

土木研究所資料

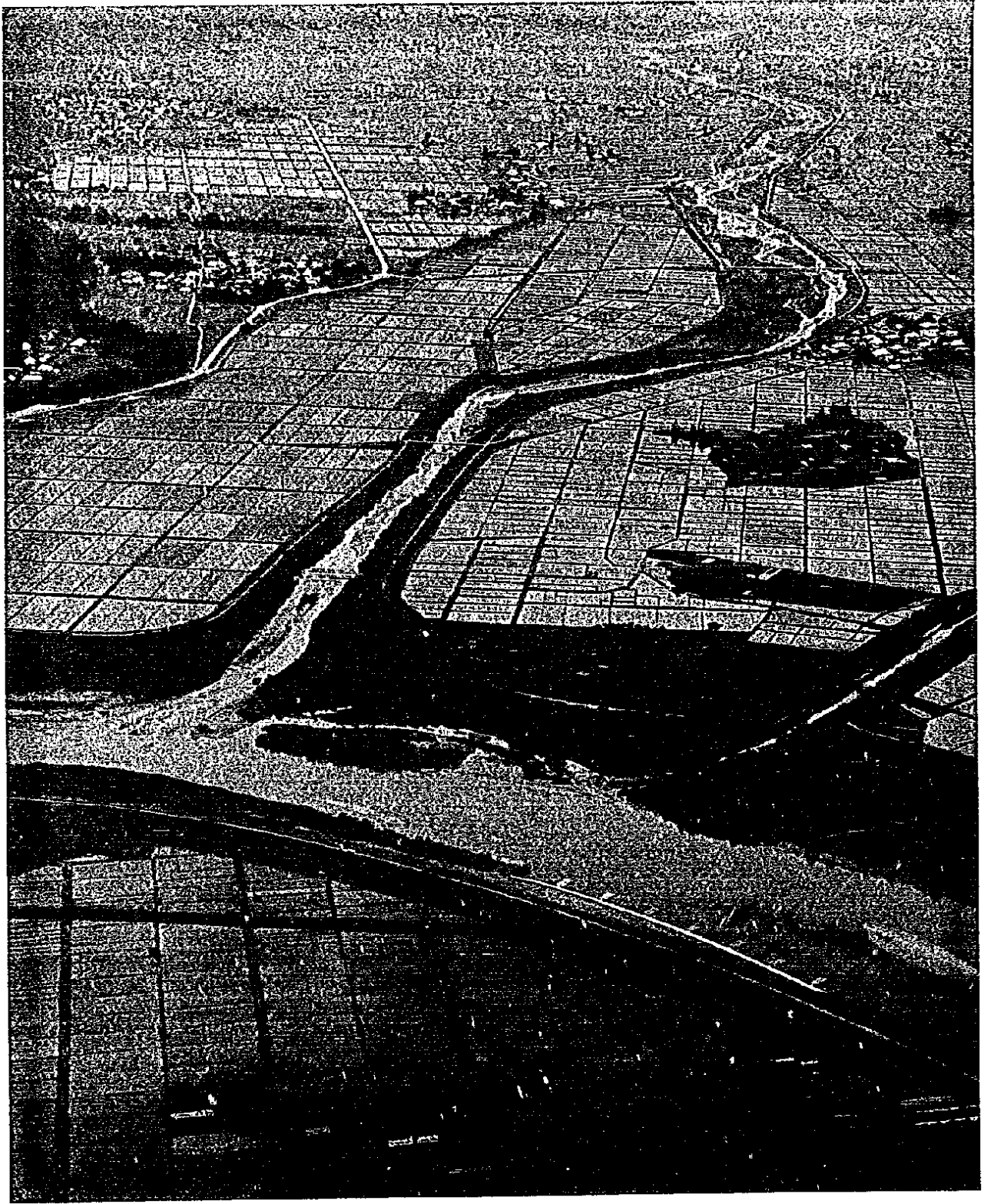
第1305号

濁川合流模型実験報告書

昭和53年1月

建設省土木研究所

篠崎試験所



濁川合流点（阿賀川 5.7 km附近）斜写真

撮影 昭和50年6月

提供 北陸地方建設局 阿賀川工事事務所

ま え が き

本報告書は北陸地方建設局からの依頼により、土木研究所が昭和49年度から昭和52年度までの4ヶ年間にわたって検討を行なった阿賀川右支川、濁川の合流点取付法線形を含めた計画河道法線形についての合流模型実験の結果をまとめたものである。実験では3種の法線形案について水理特性・河床変動の調査を行ない、法線改良によって得られる効果を明らかにして次の項目を考慮して最良案の決定をすべきであると考えられる。

- イ) 合流点への砂州の張り出しによる対岸の洗掘
- ロ) 合流点へ張り出した砂州の堆積高およびその影響による河床洗掘の深さ
- ハ) 合流点下流支川側に発生する死水域の規模
- ニ) 濁川合流点付近の左岸高水敷の洗掘
- ホ) その他(用地買収面積・土工量)

これらの項目について総合して言えることは、合流角度をなめらかにすることにより対岸の洗掘・合流点下流の死水域等を減少させるに一定程度の効果は期待できるが、それに反し濁川0.7～0.9km右岸に刎ねられた流水に逆らう法線形としていることから濁川合流点左岸高水敷の洗掘という問題も出て来る。したがって、圃場整備の終わった水田を大巾に削って合流角度を十分なめらかにしても、それに見合うほどの効果は得られないといえそうである。

この資料が阿賀川工事事務所で樹立されている濁川改修計画の基本的な資料となることを望むものである。

昭和52年12月

篠崎試験所研究員
(インドネシア派遣)

折 敷 秀 雄

河川研究室

山 本 祐 二

目 次

1. 序 説	1
2. 濁川の自然条件	2
[2-1] 流域の概要	2
[2-2] 流域の産業	3
[2-3] 流域の降雨	4
[2-4] 流 況	5
[2-5] 河床変動	7
3. 河川改修の経過と災害	11
[3-1] 明治以前	11
[3-2] 明治以降	11
4. 濁川合流模型実験の基本的な考え方	13
[4-1] 濁川改修計画の改訂経緯	13
[4-2] 計画河道の定義	13
[4-3] 検討項目	14
5. 相 似 律	16
[5-1] フルードの相似則	16
[5-2] 流砂量および時間縮尺	18
[5-3] 模型河床の平均粒径	21
[5-4] 粗 度 係 数	26
6. 実 験 の 経 過	35
[6-1] 模 型 概 要	35
[6-2] 実験ケース	37
[6-3] 実験結果	41
(1) 現状河道における実験	41
実験ケース番号 11	46
実験ケース番号 12	47
実験ケース番号 13	64
実験ケース番号 14	78
(2) 計画河道における実験	78
実験ケース番号 21	83
実験ケース番号 22	83
実験ケース番号 23	95

実験ケース番号 24.....	105
実験ケース番号 25.....	106
実験ケース番号 26.....	106
実験ケース番号 27-1	123
実験ケース番号 27-2	123
実験ケース番号 27-3	123
実験ケース番号 27.....	123
実験ケース番号 28.....	123
実験ケース番号 29.....	123
実験ケース番号 47.....	135
実験ケース番号 48.....	138
実験ケース番号 49.....	147
実験ケース番号 37.....	147
[6-4] 各計画案の比較検討	161
7. ま と め	190

1. 序 説

濁川は阿賀川本川 5.7 km 付近で合流する右支川の 1 つである。(流域面積 166.9 km²・流路延長 27.5 km) この河川の上流部は現在福島県の手によって管理されており、阿賀川本川への合流点 1.8 km が河川法施行令第 2 条 7 項に指定された直轄管理区間である。直轄区間 1.8 km は、計画高水流量 210 m³/s で改修済であった。しかしながら上流部の県管理区間ではしばしば洪水の被害を受け、そのつど局部的な改修を実施していた。たまたま昭和 42 年 8 月 28 日～29 日の羽越豪雨によって大被害を受け、新たな改修計画が全川一貫して樹立され、すでに上流部では押切川の捷水路工事等が鋭意進められている。

現在の合流部における平面形状は、濁川が阿賀川に対して直角よりやや上向きの角度で合流している。また新計画案によれば、直轄区間における計画高水流量が 1065 m³/s (基本高水 1380 m³/s・比流量 8.3 m³/s/ha) に設定され、元の計画案に対し約 5 倍増に相当する。

この新計画案に対し、

a. 支川濁川

- 1) 計画河道法線形状および横断形状
- 2) 新河道における諸水理量
- 3) 流況の特徴と河床変動の傾向
- 4) 低水護岸・根固工等の対策工の必要場所とその範囲

b. 本川阿賀川

- 1) 濁川から流出される土砂によって形成される砂州の発達状況
- 2) 砂州の発達が諸水理量に及ぼす影響
- 3) 合流の影響による本川水位の上昇
- 4) 合流点左岸の洗掘と対策工

等の問題点がある。したがって、合流模型実験を通じて諸水理量の把握と対策工の検討を行ない、改修計画樹立の資料とするものである。

2. 濁川の自然条件

〔2-1〕 流域の概要

濁川は福島県と山形県との県境にそびえる飯豊連峰の大塚山（標高1322m）に水源を発し、大平沼（標高500m）を経て耶麻郡熱塩加納村から喜多方市に入り、同市六千刈にて同じ飯豊連峰の梅峰（標高1541m）に水源を発して日中・熱塩を流下してきた押切川をあわせ、約5km流下し喜多方市山崎にて阿賀川5.7km右岸に合流する河川である。（図-2.1）流域の面積は166.9km²・流路延長27.5km・河床勾配は県管理区間の濁川と押切川との合流点あたりでは1/100程度・直轄区間で約1/220（昭和49年度測量）である。

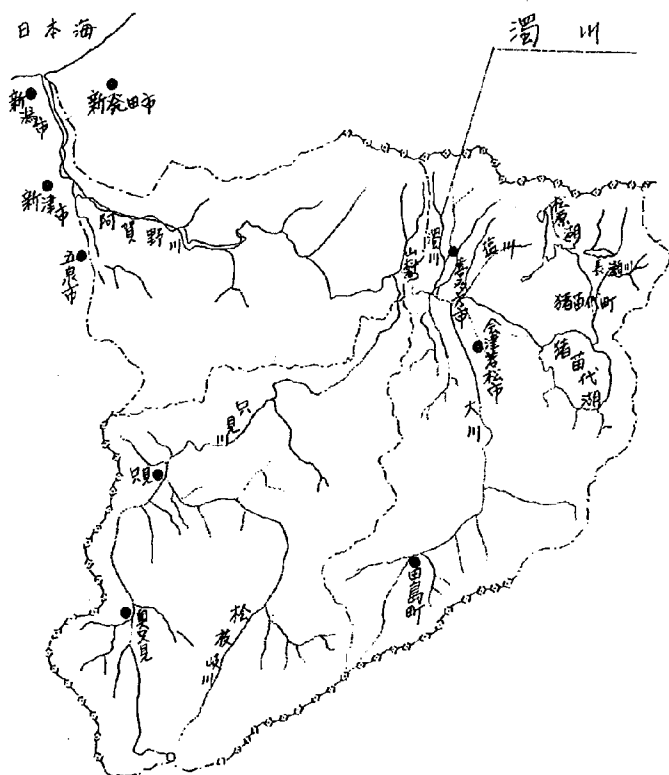


図-2.1 阿賀野川流域図

一方、本川阿賀川は別名大川と呼ばれ栃木県との県境の荒海山（標高1580m）に水源を発し、田島・下郷を経て大沼郡本郷町の弁天山付近から雄大に開けた会津盆地に流入する。ここより右岸に会津の都会津若松市を、左岸に北会津郡の穀倉を擁して流れ、官川を合流した後9km付近の耶麻郡塩川町立川で猪苗代湖から流出する最大の支川日橋川を合流し、さらに田付川・濁川を合流して山科地点（喜多方市山崎4.8km・流域面積274.19km²）から狭窄部に入り、耶麻郡山都町で只見川と合流し福島県から新潟県に入ると、阿賀野川と名前を変え新潟市松ヶ崎において日本海に注いでいる。全体の流域は福島・新潟・群馬の3県にまたがり、流域面積は7340km²に及び流域沿川への治水・利水の役割はきわめて大きい。

次に会津盆地は南北32km・東西12kmの規模を持ち、舟型をしている砂礫層の厚く堆積した夜合扇状地と盆地底の氾濫平野より成っている。

盆地の等高線は、阿賀川（盆地南部）と濁川・姥堂川（盆地北部）に沿って規則正しく直交し、日橋川と本川の合流点から山崎にかけての本川沿が盆地底を形成している。（図-2.2）

盆地底の海拔高度は中央部で180m・周縁で200~300mであり、東縁には盤梯山・猫鹿岳・雄国山などの山々があり、これらは大部分が火山噴出物で形成されている。西北には飯豊山がそびえている。この周辺は、羽越山地の古生層とそれに貫入した花崗岩を基盤とし、その上に第3系中新統の利田・荻野・添窪・藤峠の各層・さらに鮮新統の真々木・和泉層が覆っている。

濁川は盆地北部の約半分に当たる流域面積を持っている。また濁川は、旧官川と共にこの盆地の最下流端に合流している。水源地域をながめて見ると、濁川の大平沼（長さ1250m・慶長16年（1611年）8月21日の地震で山が崩れ下流が閉塞され、寛政中（1789~1800年）にこれに土手を築いて水門を設置し干害に備えたとある。）から上流と押切川と野辺沢川の合流点より上流の両岸は砂防指定地となっているし、濁川の上流黒岩地区は地すべり防止地区に指定されている。

〔2-2〕 流域の産業

濁川の流域には、耶麻郡熱塩加納村と喜多方市があり、濁川・野辺沢川および押切川はともに水源地を熱塩加納村に発している。熱塩加納村は、東北西の三方を山岳に囲まれ、気候は寒暑ともに厳しく河岸にあるわずかの耕地に農業が営まれ、タバコの耕作がさかんである。しかし、何といても広大な山林を擁しての林業がさかんである。又、黒岩鉱山からは銅・鉛・亜鉛などを産出していたが昭

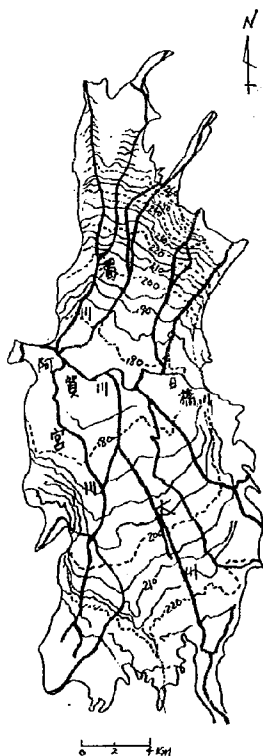


図-2.2 会津盆地の河川と地形

和47年に廃鉱となった。

押切川の流路に沿って存在する熱塩・日中の両温泉、三ノ倉山と二ノ倉山にはさまれた山紫水明の大平沼は、キャンプや観光客でにぎわう。

濁川・押切川が山間部から会津盆地の北端に流入すると、この地域の唯一の都市・喜多方市がある。山間部から喜多方中心市街地に至るまでの間は、古くから押切川・濁川の氾濫原で村松・大荒井・下三宮などの新田が蒔生・加藤氏により16～17世紀にさかに行なわれたことが判明しているが、北原新田は1788年押切川の氾濫により村松新田の北側に移されたし、大新井新田も押切川の水災で荒廃して廃村になったものを、1615年に再開墾したものである。

喜多方市の中心市街は、かつて付近村落の物質交流の仲介地として栄え、やがてこれらの産物を原料とした手工業的製造業が発達し、幕政時代には商工都市として成長した。近隣の集落で生産された醸造工業品・漆器・家具類は、現在も伝統産業として生き続けている。特に漆器は有名で、会津漆器の80%を産する。

また、豊富な電力を擁したアルミ精錬工場を設置している。

水流は市街地部を通り抜けると再び田園地帯に入って、両岸に圃場整備の終わった良田を臨んで、山崎で阿賀川に合流する。米は幕政時代17世紀後半の貞享年間以降西廻り航路に結ぶため、栗林権七郎によって開かれた阿賀川の水運を利用してさかんに上方に送られた。

表-2.1 流域の年降水量

	雨量観測所	年平均降水量	統計年数
1	日 中	1,772(mm)	14
2	喜 多 方	1,422	66
3	大 塩	1,573	15
4	東 山	1,415	21
5	松 坂	1,527	19
6	田 島	1,361	46
7	南 倉 沢	1,514	15
8	滝 の 原	1,477	18

表-2.2 喜多方(気象庁)の豪雨記録

日 雨 量		100mm以上	2日雨量		130mm以上
	雨量mm	発生日年月日	雨量mm	発生日年月日	
1	109.5	明治42年10月4日	203.3	明治35年7月31日～	
2	106.6	15 7 21	135.0	37 7 9～	
3	179.6	大正元年8 1	172.0	大正11 7 28～	
4	105.0	11 7 29	156.7	15 7 28～	
5	144.2	15 7 29	137.0	昭和 5 7 10～	
6	109.5	昭和 7 7 19	130.5	12 7 8～	
7	104.0	13 8 31	132.7	18 8 12～	
8	122.0	19 7 20	165.6	19 7 20～	
9	100.5	22 6 28	149.8	31 7 14～	
10	103.0	34 7 2	142.0	34 7 1～	
11	123.0	42 8 28	135.0	38 6 3～	
12	133.0	45 7 17	137.0	42 8 28～	
13			145.0	45 7 16～	
14			130.0	46 6 27～	

[2-3] 流域の降雨

会津地方の降水量は、ほぼ年間1600mmである。具体的な数値は、図-2.3に示す建設省及び気象庁雨量観測所の資料をまとめた表-2.1のようになっている。

濁川流域について見ると、濁川改修計画に用いられた降雨解析のティーンセンポリゴンのうち、ティーンセン係数0.978を占める中流部の喜多方(0.197)と上流部の日中(0.781)の豪雨記録(豪雨の定義はないが

一つの目安として、時間雨量20mm以上・日雨量100mm以上をいう場合がある。)は、表-2.2と表-2.3のようになっている。この記録を見ると梅雨性・台風性あるいは梅雨以外の前線性など種々のケースによる豪雨が存在する。ちなみに、濁川改修計画改訂のきっかけとなった昭和42年8月28日～29日の羽越豪雨は、梅雨末期の気圧配置に類似した前線の降雨であった。

[2-4] 流 況

阿賀川の流況は、山科地点(274.19km)で表-2.4のようになっている。濁川については、新宮橋量水標(自記)が昭和49年度に設置されたが、まだ流況を整理できるデータは得られていない。

図-2.4は、北陸主要河川の流況を流量年表から拾って描いたものである。また、図-2.5は北陸主要河川の年降水量と年流出量を表わしたものである。これらの表や図をながめる場合、図-2.3の中でハッチングした猪苗代湖に流入する流域が、阿賀川の上流流域の約35%を占めており、この湖に一度流入した流量は十六橋水門を通過して日橋川に入り流況の平滑化に大き

表-2.3 日中(建設省)の豪雨記録

	日 雨 量 100mm以上		2 日 雨 量 130mm以上	
	雨量 mm	発生年月日	雨量 mm	発生年月日
1	100.2	昭和 40 年 7 月 17 日	135.9	昭和 40 年 7 月 16 日 ~
2	238.8	42 8 28	140.8	41 7 16 ~
3	124.5	45 7 17	252.0	42 8 27 ~
4			142.5	45 7 16

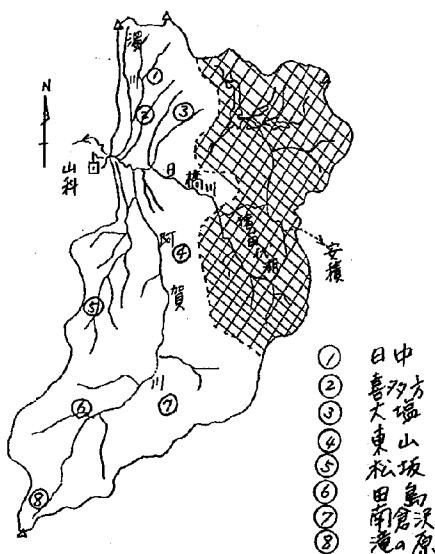


図-2.3 阿賀川(山科上流)流域図

表-2.4 阿賀川山科の流況

統計年昭和31年～48年 単位(m³/s)

最 大	豊水量	平水量	低水量	濁水量	最 小	年平均
3276.3	131.4	97.1	72.3	422	28	116.8

く貢献していることと、明治15年オランダ工師ヴァンドールンによって完成された安積練水を通じて、郡山市西部7200haの灌漑と上水道用水に供されていることを考慮しなければならない。

これらのことを考えると、阿賀川の年流出率はさらに大きな値を示すことになろう。

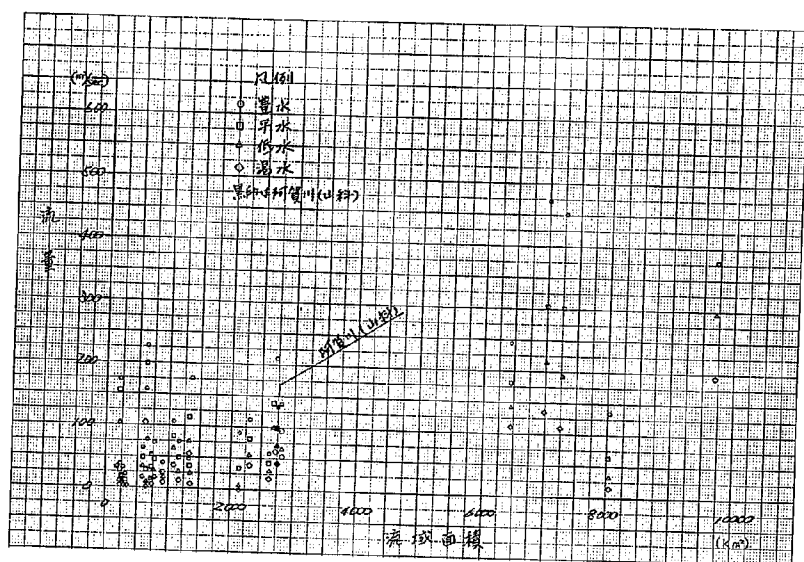


図-2.4 北陸主要河川の流況

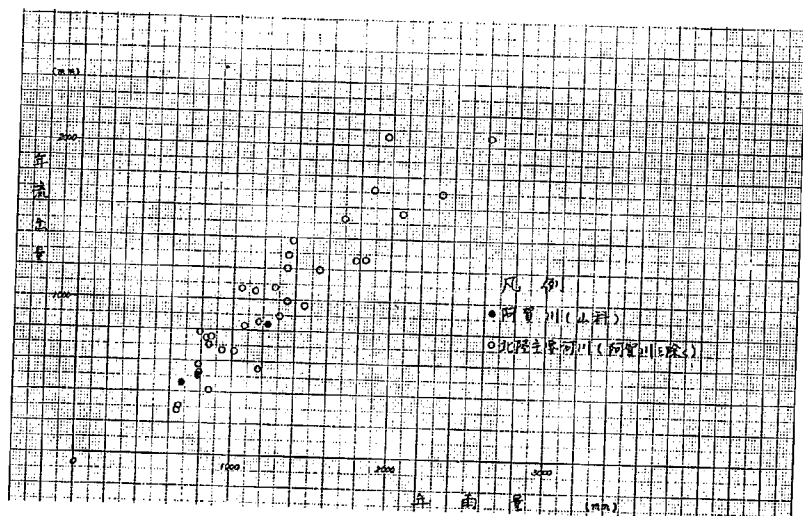


図-2.5 北陸主要河川の年降雨量と年流出量

[2-5] 河床の変動

濁川の河床材料調査は昭和47年に実施されており、この結果から求めた平均粒径の縦断分布は図-2.6(a)通りで約3.5mm~4.5mmであり、河床材料縦断図は図-2.6(c)に示す通りである。また、この区間では0.25kmおよび0.72km付近の2ヶ所に床固が設置されており、さらに1.56km付近に固定堰がある。これらは、河床勾配の緩和に大きく貢献していると思われる。

一方、本川阿賀川の5~6km区間の河床材料の平均粒径は、昭和49年の調査によると図-2.6(b)の通りで1.0~1.5mm程度である。本川全川については図-2.6(d)の通りである。両川とも横型区間(阿賀川7.0km・濁川2.0km)より上流は、河床材料が徐々に大きくなり、河道も川幅の広い状態が続いている。定期横断測量の結果から、下記の定義により求めた平均河床高の縦断図は図-2.7(a)および図-2.7(b)のようになっている。

$$\text{平均河床高} = H_m (\text{年平均平水位}) - \frac{H_m \text{以下の流積}}{H_m \text{での水面幅}}$$

濁川についてみると、構造物の近辺を除く変動はほとんどない。結局濁川については2kmより上流の河幅の広い礫河道、本川についても9kmより上流の広大な河幅をもつ阿賀川の河道の土砂の動きが、下流の変動を大きく支配する。また濁川については、上流の大平沼の存在と今後建設が予定されている日中ダムの計画等が、土砂の流量に大きな影響を及ぼすものと思われる。

本川についても上流に建設される大川ダムの完成により、将来の流下土砂量は減少することが考えられる。これらのことから考えると、長期的に見た将来の河道は全国的な例にもれず、今までと比較すると多少なりとも低下傾向を示すことが予想される。

なお、北陸地建阿賀川工事事務所では、昭和51年度から濁川の流送土砂量調査に取り組んでいる。

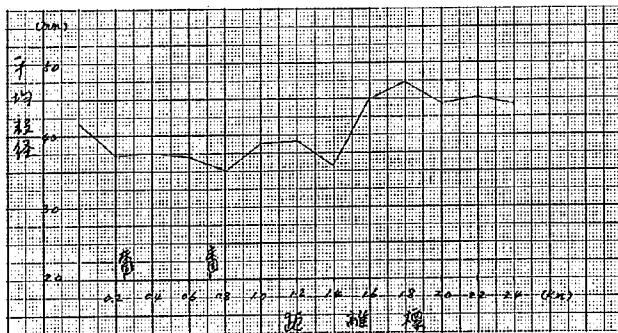


図-2.6(a) 濁川平均粒径縦断分布(昭和47年度調査)

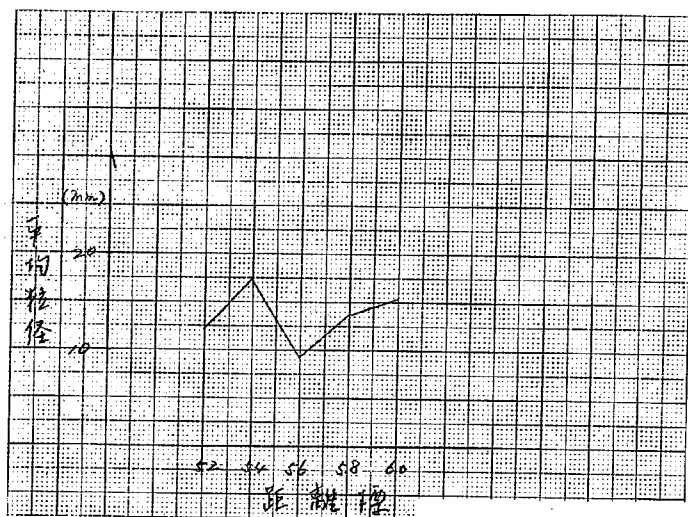


図-2.6(b) 阿賀川平均粒径縦断分布 (昭和49年度調査)

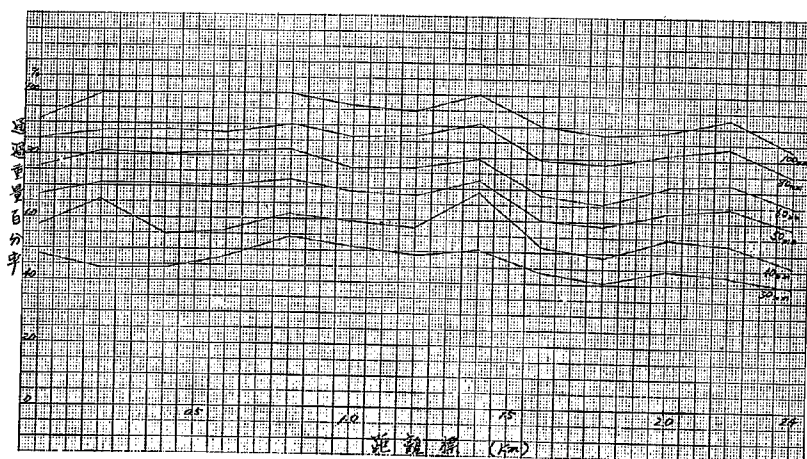
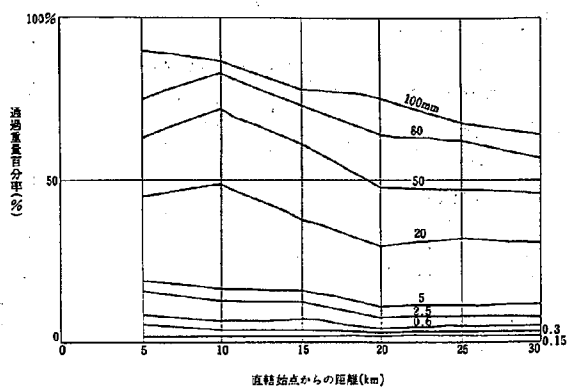


図-2.6(c) 濁川河床材料縦断図



阿賀川河床材料(低水路)縦断面

図-2.6(d) 阿賀川河床材料(低水路)縦断面

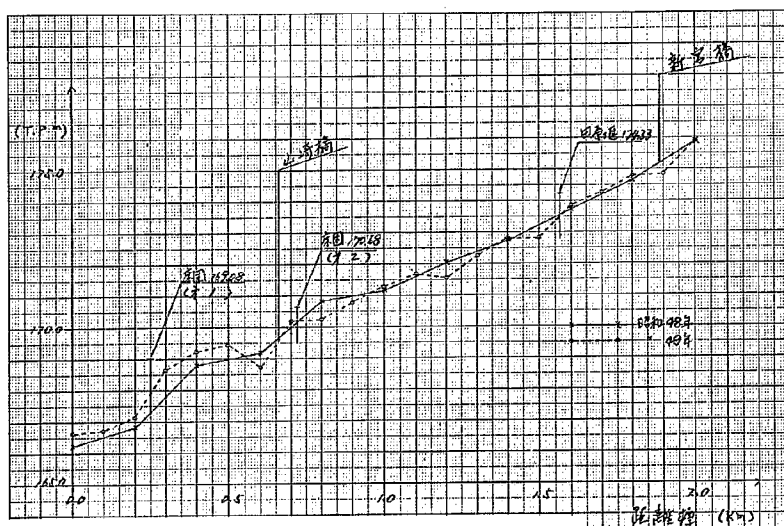


図-2.7(a) 濁川平均河床高

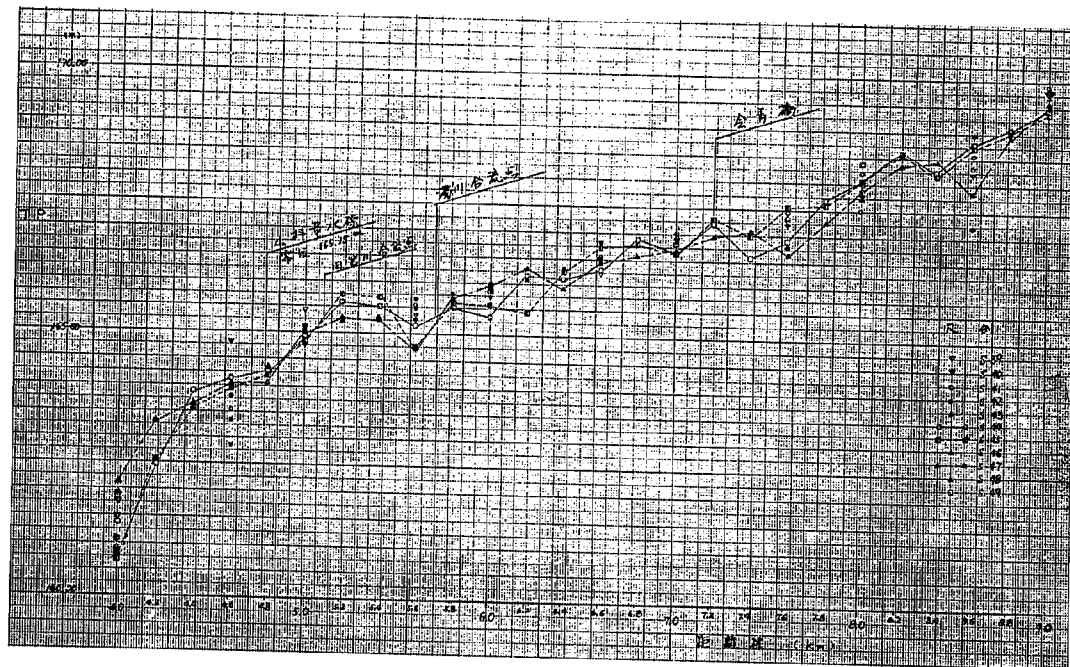


图-2.7(b) 阿賀川平均河床高

3. 河川改修の経過と災害

〔3-1〕 明治以前

古い時代の阿賀川や濁川の状況ははっきりとしないが、地元古老の伝承に出てくる天文5年(1536年)の白瀬の水は、当時の本川の出水と被害状況をよく伝えている。これは、阿賀川の各所で洪水が荒れ狂い民家の流出が多く、白瀬の老翁が流されていく屋根の上に座っていたのでこの名がついたという。

当時の阿賀川は、大沼郡本郷町野天山付近から山間部から出ると、東にあるいは西に大きな出水とともに流路を変え、これを固定するには大きな労力と長い年月を要した。そしてようやく治水の効果が表われる域に達したのは、寛文年間(1661~1672年)の改修後である。

向羽黒の扇頂部では、河筋の固定のために種々の方策をこらし、ある時期には濁川(これは宮川支川の濁川)から鶴沼川へ流路をとり、別の時期には東に流路が変わるので一の堰あたりに水はね堤を延々と築いたり、人と水の闘いは永々と続けられてきた。

一方濁川筋を見ると、濁川の支川押切川は日中の山奥から流れ出るので日中川ともいい、熱塩の示現寺の側を流れるので示現示川とも呼び、応永以前は御岳川・雄名川とも呼ばれていた。天文5年(1536年)6月28日の白瀬水によって、吉志田の北方で村松の西へ押し切って濁川に合流したので、その後押切川と呼ぶようになった。

旧河筋は、天井沢・大部・宮前・下岩崎を通過して現在の喜多方小学校付近を流れていた。沿川も16~17世紀にかけて新田が次々と開田された。しかし、村松や大荒井の新田筋は、水害のため所替えや廃村となった時期があったが、その後再び開田されたという記録が見える。

〔3-2〕 明治以降

明治に入ってから記録は、まず明治44年・45年の水害がある。しかしこの頃には、死傷者がほとんど記録されていない。田付川・濁川の流水は9尺とある。大正になると、大正2年8月の台風による出水があった。この出水は、その後の山科における最高水位を記録した昭和10年の出水を上回る大規模なものであったといわれている。

これ以後、大正8年福島県の手によって大々的に改修が始められた。しかしながら、この時期までの改修工事は主に災害に直面しての応急補修工事が主体で、計画的な改修工事が大規模に行なわれるような事はなかった。

また改修費はすべて地方負担であった。濁川合流点付近の改修も大正7年福島県会に、阿賀川改修総工費772万円の内10万5千円が提案議決されている記録が見える。

大正10年直轄事業に移管されると、泡の巻(大正10~昭和8年)・土堀(大正12~昭和5年)・袋原(大正14~昭和10年)などの大規模堤水路工事が着工され、昭和10年までに次々と完成した。

この堤水路工事の完成によって、放年の課題となっていたいわゆる濁川・田付川・旧宮川の合流部付近の盆地底にあたる部分の水位低下は急速に実現された。

そして初めて、支川日橋川・濁川・田付川などの本川の背水影響区間は築堤されて、溢水に備えることが可能になったのである。それまでは、山崎の狭溢が滞水をもたらし、その上流は洪水の常襲地域であった。

上記の3捷水路が完成し、さらに洋尻の河床掘削が終了すると山科の排水口付近の水位は、2 m余の低下をした。この間、昭和22年のカスリーン台風・23年のアイオン台風がありカスリーン台風では耶麻郡堂島村大田木地内の濁川左岸堤280 mが決壊し、アイオン台風ではやはり濁川左岸堤表小段が3ヶ所・計450 mが欠壊している。

合流点下流の水位が、捷水路工事によって低下したことにより、濁川・田付川の河床低下が進んだ。このため濁川1.5 km付近の田原堰による取水が不可能になったので、昭和31年度に合流点より上流300 mの地点に床固め工を、次いで33年度にもさらに上流460 mの地点に第2床固めを設置し河床低下を防いでいる。

その後も上流の県管区間では、出水のたびごとに復旧作業が繰返えされていたが、昭和42年8月、前線性降雨のもたらした、いわゆる羽越豪雨による出水があり全川に至って被害を生じた。直轄区間でも山崎橋の流出など、計画高水流量210 m^3/s で改修済の河道に予想外の高水（氾濫もどしの推定流量 $Q_p = 950 \text{ m}^3/\text{s}$ ）が押しよせた。

そこで新たに、押切川総合開発事業計画をたて日中ダムの建設を含めた流量改訂が行なわれ、基本高水流量1380 m^3/s 、計画高水流量1065 m^3/s とも、昭和47年度以降改修計画に組み入れられた。（図-3.1）

この改訂にあたって、濁川の直轄区間（阿賀川合流点より1.8 km）の計画高水流量は、210 m^3/s （比流量1.26 $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}$ ）から一気に1065 m^3/s （基本高水に対する比流量8.27 $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}$ ）へと5倍の増加となった。

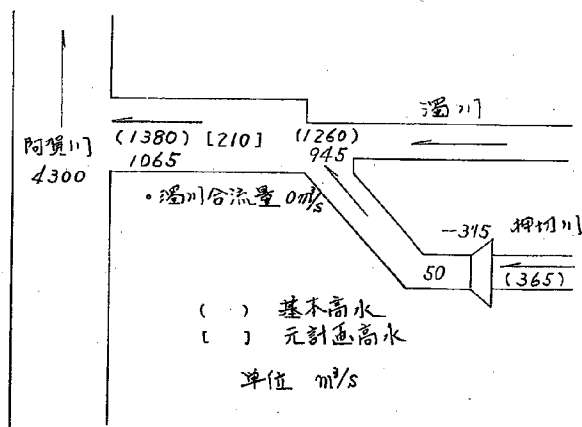


図-3.1 濁川計画高水流量配分図

4. 濁川合流模型実験の基本的な考え方

〔4-1〕 濁川改修計画の改訂経緯

会津盆地の最下流端で阿賀川 5.7 km 付近に合流する濁川は、上流部を福島県中小河川改修として担当し、下流部合流点から 1.8 km の区間を 2 条 7 項区間として建設省が直轄管理している。直轄区間 1.8 km については、計画高水流量 $210 \text{ m}^3/\text{s}$ で昭和 30 年代までに改修工事は完了したが、流域面積 166.9 km^2 に対して比流量 $1.26 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ は非常に過小であった。加えて、昭和 42 年 8 月 28 日～29 日にかけて発生した羽越豪雨（昭和 42 年 8 月 28 日～29 日の日雨量・日中 238.8 mm・喜多方 123 mm）によって、全川が大被害を受けたことから改修計画の抜本的改訂が必要になった。

この為福島県では、昭和 43 年度に中小河川濁川改修計画を樹立して、上流部については河道の拡張・築堤等を一部施工するに至った。下流部については、上流にダム（日中ダム）計画を含んだ事業計画が昭和 47 年度に認可された。

これに伴って、合流点処理の方策が求められることとなった。

〔4-2〕 計画河道案

前節に述べたような経緯で、合流点の改修計画諸元を求める必要が生じた。合流点付近の直轄区間では、

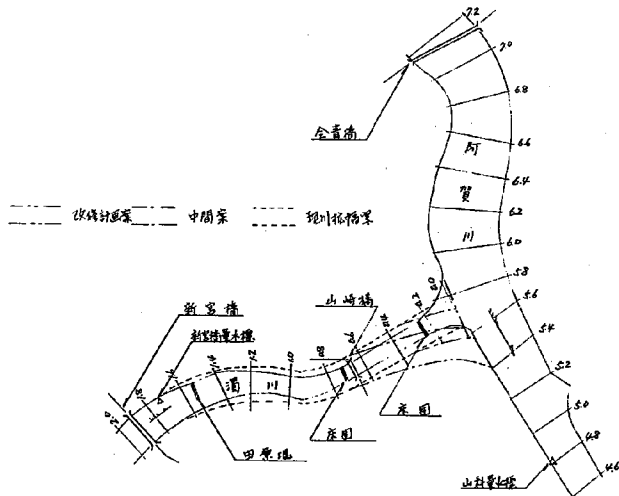


図-4.1 濁川河道平面図

新しい計画になると計画高水流量が5倍にもふくれ上って、相当に大規模な工事を行なう必要がある。

北陸地方建設局阿賀川工事事務所の計画によれば、計画の平面線形について次のように3種類の案が考えられている。(図-4.1)

イ) 現川拡幅案

この案は、直轄区間の1.7 kmより上流を現状の法線に一致させ下流部0.7 km付近より0.0 km区間は法線から左右岸ともほぼ等しく拡幅し、本川に合流させる。0.7～1.7 km区間の中間部は、上下区間の法線になめらかな曲線で結んだものである。この案は、現状の沿川が前場整備の完了した美田であり、用地買収の問題等を考慮して地元調整がもっともスムーズに運ぶ案として取り上げられた。

ロ) 改修計画案

この案は、0.7 kmより上流については現川拡幅案に同一とし、0.7 kmより下流の阿賀川への合流点までは新しい流心が現川拡幅案の流心より約130 m程本川の下流側に移し、右岸堤の法線が本川5.4 kmにすりつけられる。この案は、昭和47年の改修5ヶ年計画に掲上された案の修正案であり、机上計画ではば望ましい線形として取り上げられたものである。

ハ) 中間案

この案は、平面線形が現川拡幅案と改修計画案の中間に位置するもので、上流から下流に向って0.4 km付近までは現川拡幅案と同一とし、これより0.0 kmまでの間で法線を若干下流側に移して本川と合流させるものである。合流点における現川拡幅案の流心とこの案の流心との偏位は約50～60 mとなる。この案は、河道の改修が合流点付近の比較的短い区間の局部的改良が行なわれた場合の、効果を判定するケースとして取り上げられた。

[4-3] 検討項目

なお、前述のイ)～ハ)の3つの案における計画河道の横断形状は、いずれの案も0.0～0.2 kmまで図-4.2の形状を用いた。また本川河道はすべて現状とした。3つの案に対する用地に関する概略の数値は表-4.1のようになっている。

実験を通して、それぞれの案における水理量の把握をし、次の項目の検討を行なった。

- 合流部の法線改良によって得られる効果の程度。
- 各案における問題点とこれに対する対処工法の検討。
- 長期的に見た河床変動の把握
- その他、合流点のメカニズムの把握

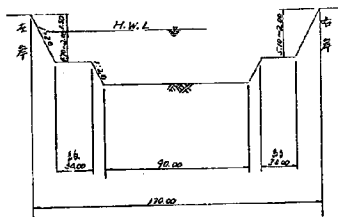
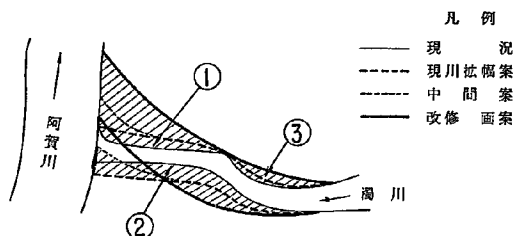


図-4.2 濁川標準断面図(単位m)

表-4.1 用地関連表



	①の区域	②の区域	③の区域	計	廢川敷	差引計
改修計画案	60,000	47,500	18,000	125,500	17,750	107,750
中 間 案	30,000	45,000	19,000	94,000	6,000	88,000
現川拡幅案	24,500	45,300	21,000	94,000	6,700	84,100

(単位 ㎡)

ここで表わした改修計画案についての数値は、昭和47年度以降の改修5ヶ年計画に掲げられた法線についてのものである。

5. 相 以 律

〔5-1〕 フルードの相似則

模型実験は、現象を支配している基礎方程式を模型で解くことによって、現地の現象を知ろうとするものである。従って、現地の現象を支配している基礎方程式が、模型のそれと同一であるかどうかについて検討しなければならない。又、現地と模型の対する基礎方程式が同値になる為に、諸物理量の縮尺については一定の条件が必要になる。

現地の流れを支配している基礎方程式（運動および連続の式）は、現象を一次元的なものとしなせば次のようになる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial X_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial X_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{h_p^{4/3}} = 0 \quad (5-1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial X_p} + \frac{\partial \Lambda_p}{\partial t_p} = 0 \quad (5-2)$$

模型でも同様な式が成り立つ。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial X_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial X_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{h_m^{4/3}} = 0 \quad (5-3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial X_m} + \frac{\partial \Lambda_m}{\partial t_m} = 0 \quad (5-4)$$

ここで記号は慣用記号を使っているので説明を省略する。添字のPはPrototype（現地）mはmodel（模型）を示す。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには、上式（5-1）・（5-3）の対応する各項どうしの比が一定でなければならない。

$$\begin{aligned} \text{すなわち, } \frac{\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial X_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial X_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial X_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial X_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{h_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{h_m^{4/3}}} = \text{const} \end{aligned} \quad (5-5)$$

ここで、

$$\frac{V_p}{V_m} = V, \quad \frac{t_p}{t_m} = t, \quad \frac{h_p}{h_m} = h, \quad \frac{X_p}{X_m} = X, \quad \frac{n_p}{n_m} = n, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i$$

$$\text{とおくと, (5-5) 式は, } \frac{V}{t} = \frac{h}{X} = i = \frac{V^2}{X} = \frac{n^2 \cdot V^2}{h^{4/3}} = \text{const} \quad (5-6)$$

となり、各辺に X/h を乗ずると次のようになる。

$$\frac{V \cdot X}{t \cdot h} = 1 = \frac{i \cdot X}{h} = \frac{V^2}{h} = \frac{n^2 \cdot V^2 \cdot X}{h^{7/3}} = \text{const} \quad (5-7)$$

今(5-7)式中、水平縮尺 X ・鉛直縮尺 h が与えられたとすると、流速の縮尺は第2項と第4項より、

$$V = \sqrt{h} \quad (5-8)$$

で与えられ、さらに第1項と第2項より時間縮尺は、

$$t = \frac{V \cdot X}{h} = \frac{X}{\sqrt{h}} \quad (5-9)$$

で与えられる。また第2項と第3項よりエネルギー勾配の縮尺は

$$i = \frac{h}{X} \quad (5-10)$$

で決まり、さらに第2項と第5項より粗度係数の縮尺は、

$$n = \frac{\sqrt{h^{7/3}}}{V \cdot \sqrt{X}} = \sqrt{\frac{h^4}{X}} \quad (5-11)$$

となる。なお断面積、流量の縮尺はそれぞれ

$$A = X \cdot h \quad (5-12)$$

$$Q = V \cdot A = X \cdot h^{3/2} \quad (5-13)$$

で表わされる。濁川模型の各物理量に関する縮尺を求めてみると次のようになる。ただし水平、鉛直縮尺は共に1/60である。(表-5.1)

表-5.1 フルード則による濁川の模型縮尺

諸 元	次 元	縮 尺
距 離	L	1 : 60
面 積	L^2	1 : 3600
体 積	L^3	1 : 216000
時 間	T	1 : 7.75
流 量 係 数	$L^{1/2}/T$	1 : 1
流 速	L/T	1 : 7.75
加 速 度	L/T^2	1 : 1
こ う 配	L/L	1 : 1
流 量	L^3/T	1 : 27885
粗 度 係 数	$T/L^{1/3}$	1 : 1.98
圧 力 強 度	M/LT^2	1 : 60
力	ML/T^2	1 : 216000
仕 事	ML^2/T	1 : 12960000

[5-2] 流砂量及び時間縮尺

開水路における流れの相似律は、フルードの相似律より求めることができるのであるが、模型実験における河床変動状況をより現象に近づけるためには、流砂量の相似が成り立つよう努力することが必要である。時間縮尺は、流砂の連続式及び運動式より求めた方が、より現象に対応した結果を得ることが期待できる。流砂の連続式は次式のようなになる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \frac{\partial Q_s}{\partial X} = 0 \quad (5-14)$$

ここで、記号は慣用記号を使っているので説明を省略する。

$$\text{上式は, } h_r = \frac{Z_p}{Z_m}, \quad t_{sr} = \frac{t_p}{t_m}, \quad B_r = \frac{B_p}{B_m} = X_r, \quad (1-\lambda)_r = \frac{(1-\lambda)_p}{(1-\lambda)_m}, \quad Q_{sr} = \frac{Q_{sp}}{Q_{sm}}$$

とすると(5-15)式のようなになる。

$$\frac{h_r}{t_{sr}} + \frac{1}{B_r(1-\lambda)_r} \cdot \frac{Q_{sr}}{X_r} = 0 \quad (5-15)$$

よって時間縮尺 t_{sr} は、

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \cdot Q_{sr}^{-1} \quad (5-16)$$

次に、流砂量の縮尺は、流砂量式として裾流砂を対象にして考えられた佐藤・吉川・芦田公式と浮遊砂を含んで考えられたBrown式の2つを対象として検討してみる。

佐藤・吉川・芦田公式

$$Q_B = B \cdot q_B = B \cdot \frac{\varphi \cdot F(\tau_0/\tau_c)}{(\sigma/\rho-1)g} \cdot U_*^3 \quad (5-17)$$

ここで記号は、慣用記号を使っているので説明を省略する。次に(5-17)式は

$$Q_{Br} = \frac{Q_{Bp}}{Q_{Bm}}, \quad B_r = \frac{B_p}{B_m} = X_r, \quad \varphi_r = \frac{\varphi_p}{\varphi_m}, \quad F(\tau_0/\tau_c)_r = \frac{F(\tau_0/\tau_c)_p}{F(\tau_0/\tau_c)_m}$$

$$(\sigma/\rho-1)_r = \frac{(\sigma/\rho-1)_p}{(\sigma/\rho-1)_m}, \quad u_{*r} = \frac{u_{*p}}{u_{*m}}, \quad g_r = \frac{g_p}{g_m}$$

とすると次のようになる。

$$Q_{Br} = B_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho-1)_r \cdot g_r} \cdot u_{*r}^3 \quad (5-18)$$

また摩擦速度は $u_* = \sqrt{ghI_c}$ で求まり、摩擦速度の比 u_{*r} は $u_{*r} = \sqrt{g_r \cdot h_r \cdot I_{cr}}$ となる。ここで、 $g_r = 1$ 、 $I_{cr} = h_r / X_r$ であるので結局 u_{*r} は次のようになる。

$$u_{*r} = \sqrt{h_r \cdot I_{cr}} = \sqrt{h_r \cdot \frac{h_r}{X_r}} = h_r / \sqrt{X_r} \quad (5-19)$$

よって (5-18) 式は

$$Q_{Br} = X_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho-1)_r} \cdot \left(\frac{h_r}{\sqrt{X_r}} \right)^3 = \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r \cdot h_r^3}{(\sigma/\rho-1)_r \cdot X_r^{1/2}} \quad (5-20)$$

Brown 式

$$Q_T = B \cdot q_T = B \cdot 10 \frac{u_{*r}^5}{g^2 (\sigma/\rho-1)^2 d} \quad (5-21)$$

次に上式 (5-21) は、 $d_r = d_p/d_m$ とすると

$$Q_{Tr} = B_r \cdot q_{Tr} = B_r \cdot \frac{u_{*r}^5}{g_r^2 (\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \quad (5-22)$$

この式に $B_r = X_r$ 、 $u_{*r} = h_r / \sqrt{X_r}$ 、 $g_r = 1$ を代入すると

$$Q_{Tr} = X_r \cdot \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{5/2}} = \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} \quad (5-23)$$

