

土 木 研 究 所 資 料

沖積低地河川の河道特性に関する研究ノート

— 沖積低地河川の河道処理のために —

平成3年1月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © 1991 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 General 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、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料第2912号
「沖積低地河川の河道特性に関する研究ノート」正誤表

頁	行	誤	正
9	上8	…が緩やかな所では	…が緩やかな所では
9	下3	水が氷って	水が凍って
17	上9	Segmentと成り、堆…	Segmentと成る。堆…
20	上4	水深10mで低質材料は	水深10mで底質材料は
28	上1	舌状堆積積面が	舌状堆積面が
28	上2,3,5	b e r	b a r
43	上2	波によって沖積	波によって沖波
43	上5	スケール、また	スケール) また
44	上18	①満期、	①満潮
44	上22	物質は除々に	物質は徐々に
45	上7,9	U.	u.
55	上7	深掘れ高 ΔZ	深掘れ深 ΔZ
55	下14	80~90cm程度	80~90cm/s程度
56	タイトル	深掘れ高 ΔZ	深掘れ深 ΔZ
60	上14~17	39km) $n=0.016$ 54km) $n=0.016$ 75km) $n=0.016$ 85km) $n=0.016$	39km) $n=0.018$ 54km) $n=0.020$ 75km) $n=0.022$ 85km) $n=0.024$
61	上17	低水路の法線系形	低水路の法線形
61	下13	の縦走形がほぼ平行な	の縦断形がほぼ水平な
61	下9	でほぼ平行、	でほぼ水平
69	上9	B集団の粒数が	B集団の粒径が
69	上11	あるか、下流では	あるが、下流では
71	上6	現在岸導流堤	現左岸導流堤
73	上17	1~2m前後で	1~2m前後深くなり
93	上13	の左岸川には	の左岸側には
100	上3	で、干潮の	で、潮汐の
100	下10	あったため、河川の勾配が 緩く、丘陵にせり出…影響 を受け、河道が…	あったため河川の勾配が緩く、 また丘陵のせり出…影響を受 け、かつ河道が
100	下9	疎通が悪くしば…したり、 破堤した。	疎通が悪く、しば…したり 破堤した。
100	下3	格子状になり	格子状になり

頁	行	誤	正
108	上2,4	進歩	進捗
108	上9	受けているが、こ…	受けている。こ…
109	上11	$140\sim 150\text{m}^3/\text{s}$	$140\sim 150\text{cm}^2/\text{s}^2$
109	上15,16	$35\text{m}^3/\text{s}$	$35\text{cm}^2/\text{s}^2$
112	下1	牛津川流部	牛津川流路
116	上5	30~40ほど	30~40mほど
121	下1	川谷の後	川谷の跡
123	図-3.4.10		別紙参照
125	上17	よる影響の大きい。	影響の方が大きい。
125	下14	供給としても洪水に	供給と洪水に
125	下12	を主に六角川の	を基に、六角川の
128	上3	おおよそさ100~170%であり、 液性限界お	おおよそ100~170%であり、 液性限界
129	上7	の観測点流量	の観測点、流量
144	上3	のスール	のスケール
144	上11	最大流量の流水比	最大流量の洪水比
152	下3	図-3.4.37	図-3.4.34
152	下2	急斜面の深さは	急斜面の部分は
152	下1	潮低面下の	潮低面直下の
156	上1	ワッシュロード	ウォッシュロード
156	上10,11	(A集団)の平均流径 d_A の関係は、 d_A が小さくなると U_{*c} と d_A の関係は上流の	(A集団)の平均粒径 d_A の関係は、
159	上7	利根川が、左岸側の	利根川が、右岸側の
162	下8	場合よし原であるので高水敷 の粗度係数は	場合、高水敷の粗度係数は よし原であるので
166	上9	ヨシを優先種に	ヨシを優占種に
166	上10	なおヨシは砂質の所には成育 しないようでヨシ群落の	なお、ヨシ群落の
177	下2	計画川床勾配	計画河床勾配
176	上4	「河床高が…変化駿場合は	河床高が…変化する場合は
181	下6	$S =$	$s =$

稿正が十分にいきとどかず間違いが多く申し訳ありません。

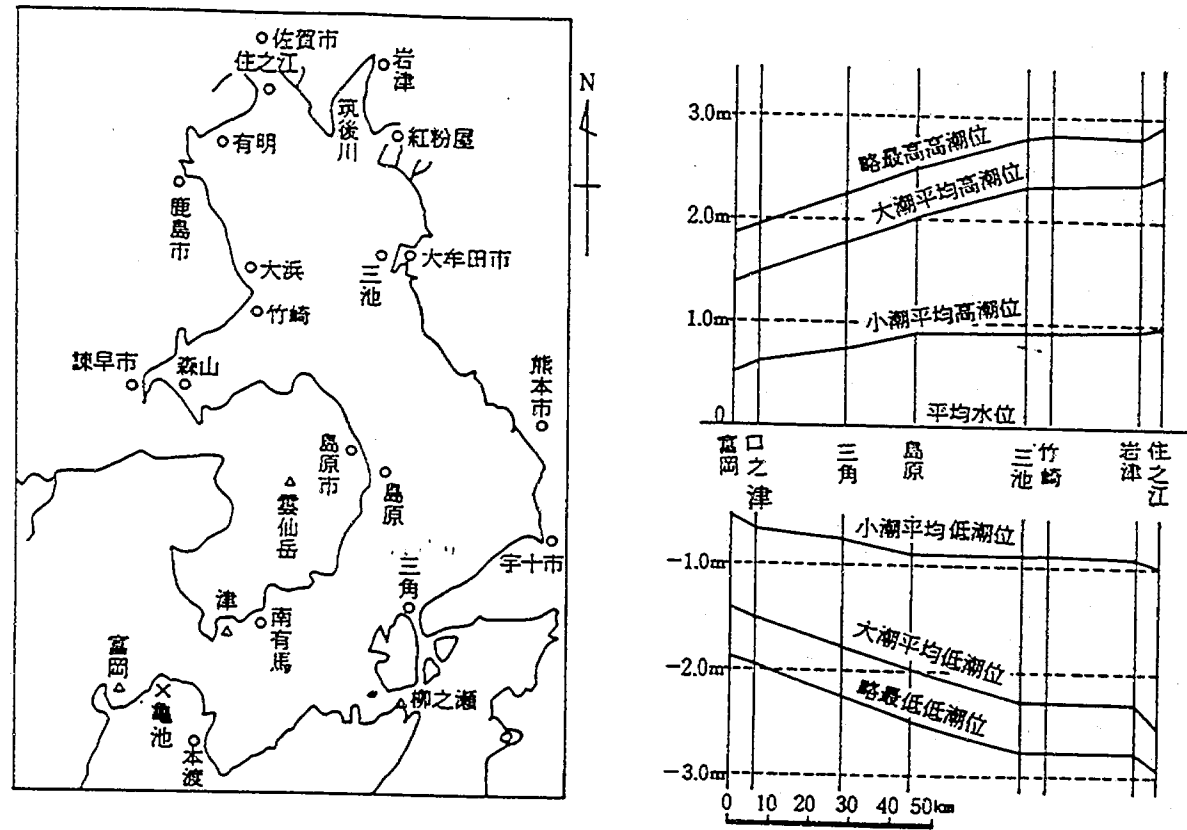


図-3.4.10 有明海各地の潮位⁶¹⁾

沖積低地河川の河道特性に関する研究ノート

——沖積低地河川の河道処理のために——

山本 晃一

要 旨

本論は、シルト・細砂を河床材料に持つ河川について、沖積地地形の発達史、土砂の分級機構の観点からその形成機構について考察し、また実河川の資料よりその河道特性を抽出したものである。これらの成果は、沖積低地河川の河道処理の考え方に関する基礎情報となるものである。

キーワード；沖積低地河川・河道特性・分級・堆積・三角州・セグメント

まえがき

筆者はすでに沖積地河川の河道特性について検討し、その特徴について論じてきたが⁽¹⁾⁽⁶⁾⁽⁹⁾⁽²⁸⁾⁽⁷¹⁾⁾、シルト・細砂を河床材料に持つ河川の河道特性については詳しく論じるのを避けてきた。シルト・細砂を河床材料に持つ河川は、日本では緩勾配の大河川の下流域に限られており、河岸侵食が生じにくく、河岸処理に大きな問題が生じていないこと等より、それを工学的研究対象として取り上げる意義が少ないと考えたこと、また、このような河川の河道特性は洪水のみならず、潮汐流、波浪、塩水の影響を受けること、さらに、河岸、河床物質の特性は、デルタ地形の発達史の中でその特性を捕えないとならないことから、中砂以上の河床材料を持つ河川と同一の分析・解析手法ではその特性を説明しえず、もう少し基礎情報の収集を図る必要があると考えたことによる。

ところで、河川研究室では昭和61年度より海外土木技術共同研究経費「低平地河川の改修工法に関する研究」を実施しており、この研究に昭和63年度から研究主任としてかかわるようになった。調査の目標は、緩勾配の沖積低地河川の河川処理のあり方を提示するものである。この目標に答えるには、細粒物質を河床材料に持つ沖積低地河川の特性を知る必要があり、取り急ぎ沖積低地河川の河道特性についてまとめることにした。十分な検討時間が無く考察の足りない所があるが、ある程度の取りまとめができたので、ノートとして残すことにした。

目 次

まえがき

第1章 調査の目的と方法

1.1	調査の目的・内容と本論の構成	1
1.2	調査の方法	1

第2章 沖積低地の発達形態とその支配要因

2.1	沖積低地（三角州）の発達形態を規定する要因とその特性	7
2.1.1	沖積低地（三角州）の発達形態を規定する要因	7
2.1.2	海水面変動と沖積低地の形成	8
2.1.3	土砂の供給側の条件	9
2.1.4	堆積盆側の条件と堆積環境	17
2.2	土砂の分級堆積機構	29
2.2.1	河川の縦断方向の土砂の分級機構	29
2.2.2	河川の横断方向の土砂の分級機構	33
2.2.3	波による土砂の移動と分級機構	38
2.2.4	潮汐によるtidal flat上の土砂の分級機構	43

第3章 沖積低地河川の河道特性の実態

3.1	利根川下流部の河道特性	47
3.1.1	河川の概況	47
3.1.2	流路変遷と地質	47
3.1.3	洪水特性	53
3.1.4	潮汐特性	54
3.1.5	利根川下流部の河道特性量とsegment区分	54
3.1.6	利根川下流部の河道特性の特徴	60
3.1.7	河口部の河道特性	70
3.2	江戸川下流部の河道特性	80
3.2.1	河川の概況	80
3.2.2	河川沿いの地質	80
3.2.3	洪水特性	82
3.2.4	潮汐特性	87
3.2.5	河道特性量とsegment区分	89
3.2.6	河道特性の特徴	92
3.3	鶴見川デルタ部の河道特性	99
3.3.1	河川の概況	99
3.3.2	流域の地形・地質	102

3.3.3	水文特性	102
3.3.4	河川改修の歴史	105
3.3.5	河道特性量とsegment区分	108
3.3.6	鶴見川の河道特性の特徴	109
3.4	六角川沖積低地の河道特性	112
3.4.1	流域の概要	112
3.4.2	流域の地形・地質	113
3.4.3	完新世の地形発達史と微地形	114
3.4.4	有明海の地形・底質・海象	121
3.4.5	潮流及び恒流	125
3.4.6	六角川の潮汐と細粒物質の移動特性	125
3.4.7	六角川の河道特性量とsegment区分	139
3.4.8	六角川デルタの河道特性の特徴	144

第4章 沖積低地河川の河道特性のまとめ

4.1	河床材料と堆積環境	156
4.2	低平地河川のsegment区分とその形成機構	158
4.3	洪水時の粗度と河床波	162
4.4	河道の平面形状と横断形状	163
4.5	景観	166
4.6	河道変遷	166
4.7	沖積低地（三角州）の平面形状の分類	167

第5章 低平地河川の河道処理上の課題と今後の方向

5.1	河道計画	171
5.1.1	河道計画の内容	171
5.1.2	計画対象河川の河道特性の把握	172
5.1.3	河道の縦断計画	172
5.1.4	横断計画	176
5.1.5	河道の平面形計画	177
5.2	河岸処理工法	178
5.3	河口処理計画	178
5.4	環境計画	178

Appendix A 波に対する土砂の分級実験結果

Appendix B 河道特性調査のすすめ

参考文献

あとがき

注) 本文中の注釈は各節の末に配置してある。

第1章 調査の目的と方法

1.1 調査の目的・内容と本論の構成

本調査は、シルト・細砂・中砂を河床材料に持つ沖積低地河川の河道計画、河岸侵食防止工等の河川構造物の設計施工の合理化のために、沖積低地河川⁽⁴⁾の河道特性の共通項を土砂の堆積分級機構と完新世の沖積低地の地形発達史との関連の中で抽出・記述しようとするものである。さらにこの情報を踏まえて沖積低地河川の河川処理の課題と今後の方向を示そうとするものである。

ここで検討される河道特性の項目としては以下のものが取り上げられる。

i) 河床材料特性と堆積環境の関係

洪水・潮汐流・波浪と堆積物

ii) segmentの形成因と土砂の分級機構

segment区分、海水面変動の影響

iii) 洪水時の粗度と小規模河床波

iv) 河川近傍の土層構造

v) 河道平面形状とその変動特性

vi) 河床変動、深掘水深

vii) 河道の横断形状

viii) 河口部の地形とその変化特性

ix) 沖積低地河川の自然環境

本論の構成は以下のごとくである。

第1章では、調査の目的と検討内容、調査の方法が示される。第2章では、沖積低地の地形発達形態を規定する要因とその特性について述べ、またそれが土砂の分級・堆積作用にどのような役割を演じ、その結果として沖積低地の土質構造や地形がどのようなものになるのか既往の研究成果を取りまとめ、沖積低地河川の河道特性把握の準備としている。第3章では、個々の沖積低地河川の河道特性を詳細に調べ、その共通性把握のための基礎情報を提示している。ここでは、利根川下流部、江戸川下流部、鶴見川下流部、六角川下流部が取りあげられる。第4章は、第2章及び第3章の検討結果より、沖積低地河川の河道特性の共通性を抽出し、その共通性が生じた原因について考察している。第5章では、前章までの論議を踏まえて、沖積低地河川の河道処理上の問題と方向性を示し、今後の調査研究の課題を示している。

1.2 調査の方法

1.1 で述べた種々の河道特性は、個々バラバラに存在しているもので無く、相互に密接に関連し合っており、河道と言うシステムを作っている。従ってこのシステムの全体像を把握しえるような調査方法とする必要がある。

調査方法としては、すでに筆者が行ってきた河道特性調査手法⁽⁵⁾を用いて、沖積低地河川の河道特性調

査を行うが、特に完新世の沖積低地の地形発達との関連性を重視して検討を行う。

具体的な調査手順は以下のごとくである。

- ①第四紀の沖積低地の地形発達史に関する既往論文を収集・整理し、沖積低地河川の河道特性に関連する部分を取りまとめる。
- ②洪水流、潮汐流、波浪による土砂の分級堆積機構について既往論文等より取りまとめ、沖積低地河川の河道形成及びその特性の要因分析のための基礎情報とする。
- ③シルト・細砂を持つ沖積低地河川の河道特性に関する資料を収集する。
- ④収集した資料を用いて、文献の6) 71)で示したのと同様な手法を用いて河道特性調査を行う。
- ⑤沖積低地河川及び沖積層に関する基礎情報と④の調査資料を突き合わせても沖積低地河川の河道特性の各項目について共通性を抽出し、さらになぜ共通性が生じたのか原因とその要因について検討する。
- ⑥さらに迅速図等の古地図より近代改修以前の河口地形を把握し、河口地形の特性に及ぼす要因との関連性を考察し、⑤のための補助情報とする。
- ⑦最後に、以上の情報を基に沖積低地河川の河道処理上の課題と今後の方向について考察を行う。

注1)

沖積低地河川とは、シルト、細砂あるいは中砂を河床材料のA集団^{注2)}として持つ河床勾配1/3000以下の河川と定義する。

地形学用語で言えば、三角洲及び自然堤防帯の一部区間を含む河道区間の河川である。segment区分^{注3)}で言うとsegment 3及びsegment 2の1部を含むものである。

また沖積層、洪積層及び完新世、更新世、沖積世、洪積世の定義は井関³⁾による表-1.1によるものとする。

表-1.1 沖積世と完新世との比較

絶対年代	地質時代		氷河期	海面変動	層序
	井関らの区分	INQUAの区分			
a. 6,000	沖積世	完新世	後氷期	ほぼ安定 0 m	沖積層
a. 10,000		更新世	(晩氷期)	-40m 海面上昇	
a. 18,000	洪積世		ヴュルム氷期 ↑最盛時	-140m ↑最低位海面 海面低下	洪積層

注2) 河床材料の粒度分布形と粒径集団

河床材料の粒度分布形は、対数正規分布形に近い、と言われているが、実際には、特性の異なる3つ以上の集団 (population) を持っているのが普通である。堆積学では図-1.1のごとく河床材料の主モードである集団をA集団、それより細かいものをB集団、A集団より粒径の大きいものをC集団と呼んでいる。

河床材料の粒度分布形は、A、B、Cの各集団の粒度分布形を対数正規分布のとみなし、各集団ごとの粒度分布形の合成されたものと解釈されることが多い。確かに砂を河床材料とする場合には、各粒径集団ごとにその粒度分布を対数正規分布と仮定し、河床材料の粒度分布を解釈したり、あるいは、その粒度分布形成要因を解釈することは、経験的事実と合い、妥当性を持っているが、砂利を河床材料の主モードとする場合には、A集団と見なされる粒径の存在範囲が広く、これを一つの粒径集団とみなすことは問題が多く、A集団を2つあるいは3つに分けた方が良いことがある。

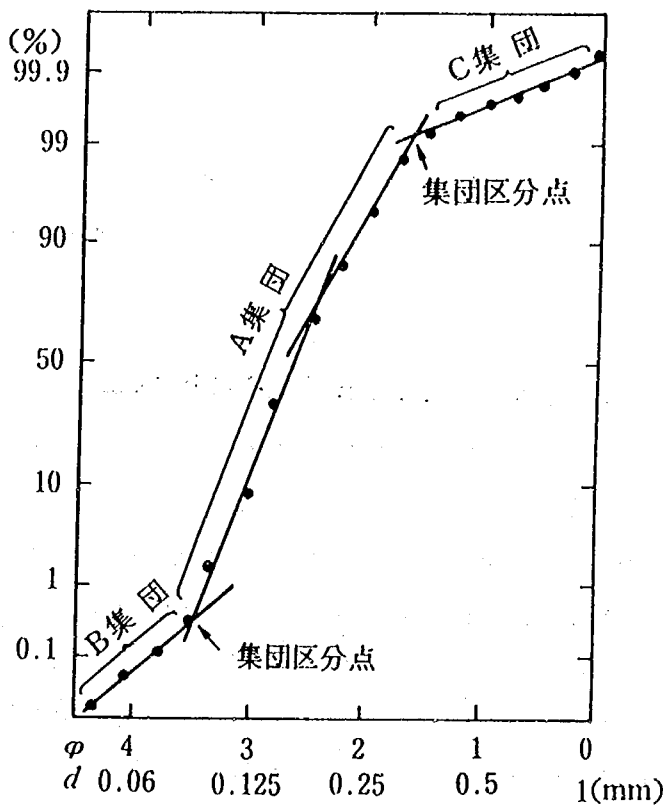


図-1.1 河床材料の粒度分布、砂の場合

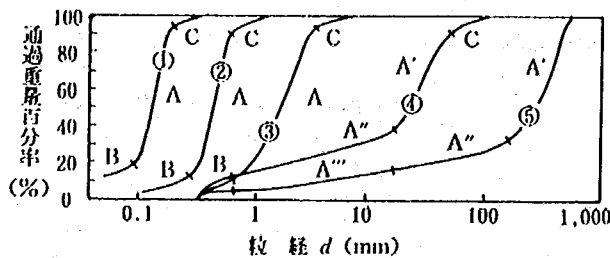


図-1.2 種々の粒度分布形における集団区分点

対数正規分布を持つ粒径集団を合成したものとして河床材料の分布形を解釈する場合には、各集団ごとに、粒径の存在範囲を決めることができないが、工學上は、図-1.2に示すように集団区分粒径 (diameter of population break) を決め、この区分粒径によって集団ごとの存在範囲を定め、その存在範囲ごとの粒径集団の移動特性と、移動量を評価した方が、河床変動の評価や土砂の分級機構を解明及び解釈する上で有効と考えられる。本章では、この立場で混合粒径河床材料の水理特性を解釈する。

ところで河川工學の立場では、一般に粒度分布形を図-1.2に示すように、片対数紙を使って堆積學で使用される ϕ 尺度

$$\phi = -\log_2 d$$

で粒径を表わすことはしない。ここで d の単位は mm である。本論においては、河川工學の通例に従って河床材料の分布形を片対数紙を使って表現することにする。この場合集団区分粒径は、図-1.2に示したように、粒径加積曲線上での勾配の急変点の粒径としておけば実用上は十分と思われる。

注 3)

筆者は文献1)において日本の沖積地を流れる河川の縦断形は、ほぼ同一勾配を持つ区間 (segment) が連続的に結ながつたものであること、1つのsegmentは河道特性を把握する場合の基本的な単位であること、segmentは土砂の堆積分級作用の現われであることを示し、また河川の縦断形とsegmentの関係について次のように述べた。

“河川における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程segment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出て、そのまま海に入ってしまう河川で、大きな支川が入りこまない場合) には、山間部から出てからは通常次の三つのsegmentを持つ。

扇状地を持つ河川の場合は、扇状地上を流下する河道区間に当たる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。木曾川の河床縦断図及び河床材料縦断図を用いてこれを示す。図-1.3は縦軸に河床高、横軸に河口からの距離を示したものであり、図-1.4は縦軸にある粒径以下のものが河床材料中に占める割合 (%) を採り、横軸に河口からの距離を採り、図中に示す数字 (mm) の粒径以下のものが河床材料に占める縦断方向にどのように変わるかを示したものである。これによって木曾川は42km地点より上流の勾配が急で河床材料の平均粒径が5 cm程度のsegment 1、10~42km区間の勾配1/3,400で粗砂を河床材料に持つsegment 2、0~10km区間の勾配が非常に緩く、細砂を河床材料に持つsegment 3から成ることが分かる。表-1.1には、各segmentと地形区分との関係、また各segmentと河床材料、河岸物質、勾配、蛇行程度、河岸侵食、水路の深さとの一般的な関係を示した。これによってもsegmentごとに種々の河道特性が変化することが良く示されている。

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segment 2-2、その下流で細砂を河床材料に持つsegment 3を持つ。

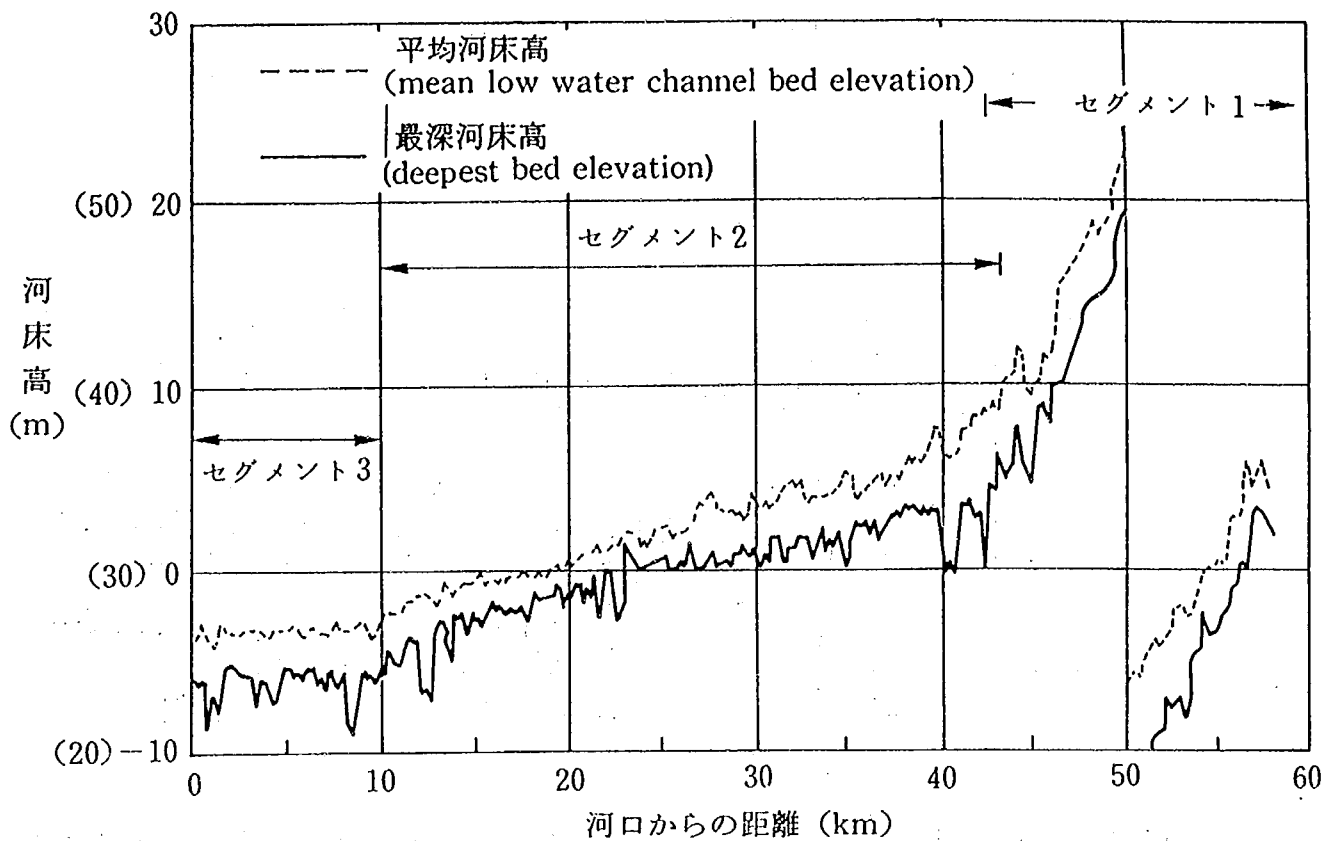


図-1.3 木曽川平均河床高及び最深河床高縦断図

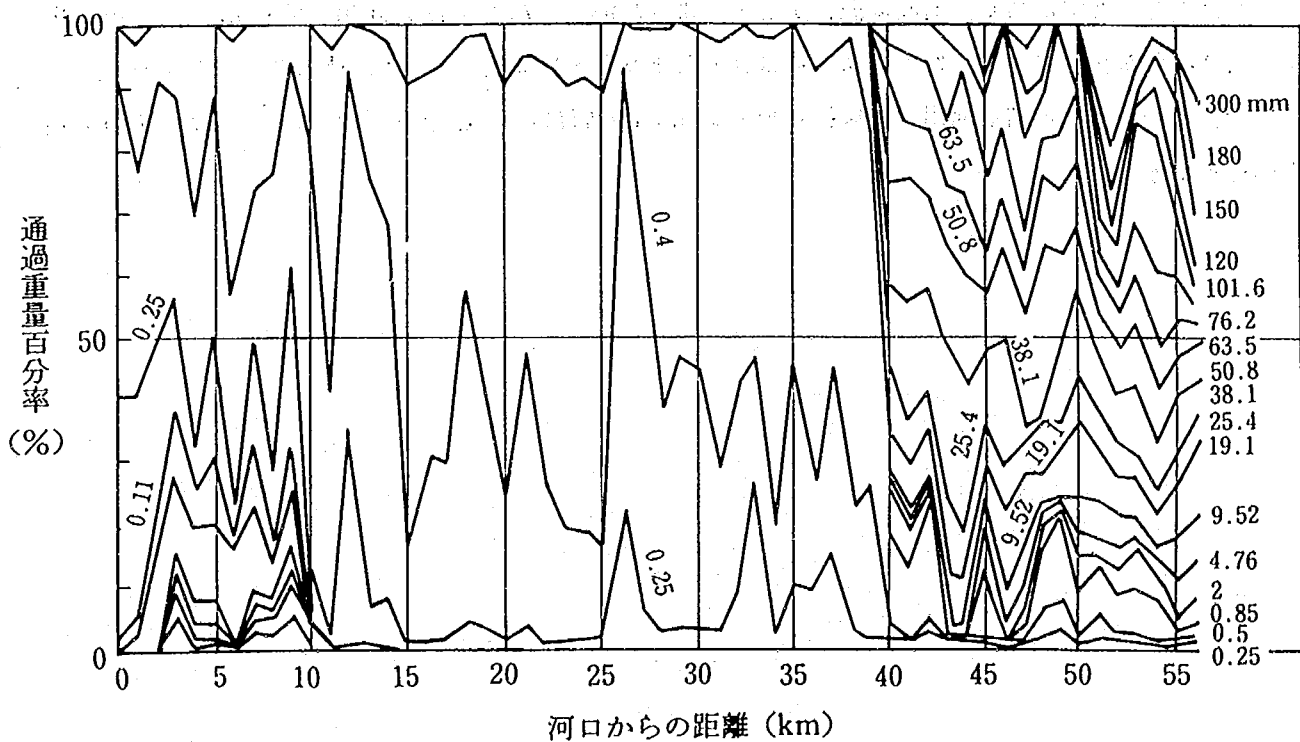


図-1.4 木曽川河床材料粒度分布変化図

表-1.2 各セグメントとその特徴

	セグメント 1	セグメント 2	セグメント 3
地 形 区 分			
河床材料の平均粒径 d_m	2 cm 以上	3 cm ~ 0.4 mm	0.3 mm 以下
河 岸 物 質	表層に砂, シルト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 ~ 1/400	1/400 ~ 1/4000	1/5000 ~ 水平
蛇 行 程 度	曲り少ない	蛇行が激しいが, 川幅水深比が大きい所では8字蛇行又は島の発生	蛇行が大きいものもあるが無いものもある。
河 岸 侵 食 程 度	非常に激しい	中, 河床材料が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 ~ 3 m	1 ~ 5 m	4 ~ 6 m

ただし、河川によっては、扇状地でsegment 1を2つあるいは3つに分けた方が良い河川、中間地帯を流下する河川でも大きな支川などに入ると河床勾配が変わり、segment 2を2つあるいはそれ以上に分けた方が良いこともある。なお日本の河川は内海に流入する場合を除けばsegment 3を持たない例が多く、また内海に面して波浪が強く、前面に海盆がせまるような河川（たとえば大井川、安倍川、富士川、黒部川）では砂分が波浪によって他の場所に運ばれてしまうためにsegment 2さえ持たないことがある。

なお、このような沖積地河川の河床縦断形とsegmentの特徴は、気候帯の異なるインドネシアの河川でも同様である⁹⁾。

第2章 沖積低地の発達形態とその支配要因

本章においては、沖積低地の地形発達形態を規定する要因とその特性について述べ、それが土砂の分級・堆積作用にどのような役割を演じ、その結果として沖積低地の土質構造や地形がどのようなものとなるのか既往の研究成果を取りまとめ、沖積低地河川の河道特性把握の準備とする。

2.1 沖積低地（三角州）の発達形態を規定する要因とその特性

2.1.1 沖積低地（三角州）の発達形態を規定する要因

現在地表面に見える沖積低地地形は、縄文海進（フランドル海進）の頂期を出発点としている。したがって湖岸のものを除くといずれの沖積低地も、その形成の基本的要因は、縄文海進後の海面変化であるが、個々の沖積低地の形状やその大きさは、それぞれに違いがある。この差異を生じさせる要因としては、以下のものが挙げられる。

[1]堆積物の供給側の条件

①沖積低地河川の河道区間より上流の河道から供給される土砂の量と質

②河川流量とその変動特性

これらは流域の規模、地形、地質、気候の条件と関係する。

[2]堆積盆側の条件

①河川から供給される土砂を堆積する側の地形特性

遠浅の海岸であるのか、河口前面が深い海岸であるのかの差異や外海に河川が面しているのか、内湾に面しているのかの差異等。

②堆積盆の地盤変動特性

これには地殻自体の沈降上昇と沖積及び洪積層の圧密沈下によるものと二つの変動がある。

③河口、河口付近の海浜に作用する外力

○波浪；波浪は、河口から吐き出された土砂を再移動、再分級させ、デルタの土質構造に大きな影響を及ぼす。

○潮汐；潮汐作用の大きな場合は、潮汐流によって河川内の土砂が移動し、土砂が再配分され、河川のスケールや平面形状に影響をあたえる。さらに浅い沿岸部の土砂を移動させ、沖側から河川内及び海浜沿いに土砂を堆積させることがある。

○風；風によって砂粒子が移動し、砂丘や高い浜堤の形成の主要因となる。

④海水と河水の密度差

河川水と海水は、水温、塩分含有量が異なるため密度差を生じ、流水の運動方向や流速に影響をあたえ、流水によって運ばれる土砂の堆積位置を変える。また細粒物質は、塩水と混じることによってフロキュレーションを起こし、沈降特性が変化する。

[3]人的作用

①河川流域における人間活動（焼畑、木材の採取、開墾等）は、一般に洪水流量、供給土砂の増加をもたらす。

②河川に対する直接的な働きかけ（ダムの建設、河道掘削、河道整齊、瀬替え、放水路の建設等）は、洪水流量、土砂輸送量に影響を及ぼし沖積低地河川の発達形態や河道特性を変化させる。

以上のような要因が複雑に関係して沖積低地が形成され、そこを流れる河川の河道特性を規定する。

2.1.2 海水面変動と沖積低地の形成

沖積低地（三角洲）の発達過程、沖積低地河川の河道特性は、完新世（約1万年前から現在までの期間）を含む更新世末期以降の海水面変動の影響を大きく受けている。これを文献^{23)~53)}よりまとめてみる。

今から20,000年前から18,000年前は、最終氷期の極限に当たり、最も氷河が拡大し海水面が低い位置にあった。海水面の高さは、図-2.1.1に示すように現在より約120~140m低い所であったと考えられている。

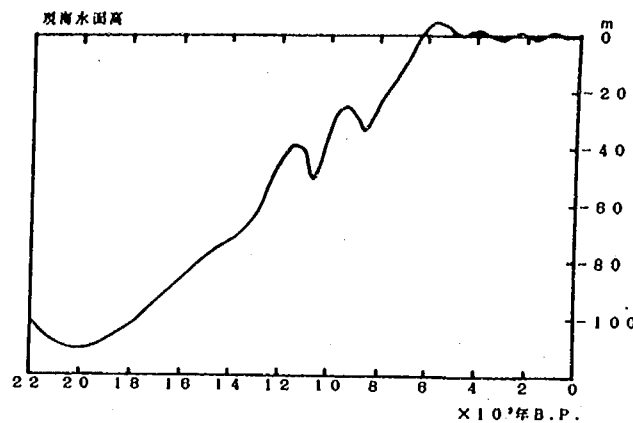


図-2.1.1 既略海水面高の変化

る。その後、地球の温暖化が始まり氷河が後退し融けた氷の増加によって海水面の急昇が始まった。この急速に上昇する海面は、12,000~10,000年前に海水面の停滞および後退を伴いながら年間1~2cm程度の速度で上昇し、今から6,000年ぐらい前に海水面は、日本では現在より3~6m位高くなり（地盤の沈降上昇量の違いによって、図2-1-1に示す海水準変動曲線は、さまざまな曲線が提案されている。海水面高を決める絶対基準高が無いことと、地盤変動の影響をうまく取り除けないことが原因している。）その後海水面は、波動的変化を伴いながら現在の海水面高になったと推定されている。

このような海水面の変動は、デルタ地形、河川の縦断形、すなわちセグメントの形成や沖積地の地盤、土質に影響をあたえている。

内湾に流入する日本の大河川の下流部の沖積地の土質構造を見ると、一般に図-2.1.2のごとくなっていることが多い^{3) 4)}。沖積層の基底には最終氷期の海水面低下時の礫層が、埋没谷の底部に在る。この礫層は、現在の扇状地あるいは段丘化された扇状地とつながってる。この礫層は氷期の海水面高が低く、河床勾配が現在より急であったため、礫が運搬されるだけの掃流力をそのころの河川が持っていたためそこ

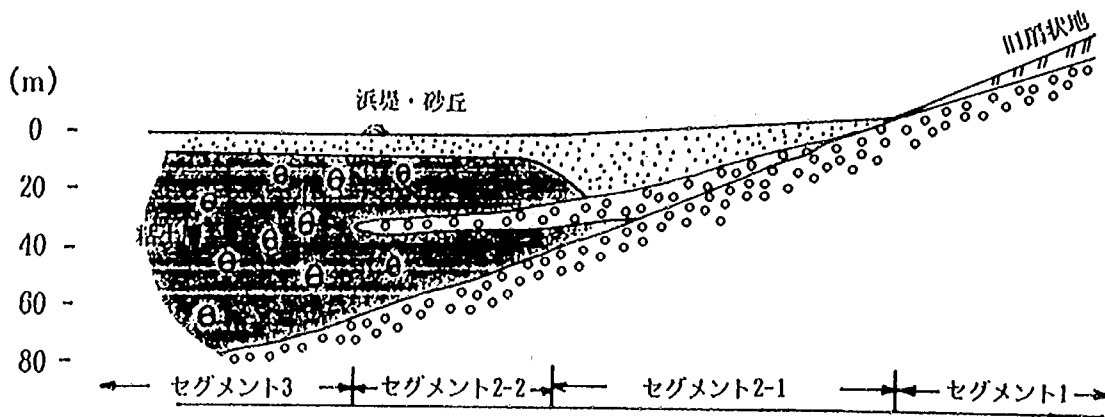


図-2.1.2 沖積地の土質構造

まで運ばれたのである。1万年前の海水面の下降期に堆積したと考えられる粗砂や礫層が、地下40～50mに細砂・泥質層に挟まれていることが多い。

今から5,000～6,000年前の最海進時には、現在より水面高が高かったため、現在沖積低地と言われている所は大部分が海の底であり¹⁾、この海水面であった所とその上流では河川の性質すなわち河床勾配や河床材料が異なり¹⁾、segmentの結接点となっている。

沖積低地を流れる河川は、この縄文海進時以降の海水面の波動的低下と河川によって運ばれた土砂による堆積作用によって形成されたものである。この変動が河川勾配やsegmentの形成にどのようにかわったかは、次章以降で実証的に検討するが、元の海面下の勾配が緩やかな所では、海退の速度が（海岸線の移動速度）、上流のsegmentの末端位置の前進速度より速く、その勾配に対応した物質を堆積し、新たなsegmentを形成し、segment 2の一部あるいはsegment 3となったと推定される。

2.1.3 土砂の供給側の条件

沖積低地の土質構造、沖積低地河川の河床材料、河岸物質の特性は上流のsegmentから供給される土砂の量とその粒度構成に大きく影響される。この上流のsegmentの土砂の量と質は、土砂の生産量とその生産土砂の粒度構成に影響される。これはさらに岩石の風化作用、すなわち気候、岩質及び生産場での地形に支配される。

[1] 岩石の風化と生産土砂

この風化作用には物理的風化と化学的風化の二つの作用がある。

物理的風化は、岩石が地表にさらされ、気温の昼と夜の温度差や夏と冬の温度差による膨張・収縮をくり返し、表面にひびわれや割目が生じるもの。岩石を構成している造岩鉱物が熱に対する応答が異なるため、前述の温度差によって造岩鉱物間の結合がゆるみバラバラに崩れてしまうもの。さらに岩石の小さい割目等に入った水が氷って膨張し、割目を広げたり、割目に入った水の毛管圧による割目の拡大、割目に入った木の根の生長によって岩石が破壊するもの。一度破壊されたものが、流水等の運搬作用にさらされ、その運搬中にまもう、こすれて破壊されていくもの等である。この物理的風化においては、もともと

表-2.1.1 岩質に対する岩石の物理的風化作用

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 (閃緑岩) (斑岩)	○	→	○				斑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。
	古 生 層	頁岩 粘板岩 砂岩	○	→	○	→	○	→	平板状か厚めの片状に壊れる傾向があり、大きな岩片になりにくい。
水 成 岩 類	中 生 層	頁岩 (白亜紀)	○	→	○				三疊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	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	○	→	○				
		塊状構造 の荒い珪岩	○	→	○	→	○		珪岩はチャートとも呼ばれ、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作りやすい。
		塊状構造 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 pp. 59~64 より虫明功臣作成による。

凡 例 岩 塊：人身大～以上 砂 利：玉砂利～拳 大
礫：人頭大～半身大 (砂：粟粒大～碁石大)

岩石が持っている節理や造岩鉱物の大きさ、堆積岩ではその堆積過程を反映している割れ易い面の存在及びその形成時間の長さによる固結度の違いによって形成される岩石の大きさが異なる。小出博は、この違いを表-2.2.1のごとく示している²⁾¹⁾。また風化過程は徐々に大きなものから小さなものへ変化していくのではなく表-2.2.1に示すように不連続的に風化していく。

化学的風化は、岩石にしみこんだ水の中に解けている O_2 や CO_2 等と化学的反應を通じて岩力が溶かされ、反応しやすい物質から溶脱していき、最後は粘土鉱物つやSi、Al、Feなどの含水酸化物つに変化するものである。

以上のように、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、特定の粒径の所に粒度分布のピークを持っている。一般には化学的過程において生じる粘土、細かい岩片や岩石を構成する鉱物からなるシルト・砂・基岩の碎破物からなる岩塊や礫等、4つあるいはそれ以上のピークを持っている。この様な生産土砂は、山間部を流下するにつれて、磨耗や分割され、一部は河岸、溪床に堆積しながら運搬され、沖積地に入ると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。なお沖積低地の河川区間でも岩石の磨耗作用や分割作用はあるが、それが粒径減少に及ぼす役割は、頁岩、石灰岩あるいは第三紀の泥・砂岩地

域を流下する区間が大きい河川を除けば粒度分布の縦断方向の変化の実態から小さいものと判断される。

次に生産土砂量について考えてみる。この問題については、我国では、ダム貯水池の土砂の堆積問題、河床材料の採取量の管理の面から活発に調査された。

図-2.1.3は芦田・奥村⁷⁾によって示された我国の代表的な水系におけるダム貯水池の土砂堆積量から

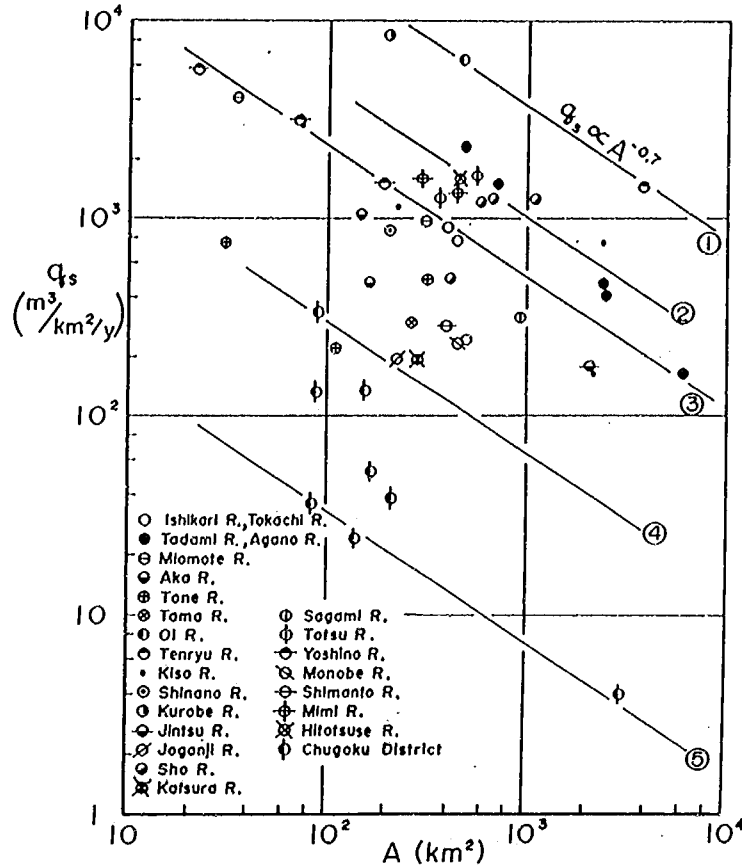


図-2.1.3 流域面積と比堆砂量の関係⁷⁾

評価した年平均比流砂量と流域面積の関係である。ここで①群は我国で最大の流出土砂量を示す黒部・天龍および大井川の比流砂量で、②～③群は流出土砂量が多いとされる只見川、庄川、吉野川、木曾川、耳川、十津川のもので、④～⑤群は中国地方のものである。その他の流域のものは③～④群に入るものが多いとしている。それぞれの直線は

$$q_s \propto A^{-0.7}$$

の関係となっている。さらに同一の水系についてはほぼこの直線上に乗るとしている。

完新世を通じて図-2.1.3に示すような生産土砂量であったとは考えられないが、6,000年B.P.以降の気候変動はそれほど大きくなく平均気温で3℃程度の変動と考えられるので、完新世の流出土砂量の概略値の評価として参考にはなろう。なお図-2.1.3は、ダム貯水池の土砂堆積量の変化より求めたものであり堆砂量は空隙率を考慮していない見かけの堆砂量である。

山間部で生産された土砂は流水によつてふるい分けられ、堆積環境に応じて堆積し、それに応じた地形や河川のsegmentを形成するので生産土砂中に占める各粒径集団毎の割合がどの程度であるかがsegment

形成やそのスケールに大きく影響をあたえる。この粒径集同ごとの生産土砂に占める割合は、山間部の岩石の岩質と風化程度によって大きく異なるが、ダム貯水池の堆積物のボーリング調査⁷²⁾やその他資料によると

シルト・粘土分 40～80%

砂 分 10～30%

礫 分 5～15%

程度である。すなわち生産土砂は、一般的には細粒分が多い。

[2]河川の流量とその変動

現沖積低地の地形及び沖積低地河川の河道特性に直接関係していると考えられる縄文海進時以降の気候変化は、河川の流出特性に影響を及ぼす。この気候変化が河川の流出特性に及ぼす影響を実証的に調べる方法としては、次の二つが考えられる。

一つは過去の河川すなわち旧流路跡と考えられる河川の河幅、蛇行度、河床勾配、河岸材料、河床材料、自然堤防形状を沖積低地面に残されている微地形やボーリング資料より計測し、そのスケールと現河川のスケールと流量の関係に関する経験的法則性を過去の河川にまで外挿し、過去の洪水特性を把握する方法である。

二つは、現河川の洪水特性すなわち現気候条件下で生じている洪水特性の位置的分布特性が、平均的な気温が変化した程度に応じて南北にシフトしたとして過去の洪水特性を把握する方法である。

この内前者の方法は、資料さえ揃えば良い方法であるが、現在の所十分な資料が無いこと、また現河川の河道の諸特性と洪水の関係が、洪水流量の数割の増減に対して十分な分解能力を持たないことにより、今の所難しく思われる。後者の方法は、資料があるので洪水特性の空間分布を把握することは、時間さえかければできるが、地形条件が、南北方向に同じでないので、概略的、参考資料程度の情報としかかなり得ないと判断される。

ここでは後者の方法によってここ8,000年の気候変動が洪水特性にどの程度影響を及ぼしたのか検討してみる。方法は、ある確率流量の比流量（流量を流域面積で除したもの）と流域面積の関係が異なる地域ごとに、どの程度違いがあるかを調べ、これを用いて気温変化の影響を判断する材料とする⁹⁾。

データソースとデータの整理方法は以下のごとくである。

建設省河川局河川計画課（1973）がまとめた主要河川流況表（昭和13年～45年）より、各流量観測所の観測期間内の豊水、平水、渇水流量の平均値を算出し、流域面積で除して三流量の比流量を求めた。なお三流量は、各々、年間を通じて95日、185日、355日を下らない程度の流量値である。

また、昭和40年（1965）から昭和49年（1974）の10年間の年最大流量を流量年表より求め、その平均値を算出し、これを平均年最大流量とした。平均年最大流量は年最大流量の時系列で見ると2～3年に1回生じる流量となっている。この平均最大流量を流域面積で除して比流量を求めた。さらに計画高水流量（1988年度）の比流量を建設省河川資料より求めた。

流域面積対洪水比流量の関係図は、従来、治水計画やダムの洪水吐の実務設計に利用されてきた。この

流域面積と洪水比流量の関係は、気候帯ごとに大きく変わると考えられる。

比流量図に対して適用する曲線形は、全く経験によって与えられるもので、我国ではCreager曲線の適合性が良いとして使われている。Creager曲線は

$$q = 46 \cdot C \cdot A^{(0.694A^{-0.018})-1}$$

で表される。ここで q は比流量、 A は流域面積、 C 値は曲線の位置によって与えられる係数である。なお、 q の単位は $\text{ft}^3/\text{s}/\text{mile}^2$ である。

図-2.1.4~2.1.12に日本の一級河川の各種流量の比流量と流域面積の関係を各地方毎に示した（本来気候の影響を見るには気候区ごとに同様な図を作るべきであるが、これによっても大略の気候の影響を把握し得よう）。

同図には、一級河川の基本高水（ダムや遊水地の貯留効果が入っていない流量）の比流量を・印で、1965年から1974年の平均年最大流量を□印で、平均の豊水、平水、渴水流量の比流量をそれぞれ○、△、×印で示してある。

100年から150年超過確率洪水をみると、四国の太平洋側、九州、関東が同一面積に対して比流量が大きく、Creager式の C は、120、80、75程度となっている。北陸、中部、中国が C 70~80程度であり、北海道、東北が小さい。

この傾向は図-2.1.13に示す100年確率48時間雨量の分布²⁷⁾とほぼ対応している。

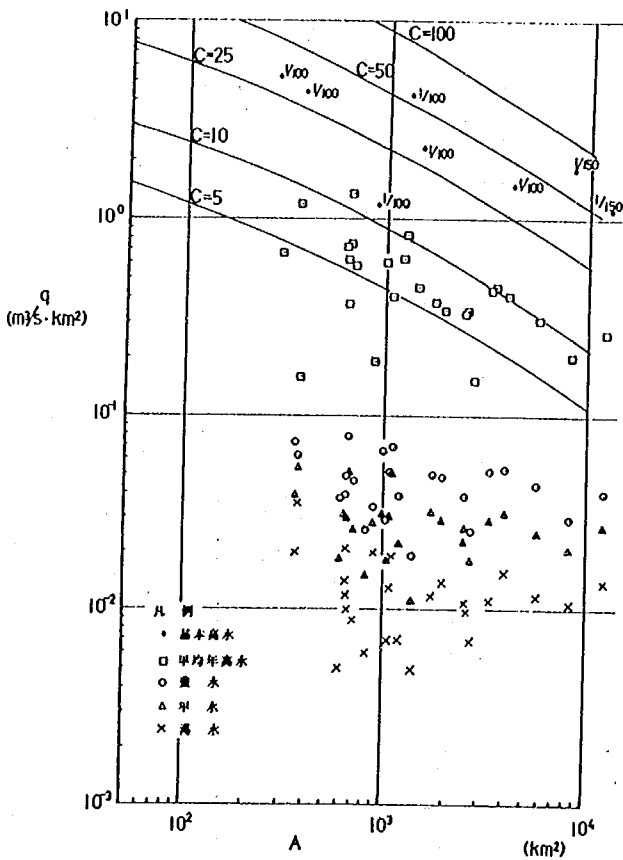


図-2.1.4 北海道の比流量と流域面積の関係

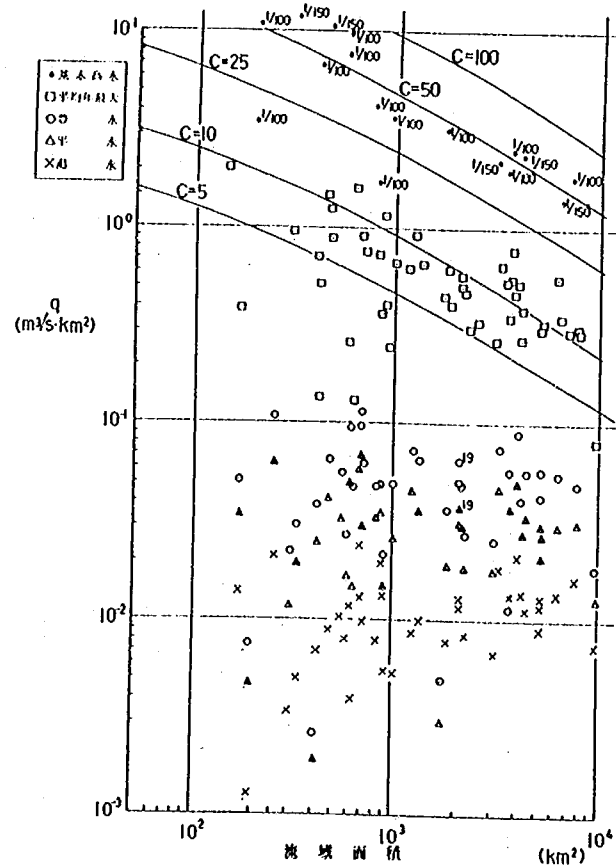


図-2.1.5 東北の比流量と流域面積の関係

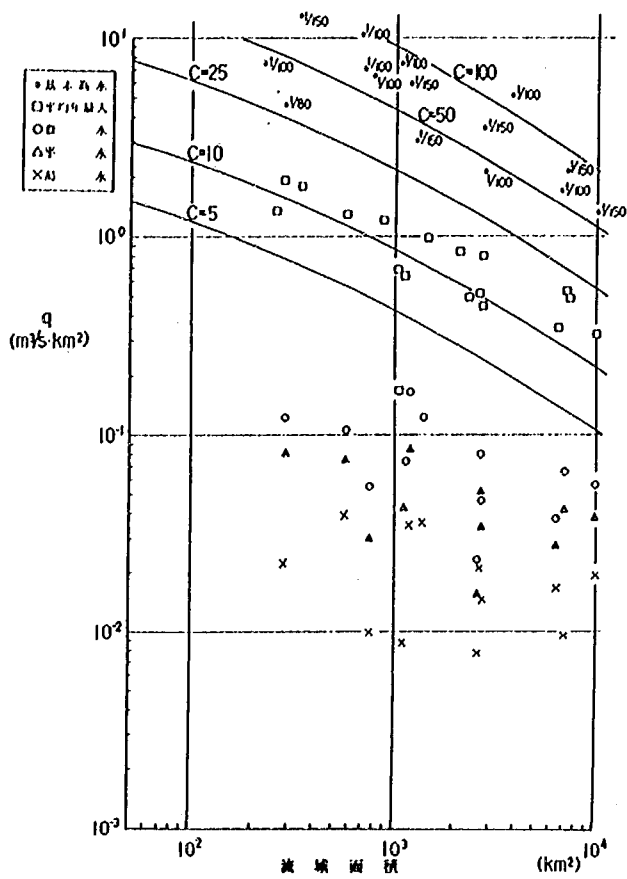


図-2.1.6 北陸の比流量と流域面積の関係

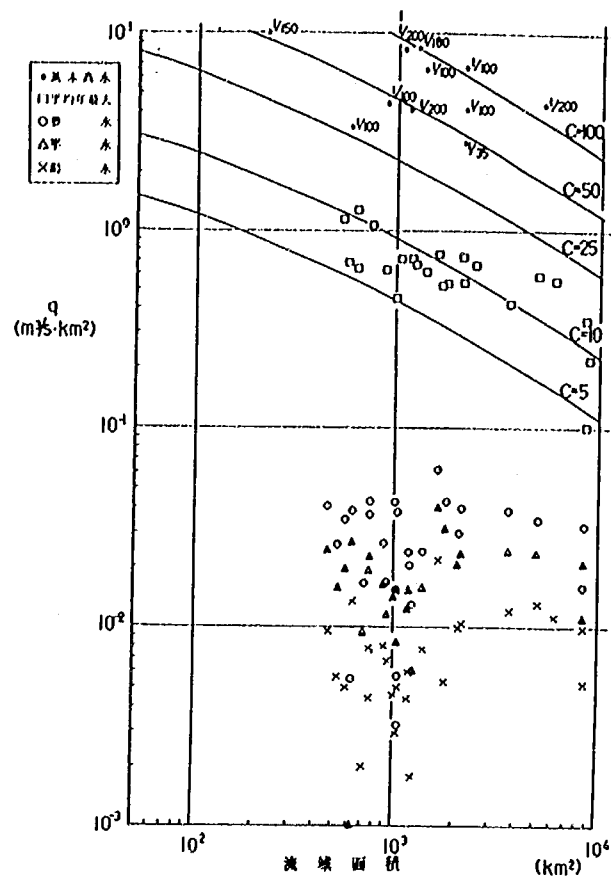


図-2.1.7 関東の比流量と流域面積の関係

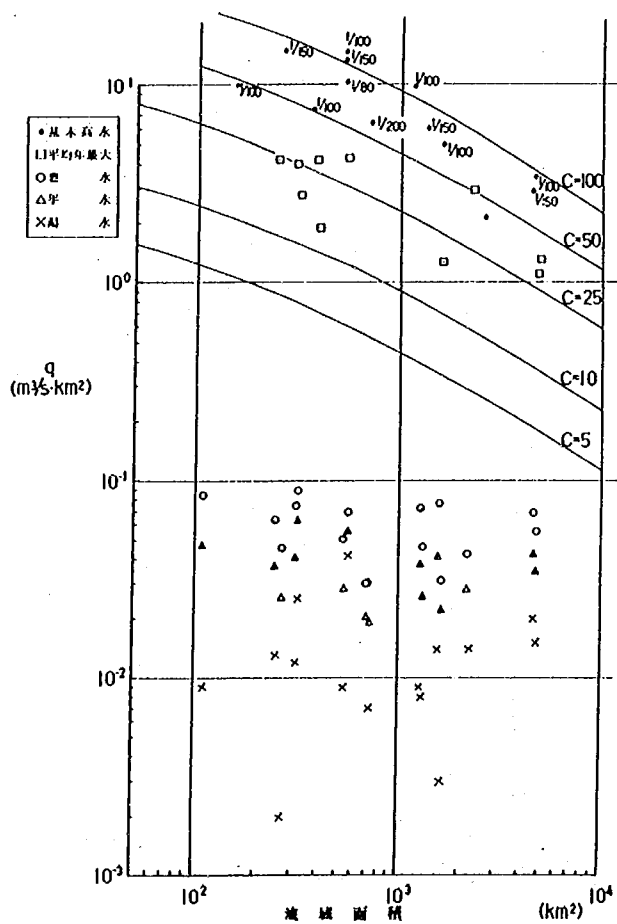


図-2.1.8 中部の比流量と流域面積の関係

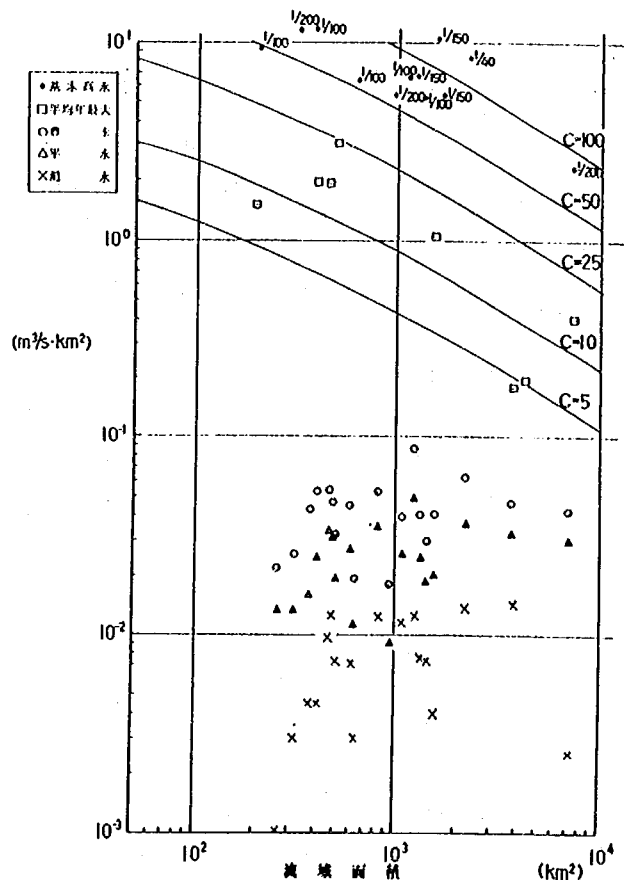


図-2.1.9 近畿の比流量と流域面積の関係

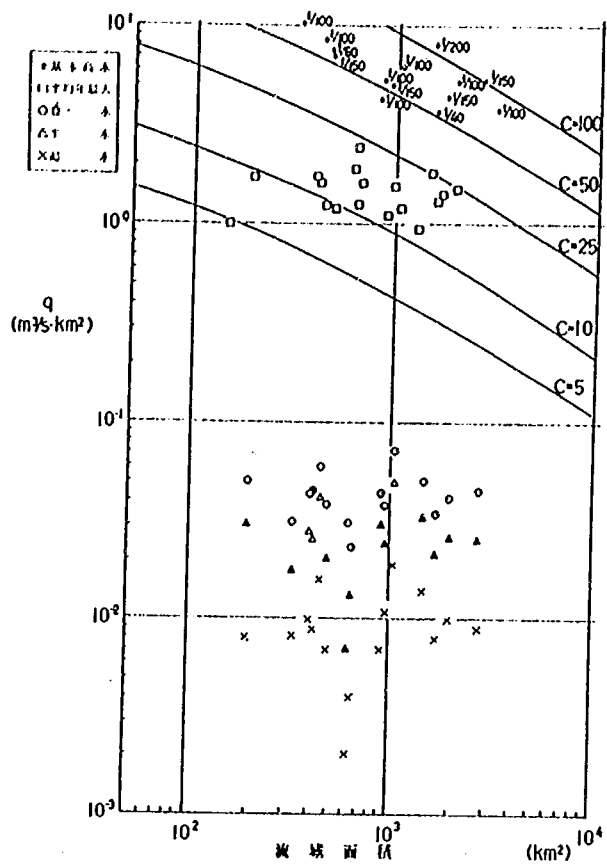


図-2.1.10 中国の比流量と流域面積の関係

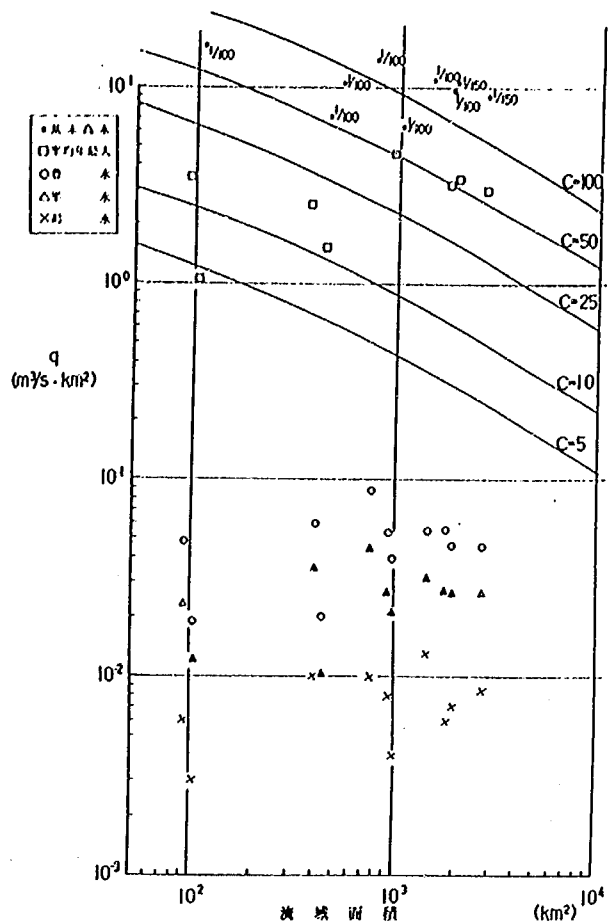


図-2.1.11 四国の比流量と流域面積の関係

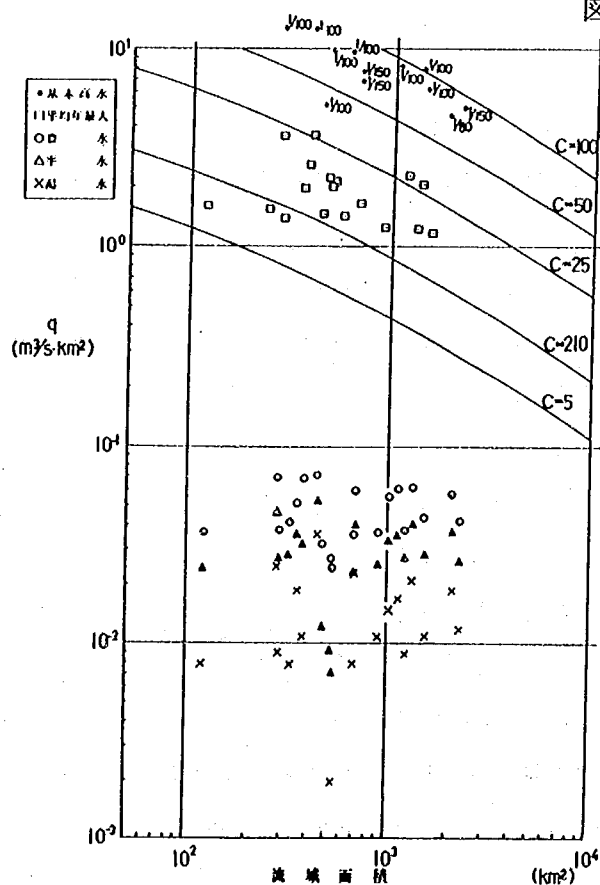


図-2.1.12 九州の比流量と流域面積の関係

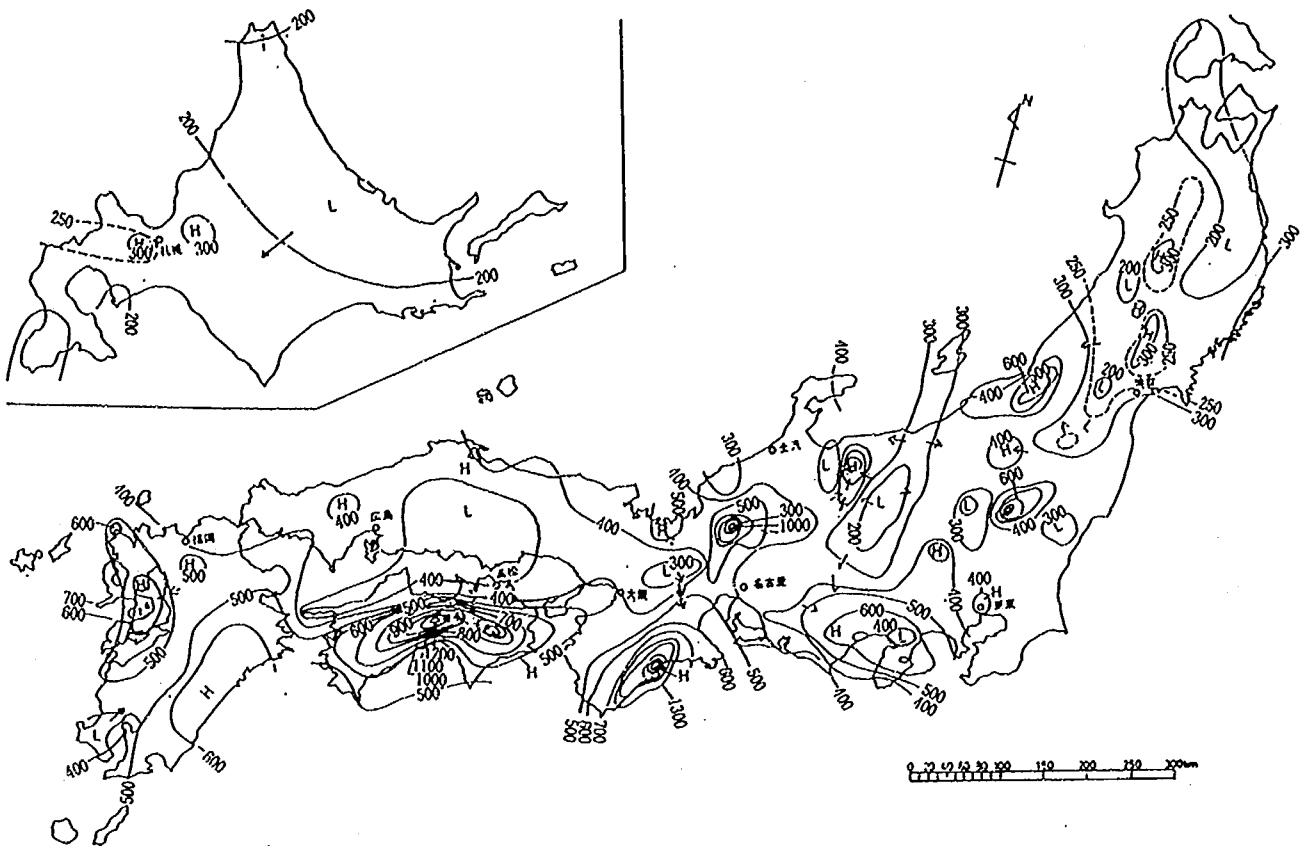


図-2.1.13 100年確率48時間雨量の分布²⁹⁾

平均年最大流量（確率年2～3年程度）を見ると、北海道、東北、関東が、 $C = 5 \sim 15$ 程度の値を持ち、中部、四国太平洋側、九州がそれより大きく、中国と四国の瀬戸内海側に流域を持つ河川が $C = 10$ 程度と小さい。

豊水、平水、渇水流量の比流量を見ると、比流量はあまり流域面積に関係なくなり、単位面積当たりの流出高がほぼ一定値となる。これは、これらの流量が基底流量であり、二次あるいは三次の流出であることを示している。なお北陸の河川の基底流出量は山間部に積もった雪の影響によって他の地方より豊水、平水、渇水流量の比流量が大きくなっている。

なお、豊水、平水、渇水流量の比流量は、ダム等の貯留施設や取水等の影響を含んだ値であり、極端に小さな比流量を持つ観測所は、この影響を顕著に受けている。

縄文海進後の気候変動が土砂流出及び洪水特性に及ぼす影響は以下のごとく推定される。

縄文最海進時は、日本において平均気温で2～3℃現在より高かったらしく、2000年B.P.以降は1℃前後の変動があつたらしい⁸⁾。この程度の変動は、大略的に見れば流出土砂量、洪水流量とも、それほど大きくは変わらないと仮定しても、縄文海進後の地形発達史に対する考察にはそれほど大きな問題を生じさせないと考えられる。ただし図-2.1.4～図-2.1.12等より温暖期には多少洪水流量が大きく、逆に流出土砂量が多少小さいという傾向にあったものと推定される。

なお火山活動のようなイベント的な作用によって、流出土砂量の質や量が激変することがあるので、こ

の影響についても沖積低地の地形発達史の考察に当たっては考慮しておく必要がある。

2.1.4 堆積盆側の条件と堆積環境

沖積低地の地形発達形態とその結果である土層構造、沖積低地河川の河床縦断形態等は、上流からの土砂を受け入れる堆積盆側の条件の影響を受ける。

[1]完新世初期の地形

沖積低地の特性を支配する大きな要因として、初期地形が重要な要素となる。

堆積地形が、奥深い湾入した形であり、海の方に向かって地表面及び海床面の勾配が緩ければ、完新世の海水面変動の影響を受ける区間距離が長くなり、この変動の影響に応じた新たな堆積空間を形成し新たなsegmentと成り、堆積地形が海に対して開けておりかつ地表面及び海床面勾配が急であれば、海水面変動の影響を受ける区間距離が短いので堆積環境として質の異なった空間(segment)が短かく、かつB集団の土砂は波によって再移動してしまうので、新たなsegmentを形成しないこともある。

[2]地盤変動

一般的に沖積低地河川が流れている場所は、第四紀を通じて地盤の沈降地帯にあたっている。とくに大河川で広い沖積低地を持つ場所は沈降運動の顕著な所であり第四紀を通じて1000m以上沈降した所¹⁹⁾もある。このような所では年0.5mm程度の地盤沈降があったことになる。

速度は、沖積低地河川が流れている所で一様では無く、速い所と遅い所がある。この根拠は、関東平野の洪積台地の高さや、河岸段丘の縦断方向の勾配や高さの変化に現れている(例利根川下流部¹⁹⁾)。

このような地盤変動速度の差異は、新たな質の違った堆積空間(segment)を形成する要因となり得るが、完新世においては[1]で述べた初期地形にこの影響が現れているとして、一般にはこの要因による新たな堆積空間(segment)の形成は考えなくても良いと思われる。但し、沖積低地内を通る活断層があり、これが地震等で動けば、地表面上の地形に影響を残すと同時に、河床勾配が変わる可能性は残る(例 富士川下流富士川断層²⁸⁾²⁹⁾)。

地盤の変動の原因には、この外に沖積層、洪積層の圧密沈下による地盤沈下がある。特にこの地層から地下水やガスを取るために多量に地下水をくみ上げた所では、地盤沈下が著しく年間10cmを越えたこともあったが、最近では地下水の取水規制によって地盤沈下の鎮静化に向かっている。この地盤沈下速度が、沖積河川の河床堆積速度を上回っている所があり、沖積低地河川の河床変動予測に当たっては無視し得ないものがある。これは新たな多少質の違ったsegmentを形成する要因となり得る。

[3]河口、河口付近の海浜に作用する外力と地形

河口の位置は、その河口に作用する気候的条件、潮位変動量を決めている。それ故、河口をその位置で外力の違いを分類することが第一になされねばならない。日本においては、次の三つに分類しておくのが便利である。²³⁾

・日本海側河口

日本海に流出する河川の河口で、潮位変動は小さく、(10~20cm)、潮位変動が河口現象に及ぼす影響は

小さい。冬期は大陸からの季節風によって海は荒れ、河川流量は小さく、渇水期に当たる。春になると、冬に積もった雪の融雪による出水がある。春期、夏期は、海は緩やかであり、前線性の雨や、台風による出水がある。なお、山陰地方では、融雪による出水は、降雪量が小さいため、小さい。

・太平洋側河口

太平洋に流出する河川の河口で、潮位変動が1～2 mあり、潮位変動による汀線位置変化は大きく、河口地形にも潮位変動の影響があると考えられる。冬期に河川流量が小さいのは、日本海側と同様であるが、北海道を除けば、融雪出水は小さい。洪水としては、前線性の雨や、台風によってもたらされる降水による。波浪は、台風性のうねりや、低気圧の通過に伴う波浪が大きなものである。

なお、オホーツク海に流入する河川は、本州河川と洪水特性が多少異なるが、潮位変動を重く見れば、太平洋側河川の中に入れて良いだろう。

・内海型河口

湾や入江に流入する河川の河口で、河口に達する波の波高が小さく、河口砂州が発達し殆どない河川である。瀬戸内海、東京湾、三河湾、有明湾等に流入する河川がこの中に入ろう。

〈波浪と海浜地形〉

次に波浪と底質材料によって海岸地形がどう異なるか分類してみる。なお図-2.1.4に海浜地形の定義を示す。

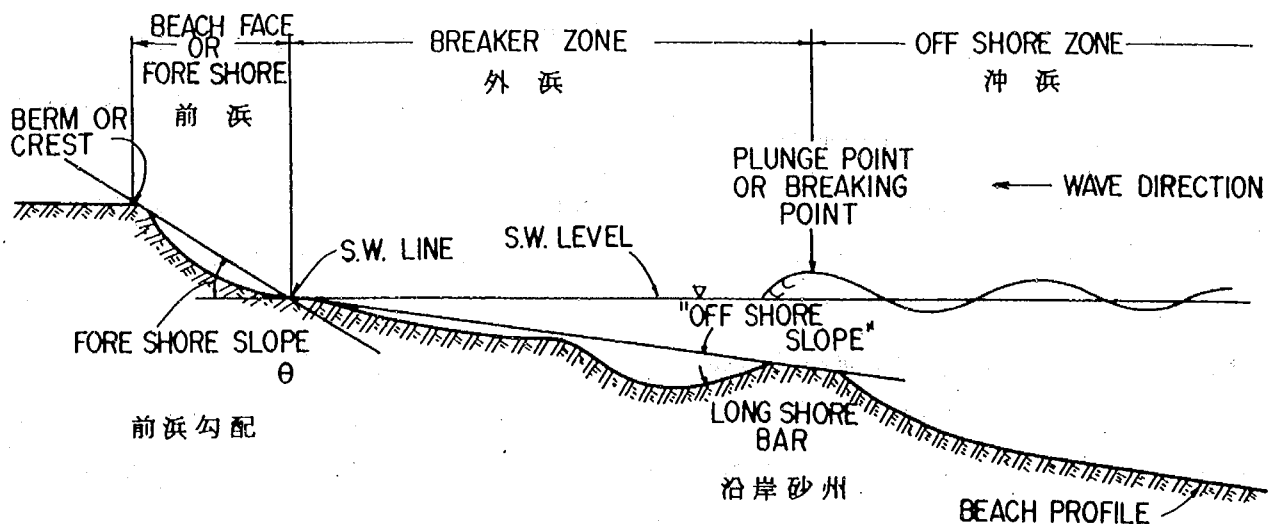


図-2.1.14 海浜地形の定義

波浪は、洪水によって河口に吐き出された土砂を再移動させ、河川付近の地形及び海浜地形に大きな影響を及ぼす。さらに単に土砂を移動させるのみならず、波の強さをに応じて吐き出された土砂を再分級・堆積させ、潮汐作用の強いタイダルフラット (tidal flat) でなければ、一般に粗粒の物質を岸側に細粒のものを沖側に移動させる。

波浪は風によって生じ、波高 H は、 $S-M-B$ 法²³⁾によって良く示されるように、風の強さ U と吹送距離 L 、吹送時間 t に影響され、これらの値が大きければ多いほど波浪の強さは大きくなる。

日本国においては、強風の原因となるのは台風、冬のシベリアからの季節風であり、吹送時間、吹送距離の長いのは外海に面している所である。

波浪観測や海浜の浜堤高、沿岸砂州形状等から見ると、日本海側では冬期の季節風による風浪は、2～3 mの波高となり、4 mを越える波は、それほど頻度が高くない。

たとえ4 m以上の波が生じて、通常の海岸の場合沖浜の勾配が $1/50 \sim 1/100$ 粒度であるので沖の方で碎波し、海岸近くに達する波のエネルギーが大きくなならない。ただし沖に海盆がせまり、沖で碎波しないような場合には、大きな波のエネルギーが海岸近くまで達する。²³⁾

太平洋側では季節風による波浪の強さは大きくなく、台風や低気圧による強風によって波浪が高くなる。海浜地形を規定する波の高さは浜堤の高さ等より判断すると日本海側とそれほど違いが無いと判断される。

内湾の場合には、吹送距離、吹送時間が短くなるので、波浪の強さは海外に面している場合より小さくなる。

波による汀線に直角方向の海浜変形（二次元的海浜変動）は、相似律及び実証データによって、 $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ （あるいは H_0/d_m ）、 H_0/L_0 および沖浜勾配に主に支配されることが確かめられている。ここで、 H_0 は沖波波高、 L_0 は沖波波長、 ω_0 は底質材料の沈降速度、 d_m は底質材料の平均粒径である。ところで、 H_0/L_0 は暴風時には0.015～0.04位であるので、汀線に直角方向の海浜地形は、主に $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ で決まる。底質材料が同一であり、かつ外海に面していれば、ほぼ同様な海浜特性を持つことになる。

①粒径と海浜形状の関係²³⁾

粒径毎にその海浜形状の特性について述べる。

・粒径0.2～0.3mmを前浜材料に持つ河口

波高1～3 mで、 $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ が60～200に達する河口で、浅海部では波によって底質は容易に浮遊する。従って、潮位変化や、波の変化に対する追従性が大きく、海浜地形の変化は激しい。前浜勾配は、非常に緩く、砂州頂高も低く、1 m以下になることが多い。汀線変動は激しく、波が高いからといって汀線が後退しない場合もある。粒径が小さいため、透水係数が小さく、かなり小さい流量でも河口は完全閉塞しない。このような海浜は、現河川（沖積世における河川）の流出砂が海浜を作ったのではなく、海蝕による第三紀、四紀の固結度の小さい砂質、シルト質の岩が砕けて、これが海浜を作っているのが殆どである。

・粒径0.5mm～2 mmの粗砂を前浜を持つ河口

このような海浜は、0.5mm～2 mmの粗砂を前浜部、及び沿岸砂州部に持ち、水深が7～8 m以上では、粒径0.15～0.2mmとなっており、底質はふるい分け作用を受けている。

暴風時には、一般に汀線が後退し、波が弱くなると、堆積するパターンを繰り返している。粒径が大きくなるため、小河川では、完全閉塞することも多くなる。前浜勾配は、 $1/5 \sim 1/15$ 位であるが、沖浜勾配は、 $1/60 \sim 1/120$ である所が多く、2列、3列の沿岸砂州を持つ所もある。この沖浜勾配の緩さは、暴風時に海浜に達する波の強さを弱めている。つまり、高い波は、沖で碎波し、汀線に達する波は波

高3～4 mの波とそれ程変わらない。

・粒径5 mm以上の砂利を前浜に持つ河口

粒径5 mm以上の砂利を前浜に持つ海岸であっても、海岸前面に海盆を持ち、沖浜勾配 $1/10 \sim 1/20$ のような駿河湾富士海岸のような場合を除けば、水深10 mで底質材料は0.2 mm程度になっており、砂利は、前浜のみに存在している。粒径5 mmの場合、波高3 mとしても $\sqrt{gH_0}/\omega_0 \approx 25$ であり、前浜の砂利は浮遊されることは少なく、主に掃流形式で動くと考えて良い。沿岸砂州は存在せず、正常海浜を持ち、前浜勾配は急であり、 $1/2 \sim 1/5$ 位にも達する。砂利のため透水係数は大きく、河口は容易に閉塞する。

なお、水深が10 mより沖の海浜勾配が急な場合は、波高の大きな波が沖で砕波することなく海浜に達し、暴風時の波のはいり高が大きくなり、海浜構造物の設計に当たっては、沖で生じる波高としておかなければならない。一方、沖の勾配が緩い場合には、高波は沖で砕波するため、3～4 mの波を考えておけば良いようである。

②河口に生じる砂州高（波の打ち上げ高）河口に生じる砂州高は、波高及び底質材料によってほぼ決まってしまう。

河口砂州高の調査によると、日本海側の外面に面した海岸で粒径0.5 mm以上では、最高砂州高は、満潮面上3 m程度を考えておけば良いが、太平洋側では幾分大きく平均潮位面から3～4 mを考えておく必要がある。ただし河口砂州が洪水によってフラッシュされないような場合には、飛砂や波にさらされる時間が長くなるため5～6 mに達している河口砂州の例もある。なお粒径が0.2～0.3 mmでは砂州高は満潮面から1.0 m程度である。

なお河口に生じる砂州高（Berm頂高） H_R は模型実験結果より図-2.1.15のごとくである。これより H_R/H_0 は H_0/L_0 と $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ によってほぼ定まることが分かる。ただし、図-2.1.15を現地に適用する場合には次の注意が必要である。図-2.1.15は $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ が70以下の資料のみである。 $\sqrt{gH_0}/\omega_0 = 70$ は $d_m = 0.5$ mmの底質材料を持つ海浜に2 mの波が来襲した場合に相当する。よって、 $d = 0.5$ mm以下の粒径を持つ海浜の場合は、図-2.1.15の適用範囲を越えている。現地海岸は、沖方向に粒径が異なり、どの粒径を使用したら良いか問題になるが、汀線近くの粒径を使えば良いと思われる。また現地海岸では、水深10 m以上の海床勾配が $1/100$ 位である所が多い。このような海岸で、砂州高を評価するためには H_0 として3～4 mを考えておけば十分のようだ。ただし、沖浜勾配の急な海岸では、より大きい波高で砂州高は決まる。

現地海浜に来襲する波は、不規則波であり、 H_R を評価するのにどのような波を使ったら良いか問題になる。久慈川での砂州復元実験の観測によると、砂州高は、波の平均打上げ高 R_m と $1/3$ 最大打上げ高 $R_{1/3}$ の間に有り、どちらかと言うと、 $R_{1/3}$ に近い。このことを考えると、沖波の $1/3$ 有義波によって砂州高を評価して良いと思われる。

③移動限界水深

宇多^{31)～34)}は、波によって海床が著しく変化の見られる範囲の限界を与える水深（限界水深と定義する。）を現地資料より求めている。これによると

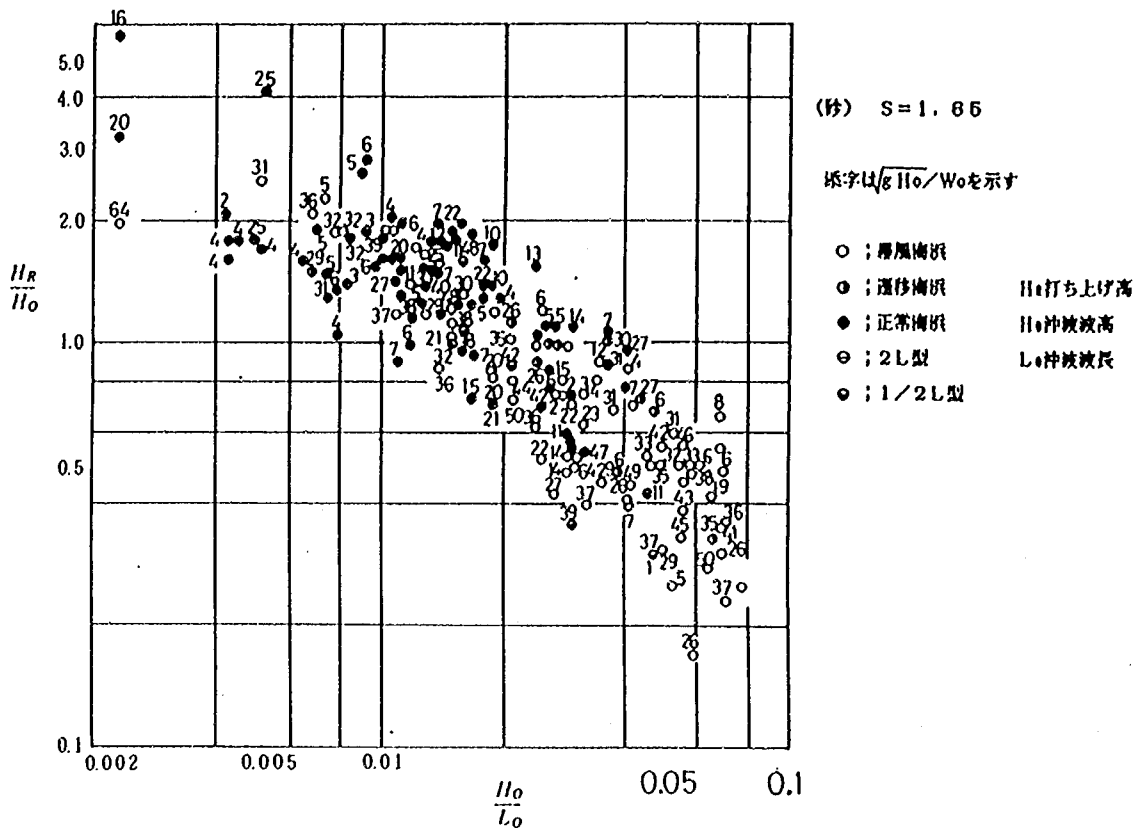


図-2.1.15 波高と浜堤高の関係³⁰⁾

高知県高知海岸 (砂海岸) 約10m
 茨城県東海村海岸 (砂海岸) 8~10m
 島根県境海岸 (砂海岸) 8 m
 新潟県荒川河口周辺 (砂海岸) 7 m
 静岡県遠州海岸の福田漁港周辺 (砂海岸) 11m
 宮城県仙台湾沿岸 (砂海岸) 7 m
 島根県皆生海岸 (砂海岸) 8 m
 静岡県駿河海岸 (砂利海岸) 8 m
 茨城県潟沼海岸 (汽水湖) 約1 m
 茨城県霞ヶ浦浮島地区 (湖) 1.1m
 富山県下新川海岸 (海盆せまる) 約20m

としている。限界水深は、波高にほぼ比例すると考えられるので、これらの結果は、海岸地形に影響をあたえる支配波高の違いをそのまま示していると判断される。これによると沖の海床勾配の急な富山県下新川海岸以外では、外海に面していれば、限界水深は7~10mであり、汀線に達する有効最大沖波波高 (河口砂州高を規定すると考えられる波高3 m程度) の2~2.5倍となっている。この限界水深は、また海浜が侵食される時に生じる侵食平均面の深さでもある。

〈潮汐と潮汐作用による地形〉

潮汐による海水の移動によって海床及び河床の土砂が動くかどうかは、潮汐による海水の移動流速と底質材料の大きさによる。

我国の潮汐の大きさを望望平均満潮位、望望平均干潮位を調べた結果¹⁰⁾によると、日本海側でその差は0.2~0.6m程度太平洋側で2m前後、瀬戸内海で3~4m程度である。特に大きいのは有明海で5m程度の差がある。

このような潮汐によって海床及び河床の土砂が地形変化として分るほど動くのは、日本の場合次の二つの場合である。

(1)河ロ部及びtidal inlet²³⁾

日本においては、巨大なラグーンを持ち、それが海にtidal inletでつながり、tidal inletを航路として利用しているという所が少ないため、tidal inletがどのような特性を持っているかという研究は殆ど行われていないが、Americaにおいては、tidal inletが航路として利用されているため、tidal inletに関する研究が進んでいる。³⁵⁾³⁶⁾³⁷⁾

