土木研究所資料　第四三六号　球磨川豊原地区模型実験報告書（その三）　昭和四十四年三月　建設省土木研究所

土木研究所資料

第436号

球磨川豊原地区模型実験報告書

（その3）

昭和44年3月

建設省土木研究所

19

目　　次

まえがき …… 1

第1章　豊原地区河道計画断面の概要 …… 3

第2章　実験の目的および実験内容 …… 11

第1節　実験の目的 …… 11

第2節　実験概要 …… 11

第3節　模型および実験方法の概要 …… 12

第4節　相似律 …… 13

第3章　粗度検証実験 …… 15

第4章　計画断面の水理量把握のための実験 …… 21

第1節　実験計画 …… 21

第2節　実験ケースおよびその説明 …… 23

第3節　実験結果の整理 …… 26

第4節　実験結果の検討 …… 27

第5章　各種方法による流量配分に関する実験 …… 165

第1節　実験内容 …… 165

第2節　実験ケースおよびその説明 …… 165

第3節　実験結果および結果の検討 …… 168

第4節　まとめ …… 172

第6章　鉄道橋付近の水面形の問題点とその解決 …… 183

第1節　概説 …… 183

第2節　鉄道橋付近の水面形・流速分布の測定 …… 184

第3節　河床変動 …… 184

第4節　河床変動対策 …… 187

第5節　床固め設置の際の問題点 …… 189

第6節　その他の実験準備 …… 192

第７節　床固めに関する実験 …… 198
第８節　水叩きの流速分布測定 …… 205
第９節　実験結果の検討 …… 207
第10節　最適床固め高の検討 …… 213
第11節　結　論 …… 215

第７章　要　約 …… 323
結　語 …… 325

図 － 目　　次

図－ 1	豊原地区河道計画平面図	5
図－ 2	計画断面と現状断面の比較例	7
図－ 3	修正計画低水法線	9
図－ 4	粗度検証実験，粗度石配置図	17
図－ 5	〃　　Ⅰ，Ⅱ水路平面及び横断図	18
図－ 6	検証実験流速分布図及び流量計算書	19
図－ 7	本川５Ｋ５　hk～Qk 曲線	40
図－ 8	前川４Ｋ４　〃	40
図－ 9	Ａ，Ｂ，Ｃ実験測定点位置図	41
図－ 10	Ｄ　〃	42
図－ 11	流向測点位置図	43
図－ 12	流砂実験材料粒度加積曲線	44
図－ 13	球磨川水位縦断図（Ａ実験）	45
図－ 14	〃　（Ｂ実験）	47
図－ 15	〃　（Ｃ実験）	53
図－ 16	〃　（Ｄ実験）	55
図－ 17	球磨川本川水位縦断図	61
図－ 18	流速分布図（Ｂ実験 No. 8）	63
図－ 19	〃　（Ｂ実験 No. 10）	70
図－ 20	〃　（Ｃ実験 No. 16）	77
図－ 21	〃　（Ｃ実験 No. 18）	84
図－ 22	〃　（Ｄ実験 No. 24）	91
図－ 23	〃　（Ｄ実験 No. 26）	98
図－ 24	流速分布比較図	105
図－ 25	流況図　（Ａ実験）	106
図－ 26	〃　（Ｂ実験）	108
図－ 27	〃　（Ｃ実験）	109
図－ 28	〃　（Ｄ実験）	111

図－29　流砂実験堆積図（砂）（B実験）……113
図－30　〃　（石炭粉）（C実験）……115
図－31　〃　（C実験）……119
図－32　〃　（D実験）……123
図－33　〃　（D実験）……125
図－34　分流量曲線（Qoによる）……126
図－35　〃……127
図－36　〃……128
図－37　現状断面における分流量曲線……129
図－38　分流量曲線（球磨川5.5K水位による）（B実験）……130
図－39　流量曲線（球磨川5.5K水位による）（C実験）……131
図－40　〃　（D実験）……132
図－41　本川5K5水位と分流量……133
図－42　球磨川堰，新前川堰H～Q曲線……134
図－43　〃……135
図－44　〃……136
図－45　球磨川模型平面図……173
図－46　球磨川下流端水位資料（5K5水位）……174
図－47　水位縦断図（F実験）……175
図－48　球磨川豊原地区模型平面図……219
図－49　鉄道橋付近平面および水位，河床縦断図……220
図－50　流速分布図……221
図－51　計算モデル水路……222
図－52　河床変動計算例……224
図－53　種々の低水法線……228
図－54　球磨川本川水位縦断図……229
図－55　計算モデル（文中）……190
図－56　〃　（文中）……190
図－57　最高河床縦断図（A地点床固め）……230
図－58　最高河床縦断図（B地点床固め）……231
図－59　最高および予測河床の比較……232

図－60	模型平面図	233
図－61	測定点位置図	234
図－62	〃	235
図－63	床固め断面図	236
図－64	水叩き流況	237
図－65	水位縦断図	239
図－66	流速分布図	245
図－67	流砂実験堆積図（No 1）	247
図－68	〃 （No 6）	251
図－69	〃 （No 7）	256
図－70	〃 （No 13）	260
図－71	〃 （No 17）	264
図－72	〃 （No 22）	267
図－73	水位横断図	272
図－74	床固め付近水位縦断図	275
図－75	床固め下流．流速分布図（No 5）	278
図－76	測定点位置図．流速分布図（No 12）	279
図－77	床固め下流．流速分布図（No 16）	281
図－78	測定点位置図．流速分布図（No 18）	282
図－79	〃 〃 （No 21）	284
図－80	〃 〃 （No 23）	286
図－81	床固め上流水位縦断図（A地点）	288
図－82	〃 （B地点）	289

表 － 目　　次

表－ 1	計画河床高と計画高水位	10
表－ 2	粗度検証実験実験ケース（文中）	15
表－ 3	粗度係数計算表	20
表－ 4	模型の状態一覧表（文中）	22
表－ 5	実験ケース一覧表	137
表－ 6	流砂実験，実験条件一覧表（文中）	25
表－ 7	堰操作方法に関する実験一覧表（文中）	26
表－ 8	水位縦断数値表	138
表－ 9	豊原地区計画断面不等流計算結果	139
表－ 10	流速，流向数値表（B実験，No 8）	145
表－ 11	〃　（B実験，No 10）	147
表－ 12	〃　（C実験，No 16）	149
表－ 13	〃　（C実験，No 18）	151
表－ 14	〃　（D実験，No 24）	153
表－ 15	〃　（D実験，No 26）	155
表－ 16	流向測定数値表（A実験）	157
表－ 17	〃　（B実験）	158
表－ 18	〃　（C実験）	159
表－ 19	〃　（D実験）	160
表－ 20	計画断面流砂量計算結果	161
表－ 21	分流量数値表（Q_oによる）	162
表－ 22	分流量数値表（球磨川5K5水位による）	163
表－ 23	球磨川堰，新前川堰H～Q曲線数値表	164
表－ 24	実験ケース一覧表	176
表－ 25	分流量及び水位数値表（E実験）	177
表－ 26	〃　（G実験）	178
表－ 27	〃　（H実験）	179
表－ 28	〃　（I実験）	180

表－29　水位縦断数値表（F実験）……182
表－30　各種方法による分流量一覧表（文中）……171
表－31　フルード数の変化（文中）……183
表－32　流速，流向数値表……291
表－33　水面巾の変化（文中）……192
表－34　豊原地区河床材料（文中）……193
表－35　豊原地区流況（文中）……194
表－36　流砂量計算ケース（文中）……195
表－37　流砂量計算結果数値表（文中）……195
表－38　所要摩擦速度計算結果数値表（文中）……196
表－39　擬似等流水深計算結果数値表（文中）……196
表－40　△Z計算結果数値表　（文中）……197
表－41　最高河床縦断計算結果数値表（文中）……197
表－42　予測河床高縦断計算結果数値表（文中）……198
表－43　床固め実験ケース一覧表……293
表－44　水位縦断数値表……294
表－45　流向，流速数値表……295
表－46　水位横断数値表……297
表－47　床固め附近水位縦断数値表……298
表－48　床固め上流流向数値表……299
表－49　床固め下流流向流速数値表（No 5）……300
表－50　床固め下流，流向，流速数値表（No 12）……301
表－51　〃　〃　（No 16）……302
表－52　〃　〃　（No 18）……303
表－53　〃　〃　（No 21）……304
表－54　〃　〃　（No 23）……305

表－A－1　流砂量計算書（Case 1）……307
表－A－2　所要摩擦速度計算書（Case 1）……308
表－A－3　擬似等流水深計算書（〃）……309
表－A－4　河床高計算書（Case 1）……310
表－B－1　流砂量計算書（Case 2）……311
表－B－2　所要摩擦速度計算書（〃）……312
表－B－3　擬似等流水深計算書（〃）……313
表－B－4　河床高計算書（〃）……314
表－C－1　流砂量計算書（Case 3）……315
表－C－2　所要摩擦速度計算書（〃）……316
表－C－3　擬似等流水深計算書（〃）……317
表－C－4　河床高計算書（〃）……318
表－D－1　流砂量計算書（Case 4）……319
表－D－2　所要摩擦速度計算書（〃）……320
表－D－3　擬似等流水深計算書（〃）……321

まえがき

昭和４１年度には，豊原地区現状断面の場合および，豊原地区が現状で分流点より下流の本川が計画断面である場合について，水理量把握のための固定床実験を行ない，その結果をそれぞれ土木研究所資料第３４４号（球磨川豊原地区模型実験報告書その１）および，第３５４号（同その２）にまとめた。第３４４号の実験では，検証実験を行なった後，現状河道（球磨川堰や新前川堰は設置後）の種々の水理特性を調べたが，それらのうち本川と前川との分流量（本川をQk，前川をQmで表わすことにする）に着目すると，萩原地点計画高水流量７０００m^3/sの時旧前川堰を存置しておけばQk＝2,５３３m^3/s，Qm＝4,４６７m^3/s，旧前川堰を撤去すればQk＝2,２１５m^3/s，Qm＝4,７８５m^3/sとなる結果を得ている。これらはいずれも計画分流量Qk＝4,０００m^3/s，Qm＝3,０００m^3/sには程遠いものである。このような分流状態は，球磨川堰・新前川堰完成以前（昭和４２年竣工）のそれ（Qk＝2,２６３m^3/s，Qm＝4,７３７m^3/s，旧前川堰有り）とほぼ同程度である。従って現状河道断面に新堰を設置したことによる豊原地区流況の変化は小さいものと考えられる。

また第３５４号の実験では，球磨川堰から下流の本川を計画断面にしてあるが，同じく分流量に着目すれば，旧前川堰存置の時，Qk＝3,２３２m^3/s，Qm＝3,７６８m^3/sおよび，旧前川堰撤去の時，Qk＝2,８４２m^3/s，Qm＝4,１５８m^3/sである。かなり計画分流量に近づくというものの，まだまだというところであって，本川下流の河道掘削のみでは計画分流を達成するに到らないようである。以上のような実験的事実は，模型における分流状況を観察すれば分かることであるが（あるいは本川６Ｋ０付近の流速測定値と前川４Ｋ９付近の流速測定値を見ても分かるが），分流量が分流点の平面的形状にほとんど支配されてしまっていることを示していると考えられる。

また豊原地区では，流路湾曲のため流心が右岸沿いに集中し，古来から護岸の維持に意を尽したようであるが，実験による流速分布測定結果を見ると，大きい流速が低水路右岸に生じていることが実証された。７Ｋ０～６Ｋ６間右岸沿いの流速が特に大で，流量７０００m^3/sの時７Ｋ０断面右岸で4.２～4.５m/s，６Ｋ６断面右岸で6.５～6.８m/s程度の流速となる。測定した範囲では，最大流速は６Ｋ６断面に現われ6.８m/s程度であったが，これが昭和４０年７月出水で護岸破壊ケ所と一致することは興味深い。ところで豊原地区の右岸護岸は，八代市中心部を守る特に重要な構造物であるから，このような大流速のなすがままにしておくことは許されぬことであって，右岸付近の流速を緩和効果を織り込んだ河道計画の構想が是非必要である。

昭和４２年度には，上述のように，計画分流の達成と右岸流速の軽減とを主目的とした豊原地区河道計画断面で，固定床実験を行ない，計画断面が上記の目的を達成している程度や，その他の水理的特性および内臓する問題点を明らかにした。これが，計画断面にてもまだ達成不能な計画分流の問題であり，また鹿児島本線鉄道橋付近に生ずる急勾配水面形の問題である。

前者については，分流点付近の平面形状を変化させる等の試みを行なって，その時の分流量を測定している。これらの実験結果は本報告書では第１章から第５章にかけてまとめてある。

昭和４３年度には，鉄道橋付近に生ずる急勾配水面形および，予想される河床変動に対処するため床固工（落差工）設置を基本方針として，床固設置位置，設置天端高等を決定する資料を得るための固定床実験を行なった。これらの実験結果は第６章にまとめてある。

本報告は，前記の内，昭和４２年度と４３年度の実験成果をとりまとめ検討を加えたものである。なお球磨川豊原地区の河道計画に関する一連の実験および発行報告書は，本報告書（その３）をもって終了する。

第１章　豊原地区河道計画断面の概要

はじめに，前述のような現状断面の問題点を改善するために，どのような計画断面の構想が必要かということに，簡単に触れておこう。

豊原地区が現状断面の場合の流況を実験結果より見ると，上流より流れてきた流水はほとんど右岸沿いの狭い低水路内を激流しており，高水敷には８Ｋ２～７Ｋ８の自然越流部より越流した僅かの流れが，主に砂利採取後の深みを流れている程度である。７Ｋ０断面で流速を測定した結果から，低水路流量と高水敷流量とを求めて見ると，流量５０００m^3/Sで低水路と高水敷の流量はそれぞれ3,８１０m^3/S，1,１９０m^3/Sであり，流量７０００m^3/Sではそれぞれ４７７０m^3/S ２２３０m^3/Sであった。この付近の低水路巾は僅かに１６０m程度であって，この中を大流量が集中している訳である。また上流より低水路巾が漸縮の傾向にあること，高水敷から低水路に流入する流れがあることなどのために，低水路の流れは必然的にいわゆるconvergenf fiowとなり，流速を増すものと思われる。更に７Ｋ４断面より下流では流路が湾曲しているため，右岸護岸沿いの２次流による下降流が相当大きい筈で，以下分流点までは非常に複雑な流れ方をしていると思われる。なお２次流による強力な下降流の影響（湾曲部外岸側の河床洗掘は，７Ｋ０断面より下流の河床に見られる。

このような右岸沿いの大流速や２次流は，現状の低水路形状および平面形状（湾曲形状）からみて，必然的なものと考えられる。従って計画断面で右岸沿いの流速および２次流を軽減して，護岸・堤防を守るためには，右岸付近の単位巾流量を小さくするという構想がどうしても必要である。次に本川分流量の不足は，本川の河床が高く（これは分流点の平面的形状からして，流砂の供給を多く受けている），流量によっては逆水面勾配が生ずるほどの疏通力の悪さに原因していることは明らかである。特に旧前川堰を撤去した場合には，上流から分岐部に達した流速の大きい部分は，真直ぐ前川に流入し，旧前川堰の有る場合に比べて本川分流量はさらに落ちる。従って本川分流量を増やすためには，流水の流速をできるだけ落さないようにして，しかも流向を本川に向けるような工夫（流速水頭の利用）と，６Ｋ０付近の河積をできるだけ大きくとったり（有効河積の拡大），あるいは，本川下流の疏通力増加（下流の河道計画の再検討）などの方法が有効になり，しかもこのような方法しか打つ手がないのではないかと思われる。

豊原地区河道計画断面の樹立には，以上のような考えが取られたと思うが，その他砂利採取問題との関連もあって，いくつかの試案の検討の末，図－１に示すような計画案に落ち着いた。図－１は河道計画の平面的な略図である。本河道計画の特色は，現在高水敷となっている広大な区域を大規模に掘削して低水路とし，従って河積を十分に見込めるので左岸堤を大きく前進することである。右岸法線には手を加えていない。同図には比較のため，現状の低水路と高水敷との境界（水際線）を記入してあるが，計画断面の低水路巾は，現状の1.５～３倍に拡巾さ

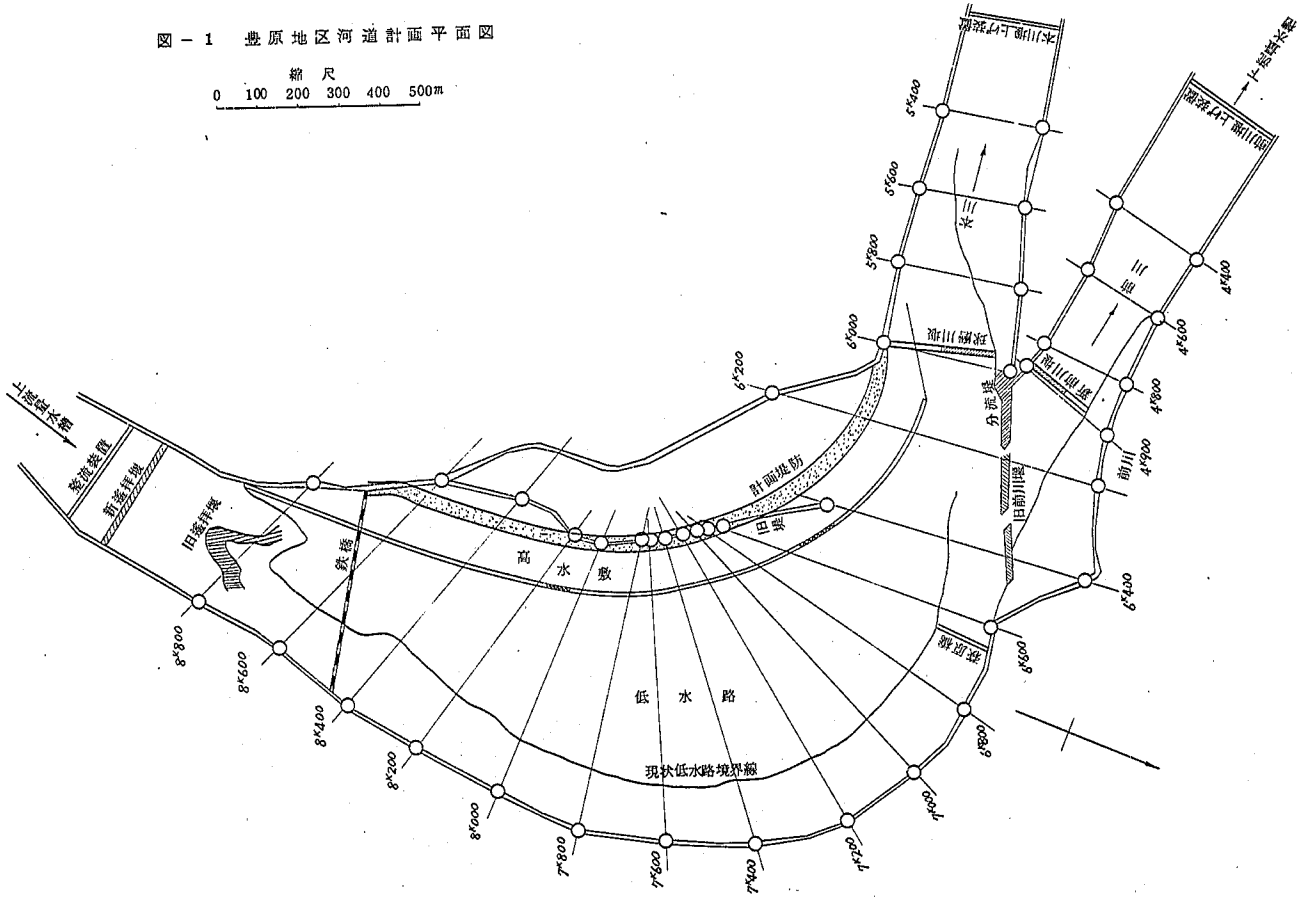
れている。図－２は，計画の横断図を現状断面と比較して例示したものである。また表－１には計画河床高や計画高水位等の数値をまとめておいた。

ところでこのような河道計画に依れば，８Ｋ４～８Ｋ７間にある鹿児島本線鉄道橋のピアーのうち，新しく低水路になる場所の５本のピアー（№８～№１２のピアー）の根入れが露出あるいは根入れ深さが極度に不足することになり，ピアーの付替あるいは補強工事が必要となる。この点については，河道計画の経済効果に対して，鉄道橋の補強工事が大きな負担となるかどうかの検討，あるいは河道計画の比較設計が是非望まれるところである。