以上のように求められた 2 式 (5-20) (5-23) を (5-16) 式の Q_{ar} に代入すると、それぞれ

$$\begin{aligned} t_{sr} &= (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \cdot \left\{ \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho-1)_r} \cdot \frac{h_r^3}{X_r^{1/2}} \right\}^{-1} \\ &= \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r}{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r} \cdot \frac{X_r^{5/2}}{X_r^2} \dots\dots\dots \text{佐藤・吉川・芦田式} \quad (5-24) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{sr} &= (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \cdot \left\{ \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} \right\}^{-1} \\ &= \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r}{h_r^4} \cdot X_r^{1/2} \dots\dots\dots \text{Brown 式} \quad (5-25) \end{aligned}$$

以上のようにして、流砂量及び時間の縮尺が求められる。流砂量および時間縮尺を決める際に佐藤・吉川・芦田式を用いると、 $\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r$ をどうするか問題である。 φ は流れの抵抗を表わす係数で Manning の粗度係数により次のように求められる。

$$\begin{aligned} \varphi &= 0.623 & n &\geq 0.025 \\ \varphi &= 0.623 (40n)^{-3.5} & n &\leq 0.025 \end{aligned} \quad (5-26)$$

従って、粗度係数が現地および模型ともに0.025より大きいときは $\varphi_r = 1$ となるが、0.025より小さいときは

$$\varphi_r = \frac{0.623(40n_p)^{-3.5}}{0.623(40n_m)^{-3.5}} = n_r^{-3.5} \quad (5-27)$$

となって、粗度係数の比が関係してくる。

次に $F(\tau_0/\tau_c)$ は図-5.1のようになっていて、 $\tau_0/\tau_c \geq 10$ のときは $F(\tau_0/\tau_c) = 1$ となり $F(\tau_0/\tau_c)_r = 1$ でよい。しかし、 $\tau_0/\tau_c < 10$ の場合は、 $F(\tau_0/\tau_c)_p = F(\tau_0/\tau_c)_m$ の場合のみが $F(\tau_0/\tau_c)_r = 1$ となる。

濁川の場合、実験対象区間では後述するように、 n が0.025より大であるので $\varphi_r = 1$ としてよい。一方、上流側では τ_0/τ_c の値が大きく、下流側では小さい傾向にある。そこで $F(\tau_0/\tau_c)_r$ の値として、0.9と0.2の2つの値を使って計算して見た。空隙率は現地・模型とも0.4とし、河床材料の比重も2.65で等しいものとした。

以上から $(1-\lambda)_r = 1$ 、 $(\sigma/\rho-1)_r = 1$ 、 $\varphi_r = 1$ 、 $F(\tau_0/\tau_c)_r = 0.9$ と0.2を用いて、(5-20)(5-24)式に代入して流砂量と時間縮尺を求めると次のようになる。

まず、佐藤・吉川・芦田式を用いると、

$$Q_{Br} = \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho-1)_r} \cdot \frac{h_r^3}{X_r^{1/2}} = 25100 \quad (F(\tau_0/\tau_c)_r = 0.9)$$

$$\approx 5580 \quad (F(\tau_0/\tau_c)_r = 0.2)$$

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r}{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r} \cdot \frac{X_r^{5/2}}{h_r^2} = 8.6 \quad (F(\tau_0/\tau_c)_r = 0.9)$$

$$\approx 38.7 \quad (F(\tau_0/\tau_c)_r = 0.2)$$

次に、Brown式を用いた流砂量および時間縮尺を(5-23)(5-25)式から求める。 d_r については、現地および模型の粒径をそれぞれ $d_p = 3.5\text{cm}$ ・ $d_m = 0.07\text{cm}$ として $d_r = 50$ とした。

$$Q_{Tr} = \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} = 33462$$

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r \cdot d_r \cdot \frac{X_r^{7/2}}{h_r^7} = 6.5$$

これらをまとめて表-5.2に示す。

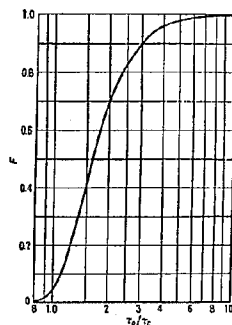


図-5.1 F と τ_0/τ_c との関係
(佐藤・吉川・芦田による)

[5-3] 模型河床の平均粒径

現地における河床構成材料は、第2章で述べた通り濁川の模型対象区間で約3.5~4.5mm程度、本川阿賀川の模型対象区間で約1.0~1.5mm程度である。濁川1.0km付近の河床材料粒度分布曲線を図-5.4(a)、阿賀川については図-5.4(b)に示す。

濁川と阿賀川は、このように河床材料1つをとって見てもわかるという、河相をかなり異にする。濁川の河床勾配は約1/220（現状も計画もほぼ等しい）である。一方、本川阿賀川について見ると、津尻の河床に軟岸（粘板岩）が露出する部分から上流に向うと、盆地の最低部を連ねる位置を貫流してその河床勾配は1/500~1/700程度である。

模型実験を移動床で行なうにあたって、これら両川の対象区間を一粒径だけで代表させることはかなり問題があるが、もし両川の間で粒径の異なる河床材料を用いて実験を行えば、通水するたびに全部の河床材料をとり替えるなどの配慮が必要となり、多額の実験費用と時間を要する。したがって今回の実験では、濁川の河道における洗掘・堆積・長期的な河床変動傾向・砂州の動向などに主眼を置いて模型の河床材料を検討しておけば初期の目的は達せられると考えられた。

模型河床の平均粒径を求めるのに種々の考え方があるが、ここでは、

- イ) 河道の流水抵抗を表わす平均流速公式によって検討する方法。
- ロ) 現地の河道における限界掃流力と掃流力の比（ τ_0/τ_c ）と模型河床における τ_0/τ_c との関係から検討する方法。

の2通りの検討を行なった。

前者のイ)については、山口らの研究がある。

平均流速公式として

$$\frac{u}{u_*} = 6.25 - 5.75 \log \frac{R}{k_s} \quad (5-28)$$

を用いるなら、相当粗度 k_s は底面の粗滑の状態によって定まりほぼ一定の値をとる。

芦田は、 $k_s/d_m = \varphi(\tau_*) \cdot F_r^{-2} \quad (5-29)$

$$F_r = u / \sqrt{gR}$$

の関係から

$$\frac{u}{u_*} = f(\tau_*) = f\left(\frac{d_m}{RI}\right) \quad (5-30)$$

を使ってManning式を変形した。

表 5.2 流砂量および時間縮尺

公 式	$F(\tau_0/\tau_c)_r$	流 砂 量	時 間
フルード式	—	—	1/7.75
佐藤・吉川	0.9	1/25,100	1/8.6
芦田式	0.2	1/5,580	1/38.7
Brown 式	—	1/3,346.2	1/6.5

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g \cdot u / u_*}} \quad (5-31)$$

を用いて d_m/RI から粗度 n を求める方法を与えた。

W.E.Sの実験

アメリカのW.E.Sでは実験の結果

$d_m \leq 0.525 \text{ mm}$ ripplesやdunesが顕著にできる。

$0.525 \leq d_m \leq 0.586 \text{ mm}$ ripplesやdunesが顕著にはできない。

また、限界掃流力付近 $\tau_* \approx 0.05$ では $k_s/d_m \approx 1$ であり、その後掃流力の増加とともに k_s/d_m の値は急に拡大し、ripplesの発達の場合においては $k_s/d_m \sim \tau_*$ は現象をうまく表現できない。

土 研 の 実 験

土研では $1 \leq d_m \leq 5 \text{ mm}$ の実験を行った結果、限界掃流力付近では $k_s/d_m \approx 1$ となるが限界掃流力を超えても k_s/d_m は直線変化をする。

以上のことが明らかにされている。

移動床で、模型と現地の現象を相似にするには

- a) 流れの運動の相似
- b) 掃流砂と浮遊砂量の相似

を達成しなければならないが、上述のように粗度だけについても複雑であり、流砂量公式も信頼性のあるものは少なく解析が難しいのが現状である。

ここでは上式の諸式の中から、芦田の $d_m/RI \sim k_s/d_m$ の関係図（図-5.2）を用いて d を仮定し試算によって模型の平均粒径を求める。濁川現状河道において1.5 kmの断面を代表断面とし、あらかじめ求めた模型値における RI 、フルード数、 u_m/u_* の値と、仮定させた d を用いて試算を行ない $d \approx 0.06 \text{ cm}$ を得た。

さらに、もう一つの方法として限界掃流力より検討して見た。(5-32)式は、限界掃流力に関する式でシールズの式と呼ばれる。

$$u_* c^2 / (\sigma / \rho - 1) g d = \phi (u_* d / \nu) \quad (5-32)$$

ここで記号は慣用記号を使っているので説明を省略する。

ここでは、現地の限界掃流力から模型の限界掃流力を求めて、平均粒径を逆算する方法をとった。この場合の限界掃流力を求めるにあたっては、岩垣の式を用いた。

現地の平均粒径を $d = 4.0 \text{ mm}$ とすると、

$$\text{現 地} \quad u_{*c p}^2 = 80.9 \times 4.0 = 323.6 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$$

$$\text{模 型} \quad u_{*c m}^2 = 53.9 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$$

となり、ここで図-5.3のシールドズ関数の全体的な平均値として次に示す。

$$u_*^2 / (\sigma/\rho - 1) g d \approx 0.05 \quad (5-33)$$

上式なる関係式を用いて、模型の粒径は

$$d = \frac{5.39}{980 \times 1.6 \times 0.05} = 0.068 \text{ cm}$$

により概略の値を得て、再び岩垣の式で適用式を見出し $u_*^2 = 55d$ を用いて $d_m = 5.39/55 = 0.098 \text{ cm}$ とした。

さらに表-5.3は、濁川現状河道において $n = 0.036$ を用い、本川H.W.L.を出発水位として不等流計算を行ない $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象に断面特性を求めて模型区間の u_* / u_{*c} を検討したものである。前述したように、移動床模型を現地と相似にするためには、粗度を合わせる方法と、掃流力を合わせる方法がある。今回の実験では、当初の

目的が合流による水位上昇量の把握ということであつたので粗度を合わせるということで $d = 0.06 \text{ cm}$ を探した。市販の川砂で、図-5.4(c)の近一粒径に近いものが見つかったのでこの砂を採用した。しかしながら、今回は濁川に粒径を合わせたものであるから、阿賀川については粗度の相似性が満足されない。

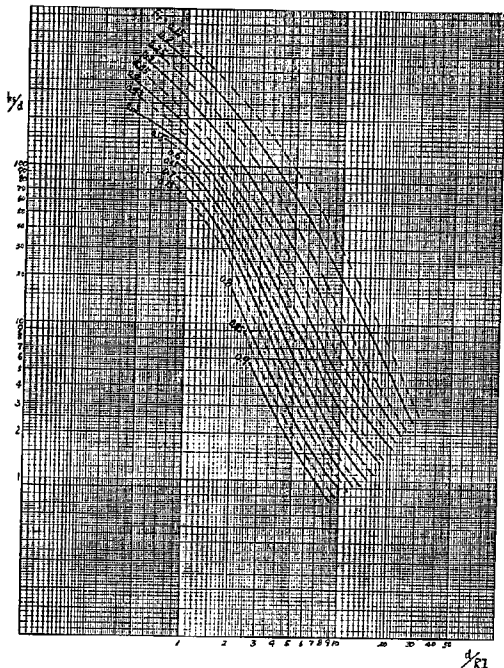


図-5.2 $k_s/d \sim d/RI$

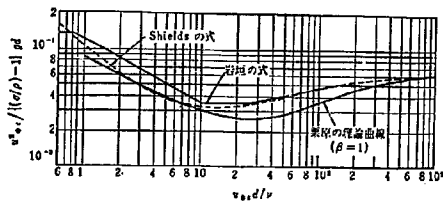


図-5.3 限界掃流力の無次元表示

表-5.3 u_* / u_{*c} による模型砂の検討表

断面	水位 H (m)	平均水深 Z ₁ (m)	最深水深 Z ₂ (m)	河幅 B (m)	水深 h ₁ (m)	水深 h ₂ (m)	水深 C (m)	摩擦速度 $u_* (m/s)$	(平均流速) $u_{*c} (cm/sec)$	現地 u_* / u_{*c}	模型 $\frac{u_*1}{u_{*c}} (d=10)$	模型 $\frac{u_*1}{u_{*c}} (d=0.8)$	模型 $\frac{u_*1}{u_{*c}} (d=0.05)$	摩擦速度 $u_*2 (m/s)$	現地 u_*2 / u_{*c}	模型 $\frac{u_*2}{u_{*c}} (d=10)$	模型 $\frac{u_*2}{u_{*c}} (d=0.8)$	模型 $\frac{u_*2}{u_{*c}} (d=0.05)$
0.2m	173503	16890	16656	87	4603	6943			(34)									
0.4	173485	17026	16881	72	3225	5675			1658									
								0.00585	0.13	167	0.77	0.72	0.80	0.92	0.18	1.06	0.99	1.11
0.6	173502	17057	16823	61	2932	5372			(3432)									128
								0.00076	0.14	164	0.88	0.77	0.86	0.99	0.18	1.13	0.99	1.11
0.8	173754	17133	17000	78	2424	3754			(3995)									128
								0.000765	0.13	158	0.81	0.72	0.80	0.92	0.16	1.00	0.88	0.98
1.0	173907	17211	17117	92	1797	2737			(3485)									114
								0.00160	0.17	168	1.00	0.94	1.05	1.21	0.22	1.29	1.21	135
1.2	174246	17277	17114	98	1476	3106			(284)									156
								0.00271	0.18	152	1.20	0.99	1.11	1.28	0.27	1.80	1.48	166
1.4	174789	17379	17252	143	6990	2269			(3201)									192
								0.00406	0.19	161	1.19	1.05	1.17	1.35	0.29	1.81	1.60	206
1.6	175601	17485	17380	151	6751	1501			(4151)									
								0.00519	0.20	183	1.11	1.10	1.23	1.42	0.31	1.72	1.71	220
1.8	175639	17584	17476	178	6799	1879			(4403)									
								0.00367	0.18	181	1.00	0.99	1.11	1.28	0.26	1.44	1.43	185
2.0	177273	17536	17581	197	1013	1763			(465)									

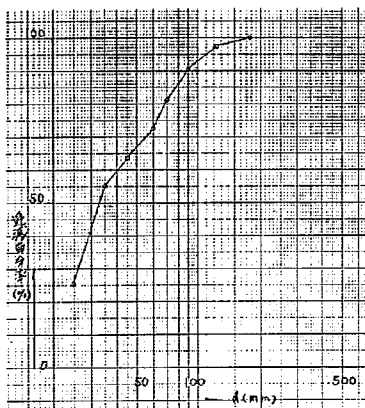
出水水位 本川 H.W.L. 173575m

Q = 250 m³/s

n = 0.036

h1 : H - Z1

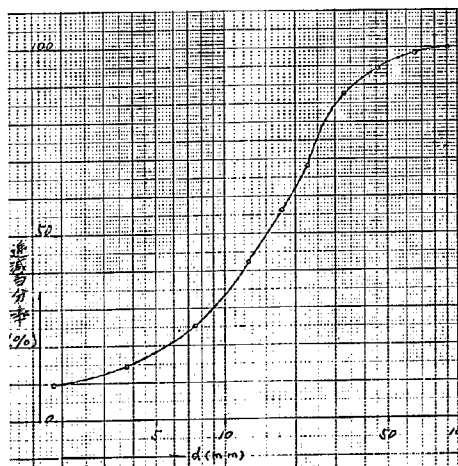
$u_*1 = \sqrt{g h1}$, u_{*c} は谷相式による



昭和49年度調査

フルイ目 (mm)	フルイ目平均 d (mm)	フルイ通過平均 残留率 ΔP (%)	d · ΔP	平均粒径 d _m (mm)
200	175	0	0	$\Sigma d \cdot \Delta P \times \frac{1}{100}$ = 3871
150	125	235	29375	
100	90	685	61650	
80	70	949	66430	
60	55	8805	484275	
50	45	851	38295	
40	35	8705	304675	
30	25	2955	73875	
以下	15	2774	3861	
			d _m =	3871 mm

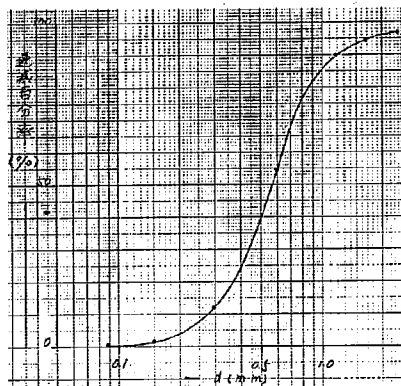
図-5.4(a) 濁川河床材料粒度分布 (濁川 1.0km)



昭和49年度調査

フルイ目 (mm)	フルイ目平均 d (mm)	フルイ通過平均 残留率 ΔP (%)	d · ΔP	平均粒径 d _m (mm)
100	90	0	0	$\Sigma d \cdot \Delta P \times \frac{1}{100}$ = 162 mm
80	65	172	1118	
50	45	375	16875	
40	325	692	2249	
25	225	1907	429075	
20	175	1507	263725	
15	125	1111	133875	
10	75	1718	12885	
5	375	1073	402375	
25	185	473	8806	
12	99	251	2259	
0.6	045	237	10565	
0.3	0225	299	687275	
0.15	0075	182	01355	

図-5.4(b) 阿賀川河床材粒度分布 (阿賀川 6.0 km)



フルイ目 (mm)	止った 重量(g)	P (例)	通過百 分率(%)	ΔP	$dn+dn+1$	$\Delta P(dn+dm)$
2380	330	351	9649	351	476	1671
1680	2250	239	9410	239	406	970
1190	400	425	8985	425	287	1219
0590	3300	354	5474	3511	178	6249
0297	4050	4309	1165	4309	088	3822
0149	969	1031	134	1131	044	459
0088	85	091	043	091	024	021
残り	40	043	000	043	0088	004
計	9400	1000		1000		14415
dnの算 術平均を dmとす る	$dm = \frac{\sum (dn+dn+1) \Delta P}{\sum \Delta P} = \frac{14415}{200} = 0.720 \text{ mm}$					

図－5.4(c) 模型砂粒度分布曲線

〔5－4〕 粗度係数の検討

一般に現地河川と模型の粗度係数の相似については、粗度の相異が直接水位に影響するため、実験上非常に重要なことである。

自然流路では、粗度を形成する要素として次のものが考えられる。

- イ) 水路床面の表面摩擦抵抗
- ロ) 水路床面の不規則性による形状抵抗
- ハ) 流水を一次元的に取扱うための運動量やエネルギーの補正
- ニ) 水路断面形状の影響

ここでは、移動床流で考えなければならないロ)の項目(河床形態の影響)について述べる。移動床の模型実験では、流水と河床砂礫の相互作用の結果、それらの特性に応じて種々の河床形態が形成される。(表－5.4)

河床形態の形成に関しては、

ホ) 掃流力が大きくなるにつれて河床形態は ripples → dunes → transition → flat bed → anti-dunes と変化する。

ヘ) 掃流力が同一の場合でも、こう配と水深の組み合わせ方によって、種々の異った河床形態が形成されることがある。

ト) 河床形態の形成される形成限界を与えるこう配やフルード数の値は、河床砂礫の比重・粒径および水路の大きさなどによって変化する。

などの実験的事実が適適されている。

しかし、これまでの模型実験では、現地と模型との間に河床形態の相似が成立していないのが現状である。条件ごとに区分された河床形態の表示方法には諸説があり一定ではないが、3次元の河床形態が比較よく区分されているものがある。一方法を用いて示したのが図-5.5である。

現地の洪水時の河床形態は不明である為、洪水時の現地と模型の間の河床形態の相似は何とも言えない。洪水後の航空写真(写-5.1)では、Barsの河床が判然としていることなど、貴重な情報が得られる。しかし、洪水時においての河床に関連する情報は得られていないのが実情である。

表-5.4 河床形態の分類

名 称	形 状・波 紋 の パ タ ー ン		移動方向	備 考
	縦断図状	平面図		
Ripples			下 流	○長さ<30cm 高さ<3cm ○粒径が0.5mm以上るときはほとんど形成されない。
Dunes			下 流	
Transition				○ ripples, dunes, flatbed が混在する。 ○河床面全体に高さの低い、波長の長い ripples や dunes が存在する。
Flat Bed				(粒径が粗い場合には形成されまい。)
Antidunes			停 止 上 流	Standing Waves
chutes and Pools			上 流	
Bars				長さ>河幅 高さ~平均水深
			下 流	Alternating Bars
			下 流	Transverse Bars
			下 流	Linguoid Bars

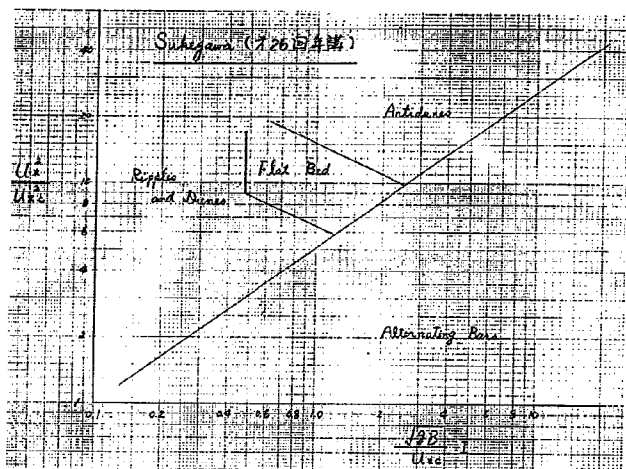


図-5.5 河床形態の表示

(1) 粗度係数

模型実験では、Barsの中にRipplesまたはDunesが混在していることや、洪水時における河床形態の形成過程も明らかとなる。写真-5.2は、濁川 $500\text{ m}^3/\text{s}$ ・阿賀川 $900\text{ m}^3/\text{s}$ を通航して出来た河床形態である。

写真-5.2を写真-5.1と比較してみると、両方の河床が大体似ているのがわかる。したがって、模型実験より得られる河床横断および水位測定値を用いて求められる粗度係数は、大体现地が示すであろう粗度係数に近い値と思われる。

模型実験結果より粗度係数 n をManningの式を使って逆算した。逆算で求めた粗度係数を図-5.6～図-5.9に示す。

— 濁川現状河道の粗度係数 —

図-5.6については、現状河道における実験結果から通航初期と通航後110分の水位・河床横断資料を用いて粗度係数を求めたものである。0.8kmより上流では、粗度係数が $n = 0.025 \sim 0.03$ となっている。0.8km～合流点にかけては粗度係数も大きく、バラッキの範囲も $n = 0.02 \sim 0.07$ となっている。この区間で粗度係数が大きくなっているのは、逆算する時に死水域を考慮していなかったためである。また、△および▲印については流量が小さく、そのため死水域の影響が小さいために、全区間を通じて大体標準の値を示している。これらのことから濁川模型区間の粗度係数は $n = 0.02 \sim 0.035$ と推定される。濁川の計画粗度係数が $n = 0.036$ であるから、実験結果から判断するとこの値は安全側であると思われる。



写真-5.1 濁川合流点付近航空写真(昭和43年5月撮影)



写真-5.2(a) 濁川 0.9 kmより下流を見る



写真-5.2(b) 田原堰より下流を見る

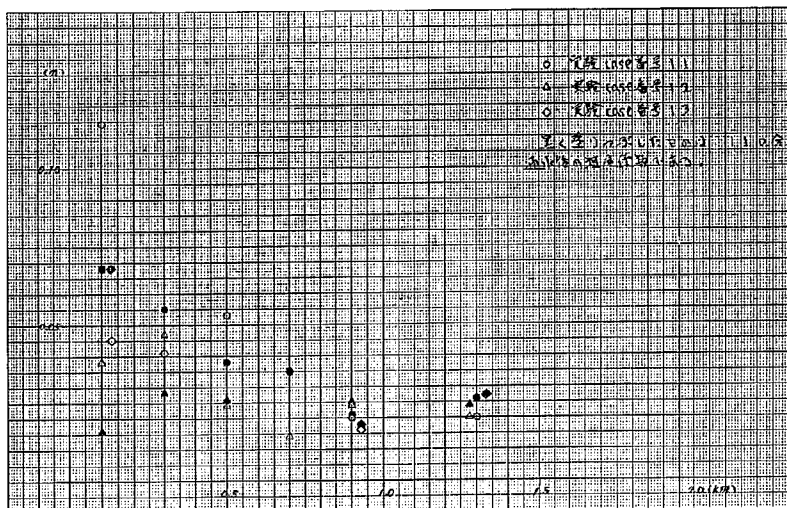


图-5.6 澗川粗度係数 (現状河道)

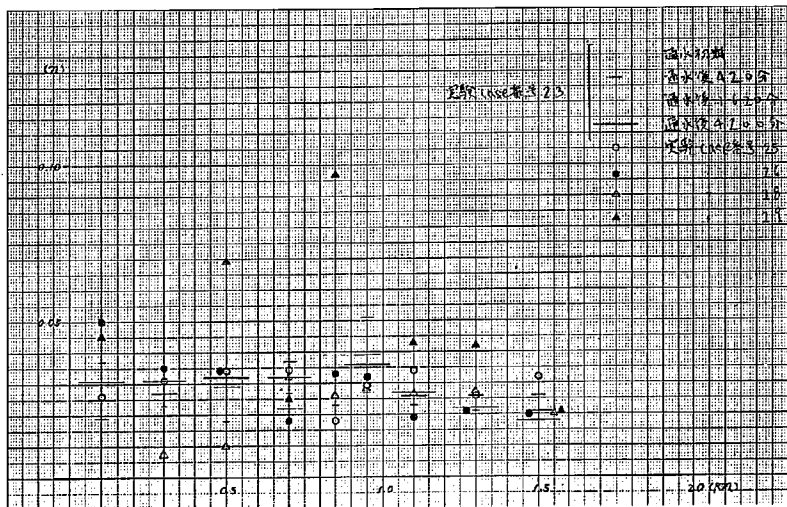


图-5.7 澗川粗度係数 (現川拡幅案)

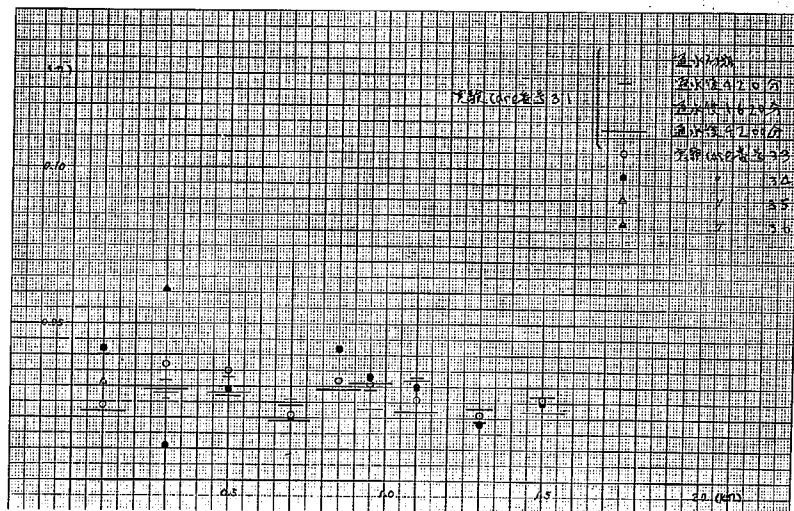


図-5.8 濁川粗度係数 (中間案)

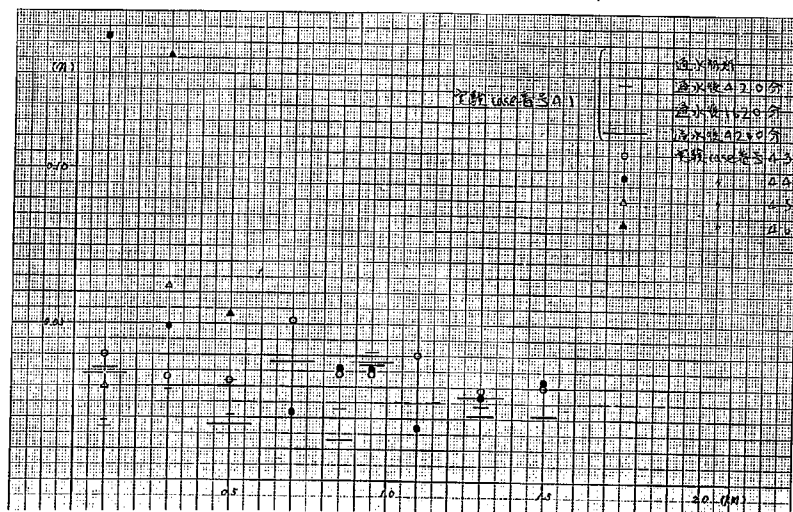


図-5.9 濁川粗度係数 (改修計画案)

— 濁川計画河道の粗度係数 —

図-5.7～図-5.9については、計画法線形3案の粗度係数を実験ケースごとにプロットしたものである。実験ケース番号23・31・41の結果を見ると、 $n = 0.025 \sim 0.03$ を平均値としてバラツキがある。70時間通水後の河床は、砂礫堆も十分発達して著しく変化しているが、粗度係数だけについてみると逆水初期から70時間を通して $n = 0.02 \sim 0.04$ の範囲にある。したがって、河床波の中でも規模の大きい砂礫堆の形成による、粗度係数の増大は少ないと言える。又、図にはこの他に長時間通水後の河床状態で実験を行なった実験ケース番号25 26, 33, 34, 43, 44の実験結果から得られる粗度係数を○および●印でプロットした。

その結果を見ると、やはり砂礫堆による粗度係数の増大は考えられないようである。そしてこのケースについての粗度係数は、平均値が $n = 0.03$ で最大値が約0.04と考えていいようである。河床を計画断面に整形した状態で実験を行なった実験ケース番号28, 29, 35, 36, 45, 46の実験結果から粗度係数を逆算するとかなりのバラツキがある。このようにバラツキている中で、どの粗度係数が最も妥当な値かを判断するのは非常に難しい。濁川直轄区間の粗度係数は、計画で $n = 0.036$ と定められているが、これまでの検討結果から判断すると必ずしも大きい値とは言えない。

— 阿賀川の粗度係数 —

模型区間阿賀川の粗度係数は、計画では $n = 0.03$ と定めてある。実験結果から粗度係数を逆算すると $n = 0.02 \sim 0.05$ とバラツキている。阿賀川における河床材料に濁川の粒径と同じものを使っているため、実際の粗度係数より大きくなっていることは考えられる。しかし、合流点付近の河床材料が濁川から排出される土砂も含むこと、また合流点付近の断面変化が激しい区間であること等から判断すると、先に述べたことを考慮しても計画の $n = 0.03$ は小さくはないかと考えられる。

(2) 輸送形式

河床材料の輸送は、掃流・浮遊の2形式に大別できる。模型実験ではもちろんこの輸送形式が現地と模型が相似であることが要求される。

通常、流砂の輸送形式を表わす値として u_* / W_0 なるパラメーターが使われる。ここに u_* は流水の摩擦速度および W_0 は粒子の沈降速度である。

土粒子および水の密度をそれぞれ $\sigma = 2.65$; $\rho = 1.09 / \text{cm}^3$ 、水温 25°C ($\nu = 0.00897 \text{ cm}^2 / \text{sec}$) とすると W_0 は次によって与えられる。

$d < 0.015 \text{ cm}$	$W_0 = 11940 d^2$	} 鶴見式
$0.015 \text{ cm} < d < 0.11 \text{ cm}$	$W_0 = 171.5 d$	
$0.11 \text{ cm} < d < 0.58 \text{ cm}$	$W_0 = 81.5 d^{0.667}$	
$0.58 \text{ cm} < d$	$W_0 = 73.2 d^{0.5}$	

これらを用いて求められた u_* / W_0 の値が河床粒子の浮遊のしやすさを表現し、 $u_* \gg W_0$ ならば粒子は流れの方向に強い力を受け浮遊状態で流送されるし、 $u_* \ll W_0$ なれば掃流状態で流送されるものと考えられる。

濁川 $200 \text{ m}^3/\text{sec}$ の値を用いて、現地（計算）と模型の u_* / W_0 を求めたのが表-5.6である。この結果を見ると両者の間に出発水位の相違などがあるので、背水の影響がなくなる 1 km より上流ではほぼ等しい値となる。模型の 0.8 km 付近では、実測した水面勾配がほぼ水平もしくは逆勾配を生じていて、 u_* の値が非常に小さくなっている。

以上述べたように u_* / W_0 については、すべて平均粒径についてのもので、実際には平均粒径より小さな粒径からこれより大きい粒径までの範囲にいろんな粒径のものが混り合っていて、平均粒径の限界掃流力に達しないうちにも、小さな粒径のものはどんどん流されている。また、流水のほうも非定常流であって、現地の時間的、場所的な問題は模型から判断できない。

実際河川でしばしば問題が生じるのは、前述のような断面平均的な扱いで表現されるような現象よりも、むしろ局所的な洗掘とか堆積あるいは偏流などであることも考えておかねばならない。

表-5.6(a) u_* / W_0 の比較

現地（計算） $Q = 200 \text{ m}^3/\text{sec}$		T.P. 合流点水位 173.58 m (H.W.L.)		
測 点	平均粒径 d (cm)	W_0 cm/sec	u_* cm/sec	u_* / W_0
0.4 km	3.43	135.6	16.4	0.121
0.8	3.09	128.7	16.6	0.129
1.2	2.84	123.4	27.9	0.226
1.6	4.15	149.1	29.1	0.195

表-5.6(b) （実 験 値）

模型 $Q_{\text{濁川}} = 200 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_{\text{山科}} = 3.166 \text{ m}^3/\text{s}$		T.P. 合流点水位 173.13 m		
測 点	平均粒径 d (cm)	W_0 cm/sec	u_* cm/sec	u_* / W_0
0.4 km	0.072	123.5	1.35	0.109
0.8	0.072	123.5	0.62	0.050
1.2	0.072	123.5	3.42	0.277
1.6	0.072	123.5	3.14	0.254

6. 実験の経過

〔6-1〕 模型概要

濁川水利模型実験に使用した模型は、その実験目的が濁川法線および合流点法線改良によって起こる問題点の把握と、それに対する対策の検討に実験の主眼を置いたものであるから、阿賀川については4.6～7.2 km・濁川については合流点(0.0 km)～1.9 km迄の模型製作を行なった。模型製作の資料については、昭和41年9月25日の洪水(最近の洪水でも、濁川の流量が大きいのと思われるもの)を対象に検証実験を行なうこととしたので、この洪水前の測量成果資料を用いて模型製作を行なわなければならない。しかし、昭和41年9月25日以降の測量成果を見ると、横断測量間隔が長く模型製作の精度を上げることが出来ないことと、昭和40年から昭和49年までの平均河床高を比べた場合にほとんど変化がないことから、昭和49年の測量成果を用いて模型製作を行なった。

模型の縮尺は、大縮尺のほうが実験の精度から考えて小縮尺より好ましいが、実験場の制約も考慮して幾何学的縮尺を1/60に決定した。(図-6.1、写真-6.1)

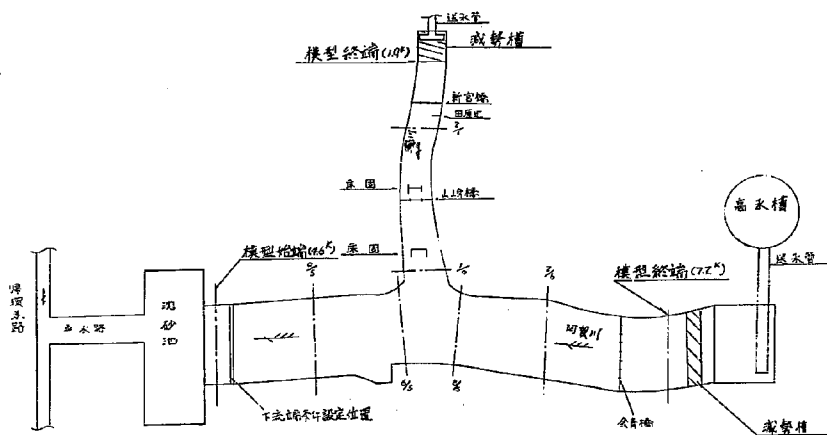


図-6.1 模型概要図

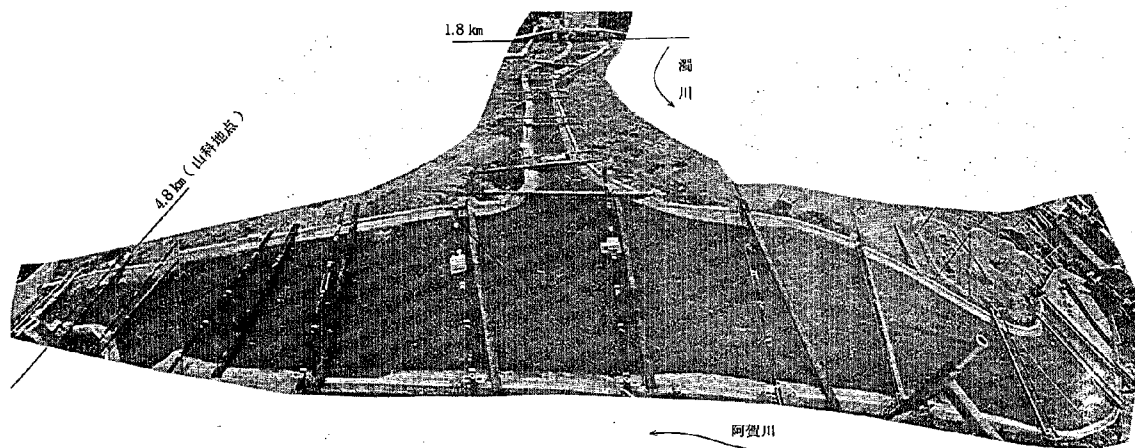


写真-6.1 模 型 写 真

河床材料を敷詰め、測定台も設置し終わり
超水をまっばかりである。

模型河床製作は、阿賀川および濁川とも100m間隔の横断資料を基に製作し、その間の縦断は直線的に変化するものとし、また河道平面形は1/2500の改修平面図をみながら、できるだけ現地と相似になるようにスムーズに結んで取付けた。

阿賀川および濁川とも上流端における流向は、航空写真および平面図をみながら現地の流向と合うように導流するよう心がけた。

模型は移動床模型として製作し、移動床厚を10mmとした。ここで河床材粒としては、[5-3]で述べているように図-5.4に示す粒度分布特性をもつ砂を使った。

〔6-2〕 実験ケース

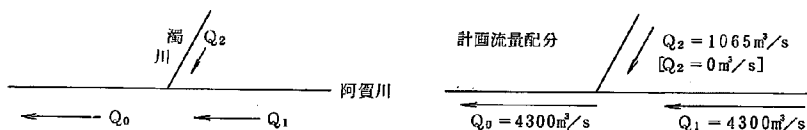
模型実験の方針としては、現状河道において相似性の検討を行ない更に水理量を測定して現状河道の水理特性を調査した。次に濁川を計画河道に改造し、3つの合流点法線形案（現川拡幅案・中間案・改修計画案）について比較検討を行ない、各案の問題を明らかにして合理的な合流点法線形の決定を試みた。また計画河道においては、種々の流量組み合わせについて実験を行なって来たので各案の水理特性についても明らかとなった。実験ではこれらの他に、洗堀防止工として水制による効果の検討も行なった。

対象にした河道実験流量および実験内容については、実験ケース一覧表（表-6.1）に示す。

一 注 意 事 項 一

(1) 実験はすべて定流実験で行っており、通水時間については長時間通水を除いて、すべて観測が完了するまでの時間としている。したがって、この長時間通水を除く実験の考察については、河床変動がないことを前提にして考察を加えている。

(2) 流量の表示として、下図に示す通り濁川流量 Q_2 ・阿賀川流量：合流前 Q_1 ・合流後 Q_0



[] 書は合流量

(3) 実験対象流量として次のものを選んだ。

Q_1 ：阿賀川（合流前流量）

900, 1000 m^3/s ：1年に1回程度の確率で起こる流量

2966 m^3/s ：最近の洪水の中でも、濁川の流量が最大と思われる洪水での流量

2335 m^3/s ：合流量の検討結果、濁川が計画流量（1065 m^3/s ）の時の流量

3670 m^3/s ：合流量の検討結果、本川計画流量（山科地点4300 m^3/s ）の時の阿賀川合流前流量

3600 m^3/s ：初期の合流量の検討結果では、濁川が計画流量（1065 m^3/s ）の時の山科地点流

量が $3600 \text{ m}^3/\text{s}$ となっている。実験では、 $Q_1 = 3600 \text{ m}^3/\text{s}$ として異常洪水を想定して実験を行なった。

$3800 \text{ m}^3/\text{s}$: 現状阿賀川における断面流下可能最大流量

$4300 \text{ m}^3/\text{sec}$: 阿賀川山科地点計画高水流量

Q_2 : 濁川 : $200 \text{ m}^3/\text{sec}$: 昭和41年9月25日洪水の時濁川流量

$500 \text{ m}^3/\text{sec}$: 現況断面流下可能最大流量

$630 \text{ m}^3/\text{sec}$: 合流の検討の結果、阿賀川山科地点で計画高水流量 ($4300 \text{ m}^3/\text{s}$) の時濁川流量

$1065 \text{ m}^3/\text{s}$: 濁川計画高水流量

(4) 実験対象河道については次の通りである。

阿賀川については、全ケースを通じて昭和49年度測量の河道である。

濁川については、現状実験 (検証実験を含む) が昭和49年測量の河道で行ない、計画河道の実験については図-4.2の計画標準横断形状に基づいて行なった。

(5) 実験ケース番号については、次のように定める。

ケース $\bigcirc \bigcirc \rightarrow$ の位 実験番号を表わす。
 └─ 十の位 実験の対象河道を表わす。

1 : 現状河道	} 河道の種類
2 : 現川拡幅案	
3 : 中間案	
4 : 改修計画案	

また、河床変動図を表わす場合も上記のケース番号を使用している。

AQL23-T0420の場合は、AQLが阿賀川河床高であることを、T0420が通水420分後の河床であることを示し、さらに23については河道法線形が現川拡幅案についてケース3の実験であることを示す。NGLについては濁川の河床高を示し、その他の数については阿賀川の表示と同一である。

(6) 山科地点 (4.8 km ~ H4.8) の水位は、 $Q_0 \leq 3300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下の流量については実績水位 (図-6.2) を用い、 $Q_0 = 3300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の流量については下流ダム地点より不等流計算により求めた水位 (図-6.3) を用いた。

実験ケース番号13の $Q_0 = 4300 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する水位については、実績水位から外挿で求めた水位を用いている。

(7) 給砂は、濁川上流端 (1.8 km 付近) についてだけ行ない阿賀川では行なわなかった。給砂方法は、1.8 km 付近の河床高を常時一定に保つように行なった。

(8) 本報告書では、通水時間について模型値で表わしてある。

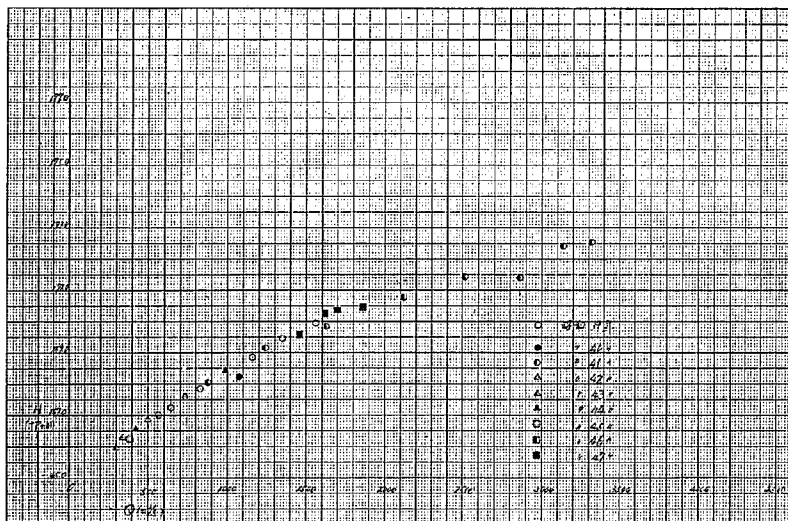


図-6.2 山科地点H~Q相関(実績)

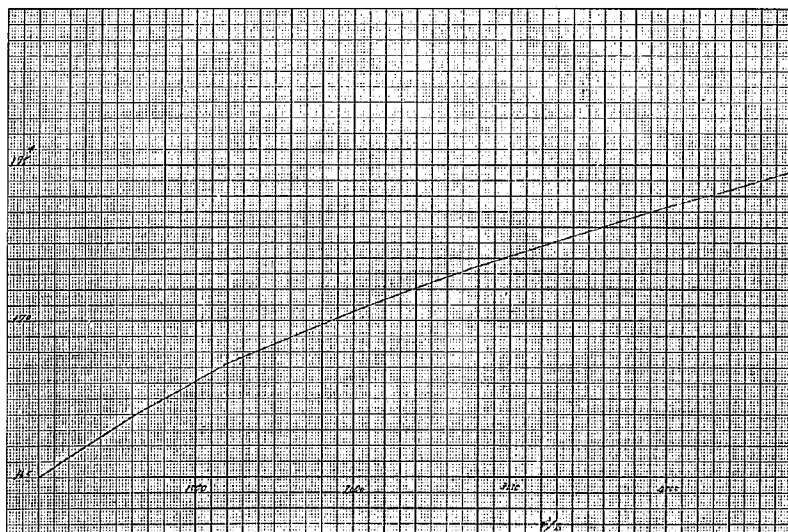


図-6.3 山科地点H~Q相関(現況不等流計算)

表-6.1 実験ケース一覧表

合流前 阿賀川流量 Q_1 (㍻/s)	合流前 濁川流量 Q_2 (㍻/s)	山科 地点流量 Q_0 (㍻/s)	通水時間 T (minute)	実験対象河道と実験ケース番号				実 験 内 容
				現況河道	現川 拡幅案	中川案	改修 計画案	
2966	200	3166	120	11				昭和41年9月25日の台風26号による洪水を対象に実験を行った。
900	500	1400	120	12				Q_1 は中小洪水流, Q_2 は現況断面流下可能最大流量を対象に水理特性を調査。
3800	500	4300	120	13				Q_1 は現況断面流下可能最大程度の流量, Q_2 は現況断面流下可能最大流量を対象に水理特性を調査。
0	200 500	200 500	600 570	14				濁川から排出される土砂によって、合流点に形成される砂州の形状調査。通水開始から10時間までは200㍻/sを対象に調査し、10時間経過後は引き続いて500㍻/sを対象として、9.5時間通水した。
1000	1065	2065	330		21			濁川を基掘河道とした場合の問題点の調査を行った。 Q_1 は中小洪水流, Q_2 は計画流量を対象にした。
3600	1065	4665	180		22			Q_1 と Q_2 をピーク流量で合流させた場合の小波特性を調査。
1000	1065	2065	4200		23	31	41	濁川の基掘計画河道の低水護岸をモデルで固定し、更に阿賀川の5.2kmより下流をモデルで固定床とした。長時間通水による水圧量の変化、河床変動状況を調査。
4300	0	4300	1800		24	32	42	70時間通水により合流点に形成された砂州が、洪水をフラッシュすることによりどの程度下流に掃流されるか。又、その時の水理特性を調査。
1000	500	1500	測定中のみ通水		25	33	43	70時間通水により形成された河床状態で、左記のような流量組み合わせの実験を行ないその時の水理特性を調査。
3600	1065	4665	同上		26	34	44	70時間通水により形成された河床状態で、左記のような流量組み合わせの実験を行ないその時の水理特性を調査。
1000	0	1000	同上		27-1			阿賀川だけを通水して、濁川からの合流がない状態での水理特性を調査。
3600	0	3600	同上		27-2			阿賀川だけを通水して、濁川からの合流がない状態での水理特性を調査。
4300	0	4300	同上		27-3			阿賀川だけを通水して、濁川からの合流がない状態での水理特性を調査。
2335	1065	3400	同上		28	35	45	同時合流後計算結果より、濁川が計画最大流量のとき阿賀川流量が2335㍻/sになる。
3670	630	4300	同上		29	36	46	同時合流後計算結果より、阿賀川山科地点で計画最大流量のとき、濁川流量が630㍻/sになる。その時の水理特性を調査。
1000	1065	2065	410				47	濁川上流端で供給砂無しの場合、左記の流量を対象に河床変動を調査。
1000	1065	2065	420				48	濁川水衝部に水衝を設置して、洗掘防止および流送経路の効果を調査。
1000	1065	2065	420				49	$Q_0 = 2065$ ㍻/sに対する水位を、山科地点のH-Q相関より得られる水位より1m低い水位を境界条件として河床変動を調査。
1000	1065	2065	1620			37		濁川を基掘計画河道とし、水衝部の護岸沿いには水衝を、水衝部の高水敷には保護工を設けて、山科地点で与える水位条件については、 $Q_0 = 2065$ ㍻/sに対する水位より1m低い水位とし、水理特性および河床変動を調査。

213-1

〔6-3〕 実験結果

実験は、現状河道における流れの相似性を検証し、更に水理特性を把握し現況河道における問題点を明らかにした。そして、現川拡幅案・中間案および改修計画案の3つの計画河道案については、合流点取付法線形の比較検討を行なったものである。

(1) 現状河道における実験

検証実験は、昭和41年9月25日の台風による出水を対象にして、阿賀川の水位および濁川の蛇行特性に重点を置いて検証した。水理資料としては、阿賀川筋の痕跡水位・流量、濁川は降雨実績を用いて貯留関数から算出した流量および昭和42年10月27日に撮影した航空写真により得られる蛇行特性がある。

検証実験は、 $Q_1 = 2966 \text{ m}^3/\text{s}$ ・ $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ ・ $Q_0 = 3166 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量を対象に行なった。その結果、阿賀川筋の実験水位が痕跡水位とよく合っており(図-6.4)、粗度が現地と相似であることがわかった。粗度が相似であるということは、Froudeの相似則が成立していると考えられる。濁川については、痕跡資料がないので通水後の河床形状(写真-6.2)と昭和41年10月撮影の航空写真(写真-6.3(b))から得られた蛇行特性と比較してみると砂礫堆波長および深掘れ位置(みお節の位置)が大体再現されている。これらのことから、定性的には模型実験によって濁川の河床変動現象が把握できると考えられる。参考までに昭和35・43・48・50年撮影の合流点付近の航空写真を示す。昭和35年～昭和50年までの内5

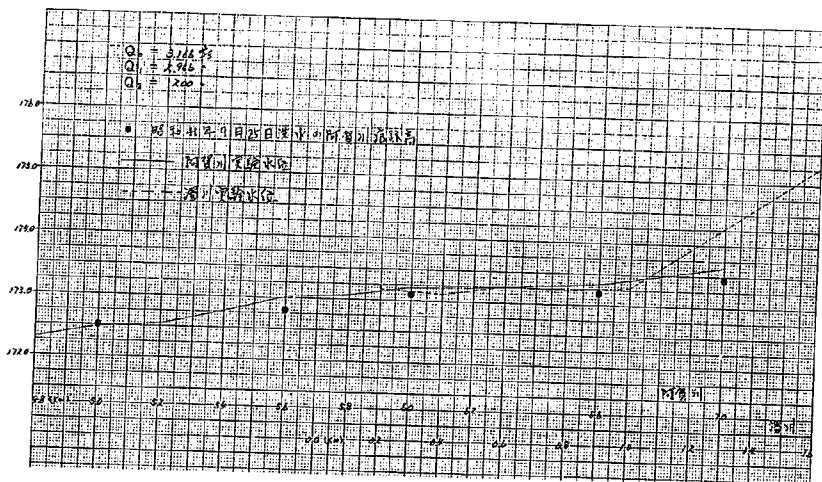
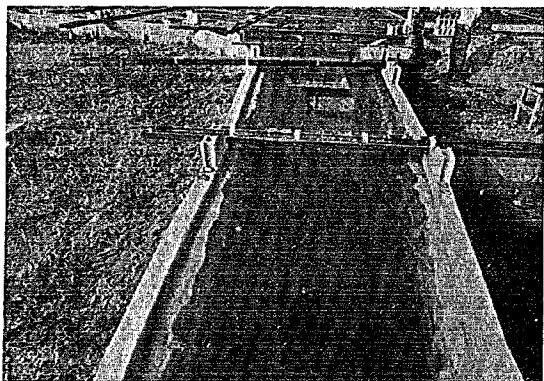
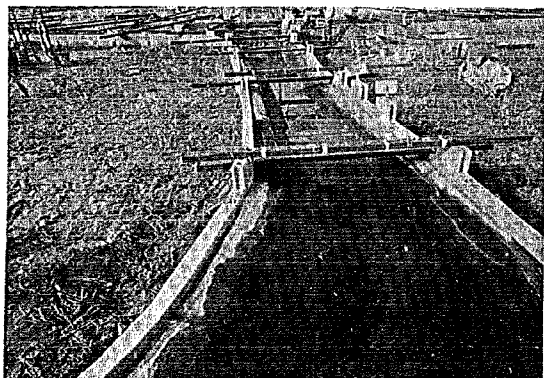


