

⑳木　津　川

○ 15K～22 Km

砂州前縁位置が河道の曲りと対応（移動停止の状態）$I_b = 1/1200$，　$d_m = 1 \sim 2$ cm

○ 0～10 Km　蛇行跡あり　ただし loup を形成せず現成河川は，複列と単列の混在形，旧河道

のS＝1.27

㉑九頭竜川

○20Kmより上流は扇状地河川で網状河道

旧流路跡内に排水河川有り，排水河川はその川幅に対応して蛇行している。その蛇行波長は旧流路の蛇行長より，極端に小さい。

㉒紀の川

○13～16Km，$I_b=1/600$，$d_m=10\sim20$mm，$B=300\sim400$m，複列河道$L_s/B_s=3.4$

㉓加古川

○1947年10月4日撮影写真　高水敷に草なし，1975年高水敷化している。低水路の下刻化

㉔野州川

○南派川河口近くで水路が分かれる。（デルタ）ただし粒径は砂利まじり砂である。

㉕仁淀川

○13Kmより上流，1947年以来砂州位置変らず。ただし9～10Km地点変化している。

㉖猪名川

○8～10Km　meander loup跡有り

現河川は単列砂州，一部複列　$d_m=30$mm前後，　$I_b=1/350$

(4) ま と め

(1)，(2)，(3)で述べたことを取りまとめれば次のごとくなろう。

①河道の平面形は，水路内に発生する中規模河床波と密接な関係にある。

②河道の曲り具合（蛇行度S）は，河床勾配が1/250以下で，また河床材料が0.2mm以上の所であれば，平均年最大流量時のB/H_mによって支配される。すなわちB/H_mが100程度となり，複列砂州が発生するような条件となると洪水による河岸浸食力が両岸に分散されるため河道は直線状となり，B/H_mが40～100程度では，迂曲と蛇曲が混在しB/H_mが大きいほどSは小さい。B/H_mが20～30程度では，迂曲蛇行の部分が大部分を占めSは大きい。ただし，河床勾配が1/250以上の所で，B/H_mが小さい場合，迂曲にまで蛇行が発達するかどうかは実証的資料がなく調べることができなかった。（筆者自身は，自由蛇行の実験結果などから，河岸物質が河床物質と同一の非粘着性物質から成り，河床材料が動く場合，蛇行は迂曲にまでは発達しないのではないかと思っている。）また勾配が緩く，河床材料が0.2mm以下の場合も，B/H_mが小さくても蛇行は迂曲にまで進まないことがある。

③河道の平面形状の違いを考察する場合，浮遊砂wash loadの役割，つまり土砂の河岸堆積機構，河岸物質についての考慮が必要である。

④気候帯が違っても，河道の平面形状を支配する流量として，bankfull流量を考えておけば良いようだ。

⑤日本の沖積河道で，縄文海進時，海面下にあり現在の河床材料が0.5mm以下の所で，河床勾配が1/5000以下の所では河岸浸食によって横方向にはそれほど動かないが，大出水時の河道位置の急変による新河道コースの形成を行ったようだ。（扇面での河道位置の変化による下流segnentでの新たな水路形成と，その河川自身の天井化によるものとの二つの場合があるようである。）

⑥河岸が河床材料と同一物質である急勾配の扇状地，および河岸が湖性，海性堆積物である緩流部で，底質材料が細粒である所を除けば，河道の平面形は，ほぼ低水路満杯流量程度の洪水時のB/H_mのみで決まってしまう。これは，河道内に発生する中規模河床波の平面スケールがB/H_mでほぼ決まってしまうこと，また砂州上の流れのパターンも勾配や，河床材料には，あまり影響を受けていないことによろう。

7－3　島の発生条件とその特徴

日本の河川は，河岸の浸食を護岸等で防いでいるため，また河道内に発生する島を河道計画上障害物として人工的に取り除いてしまったため，河道内に島が発生している所は少ないが，改修以前は，もっと河道内に島が発生していたらしい。ここでは島の発生条件，島の発達過程について記述してみたい。

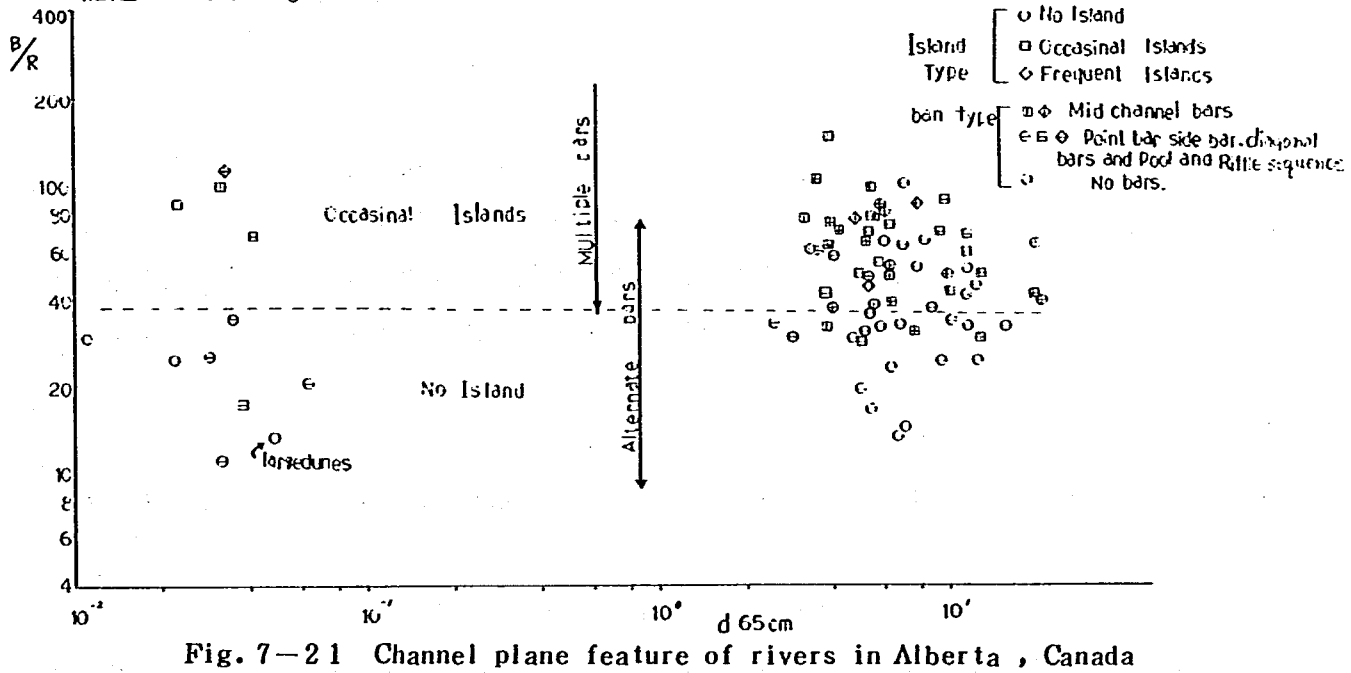


Fig. 7－21　Channel plane feature of rivers in Alberta , Canada

Fig.7－21は，CanadaのAlberta州を流れる河川（ほとんど自然河川）の河道形態[3]を，河の中にどんな島（通常植生があり，大出水にしか冠水しない）があるかを中規模河床波の形態と共に，2年確率洪水時（retern period 2 years）のB/Rとの関連において調べてみたものである。本資料によると，B/Rが40以下の河川では，粒径によらず河道の中に島が存在せず，40以上では河道の中に時折，島が存在するようになる。B/Rが80前後で河道内にmid channel barsが支配的になる。このように島の発生状況も粒径によらずB/Rによって決まってしまうこ

とは，島の発生が中規模河床波の発生と密接に関係していること，逆に中規模河床波のスケールが，B/Rによって主に支配されていることを示していよう。

ところで河道内にどのようにして島が発生するのだろうか。またその島の生長，消滅速度は，河道特性の違いによって異なるのであろうか。それらについて筆者が気付いたことを記しておこう。

(1)勾配が非常に急で（$1/100$以上），平均年最大流量時の相対水深H_m/d_mが15以下，川幅水深比B/H_mが100以上の場合

このような水路条件の所では，一定流量が流下していても，水路内には島が発生し，流れが網状化し島が発生する。特に河床材料の分級が進んでいない所では，顕著な網状化が進む。しかしこのような所では，島の発生と消滅は非常に速く，固定的な島の発生までに進むことはあまり無いようである。

(2)勾配が$1/100 \sim 1/400$程度の扇状地河川

土砂の移動の多い扇状地河川では，砂州の移動速度が大きく，固定的な島が発生することはあまりないようである。ただし上流からの供給土砂量が減り，砂州の移動があまりみられなくなった河川では，平水路が下刻し，砂州の高い部分に草が生え，表層には砂，シルトが薄く堆積し，島状を呈するようになることがある。しかしこの島も計画高水流量程度の大出水時には，破壊されると考えておいた方が良い。

(3)勾配$1/800 \sim 1/1500$程度の砂利河川

勾配が緩くなると，平均年最大流量時の水深も増し，従って砂州規模も大きく，また洪水時の無次元掃流力も扇状地河川より多少小さく，砂州の移動速度が扇状地河川の砂州に比較して非常に小さくなる。複列砂州の発生するような所では，出水が無いと砂州の高い所に草が生え，小出水で砂，シルト，粘土等が堆積し，固定的な島になってくる。柳等が生えると，大出水でも容易には破壊されない。

(4)勾配$1/1500 \sim 1/3000$の砂河川

このような勾配を持つ砂河川では，一般に大出水時と小出水時の砂州規模が異なること，また小出水時でも砂が移動するためか，あまり島の発生を見ないようである。

(5)勾配$1/5000$以下でB/H_mが100以上で粒径0.3mm以上の砂河川

洪水時の水深は大きく，従って砂州規模も大きい。平水時には掃流力が小さく洪水時に発達移動する州を変形することができない。島の発生は平水時に水面上に現われる砂州の高い所に草や柳が生え，シルト，浮遊砂がこれらにトラップされることによる。一度島状になると大出水でも容易には破壊されないようである。また島は出水時には上流側が浸食され，下流岸に土砂が堆積し，そこに草や柳が生え，島状化していくため，徐々に下流に移動する。（例，阿賀野川下流）

(6)勾配$1/5000$以下で粒径0.2mm以下の河川

このような河床材料を持つ河川は，河口近くのデルタ性河川に限られる。日本においては，と

のような河床材料を持ち，かつ島が発生する河川は無いが，外国の河川の例なども見ても，このような河川はB/H_mが100以上までにはなり得ないようだ。B/H_mが100以上になるような所では，水路は分離し，いわゆるanastomosed channel（網目状水路）を形成するようである。島にはoverbank depositである粘土まじりsiltが堆積し，植生が生え，島つまり河岸は安定で大出水でも動かないようである。

7－4　平面形変動特性

7－1で，水路の平面形とその中に発生しうる砂州のスケールが決まれば，砂州の存在形態とその変動特性が決まってしまうことを述べた。ところで河岸が可食性の場合には，砂州の存在形態とその移動特性が逆に平面形を変化させ，変化した平面形は逆に砂州の形態を変え，平面形と砂州は相互に滲透しあう関係にある。このことは沖積河川の平面形の変動形態（蛇行の発達過程）を考察するに当っては，この相互滲透性についての十分な考慮が必要であることを示していよう。しかしながら可食性の河岸を持つ河川においても，ある時点における砂州の存在形態と平面形の関係は，河岸が固定されている場合とまったく同一であり，平面形の変動特性を記述あるいは営力論的に調べていく場合には，種々の平面形と砂州の存在状況のパターン関係，そこでの流速分布形，深掘れ位置，河岸浸食位置，土砂堆積位置を調べ，それを時系列的に組立てることがまずなされなければなるまい。（木下良作[4]は，蛇曲から迂曲の発達過程を考察するに当って前述のことを意識しながら実験を行っている。）

筆者はこの問題について野外調査，また実験的検討も行ったことが無く，十分な実証的資料を持って述べることはできないが，筆者の仕事を通して気付いたことを箇条書きに述べ，今後の課題としておきたい。

(1)　河岸浸食速度

河岸の浸食速度は，洪水時に河床に働く掃流力と，その掃流力に河岸がどれだけたえられるかまた大出水時に高水敷が洪水に対してどう対応するかによって決まる。

①扇状地河川

扇状地河川の河岸浸食速度は非常に大きい。特にそこが堆積空間であると河道は河幅を広げようとする傾向にあるため大きくなる。このような地点で天井川化が進むと大出水時は流路を変更することがある。勾配の急な扇状地ほど流入土砂濃度が高く，また河岸高も低いため流路変更が起こりやすく，また流路変更がない場合でも，はんらん水は扇面を石の河原に変えてしまう。しかしながら扇頂からの流入土砂が減少し，扇頂部から下刻傾向にある河川では，河床がアーマ化され，流路幅が減少する傾向にあり横浸食が小さくなる。ただし，大出水あるいは流入土砂量の急増（山間部での大崩壊の発生）などの場合には横浸食力は回復しよう。

一回の洪水の横浸食量の極端な例を上げれば，常願寺川で昭和53年6月洪水において，6Km付近は左側が100mばかり浸食されている。[20]

②砂利を河床材料を持つ中間地河道（$I_b = \frac{1}{400} \sim \frac{1}{3000}$）

いわゆる中間地河道に対応する河道で，護岸や，河道の横移動をさまたげる崖等が無ければ河道は蛇行・迂曲し，あるいは川幅の拡狭を繰り返す複列河道となる。このような地点の河岸浸食速度は扇状地河川（下刻化の部分は除く）に比較すれば大きくないが，河道の横方向移動量はかなりのものがあり工学上問題としなければならないような横浸食速度を持っている。ただしその移動量は，迂曲河道の自然短絡の場合を除けば，一度の出水によって 100 m のオーダーで動くことはなく，大出水でも１０m程度のオーダーのようである。

③砂河川の場合

砂河川の場合，河床の粒径が大きいほど横移動量が大きいと考えて良いが，同じ粒径であっても，河岸の堆積物によって移動速度がかなり異なるようである。河岸の堆積物が現成の河川の堆積物でなく，縄文海進地の海性あるいはデルタ性堆積物の場合は，横方向移動は非常に小さいが，扇状地の直下流のように現河川によって運ばれた堆積物で河岸ができているような自然堤防帯では横移動はかなりのものと考えられる。（例，利根川中流部の網状自然堤防帯）

粒径 0.3 mm 以下の河川では横移動はほとんど無い。

(2) 蛇曲から迂曲への発達過程と compound meanderの発生

蛇曲から迂曲の発達過程の典型例については，木下良作[4]やKondrat'yov,N.Y.[5]によって詳しく報告されているので，ここでは二人の迂曲への発達過程の説明図（Fig.7—22, Fig.7—23）のみを示しておく。詳しくは原論文を参照されたい。なお河川工学上注目しておいて良い点は次のごとくである。

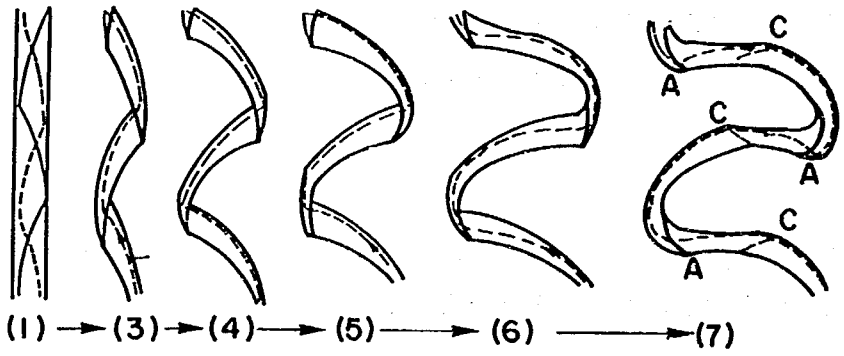


Fig. 7－22 Channel plane pattern change process after Kinoshita , R.

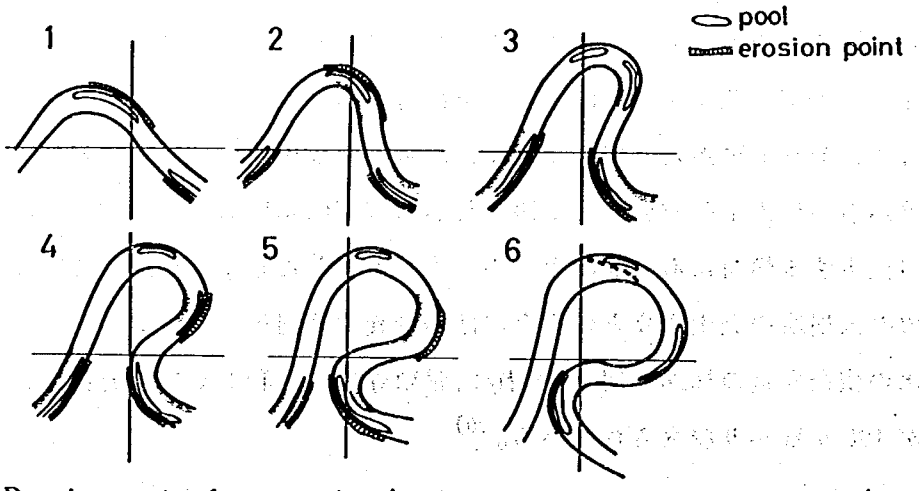


Fig. 7－23 Development of a meander in free meandering after Kondrat'yov , N, Y.

①砂州の分裂（新たな pool の発生）は蛇行振幅が増加し，流路長が長くなることによって発生する。その発生は，poolからpoolの距離が川幅の 10 倍程度になると発生するらしい。この時の流路長と蛇行波長の比 S は 1.4 程度であり，わん曲角 θ は 140～180°程度である。また分裂直前の r/B は 2～3 程度である。

②蛇曲から迂曲に変わった後の河道は，蛇行の下流への前進を止め，わん曲はますますその径をひろげてゆき，自然短絡が起こらない場合には，新たな pool を発生させ，複雑な形（compound meander）となる。

③ pool の発生ごとに蛇行水路の変化方向，また移動速度が変化する。pool の発生は蛇行の変動形態の質的変化点である。

④自然短絡は蛇行のネックが蛇行の進行に伴ってくっつくよりも，出水時にはんらん水がneck間を流下し，新たな水路を作ることの方が多いようだ。

⑤蛇曲河道は蛇行の前進的性質が強いが，迂曲河道では前進性は止まる。

(3) 平面形変動のコントロール点および線

谷壁（valley wall），段丘崖（terrace）あるいは粘土プラグは，河道の横方向の移動を妨げ，平面形態を規制する。このような地点は，河道の平面計画を考える場合には，積極的に利用することが得策である。

注1）

蛇行内の pool の数によって蛇行形態を分類している。これは木下の考え方とまったく同じである。筆者はソ連の研究者（Kondrot′yev等）が独自にこの認識に達したものと考えているが，詳しくは知らない。また砂州のことを中規模河床形態（mesoforms）と言ったのは[6]，彼等が最初のようである。

注2）

扇状地の中には，扇面上の勾配が，途中で多少変わるものがある。この変化点はちょうど開析された扇状地が，現成扇状地の中に消えていく位置と扇頂の距離を半径とし，扇頂を円弧の中心として描いた円弧と河川が交わる位置であることが多い。この位置は，また扇上地を流下する河川が，流路の方向を変え易い位置でもある。この位置は河床上昇しやすい位置であり，下流側の扇面の一時的な扇頂部と考えれば，そこで流路の方向が変化する理由が理解できよう。

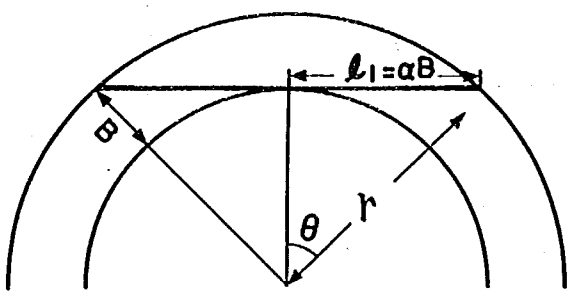
（例，黒部川，小矢部川，Fig. 7−6 参照）

注3）

木下と三輪[8]はこれを砂州の定着化と呼んだ。

注4）

わん曲部において，砂州が B 型から C 型の接続に変化する限界での砂州の形状は，Fig. 7−24 に示すごとく，砂州の前縁が，丁度凸岸に接するような状態であるようである。この状態での砂州と水路の幾何学的条件により，砂州の前縁の長さが，水路幅の 5 倍の時 $r/B=12.5$ であり，4 倍の時 $r/B=8$ となる。



$$\cos\theta = \frac{r - \frac{B}{2}}{r}$$

$$\sin\theta = \frac{\alpha B}{r + \frac{B}{2}}$$

Fig. 7－24

注5）

軟岩上の流下する水路では勾配 $1/100$ 以上でも蛇行している例がある。また河床材料が砂利であり，表層に薄くシルト質の堆積物（厚さ10～20cm程度）が乗っている河川でも，迂曲まで蛇行が発達している例が米国のロッキー山脈から流下する河川である。ただしbankfull時でも河床の砂利はほとんど動かないようである。このことは，蛇行の発達は，pool位置の前進速度と横方向移動速度（河岸浸食速度）の比が，重要な要素となることを暗示しているのではなかろうか。

注6）

地形図を見るとGanga河が，蛇行度Sが1.53であるような河とは思えない。むしろ直線状の河である。タイプミスだろうか。

参 考 文 献

1) Schumm, S.A.; 1963; Sinuosity of alluvial rivers on the Great Plains, Geological Society of America Bulletin, Vol.74, pp.1089—1100

2) Chitale, S.V., 1970; River channel patterns, A.S.C.E. Hyl, January pp.201—221

3) Kellerhals R., Neill C.R. and Bray D.I., 1972; Hydraulic and geomorphric characteristics of rivers in Alberta, Research council of Alberta, River engineeing and surface hydrology roport 72—1

4) Kinoshita, R., 1961; 石狩川河道変遷調査，科学技術庁資源局資料３６号

5) Kondrat'yev, N.Y., 1968; Hydromorphological principles of computations of free meandering, Tnans. of the State Hydrologic Institute (Trudy GGI), No.155 pp.5—38. Soviet Hydrology に英訳がある。 Issue No.4 pp.309—335

6) Znamenskaya, N.S., 1963; Experimental study of the dune movement of sediment, Tr-Trans. of the State Hydrologic Institute (Trudy GGI), No.108 pp.89—114,

7) Brice, J.C., 1974; Evolution of meander loups, Geological Society of America Bulletin, Vol.85, pp.581—586

8) Kinoshita, R. and Miwa, T., 1979; 砂レキ堆の位置が安定化する流路形状，新砂防，94, pp.12—17

9) Fukami,T.,Sakano,A.and Yamamoto,K., 未発表資料

10) Kamiya,R., 1959; 湾曲部の深掘れについて，第13回直轄技術研究発表会

11) Kinoshita,R., 1978; 大井川河床形態と洪水流に関する検討業務報告書，建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所委託調査報告書。

12) Yamamoto,K.,Hayashi,T.and Nozuni,S. 1975; 手取川河口処理に関する水理的検討，土木研究所資料第1069号

13) Baba,Y.,Fukami,T.and Sakano,A., 1979; 水理模型実験による斐伊川分流計画の検討，土木研究所資料第1447号

14) Sakano, A. and Yamamoto ,K., 1981; 石炭粉を使用した模型実験の問題点 — 斐伊川移動床模型を通して — 土木技術資料 Vol. 23—3

15) Miwa,T., 1974; 実際河川における砂レキ堆の移動と安定の限界角度，昭49年農業土木学会講演会

16) Dondurant,D.C., 1972; Sediment control methods:B.Stream channels,A.S.C.E.Hy7. July pp.1295—1323

17) Schumm,S.A., 1960; The shape of alluvial channels in relation to sediment type, U.S.G.S.prof.paper 352—13

18) Leopold,L.B.and Wolman,M.G., 1957; River channel patterns,braided,meandering and streight,U.S.G.S.prof.paper 282—13

19) Henderson,F.M., 1963; Stability of alluvial channels,Trans.A.S.C.E.Vol.128 part I pp.657—720

20) 建設省富山工事事務所，1979; 常願寺川の急流河川工法，pp.456—pp.470

8章 河道のVertical Scaleと河道特性

河道の平均的なvertical scaleすなわち低水路の平均水深については5章5−2ですでに述べた。本章においては護岸の根入れ位置を決定する際に，もっとも必要である深掘れ部の水深について論じてみたい。もちろん実際の河川は種々の平面形態を持ち，また洪水時の河道に働く力の変化に応じて深掘れ部の河床高も変化し，それを適確に予測することは不可能に近い。河川工学的には，検討対象河川の実体調査を通じて，深掘れ深を予測することが，最もこのましいが，平面形状を人工的に変えた場合，深掘れ深が増加するのかしないか，その深掘れ深が平均の水深の何倍程度であるのかのおおよその値を知っていることは必要なことであろう。なお，ここで述べることは十分な実証的データーを通して述べるものではなく，とりあえずとりまとめたものであり，今後の調査によって修正，改良していかなければならないと考えている。また検討の対象にしているのは，あくまでも沖積層を流下している河川であり，人工水路や実験室での基礎実験のようにB/H_m小さい水路でないことをことわっておきたい。

8−1 深掘れ部の位置とその深さ

7章において河道の平面形と河道内に発生する中規模河床波が密接に関係していることを述べた。このことはとりもなおさず河道内に発生する深掘れ部の位置とその深さが，河道の平面形状とそこに発生する中規模河床波の存在形態とに密接に関係していることを示している。

本節においては，主に実際河川の資料と実験資料により深掘れ深を評価してみたい。ただし実際河川の資料を使う場合次のことを考慮に入れておく必要があろう。

i) 深掘れ深を求めるためには河道の地形測量がなされなくてはならない。直轄河川の場合，河道の横断測量は，200m～500mの区間距離ごとになされている。従って，横断測量結果より求めた深掘れ深は，最も深い所を取らえていない恐れがある。

ii)河川の地形測量は平水時に行われる。従って測定された深掘れ部は，洪水後堆積している可能性がある。砂利河川や，河口近くで勾配の緩い砂河川では堆積速度が遅く，それほど心配する必要は無いと考えられるが，勾配$1/3000$～$1/1500$程度の砂河川では，流量が小さくても砂が移動し得るので，洪水時の深掘れ部がその後の小出水で堆積する恐れは強い。

iii) 洗掘深が大きくなると，深部の堆積物が，現河床を構成している河床材料と違った質のものが現われ，洗掘を防いでしまうことがある。また人工水路の場合には，粘土層などがあると河床の洗掘形態に大きな影響をあたえる。（例，荒川・関東）

vi) 洗掘部にchannel lag deposit（C集団）が集まり，そこが洗掘されなくなることがある。

v) 水制，橋脚，せきなどによる局所洗掘

以上のように，実際河川の資料を使って深掘れ深を評価する場合，種々の問題があるが，ここ

では深掘れ深の概略値を平均年最大流量時，あるいはbankfull時の深掘れ部の最大水深Hmaxと低水路部の平均水深H_mの比H_{max}/H_mを使って評価してみよう。

(1) 直線河道の場合

ほぼ川幅一定の直線河道の場合，深掘れ部の水深は砂州の規模で決まり，砂利河川の場合は，平均年最大流量時の水理量（B/H_m，τ_{*m}，H/d_m）を使ってFig.2—80~Fig.2—91より，H_sを求め，

$$H_{max}/H_m = 1 + 0.8\ H_s/H_m$$

として最大水深を評価しえるようである。多列砂州の場合は$H_s/H_m \fallingdotseq 2$程度であるので，$H_{max}/H_m \fallingdotseq 2.6$程度となる。たとえば，扇状地河川の例[1]を示すと

利根川	170Km ~ 180Km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 5m/2m = 2.5$
大井川	9Km ~ 15Km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 32m/12m = 2.7$
安倍川	0Km ~ 5Km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 30m/13m = 2.3$
安倍川	10Km ~ 14Km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 2.6m/1.1m = 2.4$
黒部川	1Km ~ 4Km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 3.6m/13m = 2.8$
手取川	2Km ~ 5Km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 35m/15m = 2.3$

となっている。なお勾配1/100以上の所では平均年最大流量時においても河道内に冠水しない島状の部分が発生したりして，流れが集中する場合があり，平均水深そのものの定義，評価が難かしくなり，また流れが集中した所が局所的に深くなるようである。この傾向は河床材料の分級度が悪いほど強くなる。（例，常願寺川）

粗砂，中砂を河床材料に持つ河川で，勾配1/1000~1/3000の河川では，一般に大出水時と小出水時の砂州規模が異なること，また小出水時でも砂が移動するため，横断測量結果から深掘れ深を評価しえず，深掘れ深の評価に当っては，洪水の不定流効果に対する十分な考察が必要である。[注1)] また定流時の砂州の発生限界，その垂直スケールについても分からないことが多く，今後の研究に待つ所が多い。ただし平均年最大流量時に複列以上の砂州が発生し，それが小出水時にくずされないような阿賀野川下流部では，[注2)] $H_{max}/H_m = 2.0$程度となっており，砂河川でも砂利河川と同程度の深掘れ深となっていることを記しておく。

細砂（0.2mm以下）を河床材料に持つ河川では，一般に砂州が発生しないようであり，直線水路なら深掘れ部は持たず，河道中央部付近に最深線があり，河岸近くは浅い。

(2) 単わん曲の場合

直線河道と直線河道が単わん曲につながる場合の深掘れ部の最大水深は，わん曲部における砂州の配置状態によって変化するが，その内最大のものをHmaxとすると，（7—3）式と同様に

$$H_{max}/H_m = f\left(\tau_*,\ H/d,\ u_*d/\nu,\ B/H,\ r/B,\ \theta\right) \quad \cdots\cdots\cdots (8-1)$$

となる。これらの各項の深掘れ部の最大水深に対する影響程度については，実証的資料が乏しくはっきりしたことは言えないが，深見・坂野による実験結果[2]，模型実験結果および実際河川の例から判断すると，直線部で交互砂州が発生する条件では，直線部の淵の部分の水深を Hmax・s とすると，

$r/B =$ 2～3 で $H_{max}/H_{max\cdot s} \fallingdotseq 2.4 \sim 2.8$

$r/B =$ 3～6 $H_{max}/H_{max\cdot s} \fallingdotseq 1.5 \sim 2.2$

$r/B =$ 6～10 $H_{max}/H_{max\cdot s} \fallingdotseq 1.2 \sim 1.7$

$r/B =$ 10～15 $H_{max}/H_{max\cdot s} \fallingdotseq 1.05 \sim 1.2$

$r/B =$ 15～20 $H_{max}/H_{max\cdot s} \fallingdotseq 1.0 \sim 1.1$

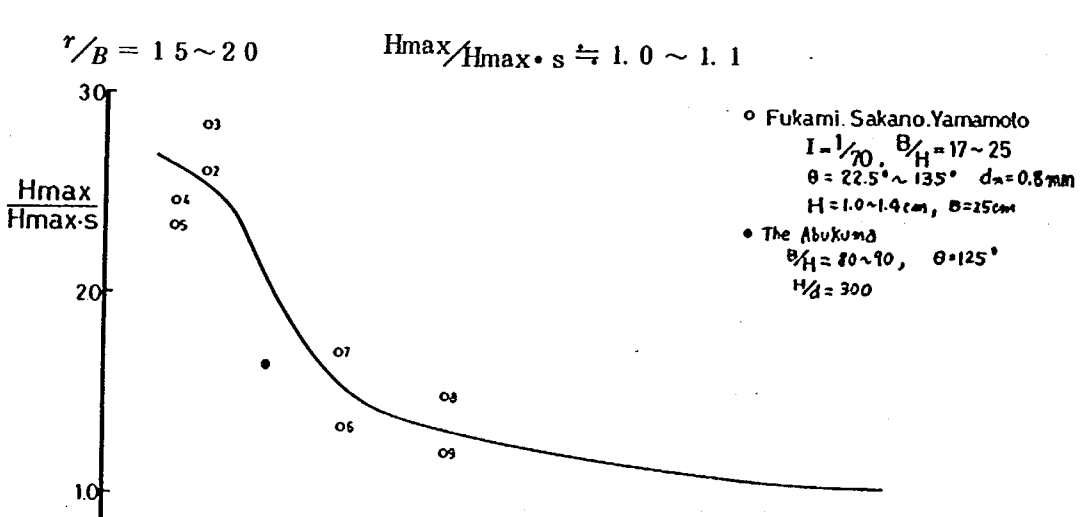


Fig. 8－1 Relation between Hmax/Hmax·s and r/B in case of presence of alternate bars in a streight reach

程度であるようである。Fig.8－1 にその概略関係式および実験結果を記しておいた。

B/H_m が 100 以上で多列砂州が発生する場合には，Hmax/Hmax・s の値は，単列砂州の場合ほど r/B の影響は大きくなく，また列数が大きいほど r/B の影響は小さいものと考えられるが，その量については，ほとんど分かっていない。ここでは，二，三の実測例を示しておこう。

○斐伊川 14～16 Km （$\theta \fallingdotseq 90°$ $r/B \fallingdotseq 2.7$）

斐伊川模型実験結果によると，流量 $200 m^2/s$（現地換算値）で 5 列の砂州が発生している時わん曲によって斜めの連帯性の強い所の前面は，河床高が低い傾向にあり H_* が大きめであるが，わん曲の影響の無い所の砂州の H_* より特別大きいというほどでもない。

○手取川 0.5 Km～3 Km （$\theta = 80°$ $r/B \fallingdotseq 3.3$）

手取川の模型実験によると，3～4 列の砂州が発達している場合，わん曲による深掘れへの

影響は，有意な差を認知しえるようなものではなかった。

○大井川 12Km～15Km （ $\theta = 80°$　$r/B \fallingdotseq 3200m/650m = 4.9$ ）

大井川の横断測量結果によると，このわん曲による深掘れ深への影響は認められない。なお年最大流量時の B/H_m は 700 程度である。

○大井川 6 Km～11 Km （ $\theta = 60°$　$r/B \fallingdotseq 4300m/600m = 7.1$ ）

横断測量結果によると，7.2 Km 地点は全体的に左岸側の方が河床高が低いことが認められる。しかしながらこの地点は川幅が狭くなっていく所に有り，川幅の影響も考慮する必要がある。また，平水路の位置が左岸によっているが，これが木下の言う線条構造によって生じたものとは思われない。B/H_m は 400～500 程度である。

以上のように多列砂州が発生する場合には，r/B が，かなり小さくてもわん曲の影響は顕著でなく無視しえるようである。[注3)] ただし 7－1[2]，で述べたようにわん曲による斜めの配列の連帯性が強く現われ，片側方向のみに線条形成が卓越する場合には，その影響が現われるはずであるが，前述の場合，その線条形成が顕著でなかったということであろう。多列砂州が発生する場合のわん曲の影響程度の把握には，もう少し詳細な実験的検討の必要性を感じている。

逆に B/H_m が小さく，直線部で砂州が発生しない場合（直轄河川ではこのような例は少ない。）は，わん曲度の大きい所の横断面形は，砂河川ではほぼ三角形状と考えて良く $Hmax/H_m = 2.0 \sim 2.4$ 程度と考えておけば良いようである。砂利河川でどうなるかは資料が無いので良くわからないが砂河川と同程度の $Hmax/H_m$ を持つものと考えている。[注4)]

[3] 蛇曲河道の場合

河道内に単列砂州が発生し，水路の蛇行波長が単列砂州のスケールと同程度の場合の深掘れ部の水深が，どの程度であるか調べてみよう。今河道の平面形を Fig.8－2 のごとく定義すれば，深掘れ部の水深 Hmax は

$$Hmax/H_m = f\left(\tau_*,\ H/d,\ r_s/B,\ B/H_m,\ \theta\right)$$

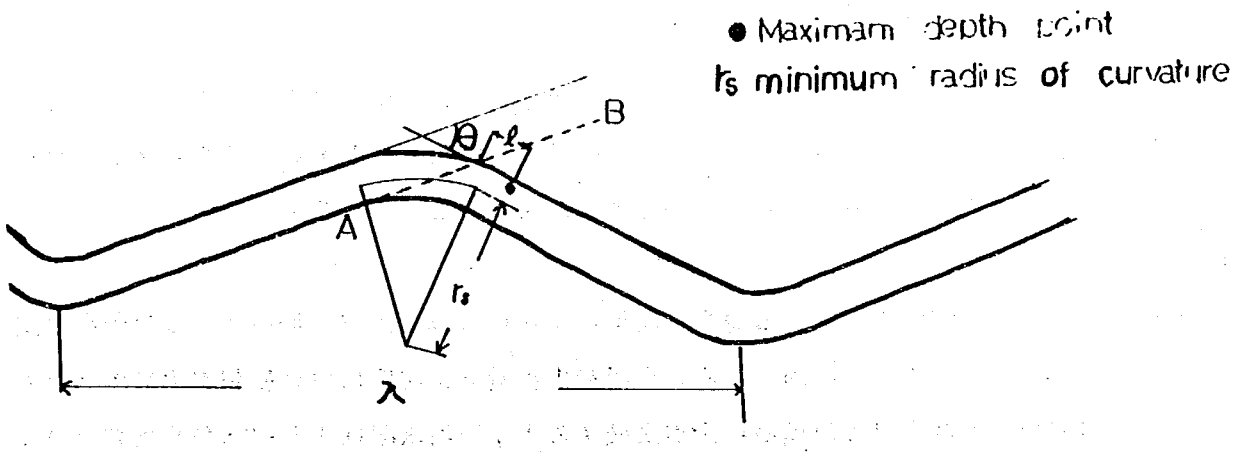


Fig. 8－2 Difinition of simbols

となろう。ここで，r_s/Bとθは，互に独立でなく，蛇行波長と川幅の比が一定ならθを落としても良い。単わん曲での実験結果および利根川２５～７０Km，関川４～１０Kmの資料，および文献5)よりFig.8—3の如く，深掘れ部の最大水深を評価する推定式を作ってみた。

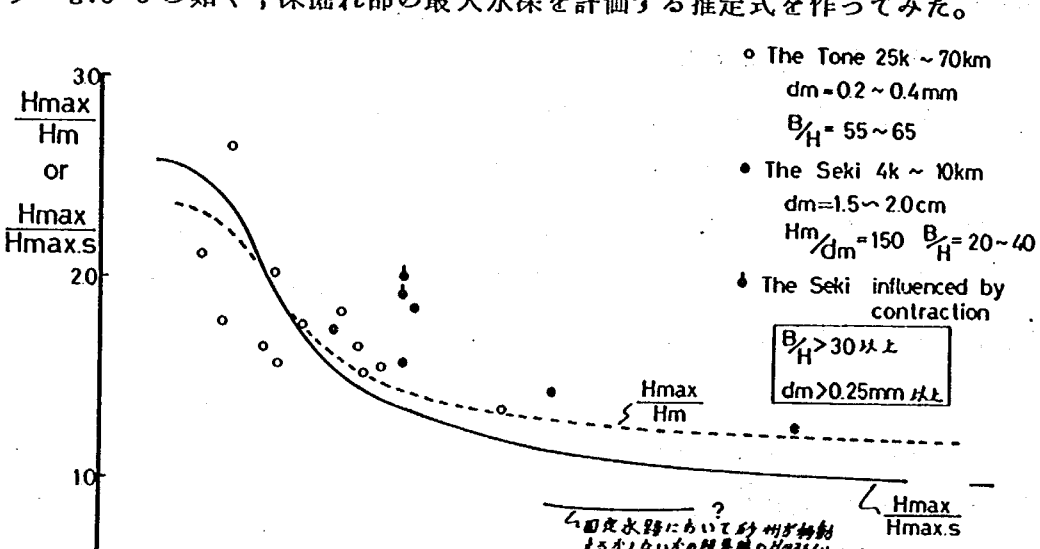


Fig. 8—3 Relation between H_{max}/H_m and r/B in a sinuous channel

ここで蛇曲していなければ，本来砂州が発生しない条件にある河川ではH_{max}/H_mとr/Bの評価式を使い，砂州が発生する場合には$H_{max}/H_{max\cdot s}$とr/Bの関係式を使う。なお本図の適用範囲は，B/Hが２０以上，河床材料が0.25mm以上と考えている。粒径がfine sandの場合やsiltになると蛇行度が大きくてもAngabunga河（Papua）での観測[6]によると深掘れは生じず，長方形の横断形状を持つ場合があるようである。[注6)]

最大水深の生じる位置は，Fig.8—2に示すように，最大水深の生じる位置をＡＢ線と凹岸との交点を基点としてℓとすると，ℓは川幅の0.5～1倍程度であるようである。

[4] 迂曲河道の場合

最小曲率半径r_sを使ってFig.8—3で評価すれば概略の最大水深を把握しえよう。

8－2 洪水時における最深部標高の変化

実際の河川は定常流ではない。流量の変化に応じて最深部の標高がどのように変化するかを示しておくことは必要なことであろう。特に工学的には通常の洪水で生じている深掘れ深が，計画規模の洪水に対してどう応答するか予測しておくことは重要なことである。

[1] 直線水路の場合

直線水路で，中規模河床波が発生する場合，流量の変化によって砂州の淵の部分の河床高の変化は，Fig.2—80～2—91によって予測しえる。今年最大流量時に河床に単列砂州が生じていたとしよう。この河床状態の時に計画規模の洪水が来襲すると，平均水深は1.5～2.5倍程度になり，B/H_mは，$1/1.5 \sim 1/2.5$程度，無次元掃流力および相対水深は1.5倍から2.5倍程度になる。Fig.2

−80～2−91によれば，このような条件では，砂州の高さH_sは計画高水流量時の方が，平均年最大流量時より幾分小さくなる。特に計画高水時のB/H_mが砂州の発生限界に近くなれば，砂州は消滅の方向に向かう。このように通常の洪水で単列砂州である所は，大出水時には砂州の垂直スケールH_sはむしろ小さくなる傾向にあるが，B/H_mが大きく，多列砂州を持つ場合には，砂州のスケールが水深に比例するため，大出水時には砂州が統合され，列数が減少する方向にある。そのため淵の河床高は統合されて消滅してしまう方向にある所では高くなり，統合して発達していく所では淵の部分は低くなっていくことになろう。ただし砂利河川で勾配が$1/250$以下の所では，砂州のスケールが大きく，それを大きく変形させるには長時間必要であり，計画高水規模の洪水でも列数変化が生じる可能性は小さい。

なお直線河道であっても，川幅の変化があると（一般に複列の砂州の場合は，淵が河道の中央に有る部分が川幅が狭い。），川幅の変化の影響が河床高の洪水時の変化に影響をあたえ，洪水時には川幅の狭い所が掘れ，広い所に堆積するので，砂州の淵の部分の洪水時の河床高評価に当っては川幅変化に対する考慮が必要である。

〔2〕 わん曲部の場合

一般には，流量増に伴って深掘れ部の河床高は低下すると考えて良い。ただし特殊の場合には浅くなることもあるようだ。[注5)]

注1）

筆者は，現在斐伊川放水路（$I_b = 1/800$，$B = 250$ m）に関する模型実験を行っている。模型は縮尺$1/50$の無歪模型であり，底質材料として石炭粉（$d_m = 0.25 \sim 0.3$ mm，$s = 0.5$）を使って模型で生じる中規模河床波を観測した所，定流$400 m^3/s$（現地換算）では3～4列の砂州が発生し，その砂州の頂部は通水時間が長くなると水面ぎりぎりの所まで生長する。しかしながら実際河川の横断測量結果（1975年12月測量）によると砂州の垂直スケールは小さく，たとえば$400 m^3/s$の水理量で評価した時の$Hmax/H_m = 2m/1.2m = 1.7$程度であり，平均年最大流量時$900 m^3/s$の水理量で評価すると，$Hmax/H_m = 2.8m/2m = 1.4$程度である。これは，斐伊川の12月時点の砂州はより小さい流量の時に生じていることを示している。また模型における不定流実験結果によると，斐伊川の砂州は流量増に応じて大きくなるが，砂州の発達速度は，流量増に追いつかず，ピーク流量時の砂州の垂直スケールは，定流時の砂州の垂直スケールよりかなり小さい。

注2）

潮位の影響を受け，小出水では砂州はほとんど変形されない。

注3）

多列砂州の$r/B = \alpha$とし，そこに生じている砂州の列数をnの場合，水路中央部の砂州をFig. 8−4のごとく仮空の水路の中の流れに生じた砂州とすれば，その水路の$r/B_1 = \alpha_1$は

$\alpha_1 \fallingdotseq \alpha \cdot n$となる。

今$\alpha=3$として，そこに生じている多列砂州の列数を4とすると　$\alpha_1=12$となる。単わん曲の所で示したごとくα_1が15程度より大きければ，砂州の淵における深掘れ深に対するわん曲の影響が少ないことを考えれば，列数が4以上，わん曲度r/Bが4以上であれば，わん曲の影響は少ないと考えられる。

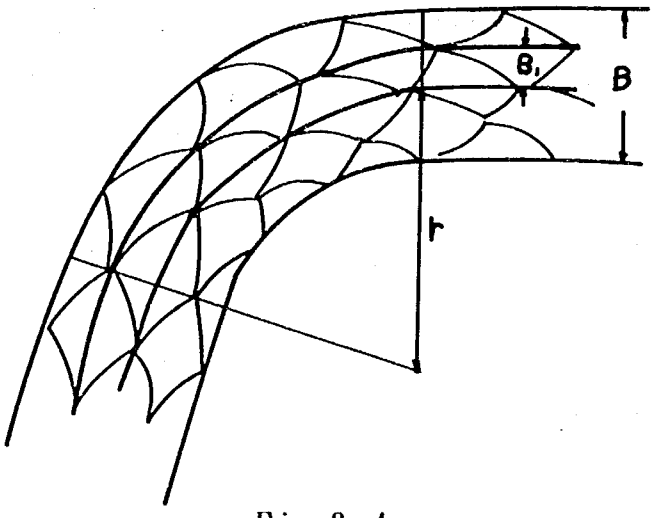


Fig. 8－4

注4）

砂利河川で，砂州が発生する条件に無く，また深掘れ部にchannel lag depositが集中しない場合は，ある程度理論的な評価方法（たとえば，文献3）4））を使って深掘れ深を評価しえよう。ただし筆者は，それを実証的にcheckしたわけではない。

注5）

緩流部の砂を河床材料として持つ河川では，計画高水程度の流量が流れると，高水敷上の水深も深く，また高水敷の幅も広いので流れの主流部が堤防法線に規制されたものとなり，低水路部はむしろ主流部でなくなることがある。このような場合には，むしろ低水路部に堆積が起こることがある。（江戸川下流部の模型実験よりの判断）

注6）

なぜ長方形断面であるのかについては，河床の堆積物の質についての考察が必要であろう。たとえば粘土層が下層に在れば，そこで下向きの浸食は止まってしまう。Angabunga河は，1954年に洪水によって，河道コースを変え，デルタ性堆積物上を流下している。[6]

参　考　文　献

1）Yamamoto, K., 1981；本論，個別綴

2）Fukami, T., Sakano, A. and Yamamoto, K., 未発表資料

3) Suga, K. and Baba, Y., 19; わん曲部の河床変動について，第23回建設省技術研究会

4) Ikeda, S., 1974; 移動床河川の湾曲部における二次流と動的横断平衡河床について，土木学会論文集第229号 pp.56～65

5) Konditerova, E.A. and Popov, I.V., 1966; Relation between changes in the horizontal and vertical characteristics of river channels, Transactions of the State Hydrologic Institute (Trudy GGI), No.136 pp.214—230, Soviet Hydrology, No.5 1966, pp.515—526

6) Speight, J.G., 1965; Flow and channel characteristics of the Angabunga River, Papua, Journal of Hydrology 3. pp.16—36

9章　人的作用による河道特性変化

近年，沖積河川に投じられる人間の力は巨大なものとなり，河川が本来もつ力をうわまわるようになった。特にダムの建設，河道掘削，河道整せい，放水路はその最たるものである。このような人間の河川に対する働きかけは，河川の河道特性そのものを変えるほどになった。これらの人的作用が河道をどのように変えていき，どこに影響を与えるのかを予測し，その位置ずけを行うことは重要な問題といえよう。ここでは，これらの人的作用が河道をどのように変えてしまうかを実例を通しながら述べ，今後の人的作用が河道におよぼす影響評価予測手法開発のためのつなぎとしたい。

9－1　勾配の人工的改変

蛇行河川のcut-offは河床の勾配を変える。一般にcut-offの上流は河床低下，下流は河床の上昇と河幅の拡大が生じる。このようなcut-offを連続的に行うと，迂曲河道の河道距離は1/15～1/2.0に短縮され，勾配は1.5～2倍にもなる。このようなcut-offの連続によって河道勾配が急になった河川は多いが，河床の低下が急激に起こり，元の勾配にもどったという例は無いようである。たしかにMississippi河のように再度蛇行を始め[6]，元の勾配にもどろうとする傾向はあるが，護岸等によって蛇行の進行を防いでも河床低下は急激には進まないようである。これは勾配の変化を川幅の変化によって，流れの強さを調節するらしい。たとえば肝属川[1]の例を上げれば次のごとくである。

肝属川4km～12km区間は河床材料の平均粒径0.8mmを持つ砂河川である。この河は改修以前はFig8－1に示されるごとく迂曲河道を持つ蛇行河川であったが，改修によるcut-offの連続に