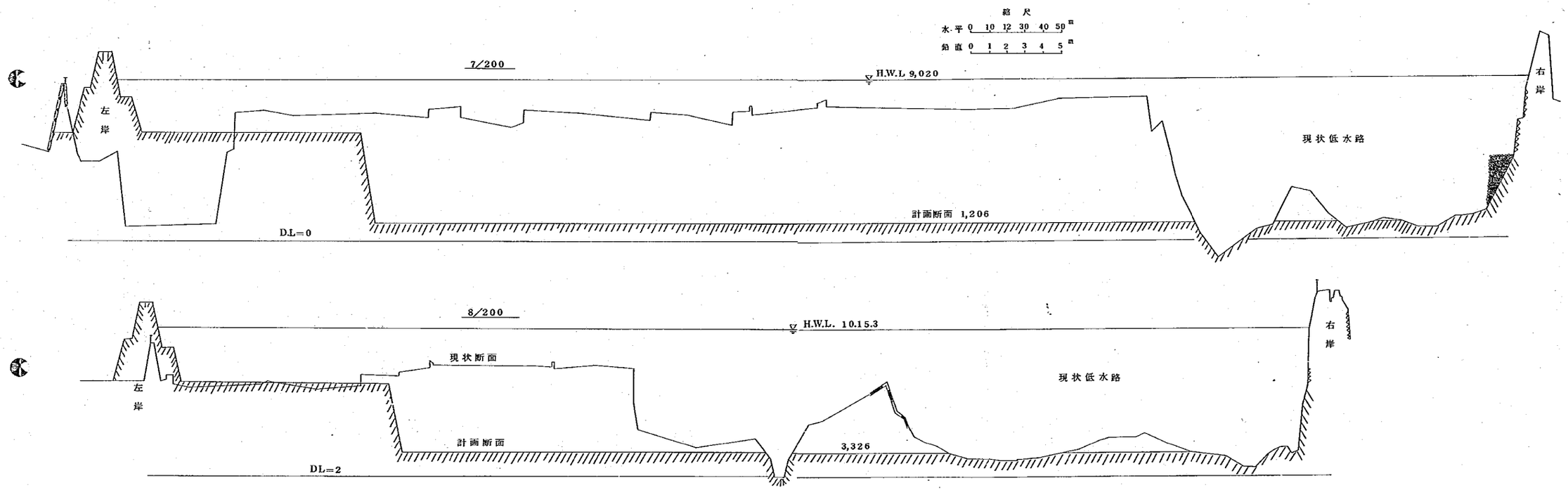
またこの問題については，九州地建八代工事々務所の指示に従い，鹿島試験所における実験では，模型を８Ｋ４断面より下流は計画断面にし，８Ｋ５より上流は現状断面のままとして作り，その間はスリ付けることにして実験を進めた。第５章までの実験は（第５章を含む），上のような断面における実験結果である。

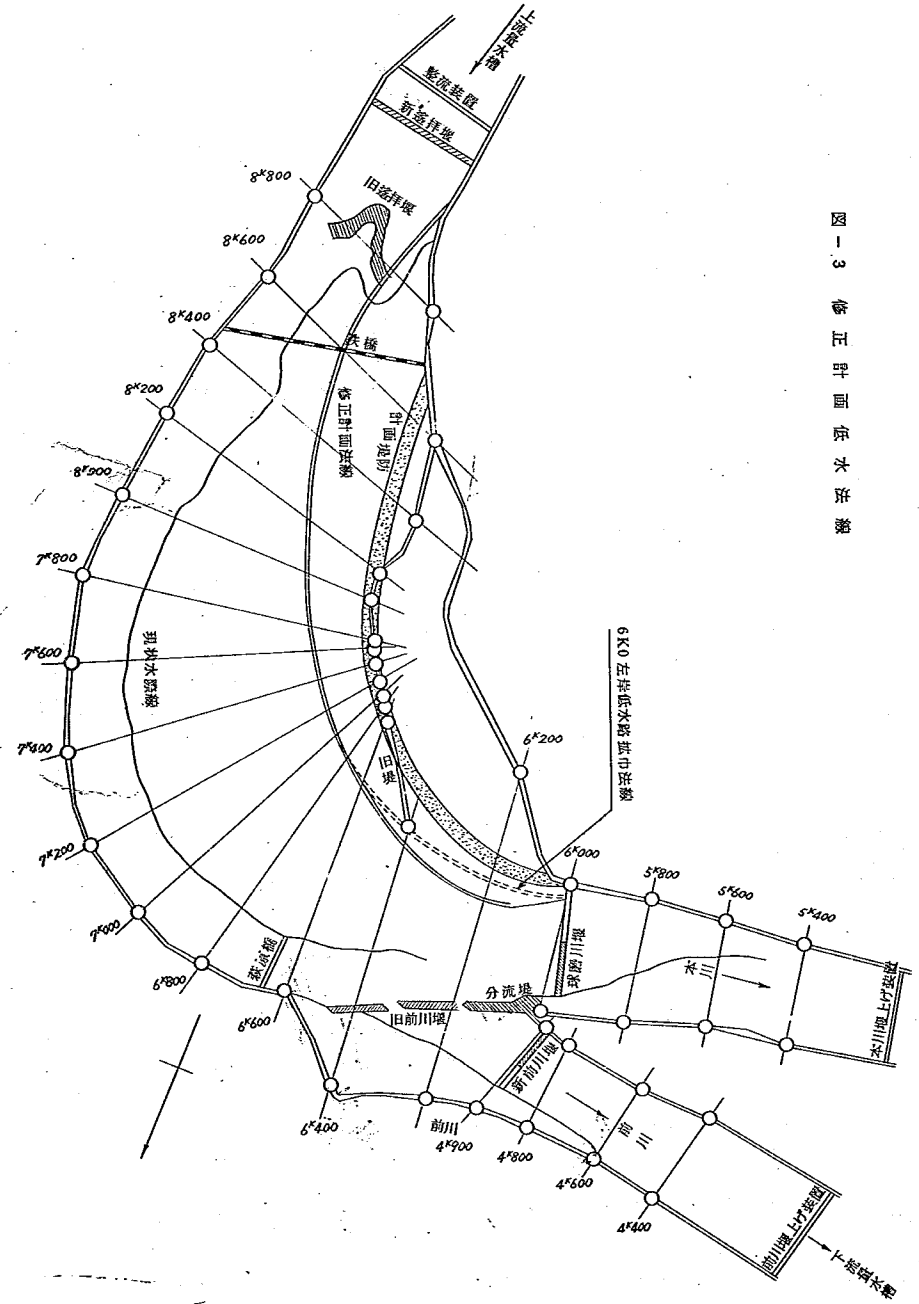
さらにこの問題に関して鉄道橋付近の左岸低水法線および左岸高水法線の一部を修正することになり，八代工事々務所における検討の結果，図－３に示すように，計画断面（図－１）を部分的に修正した。修正計画図図－３は鉄道橋付近の低水法線を図－１より前進させ，根入れの浅いピアーのある場所は高水敷として，ピアーの補強工事を不要にしたものであって，現段階における河道計画の最終案である。この最終案の低水路河床高および高水敷高の数値は表－１と同じである。昭和４３年度の実験（第６章のみ）では，図－３に示すような模型に改造して実験を行なった。但し図－３の左岸低水法線形状は図－１の断面の実験における死水域境界線とほぼ合致するので（後に第４章で判明する），水位その他の水理量は図－１の場合とほとんど変わらないという判断に立っている。従って第６章の実験（図－３，表－１の断面）では改めて水位・分流量等の測定は行なわないことにした。

図－1　豊原地区河道計画平面図



図－２　計画断面と現状断面の比較例




上流水路
整流装置
頭首工堰
旧頭首堰
8K800
8K600
8K400
8K200
8K000
鉄橋
改正計画法線
計画堤防
7K800
7K600
7K400
7K200
7K000
現状水路線
旧堤
6K200
6K000 左岸低水路拡巾法線
5K800
5K600
5K400
6K800
6K600
6K400
鉄橋
旧前川堰
分流堰
新前川堰
本川
本川堰上げ堰
前川
4K900
4K800
4K600
4K400
前川堰上げ堰
下流端水路

図－3　改正計画低水法線

表－1　計画河床高と計画高水位

断面	計画河床高	計画高水敷高	計画高水位	断面	計画河床高	計画高水敷高	計画高水位
K 8.8	+T.P.m 5.614	+T.P.m 8.048	+T.P.m 11.048	K 6.9	+T.P.m 1.000	+T.P.m 6.500	+T.P.m 8.691
8.7	4.371	7.819	10.713	6.8	1.000	6.500	8.582
8.6	4.143	7.590	10.590	6.7	1.000	6.500	8.467
8.5	3.929	7.475	10.476	6.6	1.000	6.500	8.352
8.4	3.715	7.361	10.361	6.5	1.000	6.500	8.266
8.3	3.520	7.257	10.257	6.4	1.000	5.969	8.164
8.2	3.326	7.153	10.153	6.3	1.000	5.441	8.023
8.1	3.103	7.034	10.036	6.2	1.000	4.951	7.924
8.0	2.881	6.916	9.916	6.1	1.000	4.519	7.831
7.9	2.672	6.804	9.804	6.0	1.000	4.500	7.734
7.8	2.464	6.692	9.692				
7.7	2.258	6.582	9.582				
7.6	2.052	6.472	9.472				
7.5	1.841	6.500	9.360				
7.4	1.630	6.500	9.247				
7.3	1.418	6.500	9.133				
7.2	1.206	6.500	9.020				
7.1	1.103	6.500	8.910				
7.0	1.000	6.500	8.800				

第2章　実験の目的および実験内容

第1節　実験の目的

本実験は，河道計画断面を実験的にその全般にわたって検討し，河道計画上の目的の達成度を調べ，問題点を発掘し，問題点の解決と有効な対策を明らかにすることを目的にしている。

すでに図－1，2および3から推定されたように河道計画の1大特徴である低水路の拡巾は，ある面では好都合を与え，他の面ではやっかいな問題を若起することが予想される。つまり有効な河積が数倍に増加したために，低水路拡巾部の流速は全般に軽減するであろうことは明らかである。従って湾曲部右岸付近の流速を減ずることは確実と見なされる。またこのような低水路の広い断面では，流速の早い場所（流心）が現われるかどうか，もし現われたらどの場所を通るかという問題がある。流心の位置は本川の分流量にかなり大きい影響力を持つものである。また6K0付近の高水敷が本川への流入に対して障害となっているような印象を与えており，この点についても検討の要がある。ところで将来の河床変動という観点から見ると，例えば土研式による流砂量公式から見れば，流砂量は水流の流速の3乗に比例するから，計画断面における流速減少は，上流から補給される流砂をほとんど貯めてしまい，計画断面の維持という点にも問題が生じはしないかと思われる。また河積が大きいことは，死水域や極端に流速の遅い場所の発生が懸念される。

このように，球磨川豊原地区河道計画断面は，低水路拡巾（河積の増大）がもっとも大きな特徴であって，そこから生ずる河道計画上の有利な面および不利な面を実験的に明らかにしてその特性を把握することがもっとも重要であると考え，実験もそのような線に沿って実験ケースを計画した。

第2節　実験概要

昭和42年度には，第1節で述べたような方針のもとに，計画断面（図－1）における水理量把握のための種々の実験を実施し，第4章で計画断面の特性を明らかにするとともに，分流量に問題があること，および鉄道橋付近の水面形に問題があることを指摘した。第5章では，本川分流量の不足の問題について考究し，本川分流量を増加させる種々の方法を実験的な立場から提案している。さらに第6章では，8K4より上流の河床変動の防止および鉄道橋を保護する観点から，床固めを設ける案が非常に有力であること，そして，どのような床固めをどの位置に，どのような高さに設置すればよいかを明らかにした。

第３節　模型および実験方法の概要

球磨川豊原地区模型は，鹿島試験所に設置されており，図－１に示すように，模型区間は上流端が９Ｋ２００下流端は本川５Ｋ４００，前川№８（４Ｋ３００）である。模型の距離標の位置等を決めた基本平面図は，昭和３５年測量1/2,500平面図である。

模型縮尺	水平・鉛直ともに1/50
河床	固定床モルタル仕上げ
量水設備	上流量水槽・前川下流端量水槽（ともに四角堰）
下流端水位調節	本川５Ｋ５，前川４Ｋ４地点

模型の断面は，八代工事々務所から示された計画断面に模型改造してあり，また実験ケース毎に，少しずつ断面を変えてあるが，これについてはその実験の都度，断面変更の理由，変更した断面の詳細を述べる。これらの実験を通じて本川６Ｋ０より下流は常に計画断面であり，前川は常に現状断面としてある。

次に実験方法について簡単に述べよう。検証実験を終えて粗度調整の完全な模型に，後述の流量縮尺で縮尺された流量を上流量水槽より流す。例えば計画高水流量Qp＝7,000㎥/Sは模型ではQm＝Qp／Q＝7,000㎥/S／17.680≒0.396㎥/S＝396ℓ/S（Qについては次節で述べる）を流す訳である。

計画断面では与えられた流量に対する本川と前川との分流比が分かっていないので，その１の報告書（第３４４号）の４０～４２頁に示す試行錯誤法で，本川と前川の下流端水位および分流量を決めて，先ず模型の境界条件を設定する。この場合，前川では新前川堰固定部天端がかなり高いため，すべての分流量に対してほぼ完全越流状態となり，前川下流端水位（４Ｋ４地点水位）は，新前川堰より上流の流れにほとんど影響を与えなかった。したがって，分流量を規定するものは，本川下流端水位（５Ｋ５地点水位）のみである。本川下流端の水位と分流量の関係を，本川下流の計画断面に対して不等流計算をして得たＨ～Ｑ曲線上で拘束すれば，本川と前川との分流量を（不等流計算の精度程度に）規定できた事になるとともに，このような分流状態が現地と相似であることを確めることができる。

こうして与えられた流量に対する模型の境界条件がすべて揃ったことになり，模型全体の流れが現地と相似関係にあることが知れる。

こうした状態で，水位はポイントゲージで，流速はピトー管で，流向は流向計で，分流量は，前川量水槽で前川分流量を求めた後上流からの流量とその差より本川分流量を求める訳である。

次に測定誤差について簡単に記そう。

水位は各測点での時間平均水位を目視によって求めている。水面が静水面の場合は，測定誤差は模型量で0.1㎜程度と考えられるが，水面付近の波立ちが大きい場合には，かなりの測

定誤差が免れない。この測定誤差のうち特に大きいのは，測定者による個人誤差がそうである。豊原地区８Ｋ４地点より上流の低水路中央部付近では特に波立ちが大きく，同一測点の最高水位と最低水位の差が模型で1.65～1.93㎝ほどもある。測定値はこれらの約1/3すなわち0.55～0.64㎝の範囲内にあるものと仮定すれば，現地量に換算して27.5～32㎝となる。従って誤差は（測定値）±14～16㎝と見ておけばよいであろう。７Ｋ２～８Ｋ２間では同様にして（測定値）±５㎝程度で，更に下流では誤差は５㎝以下と考えてよい。

流速測定の誤差は，30°傾斜マノメーターを使用しているためかなり小さく，現地流速が4 m/sec の場合，±3 cm/sec の誤差である。

流量測定誤差は，四角堰の場合，板谷・手島公式で計算された流量は，水理公式集によれば総合誤差が±1.4％とされている。

第4節　相　似　律

鉛直方向の距離を hp，hm（p：実物量，m：模型量），水平方向の距離を ℓp，ℓmとすれば，Froude の相似則，

$$\frac{Vp}{\sqrt{g\,hp}} \Big/ \frac{Vm}{\sqrt{g\,hm}} = 1$$

なる関係より（但し，g＝重力加速度，V：流速），模型の量は，次のようにして実物量と関係ずけられる。

水深の比	$h = hp/hm$	$= 50$
距離の比	$\ell = \ell p/\ell m$	$= 50$
流速の比	$V = Vp/Vm = h^{1/2}$	$= 7.07$
流量の比	$Q = Qp/Qm = \ell^{5/2}$	$= 17,680$
時間の比	$t = tp/tm = \ell^{1/2}$	$= 7.07$
粗度係数の比	$n = np/nm = \ell^{1/6}$	$= 1.919$
水面勾配の比	$I = Ip/Im$	$= 1$

その他，流砂実験における流砂量縮尺や河床変動の時間縮尺は後に考慮する。

第3章 粗度検証実験

本検証実験は，計画断面に改造した模型に，現地の計画粗度係数 np ＝ 0.034 に相当する模型粗度 nm ＝ 0.0177 をとりつけるよう粗度を調整することが目的である。

図－1を見ても分かるように，模型河道は非常に平面的であり，流速や水深の場所的な変化が大きいと予想される。従ってこのような水路全体に，必要な粗度を一度に与えることは非常に困難であり，かつ試行回数を増加させることになる。そこで粗度付けを行なうのに次のような方法を採用し，確実かつ敏速に検証実験を終了させることができた。

先ず，低水路内の平均的な流れを代表していると考えられる場所に直線的な試験水路を作り（低水路内にコンクリートブロックと布シートで矩形水路を設ける），その試験水路内に適当な粗度石（直径約5㎝の砂利を10粒位まとめて，セメントペーストで取り付ける）を設けた後，水位をポイントゲージで測定して断面特性を求め，流速分布をピトー管で測定して流量を求め，その水路の粗度係数を計算する。仮定した粗度石間隔に対する粗度係数の計算値が大きい場合には粗度石を減らし，小さい場合には粗度石を増やして，必要な粗度係数を得るまで粗度石間隔を調節する。

こうして得た粗度石間隔で，次には模型河道全体に粗度石を一様に取り付け，水位・流量が判明した後，模型全体としての粗度係数が求めるものになっているかをチエックする。

基本的な考えは以上のようであり，経費のかかる粗度石植付の試行をできるだけ少なくするためには，はじめの試験水路の設置場所，水路の大きさ，設置方向に対して注意を払う必要があり，また試験水路で得た粗度石配置間隔で低水路全体に粗度石を取り付ける際には，粗度石が試験水路内と同様の流体抵抗を有するように，場所的な流れの方向に対応させて粗度石を取りつける必要がある。

以上のような考えの下に，試験水路は平面的には図－9に示すように，低水路中央部に設けた。試験水路の大きさは，模型量で長さ10m，巾3.5m（現地量に換算すると長さ500m，巾175m）である。

その結果，検証実験は次表（表－2）に示すように，3ケースで終了させることができた。

表－2 粗度検証実験 実験ケース

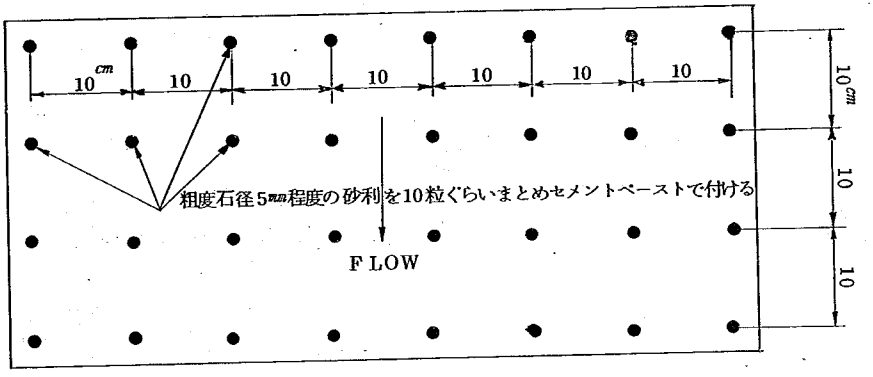
実験番号	流量	模型の状態	粗度石間隔	測定項目	
				水位	流速分布
実験Ⅰ	2,140.4㎥/S	試験水路	10㎝間隔正方形	○	○
実験Ⅱ	2,413.9㎥/S	〃	横断方向20㎝間隔 縦断方向10㎝間隔 の千鳥型	○	○
実験Ⅲ	7,000 ㎥/S	模型全体	10㎝間隔正方形	○	

図－4には，試験水路の粗度石配置図を示し，図－5には試験水路の水位測定点，流速分布測定点および各実験ケースの断面積（A_{I}，A_{II}）や径深（R_{I}，R_{II}）を示した。図－6には試験水路内の流速分布と流量の計算根拠を示した。表－3には粗度係数の計算を示した。表－3によれば検証実験Ⅰではいきなり$np = 0.0344$という結果が得られた。この粗度石間隔で直ちに模型全体に粗度石を植え付けてもよいのである。しかし，試験水路内の流速が遅いため，粗度石の流体抵抗としての効果があるのかどうか不明のため，念を入れて，実験Ⅰの粗度石配置から粗度石を減らして，粗度係数を測定してみたのが，実験Ⅱである。同じく表－3によれば，粗度係数は$np = 0.0283$と小さくなり，粗度石配置間隔による流体抵抗の差を確認できた訳である。

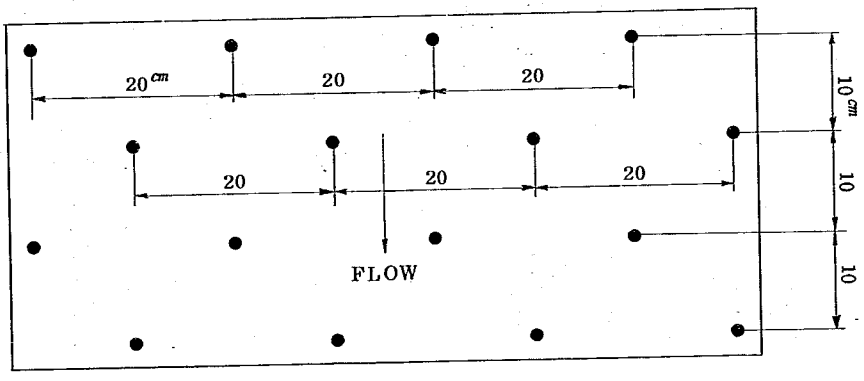
実験Ⅲでは，実験Ⅰで得た粗度石配置間隔で，計画断面の低水路および高水敷の全体に粗度石を取り付けたが，この際湾曲した流れに沿って注意深く粗度石を配置した。粗度係数の計算に使用した断面特性は，左岸低水法線沿いの死水域を除いて作製したものである。この結果表－3に示すように，実験Ⅲの場合には粗度係数は$np = 0.0338$となり，計画の粗度係数0.034に十分近いので，所期の目的を達成できたと考えられる。そこで検証実験は終了することにし，以後の実験はすべてこのような粗度を付けた模型で実施している。