図-6.4 水位縦断面図(実験Case番号11)



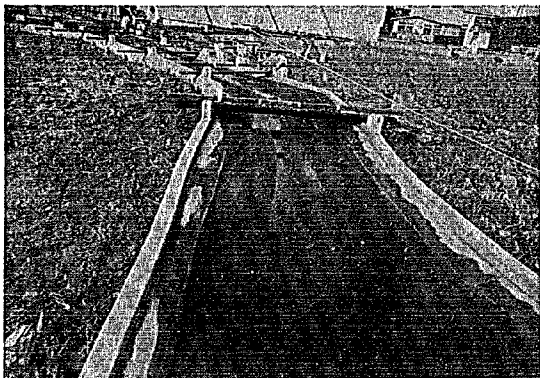
砂州が0.4km断面に達しており、
この付近で流心は石岸寄りとなっ
ている。

写-6.2(a) 0.5kmより下流をみる。



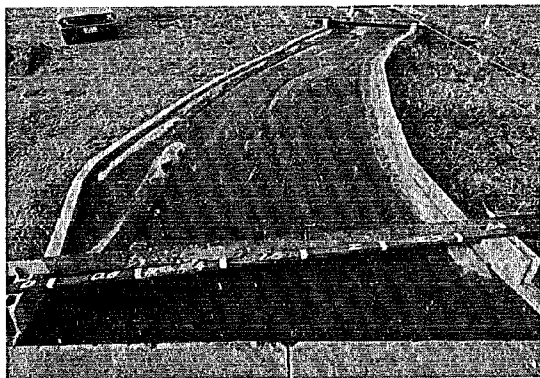
この付近はわん曲部であるが、
流心はわん曲部外側ではなく、だ
いたい河心を流れていたようであ
る。

写-6.2(b) 0.9kmより下流をみる。



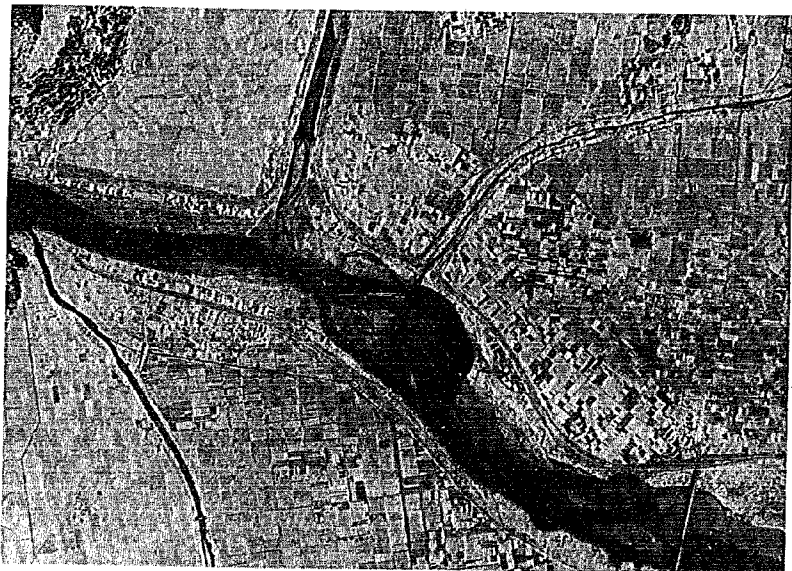
1.2 km 左岸の洗掘が著しい。

写-6.2(c) 1.2 km より下流をみる。

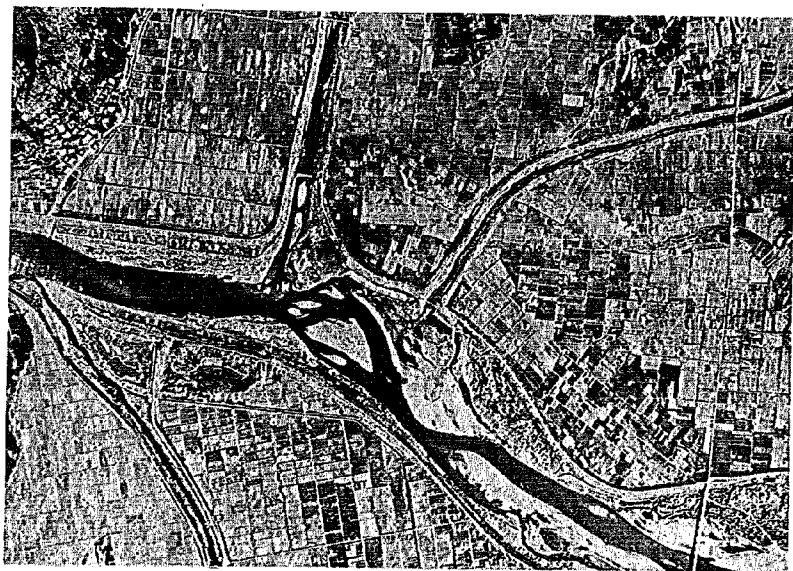


この付近では流心は左岸寄りである。田原堰上下流の洗掘が顕著された。河心付近にみお筋があり変わった河床形状を示しているが、これは減水時に形成されたものである。

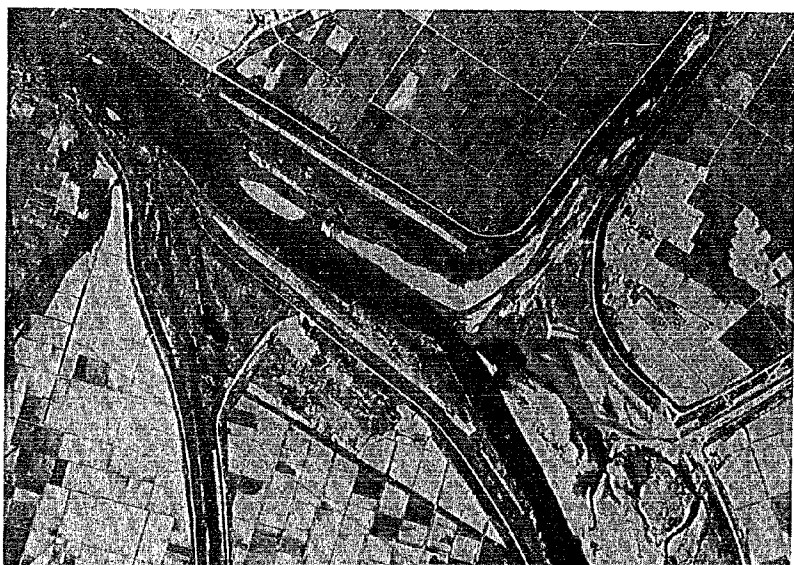
写-6.2(d) 1.6 km より下流をみる。



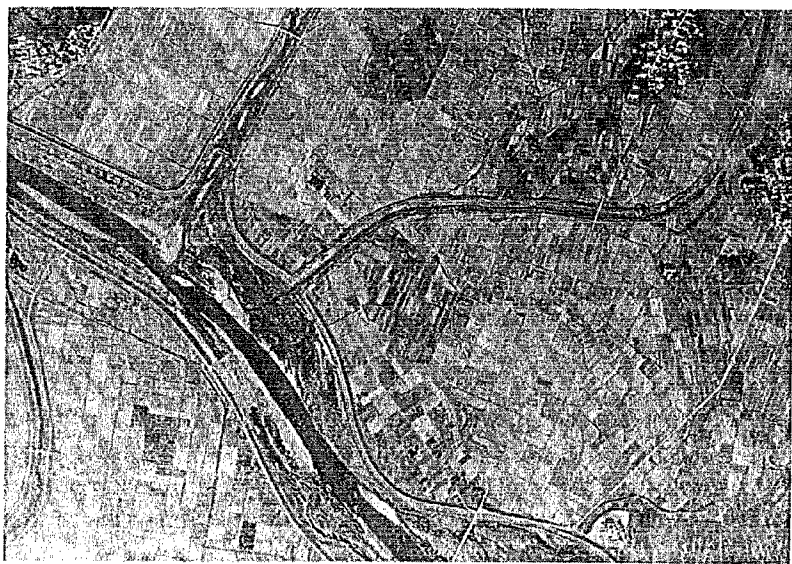
写-6.3(a) 昭和35年9月2日



写-6.3(b) 昭和41年10月27日



写-6.3(c) 昭和43年5月25日



写-6.3(d) 昭和48年10月30日



写-6.3(e) 昭和50年11月13日

回の航空写真を見ると、濁川0.9km地点でみお筋の位置は一致しているが、それより下流(0.9~0.0km)については砂州の移動が認められる。0.9km地点においてみお筋の位置がほとんど変化しない理由は、河道のわん曲により砂礫堆の移動が制約されているためと判断される。また、その下流において砂州の移動がみられるのは直線部の河道長が、砂礫堆の波長の2~3倍程度もあるためと思われる。

検証実験で、模型の水理現象と現地の現象とを比較する資料が少なかったことから、確認できたことは次の2点である。

- i) 阿賀川筋の水位が痕跡水位と大体一致している。
- ii) 濁川筋の航空写真から得られた河床状態(蛇行特性)が、模型実験で再現された。

更に実験では、水位・流向・流速および河床変動を測定し現状河道における水理特性を調査した。以下にその結果を述べる。

【実験Case番号11】

水位 — (阿賀川・図-6.5) 110分通水して途中6回測定を行なったが、時間的な変化はほとんどなかった。その原因は、阿賀川の河床材料を濁川の河床材料と同一のものを使ったため、模型阿賀川の限界掃流力を現地の値に換算して現地のそれと比較すると、3倍程模型が小さくなっており、阿賀川の土砂移動がほとんど起こらないことに求められる。水面勾配は、5.1km~5.7km区間が $1/860$ ・5.7km~7.0km区間が $1/2600$ である。5.7kmが勾配の変曲点になっているのは、濁川の合流による影響である。

(濁川・図-6.6) 時間的な水位変動はなく、わずかに1.6 kmにおいて20分後の水位が通水開始時より10 cm上昇しているが、その後はほとんど変化がない。この1.6 kmにおいて水位が上昇するのは、土砂堆積に伴う河床上昇によるものと思われる。阿賀川本川による背水の影響が0.0~1.0 kmまでおよんでおり、そのため0.0~1.0 km区間の水面勾配は1/1000程度の穏やかな流れであるが、背水の影響がない1.0~1.6 km区間は1/270である。

流況 — (阿賀川・図-6.7・写真-6.4) 流水は河道線形に支配されて下流しており、5.8~6.8 kmの右岸沿いに川幅の3割程度の逆流域が発生して、この逆流域は濁川左岸沿いの逆流域とつながっている。旧宮川合流点付近にも逆流域が発生しており、これらの逆流域内には土砂堆積の懸念がある。

(濁川・図-6.7・写真-6.4) 1.0~1.7 km区間では主流が左岸沿いにあり、0.7~1.0 km区間は河道わん曲により主流の転向部となっている。合流点~0.7 kmまでは河道に平行に下流しているが、0.4 km~合流点の左岸沿いに川幅の3割にも達する大きな逆流域が発生する。0.6~0.8 kmの左岸には、流れの剥離により弱い渦が生じている。

田原堰による流れの乱れはほとんどみられない。

流速 — (阿賀川・図-6.8) 流速の時間的な変化はほとんどない。合流前の流速は、2.5 m/s程度であるが、合流後は3~3.5 m/sと大きくなっている。流速分布図からみた流心は、6.0 kmでは中央からやや左岸寄り、5.4~5.6 kmでは中央付近に、5.2 kmでは中央から左岸沿いとなっている。

(濁川・図-6.9) 合流点~1.0 kmの本川背水区間の流速は0.5~1.5 m/sであるが、1.0~1.6 km区間は2~3 m/s程度となっている。流速分布図からみると、0.0 kmの左岸において川幅の6割が逆流域となっている。

河床変動 — (阿賀川) 模型河床材料の限界掃流力が、濁川河床材料と同一の材料を使用しているため、河床変動がほとんどない。

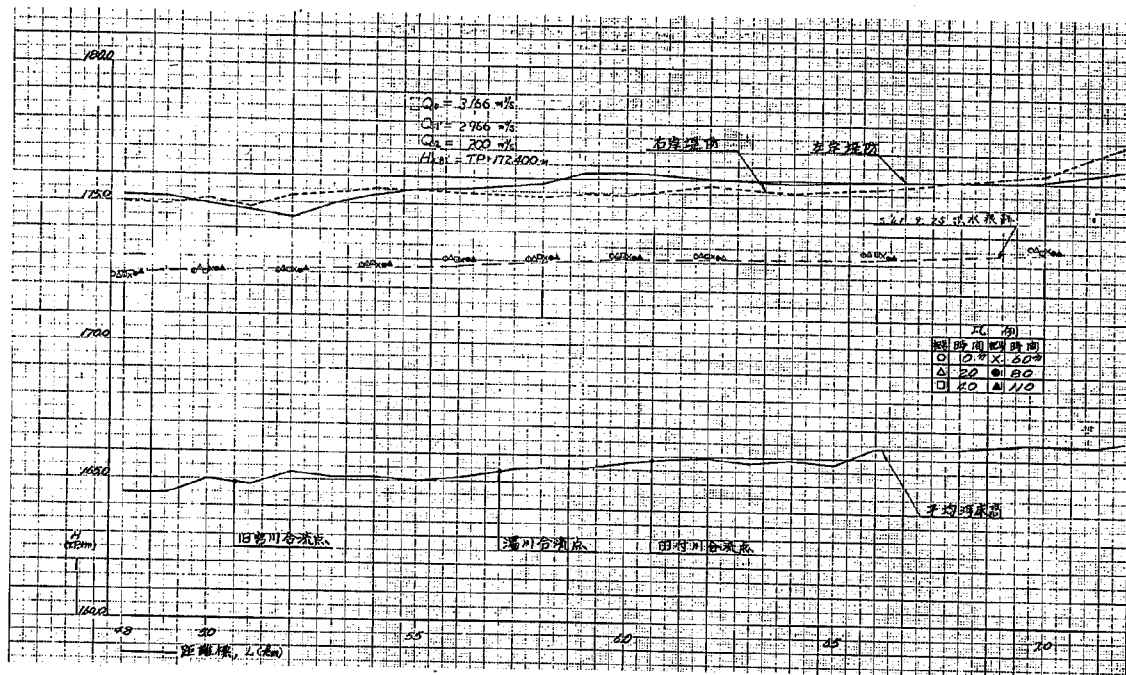
(濁川) 通水110分後の河床変動を調べると、わん曲部上流において変動がみられるだけである。しかし、その変動もわずかなものである。

[実験Case番号12]

水位 — (阿賀川・図-6.10) 水位の時間的な変化はほとんどなく、わずかに合流点下流において通水初期に比べ30 cm程度低下している。この原因は、通水初期の水位が安定していない状態で測定したものであることに求められる。水面勾配は5.3~5.7 km区間が1/670、5.7~7.0 km区間が1/330である。

(濁川・図-6.11) 0.4 km断面の水位が、通水初期より40~50 cm低下している。この断面の平均河床高をみるとやはり30 cm下がっている。ちなみにこの断面のフルード数は1.03である。水面勾配は0.0~0.2 km区間が1/440、0.2~1.0 km区間が1/250、1.0~1.6 km区間が1/330となっている。0.0~0.2 km区間は阿賀川本川の背水により緩やかな水面勾配を示しており、0.2~1.0 km区間はわん曲部下流の断面縮小部に当たり、川幅が狭くなっている区間である。

流況 — (阿賀川・図-6.12) 通水開始後30・80および110分について流況を観測したが、阿賀川についてはほとんど流れの変化はなかった。合流点において、通水60分値から支川より張り出してくる砂



図一 6.5 阿賀川水位縦図 (実験Case番号 11)

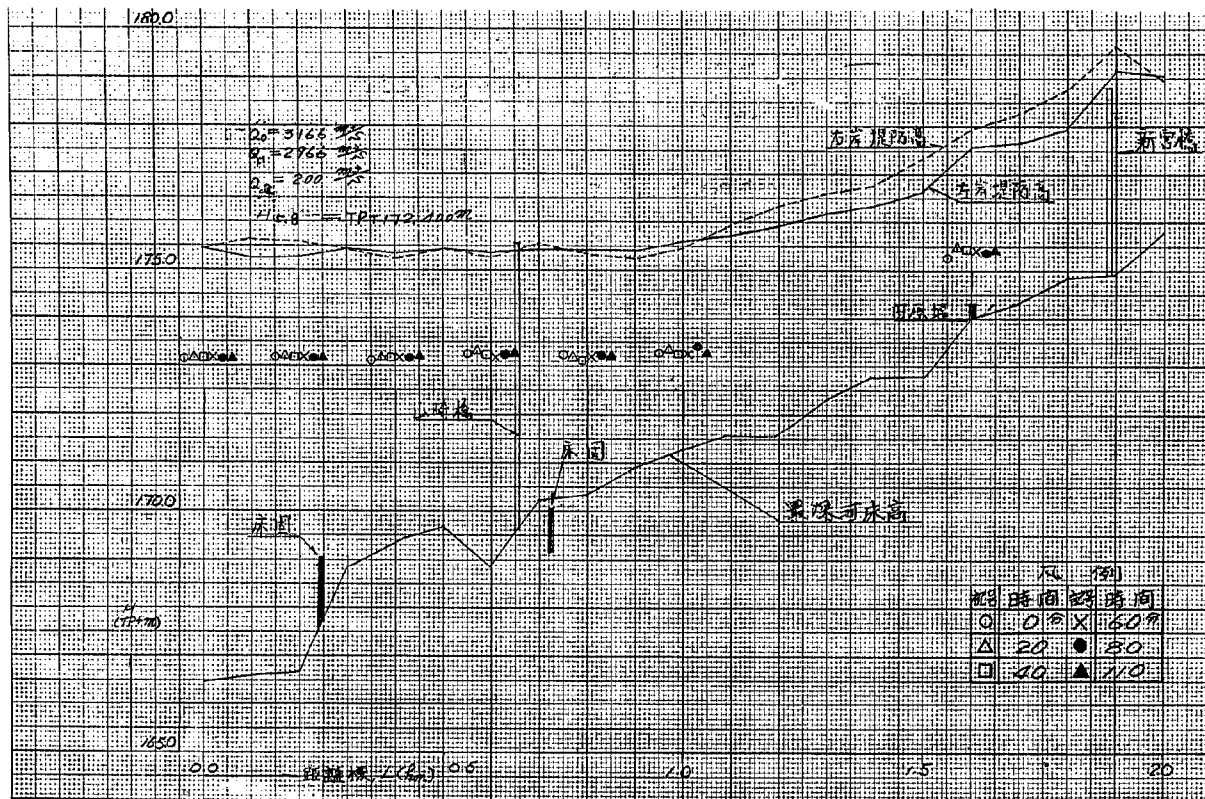
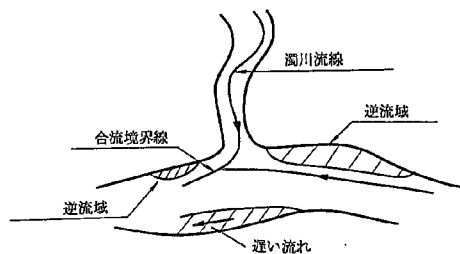
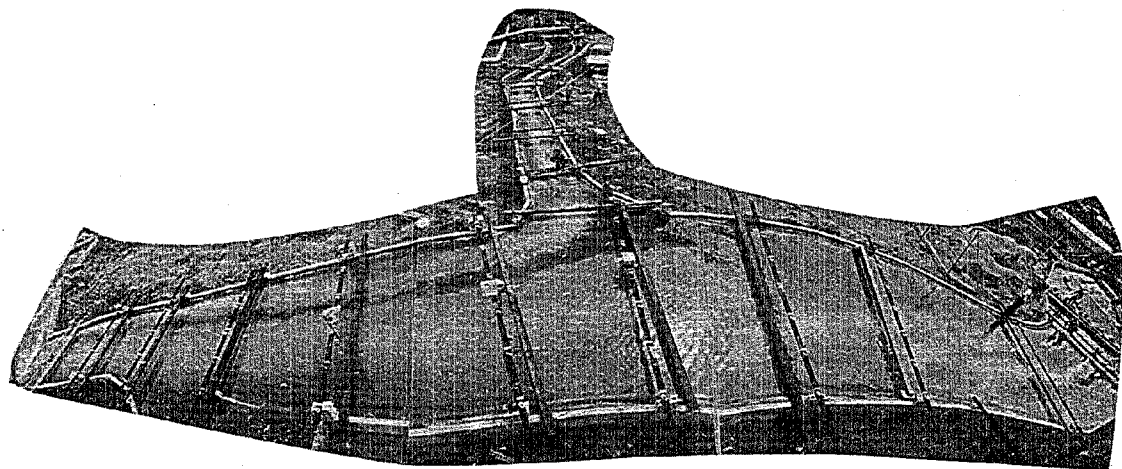


図-6.6 濁川水位縦断面図 (実験 case 番号 11)



写真—6.4 流況写真

2541

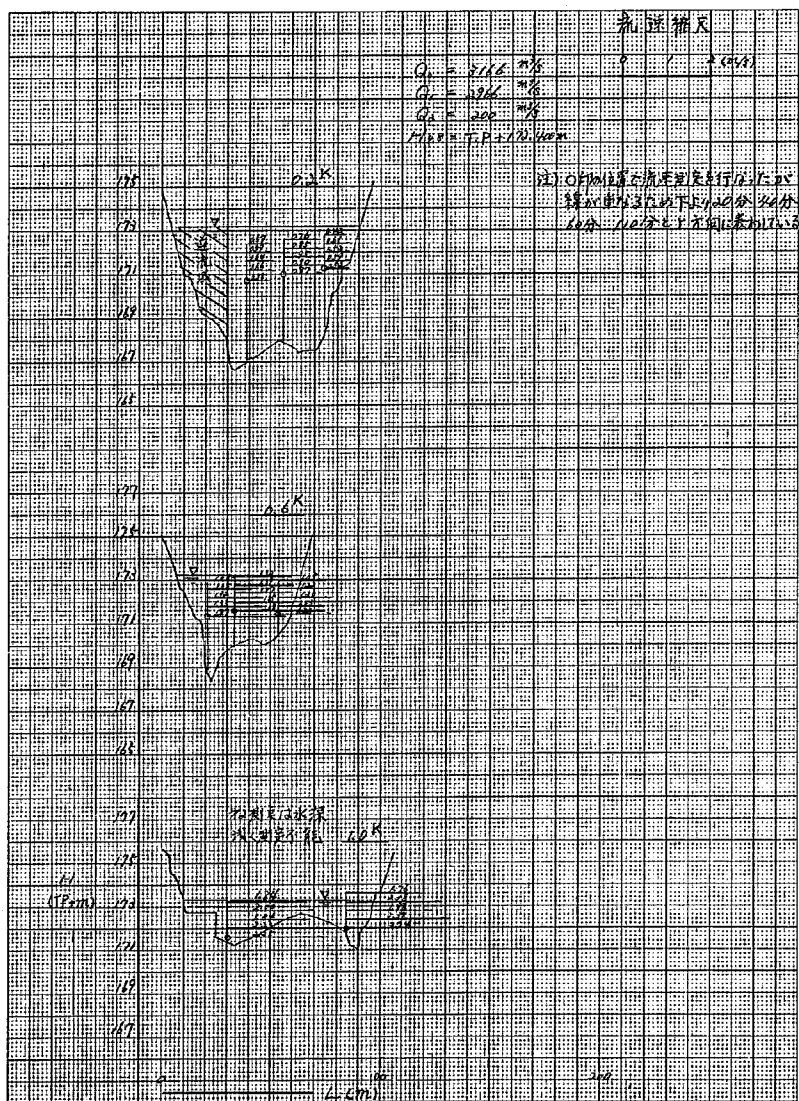


図-6.9 濁川流速時間変化図 (実験Case番号11)

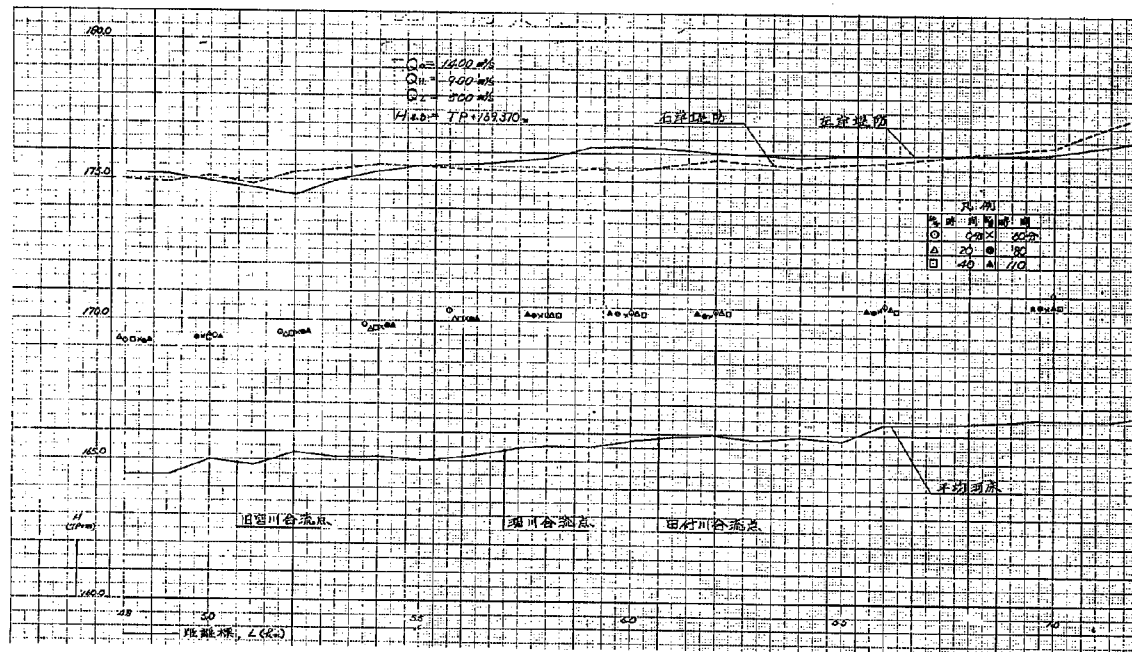


図-6.10 阿賀川水位縦断面図 (実験Case番号12)

199

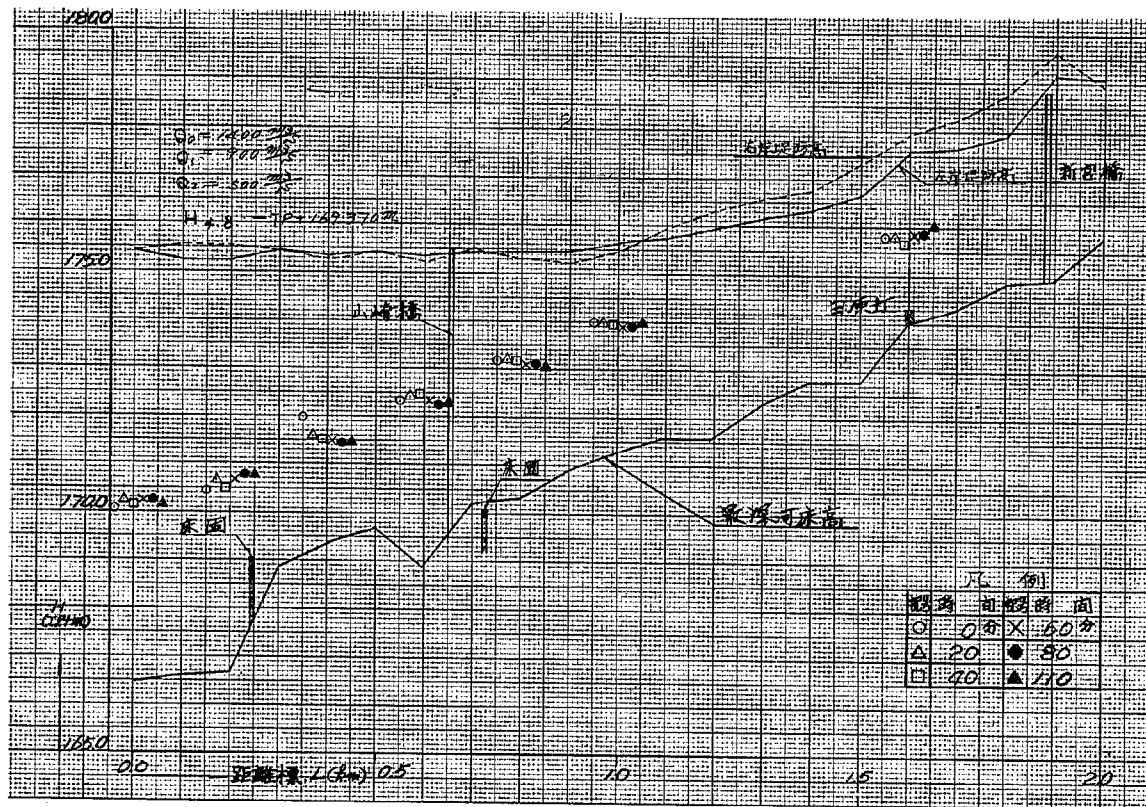
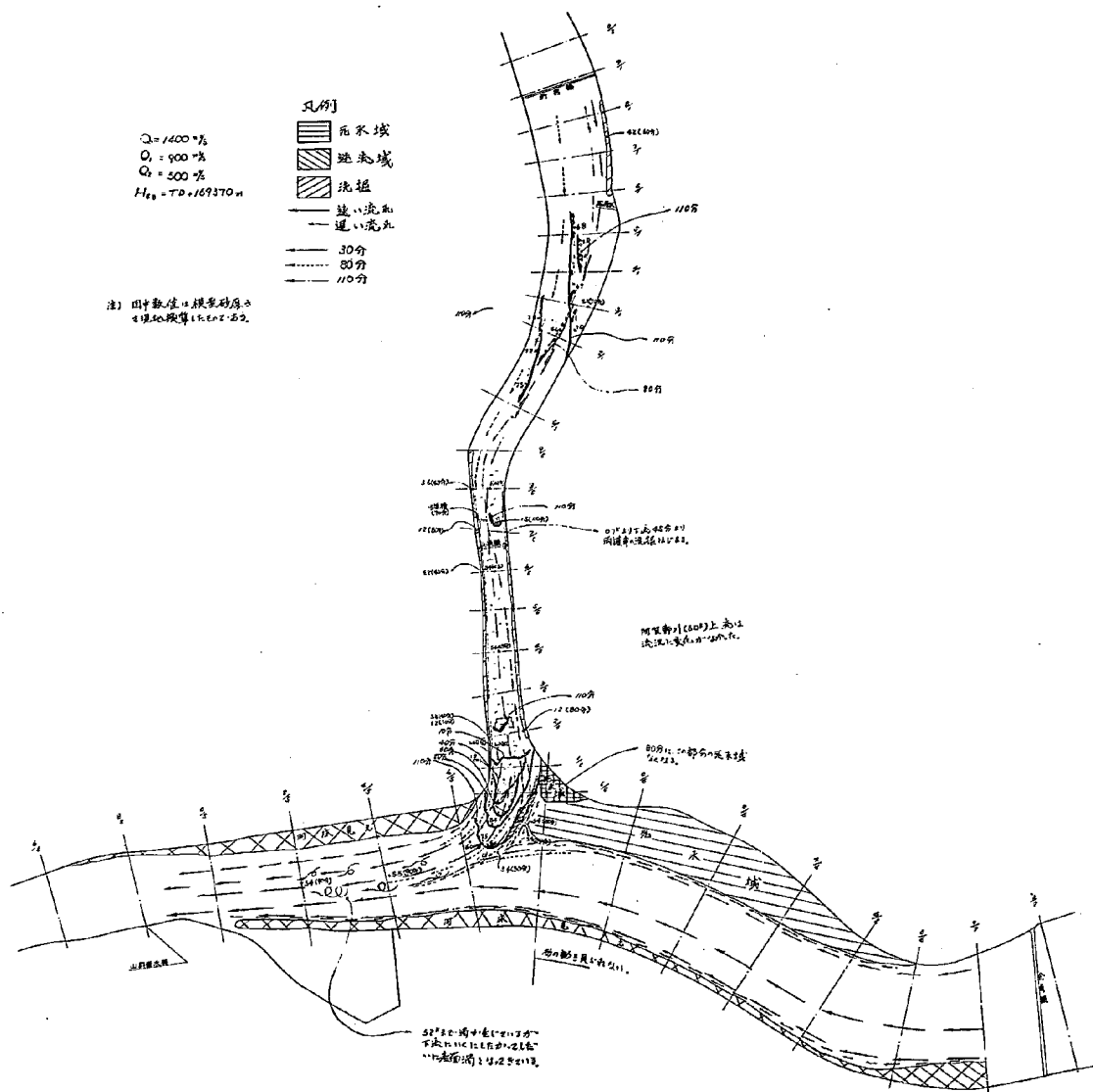


図-6.11 嵩川水位縦断面図 (実験 Case 番号 12)

285

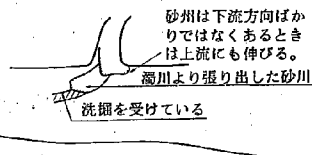
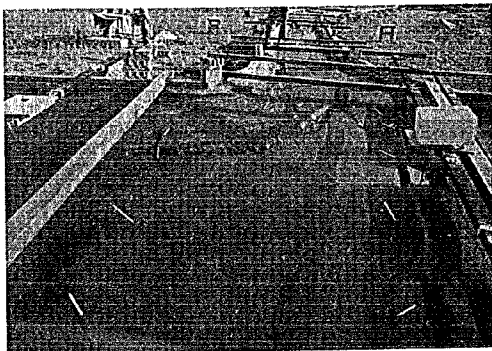


图—6.12 流況图 (実験 case 番号 12)

州（写真－6.5）による影響で、本川の流水が左岸に押される。しかし、左岸の洗掘を生じさせるまでに至らない。水面幅は、合流点上流において200m、合流点下流において150～200mである。

合流点上流右岸には、大きな死水域が発生している。

（濁川・図－6.12）通水開始より30分後においては、0.0～1.5km区間において川の中央を



写真－6.5

合流点の阿賀川左岸より、濁川から張り出した砂州をみる。

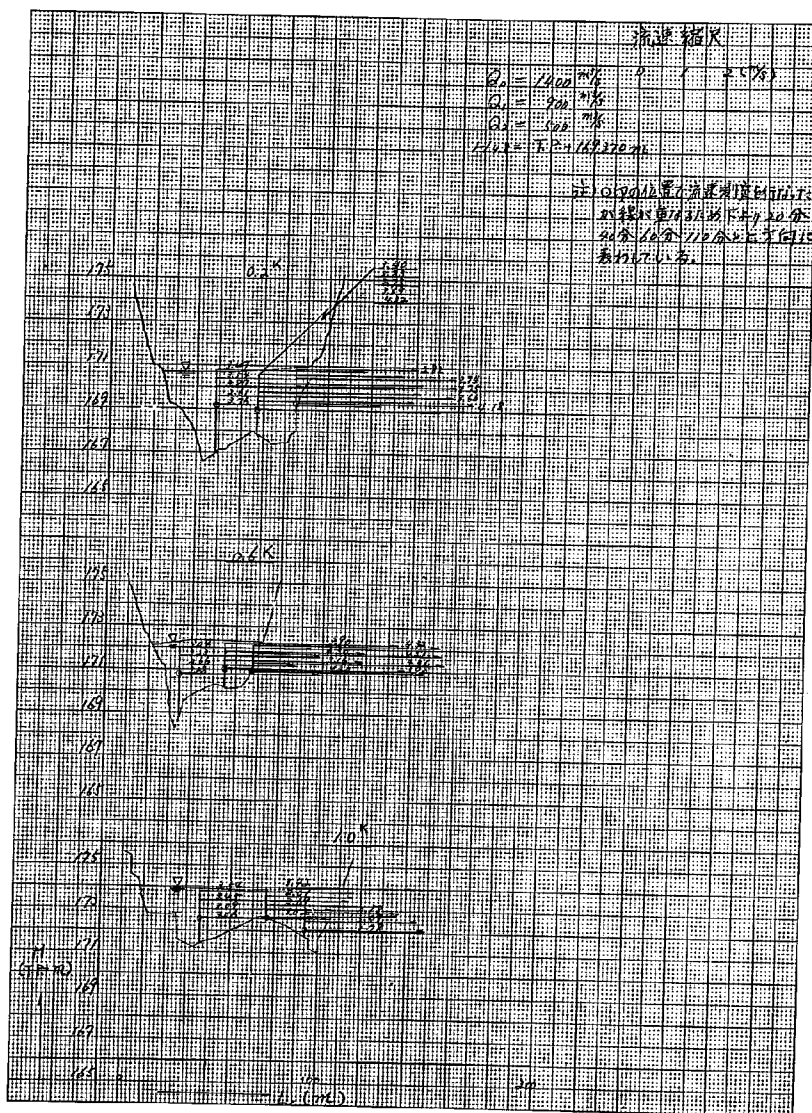
流下しているが、通水80分後には右岸沿いに流下する。110分後においては、水衝部が0.3km左岸・0.8km右岸および1.7km左岸に生じている。

1.6km付近左岸にある田原堰の影響により、その下流左岸に土砂が堆積する。

濁川から本川に張り出す砂州は、通水開始後60分から観測され、110分通水後における砂州の先端は、阿賀川5.5km付近まで達している。

流速－（阿賀川・図－6.13）流速の時間的変化は5.4kmおよび5.6km断面の右岸に見られ、濁川より張り出して来る砂州の影響により通水開始後40分頃から流速が小さくなっている。したがって、この右岸流速の減少分は左岸流速の増加を招いている。110分間の通水を通じての平均的な流速は、合流前が1.0～1.5m/s、合流後が2.0～3.5m/sである。

（濁川・図－6.14）流速の時間的変化は、河床上昇のある0.0～0.2kmについては合流点に張り出した州の影響で水位がせき上げられ、それにより流速が減少している。0.8km右岸では流れが集中して、2m/sあった流速が時間の経過とともに4m/sに増加している。濁川筋の流速について平均してみると、大体3～4m/s程度の大きい値を示している。このことは、阿賀川の背水の影響も及ぶことなく、又濁川流量が断面流下可能最大流量500m³/sを対象としていることから理解できる。（ちなみに、濁川の平均流速を0.6kmにおいてmanning公式により求めてみると、 $Q=500\text{m}^3/\text{s}$ について $v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0.036} \times 2^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{250}\right)^{\frac{1}{2}} \approx 4.4\text{m/s}$ となる。）



図一 6.14 濁川流速時間変化図 (実験 Case 番号 12)

河床変動 — (阿賀川) 模型における限界掃流力が大きいことにより、合流点下流のわずかの区域が洗掘される他はほとんど変化がない。110分通水後の河床は、濁川からの掃流砂により合流点に砂州を形成している。砂州の先端は、阿賀川 5.5 km にまで達している。

(濁川・図-6.15) 0.0~0.2 km 区間は堆積傾向であり右岸沿いが深堀れしている。0.2~0.5 km 区間では、偏流することなく一様に流れている。

又、平均河床高を見た場合に 0.0~0.2 km 区間の 1 m 上昇している断面を除けば他は大きく変動していない。0.5~0.8 km 区間では、右岸側が深堀れしている。0.9 km のわん曲部上流については、顕著な河砂変動は見られなかった。

[実験 Case 番号 13]

水位 — (阿賀川・図-6.16) 通水初期の水位と 110 分通水後の水位を比較すると、合流点上流では水位の低下がみられ、合流点より下流では水位上昇が見られた。しかし、前者の水位低下量についてみれば 30 cm 程度であり、後者の水位上昇量については 30~70 cm である。この原因として、合流点の洗掘と合流点下流 4.6 km 付近での堆積によるものと考えられる。

合流点の洗掘は、濁川が合流することによる水面勾配の増大が原因であり、4.6 km での堆積は、上流からの掃流砂を水位調節装置が貯留したためで、実験装置の影響である。水面勾配は 4.8~5.6 km 区間について通水初期から 20 分までが $1/530$ 、40~110 分までが $1/1000$ 、5.6~7.0 km 区間については通水初期から 110 分まで勾配が変わらず、5.6~6.0 km が $1/1000$ および 6.0~7.0 km が $1/2800$ である。

(濁川・図-6.17) 水位の時間的変化はほとんどなく、0.0~1.0 km 区間は阿賀川の背水の影響により水面勾配が $1/6600$ となっており、1.0~1.6 km 区間は $1/350$ である。この濁川水位測定で通水初期の水位が 0.6, 0.8, 1.0 km 断面において低すぎる値を記録しているが、この異常値については現象として起こりえないものであるから測定誤差等によるものと思われる。

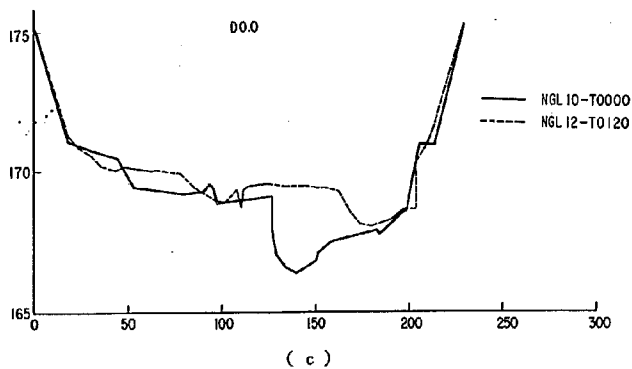
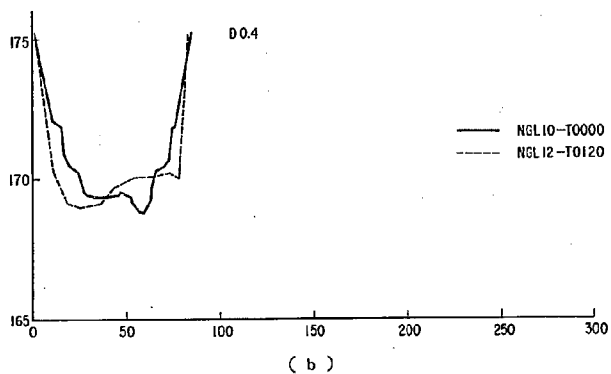
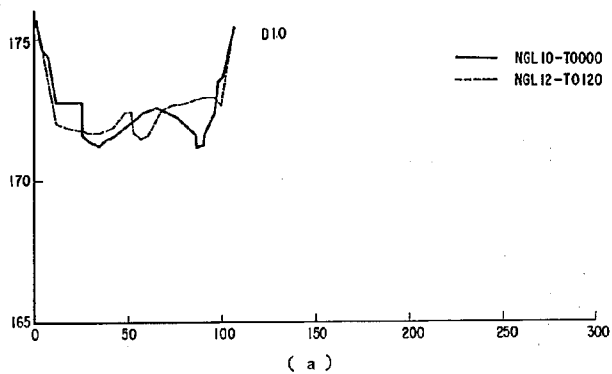
流況 — (阿賀川・図-6.18・写真-6.6) 流水は堤防法線に平行に流下している。旧宮川の合流点付近に堆積区域があり、旧宮川合流点閉塞の懸念がある。合流点上流右岸に大きな死水域が発生している。

(濁川・図-6.18) 0.0~0.8 km 区間では、本川の背水の影響により緩やかで河道に平行に流下している。しかし、0.0~0.45 km 左岸に川幅の 3 割程度の逆流域が発生しており、阿賀川合流点上流右岸の逆流域につながっている。0.8~1.6 km 区間では、流水は左岸沿いに流下している。

流速 — (阿賀川・図-6.19) 流速の時間変化はほとんどなく、合流前の流速が 2.5 m/s 程度および合流後の流速が $3 \sim 4 \text{ m/s}$ である。

(濁川・図-6.20) 阿賀川の背水の影響で 0.0~0.8 km 区間の流速は $1 \sim 2.5 \text{ m/s}$ で、0.8~1.6 km 区間の流速は $2.5 \sim 4 \text{ m/s}$ である。又、流速分布からみた主流の位置は 0.0 km が右岸、0.1 km が中央および右岸、0.4 km が中央、0.6 km が中央および右岸、0.8 km が中央、1.0 km が左右岸とも均等に流下しており、1.6 km では左岸に主流がある。

河床変動 — (阿賀川) 4.8 km より下流域の現況は、狹窄部で河床に岩が露出している。しかし、模型が移動床で製作しているため洗掘を受けている。合流点より上流においては、ほとんど変動が認められない。



図—6.15 濁川河床変動図 (実験 case 番号 12)

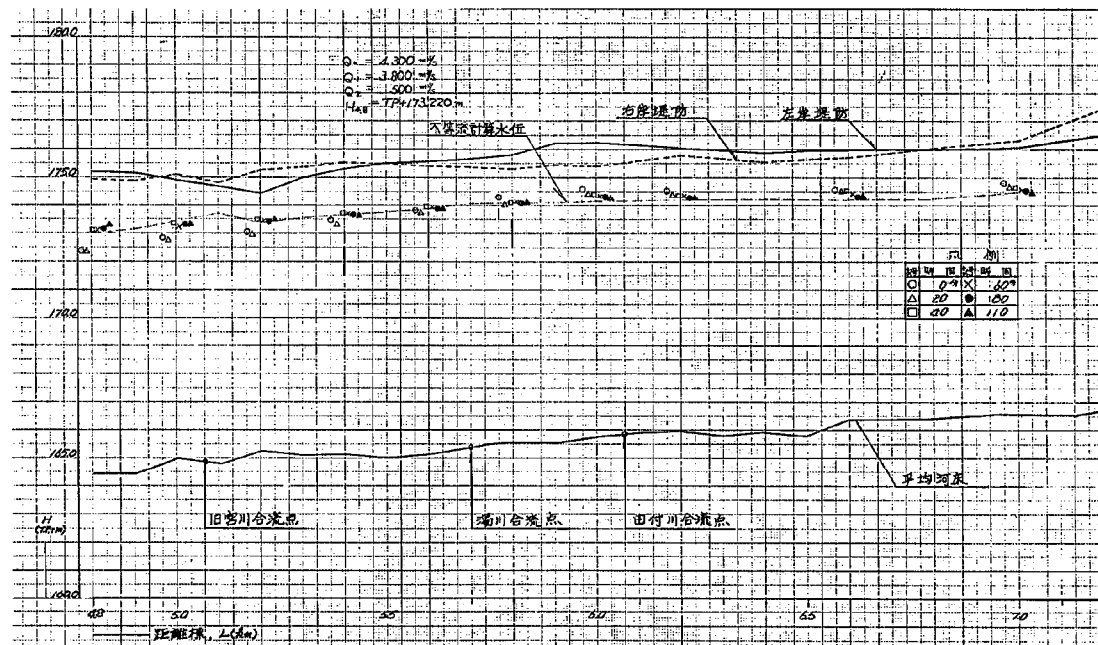
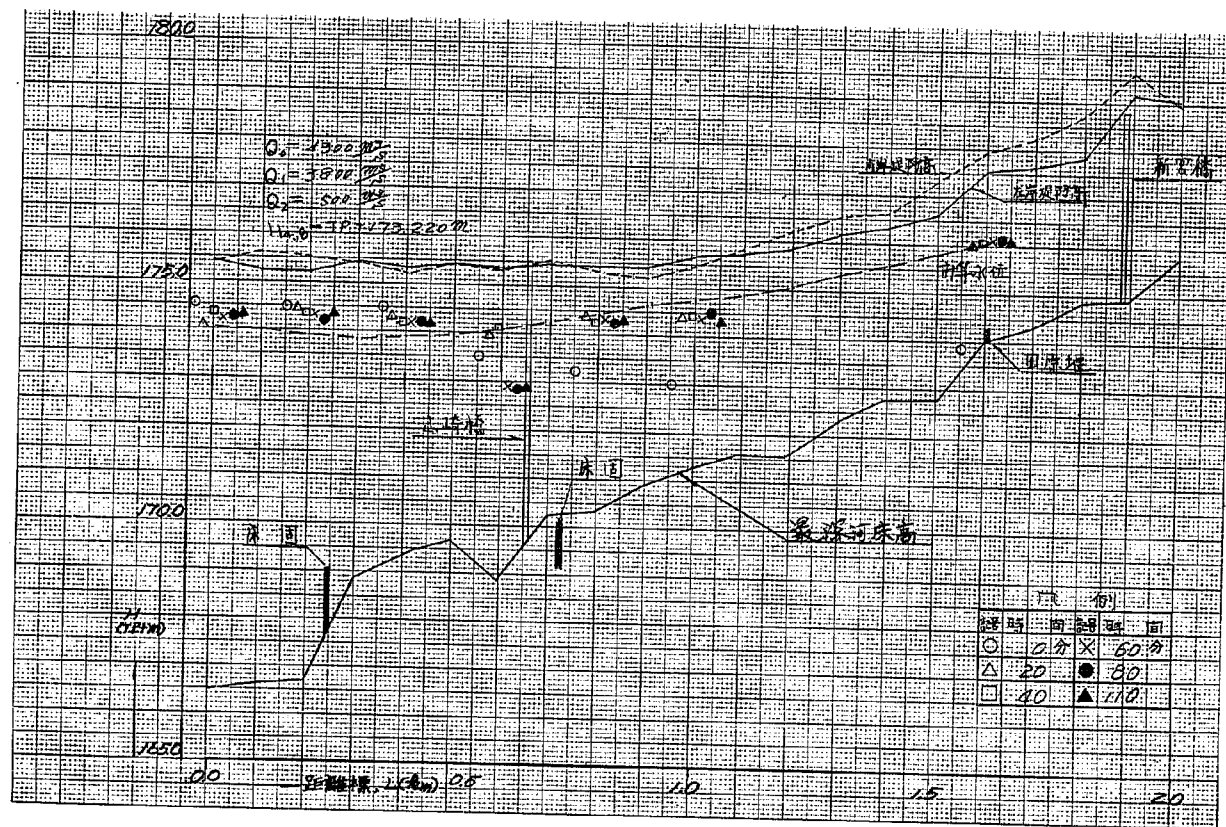
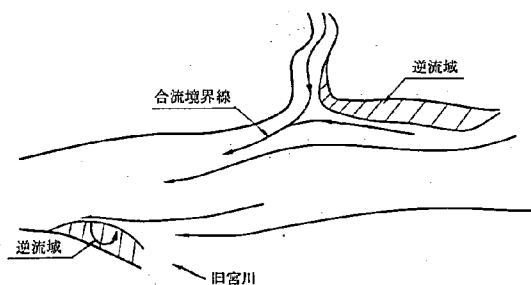
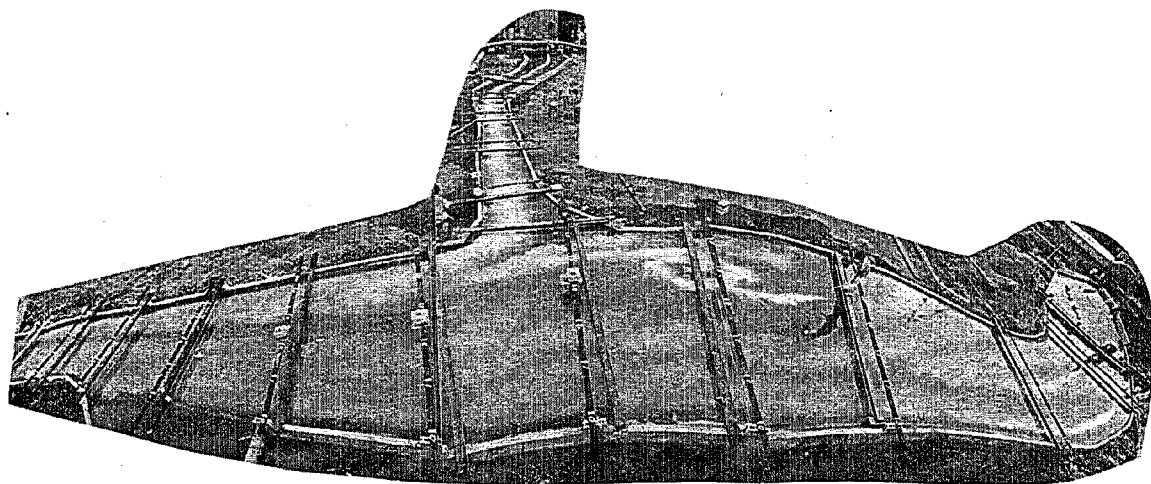
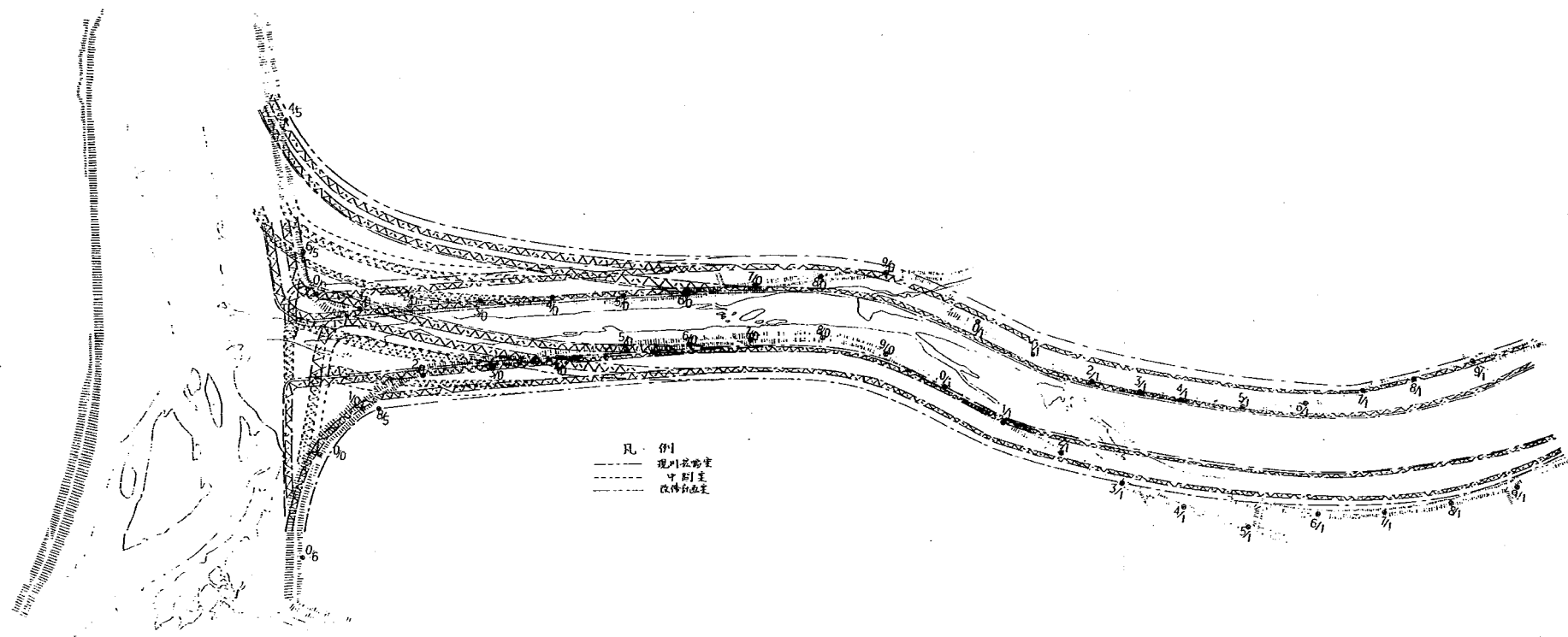