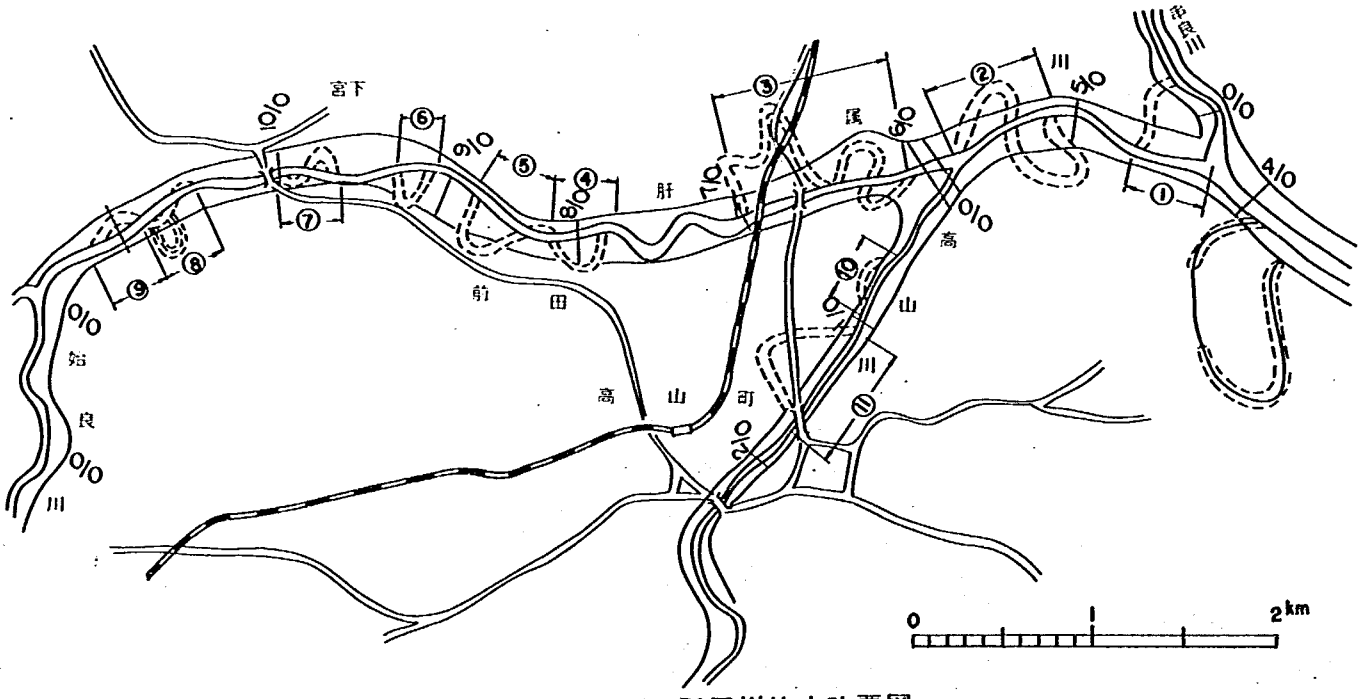


Fig. 9－1　肝属川捷水路要図

よって流路距離は約1/2に短縮された。（1937年の河床勾配1/2000であったものが1/1200に増加した。）その結果河床高の低下はほとんど進まなかったが，川幅はほぼ勾配の変化率に比例して大きくなった。つまり，改修後の勾配，川幅の変化量をΔI_b，ΔBとすると

$$\frac{\Delta I_b}{I_b} \fallingdotseq \frac{\Delta B}{B} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9-1)$$

の関係がほぼ成立した。なお捷水路を通した後，戦争のため直ちに両岸を護岸で固める事なく放置され，自然に川幅は調節された。

ところで，5章5－1節において河床材料の粒径が同一なら，年最大流量程度の洪水の時の河床に働く掃流力は，ほぼ同一となることを述べた。今，改修前と後で，洪水規模および河床材料も変わらなかったと仮定し，河床に働く掃流力が同一になるように河道を調節したとすると（5－4）式により

$$\frac{B+\Delta B}{I_b+\Delta I_b} \fallingdotseq \frac{B}{I_b} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9-2)$$

つまり

$$\frac{\Delta B}{B} \fallingdotseq \frac{\Delta I_b}{I_b} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9-3)$$

となる。この結果は肝属川の人工的cut-off前後の河道の変化と一致している。つまり肝属川は勾配の変化をcut-off前の河床に働く掃流力とほぼ同一の掃流力となるように，川幅を調節したことになる。なお（9－3）式は，肝属川の勾配の変化と川幅の変化の関係を説明しうるが，河床高がほとんど変わらなかったことを説明するものではない。河床高の変化はbed loadの連続条件から説明されなければならないだろう。

このほかにも多くの沖積迂曲河道の連続的cut-offは，川幅の増加をもたらしている。勾配の人工的改変による砂河川の変化は縦浸食よりも，側方浸食によって調節され，改変前のτ_{*m}とほぼ同一の値となるように川幅を変化させるらしい。砂利河川においても航空写真に写っている旧河道跡と現河川の川幅をみると旧河道の方が狭い。ただ砂利河川の場合には川幅のみならず河床材料も変化しえることに注意しておかなければなるまい。

9－2　流量の減少

大ダムの建設は，下流の洪水流量を変えるが，日本のダムは上流部に作られるものがほとんどであり，集水面積も大きくないので，下流の平均年最大流量を大きく変えることがなく，流量減少による下流河道特性が，どう変化したかを示すはっきりした資料はないが，上流に大ダムが建設された，多摩川や相模川の現在の川と，ダムがなかった時代の川では川幅がだいぶ変わり，川幅が減少している。

ここでは日本の河川ではないが，流量変化が川幅にどのような変化をあたえるかをPlatte河の例[2)]によって示してみよう。

Platte 河は，Colorado 山脈を水源としてMissouri 河にそそぐ河川であるが，上流部にダムが出来，洪水流量が減少し，それに応じて川幅が減少した。たとえばCreston in Nebraska 付近のPlatte 河（ $I_b = 1/780$, $dm = 0.07 \sim 0.1$ cm ）は，ダム建設前の1915年から1924年間の平均年最大流量は570m³/sで，川幅は1,300mあったものが，建設後の1950年から1969年の平均年最大流量は160m³/sに減少し，川幅は400mとなった。この川幅は川幅水深比が大きく（推定平均年最大流量時の B/H は1915～1924年で2,200，1950～1969年で730程度である。）洪水時にはうろこ状砂州が発生し，低流量時には網状河道となる直線河道で，ダム建設によって河床勾配および河床高もほとんど変化を生じなかった。

ところで（5－4）式によれば粒径，勾配が変わらなければ，流量変化後の川幅は流量に比例する。Platte河の流量変化に対する川幅の変化は，ほぼこの関係が成立し，河床に働く掃流力がダム建設によってもほとんど変らなかったことを示している。このように流量変化に対する河道の最初の変化は川幅に現われている。なお川幅水深比が流量変化によって，多列砂州から単列に変わるような場合には，蛇行度 S が増すから川幅の変化率は流量の変化率より大きなものとなろう。

9－3 河 道 掘 削

昭和35年から昭和45年ごろの高度成長期に，骨材として河川の河床堆積物は利用され，河床が低下した河川は多い。この河床高の人工的低下は河道の特性にどんな影響をあたえたのだろうか。この期間はまた上流の砂防工事やダム建設も進んだ時代であり，これらの影響が複合的に河道に現われ，河道掘削のみの影響を実証的に判断することは難しいが，筆者の考えを述べておこう。

ほぼ同一勾配を持つ一つのsegment 内の河床高を，低水路幅を変えることなくほぼ同じように低下させた場合には，segment内の勾配も変わらず，従って，平均年最大流量程度の洪水時の河床に働く掃流力も変わらないので，その河道特性を大きく変えるものとは考えられない。ただし大出水時には低水路部の水深が増加するため，水衝部等の深掘れ深等は大きくなろう。高水敷は水がかぶる回数，水深が減少するため中間地，デルタ性河川では高水敷の堆積速度（高水敷高の上昇速度）の減少，堆積物の細粒化の傾向となろう。扇状地河川では，今まで砂・シルトが堆積しなかった河に，砂・シルトが堆積する場合もあり，逆に高水敷の堆積速度が上昇することもあろう。

河床低下量に応じて下流の水面高が変わらず，掘削前と同様な水位を持つ場合（たとえば河口近くの河床掘削，頭首工上流の河床掘削）は，そこで侵食基準面が上昇したことになり，そこより上流部で土砂の堆積，下流部では土砂流出量が減少するため河床は低下する。特に砂利を河床材料に持つ所では，通常の洪水時の掃流力が限界掃流力程度の大きさしかないため，下流への砂利分の流送土砂量は一時的には零に近いものになる。砂利河川の河口部の河道掘削は，河口から砂利

分の流出土砂量を激減させ，海岸浸食の原因となっている。（Fig 9－2参照）河口からの流出土砂量が掘削前と同じ量だけ出てくるためには，河床高が掘削前の高さまでもどらなければならず，その回復にはかなりの時間がかかると考えておかなければならない。なお河口部の河積を広げす

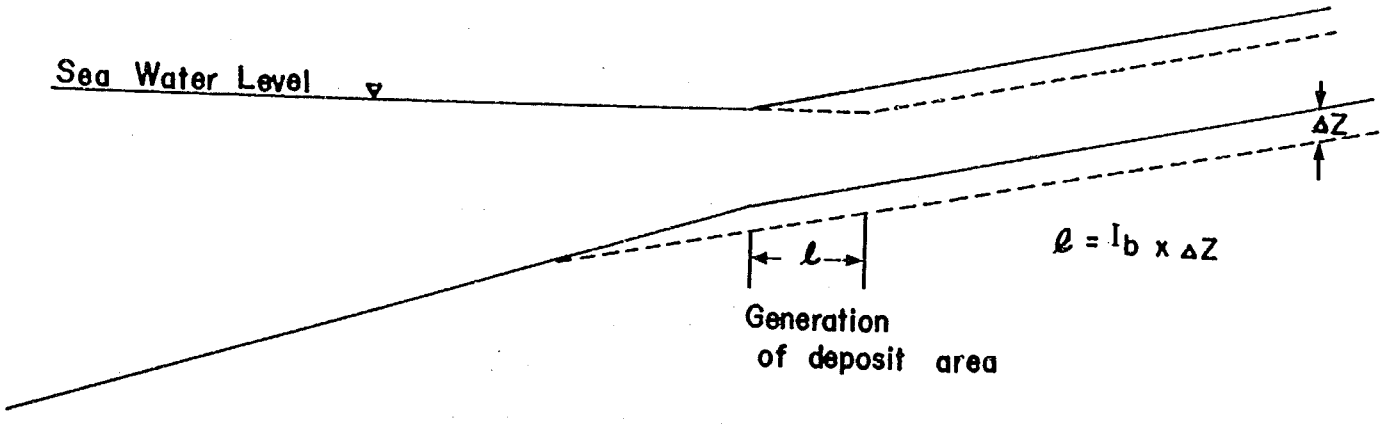


Fig. 9—2 Generation of deposit area due to excavation near river mouth

ぎると，そこに働く掃流力が小さくなり，その掃流力に対応するような粒径成分の土砂を堆積し始め，今までの河道特性と異なった新たなsegmentを形成することもある。たとえば砂河川の河口近くの河積の大幅な増加は，今まで海に出ていってしまったような粒径0.05～0.2mm の砂を堆積する。[注1)]

また河口近くの河床掘削は，河口近くの河口勾配を緩くし，常水路の川幅を減少させる。例としては手取川河口，富士川河口がある。

9－4 流送土砂量の減少

ダムの建設は，下流への流送土砂を減少させ，下流の河床低下を生じさせる。しかしながら日本のダムは山地上流部に建設されるものが多く，途中に支川が入り，また山間部の河道は沖積層の厚さが薄く，河床低下してもすぐにbed rockが出てしまうこと，山間部から出た河川では人工的砂利採取があり，ダム建設による下流部の河道特性がどう変わったかについて，明確な実証的資料を通じて述べるということは難しい。ここでは，外国の河川の例をも引用して，流送土砂の減少が下流河道特性におよぼす影響について述べてみよう。

河岸が沖積層ではない山間部を流下している天龍川秋葉ダム（河口より46.5 km地点）下流および佐久間ダム下流のダム建設後の河床変動，河床表層および表層下の河床材料の調査によると[3)]，有力な支川の流入がなければ，ダム下流の河床は，ほぼ平行に河床が下がり，（区間長としては秋葉ダムで6 km程度，佐久間ダムで2.5km)その平均河床高の低下量は2 m程度で，ダム建設後4～5年で河床低下が止まっている。これは河床材料の内，大粒径の移動しえない河床材料（C集団）が

河床表面をおおいarmour coatを形成し，河床の低下を防いでしまうからである。またarmour coat の厚さは，表層のarmour coatを形成する河床材料の粒径程度しかない。このようにダム建設による下流部の河床低下は，ダムによる洪水流量の減少とarmour coatの形成によって止まってしまうが，河床材料にC集団が含まれないような場合で，洪水流量が変わらなければ，流送土砂の減少は流送土砂量と流量に対応した平衡勾配が形成されるまで河床低下を進めることになる。（C集団が含まれないということは実際にはないようであり，また河床が低下すればbed rockや，現成河川の堆積物でない古い堆積物が現われ，実際にはこのようなことが起こることはありえないと思われる。）

ダム下流の河床材料が0.02cm前後の河床材料を持つ場合には，Missouri 河のFort Randall Damの下流部[4]，Colorad 河のHoover Damの下流部の河床材料，河道特性の変化[5]を見ると，まず初めに河床の主モードである0.02cm前後の河床材料が急激に河床から抜けでてしまい，河床は0.04~0.06cm の砂を主モードにするものに変わってしまい，従って大きな出水時の小規模河床波もflatからduneに変わり，流速係数φが小さくなっている。なおこの0.04～0.06cmの砂も移動してしまえば河床は，bed rockあるいはgravel，cobbleで覆われていくことになる。

扇状地河川の場合には，扇頂部では河床のアーマー化にともない，砂州の移動が不活発となり，流路の固定化，河幅の減少化が進むが，河床低下量はそれほど大きなものではないようである。これはダムによる洪水の平滑化と，沖積層を流下する砂利河川では，洪水時の無次元掃流力が限界掃流力に近いためアーマリングによって静的平衡断面にすぐ近ずいてしまうためである。近い将来扇状地を段丘化するほど河床低下があるとは思えない。ただしアーマコートを破壊するような大出水が続けば段丘化しよう。このことは治水容量の大きいダムほど，また砂利成分の淘汰度の悪いほど扇頂部の下刻化が小さくなるだろうことを示そう。扇端部では上流で浸食された土砂が堆積するため，引続き河床は上昇傾向を続ける。扇状地下流部の砂質部の河道は，砂分の供給低下によって，砂河川に相当するsegmentの上流部は河床の低下が進むが，これも砂の内に多少とも砂利分が有れば，砂利分によって河床はアーマー化され河床低下は止まり，河道の種々の特性が変わっていくことになろう。（川幅の減少，洪水時の流速係数の変化，蛇行特性の変化等が考えられる。）

以上のことは，流送土砂量の減少による下流の河道特性の変化を考える場合には，流送される土砂の内，どの成分のものが減少するのか，それが考察の対象にしている地点の河床材料のどの成分に当るのか，河床材料はどんな成分をどのくらいの割合で持っているのか，また，その位置が，その地点を含むsegmentのどこに在るのかについての十分な考察が必要なことを示している。

9－5　河道の人工改変と応答速度

前節までに述べたように，Fig. 5－1の粒径と掃流力の関係から大幅にずれるような河道の人工的改変（勾配，河積の変化等）や，上流からの流入土砂量，流量の改変を行うと，河道は，改変された状況を，Fig. 5－1の粒径と掃流力の関係にもどるように応答する。（河川における外

力の変化に対する応答を考える場合，対象とする現象の違いによって，それが現われてくる応答速度が異なることに注意しておかなければならない。たとえば河道掘削による水位変化は即時的であるが，掘削された河道の上昇は，より時間がかかる。ここでは河川工学として意味のある時間スケール1～100年程度の現象，また空間スケールとしては，一つのsegmentの長さ程度と考えておく。）ただし，そのもどり方には種々の可能性があり，何がどのように変わり，何が第一に応答し変化していくのか知ることが必要となる。また河床上昇傾向にある所では，Fig. 5－1の平均的な曲線より，同一粒径でもτ_{*m}が多少大きく，下刻傾向の所ではτ_{*m}が小さくなることに注意しておかなければならない。特に砂利河川では考慮が必要である。ここでは実証的にその変化方向を示すことは，資料が少ないため述べることが出来ないが，Fig. 5－1および(5－3)(5－4)(5－5)(5－7)式，および6－5で述べたことより，河岸の浸食が許されている沖積河川で，流量Qおよび対象としているsegmentの河床材料を構成している土砂の上流部からの流下量Q_sが変化した場合，そこのsegmentの特性がどう変わるか示してみよう。Table 9－1およびTable 9—2はQs，Qが変わったとき　扇状地，中間地（蛇行帯）で，河道がどう変化するかを概念的に示したものである。ここで＋は増加，－は減少，oは変化なしを示す。なおデルタ性河川では浸食基準面の評価や，堆積面の前進等の非平衡性をそのsegment自身が持っており，また資料も少なく，Qs，Qが変わることによってそのsegmentがどう変わるか予側しなかっ

Table 9－1

地形 ＼ 変化するもの	扇　　状　　地
Q_s+ Q+	$C=Q_s/Q$が変わらなければ，BはQに比例，I_{bo}, S_o, d_{mo}, H_o, V_{mo} C+であれば，BはまずQによって増加，そのごI_b+によるBの増加が加わる。H－，V_m－ C－であれば，BはまずQによって増加，その後I_b－, d_m+によるBの減少　　H+, V_m+
Q_s－ Q－	Coであれば，BはQに比例，I_{bo}, S_o, d_{mo}, H_o, V_{mo} C+であれば，BはまずQに比例して減少するがI_b+によってBの多少の増加　H－, V_m－ C－であれば，BはまずQに比例して減少するがI_b－, d_m+によるBの減少が加わる。 H+, V_m+
Q_s－ Q+	Bは流量増による増加要因と，I_b－, d_m+による減少要因あり，どちらが強いかによって川幅の変化が異なる。 扇頂河床低下，扇端河床上昇，V_m+
Q_s+ Q－	Bは流量減による減少要因とI_b+による増加要因あり，河床上昇，V_m－, H－
Q_s+ Qo	i_b+にするBの増加，河床上昇，V_m－, H－
Q_so Q+	Q+によるB+の要因あるが，d_m+，I_b－にする減少因もあり，V_m+, H+

た。またQ_s，Qの変化に対して河道の各segmentは，まず第一に川幅あるいは粒径（どちらが早いかは，河床材料の混合度やB，C集団の上流のsegmentからの流入量や河岸物質によろうが，良くわかっていない。）が応答し，それによって川幅水深比が変化し，蛇行度Sの変化が現われ，最後に土砂濃度Cの変化による河床の上昇，あるいは下刻が現われるようである。Table 9—1，9—2の記述に当っては，このことも意識して記述している。なお上流でのQ_s，Qの変化は，上流のsegmentから徐々に伝わってくるものではなく，各segmentの主モードの河床材料の上流からの伝幅速度の差をそのまま反映することに注意しておかなければならない。

また，Q_s，Qが変化しない場合で，人工的に河道のスケールや勾配を変えるとどうなるかをTable 9—3に記述しておいた。

Table 9－2

地形 / 変化するもの	中間地（蛇行帯）
Q_s+	$C=Q_s/Q$が変わらず，B/Hが100以上であればBはQに比例，I_{bo}，S_o，d_{mo}，H_o，V_{mo}であるが，B/Hが100以下であれば，Sが減少し，I_b+となり，Bはより増加する。
Q+	C+であれば，C_oと同様な現象がまず生じるが，C+によるI_b+によるBの増加がより加わる。 H−，V_{mo} C−であれば，C_oと同様な現象がまず生じるが，その後I_b−によるBの減少が，またアーマー化によるd_m+の場合には，これによるBの減少も加わる。
Q_s−	C_oで，B/Hが変化後で100以上であればBはQに比例，I_{bo}，S_o，d_{mo}，H_o，V_{mo}であるがB/Hが100以下になるような場合にはSが減少しI_b−となり，Bはより減少する。
Q−	C+であれば，C_oと同様な現象がまず生じるが，C+によるI_b+にするBの増加が加わる。 H+，V_{mo} C−であれば，C_oと同様な現象がまず生じるが，その後I_b−によるBの減少が加わる。またアーマー化によるd_m+の増加があればよりBの減少が進む。
Q_s−	Bは流量増による増加要因とC−によるI_b−による減少要因あり，まずQ+の現象が現われ，C−によるI_b−が続く。河床低下によるアーマー化が生じる所では，これによる川幅減少もある。
Q+	Sは，Bが増加すればS−，減少すればS+となる。従って，I_bの変化方向はC−にするものとSの変化量の2つの影響を受ける。
Q_s+	Bは流量増による減少要因とC+による増加要因あり，まずQ−の現象が現われ，これによるB−によるS+，I_b−が続き，C+によるI_b+，B+の要因が続く。
Q−	
Q_s+	C+によるI_b+，これによってB+，S−，河床上昇
Q_o	
Q_{so}	Q+によるB+の増加，（B/H）+，S−，I_b+がまず現われるが，C−によるI_b−による
Q+	B−，（B/H）−，S+，I_b−の影響が続く。アーマー化によるd_m+があると後者の影響はより大きくなる。

Table 9－3

地形 / 人工的変化	扇　状　地	中間地（蛇行帯）
$B+$	低水路内にQ，Q_sに対応した河道幅を作ってしまう。	最終的には扇状地と同様であるが，河岸堆積速度が扇状地ほど速くないので，拡幅に合わせた中規模河床波が発生し，蛇行特性が変わる。特に単列の砂州発生条件であった所が，複列の条件に変わる場合には注意が必要である。
I_b+		cut-offの連続は，I_b+となり，$B+$となる。河道が固定あるいは対浸食性が強い場合には，河床低下が進む。アーマー化によるd_m+となることもある。
$B-$	低水路のアーマー化d_m+， 河床低下I_b-の方向となる。	扇状地と同様の傾向，蛇行特性の変化
$A+$	河口近くで河床掘削，川幅の増加を行うと，粒径の急変（砂利から砂へ）が現われることあり，砂利分の河口からの流出の急減を生じる。	河口近くで河床掘削，川幅の増加を行うと，粒径の急変がまず第一に現われることあり。（新しいsegmentの発生）砂からシルトに変化する。河床は上昇の傾向

注1）

河口の河道掘削ではないが，河口近くの埋立てにより河道距離が延び，そこの河積が上流部より大きな所は多い。そういう所ではシルト，粘土分がそこに堆積する。特に鶴見川の例では上流水源部の宅地開発のため，関東ローム層の浸食が進み，それらが河口部の河積の広い所にたまり，河床高の維持管理に苦しんでいる。

参考文献

1) Araki,M,1952；肝属川の河床平衡に関する考察，第6回建設省直轄技術研究会

2) Williams,G.P.，1978；The case of the shrinking channels,U.S.G.S. Circular 781

3) Yamamoto,K.，1976，急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性，土木研究所報告第147号

4) Livesey,R.H.,1963;Channel armouring below Fort Randall Dam,Proc.of the Federal Inter-Agency,Sedimentation Conference pp.401-470

5) Leopold,L.B. and Maddock,J.Jr.,1953; The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implication,U.S. G.S. prof. paper 252

6) Mackin,J.H.,1948,Concept of the graded river Geol. Soc. Am. Bull. 59,pp.463-511

10章　今　後　の　課　題

前章まで河道特性について記述してきたが，それを読み返えしてみると非常に物足りないものを感じている。この物足りなさを解消していくためには，今後精力的に実証的な調査を，各工事事務所調査課の方々と協力しながら進めていかなければ，河道特性に関する認識の深化はありえないと感じている。ここでは今後どのような視点で，どのようなことを重点的に調査していかなければならないかを簡単に記し，今後の調査へのつなぎにしたい。

10－1　土砂の動態に関する調査

9章で述べたごとく，人間の活動力は河川が本来持つ力をうわまわるようになってきている。しかしながら人間の力を過信し，我々の将来の子孫が常に維持管理に多大な労働力を提供しなければならないような河川に関わる計画，工事をすることは，このましいものではない。人的作用による河道の変化の量的予測技術の向上は急務といえよう。そのためには次のような調査が必要とされよう。

(i)　混合粒径河床材料の土砂運動形態と各粒径集団の流砂量把握

o 運動形態の異なった二つの粒径集団を持った土砂の移動形態を調査すること。（土木研究所が担うべきであろう。）

o 勾配急変点上下流での土砂運動形態の現地観測（土木研究所と各工事事務所との協同研究）

(ii)　土砂の堆積限界指標（流速あるいは掃流力）と土砂濃度との関係の明確化

o 河口部の土砂堆積，ダム貯水池の土砂堆積，高水敷上の土砂のふるい分け機構解明のためにまず実態調査を行うべきである。

o 水理実験による把握（循環水路の必要性）

(iii)　生産土砂の質と量の把握

o 地質，風化度と生産土砂の質の実態調査

o 発生土砂の episodic な現象を工学的視点からどう把握し，それをいかに下流の決定論的視点による土砂動態論と結びつけていくのかに関する調査研究。

(iv)　粒径減少におけるまもう作用の役割りについての量的評価

o 岩質とまもう速度の関係，大臣管理区間ではまもう作用は無視しえるかの check を行うこと。

(v)　河道の平面形と中規模河床波

蛇行の発生論，平面形変動形態論は，日本の河川では重要な問題ではない。与えられた平面形の中での中規模河床波の変形，配置構造の調査が必要である。

(vi)　土砂の移動速度と粒径

各粒径集団ごとに，その移動速度の把握を行う。

10－2　堆積土の特性に関する調査

河岸物質，高水敷堆積物が，洪水に対してどのように反応するかを知るためには，堆積土の物性に関する理解を必要とする。なぜなら堆積土は，河床材料と違って，粘着力をもち，河床材料のように粘着力の無い物質とは違った反応を洪水に対して示すからである。

この場合，堆積土の物性を平均粒径，ベーンせん断力位いを指標として，他の物性（粘着力，まさつ角，透水係数，液状化程度，流水に対する耐浸食力と浸食速度）をある程度評価しえるようにしていくことが必要と思われる。もちろん堆積土の物性の調査は，その調査コストと，その調査目的（構造物の重要さ）に応じて，必要な項目を選び，調査精度を決めていくべきだが，河川にかかわる種種の計画案を立案するためや，護岸工事の設計には，対象地点の堆積土の物性に関する詳細な調査を必要とするとは思えないし，また実際上そのような詳細な調査が行われる見通しは少ない。

調査の方法は，まず第一に今まで行われた調査結果を使って，土質分類ごとにその特性を抽出していくことが，まずなされなければなるまい。なお土木研究所動土質研究室で，堤防の堤体材料とその物性の関係の調査がなされつつある。これらの資料は乱された資料であり，その関係がそのまま堆積土の物性を表わすものではないが，第一次の資料として役立つものと考えている。ただし，その資料の整理方法は土質力学的観点から取りまとめられると考えられるので，今後，これらの資料を土砂水理学的観点から再整理する必要があると考えている。特に土質分類ごとに流水に対する対浸食力，浸食速度，河岸の崩壊特性に関する調査の必要性があろう。

10－3　高水敷の植生に関する調査

筆者は1980年6月に本論の目次を書いた時に，河道特性と植生という1章を加えるつもりであった。護岸論のためには，どうしても河川植生の役割についての考察が必要と思ったからである。まず，高水敷利用計画，河川管理計画のために各工事事務所で行われた植生調査を土台に，植物生態学徒による共通認識を加えて，河道特性と植生の関係の実体論から始めようと考えていたが，私の職場の役割を考えると，この問題はむしろ植物生態学徒が本格的に取り組む課題であると考えるようになった。我々の役割は彼らに仕事をしやすい体制を作ることであり，また我々の調査の目的意図にそった仕事をしてもらうことであろう。今後河川の植生についてはむしろ護岸論のためではなく，高水敷の管理計画，利用計画，植物生態保存計画，流域管理計画の一助として調査される機会が増えると思われる。これらの機会を通して河川植生論に関する認識が徐々に増加していくものと思われるが，その場合，河川の水環境と植生の関係が明らかになる方向で調査されるべきであろう。

以下の文章は，筆者が河道特性と植生の一般的関係をどういう視点で調査していけば良いかを安田毅彦氏（K.C.S.）と討議したとき，彼がノートとして書いてくれたものを筆者が多少書き加えたものである。私の視点とほぼ一致しているので彼のノートをそのまま掲げておく。今後の植生調査に役立ててもらえれば幸いだと思っている。

河川環境と植生の関係

－河川管理（河道特性論）のための応用植生学をめざして－

ノート　1

河川周辺の環境は植物の生育環境として見た場合，他の陸上の環境とは明らかに異なった性質を多く有している。それは，時々起こる冠水と，通常の著しい乾燥という，水分条件の両極端にまたがる状態を交互に繰り返すことに代表される。そればかりでなく，短かい時間の断面で考えると水湿地から乾燥地までの環境傾度にしたがった植生立地を見出すことができる。それは河の横断方向の環境条件の変化を見ていった場合にも，縦断方向にみていった場合にも当てはまる。また水分条件だけでなく，土壌の条件も，他の陸上の環境とは異なるものを見出すことができ，特に植物の生育基盤としては，下流の細砂・シルトが優越し，上流の方は礫が多いという粒径の変化によって見ることができる。

こうした環境上の特殊性は，そこに生育する植生の状態（種類組成，生活形，相観等）を規定し，逆に植生の状態からその立地の環境条件を推定させる端緒も示している。つまり，河川敷に生育する植生の状態は，その場所の環境条件を指標しえるのである。

河川環境に適応した植物というのは，貧栄養性，耐乾燥性のものから，湿地性，富栄養性のものまである。要するにさまざまな環境条件に対応したものが生育する。しかし，河川周辺に生育する植物は特別に変わったものとは限らない。大きく見れば河川以外のところにも普通に見られるものが大部分である。それなのに河川環境に適応した植物という場合は，実は個々の種を個別に見ていくのではなく，いろいろな種のグループとして，他の環境とは異なったグループが見出されるのだということが大きな意味をもってくるのである。

植物の生育環境として河川をとらえるには，どんな視点があるか。

ひとつには，個々の小さな立地における物理条件，要するに水分，日光，土壌，風，養分などがある。河川ではこれらの条件の組合せが普通よりも植物にとって厳しいことが特徴である。さらに洪水による破壊力が加わる。

第二に，こうした環境条件のさまざまな組合せが，河川の横断方向や縦断方向に対して，ある一定の法則性を持って変化していき，環境条件の配置に従って植生状況も変っていく。河川における立地条件の配列の法則性と特殊性の把握が重要となる。

第三に，河川全体を見わたした場合の環境条件の変化が問題となる。これはたとえば，上，中，下流という大きな区分，河川地形，流路に沿った傾斜の程度などである。こうした大まかな区分に対しても対応する植生状況の変化を見出すことは，ある程度可能であろう。

第四に，人為的な影響の程度を見る必要があろう。自然河川というのは源頭部にしかなくなっているのが日本の現状であるが，それでも人為の加わり方は，河川によって，また流路の区間によ

って明らかに異なっている。

次に環境条件の配置に従った植生の状況をどのようにしてとらえるか。

一般的な模式図は描くことができる。だがある特定（複数）の特質をとらえるとなると，既存の調査資料を手に入れるか，実際に調査を実施しなければならない。

ひとつひとつの植物性について，その環境要求度を云々し，河川周辺での分布，消長を見るのがひとつ。群落の分布状況を見ていくのがまたひとつの方法。これには植生図が不可欠である。

ひとつひとつの植物種について，その分布の消長をとらえるのは，かなりむずかしい作業となる。Fig. 10−1 のような表現法[1)]が考えられるが，量的な把握というよりも，むしろ概念図に近い。しかし，ある植物が河川のどの区間から顕著に現われてくるかということを見るならば，河川の縦断的な環境のうつりかわりを明瞭に示すことは明らかである。群落についても同じような縦断的分布を求めることができる。

こうした植生資料を集めることができれば，河川の環境に応じた植生の状況を解析していくのはある程度可能となろう

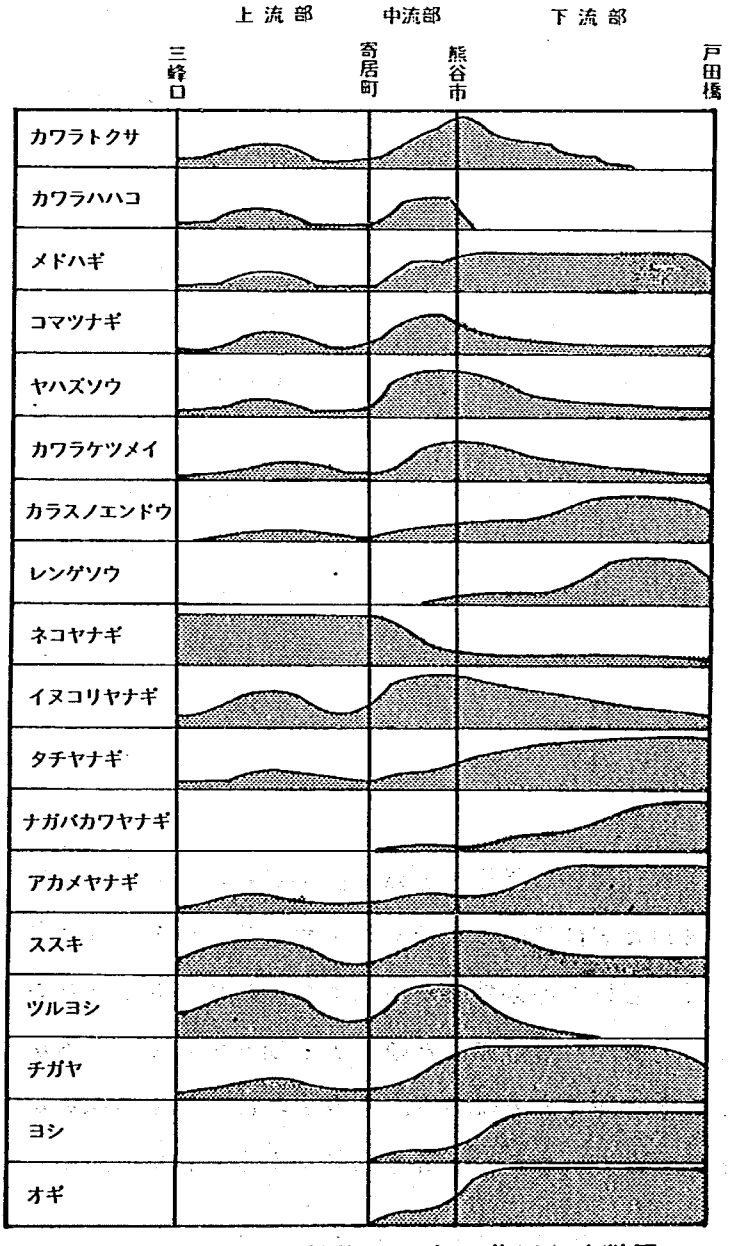


Fig. 10−1　河辺植物の分布（荒川）（猶原）

ノート　2

河川環境に応じた植生の状況把握とその解析を，河川管理に応用していく方向で組織し構成していくには，どうすればよいか。これが問題意識の中心点になるものである。

それには，河川管理をどう考えるか，という「目的」に関する議論を確定しておかなければならない。河川の管理になぜ植生の解析を導入しようとするのか。

ここで河川管理と大ざっぱにくくってみた領域について，限定づけをしておく必要がある。河川を構成する要素には，流路，河原，高水敷，堤防などがある。これは横断的な形状を基礎にした分類にちがいない。別のレベルでみると，流水，河床の構成物質，河岸の植生といったものが構成要素として把握される。河川はこれらが一定の形態をとりながら地表水が集まって海にまで注ぐ過程を地形学的な営力と人間側の働きかけの表現として構成される一対象なのである。

河川を管理するというのは，この地形学的営力と人間の働きかけの結果である対象を，人間の生活にとって脅威となる可能性を順次とりのぞくことによって，いわば馴致していく過程である。したがって人間の側の都合を最大の根拠としているが，対象が自然物である故に，地表の自然法則に忠実に対応した対処をすることで目的を達することのできる性質のものである。河川の管理において最も基礎的に行われているのが，護岸，水制，堤防，堰などの河川工作物による制御 ―― 究極的には流水と土砂のコントロール ―― であろう。これらの人間による営為の結果をとおして河川管理が現実のものとなりシステム化されていく。河川に関する知識，経験，法則性の集積は河川学，あるいは河川工学として自然を解析するひとつの領域を形成しており，河川管理のための支柱的な役割となっている。河川管理という人間の（われわれの）行為を支える方法論的なものを提供しているのである。

さてそこで，河川管理のために河川の有する諸々の性質，すなわち地表の自然の法則性を把握するのに河川の植生がひとつの導入部になるのではないかということが考えられる。河川のもつ地形，流水の状態，土壌の状態等が植生に反映し，環境と植生の両方をみていくことにより，どこにどのような対策を施すことが最も理にかなった方法であるかということを評価する根拠を与えることになるであろう。

ノート　3

帰納的方法：現実に施工されている護岸などの位置・形式と，河川敷の植生や環境との対応関係を整理してみること。護岸などは植生の状態をみて施されているわけではないが，河川の形態，流水の状態，河床の状態など様々の条件を勘案して行われており，それらの条件と植生の状態とに対応関係があるならば，護岸などの施工と植生とが期せずして，ある法則性のもとに存在しているに違いないということを暗示するだろう。そうすれば，植生の状態から逆にどんな対応手段を河川に施してやるといいかということが導き出せるかもしれない。

（しかしこれは実際にひとつひとつの河川にあたって，調査を実施して解析を加えていかなければならず，短期間・単年度の調査では非常に困難であろう。）

演えき的方法：既存の知識と資料を整理し，中心になる理論を抽出し，再構成し，目的にかなった（河川管理のための）方法を設定していくには何をおさえなければならないかを具体的に構成してみる。

ノート　4

植生の配置に影響を与える要因

1. 上流，中流，下流では植生は明らかに異なっている。
2. 同じ場所でも水際から河原に向かって，水流に平行にいくつかの植生の移行がみられる。

この２つの植生配置の形態を決定する要因は，第一に土壌の物理的・化学的性質である。第二は洪水による影響である。洪水がなければ，河辺の植生の配置は土壌要因だけで考察できるが，洪水による破壊力（上流と下流では大きく異なる）は，日本の河川の植生を考えるうえで欠くことのできないものとなる。[2)]

次のような要因を考えておく必要があろう。

o 土壌の物理的性質
- 含水量
- 土壌の組成（砂質か，礫質かという粒度の問題）

o 土壌の化学的性質
- 腐植質の多少
- ＰＨ
- 土壌にしみ込む河川水の汚濁，非汚濁，又有害物質による汚染

o 洪水の営力・頻度

洪水は，上流では河原が狭くすぐに増水し，破壊力が強い。そのため河原の植生は不安定な群落となる。下流では水際では増水しやすいが破壊力は上流ほどでない。水際から遠く洪水による冠水をひんぱんに受けないところでは安定した群落が発達する。流水によって流亡しない強力な地下層をもった多年生植物の群落（例：ヨシ群落，マコモ群落）が発達する。

o 風・日射

その他に風・日射が影響するが，主に土壌の乾燥（含水量）に関係する。

o 河川の堆積状況

上流では浸食作用が優越し，下流では堆積作用が優越する。河川の堆積状況は極めて複雑で，それはボーリング柱状図の分布をみても「地層」の連続状況を簡単には追跡できないことからもよく納得される。しかし，植生にとって河川の堆積物が意味をもつのは，現在の極く表層近くの土壌であり，堆積の歴史的経過は大きな影響を与えないと思われる。

o地形

河川域内の地形は，水面との位置関係（高低，遠近），微地形による土壌の違い，上・中・下流の違い，河岸のがけや自然堤防，その他いろいろの条件を通じて植生の状況を支配する。

o土地利用

河川域の土地利用の現実は，河辺の植生にも大きな影響を与えている。人為的影響によって破壊されたとしても，その環境に応じて植物は生育し，大局的には自然の状態の環境条件に従った植物を見出すことができる。たとえば畑になった高水敷の水際との境にある細いリボン状のヤナギ，ヨシ，オギ，ススキの群落等，人為的な影響下で残存している自然植生は多く見ることができる。

ノート　5

河川地域の植生状況の把握を，河道特性論と結びつけるためには，次のことが整理されねばならない。

(1)　河川域の環境の区分

(2)　各環境区分に特有な植物群落又は植物の種

(3)　その群落の特有さを何によって特徴づけるか。（単にこれこれの植物が生えている，というのも，植物生態学的見方でなされれば特徴づけとなるが，もっと説得的な特徴づけが可能と思える。）

(4)　河道の形態と河川域の陸上の地形や土壌とはどう関係してくるか。

(5)　土砂移動機構と植生の消長との関連

o 1洪水くらいの時間的変化

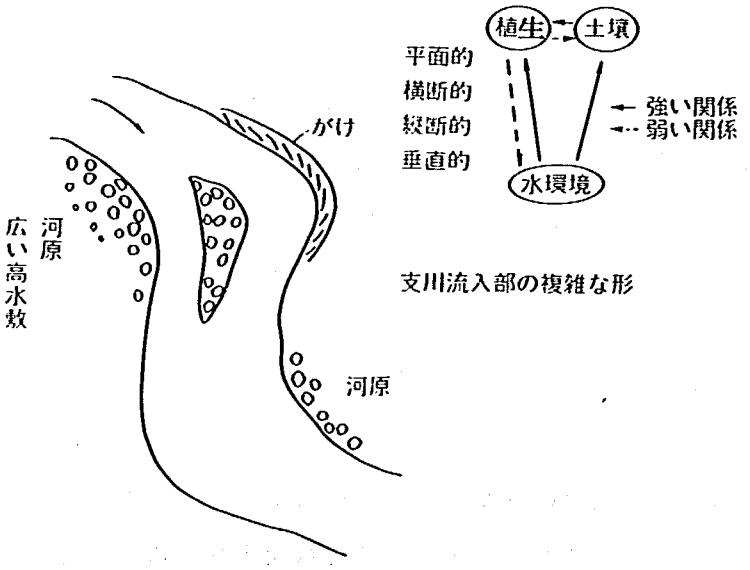


Fig. 10—2 水環境と土壌・植生の関係

o経年的な変化

o河道の変動に従った一方向的な変化

なお河川植生論が一つの工学的応用論となるためには次のような土砂水理学的視点による調査が必要と感じている。

(i) 各種植生の土壌浸食防止効果

芝，柳，竹等の植物がどの程度の洪水（流速・水につかっている時間）に耐え得るのか明らかにしていくこと。これを水理実験的に明らかにしていくのはあまり得策ではない。洪水後必ず河道がどう変わったかの調査を行う習慣をつけ，その時に高水敷上の植生や土砂の堆積状況，浸食状況を記録記述していくことが一番の近道であろう。

6章6－4〔4〕で筆者が行ったような調査方法も役立つとう。

(ii) 植生の粗度効果

高水敷に生える木や草は，河道の洪水疎通能力を低下させるとしてきらわれているが，それがどの程度であるのか明らかにし，高水敷の浸食防止や河川景観として位置づけをしていく必要があろう。

(iii) 植生による土砂トラップ効果

洪水防備林の役割，土砂害防止の役割についての正当なる評価を行うこと。

参 考 文 献

1) Yuhara, K., 1945; 荒川河原植物群落の生態学的研究並に其の治水植栽と高水敷牧場化，資源科学研究叢書 8

2) Miyawaki, A., (editor) 1967; 日本の植生（原色現代科学大事典 3 植物）学習研究社

第二編　個別編

1章　河道特性調査の目的と方法

1－1　河道特性調査の目的

筆者にとって個別河川の河道特性調査の目的は，個別河川の調査を通して，一般化された共通認識との違い（特殊性）がどこに生じているのか，なぜそれが生じるのかの考察を通して，一般化された認識の枠を広げ，それを足掛かりとして護岸の問題を考えていくことにあったのであるが，本章で述べる河道特性調査の方法は，そのまま個別河川の河道特性把握の方法論となりうるものだと考えている。ここでは，筆者の意図を離れて，個別河川の河道特性調査がなぜ必要であるのか，それが何に役立つのか述べてみたい。

建設省の各工事々務所の調査課で行う河川に係る個々の調査は，その河川の河道特性の調査そのものであるが，それらの調査資料は，河道特性の一部分の調査にすぎない。河川を上流から下流まで一貫して補らえて治水計画を立てよ，あるいは最近では流域管理計画等と言いながら，それらの調査を有機的に結びつけ，その河川の全体像が浮かび上がらせるという作業がなおざりにされているのではないかと感じることは多い。特に治水計画の根幹をなす河道情報に関しては十分でないように思われる。たとえば筆者の職場では，河道計画に係る模型実験を数多く行っているが，模型実験に必要な資料を工事々務所に請求し，模型実験を行う場の特性を把握しようとすると，個々の河道に関する資料が有機的に結びついておらず，資料の山の中から有効な情報をさがしだし，それを整理することに多大なエネルギーを要している。

もし，全国共通の基準で，河川の河道特性調査が成されれば（既往資料の再整理で十分である），沖積河川の特性に関する認識は急速に進むであろうし，個別河川の治水計画や流域管理計画に当っても，次のような利点を生むものとなろう。

(i)　対象河川の河道特性を，上流から下流まで調査することによって，その河川の全体像が浮かび上がり，上下流一貫した河道計画，治水計画，流域管理計画が立てやすくなる。

(ii)　共通の基準で河道情報が整理されているので，他の河川の河道特性がつかみやすくなり，河川計画に当って他の河川の経験を利用しえるのか，しえないのか判断しやすくなる。また各レベルでの意志決定が容易となる。

(iii)　河道の人工的改変が及ぼす影響について判断しやすくなる。

(iv)　河川構作物の設計に当って，設計条件をつかみやすくなる。

(v)　河道の地形情報は，はんらん原の情報たり得，はんらん原管理計画を立てやすくなる。

(vi)　土砂の動態がつかみ易くなる。

1－2　河道特性調査の内容

河道特性調査の内容は，共通編1－2で述べた内容を含み，河川の全体像が浮かび上がるものであれば良いわけであるが，ここでは個別河川の河道特性調査として行われることが望ましい項目を，目次の形で挙げておこう。

目次

○○河の河道特性

1章　河川および流域の概況

1－1　河川の概況

河川の位置，流域面積，河川長等に関する記述

1－2　流域の地形，地質

1－3　流域の土地利用

1－4　河川の利用状況

水利用，土地利用，航路

2章　水文資料調査

2－1　降雨特性

2－2　洪水特性

過去の洪水，はんらん形態の記述

2－3　流出特性

流出率，平水，豊水，平均年最大流量，計画高水流量，確率流量に関する記述

2－4　流量と水位

$H-Q$の関係，河道低水路，高水敷の粗度に関する記述

3章　洪水時の営力と河道

3－1　河床材料

3－2　低水路幅，高水敷

3－3　河床勾配（河床高）

平均河床高は，低水路の平均河床高とする。

3－4　洪水時の水深，流速，τ_{*m}，u_*^2，Hm/dm，B/Hm　平均年最大流量時（あるいはbankfull discharge 時）と計画高水時の水理量の記述，図表化

3－5　最深河床高

平均年最大流量時の最大水深と平均水深との比を求めておく。

3－6　河道の横断形

平面図に横断形状を書きこむ。

4章　河道の平面形調査

4－1　河道変遷史

4－2　現状河道の平面形と砂州

平面形と砂州の関係，砂州の移動に関する調査

4－3　河岸浸食位置調査

護岸の破壊位置も含む。

4－4　平面形と流況

みおすじ位置，航測写真解析

5章　河道の縦断形

5－1　河道の縦断形変動特性

河床高の変化とその原因

5－2　流砂特性調査

流砂形態，流砂量の把握（各 population ごとに把握）

6章　高水敷特性調査

6－1　高水敷の利用状況

6－2　高水敷の堆積物，河岸堆積物，ボーリング資料

6－3　高水敷の植生

6－4　計画高水時の高水敷の水理量

高水敷上の水深，流速等

7章　河道の segment 区分とその特徴

7－1　segment の区分の根拠

7－2　各 segment の特性

各 segment の特性を総括的に記述する。

8章　そ の 他

河道の人工的改変とその影響に関する記述。

大出水時の河道変化に関する記述。

河川構造物調査等があればこのましい。

また河道特性調査を利用する目的に応じて他の調査項目を選ぶことが肝要である。

1－3　河道特性調査作業における留意点

以下に述べることは，筆者が実際に河道特性調査作業を通して，作業の能率化，また作業方針の統一化のためには，留意しておいた方が良いと考えたことを記したものである。

(i)　洪水時の営力と河道の関係を調査する場合，代表洪水流量として，平均年最大流量程度の流量とすること。この流量が，河道形成流量と言うわけでは無いが，ほぼ低水路満杯流量に近いこ

と，またこの流量が河道特性を記述しやすいこと，資料が得られやすいこと，今までの河道特性調査資料をむだにしないためにも，今後も，この流量を使って行くべきであろう。なお，治水計画のためには，計画高水流量時の種々の水理量も求めておくことが望ましい。

(ii) 河道特性調査に当っては，あくまでも低水路の河道スケールを使って河道特性を記述すること。たとえば平均河床高は低水路の平均河床高とすること。また川幅水深比も，低水路幅で求めておくこと。扇状地河川の低水路幅の決定は非常にむずかしいが，植生や横断図，航空写真，不等流計算等によって総合的に判断すること。

(iii) 低水路の流速係数φを適確に判断すること，実測資料の解析や，共通編2章，4章参照のこと，なお扇状地河川の計画粗度係数は，実質的な粗度係数よりかなり大きい。これは水位痕跡より粗度を決めたためであり，その中には砂州の存在による左右岸水位差や，表面波の影響を含んでいる。河道特性調査に当っては，実質的な粗度を使って水位等を計算したい。（水位計画に当っては，計画粗度と実質粗度が違っても，それはそれで工学的な意味を持っている。）