図－4　粗度検証実験粗度石配置図

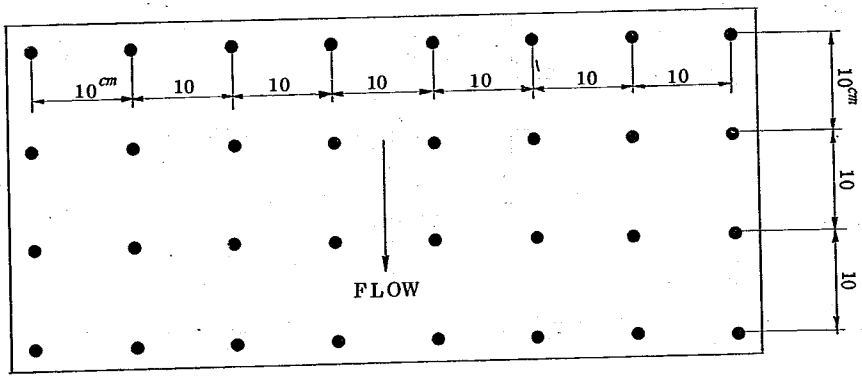
実験Ⅰ（短形水路）10 cm正方形



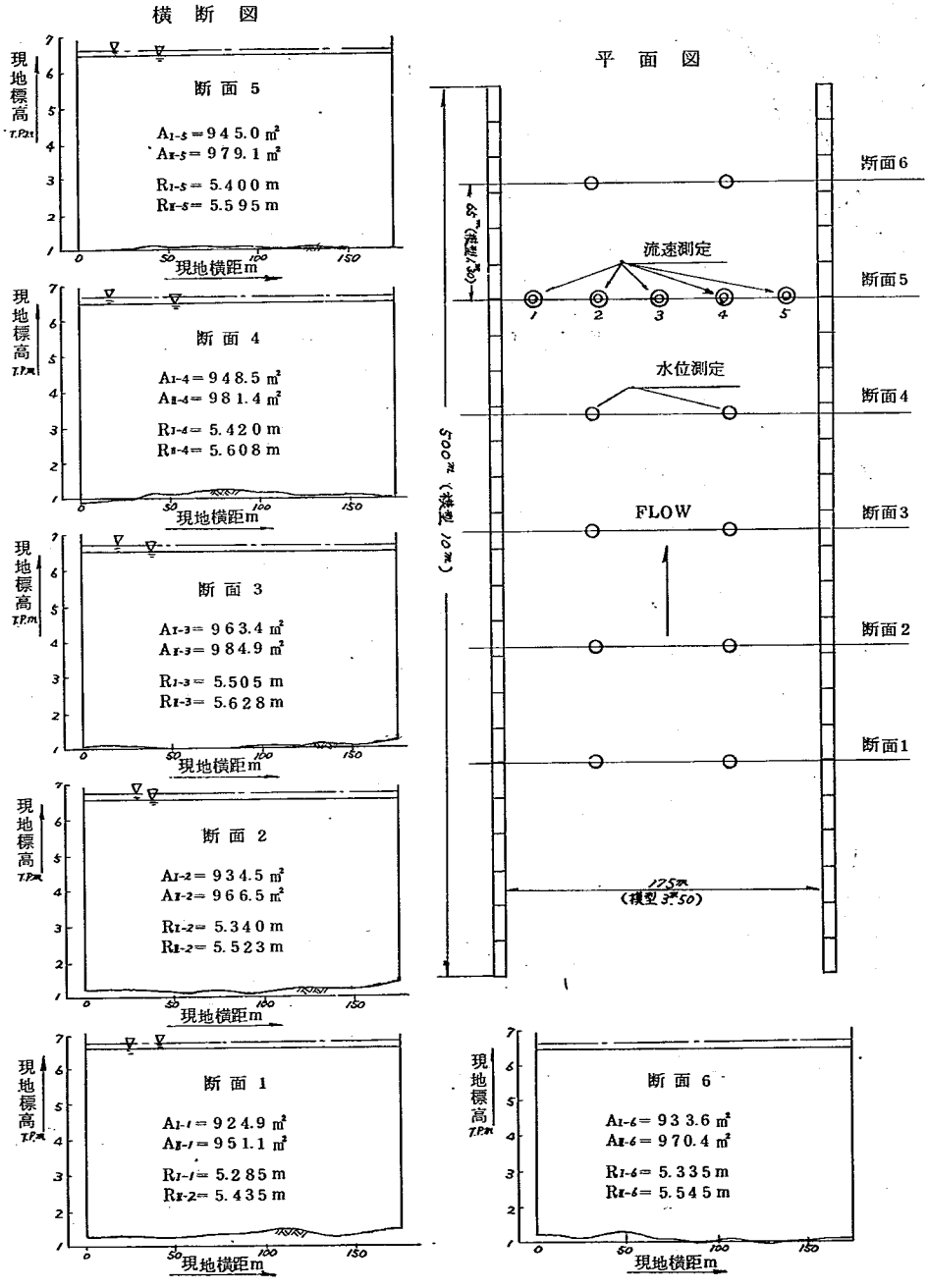
実験Ⅱ（短形水路）横20 cm，縦10 cmチドリ形



実験Ⅲ（計画断面模型）10 cm正方形

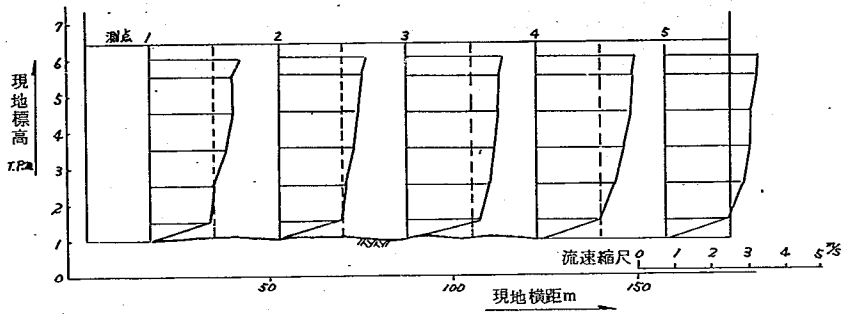


図－5 粗度検証実験ⅠⅡ水路平面及び横断図



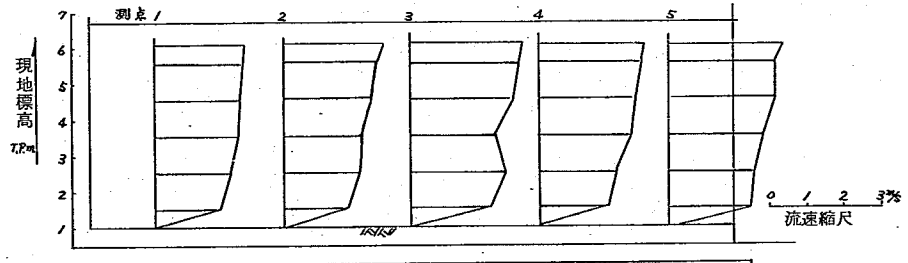
図－6 検証実験流速分布図及び流量計算書

検証実験 Ⅰ



	測点 1		測点 2		測点 3		測点 4		測点 5		
	流速m/s	断面積m²									
1	2.524		2.425		2.616		2.708		2.496		
2	2.319		2.319		2.574		2.708		2.496		
3	2.319		2.213		2.524		2.574		2.319		
4	2.162		2.100		2.397		2.425		2.319		
5	1.853		1.853		2.298		2.213		2.100		
6	1.711		1.711		2.039		1.853		1.778		
平均	2.148	190.866	2.104	189.682	2.408	186.728	2.414	186.728	2.251	191.44	
流量	409.980 m³/s		399.09 m³/s		449.64 m³/s		450.76 m³/s		430.93 m³/s		合計2,140.4 m³/s

検証実験 Ⅱ



	測点 1		測点 2		測点 3		測点 4		測点 5		
	流速m/s	断面積m²	流速m/s	断面積m²	流速m/s	断面積m²	流速m/s	断面積m²	流速m/s	断面積m²	
1	2.469		2.675		2.998		2.868		3.057		
2	2.469		2.576		2.906		2.734		2.880		
3	2.448		2.449		2.814		2.585		2.788		
4	2.363		2.190		2.345		2.479		2.597		
5	2.130		2.131		2.517		2.140		2.334		
6	1.861		1.862		2.178		1.871		2.152		
平均	2.290	197.866	2.314	196.754	2.626	193.850	2.446		2.635	198.208	
流量	453.113 m³/s		455.288 m³/s		509.050 m³/s		474.172 m³/s		522.277 m³/s		合計2,413.9 m³/s

表－3　粗度係数計算表

	断面	H	A	R	Q	$V=\frac{Q}{A}$	V^2	$\frac{V^2}{2g}$	$H+\frac{V^2}{2g}$	$\Delta(H+\frac{V^2}{2g})$	$\Sigma\Delta(H+\frac{V^2}{2g})$	$R^{4/3}$	$\frac{V^2}{R^{4/3}}$	$\frac{V^2}{R^{4/3}}$	Δx	$(\frac{V^2}{R^{4/3}})\times\Delta x$	$\Sigma(\frac{V^2}{R^{4/3}}\times\Delta x)$	n	n
検証実験Ⅰ	1	6.600	924.9	5.285	2,140.4	2,314	5,355	0.273	6,873			9,205	0.582						
										0.050				0.572	650	37.18		0.001345	0.03667
	2	6.555	934.5	5.340	〃	2,290	5,244	0.268	6.823			9,333	0.562						
										0.041				0.535	〃	34.78		0.001127	0.03357
	3	6.530	963.4	5.505	〃	2,222	4,937	0.252	6,782			9,722	0.508						
										0.022				0.522	〃	33.93		0.000698	0.02546
	4	6.500	948.5	5.420	〃	2.257	5,094	0.260	6,760			9,523	0.535						
										0.048				0.538	〃	34.97		0.001373	0.03705
	5	6.450	945.0	5.400	〃	2.265	5,130	0.262	6,712			9,474	0.541						
										0.054	0.215			0.553	〃	35.95		0.001502	0.03876
	6	6.390	933.6	5.335	〃	2,293	5.258	0.268	6.658			9,321	0.564						
																	176.81	0.001216	0.03487
																		平均値	0.0344
検証実験Ⅱ	1	6.750	951.1	5.435	2,413.9	2,538	6,441	0.329	7,079			9,554	0.674						
										0.023				0.657	650	42.705		0.0005429	0.0233
	2	6.738	966.5	5.523	〃	2,498	6,240	0.318	7,056			9,766	0.639						
										0.037				0.620	〃	40.300		0.0000954	0.0309
	3	6.713	984.9	5.628	〃	2,451	6.007	0.306	7,019			10,011	0.600						
										0.022				0.604	〃	39.260		0.000562	0.0237
	4	6.688	981.4	5.608	〃	2,460	6.052	0.309	6,997			9.960	0.608						
										0.037				0.610	〃	39.650		0.000930	0.0305
	5	6.650	979.1	5,595	〃	2,465	6.076	0.310	6.960			9,935	0.612						
										0.044	0.163			0.622	〃	40.43		0.001089	0.0330
	6	6.600	970.4	5.545	〃	2.488	6,190	0.316	6,916			9,816	0.631						
																	202.345	0.000807	0.0284
																		平均値	0.0283
検証実験Ⅲ	8^k4	8.343	1,317	4,720	7,000	5,315	28,249	1.441	9,784			7,918	3.568						
										1.206				2.111	570	1,203.3		0.001002	0.0317
	7^k8	8.230	2,682	5.800	〃	2,610	6,812	0.348	8,578			10,421	0.654						
										0.179				0.445	300	133.5		0.001341	0.0366
	7^k4	8.225	3,793	7,400	〃	1,846	3,408	0.174	8.399			14,420	0.236						
										0.069				0.235	313	73.6		0.000938	0.0306
	7^k0	8.165	3,892	7,200	〃	1,799	3,236	0.165	8,330			13.903	0.233						
										0.115				0.260	311	80.9		0.001422	0.0377
	6^k6	8.000	3,410	7.500	〃	2,053	4,215	0.215	8.215			14.681	0.287						
											1.569						1,491.3	0.001052	0.0324
																		平均値	0.0338

第4章　計画断面の水理量把握のための実験

第1節　実　験　計　画

すでに第2章第1節で明らかにしたように，本章で行なうことは計画断面の水理的諸特性の把握と，河道計画上の問題点の発堀である。未だ問題がはっきりした形で現われていないから豊原地区全体としての水位や流速分布を巾広く地道に測定することにした。

また実験は後に示すように計画断面ばかりでなく，計画断面へ移行する各段階（stage construction）におけるデーターを取るための実験や鉄道橋付近で河道計画を変更したための影響を求める実験あるいは死水域に対処（高水敷として残しておく）するための実験を行なう必要があるので，各実験ケース毎に所要の断面に模型を改造して実験を行なっている。分流点より下流の本川はすべての実験ケースについて計画断面としてあり，前川はすべて現状断面になっていることは前述の通りである。

なお，模型下流端水位の調節は，本川では5K5地点，前川では4K4地点で行なった。本川5K5地点のH～Qは，計画断面で河口（1K地点）の潮位がT.P.＋3.100m（計画高潮位）として，不等流計算をして求めたものであり，前川4K4地点のH～Qは，現状断面で河口（1K6地点）の潮位がT.P.3.100mとして不等流計算で求めたものである。いずれにしろ，河口潮位が高めであるが，本川5K5地点および前川4K4地点は，ともに感潮区間内にある。このようなH～Qを図－7（本川5K5）および図－8（前川4K4）に示した。

次に計画断面へ移行する前の各段階での水理量をとる実験の断面について，その目的および断面形について述べる。次節で述べるA，B，CおよびDの実験断面がそれである。以下A，B，C，Dの各断面の順に説明を加える。

(1)　A実験の断面

断面は，計画の低水法線，計画の河床および計画の高水敷とし，左岸計画高水堤防を構築していない断面である。いいかえると，計画断面で，計画高水堤防のみ作っていない断面である。旧前川堰は存置させておいた。

これは，左岸計画高水堤防を構築した際との，水位の比較資料をとることが主目的である。従って高水時の水位のみを測定し，実験ケースは非常に少なくしてある。

なお，河道内は現状断面で，左岸計画高水堤防を旧堤付近に設置したような場合（すなわち，まっさきに計画高水堤防を作った場合）の水位（すなわち，堤防前進が水位に与える効果をみるため）をとるよう八代工事々務所から依頼されていたが，実績から見ても，流量約7,000m^3/sの時に旧堤を越流したり，旧堤の裏側（堤内）へまわり込むような流れは，全体の流量に比べてごく僅かであり，計画高水堤防によって越流を完全に阻止しても，それが

豊原地区内全体の流れに及ぼす影響は完全に無視できる。すなわち，河道の境界条件は，計画堤防築堤の前後で変化しないと考えてよい。したがってこの場合の水位は，土研資料第344号，同第354号の水位資料を使って差し支えない。7,000㎥/S以下の流量の場合も同様である。よってこのような断面での水位測定のための実験は実施しないことにした。

(2) B実験およびC実験

本実験の断面は低水路，高水敷および左岸高水堤防がすべて計画断面となっている。B実験では旧前川堰を存置させておき，C実験では撤去の状態にしてある。最終的には，その洪水時における決壊の危険性から考えて，旧前川堰は撤去する方針であると聞く。以上のA，BおよびC実験は図－9に示すような断面で実験を行っている。

(3) D 実 験

A～C実験の結果，鉄道橋下流の左岸計画低水法線に沿って，かなり広範囲にわたる死水域が現われた。このような死水域が河道内に存在しても特に困った問題は生じないと思われるが，掘削による効果がないという点から（逆に砂利がたくさん採取できる利点もあるが），計画低水法線をA～C実験で測定した死水域の線まで前進させた断面で，D実験を行なっている。旧前川堰は撤去の状態にしてある。

また，分流点の本川側では，計画断面の高水敷が本川内に張り出しており，本川への分流量増加という点からはマイナスである。同付近の流速は，水表面で2.3m/S（7,000㎥/Sの時）程度であり，若干の保護工を施せば高水堤防にこの程度の流速が接近しても大過はないと思われる。そこで，計画で巾100mの高水敷を狭くして，本川の低水路の有効河積を広げ分流量を増加させようと試みた。模型では図－10に示すように，球磨川堰地点で高水敷を50m後退させ，その上流の法線を7K0までにかけて滑らかに後退させてある。これを計画修正低水法線と呼ぶことにした。

以上の各実験断面を簡単に表にまとめると次のようになる。なお8K4地点より上流は常に現状断面であることはすでに第1章後半に述べたところである。

表－4 模型の状態一覧表

実験名	低水法線の状態	左岸堤防の状態	旧前川堰の有無	摘　　要
A実験	計画低水法線	現　　状	有	低水路，高水敷ともに計画断面，本川下流は計画断面，前川は現状断面，8K4より上流は現状断面
B実験	〃	計画堤防	〃	
C実験	〃	〃	無	
D実験	計画修正低水法線	〃	〃	

第2節　実験ケースおよびその説明

以上のような考えのもとに，第4章では表－5に示すような実験ケースを実施した。測定項目は表中○印を付したもののみを行なった

次に表－5の内容について説明を加えよう。

(1) 実験名のA実験～D実験の断面については前節で説明した。

(2) 流量のうち，Hk＝4.70ｍとあるのは，球磨川堰（６Ｋ０地点）のゲートを全閉しておいた時ゲート上の水位をHkであらわし，Hk＝T.P.4.70ｍとなる時の流量で実験を行なうことを意味している。同様にHm＝6.00ｍは球磨川堰ゲートを全開し，新前川堰を全閉した状態で，新前川堰ゲートの越流水位（Hmで表わす）がHm＝T.P.6.00ｍとなる時の流量で実験を行なうことを意味している。Hk＝T.P.4.70ｍ，Hm＝T.P.6.00ｍはそれぞれ球磨川堰，新前川堰のゲート上の水深が許容越流水深となる時の水位であって（許容越流水深は球磨川堰0.70ｍ，新前川堰2.50ｍである），その流量は昭和41年度の実験結果によれば，Qk≒210m^3/S（本川分流量），Qm＝1,330m^3/S（前川分流量）であった。本川にあっては，計画断面になると流速水頭が大きくなることが予想されるから上述の流量（Qk＝210m^3/S）はも少し大きくなることが期待できる。

(3) 堰操作の表は，実験における球磨川堰・新前川堰のゲートの開閉状態を表わし，全開か全閉の2種類とし，ゲートの1門のみ開けるという実験はここでは実施していない。全開および全閉の基準は，Hk＝4.70ｍ，Hm＝6.00ｍとなる流量を境界とし，はじめに球磨川堰を全開（新前川堰は全閉）し，更に流量が大きくなってHm＝6.00ｍとなった時，新前川堰をも全開するような方針を採用している。

(4) 水位測定

水位測定は，測点位置図（図－9，10）に示すような点で55点，その他荻原量水標地点，本川5Ｋ5左岸，前川4Ｋ4左岸（後2者は下流端水位調節点）で行なった。低水路巾が大きいので，横断方向の水位を多めにとっている。

各測定点の河床には，直径2㎝の鋼製河床鋲を埋設し，予じめ鋲頭の，基準高よりの高さを測定しておく。水位は，水面と鋲頭との高低差より水深を求め，鋲頭の高さに加えて水位とする。

(5) 流速分布測定

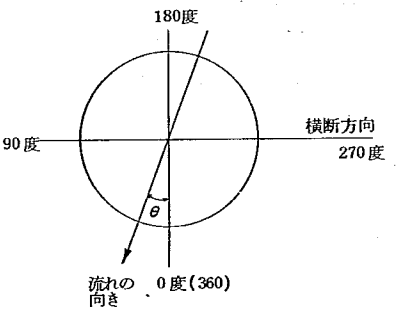
流速分布は，測点位置図（図－9，10）に示すように，実験1ケースについて26測点で測定した。1測点では，鉛直方向に模型で2㎝間隔（現地換算1ｍ間隔）でその点の最大流速を測定し，流速測定方向と横断線とのなす角度（流向）を記録しておいた。測定器具は，ピトー管および30度傾斜式マノメーターであり，測定精度は前述のように，実験で現われる流速の範囲で，現地量に換算して数㎝/Sの誤差である。しかし，流速変動の多い場所は10

数cm/S程度の誤差となり，流れが多量に気泡を含む水面近く（上流鉄道橋付近）では実質的に測定不能である。

(6) 流況および流向測定

流況測定では，上流よりフルオレスン（蛍光染料）等を流れに投入してその行方を追跡し，流れの方向や流心の推定および死水域と流れとの境界線を判定したり，流況の観察，写真撮影を行なった。

流向測定では，主に現状高水敷掘削ケ所（新低水路）の左岸低水路の流向および分流点本川側における流向を知ることを目的とした。測点は図－１１に示すように，実験１ケースにつき３３測点で，１測点につき河床より１cm上（模型量）および水面より１cm下の鉛直方向に２点での測定を行ない，それぞれを底面流向，表面流向と考えた。流向測定方法ピトー管の先端に長さ５cmほどの白糸をつけ，測点にセットしたとき，糸の示す方向が横断方向に対する角度を測定する方法をとった。流速および流向測定における角度は，右図のような角度を表わしている。



(7) 流 砂 実 験

計画断面の最大の問題点の１つは，低水路拡巾に伴なう低水路掘削ケ所の再堆積である。今後何年間でどの程度の量の堆積が見込めるかについては後に検討することにして，この流砂実験では豊原上流部（狭窄部）から供給される流砂量が，豊原地区に入ってから，どのように掃流されあるいは堆積するかについて実験的に検討しようとするものである。

