

ISSN 0386—5878

土研資料 第1744号

土木研究所資料

第1744号

富士川下流部河道水理模型実験報告書

—蛇行特性を考慮した富士川下流部河道の
低水路法線形状に関する検討—

昭和 57 年 2 月

建設省土木研究所

河川部河川研究室

Copyright © 56年度 by P.W.R.I.

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

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

要 旨

本報告書は蛇行特性を考慮した富士川下流部河道の低水路法線形状について検討した結果を述べたものである。

昭和56年11月10日

河川研究室長 須賀 堯 三
山 本 晃 一
佐々木 重 義

目 次

はじめに

第1章 序 論	1
1.1 河道改修計画の基本理念	1
1.2 蛇行を考慮した河道法線形状	1
1.3 扇状地河川の河道改修の実際	2
－扇状地河川の調査と治水工法－	
1.3.1 海岸平野に面した扇状地河川	2
1.3.2 扇状地河川の治水工法に関する従来の考え方	4
第2章 河川の概要	6
2.1 流 域	6
2.2 治水事業の沿革	6
2.3 下流部河道の河川地形と治水対策－扇状地開発と雁堤－	6
2.4 河道平面形	10
2.4.1 堤防法線形	10
2.4.2 みお筋の変遷	10
2.5 河道縦断形	17
2.6 河床構成材料	21
2.7 治水構造物	21
第3章 河道水理模型実験	25
3.1 実験目的	25
3.2 実験条件の検討	25
3.2.1 低水路法線形状の設定	25
3.2.2 河道水理条件	27
3.3 模型実験の相似	29
3.3.1 流れの相似性	29
3.3.2 移動床の相似律	31
3.3.3 模型縮尺の決定	32
3.4 模型の概要	32
3.5 実験概要	33
3.5.1 実験準備	33
3.5.2 測定方法	34
3.5.3 実験ケース	34

3.6	実験結果	36
3.6.1	現況河道に関する実験(実験ケース1)	36
3.6.2	計画低水路法線形状(A)案に関する実験(実験ケース2)	45
3.6.2.1	定流実験	45
3.6.2.2	不定流実験	51
3.6.3	計画低水路法線形状(B)案に関する実験(実験ケース3)	59
3.6.3.1	定流実験	59
	〔実験水位〕	
	〔河床変動〕	
	〔流況〕	
3.6.3.2	不定流実験	63
3.6.4	計画低水路法線形状(C)案に関する実験(実験ケース4)	67
3.6.4.1	定流実験(1) $-Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s} -$	67
3.6.4.2	定流実験(2) $-Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s} -$	67
3.6.4.3	不定流実験	69
3.7	実験結果のまとめ	73
第4章	結論	79
4.1	低水路放線計画の前提	79
4.2	望ましい低水路放線形	81
4.3	重点治水構造物設置位置	81
おわりに		83

はじめに

富士川では昭和49年度に工事实施基本計画の改訂が行われ、これに見合った河道改修計画の検討がなされている。なかでも下流部河道においては、河道整正ならびに河川環境の整備※¹をも考慮した河道改修が急務とされている。下流部河道改修の基本構想は現在の河道を複断面河道※²とするものであるが、このとき重要となる低水路法線形状についてはもっとも適切な線形を選定する必要がある。もとより、河道法線形は治水面のみならず、利水面、親水面、社会、経済条件等をも加味して選定しなければならないが、ここでは流れの蛇行特性からみた好ましい低水路法線形状について検討を行った。蛇行特性は下流部河道の河道特性の調査ならびに河道水理模型実験により調査検討し、低水路法線形状は、護岸計画も含めて、治水的に安全で、しかも将来の維持管理等を考慮して選定した。

※1 富士川下流部河道では河川敷を利用する要望が多く、既に左岸側には高水敷を利用した富士川緑地公園が整備され、右岸側にも同様な計画がなされている。この高水敷は、田子の浦港公害防止対策事業として、田子の浦港のヘドロを浚渫し、河川敷に埋込整正をして造成されたものであり、ヘドロの処理と合せて一挙兩得をねらったものである。

※2 富士川下流部河道は河床勾配が約1/250と急な扇状地河川に類することから、一般的には高水敷上の洗掘ならびに河岸浸食が懸念され、複断面河道がかならずしも好ましい河道横断形状とはいえない面がある。しかしながら、本川においてはつぎの理由から複断面河道が計画されている。

- (1) 計画高水流量が低水路内のみで処理できるため、実質的には単断面河道であり、超過確率洪水の場合を除いては高水敷に洪水疎通断面としての機能を与えていない。
- (2) 環境整備事業の一環として高水敷の造成を行い、河川敷の有効利用をはかる。

第1章 序 論

1.1 河道改修計画の基本理念

河道改修計画のなかで、とくに河道法線や護岸施工個所のように平面的な問題を扱う場合には、流れの蛇行特性を考慮して決める方法が河道の維持・管理という点から合理的な計画手法といえよう。このとき、現況河道での蛇行現象を把握、考慮することはもとより、河川河道は流水とともに土砂をも流送し、その水理特性と構成土砂との釣り合いによって安定な河道を形成し、そこに外的な環境の変化が加わればおのずとまたそれに則した新しい釣り合い関係が生じることから、新たに設定しようとする河道法線形に対する蛇行特性をも洞察しておく必要がある。

1.2 蛇行を考慮した河道法線

形状

中規模河床波形態には、図-1.1で示すように単列（交互）砂レキ堆、複列砂レキ堆、ウロコ状砂レキ堆、などがあり、それぞれ水流の蛇行と密接な関係がある。いずれも流れの集中と発散をともなった河床波である。

砂レキ堆が形成される河道では、砂レキ堆と河道の蛇行とによって蛇曲河道※³と迂曲河道※⁴と大蛇行河道※⁵とに分けられるが、いずれにしても、砂レキ堆の性質として工学的に重要なのは、その

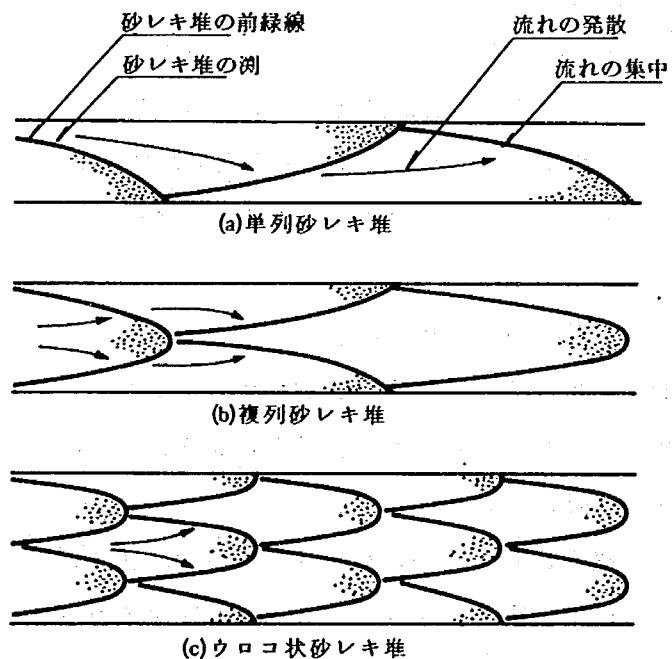


図-1.1 中規模河床波の分類と平面状況

波長と波高、移動性等であり、それによってもたらされる水流の蛇行現象である。

実河道で砂レキ堆の安定性が問題となるのは、砂レキ堆の移動によって水衡部が移動したり、洪水の主流部が変動するということにある。砂レキ堆の安定、すなわち水衡部の固定という状態を低水路法線形状を決める場合に適用すれば、護岸の施工位置の限定という点から非常に有効なものとなり得る。

砂レキ堆が単列になったり複列になったりするの、川幅と水深の比に関係するといわれてお

※³ ひとつの曲りが砂レキ堆2個から形成される河道

※⁴ ひとつの曲りが砂レキ堆3個以上より形成される河道

※⁵ 砂レキ堆数とは無関係に蛇行する河道

り、勾配の急な扇状地河川では、粒径が大きく、河岸の流水の侵食力に比して、河岸の耐浸食性も弱いため、流れは浅く広くなり、このようなところでは、複列砂レキ堆や網流河道となりやすい。このとき河道に人工的影響が加わっていたり、かつては堆積性の環境にあった扇状地河道が、河床低下によってみお筋だけが下がり、不明瞭な砂レキ堆が観察される場合もあるようである。

複断面河道における低水路法線形状の設定には

- (1) 河道センターライン方式
- (2) 洪水主流部流線方式
- (3) 既設の治水、利水構造物等の利用等を考慮する方法

が考えられる。

河道センターライン方式での主流線は低水路法線と往々にして位相が異なり、流れが高水敷へのり上げ、低水路へ落ち込む間の高水敷上の洗掘荒廃が懸念される。一方の洪水主流部流線方式では主流線を低水流法線と一致させているため、高水敷上への主流の乗り上げはなく、有効な流水断面積を確保することができる。この方式はセンターライン方式に比べて合理性に富んでいるといえる。ただし、低水路幅 B_L と高水堤防間幅 B_H との比 B_L/B_H の大きいところではセンターライン方式としてのデメリットは小さくなり、低水路の蛇行波長は堤防法線の蛇行波長によって決められてしまう。

一般に低水路の設計条件は、

- (1) 必要な洪水疎通能力を有していること。
- (2) 河道が安定しており、災害が少ないこと。
- (3) 工費が安いこと。

などがあげられる。そのためには低水路の形状を極力流れに逆らわないようにし、さらには低水路内の水衡部位置を固定させることが可能であれば望ましい河道設計といえよう。

1.3 扇状地河川※6 の河道改修の実際

－扇状地河川の調査と治水工法－

1.3.1 海岸平野に面した扇状地河川

海岸平野に面した日本の主な現成扇状地河川は表－1.1のとおりである。扇状地河川は現成扇状地河川と開析扇状地河川とに分類されるが、我国の約2割が現成扇状地河川にあたる。地域別に見ると鈴鹿山塊を背景にもつ琵琶湖への流入河川、中部山岳地帯を背景とする東海、北陸地方の河川によくみられ、

- (1) 上流に激しい土砂生産源がある。
- (2) 適当な陸棚がある。

※6 土砂流送のさかんな山間部河道が谷口から平野に出て、土砂の運搬力が減じたところで土砂を沈積し、谷口を中心とした扇状の堆積地形に位置する河川

表 - 1.1 海岸平野に面した主な現成扇状地河川

河 川 名	規 模 長さ×幅 (km)	平 均 勾 配	上 流 地 質	備 考
富 士 川	5×7	$\frac{1}{250}$	中・三・火	中：中生層 三：第三紀層 火：火山岩 変：変成岩 深：深成岩
安 倍 川	7×5	$\frac{1}{200}$	三・火	
大 井 川	10×11	$\frac{1}{250}$	中・三	
黒 部 川	12×13	$\frac{1}{90}$	深・変・三	
早 日 川	10×8	$\frac{1}{50}$	変・三	
常 願 寺 川	15×9	$\frac{1}{70}$	変・三・火	
手 取 川	13×14	$\frac{1}{150}$	中・三・火	

「扇状地－地域的特性－」古今書院

表 - 1.2 扇状地河川の特徴

河 川 名	断 面 形 状		川 幅 (m)	水 深 (m)	川 幅 水 深	直線化
	現 況	計 画				
富 士 川	高水敷化	複断面	400~800	2	100~400	直 線
安 倍 川	矩 形	———	600	1.0	500	直 線
大 井 川	"	常水路	600~800	1	400~800	直 線
黒 部 川	"	"	400	1.5	300	直 線
常 願 寺 川	"	———	300	1.0	300	直 線

「全国河川粗度係数資料集、建設省」

注) 川幅、水深は平均年最大流量時の
水面幅および平均水深としている。

(3) 背後に高地があり、急勾配である。

を条件としている。

海岸平野に面した現成扇状地河川の河道特性を調べると表-1.2のようにまとめられ、同表よりつぎのことがいえる。

(1) 横断面形状はおおむね矩形断面を呈している。

(2) 堤防法線は直線的で、富士川を除けば川幅は縦断的にほぼ一様である。

(3) 川幅水深比が大きい。

1.3.2 扇状地河川の治水工法に関する従来の考え方

扇状地河川は急流河川※⁷で上流部に至っては荒廃河川※⁷となっている場合が多い。

急流河川の特徴はつぎのようにまとめることができ、

(1) 流水エネルギーが大きく、流水に直進性がある。

(2) 流砂量が多く、粒径が大きい。

(3) 河床変動量が多く、また川幅の変化も多い。

(4) 洪水継続時間が短い。

流水エネルギーによる護岸、根固、水制等の破壊と、これに起因する堤防の決壊が主要な災害形態となっている。

急流河川の河道計画について橋本は「新河川工法」の中で常願寺川を例につぎのように記述している。みお筋の安定化（常水路の設定）を計るための工法として

(1) 複断面化

(2) 水制設置

(3) 寄洲の固定

を挙げている。

しかしながら、(1)は高水敷の維持が非常に困難であること。(2)は水はね効果を期待するには強大な水制が必要であり、流下能力を著しく阻害すること。(3)は寄洲の固定化が難しいこと等によってみお筋の安定化がかなり困難であることを示唆している。現状では特殊水制および護岸根固工を施すことにより堤防強化を計っているほか、霞堤によって洪水量調節を行なっている。

木下¹⁾は「常願寺川における水流の蛇行性と河道計画上の問題」と題するレポートの中で次のように述べている。

常願寺川では良質の砂利が大量に採取できることから砂利採取が盛んであり、その結果とし

※⁷ 鷺尾は荒廃河川、荒れ川、急流河川と3つに分類し、それぞれ定義付けしている。

荒廃河川とは、土石流が有堤部に及ぶ河川。

荒れ川とは、改修区域への土石流の進出を防止することが可能とする河川。

急流河川とは、土石流によるあらゆる橋根を除き得た河川。

て砂レキ堆の破壊を招き、みお筋が不安定になっていると指摘している。みお筋の安定化を計るためには、

- (1) 砂防ダム、流路工等の建設によって流出土砂量の低減、変動性の減少、河床材料の細粒化を計る。※8
- (2) 河道を平衡縦断形状とする。
- (3) 河道平面形状を検討する。

としている。レポートの中ではとくに(3)の河道平面形状とみお筋の安定化について詳細に記述しており、それを要約するとつぎのようになる。

堤防法線および低水路法線の形状は蛇行させるか、あるいは直線的にするか全く対照的な方策の選択にかかってくるとしている。蛇行させる場合には中規模河床波の特性を調査検討し、つぎのようにコメントしている。

- (1) 単列砂レキ堆の場合は河道の限界曲率を考慮して法線を定め、河岸水衡部の安定化を計る。
- (2) 網流の場合は自然にまかせることによって寄洲の植性が進み、みお筋の安定化が計れる。
- (3) 2列ないしは3列の場合には、河道の蛇行波長を砂レキ堆の蛇行波長の2～3倍とすることによって、比較的安定なみお筋を得ることが可能である。

複断面河道とするときには、せいぜい寄洲保護程度の複断面化が望ましいとしている。

対照的に直線河道とする場合には、砂レキ堆を人為的に破壊（寄洲上の砂利採取）することによりみお筋の安定化を計るよりも、むしろ水衡りを散らすという考え方で河道設計すべきとしている。このときの河道平面形状は、川幅を広く、河道センターライン方式とし、同程度の強度を有する護岸、根固工を低水路河岸全面に施すとしている。

このような問題とその考え方は、個々の河川では先の橋本、木下らによって手掛けられ、ここ20年間で進歩してきたものである。建設省では先の技術研究会でも取り扱われており、今後の河道計画上に大きな方向づけがなされたものといえよう。

※8 流出土砂量を減少させることは、実際には河床材料の粗粒化をまねき、流砂量の減少化と河床材料の細粒化を計ることはできない。

第2章 河川の概要

2.1 流域

富士川は鋸岳（2,607 m）を水源とする釜無川と甲武信岳（2,483 m）を水源とする笛吹川の両川が甲府盆地で合流して本川となり、早川、芝川等を合せながら曲折南流し、富士市において駿河湾に注ぐ幹線流路延長127 Kmの河川である。（図-2.1）

流域は長野、山梨、静岡の3県にまたがり、その流域面積は4,530 Km²、そのうち富士山（3,776 m）をはじめとする海拔3,000 m級の南アルプス、八ヶ岳連峰、海拔2,500 m級の秩父山地等の山地が全流域の81%を占めている。流域の降雨量は年2,500 mm以上と多い。富士川河道は日本三大急流河川のひとつに数えられているようにその河床勾配は急である。富士川の比流量は4.16 Km³/sec/Km²と全国的に見ても大きいうえ、この流域内には「糸魚川-静岡構造線」と呼ばれる大断層をはじめ大小様々の断層がいりくみ、いたるところで断層面が観察され、山地崩壊の原因となっており、大量の土砂を含んだ大洪水を誘発している。

富士川下流部河道には東海道新幹線、東名高速道路、東海道本線、国道1号線をはじめとする我国の主要幹線が横断し、社会的、経済的にも重要な河川となっている。

2.2 治水事業の沿革

本川における治水事業の歴史は古く、1600年頃に築堤された信玄堤※⁹ および雁堤はほぼ当時の形で現存し、このような治水施設が流域の社会、経済、文化等の発展に寄与してきていることは言うに及ばない。

直轄による治水事業は、明治40年8月、同43年8月の大出水に基づき計画高水流量を定めて、大正9年度に着手している。その後約50年間富士川の治水事業が進められてきたが、昭和34年8月、同41年9月の大出水にみまわれたことや、流域の経済の発展、社会環境の変化等により治水計画の見直しがなされ、基準地点、北松野における計画高水流量は16,600 m³/s（1/150年確率）に改訂された。これに基づいて昭和49年4月に、工事実施基本計画の改訂が行われた。

2.3 下流部河道の河川地形と治水対策

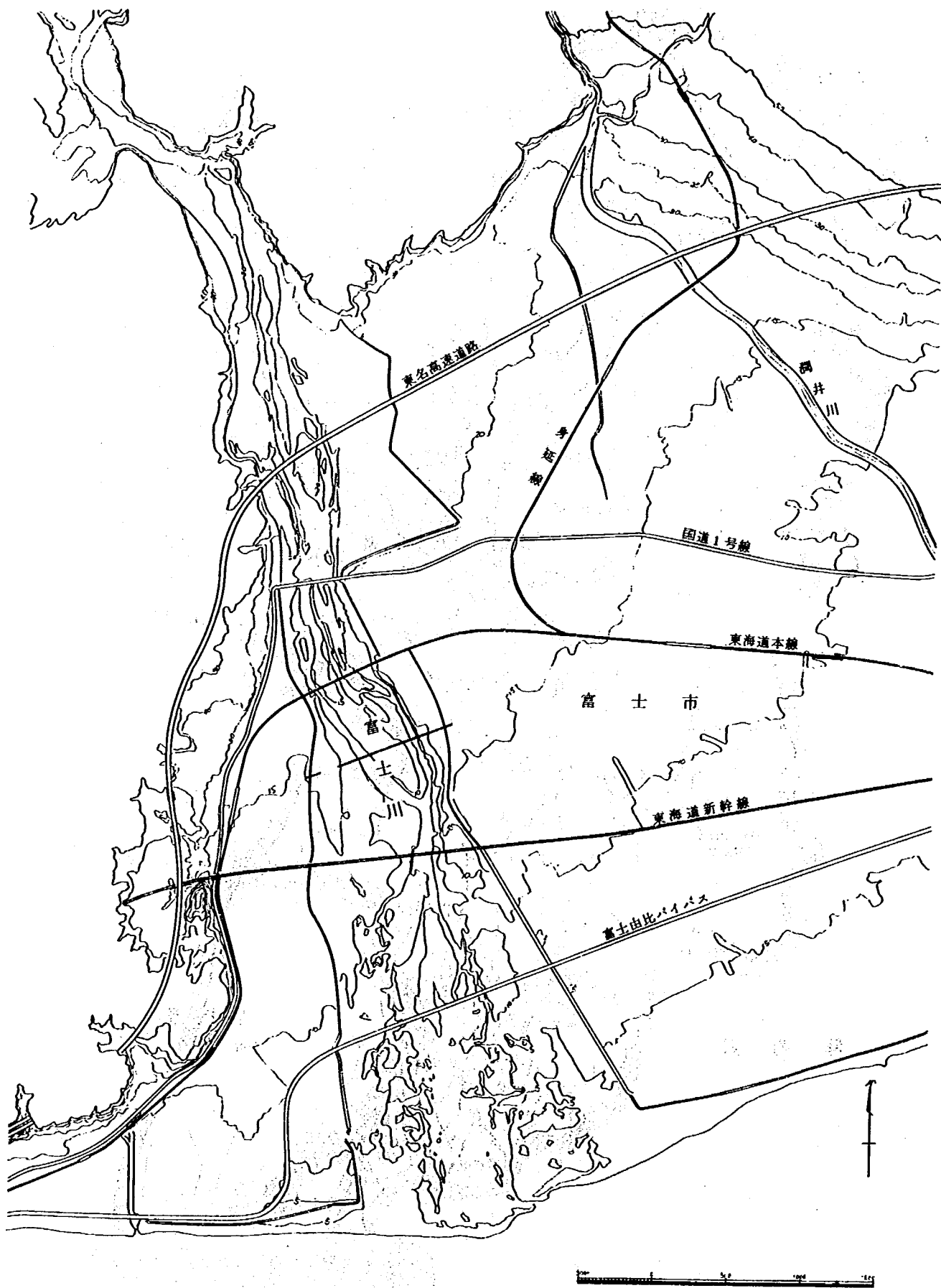
－扇状地開発と雁堤－

富士川下流部とは、山間部より流れ出た地点より河口に至るまでの区間をいう。

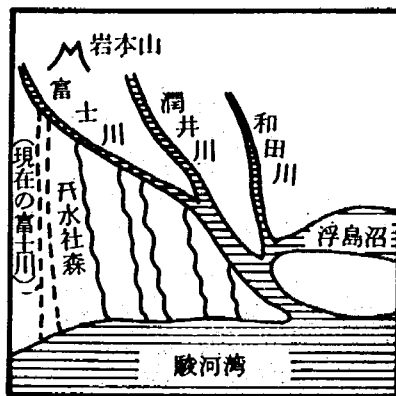
この区間は河口より約6.0 Km上流地点の岩王町附近を扇頂とする東南にひらく典型的な扇状地河川に属し、（図-2.2）堤防ができるまでは、扇面の流れは乱流※¹⁰し、河道変遷に著しいものがあつた。（図-2.3）水戸島、川成島をはじめとする島と呼ぶ地名の多いことが河道変遷の

※⁹ 信玄堤は甲府盆地を水害から守ることを目的とした堤防で、釜無川と御勅使川との合流点附近の釜無川左岸側に設けられている。その名称は築堤当時のこの地方の戦国大名、武田信玄の名に由来する。

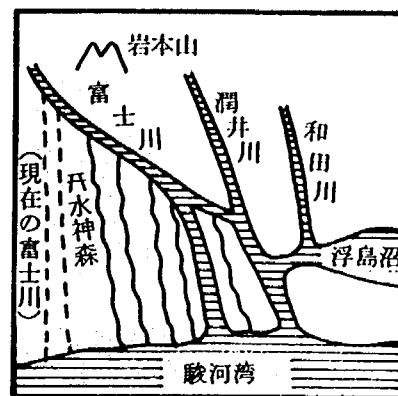
※¹⁰ 扇面のうえを流れが右往左往する様をいい、水理学で用いる乱流の意とは異なる。



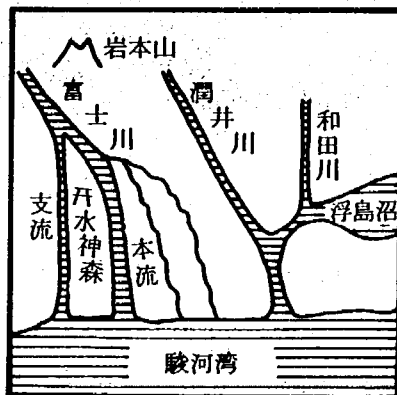
図－2.2 富士川下流部の扇状地形



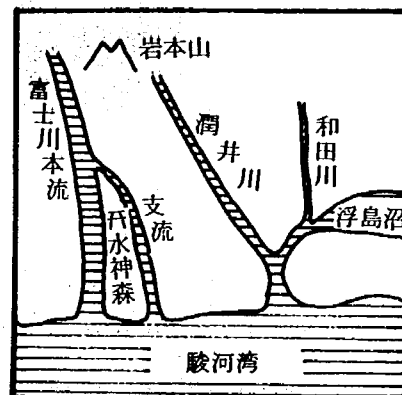
(a) 平安時代



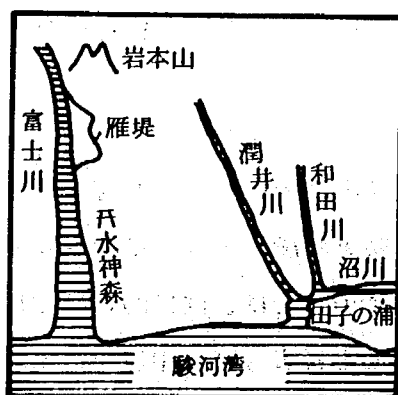
(b) 鎌倉時代



(c) 室町時代



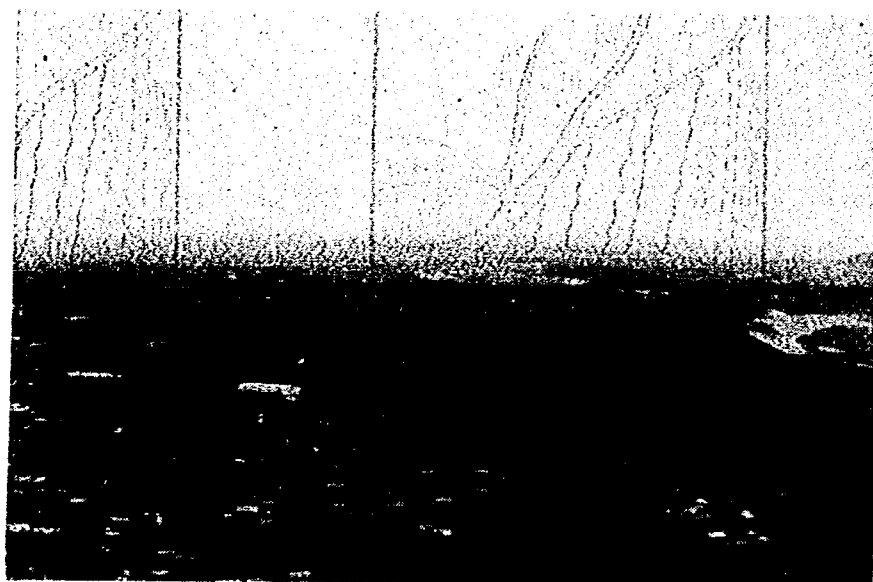
(d) 江戸時代初期



(e) 現在

図一 2.3 河 道 変 遷 図

著しさを物語っている。この扇状地開発のための治水対策として、1,600年代初期に古郡孫太夫によって、雁堤^{※11}（写真－2.1）が、設けられた。雁堤は、現在水神社が存在する左岸の小丘から堤防を広げ、岩本地点の山裾で山付し、その空間に洪水の一部を一時貯留して流勢をそぎ、あわせて遊砂機能を有するようにしたものである。雁堤は、今日においても十分その治水効果を発揮している。



写真－2.1 雁堤（左岸上流より望む）

2.4 河道平面形

2.4.1 堤防法線形

下流部河道の平面

図を図－2.4に示す。

川幅は、四ヶ郷せきより漸拡し、開口角約30度で河口に至る。取水堰での堤防幅が350mに対して河口部では、2,000m^{※12}にも達する。

このように川幅が下流に向けて漸拡する河道は全国にも例がなく、この異状な開口について木下はレポートの中でつぎのような見解を示している。

雁堤を築堤することによって、当時要求された扇状地平野の大半を洪水から防御することが可能であったため、そこより下流では自然の扇状地形成にまかせるように、幅広く開口して海につなげたとしている。

2.4.2 みお筋の変遷

富士川下流部は、平水時には河原が露呈し、流れは河床の低い所をつたって流下し、いわゆるみお筋を形成する。みお筋は1本の場合もあるが、時と場所によっては数本に分岐することもあり、さらに出水の後大きく変化することもある。このことは、直接的には中規模河床波の特性に依存する現象であることから、みお筋を調べることによって、中規模河床波形態を推測することも可能である。みお筋が安定し、常に同一地点の河岸にみお筋が接近するようであれば、その地点に重点的な治水対策を施せば良く、河道法線形はみお筋に見合った形状とすることが望ましい。ここでは昭和23年に米軍により撮影された航空写真や、昭和39年より続け

※11 堤防の平面形が飛ぶ雁の姿に似ているところから雁堤（雁金堤とも書く）と呼ばれている。

※12 明治時代の河口部川幅は約4,000mあったといわれその後の築堤工事により現在の川幅に縮小されている。

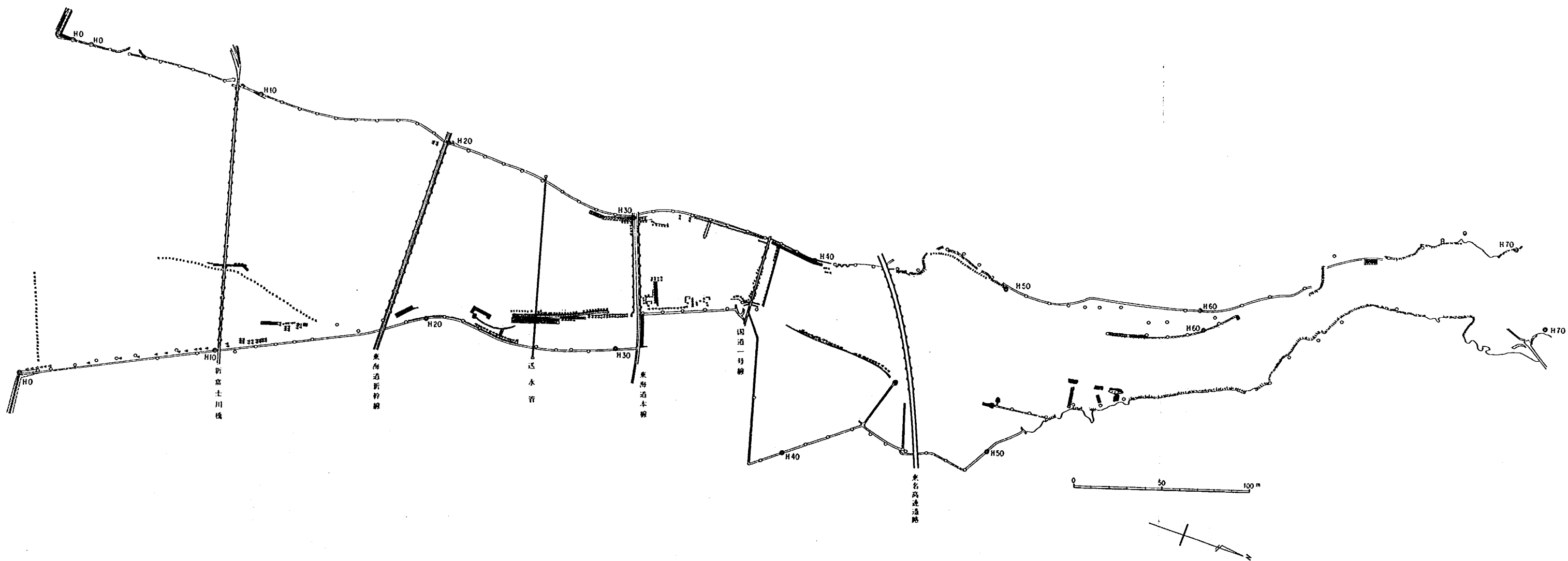
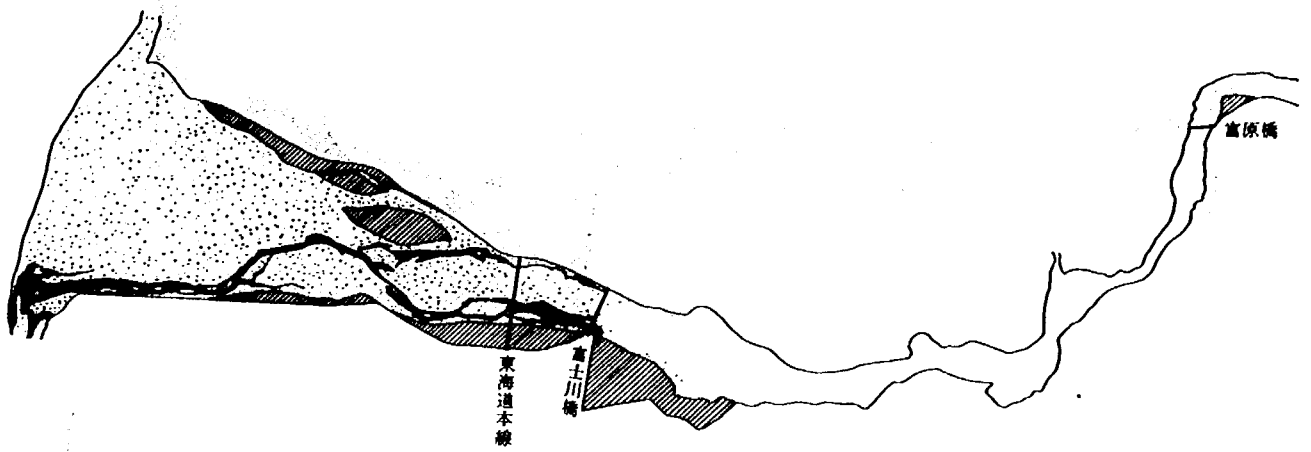
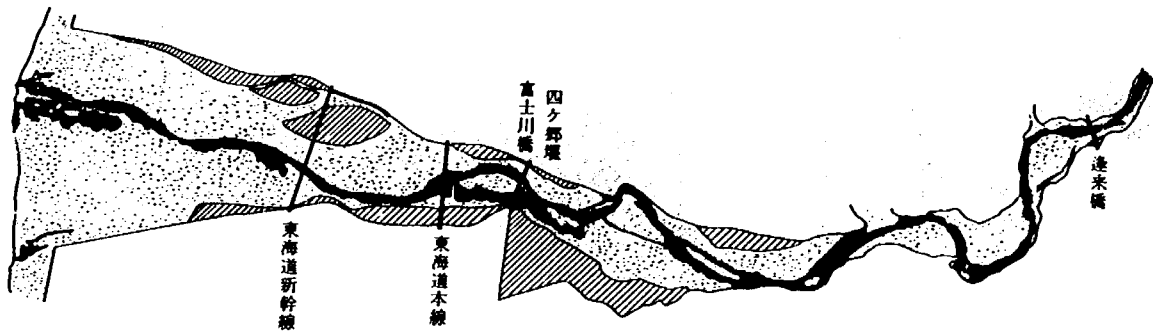


