

土研資料1177号

土木研究所資料

鹿屋分水路水理模型実験報告書

昭和52年3月

建設省土木研究所

鹿島試験所

目 次

1. まえがき	1
2. 河川の概要と分水路計画の立案	4
3. 相似律と模型	12
1) 模型実験の相似律	12
2) 鹿屋分水路水理模型実験の相似律	14
4. 分流点下流案実験	16
1) 第1案の実験結果	16
(1) 粗度係数	16
(2) 流量配分	16
(3) 分水路	22
i) 水位	22
ii) 流速	22
iii) 流況	23
(4) 合流点	23
i) 水位	23
ii) 流速	23
iii) 流況	24
(5) まとめ	24
2) 対策工及び第2, 第3案の実験	26
(1) 対策工の実験結果 (分流堰下流部, 下谷川合流点, 河床保護対策)	26
(2) 第2案の実験結果 (分流堰, 合流点)	31
i) 水位	31
ii) 流速	31
iii) 流況	31
(3) 第3案の実験結果 (分流堰, 分水路, 分流点対策)	41
i) 水位	42
ii) 流速	42
iii) 流況	43

5. 分水路の疎通能力	55
6. 分流点上流案実験	57
1) 固定床模型実験結果	57
(1) 分流量	57
(2) 水位	58
(3) 流速, 流況	63
(4) まとめ	64
2) 移動床模型実験結果	65
(1) 水位	65
(2) 分流量	65
(3) 流況	66
(4) 河床変動状況	66
(5) 分水路への流入砂	66
(6) まとめ	67
7. 分流堰の検討	70
8. 結 論	79
9. あとがき	82

図 面 目 次

図-1-1	肝属川位置図	4
図-1-2	鹿屋分水路位置図	4
図-2	肝属川縦断図	6
図-3	鹿屋分水路平面図 現計画案(分流点下流案)	7
図-3-1	分流点比較図	9
図-3-2	合流点比較図	10
図-3-3	粒径加積曲線	11
図-3-4	実験砂粒径加積曲線	15
図-4-1	検証実験水位縦断図(現状河道)	17
図-4-2	粗度係数縦断変化図(現状河道)	18
図-5-1	検証実験水位縦断図(計画河道)	19
図-5-2	粗度係数縦断変化図(計画河道)	20
図-6	分流堰概要図(堰堤断面図)	21
図-7	分流点流況, 河床変動図	28
図-8-1	合流点水位縦断図	33
図-8-2	流況図(合流形状第2案)	35
図-8-3	合流点流速図 第3案合流(流速分布)	37
図-8-4	流速図	39
図-8-5	流況図(移動床実験)	40
図-8-6	分流堰と水位現象図	41
図-9-1	分水路下流部開水路内の跳水形状(流量 $150\text{ m}^3/\text{s}$)	43
図-9-2	分水路下流部開水路内の跳水形状(流量 $150\text{ m}^3/\text{s}$)	44
図-10-1	下流案水位縦断図(本川)	45
図-10-2	水位縦断図(分水路)	46
図-11	分水路水位縦断図(流量 $225\text{ m}^3/\text{s}$)	56
図-12-1	鹿屋分水路平面図	59
図-12-2	分流点比較図	61
図-12-3	合流点比較図	62
図-13	呑口部比較図	68
図-14-1	分流点水位流量曲線(1)(分流開始 $Q_0 = 30\text{ m}^3/\text{s}$)	72
図-14-2	分流点水位流量曲線(2)(分流開始 $Q_0 = 40\text{ m}^3/\text{s}$)	73
図-14-3	分流点水位流量曲線(3)(分流開始 $Q_0 = 40\text{ m}^3/\text{s}$)	74

图-14-4	分流点水位流量曲线(4) (分流开始 $Q_0 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$)	75
图-14-5	分流点水位流量曲线(5) (分流开始 $Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$)	76

写真目次

写真-1	分流点(第1案)	24
写真-2	合流点(第1案) $250\text{ m}^3/\text{s} : 150\text{ m}^3/\text{s}$	24
写真-3	分水路(第1案) $150\text{ m}^3/\text{s}$	25
写真-4-1	分流点(第1案) $400\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後	25
写真-4-2	分流点(第4案) $400\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後	25
写真-5-1	分流点護床工設置	29
写真-5-2	分流点護床工設置	29
写真-6-1	分流点護床工設置, 通水後	29
写真-6-2	分流点護床工設置, 通水後	30
写真-6-3	分流点護床工設置, 通水後	30
写真-7	分流点(第1案)	30
写真-8	下谷川合流点	30
写真-9-1	分水路下流域, 合流第2案	32
写真-9-2	分水路下流域, 合流第2案	32
写真-9-3	合流点, 合流第2案	32
写真-10-1	分水路下流域, 合流第3案	47
写真-10-2	分水路合流域, 合流第3案	47
写真-11-1	分流点護床工	47
写真-11-2	分流点流況	48
写真-11-3	分流点流況	48
写真-11-4	分流点通水後	48
写真-12-1	分流点, 分流壁形状の検討(壁=上流に12 m伸ばす)	49
写真-12-2	分流点, 分流壁形状の検討	49
写真-12-3	分流点, 分流壁形状の検討; 流況	49
写真-12-4	分流点, 分流壁形状の検討; 流況	50
写真-12-5	分流点, 分流壁形状の検討; 通水後	50
写真-12-6	分流点, 分流壁形状の検討; 通水後	50
写真-12-7	分流点, 分流壁形状の検討; 流況	51
写真-12-8	分流点, 分流壁形状の検討; 流況	51
写真-12-9	分流点, 分流壁形状の検討; 通水後	51
写真-13-1	分流点, 分流壁への対策工	52
写真-13-2	分流点, 分流壁への対策工	53

写真-13-3	分流点, 分流壁への対策工, 流況	53
写真-13-4	分流点, 分流壁への対策工; 流況	53
写真-13-5	分流点, 分流壁への対策工; 流況	54
写真-13-6	分流点, 本川, 通水後	54
写真-13-7	分流点, 分流壁への対策工; 通水後	54

附 図 目 次

附図-1-1	分流実験水位縦断面図(現状河道)	85
附図-1-2	流況図(現状河道)	86
附図-1-3	分流実験水位縦断面図(計画河道)	87
附図-1-4	流況図(計画河道)	88
附図-2-1	分水路実験水位縦断面図 分水路河床勾配 = 1/450	89
附図-2-2	流況図	91
附図-2-3	流況図	93
附図-3-1	合流実験水位縦断面図(現状河道)	95
附図-3-2	流況図	96
附図-3-3	流況図(現状河道)	97
附図-3-4	合流実験水位縦断面図(計画河道)	98
附図-3-5	流況図(計画河道)	99
附図-3-6	流況図(計画河道)	100
附図-3-7	流況図(計画河道)	101
附図-4	分流堰下流導流堤設置平面図	102
附図-5-1	流況図(流況対策工施工前)	103
附図-5-2	流況図(流況対策工施工後)	105
附図-6-1	流速分布図	107
附図-6-2	流況図	108
附図-6-3	分水路水位縦断面図 流砂実験	109
附図-6-4	流況図	110
附図-7-1	下流案原案水位縦断面図(移動床実験)	111
附図-7-2	下流案原案流況図(移動床実験)	112
附図-7-3	下流案原案水位縦断面図(移動床実験)	113
附図-7-4	下流案原案流況図(移動床実験)	114
附図-7-5	下流案原案水位縦断面図(移動床実験)	115
附図-7-6	下流案原案流況図(移動床実験)	116
附図-7-7	下流案原案水位縦断面図(移動床実験)	117
附図-7-8	下流案原案流況図(移動床実験)	118
附図-8	合流点流速図(第2案)	119
附図-9-1	上流案水位縦断面図(本川)	120
附図-9-2	上流案水位縦断面図(分水路)	121

附圖-1 0-1-1	上流案分流点流況圖	123
附圖-1 0-1-2	上流案合流点流況圖	125
附圖-1 0-2-1	上流案分流点流況圖	127
附圖-1 0-2-2	上流案合流点流況圖	129
附圖-1 1	上流案水位縱斷圖（移動床實驗）	131
附圖-1 2-1	上流案分流点流況圖	132
附圖-1 2-2	上流案分流点流況圖	133
附圖-1 2-3	上流案分流点流況圖	134
附圖-1 2-4	上流案分流点流況圖	135
附圖-1 2-5	上流案分流点流況圖	136
附圖-1 2-6	上流案分流点流況圖	137
附圖-1 2-7	上流案分流点流況圖	138
附圖-1 2-8	上流案分流点流況圖	139

1. ま え が き

分水路を設置することは、河川の流況調整の一手法であるが、それは流路の short cut によって洪水処理能力の増加を図ろうとする場合、いわゆる「治水対策」である。

肝属川の鹿屋市地先に計画されている分水路計画も洪水の安全処理を目的として、肝属川沿岸の社会情勢の変化と近年における河川の状況とを考慮したうえで立案されたものである。分流点、分水路および合流点等の構造・機能については水理計算による検討を行なって計画されたが、さらに河道およびそれぞれの構造物の水理機能、現象を水理模型により実験的に把握・検討して、妥当性に富む施設・設計の資源とすることにした。

ここでは、昭和49年度から51年度までの3ケ年にわたって模型実験を行なった結果をとりまとめて報告する。なお模型実験の経緯は、昭和49年度に模型を製作し、河道および分水路構造物等を主として、肝属川工事事務所の計画案（以下第1案という）について水理実験を行ない、各地点の機能・現象を把握するとともに、それぞれの問題点を明らかにし、昭和50年度においてその対策あるいは分合流形態の修正（以下第2案という）を試みたが、現地における諸情勢などをも考慮して昭和51年度に細部の補足実験を行なって総括検討を加え（第3案も立案し）、結論を得た。

しかし、このような公共施設を設置する場合、地域社会への影響を十分に考慮し、利害が片寄らないような配慮が必要であろう。このような視点に立ち新たなルートが立案され、分流点上流案実験として実験的検討を加え結論を得た。この実験結果についても報告する。

これまでの水理模型実験経緯の概略を下表に示す。

表－1 水理模型実験経緯概略表

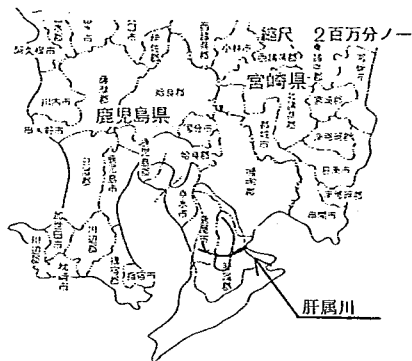
年 度	工 種	工 種 内 容	備 考
昭和49年	模 型 製 作	模 型 本 体 製 作 模 型 附 帯 設 備 製 作	固定床模型、縮尺1/40、 範囲16.0kmから20.6kmまで 送水管、量水槽、帰還水路及び防風柵等の 製作
	模 型 実 験 (分流点下流案)	第1案について実験	① 本川分水路及び分・合流構造第1案の 時 ② 本川現状河道で分・合流構造第1案の 時

年 度	工 種	工 種 内 容	備 考
昭和 5 0 年	模 型 実 験 (分 流 点 下 流 案)	1. 分流点 ① 分流堰と分流量 ② 河床変動の検討 2. 分水路 ① 分水路隧道部分の流下能力の検討 ② 開水路部分の流況対策 3. 合流点 ① 合流角度の検討	分流開始流量を $40\text{m}^3/\text{s}$ とした時の堰高・幅の検討 分流点の構造物と河床変動，分流機構の把握 隧道規模縮少の試みとして，流下能力の増加を計るため，隧道勾配を $1/250.2$ として実験 減勢工施工の試み 本川に対して分水路の直線（ほぼ直角）合流案 注，1-①，2-①，2-②，3-①は固定床模型，1-②は移動床模型
5 1 年	模 型 実 験 (分 流 点 下 流 案)	1. 分流点 ① 分流堰と分流量 ② 分流堰位置と法線形状 ③ 河床変動の検討 2. 分水路 ① 下流開水路の設定についての再検討 3. 合流点 ① 2-①の設定と合流	分流開始流量を $30\text{m}^3/\text{s}$ とした時の堰高・幅の検討 固定堰中心案ともなう堰位置の変更 ∴分流点法線形状と分流量・形態の検討（隔流壁の形状等も含） 分流点の構造物，その位置と河床変動・分流機構の把握 設定条件の変更（曲線合流案について実験した結果直線合流案を打出したが現地の情勢から曲・直両案の中間的な形状の検討を行なう） 2-①の設定による合流流況の検討 注，1-①，2-①，3-①は固定床模型 1-③は移動床模型（分流点） 1-②は固定床，移動床の両模型（分流点）

年 度	工 種	工 種 内 容	備 考
昭和 5 1 年	模 型 実 験 (分 流 点 上 流 案)	1. 分 流 点 ① 分流堰と分流量 ② 河床変動の検討 2. 分水路 3. 合流点	分流開始流量, $30m^3/s$ と $40m^3/s$ の場合 の堰高と幅の検討 分流点を中心とした河床変動の把握 分水路への流入砂配分の把握 上下流開水路変曲部の影響の検討 合流状況の検討

2. 河川の概要と分水路計画の立案

肝属川は、鹿児島県の南東部大隅半島のはぼ中央部を貫流する河川で、幹川は高隅山系御岳に水源を發し、串良川、始良川、高山川などをはじめ大小数多くの支川を合せながら肝属平野を流下して志布志湾に注ぐ一級河川である。



肝 圖-1-1 肝 屬 川 位 置 圖

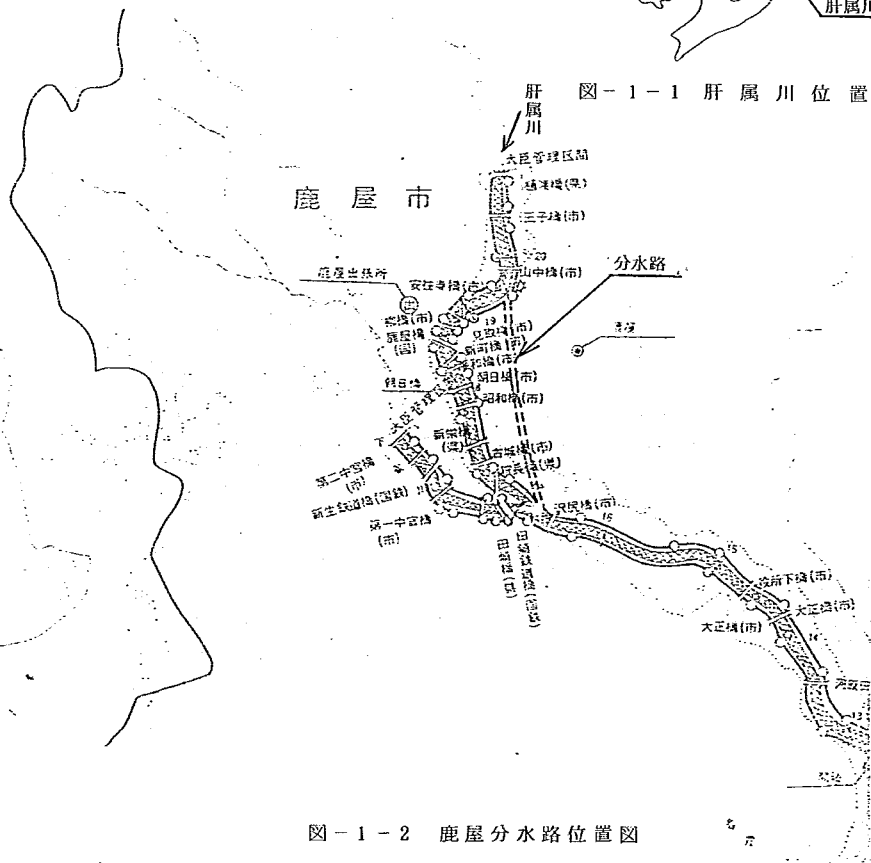


图-1-2 鹿屋分水路位置图

幹川流路は大隅半島西側に連なる高隅山地と、中央に広がる笠野原台地との間を流下し、河口より20 km附近から平野部を流れて志布志湾に注いでいる。流域面積は485 km²、幹川流路延長は34 km、河口における計画高水流量は1,900 m³/sとされ、近年の河状係数は48.19、流出率はここ4～5年90%近くである。

問題は、流路が山間部から平野部に移る地点である。流路は20 km附近から17 km附近にかけて鹿屋市の中心街を貫流しており、その形状は蛇行、90°近い河道の屈折などが存在するうえに河幅は20 m足らずのところもあって、その疎通能力は90 m³/s程度である。また市街地では流路に接近した建造物、家屋が著しく多く、都市河川としての相を呈している。

一方、鹿屋市街地より上流の流域面積は約45 km²、S 13. 10. 15 洪水を対象として降雨、流量を推算した場合、1/100規模で計画降雨量が580 mmとなり、市街地附近での計画高水流量は400 m³/sとなる。したがって、現河道での洪水処理は不可能となり④ダム・遊水池案、⑤現河道調整案等の対策が検討された。

④については、洪水時市街地内河道の疎通能力以上の流量カットを目的としたものである。しかし、この流域はシラス台地の多いこと、貯留スペースの小さいこと等、地質・地形の制約があり、目的を満す規模の施設は望めない。

⑤については、

① 抜本的な河道改修案

② 現河道整正・分水路設置案

とに大別される。

①については、計画高水流量400 m³/sを疎通可能なまでの河道拡幅・掘削、流路法線形状の修正を行なう案である。しかしこの区域は流路が非常に蛇行しているうえに流路に接近した家屋の密集の著しいところでありこれら沿岸の情勢から判断して②が立案された。

②は、現状の流路形状を基本とし、河床の掘削を主として河積増加を図る方法であるが、河積の拡大は250 m³/s 流下可能なまでとして、残る150 m³/sの流量は、19.6 kmを分流点、17.0 kmを合流点（再び本川に合流する）とする分水路開削により処理する計画である。

計画では、20.8 kmから19.6 kmまでの河道の拡幅・掘削（一部 short cut）を行ない、19.6 km左岸に固定堰を設けて分流を計り、分水路は地形の関係から200 mほどの開水路、次いで1000 m余りを隧道に、その下流約600 mを開水路として17.0 km附近で本川と合流させる。図-3に分水路設定の第1案、第2案、第3案の各ルートを示すが、第1案は肝属川工事事務所において、水理計算等を主体としたプランである。第2案は第1案の実験結果をもとに合流部の形状を修正した推奨案である。第3案は第2案をもって現地への適合性を検討した結果不都合な点があったので、その修正を加えたものである。

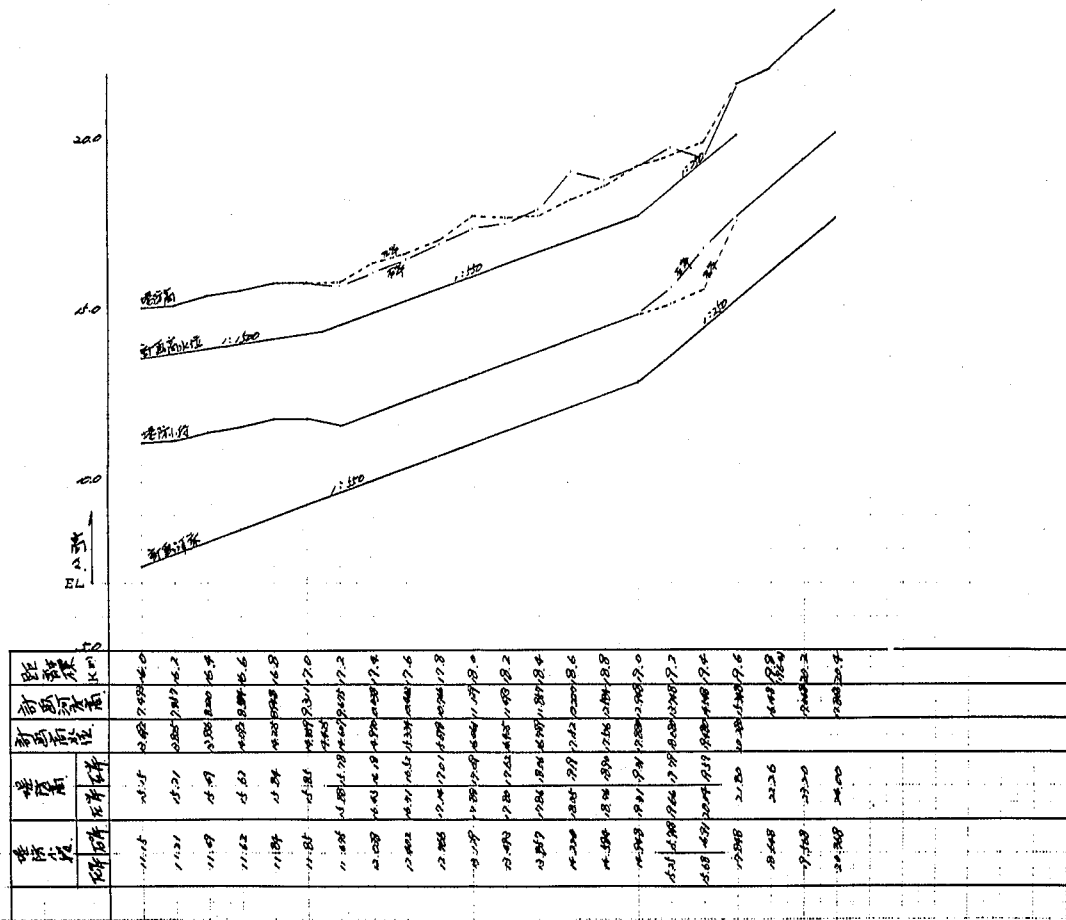


図-2 肝属川縦断面

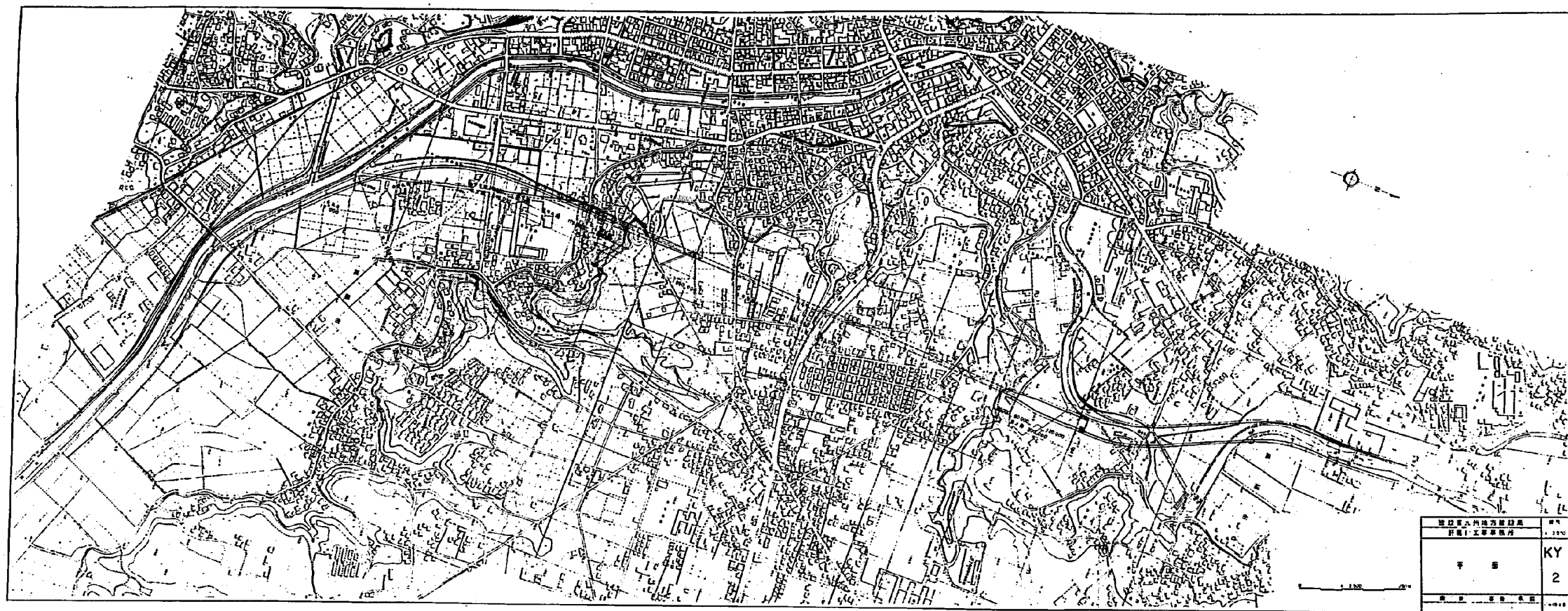


図-3 鹿屋分水路平面図 現計画案 (分流点下流案)

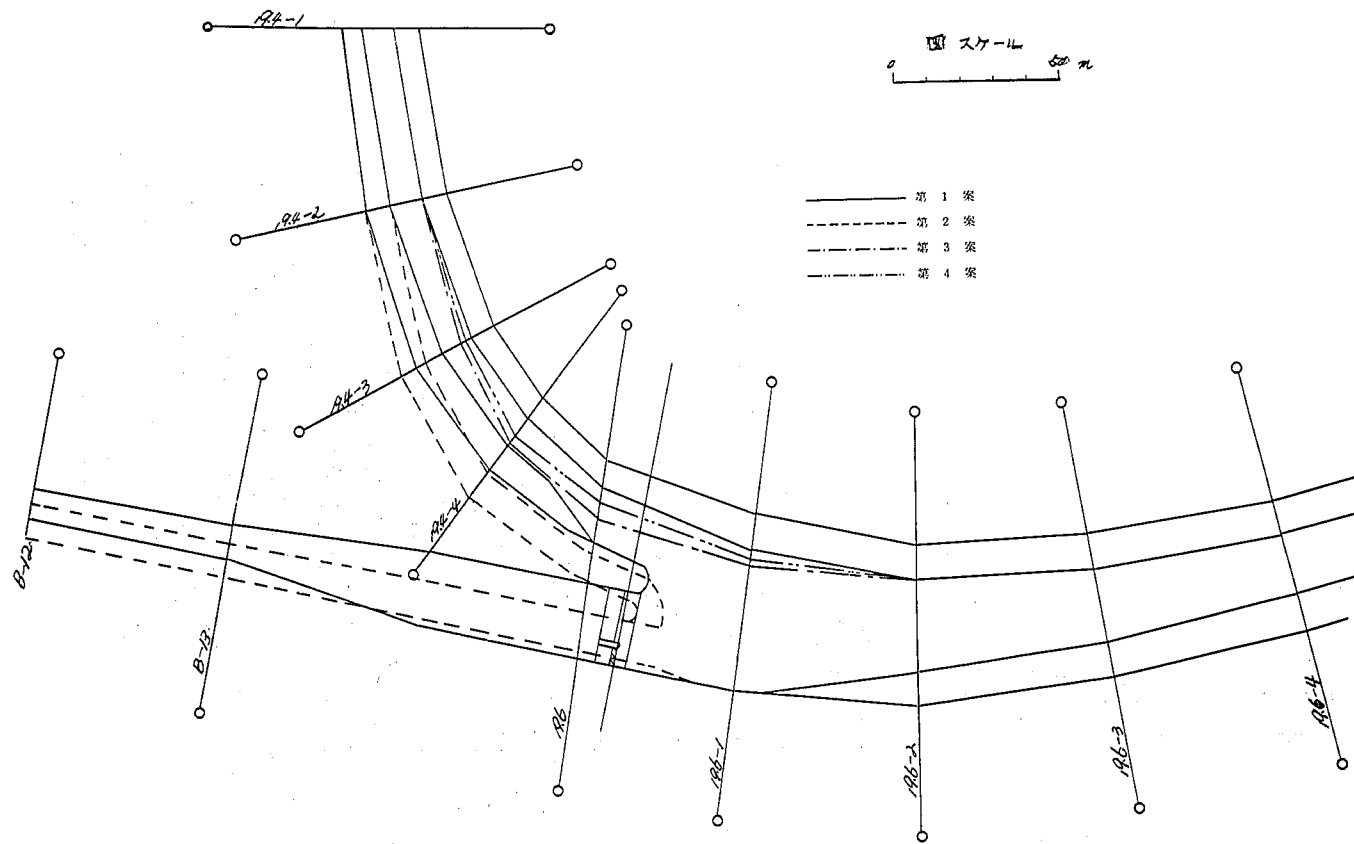


図-3-1 分流点比較図

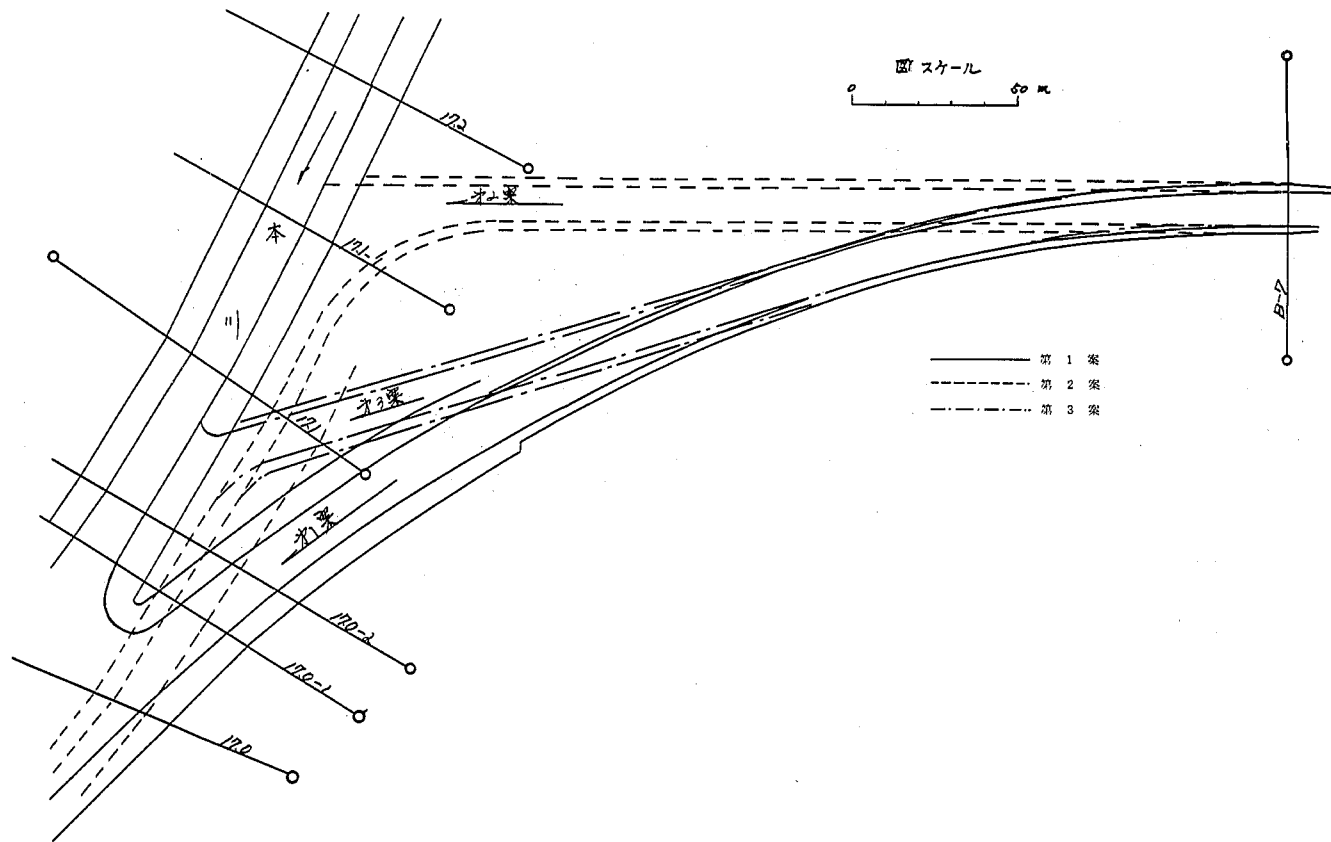
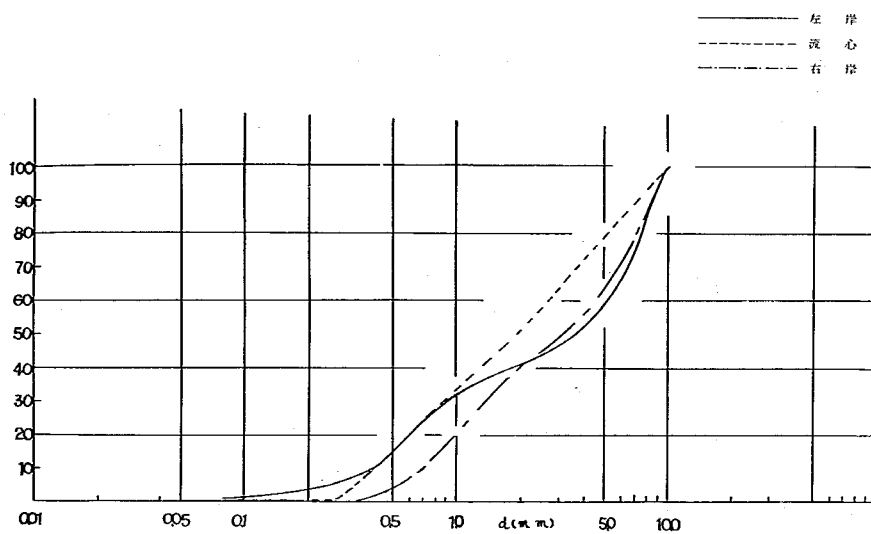


図-3-2 合流点比較図

粒径加積曲線 (S. 46)

幹川 17/0



粒径加積曲線 (S. 46)

幹川 20/800

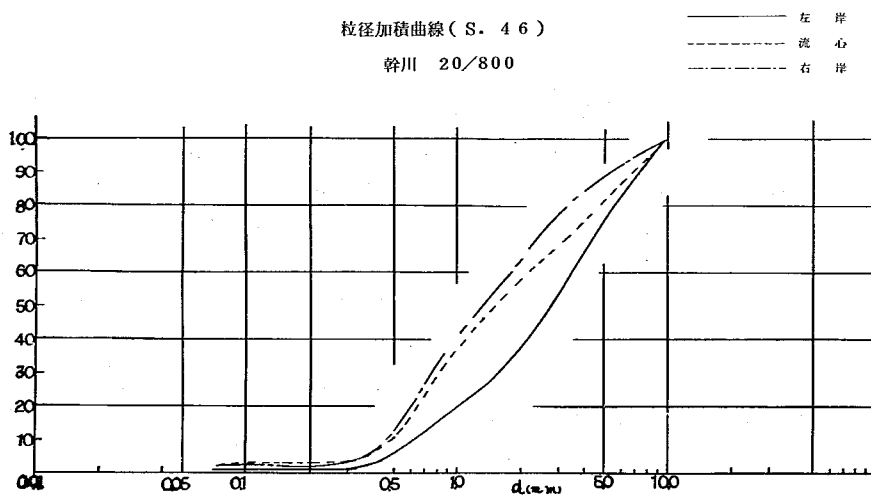


図-3-3 粒径加積曲線

3. 相似律と模型

1) 模型実験の相似律

現地における水理現象を模型実験で再現するためには、現地と模型とのあいだに幾何学的、運動学および力学的相似が成立しなければならない。

幾何学的相似とは、現地と模型と二組の流れの境界の形・流況が相似であること、すなわちそれぞれ対応する各部分の長さの比がすべて同一の値であることを意味する。

運動学的相似とは、現地と模型との両者間における運動の形が相似であること、すなわち両者の流線が幾何学的に相似になる必要がある。つまり流速の三成分の比が相等しくなることが必要である。

力学的相似は、現地と模型との両者間において相対応する点に作用している力相互間の比が一定であることを意味する。この力学的相似が模型実験の相似率のなかで最も重要であるが、それだけに困難な問題を含んでいる。流体の運動をおこす力、流体の運動にともなって現われる力としては、重力、圧力、慣性力、粘性にもとづく剪断力、表面張力、水の弾性変形による圧縮力等の縮力が考えられる。

現地および模型におけるこれらの諸力を仮にそれぞれ $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$, および $f_1, f_2, f_3, \dots, f_n$ とすれば、

$$\frac{F_1}{f_1} = \frac{F_2}{f_2} = \frac{F_3}{f_3} = \frac{F_n}{f_n}$$

の関係が成立つことが力学的相似であるために必要となる。

ところで、現地と模型とで同一比率の流体を流し同一地点上で比較を行なった場合、2個以上の力の間の比率が同一にはなりえないであろう。しかし実際問題として流れの種類および問題の性質によって大きく影響する力と、あまり考慮しなくとも運動の大勢に変化をおよぼさないような力との二種類に分けることができる。

河川の模型実験のような場合には重力の影響がとくに大きい。すなわち自由水面の形は重力によって決定される。したがって、この種の流体運動においては重力と慣性力だけを主作用力として取りあげ、夫々の比が等しくなるように流速、流量等の諸量の比を定める。このように考えて力学的相似を導いたのが Froude の相似法則である。

現地と模型において流れに関して相似であるためには同じ型の運動法則が適用されなければならない。

不定流の運動方程式

$$-i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial V^2}{\partial x} + i_f = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

マンニングの平均流速公式

$$V = \frac{1}{n} h^{2/3} \cdot i_f^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

連続の方程式

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

ここに

i : 河床勾配, i_f : 摩擦勾配, h : 水深, x : 河道方向の長さ, t : 時間, A : 流水断面積,
 Q : 流量, n : マンニングの粗度係数

の三式が成立しなければならない。

(1), (2), (3)式を現地と模型の夫々に適用して, 対応する各項の比を等しいと置くと各水理量に関する相似律が得られる。

今, 現地に関する量には p , 模型に関する量には m , 両者の比には r なるサフィックスをつけて, 例えば現地水深 h_p , 模型水深 h_m とすると, $h_r = h_p/h_m$ である。

移動床模型実験の相似律においては, 河床材料の相似, 河床変動を支配する掃流力の相似および, 流砂量を考えた時間縮尺等を考慮する必要がある。

河床材料においては, 現地のそれと同一の材質, 特性を有し, 組成の相似することが最も望ましいことであるが, 現在のところこの条件を満足させる材料は入手不可能である。そこで, 模型を歪ませること, 河床材料に比重の小さいものを採用すること (例えば石炭粉であれば比重 1.5 であるから, 水中において砂の場合より約 3 倍の動き易さとなる) など, 掃流力の相似が成り立つ手法をとっている

流砂量公式においても, 掃流砂を対象として考えられた佐藤・吉川・芦田公式, 浮遊砂をも含んで考えられた Broun 式, 石炭粉の流送実験から得た実験式等があげられるが, これらは, 模型実験を行なう河川の特性に応じて検討され, それぞれに適合する公式を採用している。

例えば, 佐藤・吉川・芦田公式の

流砂量については

$$Q_{Br} = B_r \cdot \frac{\phi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho - 1)_r \cdot g_r} \cdot U_{*r}^3 \quad \dots\dots\dots (4)$$

時間については

$$t_{sr} = h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \left\{ X_r \cdot \frac{\phi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho-1)_r} \cdot U_{sr}^3 \right\}^{-1} \dots\dots\dots (5)$$

Broun の公式

流砂量については

$$Q_{Tr} = \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} \dots\dots\dots (6)$$

時間については

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r}{h_r^4} \cdot X_r^{7/2} \dots\dots\dots (7)$$

実験式では

$$Q_{sr} = \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^{3/2} \cdot d_r^{1/2}} \cdot X_r \cdot h_r^2 \dots\dots\dots (8)$$

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r^{3/2} \cdot d_r^{1/2} \cdot \frac{X_r}{h_r} \dots\dots\dots (9)$$

等である。

2) 鹿屋分水路水理模型実験の相似律

鹿屋分水路水理模型は、水平縮尺、鉛直縮尺ともに 1/40 で、開水路部分の河床はモルタル製、分水路の隧道部分は透明の硬質塩化ビニールで製作した固定床模型を主体として実験した。

移動床模型による実験は、分流点の一部を実施したにすぎない。また、現地における河床構成材料は平均粒径が 2 mm 程度、その比重 2.76 程度であるから、砂を用いる場合はほぼ 0.05 mm の細砂になるわけであるが、このような組成の砂が入手できないため、次図のような組成の細砂を用いた。

ここに、諸量の縮率を示すと

まず固定床模型の場合

$$\left. \begin{array}{l} \text{幾何学的な量は} \end{array} \right\} \begin{array}{ll} \text{水平距離} & X_r = 40 \\ \text{標高、水深} & h_r = 40 \\ \text{勾配} & i_r = 1 \\ \text{面積} & A_r = 1.600 \end{array}$$

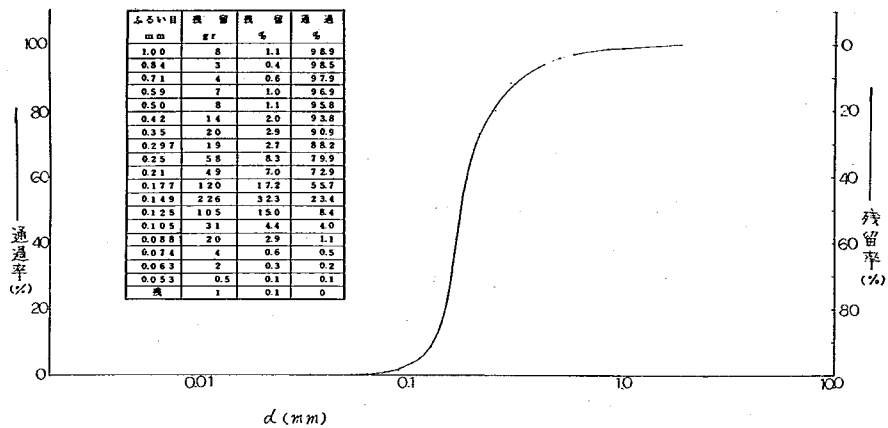


図 - 3 - 4 実験砂粒径加積曲線

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{流 速} & V_r = h_r^{1/2} = 6.325 \\ \text{流 量} & Q_r = h_r^{5/2} = 10,119 \\ \text{粗 度 係 数} & n_r = h_r^{1/6} = 1.8494 \\ \text{時 間} & t_r = h_r^{1/2} = 6.325 \end{array} \right.$$

移動床模型では、現地における地形、地質および河床構成材料（調査区間）の結果等から、浮遊砂をも考慮したBroun式を採用し

$$\text{流砂量については } Q_{Tr} = 2,685.75$$

$$\text{時 間 } t_{Tr} = 2.590$$

とした。

4. 分流点下流案実験

1) 第1案の実験結果

(1) 粗度係数

既往洪水から推算された現状河道 17.0 km から 20.0 km の区間の粗度係数 n は、最大 0.049、最小 0.020 で、その平均値 n は 0.035 が求められている。これに対して、河道の掘削・整備計画を実施した場合の計画粗度係数 n は 0.033 が与えられている。

模型に対する粗度付けは、モルタル河床に豆砂利を接着して粗度調整を行なった。

a) 現状河道における粗度係数

$n = 0.035$ として水位縦断を推算すると図-4-1 (○印実線) が得られ、これを基準としてこの区間全域一律の豆砂利接着密度とした。

実験結果は図-4-1の検証Ⅱ-3、Ⅱ-4 となり、全域一律粗度とした場合の粗度過不足が明らかに現れている。また、豆砂利の接着密度の調整を行なうと検証Ⅱ-5 となり、推算水位には近い結果が得られた。

b) 計画河道における粗度係数

河道の掘削・整備後の計画粗度係数は 0.033、これを用いて推算した水位縦断形は図-5-1 (○印実線) となる。この結果を基準として $n = 0.033$ なる豆砂利の接着密度を得るため、河道の屈折・蛇行の割合少ない 17.6 km から 18.4 km までの区間において接着密度の調整を行ない、得られた密度を計画河道全区間に施して、求めた水位結果を図-5-1 (□印点線) に示す。