M. P. O'Brien³⁶⁾は、tidal inletの最少断面積AとタイダルプリズムPの関係を調べ、次の結果を得ている。

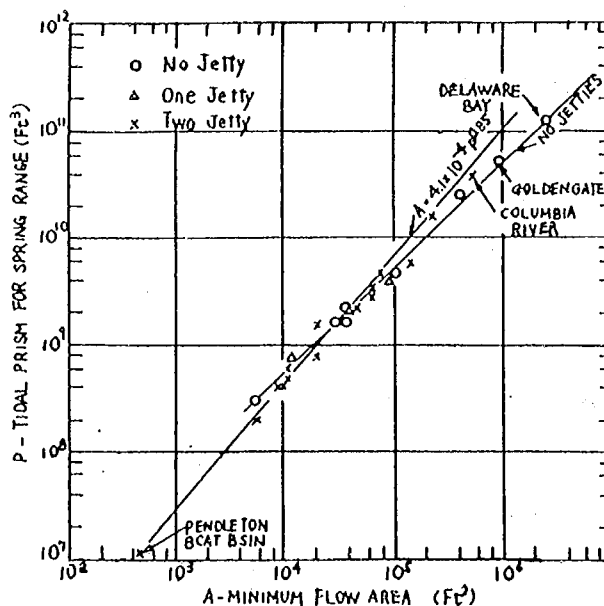


図-2.1.16 最少断面積とタイダルプリズム量との関係³⁶⁾

Jetty (導流堤) の無い場合のinletの最少断面積は

$$A = 2.0 \times 10^{-6} P \quad \dots\dots\dots (2-1-2)$$

となる。ここでAは、平均外潮位以下の開口部最少断面積 (feet²)、Pはタイダルプリズム量で、highwater時のtidal area×外海の潮位差 (feet³) である。その他に次のことを述べている。

- ・ Inletの平衡断面は、Jettyが有っても無くてもタイダルプリズム量Pによって決まる。

タイダルプリズムの減少は、 A を減少させる。

・ Jettyは、開口位置の安定のみならず、波による閉塞を防ぐ。

・ 強い沿岸流や沿岸標砂から河口が守られていれば、小さいinletでも潮汐流によって閉塞することはない。

・ もし、開口部が二つ以上あれば、その開口断面積の和は(2-1-2)式に従う。

・ 平衡断面と底質材料の径との関係は二次的な効果しかない。

・ 掃流力は、inletの平衡条件として意味ある基準とならない。

このように平衡に達したと考えられるinletの最小断面積 A が P によって決まってしまう理由を考えてみよう。

潮位がサインカーブで変動しているとすると、潮位 η は、

$$\eta = \eta_0 \sin \left(\frac{2\pi}{T} t \right) \quad \dots\dots\dots (2-1-3)$$

となる。ここで T は周期。tidal inletにおける流速を V 、tidal areaを S とすると

$$v = \frac{\partial \eta}{\partial t} \cdot \frac{S}{A} = \pi \frac{P}{AT} \cos \left(\frac{2\pi}{T} t \right) \quad \dots\dots\dots (2-1-4)$$

よって $v_{max} = \pi P / AT$ 、河口の最大流速時の流速係数を $\varphi = (v_{max} / u_*)$ とすると、 A は

$$A = \frac{\pi P}{\varphi T u_*} \quad \dots\dots\dots (2-1-5)$$

となる。 $h_c / R = \alpha$ とすると

$$P = \varphi T / \pi \cdot \alpha^{-1/2} \cdot u_* \cdot A \quad \dots\dots\dots (2-1-6)$$

となる。

(2-1-2)式に示すように A と P の関係に粒径の効果が顕著に現われていないと言うことは、 $T / \pi \cdot \alpha^{-1/2}$ の値がどのinletでもあまり違いが無いので、最小断面積の所の φu_* すなわち最大断面平均流速がどのtidal inletでも同様な値を持っていることを示している。

実際に(2-1-2)式の関係式が良く合う A が3500㎡以上で見ると(2-1-2)、(2-1-6)式より開口部の最大流速は100cm/s程度と評価される。

日本の河川の河口においては、 P が小さく、それに比して河川流の影響が大きいため、河川流の影響が小さく、 P が大きい浦戸湾口、サロマ湖は、ほぼO'Brienの関係と合っているが、³⁷⁾³⁹⁾ (2-1-2)式で河口の断面形を表わすことは無理があるようだ。ただし、河川流が小さい時には、肝属川、阿武隅川、相模川、導流堤建設前の利根川などでは潮汐流によって河口が維持されているようで、最大流速が70~120cmになるような河積に維持されている。

なぜ100cm/前後となるかは明確に説明し得ないが、海浜材料が0.2~0.5mm位の範囲にあり大きな差が

無いこと、また断面積の測定は天気の良い日に行われており暴風直後でないことにより、粒径の影響や波浪の影響が顕著に現われずこの流速がこの程度の海浜材料に対する動的平衡条件となっているのであろう。なお流速 100cm/s は、海浜材料を十分に移動し得る流速であり、tidal inletは静的平衡断面となっているのではなく、動的平衡と考えられる(この 100cm/s と言う速度は、砂河川の低水路満杯流量時の流速¹⁾とほぼ同様であることは興味深い)。

(2) Tidal flat

潮位変動が大きく、粘土、シルト分が海浜に多量に流入する所では、言わゆるタイダルフラットと言われる干潟地形が形成される。これは潮位変動によって生じる潮汐流が最大 1m/s 程度にもなり、この潮汐流の時空間的な流速場の違いによって細粒物質が沖より陸側に移流されて生じるものである。日本においては、九州の有明海の湾奥部に潮汐作用によるtidal flat地形が見られる。

[4] 海水と河水の密度差

河口部は河水が海に流入し両者の接点となる所である。河川水と海水は、塩分濃度及び水温、浮遊物質濃度に違いがあり、河川水と海水間に密度差が生じる。この密度差によって河口部の流れは、同一密度場の流れと異なった流れのパターンを示す。

この密度差に基づく流れの構造やパターンの差異は、河口部の地形や土砂の堆積分級過程に影響を及ぼす。以下に土砂の堆積分級という観点から河口密度流の影響について概説する。

〈河口部の淡水と塩水の存在状況と地形形成作用に及ぼす影響〉

河口部の淡水と塩水の存在状況は通常三つに分類される。

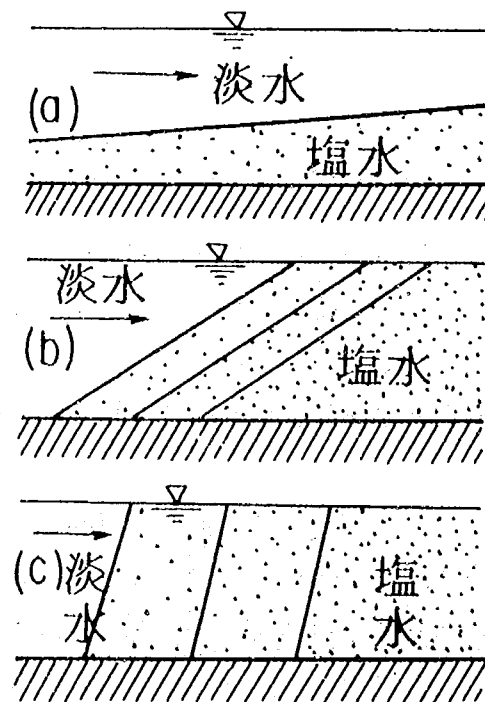


図-2.1.17 河口部における密度流状況

a) 弱混合型、河口部、河道内の乱れが少なく塩水と淡水の混合がほとんど生じない場合。

b) 緩混合型、ある程度の乱れによって塩淡水間に混合が生じる場合で、等濃度線が傾斜しており、全体としては塩水くさび形をとる。

c) 強混合型、乱れが強く、塩水の濃度分布に起因する密度流の影響を打ち消してしまうような場合で、塩水の等濃度曲線が鉛直に近くなる。

日本海に流入する河川は、潮位変動が小さいためほぼ弱混合型と考えて良く、この場合は数値計算を行うことによって、河口地形の変化による塩水くさび長の変化を予測しうる。太平洋側で外海に面している河川は、潮位変動が1.5～2 mあるため、緩混合型、強混合型となる。

須賀⁴⁰⁾は、前述の三つの形態を感潮区間長と大潮時潮位変動量によって分類しており、図-2.1.18の

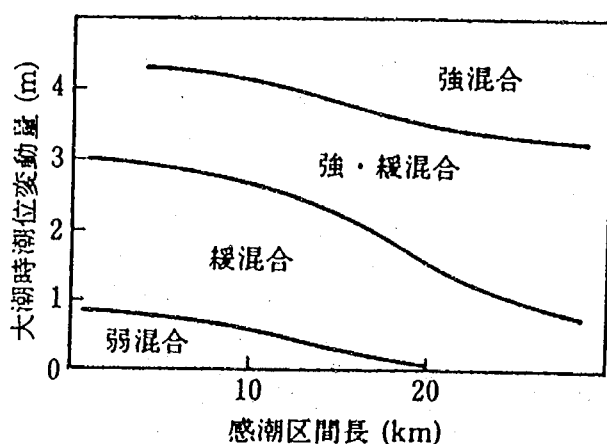


図-2.1.18 河口部の混合型の区分図⁴⁰⁾

結果を示している。なおここでは、混合形態を、水面付近の塩素イオン濃度 C_s と水底付近の塩素イオン濃度 C_b との比によってつぎのように分類している。

$$C_s/C_b < 0.1 \quad \text{弱混合}$$

$$0.1 < C_s/C_b < 0.5 \quad \text{緩混合}$$

$$0.5 < C_s/C_b \quad \text{強混合}$$

潮差が3 m以上の場合はおおむね強混合となる。須賀の調査例では強混合型は10%以下、弱混合型は約20%、残りの約70%は緩混合型であった。

須賀の検討結果には、河川の流量の影響が直接的な形で現れておらず、図-2.1.18の混合型の区分は平水流量時の区分を示しているものである。洪水時には、流速の増加によって海水は河道内から吐き出される。吐き出すのに必要な流量 Q_c は、河口の水深 h_c が丁度河口で内部フルード数が1となる条件より求まり

$$Q_c = \sqrt{h_c^3 \cdot B^2 \cdot \varepsilon \cdot g}$$

となる。ここでBは河口幅、 ϵ は海水と河川水の密度差、通常は0.024程度である。

このような密度差の河川内の土砂の堆積に対する影響は、日本の河川では河道内の底質材料が0.2mm以上の場合には無視して良いと考えられるが、河道の底質材料がシルト・粘土などの細粒物質からなる場合には、塩水によって粘土物質が理化学的反應によって凝集沈殿いわゆるフロキュレーションを起こし、みかけの沈降速度が増加し堆積作用が単一粒子に比べて大きくなり、粘土物質の堆積作用を促進する。図-2.1.19はWhile House et al.⁴¹⁾による塩水濃度の変化に対する粘土粒子のみかけの沈降速度の変化を示すも

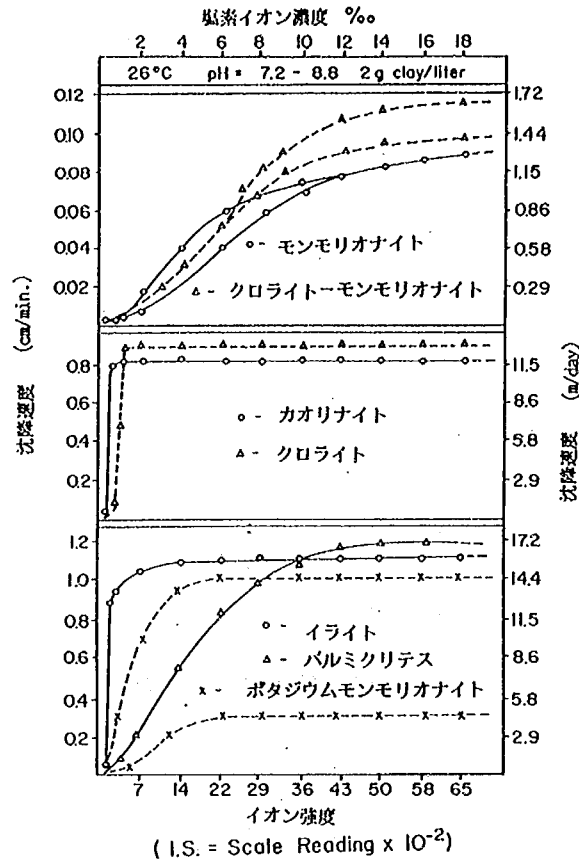


図-2.1.19 塩分濃度の違いによる粘土物質の沈降速度の変化⁴¹⁾

のであり、粘土粒子が、塩分濃度によって大きく変わることを示している。ただし、凝集した粘土物質が、沈降し得る流速はそれほど大きいものではなく、静水域的環境の所でしか沈降堆積しないものと考えられる。凝集した粘土物質の沈降速度は、Lake Mead⁸⁵⁾や神内上貯水地の沈降分析結果²⁵⁾を見ると、0.02~0.03cm/s程度位であり、この沈降速度は単一粒子の場合0.01~0.03mm程度のシルトに対応している。粘土物質の凝集沈降作用のある所では、シルト、粘土は同程度の外力すなわち流速で沈降堆積すると考えられる。

図-2.2.20はSundberg⁴²⁾による良く知られた粒径と堆積あるいは侵食条件を示した図である。0.05mm以下では堆積する流速はほとんど変わらない値となっている。実際にシルトがA集団となっている所の堆積物の粒土分布を見ると粘土粒子の割合がかなり多く、粘土とシルトは同一の水環境の場で堆積しているこ

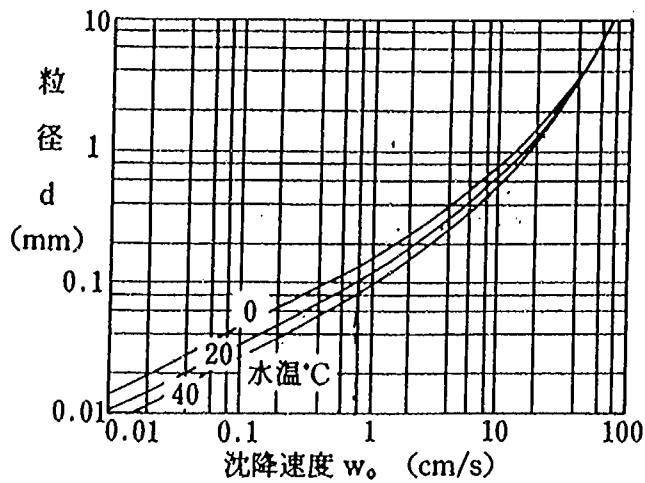


図-2.1.20 砂粒の粒径と沈降速度の関係

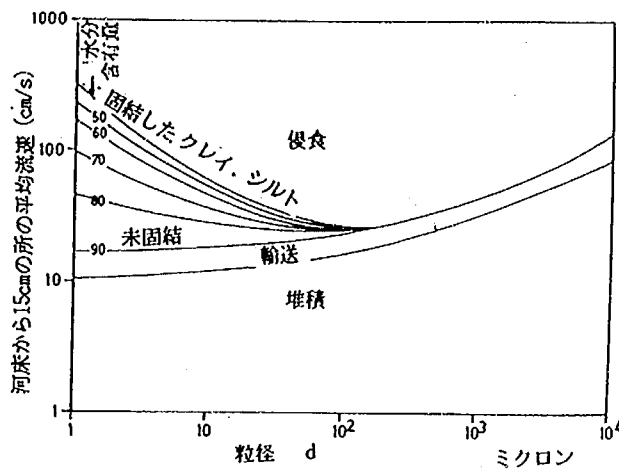


図-2.1.21 粒径と侵食・堆積限界速度⁽⁴²⁾

とを示している。

以上密度流の影響が河道内の堆積に及ぼす影響は、シルト、粘土を河床材料に持つような河川以外では大きくないと判断し得るが、洪水時河口から噴き出される河水の流速分布は、密度流の影響を大きく受けるので、河口付近の土砂の堆積形状や土砂の分級に影響を及ぼす。

河口部が外海に面し、河口砂州が存在する河川では、洪水時にこの砂州がフラッシュされ河口前面に堆積する。河口部の河道内水深が深い場合（河床勾配の緩い河川）には、図-2.1.22に示すように洪水後に河口前面に、舌状のbarを作る。これは洪水時河水が噴流状の流速分布を持ち、流速の遅くなる所に土砂が堆積するためである。洪水直後には、このber頂の水深は、1 m程度以下になる場合もある。この舌状のberの形成には、海水と河水の密度差が大きく関係している。すなわちber頂で生じると考えられる内部ジャンプによる下層流速の急激な減少が、土砂の堆積を助長する。この河口前面ber頂と河口にまでの距離Lと河口開口幅Bとの比は、洪水継続時間すなわち流出土砂量にもよるが3～4程度であり、水平床のポテンシャルコアの長さとは噴流口の幅の比5より多少小さくなっている。なお河口砂州の粒径が大きく、

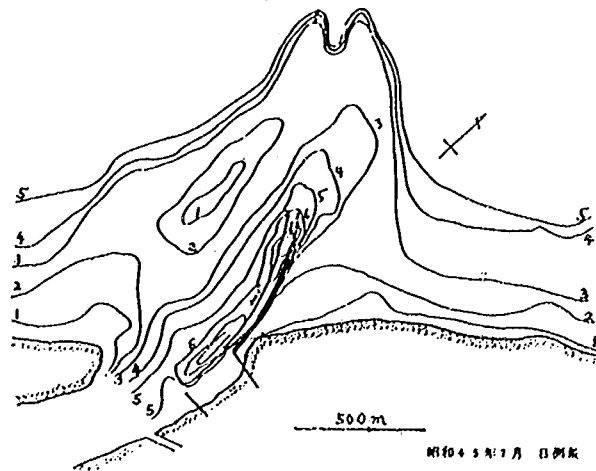


図-2.1.22 舌状堆積面・石狩川河口 Jul.1970

また河口部の河道内水深の浅いほど、舌状堆積面が平坦になる。

このberは波が強くなければ、かなり長い期間残っている。日本海側の砂質の河口砂州を持つ大河川では、夏期に洪水によって生じたberは冬期の波浪によって崩され陸側に土砂がもどってくるが、大河川では完全に崩されることはなく、河道内への波浪の侵食を防ぎ、また河口砂州の発達を遅らす効果がある。小河川ではberのスケールが小さいため、強風時の高波によって容易に崩され、河口のまわりの海浜形状と同じとなってしまう。

開口幅あるいは川幅が広い場合には一洪水で十分な舌状堆積面を作るだけの土砂量が無いので、きれいな舌状堆積面を持たないことがある。

この舌状堆積面の土砂の粒径は、基本的には、河床材料、砂州材料と同程度の粒径のものから成る。これより粒径の細かい材料は浮遊しているので、より沖の方へ密度流に乗って運ばれ堆積していく。

舌状堆積面の前面の斜面勾配は、堆積面の材料が粗いほど掃流砂として土砂が動くので大きくなろう。粒径が細かく細砂、シルトである場合は、これらが浮遊砂的に動いているので、流速が遅くなる所で徐々に堆積するので緩くなろう。

〈風と地形〉

日本のように湿潤な気候帯では、沖積低地地形形成に及ぼす風の影響は、火山灰の堆積などの現象を除けば、無視して良いと考えられる。ただし、海浜近くでは塩水のため、また土壌が生成されていないため裸地になっており、堆積物の粒径が粗砂以下であれば、風によって移動し得るので、風成地形を作ることがある。浜堤、砂丘がこれに相当するが、これらは風のみによって形成されたものではなく、海水面の変動や波浪作用による影響を強く受けている。

沖積低地には、外海に開いている所では砂丘列が、外海に閉じている所には台地寄りの所や縄文海進時の内湾をとじるような形の砂丘（砂州）が残っている。これらは、海岸線の停滞期（海水面位置の安定期むしろ多少の上昇期）に発達した浜堤に起源があり、この浜堤が風成作用により高度の上昇や変形を生じたもののなごりと言える。

2.2 土砂の分級堆積機構

沖積低地河川の河床・河岸の土質・材料特性は、上流から運ばれてきた土砂が流水によって分級堆積したものの現れと言える。ここでは、沖積低地河川の諸特性の成因及び互いの関連性の理解のために、その基礎となる土砂の分級堆積機構について取りまとめる。

2.2.1 河川の縦断方向の土砂の分級機構

一般に河床材料は、上流から下流に向かって粒径が小さくなるが、図-1.3、図-1.4に示したように徐々に変化するものではなく、segmentの結接点で急変し、同一segment内では粒径の変化は少ない。ここでは結接点での土砂の分級機構について考察し、segment形成機構の解明に役立てる。

まず洪水時に河床に働く掃流力と河床材料の関係について、次に洪水時における土砂の運動形態を粒径集団ごとに述べ、結接点における土砂の分級機構考察の準備とする。

〈洪水時に河床に働く掃流力と河床材料〉

沖積地を流下する河川の形状、すなわち低水路のスケールは、洪水時に働く流水の力に応じた自己調整作用の中にある。河床材料は、この外力（洪水時に河床に働く掃流力）と密接な関係があり、日本の沖積地河川で以下のごとく示されている。"

図-2.2.1は日本の58河川73区間の低水路、及び13河川の縦断方向の低水路の形状変化と平均年最大流量

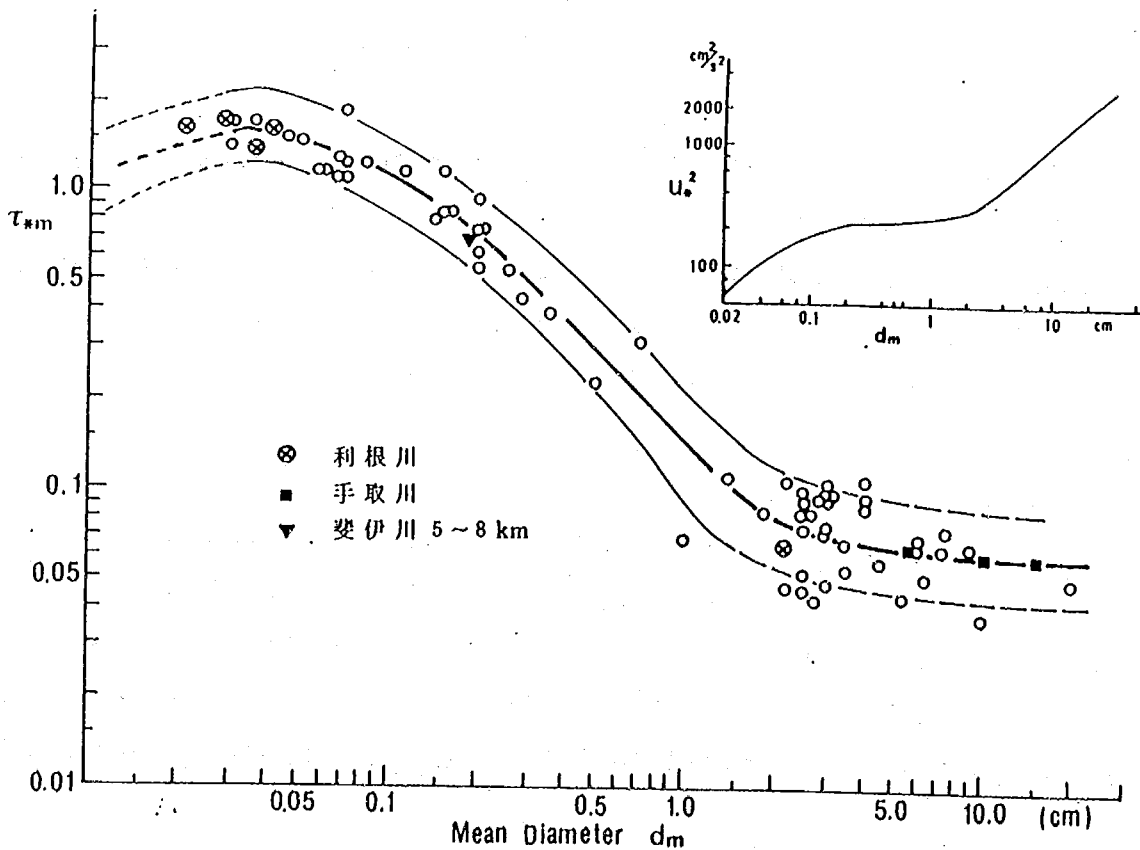


図-2.2.1 日本の河川の τ_{*m} と d_m の関係¹⁾

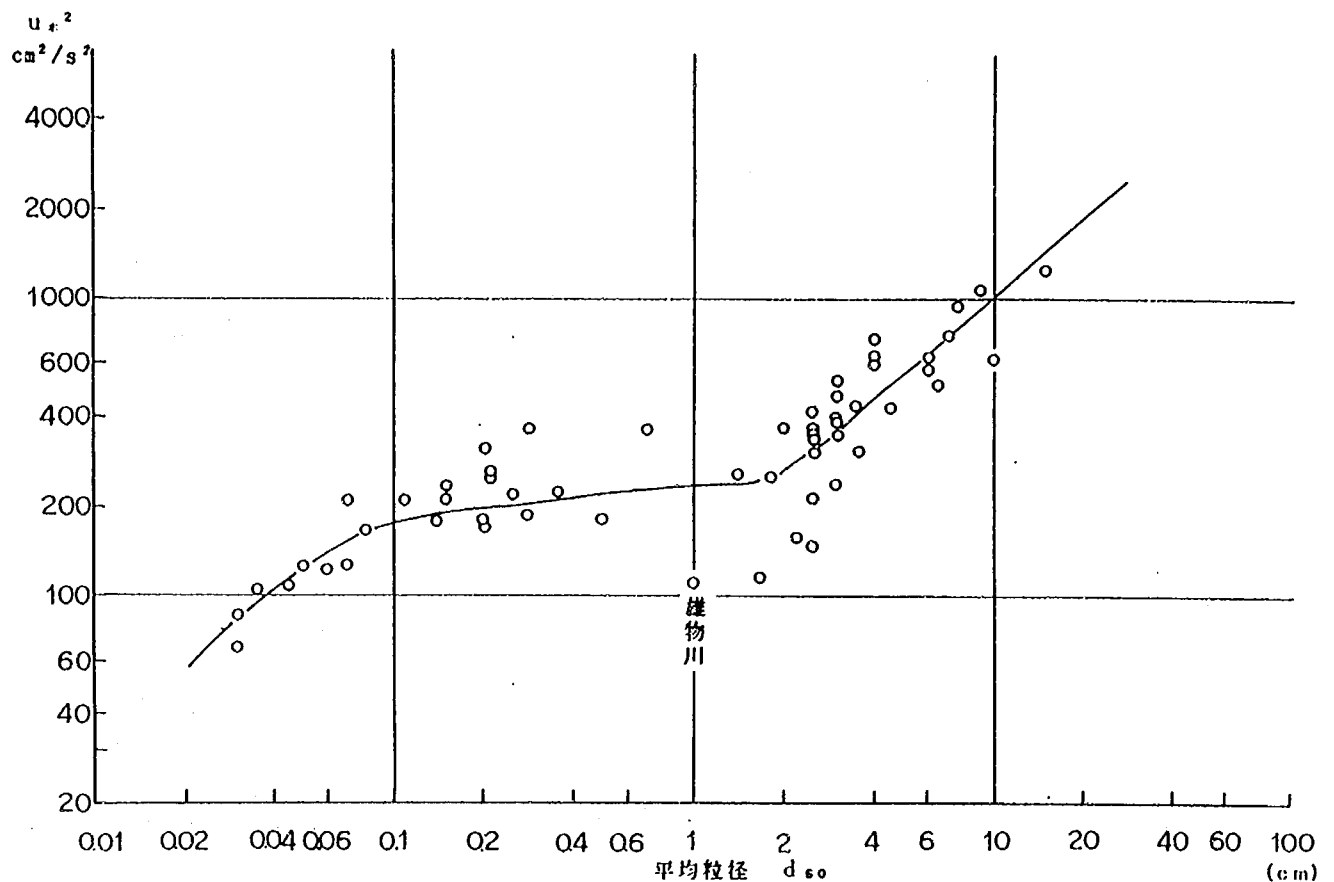


図-2.2.2 日本の河川の u_*^2 と d_{50} の関係⁹⁾

時あるいは低水路満杯時の水理量との関係を調べ、低水路の平均粒径 d_m と平均年最大流量時に河床に働く無次元掃流力の関係を示したものである。

同図の縦軸は、平均年最大流量時の無次元掃流力 τ_{*m} ($= u_*^2 / \text{sgd}_m$)、横軸は河床材料の平均粒径 d_m ($= d_{50}$) であり、図中の○印が各河川の検討対象区間の τ_{*m} と d_m の関係を示すものである。なお図-2.2.2には、河床に働く掃流力 τ の値で直截に分かるように u_*^2 の値 (τ を水の密度 ρ_* で除した値) と粒径の関係が示されている。

〈河床材料と洪水時の土砂の運動形態〉

洪水時の土砂の運動形態については、実際の観測例の分析を通して、次のようにとりまとめられている。¹⁾

粒径分布形が図-2.2.3の①に示すような河床材料を持つ勾配の緩いデルタ地帯を流れる河川では、平均年最大流量時には、河床波は砂漣と考えられ、A集団は掃流砂及び浮遊砂形態の移動であり、B集団はワッシュロード、C集団は掃流砂的に移動する。大出水時には、A集団は一部浮遊となるが大部分は掃流砂である。平水時にはA集団は掃流砂的ではあるがほとんど動かず、B集団は流速の違い所に堆積して行く。

中砂を河床材料に持つ自然堤防地帯を流れる河川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、河床は砂堆あるいは平坦河床であり、A集団は砂堆の場合は掃流砂、平坦河床の場

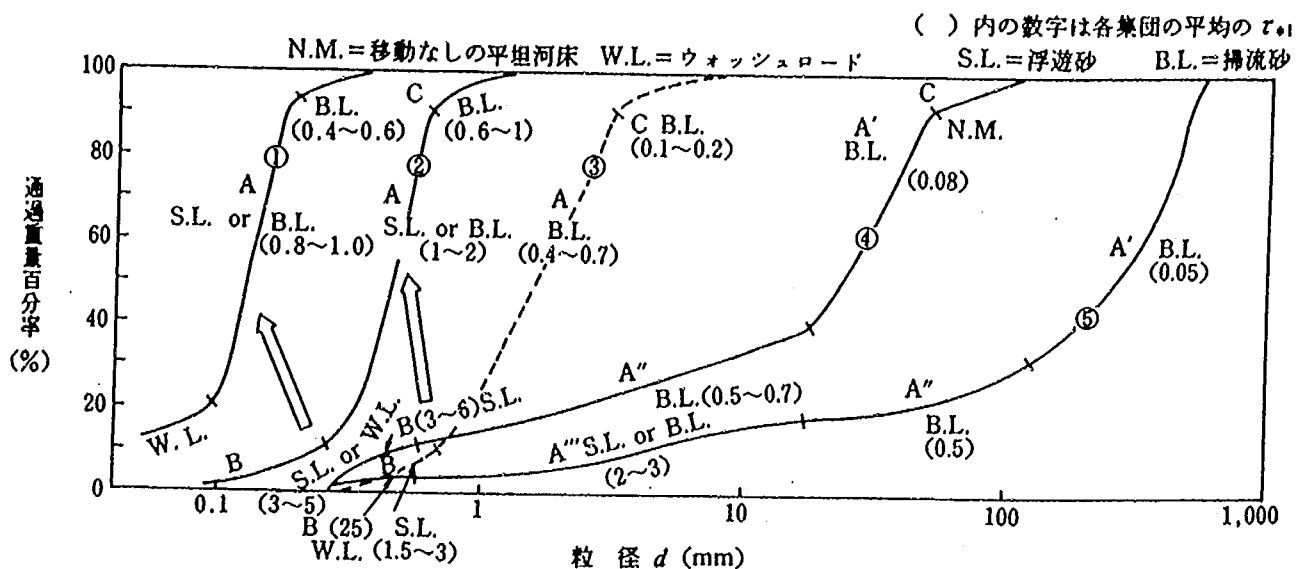


図-2.2.3 平均年最大流量時の河床材料の運動形態¹⁾

合は浮遊砂、B集団は浮遊砂あるいはウォッシュロード的、C集団は掃流砂的に動く。大出水時にはA集団は河床が平坦河床となるため浮遊砂的であり、C集団は掃流砂である。平水時には河床波は砂漣であり、A集団は掃流砂、B集団は浮遊砂となる。

粗砂の河床材料を持つまさ土地帯を流れる河川の代表的粒度分布形である③の場合は、洪水時に河床には砂堆が発生し、A集団は掃流砂、B集団は浮遊砂、C集団は掃流砂である。平水時には河床は砂堆あるいは砂漣河床となり、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集団は動かないと判断される。

砂利を河床材料に持つ自然堤防帯を流れる河川の代表的粒度分布形である④のような河床材料を持つ場合は、洪水時は砂堆あるいは平坦河床で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判断される。なお混合粒径を河床材料に持つ移動床に関する実験結果によると、河床材料の粒径が0.3mm以上のものからなる場合は同一運動形態を取り得る粒径の範囲は、最大粒径と最小粒径の比で10程度までである¹⁹⁾。A集団の粒径の広がり範囲が2~50mmであるので、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。ただし、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ミングされ、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勾配の急な扇状地河川では、洪水時、河床は平坦河床であり、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、河床がアーミングされると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'''集団は掃流で動く判断される。

〈segment結接点での土砂分級機構〉

以上を踏まえて、デルタ河川のsegment形成に関わるsegmentの接合点での土砂の分級機構について述べる。

(1) 砂利を河床材料に持つsegmentと砂を河床材料に持つsegmentの接合部での分級機構

砂利を河床材料に持つsegmentから砂を河床材料に持つsegmentに変わる遷移地点では、平均年最大流量程度の出水時の u_*^2 は、図-2.2.2で示したように砂利を河床材料に持つ上流のsegmentでは、河床材料の平均粒径 d_m の120倍程度（ここで d_m の単位はcm、 u_*^2 の単位は cm^2/s^2 ）、粗砂を河床材料に持つ下流のsegmentで $120\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度である。粗砂を河床材料に持つ下流のsegmentで、この u_*^2 で移動し得る最大の粒径を求めると、A集団が砂堆を形成して移動している場合、移動し得る最大の粒径に対する粒径別限界掃流力 τ_{*lc} は0.06程度なので¹⁾、約1.2cmとなる。このように下流のsegmentでは、粒径1cm以上の河床材料つまり上流のsegmentのA集団を十分に移動させ得る掃流力には無く、上流のsegmentでB集団であった砂分を、下流でA集団に変化させるような掃流力となっている。

もし粒径1～10mmの土砂の生産量が多ければ、砂利のセグメントと粗粒のセグメントの間に小礫を持つセグメントが形成されると思われるが、この粒径集団の生産土砂量は少なく、砂利のセグメントと粗砂のセグメントに分かれてしまうものと考えられる。

(2) 粒径0.3～0.5mmの砂利河川から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15km地点で河床材料は0.3～0.5mmから0.10～0.20mmに変化する。0.10～0.20mmの砂は、この地点より上流ではB集団でありワッシュロード的な運動形態であるが、この地点よりA集団と成り浮遊砂及び掃流砂的な運動に変わる。小規模河床波はこの地点より上流では小洪水時には砂堆、大洪水時は平坦河床であり、この地点より下流では利根川下流部の平均年最大流量時の流速から判断すると小出水時には砂漣、大出水時には平坦河床と推定される。

粒径が急変する直接的な原因は、平均年最大流量程度の出水時、この地点より u_*^2 が $80\sim120\text{cm}^2/\text{s}^2$ から $40\text{cm}^2/\text{s}^2$ と約半分に急変するような堆積環境の急変点となっているためである。平均年最大流量時の掃流力から判断すれば、下流のセグメントにおいても上流のセグメントのA集団である0.3～0.5mmの砂は、無次元掃流力が0.5～0.8程度であるので十分に移動し得るのに、その割合が小さいのは次の理由による。

上流のセグメントでは、B集団である細砂は平均年最大流量程度の洪水時には $u_*/\omega_0 \cong 6\sim10$ 程度でありワッシュロードとして輸送され、河床に占める割合を数%変動させるだけで、もう一つ上流から輸送されてくる量の変動に応じて、それを輸送させる能力がある。しかし細粒をA集団とする下流のsegmentでは、細砂は平均年最大流量時の u_*/ω_0 が3～5程度であり、ここではA集団は浮遊砂・掃流砂として移動し、河床に占める割合が80～90%ないと上流のsegmentから入ってくる細砂の輸送の量に対応し得ない掃流力となっている。この結接点で丁度上流のsegmentのB集団（細砂）の流砂量が、下流のA集団（細砂）の流砂量に担当するような条件（平均年最大流量時に釣り合うということでは無く、流量変動の時間積分値として釣り合うと言うことである。）にあるものと考えられる。すなわち上流のsegmentで細砂の河床に占める割合が数%の場合の細砂の流砂量が下流のsegmentで河床に90%程度占める場合の流砂量には

ほぼ等しくなっているであろう。

中砂の流砂量は、この結接点で急減すると評価し得るので、ここで堆積し河床上昇の傾向にあると判断し得るが、実際には河道計画問題となるような上昇は生じていない。中砂の流砂量が河床上昇がはっきりと認知し得るほど大きくないこと(掃流力と流量の頻度分布より評価すると単位幅 1 m 当たり年間 $10^0 \sim 10^2 \text{ m}^3$ の流砂量)、また一部細砂の segment にも移送されることによろう。

2.2.2 河川の横断方向の土砂の分級機構

水位が低水路河岸高より高くなると洪水は氾らん原に侵入し、河水中のウッシュロード、浮遊砂が氾らん原に堆積し低平地の表層堆積物となる。どこにどのような物質がどれだけ堆積するかは、低水路を流下する河水中の浮遊物質の粒度構成とその濃度、氾らん水の流速、水深、浸水時間、河岸からの距離が関係する。ここでは氾らん原や高水敷にどのような粒径のものが堆積するのか述べる。

図-2.2.4は、縦軸に u_*^2 を採り、下段横軸に高水敷上の水深を採り、高水上の流れ方向のエネルギー勾配(高水敷の流れ方向の地表面勾配とほぼ等しい)によって、どの位の u_*^2 の値になるかを示したものである。また同図には、河床材料の粒径(上段横軸)と平均年最大流量時の u_*^2 の関係を点線で、また河床材料の粒径とその粒径の材料が浮遊し高水敷に乗り上げられるのに必要な及び河床から浮遊するのに必要

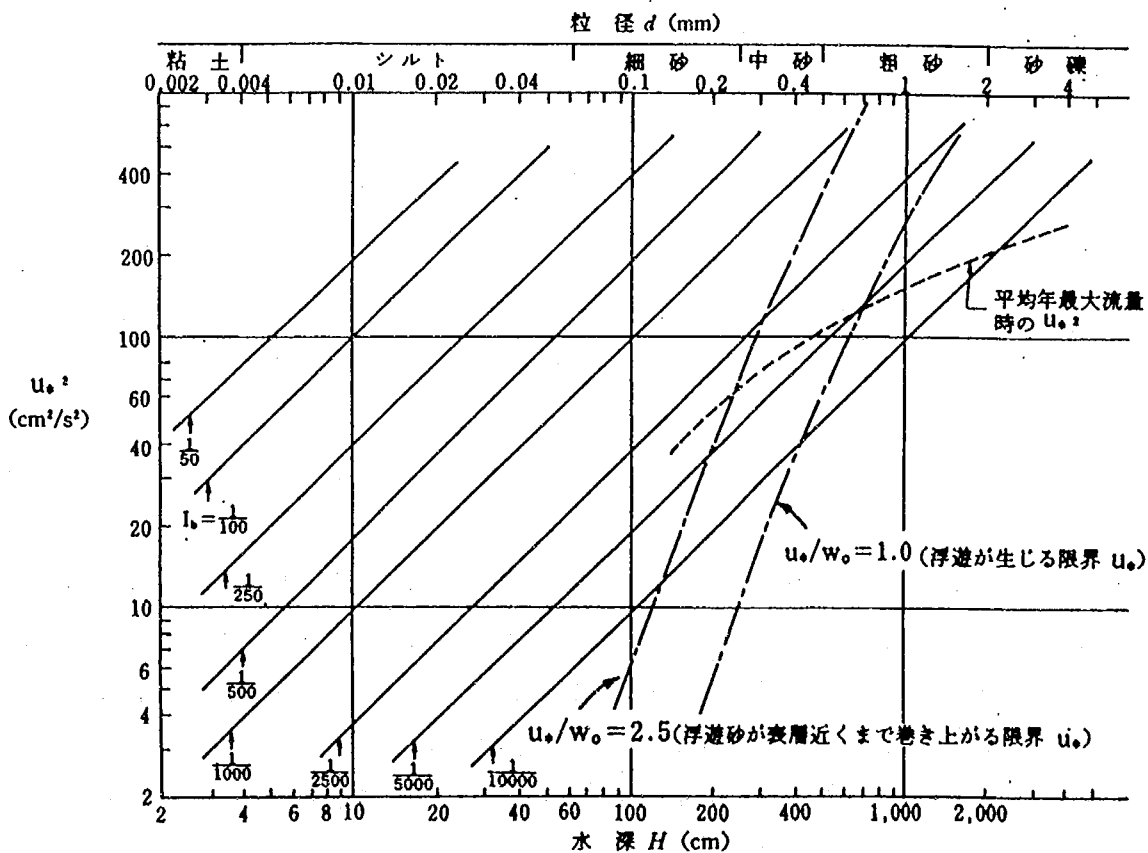


図-2.2.4 高水敷の u_*^2 の評価、粒径と平均年最大流量時の u_*^2 および河床材料の粒径と浮遊条件¹⁾

な低水路の u_*^2 の関係を一点鎖線で示してある。通常粒子の浮遊が生じる条件は $u_*/\omega_0 \approx 1$ といわれているが、この条件では粒子は、水面近くまで十分に浮遊し得ず、 $u_*/\omega_0 \approx 2 \sim 3$ 程度が必要である（図-2.2.5はラウスの式を用いて浮遊砂の濃度分布を $Z = \frac{\omega_0}{\beta \kappa u_*}$ と示したものである¹³⁾。ここで、Caは

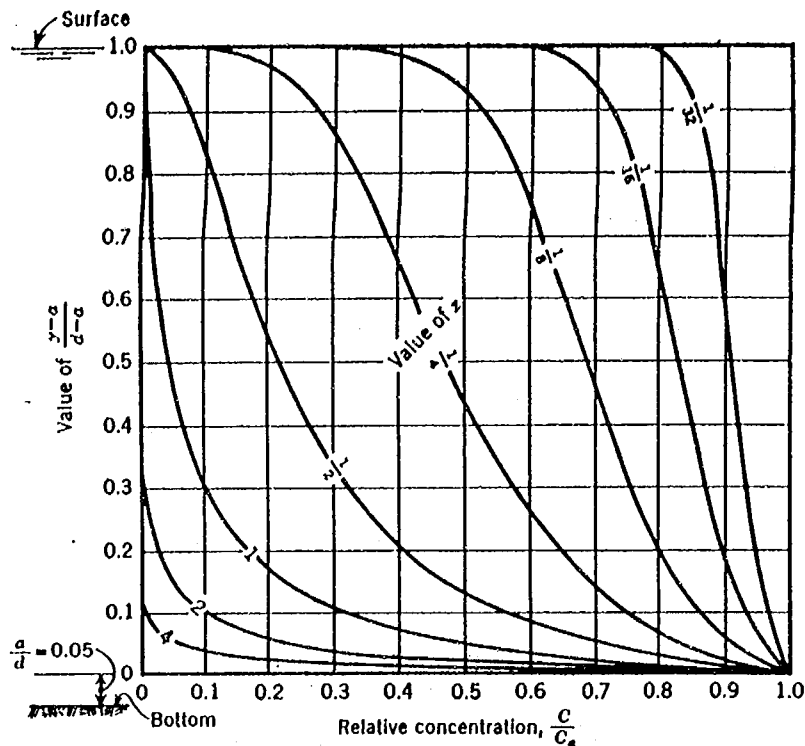


図-2.2.5 ラウス式を用いた場合の浮遊砂の濃度分布、但し $a/d = 0.05$ の場合

$$\left(Z = \frac{\omega_0}{\beta \kappa u_*} \text{ である。} \kappa \text{ はカルマン定数} \approx 0.4, \beta \text{ は拡散} \right. \\ \left. \text{係数を渦動拡散係数で除した値} \approx 1, d \text{ 水深である} \right)$$

河床から a だけ離れた距離の濃度、 C は河床より y の距離の濃度、 k はカルマン係数、 β は拡散係数を渦動拡散係数で除した値である。これより高水敷上（氾らん原）まで浮い上がるには u_*/ω_0 が $2 \sim 3$ 以上とすることが分かる。）

なお、図-2.2.4の一点鎖線は、 u_*/ω_0 が 1 及び 2.5 の条件より求めた粒径 d と u_*^2 の関係を示してある。

高水敷上にどのような粒径のものが堆積するかを推定するのは非常に難しいが、低水路で浮遊砂的運動形態を持っている粒径集団は、掃流砂的運動に変わるような水理量の所で急速に堆積を始めると考えられる。すなわち低水路部で浮遊砂的運動（ $u_*/\omega_0 > 1 \sim 3$ ）であった粒径のものが、高水敷に乗り上げ、その u_*/ω_0 が $1 \sim 2$ 程度になった所から堆積すると思われる。

低水路でワッシュロード的運動形態を持っていた粒径集団は、浮遊砂的に変わるような水理量の所で堆積し始められると思われる。

以下に沖積低地河川の高水敷堆積物の特性について記す。

[1] 粒径 $0.3 \sim 0.5 \text{ mm}$ の河床材料を持つ河川（segment 2 の場合）

このような河床材料を持つ河川では、100年に1回起こるような大出水時には低水路部の平均水深は、平均年最大流量時の水深の1.5～2倍となる。図-2.2.3より、このような大出水時には河床材料の平均粒径 d_m が0.3mmの河川では u_*^2 の河川では u_*^2 が $120 \sim 160 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度、0.6mmの場合は $190 \sim 260 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程

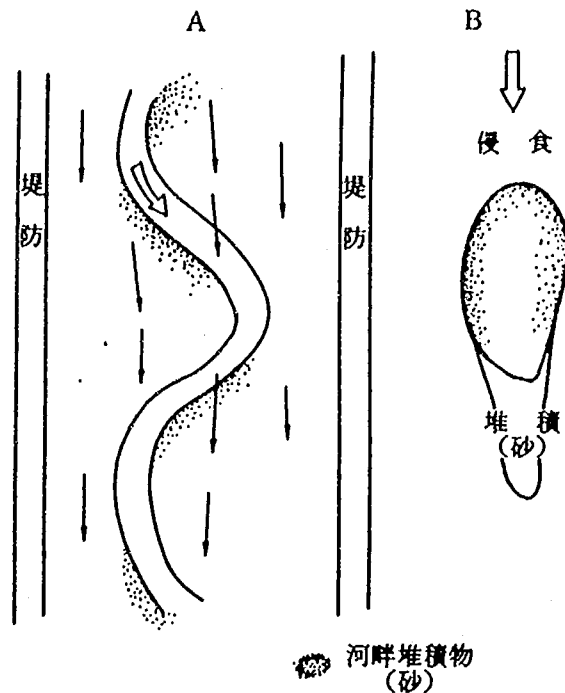


図-2.2.6 河畔堆積物位置⁹⁾

度となると評価される。粒径0.3mmの粒子の沈降速度は水温20℃で約 4 cm/s 、粒径0.5mmの粒子が約 7.5 cm/s であるので、平均粒径 d_m が0.3mmの河川では、粒径0.3mmの粒子にたいしては $u_*/\omega_0 = 2.7 \sim 3.1$ 、粒径0.5mmの粒子に対して $1.4 \sim 1.7$ となる。平均粒径 d_m が0.6mmの河川では、粒径0.5mmの粒子に対して $1.8 \sim 2.4$ となる。

大出水時の低水路部の u_*^2 は、河床材料のA集団のすべての粒径のものを表層近くまで浮遊させる値ではないが、大部分の粒径のものを、低水路の河岸の肩の高さの所まで浮遊させ得る値となっている。浮遊したA集団は河水が高水敷上に乗り上げた所で流速が低下するので図-2.2.6Aに示すように堆積し、伊勢屋の言う河畔堆積物⁸⁾となる。

川中に島がある場合には、阿賀野川での堆積物調査及び微地形調査によると、図-2.2.6B図のように島の上流側の縁の部分にこの河畔堆積現象が見られる。²⁸⁾ この中砂、細砂からなる河畔堆積物の背後には、粘土混り細砂、シルトから成る泥層が堆積する。

なお、前述したように砂河川では百年に1回起こるような大出水においても u_*^2 は $120 \sim 260 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度であり、粒径0.5mmの粒子に対して最大でも $u_*/\omega_0 = 2.4$ であるので粒径0.5mm以上の河床材料は水面近くまで十分には浮遊し得ない。これが高水敷上に粒径0.5mm以上の堆積物がほとんどなく¹⁸⁾、また砂河川で水面近くの浮遊砂の中に0.5mm以上の物質がほとんど観測されない理由である。

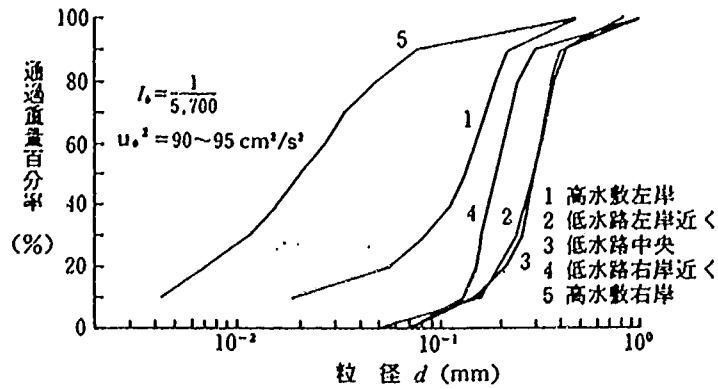


図-2.2.7 利根川60km地点の高水敷および河床堆積物の粒度分布¹⁾

図-2.2.7は利根川60km地点 ($I_b = 1/5,700$ 、平均年最大流量時の $u_*^2 = 90 \sim 95 \text{ cm}^2/\text{s}^2$) の河岸近くの堆積物の粒度分布を示している。左岸高水敷上の堆積物は河床材料のB集団の粒径のものから主に成っており、また粒径0.5mm以上のものは堆積していない。右岸高水敷上の堆積物はシルト・粘土が多く後背湿地成の堆積物となっている。

日本の砂河川では側方侵食による水路の移動があまり大きくなく、長い間同じ場所にとどまるために、一般に自然堤防の発達が良い。自然堤防の発達がよいと後背湿地よりその頂は2~3m高く、また水路横断方向の勾配は $1/150 \sim 1/300$ 程度である。この横断方向の勾配は一般に上流ほど大きくなるようである。

[2] 細砂を河床材料の主モードに持つ河川 (segment 3の場合)

細砂を主モードに持つ河川は、大出水時においても u_*^2 は $60 \sim 100 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度であり、粒径0.3mm ($\omega_0 = 4 \text{ cm/s}$) 以上の物質は図-2.2.4の粒径と浮遊条件 ($u_*/\omega_0 = 2.5$) の関係に示すように表層近くまで浮遊することができない。従って氾濫水による堆積物の中には、中砂以上の物質が見られない。また細砂分の土砂濃度も低いため、中砂を河床材料に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混りシルトが表層に堆積する場合が多い。

高水敷上 (氾らん原上) での浮遊物質の粒径の違いによる分級作用がsegment2に比べて弱いため、またこのsegmentの形成時間が短いため顕著な自然堤防を持たない。

図-2.2.8に利根川20km地点の河岸近くの堆積物の粒度分布を示した。高水敷の堆積物の粒度分布型は前述のことを良く示している。

[3] 植生が土砂の分級に果たす役割

日本のデルタ河川においては、河岸近くの植生の優占率は“よし”であり、デルタの風景の特徴となっている。

これによって高水敷上の流れは、減速され、よし原の中はシルト・粘土が堆積し、水深近く、あるいは、植生群の周囲にしか細砂は堆積しない。

以上のことを秋草等⁷⁵⁾の水制群による流速低減効果の検討手法にならって水理的にもう少し検討する。

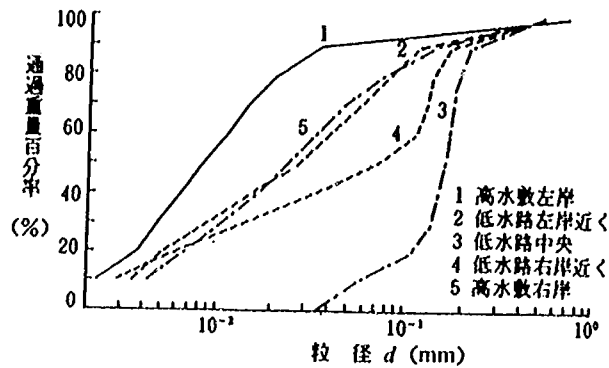


図-2.2.8 利根川20km地点の高水敷および河床堆積物の粒度分布¹⁾

今よしの茎の直径 D とし、よしが水面上に出ており直立しているとし、流れがよし原で等流とすると、図-2.2.9の幅 B 、長さ L の断面間に働く外力は釣り合っているので、

$$\Sigma F_D + \Sigma \tau = \rho \cdot g \cdot I_e \cdot B \cdot L \cdot h \quad \dots\dots\dots (2-2-1)$$

となる。ここで左辺第1項は1～2断面間にある抗の抗力の総和、2項は底面に働く掃流力である。あしの抗力係数を C_D 、 $B \cdot L$ 内のあしの本数を N とし、また左辺第2項を第1項に比較すれば小さいので無視すると

$$\Sigma F_D = \frac{\rho}{2} C_D \cdot N \cdot D \cdot h \cdot V^2 \quad \dots\dots\dots (2-2-2)$$

であるので (2-2-1)、(2-2-2) 式より

$$V = \sqrt{\frac{2g}{C_D}} \cdot \sqrt{\frac{BL}{DN}} \cdot \sqrt{I_e} \quad \dots\dots\dots (2-2-3)$$

となる。

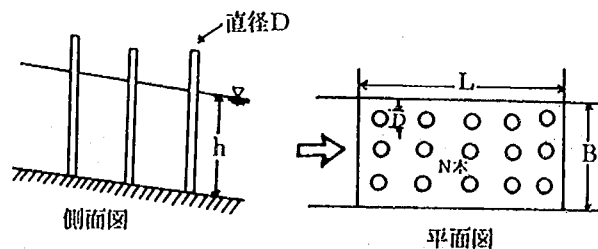


図-2.2.9 あし原のモデル

$C_D=1.2$ として、よしの茎の直径 $D=1$ cm、茎の間隔を格子で10cmと5 cmとし、勾配 $I_e=1/5,000$ の流れとすると、流速 V はそれぞれ、5.7cm/s、2.8cm/sとなる。

この流速は、図-2.2.21に示すようにシルト・粘土が堆積する条件の中にある。細砂はもう少し流速の速い時に堆積してしまうので、よし原の中はシルト粘土が堆積することになる。

2.2.3 波による土砂の移動と分級機構

河口から吐き出された土砂は、波や潮汐流、風によって再移動され、海岸線の形状（三角州の形状）を形作り、また河口、海浜部の地形を作っていく。ここでは波によって、土砂がどのように移動し、また土砂がどのように分級されるのかについて記す。

[1] ほぼ均一砂を持つ二次元海浜の底質移動形態³⁰⁾⁵⁰⁾

初めに、質量輸送速度の分布形について述べる。有限な二次元水路で、一定水深、底面平滑の場合、Longuet-Higgins⁴⁹⁾の理論、Eagleson、Dean⁴⁹⁾の実験、野田の乱流境界層理論⁴⁹⁾によると、底面近くの質量輸送の方向はすべて岸向きになる。勾配が有り、砕波するような場合は、筆者³⁰⁾および堀川・砂村等の実験結果⁴⁷⁾では図-2.2.10に示すごとく、砕波点より沖では、底層近くは岸向きに、砕波点より汀線よりでは沖向きの質量輸送がある。

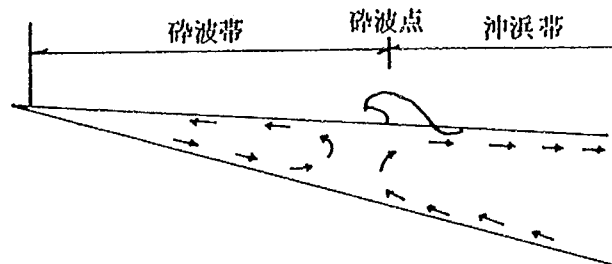


図-2.2.10 傾斜水路における質量輸送パターン

ところが海床に ripple などが存在するような移動床の場合では、図-2.2.10と異なった複雑な質量輸送パターンを持つ。筆者³⁰⁾および Scott⁴⁹⁾の実験結果を見ると、複雑なパターンも、海床の ripple の関係とともに基本的には三つの型に分けられる。

I 型：波によって底質があまり動かないような場合で、底床には ripple が存在しないか、あっても ripple の波高と波長の比 η/λ が小さい場合である。このような場合 ripple の存在による渦の発生はなく、平坦海床の場合と同様な質量輸送の分布となり、砕波点より沖の底面近くの質量輸送の方向は岸向きである。

II 型：底質がより動くようになると、底床には明確な ripple が生じる。砕波点より少し沖側では岸側に急斜面を持つ ripple であり、岸側の急斜面のみ、あるいは岸側の方が強い渦を生じる。底面近くの質量輸送の方向は、沖を向き、ripple は岸向きに前進する。ある程度水深の深い所（沖波波高 H の 3～4 倍より深い所）では、ripple はほぼ対称であり、この場所での底面近くの質量輸送の方向は岸向きであり、ripple の移動速度は遅く、どちらかというところ沖向きである。

III 型：さらに底質が激しく動くようになると、砕波点より少し沖側では ripple は頂部が平らになり、渦の発生がなくなる。より底質が波によって動かされると ripple は消滅してしまう。このような場合の砕波点より多少沖の位置の質量輸送の方向は岸向きとなり、ripple の動きは小さいが沖を向く。

次に底質の移動について述べる。砕波点より少し沖側の場所では、波による底質の動きが激しくないう

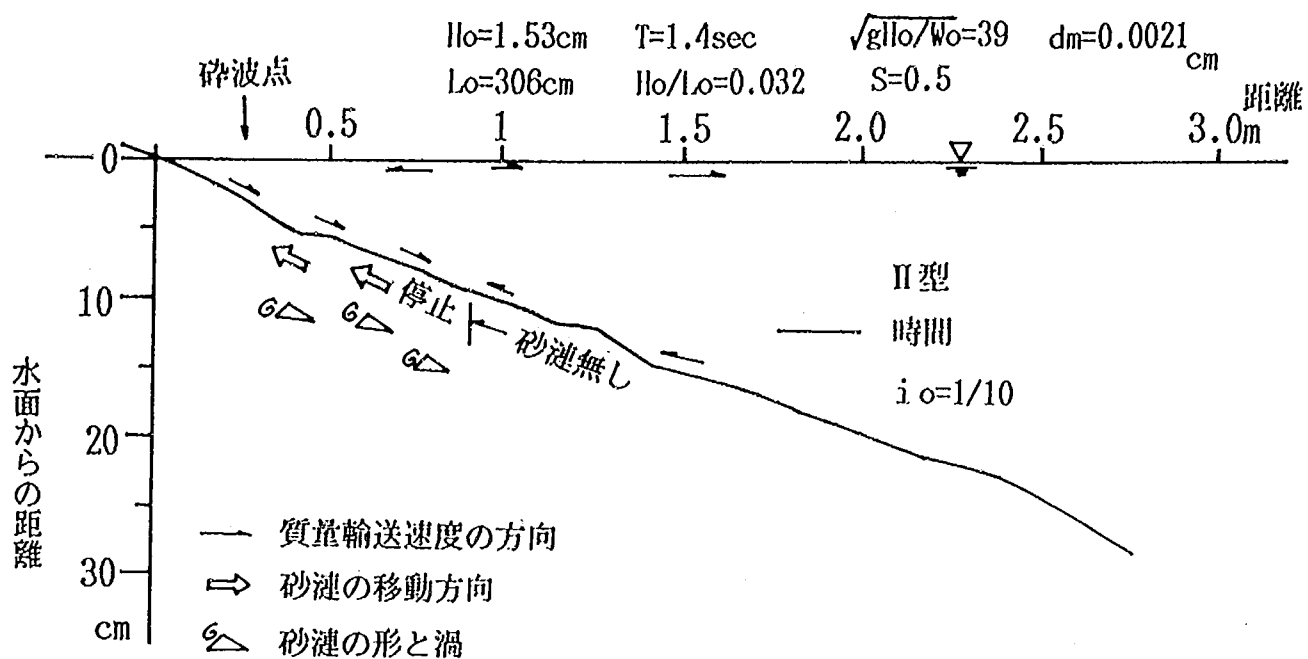


図-2.2.11 II型の質量輸送パターンの例とリップルの移動形式³⁹⁾

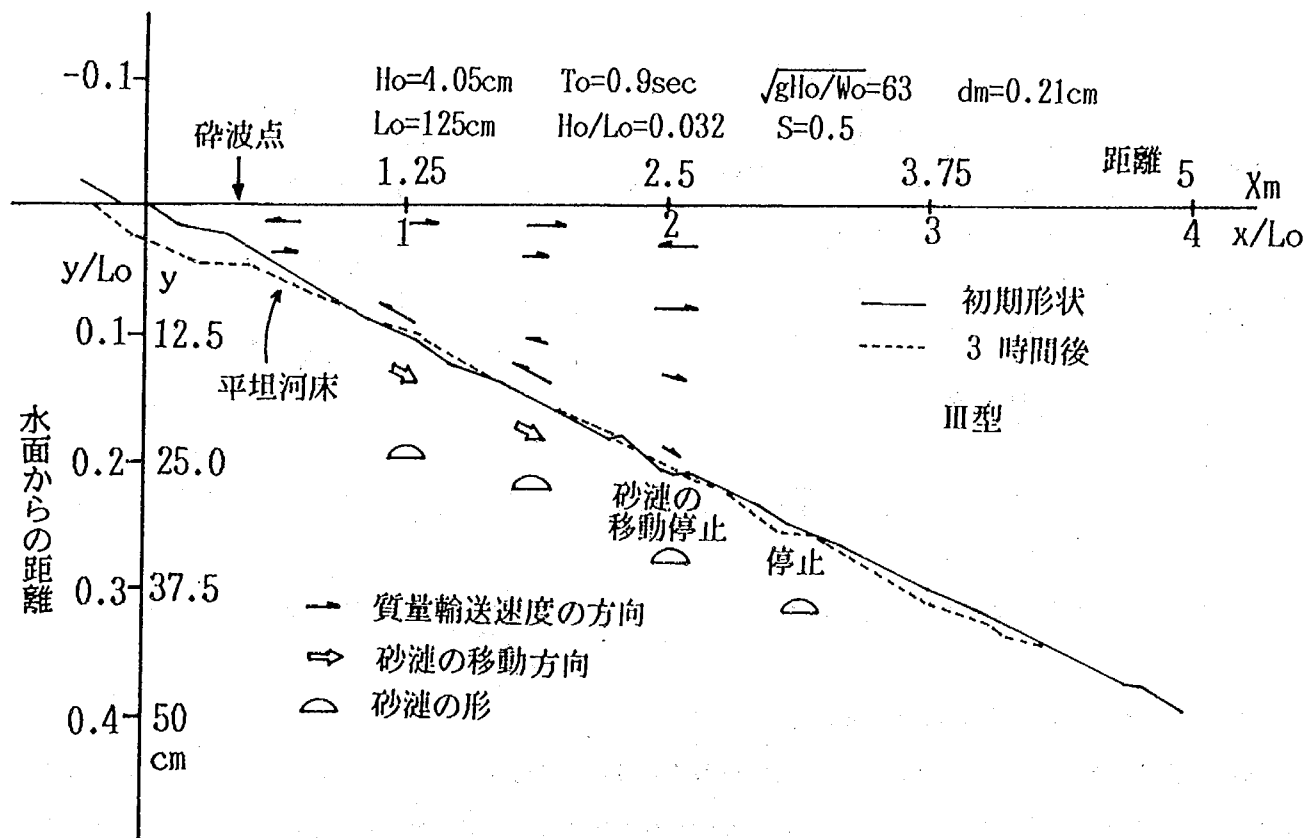


図-2.2.12 III型の質量輸送の例³⁹⁾

ちは、砂移動は掃流型式であり岸向きの強い水粒子運動によって岸向きの砂移動量が多く、rippleも岸向きに前進する。このため初期海浜形状が直線的で、勾配が極端に大きくなければ、碎波点の沖側は侵食され前浜の方へ土砂移動が生じる。より底質の移動が激しくなると浮遊砂が多くなり、rippleの岸側斜面上で発生する渦による岸側斜面上の砂の巻き上げによって、rippleの前進速度は遅くなり、浮遊された底質は質量輸送に乗って沖に向かい、沖向きの土砂移動が多くなる。したがって H_0 の2～3倍の所に土砂が堆積するようになる。より波によって底質が動くようになると、質量輸送の分布形がⅢ型になり、土砂は碎波点方向に運ばれるようだ。^[11]

上述のような質量輸送の分布形や土砂輸送形式を区分するパラメータは、次元解析より、沖波波形勾配 H_0/L_0 、底質の動きやすさを示す $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ 、 $s = (\rho_s - \rho)/\rho_s$ 、初期勾配 i_0 、および粘性の影響を表わす $\sqrt{\nu}(H_0)^{1/4}g^{3/4}/\omega_0^2$ と考えられる（ここで ω_0 は底質の沈降速度）、この中で底質が極端に小さくなければ粘性の影響は大きくないと思われる。図-2.2.13は H_0/L_0 と $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ によって質量輸送の分布型がどう変わると整理したものであり、図-2.2.14碎波点より沖側の部分の底床変化型式の違いを、初期勾配 $1/10 \sim 1/40$ の資料を使って整理したものである。

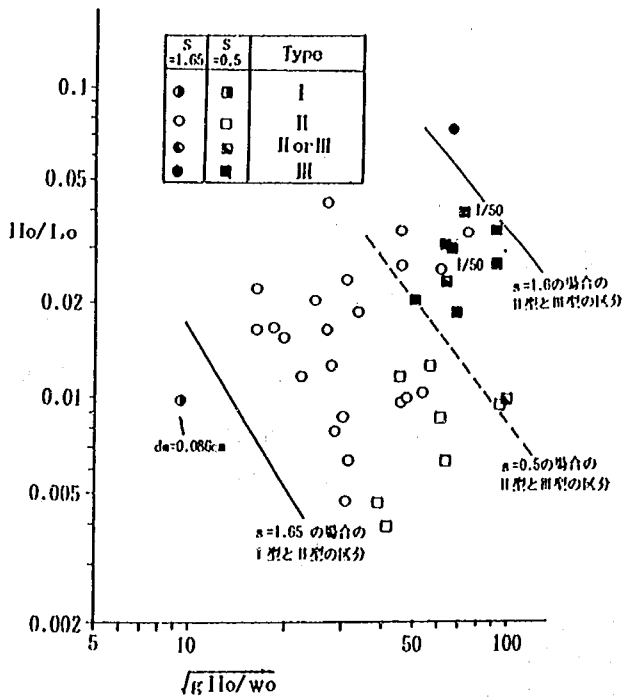


図-2.2.13 質量輸送の分布型³⁰⁾

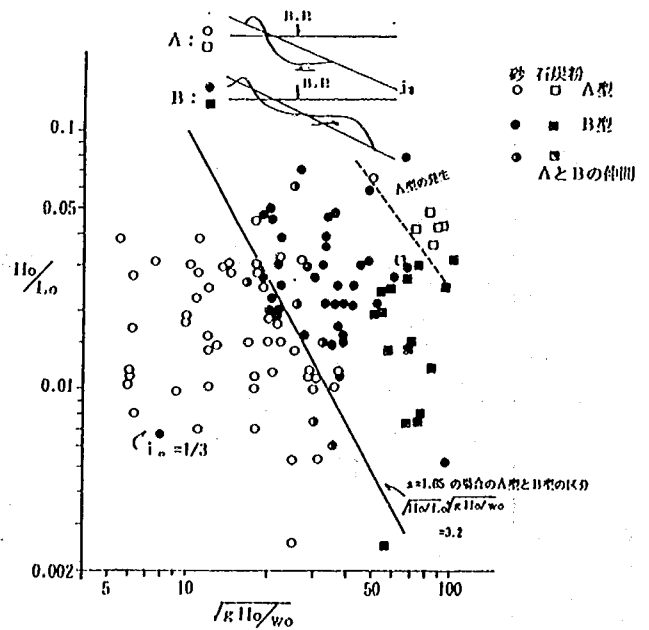


図-2.2.14 沖側部分の底床変化型の分類³⁰⁾

[2]波による汀線に直角方向の土砂の分級堆積機構^{30), 50)}

海浜の海床材料は均一粒径ではない、特に碎波点と前浜頂の間は底質がふい分けられ場所的に大きな違いを示す。外海に面している海浜で汀線近くの粒径が0.4～2mmの海浜では、前浜および碎波点付近が粒径の大きな場所であり、水深8mでは0.3～0.2mm、10～15mでは0.15mm、20mm以深ではシルト質に変わる所が多い。砂利海浜においても、水深10m以深では底質は砂質に変わり、10mでは0.3～0.5mmぐらいと

なっている（沖浜の急な駿河湾の富士海浜では、水深15mで1～2mmぐらいとなっている。この海岸は沖浜勾配が急であり、波が沖で砕波することなく海岸に到達する。このことは海浜地形を決める波高が、他の海浜より大きいことを示している。これが深い所まで粒径を大きくしている理由であろう）。内湾に面している海浜では、砂質層が水深8～10m位いまででそれより深い所ではシルト・粘土質に変わっている。

このような底質のふるい分けがなぜ生じるのか、河川から出た土砂がどのように海浜に分散されていくのかを把握するために、図-2.2.15に示す混合砂を使って波によって底質がどのようにふるい分けられて

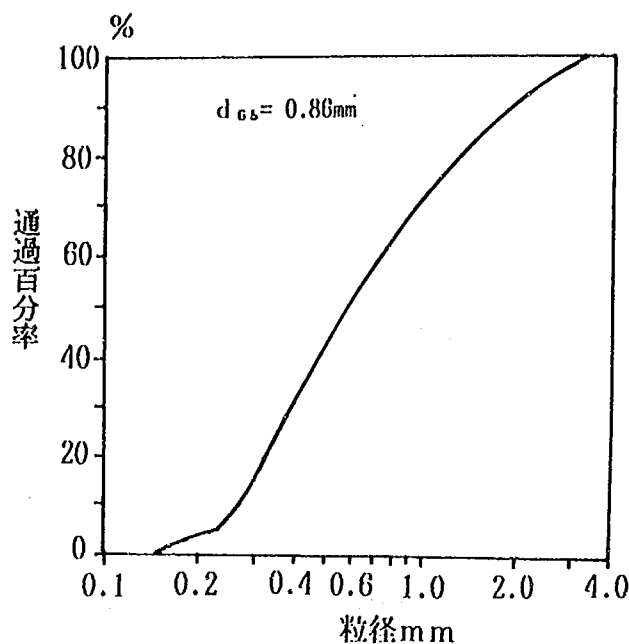


図-2.2.15 初期底質材料粒度分布

いくのかを長さ35m、幅0.7m、高さ0.8mの片面ガラス張水路で行って調べてみた。実験ケースを表-2.2.1に、実験結果を巻末Appendix Aに示す。

実験結果をとりまとめると次のようなことが言える。

- ①均一砂の場合、底質材料が動きだすとrippleが生じるが、混合砂の場合、粒径の違いによって水粒子の運動に対する応答が異なるため、rippleの発生がおさえられる。
- ②砕波点より沖の砂粒子の運動は（ただし $h/H_0 = 2 \sim 3$ 位の所）、rippleの生じない場合、質量輸送の分布形はⅠ型となり、初期勾配が極端に急でなければ底質は岸向きに動きA型となる。rippleの生じる場合、質量輸送の分布はⅡ型となり、Bar背後近くの砂粒子の移動方向は、粗砂は岸向き、細砂は沖向きとなる。沖向きになるか岸向きになるかの限界は、粒径ごとの $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ を計算し、図-2.2.14を使えばある程度把握しえる。
- ③前浜部の底質材料より細かい材料を前浜に投入すると、投入された砂は沖に出てしまい、前浜形状は投入される前とほとんど変わらなくなる。
- ④粗砂は、細砂の中に入ると突出高が大きく、均一砂に比べて動きやすくなる。ケース1ではアーマリ

表-2.2.1 実験条件一覧表

ケース	H_0	T	初期底床材料 d_{ss}	H_0/L_0	$\sqrt{gH_0}/\omega_0$	初期 勾配 L_0
ケース 1	cm 6.85	sec 2.11	0.86 mm	0.0099	9.3	1/10
ケース 2	19.5	1.82	"	0.0378	15.7	1/10
ケース 3	9.3	1.6	"	0.023	10.8	1/15
ケース 4	22.0	1.9	"	0.037	16.7	1/17
ケース 5	11.9	2.37	"	0.016	12.3	1/22
ケース 6	12.0	1.53	"	0.03	9.9	1/10

水路長さ35m, 幅 0.7m, 高さ 0.8mの片面ガラス張水路

ング現象が生じなかった。

- ⑤粗砂は、前浜、碎波帯にとどまり沖に出ることはない、もしより大きい波で沖にもっていかれても、より小さい波で前浜にもどってこよう。
- ⑥前浜部では、水路内に循環流が発生したため堆積面をみると細砂と粗砂の相互が見られた。前浜部は、碎波帯内より粒位が小さかった。
- ⑦実際の海浜で生じている波による底質のふるい分けは、砂利海浜を除けば、表-2.2.1に示す実験の水理条件を越えた所で生じている。砂海浜であれば、 $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ が100~250の場合での土砂のふるい分け現象を観測しなければならないが石炭粉の場合の実験結果より、暴風時には、Ⅲ型の質量輸送パターンとなり、碎波点より沖側の水深6~10mでは、砂漣は消滅し、底層では岸向きの質量輸送となると推定される。粗砂物質は岸向きの流速の方が沖向きの流速より多少速いので岸向きとなろう。
- ⑧[1]でA型とB型の区分を述べたが、侵食あるいは堆積する所は、実験時間を長くすると平坦面を作っていく。この平坦面は、ここの底質移動量が、沖方向にも岸方向にも零に近い面と考えられ、一つの平衡状態と考えられる。

この平坦面の深さ h_p は波形勾配や $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ によらず、ほぼ沖波波高の2~2.5倍の深さとなっている。この深さは、質量輸送型のⅡ型において、底面の質量輸送が沖を向く碎波点背後の所と、より深い所の岸向きの質量輸送がぶつかる深さより多少浅い水深となっている。なお質量輸送がぶつかる水深は沖波波高の約3~4倍位である。以上のことは、平坦面の深さは波の非線型性が強くなる水深と考えることができ、 h_p/H_0 は $\sqrt{gH_0}/\omega_0$ と H_0/L_0 に影響を受けるが、筆者が行った実験の範囲では、 h_p/H_0 は、上述した値の中に入ってしまったのであろう。

以上のことは、海水面変化に伴う海岸線の移動に伴って海浜近くに堆積している土砂がどのようにふる

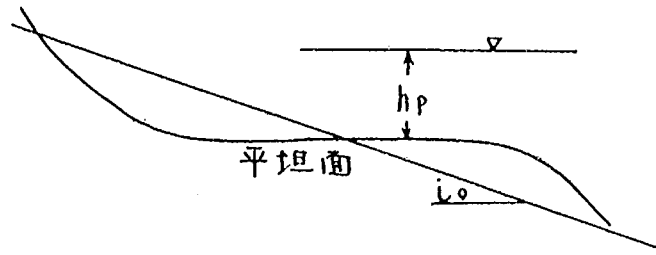


図-2.2.16 侵食平坦面

い分けられ分級していくかを考える場合に重要な示唆をあたえている。

もし粗粒物質が、実験に示すように、また実際の海浜の土砂の粒径分布に示すように、波によって沖積波高 H の3～4倍より浅い所では岸向きの方に移動するとすると、完新世の海面上昇期には、粗粒物質を汀線近くに引きつけながら、(集積しながら)海岸線を移動させよう。これは粗粒物質の堆積地形(砂丘、浜堤の大きさやスケール、また材料を規定する一つの要因になり得よう。¹²⁾

[3]汀線方向の土砂の分級堆積

河口より吐き出された土砂は、波によって再移動する。この場合[2]で述べた汀線に直角方向の移動・分級のみならず、汀線に平行方向にも移動・分級堆積を行う。

河川は、一般に海浜に対する土砂の補給源となっているので、近くに他の大河川がある場合を除けば、河口部に対して突出する形となる。突出の程度は、河口より吐き出される土砂の量とその粒度構成、海浜に達する波浪の強さとその方向に主に影響される。一般に吐き出される土砂量の多いほど、波浪の強さが弱いほど突出の程度は大きくなる。

この突出によって波浪は汀線に対して斜めから入射することになり、汀線沿いに河口から離れる方向に海浜流が発生し、また汀線付近の土砂は、ジグザグに同様に河口から離れる方向に移動する。この場合浮遊型式で移動するものは、海底及び前浜で掃流砂的に移動するものより移動速度が大きい。従って汀線の形状が直線状で無ければ、汀線方向に土砂の分級が生じ、粗粒の材料ほど河口付近に残留し、離れるほど細粒となる。

なお海浜は、河川に比べて、波浪という外力を受ける期間が長く移動距離が長くなるので河川の場合より、磨耗作用が大きく、礫以上のものは磨耗によっても粒径が小さくなると考えられるので、この影響も汀線方向の土砂粒径変化の要因として考慮する必要がある。

2.2.4 潮汐による tidal flat 上の土砂分級機構

外海に面している海浜においては、波浪が海浜に近づくにつれて、底面付近の水粒子の移動速度が大きくなり、また碎波によって乱れのエネルギーが大きく、細粒物質は沖方向に移動し、汀線付近は粗粒のものからなるが、潮位差が大きく、細粒物質(シルト・粘土)の供給が多量にあり波浪作風が強くない場合には、海浜部にシルト粘土分を多量に含む tidal flat と言われる地形(干潟)が生じる。

この細粒物質の集積機構については、日本では tidal flat 地形が少ないこともあってほとんど研究されて

いない。

シルト・粘土を含む細粒物質は、潮汐流のように流れが順・逆反転する場合には、一方向流れのように土砂の移動量や濃度が平衡状態にならず、流れに対して土砂の動きは非平衡状態となる。すなわち潮汐流が反転し、流速が零であっても、浮遊した細粒物質はすぐさま沈降堆積するわけではなく、一部は浮遊している。また流速が増加する場合にも、底質材料が粘着力を持つため、ある一定以上の流速にならないと底質が浮遊せず、また浮遊する条件にある時は、一方的に侵食され、浮遊砂濃度は時間の経過について増加する性質がある。このような細粒物質の流れに対する応答特性は、細粒物質の陸側への集積の原因の一つとなる。

細粒物質の陸側への堆積機構について

Postma、H⁵⁰は次の4機構

- ・ Settling Lag and Scour Lag (Distance—Velocity Asymmetry)
- ・ Time—Velocity Asymmetry
- ・ Difference Between Spring and Neap Tides
- ・ Rotating Tides

を挙げているが、ここでは細粒物質の岸方向への集積機構の主要因と考えられる第1機構のみ概説しておく。

次のような仮定をたてる。

①満期、干潮は同時に検討対象区域で生じる。

②潮汐による水位変化および流速変化はある地点を取りだすと時間的に対象でサインカーブ的である。

③潮汐による最大流速は、沖から陸に向かって減少する。

以上の条件において、土砂がある限界流速を越えた時に動くとし、また移動流速が、流れの速度で決まるとすると、潮汐流によって移動し得る物質は除々にであるが陸側へ移動する。なぜならば、沖側の方が最大流速が大きいので、一度陸側へ移動した物質は、1潮汐流の位置にはもどれないからである。土砂が掃流的から浮遊的にさらにワッシュロード的に動くほど一潮汐によって生じる陸側への移動距離が、大きくなるので、細粒物質ほど、陸側に早く集積し、粗粒物質ほど沖側に残されることになる。これがtidal flatに細粒物質が集積する第1の原因である。

ところで①、②の条件で③の条件がかならず成立するためは、沖の方が勾配が緩くなる必要があるが、実際のtidal flatは、そうでも無いようである。

いずれにしても細粒物質が陸側に集積するには、沖側より陸側の方が潮汐流の流速が小さいことが必要であり、実際にもそうになっている。

注1)

このように質量輸送の方向、rippleの移動方向、土砂移動方向は、rippleの形状と関連性があり、rippleが

ほぼ対称な形をしている場合には岸向きに流れ、非対称な場合にはrippleの二つ斜面の内、急勾配の方向から流れる。(通常見られる非対称なrippleは岸側が急であり、底層の質量輸送は沖を向く。) このrippleの非対称性は、底面近くの水粒子の往復運動の非対称性と結びつきがあり、岸向きの流速 u_b が沖向きの流速 u_s より速いと、rippleは岸側の方が勾配が急になり、それによって片側のみで渦の発生が見られるようになる。渦の発生するのは急勾配の斜面の側であり、この渦の発生が、水粒子の行きと帰りの移動距離を異ならしめる。つまり岸向きの流れの時、水粒子は渦にまきこまれ、岸側に近づけない。これが岸側の斜面だけに渦の発生する場合、底層で質量輸送速度が沖を向く原因である。底質の移動方向は U_s/ω_0 が小さい内は、岸向きの流れによって掃流型式で運ばれる土砂が多くrippleは岸向きに前進する。(Scottの実験範囲⁴⁹⁾、 $\sqrt{gH_0}/\omega_0=15\sim 25$ では、岸向きと沖向きの速度差が大きくなほどrippleの前進速度は早い。) U_s/ω_0 が大きくなると、浮遊砂が多くなり、渦による急斜面上の砂のlift upによってrippleの前進速度は遅くなるようだ。浮遊された底質は質量輸送に乗って沖に向い、沖向きの土砂移動が多くなる。

それではなぜ、水粒子往復運動の非対称性が生じるのであろうか。波が近づくと水深の影響を受け、微小振幅波から有限振幅波に変わることは良く知られている。有限振幅波としてストークス波を考え、二次の近似まで取ると波形 η 、および水平方向水粒子速度 u は、

$$\eta = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) + \frac{\pi}{8} \frac{H^2}{L} \frac{\cosh kh}{\sinh^3 kh} (\cosh 2kh + 2) \cos 2(kx - \sigma t) \quad \dots\dots\dots (2-2-4)$$

$$u = \frac{\pi H}{L} C \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t) + \frac{3}{4} \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 C \frac{\cosh 2k(h+z)}{(\sinh kh)^4} \cos 2(kx - \sigma t) \quad \dots\dots\dots (2-2-5)$$

$$C = \frac{g}{k} \tanh kh \left[1 + \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 \frac{5 + 2 \cosh 2kh + 2 \cosh^2 2kh}{8 (\sinh kh)^4} \right] \quad \dots\dots\dots (2-2-6)$$

である。 u の底面での岸向き最大速度を u_b 、沖向きの最大速度を u_s とすれば、

$$|u_b/u_s| = \frac{1/\sinh kh + 3/4 (\pi H/L)/(\sinh kh)^4}{1/\sinh kh - 3/4 (\pi H/L)/(\sinh kh)^4} \quad \dots\dots\dots (2-2-7)$$

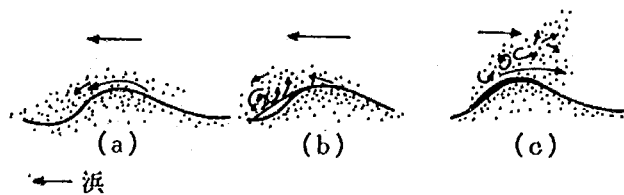


図-2.2.17 砂漣周辺の砂の移動

となり $|u_b| > |u_s|$ であり、岸向きの流速が早くなる。なお底面が勾配のある場合は、波形はストークス波より、より尖った形となり¹⁰⁾、水粒子の往復運動の非対称性はより進むと考えられる。これが波が岸に近づき、非線型性が増すと底面水粒子の速度が岸向きの方が速くなる原因であろう。

注2)

筆者は1972年から1976年まで土木研究所鹿島試験所で勤務したことがある。ここは巨大な鹿島砂丘の上にあった。その構成材料の中には小礫や中砂が含まれていた。この粗粒物質の起源が、南方に存在する現在の利根川が運んだものとも考えられず（なぜならば、利根川0～40kmはシルト合いの細砂が河床材料となっている。また、北方の段丘堆積物とも思えず、どこにその発生源があるのか不思議に思ったことがある。その時、海水面の低かった時に鬼怒川の河床勾配が現在より急で粗粒物質を海まで運び堆積し、その堆積物が海進に伴って岸向きに輸送されたのだと考えたけれどもどうであろうか。

第3章 沖積低地河川の河道特性の実態

本章では、個々の沖積低地河川の河道特性を詳細に調べ、その共通性把握の準備とする。取り上げる河川は、利根川下流部、江戸川下流部、鶴見川下流部、六角川下流部である。これらの河川を取り上げたのは、最下流部のsegmentの河床材料が細砂・シルトであるからである。

3.1 利根川下流部の河道特性

3.1.1 河川の概況

利根川は、関東地方の北西部に位置する群馬県利根郡水上町の大水上山（標高1,840m）にその源を発し、これより溪流は南に流れ、赤谷川、薄根川などを合わせ、沼田市付近では片品川を、また渋川市付近では吾妻川を合わせ、さらに八斗島上流で烏川を合流し、この付近より平地河川の様相を呈して流路を東南に変じ、埼玉県栗橋町の少し上流で渡良瀬川を合流し、関宿に至り、ここで江戸川を分派する（図-3.1.1）。ここから本流はさらに東流し、鬼怒川、小貝川等を合流しながら、河口近くの波崎で常陸利根川を合流し、銚子において太平洋に注いでいる。その幹川流路延長は、幹川で322km（全国で第2位）で、流域面積は16,840km²を有し、わが国最大の河川である。

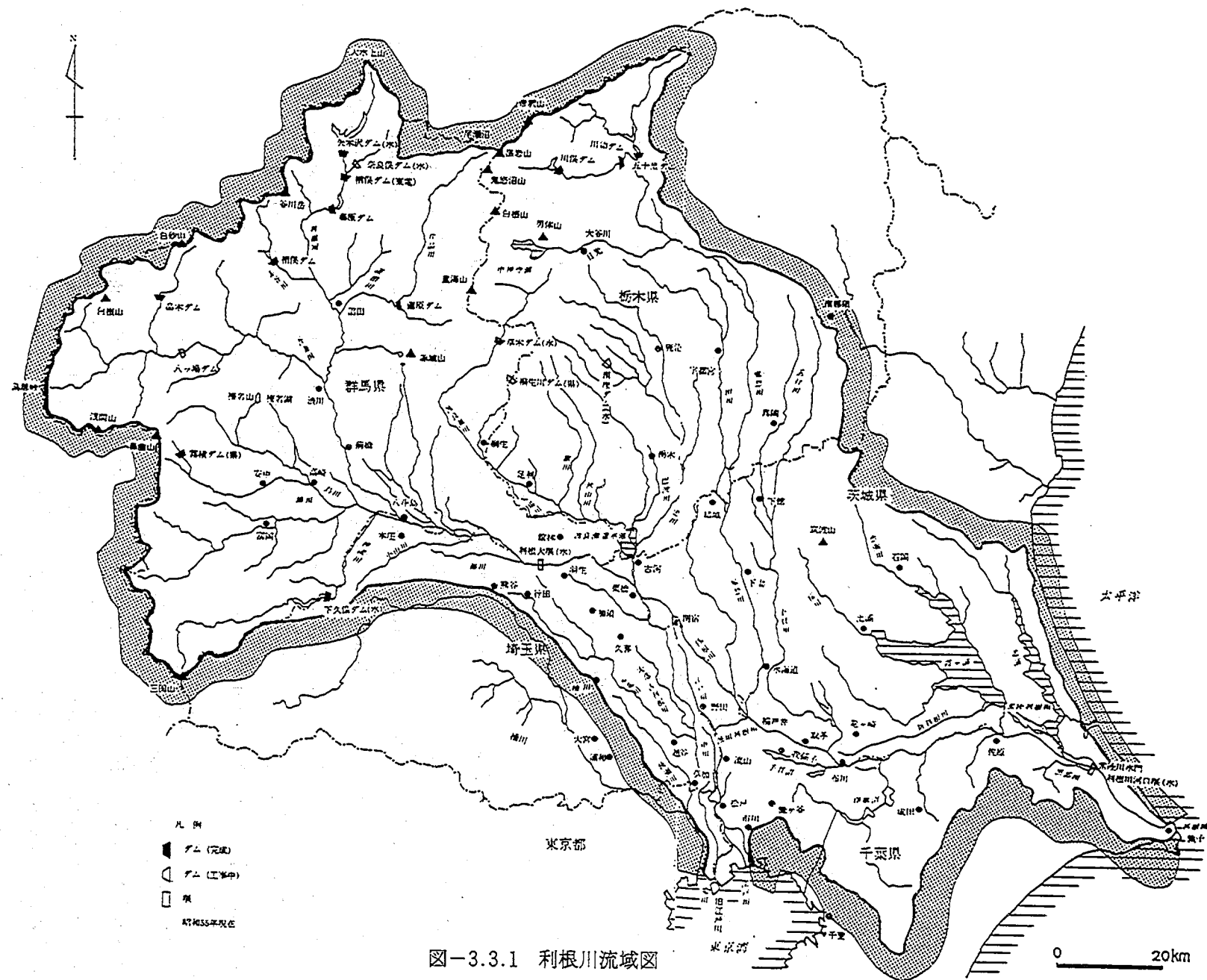
昭和55年に改訂された「利根川水系工事実施基本計画」の基本となる基本高水量は22,000m³/s（八斗島）であり、上流ダム群で6,000m³/sの洪水調節を行うことになっている。

