

土 木 研 究 所 資 料

第 1461 号

江戸川橋脚水理模型実験報告書

昭和 53 年 3 月

建設省土木研究所
篠崎試験所

は じ め に

東京外郭環状道路は一般国道298号線として路線指定され、昭和45年度から直轄事業として推進されてきた。この国道は東京東部で葛飾区金町を通過し、千葉県に入って松戸市を経て市川市に至る路線が計画されている。ところが、金町及び松戸地区間には江戸川が流れているため、江戸川の河口より18.7km付近に架橋計画が樹立された。

いっぽう、この地点は旧葛飾橋の下流約100mに位置し、さらに下流には地下鉄千代田線及び国鉄常盤線ならびに新葛飾橋等が、既設橋として江戸川をまたいでいる。架橋計画によれば、さしあたり一般道路2車線分の1橋だけが考慮されているが、将来の交通量の増加を見込み一般道路対向2車線分の1橋に加え、自動車専用道路4車線分の架橋が含まれている。これらの計画が実施された段階においては、ほぼ1.2kmにも満たない区間に大小とりまぜて7橋が密集し、これらの橋梁の橋脚がいわば林立する状態が生じる。しかも、この付近の河道平面形状は複数の湾曲部を有しており、計画橋梁橋脚を含めた橋脚群が流れに及ぼす影響や橋脚相互間の干渉等、さらには河道特性から生じる水理的諸問題の把握と対策工法の検討が要請されている。

本水理模型実験は関東地方建設局の依頼をうけ、昭和51及び52年の両年度にわたり現地における調査・設計の資料を得る目的で実施したものである。土木研究所においては、篠崎試験所に全体模型を製作し実験を行った。さらに、橋脚周辺の流れの機構を究明するため、多数の過去に行われた研究の整理をするとともに、橋脚抽出実験と過去の水理実験及び現地観測資料等により新たな局所洗掘深予測法の確立を試みた。これらの解析及び検討作業に加わった土木研究所の要員は、下記のとおりである

河川部長	土屋昭彦
河川研究室長	須賀堯三
篠崎試験所長	藤本成
	西田祥文 (文責)

目 次

第1章 概 設	1
第1節 江戸川の概要	1
第2節 利根川水系治水計画改訂の現況	4
第3節 東京外郭環状道路計画の概要	6
第4節 架橋計画の問題点と検討の方針	11
第2章 全体模型実験	13
第1節 全体模型と相似則	13
第2節 全体模型実験の概要	17
第3節 現状河道実験	24
1) 現状河道模型の相似性	24
2) 水位について	28
3) 流速について	34
4) 河床変化について	36
5) 現況河道と計画橋梁における諸問題	41
第4節 計画河道実験	45
1) 水位について	46
2) 流速について	48
3) 河床変化について	50
4) 計画河道における諸問題	53
第3章 橋脚周辺の流れ	56
第1節 橋脚周辺の流れの機構	56
第2節 従来の研究	57
第3節 橋脚抽水理実験と解析	62
第4章 まとめ	70
第1節 必要低・高水護岸及び根固工の範囲	70
第2節 計画橋橋脚の水理的側面	71
第3節 治水及び改修計画上の諸問題	72
おわりに	74
索 引	
図	75
表	76
写真	77
記号一覧表	78

說

いわば本論ともいふべき諸実験及び諸検討結果について記述するにあたり、これらの諸作業の前提条件ともいふべき江戸川河道の現況と改修計画・一般国道298号線江戸川架橋計画の概要についてふれ、これらの諸問題と問題点解決の手法について本章でのべておく。

第1節 江戸川の概要

周知のようにに、江戸川は茨城県猿島郡五霞村で利根川(約120km地点)より分流し、千葉県・埼玉
 玉県および東京都
 の境界を約60km
 にわたり南北に流
 れ、東京湾に注ぐ
 治水および利水上
 重要な河川である。
 江戸川の支派川は
 上流より、派川利
 根川(野田導水路)
 ・左支川の坂川お
 よび真間川・派川
 の旧江戸川さらには
 三郷放水路等が
 ある。江戸川の流域
 面積は約158.5
 km^2 , 想定はん濫面
 積は約257 km^2 程
 度である。なお、
 江戸川の平面概要
 は図-1.1に示す
 とおりである。

利根川水系図
江戸川工事事務所管内

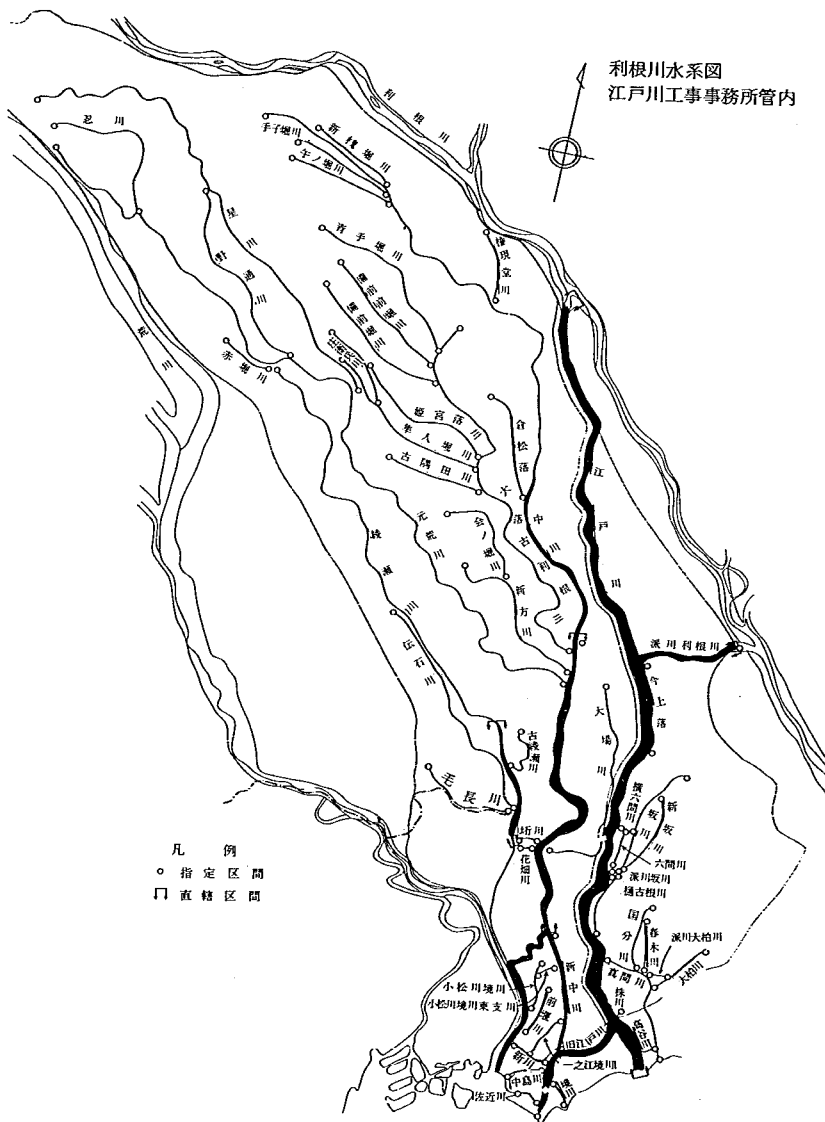


図-1.1 江戸川平面概要図

1) 江戸川の状況

江戸川は往古太日川（太井川）と称され、渡良瀬川の流末であった。徳川時代の初期に利根川筋の大改修が行われ、かつては東京湾に注いでいた河道が東方にきりかえられ、渡良瀬川を合わせて鬼怒川（毛野川）の河道に導かれた。このため、太日川は利根川の派川となり、江戸に通ずる水運ならびにかんがい幹川として改修され、江戸川と称されるようになった。

表-1.1 主要洪水一覧表（単位 m^3/s ）

高水観測所	明治43年9月	昭和10年9月	"13年6.7月	"16年7月	"22年9月	"23年9月	"24年9月	"25年8月	"33年9月	"34年8月	"41年6月	"46年9月	"47年9月	"49年9月
利根川 八斗島	6,900	9,030	—	8,990	(17,000)	—	9,670	6,320	9,730	9,070	5,880	2,460	5,500	5,370
" 栗橋	—	9,200	—	10,690	—	6,640	7,180	7,530	7,340	10,050	5,490	3,940	6,780	4,910
江戸川 西関宿	—	2,700	1,700	—	3,100	2,300	2,500	2,200	2,400	—	—	1,260	1,920	1,280
" 野田	—	2,700	1,500	3,100	2,800	2,400	2,100	—	2,720	3,640	1,540	1,310	1,890	1,120
" 流山	—	—	1,900	3,100	2,700	2,200	2,100	1,900	2,500	3,000	—	1,310	1,690	—
" 松戸	—	—	—	—	—	—	2,100	1,900	2,100	2,800	—	—	—	—

過去の主な洪水のうち記録のあるものは、表-1.1に示すとおりである。いっぽう、昭和13年から43年の間における年間総流量は、西関宿における実測結果で6億6,484万 m^3 ～2億5,790万 m^3 を示している。この31年間における平均年間総流量は4億1,134万 m^3 となり、毎秒130 m^3 に相当する。

2) 改修の沿革

表-1.2 改修計画の変遷表

明治以降の系統的な各改修計画は、表-1.2に示すとおりである。まず、明治43年8月の大出水により利根川計画高水流量が改訂され、それに伴ない江戸川流量は970 m^3/s から2,230 m^3/s に増加された。この計画

事業名	年 度	計画高水流量 (m^3/s)				
		野田	派川 利根川	松戸	旧江戸川	江戸川
利根川改修	明治33年	970				
江戸川改修	明治44年～昭和5年	2,230		2,230	830	1,400
利根川増補	昭和14年～昭和23年	3,000	500	3,500	1,000	2,500
利根川改訂改修	昭和24年以降	5,000	500	5,500	1,000	4,500

で山王地先より開削して江戸川の流頭部を新たに設け低水及び高水路に分割し、低水路には水閘門を築造した。また、江戸川筋全体にわたり河巾を広げて河積の拡大をはかるとともに、行徳より下流は新たに放水路を開削し洪水の疎通をはかった。この改修工事は総工費1,855万2千円を費し、昭和5年に完成した。

しかし、昭和10年9月にまたまた大洪水があり、関宿において計画高水位を1.52mも越え、各地で堤防が危険にさらされた。このため、応急増補工事を施工することになったが、昭和12年7月及び同13年9月に連続して大出水にみまわれたため、利根川全川にわたり根本的な増補工事を実施することになった。そして、流量配分として関宿分派点より3,000 m^3/s ・さらに利根運河より500 m^3/s を分流し、利根運河合流点より下流の江戸川においては3,500 m^3/s を計画高水流量と定め、在来堤のかさあげと高水敷の掘削により河積の拡大をはかるように計画された。この工事は昭和14年に着手され、まず野田と関宿間の堤防危険個所の補強から実施にうつされた。しかし、

第二次世界大戦等のために工事は大巾に遅れ、昭和23年において全計画に対し4%程度の進展割合でしかなかった。

昭和22年9月にカスリーン台風が来襲し既往最大の大洪水にみまわれ、昭和24年2月に利根川改訂改修計画が樹立された。この計画によれば、栗橋における計画高水流量 $14,000\text{ m}^3/\text{s}$ のうち関宿分流点で $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、利根運河より $500\text{ m}^3/\text{s}$ を江戸川に分流させ、江戸川においては行徳に至り放水路 $4,500\text{ m}^3/\text{s}$ ・旧川 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ に分け、東京湾に流下させる配分が決定された。なお、この当時の江戸川流頭部は、計画高水分流量 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ を自然分流する能力がなかった。

3) 改訂改修計画の実施状況

昭和24年2月に樹立された利根川改訂改修計画に基づいた江戸川の改修工事は、昭和24年度より着手された。工事は河積の小さかった野田より上流の引堤と河道内の掘削工事から開始された。その後、工事は順次下流に移り、市川市及び東京都内の築堤と付帯工事を重点に施工している。

今後は上流部における関宿水閘門の改築及び水衝部の低水護岸の施工、下流部における矢田地先の用地買収・築堤・高水護岸及び付帯工事の着手、内水対策としてのポンプ設備の設置、さらには高潮対策工事等を実施することになっている。

利根運河は明治19年に政府事業として計画されたが、翌年に財政の窮乏を理由に中止された。その後、民営の利根運河会社がつくられ、明治23年5月に完成した。一時、運河定期航路が出現するほど利用されたが、鉄道の発達に伴い水運は衰退し、昭和16年には運河会社も解散され、同年の洪水により、利根川筋側で閉鎖されてしまった。その後、昭和13年の増補計画において $500\text{ m}^3/\text{s}$ の高水流路としての役割を課せられることになった。そして、現在は利根川の余剰水を都市用水として利用するため、昭和47年度に着手・50年度に概成し試験通水中である。

4) 河床の経年変化

最近における利根川の河床低下は極めて著しい。このことは、江戸川を分派する利根川120km付近と、江戸川の平均河床高経年変化をまとめた図-1.2にもあらわれている。同図にあらわれている河床経年変化の特徴は、江戸川分流点-120kmより上流の利根川筋で昭和26年より同46年の20年間にほぼ等速で約1.0~1.5m程度の河床低下を来している。ところが、分流点より下流の利根川筋においては、昭和26年より同35年の間は低下傾向にあるものの、分流点上流区間ほど顕著な低下量を示していない。それに対し、昭和35年以降の低下は非常に激しくその低下量はほぼ1.5mにも達している。つまり、分流点より上流区間が20年を要して低下した量を、下流部は約1/2程度の期間で、しかも上流部を上回る量が低下したことになる。一方、江戸川筋の河床は利根川筋が低下しているにもかかわらず、ほとんど変化せず安定しているといえよう。

このため、江戸川分水準則に従った分流は、昭和39年頃よりできなくなっている。そして、昭和41年以降においては、江戸川分流量は分水準則以下の流量しか得られず、現在では江戸川流入部に設けられている関宿水門は、常時開放の状態にある。

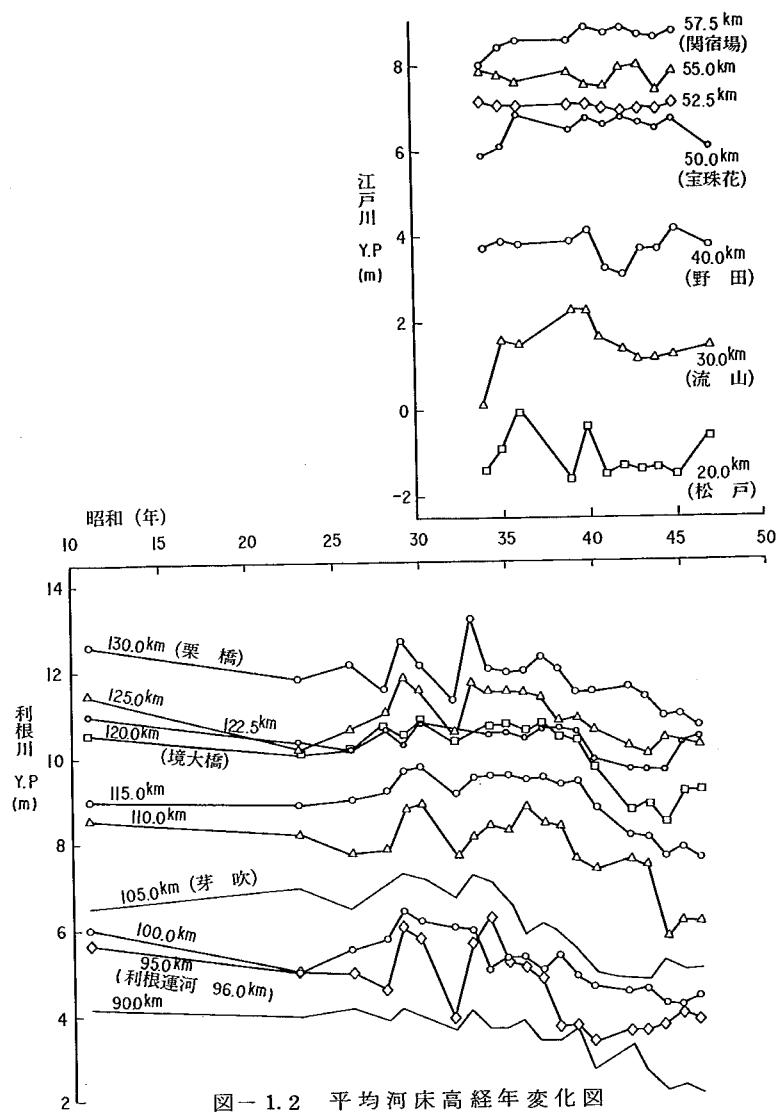


図-1.2 平均河床高経年変化図

第2節 利根川水系治水計画改訂の現況

現在の利根川の改修工事は、昭和22年9月のカスリーン台風による出水を主要な対象洪水とし、昭和24年に樹立された改訂改修計画の大綱を受けついで工事実施基本計画により実施されている。改定改修計画は流下能力の確保に重点が置かれ、大規模な引堤工事はほぼ完了し、取手より下流では河道の掘削・浚せつ工事が継続実施されている。また、上流部においては計画高水流量14,000 m^3/s を安全に流下させるために堤防工事が進められているが、暫定断面が多く完成堤防に対する進展割合は $\frac{1}{4}$ 弱・暫定堤防含みで $\frac{3}{4}$ 弱となっている。くわえて、現計画の最大の懸案である利根川放水路の開削が、諸般の事情によりいまだに着手されておらず、今後とも早急に実施される可能性は非常に少ないと判断されている。さらに、流域全体の低湿地帯が無秩序的に宅地化・開発される傾

向にあり、改修の進行と合わせ洪水流量が集中増大するとともに、流域には巨額の資産が蓄積されており、より高い安全性を有する地域保全が要請されている。また、流域は産業および人口の集中・生活水準の向上により、水需要は飛躍的に増大し利水面からもその重要性は高まっている。したがって、治水および利水に加え、水系全体の均衡を考慮した総合的な治水計画の確立が望まれている。

1) 利根川の流量改訂の動向

利根川水系の流量改訂については、現在の改訂改修計画樹立後20年経過した昭和44年頃から検討、作業に着手されてきたところである。その作業は現在も進められており近いうちに結論が出されるものと思われるが、基準点・八斗島より下流河道の最大疎通能力を考慮すれば、同地点で $16,000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度が限界と判断されている。上流域の中小河川の改修及び内水対策が進行すれば、仮に八斗島における計画高水流量を限界の $16,000\text{ m}^3/\text{s}$ とおさえても、上流のダム群による洪水削減量は現計画の $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ を上回るものと見込まれ、新たな治水容量の確保またはダム建設が必要となろう。さらに、部分的な引堤・大巾な河床掘削・河川構造物の改築・布川狹窄部の処理・各支川合流形状及び規模の検討等の諸問題が発生し、二次的に掘削土の処理や生態系への影響が派生する。

2) 江戸川「E₁」河道の概要

当初、江戸川筋は利根川放水路計画が事実上計画からはずされた時点において、その計画放流量 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ のうち $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度を分担する改訂案が組上りにつた。したがって、江戸川の計画高水流量は、関宿～派川利根川合流点間において現計画の $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ から $6,000\text{ m}^3/\text{s}$ に、派川利根川合流点より下流は現計画の $5,500\text{ m}^3/\text{s}$ から $6,500\text{ m}^3/\text{s}$ に、それぞれ増加させる案が検討されてきた。この流量配分をうけて、次に示す基本方針に基づき河道設計が行われた。

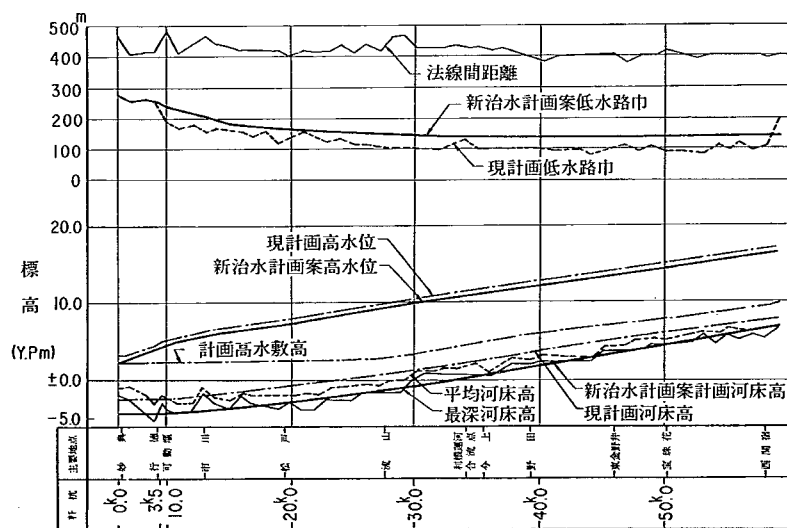


図-1.3 「E₁」河道概要図

① 計画高水流量を流下させ得る能力の確保は、低水路の拡大などによって河積を増大することとする。なお、低水路の拡大は現況河道を重視し、低水路巾の拡張ならびに河床の低下により行うものとする。

② 堤防余裕高の増分は、計画高水位を低下させることによって確保することとする。

③ 低水路敷高は、経年的な河床変動を勘案して定めることとする。

④ 大規模な引堤は、できるだけ避けることとする。

以上の基本方針による検討結果を「E₁」河道と称し、その概要を図-1.3に示す。

3) 最近の江戸川流量改訂の動向

すでに述べてきたように、利根川放水路着手の事実上の無期延期だけにとどまらず江戸川分派前利根川筋の計画高水流量増加の局面にあり、江戸川筋の計画高水流量増加分は $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度におさまらない情勢になっている。くわえて、江戸川には利根川からの分流だけでなく、中川の洪水処理や沿川の内水処理の機能が課せられており、江戸川計画高水流量はさらに増加しなければならない立場に立されている。

現況における江戸川の平均低水路巾は約 100 m ・平均高水敷巾は約 250 m 程度ある。仮に、江戸川が $8,000\text{ m}^3/\text{s}$ の疎通能力を確保するとすれば、低水路巾を 90 m 程度広げたい場合に、現況河床を $3\sim 4\text{ m}$ 掘削しなければならないと江戸川工事事務所は試算している。もし、このような計画が立案されとなれば、堤防の安全性・低水路及び高水敷の維持・流頭部における分流機構の検討等が必要になってくる。そして、利根川筋同様に二次的な問題として、掘削土量の処理・河道構造物の改築及び生態系への影響等が派生してくる。

第3節 東京外郭環状道路計画の概要*

江戸川架橋計画が生じた東京外郭環状道路は、図-1.4に示したように東京都区部の外縁 15 km 圏にあり、放射幹線道路から都心に流入あるいは流出する交通を導入したり分散させる目的で計画された。さらに、同道路は東京湾臨海部と内陸部の円滑な交流をはかり、住宅及び流通機構等を既成市街地から周辺へ分散配置させるなどの役割をもち、首都圏の幹線道路網の中核としての機能を課せている。

全延長 118 km （ 23.3 km は東京湾岸と重用）のうち、東側の埼玉県戸田市より千葉県市川市の間 41.3 km については、昭和44年12月に一般国道298号として路線指定され、昭和45年度から建設省の直轄事業となっている。この道路は、自動車専用道路4車線とそれに併設された一般道路4車線からなっている。ルートの大半が近代都市化された地域を通過するため、生活環境を保全するとともに、沿道環境との調和のとれた道路構造となるように配慮されている。

1) 江戸川渡河地点付近の計画概要

江戸川右岸地域の計画は放射13号線と国道298号線とは平面道路を用い、乗降りが可能な構造となっている。また、左岸側の国道6号線とは立体交差方式がとられ、専用道路の車道端から20

* 東京都葛飾区議会全員協議会、一般国道298号線説明会資料、昭和50年10月13日
建設省関東地方建設局、首都国道工事事務所

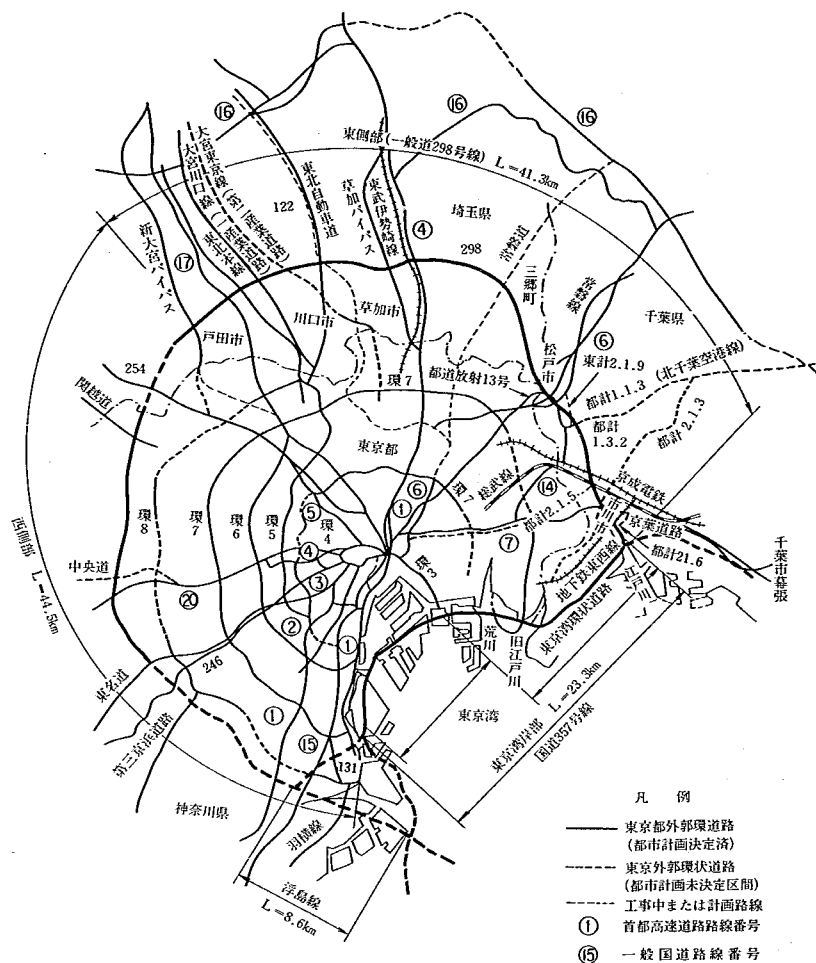


図-1.4 東京外郭環状道路概要図

mの緩衝帯を設け、植樹して沿道に及ぼす影響をおさえようと計画されている。当該区間の事業の進め方は、まず旧葛飾橋の交通混雑解消のため旧葛飾橋に沿わせて江戸川渡河橋梁（計画橋梁のうち最下流の1橋）を施工し、第二段階として放射13号線と国道6号間を整備し、その後埼玉県との接続をはかる計画となっている。

旧葛飾橋の交通混雑緩和の方法として、右岸側は現在堤防小段を利用している都道をかさ上げて接続し、左岸側については堤防天端の道路を整備し接続する。旧葛飾橋は東京から松戸方向の一方通行とし、新橋梁は松戸から東京方面の一方通行とし、交通の流れの単純化をはかろうとしている。この平面概要を図-1.5に示し、また架橋地点付近の空中斜写真を写真-1.1に示した。



写真一 1.1 江戸川渡河地点付近空中斜写真

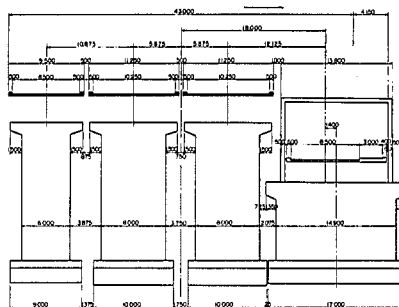
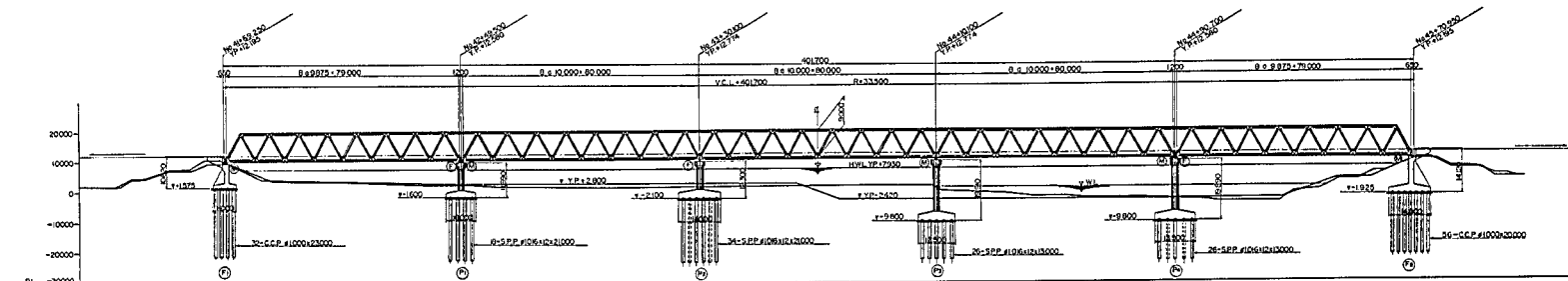
江戸川架橋地点付近を下流より上流を見る。橋梁は手前から新葛飾橋、常盤線及び千代田線（重複している）、少し上流に旧葛飾橋の順となる。計画橋は旧葛飾橋の約100 m下流に架橋の予定。写真下は東京都の金町浄水場及び2基の取水塔である。

2) 計画橋梁の概要

計画橋梁は旧葛飾橋の下流約100 mに位置し、自動車専用道路4車線分の橋梁を中心にし、その上下流に一般国道2車線分の橋梁が各1橋配置されている。その橋巾は上流側から9.5 m・23.0 m及び12.5 mで、各橋梁間は0.5 m及び9.25 m離して計画されている。つまり、上流側2橋は非常に接近し、最初に着手する下流側1橋がやや離れた状態にある。全長は約400 mで5径間に分割され、中央3径間は80 mの径間長・外側の2径間は各79 mの径間長で設計されている。最下流橋のみがトラス橋型式で、車道部2車線・8.5 m、歩道部2.5 mの巾員からなっている。

新橋梁橋脚は旧葛飾橋橋脚のほぼ流線延長上に配置され、図一 1.6 に示すような形状で設計されている。各橋脚の平面形状＝断面は上部工の荷重より決定され、とりわけ流水に最も大きな影響を及ぼす橋脚の厚みは、上流側より2.0・3.0・3.0および2.1 mとなっている。また、基礎は鋼管杭によって設計されている。

架橋の着手は最下流側橋が旧葛飾橋の交通緩和策として当面着工される。しかし、中央の自動車専用道路橋の2橋及び最上流側の一般国道道路橋については、着工までに相当の年月を要するもようである。



橋脚 寸法 番号 位置	P_1	P_2	P_3	P_4
X_1	550	1,050	550	550
X_2	3,850	5,850	5,100	5,600
Y_1	300	300	300	300
Y_2	100	100	100	100
Y_3	1,500	1,800	1,800	1,800
Y_4	800	1,000	1,000	1,000
Y_5	2,300	2,800	2,800	2,800
Y_6	7,290	7,400	15,010	14,990
Y_7	11,690	12,300	19,910	19,890
L	21,000	21,000	13,000	13,000
$EL_1(m)$	-1,600	-2,100	-9,800	-9,800
$EL_2(m)$	0,700	0,700	-7,000	-7,000
$EL_3(m)$	10,090	10,200	10,110	10,090
$EL_4(m)$	2,800	2,800	-2,450	-2,450
	高水敷	高水敷	河床	河床