水位結果は 18.6 km ~ 18.8 km および 19.2 km ~ 19.6 km 附近で推算水位より上まわり、粗度係数の取扱いについて検討を要するよう感じられる。現状河道の結果と見合しては 18.6 km ~ 18.8 km 附近において現状河道では粗度不足、計画河道においては大き過ぎるものと思われる。また、19.2 km より上流では現状・計画河道両者ともに大きく現われている。

したがって、この河道内において扱う粗度係数 n には、河道屈折の影響がかなり含まれているものと判断される。

(2) 流量配分

河川の自然分流を行なう場合の分流量を決定づける要因は、分流点附近の河道の平面形状、断面特性、構造物、水量等多く数えられるが、これらのうちでも構造物、水量が最も支配的と思われる。構造物では形状、水力機能が、水量では構造物を境とした上・下流の水位現象によって分流量が左右される。

ここでは 19.6 km 地点で計画分流させるための分流堰 (図-6) を設置する計画であるが、この分流堰の上・下流の水位現象によって越流量が決定される。

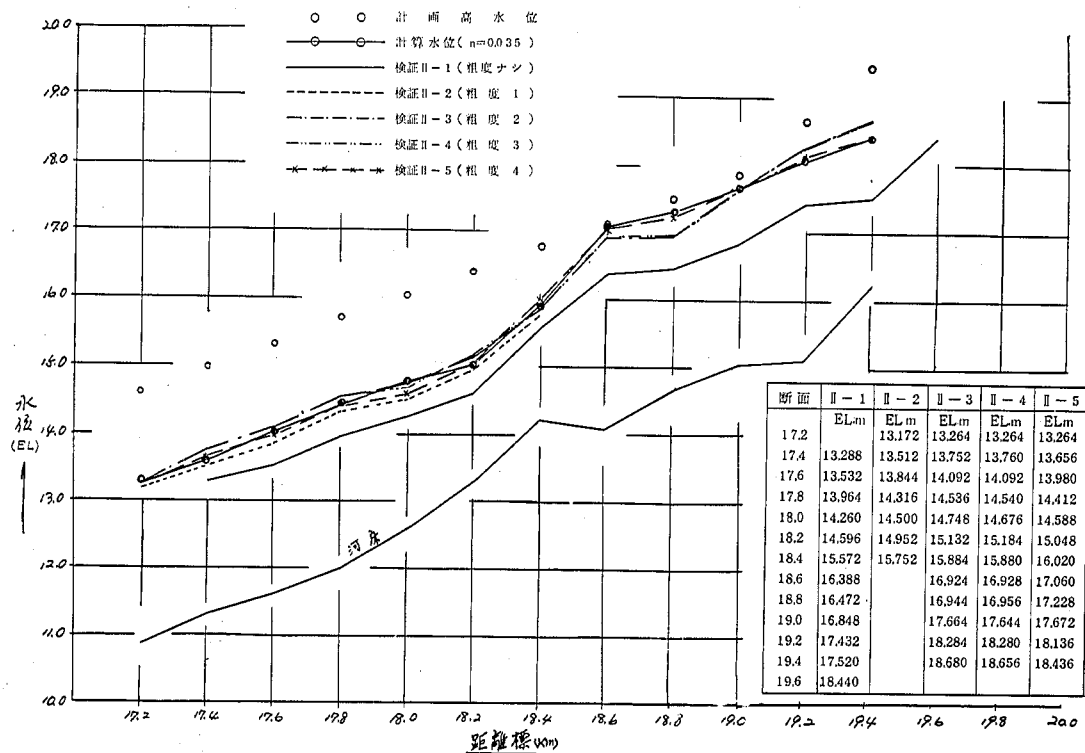
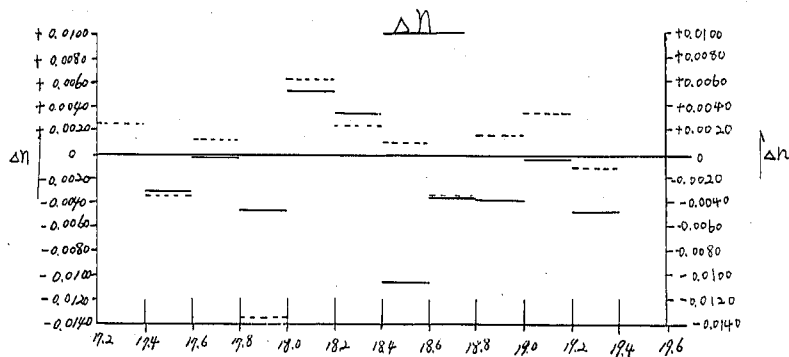
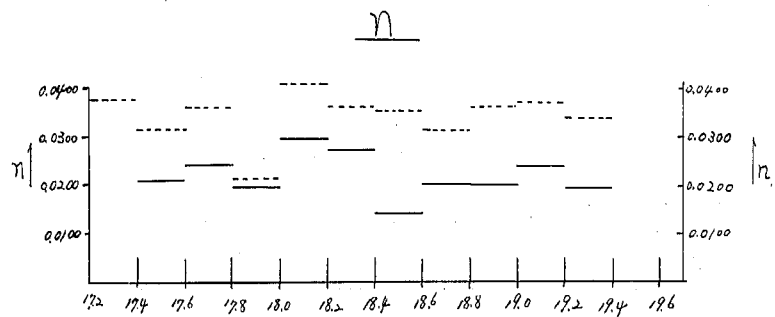


図-4-1 検証実験水位縦断図 (現状河道)



	検証実験Ⅱ-1		検証実験Ⅱ-5	
	n	Δn	n	Δn
平均粗度	0.0242	n - n	0.0349	
種別				
17.2			0.0376	-0.0027
17.4	0.0211	-0.0031	0.0316	0.0033
17.6	0.0240	-0.0002	0.0361	0.0012
17.8	0.0197	-0.0045	0.0215	-0.0134
18.0	0.0294	0.0052	0.0411	0.0062
18.2	0.0276	0.0034	0.0372	0.0023
18.4	0.0137	-0.0105	0.0359	0.0010
18.6	0.0206	-0.0036	0.0316	-0.0033
18.8	0.0203	-0.0039	0.0365	0.0016
19.0	0.0239	-0.0003	0.0382	0.0033
19.2	0.0195	-0.0047	-0.0337	-0.0012
19.4				
19.6				

図-4-2 粗度係数縦断変化図(現状河道)

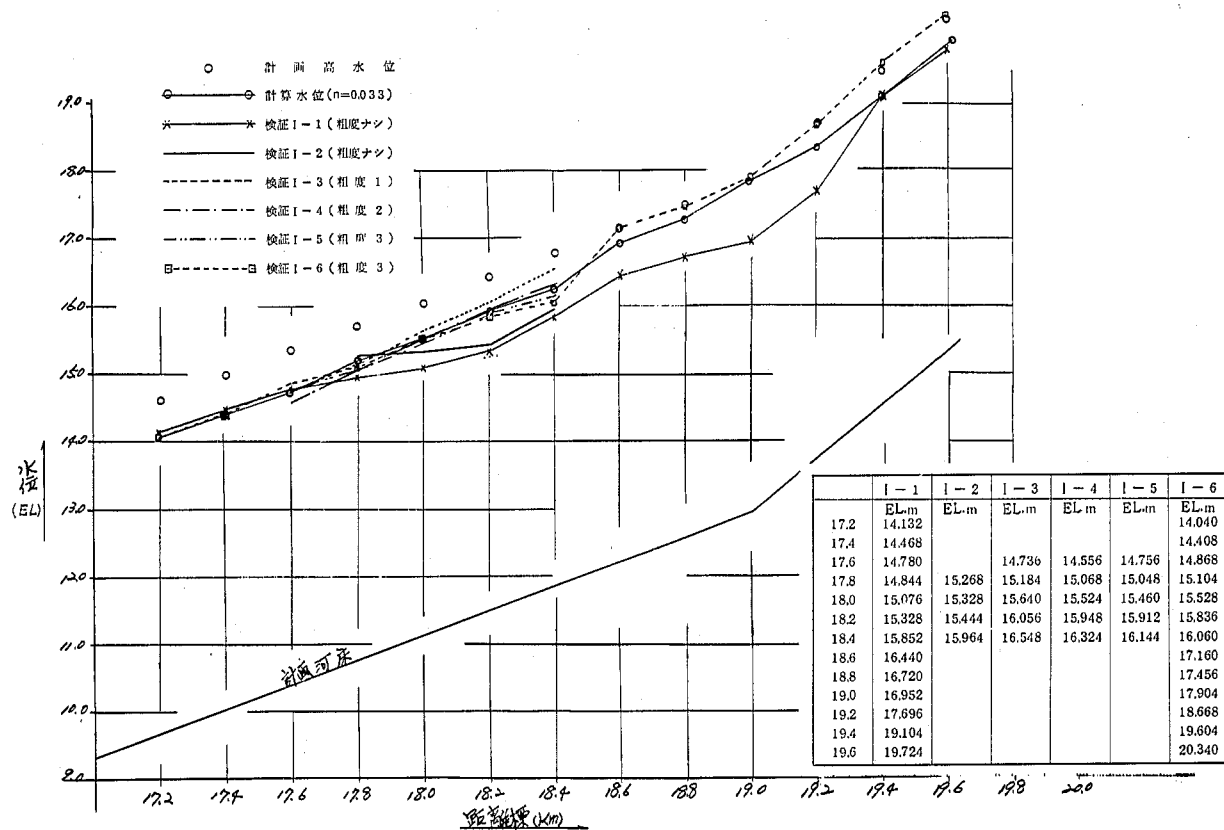
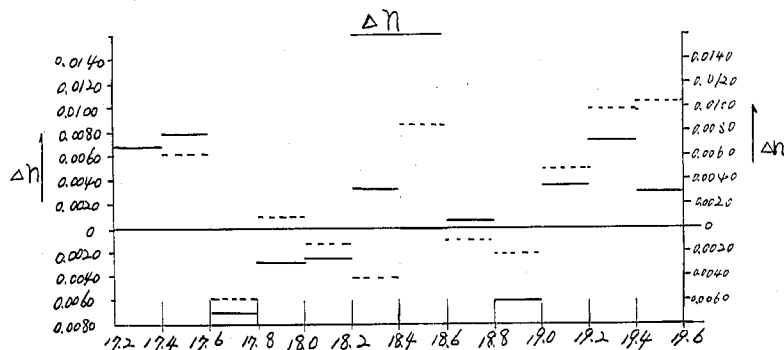
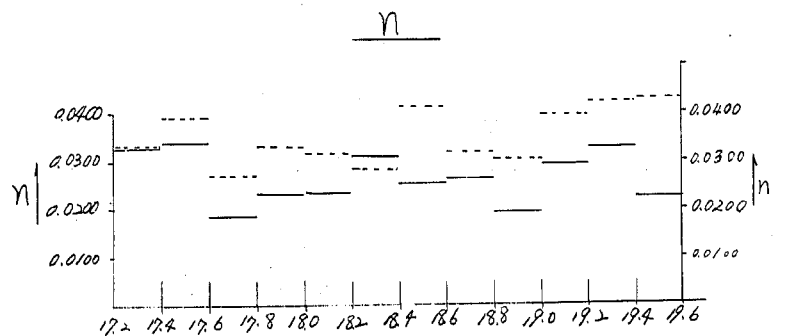


図-5-1 検証実験水位縦断面図 (計画河道)



粗 度 な し		粗 度 あ り		
検証実験 I - 1		検証実験 I - 6		
	n	Δ n	n	Δ n
平均粗度	0.0257		0.0328	
種別	——	——	-----	-----
17.2				
	0.0325	0.0068	0.0328	0.
17.4				
	0.0336	0.0079	0.0389	0.0061
17.6				
	0.0186	-0.0071	0.0270	-0.0058
17.8				
	0.0228	-0.0029	0.0333	0.0005
18.0				
	0.0231	-0.0026	0.0315	-0.0013
18.2				
	0.0311	0.0054	0.0286	-0.0042
18.4				
	0.0257	0.	0.0414	0.0086
18.6				
	0.0262	0.0005	0.0319	-0.0009
18.8				
	0.0197	-0.0060	0.0307	-0.0021
19.0				
	0.0294	0.0037	0.0398	0.0070
19.2				
	0.0329	0.0072	0.0426	0.0098
19.4				
	0.0227	-0.0032	0.0433	0.0105
19.6				

図-5-2 粗度係数縦断変化図(計画河道)

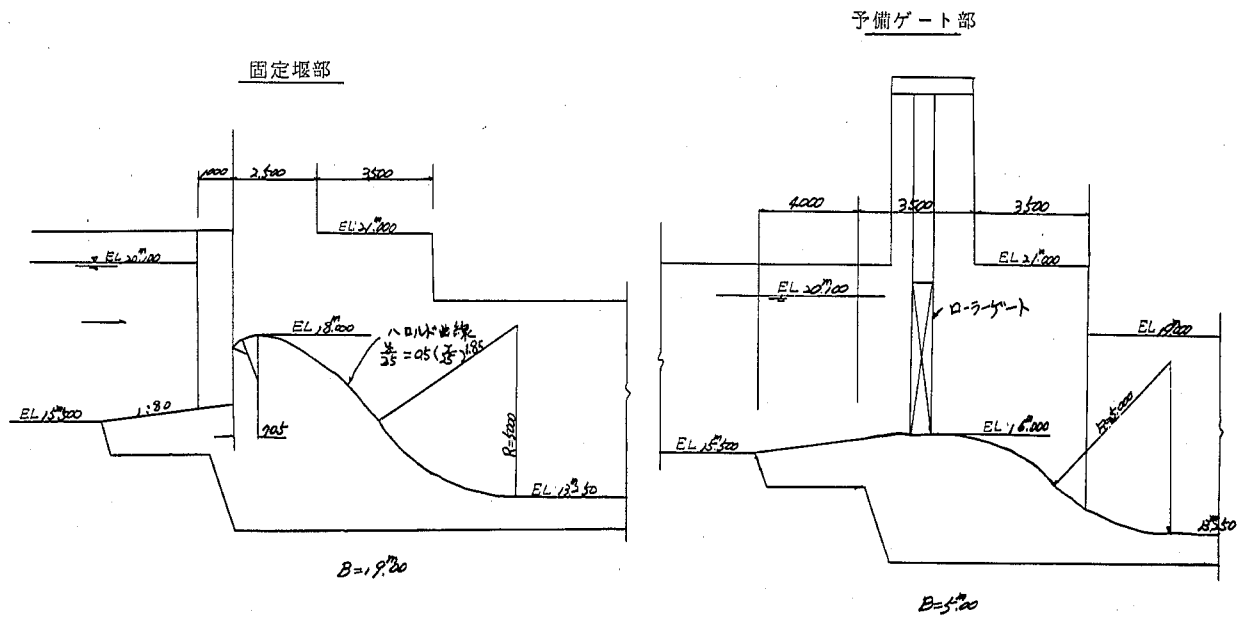


図 - 6 分 流 堰 概 要 図 (堰堤断面図)

分流堰上流点の水位は本川の疎通能力によって変わるし、分水路側の堰直下流点の水位は分水路の疎通能力によりきまる。肝属川工事事務所原案では、これらの諸条件を考慮して本川および分水路の疎通能力について水理計算による検討を行ない、分流堰の越流機構が完全越流となるところの、図-6の分流堰とした。また、将来の本川河床の変動時、小洪水時の分流量調節を目的とした可動堰（固定堰より2 m低い敷高）を設ける計画も加えている。

模型実験では堰の直上流点に発生する洪水流量それぞれの水位と、計画堰高 $EL\ 18.00\ m$ 、堰幅 $19.0\ m$ の固定堰部分の越流量との関係について検討した。越流量の測定には分流堰より下流地点の分水路に量水槽、量水堰を設置して秤量した。

計画された本川河道と越流堰形状に対して、計画高水流量 $400\ m^3/s$ を与えた場合、分流点の水位は $EL\ 20.246\ m$ となり、分流量は $166\ m^3/s$ 、本川流量は $234\ m^3/s$ となって計画の流量配分とはならなかった。

そこで、分流堰に対する接近流速を模型実験より求め、越流量の試算・実験をくり返した結果、越流堰高は $EL\ 18.300\ m$ に設定して目的の $150\ m^3/s$ 分流が得られた。

また、得られた堰高において、調節ゲートを全開にすると、分水路側に $240\ m^3/s$ 、本川へは $160\ m^3/s$ で分流過多となる。したがって、調節ゲートの操作には、慎重に対処しなければならない。

さらに、分水路の設置が本川河道より先行した場合、その分流量が問題であろう。すなわち、分水路への分流に関する諸施設は、すべて計画河状を対象にして設定されるため、本川の疎通流量 $90\ m^3/s$ 、分水路の容量 $150\ m^3/s$ を合せた $240\ m^3/s$ の洪水では $83\ m^3/s$ の分流となる。これに調節ゲートを全開にしても $128\ m^3/s$ の分流量にとどまり、本川が $112\ m^3/s$ 受け持つことになって、現状河道の疎通能力より $20\ m^3/s$ 余り多く流下することになる。

(3) 分 水 路

人工的に開削される分水路の総延長は $1,880\ m$ 、越流堰に続いて矩形断面の開水路が約 $200\ m$ 、続いて標準馬てい形の隧道部が $1,035\ m$ 、さらに矩形・台形水路が $645\ m$ ほど続いて合流点に至る。下流部の台形水路は漸拡水路で、本川との合流形態を考慮して曲線水路となっている（図-3参照）。

i) 水 位

水理計算により検討・計画されたこの分水路の形状について水理模型実験を行なったわけであるが、まず計画分流量時の水面縦断形状は上流および下流の開水路部分に乱れが大きく、とくに下流側に著しい。

隧動内の水面は、上流呑口から $20\ m$ 程度の区間に $0.3 \sim 0.4\ m$ の波状の水面形となるが、これより下流ではほぼ安定した水面形である。ただ、隧道出口付近で水位の急低下が認められるが、これは補正されているとはいえ断面の変化、河床勾配の変化等の条件が重なるためと判断される（附図2-1参照）。

ii) 流 速

流速分布については、隧道内でも $4.6\ m/s$ が最大である。隧道より下流の開水路では、隧道

との取付部附近で 6.0 m/s 強の大きな流速が観測され、これより約 250 m 下流に至って 2.5 m/s 程度に減少している。さらにこの附近から水路がわん曲しているため、流速の横断分布の内岸側に大きい値が観測され、その現象は極端である。

iii) 流 況

越流堰直下流の流況は複雑な渦域、さらに左岸の調節ゲート下流に、逆流域の発生・その巻き込み等の現象が観察される。越流堰から隧道までの矩形水路および漸縮区間においては、流心がやゝ右岸に片よる傾向はあるが、流速分布等の現象からいって、多少河積を縮小しても良いと思われる(写真-1)。

隧道より下流の開水路の流況は、隧道出口附近で流速の非常に大きい射流域、続いて波状跳水域と交互に発生し、射流域は水面が非常に滑らかに、波状跳水域は流心部に最大波高を示す波形である(写真-3)。隧道出口より $320\sim330\text{ m}$ 下流にまでこの現象が続き、これより下流での水面は割合平穏である。しかし、曲線水路になっているため流心がやゝ右岸に片より、その対策が必要と思われる。これは流砂実験結果の左岸沿いの堆積現象からも明らかである(附図-2-2~2-3参照)。

(4) 合 流 点

それぞれ特性の異なる河川が合流する場合は、洪水流量および流出土砂量等によって合流点の現象を大きく支配し、河道計画のうえで扱いの困難なものの一つである。

ここで取扱う合流形態は、本川の河床勾配 $1/550$ 、河道幅は約 30 m 、断面積は約 100 m^2 の河道で、これに合流する分水路は河床勾配を同じとし、水路幅は下流端で約 20 m 、断面積は約 70 m^2 である。さらに、平面的な形状も本川を主、分水路を従としてはほぼ平行するよう配置されている。

i) 水 位

計画された合流機構についての実験結果で、まず水位については 17.0 km 地点で本川側が $EL\ 142.32\text{ m}$ 、分水路側が $EL\ 142.20\text{ m}$ でほぼ一致し、なおかつ計画高水位以下に納まる。また、 16.0 km 附近における計画高水流量 $500\text{ m}^3/\text{s}$ (下谷川の流量 $100\text{ m}^3/\text{s}$ が加わる)の等流水深で実験した結果でも、本川側が $EL\ 134.84\text{ m}$ 、分水路側で $EL\ 134.64\text{ m}$ となっている(附図-3-4参照)。

ii) 流 速

流速は、 $17.0\text{ km}-1$ 地点の本川側で最大 3.14 m/s 、最小が 2.53 m/s 、河道中央部に最大値が現われて合流点に入る。

分水路側では $17.0\text{ km}-1$ で最大 2.11 m/s 、最小値が 1.12 m/s で横断分布は河道右岸側に最大値、左岸側に最小値が現われる。この地点の流速は最大値が右岸に、それも左岸分水路側の値の3倍強の 3.36 m/s が観測される。さらに下流の下谷川附近の合流点に至っては、流速の横断分布もその差を小さくし、下谷川からの合流 $100\text{ m}^3/\text{s}$ があっても本川河道内の流速には顕著な影響は認められず、その最大値は河道中央附近に発生している(附図-3-5参照)。

Ⅲ) 流 況

染料投下によって流線を、細砂投入による定性的な流砂現象の観測結果であるが、まず前者においては17.0 km附近から合流現象を示し、やゝ本川の流勢が優位にたつて下谷川前面附近まで続き、これに下谷川からの合流量が加わっても、その影響は顕著に認められない(写真-2)。後者の観測では、分水路下流部の左岸、分水路右岸堤と本川左岸堤との交点直下流、および下谷川河道前面に、わずかではあるが堆積が観測される(附図-3-5参照)。

(5) ま と め

第1案について、水理実験結果で明らかになった点をまとめておく。

1. 17.0 kmから19.6 kmまでの計画粗度係数には、河道屈折・蛇行の影響がかなり含まれていられる。
2. 分水路に $150 \text{ m}^3/\text{s}$ の分流を図るには、固定堰の堰高は $EL 1830 \text{ m}$ となる。
3. 分流点右岸(19.6 kmから19.6 km-2まで)に死水域が発生する。対策として法線形状の修正等必要とする。
4. 分流堰直上流部では、二次流の発達による局所的な河床洗掘が予想される(写真-4, 4')。
5. 分流堰から隧道までの約200 mの開水路は、計画流量に対して河積の過大が認められる。
6. 隧道部の河床勾配は $1/450$ で計画流量疎通可能である。
7. 隧道より下流の開水路部分は、射流域と波状跳水域とが交互に発生する。また、水路曲線部では左右岸の流速差が大きく、死水域に近い現象も観測される。

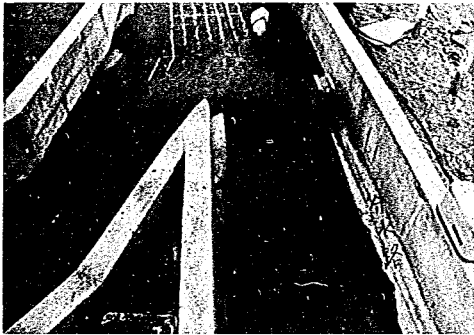


写真-1 分流点(第1案)

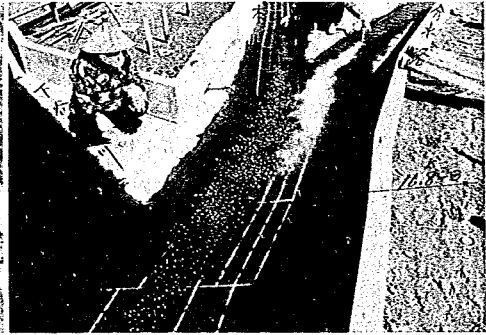


写真-2 合流点(第1案)

$250 \text{ m}^3/\text{s} : 150 \text{ m}^3/\text{s}$



写真-3 分水路(第1案) $150\text{m}^3/\text{s}$



写真-4 分流点(第1案) $400\text{m}^3/\text{s}$
通水後



写真-4' 分流点(第4案) $400\text{m}^3/\text{s}$
通水後

2) 対策工及び第2, 第3案の実験

第1案の水理模型実験で観測された現象の問題点について

i) 現象緩和を目的とする対策工の試行。

ii) i)の実験結果をみて、諸構造物の設置形態を大幅に変えた第2案、第3案の立案。

の実験的検討を行なった。主な手法、変更等は次の通りである。

対策工については

(a) 分流堰直下流、下谷川合流点の流況修正を目的とした透過導流堤の設置。

(b) 分水路下流部の水面の乱れを緩和する構造物設置の試み。

(c) 分流堰直下流部の河床保護対策。

第2案について

(a) 分流堰附近の流況修正、河床勾配、および本川右岸の堤防法線形状の修正。

(b) 分水路、とくに隧道部の疎通能力増加を考慮した河床勾配の修正。

(c) 分水路下流開水路部の流況・合流点流況修正のための合流位置の修正。

さらに第2案の実験結果より、なおかつ修正の余地のある点、地域情勢を考慮して再検討を望まれる場所などについては第3案の形態を考えて実験を試みた。

第3案は

(a) 固定堰だけで分流量の配分を図る。

(b) 分流開始流量を $30 \text{ m}^3/\text{s}$ とした場合、 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ とした場合の堰高・幅の検討。

(c) 分水路の合流位置の変更。

等である。

(1) 対策工の実験結果

a) 分流堰下流部

分流堰直下流の開水路部分は全幅 24 m である。左岸側 5 m は調節ゲートの領域で、残る 19 m は通常の洪水流の越流する固定堰の領域である。

固定堰を越流した流れは、開水路右岸沿いに最大 5 m/s 程度の流速の発生、左岸側には逆流域が観測される。そこで、流況の安定対策の一手法として、堰直下流開水路部の調節堰領域と固定堰領域とのあいだに透過導流堤(4案)の設置を試みた(附図-4参照)

規模は、まえの実験における逆流域末端(堰より約 40 m 下流地点まで)を設置最大長さの目安として、次のようにした。

第1案 長さ $L = 40 \text{ m}$ 1列配置

第2案 " $L = 20 \text{ m}$ "

第3案 " $L = 40 \text{ m}$ 千鳥状配置

第4案 " $L = 20 \text{ m}$ "

この結果、最も整流効果を示すのは第3案であるが、第4案においても第1案、第2案より

優れているように観察される（写真－7）。

b) 下谷川合流部

下谷川の合流点では、堰下流点における第2案とはほぼ同じ規模・構造の導流堤を設置したが、整流効果は顕著に認められない（写真－8）。堆砂傾向も構造物のない場合より多少規模が小さくなる程度にとどまる。

c) 分水路下流域の流況調整対策

分水路の下流部開水路では、隧道出口から300 m余の区間で射流域と波状跳水域が交互に発生し、水路の安全性を脅かす。この水面形状安定、流速緩和の一手法として、水路河床へ減勢工の設置を試みた。

減勢工は、試行のくり返しによって、河床面からの高さ1 m、幅1 m、長さ2 mの規模で、その設置範囲は130 mとなった。

この結果、射流・波状跳水域は隧道出口から約80 m範囲の一区域に縮小されるが、隧道出口に発生した6 m/sの流速は約1 m/sの減少にとどまる（附图－5参照）。減勢工より下流では、流れも平穏な常流となって本川に合流する。

d) 河床保護対策

河道内では一般に砂礫堆の発生、河道のわん曲、河川構造物の状況などにより水衝現象が起り、河床の局所洗掘が進行する。

ここで取扱う河道内でも、本川・分水路ともに河床の局所洗掘の予想される地点が多いように思われる。とくに、分流堰の直上流部における河床の挙動には注目すべきであり、また充分なる対策を要する。

図－7に示す河床洗掘は、分流点における河状、分流のための構造物などの影響により、分流堰に接近した表面流は直線性に、その河床面近くでは本川側に向う流線が発生するためと思われる。

洗掘対策については、堰に接近した河床に径25 mmの碎石を20 cm幅に、さらにその前面に径10 mmの砂利を20 cm敷設した。この規模は、まえの実験の時の洗掘範囲を目安とした（写真－5、5'）。なお、碎石・砂利の大きさ、および敷設規模はすべて模型値である。

この結果、流況は依然として複雑なものにもかかわらず、河床洗掘は完全に防止し得る。ただ、上流部から移動してくる砂礫堆が分流点右岸側に到達（写真－6、6'、6''参照）すると、その影響によって主流が左岸寄りになること、本川流入口附近の河積の縮小等の現象が観測されたので、右岸法線形状の修正を試みた（後述）。

なお、わん曲流の影響によって分流点より下流の左岸沿いに、19.4 km－2を中心に上・下流へそれぞれ50 m程度の洗掘域が観測されるので、この区域に対しても幅を約5 mの捨石による護床工が必要である（図－7参照）。

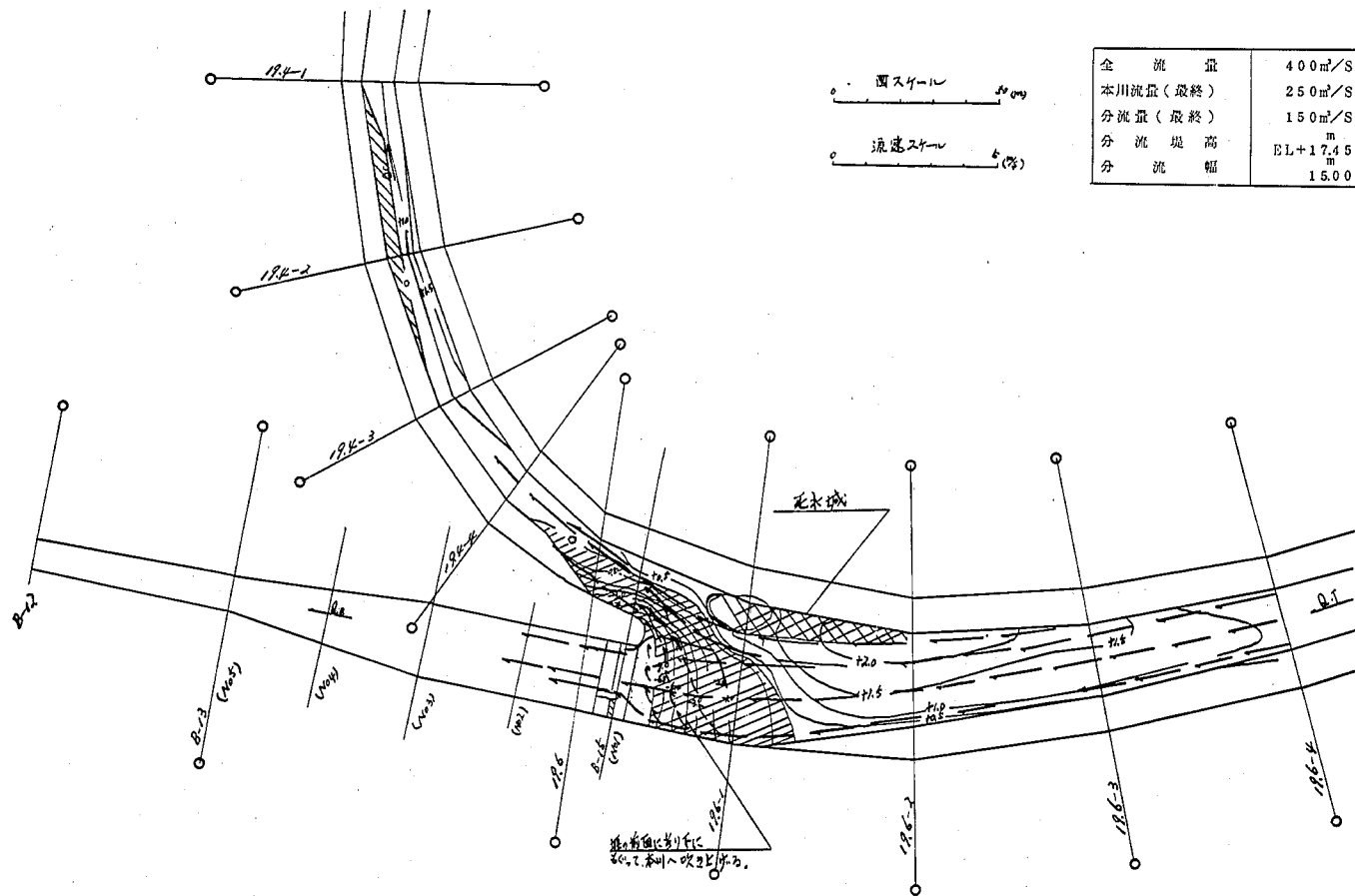


図-7 分流点流況，河床変動図

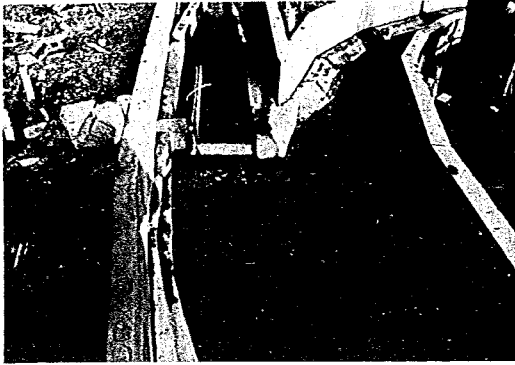


写真 5 - 1 分流点護床工設置

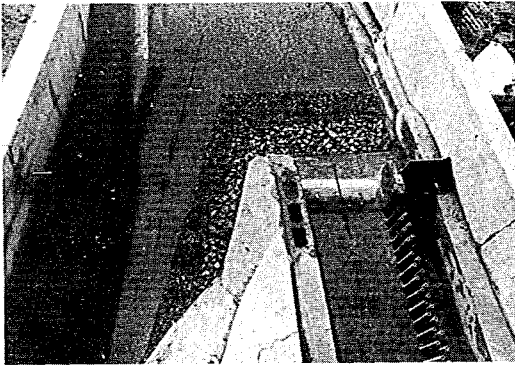


写真 5 - 2 分流点護床工設置



写真 6 - 1 分流点護床工設置,
通水後



写真 6-2 分流点護床工設置，通水後



写真 6-3 分流点護床工設置，通水後



写真-7 分流点（第1案）

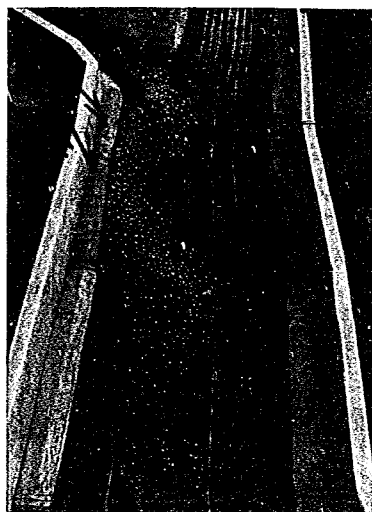


写真-8 下谷川合流点

(2) 第2案の実験結果

a) 分流堰

分流堰高は、第1案の場合 $EL\ 18.30\ m$ 、この直上流部の河床高は $EL\ 15.50\ m$ である。したがって堰の突出高は $2.8\ m$ となり、堰の直上流部と直下流部との流況を乱す。

そこで、越流堰高は $1.5\ m$ 低くして $EL\ 16.8\ m$ として、越流幅を $10\ m$ とする案、堰なしの案等の実験を試みた。この結果両者ともに、計画高水流量の分流時に堰の機能はもぐり堰となる。したがって、堰下流側の水位変化が堰上流側の水位にまで影響を及ぼし、分流計画のうえで好ましくない。また、将来隧道部分の粗度の変動があった場合のことも考慮せねばならないので、分流形態は完全越流方式をとり、堰直上流部の河床の局所洗掘は護床工を強固にして対処するのが妥当と判断される。

なお、分水路の疎通能力増加についても、分水路の河床勾配を急にするなどの手法を試みたが、これも隧道内の粗度変化が分流堰地点の水位に影響するため、安定した流量配分を図るうえから、第1案のような分流形態、河床勾配（調節ゲートは除く）とした方がよいものと考えられる。

b) 合流点

分水路下流部の流況調整には、合流点位置を上流に移し、下流部の開水路の約 $400\ m$ （曲線部）を直線にした形が第2案である。

この場合、合流点は $17.15\ km$ 附近となり、水路縦断距離も約 $80\ m$ 短縮される（図-3参照）。

i) 水位

合流点の本川水位は、第1案（ $17.0\ km$ に合流）の場合は $EL\ 13.07\ m$ 、第2案（ $17.15\ km$ に合流）では $EL\ 13.70\ m$ となる。

したがって、第2案合流では第1案合流の水位より $0.6\ m$ 強高いところに合流することになるので、そのせき上げ効果が大きく、分水路下流部分の水面は第1案の場合に比較して非常に平穏な流れとなる（図-8-1参照）。

ii) 流速

流速については、隧道を出た地点は依然として $5.5\ m/s \sim 6.0\ m/s$ の値を示してはいるが、開水路の中・下流域に到ると最大 $3.0\ m/s$ 弱の値となる。また横断分布も、かなり均一化の傾向を示すので、合流点に到っても死水域等の発生は認められない（図-8-2参照）。

iii) 流況

射流・跳水現象は隧道直下流域に一部発生するにとどまる。さらに、合流点に到っては、本川と分水路の左岸法線の交点部分に、半径 $R = 63\ m$ 程度の補正を行なえば、合流々況は非常に良くなる（図-8-2、写真9-1, 2, 3）。

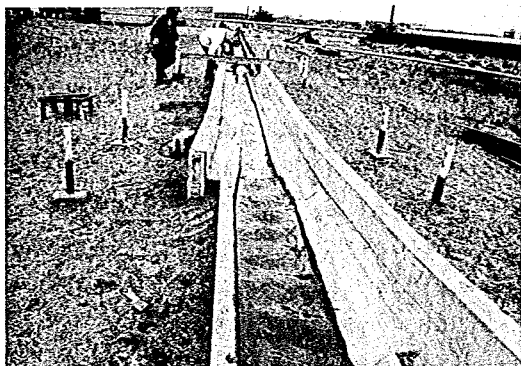


写真-9-1 分水路下流域，合流
第2案

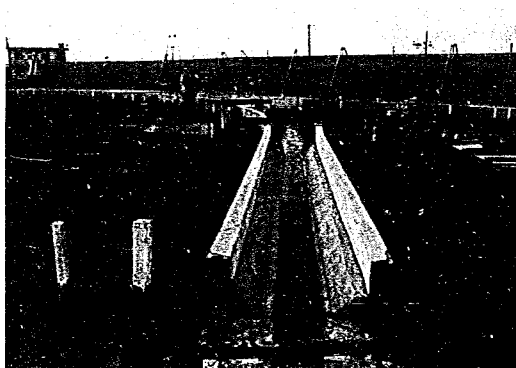


写真-9-2 分水路下流域，合流
第2案

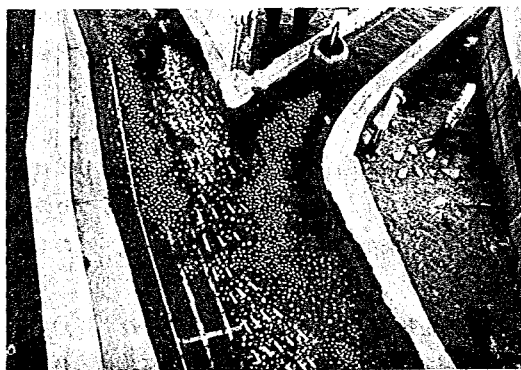


写真-9-3 合流点，合流第2案

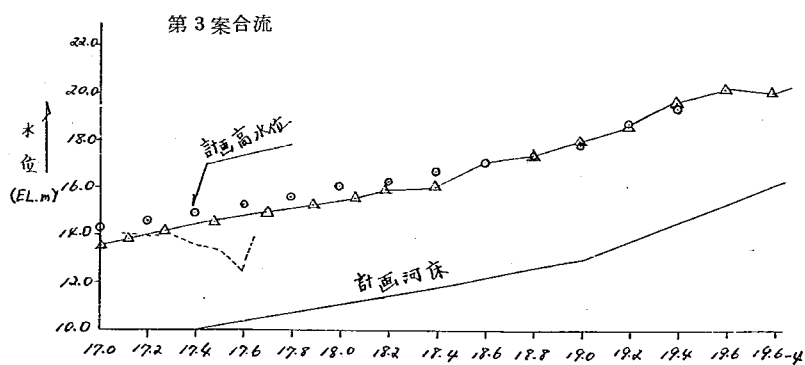
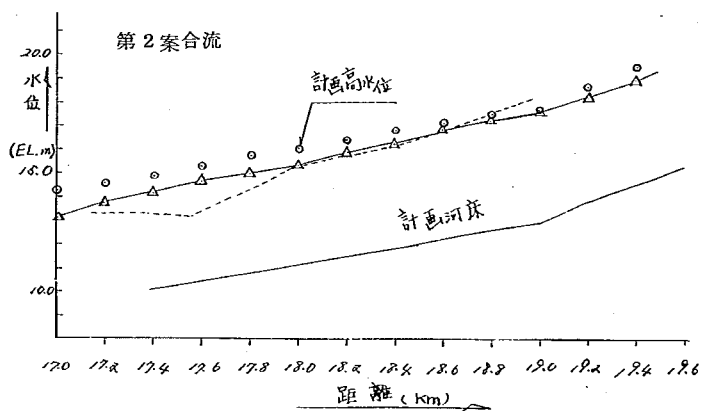
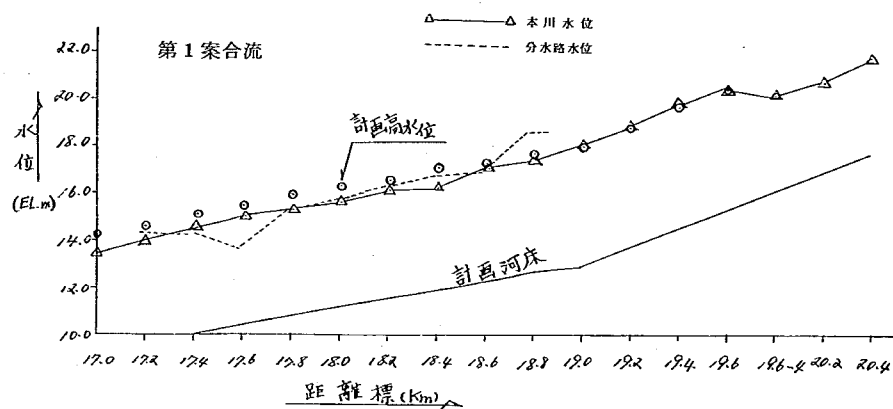