図-6.16 阿賀川水位縦断面図 (実験 Case 番号 13)

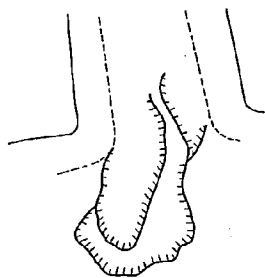
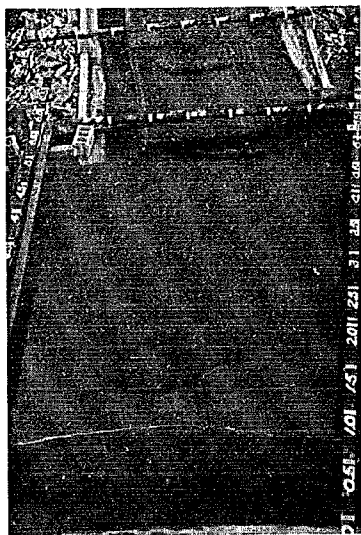




写一 6.6 流 況 写 真



圖—6.21 計面河道法線形比較圖

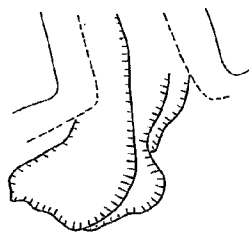
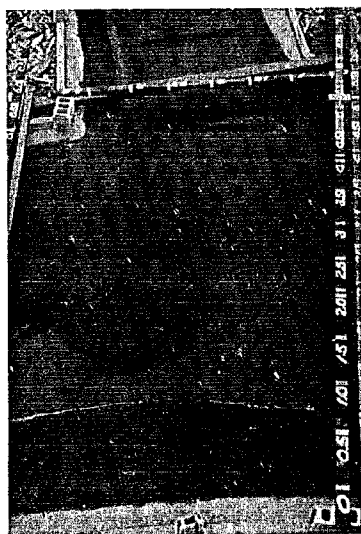


写- 6.7 (a)

合流点に張り出す砂州の形状をみる。

$Q_1 : 0$

$Q_2 : 200 \text{ m}^3 / \text{s}$



阿賀川の下流部への伸びがやや
顕著である。

写- 6.7 (b)

6.7 (a) より 1 時間 経過後の砂州形状

(濁川) 背水区間である0.0～1.0 kmにおいては変動が見られず、それより上流の1.0～1.6 km区間においては、小さな変動があるがその量もわずかなものである。

【実験Case番号14】

濁川から排出される土砂によって合流点に形成される砂州の形状を調査した。

合流点に形成される砂州の形状は、合流点に扇状地が形成されるごとく扇形に発達し、時間の経過に伴って阿賀川流下方向の伸びが顕著になる。(写真-6.7)

(2) 計画河道における実験

計画河道実験は、図-6.21に示すような現川拡幅案・中間案および改修計画案の計画河道3案について、濁川から排出される土砂による影響および合流点の水理を考慮した場合の最良案を比較検討したものである。

計画河道3案は、現川拡幅案・中間案・改修計画案の順に合流点の取付け位置を下流に移すもので、直角合流の状態から順に合流角度が小さくなるような合流取付け法線形である。これら3案の実験結果を比較すると、合流点の取付け位置が違うことによる水理量の違いが出てくる筈であるが、今回の実験結果をみるとそのような影響はあらわれていない。その理由は、測定可能値に達するような水理量の違いが出なかったためによるものと考えられる。例えば、合流点上流の水位上昇量が合流角を滑らかにすれば、合流による水位のせき上げ量が小さくなるが、実験結果ではそのようなになっていない(実験では、中間案河道が現川拡幅案より合流角が小さいのに合流による水位のせき上げ量は中間案河道が大きいというような事。)ことから推測できる。したがって、計画河道3案の比較による水理量の差を合流角の違いによる差とはしがたい。以上述べてきたことから、計画河道3案についての実験結果をそれぞれの案について述べても実験条件が同じであればほとんど同じものとなる。よって、計画河道3案の水理特性の比較は【7-1】にゆずることとし、ここでは現川拡幅案(写真-6.8)の水理特性だけを述べる。

阿賀川は現状河道のままで河床整形を行なった。

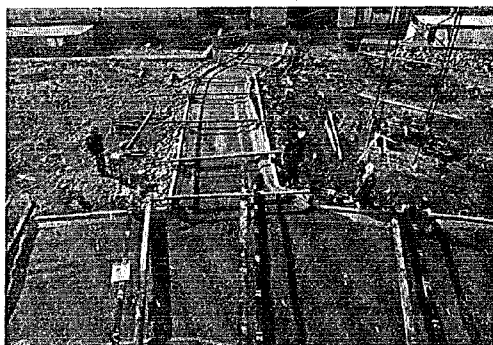


写真-6.8

濁川を現川拡幅案に改造



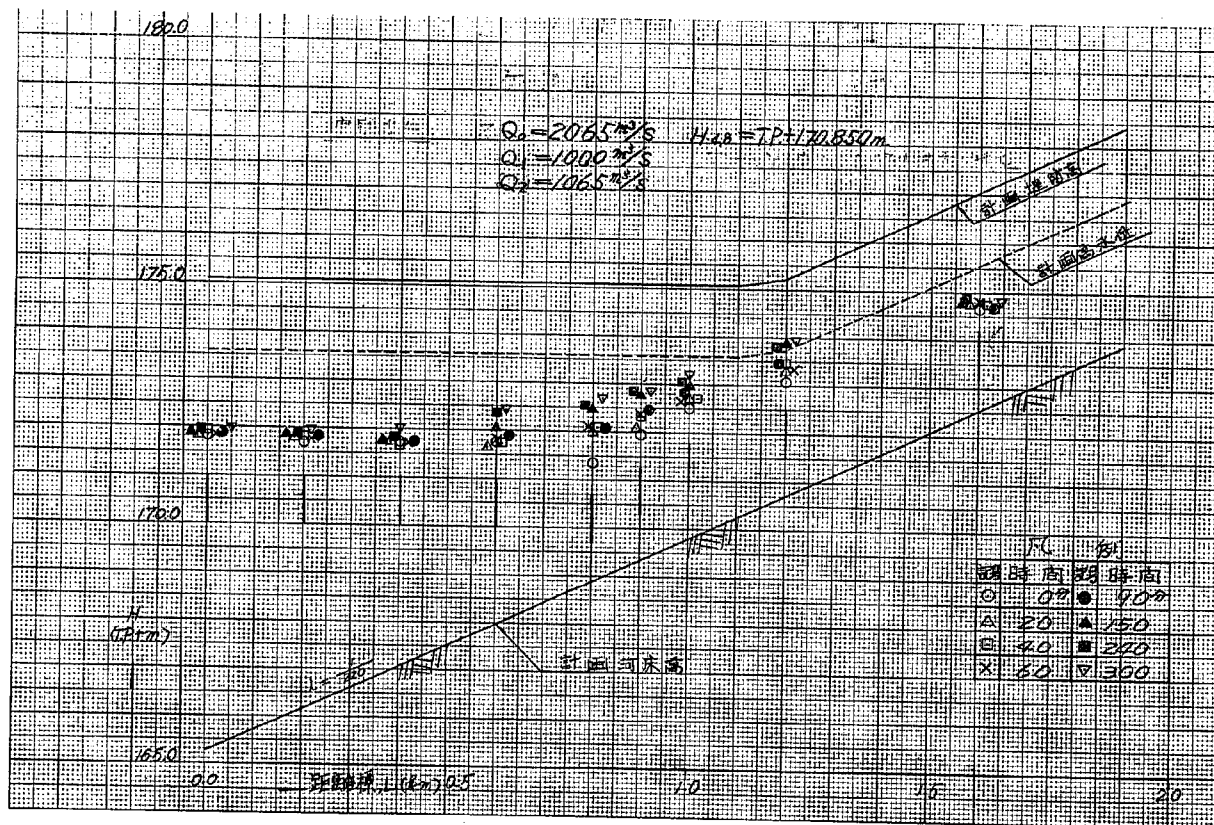


図-6.23 濁川水位縦断面図 (実験 Case 番号 21)

前述したように、計画河道3案の水量の差はほとんどないと考えられるので、中間案および改修計画案の水利特性は、現川拡幅案の水利特性から推測していただきたい。

【実験Case 番号21】

水位 — (阿賀川・図-6.22) 時間的な水位変化はほとんどなく、水面勾配は4.8~5.4 km区間が $1/1500$ 、5.4~5.6 km区間が $1/330$ 、5.6~7.0 km区間が $1/4600$ となっている。

(濁川・図-6.23) 本川阿賀川による背水区間は0.0~0.7 kmであり、この区間での水面勾配はレベルを示している。0.7~1.6 km区間では $1/360$ 程度であり除々に水位が上昇しており、80 cm上昇している断面もある。しかし、1.6 km断面についてはほとんど変化していない。1.6 km断面の水位が変化していないのは、右岸に州がついているにもかかわらずほ州の断面積に見合う河積分だけ左岸高水敷が洗掘されているためである。

流況 — (阿賀川・図-6.24・写真-6.9) 流水は、阿賀川堤防と平行に流下している。合流点では、濁川からの流れによって流線が曲げられ左岸側に寄せられている。合流点下流右岸では、水位が低いために洪水時に形成されたとと思われるが州が露出している。合流点上流右岸には、6.8 kmから合流点まで大きな死水域が存在する。

(濁川・図-6.24) 主流の位置は、0.0~0.5 km区間が左岸沿いに、0.8~1.6 km区間が中央にある。0.0~0.7 km区間は、背水区間であるためか左右岸沿いに幅30 mの逆流域が発生している。この逆流域は、通水中変動はみられなかった。

流速 — (阿賀川・図-6.25) 5.6 kmより上流の流速については大きな時間的な変化がない。しかし、5.4 kmより下流については、通水初期と5時間通水後の流速について比較すると、通水時間の経過とともに減少傾向にある。この原因として、5.4 kmより下流の河床洗掘によるものと考えられる。

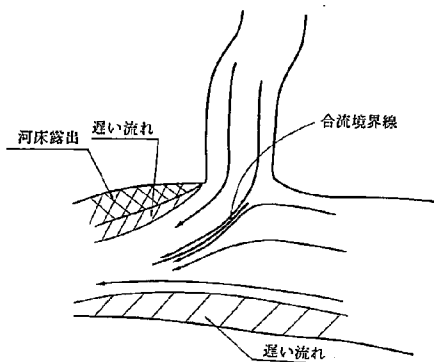
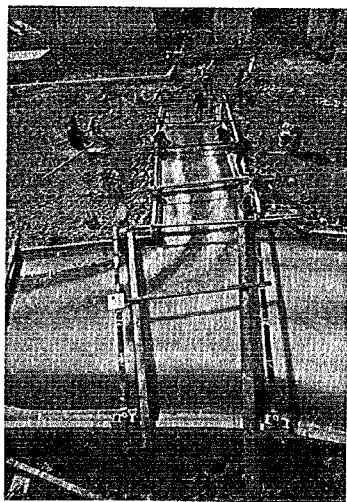
(濁川・図-6.26) 時間の経過とともに、0.2~0.5 km区間の河床上昇があり、流速がこの区間は増加する。しかし、0.5 kmより上流については、高水敷洗掘に伴う河積の増加により流速が減少している。0.0~0.5 km区間では $1.5 \sim 3 \text{ m/s}$ 、0.5~1.6 km区間では $3 \sim 4 \text{ m/s}$ となっている。

河床変動 (阿賀川) 合流点より上流の河床変動はほとんどなく、5.0 km付近から下流の河床洗掘(写真-6.10)が著しい。

(濁川・図-6.27) 素掘河道として実験を行なったため、通水初期において高水敷が維持されている箇所は0.0~0.8 km区間の左岸・0.0~0.4 km区間の右岸である。このように高水敷が洗掘(写真-6.11)されたために、河床上昇が濁川全体について言える。

【実験Case 番号22】

水位 — (阿賀川・図-6.28) 合流点上流における水位変化はほとんどない。しかし、合流点下流の水位については、7.0~8.0 cmの範囲で変動している。通水後60分までは水位の上昇がみられ、その後120分および160分後の水位は60分後の水位より低下している。水面勾配は4.8~5.2 km区間が $1/1600$ 、5.2~5.6 km区間が $1/570$ 、5.6~7.0 km区間が $1/5600$ である。



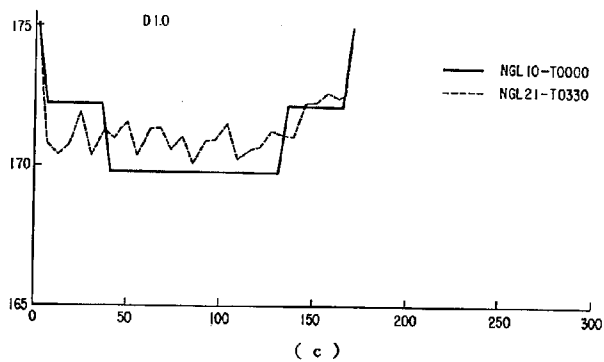
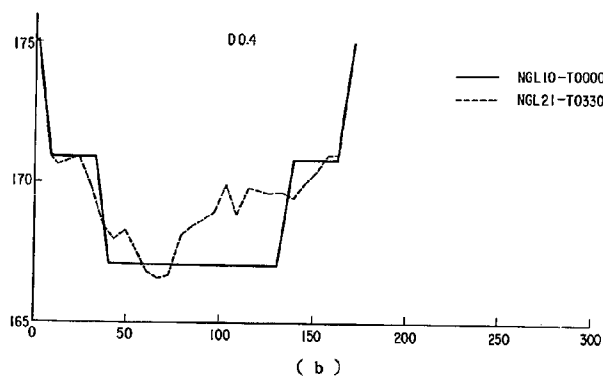
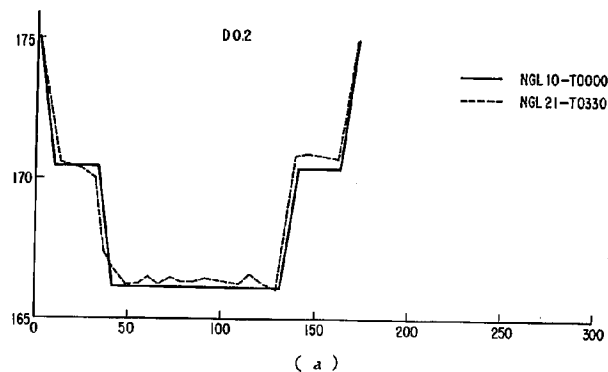
写-6.9 流況写真



実際現場では、5.2kmより下流では河床に岩が露出しており、模型においては固定床としなければならない区域である。

写真-6.10

合流点下流の河床洗掘状況



図一 6.2.7 濁川河床変動図 (実験 case 番号 21)

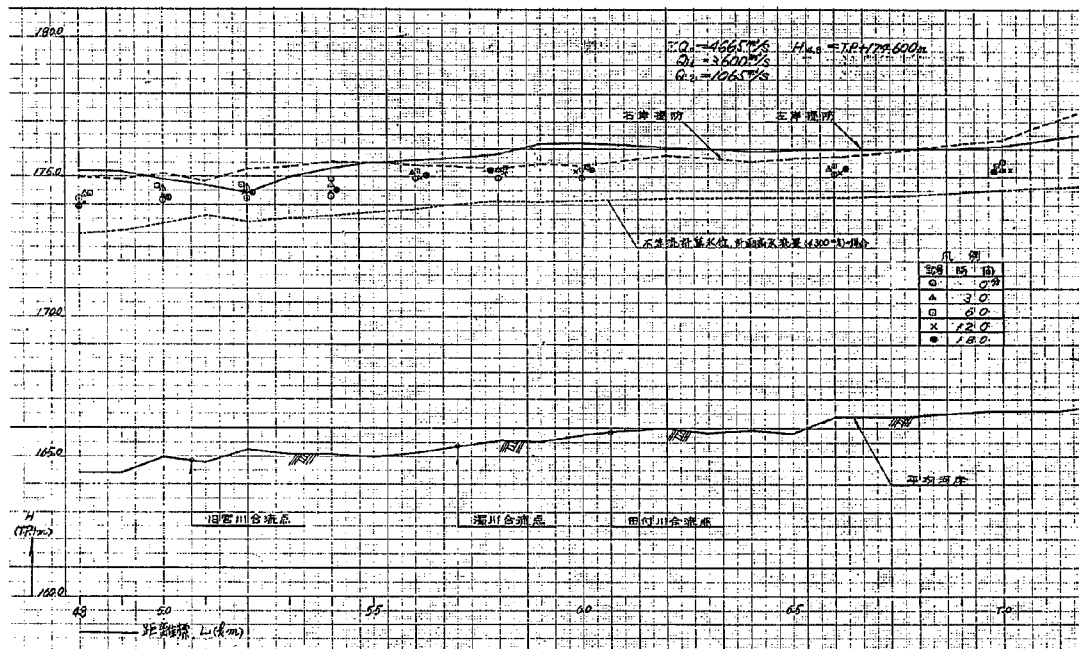


図-6.28 阿賀川水位縦断面図 (実験Case番号22)

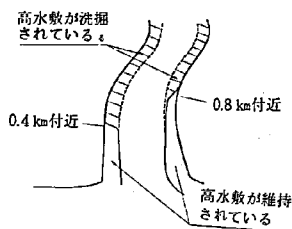
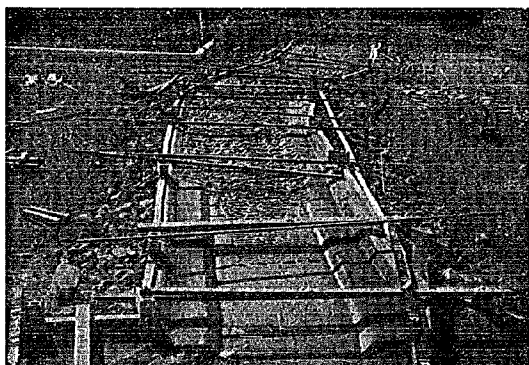


写真-6.11

高水敷の洗掘状況を合流点よりみる。

(濁川・図-6.29) 0.0~1.2km区間は背水の影響を受けて、水面勾配がレベルとなっている。1.2~1.6km区間は1/660、通水初期の0.8~1.6km区間における水面勾配は1/1100であった。この区間においては、通水後300分後河床上昇により水面勾配が大きくなったものである。

流況一(阿賀川・図-6.30) 流水は堤防法線と平行に流下する。合流点下流右岸には小さな渦を生じているが、大体川幅全体に流下している。合流点上流右岸には、7.0~5.8km区間に死水域がある。

(濁川・図-6.30) 流水は大体堤防法線と平行に流下している。0.0~1.2kmまで背水の影響があるせいか0.75~1.2km区間右岸に30~50m幅の逆流域がある。又0.0~0.8km区間の左岸付近にも幅60m程度の逆流域があり、濁川の流線をみると大きな蛇行をしておらず、どちらかという直進性の傾向を示している。

流速一(阿賀川・図-6.31) 合流点上流の流速は1~2m/s、合流点下流では2~3m/s、5.2kmでは3~3.5m/sになっている。流速の時間的変化はほとんどない。

(濁川・図-6.32) 背水区間である0.0~1.2km区間は1~1.5m/sの流速で、その上流から1.6kmにおいては3m/s程度の流速を示している。

河床変動一(阿賀川) 合流点上下流とも大きな変化は見られず、ただ5.0km付近の狭窄部において激しい河床洗掘を受けている。

(濁川) 0.0~1.2kmの背水区間においては、掃流力が小さくほとんど変化していない。しかし、上流高水敷が洗掘されて、1.2kmまで変動が及んでいる。1.2kmより上流においては高水敷が洗掘され、単断面の様相を呈している。



$$\begin{aligned} Q_1 &= 4.665 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_2 &= 3.600 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_3 &= 1.055 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_{L_1} &= 7.0 - 7.660 \text{ m} \end{aligned}$$

注) 断面中流況は、断面と実尺が2分の1で、実験時間(1800)に示した。

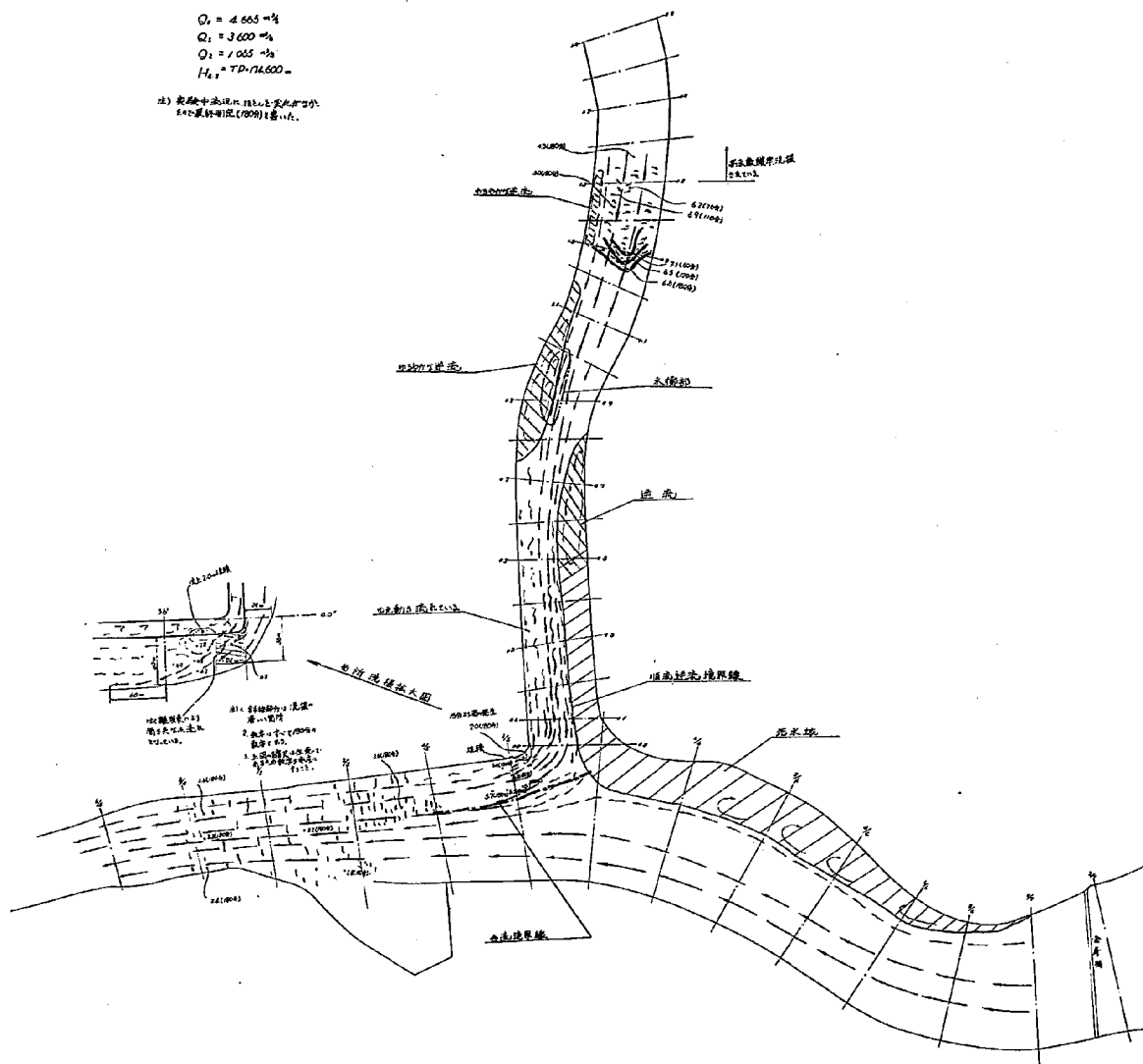


図-6.30 流況図(実験 case 番号 22)

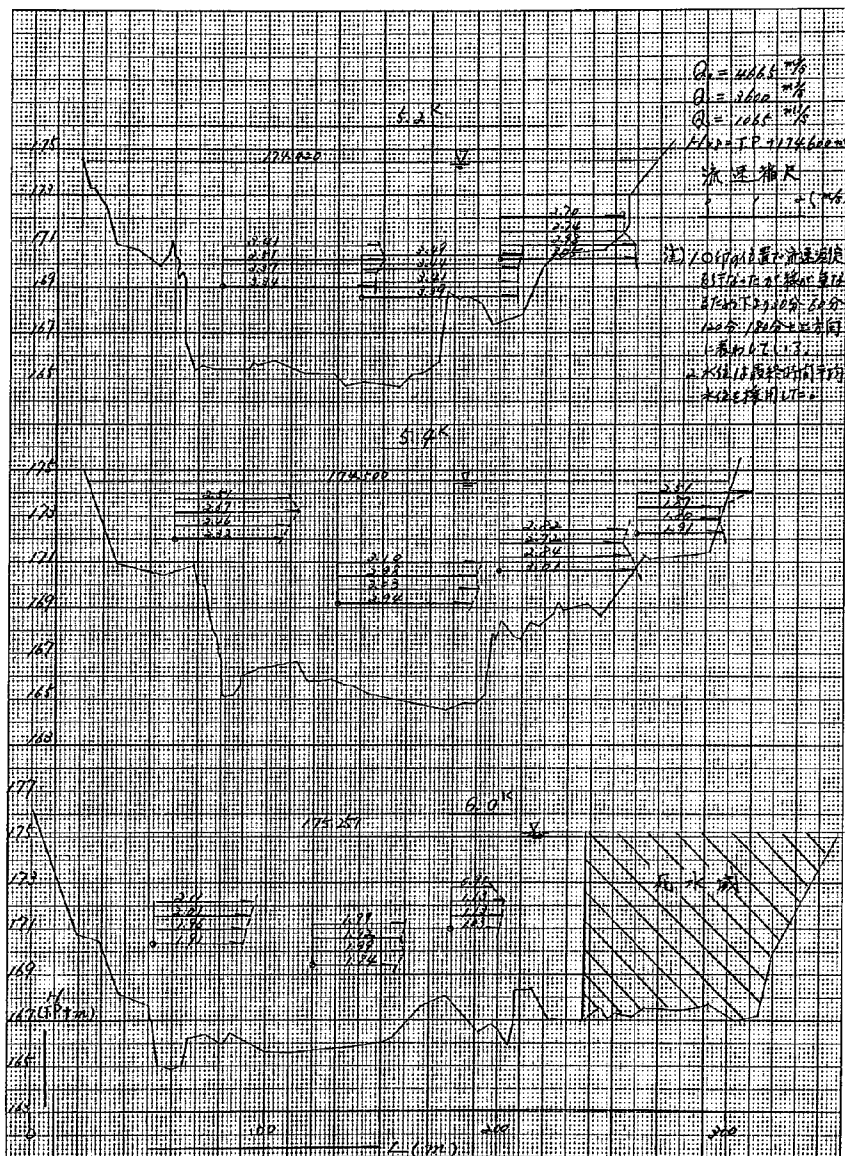


図- 6.3.1 阿賀川流速時間変化図 (実験 Case 番号 22)

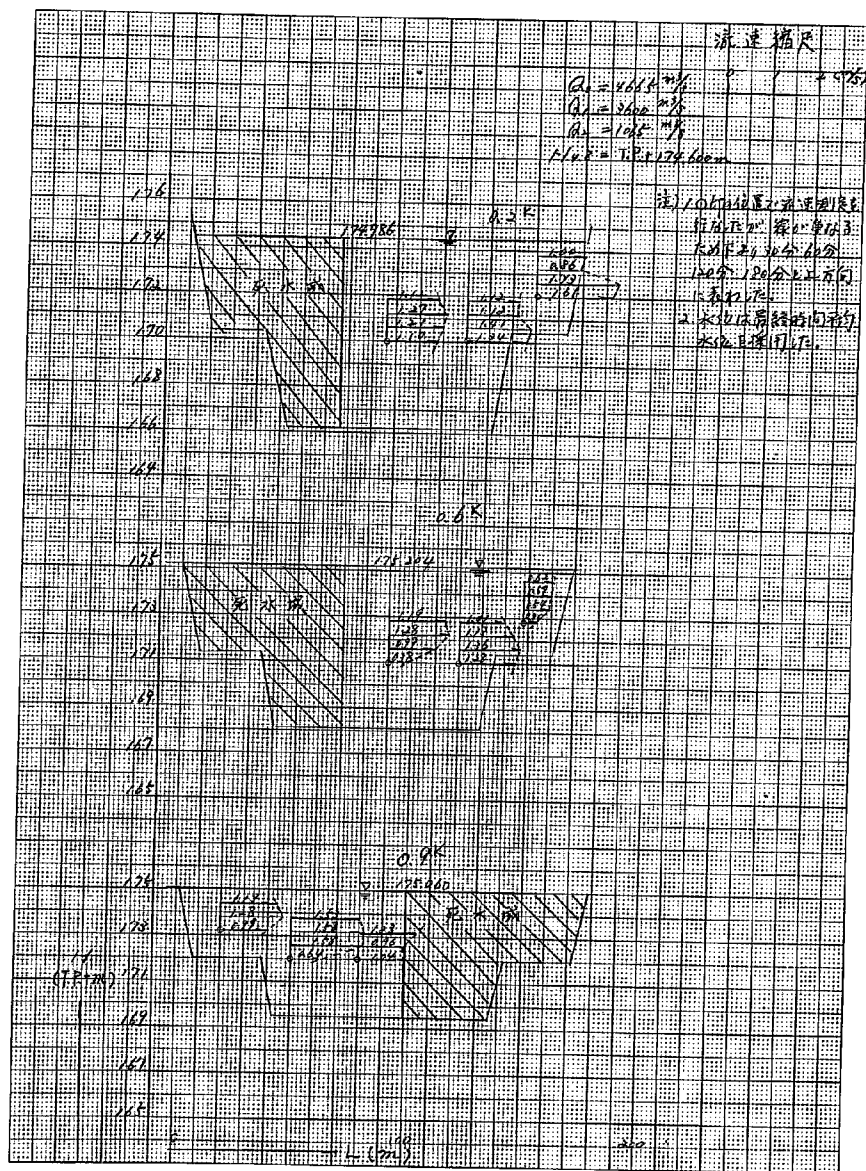


圖- 6.3.2 濁川流速時間變化圖 (實驗Case 番号 22)

[実験 Case 番号 23]

水位 — (阿賀川・図-6.33) 時間の経過とともに水位の上昇がみられる。3930分通水後の水位は、通水初期の水位と比べると合流点上流においては90cm程高い。これは、濁川から張り出した州の影響によるものである。水面勾配は通水初期において4.8~5.3km区間が1/2000、5.3~5.8km区間が1/1000、5.8kmより上流ではレベルである。通水後3930分においては5.4~5.8km区間が1/400、5.8kmより上流においては通水初期の水位と比べ90cm程高いがレベルである。

(濁川・図-6.34) 時間の経過とともに水位の上昇があり、0.8km断面においては通水初期の水位に比べ3930分通水後の水位が2.2m程高い。この原因としては、全体的な河床上昇に加え0.6km付近に大きな州が形成されたことによる影響と思われる。

流況 — (阿賀川・図-6.35) 合流点上流右岸に存在する死水域は、幅100程度で合流点~6.6kmにある。この合流点上流の流況は、時間経過に関係なくほとんど変わらない。合流点下流では、濁川と阿賀川の分流境界線が時間の経過とともに徐々に合流点対岸(左岸側)に押されている。合流境界線は通水初期において河心にある。

(濁川・図-6.35) 通水初期の主流は0.0~0.7km区間が右岸に、0.7~1.0km区間が転向部、1.0~1.6km区間が左岸にある。時間の経過とともに0.6kmより下流の流向が、徐々に0.0km左岸に向かうようになる。これは砂礫堆形成によるものである。

流速 — (阿賀川・図-6.36) 合流点上流の流速は6.0・6.6km断面においては、通水初期の流速(6.0kmで3~3.5m/s、6.6kmで1.6~1.9m/s)に比べ4~7割小さくなっている。これは合流点に張り出してくる砂州によるせき上げの影響によるものである。合流点下流においては、左岸側の流速(3~3.4m/s)には変化がなく、右岸側の流速(3~3.4m/s)は徐々に小さくなる。右岸側の流速が小さくなるのは、合流点に砂州が張り出して来たために流心は左岸に寄り、その下流がだんだん死水域となるためである。

(濁川・図-6.37) 濁川筋においては河床変動が著しいため、河床変動と対比して考察していく必要がある。時間経過とともに0.0~0.7km区間の流速は、砂礫堆の前進にともなって大きくなっていく。0.0~0.5km区間では1.5~3m/s、0.5~1.6km区間では3~4m/s程度となっている。

河床変動 (阿賀川・図-6.38) 合流点付近は小さい洗掘を受けるが、その現象も通水420分後ではほとんどなくなる。合流点下流においては、通水後540分頃から張り出して来る砂州の影響により濁川合流点付近に堆積が始まる。堆積が進み合流点付近の流下断面を阻害してくると阿賀川左岸の洗掘が生じている。

(濁川・図-6.39・写真-6.12) 全体の傾向としては、わん曲部の凹部は洗掘され凸部には堆積する。この傾向は通水後まもなく確認され、時間の経過にともなって顕著なものとなる。給砂方法として、1.8km付近において下流に掃流された量だけを給砂する方法としたので、先に述べた凹部の洗掘ヶ所を除いてすべて河床が上昇する。高水敷の洗掘は濁川において発生しており、1.0~1.5km右岸、0.6~0.7km左岸、1.1~1.5km左岸の区間である。

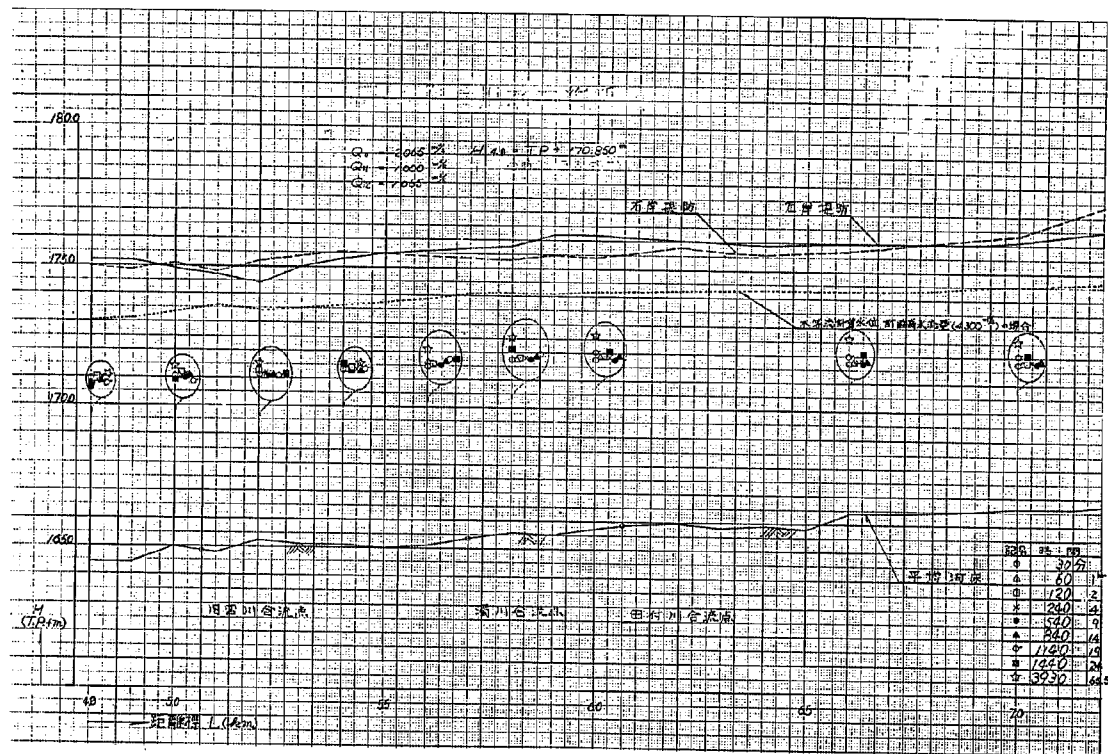
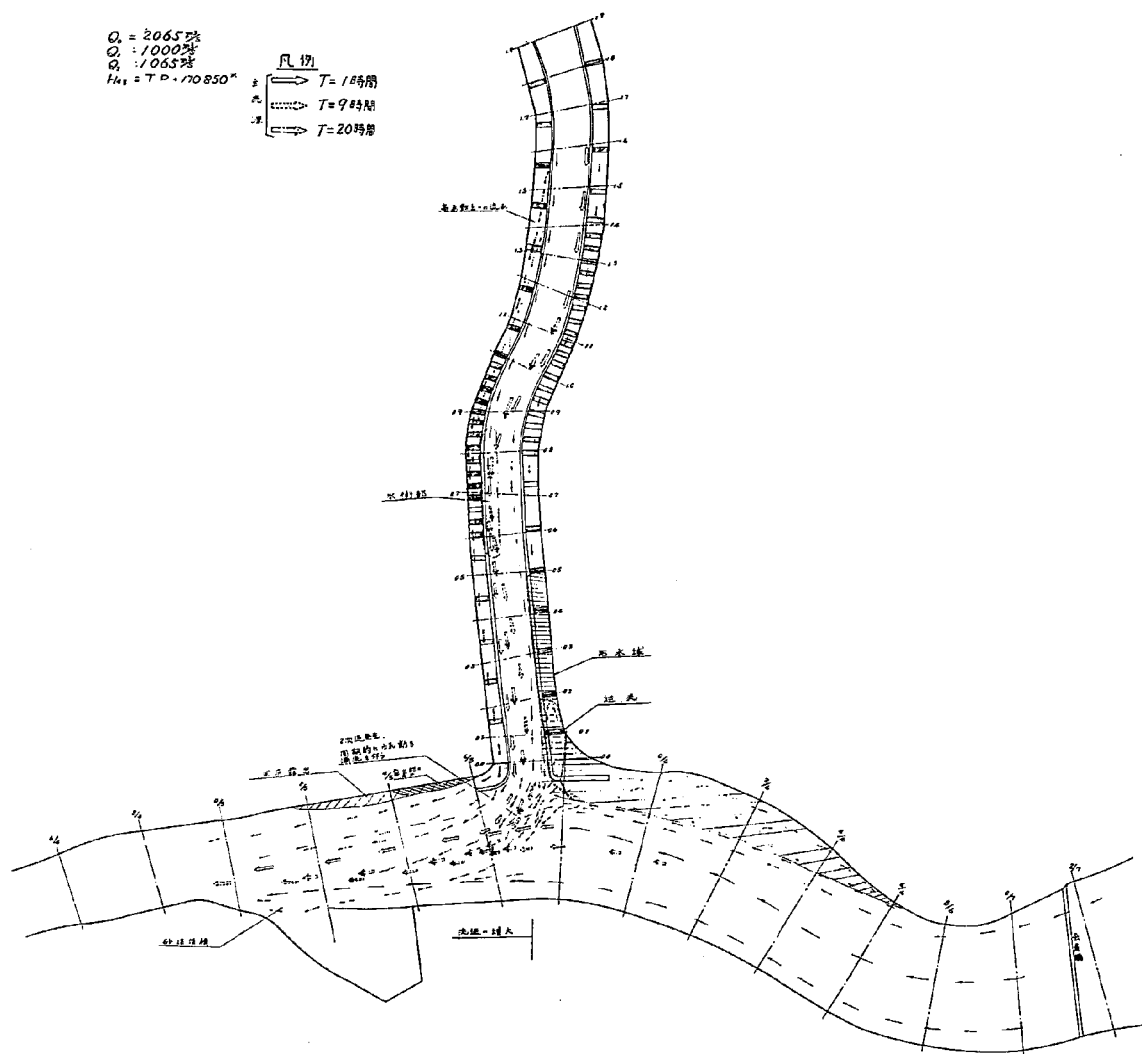
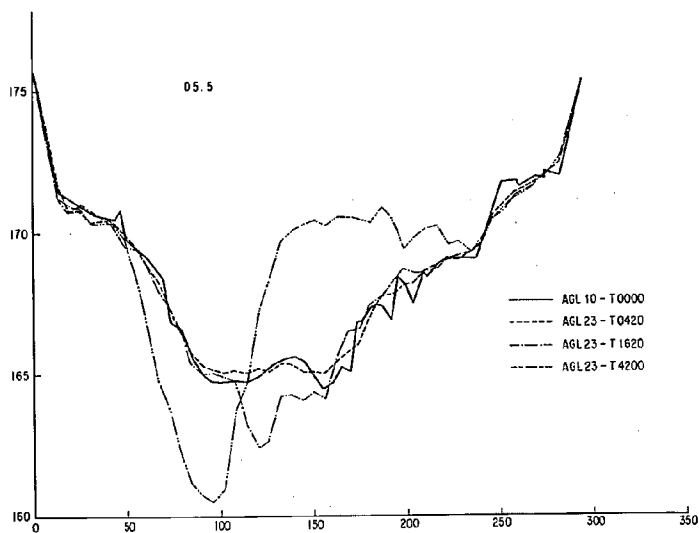


図-6.33 阿賀川水位縦断面図 (実験Case番号23)

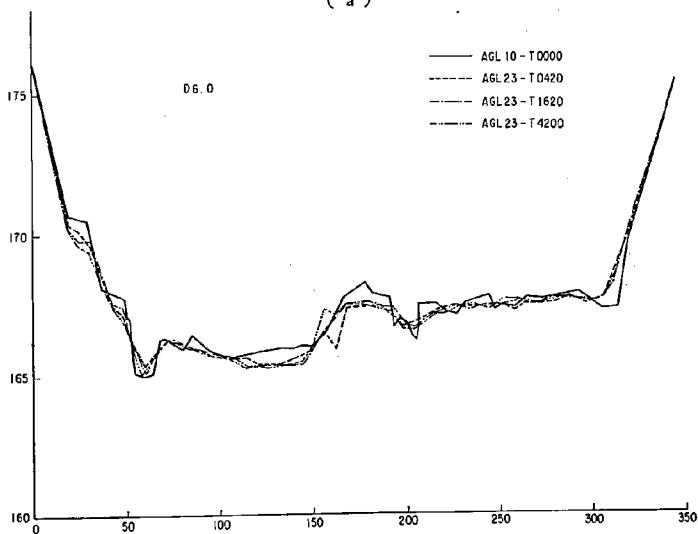




圖—6.3.5 流況圖 (実験 case 番号 23)

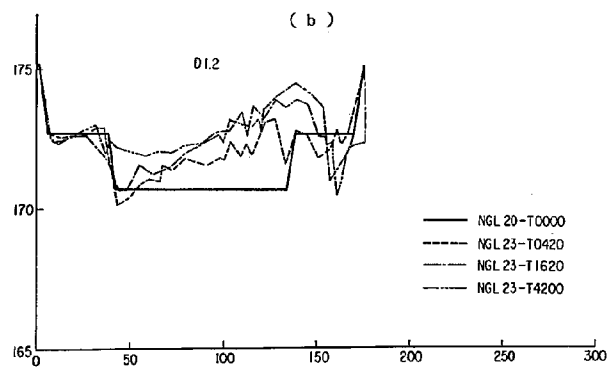
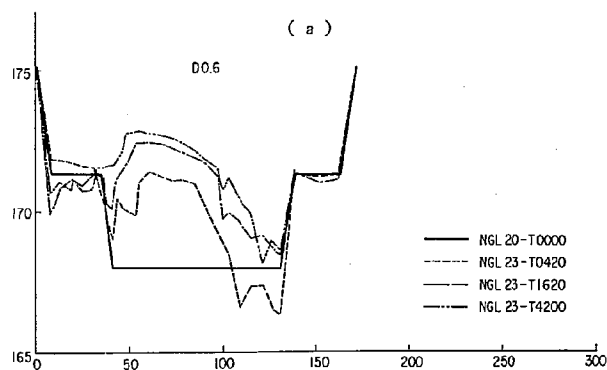
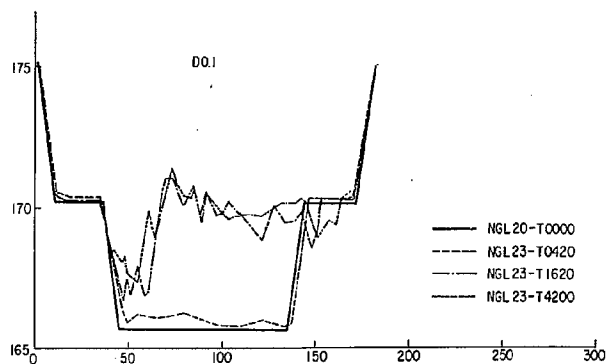


(a)

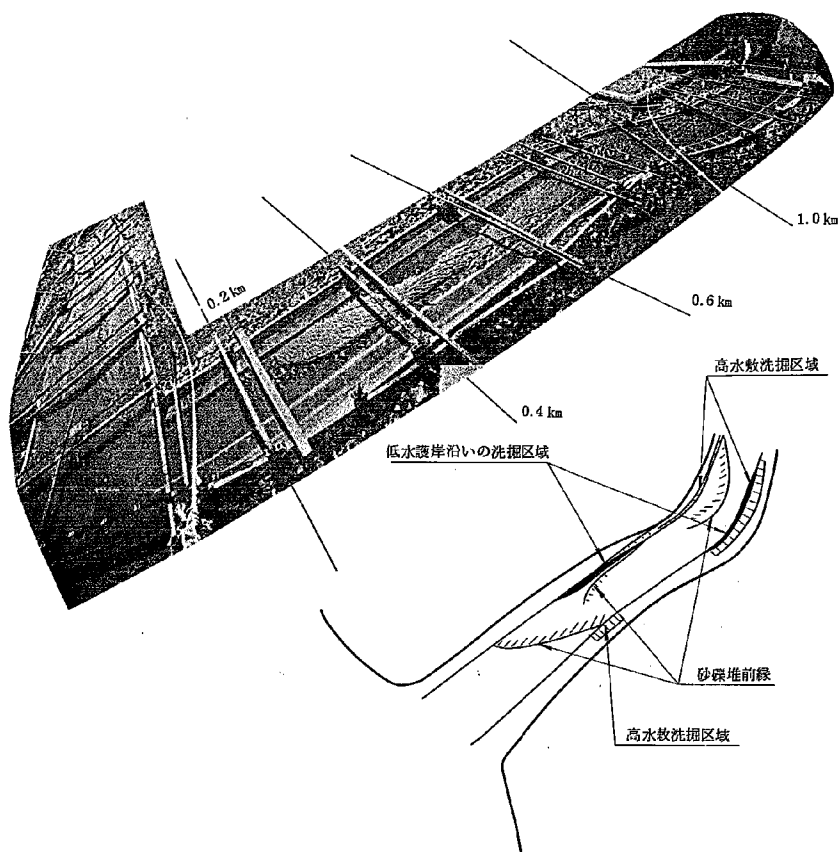


(b)

図-6.38 阿賀川河床変動図(実験 case 番号 23)



図一 6.3 9 濁川河床変動図 (実験 case 番号 2 3)



写- 6. 1 2

〔実験 Case 番号 24〕

水位 — (阿賀川・図-6.40) 阿賀川の水位についてフラッシュ効果を見ると、通水30分後の値と1800分後の値とでは、低下量の最大が30cmである。この値は本川の洪水4300m³/sが230時間(通水時間の30時間をFroudの相似則から実物値に換算したもの)流れた場合のものである。実際には、1回の洪水におけるピーク流量付近の時間は1時間程度であると考えられるから、1回の洪水によるところのフラッシュ効果は期待できない。

合流点に堆積した土砂の除去に当っては、人為的な方法も含めて考えておかねばならない。

流速 — (阿賀川・図-6.41) 流速については水位変動がなかったものの、全体として、時間の経過にともなって流速が大きくなる傾向にある。流速は合流点上流で $1.5 \sim 2.5 \text{ m/s}$ 、合流点下流で $2.5 \sim 3 \text{ m/s}$ となっている。