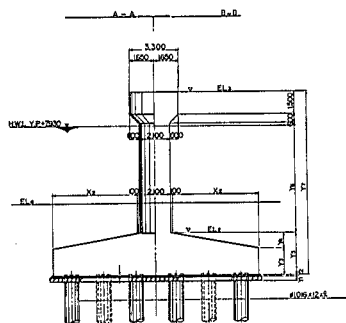
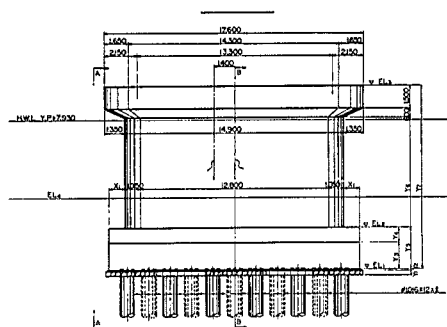
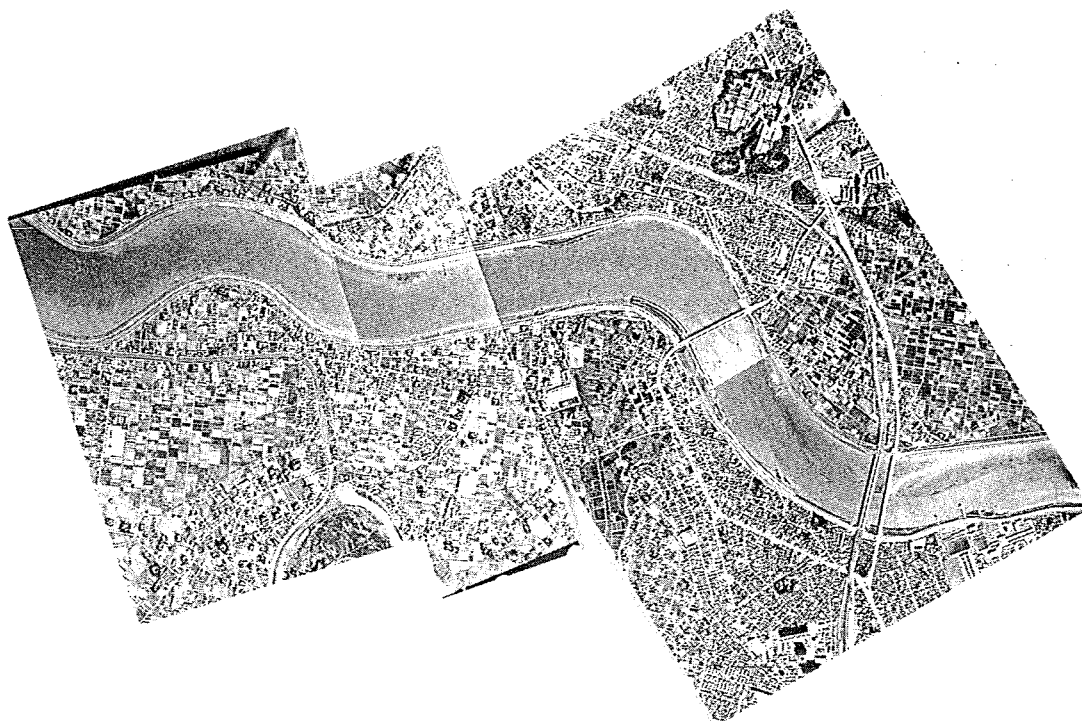


図-1.6 新計画橋梁橋脚形状図

第4節 架橋計画の問題点と検討の方針

東京外郭環状道路は、金町及び松戸市間の江戸川18.7km付近で渡河する。江戸川の当該地点の上下流には既設橋として旧葛飾橋が約100m上流に、約1km下流に地下鉄千代田線及び国鉄常盤線の鉄橋と新葛飾橋が連続的に存在する。したがって、現在計画されている橋梁が竣工すれば、江戸川の約17.5～19.0km区間は橋脚の高密集地帯になる。くわえて、この付近の河道平面形状はすでに示した写真－1.1及び1.2に示すように、左右に大きく蛇行している区間でもある。このような条件のもとで樹立された架橋計画の水理的な問題点を整理し、これらの問題点によって生じると予測される水理的な弊害把握方法、さらには対策工法等の検討方針について述べる。



写真－1.2 架橋点付近空中写真

出水中の江戸川で、左が上流・右が下流である。平面形状と流線を示すアワに注目されたい。橋梁は左から旧葛飾橋・1km強下流に千代田線及び常盤線の鉄道橋、さらに若干下流の新葛飾橋となる。

1) 架橋計画の水理上の問題点

以上のような河道特性と既設橋の配置状況のもとで、計画橋梁が竣工した場合における流れに及ぼす影響と、当初心配されていた水理の問題点についてふれる。まず、4橋が完成すれば橋脚の流れ方向の和は実延長で40m近くになり、各橋脚間の空間も考慮すれば50mを越える。さらに、上流約100mの旧葛飾橋橋脚の存在を計算すれば、350mの平均河巾の河道の中に数割にも相当する導流壁等を配置するに等しい。その影響が上流水位の上昇及び下流の流況、とりわけ新たな

水衝部の発生あるいは既水衝位置の変化につながる危険性がある。次に、将来河道における低水法線と橋脚の相互位置の問題がある。もっとも、これは計画橋だけではなく、もちろん既設橋も含めた議論となる。一般に、低水路断面は必要疎通能力に支配され、低水路法線は堤防法線及び高水敷機能等の要素に基づき決定され、かつ流れの乱れを生じさせないため連続性が要求される。さらに、橋脚の流れ方向の延長が長くなれば、理屈上は造波抵抗が大きくなり、その分だけ橋脚による堰上げ量が増大することになる。

複数の橋梁が接近して配置されると当然のことながら橋脚も近接し、相互に干渉しあって複雑な流況を呈する。とりわけ、本計画の場合は4橋分の橋脚が近接し、くわえて橋脚の厚さがそろっていないため、流況を乱す傾向に拍車をかけるものと判断される。複雑な二次流の発生は橋脚根入部周辺の局所洗掘作用を促進するから、局所洗掘防止工の規模及び構造に一段の配慮が必要となる。

2) 問題点検討の方針

この関東地方建設局から依頼された課題は、問題の性質上河道の特性に強く影響を受ける現象と橋脚の高密集に起因する現象がからまっている。したがって、現象の把握にさいし現象を支配している要因を明らかにするため、計画橋の上下流を含めて取込んだ全体模型実験と、橋脚だけを直線矩形水路に配置した抽出模型実験により、諸水理量の測定ならびに対策工法の検討を行った。くわえて、橋脚の水理に関しては現在までに数多くの調査結果や研究論文が発生されているので、これらの集収及びとりまとめをおこない本調査の資料にすることを試みた。

3) 報告書の注意事項

報告書の記述にあたり、河道の名称・構造物の識別および実験結果について、下記のように表現あるいはとりきめる。現在の河道を現状河道と称し、将来着手するB₁河道を計画河道と呼ぶ。また、橋脚は右岸側より数えることを原則とし、番号のついた橋脚は橋台を除いた右岸側から何番目を表現している。実験結果は時間を除き、とくにことわらないかぎり現地量に換算してある。時間については相似律上不確定要素が含まれているから、原則として模型値で報告してある。

第2章 全体模型実験

前章でふれたような諸条件と内容で計画された計画橋には、すでに述べたような水理的諸問題がある。これらの問題点のうち河道特性の影響も含め、問題点検討の一手法として全体模型実験を行った。本章ではこの全体模型実験の中から、模型および実験の概要ならびに実験結果についてふれるとともに、計画橋付近の河道全搬にわたる対策工法の検討結果を記述する。

第1節 全体模型と相似則

模型は現状河道および計画河道ならびに計画橋梁完成本数の条件を組み合わせ、計測目的に応じて河床が常時静的平衡状態の固定床と移動可能河床の両タイプで実施している。これらの模型は、いずれの河道およびタイプにおいても基本的には模型範囲・縮尺とも一致させているから、特にことわらないかぎり以下に述べる事項は共通している。

1) 全体模型の概要

模型は建設省関東地方建設局首都国道工事事務所が、昭和51年度に模型製作用に原則として50m間隔に実測した横断測量成果を基本に作製した。模型範囲は作製した土木研究所篠崎試験所のスペースの都合・相似律の観点等から、江戸川距離標の17.0～20.0kmに至る約3kmの範囲を対象として、平面および垂直方向とも $\frac{1}{50}$ の縮尺で作成した。したがって、模型の規模は河道部の長さが60m強・上下流の導排水路長を含めた全長は110m程度となり、河道部の巾は平均8m程度・投影面積は約530 m^2 程度で、付属設備も含めた全投影面積は800 m^2 強となった。

模型製作方法は横断測量用キロ杭を平面座標を用いて模型設置場所におとし、模型対象区間内横断・60断面を上記縮尺によりラワン合板に相似にあらわし、この各断面を標高及び位置を考慮して三次元的に設置する。設置した横断板をモルタルで固定した状態を「帯」(おび)と称し、帯間をモルタルで連結する。帯間の連結に際しては、現地の洲や河床の状態を忠実にあらわすため、昭和51年度撮影の空中写真及び昭和44年度作製の平面図を参考にした。模型河床は固定床及び移動床の両タイプで実施したことはすでに述べたとおりであるが、移動床タイプは原則として低水路のみを移動可能河床とし、高水敷はモルタルで固定してある。移動河床部の構造は、構造物の周辺は10m・その他の部分は5mだけ、河床構成材料を敷設してある。

模型に取り入れた既設河道構造物は上流から、19.5km左岸の赤八樋門・19.3km右岸の加排水路・18.9km付近の旧葛飾橋橋脚、及び左岸の低水護岸根固ブロック・18.4km付近右岸の新橋排水路、さらに17.75km付近より設置されている地下鉄千代田線・国鉄常盤線及び国道6号線の鉄道橋と道路橋の橋脚、東京都金町浄水場の第二及び第三取水塔(17.33・17.2km右岸)等を配置している。計画橋梁は実験条件に対応して、必要橋脚のみをそれぞれ設置した。なお、これらの構造物のうち、例えば橋梁等のように上部工を有するもので水面上に突出し、流れに影響を及ぼさない部分については省略してある。また、逆に橋脚の基礎等のように、常時河床上にあらわれていなくても洗掘を受ければ露出する部分については、構造物として取入れてある。

2) フルードの相似則

一般に相似関係は、現地および模型に働く主作用力によって決められる。重力の作用力が卓越している場合にはフルードの法則に従い、内部摩擦力が主作用力の場合にはレイノルズの法則に、表面張力が卓越している場合にはウェーバーの法則に従うことになる。主として、開水路のような自由表面を有する流れは、流質が重力の作用を受けてより低い位置につこうとする。その結果、慣性力と摩擦力の影響が支配的となる。したがって、一般的には重力と慣性力が卓越している場合はフルード数^{*}を合わせるようになる。今、流れを支配している現象を一次元的なものとみなせば、流れの運動方程式と連結式はそれぞれ次式で与えられる。

$$\frac{n}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} - i + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{V^2}{2g} \right) + \frac{n^2 V^2}{h^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに、 n : マニングの粗度係数、 g : 重力の加速度、 V : 流速、 t : 時間、 h : 水深、 x : 距離、 i : 河床勾配、 Q : 流量、 A : 流積

先の各式が現地と模型の間で成り立つならば、(2.1)式より次の関係が生じる。

$$\frac{Vr}{tr} = \frac{hr}{xr} = i_r = \frac{V_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot V_r^2}{h_r^{4/3}} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、添字 r 付の各物理量は、現地と模型値の比をあらわす。今回の模型においては、水平及び垂直縮尺とも $1/50$ を採用した。したがって、(2.3)式における x_r と h_r は等しくなり、各物理量の縮尺は表-2.1に示すようになる。

3) 流砂量及び時間の相似律

移動床実験における流砂量及び時間の相似は、模型実験における河床変動の状況を現地の現象に近似させればよい。そのためには、流砂の輸送形態と移動量を合わせればよい。今回の実験で、相似律検討に使用した流砂量公式は、土研・ロールセンおよびブラウン公式の3式によった。以下その3公式を比較しやすいように整理して、上記の順で示す。

$$Q_B = - \frac{B \cdot U_*^3}{(\sigma/\rho - 1) \cdot g} \cdot \varphi \cdot F \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$Q_T = \frac{Q}{265} \cdot \left(\frac{d_m}{h} \right)^{3/2} \cdot \left\{ \frac{\rho \cdot U_*^2 \cdot d_m^{1/2}}{(7.66n)^2 \cdot \tau_c \cdot g} = 1 \right\} \cdot f \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$Q_B = \frac{10 \cdot B \cdot \rho^2 \cdot U_*^2}{(\sigma - \rho)^2 \cdot g \cdot d_m} \cdot R \cdot I_e \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

ここに、 Q_B : 掃流砂量、 Q_T : 浮遊砂を含む全流砂量、 B : 通水巾、 $U_* = \sqrt{\tau_c/\rho}$: 摩擦速度、

表-2.1 諸物理量縮尺比率表(フルード法則)

諸元	次元	縮尺	比率
距離	L	$1/\ell$	$1/50$
面積	L^2	$1/\ell^2$	$1/2,500$
体積	L^3	$1/\ell^3$	$1/125,000$
時間	T	$1/\ell^{1/2}$	$1/7,071$
流量係数	$TL^{1/2}$	$1/\ell^0$	$1/1$
流速	L/T	$1/\ell^{1/2}$	$1/7,071$
加速度	L/T^2	$1/\ell^0$	$1/1$
勾配	L/L	$1/\ell^0$	$1/1$
流量	L^3/T	$1/\ell^{3/2}$	$1/17,677.670$
粗度係数	$T/L^{1/2}$	$1/\ell^{1/2}$	$1/1.919$
圧力強度	M/LT^2	$1/\ell$	$1/50$
力	ML/T^2	$1/\ell^3$	$1/125,000$
仕事	ML^2/T	$1/\ell^4$	$1/6,250,000$

* 河相論 安芸峯一岩波書店

$\tau_0 = \rho_g R I_e$: 掃流力, ρ : 水の密度, σ : 掃流砂の密度, φ : マニングの粗度係数の関数, F : τ_0/τ_c の関数, τ_c : 限界掃流力, I_e : エネルギー勾配, d_m : 河床材料の平均粒径, f : U_*'/w_0 の関数, w_0 : 河床材料の沈降速度

土研公式は掃流砂を対象にしており, ブラウン公式は $U_*'^2/(\sigma/\rho-1) \cdot g \cdot d_m$ の値が大きくなると浮遊砂も含まれ, ロールセン公式は浮遊砂も含めた全流砂を対象としている。その他, 浮遊砂を取扱っている公式としては, カリンスキおよびアインシュタイン公式等があげられるが, これらの公式は河床近傍を流れる流砂の取扱いがやや仮定的なため, 今回の検討の対象からは除外した。ここでは, 各々の諸元をあらわす文字に添字 r を付けて表現する。我々が日常的に取扱う模型実験においては, 一般に $g_r = \rho_r = 1$ である。また, 表-2.1 であらわすように $x_r = h_r = \ell$ とすれば, 河床構成材料の間に, 次のような関係が成り立つ。

$$d_r = \frac{\ell}{(\sigma - \rho)_r} \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

さらに, (2.4) ~ (2.6) 式の現地と模型の比を, 河床構成材料の平均粒径を用いてあらわせば, それぞれ次のようになる。

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_{mr} \cdot \varphi_r \cdot F_r \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

$$Q_{Tr} = \ell^{3/2} \cdot d_{mr}^{3/2} \cdot f\left(\frac{u_*'}{w_0}\right)_r \cdot \left(\frac{\tau_0'}{\tau_c} - 1\right)_r \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_{mr} \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

次に時間縮尺は, 次式の河床変動の連続式と (2.4) ~ (2.6) に示した流砂量公式より, 求めることができる。

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{(1-\lambda) \cdot B} \cdot \frac{\partial (B \cdot q_B)}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

したがって, 時間縮尺は (2.11) 式より, 次のようにあらわすことができる。

$$t_r = \ell^3 \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{Q_{Tr}} = \ell^3 \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{Q_{Br}} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

ゆえに, 土研・ロールセンおよびブラウン公式による時間縮尺は, 次式の形で与えられる。

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_{mr} \cdot \varphi_r \cdot F_r} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_{mr}^{3/2} \cdot f\left(\frac{u_*'}{w_0}\right)_r \cdot \left(\frac{\tau_0'}{\tau_c} - 1\right)_r} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_{mr}} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

4) 河床構成材料の検討

建設省江戸川工事事務所が昭和40年に採取しふるい分け試験を行った結果の中から, 今回の模型実験対象区間に比較的近い場所の粒径加積曲線を図-2.1に示した。とりあげた河床材料採取断面は, 16.5 及び 19.5 km の2断面でいずれも低水路内の3ヶ所で採取しており, 真中の個所は 16.5 km 断面が低水路巾の $\frac{1}{2}$ 程度の左岸より・19.5 km 断面が低水路のほぼ中央, 他の2個所はいずれも低水路の左右兩岸付近となっている。図-2.1のb)で, これらの6個所の粒径加積曲線と平均粒径 d_m

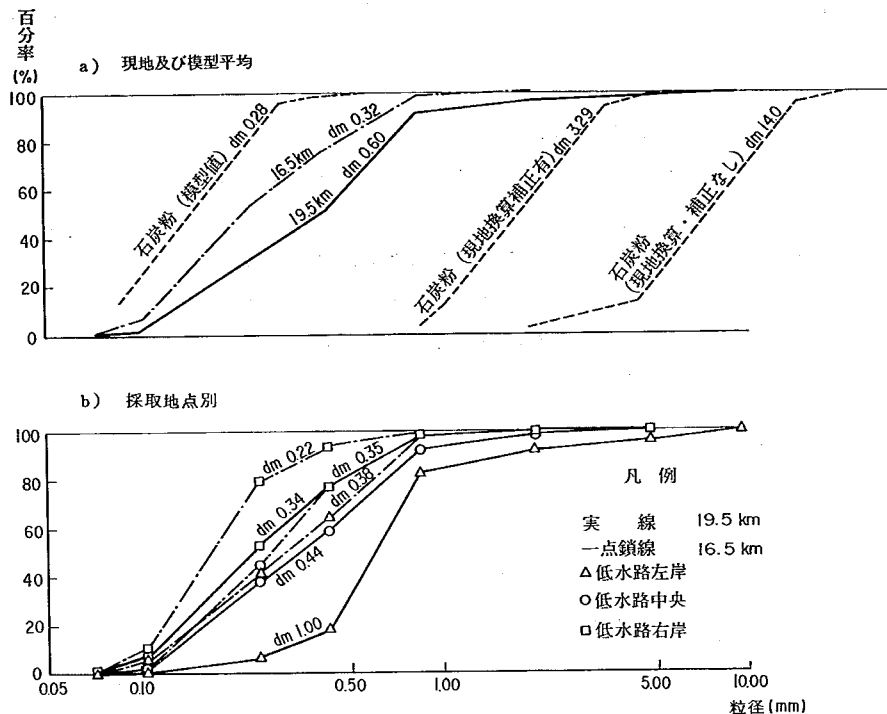


図-2.1 河床構成材料粒径加積曲線

を示したが、特徴点は両断面とも左岸よりほど平均粒径は大きくなる傾向にあり、河道線型による流心のかたよりと一致している。また、上流の19.5 km断面の方が対応する左・右及び中央のいずれも大きく、最大粒径についても左岸の10対2 mm・中および右岸の5対2 mmというような状況を示している。土粒子の比重試験結果は6地点とも2.70前後に分布し、単純平均結果についても2.706を得たので今後は2.70を用いる。図-2.1のa)はこれらの各点の試験結果を断面別に平均してあらわしている。なお、江戸川筋河道全体の平均粒径の縦断分布を先の試験結果よりみれば、江戸川流頭部に相当する関宿橋付近で約0.77 mmを最高に、下流に下がるに従ってほぼ細粒化し10 kmの篠崎水門付近で1.8 mm程度となっており、16.5および19.5 km両断面における平均粒径・0.32及び0.60 mmもこの範囲内に包含され、模型実験の対象平均粒径と考えて支障はない。

しかし、仮に大きい平均粒径・0.60 mmをとりあげても模型縮率で幾何学的に縮小すれば0.01 mm程度となり、河床構成材料としての本質を失ってしまう。したがって、(2.7)式が成り立つものとして粒子密度の小さい材料を用いることにより、河床材料の本質を失わない程度の粒径を確保する技巧的な方法はあるが、そのような方法としても粒子密度が1.0以上という制約をうけるため、当然のごとく制限はある。(2.7)式を変形すれば、次式であらわすことができる。

$$d_{mP}(\sigma - \rho)_P = \ell \cdot d_{mM}(\sigma - \rho)_M \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

ここに、添字Pは現地・Mは模型における物理量をあらわす。現地の河床材料平均粒径を0.60 mm・粒子密度を2.70とし、 $\rho_M = \rho_P = 1$ とおけば模型で使いえる河床構成材料は、次式を満足させ

るようなものでなければならない。

$$\left. \begin{aligned} d_{mM}(\sigma_M - 1) &= 0.020 \text{ mm} \\ \sigma_M &> 1.0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.17)$$

上式を満足させたい安価で多量に入手できる材料といえば、現実には皆無に等しい。そこで、これらの条件を満足させる材料として石炭粉を選定した。

この石炭粉の特性試験の方法と結果は次のとおりである。ふるい分け試験は JIS A 1102 より 3 資料について実施し、図-2.1 の a) の (模型値) と記入した粒径加積曲線と 0.28 mm の平均粒径を得た。比重測定試験は JIS A 1202 により行い、平均 1.40 を得た。

図-2.1 の a) には石炭粉の比重を考慮して (2.16) 式を用いて補正した現地換算結果と、単に幾何学的に換算した場合の粒径加積曲線を図示してある。石炭粉粒子比重を考慮した現地換算加積曲線と平均粒径が、現地量に対応する最も適切な量といえるが、現地の河床を構成している主として砂の 5 倍強に相当する材料を用いたことになる。

第2節 全体模型実験の概要

本節においては実施した全体模型実験の河道及び計画橋梁本数等の組合わせとその根拠、流量及び模型下流端水位等の境界条件、実験方法と諸水理量の測定内容及び測定断面、さらには実験したケースの一覧等についてふれる。

1) 実験の考え方

第1章で記述したように、江戸川は計画橋梁架橋付近で現計画高水流量が $5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ となっているが、利根川筋の流量改訂が現実的な日程にのぼっており江戸川筋の流量改訂も予定されている。流量改訂に伴い疎通能力の確保のため、江戸川筋は低水路の拡幅と低水路の掘削が計画されている。いっぽう、架橋計画も最下流側の1橋は昭和52年度着手の予定であるものの、他の3橋に関する年次計画は現在のところ未定である。したがって、河道の改修及び架橋計画の進行状態による想定組合せケースは、表-2.2 に示すとおりとなる。なお、将来着工の上流側3橋については同時着手として取扱ったため、模型実験対象橋梁は1本か4本のいずれかとする。

表-2.2 河道状態・架橋本数組合せ表

河道状態	架橋本数
現状河道	なし
	1本
	4
計画河道	1
	4

全体模型実験による検討課題は大きく分けて、河道特性上から派生する問題点の確認と対策工法の検討、計画橋梁橋脚群が河道に及ぼす影響の把握と対処の2点である。後者については橋脚自体の安全性の検討を含め、橋脚群が架橋地点兩岸及び下流水衝部等ならびに上流水位に及ぼす影響が、具体的な検討課題となる。これらの検討課題を処理するために、全体模型は現状及び計画河道ごとに、河床が固定床と移動床の状態で行う実験する手法を採用することにした。したがって、以上の河道2・河床2タイプに加え、計画橋梁本数が現状河道の0本を含めた3ケースと将来河道の2とおりの条件を組み合わせれば、10ケースのタイプを考慮することになる。

2) 境界条件

全体模型実験における課題を検討するための基本的方針は、それぞれの現象が最も強調されるような境界条件となるような配慮をした。すなわち、上流水位に及ぼす影響の把握のためには大流量を対象とし、下流に対する影響は把握のためには中小洪水と生起しうる最低水位を組合せた境界条件を選定した。このような基本方針に基づき、異常出水流量・計画高水流量・年間最多頻度出水流量及び高水敷に冠水しない低水路内疎通最大流量を実験の対象とすることにした。これらの河道状態別流量と17.25 km断面における模型下流端水位は、表-2.3に示すとおりである。なお、計画河

表-2.3 河道状態別境界条件一覧表

水位は17.25 km断面

洪水規模	現状河道		計画河道		備考
	流量 (m^3/s)	水位 r.p (m)	流量 (m^3/s)	水位 r.p (m)	
低水路内疎通最大流量	600	2.125	1,000	2.180	
年間最多頻度出水流量	2,500	5.150	2,500	4.290	年4~5回
計画高水流量	5,500	7.250	7,500	7.330	
異常出水流量	6,500	7.800	8,500	7.890	

道の場合の計画高水流量は、前掲のE₁河道における計画高水流量6,500 m^3/s に、諸搬の事情を考慮し1,000 m^3/s 加えた7,500 m^3/s を設定している。諸搬の事情とは、利根川流量改訂の動向と利根川放水路計画の延期等を意味する。仮に、将来計画高水流量が6,500 m^3/s に決定したとしても7,500 m^3/s 出水時の水理現象が把握されていれば、6,500 m^3/s の水理量は内挿等の方法によって求めることができ、外挿よりも高精度が期待できる。計画河道においては表-2.3に示す以外に、中小洪水として4,000 m^3/s を対象としている。

移動床実験における模型対象範囲内への河床構成材料の補給は、現地の信頼できる実測資料がないため、次のような方法をとった。定期横断測量成果からまとめた平均河床高の経年変化は図-1.2に示したところであるが、模型対象範囲に直近している20.0 km断面(松戸)の河床変化は過去に大出水がなかったという事情を考慮しても顕著でなく、ほぼ安定しているといえよう。したがって、20.0 km断面における河床砂礫の流出と流入は均衡がとれているものと仮定し、この考え方を模型における河床構成材料の補給にも適用した。つまり、模型の流頭部に相当する19.90 km断面と19.85 km断面に、模型製作用に測量した横断形状の輪郭がわかる程度に標的を配置し、この標的が河床低下により露出することがないように、また堆積しすぎて全く見えなくなることがないように河床構成材料を補給した。この方法による問題点は標的の露出の確認が目視によるため、実験用水の透明度に左右されさらに補給した石炭粉の影響で確認しがたく、くわえて補給する人間の個人差が生じる。このため、後でもふれるが掃流力及び実験経続時間等の要素を加味しても、実験ケースごとの河床構成材料の補給量にバラツキが出ている。

3) 実験方法

実験流量は模型流頭部に配置したバルブと量水槽により設定した。量水槽には鋭縁矩形刃形ぜき

を取り付けており、あらかじめ板谷・手島公式*で求めておいた越流水深～越流量の相関関係により、必要な流量をバルブ調節しながら与えた。河道水位は、ほぼ模型下流端に相当する17.25 km断面で設定するようにし、せき上げ板と称する構造物で各流量に対応する水位を調節している。その水位は、江戸川工事事務所が不等流計算で求めたものを使用している。

水位・流速及び河床高の測定ならびに流況観察等については、次に示すような方法をとった。移動床の場合の水位測定は河床変動を伴うため、ほぼ同時刻における水面を把握しなければならないから、各測定断面に配置した測定者や自動計測装置により一斉に測定した。固定床模型の場合の水位は、既知河床標高点における水深を測定する方法も併用した。水位用計測機器の最小目盛は1 mmで0.1 mmまでの読取りが可能であり、現地量に換算すれば5 cm程度となる。流速測定はプロベラス式流速計を用い、計器個有の換算式により求めるデジタル化表示カウンターによった。河床高の計測は、河床構成材料の敷設厚さを測る方法と水準測量による方法の併用である。流況観察のうち流線の追跡は染料や浮子等を流し、写真撮影と目視によるスケッチを併用している。また、水衝部・はく離領域・死水域・射流部及び局所洗掘等の特異な水理現象の把握を重点に、実施している。

4) 実験概要

実験の目的、河道改修及び架橋年次計画、流量及び水位等の境界条件からなる諸要素を考慮し、組合せ設定した実験ケースは表-2.4に示すとおりである。以下、原則として同表に示した呼称番号により、実験の経過及び結果についてふれることにする。各実験ケースにおける諸水理量及び現象等の測定項目については表-2.4に示したところであるが、その内水位・流速及び河床高の測定断面と測定量を表-2.5に示した。なお、流況観察と橋脚等の構造物周辺の局所洗掘については、全ケースにわたり把握している。

水位測定は表-2.5のa)に示したとりの断面で、各断面内における測点は全ケースについて低水路内3点、高水数部2～3点を原則として設定した。ただし、現状河道の旧葛飾橋及び計画橋直近断面については橋脚位置の関係上、低水路内の測点を2点にしている。したがって、基本的には1断面当り5～6点の測点を標準としているが、計画河道固定床にあたる3-4及び3-5ケースにおいて半数以上の断面で10点程度計測しているのは、流速分布を詳細に測定したためである。なお、計画河道は低水路を拡張しているため現状河道の測点と必ずしも一致してないが、各河道における固定床と移動床では極力一致させるようにしている。固定床の場合の測定回数は定常流であるためもちろん1回であるが、移動河床の場合は河床波の発達や河床高の変化に対応させ、1～4回にわたり測定している。以上の結果、現状河道の固定床実験においては検証実験も含めると8ケース・延104断面・532測点、平均13断面・67測点の水位測定となり、移動床においては5ケース延189断面・858測点・平均3回測定の12断面・57測点となる。同様に、計画河道の場合には固定床で8ケース・延108断面・522測点、平均14断面・66測点となり、移動床の場合は延96断面・464測点、平均2回・12断面・58測点の規模で測定したことになる。

流速は表-2.5のb)に示した断面で固定床を重点に、基本的には水位測点に準じて設定した。た

* 水理公式集・土木学会編 昭和46年度改訂版 P254

表-2.4 実験ケース一覧表

○: 全面計測・観察

△: 局部的計測

No.	呼 称 番 号	実 験 条 件					測 定 項 目				備 考
		河 道	河 床 状 態	計画橋梁 本数	流 量 (m^3/s)	下流水位 17.25断面	水位	流速	流況	河床	
1	1-0	現 状 河 道	固 定 床 河 床	0	5,500	7.25	○				検証実験
2	1-1				600	2.12 ^s					
3	1-2				5,500	7.25	○	○	○		
4	1-3			1	6,500	7.80	○	○	○		
5	1-4				5,500	7.25	○	○	○		
6	1-5			4	6,500	7.80	○	○	○		
7	1-6				5,500	7.25	○	○	○		
8	2-1		移 動 床 河 床	0	600	2.12 ^s	△	△	○	△	
9	2-2				2,500	5.15	△	△	○	△	
10	2-3			1	5,500	7.25	○	○	○	○	
11	2-4				6,500	7.80	○	○	○	○	
12	2-5			4			○	○	○	○	
13	3-0	計 画 河 道 (E ₁)	固 定 床 河 床	1	7,500	7.33	○				検証実験
14	3-1				1,000	2.18					
15	3-2				2,500	4.29	○	○	○		
16	3-3				7,500	7.33	○	○	○		
17	3-4			4	8,500	7.89	○	○	○		
18	3-5				2,500	4.29	○	○	○		
19	3-6				7,500	7.33	○	○	○		
20	4-1		移 動 床 河 床	1	8,500	7.89	○	○	○		
21	4-2				1,000	2.18	△	△	○	△	
22	4-3			4	4,000	5.37	△	△	○	△	
23	4-4				7,500	7.33	○	△	○	○	
					8,500	7.89	○	○	○	○	

だし、計画河道の3-4及び3-5実験については、低・高水敷の流れの動態と詳細な断面内流速分布を把握する目的で、他のケースの2倍近い密度で測点を選定している。なお、各測点においては水深方向に約1m程度の間隔で計測している。測定結果量は現状河道固定床が6ケース、延42断面・横断上210測点・断面内総測点993点、平均7断面・1横断上5測点・1断面内24点である。現状河道移動床の場合は5ケース、延21断面・横断上101測点・断面内総測点303点を時間経過に伴ない平均2回測定しているから、全部で横断上延260測点・断面内延780測点となる。計画河道固定床の場合は6ケース、延52断面・横断上延327測点・断面内延1,703測点、平均8.7断面/ケース・6.2横断上測点/ケース/断面・平均1断面内32.6測点である。計画河道移動床は1ケース・6断面、横断上延28測点・断面内総測点84点を時間経過に伴ない3回測定している。

表-2.5 測定内容一覧表

a) 水 位

河道等 断面 番号 流量	現 状 河 道 固 定 床								現 状 河 道 移 動 床					
	1-0		1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	1-6	2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	
	1000	5000												
19.8	5	5	5	5	5	5	5	5						
19.5	5	5	5	5	5	5	5	5			5	5	5	
19.3	6	5	6	6	6	6	6	6			5	5	5	
19.0	5	5	5	5	5	5	5	5	3	5	5	5	5	
18.9 ^s									2	5	5	4	4	
旧葛橋			5	5	5	5	5	5	3	4	4	4	4	
18.8			5	5	5	5	5	5	2	5	4	4	4	
計画橋			5	5	5	5	5	5			5	4	4	
18.7	5	5	5	5	5	5	5	5			5	4	4	
18.5	5	5	6	6	6	6	6	6			5	5	5	
18.2											5	5	5	
18.0	5	5	5	5	5	5	5	5			5	5	5	
17.7 ^s	4	5	5	5	5	5	5	5	3	5	5	5	5	
17.6 ^s			5	5	5	5	5	5	3	5	5	5	5	
17.5	5	5	5	5	5	5	5	5	3	5	5	5	5	
17.2 ^s	5	5	5	5	5	5	5	5						
回 数									3	2	4	3	4	
断 面	10	10	14	14	14	14	14	14	7	7	14	14	14	
点 数	50	50	72	72	72	72	72	72	21	34	68	65	65	
									延断面	21	14	56	42	56
									延点数	63	68	272	195	260