図-8-1 合流点水位縦断面

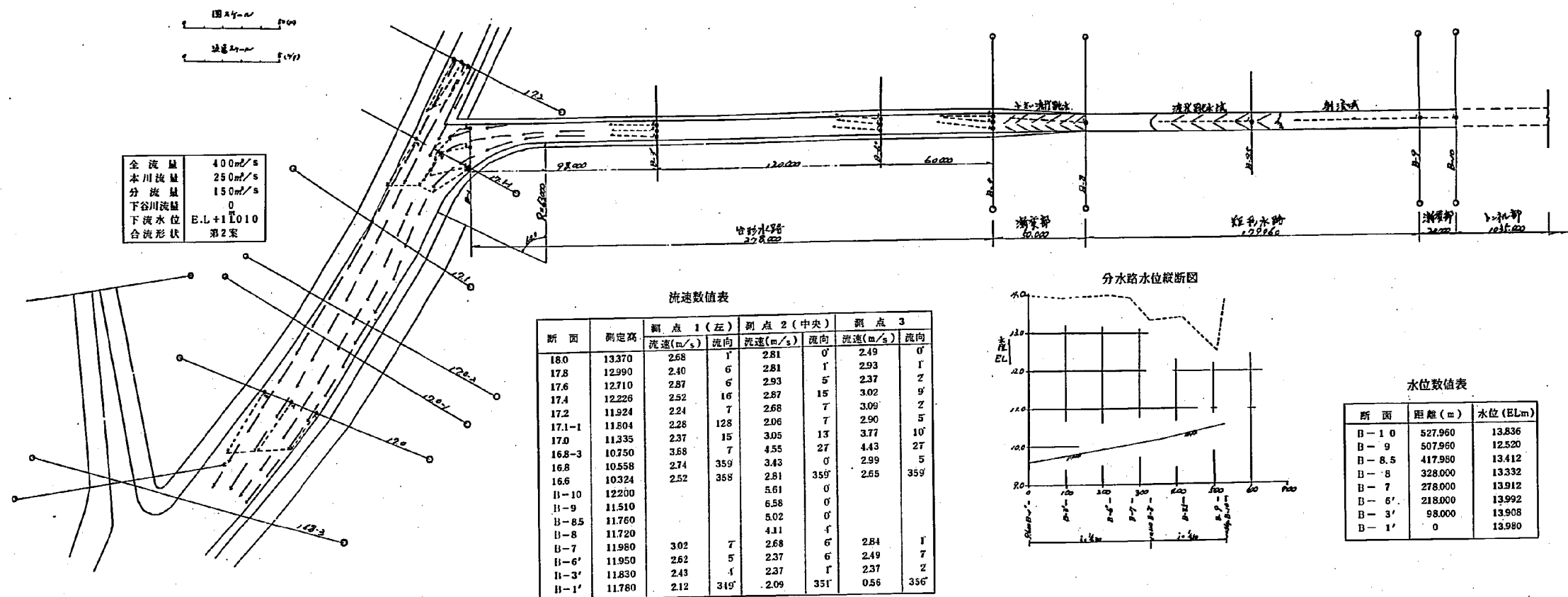


图 8-2 流況图 (合流形状第2案)

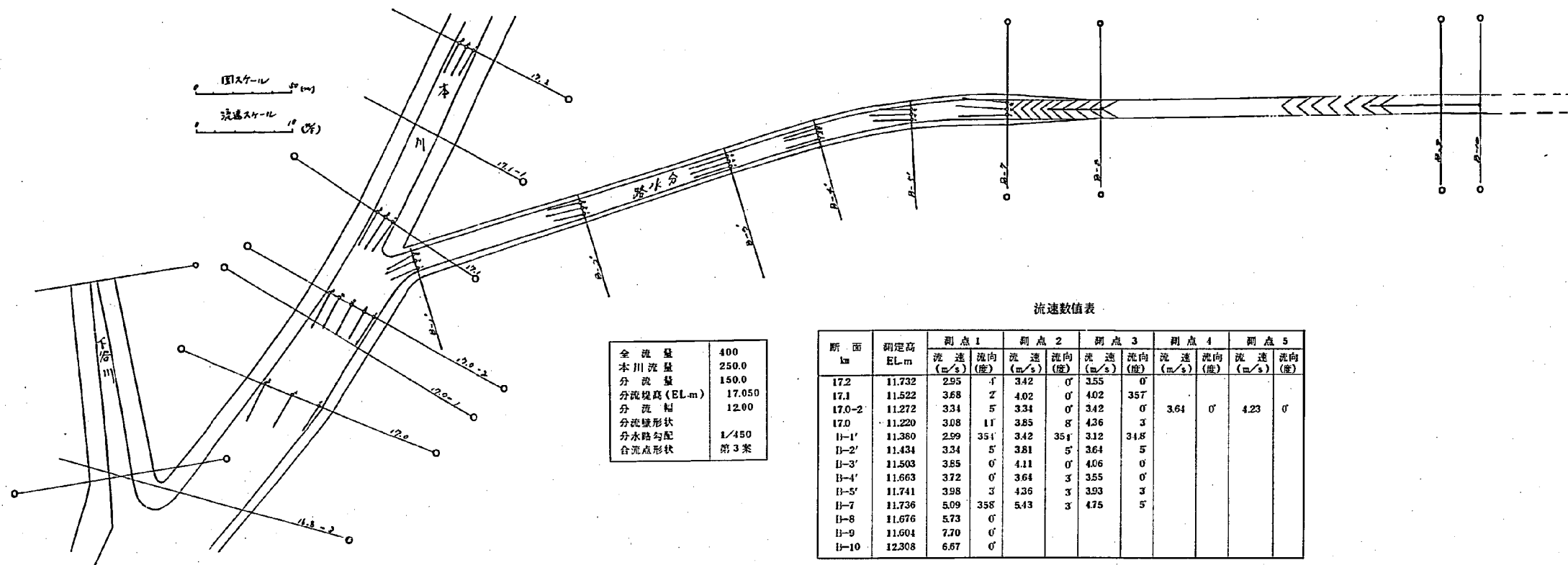


図-8-3 合流点流速図 第3案合流 (流速分布)

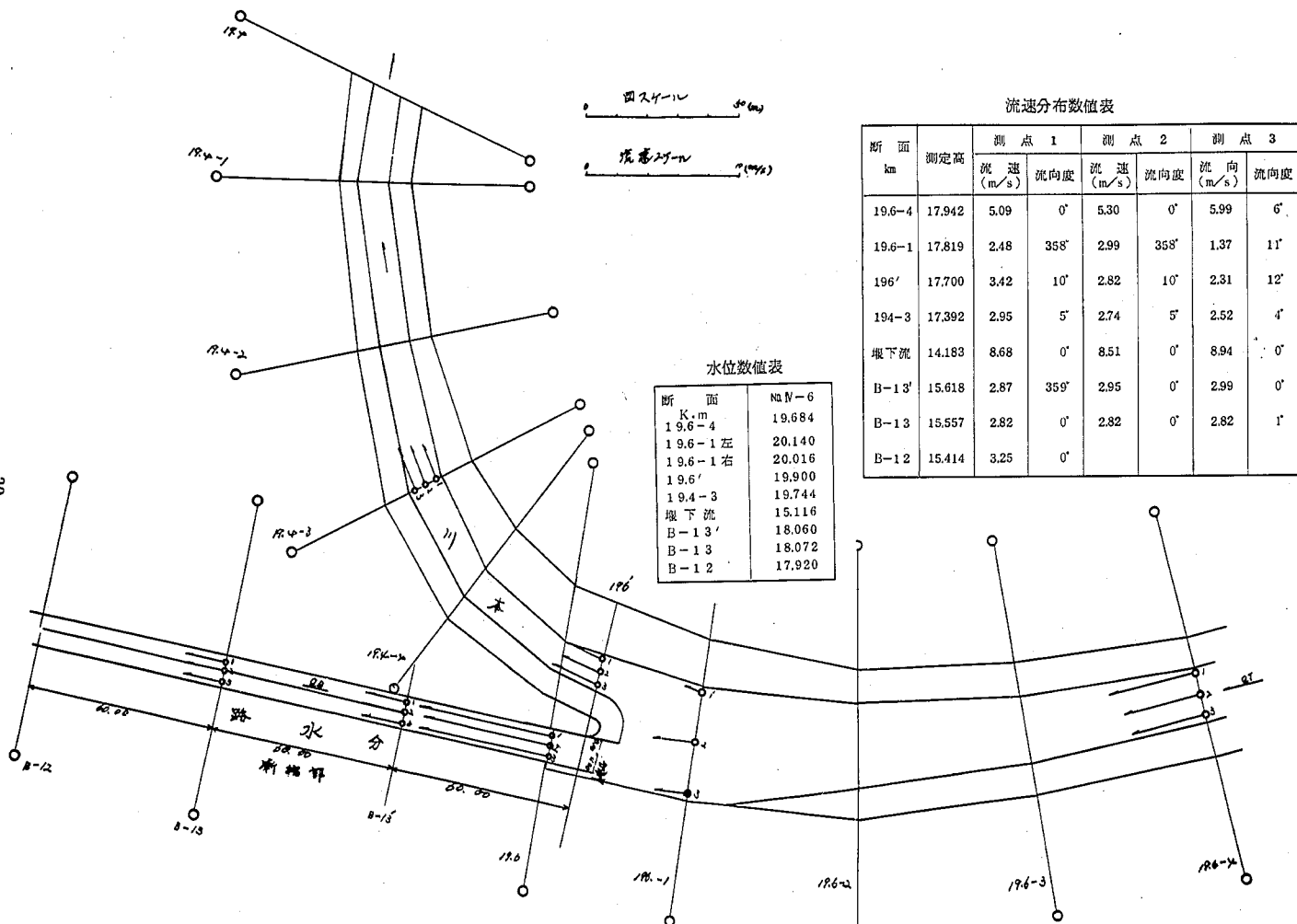


图 - 8 - 4 流速图

補給砂	河床變動量				流砂配分比	
	A	B	C	D	本川	分水路
120ℓ	+63ℓ	0	+53ℓ	+4ℓ	13.3	1.0

全 流 量	400
本川流量	251~239
分 流 量	149~161
分流点形状	第 4 案
分 流 堤 高	16.84
分 流 堤 幅	10.70
隔流墩形状	第 7 案
分水路勾配	1/450
合流点形状	第 3 案

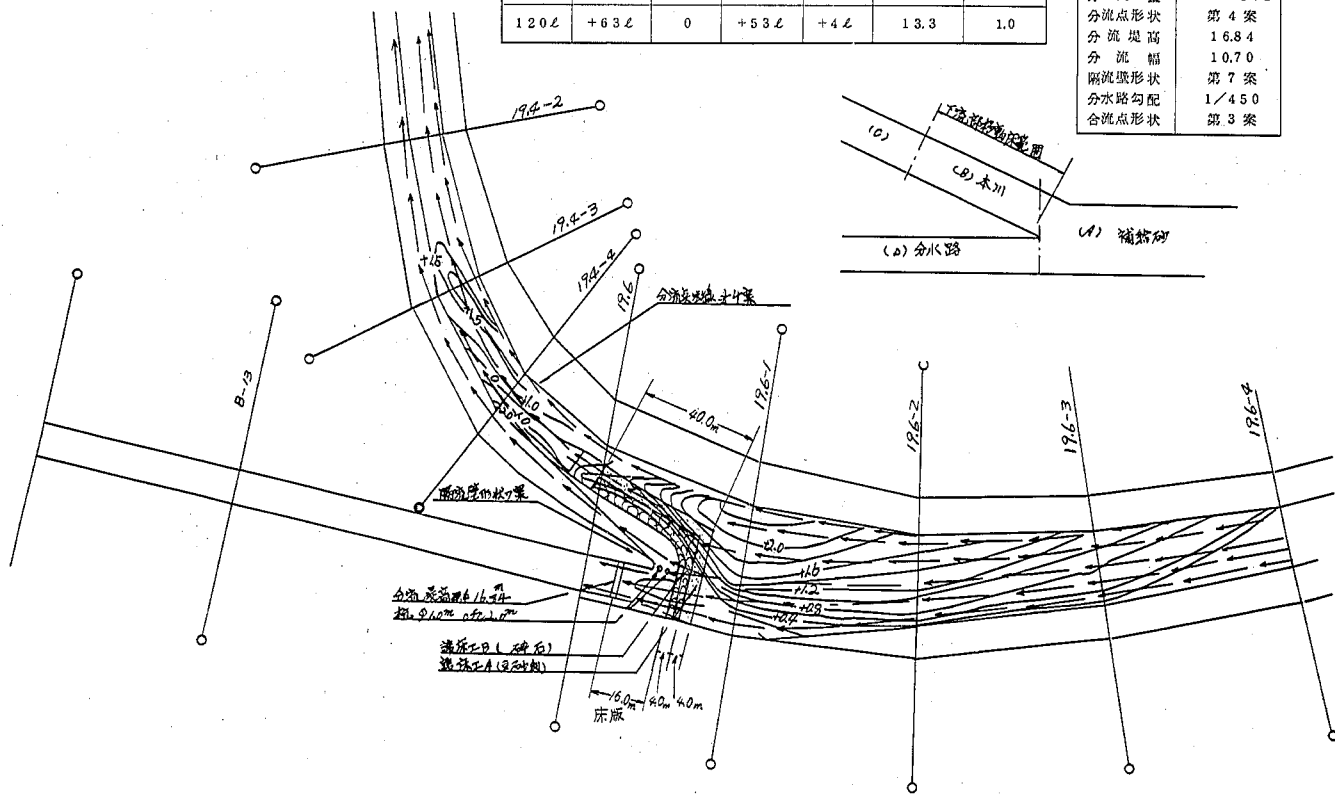


図 - 8 - 5 流 況 図 (移動床実験)

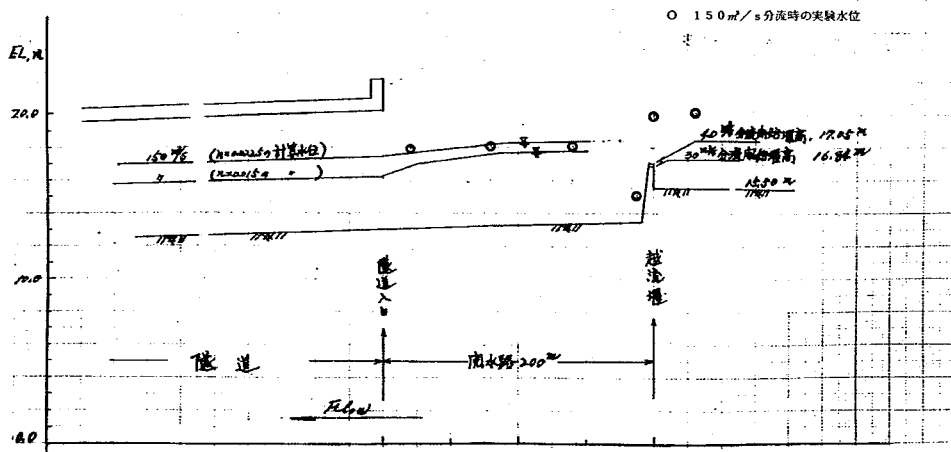


図 - 8 - 6 分流堰と水位現象図

(3) 第3案の実験結果

これまでの実験結果と、現地の情勢とを考慮し、次のような検討を行うことにした。

- ① 分流形式は、左岸に計画している調節ゲートを設置せず、固定堰だけで分流を図り、その固定堰は左岸側に平行移動する。

また、鹿屋地点の洪水指定流量 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流開始（分流開始洪水流量は $40 \text{ m}^3/\text{s}$ を加えて2種考える）として堰高を決定する。

なお、分水路隧道部の河床勾配は $1/450$ とし、分流堰地点で完全越流を図る。

- ② 分水路の合流点は 17.05 km 附近とする。これは、第1案と第2案のはぼ中間位置にあたり、水路は第1案ほどの曲率ではないが、下流開水路部を曲線水路とする。

等の案がうち出され、その実験を行なった。

- ③ ①、②の実験・観察により分流点の本川と分水路とのあいだに設けられる分流壁の位置がかわり、この附近の流況に対する妥当な形状・対策工に関する実験を行った。

① 分流堰の実験結果

洪水流量が $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になってから分水路に流入を開始するための分流堰高を得るため、固定床模型で実験した。

この結果、堰高は $EL 16.84 \text{ m}$ である。さらに、この堰高で、計画高水流量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、分水路に $150 \text{ m}^3/\text{s}$ の分流を図るには、分流堰幅を 10.70 m にすることが必要である。

なお、求められた分流堰の規模で、分流開始から計画高水流量までの分流量を次表に示す。

全流量 (m^3/s)	本川流量 (m^3/s)	分水路流量 (m^3/s)
80	63.8	16.2
150	104.5	45.5
300	189.7	110.3
400	250.0	150.0

計画高水流量 $400m^3/s$ のときの越流形態は、分流堰直上流部の本川水位が $EL20.04m$ (河道の左・右岸の平均値) を現わし、堰下流部の水位は $EL18.10m$ を現わす。

ここで、分流堰とその下流の水位との関係を見ると、堰はもぐりの機能になるが、実際の水面形状は、堰頂で射流 (支配断面) が生じているため、完全越流形態といえよう。

$40m^3/s$ の洪水流量から分水路へ流入を開始する堰高は、 $EL17.05m$ になる。さらに、計画高水流量 $400m^3/s$ のとき計画の $150m^3/s$ 流入を図る越流堰幅は $12.0m$ が得られた。

また、分流開始から計画高水流量 $400m^3/s$ までの分流量は次の通りである。

全流量 (m^3/s)	本川流量 (m^3/s)	分水路流量 (m^3/s)
80	73.4	6.6
150	112.6	37.4
300	177.1	122.9
400	250.0	150.0

② 分水路の実験結果

合流形状第3案は、合流位置が $17.05km$ 附近とする。このため、分水路の下流域は第1案の形状に近い曲線水路となる。

i) 水 位

分水路下流部における水位は、トンネル出口附近で $EL14.00m$ 、これより $18.0 \sim 20.0m$ 下流では $EL12.80m$ に低下する。さらに $25.0 \sim 30.0m$ にかけて弱跳水の現象が観測されるが、跳水波の波頂高は $EL14.50m$ 程度のため、この附近の堤防高の $EL15.50m$ に対して $1m$ ほどの余裕を残している (図-9-1 参照)。

トンネル出口から約 $200m$ 下流に至って、再び跳水現象が現われるが、これは波状跳水であり、波頂高も $EL13.25m \sim 13.50m$ ほどである。堤防高との間には $1.8m$ 強の余裕がある (図-9-2 参照)。

合流点の $17.05km$ 附近では、本川水位よりもわずかに高い傾向を示している (図-8-1 参照)。

ii) 流 速

顕著な現象ではないが、隧道出口附近の流速が第2案と比較してわずかに大きい値が観測される。さらに、開水路部の中流域では $5m/s$ 程度、下流域にいたっては、 $4.0m/s$ 弱となっている。本川との合流直前では、最大値で $3.0m/s$ になり、本川側の値より約 $1m/s$ ほど小さい。

この現象は、全体的にみて第2案の値よりやや大きくなっている（図-8-3参照）。

Ⅲ) 流 況

隧道より下流の開水路部における流況は、第2案の実験結果に比べて、射流・跳水域がわずかながら広くなる傾向である。

跳水波の形状は、隧道の下流端から約100m下流点の矩形水路内に発生するのは弱跳水、さらに射流現象で流下して再生する跳水は波状で、しかも水路の兩岸から迫り上る現象となり、波の頂点は流心部に発生している（写真-10、図-8-3参照）。

射流・跳水域より下流開水路部では、漸拡台形水路のわん曲部に、わずかに右岸向きの流向が観測されるが、コンクリート水路とする場合は、とくに問題はないものと判断される。

③ 分流点対策実験結果

分流点右岸の法線形状の修正を試みたが、堆砂現象はその規模をわずかに小さくする程度である。また、流心が分流壁に接近する傾向を示し、分流壁附近の水面の乱れが大きく、その安定対策が必要である（写真11-1参照）。

水面の安定対策には、分流堰上流端の法勾配の修正、堤体規模の変更など2～3の実験を試みた（写真12）。

その結果、分流壁形状は、まず平面的には分流堰頂点より上流側に12.8mの長さとし、上流端は半径1mの半円型に、上流面は垂直にした形状が最も良い結果を得た。

また、その先端に直径1m杭を、中心間隔2mに2本設置した対策工を施すことによって、さらに安定した流水面が得られる（写真-13、図-8-5参照）。

流砂現象および分流点附近の河床形態であるが、まず、本川と分水路との分流砂は13.3:1

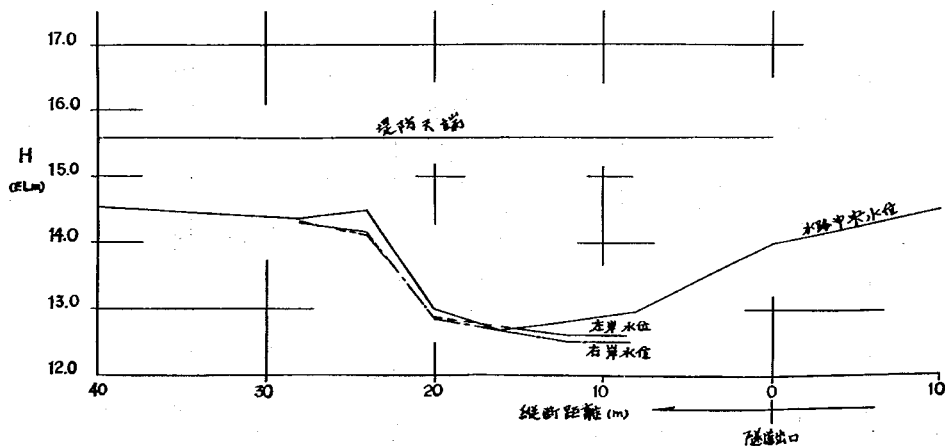


図-9-1 分水路下流部開水路内の跳水形状（流量150m³/s）

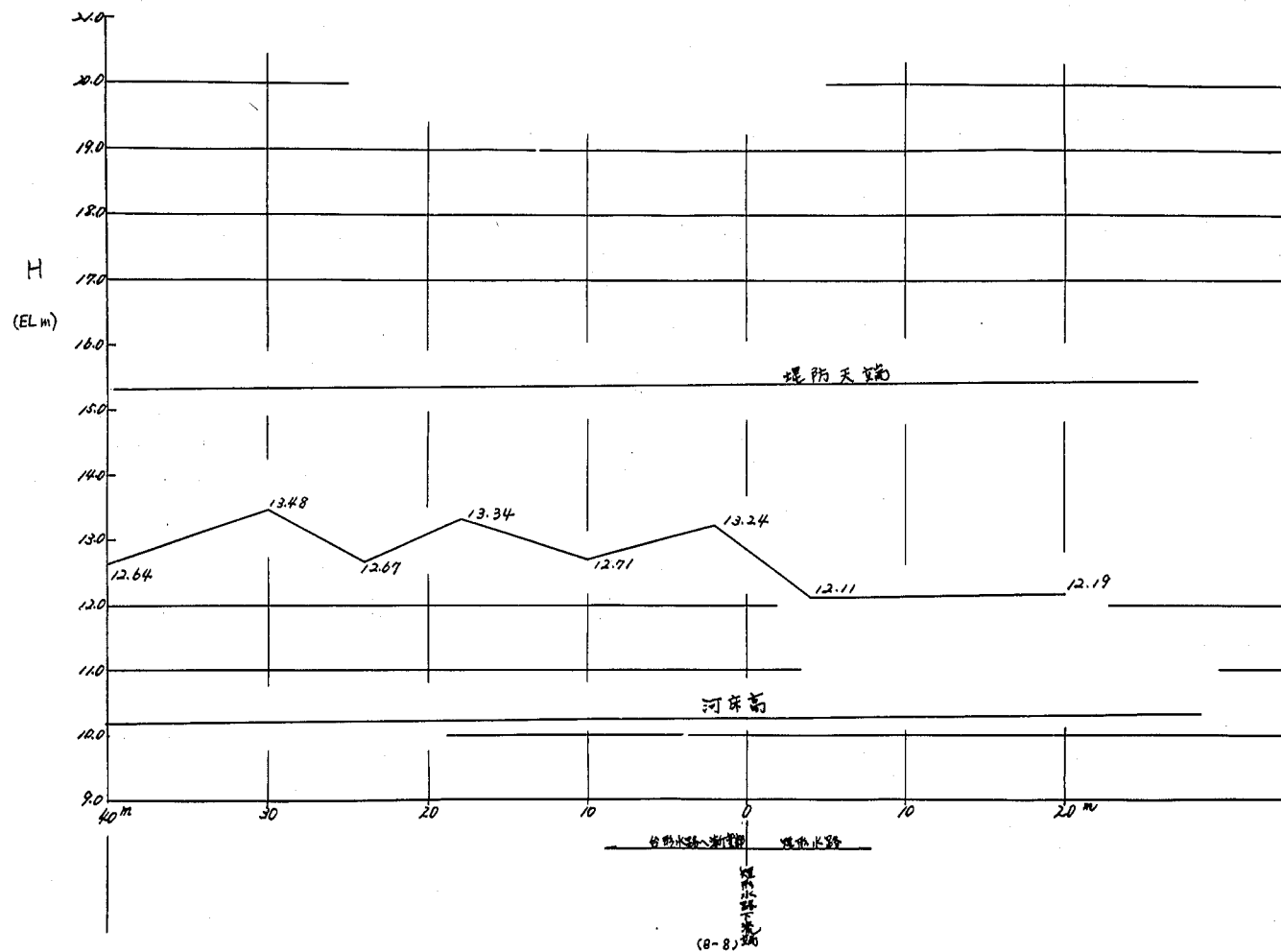


図 - 9 - 2 分水路下流部開水路内の跳水形状 (流量 = 150 m³/s)

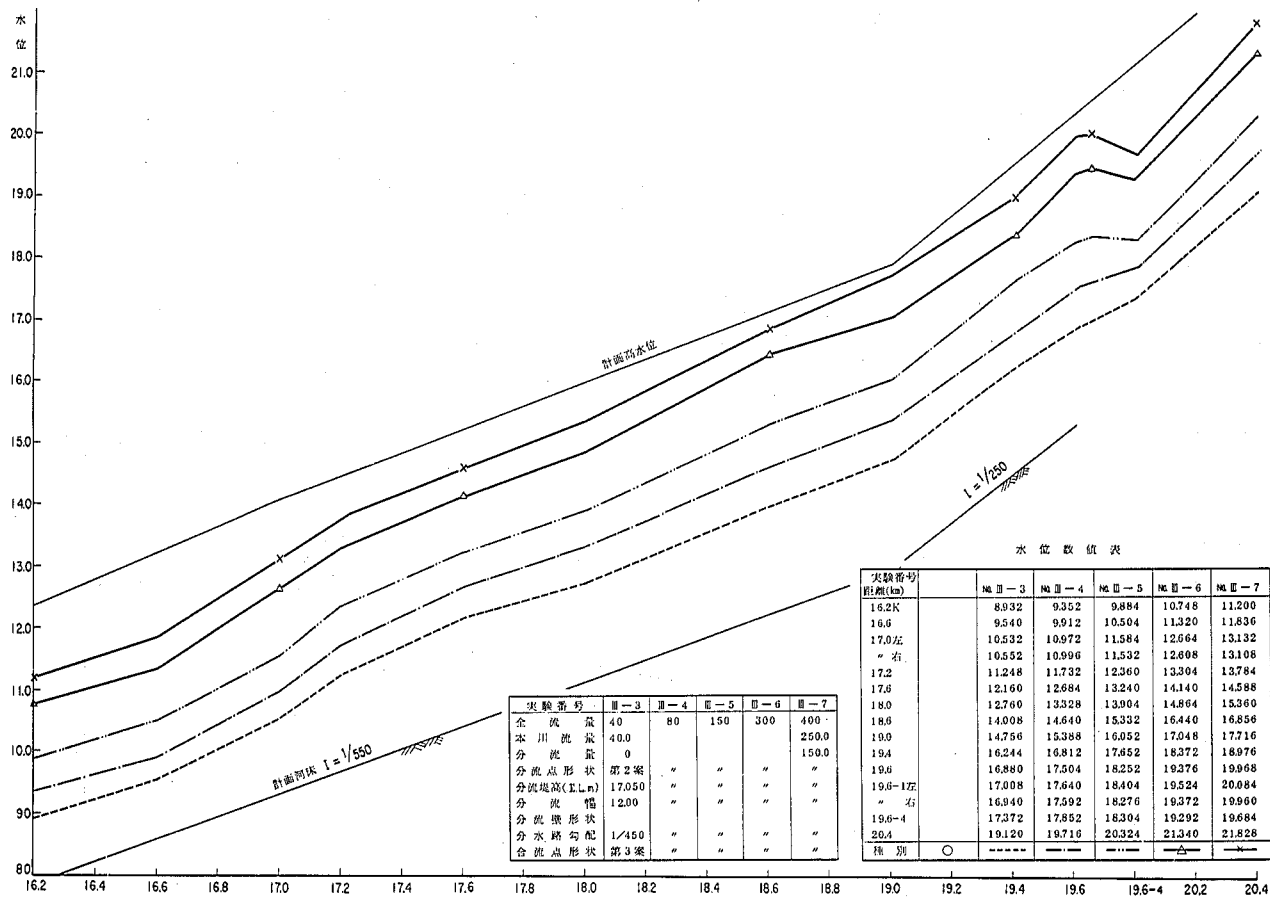


図-10-1 下流案水位縦断面図(本川)





写真-10-1 分水路下流域，合流
第3案



写真-10-2 分水路合流域，合流
第3案



写真-11-1 分流点護床工

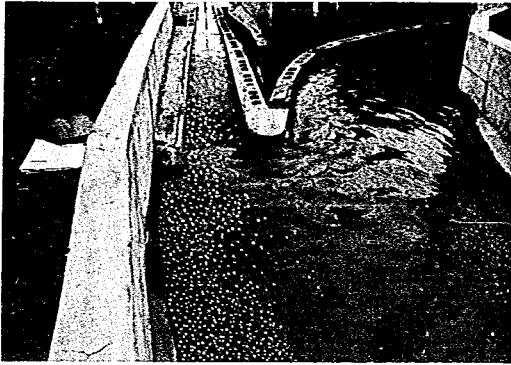


写真-11-2 分流点流況



写真-11-3 分流点流況



写真-11-4 分流通水後



写真-12-1 分流点，分流壁形状の
検討（壁＝上流に12 m伸ばす）

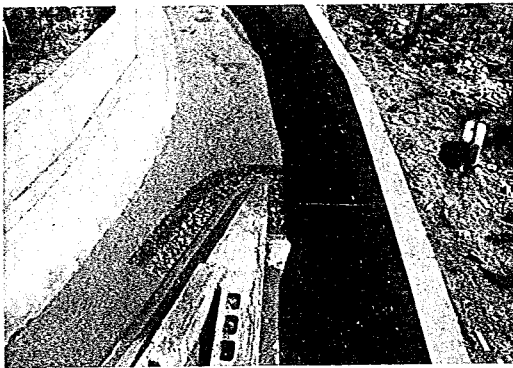


写真-12-2 分流点，分流壁形状の
検討



写真-12-3 分流点，分流壁形状の
検討；流況



写真-12-4 分流点，分流壁形状の
検討；流況



写真-12-5 分流点，分流壁形状の
検討；通水後



写真-12-6 分流点，分流壁形状の
検討

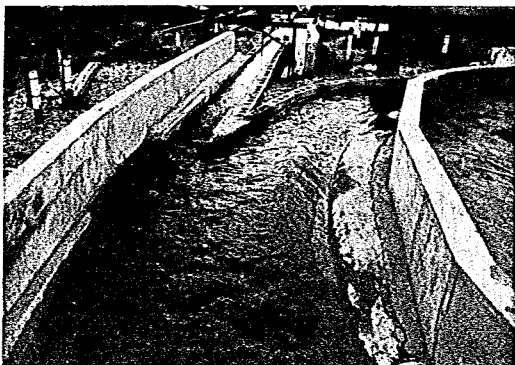


写真-12-7 分流点，分流壁形状の
検討；流況

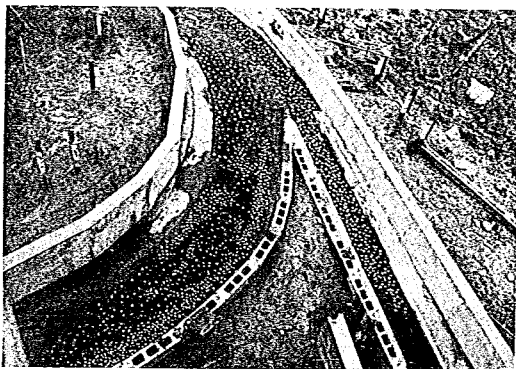


写真-12-8 分流点，分流壁形状の
検討；流況



写真-12-9 分流点，分流壁形状の
検討；通水後

の割合である。

分流堰を越えて分水路に流入した砂は、分流堰と隧道呑口とのあいだの開水路と、合流点に近い地点との2ヶ所に、わずかの堆積を観測するにとどまる。

一方、本川筋の河床は、19.6 km-1の右岸に計画河床から2.2 m程度の堆積となる。さらに、19.4 km-4附近に至っては、左岸に約2.0 mの河床洗掘が観測されるので、19.6 kmから下流へ約60 mの長さ、その幅5 m程度の護岸の根固め工、あわせて堤防法面の保護対策を施す必要がある(図-7、8-5参照)。

分流堰の直上流部における河床形態については、護床工(写真11-1、11-4)の上に堆砂現象を示す。

護床工は、左岸側でわずかに露出する程度であるから、この時点の河床形状をみる限りでは護床工は必要ないように判断される。しかし、洪水流量が最大流量に達する以前、つまり200~300 m³/sの流量のときはこの堆砂も堆積の最大には達せず、分流堤の上流端附近も護床工の露出がかなり長い時間観察される。したがって、洪水初期における小規模の局所洗掘が引金となって大きな河床変化をも招きかねない。(写真-4'参照)

護床工の上への堆砂現象は分流壁の上流端形状の修正、杭水制の設置などによって流況が変化し、その影響をうけた砂礫堆の挙動によるものと考えられる。しかし、洪水初・中期の現象をも考慮すれば、範囲を幅8 mに、本川側19.6 km附近までの河床保護工は必要であろう。



写真-13-1 分流点、分流壁への
対策工



写真-13-2 分流点, 分流壁への
対策工



写真-13-3 分流点, 分流壁への
対策工; 流況



写真-13-4 分流点, 分流壁への
対策工; 流況

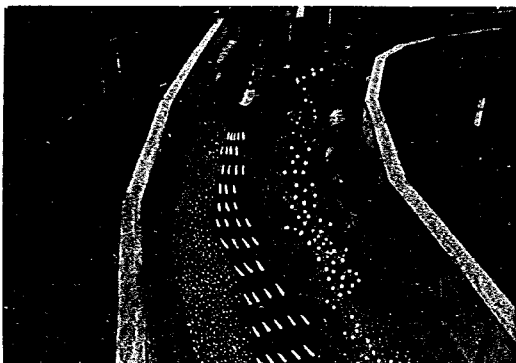


写真-13-5 分流点，分流壁への
対策工；流況

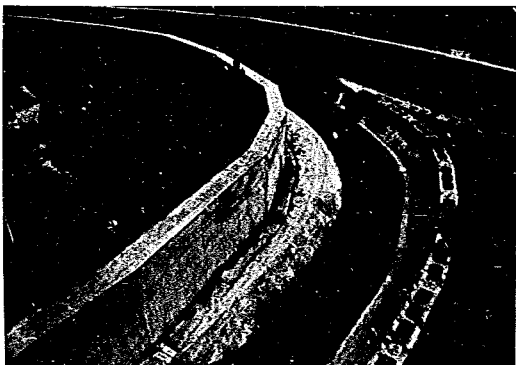


写真-13-6 分流点，本川，通水後



写真-13-7 分流点，分流壁への
対策工；通水後

5. 分水路の疎通能力

隧道の出口直下流の堤防高は、 $EL\ 15.50\ m$ に計画されている。この附近の水路に最高水位をもたらす分水路流量は、およそ $225\ m^3/s$ である。その水位縦断は図-10のごとになり、隧道内でもかなりの余裕を残して流下していることが明らかである。

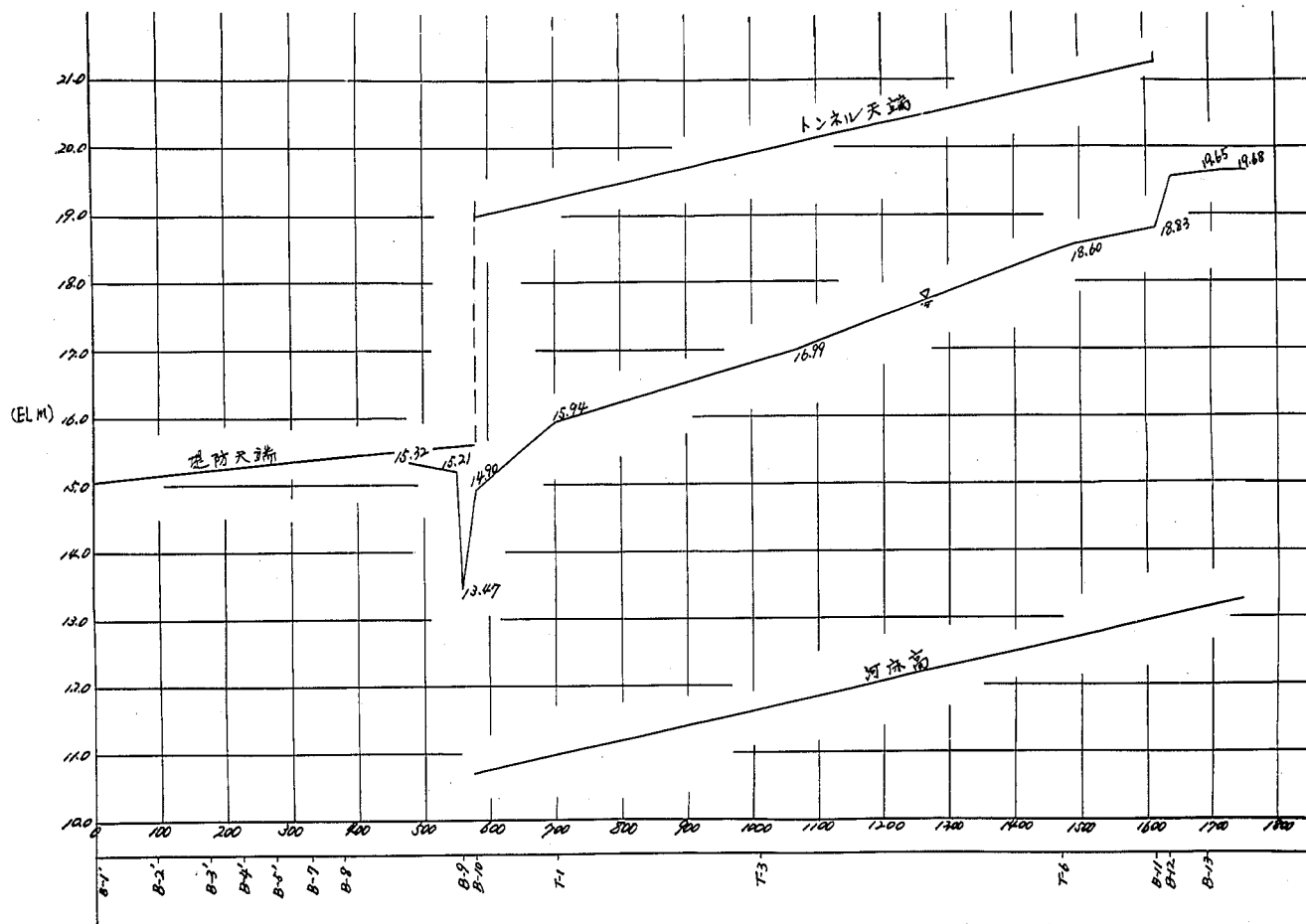


图-11 分水路水位縦断图 (流量225m³/s)

6. 分流点上流案実験

分水路などによって河川の流況調整を行なう場合、それに関係する構造物は安全度の高い計画をしなければならないが、さらには人為的に流路の開削などが行なわれることによって地域的に利害の片寄らないように配慮することも大切なことであろう。

肝属川工事々務所では上記の点を配慮して、原計画案である分流点下流案に対して、分流点上流案を立案された。当所においても、この分流点上流案について実験的検討を加え、結論を得たのでここに報告する。

この分流点上流案の概要は、

- (1) 分流点位置の変更
- (2) 分水路法線形状の変更
- (3) 合流形状の変更

等である。

(1)は、下流案の場合より約100 m 上流で分流させる。(2)は、分流点から隧道部までを矩形断面水路とし、半径400 mの曲率をもつ曲線水路で接続する。さらに隧道出口においても半径1,000 mの曲率をつけた矩形断面水路に接続し漸変部を挿入して台形水路で合流させる。(3)は、合流角度は分流点下流案の第3案合流と同じにするが、合流点は17.0 km地点とする。(図-11参照)

水理実験では、下流案の場合と同様固定床模型において分流堰規模の検討、および分流点、分水路、合流点の水理機能を調べた。

さらに分流点の本川河床の一部を改造した移動床模型によって、分流点付近の河床変動形態と分水路への流入砂の傾向を把握した。

1) 固定床模型実験結果

(1) 分 流 量

流量30 m³/s および40 m³/s 以上でそれぞれ分流開始する堰高、その規模で計画高水流量400 m³/s の時本川と分水路に所定の計画配分を図るための堰幅を決定する実験である。

洪水流量が30 m³/s より多くなった場合、分水路に洪水の一部を越流開始させ、しかも計画高水流量400 m³/s の時本川へ250 m³/s、分水路に150 m³/s の分流配分を図るには分流堰高がEL17.45 m、分流堰幅が13.00 mとなる。また、計画高水流量400 m³/s に達するまでの分流量は下表の通りである。

全 流 量	本川流量	分水路流量
80 m ³ /s	65 m ³ /s	15 m ³ /s (18.8%)
150 "	105 "	45 " (30.0%)
300 "	187 "	113 " (37.7%)
400 "	250 "	150 " (37.5%)

洪水流量が $40 \text{ m}^3/\text{s}$ より多くなった場合、分水路に洪水流を一部越流開始させ、そのうえ計画高水流量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ の時計画配分を図る分流堰の規模は $\text{EL}17.70 \text{ m}$ の堰高、 14.00 m の分流堰幅が得られた。

洪水流量 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ から $400 \text{ m}^3/\text{s}$ までの分流量の状況を下表に示す。

全流量	本川流量	分水路流量
$80 \text{ m}^3/\text{s}$	$68 \text{ m}^3/\text{s}$	$12 \text{ m}^3/\text{s}$ (15.0%)
150 "	110 "	40 " (26.7%)
300 "	189 "	111 " (37.0%)
400 "	250 "	150 " (37.5%)

この流量配分の結果を見ると、小洪水の場合には分水路への流量配分が少なく、流量が増加し全流量が $300 \text{ m}^3/\text{s}$ に達すると、その配分比はほぼ計画配分比に等しくなる。

これは分流堰の越流係数に大きな影響を与える越流水頭 H と堰高 W の比、 H/W の値に関係していると考えられる。すなわち、流量が小さい場合には H/W の値が小さく、堰として機能が大きい。しかし流量が大きい場合には H/W の値も大きくなり、堰としての影響が少なくなる。したがって流量が大きい場合の流量配分は、分流堰の高さよりも本川の疎通断面と分流幅によって決定される要素が大きいと考えられる。

分流堰の越流形態は、小洪水の場合には下流側法面に射流水脈が見られる完全越流形態、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の大洪水の場合には分水路側水位が分流堰頂よりも高いもぐり堰の形になっている。しかし、分流堰上下流の水位差は、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に約 1.9 m 、 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に約 1.5 m 有り、さらに本間公式の h_2/h_1 の値もそれぞれ、 0.03 、 0.43 、となっており越流形態は完全越流といえる。したがってこの場合、分流量は分水路の水面形には影響されていないと考えられる。完全越流と不完全越流の境界を h_2/h_1 の値で 0.5 程度とすると、 h_2 の値が実験の結果よりも約 0.2 m 大きくなる。すなわち、分水路内への堆砂等のために分水路水位が実験結果よりも高くなった場合、 0.2 m までは分流量への影響はないが、それ以上高くなると分流量への影響も考えられる。しかし分水路の水面形を見ると、隧道部の水面勾配は急で流入口においても断面変化による水位差が観測されており、上流開水路への影響は少ないと考えられる。したがって、分流堰直下の水位が高くなる場合が有るとすれば、多くは開水路の水面形の影響と考えられるが、この開水路は距離が短い事もあり 0.2 m の余裕は充分のように思われる。