流況 — (阿賀川・図-6.42) 流線の時間的な変化はみられない。流水は堤防法線と平行に流下し、5.7 kmの合流点においては左に曲がるわん曲流となるためやや右岸よりとなる。合流点上流右岸には、合流点から6.8 kmまで死水域が存在する。流水の流下水面幅は約250~300 mである。

河床変動 — (阿賀川・図-6.43) 5.5 kmおよび5.5 kmの砂州は、通水1800分後表層部の2~3 mが掃流されている。5.4~5.2 kmにおいては、上流から掃流されてきた土砂が堆積している区域がある。しかし、この区間においては洗掘・堆積の量がわずかなものである。

[実験 Case 番号 25]

水位 — (阿賀川・図-6.44) 水面勾配は4.8~5.6 km区間が $1/1300$ 、5.6~5.8 km区間が $1/400$ 、5.8~7.0 km区間がレベルとなっている。

(濁川・図-6.45) 水面勾配は0.0~0.2 km区間が $1/600$ 、0.2~0.8 km区間が $1/350$ 、0.8~1.0 km区間が $1/2000$ 、1.0~1.6 km区間が $1/350$ となっている。

流速 — (阿賀川・図-6.46) 合流点上流の流速は $1 \sim 2 \text{ m/s}$ 、合流点下流の流速は $1 \sim 3.5 \text{ m/s}$ である。

(濁川・図-6.47) 濁川筋全体をみると、流速は $1.5 \sim 2.5 \text{ m/s}$ の範囲内にあるが、深掘れケ所では流れの集中がみられ 4 m/s になっているところもある。

流況 — (阿賀川・図-6.48・写真-6.13) 合流点上流の流況は堤防法線と平行に流下しているが、合流点から下流にかけては形成された砂州の前縁に沿って流下している。

(濁川・図-6.48) 流量が小さかったせいか、流れは砂礫堆前縁の深掘れケ所だけで流下している。

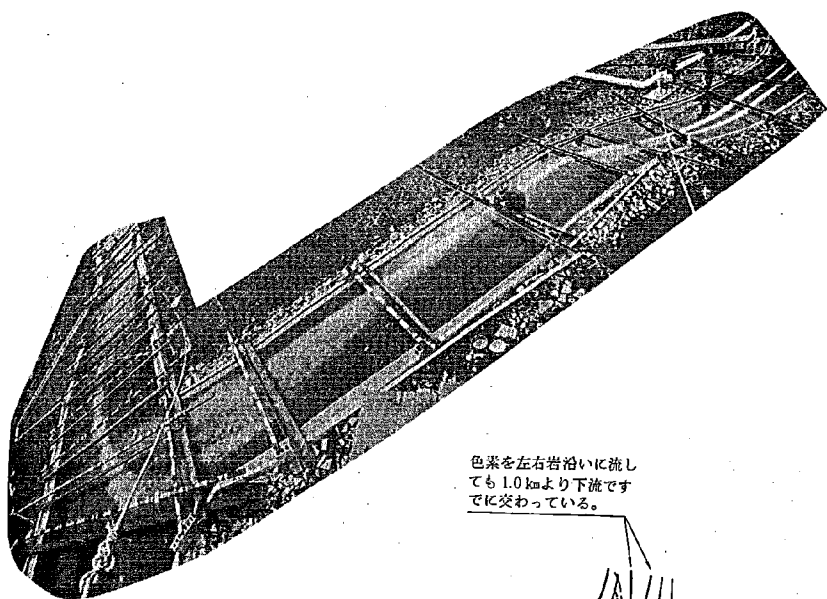
[実験 Case 番号 26] 70時間通水後の河床状態で実験を行なった。

水位 — (阿賀川・図-6.44) 4.8~5.8 km区間の水位が、堤防とはほぼ同じ高さを示している。水面勾配は4.8~5.7 km区間が $1/1100$ 、5.7~7.0 km区間がレベルとなっている。

(濁川・図-6.45) 0.0~1.3 km区間の水位が計画堤防高を起している。水面勾配は0.0~1.4 km区間がレベル、1.4~1.6 km区間が $1/2000$ となっている。

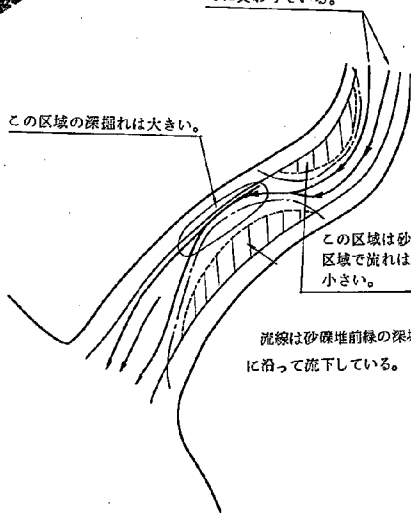
流速 — (阿賀川・図-6.49) 合流点上流の流速は $1 \sim 2 \text{ m/s}$ 、合流点下流の流速は $2 \sim 3 \text{ m/s}$ となっている。

(濁川・図-6.50) 背水区間である0.0~1.4 km区間の流速は $0.5 \sim 3 \text{ m/s}$ の範囲にあるが、各断面の主流の流速をみると $1.5 \sim 3 \text{ m/s}$ である。背水区間でない1.6 kmにおいては、 $3 \sim 3.5 \text{ m/s}$ の流速を示している。



色素を左右岩沿いに流しても1.0kmより下流ですでに交わっている。

この区域の深掘れは大きい。



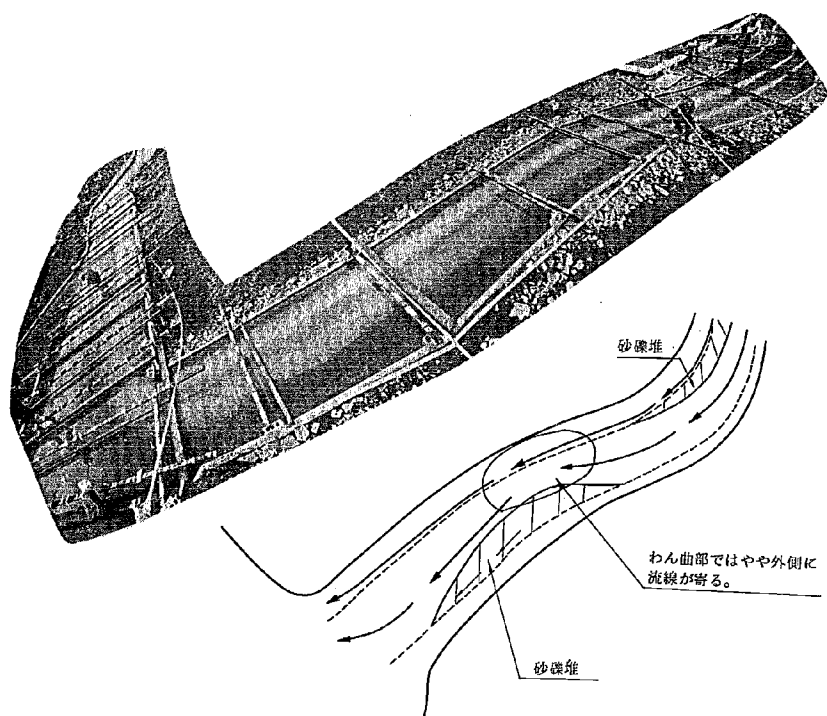
この区域は砂礫堆の存在区域で流れは遅く水深も小さい。

流線は砂礫堆前縁の深掘れ箇所に沿って流下している。

写真-6.13

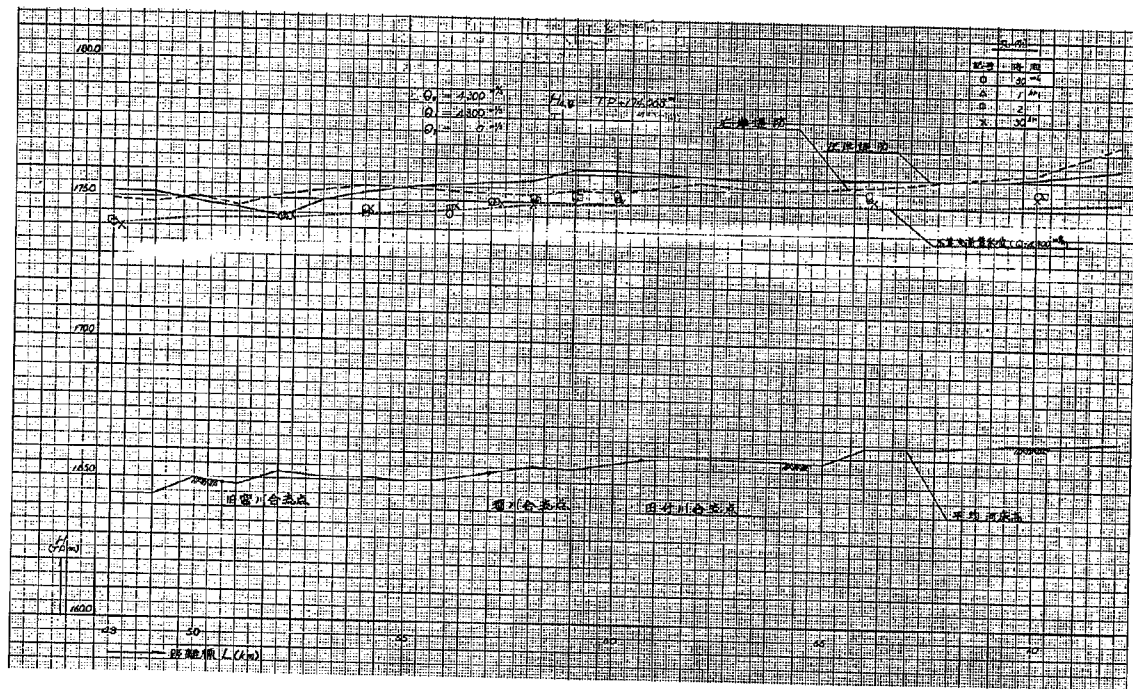
流況 — (阿賀川・図-6.48・写真-6.14) 合流点上流の流向は、堤防法線と平行に流下する。合流点から下流においては、砂州の影響を受けるが、砂州上の水深が大きいので流線が大きく曲げられることはない。

(濁川・図-6.48) 1.6~0.7km区間は砂礫堆前縁深堀れの部分に沿って流下するが、0.7kmより下流では深堀れ部に関係なく堤防法線と平行になって流下する。



全体的に河床形状に関係なく堤防法線と平行に流下する。
これは河床波の振幅に比べ水深が大きいからだろう。

写真-6.14



図— 6.40 阿賀川水位縦断面 (実験 Case 番号 24)

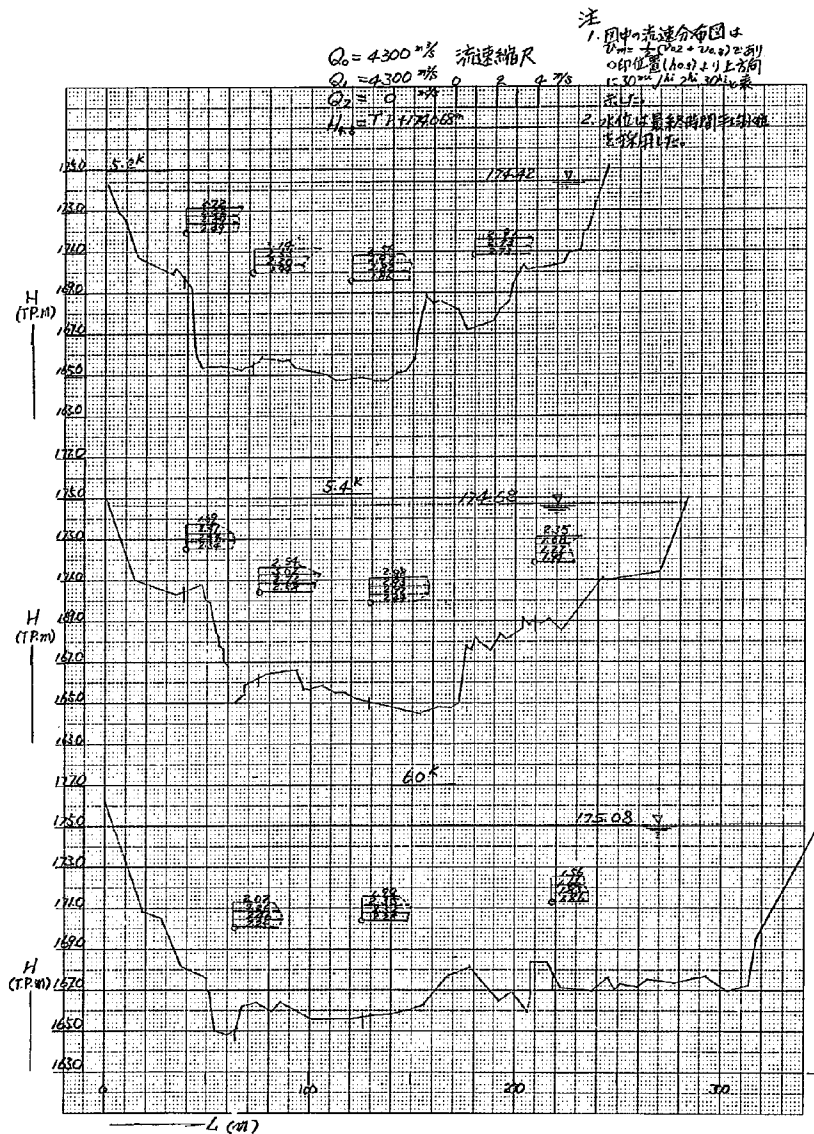


図-6.41 阿賀川流速時間変化図(実験Case番号24)

実験条件	時間	尺 例		備 考
		主流線	死水域	
$Q_1 = 4300 \frac{m^3}{s}$ $Q_2 = 4300 \frac{m^3}{s}$	1 hr	←	⊗	時刻は午に 1時開始である。
$Q_2 = 0 \frac{m^3}{s}$ $H_{6.5} = 1.70 \frac{m}{H}$	24.5	←		18時10分に 表示している 水位は、この 時刻に、この 水位に達した 場合を示す。
	30.0	←		時刻は、この 時刻に、この 水位に達した 場合を示す。

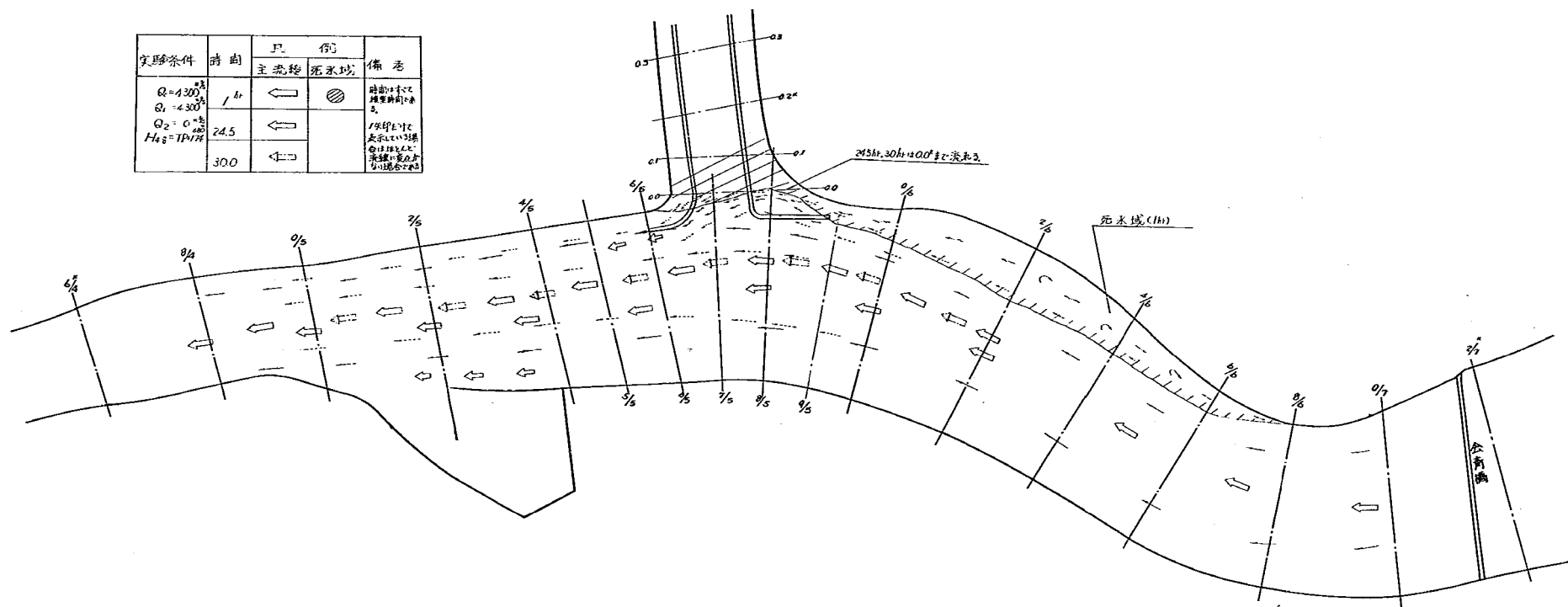


図-6.4.2 流況図 (実験 case 番号 24)

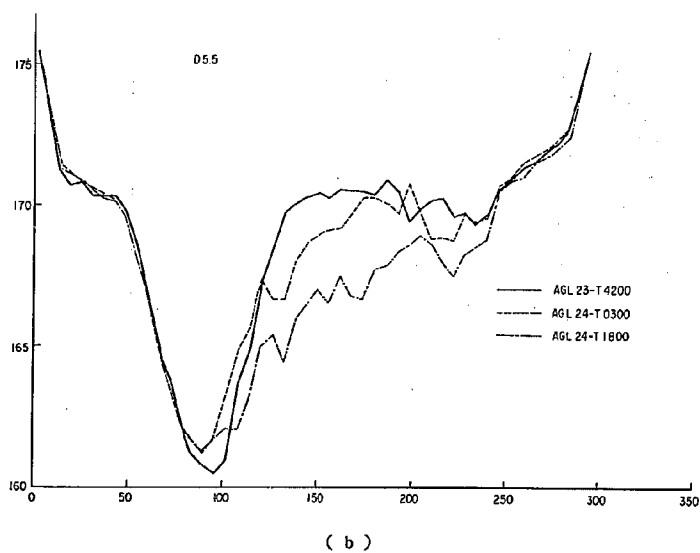
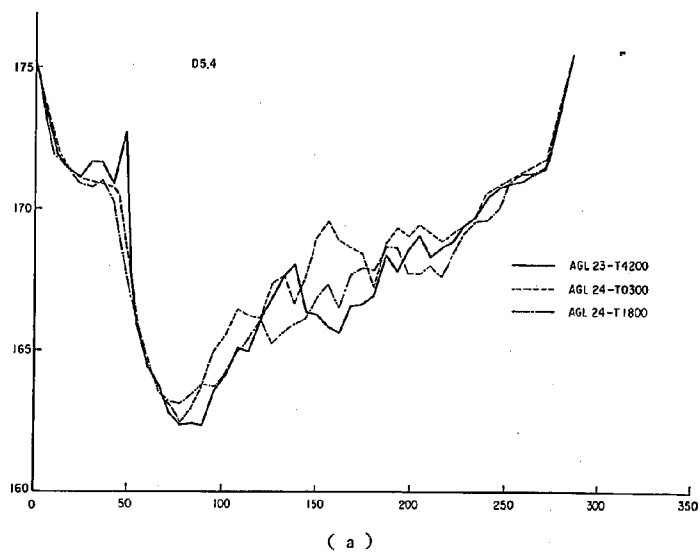
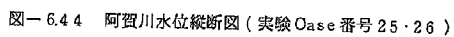


図-6.4.3 阿賀川河床変動図(実験 case 番号 24)



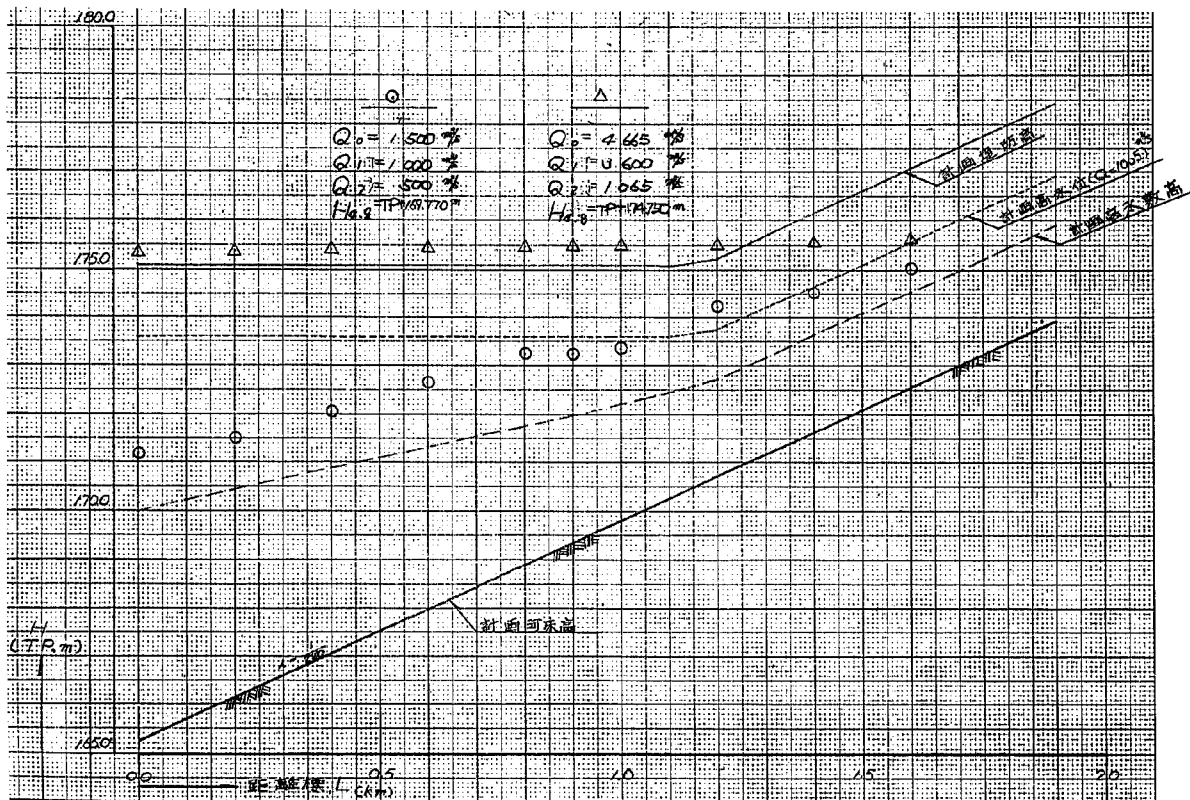


図-6.45 濁川水位縦断面図 (実験Case番号25・26)

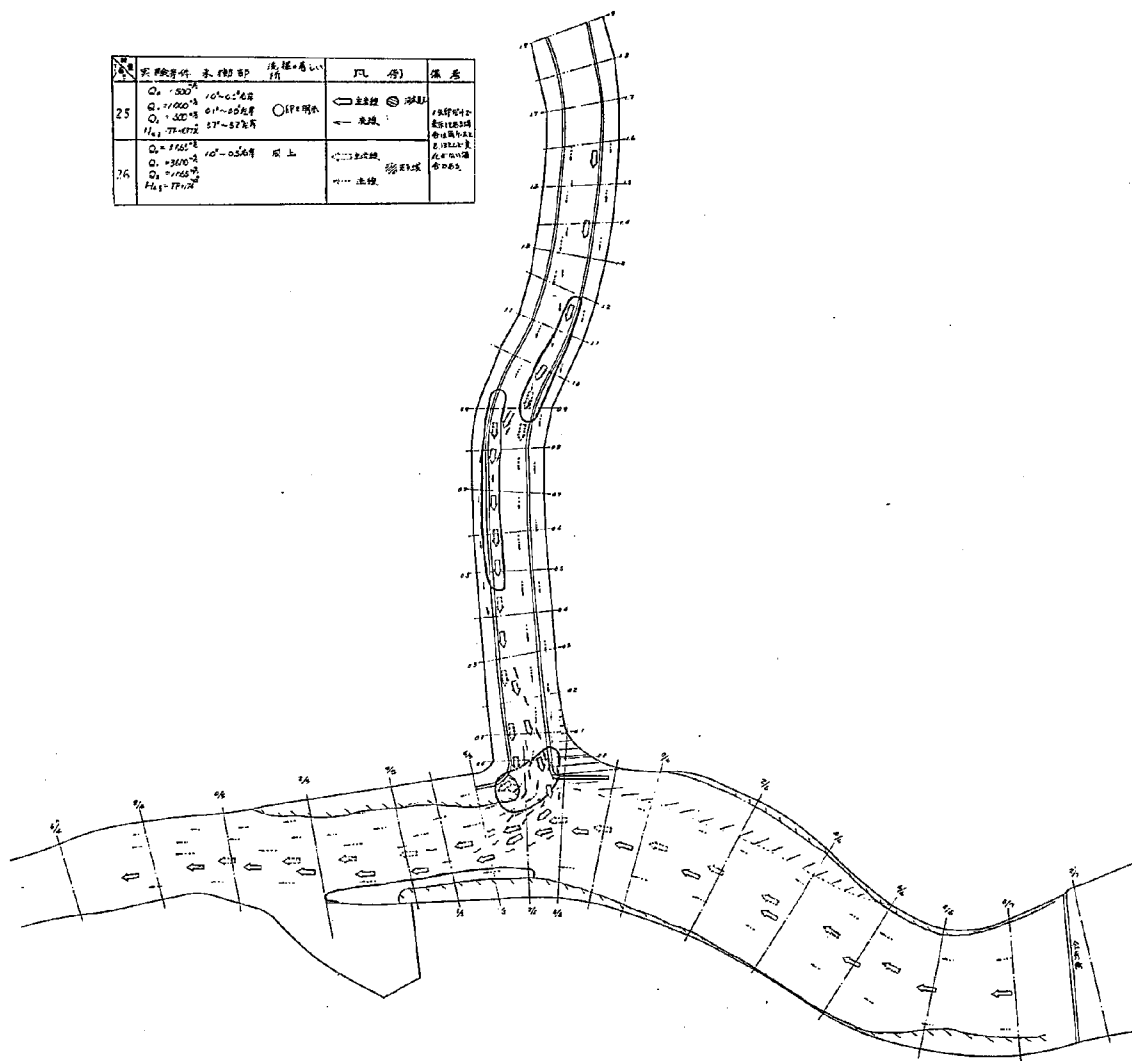


图-6.4.8 流況図(実験 case 番号 25)

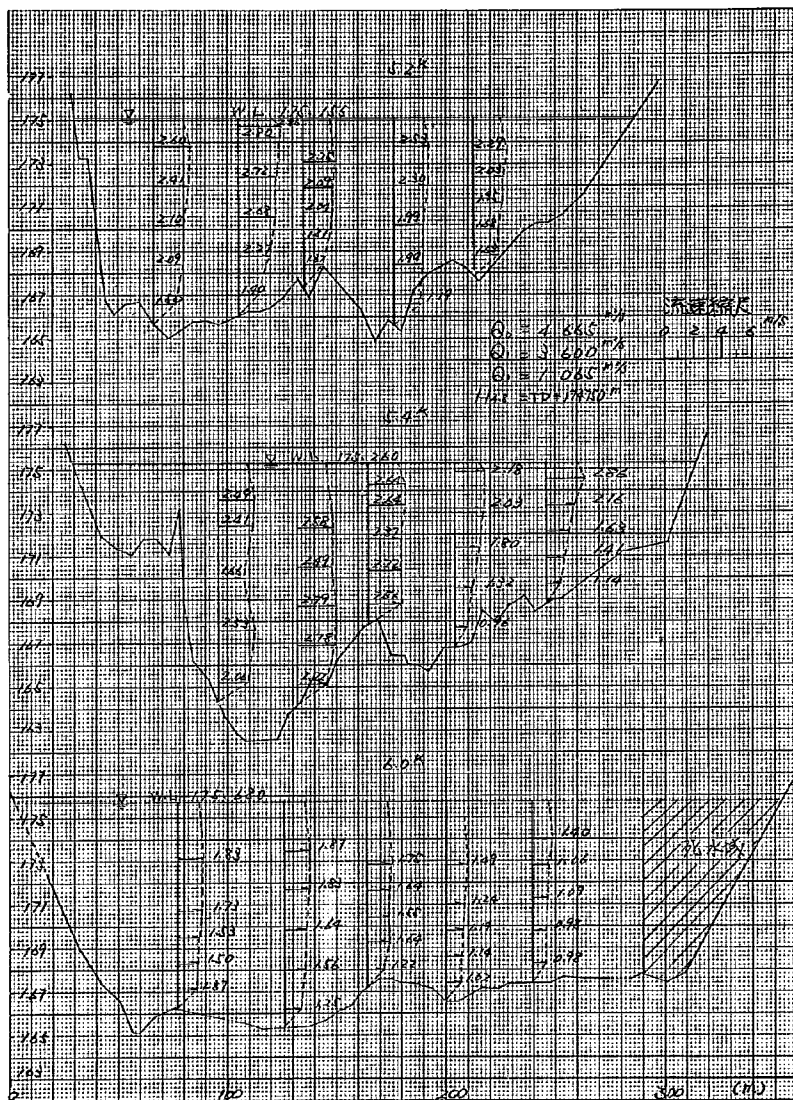
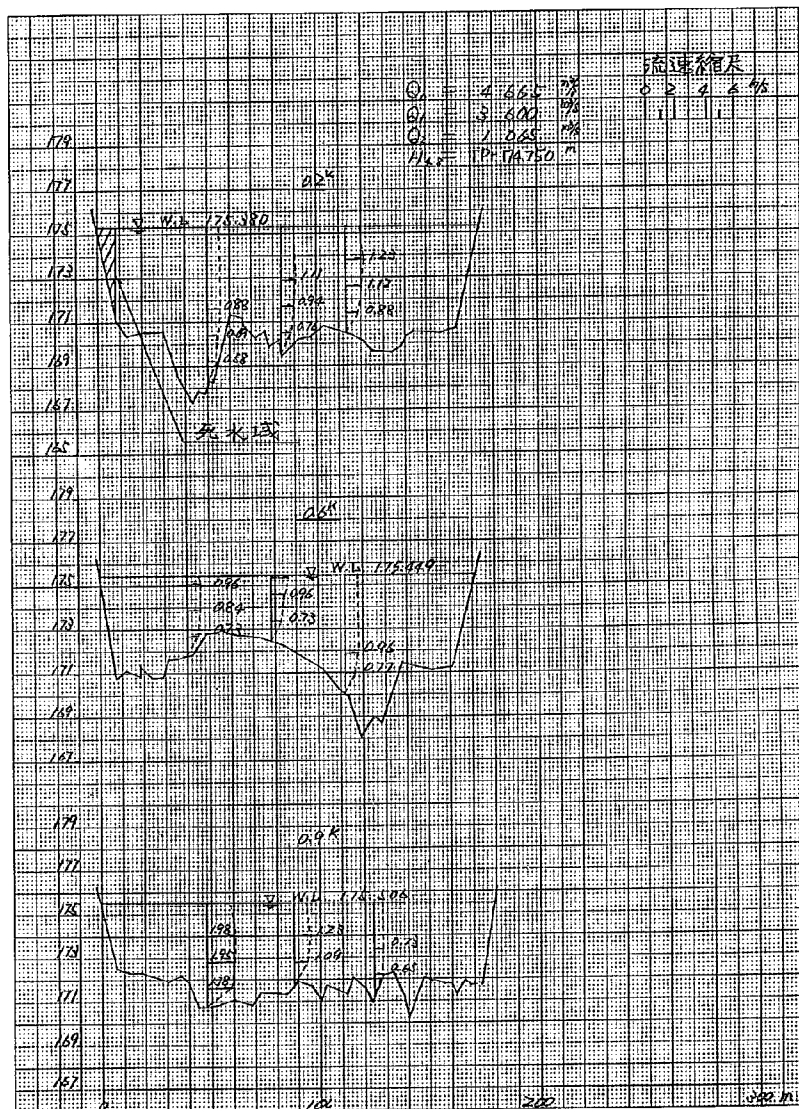


図-6.49 阿賀川流速分布図(実験Case番号26)



図一 6.50 濁川流速分布図 (実験 Case 番号 26)

〔実験Case番号27-1〕

水位 — (阿賀川・図-6.51) 出発水位を考慮すると、計算水位と一致している。水面勾配は4.8~5.2 km区間が1/1000, 5.2~5.6 km区間1/570, 5.6~6.0 km区間が1/1300, 6.0~7.0 km区間が1/1600 となっている。

流速 — (阿賀川・図-6.52) 合流点上流では川幅が広く、流速も1.5~2.5 m/s、合流点下流では川幅が徐々に狭くなっているため流速が2.5~3 m/sとなっている。

〔実験Case番号27-2〕

水位 — (阿賀川・図-6.51) 計算水位と比べると大体一致している。水面勾配は4.8~5.4 km区間が1/2000, 6.0~7.0 km区間が1/5000となっている。

流速 — (阿賀川・図-6.53) 模型全体を通して流速は2.0~3.5 m/sの範囲内にあり、上流の流速が大きい傾向にある。

〔実験Case番号27-3〕

水位 — (阿賀川・図-6.51) 計算水位と比べるとほとんど一致している。水面勾配は4.8~5.6 km区間が1/1600, 5.6~6.0 km区間が1/2600, 6.0~7.0 km区間が1/6000となっている。

流速 — (阿賀川・図-6.54) 模型区間を通して1.5~2.5 m/sの範囲内にある。

〔実験Case番号27〕

Case27-1・27-2および27-3についての流況を述べる。

流況 — (阿賀川・図-6.55) 主流は1000・3600および4300 m³/sと流量が大きくなるにつれて、5.6~6.0 km区間の右岸側に寄る。この流れは、わん曲流の様相をはっきり示しているもので、流量が大きくなるとこの現象が顕著になってくる。

〔実験Case番号28〕

水位 — (阿賀川・図-6.56) 4.8~5.3 km区間の水面勾配は1/1300, 5.3~7.0 km区間は1/12000 となっている。

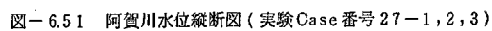
(濁川・図-6.57) 背水の影響が1.1 km付近にまで達しており、0.0~1.1 km区間の水面勾配はレベル, 1.1~1.4 km区間は1/370, 1.4~1.6 km区間は1/220である。ここで、1.4~1.6 km区間の水面勾配が河床勾配と等しく、等流状態で流れていることがわかる。

流速 — (阿賀川・図-6.58) 合流点上流においては1.5~2.0 m/sであるが、合流点下流では2.5~3.5 m/sに増加する。

(濁川・図-6.59) 背水区間である0.0~1.0 kmにおいては3 m/s以下である。1.0~1.6 km区間においては3~4 m/sである。

〔実験Case番号29〕

水位 — (阿賀川・図-6.56) 4.8~5.4 km区間の水面勾配は1/1000, 5.4~5.8 km区間は1/1300, 5.8~7.0 km区間はレベルとなっている。



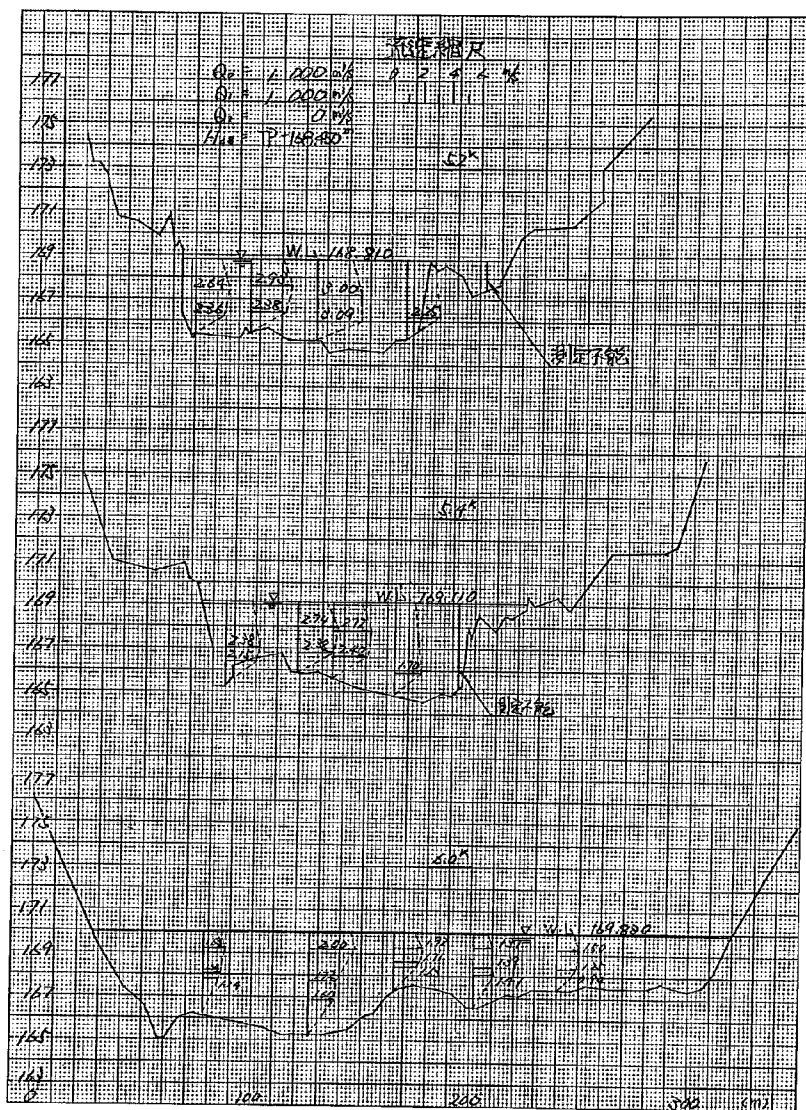


图-6.52 阿賀川流速分布图 (实验Case番号27-1)

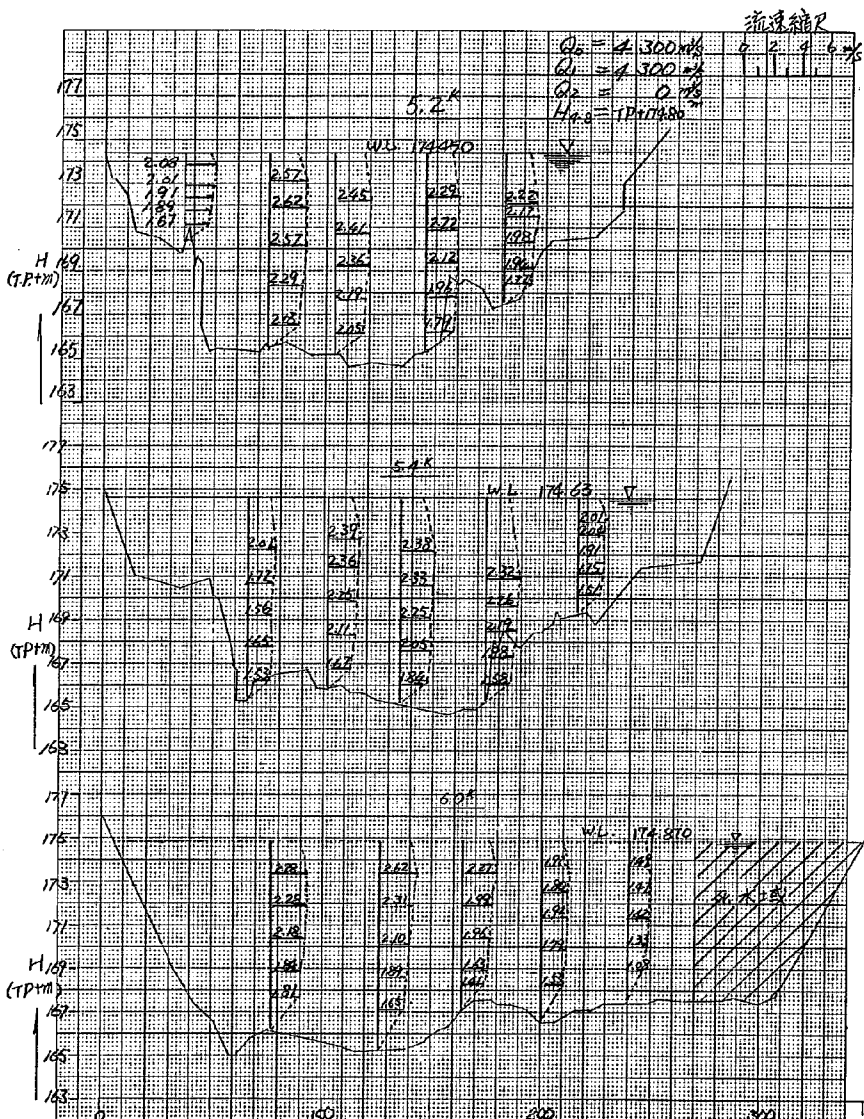
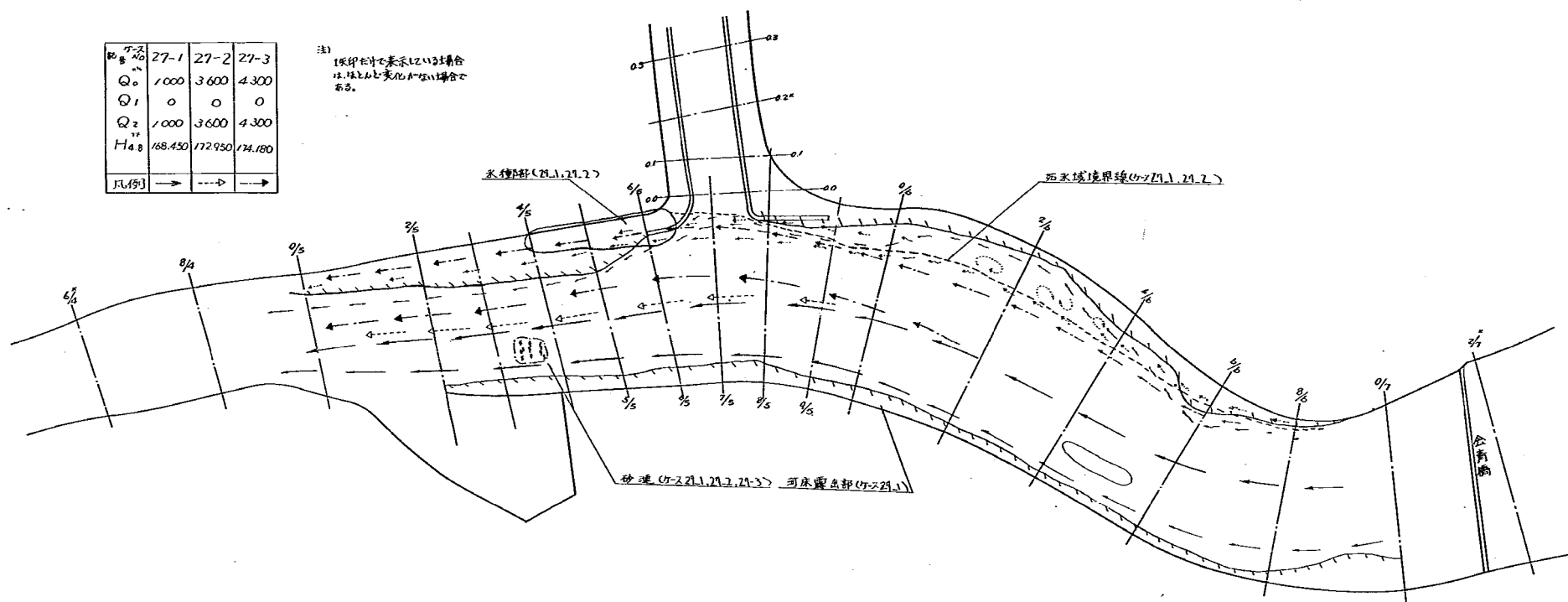
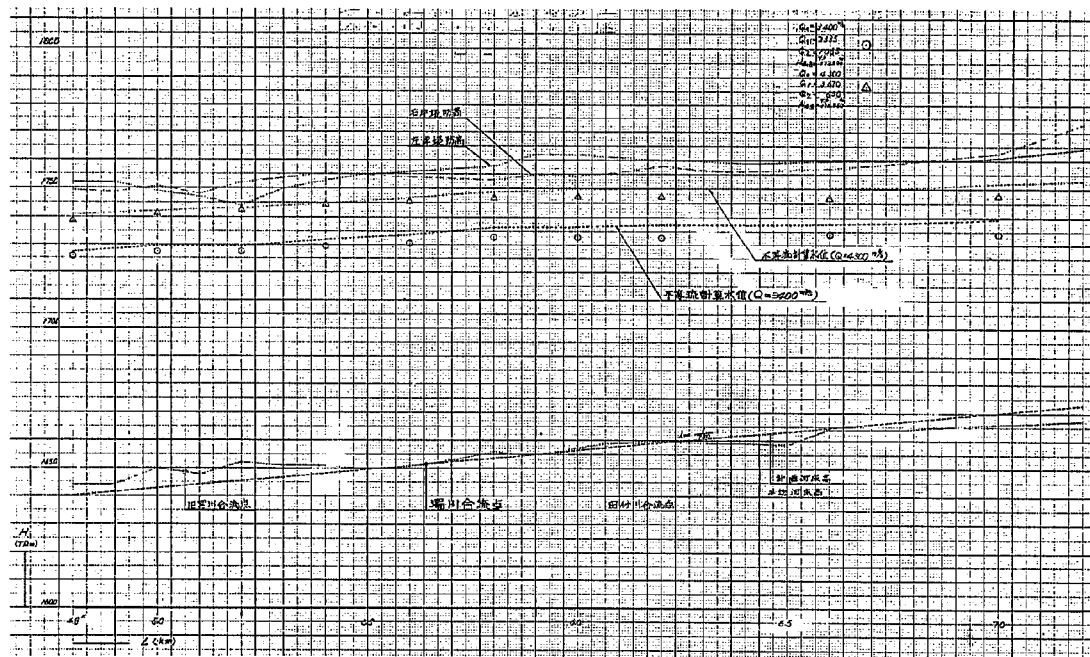


図-6.5.4 流速分布図 (実験Case番号27-3)

27-1	27-2	27-3
Q ₀ 1000	3600	4300
Q ₁ 0	0	0
Q ₂ 1000	3600	4300
M _{4.8} 168.450	172.950	174.180





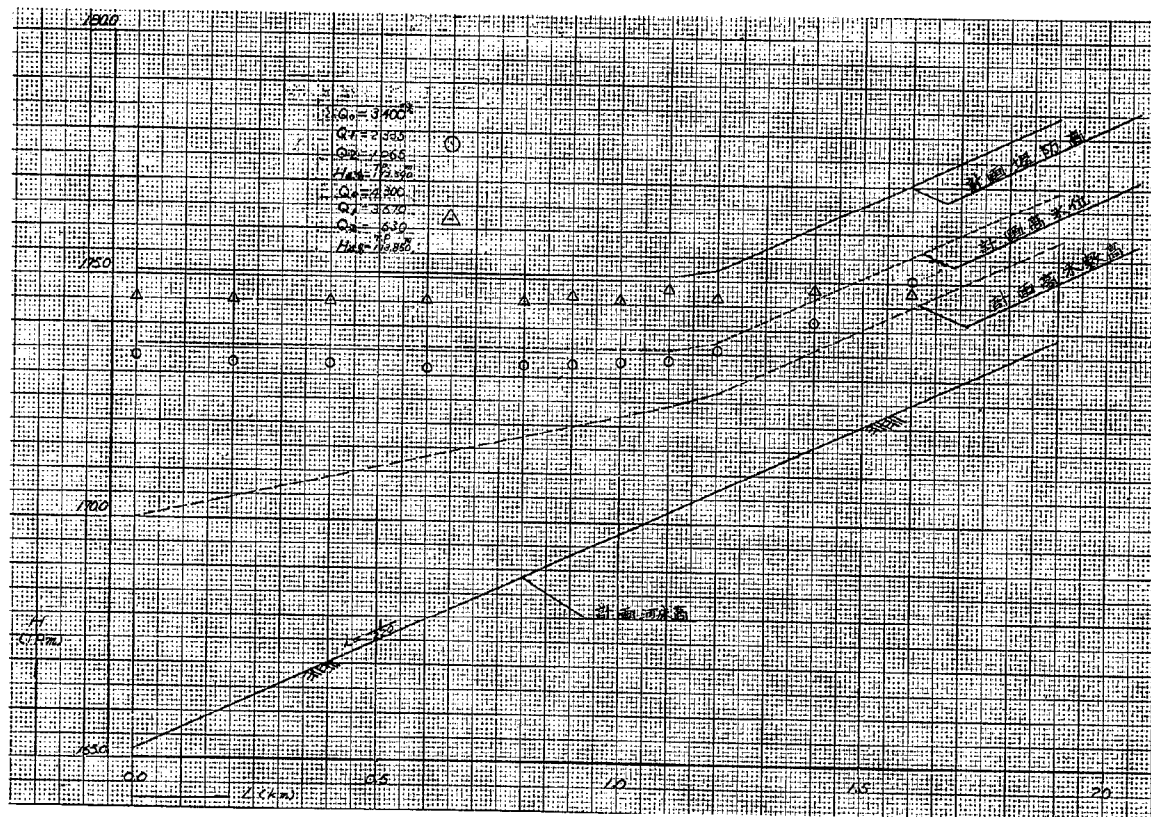
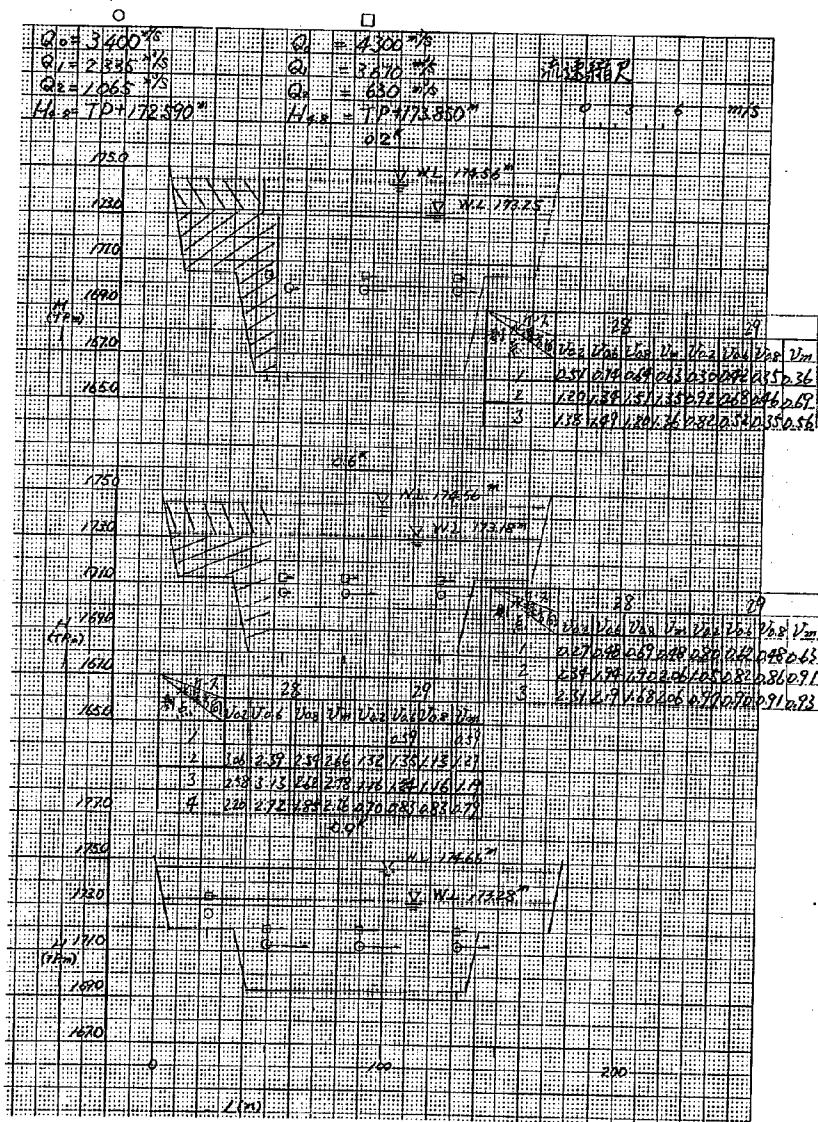


図-6.57 蜀川水位縦断面図 (実験Case番号28, 29)

348



図一 6.5 9 濁川流速分布図 (実験 Case 番号 28, 29) .