実験は現地の河床材料の平均粒径約３０mmに相当する砂を模型に流すことにした。実験に使用した砂の粒度加積曲線を図－１２に示す。給砂点は８K８地点で，給砂量は3ℓ/分で12時間継続投入した。

ところがこの砂では，B実験によれば，７K８付近までしか到達しないので，より下流での砂の動きが不明であった。そこで現地の平均粒径の約1/3の粒径（dm＝１０mm）に相当する石炭粉（その粒度加積曲線を同じく図－１２に示す。比重は1.5である）を給砂し以後の実験を行なうこととした。流砂実験の実験条件等を次表（表－６）に記す。なお砂を流した場合の給砂量は，土研式による計算流砂量の約４倍にあたる。

実験中（１２時間）には，２時間毎に水を止め，砂および石炭粉の進行状況，場所的な堆積厚の測定を行なった。

またD実験（実験番号２４）では，本川と前川への流砂量の配分比を測定するために，給砂場所を分流点の上流６K８地点に移し，流量3,000 m³/Sで実験を行なったが，給砂地点の掃流力が非常に小さく，石炭粉が給砂地点に堆積して動かなかった。それで流量を5,000

表－6　流砂実験条件一覧表

実験名	実験番号	流　量	掃流材料	給砂量	通水時間	給砂場所
B	8	3,000㎥/S	砂	15ℓ／5分	12時間	8K8
C	15′	2,000	石炭粉	〃	〃	〃
	16	3,000	〃	〃	〃	〃
D	24	3,000 5,000	〃	15ℓ／5分 150ℓを1回	3.5時間 2.5時間	6K8
	25	5,000	〃	15ℓ／5分	12時間	8K8

㎥/Sに増して実験を行なった。この時には給砂は行なわず，150ℓの石炭粉を予じめ給砂地点に敷きつめておき，以後掃流されるに任した。

(8)　分流量測定（Qoによるもの）

上流より流量Qoを通水し，本川下流端水位（5K5地点）および前川下流端水位（4K4地点）を，それぞれH～Q曲線（図－7および図－8）によって拘束して分流させた場合の，本川および前川の分流量を調べる。分流量は，水位測定等の他の実験でも測定しているので表－5の中では，実験ケースを少なくしてある。

(9)　分流量測定（本川5K5水位によるもの）

昭和41年度の実験および昭和42年度実験（本報告書掲載）によっても分かるように，本川下流を計画断面に改修した場合でもなお，本川分流量は計画分流量に達しない。従って，場合によっては，本川下流の計画断面を再検討する意味で，本川5K5水位と本川の分流量との間の関係を調べて，計画分流の可能な5K5水位を推定しようとするものである。なお本実験は，計画断面での固定床実験であるから，後述のように，5K5水位を上下した状態は水面勾配を合わせただけであって実際に現地に発生する状態と相似な訳ではないから，分流量の推定に自ら制限があることはもちろんで，不等流計算水位（H～Q曲線）のごく近傍のみほぼ正確な分流量を与えていると思わねばならない。本川5K5水位は次のように変化させてみた。

(i)　球磨川5K5水位（以下，hkであらわす）を不等流計算水位（図－7）に合わせた場合

(ii)　hkを（不等流計算水位＋1.0ｍ）の水位とした場合

(iii)　hkを（不等流計算水位－1.0ｍ）とした場合

(iii)　5K5地点が射流になるまでhkを下げた場合

上流からの流量はQo＝5,000 ㎥/Sおよび7,000 ㎥/Sの2種とし，この際5K5水位を上のように4種に動かして，本川分流量を測定したのである。なお，前川4K4水位（hm）は，前述のように分流量には影響を与えなかった。

(10) 堰操作方法に関する実験

この実験は計画断面における球磨川堰および新前川堰のそれぞれのH～Q（hk～Qk，hm～Qm）曲線を求めることが目的である。表－7に示す実件条件で，本川下流端水位（5K5水位）および前川下流端水位（4K4水位）をそれぞれのH～Q曲線（図－7，図－8）で拘束し，その時の各分流量を測定するとともに，合計6点の水位を測定した。

表－7　堰操作方法に関する実験一覧表

実験条件		測定事項	
ゲートの状態	流量	水位測点	分流量
球磨川堰全閉 新前川堰全閉	500 m³/S 1,000 2,000 3,000 4,000	本川6K0地点の2点 前川4K9地点の2点 萩原量水標　1点 6K6低水路　1点	Q k Q m
球磨川堰全開 新前川堰全閉	1,000 m³/S 2,000 3,000 4,000 5,000	上に同じ	上に同じ
球磨川堰全開 新前川堰全開	2,000 m³/S 3,000 4,000 5,000 7,000	上に同じ	上に同じ

第3節　実験結果の整理

実験で得られた生のデーターを次のように整理した。

(1) 水位測定結果

相似律（第2章）の水深の縮率を用いて現地水位に換算し，A～D実験の全ケースを表－8，水位数値表にまとめた。また，各横断内の右岸水位，低水路の中央部水位および左岸水位の3種を用いて（表－8の水位数値表のうち，測点番号に○印を付したもの，なお各断面の測点番号は図－9，10測点位置図に示してある），流量1ケース毎に1枚の水位縦断図を作成した。これが，図－13－1～図－16－1～6である。前川水位縦断も同一図面に記入してある。

(2) 流速分布測定結果

各測点・各高さにおける現地換算流速値および横断方向に対する測定した流速の方向（最大流速を測定している），測点の水位，各測点の河床鉄の高さ，および測定点の高さ（絶対高）を，各測点について，各ケース毎に数値表にして，表－10～15にまとめ，各ケース各断面毎に，河床横断図に流速値をプロットして，鉛直方向流速分布図（図－18～23）を作製した。

(3) 流況および測向測定結果

流況は，色素を流してその流跡を追い，平面図にその経路を示した。また流向測定は，流向（角度）測定値を表－１６～１９に示し，また底面および表面の流向を各測点で矢印で示し，上とまとめて流況図（図－２５～２８）を作製した。

(4) 流砂実験結果

実験開始後各時間毎に水を止め，砂や石炭粉の堆積場所の境界を測量し，境界の時間的変化を記録した。そして図－２９～３３の流砂実験堆積図を作成した。

(5) 分流量測定結果（Qoによるもの）

この項で測定した資料外の，分流量に関する資料をすべてまとめて，数値表（表－２１）を作り，それには後述の表－２３の資料をも入れてある。

(6) 分流量測定結果（本川５Ｋ５水位によるもの）

本川５Ｋ５水位とその時の分流量を，各実験種類毎にまとめ表－２２に数値表として示した。同表には豊原地区が現状で，本川下流のみ計画断面の場合の同様な実験データーの数値表も入れてある。

(7) 堰操作方法に関する実験

水位および分流量を現地量に換算し，表－２３に数値表として示した。

第４節　実験結果の検討

(1) 実験結果から見た計画断面流況の概観

第１章で計画断面の概要を述べたが，模型実験の流況を見るとほぼ予期した流況を呈していた。もっとも顕著な流況の変化は，８Ｋ２断面より下流分流点までの流れに現われ，水面勾配がごく小さく流速が従来に比べてきわめて遅いまるで遊水池の様相である。流心の大体の位置は，８Ｋ４地点において右岸から約１００ｍの位置，７Ｋ４地点において同じく２００ｍの位置にある。この区間では上流の流れの影響を受けて，低水路中央部より右岸側にある。これより下流の区間では，ゆるやかに湾曲して突堤の方向を向いている。７Ｋ４付近では流心を中心にして約２００ｍの巾で比較的流速が大きく，右岸および左岸に近づくにつれて流速は相当小さくなる。すなわち，低水路拡巾によって流心を右岸からかなり遠ざける事ができたようであり，従って７Ｋ０～６Ｋ４間右岸の護岸沿いの流速を減ずる効果を発揮している。

右岸沿いの流れを見ると，鉄道橋より上流では現状と同じような流況でしかも射流に近い状態であり，８Ｋ４付近では弱い跳水を起こしており，８Ｋ３までにその跳水は減衰する。それより下流７Ｋ４～６Ｋ７間の右岸護岸付近は，水は停滞し死水域化している。萩原橋付近では相当の流速があるが，現状に比べれば格段に小さくなっている（流心は左岸部ピアーのさらに中央部寄りを通る）

左岸沿いの流れを見ると，鉄道橋付近の高水敷の張り出しのため，その下流では急拡部における流況を呈し色素を投入した実験では，主流とはく離境界線および澱み場所と明瞭な区別が可能であった。流速の極度に遅い死水域は，左岸低水路法線に沿ってかなり広範囲にわたっている。左岸下流に行くにつれて，その死水域巾は漸減し７Ｋ２付近で消失している。

旧高水敷を掘削して作った新低水路部分には，案じたよりかなり大きい流速が生じており，右岸沿いの流速軽減に効果を発揮したと考えられる。

左岸高水敷をみると，7,000 ㎥/S 時では，流れは鉄道橋より上流の水位の高い所で高水敷上に乗り，鉄道橋～７Ｋ６間では低水路内の水位が高水敷上の水位より低いため，流水が高水敷から低水路へ流れ落ちるようである。7K6より下流の左岸高水敷上では流れはかなりの流速を有する。流量5,000 ㎥/S では，やっと高水敷に乗る程度である。このような場所では，低水路法線法肩付近で法面の洗掘が起こり易いので，計画高水敷高の変更あるいは相当の洗掘防止工が必要である。左岸低水法線に沿っては一般に流速はきわめて遅いので護岸工はほとんど不要と思われるが，６Ｋ４～球磨川堰間では，いく分流速が大きいことに留意しておく必要があろう。

分流点では，本川への流れの流速が現状よりかなり増加した。前川の流況は外見上，現状のそれとほとんど変化はない。

以下に各測定項目について実験結果の説明を行なうが，Ａ，Ｂ，ＣおよびＤの各実験ケース毎の測定結果の相違は分流測定結果を除いて，本質的にはないと考えられるので，計画断面（Ｃ実験）を重視しながら，しかも他の実験結果をも総括して説明してゆくことにする。

(2) 水位測定結果

図－１３～１６に本実験で測定した水位縦断図を示す（数値表は表－８）。ところで前述したように水位に関してもＡ，Ｂ，ＣおよびＤの各実験ケースで，本質的な差はないと考えて差し支えない。すべての水位縦断図を見た特長は，前述のように分流点から８Ｋ２付近までの水位が，すべての流量に対して扁平であることと，８Ｋ２断面～８Ｋ８間の急水面勾配であろう。分流点から下流および８Ｋ８から上流の水位・水面勾配は，現状程度と考えてよい。

また水面形のもう１つの特長は，流量が小さい（2,000 ㎥/S まで）間は，勾配の非常に小さい順水面勾配，3,000 ㎥/S 以上では７Ｋ４断面付近を最高にした順逆両水面勾配の現われた水面形を呈していることである。これは流速の早い右岸沿いと中央部で顕著で流速の遅い左岸沿いでは見られない。これは８Ｋ２断面付近で現われた擬跳水（ゆるい波状跳水）とその後の流速水頭が高度水頭に変換されるためと解される。

種々の定義方法による計画断面の水面勾配の決定は，後に示す不等流計算結果をも参考にしてもらって読まれる人にお任せするが，この区間の計画高水勾配は 1/900 であった。計画断面では，勾配はその半分以下である。これは，計画高水流量 7,000 ㎥/S でも断面平均流

速が1.8 m/S（７Ｋ４断面）しか生じないほどの河積の十分さに負うものであることはいうまでもない。

また水位縦断図のどれを見ても言えることであるが，分流点の共通水位と考えられる６Ｋ５断面より下流では，本川の水面勾配は割合急となっている。６Ｋ５水位は，本川および前川へ流入するために必要な水頭を示している。また６Ｋ５より上流の水位は，６Ｋ５水位に大きく左右されるから，上流の水位は本川と前川の疏通能力に大きい影響を受けていることになる。これらの図には前川の水位縦断図も同時に示してある。その中で４Ｋ７～４Ｋ９間での水面低下は，新前川堰での段落ちのためである。

ところで豊原地区低水路拡巾の影響は，上流８Ｋ２～８Ｋ８間にも現われる。現状における水面形は，後述図－１７のように，この区間では滑らかな遷移をしていたものが，計画断面では下流水位の低下（８Ｋ２付近水位）により，弱い跳水と急拡により，急激に運動エネルギーを損失するようになった。従って８Ｋ２～８Ｋ８間では，大略 1/150 という急水面勾配が現われた訳である。

鹿児島本線鉄道橋下流の８Ｋ４断面の 7,000 m³/S の時の断面平均フルード数を求めてみると，検証実験の表－３より

$$\frac{V}{\sqrt{g\,R}} = \frac{5.315}{\sqrt{9.8 \times 4.72}} = 0.78$$

となる。これには高水敷上のゆるやかな流れの断面積を流速の早い低水路断面積に加えてあるから，低水路のフルード数は，0.78を越えている場所もあろう。そのためこの区間（８Ｋ２～８Ｋ８）では，低水路の水面の波立ちが大きく，7,000 m³/S で同一地点における最高水位と最低水位との差（すなわち波高）は現地量に換算すると次のようであった。

８Ｋ２断面	……	３２cm
８Ｋ４〃	……	８３〃
８Ｋ６〃	……	９７〃
旧遙拝堰下流	……	２８１（定常波）

またこの区間の流れが射流状態に近いため鉄道橋ピアーによるせき上げの効果も著しいはずである。８Ｋ４～８Ｋ６断面間でD'Aubisson公式を適用してみると，ピアーによるせき上げ高△Ｈは

$$\triangle H = 40\,cm\ (7{,}000\ m^3/S)$$
$$= 25\,〃\ (5{,}000\ 〃)$$
$$= 10\,〃\ (3{,}620\ 〃)$$
$$= 3\,〃\ (2{,}000\ 〃)$$

程度と計算される。

このような流れによってピアー下流の後流域では，ピアーの根固工が完全に露出し，特に

低水路中央部のNo 3およびNo 4ピアーでは，模型の固定床が露出するような流況を呈した。現状断面における実験では見られないことであった。

ところで図－１４－１～１４－６（Ｂ実験）に，不等流計算結果の例を示した。これは粗度係数のチエックと，模型のような平面的な流れに対する不等流計算の適用性を調べる目的で実施したのである。簡単のため下流端水位は６Ｋ４断面の実験平均水位を使用し，粗度係数ｎ＝0.035とし，左岸付近の死水域の面積は，断面特性から除いておいた。なお下流端水位をこのようにして与えない場合には，本川下流および前川の不等流計算水位が６Ｋ４断面で一致するという条件から，通常の計算方法によって６Ｋ４地点の水位を与えることができる。また平面的流れのために，断面間距離△χの取り方に問題があるが，ここでは流心がほぼ低水路中央に近いことを幸いにして，流心沿いの断面間距離をとった。

計算結果と実験水位との比較は同図等に示す通りである。水面のレベルな場所では，計算水位と実験水位は完全に一致するが，８Ｋ４より上流では，一致しない流量がある。つまり流量が小さい間は，８Ｋ４～８Ｋ８間で計算水位が相当低くでるが，流量が大きくなると計算結果は，実験水位の平均値を通っていることである。後者は問題なく，模型の粗度の与え方および△χのとり方，死水域のカット方法が良好であったことを示していると考えられる。前者の理由は，大流量に対して正確な模型粗度が，小流量に対してあまりに大きい粗度効果を発揮したためであろうと考えられる。ここでは小流量の時の水面形をあまり問題にしていないので，これ以上突っこまないことにする。

８Ｋ８断面では計算したすべての流量で射流が現われており，5,000 m³/s 以上では８Ｋ５断面にも射流が現われる。８Ｋ８断面の射流は旧遙拝堰のせいであろう（旧遙拝堰存置で実験）。また８Ｋ８～９Ｋ０間（△χ＝１９４ｍ）の計算では水面勾配が非常に大きくでてきている。昭和４０年７月出水結果を不等流計算で検討した結果によれば，不等流計算の摩擦損失項の計算として通常の

$$he = \frac{n^2}{2}\left(\frac{V_1^2}{R_1^{\frac{4}{3}}} + \frac{V_2^2}{R_2^{\frac{4}{3}}}\right)\triangle\chi$$

の代りに

$$he = \frac{n^2}{2}\left(\frac{V_1^2}{R_1^{\frac{4}{3}}}\triangle\chi_1 + \frac{V_2^2}{R_2^{\frac{4}{3}}}\triangle\chi_2\right)$$

を用いると実際の水位（痕跡）によく合うことを認めている。ただし上式で

he ＝摩擦損失水頭

n ＝粗度係数

V_1，R_1 ＝下流断面の平均流速および経深

V_2，R_2 ＝上流　〃　〃

△χ ＝１９４ｍ

$\triangle\chi_1$ ＝下流断面の支配区間＝ 50 ｍ

$\triangle\chi_2$ ＝上流　〃　〃　＝144 m

である。

なお図－１４－１～１４～６に示した計算では，$\triangle\chi$＝１９４ mとして，上のように区間分割をしていない。またピアーせきあげ量を計算に入れていない。

表－９には，上の不等流計算の計算条件，計算結果等をまとめて示す。計算上射流の生じている断面に注意を要する。とにかく，本実験区間では，2,3の点に注意すれば，不等流計算の適用性はかなり良いようである。

次に図－１７－1,2は，流量7,000 m^3/Sでの実験水位，昭和４０年７月出水痕跡（7,112 m^3/S）および計画高水位等を比較したものである。この図より計画断面における水位低下および鉄道橋付近で如何に急な水面形が現われたかを明瞭に知ることができるであろう。　またついでながら，６Ｋ５～５Ｋ５間で痕跡水位が低いのは，出水時に本川分流量が非常に少なかったからである。

上流部８Ｋ２～８Ｋ８間のような流れは，反面前後の断面の流砂量のアンバランスから河床の洗掘低下ひいては鉄道橋ピアーの洗掘その他構造物の洗掘倒壊が懸念され，計画断面における重大な問題点となろう。このような場合河床保護上，ピアー根固補強工を行なうか，あるいは水位を現状断面のそれと同じ位にまで回復させてやる対策が必要であろう。

この問題に対しては，このような水面形が生ずる時の河床変動計算や実験結果から，正確な判断と適切な対策を講ずることが望ましい。そのため章をあらためて第６章で，８Ｋ２～８Ｋ８間の詳細な水理量の測定と河床変動計算および適当な対策について考えることにする。

次に豊原地区の横断水位（横断距離標方向に測定した水位）に関して一見してみよう。流量が大きければ大きい程，８Ｋ０より上流では低水路右岸の水位がますます大きくなる傾向であり，８Ｋ０より下流では横断方向の水位差はまず生じないと考えて差し支えない。例えば８Ｋ４断面では流量が大きい場合には，５０～１００㎝の横断水位差が現われ，右岸の方が高い。また前述したように，水面の波立ちのため，さらに４０㎝程度を加えたものが最大水位となる。ただし前者は水位測定誤差を含む。

(3)　流速分布測定結果

図－１８～２３に流速分布測定結果（数値表は表－１０～１５）を示したが，計画断面における流速の大巾な減少が特に目立つ。

次の図－２４は，７Ｋ０断面において流量7,000 m^3/Sの時の現状断面と計画断面との流速分布を比較した１例であって，計画断面の流速は，現状断面のそれの約 $1/2$ に減少していることが分かろう。流速分布を断面毎にも少し詳しくみると，７Ｋ８断面より上流では，低水路中央部および右岸が左岸に比べて特に大きい。これは従来の低水路部分を相変らず流量が集中していることを示し，左岸部の流速が小さいのは，死水域の上流端部に位置しているからである。７Ｋ４断面より下流では，断面全体の流速分布が一様化されており，左岸側の

どく一部の場所のみが小さくなっている。計画断面での流速緩和効果を期待していた７Ｋ０～６Ｋ５間右岸では，流速は7,000㎥/Sで1.6～2.8㎥/Sの程度となり，現状断面での同一区間同一流量での流速4.2～6.8㎥/Sの半分以下となっている。そのうち，６Ｋ７～６Ｋ５間右岸では，割合流速が大きいが，７Ｋ０～６Ｋ７間では，その上流の死水域のため，流速は小さくなっている。

なお(2)で述べた８Ｋ２～８Ｋ８間の流速分布は，８Ｋ４断面の流速しか測定していないので良く分からない。８Ｋ４№２の測点で最大流速は6.4㎥/S（Ｂ実験）～7.7㎥/S（Ｄ実験）の間にある。各実験ケースで，測定された流速に大差があるのは考えられぬことであるので，恐らく８Ｋ４付近の水面の乱れに起因する流速変動のためと思われる。この区間での流速分布を，後に第６章で再び詳細に測定する。流速分布図のうち，8K2，7K4および６Ｋ６の各断面では，流速分布測点の支配面積と流速の測定値とから，どの断面をどれ位の流量が流れているかを計算してある。同表から流量の集中域あるいは全然流れない領域を推定できよう。

球磨川堰上流の流速が，計画断面で増加したか否かは，比較材料がないので明確な判断ができないが，６Ｋ６断面で比較してみると，7,000㎥/Sの時，現状では平均流速1.294㎥/S計画では1.100㎥/S程度であり，計画で減少している。これは測点の位置の多少の違いのせいでもあろう，しかし計画断面では，水深および有効巾が大きいから，流量に換算すれば，計画では本川への分流量は増加している。