(2) 水位

流量 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で分流を開始し、計画高水流量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に本川 $250 \text{ m}^3/\text{s}$ 、分水路 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ の計画分流を図る分流堰を設置した場合、 $1.96 \text{ km}-3$ 地点の水位は $400 \text{ m}^3/\text{s}$ で河道左岸側が $\text{EL}20.136 \text{ m}$ 、右岸側 $\text{EL}19.896 \text{ m}$ を示し、兩岸の平均値では $\text{EL}20.016 \text{ m}$ となった(附図-9-1 参照)。

又、流量 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で分流を開始し、計画高水量の時計画配分出来るような分流堰を設置した場合、 $1.96 \text{ km}-3$ 地点の水位は $400 \text{ m}^3/\text{s}$ で左岸側が $\text{EL}19.992 \text{ m}$ 、右岸側が EL

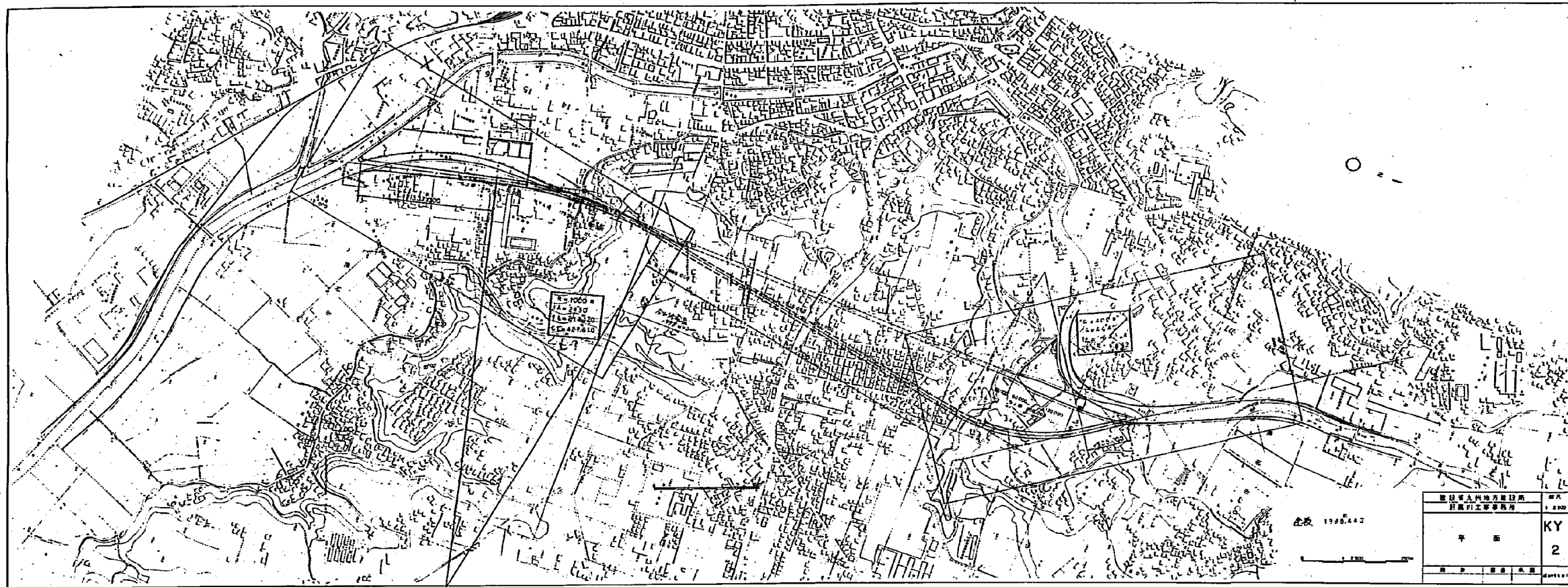


図-12-1 鹿屋分水路平面図

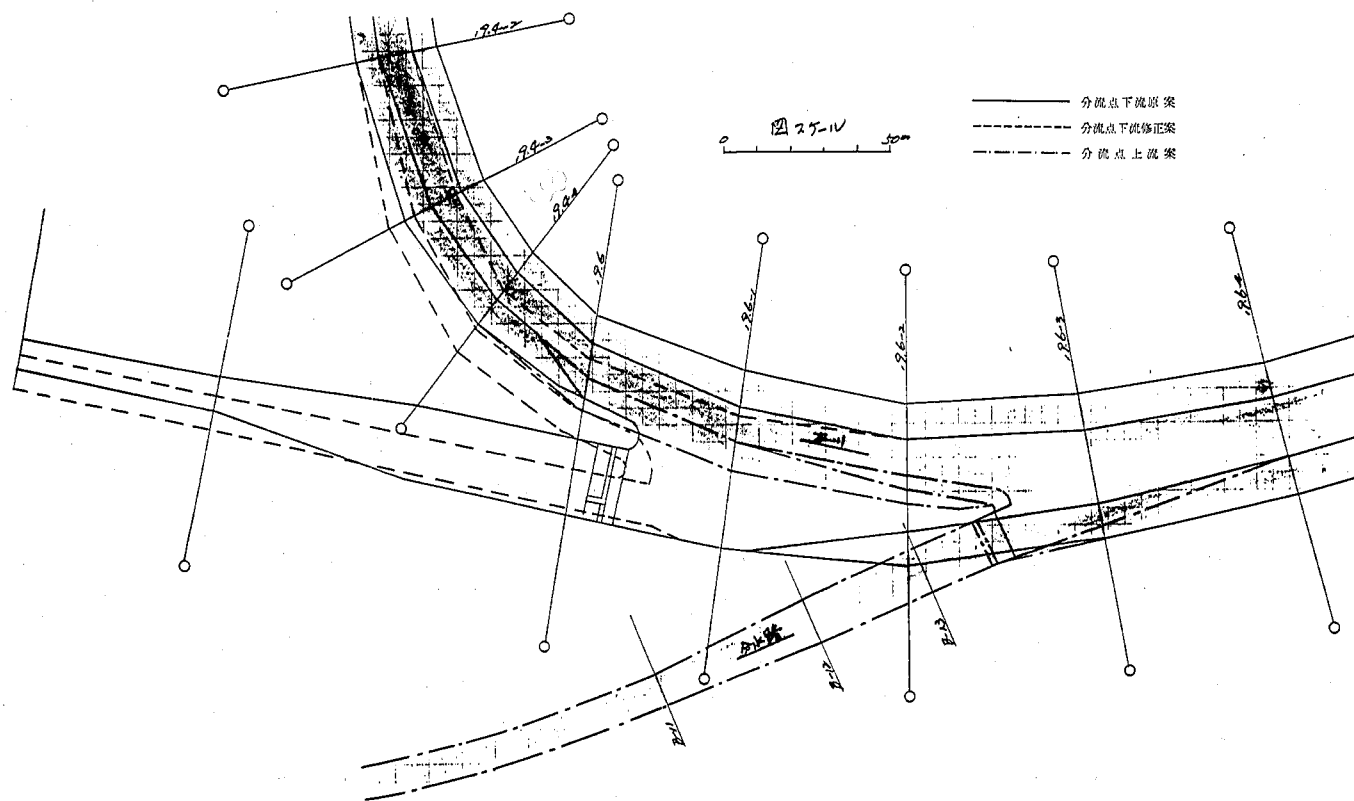


图-12-2 分流点比较图

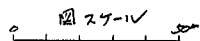


圖-12-3 合流點比較圖

19.972 m, 平均値で E L 19.982 m となった。

この分流点附近の水面形は、下流案の場合にも同様の傾向が見られたが、断面の広がり、あるいは分流等の影響のために、逆勾配の水面形が現れたり非常に不規則な形になる。この分流点直上流の越流水位を下流案の場合と比較すると、ほとんど同一の結果が得られている。

又、この分流点付近を除く本川上下流の水面形も、下流案の場合と大体一致し、計画高水位よりも低い水位におさまっている（附図-9-1参照）。

分水路の水面形は、特に隧道の入口、出口、および下流開水路部分の漸変部などに急勾配、逆勾配等が現れるが、断面変化による現象であり水路天端までの余裕も残しており水理的には問題はないように判断される（附図-9-2参照）。

合流は本川 17.0 km 地点において行なわれるが、本川側と分水路側の合流水位を比較してみると、 $400\text{ m}^3/\text{s}$ の場合に、本川 17.0 km-1 で E L 13.33 m, 分水路出口で E L 13.27 m の結果が得られており、ほとんど水位差はなく合流条件としては良好といえるようである。ただし小洪水の場合には、先の分流量の項で述べたように本川側流量が多くなる傾向があるため、水位についても本川側の水位が高い傾向があるようである。しかしその差も 0.15 m 程度と少なく、合流流況に影響する程の現象ではないようである。

(3) 流速, 流況

分流点は、下流案の場合とはかなり条件の違う地点に設置される。すなわち下流案の場合には、彎曲部の外岸側に位置し流心が分水路側へと片寄る傾向が強かったのに対し、上流案の場合には、この彎曲と上流直線部の接点に位置しており彎曲部の影響が少ない地点である。

$30\text{ m}^3/\text{s}$ 以上分流開始堰高で、計画高水流量 $400\text{ m}^3/\text{s}$ の場合に分流堰上流部の本川流速は、河道中央部で $4.8\text{ m}/\text{s}$ 程度、分水路の設置されている左岸側で約 $3.2\text{ m}/\text{s}$ 、右岸側では $2.9\text{ m}/\text{s}$ 、の値を示しており、河道中央を流心として左右岸のバランスが良い事を示している（附図-10-2参照）。

小洪水の場合には、分流堰の影響を受けて多少左岸側流速が小さくなる傾向が見られるようであるが、その差は小さく問題はないように判断される（附図-10-1参照）。

このように比較的安定した状態で分流点に流入した流れは、隔流壁によって本川と分水路へと分けられる。この分流状況も、左岸側の流れは分水路へ、右岸側の流れは本川へと自然な分流状況を見せており流線の乱れ等も少ないようである。ただし隔流壁先端には流心が当たるため水面が盛り上がりこの部分の流況は悪くなっている。したがってこの部分については下流案の場合にも検討したように、先端を出来るだけ細い直壁とし、更に杭等を設置してその衝撃を緩和させる構造にするのが望ましいようである。

分流点から下流側本川は非常に急な彎曲部になっている。したがって流れは左岸へ寄る傾向が非常に強く、流速値にも右岸に対して左岸約 1.3 倍の値が得られており、左岸沿いの水当たりが強い事を示している。この傾向は、小洪水の場合にも観測されるが特に顕著に現われるのは $150\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水からのようである（附図-10-1.2参照）。

分流堰を越流した流れは、下流側法面に沿って底面へ潜るような流れになり下流約20 m付近で表面に吹き上げ、この地点に水位の突出部を作っている。越流形態は、前にも述べたように完全越流形態になっている。分流堰上流側の流れは河道中央部すなわち分流堰の右岸側が強いために、越流方向が多少左岸へ寄る傾向が見られる。

この現象は特に小洪水の場合にその傾向が強く、越流後分水路上流部右岸沿いに逆流域が観測された。しかし洪水が大きい $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の場合には、その現象はなくなり大体左右均等な流速値になっている。分水路へ流入した流水は矩形断面水路を経て隧道部へと流入する。この矩形水路内は、彎曲しているために流心が右岸へ片寄る傾向が認められるが、左右岸の流速差は最大で 0.8 m/s 程度で下流の開水路部と比較しても全体に流速値が小さく、それ程問題になるような現象ではないと判断される(附図-10-1, 2参照)。

隧道を下流した流れは下流開水路へと流出されるが、この地点では断面変化の影響のために射流となり、流速値も最大 7 m/s 以上を記録している。隧道から台形水路までは彎曲した矩形断面水路によって接続される。この矩形断面水路内では彎曲の影響のために、流心から右岸へ片寄る傾向が強い。流速分布も左岸に対し約1.8倍の右岸流速が観測されており右岸側への水当りの強い事を示している。この現象は矩形水路と台形水路の漸変部の下流にも観測され、台形水路の上流部約100 m区間にはその影響が見られるようであった。台形水路は直線部になっており、中間部附近では横断方向流速分布も一様で、上流の彎曲部の影響はほとんどないようであった。このように、台形水路内で整流された状態で本川へと合流する。

合流状況は、先にも述べたように本川との水位差もほとんどなく、良好といえるようである。流速値は多少本川側が優位であるが、分水路からの流れに影響する程ではなく、むしろ分水路からの流れが本川右岸へおよびす影響を緩和しているように見受けられた。又、合流壁の先端部および分水路の左岸に、はくり領域が観測され堆砂傾向を見せているが、その範囲はせまく分水路の疎通能力に影響する程ではないと判断される。

(4) ま と め

以上固定床実験の結果をまとめると、

- i) 分流状況は、下流案の場合に比較して流心の片寄りが少なく、自然な流況を示しており良好のようである。
- ii) 本川と分水路を分ける隔流壁先端には流心が当り流況が悪くなっているので、先端部の構造は出来るだけ細い直壁とし、さらに杭等を設置して衝撃緩和を図る方が望ましいようである。
- iii) 分流堰の規模は、 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 越流開始の場合分流堰高 EL 17.45 m, 分流幅 13.00 m, $40 \text{ m}^3/\text{s}$ 越流開始の場合分流堰高 EL 17.70 m, 分流幅 14.00 m, となった。
- iv) 分流堰の越流形態は完全越流形態であり、分水路側の水位条件が分流量に与える影響は少ないと判断される。
- v) 分流後の本川筋は彎曲の影響を受け流心が左岸へ寄る傾向が強く、左岸沿いの局所洗掘が予想出来る。

vi) 分水路のうち上流側開水路部については、彎曲の影響も少なく問題はないように判断される。しかし下流側開水路部については、全体に流速値が大きく、彎曲の影響も台形水路にまで達している。したがって台形水路も矩形水路に続けて三面張り水路とするのが望ましいようである。

vii) 合流状況は、水位、流速値、流況等から判断して良好といえるようである。

2) 移動床模型実験結果

さて、固定床模型実験によって流量 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ および $40 \text{ m}^3/\text{s}$ の種類の分流開始堰高、そして計画分流ができる堰幅を求め、各水理量を把握し分流機構、合流機構を検討した。

この分流堰における流砂傾向および河床変動傾向を把握するために、分流点付近の本川を移動床模型にして更に検討を加えた。移動床材料は、下流案実験の場合にも使用した砂を用いた(図-3-4 参照)。

移動床実験での主な検討事項は

- i) 隔流壁先端部の流況対策について
 - ii) 分流点附近の河床変動傾向を流量毎に検討
 - iii) 分水路への流砂配分と、その対策について
- 等である。

なお、固定床実験の場合には分流堰規模二種類について検討を行なったが、ほとんど同様の傾向を持っている事から、移動床実験の場合には、 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 分流開始堰についてのみ検討をした。

(1) 水 位

本川側水位は、流量が大きい場合には固定床実験の結果よりも低い水位を与える。流量が小さい場合には、分流点より下流側は固定床実験の結果より低い水位、分流点より上流側は移動床実験の結果の方が高い水位を与える傾向がある。これは河床変動による影響と、河床に発生する河床波の状態によるものと考えられる。河床面の状態は、流量が小さい場合には砂澱が発達し河床粗度は計画粗度よりも大きいと考えられる。一方、流量が大きい場合には河床面の砂澱はなくなりフラットベットになってしまい、河床粗度が小さいと考えられる。移動床実験の場合には、河床粗度を相似にする事は困難なので、水位結果については固定床実験結果の方が信頼性が大きいように思われる。

分水路側の水位は、大体の傾向として移動床実験結果の方が高いようである。これは、分流量の増加と分水路への堆砂の影響と考えられる(附図-11 参照)。

(2) 分 流 量

分水路への分流量は、固定床実験の結果と比較すると、移動床実験の場合の方が多くなる傾向があるようである。この原因は、流量が小さい場合には河床粗度の増加によって本川側水位が上昇し越流水位が高くなった事、流量が大きい場合には、河床変動によって流況が変化し分水路への傾向が強くなった事、等が考えられる。移動床実験の分流量の結果は次表に示すようである。

全 流 量	本川流量	分水路流量
8 0 (m^3/s)	5 4 (m^3/s)	2 6 (m^3/s) (32.5%)
1 5 0 "	9 4 "	5 6 " (37.3%)
3 0 0 "	1 8 0 "	1 2 0 " (40.0%)
4 0 0 "	2 3 9 "	1 6 1 " (40.3%)

(3) 流 況

固定床模型による実験で、本川と分水路とのあいだに設ける隔流壁附近の水面に乱れが観察された。この対策として、下流実験の場合と同じように隔流壁の形状の修正および杭水制の対策工を試みた。

結果は、隔流壁の修正による流線の変化は顕著に認められない。後者の対策工を設置しても流線には大きな変化は与えない。しかし、先端部への衝撃を緩和させる効果は十分に認められ、又顕著な現象としては現れてはいないが、観察の結果では多少河床変動にも良い影響があるように判断された。

分流点上流側の流況は、流線については固定床実験の結果に対して顕著な変化は認められないようである。流速分布の状況は、固定床実験の場合には、河道中央部が大きく両岸が遅い傾向があったが、移動床実験の結果では河床変動の影響を受け偏る流れが、小洪水の場合には川幅全体に平均化される傾向が見られるようである(附図-12)参照)。

分流点より下流側本川筋は、彎曲の影響のために流心が左岸へ寄る傾向が強く、流速分布も右岸に対し約1.5倍の左岸流速値が得られている。

(4) 河床変動状況

分流点上流右岸側への堆砂、分流点下流左岸の洗掘傾向は、小洪水の場合にもすでに観測される。しかし流量 $150 m^3/s$ まではそれ程大きな変化ではなく、堆砂厚、洗掘深共に最大 $1.0 m$ 程度である。流量が $300 m^3/s$ を越えると河床変動は非常に激しくなり、上流からの流砂も多く砂礫堆となって分流点へと発達して来る。そして分流点付近に大量に堆積させ、更に下流本川へと発達する。この砂礫堆の移動に伴って、前面の洗掘位置も下流へと移動する。又、この洗掘位置は洪水の規模によっても変化し、小洪水の場合には比較的上流部に局所洗掘が見られ、洪水が大きい場合には上流部に砂礫堆が発達し、比較的下流部に局所洗掘が生じているようであった。

分流堰前面付近は、上流からの供給砂も多く、又断面も広がっているために、全体に堆砂傾向を示している。しかし中洪水(流量 $150 m^3/s$)の初期においては上流からの補給砂が到達するまでの間に、わずかではあるが分流堰前面に洗掘傾向が観察された。

又分流点上流付近の流砂方向は、流線の方とほとんど一致しており、分水路へもかなりの量の流入砂が観察された。

(5) 分水路への流入砂

いくつかの移動床実験の結果、分水路への流砂配分比が予想以上に多いことがわかった。そこ

で、その対策の一つとして分流点左岸の法線形の変更を2～3試みた。(図-12参照)

この実験の意図は、流砂方向を本川側へ変えようとするもので、左岸堤の法先を前面に出し、分流堰上流の堆砂傾向を減らしてさらに洗掘側に変えようとするものである。この結果は下表に示すように、分水路への流砂配分比を減らす傾向は認められるが、流況を変える事によって同時に分流量をも減らす結果になっている。

分 流 砂 量 一 覧 表

分流点形状	流 量 配 分			流 砂 配 分		
	本 川	分水路	分水路の配分率	本 川	分水路	分水路の配分率
分流点下流原案	245m ³ /s 1.58 : 1	155m ³ /s	38.3%	113ℓ 1.82 : 1	62ℓ	3.5%
流入砂対策(1)	242m ³ /s 1.53 : 1	158m ³ /s	39.5%	100ℓ 1.82 : 1	55ℓ	3.55%
流入砂対策(2)	254m ³ /s 1.74 : 1	146m ³ /s	36.5%	94ℓ 2.04 : 1	46ℓ	3.3%
流入砂対策(3)	265m ³ /s 1.96 : 1	135m ³ /s	33.8%	87ℓ 2.18 : 1	40ℓ	3.15%

分水路への流入砂対策として最も効果が認められたのは、流入砂対策実験(3)の場合であり、分流後の本川筋の河床変動にもその影響が認められ、かなり上流地点に洗掘位置が現れている。これは、分流堰前面を洗掘側に変える方向にあるものと考えられ、流入砂対策にとっては良好な傾向と判断される。

しかし、分流流況は非常に悪く、本川側から分水路へと横方向に分流する流況になる。隔流壁先端部においては本川側と分水路側とで約1.0m以上の水位差が出来、本川から分水路へと流れ込み、分流堰の越流状況を乱す原因になっている。

この実験結果は先の分流砂量表にも示したように、流入砂を減少させる効果は認められるが、流況の変化のために分流量も減少する結果が得られている。したがってこの分流形状では計画分流を図る事は出来ない。そこで、計画分流を図るためには分流幅を広げる必要がある。分流幅を広げ分流量を増した場合、再び流入砂配分が多くなる事は予測出来る。しかし本川側の河床変動の状況が、下流案の場合の状況に比較的近い状況を示しており、それ程増加しないのではないかと判断される(附図-13-3参照)。

(6) ま と め

以上移動床実験をまとめると、

- i) 水位結果については、河床変動および河床面の粗度等の影響のために、固定床実験結果とは違った傾向が見られる。しかしいづれの場合も計画高水位は下まわっており水位的には問題

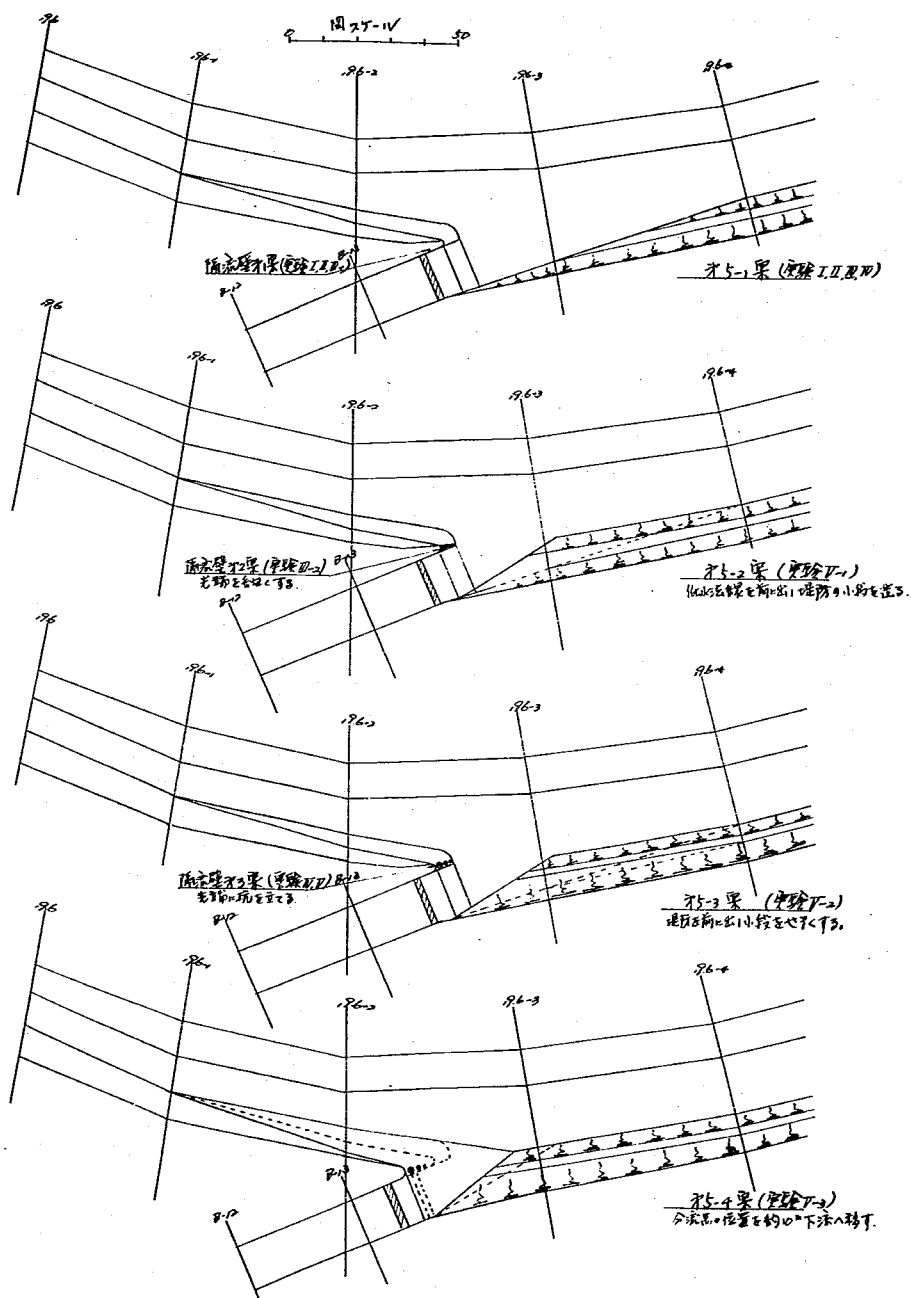


図-13 咽口部比較図

はないように判断される。

- ii) 分水路への分流配分が増加する傾向が認められるが、計画高水流量の場合で約 5 % の増加であって、分水路の疎通能力から見て充分流下できると思われる。
- iii) 分流堰前面の洗掘傾向は、洪水初期にわずかに観測された程度であるが、大きな局所洗掘の引き金になる場合も考えられるので、安全性を重視して下流案の場合と同程度の護床工が必要と思われる。
- iv) 分流後の本川筋は、彎曲の影響と上流からの砂礫堆の発達のために、大きな局所洗掘が発生している。この洗掘位置は、洪水の規模、時間、等によって変化しており、固定的に考えることはできない。したがって、分流堰前面の護床工に続けて広範囲な保護が必要と思われる。
- v) 流況は良好であると判断されるが、流線と流砂方向が一致しているために、分水路への流入砂配分が多くなっている。この流入砂は、分流形状を変える事によってある程度減らす事は可能であるが、これによって分流流況、流量配分が悪化する事は免れない。

7. 分流せきの検討

分流点を設計する上で考慮しなければならないことは、流量配分、分流開始流量、河道線形と分流点の位置関係、分流角度、分流点の構造、(分流方式)、分流点附近の流況、等が考えられ、現地条件の諸制約の中で、できるかぎり各々の条件を満足させるよう検討をし、設計することになる。

上記事項中、流量配分については、分流開始流量が決定されれば、せき高が決まり、せき幅との関係で流量配分を得ることができる。その関係を計算によって求めるためには、下流水位、せきの流量係数、分流口幅、等との関係が必要になる。

ここでは、実験結果と計算結果との比較検討を行い、計算手順を示すことにする。なお、検討には実験結果の上流案2ケース、下流案3ケースの資料を用いた。

流量配分を求める場合、分流点では三次元的流れによる様々な影響があるため、分流点の上流に分流境界を有する断面を設定する。この分流境界断面における境界幅は、分流口幅との関係をもつことになるが、分流点上流の河幅によって、分流口幅と一致するとは限らない。この検討では実験による流向図から、かなり正確に境界を予測(読み取る)することができ、断面の分割は容易である。

上流案は分流開始流量 $Q_0 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ 分流せきで、計画高水流量時の流況図から分流境界を求め、19.6 km - 3断面を境界断面として分割した。下流案は、分流開始流量 $Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ 分流せきの計画高水流量時流況図から分流境界を求め、19.6 km - 1断面を境界断面として分割している。

下流水位は、分水路側は完全越流となる分流せきを設置することから、下流水位は関係しない。本川側は、通常行っているように不等流計算で追跡すれば得られることになるが、検証実験から知られるように、彎曲部の損失があるために、同値粗度を与えても不等流計算水位より実験水位が高くなる傾向を示し、分流点では両値の一致はしない。

そこで、彎曲部の損失を含む水位として、上流案に対しては19.6 km断面、下流案に対しては19.4 km断面の各実験水位を出発水位として、分流境界断面まで不等流計算を行い、分流点の本川側水位とした。

せきの流量係数は、完全越流としているので $Q_2 = C \cdot B \cdot H_s^{3/2}$ によって表される C の値で、実験では標準越流頂を有するせきであるから、一般的には、

$$C = 1.60 \frac{1 + 2\alpha (H_0/H_d)}{1 + \alpha (H_0/H_d)} \quad (\text{岩崎の式—水理公式集})$$

によって与えられることになるが、せきの高さ、越流水深、接近流速、粘性、表面張力、等の影響があって、大きな縮尺(小規模型になる)の模型実験から流量係数を求めるには困難が伴う。

実験では流量、越流水位、越流幅が既知数となるので、その値は単純に計算できるが、高精度の測定によらないと、その傾向を把握することはできない。したがって、簡便な計算法が採れるような係数として検討することにした。

実験にみられる分流点近傍の流れの特徴は、水位縦断面図から知られるように、上・下流案共に 1 9.6 km-4 断面で水位低下を示していることである。この現象は、分流点までの断面の拡がりと分流することによって低下背水が生じ限界水深に近い水位低下となる。そのために分流点の上流側では激しい水面振動が定常波のように現れ、測定位置の選定いかんによって、水位の差が大きくなり、ことに上流案の場合は、分流点が 1 9.6 km-4 断面に接近しているので、影響が大きく現れる。また、分流せきの接近流速をも高かめているため、流量係数への影響もしている。

したがって、分流境界断面での測定精度を低下させていることになる。このような問題点をふまえて、分流点の検討を行ってみた。その結果は図-14-1~5 のようである。

流量係数は、図中下方に示したように分流境界断面を分割し、その断面特性から $Q_2 = C \cdot B \cdot H_*^{3/2}$ ($H_* = H_2 + v_2^2 / 2g - H_a$) 式より C の値を算出すると、図中 $C \sim (H_a - H_a) / w$ 曲線で示してあるように、前記した岩崎式からの計算値より、実験値の方がかなり大きく、その傾向も明らかではない。流量係数は越流深、越流量の小さい場合には、わずかの差によっても激しく変動が現れるので、分流点附近の流況等様々な影響を受けることも考えれば、測定方法(測点の位置)に妥当性を欠いていたことを示している。そこで、実験結果から得られた $H_2 \sim Q_2$ の平均的な値になるべく合わせるようにし、実用上、支障とならないような流量係数として検討すると、流量係数 $C = 2.2$ 程度となる。

図-14の $H_a \sim Q_2$ 曲線から知られるように、実験値と計算値との差は、水位では 0.2 m の水位差もみられるが、ほとんど 0.1 m (模型値 2.5 mm) 差以内に納まっている。(ただし、分流せき~分流境界断面間の摩擦損失は無視した。) また流量からみれば最大 $15 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の差となっているので、流量係数の一定値として $C = 2.2$ を用いてもよいと思われる。一方、本川側については、上記したような条件で分流境断面までの水位計算の結果、図示の $H_E, H_1 \sim Q_1$ 曲線が得られる。

上流案では、流量が大きい場合に実験値が低く、流量が小さいと実験値が高い傾向を示し、分流点での定常波による水位変動の影響が現れているようにみられる。その定常波の波高は模型値で 5 ~ 8 mm に達するもので、測定位置の少しのちがいで 0.2 m ~ 0.3 m の水位差が生じてくる。このような状態からみれば、計算水位はほぼ分流境界断面の水位を表しているものと考えられる。

また、下流案では、低下背水を発生させる断面が分流点よりやや遠ざかること、分流点附近の断面が大きくなっていること等から、定常波による水面振動が若干減衰した地点で測定していることになり、計算値と実験値とはかなり対応がよくなっていると考えられる。

以上の検討から分流境界、流量係数が、計算による分流点の水理設計に使用可能であることが確かめられた。ちなみに計算結果による水位~流量曲線から計画高水流量に対する流量配分を求めると、次表のようになる。ここでは、①分流境界断面内でのエネルギー水頭 ($H_a \sim H_E$) が等しいとした場合、②水位 ($H_1 \sim H_2$) が等しくなるとした場合、について示してある。この流量配分は、若干のバラツキと傾向が現れているが、量的には最大 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の差であって、誤差範囲内とも考えられるので、計画流量配分は得られると判断してよいと思われる。

分流点の計算手順を示すと、次のようになる。

- ① 分流点の平面形状、分流せきの諸元を決定する。

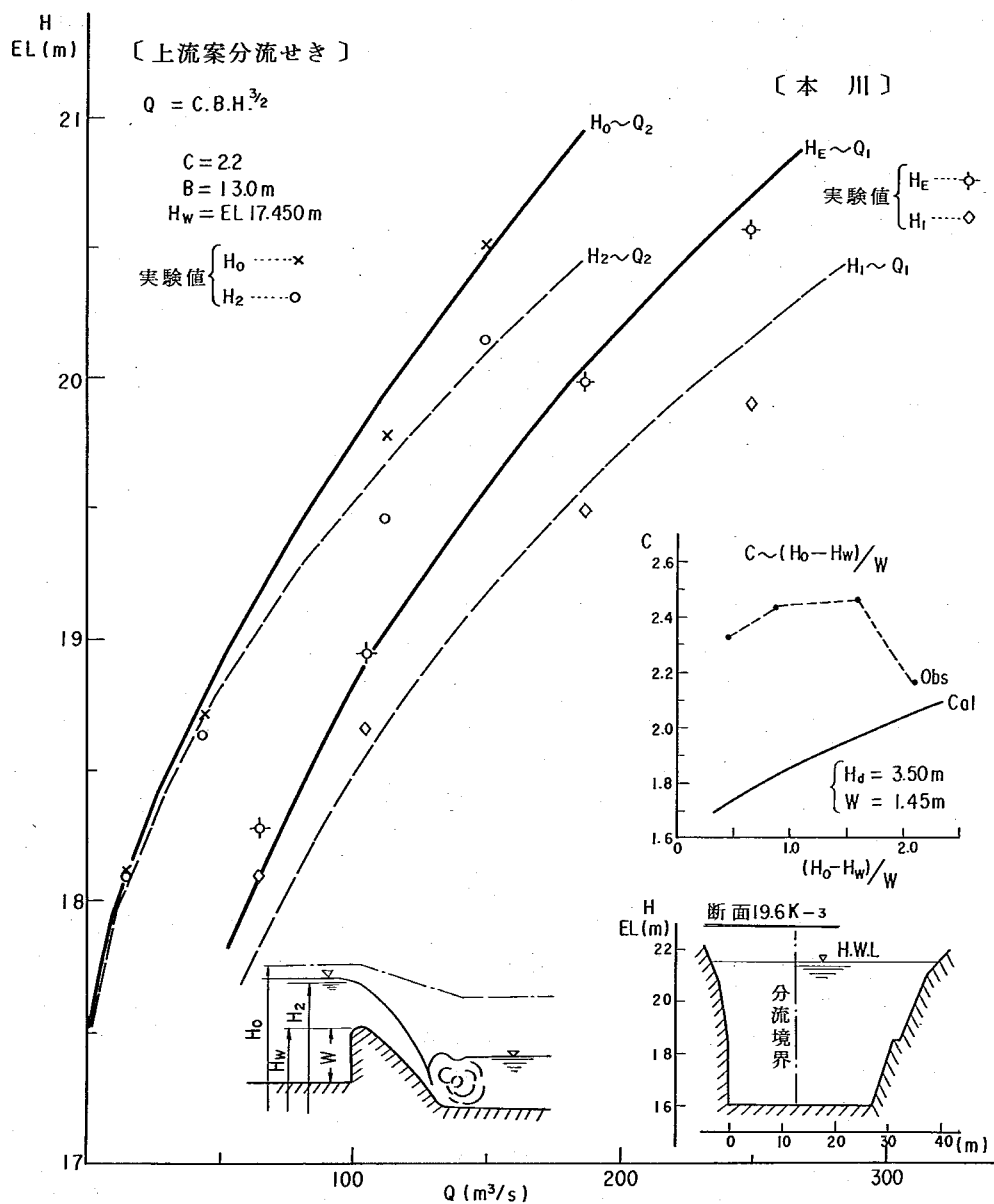


図-14-1 分流点水位流量曲線 (1) (分流開始 $Q_0 = 30 m^3/s$)

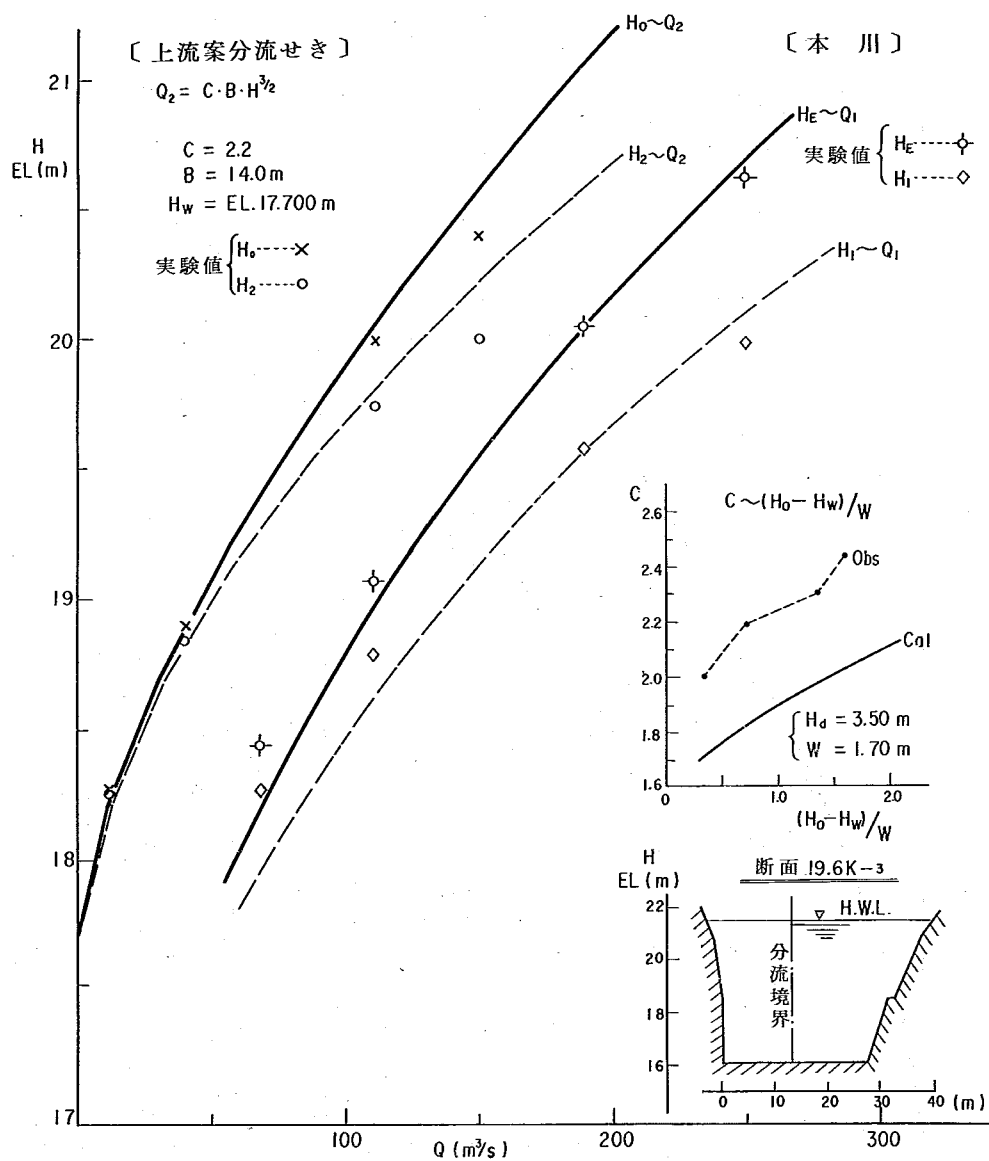


図-14-2 分流点水位流量曲線(2) (分流開始 $Q_0 = 4.0 \text{ m}^3/\text{s}$)

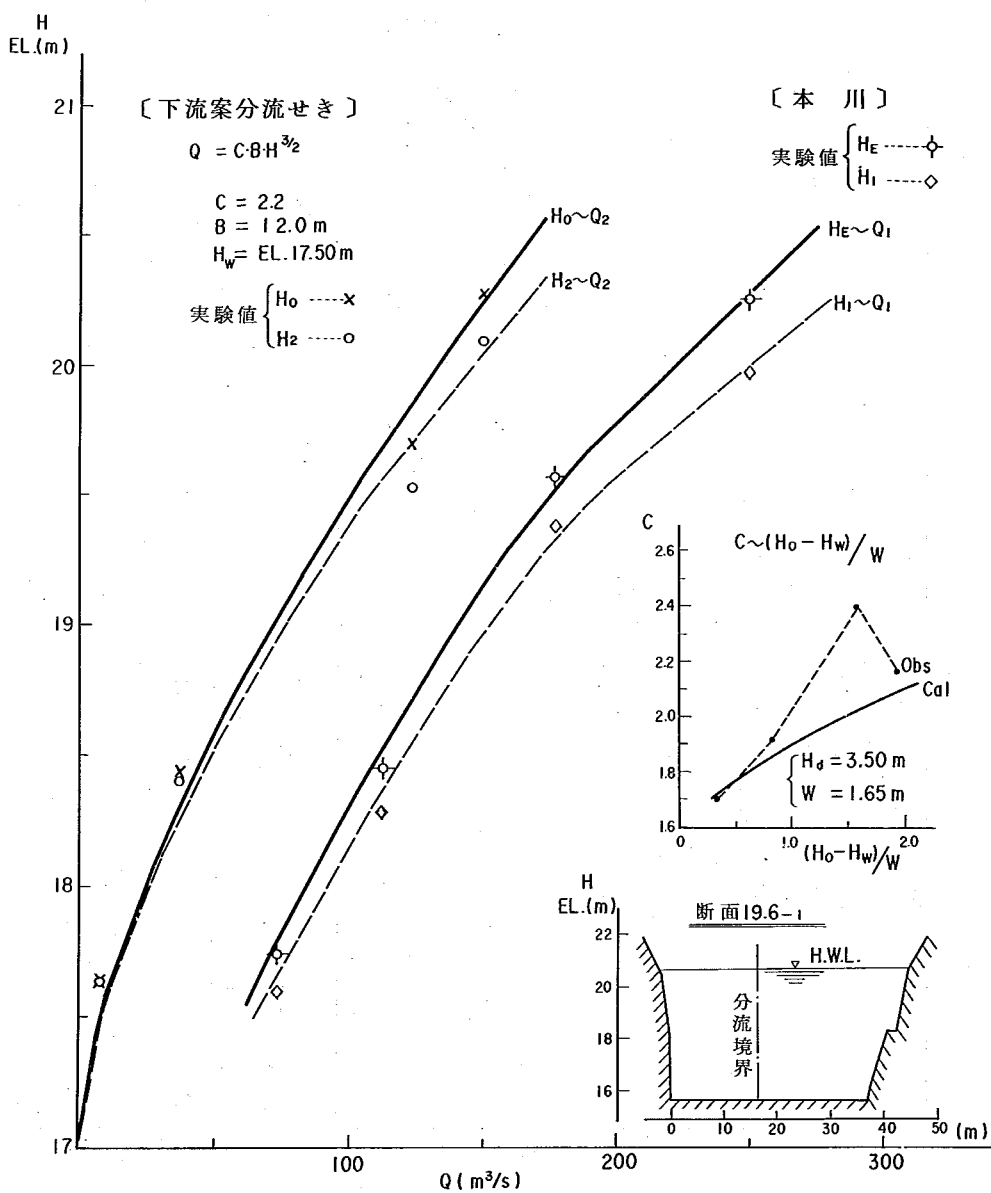


図 - 1 4 - 3 分流点水位流量曲線(3) (分流開始 $Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$)