(濁川・図-6.57) 背水の影響が1.6kmまで達している。したがって、0.0~1.6km区間の水面勾配はレベルとなっている。1.6kmまで背水の影響があるのは、本川 $3670\text{m}^3/\text{s}$ に対し、濁川 $630\text{m}^3/\text{s}$ であるため本川の水位が高いためである。

流速 — (阿賀川・図-6.58) 合流点上流では $2\text{m}/\text{s}$ 程度、合流点下流では $2.5\sim 3\text{m}/\text{s}$ となっている。

(濁川・図-6.59) 背水の影響区間が1.6kmまで及んでいるため、流速も0.0~1.6km区間においては $3\text{m}/\text{s}$ 以下となっている。

[実験Case番号47]

河床変動 — (阿賀川) 7時間通水後での河床変動はほとんどなかったため、河床高の測定を行なわな

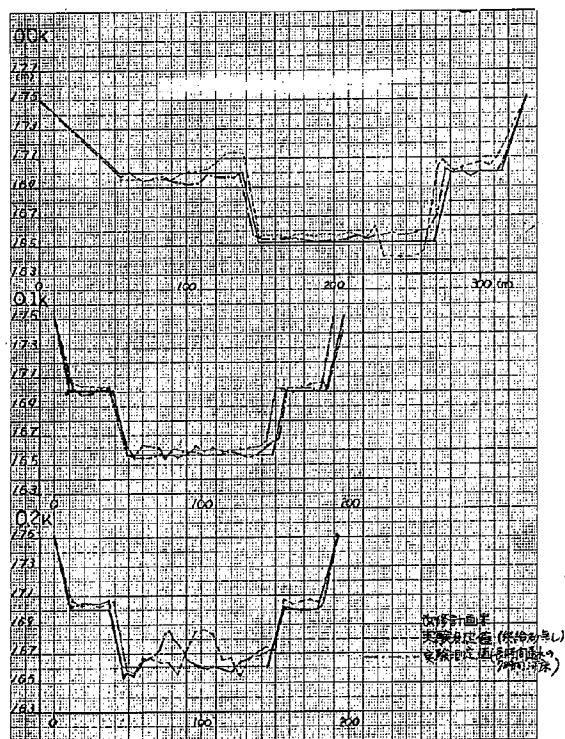


図-6.60 河床変動図 (実験Case番号47)

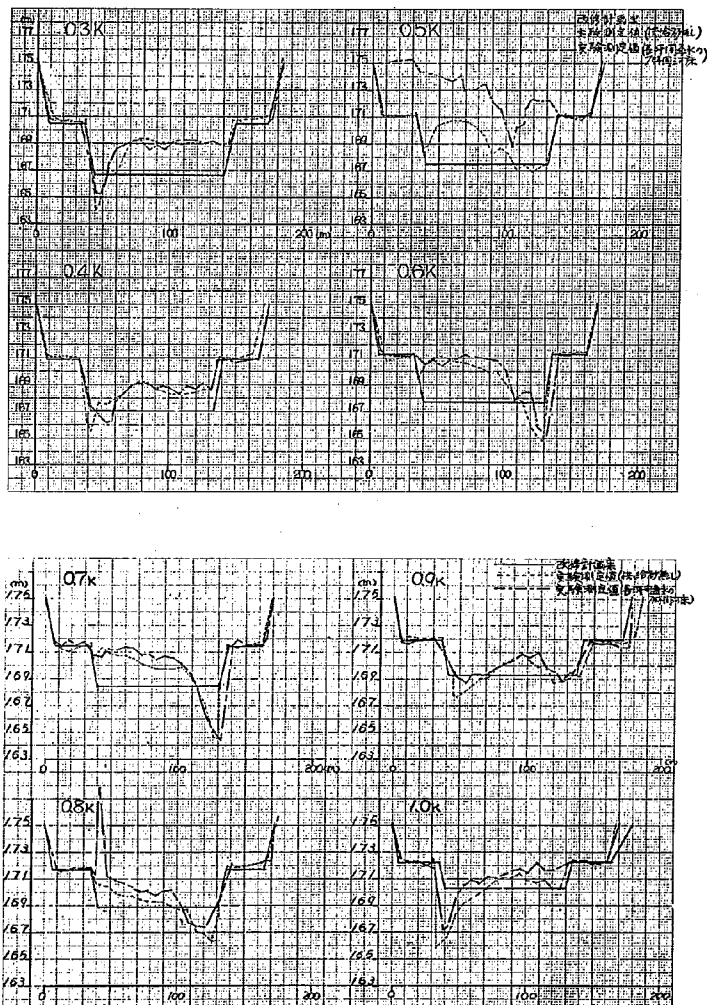


図-6.60 河床変動図(実験Case番号47)

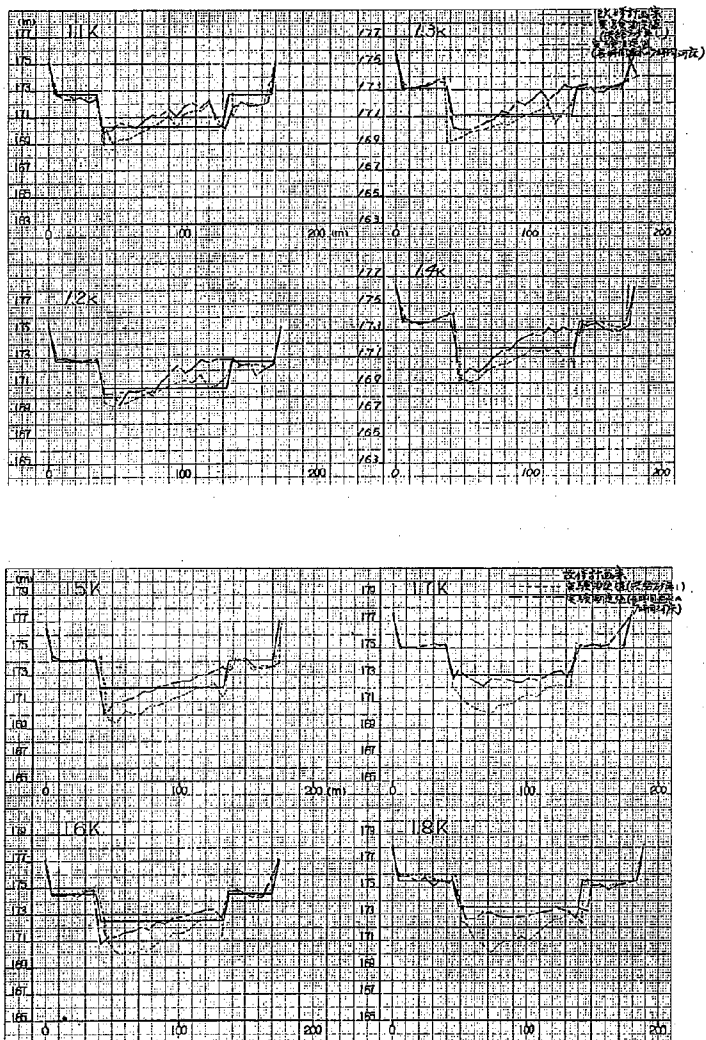


図-6.60 河床変動図 (実験Case番号47)

かった。

(濁川・図-6.60) みお筋の位置については、給砂した場合の7時間通水後河床形状から変化していない。河床高についても給砂した場合の7時間通水後河床と比較してみると、0.0~0.8kmの間ではほぼ変化していないが、0.8kmより上流については、低水敷が平均で0.5~1m低下している。これらのことから言えることは、給砂なしの場合と給砂した場合の横断形状と比較すると、河床高について相対的な差はあるが洗掘および堆積傾向は一致している。つまり、洗掘・堆積の発生区域は一致している。

[実験 Case 番号 48]

水衝部の防護対策 — 各河道案で共通した問題点は0.0~0.5km区間の左岸、0.5~1.0km区間の右岸および1.0~1.8km区間左岸の洗掘である。又、高水敷上の洗掘は、低水路の河床変動が進み、高水敷上を水流が流下し始めると生じてくる。その区域は0.0~0.3km区間の左岸、0.6~1.0km区間の右岸、1.0~1.3km区間の左岸および1.1~1.4kmの左岸高水敷である。ここに示した洗掘区域は、70時間通水後の河床形状をみて決定したものである。模型における70時間通水は、現地時間に換算すると約540時間程度となる。これは、濁川に流量 $1065\text{ m}^3/\text{s}$ (超過確率 $1/100$)の洪水が540時間連続して流れ続けたことになる。したがって、実際に起こりえない現象を模型によって発生させたことになるから、定量的な議論はあまり意味がなからう。現地における実現象は種々の規模の洪水が組合わされ、より複雑な現象を呈するものと思われるが、砂礫堆の移動および蛇行特性・水衝部の変化等について検討はできるものと考えられる。

このケースは、70時間通水後の河床形状により判明した洗掘区域の洗掘を軽減する方法として流速の減少および水刻について検討したものである。

濁川実験により明らかになった洗掘区域については、0.5~1.0km右岸および0.9~1.8km左岸とも河道わん曲によるものであり、又0.0~0.5km左岸の洗掘は、直線部河道長が砂礫堆波長の2~3倍あるために砂礫堆が前進することにより生じたものである。

河道わん曲部外岸側の洗掘を軽減するためには、洗掘区域の流速を減ずる必要がある。わん曲部洗掘深の軽減策については通常とられる工法として水制あるいは捨石およびブロックによる根固などがあり、護岸の粗度を大きくすることも効果がある。また、洗掘部に限界掃流力の大きい材料を投入する置換工法などもある。さらに、流れの集中をなくすために水刻を行なう方法が考えられる。

濁川わん曲部における洗掘は、流れの集中により洗掘が始まり、砂礫堆が形成されることにより更に拡大されるという規模の大きなものである。したがって、捨石およびブロックによる根固・護岸の粗度を大きくするまたは置換工法等では洗掘を防ぎきれないと考えられる。

それでは水制についてはどうか、水制とは一般に河岸から流れに突出した工作物をいっているが、現在考えられている水制の主たる機能としては一応次のようなものがある。

- i) 水流に対する抵抗を増して、流速を減少させ、岸の崩壊を防ぐまたは護岸の負担を軽減する。
- ii) 水刻を行ない岸を守る。
- iii) 水路幅を規制し、または水流を河心に集中させて流路を固定する。
- iv) 導流を行なう。

これらなどは水制の効果的な機能というべきものであって、水制工自体の働きは、

- i) 水流に対する抵抗を増して、流速を減少させる。(流速減少の働き)
- ii) 水流に対して直接障害物となり、水流を刎ねて方向を転じせしめて、防護すべき個所に水流を激突せしめないようにする。(水制の働き)

これらのことから、濁川水衝部の保護対策を水制を設けるという考えで進めていくことも一方法ではないだろうか。

水制長： ℓ 、水制間隔： D 、水制の角度： θ 、水制高： h_g とおけば

水制長と水制間隔について、Winkel は $\ell/D = 1.25 \sim 4.5$ とするのがよいと述べている。水制の角度については、Ahmad の研究がある。Ahmad は、水制付近の洗掘量を次元解析によりまとめた関係式を実験により検討し、最大洗掘深 ($D_{\max}$) と θ の関係を次のようにまとめた。なお θ は、直角に突出した場合を 90° とし、流れ方向にかたむけていくことにより θ は減少するような座標系としている。

$$\frac{D_{\max}}{q^{2/3}} = 1.616 - 0.908 \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.15} \quad \text{ここで } q = \text{単位幅当りの流量}$$

上式で $D_{\max}$ が最小になるためには、 $\theta = 0$ (流れに平行) であればよい。しかし、水制による水制域については、 $\theta = 90^\circ$ が最も大きくなると理論的に計算されている。したがって、護岸沿いの洗掘を軽減するためには水制先端の洗掘をある程度許し $\theta \approx 90^\circ$ としたほうが効果がある。又、水制は上流に向かって 15° 程度傾けて設置せよと言われているが、水理学的には上向き水制がはなはだしく有効であるという結果は認められていない。しかし、洗掘の少ない点では上向き水制は直角または下向き水制に比していちじるしい相異を示し、有利なると報告されている。

これらのことから、水制域を大きくするためには $\theta = 90^\circ$ としたほうが好ましいが、水制先端の洗掘を少なくするために更に 15° 上流に傾むけたほうがよい。

水制の高さと間隔については、さん粗度について多くの人により実験が行なわれ、図-6.61のような関係がえられているので、図から最も高い減速効果を現わす関係を求めると $D/h_g = 10$ 程度となる。しかし、この実験はすべてのさん高に比して、水深が10倍以上の場合について行なわれていることに注意しなければならない。

濁川模型実験における水制規模は次のようにした。

$\ell = 1.2 \text{ m}$, $D = 5.0 \text{ m}$, $\theta = 15^\circ$ 上向, $h_g =$

約 1 m

これらの諸元を前述したもの比べると、 D/ℓ については 4.17 となりほぼ満足できよう。 $\theta = 15^\circ$ については、洗掘が小さいという点を考えれば適当ではないだろうか。 $h_g = 1 \text{ m}$ については $D/h_g = 50$ となり、図-6.61 から減速効果を求めるとあまり期待

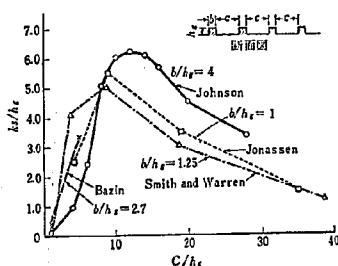


図-6.61 k_g/h_g と C/h_g の関係

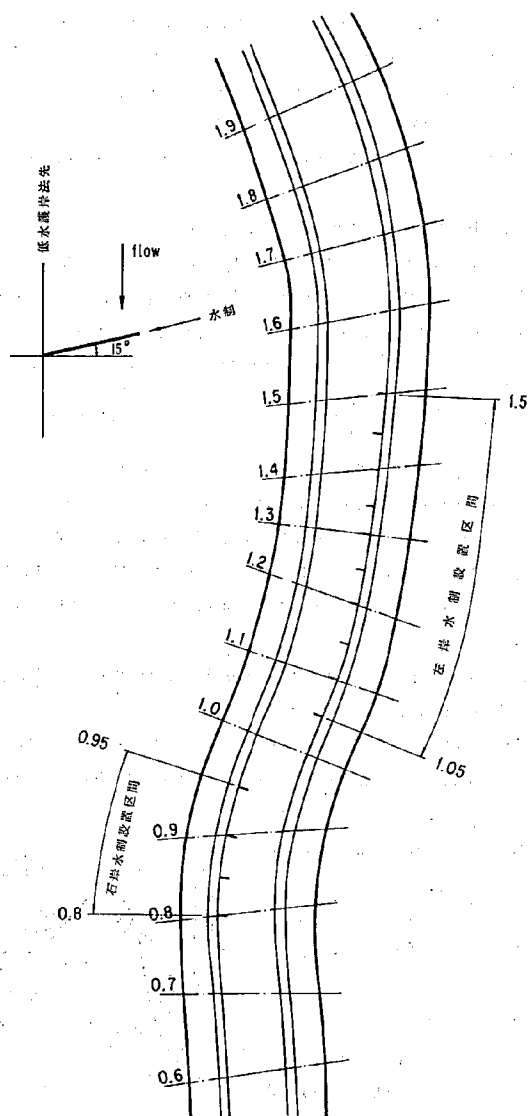


図-6.62 水制設置図

できないようであるが、これは先にも述べたように（水深）／（さん高）＝10以上の実験結果に基づくものであるから図-6.6.1から一概に判断できない。ちなみに、濁川模型での（水深）／（さん高）＝1～2.5である。

濁川模型に設置した水制は、図-6.6.2に示した通りで、粒径10～25mm（模型値）の碎石を乱積みしたものである。実験は $Q_0 = 2065 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_1 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_2 = 1065 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量組合せについて行い、水位・流速および写真撮影による流況観察を行なった。測定結果を、水制を設けなくて同じ流量組合せについて行なった実験結果と比較すると次のようになる。

水位 一（図-6.6.3）水制を設けなかった場合は、0.6～1.0km区間の右岸水位が高く、1.0～1.4km区間は左岸水位が高くなっている。このことは、わん曲水路外岸水位上昇が遠心力により説明できることと同じように理解できる。

水制を設けた場合は、0.6～1.2kmの区間で右岸水位が高い。1.0～1.4km左岸水位については、わん曲部の外岸となるため右岸水位より高くならなければならないが、水制を設けたことにより、左岸部の水面が激し

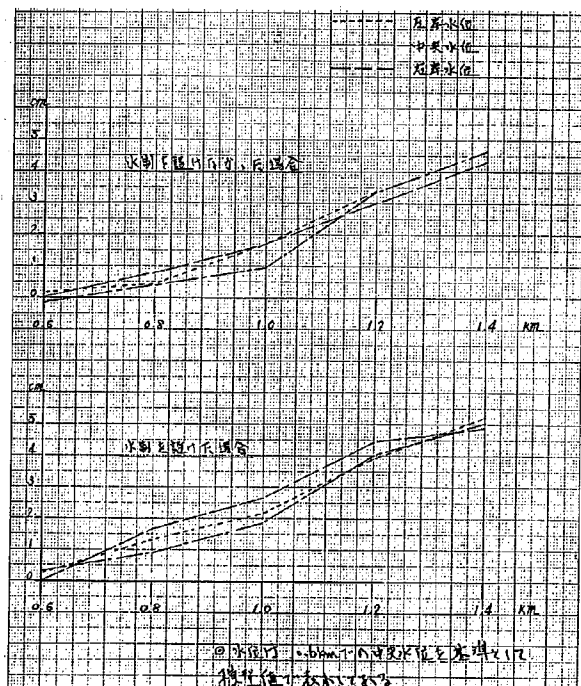


図-6.6.3 濁川水位断面図

257

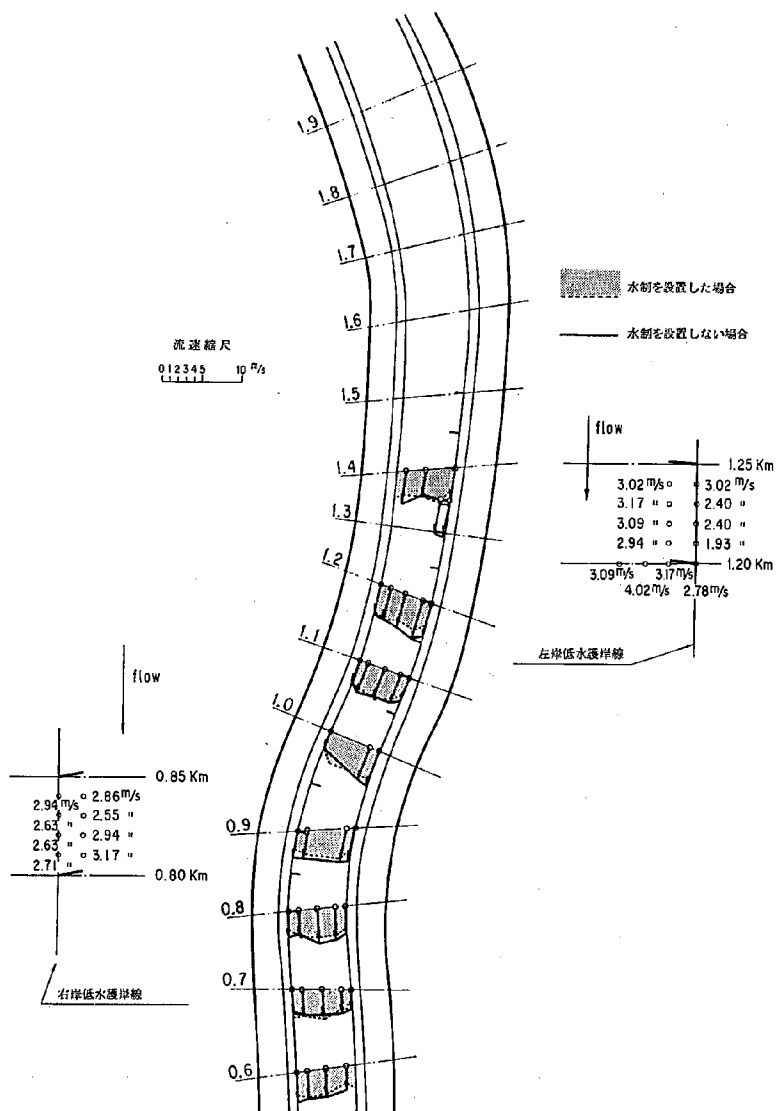
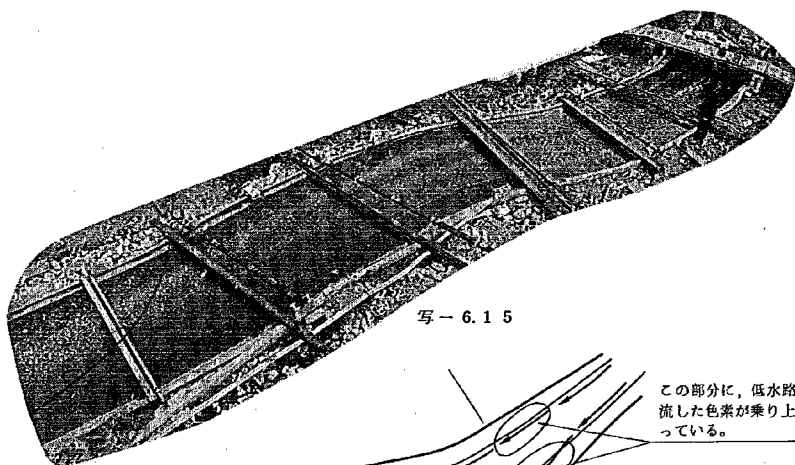
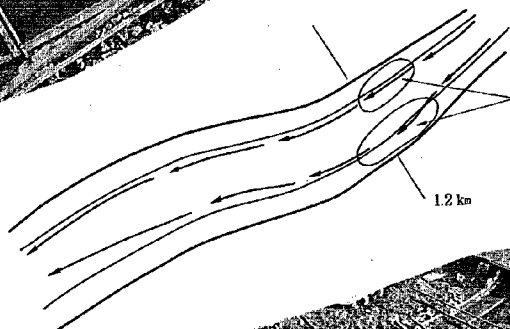


図-6.64 流速比較図

358

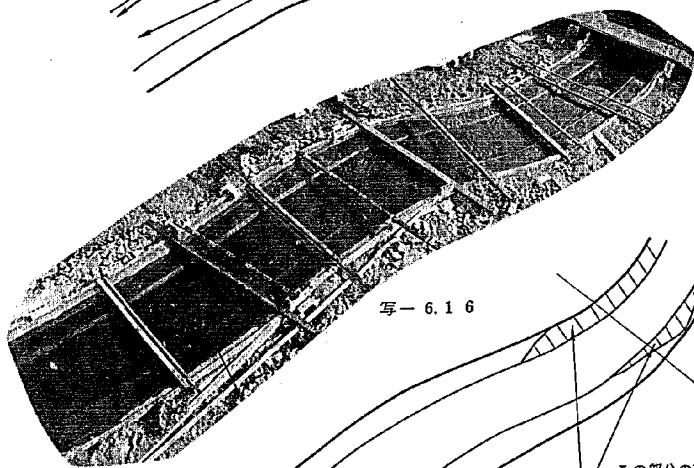


写- 6.1 5

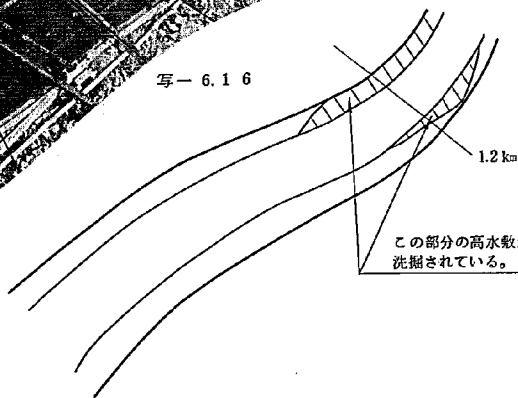


この部分に、低水路に
流した色素が乗り上が
っている。

1.2 km



写- 6.1 6



この部分の高水敷が
洗却されている。

1.2 km

く変動しているために、正確な水位測定ができなくてこのような結果になったと考える。水制の効果は水位にはあらわれない。

流速 — (図-6.64) 流速を比較すると、水制を設置しなかった場合に比し、1~2割程度の流速が軽減できる。しかし、ここで測定した流速は、原則として5割水深の値であるから最大流速を表わしているものではない。又、水制下流の流況は複雑な二次流も発生しており、鉛直方向に一点だけの流速測定結果から得られた1~2割の流速の軽減というものから洗掘を少なくできるという結論はだせない。しかし、水制を設置することによりある程度の流速軽減効果は期待できる。

流況 — (写真-6.15) 流況は、両ケースとも低水路法線に平行に流下しており、ほぼ好ましい結果を示している。少し気がかりなのは、写真にもあらわれているように水制を設置した場合1.1~1.5kmの左右岸高水敷上に低水護岸沿いの流れが乗り上がっていることである。この区間の高水敷は、通水後の河床変動写真(写真-6.16)でわかるように、洗掘されている区域である。この原因としては、水制を設置したことにより、水位上昇があり低水路部だけでなく高水敷に乗り上がる流水により洗掘されたものと考えられる。くわえて低水護岸をモルタルで製作してあるため、高水敷上に流水が乗り上がる時に、低水護岸肩で渦を生じて、洗掘を助長している。

河床変動 — 水制を設置したことによる効果は、1.15~1.5km区間の左岸低水路法面沿いに顕著に表われた。しかし、1.05~1.15km区間の左岸および0.8~0.95km区間の右岸低水路法面沿いは、水制を設けなかつ

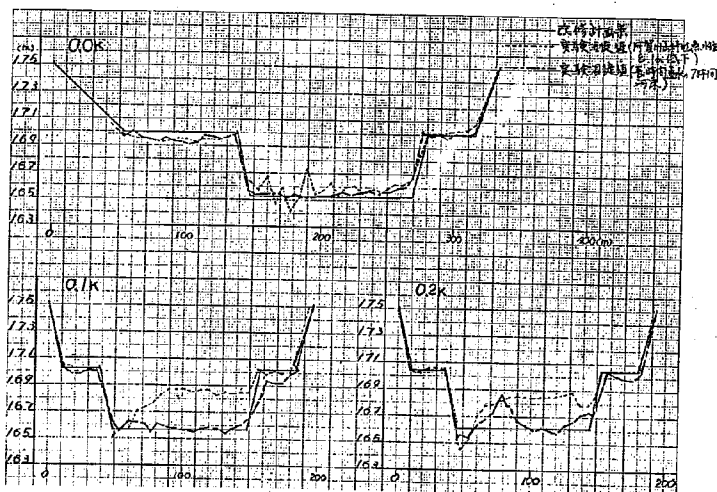


図-6.66 河床変動図(実験Case番号49)

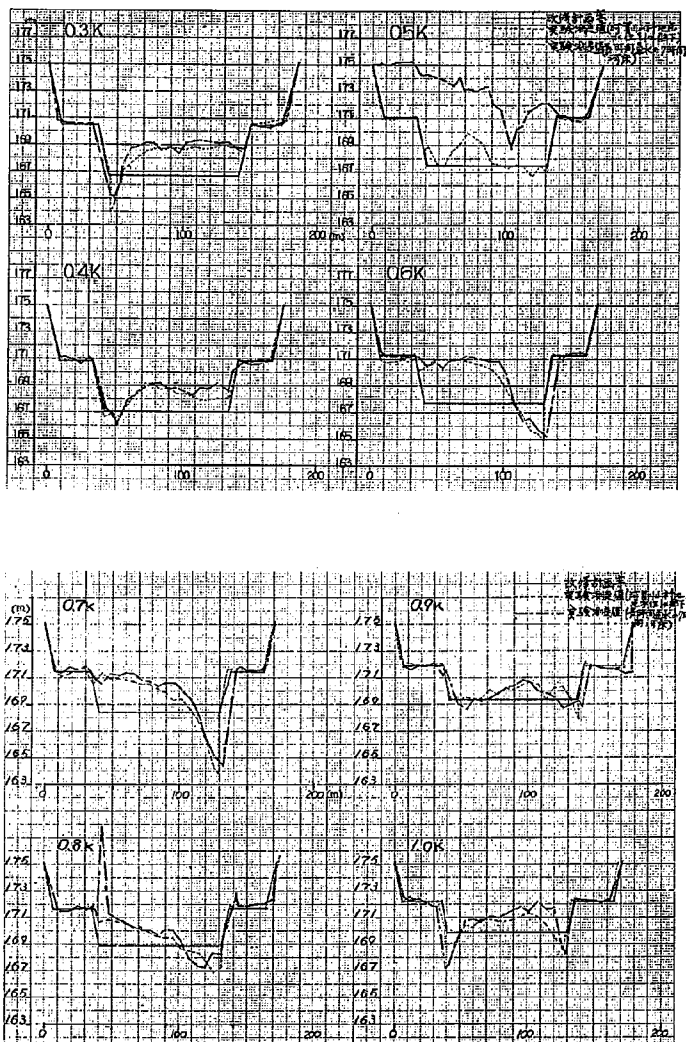


図-6.66 河床変動図 (実験 Case番号 49)

た場合よりわずかに洗掘を軽減できたにすぎない。参考のために、堆積区域と砂礫堆前縁について図-6.65にその概要を示す。又、写真-6.17については、水削を設置した河道における通水後の河床状態である。

[実験Case番号49]

河床変動 — (阿賀川) 7時間程度の通水では、河床変動がほとんどみられなかったので、阿賀川については河床高の測定を行なわなかった。

(濁川・図-6.66) 阿賀川山科地点の水位を、既往の山科地点における水位・流量相関から $Q_0 = 2065 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する水位について行なった実験結果と比較すると、0.4~1.6km区間の河床形状が大体似ている。0.4~0.1kmについては、今回の実験による砂礫堆の前縁が0.0~0.11km付近(下流水位を下げない場合の実験結果は、通水7時間後において0.2kmである。)まで達しており、移動速度が速くなっている。しかし、洗掘・堆積および水衝部の位置は変わらない。

[実験Case番号37]

計画河道案では、濁川の低水法面(左右岸とも)をモルタルで保護して行なって来た。したがって、実験では低水護岸の破壊および高水敷の側方浸食は現われなかった。実際には、低水護岸を完全に施工することは巨額の工事費を要とし、非常に時間を要する事業となろう。このケースは、濁川における低水護岸を撤去し素掘り河道とした。そして、先に行なっている実験結果より判断される水衝部(濁川左岸1.0~1.5km, 右岸0.5~1.0km)に高水敷保護工(帯工)および水割を設置(図-6.67)して実験を行なった。

本実験では、前述のような濁川素掘り河道に構造物を設置し、下流水位を1m下げた条件で実験を行ない、水理特性・河床変動を調査した。

水位 — (阿賀川・図-6.68) 通水初期の水面勾配は、4.8~5.7km区間が1/820, 5.7~7.0km区間が1/3200である。通水26時間後の水位は、中間案および改修計画案における実験(下流水位を下げない条件で行なった。)結果と比較すると、5.6~7.0km区間については90~50cm低く、又この区間については低下背水の水面形を示している通水26時間後の水面勾配は5~5.4km区間が1/1000, 5.4~5.7km区間が1/260, 5.7~7.0km区間がレベルとなっている。

(濁川・図-6.69) 通水初期の水面勾配は0.0~0.6km区間がレベル, 0.6~1.6km区間が1/270である。通水26時間後の水位は、中間案および改修計画案における実験(下流水位を下げない条件で行なった。)結果と比較した場合に顕著な差がみられない。通水26時間後の水面勾配は0.2~1.6km区間が1/430である。

流況 — (阿賀川・図-6.70) 合流点に砂州が張り出してこない間は、堤防法線と平行に流れていたものが、砂州が張り出してくると流水が左岸に寄せられ、合流境界線も通水初期より左岸へ80m程度寄せられている。

(濁川・図-6.70) 通水初期においては堤防法線と平行に流下しているが、1時間後には0.4~0.8kmの左岸沿いに砂礫堆形成が始まり、9時間後からそれが顕著になる。通水26時間後は、わん曲部下流左岸沿いから0.2km左岸にまで伸びる砂礫堆ができています。低水護岸をモルタルで固定して実験を行なった場合には、0.2~0.8kmの区間に2つの砂礫堆が形成されていたが、今回このように砂礫堆の規模が大

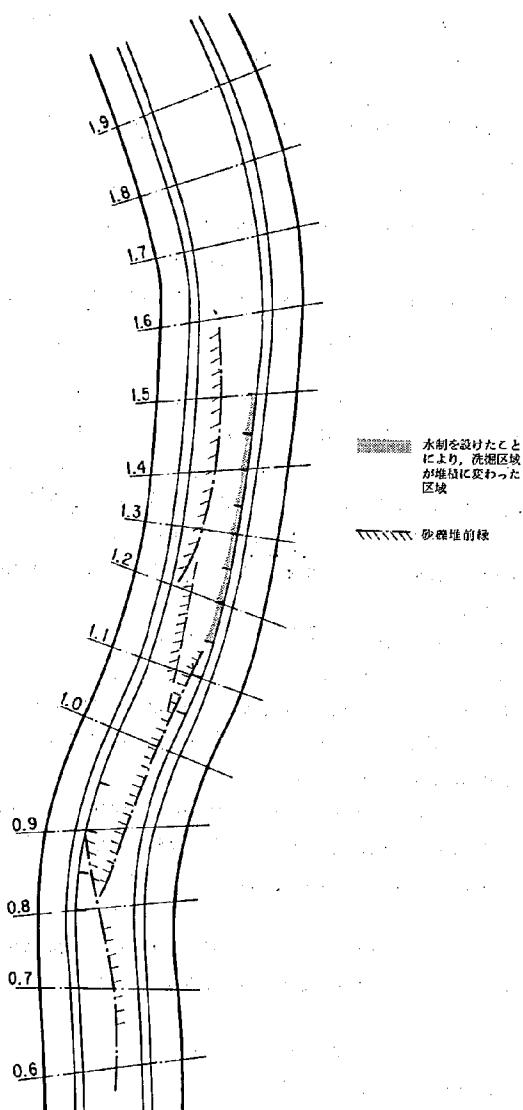
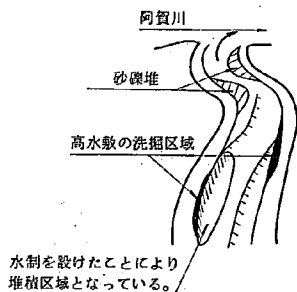
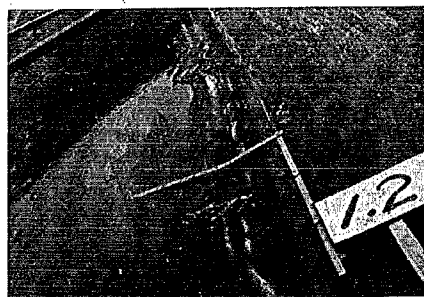
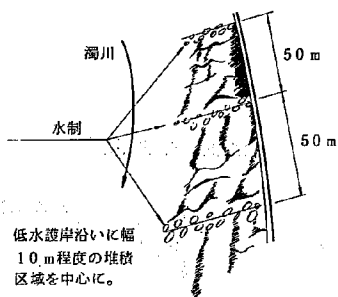


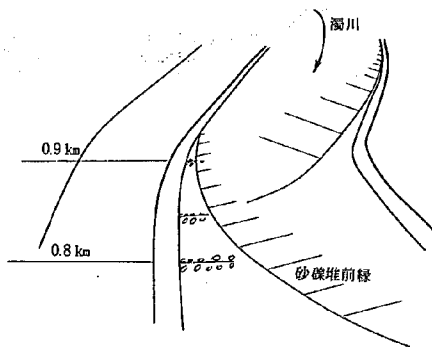
図-6.6.5 水制設置後の河床変動



写- 6.17 (a)

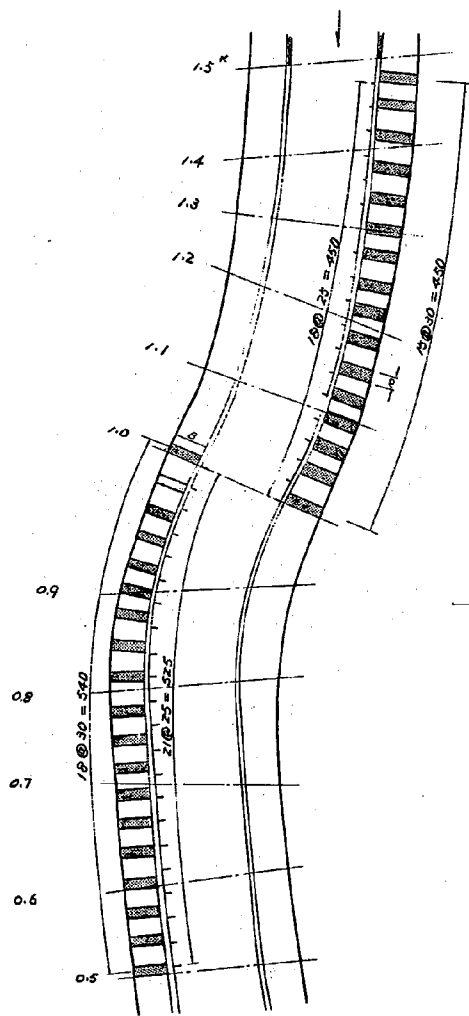


写- 6.17 (b)



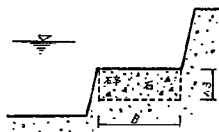
写- 6.17 (c)

0.9 kmから下流右岸沿いに設けた水制の効果は、砂礫堆の前進により水制自体が埋まる現象を示し、水制の効果期待できるのは砂礫堆が発生するまでと考えられる。

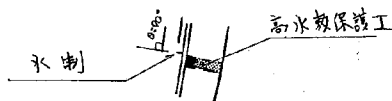


単位 (m)

工事側面図



水利設置図



図一 6.67 高水敷保護工および水利工設置図 (実験 Case 番号 37)



図-6.68 阿賀川水位縦断図(実験Case番号37)

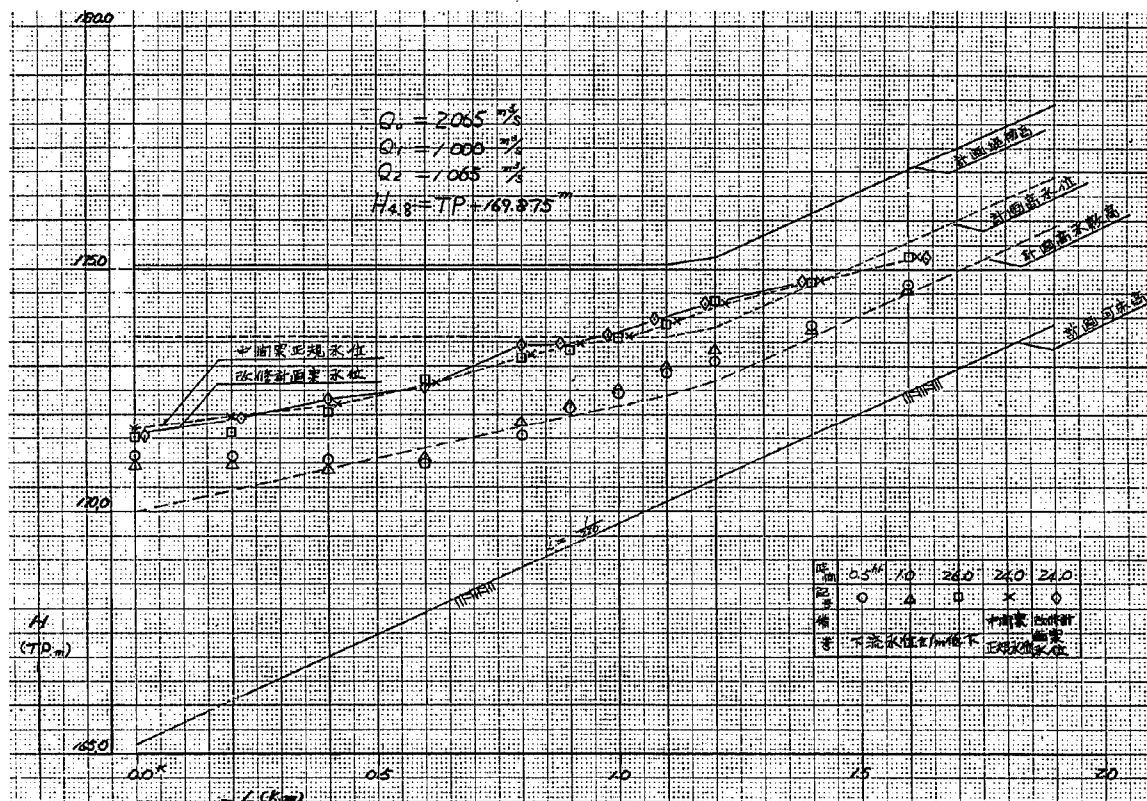
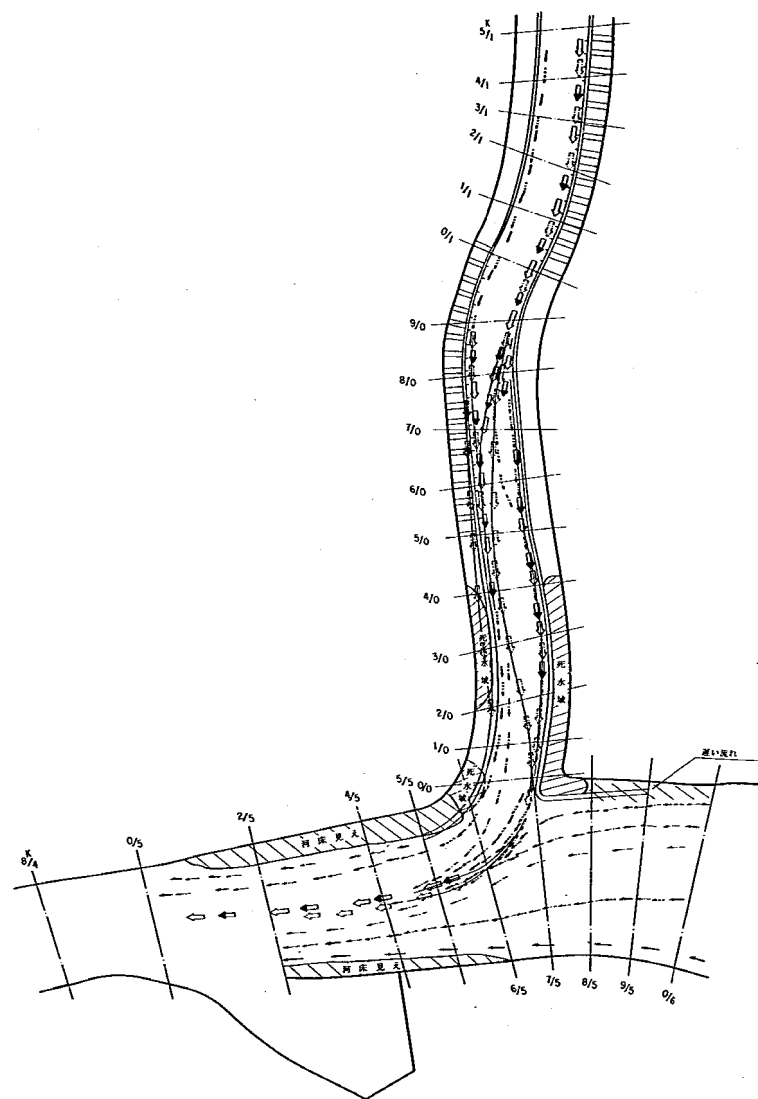


图-6.69 蜀川水位纵断面图 (实验 Case 番号 37)



実験条件
 $IQ = 2.065 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_{\text{砂}} = 1.000 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_{\text{水}} = 1.065 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_{\text{山}} = 7.2 + 169.875 \text{ m}$
 $Q_{\text{砂}} = 1.896 \text{ t}/27 \text{ hr}$
 $Q_{\text{砂}} = 42.6 \text{ t}/27 \text{ hr}$
 $T = 2.7 \text{ 時間 (模型)}$

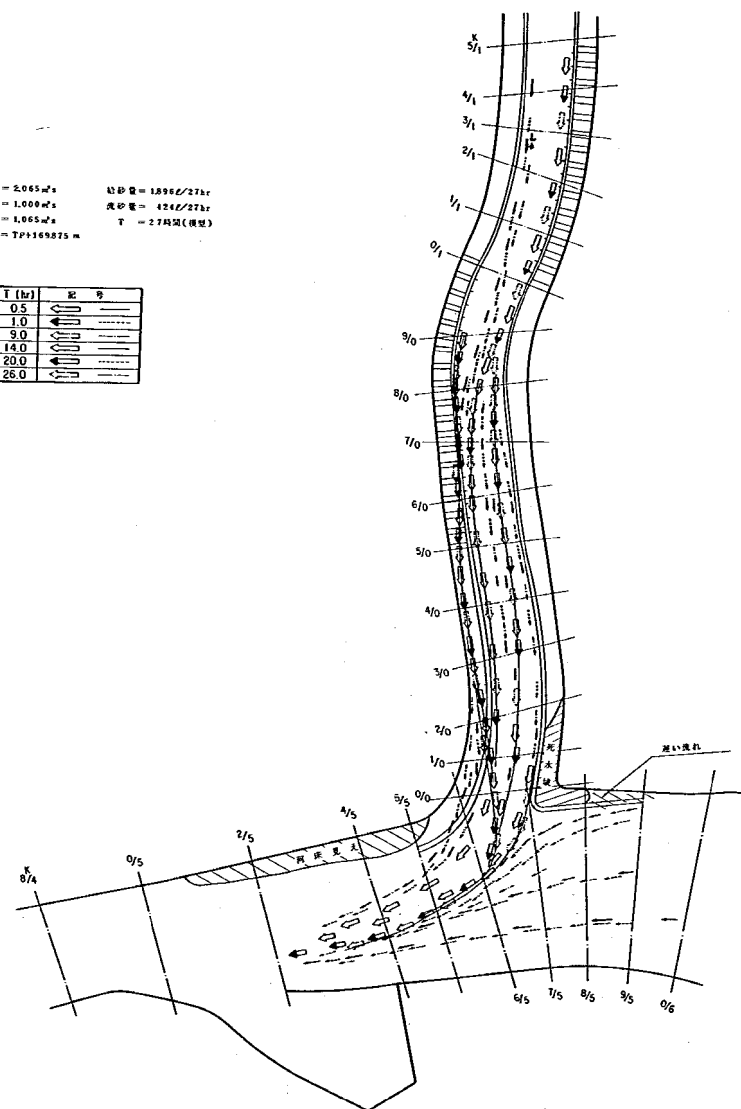


図-6.7.0 流況図 (実験 case 番号 37)

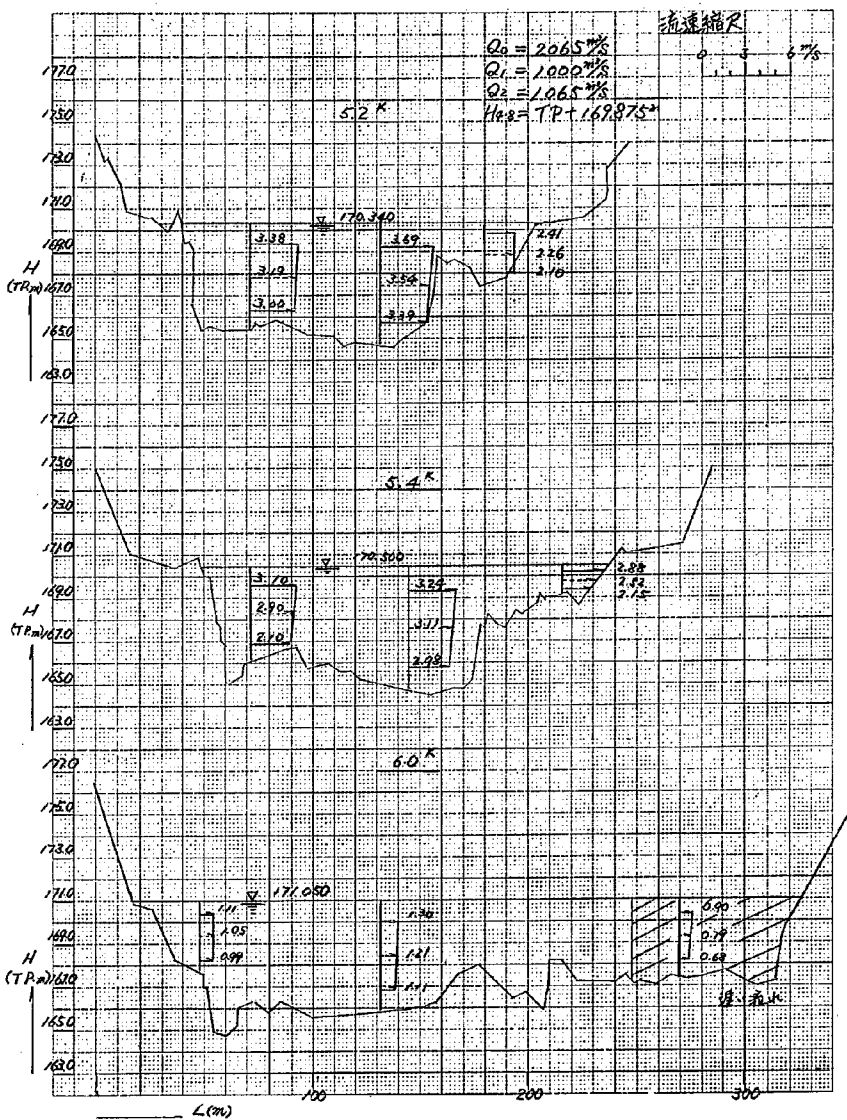


図-6.7.1 阿賀川流速分布図 (実験 Case 番号)

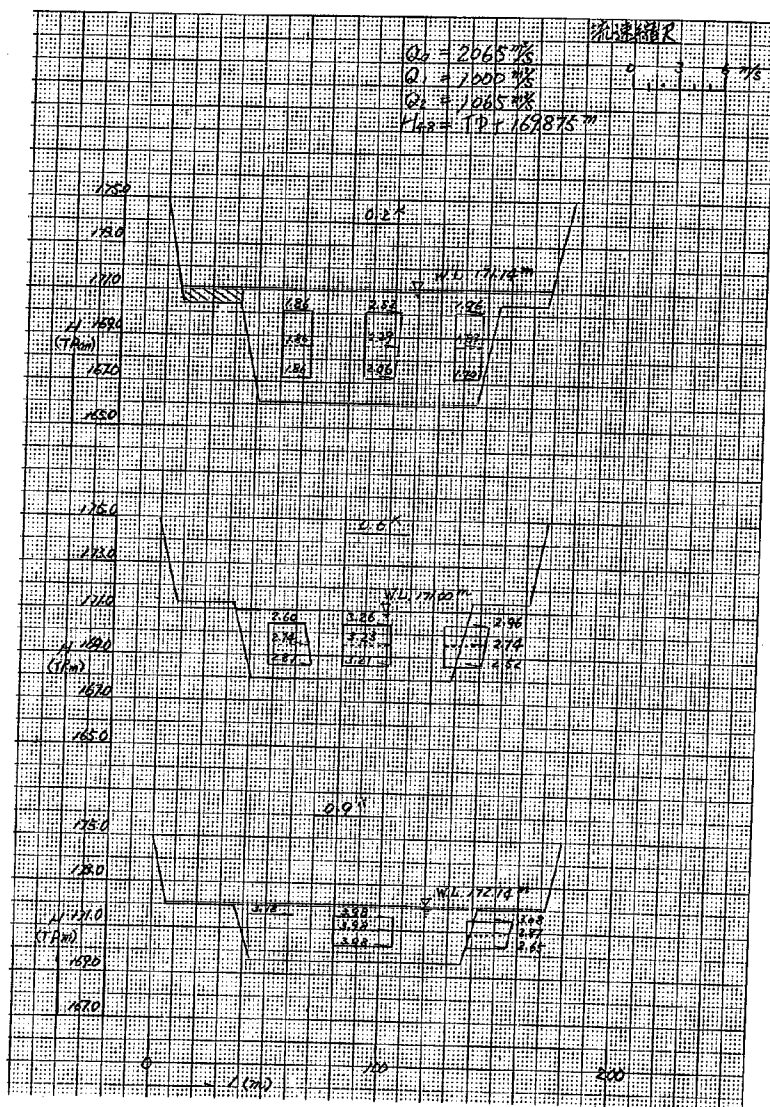


图-6.72 蜀川流速分布图 (实验 Case 番号 37)