図-2.4 富士川下流部平面図

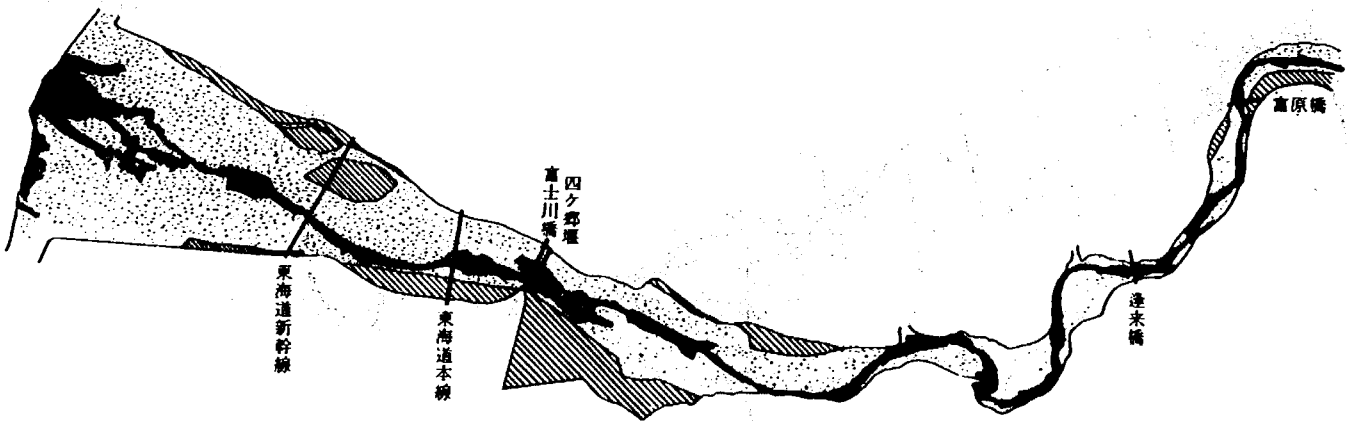
図-2.5 み お 筋 の 変 遷 図



(a) 昭和23年河道



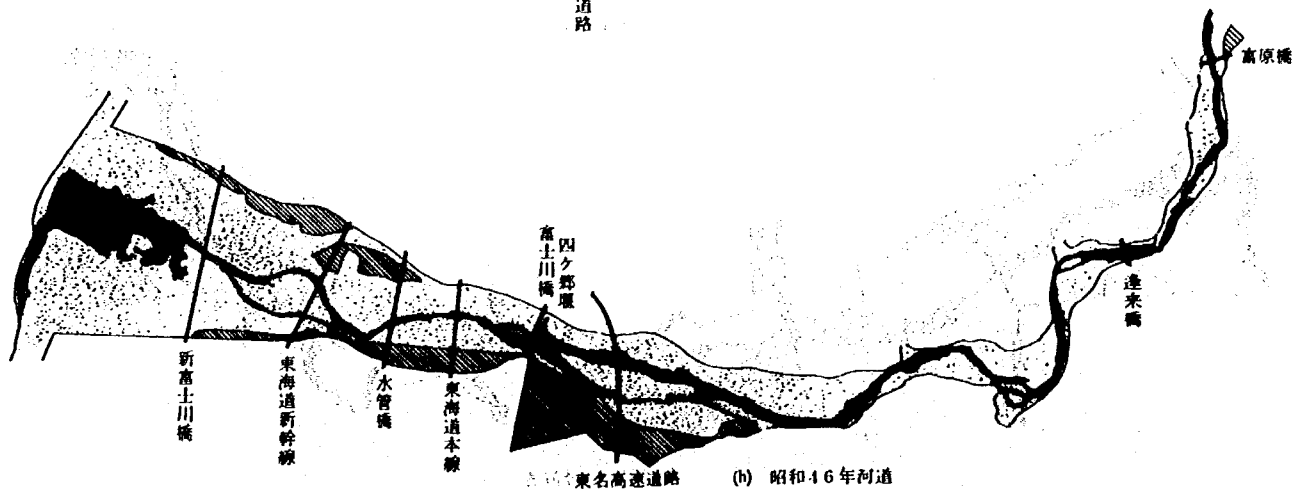
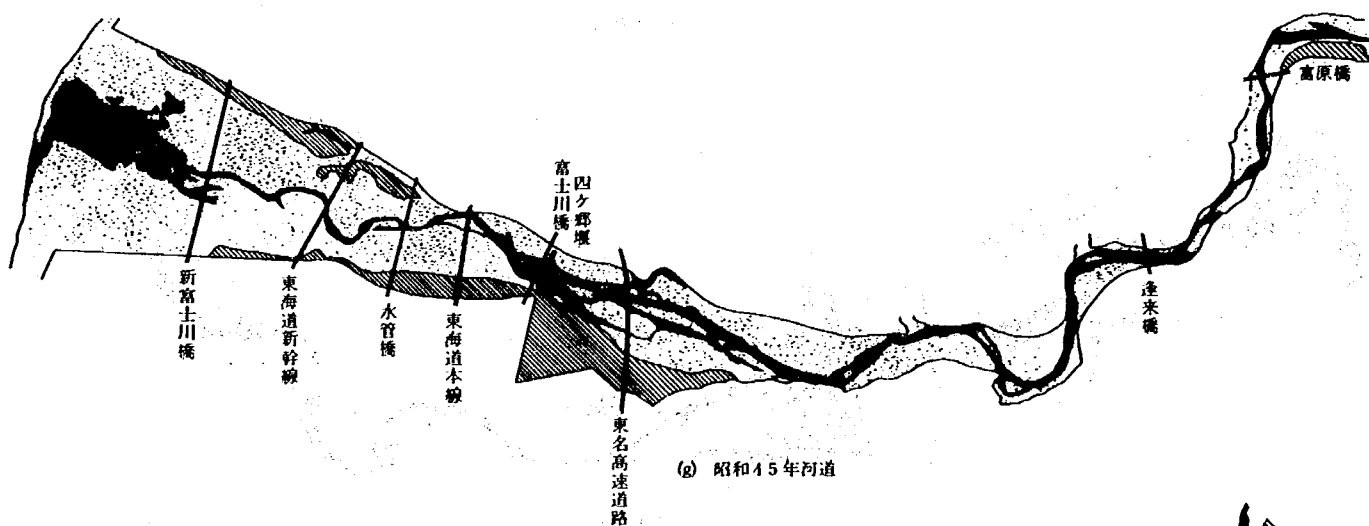
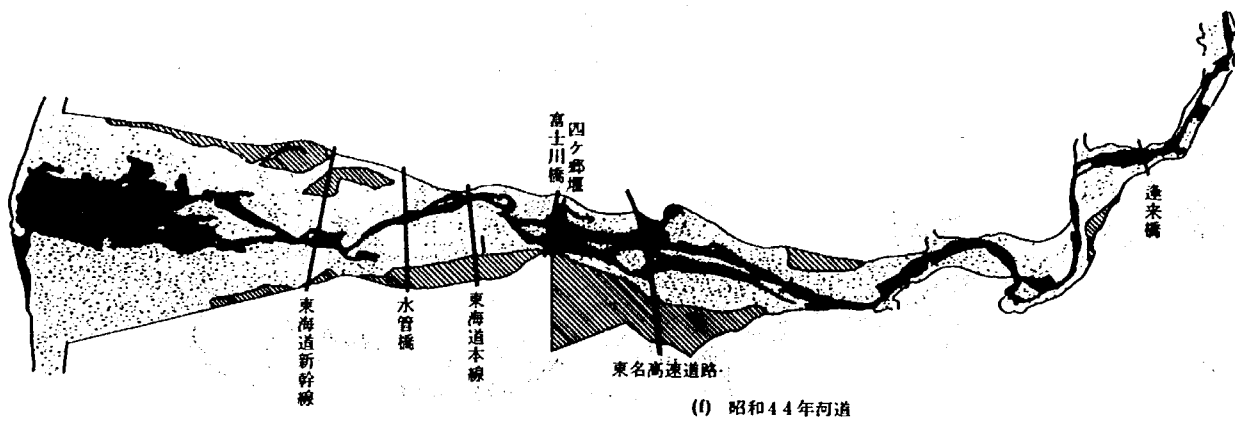
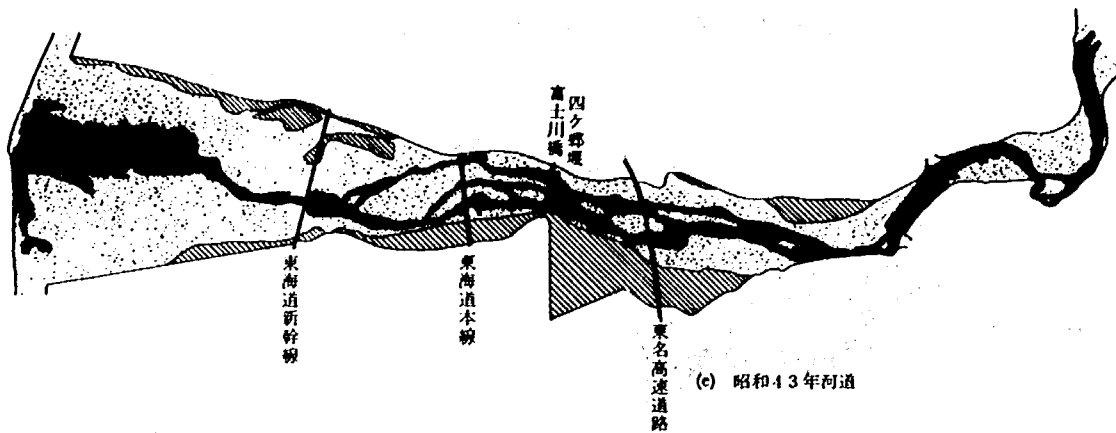
(b) 昭和39年河道

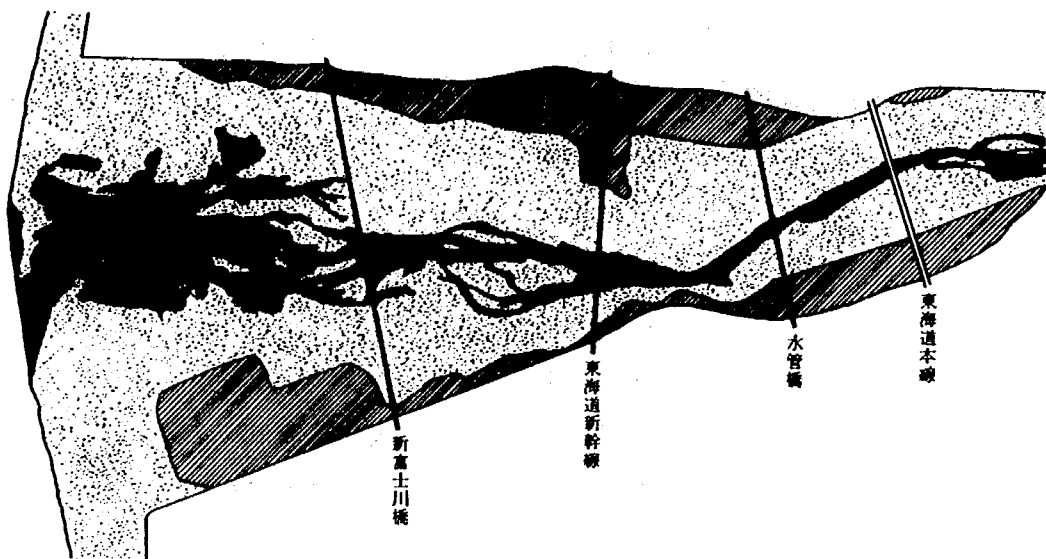


(c) 昭和40年河道

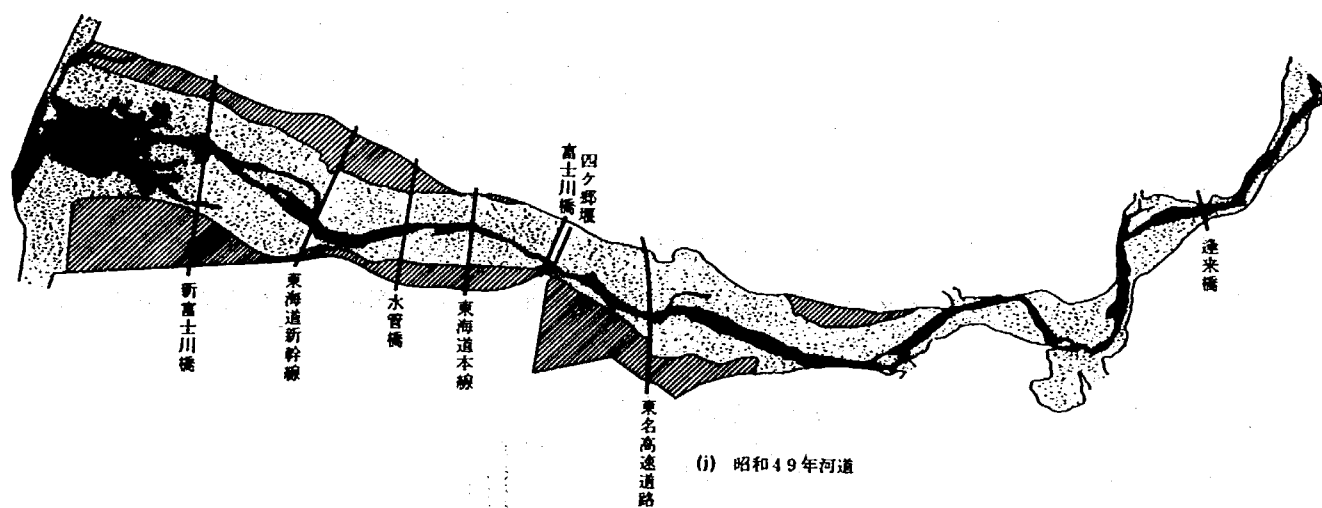


(d) 昭和41年河道

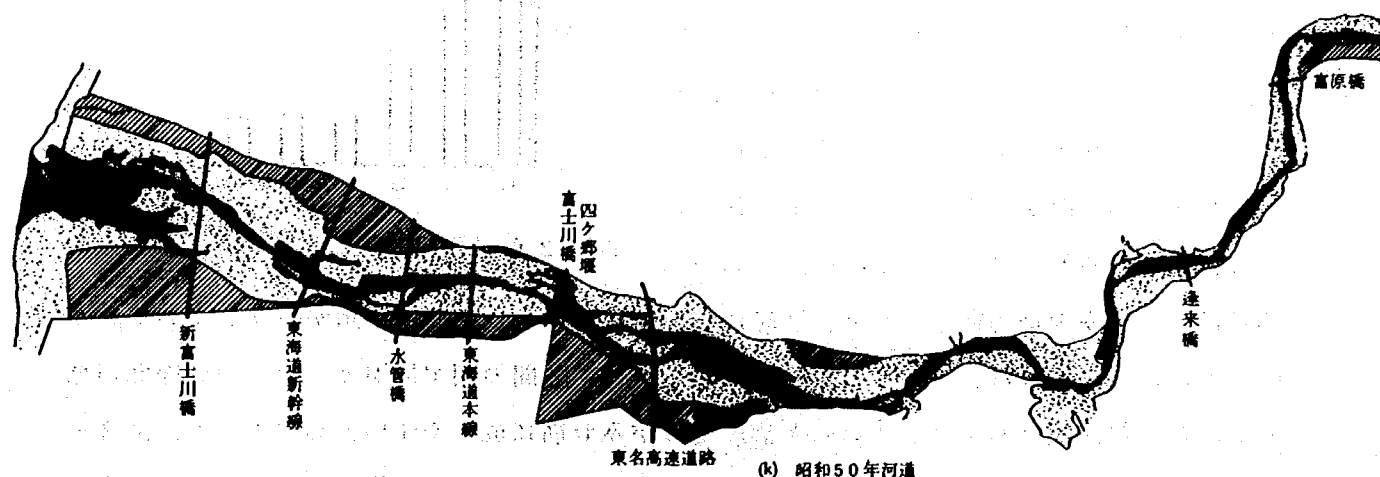




(i) 昭和47年河道



(ii) 昭和49年河道



(k) 昭和50年河道

られている現地航空写真から、下流部河道のみお筋の変遷について述べる。

各年に撮影された航空写真よりみお筋部を調べたのが図-2.5(a)~(k)である。同図の黒く塗りつぶした箇所がみお筋部にあたり、点描部は河床面が表われているが流水のない部分、斜線部は植生等により高水敷化している部分を示している。なお昭和23年時の航空写真からは、四ヶ郷堰より上流部でのみお筋の判読が、不可能であったので無印とした。

これらの図よりつぎのことが知れる。

(1) 山間部河道である逢来橋より谷口にかけての区間

いずれの年度もわん曲部の外岸側にみお筋が位置し安定した蛇曲河道の様相を呈する。洪水時には河道内全体が移動床となるようであるが、わずかに谷口石岸側のわん曲部内岸側にあたる部分が高水敷化している。

(2) 谷口扇頂部より固定堰間

昭和23年以前から今日に至る30年間以上、雁堤内には主流が乗っていないことが知れる。河道内のみお筋はかなり激しく変遷しており、谷口左岸に設けられている出し水制による水はね作用によって、右岸凹岸部に向くこともあれば、固定堰に向けて真直ぐ流下することもある。また、2~3本の複数本に分岐して流下することもある。

(3) 固定堰より東海道本線間

固定堰より流下した流れは、年度ごとに異なつたみお筋を形成する。昭和40、41年頃には、左岸側に位置していたみお筋が、昭和44年頃になると右岸側に位置を変え、さらに、昭和46、50年頃になると、河道中央部に移

行している。このようなみお筋の経年変化は、左岸側の根固水制群の設置等の影響や、後期に河道中央部を流下するようになったのは、昭和41~43年ごろ盛んに行われた河口附近の砂利採取(図-2.6)に起因すると考えられ、そのときまで、埋もれていた岩盤(溶岩)が、兩岸から露呈し流況を変えたものと推定される。

一方、東海道新幹線よりやや上流の左岸側凸岸

部には、常にみお筋が寄っており、反対に右岸側では高水敷化した中州が孤立している。この現象は、基本的には、四ヶ郷堰で狭った河道が、本区間の間で拡がり、複列の砂礫堆が発生し、左岸側が幾分わん曲しているため、そとがみお筋に成りやすいためであるが、図2-7で示されるように、河口部右岸側付近より雁堤先端を結ぶ活断断層が走っていることが確認されており、この断層線に沿って、左岸側堤外の地盤高は、右岸側に比べ5mほど低く、左岸側に流れが向きやすいことも原因しう。

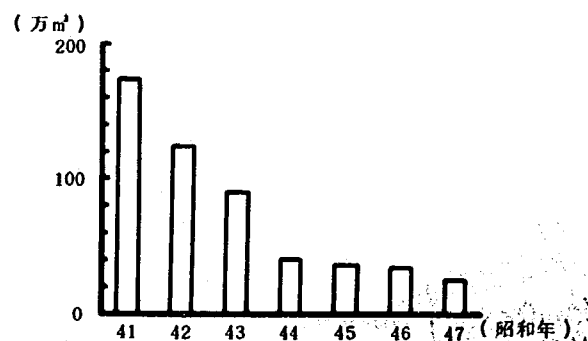


図-2.6 河口部における砂利採取量

(4) 東海道新幹線より河口間

この間は昭和41年頃より47年にかけて砂利採取が盛んに行われた区間であり、河口部には広範囲にわたる掘削跡が現在でも航空写真より観察される。その後砂利採取の全面禁止が行われたため、掘削跡は埋戻されつつある。人工的な手を加えていない昭和23、39年頃のみお筋をみると、もともとは広い河道内を不規則に流下していたものと思われる。

昭和49、50年にみられる左右兩岸の斜線部分は、人工的に高水敷を造成した個所である。田子の浦港のヘドロの処分問題とからめて、その敷地用として確保したものである。ちなみにヘドロの浚渫埋立ては、昭和53年度より実施されている。

図-2.8は大正10年～昭和48年の過去53年間にわたる各年度のみお筋調査結果から、下流部河道を200mメッシュに分割し、各メッシュ毎の流水部の頻度を求めた図である。

同図からも雁堤内には主流が乗っていないこと、東海道新幹線より上流部ではみお筋が比較的安定し、そとより下流部ではみお筋の変化が激しく不安定であること等が知れる。

2.5 河道縦断形

取水堰より東海道新幹線にかけての区間では、近年における河床低下が著しいために、既設の護岸水制等の基礎が浮き上がったり(写真-2.2)、国道1号線富士川橋にみられるように、橋脚のフーチング部が露出し、捨ブロック(中空三角ブロック)による保護工が施されている(写真-2.3)。この区間の河床低下の防止を目的とした床固工が新幹線橋脚に沿って設置されている(写真-2.4)。この区間においては、既設の護岸水制等の設置ならびに国道1号線富士川橋の架橋時よりも河床低下したことはこれらの事実から明らかである。今後、河道計画を立案するうえで、将来にわたって、どのよう

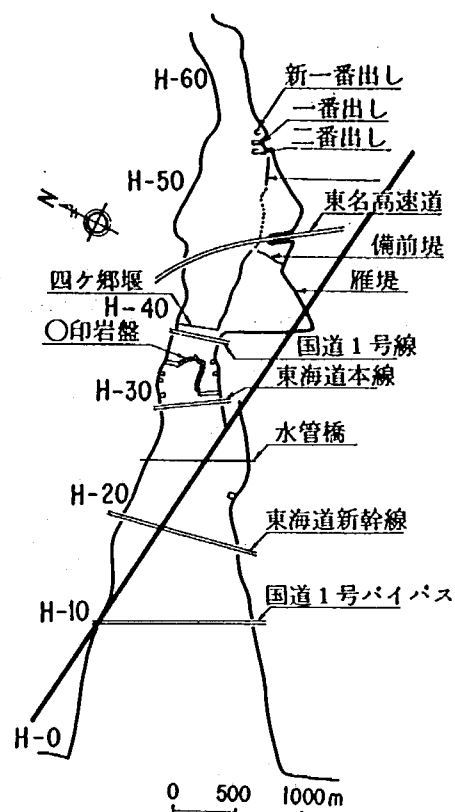


図-2.7 下流部河道の治断層線

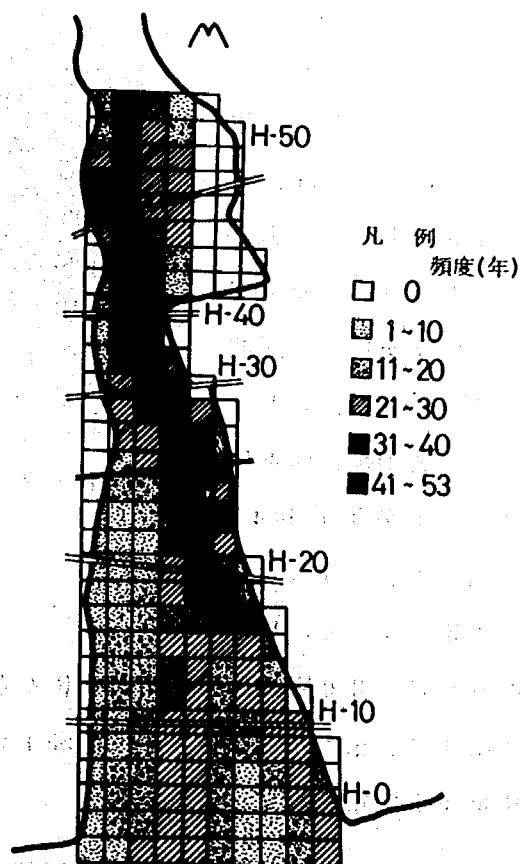


図-2.8 みお筋調査結果

に河床が変化していくのかを知るためには、河床高の経年変化を調査しその原因を究明しておく必要がある。以下、事務所資料よりその詳細を検討する。

昭和35～50年にわたる過去16年間の河床高の経年変化を図-2.9～-2.10に示す。図-2.9は最深河床高の経年変化を調査した図である。同図より次のことが知れる。

河口部(H-5、H-10断面)では、昭和35年あるいはそれ以前から河床低下が進行し続けており、昭和41年に至っては、昭和35年を基準とする約-1.0mにもおよぶ河床低下を来し、同期間の最大値を記録している。その後、徐々に河床が上がり、昭和45年頃より、-4m附近で安定してくる。H-

20～H-30断面間では河口部にみられたような極端な河床低下は観察されないが、昭和40年頃より、徐々に河床が下がり昭和42～43年頃には昭和35年を基準高とすると-4mの河床低下が観察されている。



写真-2.2 河床低下によって浮き上った護岸水制

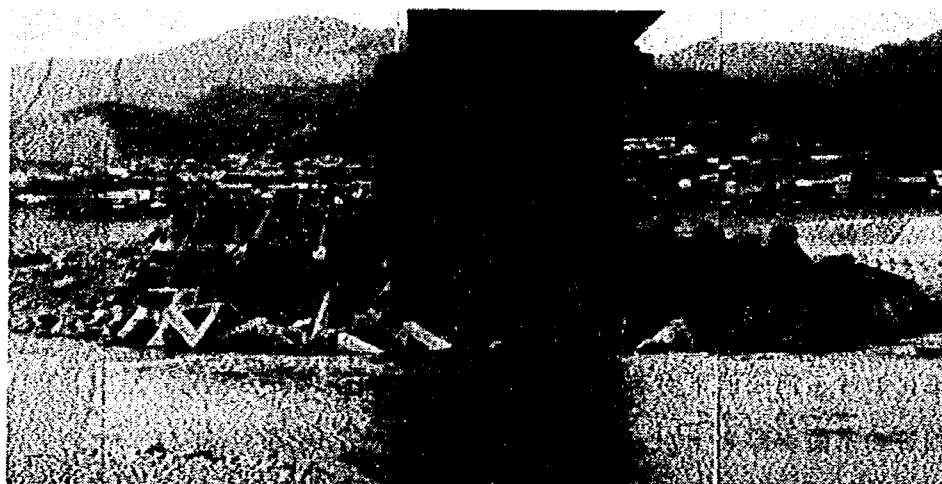
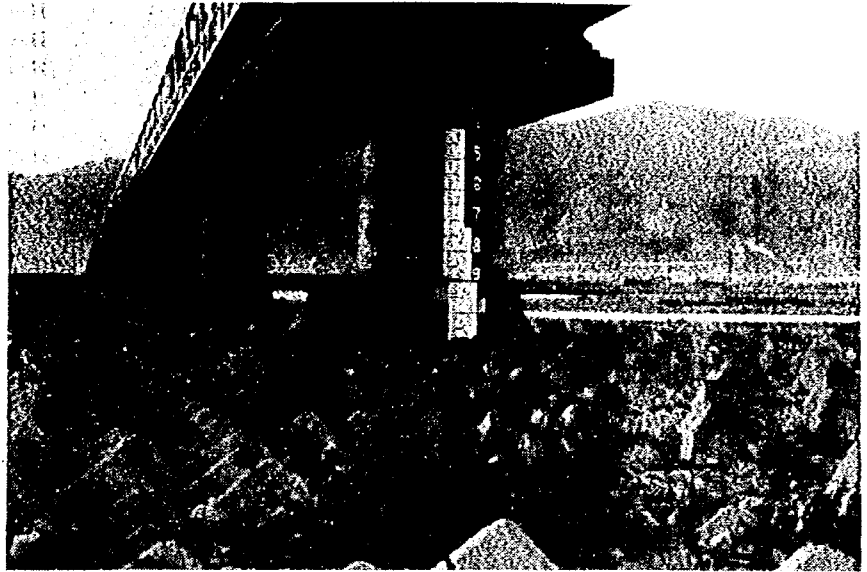


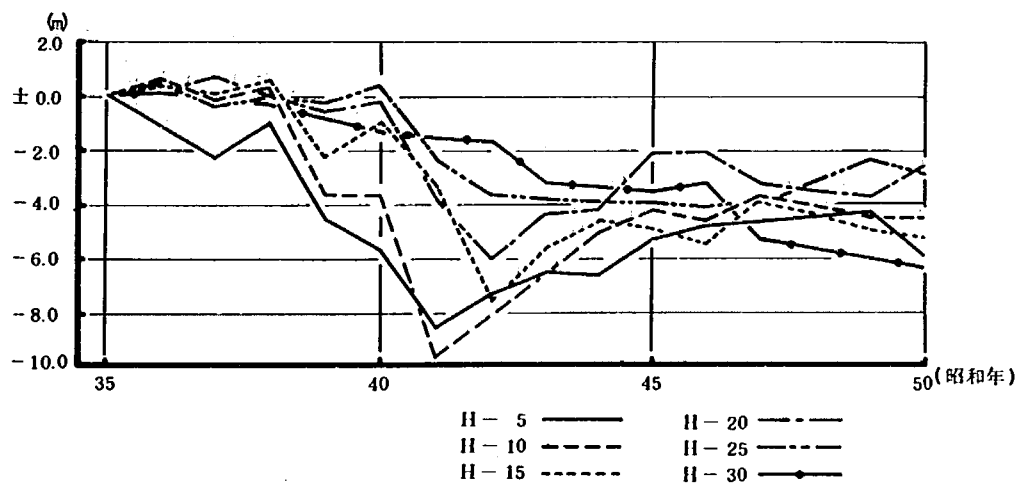
写真-2.3 橋脚のフーチング部が露出し、捨ブロックにより、保護されている国道1号線富士川橋

図－2.10は平均河床高の経年変化を調べた図である。同図からも、昭和39～41年にかけて河床低下が進行し、昭和41年頃の平均河床高は昭和35年当時よりも2～3m低下し、その後の河床高はほぼ安定していることが知れる。

つぎに、図－2.9を縦断図に書き改めると、図－2.11となる。昭



写真－2.4 河床低下防止を目的とした新幹線橋脚の床固工



図－2.9 最深河床高の経年変化図

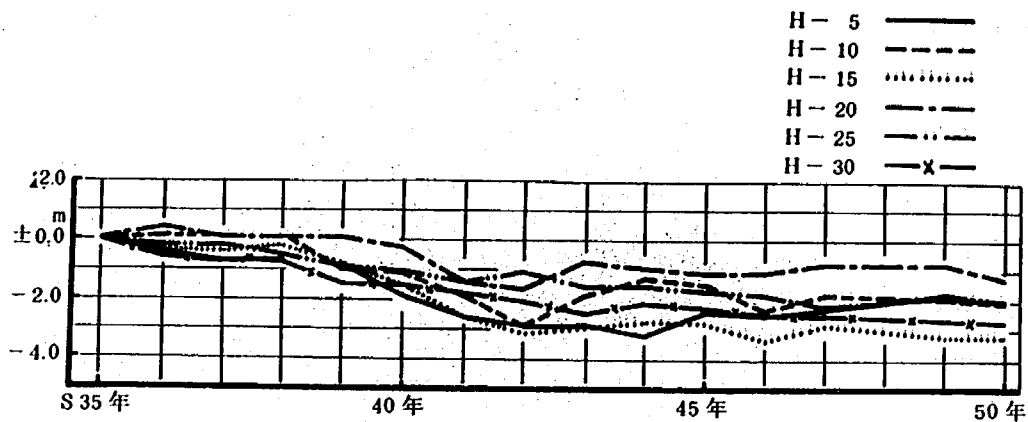


図-2.10 平均河床高の経年変化図

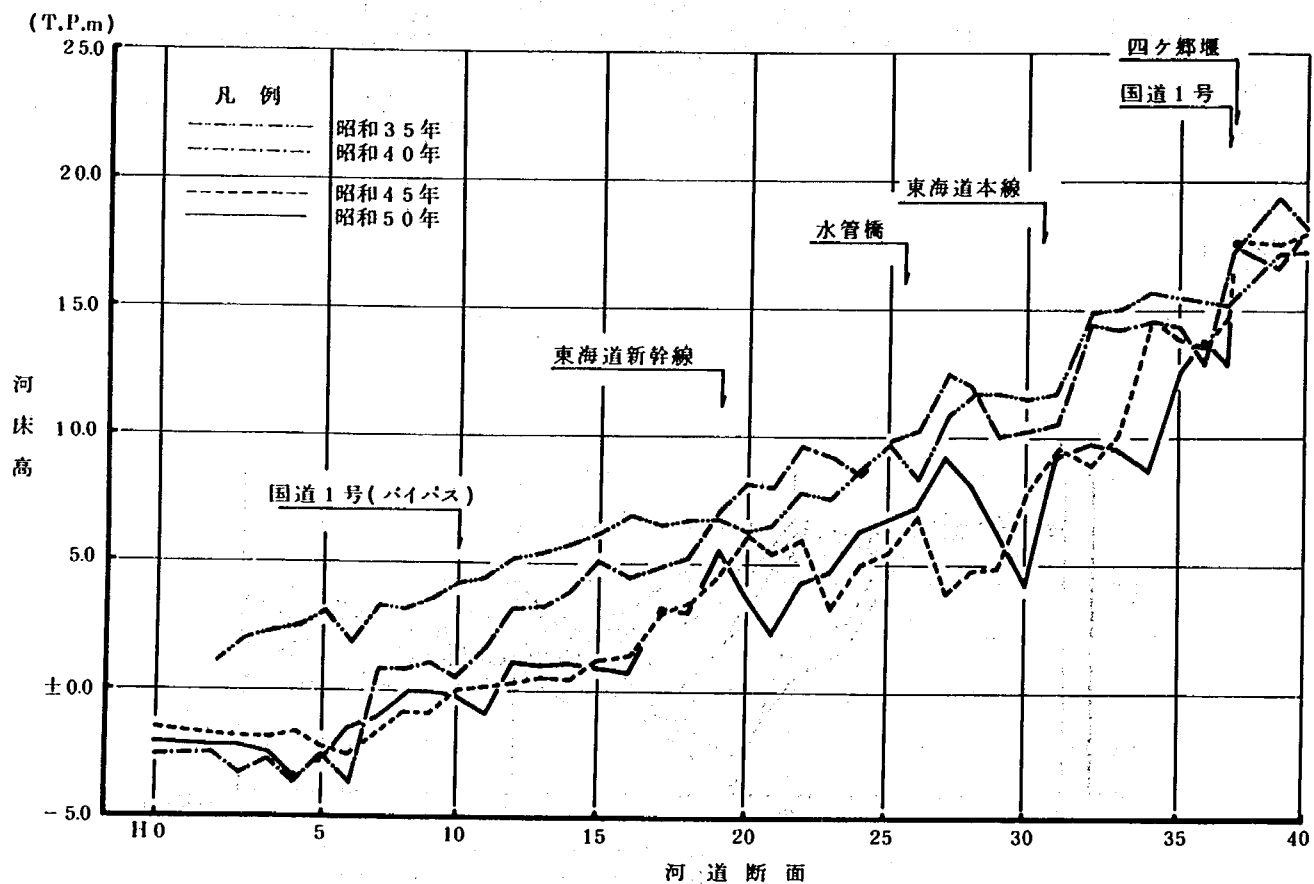


図-2.11 河床縦断経年変化図(最深河床高)

和35年～40年にかけては、河口部(H-0～H-18断面間)の河床低下が目立ち、昭和40年～45年にかけては、H-10～H-37断面間の河床低下が進行し、昭和45年～50年にかけては、変化の度合が減少した。H-8断面には固定堰があるため河床高は変化しない。河床勾配をみると、昭和35年には $1/300$ であった河口部河床勾配が昭和40年には一時的に $1/170$ と急になり、その後はH-5断面より上流部の河床低下によって再び $1/400$ 程度に回復し、昭和35年当時よりもむしろ緩やかな河床勾配に変化している。

河床低下の原因にはつぎのことが考えられる。

(1) 河口部における砂利採取は、昭和41年頃より盛んに行われ、砂利採取が全面禁止となった

昭和47年までの総採取量は約550万 m^3 にも
および、河床低下の主な原因となっている。

- (2) 固定堰の影響が考えられる。上流からの流出土砂はこの固定堰によって大半が止められてしまい、堰下流での河床低下が進行したといえる。
- (3) 近年における砂防ダムを目ざましい建設が挙げられる。図-2.12は早川を例に砂防ダムの建設状況を示した図であるが、昭和36年以降その数は急な伸びを示している。これら砂防ダム群による流出土砂量の低減が河床低下のひとつの原因となっている。