各地点の計画高水流量は、1/200確率流量と既往最大流量のいずれか大きい流量に内水排除量および支川合流量を考慮して決定された（図-3.1.2）。

八斗島の計画高水流量は、基本高水流量のダムと河道への配分から16,000m³/sに決定され、それにより下流川俣地点では、途中の広瀬川・石田川・早川等の支川合流量を考慮し17,000m³/sとした。栗橋地点については、渡良瀬川からの合流量は渡良瀬遊水池により調節し、川俣地点と同じ17,000m³/sとした。目吹地点については、途中江戸川へ6,000m³/s分派して11,000m³/sとし、取手地点では11,000m³/sのうち500m³/sを派川利根川へ分派し、さらに鬼怒川の合流量は田中・菅生・稲戸井調節池で調節することにより10,500m³/sとした。布川地点については、利根川放水路への分派量3,000m³/sと小貝川の合流量500m³/sを考慮し8,000m³/sとし、以下河口まで同様とした。

3.1.2 流路変遷と地質

現在の利根川は、関東平野をほぼ西から東へ向かって流れ、渡良瀬川、鬼怒川などを合わせて、江戸川を分派し、その後小貝川を合わせて流れ、銚子において太平洋に注いでいる。しかし近世以前においては、利根川、渡良瀬川、鬼怒川は各々別の河川として存在していた。この流路が大幅に変化し、現在の流路となったのは、徳川家康の江戸入府以来の利根川東遷事業と言われる河川の瀬替えのためである。図-3.1.3



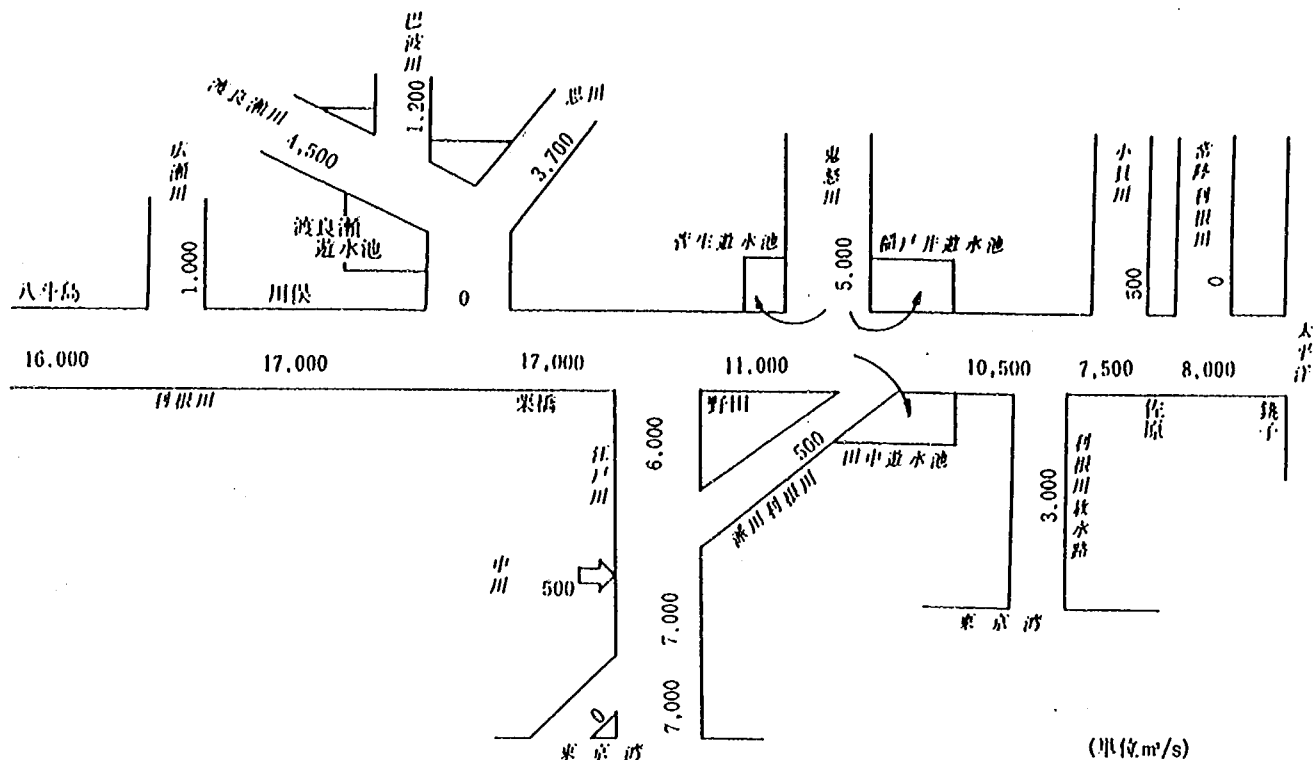


図-3.1.2 利根川計画高水量配分図

に流路位置の変遷を示す。²²⁾

江戸時代の河川改修によってそれまで中川低地を通して東京湾へ流下していた利根川、渡良瀬川を鬼怒川の支川である常陸川に接続させた。利根川下流域及び鬼怒川水系の大部分は台地によって占められ、流入河川沿いには沖積低地が分布する。

利根川沿川の低地や霞ヶ浦を含む低地は、縄文海進のときに湾をなしていたので、古鬼怒湾とも呼ばれる。図-3.1.4に遠藤等⁴⁾による湾域を示す。

利根川下流域の地質横断図を遠藤等⁴⁾による報告によって示すと、図-3.1.5のごとくである。

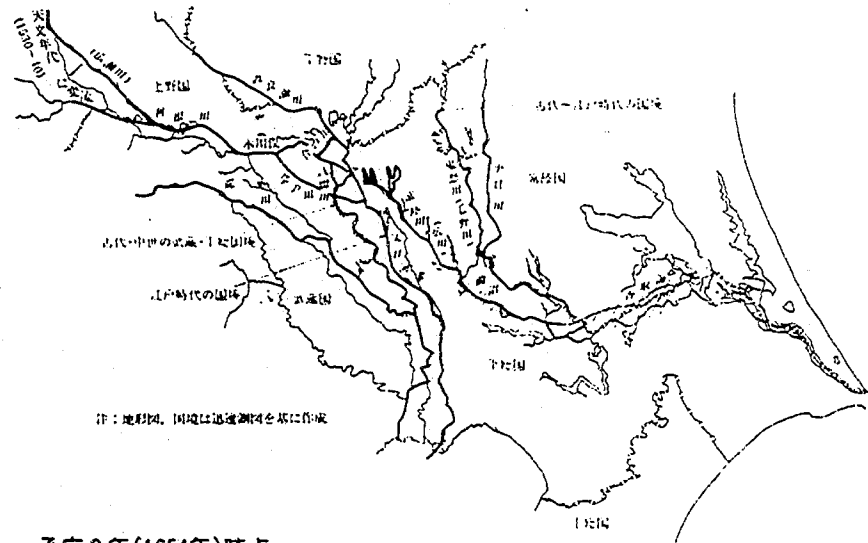
同図のK-5断面やK-6断面を見ると、沖積層の深さは、標高-50~-60mに達し、上部は有楽町層相当層、下部は七号地層相当層となっている。有楽町層は深さ約40mに及ぶ。

沖積層の基底にはBG (basal gravelの略) や埋没段丘礫層が広く分布する。

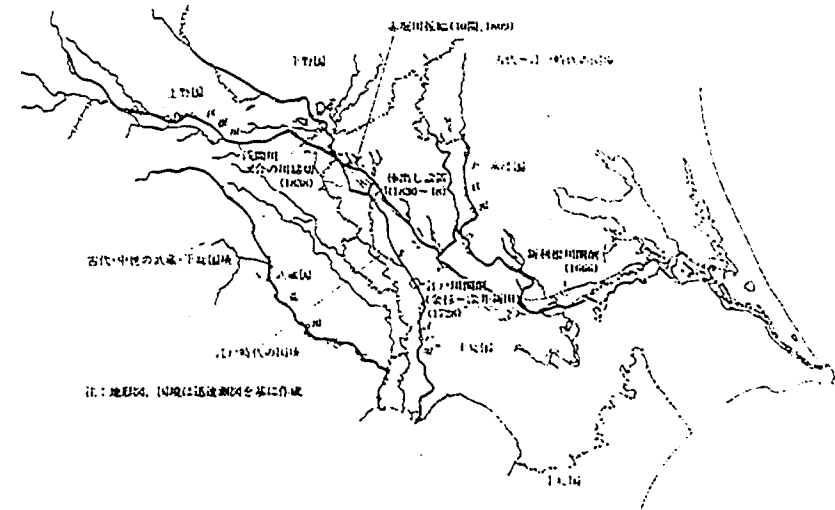
現在より2万年前は、ヴュルム氷期の最盛期であり、氷河の拡大により現在の海面より約100~150m低下したことが判っている。この時期の産物が埋没谷である。その後、海水面は、上昇~停滞~上昇~停滞の2回のサイクルを経て現在に至っており、その海進は七号地海進や有楽町海進と呼ばれ、七号地海進時に形成された地層が有楽町層相当層（上部沖積層）である。

現在の利根川は、古鬼怒川湾地域の南端を流れ、沖積層の深さは、標高-10m前後と、この地域ではもっとも浅い。堤防沿いのボーリング調査によると利根川の最深河床部は洪積層に達している所が何箇所もあり、河床縦断形をコントロールしている。図-3.1.6は利根川流地の沖積層基底面の標高と現利根川の水路位置を示したものである。同図より現利根川下流部が埋没段丘上を流下しているのが良く分かる。

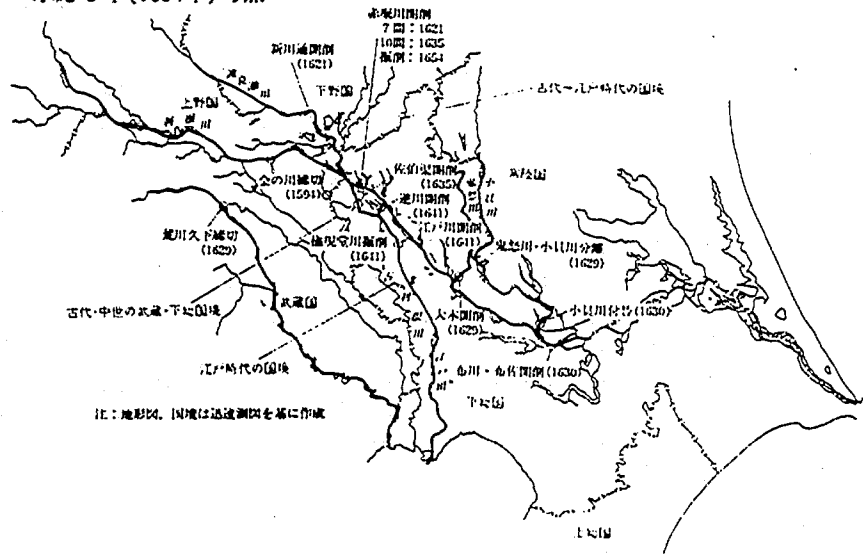
江戸時代以前



江戸時代末期



承応3年(1654年)時点



明治以降

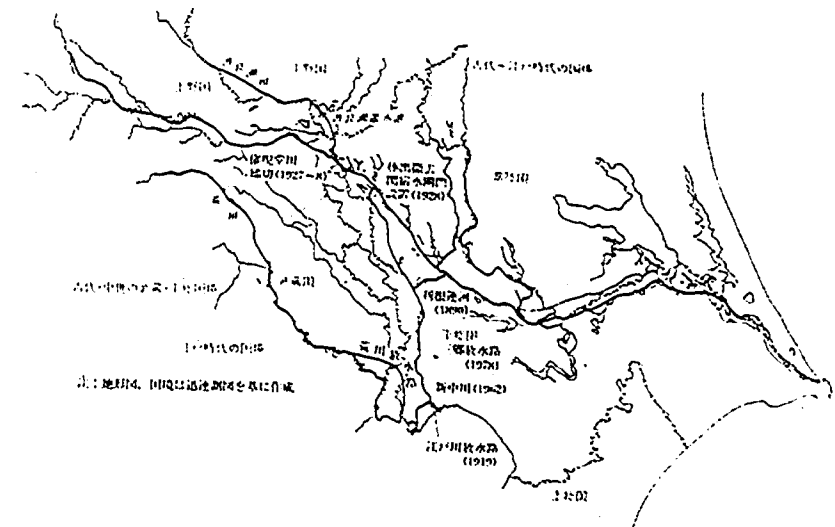


図-3.1.3 利根川の流路変遷（利根川百年史より）

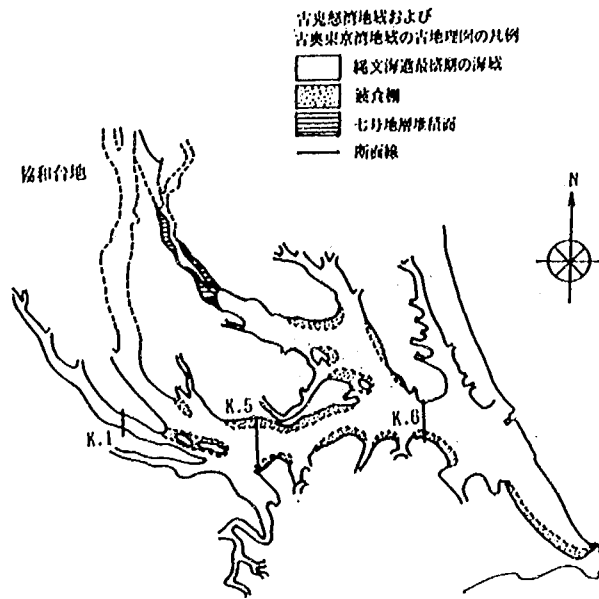


図-3.1.4 縄文海進時の流域⁹⁾

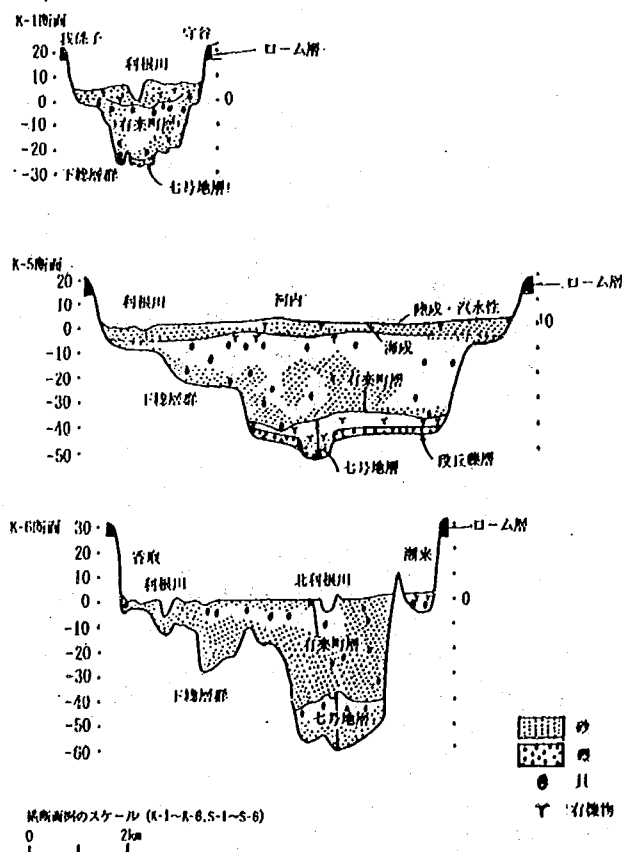
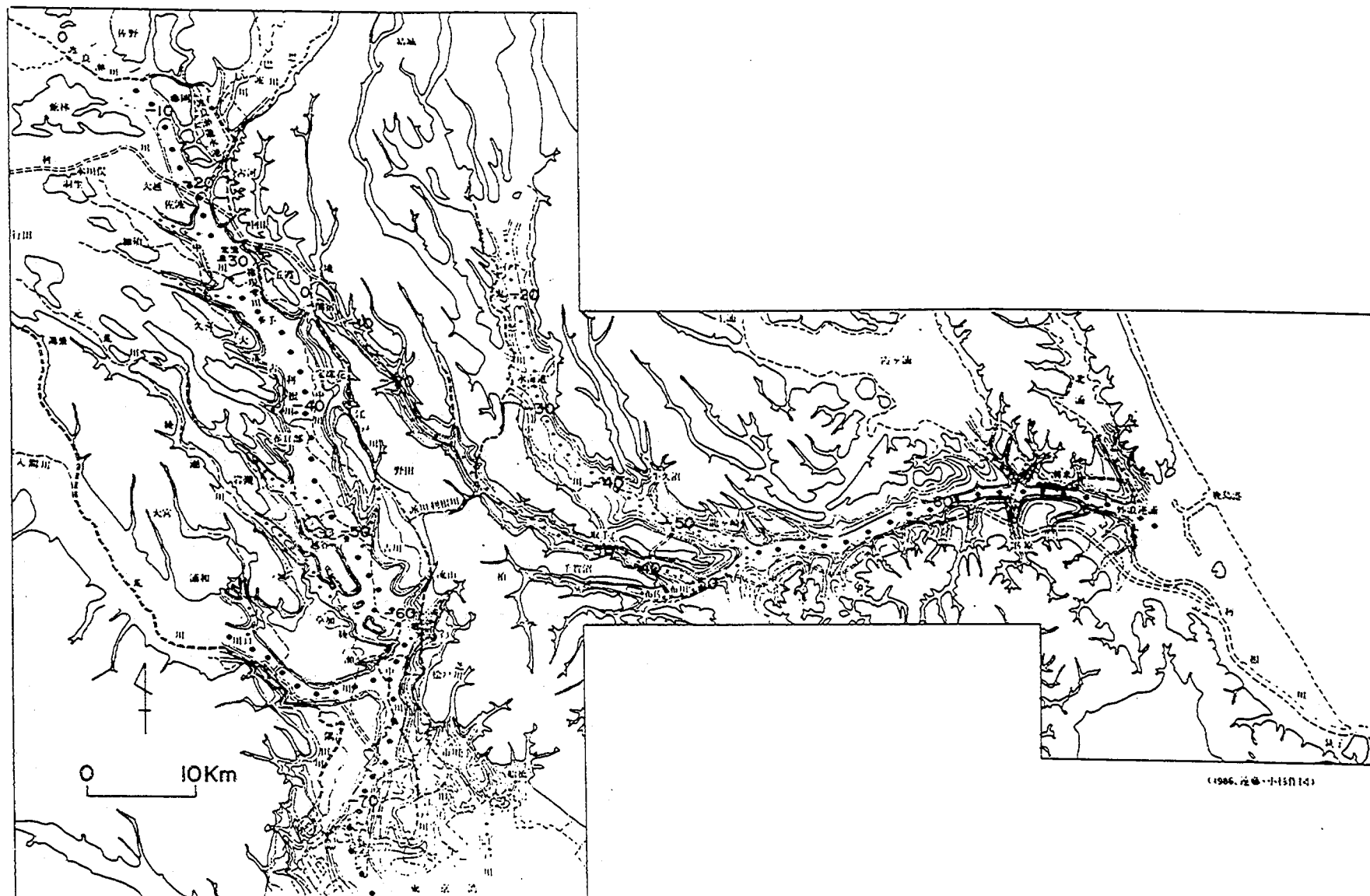


図-3.1.5 利根川下流域の地質横断面図 文献⁹⁾を簡略化



出典：「利根川百年史」

圖-3.1.6 利根川流域沖積層基底面圖

3.1.3 洪水特性

昭和13年から同62年までの布川地点の年最大流量を表-3.1.1に示す。この表によれば布川地点の既往最大は昭和24年の6,792 m^3/s であり、近年では昭和56年の6,418 m^3/s が大きい。平均年最大流量（昭和13年～62年）は2,515 m^3/s である。

表-3.1.1 利根川布川地点年最大流量表

(昭和13年～62年)

年 次	年最大流量 (m^3/s)	年 次	年最大流量 (m^3/s)	年 次	年最大流量 (m^3/s)
昭和13年	5,670.00	30	1,532.00	47	5,481.47
14	1,983.00	31	1,534.00	48	666.41
15	2,243.00	32	1,782.48	49	—
16	6,051.00	33	—	50	*
17	1,012.30	34	6,090.00	51	1,462.65
18	3,324.50	35	736.30	52	2,508.14
19	2,531.00	36	3,057.10	53	1,109.89
20	2,402.00	37	1,170.10	54	2,491.42
21	2,533.00	38	1,137.80	55	1,199.59
22	683.00	39	1,459.10	56	6,418.21
23	—	40	1,797.00	57	—
24	6,792.00	41	4,396.77	58	5,142.02
25	—	42	1,243.42	59	746.14
26	408.50	43	1,493.75	60	4,728.08
27	858.80	44	1,191.99	61	—
28	2,545.00	45	958.16	62	1,555.29
29	2,800.00	46	3,202.52	平 均 (S13~62)	2,514.63

(注) — 一部欠測のため流況計算できず

* 流量年表に記載なし

出典：流量年表(各年版)

表-3.1.1をグラフにしたのが図-3.1.7であるが、おおむね10年ごとに布川地点流量が $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を超える洪水が発生していることが分かる。

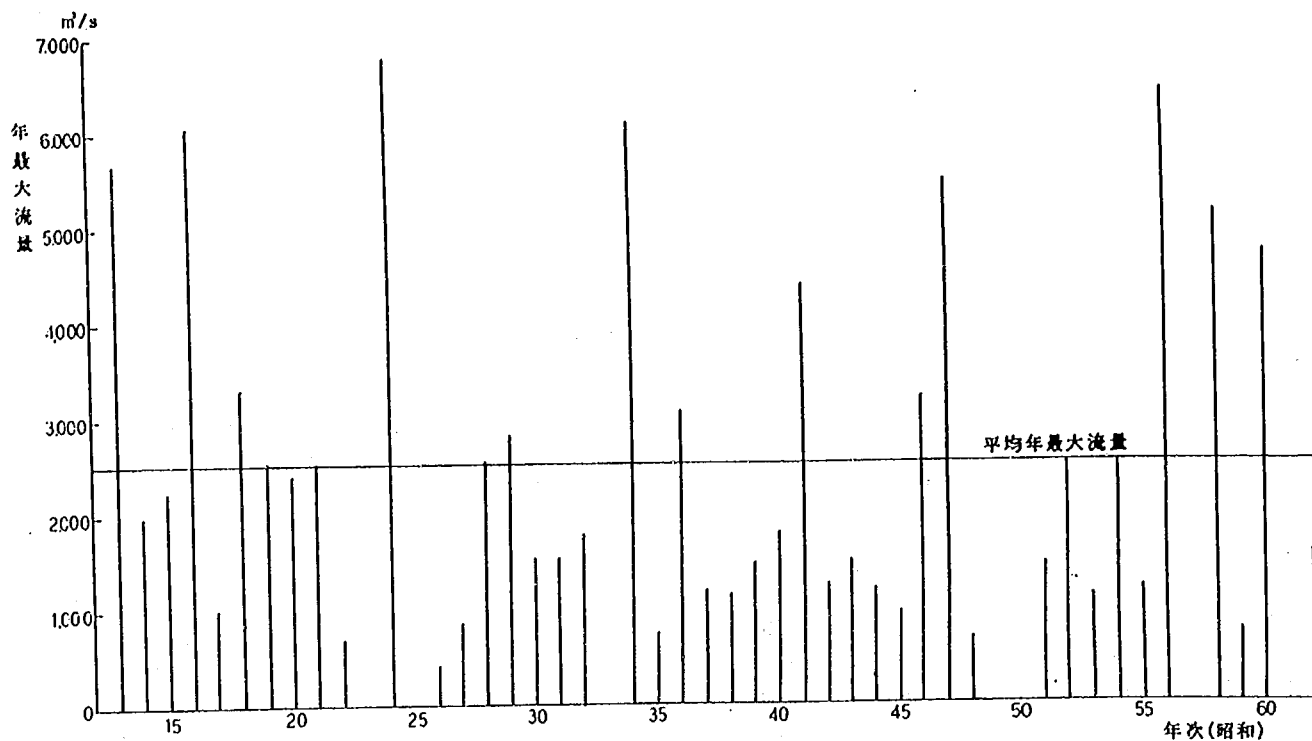


図-3.1.7 利根川布川地点年最大流量図

3.1.4 潮汐特性

利根川河口付近の外海で銚子气象台が調査している検潮記録のうち、夫婦ヶ鼻検潮所の昭和21年から同27年までの16年間の観測潮位を整理すると以下のとおりである。

高極潮位 (昭和14年10月17日18日)	Y.P 1.998m
朔望平均満潮位	Y.P 1.435m
平均潮位	Y.P 0.832m
朔望平均干潮位	Y.P 0.026m
低極潮位 (昭和22年 6月25日14時)	Y.P -0.452m

なお、利根川河口における洪水と高潮との同時生起については、一般に利根川下流の増水は上流水源地帯に降雨があってから数日を要するので、河口において台風による高潮とその台風による出水が同時に生起するのは少ないと考えられる。

3.1.5 利根川下流部の河道特性量とsegment区分²⁸⁾

[1]河道特性量の評価法

河道特性量は以下のごとく求めたものである。

昭和47年の河床横断測量より低水路の平均河床高 Z_m 、深掘れ高 ΔZ を求めた。平均年最大流量時の低水路の平均水深は、昭和48年2月の測量断面を用いて、出発水位 $Y.P.=1.2m$ 、流量 $2,380m^3/s$ 、マニングの粗度係数 $n=0.014$ (0~31km)、 0.020 (30~60km)、 0.025 (60~75km) の条件の基で不等流計算を行って求めた。なおこの計算の結果、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めた。さらに昭和47年9月18日洪水時の水理量を航空写真解析結果を使って調べた。この時の布川の流量は約 $4,500m^3/s$ であった。

図-3.1.8に低水路平均水深 H_m 、深掘れ高 ΔZ 、平均河床高 Z_m の縦断方向の変化図、図-3.1.9に低水路幅 B 、川幅水深比 B/H_m の縦断方向の変化図、図-3.1.10に河床材料の d_{ϕ} 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示した。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記してある。図-3.1.11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 の縦断方向変化図を示したものである。

[2]利根川下流部のSegment区分

利根川下流部 (0~85km) 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 = 45km~85km

A集団の河床材料が $0.35mm$ 、B集団の河床材料が $0.15\sim0.2mm$ 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 = 1km~45km

この区間は河床材料のA集団は $0.15\sim0.2mm$ 程度であり、B集団は $0.07mm$ 程度である。平均年最大流量時の低水路の平均流速は $80\sim90cm$ 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流速係数は $\phi=12\sim13$ 程度の値となる。

[3]洪水時の掃流力

平均年最大流量時 (約 $2,500m^3/s$) の低水路部の掃流力を知るには、水深とエネルギー勾配が必要である。しかし利根川下流部は河床勾配が非常に緩く不定流効果があるため洪水が異なれば同一流量であってもエネルギー勾配が2倍以上異なることがある。また低水路の河床波が、砂堆から平坦河床に変化するような水理量となっているために掃流力の評価が難しい。

$2,500m^3/s$ 程度の時の不等流計算 (計画粗度使用) 結果等から総合的に判断するとSegment 2-1で $u_*^2=80\sim90cm^2/s^2$ 程度、Segment 3で $15\sim25cm^2/s^2$ 程度と評価される。

この値によって各セグメントのA、B、C集団の無次元掃流力 τ_* および u_*/ω_0 を評価すると

Segment 2-1 ($u_*^2=85cm^2/s^2$ とする。) で

A集団 $d=0.035cm$ に対して $\tau_*=1.5$ 、 $u_*/\omega_0=2.3$

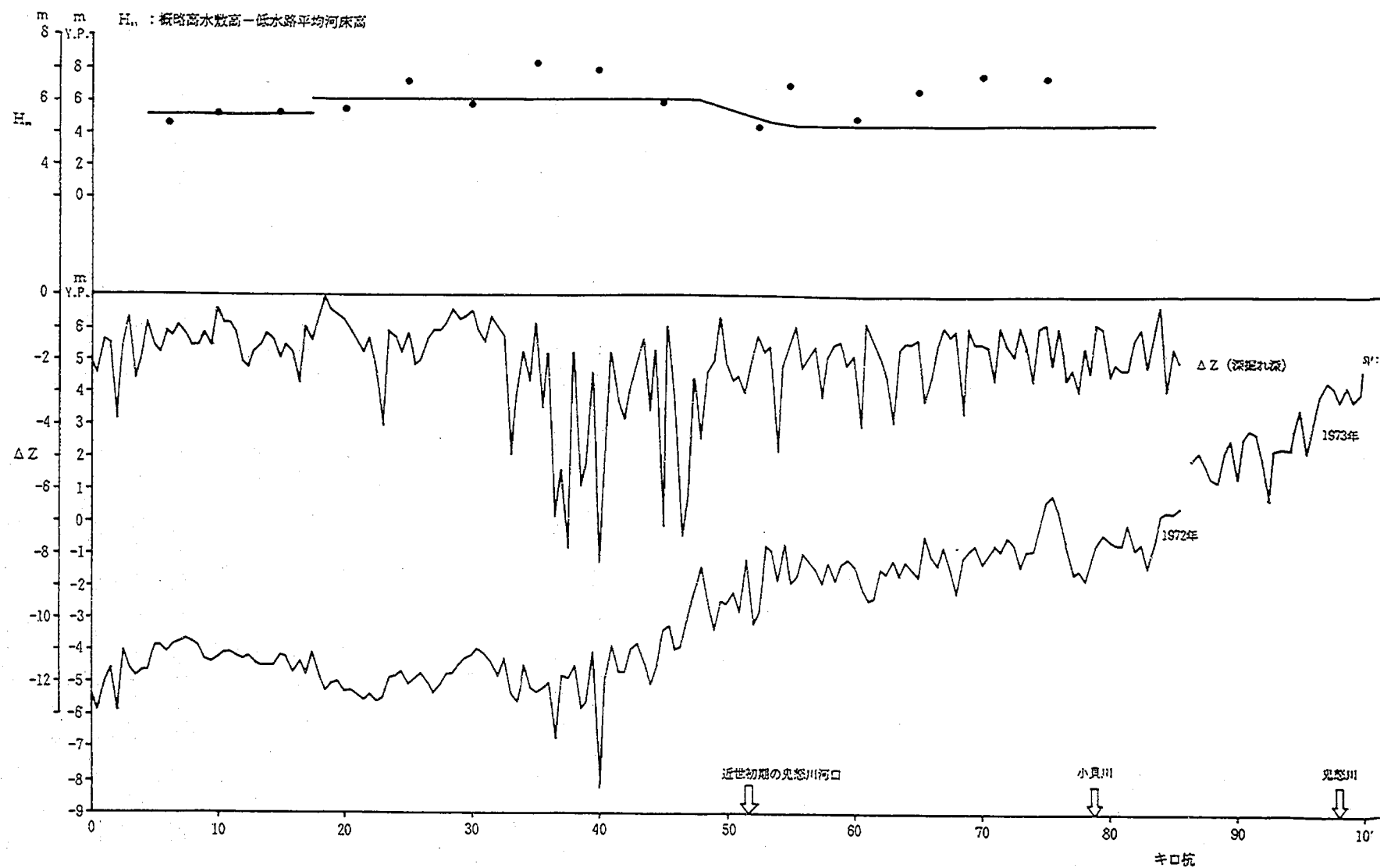


図-3.1.8 利根川低水路平均床高 Z_m 、深掘れ高 ΔZ 、低水路平均水深 H_m の縦断変化図

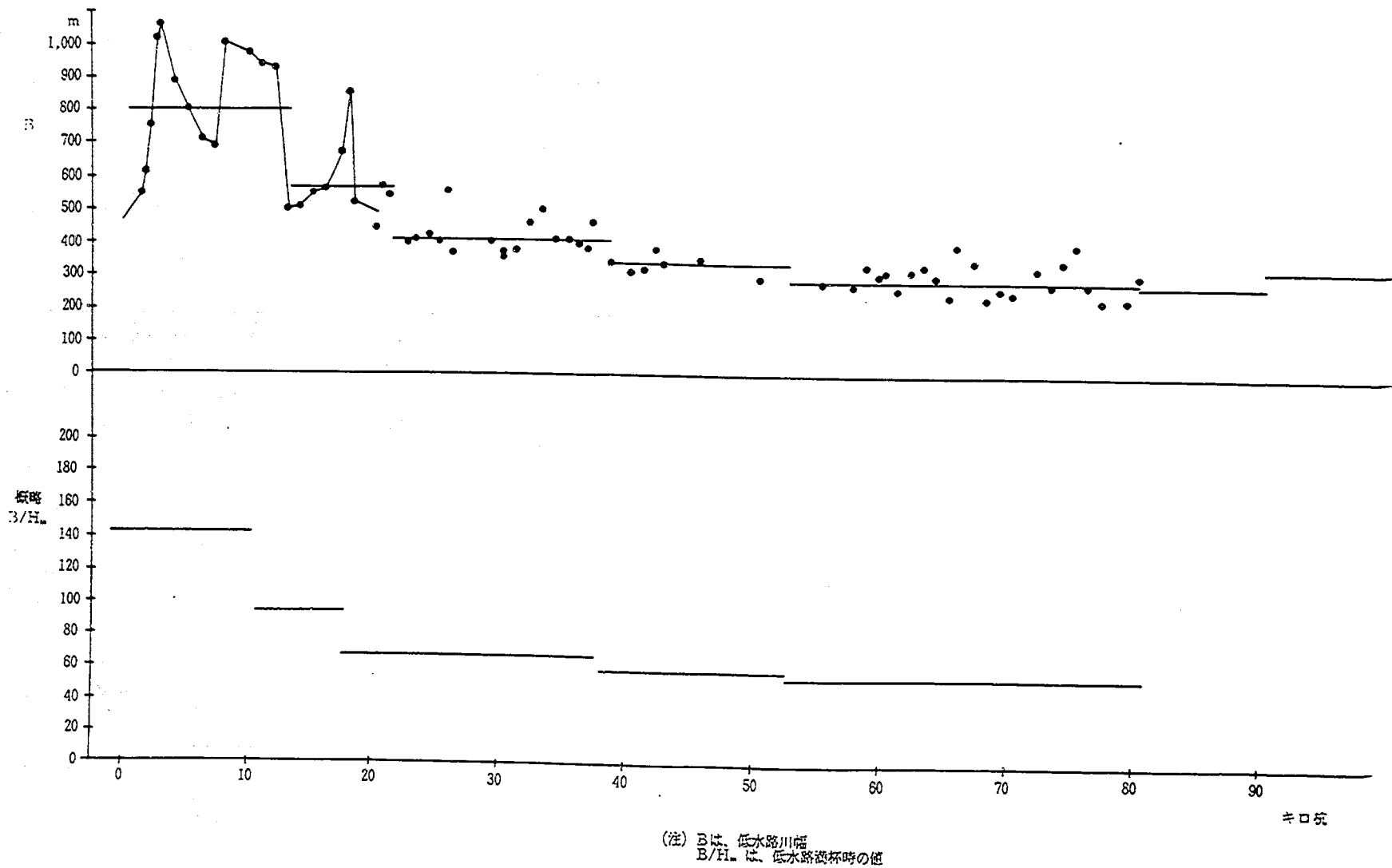
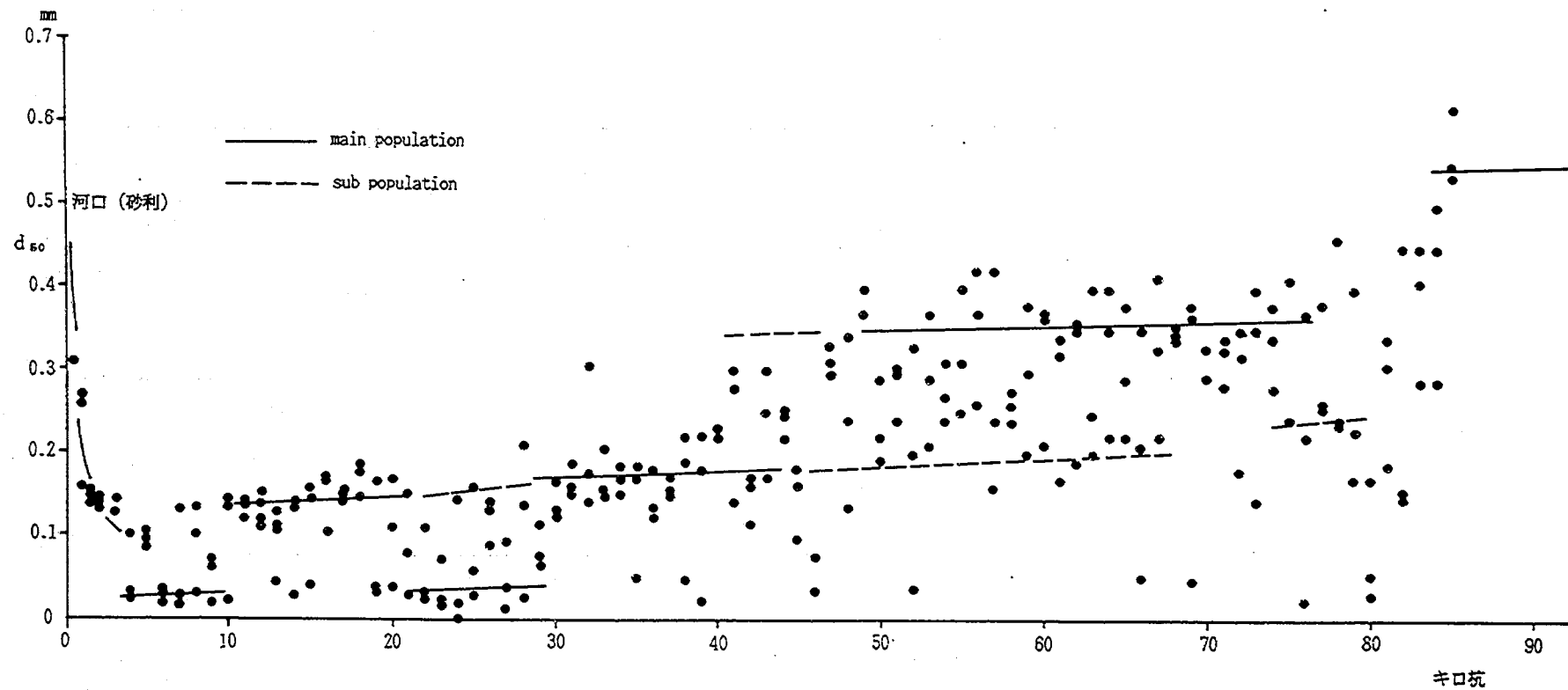


図-3.1.9 低水路川幅及び川幅水深比の縦断変化図



小貝川合流点(78.5k)～同10km $d_{65} \approx 0.25\text{mm}$

鬼怒川合流点(98k) ～同20km $d_{65} \approx 0.5\text{mm}$

図-3.1.10 河床材料の縦断方向変化図

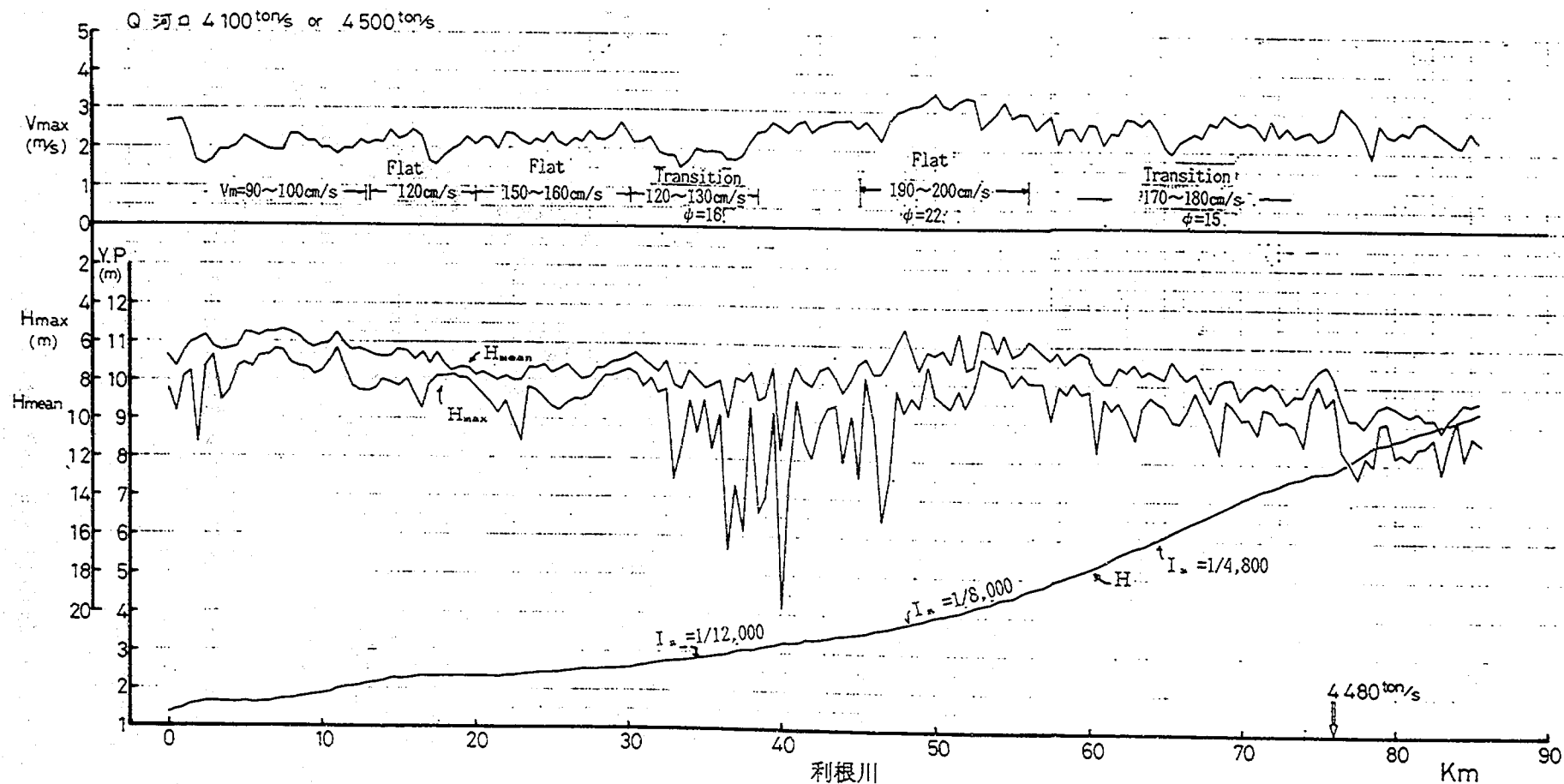


図-3.1.11 昭和47年9月18日洪水時の水理量縦断変化図

B 集団 $d=0.015\text{cm}$ に対して $\tau_*=3.6$ 、 $u_*/\omega_0=5.7$

C 集団 $d=0.05\text{cm}$ に対して $\tau_*=0.94$ 、 $u_*/\omega_0=1.1$

Segment 3 ($u_*^2=22\text{cm}^2/\text{s}^2$ とする。) で

A 集団 $d=0.015\text{cm}$ に対して $\tau_*=0.9$ 、 $u_*/\omega_0=3.1$

C 集団 $d=0.035\text{cm}$ に対して $\tau_*=0.38$ 、 $u_*/\omega_0=1.3$

B 集団 $d=0.006\text{cm}$ に対して $\tau_*=2.2$ 、 $u_*/\omega_0=15$

となる。平均年最大流量時には Segment 2-1 で砂堆あるいは遷移河床、Segment 3 では砂澁河床と推定される。

なお布川 (76.5km) 取手 (85km) 地点の洪水流量観測資料を用いた低水路部の粗度観測結果によると、洪水毎に異なるが大略水深 7~8 m に達すると、粗度係数 n が 0.03 程度から 0.015~0.02 程度に変化しており低水路満杯水位程度かそれより 1 m 程度高い時に河床形態が砂堆から平坦河床に遷移していると推定される。計画粗度は現在

銚子~大田新田 (17km) $n=0.016$

大田新田~横利根 (39km) $n=0.016$

横利根~金江津 (54km) $n=0.016$

金江津~布川 (75km) $n=0.016$

布川~取手 (85km) $n=0.016$

である。

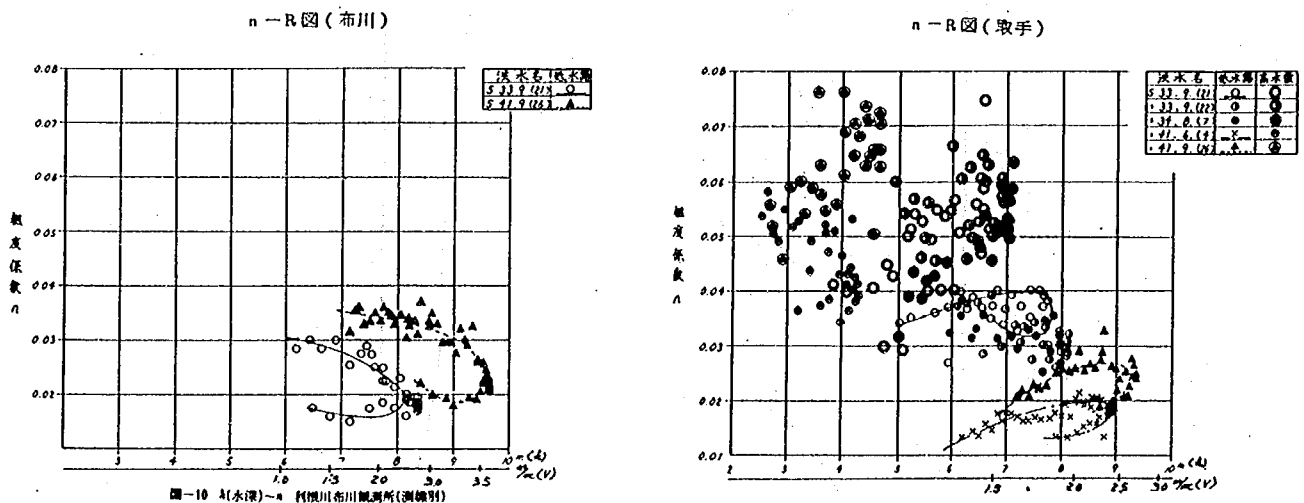


図-3.1.12 布川・取手の粗度係数 n と水深 h の関係

3.1.6 利根川下流部の河道特性の特徴

[1] 河床縦断形状

図-3.1.8に示す河床縦断図を見ると利根川下流部の河床勾配は、徐々に河床勾配が緩くなると言う形

状となっていない。

平均河床高を見ると50～40km区間は、Y.P. - 1.5mから - 5 mに急に低下し、河床勾配は1 / 3300程度となっている。これより下流の平均河床高は、下流に向かって高くなり、河口部で数m急に低くなっている。

このような縦断形は、利根川下流部の地形発達史及び人工的改変の現れである。45km付近までは奈良時代には香取の海と言われた汽水湖で、江戸時代以前の鬼怒川の河口位置でもあった。この湖は明治時代の近代改修までlagoon的性格であった。明治以降の近代的河川改修によってもこの汽水湖的性格は残っている。この汽水湖的性格の区間がSegment 3 となっている。

Segmentの河床縦断形状が下流に向かって逆勾配である主な原因は、図-3.1.9に示す川幅変化図に見るよう下流に向かって川幅が広がるため、河床高の動的平衡状態を保とうとして、水深が浅くなると考えられる。また河川沿いのボーリング柱状図によると30～30kmにY.P. - 5 m程度の深さに洪積層が、また11～14kmの右岸沿いにはY.P. 0mに洪積粘土層が在り、これが河床高をコントロールしているようである。

35～48km区間は、平均河床高が上流に向かって勾配1 / 3300で上昇し、Segment 2-2につながっている。ここで勾配の急になる原因はSegment 2-2区間に存在する埋没洪積段丘の高さがY.P. - 2 m～0 mであり、この高さにすりつくため、勾配が急になっていると推定される。本区間は右岸側には洪積台地がせまり、その全面に砂丘地形がある。ボーリング調査によるとデルタ底置層に対応するAc層が見られず、砂層As層になっている所が多い。海進期にここに浜堤が存在し、粘土層が堆積する環境になかったのであろう。本区間の深掘れ深△Zが大きい原因は、基本的には、低水路の法線系形（急縮、湾曲）によるが、Ac層及び洪積層が浅い所に無いことも、一つの要因となつていよう。

50～80km区間は、縄文海進時に浅い海であった所を常陸川、鬼怒川筋の土砂が埋めた所であるが、河床高は、河床の所々に露出する埋没洪積層（54km、55.5km、59～60km、62km、66.7km、74.8km、77kmに存在すると推定される。）及びデルタ底置層である沖積粘土層に河床高をコントロールされている。これが平均河床高の縦走形が、ほぼ平行な理由である。なお77km地点布川は、江戸時代初期に洪積台地を人工的に切り開いた所であり、狭さく部になっている。この地点の河岸には洪積層が露出しているのを見ることができる。利根川は、この洪積層を5 mほど切り削っている。洪積層であるからと言って固結して侵食されないということではない。

高水敷の高さを見ると0～50kmはY.P. + 1.5～2 mでほぼ平行、50km以上は勾配約1 / 9700となっている。

[2]河道の平面形状

利根川下流部の河道の状況は、取手～佐原間（40～85km）と佐原～河口間でその特徴が異なる。

上流の河道区間は図3.1.14に示すように緩やかな蛇行河川である。低水路の蛇行ピッチと堤防法線の蛇行ピッチが多少ずれている所がある。この低水路の形状は明治改修以来部分的には矯正されてきたが、江戸時代とそれほど変わっていない。蛇行ピッチは、多少長いものもあるが、3～4 km程度となっており、川幅の10～15倍程度であり蛇行河川として自然に見られる蛇行長となっている。蛇行の振幅は大きくないが、水衡部位置がほぼ固定し得るぐらいの振幅となっている。蛇行の振幅すなわち蛇行度Sが明治改修以前でも小さいが、これは川幅水深比が60程度と大きいことに原因しよう。¹⁰⁹⁾

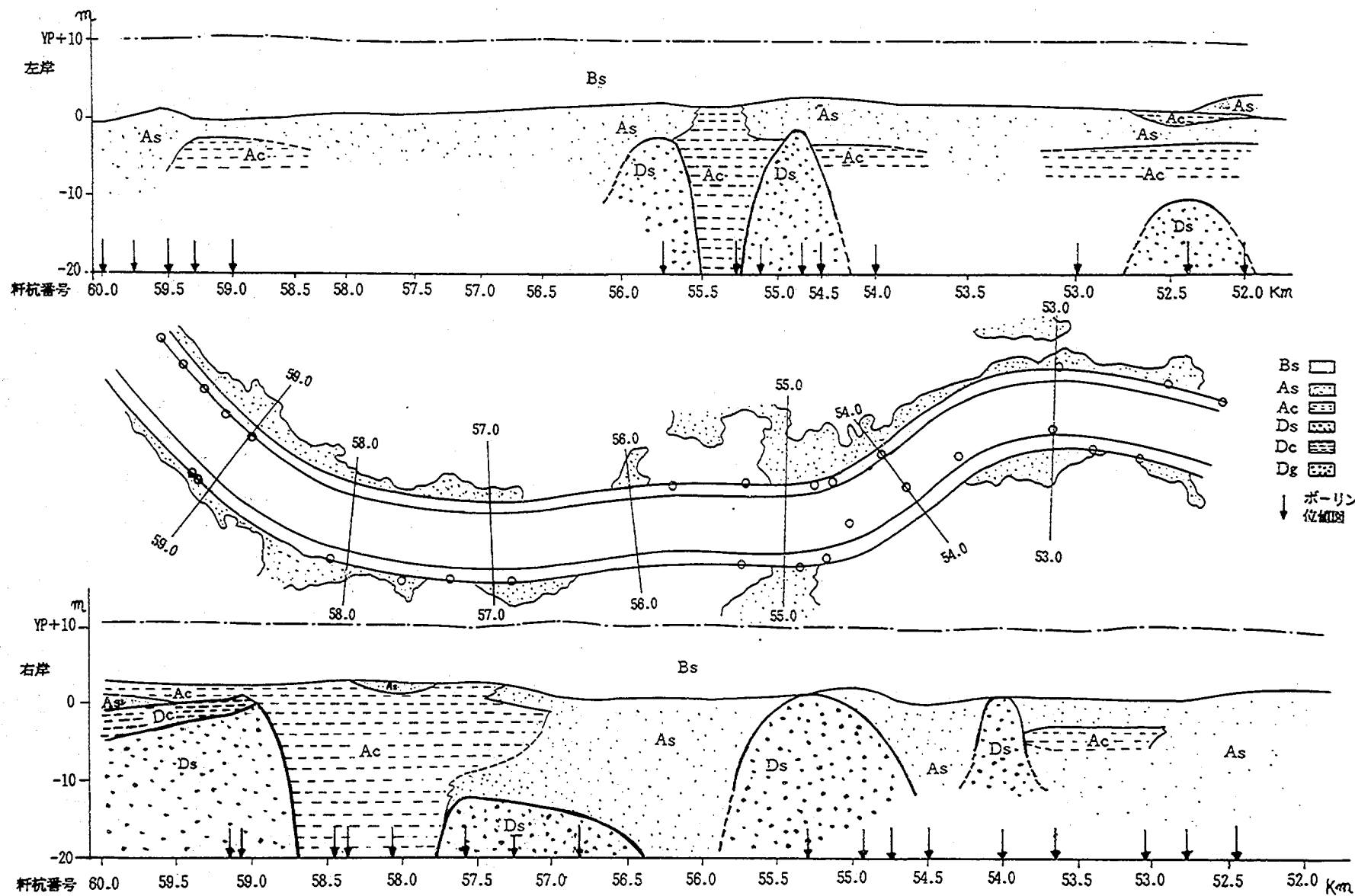


図-3.1.13 [I] 利根川60~52km区間の地質層序図

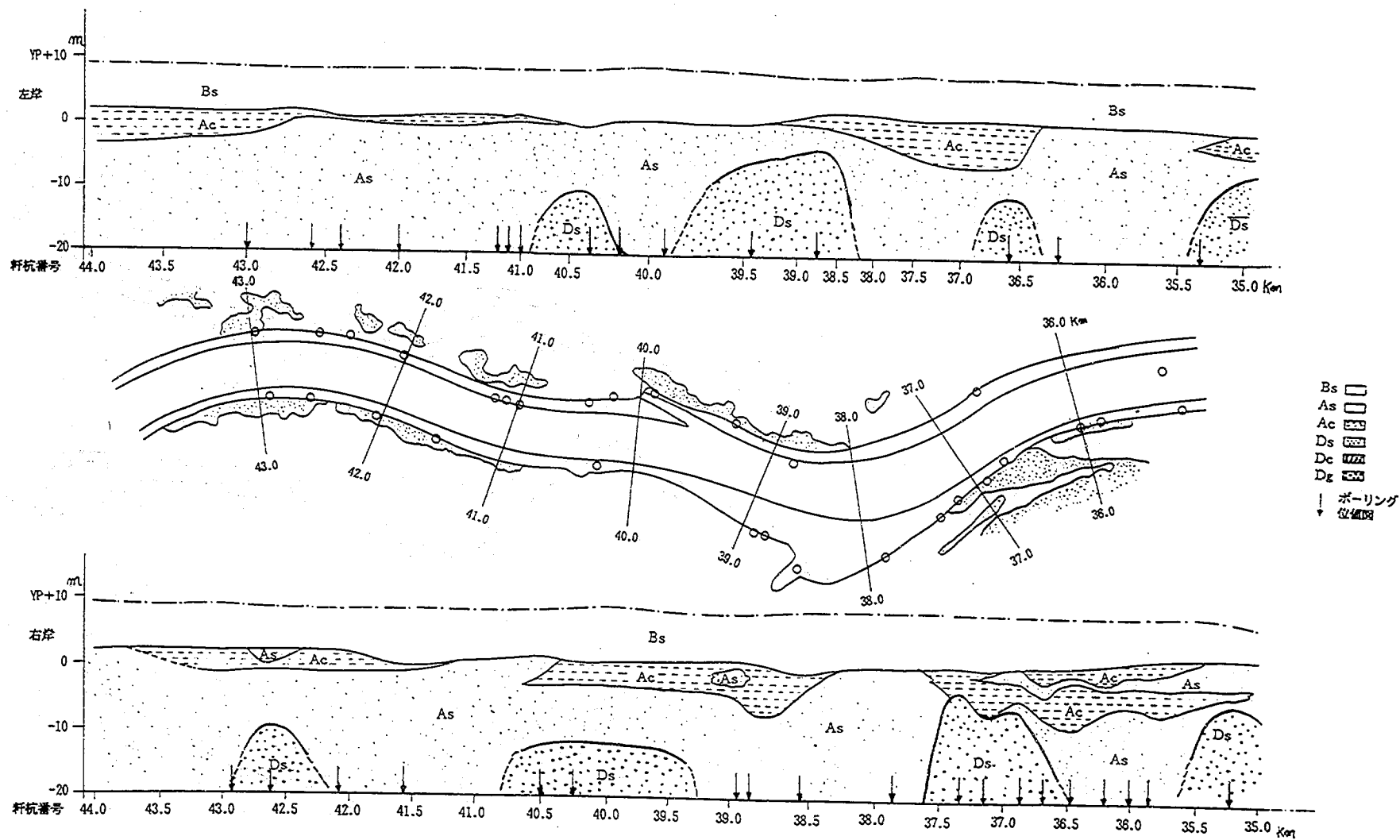


図-3.1.13[Ⅱ] 利根川44~35km区間の地質層序図

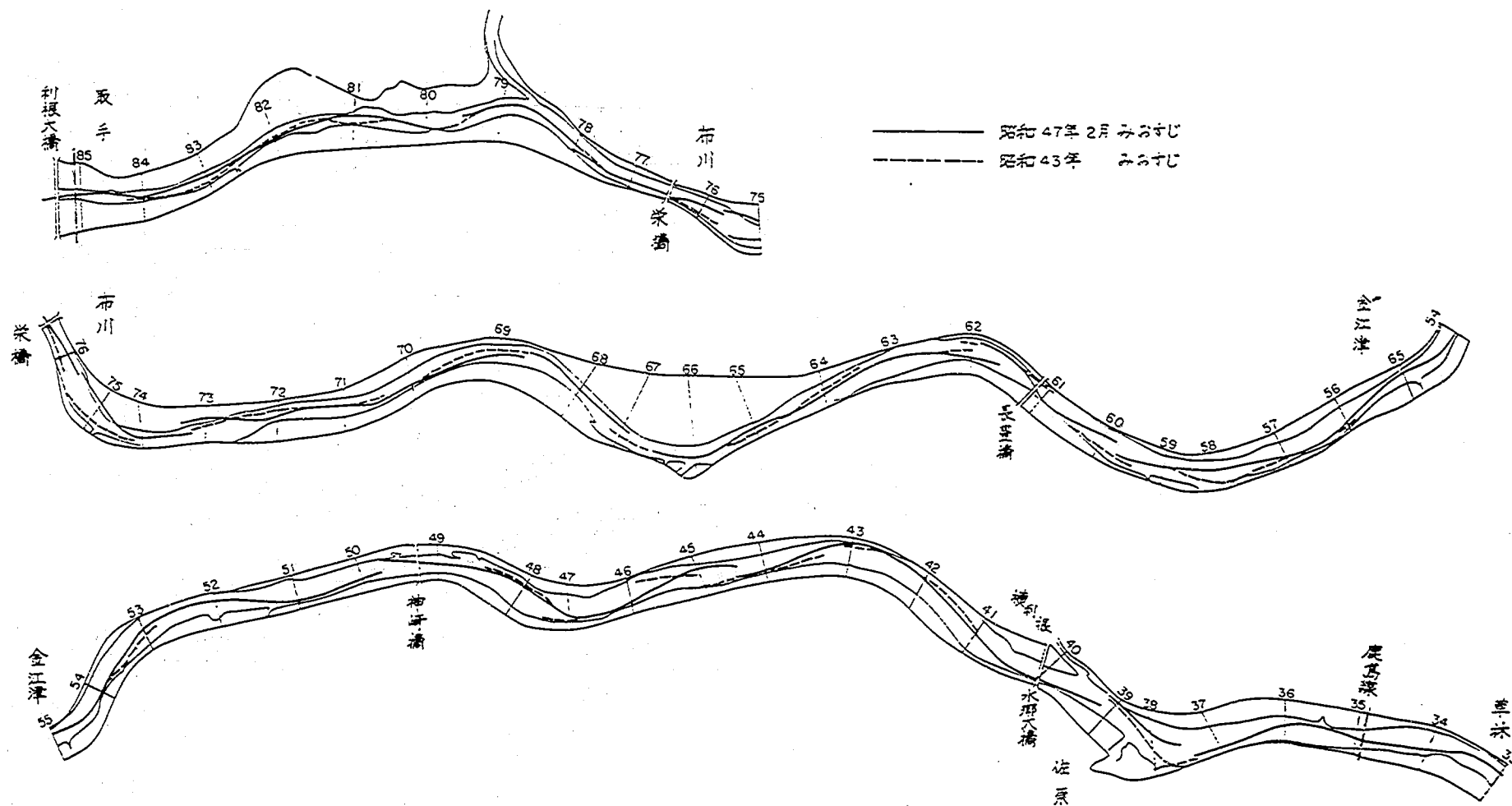


図-3.1.14[I] 利根川下流部のみおすじ図

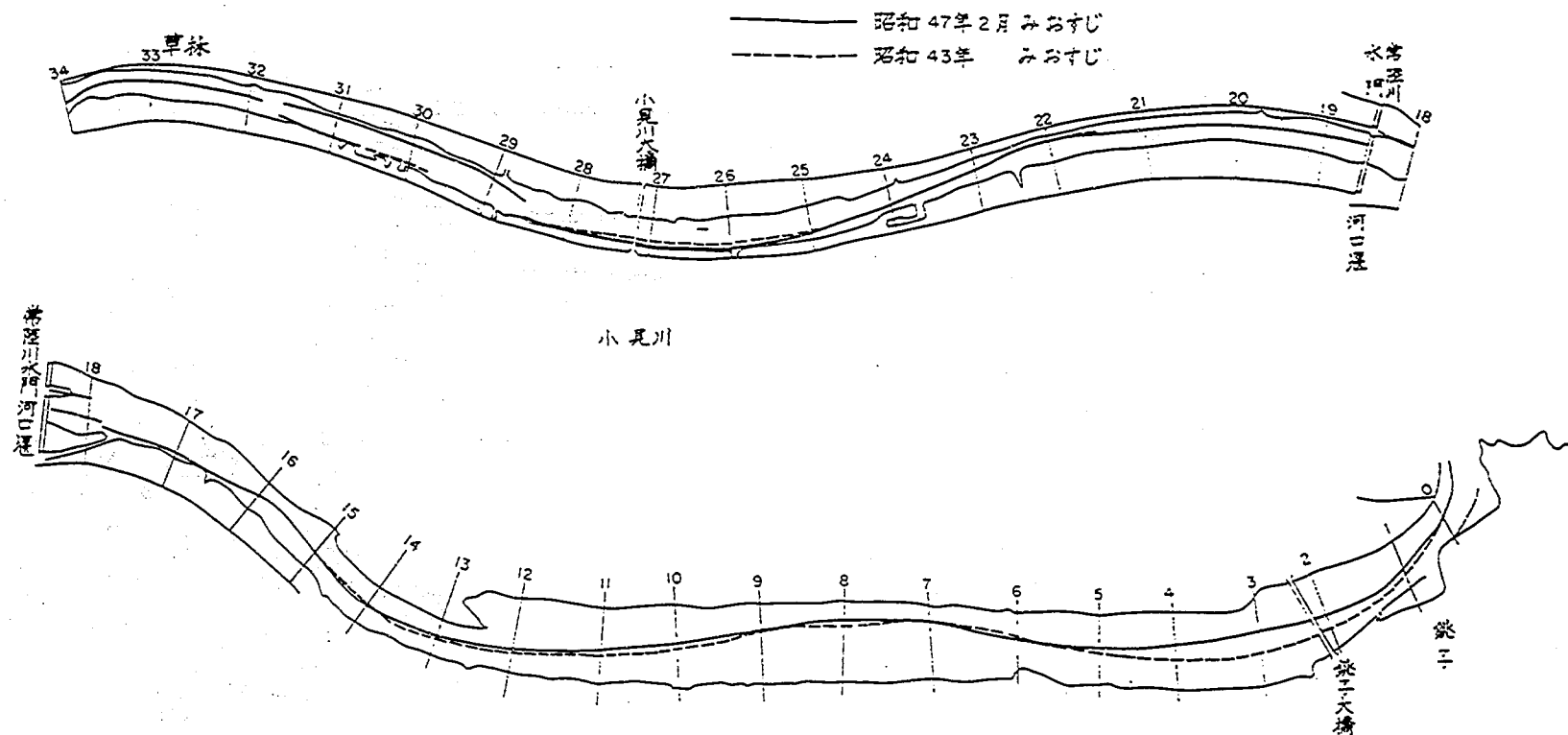


図-3.1.14[Ⅱ] 利根川下流部のみおすじ図

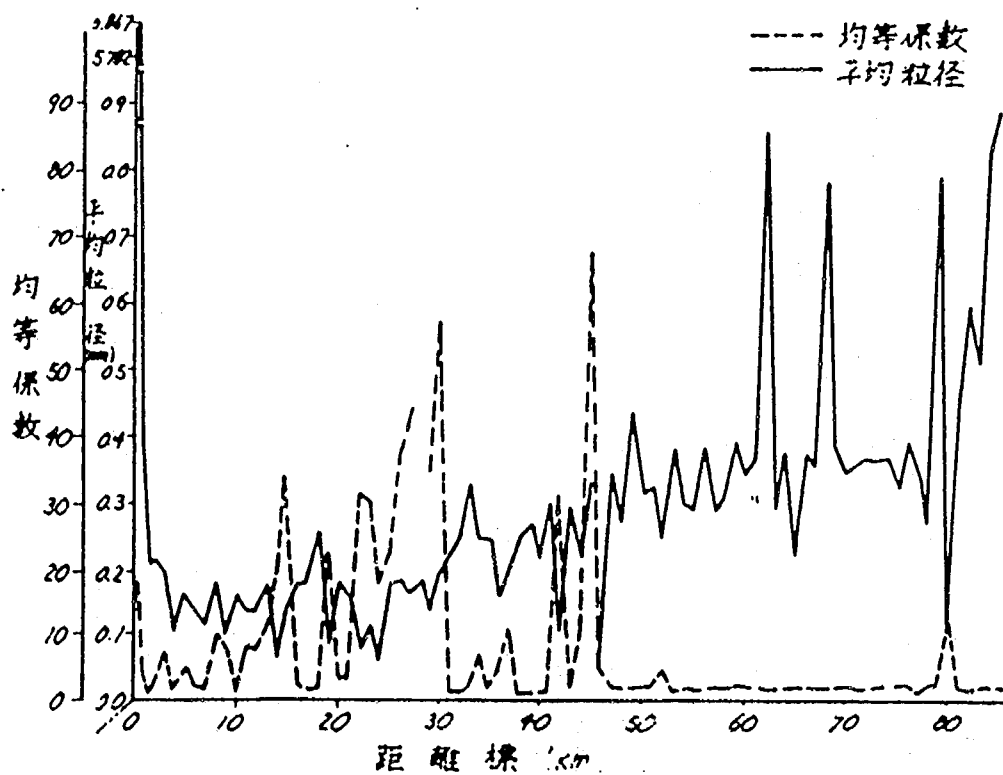
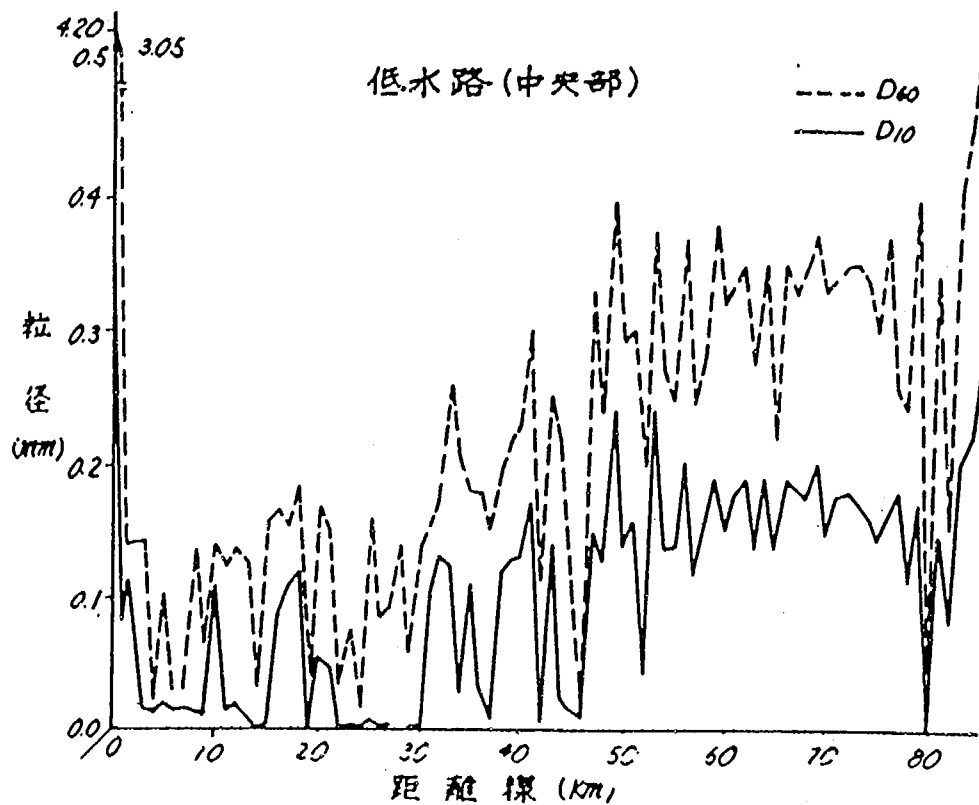


図-3.1.15 河床材料特性の縦断方向変化
(低水路中央部)

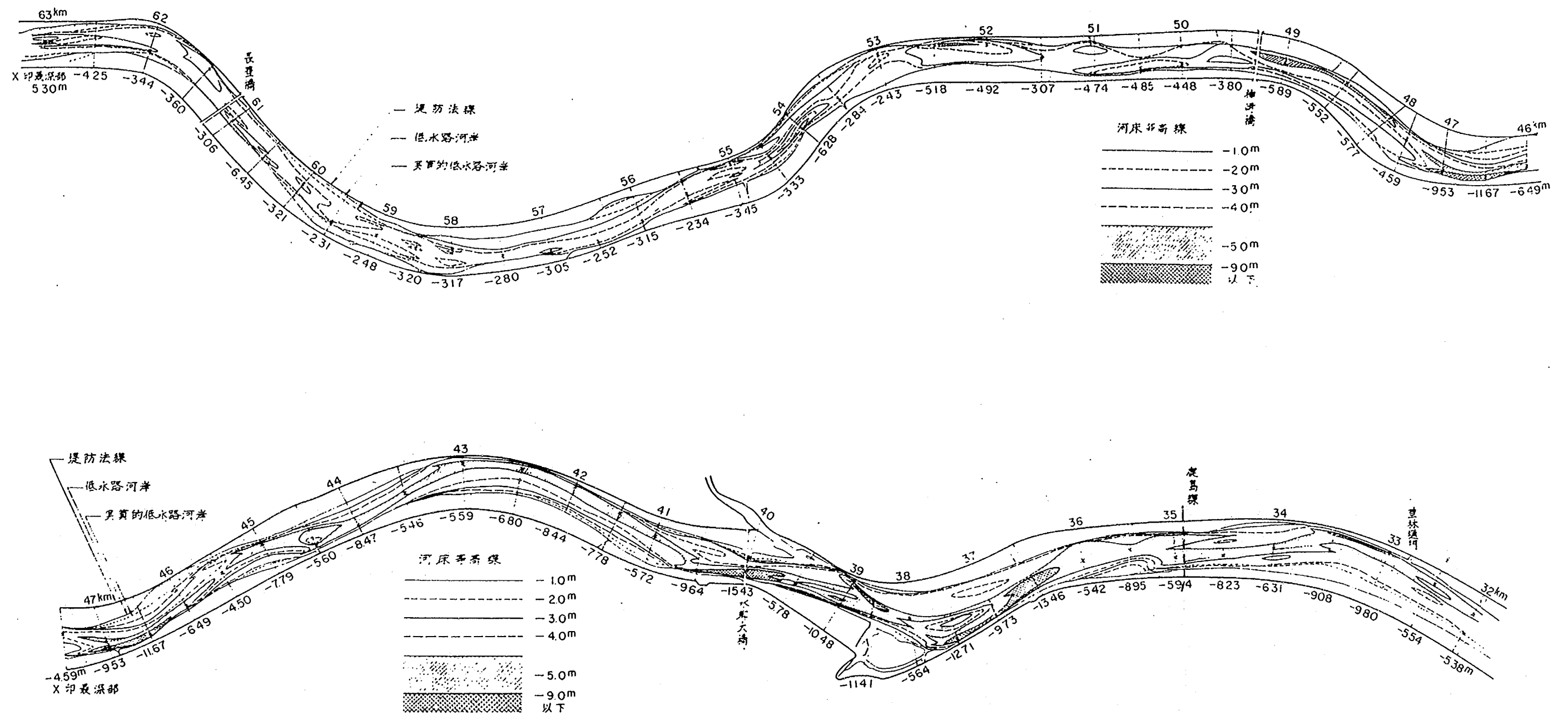


図-3.1.16 利根川洪水後河床等高線図 (昭和47年2月横断測量図による)

佐原から下流は、川幅が増大し、21～38kmで平均410m、12～21kmで570m、12km下流では800mと次第に川幅が広がっていく、13kmより上流の蛇行ピッチは12kmあり蛇行ピッチは川幅の20～30倍程度ある。この蛇行形状は、明治改修以来の河道整正によって生じたものでは無いが、低水路の最深線の位置や洪水時の主流部の位置を見ると低水路の形状に支配されている。この区間では、川幅の10～15倍程度の交互砂州の発生は無いと判断される。13kmより下流は、川幅が広く現在でも汽水湖的性格の強い所となっている。

[3]河床材料

昭和37年度から44年度にかけて実施された河床材料測定結果より60%粒径、10%粒径、平均粒径及び均等係数 (d_{60}/d_{10}) を図示すると図-3.1.15のようになる。これをみると45km以上はA集団の粒径が0.35mm、B集団の粒径が0.15mmで3～40kmではA集団は、上流のsegmentのB集団であった0.15mm程度となりB集団はシルト質となっている。均等係数は45kmより上流では河床材料の均一性が良く2～3程度であるが、下流では河床材料が二峰性となるため均等係数が大きくなっている。

横断方向の河床材料の粒径を見ると、低水路の中央部は、比較的粒径の変動が少ないが、河岸寄りでは、水深の変化や流速の変化に応じて細かいものが堆積し得る環境にあるため変動が大きい。

図-3.1.10は低水路河床材料の d_{60} を断続的にプロットしたものであるが、これを見ても(10～45km地点で河床材料の変化することが読み取れる。さらに4～8km、21～28km地点で d_{60} が、0.025mm程度とさらに一ランク小さいシルト質となっているのが分かる。この区間は、川幅が広く、また図-3.1.11に示すように、洪水時の水面勾配が非常に緩い区間となっている。すなわち、利根川下流部の河床材料は洪水時の水理量に応じて分級堆積したものであることがうかがえる。

[4]深掘れ深

深掘れの位置は、図-3.1.16に示すようにほぼ低水路の蛇行に応じてその位置が決まっているが、55～62km地点は河床に洪積層が露出している所があるためか、低水路の法線形に応じた所に深掘れ位置が無い。

図-3.1.8に示す ΔZ の縦断変化図を見ると ΔZ の変化特性は、3～32km、32～50km、50～80kmの3区間でその特性が異なっている。

3～22kmの区間は、 ΔZ が2m程度であり、深掘れと言うようなものではない。河道の横断形状は皿型である。

32～35km区間は、利根川下流で深掘れが大きく7～8mにも達している。前述したように、この区間の河床地質がAs層(砂層)であり、流れの強さに応じて掘れる物質から成っている。33km左岸、37～38km右岸、38.5～39km左岸は、低水路の曲がり、すなわち湾曲によって深掘れが生じている。湾曲の曲率半径Rと川幅Bの比が3～4程度と大きく、もし河床が移動床であれば、最深部の最大水深 H_{max} と平均水深 H_m の比は2程度となるので、この深掘れ深は異常というわけではない。

50km以上は、低水路の曲がり小さいこと、また河床に所々に洪積層や粘土層が露出していることもあって深掘れ深 ΔZ は4m以下となっている。

3.1.7 河口部の河道特性⁵⁹⁾

[1] 河口部の特異性

河口部は河川と海の接合部であり、川と海の異質な作用を受け、上流部とは異なった特性を持っている。利根川河口の特異性として次のような項目が挙げられる。

- ① 河口部は2 kmより下流で川幅が急激に減少し、また90° 湾曲している。
- ② 0.25km地点が河口部で川幅が狭く、狭さく部となっており、河道中央付近に非常に深い所 (Y.P.-10 m) がある。
- ③ 1.0km左岸 (波崎漁港入口付近) に砂州があり、また相対的に左岸沿いに浅瀬がみられる。また河口では左岸導流堤端 (-0.8km) 付近から河道中央にはり出すような浅瀬がある。
- ④ 河口部の平均粒径の分布見ると、図-3.1.17に示すように1.0km付近から大きくなりはじめ、-0.5~-0.8km付近で最大を示し、下流にいくに従って小さくなってゆき、ほぼ-1.5kmより下流では一定となる。
- ⑤ 河口部の粗度係数が0.025~0.035と上流のSegment 3に比し2倍程度大きい。
- ⑥ ⑤とも関連し、洪水時の河口部の水面勾配が非常に大きくなる。

以上の特異性がなぜ生じるのかを説明しておくことは、低平地河川の河口部の処理に貴重な情報となるので検討結果を述べておくこととする。

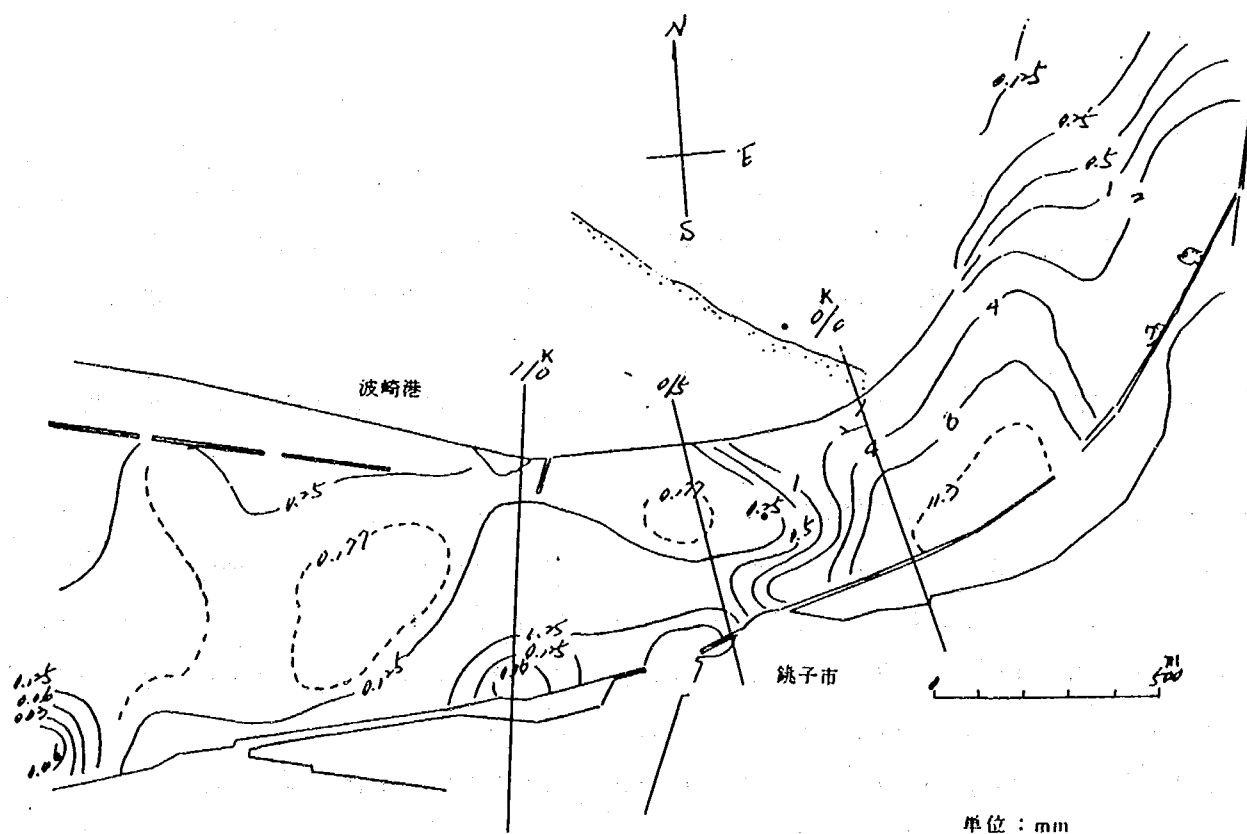


図-3.1.17 現地における中央粒径の平面分布図

[2]河口導流堤建設と河口地形変化

現河口導流堤は昭和24年以来徐々にその長さが伸び現在にいたったものである。この導流堤建設に伴う河口地形の変化を調べ、その変化特性を把握することは、河口地形の変化を予測することに役立つと思われる。

1) 導流堤建設前の河口地形

現在岸導流堤建設前の河口地形に関する資料は少なく、詳しいことは分からないが、ここでは文献⁸⁰⁾によって導流堤建設前の河口地形の特性について論じてみよう。

図-3.1.18は昭和11年の河口付近の平面図であり、図-3.1.19には汀線の変化図、図-3.1.20に砂州面積変化図を示した。

これによると砂州の消長はかなり激しいが、次のようなことがいえるようだ。

○利根川の洪水記録を見ると、明治18年、23年、27年、29年、31年、43年、昭和に入ってから昭和10年、13年、16年、22年、23年、24年、25年に洪水があった。この中では、明治43年洪水、昭和10年洪水、昭和22年洪水が大ききものであった。利根川砂州の消長を見ると、大出水時に河口砂州はフラッシュされ、その後徐々に砂州が大きくなるということを繰り返している。このことは大出水によって河口地形が大きく変わると、それが元にもどるのに数年以上の年月がかかることを示している。

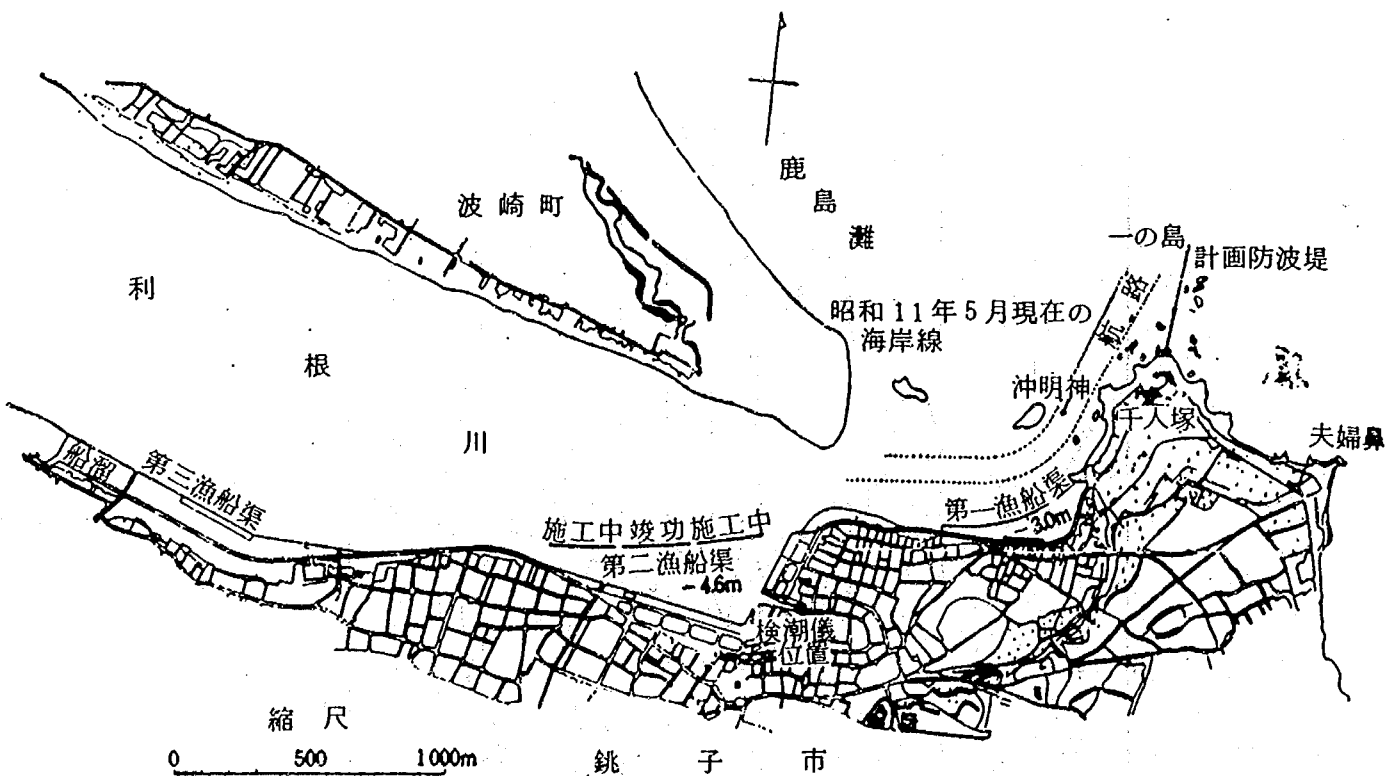


図-3.1.18 銚子港附近平面図

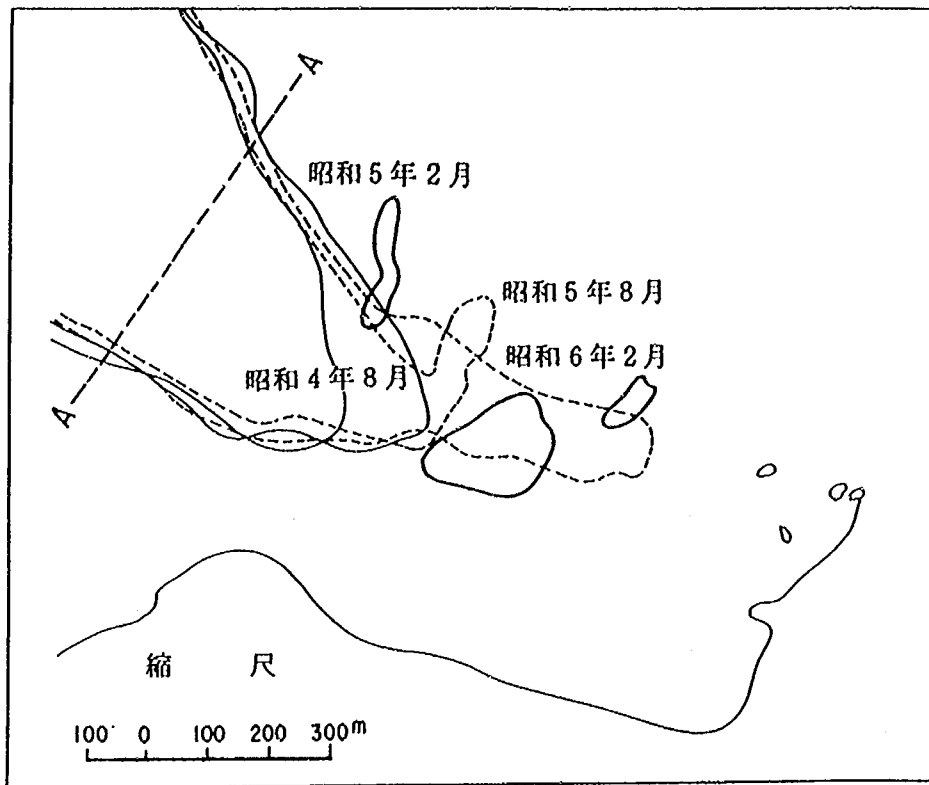


図-3.1.19 昭和4～6年の砂州形状⁸⁰⁾

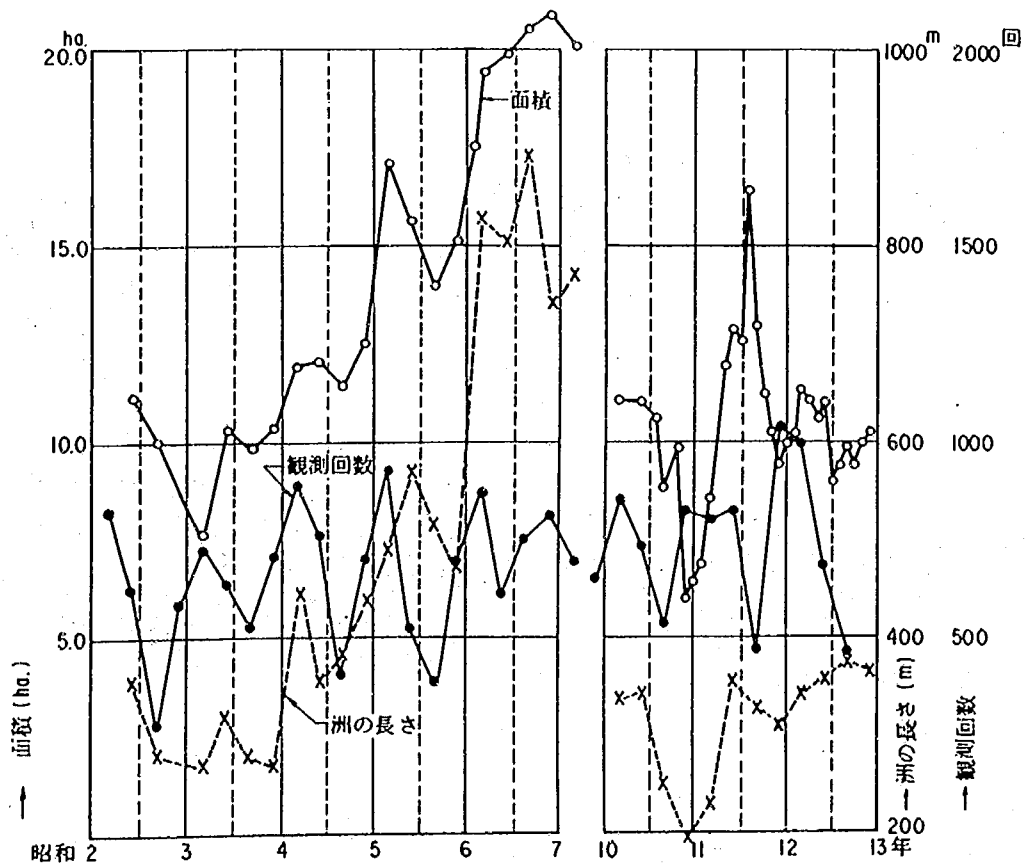


図-3.1.20 砂州形状の変化⁸⁰⁾

○距離標0.5kmより上流は河口幅の変化は少なく、0.5km地点が最狭部となっている。この所の平常時の最深部水深は9~10mとなり、幅200~250m、河積約1000~1100m³となっている。また退潮時の河口部の流量は1300m³/s前後である。このことは最狭部の河積は入退潮量によって支配されると考えて良いことを示していよう。なぜなら多くのtidal inletおよび潮汐流によって決まると考えられる河川の最狭断面での最大流量時流速は100cm/s前後であるからである。