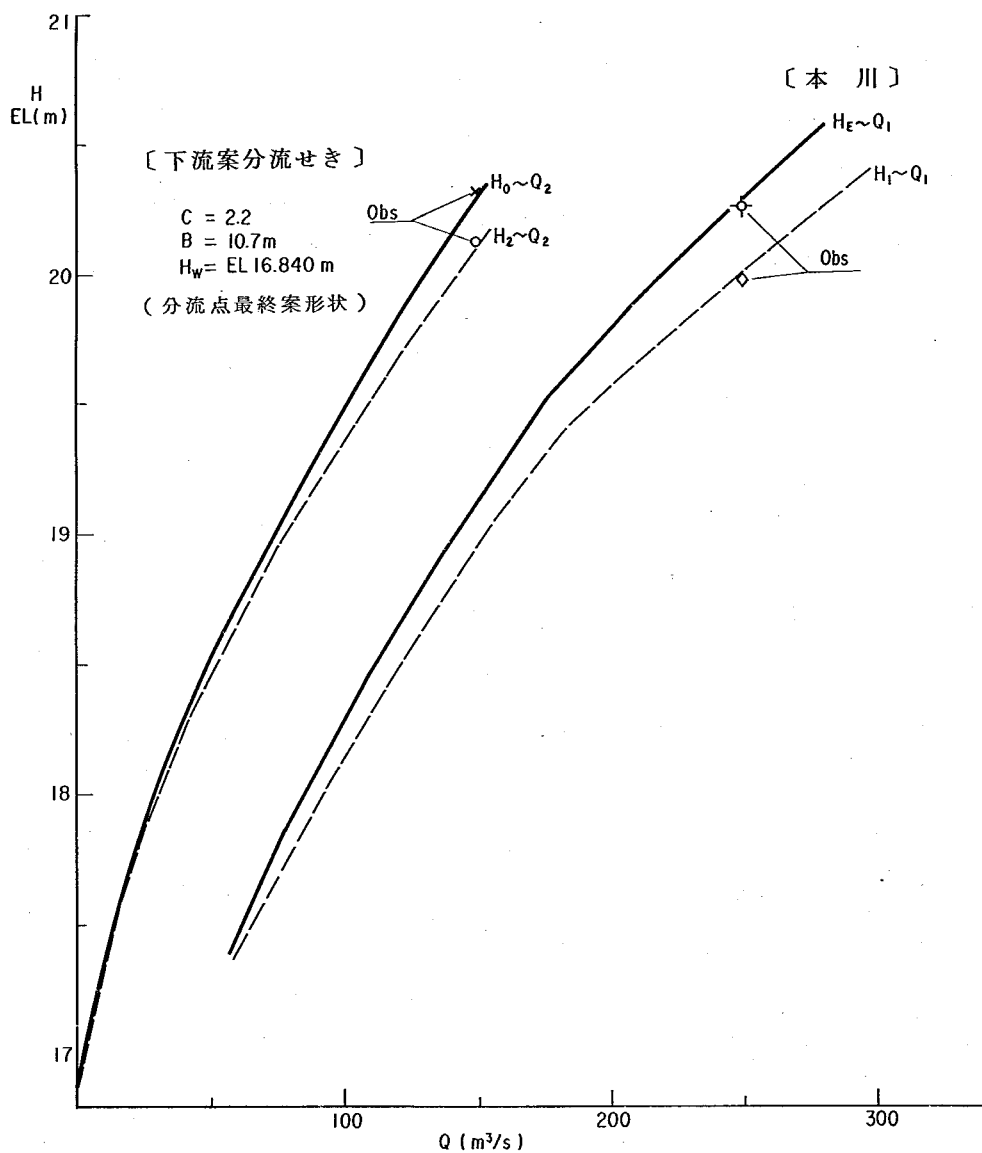


図-14-4 分流点水位流量曲線(4)(分流開始 $Q_0 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$)

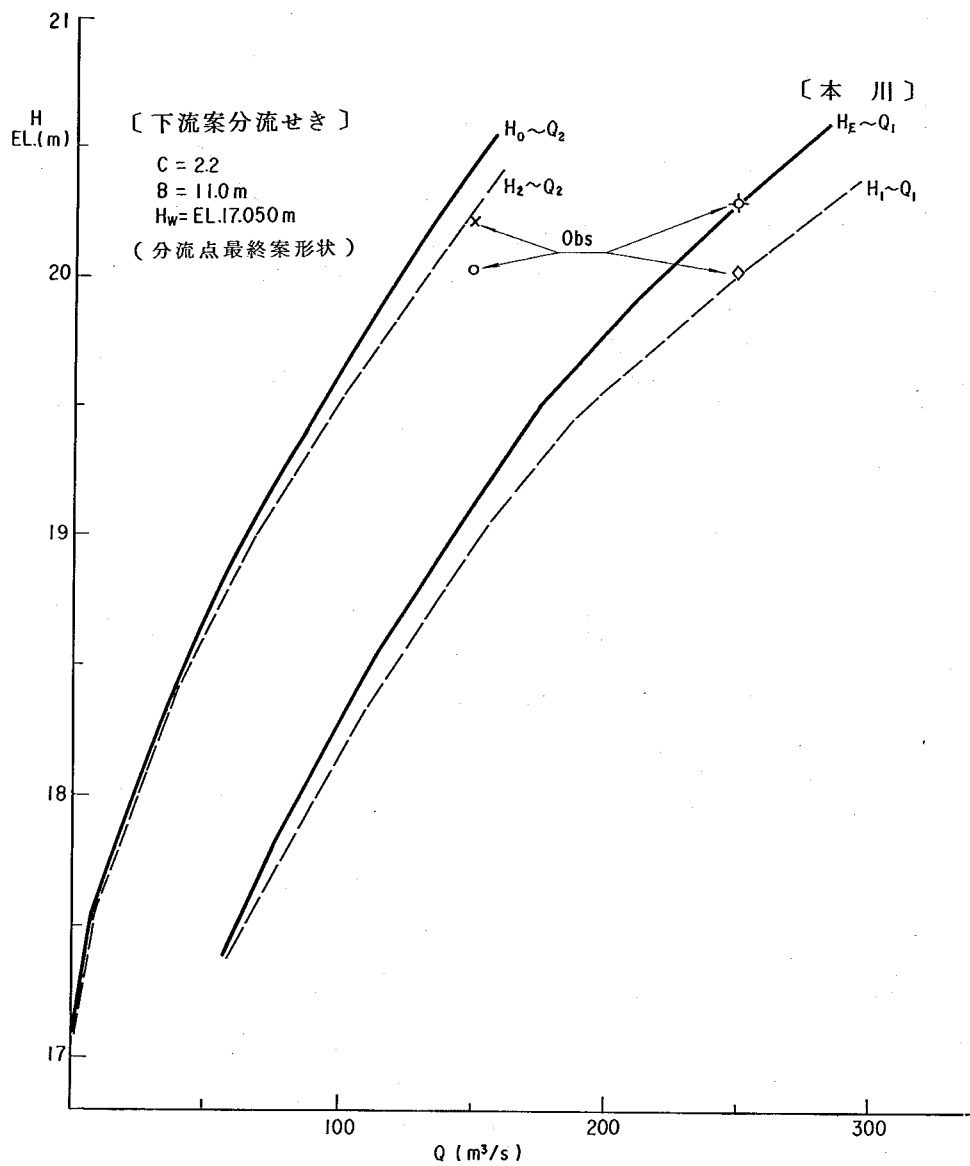


図-14-5 分流点水位流量曲線(5) (分流開始 $Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$)

- ② 分流境界断面を分流点上流 20～30 m 地点に設ける。
- ③ 分流境界を予測して、分流境界断面の分割を行い、夫々断面特性を作る。
- ④ 本川の水位計算を分流点下流 200～300 m から分流境界断面まで行い（断面間隔は短かくする、また、出発水位は、実験値の $H \sim Q$ による）水位、エネルギー水頭を求める。
- ⑤ 分水路は、分流せきを完全越流状のせきとし、越流量の計算を行う。せきの流量係数は、標準越流頂として $C = 2.2$ とする。越流水頭（エネルギー水頭）を適宜に与えて、 $Q_2 = C \cdot B \cdot H_*^{3/2}$ ($H_* = H_0 - H_w$) 式から Q_2 を求める。なお、 $v_2^2/2g$ を分流境界断面へ断面特性から試行計算を繰返して求め、 $H_2 = H_0 - v_2^2/2g$ を得ておく。
- ⑥ ④および⑤で得られたエネルギー水頭～流量、水位～流量曲線から、流量配分を求める。（エネルギー一定又は水位一定の条件によって、分水路、本川の各流量の和が上流からの流量に一致するように水位を上・下して読みとる）
- ⑦ 計画の流量配分が得られなかった場合には、分流境界の再検討をし、再計算をする。（エネルギー、水位から求めた流量配分が極端に異ならなければ確定する）
- ⑧ さらに不十分な場合にはせきの諸元、分流境界を変えて、計画流量配分が得られるまで繰返し計算を行う。

分流点附近における注意すべき事項は、

- a) 分流せきの分流量は、河床変動によって変化するため、分流点近傍の本川河床低下は分流量の確保に決定的な影響を与えるので、護床工、床固め工、等が必要で維持管理等も充分行うことが望ましい。
- b) 19.6 km - 4 断面における低下背水現象は、局所的な河床変動ばかりでなく、上流部への河床低下を促進させる可能性がある。したがって、分流点への流砂量はかなり増加することが予想され、右岸側への堆積を増大し、流況を変化させるおそれがある。
- c) 分水路の完成後は、出水毎に実測を行い、実験値との突合せ、補正ができるように、観測施設、体制を考慮することが望ましい。

計画高水流量に対する流量配分（計算値）

	分流開始 流量 (m^3/s)	せき高 H_w EL (m)	せき幅 B (m)	① $H_0 \sim H_{E1}$ H EL (m)	Q_0 (m^3/s)	Q_1	Q_2	H_1 EL (m)	H_2 EL (m)	$\overline{H_1 H_2}$ EL (m)
上流案	30	17.450	13.0	20.590	400	240	160	20.070	20.190	20.130
	40	17.700	14.0	20.630	400	245	155	20.045	20.260	20.153
下流案	40	17.050	12.0	20.250	400	249	151	19.980	20.055	20.018
	30	16.840	10.7	20.275	400	250	150	19.995	20.090	20.043
	40	17.050	11.0	20.330	400	256	144	20.040	20.165	20.103

	分流開始 流量 (m^3/s)	せき高 EL(m)	せき幅 (m)	② $H_1 \sim H_2$ EL(m)	Q_0 (m^3/s)	Q_1	Q_2
上流案	3 0	17.450	13.0	20.130	400	247	153
	4 0	17.700	14.0	20.135	400	257.5	142.5
下流案	4 0	17.050	12.0	20.010	400	252	148
	3 0	16.840	10.7	20.030	400	254	146
	4 0	17.050	11.0	20.090	400	261	139

8. 結 論

以上の実験結果から知られた事項を列挙すると、次のようである。

1) 分流点について

(1) 下流案分流点

a) 下流案分流堰が計画流量配分を得るための分流堰諸元

・分流開始流量 $Q_0 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 堰高 = EL 16.84 m 堰幅 = 10.70 m

・ " $Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ " " = EL 17.05 m " = 12.00 m

b) 分流堰の上流部には堰頂より 1.6 m のコンクリート床版、8 m の護床工を必要とする。また分流点周辺も強固な護床工（長さ 40 m）を要する。

c) 分流点直下流の本川左岸堤は流れの集中する個所（彎曲流）であるため、滑らかな法線とし、根固め 60 m 程度（床固め）を充分施す必要がある。（分流量への影響が大きくなる）

d) 分流点の先端はなるべく鋭角にし、その上流には本川側左岸沿いの流況を緩和させるために杭打ちまたは捨ブロックが効果的である。

e) 分流点附近の本川右岸法線は、右岸側に死水域の発生がみられるため調節ゲート除去分を含め、当初計画法線より最大 10 m 流心寄りとした方がよい。

f) 分流点附近の流速は、計画高水流量時で 2.5 ～ 3.5 m/s を示す。

g) 分流点直上流右岸側は堆積域となり、上流からの土砂流出が増大することが予想されることから、土砂堆積はかなり大きくなるものと考えられる。このことは、流況の変化ばかりでなく分流量への影響を与えることになる。したがって、維持管理上の配慮を要するものと思われる。

h) 分流堰からの流砂流入は、少なかった。（約 7 %）

(2) 上流案分流点

a) 計画流量配分を確保するに必要な分流せきの諸元

・分流開始流量 $Q_0 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 堰高 = EL 17.45 m 堰幅 = 13.00 m

・ " $Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ " " = EL 17.70 m " = 14.00 m

b) 分流堰上流部は分流壁の先端までコンクリート床版とし、先端周辺には下流案より小規模の護床工が必要である。

c) 分流点直下流の本川左岸堤は、下流案と同様の現象が発生するため、上流部の法線形を考慮した滑らかな線形とし、護岸、根固め、床固めを充分に施す必要がある。

d) 分流点の先端からは本川側の流況を緩和するための杭打ち等の設置が望ましい。

e) 分流点附近の流速は、計画高水時で 3.0 ～ 4.0 m/s を示す。

f) 分流点直上流の右岸側は、下流案同様の土砂堆積が発生するので、管理上の配慮を要するものと考えられる。

g) 分流堰からの流入土砂量はかなり多く(約40%), 隧道入口上流の開水路部にほとんど堆積する。したがって、分流量への影響(堰下流水位の上昇)がないような開水路内の土砂処理が必要となる。

h) 分水路への土砂流入を防止するためには、分流点の構造を大きく変更しなければならないと思われる。(実験による究明は充分していない)

なお、低水路法線形によって、流入土砂の減少効果を若干調べてみたが大きな効果は期待できず、分流量への影響が大きくなる結果となった。

(3) 分流堰

a) 分流堰は全幅固定堰とし、堰の形状は標準越流頂とした。

b) 越流水脈は、完全越流となるようにした。

c) 堰の流量係数は、 $C = 2.2$ ($Q = C \cdot B \cdot H^{3/2}$) とみられる。

流量係数は、越流深の変化に従って変化していく性質のものであるが、上記した一定値を用いても流量に大きな差異が現れないので、実用上支障はないものと考えられる。

d) 分流点の水理設計は、分流点上流20~30mに分流境界断面を設定し、分流境界線による断面分割をしてから、本川側、分水路側(分流堰)の水理計算を夫々行ない、 $H_E \sim Q$ 曲線がその断面で得られれば、エネルギー水頭が等しいとして各分流配分を求めることが可能となる。したがって計算による水理設計ができることになる。本実験からみて、流量の誤差は10%以内と考えられる。

2) 分水路について

a) 分水路は、分流堰が完全越流となるような敷高で設定することを基本とする。

◦ 下流案堰直下流敷高 = E.L. 13250 m 水路勾配 = 1/450

◦ 上流案 " = E.L. 13555 m " = "

b) 隧道内は等流で流下し、その最大流速は 5.5 m/s であった(水面から天端までの余裕高は約3.5mある)。

c) 隧道内の土砂堆積はほとんどみられなかった。

d) 上流部開水路は、隧道入口によってせき上げ背水状となるが、水位は直壁より上昇はしない。

また望ましくない流況はみられなかった。ただし、上流案の場合には、流入土砂が多量に堆積する。

e) 下流部開水路は、合流点の位置によって本川からの背水の影響、漸拡部、彎曲部、等の影響によって流況が異なる。ことに波状跳水の現れ方に差異があり、合流点が上流にあるほど跳水の発生は少なくなる。この跳水は交叉波状に現れ、頂点の水位(水路中央)は側壁より上昇することはないが、余裕高不足となる場合がある。

分流下流案 -	合流点原案	水位 E.L. 1450 m	波高	— m
	第2案(直線)	" E.L. 1400 m	"	1.5 m
	第3案	" E.L. 1450 m	"	1.8 m

分流上流案 — 合流点原案

水位 *E.L.* 14.4 m 波高 0.7 m

- f) 下流部開水路は、跳水現象や彎曲流が存在するため、河床低下、局所洗掘がはげしくなるとが予測されるので、できるかぎりコンクリート水路（三面張り）とすることが望ましい。
- g) 隧道出口からの流速は、最大 6 m/s 程度となっている。

3) 合流点について

- a) 分水路左岸法線形を円弧によって接続すれば、円滑な合流況が得られる。
- b) 本川側の流水は右岸沿いに集中しているので、分水路側への影響はほとんどないと考えてよく、分水路からの流水も本川の流勢が強いため、対岸への影響はない。本川右岸側の護岸、根固めは十分な配慮を要する（右岸沿いの最大流速は、4 m/s 程度）。
- c) 合流点下流左岸側は堆積域となるが、分流堰からの流入土砂が少なければ、堆砂の発達は小さいものと予想される。
- d) 合流点附近の流速は、合流点の位置によって異なるが、本川側 2.5 ~ 4.0 m/s、分水路側 1.5 ~ 3.5 m/s を示す。
- e) 下谷川合流点では、流砂実験からみて、合流口にかなり堆積する傾向（下谷川からの通水はしていないが）を示しているので、維持管理上の留意が必要であると思われる。

4) 本川について

- a) 水位は、彎曲部の損失によって、計算水位（損失無視）より実験水位の方が高く現れている。
- b) 計画高水流量時の水位は、*H.W.L.* を越すことはない。
- c) 分流点附近は、断面が広がるために 1 9.6 km - 4 断面では限界水深に近い水位となり、低下背水現象が生ずる。この現象は上流部の河床変動に大きく影響するようと思われる。
- d) 彎曲部は分流点を含めて、局所的な洗掘がはげしくなり、掃流砂の連続性が保たれず、蛇行性が強められると考えられるので護岸、根固め等には充分留意する必要がある。

9. あ と が き

肝属川の中流域に発達する鹿屋市、とくにその中心街の洪水に対する安全性を願って計画された「鹿屋分水路」は、九州地方建設局肝属川工事事務所で立案・検討のうえ、昭和49年度から51年度にかけて水理模型による実験的検討を加え、ここに結果の報告の期を得たわけである。着手してから今日まで、遅々として進まなかった実験・作業にもかかわらず現地資料の収集・解析、その提供に労を借します御協力下された肝属川工事事務所の皆様、模型実験の計画・実施、その結果の解析・検討に対して常に指導いただいた土屋河川部長、須賀河川研究室長、泉砂防研究室長（前鹿島試験所長）に深謝するとともに、困難な実験業務にも誠意をもって随行された建設技術研究所の大迫蕃郎氏、模型製作、実験資料の整理・検討に協力いただいた鹿島試験所の方々に深甚の意を表する。

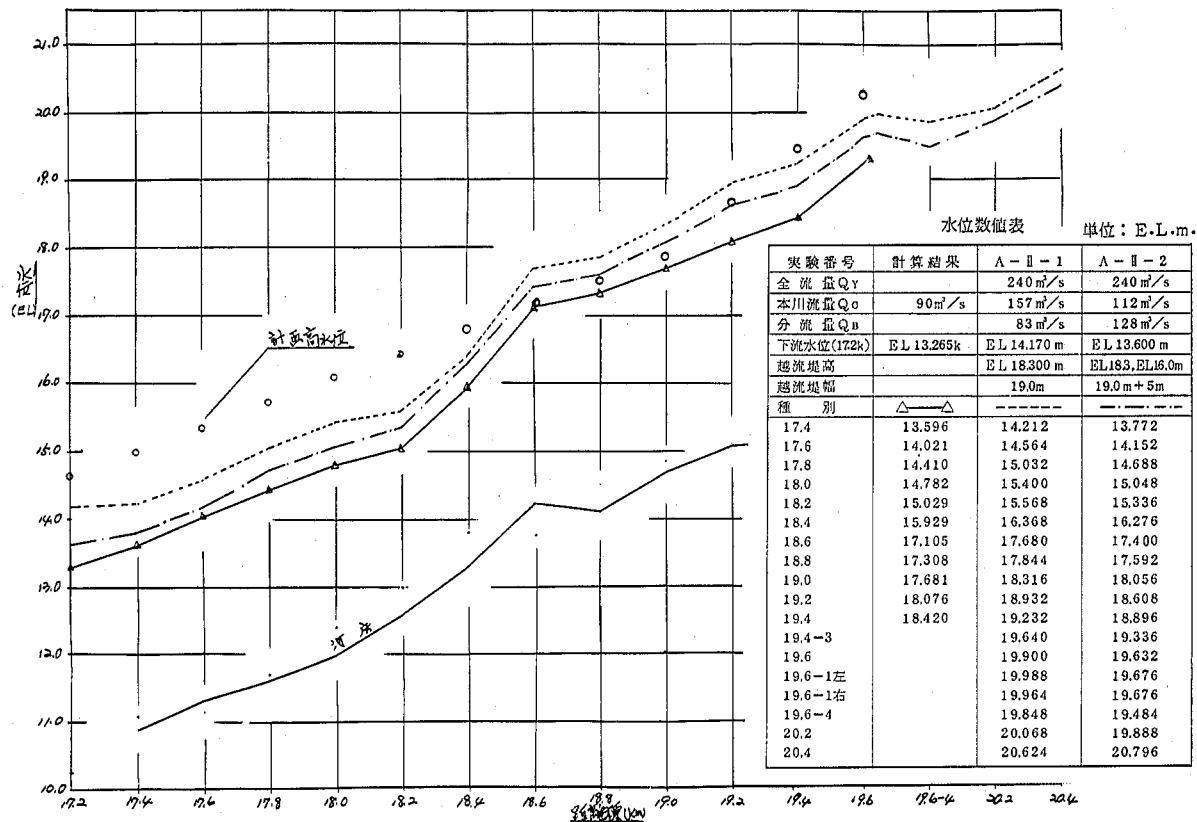
昭和52年3月

鹿島試験所 所 長 馬 場 享
研究員 高 橋 隆
技 官 小 川 良 市

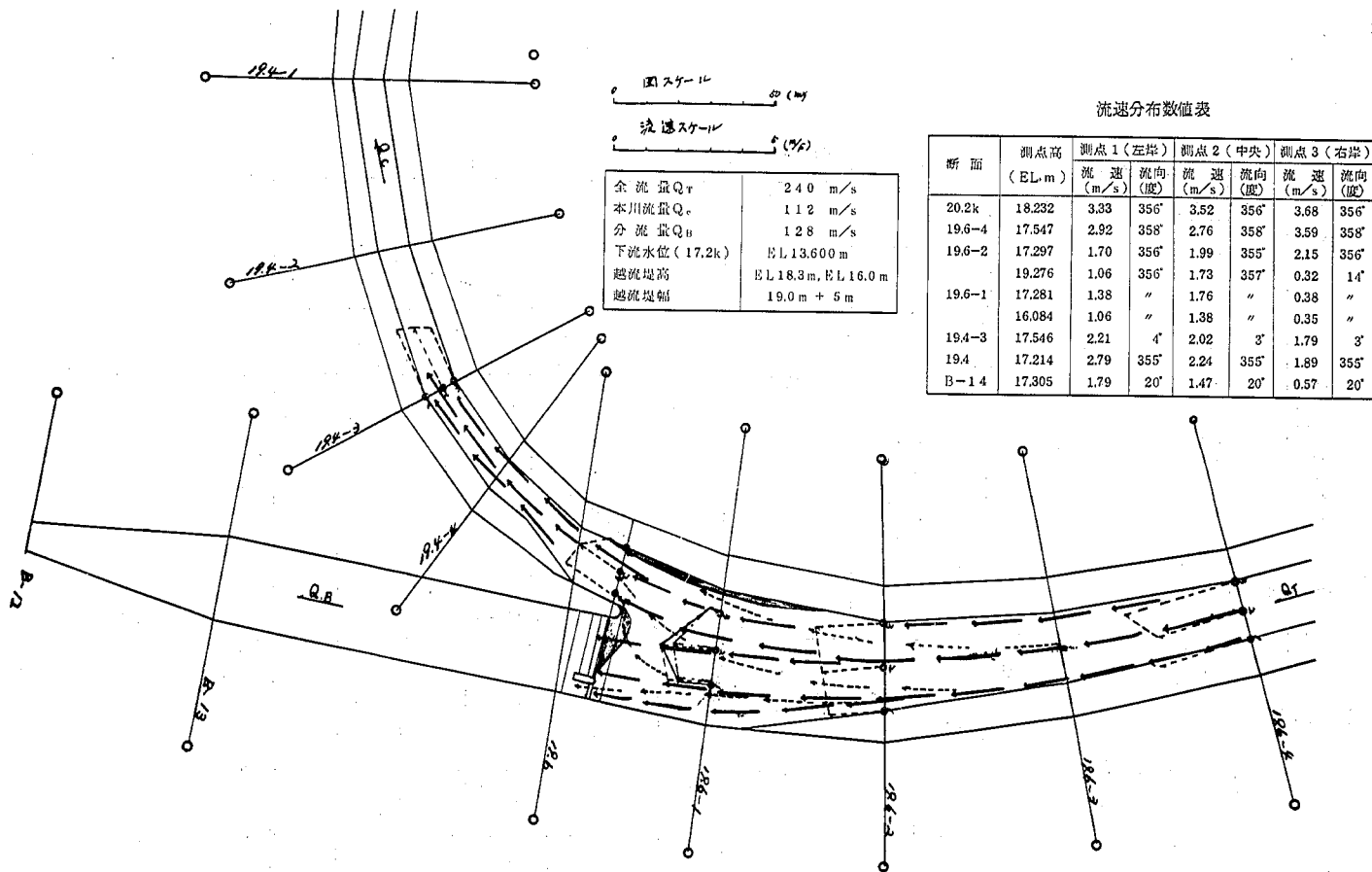
参 考 文 献

1. 吉川秀夫、芦田和夫、馬場享 水門の水理に関する研究 江戸川行徳水門の機能設計
昭和31年3月 土木研究所所報
2. 吉川秀夫、芦田和夫、川端昭至 断面変化を伴う水路の水理設計に関する研究
狩野川放水路トンネル部の水理試験
昭和32年12月 土木研究所所報
3. 建設省土木研究所 河川関係論文集（分・合流）
昭和51年2月

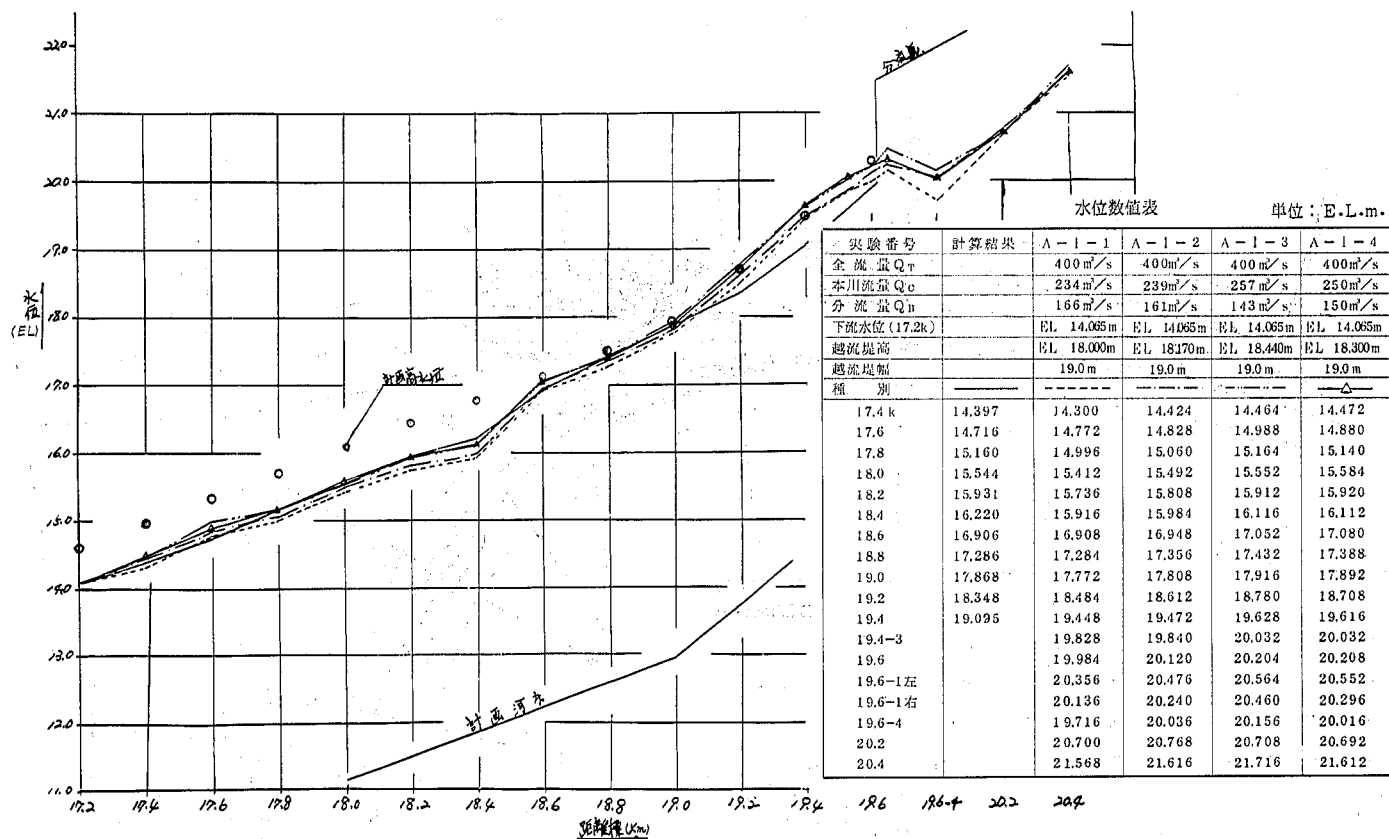
附 圖



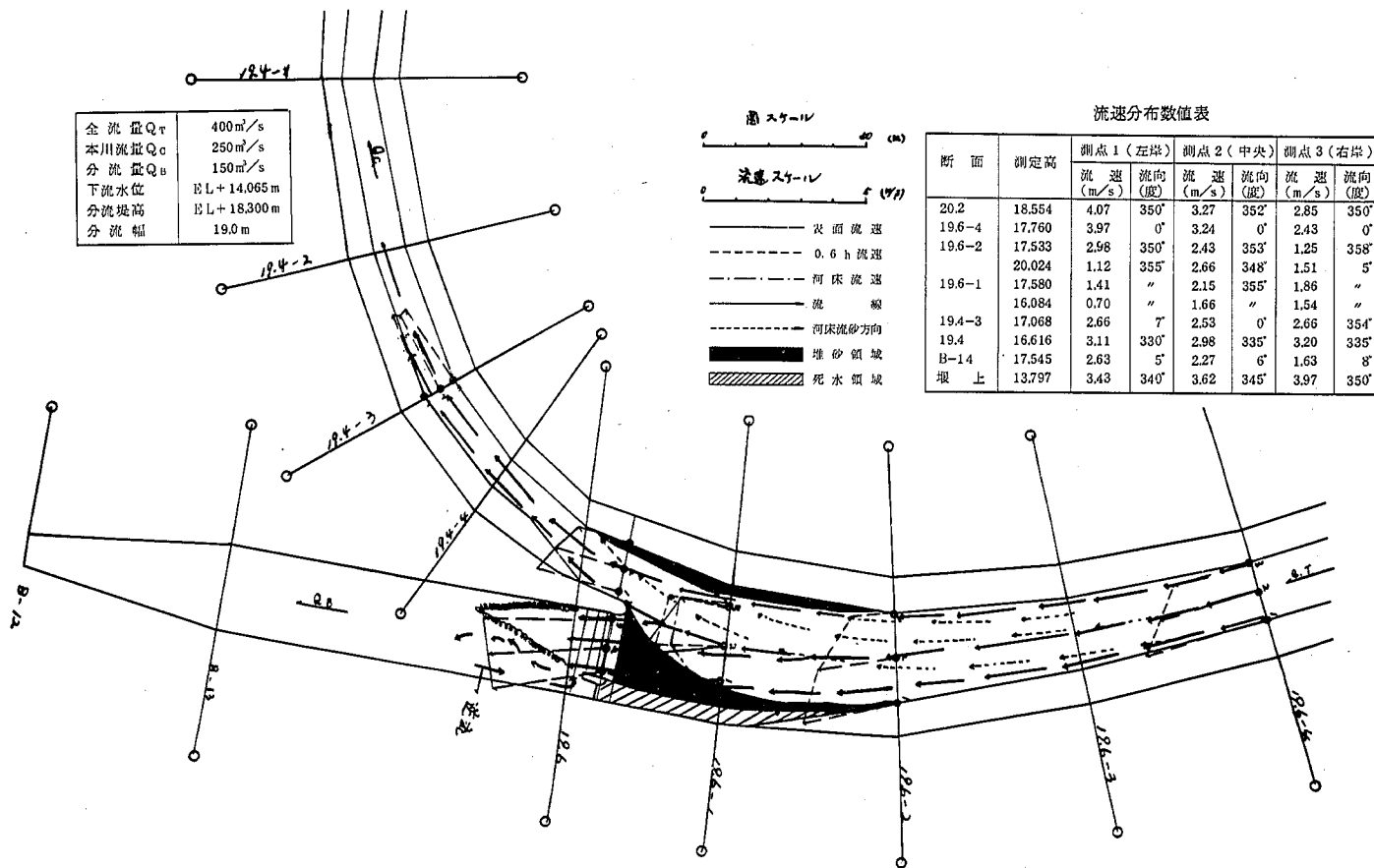
附图 1-1 分流实验水位纵断面图 (现状河道)



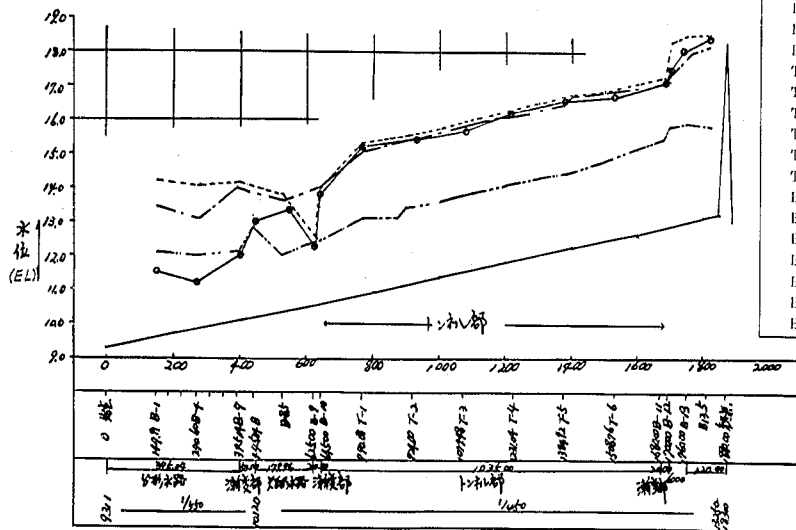
附图 1-2 流 況 図 (現 状 河 道)



附图 1-3 分流实验水位纵断面图 (計画河道)



附图 1-4 流況図 (計画河道)

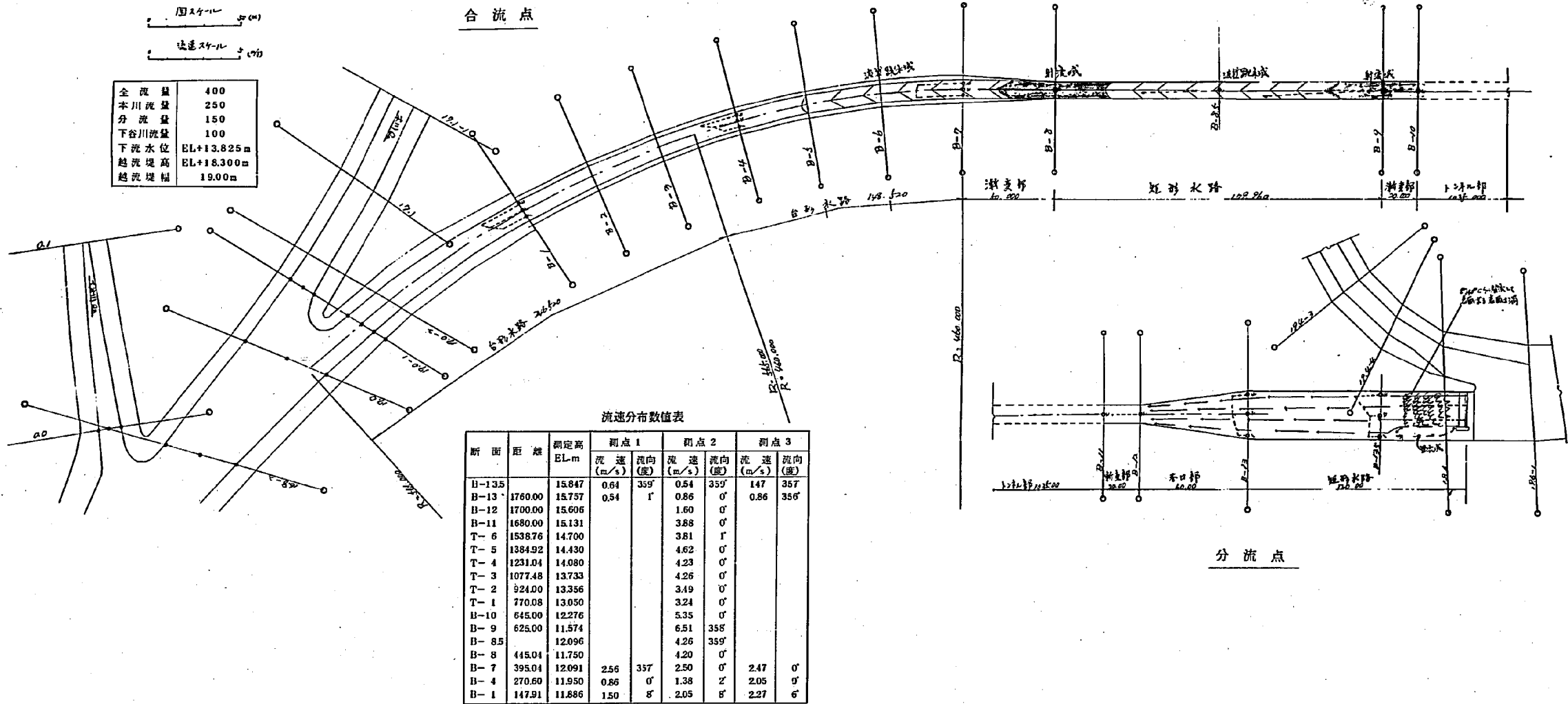


水位数值表

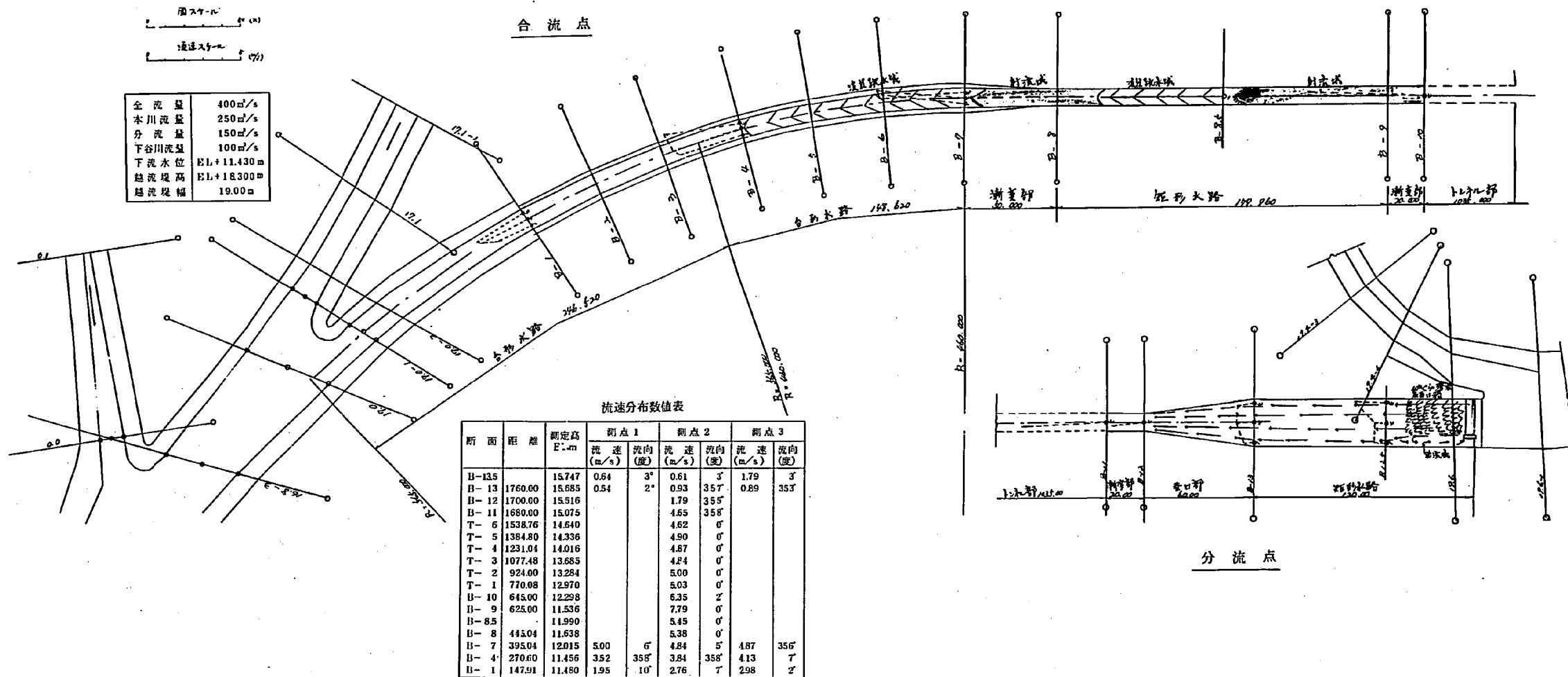
单位: E L . m .