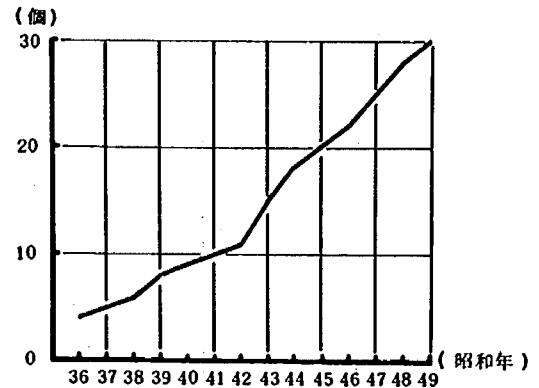


図-2.12 早川に建設された砂防ダム

- (4) 近年、大洪水が無いのもまたひとつの原因として挙げられる。図-2.13にみられるように、昭和36年から昭和49年にかけての14年間に、わずかに昭和36年6月に3,000 m^3/s 、昭和41年9月に2,850 m^3/s （いずれも基準地点清水端）が記録されているのみであり、さしたる出水がない。（昭和54年10月に、約8,000 m^3/s の出水があったが、その後の河床変化状況については不明である。）そのため上流からの土砂の流下量が少なく、河床低下の原因となっていると考えられる。

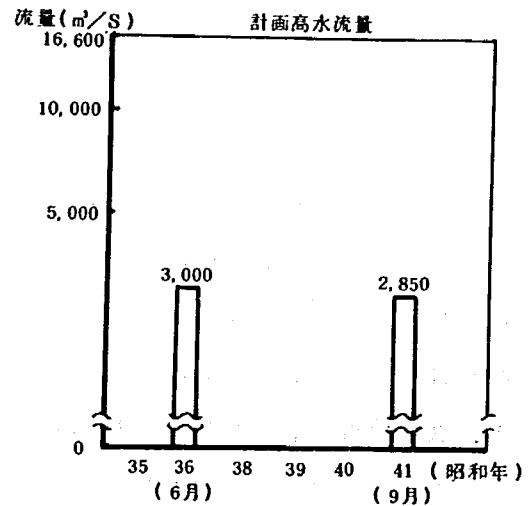


図-2.13 洪水記録

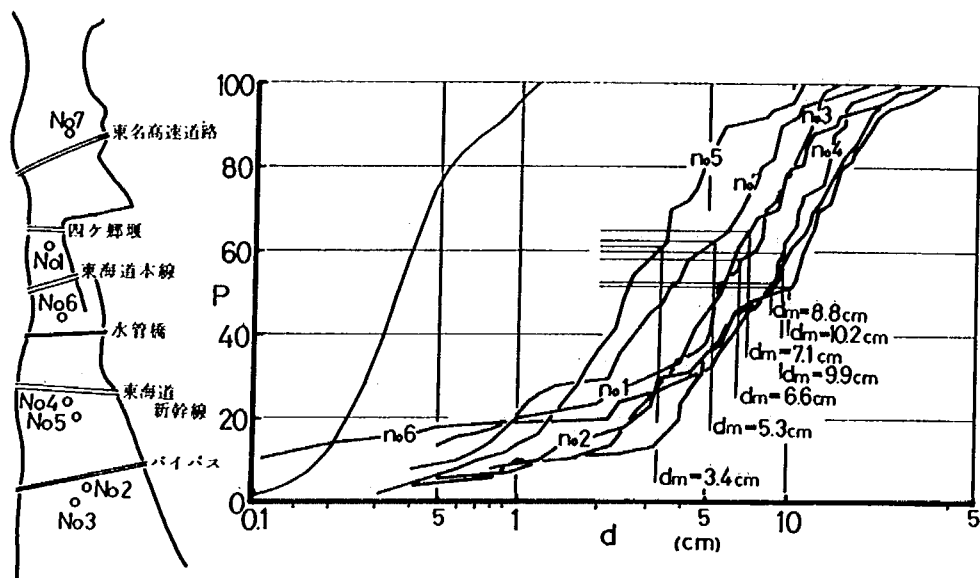
2.6 河床構成材料

図-2.14は、土木研究所が昭和55年2月に富士川下流部河道の河床材料を行ったときの加積粒度曲線である。河床材料のサンプリングは、水際、砂レキ堆の上面、砂レキ堆の前縁等で行い、線格子法によるサンプリング方法を用いた。粒径はレキの中軸をノギスによって計測した。同図より河床材料の代表粒径はほぼ $d_m \approx 7cm$ であることがわかる。

2.7 治水構造物

下流部河道内には数多くの護岸、水制ならびに床固工等が施されており、これら構造物の施工年代を調査することによって施工当時の洪水流況をある程度推察することが可能である。

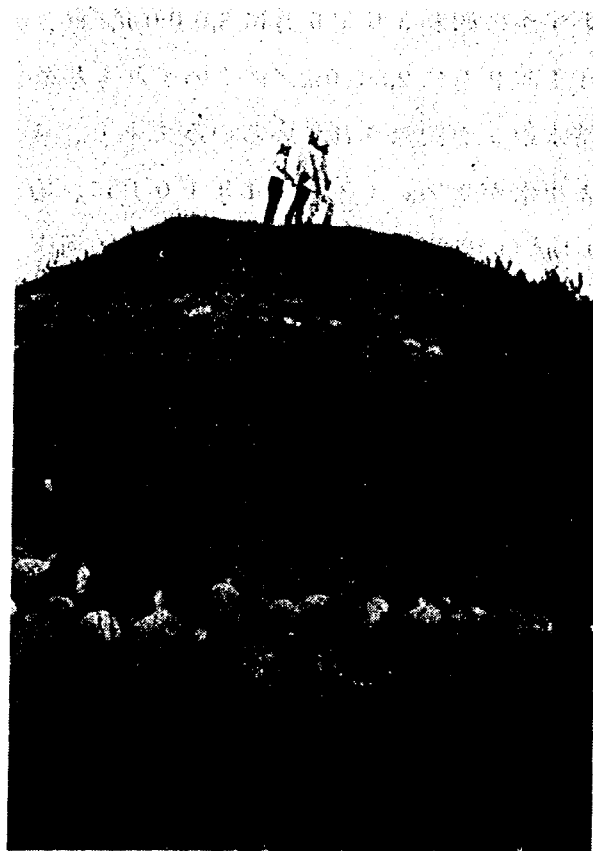
河道内構造物から本川における洪水流特性ならびに各構造物の効果について考察してみよう。



図－2.14 加 積 粒 度 曲 線

山間部、蛇曲河道より流れ出た洪水流はかならずH-55断面左岸附近に集中するようで、そこには3本の出し水制（写真-2.5）※14を山付けし、洪水流の一部をH-50～H-45断面右岸へと導き、洪水流況を整えている。H-60断面右岸堤より延びている護岸は、ポイントバーの河岸側を補強したものであり、工事用バイパス道路建設に必要な敷地を確保するために設けられたものと推察される。

H-53断面左岸より下流方向に向けて設置されている長さ380mの3番出し水制ならびに、水神社の小丘と右岸堤とを結ぶ取水堰、さらには備前堤※15によって閉じたブールをつくることによって、雁堤内への土砂の沈積、および遊水



写真－2.5 H-55断面左岸の出し水制，先端付近

※14 この附近には後述する3番出し水制を含めて4本の出し水制がある。水制本体は土堤で作られ、その前面にはコンクリート製の根固護岸が施されている。

※15 江戸初期の治水家、伊奈備前守忠次に由来すると思われる。

作用をより一層効果的なものに行っていることがうかがえる。

四ヶ郷堰と東海道本線富士川鉄橋間（H-38～H-30）間にかけては左右兩岸に巨大な床固水制（写真-2.6）が設けられているほか、三基構（写真-2.7）等による護岸水制が施されており、四ヶ郷堰直下流での洪水流の劇甚さを物語っているといえよう。H

-34断面右岸に設置されている大水制とH-32断面左岸に設置されている床固め水制を溶岩露呈部（写真-2.8）にうまく接続することによって、流心を河道中央部に導いている。

H-20断面付近では左岸側にのみ護岸水制が施されており、右岸側には護岸水制と呼ばれる構造物は皆無である。H-20断面付近の左岸には、練石積の護岸水制や12 ton クラスの中空

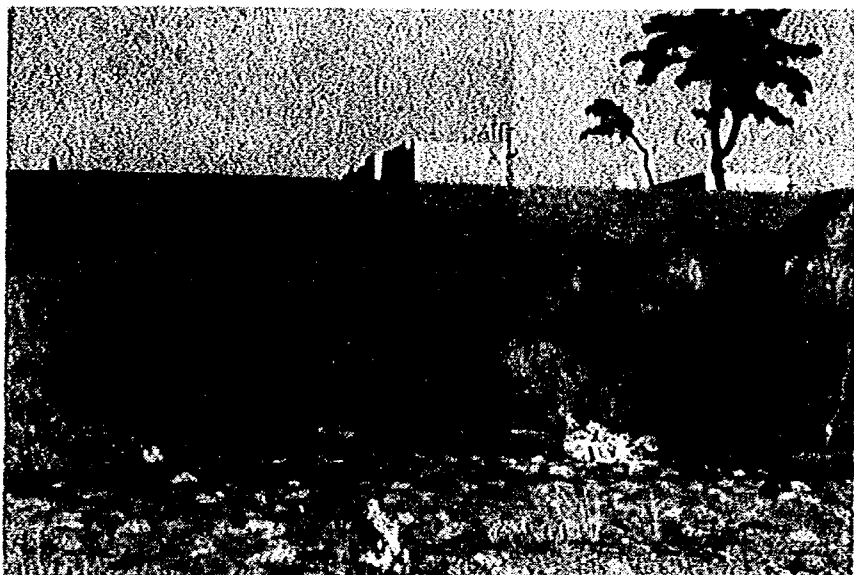


写真-2.7 三基構による護岸水制（左岸）

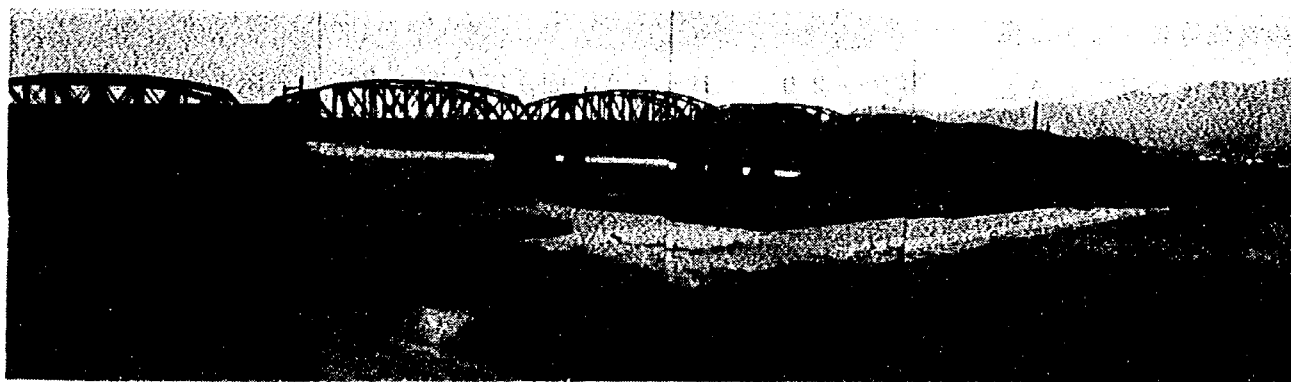
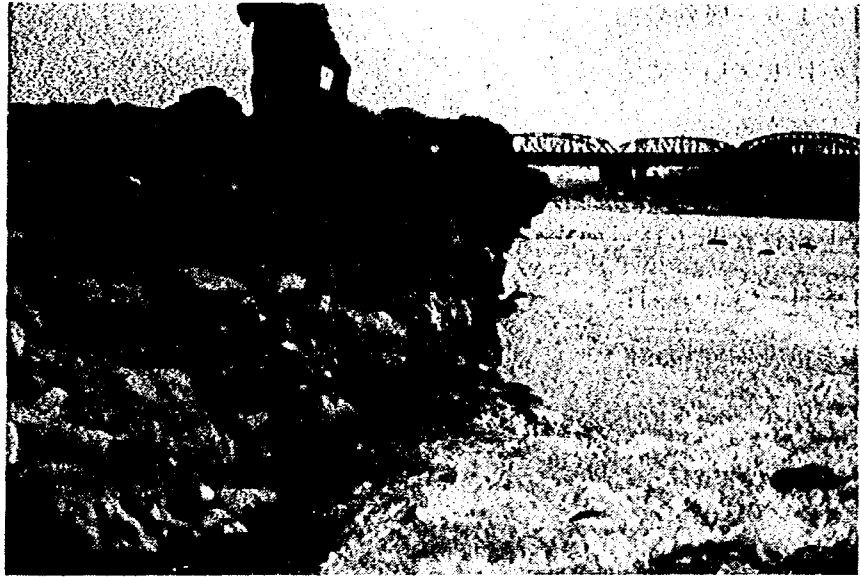


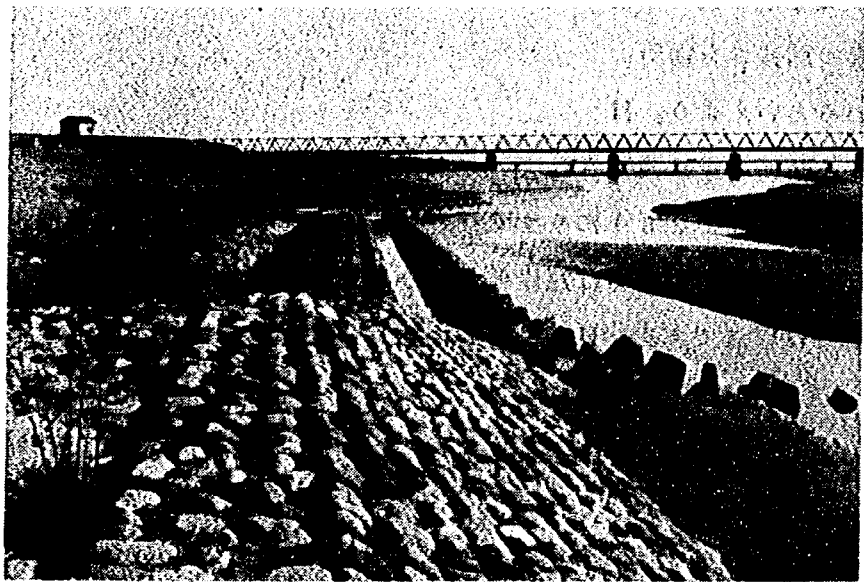
写真-2.6 左岸堤防上より望む巨大な床固水制

三角ブロック、三連ブロック等による護岸、根固め工が施されており（写真－2.9）、この付近の凸岸部が強い水衝部となっていることがわかる。

東海道新幹線より河口に至る区間では、昭和の初期に設けられた小規模な水制群がみられる。もとより河幅の広いこの区間では洪水流が網流化し、さしたる水衝部もできず、水流が河岸に接近した場合でも、この程度の水制で十分な効果があったものと推察される。この水制群も近年における砂利採取ならびに流砂量の低減、高水敷の造成等によって、現在ではその効力をほとんどなしていない状況である。



写真－2.8 H－33 付近左岸の溶岩露呈部



写真－2.9 H－20 断面左岸付近の護岸（左岸上流より望む）

第3章 河道水理模型実験

3.1 実験目的

流れの蛇行現象をあつかった基礎的研究は、数多くあるが、そこに示した研究成果は限られた条件下での結果であるため実河道にあてはめて考えた場合に、かならずしも十分に適応されるとはかぎらない。なぜならば、これらの研究は、実験水路上あるいは特定の河川について調べられた成果であるのに対して、実河道は川幅の変化や、それぞれ個有の河道特性を有するため、その適用範囲はきわめて狭く十分とはいえない。そこで対象とする河川の河道調査を実施することと合わせて、河川水理模型実験によってその特性を把握することができる。

河川水理模型実験では、現地で起こり得る現象を完全に再現することは不可能であるが、ある限られた現象の再現性は可能である。ここでは富士川下流部河道の流れの蛇行現象という点に主眼をおき、河川水理模型実験を実施した。

3.2 実験条件の検討

3.2.1 低水路法線形状の設定

計画低水路法線形状は図-3.1に示す3案について考えた。図中(A)案は現況河道の移動床幅よりもやや広めの低水路幅を設定し、法線形状を河道センターライン方式とすることによって多列砂州を発生させ、流れの集中を弱める案である。(B)案は計画高水流量が低水路内で処理できる範囲で低水路幅を狭め、法線形状を洪水主流部流線方式とすることにより、水衡部位置の安定化を試みた案である。ここに、洪水主流部は先に示したみお筋変遷図(図-2.8)をもとに設定した。(C)案は現

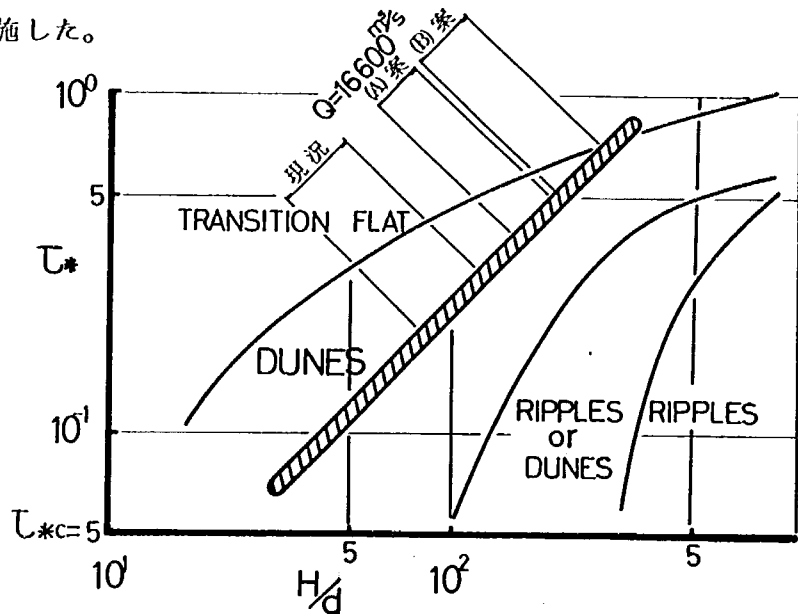


図-3.2(a) 下流部河道の小規模河床波形態

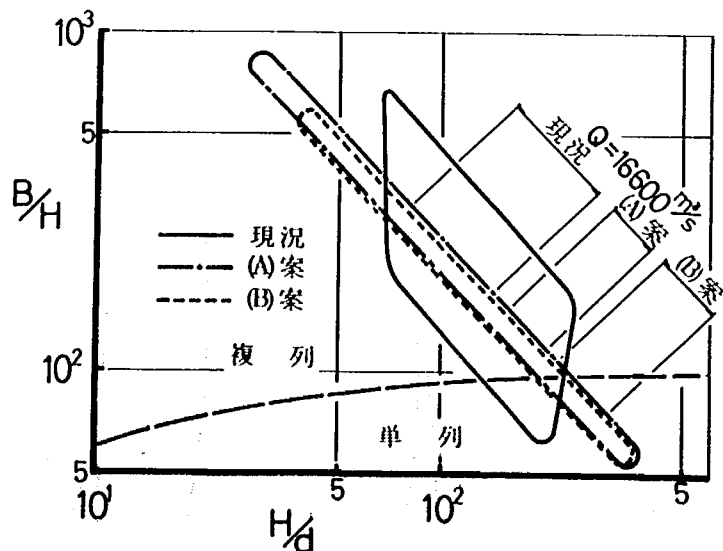


図-3.2(b) 下流部河道の中規模河床波形態

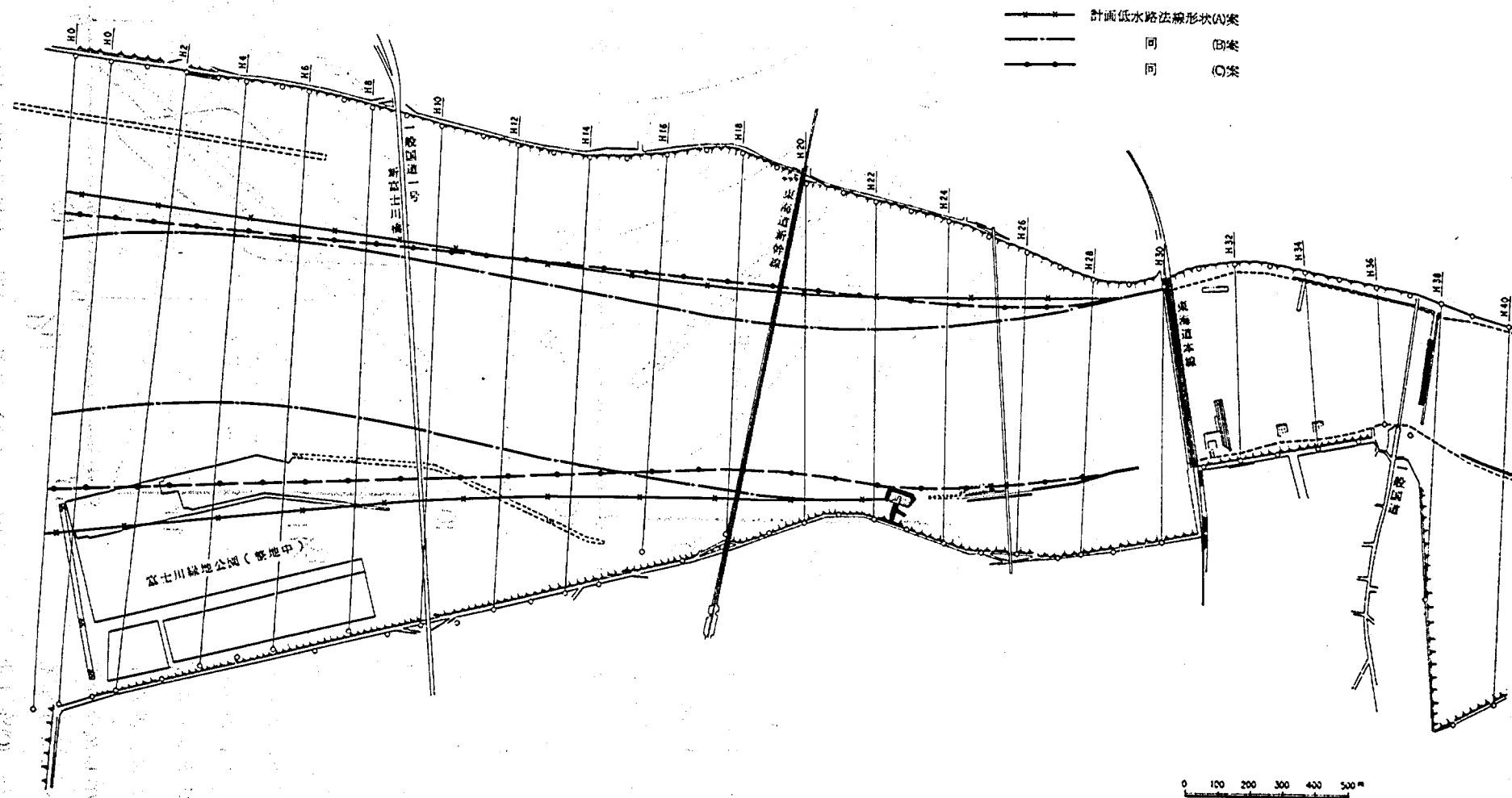


図-3.1 計面低水路法線形状 (3) 案

況河道（昭和54年10月現在）に沿って設定した低水路法線形であり、既設の護岸水制構造物、ならびに概成高水敷を生かした案とした。

3.2.2 河道・水理条件

土木研究所で実施した河床材料調査結果（図-2.14）と不等流計算結果から、現況河道および低水路法線形状(A)案、(B)案のそれぞれの河道形状に対する洪水時の小規模河床波形態ならびに中規模河床波形態を推定したのが図-3.2(a)(b)である。図-3.2(a)は水深粒径比 H/d と無次元掃流力 τ_* の関係で表わされている。山本⁴⁾が示した中規模河床形態の発生しない場合の小規模河床波形態の領域区分図で、図-3.2(b)は H/d と川幅水深比 B/H との関係で深見が示した中規模河床波形態の領域区分図³⁾である。

図-3.2(a)より本川における小規模河床波形態の特性についてつぎのことが言える。

- (1) 小規模洪水時では No Motion あるいは、Dunes が発生する。
- (2) 計画高水流量相当時では Dunes が発生する。

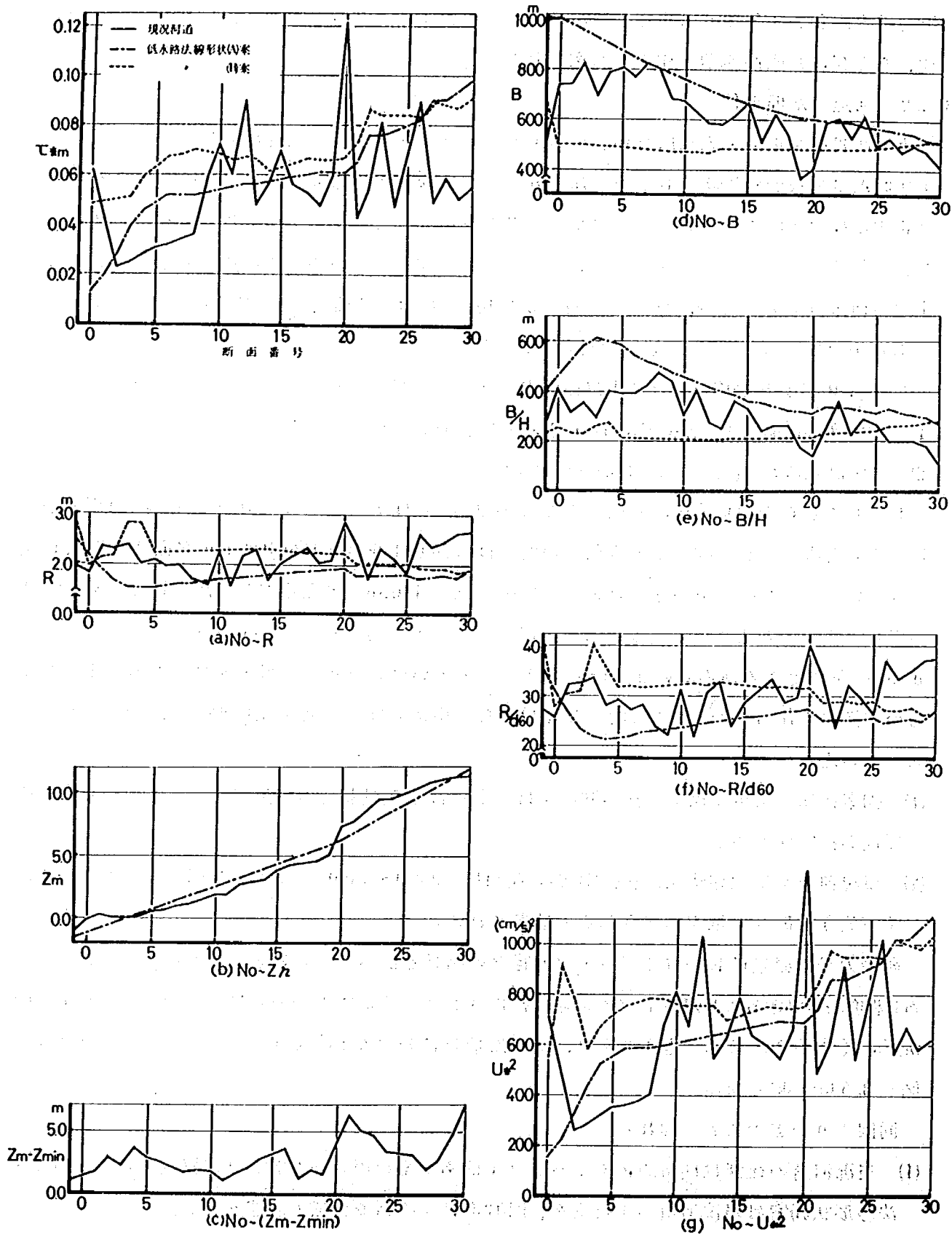
しかしながら中規模河床波が発生するような B/H の大きな砂利河川では実際河川の観測によると河床勾配 $1/500$ より緩勾配の所では τ_* が 0.1 を越えればDunesが発生すると推定されているが、 $1/250$ 以上では砂洲の発生のためDunesの発生がおさえられるため、flatの場合のままのことがあるようである。富士川のように勾配が $1/250 \sim 1/300$ の場合は、dunesが発生するかあるいはflatのまま、あるいは河床の一部は反砂堆になることもあるものと推定される。²⁾ つぎに図-3.4(b)から本川における中規模河床波特性についてつぎのことがいえる。

- (1) (A)案に比べて低水路幅の狭い(B)案では、計画高水流量相当の流量が続けば単列砂レキ堆の形成が推定される。
- (2) 現況河道や低水路法線形状(A)案では $B/H \approx 200 \sim 400$ となり、複列（上流部）～4列（下流）の砂レキ堆が形成されると推察される。

年最大平均流量時における河道・水理特性の諸量を調べることによってその河道の、実態がある程度表現できることが山本²⁾によって報告されている。富士川の年最大平均流量は約 $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ （1～2年確率流量）であり、この流量時における下流部河道の河道水理特性を示すと図-3.3(a)～(k)となる。

同図よりつぎのことが知れる。

- (1) 現況河道の径深は縦断的にややバラツキはあるもののおおむね 2.0 m 程度であり、低水路法線形状(A)案は現況河道の下限值を、同(B)案は上限値を包括した値をとる。
- (2) 計画縦断勾配は現況勾配を包括した値をとっているが、H-20断面より下流での計画河床高は現況河道よりやや高く、H-20断面より上流では逆に低くなっている。現況河道において、H-20断面附近の河床勾配が急であるのは、新幹線橋脚に施されている根固工（床固工）によるものと考えられる。



図一 3.3 下流部河道の河道水理特性 (年最大平均流量時)

- (3) 最深河床高と平均河床高との差 ($Z_m \sim Z_{nin}$) はその地点における局所洗掘深の大きさを表わす指標となる。現況河道では H-20 断面直上流でその値は 5 m 強にも達し、H-20 断面左岸附近が水衝部となっていることと一致する。
- (4) 低水路幅は現況河道の移動床部の上限を計画低水路法線形状(A)案が、下限を(B)案がそれぞれ包括した値をとっている。(A)案は H-30 より下流に向けて漸拡させており、(B)案では H-30 断面の低水路幅を河口附近まで踏襲した幅となっている。
- (5) B/H は低水路法線形状(A)案で 300~600、(B)案で 200 の値を示す。
- (6) $R/d60$ はおおむね 25~35 程度の値をとる。
- (7) U_*^2 は 600~800 (cm/sec)² 程度である。
- (8) τ_{*m} (断面平均無次元掃流力) は河口附近にて無次元限界掃流力 $\tau_{*c} \approx 0.05$ を若干下回るものの、ほとんど 0.05 以上となっている。

3.3 模型実験の相似律

3.3.1 流れの相似性

実河道に起る現象を水理模型実験によって検討するためには、実河道と河道模型とにおける現象が相似とならなければならない。一般には、幾可学的な形状の相似だけでなく、流れ、河床形態、流砂量などが、それぞれ相似となる必要がある。

いま、流れの相似を考えると、流れのレイノルズ数が大きい乱流を表わす運動方程式は、

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (\overline{-u'u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (\overline{-u'v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (\overline{-u'w'}) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} (\overline{-v'u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (\overline{-v'v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (\overline{-v'w'}) \\ \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} (\overline{-w'u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (\overline{-w'v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (\overline{-w'w'}) \end{aligned}$$

..... (3-1)

で、簡単のために一方向流れを考え、y 軸と z 軸方向の平均流速 v と w とを無視し、さらにレイノルズ応力項を渦動粘性係数 ϵ を用いて書き直すと、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial z} \right) \dots\dots\dots (3-2)$$

となる。実河道と河道模型との流れの相似性を得るためには、このような運動方程式が、実河道と河道模型とで同時に成立しなければならない。一般には断面平均流を考えて、式(3-2)の各項を断面平均化し、断面平均流速を U 、水深を h 、河床勾配を I 、潤辺に働くせん断力を τ_0 、運動量補正係数を β 、エネルギー補正係数を α 、径深を R とすると、

$$\frac{\beta}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\alpha}{2g} \frac{\partial U^2}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - I + \frac{\tau_0}{\rho g R} = 0 \dots\dots\dots (3-3)$$

となる。ただし、

$$\frac{1}{A} \iint_A \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon, \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon, \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} dA = \frac{1}{\rho A} \iint_A \left\{ \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} \right\} dA$$

$$= \frac{1}{\rho A} \oint \tau_0 ds$$

$$S \cdot \tau_0 = \oint \tau_0 \cdot ds \quad \left(\begin{array}{l} S : \text{潤辺長} \\ A : \text{断面積} \end{array} \right. \quad S \cdot R = A)$$

より、河床せん断力 τ_0 を潤辺に沿って平均化した τ_0 を用い、

$$\frac{1}{A} \iint_A \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon, \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon, \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} dA = -\frac{\tau_0}{\rho R}$$

$$P + \epsilon, \frac{\partial u}{\partial x} \div P$$

と置き換えてある。

連続の方程式は

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

を一方向流れに対して平均化すると、流量を Q 、水路単位長当りの流出量を q として、

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + q = 0 \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

となる。

以上の式 (3-3) および式 (3-4) は、漸変流に関する一次元解析で、一般に用いられる運動方程式と連続方程式である。この場合式 (3-3) は流れの消費するエネルギーが、すべて壁面において生じるせん断抵抗 τ_0 で表わされている。したがって、実河道と河道模型における流れの平均流速と水深の相似を得るだけであれば、壁面に人工的な粗度を与えることによって達成できることになる。このようにして、式 (3-3)、式 (3-4) が、実河道と河道模型とで同時に成り立つようにした場合 (両者における基礎式の各項の比が等しい)、諸量の縮尺は下に示すように表わされ、いわゆるフルードの相似則を満たす河道模型が得られるわけである。

流 速	$U_r = h_r^{1/2}$	
時 間	$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}$	
河床勾配	$I_r = h_r \cdot x_r^{-1}$	
流 量	$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$	$\dots\dots\dots (3-5)$
粗 度	$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2}$	
断 面 積	$A_r = x_r \cdot h_r$	

x_r : 流れ方向の縮尺

h_r : 水深方向の縮尺

しかし、流速分布の相似まで考えると、式(3-1)の相似が必要となり、模型の縮尺が歪んでいないこと($x_r = h_r$)、粗度要素の幾何学的相似などが必要となってくる。

3.3.2 移動床の相似律

いっぽう、人工的に粗度を与えることのできない移動床模型では、流れの相似のためには、河床形態の相似が得られなければならない。すなわち、平均流の相似を考えた場合、式(3-3)中のせん断抵抗を決める河床形態が、どのような物理量のどのような関数になっているかを知らなければ、移動床模型の相似性を検討することができない。一般に、河床形態を含めた流れは、流体密度 ρ 、粘性係数 ν 、河床材料の密度 ρ_s 、平均粒径 d 、粒度分布形状 K 、摩擦速度 U_* (あるいは流速 v)、水深 H (あるいは河床勾配 I)、水路幅 B 、重力加速度 g の関数として表わされる。このうち ρ 、 g 、 d を基本量として、上述の関数を無次元表示すると

$$\pi = \pi(U_* d / \nu, U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d, H / d, B / H, (\rho_s / \rho - 1), K) \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