(iv) 平面図に横断図を書きこむ場合の縮尺および横断形の縦横比は次の値を基準にすると良い。

- 川幅 100 m以下の場合，平面図のスケール 1／2500 ，縦横比 1 0
- 川幅 100 m～ 500 mの場合，平面図 1／5000 ，縦横比 1 0
- 川幅 500m以上，平面図 1／10000 ，縦横比 2 0

なお縦横比の違いによって，横断面形状の印象がどう変わるかの参考例を，Fig. 2－1 に関川 1 2 Km 地点の横断図によって示しておいた。歪度によって横断形状の印象がかなり異なるのが理解されよう。歪度が有る横断図を見る場合には，それを元の歪度 1 の横断形状を想像する努力が必要とされよう。

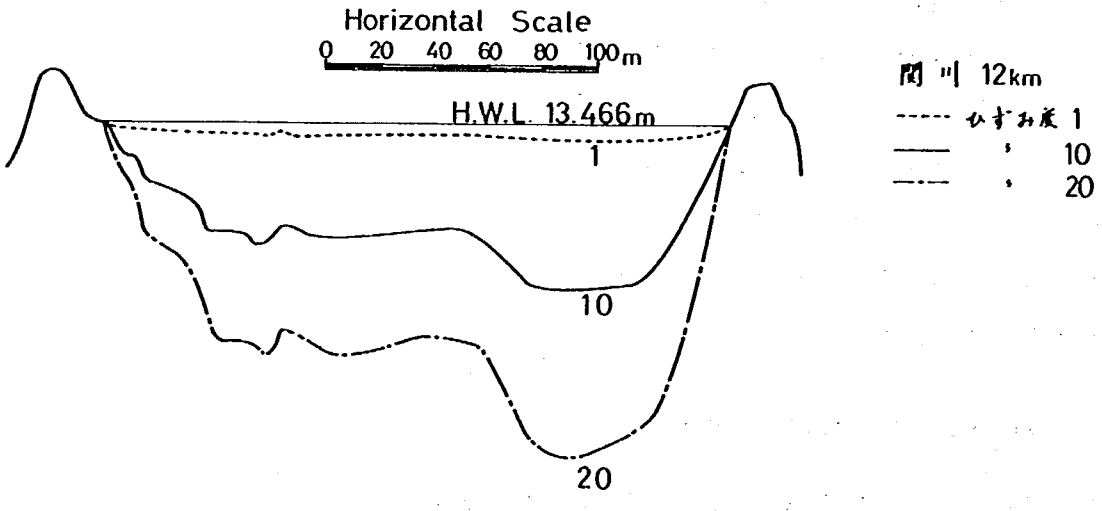


Fig. 2—1 Scale effect on visual impression

(v) 平面図に横断図を書きこむ場合，横断図は平面図上のその断面の測線がちょうど平均年最大流量時の水位の位置になることが好ましいが，計画高水位でも良かろう。また必ずその測線位置が標高いくつに相当するか，図に記しておくこと。

(vi) なるべく一枚の平面図に多くの情報を書き込むこと。たとえば，横断図，護岸位置図，最深線，砂州の平面位置図など。

(vii) 河道特性の縦断方向の特性値を図表化する場合には，すべての特性値を同一縦断方向スケールのグラフに描くこと。たとえばある特性値を区間距離 1Kmをグラフ上の横軸で 1cmとして描いたら，すべてのグラフの横軸は区間距離 1Kmは 1cmとすること。

2章　個別河川の河道特性

本章において，筆者が調査した河川の河道特性について報告してみたい。しかしながら，ここでは個別編1－2河道特性調査の内容で述べた内容順に従って述べるものでは無く，共通編と直接関係のある河道情報についての最少限の記述にとどめておいた。共通編のためのバックデータとして利用されれば十分であると考えている。

なお，1－2の内容に対応する記述を含んだ個別河川の河道特性調査の見本として，荒川中流部の河道特性を次年度本報告の別冊として報告する予定でいる。それを参考例として各河川の河道特性調査が行われることを期待している。

2－1　荒川中流部の河道特性

本調査の対象とする河川は，関東平野の西部を流れる荒川で，調査区間は，河口より28.8 Kmから88.8 Kmである。

〔1〕 河川の概要

荒川水系は，関東平野の西部に位置し，利根川，多摩川水系に接している。わが国の政治，経済，文化の中心である首都東京をひかえ治水，利水の役割はきわめて大きいものがある。

荒川はその源を秩父山地の甲武信ケ岳（標高 2,483 m）に発し，中津川，赤平川などの支川を合わせ秩父盆地を北流し，長瀞を経てさらに，熊谷市の西部で平野に出て東南に流向を変え，武蔵野台地・大宮台地にはさまれた低地帯を通って都内に入り，北区志茂町で隅田川を分派したのち，東京湾に注いでいる。支派川は，入間川，新河岸川，隅田川など120余に達し，80％以上は右岸側から合流している。流域は，東京都と埼玉県にまたがり，流域内人口は約830万人，流域面積2,940 Km²で流域内人口密度は一級河川で最も高密度となっている。Fig. 2－2に流域図を示す。

荒川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　2,940 Km²

(2) 流路延長　　169 Km

(3) 計画流量

計画確率年　＝　1／200年

基本高水流量　＝　14,800 m³／s（岩渕）

計画高水流量　＝　7,000 m³／s（岩渕）

昭和48年に改訂された「荒川水系工事実施基本計画」の基本となる基本高水流量は14,800m³/sである。下流部では大幅な引堤などによる流下能力の増大が困難なことから，東京都北区岩渕地先において計画高水流量を 7,000m³/s とし，上流ダム群で 3,500 m³/s，中流部の河道を調節池化することにより 4,300m³/s，合わせて 7,800m³/s の洪水流量の調節を行うことになっている。



Fig. 2–2 Plane of the Ara

(4) 各 種 流 量

寄居地点の昭和49年～53年間の平均値で

豊 水 量 ＝ 25.9 m^3/s

平 水 量 ＝ 15.4 m^3/s

低 水 量 ＝ 8.95 m^3/s

渇 水 量 ＝ 4.77 m^3/s

である。平均年最大流量は，昭和28年度から昭和49年度までの平均で1320 m^3/s である。この流量は確率年で $\frac{1}{2.9}$ である。

なお，入間川合流後の平均年最大流量は観測年数が少なく正確な値は求められないが，1400～1500 m^3/s 程度と推定される。

〔2〕 低水路の河道特性量

低水路部の洪水時の水理量を求めるために，次のような方法によって資料の解析を行った。

筆者は初め，不等流計算書[1]によって平均年最大流量程度の洪水時の水理量を求めようとしたが，この流量時は丁度，低水路満杯流量に近く，高水敷の凹地等が水面幅として計算され，低水路部の実質川幅や径深が求められないこと，また粗度の見積りも筆者の考えと一致しない所があったので，低水路の河岸肩位置が明確である河口より76 Kmより下流は，低水路満杯流量時の径深 R，また平均河床からの深掘れ深 $\triangle Z$ を求めることにした。方法は，横断測量より描かれた横断図より，低水路河岸肩位置を筆者が判断して決め，両岸肩間の距離を低水路の川幅 B とした。径深 R は，両岸肩位置以下の河積をプラニメーターを使って求め，その河積 A を低水路幅 B で割ることによって求めた。76 Kmより上流は，河川が扇状地性河川の性質を帯び，低水路と高水敷部がはっきり区分できないため，不等流計算結果[1]を使って川幅，径深を求めた。ただし，粗度係数が $n = 0.051$ で計算されているため，筆者の推定流速係数 $\varphi = 8$ で不等流計算結果を修正した。この時の流量は $Q = 1150\ m^3/s$ 程度である。

Fig. 2－3 に径深 R，深掘れ深 $\triangle Z$，平均河床高の縦断方向の変化図，Fig. 2－4 に川幅 B，川幅水深比 B/R の縦断方向の変化，Fig. 2－5 に低水路の河床材料の A population と B population の縦断方向変化図，相対水深 R/d の縦断方向変化図を，Fig. 2－5 に河床に働く掃流力 u_*^2 および無次元掃流力 $\tau_{*A} = u_*^2/(sgd_A)$ の縦断方向変化図を示した。また，Fig. 2－7 に河道の横断面形が，河道の平面形の中でどうなっているかを調べるために，平面図に横断図を書き込んだものの一部を示した。

〔3〕 Segmentの区分とその特徴

荒川中流部（28.8 Km～88.8 Km）の河道は次の6つの segment を持っている。

(i) Segment 1 ＝ 74 Km～88.8 Km 区間

いわゆる扇状地河川に相当する segment で河床勾配は，ほぼ $I_b = \frac{1}{380}$ である。84 Km上流は旧扇状地部を下刻化し段丘地形を作っている。現成扇状地の扇頂は84 Km地点と考えて良い。

地形学的時間スケールで見れば，上流からの砂利成分の供給は減少の方向にあると考えて良く，また近い将来もこの傾向は続くと思われる。扇面の砂州の列数は2～4列であり，83Km以上ではbed rockが河床に露出して，深掘れの生じるのを防いでいる。治水上は，堆積空間であり，また天井川化している75～77 Km区間を重点的に整備していかなければなるまい。年最大流量程度の洪水時の τ_{*A} は0.055～0.060程度と考えられ，土砂が多量に動くという河川ではなさそうである。

(ii) Segment 2－1＝67Km～76Km

このSegmentの区間は，ボーリング調査結果によると下層には旧扇状地堆積物である砂礫層が下部にあるが，上部は縄文海進後の堆積物と考えて良く，最海進時にはこのsegmentの下流まで海進があったものと考えられる。河床は砂利であるが，水路そのものは大正期の改修のため，人工的に直線化されたため，河岸物質はシルト粘土質である。

(iii) Segment 2－2＝59Km～67Km

この区間は，大正・昭和初期の河川改修によって，人工的に掘削された河道部分であり，河岸物質は後背湿地堆積物である粘土質からなる。人工河川区間ではない65～68Km区間は河川沿いに微高地が有り，自然堤防の発達が良いが人工河川区間では，自然堤防がほとんど発達していない。改修後40年位では十分な自然堤防を作るような期間で無いことが分かる。

(iv) Segment 2－3＝54Km～59Km

この区間は，勾配が上流に比較して急である。河床は人工水路部では粘土質であるようである。

(v) Segment 2－4＝44Km～54Km

この区間は有力な支川である入間川と荒川との合流点から，市野川と荒川の合流点との間の区間であり，河床物質は，0.4mm程度の中砂から成る。この中砂は上流のsegmentでは，B集団の河床材料に相当している。

(vi) Segment 3＝28Km～42Km

このsegmentは上流のsegmentに比較して勾配が緩く，また川幅も1.5～2倍程度に増加している。旧河道の蛇行の波長も明らかにこのsegmentの方が上流より長い。低水路満杯時のまさつ速度の2乗は上流のsegmentで190 cm^2/s^2程度，このsegmentで120 cm^2/s^2に減少している。この掃流力の減少に応じ河床材料も，0.44mmから0.26mm程度の細砂に変化している。

なお，低水路満杯流量は，人工河川部が多いにもかかわらず，segment 2－2を除けば，ほぼ平均年最大流量程度とほぼ等しいことは注目に値しよう。また現58～70 Kmの荒川右岸側に，有史以前の河道によって形成されたと考えられる自然堤防帯がある。この自然堤防の蛇行波長は約2Kmであり，この自然堤防を形成した旧河川の川幅は200m程度と考えられる。この川幅は，現川幅より3倍程度大きい。川幅の大きかった原因としては流量が大きかったとも考えられるが，河床材料が0.2～0.3 mm程度であったのではないかとも推定される。

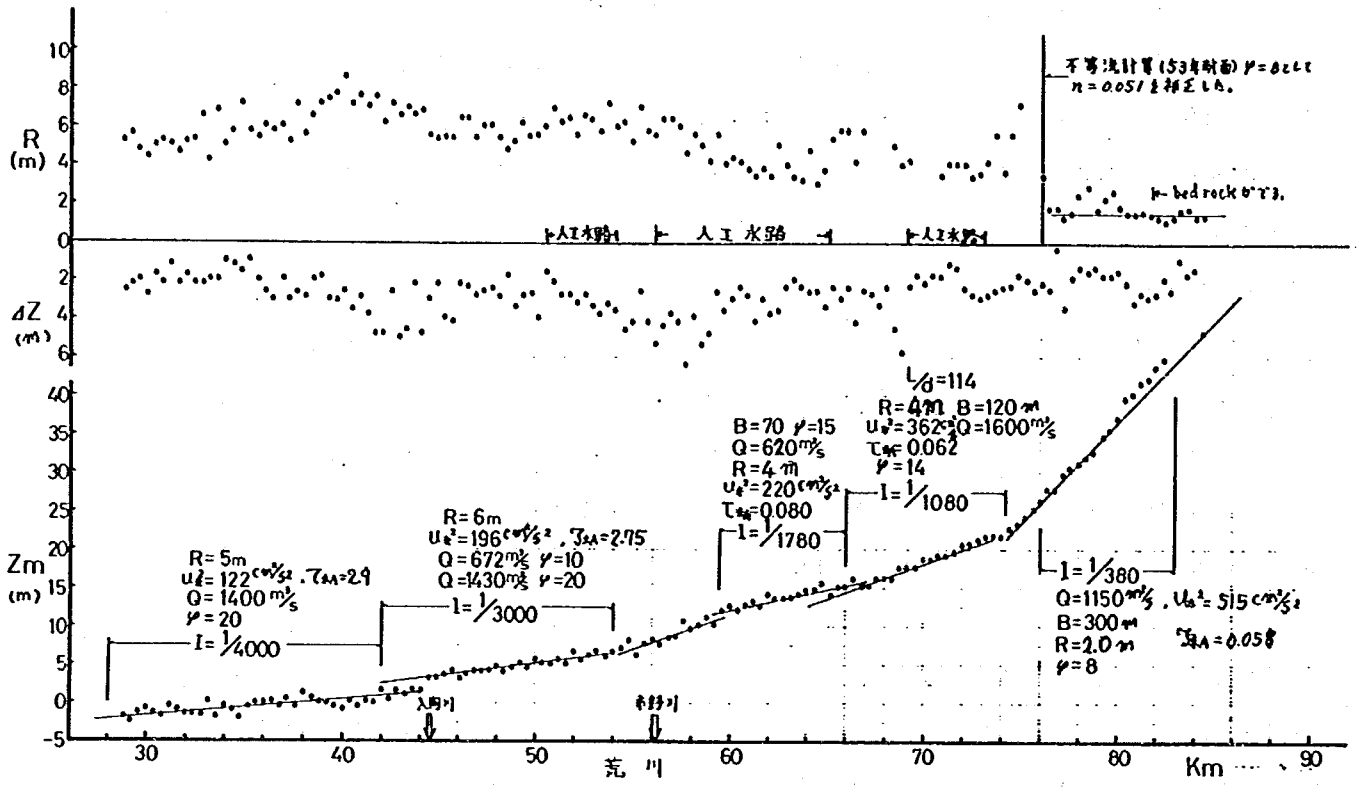


Fig. 2—3 Flow parameters for the Ara. R, ΔZ, Zm

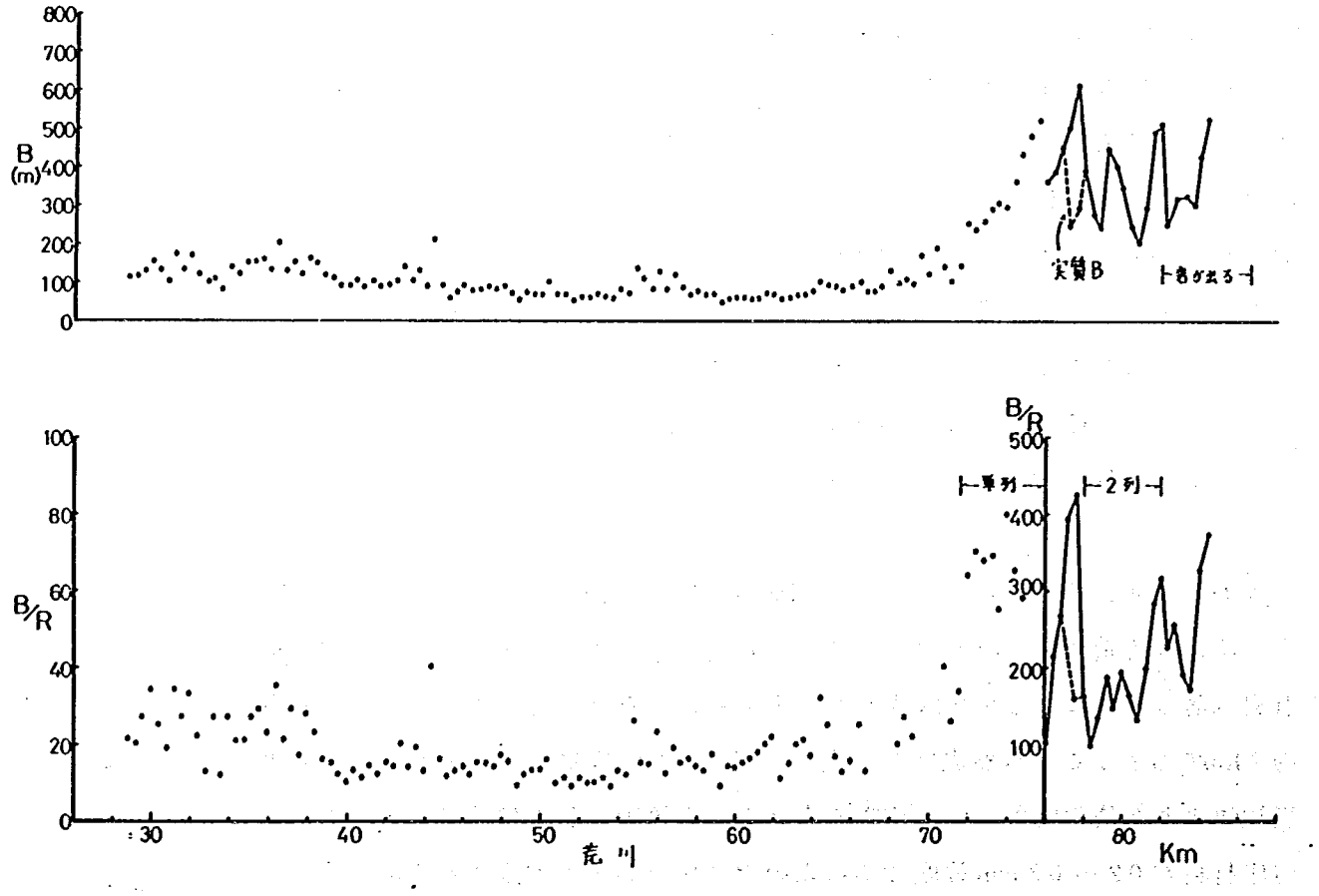


Fig. 2—4 Flow parameters for the Ara, B, B/R

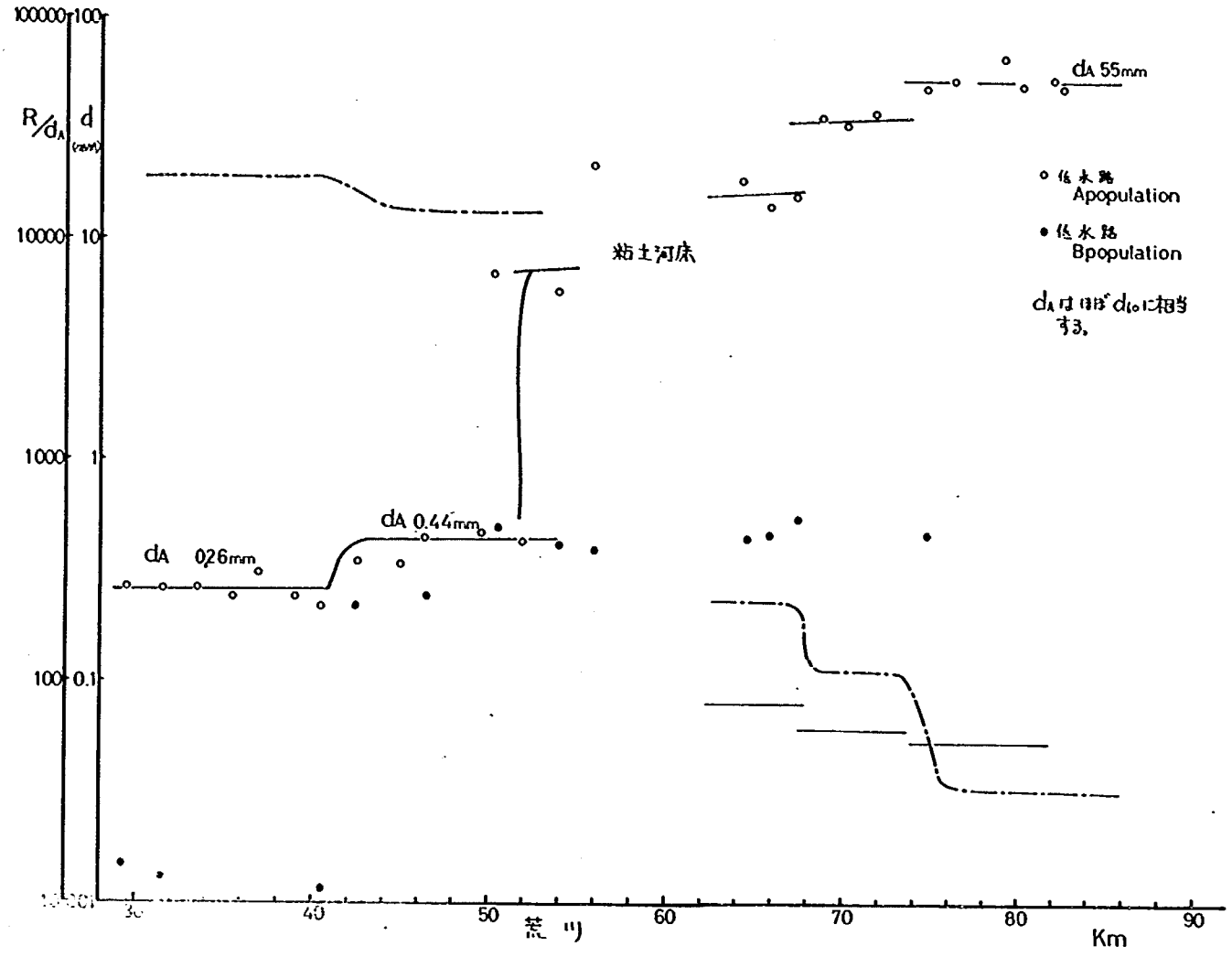


Fig. 2—5 Flow parameters for the Ara, R/da, d

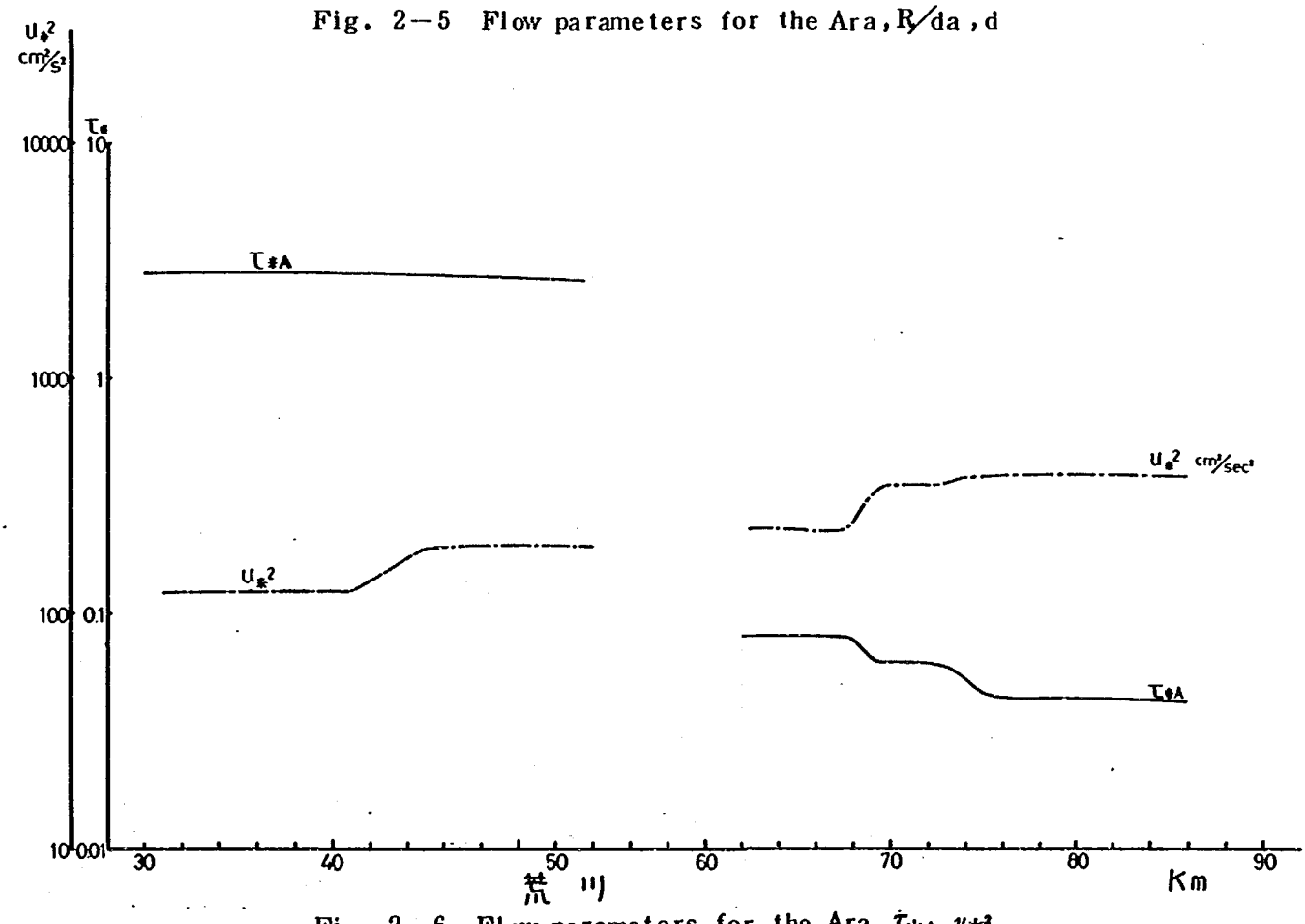
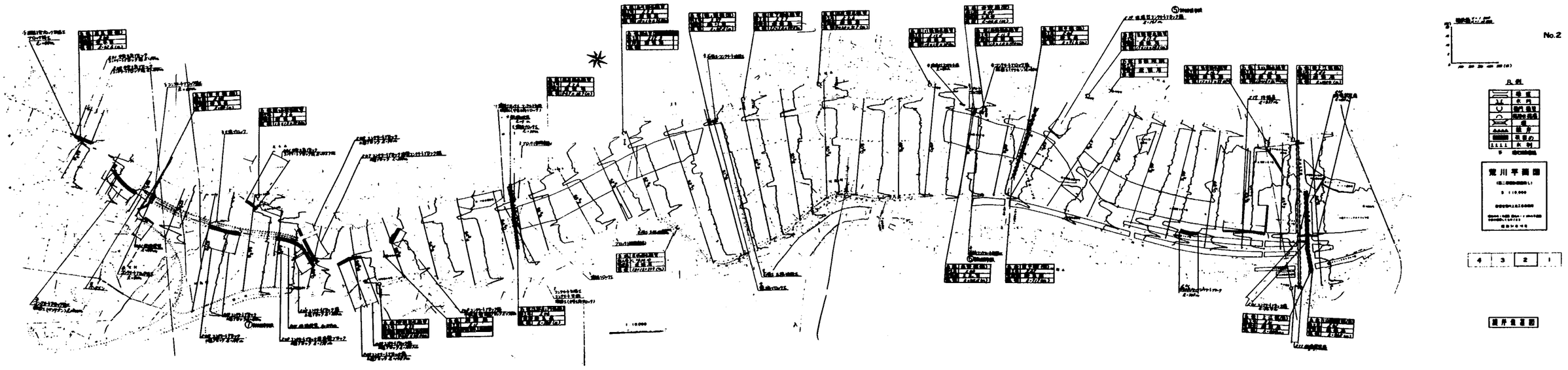


Fig. 2—6 Flow parameters for the Ara, τ_{*A}, u_*^2

Fig. 2—7 Cross sections of Ara River



2－2　利根川中流部の河道特性

本調査の対象とする河川は，関東平野の中央を流れる利根川で，調査区間は，河口より120Kmから 185 Kmの区間である。ちょうど鳥川の合流点から江戸川の分流点までの区間である。

〔1〕 河川の概要

利根川は，その源を群馬県利根郡水上町丹後山に発し，渓谷を流れ落ちてから南流し，湯檜曽川，赤谷川，薄根川などを合せ，沼田市付近では片品川を，また渋谷付近では吾妻川を合せ，さらに八斗島上流で鳥川を合流し，それから流路を東南に変じ，栗橋町の少し上流で渡良瀬川を合流し，栗橋町の下流五霞村の東北端を流れ，関宿に至り，ここで江戸川を分派する。なお栗橋～関宿間は，過去に掘割って流路を付替えたものである。ここから本流はさらに東流し，鬼怒川，小見川，印旛沼，手賀沼などの水を併せながら霞ケ浦，北浦などを合流し，最後に銚子市に至って太平洋に注いでいる。

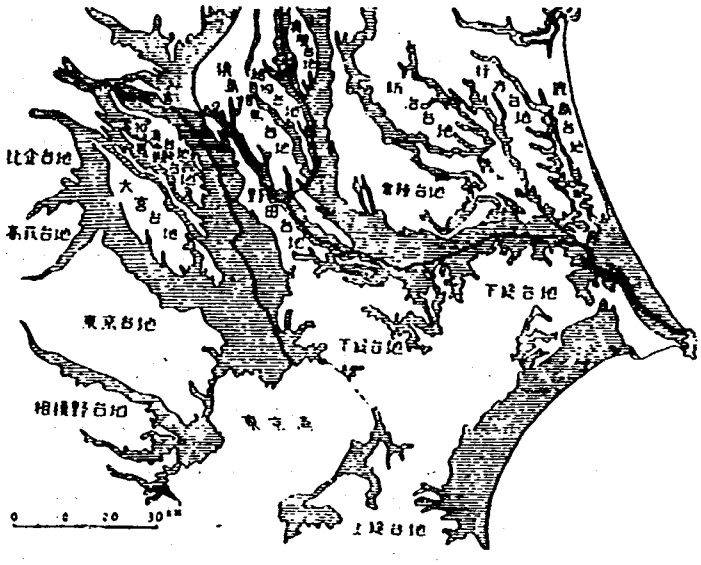


Fig. 2－8 Plane of Tone River

流域は東京，埼玉，群馬，栃木，茨城および千葉の1都5県にまたがり，その内４０％が山地で，６０％が平地である。

利根川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　15,800 Km²

(2) 流路延長　　330 Km

(3) 計画流量

計画確率年 ＝ （既応最大）

計画流量 ＝ 14,000 m³/s （八斗島）

計画流量設定年度 ＝ 昭昭２４年

(4) 各 種 流 量

八斗島地点の昭和４７年～昭和５１年の５ヶ年平均の

豊 水 量 ＝ １８１ ㎥/s

平 水 量 ＝ １１６ ㎥/s

低 水 量 ＝ ８４ ㎥/s

渇 水 量 ＝ ６５ ㎥/s

である。平均年最大流量は，昭和２６年から４４年の平均で八斗島地点2610㎥/sである。既応最大流量は，昭和２２年のカスリーン台風による出水によるもので17,000㎥/sと推定されている。なお現在計画流量を八斗島で18,000㎥/sに変更する計画が立てられている。平均年最大流量の確率年は約$\frac{1}{2.0}$である。

〔2〕 低水路の河道特性量

低水路部の洪水時の水理量を求めるために，次のような方法によって資料の解析を行った。

昭和４８年度の横断測量より，低水路幅を決め，この低水路部の平均河床を求めた。深掘れ量$\triangle Z$は，平均河床高より最深河床高を差し引くことによって求めた。平均年最大流量時の平均水深は，利根川上流工事々務所で計算された不等流計算結果（利根川上流洪水予測検討報告書[2]）にもとずく，各地点の$H \sim Q$関係図より$Q = 2610$㎥/sの水位を求め，この水位と前述した平均河床高の差より平均水深を求めた。なお不等流計算に使われた粗度は，Table 2－1に示すごとくである。

Table 2－1 計算に使われた粗度

利根川上流洪水予測検討報告書より S 53. 3

区 間	2000 ㎥/s	4000 ㎥/s
104 ～130 K	n ＝ 0.035	0.034
130 ～150.5K	0.033	0.029
150.5～164.5K	0.024	0.026
164.5～175 K	0.025	0.025
175 ～182 K	0.042	0.043

この粗度は150Km以下はduneに相当する粗度で，実体の粗度とほぼ同一の粗度と考えられるが，150Km～175Kmはtransitionの粗度となっている。実際には平均年最大流量時，河床の小規模河床波はduneの場合もありえよう。

Fig. 2－9に径深R，深掘れ量$\triangle Z$，平均河床高の縦断方向の変化図，Fig. 2－10に川幅，川幅水深比B/Rの縦断方向の変化，Fig. 2－11に河床材料d_{60}，相対水深H/d_{60}，無次元掃流力τ_{*m}の縦断方向の変化図を示した。

〔3〕 Segment の区分とその特徴

利根川中流部（ 120 Km ～ 185 Km ）の河道は次の三つの segment を持っている。

(i) Segment 2 － 1 ＝ 165 Km ～ 185 Km 区間

河床勾配 I_b が $\frac{1}{670}$ 程度の河川でいわゆる自然堤防帯の河川に相当するが，川幅が広く，平均年最大流量時の B/R が 250 から 300 程度も有り，多列砂州が発生し，平面形状は扇状地河川と良く似ており，旧河道も蛇行帯を形成していない。砂利採取が過去においてあり，また上流のダム群によって砂利の供給量の低下から砂州の一部は島状，高水敷化しつつある。

(ii) Segment 2 － 2 ＝ 130 Km ～ 165 Km

この segment は Segment 2 － 1 において砂利分を落してしまった後の segment に相当するもので，粒径 0.4 mm の中砂を河床材料を持っている。河床勾配は，砂河川としては割合に急で $I_b = \frac{1}{2400}$ 程度である。旧河道に相当する自然堤防跡が多くあり，河道位置の変遷が激しかったことをものがたっている。また，その自然堤防跡の蛇行程度はあまり大きくない。蛇行があまり発達しなかったのは，現成河川の川幅水深比を見ると分かるように川幅水深比が 100 ～ 200 程度と大きく，多列砂州や河道内に島が発達したためと考えられる。なお現成の河川は，直線状の河道区間は基本的には複列砂州を持ち，部分的には河道の曲りや，川幅の狭い所で単列的な砂州を持っており，その上に小出水によるより小さい砂州がこの基本的砂州の上に乗っている。例えば 1978 年に撮影された航空写真によると 150 Km 付近では 5 列の砂州，138 Km 地点で 4 ～ 5 列の砂州

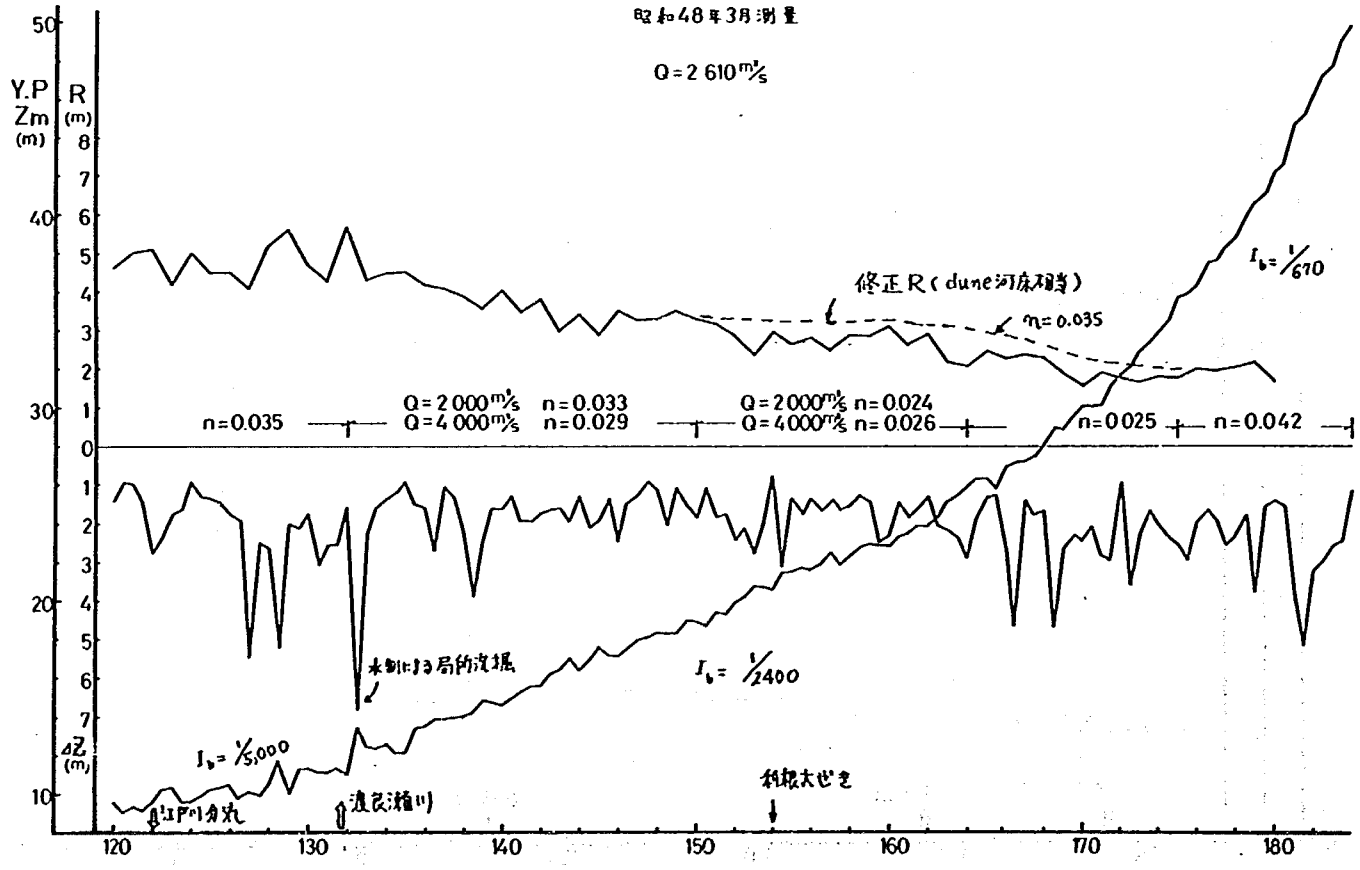


Fig. 2－9 Flow parameters for the Tone, R, ΔZ, Zm

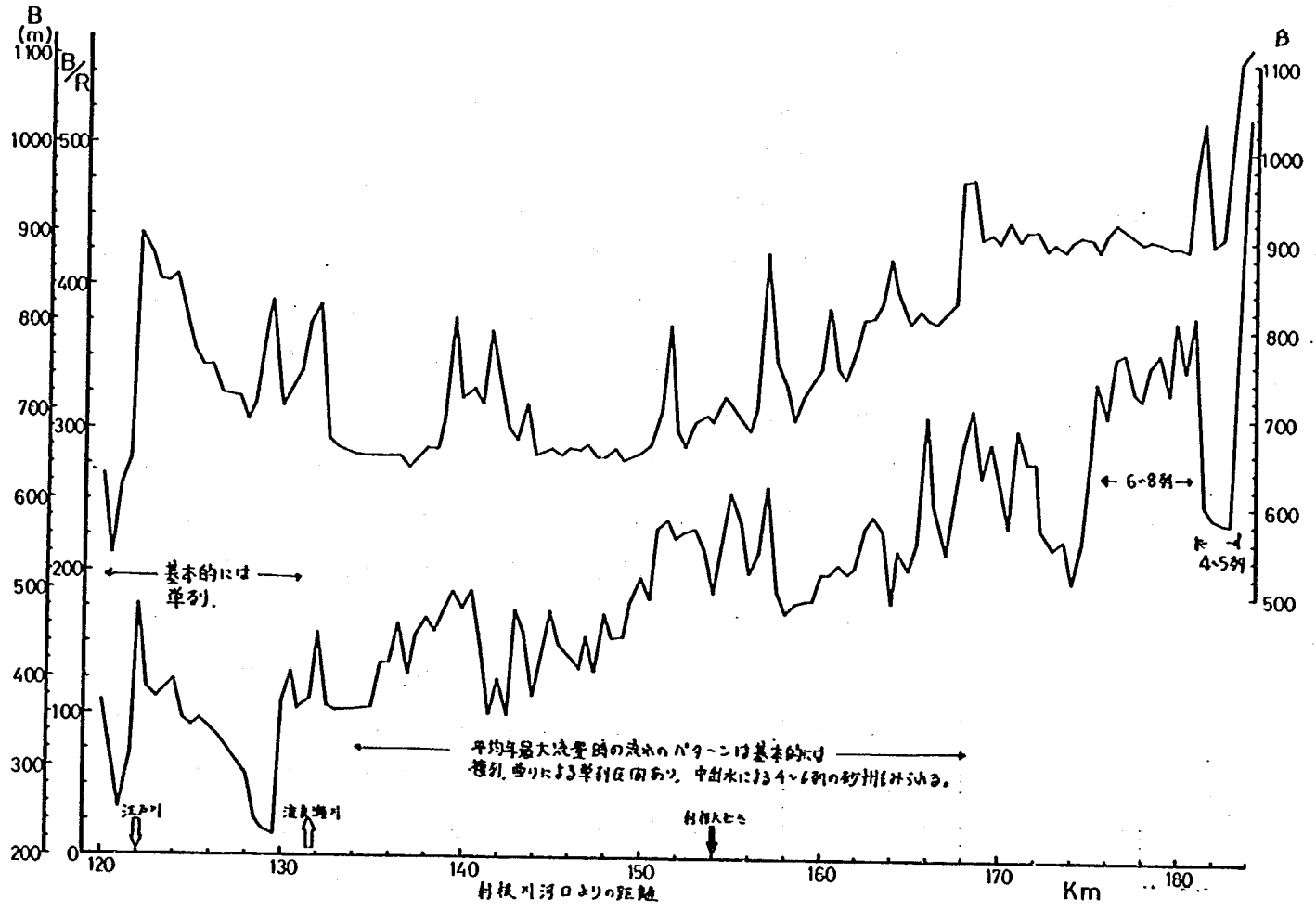


Fig. 2−10 Flow parameters for the Tone, B, B/R

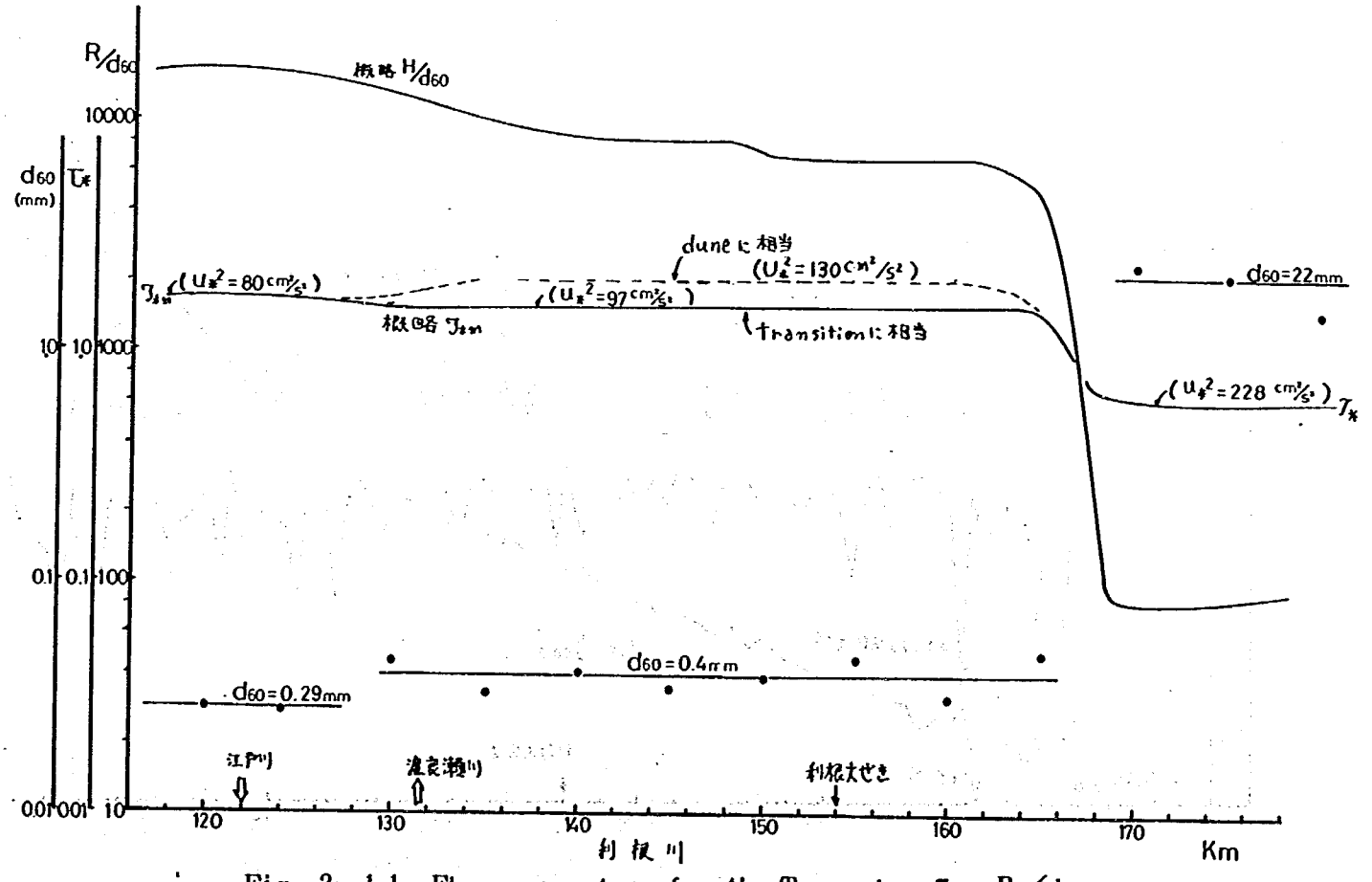


Fig. 2−11 Flow parameters for the Tone, d_{60}, τ_*, R/d_{60}

が見られる。大出水時にはこれらの小さな砂州は消滅し，複列，単列的な砂州および流れのパターンになるものと考えられる。砂州の高さ，つまり深掘れ深は，平均年最大流量時の水理量に対応して生じると考えられるものより小さく，$\triangle Z/R = 0.6 \sim 0.7$ 程度となっている。もし年最大流量程度より大きい洪水が長時間続いたら $\triangle Z/R = 1.0$ 程度にはなろう。

(iii) Segment 2－3 ＝ 120～130Km

この区間は渡良瀬川の合流点と江戸川の分流点の間の区間であり，17世紀に洪積台地を切り開いて作った河道区間である。この区間は河床勾配も $\frac{1}{4000}$ と緩やかであり，河床材料も $d_{60} =$ 0.29 mm で上流のsegmentより細かい。粒径の細かくなるのは，渡良瀬川の河床材料が合流点より0～2 Kmで0.4～0.6 mmであることを考えると，上流のsegmentより掃流力が小さく砂分内で分級が起きているのが原因しよう。砂州のパターンは単列であるが，中出水による多列砂州も見られる。

2－3 利根川下流部の河道特性

本調査の対象とする河川は，利根川下流部の0～85Km区間である。本調査の目的はデルタ性河川の特性を調査することにあった。

〔1〕 河川の概要

2－2で河川の概要について述べたので，ここでは布川地点での各種流量についてのみ記しておく。

(1) 計画流量 ＝ 5,500 m³/s（布川）

改訂予定計画流量 ＝ 8,000 m³/s

(2) 各種流量

布川地点の昭和13年～昭和45年の平均の値で

豊水量 ＝ 148 m³/s

平水量 ＝ 104 m³/s

低水量 ＝ 88 m³/s

渇水量 ＝ 65 m³/s

平均年最大流量は昭和40年から49年の平均で2270 m³/s である。

〔2〕 低水路部の河道特性量

低水路の洪水時の水理量を求めるために，次のような方法によって資料の解析を行った。

利根川河道計画調査報告書[4]より低水路部の平均河床高 Zm，深掘れ深 $\triangle z$ を求めた。平均年最大流量時の低水路の平均水深は，出発水位 $Y.P.$ ＝ 1.2m，流量 Q ＝ 2380 m³/s，マニングの粗度係数 n ＝ 0.014（0～30Km），0.020（30～60Km），0.025（60～75Km）の条件の基で不等流計算（葛西敏彦技官実施）を行った。この計算の結果，平均年最大流量時の水位は，ほとんどの区間で高水敷高を越えてしまうことが分かったので，概略高水敷高と低水路平均河床高の差を求