○導流堤建設による利根川河口部の汀線変化は、導流堤建設によって、左岸側汀線は徐々に沖に出て、昭和26年以降はほぼ落ちつき、現在の汀線形状と近くなっている。

[3] 洪水による河口地形の変化とその後の波による変化

昭和33年9月台風21号による出水（取手5831m³/s）続いて台風22号による出水（取手6069m³/s）があった。この洪水前後の河口部の等深線図を示すと図-3.1.21、図-3.1.22のごとくである。これによると0.5km地点の深掘部は1mぐらい深くなり、0~0.5km地点の浅瀬が多少沖に移動し、-1.0km地点右岸よりの深みが前進しその範囲が大きくなっている。

この資料や、他の洪水前後の資料および河床変動計算等により洪水時の河床変動は、次のごとくである。

○0.0kmより上流の河床高は、洪水5,000~6,000m³/sでは、大きく変動せず流砂量の連続という動的平衡河床に近い。

○0.25km地点の最深部は、流量5,000m³/s前後で1~2m前後で多少沖に移動するが、河床材料が大きいためか、大きくは動かない。

○0km地点の深掘れは、洪水時には左岸側の方に深掘れ位置を前進させる。これは粒径が左岸側の方が小さく河床材料が移動しやすいためと考えられる。この現象は洪水時河口の左岸側で流速が早くなる一つの理由となろう。

○-0.8~-1.5km地点の右岸側沿いは洪水によってもあまり深くならない。河床材料が大きく、また河床には鮮新統に属する基岩が露出し、河床が下がらないためである。

○このように利根川河口の洪水時の河床変化、流況は底質材料の変化と密接に結びついている。

洪水後の河口変形を見ると、0.5~1.0km地点の深みは1~2m程度埋めもどされるようだが0.5km地点の右岸側は、河口から侵入した波が導流堤に斜めに入射し、粗砂を河道内に移動させ、ここに堆積する。この地点は、丁度入射波の侵入限界点であり、波高も小さくなる所である。0.5~1.0km地点左岸では、右岸側からの反射波が斜めに侵入し、左岸導流堤を越波した波による砂、飛砂による砂を堆積する。この地点もまた反射波の波高が小さくなる所である。また河口1~-1.0kmの浅瀬は波によって洪水後多少河床高が上昇し、また0~0.5kmの深みを徐々にうめていく。また-1.0~1.5km右岸側の深掘れも波によって徐々に埋まっていまう。

このように粗砂は波によって河道内に移動する傾向があるが、0.15mm前後の細砂は波、および潮汐流によって沖及び河道内に運ばれるようだ。

潮汐流による河口地形の変形は、はっきりしないが導流堤設置前の河口最狭部の河積と現在の河口の河

利根川河口等深線図

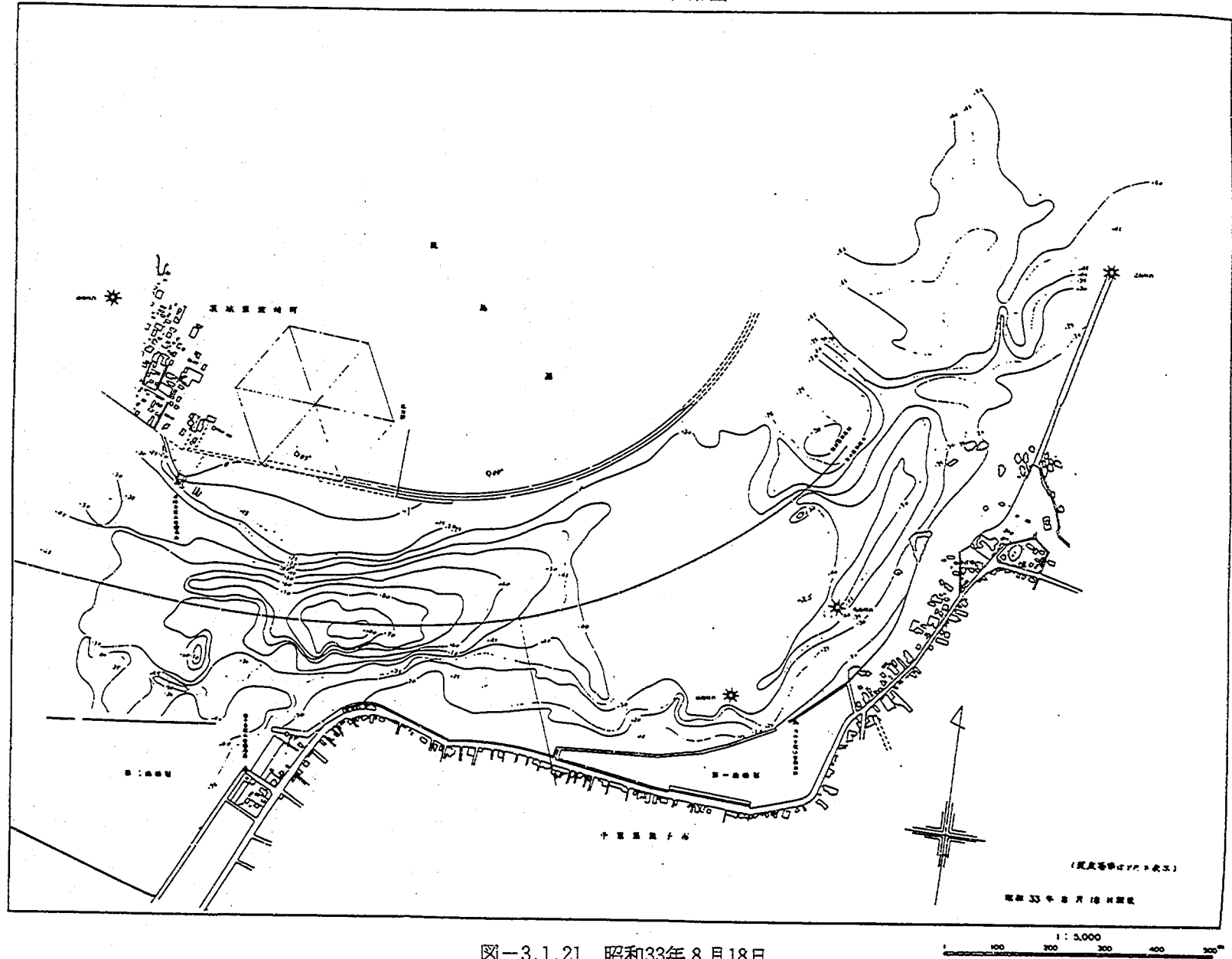


図-3.1.21 昭和33年8月18日

利根川河口等深線図

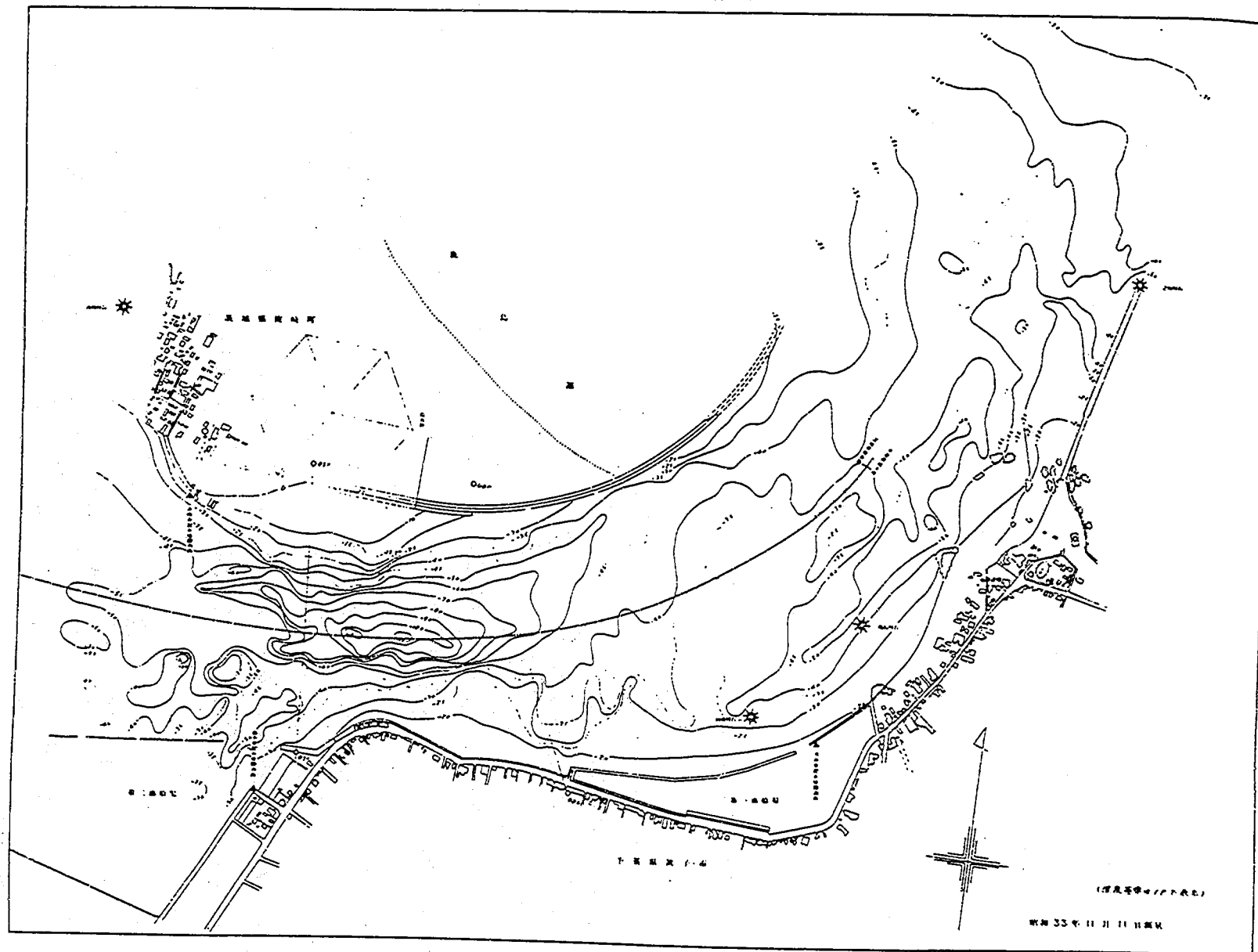


図-3.1.22 昭和33年11月11日

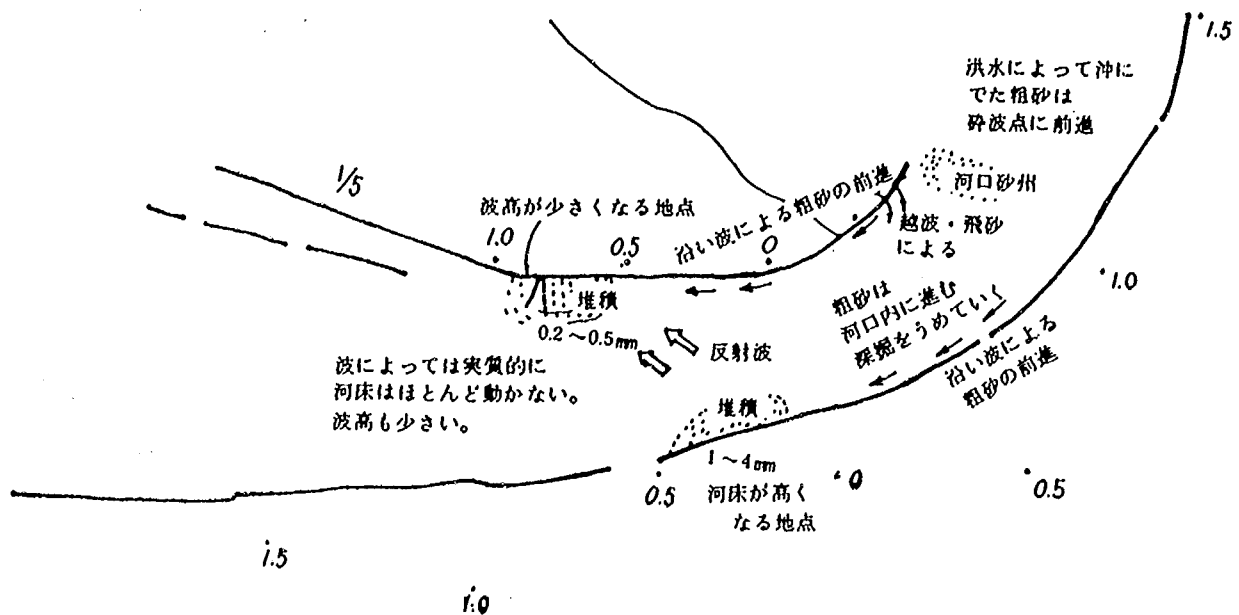


図-3.1.23 波による底質の移動状況総括図

積を比較すると、現河口の方が河積が大きい。つまり現河口の断面積は、潮汐流による河口の平衡断面より大きい、潮汐流が現河口河積を支配していると考えるべきではなく、4,000m³/s 前後の洪水が河積を支配していると考えるべきであろう。

[4]河口部の粗度増加の原因

昭和47年9月洪水時の航測資料、水位観測資料、その他の洪水時の資料、および模型上の現象を通して利根川河口部の粗度係数増加原因をさぐってみる。

図-3.1.24にこの航測にもとづく表面流速分布、図-3.1.25にこの洪水時の右岸側水位の観測値を示す。航測時の流量は5,000m³/s 程度と推定され、この流量は、利根川河口で4年に1回程度の洪水規模である。

利根川下流工事々務所では、この洪水時の河口部の粗度を求めている。その結果を要約すると次のごとくである。

この洪水時の左右岸平均水位をそのまま使い、流量は実測がないため取手(85.5km)～銚子(1.0km)間で不定流計算を行い、その結果から得られた銚子の流量をそのまま河口の流量として、0.5kmごとの粗度係数を

$$n = \left(\frac{H_2 - H_1 - \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}{\frac{Q^2}{2} \left(\frac{1}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{1}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) \Delta x} \right)^{1/2}$$

より求めた結果が表-3.1.1に示される。なおHは水位、Aは河積、Rは径深、Qは流量、Δxは区間距離である。

表-3.1.1 粗度係数逆算数値表

	流 量 (m^3/sec)	- 1.0 k ~ -0.5k 区間		-0.5k ~ 1.0 k 区間		1.0 k ~ 2.0 k 区間	
		水位差	n	水位差	n	水位差	n
8	5,576	0.46	00256	0.235	00062	0.11	00074
9	5,209	0.40	00273	0.165	00036	0.12	00130
10	5,022	0.30	00244	0.265	00012	0.11	00127
11	5,877	0.34	00290	0.105	00068	0.08	00068
12	5,673	0.27	00285	0.085	00190	0.06	00053
13	5,685	0.14	00216	0.105	00068	0.07	00062
14	5,487	0.23	00291	0.025	00147	0.15	00249
15	5,429	0.26	00312	0.085	00080	0.07	00100

この結果によると距離程-1.0km（導流堤先端より多少海側-0.5kmでマンングの粗度係数は0.03、-0.5kmより上流で0.01程度で-0.5km付近で粗度係数が大きく変化することがわかった。なお上流部では時間によっては0.002と一般河川では考えられないような小さい値を生じた。この原因は区間距離が小さく、また水面勾配も小さいため実測水位の測定誤差、断面特性のとり方に問題があると考えられる。以上より河口付近で粗度係数が大きくなることは明らかになった。

利根川河口部で粗度が大きくなるのは、この洪水だけでなく、過去の出水の水位記録等をもとに、不定流不等流計算などから現在計画粗度係数は-1.0~0.5kmで $n=0.035$ 、0.5~18kmは0.016としている。

粗度の増加原因は以下のごとく考えられる。

今河床による表面抵抗（小規模河床波によるものを含む。）による流速係数を φ_s 、縮流、曲がりによる形状損失による流速係数を φ_i とすると、全抵抗を表す流速係数 φ は

$$\frac{1}{\varphi^2} = \frac{1}{\varphi_i^2} + \frac{1}{\varphi_s^2}$$

となる。

利根川河口部の粗度増加の原因として、今まで縮流、曲がりによる形状損失が大きな原因とされてきた。ところで海部から2.5kmまでの区間を含む固定床模型実験結果に⁵³⁾によると、模型上で現れる河口部の粗度係数は、模型範囲でモルタルの表面粗度による粗度係数と評価される $n=0.03$ 前後で0.0~-1.0km地点で特別に粗度が大きいということは無かった。このことは河口部の粗度は、ほぼ表面抵抗によって決まると考えられる。事実模型実験で生じる流況を見ると、湾曲による特別な渦の発生や死水域は生じることはなく、流れはスムーズに河口から流失している。

河川における湾曲による粗度増加量に関する研究は少なく、湾曲が抵抗におよぼす影響は明確でないが、

管路の場合の研究成果は、一つの参考資料になるものと考えられる。

今一つの曲がりによる損失水頭を h_b すると、管路の場合は

$$h_b = f_{b1} \times f_{b2} \times V_m^2 / 2g$$

で評価され、 f_{b1} は図-3.1.26に示すごとく曲がりの曲率半径 ρ と管径 D との比によって決まる損失係数、ただし曲がり角が 90° の場合、 f_{b2} は任意の曲がり中心角 θ の場合の損失と、中心角 90° の場合の損失の比で、図-3.1.26に示される。今一つの曲がりの距離を ℓ とし、その間の表面抵抗による損失を h_s とすると

$$\frac{1}{\varphi^2} = (h_b/\ell + h_s/\ell) \varphi R / V_m^2 = \frac{1}{2} f_{b1} \cdot f_{b2} \frac{R}{\ell} + \frac{1}{\varphi s^2}$$

となる。よって $\varphi^2 = 2\ell/R \cdot 1/f_{b1} \cdot 1/f_{b2}$

河川の場合も管路の場合と同様な損失係数を持つとし $D \approx B$ とすると、利根川河口の場合 $R = 5 \sim 6$ m、 $B = 500$ m、 $\rho = 1500$ m、 $\theta = 60^\circ$ であるので、 $f_{b1} = 0.1$ 、 $f_{b2} = 0.8$ となる。よって $\varphi^2 = 7300$ となり、曲がりによる損失は無視してもいい位の値となる。

河口部で粗度が $n = 0.015$ から $n = 0.03 \sim 0.035$ 増加する原因は、移動床流れでは河床に種々の河床波が発生し、それによって河床の抵抗係数が変化するからである。利根川河口部の場合0 kmより上流の河床材料は0.2 mm位で、洪水時の $\tau_* = 2$ 前後、 $H/dm = 20,000 \sim 30,000$ であるので河床は平坦河床となり $\varphi = 28 \sim 30$ となる。従って $n = 0.014$ 程度となる。この値は実測に近く0 kmより上流の河床は、洪水時、平坦河床となっていることは間違いない。ところで0 ~ -1.0 km地点は河床材料は急変し0.2 mmから2 ~ 4 mm、大きい所で11 mmもある。洪水時の流速は2 m前後であるので、 $\varphi = 12$ とすると、 $dm = 4$ mmに対して $\tau \approx 0.4$ 前後となり、河床は砂堆になっているものと考えられる。従って河口部の粗度上昇の原因は模型上の粗度係数および前述の河床状態の予測より、この地点で河床波の状態が大きく変わるためと考えられる。

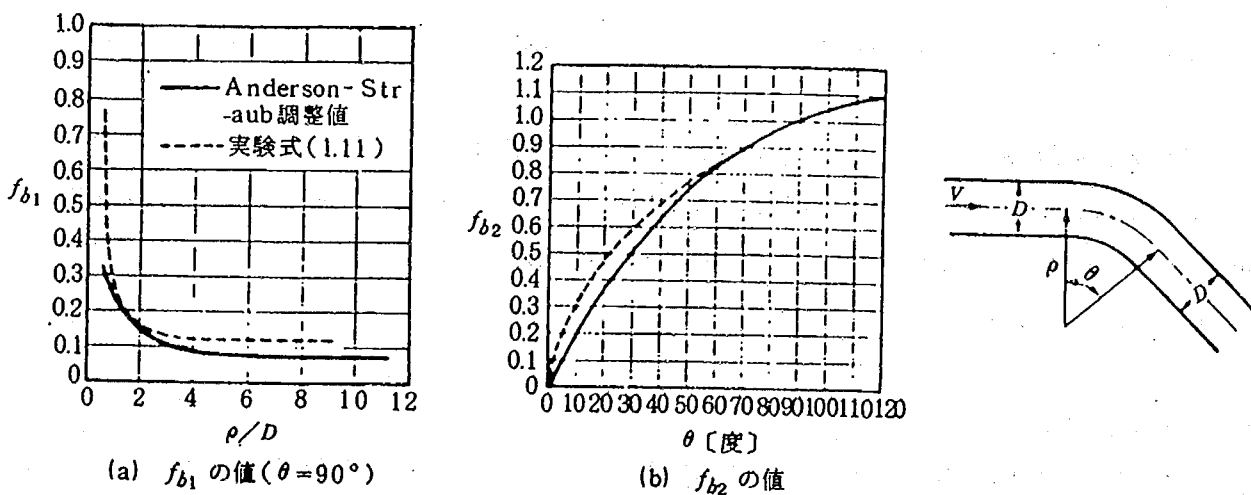


図-3.1.26

[5]河口部の河床高

0～1 km区間で河床高が低いのは、川幅が上流より狭く、流砂の連続性を保つために河床高が低くなるためである。この深さは、流量 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 時の動的平衡水深に対応している。なお0.15km右岸側が浅いのは、この部分に岩が露出し、また波によって細粒分が洗われてこの地点に粗砂、礫が存在するためである。導流堤先端部の浅瀬は、洪水時には、掘れるが、波によって徐々に浅くなるということを繰り返している。

3.2 江戸川下流部の河道特性

3.2.1 河川の概況

江戸川は、茨城県猿島郡五霞村地先で利根川より分流し、千葉県、埼玉県および東京都の境を南に流れ、東京湾に注いでいる。その流域面積は 158km^2 、幹川流路延長は55kmである。江戸川の支派川には、上流より派川利根川、左支川に坂川及び真間川、派川に旧江戸川がある。旧江戸川は、昭和5年に東京都江戸川区篠崎地先の通称江戸川放水路が完成するまでは、江戸川の本流であったが、完成後は派川となった。

江戸川の左岸側には野田、流山、松戸、市川等の各都市を、右岸側には東京都、三郷、吉川等の各都市をひかえた治水・利水・環境上重要な河川である。想定氾濫区域の面積は約 934km^2 、人口は約380万人である。

江戸川は中世以前は太井川（太目川）と呼ばれ、渡良瀬川の流末であったが、徳川幕府がその初期に江戸周辺の洪水防御と食糧確保のため、利根川、渡良瀬川等の流路付替工事を行ったことにより、ほぼ現在の河道が形成された。すなわち羽生市本川俣地先において河道を締め切り、流れを東方に導き、栗橋からは渡良瀬川を合流させ、関宿に向かって台地部に新たに赤堀川を開削して、それまで東京湾に直接注いでいた利根川を鬼怒川の下流へと連絡させる流れに切り替えた。この大改修にともない利根川の派川となった太井川は、江戸へ通ずる水運ならびにかんがい幹川として改修され、江戸川と称せられるようになった（図-3.2.1）。

昭和55年12月利根川水系工事実施基本計画改訂により、利根川本川流量 $17,000\text{m}^3/\text{s}$ のうち、江戸川への分派量を $6,000\text{m}^3/\text{s}$ とし、さらに派川利根川からの合流量 $500\text{m}^3/\text{s}$ に三郷放水路などからの合流量 $500\text{m}^3/\text{s}$ を合わせて、松戸地点において $7,000\text{m}^3/\text{s}$ とし、江戸川放水路河口まで同一流量とする計画となっている（図-3.2.2）。

3.2.2 河川沿いの地質

図-3.2.3に江戸川の河川沿い右岸と左岸の地質縦断の概要を示す。この地質の層序構造は、地形の発達と河川改修の歴史の具体的現れであり、種々の河道特性を規定している。

江戸川の北部には下総台地と称される洪積台地がある。江戸川38km^上より上流は、寛永年間（1640年代）に人工的に瀬替された水路である。河床及び河岸には洪積層が露出している所が多く、上流から運ばれてきた中砂は洪積層（土丹）の上に薄く堆積している。それより下流では、河川は中川低地の東寄りの洪積

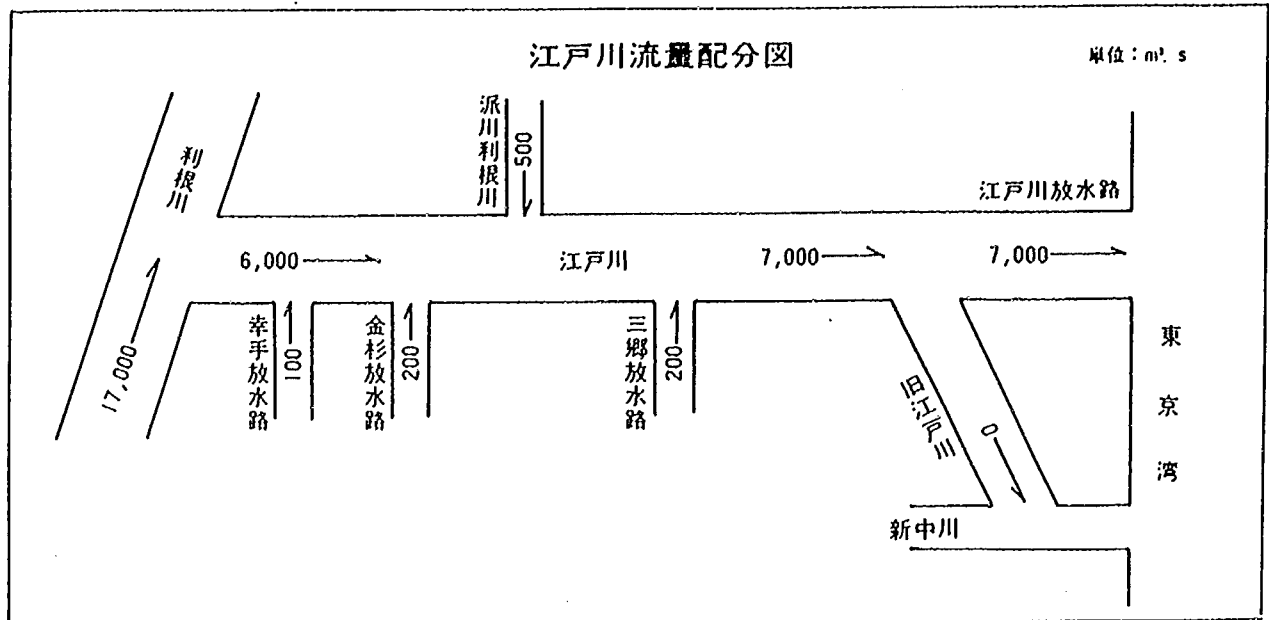


図-3.2.2 江戸川流量配分図

台地沿いに流下している。中川低地の沖積層は、最終氷期の海面低下によって台地を侵食して形成された深い谷をその後の海進（七号地海進と有楽町海進）によって堆積した洪積世末、完新世の七号地層と有楽町層^(注2)から成る。

38kmより下流は、この有楽町層を切り削んで流れているが、13.5～20km区間は、左岸の洪積台地に近いため埋没段丘上を流れている。デルタ底置層の粘性土層（Ac層）は0～13.5kmで上面高がY.P.－5 m程度であり、その上にデルタフロント堆積物であるAs層が4～5 m乗っている。

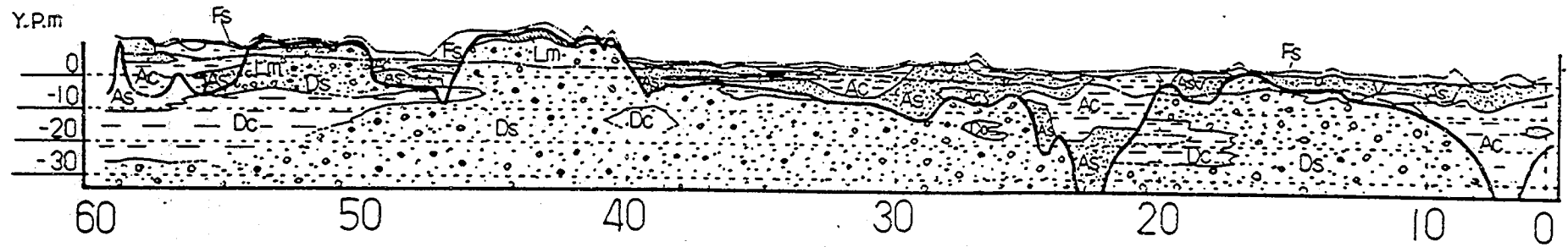
20～38kmの区間の地質層序は、おぼれ谷地形及び埋没段丘上の堆積環境の微妙な違い、すなわち台地に近いため、浜堤や旧河川の堆積物が存在するために、左岸と右岸で堆積物の質（砂層の位置等）が異なっている。

3.2.3 洪水特性

明治期以降、江戸川が破堤したのは、明治29年9月洪水のみである。ただし、これは江戸川改修工事以前のことであり、同工事が完成した昭和5年以降には破堤、氾濫は生じていない。同じ利根川水系でも利根川本川、小貝川等において改修工事以降、破堤が生じているのと対比的である。このことを洪水流量からみる。

表-3.2.1は、昭和10年以降の江戸川の主要高水における洪水流量を示したものである。この表には野田地点の計画高水流量も記してある。野田地点について、計画高水流量に対する洪水流量の比をみると1.0をこえるのは昭和10年洪水、昭和22年洪水のみである。昭和10年洪水では流山付近より下流においては計画高水位を下回っていた。野田地点の既往最大流量は昭和34年洪水の3,700m³/sであり、このときは江戸川は被害が発生しなかった。

右岸側



左岸側

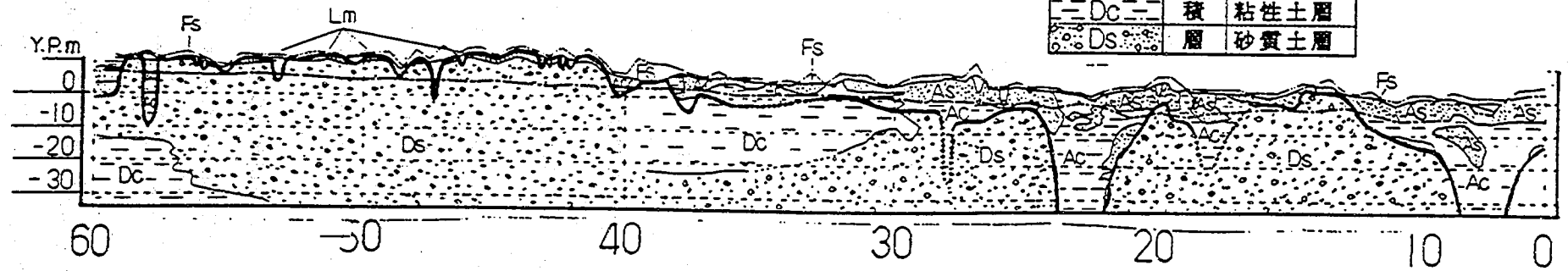


図-3.2.3 江戸川地質縦断面図

表-3.2.1 江戸川主要洪水一覧

単位: m^3/s

高水発生 年 月	高 水						計画高 水流量
	利 根 川		江 戸 川				野 田
	八 斗 島	栗 橋	西 関 宿	野 田	流 山	松 戸	
S 10. 9	9,030	9,430	2,700	2,700	—	—	2,230
S 13. 9	6,720	6,870	1,700	1,500	1,900	—	2,230
S 16. 7	8,990	10,690	2,280	2,110	3,080	—	3,000
S 22. 9	15,000	13,000	3,100	3,100	2,600	—	3,000
S 23. 9	—	8,240	2,360	2,360	2,310	—	3,000
S 24. 9	10,480	9,260	2,440	2,130	2,140	2,010	3,000
S 25. 8	8,640	8,480	2,150	—	2,010	1,960	5,000
S 33. 9	9,720	7,340	2,440	3,030	3,040	2,120	5,000
S 34. 8	9,070	10,000	—	3,700	2,960	2,850	5,000
S 41. 6	5,880	5,490	1,540	1,390	1,270	—	5,000
S 47. 9	5,430	6,990	1,920	1,890	1,720	—	5,000
S 49. 9	5,370	4,910	1,280	1,120	—	—	5,000

出典: 「江戸川・中川事業概要」(1981年)

次に江戸川西関宿流量と利根川栗橋流量との比を表-3.2.1でみると0.21~0.33に分布している。昭和13年洪水では0.28である。利根川増補計画(昭和14年)では西関宿流量/栗橋流量は0.32、利根川改修改訂計画(昭和24年)では0.35となっていたから、各洪水の西関宿流量/栗橋流量は計画よりやや小さいといえる。

各洪水のピーク流量をみると下流に向かって低減していることが多い。このことは戦後の洪水において顕著であり、最大流量を示した昭和34年洪水についてみると野田 $3,700\text{m}^3/\text{s}$ 、流山、 $2,960\text{m}^3/\text{s}$ 、松戸

表-3.2.2 江戸川野田地点年最大流量
(昭和30年~62年)

年次	年最大流量 (m ³ /s)	年次	年最大流量 (m ³ /s)
昭和30年	874.37	昭和50年	578.00
31	758.86	51	718.83
32	606.40	52	1,110.31
33	3,020.00	53	307.22
34	3,698.00	54	1,042.79
35	344.80	55	410.99
36	1,470.60	56	1,720.89
37	529.10	57	2,862.52
38	392.10	58	1,441.29
39	884.10	59	323.44
40	941.00	60	1,655.62
41	1,366.56	61	1,189.15
42	538.21	62	596.41
43	617.46		
44	396.46		
45	340.02		
46	1,297.77		
47	1,858.56		
48	260.90		
49	1,246.61	平均 (S30~S62)	1,072.71

出典：流量年表（各年版）

表-3.2.3 江戸川流山地点年最大流量
(昭和30年~62年)

年 次	年最大流量 (m ³ /s)	年 次	年最大流量 (m ³ /s)
昭和30年	950.53	昭和50年	420.34
31	897.78	51	430.98
32	847.00	52	744.53
33	3,286.75	53	275.00
34	2,964.00	54	831.18
35	329.30	55	412.30
36	1,676.70	56	1,528.98
37	478.80	57	2,559.14
38	358.80	58	1,340.68
39	756.50	59	320.60
40	829.40	60	—
41	1,343.67	61	—
42	538.68	62	—
43	650.08		
44	396.65		
45	390.07		
46	—		
47	—		
48	—		
49	926.73	平均 (S 30~S 62)	980.93

(注) — 一部欠測のため、流況計算できず
出典：流量年表（各年版）

2,850 m^3/s とピーク流量が低減しているのが分かる。

江戸川の野田地点年最大流量（昭和30年～昭和62年）を表-3.2.2及び図-3.2.4に、流山地点年最大流量（昭和30年～昭和62年）を表-3.2.3に示す。

野田地点の既往最大流量は、上述のとおり昭和34年の3,698 m^3/s である。昭和30年～昭和62年の33年間の平均年最大流量は1,073 m^3/s である。

一方、流山地点の平均年最大流量は、981 m^3/s である。

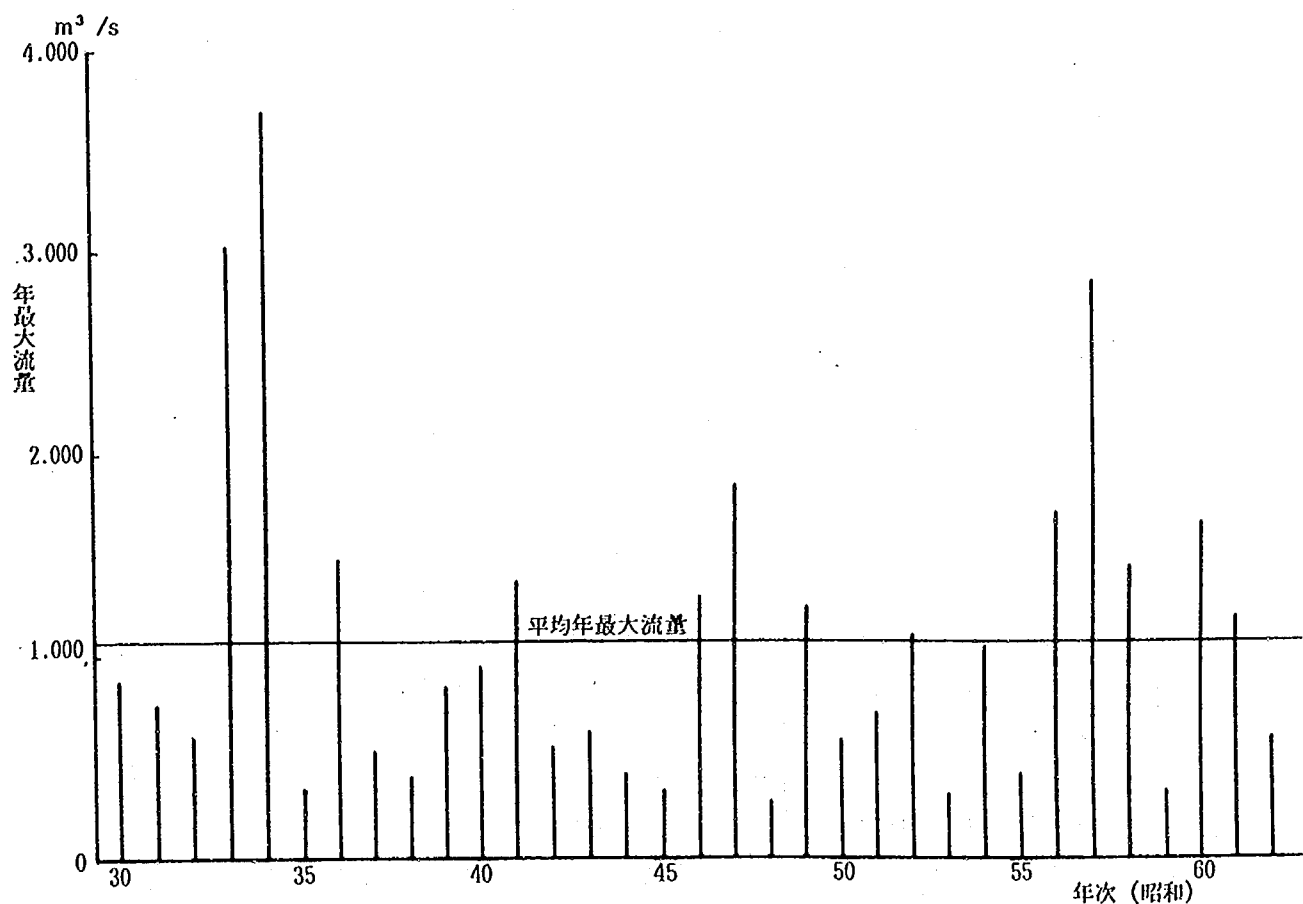


図-3.2.4 江戸川野田地点年最大流量図

3.2.4 潮汐特性

東京湾における主な高潮の記録を示せば、表-3.2.4のとおりである。

このうち、昭和24年高潮（キティ台風）により江戸川河口部が被災した。

昭和34年9月の伊勢湾台風を契機として、江戸川の河口から行徳可動堰にいたる3,300mの区間について高潮堤を設置することになり、昭和46年度に着工した。

東京湾（晴海）の年平均潮位、朔望平均満潮位及び朔望平均干潮位を表-3.2.5に示す。

表-3.2.4 東京湾における高潮

(豊岸島潮位)

生 起 年 月 日	実 測 潮 位	偏 差	摘 要
明治44年7月26日	Y. P. 3.65m	2.30m	
大正6年10月1日	3.89~4.18	不 明	
昭和13年9月1日	3.95	1.94	
昭和24年8月31日	2.96	1.39	キティ台風
昭和33年7月23日	3.11	1.13	台風11号
昭和34年9月24日~26日	2.85	1.03	伊勢湾台風
昭和54年10月19日	2.94	1.26	台風20号

Y.P.0m = T.P. -0.8402m

出典：「江戸川・中川事業概要」

表-3.2.5 東京湾(青梅)の朔望平均満潮位・干潮位

(単位 m)

区 分	D L 上	T P 上
年 平 均 潮 位	1.893	0.041
朔 望 満 潮 位	2.758	0.906
朔 望 干 潮 位	0.697	-1.155

出典：気象庁「昭和64年潮位表」

(注) 1. 期間 1983年~1987年(5年)

2. DL: 検潮所における潮位観測基準面

(潮位表基準面とは異なる。)

TP: 東京湾平均海面

TP 0m = DL 1.852m

3. 年平均潮位 月平均潮位の総和を12で除した値

月平均潮位 期間中のその月の値の総和を個数で除した値

朔望平均満潮位, 干潮位

朔(N)および望(P)の日から前2日、後4日以内に観測された最高潮位(最低干潮位)の年平均(各月の値の総和を個数で除した値で3か月以上欠測のある年は算出しない)の期間中の総和を個数で除した値

3.2.5 河道特性量とsegment区分

[1]河道特性量の評価法

河道特性量の内、河道形状は昭和61年（1986）の横断測量結果を用いて評価した。

図-3.2.5に平均河床高、最深河床高、低水路深さの縦断図を図-3.3.6、図-3.3.7に河床材料の平均粒径及び粒度分布の縦断方向変化図を示した。

[2]江戸川のsegment区分

江戸川河口より40km区間の河道は、河道特性量の変化図より、次の3つのsegmentに区分し得る。

(i) Segment 2 = 21~40km

A集団の平均粒径が0.2~0.8mmで平均0.4mmで、下流のsegmentでA集団になる0.25mmの集団は20%以下となっている。河床勾配は1/4300程度である。

(ii) Segment 3 - 1 = 2~21km

A集団の粒径が0.25mm程度で0.4mm以上のC集団は10%以下となっている。河床勾配はほぼ水平である。

(iii) Segment 3 - 2 = -1~2km

シルト分が80%以上を占めている区間で、川幅が広い。人工的に掘削した所である。

[3]洪水時の掃流力

○ Segment 2 - 1 = 21~40km

本セグメントの河床勾配は約1/4300、低水路平均水深3.0m、川幅150mである。低水路満杯時の u_*^2 は $68\text{cm}^2/\text{s}^2$ 、低水路満杯流量は $Q=12$ として $300\text{m}^3/\text{s}$ 弱と推定される。この流量は平均年最大流量約 $1000\text{m}^3/\text{s}$ の1/3程度である。このように低水路の河積及び水深が他の沖積地河川より小さい理由は、本区間の上流の部分が洪積層を切り開きつつ流れている人工河川（17世紀中ごろに瀬替）であること、利根川との分流点はいわゆる棒出が昭和の初めまであって江戸川への分流量が小さかったこと、また舟運のために水制を両岸からはり出し川幅を決めていることに原因しよう。

平均年最大流量時の低水路部の u_*^2 は等流計算で概算すると $120\sim130\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度となり、河床材料が0.4mm程度の河川と同程度の値となっている。

○ Segment 2 - 2 = 2~21km

本区間は勾配が緩く、かつ潮位の影響を受けるので、河床に働く掃流力は同一流量であっても変化する。

そこで、昭和15年8月洪水（流山地点ピーク流量 $2326\text{m}^3/\text{s}$ ）及び9月洪水（流山地点ピーク流量 $2668\text{m}^3/\text{s}$ ）時の2~13km区間の痕跡水位の勾配（本区間では高水敷上の水深は1m程度で大きくない。） $I_s=0.00015$ を用いて、 $1000\text{m}^3/\text{s}$ の低水路の水深 H_m を求めた。水深は $H_m=[Q/(\varphi \cdot B \cdot \sqrt{g} \cdot \sqrt{I_s})]^{2/3}$ より評価した。ここで、 $\varphi=12$ 、 $B=225\text{m}$ とした。 $H_m=4.4\text{m}$ となり、 u_*^2 は $65\text{cm}^2/\text{s}^2$ となる。この H_m は低水路の深さより多少大きい。以上より $1000\text{m}^3/\text{s}$ 時の u_*^2 は $60\sim70\text{cm}^2/\text{s}^2$ と推定される。なお13.5~15km地点は左岸に洪積台地がせまり、河床の最深部には洪積層が存在する。これより上流の地点と下流では多少河道特性が異なり（低水路幅、高水敷の縦断勾配、0.4mmの中砂の低水路河床材料に占める割合）、 u_*^2 は上流の方が下流より多少大きいと判断される。

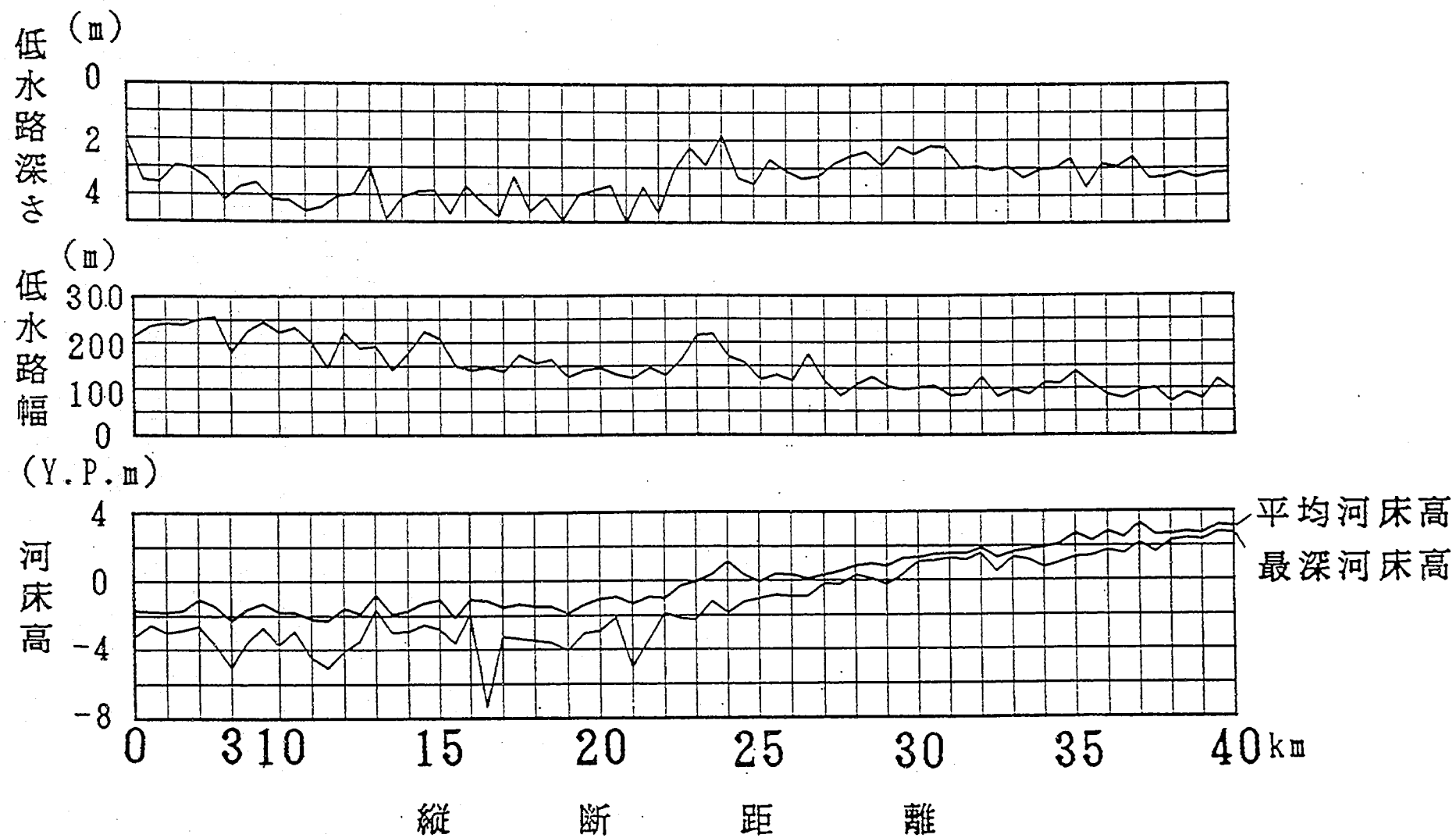


図-3.2.5 低水路の深さ、低水路幅、河床高の縦断方向変化図

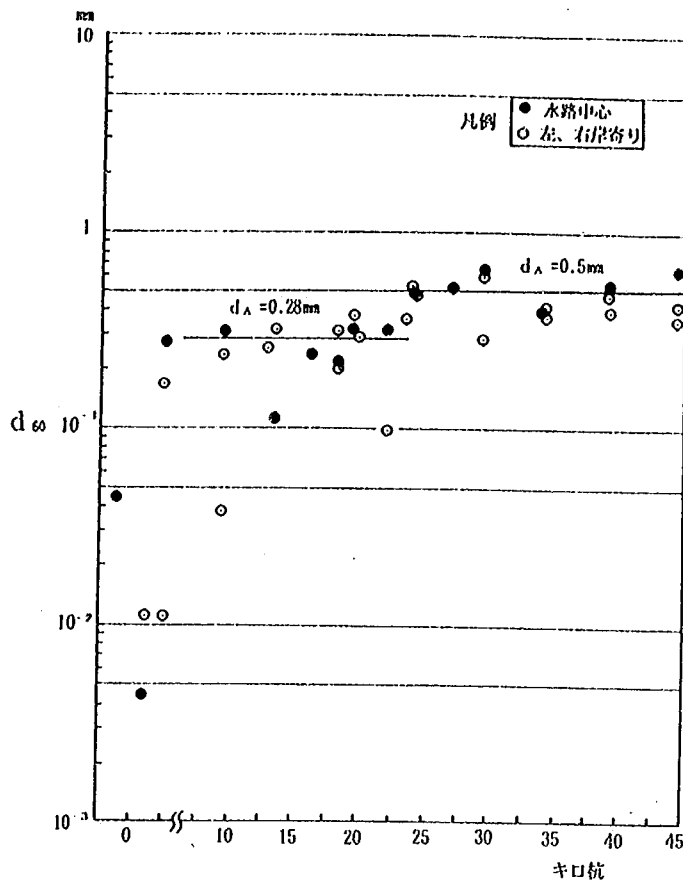
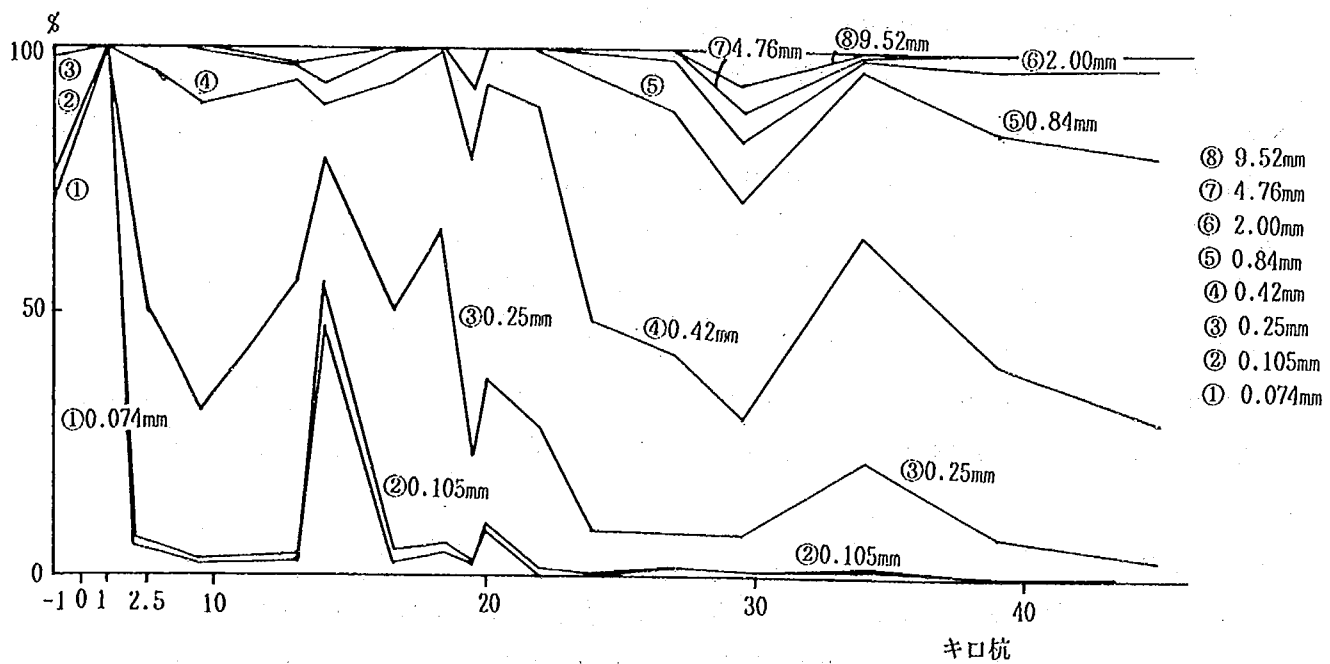


図-3.2.6 昭和61年河床材料の d_{60} の縦断的变化



(注) 1. 調査時間：昭和62年10月～12月

2. 試料：低水路河床中央

図-3.2.7 江戸川河床材料粒度分布縦断図

3.2.6 河道特性の特徴

[1]河床縦断形

本調査区間より上流の40～60kmの河道は17世紀半ば、人工的に切り開かれた区間である。従ってこの区間の大部分の河道は、洪積層を切りこんで流れいる。河床は土丹化した洪積層のため変動が少ない。本調査対象区間のSegment 2-1=21～40km区間の河床勾配とほぼ同一で $1/4000 \sim 1/4500$ となっている。

21km地点より河床勾配が緩くなりSegment 3となる。河床勾配は非常に緩く、ほぼ水平である。なお地表面勾配（高水敷の勾配を取ると $1/13,600$ 程度となっている。このSegmentの河岸・河床の地質を見ると21km地点に洪積層がY.P. 0～-1 mの所に露出し、ここで河川は洪積層を数m切り込んでいる。さらに13～16kmでは、河川は左岸の洪積台地に近づき、埋没波食台（Y.P. 0～-2 m）及び埋没段丘（Y.P. +2～3 m）を下刻して流れている。これより下流ではY.P.-5 m程度以下にあるデルタ底置層である粘土層の上面を最深河床高面としデルタフロント堆積物の砂層（約5～6 mの層厚）を切って流れている。Segment 3-1の表層氾らん原堆積物の厚さはボーリング資料を見ると、それほど厚くなく1～2 m程度である。

以上のように本検討対象区間の河床高は、河床下の堆積物の質によってコントロールされ、河床の縦断形は動的平衡状態にある河床高とは言えず、どちらかと言うと下刻化の傾向にある。

なお13km地点は洪積段丘の端部であり、この段丘崖の前面にはY.P.+5 m程度の高さを持つ砂丘（浜堤）が市川、船橋方面（千葉街道がこの砂丘に乗っている。）に延び、また日本橋付近にある浜堤ともつながっている。これより上流の区間は一時期ラグーン的環境にあったと推定される。

なぜ21km地点で勾配が変化するのは堆積の域を出ないが、B.P.5,000～6,000年前の縄文海進後、海水面が低下し、B.P.2,000年ごろの海水面の停滞期あるいはその後の小海進時の海岸汀線位置が、ほぼこの位置にあったためと考えられる。すなわち、これより上流の河川勾配は、海退期の河口位置の前進時に形成された河道区間であり、この地点より下流は海水面の停滞期、小上昇期のデルタフロントの前進に伴って形成された区間と考えられる。勾配がこの地点で変わるのは、下流のsegmentの前進速度が、上流segmentの端末位置の前進速度より速く、一方河床高はデルタ底置層の粘土層によって下方への侵食が妨げられ勾配が緩くなり、この勾配に対応する細・中砂が堆積したものと考えられる。

なお関東平野を流れる河川は、縄文最海進時の汀線位置で河床勾配が変化し、またその後の海水面の停滞期あるいは小海進時に、汀河線位置の前進がとまった地点で再度勾配が変化するという特性をもっている。

[2]平面形状

江戸川0～40kmの河道は、治水事業によって人間の手が加えられており、本来の河川が持つ平面形状とは言えず、あまり蛇行していないが、川幅に比例した緩い蛇行形状となっている。たとえば25～30kmでは蛇行波長1.1km程度で、川幅の10倍程度となっている。25kmより下流は川幅が大きくなるので、それに応じて蛇行波長も大きくなる傾向がある。

[3]横断形状

図-3.2.5の平均河床、最深河床高縦断面図に示すように25kmより上流は深掘れ深が小さい。低水路が直線であり、川幅水深比も40程度で顕著な砂州も生じない水埋量であることが第1の理由である。30～35kmが特に深掘れ深が少なく台形状の河道横断面形となっているのは、河床近くに洪積層がせまり、平坦面を形成していること（確認済み）に原因している。

25kmから15kmは深掘れ深が大きくなる。これは低水路が湾曲しているために深掘れが生じるのが原因であるが、深掘れの発達が予想されるにもかかわらず、実際には掘れていない地点や逆に掘れているところがある。この原因を追及するために、江戸川工事事務所の協力で地質調査を行って検討した。以下にその調査結果を⁸⁾を述べる。

〈調査結果〉

1)調査1（河道全体的な地質構造の推定）

まず、河道と周辺地形との概略的な関わりについて調べるために、図-3.2.8に示した治水地形分類図に注目した。これによると、40kmより上流では河道は洪積台地を切開いて流れている。洪積台地は地質が固く侵食を受けにくいので流路の安定性は高いと推定される。また、14km～20kmの左岸川には洪積台地が迫っていること、17kmより上流では旧河道が見られることがわかる。このことより、過去江戸川はしばしば流路を変えたことが推定される。

つぎに江戸川の鉛直的な地質構造を概略推定する。図-3.2.9に25km～15kmの範囲の堤防に沿った左右岸の地質縦断面図を示す。これによれば、大規模な溺れ谷が現況河道24km～21km区間を一旦横切り再度左岸19km～18.5km区間から右岸17km～16.5km区間にかけて斜めに横切っていることがわかる。また、25km、20km、19km、16km地点周辺では河床下に洪積層が迫っており、場合によっては河床面に露出している可能性

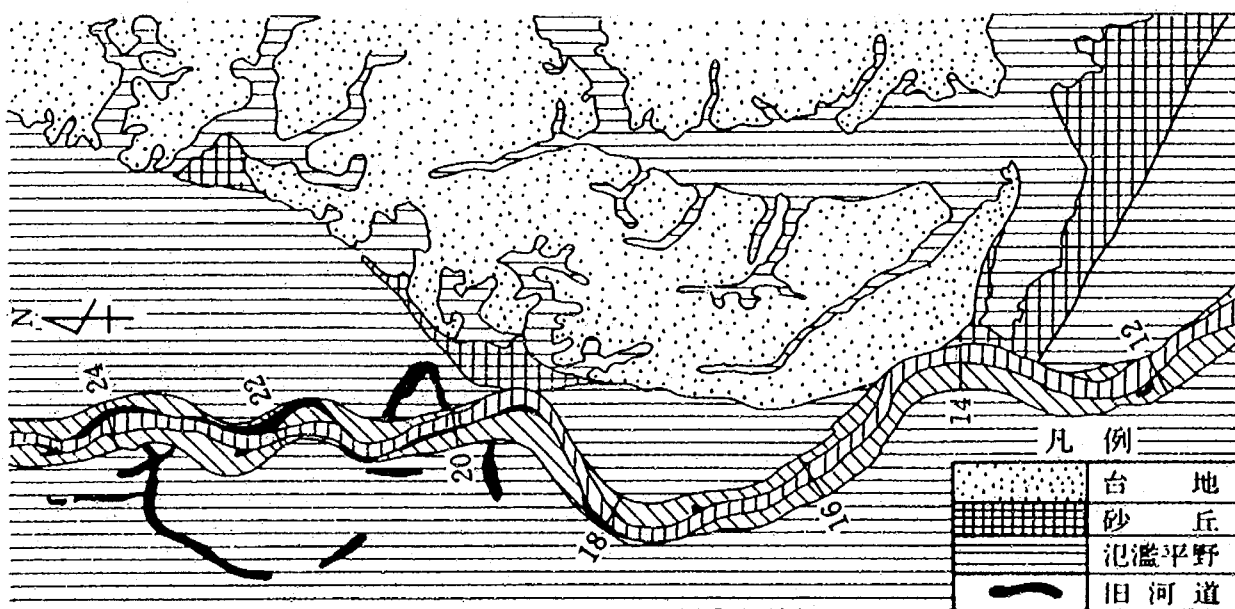


図-3.2.8 江戸川中流部の治水地形分類図

のあることがわかる。洪積層は固く洗掘を生じにくいので、これが河床面に露出している場合には河道横断形状に何等かの影響を与えることが予想される。そこでこの区間の横断図を調べた。その1例として15km地点の横断図を図-3.2.10に示す。15km地点付近は、図-3.2.11に示した平面図によりわかるように右に大きく湾曲しているところであって、湾曲の外岸側にあたる左岸側では局所洗掘の発達が予想される。ところが、同地点の河床横断形状は平坦に近い形となっており、河床面には掘れにくい地層が露出しているものと推定される。この結果は、同区間のあちこちに固い層が河床面に露出していることをうかがわせる。

2) 調査2 (詳細な地質構造の推定)

調査1によって、江戸川25km～15kmの範囲のうち、15km～20km程度の区間では洪積層が河床に迫っていることが明らかとなった。そこで、調査地点をこの区間内に求め、河床中央のみが不自然な形に大きく深掘れしており河床の地質が河床の横断形に大きな影響を与えていると見られる16.5km地点、改修によって大幅に河道形状が変更されるために河床の地質特性が変化する可能性の高い19km地点の2地点を選んだ。調査結果は以下の通りである。

(1) 16.5km

16.5km地点は図-3.2.12の平面図に示すように概ね直線部にぞくしている。同地点の横断図を図-3.2.13に示す。同地点は河道の中央のみが大きく掘れる不自然な地形を呈している。このような地形の形成原因は以下のように推定される。同地点周辺はもともと洗掘されにくい地層が河床を覆っていたのが、洗掘の生じているところのみはぎ取られ、下の柔らかな地層が洗掘されたものと見られる。

このことを確かめるために、比抵抗法に基づく電気探査を実施した。比抵抗測定位置を図-3.2.12に、測定結果を図-3.2.14に示す。比抵抗値とボーリング資料との比較の結果、比抵抗の大きな地層は、礫層・固結粘土層などN値が大きく侵食されにくい土質からなることがわかっていく。図中の洪積層と沖積層の

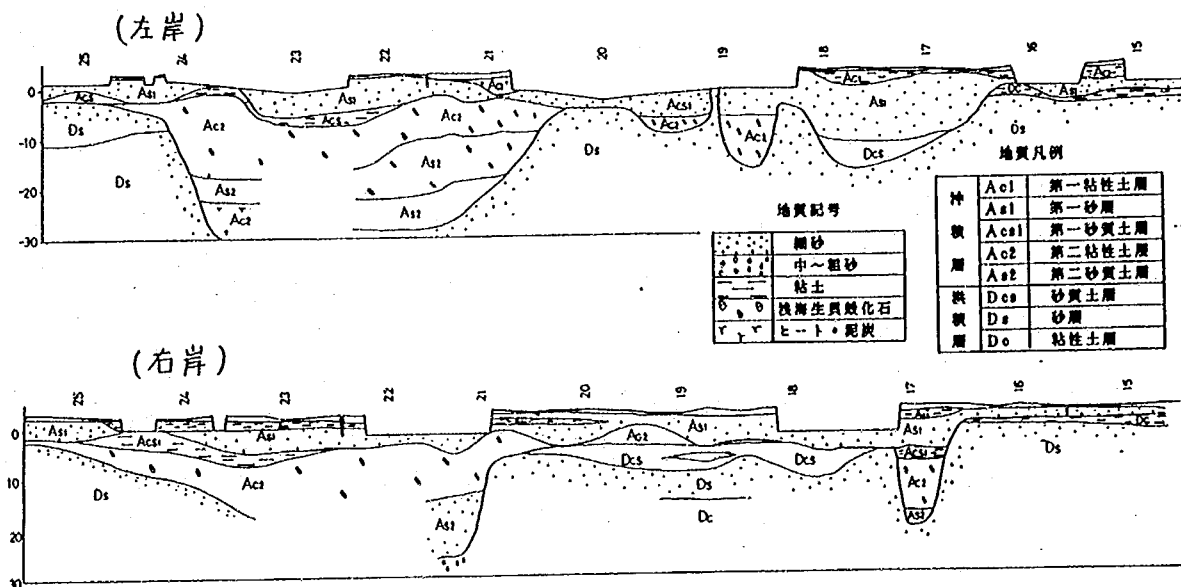


図-3.2.9 地質縦断図

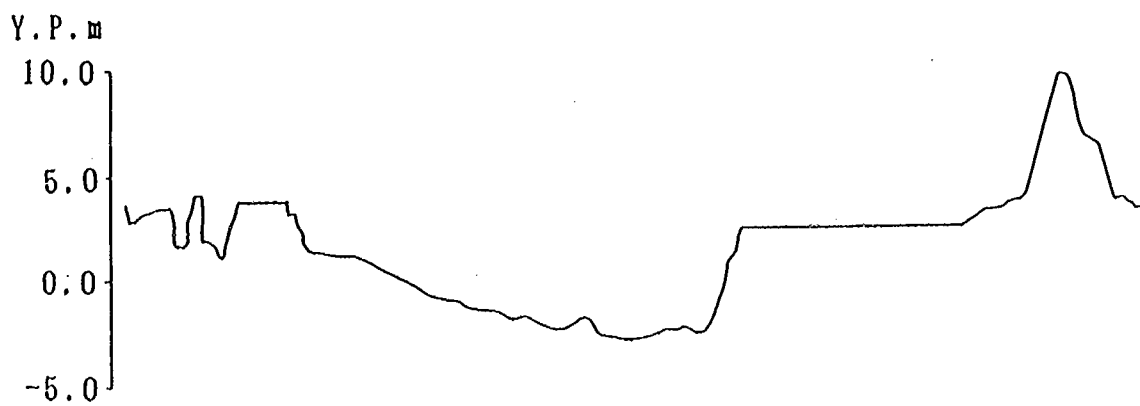


図-3.2.10 15.0km地区の横断図

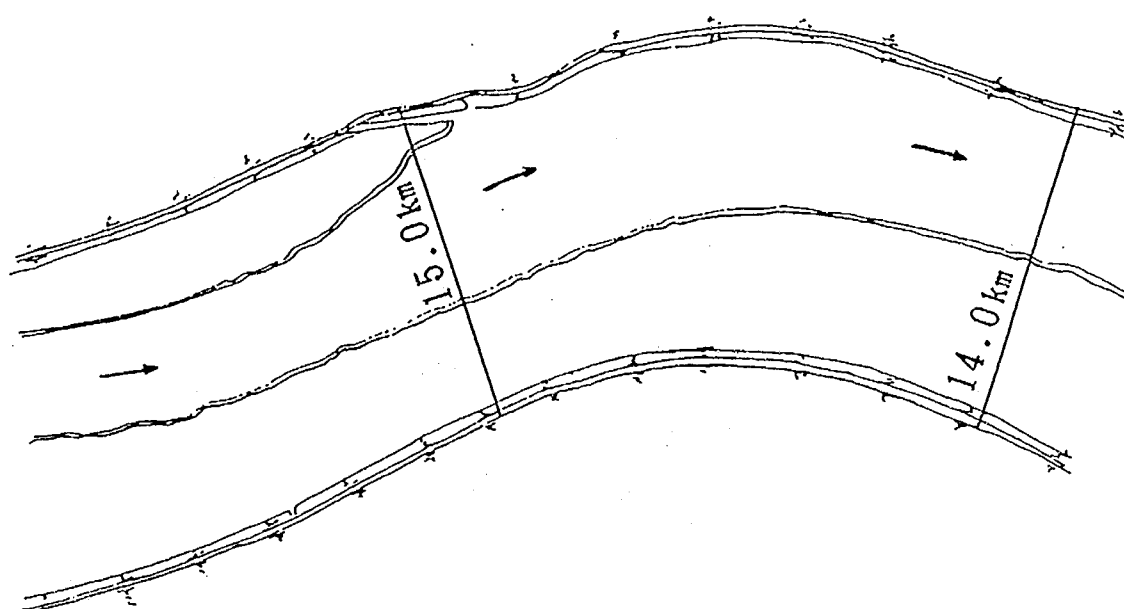


図-3.2.11 15.0kmの平面図

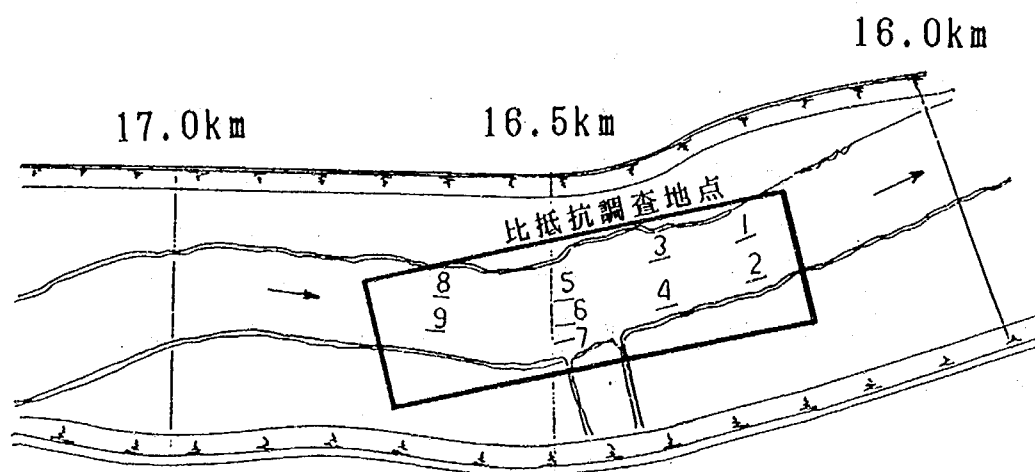


図-3.2.12 16.5kmの平面図

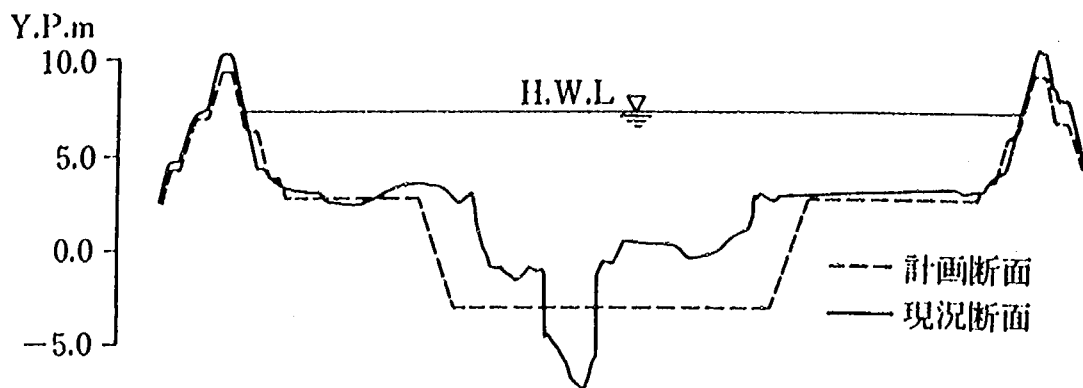


図-3.2.13 16.5kmの横断面

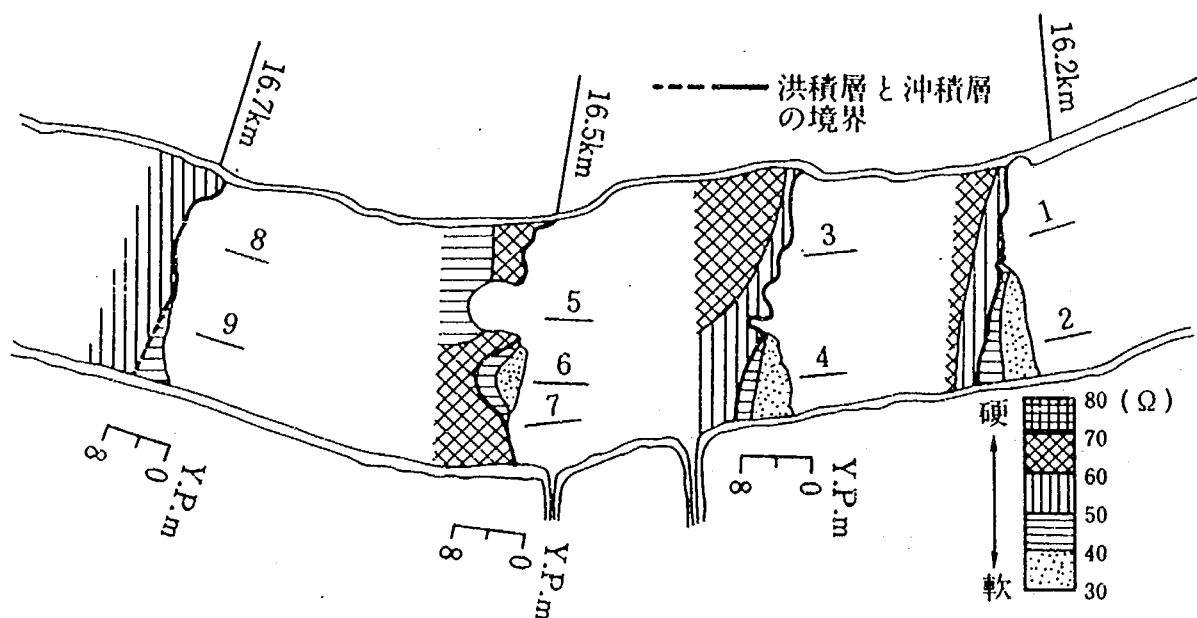


図-3.2.14 電気探査結果 (16.5km)

境界線は、筆者の判断により引いたものである。平面図上に示した調査地点5が局所的な深掘れを起こしている箇所である。測定結果である図-3.2.14に注目すると、調査地点3を除く1～5の地点で河床に比抵抗の大きな地層すなわち固く掘れにくい地層があることがわかる。調査地点3のみが河床の高さのところでも比抵抗が小さく、砂質もしくはさらに小さな粒径からなるN値の小さい地層からなっていることがわかる。以上により、河道中央に局所的な洗掘が形成されたのは、固い洪積層がその地点だけはぎ取られたのが原因であるという仮説は妥当であると推定できる。なお、後の調査により、同地点では舟航路の維持のために河床掘削し経緯があることが判明した。

(2) 19km

19km地点周辺の平面図、19km地点の横断面図を図-3.2.15、図-3.2.16に示す。同地点は湾曲の下流に属しており、低水路は左岸堤防に接するように流れている。現況河道では外岸側で局所洗掘が発達している。

河道改修計画によれば、左岸側に高水敷を造成しかつ右岸側の高水敷を掘削することにより低水路位置は河道の中央付近に移動する。調査1の項で述べたように、同地点は洪積台地が迫っているところであり、河床下に洪積層が潜んでいる可能性が高い。このため河道改修によって低水路位置を変化させると湾曲部外岸側の地質特性が現況のものから変化し、深掘れ特性もこれに応じて変化する可能性がある。そこで、電気探査により現況低水路の湾曲部外岸側の地質および将来計画河道に改修したとき低水路湾曲部の外岸側になる地点の地質を調べた。

調査実施位置を図-3.2.15に、地質調査結果を図-3.2.17に示す。図中、測定番号10、12、15、17の地点は現況低水路の湾曲部外岸側にあたり、測定番号11、13、14、16、17の地点は計画河道時には低水路の湾曲部外岸側になるところである。これによれば、現況低水路の外岸側の地質の比抵抗はいずれも小さく、砂やシルトなどの洗掘されやすい地質からなることが推定される。この結果は、同地点の横断形状をみると、湾曲外岸側で深掘れが生じ内岸側で堆積が生じる典型的な形状を呈していることから、妥当な結果であると考えられる。

一方、計画河道において湾曲部の外岸側河床となる地点は現況河道では湾曲の内岸側の土砂の堆積しているところである。図-3.2.18によれば、調査地点の最上流地点である測定18では河床下に比抵抗のかなり大きい、すなわち固く洗掘の起こりにくい層が厚く存在し、これが測点15へ連なっているものと推定される。

[4]河床材料

河床材料は、図-3.2.7に示す河床材料分布図に示すように、Segment 2-1の河床材料のB集団が、Segment 3-1でA集団となっている。

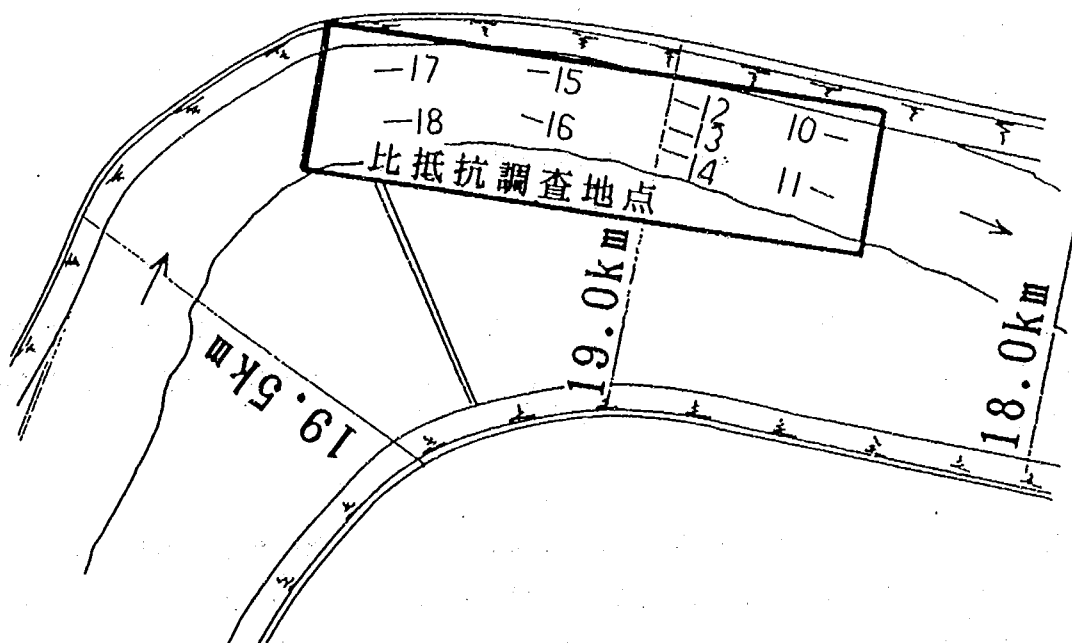


図-3.2.15 19m地点の平面図

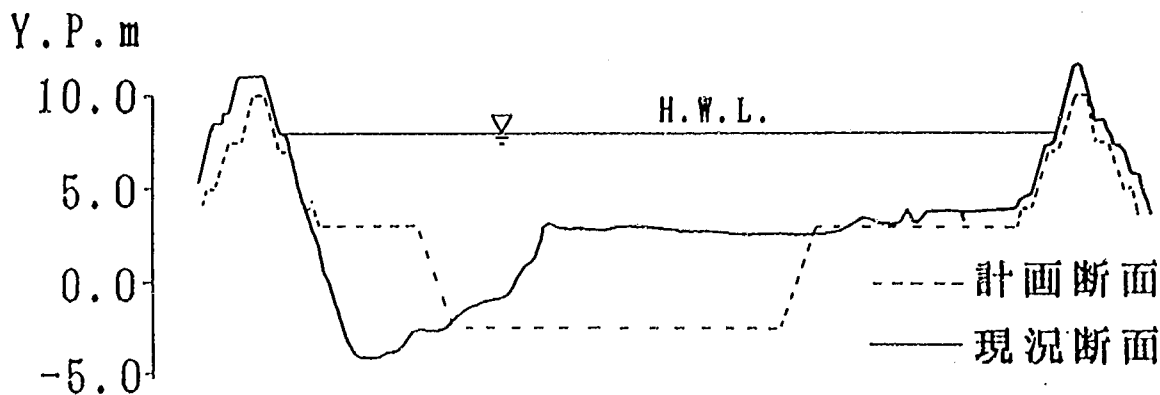


図-3.2.16 19m地点の横断面

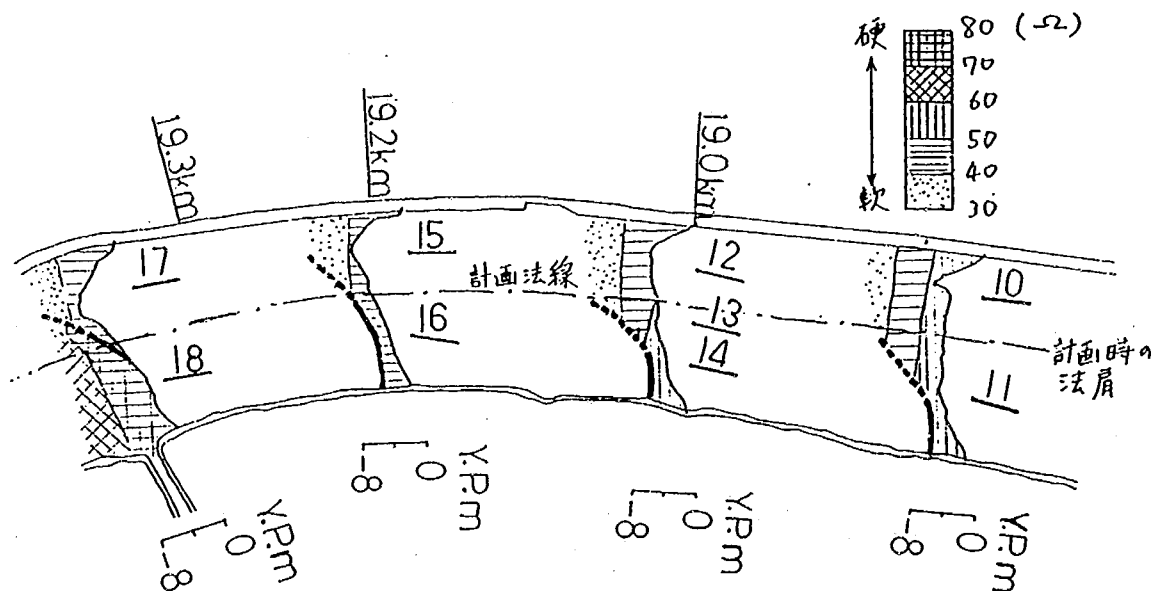


図-3.2.17 電気探査結果 (19km)

注1)

江戸川の距離程は、旧江戸川河口を0 kmとしている。9 km地点が放水路の分流地点で、この地点は、放水路河口0 km地点より3.3km地点に対応している。本報告の0 km～3 kmは放水路の河道の特性を表したものである。

注2)

現在より2万年前は、ヴェルム氷期の最盛期であり、氷河の拡大により現在の東京湾の海水面より約100～150m低下したことが判っている。この時期の産物が、中川低地や荒川低地に形成された埋没谷である。その後、海水面は、上昇～停滞～上昇～停滞の2回のサイクルを経て現在に至っており、その海進は七号地海進や有楽町海進と呼ばれ、七号地海進時に形成された地層が七号地層（下部沖積層）であり、有楽

町海進によって形成された地層が有楽町層（上部沖積層）と呼ばれている。

関東平野の沖積低地を構成する沖積層はなんらかの形で東京湾の氷河性海水準変動に大きくかかわりを持ち種々の層相を示していると考えられている。

七号地層

それまで低下していた海水準は、1.5万年前頃から急速に上昇を始め、1.1万年～1.2万年頃には、-10～-20mくらいにまで達した。このため、陸化していた谷の部分に海水が進入し、広大な流域が内湾、河口化した。このため、海水準上昇の過程で、急速な海水が進入し、有機質～泥炭質シルト層・砂層、さらに、やや有機質な砂・シルト互層が堆積した。この上部は次の有楽町層の基底礫層によって侵食されていることが多いが、全体で50～60mの厚さに達していたものと推定される。七号地層は、有楽町層ほどではないが、軟弱な部分を多く含んでいる。N値でその傾向を見ると、一般に泥の部分で5～20、砂質の部分で10～30を示す。

有楽町層

約1万年前、海水準は再び低下し、-25～-45mに達した。このため、河川的作用は再び活性化し、七号地層上部を削り、谷が形成された。深いところでは、この谷は35～45mの深さを示す。この河川作用による侵食の後、急速な海進（有楽町海進あるしは縄文海進）が再開され、海は9500～9000年前には現在の平野部に侵入した。9000年前頃、海水準はしばらく停滞をした後、7000～6000年前に向かって急上昇を続けた。その海水準は+2mと推定されている（遠藤他⁹、1983）。5000～4500年前頃からこの海進は海退に転ずるが、海退に転ずるまでに堆積した堆積物は有楽町下部層と呼ばれる。下部層の主体は貝殻を多量に含む海成泥層や海成砂層であり、非常に軟弱である。そのN値は0～10のことが多い。

温暖な海進期に引き続き堆積した、主に陸成の砂泥層は有楽町上部層と呼ばれる。海進によって広大な沖積平野を直接構成するものである。この中には、河川の氾濫による洪水堆積物がしばしば含まれている。3000～2000年前頃は、海水準は現在より低下していた可能性が強い。

3.3 鶴見川デルタ部の河道特性

3.3.1 河川の概況

鶴見川は、その水源を町田市に発し、多摩丘陵を流下し、東京湾へ注ぐ流域面積235km²、幹線流路延長42.5kmの一級河川である。

鶴見川流域は、流域の70%にあたる167km²が丘陵・台地によって占められ、残りの68km²は沖積平野となっている。

また標高80～170mと低い丘陵部分が分水界をなし、一般の河川に比べると比較的平坦とも言える流域地形の特性をもっている。

流域の大半は多摩丘陵によって占められる。東京都町田市押越付近で源を発すると東流し、ほぼ10km流下すると神奈川県下に達する。以後流路を南東にかえ、港北区青砥町東南部において恩田川と合流する。

この地先より下流は縄文海進時に入江であったため、内湾をうずめて形成された沖積平野が開けている。このため、河川勾配も顕著に緩くなる。

河口における朔望平均満潮位はT.P.+0.88mで、干潮の影響は河口より11km上流の新羽橋付近まで及んでいる。

鶴見川は、本川と恩田川が合流する落合橋地点を境にして、上流と下流に分けてみると、下流部はかっ

表-3.3.1 流域の諸元

流 域 特 性		流 域 諸 元		摘 要	
流域面積 (cm ²)		235cm ²		計画ポンプ排水量 356m ³ /s 167cm ² , 丘陵台地 流域の約75% 分水界標高80m~170m 総延長97.3km 落合橋上流 中・下流部	
ポンプ排水区域		約 51cm ²			
沖 積 平 野		68cm ²			
市 街 化 区 域 面 積		175cm ²			
流 域 地 形		丘陵, 台地及び低地			
本 川 流 路 延 長		幹線延長 42.5km			
支 川 状 況		樹枝状			
朔 望 平 均 満 潮 位		T.P. 0.88m			
感 潮 区 間		河口~11.0km			
流 路 勾 配		1 = 1/600~1/1,500 1 = 1/1,500~1/3,000			
流 域 内 関 係 市 町 村		町田市, 横浜市, 川崎市			
氾 濫 区 域 内		S 45.	S 50.	S 55.	S 60.
	人 口	272千人	342千人	369千人	387千人
	資 産	12,520億円	19,000億円	22,470億円	24,100億円

注：資産は昭和63年度単価による

て海であったため、河川の勾配が緩く、丘陵にせり出しの部の影響を受け、河道が蛇行したり、長い区間にわたって潮汐の影響を受けるため、洪水の疎通が悪くしばしば越水したり、破堤した。落合橋上流での河床勾配は $I = 1/600 \sim 1/1,500$ 、下流では $I = 1/1,500 \sim 1/4,000$ である。

流域の大部分を占める丘陵・台地などは比較的地盤が高い地域であり、この地域に降った雨は自然に河川へ流下する。残りの沖積平野部は、降った雨がそのまま滞留したり河川に流出することができない遊水または低地地域であり、この地域に降った雨は主として下水道の排水ポンプにより鶴見川へ排水される。