となる。式(3-6)の各項のうち、河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは、粒子レイノルズ数 $U_* d / \nu$ 、無次元掃流力 $U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d$ 、水深粒径比 H / d であると考えられ、 $U_* d / \nu$ が大の場合はこの項を無視することができる。その場合は、無次元掃流力と水深粒径比だけを考えればよく、河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮尺し、実河道と河道模型とで同じ河床形態が生じ、フルードの相似関係を得ることができる。しかし実河道で $U_* d / \nu$ の値が充分大きく無視できても一般の河道模型では、 $U_* d / \nu$ の値がかなり小さくなり、この項が現象を支配することがまれではない。具体的には Ripples と呼ばれる河床波が $U_* d / \nu$ の値が20以下程度になると発生し、実河道と異なる河床形態、すなわち多くの場合異なる河床抵抗を呈することになる。このような領域は、模型における粒径 d が小さく、摩擦速度が小さいほど生じやすい。

模型実験では、一方向流れについての河床抵抗の相似条件(式(3-3)の相似)の下で、河道の平面形状や中規模河床形態によって決まる三次元的流況を測定するため、移動床模型では中規模河床形態の相似も必要となる。この場合、上述の小規模河床形態に関する無次元量に河幅と水深の比 B / H を加えて考えればよく、無歪縮尺の模型であれば、 B / H の相似は得られる。また中規模河床形態は Ripples の発生のいかんにかかわらず形成される。

移動床模型におけるもうひとつの大きな問題点は、流砂量および流砂形態の相似である。流砂量を表わす関数の無次元表示も式(3-6)と同様で、 $U_* d / \nu$ が無視できれば、流砂量は、無次元掃流力 $U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g \cdot d$ と水深粒径比 H / d を実河道と河道模型とで等しくすれば、ほぼ流れを同じ縮尺で相似とすることができる。 $U_* d / \nu$ が河道模型で無視できない場合は、実河道で生じていない Ripples が河道模型では発生することになり、河床抵抗と同様流

砂量の相似も得られなくなる。また、浮遊砂形態の流砂量が大きくなると、流れの平均流速（または摩擦速度）と砂粒子の沈降速度との比が現象を決める重要な要素のひとつとなり、模型の砂粒子の径が 0.2 mm 位以上であれば問題がないが、それ以下あるいは比重の軽い河床材料の場合は、沈降速度の縮尺がフルード則による速度の縮尺と異なるため、流砂形態の相似が得られず、流砂量も相似にならない。実際には、移動床模型実験で上述のような無次元量すべてを、模型と実河道で一致させなくても、河床形態や流砂形態の相似条件は、支配的な無次元量が形態領域の範囲内にあればよく、異なる形態の境界付近の現象を除けば比較的相似としやすい。また流砂量が相似でない場合については、フルード則による時間縮尺とは別に、模型と実河道における河床変動量が相似となるように時間縮尺を決めることがある。

3.3.3 模型縮尺の決定

移動床模型の縮尺は粒子レノイズ数があまり小さくならない範囲、すなわち模型水深が小さくなりすぎないように決めなければならない。

一般に模型の縮尺は実験目的に応じた規模、測定の容易さ、経済性、敷地面積、模型の附帯設備等（給排水設備の能力等）および相似性との関係で決まるが、本模型の場合は縮率を100とすることにした。

模型諸量の縮率は Froude の相似則に $x_r = h_r = 100$ を代入すると、 $U_r = 10$ 、 $t_r = 10$ 、 $Q_r = 100000$ 、 $n_r = 2.15$ 、 $A_r = 10000$ を得る。また、模型砂には図-2.14に示す粒度特性のものをを用いた。この模型材料の平均粒径は 0.43 mm である。現地富士川の代表河床材料粒度分布を決めることは、富士川が河床低下の傾向にあり、河床材料がアーマー化している所があるので容易でないが、活発な土砂移動が起る所では平均粒径 $5 \sim 10\text{ cm}$ 程度と思われる。このことは、模型に使った河床材料は、現地河川の $1/60$ 分の一程度であり、土砂の移動限界流量は、模型の方が動きやすいこと、またフルード則によって通水した場合、その流量に対応する現地の無次元掃流力は、模型のその 1.5 倍程度と推定される。このことは模型の方が土砂移動が激しいことを予測させるが、模型の場合には、流量が $10,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以下では ripple が発生することにより流砂量が小さくなるので、ripple が発生する場合には、むしろ模型の方が土砂の移動量が少ない場合もありうる。

以上のように本移動床模型には種々の相似性に関する限界があるが、流れの蛇行性や、砂洲形態を見る場合には、これらの限界は、それほど重要な問題ではないと判断し、実験を行うことにした。

3.4 模型の概要

模型の範囲は河道部を $H-0 \sim H-6.5$ ($0.0 \sim 6.8\text{ km}$) とし、海浜部を幅 4 km 、沖合 1 km とした。

模型は半固定床模型で、現地で既に高水敷が造成されている部分や、植性等で出水時においても河床変動がないと推測される箇所はモルタル固定床とし、出水時に移動床となる部分のみ移動

床とした。移動床部は各断面の最深河床高よりも約10cm(現地値で10m)低いところに平坦なモルタル面を設け、そのうえに砂を敷き河床面とした。

河道部の各断面は昭和50年10月測定の横断図をもとに、海浜部は同年12月測定の等深線図にもとずき製作した。

実験水はつぎのような循環経路をとっている。一旦低水路内に貯留した実験水とポンプにより揚水し、高水槽に導く。高水槽によって水位を一定に保つようにし、余剰水は低水槽に戻し、実験に必要な流量を給水管によって模型上流端の量水槽に導く。量水槽ではバルブによって流量調節を行い、量水槽にて流量計測を行う。量水槽から流れ出た実験水は、流れの安定を図る目的で設定されている整流槽および整流格子を通り、模型河道内に給水される。模型の下流端には水位調節用のゲートを設け、そこより排水路から帰還水路へ、そして低水槽へと戻る。低水槽に戻った実験水は再び模型に給水している。模型実験を積み重ねていると、実験水が汚れてくる。そうした場合には、浄化槽によって実験水を浄化し、実験水の有効再利用を行っている。

なお、実験水には上水道および地下水を用いている。

3.5 実験概要

3.5.1 実験準備

通水実験に先立ち、つぎに示す準備を行った。

(1) 河川構造物の製作設置

模型実験の対象区間には6本の橋梁と1基の堰、さらに、護岸、水制、根固工、床固工等の構造物が設けられている。なかには近年の河床低下によってその機能を発揮していない護岸、水制もあり、これらを除く構造物を模型河道内に設置した。橋脚模型は木材、堰、護岸、水制等はモルタルによって製作した。根固工には5号碎石を用いた。また四ヶ郷堰下流の溶岩露出部には5号碎石を積み上げ、セメントペーストにより固定した。

(2) 測定設備の設置

通水中の諸測定ならびに通水後の河床高測定等に必要な各種測定設備を設置した。

〔測定台の設置〕

通水中の水位測定および染料投入のために使用する測定用足場をH-10ピッチの7断面に設置した。

〔写真撮影用設備の設置〕

写真撮影用の観測塔を右岸側に一基、左岸側に二基設置した。また写真撮影用の標識として模型の側壁天端に赤色ペイントによりH-1ピッチでマーカを設け、さらにH-1.0ピッチで距離標示板を左右岸に設置した。

〔ピアノ線の設置〕

河床整形および通水後の河床高測定用としてH-1ピッチ毎にある基準高で水平にピアノ線を設置した。

3.5.2 測定方法

(1) 水理条件の設定

水理条件の設定とは実験で定める流量ならびに河口部での潮位の設定を行うことをいう。

流量の設定は模型上流端にある量水槽四角堰によって行い、流量の算定は板谷、手島公式によった。

潮位の設定は下流端調節用ゲートの上下操作によった。

(2) 補給砂の設定

模型の河道内はH-65断面まで移動床でそれより上流は整流槽となっているため、通水実験中には上流端部の河床低下が進行する。そこでH-60断面の初期河床高が維持できるだけの実験砂を通水実験中、常時補給した。

(3) 水位測定

水位の測定にはポイントゲージを用いた。測定点は縦断方向に対してH-10(現地1km)ピッチで、横断方向には、2~3点測定した。測定は各流量通水終了30分前から始め、約15分間で終了した。

(4) 河床高測定

河床高の測定はおおむねH-1ピッチ(現地100m)で行い、横断方向には10cm間隔で行った。測定はピアノ線から河床面までの鉛直距離をスケールで読み取った。

(5) 河床状況の観察

通水中、30分ないし1時間毎に砂レキ堆の状況ならびに流況を写真・スケッチにて観測を行った。

(6) 気球を使用した写真撮影

直径3.5mの気球(ヘリウスガス使用)に遠隔操作のできるモータードライブカメラを吊り下げ、模型上空に上げて実験状況を写真撮影するものである。

河道内流況は通水中に上流よりアルミ粉を投入し、このアルミ粉のできる流線を写真撮影した。河道内流速の写真撮影は横断方向一様に染料(フローレッシェンアルカリ溶液)を投入し、その直後に一枚の写真を撮影し、ある一定時間経過後2枚目の写真を撮影する。この2枚の写真から染料の流下距離を求め、流速に換算した。

通水後の河床形状は、上流から白色水性ペイントを投入し、河床の高い部分が露出し低い部分にペイントが行き渡った時点で写真撮影した。

(7) 8mm撮影およびビデオ撮り

観測塔上より斜めに2mm撮影およびビデオ撮りした。

3.5.3 実験ケース

実験ケース一覧表を表-3.1に示す。

実験はまず最初に、昭和50年10月時点の現況河道における流況等を把握するとともに、

表-3.1 実験ケース一覧表

実験目的	河道条件	実験ケース	通水流量		通水時間		測定項目				摘要	
			$Q_r (m^3/s)$	$Q_u (L/s)$	$t_r (hour)$	$t_u (min)$	水位	流速	河床高	流況		
現況河道における流況等の把握 ならびに模型実験の検証 計画河道における流況等の把握	現況河道（昭和50年度現地測量結果に基づく）	1	1	1,000	10	60	360	○			○	模型製作，河床整形
			2	3,500	35	20	120	○			○	
			3	7,500	75	20	120	○	○		○	
			4	16,600	166	20	120	○	○	○	○	
		2	1	1,000	10	60	360	○		○	○	模型改造，河床整形
			2	3,500	35	20	120	○	○	○	○	
			3	7,500	75	40	240	○	○	○	○	
			4	16,600	166	40	240	○	○	○	○	
			5	30,000	300	10	60	○	○	○	○	
		3	1	5,000	50	50	300	○	○	○	○	河床整形
			2	6,500	65	2	12					
			3	10,000	100	2	12	○			○	
			4	13,500	135	2	12					
			5	16,000	160	2	12					
			6	16,600	166	2	12	○	○	○	○	
			7	14,500	145	2	12					
			8	11,500	115	2	12	○			○	
			9	8,500	85	2	12					
			10	6,000	60	2	12	○				
	4	-1	7,500	75	20	120	○	○	○	○	模型改造，河床整形	
		-2	16,600	166	20	120	○	○	○	○		
		1	5,000	50	50	300	○	○	○	○		河床整形
		2	6,500	65	2	12						
		3	10,000	100	2	12	○			○		
		4	13,500	135	2	12						
		5	16,000	160	2	12						
		6	16,600	166	2	12	○	○	○	○		
		7	14,500	145	2	12						
		8	11,500	115	2	12	○			○		
	9	8,500	85	2	12							
	5	1	5,000	50	40	240	○	○		○	模型改造，河床整形	
		2	5,000	50	40	240				○		
		3	5,000	50	40	240				○		
		4	5,000	50	40	240				○		
		5	5,000	50	40	240	○	○		○		
		1	2,000	20	40	240				○		模型改造，低水路河岸に逐次護岸設置
		2	2,000	20	40	240				○		
		3	2,000	20	40	240				○		
		4	2,000	20	40	240				○		
		5	2,000	20	40	240	○	○	○	○		
	1	6,500	65	2	12					不定流 （計画洪水波形）		
	2	10,000	100	2	12	○			○			
	3	13,500	135	2	12							
	4	16,000	160	2	12							
	5	16,600	166	2	12	○	○	○	○			
	6	14,500	145	2	12							
	7	11,500	115	2	12	○			○			
	8	8,500	85	2	12							
	9	6,000	65	2	12	○	○	○	○			

本実験における相似性について検討した。

つぎに計画低水路法線形状の(3)案についてそれぞれ模型設定し、通水実験を行った。

通水流量は各案で若干異なるが、おおむねつぎの流量を与えた。

小洪水流量 : $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

平均年最大流量 : $Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$

10年確率洪水量 : $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$

計画高水流量 : $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$

異状洪水流量 : $Q = 30,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (おおむね低水路満杯流量)

下流端水位は平坦潮位のT.P. - 0.024 mを与えた。それぞれの河道条件で定流実験を行ったのち、不定流実験を行った。不定流の洪水波形の基本形は図-3.4のごとくである。

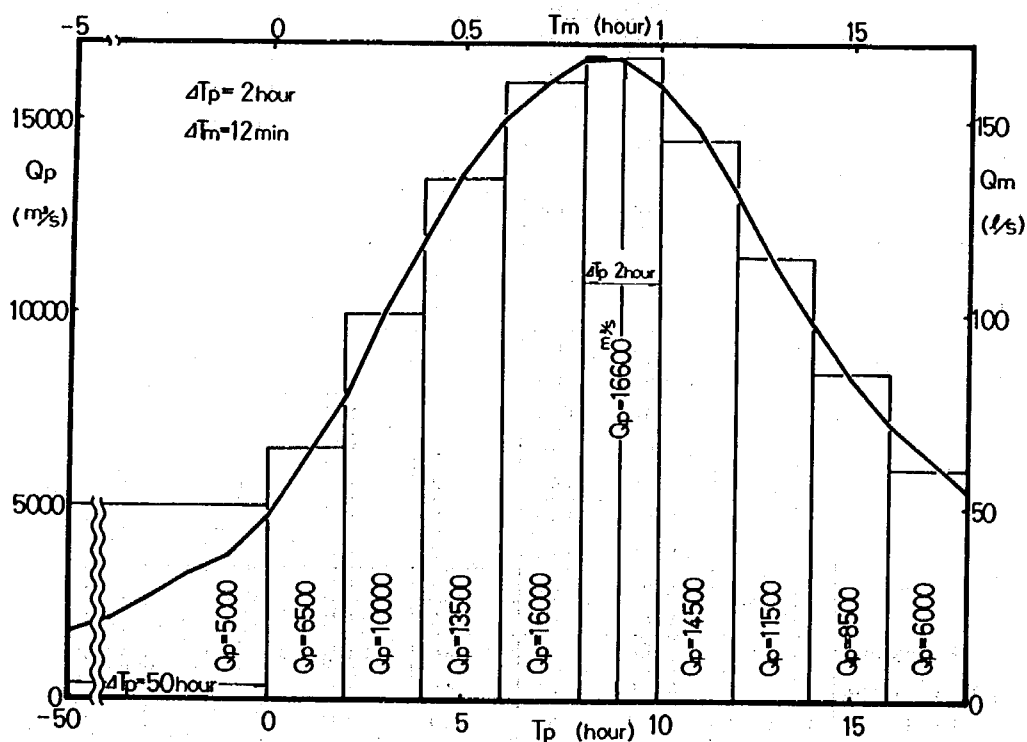


図-3.4 計画高水波形

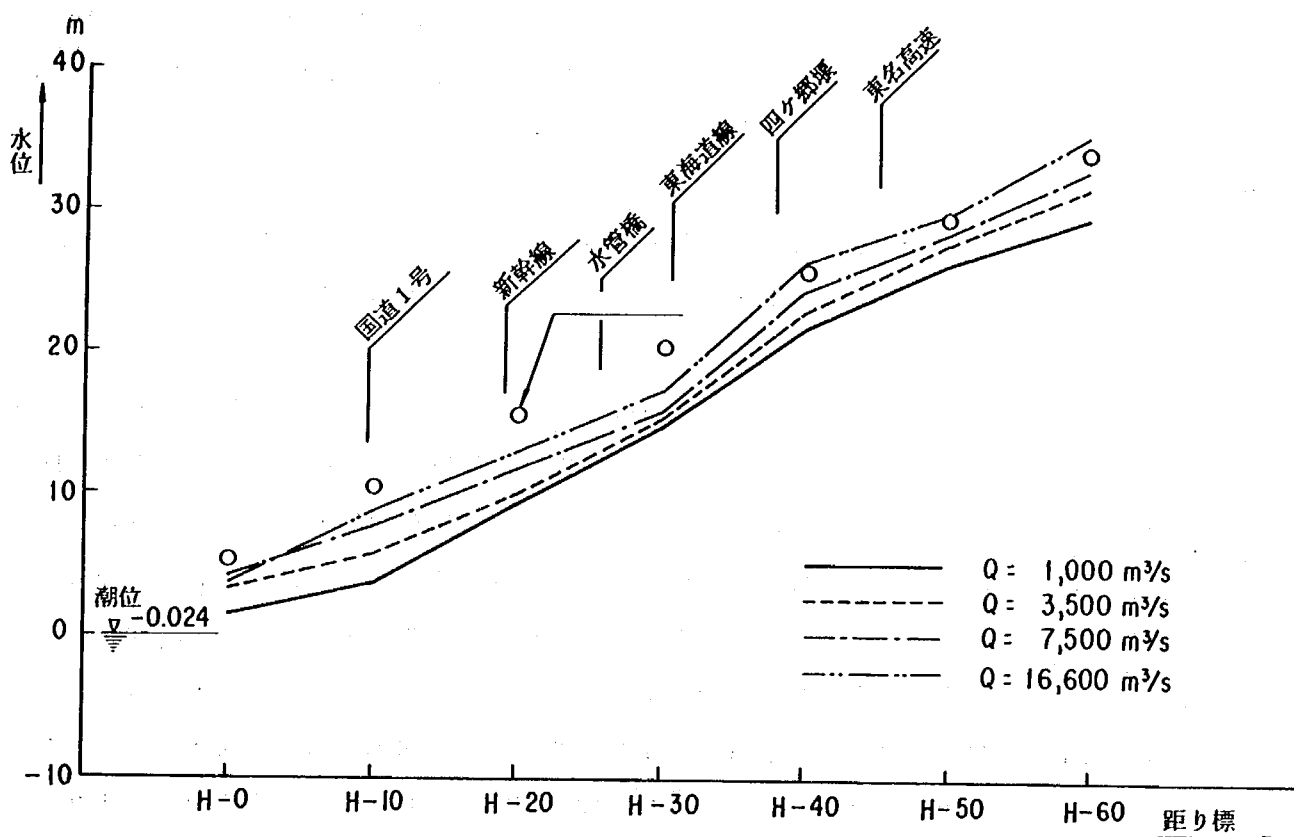
3.6 実験結果とその考察

3.6.1 現況河道に関する実験(実験ケース1)

(1) 水位

実験水位の縦断図を付図-1.1に示す。同図より以下のことが知れる。H-40~H-30断面間で縦断水位に不連続面が現われている。この縦断水位の不連続面はH-38断面付近に設けられている固定堰の影響によるものである。また、固定堰より下流部での実験水位は計画流量の通水時でも計画高水位を下回るのに対して、固定堰より上流、H-60断面間では逆に計画高水位を上回る結果となった。

本実験の粗度係数を次式を用いて計算すると、



付図- 1.1 実験水位縦断面図 (実験ケース 1)

ベルヌーイの定理より

$$(H_I + \frac{v_I^2}{2g}) - (H_{II} + \frac{v_{II}^2}{2g}) + \frac{n^2}{2} (\frac{v_I^2}{R_I^{4/3}} + \frac{v_{II}^2}{R_{II}^{4/3}}) dx = 0 \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

n は、

$$n = \left(\frac{2 I_*}{\frac{v_I^2}{R_I^{4/3}} + \frac{v_{II}^2}{R_{II}^{4/3}}} \right)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

$$\text{ここに } I_* = (H_I - H_{II} + \frac{v_I^2}{2g} - \frac{v_{II}^2}{2g}) / dx$$

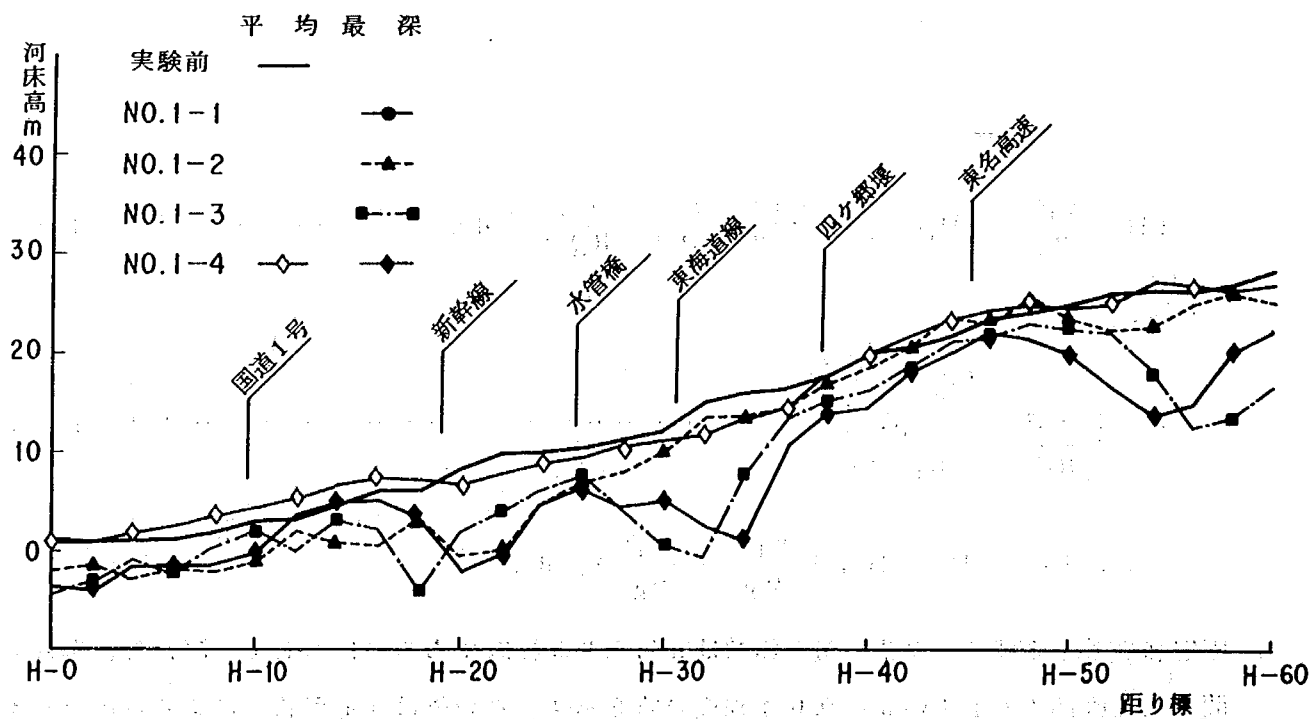
固定堰より上流部での模型の粗度係数は $n \approx 0.05$ 程度であるのに対して、河口部に至る区間では上流部より小さい $n \approx 0.04$ 程度の値を示す。この値は河道形状等による抵抗分をも含む見掛け上の粗度係数であり、河道幅の変化ならびに出し水制群等の影響も含まれる。いずれも各区間の実験による粗度係数は、計画粗度係数 $n = 0.031$ を上回っている。これは、固定堰でのせき上げ背水の影響が粗度係数の中に含まれていること。また模型実験では河床面の一部に現地河床では生じないと考えられる Ripples が発生することにより、河床抵抗

が増加したことによる。従って本模型では、現地換算流量に対応した模型の水位は、実際の河川より高く、従って B/H が小さくなる。ただし実験の目的からして、この程度の差異は流れの三次元流況に及ぼす影響はわずかと考え次の実験に進むことにした。

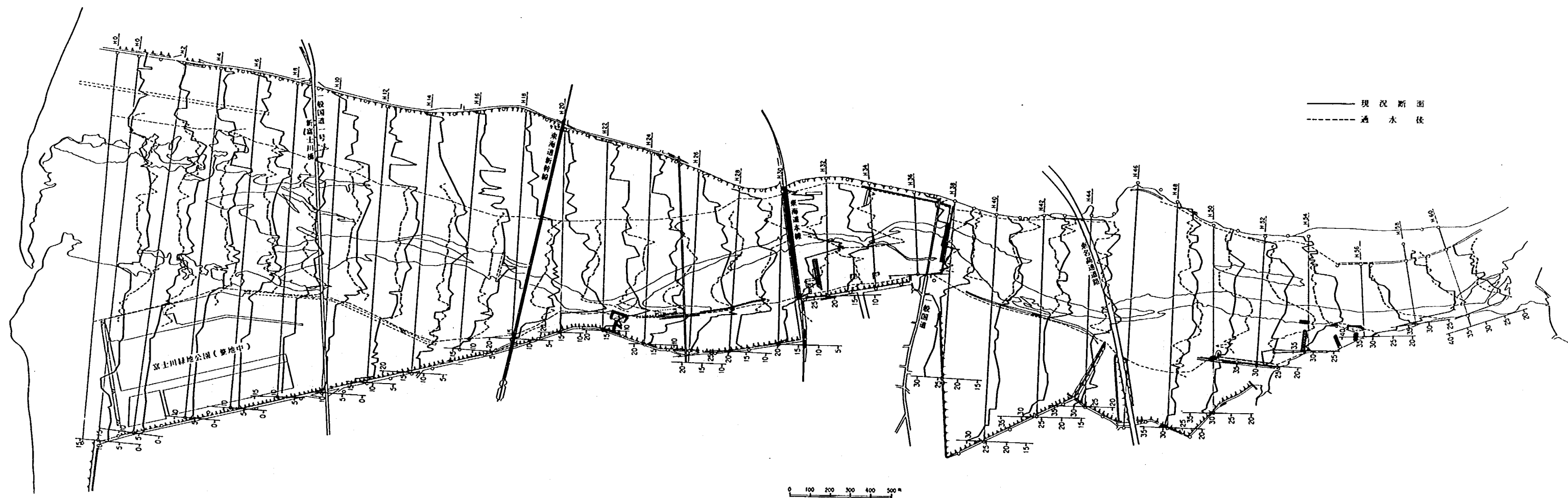
(2) 河床変動

付図-1.2は、初期河床（河床整形断面）と実験ケース1-4、 $Q=16,600\text{ m}^3/\text{s}$ （計画洪水流量）通水後の河道横断面をH-2ピッチで平面図に描いたものである。実験結果より、つぎのことがいえる。

H-56～H-54断面左岸側では模型のモルタル面が露出するほど著しい河床洗掘をうけた。この深掘水位置は下流に向けて徐々に河道中央部に移行する。H-48断面より、H-40断面間では全体的に堆積傾向にあり、大きいところでは初期河床高より約3m高くなっている。逆に固定比より下流のH-38断面よりH-35断面間では、全体的にやや河床低下の傾向にあり、その低下量は2m程度となった。H-34断面よりH-31断面間では河道中央部よりもやや右岸寄りが洗掘傾向にあり、大きいところで初期河床より5m下っている。さらに下流のH-29断面よりH-24断面間では低水路右岸沿いが河床低下し、左岸沿いは堆積傾向にあり、全体的には若干の洗掘傾向にある。H-23断面よりH-19断面



付図-1.3 平均および最深河床高縦断面図（実験ケース1）



付図-1.2 河床変動平面図 (実験ケース, 1-4 通水後)

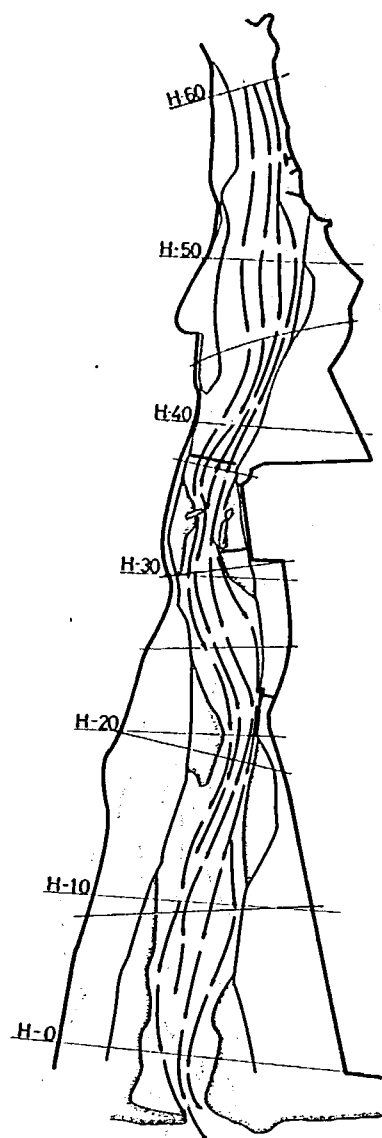
にかけては全体的に洗掘傾向にあり、とくに左岸低水路河岸前面の洗掘深が大きく初期河床高よりも5 m以上の洗掘を受けている。H-18断面よりH-4断面間にかけては、全体的に堆積傾向にあり、大きいところで初期河床よりも約5 m高い。H-3断面よりH-0断面間では低水路河岸前面が初期河床より低下し、河道中央部に堆積傾向がある。そのときの最大洗掘深は初期河床高よりも約5 m下っている。

河道全体をみれば、山間部の蛇曲河道から扇頂部のやや下流に至る区間(H-60~H-50断面間)では洗掘傾向にあり、ここで洗掘された土砂は川幅が広くなり掃流力の低下する固定堰間で堆積する。固定堰には土砂止めの作用があるため、その下流では洗掘傾向にあり、H-20断面付近にまで洗掘傾向が続く。この区間で洗掘を受けた土砂は川幅が広くなる河口部付近で堆積する。

付図-1.3は平均河床高および最深河床高の実験結果である。ここに平均河床高は移動床部のみの平均をとっている。同図よりH-58~H-55断面間、H-34~H-30断面間、H-23~H-18断面間では平均河床高と最深河床高との差が大きいことから局所的洗掘深が大きいことがわかる。H-58~H-55断面間では左岸側に流れが集中し局所的洗掘を受けているが、ここには既に出し水制ならびに護岸、根固工が施されており、従来より安定した水衡部となっていることがこのことから伺える。H-34~H-30断面間の河床低下は上流からの土砂供給量が固定堰によって減少したためと考えられる。H-23~H-18断面間では全体的に河床低下しているが、とくに左岸低水路河岸前面への水当りによる洗掘が、最大洗掘深として現われている。

(3) 流 況

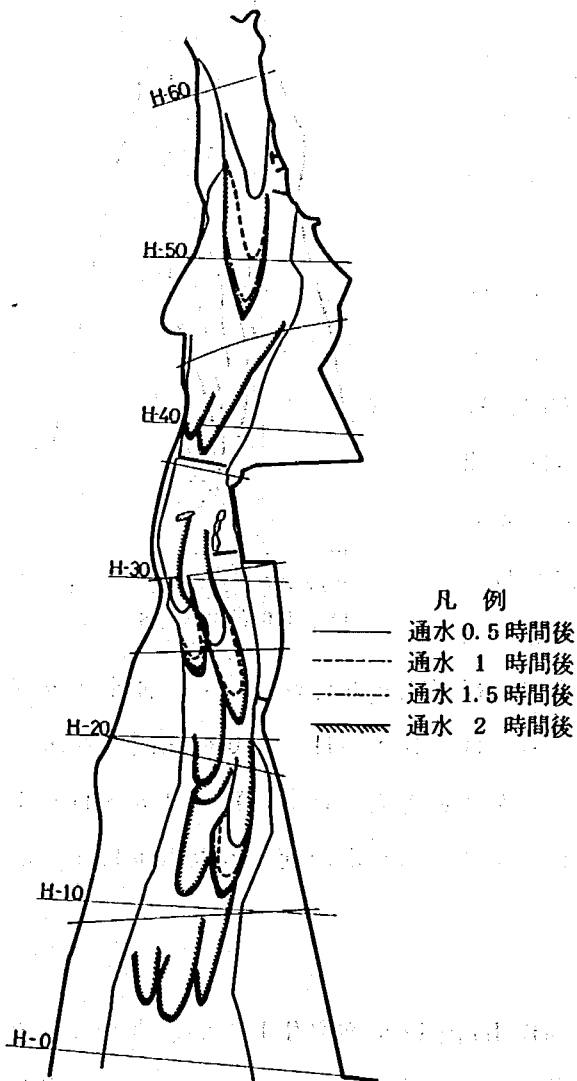
$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には河床面の一部に Ripples が発生したが、きわだった河床変動はない。もともとこの実験河道は現況河道にそって河床整形しているため、流れは現況のみお筋部を流下する。このときの流況を付図-1.4に示す。流れはH-54断面右岸、H-38断面左岸、H-20断面右岸で凸となる周期的な蛇行性状を示すとともに、各凸岸部で流れの集中、その下流部において流れは発散し、水面幅が広がっている。H-54断面



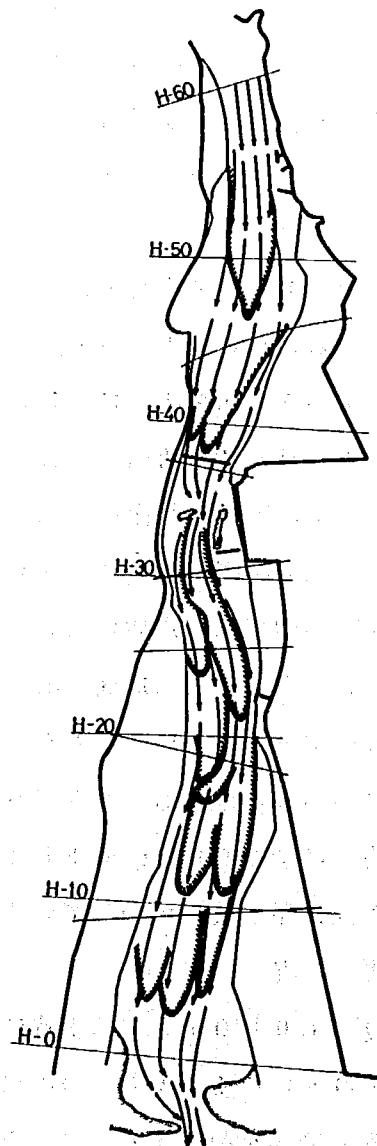
付図-1.4
流況図 (実験ケース1-1,
 $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$)

付近左岸の出し水制群、H-34断面付近左右両岸の水制、床固群、H-23断面付近左岸の水制護岸群、いずれも流れの集中する箇所に効果的に設置されているといえよう。

$Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると、河床砂は活発に移動を始め、河床面には明瞭な砂レキ堆が形成される。砂レキ堆の形成過程を付図-1.5(a)(b)に示す。同図の実線は通水0.5時間後、破線は1時間後、一点鎖線は1.5時間後、実線に斜線は実験終了後の2時間目の砂レキ堆の前縁線を示す。以下砂レキ堆の形成過程を示すこの種の図はこれに準ずる。付図-3.5よりつぎのことがわかる。流れが集中するH-54断面付近、H-34断面付近、H-20断面付近の下流にできる砂レキ堆の前縁線はいずれもその流下速度が他の砂レキ堆に較べて早く、これらの砂レキ堆は通水時間とともに徐々に規模が大きくなる。とくに通水開始当初は活発に移動流下し、0.5時間でその流下速度は、200~400mにも達する。通水1.5時間後と2.0時間後との砂レキ堆を比較すると、砂レキ堆前縁線の流下速度はかなりにぶって



付図-1.5(a)
砂レキ堆の発達過程 (実験ケース1-2,
 $Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$)



付図-1.5(b)
流況図 (実験ケース1-2,
通水 2 時間目)