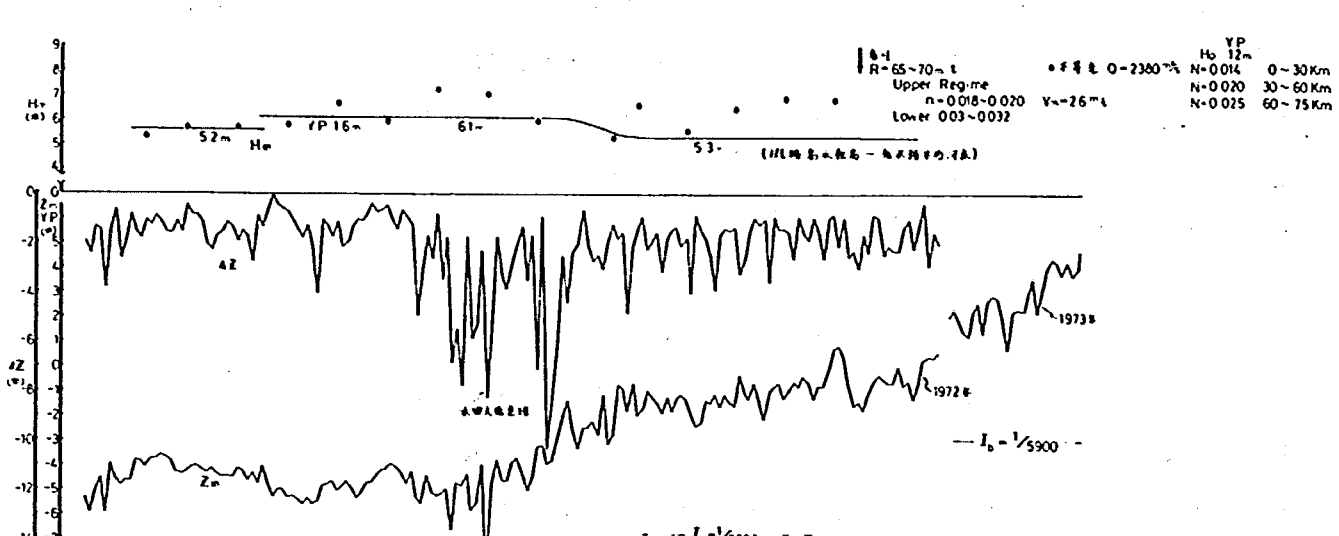


Fig. 2—12 Flow parameters for the Tone, Hm, ΔZ, Zm

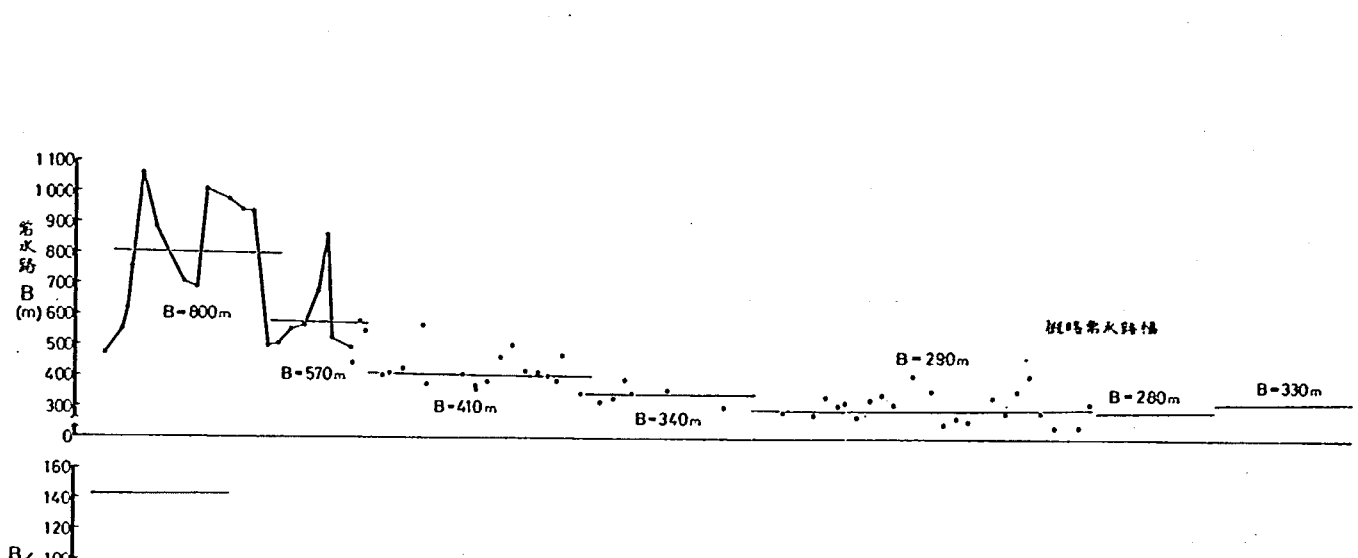


Fig. 2—13 Flow parameters for the Tone, B, B/Hm

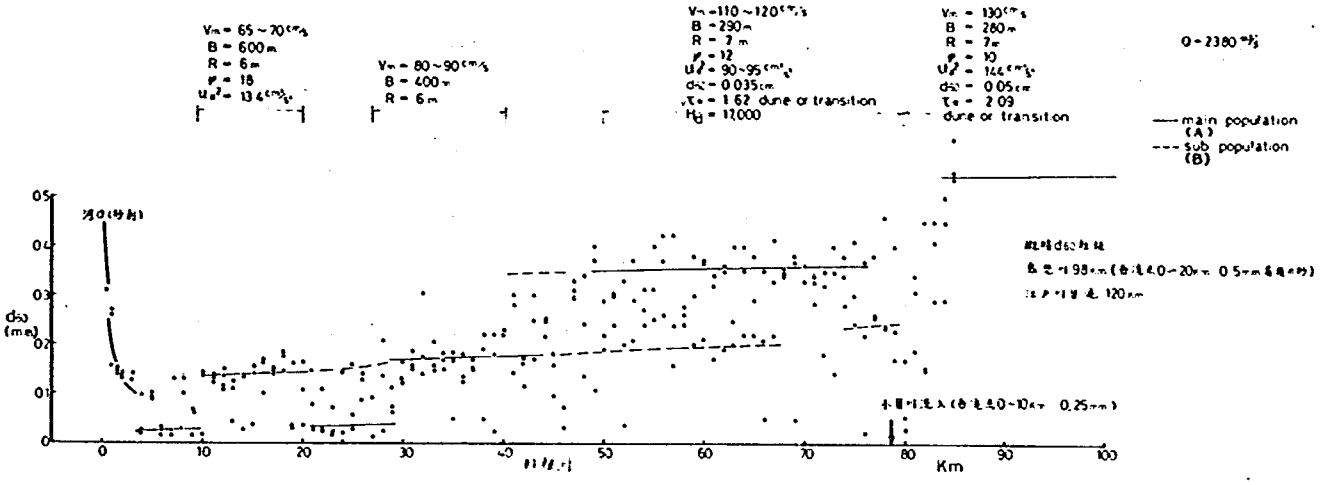


Fig. 2—14 Flow parameters for the Tone, d_{60}, Vm, u_*^2

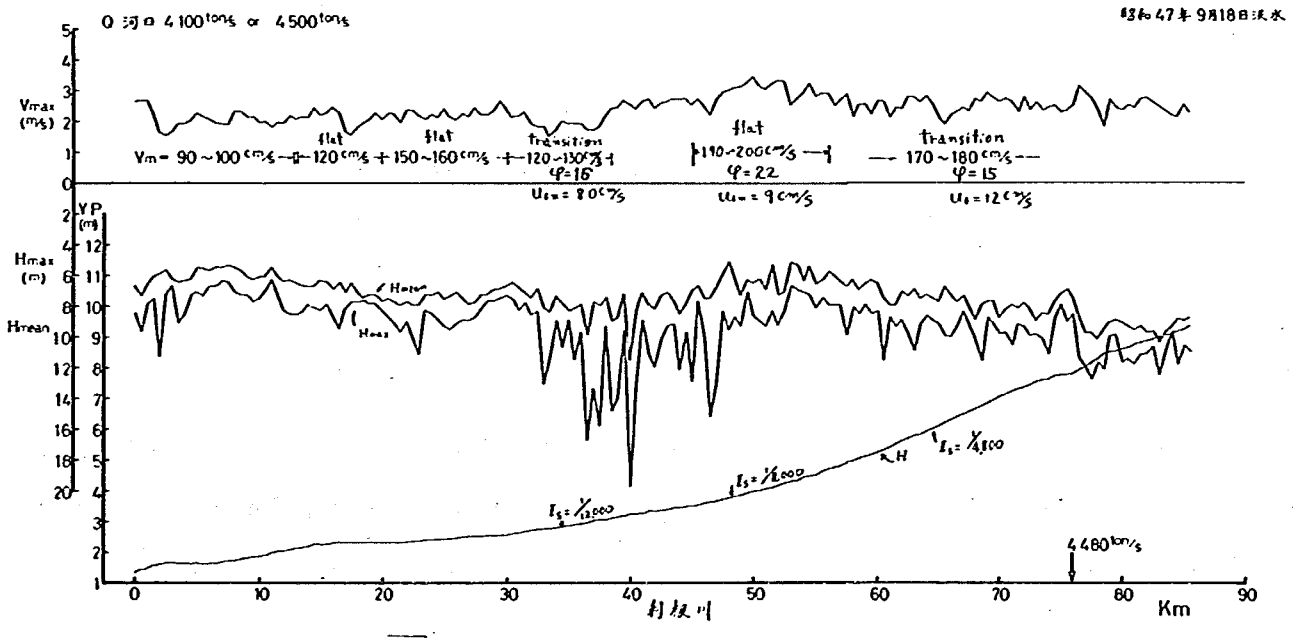


Fig. 2—15 Flow parameters for the Tone, Vmax, Hmax, Hmean, at 18th Sept. 1972 flood Discharge is about 4100~4500 m³/s

めた。また昭和４７年９月１８日洪水時の水理量を，航測写真解析結果を使って調べてみた。この時の布川の流量は約4,500m³/s であった。

Fig. 2－12に低水路平均水深 Hm，深掘れ高 $\triangle Z$，平均河床高 Zmの縦断方向の変化図，Fig. 2－13 に低水路 B，川幅水深比 B/Hmの縦断方向の変化図，Fig. 2－14 に河床材料の d_{60} の縦断方向変化図と平均年最大流量時の水理量について記述した。なお河床材料は，水路中央および左右岸沿いの位置の三点で測定されており，その三点の値を別々に図上に記してある。Fig. 2－15は昭和４７年９月１８日洪水のほぼピーク流量時の各断面の最大流速，水面と低水路の平均河床高の差 H mean，水面と最深河床高との差 H max，および水面高 Hの縦断方向変化図が示したものである。

〔3〕 Segment の区分とその特徴

利根川下流部（０～85 Km）の河道は，基本的には次の２つの segment と河口部の特異点を持つ。

(i) Segment 2－1＝40 Km～85 Km

A集団の河床材料が 0.35 mm，B集団の河床材料が 0.15～0.2 mm 程度の河床材料を持つ区間で，平均年最大流量程度の時の河床の小規模河床波は dune あるいは transition の状態と推定される。河道の平面形は緩やかな蛇行をしており，その蛇行に応じて深掘れが生じている。

(ii) Segment 3＝1 Km～40 Km

この区間は河床材料の A集団は 0.15～0.2 mm 程度であり，B集団は 0.07 mm程度である。平均年最大流量時の低水路の平均流速は 80～90 cm 程度と考えられ，河床にはrippleが発生しているものと推定される。

(iii) 河口部の特異点

河口 0Km付近になると河床材料が大きくなり，またこの地点の洪水時の粗度は φ＝12～13 程度の値となる。なぜこの地点で河床材料が大きくなるのか，また流れの抵抗が大きくなるかは文献 5) 6) に触れておいた。

2－4 関川の河道特性

本調査の対象とする河川は，新潟県上越市の近くを流下する関川で，調査区間は河口より 9.5 Km までである。本区間は，人工的cut－off による河道の直線化の前は，典型的な迂曲河道を持つ区間であった。

〔1〕 関川の概要

関川は源を新潟県中頸城郡焼山（標高 2400 m）に発し，途中片見川，別所川などの幾多の小支川を集水しつつ北流し，新井市内を流下したのち，矢代川（河口より 10.5 Km），樽池川（河口より 10 Km）を合流して高田，直江津の市街地を通り抜け，河口付近で保倉川を加え合わせて日本海に注いでいる。その流路延長は約 64 Km，流域面積は 1143.3 Km² である。

関川流域概要図

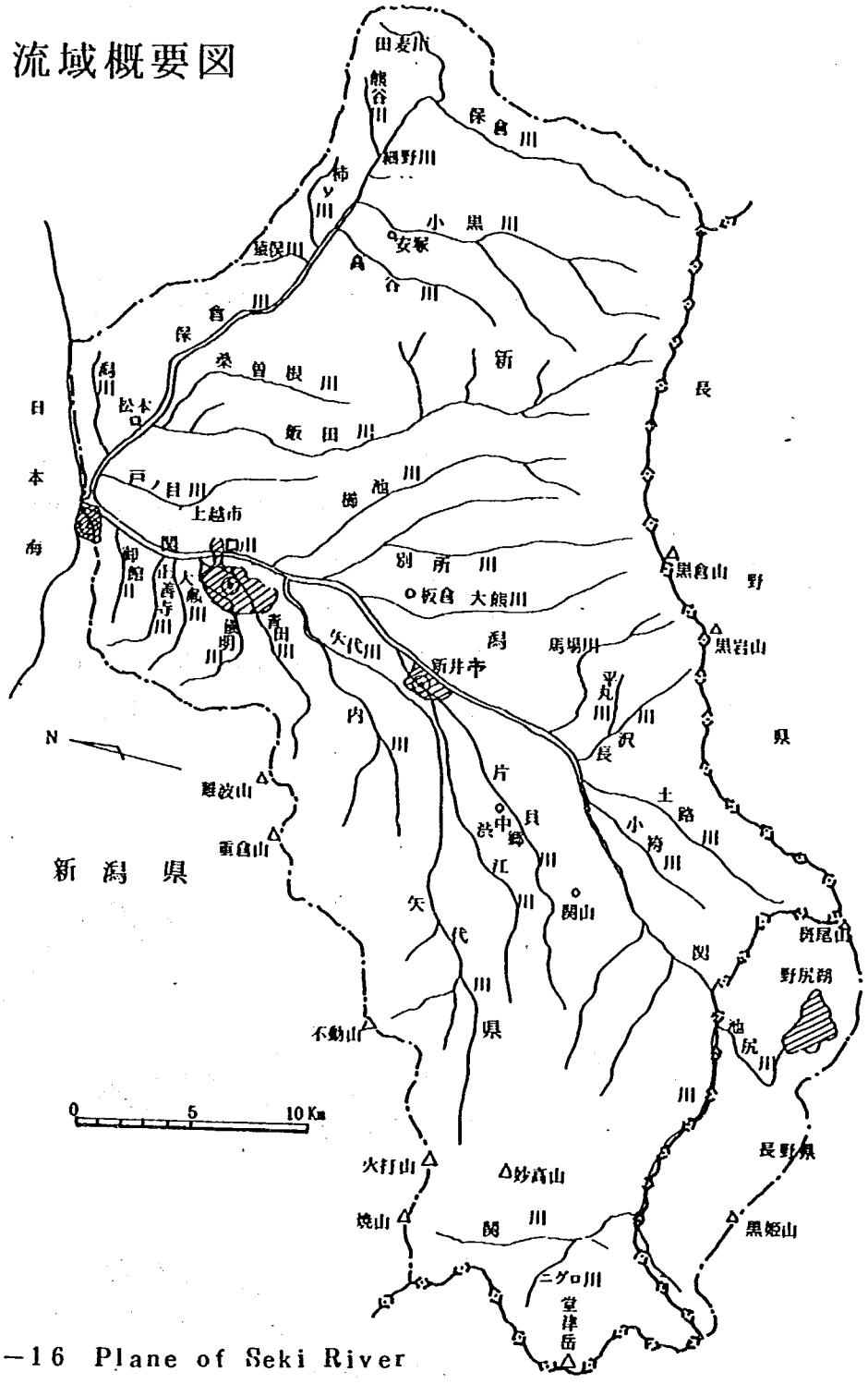


Fig. 2−16 Plane of Seki River

関川の計画高水流量と各種流量は次のごとくである。

(1) 計 画 流 量

計画確率年 = $\frac{1}{100}$

計画高水流量 = 3,700 m³/s

この計画流量は昭和46年12月に改訂になったもので，それ以前は1,950 m³/s であった。現在新計画流量に見合う河道工事が実施されつつある。

(2) 各 種 流 量

高田地点の昭和40年～昭和53年の平均値で

豊 水 量 ＝ 49.8 m³/s

平 水 量 ＝ 27.2 m³/s

低 水 量 ＝ 14.4 m³/s

渇 水 量 ＝ 5.8 m³/s

である。平均年最大流量は669m³/sである。この流量は流量確率年で $\frac{1}{2.86}$ に当る。

〔2〕 低水路の河道特性量

低水路の洪水時の水理量を求めるために，次のような方法によって資料の解析を行った。

高田工事々務所で行われた現況河道流下能力計算書（昭和53年の横断測量結果を使って不等流計算を行っている。計算に使われたマニングの粗度は0～3Km区間は $n = 0.025$ ，それから上流は0.03である。）より平均年最大流量に近い660m³/sの時の水理量を求めた。660m³/s時の水位は高水敷高より低く，川幅や径深は不等流計算結果をそのまま使うことができた。

Fig. 2-17に径深 R ，深掘れ高 $\triangle Z$ ，平均河床高 Zm の縦断変化図，Fig. 2－18に川幅 B ，川幅水深比 B/R ，Fig. 2－19 に u_x^2 および粒径の縦断変化図を，Fig. 2－20には，横断形状を平面図の中に入れ，横断形状と平面形状の関係を示した。

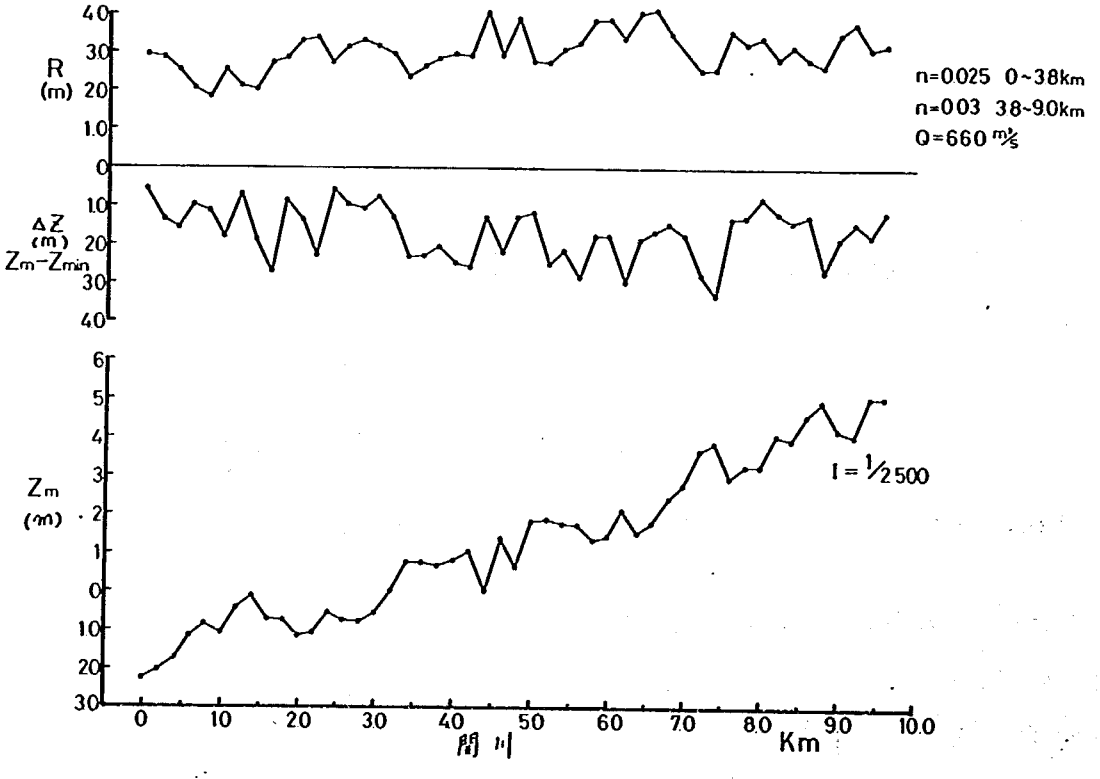


Fig. 2－17 Flow parameters for the Seki , R, ⊿Z, Zm

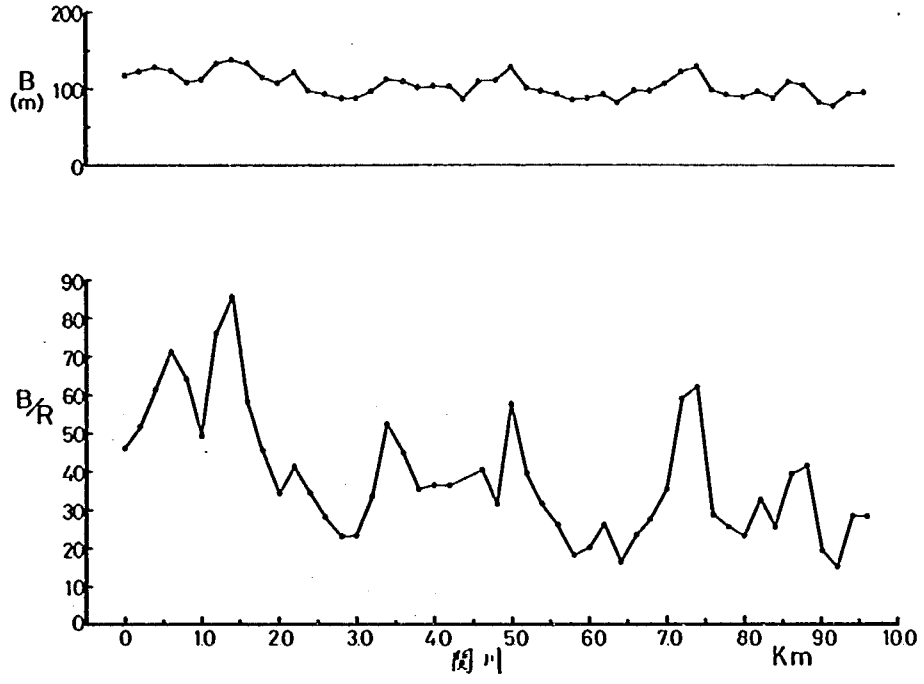


Fig. 2－18 Flow parameters for the Seki, B, $\frac{B}{R}$

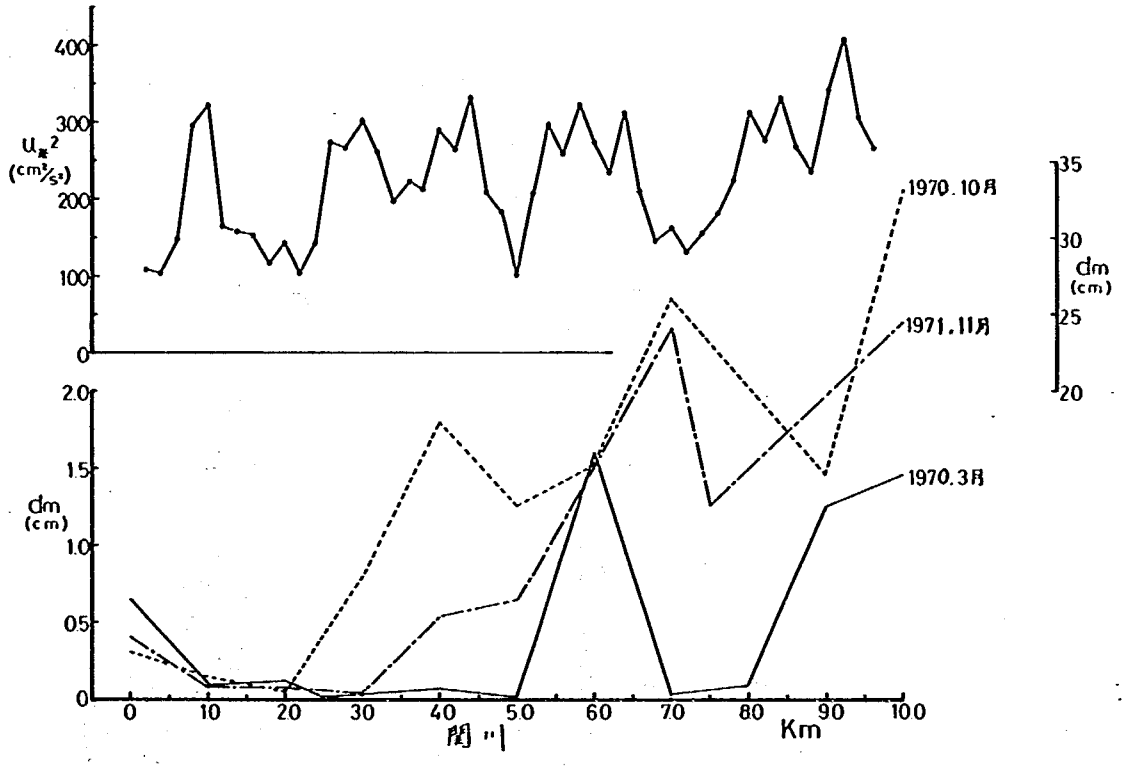


Fig. 2－19 Flow parameters for the Seki, u_*^2, dm

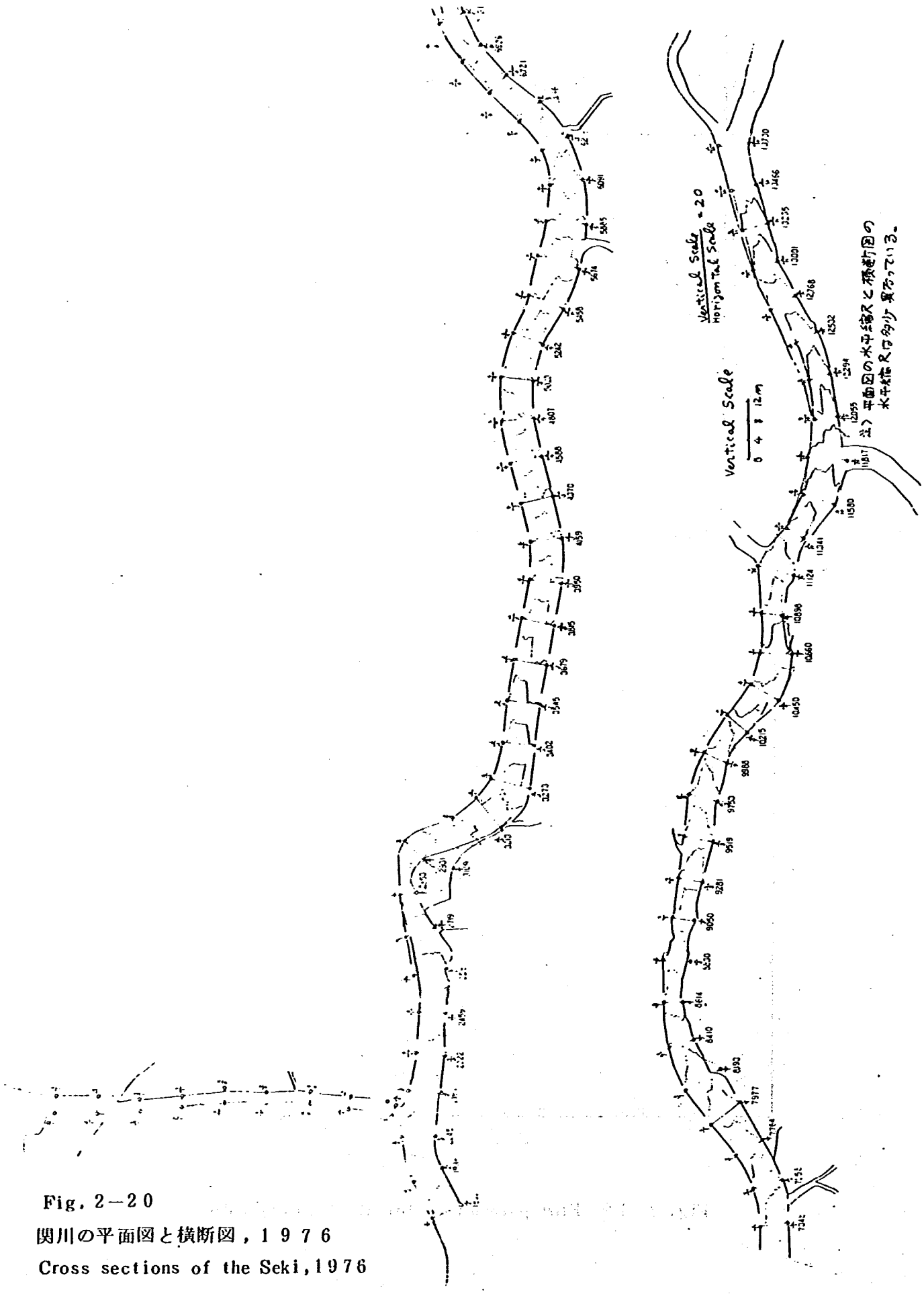


Fig. 2－20
関川の平面図と横断図，１９７６
Cross sections of the Seki, 1976

〔3〕 Segment の区分とその特徴

関川 0 ～ 9.5 Km区間の河道は，次の二つの segment を持っている。

(i) Segment 2－1 ＝ 3 ～ 9.5 Km

この区間は，もし人工的河道の直線化が無ければ，典型的な迂曲河道を持つ水理量を持っている。事実，旧河道は迂曲河道であった。現在の川の B/R は，30～40程度であり，単列砂州の発生するような条件にあり，砂州スケールに応じた緩やかな蛇曲河道になっている。砂州は河道の曲りにより下流には流下せず，水衝部が固定されている河道と考えて良い。川幅は蛇行の波長に応じて狭拡を繰り返し，従ってそれに応じて B/R や河床に働く掃流力も変化する。河床に働く掃流力は川幅の狭い所が大きく，川幅の広い所で小さい。大出水時には狭い所の河床が掘れ，川幅の広い所に堆積するものと思われる。

河床材料は，この segment では基本的には，粒径 1.5～2 cm 程度の小砂利が主モードの河床材料であるが，川幅の広い所では掃流力も小さく，砂分の堆積しえる環境にある。従って春の融雪出水および夏期の出水後は，河床材料は小砂利であるが，冬期の流量の小さい時には，一時的に掃流力の小さい所に砂が堆積するようである。

(ii) Segment 2－2 ＝ 0～3Km

この区間は，河床材料が主に砂分（ 0.6 mm程度 ）からなるが，砂利分も多少含まれている。これらの砂利分は河床の局所洗掘を防ぐ働きをしているようである。なお，0.8～1.0Km地点で掃流力が大きいのは，不等流計算に使った横断形状の中に波による河口砂州がそのまま入ったまま計算されているためで，実際にはこのような大きな掃流力にはならないと思われる。また河口0Kmで河床材料が大きいのは波による土砂の分級を受けているためである。

2－5 斐伊川の河道特性

〔1〕 河川の概要

斐伊川は島根県東部を流れ，宍道湖，大橋川を経て中海に入り，日本海に注ぐ大河川である。

流域は大部分が風化しやすい花崗岩地帯であり，林相も悪く，山地面積の約２０％が無立木地である。加えて古くからの砂鉄採取が流域の地貌を悪化させ，河川の荒廃を進めた。調査の対象区間は宍道湖河口より21 Kmの区間である。

斐伊川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　９２０ Km^2

(2) 流路延長　　１６９ Km^2

(3) 計画流量

計画確率年 ＝ $\frac{1}{150}$ 年

基本高水 ＝ 4,５００ m^3/s

計画高水量 ＝ 2,５００ m^3/s （ 0～14.5 Km ）

＝ 4,５００ m^3/s （ 14.5～21.5 Km ）

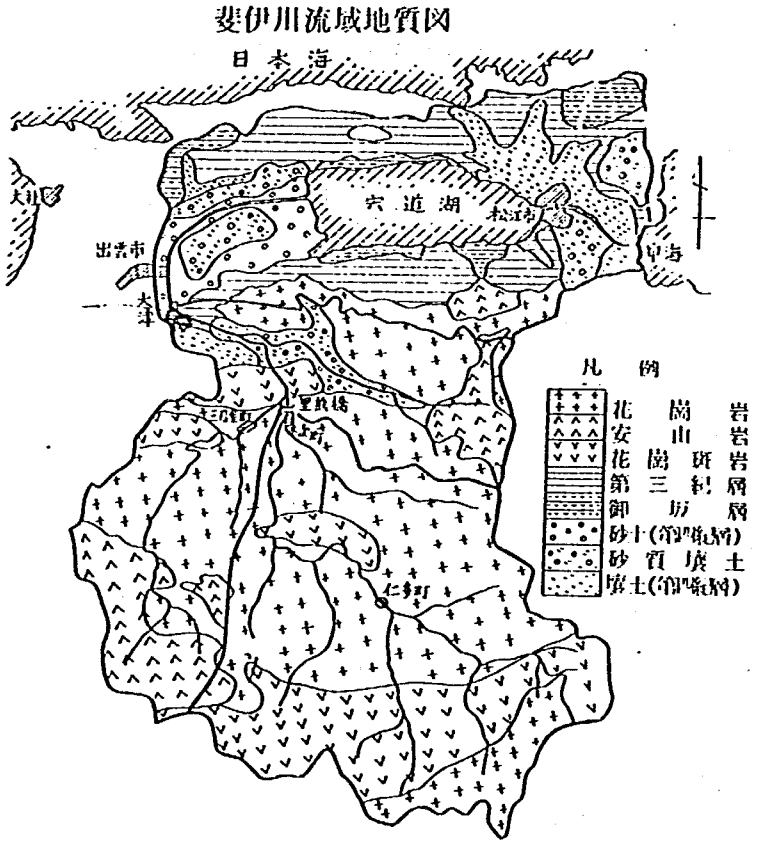


Fig. 2−21 Plane of Hii River

計画流量は昭和５０年度まで計画確率年 $\frac{1}{80}$ 年の 3,600 m³/s であったが，昭和４７年７月出水による宍道湖周辺の災害により，昭和５１年より現計画となった。14.5 Km 地点で斐伊川放水路に 2,000 m³/s を分流する計画となっている。

(4) 各種流量

斐伊川大津地点の昭和３２年～４５年の平均値で，

豊水量 ＝ 40.0 m³/s

平水量 ＝ 27.2 m³/s

低水量 ＝ 17.5 m³/s

渇水量 ＝ 6.8 m³/s

である。平均年最大流量は，昭和３２年～昭和４９年の平均で 945 m³/s である。この流量は確率で $\frac{1}{2}$ 年である。

〔2〕 低水路部の河道特性量

昭和５０年１２月の横断測量結果を使って不等流計算を行った。それによって各種流量時の水理量を求めた。計算に使ったマニングの粗度係数は 0.030 である。平均河床高は常水路の幅（1～8 Km 区間は T 型水制によって川幅を狭めている。常水路はこの T 型水制の頭部を連ねた線と考えて良い。）における平均河床高を求めた。

Fig. 2－22 に流量 400 m³/s ，600 m³/s ，1000 m³/s 時の常水路の平均水深，深掘れ深 △Z ，常水路平均河床高 Zm の縦断方向変化，Fig. 2－23 に川幅，常水路幅，川幅水深比 B／Hm ，Fig. 2－24 に u_*^2 と平均粒径，Fig. 2－25 に無次元掃流力，相対水深 Hm／dm の縦断方向変化図を示した。

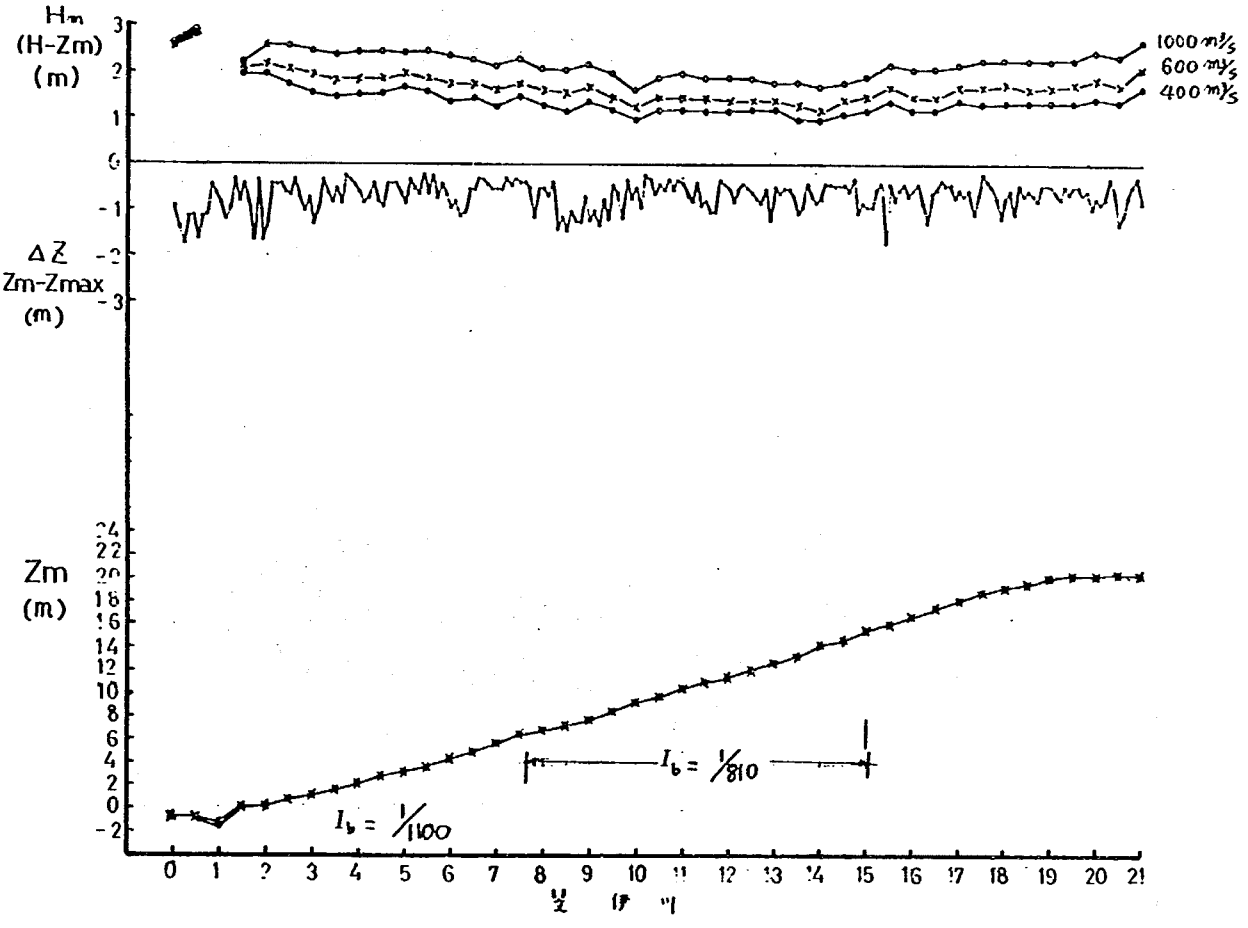


Fig. 2－22 Flow parameters for the Hii , Hm , △Z , Zm

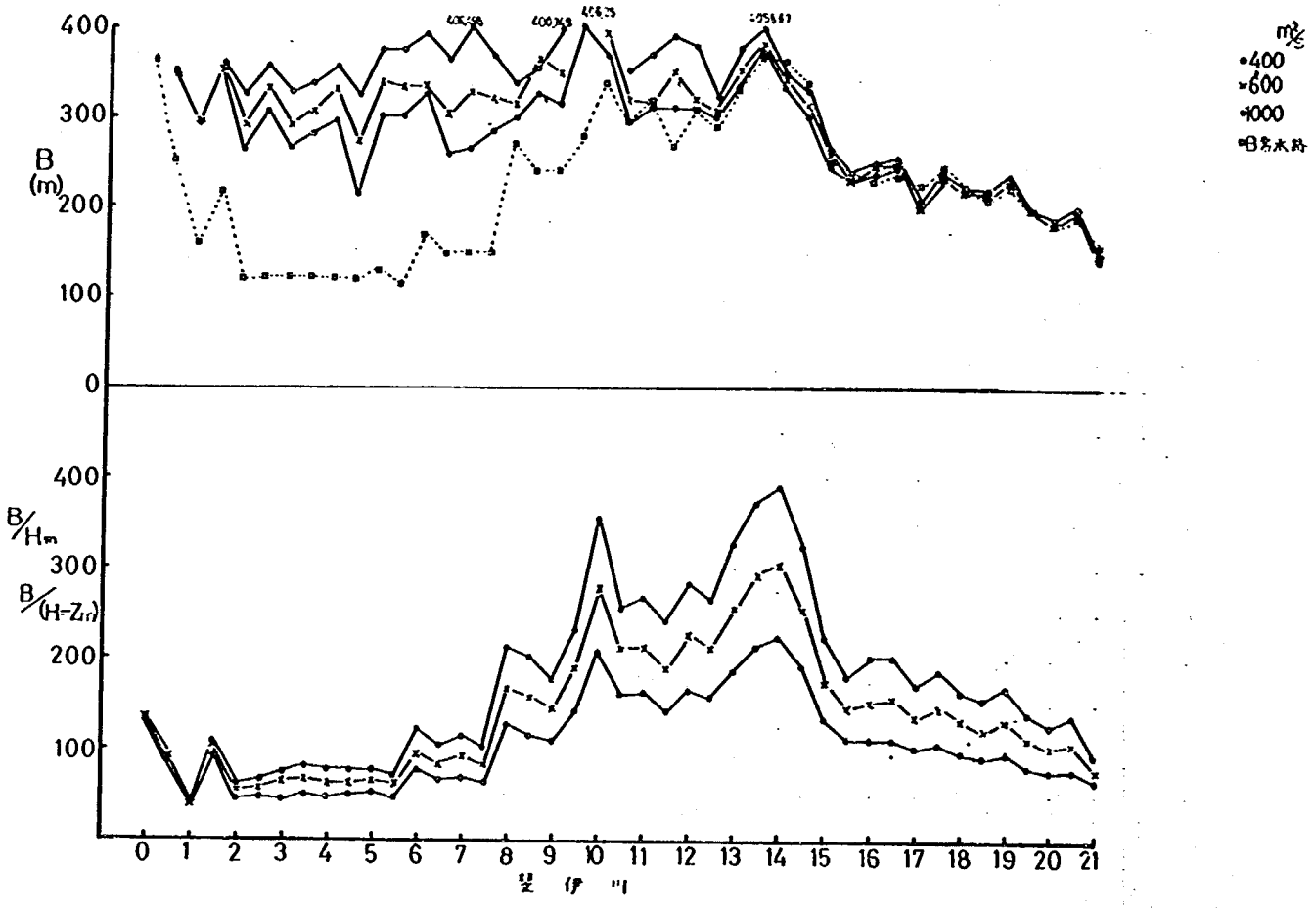


Fig. 2—23 Flow parameters for the Hii, B, $\frac{B}{R}$

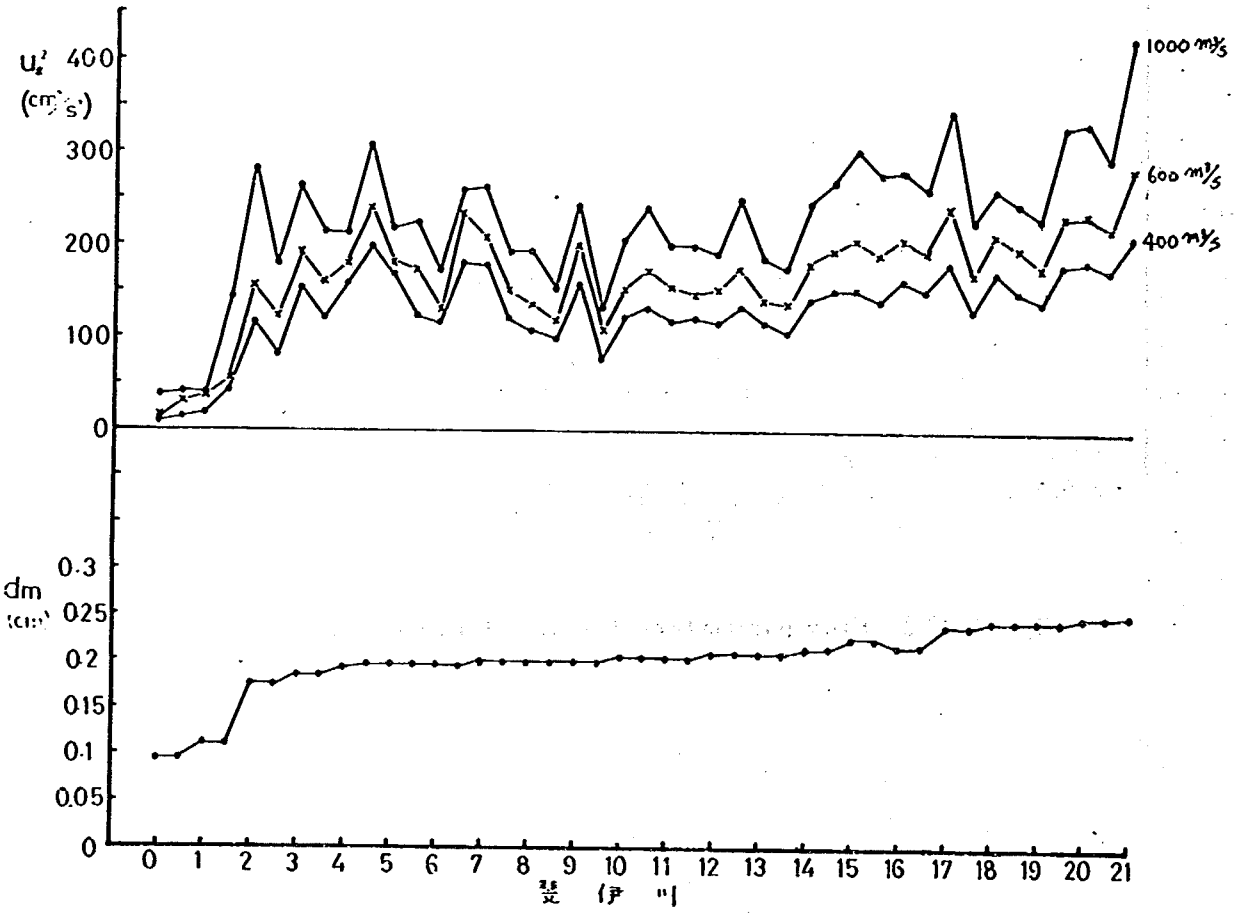


Fig. 2—24 Flow parameters for the Hii, u_*^2, dm

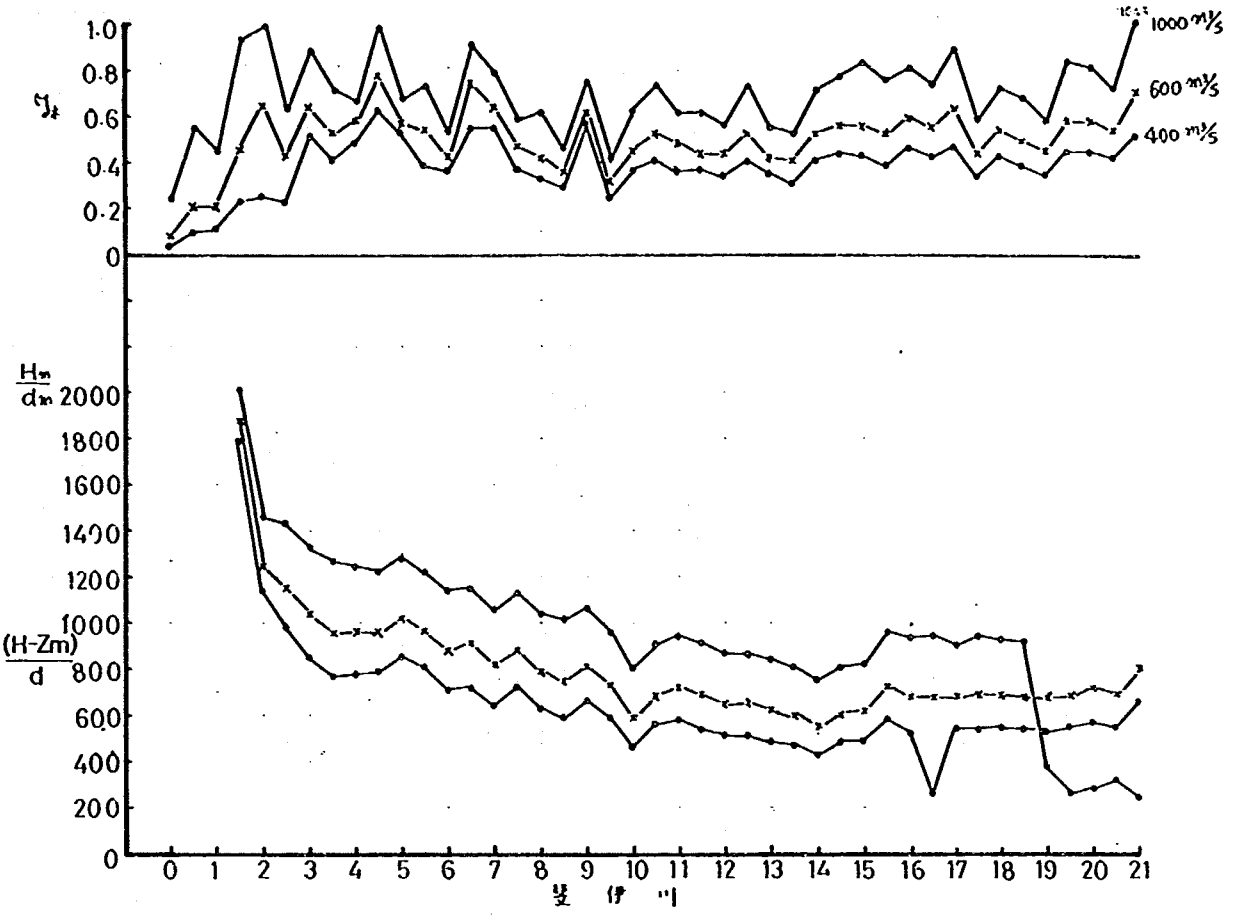


Fig. 2−25 Flow parameters for the Hii , τ_* , H/d_m

〔3〕 Segment の区分とその特徴

斐伊川0～21Kmの河道は大きく見れば1つの segment から成ると考えることができるが，細かく見れば次の三つの segment から成る。

(i) Segment 2－1 ＝ 15～21Km

この区間は下流の segment と比較して，河床材料が多少大きく（大きくなる原因は A 集団の粒径が大きいと言うわけでは無く，C 集団の割合が下流の segment より多いためである。）洪水時の掃流力も同様に多少大きい。この区間は上流のダム（日登ダム，三成ダム，高尾ダム）の完成による流出土砂量の減少と直接的には伊萱床止（23.4Km）の影響を受けて河床低下の傾向にある。特に19Km～21Kmの河床勾配は，ほぼ水平にまでなってしまった。21Km地点は床止め完全後（昭和35年設置）昭和50年までで，約3m程度河床が低下した。