河道等 断面 番号 流量	計 画 河 道 固 定 床								計 画 河 道 移 動 床				
	3-0		3-1	3-2	3-3	3-4	3-5	3-6	4-1	4-2	4-3	4-4	
	1000	7500											
19.8	3	4	5	5	5	5	5	5	3		5	5	
19.5	3	4	5	5	5	10	10	5		5	5	5	
19.3	3												
19.0	3	4	5	5	5	10	10	5	3	5	5	5	
旧葛橋			4	4	4	5	5	4			4	4	
18.8			5	5	5	5	5	5			5	5	
計画橋			4	4	4	5	5	4			4	4	
18.7	3	4	5	5	5	5	5	5	3	5	5	5	
18.5						9	10						
18.3	3	4	5	5	5	5	5	5	3	5	5	5	
18.5 ^s						10	10						
18.0	3	4	4	5	5	10	10	5			5	5	
17.7 ^s	3	4	5	5	5	10	10	5	3	5	5	5	
17.6 ^s			5	5	5	5	5	5			5	5	
17.5	3	4	5	5	5	10	10	5	3	5	5	5	
17.2 ^s	3	4	5	5	5	10	10	5	3	5	5	5	
回 数	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	3	
断 面	10	10	14	14	14	16	16	14	7	7	14	14	
点 数	30	40	67	68	68	124	125	68	21	35	68	68	
									延断面	7	7	42	42
									延点数	21	35	204	204

b) 流 速

注：横断測は横断上測点数、全測は断面内全測点を示す。

ケース 断面	1-1		1-2		1-3		1-4		1-5		1-6		3-1		3-2		3-3		3-4		3-5		3-6		
	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	横断測	全測	
19.5																			9	38	9	54			
19.25																			9	43	10	58			
19.0														3	18	6	35	6	33	8	36	10	59	6	34
旧 葛	5	21	5	24	5	21	5	24	5	21	5	25	2	12	5	25	4	20	3	13	5	26	5	26	
18.8	5	21	5	22	5	21	5	22	5	21	5	23	3	19	6	32	6	32	3	19	5	29	5	29	
架 橋	5	21	5	21	5	21	5	21	5	21	5	25	3	19	5	27	4	24	5	21	5	30	5	30	
18.7	5	24	5	25	5	24	5	24	5	24	5	24													
18.5																			9	33	9	49			
18.25																			7	37	10	54			
18.0																			9	34	9	52			
17.75	5	26	5	27	5	24	5	25	5	25	5	24	3	18	6	31	6	30	8	36	10	53	6	32	
17.65	5	25	5	25	5	26	5	25	5	25	5	26	3	18	6	31	6	31					6	31	
17.5	5	26	5	23	5	25	5	23	5	26	5	26	3	18	6	33	6	34	10	35	10	52	6	34	
17.75																			8	33	10	53			

ケース 断面	2-1			2-2			2-3			2-4			2-5			4-4		
	時 間 測定数	横 断 測点数	全 測点数	時 間 測定数	横 断 測点数	全 測点数	時 間 測定数	横 断 測点数	全 測点数	時 間 測定数	横 断 測点数	全 測点数	時 間 測定数	横 断 測点数	全 測点数	時 間 測定数	横 断 測点数	全 測点数
19.5																		
19.3																		
19.0							3	4	12	2	4	12	3	4	12			
18.95																		
旧 葛	2	4	12	1	4	12	3	4	12	2	4	12	3	4	12	3	4	12
18.8							3	4	12	2	4	12	3	4	12	3	5	15
計 画							3	4	12	2	4	12	3	4	12	3	4	12
18.7																3	5	15
18.5																		
18.2																		
18.0																		
17.75							3	5	15	2	5	15	3	5	15			
17.65							3	5	15	2	5	15	3	5	15	3	5	15
17.5							3	5	15	2	5	15	3	5	15	3	5	15

c) 河 床 高

河道 断面 番号	現 状 河 道					計 画 河 道				備 考
	2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	4-1	4-2	4-3	4-4	
19.50						○	○	○	○	
19.45								○	○	
19.40								○	○	
19.35			○	○		○	○	○	○	
19.30			○	○	○			○	○	
19.25			○	○	○	○	○	○	○	
19.20			○	○	○			○	○	
19.15		○	○	○	○			○	○	
19.10		○	○	○	○	○	○	○	○	
19.05	○	○	○	○	○			○	○	
19.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
18.95	○	○	○	○	○			○	○	
18.90	○	○	○	○	○			○	○	
18.85	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
18.87 ⁵	○	○	○	○						
18.80	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
18.77 ⁵					○					
18.75	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
18.70			○	○	○	○	○	○	○	
18.65			○	○	○	○	○	○	○	
18.60			○	○	○			○	○	
18.55			○	○				○	○	
18.50		○	○	○	○			○	○	
18.45								○	○	
18.40			○	○	○			○	○	
18.35								○	○	
18.30			○	○	○	○	○	○	○	
18.25								○	○	
18.20			○	○	○			○	○	
18.15								○	○	
18.10			○	○	○			○	○	
18.05								○	○	
18.00			○	○	○	○	○	○	○	
17.95	○	○	○	○	○			○	○	
17.90	○	○	○	○	○			○	○	
17.85	○	○	○	○	○			○	○	
17.80	○	○	○	○	○			○	○	
17.75	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
17.70	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
17.69	○	○	○	○	○					
17.67 ⁵	○	○	○	○	○					
17.67	○	○	○	○	○					
17.65	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
17.62 ⁵	○	○	○	○	○					
17.60	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
17.57 ⁵	○	○	○	○	○					
17.55	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
17.50	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
17.45						○	○	○	○	
17.40			○	○	○	○	○	○	○	
17.35						○	○	○	○	
17.30			○	○	○	○	○	○	○	
17.25		○	○	○	○	○	○	○	○	
断面数	23	27	42	42	40	23	23	46	46	

河床変動高の測定は各河道の移動床実験の場合に行い、その概要は表-2.5のc)に示した。現状河道の場合は5ケース・延174断面、平均35断面/ケースの割合で計測している。計画河道の場合は4ケース・延138断面、平均34.5断面/ケースの割合で測定している。河床高測定間隔はいずれの場合も原則として5mピッチとしている。

このように、測定データは極めて多量に達している。したがって、これらのデータのすべてを本報告書に取入れることは困難であるので、ここではそれらをまとめたり一部のデータを掲載するにとどめ、これらの測定数値は本報告書とは別の方法で報告することにする。

第3節 現状河道実験

現状河道における実験は、粗度調整ならびに検証実験1ケース(2流量)を含む固定床模型による7ケース、移動床模型による5ケースの合わせて12ケースを実施した。この12ケースの内訳は計画橋施工着手前の現況河道4ケース、計画橋が1橋だけ完成した状態における河道の4ケース、さらに4橋が全部完成した場合の河道の3ケースである。以下、実験結果を用いて水理現象別に、それらの特性についてふれていく。

1) 現状河道模型の相似性

水理現象の特性についてふれる前に、本章第1節でふれた相似則の関係が現地と模型の間で成り立っているかどうかを検証する。この場合の条件としては、現地実測データが計画橋未着手のものでものであるから①模型でも計画橋は設置せず、低・高水敷の流れの特性と粗度にも当然ながら差異があるから、②主として低水路部と低水路を含む河道全体の2回に分割して検討する。

a) マニングの粗度係数

現地と模型の流れを一致させる条件の一つとして、水位及び水面勾配の相似性がある。これらを一致させるということは、一般に粗度を合せればよいことになる。粗度係数は直接測定できない量であるから、次式を用いて粗度係数 n を未知数として求めた。

$$h_1 - h_2 + Z_1 - Z_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) + \frac{n^2 Q^2}{2} \left(\frac{1}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{1}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right) \cdot \Delta x = 0 \quad \cdots (2.18)$$

ここに、 Z : 平均河床高、 d : 平均流速の補正係数、 Δx : 区間距離、添字1: 下流側・2: 上流側をあらわす。粗度係数以外はすべて既知量として扱い、 α については1.1を用いた。計算した粗度係数と平均水位縦断図を図-2.2に示した。江戸川筋の現状河道における計画粗度係数は、19.5km断面より上流で0.025・下流で0.020となっている。昭和33~41年の間に出水した5洪水に対する架橋計画地点付近の実績粗度係数は^{*}、0.012~0.023程度の範囲内に分布しており、標記計画粗度係数の妥当性は証明されている。

図-2.2によれば、固定床模型の場合は低水路部のみと河道全体を洪水が流れたときの差はほぼ同様の傾向を示し、17.5~19.0km区間の平均水面勾配は約 $1/3000$ 程度、区間長を考慮した加重平均粗度係数は0.026程度となる。自由表面を有する流れのモルタル河床の粗度は0.011~0.015

* 全国河川粗度係数資料集、建設省技術研究会編、社団法人日本河川協会発行

程度といわれており*、これを現地量に換算すれば0.021~0.029になり、河床構成材料に対しては適正な値を示しているといえる。しかし、現地の粗度係数に対しては鉄道橋及び新・旧葛飾橋の橋脚によるせき上げ量を差引いたとしても、平均粗度は0.025となり25%大きくなっている。移動床の場合は低水路のみと河道全体を流れるときの河床構成材料の差が歴然と生じ、低水路部のみの場合は平均水面勾配 $1/1,670$ ・加重平均粗度係数0.052、河道全体の場合の平均水面勾配は $1/2,020$ で粗度係数は0.038となっている。このように、移動床モデルの粗度係数が大きくなり水面勾配が計画勾配の $1/4,000$ に比し急になっている要因は、河床波の発達にあると考え

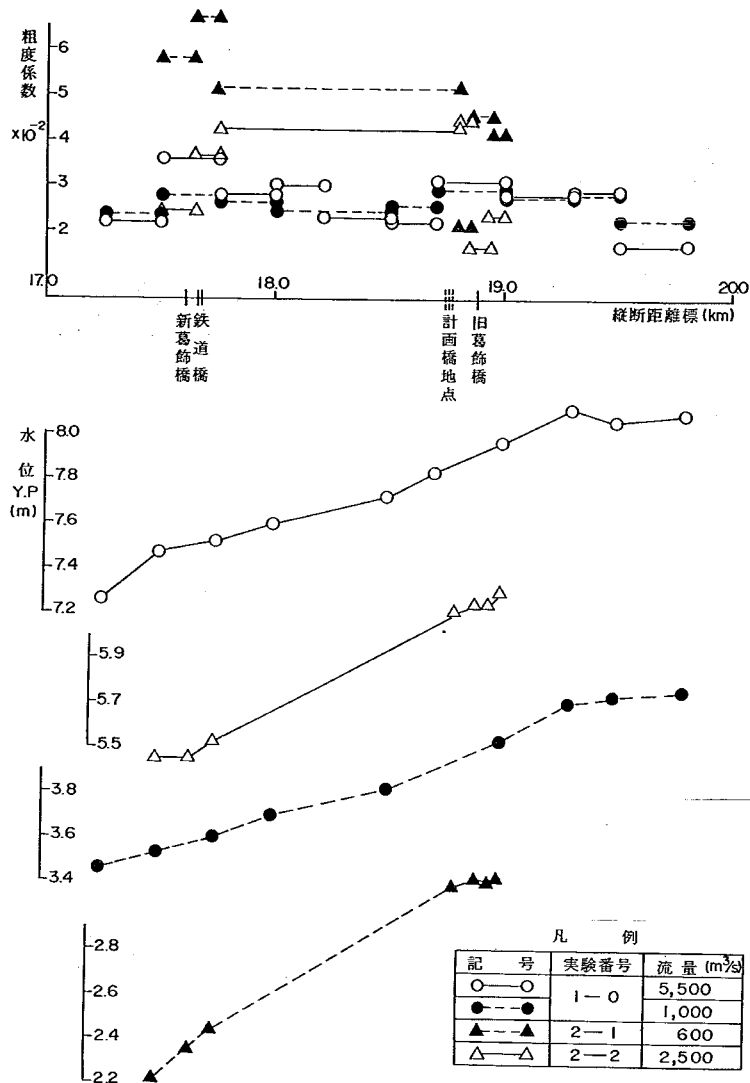
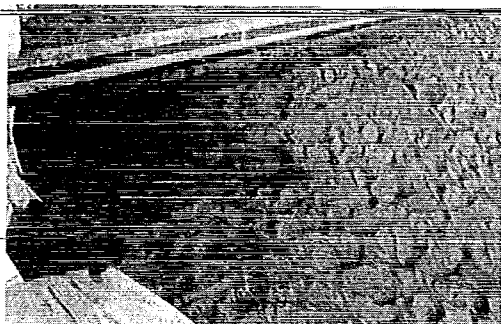


図-2.2 現状河道の相似性

られる。山本**が我国の一級河川の平均粒径と河床状態の相関を調査した結果、図-2.3に示すような関係を提案している。この関係でいえば、現地の河床材料平均粒径を0.05 cm・径深6 m・粗度係数を0.018程度とそれぞれ置けば、 $\phi=25$ 付近の図中左端のフラットベット領域となり、模型においては図-2.1に示したように平均粒径0.33 cm・流量 $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の径深4.4 mとすれば、 $\phi=12$ 付近に水平な領域を占めるデューンに含まれ、粗度係数は0.030~0.037程度となる。なお、流量が600と $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の水面勾配及び粗度係数の差は、河床の一部をモルタルで構成するか否かであると判断される。

* 水理公式集 昭和46年改訂版 土木学会編 P157

** 山本晃一 土木研究所, 河川研究室, 主任研究員

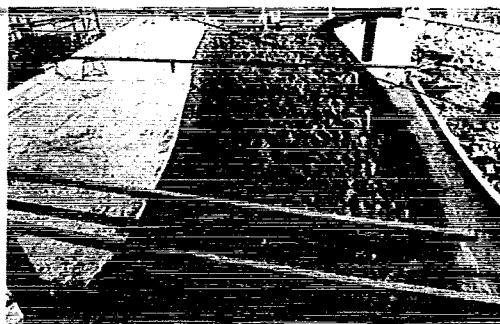


写真－ 2.1 赤冢樋門前面の河床状態

case 2-5, $Q = 6,500 \text{ m}^3/\text{s}$

赤冢樋門（写真左下）付近の河床状態を見る。

砂運の発達とともに写真中央下付近の低下に注目された。

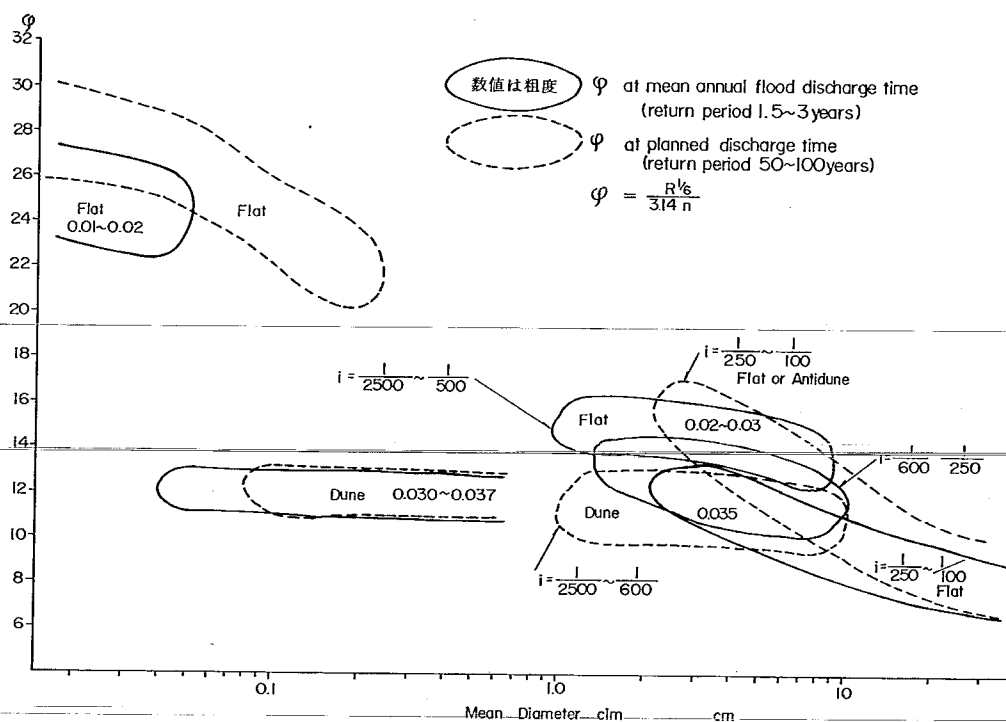


写真－ 2.2 下流部の河床状態

case 4-1, $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

下流橋脚群付近から下流をのぞむ。右岸側に都水道局の第二及び第三取水塔が見られる。

小洪水でもこの区域では河床波が非常に発達している。



図－ 2.3 河床材料平均粒径・河床状態相関図

b) 流砂現象の相似性

本章第 1 節の河床構成材料の検討の中でふれたように、模型用河床構成材料は現地のそれに比較し 5 倍強の粒径に相当する石炭粉を代用せざるを得なかったので、河床構成材料の移動性と輸送形態の相似性に関し検討する。河床が移動しうる材料で構成されていても流速が小さく底面に作用す

るせん断力が小さいうちは、流れは固定床と変わらない。掃流力 τ_0 が限界掃流力 τ_c を越えると河床材料の移動が始まるが、 τ_0 が τ_c の約3倍以内ならば河床材料の移動は限界掃流力の影響を強く受ける。今回の実験においては最小流量の $600 \text{ m}^3/\text{s}$ でも τ_0/τ_c の比が5倍強となっており、このような問題は存在しない。一方、現地と模型における掃流力と限界掃流力の比 $(\tau_0/\tau_c)_r$ は、河床構成材料の流れに対する活発性を示す指標になる。すなわち、 $(\tau_0/\tau_c)_r > 1$ の場合は、模型より現地における流砂現象が活発であることを示す。また、河床を構成している材料が輸送されている状態の相似性は、局所浅掘・河床低下及びたい積場所とその量に影響を及ぼす。一般に、このような河床材料の流送形態をあらわす方法として、流れの摩擦速度と河床材料の沈降速度の比 u_*/w_0 が使用される。 u_* はほぼ流速と比例関係にあり、 w_0 は重力による静水中の沈降速度である。つまり、 u_*/w_0 は流体と粒子の相対速度の表示量である。したがって、 u_*/w_0 が大きいことは粒子が流体と一緒に動くことを意味し、浮遊形態に近づくことになる。

表一 2.6 に、これらの量を求めて示

表一 2.6 流砂現象の相似性

した。なお、流量が5,500及び6,500 m^3/s については計画橋脚を配置した状態であるが、参考までに比較しておいた。現地量は不等流計算値による τ_0 の値であり諸橋脚群によるせき上げ量は考慮されておらず、実際よりは小さく

流量要素 (m^3/s)	τ_0/τ_c			u_*/w_0		
	現地	模型	現地/模型	現地	模型	現地/模型
600	12.72	5.71	2.23	3.96	2.70	1.47
2,500	29.88	5.32	5.62	9.29	2.52	3.69
5,500	55.96	6.23	8.98	17.40	2.95	5.90
6,500	63.72	5.61	11.36	19.82	2.66	7.45

あらわれているはずである。模型の τ_0 の場合は流量の増加に伴ない径深 R はもちろん増大するが、粗度係数の相似性の中でふれたように低流量ほど河床波の影響を強くうけ、損失が大きいため急勾配となることにより、結果的には流量のいかんをとわず大差のない値を示している。現地の τ_0 の場合は模型の水面勾配ほど流量に左右されないため、流量増に伴ない当然のことながら増加している。 $(\tau_0/\tau_c)_r$ は2～11強の範囲に分布している。このことの意味は、模型の河床材料が現地に比べ45～9%程度の活発性しかないことを示している。特に、流量が大きくなるほど相対的に不活発になることを物語っている。現地及び模型の各々の摩擦速度と沈降速度の比 $(u_*/w_0)_r$ についても $(\tau_0/\tau_c)_r$ と同様の傾向を示し、その原因も河床波と水面勾配の挙動に求められる。 $(u_*/w_0)_r$ は1～7強の範囲に分布しており、模型の河床材料は現地のそれに比べ約7割から1割強程度浮遊しにくいことを示している。

c) 流砂量及び時間縮尺

現地の河床材料の平均粒径を0.6 mmとするならば、模型で使用了石炭粉は比重の効果も考慮した場合に、現地の5.5倍程度に相当する。このため、河床材料の相似律としての(2.16)式は成り立たない。ゆえに、流砂量及び時間縮尺は、掃流力 τ_0 及び限界掃流力 τ_c 並びに摩擦速度 u_* 及び沈降速度 w_0 の比、河床材料の比重等の要素を考慮して求めることにし、(2.8)～(2.10)及び(2.13)～(2.15)式を表一 2.7に示すような形に変形した。なお、模型値は実測値で現地量は不等流計算値を用い、流砂量及び時間縮尺とも計算している。

河床材料の相似が保障されていないから、土研・ロールセン及びブラウンの各公式の構造につい

表-2.7 移動床実験縮尺表

注: 計算値欄の上段は 600・下段は 2,500 ml/s

縮尺 公式	流砂量		時間	
	計算式	計算値	計算式	計算値
土研公式	$\ell^{5/2} \frac{\phi_r \cdot F_r}{(\sigma - \rho)_r}$	11,880 9,210	$\ell^{1/2} \frac{(\sigma - \rho)_r (1 - \lambda)_r}{\phi_r \cdot F_r}$	6.6 8.5
ロールセン公式	$\ell^{5/2} \frac{f(\frac{u_*}{w_0})_r (\frac{\tau_0}{\tau_c} - 1)_r}{(\sigma - \rho)_r^{1/6}}$	9,010 11,160	$\ell^{1/2} \frac{(\sigma - \rho)_r^{1/6} (1 - \lambda)_r}{f(\frac{u_*}{w_0})_r \cdot (\frac{\tau_0}{\tau_c} - 1)_r}$	8.2 7.4
ブラウン公式	$\ell^{5/2} \frac{1}{(\sigma - \rho)_r}$	4,140	$\ell^{1/2} (\sigma - \rho)_r (1 - \lambda)_r$	19.0

て検討し、妥当な縮率について考察する。前二者には、掃流力と限界掃流力の比による特性をあらわす項が存在する。さらに、土研公式は掃流形態で輸送される河床材料に対して適用されるが、粗度係数の関数 ϕ を u_* / w_0 によって変化する係数として扱うならば、濃度の大きくない範囲で浮遊砂の領域にまで適用できる。つまり、土研公式とロールセン公式は範囲を限定すれば、同じ構造を有していることがわかる。これに対して、ブラウン公式は前二者のような構造を有していない。したがって、今回の実験に見られるような河床材料に関する事情がある場合は、土研及びロールセン公式による縮尺が、現象を比較的適格に反映していると判断される。このような観点からすれば、流砂量縮尺は $1/10,000$ ・時間縮尺は $1/2$ 程度となる。

d) 現状河道模型の相似性に対する結論

固定床模型に関しては河床構成材料（モルタル）の影響で、マンシングの粗度係数が目標値よりも約 25% 程度大きくくなっている。このため、水位はその分だけ高くあらわれる傾向にある。

移動床模型の場合は現地の河床材料の特性から石炭粉を用いたが、それでも現地の平均粒径に対し 5 倍強の粒径に相当するものしか入手できなかった。このため、河床波が異常に発達し河床粗度を大きくする方向に作用したため、水位の上昇とともに水面勾配を急にしている。したがって、水位に関しては、固定床実験の成果を用いた方がよく、移動床模型水位については参考程度にとどめることとする。流砂の移動性と流送形態については、河床材料の代用とした石炭粉の大きさの影響で現地より移動しにくく、また掃流形態に近い輸送が卓越している。模型では掃流力や摩擦速度が流量変化に応じて増減しないため、大流量ほど現地との相似性が保障されず不活発・流下量が小さいという傾向が顕著になる。したがって、河床変動現象についてはこのような点を考慮して、考察していく必要がある。流砂量縮尺については $1/10,000$ 、時間縮尺については $1/2$ 程度が妥当と判断される。以上の点より、全体模型の移動床実験水理量は量的議論は避け、定性的傾向を見る程度に考え、橋脚周辺の局所洗掘深及びその機構等については抽出実験の結果を用いていくことにする。

2) 水位について

本節の前項の相似性の中でふれたように、移動床模型の水位は粗度係数が非常に大きくなり、全体的に水面勾配が急で水面上昇が顕著であるため、固定床水位を中心として測量結果についてふれることにする。ただし、固定床水位にしても河床を構成しているモルタルの影響で、約 25% 程度

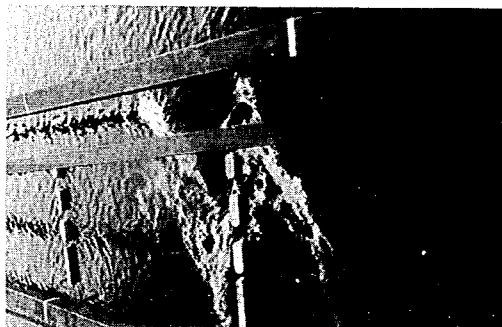


写真-2.3 計画橋橋脚の造波抵抗

case 2-5, $Q=6,500 \text{ m}^3/\text{s}$

4橋完成時の計画橋橋脚(手前P4・写真上P3)を左側から見る。橋脚群による造波と白く見える染料により、表面流速の差を知ることができる。



写真-2.4 取水塔による造波抵抗

case 2-5, $Q=6,500 \text{ m}^3/\text{s}$

東京都金町浄水場の第三取水塔及び管理橋橋脚2本を上流側から見る。

各構造物の造波抵抗、さらにはせき上げに注目されたい。

粗度係数が大きくなっている。なお、測定値は境界条件設定の不充分さや構造物による水面の波立ち等のため、相当のバラツキが生じているのでこれらの要因を考慮し、補正値で議論していくことにする。

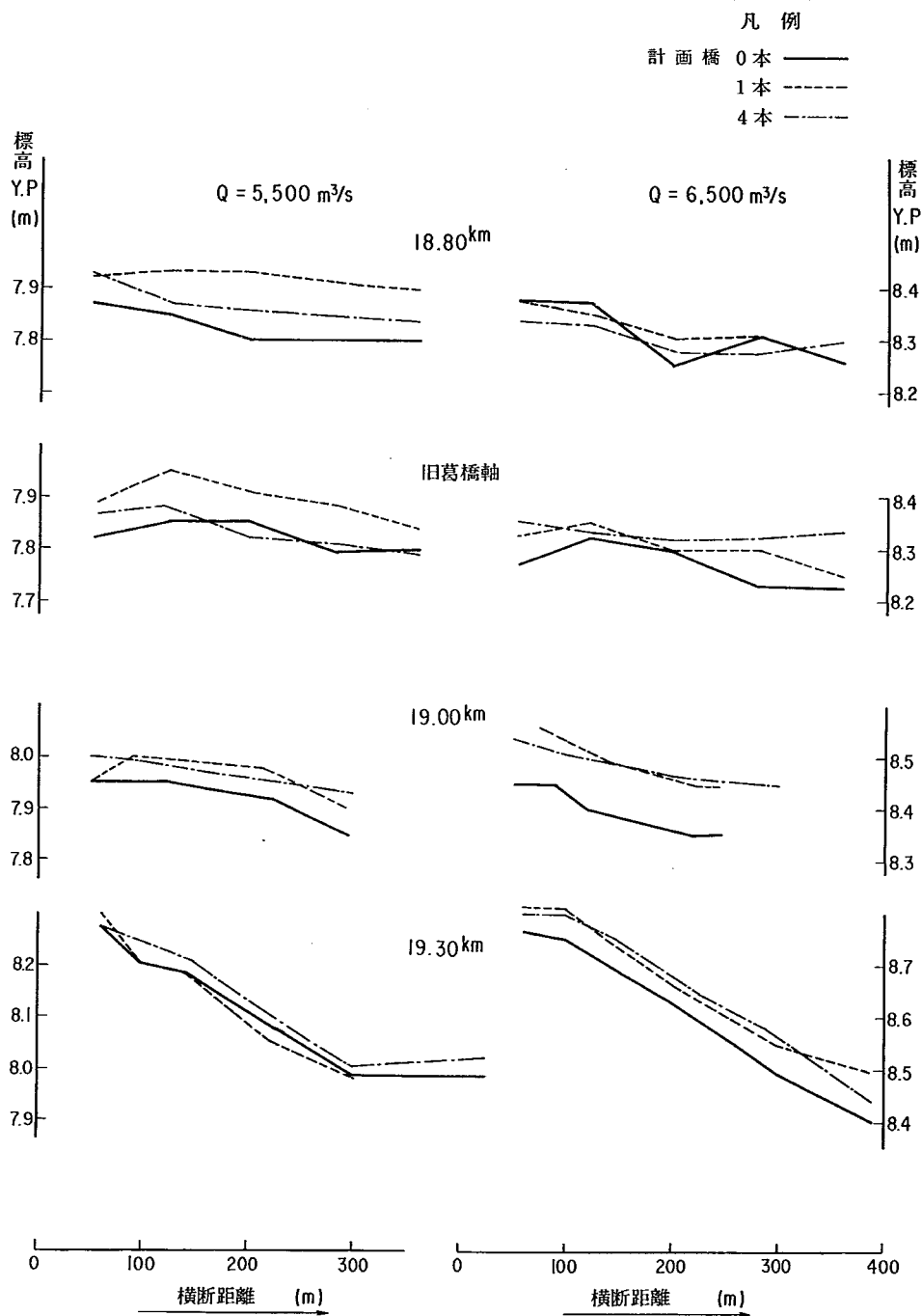
a) 水位横断

図-2.4に、18.0~19.3 km 区間の8断面の流量が5,500及び6,500 m^3/s 時の水位横断図を示した。図中、新橋軸断面とあるのは当面着手する最下流端計画橋の橋軸断面である。旧葛飾橋付近より上流では左岸側、18.0 km付近では右岸側の水面上昇が目立ち、流心の移動を物語っている。また、一般に流量が大きい方がその傾向も顕著で、影響範囲も広がっている。特に、19.3 km断面では5,500 m^3/s の場合で25 cm・6,500 m^3/s の場合に35 cm程度、18.0 km断面ではいずれの流量も20 cm前後の左右岸水位差が生じている。図では示していないが、18.0 km下流17.75 km断面の6,500 m^3/s の場合は実に、45 cmの水位差があらわれている。

b) 平均縦断水位

図-2.5に、流量が5,500及び6,500 m^3/s の場合の平均水位縦断図を示した。なお、同図には参考までに移動床の同流量水位及び不等流計算水位、計画高水位及び平均河床高等を示し比較した。新葛飾橋及び2本の鉄道橋、計画橋及び旧葛飾橋の上下流橋脚群付近の水面の乱れが非常に顕著の他19.25 km及び17.25 km断面より下流200~300 m程度区間の急水面勾配が目立つ。前者はもちろん橋脚群の影響であるし、後者はそれぞれの河道湾曲部のエネルギー損失と判断される。移動床実験の6,500 m^3/s の場合の水位は相当の差が2ケースの間で認められるが、これは平均河床高の差によって生じたものである。つまり、図中○印であらわした2-4ケース、実験後に△印であらわした2-5ケース、実験を実施したため、2-5実験の初期河床高が低下したことによるものである。5,500 m^3/s の移動床実験を含め、固定床実験より水面が上昇しているのは相似性の項で検討したように、河床波の発生と発達と考えられる。

固定床実験でもモルタル河床のため目標粗度0.020より約25%程度大きいことはすでに述べた



図— 2.4 (a) 水位横断面図 (現状河道)