おり、この流量時における安定流路に近づきつつあることがわかる。

通水2時間目における砂レキ堆の形状および流況はつぎのようになる。扇頂部から固定堰間にかけては流れ方向に対して2個の複列砂レキ堆が形成される。固定堰より東海道本線間では河道中央部に流れが集中し、河床洗掘が著しいため砂レキ堆は形成されないが、そこより下流部に4列の砂レキ堆ができた。とくに左岸寄りの砂レキ堆の流下速度は右岸寄りの砂レキ堆に較べて早く、流れが左岸寄りに集中していることがわかる。新幹線から国道1号バイパス間(H-20~H-10断面)でも4列の砂レキ堆が形成され、それより河口部に至る区間では6列に相当する砂レキ堆が形成された。このように模型実験で得られた砂レキ堆の形成パターンは、木下が現地調査した図-3.5に示す砂レキ堆形状と非常に良く似かよっているといえよう。砂レキ堆の形態は、その河道の年平均最大流量を指標とすることによってよく説明されることが山本によって報告されている。2) 本ケースで発生する中規模波の形態ならびに大きさが現地と似ており、従ってそれに基づく三次元流況も相似であると推察される。

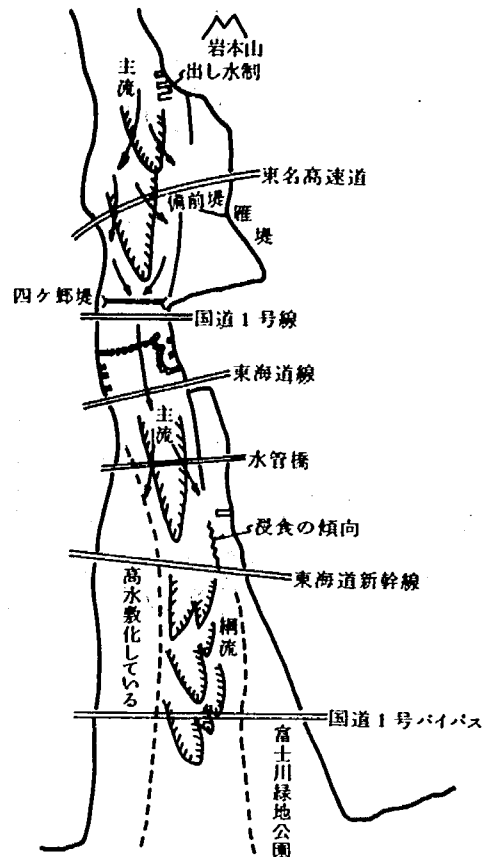
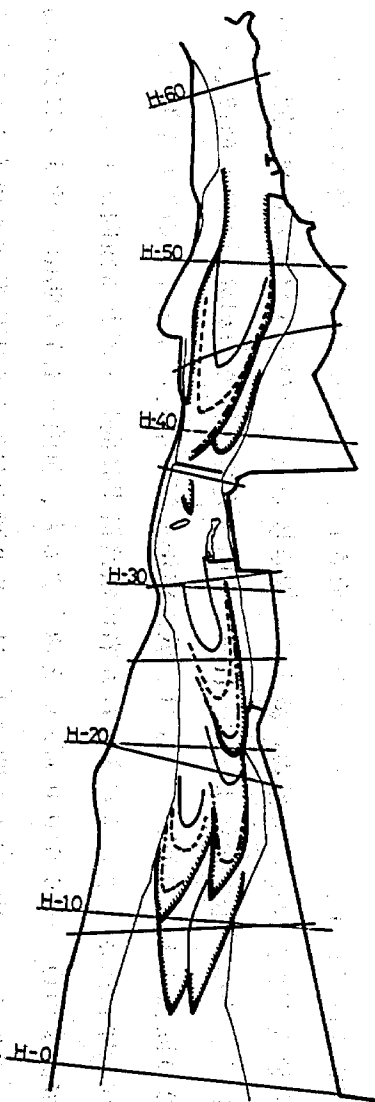


図-3.5 富士川下流部蛇行特性図
(木下博士作図による)

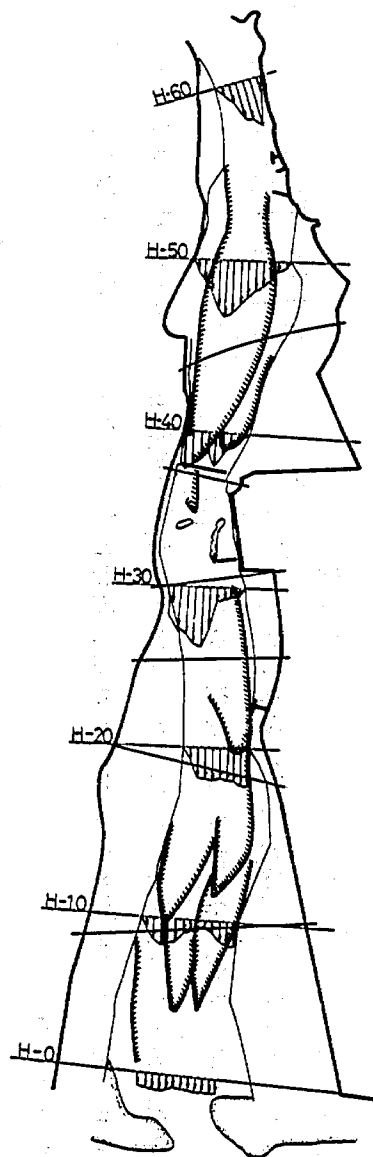
この実験結果から、低水路法線形状を現況からある程度修正した場合、流量 $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ~ $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量を通水すれば、現地に生じやすい河床形態や流況が、生じることが期待される。

$Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における砂レキ堆の形態と主要地点の横断流速分布形を付図-1.6(a)(b)に示す。同付図より、 $Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時にできた砂レキ堆の前縁線はさらに前進しその列数は減少する。2時間通水後の砂レキ堆の形態はつぎのとおりであった。扇頂部より固定堰間には1個の複列砂レキ堆が形成され、その先端部は固定堰付近にまで達し、前縁線の移動流下速度はそこで極端に減ずる。固定堰の直下流付近では溶岩露呈部間の河床洗掘が著しく、その洗掘土砂によって、H-20断面左岸へ向う複列砂レキ堆を形成している。H-20断面より河口部に至っては、低水路中央部を中心に3~4列の砂レキ堆が発達し、流れは全体に広がるとともに主流は左右低水路河岸に向けて流れる傾向がある。

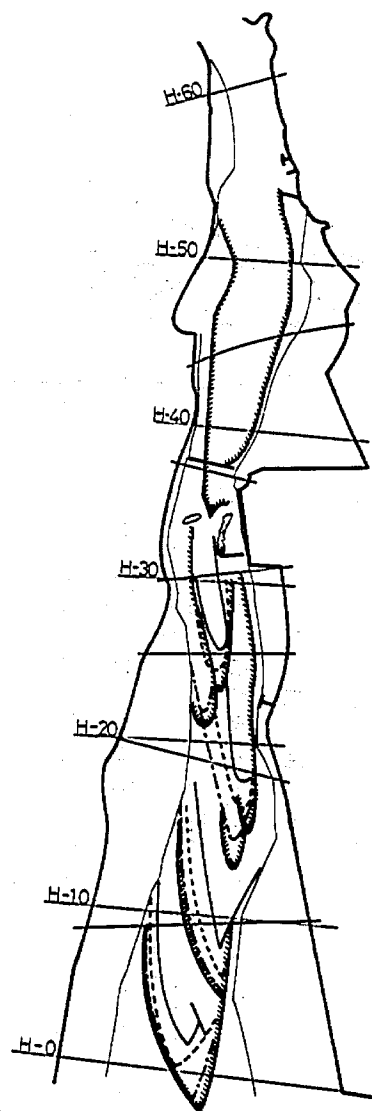
計画高水流量の $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると、付図-1.7(a)(b)に示すように流れは変化する。扇頂部から固定堰の区間では、H-50断面付近から固定堰にまで達する大きな



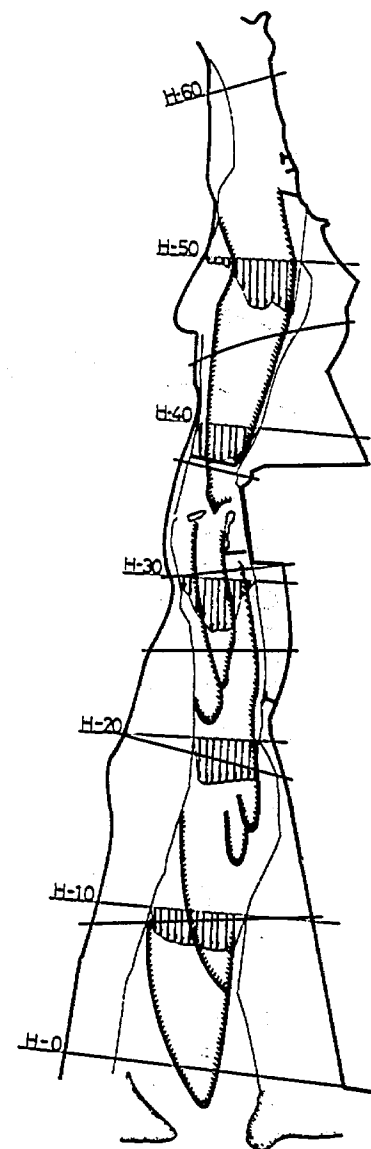
付図-1.6(a)
砂レキ堆の発達過程 (実験ケース
1-3, $Q=7.500 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図-1.6(b)
流況図
(実験ケース1-3, 通水2時間目)



付図-1.7(a)
砂レキ堆の発達過程 (実験ケース
1-4, $Q=16.600 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図-1.7(b)
流況図 (実験ケース1-4,
通水2時間目)

複列砂レキ堆が形成され、主流は左岸河岸沿いとなっている。固定堰から東海道本線間では河道中央部に流れが集中し、そこの河床洗掘により大量の土砂が下流に流下する。この流量時においては下流部の砂レキ堆の発達が明瞭となり、複列というよりむしろ単列に近い砂レキ堆が形成され、通水2時間目でも前縁線の移動流下速度は減じなかった。

以上 $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ の通水実験より大洪水には、砂洲の列数が減少し、砂洲は大きくなり、単列化の傾向にあることがわかる。ただし砂洲の形態は流量にすぐさま応答するものでないことに注意をばらう必要がある。

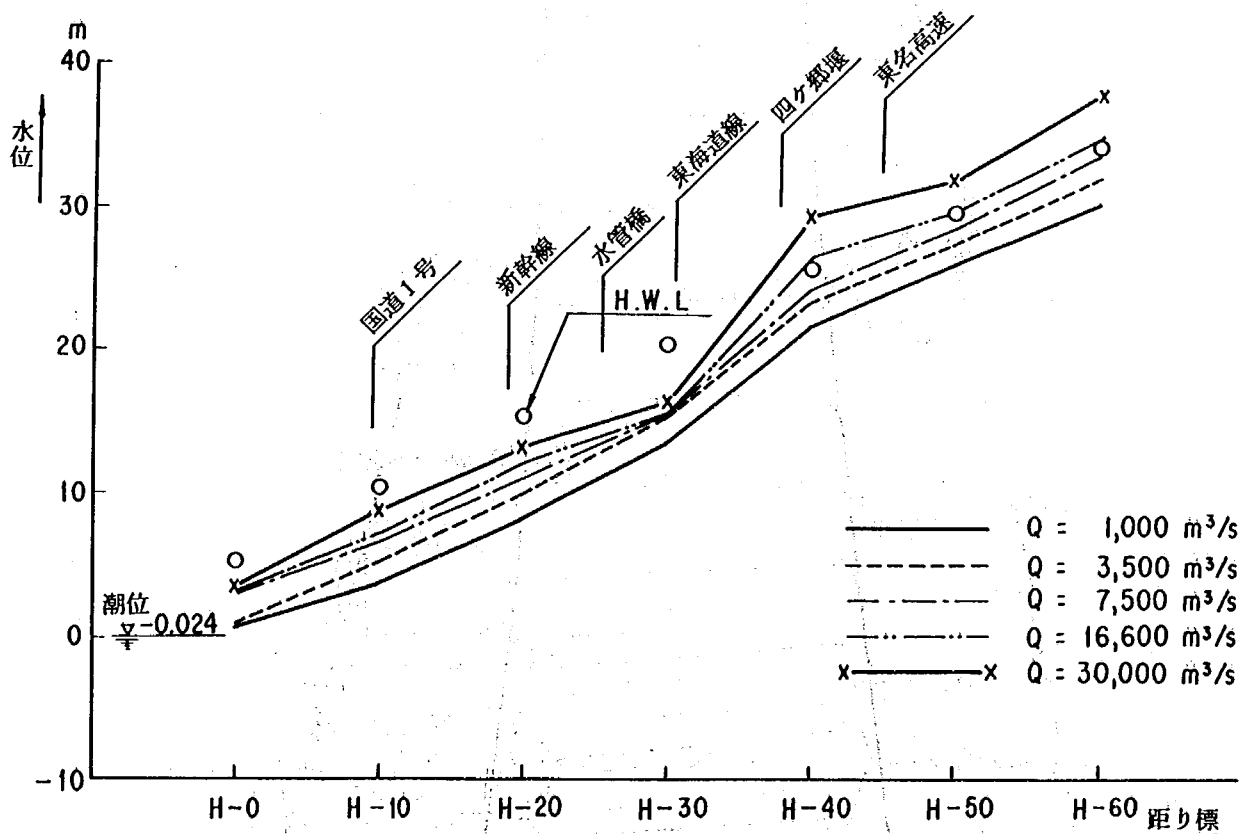
3.6.2 計画低水路法線形状(A)案に関する実験(実験ケース2)

3.6.2.1 定流実験

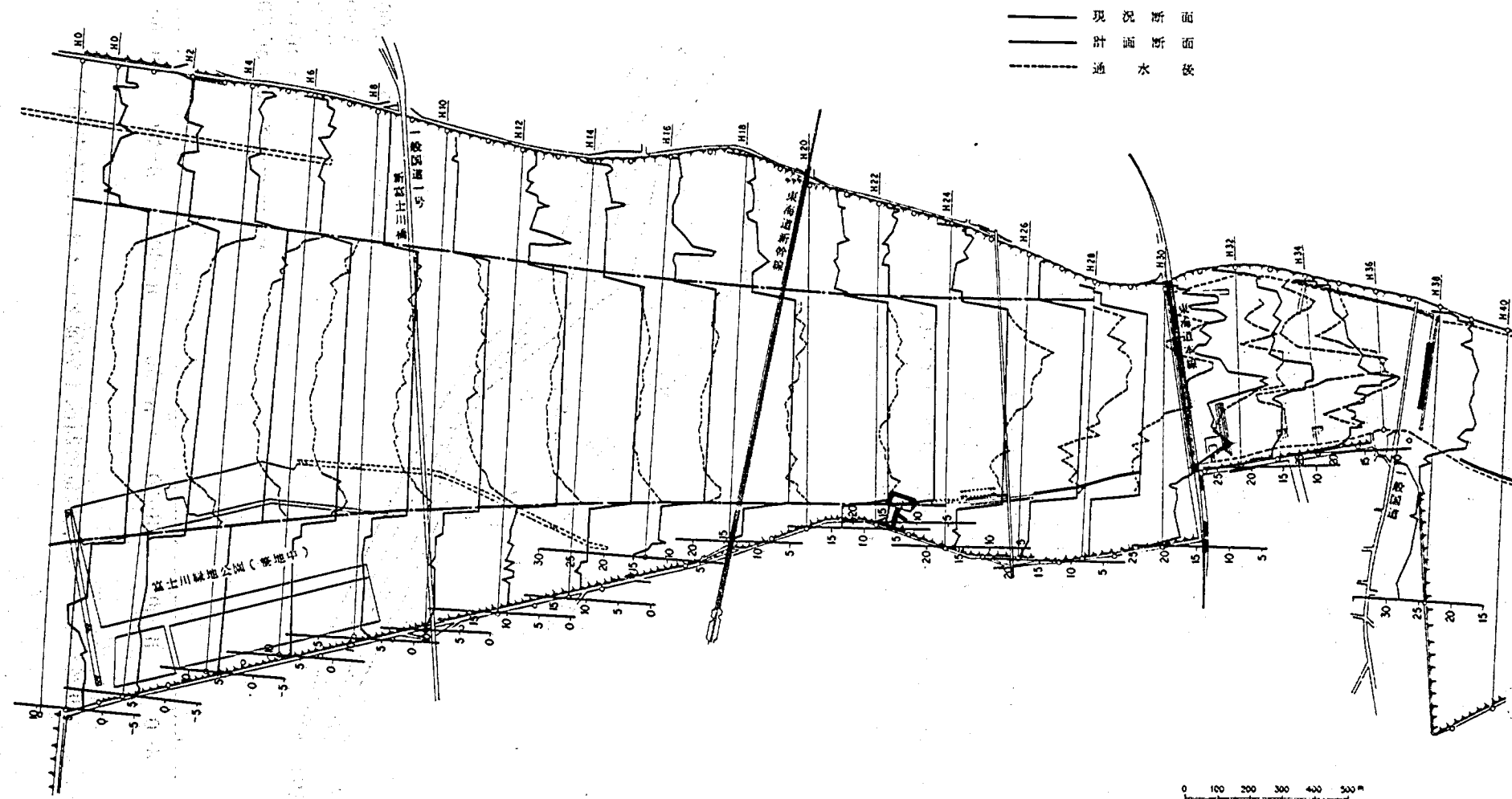
(1) 水 位

実験水位縦断面図を付図-2.1に示す。同付図より、H-30断面より上流部の水位は、現況河道に関する実験の場合とほぼ同一水位を与えるが、H-30断面より河口に至る区間では、現況河道の場合よりも低い水位を得た。

本実験ではH-30断面より河口に至る区間においてのみ計画の低水路を設定していることから、この結果は、主として低水路の拡幅整正によるものといえよう。



付図-2.1 実験水位縦断面図(実験ケース2, 定流実験)



これらの実験水位より、H-30断面より下流の模型河道の粗度係数を求めると、約0.035 (m-s) で、計画粗度係数の0.031を若干上回った。現況河道に関する実験の値よりも小さい粗度係数となった原因は、河道整正による形状損失の低下や、低水路の拡幅による無次元掃流力 τ_* の減少にともなう小規模河床波の変化等が考えられる。

計画流量時における実験水位をみると、固定堰を境に、その下流では計画高水位よりも低く、上流では計画高水位とほぼ同じ高さとなっている。さらに異常出水時を想定した $Q = 30,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合でも固定堰より下流部では計画高水位を約1~2 m下回る。固定堰より扇頂部に至る区間の流下能力は下流部に比べて小さく、計画高水位の見直し、あるいは洪水位を下げる対策が必要であろう。

(2) 河床変動

各流量通水後の河床高を付図-2.2、平面上に示す。同付図よりつぎのことがいえる。

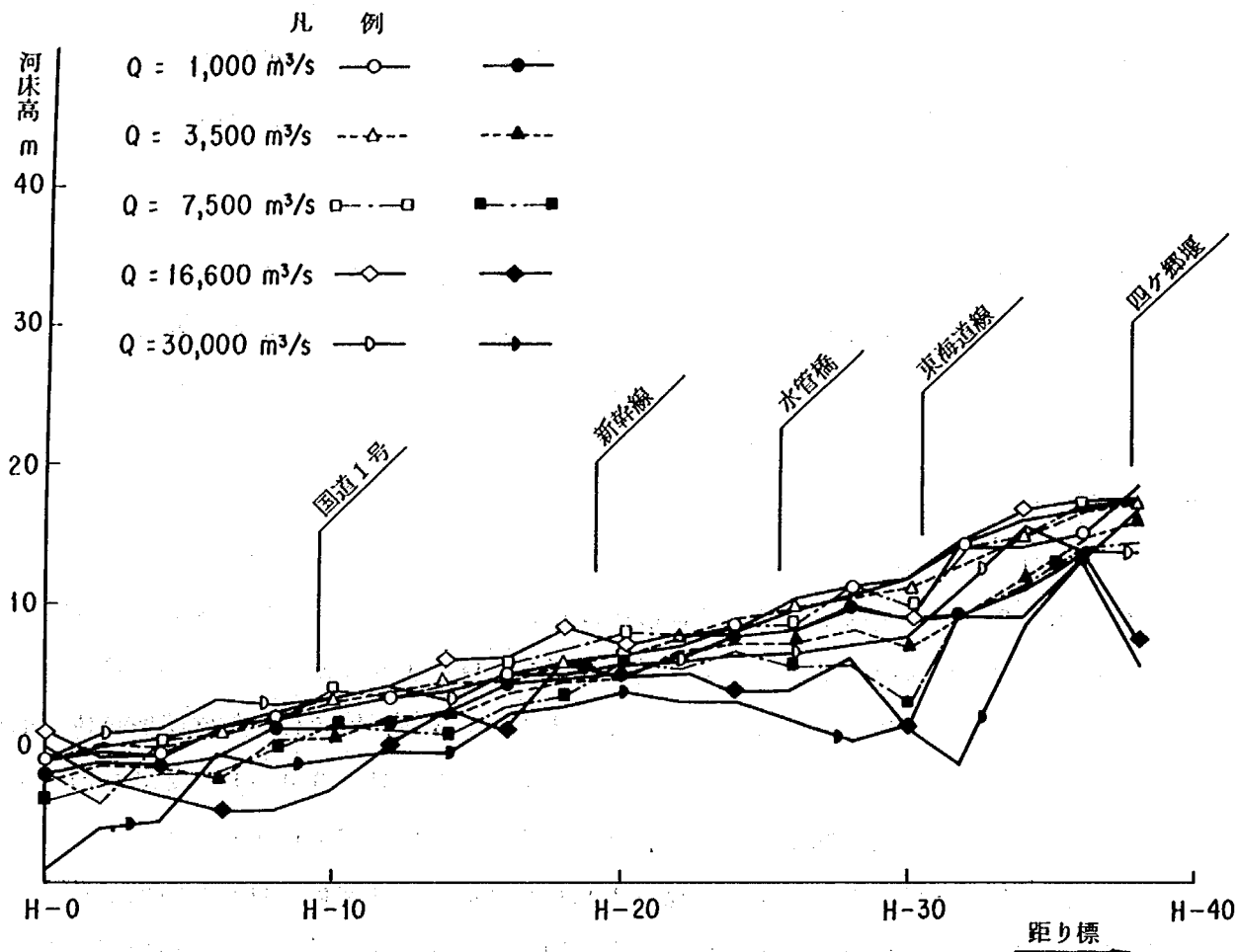
$Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量では河床はあまり変化しないが、H-30~23断面間では低水路内中央部の洗掘が著しく、最大洗掘深は $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 時、H-29断面の低水路中央部で8 m程度であった。H-22~13断面間では、低水路内全体が堆積傾向にあり、大きい地点でのその高さは5 mにもなった。H-30~H-23断面間での洗掘土砂が、この区間で堆積している。H-12~4断面間においては、低水路河岸前面の左右岸が洗掘を受けた。とくに、 $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後のH-9断面右岸で最大洗掘深を記録し、その値は計画河床高よりも約7 m低かった。低水路河岸前面が洗掘を受けた箇所では河道中央部の堆積も著しく、大きいところでその堆積高は3 mにも達した。このような傾向は $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時よりも $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後の方が著しい。 $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると活発な河床変動が始まる。すなわち、つぎのようであった。H-3~1断面間での河床変化量はあまり大きくなかった。 $Q = 30,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後の河床変動状況はつぎのとおりであった。H-29~19断面間では右岸河岸前面の洗掘が著しく、H-29断面における最大洗掘深は約10 mにも達した。これに対してH-17~18断面間では逆に低水路左岸の河岸前面が洗掘を受けた。H-7~0断面間では、低水路中央部が堆積傾向にあり、低水路河岸前面が洗掘を受け、このときの最大洗掘深は約5 m、最大堆積高は3 m程度であった。

平均および最深河床高縦断図を付図-2.3に示す。

(3) 流 況

本実験における河床波形態の動行と、横断流速分布形は付図-2.4~2.8のとおりである。同付図よりつぎのことがいえる。

$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を模型時間で6時間通水しても河床面の一部にRipplesが生じる程度で、流況を左右させるほどの河床変動はなかった。流れは低水路形状そのものの影響により、扇頂部、固定堰付近で流れの集中が見られ、その間では発散していた。東海道本

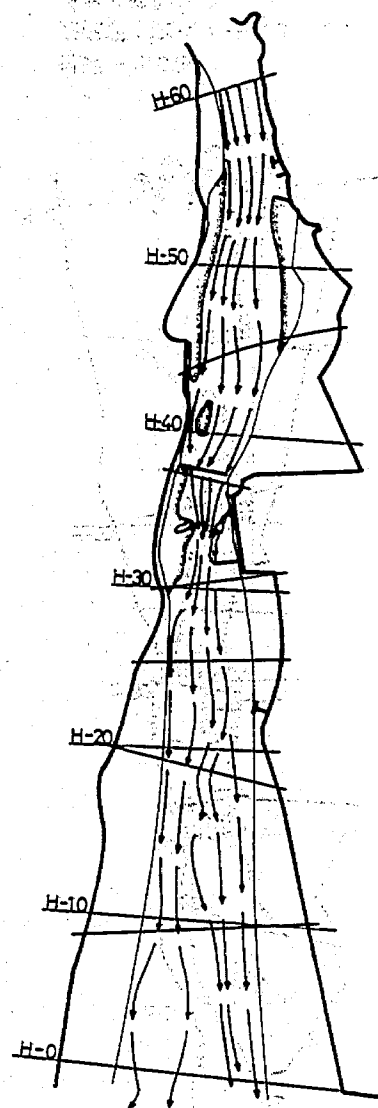


付図-2.3 平均および最深河床高縦断図（実験ケース，2-1～2-5）

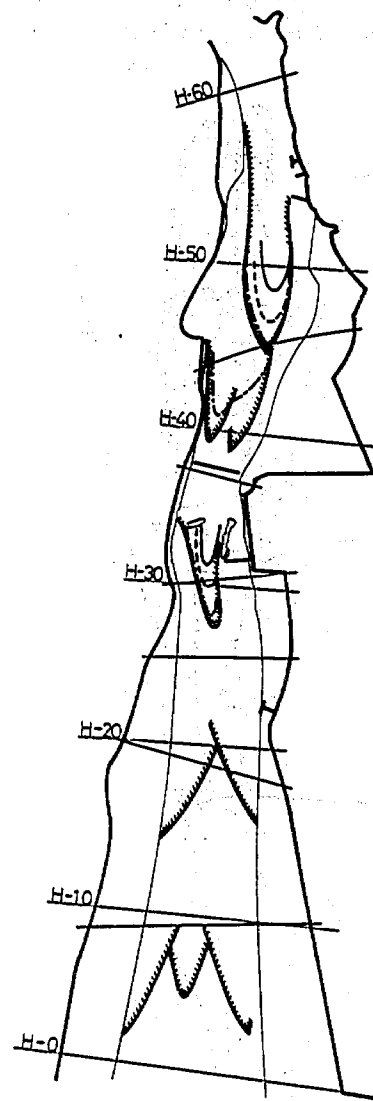
線より河口に至る区間では、低水路全体に流れが広がり、とくに水衡部となるところはない。

$Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると、固定堰下流部（H-30付近）に移動性の高い複列砂レキ堆が形成される。この砂レキ堆上の主流はやや左岸寄りにあった。そこより下流部では複列、4列砂レキ堆が形成されるが、低水路幅が現況に較べて広がっているため、その前進速度は遅くなっている。また、横断方向の流速分布形より極端な流れのかたよりは見られない。

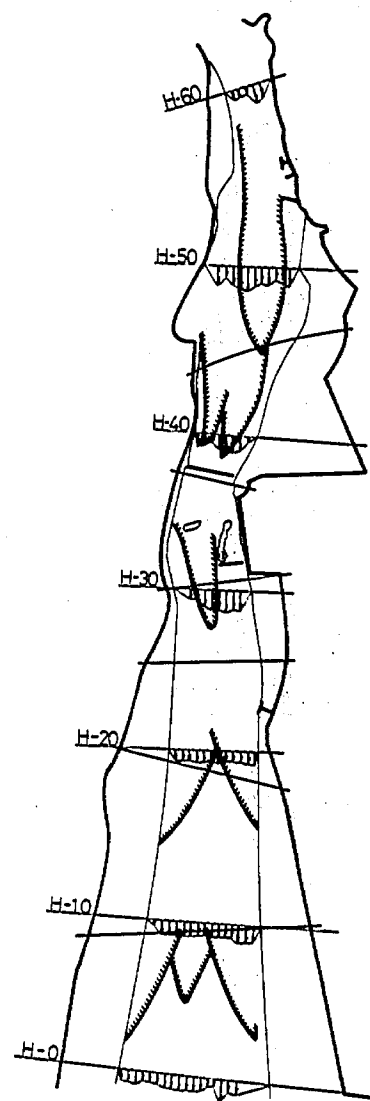
$Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水しても砂レキ堆の流下速度は遅く、2時間通水後においてもさらに移動流下する可能性があるかと判断し、本流では $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時の砂レキ堆形態ならびに流況はつぎのようであった。H-30断面付近より下流にのびる砂レキ堆長の長い複列砂レキ堆が形成され、その前縁線は通水後、H-15断面付近にまで達した。この砂レキ堆の移動流下は著しく、前縁線の先端は通水4時間で約1kmにも及んだ。横断



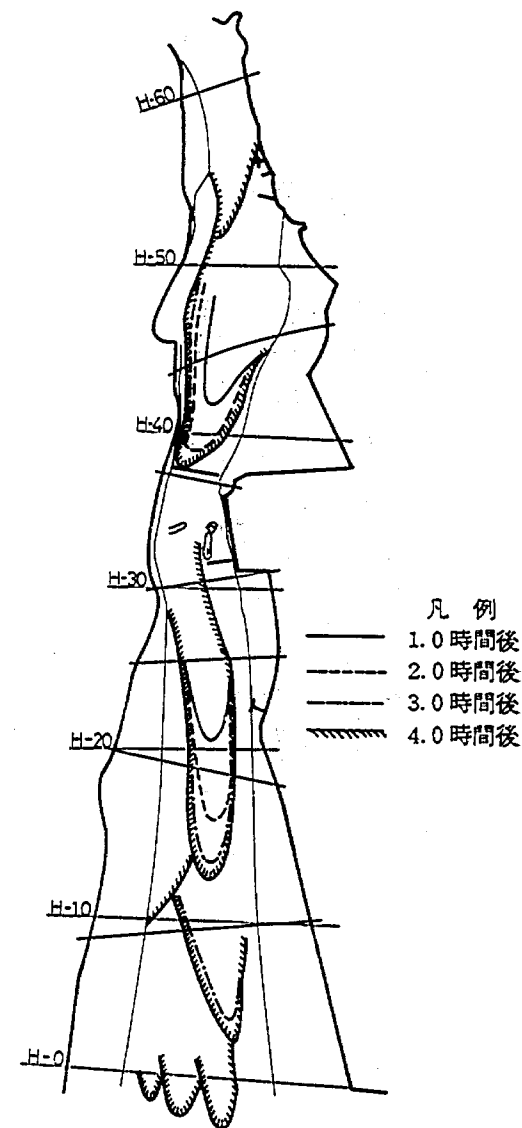
付図-2.4
流況図(実験ケース2-1,
 $Q=1.000\text{ m}^3/\text{S}$)



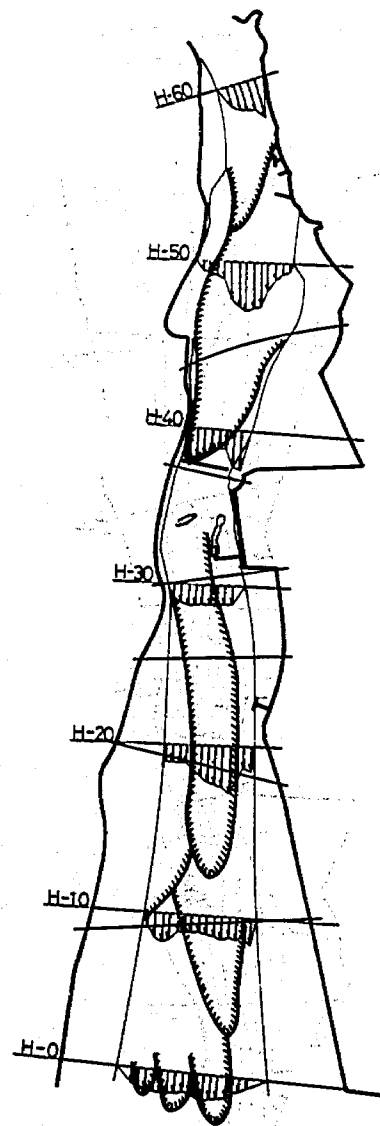
付図-2.5(a)
砂レキ堆の発達過程(実験ケース2-2,
 $Q=3.500\text{ m}^3/\text{S}$)



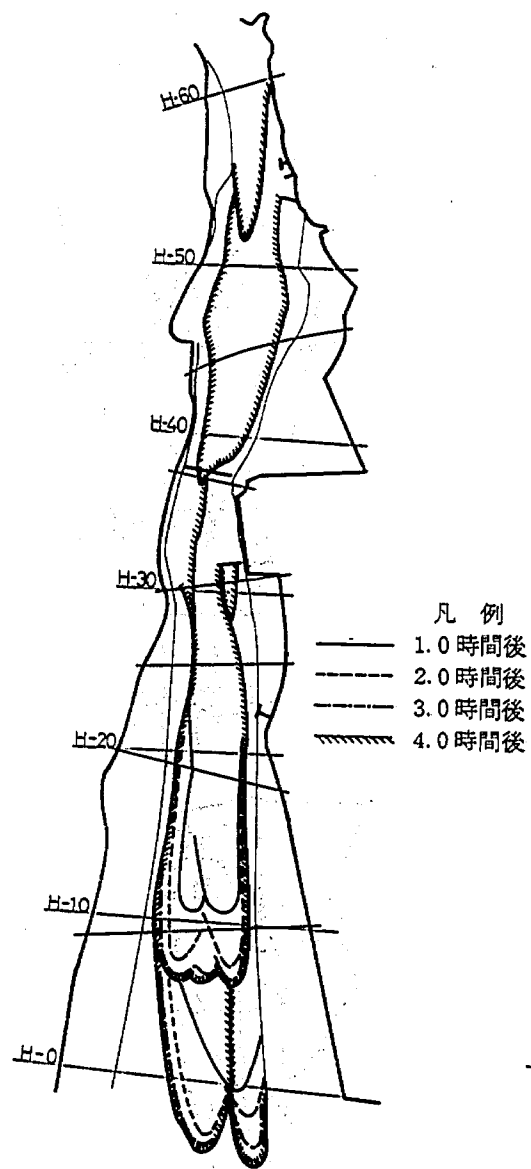
付図-2.5(b)
流況図(実験ケース2-2,
通水2時間目)



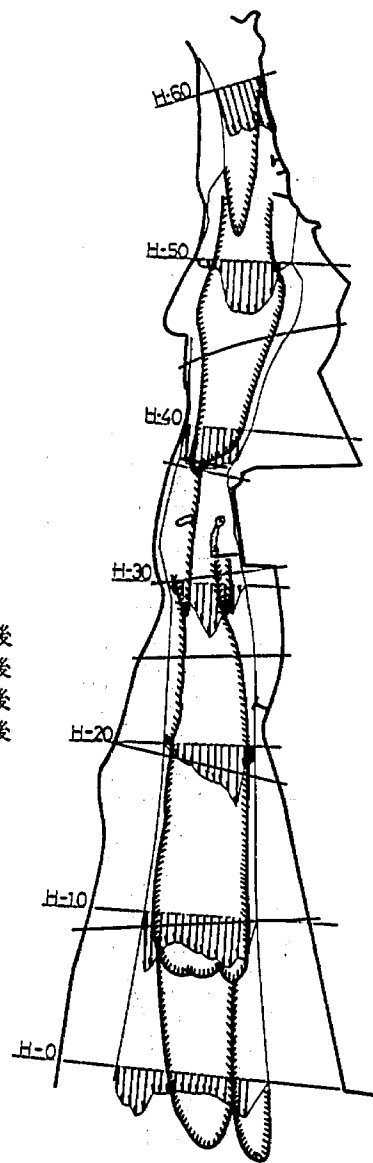
付図-2.6(a)
砂レキ堆の発達過程(実験ケース
 $Q=7.500\text{ m}^3/\text{S}$)