通常の流量ではうろこ状砂州を持つが，流量が2,000m³/s を越えると単列的な砂州が発生する。（昭和47年7月19日撮影写真より判断，ピーク流量約2,300m³/s 後1週間後の状態）この時の B/Hm は100以下となる。

(ii) Segment 2－2 ＝ 7.5 Km ～ 15 Km

この区間は斐伊川で最も川幅の広い区間で約300 mの常水路幅を持っており典型的なうろこ状砂州を持つ区間である。この区間は，流量2000 m³/s には複列的な砂州が発生すると思われる。

なお14Kmにおいて，天保三年（1832年）に新川が作られ，昭和14年（1939年）に廃川となっている[7]。

(iii) Segment 2－3 ＝ 2 ～ 7.5 Km

この segment ，上流の segment に比較して多少勾配が緩く，1～6Km区間で $I_b = \frac{1}{1100}$ 程度であり，上流 segment の勾配 $\frac{1}{810}$ の1.36分の1となっている。明治時代の斐伊川はこの segment の下流部で8派川に分かれていた。これを昭和初期に派川処理して一本の河道にしたものである。

昭和30年代にこの segment の河床上昇を防ぐために T 型水制によって川幅は約130mに規制されたが，河床勾配を変えるほどの効果は無かったようである。この原因としては水制の高さが低く，小出水で河水は水制上を流れ，実質的な河幅はもっと広いことによろう。事実水制間には完全に土砂が付き高水敷化したとは言えず，移動床の部分が100m近くある。

不等流計算によると，上流の segment より常水路部の掃流力は多少大きくなっている。もし水制が無ければ，この区間は常水路幅を広げ水路幅を200～250 m 程度にしてしまうであろう。

2－6 手取川の河道特性

本調査の対象とする河川は，石川県を流下する手取川で，調査対象区間は河口より17 Kmの区間である。

〔1〕 河川の概要

手取川は，石川，岐阜，福井の3県を界する白山（2,702 m）を水源とし，山狭を北上し，尾添川および大日川等の支川を合流し，鶴来町に至る。これより手取川扇状地を流下し美川町において日本海に注ぐ。その流域面積は809 Km² ，幹線流路延長は72 Kmである。

手取川の計画高水流量と各種流量は次のごとくである。

(1) 計 画 流 量

計画確率年 ＝ $\frac{1}{100}$

計画高水流量 ＝ 5,000 m³/s

(2) 各 種 流 量

鶴来地点の各種流量は，昭和26年から昭和42年の平均値で，

豊 水 量 ＝ 80.9 m³/s

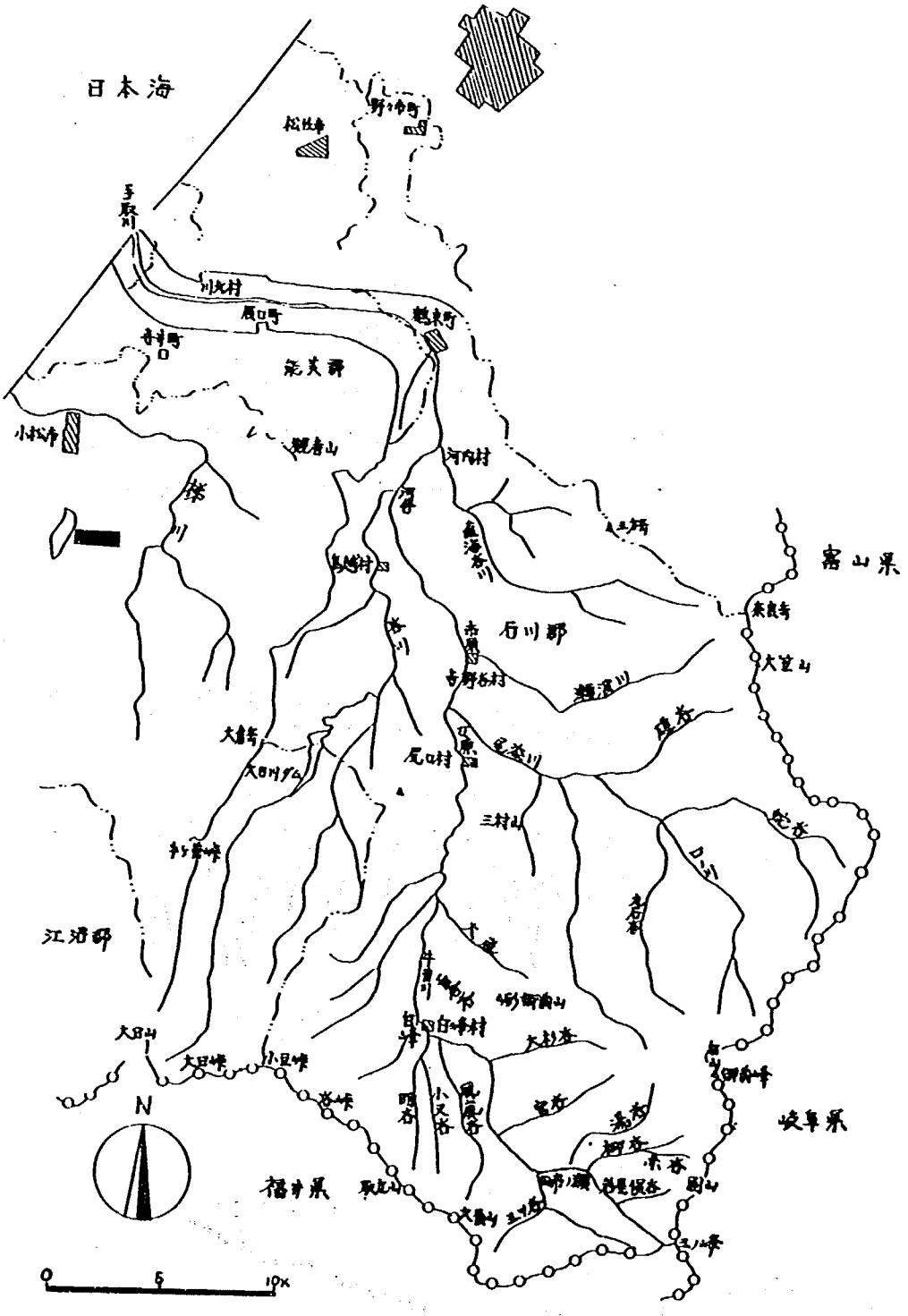
平 水 量 ＝ 32.0 m³/s

低 水 量 ＝ 10.8 m³/s

渇 水 量 ＝ 0.35 m³/s

平均年最大流量 ＝ 1,537 m³/s

である。平均年最大流量は確率年で$\frac{1}{2.2}$程度である。



手取川流域概要図

Fig. 2—26 Plane of Tedori River

〔2〕 低水路部の河道特性量

低水路部の平均年最大流量時の水理量を求めるために，次のような方法によって資料の解析を行った。

昭和４７年１０月の横断測量結果を使った1000㎥/s ，2000㎥/s 時の不等流計算より，水路幅，平均河床高，径深，掃流力等を求め，これを図表化し，これより流量1500㎥/s 時の概略の水理量を把握した。なお不等流計算による u_*^2 の評価を行ったところ，Fig. 2－28に示すようにその値が非常にばらつくので，概略の u_*^2 は各segmentの平均的な水深と河床勾配を使って評価した。

Fig. 2－27に径深 R ，深掘れ深 $\triangle Z$ ，平均河床高の縦断方向の変化図，Fig. 2－28に川幅 B ，川幅水深比 B/R ，Fig. 2－29 に u_*^2 ，平均粒径 dm ，Fig. 2－30に平均年最大流量時の概略 τ_{*m} ，R/dm の縦断面方向変化図を示しておいた。またFig. 2－31に昭和４年（1929年）の河床高を基準とした昭和９年８月，昭和１１年８月，昭和５３年１１月の平均河床高の変動量をFig. 2－32に横断面形状図を示しておいた。なお昭和９年７月に大洪水が有った。

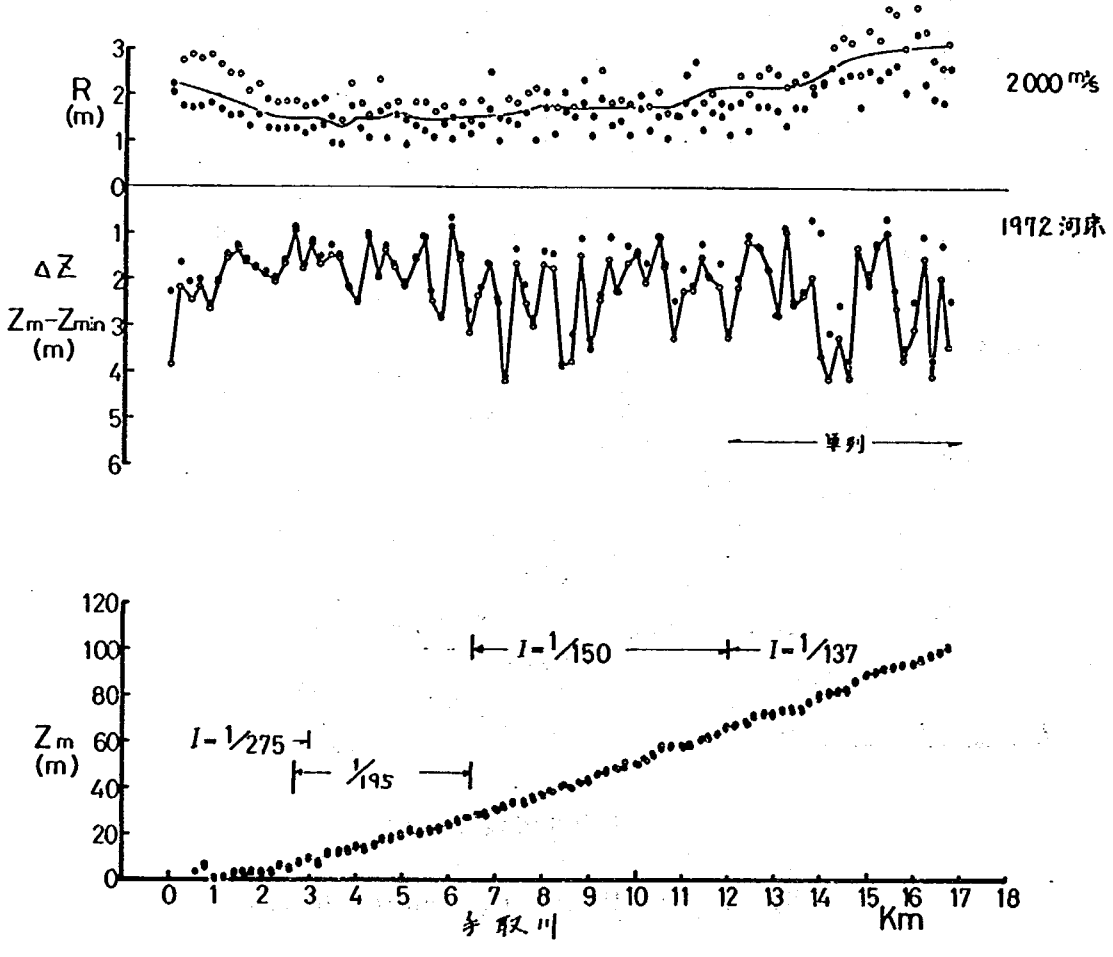


Fig. 2－27 Flow parameters for the Tedori , R , △Z , Zm

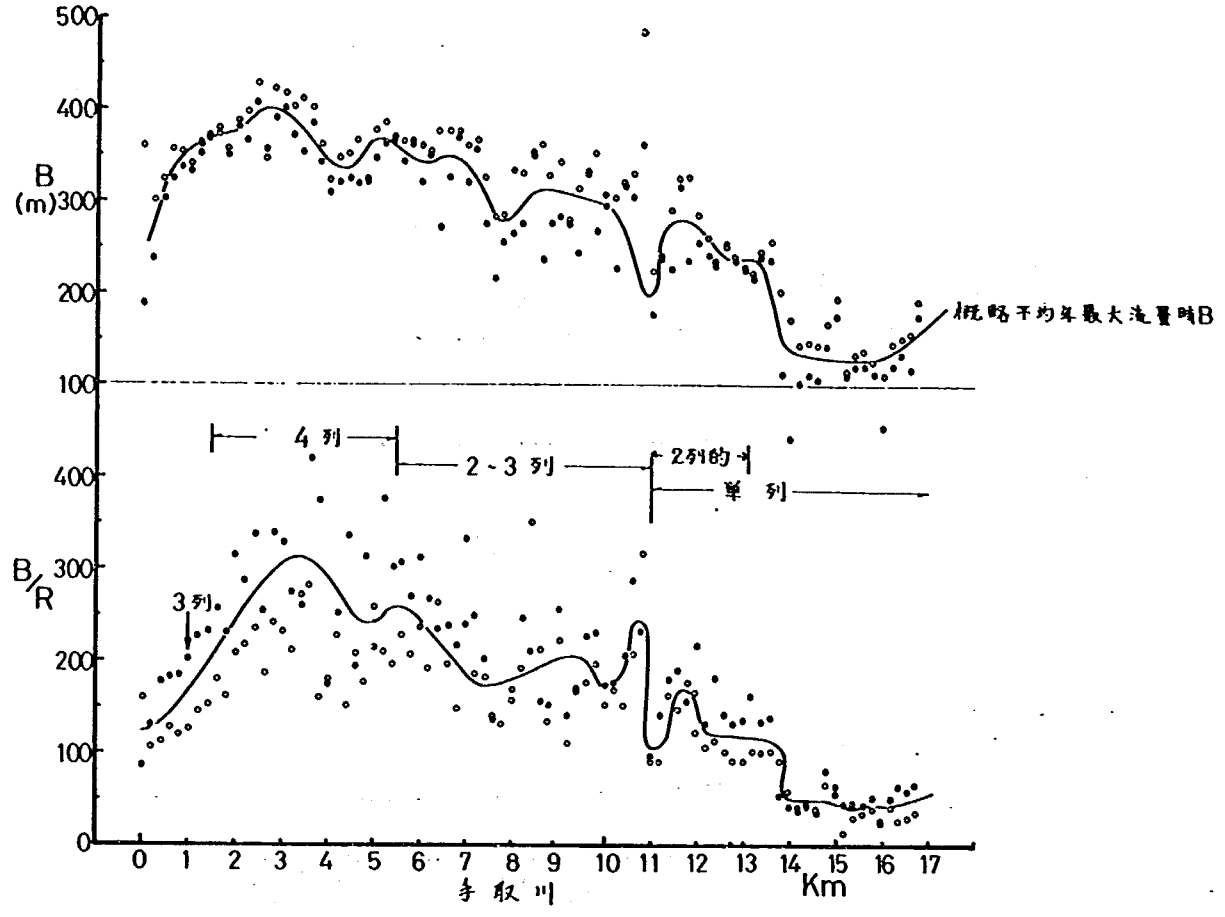


Fig. 2—28 Flow parameters for the Tedori , B , $\frac{B}{R}$

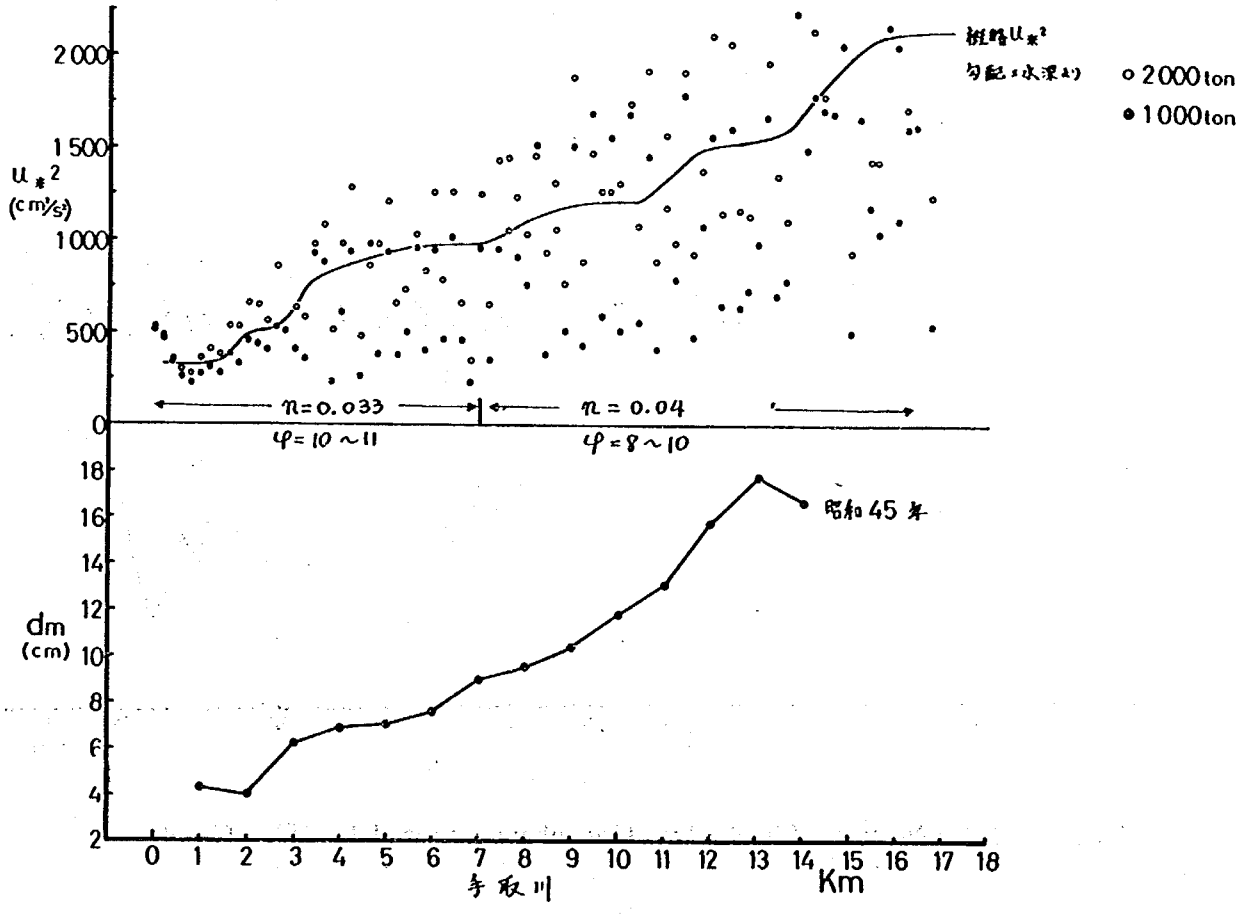


Fig. 2—29 Flow parameters for the Tedori , u_*^2 , dm

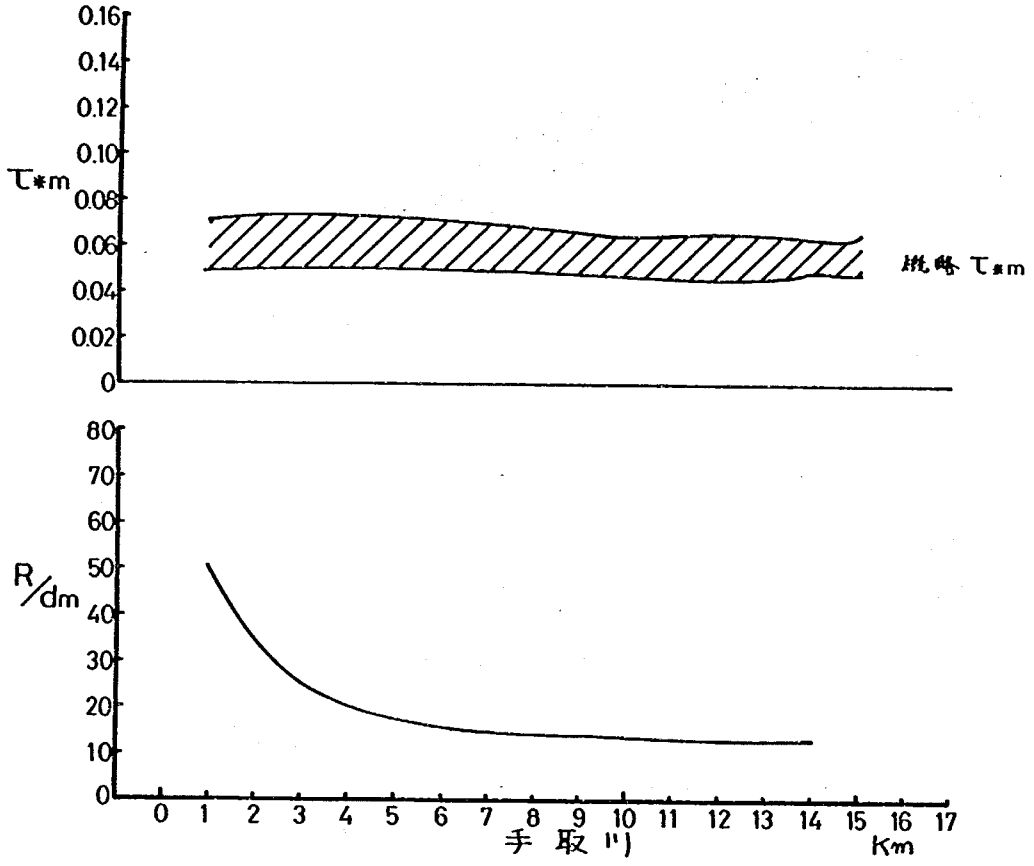


Fig. 2－30 Flow parameters for the Tedori, τ_*, $R/_{dm}$

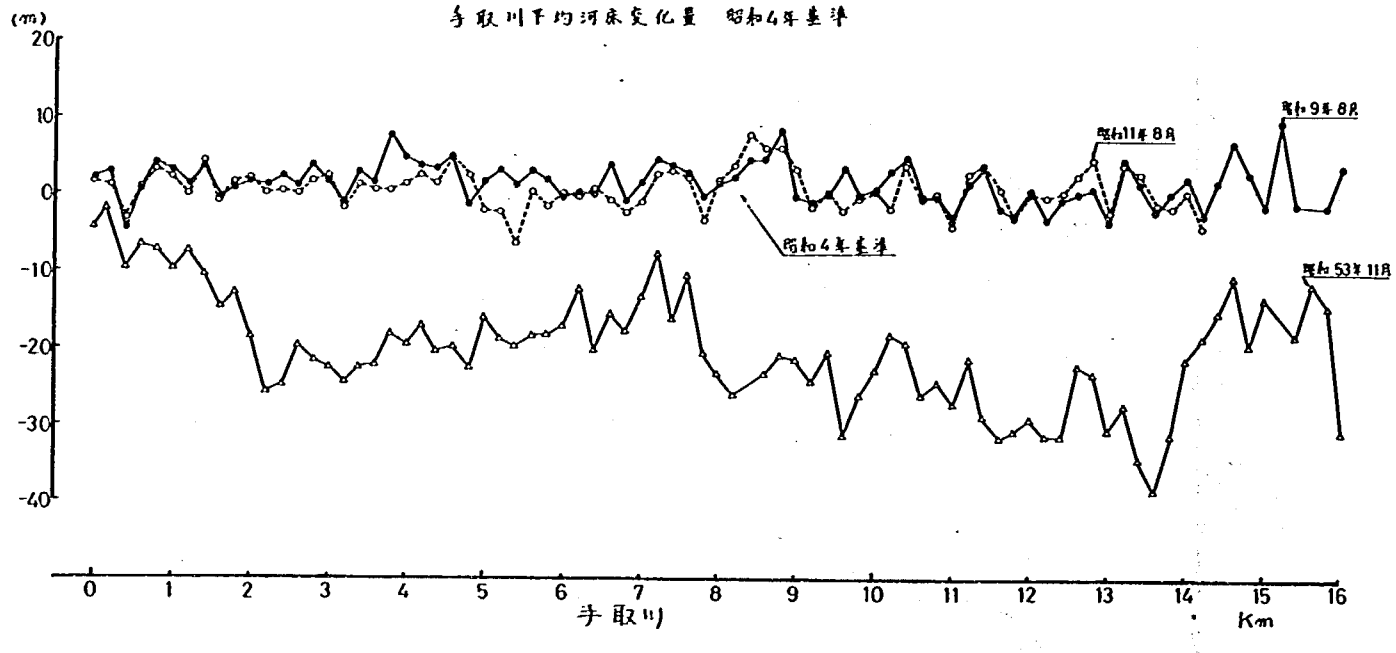


Fig. 2－31 Amount of bed elevation change caused by 1934 flood

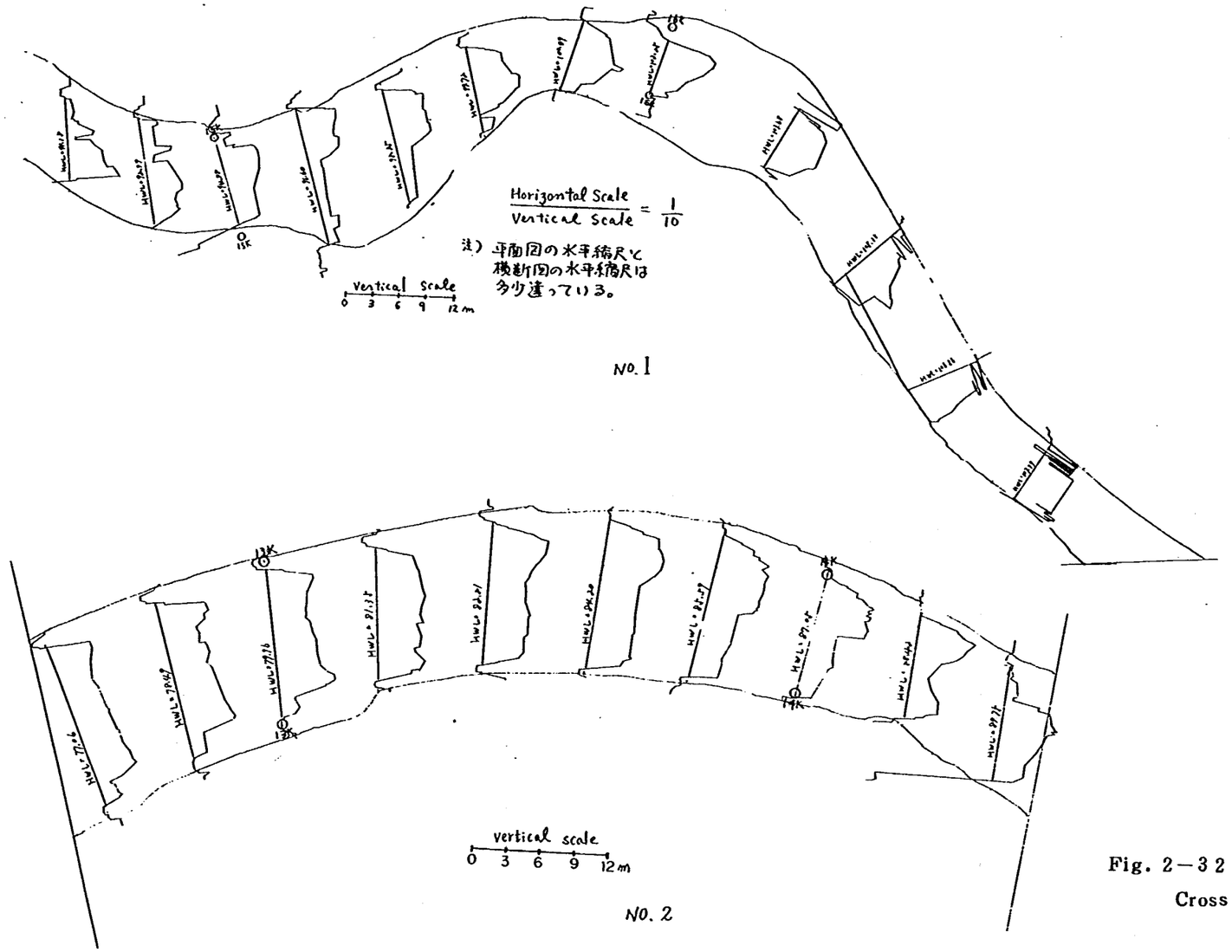
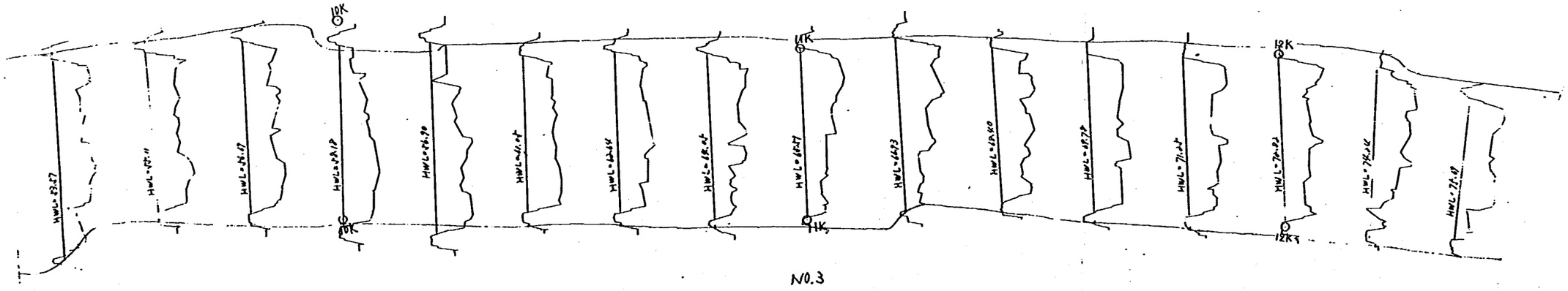


Fig. 2－32 手取川の平面図と横断図，1972
Cross sections of the Tedori , 1972



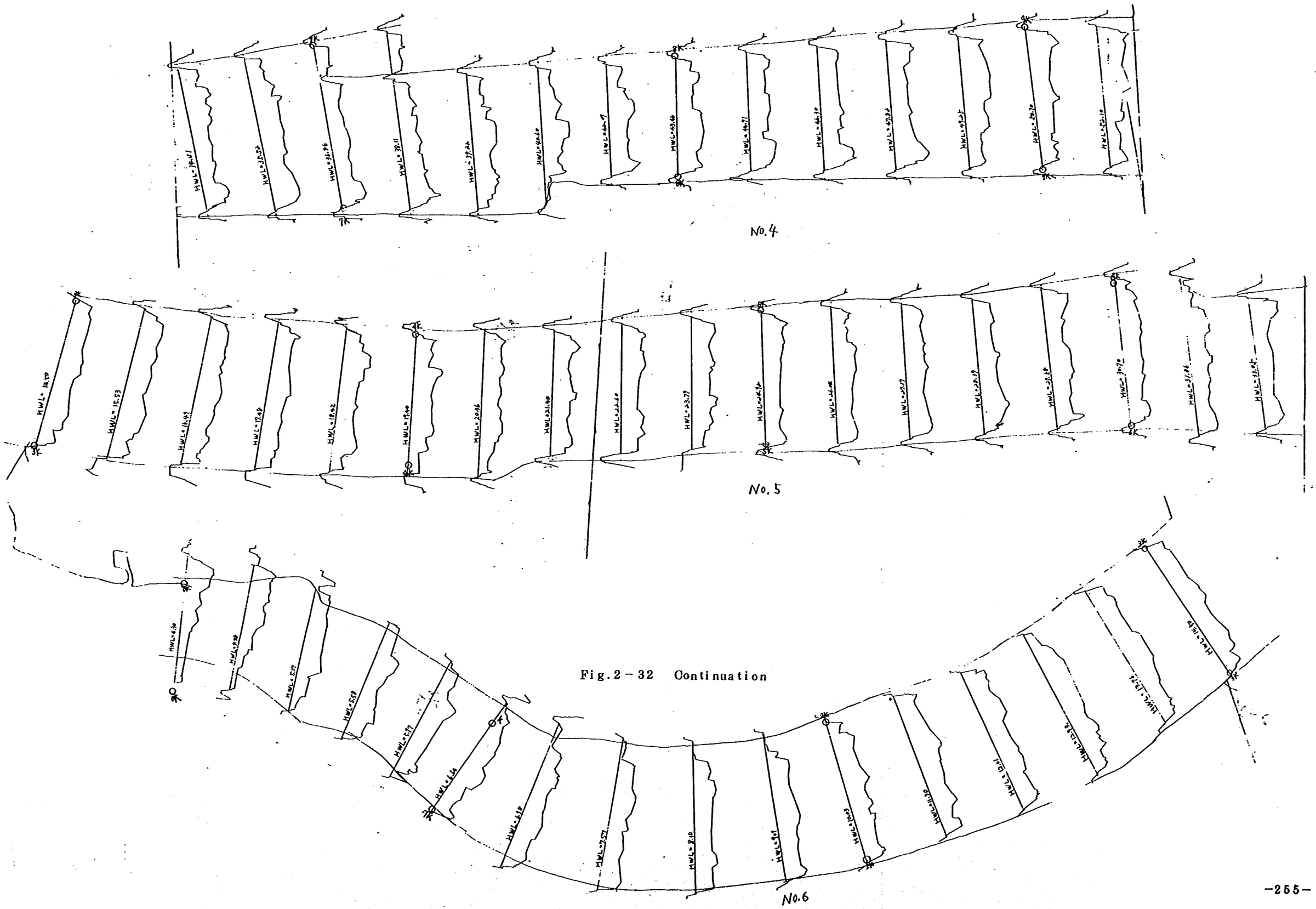


Fig. 2 – 32 Continuation

〔3〕 Segment の区分とその特徴

手取川扇状地の河道は，大きく見れば一つの segment のみから成ると言えるが，細かく見れば，次の5つの segment を持っていると言えよう。

(i) Segment 1－1 ＝ 13.5 Km～17 Km

手取川扇状地の扇頂部は16 Km の下流，和佐谷橋と考えられるが，上流からの流出土砂の減少のためか，この区間は，河床が低下傾向にあり，河床には bed rock が露出している。河道の平面形は，左右に存在する岩質の山によって規制されて，かなりの蛇行度を持っている。平均年最大流量時の川幅水深比は50程度であり，単列の強制砂州が発生している。

(ii) Segment 2－2 ＝ 7 Km～13.5 Km

河床勾配が $\frac{1}{150}$ 程度の区間で2～3列の砂州を持つ区間である。河床材料はこの区間で下流に向けて少しずつ小さくなり，また川幅も徐々に広がっている。

(iii) Segment 2－3 ＝ 2 Km～7 Km

この区間は川幅が最も広く，ほぼ4列の砂州が発生し上流の segment より多少勾配が緩く，また河床材料も小さい。

(iv) Segment 2－3

この区間は勾配が急に緩くなり，河床材料が砂利まじり砂となるため平均粒径は小さくなる。また川幅も減少する。この segment の形成には人工的河床低下の影響が大きかったものと推定される。

2－7 黒部川の河道特性

本調査の対象とする河川は，富山県黒部市の近くを流下する黒部川で，調査対象区間は河口より13 Km までである。本区間は典型的な扇状地河川である。

〔1〕 黒部川の概要

黒部川は北アルプスの鷲羽岳に源を発し，途中に支川を合流し，山間部を流れ愛本（河口より13 Km）に至り，そこから黒部川扇状地を流下して，日本海に注ぐ流路延長85 Km，流域面積682 Km^2 の急流河川である。流域の岩質は花崗石が多く，急峻で寒冷多湿のため岩石の風化が激しく，崩壊地も多数あり流出土砂量の多い河川で，年間100万m^3 程度の土砂が流出している[8]と考えられている。

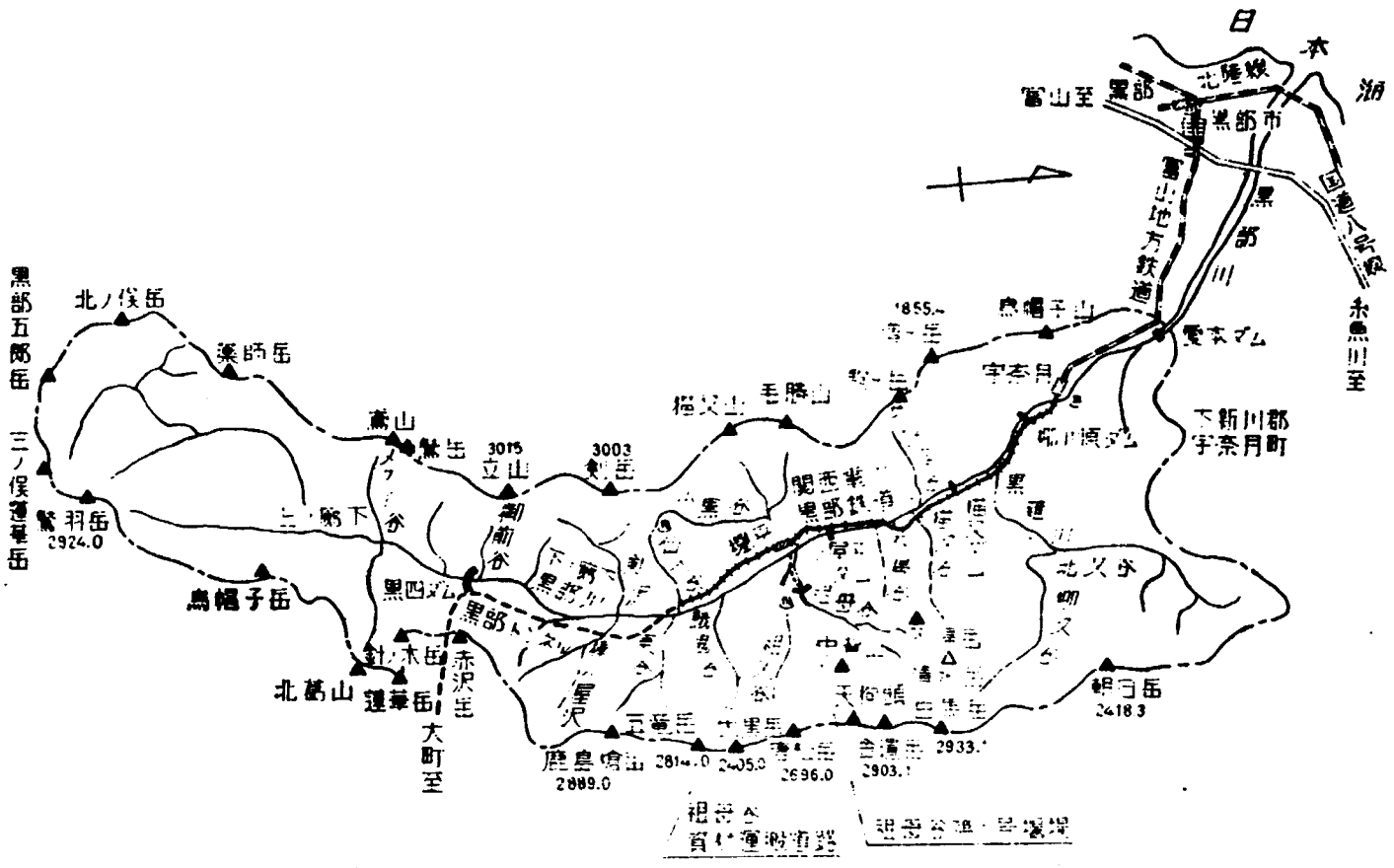


Fig. 2—33 Plane of Kurobe River

黒部川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　682 Km²

(2) 流路延長　　70.7 Km²

(3) 計画流量

計画確率年 ＝ $\frac{1}{100}$

基本高水 ＝ 7,200 m³/s

計画高水流量 ＝ 6,200 m³/s

(4) 各種流量

愛本地点において，昭和41年から昭和50年の平均値で，

豊水量 ＝ 117.5 m³/s

平水量 ＝ 66.3 m³/s

低水流量 ＝ 45.7 m³/s

渇水流量 ＝ 29.2 m³/s

(5) 平均年最大流量

昭和26年から45年の平均で1,683 m³/s である。

この流量は確率年＝$\frac{1}{2.8}$ である。

〔2〕 低水路部河道特性量

低水路部の洪水時の水理量を求めるために，昭和53年（1978）に行われた横断測量の結果を使った不等流計算書（黒部工事々務所実施）より，流量1000 m³/s 時の計算結果を使って，水路幅 B，川幅水深比 B/R，u_*^2，R，$\triangle Z$，Zm を求めた。計算に使われたマニングの粗度係数は，0～0.8 Km で 0.047，1～3.8 Km で 0.055，4～5.4 Km で 0.058，5～6.4 Km で 0.060，6.6～7.6 Km で 0.061，7.8～14.2 Km で 0.063 である。このマニングの粗度係数は実体の粗度係数より大きな値と考えられ，実体の粗度は河床材料の粒径や，勾配を考えると，n＝0.03～0.04 程度と考えられる。この計算の流量 1,000 m³/s は実際は流量 1,500 m³/s の水理量に相当しているものと考えてよかろう。

Fig. 2－34 に径深 R，深掘れ深 $\triangle Z$，平均河床高 Zm，Fig. 2－35 に川幅 B，川幅水深比 B/R，Fig. 2－36 に u_*^2 の縦断変化図，Fig. 2－37 には昭和44年と昭和43年度の平均河床高の変化量の縦断変化図，Fig. 2－38 には横断形状を平面図の中に入れたものを示した。

また Fig. 2－39，Fig. 2－40 は，平均粒径の経年変化と，昭和44年8月出水前後の河床材料を，また Fig. 2－41 には各地点の A，B，C population の粒径の縦断変化を示した。

〔3〕 Segment の区分とその特徴

黒部川0～13 Km 区間の河道は，次の三つの segment を持っている。

(i) Segment 1－1 ＝ 11.7 Km～13.2 Km

このsegmentは愛本の狭さく部下流約1.5Kmの非常に短いsegmentである。川幅が220mと狭く，単列あるいは2列の砂州が発生している。このsegmentの河床材料は，上下流segmentの河床材料より大きく，通常は20cm程度の河床材料がA populationとなっている。平均年最大流量時のτ_*は20cmの粒径に対して0.052程度である。また河床勾配は上下流のsegmentに対して多少緩くなっている。

以上の結果は，このsegmentが下刻化の影響を受け，川幅が狭く，河床材料が大きく，勾配が緩くなったことを示そう。以前河床であったと考えられる高水敷より現常水路は2～3m低い所を流下している。愛本堰の建設（昭和7年12月完成）の影響があったものと考えられる。なお昭和22年の航測写真によるとこのsegmentは，この時点において存在している。

(ii) Segment 1－2 ＝7～11.7Km

このsegmentは川幅320m，平均年最大流量時のB/R＝250程度であり，4～5列の砂州を持っているsegmentである。河床勾配は$\frac{1}{85}$～$\frac{1}{90}$程度で，河床材料の主モード（A population）は上流のsegmentとほぼ同じ20cm程度であるが，粒径5～6cmのA′ populationの割合が上流部より多い。なお昭和46年度の河床材料調査結果によると粒径50cm程度のものがA population となっている。この50cm粒径に対する平均年最大流量時のτ_*は0.019であり通常の出水ではほとんど動き得ない粒径である。昭和44年から昭和46年の間に大きな出水がなく，河床材料がアーマ化したとも考えられるが，河床変動調査によるとこの間河床が特別に低下しているわけではなく，むしろ河床材料の測定点，測定法に問題があるように思える。

(iii) Segment 1－3 ＝0～7Km

このsegmentは，川幅400m，平均年最大流量時のB/Rは350程度であり，4～6列の砂州を持っている。このsegmentの河床材料は，上流でA′ populationであったものが，A populutionとなり，A populationであったものがC population となっている。C populationの割合は下流に向かって少なくなり，平均粒径は下流に向かって小さくなる。この傾向は下流に向かってu_*^2が小さくなるのと対応している。

〔4〕昭和44年8月洪水による河床変動量

昭和44年8月の梅雨前線による出水は，8月11日愛本地点でピーク流量約5700m³/sに達した。この洪水による被害は，黒部ダムの計画堆砂量5,000万m³/sに対し，貯水面下に650万m³，貯水池近くの支川出口付近に560万m³，計1,210万m³の堆積があり，実に計画堆砂量の約$\frac{1}{4}$に相当する。さらに，これより下流の祖母谷第1号堰堤は，この出水によって28万m³の堆砂があった。下流部における災害は，宇奈月より下流の堆積土砂量は90万m³，床上，床下浸水233戸，田畑の冠水538ha，堤防破堤4箇所，根固め流出等未曽有の大災害であった。

この洪水をはさんだ1年間の平均河床高の変動量がFig. 2－37に示されている。これによると平均河床高で堆積，洗掘とも1mを越えている所がある。治水計画に当っては，これ位の河床変動量を考慮しておかなければならないことを示していよう。