流域の下流部は、我が国有数の工業地帯である京浜工業地帯の中核部を擁し、早くから開発が進んだ。また、中・上流部では、流域に格子状にはりめぐらされた交通網の整備により、近年、流域の開発が急激に進んだ。このように、保水機能を有していた上流の丘陵・台地、及び自然の遊水機能を有していた水田・畑地、更には水害常襲地帯である低地にも人口や資産の集積が進行している。昭和30年には流域の

表-3.3.2 鶴見川水系主要河川一覧表

水 系	河 川 名	流路延長 (km)	流 域 面 積 (cm)				摘 要
			平 地	山 地	合 計	山 地 比 (%)	
鶴見川	本 川	22.0	55.1	179.4	234.5	76.5	流域面積は本川残流域 落合橋上流 右支川 河口よりほぼ20km 左支川 河口よりほぼ14km
	本 川 (谷本川)	20.5	14.1	23.5	37.6	62.5	
	恩田川	15.0	10.0	56.7	66.7	85.0	
	大熊川	6.1	5.6	39.7	45.3	87.6	
	鳥山川	4.0	5.0	7.7	12.7	60.6	右支川 河口よりほぼ13km 左支川 河口よりほぼ10km 左支川 河口よりほぼ7km
	早淵川	12.5	2.6	5.4	8.0	67.5	
	矢上川	11.3	2.8	25.0	27.8	89.9	
			15.0	21.4	36.4	58.8	

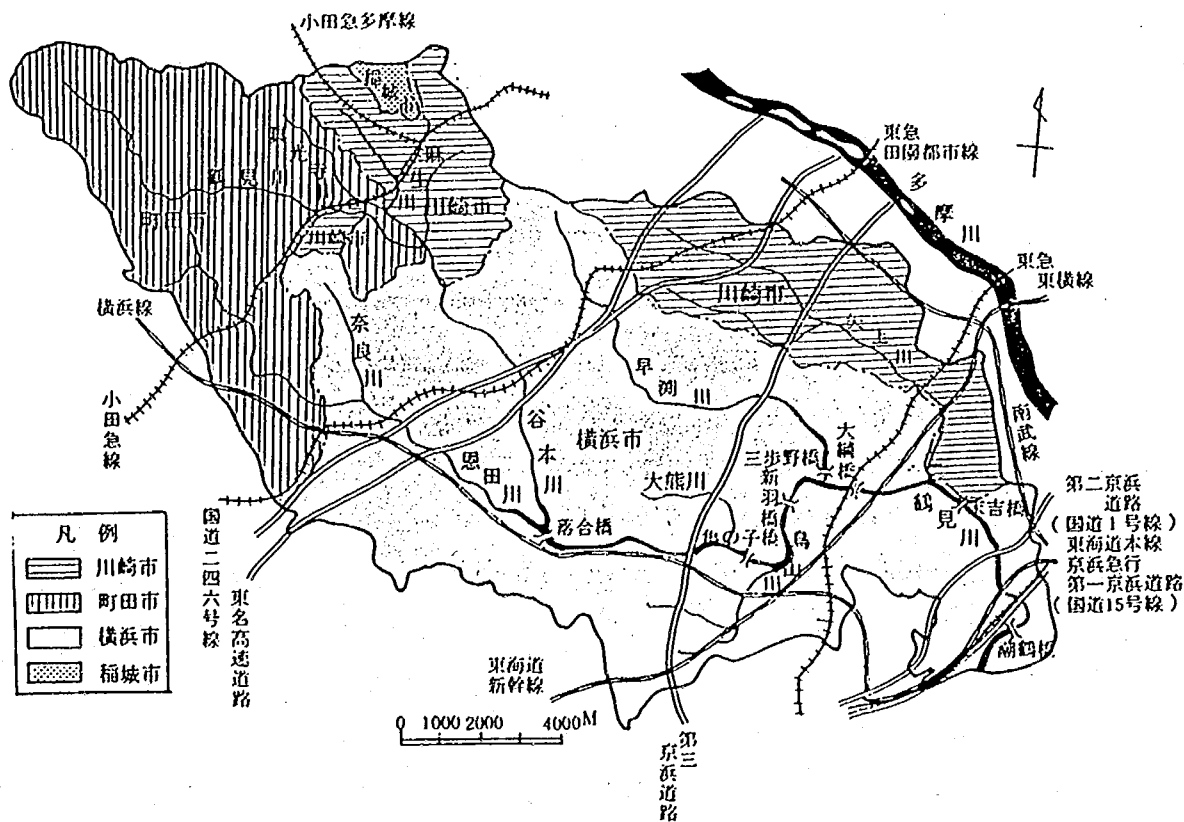


図-3.3.1 鶴見川流域概要図

10%であった市街地が、昭和40年には20%、昭和50年には60%、昭和60年には73%と拡大が続き、今後も依然として開発が進むことが予想される。

3.3.2 流域の地形・地質

地形図。治水地形分類図でみると、上流部、中流部を流れる谷本川流域では山地・丘陵地が大分部を占め、一部台地が分布している。恩田川の左岸では台地が主体となっている。早淵川及び鳥山川流域では山地・丘陵地と台地が混在する。これらは比高約20~30mであり、河川がこれを下刻している。

河川沿いには氾濫平野が形成され、矢上川合流点下流はすべて氾濫平野である。なお距離程0 km下流は工業用地として埋立てられた人工盛土地である。

鶴見川流域の表層の地質は図-3.3.2に示した通りである。丘陵・台地部はローム層で形成され、上流部が武蔵野ローム、中央部が多摩ローム、更に下流部が末吉ロームである。丘陵・台地際の低地部は、砂岩・泥岩互層、及び砂・泥堆積物が一部あるが、下流部はほとんどが泥層となっている。

土砂の供給源となる丘陵・台地部の表層はほとんどが関東ロームで構成されており、粒径の小さい粘土あるいはシルト質である。

組文海進が極大となった5,000~6,000年前の海岸線は、貝塚の分布からみると、現在の河口より20km以上も入り込んだ位置にあった。したがって、当時鶴見川の谷底平野はリアス式の湾であった。

なお、平野の周縁には低い段丘が形成されており、これは海面高度の高い時期に形成された波食台と推定されている。

その後、海面の低下と鶴見川の堆積土砂による三角州の形成により陸化が進んだ。また、東京低地と同様に海岸線の一時停滞や小海進があり、横浜市網島や川崎市南加瀬、小倉の砂堆が形成されたといわれる。

図-3.3.3に鶴見川低地の沖積層の柱状図を示す。

3.3.3 水文特性

当流域は昭和30年以降次第に都市化傾向を強め、昭和40年以降は急激にその影響があらわれた。昭和50年当時の流下能力は $500\text{m}^3/\text{s}$ （末吉橋）程度で、1時間に12~13mm/hrの降雨が4時間も続くと、危険な状態であった。昭和60年現在、大規模な浚渫により、 $950\text{m}^3/\text{s}$ の流下能力を確保し30mm/hr程度の降雨は安全に流下できるという状況にある。

また、洪水波の到着時間の短縮現象について概観してみると、末吉橋地点で昭和43年頃までは、上流降雨域から末吉橋地点の R_p-Q_p が約10時間程度要していたものが、流域の開発に伴い、昭和47年頃では約5~6時間、昭和51年では3時間に、さらに昭和60年には2時間となっている。洪水流量について見ると、図-3.3.4に示すように、同一ハイエトグラフ（2日雨量308mm）に対して昭和33年当時は $724\text{m}^3/\text{s}$ 、昭和50年当時は $986\text{m}^3/\text{s}$ 近い将来には $1349\text{m}^3/\text{s}$ と評価されているようにピーク流量が急増している。

以上のように洪水流量については、水文特性が大きく変わりつつあるので、近年の資料を用いて平均年最大流量を求めてみても意味のある統計値とならない。なお河床掘削がそれほど進んでいなかった昭和51

鶴見川流域表層地質図

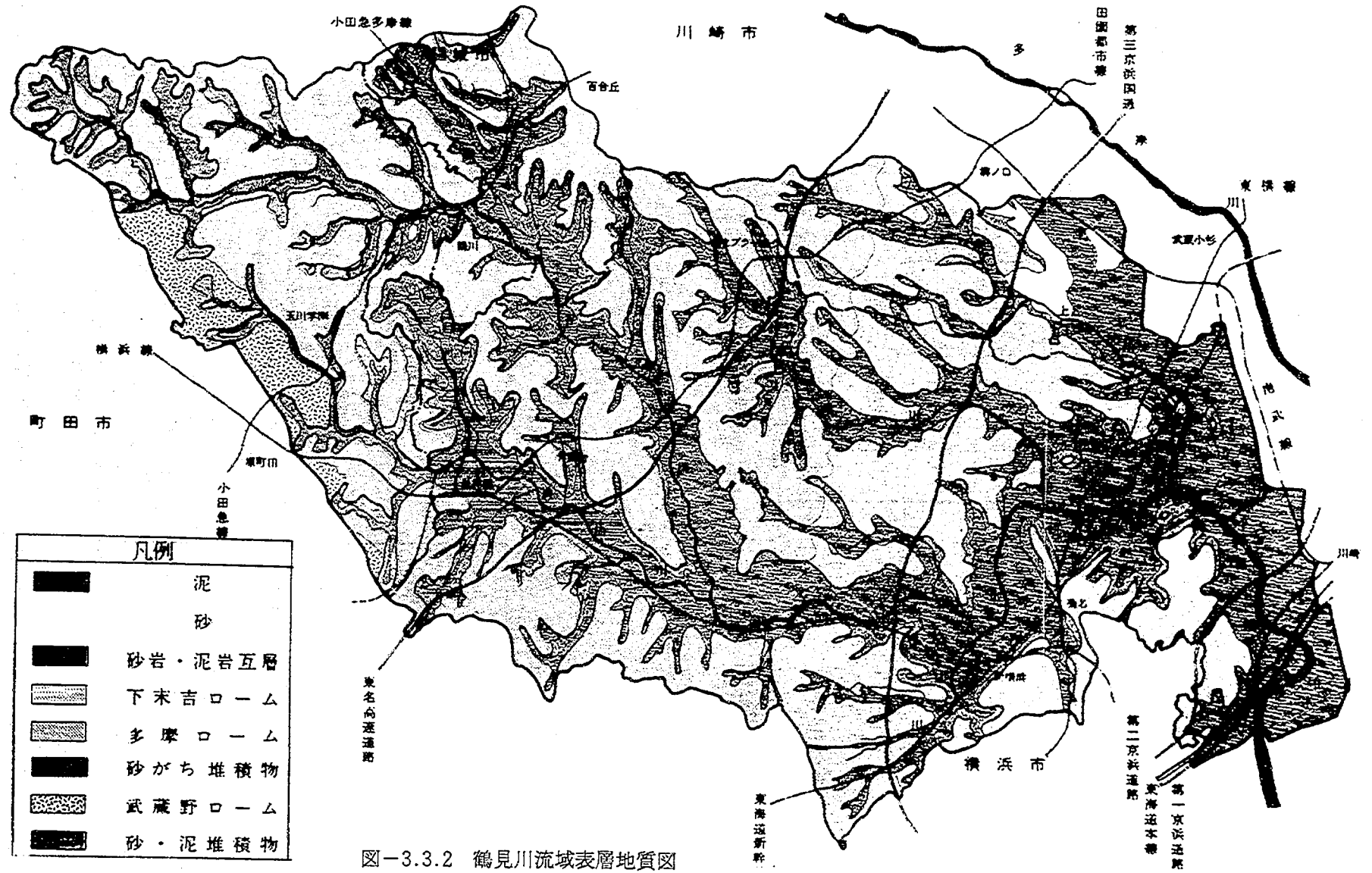
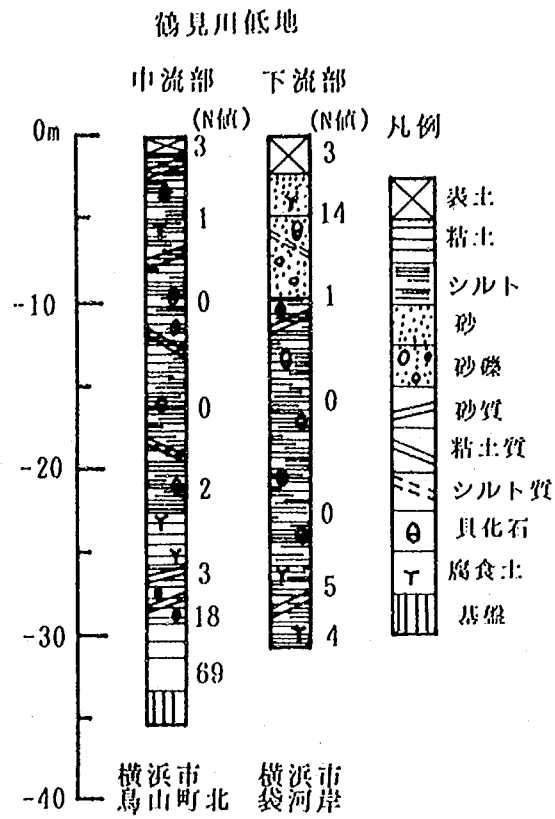


図-3.3.2 鶴見川流域表層地質図



出典：土地条件調査報告書（国土地理院、S55）

図-3.3.3 多摩川・鶴見川低地の沖積層の柱状図

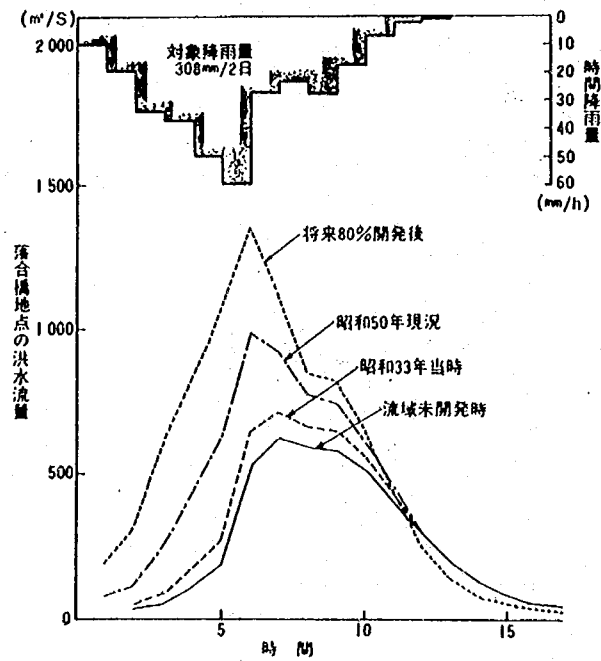


図-3.3.4 水源地区の開発と落合地点の洪水流量の変化

年当時の低水路満杯流量は、下流部で $150\text{m}^3/\text{s}$ 程度であった。

表-3.3.3には東京湾（川崎）の年平均潮位、朔望平均満潮位及び朔望平均干潮位を示す。

3.3.4 河川改修の歴史

河川改修経緯について整理した結果を以下に示す。

i) 改修計画の経緯

鶴見川では昭和13年6月に大洪水があり、莫大な被害を生じた。これを契機として、昭和14年に末吉橋地点の計画高水流量を $650\text{m}^3/\text{s}$ とする改修計画（図-3.3.5）が策定され築堤を主眼の引堤、護岸、掘削などの工事が推進された。

その後、昭和33年9月には台風22号による豪雨のため、昭和13年を上回る大洪水が発生し、莫大な被害が生じた。このため、昭和41年3月に工事実施基本計画が改訂され、末吉橋地点の計画高水流量は $900\text{m}^3/\text{s}$ に引き上げられた（図-3.3.6）。この計画では、川幅を変えずに河積の拡大を図るため、掘削、浚渫が計画され、これに基づき改修工事が実施されてきた。

ii) 工事実施基本計画

しかし、昭和41年6月台風4号により昭和33年洪水を越える被害を受けたため、昭和49年3月に再び流量検討が行われ、工事実施基本計画が再度改訂され、基本高水のピーク流量 $2300\text{m}^3/\text{s}$ 、このうち $500\text{m}^3/\text{s}$ を遊水池による調節、もしくは放水路による分流とし、河道の計画高水流量を $1800\text{m}^3/\text{s}$ とする計画が策定された。（図-3.3.7）

昭和49年に改訂された工事実施基本計画では、現在の市街化区域（約80%）が将来全城市街化されることを想定し、流域の重要度を考慮して確保すべき治水安全度を年超過確率 $1/150$ とするように定めている。

しかしながら、鶴見川下流部は人家や工場が密集しているために、用地の取得が難しく、河道の拡幅は困難である。堤防を嵩上げする場合には下流部にかかる多くの橋梁を嵩上げて改築しなければならず、莫大な費用が必要となる。河道を浚渫、掘削して断面積を拡大する場合にも浚渫、掘削により発生する大量の土砂の処理や工事に伴う建設公害、更に河床低下に対する橋脚の補強などの問題が生ずる。このように、鶴見川の改修を進めるにあたっては、財政的、技術的に困難な問題があるので、短期間のうちに工事実施基本計画を実現することは、難しい状況にある。

そこで、緊急的な改修計画として当面整備すべき流量を $950\text{m}^3/\text{s}$ と定めた整備計画が立案された。

iii) 河川の整備計画

鶴見川流域整備計画の一環である河川の整備計画は次に示す通りである。（昭和56年4月）

①上流区間の治水暫定計画

上流区間の河川改修については、保水地域に於ける流域対策を行う事を前提として $50\text{mm}/\text{hr}$ 降雨により河川に流入する流量を遊水地域に溢水させることなく安全に流下させるように必要な治水施設の整備を行う。

表-3.3.3 東京湾（川崎）の朔望平均満潮位・干潮位

(単位 m)

区 分	D L 上	T P 上
年 平 均 潮 位	1. 1 0 9	0. 0 1 9
朔 望 満 潮 位	1. 9 2 1	0. 8 3 1
朔 望 干 潮 位	- 0. 0 2 9	- 1. 1 1 9

出典：気象庁「昭和64年潮位表」

(注) 1. 期間 1983年～1987年（5年）

2. DL：検潮所における潮位観測基準面

(潮位表基準面とは異なる。)

TP：東京湾平均潮位

TP 0 m = DL 1.090 m

3. 年平均潮位 月平均潮位の総和を12で除した値

月平均潮位 期間中のその月の値の総和を個数で除した値

朔望平均満潮位，干潮位

朔（N）および望（F）の日から前2日、後4日以内に観測された最高潮位（最低干潮位）の年平均（各月の値の総和を個数で除した値で3か月以上欠測のある年は算出しない）の期間中の総和を個数で除した

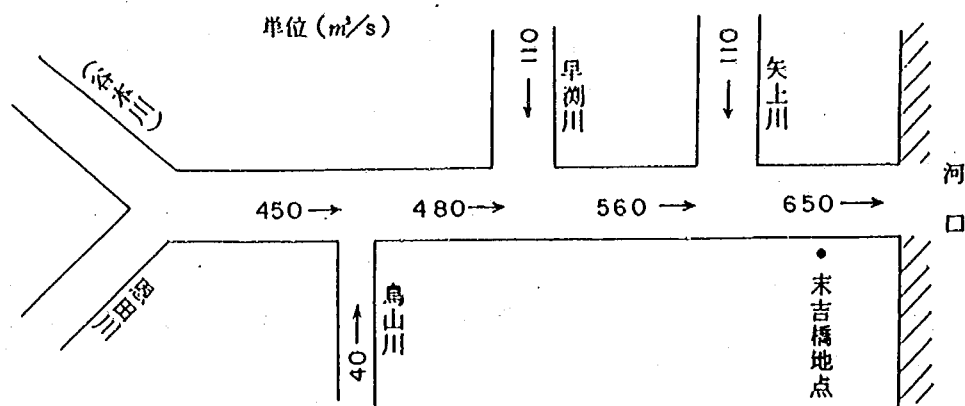
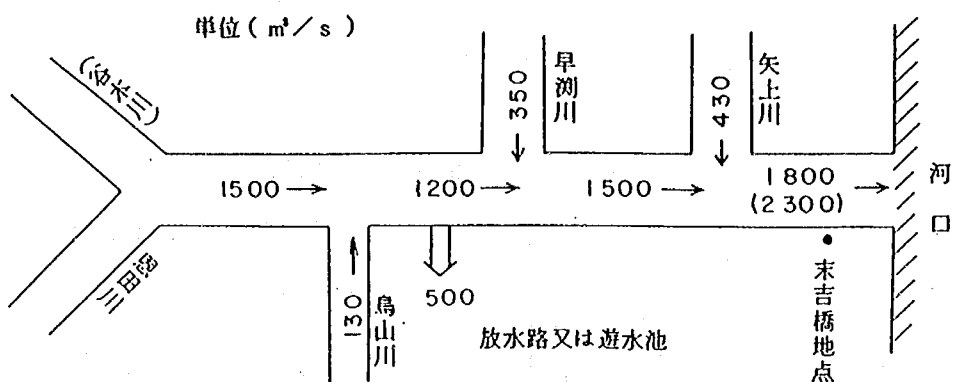
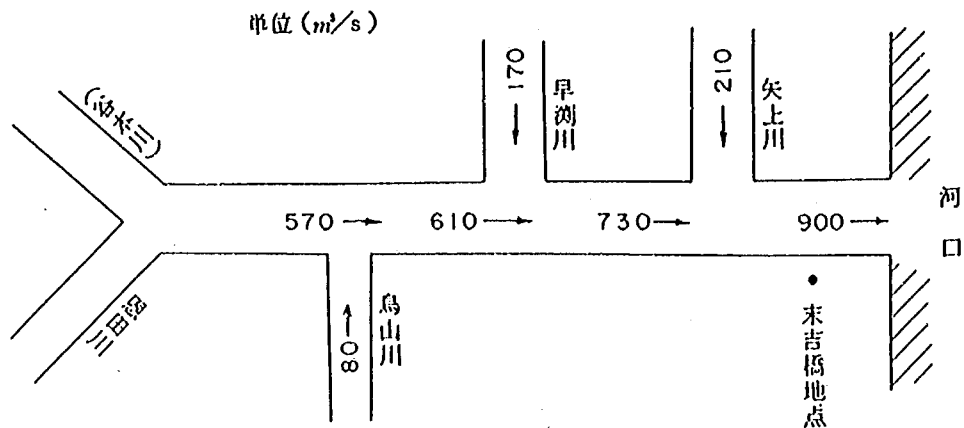


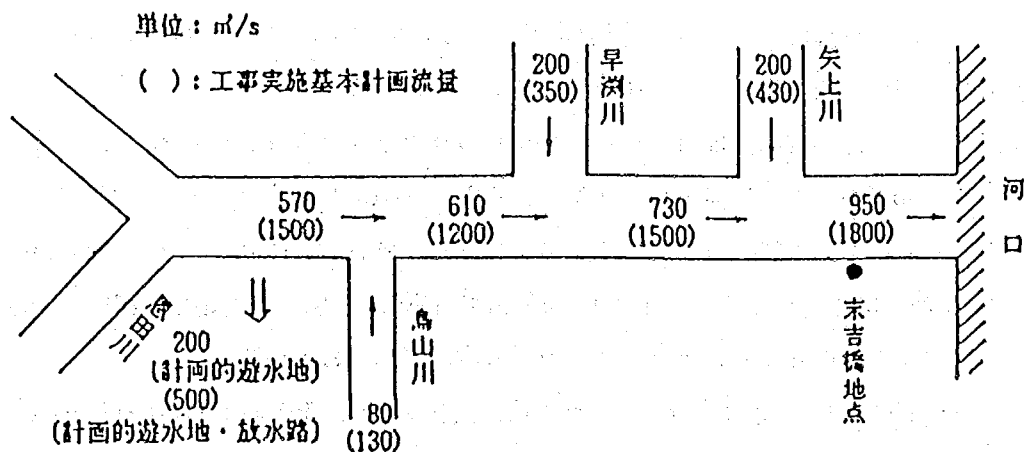
図-3.3.5 工事実施基本計画流量配分図（昭和14年）



②下流区間の治水暫定区間

下流区間については、現在実施している大規模浚渫事業等の促進を図ることにより、 $950\text{m}^3/\text{s}$ 河道を昭和58年度までに整備するとともに、小机・烏山地区に計画遊水池を建設する。

図-3.3.8が鶴見川流域整備計画における治水暫定計画の流量配分図である。



iv) 実施状況

整備計画が策定された昭和56年以降、昭和61年度までの工事の進捗状況を表-3.3.4に示した。これらにより次の事が言える。

①上流区間

昭和61年度末の上流区間における河川整備の進捗状況を整備対象区間延長（全長約42km、県管理区間も含む。）に対する整備完了区間延長で示すと、約70%である。

②下流区間

鶴見川の大規模浚渫は、特に緊急を要する区間である河口から早瀬川合流点までの12kmを対象として、昭和53年度から着手された。それ以降、昭和58年度迄にポンプ船で168万 m^3 、グラブ船で148万 m^3 、合計310万 m^3 の浚渫を実施し、昭和58年度末に950 m^3/s 河道が概成した。

下流区間の河川整備の進捗状況（昭和61年度末）を、計画的遊水池による洪水調節も考慮して、河川分担量の増分（河道分450 m^3/s と計画遊水池分200 m^3/s の合計650 m^3/s の増加分）に対する整備完了流量（河道450 m^3/s ）で示すと69%となっている。

表-3.3.4 上流区間の河川整備状況

整備対象区間延長：41.76 km						
	56 年 度	57 年 度	58 年 度	59 年 度	60 年 度	61 年 度
整 備 区 間 長 (累加) km	3.631	10.297	15.646	20.133	26.083	29.405
整 備 率 %	8.7	24.7	37.5	48.2	62.5	70.4

3.3.5 河道特性とsegment区分

[1]河道特性量の評価法

流域の開発に伴う流量増に対する対策として河道掘削を行う以前の河道を検討の対象としたいが、3.3.4に示したように河道は改修によって掘削等が為されて人工的な影響を受けているが、ここでは昭和51年の河道形状を用いて鶴見川の河道特性を把握することとする。

昭和50年以前の河道浚渫掘削量は210万 m^3 （昭和30～50年間）達するが、その後の大規模浚渫の影響を受けておらず、また40年からの平均河床高の変化を見ると、0 kmより上流ではあまり変動していないので、鶴見川の本来的特性値をある程度現していると考えられる。検討対象区間は-2～14km区間である。

図-3.3.6には昭和51年度横断測量結果より、最深河床高縦断、概略低水路平均河床高、概略高水敷高、堤外地の地盤高（左右の堤外地の地盤高の低い方）の縦断が示されている。

図-3.3.7には堤防間幅と常水路（低水路）幅の縦断変化を、図-3.3.8には河床材料 d_{50} の縦断変化を示した。河床材料は、流域の宅地造成に伴うローム層の土壌侵食が激しく、これが、小出水でも流出し、流

速の遅い所に堆積するので、通常の河川では、中砂・細砂となる河川区間にもヘドロ状に堆積する。このシルト・粘土は洪水によって再移動、再堆積するので、鶴見川の河床材料の時間的また場所的変動が大きい。また近年河道掘削によって河積が増加したので、よりシルト粘土が堆積し易い環境になっている。2 km～14 km区間の浚渫量を差し引いた土砂の堆積量は、昭和40年～50年で年間20万 m^3 、50年～60年で年間約9万 m^3 程度であった。このことから鶴見川の自然の河床材料は、視測された河床材料の内大きめの河床材料をそのsegmentの本米の代表粒径と考えるべきと判断される。

[2] Segment区分

鶴見川—2～14 kmの河道は、次の三つのsegmentから成る。

(i) Segment 2 = 7.5～14 km

この区間は矢上川と烏山川の両支川の合流点間の区間である。高水敷の勾配は $1/2000 \sim 1/2100$ 程度、低水路平均水深が3 m程度となっているので、低水路満杯時の u_*^2 は $140 \sim 150 \text{ m}^2/\text{s}^2$ 程度と推定される。河床材料の主モード d_A は粗粒な時は $0.4 \sim 0.5 \text{ mm}$ 中砂であるが、細砂シルトの場合もある。常水路幅は合流点(9.8 km)より下流は45 m程度、上流は25 m程度となっている。

(ii) Segment 3-1 = 1～7.5 km

この区間は、勾配 $1/4500 \sim 1/4000$ 、低水路水深1.5 m程度の河道である。低水路満杯時の u_*^2 は $35 \text{ m}^2/\text{s}^2$ と推定される。本segmentの河床材料は、調査年度、また調査場所によって変動が激しい。粗粒の時はシルト含みの $0.1 \sim 0.3 \text{ mm}$ 程度の細砂であるが、主に細砂含みのシルト・粘土である。近年は、河床掘削の影響、塩入の影響、土地開発の影響によるローム層の侵食もあって、ヘドロ状のシルトの堆積区間となりつつある。

(iii) Segment 3 = -2～1 km

この区間は川幅が急拡する部分で、シルト・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の洪水では、底層にはまだ海水が残っている。

[3] segmentの形成要因

Segment 2は、縄文海進後の海退に伴って形成された中砂から成るsegmentであり、その末端8～9 km地点は、海退の停止期B.C1600～800ごろは再海進期の海岸線停滞位置と推定される。

Segment 3-1は、その後の海水面の変動の少ない時期に徐々に海岸線が前進した時期に形成されたものである。前記の海岸線の停滞期に堆積したデルタ底置層の勾配が緩く、それに合わせて勾配が形成されたため勾配が緩く細砂をメイン集団に持つsegmentとなったと考えられる。

Segment 3-2は近年の海岸の埋め立てによって生じたまったく新しいsegmentで川幅も広く、水深も深いので河床にはシルト・粘土が堆積しつつある。

3.3.6 鶴見川の河道特性の特徴

鶴見川は流域面積が235 km^2 、その内丘陵台地が167 km^2 の中小河川である。上流部の丘陵台地はすべて火山

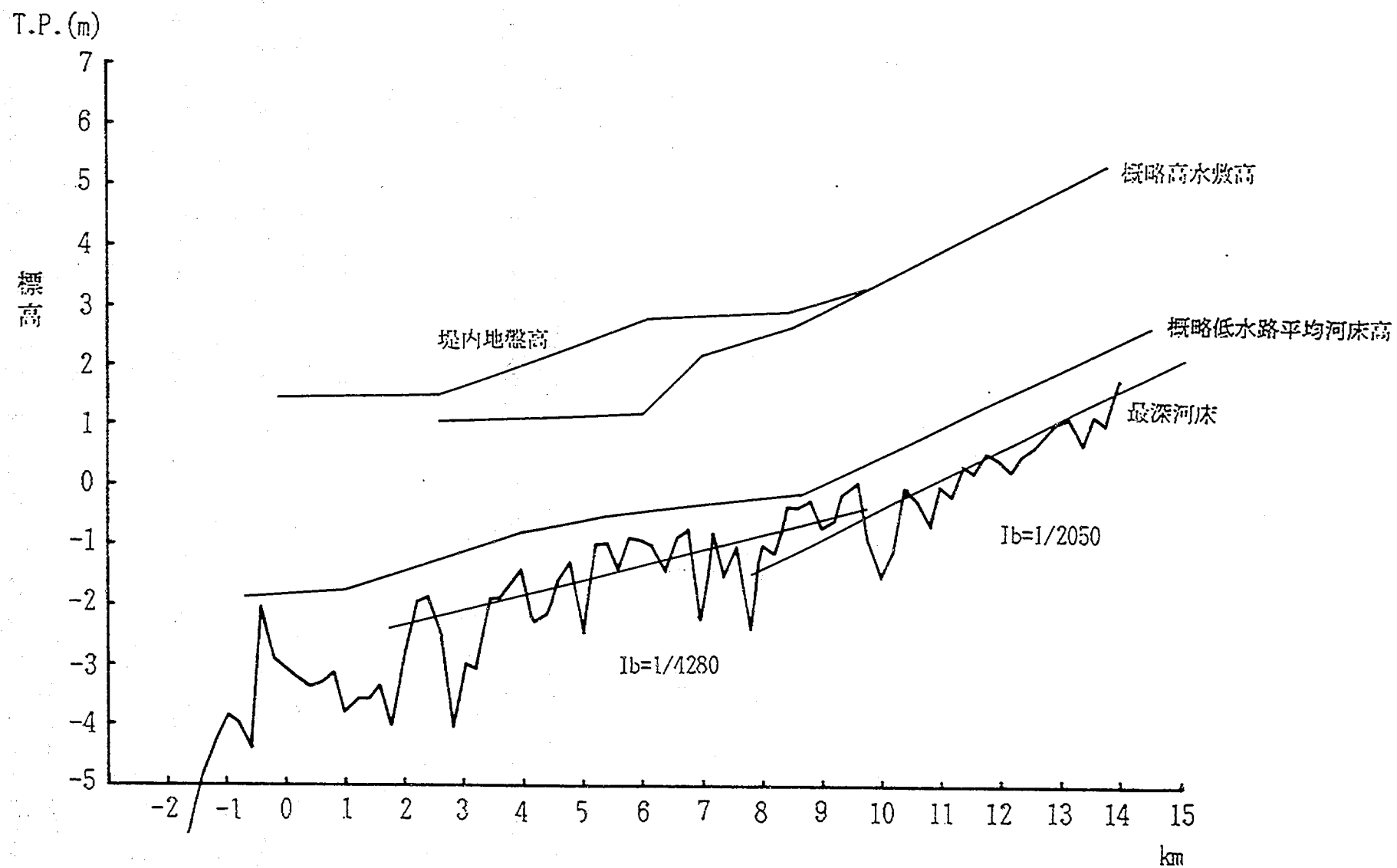


图-3.3.9 最深河床高、高水敷高、堤内地盤高縱断图

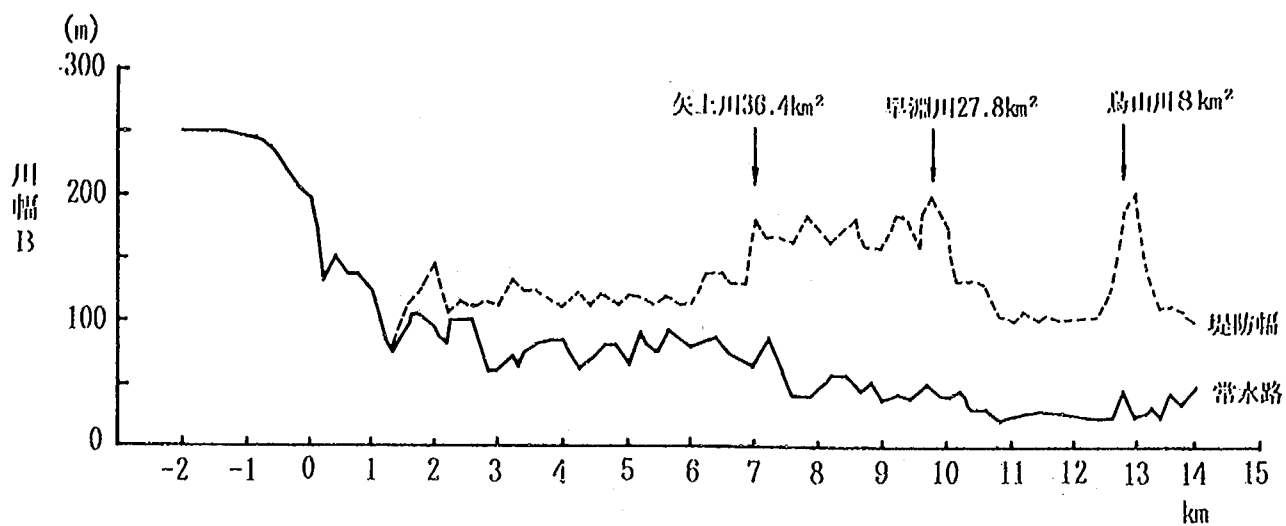


図-3.3.10 常水路幅、堤防間幅縦断変化図

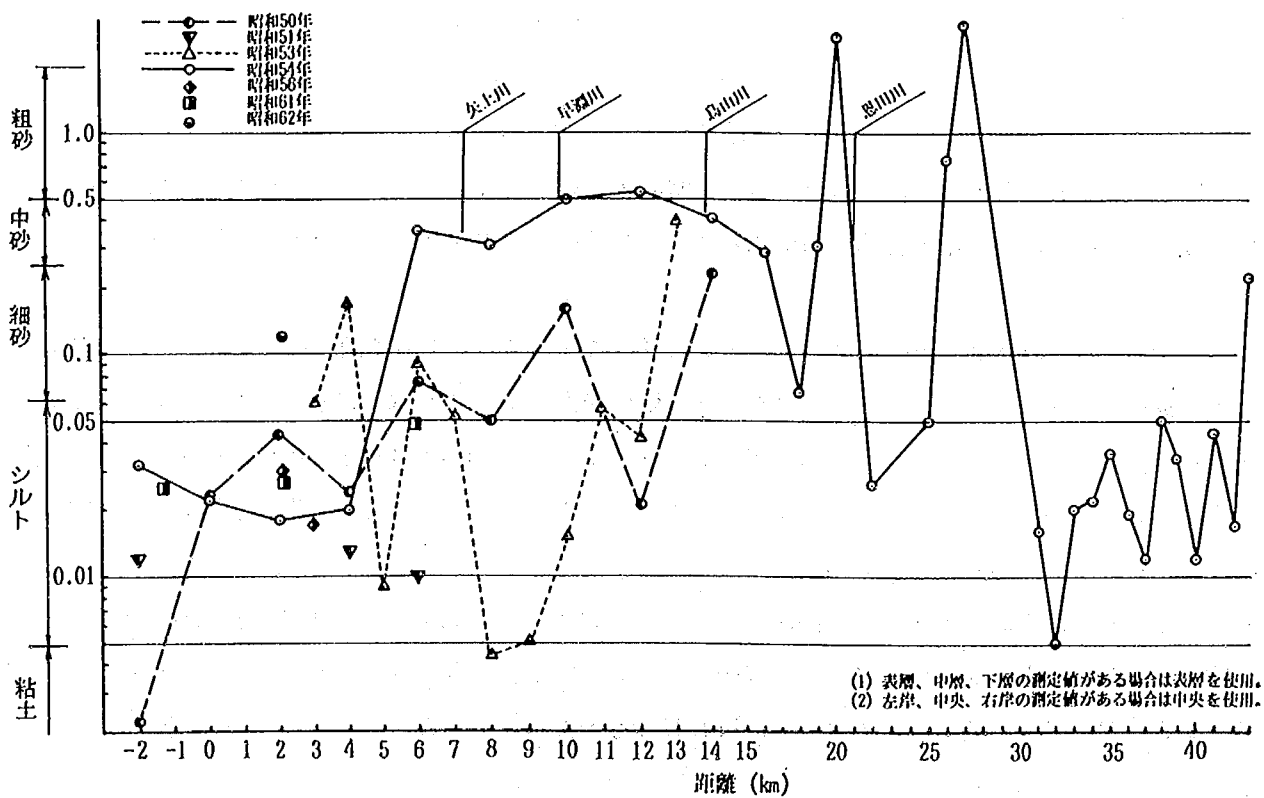


図-3.3.11 河床材料 (d_{50}) の縦断方向変化図

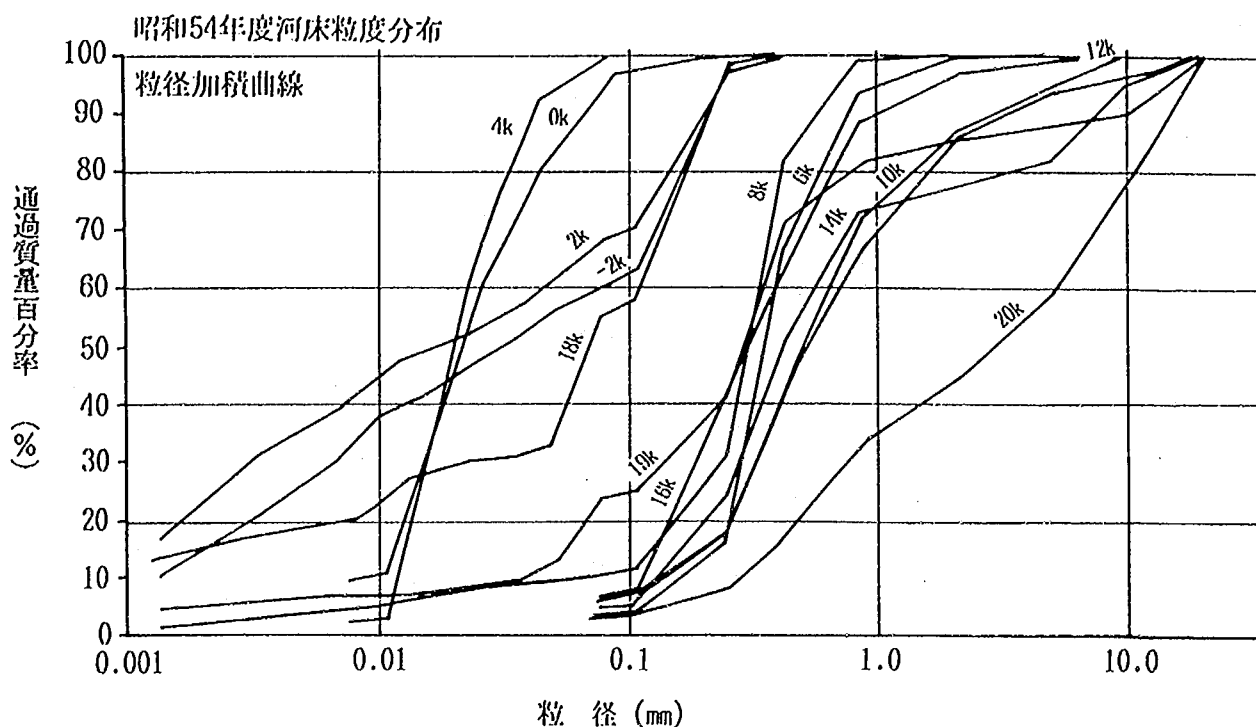


図-3.3.12 河床材料粒度分布図

灰風化層のロームで覆われている。砂分の供給は、ローム層下の洪積層、鮮新統の砂層、未固結の砂岩層から供給されると考えられるが、その供給量は非常に小さいと考えられる。一方、シルト、粘土層はローム層の侵食及び泥層、未固結の泥岩から供給され、これは砂分より2オーダー位多量に供給されると考えられる。

小河川であり各segmentの距離も短いこと、また河口に近いこともあって潮位によって同一洪水流量であっても流速が異なることによって河床材料の年度変化が激しい。これは逆に水理条件に応じてそれに対応する材料が分級堆積していることを示している。さらに2～10kmの区道区間は塩水の影響が及ぶ区間でもあり、流量の小さい時に流入したシルト・粘土がフロキュレーションを起し堆積することも河床材料の経年変化及び場所変動の大きい原因となっている。

水路の平面形状は明治13年測量の迅測図によると、本検討対象区間では、現在の河道位置と大略的には違いが少ないが、治水地形分類図によると3km以上に見える旧流路跡は蛇行度が大きい迂曲河道となっている。近世において人工的ショートカットが行われたものと推定される。

3.4 六角川沖積低地の河道特性

3.4.1 流域の概要

六角川は、佐賀県西部山系の神六山（標高447m）に発し、武雄市で武雄川を合わせ白石平野を貫流し、河口部で牛津川を合わせ有明海の最深奥部に注ぐ、本川流路延長46.9km、支川牛津川流路延長29kmの緩流

蛇行河川である。流域面積は341km²であり、その内、山地は191km²（56％）、平地は150km²（44％）である。また、本川の流域面積は173km²であり、支川牛津川の流域面積は168km²である。有明海の最奥部に河口が位置するため河口部では干満差が5～6mにも達し、感潮区域は本川で河口より約29km、牛津川で約13kmにおよび、平水時、洪水時にも複雑な水理現象を呈している。

計画高水流量は住の江橋（3.8km地点）で2,000m³/s、基本高水量は2,200m³/sである。

3.4.2 流域の地形・地質

[1]地形

六角川本川の流域は、北部は聖岳（標高467.7m）、鬼の鼻山（標高420m）、その他標高300m前後の丘陵性の山岳によって牛津川流域と分け、南部は虚空蔵山（標高287.9m）に連なる一連の山岳によって塩田川流域と分かれている。また西部は六角川の源である神六山（標高447m）に始まり、丘陵性の小山群によって松浦川に接している。

左支川牛津川の流域は背深山系の天山（標高1,046m）を頂点に、本流との流域界を底辺とした三角形をなし、東部は嘉瀬川流域、西部は天山、八幡岳（標高763m）に連なる山岳によって松浦川流域と境界をなしている。

両川とも、緩流蛇行河川であり下流部には広大な平野を形成し、その面積は流域全体の約50％を占めて

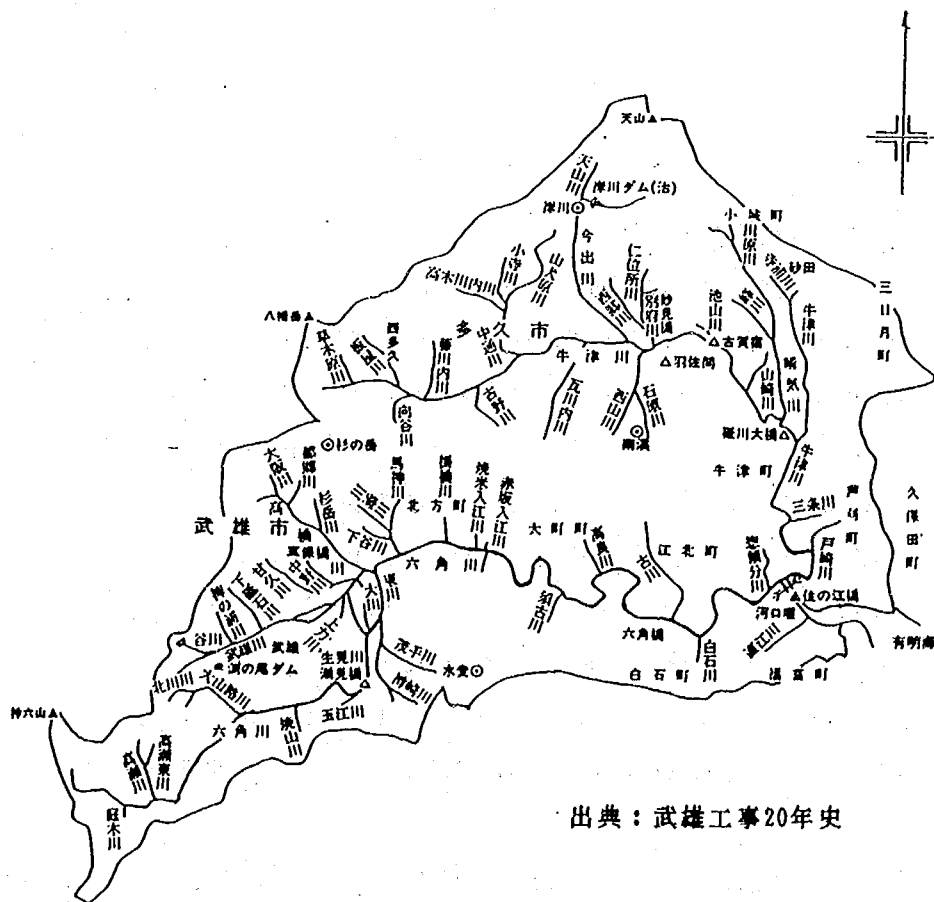


図-3.4.1 六角川流域図

いる。この平野は極めて低平であり（標高0～3m）満潮時には海面より低い部分がかなりの面積におよんでいる。

また、本地域の山地山麓部には、扇状地はほとんど発達せず、わずかに武雄盆地西縁で新しい扇状地が形成されているだけで、その他はほとんどデルタ性氾濫平野が山地に直接接している。

六角川、牛津川はともに自然堤防の発達が悪いが、特に六角川本流に沿ってはほとんど自然堤防が見られず、同じ蛇行河川ではあるが、矢部川等とは全く異なっている。

[2]地質

図-3.4.2に六角川水系の地質図を示す。

背振、天山山系はその大部分が脆弱な花崗岩よりなり、崩壊性があり、侵食砂礫の流出が甚だしい。ここに源を発する支川今出川は土砂の運搬および堆積が多く天井川の様相を呈している。

これに接する丘陵性山岳地帯は、低平な第三紀層およびこれを貫いて熔流した火山岩より組成され、幾つかの旧炭田地帯を擁している。特に上場台地から南の杵島郡におよぶ一帯は主として塩素性の火山岩である玄武岩熔岩流が広く山頂部を覆っている。これらの地域では玄武岩の風化が甚だしく、過去において滑落したと思われる地形がいたるところに見られ、下部の第三紀層と相まって地這りの危険性を多分に含んでいる。

流域平野部は、非常に低平であり表層の地質は地表から15～20mが有明粘土層と言われる軟弱な粘土層であり、この層が完新世の堆積物である。それ以下は砂層や砂利層、軽石層、粘土層から成る洪積世の堆積物である。

図-3.4.4に図-3.4.3に示した位置におけるボーリング柱状図を示す。⁵⁷⁾⁵⁸⁾

3.4.3 完新世の地形発達史と沖積地の微地形

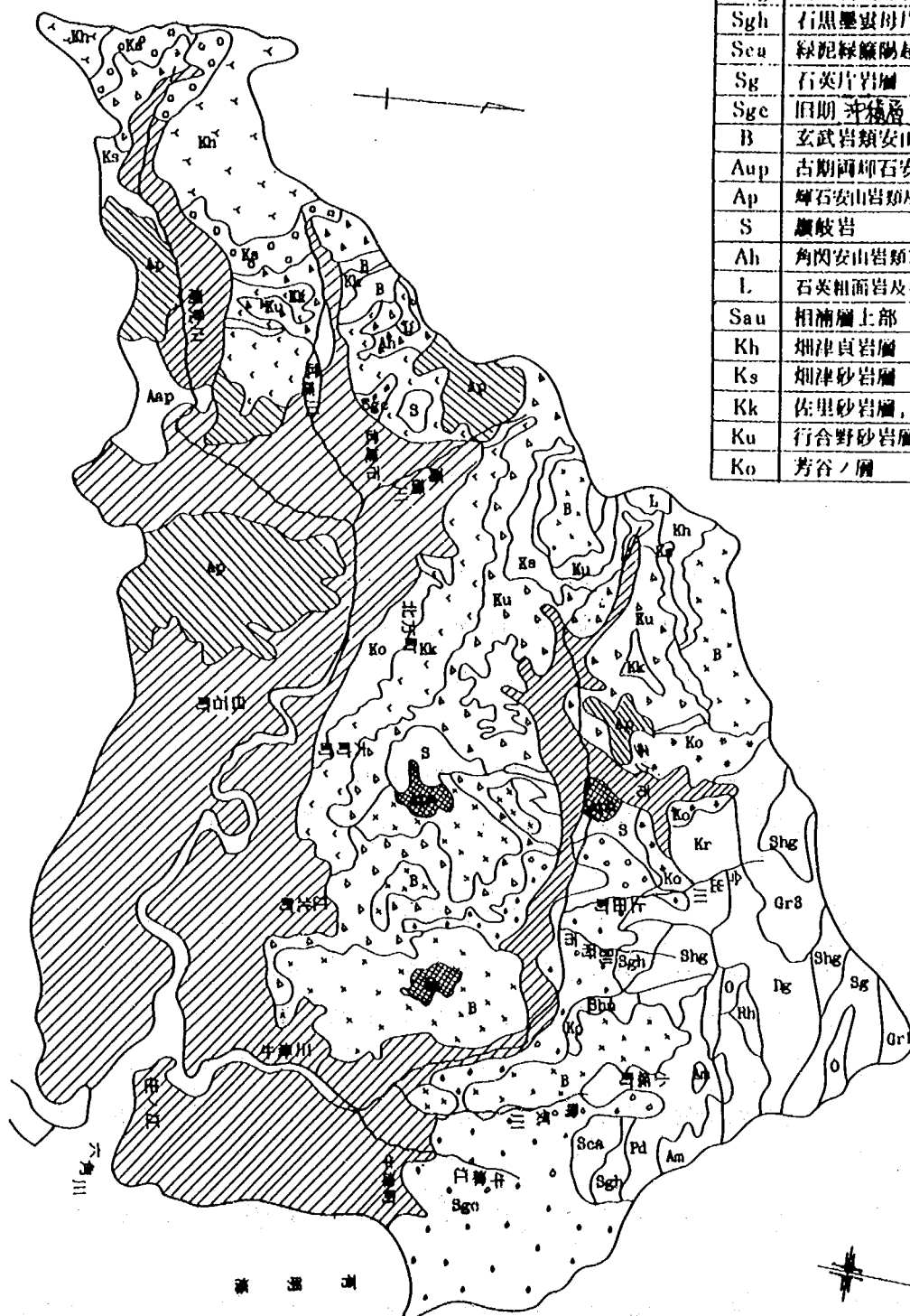
図-3.4.5に昭和38年の白石平野の地盤高と砂州、浜堤の分布を示す。

これによると2.0mおよび2.5m等高線が接近しており、この付近に地形の変換点があることがわかる。また、この地点には微高地が形成されており、白石町の市街地が立地している。この微高地は、砂州あるいは浜堤であるとおもわれ、かつての海岸線を示すと考えられる。六角川の河床勾配もこの付近を境として変化している。また、条里制の遺構分布の限界も、この付近にある。

以上から、この地点を境に白石平野の地形的な性格が二分され、上流側が8～9世紀ごろまでに自然的に陸化され、下流側は、その後人為的な作用も加わって陸化された干拓地平野であると考えられる。海岸線の位置の変化は、図-3.4.6のごとくであると推定されている。海浜部は広大な干潟が存在し、大潮時には沖合約4kmまで干潟が現れる。陸地側から海に向かう勾配は約1/1200程度である。

有明海域の干潟および海岸平部の表層地質を構成する沖積粘土は、工學上有明粘土と呼ばれ、この地層を有明粘土層と言っている。

この有明粘土層の厚さは、図-3.4.7に示すように20m前後あり、山地に近づくにつれて浅くなっている。⁵⁹⁾



	新期冲積層
Gr8	相模花崗岩
Gr1	神崎花崗岩
Dg	石英閃綠岩
Rh	角閃斑板岩
O	蛇紋岩
Pd	菱橄欖岩
Am	角閃岩
Shg	角閃石英片岩層
Sgh	石墨雲母片岩層
Seu	綠泥綠簾陽起岩角閃片岩層
Sg	石英片岩層
Sgc	旧期冲積層
B	玄武岩類安山岩類岩脈及び岩床
Aup	古期河礫石安山岩及び変形安山岩
Ap	輝石安山岩類及び同質角礫岩角礫凝灰岩
S	巖岐岩
Ah	角閃安山岩類及び含橄欖石角閃安山岩
L	石英粗面岩及び同質角礫岩角礫凝灰岩
Sau	相模層上部
Kh	畑津頁岩層
Ks	畑津砂岩層
Kk	佐里砂岩層, 片岩層
Ku	行合野砂岩層
Ko	芳谷ノ層

図-3.4.2 六角川水系地質図

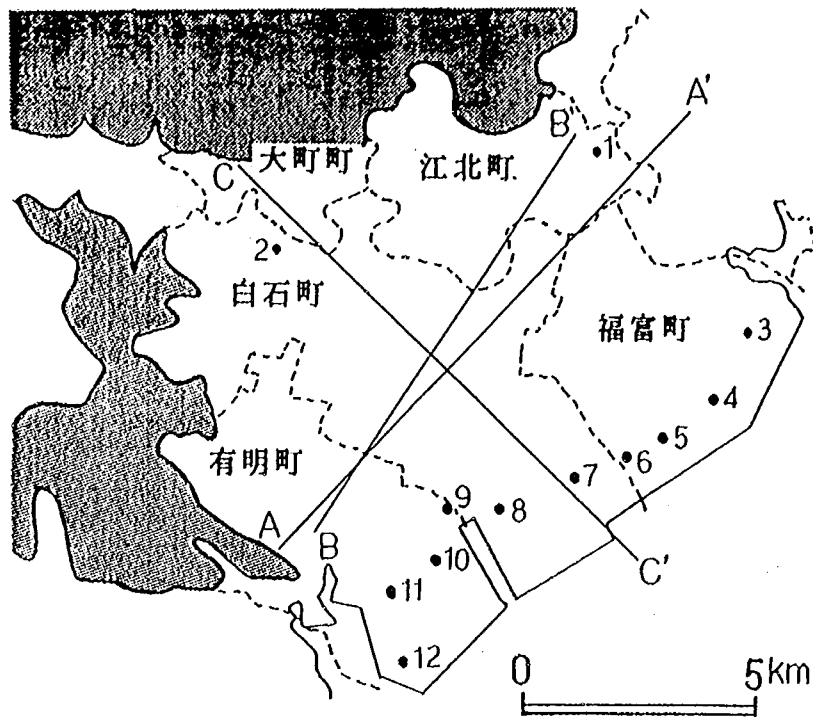


図-3.4.3 ボーリング位置図

このような沖積地の微地形や沖積層の特徴は、完新世における本地域の地形発達の中で特徴づけられたものである。有明海研究グループがまとめた有明海・不知火海域における後期洪積～沖積世の編年表及び佐賀市史を参考にして完新世の地形発達について概説してみる。

(1) 縄文海進期

完新世の初期、約10,000年前には、海面は現在より30～40ほど低位にあった。

その後、8,500年前頃から顕著になった気候の温暖化によって縄文海進とよばれる急速な海面上昇が生じた。

縄文海進は約5,000年前頃に高頂期に達した。当時の海岸線は現在の地盤高4～5mの線付近にあったと推定されている。これは、六角川の27～29km武雄市橘町付近にあたる。

この海進ともなって形成されたのが有明粘土層とよばれる青色粘土層である。

(2) 海進高頂期以後の海退

約5,000年前の縄文海進高頂期以後約2,000年前頃にかけて数回の海面低下があり、これにともない海退が急速に進んだ。

その後、4～11世紀頃にダンケルク海進とよばれる小海進があって、海面はほぼ現在の海水位と同じになった。

この当時の開拓の限界線は海拔およそ4m前後にあったものと考えられている。これは、有明海の最高潮位と関係しているものといわれる。

出典：「有明討海（佐賀県）沿岸の堤防実態調査研究第一報

図-3.4.4 主要地点のボーリング柱状図⁵⁸⁾



注：地盤高は昭和38年

図-3.4.5 地盤高および砂州、浜堤の分布状況

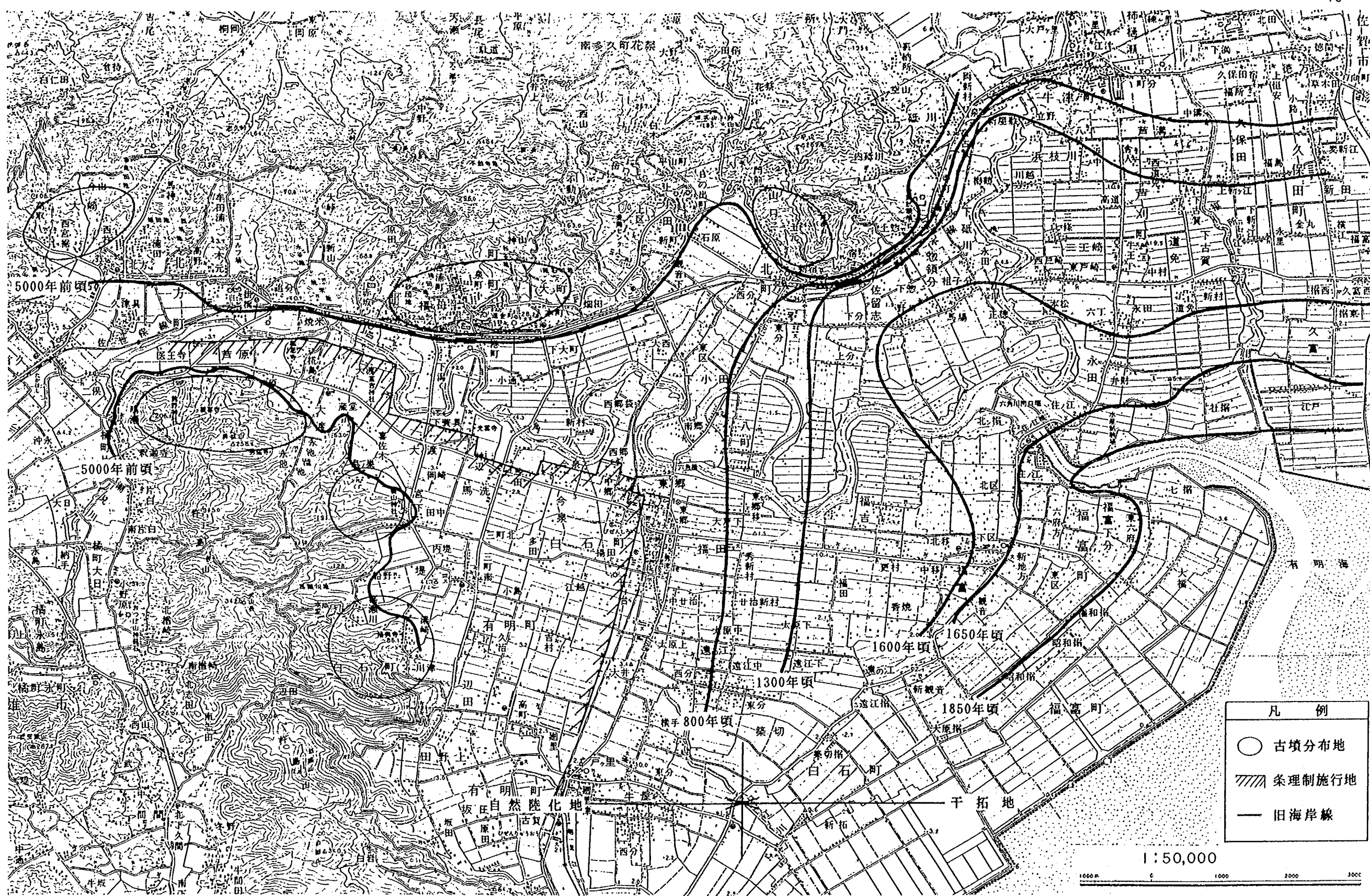


図-3.4.6 海岸線の変遷

資料：関連市町史誌



出典：有明干拓工事誌

図-3.4.7 有明粘土層の層厚⁵⁹⁾

(3) 干拓期

鎌倉期以降、干潟の干拓が進んだ。この干拓に関する古文書として高蔵寺文書という文書があり、これを基準として大潮平均高潮位の線が1300頃海岸線であり、これが自然陸化地の開墾から干拓への遷移地帯と考えられている。これは六角川の10～11km、白石町福田地区付近にあたる。

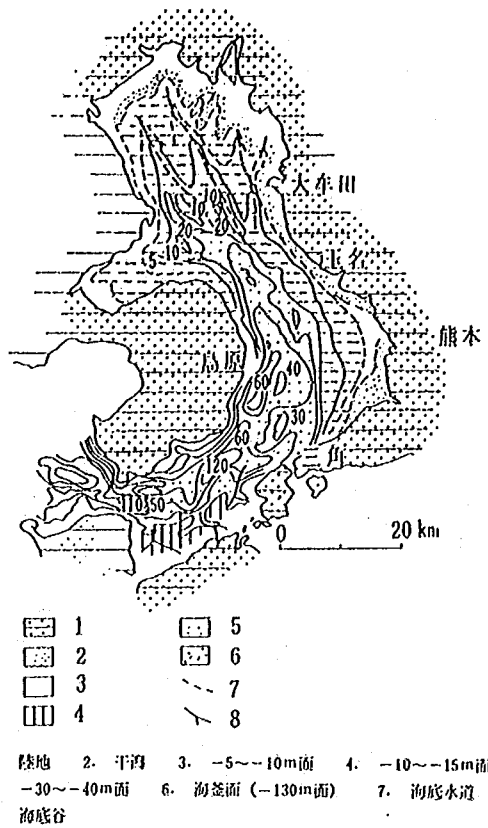
さらに、江戸時代初期の1650年頃の海岸線は、海拔2m、平均満潮位の線付近であった。これは、六角川の3～4km、福富町の住之江地区付近にあたる。

また、幕末明治初頭の1850年頃の海岸線は、海拔1.3m、小潮平均高潮位の線付近であった。これは、六角川の1km付近、福富町の七堀付近にあたる。

3.4.4 有明海の地形、底質、海象

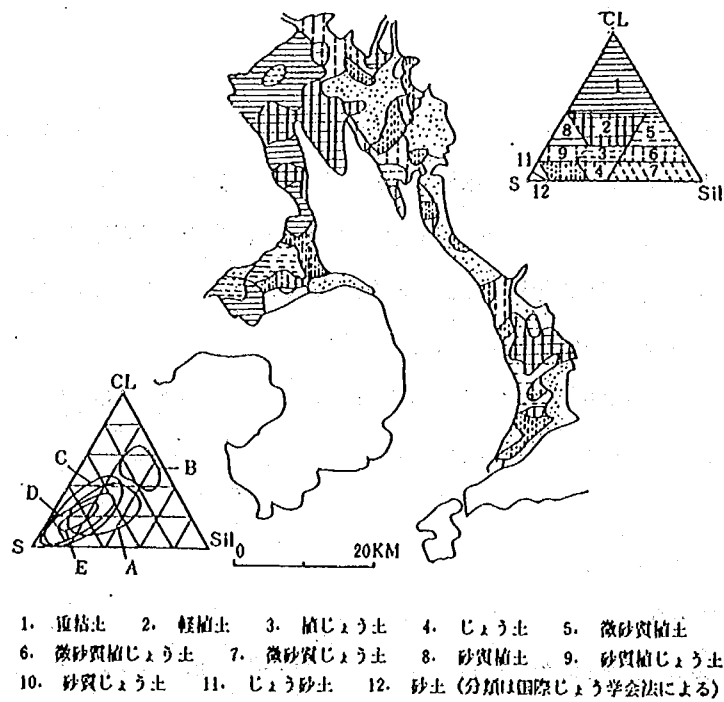
[1]有明海の地形及び底質

有明海は、図-3.4.8に示す平面図のとおり、中央部で直角に曲がった鍵形の形をした内湾で、湾軸の長さは約90km、幅は約20km、面積はおよそ1,700km²である。水深は湾奥から狭い早崎瀬戸に向かって徐々に深くなり海底谷の様子を示している。湾奥部は三本の海底谷状の深い所が陸地に向かっている。この谷筋は最終氷期の川谷の後と思われる。



出典：「有明海総合開発調査報告書」(1969)

図-3.4.8 有明海の海底地形分類図⁶¹⁾



出典：「有明海総合開発調査報告書」(1969)

図-3.4.9 有明海の底質⁶¹⁾

有明海の海底質は、有明海に注ぐ、六角川、嘉瀬川、筑後川、矢部川、緑川、白川、本明などの諸河川に運びこまれた土砂が、潮汐流、波浪等によって再移動、分級して堆積したものであり、細粒のシルト・粘土分は湾奥の佐賀県に偏って沈積している（図-3.4.9参照）。

諸河川の河口部が砂質になっている以外は、大体水深10mの等深線を境にして、以浅は泥質、以深は砂質となる傾向がある。このような底質材料の分布特性は、tidal flatと言われる地形に特有のものである。

[2]有明海の海象

有明海の海象については文献 61) を基に概況する。

・潮汐特性

不知火海に通じる瀬戸は幅も狭くまた浅いので、有明海の潮汐運動には影響が少なく、主として早崎瀬戸よりの潮汐に支配される。有明湾内の潮位差は大きく、特に湾奥において著しい。これは湾内に入出入りする潮汐の周期と湾自身の固有振動の周期とかなり合致しているためである。

有明海の各地点での既往最高潮位、壘壘平均満潮位、平均潮位、壘壘平均低潮位を図示すると図-3.4.10のごとくである。さらに本湾内の潮汐の特徴を示すと以下のごとくである。

湾内：各地の振幅の変化は、湾口から湾奥に行くに従って大きくなっており、この変化は、半日周潮の変化とよく一致している。次に位相については、口ノ津より湾奥までは場所による違いはほとんどなく、一様に毎時の位相が変化していく。

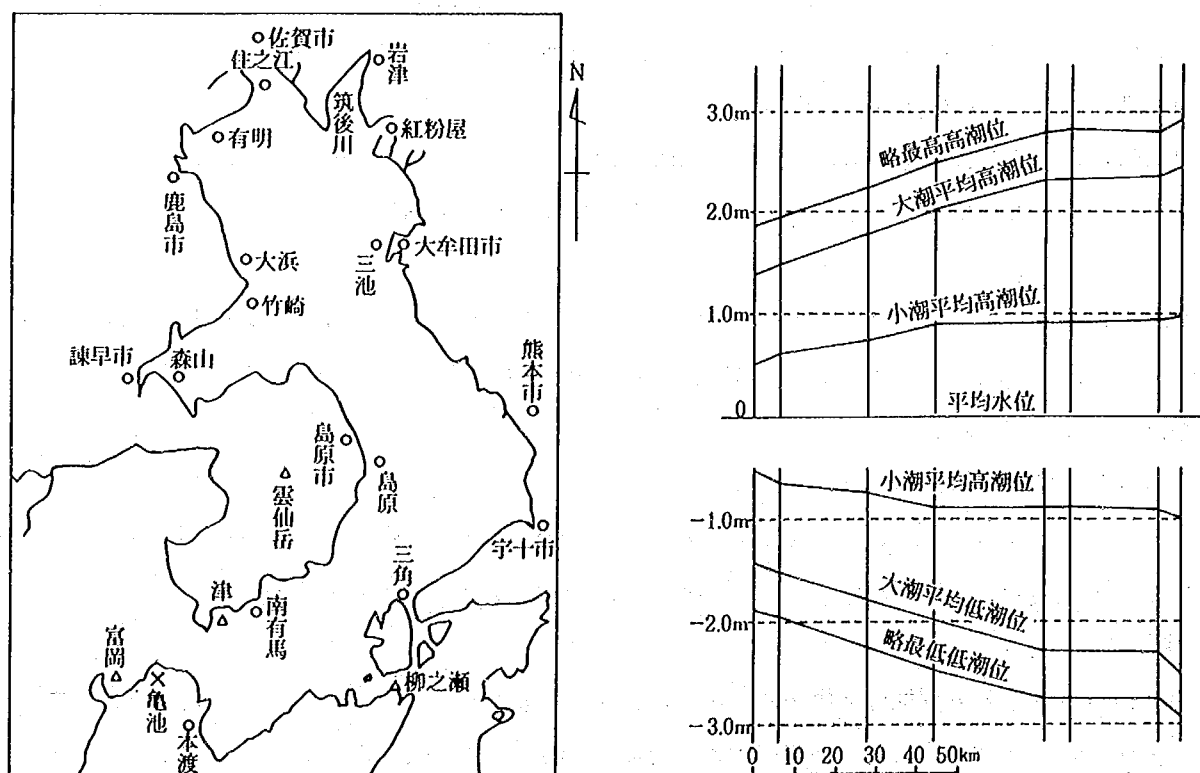


図-3.4.10 有明海各地の潮位⁶¹⁾

表-3.4.1 各地の潮差⁶⁾

潮 差		
地 点	最 大	大潮平均潮差
住ノ江	5.8 ^m	4.9 ^m
三 池	5.5	4.5
河 内	5.1	4.0
三 角	4.5	3.5
口之津	3.9	2.9
富 岡	3.7	2.8

出典：「有明海総合開発調査報告書」（昭和44年）

湾奥：奥部は遠浅になっており、潮位差が大きいため海底の摩擦の影響を受けて干潮時間が遅れ、逆に満潮時は急速に来る。これは湾奥の河川でとくに著しい。

次に本海域の平均潮位については、年間の変化があり、また、河川よりの流出量も影響し、長時間の資料も不足しているので詳細なことは分からないが、長崎港女神、口ノ津、三角、三池、大浦、紅粉屋などの検潮記録をみると、次のように言える。

湾内は湾外より約30cm高く、湾口においてT.P.+10cm、湾奥においてT.P.+30～40cmであり、この変化の状況は、湾口において急激に上昇し、湾奥では上昇はゆるやかである。

・潮差

有明海は日本で最も潮汐振動の大きい海域であり、表-3.4.1.に示すように、湾口を除けば、大潮平均で、中南部4m、三池付近4.5m、湾奥4.9m、最大では、それぞれ5m、5.8mにおよぶ潮差が現れる。湾奥に略直線的に増幅すると言える。

日週潮は全域に亘って概ね0.5m前後と極めて小さい。

潮型として、日週潮と1/2日週潮との比を取ると、有明湾口で0.3強、湾内では0.25であって1/2日週潮の卓越が著しい。一般に規則正しい1/2日週潮の変化を示すものと云える。

・潮時差

有明海湾口付近で40分程度の変化があるが、湾内では、口ノ津を基準とした場合、河内一島原約10分、三池一大浦約15分、湾奥住之江（河川内で少々特異）23分、と潮時差は湾奥に至るまで少なく、定常波振動の様相を呈する。本渡は口ノ津と同時か少々早目であり、三角も3～5分程度のずれで湾口と略同潮時と云える。

3.4.5 潮流および恒流

潮流および恒流については、文献(61)を基に概説する。

(1) 潮流

有明海の潮流は、潮汐作用に主に支配されて、単調な流れをしているが、外海より大きいことが特徴である。大潮の満潮時、干潮時の流況については図-3.4.11及び図-3.4.12に示すとおりであり、干潮時のほうがやや流速が大きい。潮流の分布をみると島原付近より早崎海峡に至る間は大きく、早崎海峡で7ノット、島原、長州付近で3ノットとなっている。湾奥では1ノット内外である。各潮時についてみると、満潮時には西岸よりが大きく、干潮時は東岸よりに流速が大きくなる。早崎瀬戸における大潮期の東流および西流の最強時の潮流の状況を図-3.4.13に示す。

(2) 恒流

本海域における恒流については、図-3.4.14に示すとおりであり、この恒流は、河川よりの流出土砂及び浮遊土砂を湾奥に運ぶ要因として重要である。

島原付近までは反時計回りの運動をしており、内海特有の海況変動の他に外海の変動が加わっている。しかし、これより北の湾奥及び諫早湾では、ほとんど内湾性の海況を呈することになり、沿岸水流の集積のみによって海況が変動し、外海系水流とは一応隔離された型になっている。湾奥においては、反時計回りの還流が存在し、一部は外海系水流の拡散の影響を多少うけるが、ほとんどの海域は、付近の河川流出による影響の大きい。

3.4.6 六角川の潮汐と細粒物質の移動特性

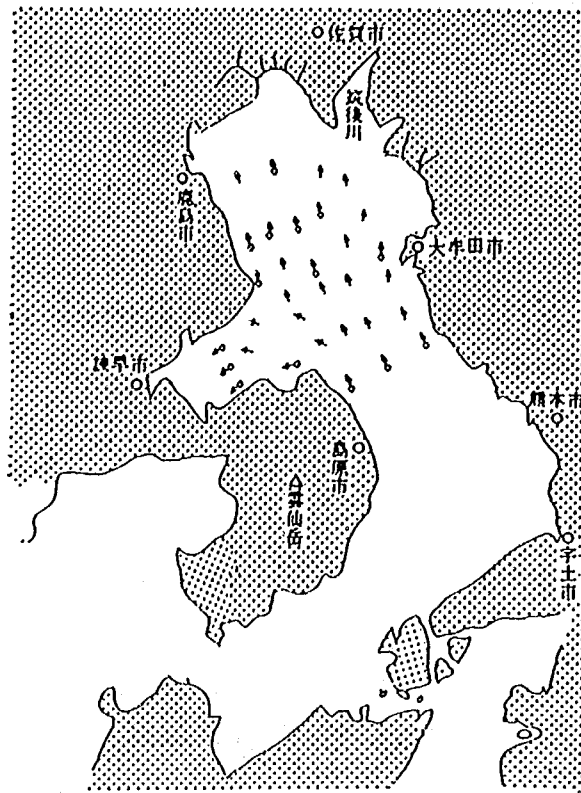
六角川は29km、牛津川は10km付近まで感潮区間であり、この区間には高濃度のSSを含む海水が遡上し、それが沈降し、ガタ土として堆積している。このガタ土は、入退潮流による海からの供給としても洪水によるフラッシュによってバランスしていると考えられる。従って六角川の河道特性、特にそのスケールは入退潮流による流速やガタ土の特性と密接な関係にある。ここでは武雄工事事務所の調査を主に六角川の潮汐と細粒物質の移動特性について取りまとめ、河道特性理解の準備とする。

[1] ガタ土の特性

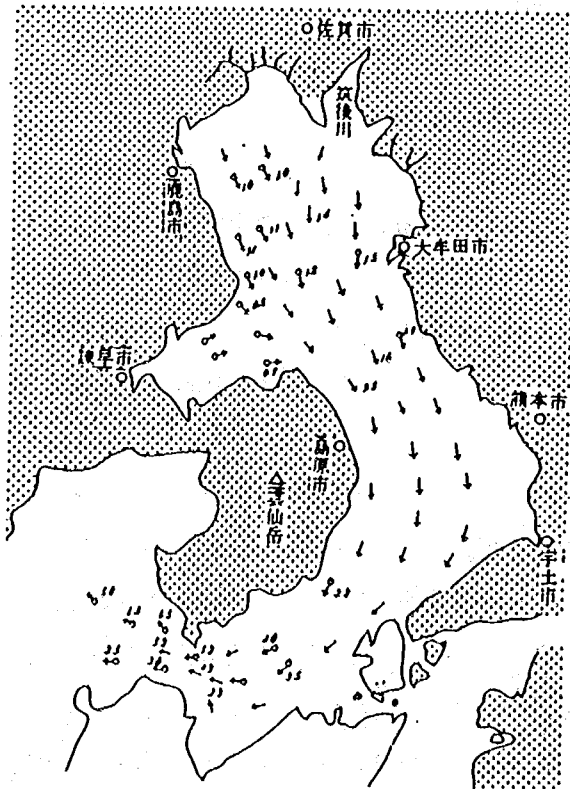
感潮区間の河床材料はいわゆるガタ土である。ガタ土の粒度分布調査は、福富町住の江地先(3.6km右岸寄り)と白石町今泉先(16.2km)でなされている。その結果を表-3.4.2に示す。また、代表的な粒度分布形を図-3.4.15、図-3.4.16に示す。両地点とも、その95%ぐらいは、粘土およびシルトであり、わずかに数%ほど細砂が存在する。なお武雄工事事務所や地元の漁業者からの聞き取りによると、大潮の干潮時には、河口堰付近において砂面が水面上に現れ、その上に人間が乗れるということである。

住之江で深さ16.5~17.3m、今泉で14~14.8mに粗砂・砂礫混じりの層があるが、これは、10,000年B.P.の海退期に堆積した陸成層である。また、住之江地先で深さ1.3~2mで礫分や砂分が多いか、これは人為的な改変によるものである。

次にガタ土のセン断強さ τ を現位置セン断試験(ペーン試験)結果より述べる。調査地点は六角川10.6

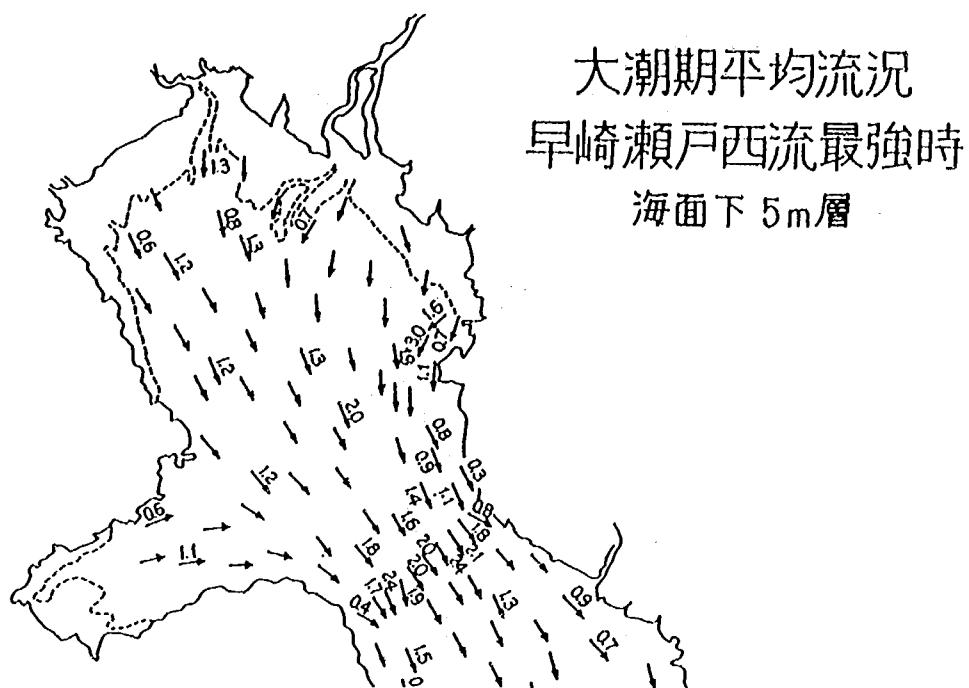


図一3.4.11 満潮最盛時の潮流分布

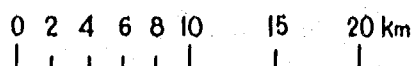


出典：「有明海総合開発調査報告書」(昭和44年)

図一3.4.12 平潮最盛時の潮流分布⁶¹⁾



数字はノット



出典:「有明海・八代海の海象調査報告書」(昭和49年)

図-3.4.13 大潮期の潮流の状況⁶²⁾

数字はノット



出典：「有明海総合開発調査報告書」（昭和44年）

図-3.4.14 湾内還流（恒流）の状況⁶¹⁾

km地点左岸（図-3.4.17）である。調査結果を表-3.4.3に示す。これによるとセン断強さは $0.3\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度である。佐賀大学構内の有明粘土の特性を調べた土質工学会、九州支部の報告によると、有明粘土は、地表に近いほど水を沢山含み、一般に自然含水比はおおよそ $100\sim 170\%$ であり、有明粘土の液性限界おおよそ 100% より大きく、かく乱するとドロドロの液状となり強度を失うとしている。⁷⁰⁾

[2]六角川の潮汐特性と細粒物質の移動

建設省武雄工事事務所では、潟水時の大潮、小潮、等潮時の水理量、浮遊濃度、塩分濃度の測定を行っている。その測定結果より六角川の潮汐特性と細粒物質の移動特性について記述する。

(1) 観測地点

- 河口堰下流（六角川 4.4km）
- 六角橋（六角川 11.0km）
- 新橋（六角川 24.0km）
- 砥川大橋（牛津川 7.0km）

(2) 観測調査月日

昭和63年11月23日 9時～22時 大潮

昭和63年11月30日～12月1日 13時30分～2時 小潮

表-3.4.2 粒度調査結果

					単位: %	
地点	深度	深さ (m)	泥 分 2mm以下	砂 分 0.075 ~ 2mm	シルト分 0.075 ~ 0.075mm	粘土分 0.075mm以下
播 富 町 住 ノ 江	1	1.3~ 2.1	8.8	26.6	31.7	32.9
		6.1~ 6.9	0.0	0.0	37.5	62.5
		10.9~ 11.7	0.0	0.0	38.6	61.4
		4.1~ 4.9	0.0	2.1	35.5	62.4
	2	8.0~ 8.8	0.0	2.3	36.9	60.8
		14.0~ 14.8	0.0	7.2	39.3	53.5
		6.5~ 7.3	0.0	2.4	28.8	68.8
		12.5~ 13.3	0.0	0.0	39.4	60.6
	3	16.5~ 17.3	9.9	40.8	21.0	28.3
		4.0~ 4.8	0.0	0.0	23.5	76.5
		10.0~ 10.8	0.0	0.0	36.4	63.6
		14.0~ 14.8	6.2	39.1	20.9	33.8
白 石 町 今 泉	1	4.0~ 4.8	0.0	1.5	35.5	63.0
		6.0~ 6.8	0.0	4.5	32.5	63.0
	3	8.0~ 8.8	0.0	1.0	42.0	57.0
		10.0~ 10.8	0.0	1.0	40.0	59.0
	5	11.0~ 11.8	0.0	2.0	40.5	57.5
		12.0~ 12.8	0.0	1.0	44.0	55.0
	7	14.0~ 14.8	0.0	9.5	53.5	37.0
		16.0~ 16.7	0.0	2.0	40.0	58.0

資料: 粒度試験結果

昭和63年12月7日8時~21時 等潮

の3回である。大潮時は10時~14時に15mm(武雄)の雨量があったほかは、無降雨であった。

(3) 観測方法

SS濃度測定(採水)、塩分濃度(Cℓ)測定(採水)、流向・流速測定、水位観測、流量観測の観測方法を以下に示す。

(イ) 採水点、流向・流速観測点

断面内の観測点は、採水(試験室でSS濃度、塩分濃度(Cℓ)測定)のための観測点流量を算定するための流向・流速観測点があり、次のとおりとした。

① 採水のための観測点(図-3.4.18参照)

SS濃度、塩分濃度観測点であり、横断方向は、河川の中心(みお筋)、左右岸(流下断面(川幅)が4等分線上)の3測線とし、水深方向は、浮泥が河床部の濃度が大きいことから河床から20cm、100cm、並びに水面から20cmの表層部の3点とした。同時に流向・流速も測定した。

② 流量算定のための流向・流速観測点

流量算定は「水文観測…建設省水文研究会著」に従った。平均流速の算定法として2点法、1点法を用いるため流向・流速観測点は水深の2割、8割(2点法)、または水深の6割(1点法)