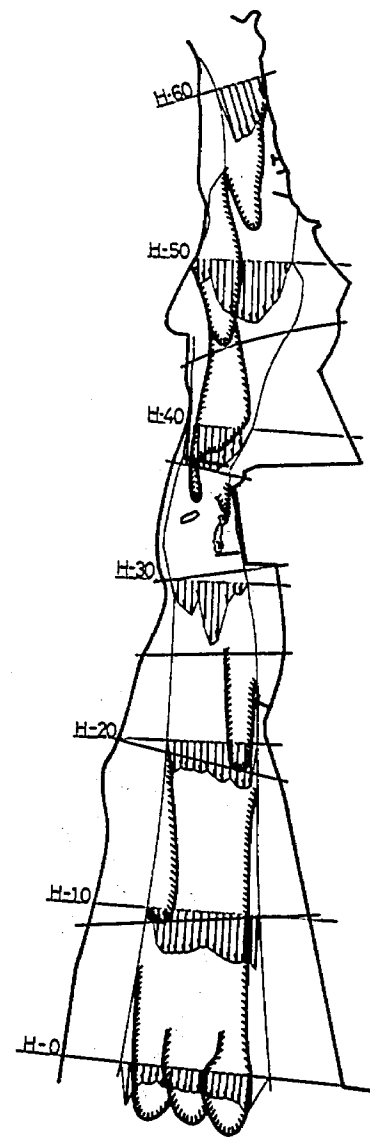
付図-2.6(b)
流況図(実験ケース2-3,
通水4時間目)



付図-2.7(a)
砂レキ堆の発達過程(実験ケース
2-4, $Q=16.600 \text{ m}^3/\text{s}$)



付図-2.7(b)
流況図(実験ケース2-4, 通水4時間目)



付図-2.8
流況図(実験ケース2-5, $Q=30.000 \text{ m}^3/\text{s}$, 通水1時間目)

流速分布からH-30断面付近の流れは横断方向ほぼ一様に近かったが、H-20断面付近では低水路中央部に流れが集中し、その流速値は最大 8 m/s であった。そこより下流では3列の砂レキ堆が、さらに下流(H-0付近)では6列砂レキ堆が形成された。これらの砂レキ堆の流下速度はきわめて遅く、砂レキ堆長もH-30断面付近のものより短かった。流速分布をみるとH-10断面付近で低水路河岸両岸の流れが河道中央部に比べて早く、H-0断面付近では低水路内一様に近い流れへと変わった。

$Q = 16,600\text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると、 $Q = 7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時に河床面に形成された砂レキ堆よりもかなり長い砂レキ堆へと変化し、H-30断面付近からH-10断面付近にまで延びる複列に近い砂レキ堆が形成される。H-30断面付近河道中央部の流速はその両岸に比べてかなり早く、その値は 10 m/s 前後を記録した。その後下流に向って流速分布は低水路内一様に近づくが、さらに下流部(H-10断面)では両岸の低水路河岸前面付近が早くなっている。このときの水路河岸前面の最大流速値は 8 m/s 前後で、低水路幅の狭いH-30断面に較べて2割程度遅くなっている。

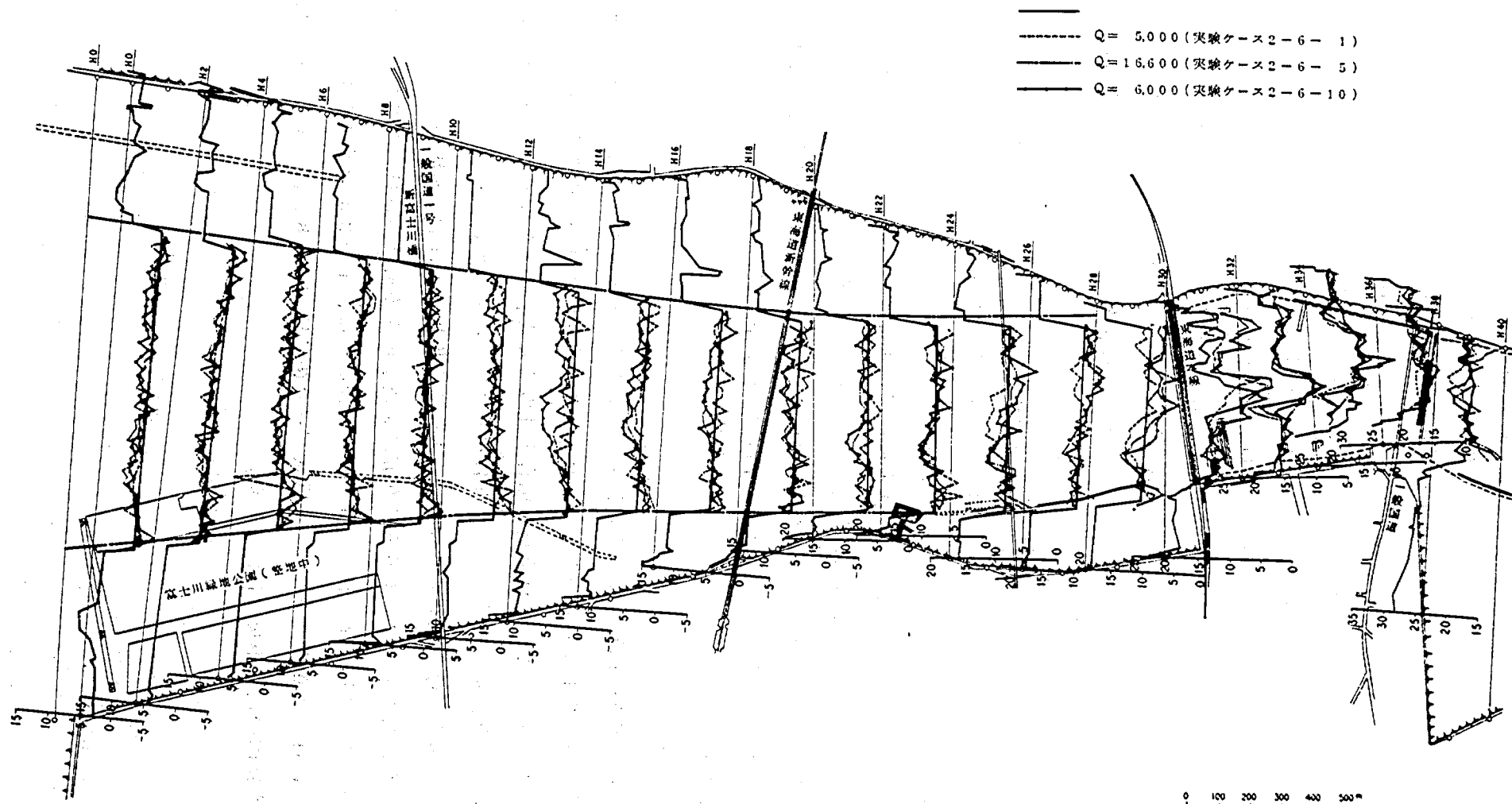
$Q = 30,000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると、砂レキ堆は短時間で安定したため、1時間しか通水しなかった。実験の結果、固定堰より河口部にまで達する大局的にみた複列砂レキ堆が観測された。流れはH-30断面付近の河道中央部でとくに早く、最大流速 12 m/s 前後を記録した。そこより下流部においては横断方向に一様な流速分布形を形成しようとし、低水路幅の広くなる河口部での流速は 4 m/s 程度であった。

3.6.2.2 不定流実験

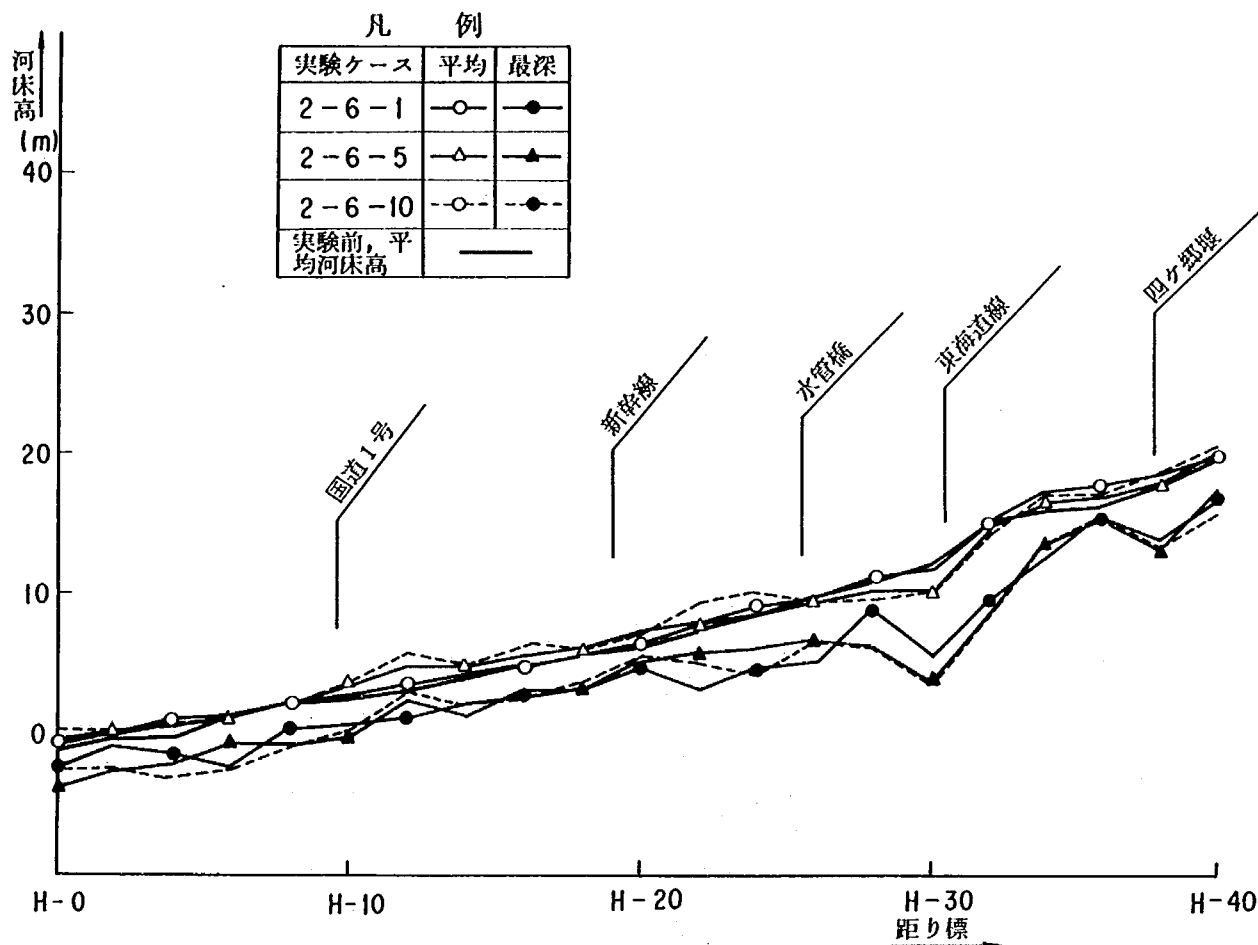
(1) 河床変動

河床変動状況を平面図上で示すと付図-2.9が得られる。また平均河床高、最深河床高の縦断は付図-2.10のとおりであった。これらの付図よりつぎのことがいえる。実験ケース2-1~5で示した定流実験の場合と比較すると、本実験結果の方が河床高の変化量は小さい。これは定流実験の通水時間に対して不定流実験の通水時間の方が短いことによるものである。 $Q = 5,000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後の平均河床高は計画河床高からあまり変化していないが、増水後($Q = 16,600\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後)の河床高はH-30断面で2~3m前後低下するのに対して、H-25~10断面間では、1~2mの堆積がある。

河床低下はH-30断面で大きく、洪水ピーク後には、7~8mに達する。この深掘れ位置は低水路内のほぼ中央部に位置した。



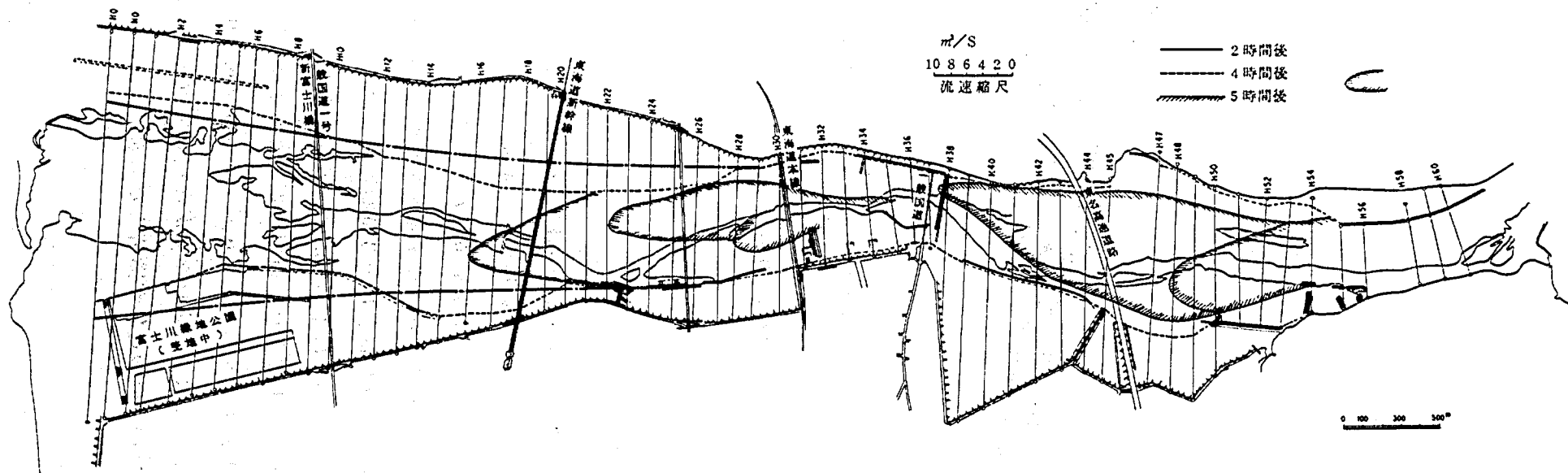
付図-2.9 河床変動平面図 (実験ケース2-6, 不定流実験)



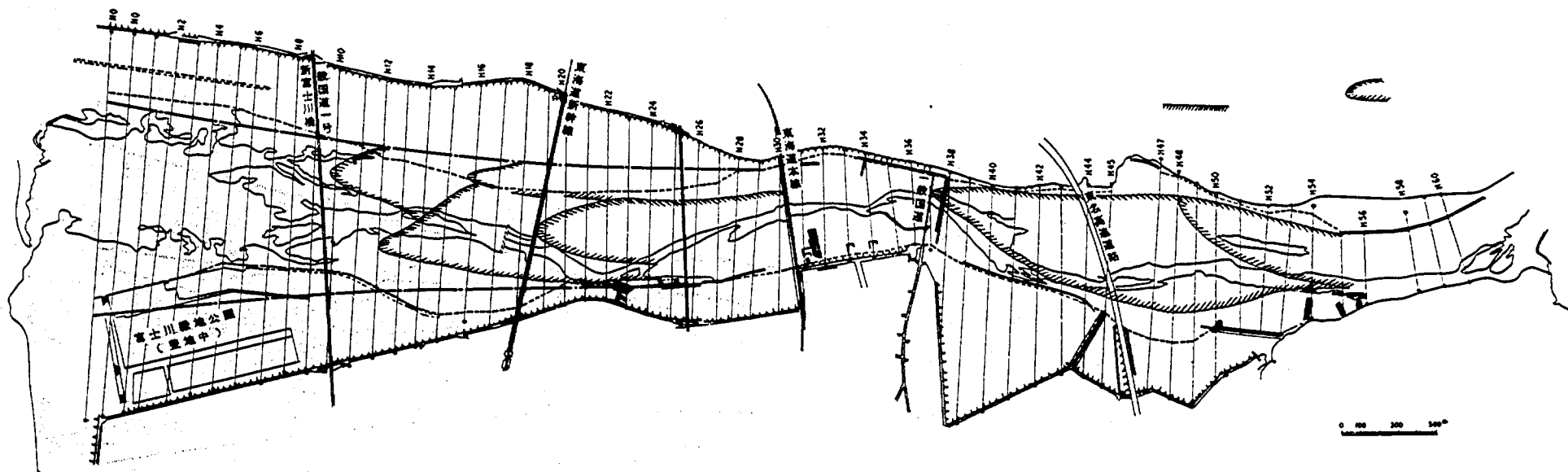
付図-2.10 平均および最深河床縦断面図 (実験ケース, 2-6-1~2-6-10)

(2) 流 況

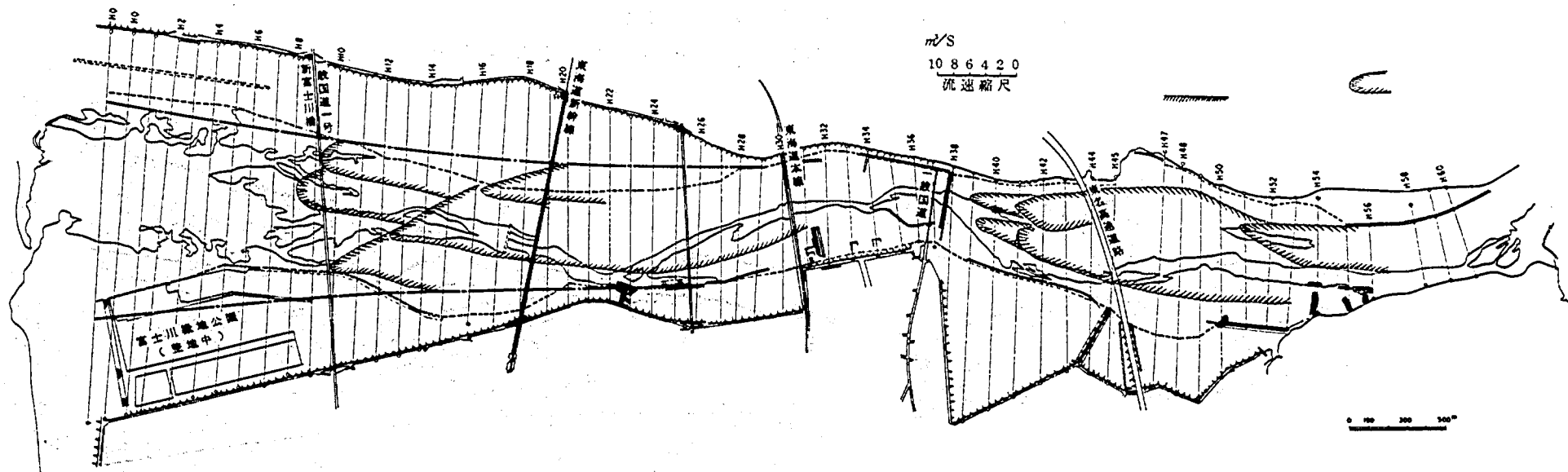
本実験における流況図を付図-2.11(a)~(e)に示す。 $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、H-30断面下流に流下速度の比較的早い複列砂レキ堆が形成されH-20断面付近には移動速度の小さい安定した3列砂レキ堆が形成される。この付近の流速値は 3 m/s 程度であり、流れは低水路河岸前面の方が河道中央部に較べて若干早い。増水期 ($Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s} \sim Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$) には、H-30断面の下流に形成された砂レキ堆の前縁線は 1000 m 以上下流にまで移動流下した。この砂レキ堆は当初、複列砂レキ堆であったが、単列砂レキ堆の様相を呈してきたものである。これより下流部では顕著な砂レキ堆は観察されなかった。減水期 ($Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s} \sim Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$) にはピーク時 ($Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$) の状態で砂レキ堆が安定しているが、流量が小さくなるにつれて砂レキ堆上の流れの集中、発散現象が顕著となった。



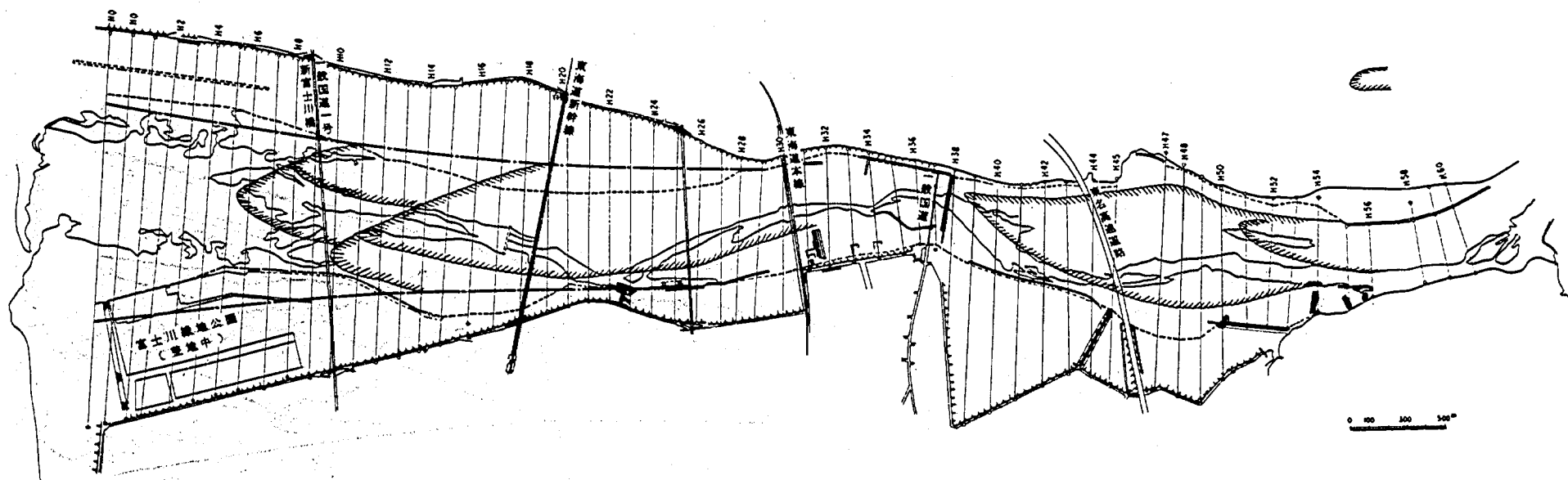
付図 - 2.1 1 (a) 砂レキ堆の発達過程および流況図
(実験ケース, 2-6-1, $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



付図 - 2.1 1 (b) 砂レキ堆の発達過程
(実験ケース, 2-6-3, $Q=10,000 \text{ m}^3/\text{S}$)

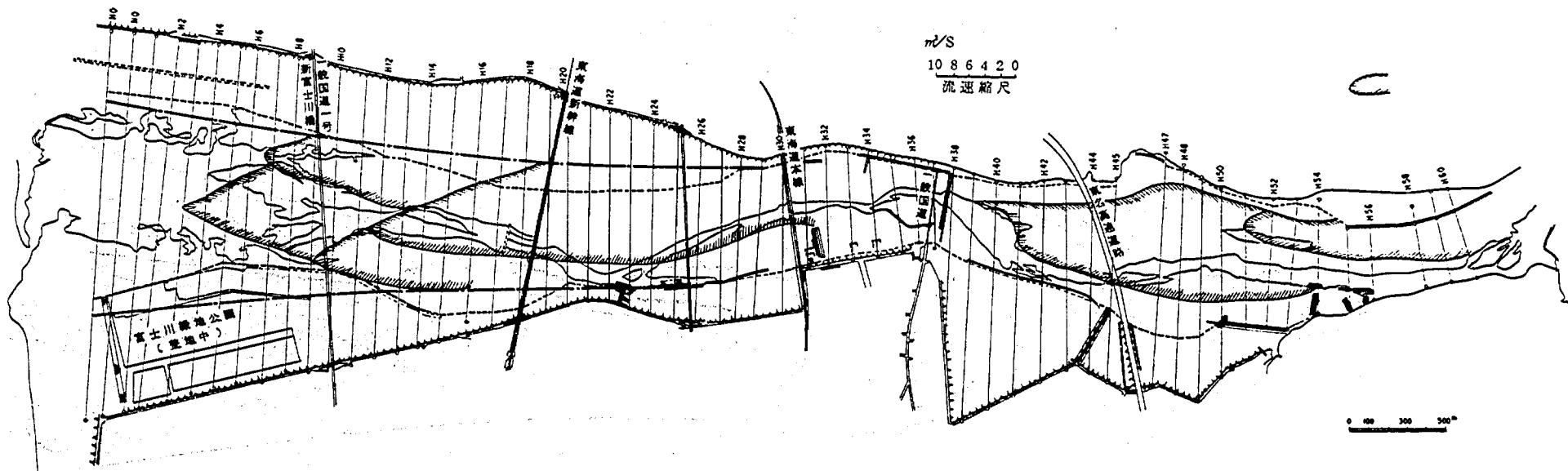


付図 - 2.1 1(c) 砂レキ堆の発達過程および流況図
(実験ケース, 2-6-5, $Q=16,600 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図 - 2.1 1 (d) 砂レキ堆の発達過程

(実験ケース, 2-6-8, $Q=11,500\text{m}^3/\text{S}$)



付図－2.11(e) 砂レキ堆の発達過程および流況図
(実験ケース2-6-10, $Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$)

3.6.3 計画低水路法線形状(B)案に関する実験(実験ケース3)

3.6.3.1 定流実験

(1) 実験水位

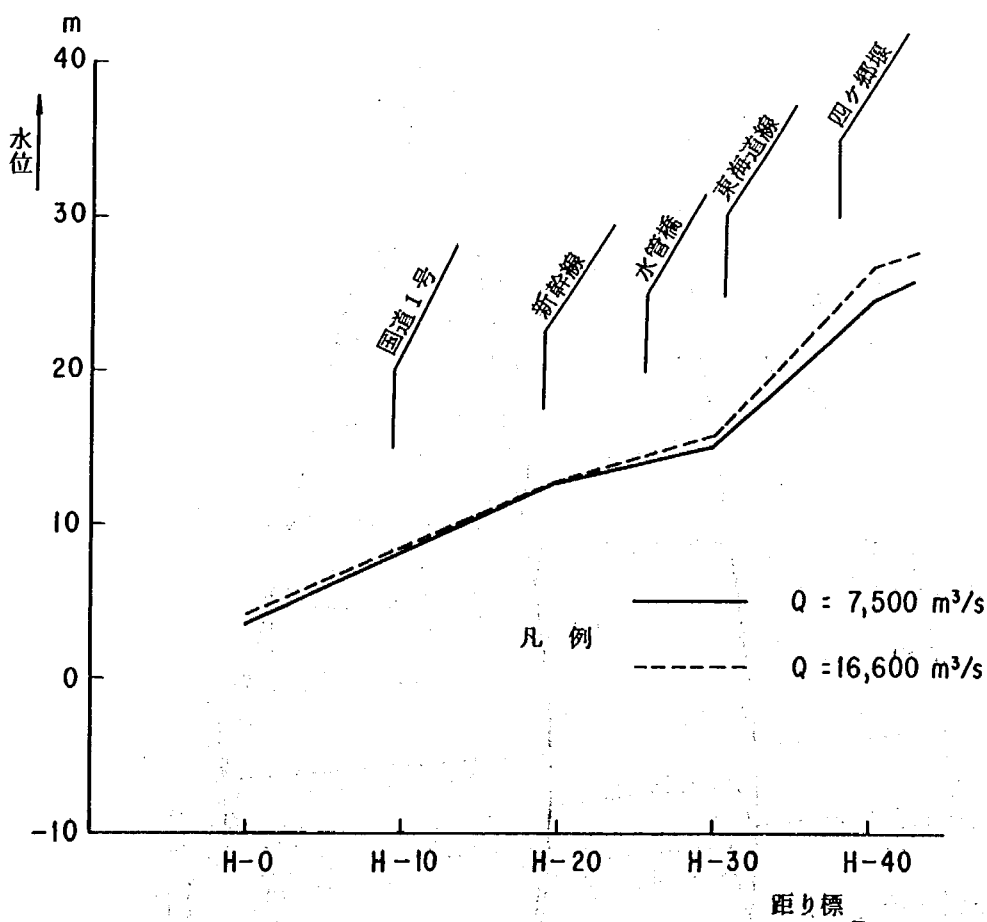
実験水位縦断を付図-3.1に示す。

低水路法線形状(B)案は同(A)案に較べて低水路幅を狭くしているため、実験水位は(A)案の場合よりも1.0 m前後、河口部で高くなっている。H-30断面より下流部では、H.W.L.を約1~2 m下回っており、計画高水流量の流下能力は、(B)案においても十分有るといえるよう。

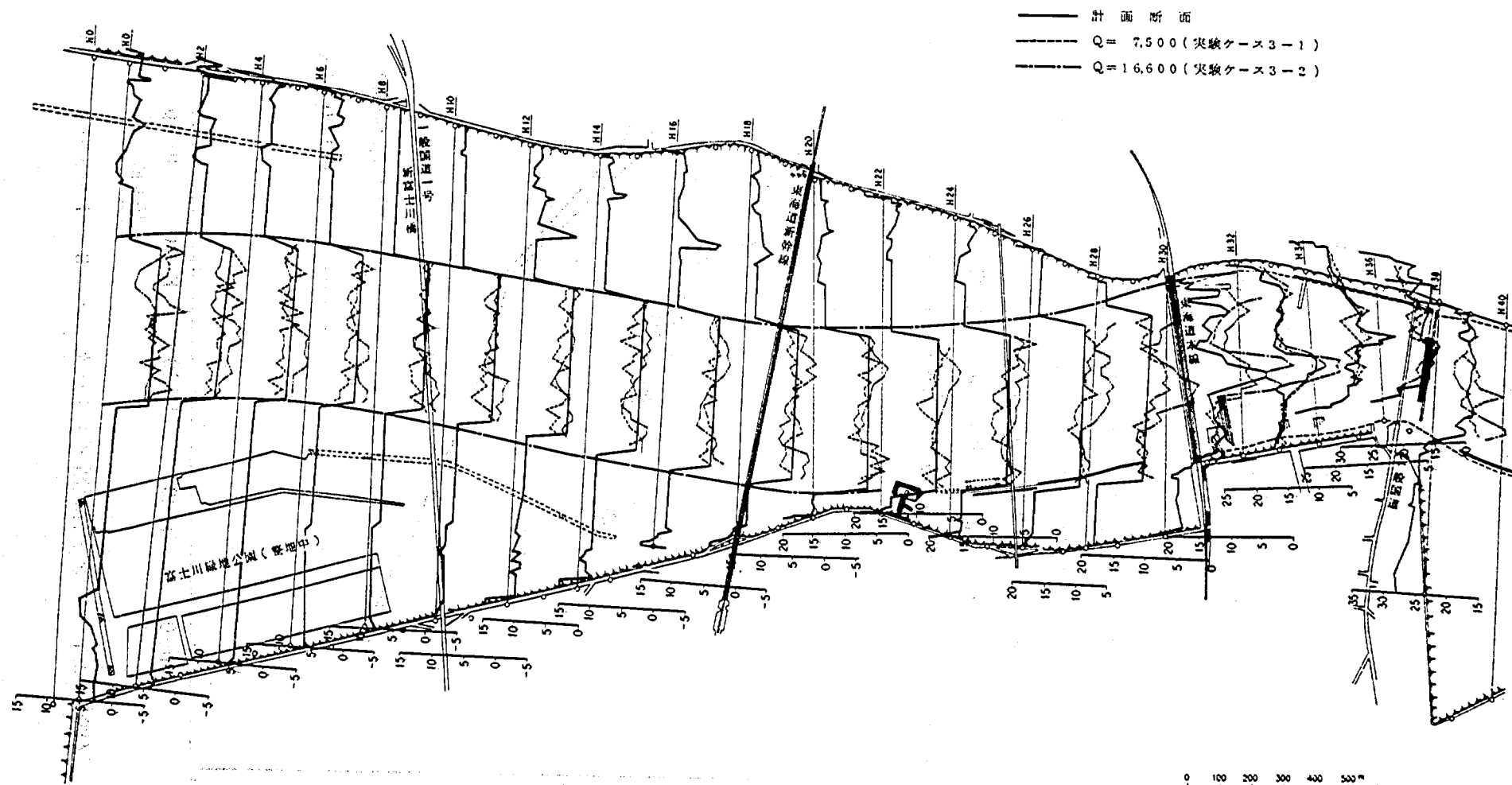
(2) 河床変動

実験結果を付図-3.2~3.3に示す。同付図よりつぎのことがいえる。

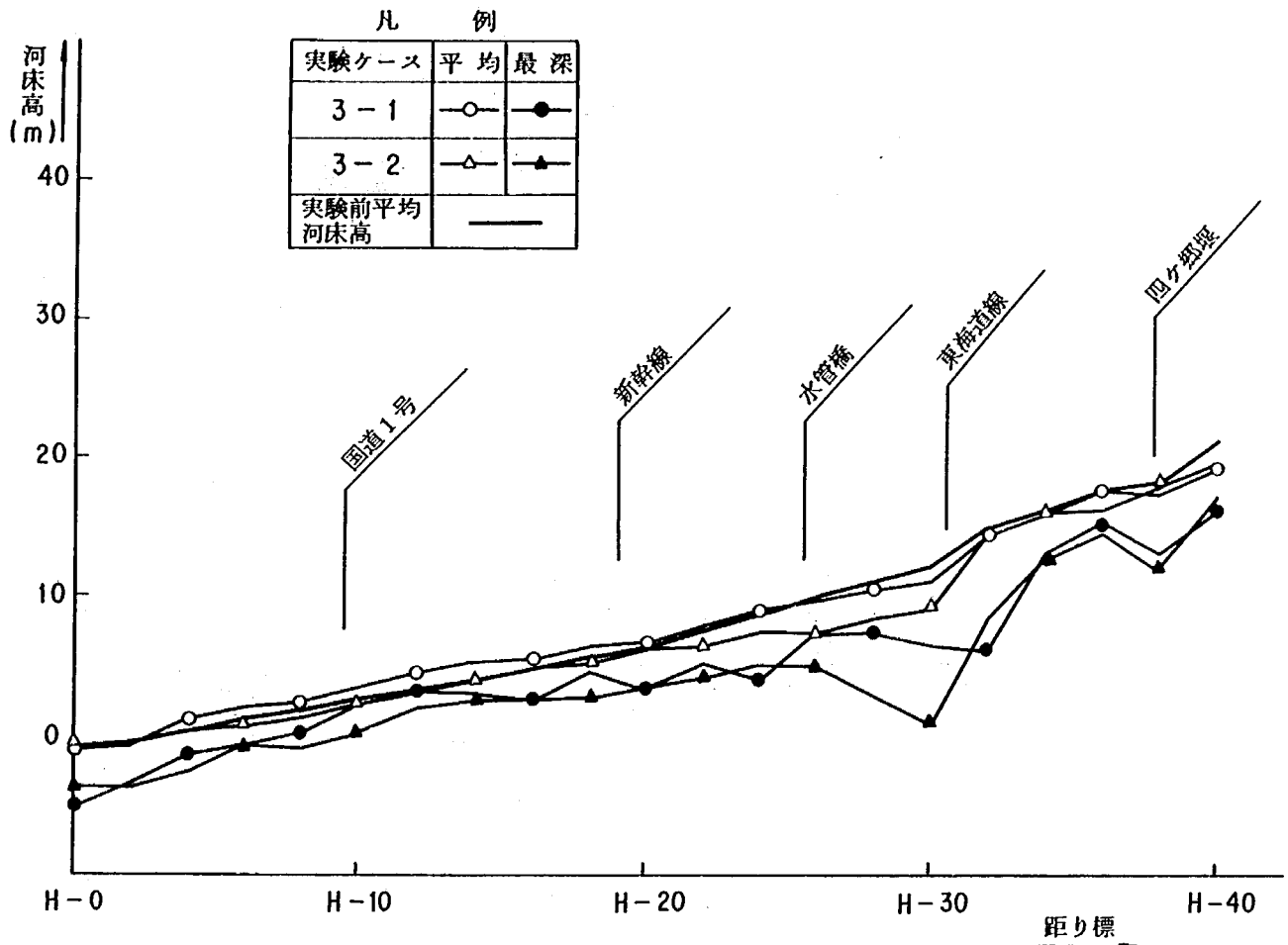
H-28断面では低水路中央部の河床低下が著しく、計画高水流量通水後の最深河床高は計画河床高よりも約8 m低下した。その下流のH-24断面では低水路右岸前面に最大洗掘深が移行し、さらに、H-4断面より河口に経る区間では低水路左岸前面に移行した。 $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後に較べて、 $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後の方が河床の変動幅は大きかった。