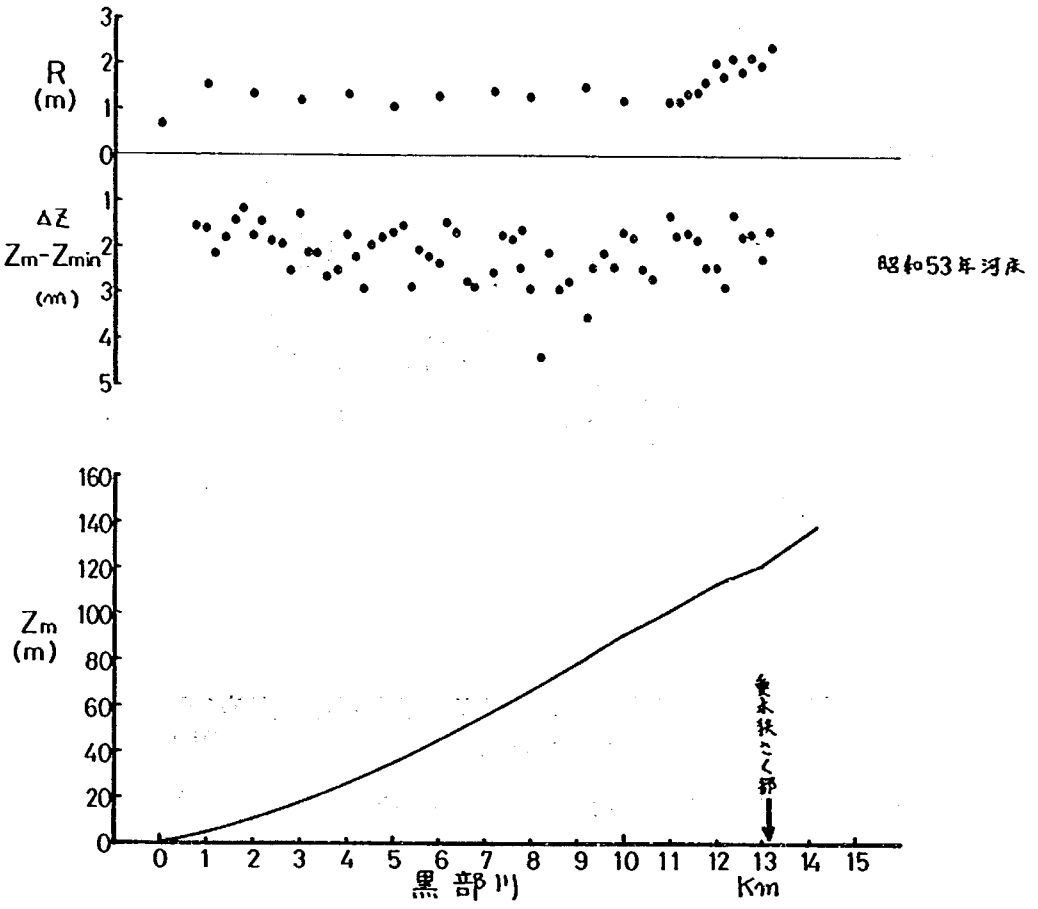


Fig. 2—34 Flow parameters for the Kurobe, R , △Z , Zm

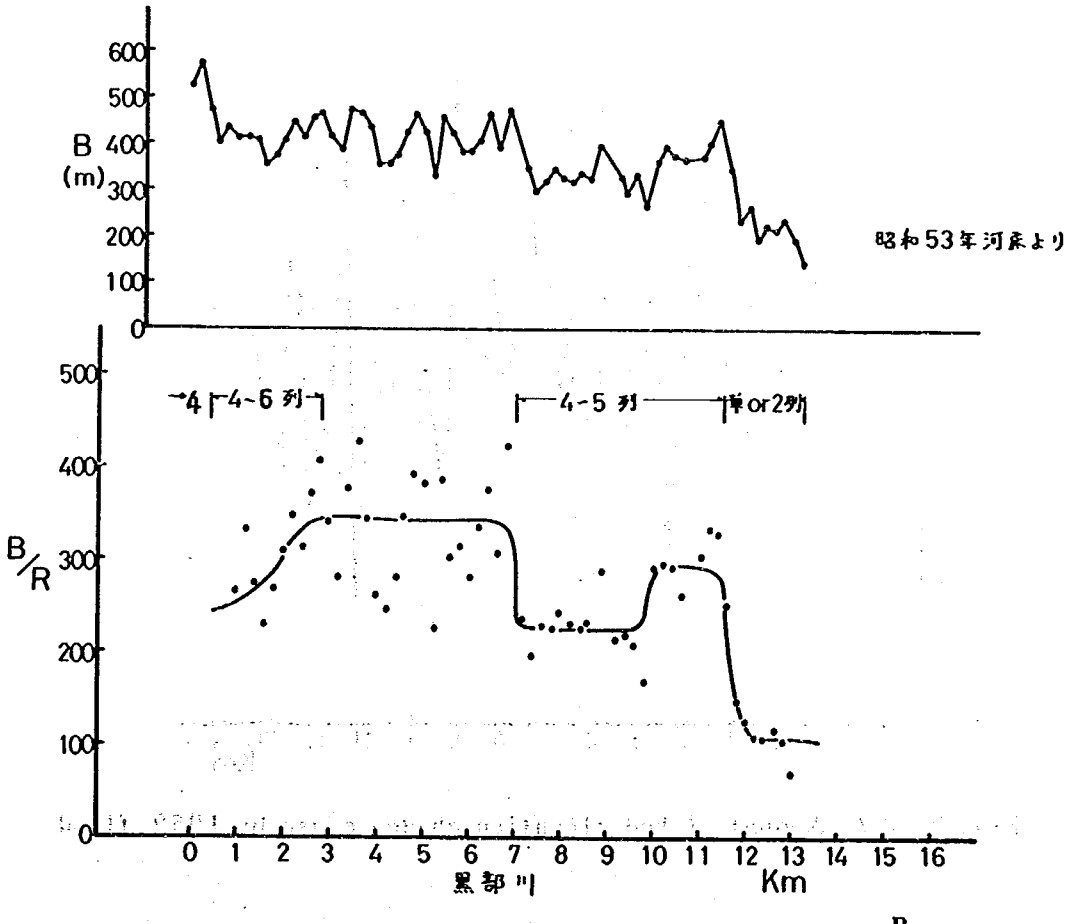


Fig. 2—35 Flow parameters for the kurobe , B, B/R

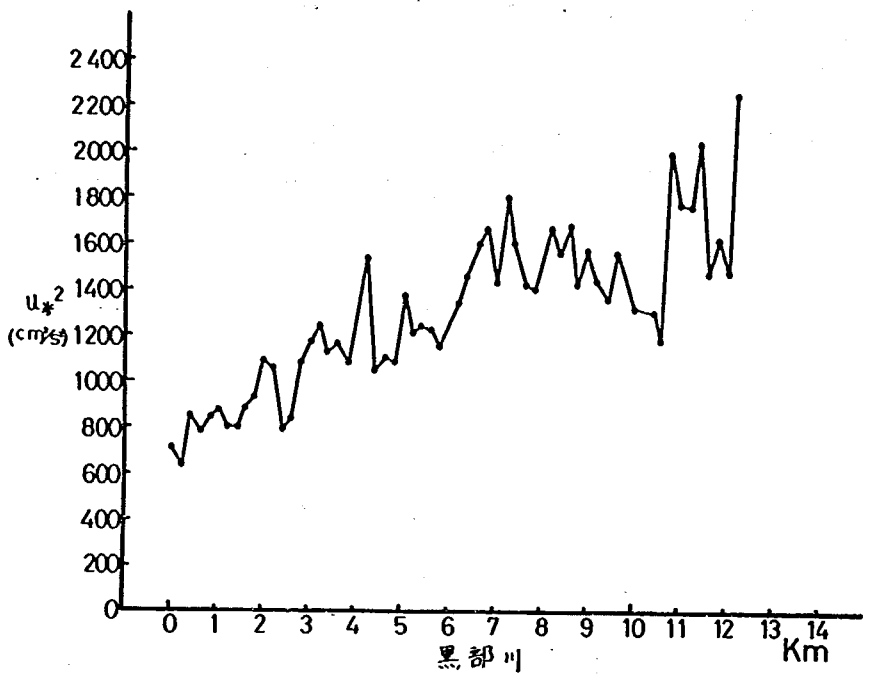


Fig. 2—36 Flow parameters for the kurobe, u_*^2

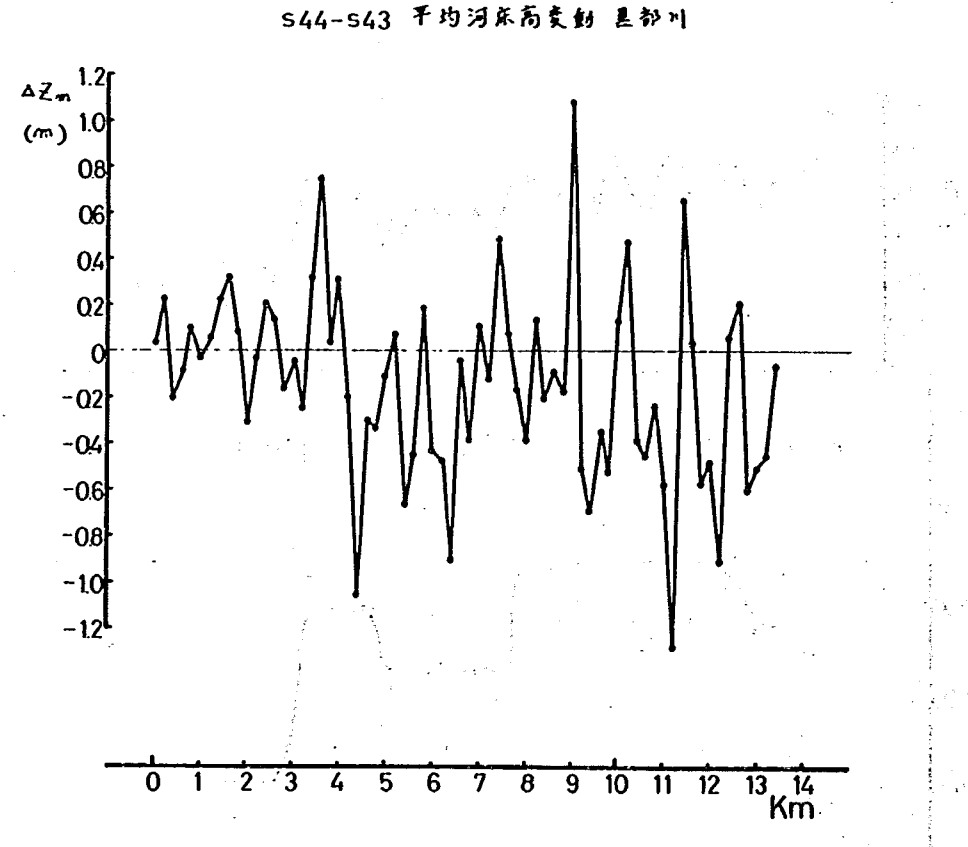


Fig. 2—37 Amount of bed elevation change cause by 1969 flood

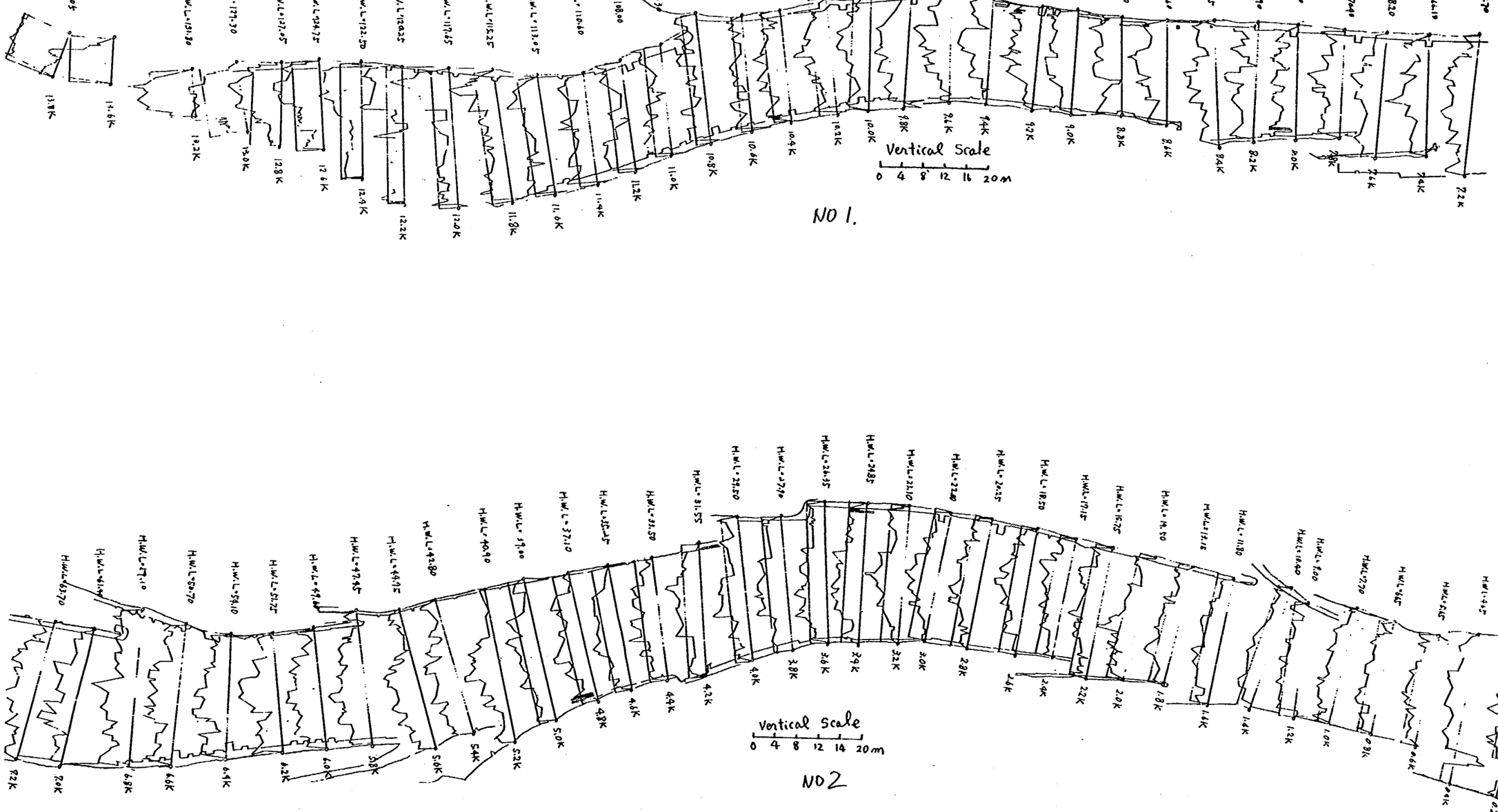


Fig. 2－38 黒部川の平面図と横断図，1974
Cross sections of the Krobe, 1974

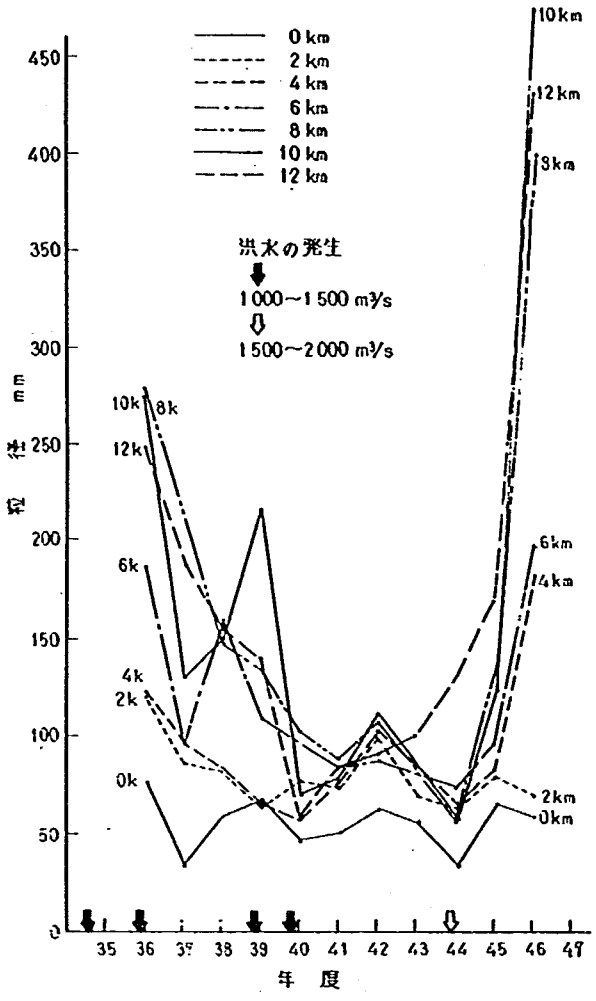


Fig. 2—39 Change of mean diameter of bed materials from 1960 to 1972

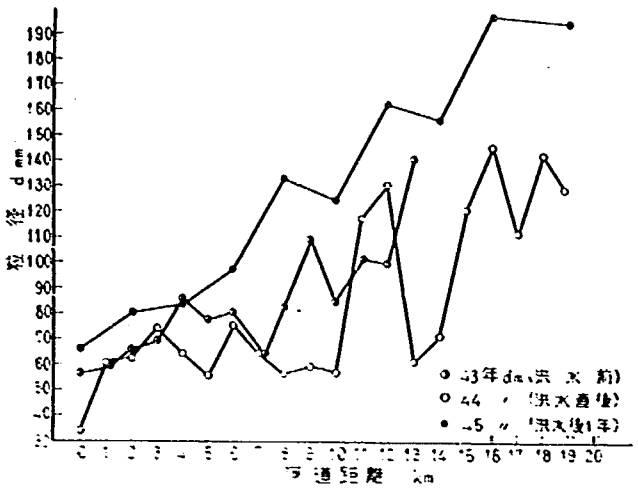


Fig. 2—40 Longitudinal change of bed material sizes before and after 1969 flood

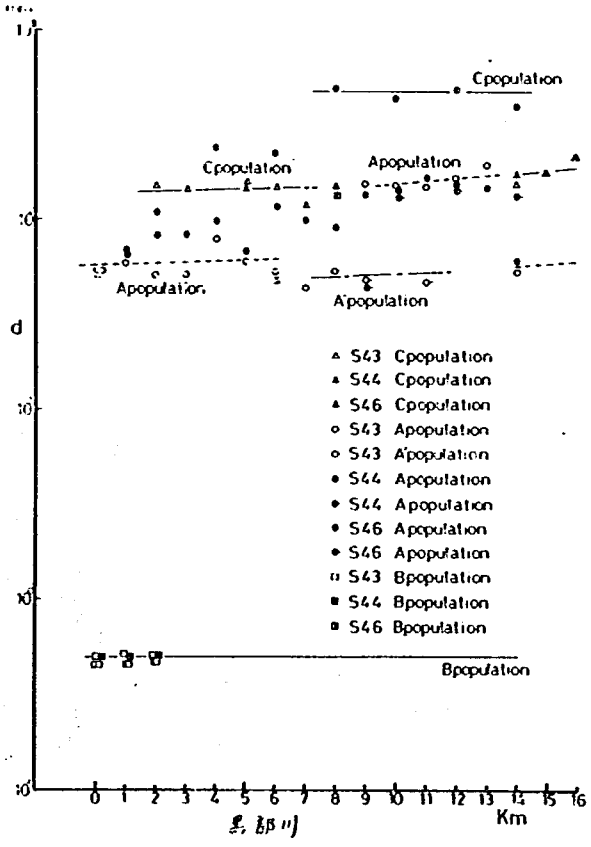


Fig 2-41
Longitudinal change of bed material size

2－8　常願寺川の河道特性

本調査の対象とする河川は，富山市東部を流下する常願寺川で，調査区間は，河口より20Kmの区間である。

〔1〕 河川の概要

常願寺川は，その源を富山県上新郡大山町北俣（2,661m）に発する我国屈指の急流荒廃河川であり，右支称名谷，湯川谷，左支和田川，小口川等を合わせて山狭を流下し，大山町上滝（約18Km）において平野部に入り，扇状地をほぼ北流し，富山市東部を経て日本海に注ぐ。

河川勾配は，河口部付近で$\frac{1}{480}$，直轄区間の上流部（15～20Km）では$\frac{1}{59}$，山岳に至り$\frac{1}{21}$の急流河川となっている。

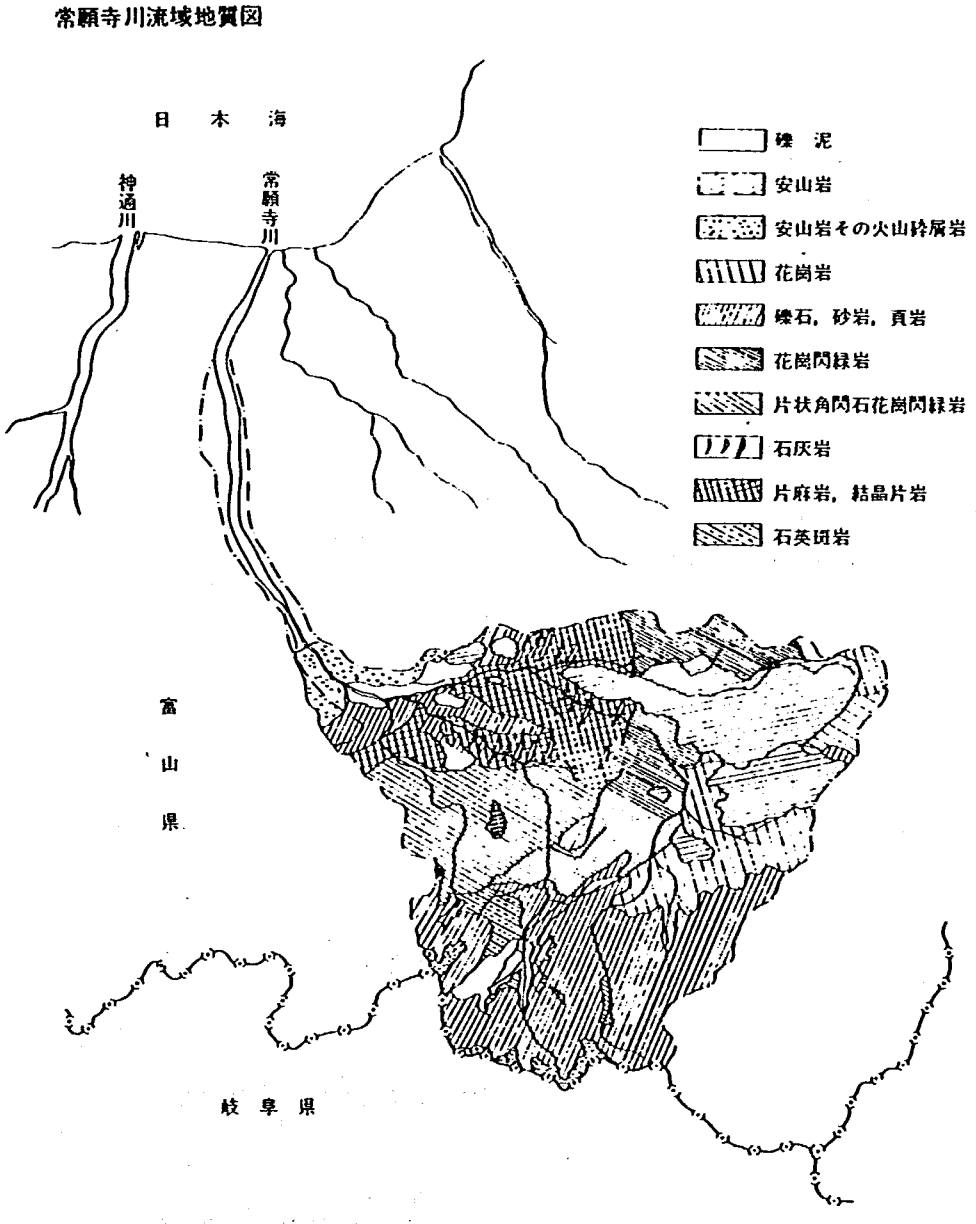


Fig. 2—42　Plane of Jogangi River

この流域で特筆すべきこととしては，安政5年（1858年）の大地震により，水源地帯の高山が大崩壊し，それ以来洪水のたびに崩壊土石礫の流出が激しく，全くの荒廃河川となり，下流部扇状地は天井川と呈した。

上流部で最も荒廃が著しいのは，サブ谷地先において合流する右支湯川谷であるが，それより下流においても立山町藤橋付近で右支称名川を合流するまでは，本川の河岸の欠壊，山腹の崩壊が依然として続いている。右支称名川は立山連峰の雄山（3,015m）を水源として広大な弥蛇ケ原高原を流下し，昭和44年8月洪水による欠壊・崩壊の発生を見るまでは比較的穏やかな渓流であった。

常願寺川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　368.1 Km²

(2) 幹川流路延長　　56 Km

(3) 計画流量

計画確率年 ＝ $\frac{1}{150}$

計画高水流量 ＝ 4,600 m³/s

(4) 各種流量（昭和37年～52年平均）瓶岩地点

豊水量 ＝ 16.8 m³/s

平水量 ＝ 6.2 m³/s

低水量 ＝ 3.1 m³/s

渇水量 ＝ 1.6 m³/s

(5) 平均年最大流量

昭和37年から昭和52年の平均で667m³/sである。回帰年は3.2年である。

〔2〕 洪水時の河道特性量

洪水時の河道特性量を求めるために，次のような方法によって資料の解析を行った。

富山工事々務所が，昭和50年度の横断測量結果を使って行った不等流計算書の1000 m³/s時の計算結果より，その時の川幅，および平均河床高を求めた。計算に使われた粗度は0～2Kmで $n = 0.03$，2.2～6Kmで $n = 0.038$，6～9.7Kmで $n = 0.055$，10～21Kmで $n = 0.06$であった。

1,000 m³/s流量は，この川の平均年最大流量より大きく，また推定される粗度も，筆者の評価と違うので，川幅と平均河床高，および$\triangle Z$の評価にのみ不等流計算結果を使うことにし，概略のR，u_*^2は，川幅，平均年最大流量，および筆者の評価したφを使って求めた。なお計算に使われた平均年最大流量は昭和37年から昭和49年の平均最大流量で573m³/sを使った。もし667m³/sを使えば，R，u_*^2，τ_*，R/d_{60}は1割増，B/Rは1割減となる。

Fig. 2－43にR，$\triangle Z$，Zm，Fig. 2－44にB，B/R，Fig. 2－45にτ_*，u_*^2，Fig. 2－46にR/d_{60}，および河床材料のd_{60}の縦断変化図を，Fig. 2－48に昭和44年8月洪水前後の河床変動量図を，Fig. 2－48に平面図に横断図を記入したものを示した。またFig.

2−44には昭和４４年８月１１日洪水後の１１月に撮影された航空写真から作られた常願寺川の河床高等高線図，および昭和４４年８月１２日撮影された航空写真より，この洪水時の移動床幅を筆者が推定したものを記しておいた。

〔3〕 Segmentの区分とその特徴

常願寺川0～18.5 Kmの区間は，大略的に見れば，0～6 Kmのsegmentと6～18.0 Kmのsegmentとの二つからなるが，細かく見れば上流のsegmentは6～12 Kmと12～18.5 Kmの二つに分けられる。

(i) Segment 1－1 ＝ 12～18.0 Km

このsegmentは，川幅250～300 m，平均年最大流量時のB/Rが300程度のsegmentである。河床材料は，A populationが4.5 cm程度であり，C populationが35 cm程度である。またB populationは0.5 mm程度である。この河は上流部に崩壊地や火山噴出物堆積物が在るため，砂

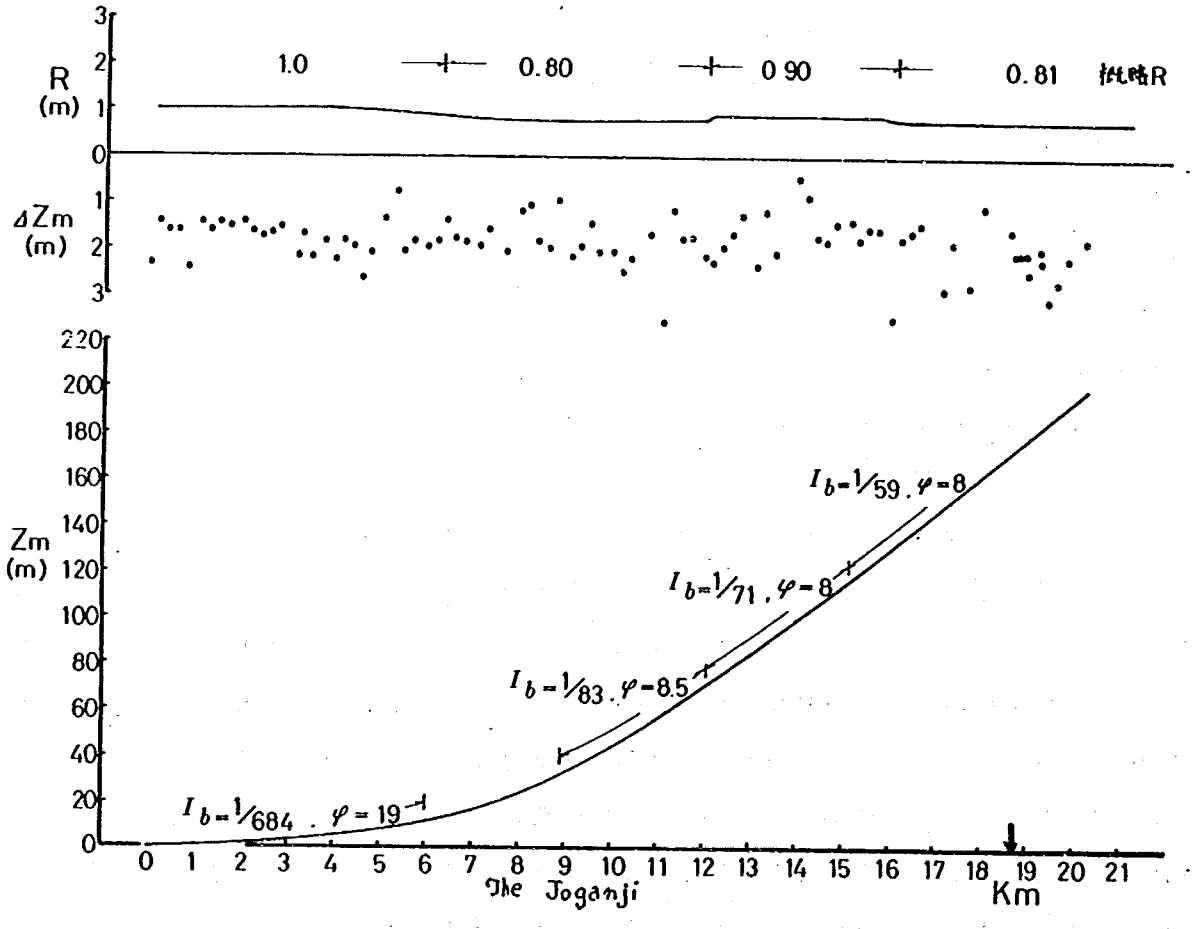


Fig. 2−43 Flow parameters for the Joganji , R , △Z , Zm

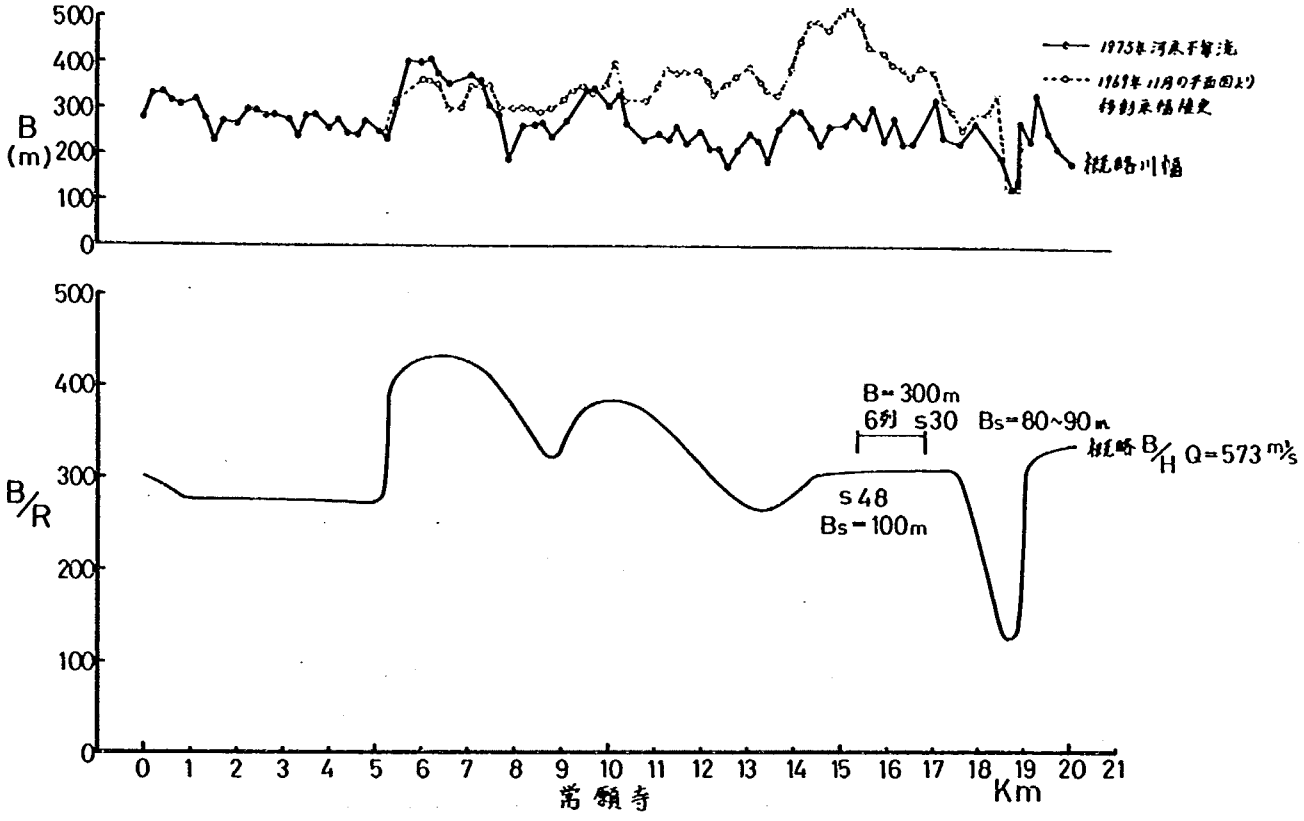


Fig. 2 44 Flow paraneters for the Joganji . B . B/R

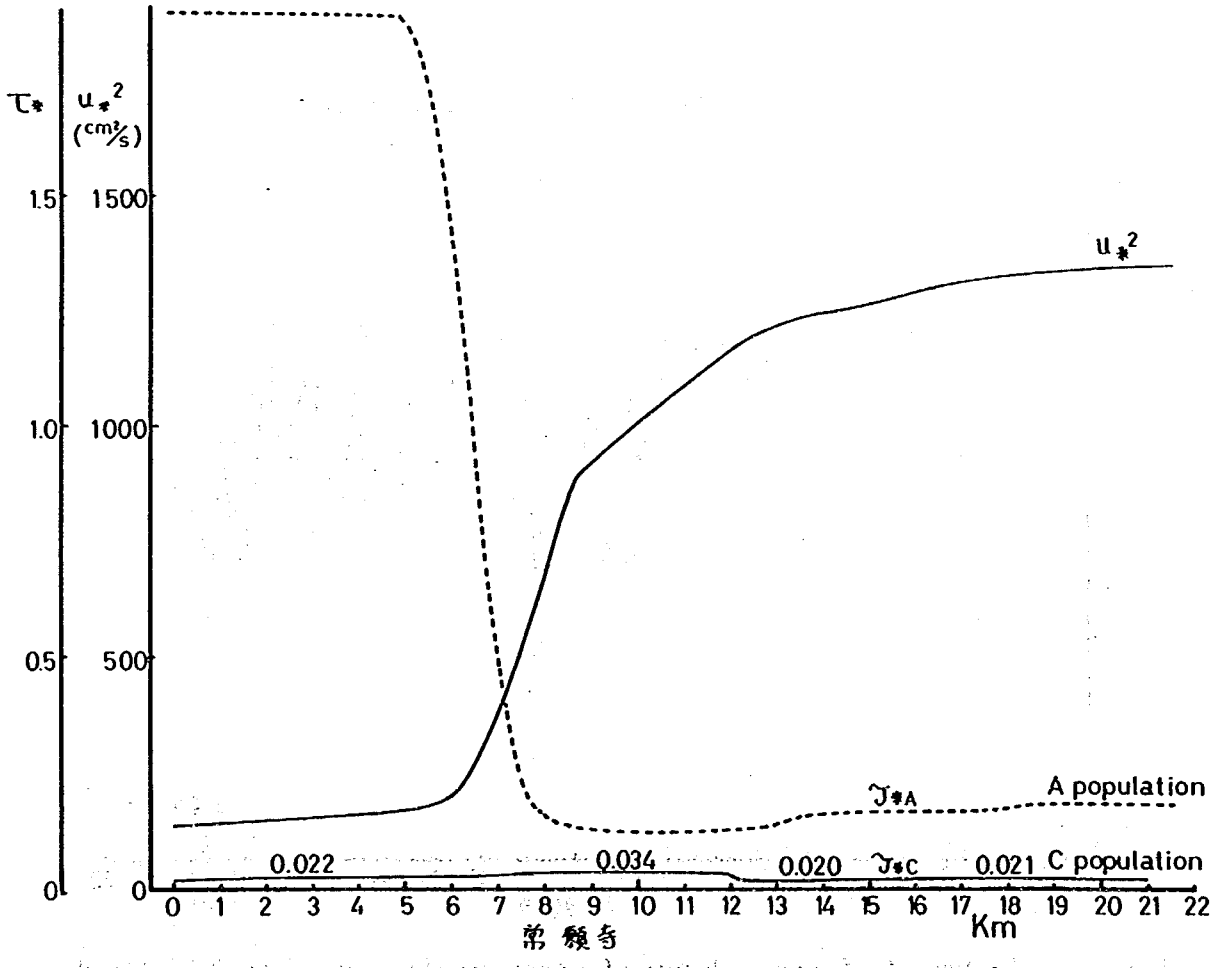


Fig. 2—45 Flow parameters for Joganji , τ_* , u_*^2

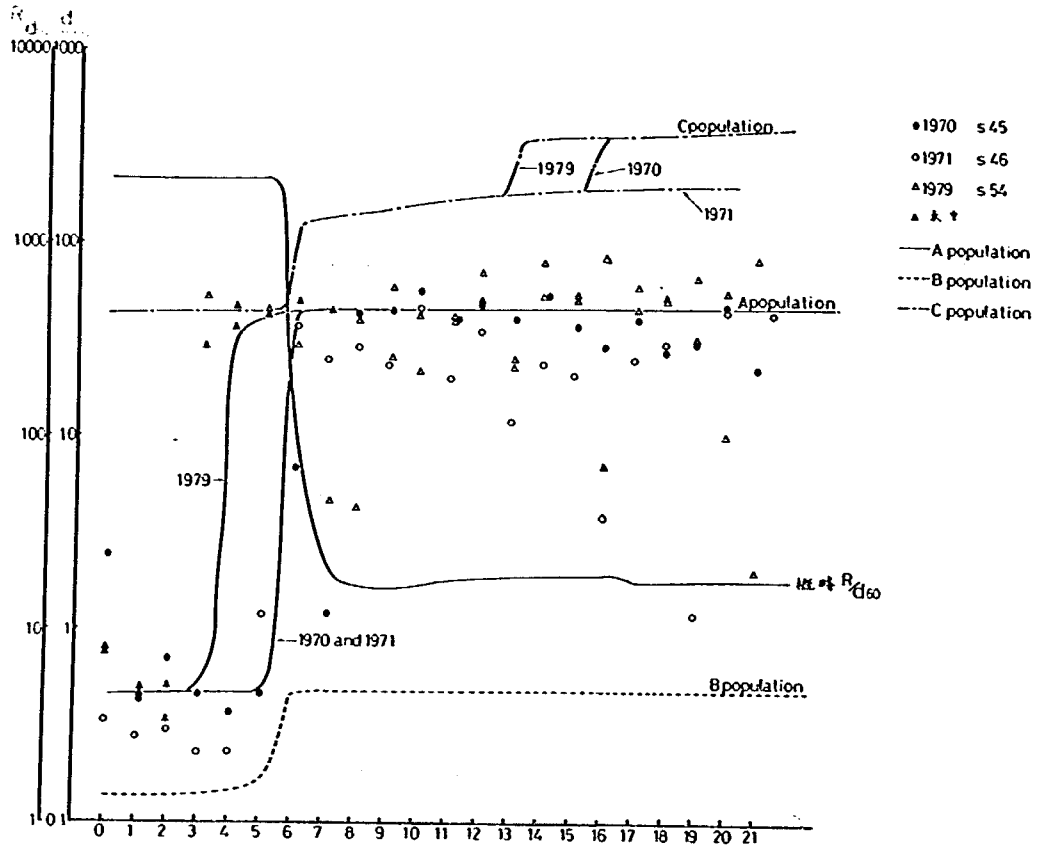


Fig. 2—46 Flow parameters for the Joganji, R/d_{60}, d_{60}

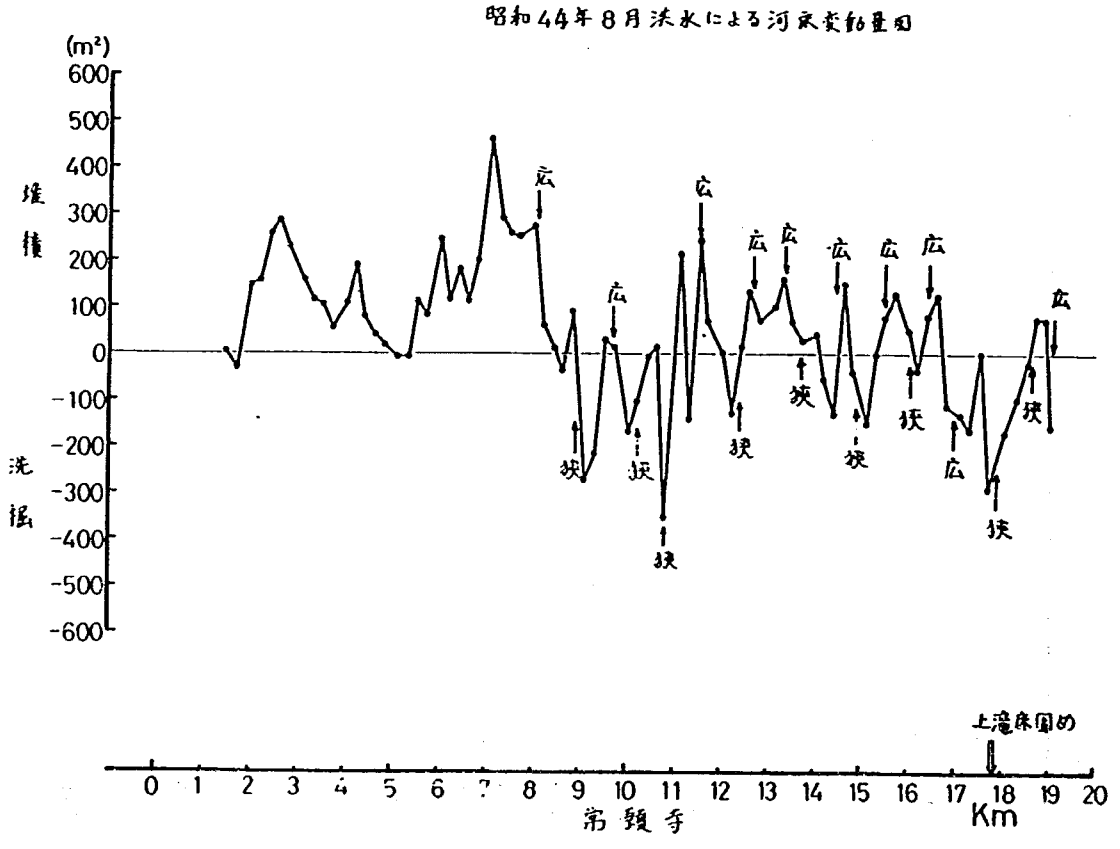


Fig. 2—47 Amount of area change of cross section caused by 1969 flood

分の輸送量が多く，B population の割合が20～30％と多く，またC populationの存在が常願寺川に明確な前縁を持つ砂州を発生させない原因となっている。川幅は波長1,000m程度の狭拡を6回繰り返し，一見複列砂州が発生しているように見えるが，昭和30年の航空写真によるとB_s＝80～90mの，昭和48年（大出水後）の航空写真には100m程度の砂州の存在が認められる。ただしその前縁は明確なものではない。

平均年最大流量時の無次元掃流力τ_*は，A population に対して0.17と大きく，C population に対して0.021程度である。他の扇状地河川に比較してA population に対する無次元掃流力は大きい。もし，C population に対応する河床材料が上流から補給されなかったら，この区間の川幅はより大きなものとなろう。

(ii) Segment 1－2＝6～12Km

この区間は川幅が下流に向かって徐々に大きくなり，勾配，河床材料は徐々に小さくなる区間である。河床材料のA population は4.5cm程度で上流のsegmentと同じであるか，C population は15cm程度となっている。C population の割合は下流に向かって少なくなり，逆にB population の割合が増加する。

(iii) Segment 2－1＝0～6Km

このsegmentは，上流のsegmentより河床勾配が非常に緩く，6Km地点で勾配の急変点を作り，河床材料も急変し，砂が河床材料の主モードを占める。C populationは，上流のsegmentで主モードであった4cm程度の砂利である。u_*^2 の値から見ると，このsegmentは通常の河川では，小砂利を主モードに持つ河川であるが，上流からの砂の供給量が多く，ある程度u'^2_*が大きくても，河床の主モードが砂でありえるのであろう。これと同様な例としては九州の白川6～16Km区間がある。なお砂分の補給が少ないとこのsegmentは砂利に変わってしまう。Photo. 2－1は，そのことを良く示していよう。

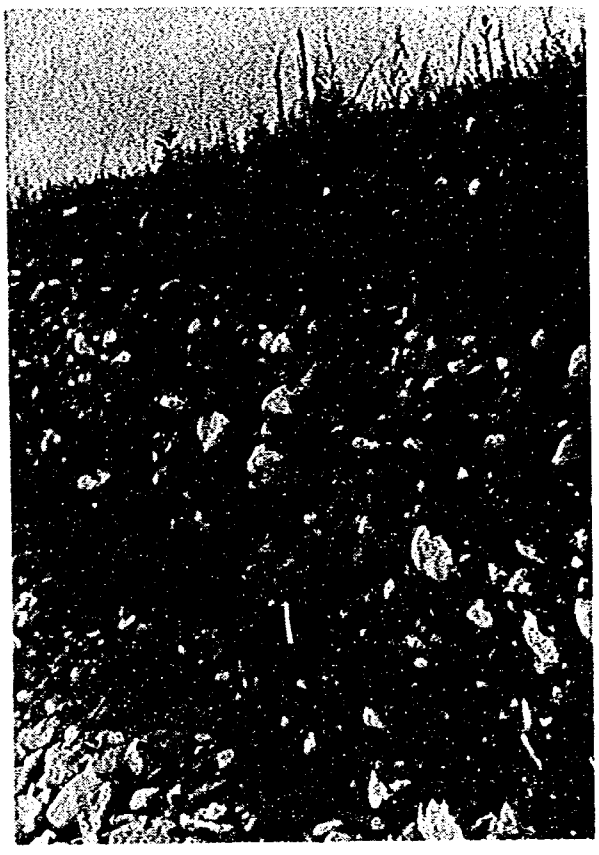


Photo. 2－1　常願寺川3.4Km 河岸堆積物

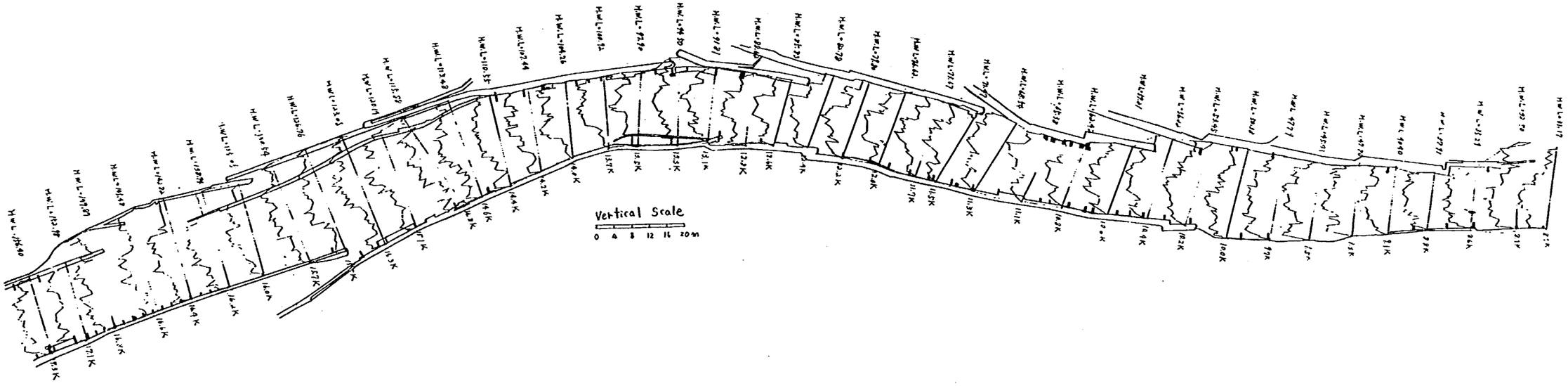


Fig. 2－48 常顕寺川の平面図と横断図，1975
Cross sections of the Joganji , 1975

〔4〕 各Segmentの河床変動特性

昭和44年8月の梅雨前線による出水は，8月11日瓶岩でピーク流量2764 m³/s（推定）に達した。上流の千寿ケ原では11日（0時～24日）の日雨量が365.3 mm（最大時間雨量は11日8～9時の59.0 mm），また水谷では477.2 mm（同じく12～13時の54.6 mm）の既往最大であった。

本豪雨による新規崩壊量は，湯川，真川，称名川，常願寺本川筋を合わせると，800～900万m²に達すると推定されている[9]。

本洪水による常願寺川本川筋0～19Km区間の河床変動量は，昭和43年の横断測量結果と昭和44年洪水後の横断測量結果より把握され，Fig. 2－47に示すごとくである。ここで河積変動量は計画高水位以下の河積の変動量である。

各segmentでの河床変動の特性は，次のごとくである。

(i) Segment 1－1 ＝ 12～18Km

この区間は洗掘と堆積を交互に6回繰り返している。Fig. 2－47に昭和44年8月12日撮影写真より，その場所の川幅が前後の河幅より広い所を広，狭い所を狭と記しておいた。18.9Km地点に在る上滝床固めの影響のため，川幅の変化と土砂の移動状況の関係を乱しているが，川幅の広がる所で堆積，狭い所で洗掘しているようである。

(ii) Segment 1－2 ＝ 6～12Km

このsegmentでは，segmentの上流部で洗掘傾向下流部で堆積傾向となった。6～9Km区間で堆積するのは，u_*^2がこの区間で急減し，河床材料として粒径の大きなものが移動を停止堆積するためである。

(iii) Segment 2－1 ＝ 0～6Km

このsegmentは，全体的に河床が上昇した。昭和43年の河床材料調査と昭和44年の洪水後の河床材料調査によると，洪水後の河床材料は0～18Km区間にわたって小さくなっている。0.5 mm程度の砂分の上流からの供給量は，ばく大なものが有ったと思われる。1.5～5.5Kmの堆積土砂が砂分だけだとすると，約50万m³の堆積となる。

またこの区間は，この洪水後，平均河床高と最深河床高の差$\triangle Z$が，昭和43の$\triangle Z$に比し1m程度減少し，河床は全体的に凹凸が少なくなった。洪水時には，このsegmentの河床波は，flatあるいはantidune であり，中規模河床波は消滅の方向に在ったと思われる。

2－9 安倍川の河道特性

安倍川は，静岡市の東側を流下する都市近くの急流扇状地河川である。調査の対象区間は，河口より22Kmの区間である。

〔1〕 河川の概要

安倍川は，静岡市梅ケ島，大谷嶺（1999.7 m）に源を発し，途中に安倍中河内川（22Km），

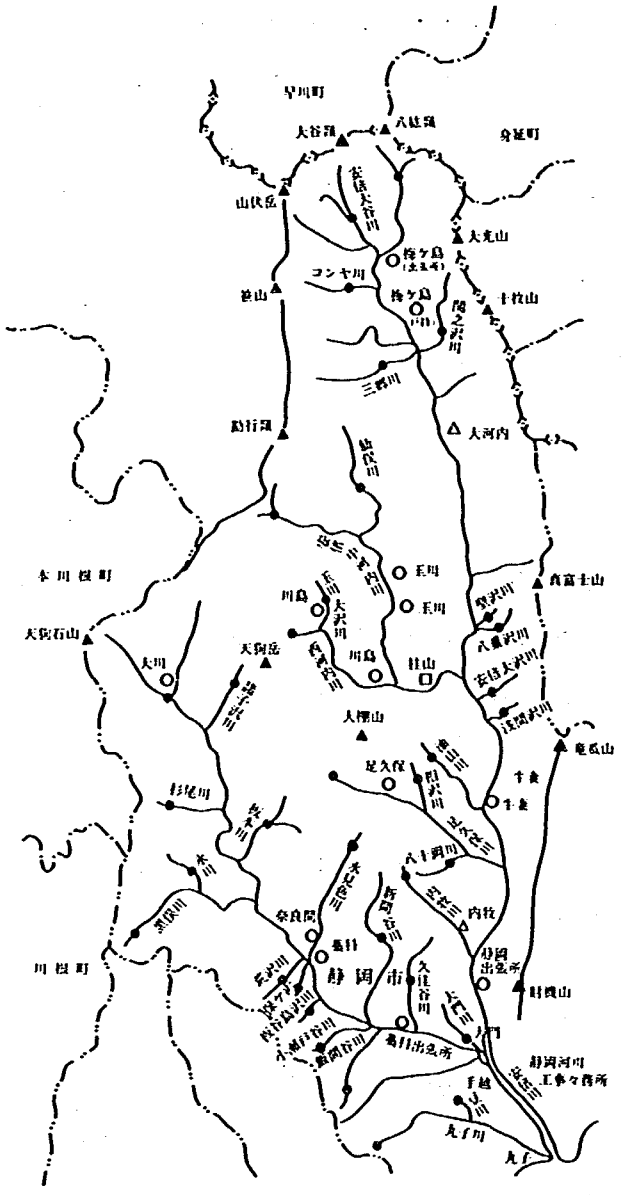


Fig. 2—49 Plane of Abe River

久保川（ 13.5 Km）などの支川を合流し，山間部を流れ，約 13 Km地点の所より沖積層を流下するが，8.5 ～ 9.5 Km ，5 Km地点で東側に在存する山脚に接している。5.5 Km地点で支川としては最も大きな藁科川を合流する。