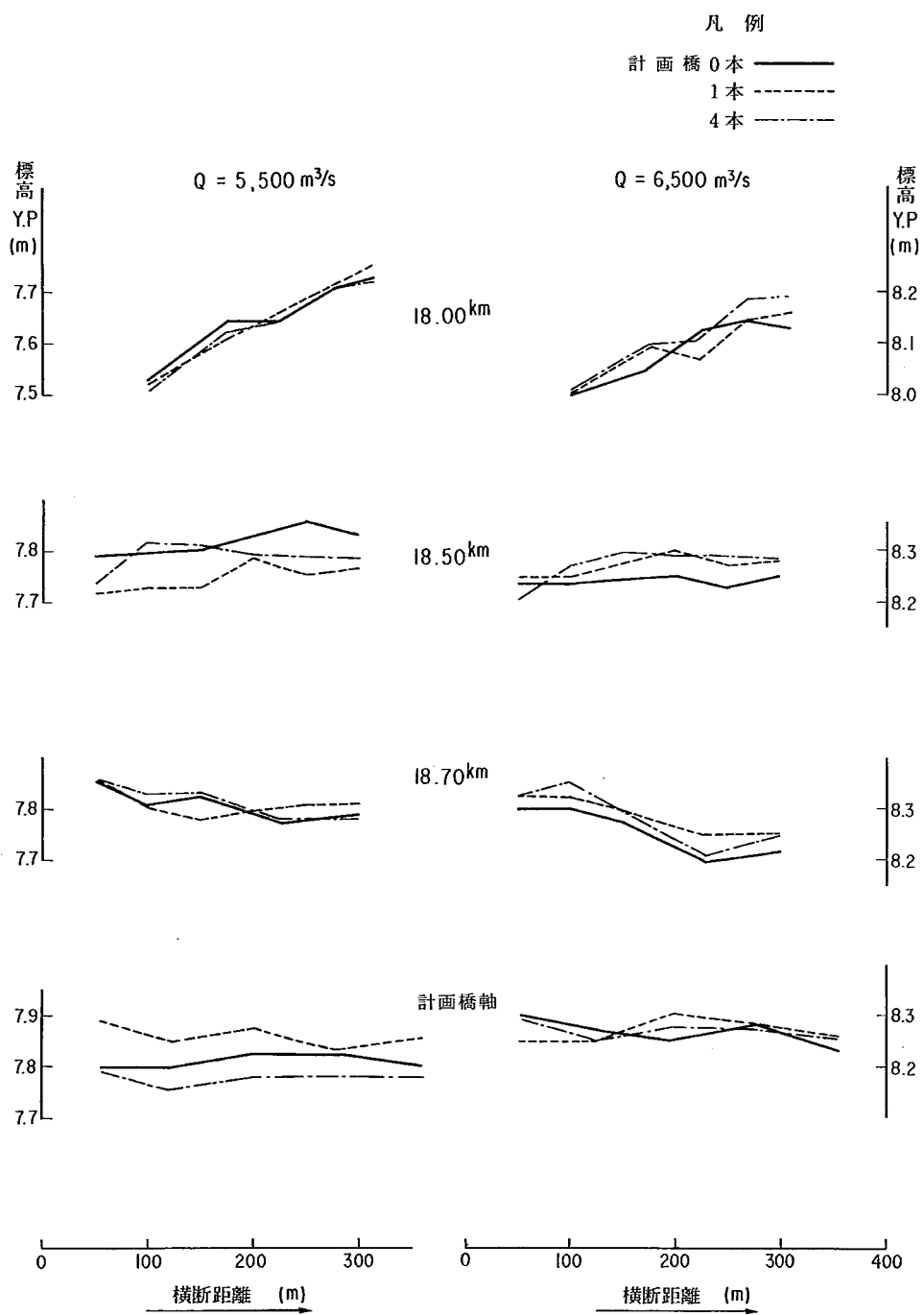


図- 2.4 (b) 水位横断図 (現状河道)

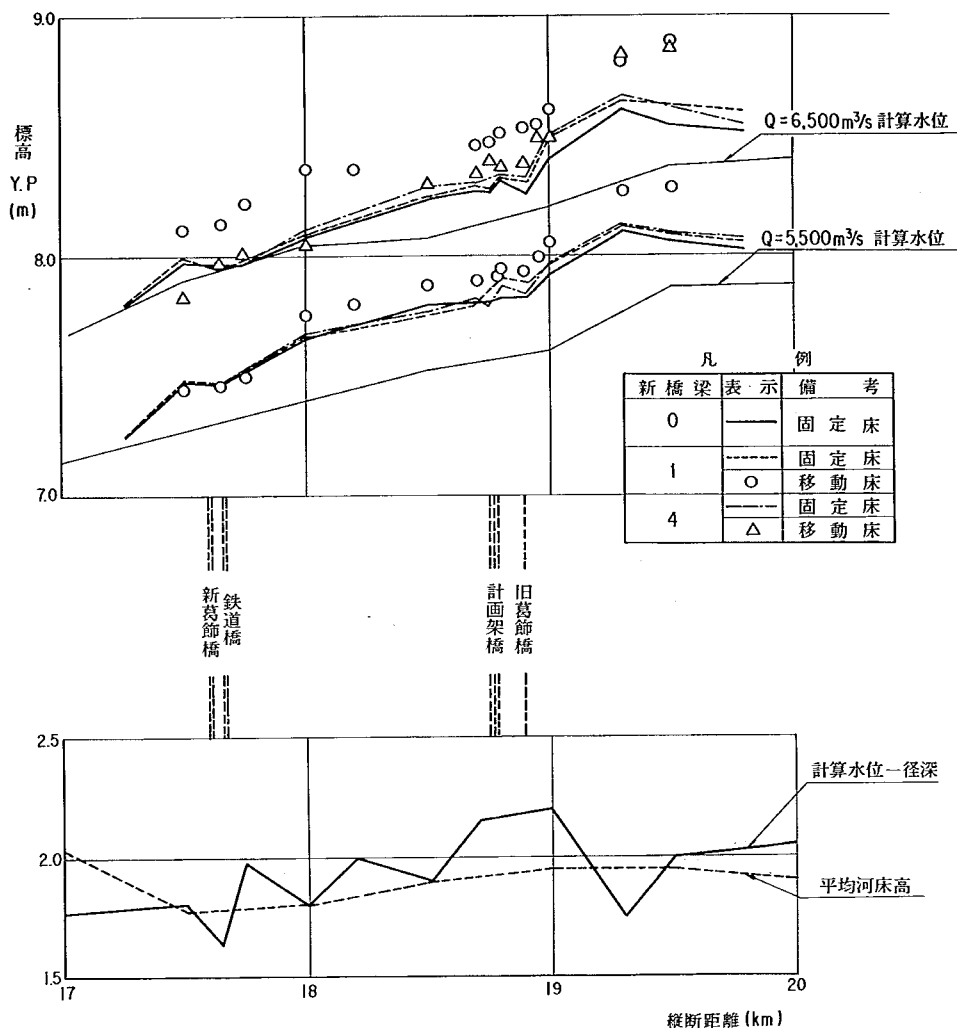


図-2.5 水位縦断図（現状河道）

が、このため不等流計算水位より30 cm前後水位は高くなっている。現地どおり模型の粗度係数が0.020であったとしたならばという仮定のもとに、5,500 m³/s出水の場合の平均水位を補正した縦断水面形を▽印であらわした。補正水面形は上・下流の橋脚群付近及び模型流頭部付近を除いて、ほぼ不等流計算水位と一致している。橋脚群付近の各水面が計算水位よりも高いのはいうまでもなく、橋脚によるせき上げ量と橋脚後流領域の水面の乱れによる損失である。模型流頭部の水面が計算値よりも低くなっている現象は、境界条件の与えかたに不十分さがあったためである。すなわち、実験場の都合で流頭部までの導水路と20 km断面付近の接合が左岸側に大きく湾曲したような平面形状になり、整流対策の結果にもかかわらず水面低下を生じてしまった。したがって、19.5 km断面より上流の実験水位については、参考程度にとどめることが妥当と考えられる。

橋脚群によるせき上げは粗度係数補正水位及び不等流計算水位の比較では200~300m程度上流

までその影響があらわれ、それより上流については問題がない。計画高水位との関係では粗度係数補正水位では全く問題がなく、粗度が25%程度大きい実験値水面でも19.3 km付近を除いて、すべて低くあらわれている。

c) 計画橋脚が水位に及ぼす影響

橋脚による上流水位せき上げ量については後でふれることにし、今回実施した固定床実験における5,500及び6,500 m^3/s 流量別に、計画橋梁未着手時水位に対する1橋及び4橋竣工後の平均水位変動量を縦断距離に応じ、水位比較図として図-2.6に示した。理屈上は流量ごとの各3ケース水位は、計画橋橋脚の後流領域等の影響がなくなった下流側、さらにはせき上げ背水区間より上流側水位は、一致または収束しなければならない。ところが、図-2.6では局部的な水面低下部を除

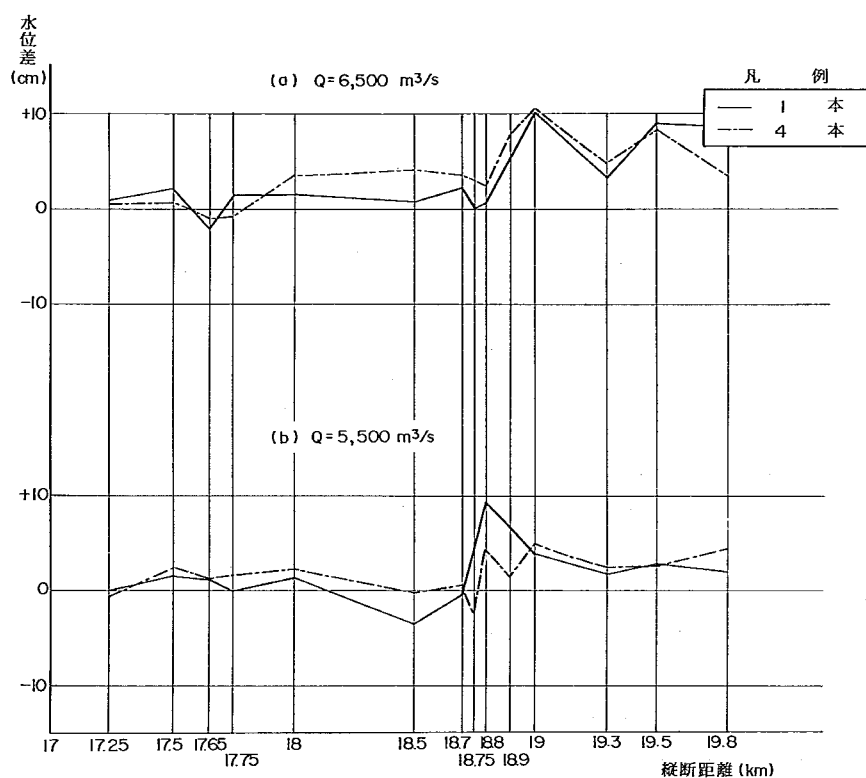


図-2.6 水位比較図(現状河道)

いて、計画橋梁架橋断面の上記範囲外においても全般的に平均水位は上昇傾向にある。部分的な水面低下現象は写真-2.3に示すような橋脚群の造波抵抗による波の影響であり、測定断面及び断面内測点数の不十分さ、測定断面設定のまずさに起因するものである。全般的な水位上昇量としては、5,500 m^3/s の場合で平均1 cm程度・6,500 m^3/s のケースで平均2 cm程度であり、模型値では0.2~0.4 mm程度である。この原因としては、①河床粗度の変化、②境界条件設定誤差、③測定誤差、④測定者の個人差等が考えられる。②及び③については消合い誤差的性格が強いが、境界条件設定誤差とは流量設定誤差であり、また個人差とは測定者個有の例えば目盛の上を読むとか下を読む等

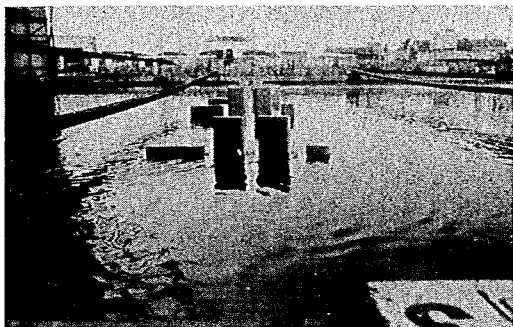


写真- 2.5 計画橋橋脚のせき上げ

case 1-5, $Q=5,500\text{ m}^3/\text{s}$

4橋完成時の橋脚を左岸側から見る。最上流橋脚沿いの水面変化に注目されたい。

なお、水面近くから撮影しているため、造波の様子は顕著でない。



写真- 2.6 計画橋橋脚のせき上げ

case 3-4, $Q=2,500\text{ m}^3/\text{s}$

計画橋橋脚を左岸側から見る。

中小洪水でも水面は乱れる。

のいわば「くせ」である。河床粗度の変化とはモルタル河床面に水あかやゴミ等が付着するために粗度係数が増加し、水位上昇を持たらすものである。特に、実験回数の増加に伴ない粗度係数は増大することを考えれば、実験順番は表- 2.4 に示した順に行っており、図- 2.6 に示したケース別水位上昇傾向とよく一致している。水位上昇傾向の原因はさておき、その水位上昇分を差引いた計画橋橋脚による水位せき上げ量は、おおよそ4-6 cm程度といえることができる。

3) 流速について

固定床流速分布測定結果より、計画架橋地点付近4断面の流速分布について、流量が $5,500\text{ m}^3/\text{s}$ で計画橋着工前・1橋及び4橋完成状態の3ケースの場合の流速を図- 2.7 に示した。各測点の水深方向流速は低水路部の場合、上から順に水面下おおよそ80 cm程度・最大流速または水面下約1.5 m・河床上おおよそ1.5 m及び0.8 m程度の4点である。高水敷部の場合は、水面及び河床から約80 cm程度離れた点と水深のほぼ1/2付近の3点である。なお、図中流速分布図形内の数値は、実測値の単純平均流速である。

a) 旧葛飾橋付近流速分布の特徴

計画橋着工前の旧葛飾橋付近における流速分布の特徴は、当然のことながら流心が左岸に偏る左岸側が速く、順次右岸にいくに従って減速しており、左岸に蛇曲している河道特性とあいまって高水敷上の流速の減少が明確にあらわれている。このような同一断面内横断面上の流速分布は、旧葛飾橋で平均化する傾向が強くなり、下流断面では再びその差が顕在化する方向にある。この傾向は縦断的にもあらわれ、旧葛飾橋断面で橋脚のせき上げの影響を受けた流速は、その下流で加速される傾向にある。なお、厳密に言えば現地の流速は模型の粗度が大きくなっているため、模型実測値よりも若干速くなるものと思われる。その割増分は平均流速で1~5%程度である。

b) 計画橋橋脚が流速に及ぼす影響

新規架橋橋脚が流速に及ぼす影響はわずかであるが、全体的に計画橋梁が増すに従い橋脚上流側

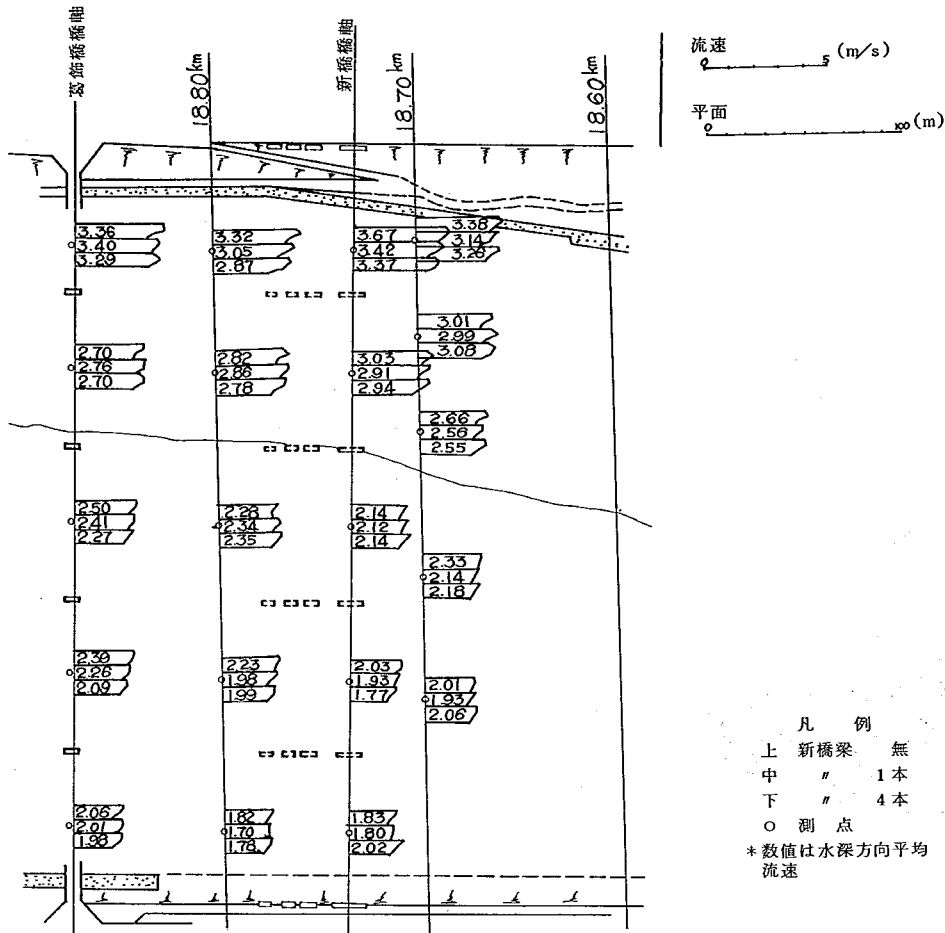


図-2.7 流速比較図

流速の減速が認められる。流速が最も速い最左岸よりの測点における最大流速の変化でみると、計画橋直上流断面に相当する18.8 kmのてい減が目立ち、次に計画橋最下流橋軸断面・18.7 km断面・旧葛飾橋橋軸断面の順となり、各最左岸測点の平均流速の減少に関しては、各断面とも同様の傾向を示している。逆に、架橋及び架橋直下流18.7 km断面の最右岸測点においては、わずかであるが4橋竣工後の流速が最大となっている。また、18.7 km断面においては全般的に1橋だけ完成した場合の流速は若干減速するが、4橋完成後は回復する傾向を示している。さらに、計画橋直上流18.8 km断面の高水敷上に位置する中央測点では、新設橋脚の増加に伴い流速が大きくなり、その右側2測点においても1橋時より4橋時の流速が大きくなっている。一般に、橋脚周辺には様々な種類と規模の渦が発生し、流況を複雑にしているため早計な判断は下せないが、低水路部を含む橋脚のせき上げにより、高水敷部の単位巾当り流下流量が局部的に変化しているものと判断される。このような局所的な変化を別とすれば、計画橋橋脚が1橋分の場合は約5%・4橋分の場合は約7%程度が、実測点における流速でい減となってあらわれている。

4) 河床変化について

移動床実験における模型上流端からの河床材料補給量は、表-2.8に示すとおりである。すでに述べたように、河床材料の補給は模型上流部の掃流力に見合う量を指標に実施しているため、補給量はかなりのバラつきを生じ、掃流形態で輸送される河床材料を含めた土砂濃度も例えば2-4及び2-5ケースで、約0.1%程度異っている。

河床変化を見る場合、この補給砂量かなり大きな要素となるといえる。また、現地における河床材料の粒径分布状態と入手可能材料の容易性より、平均粒径で現地の約5.5倍の材料を使用せざるを得なかった。その結果、河床材料の相似性を保障す

表-2.8 移動床実験条件表(現状河道)

注: 時間関係は模型値

ケース番号	流量 (m^3/s)	通水時間 (時間)	給砂量 $\times 10^3 (m^3)$	単位時間当り 給砂量(m^3)	給砂濃度(%)
2-1	600	3	0	—	—
2-2	2,500	2	35	4.86	0.19
2-3	5,500	2	287.5	39.93	0.73
2-4	6,500	1.5	312.5	57.87	0.89
2-5		2	450	62.50	0.96

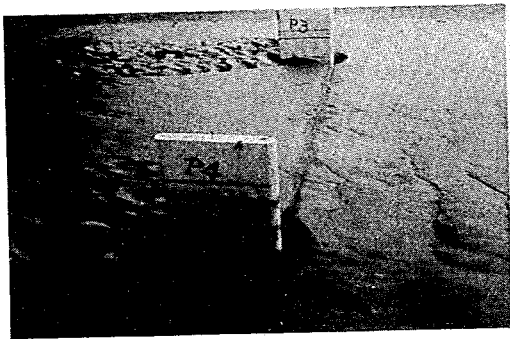


写真-2.7 計画架橋付近の河床

case 4-1, $Q=1,000 m^3/s$

計画橋橋脚P4及びP3を左岸側よりみる。

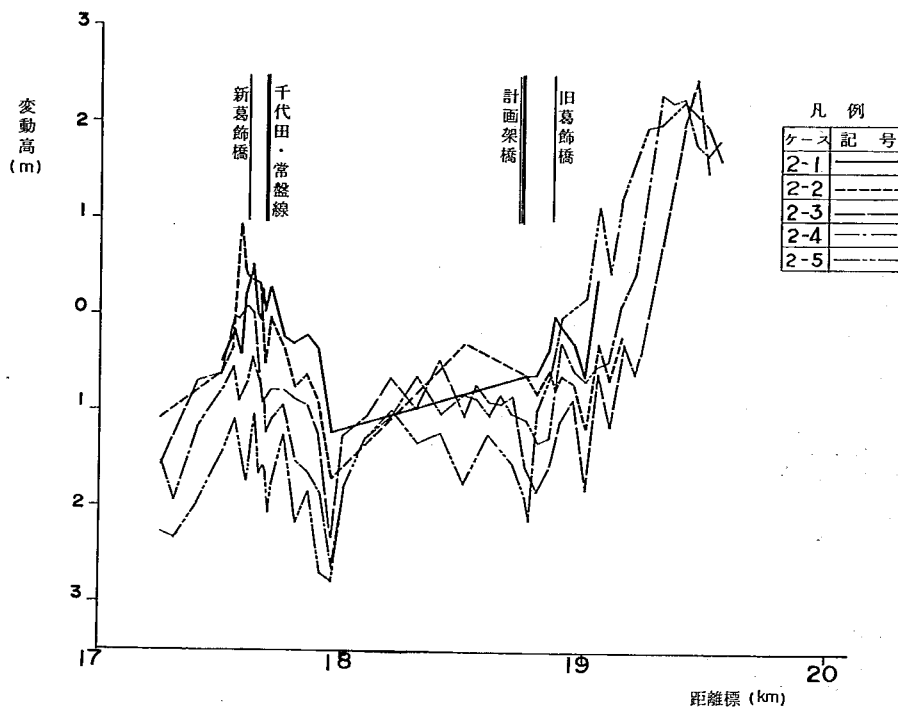
掃流力が比較的小さいため、掃流形態で河床材料が輸送されていたことが、砂堆前縁部の存在でわかる。

a) 平均河床変動高

河床高は実験通水後の河床を各測定断面ごとに、ほぼ5mの等間隔に測定することを原則とし、砂堆及び局所洗掘等の急変部でさらに詳細におさえている。この測定値を通水前河床高と比較し、平均河床変動高を求め縦断面図として図-2.8に示した。通水前河床高とは、北首都工事事務所が昭和51年度に測量した成果で、当然のことながら特定断面はいずれのケースとも共通である。

図-2.8の縦断が示す全体的な特徴は、ほぼ19.0kmより上流を除き全般的に河床低下傾向が顕著である。とりわけ、旧葛飾橋及び計画橋の上流橋脚群と2本の鉄道橋及び新葛飾橋の下流橋脚群の間、さらには下流橋脚群の下流の河床低下が極めて著しい。逆に、模型流頭部から上流橋脚群の間は河床上昇を来し、下流橋脚群の上流は相対的に河床低下が小さい。これらの原因は、①河床材料の相似性が保障されなかった点と、②すでにふれた水面縦断形より説明できる。すなわち、模型流頭部の河床上昇は上流橋脚群と湾曲部による水位せき上げ効果、さらには河床材料平均粒径が大きい事等のため、補給地点よりいくらかも流下せずわずかな区間に堆積してしまったと考えられる。

ることができず、流砂の活発性を示す掃流力と限界掃流力の比 τ_o/τ_c では現地の比に対し9~45%、流砂の輸送形態としての摩擦速度と沈降速度の比 u_*'/w_o においては現地の1~7割程度と、不活発で浮遊しにくいことが判明している。実験結果はこれらの問題点を考慮しながら、検討及び考察していくこととする。なお、記述は現象把握の結果・解析及び検討結果の順に行うのが通常であろうが、先の問題点の影響を考慮し河床変動を予測していくため、説明しやすい順に述べることとする。



図－2.8 平均河床変動高縦断面図（現状河道）

その結果、それより下流の上・下流橋脚群間においては上流から河床材料の補給が少なく、相対的に同区間からの流出量が上回り河床低下を来したと判断される。そして、下流橋脚群近傍においては再度橋脚群及び湾曲のせき上げ効果により、河床低下量が緩和されていると見て支障なからう。各橋脚群による河床低下以外に17.95 km及び19.0 km断面等の河床低下が目立つが、これは丁度江戸川河道の蛇行変曲点や不連続点に相当しているためで、模型上下流端に位置するため先の2断面ほど顕著でないが、例えば19.5 km及び17.3 km断面においても同様の傾向を示している。したがって、河道の特性や河川構造物の影響を強く受ける河床変動は別として、本実験の河床変動に関しては現実に生じる現象より、河床低下傾向を相当大巾に強調されているとみるのが妥当である。

b) 横断河床変化

流量が $5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の2-3ケース、 $6,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の2-4及び2-5ケースにおける主要断面横断を通水前河床と比較し、図-2.9に示した。図は紙面の都合で、計画橋付近の模型対象区間の上流部だけを示し、各断面は河床変動を無視した高水敷は省略し低水路部のみを示している。

旧葛飾橋より上流で補給河床材料の堆積の影響が小さくなった19.1及び19.0 km断面では、比較的平均河床としての変化は小さいが、左岸低水路前面の河床が極めて低下している。旧葛飾橋橋軸断面では2-5ケースを除き、全横断的にほぼ河床上昇傾向にある。その下流の18.8 km断面においては低水路のほぼ中央より左岸側が河床低下し、低水護岸前面では実に7～8 mの局所洗掘をうけている。もっとも、この断面付近の通水前河床は低水護岸及び護岸根固工の効果と小出水時に堆積された土砂のため、最深部は左岸低水法面から十分離れた場所にあったものが、大規模出水により

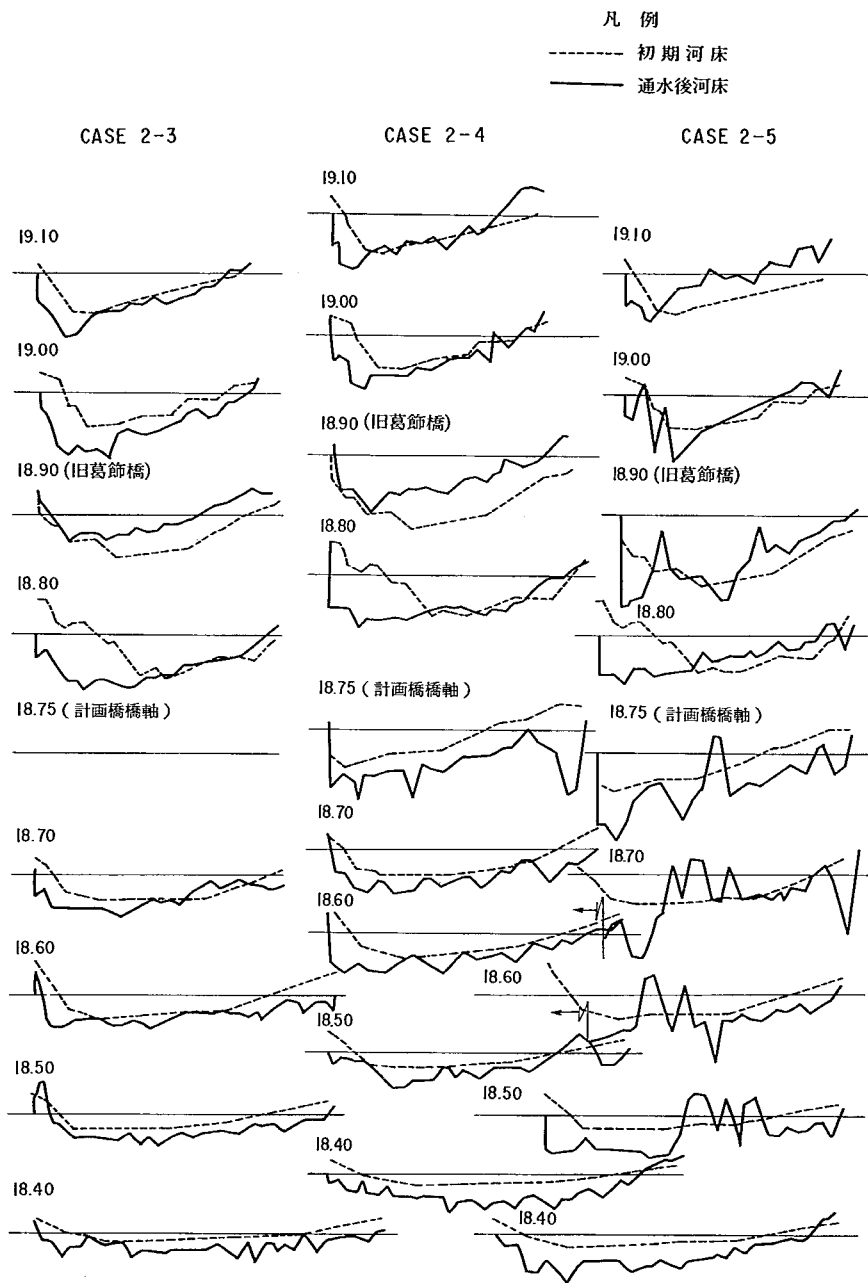


図-2.9 河床変動横断面図(現状河道)

流れが法面の前面に集中し、河床低下量を大きくしたものと判断される。最下流計画橋橋軸断面より18.6km断面間は、左岸低水護岸前面の河床低下を除きほぼ平均的な河床低下を呈している。なお、18.75kmの計画橋橋軸断面において、橋脚配置付近は当然のことながら局所的に河床低下を来し、特に右岸低水法面前はなんらかの対策工を施す必要がある。18.5km及び18.4km断面における横断上の河床変動は、上流と比較し非常に安定しているといえよう。

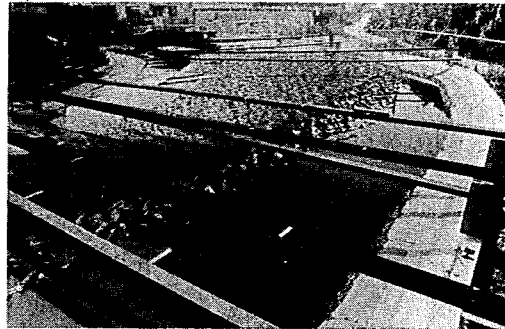


写真-2.8 湾曲河道による河床変化

case 2-3, $Q=5,500 \text{ m}^3/\text{s}$

旧葛飾橋付近より上流を望む。

赤い樋門付近より下流の左岸側（写真右側）の河床低下と低水路右岸の河床上昇に注目されたい。砂州は初期高水敷よりも高くなっている。左岸低水路松固工は初期状態よりやせたり、かたむいている。

模型河床材料が上流部で堆積してしまい下流に十分補給されなかった点、計画高水規模の出水継続時間が10時間以上に達している点等を考慮し、横断上の河床変動の特徴は次の諸点と

なる。①18.5kmより上流の左岸低水法面の前面は、相当大巾な河床低下を生ずる。②加排水及び新橋排水樋管に相当する区間の右岸低水法面の前面は、蛇行による平面線形と高水敷巾の変化に伴い、高水敷上の流水が低水路に落込むため、法面の前面が局所的に洗掘される。③計画橋橋脚が河床変動に及ぼす影響は当該断面ではかなり大きく、特に左右兩岸低水法尻部の河床低下を助長する方向に作用している。上流については旧葛飾橋の影響が卓越しているため判定は困難であるが、下流については約350m下流の18.4km断面付近にまで達しているとして支障なからう。

c) 低水路の等深河床

前項でふれた内容は模型上流部の主要断面におけるいわば線的と称せる横断上の河床変動である。したがって、模型下流部を含め実験結果を面的にとらえるため、2-3ケースの通水後河床の等深