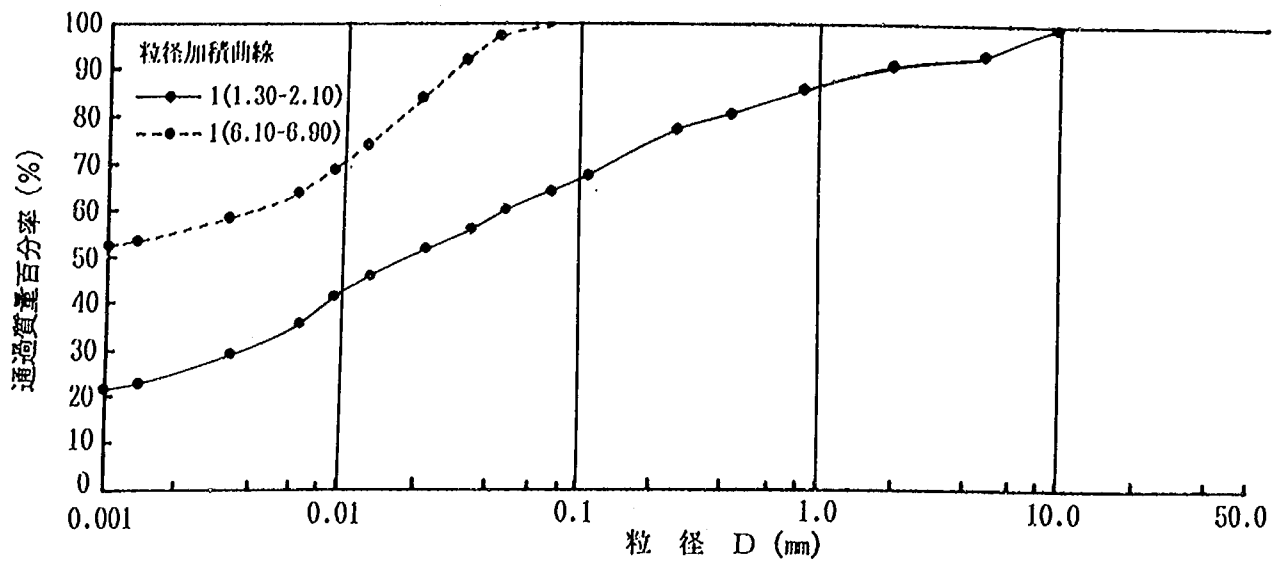


图-3.4.15 3.6km地点底質材料粒度分布

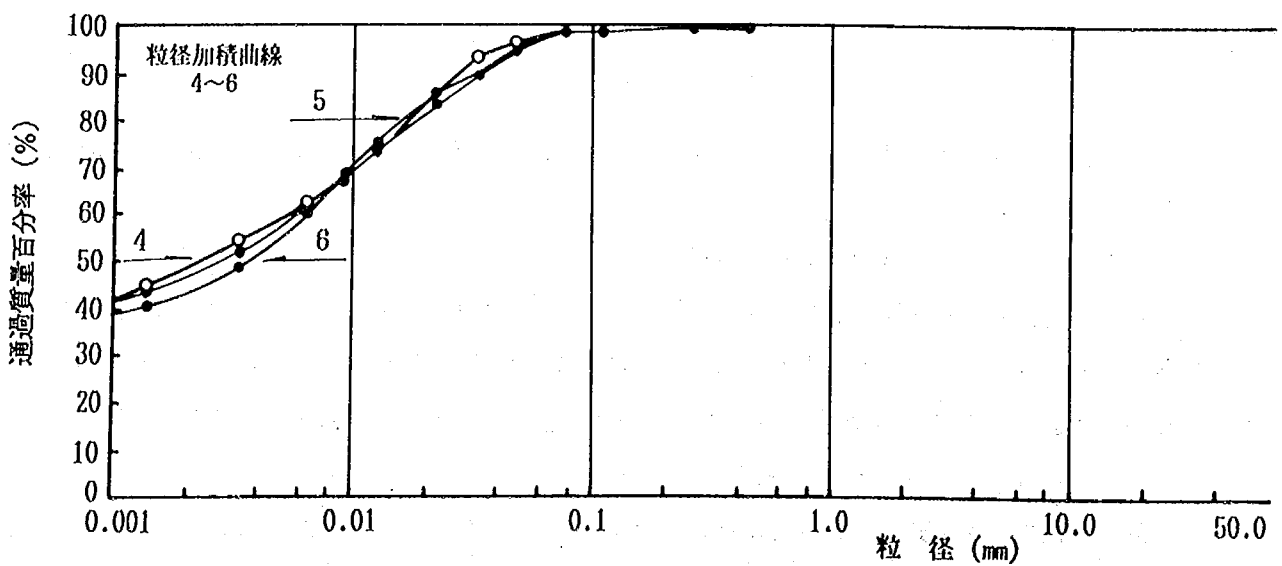
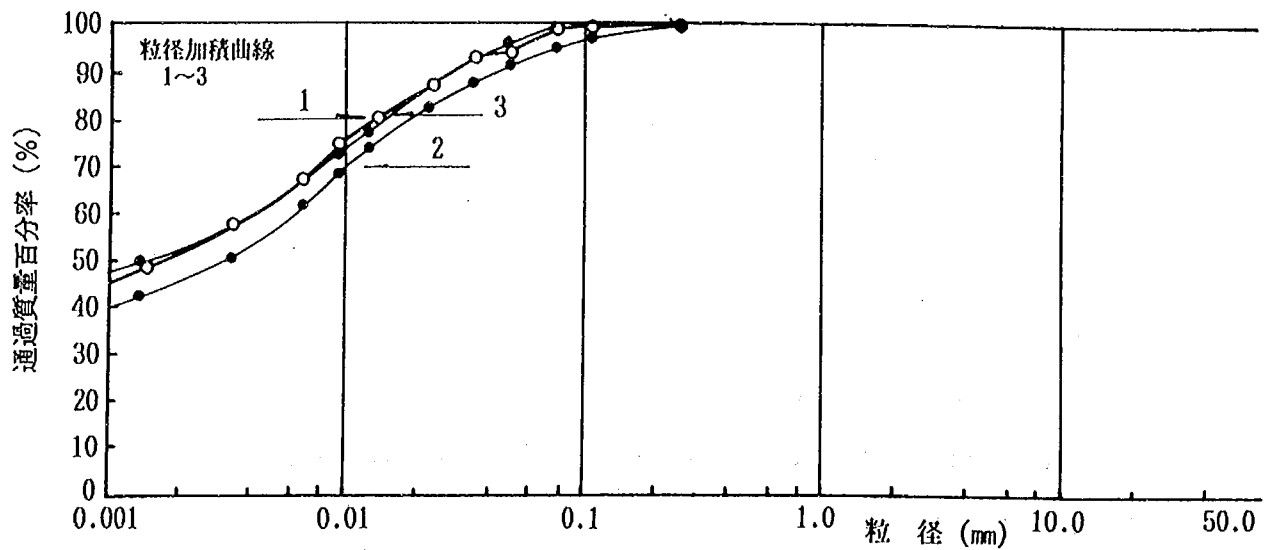
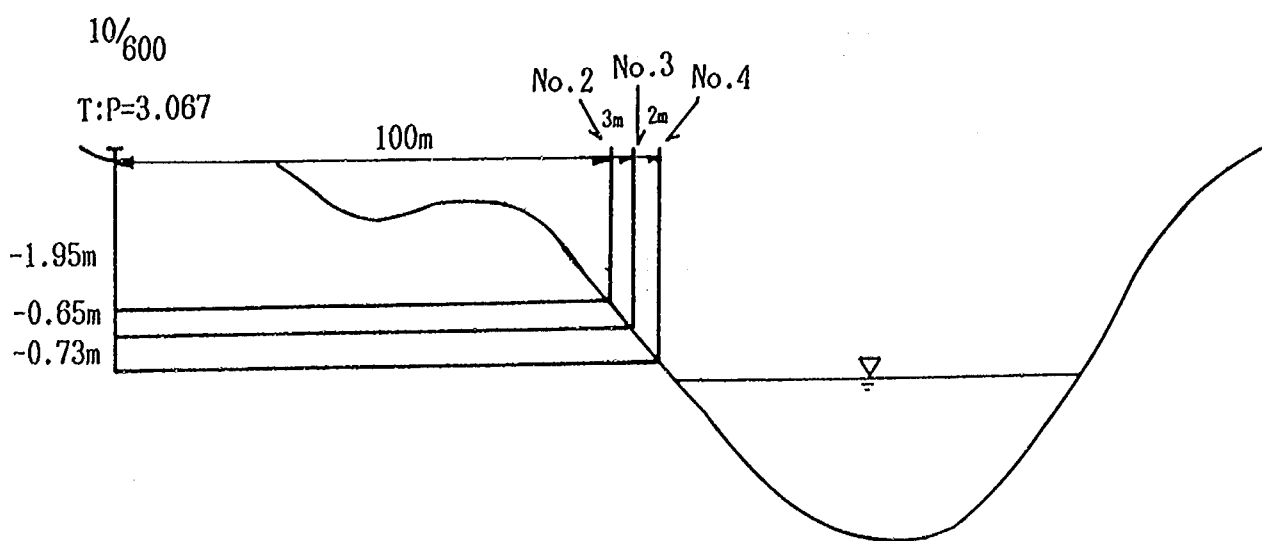


图-3.4.16 16.2km地点底質材料粒度分布



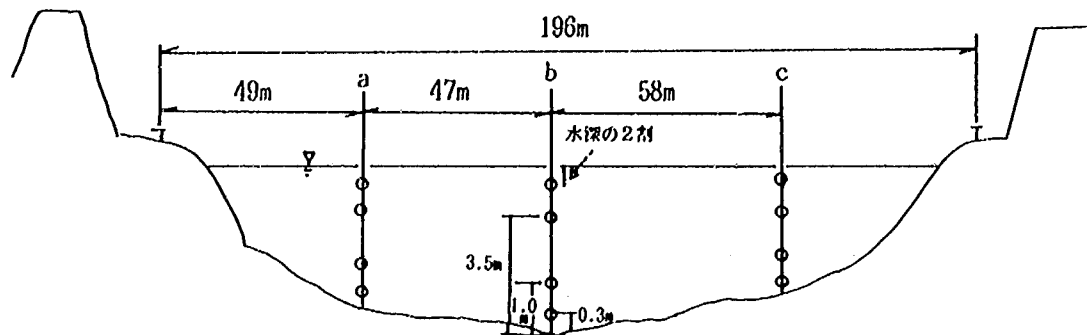
横断面図

図-3.4.17 10.6km左岸ガタ土せん断強度調査地点

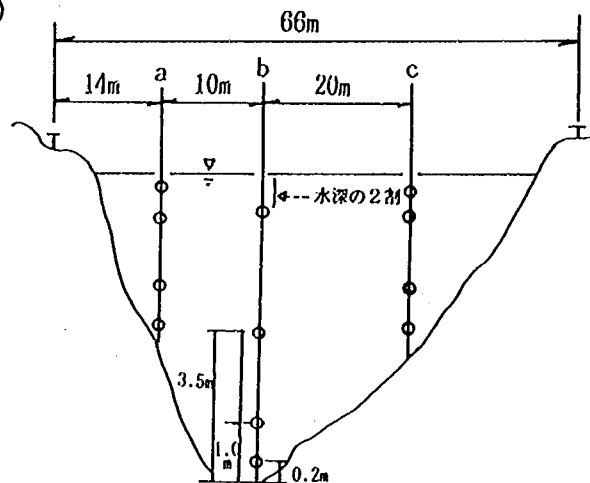
表-3.4.3 河岸堆積物のせん断強さ

地 点	深 度 (cm)	C MAX	
		(k g f / c m ^ 2)	(N / m ^ 2)
No. 1	50	0.305	311.03
	100	0.360	367.30
	150	0.513	523.60
No. 2	50	0.551	562.67
	100	0.689	703.34
	150	0.674	687.71
No. 3	50	0.482	492.34
	100	0.751	765.86
	150	0.161	164.11
No. 4	50	0.600	612.69
	100	0.314	320.41
	150	0.421	429.82

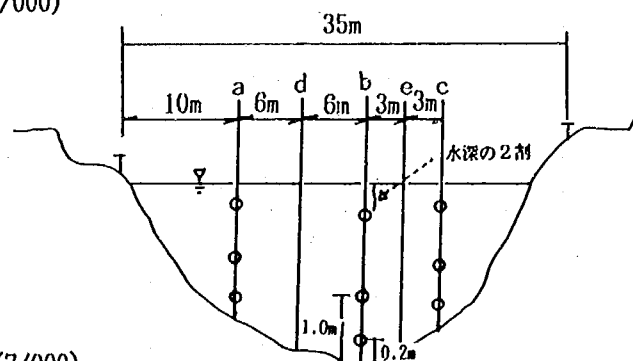
河口堰下流 (1/400)



六角橋 (11/000)



新橋 (24/000)



砥川大橋 (7/000)

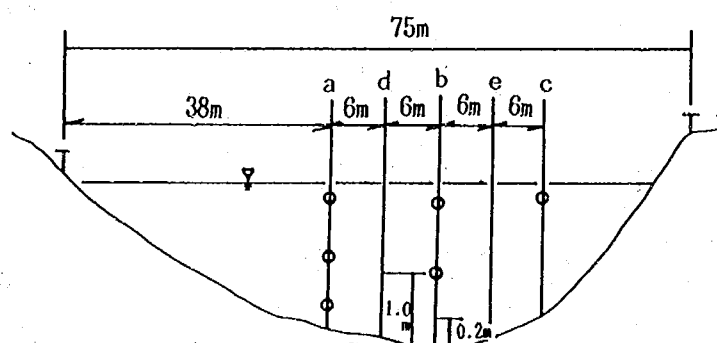


図-3.4.18 観測点

とした。

なお、採水、流向流速観測点は水深が深い箇所は、観測点を増やし、水深が浅くなり測定が不能となる測線はみお筋側へ移動した。

実際の観測点は次のとおりである。

採水のための観測点

- ① 水深5m以上は、観測点は4地点（河底から3.5mを加える。）
- ② 水深1.5～5.0mは観測点は3地点
- ③ 水深0.5～1.5mは観測点は2地点（1.0mを除く）
- ④ 水深0.5m以下になった場合は、中央より測線へ移動
- ⑤ 水深0.5m以下は観測点は1地点

流量観測に用いる流向・流速観測点

- ① 水深2.5m以上は2割、8割水深
- ② 水深2.5m未満は6割水深

（ロ）流向・流速測定

DCM-2型流速計で測定した。

（ハ）SS濃度塩分濃度（Cℓ）測定（採水）

採水点から100mℓ程度採水し、試験室に持ち帰り、SS濃度は濾過法、塩分濃度（Cℓ）濃度は、イオン電極法で測定した。

濾過法、イオン電極法は「水質試験法（改訂版）…社団法人 日本工業用水協会編」に従った。

（ニ）横断測量

横断測量は各調査断面（河口堰下流、六角橋、新橋、砥川大橋）において、各断面観測日（大潮、小潮、等潮）の前日に行った。

（4）観測結果

図-3.4.19、図-3.4.20に住之江（4.4km）、六角橋（11.0km）、新橋（24.0km）地点の大潮、等潮、小潮時の水位及び流量の時間変化図を示す。満潮位は、住之江に比べて新橋の方が20～30cm程度高いが、その差は大きくない。

干潮位は、住之江、六角橋はほぼ同程度の水位であるが、新橋は河床高がT.P.-1.0m程度であるので、それ以上に水位が下がらず、住之江に比べて高くなっている。

水位の伝播速度は六角橋・新橋間で評価すると上潮時に時速10～15km程度であり、小潮時に速い傾向がある。

図-3.4.21～3.4.23は各観測所の水位、塩分濃度、流速、SS濃度の時間変化を大潮、等潮、小潮について示したものである。

流速は、下げ潮時より上げ潮時の方が多少大きい傾向にある。

塩分濃度は住之江では、満潮時には25%で海水と同程度となるが、干潮時には、7～8%と薄く

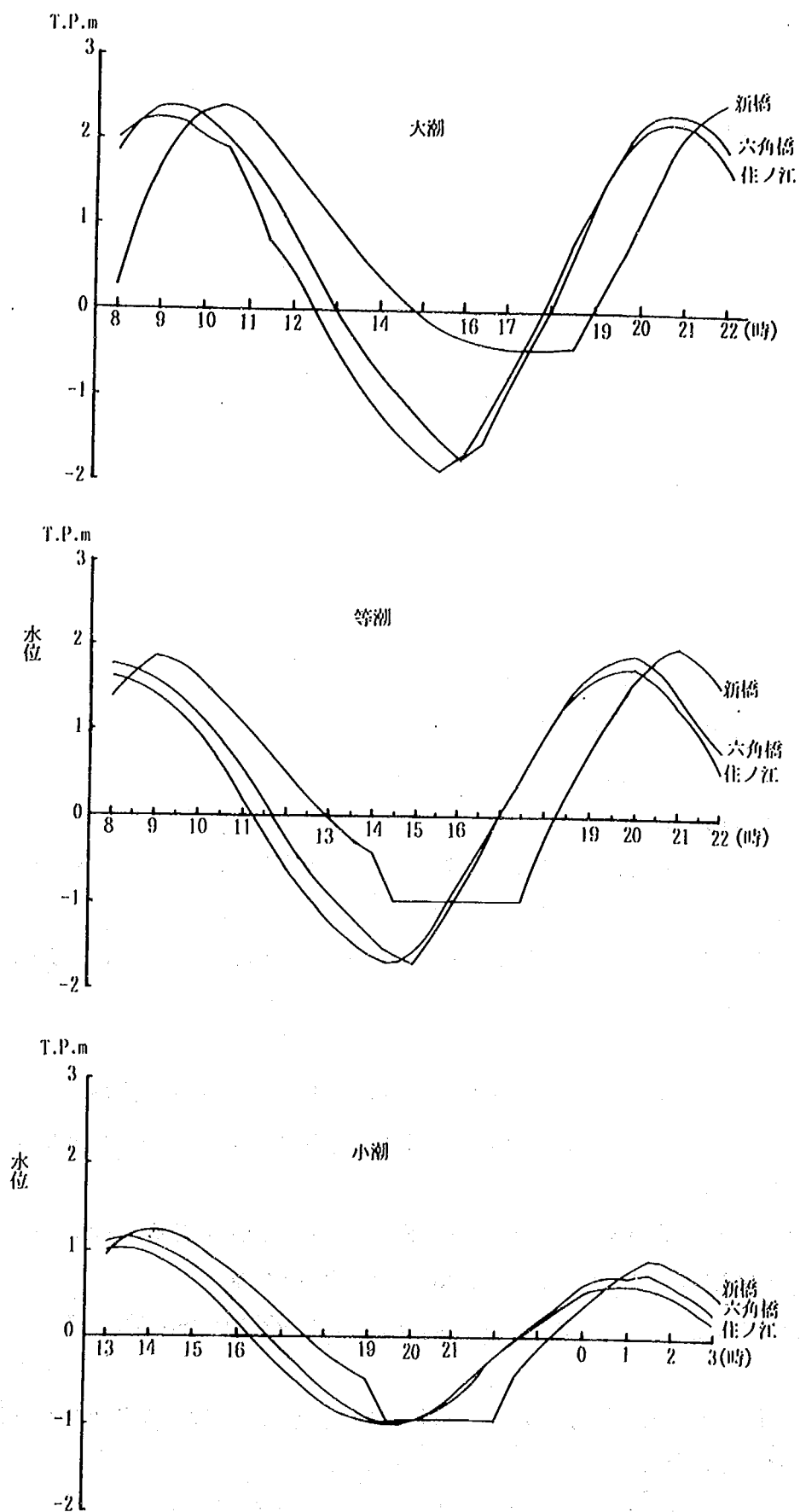


图-3.4.19 地点別水位变化状况

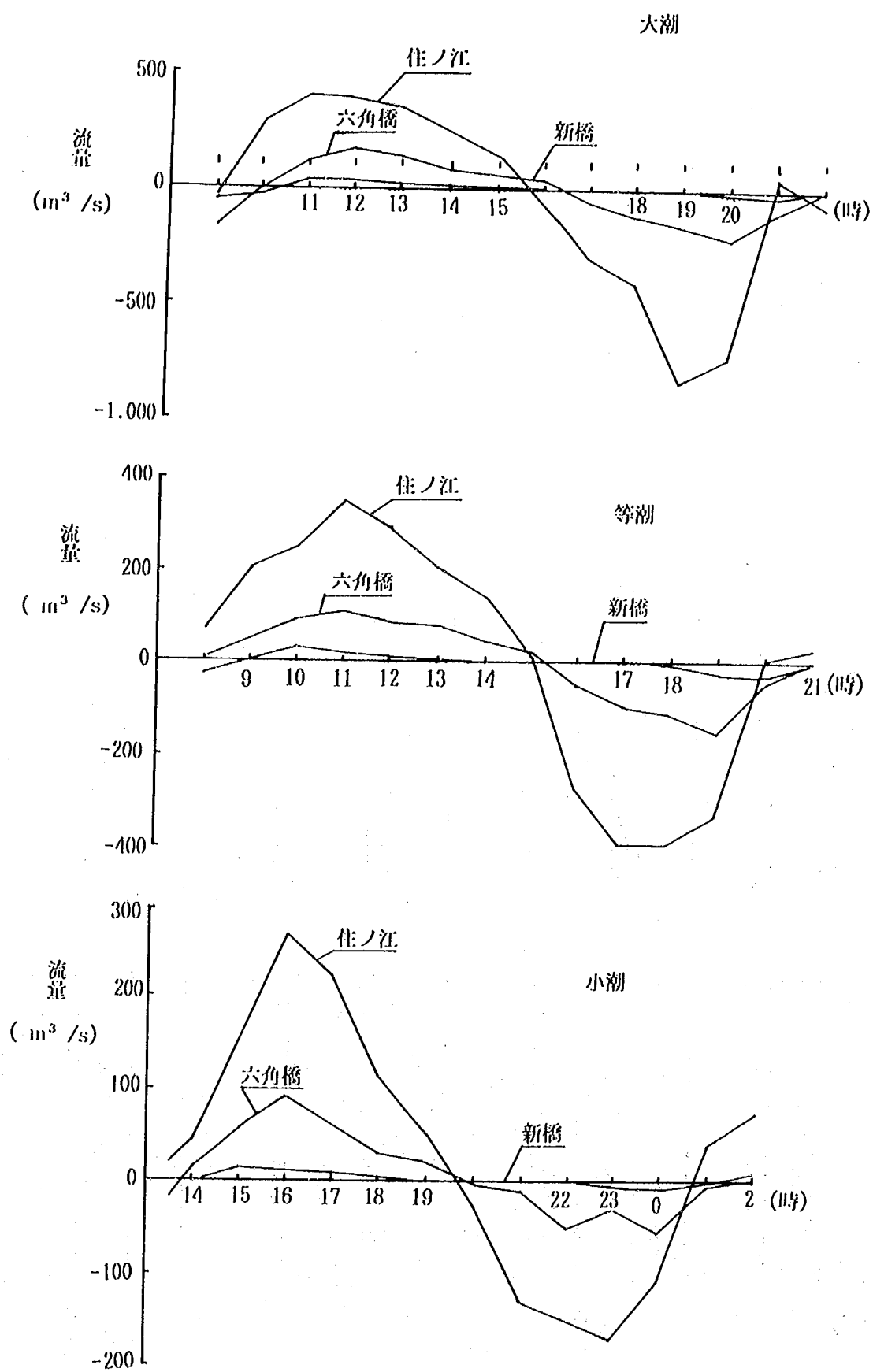


图-3.4.20 地点别流量变化状况

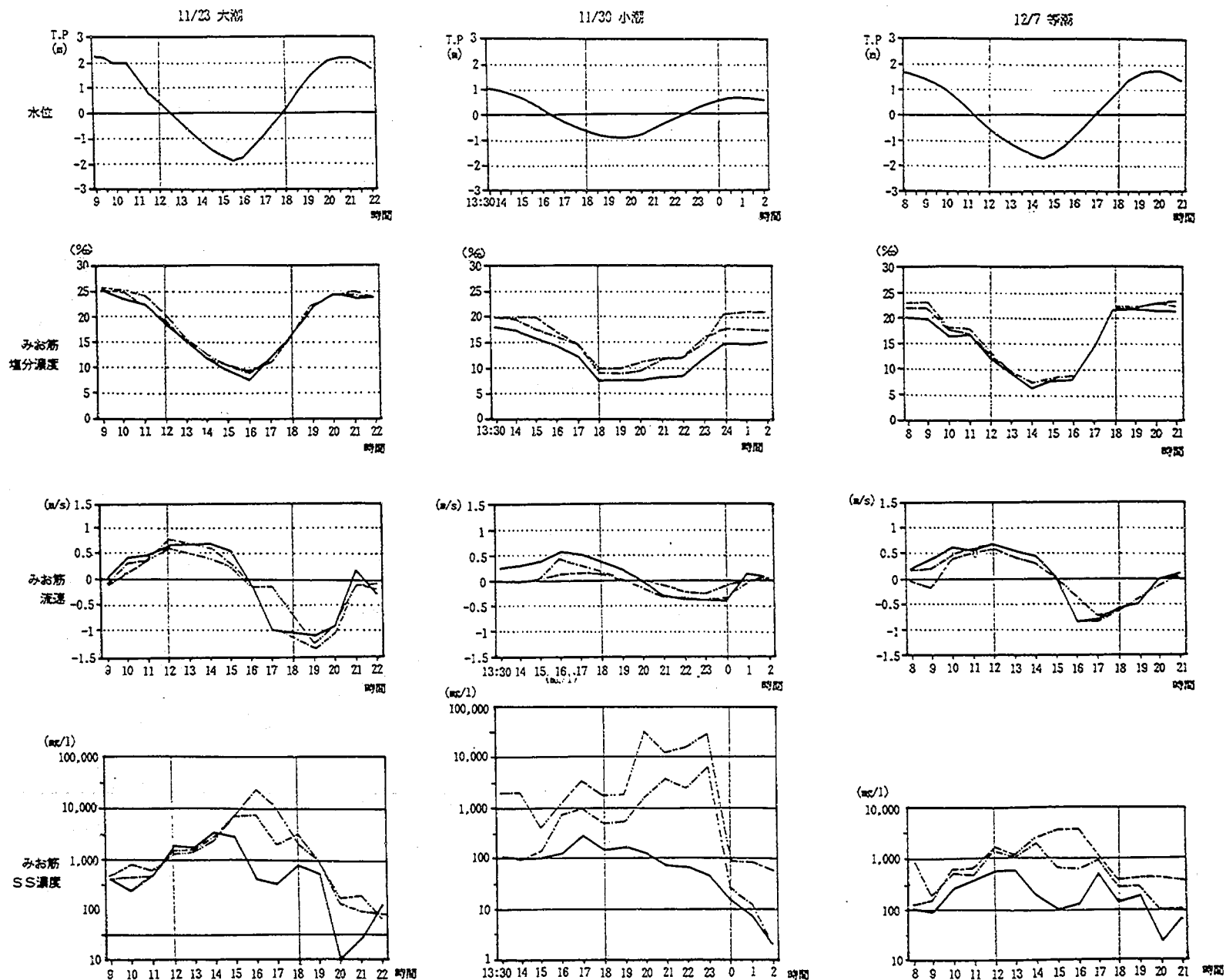


図-3.4.21 住の江観測結果

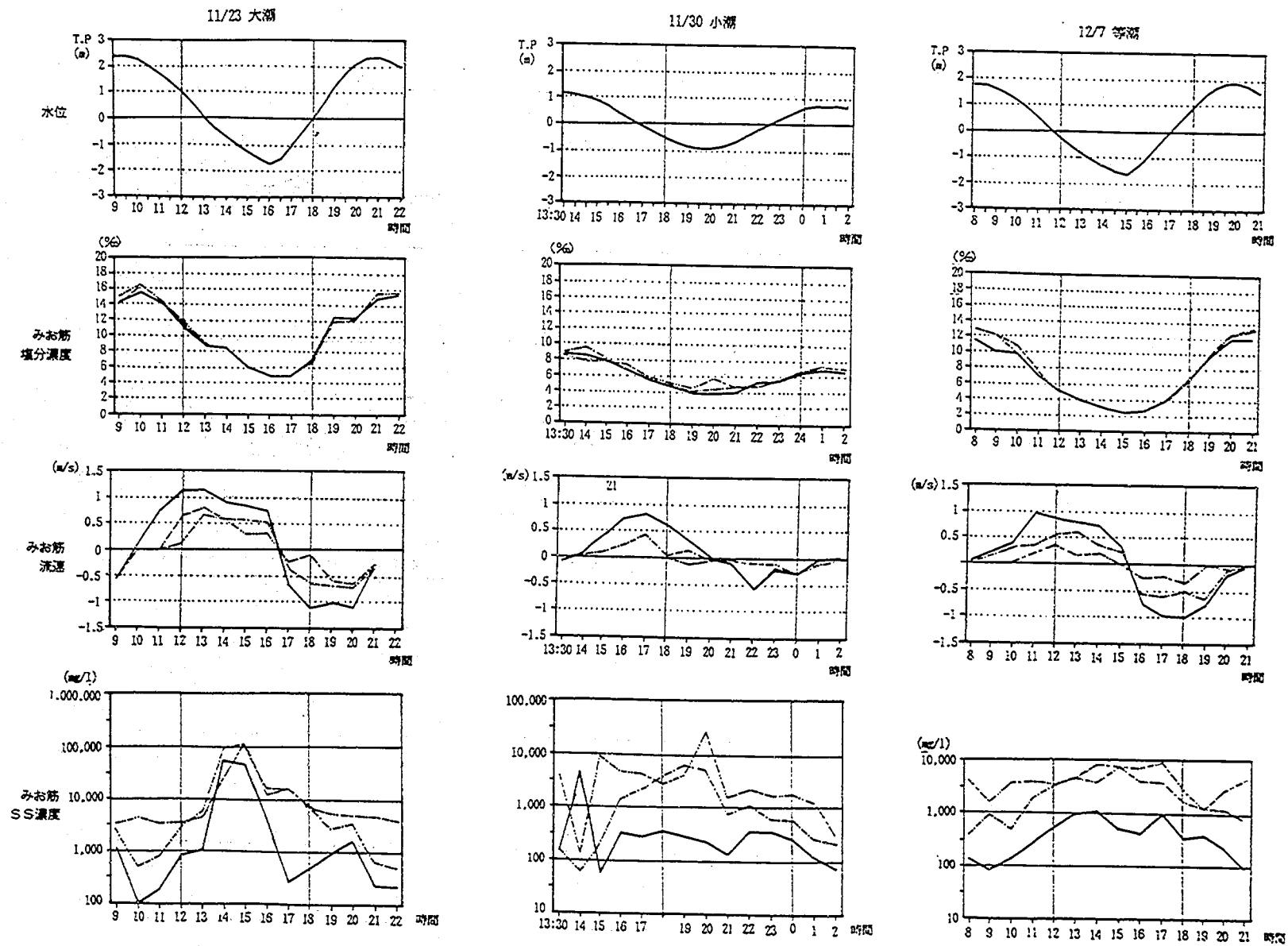


図-3.4.22 六角橋観測結果

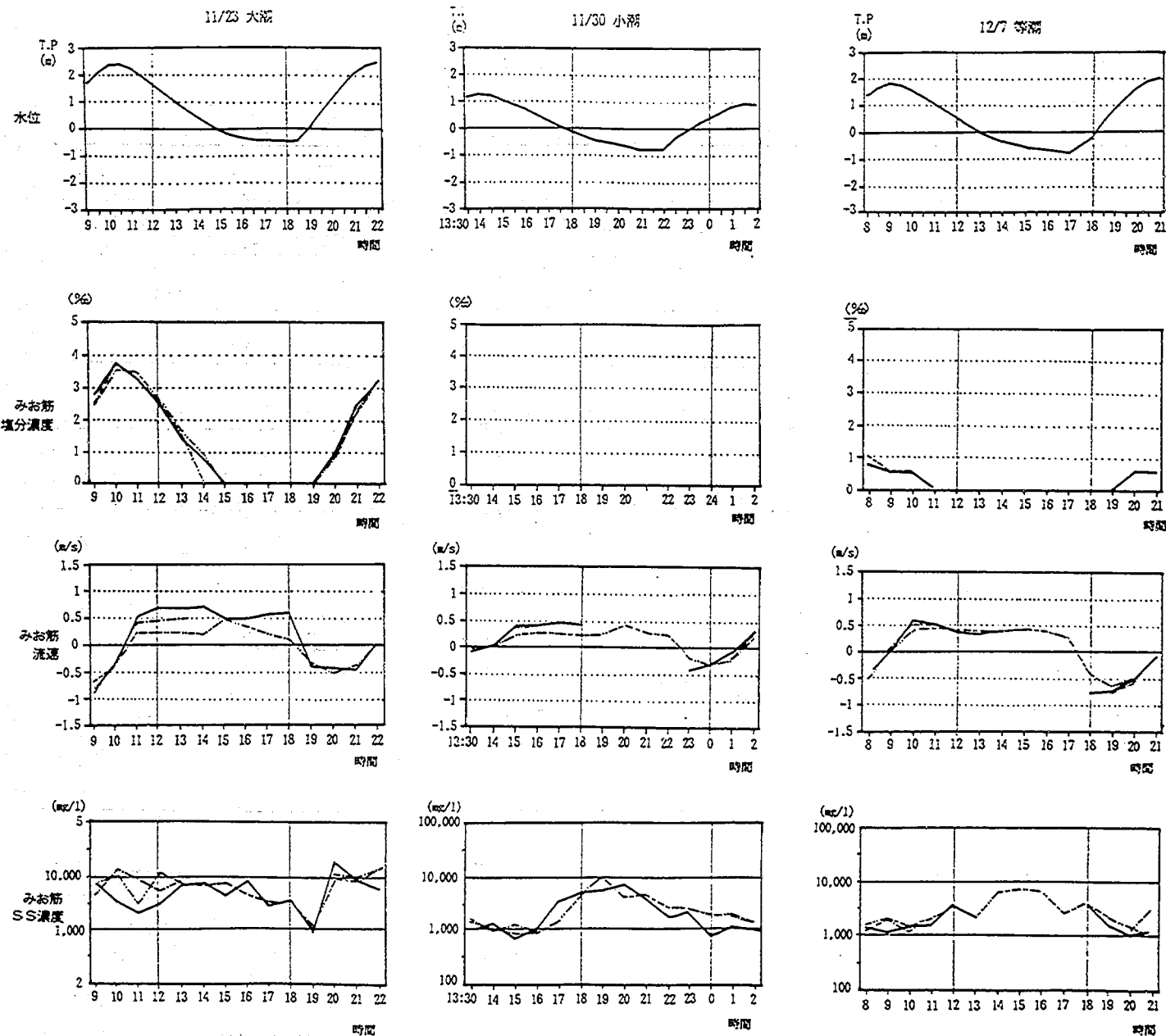


図-3.4.23 新橋観測結果

なっている。満潮時には塩分濃度が高く干潮時に塩分濃度が低いのは、六角橋、新橋でも同様であるが、移流拡散によって上流ほど塩分濃度が低下している。

SS濃度の3地点の特徴を見ると、

・河口ぜき

大潮時のSS濃度をみると満潮時は流速が遅いので、濃度が数百 mg/ℓ であるが、水位が低下して順流の流速が $50\text{cm}/\text{s}$ 程度になると濃度が上昇し始め、時間の経過とともに底層の濃度が上層する。流速が $50\text{cm}/\text{s}$ 程度と変化しないのに濃度が増加するのは、ある流速以上で侵食が始まり、その後は侵食、まき上げられる一方で沈下せず、水中に浮いている物質が増加するためである。水位が低下して干潮になって流速が0となっても、一度まき上げられた浮泥すぐには沈降しないので、高い濃度が、一時間位続く。上げ潮になり、流速が増加し、 $50\text{cm}/\text{s}$ 程度となると再び底泥がまき上げられ濃度が増加している。流速が遅くなり浮泥が沈降するときは、上層から沈降の影響が現れるので、上層ほど流速との対応が早い。

・六角橋

六角橋のSS濃度の時間変化は、河口ぜき位置とほぼ同様な傾向を持っている。浮泥の巻き上げ限界速度は、河口ぜきと同様 $50\text{cm}/\text{s}$ 程度である。

・新橋

新橋地点は、六角川の感潮区間の上流部であり河川個有流量の影響や河床高の影響（干潮時には河床の大部分が露出する。）を受けている。

順流の時間が逆流の時間より長い。浮泥のまき上げ限界流速は $50\text{cm}/\text{s}$ 程度と下流の2地点とほぼ同様であるが、流速の遅い時（沈降が卓越している時）の濃度は大きくなっている。

以上のことより浮泥がまき上がり始める限界の流速は $50\text{cm}/\text{s}$ 程度であることが分かる。これはまさつ速度 $u_* = 3\text{cm}/\text{s}$ 程度となる。ここで粗度係数 $n = 0.025$ 、流速係数 $\varphi = 16 \sim 17$ 程度と仮定した。この値は野正等⁶⁾が評価した六角川の巻き上げ限界摩擦速度と同じ値となっている。

3.4.7 六角川の河道特性量とSegment区分

[1]河道特性量の把握法

六角川の河道特性は、洪水よりも潮汐による入退潮流の影響を強く受けている。従って平均年最大流量時の河道特性量を用いて河道特性を説明しても意味のあるものとならないので、低水路満杯時（河岸高位置）に対応する河道特性量を求めることにする。但し、 5.2km より下流については、河岸高が、下流に向かって低くなり、海浜汀線の高さになってしまうので、 5km 付近の河岸高及び大潮満潮位面の高さを参考にして水位 2.1m に対応する概略の河道特性量（川幅は河岸高に対応する幅とし、平均水深はこの川幅に対する水位 2.1m の場合のものとしている。）を求めた。

河床高の縦断形と、昭和62年（1987）の測量結果より武雄工事事務所が求めた低水路の平均河床高、最深河床高を図-3.4.24に示した。図-3.4.25には低水路の幅と堤防間幅を示し、低水路の平均水深 $H\text{m}$ を

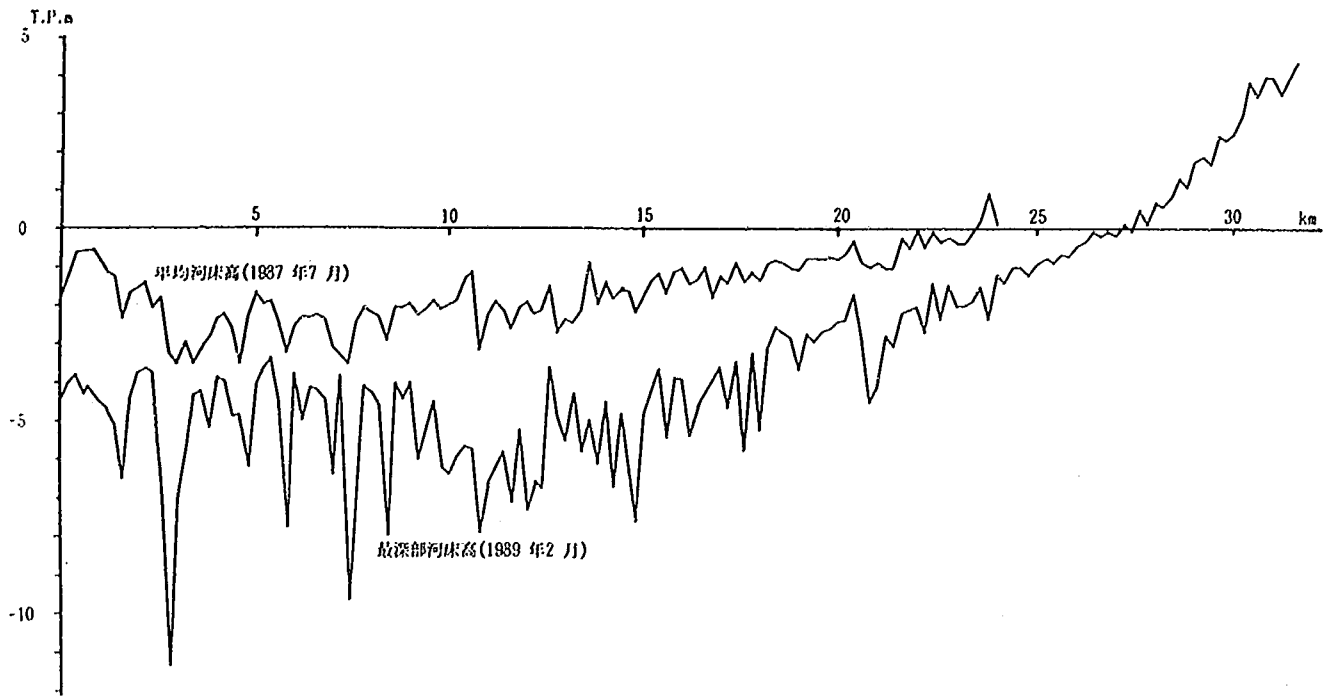
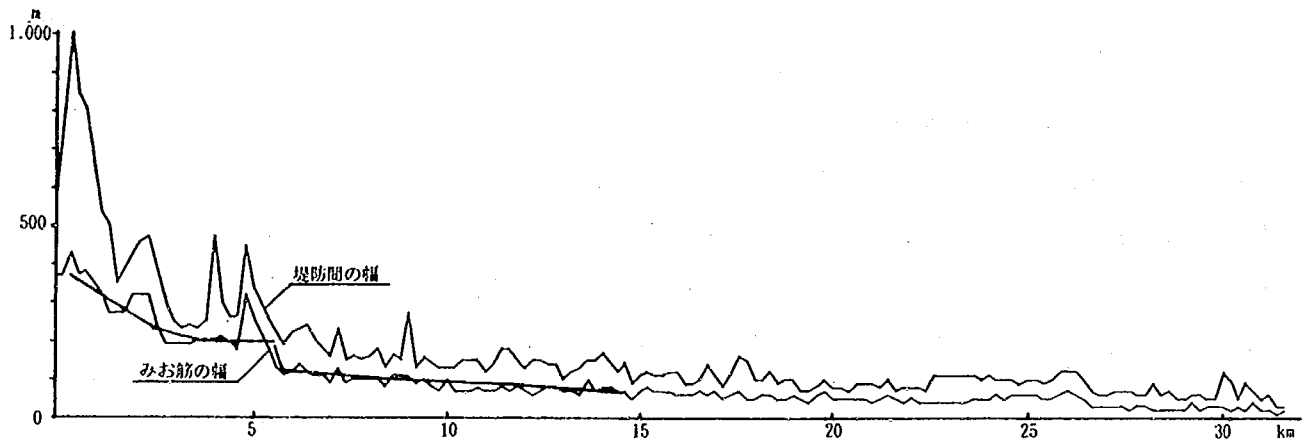


図-3.4.24 河床高縦断面図



資料：六角川横断面図(1939.2)

図-3.4.25 川幅縦断面図

図-3.4.26、低水路の断面積（河積）を図-3.4.27に、低水路の川幅・水深比を図-3.4.28に示した。

深掘れ深 ΔZ （平均河床高と最深河床高との差）を図-3.4.29に、図-3.4.30に左岸及び右岸の高水敷の河岸高及び堤地内の高さを横断測量図より求め示した。

[2] Segment

六角川の0～26kmの河道区間は、[1]で示した河道特性量の縦断変化図より次の3つのsegmentに区分し得る。

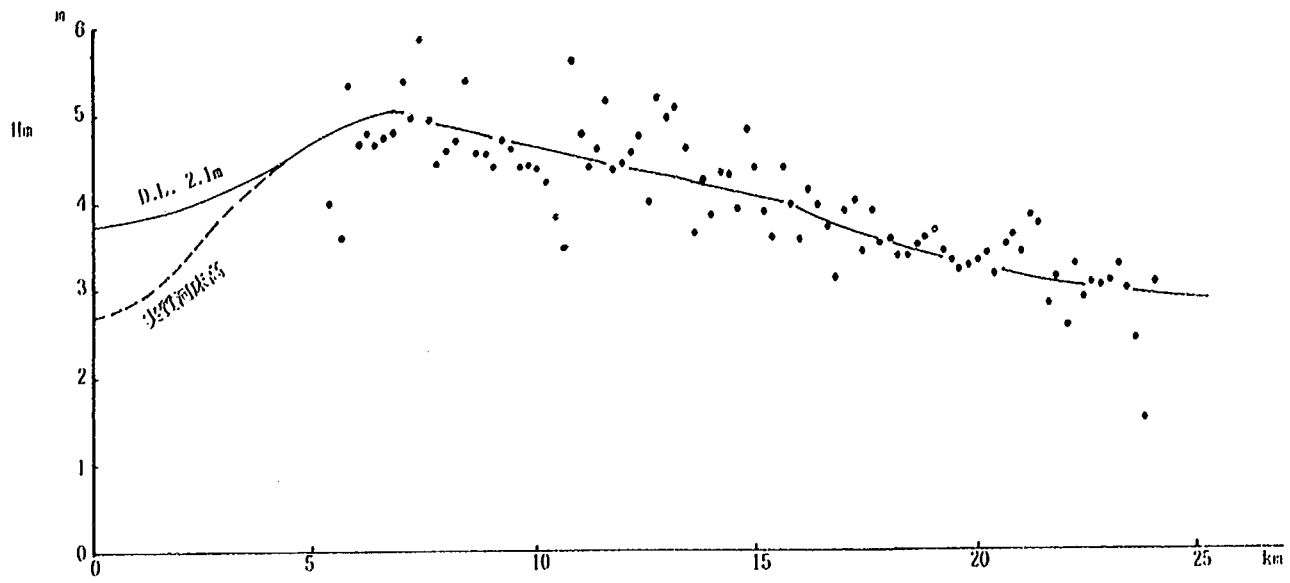


図-3.4.26 低水路径深縦断図

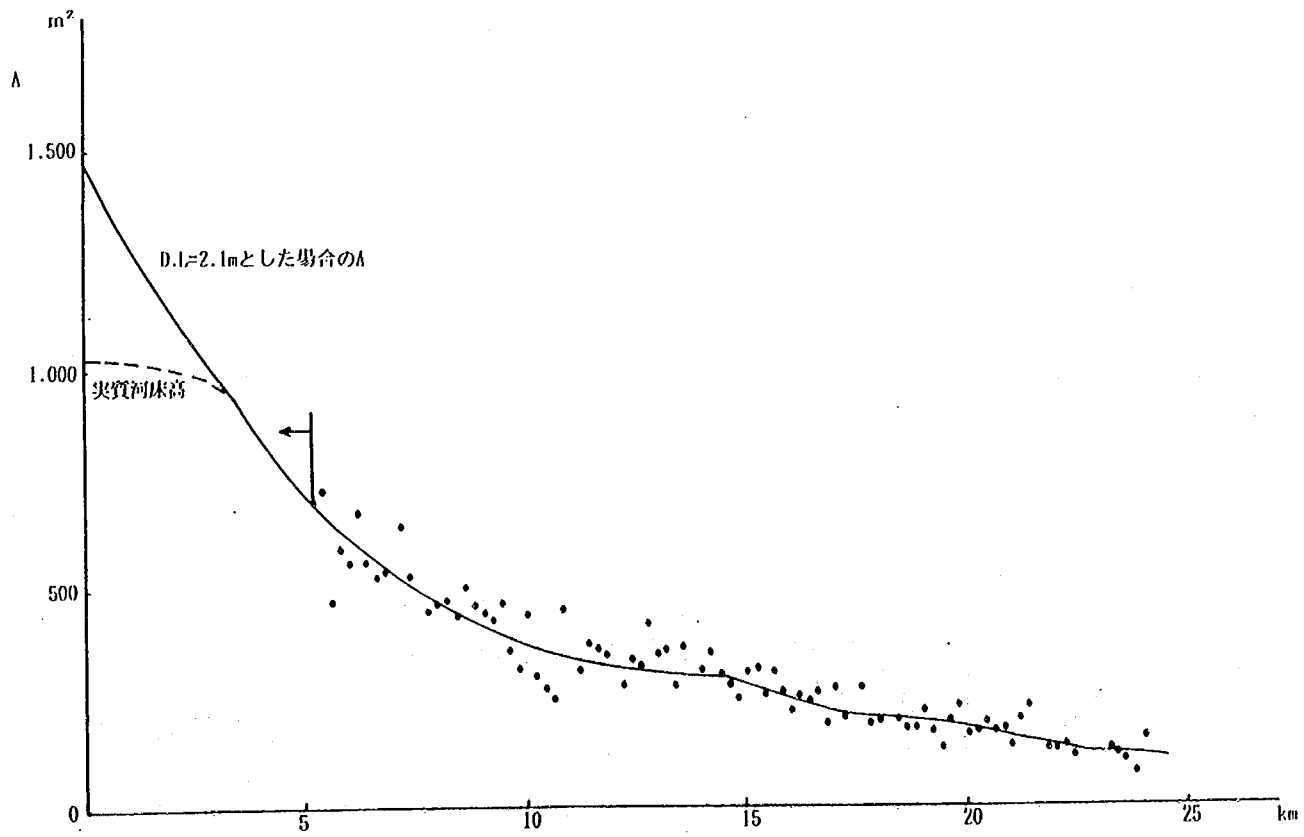


図-3.4.27 低水路断面面積縦断図

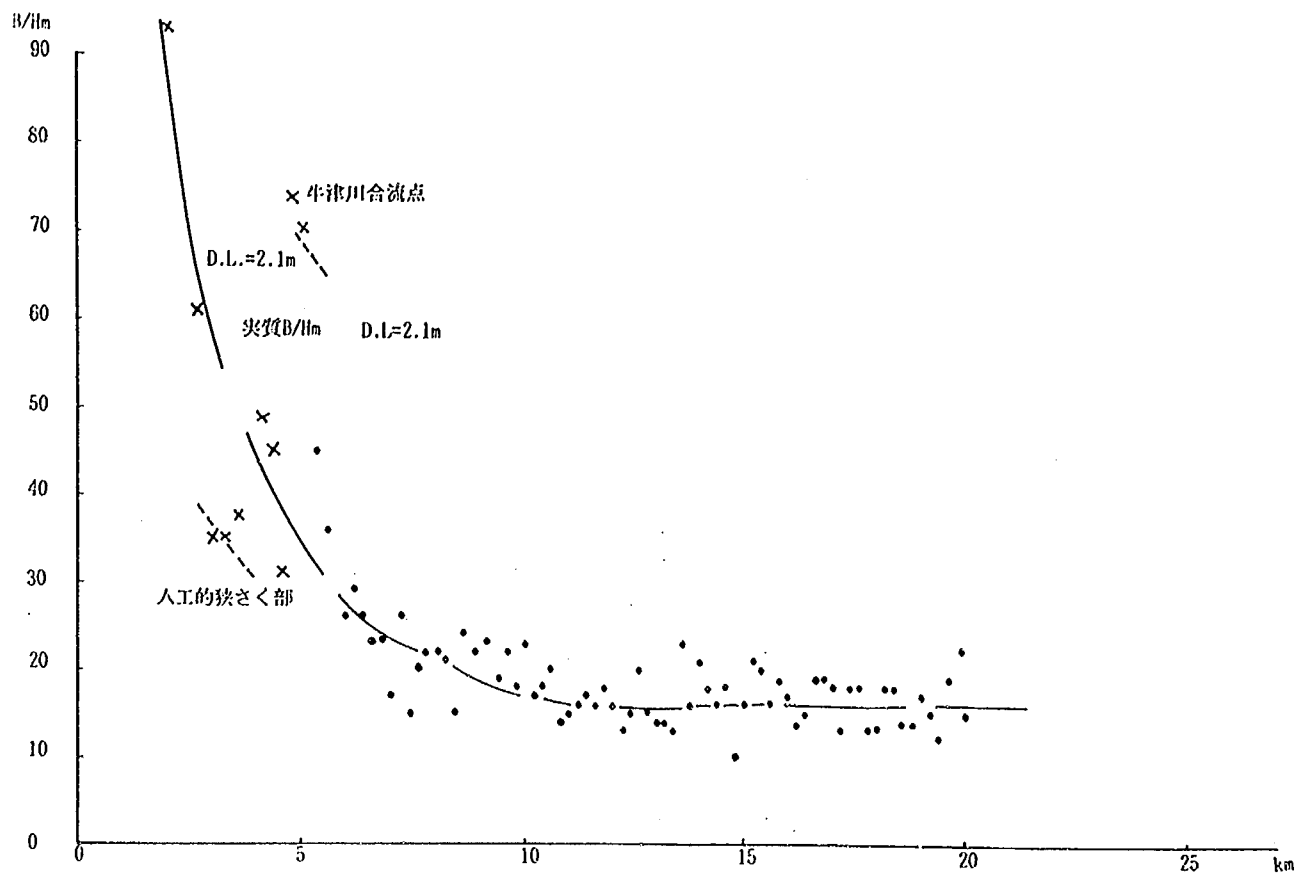


図-3.4.28 B/R縦断面図

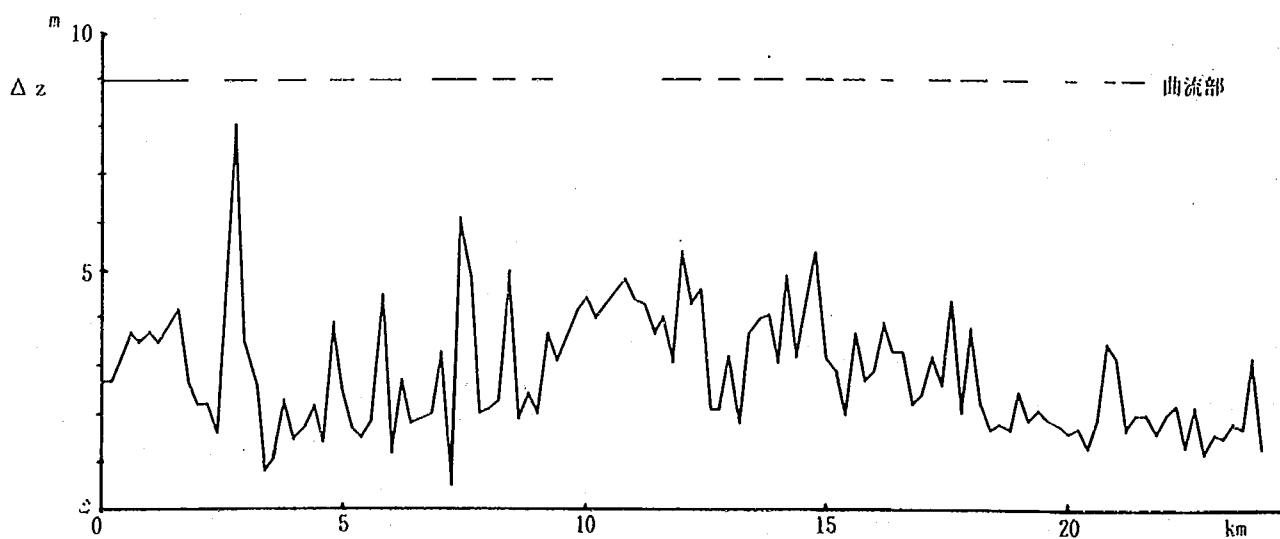


図-3.4.29 深掘れ深 ΔZ 縦断面図

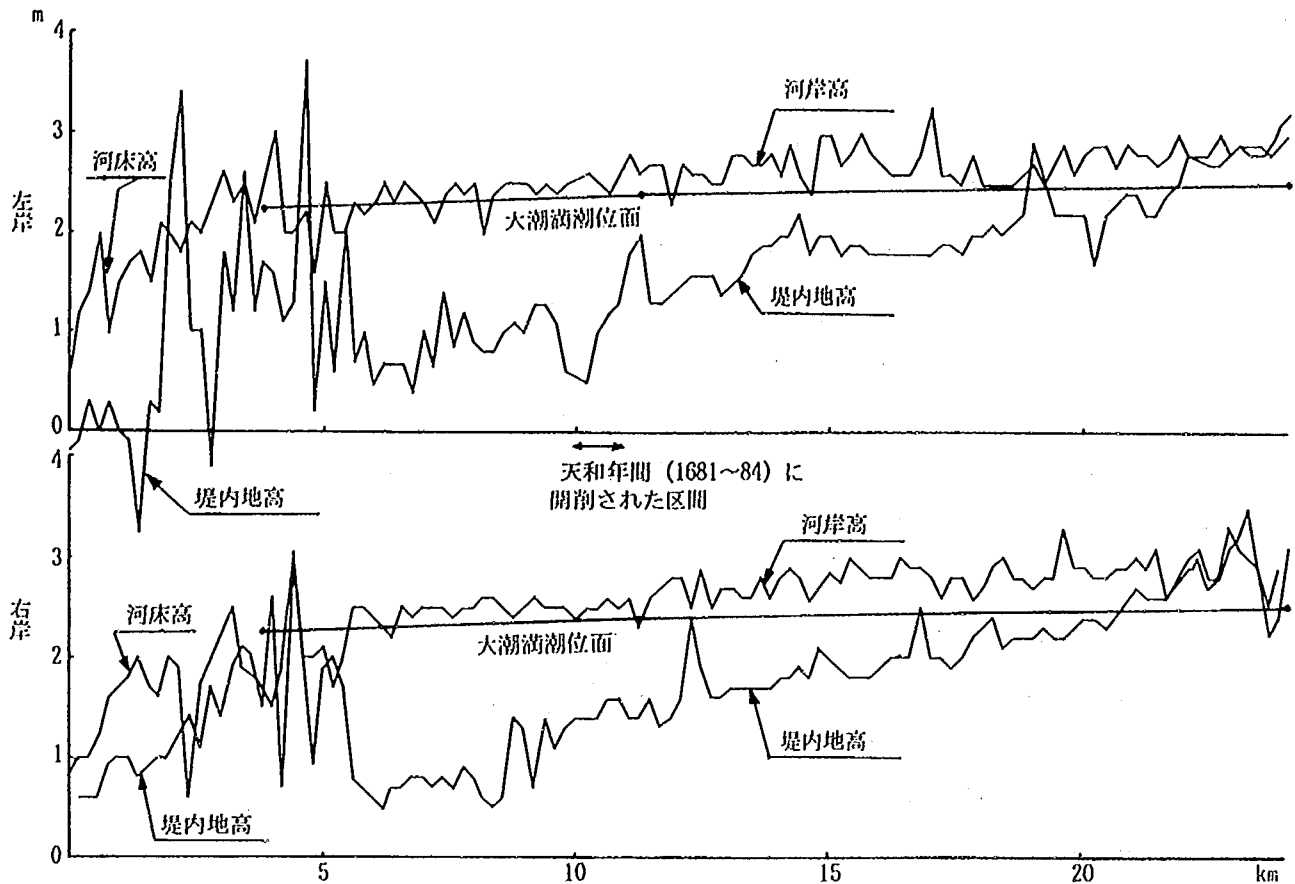


図-3.4.30 河岸高と堤内地高の縦断図

・Segment 3-1=13~26km

本Segmentは、河床勾配1/6500、川幅50~70m、川幅・水深比26程度の蛇曲河道である。本Segmentは、下流のSegmentに比較して、河道特性量の縦断方向の変化が少ない。1200年B.P.ごろには、本Segmentは陸化しており、丁度13km地点あたりが当時の海岸線と推定される。実際白石町の町は、この当時の砂州の上に乗っている。この位置に砂州が存在するということは、海岸線の位置の前進が停滞していたということであり、2000~1000年B.P.ごろの小海進により海岸線の前進がはばまれたのであろう。従ってこのSegmentは下流のSegmentに比し古いSegmentである。

・Segment 3-2=5~13km

本Segmentは奈良時代以降の人為的作用を伴った海岸線の前進によって形成された非常に若い河道区間である。本Segmentの河床高は、ほぼ水平であるが、川幅は下流に向かって75mから200m程度まで広がっている。

・Segment 3-3=0~5km

左支川牛津川（流域面積173km²）合流点から河口までの区間である。流域面積は合流点で2倍程度になるため、また牛津川の感潮区間の影響によって潮汐による流量が急増するため、川幅、河積が急増している。

河岸高が海に向かって低くなっており、まだ十分に高水敷化がなされていない。

[3]河床に働く掃流力

六角川 0～26km区間の河道のスルを支配しているのは、河道スケールの縦断方向変化及び河床材料から洪水流量とは考えられず潮汐流（入退潮流）と考えられるが、まず洪水によってどの程度の掃流力になるか評価し、次に入退潮流による掃流力を評価してみる。

・洪水による掃流力

六角川は感潮河川であり、同一洪水流量であっても、河口の潮位によって水面勾配が変化し、ある流量時の掃流力を評価し得ないが、Segment 3-1の平均河床勾配 $1/6500$ 、平均水深 3 m とすると u_*^2 は $45 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ となる。マニングの粗度係数を 0.025 程度とするとこの時の平均流速は、 100 cm/s 程度となる。

ところで Segment 3-1 の平均年最大流量を、武雄川合流地点上流の流域面積約 130 km^2 とこの面積に対する九州地方の平均年最大流量の流水比流量 $2 \sim 3 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$ より評価すると $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度となり、低水路からあふれてしまう流量となる。

・潮汐流（入退潮流）による掃流力

大潮時の最大流速は、 80 cm/s 位である。これより $n=0.025$ として u_*^2 を求めると $25 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ となる。

3.4.8 六角デルタの河道特性の特徴

[1]河床縦断形・水深・河積

低水路の平均河床高は、13km 付近までは、河口付近を除き T.P.-3～-2m であり、これより上流は約勾配 $1/6500$ で徐々に高くなっている。

低水路の平均水深（径深）は、牛津川合流点までは 4 m から 5 m 程に上流にかけて増加し、5～12km は 5 m から 4.5 m 程度に低下する。それより上流では 22km までは徐々に浅くなるが 22km より上流は 3 m 程度となっている。

河積は河口より 5 km までは急減し、それより上流は徐々に減少していく。

高水敷の高さは、5～13km と 13km～25km で多少異なり、Segment 3-2 では 2.5 m 程度で Segment 3-1 では 2.75 程度である。堤内地の高さも 13km を境に高さにして 1 m 弱の差が生じている。Segment 3-2 の高水敷高は、大潮満潮位より 15 cm 程度高く Segment 3-1 では 30 cm ほど高くなっている。満潮時の水位は観測記録によると Segment 3-1 の方が Segment 3-2 より多少高いので、高水敷高は基本的には大潮時の最高水位に対応していると考えられるが、Segment 3-1 の方が堆積時間が長いので多少差が大きくなるのであろう。

堤内地の地盤高は、本区間が地下水の汲上げによる地盤沈下地域であり、堤防設置前の平野面の地表面高を表しているわけではないが、13km 地点を境に、地表面高に変化があることはまちがいない。13km 地点以上の地表面高は、現海水高より海水面高が高かったときに堆積したと考えるか、あるいは 13km 以下は人為的に干拓したものであり、地表面が潮汐によって十分に高まらない内に土地利用が始まったと考えるか二つの考え方があるが、ここでは前者の考え方を取りたい。

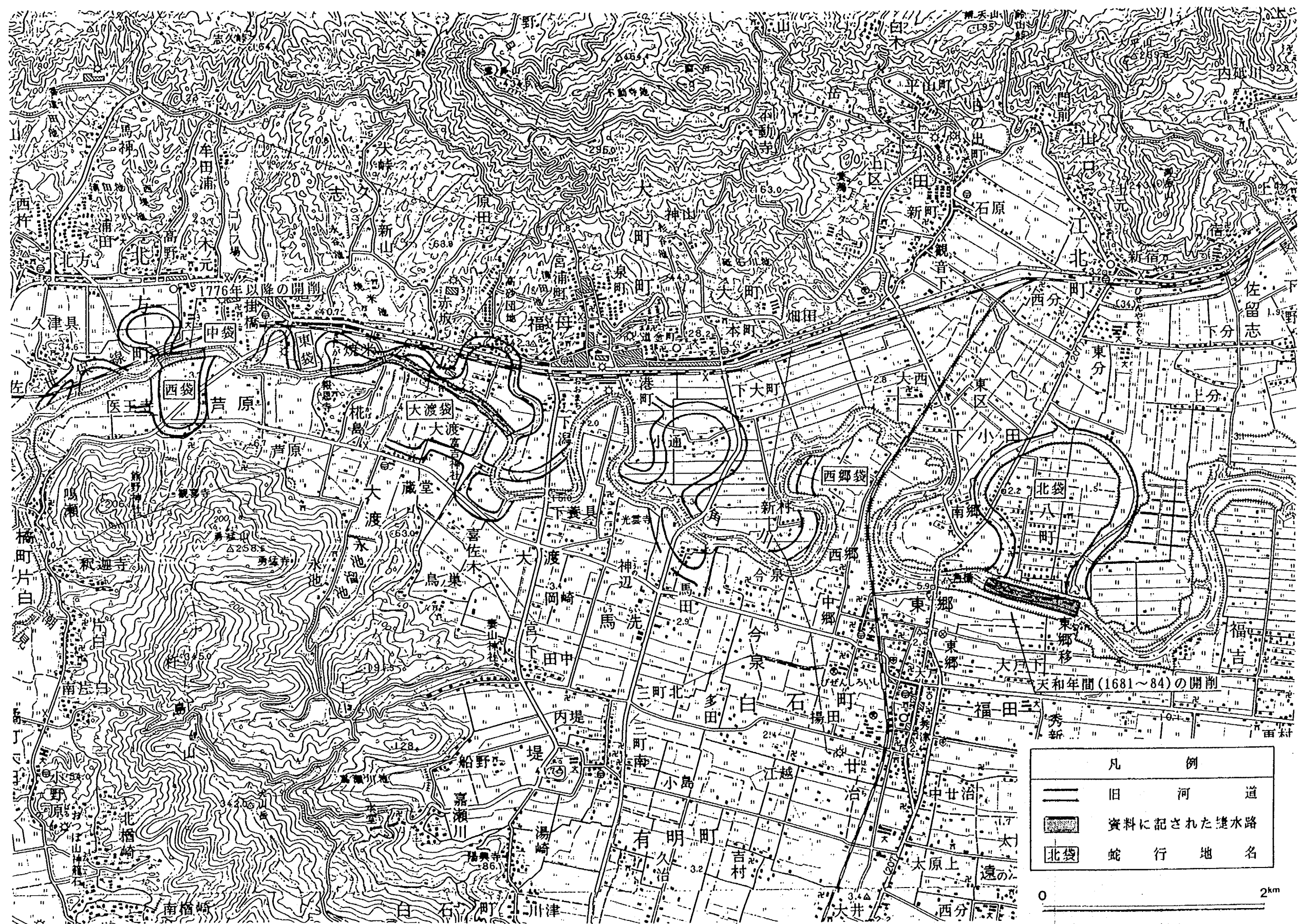


図-3.4.31 六角川の旧河道の状況

[2]川幅、川幅・水深比

みお筋の幅は最大が0 km付近の約400mである。6 km付近で約100mと段階的に急激に狭くなる。

これ以降は、10km付近で約70m、20km付近で約50m、27km付近で約20mとその変化は緩やかである。尚、みお筋の幅は極端な広狭の変化はみられない。

また、堤防間の幅との関係をみると、河口付近を除き、おおよそ、その差は50mではほぼ一定している。川幅水深比は1 km付近で80、5 kmで40、10kmで25であり、13km付近で20となる。この後、25kmで25とやや増加の傾向を示す。

[3]河道の平面形状

六角川河道の平面形状の特徴の一つは著しい曲流流路をなすことである。図-3.4.31は六角川の旧河道の状況を示したものである。これによると、かつての河道はほぼ連続的に曲流蛇行をなしていた。蛇行の振幅、波長は、上流に向かって小さくなることが一見して分かる。蛇行のスケールを図-3.4.32のごとく内接する円のスケールで表現し、蛇行の波長をEDの2倍、蛇行の振幅をFGの2倍として定義し、個々の蛇曲部の内接円を求めて、距離方向の波長、振幅の変化を表示したものが図-3.4.33である。これによって蛇行のスケールが下流に向かって増大することが良くわかる。蛇行の波長と振幅は、ほぼ川幅に比例しているが、ここで定義した波長と振幅の比は20程度と通常の蛇行波長より長めとなるが、これは内接する円の直径の2倍を蛇行波長としたためである。

なを蛇行度を旧流路で定義すると5~22kmで2.6程度となり、蛇行度としては、自然河川で生じる最大蛇行度に近い値となっている。

蛇行のスケールは、一方向流れの洪水によって生じる蛇行と同じような関係、例えば、蛇行長、蛇行帯の帯と川幅の関係、蛇行度と川幅・水深比との関係にあるが、一方向流れの蛇行形状に比較すると個々の蛇行形状は左右の対称性が良い。これは入退潮流によって順逆の二方向の流れによって蛇行が形成されることに原因しよう。

[4]河道の横断形状

河道の横断形状の代表例を図-3.4.34示す。5.0km付近までは、河床は比較的平坦で皿形の横断形をしているが、5.0kmより上流では、直流部では、台形状、蛇行部では三角形の横断形となっている。これより、最大水深 $H_{\max}$ （河岸肩高と最深河床高の差）は、平均水深 H_m の2倍程度の値となる。六角川の蛇行の曲率半径・川幅比は最大でも5程度であるので、砂州の発達しない場合の $H_{\max}/H_m$ と R/B の関係¹⁾にほぼ対応した値となっている。

次に河道斜面の勾配を検討する。昭和60年（1985）の測量結果より、河道断面を勾配度変化点で2~5に分割し、分割された斜面の勾配を算定する。図-3.4.35は最も潮汐の影響が大きい標高T.P.0.0mの位置の斜面の勾配を示したものである。なおT.P.0.0mの斜面が護岸等で自然状態で無い所は、その下の斜面の勾配が示されている。これによると2.0km付近までは1/10以下、2.0~5.0km付近が1/10、5.0~18.0kmまでは1/5、18.0km以上は1/3.3と段階的急になっている。また部分的に急な勾配となっている所があるが、これは蛇行の水衡部と一致している。

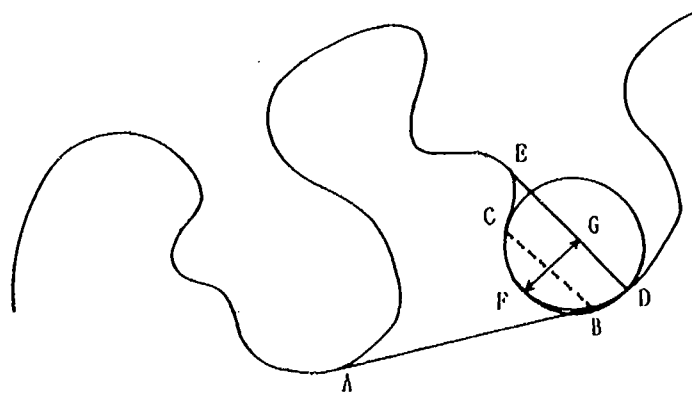


図-3.4.32 蛇行特性の定義

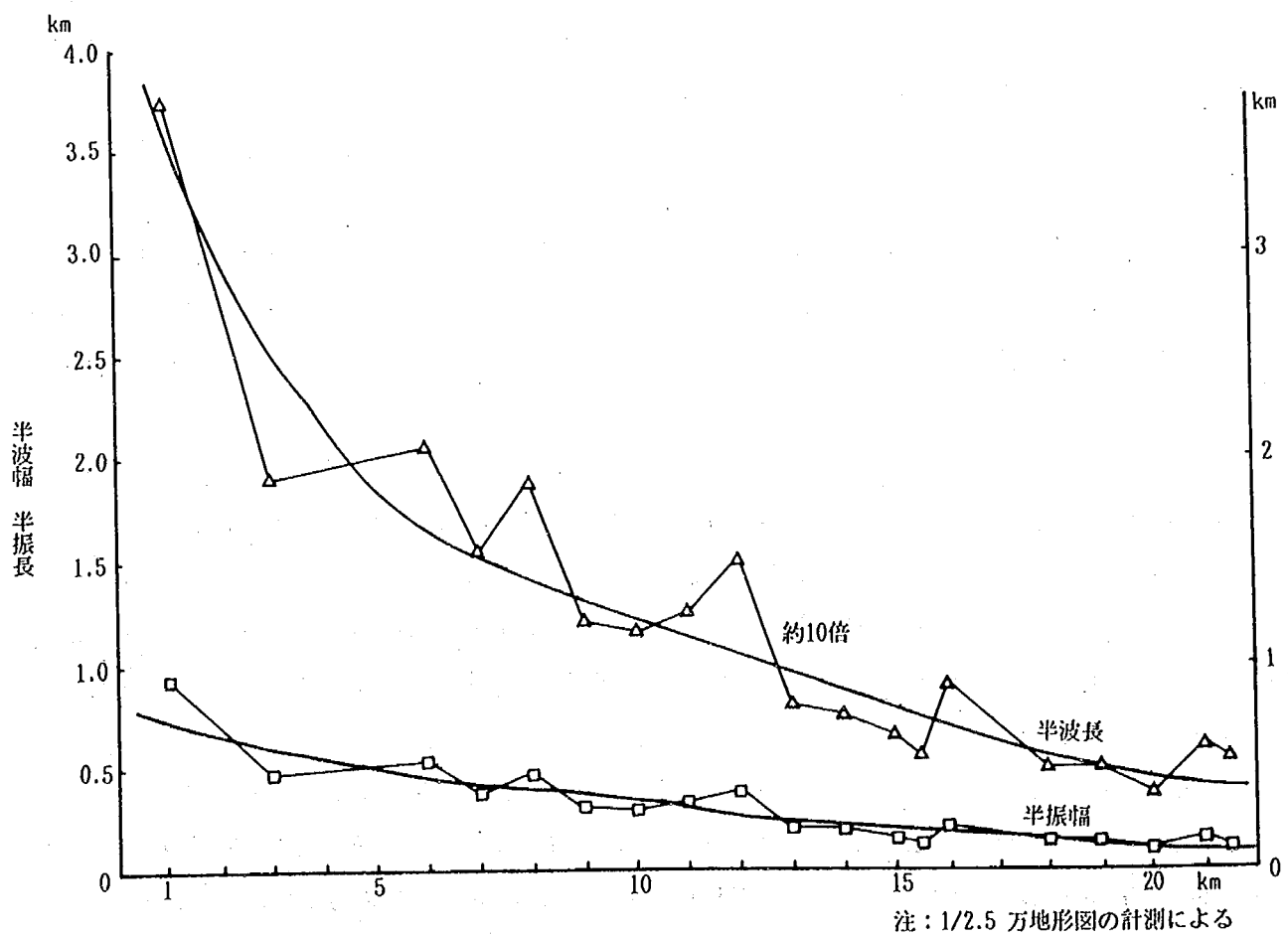


図-3.4.33 蛇行特性値の縦断変化

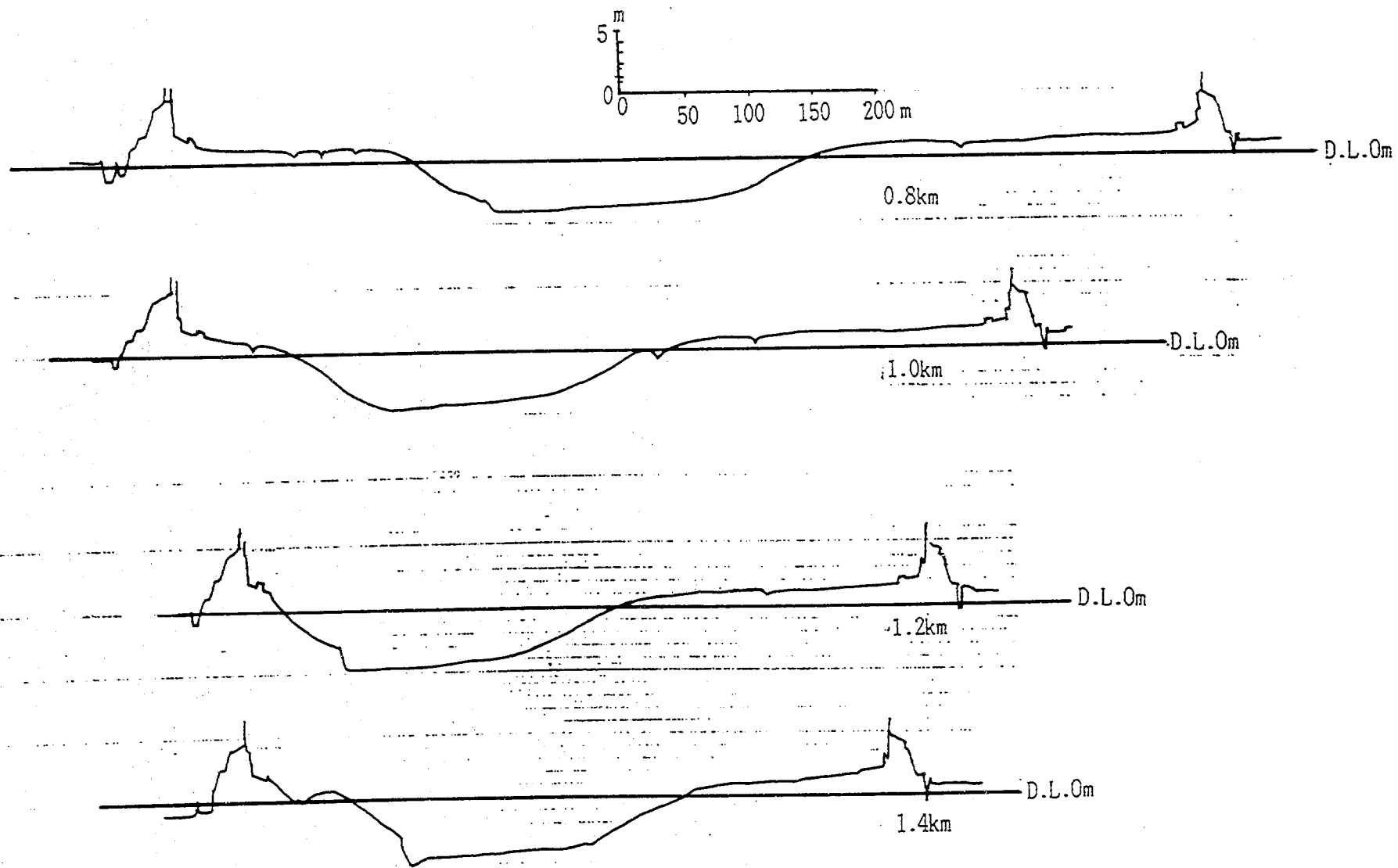


図-3.4.34 六角川の0/800~2/000の横断面図(1)

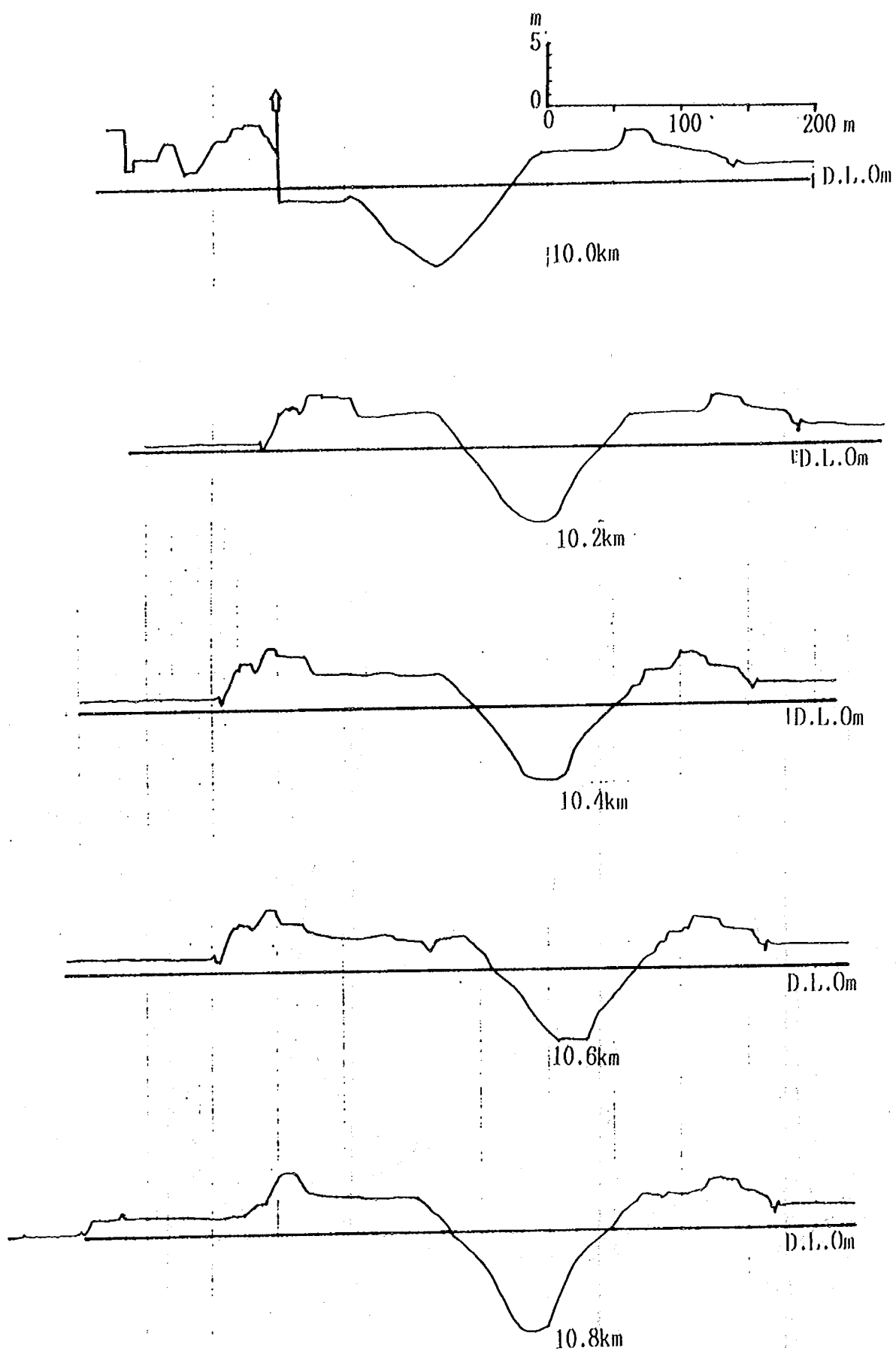


図-3.4.34(2) 10/000~10/800の横断面図

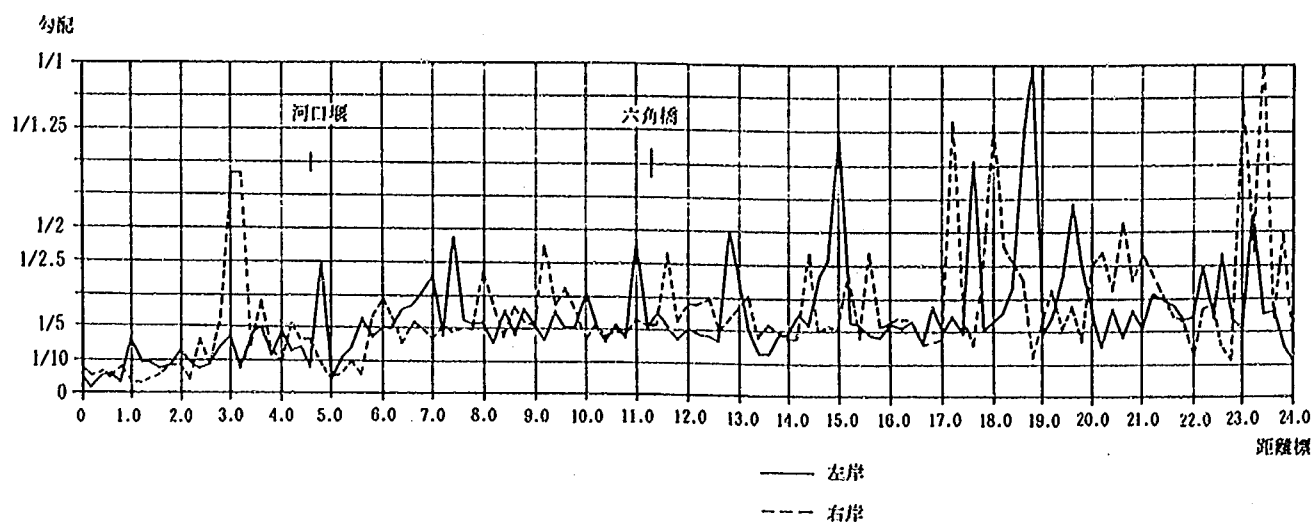


図-3.4.35 河道内斜面勾配の変化

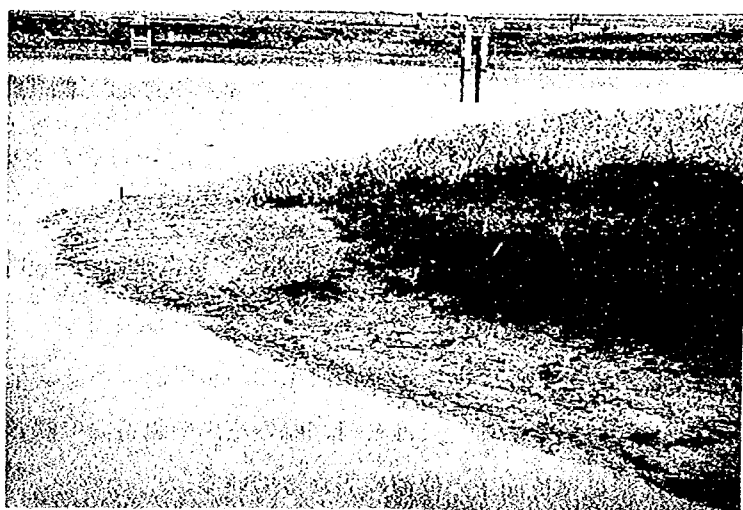


写真-3.4.1 河口堰上流4.5km地点



写真-3.4.2 六角橋下流11.2km地点

写真-3.4.1と写真-3.4.2は河口堰（4.5km地点）と六角橋（11.2km）地点の河岸の様子を見たものである。六角橋地点の方が斜面勾配が急なのが良く分かる。なお急斜面の所は、斜面がすべっているのがよく分かる。ガタ土の含水比は、液性限界の含水比を越えており、振動や外力をあたえると容易に流動化してしまう。

Segment 3-3の0～5 km区間の斜面勾配が緩いのは、高水敷がまだ形成されておらず、干潟的性質を持っている斜面であるからであろう。

[5]河岸侵食特性

地形図や郷土史による記録から見るかぎり河岸侵食によって水路位置が大きく動くという河川では無いと判断し得る。しかし、六角川には、河岸保護のために水制工及び護岸工が図-3.4.36に示した位置に設置されている。

護岸工は河口から5 kmまでの両岸と11.0～22.0km付近までの水衝部に主に施工されている。なお河口から5 kmまでの護岸は、高潮対策の一環としての護岸工であり、それより上流部の護岸工とは設置目的が異なる。水制工は、蛇行部の水衝部に設置されている。

図-5.4.37は六角川1.0km付近の河岸位置の変化状況を示したものである。

昭和37年と昭和61年に撮影された空中写真の判読によると、水衝部での侵食と水裏での堆積によって河道が左岸側へ移動した状況が認められる。

各距離における24年間の変動の状況は表-2.7のとおりである。左岸側が10～50m侵食される一方、右岸側で10～20mの堆積が生じ、みお筋の幅が10～20mほど広がっている。

この区間の横断面は図-3.4.37のとおりである。最深河床部が左岸側にあり、左岸の斜面勾配が急であるのに対して、右岸側の斜面勾配が緩である。1.2km、1.4kmの左岸の急斜面の深さはT.P.-3 mから-5 mの位置に在る。この面は丁度最低潮位面下の位置に当たっている。

表-3.4.4 0 km800～1 km800の蛇行部の24年間の河道変化状況

河口からの 距 離	干 潟 の 幅 (m)						み お 筋 の 幅 (m)		
	左 岸 側			右 岸 側					
	昭和37年	昭和61年	増 減	昭和37年	昭和61年	増 減	昭和37年	昭和61年	増 減
0km 800	240	190	-50	300	310	+10	200	240	+40
1km 000	120	80	-40	280	300	+20	190	210	+20
1km 200	70	30	-40	250	270	+20	180	200	+20
1km 400	110	70	-40	170	190	+20	170	190	+20
1km 600	50	30	-20	60	70	+10	180	190	+10
1km 800	100	90	-10	60	70	+10	190	190	0

注：空中写真の判読による



図-3.4.36 護岸、水制工の施工状況

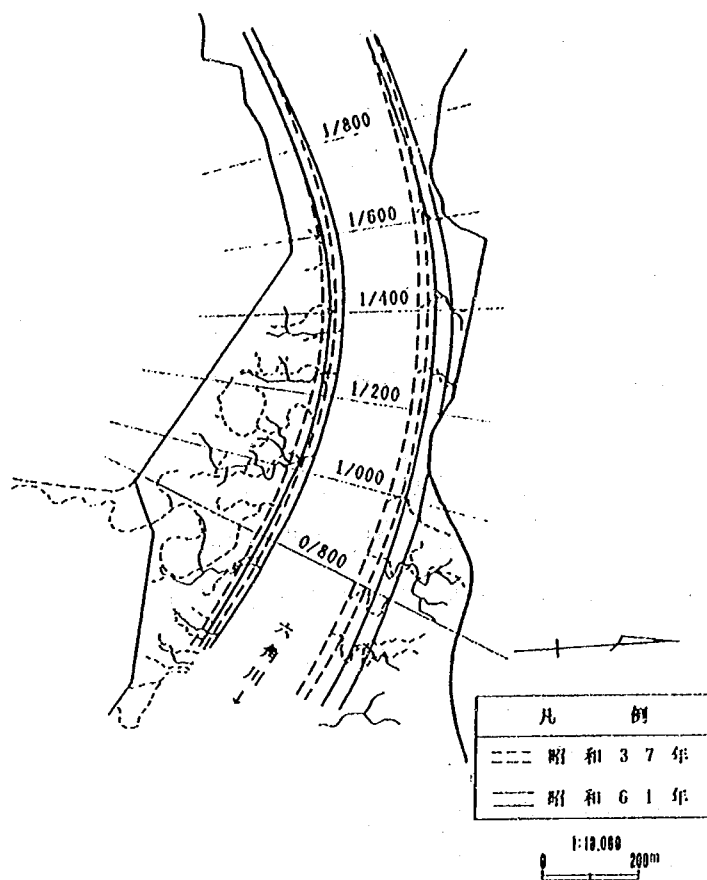


図-3.4.37 六角川 1 km付近の河道変化状況

第4章 沖積低地河川の河道特性のまとめ

本章においては、第3章の実態調査より沖積低地河川の河道特性の共通性を抽出し、また第2章の知見を踏まえ、その共通性が生じた原因について考察する。

4.1 河床材料と堆積環境

沖積地を流下する河川の低水路のスケールは、河床材料を媒介とした流水の力との自己調整作用の現れであり、河床材料は洪水時に河床に働く掃流力と密接な関係があることを2.2.1で述べ、図-2.2.1にその関係を示した。

図-4.1.1は、図-2.2.2に今回の調査結果を黒丸で付加したものである（但し六角川は除く）。これによって d_m が0.25mm以上の u_*^2 と d_m の関係は、以前の調査結果と同様の関係になることが確認し得た。さらに d_m が0.25mm以下の場合の u_*^2 と河床材料の主モード（A集団）の平均粒径 d_A の関係は、 d_A が小さくなると u_*^2 と d_A の関係は上流のsegmentでワッシュロード的であったものが、対象segmentで浮遊砂的な運動形態を持つような水理量となっている。すなわち

$$d_A=0.2\text{mm} \text{ に対して } u_*^2 \approx 50\text{cm}^2/\text{s}^2, \tau_{*A} \approx 1.5, u_*/\omega_0 \approx 5$$

$$d_A=0.15\text{mm} \text{ に対して } u_*^2 \approx 30\text{cm}^2/\text{s}^2, \tau_{*A} \approx 1.2, u_*/\omega_0 \approx 5$$

$$d_A=0.1\text{mm} \text{ に対して } u_*^2 < 20\text{cm}^2/\text{s}^2$$

程度となっている。

河床材料の d_A が0.1mm以下になると、図-4.1.2で示すように、河床材料の均一性が悪くなる。特にシルト・粘土が大部分を占めるようになると非常に悪くなる。この原因としては、次のことが考えられる。

粒径0.15mm以上の河床材料が堆積する所では、土砂が堆積する時にシルト・粘土が堆積し得るような静水的环境にない。すなわち、粒径0.1mm以上のものは掃流・浮遊砂的に移動するが、シルト・粘土はウォッシュ・ロード的に動き、運動形態が異なっているため、同時に堆積する割合は少なく、河床材料の均一性が良いが、これ以下の河床材料の所では、 u_*^2 が小さく静水的环境に近くなりシルトが沈降し得る条件となり、粘土は静水的环境にあるのでフロキュレーションを起し、さらに塩類の影響でそれが促進され、実質的な沈降速度が増大し、シルトと一緒に堆積するため堆積物の均一性が悪くなると考えられる。

なおシルト・粘土の堆積する所の平均年最大流量時の u_*^2 は、洪水時に上流から補給されるこれら細流物質の量が多いほど大きくなると考えられる。またシルト・粘土が洪水時のみならず、小出水・平水時にも多量に補給されるような場合には、通常の河川では細砂あるいは中砂を持つsegmentにおいても、鶴見川0～7kmのsegmentのように河口付近、あるいは堰上流などでは、小流時にこれらシルト・粘土が流速が遅いため堆積することがある。但し、洪水時にはこれら細流物はフラッシュされ、あるいは残ったとしても、その上に図-4.1.1の関係にはほぼ一致するような材料が堆積するものと思われる。

入退潮流によって河道のスケールが規定されていると考えられる六角川の大潮時の最大流速は80cm/s程度、 u_*^2 で20～30cm²/s²である。この値は図-4.4.1の関係から推定されるよりかなり大きな値である。

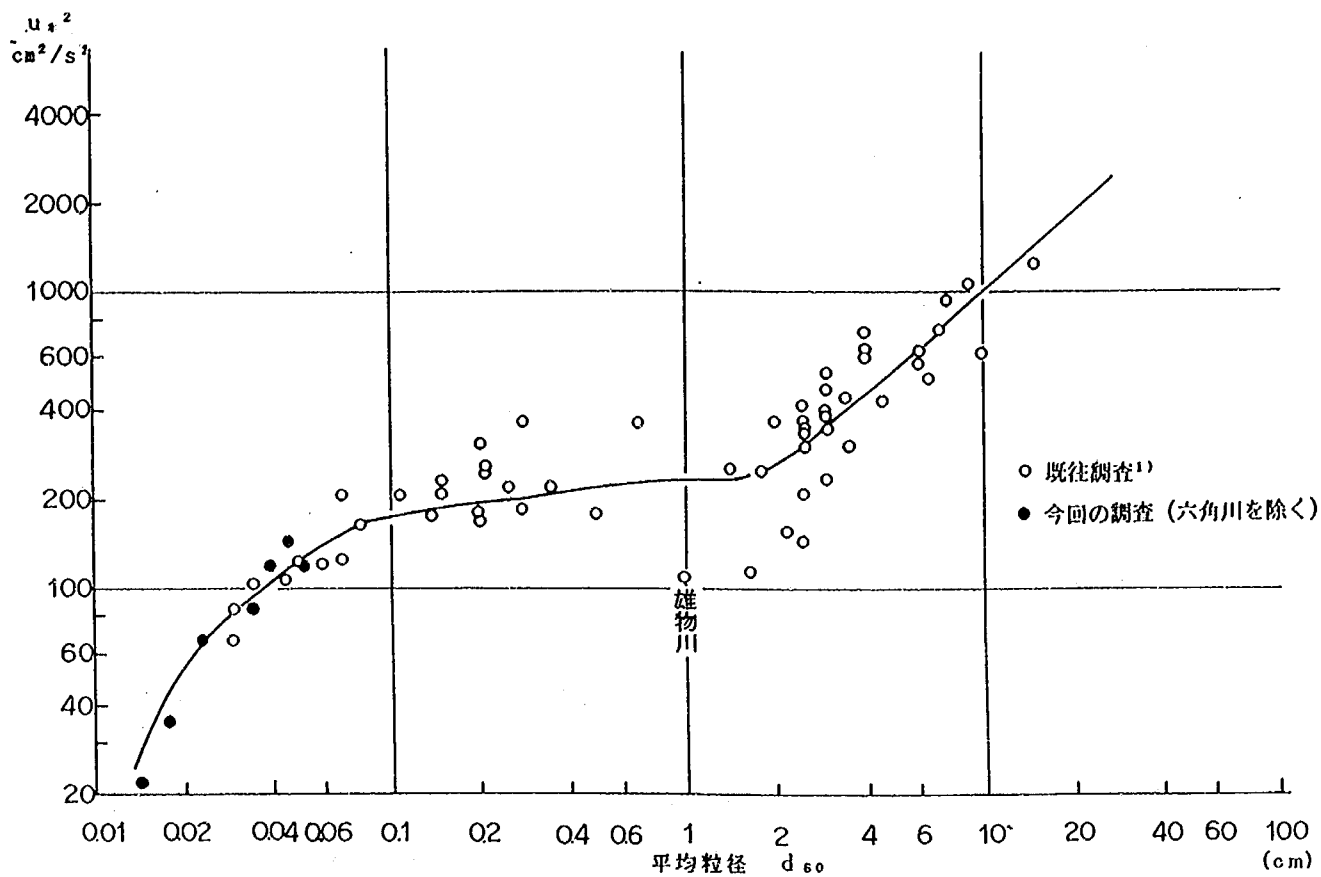


図-4.1.1 u_*^2 と d_A の関係

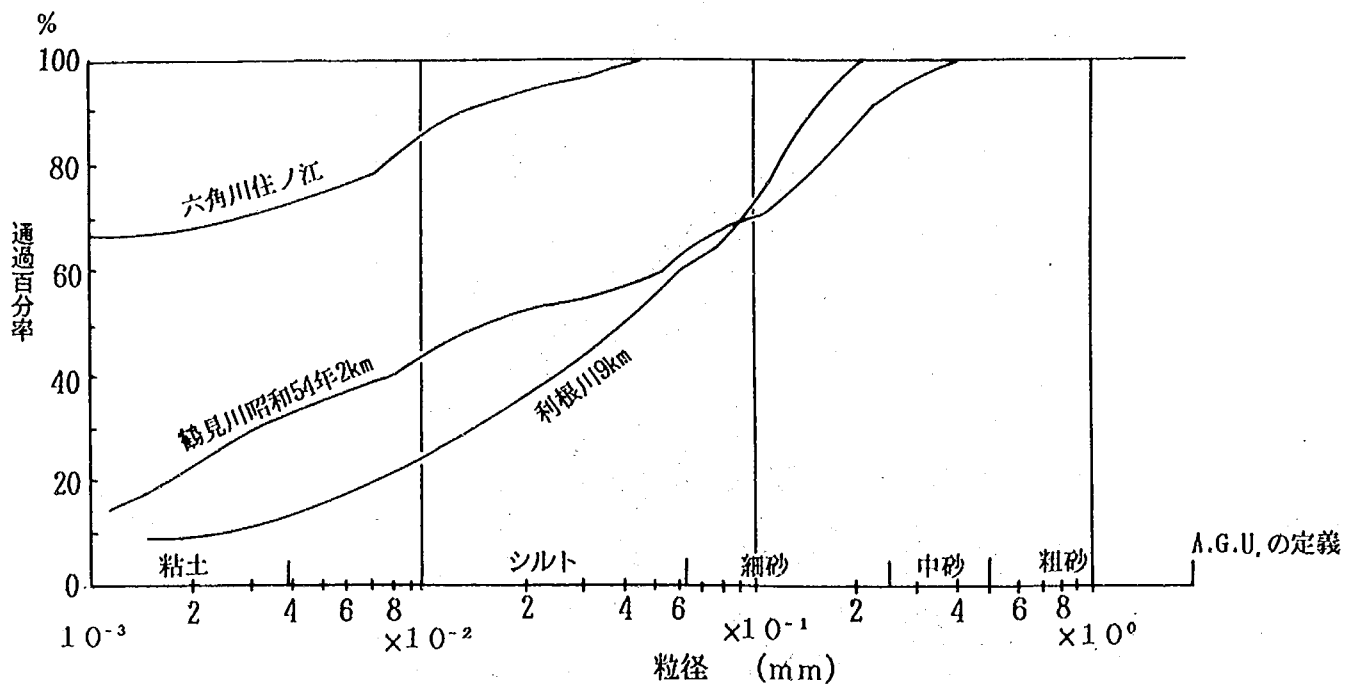


図-4.1.2 細粒物質の粒度分布図

また河床材料が侵食浮遊され始めるのは平均流速で 50cm/s 程度、 u_{*} で 3cm/s 程度である。

4.2 低平地河川のsegment区分とその形成機構

河川の河床材料は、大支川の合流や狭さく部等が無ければ、一般に図-4.1.1の u_{*}^2 と d_A の関係線上に乗るように上流から下流に向かって小さくなるが、徐々に粒径が変化するのではなく、ほぼ同一勾配を持つ区間(segment)では、同じような河床材料を持ち、次のsegmentの結合部で河床材料が急変する。この急変点で各粒径集団の土砂の運動形態が、上流と下流で大きく変化し、土砂の分級現象が生じている。

沖積低地河川では、このsegmentの結接点の位置や標高に共通性がある。すなわち完新世の海水面変動に伴う地形発達歴史がsegment形成史そのものとなっている。これをもう少し詳しく述べよう。

江戸川、荒川、中川、のSegment 3の区間は、河床の最深部は-5 m程度で、この位置は丁度デルタ底層のAc層（海成粘土層）に相当する層に接する位置である。その上にデルタフロント堆積物であるAs層（シルト含み細砂）が3 m程度、その上に汜らん原堆積物あるいは人工的盛土が1～2 m存在している。このsegmentの最上流端は江戸川で21km、中川で19km、荒川で23kmの地点（地表面積高T.P. 2～3 mの位置）であり、これは丁度海水面の停滞期であったB.P.3000～2000年時の汀線位置の少し上流の位置と推定される（荒川21km付近には、中砂から成るAs層が地表面近くまである。この砂層は、汀線停滞期の浜堤砂であろう。）このsegmentでの汜らん原の勾配は1/8000～1/1,0000と非常に緩い。

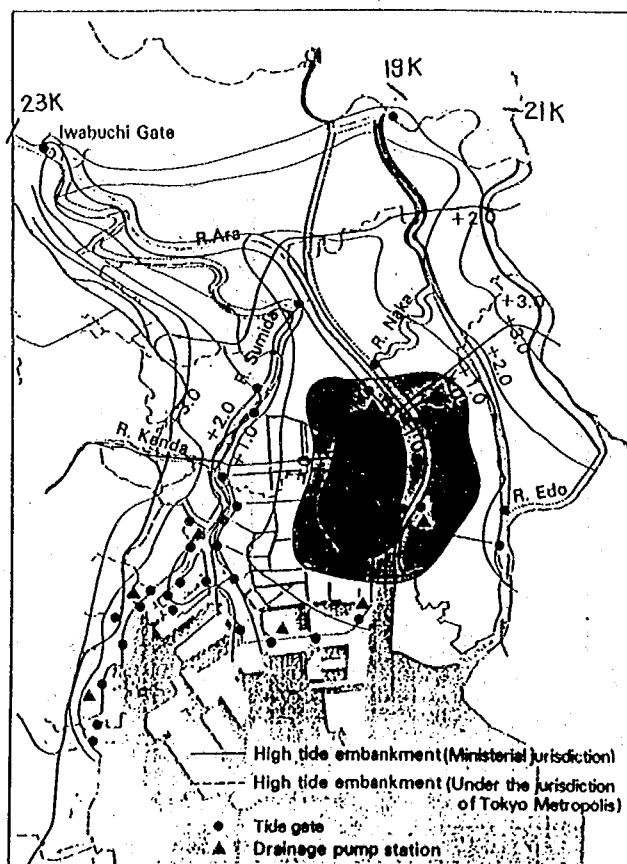


図-4.2.1 中川低地とSegment 3の位置関係

これより上流のsegmentは中砂を河床材料に持つ勾配 $1/4,000 \sim 1/5,000$ の segment 2-2 に対応する区間で、網文最海進後の海水面の下降期に形成されたsegmentである。このsegmentにおいては、河床の下にはデルタ底置層のAc層、その上にデルタフロント堆積物であるAs層、あるいは河成のAs層がパッチ上に入り、その上は汜らん原堆積物であるシルト質の堆積物が3~4 m乗っている。この層厚はsegment 3より堆積時間が長いこともあって厚い。

利根川のsegment 3の0~45km区間は、最近まで潟湖であった所であり、汽水湖的な性格をまだ残している。ボーリング資料より土層構造は、利根川が、左岸側の洪積台地寄りの埋沈段丘上に位置しているため、最深部に洪積層が露出したり、洪積台地前面の浜堤堆積物や砂丘の砂層が現れたりして、中川低地よりその層序構造が複雑である。

長良、木曽川の場合は図-1.1.1及び図-1.1.2に示すように河口より約10km地点以下がsegment 3となっている。上流のsegmentの $d_A=0.5\text{mm}$ が、ここで $d_A=0.25\text{mm}$ 変化している。この地点は、近世初期の海岸線であり、海水面の停滞期およびやや前進期(B.P.2000~400)以前の海水面の下降期に形成された上流のsegmentと性格が異なっている。この土質構造も基本的には東京湾に流入する荒川、中川、江戸川と同様である。

このように沖積低地のsegment形成、土質構造は、後期洪積世、完新世の地形発達史と密接に結びついている。そこで内湾に流入する大河川(江戸川、荒川、木曽川、淀川)をイメージして、その地史を簡単に要約³⁾⁴⁾¹²⁾¹³⁾¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾してみよう。

・30,000~20,000年B.P.以前

今から約2万年前は最終氷期の極期に当り、海水面は現在より120~140m低い所にあった。河川は、現在の沖積谷を深く切り削み、流れていた。

この時代の扇状地面は、気候が寒冷であり、山地部の粗粒物質の生産量が現在より多く、一方洪水流量は現在より小さかったと推定されるので現沖積扇状地面の勾配より多少勾配が急であった。この面は洪積扇状地として段丘地形として残されている。この時代の扇状地面は、扇端の河床高が現在より低い所にあったため、扇状地の下流部は現在の沖積地の中には旧扇状地の地表面勾配を持ちながら埋没している(例えば、埼玉県を流れる荒川のこの時代と考えられる扇面は、現在の扇状地の扇端位置河口より74km(久下橋)より6km下流の68km地点(大芦橋)まで勾配 $1/200 \sim 1/250$ 位いでつながっている。この扇端より下流は、礫を持つ河床が勾配 $1/1000$ 以上の自然堤防帯(segment 2-1)であった。¹⁹⁾

・20,000~10,000年B.P.