この流域の山体を構成する地質は，主に古第三系の粘板岩と砂岩の互層からなり，一部に輝緑凝灰岩層と塩基性火成岩層から成っている[10]。

安倍川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　567 Km²

(2) 流路延長　　53.3 Km

(3) 計画高水流量

手越（ 3.5 Km）　5,500 m³/s

牛妻（17.3 Km）　4,500 m³/s

確率年 ＝ $\frac{1}{80}$

(4) 各種流量

昭和31年から昭和45年の平均値で

豊水量 ＝ 42.9 m³/s

平水量 ＝ 23.6 m³/s

低水量 ＝ 9.6 m³/s

渇水量 ＝ 1.9 m³/s

(5) 平均年最大流量

昭和31年から昭和49年の平均で2,102m³/sである。

この流量は確率年で $\frac{1}{22}$ である。

〔2〕 低水路部河道特性量

低水路の洪水時の水理量を求めるために，静岡河川工事々務所で行った不等流計算書（昭和50年1月に行った横断測量結果を使って断面特性を求めている。）より，藁科川合流点下流の0 ～ 5.5 Kmの区間は，1,800 m³/s ，および 1,300 m³/s ，合流点上流は1,500 m³/s および，1,070 m³/s 時の計算結果を使って，B ，B/R ，u_*^2 ，R,$\triangle Z$ ，Zmを求めた。計算に使われたマニングの粗度係数は0.04である。実体の粗度は，$n = 0.03 \sim 0.035$ 程度と予測されるので，1,800 m³/s時の水理量は 2,200 m³/s ，1,500 m³/s の流量は1,800 m³/s 程度の水理量と推定される。

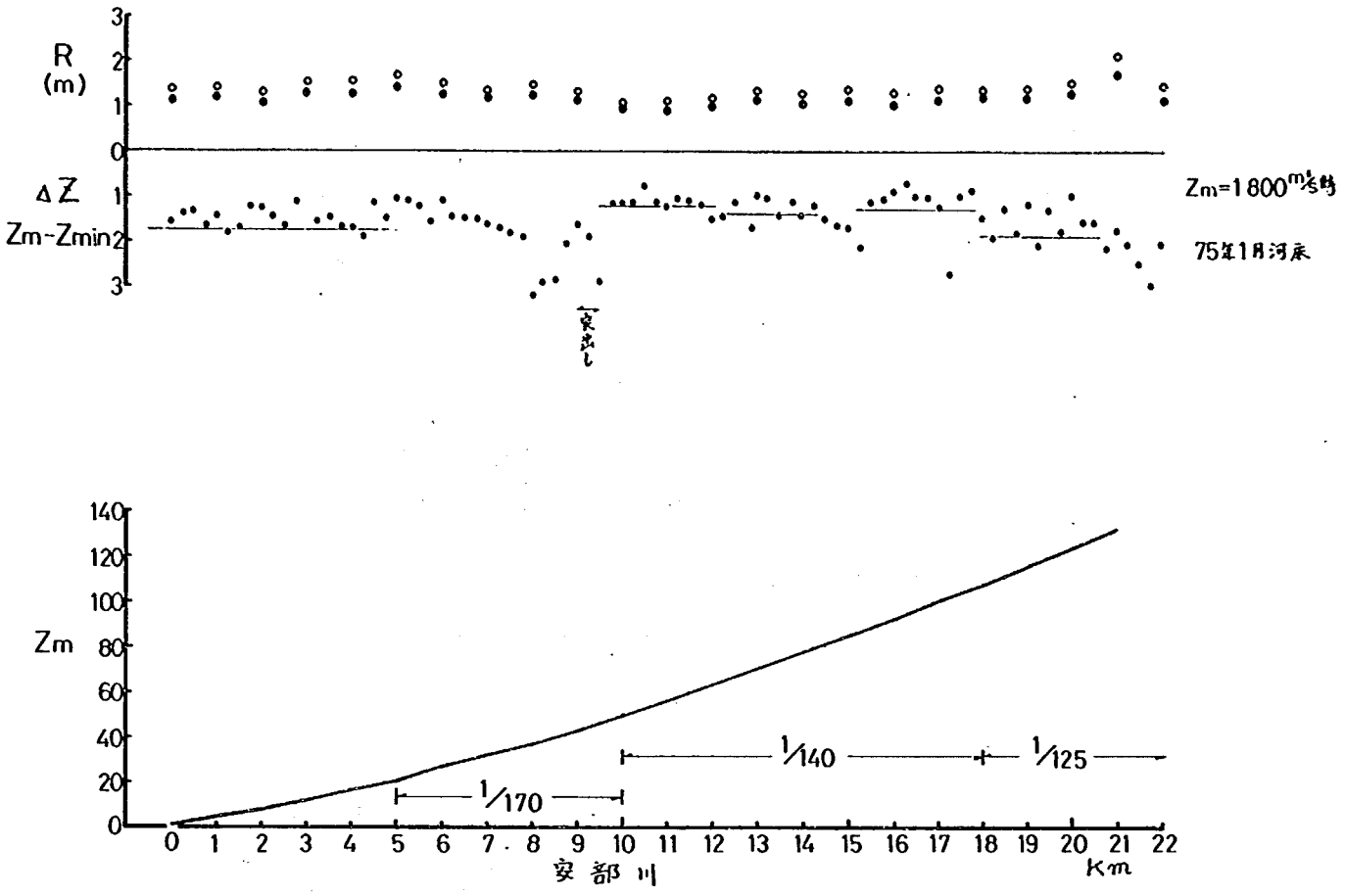


Fig. 2—50 Flow parameters for the Abe, R, △Z, Zm

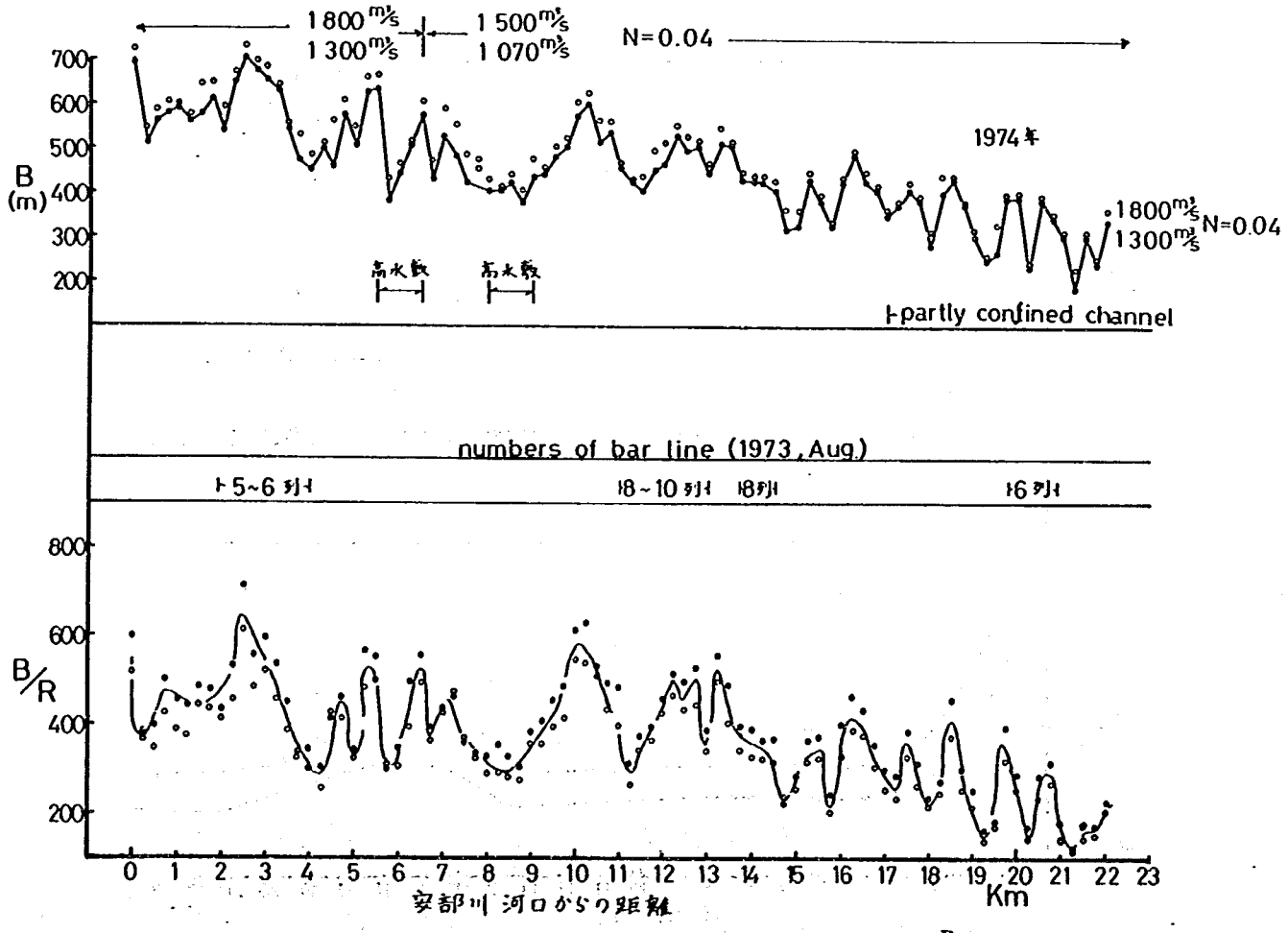


Fig. 2—51 Flow parameters for the Abe, B, $\frac{B}{R}$

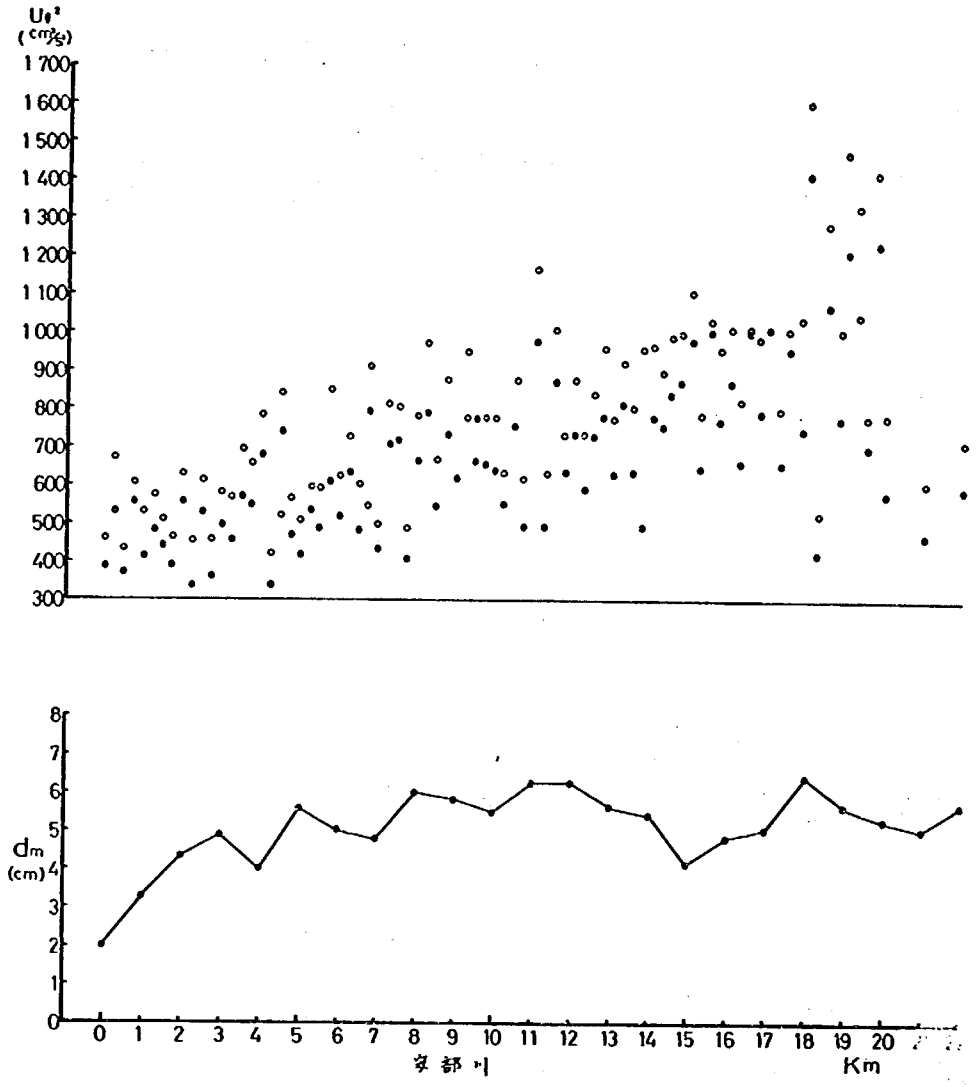


Fig. 2—52 Flow parameters for the Abe, u_*^2, dm

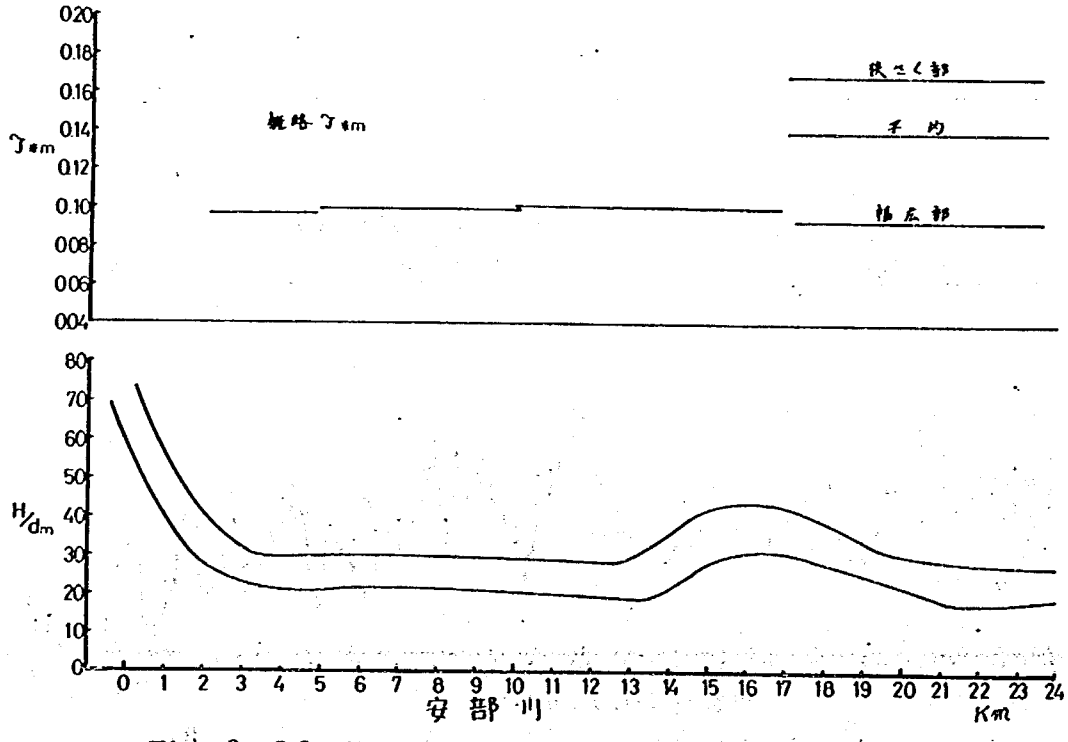


Fig. 2—53 Flow parameters for the Abe, τ_{*m}, H/dm

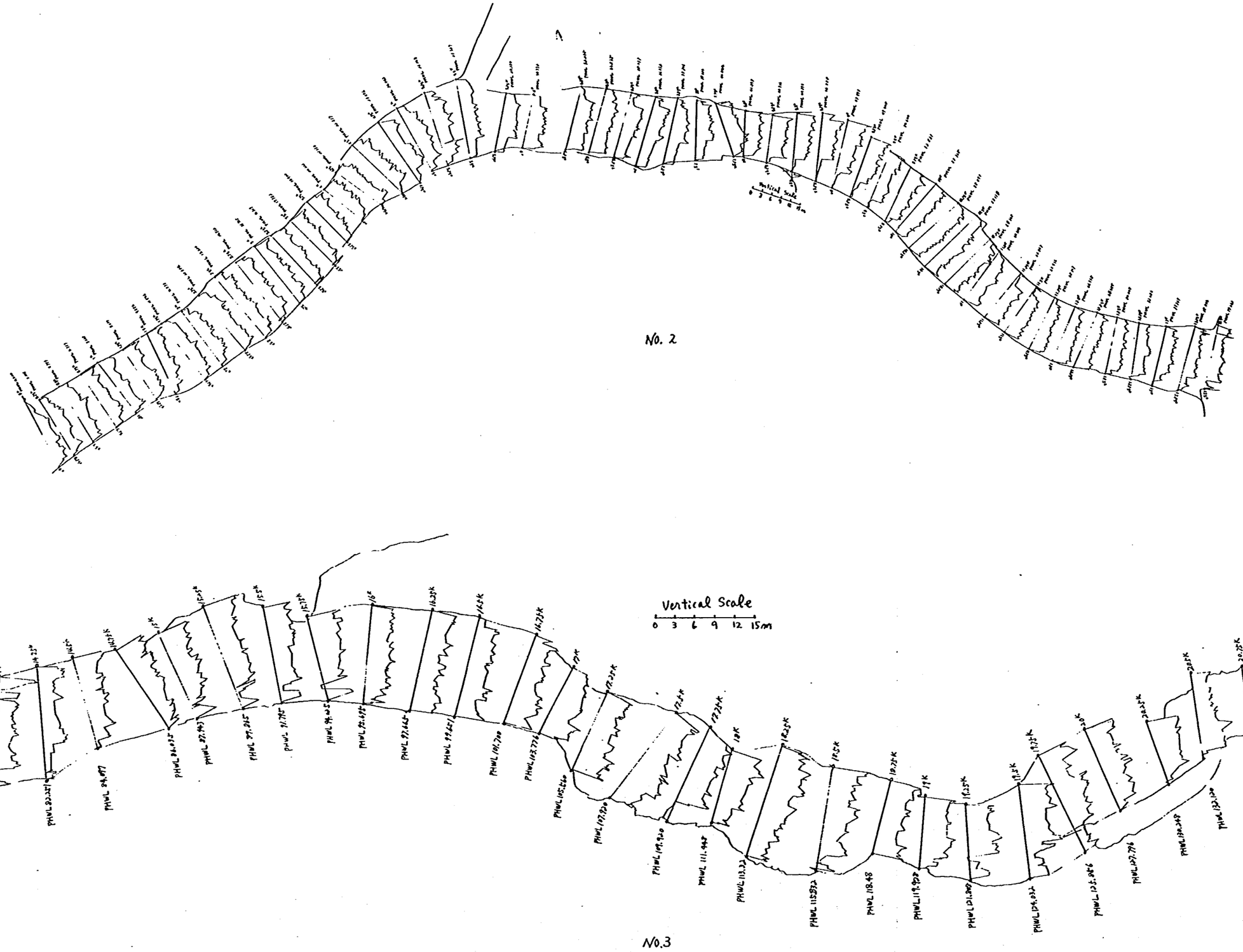


Fig. 2－54 安部川の平面図と横断図，1976年1月
Cross sections of the Abe, Jan 1976

Fig. 2－50 に径深 R，深掘れ深 $\triangle Z$，平均河床高 Zm，Fig. 2－51 に川幅 B，川幅水深比 B/R，Fig. 2－52 に u_*^2 と昭和50年度測定の河床材料の平均粒径 dm，Fig. 2－53 に概略の τ_{*m} と R/dm の縦断方向変化図を示した。また Fig. 2－54 には平面図に横断形状を図示しておいた。

〔3〕 Segment の区分とその特徴

安倍川 0 ～ 22 Km 区間の河道は次の三つの segment を持っている。

(i) Segment 1－1 ＝ 14 ～ 22 Km

この区間は，両岸から山地がせりだし，部分的に川幅が制限されている河道である。下流の segment より多少勾配がきつく，川幅も狭い。川幅が山脚によって狭められている所は，不等流計算結果によると u_*^2 が大きいが，幅の広い所（河岸は沖積層である。）では下流の segment と同程度の u_*^2 の値を持っている。河床材料は下流の segment と同程度である。

(ii) Segment ＝ 1－2 ＝ 5 ～ 14 Km

この区間は，川幅 500 m 程度，河床勾配 $Ib = \frac{1}{150}$ 程度を持っている。5.5 ～ 6.5 Km と 8.0～9.0 Km は人工的に左岸側に高水敷の造成を行い，川幅を狭めている。下流側の高水敷の影響は，その直下流で右岸側から藁科川が入るため深掘れ深への影響が現われていないが，上流の高水敷の造成は，水はね効果を持ち，流れを右岸側に導き，8 ～ 9 Km 区間は流れが右岸山脚近くを走り，深掘れ深を大きくしている。

(iii) Segment 1－3 ＝ 0 ～ 5 Km

この区間は支川藁科川の影響を受けている区間で，勾配が緩くなり，u_*^2，dm とも，上流の segment に比べて小さくなる。

2－10 大井川の河道特性

大井川は，静岡県島田市の東側を流下する河川で，調査対象河川は，0 ～ 24 Km の区間である。

〔1〕 大井川の概要

大井川は，静岡市井川，間ケ岳（3,189 m）に源を発し，山間部を流下し，22 Km 地点より沖積層を流下する。21 ～ 23 Km は右岸側，17～19 Km は左岸側で山脚に接して流下し，10～15 Km 区間は右岸側は洪積台地に接して流下する。現成の扇状地は 11 Km 地点を扇頂としており，現河川は，その扇状地のやゝ東側を流下している。

大井川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　1,280 Km^2

(2) 流路延長　　172.2 Km

(3) 計画流量

計画確率年 ＝ $\frac{1}{100}$

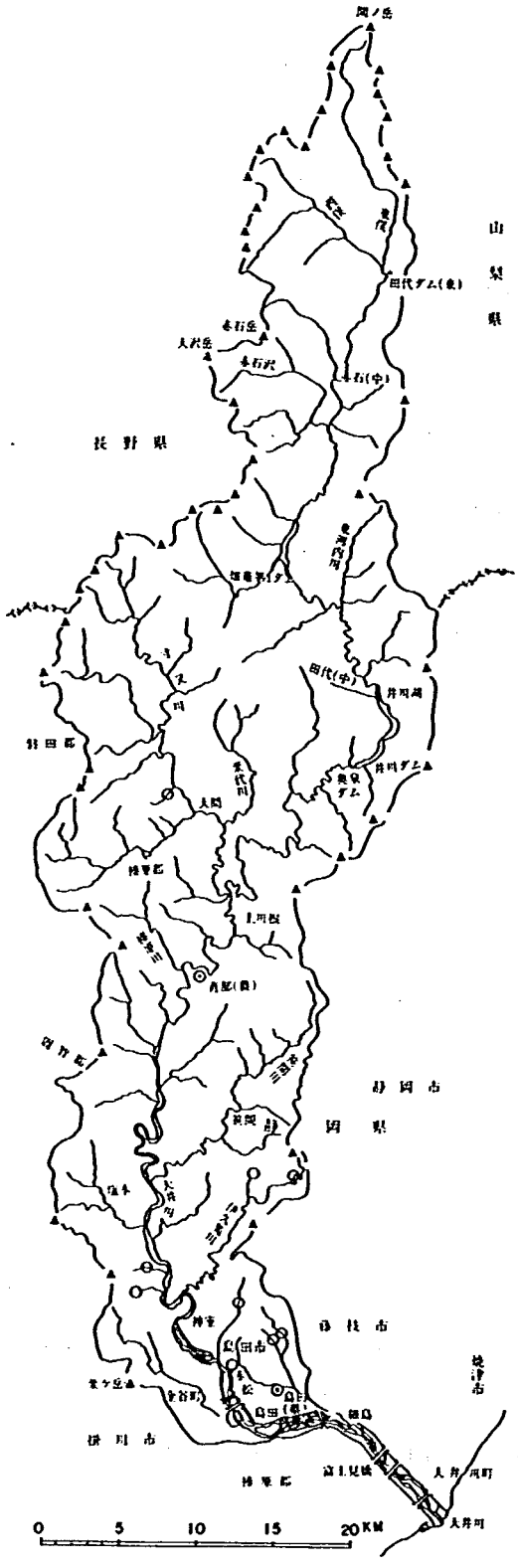


Fig. 2－55 Plane of Oi River

計画高水量 ＝ 9,500 m³/s（神座）

(4) 各種流量

神座地点の昭和33年から44年の平均で

豊水量 ＝ 86.8 m³/s

平水量 ＝ 50.2 m³/s

低水量 ＝ 25.1 m³/s

渇水量 ＝ 9.1 m³/s

(5) 平均年最大流量

昭和33年から49年の平均で2,329 m³/s である。

この流量は，確率年＝ $\frac{1}{2.0}$ である。

〔2〕 低水路部河道特性量

低水路部の洪水時の水理量を求めるために，昭和49年（1974）に行われた横断測量の結果を使った不等流計算書（静岡河川工事々務所実施）より，1000 m³/s および2000 m³/s 時の計算結果から，B，B/R，u_*^2，R，$\triangle Z$，Zm を求めた。計算に使われたマニングの粗度係数は0.04である。実体の粗度は0.025～0.03程度と考えられるので，1,000 m³/s の計算結果は，1,500 m³/s 程度，2,000 m³/s の計算結果は，2,900 m³/s に相当するものと推定される。

Fig. 2－56 に径深 R，深掘れ深 $\triangle Z$，Zm，Fig. 2－57 川幅 B，川幅水深比 B/R，Fig. 2－58 に u_*^2 と昭和42年測定の河床材料の d_{60}，Fig. 2－59 に平均年最大流量時の概略の $\tau_* m$，R/d_{60} の縦断方向変化図を示した。また，Fig. 2－60 に平面図の中に横断図を入れたものを示しておいた。

〔3〕 Segment の区分とその特徴

大井川0～23 Km区間は河床材料がほぼ一定の2.5 cmであり，またC population を持っておらず，分級度の良い河床材料から成っている。19.5 Km 地点の狭さく部を除けば22 Km地点よ

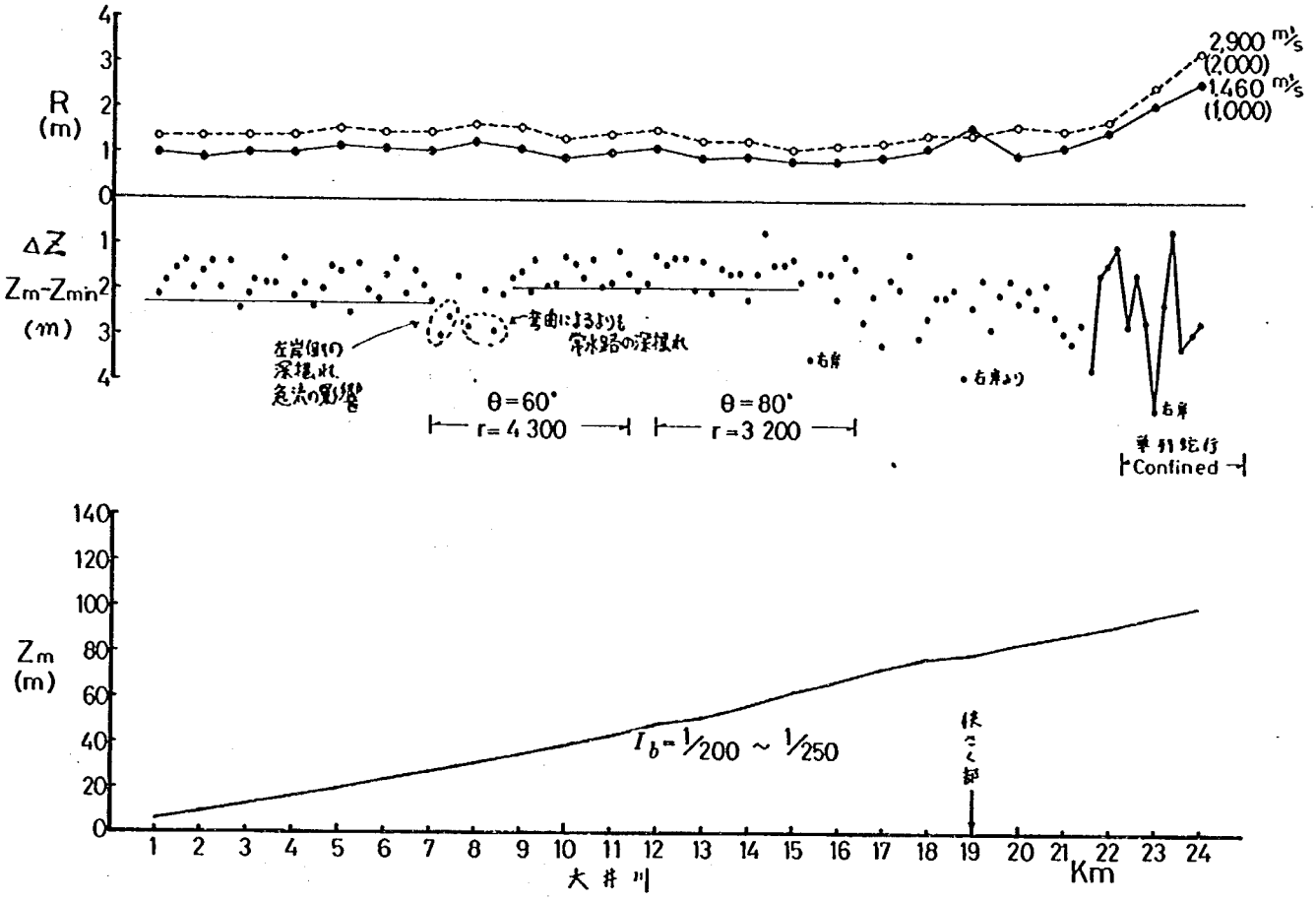


Fig. 2－56 Flow parameters for the Oi , R , △Z , Zm

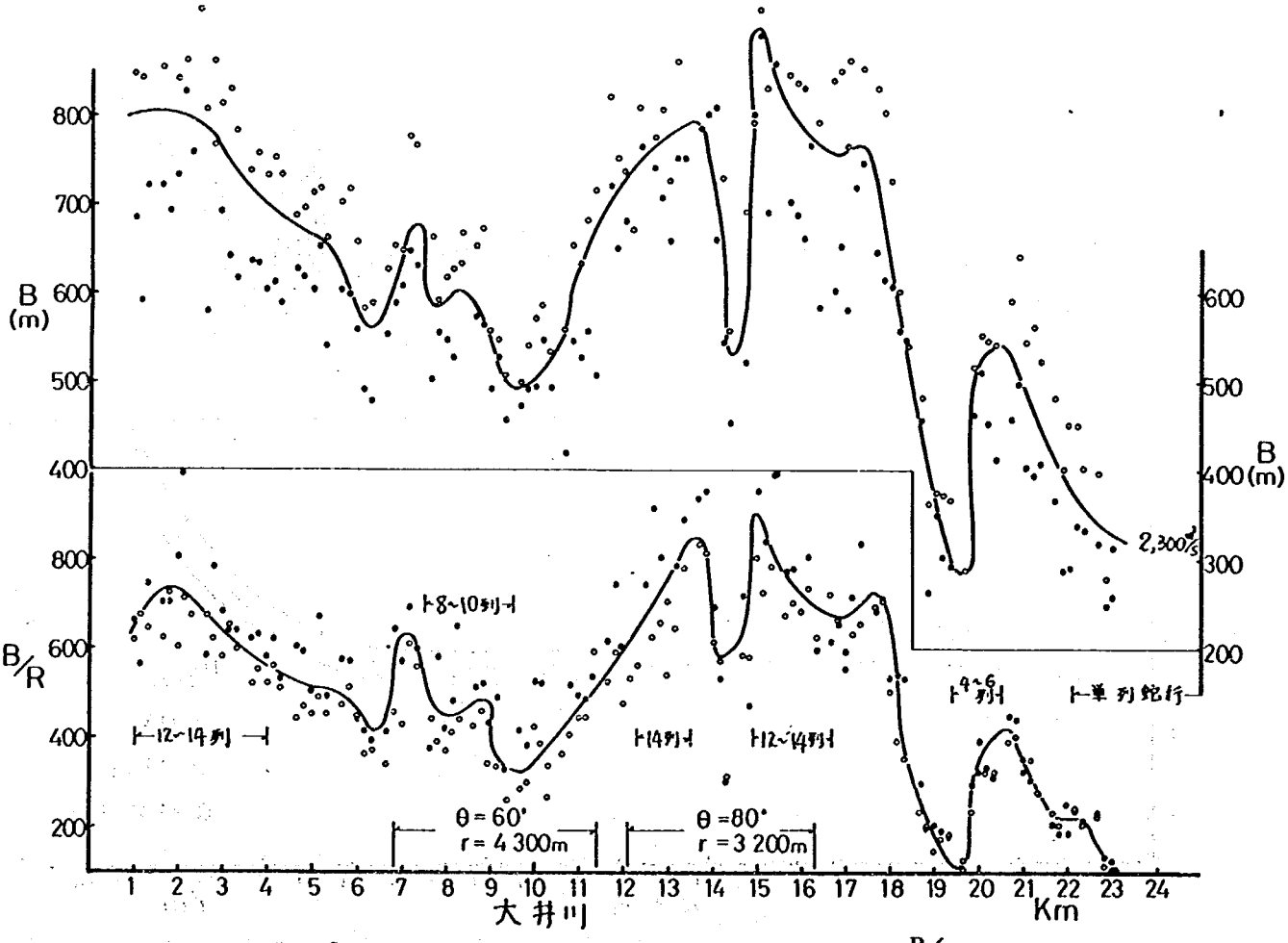


Fig 2－57 Flow parameters for the Oi , B , B/R

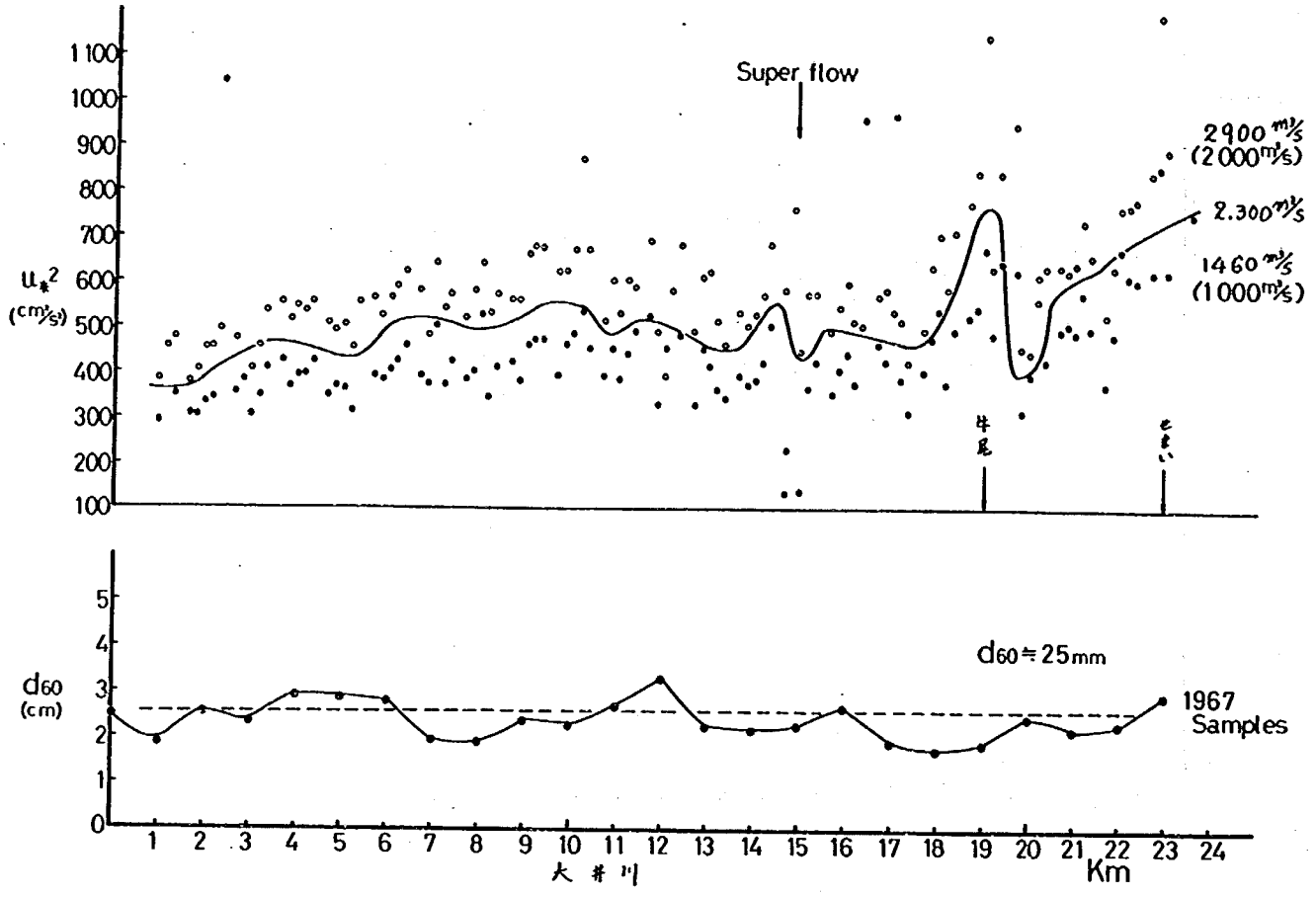


Fig. 2—58 Flow parameters for the Oi, u_*^2, d_{60}

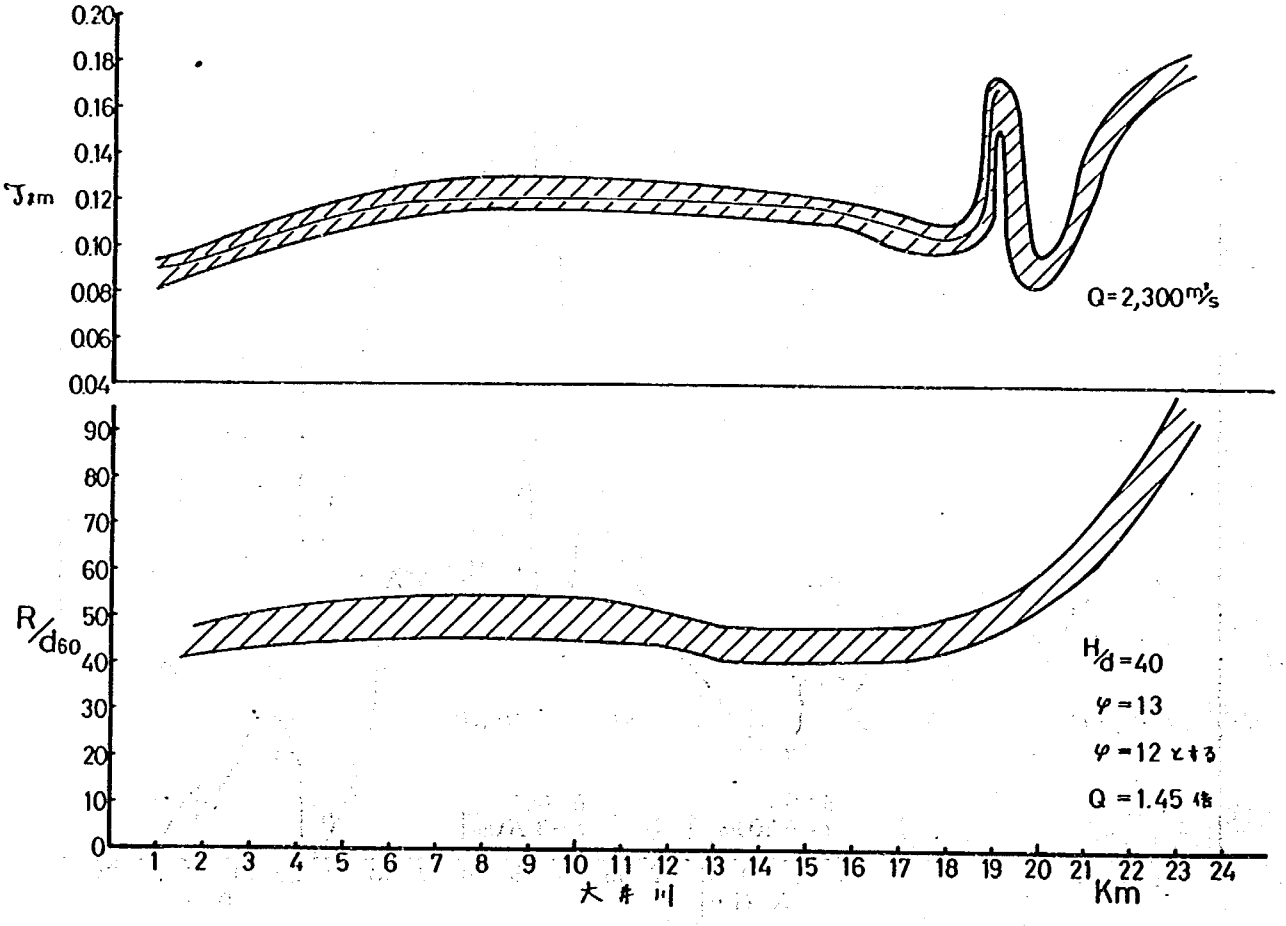


Fig. 2—59 Flow parameters for the Oi, τ_*, R/d_{60}

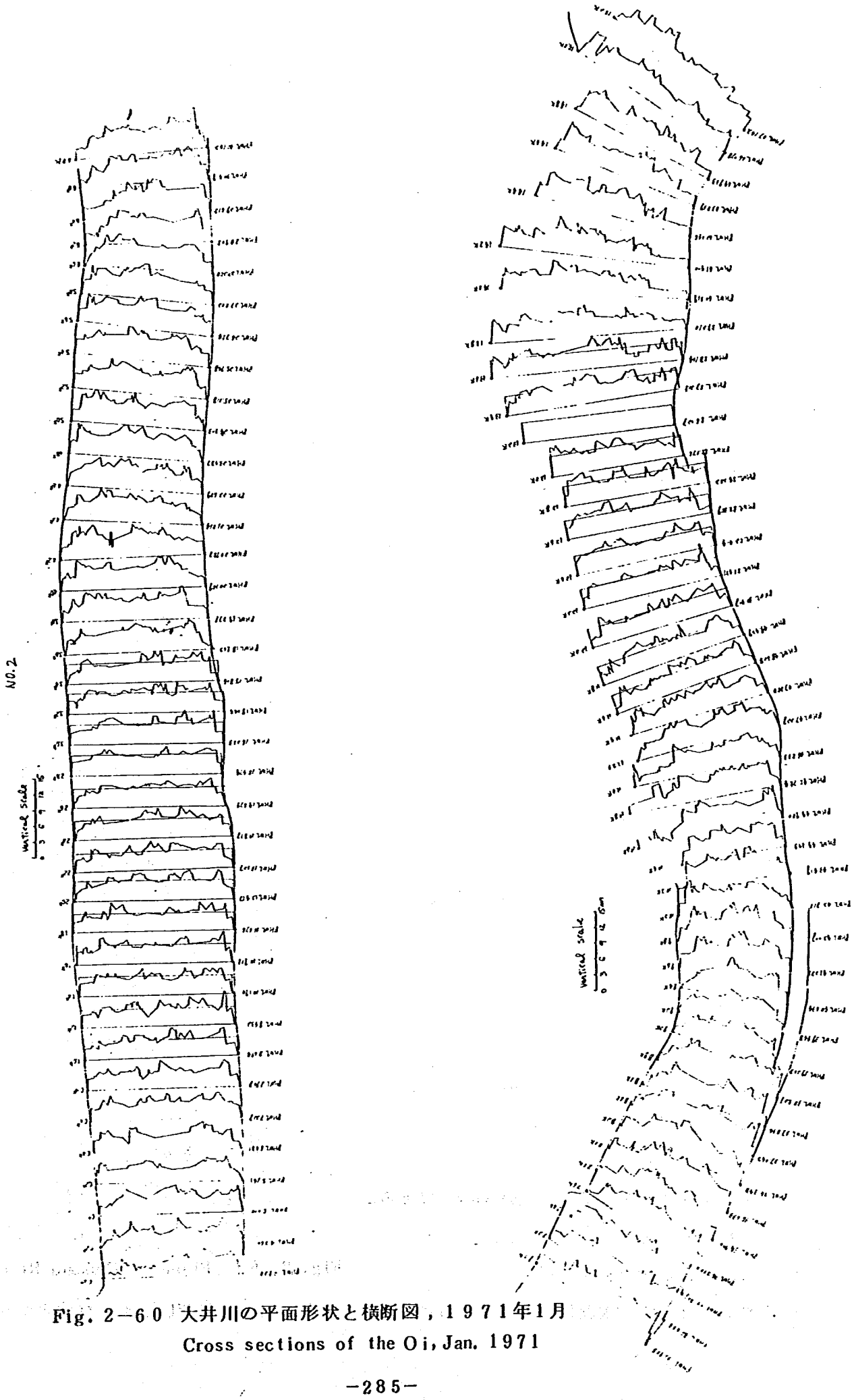


Fig. 2−60 大井川の平面形状と横断図，1971年1月

Cross sections of the Oi, Jan. 1971

り下流は1つのsegmentと考えて良い。22Kmより上流は山脚によって川幅が制限され川幅が狭く，平均年最大流量時の B/R は200以下となる。河道の曲りのためか砂州は単列となっている。また u_*^2 が沖積層を流下する河川より大きい。なおこの区間は下流より勾配が緩いことは注目に値しよう。

2－11　阿武隈川大わん曲部の河道特性

本調査の目的はわん曲部の河道特性量を明らかにすることにあった。調査対象区間は30～35Kmである。

〔1〕 河川の概要

阿武隈川は，その源を福島県白河郡旭岳（1,835m）青熊滝に発し，東流して白河を過ぎ郡山，福島の各盆地を貫いて北上し，福島，宮城の県境の伊具に入り，狭さく部の沿岸を通って，更に丸森，館矢間を流れる。その後，九森町，小斉西部に至って北流し，角田盆地において白石川を合流して仙台平野部を貫流し，亘理町荒浜地内で海に注ぐ東北三大河川の一つである。

なお，阿武隈山地は関東地方北部から東北地方南東部にかけて南北に連なること，南北約160Km，東西約45Km，平均高度500mの第三紀層（約1,000～3,000万年前）からなる山地が浸蝕されて準平原の状態になり，それが隆起してできたものである。総体に高原状だが日影山，大滝根山，矢大臣山など浸蝕から取り残された丘がある[11]。

河川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　5,404.8 Km²

(2) 流路延長　　225 Km

(3) 計画高水流量

計画確率年 ＝ $\frac{1}{150}$

計画高水流量 ＝ 7,800 m³/s（丸森）

(4) 各種流量

阿武隈川丸森地点の昭和13年より45年で

豊水量 ＝ 111.6 m³/s

平水量 ＝ 75.9 m³/s

低水量 ＝ 58 m³/s

渇水量 ＝ 36.4 m³/s

(5) 平均年最大流量

昭和13年～45年の平均で1,598m³/sである。

この流量は確率年 ＝ $\frac{1}{2.5}$ である。

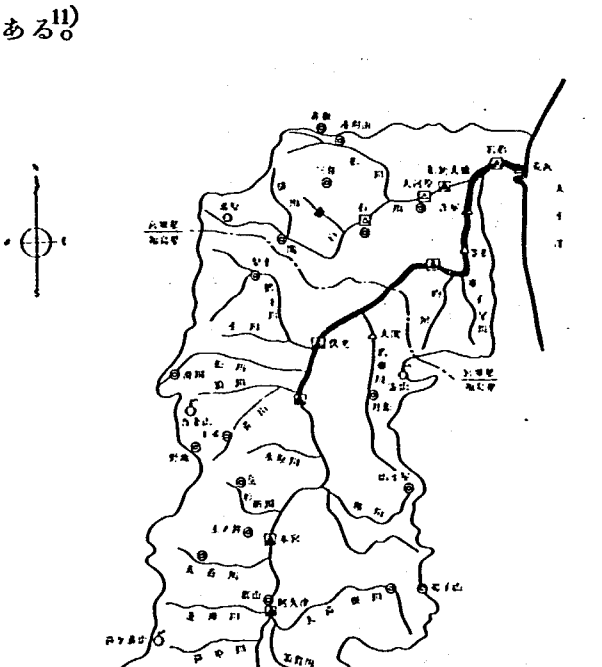


Fig. 2－61　Plane of Abukuma River

〔2〕 大わん曲部の河道特性量

低水路部の洪水時の水理量を求めるために，昭和50年3月測量横断図，および航空写真より，

筆者が常水路幅を判断し，その常水幅における平均河床高を横断図より求めた。洪水時の平均水深および掃流力は，昭和５０年度３月測量断面を使った流量1,000m³/s 時の不等流計算結果を使用した。計算に使った粗度は $n = 0.035$ であった。ところで30～35Km区間の河床材料は，平均粒径8mm程度であるが，砂利成分の平均粒径は 1.5 cm，砂成分 0.6 mm程度を持つ二峰成の粒度分布を持っている。ちょうど砂利から砂に変わるような所であり，平均年最大流量時には，砂利分の多い時は河床は flat，砂分の多い時には dune と考えられ，flat の時は $n = 0.02 \sim 0.025$ 程度，dune の場合は十分に dune が発達しえないので $n = 0.03$ 程度と考えられる。従って計算流量 1,000m³/s は河床が flat とすると 1,500m³/s 程度に相当すると考えられる。