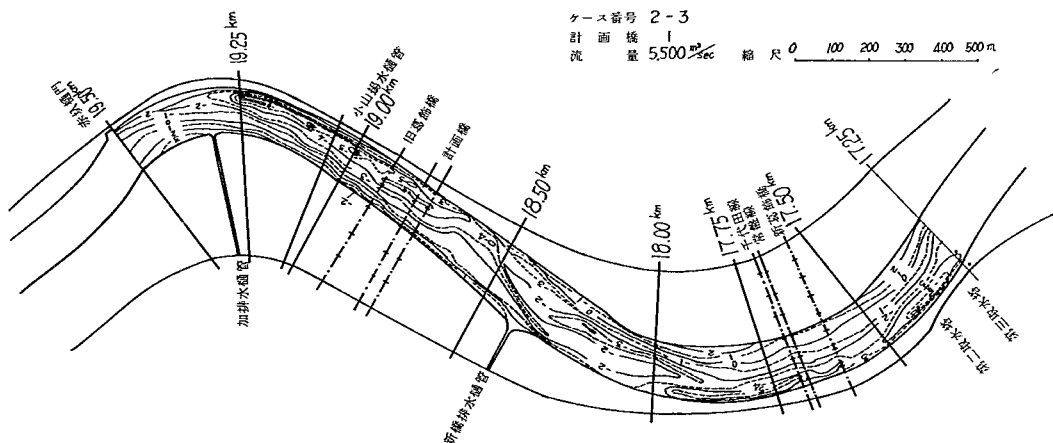


図-2.10 等深線図（現状河道）

線を図-2.10に示した。

図-2.10の等深線図にあらわれている特徴的な傾向は、基礎的実験として行う湾曲水路における河床状態と極めて一致している。すなわち、一般に湾曲部の内側は砂堆の発達に伴い河床上昇を来し、内側は流れの偏りによる河床低下を生ずることが知られている。今回実験した範囲においてもまさに同様の現象を呈している。湾曲の方向が変わるために生ずる河床の遷移部は流量が $5,500\text{ m}^3/\text{s}$ の場合は $17.90\sim 18.50\text{ km}$ 区間にあらわれ、閉じられた最深等高線が2条にわたり同区間内で斜めに横断している。河床変動横断の中でもふれたように、河床変動は流砂の相似性及び上流からの補給量等が支配的であるが、堆積部では局部的に高水敷に見合う高さまで上昇し、低下部では一部ではあるが $Y.P-8\text{ m}$ に及ぶ場所も生じている。これらの数値の妥当性に関する議論は別にし、いずれにしても同図に示す傾向となるため堤防及び低水護岸の設計にさいし、考慮しておくことが必要である。

一般に、計画橋梁を含めた橋脚群が河床に及ぼす影響は局所的であるといえる。しかし、流心が偏る場所における橋脚は、先に示した平面形状に支配される流れの特性をさらに助長する方向に作用している。その結果、極めて顕著な河床低下場所は橋脚群の配置されている場所と一致している。また、橋脚がなければ低水法線等に沿う等深線形であろうと予測されるものが、

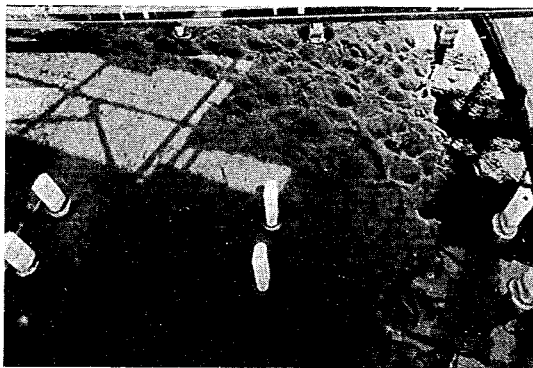


写真-2.9 河床低下と堆積

case 2-5, $Q=6,500\text{ m}^3/\text{s}$

常盤線及び千代田線の鉄道橋と新葛飾橋付近の河床状態を見る。低水路右岸は大巾な河床低下、左岸側はほぼ高水敷の高さまで堆積している。

橋脚の配置により複雑になることも否めない。その乱れの範囲は下流に対し、意外に広い範囲にわたっている。河道の平面形状も含めた以上の現象は、いうまでもなく流量の相違により異ってくる。一般に、流量が大きくなれば洗掘傾向は強調されるとともに、その範囲も広くなり堆積及び洗掘位置は若干下流に移る傾向になる。

d) 河床変動量

実験終了後の河床高測定結果により、実験前河床高と比較した場合の河積変化量を図-2.11に示したが、同図は結果的に先に示した図-2.8の河床変動平均高に変動巾あるいは低水路巾を乗じた結果と一致する。同図によれば、 19.0 km より上流における河床上昇、したがって河積減少傾向は表-2.7で示した給砂濃度と密接な相関を示している。つまり、給砂濃度が高いほど河積減少傾向は著しく、その影響は下流にまでおよんでいる。すなわち、 19.0 km より下流においては上流とは逆に、河積は拡大する傾向を示している。 18.8 km 断面付近までの3ケースの差は歴然としていないが、それより下流においては全体的に給砂濃度の高い順に河積拡大は大きい傾向を示している。この傾向は特に、下流橋脚群近傍で顕著である。

実験結果の洗掘及び堆積量より模型範囲内から流出量を求め、流出土砂濃度及び給砂土砂堆積率等を表-2.9に示した。いわば給砂土砂堆積率ともいえるべき模型流頭部における堆積量と給砂量

の比は同表に示すとおり、
 20～27%程度の範囲
 となっている。したがっ
 て、実質的に模型に給砂
 された部分は80～73
 %となり、表-2.7に示
 した給砂濃度も若干小さ
 くなる。一方、洗掘及び
 堆積量の差が模型から流
 出した土砂量となり、そ
 の濃度は修正給砂濃度よ
 り小さい値を示している。
 この濃度の差は、高水敷
 等の堆積量として計算し
 ていない部分にたまった
 量と判断される。なお、
 給砂土砂堆積率が極めて
 大きい原因は、現地の河
 床材料に比し模型で用い
 たそれが大き過ぎたため
 である。また、堆積量が
 多かったため下流部への
 供給率が減少し、ほぼ下
 流全域に対する河床低下

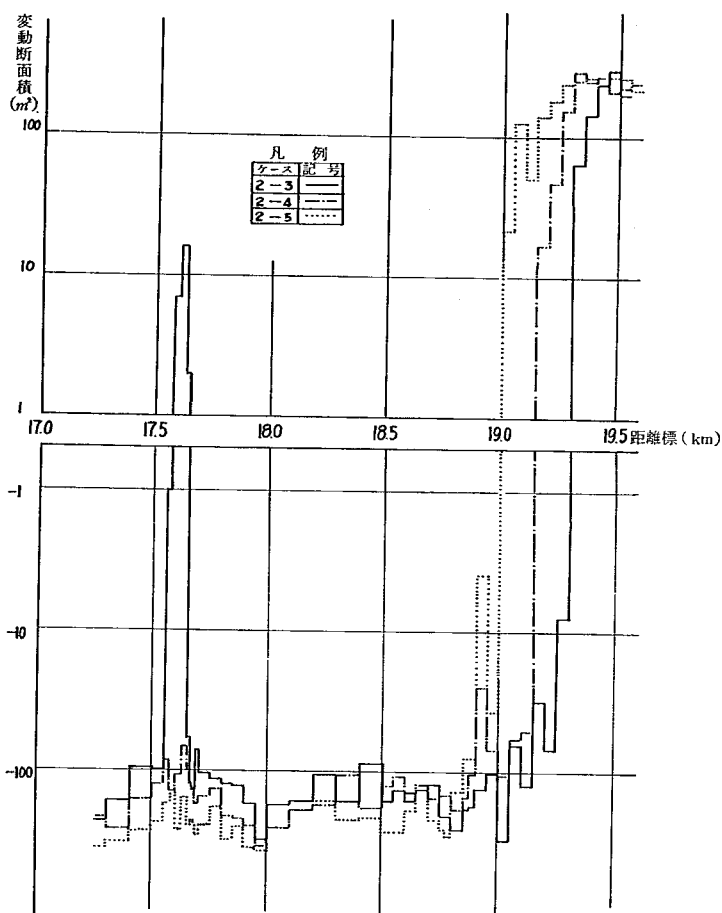


図- 2.11 河床変動量図 (現状河道)

表- 2.9 河床変動実態表 (現状河道)

実験ケース	給砂量 $\times 10^3 (m^3)$	堆積量 $\times 10^3 (m^3)$	洗掘量 $\times 10^3 (m^3)$	流出量 $\times 10^3 (m^3)$	堆積量 給砂量	流出土砂 濃度	修 正 給砂濃度
2-3	288	58	248	190	20%	0.48%	0.58%
2-4	313	86	287	201	27	0.57	0.65
2-5	450	114	371	257	25	0.55	0.72

傾向に拍車をかける結果となった。

5) 現況河道と計画橋梁における諸問題

模型対象区間は単に、橋脚が高密度に配置されているだけでなく、当該区間の上下流も含めると数個所で、河道が蛇曲している。しかも、模型範囲内の低水路は蛇曲している堤防法線の凸岸側に接しているため、高水敷巾は凹岸部で最大になり、上下流に行くに従ってせまくなる。これらの要因により、模型対象区間の流況は非常に複雑になっている。

いっぽう、現在の江戸川は下流部の改修工事の進展度合に対応させ、流頭部の関宿水閘門を含めた河道形状により、大出水時における利根川筋からの流入量を制限している。しかし、河道改修工事の進展に伴い流量配分計画に基づく流量の分担は、現実的な日程の問題となっている。このような、計画高水流量規模の出水時に生ずるであろう水理的諸現象については、すでにふれてきたところであるが、これらの場合における問題点について記述する。なお、図-2.12に、流況図として流線と左右兩岸低水路法尻における河床変化を示した。

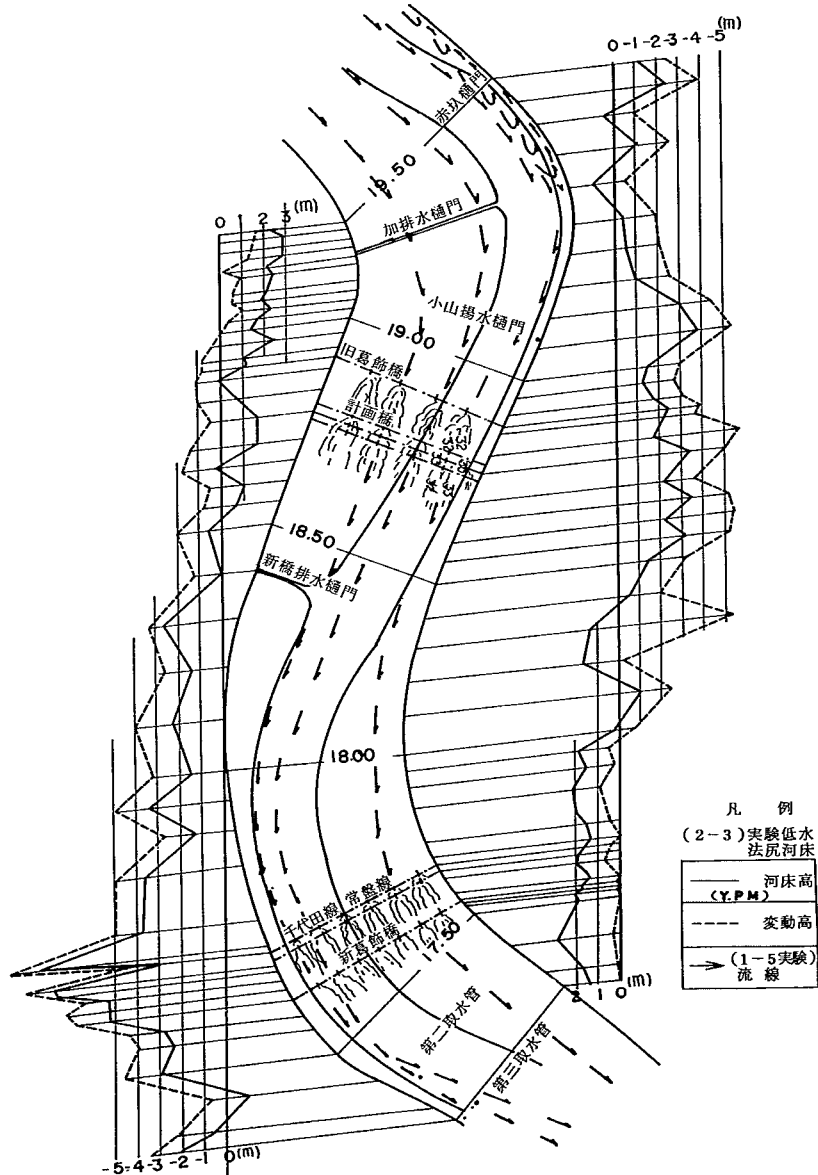


図-2.12 流況図 (現状河道)

a) 流線について

一般に、流量が小さい段階における流れは、高水敷に冠水したとしても低水路法線形に強く支配され、その圧倒的部分の流量は低水路内を流下する。低水路の疎通能力を大巾に上回る出水になれば、流れは最大の水面勾配を求め直進的になり、低水路法線形の影響が相対的に弱まり堤防法線形

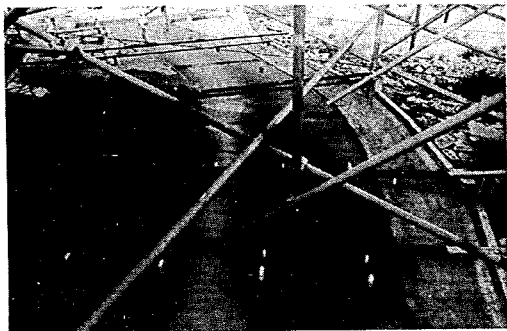


写真-2.10 中小洪水の流線

case 2-1, $Q=600 \text{ m}^3/\text{s}$

下流橋脚群（写真下の2橋分が鉄道橋、中程が新葛橋）から下流を見る。高水敷上黒くなっている部分は冠水している。低水路内で白くみえる流線に注目されたい。

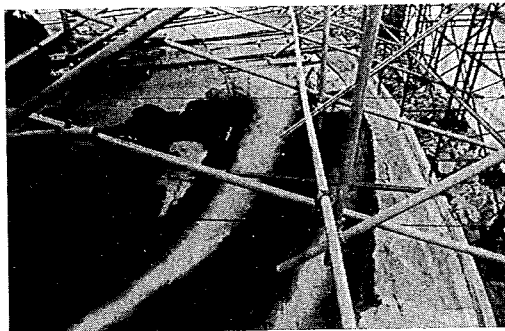


写真-2.11 中小洪水の流線

case 2-1, $Q=600 \text{ m}^3/\text{s}$

上流より鉄道橋及び新葛橋橋脚をみる。

に支配された流れが強まる。図-2.12に示した流線は1-5ケースのものであるが、上に記した原則に従い低水路法線の影響をそれほどくずさず、堤防法線に沿った直進的な流れとなっている。このため、河道蛇曲部の凸岸側では水衝部が生じ、単位巾流量が大きい場合には流れのエネルギーも大きく、護岸及び根固工等の対策工の配置を要するとともに、それらの構造物の維持管理に労力を必要とする。また、高水敷巾の変化に伴い高水敷上及び低水路内の流量が交換され、段落ちあるいは段上より流れ等の急変流が発生する。今回、実験の対象とした流量では、これらの急変流による弊害は認められなかったが、中規模出水で高水敷上に有効河積となる境界の洪水、あるいは大規模出水における増水または減水時に、通常の出水では洗掘されないような低水路尻や法肩が急変流により、洗われるといった現象も生じうる。その他、特筆すべき流況としては、各橋梁の橋脚及び取水塔等の構造物の造波作用と赤坎樋門付近のはく離領域の発生があげられる。造波作用は抵抗に起因するもので次章でもふれるが、橋脚等構造物の水位せき上げ現象の一要素となる。波はかなり下流にまで達し流下するに従い広がり、特に近接橋の場合は流速が速く

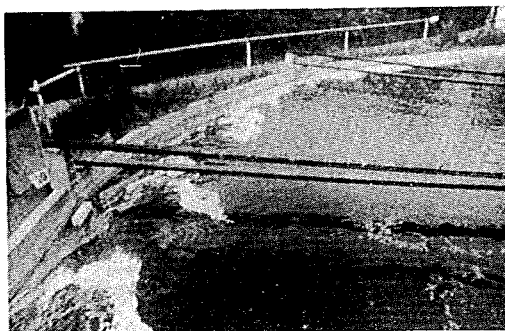


写真-2.12 赤坎樋門近付の流況

case 2-4, $Q=6,500 \text{ m}^3/\text{s}$

赤坎樋門付近より下流を見る。写真で白く見えるのは染料である。表面流速の大きい部分は遅い部分に比べ下流に移る。その形状に注目されたい。なお、樋門前面では流速の遅い部分が生じ、流れがはく離している。

なると上流の橋脚により生じた波が消えないうちに、下流の橋脚から発生する。赤坂樋門付近に生ずるはく離領域は左岸低水路及び堤防法線形と形状が原因し、低水路法面前の流速が大きくなると生ずる。しかし、実際には流速が局部的に速くなれば河床低下を来たし、逆流領域は非常に小さくなる。

b) 河床低下について

図一 2.1 2 に示した河床高は、左右両岸低水路法尻における実験後の河床高と通水前河床と比較した変動高である。実験後河床高より変動高を減ずると通水前河床高になり、図からは低水路法尻において、左岸の約 18.0 km より下流と右岸の 19.0 km より上流を除き、局所洗掘をうけていることになる。洗掘範囲は先の流線の中でふれた単位巾流量が大きく、流れが堤防法線に接する水衝部の上下流に相当し、これらの場所は丁度河床上昇部は堆積部の対岸となっている。したがって、洗掘を受ける範囲については、護岸と護岸根固工を施す必要がある。特に、上下流の橋脚群の流れの集中する範囲においては、高水敷がほとんどない事からも低水護岸だけでなく、高水護岸あるいはそれに代る工法の検討と施工が望ましい。さらに、図中堆積部分となっている右岸 19.0 km より上流と左岸 18.0 km より下流についても、施工優先度は遅らせたとしても流線の項でふれたように、出水形態によっては洗掘されるおそれはあるうえ、18.0 km より下流の高水敷上はかなりの流速となっているため、低水護岸の施工が望まれる。なお、図中の河床高及び変動高とも波状に増減しているのは、掃流力と河床材料の流出・流入量の変化によるものである。即ち、谷の部分から補給された河床材料は山の部分の掃流力を上回り、流入量と流出量の差で低下量を小さくする。ところが、その下流では山の部分からの流入量が相対的に少ないため、不足分は河底低下量を増すことにより均衡しようとする。このような周期が河床の高低を形成している原因であり、一般的には時間的に変化している。ただし、図は特定断面の測定結果であり、必ずしも実験終了時河床の山の頂上や谷の底を把握しているわけではない。

c) 橋脚について

図一 2.1 2 によれば、各橋脚群の主流が偏る側の低水路法尻は、局部的に極めて大きな洗掘をうけている。これらの低下量は河道蛇曲の影響ももちろん含まれており、特に下流橋脚群の直上流 17.7 km 右岸では、両要素の相剝作用により実に 10 m 近い局所的な低下量となっている。これ以外にも、鉄道橋の直下流 17.675 km 及び新葛飾橋直上流 17.625 km の各右岸、さらには計画橋直上流の 18.8 km 左岸等の洗掘量が極めて大きい。

計画橋橋脚が左岸低水路法尻の河床変動に作用する範囲は、直接的には 18.5 km 程度までと判断される。この範囲は先にふれた横断上の河床変動に及ぼす範囲より約 100 m 短く、影響範囲が短くなっている原因は河道側面の影響によるものと思われる。18.5 km より下流においても 18.3 km 右岸のように 5 m 以上に達する低下量を示しているが、計画橋橋脚の影響だけとは断定できない。もっとも変動高で表している低下量は通水前及び後の差であり、異った波形による洪水により局部的な河床上昇を来しておれば、低下量が大きくあらわれるということもある。次に、計画橋梁の右岸から 3 番目の橋脚は、右岸低水路法線と接しているため流況を乱すとともに、低水路法面と橋脚間の河床を洗掘する。洗掘現象は橋脚自体の安全性と法面及び河床高の維持に神経を費やさねばならないか

ら、周辺の保護または低水路法線のつけかえ等の対策を要する。もし、低水路法線をつけかえるとすれば、局部的な修正は線形の不連続部分で流況を乱すことになり、それ自体の対策を要することになる。広範囲にわたって修正するならば、上流の旧葛飾橋の3番目の橋脚で同様の問題が生じるから、十分検討する必要がある。計画橋脚の形状は図-1.6に示したが、橋梁により橋脚巾が異っている。本計画のように極めて接近した橋脚側面が、流れの方向に不連続であれば流れに対する抵抗を大きくし、流れの乱れや洗掘深の増加等の好ましくない流況を呈する。したがって、構造的に無理が生じない範囲で、橋脚巾はそろえるようにした方が好ましい。

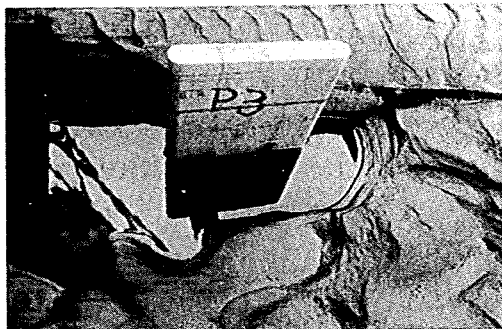


写真-2.13 P₃橋脚周辺の局所洗掘

case 2-4, $Q = 6,500 \text{ m}^3/\text{s}$

計画橋脚P₃(右岸側から3本目)を左岸方向から見る。低水路法面に接しているため、複雑な二次流を生じ極めて大きい洗掘となっている。

表-2.10 最大洗掘深表(現状河道)

実験番号	流量 (m^3/s)	計画橋 (本)	通水時間 模型値(分)	代表橋脚最大洗掘深 Y_p (m)				湾曲部最大洗掘深 Y_p (m)			
				新島P ₁	鉄道P ₁	計画P ₄	旧葛P ₄	断面(左) 深 Y_p (m)		断面(右) 深 Y_p (m)	
2-1	600	—	180	-4.5	-5.0	—	-6.0	—	—	17.70	-4.53
2-2	2,500	—	120	-6.0	-5.0	—	-7.0	18.90	-2.68	17.70	-8.55
2-3	5,500	1	120	-10.0	-9.0	-7.0	-7.0	19.05	-3.75	17.70	-8.65
2-4	6,500	1	90	-10.0	-10.0	-7.0	-7.0	18.90	-3.63	17.70	-8.80
2-5	6,500	4	120	-10.0	-11.0	-8.0	-7.0	18.90	-5.60	17.70	-8.60

注：橋脚番号は右岸側から

上流湾曲部は18.9~19.5，下流湾曲部は17.7~18.0 kmの範囲とする。

参考までに、表-2.10に橋脚及び河道水衝部における洗掘深を示した。橋脚周辺の局所洗掘については次章で詳しく述べるが、全体模型実験結果によれば上流橋脚群はいずれも最左岸の橋脚、下流橋脚群は最右岸の橋脚の上流側が最も洗掘される。これらの洗掘深は模型の河床材料移動の相似性に問題はあるが、河道湾曲部の水衝部の深掘れに相当する量となっている。橋脚にかかる荷重の支持は、橋脚側面の土砂との摩擦支持は対象となっていないようであるが、地震荷重や外観上から判断し、このような局所洗掘は避けた方が好ましい。洗掘防止工法として、橋脚周辺を限界掃流力の大きい玉石やコンクリートブロック等により被覆する方法があるが、その範囲等については次章でふれることとする。

第4節 計画河道実験

江戸川筋の計画高水流量増加に伴う河道の疎通能力の確保は大巾な引堤等は極力避け、低水路巾の拡大と河床高の切下げを骨子として進められているが、低水路位置等の細目についてはまだ決定されていない。したがって、今回の実験の対象とした範囲の計画河道は、江戸川工事事務所が机上検討したいわば「素案」を用いている。その河道の諸元は紙面の都合で特別に示すことをしなかつ

たが、低水路敷高については図-2.13の水位縦断面図に、低水路法線形については図-2.19の等深線図にそれぞれ示しており、高水路敷高については現状を尊重している。

実験は現状河道同様に、固定河床及び移動河床模型により行い、流量は計画高水流量を包含している7,500及び8,500 m^3/s 、中洪水の2,500及び4,000 m^3/s と小規模出水の1,000 m^3/s の5流量を対象とした。また、計画橋はすでに1橋は完成している場合の想定のもとに、4橋分との2ケースを考慮した。したがって、これらの要素を組合せ、固定床においては検証実験も含め7ケース、移動床においては4ケースの実験を実施した。これらの結果を報告するにあたり、紙面の都合で現状河道実験の結果と重複する部分については、極力割愛するように努めた。

1) 水位について

水位実測結果のうち、計画橋が1及び4橋・流量が7,500及び8,500 m^3/s の合計4ケースについて、図-2.13に示した。なお、同図には標記2流量の移動床実験結果を図示するとともに、計

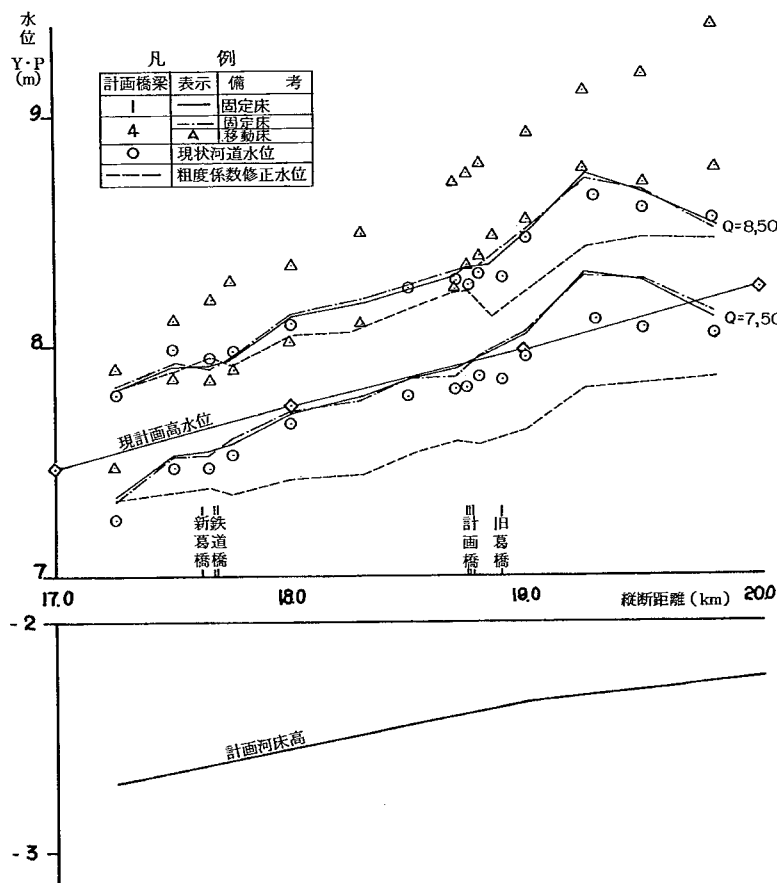


図-2.13 水位縦断面図(計画河道)

画河道固定床実験の粗度係数修正水位。現状河道固定床における5,500及び6,500 m^3/s の2流量の水位ならびに現計画高水位等を記入し比較した。これらの結果をみれば、計画河道における7,500

及び $8,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位は、丁度現状河道における $5,500$ 及び $6,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位より若干高い傾向にあるが、ほぼ一致していると見て支障なからう。ただし、 19.30 km 付近の水面形が現状河道よりやや高目になっており、湾曲河道による影響であろうが好ましい形状とはいえないから、できれば低水路流線の再検討等により少しでも水位上昇緩和をはかることが望ましい。また、 $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の実験水位は上流橋脚群の 18.8 km 付近より上流で現計画高水位より高くなっているが、後でもふれるが模型粗度が大きすぎたための現象であり、粗度係数修正水位で比較すれば全区間にわたり $20 \sim 30 \text{ cm}$ 程度の余裕が生じる。なお、水位横断及び縦断水面形の特徴については現状河道と酷似しているため、重複する記述は避けるから前節を参照されたい。

模型粗度が計画粗度よりも大きいことはすでにふれたが、実験水位から逆算した粗度係数は図-2.14 に示すとおりである。計画粗度係数は 19.50 km より下流で 0.020 、 0.025 であるから流量

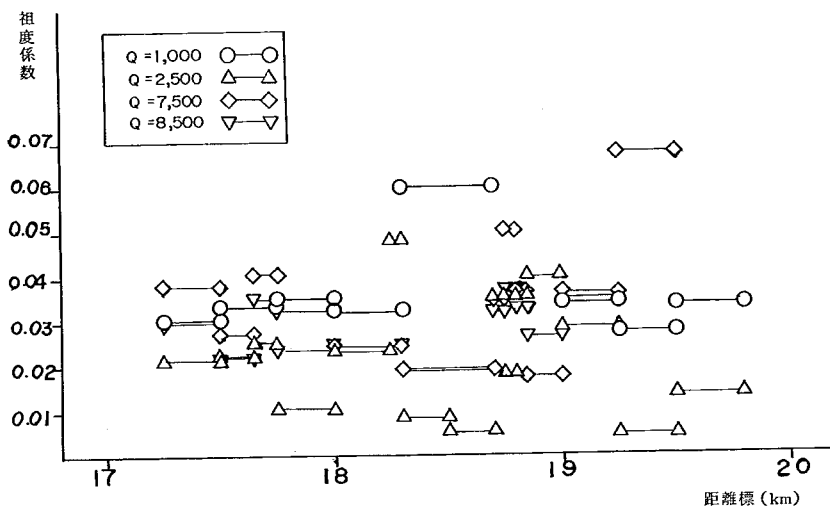


図-2.14 粗度係数縦断分布図(計画河道)

が $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を除いて全ケースとも大きいといえる。ただし、 $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の粗度は若干小さすぎる傾向にある。これらの粗度係数は河川構造物や河道の形状等によって生じる損失も含めての値である。したがって、厳密にはこれらの影響を除去して判定する必要があるが、模型における概略の粗度を知るにはこの程度での精度でもよからう。計画粗度係数で修正した水位は図-2.13 に示したとおりで、実測水位と比較すれば粗度係数の値が水位に及ぼす影響量を知ることができる。



写真-2.14 構造物によるエネルギー損失

case 3-3, $Q=8,500 \text{ m}^3/\text{s}$

旧葛飾橋橋脚を左岸側からみる。

一番手前の P_4 橋脚の造波抵抗に注目。

2) 流速について

流量が $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の 3-5 ケース実験の詳細な流速測定結果より、等流速線断面図及び等流速線平面図を図-2.15 及び図-2.16 に示した。等流速線断面図は 1 断面当り平均 54 点、等流速

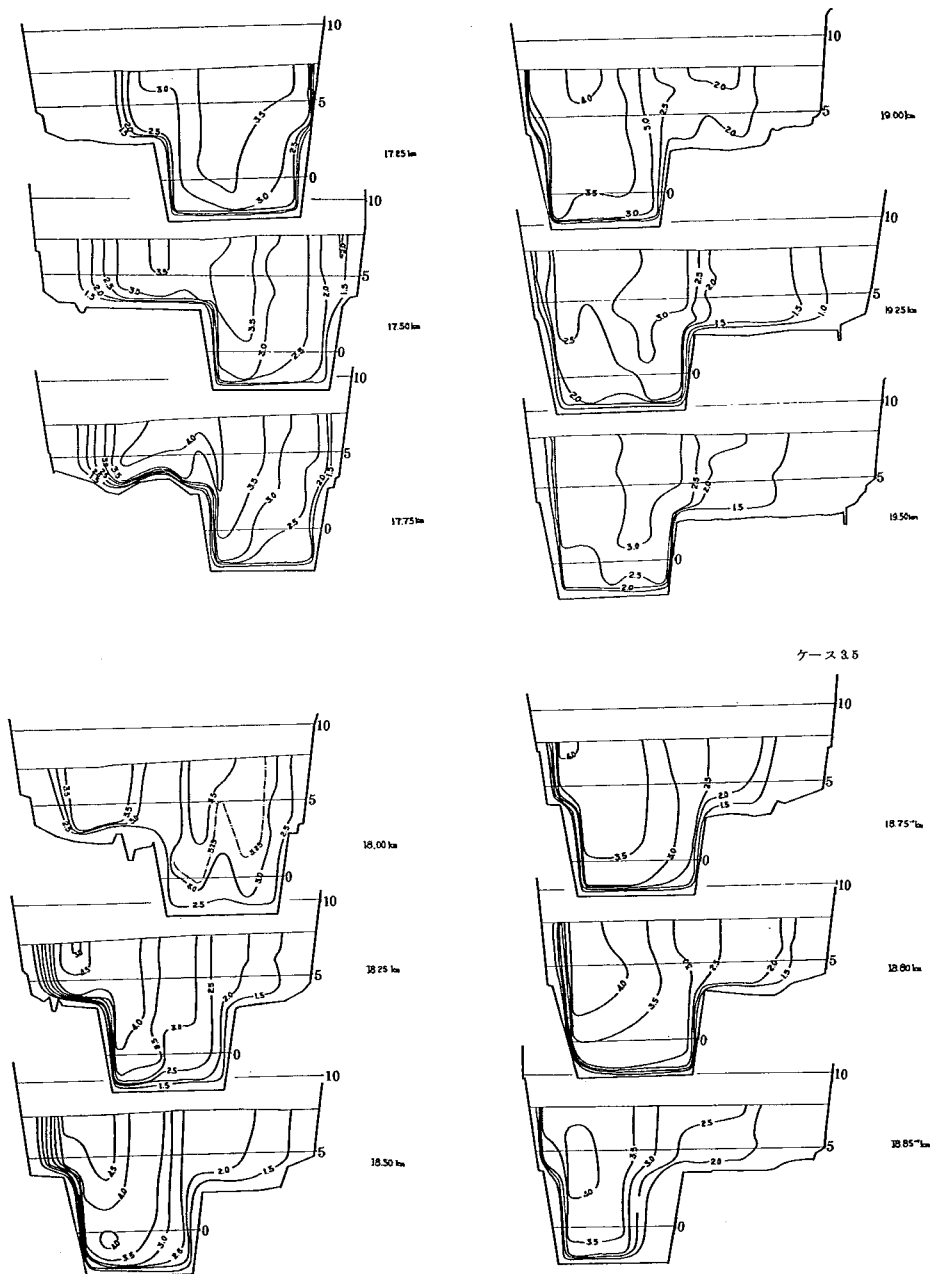


図-2.15 等流速線断面図（計画河道）

線平面図は102点に及ぶ表面流速実測値から作成したものであり、かなり測定値に対し精度の高い等流速線図となっていると判断できる。しかし、実験がモルタルで固めた固定床であったため、実際に生ずる河床の一部低下による水筋の形成、したがって主流部位置の相違や粗度係数が大きすぎたための水位上昇、つまり流速の減少等の問題点を含んでいる。