(4) 流況および流向測定結果

この実験では，一般的流況の観察，死水域の測定，特定の場所の表面流向，底面流向および流れに投入したフルオレスン（螢光染料）の動きから流跡線や流心を観察測定した。

これらは図－２５～２８（表－１６～１９）に示す通りであり，流量は3,000㎥/Sおよび5,000㎥/Sとした。7,000㎥/Sで行なわなかったのは，前者の方が出水頻度が多く，しかも死水域が広いためである。

死水域について言えば，死水域は染料の流れ去る所と，流れずにしばらくの間残る場所との中間で死水域の境界を決めることができる。こうして求めた死水域は図の通りであるが，鉄道橋～７Ｋ４間左岸および７Ｋ４～６Ｋ６間右岸に発生する。前者の死水域は，流量が少ないほど範囲が大で，その上流部は主流の流れが巻きこんで渦が発生し，下流部は水が動いているかどうか分からない程流速が遅い，この死水域の近くの流向測定結果から見ると，流量が大きい程流向はより左岸向きとなっている。これは鉄道橋付近から流水が左岸に向かって急拡するため，流向が左岸向きの成分を有し，流勢の衰えぬまま左岸に向かって，死水域を減少させているからである。この死水域は，鉄道橋付近の河床を計画高に下げられなかったために発生したものである。

同様に，下流右岸の死水域は，半径の小さい法線の隅角部に発生したものであるが，主流に引きづられる形である。これらの死水域では，将来浮遊砂の巻きこみ，堆積が考えられよ

う。その他には顕著な死水域は見当らない。

次に表面流向，底面流向の測定結果について吟味してみよう。表面流向は流速の大きい部分（すなわち大きい運動量をもった部分）の運動方向を示すと考えられ，また底面流向は河床材料の運動方向を示すと考えてよいだろう。表面流向と底面流向とは，直線水路以外では滅多に一致しない。

計画断面の法線形状から，あるいは予備的な実験結果より，計画断面の効果が現われるかどうかの問題点は，低水路左岸側の流れにあるとの判断から，流向測点を，主として新低水路（高水敷掘削部分）に限定した。すなわち本川への分流量を増加させる立場からは，左岸付近の流向が左岸法線沿いであることが望ましい。

上流部８Ｋ４～８Ｋ２間左岸の９点の流向は，各図とも表面流向が底面流向より左岸向きとなっており，これは急拡部での水流の広がりの結果を示すものであろう。ほとんどの実験ケースで，底・表面流向は，ほぼ低水法線の方向に follow しており，急拡した水流が左岸に衝突するようなことはない。流向そのものは3,000 m^3/sでも5,000 m^3/sでもほとんど変化しないようである。

中流部７Ｋ４～７Ｋ０間左岸の１５測点での流向は，流れの主要部（表面流向）が計画低水法線沿いに流れるものかどうか，死水域にならないか等を調べるのが目的であった。図から判断される通り流向は低水法線沿いであるが，流速が非常に小さい。また流れのはく離等の現象は，左岸沿いの流速が小さいために起こってはいない。

分流点本川側の６Ｋ４～６Ｋ２間の６測点における流向は，本川流入口部における流向と，その旧前川堰の有無による変形を調べることが目的であった。測定値は各実験ケースでかなりバラついており，はっきりした傾向はつかみ難い。旧前川堰が無い状態では，表面流向がより前川側に引っぱられる傾向にあるようである。

なお，これら全部の測点での流速がきわめて小さく，後述の流砂実験からも分かるように，豊原地区河床材料の平均粒径の1/3程度の砂利も動くことができない場所ばかりであり，掃流砂の運動方向を規定する底面流向の測定結果も，この意味では測定効果がなかったようである。

次に同じ一連の流況図に示した流跡線について調べてみよう。これは色素（フルオレスン等）を流れに投入してその流れる場所を追跡したものであって，図中では滑らかに曲がった矢印付実線で示してある。投入地点はその実線の始端（上流端）である。投入点での小さな色素の塊も流下するにつれて，流水中に広く拡散されるので，それらのほぼ中心と思われる場所を結んで描いたものである。

右岸側近くに描いた流跡線は，右岸の死水域にはいり込まないもっとも右岸寄りのものである。流心は各実験ケースとも，図中右岸より２番目の流跡線に近い位置を通る。左岸側にもっとも近い流跡線は流速がもっとも小さい。

これらの図では，色素投入点の違いやあるいは実験者の主観からある程度の誤差はやむを得ないが，かなり明瞭に流れの運動方向を知ることができよう。また各図とも比較的流速の大きい右岸側２本の流跡線が前川に流入し，本川へは流れの遅い左岸側２本の流跡線しかはいらないことが分かる。これが計画分流を困難にしている理由でもある。

(5) 流砂実験結果

表－２０は豊原地区における計画断面の流砂量計算結果である。豊原地区の平均粒径として dm＝3.24㎝（$U_*C = 262.1\ cm/sec^2$）を使い，実験水位を用いて土研公式で求めてみた。この表は計画断面の流砂量が如何に少ないかを示すためであって，もっと正確な流砂量を求めなければならないような場合には，粒度分布を考慮した流砂量計算や，他の公式での計算をも実施すべきである。同表をみると実験区間で水位のレベルな区間はすべて流砂量が零であり，上流から来た補給砂量はすべて堆積してしまうことを示している。上流部では比較的に流砂量が多いが更に上流区間の計算値が不明なので正確なことは分からない。上流部の粗度および信頼すべき水位資料が入手困難である。しかし上流の水面のこう配が小さいことから，８K０～８K８ほど多くはないものと仮定すれば，表－２０を一べつするだけで，８K８断面近傍から急激な洗掘が生じること等の推察が可能である。

さて実験は，現地の平均粒径の河床材料に相当する砂と，その約 1/3 の粒径のものに相当する石炭粉との２種類の掃流材料で試みている。実験の流砂量縮尺は，土研資料第３４４号に書いた通りに，

$$\frac{g_{Bp}}{g_{Bm}} = g_{Br} = 105.6$$

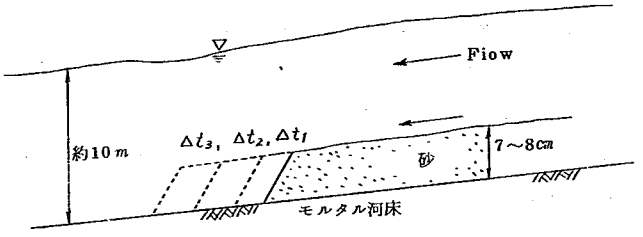
時間縮尺は流砂連続式から

$$\begin{aligned} t_{sr} &= (1-\lambda)\, r_{hr} \cdot \ell_r \cdot g_{tr}^{-1} \\ &\fallingdotseq (1-\lambda)\, r_{.hr} \cdot \ell_r \cdot g_{Br}^{-1} \\ &= 1 \cdot 50 \cdot 50 \cdot (105.6)^{-1} \\ &= 23.67 \end{aligned}$$

程度である。なお g_{Br} の計算には，土研公式を用いてある。

実験方法や実験条件は前述の通りであり，実験結果を図－２９～３３に示した。

図－２９では，現地平均粒径に相当する砂（図－１２）を掃流材料に使用した。流量は 3,000 ㎥/S である。模型時間で計１２時間流したが，流砂量計算結果から推定された通り，流送状態は悪い。８K８地点から給砂された砂はピア－下流まで一息に流送され，８K４～７K８断面間に堆積し，７K８断面より下流に行く量は非常に少ない。この移動区間は，計算値（表－２０）とよく一致している。砂の移動状態は，７K８付近では掃流形式のみであり，実験開始６時間後では，移動先端付近は厚さ７～８㎝（模型量）の厚い層をなしており，下図のような先端の移動形式であり砂連の進行方法と同一であった。



水深は約１０cmしかないので，このように厚く堆積しながら先端が進行するのは，堆砂面上の水深や堆砂面の勾配が計画断面のそれと完全に異なっている。すなわち長時間経過後の流送状態は，計画断面のそれを表わしているのではなく，堆砂面が適当な勾配を作りながら流送されているのであるから，計画断面の堆砂後の流送状態を表わしている。ただし計画断面にこのような流量および給砂があった場合の，低水路内の堆積状況を比較的正確に表現していると考えられる。計画断面の流送状態は，実験初期に見られる。

１２時間経過後には，図－２９－２のように，堆積場所が２つの部分に分かれている。その中央部に堆砂が少ないのは，流送能力が大きくて堆積しないためであり，右岸側および左岸側の境界は，砂の限界掃流力相当の位置を示し，その境界より右岸寄りおよび左岸寄りでは流送能力がなく，平均粒径より小さな砂が補給されることになろう。

以上で計画断面の流送能力，出水があった場合の土砂の堆積場所・範囲（あくまで平均粒径に対する実験結果であって他の粒径の河床材料の流送・堆積状態は推定することになる）をかなり明確に知ることができたと思う。

平均粒径の河床材料の動きが非常に悪いので，それ以下の河床材料の動きを見るために，図３０－１～３０－４は，流量2,000㎥/Sで石炭粉の流砂実験結果を示してある。石炭粉はその粒径を図－１２に示すように，砂とほぼ同じ粒径である。しかし水中比重が$Sc=\frac{f_c}{f}-1=1.5-1=0.5$であって砂の$Ss=\frac{f_s}{f}-1=2.65-1=1.65$に比べて$1/3.3$である。従って実験に使用した石炭粉は，現地平均粒径の約$1/3.3$に相当するものと考えてよい。総通水１２時間のうち，１時間毎の石炭粉の堆積範囲の変化を示したのが，図－３０－１～３０－４である。この場合にも，石炭粉の堆積厚は厚いところで７～８cmはあり砂の進行方法は，砂と同様である。堆積範囲は，砂の場合より相当広がっている。１２時間後の堆積範囲を示す図－３０－４では，７K０付近まで到達する。この場合もやはり堆積場所は２ケ所に分かれているようであり，中央部の切れ目のうち上流半分は，流速の大きい流れの流心位置に対応している。切れ目の下流半分は，限界掃流力以下の場所である。その他右岸側および左岸側の石炭粉のない場所は限界掃流力以下の場所である。図中に流心位置を示しておい

た。

図－３１－１～３１－４は同じく石炭粉で１２時間通水したものである。流量が3,000 m^3/Sのため，図－３０より幾分広範囲に堆積が起こっている。この図でも図－３０と同様のことが言える。石炭粉の流れた形跡から掃流力のもっとも大きい位置を流心だと仮定すれば図－３１－４の通りになる。

図－３２－1，2は分流点付近における流送状況を詳しく見るため６Ｋ８断面から給砂してみた。ところが流送状況が非常に悪く，石炭粉は給砂地点にそのまま堆積してしまった。しかし石炭粉のゆるやかな運動を細かく見てみると，旧前川堰撤去の実験であったにも拘らず，球磨川本川へ向かう石炭粉の方が多いようであった。観測できないから詳細は不明であるが，本川へ向かった石炭粉は，球磨川堰付近までにかなり堆積を生ずるが，下流沈砂池まで砕かれ運搬されていた。一方前川へはいった石炭粉はすべて下流沈砂池（４Ｋ４）まで流送されてしまう。

図－３３は８Ｋ８断面で流量を 5,000 m^3/Sにあげて実験を行なったものである。実験後半の堆積範囲と，１２時間後における各場所の堆積厚を㎝単位（模型量）で示した。前川流入口付近および萩原ビアー付近に来た石炭粉は，すべて前川へ流入し，流送されてしまう。本川への流送状況は 5,000 m^3/Sでも非常に悪い。

(6) 分流量測定結果（Q_oによるもの）

表－21の分流量測定結果数値表および後述(8)のデーターを合わせ用いて，本川流量と各分流量の関係を図示したのが図－３４～３６である。Ａ実験の境界条件はＢ実験と酷似しているので，特にこのような実験を行なわず，Ｂ実験結果（図－３４）に代用する考えである。３枚の各図とも，球磨川堰および新前川堰のゲートの開閉状態に応じた分流関係を図示してある。高水時には無論両堰ゲートを全開の状態にする予定なので，各図中③（本川分流量）および⑥（前川分流量）の曲線関係（ほぼ直線と見なし得る）で分流されることになる。流量の小さい間は両堰のゲートが全閉なので①（本川分流量）および④（前川分流量）の関係で分流される。その中間の，球磨川堰全開・新前川堰全閉の状態では，それぞれ②，⑤の関係で分流される。

Ｂ実験（図－３４）とＣ実験（図－３５）の相違は，旧前川堰の有無のみであるから，両図における分流量曲線の位置の差は，計画断面における分流量に及ぼす旧前川堰の効果分となる。両図において流量の小さいところでは旧前川堰の有無による差はないが（新前川堰ゲートが高いため），流れの大きい所では分流関係が逆転する。例えばQ_o＝7,000 m^3/Sの時本川分流量は 3,600 m^3/S（旧前川堰有）前川 3,400 m^3/S（同）となるが，旧前川堰を撤去すると本川 3,400 m^3/S，前川 3,600 m^3/Sとなる。いずれも計画分流に達しない。

Ｃ実験（図－３５）とＤ実験（図－３６）の相違は，前述したように，球磨川堰地点の左岸高水敷を計画位置より５０ｍ後退して本川への流入間口を拡巾した点にある。こうした拡

巾効果は前と同様に本川と前川の分流量が逆転し，D実験では $Q_0 = 7,000\ m^3/S$ の時本川分流量 $3,600\ m^3/S$，前川分流量 $3,400\ m^3/S$ となり，拡巾の効果は，本川分流量を約 $200\ m^3/S$ 増加させたことにある。なお球磨川堰左岸付近の流速は，流速分布測定結果からみると，2.32 m/S（7,000 m^3/S，表面流速）であるから，高水敷表面の若干の保護をすれば，このような拡巾が可能であろう。

次に図－３７は現状断面における分流量曲線を，先の図と比較の意味で示した。これから見ると，本川分流量は約 $1,200\ m^3/S$（球磨川堰・新前川堰，旧前川堰撤去，および流量 $7,000\ m^3/S$）増加している。また，同図（図－３７）には球磨川本川６Ｋ２断面より下流を計画断面（球磨川堰・新前川堰設置）に直した場合の分流量をプロットしてある。同プロットと先の図－３４，３５，３６とを比較すれば，豊原地区を計画断面（掘削計画）にした効果を知ることができる。例えばＣ実験で比較すれば豊原地区が計画断面になったことによって，本川分流量は $2,840\ m^3/S$ から $3,400\ m^3/S$ へ増加し，逆に前川分流量は，$4,160\ m^3/S$ から $3,600\ m^3/S$ へと低下した。

(7) 分流量測定結果（本川５Ｋ５水位によるもの）

これは本川５Ｋ５水位を不等流計算水位（図－⑦のＨ～Ｑ曲線）より上下して，本川流量の増減を見たものである。図－３８，３９，４０は各模型状態で行なった実験結果を図示したものである。数値表は表－２２に示す通りであるが，同表の一番上の表は豊原地区が現状断面で，本川下流が計画断面の場合に，同様な実験を行なったデータも入れてある（図面は省略した）。この場合にも，旧前川堰の存否あるいは，球磨川６Ｋ０断面の拡巾によって，相当の曲線のズレすなわち分流量の変化が見られる。$7,000\ m^3/S$ の場合にだけついて図を見ると，Ｂ実験では不等流計算水位より約２ｍ水位を下げれば計画分流が可能なようでありＣ実験の場合では，下流端水位をいくら下げても計画分流は不能，Ｄ実験では，1.4 ｍ程度下げれば計画分流が可能なことを示している。なおこれらの実験では，すでに本川下流は計画断面に掘削されているものとしている。ただしこれは，固定床実験で水位だけを上下するものであるから，不等流計算値から１ｍ以上水位を下げた状態は，実際の流れ方とは，まったく異質の流れのものと考えねばならない。つまり，Ｂ，ＣおよびＤ実験の各模型状態では，実質的に計画方法を完全に達成することは困難であるとみてよいであろう。しかし本川下流の河道掘削計画（あるいは粗度係数）を再検討して，本川５Ｋ５水位を何ｍにしたら，本川あるいは前川の分流量がどの位になるかを推定するとよいデーターになるであろう。

次の図－４１は，先の３枚の図を同時にプロットしたものである。また本川５Ｋ５断面のＨ～Ｑ曲線を２本書きこんである。本報告書の今までの実験データーは，破線のＨ～Ｑ曲線を使用して行なわれたものである。また掘削計画断面を更に大巾に掘削し，粗度係数を $n = 0.030$ に小さくした場合の５Ｋ５断面のＨ～Ｑ曲線を実線で示してある。後者は計画断面でも，計画分流が不能であるため，計画断面を再検討して，本川５Ｋ５断面の水位を下げよ

うとした例である。この例でゆけば，Qo＝7,000 m³/S の時，Qk＝3,850 m³/S（旧前川堰有あるいは本川６Ｋ０左岸拡巾），Qm＝3,150 m³/S となり，一層計画分流へ近づけることが可能である。また，次の第５章では，本川下流の計画断面はそのままにして，上流湾曲部で，どのような工夫をしたら本川分流量を増加させるのに効果があるか，あるいはその時の分流量はいくらとなるかという実験をも行なっている。

(8) 堰操作方法に関する実験（ゲート操作）

これは本川分流量と本川６Ｋ０水位および前川分流量と前川４Ｋ９水位（水位測点の詳細は土研資料第３４４号１０２頁の通り）のそれぞれの関係を，ゲートの開閉状態に応じて，実験的に調べたもので，いわば，堰のＨ～Ｑ曲線である。これは豊原が現状断面となった場合の分流量と水位との関係を示すものであるから，堰上流の流速に大きい変化が生じた場合には，当然これらの曲線関係も変化する。このデーターは豊原が計画断面の場合には，このまま使用可能である。各模型状態に応じたそれぞれの堰のＨ～Ｑ曲線を作ってみた。それが図－４２，４３，４４であり数値表は表－２３である。３枚の図の分流量曲線の差は小さいものであった。なお現状の場合の同様の図は，土研資料第３４４号にのせてある。

(9) 総　　括

以上で豊原地区計画断面の水理特性がかなり明確にされたと考える。以下簡単に問題ケ所をまとめてみよう。

(i) 分流点よりの上流の水位は，現状断面より相当低下し，7,000 m³/S でも水面勾配はレベルに近い。８Ｋ２～８Ｋ８間に急勾配水面形が現われ急激な河床変動が予想される。８Ｋ８断面より上流は模型区間外であるが，現状水面形に接続する。計画高水位に接近する区間は本川６Ｋ２より下流および８Ｋ８断面で，旧前川堰存置のＡ実験では，そのいずれの場所でも，僅かに計画高水位を越える。他のＢ，ＣおよびＤ実験では越えない。

(ii) 計画断面における流速は７Ｋ０～６Ｋ６間右岸では現状の約半分となる。８Ｋ２～８Ｋ８間では現状より大きい流速が生じていよう。また護岸計画に対する資料ともなる。

(iii) 流心の大体の位置が推定できた。

(iv) 計画断面の流砂の能力は非常に小さく，上流部を除いて現在の河床材料の平均粒径のものを流送する能力がない。従って豊原地区では上流より産出された土砂のほぼ全量の堆積（河床上昇）が起こり，逆に本川下流および前川への給砂量が減るため河床低下が起ろう。本川下流および前川の河川構造物に対する河床低下の影響について細心の注意が必要となろう。

(v) 計画断面にしたための本川分流量は，計画分流状態には，到達しないものの，かなり増加したと考えられる。本川分流量に対しては，旧前川堰撤去の影響と，本川６Ｋ０左岸低水路を約５０ｍ拡巾することとは同程度の効果である。

(vi) 本川下流の計画断面の再検討に対する資料が得られた。

(vii) 計画断面そのものを実施すると，鉄道橋左岸側ピアーの根固めの露出という事態が起こる。

(viii) 新低水路左岸低水法線沿いにはかなり広範囲の死水域ができる。

(ix) 鉄道橋から７Ｋ０間左岸高水敷は，その高さが高すぎ，高水敷から低水路に流れ落ちる流れがある。

(x) 左岸計画高水堤防はその高さに十分の余裕がある。流量が 7,000 m^3/s 以下では計画堤防を旧堤（氾濫原内部の低い堤防）付近に前進させたことは，豊原地区内の水位および流況に対して，何ら効果・影響を有しない。