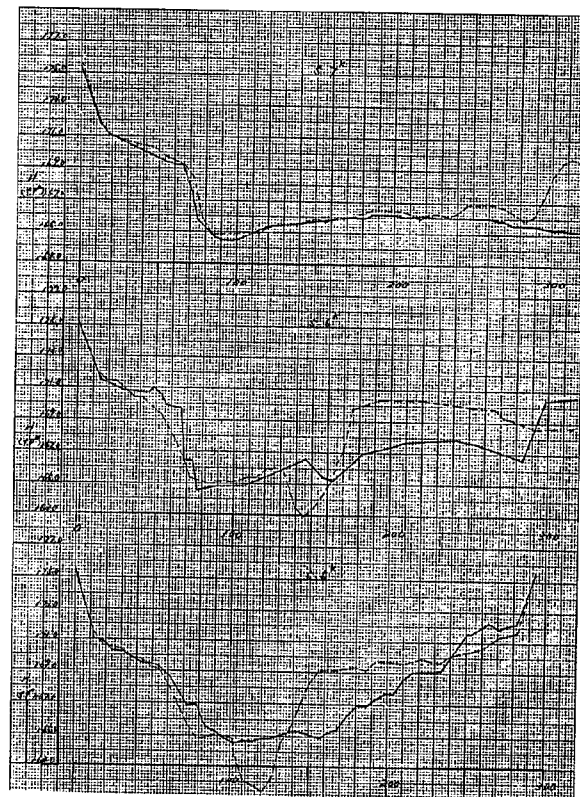


图-6.73 河床变动图 (实验Case番号37)

きくなった原因としては次のように考えられる。

0.8 km左岸の砂礫堆は、時間の経過とともに大きくなり、対岸（右岸）に前縁が伸びていき、前縁が対岸にせまると河積が小さくなり、右岸高水敷の側方浸食が起こる。そうすると、前縁は更に対岸に寄る。以上述べた現象により砂礫堆の規模が大きくなっていくものと思われる。したがって、砂礫堆の規模を大きくさせないためには、側方浸食が起こらないように低水法面に護岸を施すことである。

流速 —（阿賀川・図-6.7.1）合流前の流速は $1 \sim 2 \text{ m/s}$ ，合流後の流速は 3.7 m/s 程度である。

（濁川・図-6.7.2）流速分布図からみた流心の位置は、0.0 kmが右岸、0.2~0.9 kmが中央、1.1~1.6 kmが左岸にある。流速は0.0~0.6 km区間が $2 \sim 3 \text{ m/s}$ ，0.9~1.6 km区間が 4 m/s 程度である。

河床変動 —（阿賀川・図-6.7.3）濁川からの砂州は、通水後9時間において合流点に張り出し始めてくる。通水後27時間における合流点の砂州は、下流水位を1 m下げないで実験した場合の、70時間通水後の合流点砂州に似ている。したがって、下流水位を1 m下げたことにより、砂州の前進が2倍以上速くなっていると考えられる。

（濁川・図-6.7.4）低水法面はモルタルにより固定せず、糸掘り河道の状態で行なっている。水衝部となる1.0~1.5 km左岸、0.5~1.0 km右岸には洗掘防止として水制を設置して実験を行なった。1.0~1.5 km左岸の高水敷は、水制群と高水敷保護工によって維持できている。しかし、水制群の最上流水制の維持については問題がある。

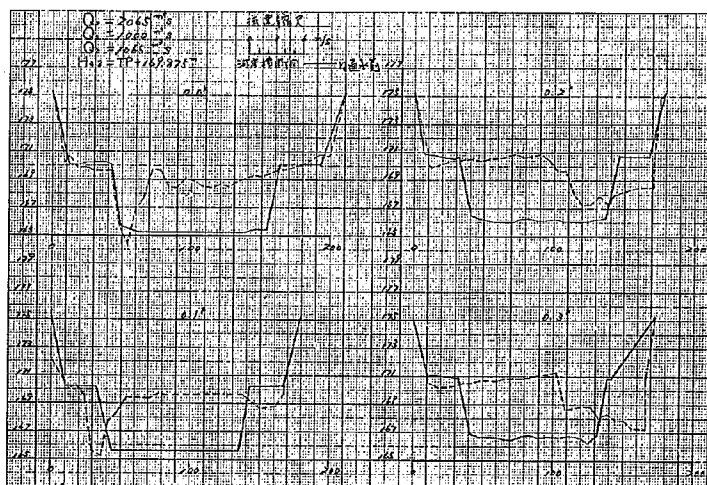


図-6.7.4 河床変動図（実験Case番号37）

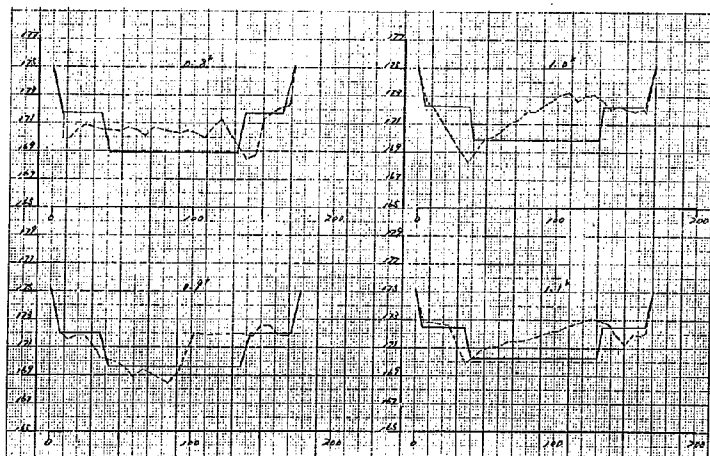
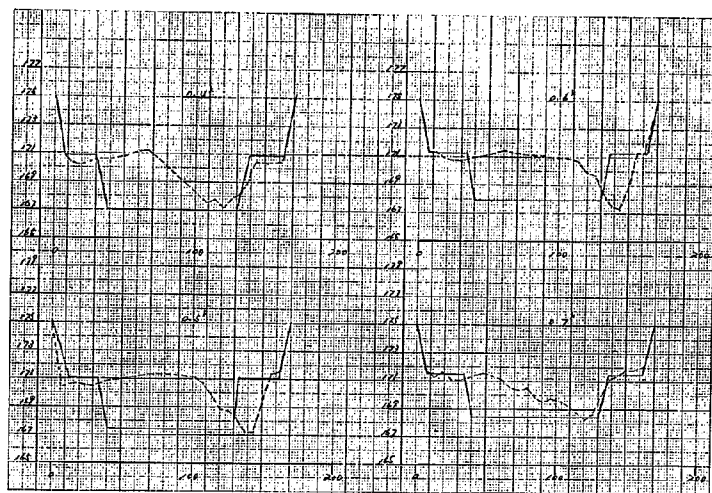


図-6.74 河床変動図(実験 Case 番号 37)

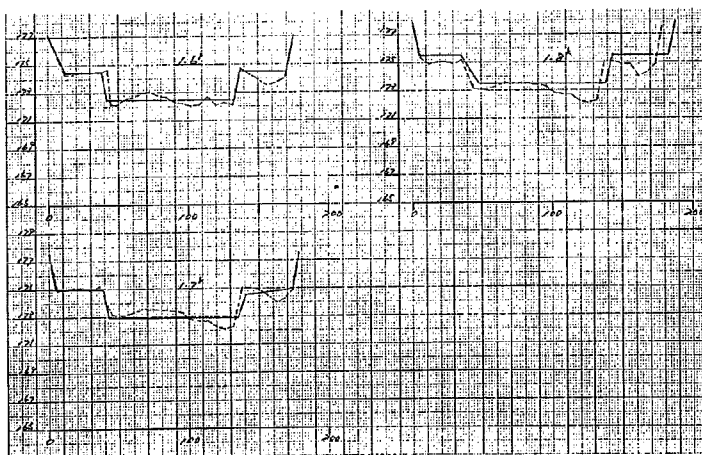
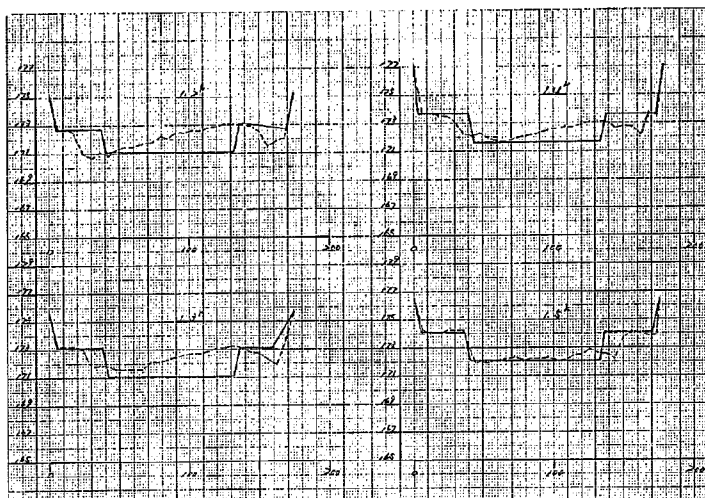


図-6.74 河床変動図(実験 Case 番号 37)

この対策としては、水制群の上流側に緩和区間を設けることも一工法である。

0.5~1.0km区間右岸高水敷は、通水5時間程度までは維持できているが、それ以後は0.9~0.5km左岸沿いに形成される砂礫堆により、流水が右岸低水水面沿いに集中し側方浸食を受け始める。このように流水が集中してくると、水制・高水保護工もほとんど効果がなくなる。したがって、実際現地で砂礫堆が十分に発達した場合には、河床掘削を行なったり災害を受けた構造物の復旧工事等が必要となる。

〔6-4〕 各計画案の比較検討

濁川合流点の改修計画法線形を設計するために、模型実験において現川拡幅案・中間案および改修計画案のそれぞれについて、水理特性および河床変動を調査し、それらを比較しながら検討を進めた。

水位比較 一(イ) 実験Case番号23・31・41の実験結果は、阿賀川についてみると図-6.75に示す通りで、時間の経過とともに各断面で水位の上昇がある。下流水位の差を考慮して水位の比較を行なうと、現川拡幅案の水位上昇が最も大きく、次に中間案そして改修計画案の順となる。水位の時間的変化を考えると、濁川から張り出す砂州の影響により、20時間(砂州が本川に張り出し始めるまでの通水時間)頃から緩やかな水位上昇を示すが、20時間前では河床変動もないことからほとんど変化していない。しかし、実験結果をみると各断面における水位が、不規則に変動している。この変動は河床変動によるものとは考えられず、長周期の波動性をもった変動か、風による吹き寄せによるものか、いずれにせよ河道法線形の違いによるものではないと考えられる。したがって、3案を比較する場合には、この不規則な変動は無視して考察した。濁川においては、図-6.76に示す通りで、1.8km地点において給砂していることから上流部での水位上昇が通水初期から著しく、下流でも砂礫堆の前進により水位上昇が始まる。背水区間となっている合流点からわん曲部(0.9~1.0km)下流付近までは水面が穏やかで、実験により得られた各断面における水位差も、堤防法線形の違いによる差が表われている。しかし、背水区間でないわん曲部上流においては、河床波の影響が水面までおよび変動が著しい。したがってこの区間では測定値にこの変動のため測定による誤差が大きく含まれていると考えなければならない。これらの誤差を考慮して、水位の時間的変化を見ると現川拡幅案の水位上昇が最も大きく次に中間案そして改修計画案の順である。しかし、中間案と改修計画案としてはその水位差も小さい。

一(ロ) 実験Case番号24・32・42の実験結果は、図-6.77に示す通りで30時間通水して、合流点上流の水位(70時間通水して、合流点に形成された砂州によりせき上げられた水位)を30cm程度下げることができる。ここで、Froudeの相似則によって30時間を実時間に直すと約230時間となる。すなわち、 $4300\text{ m}^3/\text{s}$ 規模の洪水流量が、230時間程度連続して流れ続けた現象を現わしたものである。図-6.78(1)~(3)は、フラッシュ開始から5時間後および30時間後の河床形状を表わしている。この図からは、砂州の裏崩部が厚さ3m程度フラッシュされているが、水位低下への効果は、下流に流送された土砂の量からみると小さいものである。合流点下流の水位は、時間の経過に伴ない上昇する断面があるが、全体的にみて変化が小さい。このように30時間通水したにもかかわらず、水位低下が大きい断面においてさえ30

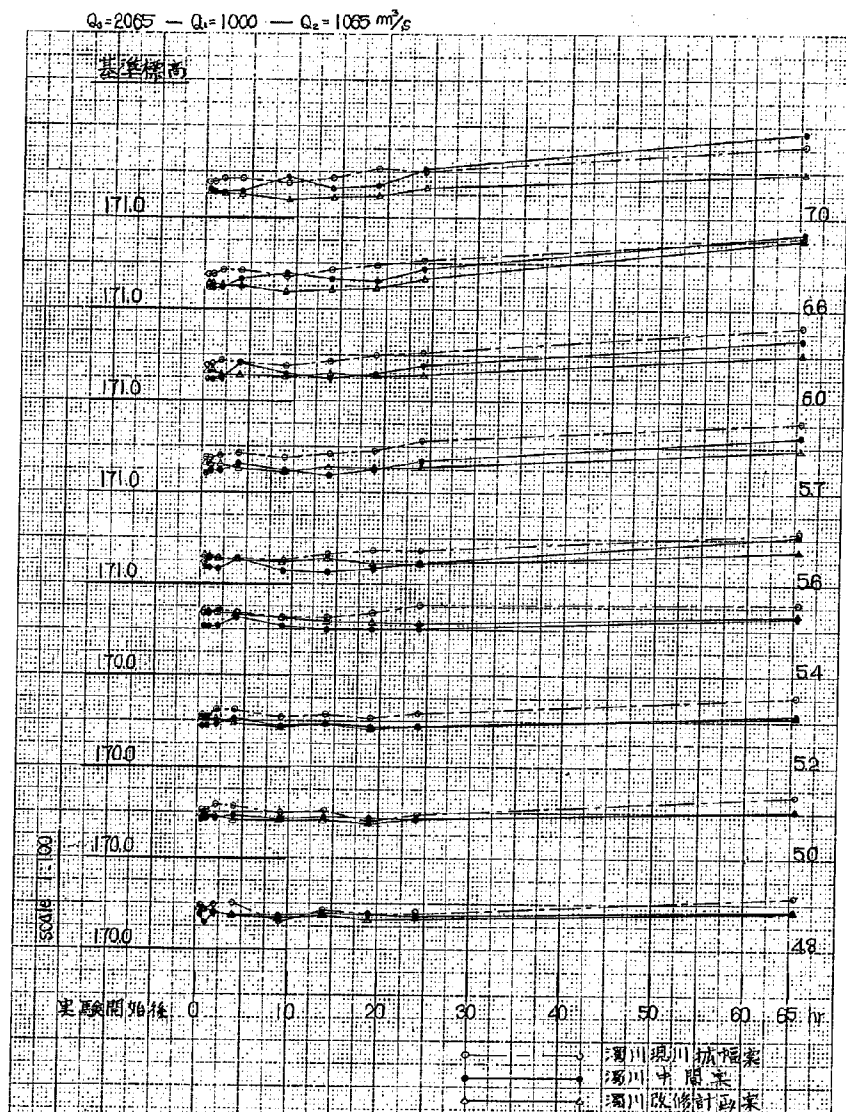


図-6.75 長時間通水による阿賀川水位変動

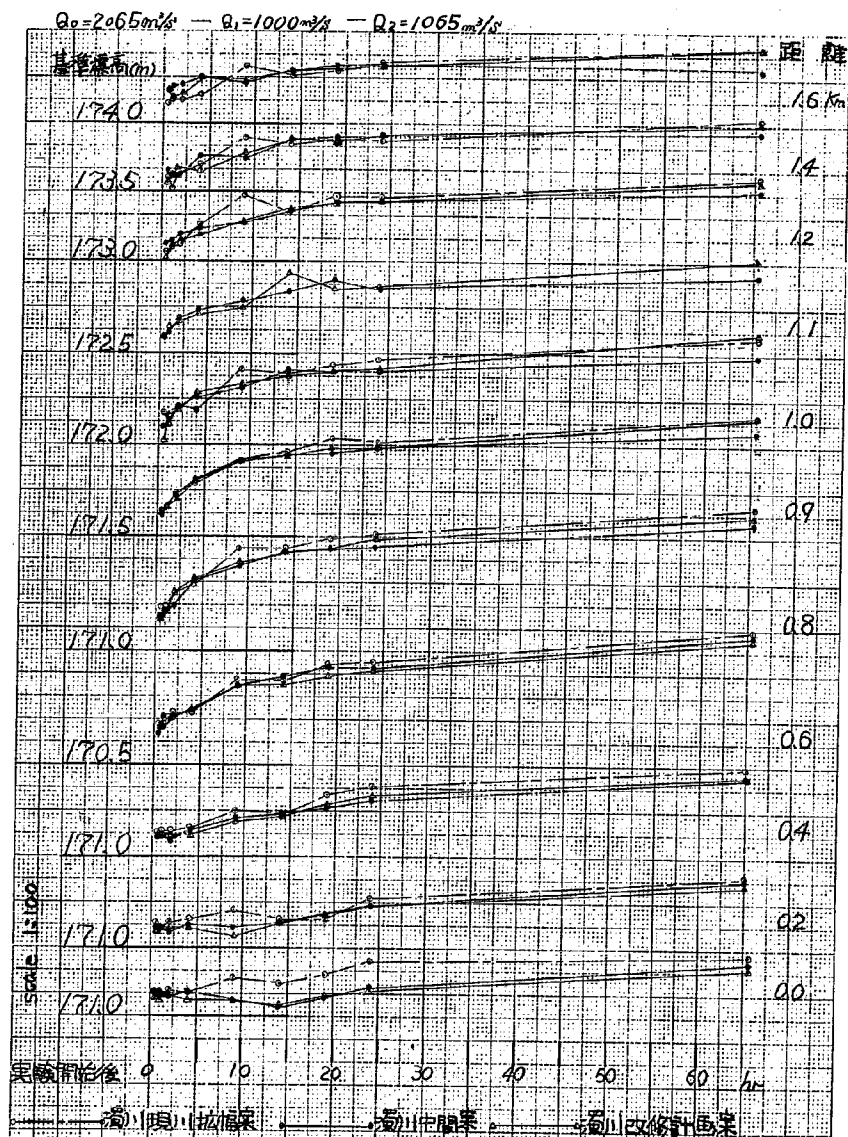


図-6.76 長時間通水による濁川水位変動

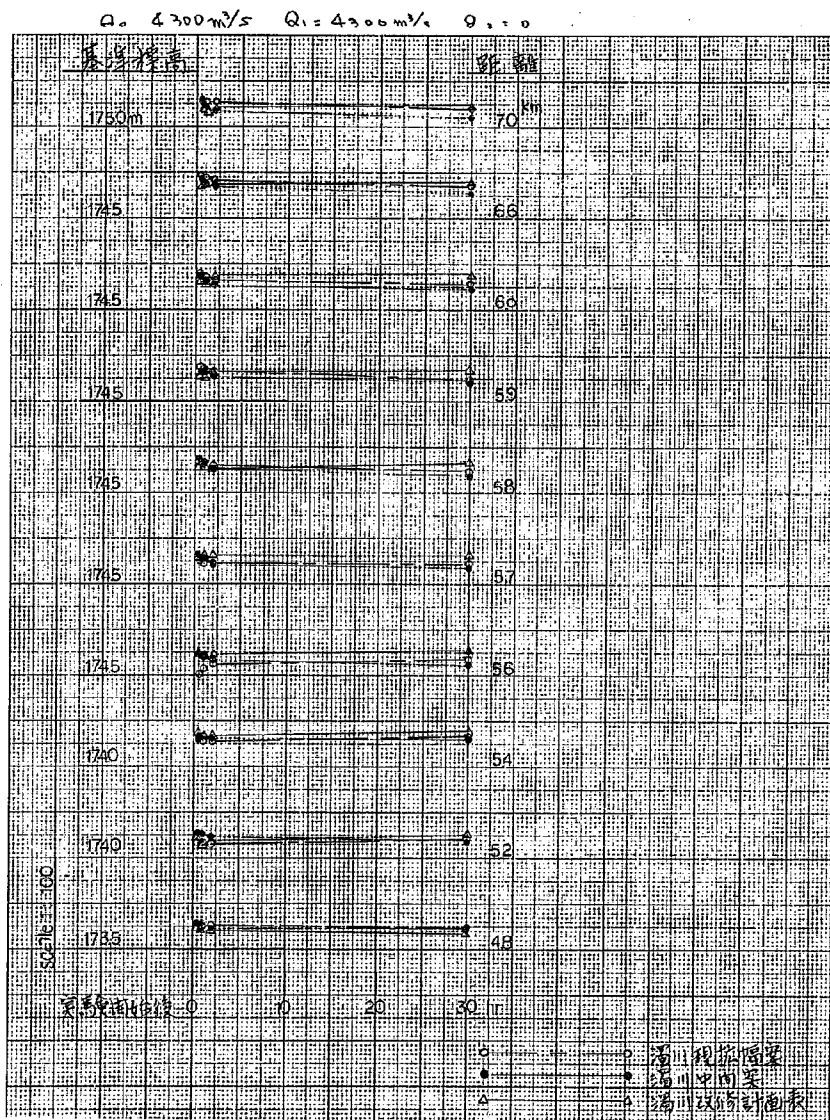


図-6.77 合流点砂州の本川洪水によるフラッシュ時水位変動

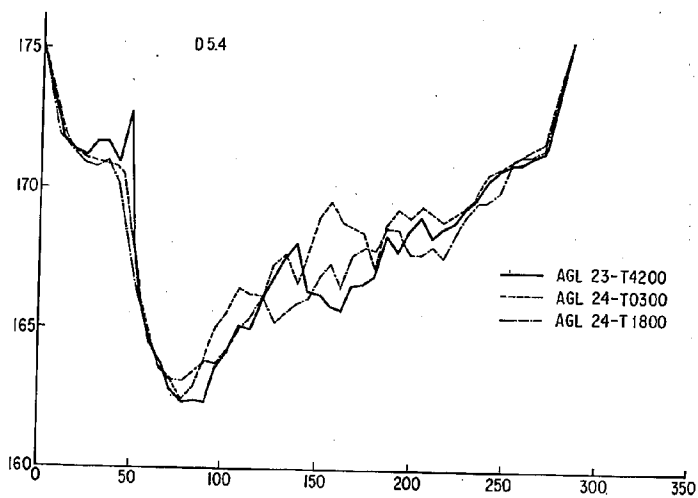
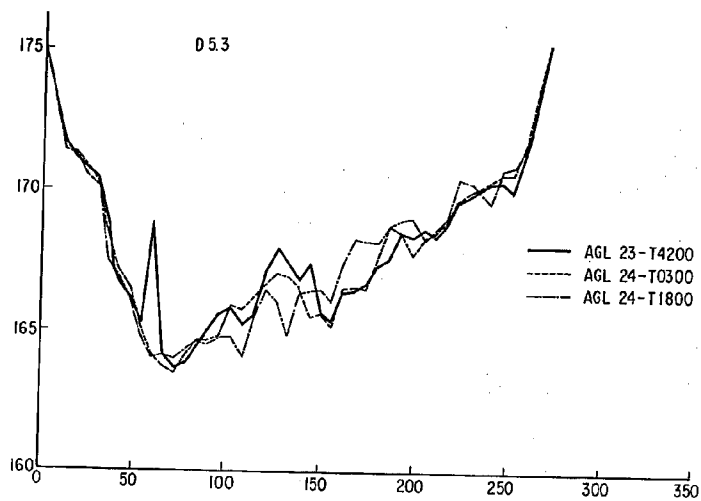


図-6.7 8 (1) 合流点砂州のフラッシュ (現川拡幅案)

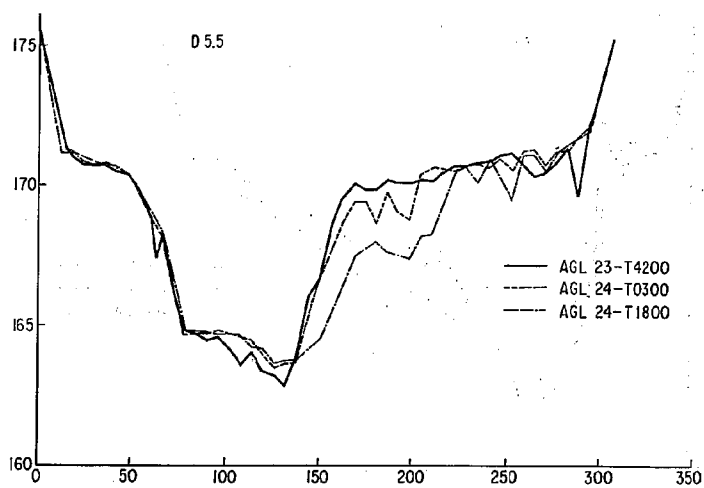
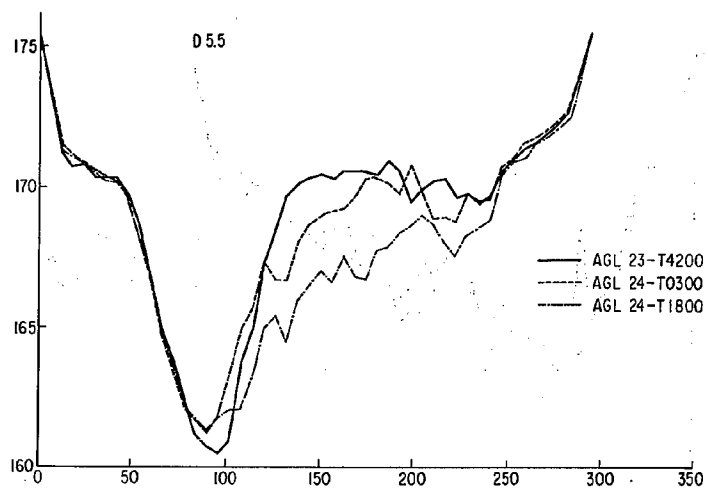


図-6.78(1) 合流点砂州のフラッシュ(現川拡張案)

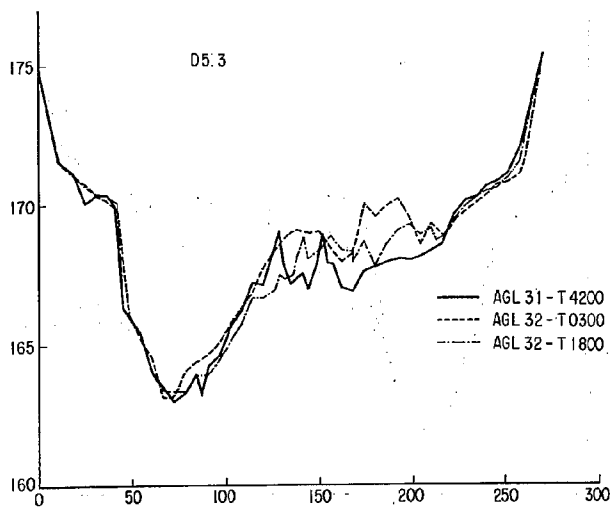
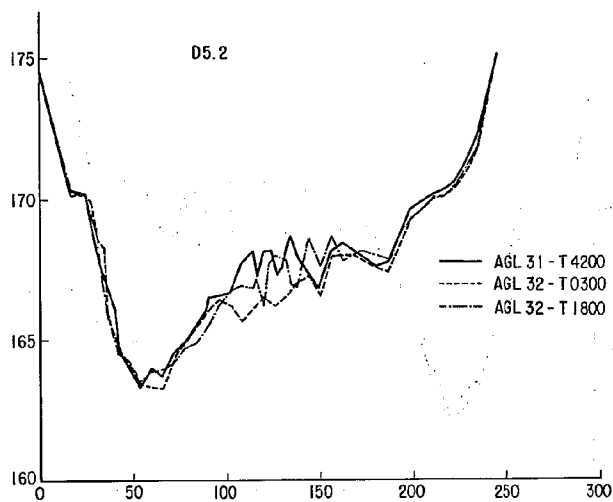


図-6.78(2) 合流点砂州のフラッシュ(中間案)

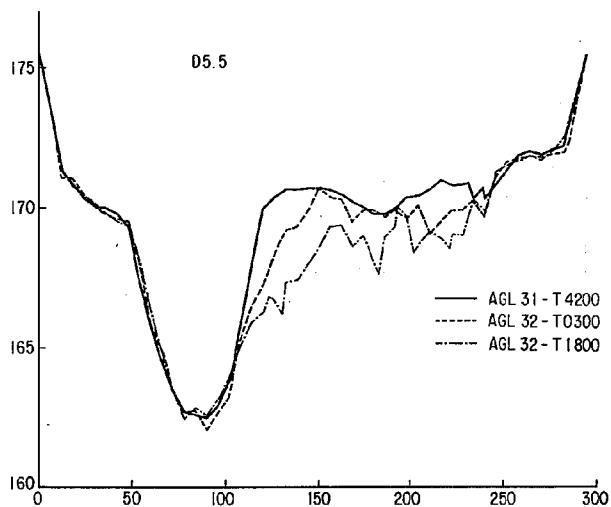
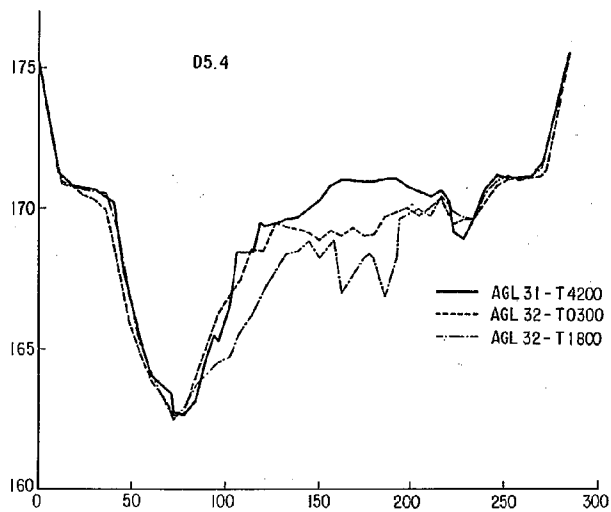


図-6.78(2) 合流点砂州のフラッシュ(中間案)

78

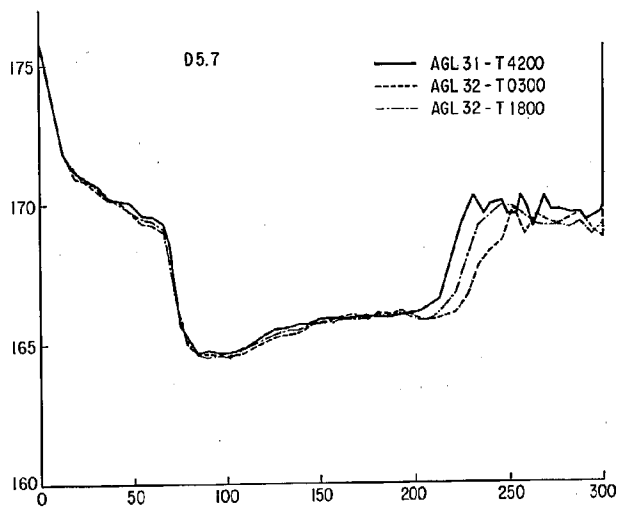
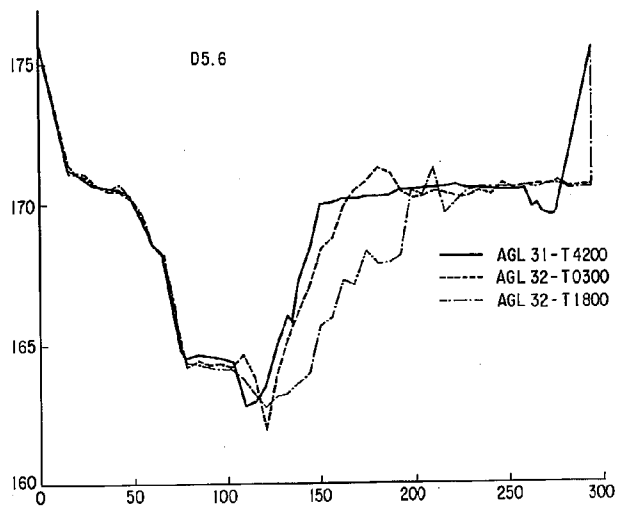


図-6.78(2) 合流点砂州のフラッシュ(中間案)

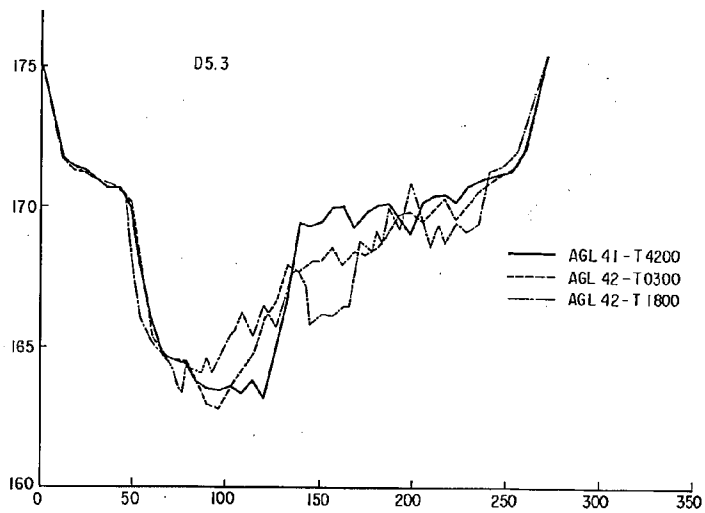
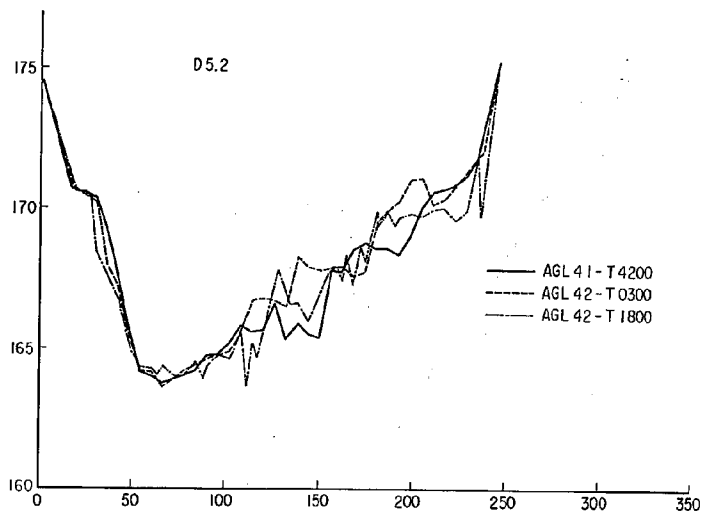


図-6.78(3) 合流点砂州のフラッシュ(改修計画案)

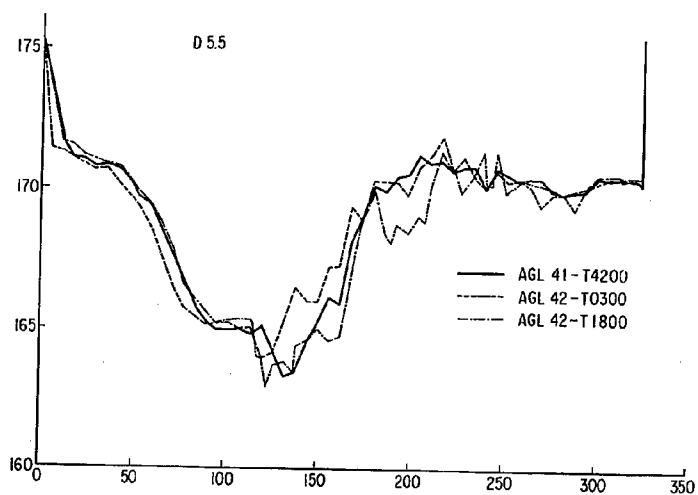
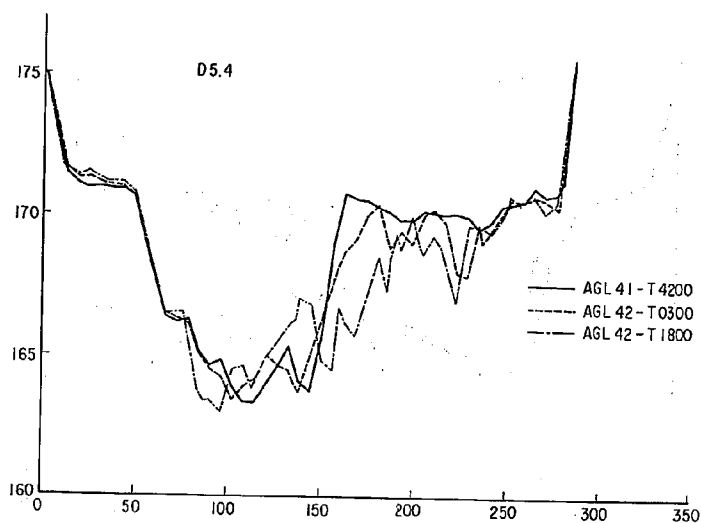


図-6.7.8(3) 合流点砂州のフラッシュ(改修計画案)

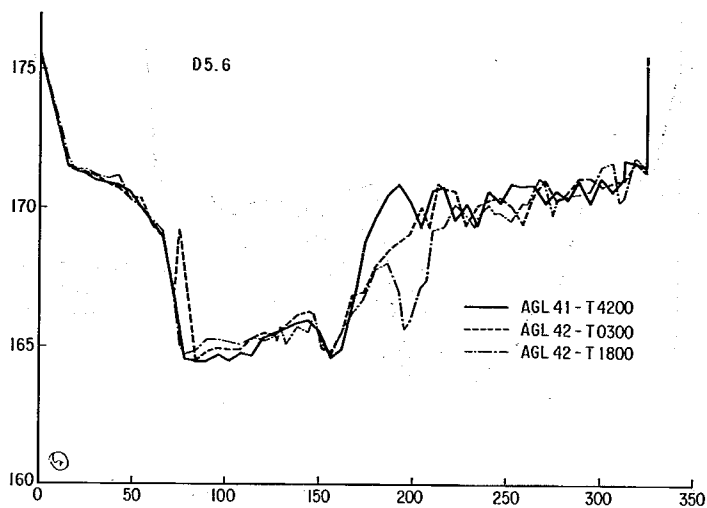


図-6.78(3) 合流点砂州のフラッシュ(改修計画案)

cm程度ということは、本川阿賀川によるフラッシュ効果は期待できないと考えられる。

(イ) 実験Case番号26・34・44の実験結果は、阿賀川についてみると図-6.79に示す通りで、3案とも計画堤防高に達しており、5.7kmでは40cm程上回っている。このように堤防高を実験水位が大きく上回った原因は、合流点に形成された砂州によるものである。3案の水位差はほとんど見られない。整形した河道における水位と合流点にBersが発達した状態での水位とを比較すると、後者のほうが1m程高い。濁川においては図-6.80に示す通りで、合流点から1.3kmまでは3案とも計画堤防高を50cm程上回っている。整形した河道における水位とBarが発達した状態での水位とを比較した場合に後者のほうが0.5~1m程高い。

(ニ) 実験Case番号25・33・43の実験結果は、阿賀川について見ると図-6.79に示す通りで、中間案における水位が他の2案と比較した場合に、合流点上下流の水位差が大きい。この原因としては、初期河床で合流点の砂州の規模が他の2案より中間案が大きいことによるものと思われる。濁川においては図-6.80に示す通りで、合流点において中間案の水位が他の2案に比べ50cm程高い。しかし、上流になるとその差もなくなる。わん曲部から1.6kmについては3案相互の水面形は不規則な形を呈する。この原因としては、河床波の影響を受けているためであろう。

以上述べて来た(イ)-(ニ)については、70時間通水後の河床状態で実験を行なったため、合流点に張り出したBarの形状および濁川の河床形状に違いがある。したがって、実験結果により表われた3案相互の水位差は、河道法線形の違いによる水位差と合流点砂州の相異など初期河床条件の違いによる水位差が含まれている。これらのことから、(イ)-(ニ)の実験は、3案の比較を行なうものでなく、3案のそれぞれの河道で70時間通水を行ない、その結果が得られる河床形状で(イ)-(ニ)の流量条件を当てた場合の水理特性を把握したものと考えべきである。

(ホ) 実験Case番号29・36・46の実験結果は、阿賀川についてみると図-6.81に示す通りで、下流水位(4.8km断面)の差を考慮すると、ほとんど河道法線形の違いによる水位差が表われていない。濁川においては、図-6.82に示す通りで、阿賀川4.8kmにおける水位差がそのまま1.2km付近まで影響しているだけで、そのことを考慮すると3案の水位差は現われていない。

(ヘ) 実験Case番号28・35・45の実験結果は、阿賀川についてみると図-6.81に示す通りで、下流水位(4.8km断面)の差を考慮して3案を比較すると、現川拡幅案より中間案と改修計画案の水位が、5.4および5.6kmにおいて20~50cm高くなっている。理由として考えられるのは、合流点の位置の違いにより合流によるせき上げ位置が下流に移ったため、5.4および5.6kmの水位が高くなっている。濁川においては図-6.82に示す通りで、中間案の水位が他の2案より20~30cm程高い。この原因についても、合流点水位の影響であり、下流水位を考慮すると3案の水位差は現われない。

以上述べた(ホ)-(ヘ)については、整形した河道で実験を行なっているため、実験結果より表われた水位差は、河道法線形の違いによるものと考えられる。(ホ)-(ヘ)の実験結果を見ると、下流水位の違いを考慮した場合には、前述した河道法線形の違いによる水位差は現われていない。これらのことから言えることは、濁川合流点において現川拡幅案・中間案・改修計画案への法線改良を行なっても、水位低下への効果は期待できない。

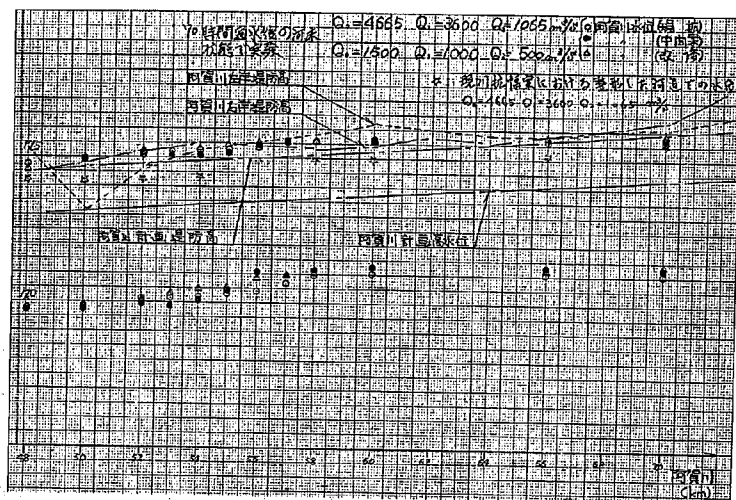


図-6.79 阿賀川水位縦断面図

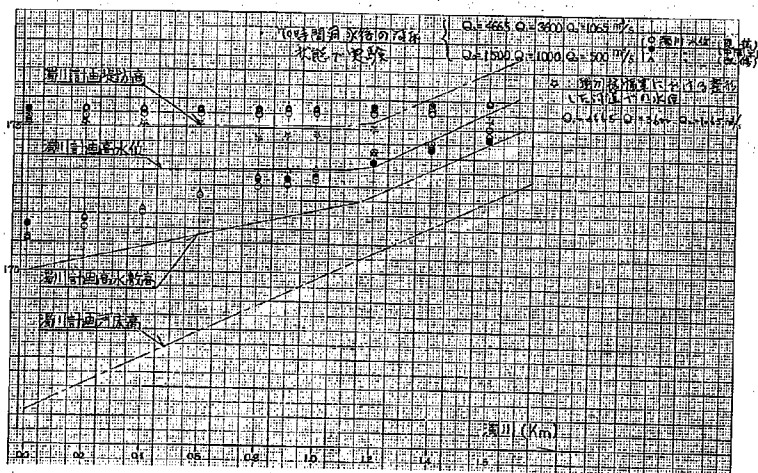


図-6.80 濁川水位縦断面図

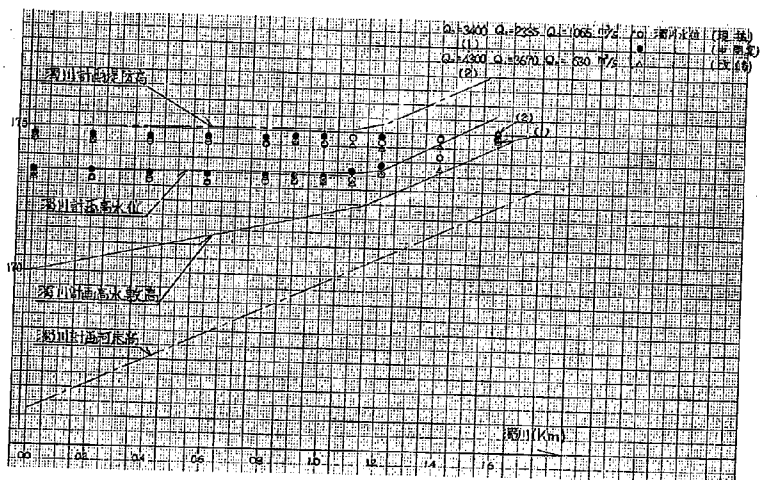
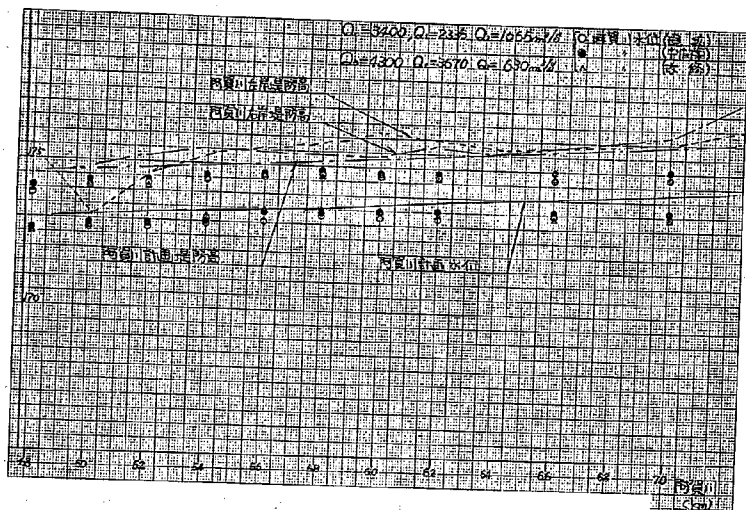


圖-6.8.2 濁川水位縦断面

流況比較 — (図-6.8.3) 合流上流の阿賀川については、堤防法線と平行に流下しており、3案ともほとんど変わりはない。合流点下流の阿賀川については、濁川の取付け位置によって、合流境界線の位置が次のようになる。

$Q_1 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_2 = 1065 \text{ m}^3/\text{s}$ を条件にした長時間通水の、通水初期の結果では5.2 kmの川幅を100%とした場合の合流境界線の右岸からの位置が、現川拡幅案で5.6%・中間案が5.8% および改修計画案が4.5%のところにある。

合流角度を小さく(滑らかに合流させる)することにより、合流境界線が左岸側に張り出さなくなる。このことから、合流点下流右岸側の剥離域が小さくなることが予想される。

濁川の流況についてみると、3案とも0.7 kmより上流の法線形が同一であるため、流況についても同じで1.0~1.6 km区間が主流は左岸にあり、0.7 km右岸付近が水衝部となっている。0.7 kmより下流では、0.7 km右岸に別ねられた流水が0.3~0.4 km区間の左岸に向う。この0.7 km下流の流況特性は、3案とも同じである。しかし、0.7 kmより下流の河道法線形については、改修計画案が最も強く逆らい次に中間案そして現川拡幅案の順に前述した流況特性に逆らう度合いが強い法線形となっている。したがって、0.0~0.4 km区間左岸の低水護岸・高水敷保護工等は、必然的に必要となりその構造も改修計画案・中間案・現川拡幅案の順に堅固なものとしなければならない。別の対策として、1.0 kmのわん曲部改良を含めた計画案を考えることも一つの方法である。

以上は、 $Q_1 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_2 = 1065 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量条件についての実験結果からだけで流向特性の比較を行なったが、他の流量条件(Q_2/Q_1 の比が1065/1000より極端に違う場合は除く)についても定性的には同じことが言える。

極端に流量比が違うということは、下流水位が高くなるか低くなるかということを考えて推定すればよい。一番問題となるのは $Q_1 = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ のときである。このときは $Q_0 = 2065 \text{ m}^3/\text{s}$ が $Q_0 = 1065 \text{ m}^3/\text{s}$ になるから、下流水位は、約2, 3 m低くなる。したがって、砂礫堆の発達・移動速度および洗掘が、実験Case番号37より顕著になる。

流速比較 — 流速は測定断面の横断方向に3点、水深方向に1点または3点測定している。3案の実験結果を流量・測定点とも同一条件のケースについて比較すると、かなりばらついている。このばらつきは河道法線形の違いによるものだけではなく、測定精度や河床変動によるバラツキもかなり含まれている。したがって、流速測定結果により河道案の比較を行なうことは避けて、各測定点ごとの流速の目安とする程度にとどめる。

河床変動比較 — (イ) 実験Case番号23・31・41の実験結果は、3案とも同じ給砂条件(濁川1.8 km断面の掃流力に見合った量だけ給砂すること)で行なったことを前提としている。この給砂量の違いが、どれくらいあるかを調べてみると、図-6.8.4のようになる。中間案および改修計画案の7.0時間通水後の給砂量は、現川拡幅案の給砂量より約1200 lおよび500 lそれぞれ多くなっている。参考までに、 $Q_0 = 1065 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する濁川計画河道での掃流砂量を計算すると $Q_B \approx 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。図-6.8.4をみると、時間の経過とともに単位時間当りの給砂量が小さくなっている。この原因は河床勾配の減少によるものである。70