図-2.15に示した等流速線断面図より、各断面にあらわれている特徴的な点についてふれる。まず、上流の湾曲部に入る19.50km及び湾曲中間部の19.25km断面においては、3m/sの最大流速部が低水路中央から右岸寄りに発生し、丁度河道の中央に存在するため堤防からみた場合は極めて好ましく、高水敷上も最大流速がほぼ1.5m/s以下となり維持上望ましい結果を示している。しかし、実際には主流部が湾曲流の特性により左岸に偏ることを考慮すれば、当然のことながら左岸の低・高水護岸及び根固工の設置は必要であるとともに、潜在的に流速の大きい右岸低水法面の保護も要する。次に、上流湾曲部が終了した19.00kmから旧葛飾橋橋軸・計画橋最下流橋軸及びその中間の18.80kmの4断面においては最大流速部が左岸に偏るとともに、右岸高水敷上に2m/sの等流速線がかなり入りこむようになる。これは上流2断面に比較し、河巾の縮小及び上流橋脚群によるせき上げの解消等により、例えば上流平均流積が3,450m³であったのに当該4断面のそれが2,800m³弱と約2割も減少したためである。事実単純平均流速も上流2断面平均が約2.2m/sであるのに対し、4断面平均は約2.7m/sとなっている。左岸低・高水法部前面における流れの集中、右岸高水敷上の2m/s以上に達する流速に加え、橋脚群による複雑な二次流の発生を考慮すれば、治水上極めて留意しなければならない区間となる。上下流湾曲部のいわば遷移領域ともいべき18.50km・18.25kmの2断面においては、左岸側に高水敷が形成されつつあるが流心は依然として河道の左岸側に偏り、最大等流速線は上流区間の4.0m/sから4.5及び5.0m/sと加速されてきている。移動床と考えても右岸側への流心の偏流はそれほど期待できず、むしろ上流部における流れの左岸側への偏流と粗度係数の減少を考えれば、減速されないと判断できる。さらに、下流湾曲部の18.00・17.75及び17.50kmの3断面については、右岸側の高水敷がほとんどなくなり上流の湾曲部とは逆に流心が右岸に偏る特性が強まる。ところが、同図は固定床であるため上流の流れの影響を強くうけ、左岸高水敷上の流速が若干大きくあらわれる傾向にあると判断できる。このため、この区間においては主流部が高水敷上と低水路部の2個所に分れる傾向が強まり、17.75km断面は高水敷の一部が低下していることによりほぼ高水敷上に集中している。この区間においては、高水敷上の流速から判断すれば、高水敷表面の維持のため被覆等の特別の対策を要することになるだろう。最後に、最下流の17.25km断面においては、ほぼ正常な流速分布に復するが右岸低・高水法部前面の流速が大きく、護岸及び根固工等の対策を要する。以上の諸現象は固定床模型によるため、湾曲部における現象の位相がかなり下流に遅れてあらわれるという特徴があり、したがって実際の現象はここに記した断面よりもう少し上流からあらわれるものと判断される。

図-2.16に示した表面等流速線平面図は、水面下約75cm程度の実験実測流速から作成したものである。上流左岸側における2.0m/sの等流速線は19.0km付近まで低水路法線上に位置し、右岸側低水路法線上においては最下流計画橋橋軸断面付近で3.0m/sの等流速線と一致している。右岸高水敷上には19.25km付近より下流にはく離領域が生じるが、この影響と橋脚群によるせき上げ

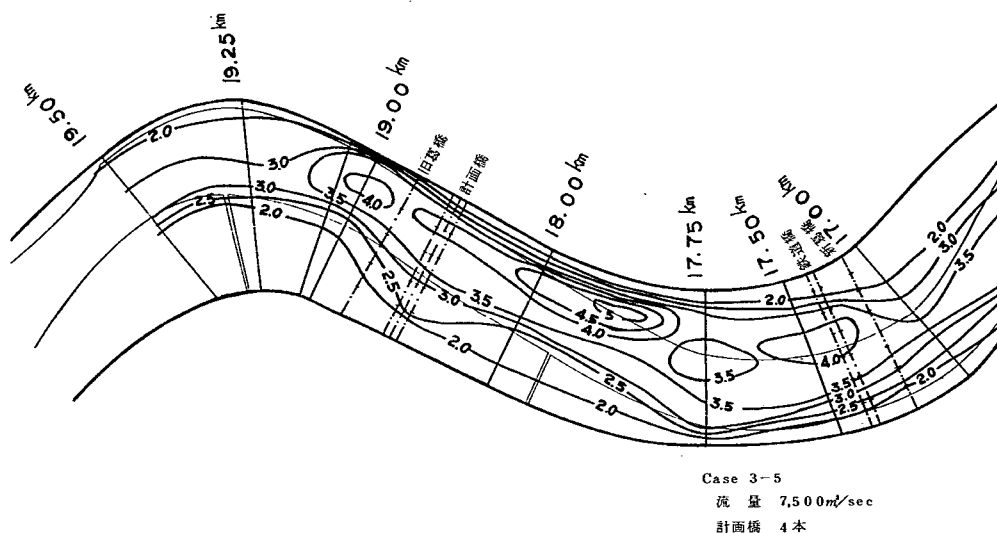


図-2.16 計画河道の河床

のため 3 m/s の右側の 2.5 及び 2.0 m/s の流速線は、旧葛飾橋橋軸で急に右岸側に偏る。低水路内の表面流速は流積の縮小と湾曲の影響により、 19.25 km で 3.0 m/s があらわれ、 19.10 km 付近で 3.5 m/s さらに 19.0 km で 4.0 m/s が生じ、 19.0 km の左岸側では一挙に 1.5 m/s も流速が増大されている。この流速の増加は $100 \sim 150 \text{ m}$ で 0.5 m/s の割合となっている。そして、旧葛飾橋橋軸で一たん消えた 4.0 m/s の流速線はその下流で再び水面にあらわれ、 18.50 km の上流で 4.5 m/s 、 18.25 km 付近で 5.0 m/s と流れの速い部分が生じる。この流速の増加割合は上流のそれに比し若干緩やかになり、 200 m 程度ごとに 0.5 m/s となっている。しかし、最大等流速線である 5.0 m/s は左岸高水敷上にあらわれ、高水敷の維持とともにあまりにも堤防に接近しているという点で不安を残す。いっぽう 18.0 km 断面では上流の最大等流速線を接するように 3.5 m/s より小さい領域が生じ、部分開放ゲートの下流等でみられる湧沸流現象を呈している。下流橋脚群近傍では部分的に 4.0 m/s 以上の領域が発生し、下流橋脚群の下流で左岸側の 3.5 m/s の等流速線が不連続となっている等の現象が問題である。一般に、湾曲部における流れは遠心力により外側に偏り、表面の流向は河道の外側法面に支配された流れとなり、底面流向は湾曲部の内側に向う流れが卓越し砂堆を形成するが、さきに記した現象は河床材料の移動を拘束した固定床の議論である。したがって、実際河川として考えた場合の表面流速は、湾曲部内側の砂堆による河床上昇と外側の流れの集中に伴う河床低下を加味しなければならない。その結果は、当然のことながら湾曲部内側の流速は減速の方向に、外側のそれは加速される方向にあり、上下流の相反する方向の湾曲を連結する 18.25 km 付近のいわば遷移領域では、さらに複雑な等流速線を描くものと判断される。

3) 河床変化について

計画河道低水路における河床変動平均高を図-2.17に、縦断図として示した。河床変動平均高は図-2.13の水位縦断図に示した低水路河床高と実験終了時の河床高との差であり、高水敷は対象としていない。図-2.17によれば、河床低下傾向は流量の大きいケースほど顕著であり、縦断

形が比較的整っている18.0
 ~19.0 kmの1 km区間におけ
 るおおよその平均河床高は、
 流量の大きい順に T.P. -
 1.0 m・-0.5 m・-0.6 m
 及び-0.4 mとなっている。
 この区間に関しては流量の
 小さい4-2 ケースの方が
 4-3 ケースよりも低くな
 っているが、模型上流部に
 おまる堆積量及び下流部の
 洗掘量を考慮すれば、先に
 示した流量の大きさに対応
 した河床高となっている。
 なお、各ケースの流量・通
 水時間及び給砂量等の実験
 条件より、給砂濃度を求め

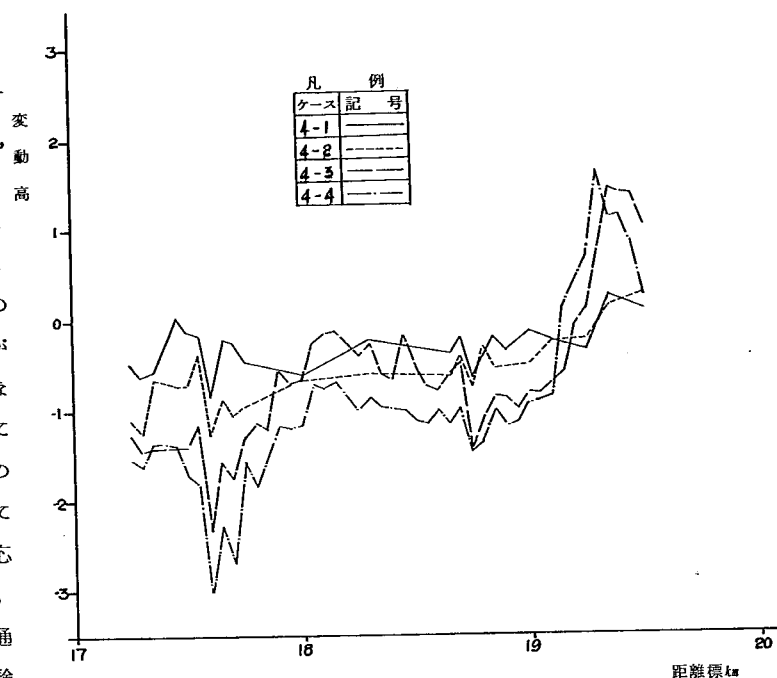


図-2.17 平均河床変動高縦断面図(計画河道)

表-2.11に示した。時間係数は模型値
 を用いているから、時間縮尺を仮りに1
 /10とすれば単位時間当り給砂量及び給
 砂濃度もほぼ1桁小さくなる。これら
 の数値は現状河道に比して相当大巾に低
 下しており、この点については後述する。

表-2.11 移動床実験条件表(計画河道)

注: 時間関係は模型値

ケース 番号	流 量 (m^3/s)	通水時間 (時間)	給砂量 $\times 10^3 (m^3)$	単位時間当り 給砂量(m^3/s)	給砂濃度 (%)
4-1	1,000	1.5	12.5	2.31	0.23
4-2	4,000		35.0	6.48	0.16
4-3	7,500		202.5	37.50	0.50
4-4	8,500		270.0	50.00	0.59

現状河道と比較すれば、①模型流頭部
 における堆積高及び堆積範囲等の堆積量が
 大巾に減少している。②下流橋脚群近傍の
 相対的河床上昇が顕著でない。したがって、
 ③模型下流部の河床勾配が全般に小さい。
 ④河床低下傾向が著しく緩和されている。
 等の特徴を生じている。逆に、同様の傾向
 を示している現象としては、⑤各ケース相
 互には上流からの給砂量及び流量等に支
 配されて河床低下傾向を示し、⑥各橋脚
 群断面付近で河床低下が顕著である。等
 の点を挙げる事ができる。これらの事を考
 察するために、現状及び計画河道におけ
 る大流量時の掃流力を求め、図-2.18に
 示した。掃流力は固定床実験の水理量
 及び河道特性を用いており、厳密には移
 動床の場合のそれとは異なるが、ほぼ縦
 断的な変化の傾向を知る上で問題はない
 と判断した。掃流力 τ_0 は水の密度 ρ ・重
 力の加速度 g ・径深 R 及びエネルギー勾
 配 I_0 の積、 $\tau_0 = \rho g R I_0$ により cm 単位
 で求めている。同図によれば、河道及び
 流量のいかんを問わず模型上流部の掃流
 力は極端に小さく、したがっていずれの
 ケースにおいても給砂した少なくない量
 がこの範囲に堆積している実験結果と一
 致する。また、上下流橋脚群近傍では
 極端に大きな掃流力を示しており、平
 均河床変動高縦断面図に示した低下現
 象とよく一致している。

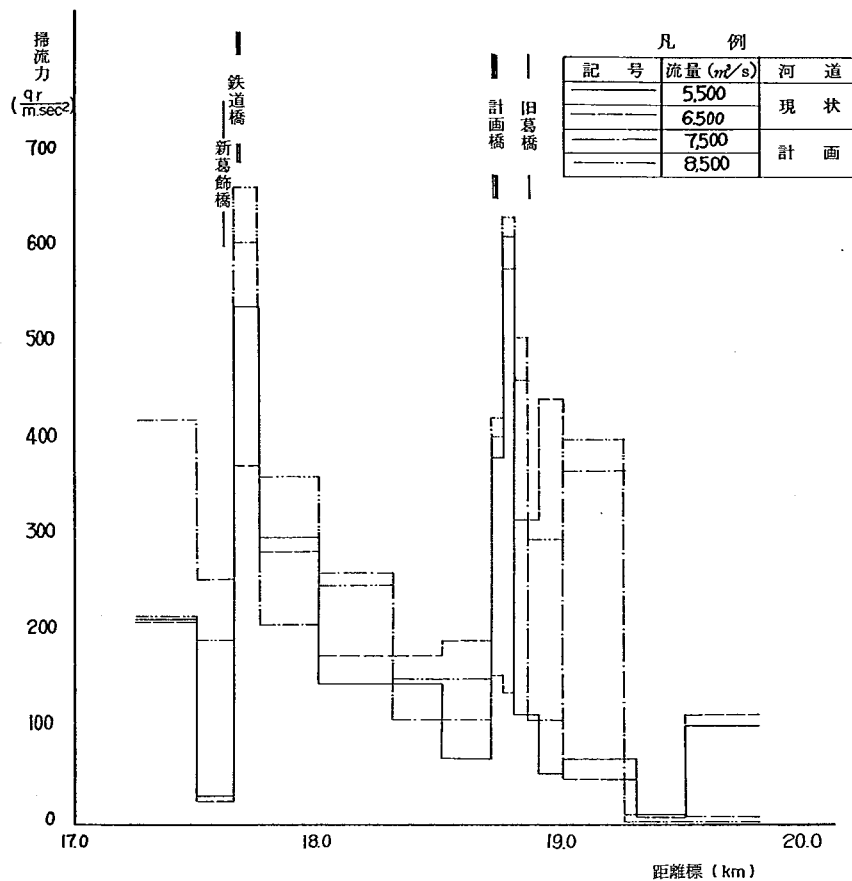


図-2.18 掃流力比較図

る。いっぽう、現状及び計画河道による歴然とした差は、17.50～17.65 km 区間・17.65～17.75 km 区間・19.00～19.25 km 及び 19.50～19.80 km 区間等が生じている。これらの4区間が平均河床変動高縦断面図に呈している現象の差を上流から見ていくと、まず最上流区間では給砂量従って給砂濃度の差となり、そのことが現状河道の上流部河床の上昇を顕著にしている。くわえて、上流から二番目の区間における掃流力の差は、上流からの流下土砂量の差の影響はあるものの現状河道の平均河床高の方が高くなっている点にあらわれている。17.65～17.75 及び 17.50～17.65 km 区間における現状河道の掃流力が小さい点に関しては、前述のように現

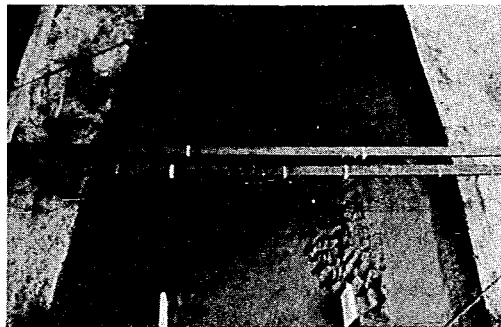


写真-2.15 計画橋付近下流の河床

case 4-1, $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

計画橋から下流を見る。

河床材料の上流からの供給が十分ある区域は河床波が消されている。特に、低水路右岸側は砂州の発達が顕著な傾向を示している。

状河道における相対的な河床上昇になり、計画河道における河床低下の差となっている。現状河床同様に、河床高の測定結果より低水路部のみの河床等深線図を図-2.19に示した。同図によれば、

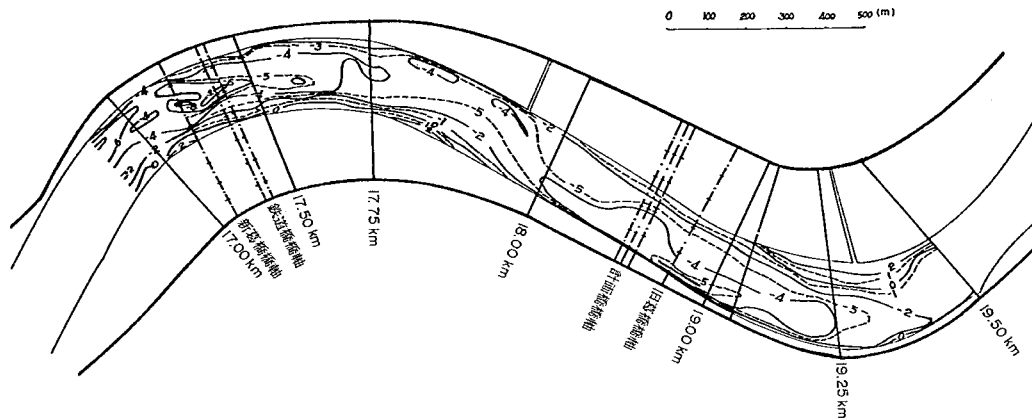


図-2.19 等深線図（計画河道）

全体的には現状河道における等深線図と酷似した傾向を示しているが、低水路巾が拡幅されたことにより、等深線密度が疎になった印象を強くうける。現状河道と比較した場合の特徴は19.25 km付近右岸の堆積巾が広くなり、各湾曲部の外側に生じる最大洗掘深位置が下流に移動し、下流橋脚群における最大洗掘深が新葛飾橋橋軸断面の低水路中央付近に存在している。現状河道に比し、湾曲部及び橋脚等の影響が相対的に小さくなっているものの、前にふれたように平均変動高が小さくなったためと判断される。

4) 将来計画河道における諸問題

江戸川における将来計画高水流量及び改修計画河道は最終的な決定をまだ見ていないが、流量規模としては現在よりも $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度増加させた $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ が、当該地点における計画高水流量となる可能性が強い。このような仮定のもとに実験を実施し、その場合の水理的諸現象についてはすでに記述してきたところであるが、以上の観点に立って考えられる諸問題についてふれる。

前掲「全国河川粗度係数資料集」より、直轄河川の主要基準点における単位や計画高水流量と河床材料 d_{85} 粒径の相関を図-2.20に示した。規模や性格の異なる河川を一挙にまとめたため明確な相関は見出せないが、図中の直線で代表できるものとする。一般に、出水によく見舞われ

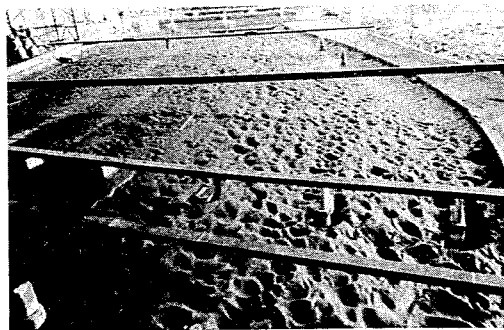


写真-2.16 計画河道の河床

case 4-4, $Q = 8,500 \text{ m}^3/\text{s}$

下流橋脚群の鉄道橋付近から下流を見る。右岸側の河床低下とは対照的に左岸側はほぼ高水敷の高さまで堆積している。現状河道ほど横断上の高低差は少ない。また、左岸高水敷上の橋脚下流の流跡に注目されたい。なお、新葛橋 P_3 橋脚はミスで流失。

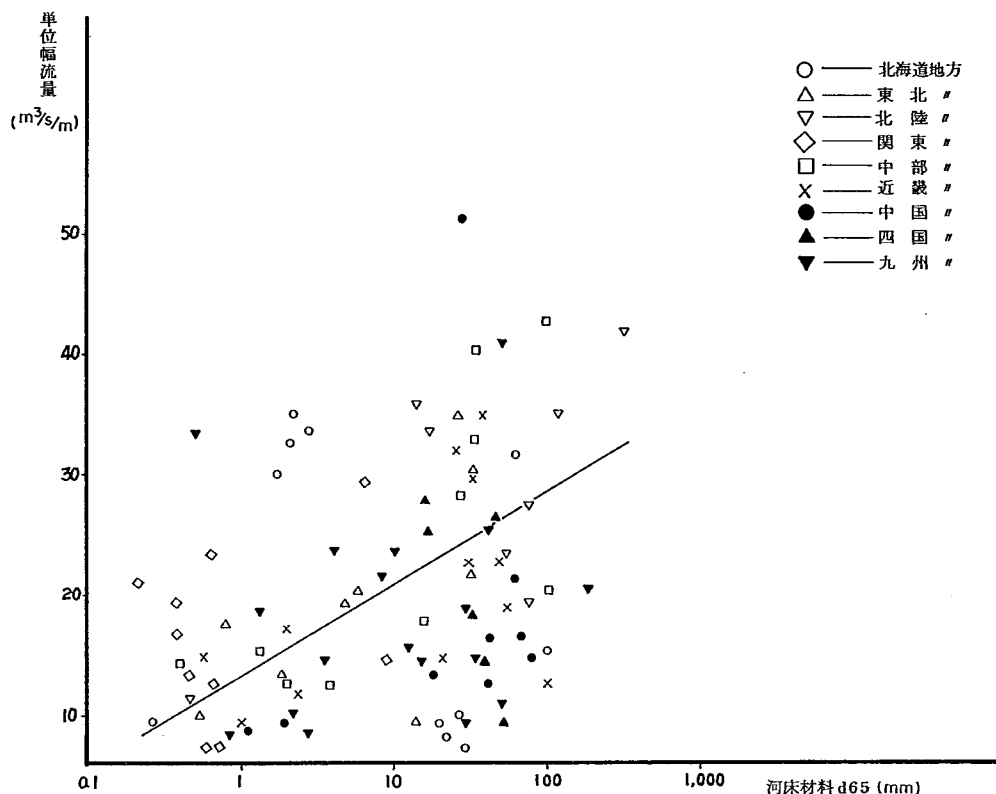


図-2.20 単位巾流量・河床材料粒径相関図

る西日本の河川の相関は図中の直線より勾配は緩やかで、東北に行くに従い急勾配の傾向を示している。江戸川の当該地点における計画高水流量を $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ・平均川巾を 400 m 、河床材料平均粒径を 0.4 mm と設定すれば、単位巾高水流量は $18.75 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ となり、 d_{65} 粒径が 0.4 mm の図中の直線はほぼ $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 強であることからみれば、 $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ という流量はかなり大きな流量といえる。なお、この付近に存在する関東地方建設局管内の4点については、 d_{65} 粒径の小さい方から川俣・芽吹橋 ($17 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) 及び布川 ($20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$)・鬼怒川の平方である。しかし、計画水面勾配から見ると当該地点の現計画水面勾配に $1:4,000$ に対し、川俣 $1:3,125$ ・平方 $1:1,532$ とはるかに大きく、布川 $1:5,100$ 及び芽吹橋に $1:4,440$ に見合う。つまり、江戸川流量改訂に伴ない川巾の拡幅を見ないかぎり、単位巾流量に関しては利根川本川の水準となる。くわえて、 E_1 河道の平均河巾が 350 m であることを考慮すれば、当該区間外ではさらに厳しくなる部分も生じるであろう。

次に、植生で被覆された高水敷及び法面等の許容流速の指標*として、表-2.12を示した、同表によれば、最も条件のよい場合でも 2.4 m/s が最大値であり、一般に裸地でないかぎり断面平均流速として 2 m/s 程度が、最大許容流速として見るのが妥当であろう。もちろん、洪水継続時間したがって土壌の含水比等の要素も加味しなければならないが、江戸川の当該区間の高水敷上は図-

* Ven・Te・Chow: Open Channel Hydraulics

表-2.12 草生水路の許容流速

草の種類	のり勾配 %	許容流速 m/s	
		耐浸食性の土	容易に浸食される土
ぎょうぎしば	0～5	2.4	1.8
	5～10	2.1	1.5
	>10	1.8	1.2
バハロー草, ケンタッキー青草, からすむぎ 青草	0～5	2.1	1.5
	5～10	1.8	1.2
	>10	1.5	0.9
混生した草	0～5	1.5	1.2
	5～10	1.2	0.9
	10%以上の勾配には使用できない。		
やはす草, ウィーピンググラス, かものはし, (黄緑茎), クドウス, むらさきうまごやし, つけし草	0～5	1.05	0.75
	複合断面水路ののり面以外では, 5%以上の勾配には使用できない。		
一年草類: 練勾配の法面, 又は永久的な被覆が 仕上がるまでの一時的防護に用いる。 並やはす草, スーダン草	0～5	1.05	0.75
	5%以上の勾配に用いるのは好ましくない。		

註: この値は, 各種の草について, 平均して一称な茂り状態にあるものに適用される。また
1.5m/s以上の流速は, よく被覆されて適当に維持されているところだけに許される。

2.15にも示したように, 随所で2.0 m/sを越えている場所が多くある。したがって, 高水敷の耐浸食及び維持という点からも将来計画河道の策定にあたっては, 検討を要することになる。

さらに, 河道湾曲部における低水路位置は実験した現状及び計画河道とも河道の外側に接しており, 堤防法部前面における流速, 低水護岸根固部における河床低下を考慮すれば何等かの対策を要する。例えば, これらの湾曲部の外側に高水敷を新たに造成する案も考えられる。すなわち, 高水敷の造成は堤防法部前面の流速軽減と低水護岸の被災が直接的に堤防にまで及ばないという効果が期待できる。くわえて, 湾曲部の内側の堆積と外側の洗掘現象を緩和させるため, 水制の配置等の措置を要することもいうまでもない。

第3章 橋脚周辺の流れ

橋脚が流れに作用する影響のうち問題となるのは、①橋脚周辺に生ずる局所洗掘、②橋脚上流水位のせき上げ、③河岸及び下流流向に及ぼす影響等である。これらの現象のうち3番目の問題は河岸に接近して配置された橋脚や、近接橋脚等のように流れ方向に長い距離を有する単一または連続する橋脚である。前2者は古くから研究されてきており、とりわけ局所洗掘に関してはほう大な量の試験・研究が行われている。本章では主として、橋脚周辺の局所洗掘に関する従来の研究の概要についてふれ、今回実施した橋脚抽出実験で得た資料を含めて解析・検討した局所洗掘深推定法を報告し、計画橋脚の局所洗掘防止工の範囲等について記述する。

近年、交通・運輸網の発達により、大都市周辺を流れる大河川にも近接橋の例が多く見られるようになってきた。このような近接橋脚周辺及び流れに平行に配置されていない橋脚が、流れに及ぼす影響は一般に複雑である。さらに、砂礫堆の移動や水筋の変化等の局所洗掘深に対する比は大きく、橋脚の局所洗掘深に対する議論はこれらの要素を考慮したものでなければならない。以上の現象や諸問題については、今後とも調査・検討して行く予定である。

第1節 橋脚周辺の流れの機構

流れに平行に置かれた橋脚周辺の流れの特性は、橋脚上流面に沿った下降流による水深方向の渦と平面的な橋脚に分割される流れから構成される。下降流によって生じる縦渦は河床につき当り河床材料をまき上げるが、この流れの主成分は橋脚上流の比較的含砂濃度の小さい水であるため、衝突場所の河床にとっては河床材料の補給が相対的に少なくなる。いっぽう、橋脚によって分割された流れは橋脚壁面に沿った湾曲流となり、橋脚側面で局所的な流れの集中を呈する。一般に、同一水量ならば橋脚巾の厚いほど流れが集中、すなわち流速が大きくなり橋脚最前縁から側部にかけての河床材料を掃流する。これらの現象や最大洗掘深位置は橋脚の規模及び形状、水量ならびに河床材料等の特性に支配される。性格の異なる二つの作用によって生じた洗掘孔は、洗掘深の増加に伴い拡大連結し橋脚の平面形状に近似した形状となる。平衡状態に達した洗掘孔法面勾配は河床材料の水中安息角にほぼ見合い、法長は橋脚前縁部またはそれに近い側部が最長となり下流に行くに従い短くなる。掃流力の低下する側壁下流部や後流領域となる橋脚下流部では一般に洗掘されることはまれで、上流で洗掘された土砂を後流領域では堆積する。

1) 橋脚の抗力

出水中の流れから受ける橋脚の主な抗力は、形状抗力と造波抗力がある。形状抗力は水の粘性に起因するもので、後流領域内に発生する渦によるものである。後流領域は橋脚両側面からはく離れた流線とその間の流れが正常に復する範囲をさし、レイノルズ(Re)数が大きくなると発達する。造波抗力は橋脚が水面に波をつくるために生ずる抵抗である。かつて、土木研究所で行った実験結果から、抗力には次のような特性があることが確認されている。①橋脚の抗力は Re 数及びフルード(F_r)数、橋脚巾と水深の比(h_0/D)及び橋脚配置間隔ならびに橋脚端部形状に支配される。② h_0/D が大きくなると造波抗力は小さくなり、水深が小さくなると造波抗力の占める割合が大きく

なる。③全抗力の大きさは F_r 数が小さい場合は R_e 数に支配され、 F_r 数が 0.6 以上にあれば増加する。その場合、 h_0/D が大きいと抗力の変化は小さく、水深が小さいと抗力の変化は大きくなる。

④橋脚間隔がせまくなると当然のことながら、全抗力は増加する。

2) 所所洗掘

橋脚周辺の局所洗掘現象を説明するにあたり、局所洗掘孔に流入する河床材料の量を Q_{si} ・流出量を Q_{so} であらわす。 $Q_{so} = Q_{si}$ となる平衡状態に達する終局を想定すれば、局所洗掘現象はその経過段階において、 $Q_{so} > Q_{si} = 0$ の静的平衡状態と $Q_{so} > Q_{si} > 0$ の動的平衡状態の領域に分類できる。なお、静的平衡状態の初期には $Q_{so} = Q_{si} = 0$ という局所洗掘をうけない領域もある。この関係をセディメント数 $N_s = V\sqrt{(\sigma/\rho - 1)g \cdot d_m}$ を用いてあらわせば、図-3.1 のようになることが知られている。図中、 N_{s1} は $Q_{so} = 0$ と $Q_{so} > 0$ の境界であり、 N_{s2} は $Q_{si} = 0$ と $Q_{si} > 0$ の境界である。平衡洗掘深が N_{s2} で最大となりさらにセディメント数が大きくなると下がるといわれている理由は Q_{so} と Q_{si} の均衡の問題で、 N_{s2} においては $Q_{si} = 0$ であるのに対しそれ以上の流速においては $Q_{si} > 0$ となるためである。