また模型正間内に限れば重要な問題点として次のような項目があげられる。

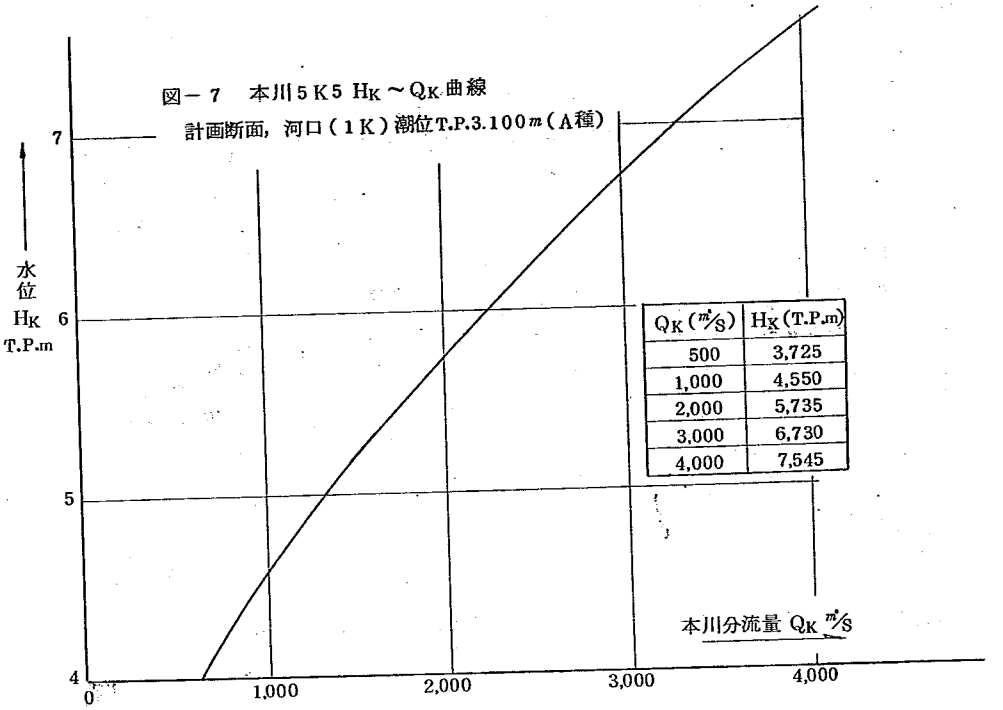
(i) 計画分流量に対して本川分流量が僅かに不足する点

(ii) 豊原地区内の土砂の堆積についてまえもってその対処方法を考えておく点。また出水後に８Ｋ０付近から堆積が予想される点。

(iii) ８Ｋ２～８Ｋ８間で急激な河床変動が予想される点，またその河床変動が相当上流に及ぶ点。鉄道橋ピアー保全対策。

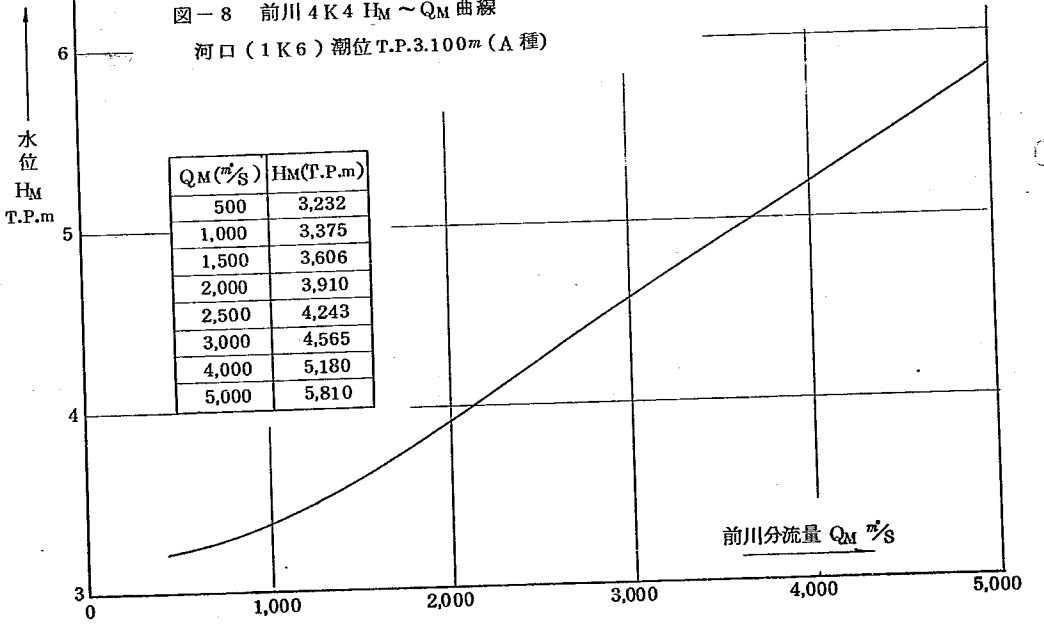
(i) については次の第５章で再検討し，(iii) については第６章で検討する。

図－7　本川5K5 H_K～Q_K曲線
計画断面，河口（1K）潮位T.P.3.100m（A種）



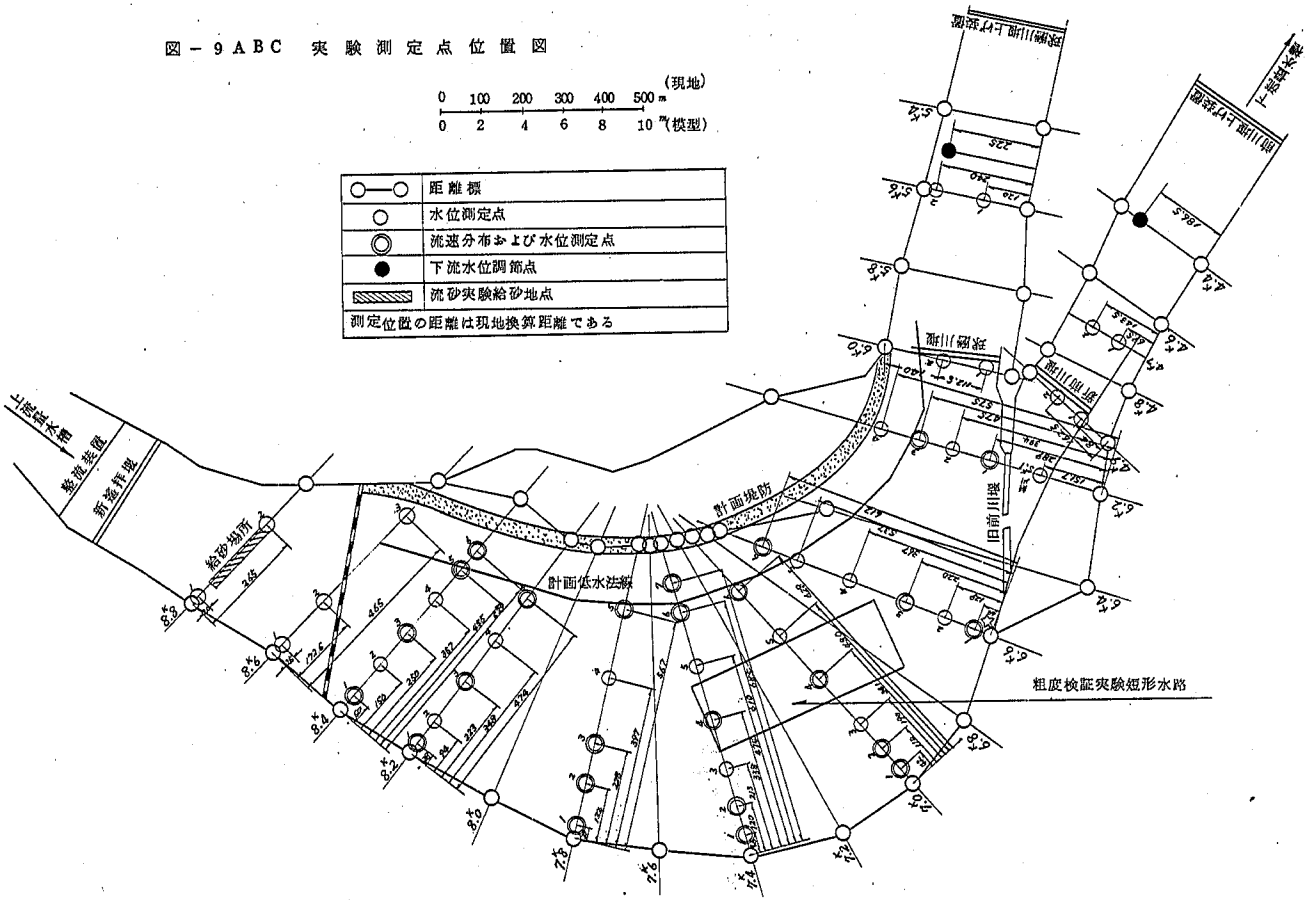
Q_K (m³/S)	H_K (T.P.m)
500	3,725
1,000	4,550
2,000	5,735
3,000	6,730
4,000	7,545

図－8　前川4K4 H_M～Q_M曲線
河口（1K6）潮位T.P.3.100m（A種）



Q_M (m³/S)	H_M (T.P.m)
500	3,232
1,000	3,375
1,500	3,606
2,000	3,910
2,500	4,243
3,000	4,565
4,000	5,180
5,000	5,810

図－9 ABC　実験測定点位置図



図－10　D実験測定点位置図

縮尺

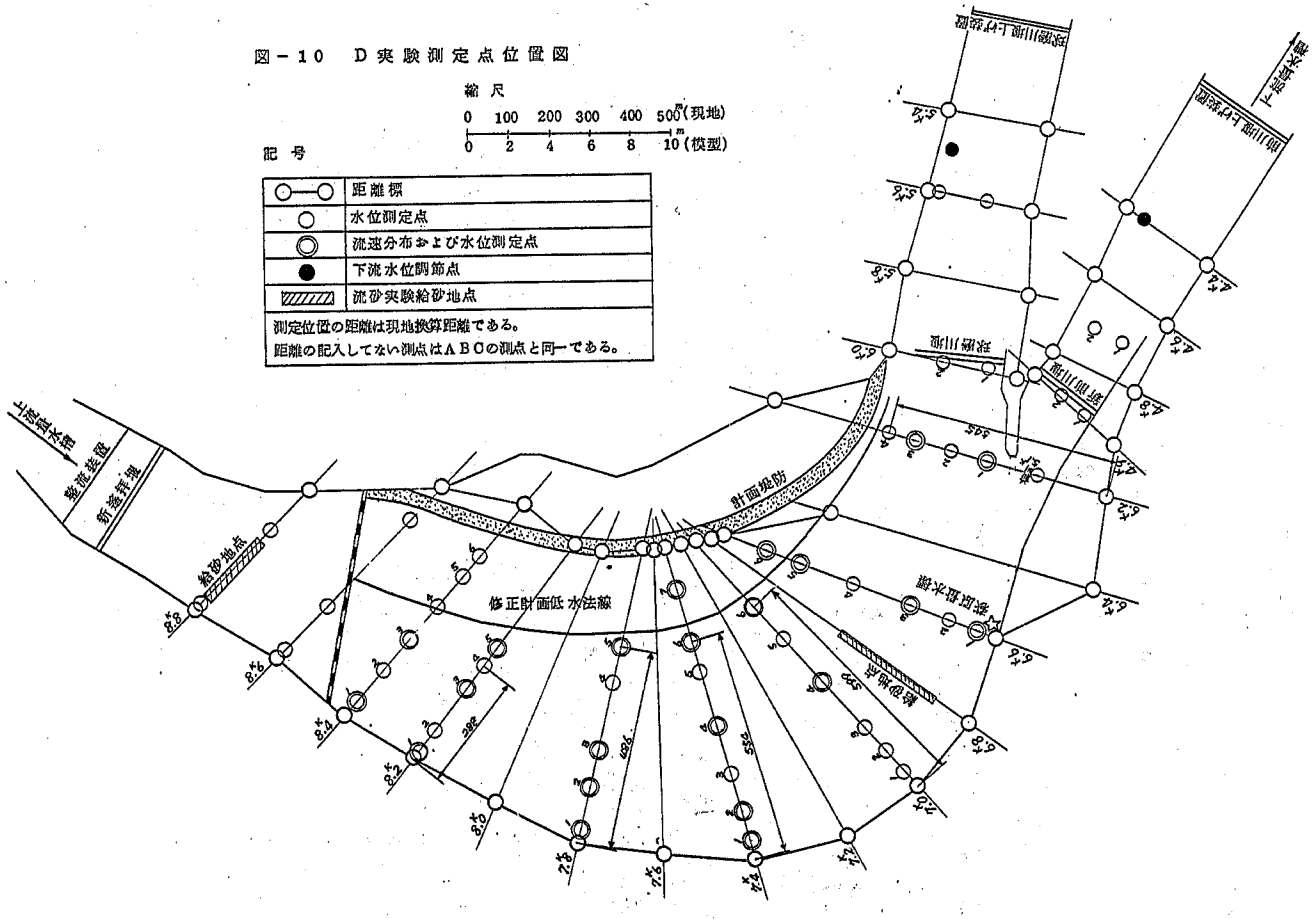
0　100　200　300　400　500 m（現地）

0　2　4　6　8　10 m（模型）

記号

○—○	距離標
○	水位測定点
◎	流速分布および水位測定点
●	下流水位調節点
▨	流砂実験給砂地点

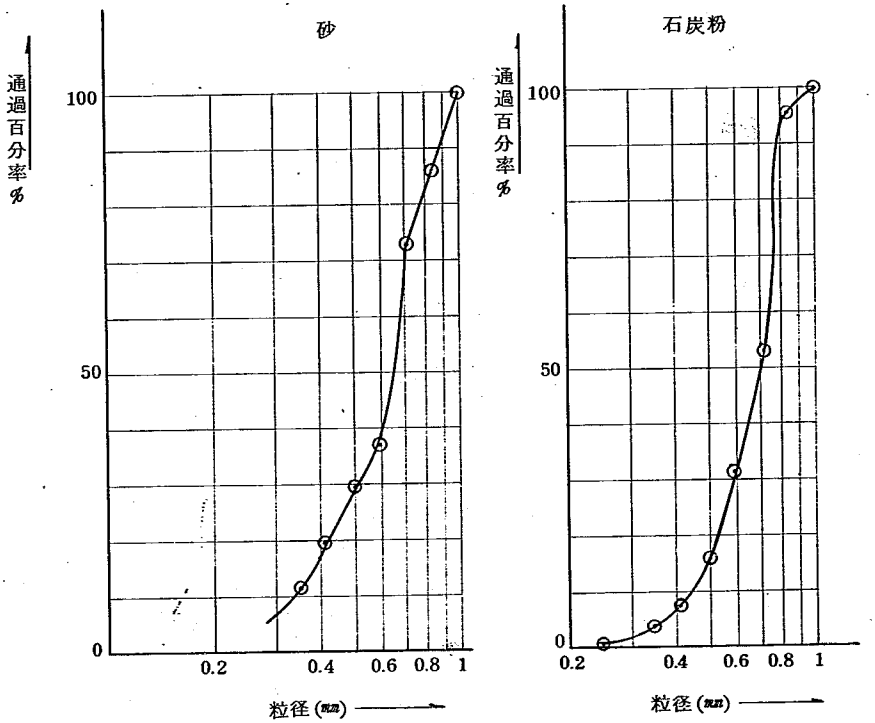
測定位置の距離は現地換算距離である。
距離の記入してない測点はＡＢＣの測点と同一である。



図－11 流向測点位置図

○ 流向測点

図－12　流砂実験材料粒度加積曲線



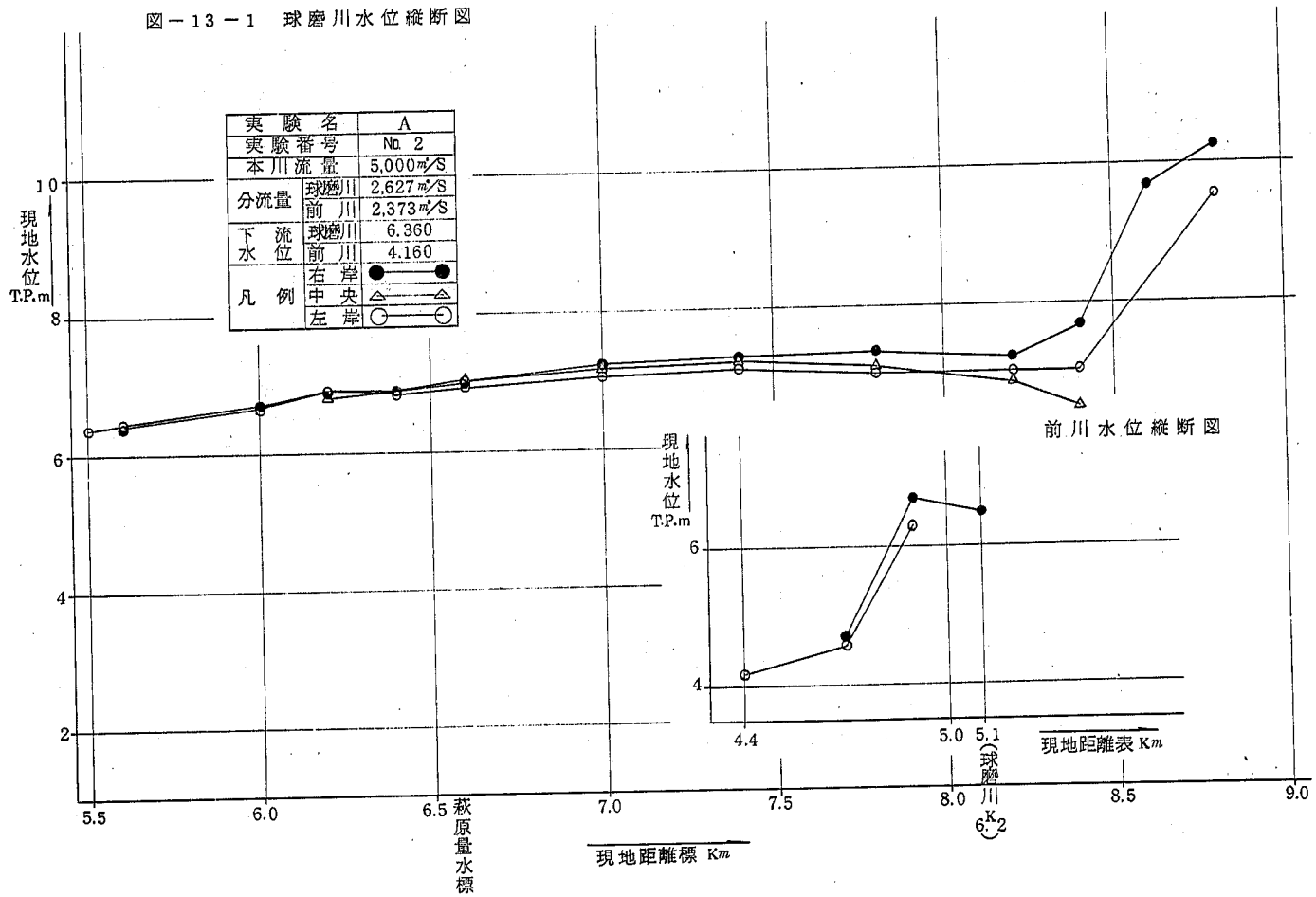
砂

ふるい目	通過百分率
1.0 mm	100 %
0.84	85.94
0.71	72.93
0.59	36.93
0.50	29.52
0.42	19.47
0.35	11.51
0	0

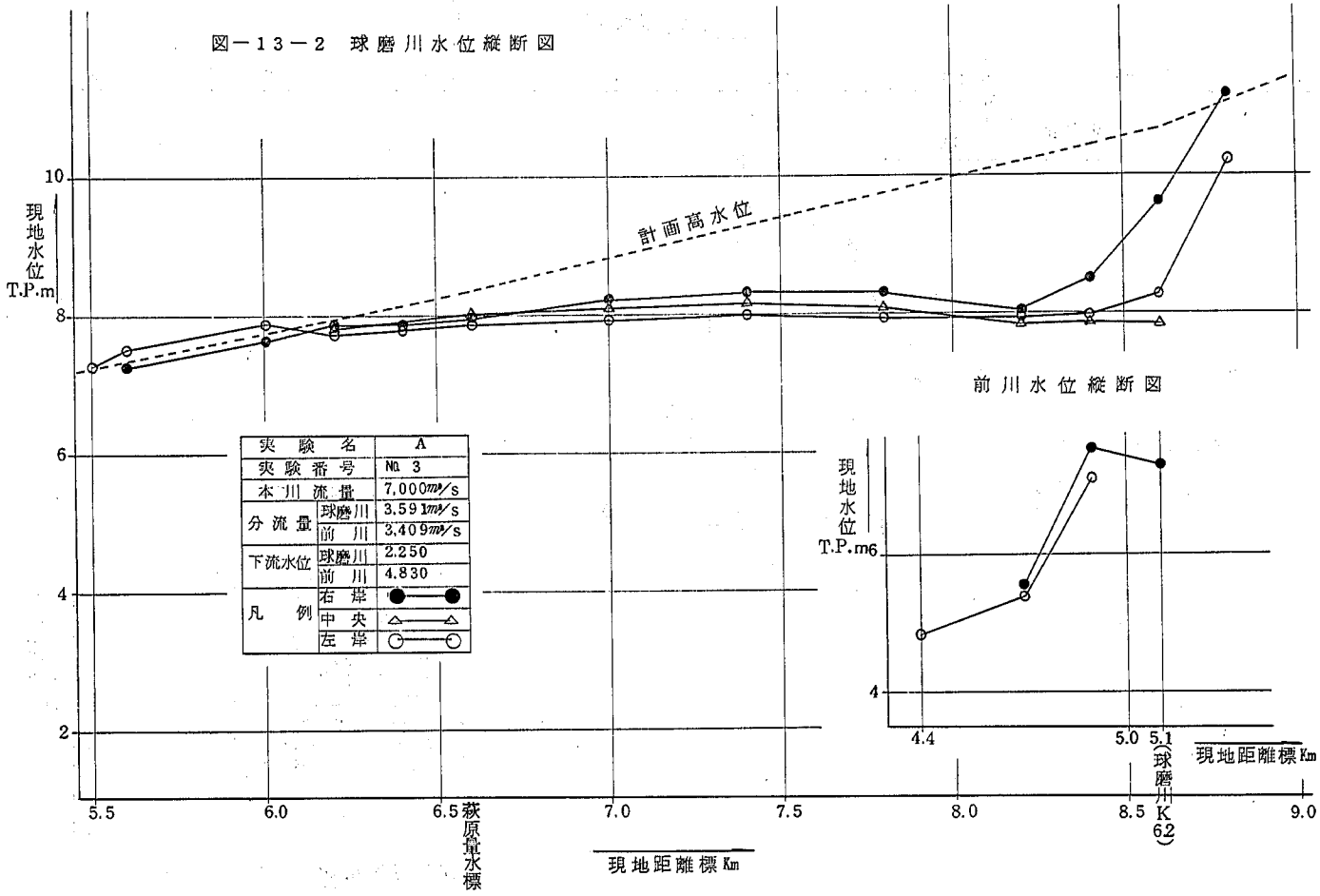
石炭粉

ふるい目	通過百分率
1.0 mm	100 %
0.84	95.31
0.71	52.87
0.59	31.23
0.50	15.81
0.42	7.54
0.35	3.33
0.25	0.70
0.14	0