この時期は、海水面が年1cm程度の速度で上昇したため、土砂の堆積作用をうわまわり河口位置は後退した。この後退時には、河口近くの勾配の緩い所に堆積した砂層や腐植物質を残しながら河口位置が後退したため、基底礫層(B.G層)の上に砂層や腐植物層が残り、その上に海進によって深くなった所にデルタ底置層の泥層が堆積した。

この海進は、現海水面下-20m位の位置まで進み、この地点までデルタ底置層である粘土層が進入している。この間、河口より上流部が自然堤防帯であった所は、海進にともなって、そのsegment長さが短か

くなった。河口付近には短いながら海水面の上昇に応じて上流に移動するsegment 3があり、湿地的な環境にあったと推定される。扇状地のsegmentは、温暖化に伴って、土砂生産量が減少し、他方流量が増加したと考えられるので、扇頂から扇尖にかけては、河床の低下が進み、段丘地形化されていった扇面が多いと判断される。扇端は、けずられて土砂がたまり、勾配が緩くなる方向に変化したと推定される。

・10,000年B.P.ごろ

このころ海水面の上昇は止まり、逆に水面は低下した。海進によって河床が上昇していたsegment 2は、この時まで堆積したデルタ底置層を下刻しながら、その長さを延長し、海水面下40m程度の所までに達した。

・8,000～6,000年B.P.ごろ

完新世の初期には海面は現在より30～40m低位にあったが、8,500年前頃から顕著になった気候の温暖化によって、世紀当たり1m内外の速い速度をもって上昇していった。河川堆積を上回る急速度の海面上昇のため、内湾が形成された。

この海進現象をフランドル海進あるいは縄文海進と呼んでいる。

縄文海進によって形成された内湾に、浮流物質が沈澱・堆積して形成されたものがデルタ底置層である海成粘土層である。

・6,000～1,600年B.P.

6,000～5,000年前頃になると縄文海進が高頂期に達し、海面の上昇速度が緩慢化、あるいは停止するようになった。その後海水面は低下した。このため、上昇する海面のため内湾の奥に押し込められていた河川の粗粒搬出物の堆積範囲が海方へ向かって拡大し、河口位置は前進した。これによって新たにsegment 2の性質を持つsegmentを形成した。なお縄文海進時河口位置が扇状地末端まで達しており、途中から大きな支川が入らない場合はsegment 2はほぼ同一勾配を持つsegmentとなるが、縄文海進の極期においても、中砂を持つsegmentが有った場合には、この極期の河口付近の位置でsegment 2の勾配が多少変化することがある。

河口の前面に堆積したものが、上部砂層であり、三角州の前置層に相当するものである。その層厚は一般に4～7m内外であり、これは当時の浅海の水深を表している。このように、現在の海岸の三角州の形成は6,000～5,000年前に開始された。

・1,500～800年B.P.

この時期は海水面は多少上昇傾向にあったようで、河口位置の前進は遅くなり、あるいは多少後退した所もあるようである。この時期にはsegment 2においては、上流からの流送土砂に応じた河床勾配を形成しようとし全体的に河床は上昇みであったと推定される。

この時期は、中砂のsegmentの前進は少なく、ほとんど停滞していたと推定される。細砂はこの中砂の前面の海部に広く堆積し、デルタフロント堆積物となると同時に、一部は陸化して現在のsegment 3が形成され始めていた。

・700B.P.～現在

海水面は多少低下あるいは停滞ぎみであった時期である。河口から排出されるシルト・粘土はデルタ底置層として沖合に水深-5~6 m以下に堆積し、一方デルタフロント堆積物であるsegment 2の河床材料より、1モード細粒の砂が河口前面にローブ状にはり出し、これが波浪によって左右に移動しつつ、海岸線を前進させていった。segment 2の末端はこの前進速度に追いつかず、前進した河道部は、新たに細砂から成るsegment 3を形成した。このsegmentの拡大には、干拓新田の造成、工業用地の造成と言う人間の作用が強く影響した。

以上内湾に面した大河川のsegment形成史を述べたが、外海に面している河川や、堆積作用の卓越している河川¹⁹⁾²⁰⁾、河川前面に深い海盆のせまっている河川、波浪の作用が強く河口から吐き出された土砂がすぐに再移動してしまう河川、潮汐作用の強い河川では、このような展型的な低平地の発達形態を持たず、デルタ底置層を持たない河川や低平地自体を持たないものもある。

そこでsegment 3の形成される条件について考えて見る。

今 ΔT 年後 $-\Delta H$ だけ水面がある一定速度で下降した時に、河口位置が ΔX だけ前進したとしよう。 $t=0$ 年時の河口付近の勾配 I_0 として、この I_0 のsegment(ここでは中砂から成るsegment 2を想定する。)が ΔT 時間後にその末端位置を ΔX_2 だけ前進させたとなると、

$$\textcircled{1} \quad I_0 = \Delta H / \Delta X$$

であれば、segment 2と同じような性質を持つ河道が $\Delta X (= \Delta X_2)$ だけ前進することになる。

$$\textcircled{2} \quad I_0 < \Delta H / \Delta X$$

であれば、河口付近の勾配が、上流より急になりsegment 2は河床低下に見まわれよう。

$$\textcircled{3} \quad I_0 > \Delta H / \Delta X$$

であれば、勾配が上流部より緩くなるので、 ΔX が ΔX_2 より大きければ、長さ $\Delta X - \Delta X_2$ の新たるsegmentが形成されよう。

従って外海に面している河川では、細砂が沖及び汀線方向に運ばれ、細砂から成るデルタフロントが形成されないで、 ΔX が大きくなり、segment 3が形成されないと考えられる。また細砂の集団の上流からの供給量が小さく、この集団で一つの堆積空間を作れないような場合、さらにsegment 2の勾配が急で、中砂の供給量が大きく、segment 2の前進速度 $\Delta X_2 / \Delta t$ が $\Delta X / \Delta t$ と同じ場合にもsegment 3は形成されないと考えられる。

なおsegment 3を現在もつ河川における完新世のsegment形成環境は、

①に相当する時期は8000~5000B.P.

②に相当する時期は10,000B.P.ごろ

③に相当する時期は800B.P.~現在

となろう。

河床材料のA集団の粒径が大きく変わらないにもかかわらず、勾配が変わりsegment区分し得るような場合には、そこに大きな支川が入っている。これは、支川、本川とも河床材料のA集団の粒径がほぼ同一であっても、洪水到達時間の差によってA集団の土砂濃度が合流点下流で小さくなり、勾配が緩くなるた

めである。

4.3 洪水時の粗度と河床波

河床材料のA集団の d_{60} が0.2mm以上0.6mm以下であれば大洪水時には、河床波が砂堆から平坦河床に変化し、低水路の流速係数 ϕ が10~12程度から25~30程度に変化する（これは粗度係数 n で言うと $n=0.035\sim0.04$ から $n=0.01\sim0.020$ に変化することに相当する）。この移行時の流量は平均年最大流量（低水路満杯流量）程度からそれより大きい流量である。河床勾配 i_b が $1/3,000\sim1/5,000$ 程度であるので、洪水時の水面勾配が洪水ハイドログラフ形状の違いによって変わるので、移行時の流量は洪水ごとに異なる。計画高水流量程度の大流量時には、平坦河床となる。

河床材料のA集団の d_{60} が0.2mm以下の場合、観測資料が無いので、明確なことが言えないが、洪水時の河床波は、砂漣河床から直接平坦河床に移行するらしく、流速係数 ϕ は、砂漣の16~18から $\phi=25\sim35$ に変化する。なお水面勾配は流量が大きくなるほど急勾配になる。

高水敷の自然植生は、細砂を持つsegment 3の場合よし原であるので高水敷の粗度係数は洪水時の水位がよしの高さを越えない場合は非常に大きく工学的にはよしの高さまでは実質的な死水域と見なしても良い。なお水位がよしの高さの2倍以上となれば、図-4.3.1に示す高水敷粗度係数と水深 h ・草の高さ h_v 比との関係^{m)}より n を求めれば良い。

泥質の材料を河床材料に持つ所では、河床表面が底生動物等によって乱されることにより、凹凸があるようで、六角川の場合では $n=0.02\sim0.025$ 程度となっている。

segment 3の河川の場合、洪水時の水位は潮位の影響を受けるので、潮位の変動によって河床波の形態や粗度が変わることがあるので注意が必要である。

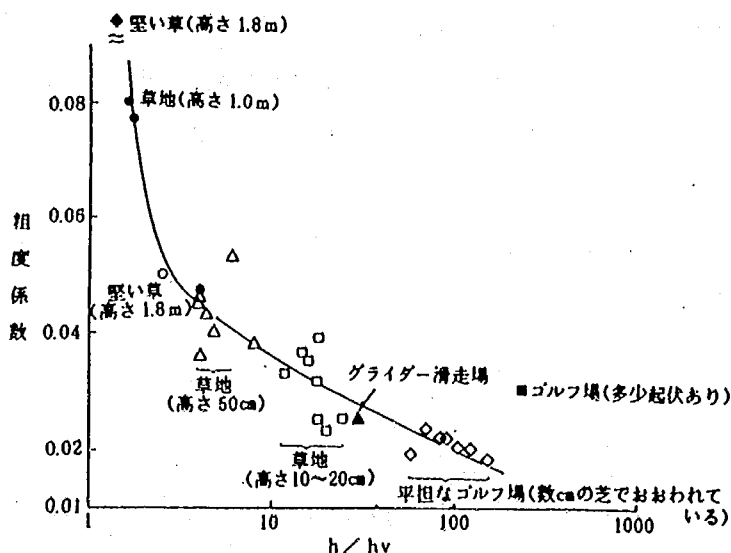


図-4.3.1 高水敷の粗度係数と h/h_v の関係^{m)}

4.4 河道の平面形状と横断形状

ここでは沖積低地河川の平面形状とその変化特性及び横断形状についてsegmentの違いごとにその特徴をとりまとめる。

[1]segment 3

日本の沖積地河川でsegment 3を持つ河川は、近世以来の干拓や治水事業の影響を受けており、自然に形成された平面形状となっていない。従ってsegment 3の河川が本来どのような形状を持っていたかは、沖積面に残された微地形や古地図等よりしか判断し得ず定量的な評価は難しい。

ここでは、日本の河川について気付いたことをまとめておく。

i) 河床材料のA集団が0.15mm以下の細砂から成るsegment 3を持つ河川は利根川しか無く、このような河川がどのような蛇行形態を持つか明確でない。利根川のように直線状の平面形状の場合の河道の横断形状は、ほぼ皿型となり、顕著な深掘れは生じていない。もし深掘れが生じて、デルタ底置層が河床に露出し深掘れはそこで止まろう。このような河床材料を持つ河川は堤防が無ければ、大出水時においても、上流で氾らんしてしまうので数年に1回程度生じるような洪水時の流速70~90cm/s以上にはならないので、河岸近くのシルト・粘土含じりのはんらん原堆積物を侵食するような速度とならず、水路の側方侵食はほとんど生じない。但し堤防ができると、100年に1回生じるような洪水時の水深が増すこと、また水面勾配が増加するので流速1.5m/s程度になると判断される。河口近くは大出水時には低下背水曲線となり急勾配となるので3m/sを越えることもあろう。

ii) 河床材料のA集団が0.2mm以上0.3mm以下の場合、上流の自然堤防帯の河川と同様な性質も持っているが、日本の河川の場合上流のsegment 2-2の所に比較して、蛇行度が小さいようである¹¹⁾。河道の横断形状は、直線部は逆台形状であるが湾曲部では逆三角形形状となり、最深部の低水路満杯時の水深は平均水深の2倍程度となる。河岸物質は攻撃斜面側は、上層のはんらん原堆積物であるシルト粘土が数m、その下にデルタフロント堆積物が4~5mあり、最深部はデルタ底置層の粘土が露出しているよう。

なお河川が洪積段丘の近くを流れる場合には、縄文海進時の波触台である埋没段丘が河床に現れ、江戸川16.5kmの横断図に示すように、同一強度を持つ土丹層が露出し、河床が台形状になり、最深河床もこの区間の前後の河床高より浅くなることがある。

0洪水時の流速がそれほど大きくないこと、また河岸基部を侵食して、滑った氾らん原堆積物が、そこに残されることもあって水路の側方移動は小さい。ただし表層の氾らん原堆積物が薄く、その下のデルタフロント堆積物が粘着力の無い細砂から成り、そこが水衝部であれば、側方侵食が進むこともあろう。

iii) シルト、粘土を河床材料を持つsegmentが、自然に形成された河川は、日本の一級河川では六角川の例がある。六角川のように潮汐流の影響が大きく、この影響で河道のスケールや平面形状が支配されるような場合は、川幅・水深比によって蛇行度が支配されるものと判断される。六角川のように川幅・水深比が20程度であれば迂曲河道となるが、外国の河川の例を見ると、川幅・水深比の大きな場合は、蛇行度は小さい。

潮汐流の影響が小さく、洪水流の影響が卓越している場合は、インドネシア国、ソロ川の例に見るよう

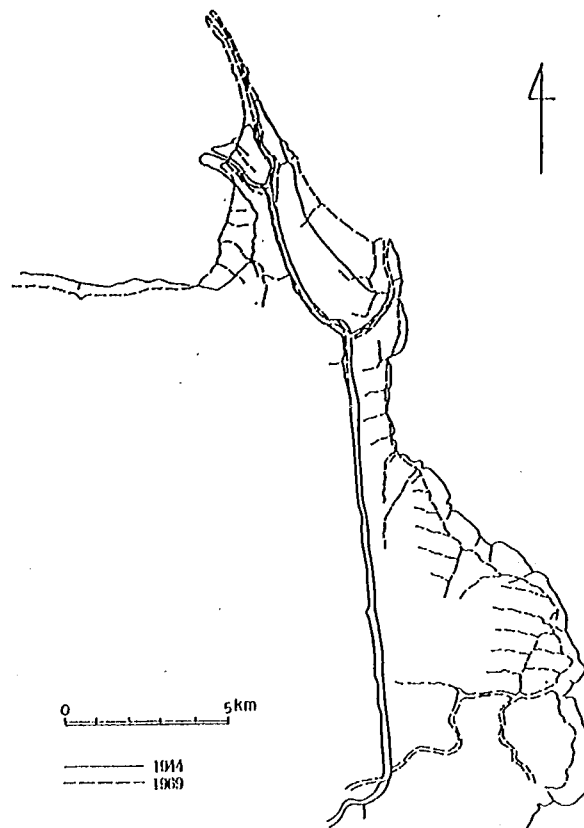


図-4.4.1 ソロ川平面図

に B/H が小さくてもほとんど蛇行しない。⁹⁾⁸³⁾

横断形状は、川幅水深比が大きければ皿型であるが、川幅水深比が20程度以下では三角形状となるようである。斜面の勾配は、含水比と関係すると思われるが、最近の堆積物で河岸が形成されている場合には、 $1/5 \sim 1/15$ 程度となるようである。

河岸の側方移動はほとんど無い。

[2]中砂を持つsegment 2

ここでは、縄文最海進時に、海面下にあった中砂を河床材料のA集団に持つsegmentの特徴を記述する。このsegmentの平面形状は自然状態では蛇行していたものが多い。蛇行度は川幅・水深比が大きいほど蛇行度は小さくなる。低水路満杯時の川幅・水深比が100近くなると河道は直線状となり所々に島が発生したりする。

河道内には砂州が発生する条件にあり、少流量時には、その水深に対応する小さい砂州が発生し、多列砂州が見られる場合がある。

河道の横断形状は、平面形状に応じて形状が変化し、直線部（蛇行の転換点）は長方形状であり、湾曲部は逆三角形状になっている。

河岸物質は、上・中層は氾らん原堆積物である自然堤防堆積物の細砂と泥層の互層からなる層や後背湿地堆積物の粘土層からなっている。下層はデルタフロント堆積物の砂層や河成の掃流砂堆積物からなるが、

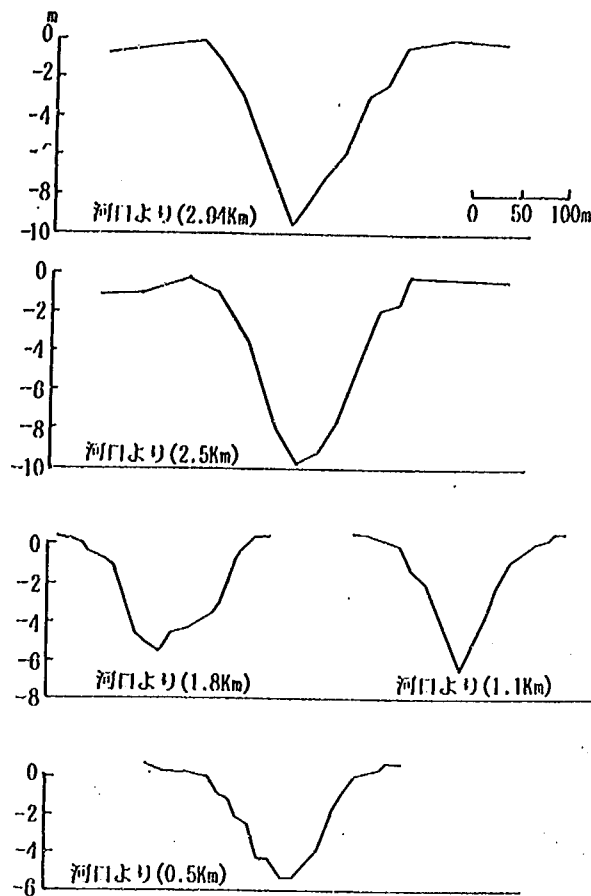


図-4.4.2 インドネシア・ソロ川河口部の横断形状

時にはデルタ底置層の粘土層や河成の後背湿地堆積物が現れることもある。

現在、日本の沖積地河川のsegment 2の区間は、上流域の大ダム、砂防施設の建設と治水のための河床掘削によって河床低下に見まわれている。この河床低下に伴って、沖積世の後背湿地の粘性質の土質のものや、洪積世の埋没段丘物質等の多少侵食に強い堆積物が河床に露出する地点が増加しつつある。このような地点の横断形状は、河床面が平らで台形状となっている。この多少侵食に強い層の下に砂質の層がある場合、上層の面が侵食によって破損されると急激な深掘れを生じたり、この層の下流側が掘れて小さい滝となり、この滝の位置が上流側に徐々に移動し、河川構造物等が危険な状態になるという事例が増えつつある。

ただし、本segmentは、近年まで河床上昇傾向にあった所である。沖積地上には、自然堤防上の高まりが、多く残されており、河床上昇に伴う流路位置の変化（これは扇面上を流れるsegment 1の河道位置の変動によって生じるものと、segment 2の河床自身の上昇によって流路が変わる二つの原因がある。）が激しかったと推定される。なお、この自然堤防は連続的につながっており、河岸侵食によって流路が連続的に側方侵食したものではない。従って沖積面下には、河成の砂層が帯状につながるが面的には拡がっていない。現河岸が河岸侵食によって側方移動がある場合でも、その内に後背湿地堆積物である粘性土が河岸、河床に露出し、側方移動速度が急減しよう。

4.5 景観

細砂、シルトを河床材料に持つ日本の本州の河川の自然景観の特徴は、満潮時には河岸高近くまで、水面が高まり、この水面高からヨシ原が氾らん原に続くというものである。河岸には柳等の木はほとんど生えていない。

この景観は、segment 3 の地形発達及び水環境の忠実な現れである。すなわちsegment 3 は、洪水時の u_*^2 が小さく、氾らん原にはシルト・粘土を堆積するが、堆積速度が遅いこと、また河岸の洪水時の水面勾配も自然状態（堤防が無ければ）では非常に緩く $1/8000 \sim 1/10,000$ 程度にしかならないこと、これが河岸と満潮時水面との差を小さくし、一方ヨシの成育環境は、水面近くから地下水の深さが地表より 1.3 m 程度の所であることが、ヨシを優先種にしている。

なおヨシは砂質の所には成育しないようでヨシ群落の河川側の最前線は、低水路の砂質物質とヨシの群落によって洪水時等に運ばれたシルト・粘土がトラップされた堆積物の境界となっている。ヨシ群落の前面がシルトの堆積空間になれば、高水敷は前進し、逆に波や洪水流によってヨシによってトラップされたシルト層が破壊されれば、河川側が拡大する。

segment 3 より上流のsegmentでは、河岸肩と平水時の水面との差が大きくなり、河岸には河柳等が生え河岸林となっている。河岸は浮遊砂が堆積し、自然堤防状の微高地となってくる。

4.6 河道変遷

4.4 で述べたように中砂を持つsegment 2 及びsegment 3 のデルタを流下する河川は、流水による側方侵食によっては河道の位置はあまり移動しない。河道位置の変遷は河床上昇の大きな所で河道沿いの高まりの一部が破壊侵食され、新しい流路の形成が生じることによって流路の変化が生じる。

もともと海水面位置が変化しないならば、デルタ的環境にある所は河口の前進により河道距離が延進し、そのため河床勾配が緩くなる傾向にあるので、河床が上昇傾向にあり、ある一定以上の河床上昇が生じると、大出水時に自然堤防を破壊し、新河道を作ることになる。

河床上昇のしやすい地点は、気候変動による海水面変動等によって形成されたsegment結接点すなわち勾配の変わり目が第一に挙げられる。またsegment 1 の扇央・扇端部の河床上昇によって扇面上で流路位置が変わり、それによって自然堤防帯を流れる河川の位置が変わることもある（例、木曽川、常願寺川）。

河床上昇速度が速く、洪水時に分岐水路のでき易い河川は、中砂、粗砂を河床材料を持つ河川である（斐伊川、大田川、岩木川の例がある。）。このように分岐した水路は、ある程度の期間は保存されるが、その内に一方の方が河床高が低くなり流量分派率が増加し、多方は土砂が堆積しうまってしまうことになる。

低平地河川に分岐水路は、上述のような氾らんに伴う新河道の形成の外に、河口部の川幅が広い場合に、中州等が発生し、それが島状になって分岐水路化するもの、河口前面に洪水によって運ばれた土砂の堆積面（河口テラス；川幅の3倍～4倍程度の長さを持つ舌状地形）が形成され、河口前面が高まるとみお筋が2つに分かれ、このみおが潮汐流、洪水流によってより発達し、高まり部は浮遊砂等の堆積によ

て島状化していくものがあるようである。(図-4.6.1参照)

前者は河床材料が中砂等の粗粒物質からなり川幅水深比が大きいほど砂州が形成されやすいので、網目状水路になりやすい。流径が細かく、細砂・シルトから成ると砂州ができにくいので砂州の形成に尻因する分岐水路は形成されにくい。

後者は、波浪の影響の少ない所、潮汐流の作用の強い所で形成されるようである。

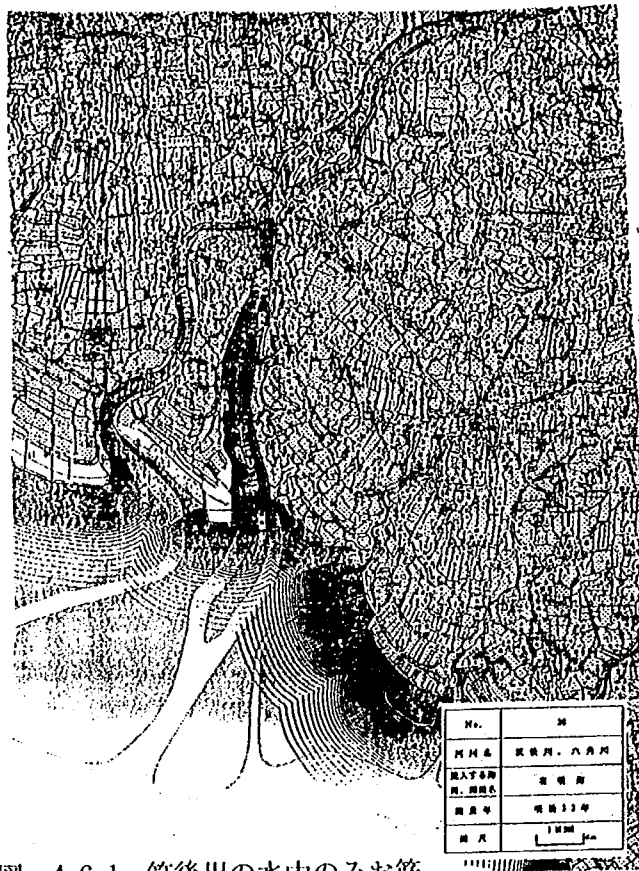


図-4.6.1 筑後川の水中のみお筋

4.7 沖積低地（三角州）の平面形状の分類

三角州の形態分類は、平面形状、堆積物の粒径、水域の状態などの視点から行われているが、ここでは平面形状からの分類し、各分類ごとに、河床材料、土層構造、外力との関係をまとめておく。

平面形状としては、三角州の海岸線の形態による分類が一般的なものである、海岸線の形態は、河川堆積物の供給量とその粒度構成と海域の水深および外力（波、海岸流、潮汐）の強弱との関係において形作られたものである。

地形学では三角州の平面形状を次のよう区分²⁾している。

[1]鳥趾状三角州

河川からの供給土砂量が多く、またその材料は細砂、シルト、粘土のような細粒分質が大部分を占め、水域の土砂の再移動作用が相対的に小さい場合に分岐した河道沿いに自然堤防が延びて形成される。水路の側方移動は弱く、大出水時の分岐水路の形成と同時に消滅も生じる。ミシシッピ三角州がその典型例で

ある。ミシシッピ川では河床は細砂、側岸は自然堤防堆積物である粘土混りシルト、後背地は粘土質の堆積物からなっている。⁸²⁾

[2] 掌状三角州

鳥趾状三角州とほぼ同義語として使われる。

[3] 突状三角州

鳥趾状三角州に比較して、突出部の数は少ないが、明瞭な突出部lobeが水域に向かって発達する三角州である。突出部が少ないのは、鳥趾状三角州に比較して河床上昇量が小さく分岐水路が形成しにくいと考えられる。

インドネシア国ソロ川の例を見ると河床材料はほとんどがシルト粘土質から成り、細砂分が小さい。このような場合には自然堤防形成作用も激しくなく、河床上昇量も大きくないので、河道の分岐水路形成作用が遅いのである。

[4] 円弧状三角州

二つ以上の自然堤防状の突出部の間か埋積されて陸化し、三角州の形状は円弧状を程する。ある程度波や潮汐作用が有り、河口から出た土砂を突出部の間に再作動し得る条件にある場合に形成されると推定される。日本では江戸川三角州、多摩川三角州等東京湾に流入するような内湾的な環境の所に形成されやすい。河床砂材料は中砂からなることが多い。

土層構造は、表層は氾らん原堆積物である細砂混りのシルト・粘土、その下にデルタフロント堆積物である細砂、その下がデルタ底置層のシルト・粘土層となるのが一般的である。

[5] 尖状三角州

三角州前面の湖・海の侵食作用が働く場合、吐き出された土砂は汀線に平行な方向に移動されるが、堆積作用が最も盛んな主流の河口付近だけはとくに突出して尖状の海岸線をもつ三角州になる。

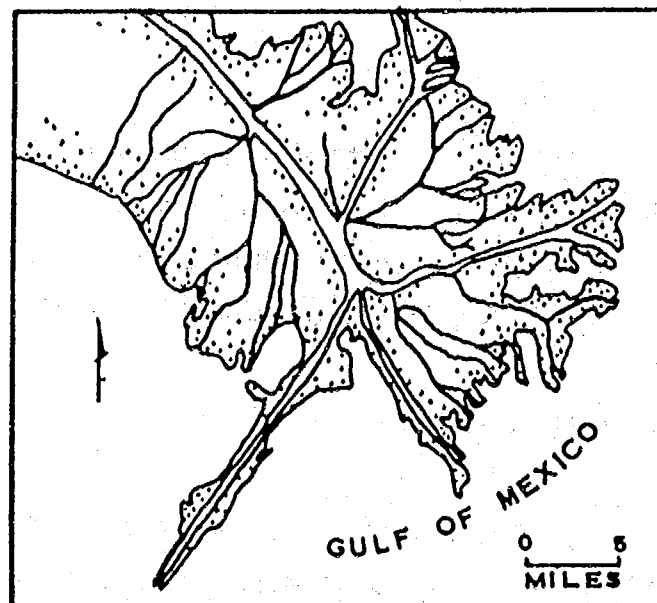


図-4.7.1 ミシシッピ川河口⁸²⁾

改修以前の東京湾に注いでいた養老川、小糸川は、典型的な尖状三角州であった。

[6]平滑な海岸線を呈する三角州

湖・海の侵食作用がさらに強い場合、主流の河口部でも尖状を呈することなく、平滑な海岸線となる。

外海に面した砂河川はこのような形態を持つことが多い。縄文海進時には、海浜部に浜堤状の砂丘があり、その背後は汽水性の潟湖であった所が多い。例として、石狩川や信濃川があげられる。

[7]三角江

河川の土砂搬出量に比較して潮差が大きく落潮流の激しい海岸などでは、海岸線はむしろ河側に入り込み、漏斗状の河口を呈する。

日本では少ないが、典型例としては九州の有明海に注ぐ六角川がある。一般に河床材料は細砂以下の粒径である。

注1)

本segmentの形成期間は、せいぜい3000年間程度である。沖積層の土層構造から見ると、本segmentの区間の河道は、その堆積面を自由に動き回った形跡が無い。河道の変遷は、流路位置の変更によるものである。この場合新流路は、堆積面の標高の低い所に形成されたであろう。新水路は後背湿地の一部を下刻しつつ堆積作用を続け水路を形成したものと考えられる。

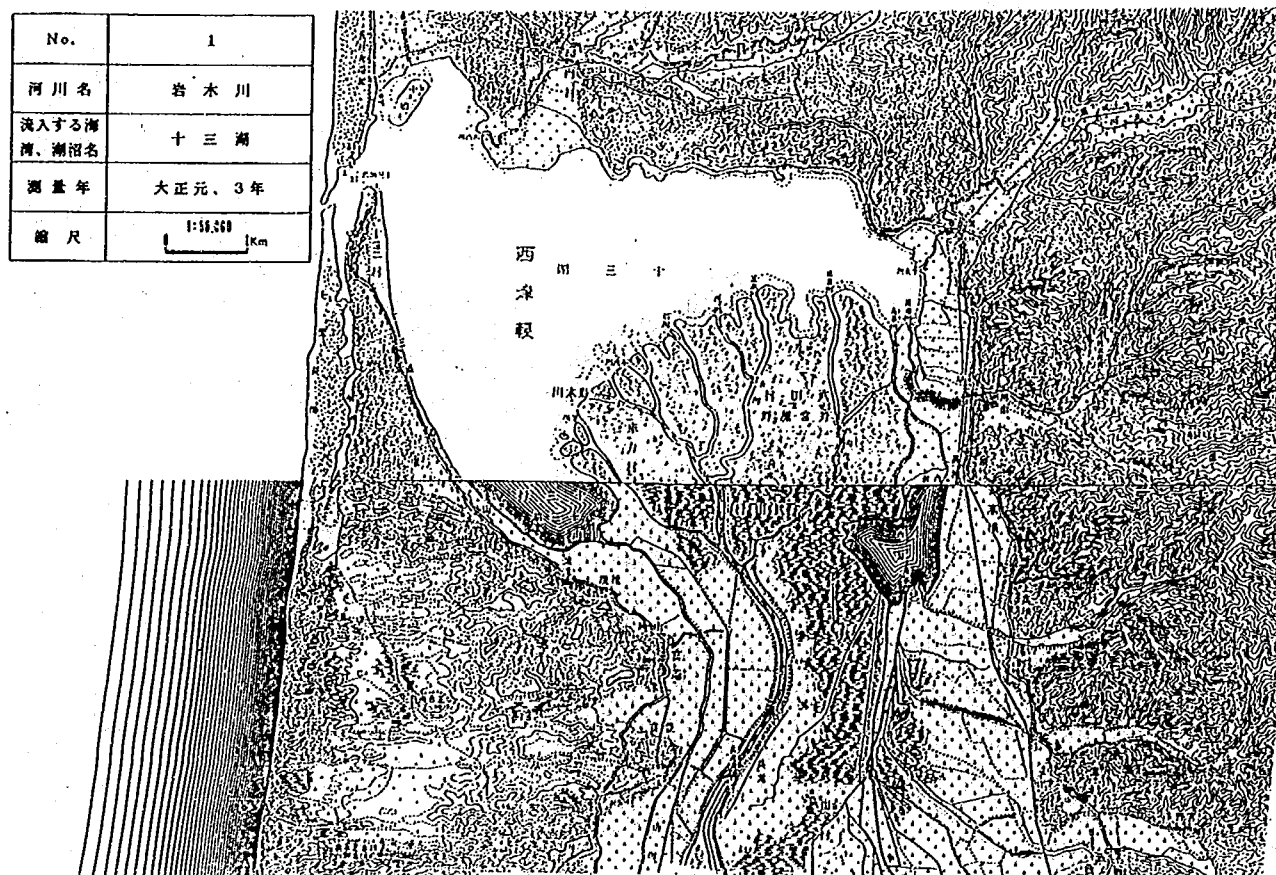


図-4.7.2 岩木川河口

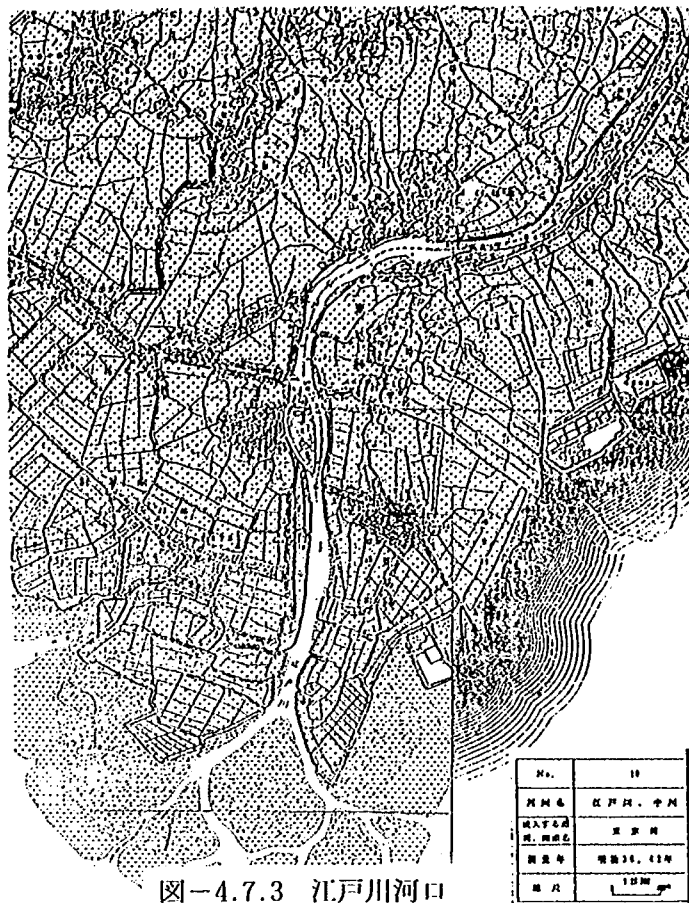


図-4.7.3 江戸川河口

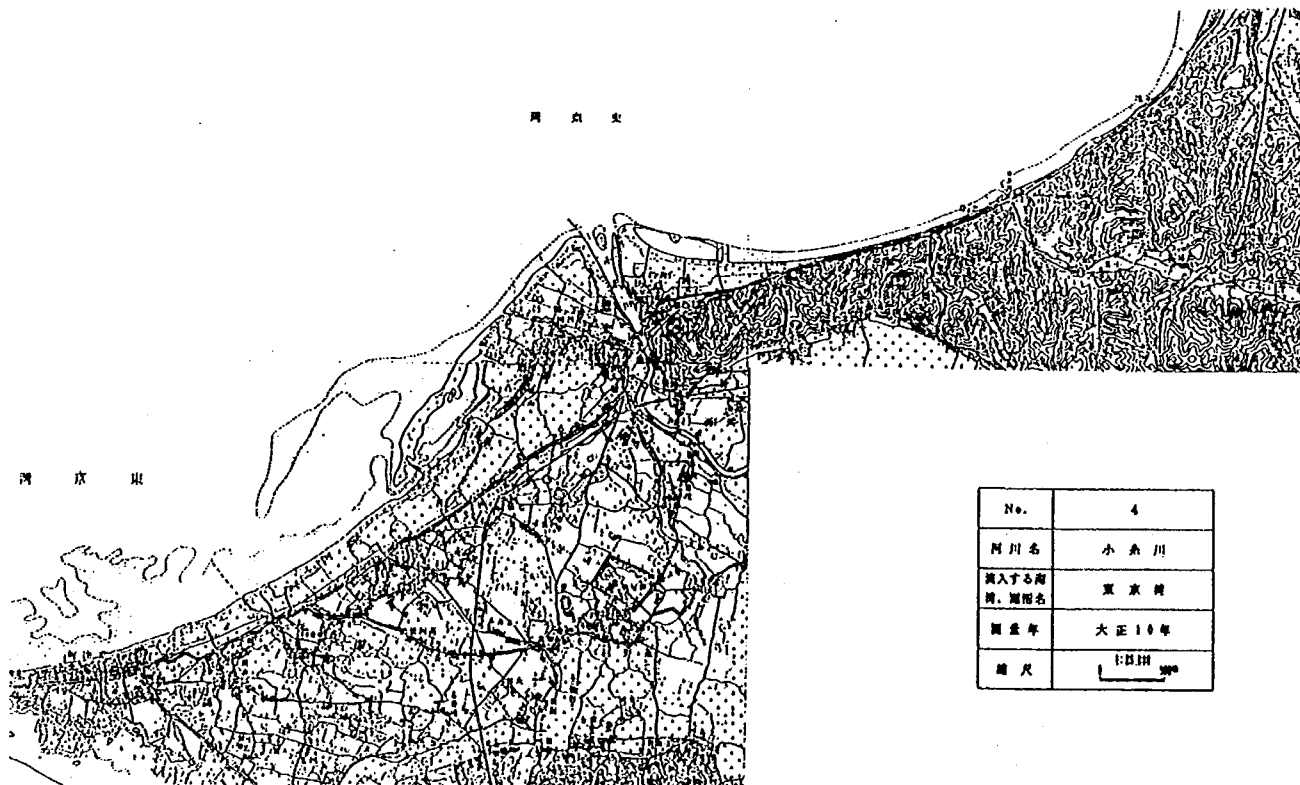


図-4.7.4 小糸川河口

第5章 低平地河川の河道処理上の課題と今後の方向

前章まで、低平地河川の河道特性について記述してきたが、これらは低平地河川の河道処理のための基礎情報すぎない。現在の所本編に当る低平地河川の河道処理については、この基礎情報と受けた形での検討が十分になされていない。ここでは、これから検討整理していかなければならない課題と方向性を示し、今後の調査研究へのつなぎとしたい。

5.1 河道計画

5.1.1 河道計画の内容

河道計画とは、河川改修の対象と考えられた区域において、計画高水流量以下の流量を安全に流下させるようにし、かつ安定した河道を経済的に計画することであり、また河川の利用の増進、自然環境の保全及び河道に沿う地域の土地利用も配慮して定めるものである。

河道とは、河川の流水が流下する土地空間を言い、通常は堤防又は河岸と河床で囲まれた部分をさし、河道計画は、この河道を上述の目的に最も望ましい形に計画するものである。

河道計画の要素として考えられるものは、計画高水位、河道の縦横断形状、法線形であり、これを現実化するに必要な河川構造物の基本形状も含まれる。

河道計画は次の手順によって進められる。

1. 河道の計画高水流量を設定する。
2. 改修を必要とする理由に応じて計画区域を設定する。
3. 計画の法線を設定する。
4. 河道の縦断形（計画高水位、計画河床高）を設定する。
5. 河道の横断形を設定する。
6. 改修効果の検討を行なう。

上記2以下の各段階においては、計画全体が均整のとれた計画となるように、見なおしを行い、必要な修正を繰り返す必要がある。

河道の平面形、縦断形、横断形は、それぞれ独立に仮定するものでなく、実際には、これらを仮の案として設定し、各部分をチェックしながら、この計画で設置される施設が水系を一貫して相互に技術的、経済的に調和がとれ、かつ、十分にその目的を達するような最良の河道計画を決定する必要がある。

沖積低地河川の河道計画案作成上特に注意しておかなければならないことは以下のとおりである。

i) 沖積低地河川は河川の流末であり、上流中流部の洪水防禦対策や開発の影響が流量増として回ってくる区間である。基本高水の上・中・下流の配分に当ってはバランスの取れた配分とし、上・中流部でなるべく遊水機能を保全する計画（遊水池計画・土地利用計画）としたい。

ii) 沖積低地河川の河口部は港湾機能、交通路としての機能を持ち、洪水防禦対策以前に土地利用や河

川利用が先行していることが多い。これらの機能を保全しながら治水対策を立てることは難しいことが多い。

河口港と河川との分離や新水路放水路等の抜本的な対策を考えることも必要である。

iii) 河口部の水位は河床掘削しても下がらない。あまり河床を下げる計画にすると、洪水時の流速が遅くなり、新しいsegmentが形成され、河床の維持に苦しむことがある。

iv) 外海に面している河川では、河口に河口砂州が発生している。この砂州は河川に取ってはメリットとなることも多い。砂州を取り除くような計画を立て、その維持管理に苦しむよりも、砂州の存在を前提とした河道計画とした方が良いことが多い。

v) 低平地河川の下流部は汽水的環境にある。今後この自然環境を保全することに重点を置いた河道計画を立てざるを得なくなろう。

vi) 河道計画の策定に当たっては、河口付近の海浜保全について配慮しておく必要がある。

vii) 高潮・津波・波浪に対する配慮が必要である。

viii) 河川構造物の基本形状の設定に当たっては地盤沈下や盛土（堤防）の圧密沈下すべり崩壊に対す配慮が必要である。

5.1.2 計画対象河川の河道特性の把握

河川流域と河川の関わりは、優れて文化的・歴史的なものであり、また経済的なものである。文化や風土また産業形態が異なれば、関わり方が違ってくる。それゆえ河川計画の策定に当たっては、社会経済等の人文地理学的調査が必要であるが、ここでは河道を処理するという直接的な計画（河道計画）に特に必要な調査手法について記す。

河道計画の策定に当たっては、対象河川の実態を捕え、その特性に合ったものとしなければならないが、今までの河道計画の策定に当たっては、この調査が不足しているように思える。この原因は、対象河川の河道特性を取ら得る調査方法及びその調査によって得られた情報を読み取り解釈していく理論（考え方）が十分でなかったことによる。

筆者は、対象河川の河道特性把握手法については荒川中流部の河道特性調査を通して実例を示し¹⁰⁾、また調査手法について概要¹⁰⁾を記した。詳しくはそれらを参照されたい（巻末Appendix B）。

5.1.3 河道の縦断計画

河川の縦断形計画に当たっては、計画された河道が将来維持が容易であるように設定することが肝要である。

河道の縦断計画においては、計画河床勾配、計画河床高、計画高水位が定められる。

[1]計画河床勾配

計画河床勾配は、同一の河床勾配を持つ区間を設定し、その間の河床勾配を定めるものである。

計画河床勾配は、計画河床高と関連させて河床の維持、工事費を考慮して定めるが、一般には現状の河

床高を重視して定める。河道特性調査によって河道をなるべく細かくsegment区分し、そのsegmentの勾配を計画河床勾配とすれば良いが、河床に洪積層や河成の粘性土が存在し、河床がそこだけ高くなっている場合には、そこを掘って河床勾配を修正した方が良いのか、あるいは存置した方が良いのか、その河床物質の物性を調査し、また前後の河床高がどう変わるか河床変動計算等を行って検討し、結論付ける必要がある。⁸¹⁾

現在の河床勾配にならって定めるのは、現在の河床において局所的な変化が進行中で無いかぎり、この河床高が河道の維持上最も安全であり、工事費も少ないからである。

しかしながら河川改修によって河幅や低水路の水深などが大きく変わると、現河川と状況が異なるので、河床の上昇や低下が生じることがある。また放水路や捷水路のように河床勾配を大幅に変えるような改修は、河床高の安定を乱し、河床の上昇や低下をもたらすことがある。このようなことが考えられる場合には、河道に沿った地表面勾配や、ボーリング調査による土質の層序構造、現河川の河床縦断形状を参考にして河床勾配を定め、最終的には、河床変動計算を行なって将来の河床高を把握してチェックする必要がある。

[2]計画河床高

計画河床高は、計画河床勾配、計画高水位、計画横断形と関連させて堤内地盤高を考慮して定めるが、地下水位、用水の取水位、既設の重要構造物の敷高などにも考慮して設定する。

設定に当たっては次のことに注意する。

- ①計画高水位は治水上はできるだけ堤内地盤高に近付ける方が良い。再改修計画に立っては現河川の計画高水位を超えない水位を原則とする。
- ②堰、床固め、橋脚等の重要構造物の敷高、用水の取水位、支川の河床高とのすり合わせ、固結層露出地点河床高、周辺地下水位等に配慮し、工事費が高くない様、合流点の処理が容易なように河床高を設定する。
- ③河口部の計画河床高は、河口処理を行わないならば、なるべく現状の河床高を尊重する。河床高を現状河床高より大幅に低くする場合には、細粒物質の堆積等が急激に進む場合があること、河口から流出する土砂量（河床材料のA集団の土砂量）が急減すること、河床上昇速度が現状より速くなることがあるので、何が起るか予測し、維持対策も含めて河道計画を策定する必要がある。

[3]計画高水位

計画高水位は、計画高水流量、河道の縦横断形状と関連があり、計算を行い、定めるが、沿川の地盤高を上回る高さを極力小さくするものとし、できれば既往洪水以下にとることが望ましい。計画高水位をなるべく低くする理由は、内水排除、支川処理が容易であると同時に、万が一破堤しても被害が少ないためである。

(1)河口部の出発水位²³⁾

河口出発水位は、計画高水流量時の計画上の河口の水位である。この水位は不等流計算における出発水位として使われる。急流河川では計画河口水位がある程度変化しても、上流の水位におよぼす影響範囲は

小さいが、感潮部の長い緩流河川ではかなり上流まで影響をおよぼし、河口出発水位の決定に当っては十分な検討が必要である。

河口出発水位として今まで次のような値が取られてきた。

- ①既応最大潮位
- ②塑望平均満潮位
- ③塑望平均満潮位+気象偏差
- ④年最大潮位による確率評価潮位
- ⑤洪水時の既応最大潮位
- ⑥洪水時の最大潮位の確率評価潮位
- ⑦洪水時の既応最大水位

①は、多くの河川で用いられているが、その場合、地震による津波の発生による異常潮位現象などをチェックし、それらを除いた既応最大潮位としている所が多い。このように以上潮位の生起原因までたどり帰って計画河口水位を決定する必要がある。一般に高潮があまり生じない河川、また砂州による河水のせき上げ現象の小さい河川で取られている。

②は、以上潮位現象のない河川では妥当であるが、一般には計画値として安全度が小さいと思われる。

③は、中小河川で河口までの洪水到達時間が短く、高潮などの気象潮の生じる時と洪水が一致する場合には妥当であるが、一般には計画高水のピークとは、ずれがあるので計画値としては過大となる。

④は、計画高水流量の確率年と同程度の潮位確率とするもので、計画高潮位としては妥当としても、計画河口水位としては過大水位と考えられる。

⑤は、観測資料が少ないと多少安全度が落ちると考えられる。

⑥は、洪水時の最大潮位の生起確率として、計画高水流量の確率年として同程度のもとするものである。洪水と潮位変化がまったくの独立事象とすれば、この水位は塑望満潮位より多少高い潮位となるだけでそれほど大きな水位となるわけではない。洪水と潮位変化が独立事象で無い河川では高潮等の影響も入り、かなり安全度の高い水位となる。

⑦は、河口部に砂州などが存在する場合に、外潮位と河川水位の関係が明確でないことから、砂州上流を河口出発水位位置とするもので河口砂州の存在する多くの河川で行われている。砂州のフラッシュ過程を正確に評価しえない以上、この方法は妥当なものと考えられる。

以上のように河口出発水位は、潮位と洪水がまったくの独立事象でないことや、河口部の洪水時の地形変化のため、一律的に決められるものでなく、河口の特性に合わせて上述のような値を選択して決めていく必要がある。

出発水位に計画高水流量が来襲した場合出現すると考えられる水位の求め方は次のように考えればよい。

イ) 河口部に砂州が存在せず、洪水時に河床高もあまり変動しない河川

計画河口水位を出発水位とし、計画河床高、計画横断形に対して、計画高水流量で不等流計算より求めた水位とする。

ロ) 洪水時に河床高が変化する場合

河口部に導流堤等有り、洪水時の河床変動が垂直方向に進む場合は、一次元の河床変動計算および移動床模型実験によって把握した水位とする。

・砂州のあるような場合の水位の評価は非常に難しく、移動床模型実験や過去の洪水時の水位の解析を通して、決めていく必要があるが、河口出発水位を砂州上流に取り、計画高水流量で不等流計算しておけば安全側の水位となる。

なお、このような方法のほかに次のような方法によって計画高水位を求めようとした例があることをつけ加えておく。

- ・潮位と流量の複合確率より各地点で生起するであろう水位確率を推定して求める方法
- ・風による吹き寄せを考慮に入れて水位を求めた例

(Ⅱ)計画高潮位²³⁾

高潮は、強風や気圧の変化などの気象の原因で海水面が上昇する現象であり、気圧低下による海面上昇、風による吹き寄せ、波浪によるset upなどが総合されたものである。わが国では顕著な高潮は台風の接近によって起ることが多い。大きな高潮が発生しやすい所は湾に多く、東京湾、伊勢湾、有明海、瀬戸内海西部、鹿児島湾などで顕著である。

計画高潮位は、海岸保全計画を検討する場合の基本の高さであるが、特に河口部においては海面の高まりが河道内に進入し、堤内地に影響をおよぼすほか、河川流の流出をさまたげる。

計画高潮位の決定方法としては

- ①既応の最高潮位
- ②朔望平均満潮位+既応最大潮位偏差
- ③朔望平均満潮位+堆算式を用いて計算された気象潮偏差
- ④潮位の確率評価値

などがある。

近年河川の計画が観測資料を統計処理し、計画規模を確率表示する方向にあり、今後計画高潮位も確率評価による方向に向うと思われるが、現状では潮位観測が確率評価するほど長い期間測定されていないことを考えると、既応の大きな台風が来襲した場合を想定し、気象潮を堆算する③の方法が良いと考えられる。なお気象潮の堆算には、気圧低下による海面上昇と風による吹き寄せの和として求められるが、河口の計画のためには、このほかに波によるwave set upによる海面上昇も考慮していく必要があろう。

なお計画高潮位が算定されている河川は、今まで大きな高潮による被害のあった河川しか計画されておらず、日本海側河川や、外海に面している河川では、大きな高潮現象が生じたことはなく、一般には計画高潮位が算定されていない。

なお津波の恐れのある所では、これに対する考慮が必要である。

(Ⅲ)計画高水位

計画高水位は、河口出発水位に計画高水流量が来襲した場合に出現すると考えられる水位とする。

計画高水位の決定に当っては、水位計算を行う必要がある。通常の河道計画では、洪水ピーク流量の河内低減が無いものとして定流として取り扱う。計算の方法は、原則として不等流計算とし、低水路と高水敷の粗度を設定し、合成粗度を評価する。

「河床高が洪水時大きく変化する場合は(1)口」を参考にする。

〈今後の課題〉

- ・河床変動予測手法の改良（別途検討中）

- A、B、C集団ごとの流砂量の評価

- ・計画粗度係数の設定法の合理化

- ・河口部の計画高水位の設定法

- 洪水時の河床変動量を考慮した設定法

- ・砂州フラッシュ計算手法の開発

- ・出発水位の合理的決定法

- ・計画河床高の考え方の整理

- ・放水路の計画河床高の設定手法

5.1.4 横断計画

河道の横断形は計画高水流量の疏通に十分な河積を持つように定められる。横断形の要素となる河幅、低水路幅、低水路河床高、高水敷高は、計画高水位、計画河床高、計画河床勾配と密接な関係があり、一般に計算によって定められるが、設定された横断形状は維持されやすいものとするのが重要である。

低平地河川の計画横断形は一般に高水敷を持つ複断面とするが、計画高水流量の小さい河川や都市化された所を流れている河川では用地費、河川の重要度等から単断面河道とすることもある。

[1]河幅

河幅は、計画高水流量を計画高水位以下で流下させるに必要な川幅とする。従って河幅は、計画河床勾配、計画河床高、河道横断形状と関係あるのみならず、高水敷の粗度等とも関係する。更に既設堤防の状況、沿岸における家屋の密集状況、用地取得の難易によっても異なってくる。

[2]低水路の水路幅及び高水敷高

低水路の水路幅及び高水敷の高さは、河道の維持、高水敷への冠水頻度及び高水敷の利用を考慮して定める。

低水路の水路幅及びその水深は、計画高水流量の流通の点からは大きく取った方が有利であるが、低水路の水路幅や水深は現河川が作ったものであり、これと大きく異なるような低水路とすると、土砂の堆積等が生じたり水術部の位置が変化し、安定した河道を形成し得ないなど問題が生じることが多くなる。

従って低水路幅は一般に現状を重視して定め、高水敷の高さは冠水頻度を1～3年に1回となるように流過能力を計算して定めると良い。これは低水路満杯流量が、1～3年に1回生じるような洪水量に対応している河川が多く、自然に生じる低水路の流過能力がこの程度であると判断されるからである。

あまり冠水頻度が多いと高水敷の維持が困難となり、高水敷の利用が妨げられる。なお高水敷上の流速が 2 m/s 以上となると高水敷上の植生が破壊され、高水敷の侵食が生じたりするおそれがある。

〈今後の課題〉

- ・放水路の低水路幅の設定手法

平均年最大流量時の u_*^2 と d_m の関係を利用する方向で検討する。

5.1.5 河道の平面形計画

[1] 改修する河道のルートを選定

改修する河道のルート（河川的基本的な位置）は、現河川位置に合わせた土地利用、水利用が進んでいること、また用地取得の少なさ等から現河川沿いにルートが選定されるのが、一般的である。

しかし、現河川の屈曲の著しい河川、あるいは現河川沿いに家屋が連たんし、用地買収が難しい場合、現河川沿いのルートでは改修効果が上がらないような場合には、放水路、捷水路等の新川開削を組み込んだルートを検討する場合もある。

[2] 堤防法線

堤防法線は、沿川の土地利用状況、河川の位置、既設堤防の位置・大きさ、工事費、用地費、地盤条件、計画洪水流量を流下させるに必要な川幅等を勘案し、できるだけスムーズな線形になるようにする。

この場合次の事項に配慮する必要がある。

1) 現状の河川の堤防間幅が十分ある場合でも、一般に遊水効果を考慮してできるだけその幅を確保することが望ましい。

2) 洪水時における流水の方向、水衝部の位置を検討し、できるだけ流水がスムーズに流下できるように定める。

[3] 低水路法線

低水路とは低水路と高水敷との交点を結んだ線を言う。低平地河川の法線を定める際には次のことを考慮する。

(1) 低水路の法線の決定に当たっては、河道特性調査を行って、現河川の蛇行特性、水衝部位置、既設護岸等を調べ、低水路の位置を安定化させるための河岸侵食防止工の設置費用や維持管理費のかからないように設定する。

一般に細砂を持つ segment 3 では、砂州が生じないので、河道法線としては直線状でも良い。中砂を河床材料に持つ segment 2 では砂州が発生するので、砂州の流下を止めるような緩やかな蛇行度の低水路とするのが望ましい。⁸⁹⁾

(2) 複断面河道の場合、一度の洪水で河岸が侵食（崩壊）されたとしても堤防までその侵食が進まないようにある程度の高水敷幅を確保する法線とすることが望ましい。低平地河川では一回の崩壊幅（すべり幅）は河岸高（低水路深さ）の 5 倍程度以下のものが多いので目安になろう。

(3) 低水路の川幅と蛇行波長あるいは水衝部の発生位置との間には密接な関係があるので、低水路幅を

現河川と比較して大幅に変える場合には、その川幅に合わせた低水路法線形とする必要がある。

〈今後の課題〉

- ・ 景観と低水路法線形状の関係
- ・ 生態環境の保全と低水路法線計画の関係
- ・ 河岸侵食防止工と低水路法線計画の関係
- ・ 堤防保護と低水路法線計画との関係

5.2 河岸処理工法

別途検討中¹⁰⁾

5.3 河口処理計画

河口処理論〔1〕〔2〕^{23) 79)} 参照、改定を考えている。

5.4 環境計画

未検討

Appendix A 波による土砂の分級実験結果

(1) 実験方法

実験は長さ70m、幅6m、高さ1mのコンクリート水路の中に2本並列に設置されている長さ35m、幅0.7m、高さ0.8mの片面ガラス張コンクリート水路で行った。実験開始前に所定海浜形状を混合砂で作り、所定の波を当て、所定の時間に海床高、底質の動き、rippleの動き、質量輸送の方向を調べた。実験終了後、底床面の粒度分布を調べるためにrippleの生じている所は、rippleの高の厚さに、flat bedの所は表層のみ採取するように心がけ、それをふるい分け試験して粒度分布を調べた。実験は6ケース行った。初期底床材料の粒度分布は6ケースとも同一である。

(2) 観察結果

6ケースのうち、3ケースの観察結果を報告する。

ケース1：ケース1は、図-2の破線の粒度分布を持つ混合砂で初期勾配 i_0 を1/10に整形した後に、沖波波高 $H_0=6.85\text{cm}$ 、 $T=2.11\text{sec}$ 、 $H_0/L_0=0.0099$ の波を作用させたものである。その結果を図1に示す。

初期海床材料 $d_{50}=0.86\text{mm}$ 、 $\sqrt{gH_0}/\omega_{50}=9.3$ である。底床材料は水深23cm以浅のみで動き、rippleは生じなかった。質料輸送のパターンはrippleが生じなかったためI型となった。それゆえ砕波点より沖側は底質は岸向きに動いた。この場合、細砂が速く動き、粗砂に徐々におおわれると思われたが、粗砂は細粒子が動いてしまうと砂面よりの突出高が高くなり、水粒子の動きにさらされる面積が増加するため、動きやすくなり、細砂と同様に岸向きに運ばれた。もし初期底床の粒度の分散がより大きければ、大粒子は動くことができず底床はアーミングされたであろう。前浜では水路幅70cm内で砕波点と汀線間で循環流（軸は垂直）が発生し、その方向が変わるためか、細砂と粗砂が層状にたまった。底床変化のパターンはA型で、 $t=3.5\text{hr}$ の表面底床材料は、砕波点より沖側は底質が岸向きに動き侵食されるのみであったので、初期底質材料の粒度分布とほとんど変わらなかった。汀線および汀線より少し沖合は粒度が粗くなった。

ケース2、ケース3：図-3、図-5に、ケース2、ケース3の観察結果を示す。

ケース4：このケースは $H_0=22.0\text{cm}$ 、 $T=1.96\text{sec}$ 、 $H_0/L_0=0.037$ 、初期 $\sqrt{gH_0}/\omega_{50}=16.7$ の場合である。図7に示すように $t=0.5\text{hr}$ では5.7mより沖でrippleが発生し、II型の質量輸送パターンとなっていた。rippleの山部は細砂で谷部は粗砂が集まっていた。 $t=0.5\text{hr}$ にはbar頂が4.1mにあったが、時間の経過につれてbar頂は沖に移動し、 $t=10.0\text{hr}$ には4.9m地点にまで達した。rippleは岸向きに動きbarに達すると消滅してしまう。 $t=10\text{hr}$ に $d_m=5\text{mm}$ の小砂利を1.3m、4.3m、5m地点に投入した所、1.3m、4.3m地点はほとんど動かず停滞したが、5m地点では沖に移動し5.3m地点に達した。同様に $d_m=1.4\text{mm}$ の砂を4.3m、4.8mに投入した所、それぞれ4.1m、5.3m地点に集まった。また石炭粉（ $d_m=0.21\text{mm}$ 、 $S=0.5$ ）を投入した所8~10m地点に達した。

底質材料の変化を見ると、6.5~9m地点は細砂が沖向きの質量輸送に乗って運ばれたため細くなり、8m地点で $d_{50}=0.3\text{mm}$ にもなった。Bar地点の4~5mの表層は粗くなり、3m地点は侵食されるのみであったためか、初期粒度分布とあまり変わらず、汀線である1.5m地点は粗くなり、1mでは多少細かく、0.4mではさらに細かくなっていた。

ケース 5 : ケース 5 の観察結果を図-10に示す。

ケース 6 : ケース 6 は $H_0=12.0\text{cm}$ 、 $T=1.53\text{sec}$ 、 $H_0/L_0=0.03$ 、初期海浜勾配 $1/10$ 、初期 $\sqrt{gH_0}/\omega_{ss}=9.9$ の場合である。実験結果は図-13、図-14に示す。 $t=1\text{hr}$ には bar が発生した。汀線付近の砂は細かく、4.2m 地点は粗砂がたまり、bar 背後には ripple が発生していた。ripple を構成する砂は $0.2\sim 0.3\text{mm}$ であった。(この実験は新潟大学学生藤巻誠が筆者の指導で行ったものである。筆者自身も、質量輸送の方向、底質移動現象を観察したが、藤巻と多少異なる観察結果となっていた。どちらの観測結果が正しいとも言えないが、ここでは筆者の観察結果を重じて述べる。) Bar 近くの ripple は岸を向き、岸側に強い渦を生じていた。より沖の ripple は頂部がまるく両側に渦を生じほとんど停止していた。 $t=5\text{hr}$ には bar がはっきりしなくなり正常海浜に近くなった。砕波の落下点は d_m が大きくなり、ripple の発生部は $d_m=0.2\sim 0.3\text{mm}$ となった。その後 $d_m=0.33\text{mm}$ 、 $d_{84}/d_{16}=0.45\text{mm}/0.19\text{mm}=2.4$ の砂を $2.0\text{g}/\text{min}$ 、50回汀線近くに投入して、この砂の移動状況を観察した。砂投入後4時間目の観測によると、砕波点は4.3m 地点に後退し、投入された砂は前浜部、砕波点背後にたまり、表面粒度はほぼ投入砂の粒径に等しくなった。 $t=10\text{hr}$ には前浜部の形状は砂投入前とほぼ同一となった。投入された砂は前浜から抜けだし、砕波点背後に堆積して、ripple の発生域が7m 近くまでなった。