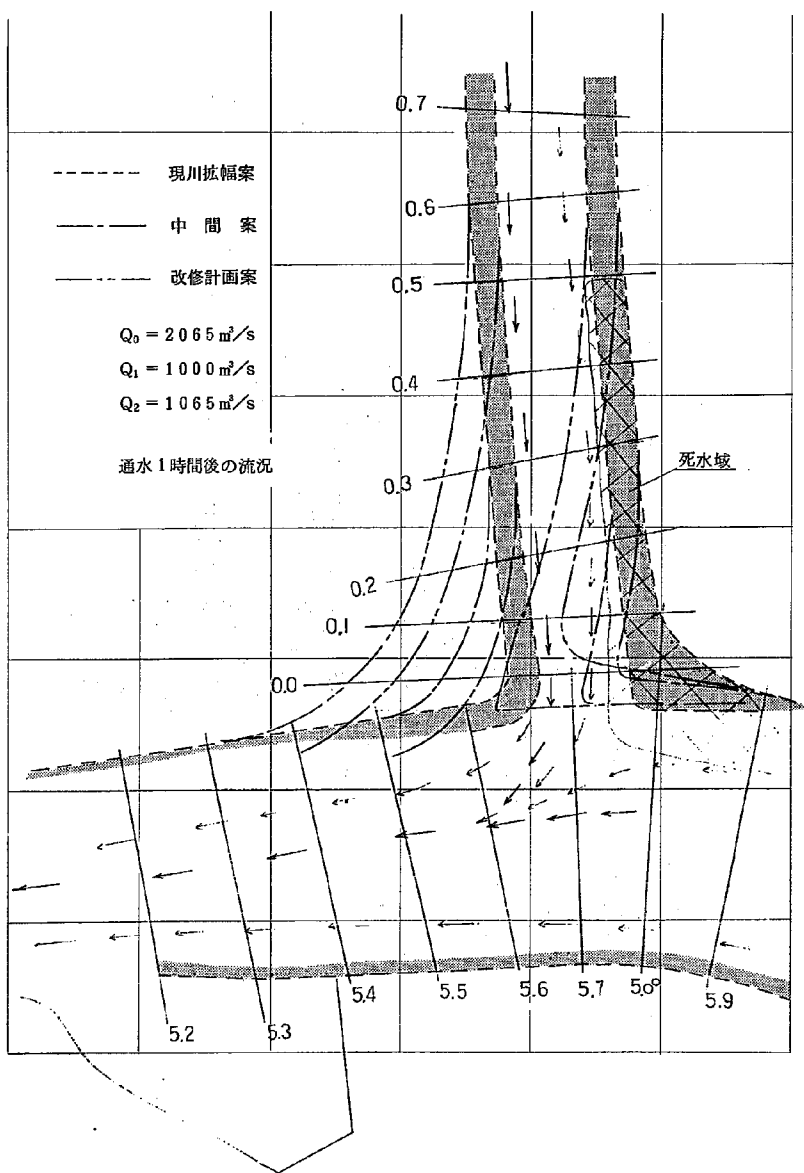


図-683 流況比較図(a)

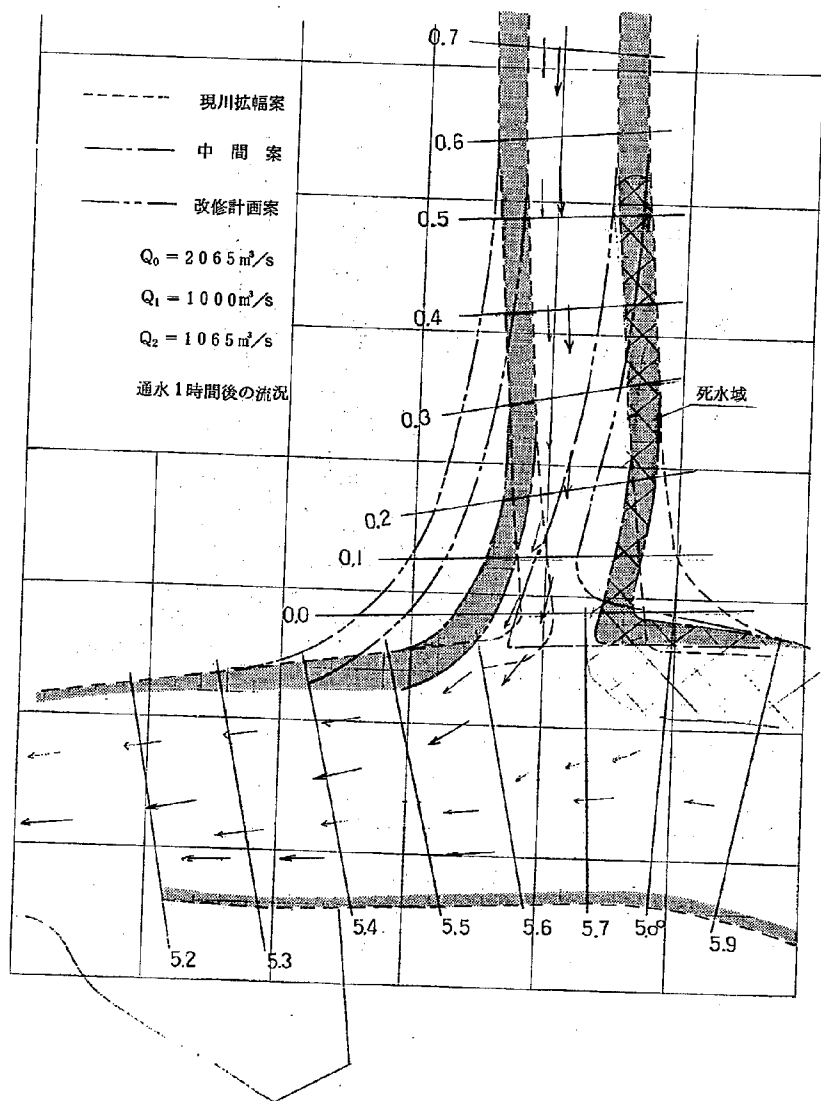


図-6.83 流況比較図(b)

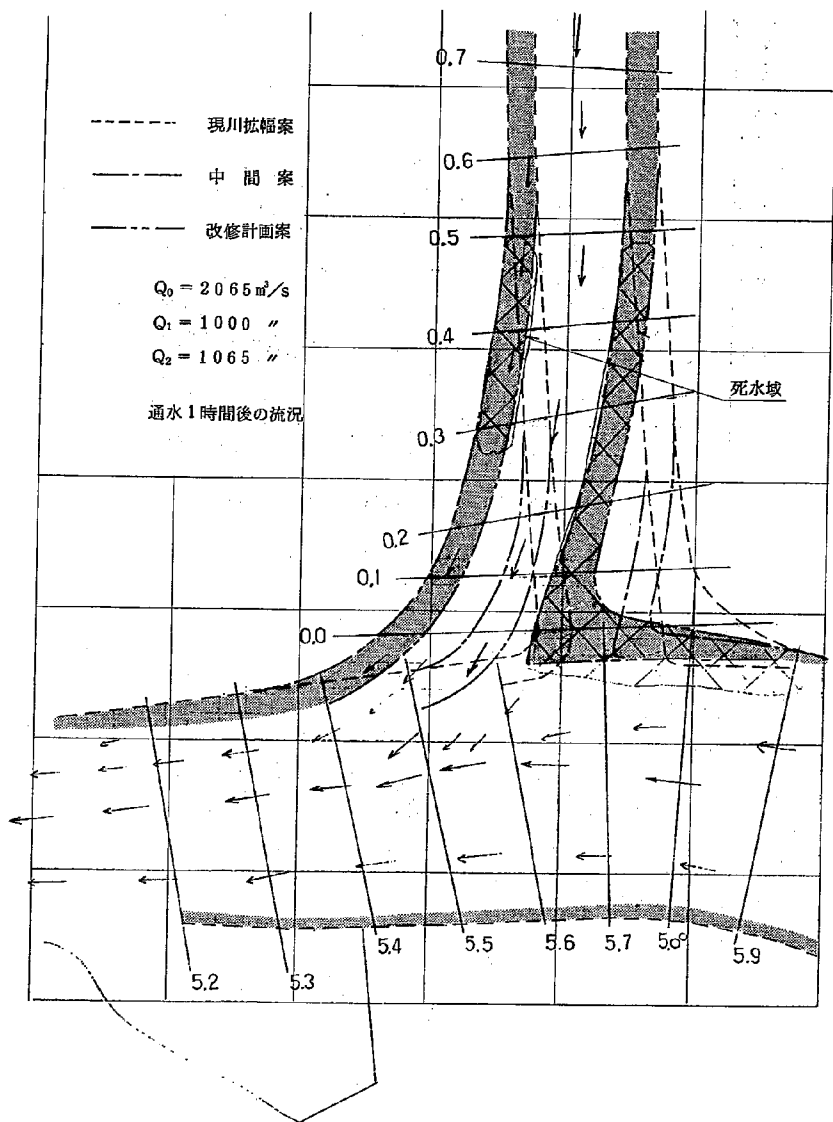


図-6.83 流況比較図(c)

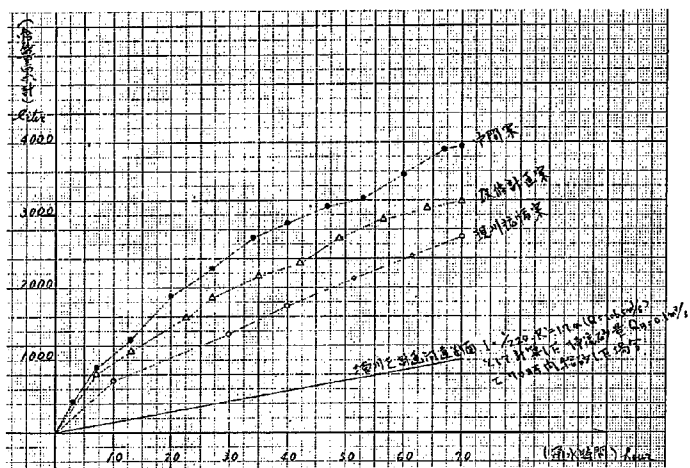


図-6.84 輸砂量比較図 (実験Case番号 23, 31, 41)

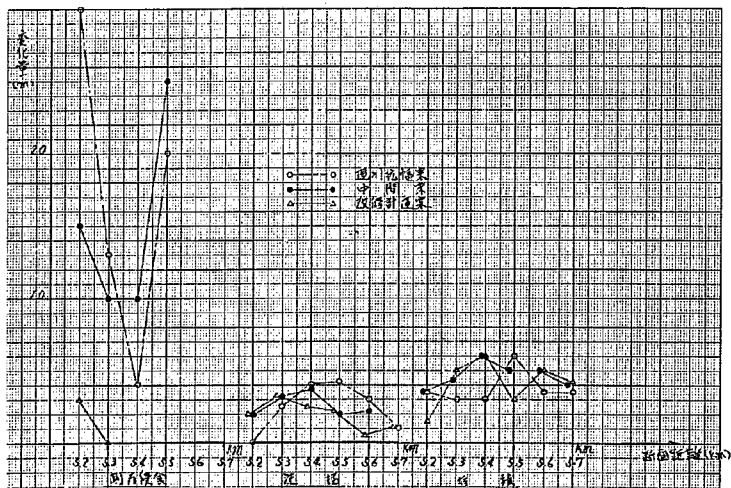


図-6.85 側方侵食・河床洗掘および堆積量比較図

時間通水後の河床状態で実験を行なったCase番号24, 32, 42, 25, 33, 43, 26, 34 については、これらのことを考慮して比較しなければならない。

合流点に張り出した砂州の影響を、砂州の形成によりひきおこされた洗掘・側方浸食・砂州の高さに現われるとして調べると、図-6.85に示す通りとなる。側方浸食の最大は、現川拡幅案の5.2kmにおいて発生しておりその規模は幅30m、長さは300~400mとなり、最大洗掘深は5.5kmにおいて発生しておりその深さは4.2mとなっている。堆積高の最大は3案とも同じく6mである。最大堆積高の発生場所は現川拡幅案が5.5km、中間案および改修計画案が5.4kmである。

河床変動測定は、通水開始後7時間・27時間・70時間の3回行なった。3案について各時間での河床形状と比較すると図-6.86・6.87・6.88に示す通りである。図-6.86をみると各時間毎の砂礫堆前縁の位置および合流点に形成される砂州の形状がわかる。砂礫堆の移動速度は、中間案のほうがやや速い。この原因として考えられるのは給砂量が他の2案と比べ多いことがあげられる。合流点に形成される砂州の形状は3案とも大体以ているが、合流角度を滑らかにすることによりやや流下方向に細長くなる。このことは、合流角度を滑らかにすることにより、阿賀川左岸への砂州の張り出しが弱くなることが考えられる。

図-6.87は、濁川0.8・1.0・1.2・1.4kmにおける河床横断形状の河道案別の比較を示している。4断面からわかることは、洗掘・堆積の位置は変わらないが、洗掘・堆積量については差がある。これについての一番大きな原因は、給砂条件の違いによるものである。図-6.88は、阿賀川5.3・5.4・5.6kmにおける河床横断形状の河道案別の比較を示している。この図からわかることは、本川に張り出した砂州の横断形状が明らかである。又この図から、現川拡幅案と中間案での5.5km断面において砂州が本川左岸に大きく張り出しているのが確認できる。

(ロ) 実験Case番号24・32・42の実験結果は図-6.89に示す通りである。3案とも初期河床形状が違うために、30時間フラッシュ後の河床形状から3案のフラッシュ効果の比較はできない。合流点に張り出した砂州は、表層部が30時間通水後においてだいたい1~3m掃流されている。このように合流点に張り出した砂州の区域だけを見ると、かなりの土砂が掃流されているようである。しかし、この区域から掃流された土砂はその大部分が、その下流に堆積する。したがって、洪水のフラッシュにより砂州の規模は小さくなるが、その下流の河床上昇があるため、合流点上流の水位低下は大きくは望めない。

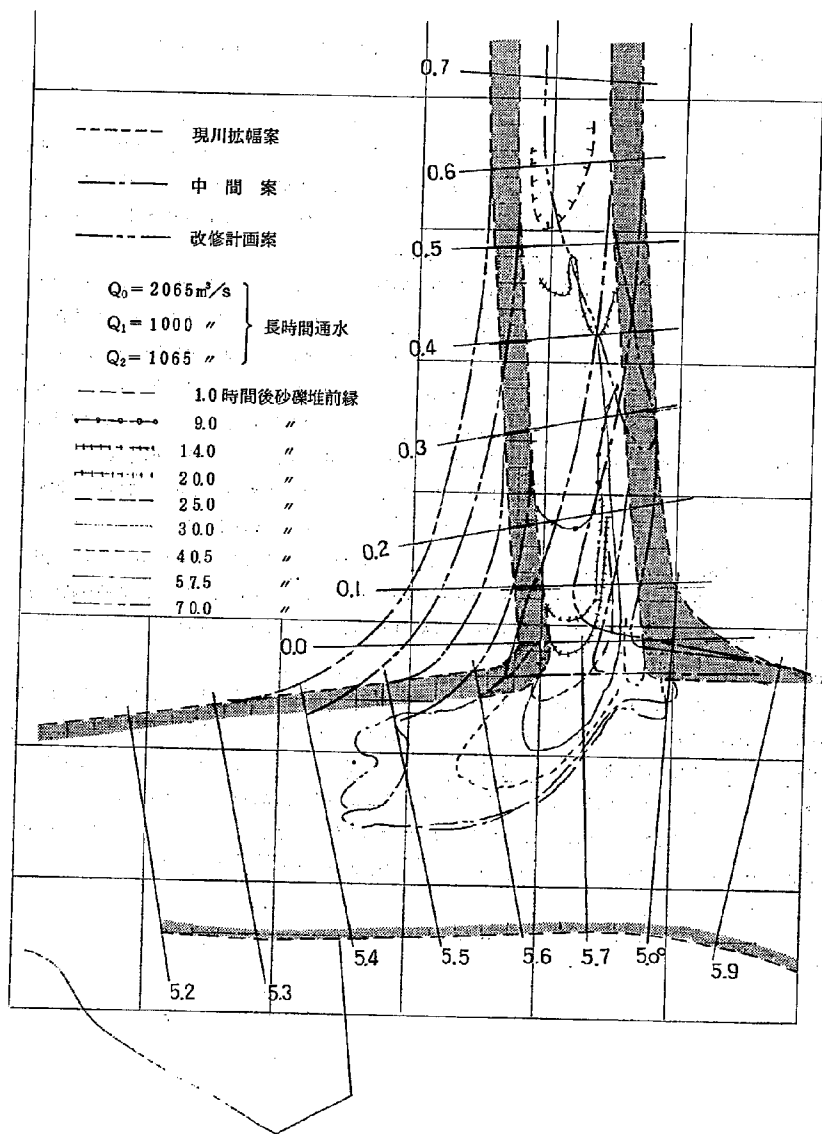


図-6.8.6(a) 砂礫堆移動図

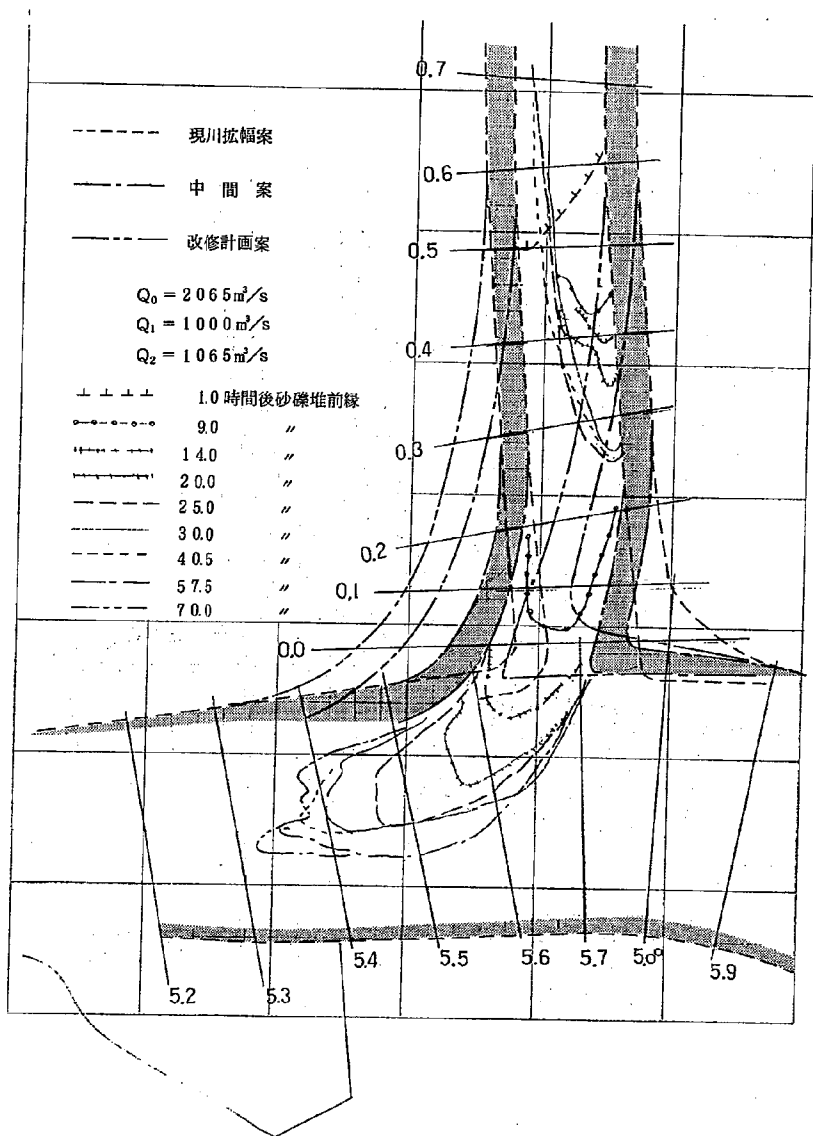


図-6.8(b) 砂礫堆移動図

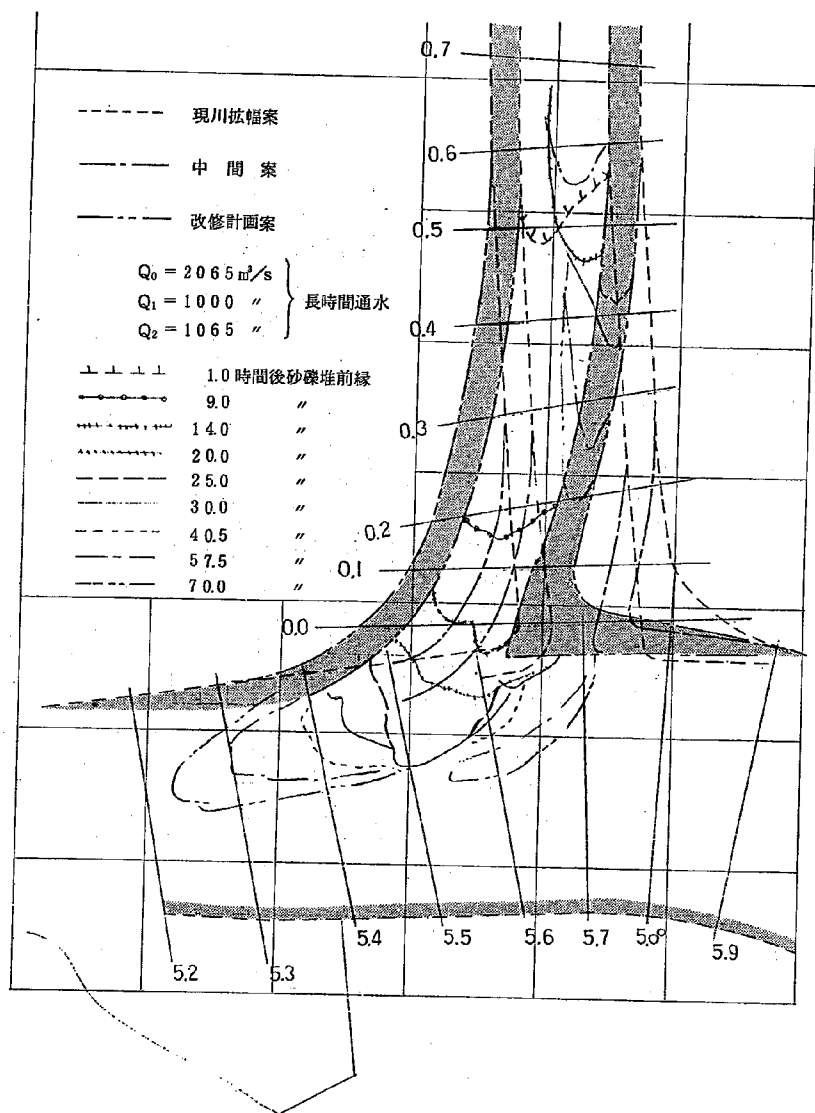
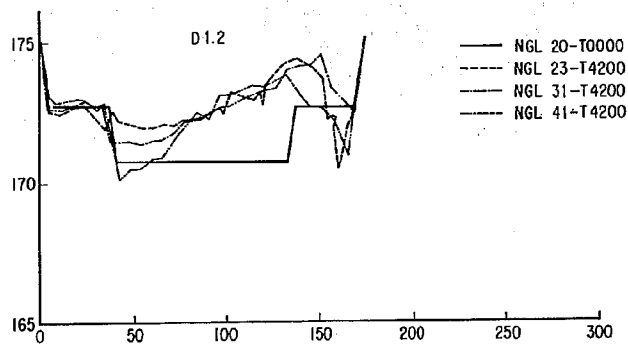
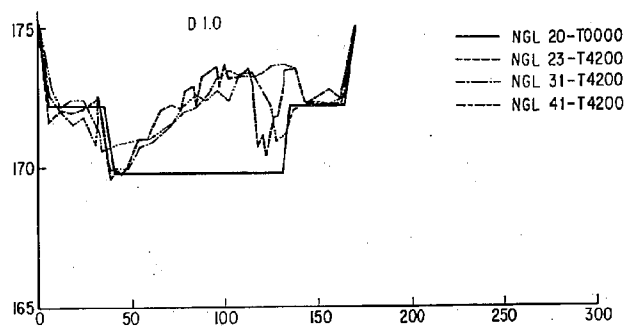
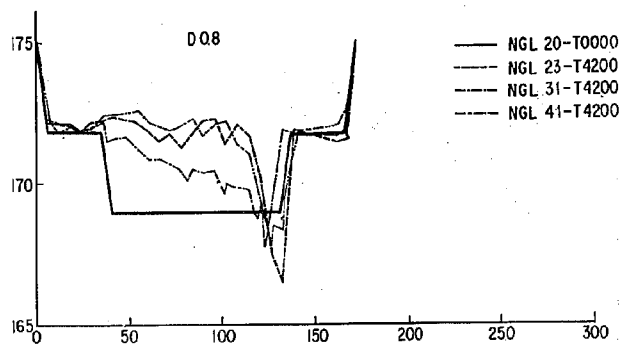


図-6.86(c) 砂礫堆移動図



圖—6.87 濁川河床變動比較圖

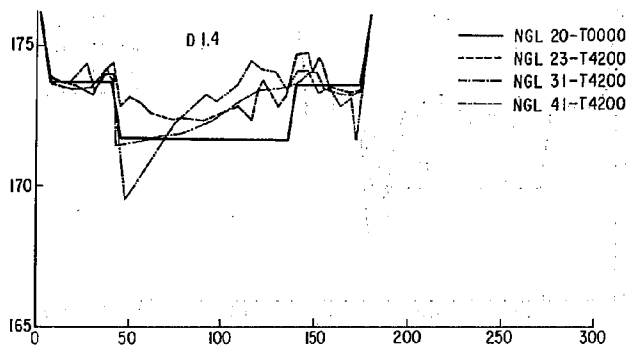


圖-6.87 濁川河床變動比較圖

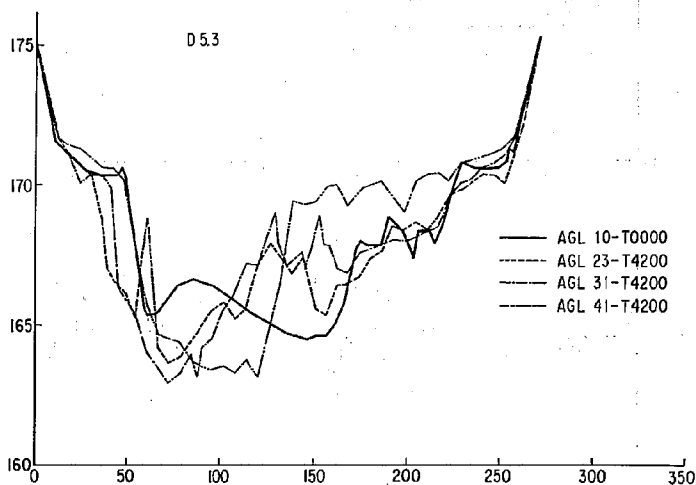


圖-6.88 阿賀川河床變動比較圖

401

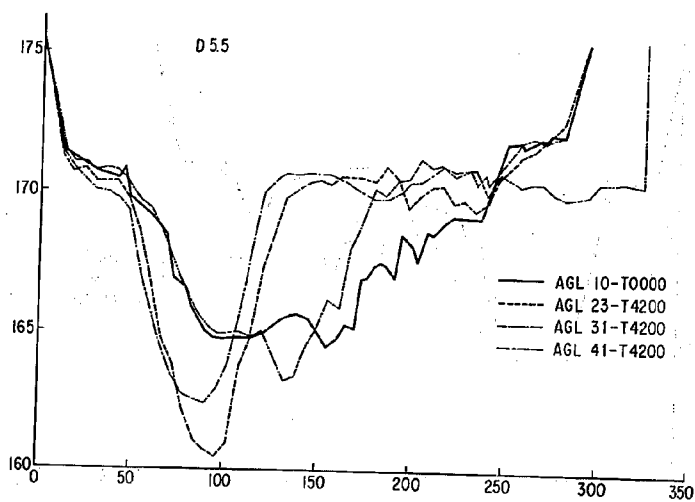
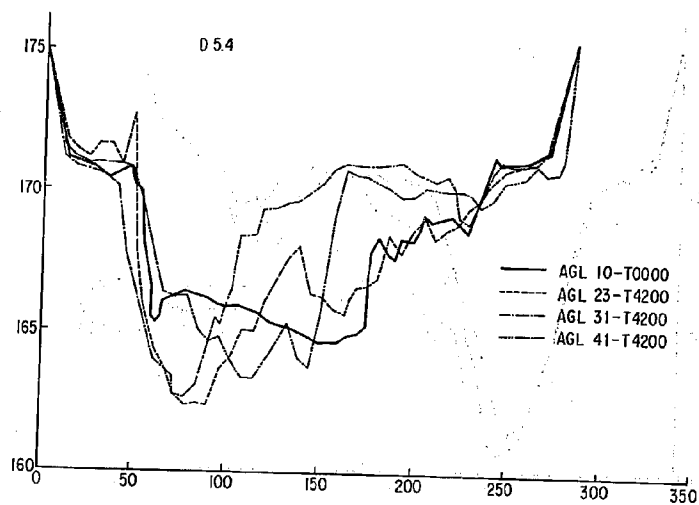


図-6.8.8 阿賀川河床変動比較図

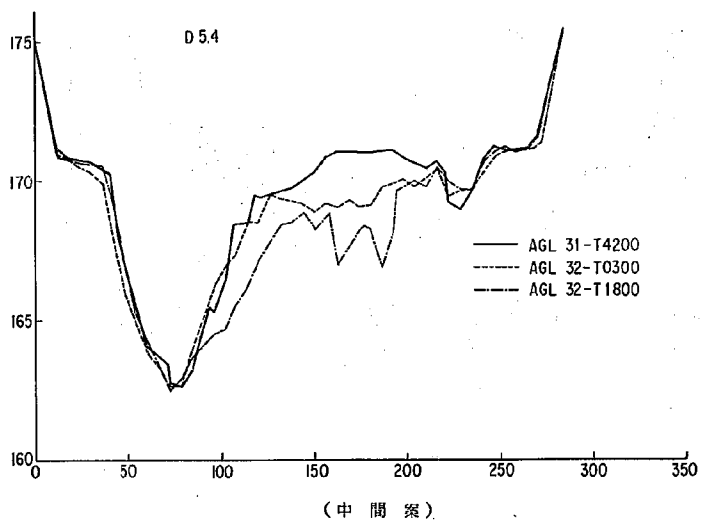
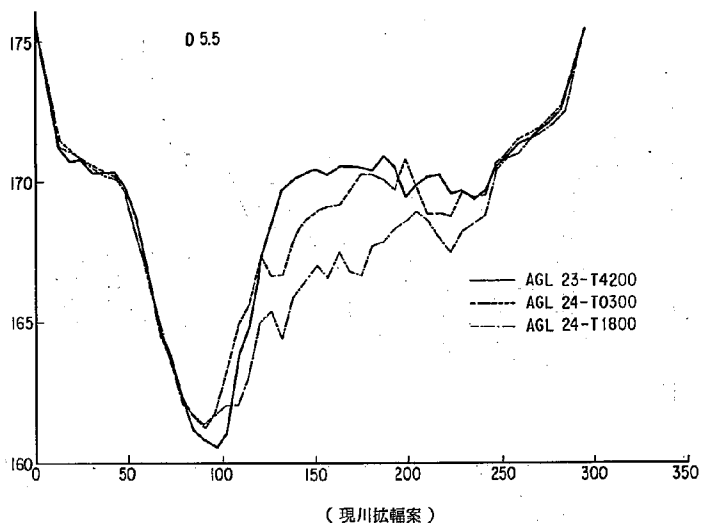


図-6.8.9 合流点フラッシュ効果比較図

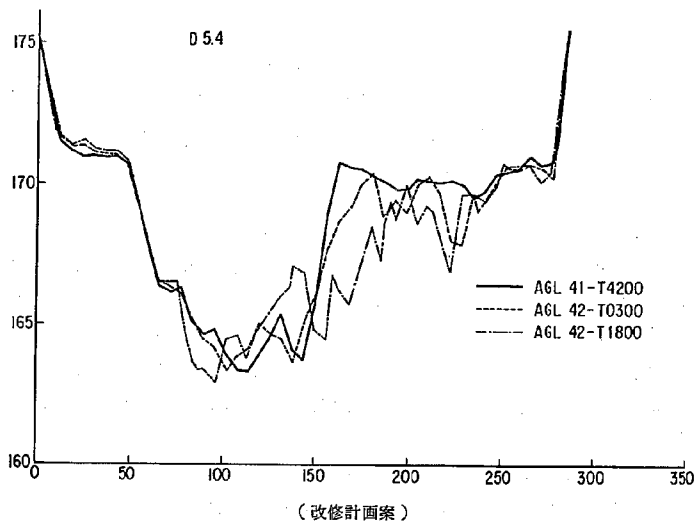


図-6.89 合流点フラッシュ効果比較図

7. ま と め

北陸地方建設局からの依頼により昭和49年度から52年度にかけて行なわれた濁川合流模型実験は、合流点の法線形を含めた濁川の計画河道法線形を検討するために行なってきたものである。実験では3つの法線形案について水理特性・河床変動の調査を行ない、法線改良によって得られる効果を明らかにすることにより主眼をおいた。結果を要約すると次のようである。

— 阿賀川について —

(1) [濁川から排出される土砂によって、合流点に形成される砂州の発達形状について]

合流点での砂州の形成は、初期の段階では扇形に濁川の延長方向に形成される。そして時間の経過に伴って、阿賀川の下流側への発達が顕著になる。3案を比較すると、合流点位置の相違により、形成される砂州の形状については次のようなことが明らかになった。合流角を小さくすることにより、砂州の阿賀川左岸への張り出しは小さくなり、流下方向への伸びが大きくなる。したがって、合流角を滑らかにすることにより、合流点に形成される砂州は流下方向に細長くなり、阿賀川左岸の洗掘される程度も合流角の大きい場合ほど強くない。

(2) [砂州の発達による流向・流速の変化について]

合流点の砂州の発達に伴い、流線は合流点対岸に押される。合流点を除く区域については、堤防法線に支配されて流下している。流速についても流線が左岸寄りとなると、主流の位置も左岸寄りとなりその付近の流速が大きくなる。実験では均一粒径を使っているため、死水域や流速の小さい区域には堆積が生じてないが、実際には混合粒径であり浮遊砂の割合が大きく、これらの区域に微細砂が堆積し流向や流速の変化も実験での現象以上に顕著になると思われる。

(3) [合流の影響による水位の上昇について]

模型区間の水位は、合流点下流の死水域等を考慮しない断面特性を使っての不等流計算水位とよく合っている。(図-6.5.5参照) 実験水位は合流点付近で水面勾配が変化しており、合流によるせき上げがあるように見られる。しかしこの傾向は計算結果でも表われており、合流によるものでなく河幅の減少により流速水頭が増加したことに求められる。このことから、濁川合流点での合流による本州水位の上昇は顕著でない。又、この原因については、合流点付近阿賀川の川幅が水深の100倍程もあるということから、濁川の合流によって阿賀川における極端な水位上昇を引き起こし得ないということが考えられる。

(4) [合流点対岸の洗掘について]

合流点に砂州が張り出してくると、流線が対岸に寄せられ対岸の流速が速くなり、そして洗掘が始まる。実験では、阿賀川の河床材料を濁川の粒径と同じものを使ったため、70時間通水後の洗掘は最大で4m、側方侵食は現川拡幅案・中間案・改修計画案でそれぞれ30・25・3m程度である。実際には限界掃流力が3分の1程度になることから、現地の河床が混合粒径であり時間の経過とともにアーモークートが形成されることを考慮しても洗掘規模は大きくなることが予想される。70時間通水後の河床変動量については、前述した通りで驚くほど大きくない。合流点の川幅が狭かったならば、この変動量はもっと拡大されたもの

となるだろう。現在の合流点付近阿賀川の川幅が広いことは、濁川からの異常な土砂の流出を考えた場合にも将来安定状態が続くと考えられる。

— 濁川について —

(1) 〔計画河道における水位・流速・流向について〕

3つの計画案を比較した場合に、水位・流速について実験ではほとんど差異が認められなかった。流向については合流境界線の位置に違いがあり、これは合流点下流右岸側にできる剥離域に違いが出ると考えられる。実験では合流点下流右岸側の流速の小さい部分に堆積が見られなかったが、混合粒径の現地を考えれば微細砂の堆積が予想される。

(2) 〔低水護岸や根固工等の必要性について〕

実験では、0.0～0.5 km左岸、0.5～1.0 km右岸および0.9～1.8 km左岸が洗掘区域として明らかになった。計画河道とした場合に当面必要と思われる護岸工および根固水制工の必要箇所は、0.5～1.0 km右岸および0.9～1.8 km左岸である。0.0～0.5 km左岸については、わん曲部下流の砂礫堆形成により水衝部となるもので、当面は必要ないと思われる。ここで述べた施工箇所に護岸工および根固水制工等を行なわなければ、計画規模の洪水が1回出ただけで、治水上支障をきたすということではない。すなわち、施工の優先順位として、当面これらの区域を考慮しなければならないということである。0.0～0.5 km左岸の洗掘ヶ所については、砂礫堆の前縁がこの付近に達するまでに施工すれば安全であろう。

(3) 〔洗掘・堆積箇所とその程度について〕

洗掘箇所については、前述したように0.0～0.5 km左岸、0.5～1.0 km右岸および0.9～1.8 km左岸である。ここで言っている洗掘箇所は、70時間通水後の河床状況を見て判断したものである。これらの洗掘区域の中で、計画規模の洪水1回で洗掘を受ける箇所については、0.7～0.9 km右岸および1.0～1.2 km左岸と考えてよい。70時間通水後の河床形状から明らかなことは、わん曲部より下流の0.7～0.9 km右岸で計画河床より5 mも洗掘されている。わん曲部より上流の1.0～1.2 km左岸については、計画河床より低くなるとしても1 m程度である。堆積箇所は、河道凸部の下流側に砂礫堆が見られ、その高さは高水敷を上回る部分もある。1.0～1.4 km右岸沿いにも砂礫堆があり、部分的に高水敷を上回っている。

(4) 〔計画河道の法線形状について〕

計画河道法線として3つの案が考えられているが、法線改良による効果を何について判断するかによって、3つの計画河道法線形の中から選択される法線形状が違ってくる。ここでは、次の項目を考慮して最良案の判断を下すべきであると考える。

- ① 合流点によるせき上げ量
- ② 最大流速
- ③ 対岸の洗掘
- ④ 最大の洗掘深・堆積高・堆積量
- ⑤ 合流点下流の流線の剥離
- ⑥ 濁川合流点付近の左岸高水敷の洗掘

ロ) その他 (用地買収面積・土工量)

上記項目についてまとめたのが表-7.1である。

ロ、リについては表-7.1を見てもわかる通り、3つの河道案を比べた場合に、どの案が一番水位上昇も小さくまた異常に速い流速が生じていないという点から好ましい案を選ぶことはできなかった。

リについては現川拡幅案が3.0m・中間案が2.5m・改修計画案が3mとなっている。リについては、洗掘および堆積が次のようになっている。現川拡幅案の洗掘が4.2m・堆積が6m・中間案についてはそれぞれ3.6mと6mおよび改修計画案については3.2mと6mとなっている。したがってリ、ロの項目について最良案を定めると、改修計画案の法線形が最もよく、次に中間案、そして現川拡幅案の順になる。また堆積量(合流点に張り出した砂州の量)については、河床変動測定を短い横断間隔でなかったため一概に比較できないが、大体3つの案とも7.0時間通水後において1.0~1.5万 m^3 の土砂が合流点に堆積している。

リについては、阿賀川5.2km断面での合流境界線の位置から剝離域の大きさを推定して検討する。阿賀川5.2kmでの合流境界線の位置は、5.2km断面での川幅を1.00%とした場合の合流境界線の右岸からの位置が、現川拡幅案で5.6%・中間案で5.8%および改修計画案が4.5%となっている。同じ水理条件で合流角度だけ変えて実験をし、このように合流境界線の位置が違うということは、合流点下流の支川側にできる剝離域の変化によるものと考えられる。剝離域には土砂の堆積があり、合流点下流の支川側に土砂の堆積が進むことは主流が合流点阿賀川左岸にかた寄り、洗掘が大きくなることが予想され好ましくない。したがって、リ、ロの項目についての検討結果では、現川拡幅案・中間案より改修計画案のほうが好ましい。

リについては、濁川0.7km右岸に刻ねられた流水が0.3~0.4kmの左岸に向うことから生じるものである。この流況は、1.0km付近のわん曲部を固定していることから3案とも同じである。しかし、0.7kmより下流の法線形は、改修計画案が一番で次に中間案、そして現川拡幅案の順に前述した流況特性に逆らう度合いが強いものとなっている。したがって、濁川合流点左岸付近の高水敷洗掘を小さく、またこの付近への水当りを弱くするためには、阿賀川への合流角を直角としたほうがよい。このため、現川拡幅案の法線形が最もよく、次に中間案そして改修計画案の順に好ましい法線形となる。濁川1.0km付近のわん曲部の改良を含めてなめらかに合流させる法線とした場合には、0.7km右岸への水当りもなくなり、できるだけなめらかに合流させる合流点処理法としたほうがよい。

最初に述べた通り、法線改良による効果を何について判断するかによって、3つの計画河道法線形の中から選択される法線形状が違ってくる。したがって、合流点の計画法線形として3つの法線形案のうちどの案を選んでもいいが、選んだ法線形それぞれについて問題点があるといえることができる。ここでは、3つの計画河道法線形のおおのについて、問題点と対策について述べる。現川拡幅案については、合流点下流右岸側に土砂堆積が起こる。この土砂は、本川洪水によってある程度フラッシュされるが、大部分は堆積したままとなる。したがって、土砂の堆積によって流向が著しく曲げられる状態になった場合は、人為的な方法によって土砂の除去を行わなければならない。中間案については、現川拡幅案と同様の問題があり、対策についても堆積した土砂を人為的に除去する方法を取らなければならない。またもう1つの問題として、中間案においては0.3kmより下流の法線形を阿賀川下流方向に5.0m程ずらしている。この法線形は、0.7~0.9

表 - 7. 1 比 較 表

比較項目	流量条件	現川拡幅案	中間案	改修計画案	考 察
イ 合流点上下流水位差	$Q_1 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 1065 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水 70 時間後	$(\Delta H_1)_m$ $(\Delta H_2)_m$ 1.230 2082	$(\Delta H_1)_m$ $(\Delta H_2)_m$ 1.322 2328	$(\Delta H_1)_m$ $(\Delta H_2)_m$ 1.000 219	合流点上下流の水位差については、その差がそのまま合流によるせき上げ量とはいえないが、合流点上下流水位差を各案について比較した場合に出る水位差は、合流点の形状によると考えられる。そこで合流点上下流水位差の中で、どの流量組み合わせについて比較すればよいか考えると、河川構造物の設計条件となる計画高水流量に近いものについて比較すべきである。 したがって、d・e・f について各案の水位差を計算してみると、最大で 17 cm 程度である。(表の中で、a・c・d については通水 70 時間後の河床状態で行なっている。)
	b) 上記流量で通水 30 分後	0.720 0.334	0.584 0.684	0.650 0.36	
	c) $Q_1 = 1000$ $Q_2 = 500$	1.200 2.790	1.530 2.910	1.265 2.92	
	d) $Q_1 = 3600$ $Q_2 = 1065$	0.720 0.489	0.680 0.690	0.735 0.725	
	e) $Q_1 = 2335$ $Q_2 = 1065$	0.57 0.465	0.70 0.623	0.720 0.45	
	f) $Q_1 = 3670$ $Q_2 = 630$	0.60 0.435	0.47 0.499	0.58 0.52	
	長時間通水実験の通水開始より 30 分後の最大流速	阿 賀 川 5.2 km 5.4 5.6 5.8 0.0 0.2 0.4 0.6 0.9 1.4 1.6 濁 川	4.14 m/s 3.39 3.42 3.42 2.50 2.31 2.31 4.18 4.44 4.36 5.10 4.83	2.63 m/s 2.57 2.57 2.57 2.50 2.31 2.31 4.18 4.11 4.60 5.18 4.53	
ハ 対 岸 の 洗 掘	$Q_1 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$	30 m	25 m	3 m	長時間通水後に河床変動測定を行なった結果、左記のような量が得られた。この結果からは、合流点に形成された砂州の堆積厚は 3 つの家とも同じであるが、側方侵食、最大洗掘深については、合流角をなめらかにしたほうが好ましい。
イ 洗掘深最大値	$Q_2 = 1065 \text{ m}^3/\text{s}$	4.2	3.6	3.2	
ロ 堆積厚最大値		6	6	6	
ニ 合流点に張り出した砂の長		30 14	35 15	35 13	
ホ 合流点下流の流線の側離 (合流境界線の位置右岸より)		56%	58%	45%	通水初期の合流境界線の 5.2 km の右岸からの位置を示すものであり、左記の数値が小さいものは側離域が小さくなり、土砂堆積量も小さくなると考えてよい。
ヘ 濁川合流点付近左岸高水敷の洗掘範囲		○	△	×	
ト 用地買収面積と土工量		○	△	×	

上表の中で $\Delta H_1 = H_{60} - H_{50}$ (H_{60} : 阿賀川 6.0 km の平均水位 H_{50} : 阿賀川 5.0 km の平均水位)

$\Delta H_2 = H_{65} - H_{50}$ (H_{65} : 濁川 0.6 km の平均水位)

km右岸に刻ねられた流水が0.3kmの左岸に向かって流れるのに逆らうものである。これらのことから、中間案を選んだ場合には、合流点下流右岸側に堆積する土砂の除去と、濁川0.3kmより下流左岸の低下法面と高水敷の維持を考えなければならない。改修計画案については、合流点下流右岸側の土砂堆積が中間案および現川拡幅案に比べある程度解消できるが、長期的に見た場合にはやはり人為的な方法により堆積土砂の除去を行わなければならない。また改修計画案は、中間案でも問題点として述べているが、それ以上に0.7~0.9km右岸に刻ねられた流水の向きに逆らう法線形となっている。したがって、計画法線形として改修計画案を選んだ場合には、合流点下流右側の土砂堆積がある程度解消できるものの、0.3km左岸付近より下流の低下法面と高水敷の維持を中間案以上に強固なものとしなければならない。このように、一つ一つの案について計画法線形として選んだ場合の問題点と対策を考えると、3つの計画案の中で特に優れた案はない。実験計画を立てる際に考えていた、合流角度を小さくすることにより合流による水位上昇と合流点下流右岸側に発生する剝離域を小さくできるということが確認できたならばそのことにより最良案を決定できたのだが、それができなかった。このことは、合流点の川幅が広く、下流に狭窄部がありその背水区間に合流点が存在すること等の濁川合流点の河道条件によるものである。以上のことから言えることは、合流角度をなめらかにすることによりある程度の効果は期待できるがそれに反し問題点もでてくる。したがって、圃場整備の終わった水田を大幅に削ってまで合流角度を十分なめらかにしても、それに見合うほどの効果は得られないといえそうである。

— その他の検討について —

(1) 〔水制工による洗掘の軽減について〕

1.0km付近のわん曲部を固定することは、砂礫堆の移動を占めることができるが、反面、わん曲部の洗掘を引きおこす。この対策として、水制工がある。この洗掘の軽減策として、次の2つの水制工規模のものについて実験を行なった。

D) 水制長12m、水制間隔50m、水制の突出角15°（流れに対し直角方向で15°上向）

水制工の高さ約1m

id) 水制長6m、水制間隔25m、水制の突出角0°（流れに対し直角）

水制工の高さ約1m

2つの水制工での大きな違いは、水制長と水制間隔である。濁川に上記2つの水制工を設置し、それぞれについて実験を行なった。その結果、洗掘の軽減を考えた場合にはid)の水制工がすぐれている。実験で設置した水制工区間は、1.0~1.5km左岸および0.5~1.0km右岸である。1.0~1.5km左岸の高水敷は、水制群と高水敷保護工によって維持できている。しかし、水制群の最上流水制の維持については問題がある。この対策としては、水制群の上流側に緩和区間を設けることも一工法である。0.5~1.0km区間右岸高水敷は、通水5時間程度までは維持できるが、それ以後は0.5~0.9km左岸沿いに形成される砂礫堆により、流水が右岸低下法面沿いに集中し側方浸食を受けはじめる。このように流水が集中してくると、水制・高水敷保護工もほとんど効果がなくなる。したがって、実際、現地で砂礫堆が十分に発達した場合には、河床掘削を行ったり災害を受けた構造物の復旧工事が必要となろう。

(2) [基準点山科より下流の泡の巻および古屋敷狭窄部の河道掘削完了を想定した場合の影響]

$Q_0 = 2065 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_1 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・ $Q_2 = 1065 \text{ m}^3/\text{s}$)の山科地点水位は、現況の水位流量相関では $H_{4.8} = 17.085 \text{ m}$ であるが、掘削完了後においては $H_{4.8} = 16.985 \text{ m}$ となる。したがって実験では、泡の巻および古屋敷狭窄部の河道掘削完了を想定して、下流水位が1m低下した状態での水理特性および河床変動を調査し、将来の水理条件においても計画河道が安全であるかを検討した。下流水位を下げた状態の中間案河道での実験結果とそうでない場合の実験結果と比較すると、

- イ) 砂礫堆の移動速度は2倍程速くなった。
- ロ) 水衝部の位置はあまり変わらないが、水当りは強くなるようである。
- ハ) 水位は阿賀川4.8km合流点で1m程低い。
- ニ) 濁川の流速については若しく速くなることもなく、ほとんど変わらない。阿賀川の流速については、合流点上流で1割合流点下流では2～3割程度流速が大きくなっている。
- ホ) 合流境界線の位置は20m程大きく左岸に寄る。

ということが明らかになった。したがって、下流水位を1m下げたことの影響としては、大きなものをあげると水位の低下と砂礫堆移動が速くなったことである。狭窄部の掘削は短時間に終了するものではなく、中間段階も考えなければならない。しかし、河道掘削完了後と下流水位を下げないで行なった中間案河道での実験と比較した場合に、水位低下と砂礫堆移動速度が速くなったことに止まっているため、河道掘削の中間段階における水理特性、河床変動はある程度推定でき、それも問題となる現象は起こらないと考えられる。

— 今後の問題点 —

(1) 阿賀川の河床材料を濁川の河床と同じものを使って実験を行なったため、実験の阿賀川の洗掘現象については、洗掘規模が実験結果より大きくなることが推測される。

(2) 濁川の河床材料については、計画河道とした場合にも現状のものと同じものを使用して実験を行なっている。計画河道では法線改良によって、河道の半分近くが現在の水田を通り、その場合の河床材料は相当小さくなるものと思われる。したがって、新河道となる区域のボーリング調査を行ない、粒径がどの程度変わるものであるかを把握し、上流から供給される河床材料の到達要素等も考慮して設計する必要がある。

(3) 給砂方法として、濁川模型上流端1.8km付近において、下流に掃流される分を給砂する方法をとった。したがって、流出土砂量の把握と将来予測を行って、実験結果の修正を行わなければならない。

(4) 模型実験結果で水位・流速・流向については、河道および流量条件が模型と相似であれば実際の現象と一致する。又、河床変動については、定流実験であることと流出土砂量について上流での供給土砂量の把握が難しいこと等から、将来河道を定量的に予測することは不可能である。

しかし定性的には、今後濁川を計画河道とした場合に、模型での現象に近い河床変動をしていくことが予想される。

以上述べてきたように今回の検討は、阿賀川と濁川の合流点における合流点処理について検討したものであり、河道計画に盛り込む場合には実験条件を考慮しなければならないことを強調しておきたい。

なお、この実験および検討は土木研究所土屋河川部長、須賀河川研究室長、藤本森崎試験所長らの指導を

得て折敷研究員と山本技官が実験報告書の作成を行なった。又、構文については篠崎試験所西田研究員の指導を得た。最後に、この検討の期間中において全面的に協力していただいた北陸地方建設局阿賀川工事々務所関係の方々に対して厚くお礼申し上げます。

参 考 文 献

1. 濁川改修計画資料 昭和49.7
 北陸地建阿賀川工事事務所
2. 阿賀川水害経済調査 昭和35.10
 北陸地建阿賀川工事事務所
3. 会津喜多方の歩み 昭和41.1
 同編纂委員会
4. 福島県史 第2巻
 福島県
5. 会津若松史 会津若松市
6. 河川関係法令例規集 第一法規
7. 郷土資料事典 昭和50.8
 人文社
8. 農業水分子 金子良
 共立出版
9. 流量年表 建設省河川局
10. 雨量年表 建設省河川局
11. 河川総合ハンドブック 日本河川資料調査会
12. 羽越豪雨 建設省山形工事事務所
13. 技術者のための水理学 佐藤清一
 森北出版
14. 河床形態の形成傾斜と発生機構 註川登
 土木学会 第26回年講
15. 河川合流点の調整に就いて(第1報)
 安芸皎一 土木試験所報告
16. 応用水理学
 (中1) 丸善
17. 全国河川粗度係数資料集 日本河川協会
18. 秋草 吉川 坂上 芦田 土屋: 水制に関する研究
 土木研究所報告 107号 昭和36年10月
19. 移動床水路の粗度について 山口、松田
 第18回 建設省技術研究発表会 昭和39年11月