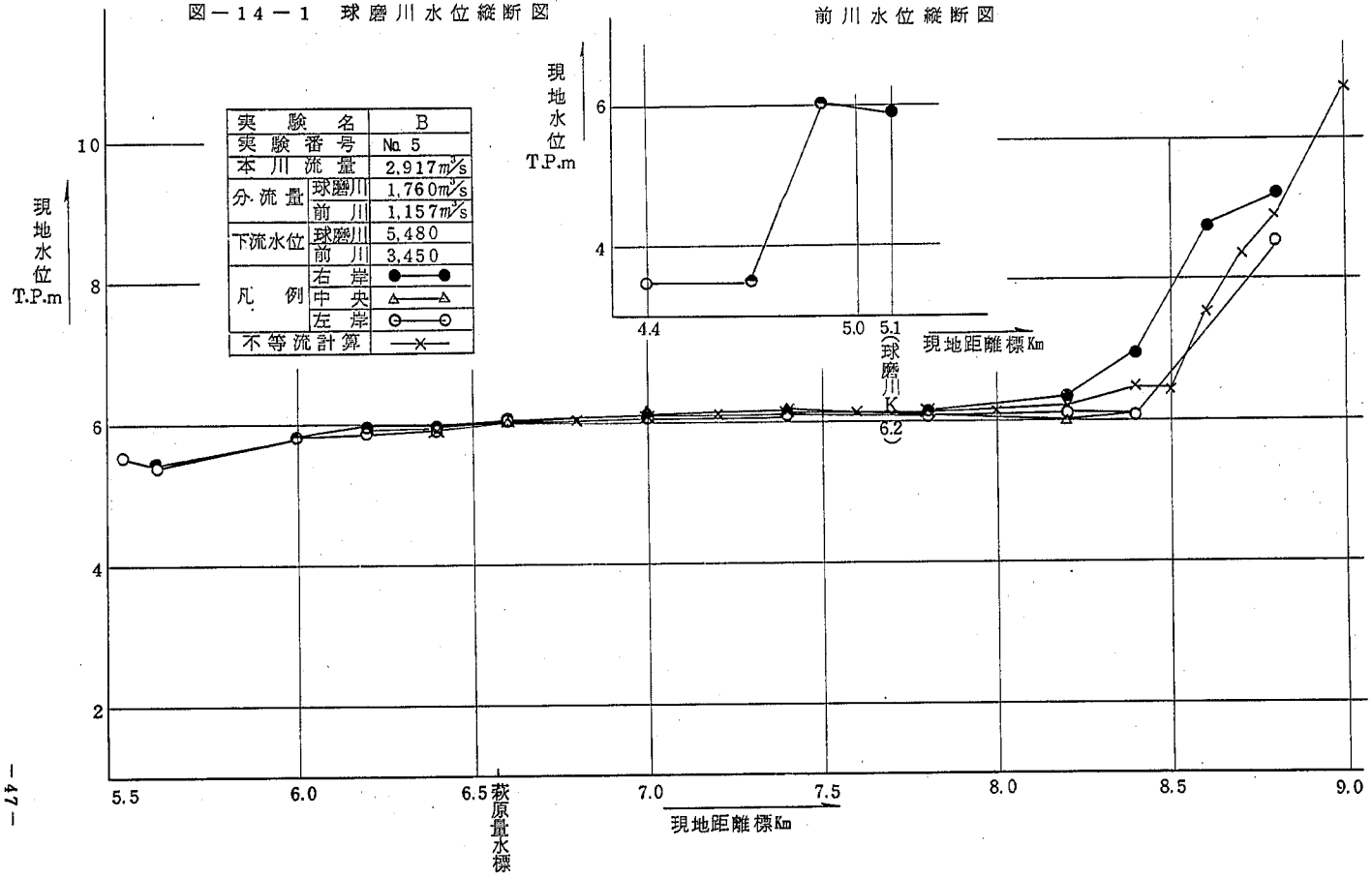
図－13－1　球磨川水位縦断図



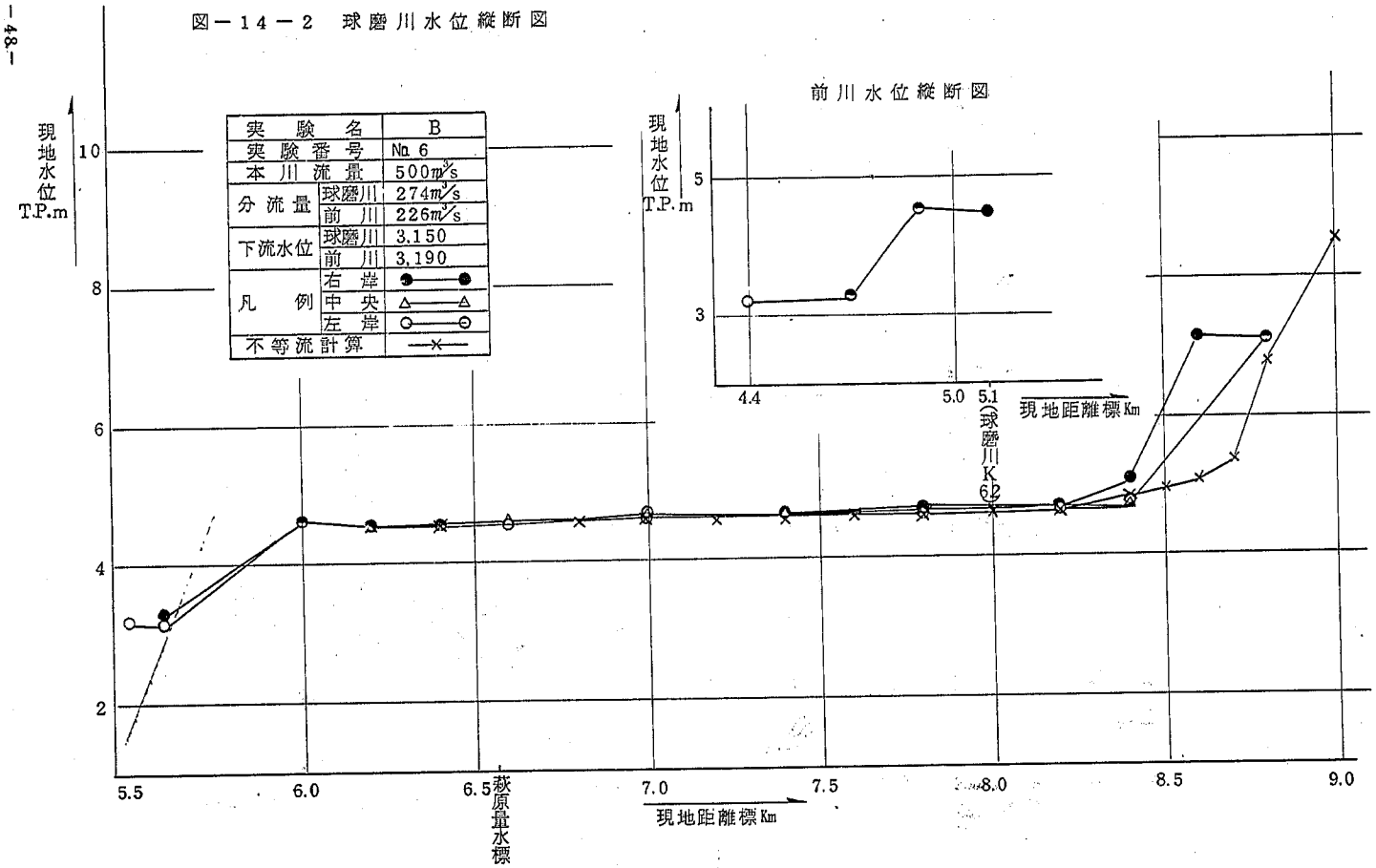
図－１３－２　球磨川水位縦断図



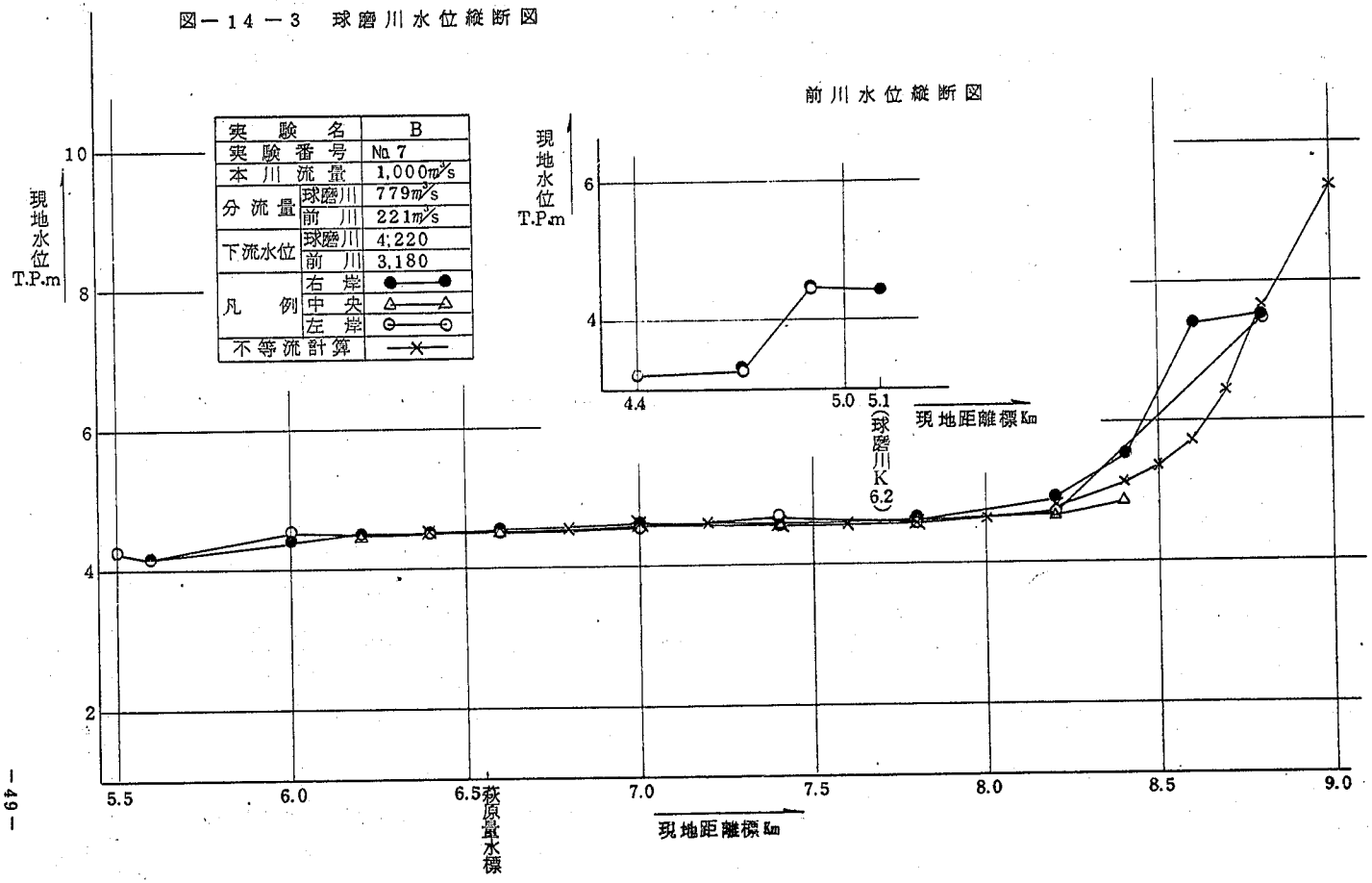
図－14－1　球磨川水位縦断図



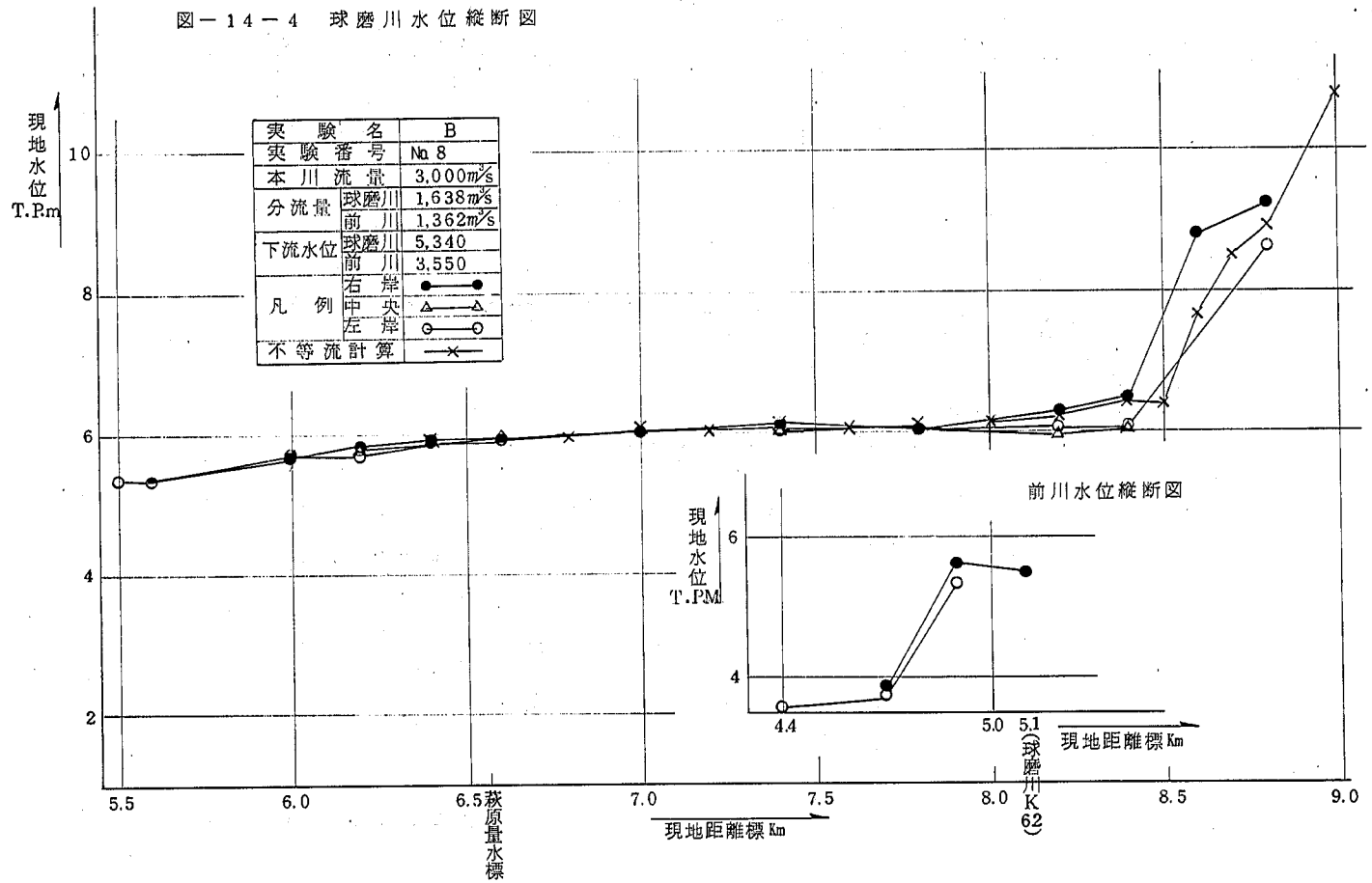
図－14－2　球磨川水位縦断図



図－14－3　球磨川水位縦断図



図－14－4　球磨川水位縦断図



図－14－5　球球川水位縦断図

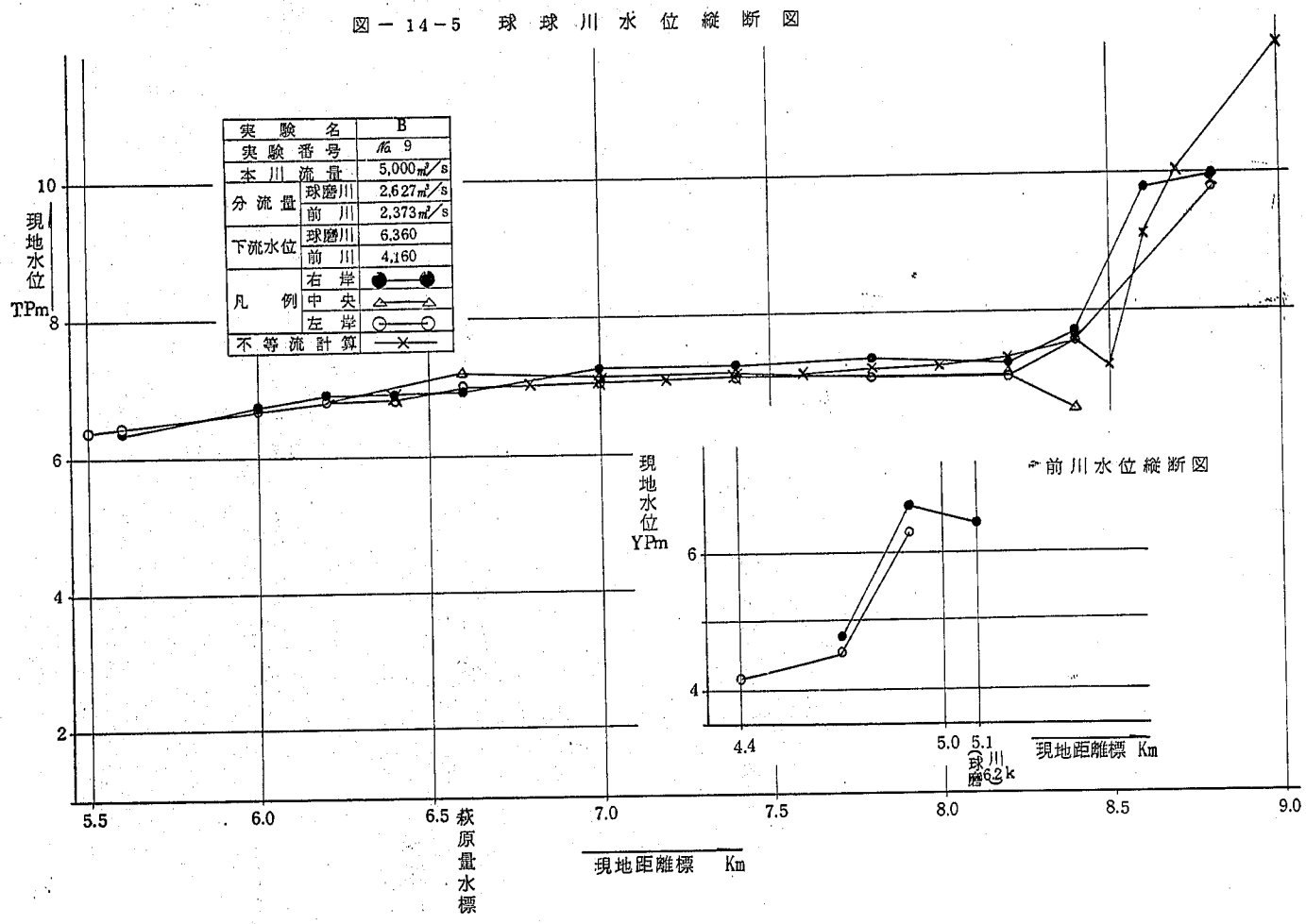