付図-3.1 実験水位縦断図(実験ケース, 3-1~3-2)



付図-3.2 河床変動平面図(実験ケース, 3-1~3-2, 定流実験)

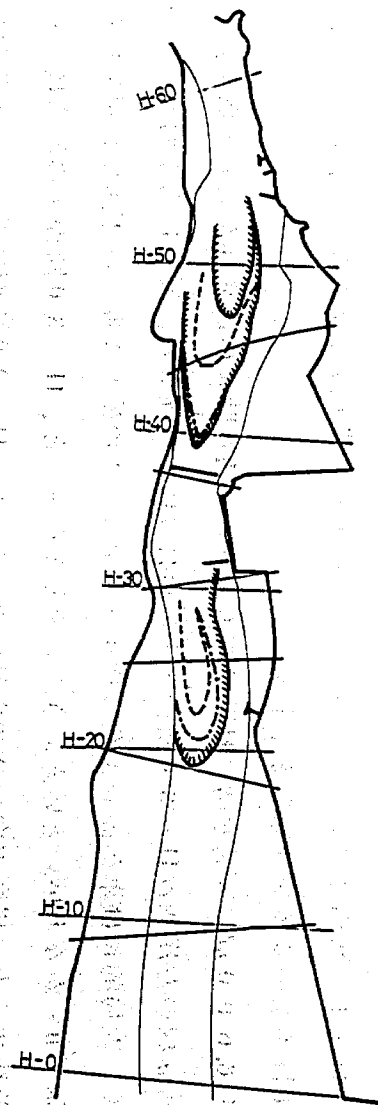


付図-3.3 平均および最深河床高縦断図(実験ケース, 3-2)

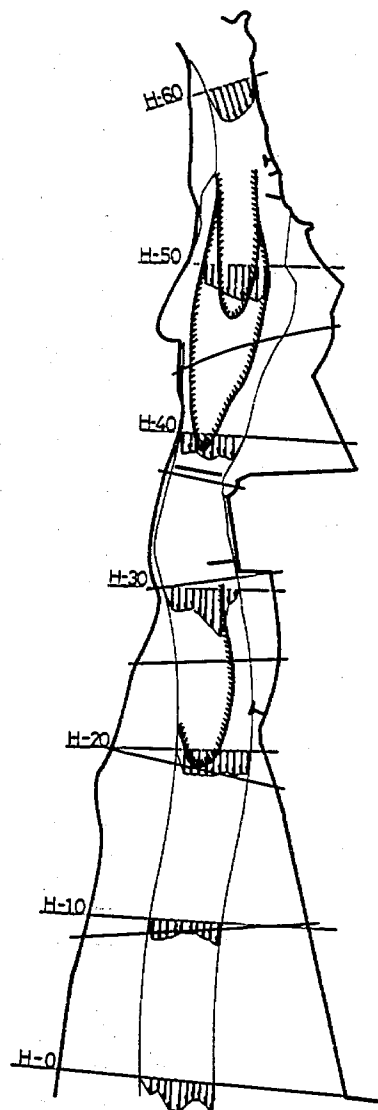
(3) 流 況

流況図を付図-3.4～3.5に示す。同付図よりつぎのことが知れる。 $Q=7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、固定堰を流下した洪水流は両側に露呈した溶岩の間を流下し、H-30断面付近より複列砂レキ堆を形成する。この砂レキ堆は通水時間とともに砂レキ堆長が長くなるとともに単列砂レキ堆の様相を呈してくる。この砂レキ堆の流下速度は $150\text{ m}/\text{時間}$ 程度であった。そこより下流では顕著な砂レキ堆は観察されなかった。横断流速分布形をみると、H-10断面で河道中央部がその両河岸よりも若干遅くなるものの、H-0断面に至っては不均一な流速分布形を示した。

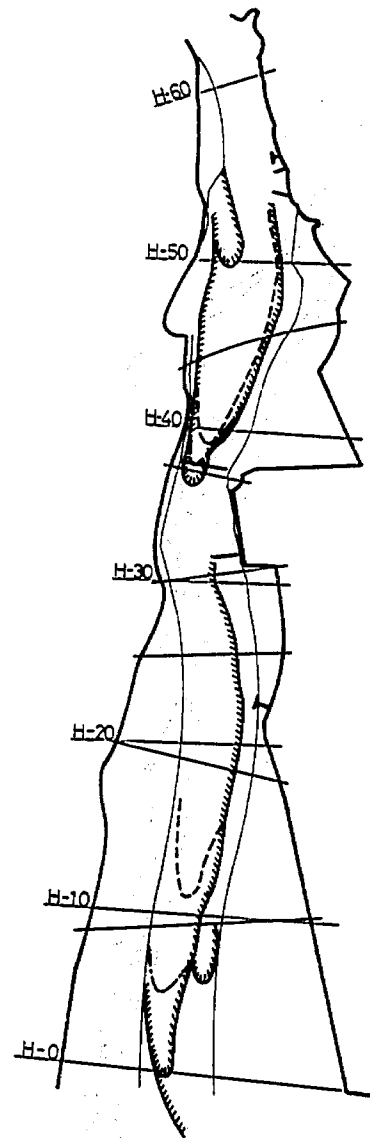
$Q=16,600\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、 $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時に形成された砂レキ堆が長く延び、前縁線の左岸側はH-30断面より河口付近にまで達した。反対に右岸側の前縁線は短かく、大局的には単列砂レキ堆の様相を呈する。この砂レキ堆の流下速度は現地換算で $0.1\text{ Km}/\text{h}$ 、かなり早いといえよう。流速分布をみると、H-30断面での流速は、 $6\text{ m}/\text{s}$ 前後であり、横断方向の分布変動は小さかった。H-20断面に至っては右岸沿い



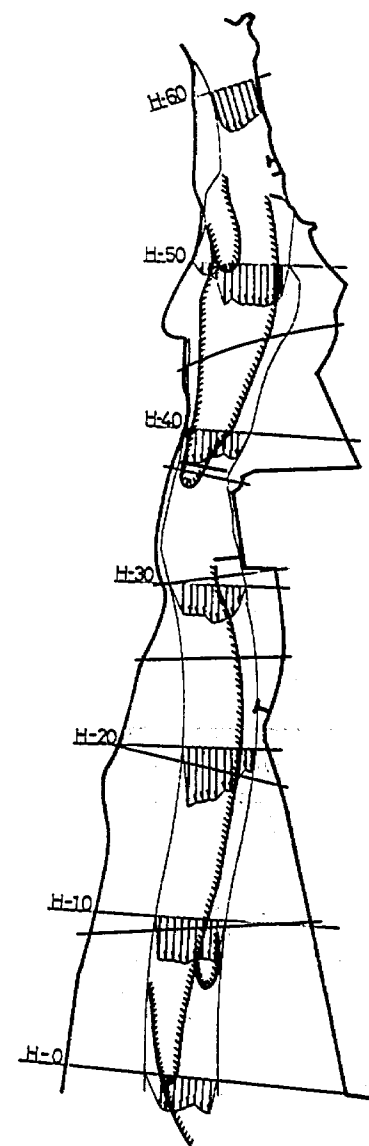
付図-3.4(a)
砂レキ堆の発達過程 (実験ケース
3-1, $Q=17.500 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図-3.4(b)
流況図
(実験ケース 3-1, 通水2時間目)



付図-3.5(a)
砂レキ堆の発達過程 (実験ケース3-2,
 $Q=16.600 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図-3.5(b)
流況図 (実験ケース 3-2,
通水2時間目)

の流速が極端に早くなり、その値は 10 m/s にも達する。H-10断面では再び横断方向な流れと変化し、断面平均流速は 8 m/s 前後であった。

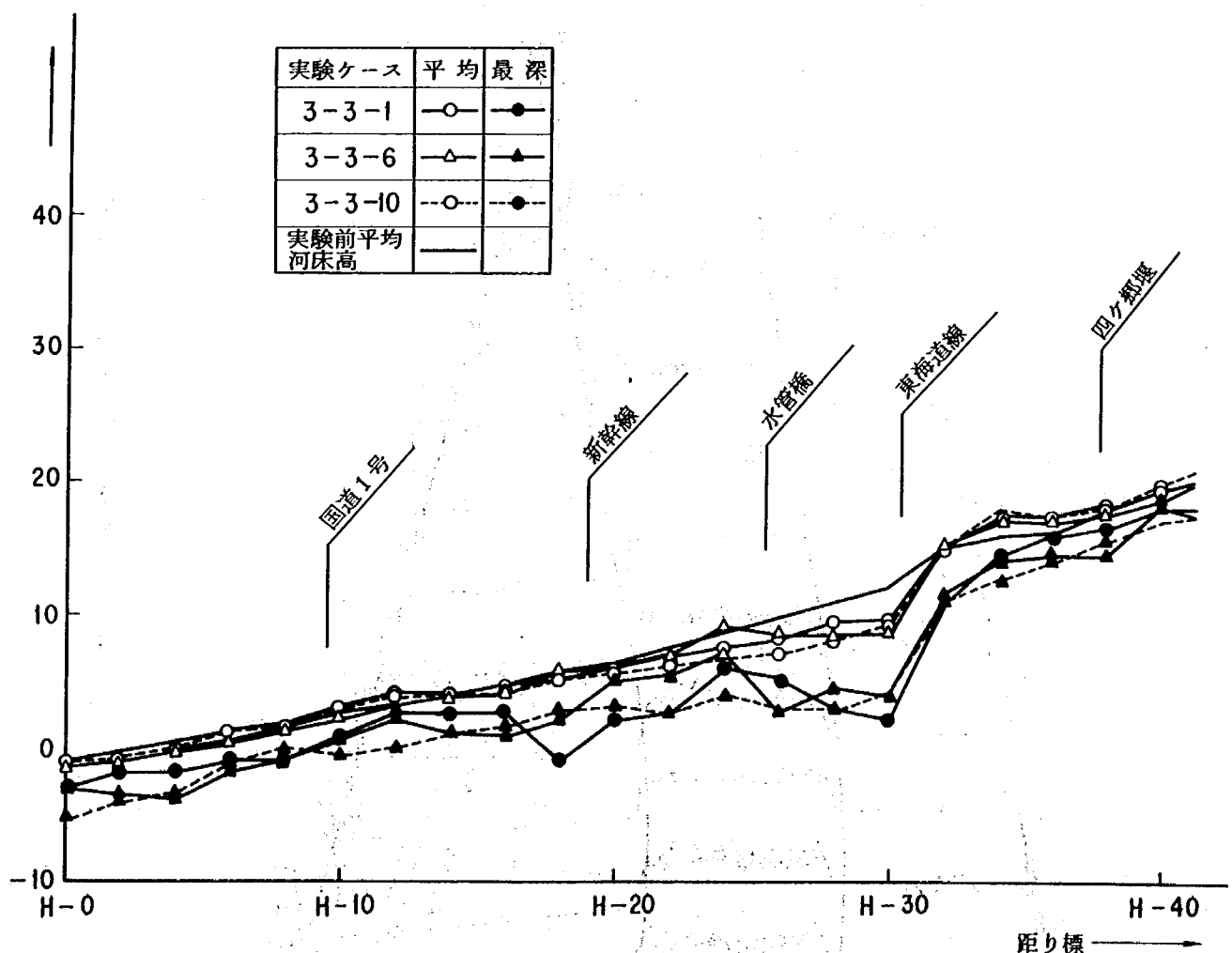
3.6.3.2 不定流実験

(1) 河床変動

実験結果を付図-3.6、3.7に示す。同付図よりつぎのことがいえる。H-28~26断面図間では通水段階にかかわらず低水路内中央部の河床低下が著しい。H-22断面では $Q=5,000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後には堆積していた地点であるが、通水時間の経過（通水流量の増加）とともに低水路中央部が河床低下してきた。そこより下流部においては低水路中央部は堆積傾向にあるが、低水路河岸前面が洗掘を受けた。洗掘深の最も大きい地点はH-30断面で、局所的には、計画河床高よりも 10 m 低下し、断面平均でも 3 m 前後河床低下した。

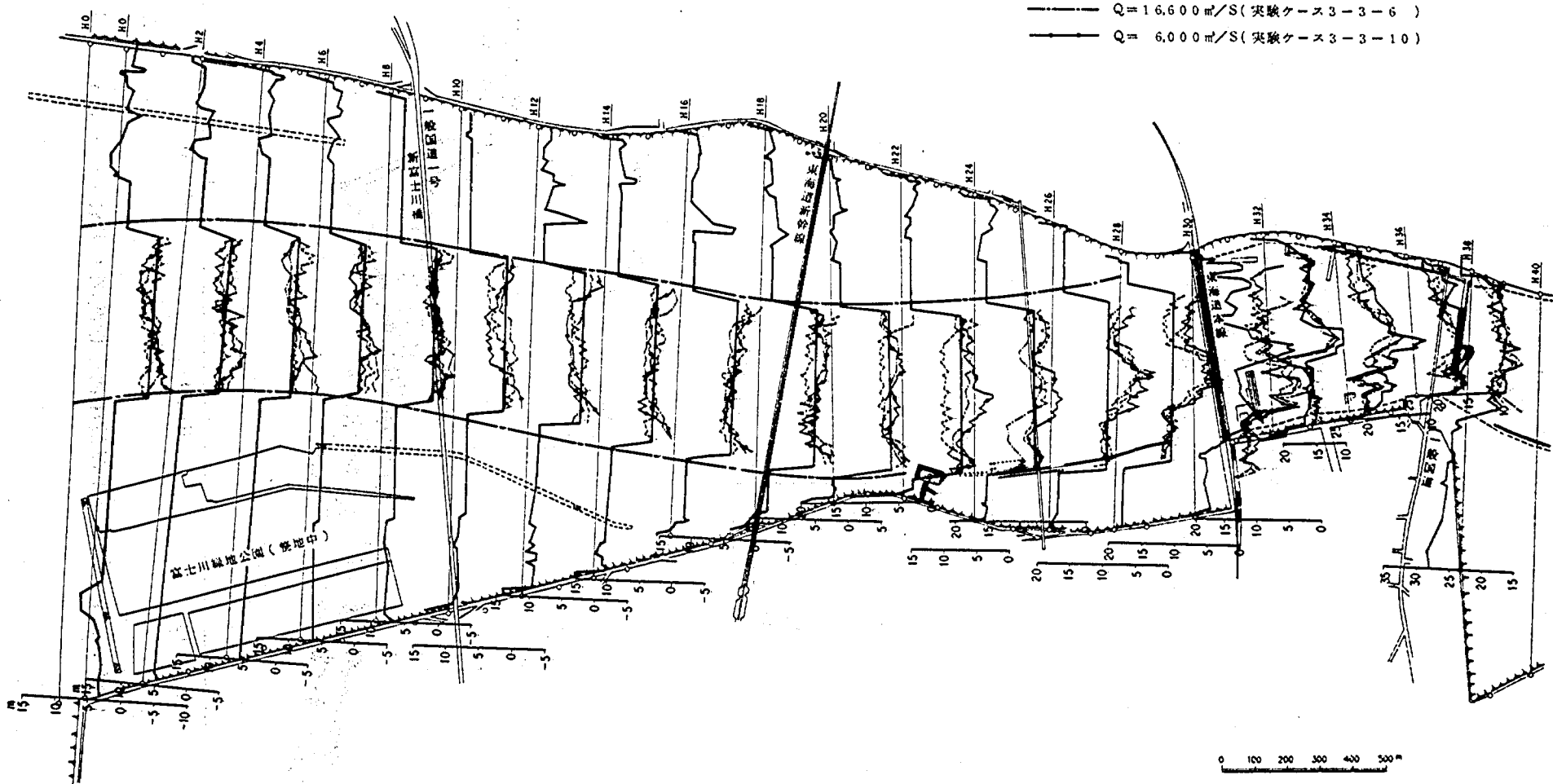
(2) 流 況

流況を付図-3.8~3.12に示す。

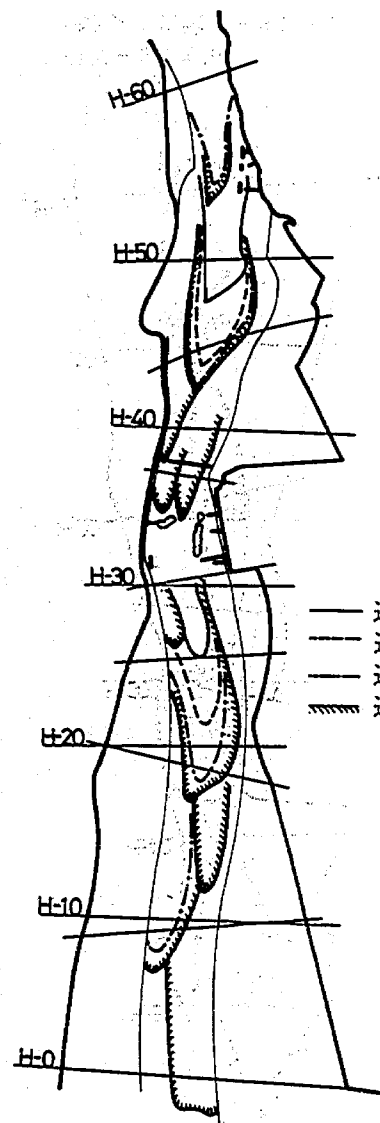


付図-3.7 平均および最深河床縦断図（実験ケース，3-3）

- 断面断面
- $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{S}$ (実験ケース 3-3-1)
- $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{S}$ (実験ケース 3-3-6)
- $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{S}$ (実験ケース 3-3-10)

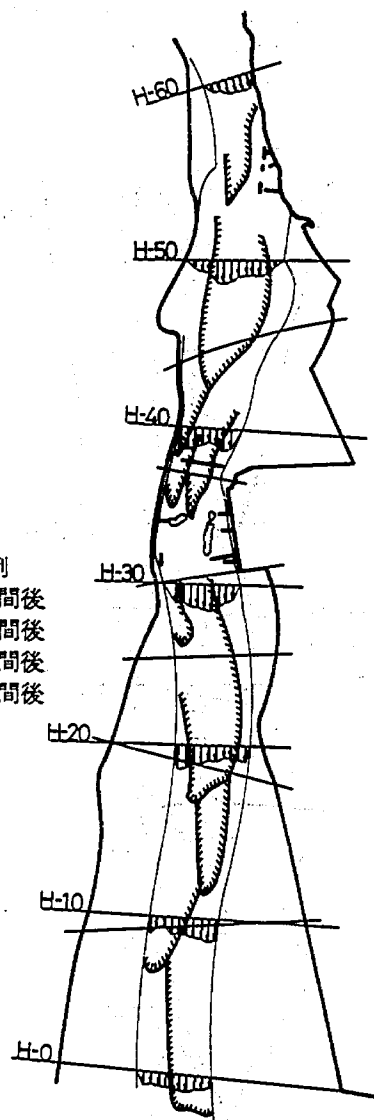


付図-3.6 河床変動平面図 (実験ケース 3-3, 不定流実験)

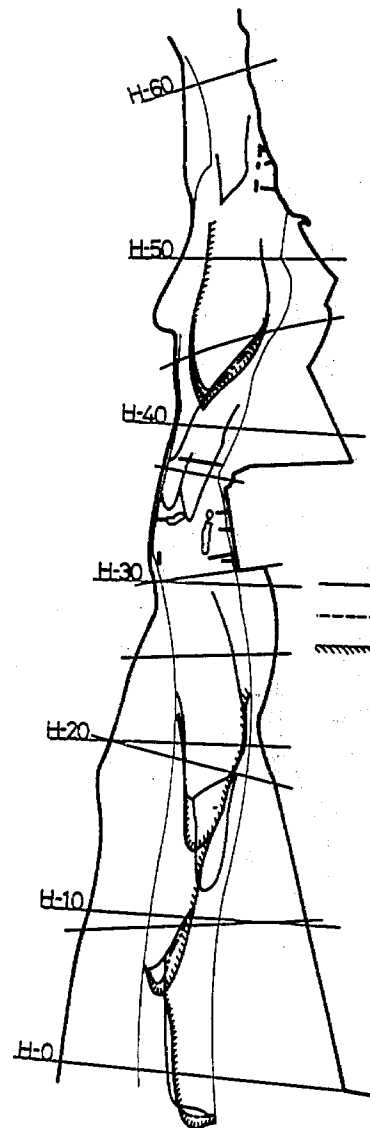


凡 例
 — 通水 2 時間後
 - - 通水 3 時間後
 — 通水 4 時間後
 〰 通水 5 時間後

付図-3.8(a)
 砂レキ堆の発達過程 (実験ケース
 3-3-1 $Q=5,000 \text{ m}^3/\text{S}$)

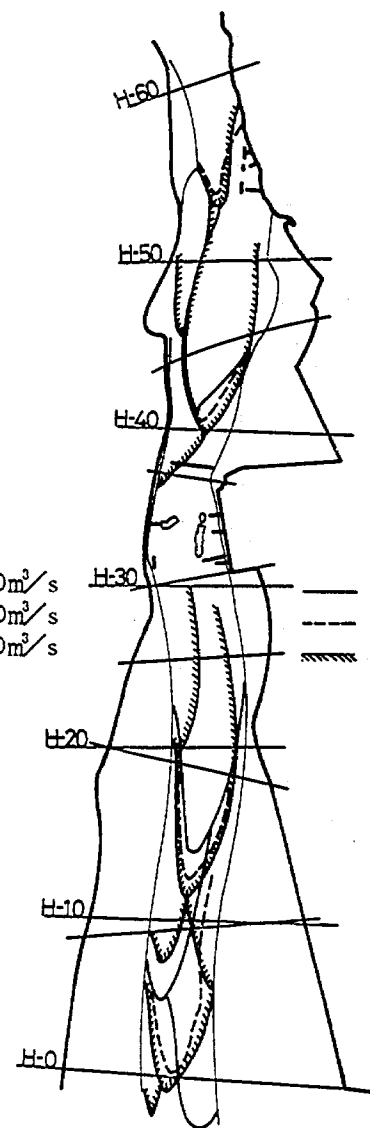


付図-3.8(b)
 流況図 (実験ケース 3-3-1)



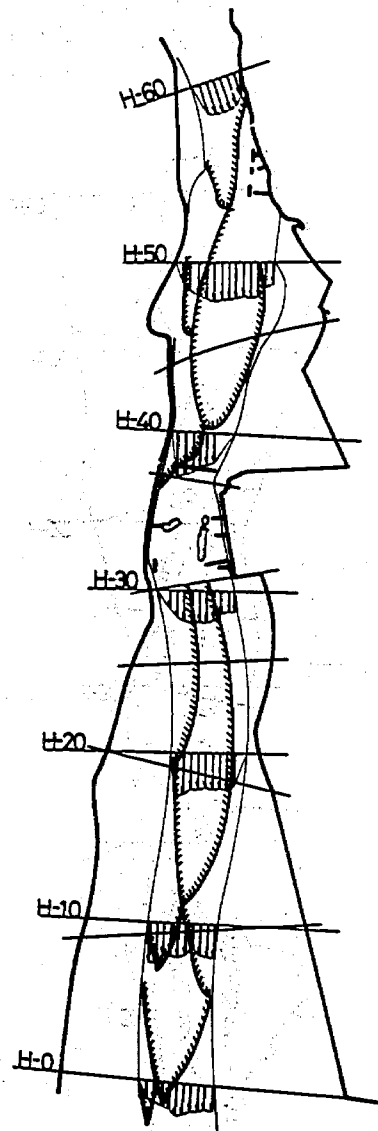
— $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$
 - - $Q = 6,500 \text{ m}^3/\text{s}$
 〰 $Q = 10,000 \text{ m}^3/\text{s}$

付図-3.9
 砂レキ堆の発達過程 (実験ケース
 3-3-3, $Q=10,000 \text{ m}^3/\text{S}$)

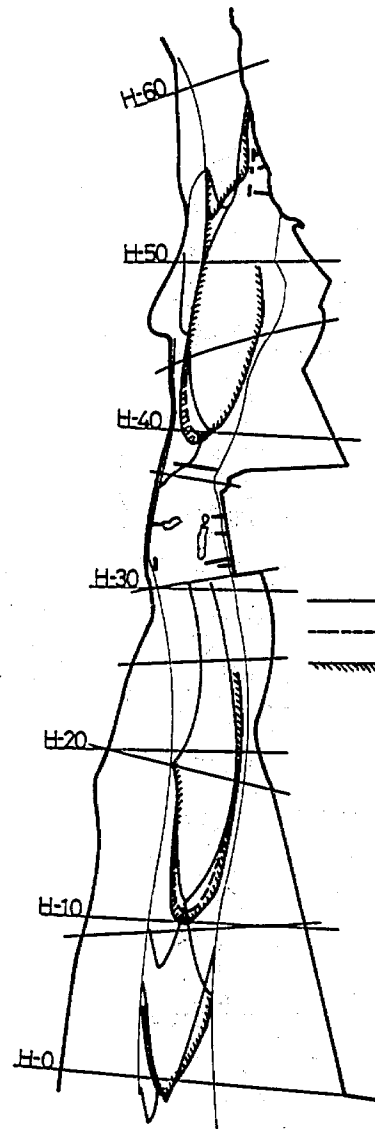


— $Q = 10,000 \text{ m}^3/\text{s}$
 - - $Q = 13,500 \text{ m}^3/\text{s}$
 〰 $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$

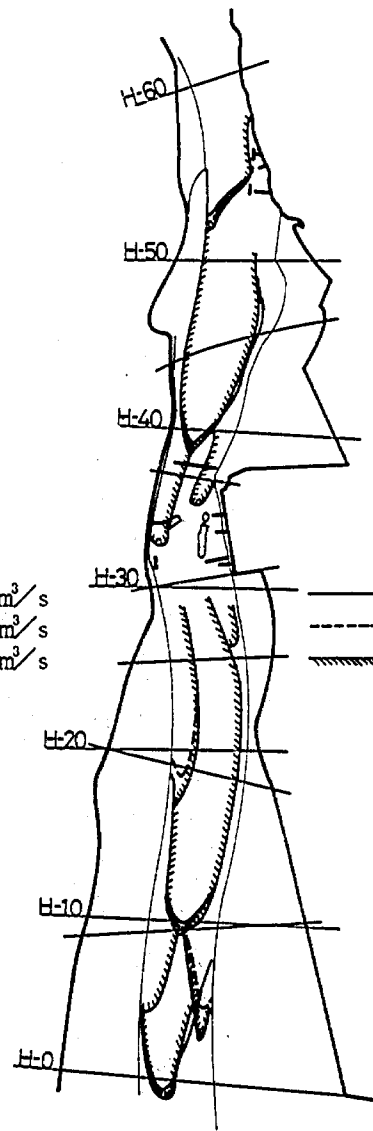
付図-3.10(a)
 砂レキ堆の発達過程 (実験ケース
 3-3-6, $Q=16,600 \text{ m}^3/\text{S}$)



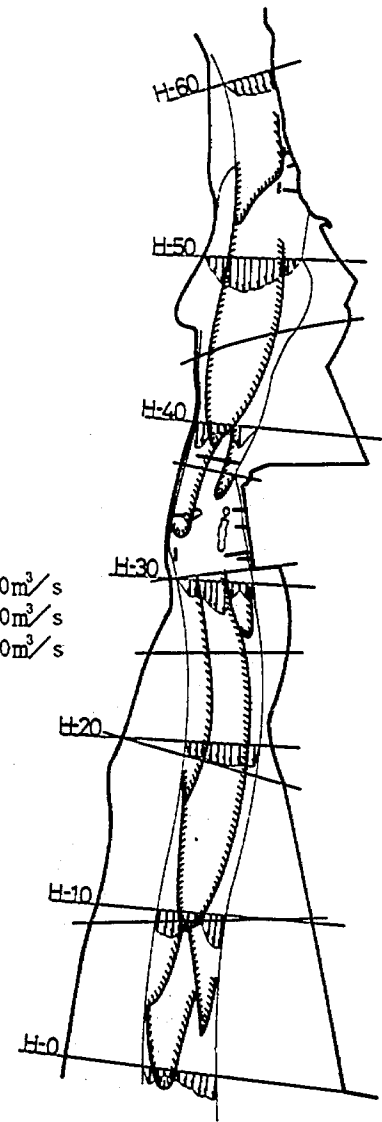
付図-3.10(b)
流況図(実験ケース3-3-6)



付図-3.11
砂レキ堆の発達過程(実験ケース
3-3-8, $Q = 11,500 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図-3.12(a)
砂レキ堆の発達過程(実験ケース
3-3-10, $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図-3.12(b)
流況図(実験ケース3-3-10)

$Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時の状況はつきのとおりであった。通水開始後2時間目にあったH-30～H-25断面付近の複列砂レキ堆の前縁線は、通水時間の経過とともに下流に流下し、通水5時間目にはH-17断面付近にまで達し、その流下速度は現地換算で、 $40 \text{ m}/\text{時間}$ であった。この砂レキ堆の下流には移動性の低い複列砂レキ堆が、さらに下流には単列砂レキ堆が連なり河口部に達していた。断面流速はH-30断面で約 $4 \text{ m}/\text{s}$ 、H-20～H-0断面間では $3 \text{ m}/\text{s}$ 前後を記録した。H-17断面に達していた砂レキ堆の前縁線は増水期はさらに発達し、 $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ （ピーク流量）時にはH-12断面にまで達する規模となった。この砂レキ堆の下流には左右岸からのびる砂レキ堆が発達し、さらにその下流低水路中央部に砂レキ堆を形成している。H-12断面より上流は単列型、下流部は複列型となっている。洪水減水期には砂レキ堆がわずかに下流に移行した程度で増水期ほどの変化はみられなかった。流量が大きい場合の流れは直線的であるのに対して、流量の減少とともに流れの集中、発散が明瞭になってきた。

3.6.4 計画低水路法線形状(C)案に関する実験（実験ケース3）

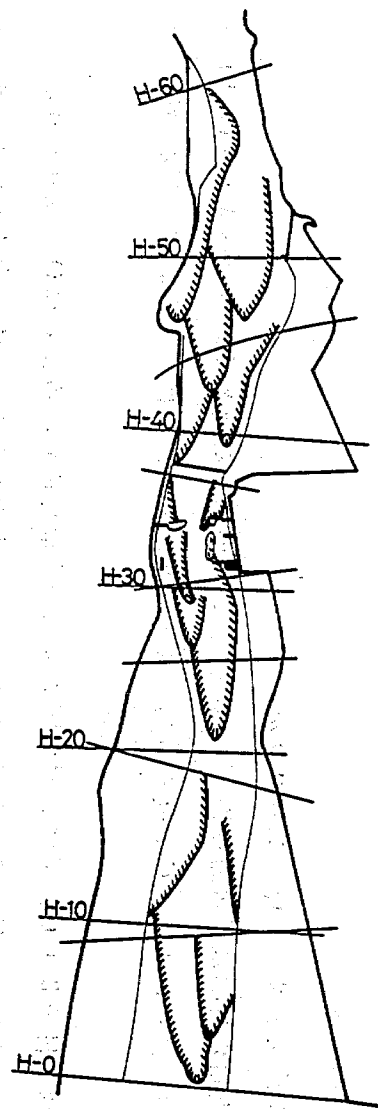
3.6.4.1 定流実験(1) - $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ -

通水4、12、20時間目におけるそれぞれの砂レキ堆の形態および流況図を付図-313～315に示す。固定堰より上流部の状況は、これまでの一連の実験と大差はなく、H-54断面付近から固定堰にかけて複列砂レキ堆を形成する。この砂レキ堆前縁線の流下速度はかなり速く、通水後4時間目にはH-42断面付近にまで達し、さらに12時間後には固定堰付近にまで達した。固定堰の下流部は岩の露出地帯となっており、左右岸に露出した溶岩によって流れは河道中央部に集中し、その下流側には上流部の洗掘土砂によって顕著な砂レキ堆が観察される。この砂レキ堆の流下速度は非常に速く、通水開始4時間目においてその前縁線の先端はH-22断面に達した。前縁線の先端がH-22断面に至ると、H-19断面に設置されている新幹線橋脚の根固工の影響を受けてその流下速度は遅くなる。河床形態に及ぼす新幹線根固工の影響は大きく、この地点において上下流の砂レキ堆が不連続になっている。H-26～H-20断面付近の右岸側は凸岸部となっており、この付近の洗掘土砂によって新幹線下流右岸に砂レキ堆を形成する。流況は砂レキ堆の発達に伴って変化していくが、扇頂部付近のわん曲部、固定堰、溶岩の露出部、新幹線橋脚の根固工が流況を支配している傾向がある。

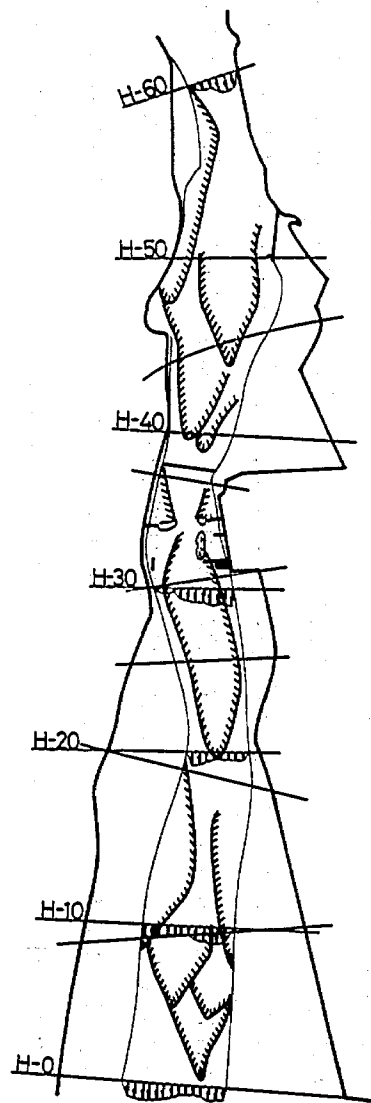
3.6.4.2 定流実験(2) - $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ -

この実験の目的は低水護岸がどこに必要で、どのような順序で設置すべきかを検討したものであり、流れによってC案高水敷河岸まで侵食が進んだ時に、低水護岸を順次設置していった。