一般に、静的平衡領域における終局状態までには極めて長時間を要し、動的平衡領域における終局状態には比較的短時間で達する。実際河川における動的平衡領域は洪水中に頻繁に生じているのであろうが、静的平衡領域は非常に限定されてくる。すなわち、理屈上は流れの掃流力が河床材料の限界掃流力以下であればよいわけであるが、河床材料の小さい砂河川等では平水時においても河床材料の移動が認められ、砂利河川の平水時の多くの場合は図-3.1

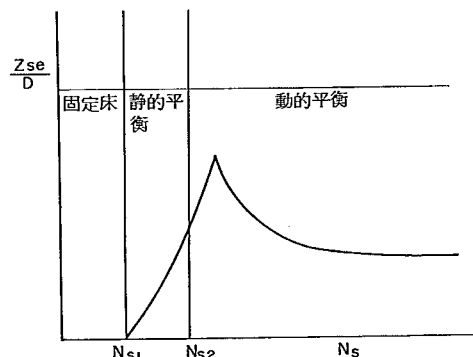


図-3.1 局所洗掘現象定義図

に示す N_{s1} 以下の領域であるし、少しの出水でも小粒径の河床材料の移動が始まり、 N_{s2} 以上の領域に入ってしまう。

第2節 従来の研究

橋脚周辺の流れに関する研究成果のうち、我国で発表されている主な部分については印刷物* にしてすでに報告したところであるが、近いうちに国外における主要な研究成果についてもまとめる予定である。本節では橋脚周辺の流れを解明するため、これらの研究の歴史と成果の概要、さらには諸成果に対する評価及び問題点等についてふれる。

1) 橋脚周辺の局所洗掘に関する研究

国外においては、橋脚周辺の局所洗掘に関する研究は、実に100年以上も昔から行われている。石原の報告書**によれば、1873年にDurand-Clayが「河床洗掘上から見た橋脚形状の影響に就て」実験を行い、これを基にEngelsが1894年に非常に多くの実験を実施していることを記

* 河川関係論文集 資料-Ⅱ (橋脚構造物周辺の流れ) 昭和52年1月 建設省土木研究所

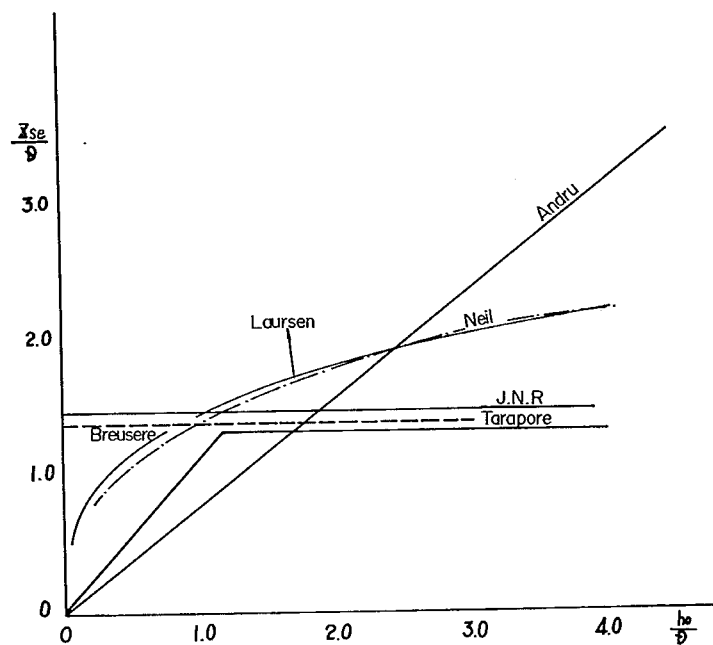
** 橋脚による河床洗掘に関する実験的研究 石原藤次郎 土木学会誌 Vol124-1 (1938年)

している。さらに、1929年に Rehbock・Winkel 及び Schwarz 等が、1932年に Keutnar が実験的研究成果を発表しているが、これらは実験技術の発達した現在からみるならば相似性という点で問題がある。その後、1938～1942年に単位巾流量に着目した Poona の研究、1956年に水深に着目発表した Chatou、1962年にはフルード数との相関によった Chitale の研究等がある。その後も多くの人達によって行われてきているが、それらについては後述する。我国においては鈴木清一(1936年)や石原藤次郎(1937・1938・1942年)等の研究が先駆的なもので、ついで1959年の杉本、1961年の椿・斎藤等が発表し、以下後述するような人達の研究がある。

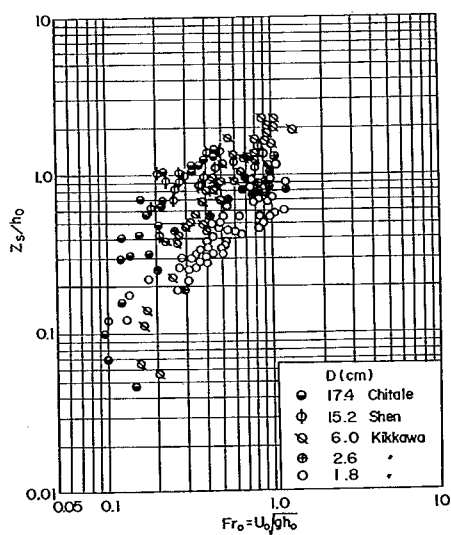
中川・鈴木* が要領よくまとめている手法を用い、数多くある研究成果のうちから洗掘深を求める計算式を提案しているものについて、その発表者名及び発表年次ならびに計算式を表-3.1に、同計算式を図化したものを図-3.2に示した。以下、各計算式が出された背景や式の若干の説明をする。Andru(1956)は単位巾流量と Lacey が提案したベットファクター $(Q^2/B^2 \cdot h_0^3)^{1/2}$ の間に一義的な関係があることを見出し、洗掘深は水深のみに支配されると主張した。河村(1968)は西バキスタンの諸橋梁の実測値から、Andru の提案と同様に洗掘深は単位巾流量 $(Q/B)^{3/2}$ に支配されると提案している。一方、Larras(1963)は橋脚径 D の $3/4$ 乗に、Breusere(1964)は D に直接的に影響されると主張し、Neil(1964)は水深と橋脚径比によって表現できるとしている。また、Tarapore(1962)は $h_0/D \leq 1.15$ の範囲では水深 h_0 に、それ以上になると D のみに支配されると主張している。Tarapore は Albertson の慣流拡散の考え方を洗掘孔における流れにも適用し、洗掘孔の端から流れが拡散し水面に達する時の h_0/D が 1.15 であることを実験的に求め、この範囲内にある場合は水深の影響が大きく、それ以上になると D の効果が大きいと提案している。Shen(1969)はビアレインolz数に、小川(1966)及び吉川等(1971)はフルード数によると主張している。アイオワ大学の Laursen(1962)は橋脚巾による通水面積減少に着目し、水路巾急縮部における河床低下量が橋脚側面の洗掘量の洗掘量に対応するものとし、洗掘深を橋脚径及び水深の関数として表わしている。Maza & Sanchez(1964)はセグメントナンバー N_s を取入れるとともに、水深・橋脚径及び河床材料粒径等の多くの要素を考慮した式を提案している。Carstens(1966)は橋脚径と N_s に支配されることを主張し、中川と鈴木(1974)は動的平衡と静的平衡の場に分け、前者の領域では D と d_m の関数で与え、後者の領域については Z_{se}/D が直線的に変化するとして内挿により求めることを提案している。以上の諸計算式のうち、 Z_{se} 及び h_0 を D で除して表現できるものを図-3.2 a) に、 R_e 数及び F_r 数表現式を同 b) に、セグメント数による関数を同 c) に示した。なお、a) には日本国有鉄道($J \cdot N \cdot F$) が設計に用いている式も比較してある。一般に、洗掘深は水深が小さい間は水深の影響を強くうけ、水深が一定値を越すと橋脚径の影響が卓越するといわれている。図-3.2 a) の各式はこの意味で、局所洗掘現象の各領域ごとの洗掘傾向をよくあらわしているといえる。すなわち Breusere 及び $J \cdot N \cdot R$ については h_0/D が十分大きい領域の式であり、逆に Andru の式は小さい領域の議論であるといえる。Laursen・Neil 及び Tarapore の各計算式は比較的全領域をカバーしているといえる。

* 中川博次・鈴木幸一 橋脚による局所洗掘深の予測に関する研究 京都大学防災研究所年報 第17号B(昭和49.4)

(a)



(b)



(c)

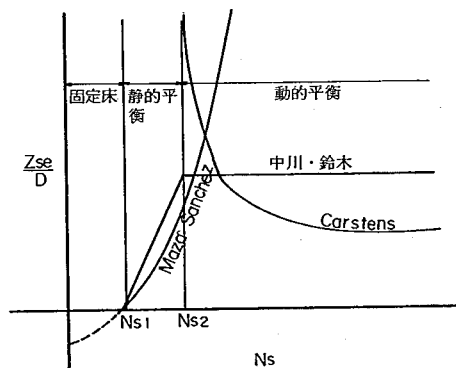


図-3.2 局所洗掘深堆定式比較図

表-3.1 局所洗掘深計算式比較表

発 表 者 名					計 算 式	備 考	
発 表 年 次							
1955	1960	1965	1970	1975			
					Andru	$\frac{Zse}{ho} = 0.8$	
					Tarapore	$\frac{Zse}{ho} = 1.17 \dots\dots (1) \quad \frac{Zse}{D} = 1.35 \dots\dots (2)$	(1)式の範囲 $\frac{ho}{D} \leq 1.15$, (2)式の範囲 $\frac{Zse}{ho} > 1.15$
					Larras	$\frac{Zse}{D} = 3.33 \frac{K}{D^{1/4}}$	円柱: $K = 1.0$, 角柱: $K = 1.4$
					Breusere	$\frac{Zse}{D} = 1.4$	
					Neil	$\frac{Zse}{D} = 1.5 \left(\frac{ho}{D} \right)^{0.3}$	
					河 村	$\frac{Zse}{ho} = 2.1 \frac{q^{2/3}}{ho} - 1$	
					Shen	$Zse = 0.0222 R_{ep}^{0.619}$	$R_{ep} = \frac{D\mu_o}{\nu}$
					小川 吉川等	$\frac{Zse}{ho} = f(F_r)$	$F_r = \frac{\mu_o}{\sqrt{gho}}$
					Laursen	$\frac{D}{ho} = 5.5 \frac{Zse}{ho} \left[\left(\frac{1}{11.5} \frac{Zse}{ho} + 1 \right)^{17} - 1 \right]$	
					Maza & Sanchez	$\frac{Zse}{D} = K_f \cdot K_s \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) \left(\frac{dm}{D} \right) N_s^2 - 3100 \frac{dm}{D}$	$K_f = f(\text{Pier form}, \theta)$, $K_s = g \left(\frac{ho}{D} \right)$, $N_s = \frac{\mu_o}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1) g dm}}$
					Carstens	$\frac{Zse}{D} = 0.546 \left(\frac{N_s^2 - N_{s1}^2}{N_s^2 - N_{s2}^2} \right)^{3/4}$	
					中川 & 鈴木	$\frac{Zse}{D} = 3.4 - 0.9 \log \frac{D}{dm} \dots\dots (1)$ $\frac{Zse}{D} = \frac{Ns - kNs_2}{Ns^2(1-k)} \frac{Zmax}{D} \dots\dots (2)$	(1)式の範囲 $Ns > N_{s2}$, $20 > D/d > 2000$ (2) " $Ns \leq N_{s2}$, $k=0.5$

Zse : 周囲の河床高からの洗掘深, ho : 平均水深, D : 橋脚の巾又は直径, q : 単位巾流量, R_{ep} : ピアレーノズル数, ν : 水の動粘性係数, F_r : フルード数, g : 重力の加速度, σ : 河床材料の比重, ρ : 水の密度, dm : 河床材料の平均粒径, $Zmax$: $D \cdot dm$ 一定の場合の最大洗掘深

が、前二者は洗掘深を最大に見積る傾向にある。図では比較できなかったが河村は Andru と同様の傾向を示し、Larras は $D^{1/4}$ のみに支配されると主張しているため図では右下りの線となる。以上の計算式は構造も単純で計算しやすく、おおよその洗掘深を求めるにはそれぞれの領域で限定的に可能であるが、厳密には dm や V に類する要素を考慮していない点で不十分さがある。次に、 R_e 数及び F_r 数の関数としている図-3.2 b) は F_r 数が大きくなるに従って Z_{se}/h_o も大きくなることを示している。いうまでもなく、 $D \cdot dm$ 等の要素が一定であればこのような傾向は認められる。

さらに、セディメントナンバーを用いた c) 図の各式は、これらの計算式の中で洗掘に影響を及ぼす因子を考慮し、特に中川・鈴木の式は Tarapore 等と同様に全領域をカバーしている。Carstens は N_s が N_{s2} より大きい領域で、Maza & Sanchez は N_{s2} より小さい領域の場合の特性を示している。しかし、これらの式は実用上諸係数や N_{s1} 及び N_{s2} 等の数値を与えなければならず、さらに中川・鈴木の(2)式では Z_{max} をあらかじめ求めておく必要があり、これらの点で現場の技術者が使用するには簡単でない。

2) 橋脚のせき上げに関する研究

せき上げに関する研究も局所洗掘に関する研究同様に、極めて多数にのぼっている。これらの研究の中で、主なものを表-3.2 に一覧表として示した。以下、土屋・浦の報文* を引用して、各計算式を説明し比較検討する。D'Aubuisson は「せき上げ高は流れが縮小断面に入るときの流速の変化にもとづくものである。すなわち、橋脚間と上流断面における流速水頭の差である。」と主張している。D'Aubuisson 式は他の計算式に比べて顕著に大きなせき上げ量を示す。この原因として、

表-3.2 せき上げ計算式比較表

発 表 者 名	計 算 式	備 考
D' Aubuisson	$\Delta h = \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{1}{K_D^2} \left\{ \left(\frac{B}{W} \right)^2 - 1 \right\}$	
Eytelweine	$\Delta h = \frac{V_1^2}{2g} \left\{ \left(\frac{B}{K_D \cdot W} \right)^2 - \left(\frac{h_3}{h_3 + \Delta h} \right)^2 \right\}$	D' Aubuisson の修正式
Debauve	$\Delta h = \frac{V_1^2}{2g} \left\{ \left(\frac{h_1 \cdot B}{K_D \cdot h_3 \cdot W} \right)^2 - \left(\frac{h_1}{h_3 + \Delta h} \right)^2 \right\}$	Eytelweine の修正式
Weisbach	$Q = K_W \cdot W \cdot \sqrt{2g} \left(\frac{2}{3} \Delta h^{3/2} + h_3 \Delta h^{1/2} \right)$	
Rühlman	$Q = K_{R1} \cdot W \cdot h_3 \cdot \sqrt{2g} \left(\Delta h + \frac{V^2}{2g} \right) + \frac{2}{3} K_{R2} \cdot W \cdot \sqrt{2g} \left\{ \left(\Delta h + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \right\}$	Weisbach の修正式
Merriman	$Q = K_W \cdot \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} B \left(\Delta h + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} + W \cdot h_2 \left(\Delta h + \frac{V^2}{2g} \right)^{1/2} \right\}$	Weisbach の修正式
Nagler	$\Delta h = \frac{1}{2g} \left\{ \frac{Q}{K_N \cdot W (h_3 - \theta \frac{V^2}{2g})} \right\}^2 - \beta \frac{V^2}{2g}$	$\theta = 0.3$, β : α によって定まる定数
Rehbock	$\Delta h = \left\{ K_{Re} - \alpha (K_{Re} - 1) \right\} \cdot \frac{(0.4 + \alpha + 9\alpha^3) \alpha (1 + 2\omega) \cdot \frac{V^2}{2g}}{V^2}$	K_{Re} : 橋脚の形定により定まる定数
土屋・浦	$\frac{\Delta h}{h} = C_D \frac{D}{2B} \cdot F_r^2$	

* 橋脚のせき上げについて 土屋昭彦・浦 勝, 土木技術資料 8-2

「橋脚の上下流端の水位差により係数 K_D を定めたためによる」、ものと物部及びNagler等は指摘している。Eytelweineは収縮係数 K_D は収縮断面のみに用いることと水深が変化することを考慮して、D'Aubuissonの式を修正した。さらに、DebaueはEytelweineの橋脚上流断面における流速にかえ、流量を用いて表現している。Weisbachは「橋脚間断面の流量は潜りオリフィスの流量とせきの流量の和であらわされる。」と主張しているが、少なくない研究者が彼の計算式は独断的であり実用的でないとは指摘している。RühlmanはWeisbachの式を修正提案しているが、計算が非常にめんどりうであるという欠点がある。MerrimanはWeisbachの計算式に接近流速水頭を考慮するとともに、潜りオリフィスとして扱い、巾を W ・長さを B として修正している。Naglerは「橋脚間断面の流量は最小断面積 $W \cdot h_2$ の潜りオリフィスを $dh + \beta(V^2/2g)$ で満足するものである。」としている。彼は大規模な実験を行い最初に $\theta = 0.3 \cdot \beta = 1.8$ と発表した^{*}が、これらの値を用いると F_r 数が小さい場合にせき上げ量が負となったり、橋脚規模及び収縮率に無関係であること等の不合理が生じることを指摘され、後で β を修正しているが、こじつけの感はまぬがれない。Rehbockは約2,000個に及ぶ実験結果より式を求め、すべての流れの状態に適合するものではないことを言明し、橋脚による断面収縮率と F_r 数による3つの領域を設定し、最も小さいOrdinary flowと称する場のみに適応されるとしている。彼が行った実験の精度や実験量を考慮し、適応範囲を原定するならば、かなり実現に近いせき上げ量を求めることが可能と判断される。土屋・浦はせき上げが橋脚の造波及び形状抗力によるものであるとして、抗力係数を実験的に求めた。しかし、同計算式は流れによる摩擦損失の無視と抗力係数値にも問題があり^{*}、他の計算式よりも一般に小さい値を示す傾向にある。

Yarnellは各計算式の精度が各係数の精度に支配されていると判断し、2,600個に及ぶ実験によってアメリカ合衆国で主に用いられているD'Aubuissonを修正したDebaue式、Nagler及びRehbockの正確な係数値を定めることを試みた。その結果、これらの係数は橋脚の形状・規模及び流れの中に占める割合等によって変化すること、Rehbockが設定した流れの場において適当な値をとれば、実用上ほぼ妥当な値となることを明らかにしている。くわえてYarnellはD'Aubuissonが求めた係数とは異なる修正値を用い、しかもRehbockの流れの場と一致した範囲内である。

第3節 橋脚抽出水理実験と解析

計画橋梁橋脚が河岸及び下流流向に及ぼす影響については、三次元的流れとして取扱う必要から全体模型実験によった。したがって、本章では除外するため、前章を参照されたい。橋脚によるせき上げ量に関しては全体模型実験の中でも若干ふれたように、せき上げ量自体は数cmから多くても10cm程度であり、特に抽出実験の中では行わず、諸々の提案されている計算式の代表的なものによる計算から求め、本章ではその結果についてふれている。

橋脚周辺の局所洗掘については2種類の実験により、一般的な洗掘深推定法の確立と計画橋脚

^{*} 実際に役立つ水理計算例 土木施工設計計算例委員会 山海堂篠 樹

における洗掘深を求めている。その1つは長さ22m、巾60及び深さ70cmの片面ガラス張り水路床勾配可変水路に、直径7及び5cmの単円柱橋脚に50%粒径が約0.25mmの砂で敷設して実施した。他の1種類は長さ30m・巾1.5及び深さ1mのブロック製水路に、全体模型実験と同じ橋脚と河床材料の石炭粉を用いて行った。さらに、データー数を増すため我国における数個の現地実測資料のほかに、Chitale・Schen・Chatou・中川及び鈴木・東京工業大学等の実験データーを利用していただいた。可傾水路実験は42ケース・コンクリートブロック製水路による実験は5ケースであるが、現地観測及び今までに発表されている研究成果のデーターを含めると約350個に及ぶ資料を用い、新たな局所洗掘深推定法を検討した。

1) 流れの機構に関する補足

橋脚周辺の流れの機構の概括については本章第1節でふれたところであるが、抽出実験等を通じ確認された現象や新たに確認された現象について補足的にふれる。

図-3.1に示した定義図のセディメント数が N_{s1} 及び N_{s2} 間の静的平衡状態のもとでは、洗掘孔に流入する土砂 $Q_{si}=0$ で流出土砂量 $Q_{so}>0$ である。このため、洗掘深及び洗掘孔が平衡状態に達するまでかなりの時間を要することが、橋脚ではないがTaraporeの部分開放ゲートについての研究、1週間に及ぶコロラド大学の水制の実験結果等によって知られている。当研究所の可傾水路で行った実験によれば、同一の境界条件のもとで20時間通水しても洗掘孔内における砂の移動が認められた。その実験結果は図-3.3のa)に示す。同図によれば、10時間を過ぎると洗掘深の時間経過線は一定値に対する漸近線の様相を示してくるが、前述のように20時間経過時において

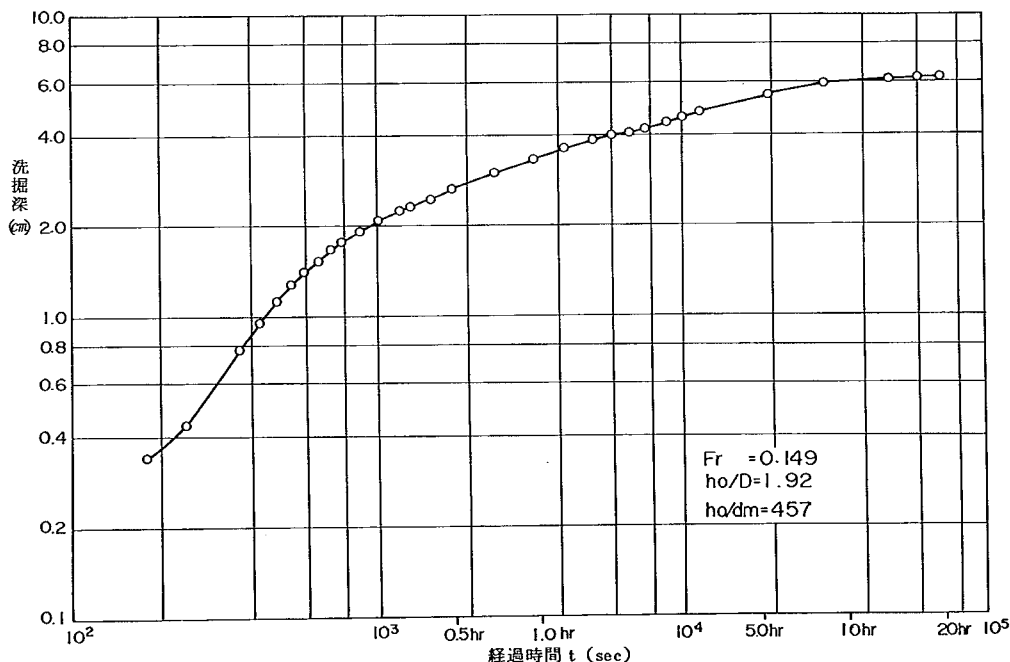


図-3.3 局所洗掘深時間経過図

も勢力は大巾に弱まっているものの、洗掘孔内の砂の活動が確認できている。洗掘孔の平衡状態に達する時間はセディメント数・橋脚巾及び水深等に支配されると判断できるが、この実験における洗掘深の増加割合は $10^3 \cdot 6 \times 10^3$ 及び 3×10^4 秒付近が折点となっている。したがって、静的平行状態における洗掘の終局状態をどこにとるかは議論の分れるところであるが、今回の実験では 7,200 秒すなわち 2 時間と一律に限定した。いっぽう、動的平衡状態のもとでの洗掘経過は図-3.3・b) に示したように、洗掘孔への砂の流入により最大洗掘深は不規則な周期的変化を呈するが、洗掘孔内の平衡状態に達するまでの必要時間は極めて短い。この最大洗掘深の変動は主として掃流形態で輸送され、洗掘孔内に供給される河床材料と流出していく河床材料の差に起因するものである。洗掘孔内供給河床材料が掃流形態によるものであるとした理由は、平均粒径が 0.25 及び 1.5 mm の異なる 2 種類の砂を用いた実験より、確認された結果である。つまり、浮遊形態により流下してきた河床材料は洗掘孔内に沈降しにくく、仮りに沈降しそうになっても複雑な渦により再び浮遊され洗掘孔からとびだしてしまう。ところが、掃流形態で輸送されてきた砂は、洗掘孔の前縁から洗掘孔法面を転動しながら落下する。

以上の現象は時間経過に伴う最大洗掘深の挙動であるが、河床材料粒径の相違と水理量の変化が洗掘深に及ぼす影響を図-3.4 に示した。実験条件としては $h_0/D = 2.0$ で、平均粒径が 0.25 及び 1.5 mm の砂であるから相対水深 h_0/d_m は

小さい方が 400、大きい砂が約 67 となる。

同図より、平均粒径が小さい河床材料の場合の局所洗掘深は、図-3.3 に示した静的平衡状態下における時間経過～洗掘深相関と同様に、一定値に対する漸近線のような様相を呈する。いっぽう、1.5 mm の平均粒径の砂の場合は一定値の F_r 数に対し、最大値を有する洗掘深変化を示す。このことより、掃流力と限界掃流力の比 τ_0/τ_c が小さい場合は、同比が大きい場合よりも小さい水理量で大きい洗掘深を生じる。つまり、一般に河床材料が大きい場所の局所洗掘は小さい範囲の水理量で応答し、小さい場所にある橋脚の局所洗掘は当然のことながら

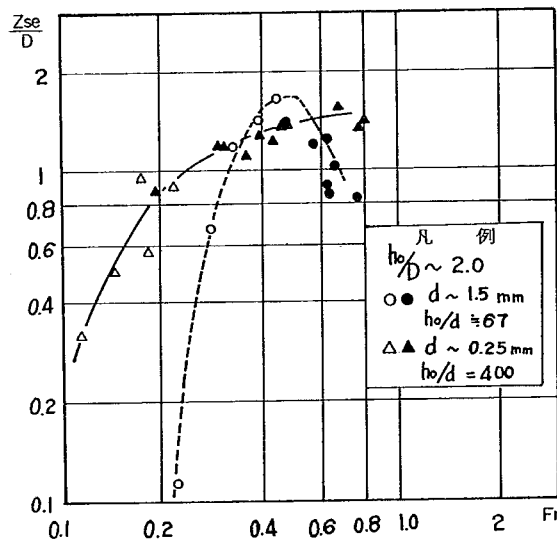


図-3.4 局所洗掘深～ F_r 数相関図

小さい水理量でも応答し、水理量の増大に従い洗掘深も大きくなる。ただし、図-3.4 は水深を一定にした場所における現象であり、実際河川においては堰等の構造物の上流にある特殊な橋脚に相当すると見て支障ない。

次に、 $d_m = 0.25 \text{ mm}$ ・ $D = 5 \text{ cm}$ における実験結果を $Z/D \sim F_r$ 数の無次元化した関係で整理し、水深が洗掘深に及ぼす影響を図-3.5 に示した。図中に示した実験値値はかなりのバラツキを呈し

ているが、パラメーターとして用いた h_0/D の曲線でほぼあらわすことができる。なお、これらの実験値中、各 h_0/D に対する Z_{se}/D の最大値は、図-3.2 に示した Laursen の計算式の 8~9 割程度の範囲に分布している。本章第 1 節で平均水深と橋脚巾の比 h_0/D が小さい範囲においては平均水深の影響を強くうけ、 h_0/D が大きくなると橋脚巾に支配されると述べた。これは Tarapore 等の研究成果から導き出されたものであるが、図-3.5 を見るかぎりにおいては、かなり平均水深が大きい範囲まで洗掘深は支配されているこ

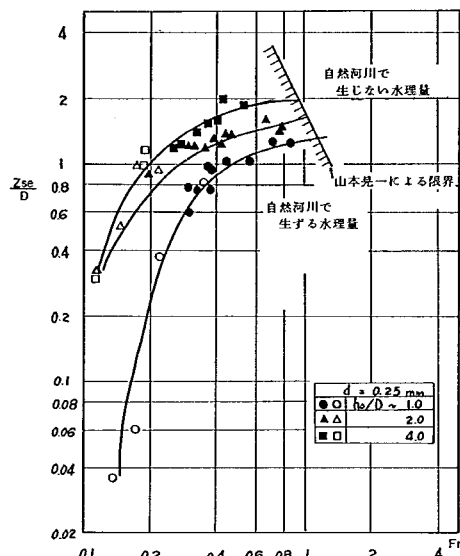


図-3.5 局所洗掘深～水深相関図

とがわかる。ただし、図-3.5 は橋脚巾が一種類である点と $D/d_m = 2.0$ である事に対し、実際河川の D/d_m は数百の単位にある事等を考慮すれば、早計な判断は下せない。

2) 橋脚によるせき上げ量

計画橋橋脚によるせき上げ量を明らかにするため、全体模型実験と表-3.2 に示した計算式の中から、D'Aubuisson・Nagler 及び Rehbock の式で求めた値を図-3.6 に示した。対象流量は現状及び計画河道とも計画高水流量及び同超過流量の 2 流量，対象 2 断面は 18.70 及び 18.80 km 以

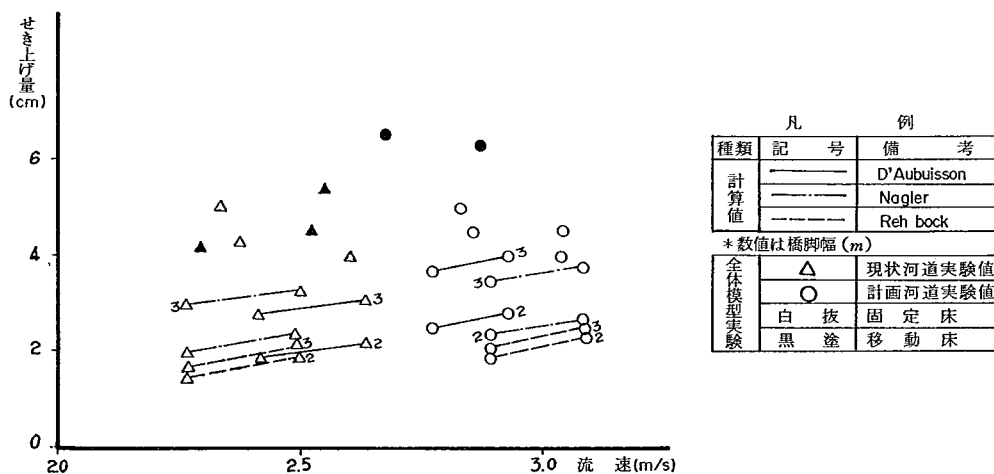


図-3.6 計画橋橋脚せき上げ量比較図

設定した。計算値は 18.70 km 断面までの不等流計算水位を用い、Nagler 及び Rehbock については上流側水理量を用いるため、せき上げ量を仮定し計算値と一致するまでくりかえし求めた。計算

値は各係数の設定のしかたや、平均流速を出す場合の有効河積のとり方でかなり変化する。また、全体模型実験値はせき上げ量のほかに、河床面の粗度による摩擦損失も含めた値である。図-3.6に示したせき上げ量は以上のような問題点を含んでいるが、せき上げ量を求める2断面の設定・河道湾曲による流れの偏流、全体模型実験及び計算式の精度等を考慮すれば、部分的に厳密な議論をしてもそれほど意味がなからう。したがって、概算程度と理解するのが妥当である。

前章第3節の中で、計画橋橋脚群によるせき上げ量は4~6 cm程度と述べたが、図-3.6に示した摩擦損失を除いた計算値からみればもう少し小さくなり、計画高水流量規模の出水で2~4 cm程度といえる。全体模型実験値はかなりのバラツキを示しているが、現状及び計画河道と各河道における固定床と移動床の傾向を見ることはできる。すなわち、現状河道と計画河道における差は横軸の流速であらわれているが、せき上げ量としては大差なく4~6.5 cm程度に分布している。また、各河道における固定床よりも移動床の方が大きいせき上げ量を示しているが、移動床河床波の発生による摩擦損失が含まれているためである。いっぽう、計算値によれば、計画河道の方が若干大きなせき上げ傾向を示し、当然のことながら橋脚巾が2 mよりも3 mの方が大きくあらわれている。これらの3計算式には造波抵抗による流れ方向の橋脚長がせき上げ量に及ぼす要素が考慮されておらず、くわえて近接橋脚による流況の乱れがせき上げ量に及ぼす影響も含まれていない。