灾 灾 号	距 离	Ⅲ - 1	Ⅲ - 2	Ⅲ - 3	Ⅲ - 4
全 流 量		400 m ³ /s	400 m ³ /s	200 m ³ /s	
本 川 流 量		250 m ³ /s	250 m ³ /s	154 m ³ /s	
分 流 量		150 m ³ /s	150 m ³ /s	46 m ³ /s	150 m ³ /s
下 谷 川 流 量		100 m ³ /s	100 m ³ /s	50 m ³ /s	
下流水位(16.2k)		EL+13.825m	EL+11.430m	EL+10.270m	自由流下
越 流 堤 高		EL+18.300m	EL+18.300m	EL+18.300m	EL+18.300m
越 流 堤 幅		19.00m	19.00m	19.00m	19.00m
種 别		-----	-----	-----	-----
B-13.5		18.524	18.324	15.708	18.448
B-13	1760.00	18.484	18.340	15.844	18.036
B-12	1700.00	18.312	18.132	15.820	17.708
B-11	1680.00	17.412	17.300	15.448	17.092
T- 6	1538.00	16.860	16.740	14.908	16.832
T- 5	1384.92	16.660	16.472	14.380	16.500
T- 4	1231.04	16.300	16.172	14.152	16.188
T- 3	1077.48	15.956	15.860	13.796	15.844
T- 2	924.00	15.532	15.388	13.436	15.400
T- 1	770.08	15.260	15.100	13.120	15.160
B-10	645.00	13.992	14.036	12.452	13.840
B- 9	625.00	12.628	12.552	11.280	12.248
B-8.5		13.872	13.660	12.012	13.360
B- 8	445.05	13.380	13.156	11.772	12.980
B- 7	395.04	14.152	14.000	12.104	12.000
B- 4	270.60	14.100	13.112	12.008	11.132
B- 1	147.91	14.192	13.380	12.048	11.448

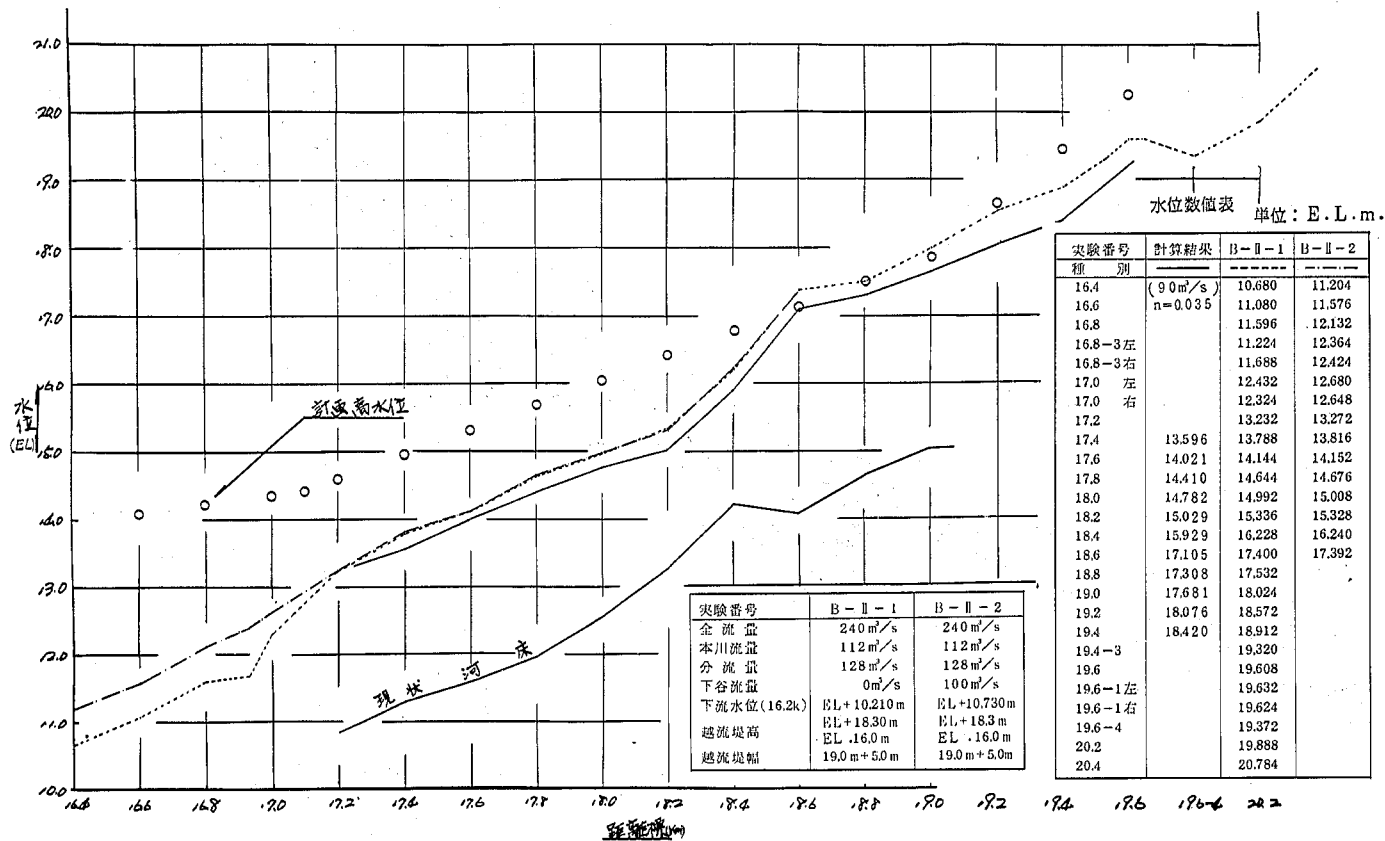
附图 2 - 1 分 水 路 实 验 水 位 纵 断 图 分水路河床勾配 = 1 / 450



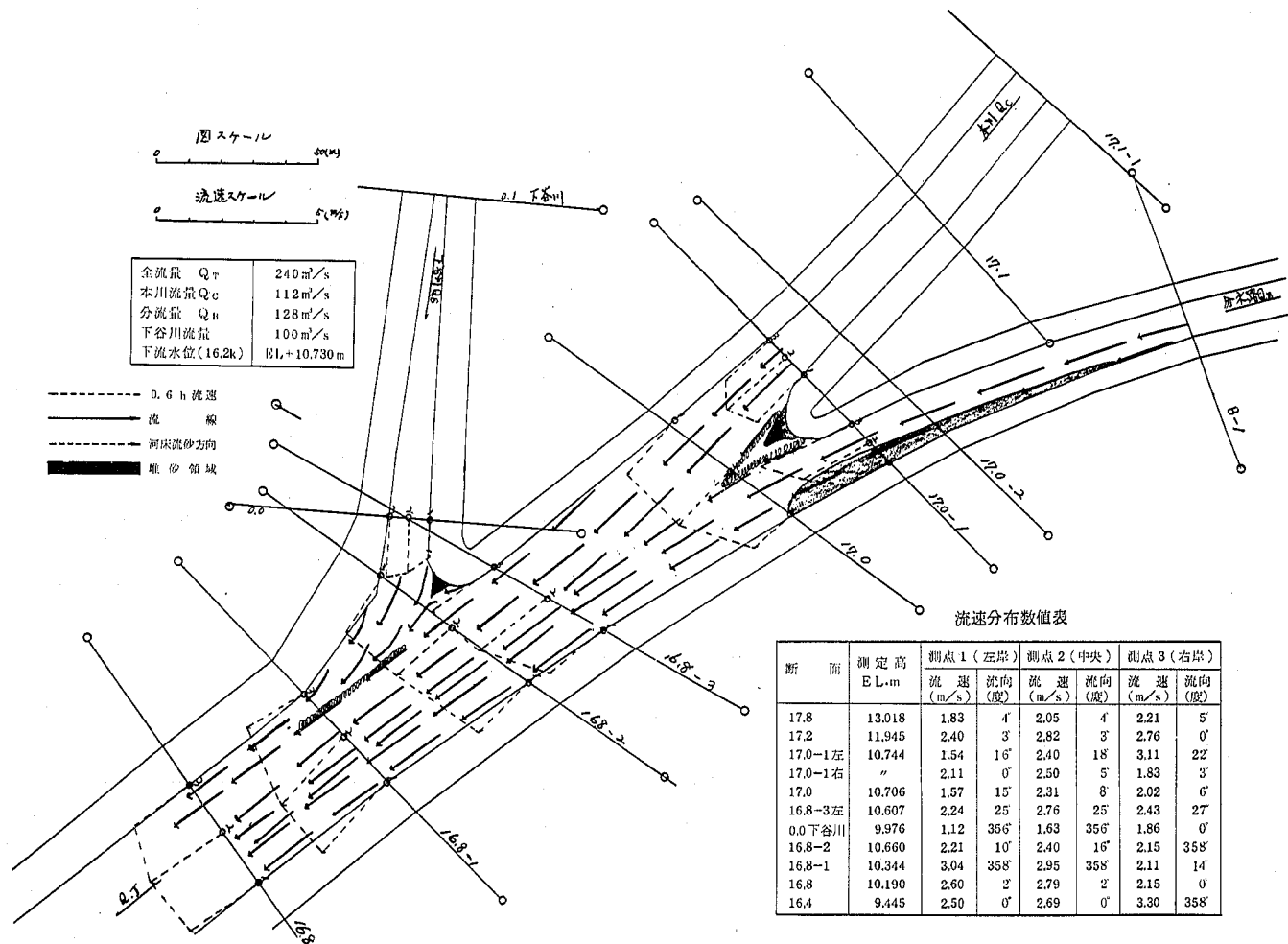
附圖 2-2 流 況 図



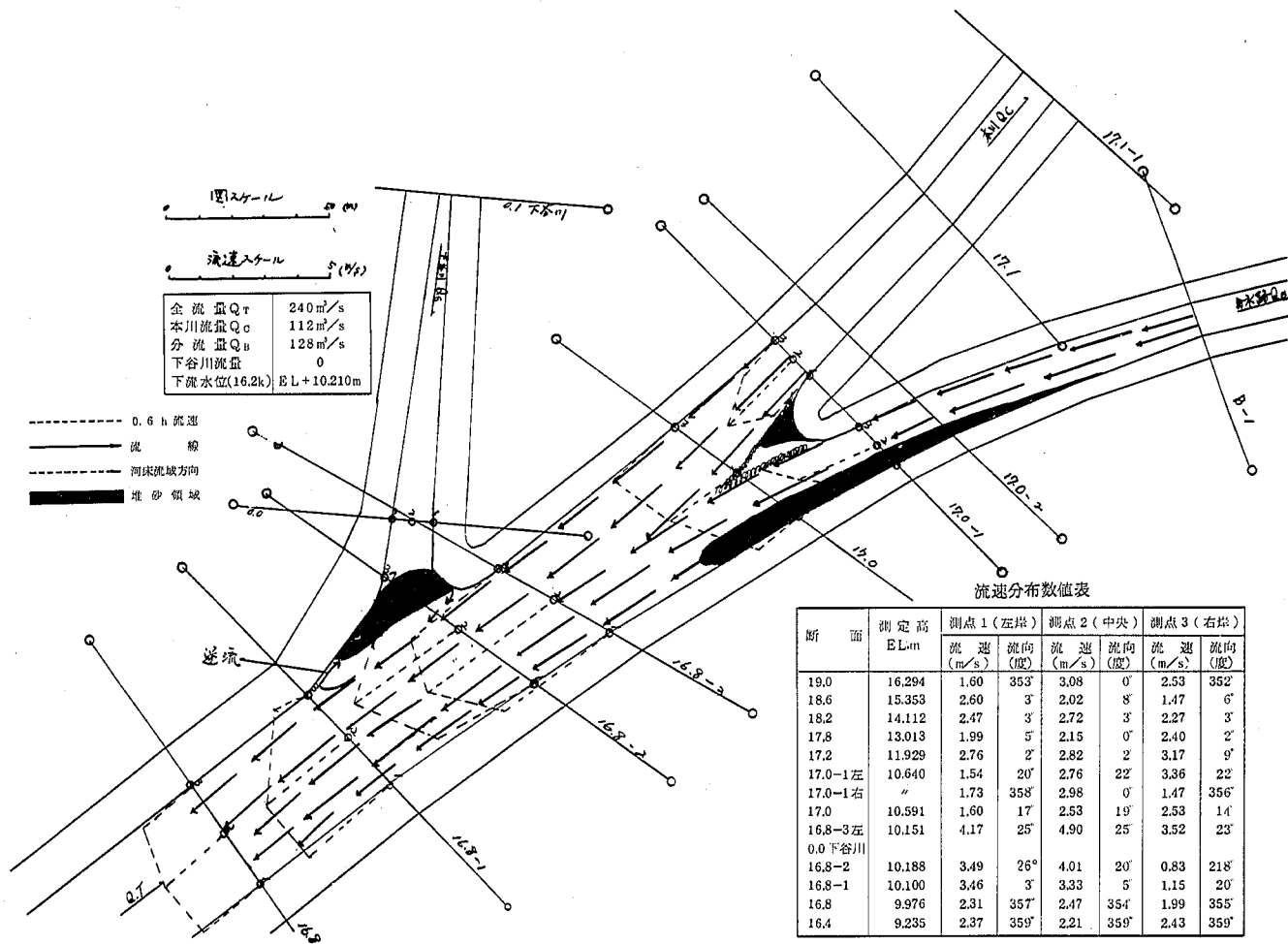
附图 2-3 流 况 图



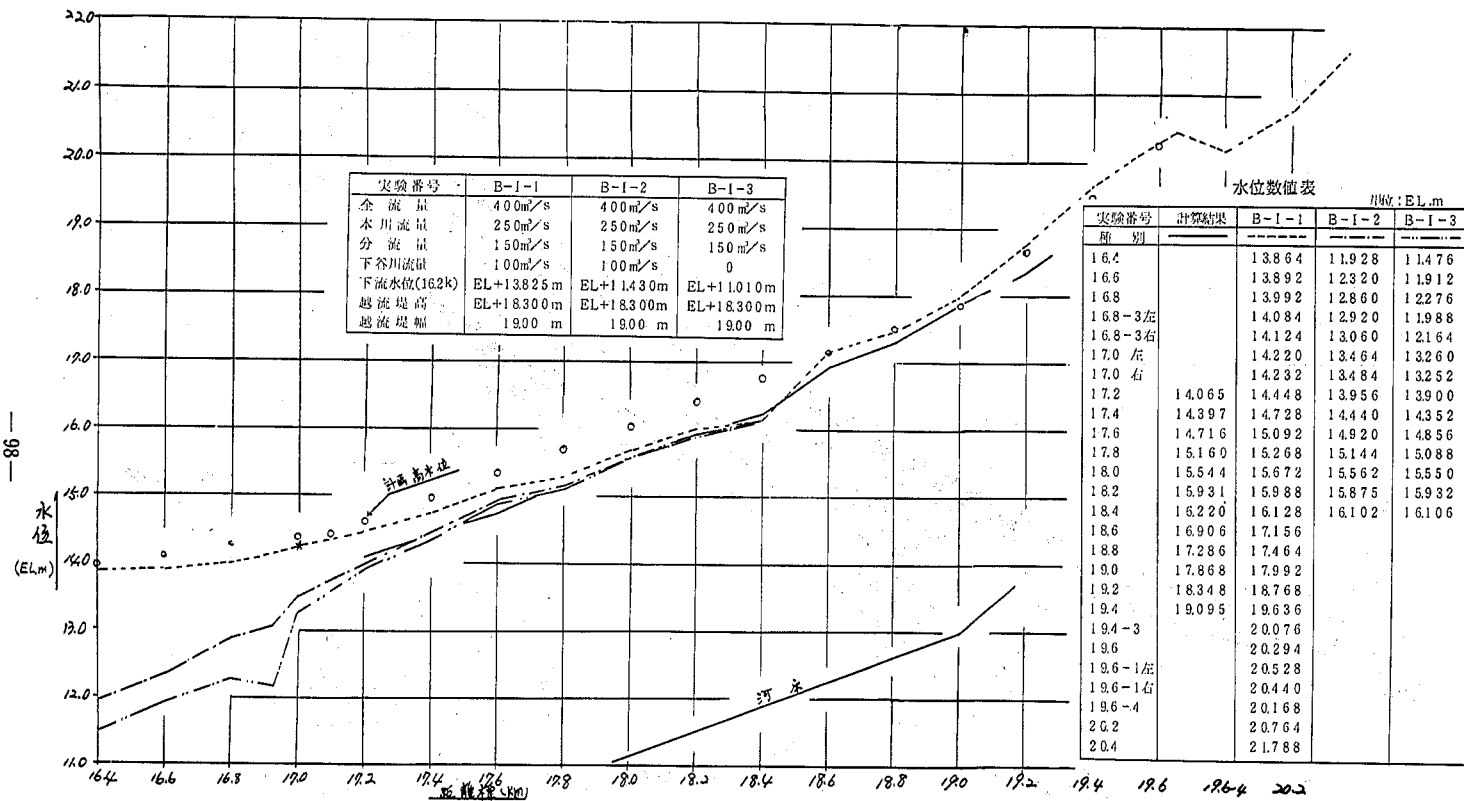
附图 3-1 合流实验水位横断面 (现状河道)



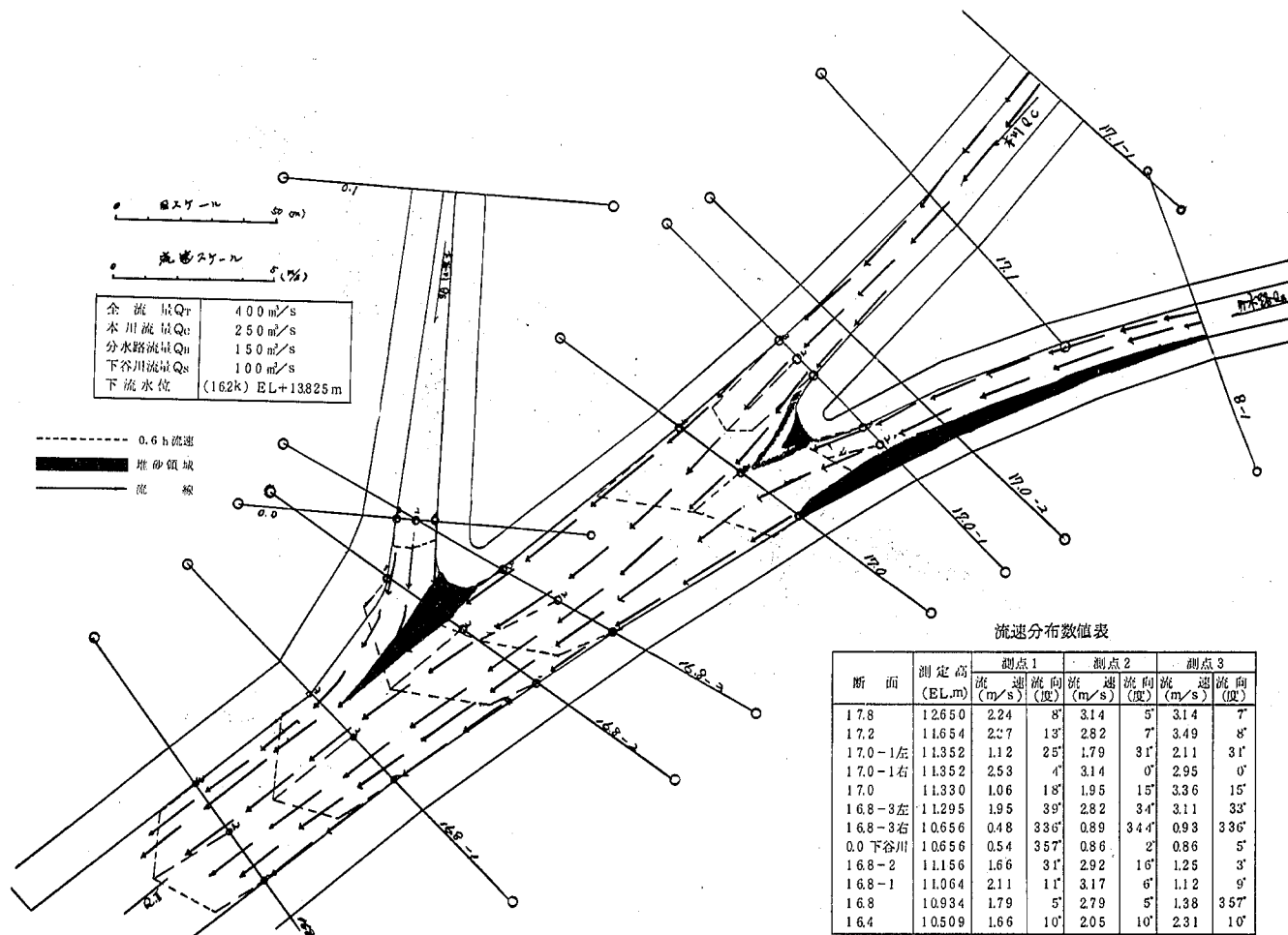
附図3-2 流 況 図



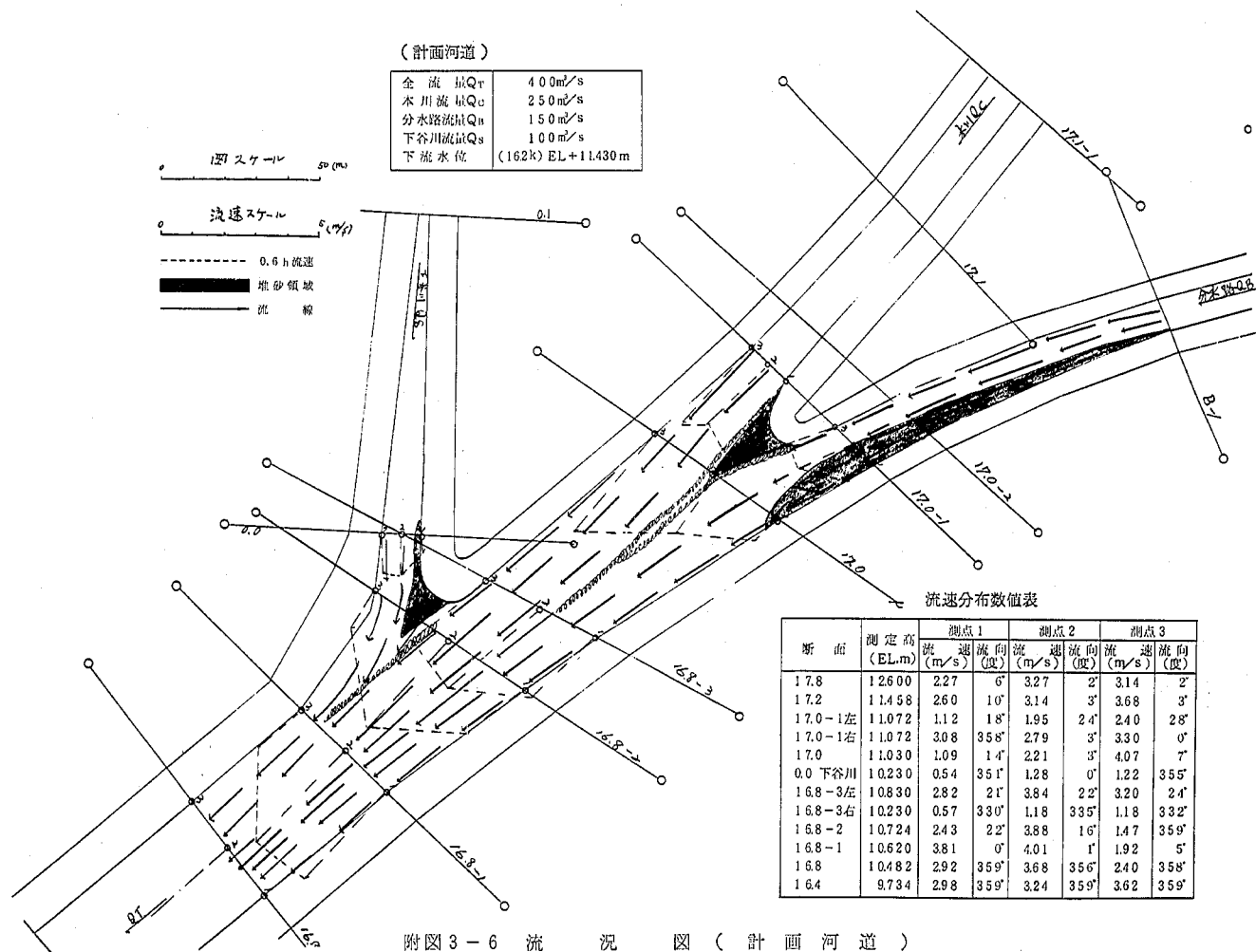
附图 3-3 流 況 図 (現 状 河 道)



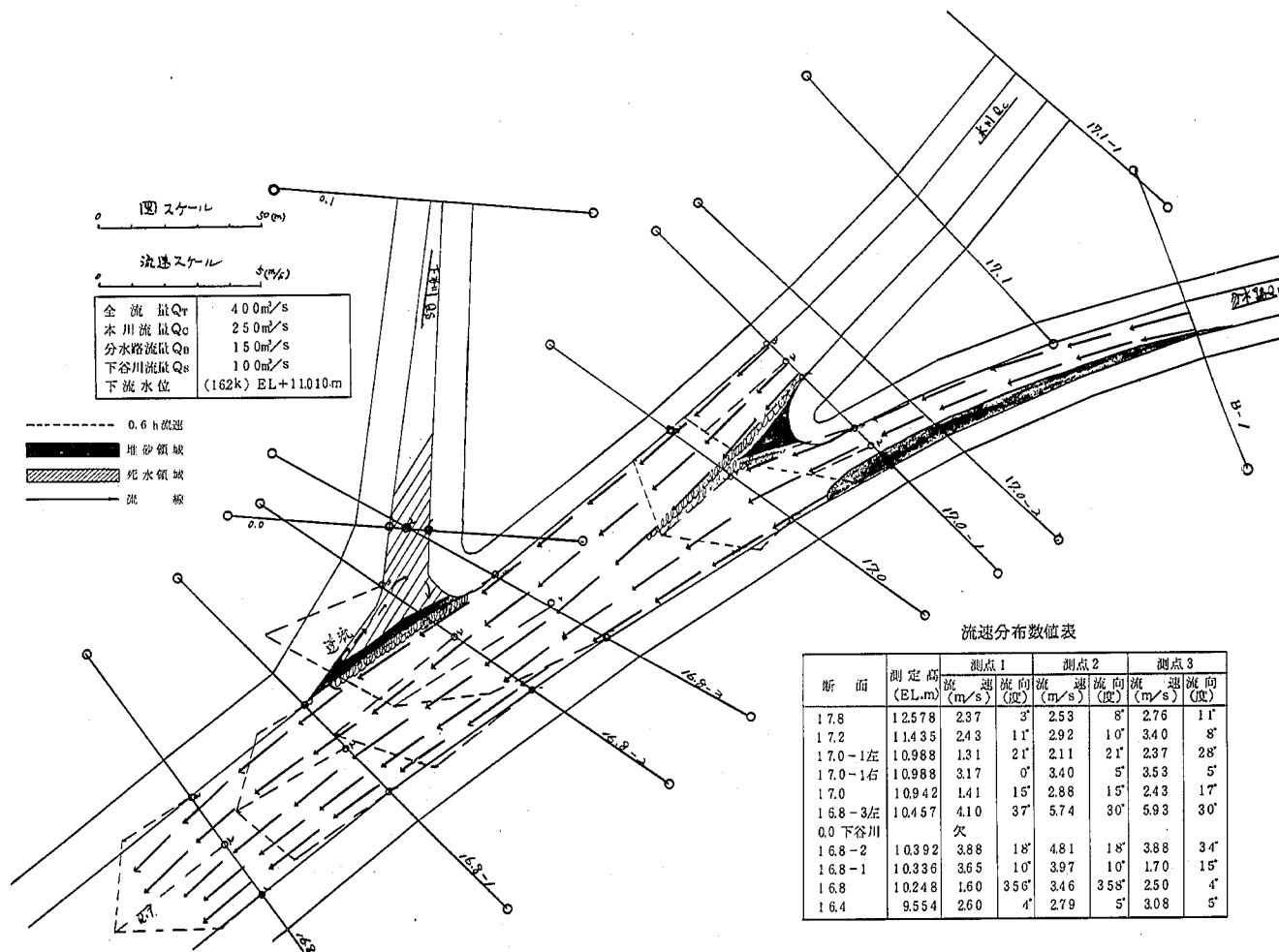
附图 3-4 合流实验水位纵断面图 (计画河道)



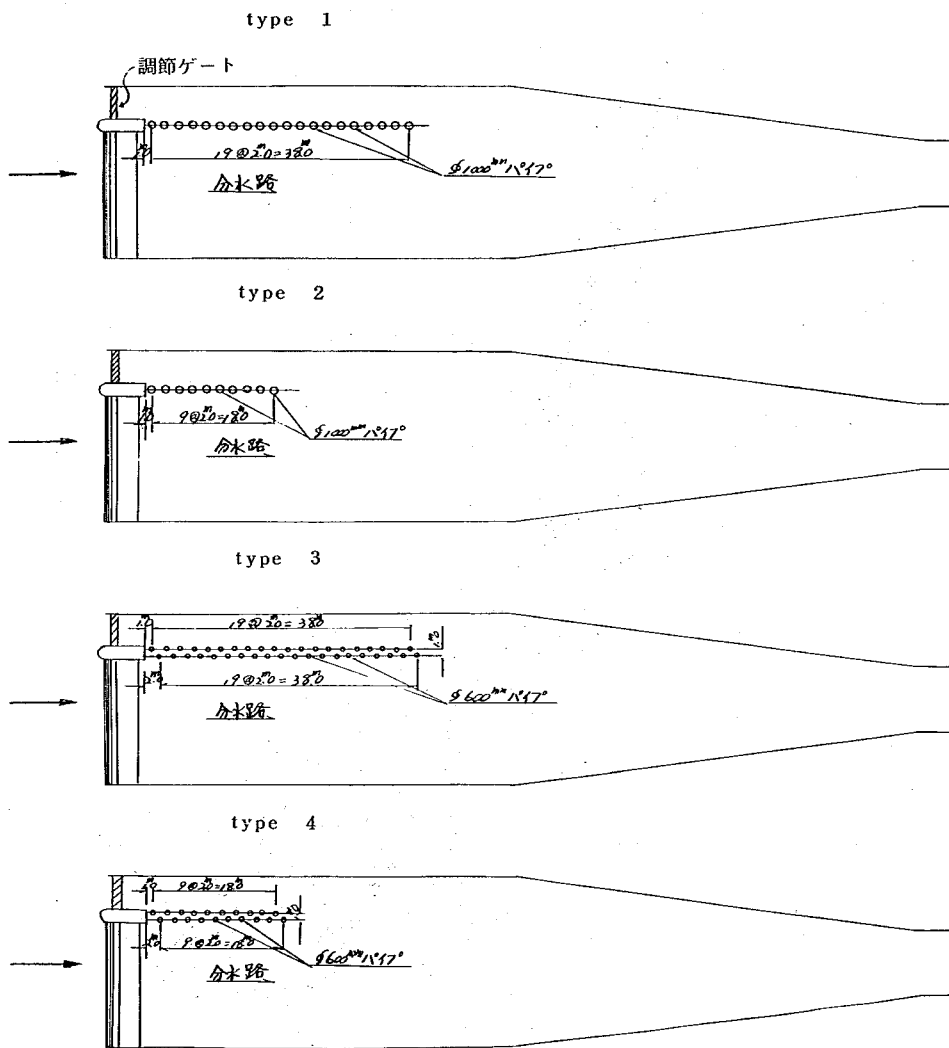
附图 3-5 流 況 図 (計 画 河 道)



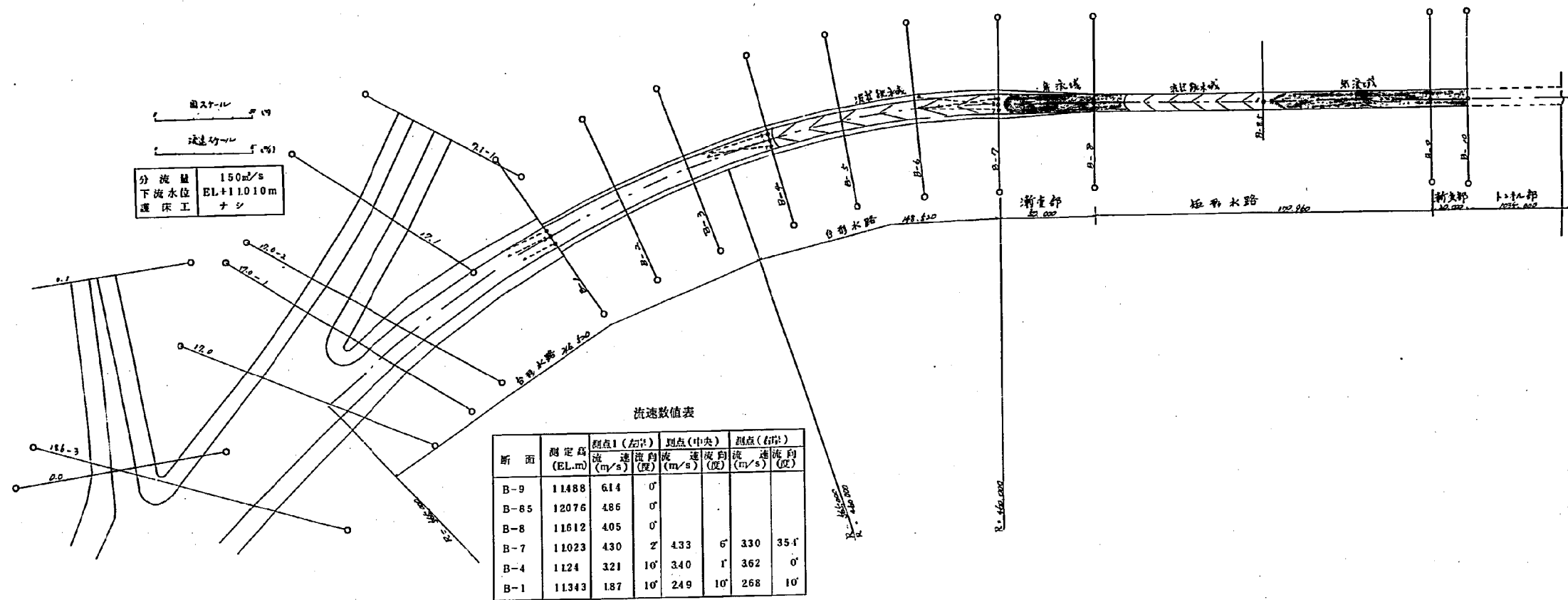
附图3-6 流況図(計画河道)



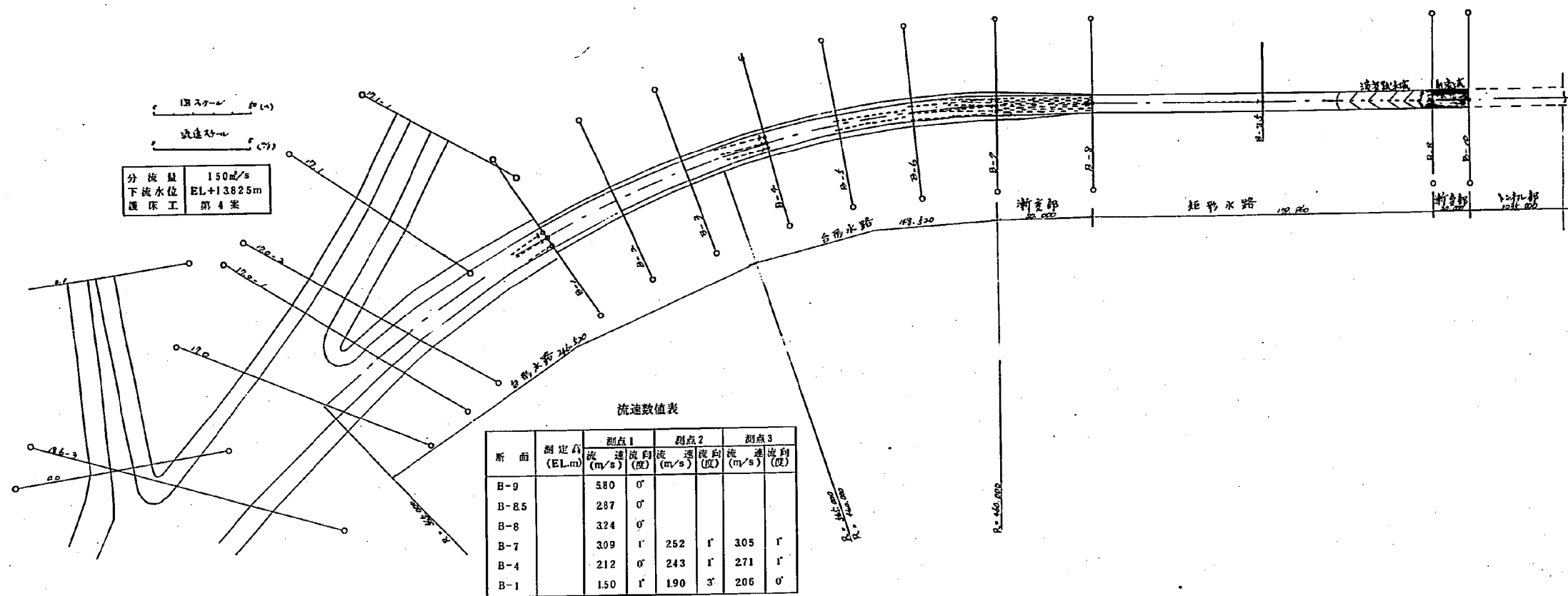
附图 3-7 流況図 (計画河道)



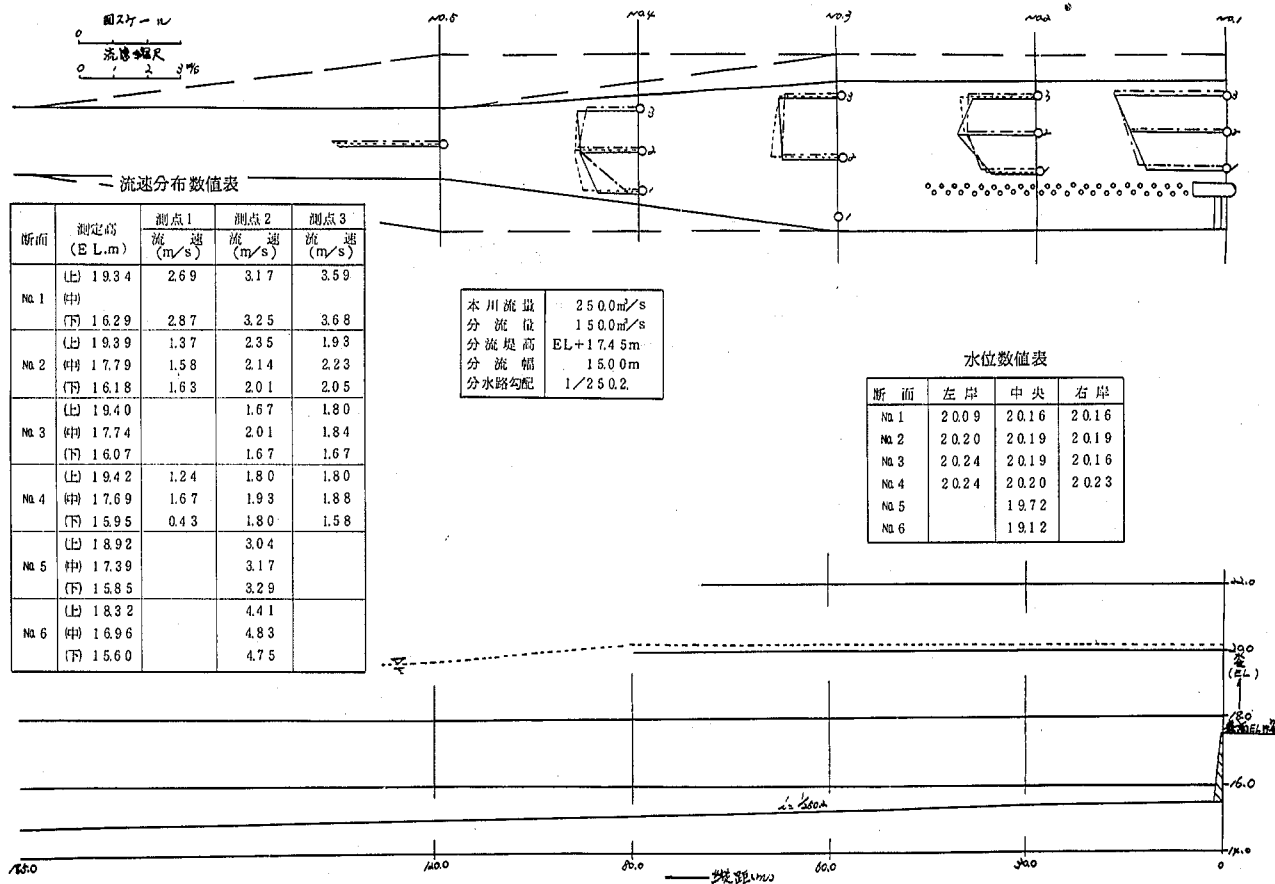
附图4 分流堰下流導流堤設置平面図



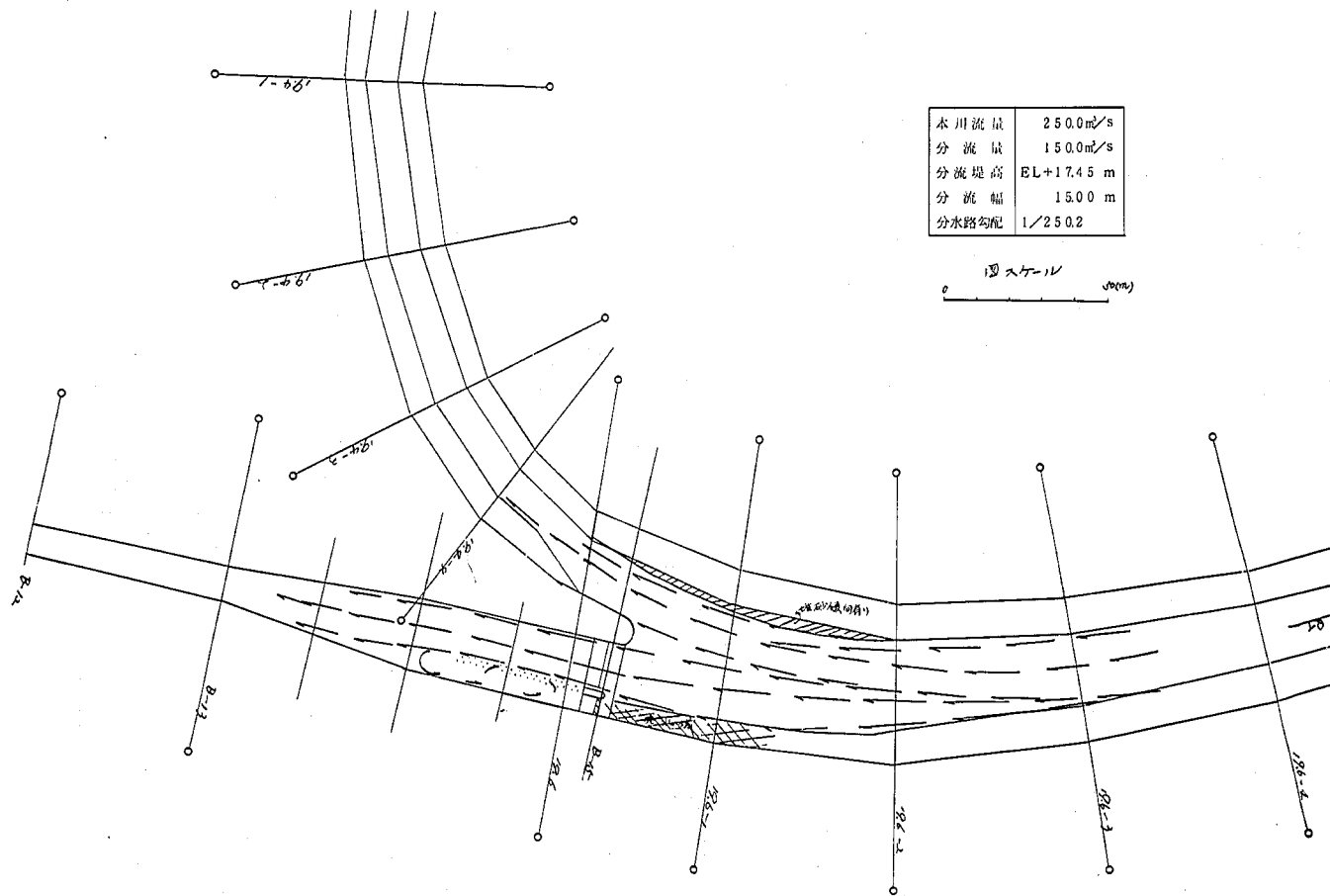
附图 5-1 流 況 図 (流況対策工施工前)