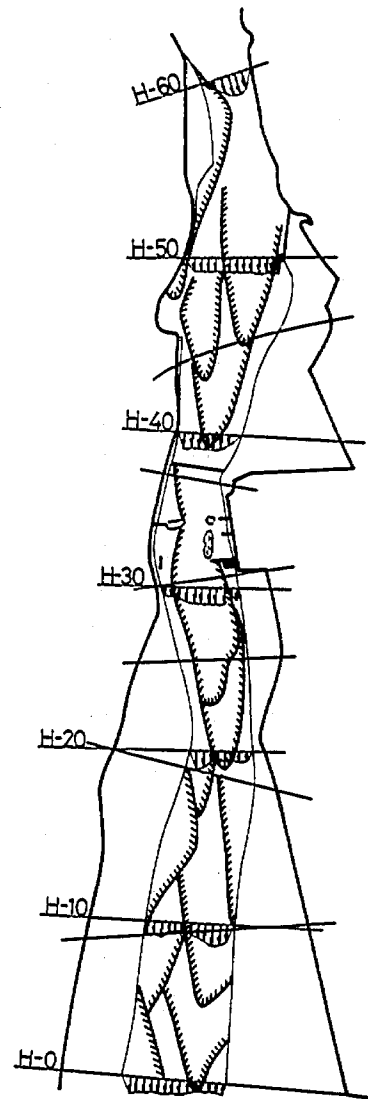
流況図を付図3.16に示す。同付図よりこの流量時における流れは $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ によって出来た砂レキ堆のうえを網状化していることがわかる。そして通水時間が増えても水



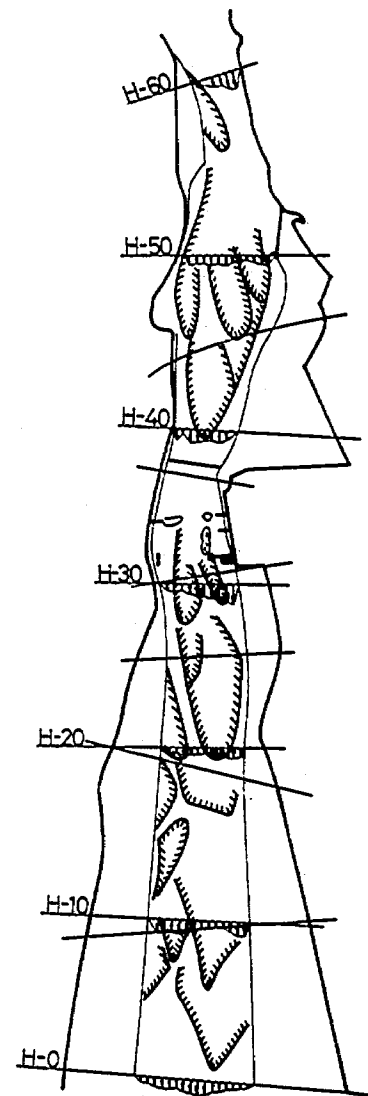
付図-3.13
砂レキ堆の形態図 (実験ケース
4-1-1, $Q=5.000 \text{ m}^3/\text{S}$,
通水4時間後)



付図-3.14
砂レキ堆の形態および流況図 (実験ケ
ース 4-1-3, $Q=5.000 \text{ m}^3/\text{S}$)
通水12時間後)



付図-3.15
砂レキ堆の形態および流況図 (実験ケ
ース 4-1-5, $Q=5.000 \text{ m}^3/\text{S}$,
通水20時間後)



付図-3.16
砂レキ堆の形態および流況図 (実験ケ
ース $Q=2.000 \text{ m}^3/\text{S}$, 20時間後)

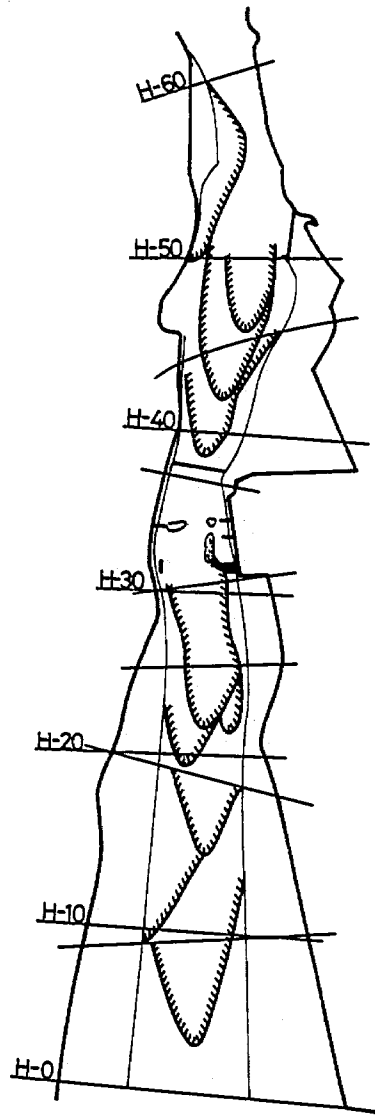
みちは大きく変化する事はなかった。

実験の結果、次のような順序で低水護岸を設置した。

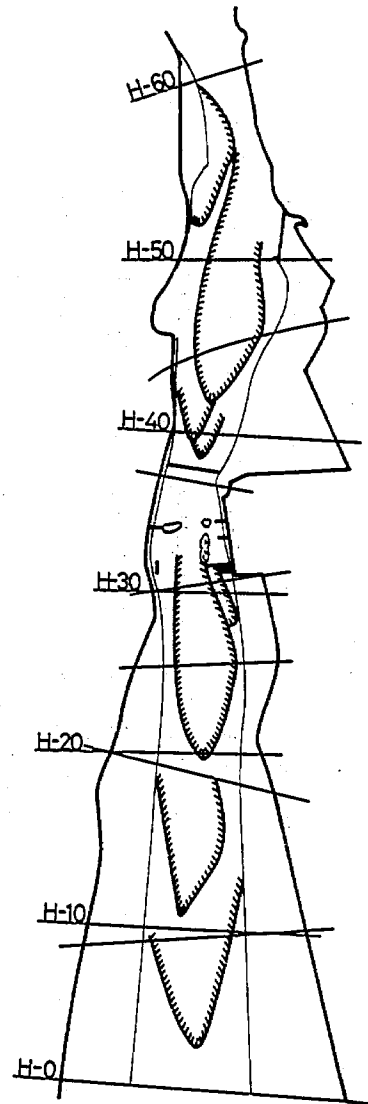
①H-30～H-26 右岸（2時間目設置）、②H-26～H-19 右岸（6時間目設置）、③H-19～H-11 右岸およびH-22～H-14 左岸（10時間目設置）、ここに、H-11 から下流右岸側は既に低水護岸が設置されている。新幹線橋脚の根固工は、現況の低水路部分のみに設置されているが、計画低水路法線(C)案を設定した場合には、低水路幅全体に設置しなければならないであろう。実験の結果では、設置されていない部分に流れが集中し、局所的な洗掘が認められた。

3.6.4.3 不定流実験

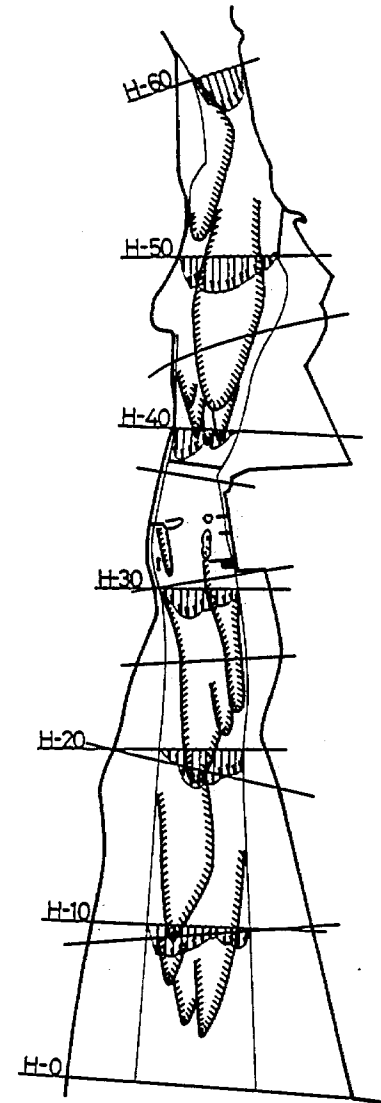
砂レキ堆の形態および流況図を付図-3.17～3.21に示す。洪水増水期にはつぎのように観察された。固定堰から上流部間には複列砂レキ堆が形成され、流量の増加に伴って砂レキ堆長が長くなる。この砂レキ堆の特性は前回までの実験結果とも良く一致しており、ほぼ安定した形状であるといえる。固定堰と新幹線上流部間に発達していた砂レキ堆の前縁線は新幹線橋脚の根固工を越えてさらに下流にまで達した。これより下流部の砂レキ堆の前縁線の流下速度は $Q = 10,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えると顕著な動きを呈するようになる。今回の実験では、低水護岸に届とう性の良い碎石を用いているので、低水護岸沿いの洗掘は前回までの実験結果よりも少なかった。また、低水護岸を設置していない範囲での河岸侵食は観察されなかった。洪水の減水期には増水期ほどの変化は見られず、 $Q = 10,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度までの間に、砂レキ堆の前縁線は若干下流した程度であった。流量の大きい場合の流況は、砂レキ堆の形状にあまり影響されない直線的であるのに対して、流量が少なくなると徐々に砂レキ堆の影響を受け、流線の集中、発散現象が顕著となる。河床高を付図-3.22に示す。



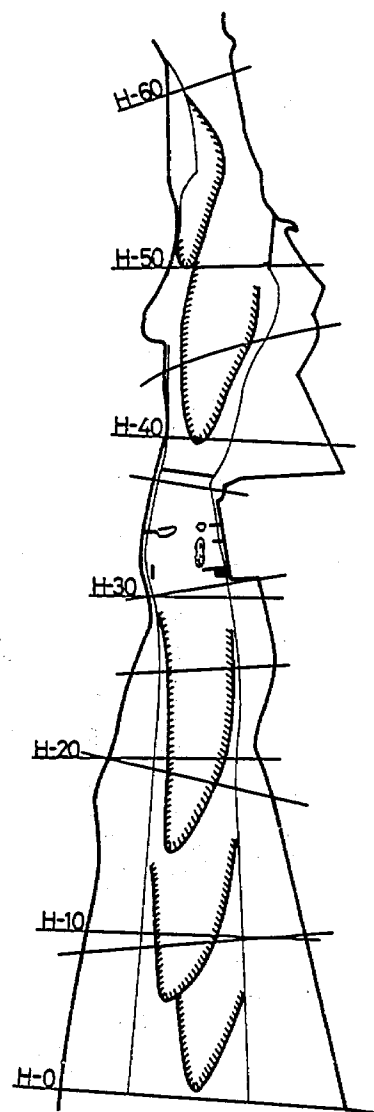
付図-3.17
砂レキ堆の形態図 (実験ケース
4-3-1, $Q=6,500 \text{ m}^3/\text{S}$)



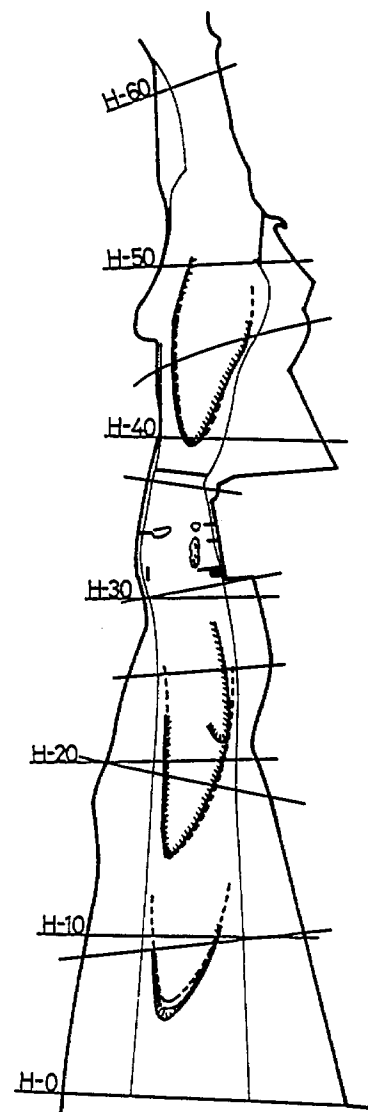
付図-3.18
砂レキ堆の形態図 (実験ケース,
4-3-2, $Q=10,000 \text{ m}^3/\text{S}$)



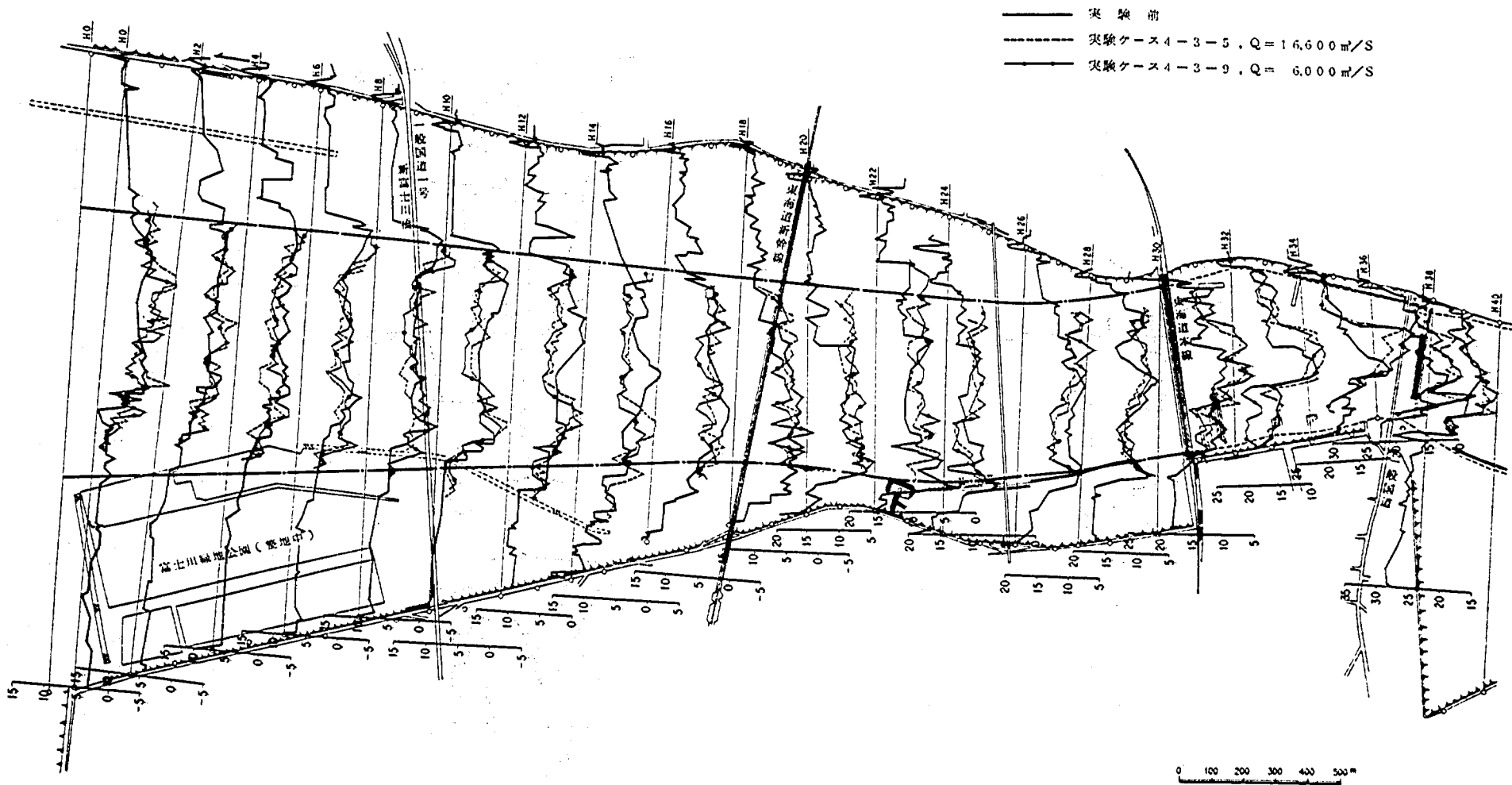
付図-3.19
砂レキ堆の形態および流況図 (実験
ケース, 4-3-5, $Q=16,600 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図-3.20
砂レキ堆の形態図 (実験ケース,
4-3-7, $Q=11.500 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図-3.21
砂レキ堆の形態および流況図 (実験
ケース, 4-3-9, $Q=6.000 \text{ m}^3/\text{S}$)



付図- 3.2.2 河床変動平面図

3.7 実験結果のまとめ

実験の結果をまとめるとつぎのようになる。

〔現況河道に関する実験〕

- (1) 本模型実験の粗度係数は本川の計画粗度係数 ($n = 0.031$) よりも大きな値が得られた。固定床模型実験のように任意に河床粗度を調整することが不可能な移動床模型実験でこの程度の粗度係数の差異は中規模河床波の特性に対して影響はないと考え、実験を先に進めた。
- (2) 計画洪水時の実験水位は固定堰より河口部間においては計画高水位よりも低いのに対して、固定堰より扇頂部に至る区間では計画高水位とほぼ同じ程度であった。このことから、固定郷堰を境とする上下流で、下流側に比べて上流側の疎通能力が小さいことが明らかとなった。このことのひとつの原因に四ヶ郷堰による河床高の固定化がある。
- (3) $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には模型河床面の一部に Ripples が生じる程度で、大きな河床変動はみられなかった。
- (4) $Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には河床面に明瞭に中規模河床波が現われ、その形態は木下によって調査されたものと似かよっており、またみお筋も工事事務所によって調査されたみお筋変遷図と良く対応した。これらのことから、本模型実験の砂レキ堆の形態 $Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 時には現地とほぼ相似であり、水理量の違い、ならびに河道平面形状の修正によって生じる砂レキ堆を、模型上でも生じると判断された。
- (5) $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、 $Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時に形成された砂レキ堆の総合によって列数は減少し、砂レキ堆長は長くなった。ここで、とくに新幹線付近に生じる砂レキ堆前縁線の流下速度が著しかった。
- (6) $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には上述(5)と同様、 $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時と較べて砂レキの列数は減少し、その長さも長くなる。この流量時における H-30 断面の最大流速は河道中央付近にあり、その値は 9 m/s 前後、最深河床高も河道中央部付近で、その値は T.P.5.00 m であった。H-20 断面での最大流速もやはり河道中央部付近にあり、その値は 9 m/s 前後、最深河床高は左岸水路河岸前面で T.P.0.0 m にまで達した。

〔計画低水路法線形状(A)案に関する実験〕

- (1) $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には河床高は変動はなく、砂レキ堆も形成されない。
- (2) $Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水したとき、現況河道の同一流量時と較べると、砂レキ堆の列数は減少し、砂レキ堆長は長くなっている。

現況河道に較べて低水路幅が広がっているにもかかわらず、砂レキ堆の列数が減少した理由は、河道整正による流れの直進性に起因するものと考えられる。

- (3) $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には $Q = 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時よりも砂レキ堆の列数は減少し、砂レキ堆長も長くなる。現況河道での実験結果と比較すると、砂レキ堆の列数には変化がなかった。

(4) $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には東海道本線から河口付近にまで達する非常に砂レキ堆長の長い複列砂レキ堆が形成された。

このときのH-30断面における最大流速、最大洗掘深はともに河道中央付近に生じ、その値は 9 m/s 前後の洗掘を受けた。平均河床高でみれば、H-30断面付近は洗掘傾向にあり、H-25断面より下流では堆積する傾向にあった。

(5) $Q = 30,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、砂レキ堆の前縁線の先端は海浜部にまで達する異常に大きい砂レキ堆が観察された。

このときのH-30断面における最大流速は河道中央部に生じ、その値は 11 m/s 前後であった。最大洗掘深は計画河床高より 11 m 程度低下した。

(6) 不定流実験を行った場合、洪水の増水期に明瞭な砂レキ堆の前縁線が観察され、この砂レキ堆は活発に移動流下する。定流実験に較べて砂レキ堆の列数は多くなり、砂レキ堆長は短くなっているが、これは実験の通水時間に較べて短いことによるものである。

洪水ピーク時には、東海道本線から新幹線の下流にまで達する大きな複列砂レキ堆が形成される。H-30断面の流れをみると低水路中央部はその河岸部よりも早く、H-20断面においてはやや左岸寄りが早くなってくる。このときの最大流速値は 6 m/s 程度であり、定流実験の結果よりも遅く、流れは低水路内に分散して流れている。また、H-30断面における最大洗掘深は河道中央部で約 8 m 、河岸前面の洗掘深は大きいところで約 3 m であり、いずれの値も定流実験の結果より小さくなっている。洪水の減水期には、洪水ピーク時の河床形態をそのまま維持し、砂レキ堆はあまり変化しないが、流れの集中、発散現象はピーク時に較べて顕著となる。

〔計画低水路法線形状(B)案に関する実験〕

(1) $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には東海道本線より新幹線間にかけて単列砂レキ堆ができ、低水路左岸の河岸沿いに一部の洪水流が流れこむ。この砂レキ堆前縁線先端流下速度は比較的早い。新幹線より河口に至る区間では、明瞭な砂レキ堆は観察されなかった。この法線形状と先に示した(A)案の実験結果とを比較すると、砂レキ堆の列数は減少している。

(2) $Q = 16,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、砂レキ堆の前縁線が東海道本線より低水路左岸の河岸沿いに細長く伸び、河口部にまで達する砂レキ堆長の長い単列砂レキ堆が形成される。この前縁線の流下速度は、低水路法線形状(A)案で得られた実験結果よりもかなり早い。河岸前面の洗掘深は左岸の河岸沿いが大きい。

流速値はH-20断面で 9 m/s が記録された。

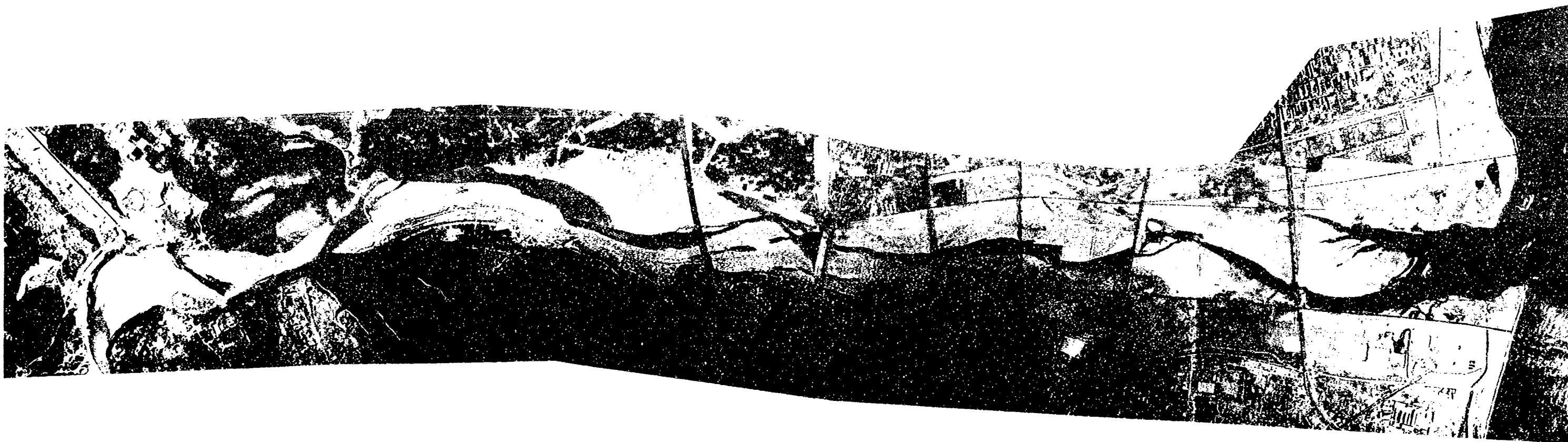
(3) 不定流実験での砂レキ堆の列数は定流実験の結果よりも増えて、砂レキ堆長は短くなっている。洪水ピーク時には、河道内全体に4列の砂レキ堆が形成されている。横断流速分布形をみると、定流実験の結果と比較して横断方向の速度差は小さくなっている。このときの流速値はおおむね $6 \sim 7 \text{ m/s}$ であった。

洪水の減水期には、洪水のピーク時に得られた砂レキ堆が徐々に形を変え、砂レキ堆長の長い複列砂レキ堆へと変化した。

実験の終了前には、再び新しい砂レキ堆の発達がみられ、洪水ピーク時と同じような形態に変形していった。

〔低水路法線形状(C)案に関する実験〕

- (1) $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後の砂レキ堆のパターンは、低水路法線形状(B)案にみられたものとよく類似していた。
- (2) $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水しても、 $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時に形成された砂レキ堆のおおまかな形は維持されるが、砂レキ堆上の流れの発散によって砂レキ堆が分断され、多列の砂レキ堆に変化しているように見える。流れは網流化し、ところどころ洪水流が河岸に接近したため、下記に示す順序で河岸に護岸工を施した。
 - ① H-30～H-26 断面右岸
 - ② H-26～H-19 断面右岸
 - ③ H-19～H-11 断面右岸
 - ④ H-22～H-11 断面左岸
- (3) 不定流実験の増水期に形成された複列砂レキ堆は、ピーク時にまで若干形が変化する程度でほぼその形態を保つ。砂レキ堆の形態は低水路法線形状(A)案よりもむしろ(B)案に近い形であった。
- (4) 洪水の減少期にも、砂レキ堆の列数は変化しなかった。H-20断面の低水路左岸沿いに洪水の一部が流れこんでいるのが観察された。



写真－ 3.1 富士川下流部航空写真

第4章 結 論

4.1 低水路放線計画の前提

低水路計画に当って、低水路幅をどの程度とするかは重要な問題である。なぜなら低水路を規定するということは、そこに生じる中規模河床波を規定してしまうことであり、水衡り位置や、砂州の移動特性を規定してしまうことと等しいからである。また低水路の縦断形変動形態にも影響を与えてしまうことになるからである。

それゆえ低水路幅の決定に当っては十分な現地河川の動態を把握し、河の向かおうとしている方向にさからわないようにしなければならない。ここでは富士川の河口部の低水路幅の変動原因について考察してみよう。

富士川河口部の移動床幅は、1947年時において、川幅は0 Kmで1,800 m、0.5 Kmで1,400 m、1.0 Kmで1,300 m、1.5 Kmで900 m、2.5 Kmで850 m有り、下流に向かってラッパ状に広がっていた。ところが1975年時においては0～1 Kmで800 m、1～2.5 Kmで600 m程度の川幅に成り、その後現在までこの川幅を維持している。1979年10月の出水、ピーク流量8,000 m³/sでもこの川幅はほとんど変化がなかった。なぜ川幅が減少しても、その河幅が維持しえるか検討してみよう。

ところで移動床幅は

$$B = 1/4 \tau_{*m}^{-3/2} \cdot S^{-3/2} \cdot d_m^{-3/2} \cdot g^{-1/2} \cdot I \cdot Q \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

であり、沖積層を流下する河川では、平均年最大流量時の τ_{*m} は、粒径によってほぼ決まってしまうことが分かっている。このことは、もし Q と d_m が変わらなければ川幅は I/ϕ にほぼ比例することを示している。ここで Q は平均年最大流量程度の流量、 ϕ は流速係数 U_m/U_t 、 τ_{*m} は平均年最大流量時の河床に動く無次元掃流力である。

1968年から1974年にかけて富士川河口部で大量の砂利採取が行われ、この採取等によって0～1.5 Kmの区間の河床勾配は、掘削前の1/215から現在1/325に変化している。河床材料および Q が掘削前後で変わらないとすると、勾配の変化によって川幅は、1/1.5でも維持しえることになる。勾配の減少による相対水深 R/d_m の増加による ϕ の増加も考えると川幅は1/1.7になってもおかしくない。現在の川幅800 mが維持しえるのは、第一に掘削による勾配変化が原因していると考えられよう。

2～3 Km区間の川幅が870 m程度から600 m程度になったのは、勾配の変化によるよりも、河床低下によって3～3.5 Km地点の大縁溶岩が露出し、(河床低下前は、この溶岩は露出していなかった。)この溶岩の砕破物質が写真4-1のごとく河床面をおおい河床がアーマー化し d_m が大きくなったためと考えられる。

なお砂利掘削前の河床勾配は、下流の0～2 Kmが1/215程度、2～3.8 Kmが1/285程度

であり、下流の方が勾配がきつい。もしこの勾配の違いによってのみ川幅が決まったとすると、下流は、2～2.8 Kmの川幅の1.3 3倍、1,200 m程度の河幅になるが、実際の川幅はこれより広がった。下流の方が河床材料が小さかったのではないかと推定されるが、そのほかに2～2.8 Kmは護岸水制等によって川幅が規制されているが、その下流は自由に流れていたことも原因でしょう。（側岸が固い物質から成る河道の r_{xm} は側岸が沖積層から成るものより r_{xm} が多少大きくなるようである。）

以上のように富士川の低水路幅は、あたえられた環境に応じて、かなり速い時間で応答していると考えられる。このことは新たな低水路計画に当っては、富士川の将来の水環境を踏まえた低水路法線を決めなくてはならないことを示している。

富士川の低水路計画の考察に当って考えておかなければならないことは次のようなことであろう。

- (1) 現状河道の低水路幅は、新たな水環境に応じた水路幅となっていると考えられる。この幅は本検討区間に大きな人工的作用を加えなければ、ある程度維持しうる川幅と考えられる。
- (2) もし上流からの供給土砂量が増加し、河床が急激に上昇していくなら、現状河幅を維持することは難しく、勾配の増加、川幅の増加という方向で河道は応答しよう。しかし上流から今後供給土砂量が急増するとは考えられず、河川工学的時間スケールで見れば、現に生じている水環境を受け入れた低水路計画で良いものと思われる。
- (3) 今後の河道の変化方向としては、四ヶ郷堰が現状のままとすれば、H 60以上は河床低下、H 40～H 55はほぼ現状維持か、多少の上昇傾向、H 25～H 35は河床低下、H 20～H 25は大出水時には河床低下、通常の洪水では、ほぼ現状維持程度であろう。
H 20以下は、河床上昇の方向にあると考えて良い。
- (4) 低水路の形状は急には変えられない。また既設の治水構造物を生かす放線形にするべきであろう。
- (5) H 22～H 28の左岸は水衝りとなることが多いが本来この区間の砂州は複列の砂州であり、右岸側にみおが発生する場合もある。このことに対する考慮が必要である。
- (6) 河床の縦断形状があまり変化しないような低水路放線形がこのましい。
- (7) 本検討区間のようにB/Hが大きい所では、砂州の移動を止めるような低水路放線を設定することは難しく、河川工学的にも好しいものではない。従って砂州の移動性を考慮した河道計画とすることが肝要である。
- (8) 富士川の砂州の移動速度は他の急流扇状地河川のように早いものではなく、一洪水で砂州形態が急変するというようなものではない。従って洪水ごとに河床の変化状況を観察しつつ、護岸等の設置順序を決めていくのが妥当であろう。
- (9) 河積は十分に確保されており、河床をこれ以上下げる必要はない。むしろ河床低下が進まないような低水路放線形状が望ましい。

4.2 望ましい低水路放線形

4.1 で述べたことを考えると、検討対象区間の低水路形状は、現低水路幅より多少広めとし、また既設治水構造物を生かした案が好ましいと言える。また低水路放線形は、積極的に設定された低水路形状に合わせて、低水路の掘削や、護岸を設置していくというより、今後の河岸浸食状況を見守りながら、設定された低水路放線形の位置に河岸浸食位置が近づく時から計画低水路形状に合わせて護岸や根固めを施工していけば良いと思われる。

以上のことより本模型実験で検討した(A)、(B)、(C)案の内では(C)案が妥当と思われる。

4.3 重点治水構造物設置位置

ここでは、現状の河道を受け入れ、それを徐々に(C)案に対応した低水路形状に河道を形成していく場合、どこから何を設置していけば良いかについて記す。

(1) 護 岸

護岸工の必要な時は、現河道の河岸浸食状況等から判断すると、

○ H 1 5 ～ H 2 0 区間左岸の護岸および根固め工、

○ H 2 3 ～ H 2 7 区間右岸の護岸および根固め工、

が重点施工区間と考えられる。

○ 河床低水防止工

現在、富士川を横切る多くの橋脚は、富士川河床の低下によって危険な状況にある。これを防ぐために、富士川橋、東海道本線富士川鉄橋、東海道新幹線富士川鉄橋では、橋脚の回りにブロックを設置し、また鉄道橋は、異型ブロックにより床固め工が設置されている。(C)案低水路計画とこれらの河床低下防止工との関連性に対する十分な配慮が必要である。

○ 新幹線富士川鉄橋下に設置されている異型ブロックによる固め工の設置幅は、(C)案低水路幅より狭い。本地点の現低水路幅は狭いが、今後拡大の方向にあると思われるので、橋脚保護の観点より、(C)案幅まで床固め工の延長および、床固め上下区間の護岸工を設置するのが望ましい。

○ 東海道本線鉄橋の保護のために、現在のみお筋である河道中央部の河床低下の防止工を強化していくこと、また右岸側みお筋の河床低下防止工も必要であろう。この場合溶岩を十分に利用した保護工を考えることが得策であろう。

○ 国道一号富士川橋は、せき下流であるため河床低下量が大きく危険な状況に有る。また橋げたの標高も低く大出水時には水位的にも危険である。当面橋脚の保護に十分注意を払うと同時に、橋脚の付替えについても検討しておく必要がある。

(2) そ の 他

○ H 2 0 ～ H 2 5 の左岸の水衝り、局所洗掘を弱めるために、左岸側を(C)案の低水路放線位置まで河床掘削することは有効である。しかしこの場合、本区間の砂州は複列的となり右岸側の水衝りが強くなると思われ、左岸側の護岸工を同時に施工する必要がある。

○護岸の根固め位置と強度

模型実験(C)案の不定流実験結果によると、低水路河岸沿いに最大流速 7 m/s 、河岸前面の洗掘深 5 m 以上となった。これに耐えうる河岸浸食防止工が必要であろう。

おわりに

富士川下流部河道の蛇行特性から、本川における低水路法線形状の設定について富士川下流部河道の河道調査ならびに水理模型実験により、本川における蛇行特性を把握し、それに基づく適切な低水路法線形状を選定した。低水路法線形状の選定には社会的ニーズ経済情勢等からの判断も重要であるので、こうした点も含めて、検討を行った。

本検討に当っては、木下良作博士には貴重な資料の提供ならびに有益な助言を頂いた。さらに工事事務所の方々には現地資料の収集ならびに提供をして頂いた。ここに謝意を表します。

なお本調査は須賀の指導のもとに佐々木が行い、山本は佐々木の報告に多少の加筆訂正を加えた。

〔参考文献〕

- 1) 木下良作、常願寺川における水流の蛇行性と河道計画上の問題
- 2) 山本晃一、1980；河道特性論ノート〔Ⅰ〕、土研資料第1625号
- 3) 深見親雄、1979；砂礫堆と砂連、砂堆の共存、土木技術資料 vol. 21 - 10
- 4) 山本晃一、1976；相似律の観点から見た移動床の水理〔Ⅱ〕、〔Ⅲ〕
土研資料第1074、1154号

富士川下流部河道水理模型実験報告書

土研資料第1744号
昭57年2月(1982)

— 蛇行特性を考慮した富士川下流部
河道の低水路法線形状に関する検討 —

須賀堯三
佐々木重義
山本晃一

キーワード 蛇行, 低水路法線形

要 旨

蛇行特性を考慮した富士川下流部河道の低水路法線形状
について, 実験的に検討した結果を述べたものである。



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
河川部河川研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 1744 号 部

富士川下流部河道水理模型実験報告書
—— 蛇行特性を考慮した富士川下流部
河道の低水路法線形状に関する検討 ——

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