一般に、最近計画施工される橋梁は橋脚径間長の拡大及び橋脚巾の縮巾が行われ、かつて施工された橋脚と比較し、せき上げ量に及ぼす影響は問題にならないくらい大巾に小さくなってきている。当該計画においても例外でなく、せき上げ量に関しては大き目に見積ったとしたとしても、せいぜい5 cm程度であるといえよう。したがって、個々の橋脚について見れば、例へば低水路に位置するものは5 cmよりも大きく、最右岸側のものは5 cmにも満たないといったようなバラツキはあるにしても全河巾におけるせき上げ量としてはさして問題になるほどのこともない。ただし、流木やゴミ等の流下物が橋脚上流側にたまった場合等におけるせき上げ量は、また別の議論となることはいうまでもない。

3) 局所洗掘深推定法

橋脚周辺の局所洗掘現象に影響を及ぼす因子としては、次のようなものが考えられる。まず、流体の物性に関する要素として流体密度 ρ ・粘性係数 μ 等、流体の運動に関する水理量として橋脚の影響を受けない断面における平均流速 V 及び平均水深 h_0 ・重力の加速度 g ・時間 t 等がある。次に、河床を構成する材料に関する物理量として、砂礫の平均粒径 d_m ・密度 σ ・砂礫粒径の混合度合 σ_0 等がある。さらに、橋脚に関する要素としては橋脚巾 D ・平面形状、洗掘に関するものとして洗掘深 Z_{se} ・洗掘場所 (x, y) 及び洗掘孔形状等がある、これらの各要素のうち、流砂の特性をあらわすセディメント数 $N_s = V / \sqrt{(\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot d_m}$ や、流れの特性をあらわすフルード数 $F_r = V / \sqrt{g \cdot h_0}$ 等を用いることにより、各要素間の次元を考慮すれば次のように表現できる。

$$\frac{Z_{se}}{D} = f\left(N_s, \frac{d_m}{D}, \frac{V \cdot t}{D}, \frac{V \cdot t}{\mu}, \frac{h_0}{D}, F_r, \frac{x}{D}, \frac{y}{D}, \sigma_0, \dots\right) \quad \dots\dots (3.1)$$

しかし、これらの各要素の中でも洗掘深に極めて支配的な要素や、水理学上用いられている量によりまとめることが可能な要素を考えれば、(3.1)式は次式のように書き改められる。

$$\frac{Z_{se}}{D} = f\left(\frac{h_0}{D}, \frac{h_0}{d_m}, Fr\right) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

当研究所で行った橋脚抽出実験と「従来の研究」等で発表されているデーターを合わせ、約350個に及ぶ橋脚周辺の局所洗掘資料より、(3.2)式の関係を図-3.7に示した。(3.2)式は洗掘支配要素を大巾に整理したが、 Z_{se}/D を含め4要素になるため h_0/D を一定の範囲に分括し、他の

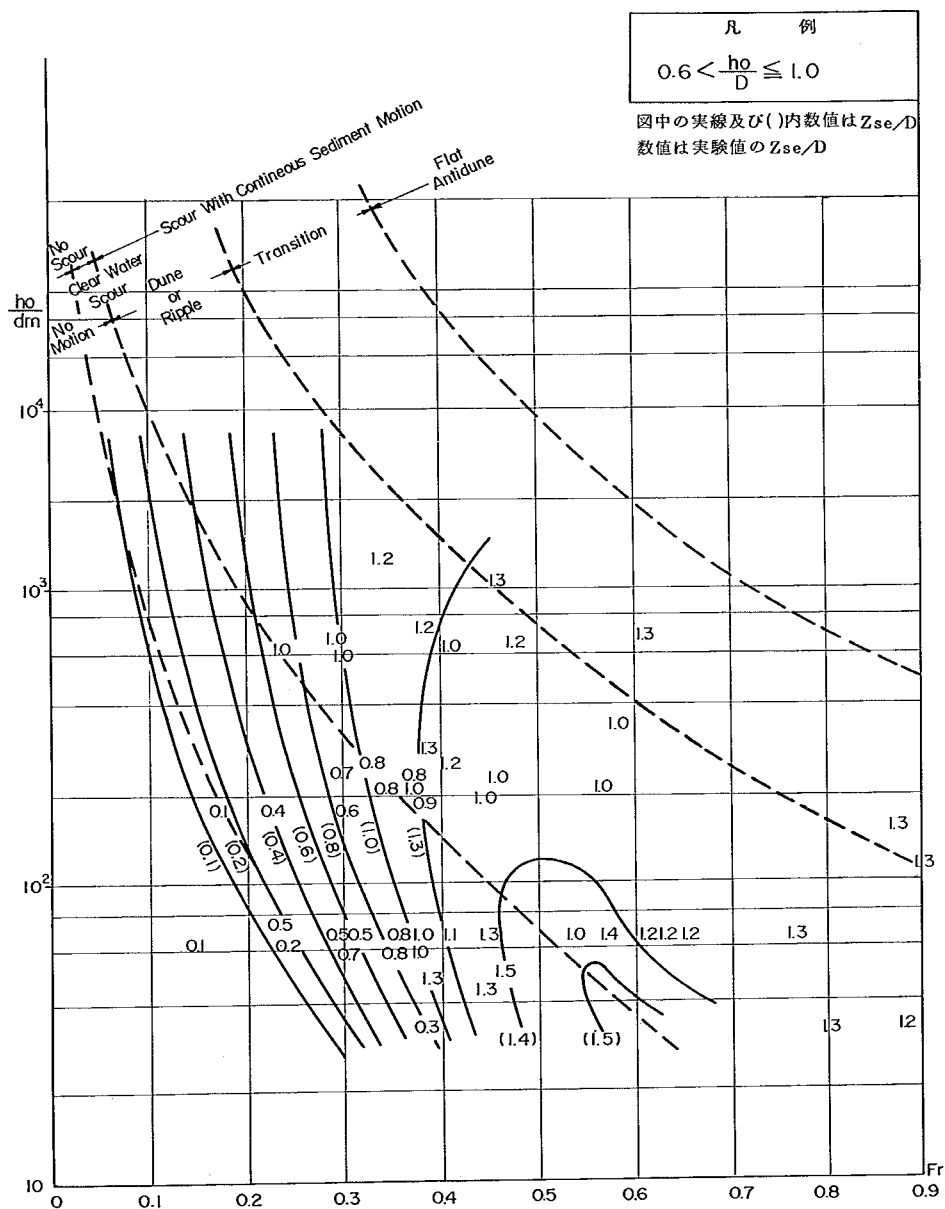


図-3.7(a) 局所洗掘深予測図

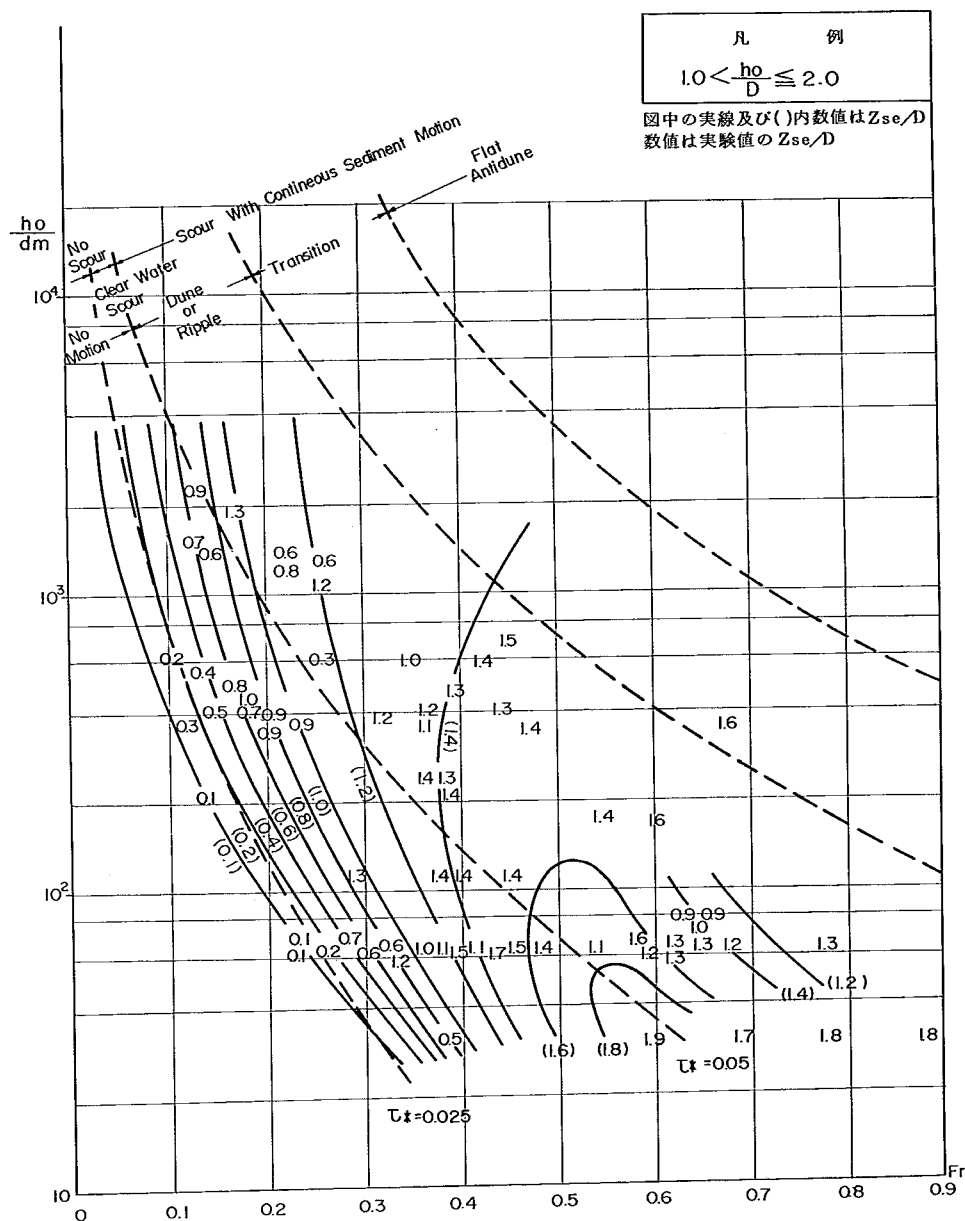


図-3.7(b) 局所洗掘深予測図

3要素の相関を一枚の図で表現した。同図は主として小規模の水理実験成果より作成しているため、実際河川への適用に際しては h_0/D や h_0/d_m 等の範囲に不十分さがある。例えば、江戸川の計画橋架橋地点付近においては h_0/d_m が 10^4 の桁になり、また計画河道の $8,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 洪水では $D=2 \text{ m}$ の場合 h_0/D が 3.75 になる等の点がある。したがって、江戸川への適用だけにとどまらず実際河川に適用していくためには、今後さらに大型の水理実験や現地観測資料等で図の範囲の拡大と

補足整備を行わねばならない。このような不備な面はあるものの、江戸川架橋地点においても図－2.1に示した河床材料に見られるように、同一断面内でも流れの特性により平均粒径の最大及び最小の比が3にも達している。また、将来江戸川流頭部が改修されれば河床材料の特性は変化する可能性がある等、不確定要素はいろいろな面である。このような点を考慮すれば、若干厳しい面は残されるものの江戸川架橋地点への適用は可能である。今、橋脚巾 D を2.0及び3.0 m ・ $d_m = 0.2 \sim 0.6mm$ とし、全体模型実験及び不等流計算結果による水理量を用い、図－3.7のパラメータ Z_{se}/D を若干外挿して洗掘深を求めれば、表－3.3に示すような概略的な値となる。概略的な値とした理由は先に記したような不確定要素に加え、架橋計画地点における偏流により橋脚によっては水理条件が異ってくるためである。すなわち、低水路左岸側の橋脚はより深く、右岸側のそれはより小さく掘られる傾向にある。なお、同表に示した洗掘深と全体模型実験結果との量的な比較は、河床材料の相似性の問題があるため直接的にはできないが、ほぼ同様の傾向を示している。

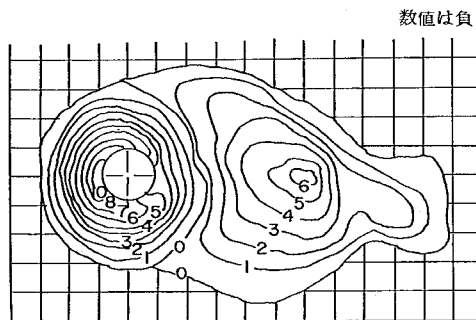
表－3.3 計画橋脚局所洗掘深概算値
(図－3.7による)

河道別	現 状 河 道		計画河道		
流 量(m^3/s)	5,500		6,500	7,500	8,500
橋脚巾(m)	2	3	3	3	3
洗掘深(m)	2.5	3.5	4.0	5.0	5.5

4) 局所洗掘及び洗掘防止工の範囲

局所洗掘を受ける範囲は橋脚周辺の流れの機構より、経過時間及び洗掘深に支配されることが、「従来の研究」で知られており、当研究所で行った橋脚抽出実験で確認された。このため、流れの条件が静的平衡状態における局所洗掘孔の形状は、図－3.8に示すような橋脚上流部が半円等の場合は非常に規則正しい同心円状の等深線を描く。この同心円の間隔、つまり洗掘孔法面勾配は約4.5度程度の砂の水中静止摩擦角と一致する。したがって、局所洗掘を受ける範囲は洗掘深とほぼ見合う程度の水平距離の範囲と考えておけばよい。

当該計画において、橋脚周辺の局所洗掘防止工を施すような場合は、先に示した表－3.3の局所洗掘深を目安にして設計すればよい。設計にあたっては河道及び流量に加え、橋脚位置も問題となる。低水路についていうならば、右岸側の橋脚については表－



図－3.8 局所洗掘孔平面図

3.3に示す範囲程度で満足するが、左岸側のものについては同表の2～3倍の範囲を保護しておくことが望ましい。また、高水敷に位置する橋脚については高水敷を構成する砂礫や植生の繁茂状態によって、局所的な洗掘を受けるか否かを決定しなければならない。将来、当該地点の高水敷を運動場のような裸地として利用するよう場合は、図－3.7により洗掘深を求めその洗掘深に見合う範囲を保護するものとする。ただし、図－3.7及び表－3.3に示した洗掘深は最大洗掘深を意味し、当然のことながら橋脚側面及び下流側における洗掘深は小さくなる。したがって、橋脚上流側に生じる最大洗掘深を対象としたような広い範囲の保護工は、必要でなくなる。

第4章 ま と め

以上、主として全体模型実験と橋脚抽水理実験という手法により、国道298号線の江戸川渡河に伴う架橋橋脚の水理的諸問題、さらには架橋計画付近の江戸川河道特性より派生する特徴的な水理現象、諸問題に対する対策方針等について検討の経過と結果についてふれてきた。本報告書を結ぶにあたり、結論ともいえるべき諸点の概要についてここにまとめておく。今までの記述は調査手法とその順序に従って行ってきたが、「まとめ」については計画橋梁及び河道特性ならびに河道計画等のいわば問題点の所在ごとに基づきふれることにする。ただし、低・高水護岸あるいはそれに変わる対策工については、河道特性上から必要とするか計画橋脚の起因によるものかの判定は微妙で極めてむずかしい。したがってその分担範囲についてはふれないこととする。

第1節 必要低・高水護岸及び根固工の範囲

以下に述べる対策工の範囲は特にことわらない限り、現状及び計画河道とも共通と理解されたい。また、その範囲においては既設構造物もあり、一致する部分の改築の判定は含めていない。さらに、低水護岸はともかく、表現上必要高水護岸としているが、ただちに従来施工されてきた方式の高水護岸を採用することの是非は、議論の余地が残されているところである。

1) 低水護岸

図-2.12に示した左右両岸低水路法尻における河床変動の結果より、左岸側は19.5~18.0km・右岸側は19.0~17.25kmの範囲を第一優先順位とする。次に、後でもふれるが湾曲河道という平面形状のため、水裏部においても高水敷から低水路に落ち込む流れが生じる。当該対象区間においては第一優先順位に掲げた以外の範囲はすべて、出水形態により洗掘される可能性を内蔵しているため、これらの範囲も将来は低水護岸を施すことが望ましい。また、高水敷からの落下流とは逆に高水敷に乗り上げる区間、湾曲部内側の最突出部より上流においてはこの段上り流れのため、護岸の肩が局所的に洗掘されるおそれがあるから、合せてその対策も施す必要がある。なお、以上は測定結果より設定した範囲であり、それより上下流についても平面図及び現地の状況等から判断し、必要区間は対策工を施すことはいうまでもない。

2) 高水護岸

図-2.16に示した等流速線平面図より、左岸側は19.25~17.75kmとし、同図からはそれほどの必要性は見られないが、移動床実験の結果より判定すれば流れが集中する右岸側の17.75~17.0kmを範囲とする。ただし、高水護岸については後述のように低水路法線のつけ

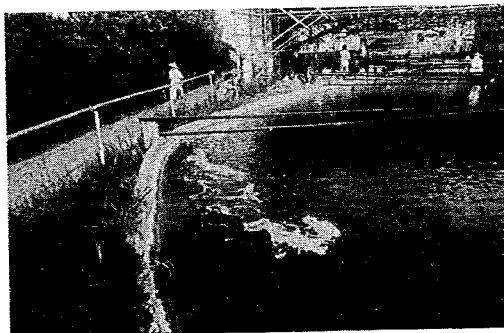


写真-4.1 上流湾曲部の流れの集中

case 2-5, $Q=6,500\text{ m}^3/\text{s}$

赤い樋門より下流左岸を望む。下流に旧葛橋及び計画橋が見える。19.25km断面付近は水衝部となり、その上流(写真手前)で水面に波が生じていない部分は、はく離領域である。

かえともからんでいるため、つけかえた場合はその範囲は当然ながら変わってくる。なお、低水路法線をつけかえない場合は、江戸川流頭部の改修に見合った施工または対処を要する。

第2節 計画橋橋脚の水理的側面

建設省北首都国道工事事務所の計画に沿って計画橋が竣工した場合、流れ及び河道へ及ぼす影響と必要に応じた対策工、さらには橋脚自体の安全性等に関してまとめておく。なお、最終的には3～4本の架橋計画となっており、全部が竣工すれば各橋脚は極めて接近した状態となる。このような近接橋脚が生じる水理的な効罪を明らかにし、弊害がある場合の対策工については今回の作業の中で検討することができなかった。しかし、2本目以降の橋梁工事の着手にまではかなりの時間の経過を伴う模様であるから、今後究明し現地における設計の資料に供したい。なお、現状河道で高水敷上に計画されている右岸側から2本の橋脚については、将来計画河道の低水路法線形を再度考慮した基礎部等の設計を行う必要がある。

1) 橋脚が洪水流及び河道に及ぼす影響と対策工

一般に、橋脚等の構造物が流れや河道に及ぼす影響は上流水位のせき上げ、河岸及び下流の流況を左右し水衝部を変化させる等の形があらわれる。当該計画において4本の計画橋橋脚による水位せき上げ量は断面平均で約5cm程度があり、流れの集中する最左岸側橋脚でも多目に見積ってもその4倍程度とみなせる。断面平均で5cm程度であれば特別の対策を講じなければならないような量でもないし、左岸側のそれが仮りに20cmとしてもその現象は局部的であるため、とりわけ神径をはらうこともなからう。

現状河道において右岸側から3番目の橋脚は右岸低水路法線に接し、非常に複雑な流況を呈している。このため、橋脚周辺の低水法面及び高水敷さらには橋脚自体の維持管理に、必要以上の労力と経費を要するものと予測される。したがって、河川管理施設等構造令に基づいた措置を講じなければならない。

2) 橋脚の安全性

当該計画橋橋脚はその平面形及び径間長において、上下流の既設橋脚に比し水理的に格段の向上のあとが見られる。より一層の安全度を高めるため、次に示すような諸点に対する配慮が望ましい。なお、最近の橋梁水害事例調査によ

れば、橋脚の倒壊・流失によるものが多く、橋脚の被災は流木等の流下物に原因するものの他、大出水や長期間にわたるミオスジ（水筋）の変化や極端な河床低下に起因する例が多い。当該架橋地点においてはこのような被災はまず考えられないが、当該国道の役割と機能から考え、万が一にもこのような事があってはならない。



写真-4.2 P₃橋脚付近の河床

case 2-5, $Q=6,500\text{m}^3/\text{s}$

4橋完成時のP₃（右岸より3本目）橋脚を低水路側より見る。模型では高水敷をモルタルで作製しているため、低水法面は変化していないが、実際には護岸を施工しても被災しているものと推測される。

○ 低水路に配置される橋脚周辺の局所洗掘は当額計画橋梁の耐荷性に問題はなくとも耐震性を劣化させるため、洗掘防止工を施すことが望ましい。その範囲は最大洗掘深が生ずる橋脚上流側で表-3.3に示す数値を目安とし、最左岸側橋脚で同数値の2~3倍・右岸側から3番目の橋脚でほぼ同数値に見合う程度の水平距離をとることが望ましい。なお、ほとんど洗掘されない橋脚下流側及び洗掘深が小さい側面下流側の洗掘防止工は、上記範囲よりも縮小することができる。

○ 右岸高水敷に位置する2本の橋脚の洗掘防止工については、まず将来の高水敷の利用方

法等で裸地となるような場合は必要となる。防止工の施工を要する場合は、高水敷構成の土粒子を調査し、図-3.8により洗掘深を求めその範囲を決定する。

○ 計画によれば一般国道の2.0及び2.1mと自動車専用道路の3.0mの異なる巾の橋脚が、4橋完成時には連続して配置されることになっているが、極めて近接した橋脚の側面が不連続になることは、流れを乱すという点で好ましくない。したがって、構造的に無理のない範囲内で巾の小さい橋脚に合せることが望ましい。このことは後日検討する予定である近接橋脚の対策工法として、仮に各橋脚を外壁で連結することが望ましいような結論を得た場合に有利になる。

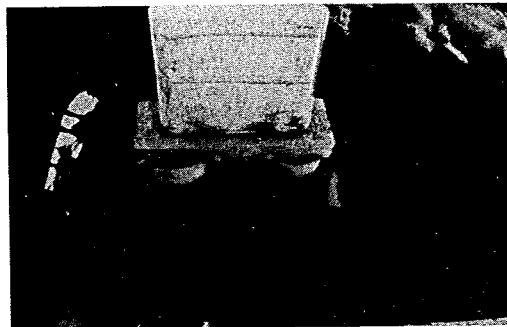


写真-4.3 河床低下による基礎部の露出

case 2-5, $Q=6,500\text{m}^3/\text{s}$

新葛飾橋最右岸橋脚を右岸側から見る。

基礎部の露出は局所洗掘現象によるものではなく、湾曲河道の外側が低下する特性に起因する。

第3節 治水及び改修計画上の諸問題

江戸川は本川だけで60km以上に達するのに対し、今回行った全体模型実験の範囲は約3kmと全川に占める割合は5%にも満たない。したがって、5%の区間について標記課題のような議論を行うことは「木を見て森を見ない」というような、そしりをまぬがれないかも知れない。しかし、図-1.3に示した江戸川の全体像から見ても当該区間は河床勾配・粗度係数、従って水面勾配及び低水路巾等の変化点である。さらに、平面的に河道が左右に湾曲していることや、橋梁及び取水施設等が密集している等の点を考えれば、治水上決して安心しておられる区間でないことは明らかである。全体模型実験等を通じ、あらわれた問題点について列挙しておく。

1) 河道特性より派生する問題点と対策

全体模型実験を実施した範囲内では江戸川は19.25km及び17.50km付近で、それぞれ左右に凸となった湾曲部を有する。しかも、現状河道における低水路法線は各湾曲部の外側に接し、凹岸側を高水敷を配する平面形となっている。このため、大出水時のこの区間の流れは、基礎的な実験で呈する湾曲水路の流れの特性と全く一致する。つまり、①湾曲部外側の堤防前面に断面内最高流速部が生じ、②河床は低水法泥で大巾に低下し、逆に内側では流送土砂の堆積が見られ増々この傾向を助長する。さらに、③高水敷位置が右岸・左岸に片寄っていることと巾が不連続なため、洪水の

規模と下流水位の組合せによっては、高水敷にのり上げたりあるいは落下するような流れが生じ、通常の出水では見られないような水裏部の災害も予測される。また、④下流湾曲部の17.50km付近では大流量で最高流速部が高水敷上に生じているが、意識的な「中水路」計画の結果とも思えず、高水敷の維持上何等かの対策を要す。⑤計画橋橋脚の水理的な諸問題については詳細に検討してきたところであるが、下流橋脚群においては流況を乱すような配置になっているせいもあってせき上げ量が大きく、また左右両岸に接近している橋脚もあり、上流橋脚群に比し好ましくない流れとなっている。

以上の弊害に対処するため、低高水護岸及び根固工の施工とは別に、低水路法線のつけかえ、すなわち湾曲部外側に高水敷を造成することの検討を要する。高水敷の配置は堤防に接した低水路法尻の掃流力の大きい場所を堤防から離すとともに、堤防前面に生じている大きな流速を高水敷により減速することを期する。つまり、堤防が直接流れの脅威にさらされないよう対処する。くわえて、湾曲部外側の低水路には水制を設け、流れの減勢をはかるとともに、内側へ水をハネ流れの集中を緩和する必要がある。これらの計画の検討と工事の完了は、江戸川流頭部における改修工事の進展度合と対応させ考慮することが望ましい。

2) 将来計画河道と計画高水流量規模

一般に、計画高水流量の改訂に伴う河道改修計画の検討においては、疎通能力の確保に重点がかけられるあまり、河道全体の特性と特異点における諸問題・出水形態及び沿川の開発状況等、総合的な検討と配慮が軽視されがちとなる。江戸川における利根川分流量改訂に伴う河道改修計画の検討作業では、そのようなことはないと思われるが河道特性上、いわば特異点ともいえるべき全体模型実験対象範囲において水理現象の問題点についてふれ、改修計画策定の資料に供したい。

まず、改訂計画高水流量を $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の規模に設定されるものと考えれば、比較的河道巾の広い当該区間においても単位巾流量は $20\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 近い値となり、河床勾配及び河床材料等の河道特性等から見ると、全国的に見ても極めて大きい類の河川となる。次に、当該区間は河道が湾曲しているため偏流が生じ、治水上非常に危険な現象を呈する。したがって、計画高水流量規模が現計画よりも数千 m^3/s 増え、河道拡幅が困難な状況のもとでは全川に及ぶ慎重な見なおしと合わせ、当該区間における偏流対策工法の検討を要する。

お　わ　り　に

江戸川橋脚水理模型実験は昭和51年度の年度途中から着手し、実質的には52年度の1年間で実施せざるを得なかった。このため、諸分野にわたりさらに突込んだ詳細な検討が十分できなかったばかりか、近接橋脚の水理的検討や橋脚周辺の局所洗掘等のやり残した課題もいくつかある。これらの課題については今後とも調査検討を進め、全国的に実用化可能の段階の成果を出す予定としている。なお、全体模型実験は建設技術研究所の手をわずらわした。

最後に、本報告書が国道298号線の江戸川架橋計画及び江戸川河道改修計画に、少しでも役立てば我々の望外の喜びとするところである。

図 一 覧 表

図一 1.1	江戸川平面概要図	1
1.2	平均河床高経年変化図	4
1.3	「E ₁ 」河道概要図	5
1.4	東京外郭環状道路概要図	7
1.5	江戸川渡河地点計画概要図	8
1.6	新計画橋梁橋脚形状図	10
図一 2.1	河床構成材料粒径加積曲線	16
2.2	現状河道の相似性	25
2.3	河床材料平均粒径・河床状態相関図	26
2.4	水位横断面図（現状河道）	30
2.5	水位縦断面図（現状河道）	32
2.6	水位比較図（現状河道）	33
2.7	流速比較図（現状河道）	35
2.8	平均河床変動高縦断面図（現状河道）	37
2.9	河床変動横断面図（現状河道）	38
2.10	等深線図（現状河道）	39
2.11	河床変動量図（現状河道）	41
2.12	流 況 図 （現状河道）	42
2.13	水位縦断面図 （計画河道）	46
2.14	粗度係数縦断面分布図（計画河道）	47
2.15	等流速線断面図（計画河道）	48
2.16	等流速線平面図（計画河道）	50
2.17	平均河床変動高縦断面図（計画河道）	51
2.18	掃流力比較図	52
2.19	等深線図（計画河道）	53
2.20	単位巾流量～河床材料粒径相関図	54
図一 3.1	局所洗掘現象定義図	57
3.2	局所洗掘深推定式比較図	59
3.3	局所洗掘深時間経過図	63
3.4	局所洗掘深～ F_p 数相関図	64
3.5	局所洗掘深～水深相関図	65
3.6	計画橋橋脚せき上げ量比較図	65
3.7	局所洗掘深予測図	67
3.8	局所洗掘孔平面図	69

表 一 覧 表

表一 1.1	主要洪水一覧表	2
1.2	改修計画の変せん表	2
表一 2.1	諸物理量縮尺比率表	14
2.2	河道状態・架橋本数組合せ表	17
2.3	河道状態別境界条件一覧表	18
2.4	実験ケース一覧表	19
2.5	測定内容一覧表	21
2.6	流砂現象の相似性	27
2.7	移動床実験縮尺表	28
2.8	移動床実験条件表（現状河道）	36
2.9	河床変動実験条件表（現状河道）	41
2.10	最大洗掘深表（現状河道）	45
2.11	移動床実験条件表（計画河道）	51
2.12	草生水路の許容流速	55
表一 3.1	局所洗掘深計算式比較表	60
3.2	せき上げ計算式比較表	61
3.3	計画橋脚局所洗掘深概算値	69

写 真 一 覧 表

写真一 1.1	江戸川渡河地点付近空中斜写真	9
1.2	架橋点付近空中写真	11
写真一 2.1	赤圪樋門前面の河床状態	26
2.2	下流部の河床状態	26
2.3	計画橋橋脚の造波抵抗	29
2.4	取水塔による造波抵抗	29
2.5	計画橋橋脚のせき上げ	34
2.6	計画橋橋脚のせき上げ	34
2.7	計画架橋付近の河床	36
2.8	湾曲河道による河床変化	39
2.9	河床低下と堆積	40
2.10	中小洪水の流線	43
2.11	中小洪水の流線	43
2.12	赤圪樋門付近の流況	43
2.13	P ₃ 橋脚周辺の局所洗掘	45
2.14	構造物によるエネルギー損失	47
2.15	計画橋付近下流の河床	52
2.16	計画河道の河床	53
写真一 4.1	上流湾曲部の流れの集中	70
4.2	P ₃ 橋脚付近の河床	71
4.3	河床低下による基礎部の露出	72

記 号 一 覧 表

A : 流 積	Q_T : 浮遊砂を含む全流砂量
a : 長さをあらわす量	q_B : 単位巾流量
B : 通水巾	R : 径 深
$BF = (Q^2/B^2/h_0^3)^{1/2}$: ベットファクター	$Re = V \cdot a / \nu$: レイノルズ数
D : 橋脚巾	t : 時 間
d_m : 河床材料の平均粒径	$u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$: 摩擦速度
F : τ_0 / τ_c の関数	V : 平均流速
f : u_* / w_0 の関係	w_0 : 河床材料の沈降速度
$F_r = V / \sqrt{g \cdot h_0}$: フルード数	X : 距 離
g : 重力の加速度	(X, Y) : 平面座標上の点をあらわす
h : 水 深	Z : 平均河床高
h_0 : 平均水深	Z_{se} : 最大洗掘深
I_e : エネルギー勾配	ΔX : 区間距離
i : 河床勾配	$\tau_0 = \rho g R I_e$: 掃流力
$\ell = 50$: 模型幾何学縮尺の分母	$\tau_0' = \rho (V/7.66)^2 (d_m/h)^{1/2}$: Laursen の有効掃流力
$N_s = V / \sqrt{(g/\rho - 1)g \cdot d_m}$: セディメント数	τ_c : 限界掃流力
N_{s1}	ρ : 水の密度
N_{s2}	φ : Manning の粗度係数の関数
n : Manning の粗度係数	α : 平均流速の補正係数
Q : 流 量	σ : 河床構成材料の密度
Q_B : 掃流砂量	σ_0 : 河床構成材料粒径の混合度合
Q_{si} : 洗掘孔への流入土砂量	
Q_{so} : 洗掘孔からの流出土砂量	