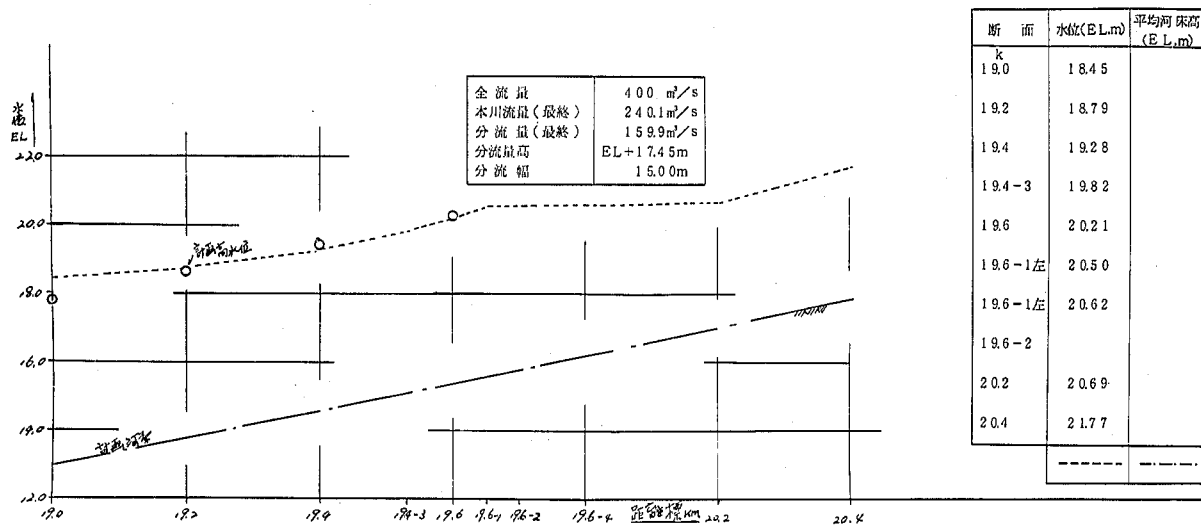
附图 5-2 流 況 図 (流況対策施工後)



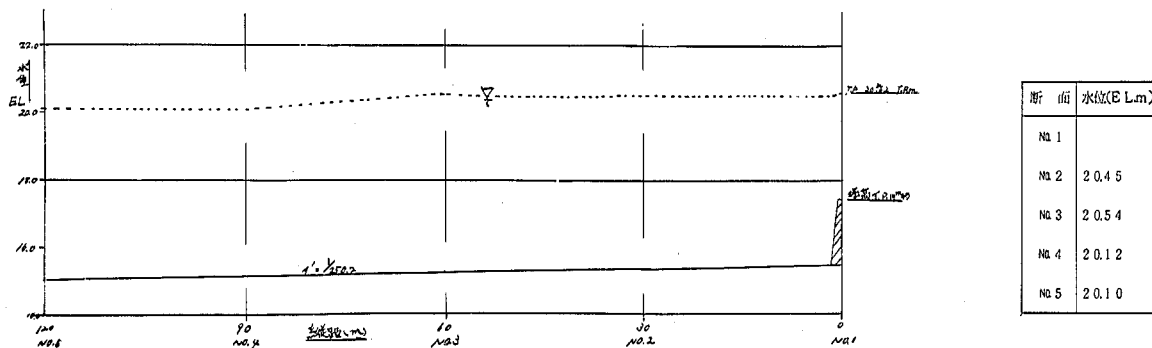
附图 6-1 流 速 分 布 图



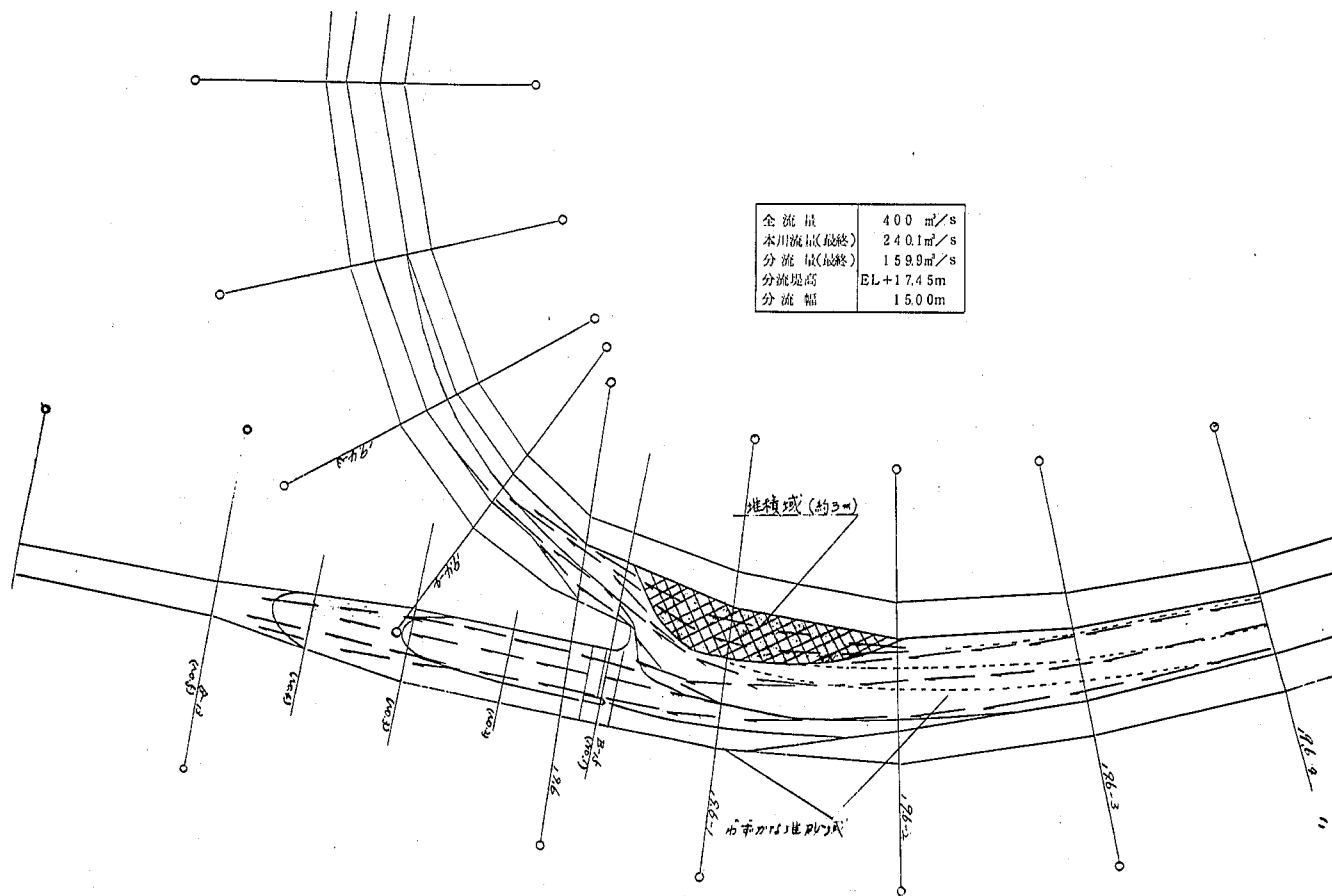
附圖 6-2 流 況 圖



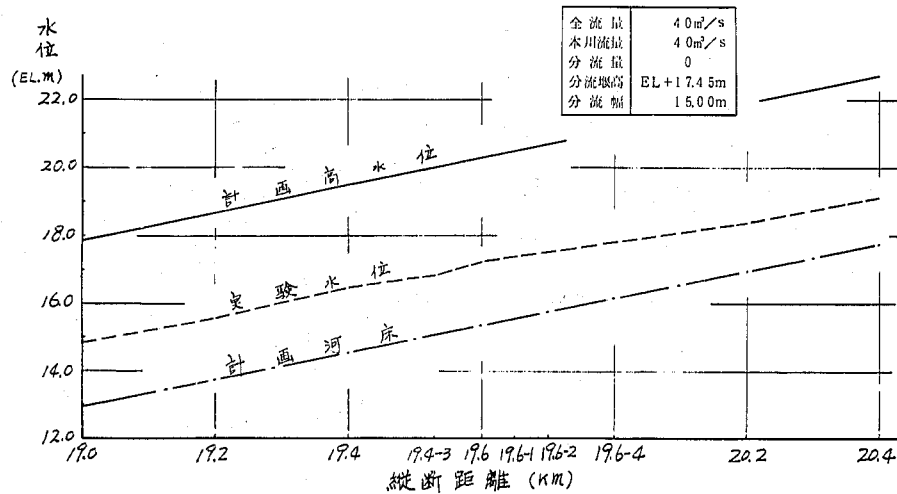
附圖 6-3 本川水位縦断面図 流砂実験



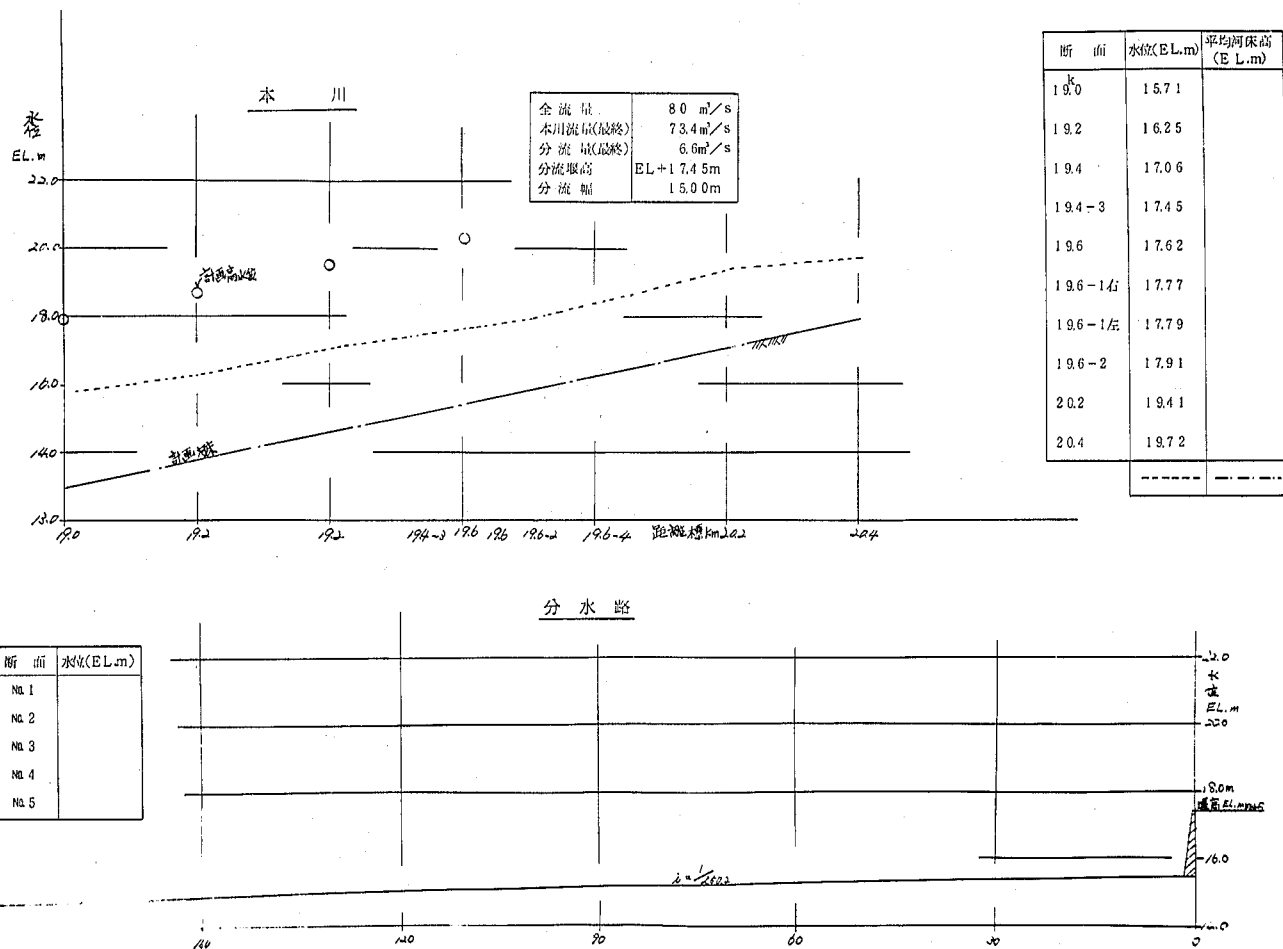
附圖 6-3 分水路水位縦断面図 流砂実験



附图 6-4 流 沉 图



附圖 7-1 下流案原案水位縱斷圖 (移動床実験)

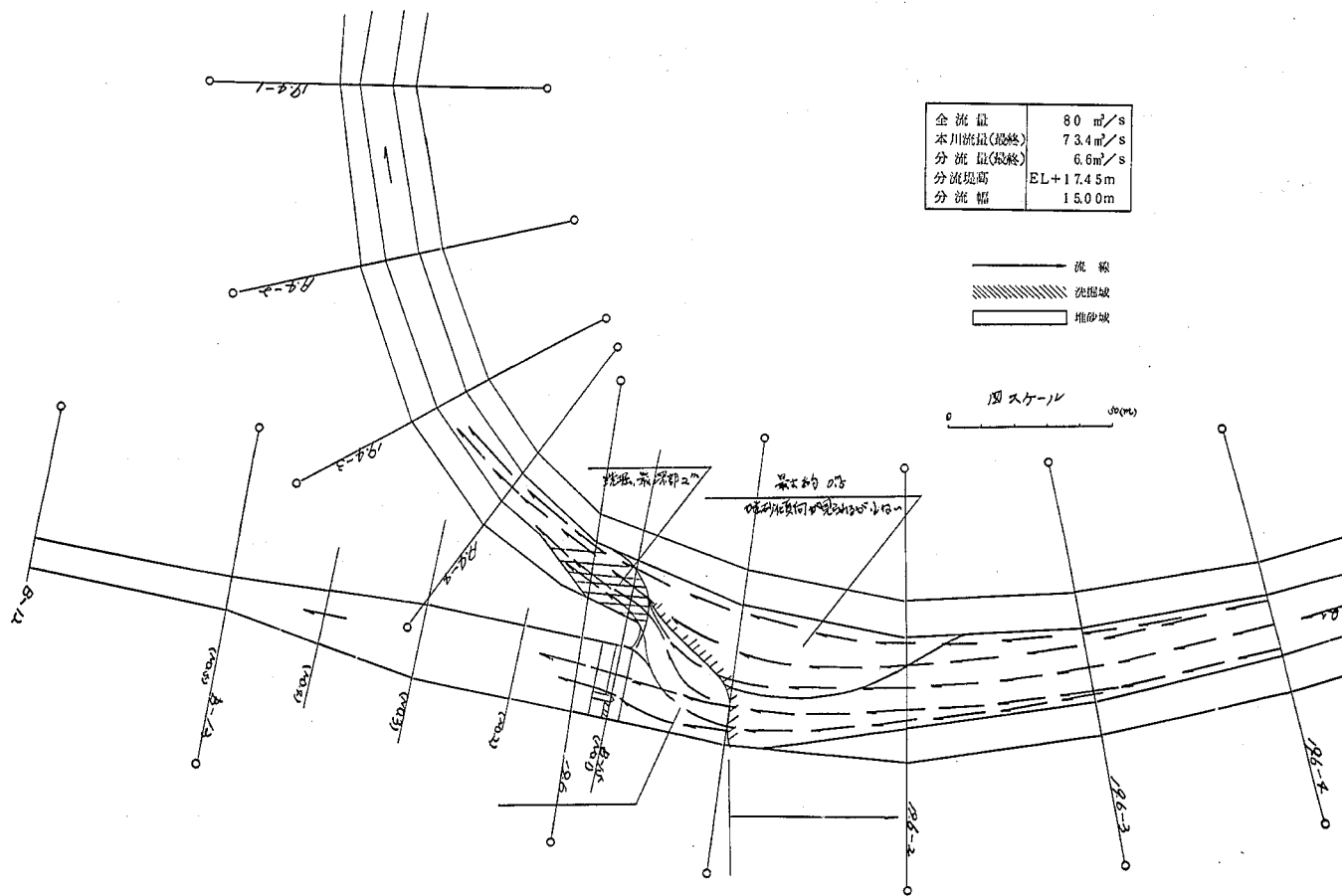


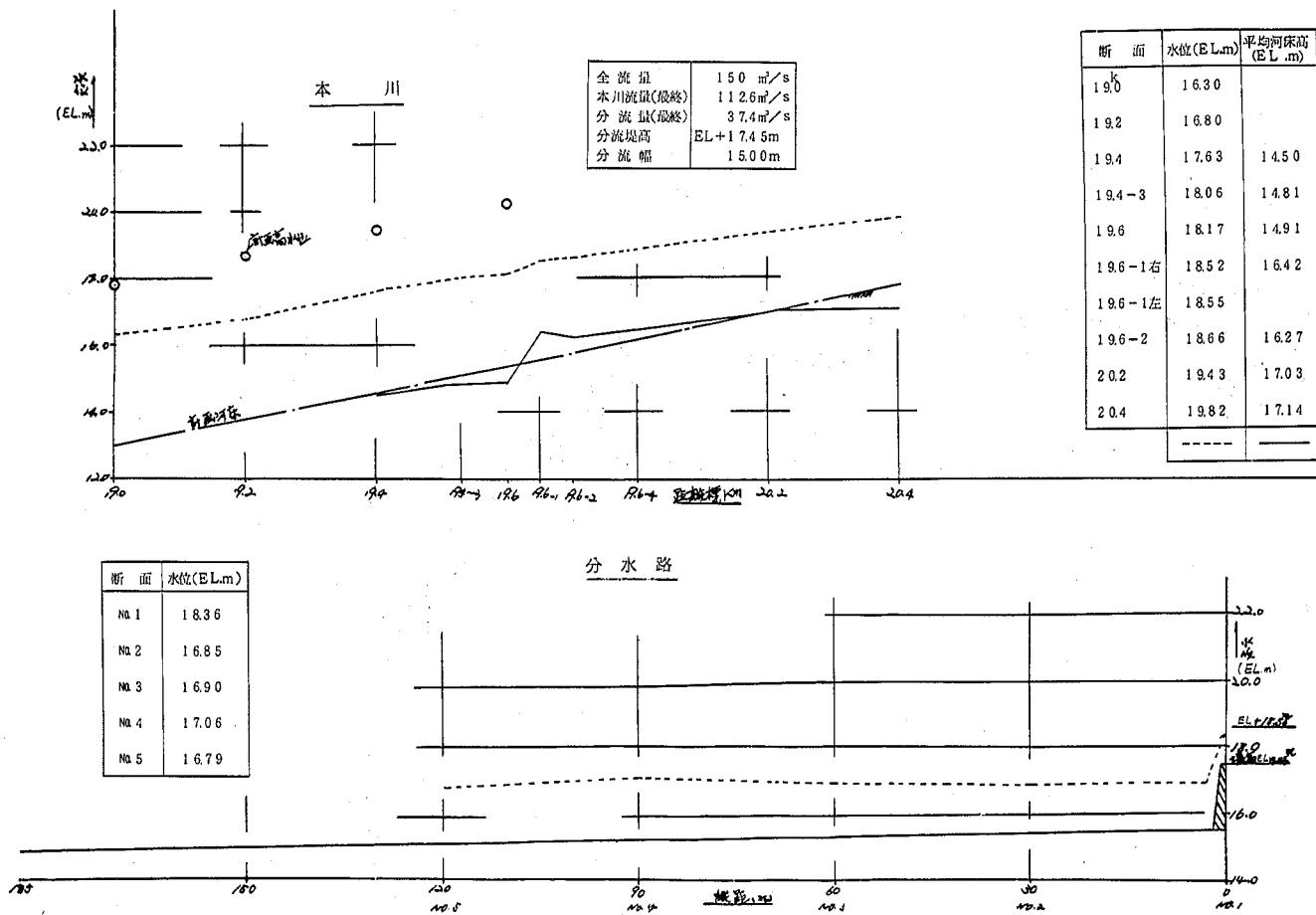
附图 7-3 下流案原案水位縦断面 (移動床実験)

全流量	80 m ³ /s
本川流量(最終)	73.4 m ³ /s
分流量(最終)	6.6 m ³ /s
分流堤高	EL+17.45m
分流幅	15.00m

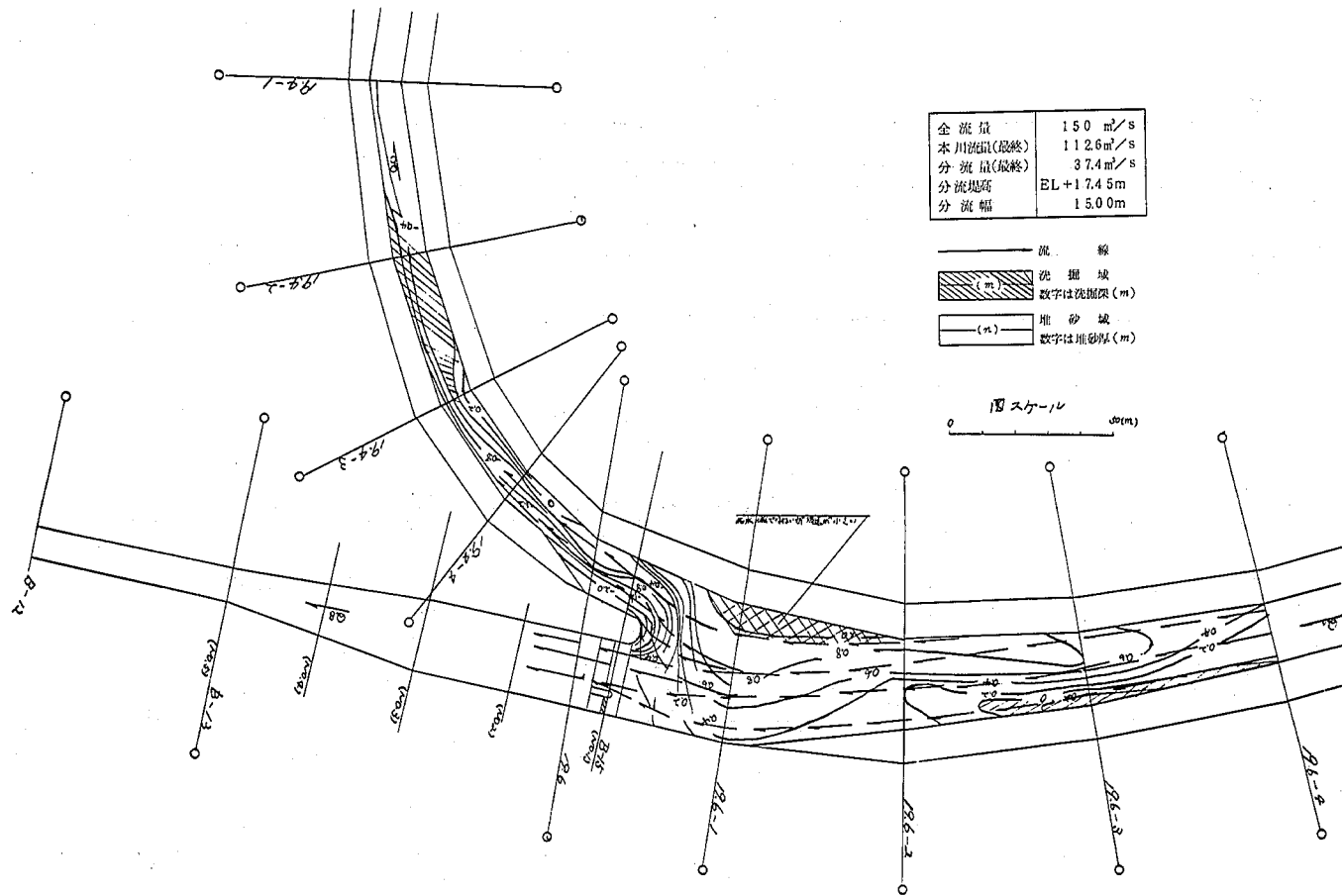
—— 流線
 // 洗掘域
 □ 堆砂域

図スケール 0 50(m)

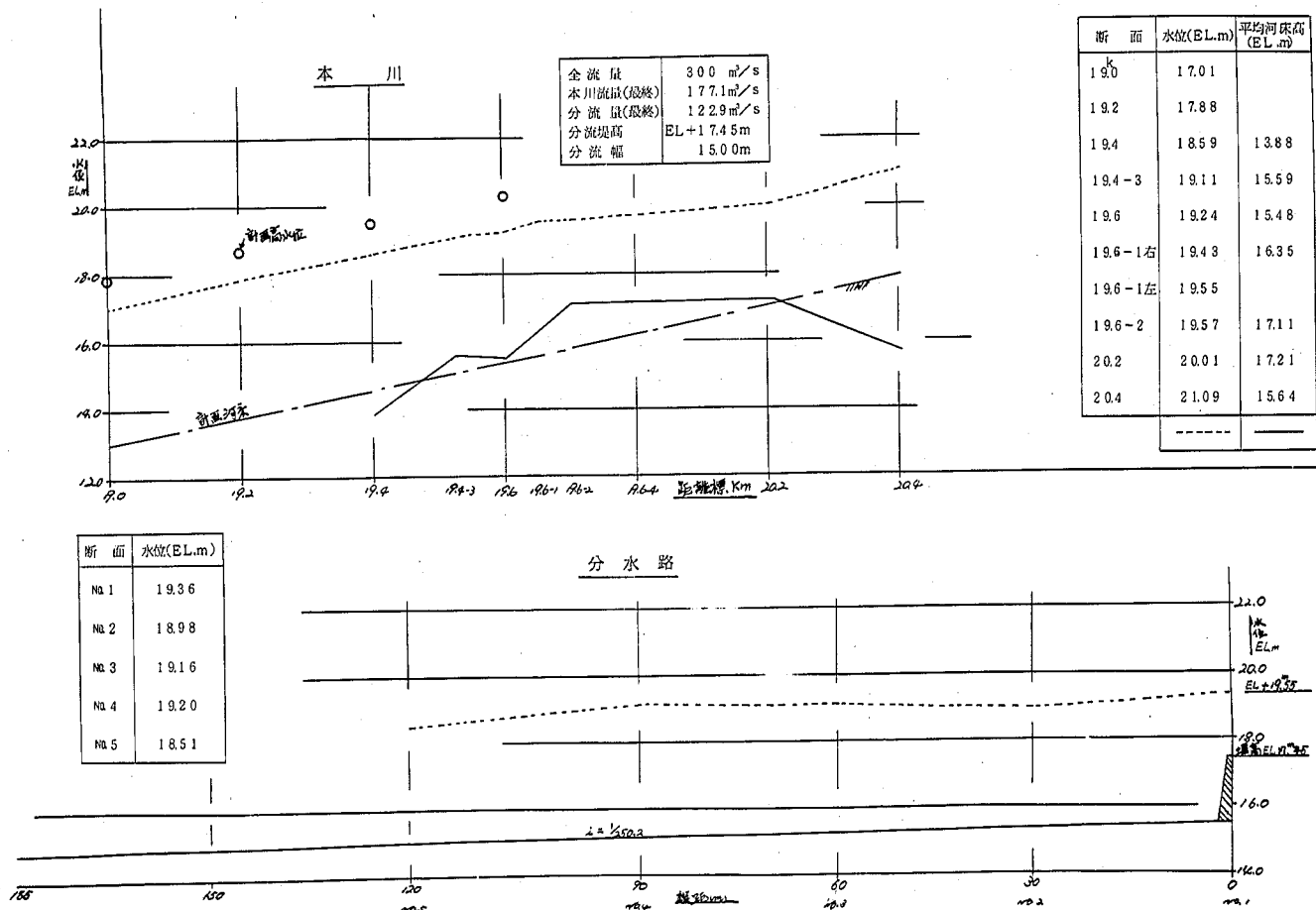




附图 7 - 5 下流案原水水位縦断面 (移動床実験)



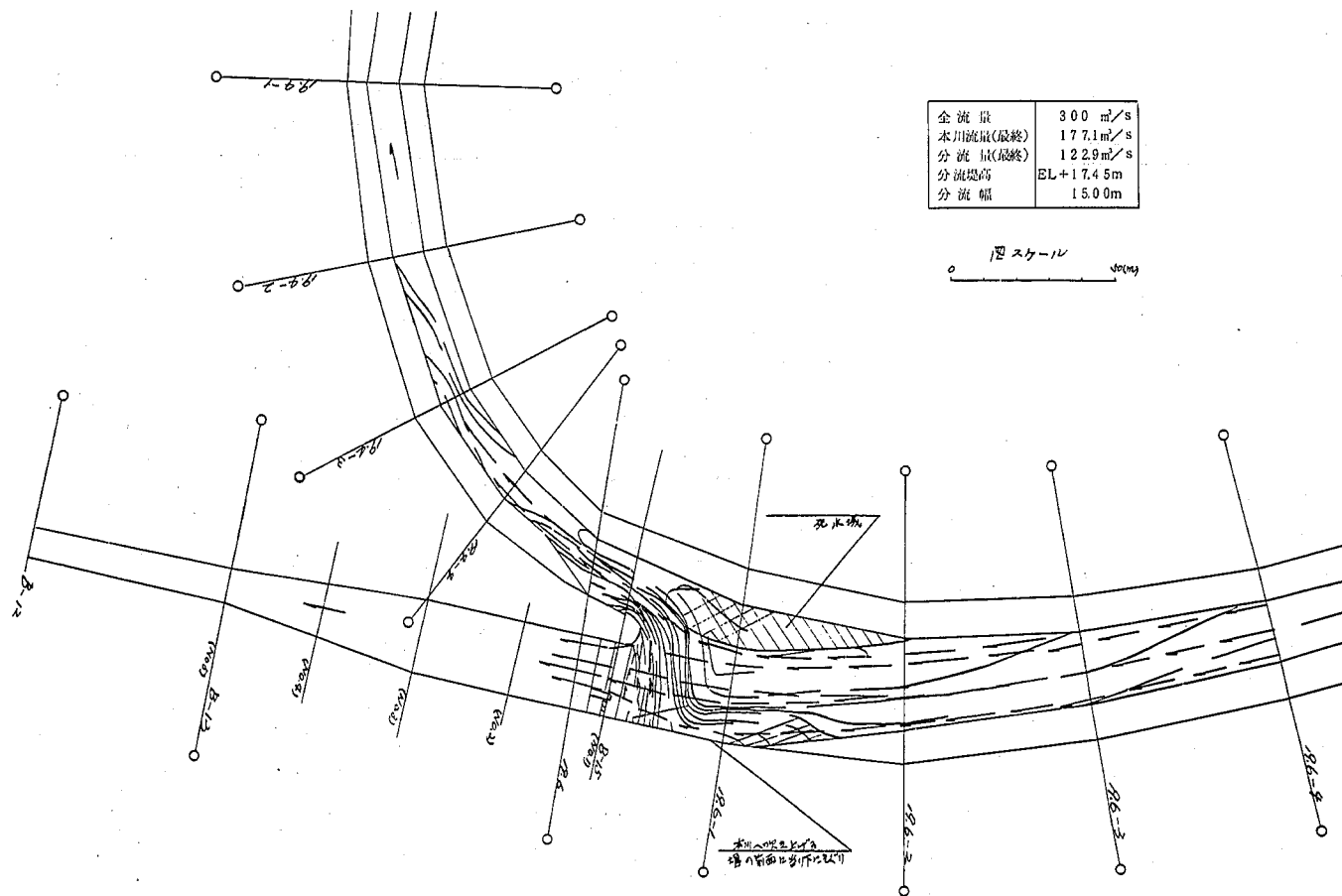
附图 7-6 下流案原案流況図 (移動床実験)



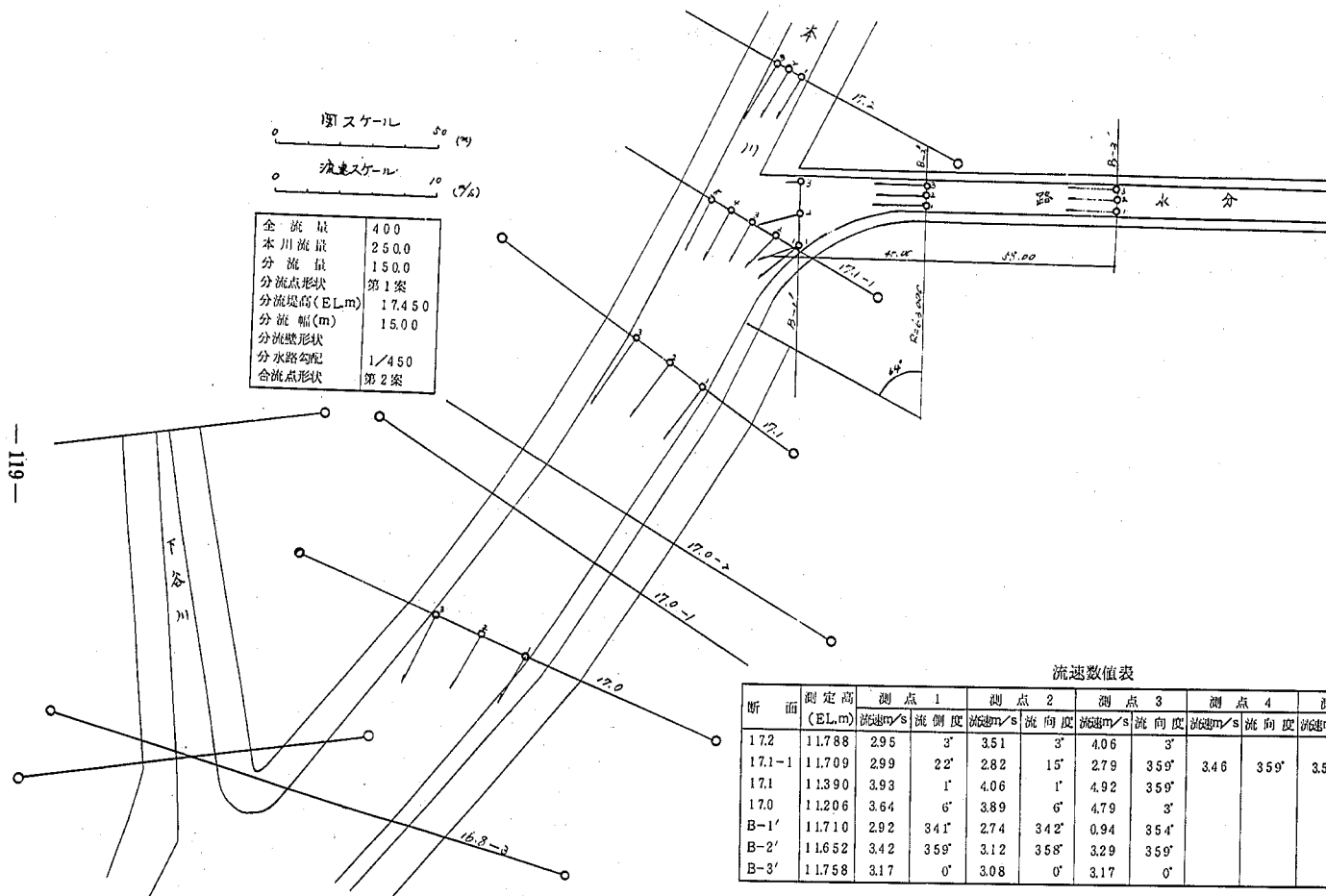
附图 7-7 下水渠原案水位縦断図 (移動床実験)

全流量	300 m ³ /s
本川流量(最終)	177.1 m ³ /s
分流量(最終)	122.9 m ³ /s
分流堤高	EL+17.45m
分流幅	15.00m

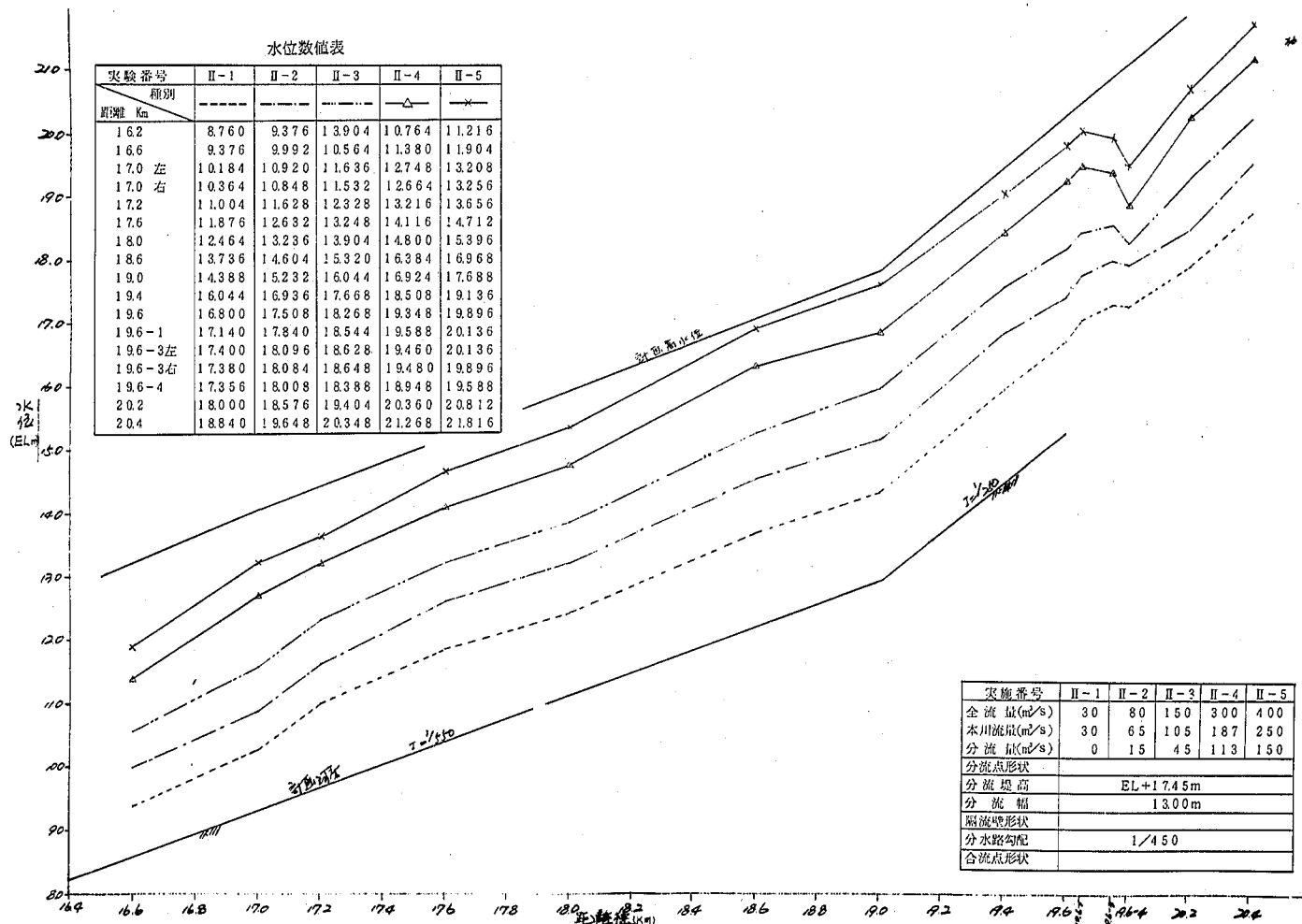
図 スケール 0 50m



附图 7-8 下流案原案流況図 (移動床実験)



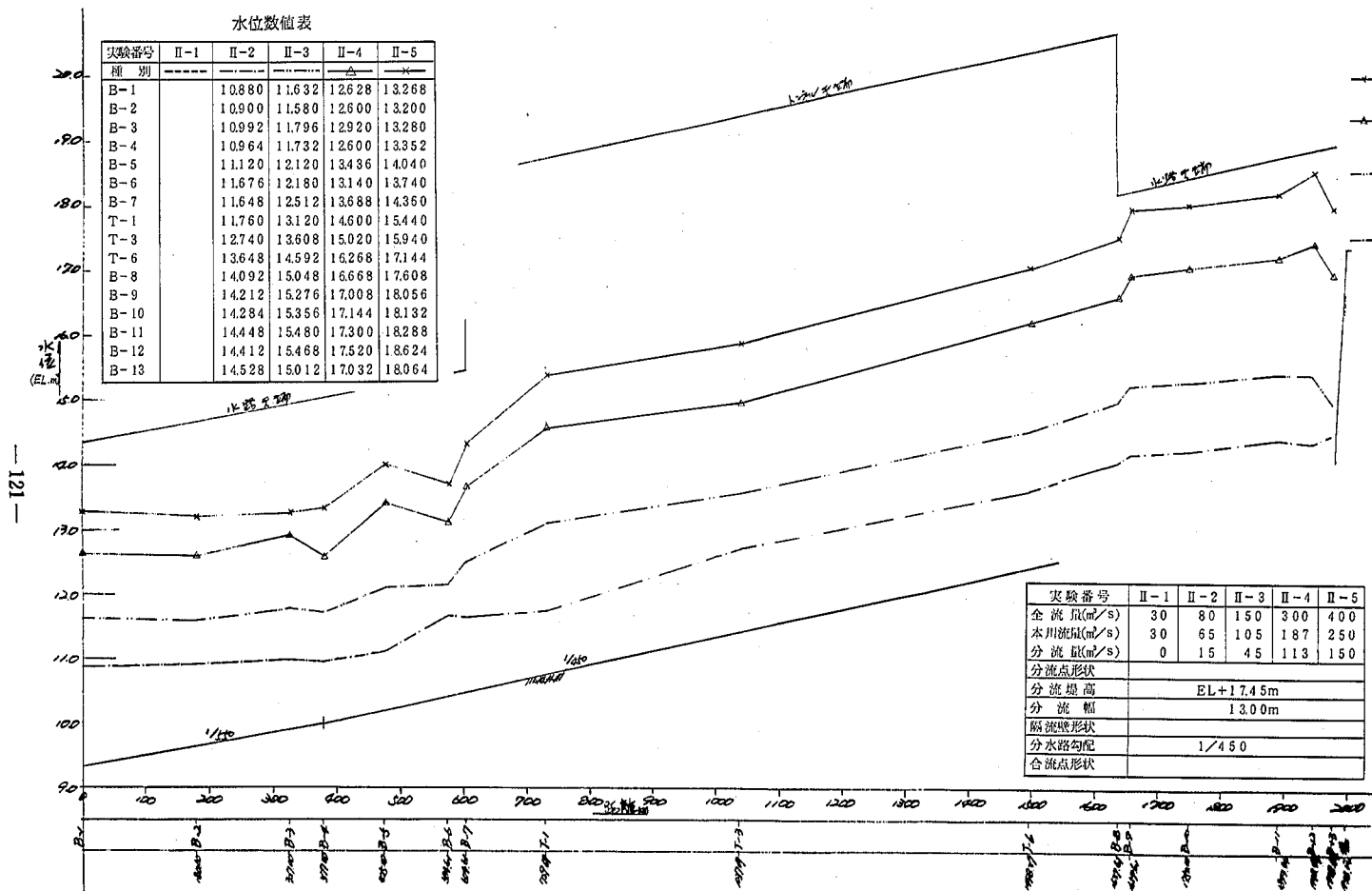
附 図 8 合 流 点 流 速 図 (第2案)



附图9-1 上流案水位纵断面图(本川)