Fig. 2－62 に不等流計算で 1,000m³/s 時の低水路の平均水深 R，深掘れ深 $\triangle Z$，平均河床高 Zm，Fig. 2－63 に低水路幅 B，低水路の川幅水深比 B/R，Fig. 2－64 に u_*^2 と粒径 0.6 mm および 1.5 cm に対する無次元掃流力 $\tau_* i$ の縦断方向変化図，Fig. 2－65 に平面図に横断形状を図示しておいた。

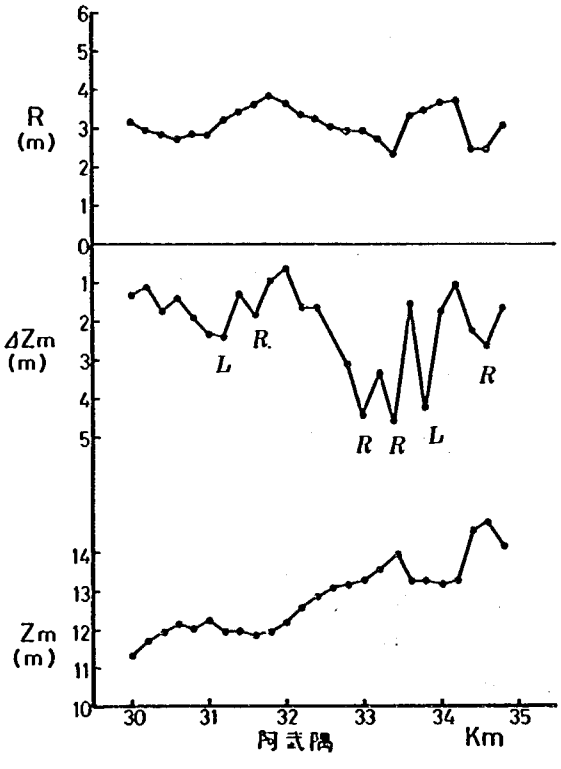


Fig. 2—62 Flow parameters for the Abukuma, R, △Z, Zm

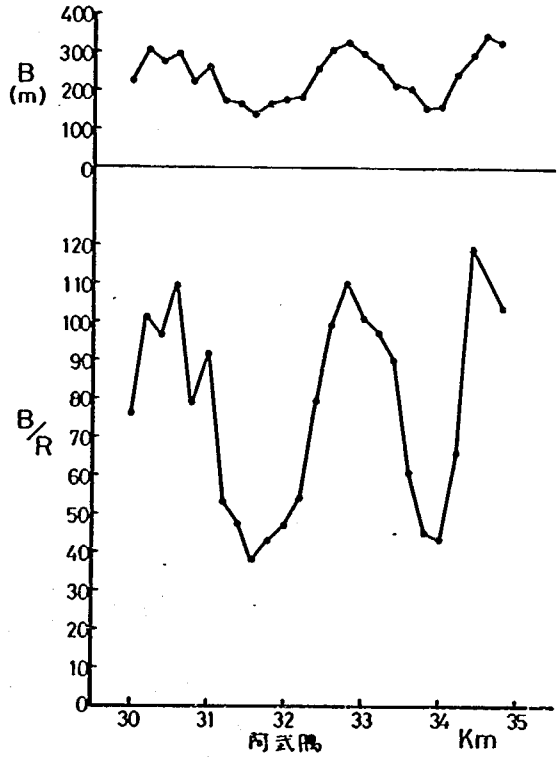


Fig. 2—63 Flow parameters for the Abukuma, B, B/R

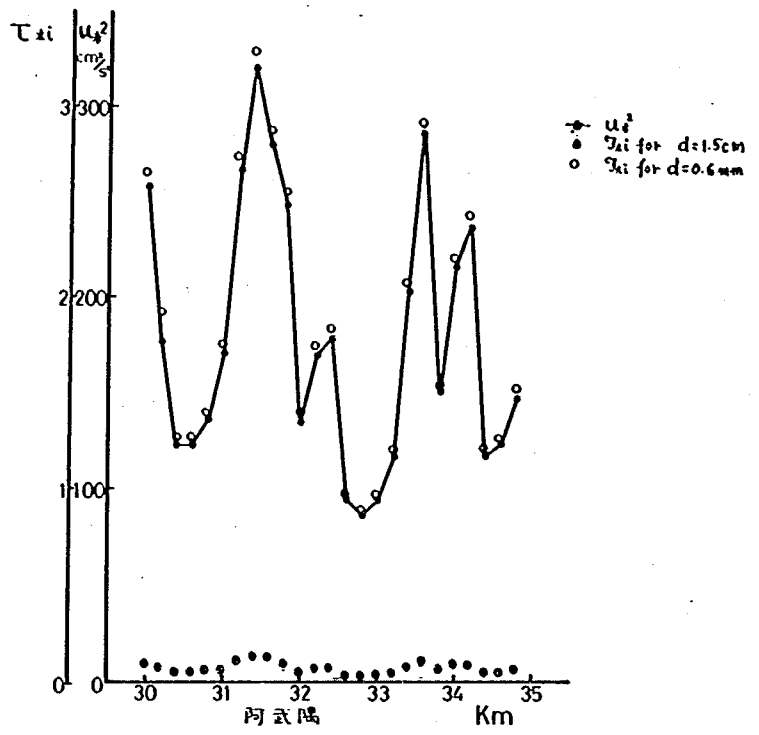


Fig. 2–64 Flow parameters for the Abukuma, u_*^2, τ_{*i}

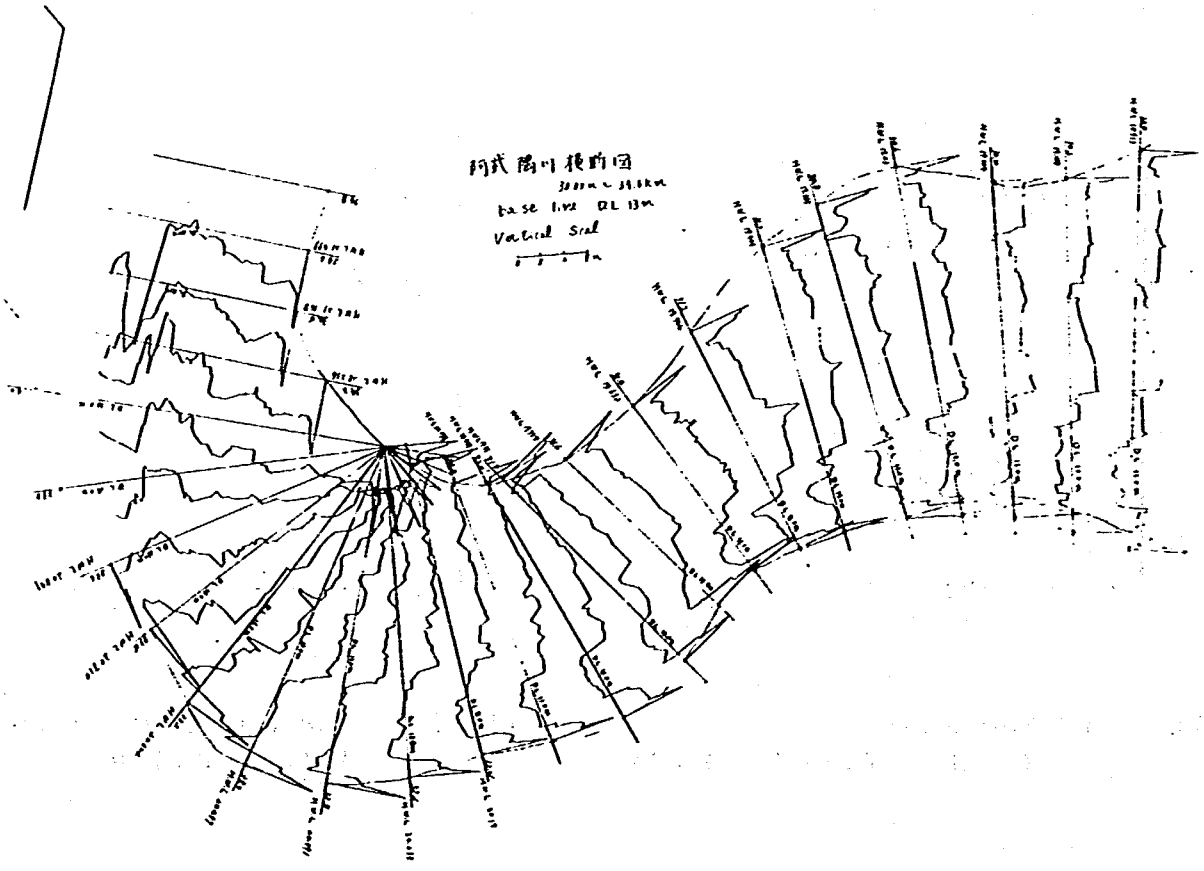


Fig. 2–65 阿武隈川の平面図と横断図，1974
Cross sections of the Abukuma

2－12. 鶴見川の河道特性

鶴見川は，東京都，神奈川県という首都圏を流下する河川である。調査対象区間は－2Kmから15Kmである。本調査の目的は，silt 質物質の堆積条件を明らかにすることにあった。

〔1〕 鶴見川の概要

鶴見川は，その水源を東京都町田市に発し，多摩丘陵を流下し，横浜市において東京湾に注ぐ河川である。この流域は，東京都，川崎市，横浜市といった首都圏の大都市スプロール化によって，著しく流域の開発が進み，宅地開発にともなう土砂流出量の増加，および河口近くの埋立地建設，河道掘削の影響によって，毎年多量の土砂が河口近くに堆積するようになった。

河川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　235 Km^2

(2) 本川流路延長　　42.5 Km

(3) 流域の地形，地質

流域の地形は，関東ローム層からなる丘陵，台地からなり，沖積低地は68Km^2である。

(4) 各種流量

鶴見川は，昭和44年に1級河川となり，十分な流量観測資料もなく，また流域の開発による流出特性が変わりつつある。低水路の満杯流量は150m^3/s程度と言われている。

〔2〕 低水路の河道特性量

低水路の河道特性を求めるために，昭和35年の測量断面を使って，低水路を筆者が判断し，また不等流計算による150m^3/s，200m^3/s時の水位を求めた。また常水路の流速を求めた。

Fig. 2－67に概略の洪水時の常水路の平均流速，水位，最深河床高の縦断変化図を，Fig.2－68に河幅の縦断変化を示した。

〔3〕 Segment の区分とその特徴

鶴見川－2～15 Km の河道は，次の三つのsegmentからなる。

(i) Segment 3－1 ＝ 8～15 Km

この区間は川幅100m，河床勾配 $Ib = \frac{1}{2{,}000}$，河床材料の主モードの材料が0.25mm 程度を持つsegmentである。平均年最大流量時の低水路の平均流速は，100～120cm/s 程度で，平均年最大流量時には河床は transition と推測される。

(ii) Segment 3－2 ＝ 2～8 Km

この区間は，平均年最大流量時の流速が80cm/s 程度で，河床材料の主モードの粒径は，0.07mm 程度である。平均年最大流量時の小規模河床波は ripple と推定される。

(iii) Segment 2－3 ＝－2～1 Km

この区間は川幅が急拡する部分で，粘土質の堆積物が河床に堆積している。この堆積には，海水による粘土質物質のフロキュレーション作用を考慮する必要があると考えられる。また平均年最大流量位いの洪水では，底層にはまだ海水が残っている。

鶴見川流域表層地質図

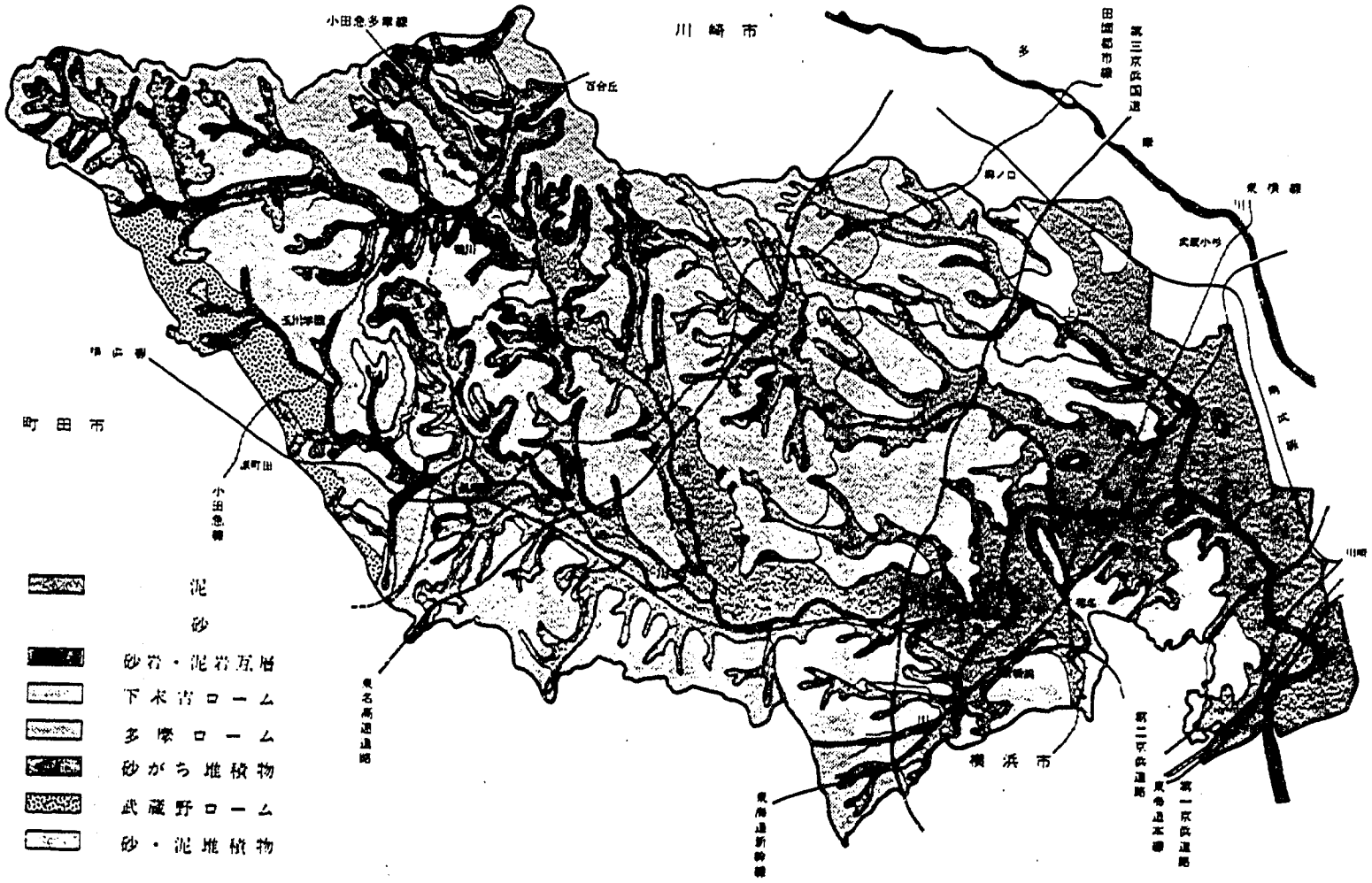


Fig. 2—66 Plane of Tsurumi River

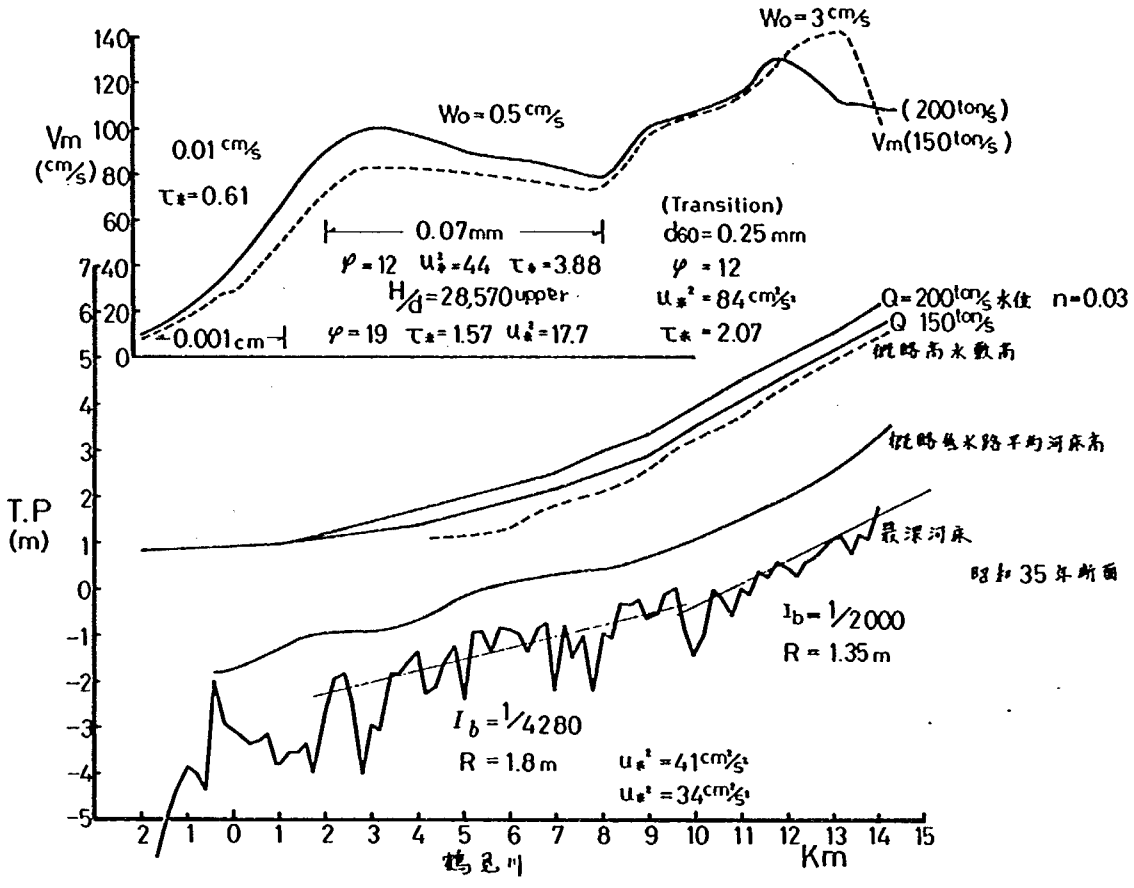


Fig. 2—67 Flow parameters for the Tsurumi, Vm, Zmin, H, u_*^2

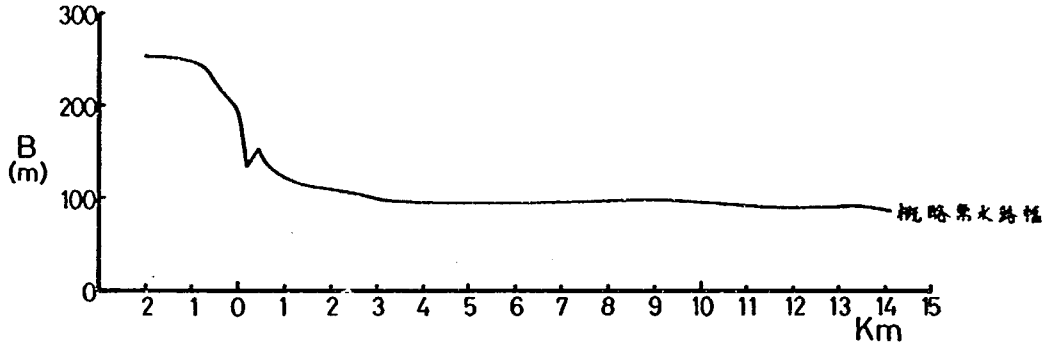


Fig. 2—68 Flow parameters for the Tsurumi, B

2－13. 富士川の河道特性

調査対象区間は河口より，4 Km の区間である。調査の目的は，河口近くの河床掘削が，富士川の川の河道特性にどんな影響をあたえたかを知ることにあった。

〔1〕 河川の概要

富士川は，その源を山梨，長野県境の駒ケ岳（標高 2,996 m ）に発し，甲信の境を一旦北流したのち流路を南東流に変え，八ケ岳裾野に横たわる一大断層をなす峡谷を流れ，大武川，八武川，塩川，御勅使川を合流し，山梨県中巨摩郡竜王町において甲府盆地に出て，これより盆地西部を南流し，西八代郡市川大門町において笛吹川を合わせて再び山間部に入り，早川，波木井川，芝川等を合わせながら曲折南流し，静岡県富士川市において駿河湾に注いでいる。

河川の概要は次のごとくである。

(1) 流 域 面 積　　3,571 Km^2

(2) 流 路 長　　128 Km

(3) 計 画 流 量

北松野（河口より10.5Km）における計画高水量 ＝ 16,600 m^3/s

流量確率年 ＝ $\frac{1}{150}$

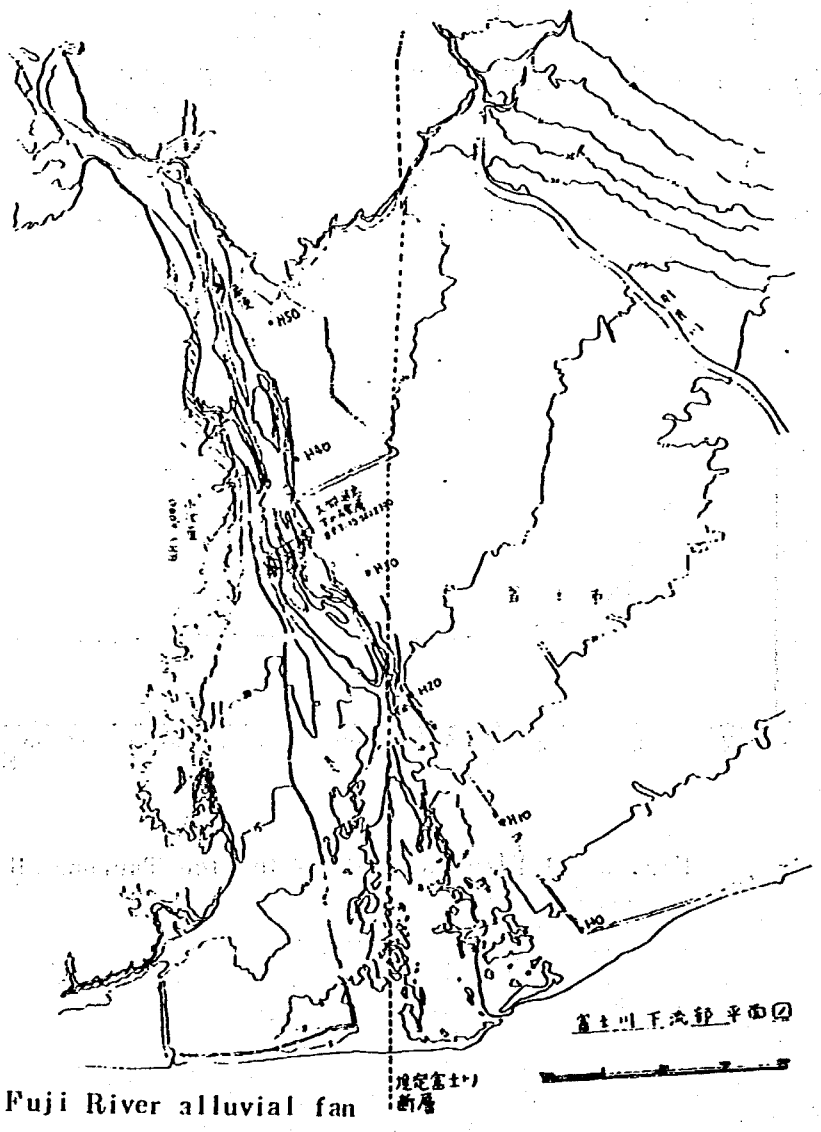


Fig. 2–69 Plane of Fuji River alluvial fan

(4) 各種流量

北松野における昭和35年から45年の平均で

豊水量 = 51.4 m³/s

平水量 = 18.5 m³/s

低水量 = 10.3 m³/s

渇水量 = 6.7 m³/s

(5) 平均年最大流量

北松野における昭和35年から昭和49年の平均で3250 m³/sである。この流量に対する流量確率年は $\frac{1}{2.4}$ である。

〔2〕 低水路の河道特性量

低水路部の洪水時の水理量を求めるために，昭和50年(1975)に行われた横断測量の結果を使った不等流計算結果より，流量4,000 m³/s時の計算結果を使って水路幅 B，川幅水深比 B/R，u_*^2，R，$\triangle Z$，Zm を求めた。計算に使われたマニングの粗度は，0.031である。

Fig. 2－70に R，$\triangle Z$，Zm，Fig. 2－71に B，B/R，Fig. 2－72に u_*^2 と dm，Fig. 2－73に平面図に横断形状を書き入れたものを示した。

〔3〕 河床掘削による富士川河口部の河道特性変化

富士川河口部の河道は，1947年時において，川幅は0 Kmで1,800 m，0.5 Kmで1,400 m，1.0 Kmで1,300 m，1.5 Kmで900 m，2.5 Kmで850 m有り，下流に向ってラッパ状に広がっていた。ところが1975年時においては0～1 Kmで800 m，1～2.5 Kmで600 m程度の川幅に成り，その後現在までほぼこの川幅を維持している。1979年10月の出水，ピーク流量8,000 m³/sでもこの川幅はほとんど変化がなかった。なぜ川幅が減少しても，その河幅が維持しえるか検討してみよう。

ところで川幅は，

$$B = \frac{1}{\varphi} \cdot \tau_{*m}^{-3/2} \cdot S^{-3/2} \cdot dm^{-3/2} \cdot g^{-1/2} \cdot I \cdot Q$$

であり，沖積層を流下する河川では平均年最大流量時の τ_{*m} は，粒径によってほぼ決まってしまうことを共通編5章において述べた。このことは，もし Q と dm が変わらなければ，川幅は I/φ にほぼ比例することを示している。

1968年から1974年にかけて富士川河口部で大量の砂利採取が行われ，この採取によって，0～1.5 Kmの区間の河床勾配は，掘削前の $\frac{1}{215}$ から現在の $\frac{1}{325}$ に変化している。河床材料および Q が掘削前と後で変わらないとすると，勾配の変化によって川幅は $\frac{1}{1.5}$ でも維持しえることになる。勾配の減少による相対水深 R/dm の増加による φ の増加も考えると川幅は $\frac{1}{1.7}$ になってもおかしくない。現在の川幅800 mが維持しえるのは，第一に掘削による勾配変化が原因していると考えられよう。

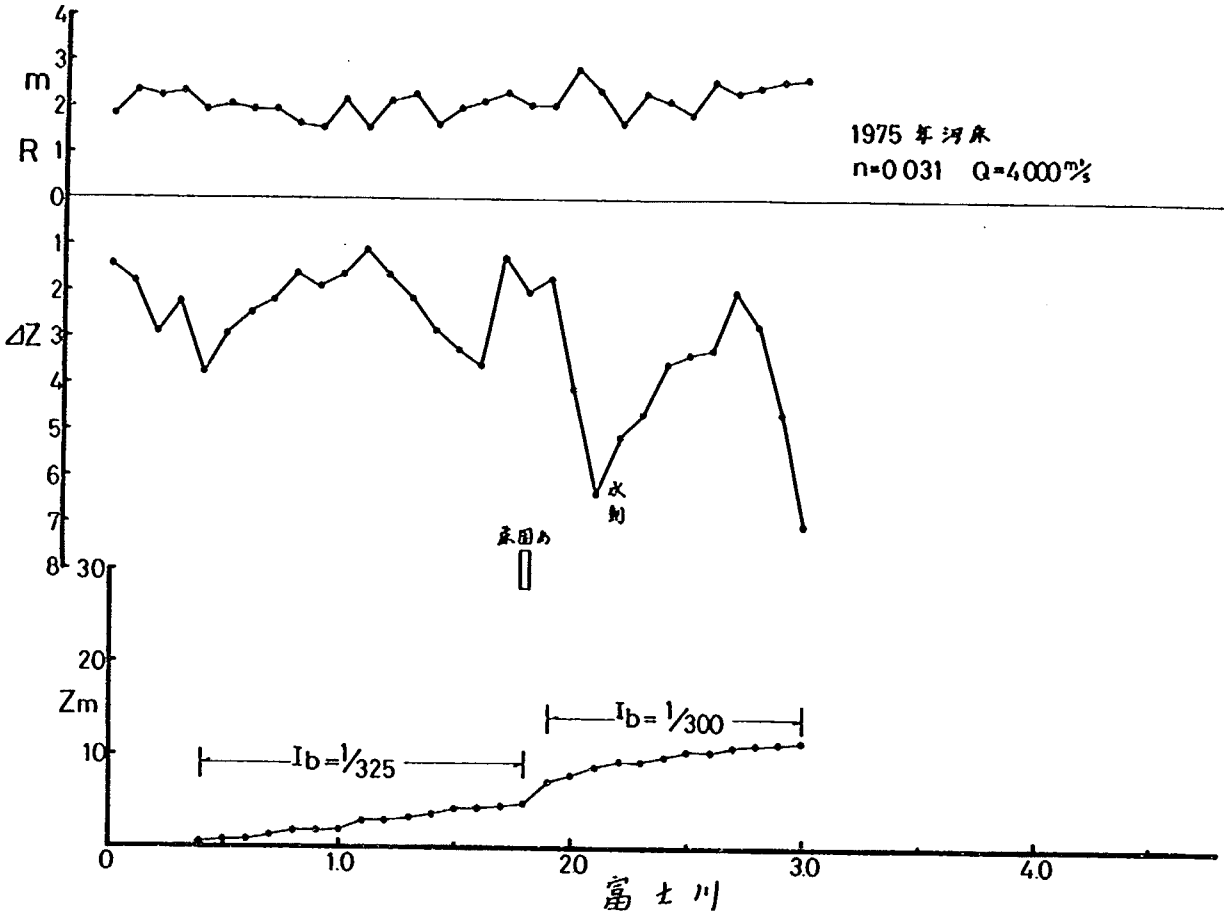


Fig. 2-70 Flow parameter for the Fuji, R, ΔZ, Zm

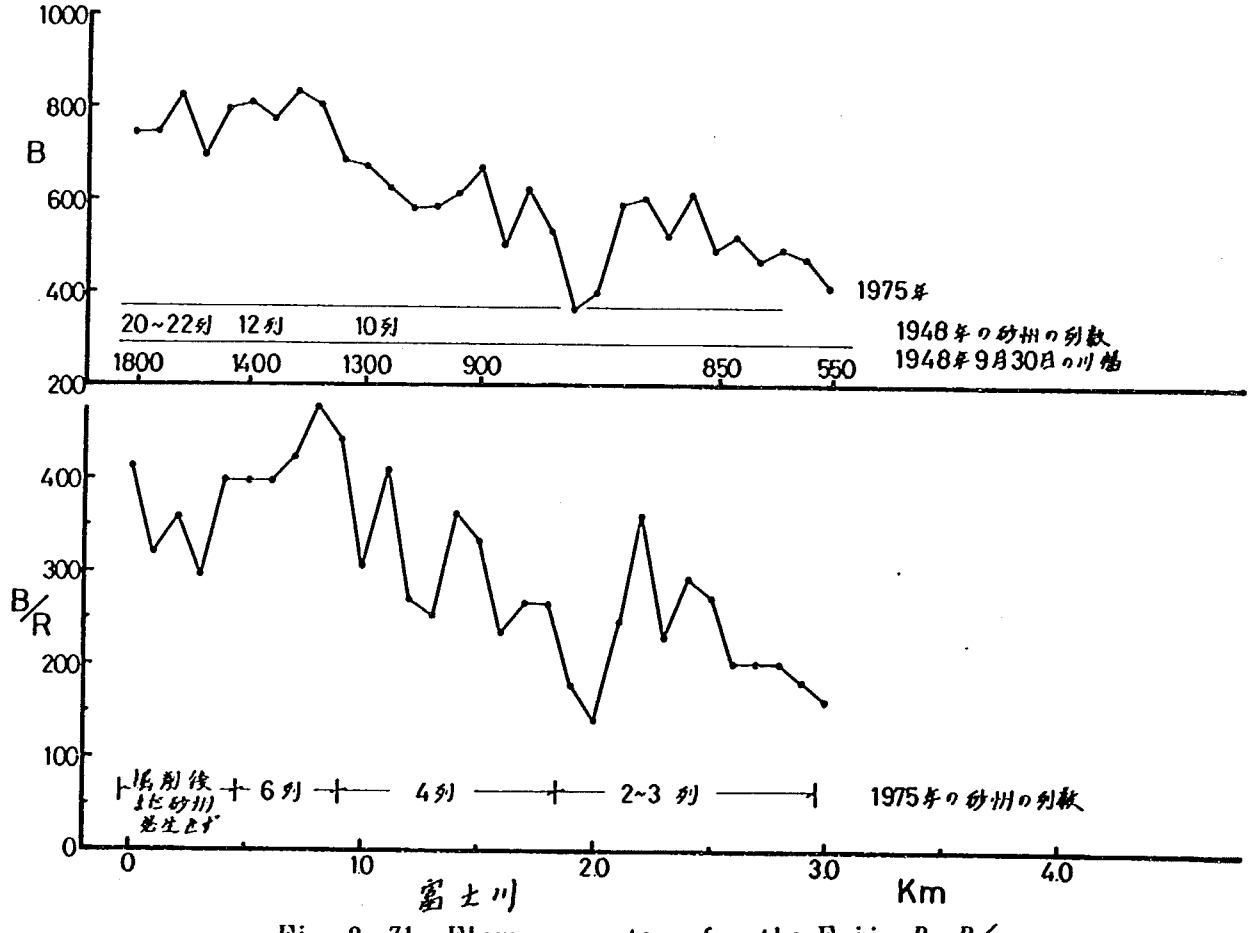


Fig. 2-71 Flow parameters for the Fuji, B, B/R

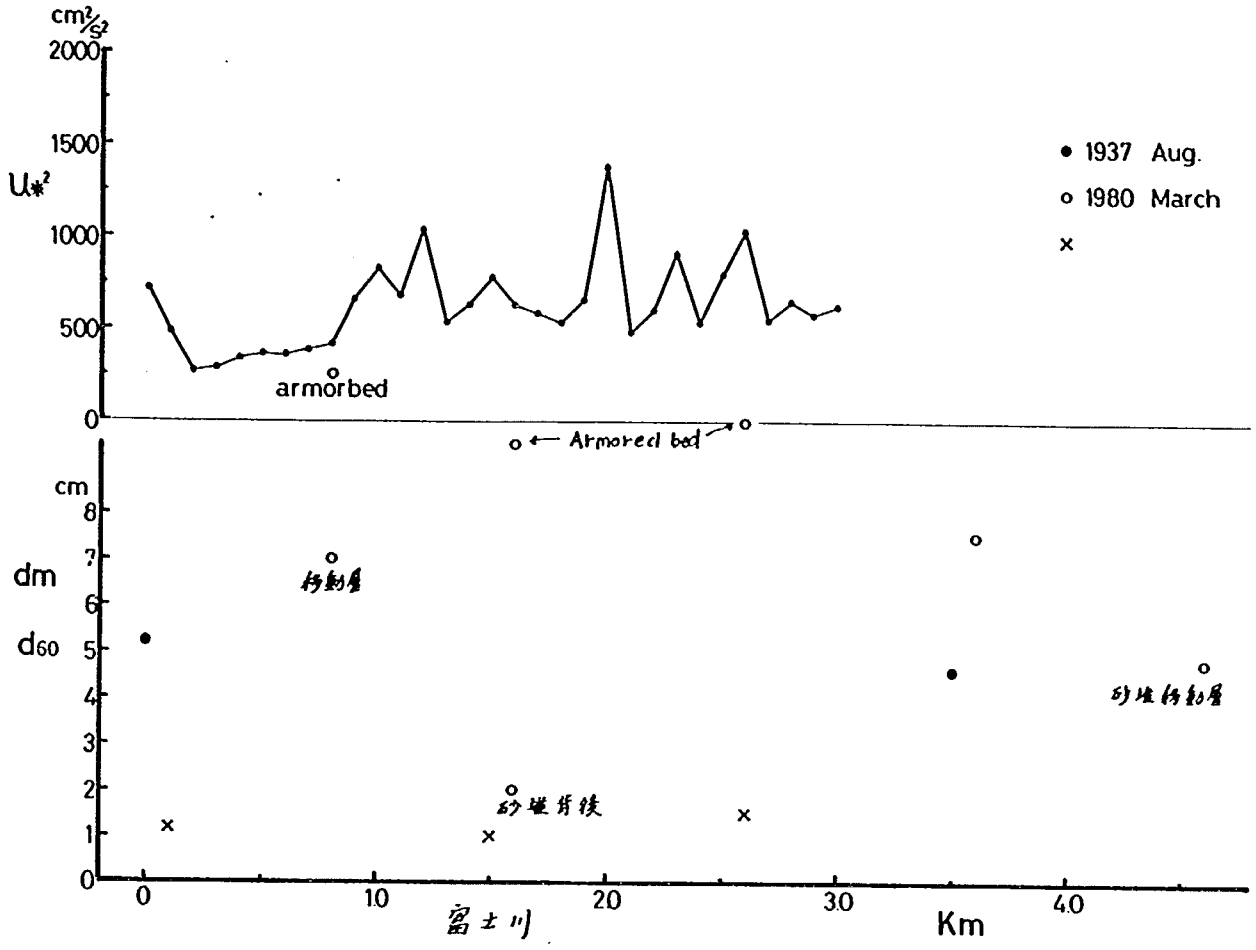


Fig. 2-72 Flow parameters for the Fuji, u_*^2, dm, d_{60}

2～3Km区間の川幅が870m程度から600m程度になったのは，勾配の変化によるよりも，河床低下によって3～3.5Km 地点に大渕溶岩が露出し，（河床低下前はこの溶岩は露出していなかった。）この溶岩の砕破物質が，Photo.2－2のごとく河床面をおおい河床がアーマー化しdmが大きくなったためと考えられる。

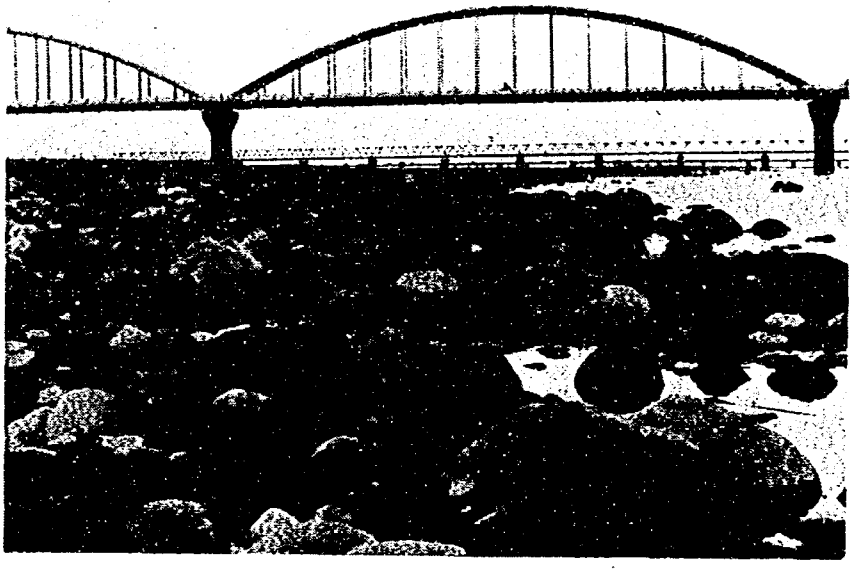


Photo. 2–2 Surface bed materials near the Suikau bridge

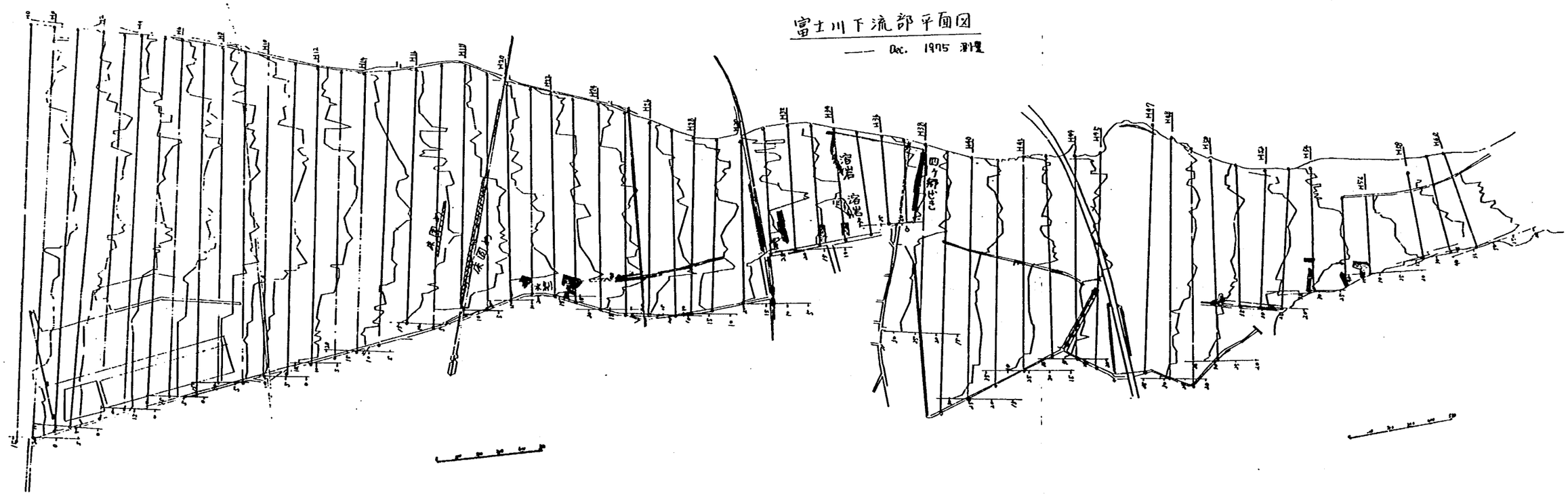


Fig. 2–73 富士川の平面図と横断図 1975年11月測量
Cross sections of the Fuji, 1975

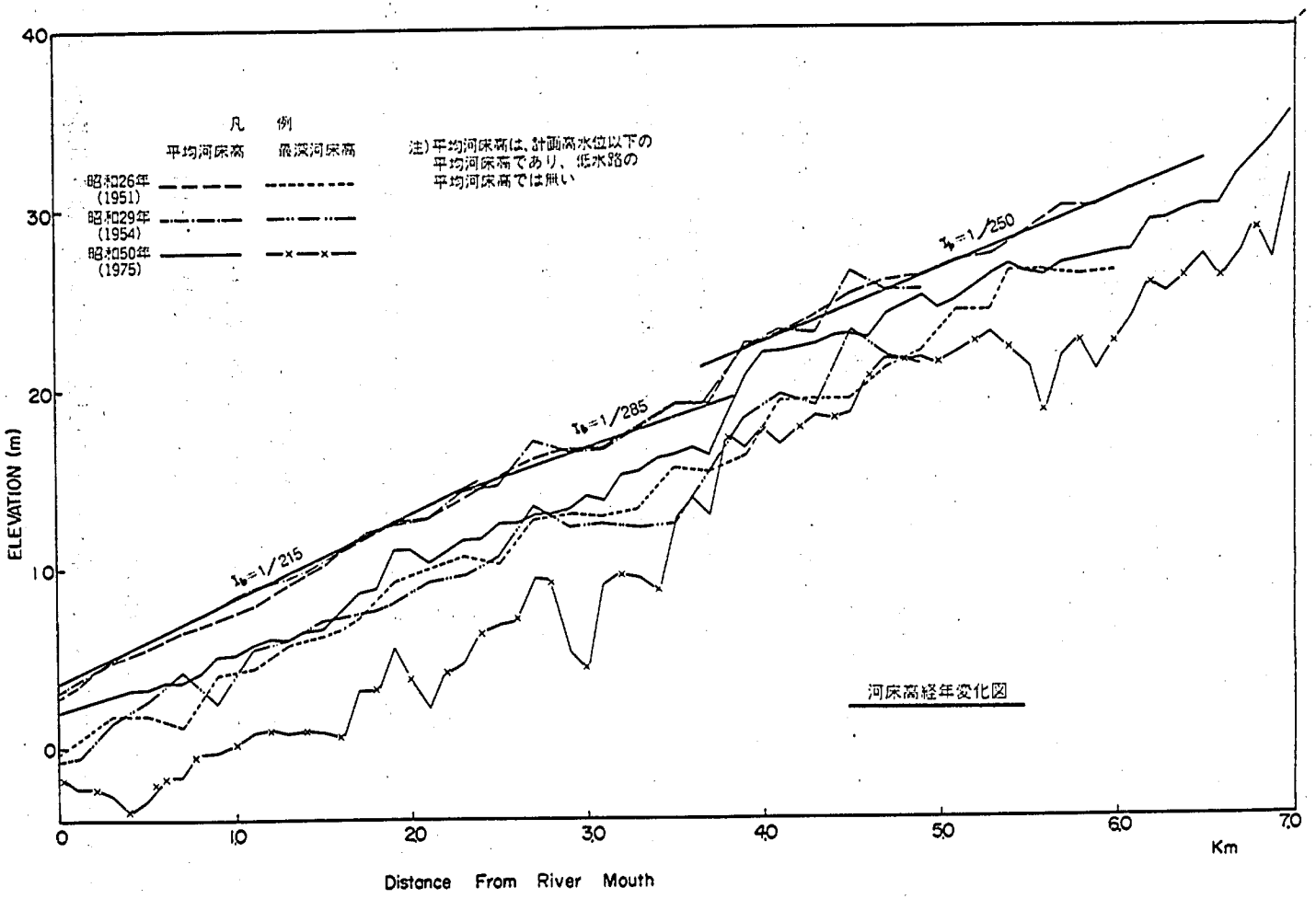


Fig. 2—74 Longitudinal profile change of the Fuji

なお，砂利掘削前の河道の河床勾配は，下流の0～2Kmが$\frac{1}{215}$程度，2～3.8Km区間が$\frac{1}{285}$であり，下流の方が勾配がきつい。もしこの勾配の違いのみによって，川幅が決まったとすると下，流は，2～3.8Kmの川幅の1.33倍，1,200m程度の河幅になるが，実際の川幅はこれより広かった。下流の方が河床材料が小さかったのではないかと筆者は考えている。（木下は河幅が下流で広くなったのは，上流から改修工事の影響と推測している[14]）なお下流の方が勾配がきつくなった原因は，Fig. 2－69に示す活断層が富士川を通り西側が東側に対して相対的に上昇するためと考えられる。特に安政地震時（1854）に大きな変動を示した。この時は富士川の流路も変わったと言われている[13]。この断層運動の影響は富士川扇状地の扇面の等高線にも現れており，土砂の堆積速度が地殻変動の影響を打ち消すほど速くないことを示している。

参　考　文　献

1) 建設省荒川上流工事々務所，1978；荒川本線不等流計算結果

2) 建設省利根川上流工事々務所，1978；利根川上流洪水予測検討報告書

3) 建設省利根川下流工事々務所，1974；利根川下流部洪水流解析報告書，国際航業株式会社および木下良作が解析を行った。

4) 建設省利根川下流工事々務所，1973；利根川河道計画調査（中間）報告書

5) Yamamoto，K，1976；相似律の観点から見た移動床の水理(III)，土木研究所資料第1154号 pp. 16－18.

6) Yamamoto, K. et. al., 1978；利根川河口処理に関する水理的検討，土木研究所資料第1326号 pp. 22－59.

7) 建設省出雲工事々務所，1964；斐伊川改修40年史

8) Thuchiya, T., Hoshihata, K. and Honma, K., 1971；河川からの流出土砂量，防災科学技術総合研究報告第25号

9) 建設省立山砂防工事々務所，1969；44.8月集中豪雨記録

10) Machida, Y., 1959；安倍川上流部の堆積段丘，地理学評論32，10.

11) Fukami, C., 1978；阿武隈河道模型実験報告書，土木研究所資料第1324号

12) Agi, K., 1951；河相論，岩波書店 pp. 68

13) Mochizuki, S., 1980；富士川における地震断層への対応，昭和54年度河川関係調査実績報告会報文集，関東地方建設局

14) Kinoshita, R.,富士川下流部河道法線計画，年代不明

あ と が き

6月に目次を書き始めた時，私の今年度の仕事の割振りを考えると，12月までに本報告を書き上げてしまわなければならないと考えていた。確かに12月に一応書き上げたが，最後の方は時計を見ながら強引に河道特性について記述してしまった感が強く，読み返してみると物足りないものを感じている。特に個別河川の河道特性については詳しく記述する暇が無くなってしまい，私のための資料集のようなものになってしまった。次年度に荒川中流部の河道特性について詳しく記述し，私の意図していたものを明らかにすると同時に，個別河川の河道特性調査例としてみたいと思っている。本報告が個々の河川での河道特性調査の引金となり，それらを基にした新たな沖積河道論，土砂動態論，河川技術論の発展につながっていけば幸いだと思っている。

最後に，本調査に当って現地資料を提供していただいた各工事々務所調査課の方々，実験資料を提供していただいた深見親雄氏，荒川，利根川の河道特性調査の一部を担っていただいた安田毅彦氏（K. C. S.）に深く感謝したい。また，河の見方ということについて，その著作によって筆者に多くの示唆を与えて下さった安藝公一先生，故橋本規明先生，木下良作先生に敬意と感謝の気持を表わしたい。

1980年12月15日

山 本 晃 一