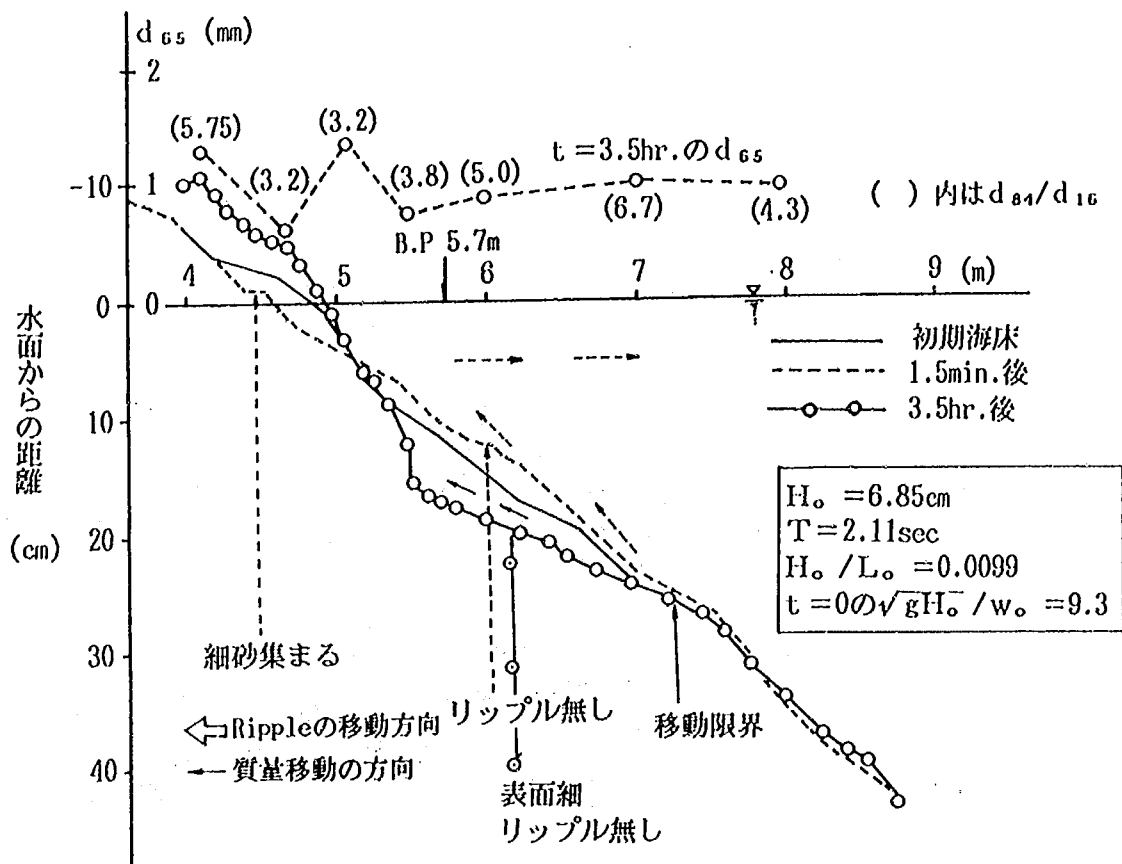


図-1 ケース1の海床高の変化と表層の粒度変化

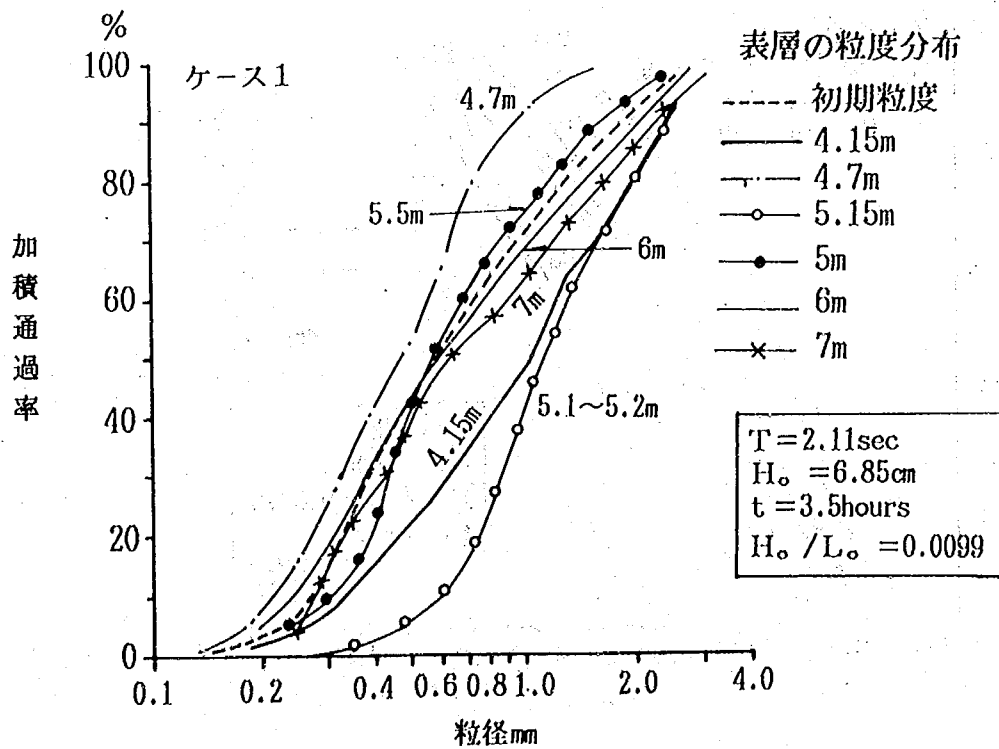


図-2 ケース1 $t = 3.5\text{hr}$ の表面粒度分布

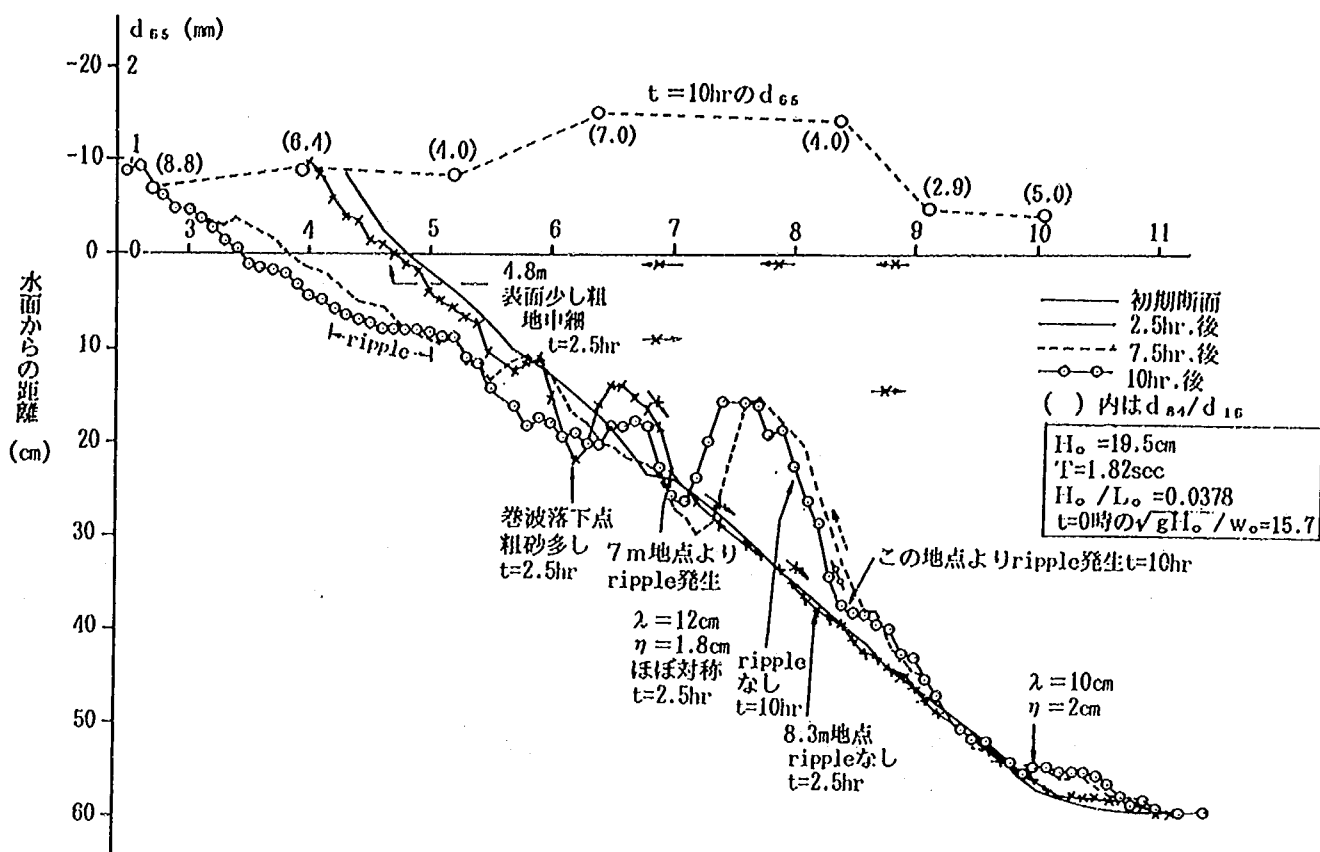


図-3 ケース2の水深変化と表層の粒度変化

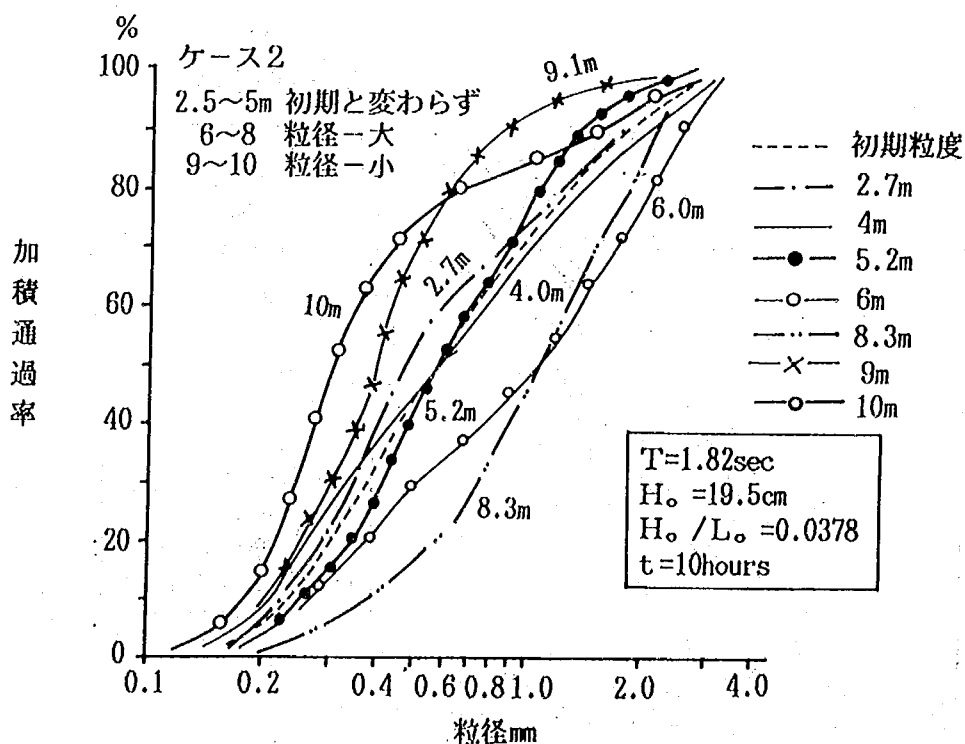


図-4 ケース2 10hr後の粒度分布

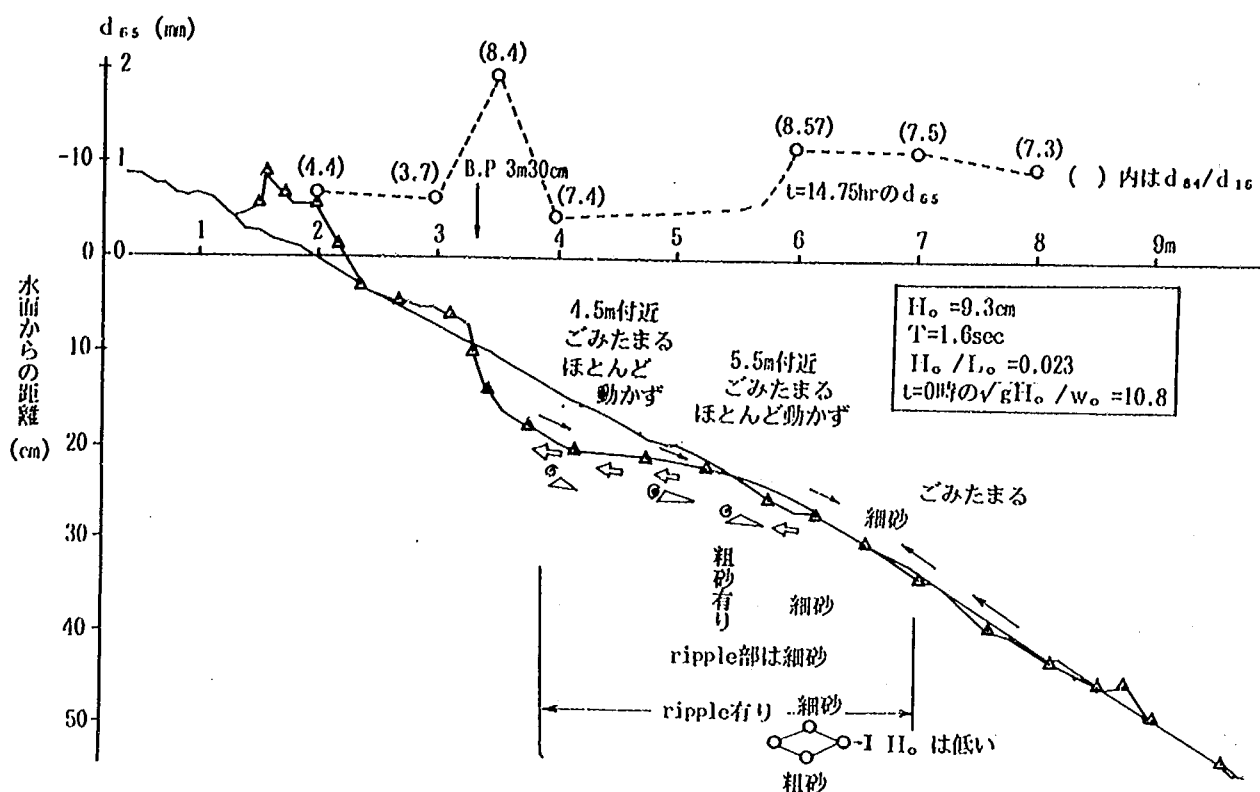


図-5 ケース3の水深変化と表層の粒度変化

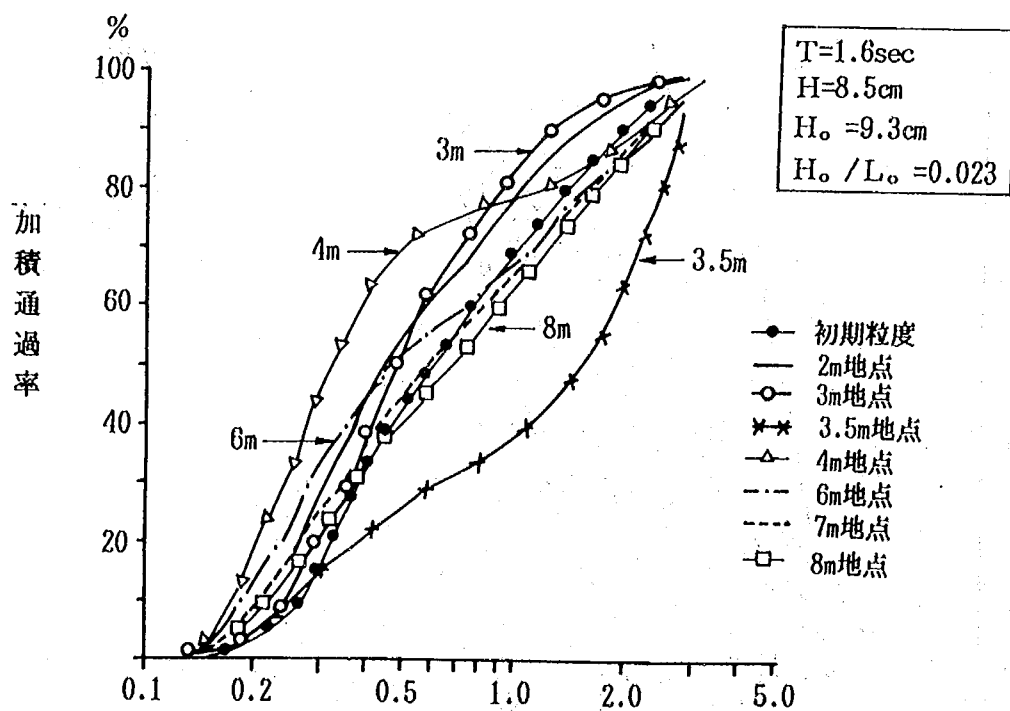


図-6 ケース3 14.75hrの粒度分布

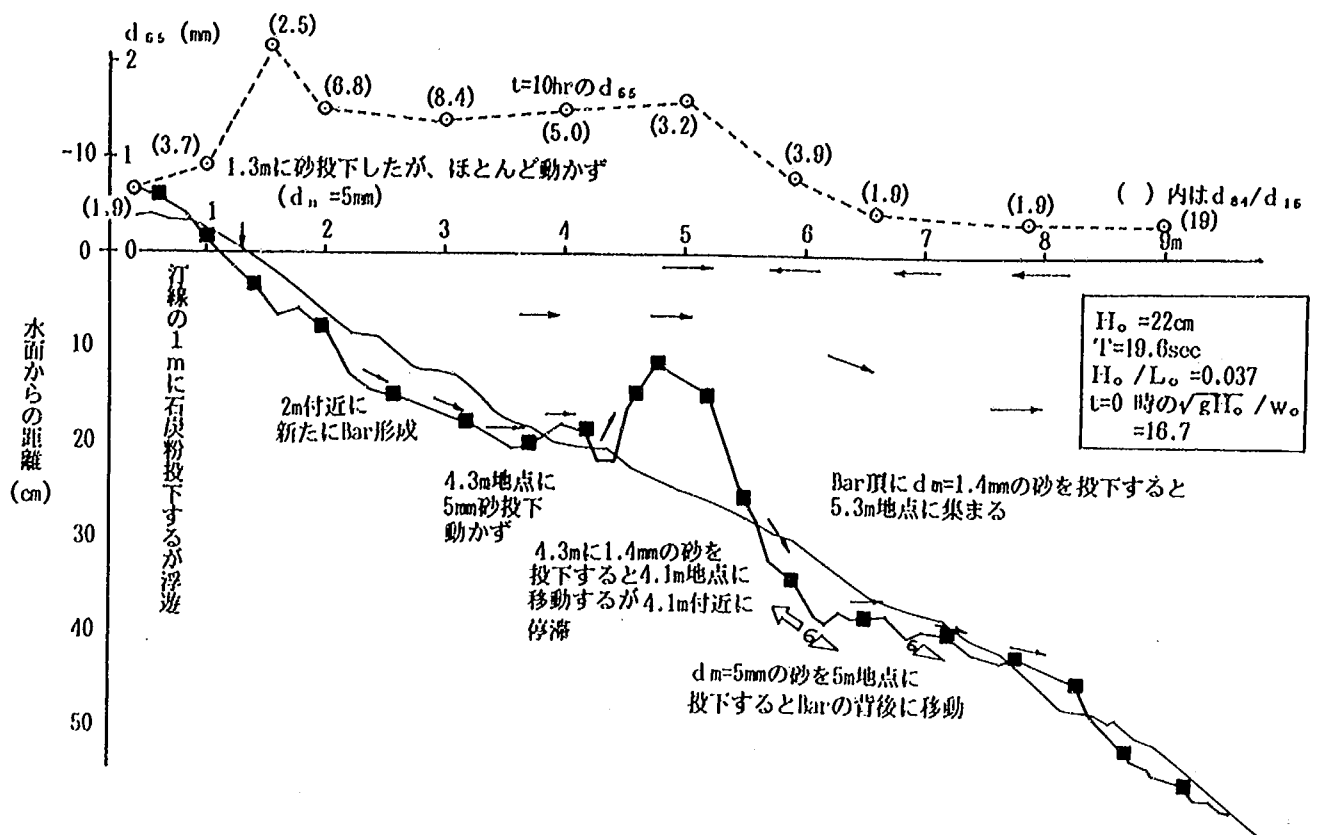


図-7 ケース4の水深変化と表層の粒度変化

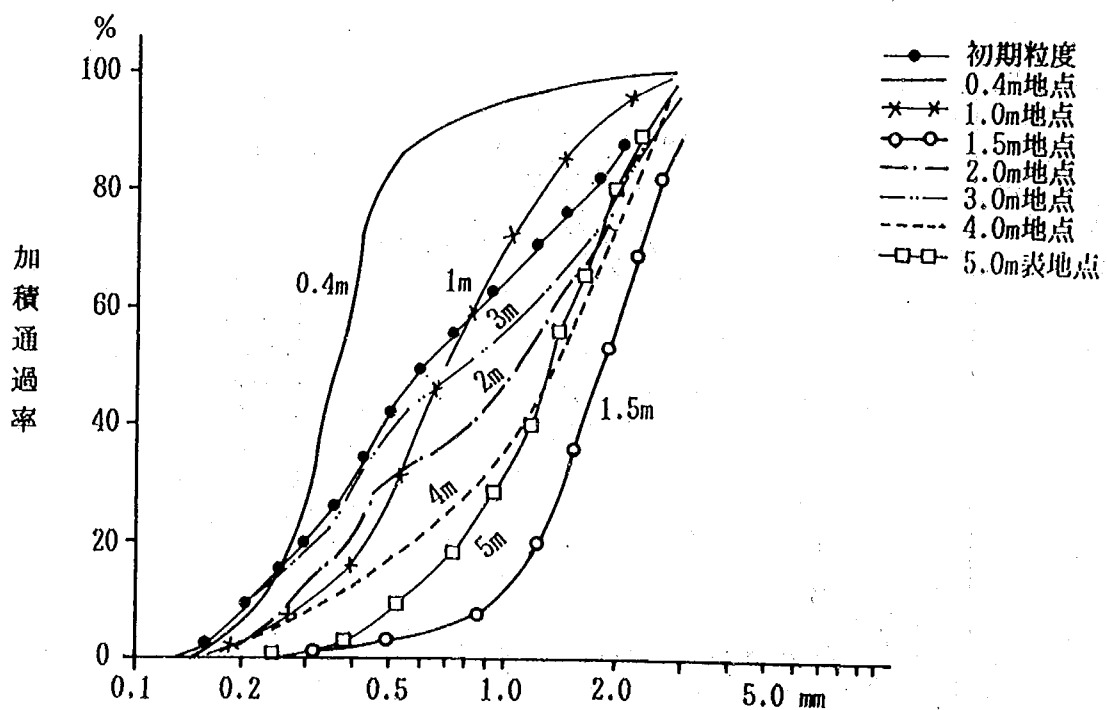


図-8 ケース4 $t=10\text{hr}$ の粒度分布

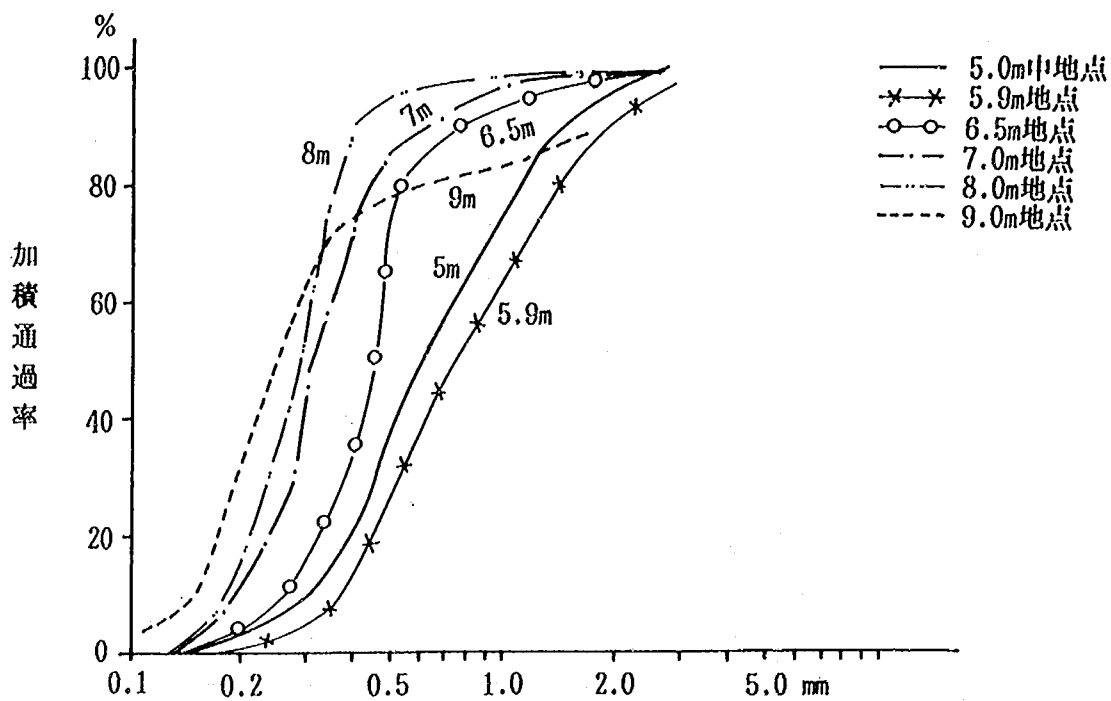


図-9 ケース4 $t=10\text{hr}$ の粒度分布

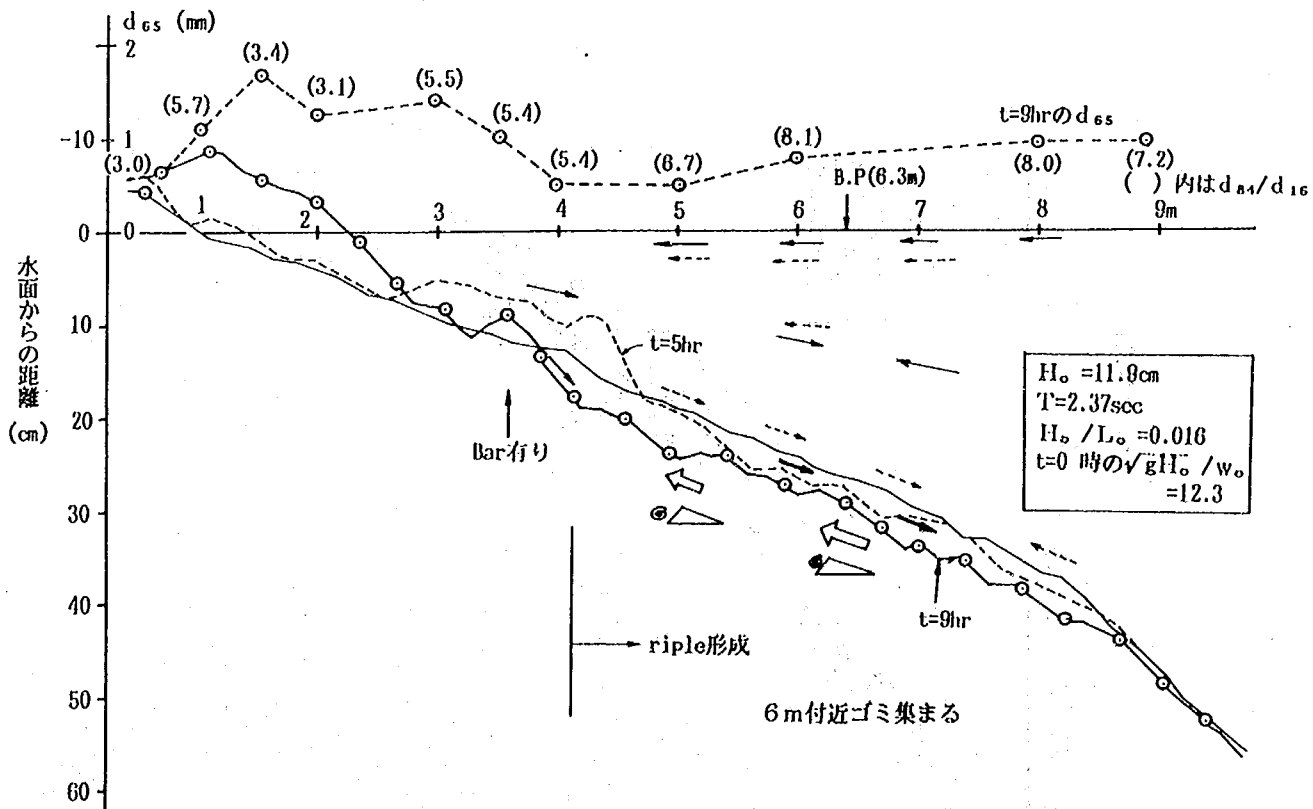


図-10 ケース5の水深変化と表層の粒度変化

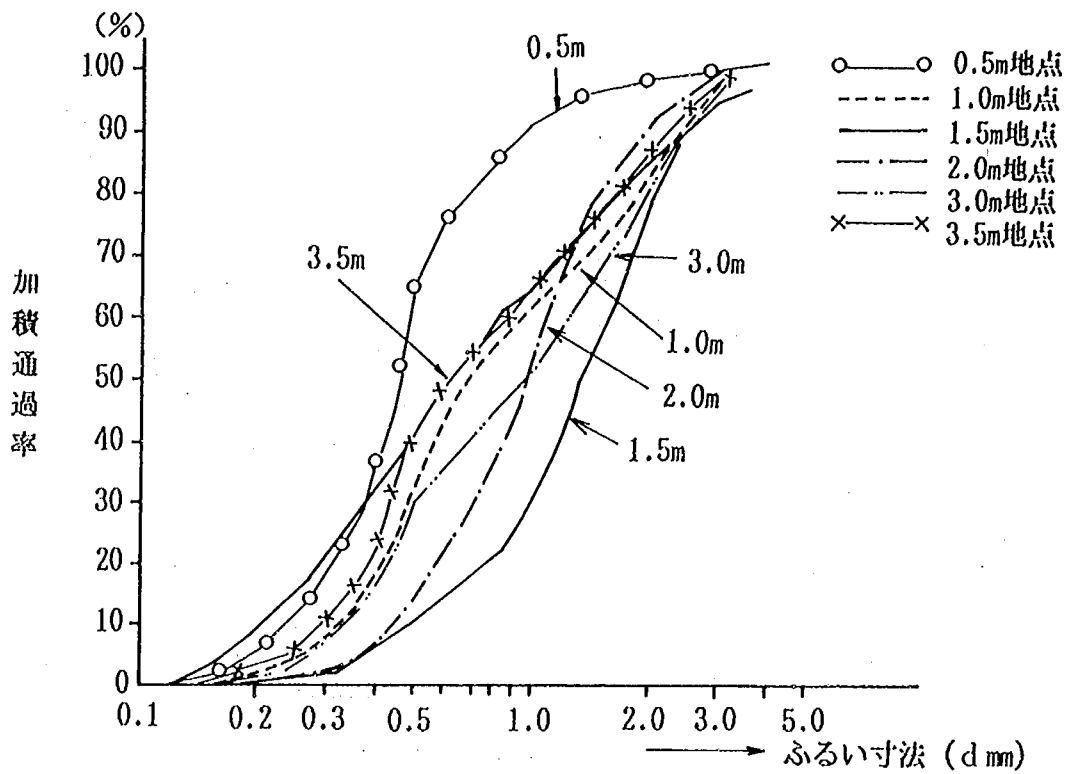


図-11 ケース 5 $t=9\text{hr}$ の粒度分布

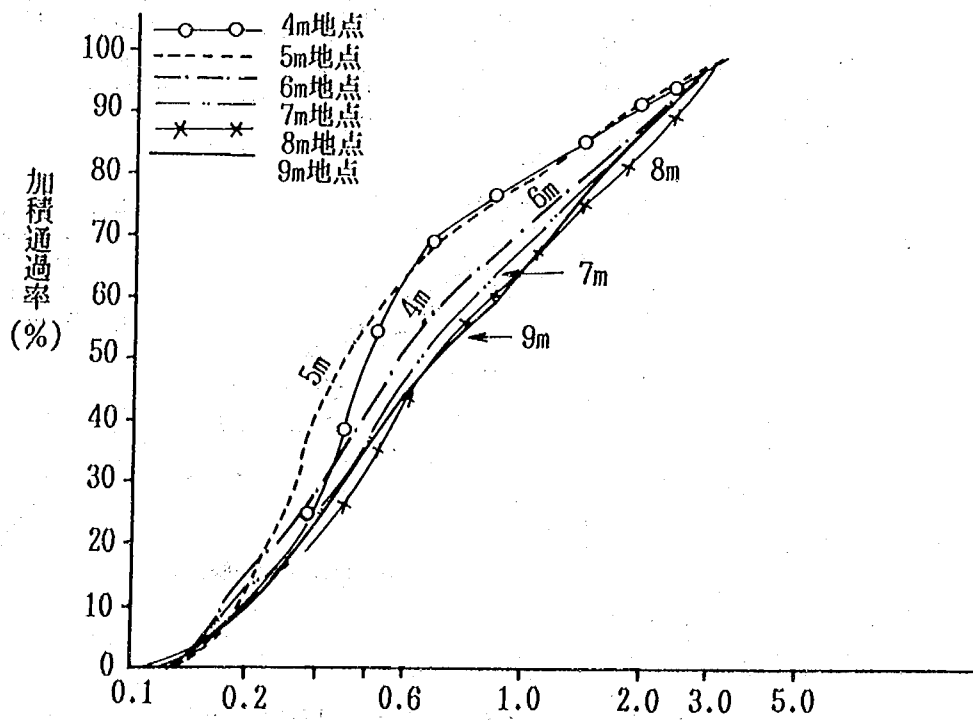


図-12 ケース 5 $t=9\text{hr}$ の粒度分布

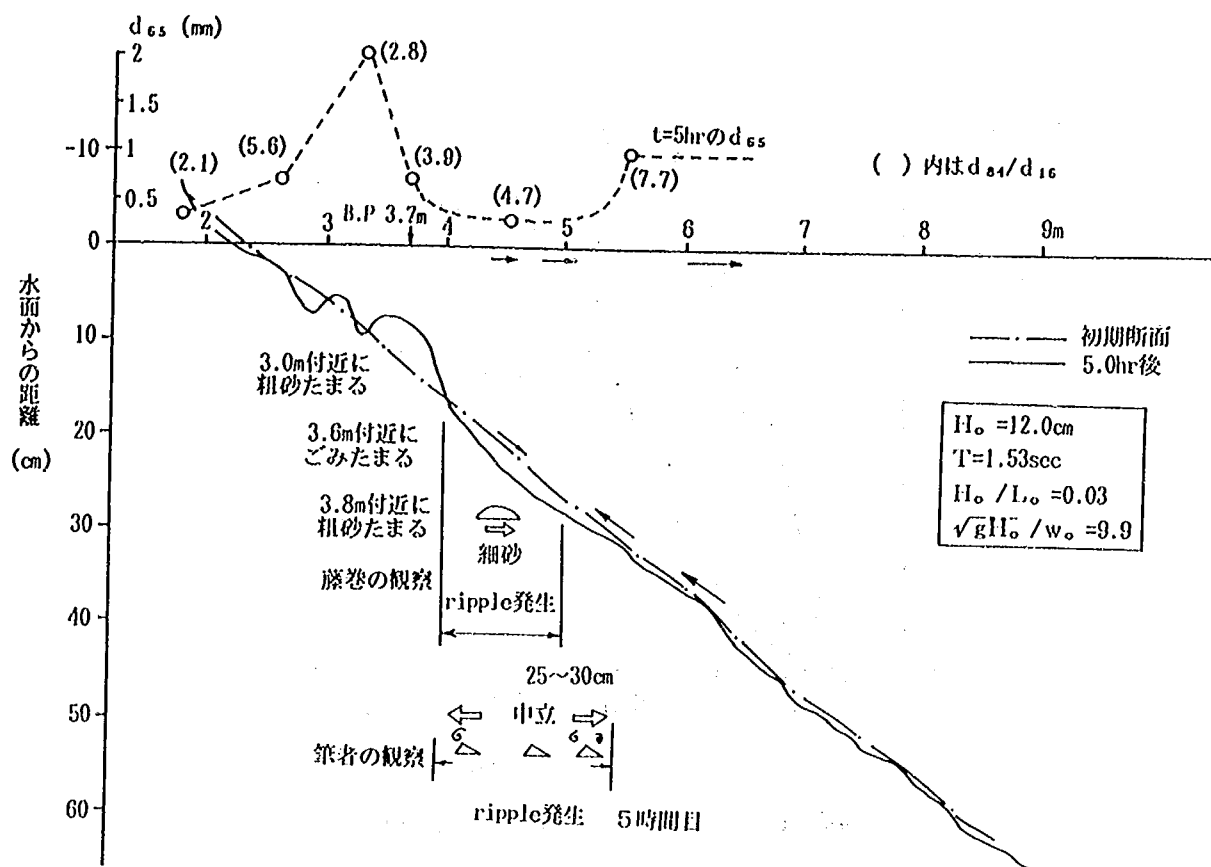


図-13 ケース 6 の水深変化と粒度変化

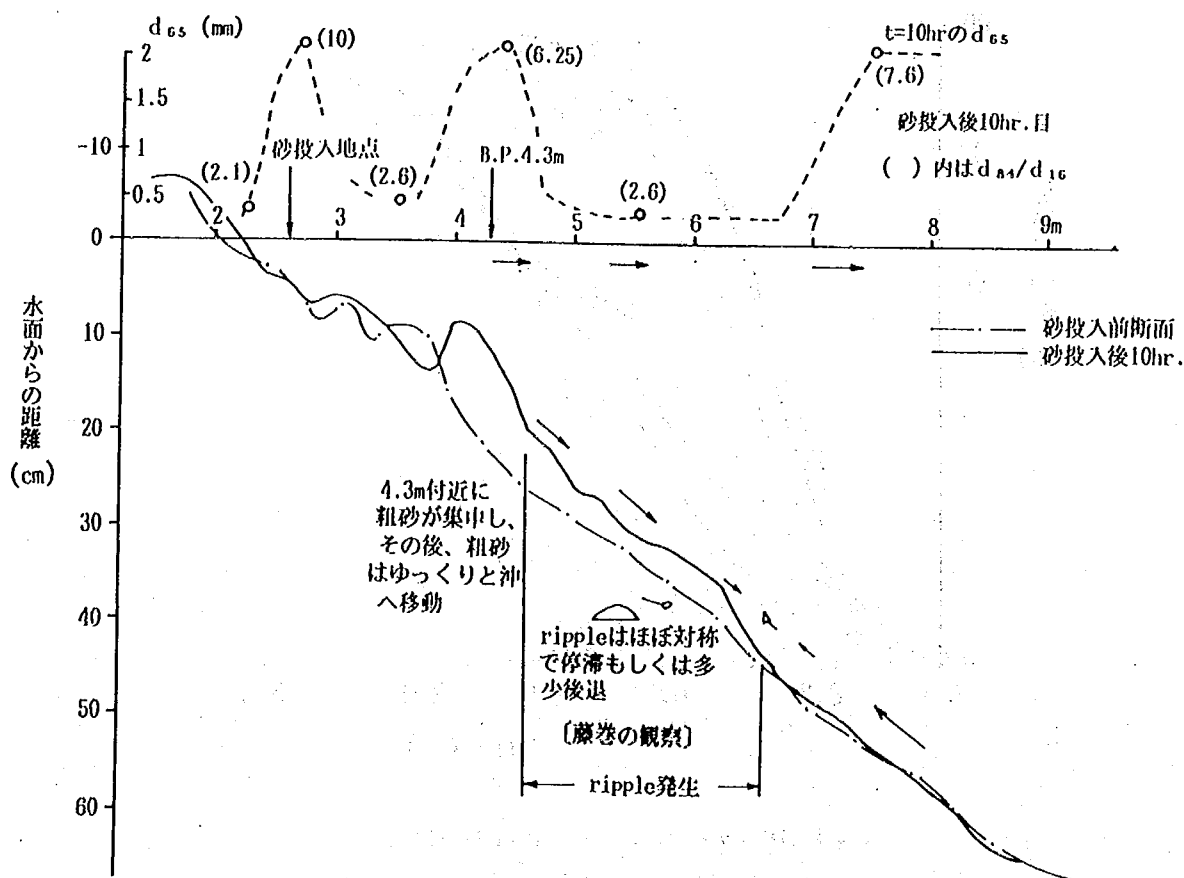


図-14 砂投入後10hrの海床高と粒度変化

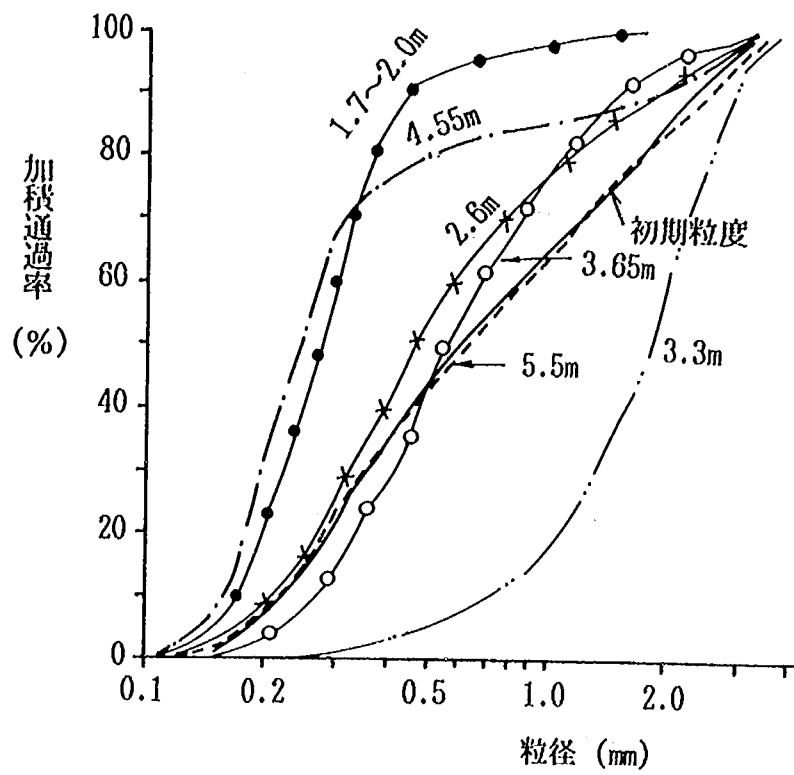


図-15 ケース 6 $t = 5\text{hr}$ の粒度分布

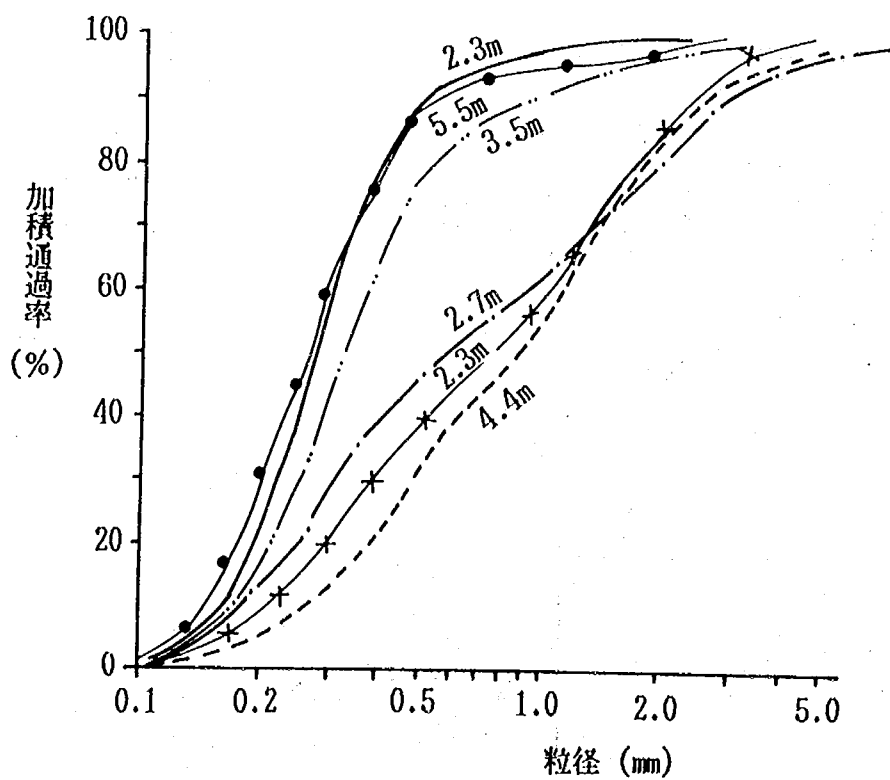


図-16 ケース 6 $t = 10\text{hr}$ の粒度分布

Appendix B 河道特性調査のすすめ

1. まえがき

河川の治水計画や河道計画に当っては、対象河川の特徴を捉えて、それに見合った計画を立てることが好ましい。河川の特徴を、一般には河道特性という言葉で表現するが、その実態把握の方法論は、個人的な経験としてのみ捉えられ、一般化された方法論としては成立していないというのが現状である。

本論は、荒川中流部の河道特性調査事例を通して、河道特性調査の内容、意義及びその方法について記すものである。

2. 河道特性調査の内容と意義

河川は人間の生活にとって極めて密接な人間関係を持っている。歴史時代を通じて現在まで、河川は人間社会に大きな影響を与え続け、また河川も人間の生活環境をより良いものとしていく営為の中でさまざまな変化を受けてきた。

河川は地形学の立場からは、地表面のほぼ一定した流路を通して下方に流れ、湖、海、他の河川に注ぐ水体とその河道を含めた総称であり、地表に降った降水や湧水等の陸水の排水路であるということができ、侵食・運搬・堆積の作用を営み、たえず地表を変化させ、また河川自身も変化してやまない。現存する河川は、この三作用による自然史と人間が河川・流域に働きかけた歴史との相互連関性との具体的現れといえる。

河川工学から見た河川調査とは、この自然史と社会史の相互連関の結果である対象の特性を、人間の生活にとって脅威となる可能性を順次取り除き、利用することによって、社会により良く役立たせるといった目的のために、把握することである。従来多くの河川について種々の調査が実施されてきており、その調査資料はおびただしい量に上る。「建設省砂防技術基準（案）調査編」で示されている種々の調査やある個別目的のために行われる河川の調査は、その河川の特性調査そのものと言えるが、そこで得られた資料は、河川の特性の一部分を示すものである。

それらの調査を有機的に結びつけ、対象河川の全体像を浮かび上がらせ、かつ河川の種々の特性（以下においてはこれを河道特性と言う）の共通認識を作り出すには、河川を上流から下流まで一貫してとらえた河道情報の整理と分析を行うことが必要であろう。このためには河道特性調査の内容、収集すべき資料の種類および記述の形式等は、ある程度共通のものとする必要がある。

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示しておく。

目 次

〇〇川の河道特性

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

特に段丘地形，段丘堆積物の質，沖積地の微地形

1-3 流域の地形発達史

特に第4紀

1-4 ○○川の河道変遷史

完新世の河道変遷

1-5 流域の土地利用の変遷

1-6 河川の利用状況

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，氾濫形態の記述

2-3 流出特性

流出率，平水，豊水，渇水，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，低水路・高水敷の粗度に関する記述

3章 洪水時の河道特性量と河道

3-1 河床材料

3-2 低水路幅，高水敷幅

3-3 河床勾配と河床高

平均河床高は，低水路の平均河床高とする

3-4 洪水時の河道特性量

平均年最大流量時（あるいは低水路満杯時）と計画洪水時の水理量（水深，流速， u_*^2 ， τ_{*m} ， H_m/d_m ， B/H_m 等）の縦断方向の変化の記述と図表化，なおここで u_*^2 は摩擦速度の2乗， τ_{*m} は無次元掃流力 $=u_*^2/sgd_m$ ， H_m は平均水深， d_m は河床材料の平均粒径， s は河床材料の水中比重， g は重力の加速度である。

3-5 河道特性量から見た河道のセグメント区分

ほぼ同一の河道特性量を持つ河道区間，通常は，ほぼ同一勾配を持つ区間に河道をセグメント区分する。

4章 高水敷の特性

4-1 高水敷の平面形状

高水敷と低水路，堤防との平面形状の関係

4-2 高水敷の土質構造

ボーリング試料による高水敷土中の土質および地質の横断および縦断層序構造

4-3 河岸近くの表層堆積物と河岸物質

表層堆積物と洪水時の浮遊物質との関係，河岸物質の特性と堆積条件

4-4 高水敷の微地形と堆積物

4-5 高水敷の植生

4-6 大出水時の高水敷上の水理量

水深，流速，流向等に関する記述

5 章 河道の平面形

5-1 低水路の平面形状と砂州，みお筋

5-2 河岸侵食位置と侵食形態

5-3 洪水時の流況と平面形

水衝部，低水路と高水敷との流れの干渉，死水域等の航測写真解析による把握

6 章 各セグメントの流砂形態と河床変動形態

6-1 各セグメントの流砂形態

河床材料の粒径集団(population)ごとの流砂形態

6-2 縦横断形変動形態

6-3 土砂収支

各粒径集団ごとの各セグメントにおける土砂の収支把握

6-4 河床変化の方向

7 章 その他

- ・ 基本的には河道特性調査結果を何に利用するかによって調査項目を選定する。

このような個別河川の河道特性調査が多くの河川で行なわれれば，個別河川の特殊相が一層明確になると同時に，沖積地河川の共通認識も急速に増加するものと思われる。さらに個別の河川の治水・利水・環境管理計画等にあたっても，次のような利点を生むものとなろう。

- i) 対象とする河川の河道特性を上流から下流まで調査することにより，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，河川総合計画等に役立てることができ。
- ii) ある程度，共通の基準で河道情報の整理がなされるため，他の河川の河道特性の把握および相互の比較が容易になる。また他の河川の経験を利用したり，技術的な議論を行なうことに共通の基盤を提供することになる。
- iii) 人間活動のインパクトが河道に及ぼす影響について判断しやすくなる。また過去に行なった河道の人工的改変や河川工事の影響がつかみやすくなる。
- iv) 河川構造物の設計にあたって，設計条件をつかみやすくなる。
- v) 河道および高水敷の微地形情報は，氾濫原（堤内地）の情報として利用でき，氾濫原管理

計画（土地利用計画等）に参考になる。

vi) 土砂の動態がつかみやすくなる。

ところで目次に沿った形で河道特性調査を行なうことは膨大な費用と調査日数がかかるように思われるが、日本の一級河川の場合はほとんどの項目はすでに何らかの目的のために調査がなされており、資料収集にそれほど労力がかかるものではない。河道特性調査としては、それらの既存資料を河道特性量を媒介として互いの関連性と因果関係を記述すること、さらに河床堆積物、河岸物質、高水敷堆積物、河岸侵食形態、高水敷の微地形観察等のフィールドワークを通して、それらの相互関連性を確認し、河の様子を記述することが新たな情報生産の大部分を占めると言って良い。河道特性調査が良いものとなるかならないかは、調査担当者の河川に関する共通認識の程度とフィールドワークの良否に依存している。この意味で応用地質学、応用地形学を学んだ技術者の河道特性調査への参画と河川技術者との協働を期待したい。

なお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) 河道特性量を求める場合の洪水流量としては、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ことでは無いが、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、資料が得やすいこと、さらに、既往の河道特性量がほぼこの流量で評価されていることを考えると、今後もこの流量を使っていくべきであろう。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) 河道特性量は、あくまでも低水路の河道スケールを使って求めること。たとえば平均河床高 Z_m は、低水路部の平均河床高とすること。川幅水深比 B/H_m も低水路で求めておくこと。扇状地河川の低水路幅の決定は非常に難しいが、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 （平均流速 $V_m \div$ 摩擦速度 u_* ）あるいはマンニングの粗度係数 n を適確に評価すること。治水計画のための計画粗度は実質の粗度より大きめなことが多い。実測資料の解析や、同じような河道特性量を持つ河川の粗度を調べて参考とすること。
- iv) 平面図に横断図を書き込むと、平面形状と横断形状の関係が分かりやすい。この場合の縮尺および横断図の縦横比は次の値を基準にすると良い。
 - 川幅100m以下の場合、平面図の縮尺1/2,500、縦横比10
 - 川幅100m～500mの場合、平面図の縮尺1/5,000、縦横比10
 - 川幅500m以上、平面図の縮尺1/10,000、縦横比20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、計画高水位でも良い。また必ず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。
- v) 河道特性量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 1 km をグラフの横軸で 1 cm として描いたら、他のすべてのグラフの横軸は区間距離 1 km は 1 cm とすること。

3. 荒川中流部の河道特性量と河道特性

ここでは、河道特性量を媒介とした河道特性調査の意義をより明確にするため、関東の荒川の河道特性調査結果¹⁾よりその概要を述べてみよう。

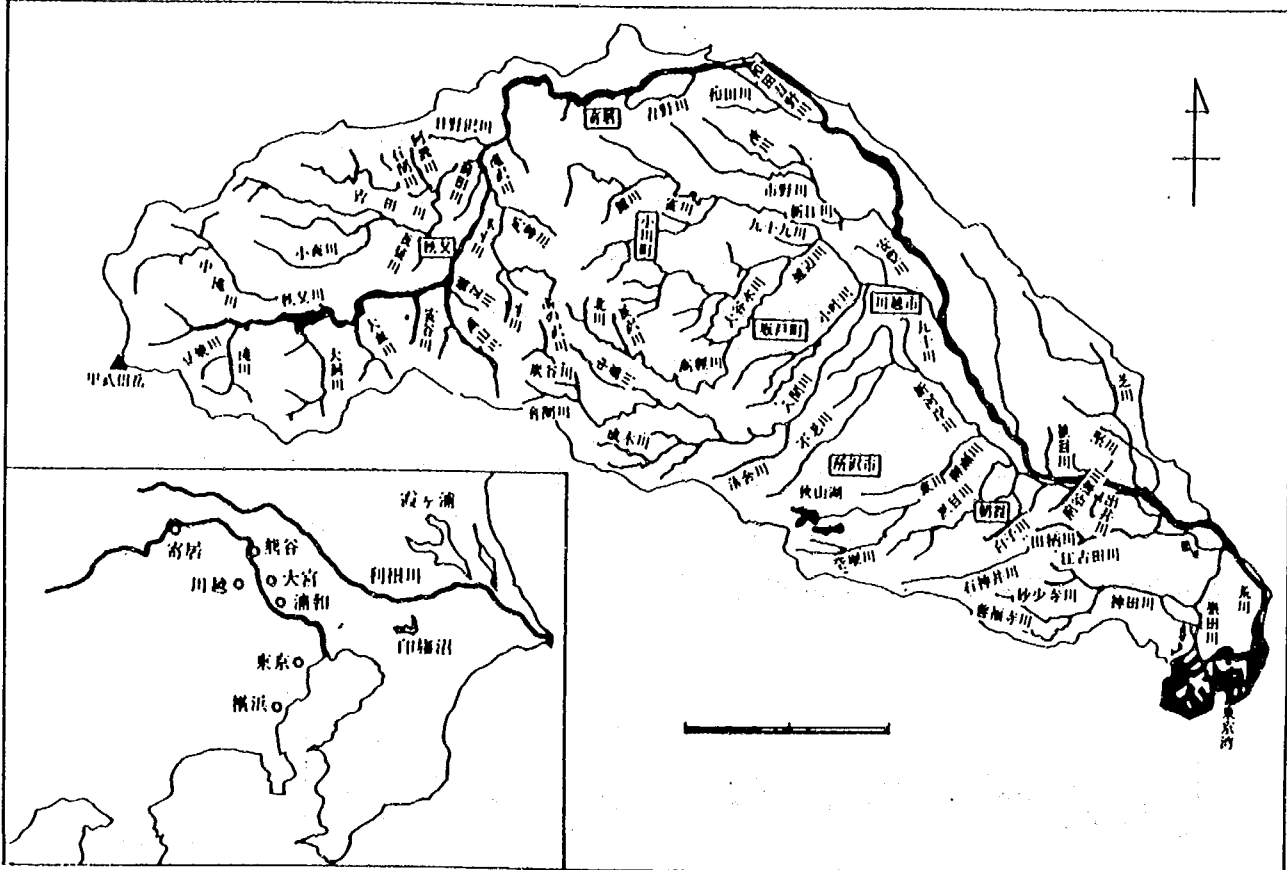


図 1 荒川流域図

荒川水系は、関東平野の西部に位置し、わが国の政治、経済、文化の中心である首都をひかえ、その重要性はきわめて大きいものがある。

荒川河道は、寛永6年(1629)に熊谷市久下の地先において、元荒川の本流を和田吉野川の流路に落とす付替え工事が行なわれ、これ以後、荒川低地は荒川本流の流下場所となった(数千年以前には、荒川低地には荒川と合わせて利根川の本流が流下していたと推定されている^{1),2)})。明治時代に入ると近代的改修が始まり、大正時代から昭和にかけて堤防、横堤の築造、シュートカットが行なわれ、現在の荒川となった。シュートカットされた区間は、荒川中流部の大部分におよび、現在の荒川流路は人工河道と言っても過言でない。(図10参照)

荒川中流部の河道の特徴と河道特性量を通してながめて見る。

荒川中流部の河道特性量は河口より76km下流は、低水路満杯流量時の、それより上流は平

均年最大流量約 $1,200\text{ m}^3/\text{s}$ 時の水理量で評価した。76kmより下流の径深 R は、低水路兩岸肩から以下の河積 A を兩岸肩幅 B で除することによって求めた。

図2に低水路の径深 R 、深掘れ高（平均河床高と最深河床高の差） ΔZ 、平均河床高 Z_m の縦断方向変化、図3に川幅 B 、川幅径深比 B/R 、図4に河床材料、図5に摩擦速度の2乗 $u_*^2 = gRI$ 、および、無次元掃流力 $\tau_{*m} = u_*^2 / sg d_A$ の縦断方向変化図を示した。ここで I は勾配、 d_A は河床材料の主モードの材料の平均粒径である。なお d_A は河床材料の平均粒径とほぼ等しい。

以上の資料および河岸物質、現地踏査などの結果より、荒川中流部（28.8～88.8km）の河道は、次の6つのSegmentに区分しえると判断される。

i) Segment 1=74～88.8km

いわゆる扇状地河川に相当するSegmentで、河床勾配は約 $1/380$ である。84kmより上流は、旧扇状地面を下刻化し段丘地形を作っている。現成扇状地は84km地点を扇頂としていると考えて良い。本Segmentへの上流からの砂利分の供給は減少の方向にあると判断される。83kmより下流の低水路中に在る砂州の列数は2～4列であり、83km以上では第三紀の砂泥岩が河床に露出し、深掘れの生じるのを防いでいる。

ii) Segment 2=67～74km

このSegmentは河道特性量から見ると通常の河川では、自然堤防帯の河川の特性を持ち、蛇行の自然短絡などが起りやすい区間であるが、荒川の場合、横方向に活発に動いた形跡が見られない。河床は平均3～4cm程度の礫と砂から成っている。

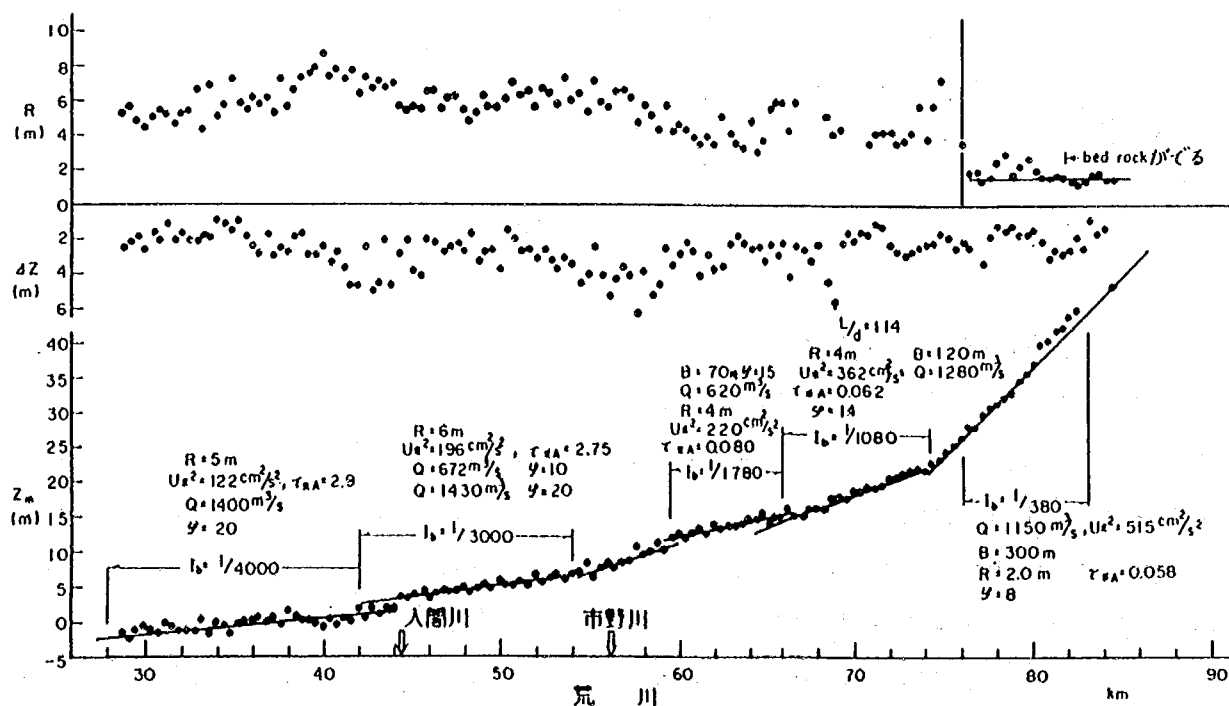


図2 R 、 ΔZ 、 Z_m の縦断方向の変化

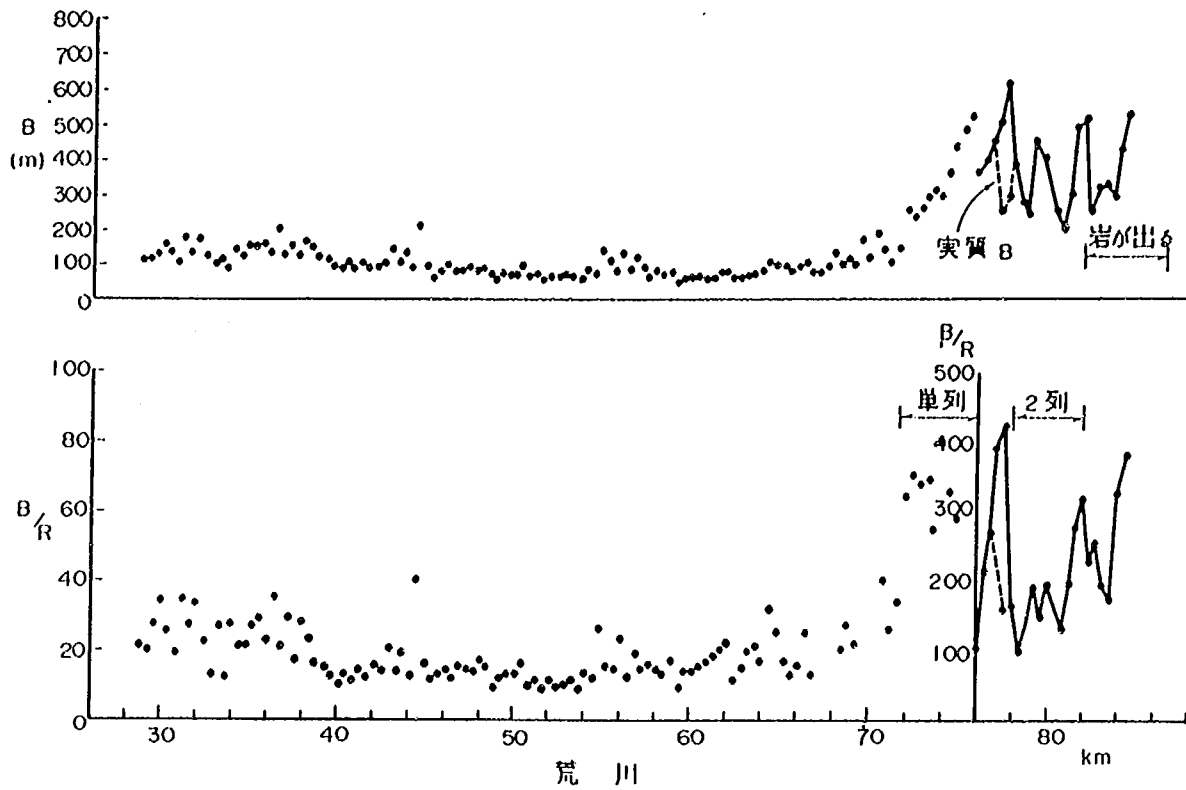


図3 B , B/R の縦断方向の変化

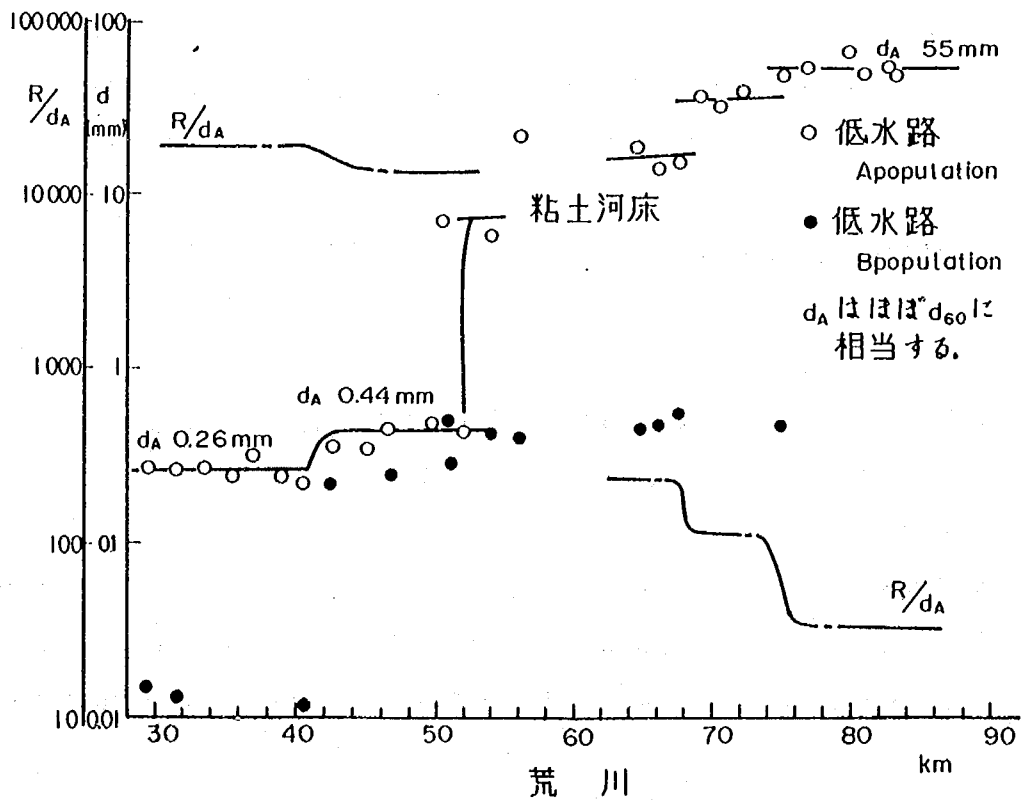


図4 u_*^2 , τ_{*A} の縦断方向の変化

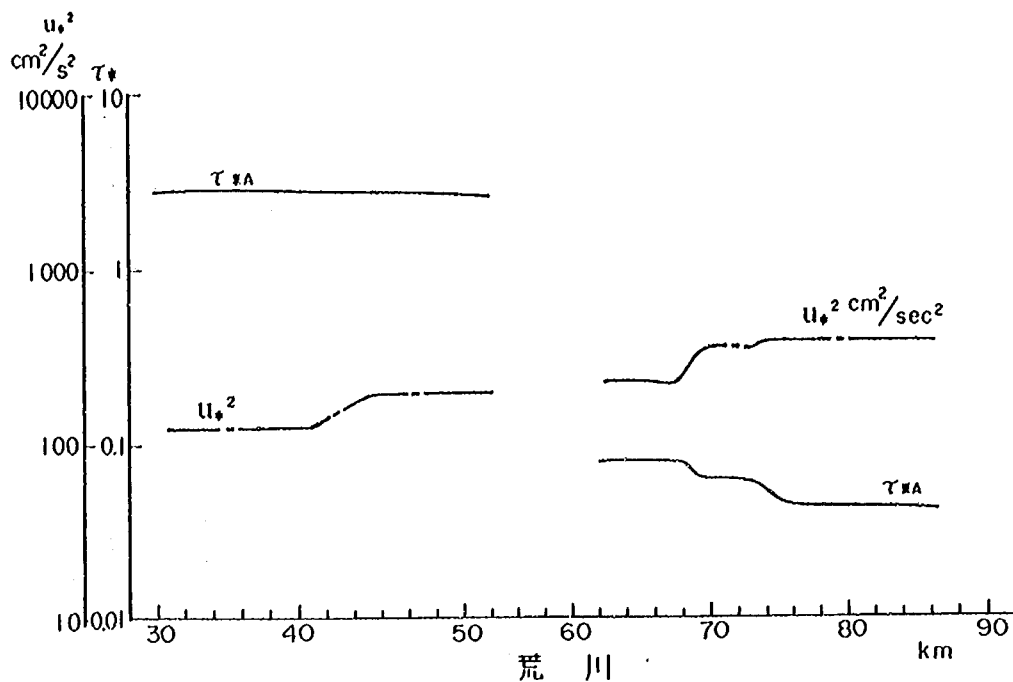


図5 R/d_A , d_A , d_B の縦断方向の変化

iii) Segment 2-2=59~67km

この区間の大部分は、大正・昭和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、河岸物質の下層は後背湿地堆積物である粘性土からなる。人工河川区間ではない66~68 km 区間は、河川沿いに微高地が発達しており、自然堤防の発達が良いが、掘削河道区間ではほとんど発達していない。なお本区間の下流部は埋没洪積層上を流れている。

iv) Segment 2-3=54~59km

この区間は、勾配が上流のSegmentに比し急である。河床は掘削河道部分は粘性質である。

v) Segment 2-4=44~54km

この区間は荒川の有力な支川である入間川と市野川の合流点間の区間であり、河床材料は上流部はまだ小砂利があるが、主に0.4mmの中砂からなる。

vi) Segment 3=28~42km

このSegmentは勾配が緩く、また川幅もSegment 2-4の1.5~2倍程度である。低水路満杯時の摩擦速度の2乗 u_*^2 は上流のSegmentで $190\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度、このSegmentで $120\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度に減少している。この掃流力の減少に応じて河床材料も0.44mmから0.26mmの砂に変化している。

以上6つのSegmentは、おのおのが異なった特性を持っており、河川にかかわる種々の工事や計画にあたっては、この特性を十分に踏まえておく必要がある。ここでは、表1に各Segmentごとに各種河道特性を簡単に記載しておいた。本表によって河道をSegmentに区分する十分な理由が、また各種河道特性を、平均年最大流量程度の時の河道特性量で説明、

表1 各Segmentの各種河道特性総括表

	Segment 1 (別状地)	Segment 2 (自然堤防帯)				Segment 3 (デルタ)
		2-1	2-2	2-3	2-4	
低水路満杯時の水理量	$b=1/380$ $B=300\text{m}$ $R=2\text{m}$ $u_*^2=515\text{cm}^2/\text{S}$ $r_{*A}=0.058$	$b=1/1080$ $B=120\text{m}$ $R=4\text{m}$ $u_*^2=362\text{cm}^2/\text{S}$ $r_{*A}=0.062$	$b=1/1780$ $B=70\text{m}$ $R=4\text{m}$ $u_*^2=220\text{cm}^2/\text{S}$ $r_{*A}=0.08$		$b=1/3000$ $B=85\text{m}$ $R=6\text{m}$ $u_*^2=196\text{cm}^2/\text{S}$ $r_{*A}=2.75$	$b=1/4000$ $B=130\text{m}$ $R=5\text{m}$ $u_*^2=122\text{cm}^2/\text{S}$ $r_{*A}=2.9$
河床材料および河床物質	5~6mの砂利を主体として0.4~0.5mmの砂がマトリクス、74km以上は三紀層露出	3~4cm程度の砂利が主体、70km以下は泥層が河床に露出している所有り	泥層(縄文時代の河の後背湿地堆積物)および洪積層上に2~3cmの砂利を主とした堆積物が覆く乗る	泥層が露出していると思われる。所々に砂利砂の堆積	泥層の上に小砂利53cm以下は0.4mm程度の中砂	0.2~0.3mmの砂、最深部はデルタ底層の粘土
河岸物質	82kmより上流は、下層は岩、その上に右岸側は旧河床堆積物、左岸側は沖積層状堆積物、表層はSilt含み細砂 82kmより下流は砂利の上に表層に厚くSilt含み細砂	70kmより上流は、下層に砂利の上にシルト含み細砂、70kmより下流は下層は粘土、その上4~6mのSilt含み細砂	下層は粘土その上にSilt含み細砂4~6m、粘土層の上部は黒色の腐植層 60km付近より、下層は洪積層の堆積物	下層粘土層 その上4~5mはSilt含み細砂 腐植層みられず	下層粘土層 その上にSilt含み細砂 54K左岸 Clean Sand 有り	下層粘土、土層、Silt含み、細砂、粘土も有る。
高水敷の微地形と堆積物	人工隆起(400~500万 m^3)による河床の低下による段丘(高水敷の形成)表層1~2mのSilt含み細砂	自然堤防の発達(2~3mの高さ、横方向勾配1/150~1/200)	旧川沿いの自然堤防(横方向勾配1/250~1/300)	堤防幅狭く、自然堤防の発達良くない	ゴルフ場が多く高水敷の地形改変されている。あまり自然堤防の発達良くない	旧川沿いに自然堤防がある。入間川の土砂による堆積によるかもしれない。
堤内と堤外の地盤高差		2~3m高水敷の平均上昇速度年1cm程度と推測される 1600年代に堤防築造	2~3m 1600年代に堤防築造			ほとんど無い 新堤の築造(大正期)
低水路の平面形状	82km以上は岩が露出し砂州の発達は、顕著でなく、それより下流よりでは、2~4列の砂州	砂州の発達 顕著でないが川幅の広い所にPoint bar発生、川流路は蛇行度S-1.20で川幅の10~15倍の蛇行波長であった。	人工隆起河道が大部分、砂州の発達は見られない 旧流路はS=1.1 蛇行波長650m		人工河川が大部分砂州の発達は見られず、旧流路S=1.3	砂州の発達見られず
計画高水時の高水敷の水理量推定(7,000 m^3/S)		水深4~5m $V_m=2\text{m}/\text{S}$	水深4~5m $1.5\sim 2.0\text{m}/\text{S}$	水深4~5m $1.5\sim 2.0\text{m}/\text{S}$	水深5~6m $1.3\sim 1.5\text{m}/\text{S}$	水深6m $1.2\sim 1.6\text{m}/\text{S}$
低水路満杯時の河床液と粗度と平均流速	$\phi=8\sim 10$ $n=0.03\sim 0.035$ $V_m=2\sim 3\text{m}/\text{S}$ $V_{\max}=5\sim 6\text{m}/\text{S}$	$\phi=13\sim 15$ $n=0.025$ 程度	粘土層露出部分多し	粘土層露出 $\phi=13\sim 16$ 程度か $n=0.025\sim 0.03$	Flat bed or dune bed 一部は粘土層露出 $\phi=15\sim 22$ $n=0.025$ 程度か	Flat bed $\phi=20\sim 25$ $n=0.02\sim 0.022$ $V_m=3\sim 3.5\text{m}/\text{S}$
洪水時の波砂形態	平均年最大流量程度(1300 m^3/S)の時は、河床のA集団(5.5cm)の $r_{*A}=0.058$ であり、砂州を形成しながら動き始めるが十分なものではなく、動かない所もあろう。 計画高水時(5800 m^3/S)には $r_{*A}=0.15$ 程度となり1時間に4~5万 m^3 のA集団を動かそう。 B集団(0.4~0.5mm)の砂は、1300 m^3/S 時には $r_{*B}=5.6$ であり浮遊砂 0.2mm以下はWash load的運動形態	$Q=1300\text{m}^3/\text{S}$ 時の $r_{*A}=0.058$ $R/d_A=100$ A集団(3.5cm)は掃流砂 B集団(0.4~0.5mm)浮遊砂しかし河岸側までまき上からず 0.2mm以下 Wash load	$d=4\sim 5\text{cm}$ の砂利はここではほとんど動かない 2cmの砂利に対して $r_{*A}=0.068$ 0.4~0.5cmの砂は浮遊砂であるが高水敷上まではまき上からない。	土砂の通過区間 河床は粘土質らしい。	低水路満杯時 0.4~0.5mmの砂の $r_{*A}=2.7$ であり浮遊砂として移動砂利は動かない。 0.2mm以下は Wash load 的	主モードの河床材料は、0.26mm、低水路満杯時の $r_{*A}=2.9$ 0.45mmの砂は浮遊形式というより河床近くをSakateする。0.1mm程度の砂は、高水敷上までまき上がっている。

場合は、低水路の人工的直線化によって、低水路部の土砂の輸送能力より供給土砂量が少なく、全般的に下刻化しつつある河道である。Segmentの結接点の直上流には泥層が存在し、この泥層が一時的侵食基準面となり、河道の下刻化を防ぎ、Segmentの形成因となっている。河床勾配の変化点は、この泥層が破壊されつつある所であり、下刻化が進のである。このことは、図7に示す横断形状の経年変化に示されるように、河床の一部が急激に低下する形で下刻化が進むことによく示されている。逆に河床の低下の進まない所は、横断形状が台形状であり、河床は同一の侵食抵抗を持つ泥層の存在が暗示される。多少河床低下のある所は質の違う堆積層が一枚一枚はがされいくような形態を取っているようである（図8）。ただし扇状地扇端である74km地点は、いくらか河床が上昇傾向にある（図9）。ここはSegment1から運ばれてきた砂利が堆積するところである。なお扇状地部では昭和37年ごろから砂利採取が始まり46年度に砂利採取が禁止となっている。この間の72～84km区間の河積は400～500万 m^3 増となっている。昭和46年から昭和54年では24万 m^3 ほど河積が減少しており、この間平均3万 m^3 の砂利の堆積があったことになる。

次に護岸の設置位置について述べてみよう。護岸の設置位置は、通常河道の平面形状や砂州の配置構造との関係で説明されることが多い。すなわち河岸侵食位置は、流水の集中（水衝部の発生）との関連性で説明される。しかし荒川の場合には、3節で述べた河床の垂直変動特性

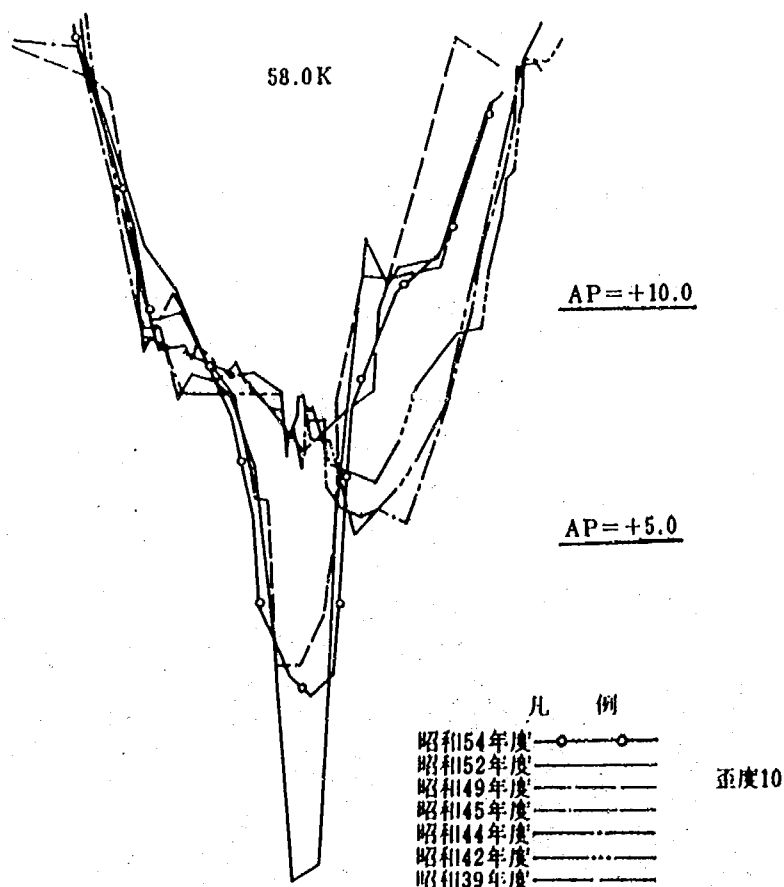


図7 横断形状の経年変化58.0K

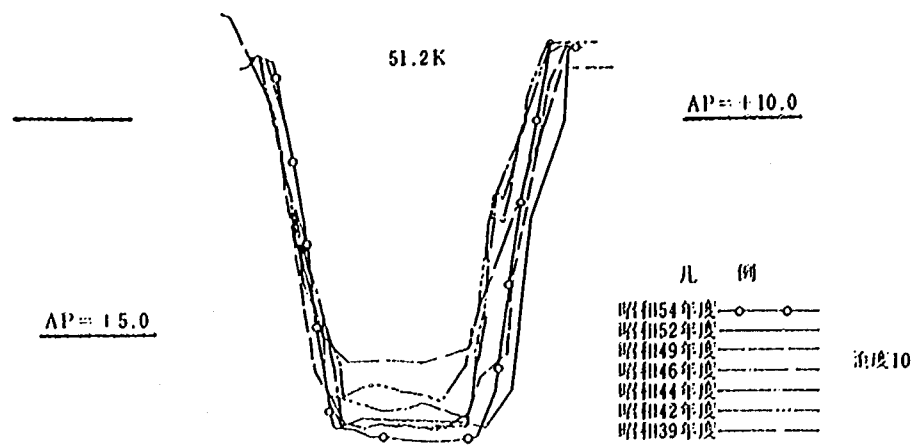


図8 横断形状の経年変化51.2K

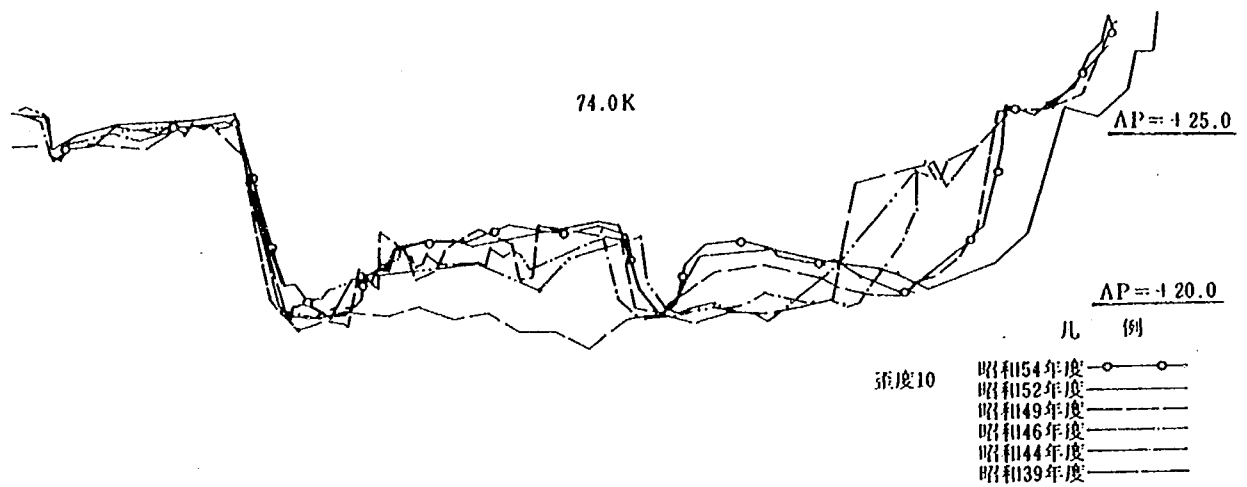


図9 横断形状の経年変化74.0K



写真1 荒川58.5 km地点, 洪積層の露出状況

との関係から説明されなくてはならないことの方が多い。

護岸の分布状況を図10に示す。この図は昭和41年から昭和52年までの工事記録から取ったものである。なお同図には昭和56年8月洪水後の災害復旧工事位置も示しておいた。ここで1か所に多数の護岸位置が示されている所は、設置された護岸が破壊され、再度護岸が設置されたことを示す。現在の護岸はほとんど災害復旧工事として施工されており、洪水等によって河岸が侵食を受け崩れた場所、既存の護岸が破壊された場所を重点に順次施工されている。

護岸の設置回数、設置密度の高い区間の理由を考えてみたい。

Segment 1で護岸の設置回数の多いのは、82.5km付近左岸および81km地点右岸である。82.5km地点は、ちょうど河床が、岩から砂利に変わる所であり、みお筋が左岸に寄った所である。81km地点は、左岸によって水が右岸に寄ってくる所である。このみお筋位置はほとんど動いていない。この地点下流より、川幅が拡がり、4列程度の砂州が発生しだす。河岸侵食されやすい所は、84kmより上流の単列砂州の平面形態をこの地点まで持っており、川幅の狭いこともあって洪水時には流速が速く、また上流からの供給土砂量の減少もあって、河床が低下傾向にある所である。

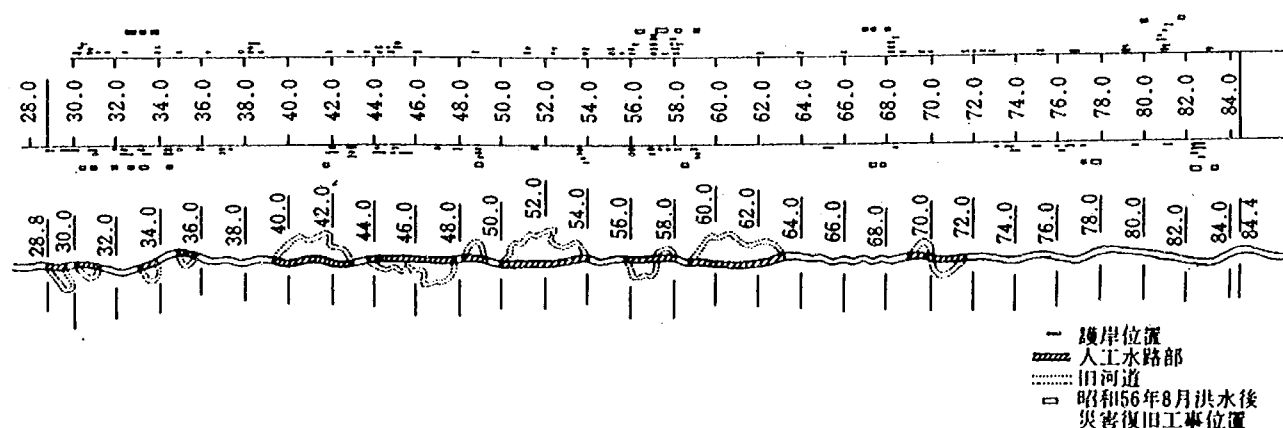


図10 護岸の分布

Segment 2-1では、このSegmentの上流部の74~75km地点および、68km右岸に護岸の設置数が多い。74~75km地点は扇面の直下流にあたり、砂州の形態が多列から単列河道に変わり、また堆積空間であることもあって、河岸侵食が起こりやすい所である。68km右岸は、大芦橋の近くであり、人工掘削河道の直下流にあたっている。なぜここで河岸侵食されやすいかは良くわからないが、68.6km地点の河床横断形状の経年変化図を見ると昭和39年から42年にかけて最深河床が2.5m低下しており、河床低下による河岸崩壊に原因しよう。この区間(68.3~68.8km)は、昭和23年(1948)に開削した人工河道の部分であり、昭和39年ごろ河床の堆積物が幾分侵食に強いものから、弱い堆積物の層に変わり河床低下が進んだものと考えられる。

Segment 2-2の区間は河岸侵食があまり生じていない。後背湿地性堆積物、洪積層を掘削した人工河道部分が多く、侵食に対して強い河床および側岸物質から水路が成るためであろう。

Segment 2-3では58km~56km区間にかけて多数の護岸が設置された。この原因は、3節で述べたようにこの区間が河床低下区間にあたり、河床低下によって引き起こされる河岸崩壊によって護岸の破壊が進むものと考えられる。

Segment 2-4では、44km~45km区間で護岸の設置数が多い。この区間の末端は入間川との合流点に当たる所で、Segmentの変わり目の所にあたる。44.4km（入間川合流点直下流）と44.0km地点の平均河床および最深河床の差は2~3mも有り、ここで河床高に段差を生じている。44.0kmの河床には流れに対する侵食力に強い堆積物の層があるようで、44.4~44.8kmが上流のSegmentの一時的侵食基準面にあたり、最深部の河床物質はその下流の44.0kmとは異なった質のものと考えられる。護岸の設置数が多いのは、入間川との合流点にあたり、また国道16号が横断しており治水上重要地点であることが第一に原因すると考えられるが、Segmentの結接点であり、また合流点であるので洪水時の河床変動形態が複雑なことにもよろう。

Segment 3では38km右岸に護岸の設置回数が多い。ここは、わん曲部の外わん側にあたり、流水が集中し、右岸沿いにみお筋がある。本堤と低水路との距離がほとんどないこともあって護岸が集中的に設置されている。38km以下は首都に近くなり、高水敷の利用度も高まることもあって、護岸の設置数が多くなる。ほぼみお筋が河岸に寄る方に護岸が設置されている。なお横断面図の経年変化を調べてみると、この区間は、護岸の設置されている側の対岸が侵食されている所が多く、その侵食面もAP-1mより上層が削られている。河岸物質は表面からAP 1~2mは、泥層シルト細砂の互層からなる河岸近くに堆積する自然堤防成の堆積物の所が多く、+1~-2m間は海成・汽水成の砂層から成り、-2m以下は粘土層となっている。このような層序を持つ河岸が多いことが河岸侵食量が多い一因であろう。またこのSegmentでは、夜間ポンプ船による盗掘があり、その取り締まりに苦慮していることも河岸侵食の原因になっている。

5. 河岸、河床下の堆積物、地質調査の必要性

実河川の河岸侵食形態や局所洗掘形態を見ると河床材料、河川の縦横断形および洪水流の情報だけでは、その形態が生じた原因を推察できないことが多い。特に日本の沖積地河川は河床低下の傾向があり、局所洗掘には河床下の堆積物や地質が大きく関係している。これは前章の荒川中流部の河床変動形態で見たごとくである。今後も沖積地河川の上流部、中流部で河床低下の傾向は続くものと思われ、河床下の堆積物が局所洗掘形態に関係する例が増加すると思われる。

実際に鬼怒川では河床低下により洪積層が河床に露出している箇所が増えている。その洪積層が固いものであれば、そこが床固めのようになり、上流側の河床安定に寄与しているが、下流では河床低下が進み小さな滝のような形となっている。固い層の一部が破壊され、その下に砂層などがあれば、そこが異常に掘れることがあろう。

このような所は河川の縦断形のコントロールポイントとなっており、また弱点ともなってい



写真2 鬼怒川豊水橋下流，利根川合流点より11km（1982年2月）

る。河川の今後の変化方向を予測するために，流域の地形発達史の理解の上で，河床および河岸物質，高水敷表層下の土質，地質，堆積物の質の縦横断特性すなわち土質，地質の層序構造の調査の必要性がますます高まると思われる。幸い道路，橋脚，高層建築物等の基礎地盤調査のためのボーリング資料は急速に増大している。これらの資料と河川の河岸物質，河床物質の観察を通して沖積地河川近傍の土質，地質の層序構造の把握は可能になってきたと思われる。

6. おわりに

河道特性の調査は，土木系の技術者と地形地質関係の技術者の協働作業によって最も効率良く作業が進められると思われる。この場合，土木の言葉と地形・地質の言葉との相互理解が，すなわち空間・時間スケールに関する相互の歩み寄りが必要となろう。

参考文献

- 1) 山本晃一・安田毅彦・松浦茂樹：河道特性論ノート〔II〕荒川中流部の河道特性と河川処理，土木研究所資料第1745号，1981.
- 2) 菊地隆男：先史時代の利根川水系とその変遷，Urban Kubota 18, 1981.

参 考 文 献

- 1) 山本晃一、1988；河道特性論、土木研究所資料第2662号。
- 2) 井関弘太郎、1972；三角州、朝倉書店。
- 3) 井関弘太郎、1983；沖積平野、東京大学出版会。
- 4) 遠藤邦彦、関本勝久、高野司、鈴木正章、平井幸弘、関東平野の沖積層、Urban Kubota No.21、pp. 26～43。
- 5) アーサーホームズ、1984；一般地質学Ⅱ、東京大学出版会、pp.444～467。
- 6) 山本晃一、1988；河道特性調査のすすめ、地質と調査、Vol.88-- 4、pp.119～127。
- 7) 芦田和男、奥村武信、1974；ダム堆砂に関する研究、京都大学防災研究所年報、第17号B、pp.555～570。
- 8) 阪口豊、1989；尾瀬の自然史、中公新書。
- 9) 山本晃一、1989；気候・地形・地質が河道特性に及ぼす影響に関する研究ノート、土木研究所資料第2795号、pp.47～58。
- 10) 山本晃一、1990；河岸侵食防止工設計の今後の方向、河川No.529、pp.12～17。
- 11) 大矢雅彦、1969；利根川中・下流域平野の地形発達と洪水、地学雑誌78- 5、pp.43～56。
- 12) 海津正倫、1977；メッシュマップを用いた多摩川下流域の古地理の復原、地理学評論52-10、pp. 596～607。
- 13) 森山昭雄・小沢恵、1972；矢作川下流域の沖積平野の地形と沖積層について¹⁾、第四紀研究第八巻第4号、pp.193～207。
- 14) 濃尾平野第四系研究グループ、1977；濃尾平野第四系の層序と微化石分析、地理学論集第14号、pp. 161～183。
- 15) 海津正倫、1979；更新世末期以降における濃美平野の地形発達過程、地理学評論52- 4、pp.199～208。
- 16) 市原実・藤野良幸、1978；大阪平野の発達史、Urban Kubota 16。
- 17) 安田喜憲、1977；大阪府河内平野における弥生時代の地形変化と人類の居住、地理科学27、pp. 1～13。
- 18) 海津正倫、1976；津軽平野の沖積世における地形発達史、地理学評論49-11、pp.714～734。
- 19) 新潟珪藻グループ、1979；平野の地下、Urban Kubota 17、pp.10～11。
- 20) 松下勝秀、1979；石狩海岸平野における埋没地形と上部更新～完新統について、第四紀研究18、pp. 66～78。
- 21) 小出博、1973；日本の国土（上）、東京大学出版会、pp.59～64。
- 22) 関東地方建設局、1987；利根川百年史。
- 23) 山本晃一、1978；河口処理論〔1〕—主に河口砂州を持つ河川の場合—土木研究所資料第1394号。
- 24) 石外宏、1966；貯水池における碎屑物の堆積作用に関する研究、電力中央研究所技術研究報告

№66010.

- 25) 吉良八郎、1974；貯水池の堆砂問題、水工学シリーズ74-A-5、土木学会水理委員会。
- 26) 建設省河川局河川計画課、1973；主要河川流況表（昭和13年～45年）。
- 27) 土木研究所、1972；計画降雨に関する研究、第25回建設省技術研究所報告（昭和46年度）、pp.459～482。
- 28) 山本晃一、1980；河道特性論ノート〔1〕、土木研究所資料第1625号、pp.292～300。
- 29) 望月誠一、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、関東地建。
- 30) 山本晃一、1975；海浜変形の相似性に関する研究－海浜移動床模型実験の相似律－、土木研究所資料第975号。
- 31) 宇田高明、山本幸次、1986；湖および湾内に発達する砂嘴地形の変形特性、地形第7巻第1号、pp.1～22。
- 32) 宇田高明、山本幸次、1989；鈴鹿川河口周辺海岸の経年的地形変化、地形第10巻第1号、pp.53～62。
- 33) 宇田高明、山本幸次、1989；渦沼北岸、新沢鼻砂嘴の1983年～1988年における地形特性、地形第10巻第3号、pp.209～217。
- 34) 宇田高明、1989；波による移動限界水深を定める代表波の選定法、第21回海岸講習、pp.25～35。
- 35) Brunn, P and Gerritsen, F., ; 1958 ; Stability of coastal inlets , ASCE . WW3 . May 1958.
- 36) O'Brien , M.P. , 1969 ; Equilibrium flow areas of inlets on sandy coast , ASCE , WW1 Feb.
- 37) 近藤俊郎、1974；感潮狭口の最大流速水深と最小流積、第21回海岸工学講演会。
- 38) Johnson , J.W. , 1973 ; Characteristics and behavior of Pacific Coast tidal inlets . ASCE , WW3 , Aug.
- 39) 吉高益男、1969；河口安定論、1969年度水工学に関する夏期研修会講義集。
- 40) 須賀亮三、1979；感潮河川における塩水くさびの水理に関する基礎研究、土木研究所資料第1537号。
- 41) Whitehouse , U.G., and Jeffery , L.M., and Debrecht , J.D. , 1960 ; Differential settling tendencies of clay minerals in saline waters.Proc , 7th Natl. Conf. Clays , Clay Minerals, pp. 1～79.
- 42) Sundborg , F.A.,1956 ; The river Karalven , a study of fluvial processes.Geogr.Ann.Arg. 37 , pp.125～316.
- 43) Rouse , H. , 1937 ; Modern conceptions of the Mechanics of fluid turbulence , Trans. ASCE, Vol 102, paper №1965, 1937 a、pp.463～543.
- 44) Longuet — Higgings , 1958 ; The Mechanics of Boundary Layer near the Bottom in Progressive Wave.Coastal Engi.
- 45) Ippen Editor ; Estuary and Coastalline Hydrodynamics ,Mc Grow—Hill Book Company pp.108～103.
- 46) 野田英明、1969；波動による乱流境界層の発達、第16回海岸工学講演集。

- 47) 堀川・砂村・鬼頭・品川、1972；海浜変形に関する実験的研究、第27回土木学会年次講演会。
- 48) 小出博、1972；日本の河川研究、東京大学出版会。
- 49) Scott T、1954；Sand Movement by Waves, Beach Erosion Board Tech-Memo. No.48.
- 50) 山本晃一、1977；波による底質のふるい分け作用、第24回海岸工学講演会。
- 51) Postms, H、1967；Sediment transport and sedimentation in the estuarine environment, Estuaries edited by Lauff, G.H., American Association for the Advancement of Science.
- 52) 国土開発調査会、1981；利根川、その治水と利水。
- 53) 山本晃一、林敏夫、深見親雄、坂野章、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。
- 54) 気象庁、1968；昭和44年潮位表。
- 55) 貝塚爽平、1976；東京の自然史、紀伊国屋書店。
- 56) 武雄工事事務所、；武雄工事20年史。
- 57) 佐賀県、1983；筑後・佐賀平野における地盤沈下等の状況。
- 58) 山本義弘、1974；有明海（佐賀県）沿岸の堤防実態調査研究第一報、佐賀県。
- 59) 九州農政局有明干拓建設事業所、有明干拓工事史。
- 60) 有明海研究グループ、1965；有明・不知火海域の第四系、地図研専報11。
- 61) 農林省、通商産業省、運輸省、建設省、経済企画庁、1969；有明海総合開発調査報告書。
- 62) 気象庁、1974；有明海・八代海の海象調査報告書。
- 63) 三浦哲彦、飯盛喜代春、坂井晃、1987；佐賀平野の地盤沈下と地下水の塩水化について、地質と調査 1987、V o l . 1、pp.28～34。
- 64) 渡辺潔、加々良光彦、1964；有明海に注ぐ低勾配感潮河川の流水運動機構に関する調査、佐賀大学農学部彙報第20号。
- 65) 二渡了、楠田哲也、栗谷陽一、古賀憲一、古本勝弘、1987；感潮河川における物質輸送機構、九州大学工学集報第60巻第4号。
- 66) 野正博之、二渡了、楠田哲也、栗谷陽一、1985；感潮河川における懸濁物質の輸送過程のシミュレーション、九州大学工学集報第58巻第1号。
- 67) 杉谷隆、1983；有明海北岸平野における最終氷期以降の地形発達史、その定量的研究、地理学評論第56巻第6号、pp.403～418。
- 68) 佐賀市史編さん委員会、1977；佐賀平野進展のあらまし、佐賀市史第1巻pp.15～16。
- 69) 北方町史編さん委員会、1986；北方町史上巻、pp.28～35。
- 70) 土質学会、九州支部、1983；有明粘土、九州・沖縄の特殊土、pp.23～39。
- 71) 山本晃一、安田毅彦、松浦茂樹、1981；河道特性論ノート〔Ⅱ〕—荒川中流部の河道特性と河川処理一、土木研究所資料第1745号、pp.1～176。
- 72) 第四紀地殻変動研究グループ、1968；第四紀地殻変動図、第四紀研究、7、pp.200～211。

- 73) Bretschneider, C.L., 1958; Revisions in wave forecasting, Deep and shallow water, Proc.6th Conf. Coast, Eng.
- 74) 建設省河川局治水課、土木研究所河川部、1975; 河口処理対策指針(案)、pp.126~136.
- 75) 秋草勲、吉川秀夫、坂上義次郎、芦田和男、土屋昭彦、1960; 水制に関する研究、土木研究所報告第107号の6、pp.1~93.
- 76) 岩垣雄一、1972; クノイド波の実用化、1972年水工学に関する夏期研修会講義集Bコース、土木学会水理委員会.
- 77) 建設省河川局治水課、土木研究所、1990; 河道特性に関する研究—洪水流の挙動と河道—、第42回建設省技術研究会報告、p.773.
- 78) 山本晃一、1988; 河道特性調査のすすめ、地質と調査、Vol.1988-4、pp.11~19.
- 79) 山本晃一、高橋晃、1988; 河口処理論〔Ⅱ〕、土木研究所資料第2677号.
- 80) 松尾春雄、1933; 利根川河口の防波堤、導流堤、船路浚渫、砂州の消長に関する模型試験、土木試験所報告第41号.
- 81) 山本晃一、平林桂、1990; 河道地質調査の河道計画への利用、河川No.528、pp.74~81.
- 82) Gould, H.R., 1970; The Mississippi delta complex, Deltaic Sedimentation—Modern and Ancient—Edited by Morgan, J.P., Society of Economic Paleontologists and Mineralogists, Special Publication No.15, pp.3~30.
- 83) Bengawan Solo Survey Team, 1974; Survey and study for the development of Solo river basin, Supporting report Part—Two “Flood control and river improvement.” JICA.
- 84) 山本晃一、高橋晃、佐藤英治、1989; 河道平面形状と砂州の関係に関する基礎調査—河道平面計画論のために—、土木研究所資料第2806号.
- 85) Sherman, I., 1953; Flocculent structure of sediment suspended in Lake Mead, Trans. A. G. U., 34(3).
- 86) 大熊考、1981; 近世初頭の河川改修と浅間山噴火の影響、Urban Kuata 19, pp.18~31.
- 87) 伊勢屋ふじこ、1980; 砂床河床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.

あ　と　が　き

沖積地河川の河相もだいぶ見えてきたようだ。その把握手法もまたそれを解釈する道具立てもできつつある。今後はこれを技術論へ展開していくことが、仕事となろう。

本調査に当っては、風間輝雄氏及び長沼完治氏には文献収集と六角川の河道特性に関する資料の整理を、平林桂研究員には江戸川の地形・地質調査のとりまとめを御願ひした。また各関係工事事務所には資料の提供をいただいた。記して感謝したい。

1990年 8 月　山本晃一

沖積低地河川の河道特性に
関する研究ノート

I S S N 0386—5878
土木研究資料第2912号
平成 3 年 1 月 (1991)

山本晃一

要 旨

本論は、シルト・細砂を河床材料に持つ河川について、沖積地地形の発達史、土砂の分級機構の観点からその形成機構について考察し、また実河川の資料よりその河道特性を抽出したものである。これらの成果は、沖積低地河川の河道処理の考え方に関する基礎情報となるものである。

キーワード；沖積低地河川・河道特性・分級・堆積・三角州・
セグメント

郵便はがき

41円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
河川部河川研究室 行

No. _____

土研資料第2912号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2912号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏名

⑩

土木研究所資料第2912号