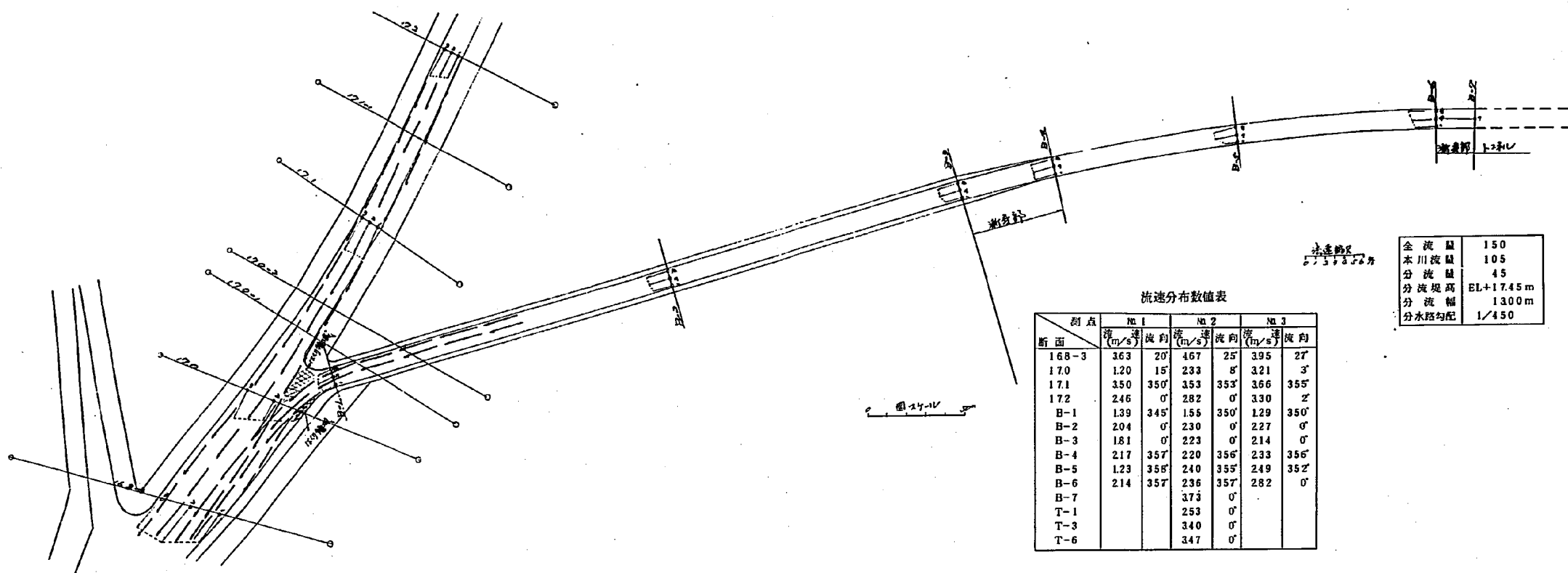
水位数值表

实验番号	Ⅱ-1	Ⅱ-2	Ⅱ-3	Ⅱ-4	Ⅱ-5
種 別	----	----	----	△	×
B-1		10880	11632	12628	13268
B-2		10900	11580	12600	13200
B-3		10992	11796	12920	13280
B-4		10964	11732	12600	13352
B-5		11120	12120	13436	14040
B-6		11676	12180	13140	13740
B-7		11648	12512	13688	14360
T-1		11760	13120	14600	15440
T-3		12740	13608	15020	15940
T-6		13648	14592	16268	17144
B-8		14092	15048	16668	17608
B-9		14212	15276	17008	18056
B-10		14284	15356	17144	18132
B-11		14448	15480	17300	18288
B-12		14412	15468	17520	18624
B-13		14528	15012	17032	18064

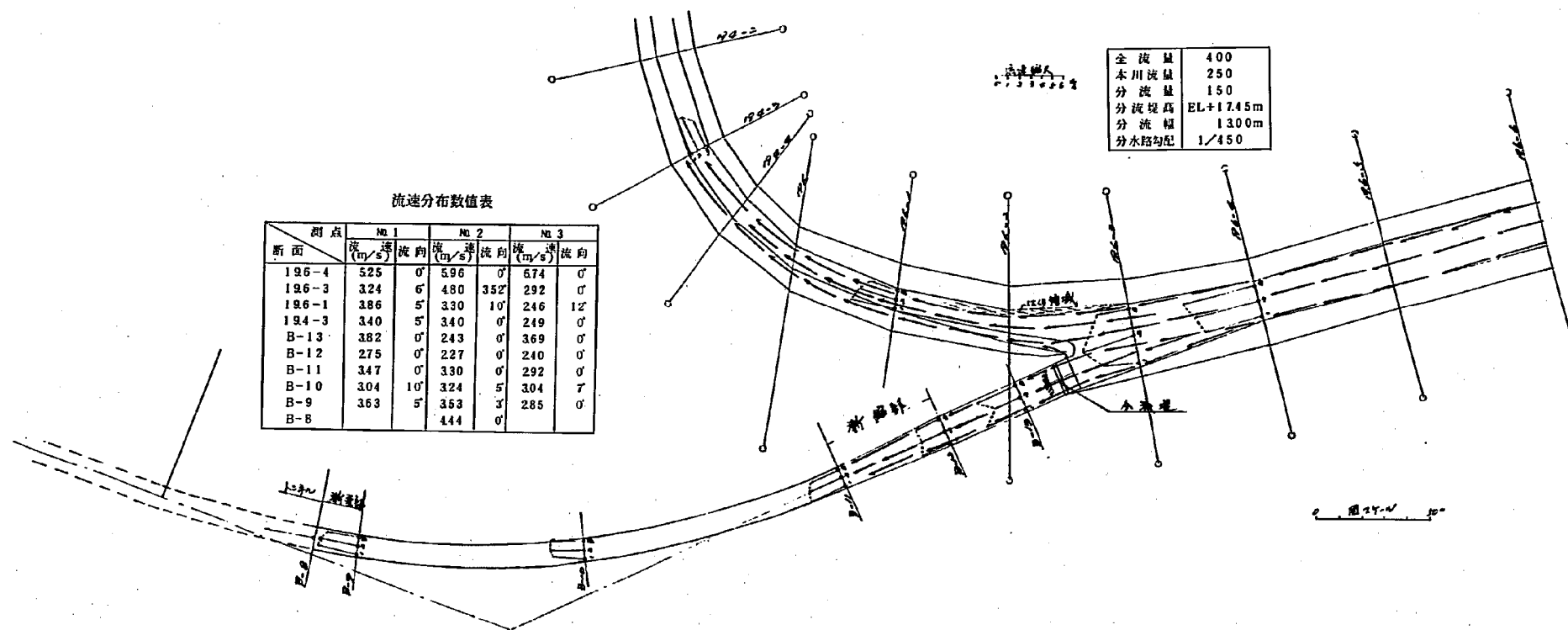


实验番号	Ⅱ-1	Ⅱ-2	Ⅱ-3	Ⅱ-4	Ⅱ-5
全流量(m ³ /s)	30	80	150	300	400
本川流量(m ³ /s)	30	65	105	187	250
分流量(m ³ /s)	0	15	45	113	150
分流点形状					
分流场高	EL+17.45m				
分流幅	13.00m				
侧流壁形状					
分水路勾配	1/450				
合流点形状					

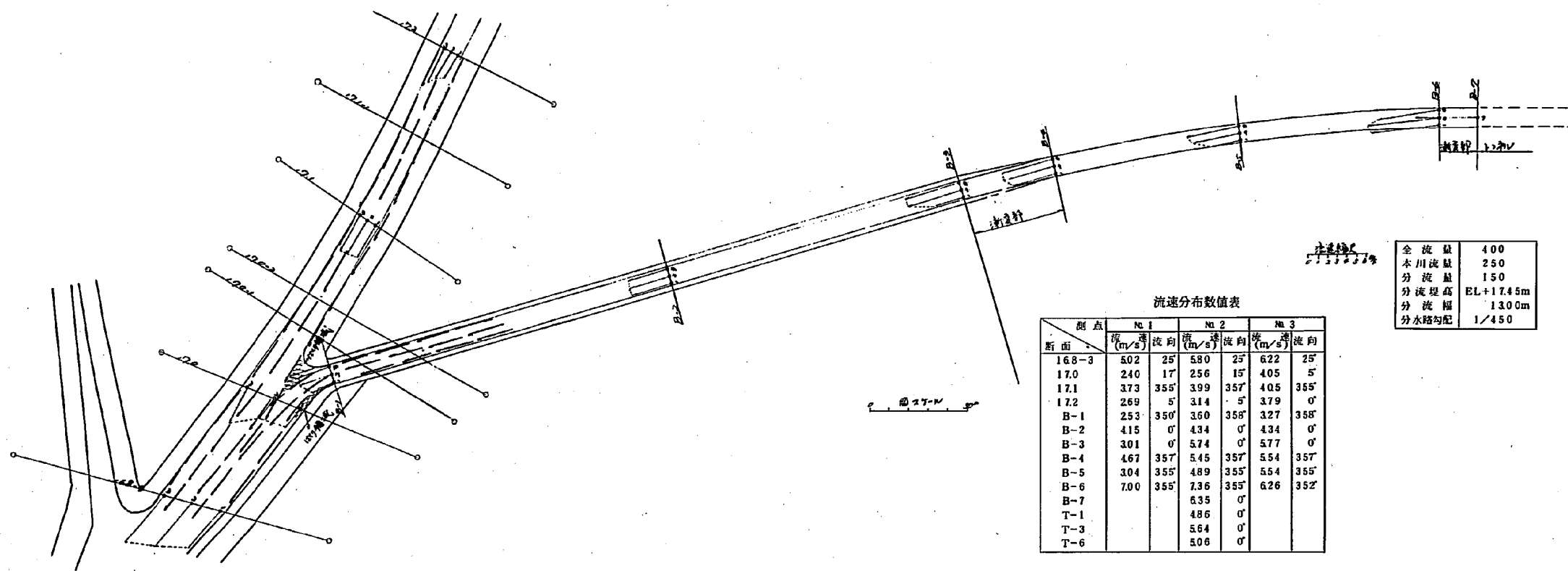
附图9-2 上流案水位縦断図(分水路)



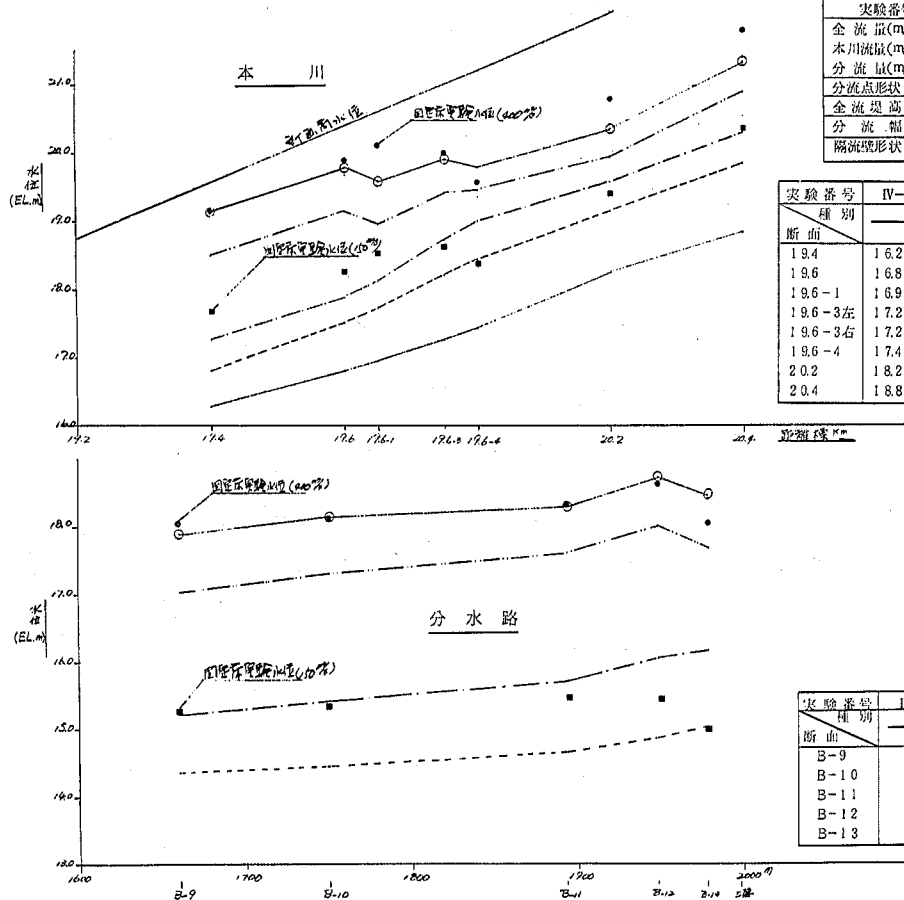
附图10-1-2 上流案合流点流况图



附图10-2-1 上流案分流点流况图



附图10-2-2 上流案合流点流況図

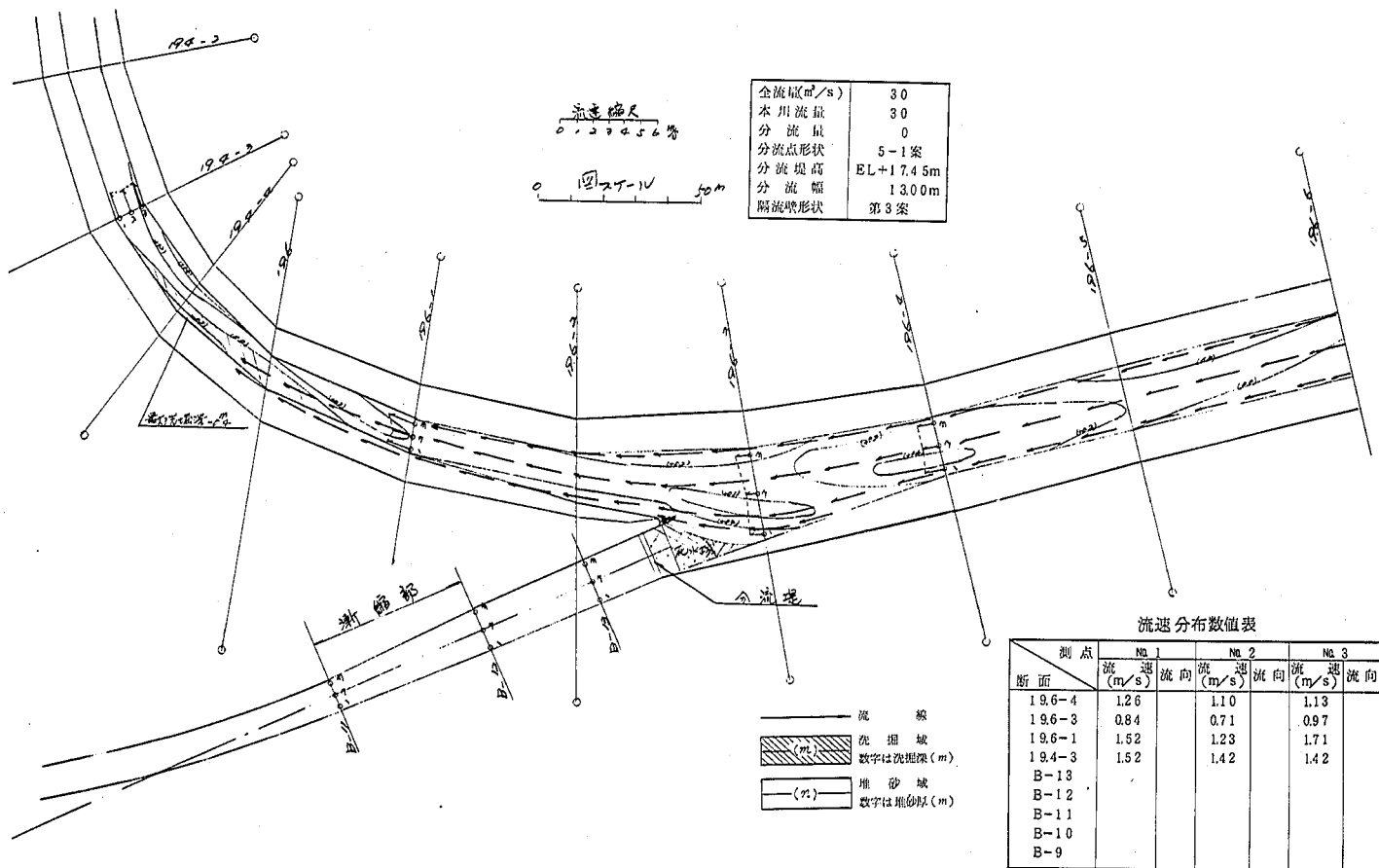


実験番号	IV-1	IV-2	IV-3	IV-4	IV-5
全流量(m ³ /s)	30	80	150	300	400
本川流量(m ³ /s)	30	54	94	180	239
分流量(m ³ /s)	0	26	56	120	161
分流量形状	5-1 案				
全流量高	EL+17.45m				
分流量	13.00m				
隔流壁形状	第3案				

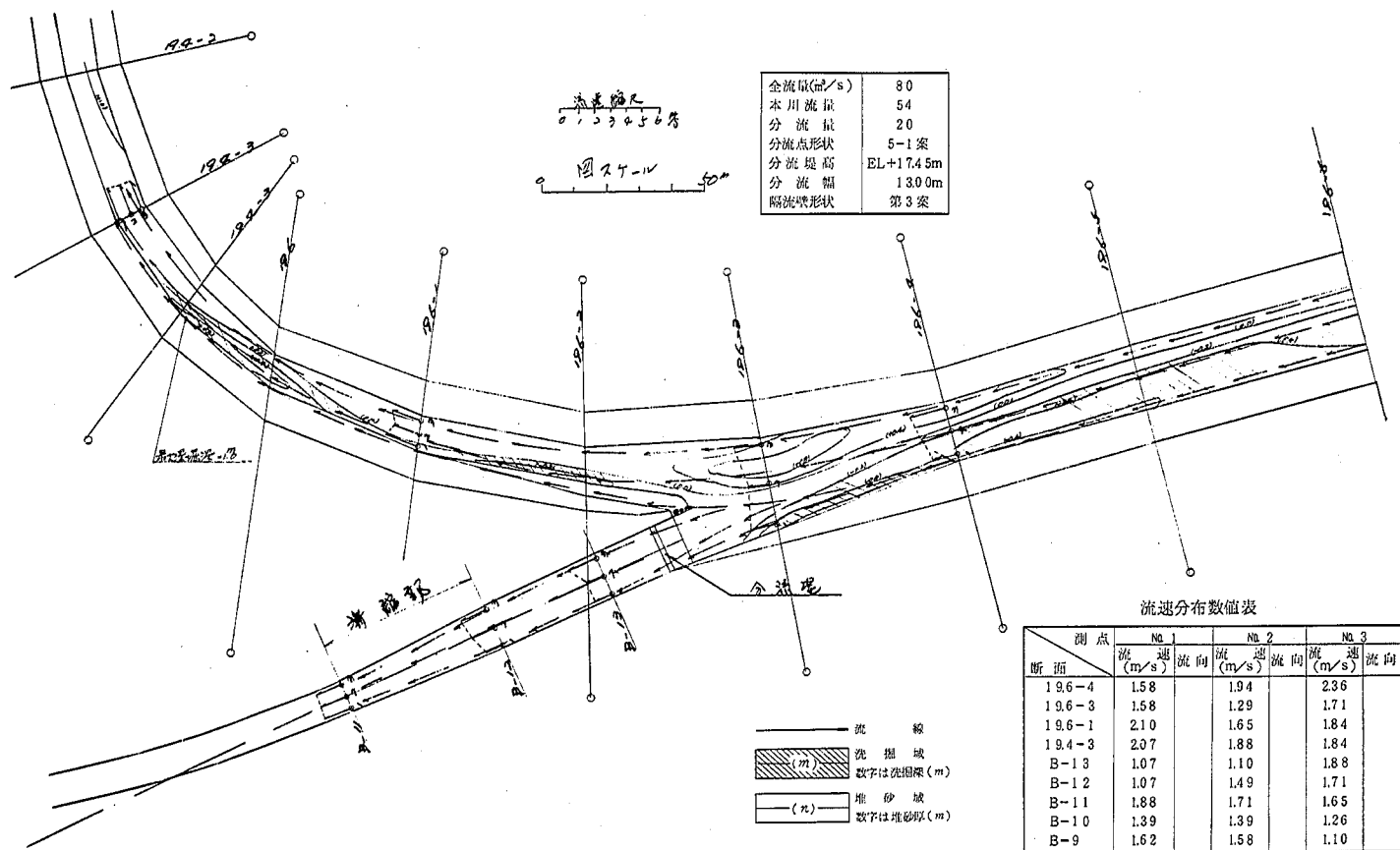
実験番号	IV-1	IV-2	IV-3	IV-4	IV-5
種別	—	—	—	—	○
断面	—	—	—	—	—
19.4	16.288	16.816	17.276	18.508	19.128
19.6	16.808	17.544	17.896	19.164	19.800
19.6-1	16.952	17.744	18.128	18.976	19.616
19.6-3左	17.268	18.256	18.700	19.444	19.872
19.6-3右	17.264	18.180	18.780	19.476	20.000
19.6-4	17.448	18.448	19.016	19.480	19.808
20.2	18.256	19.172	19.596	19.956	20.376
20.4	18.848	19.876	20.336	20.916	21.360

実験番号	IV-1	IV-2	IV-3	IV-4	IV-5
種別	—	—	—	—	○
断面	—	—	—	—	—
B-9	14.376	15.244	17.040	17.924	17.924
B-10	14.460	15.444	17.356	18.160	18.160
B-11	14.668	15.736	17.640	18.296	18.296
B-12	14.892	16.068	18.028	18.728	18.728
B-13	15.056	16.192	17.692	18.456	18.456

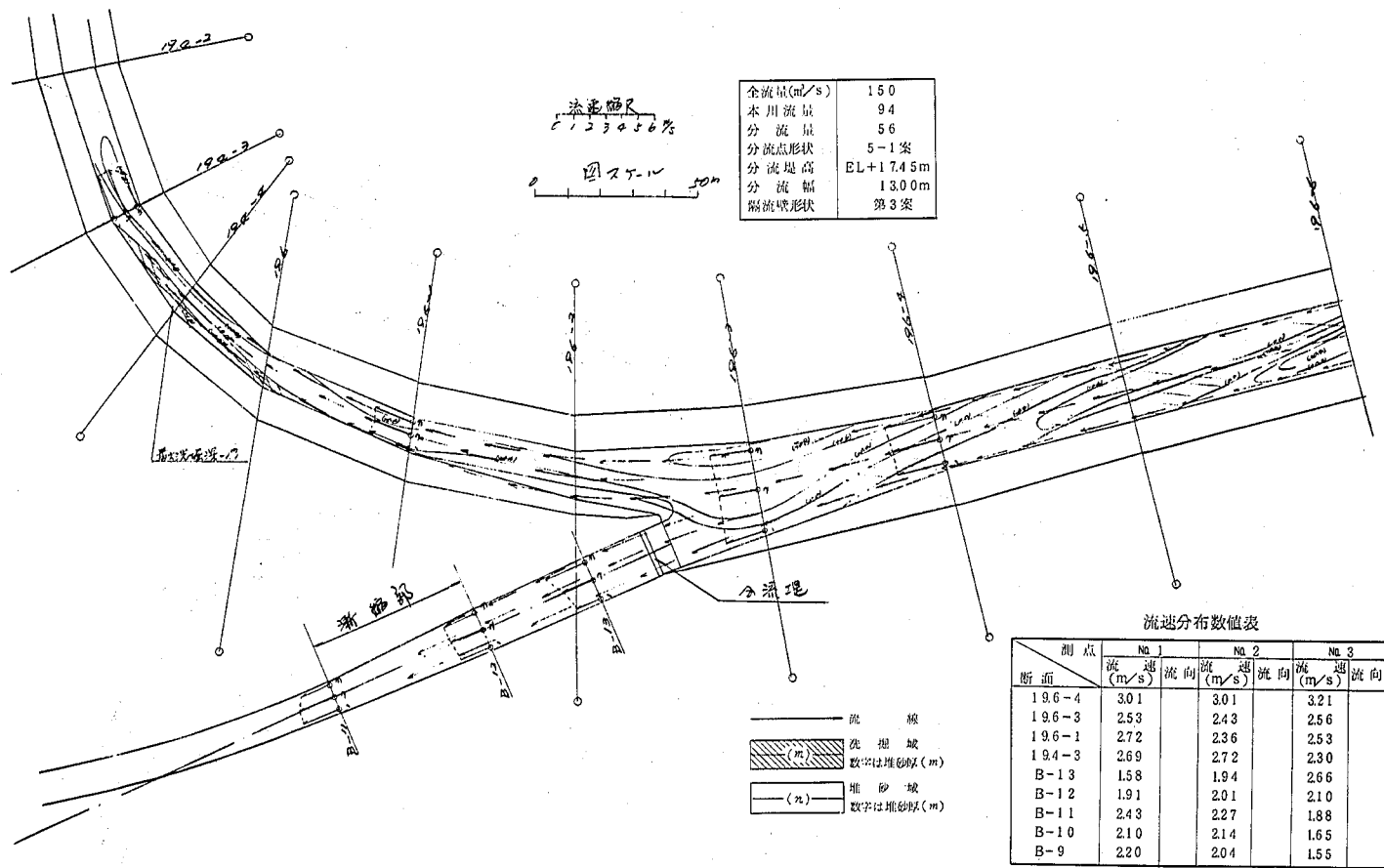
附図11 上流案水位縦断面図(移動床実験)



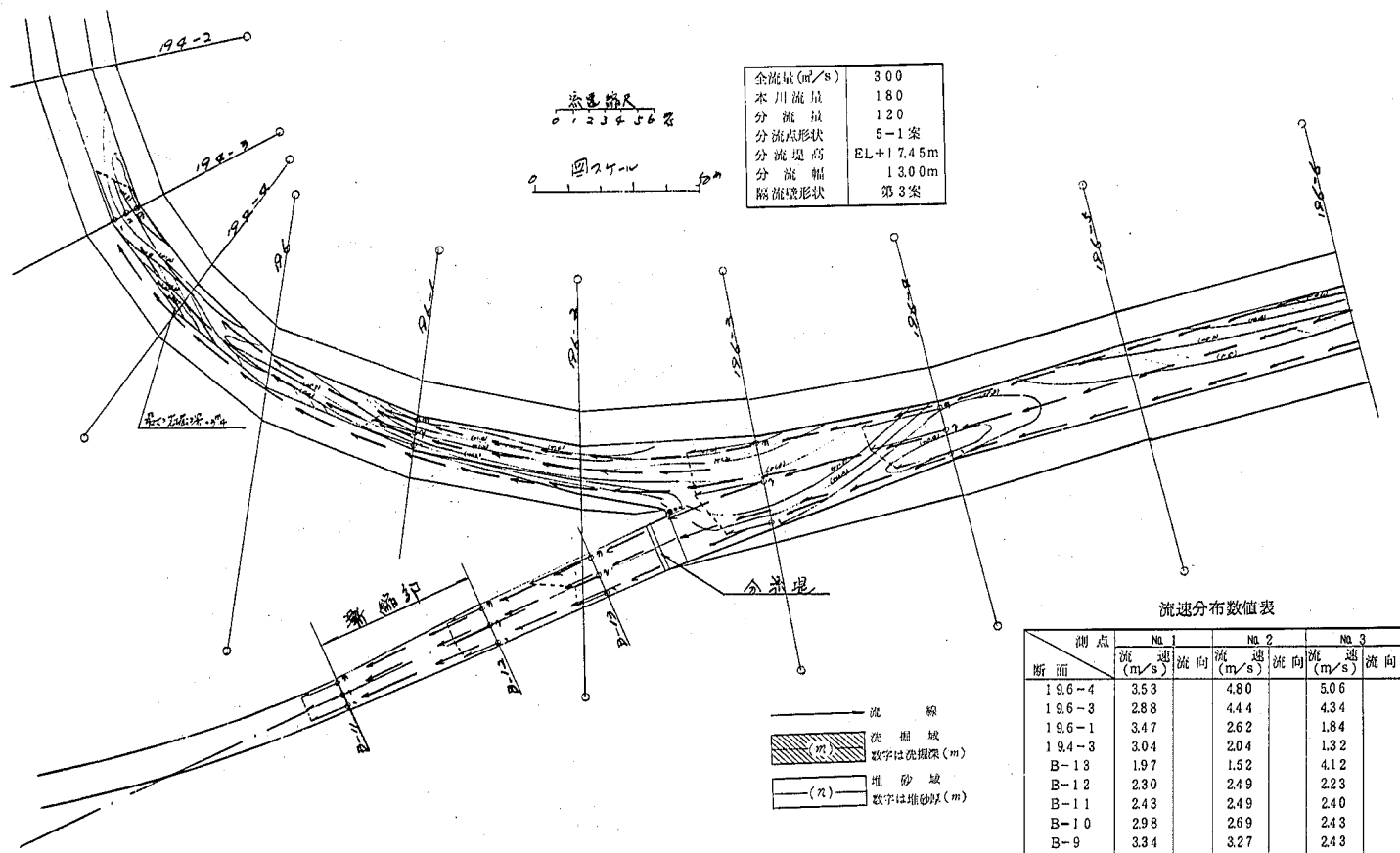
附图 12-1 上流案分流点流况图



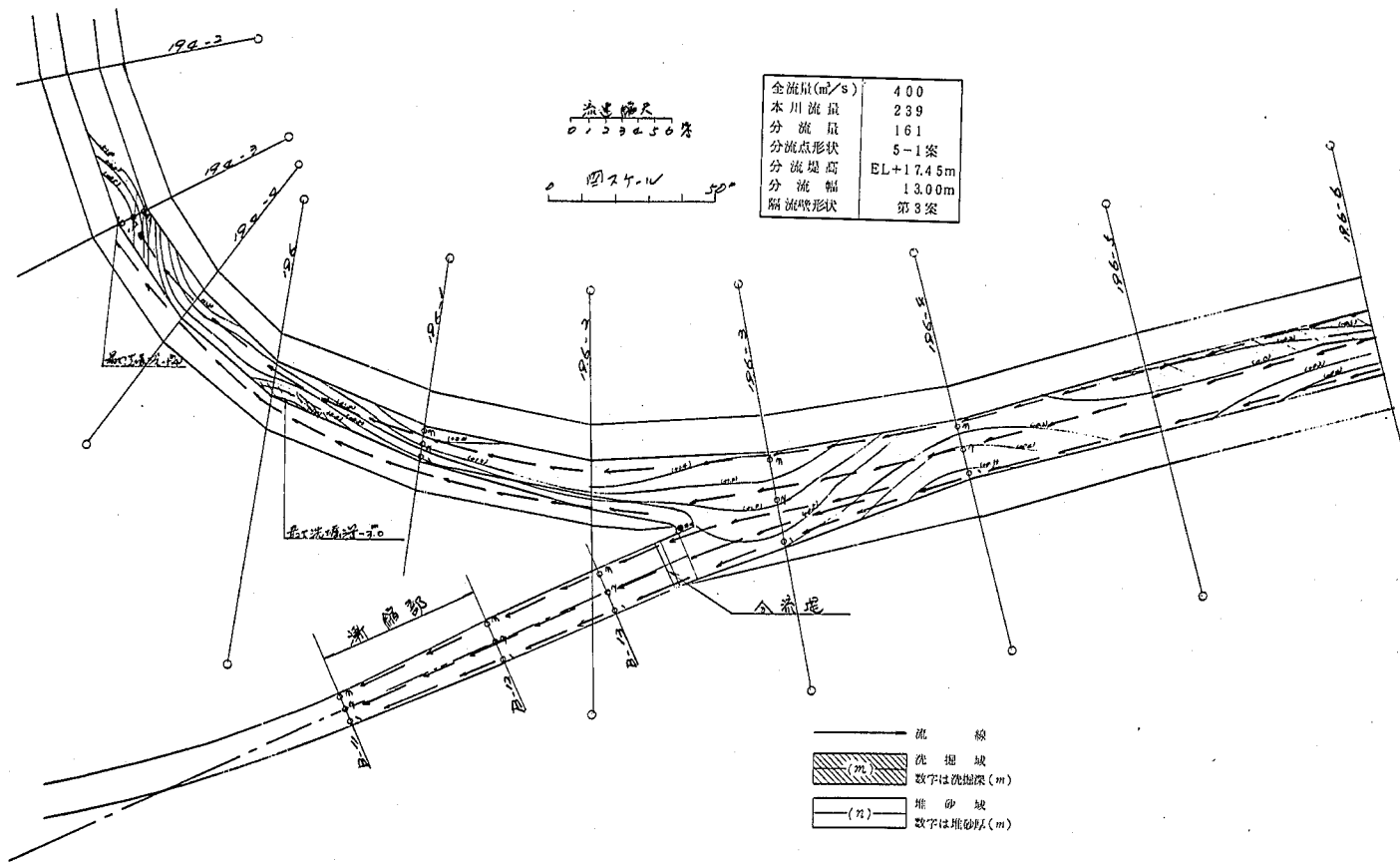
附图 12-2 上流案分流点流況图



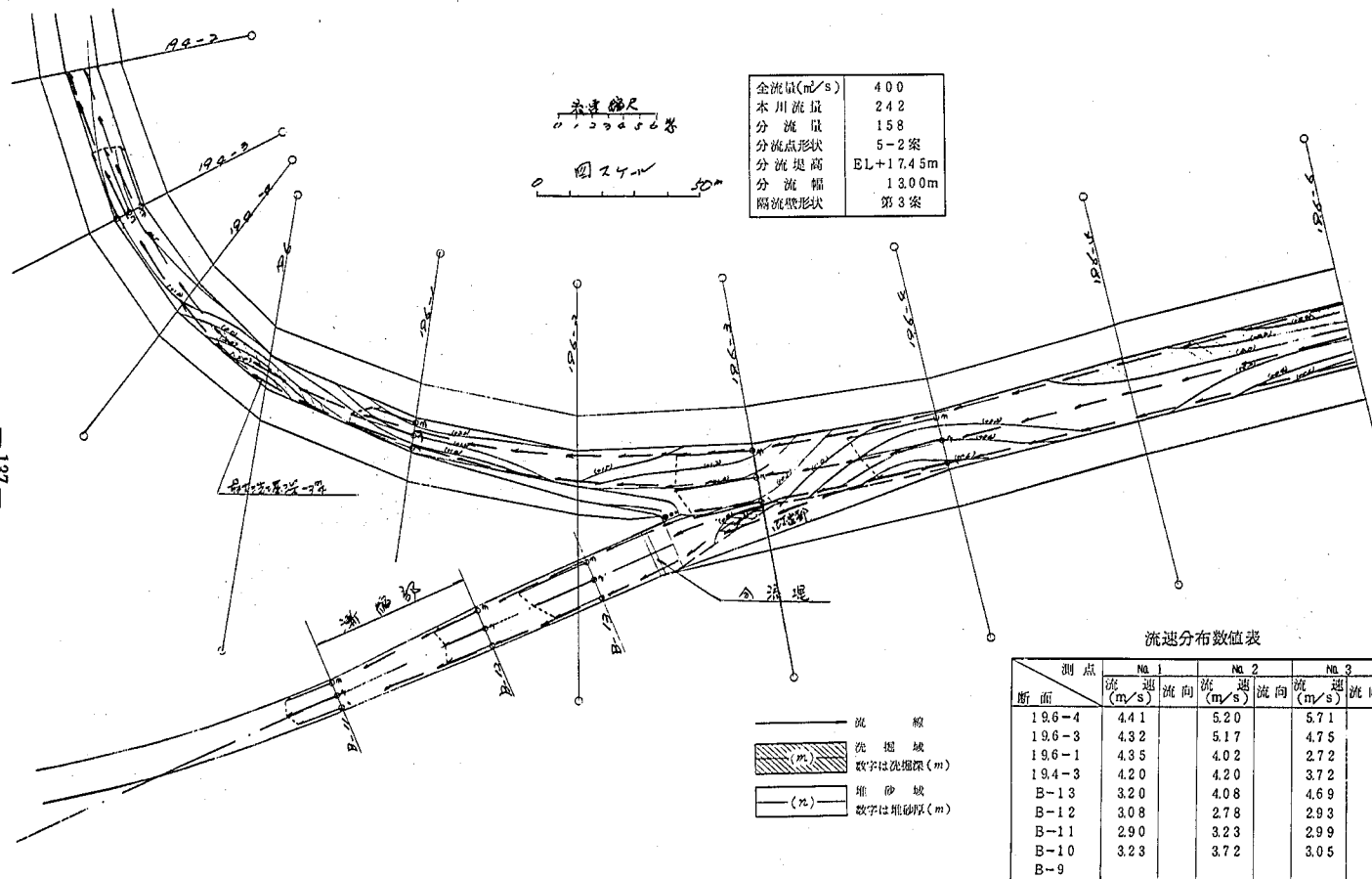
附图 12-3 上流案分流点流況図



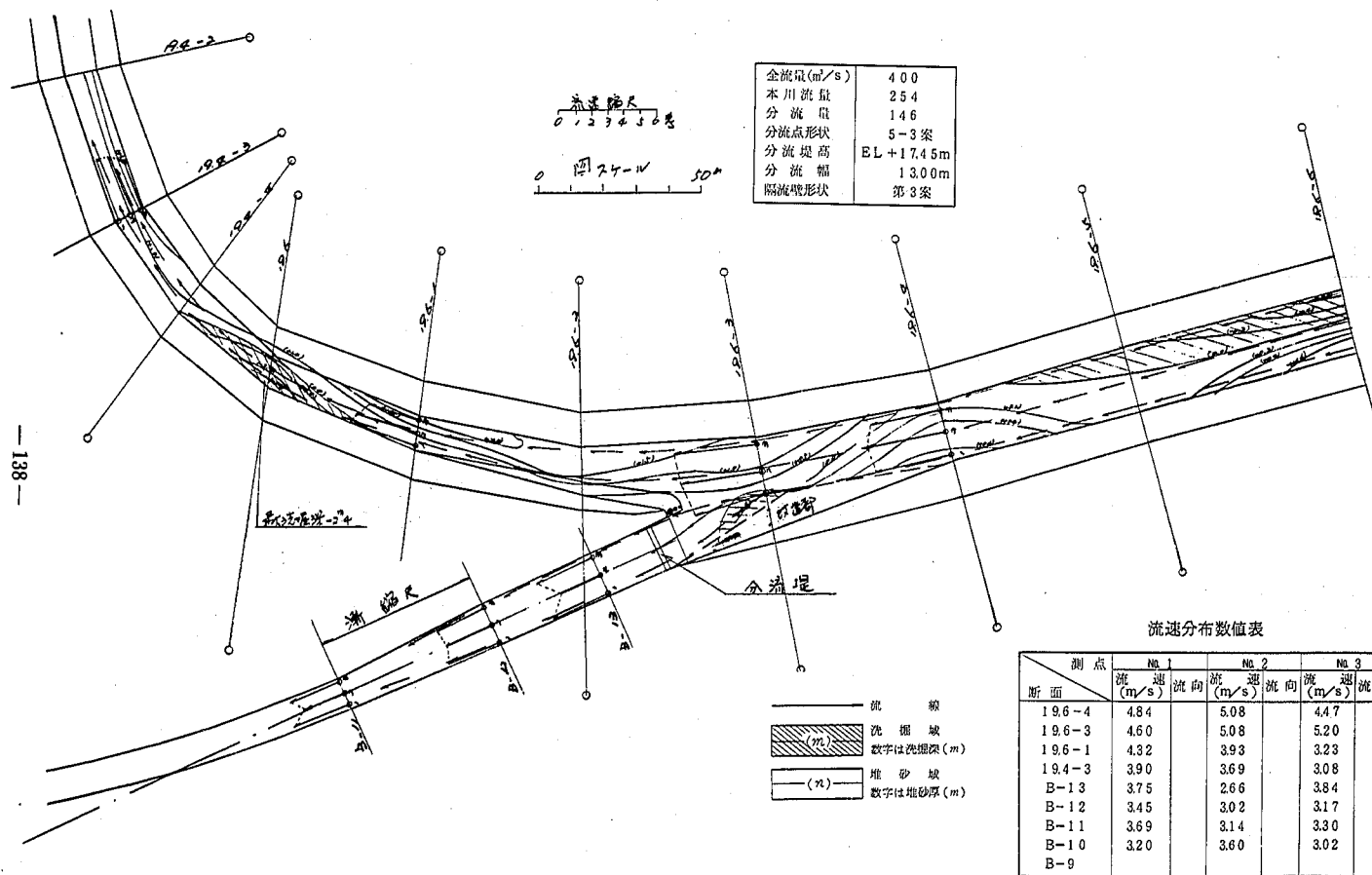
附图1 (附图12-4 上流案分流点流況图)



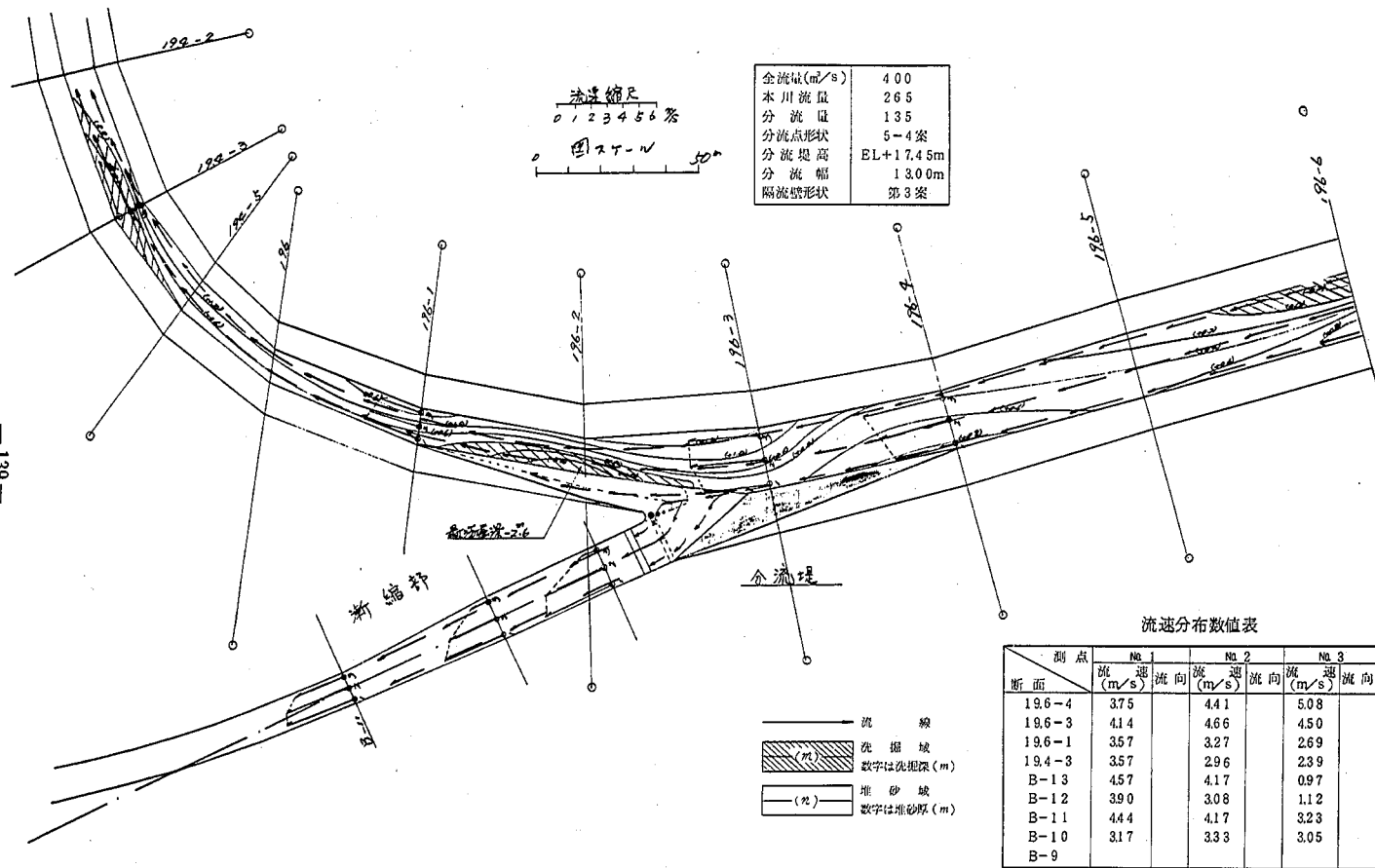
附圖 1 2 - 5 上流案分流點流況圖



附图12-6 上流案分流点流沉图



附图12-7 上流案分流点流况图



附图 12-8 上流案分流点流況图