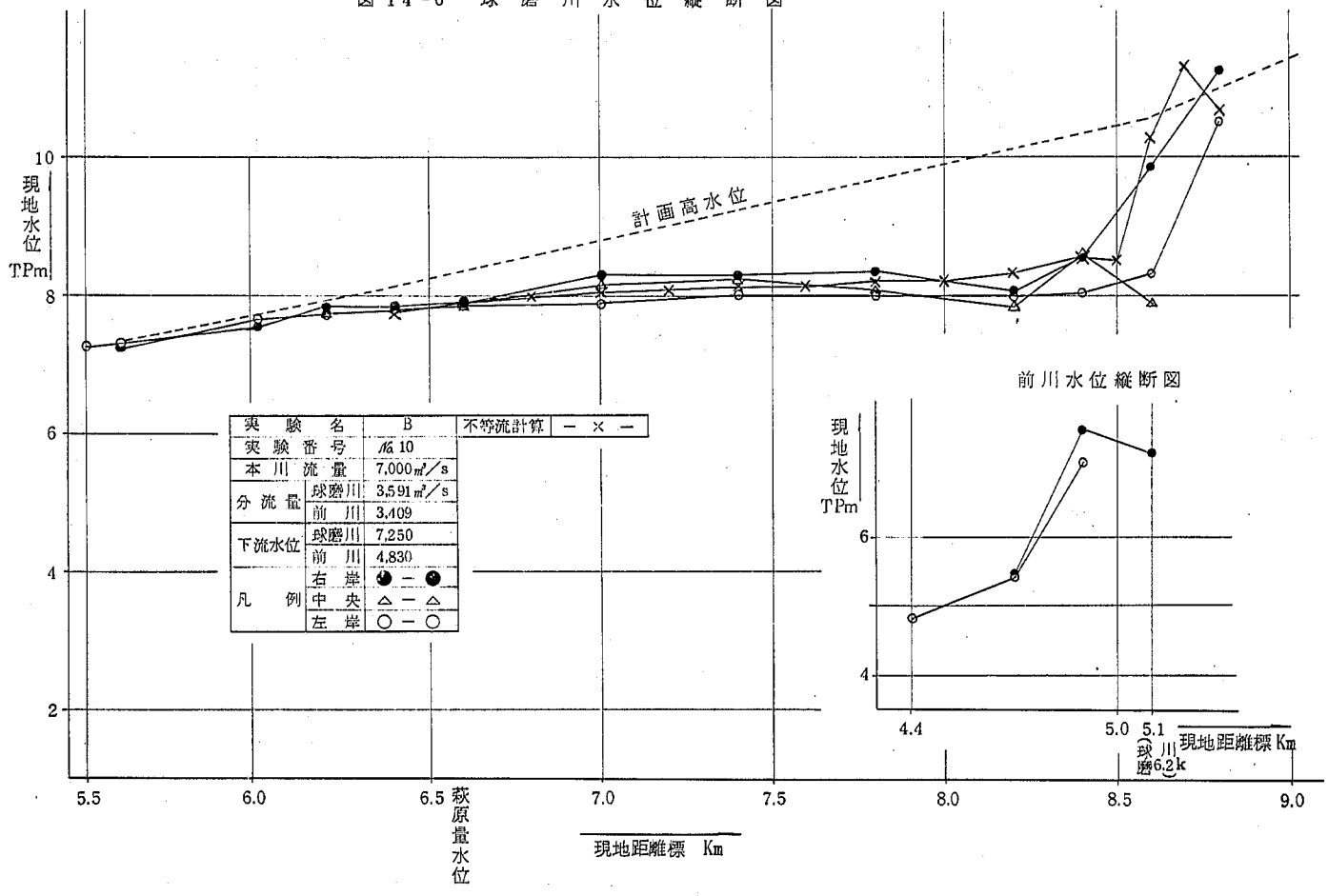
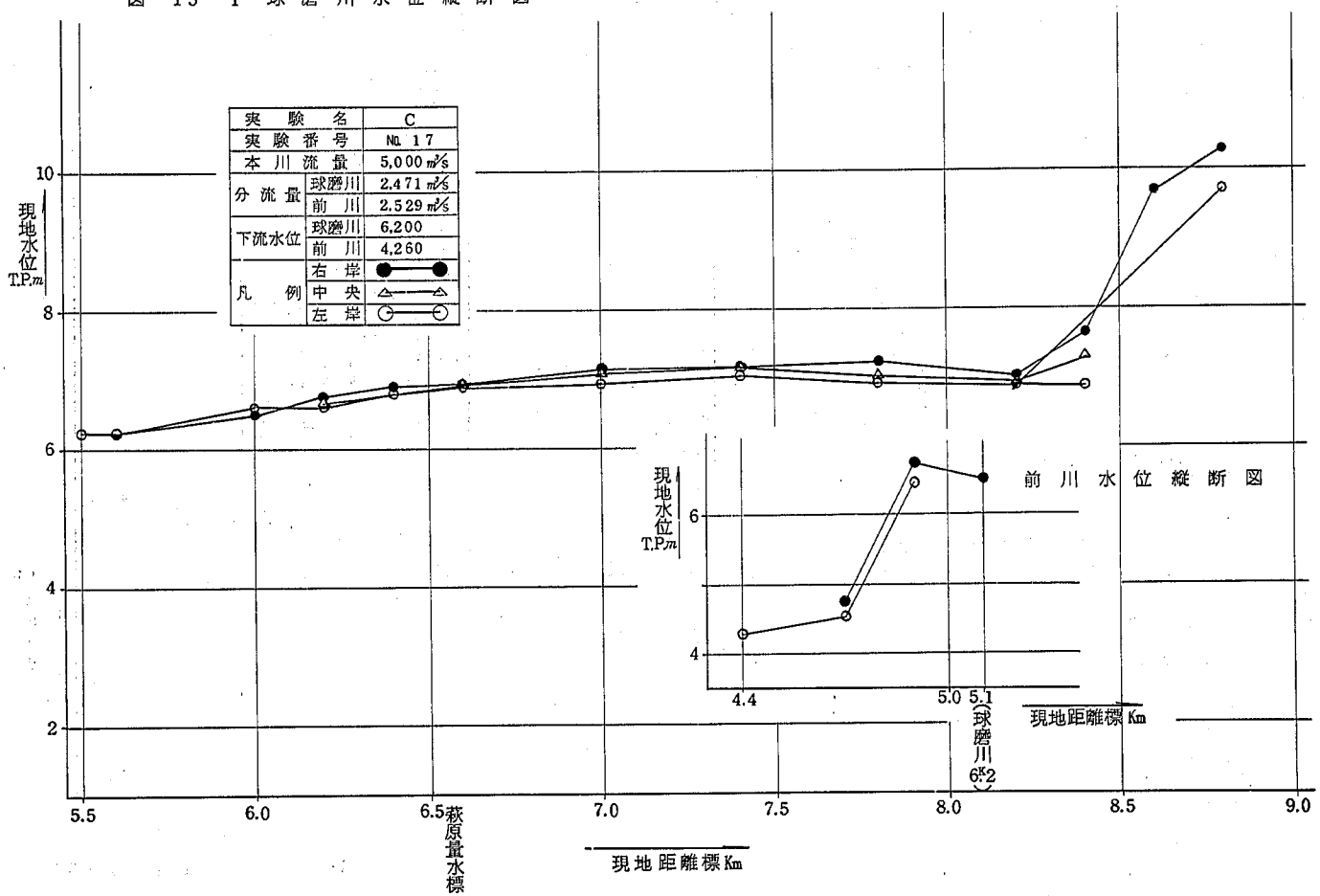


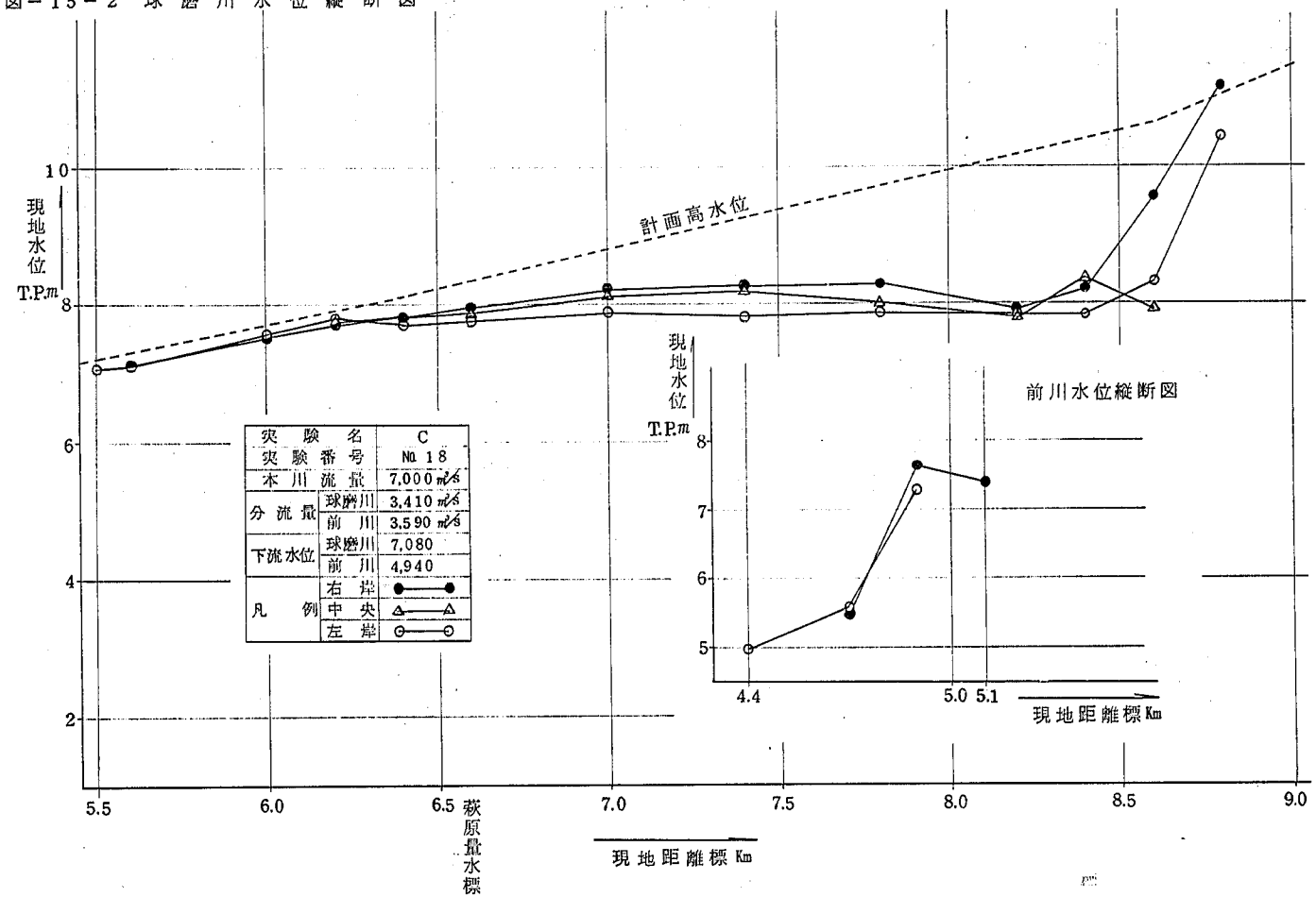
図 14—6　球 磨 川 水 位 縦 断 図



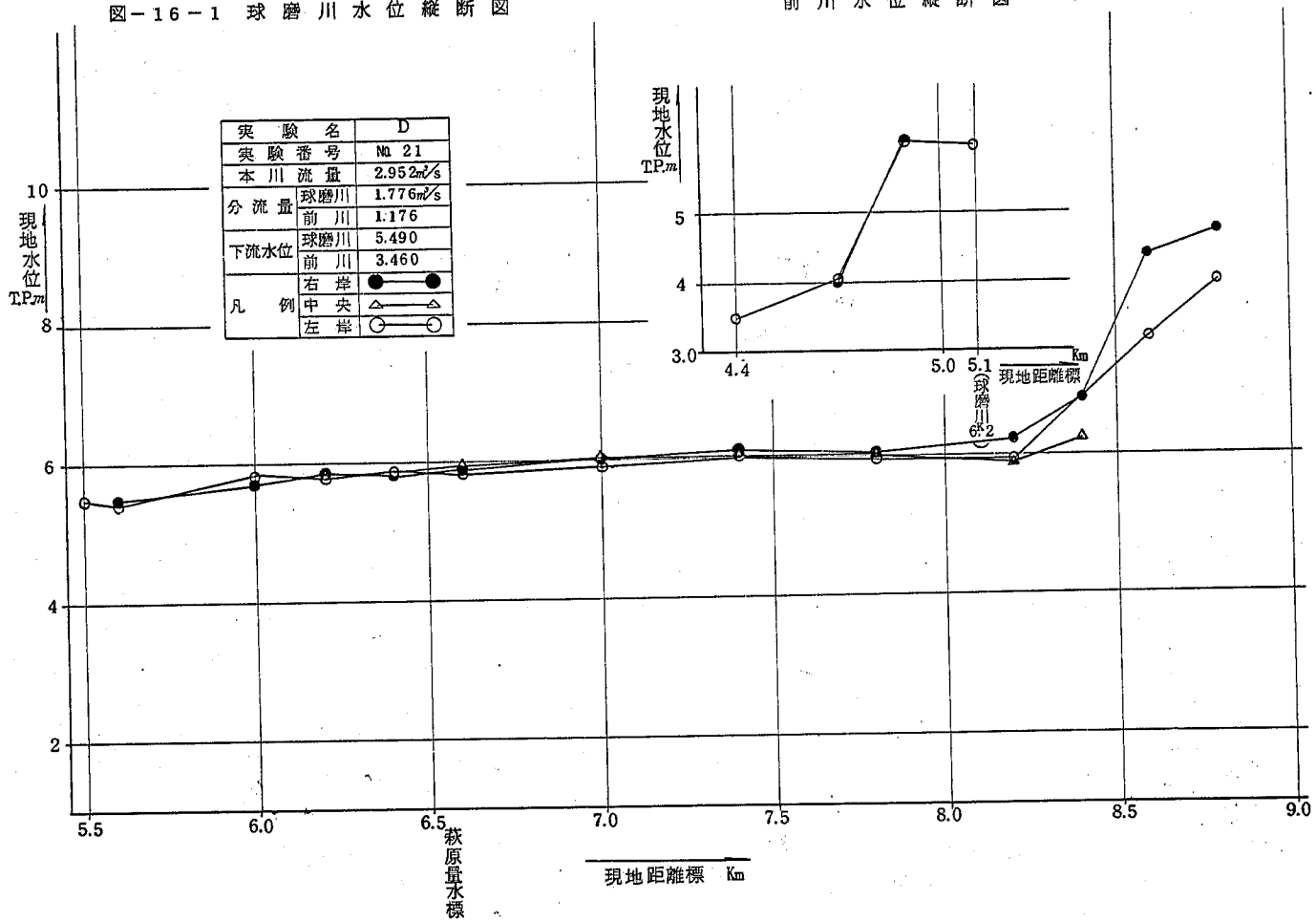
図－15－1　球磨川水位縦断図



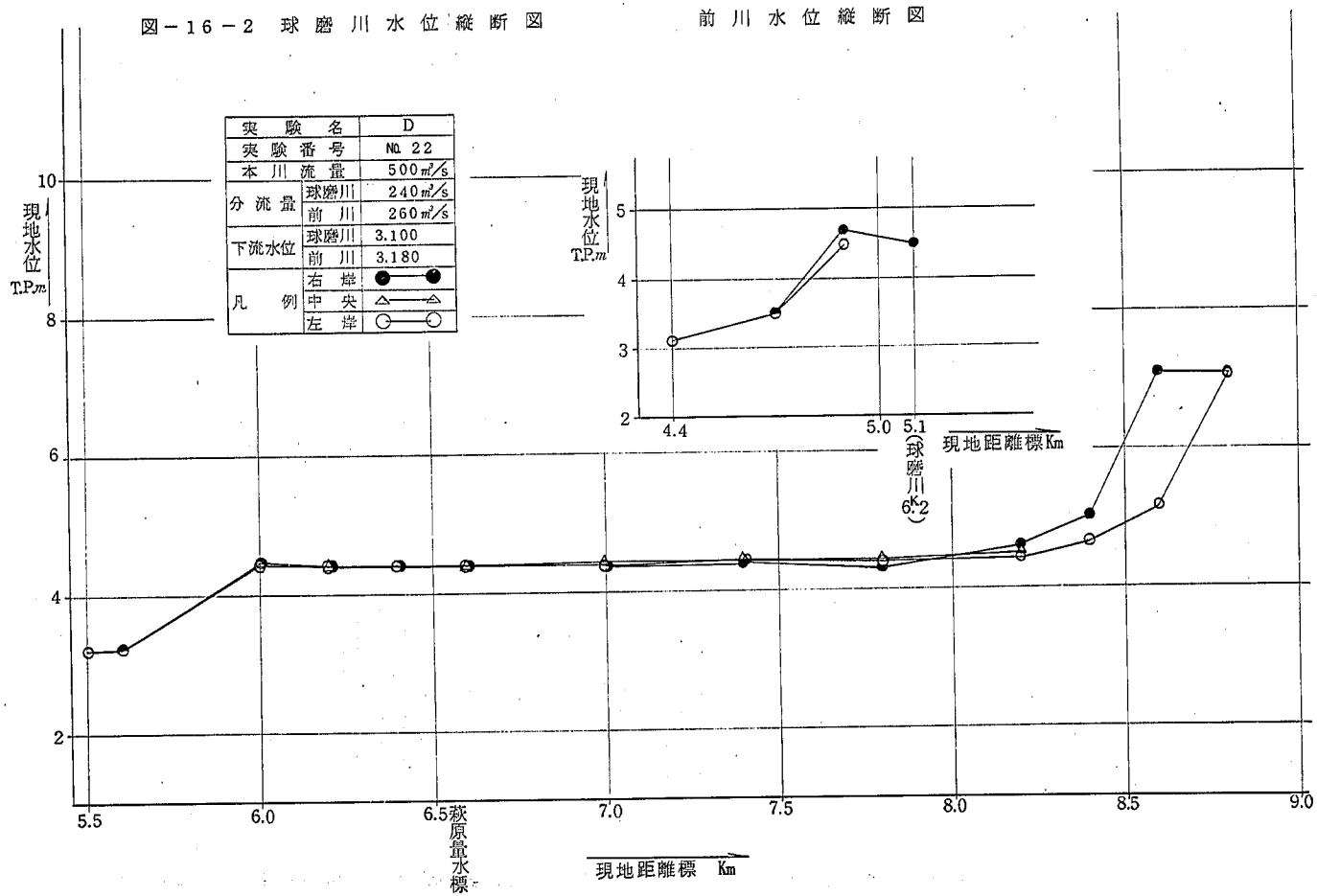
図－15－2　球磨川水位縦断図



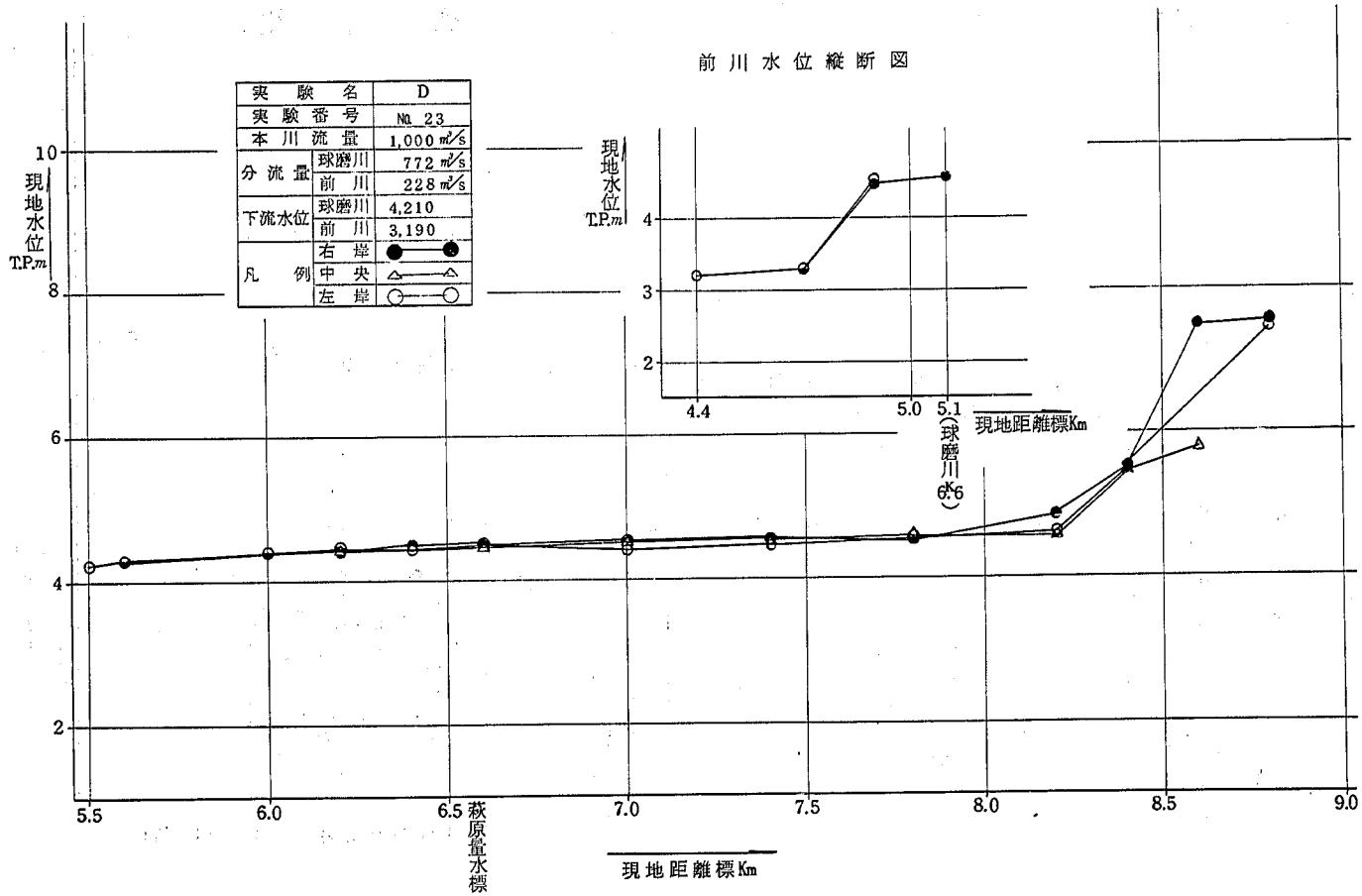
図－16－1　球磨川水位縦断図



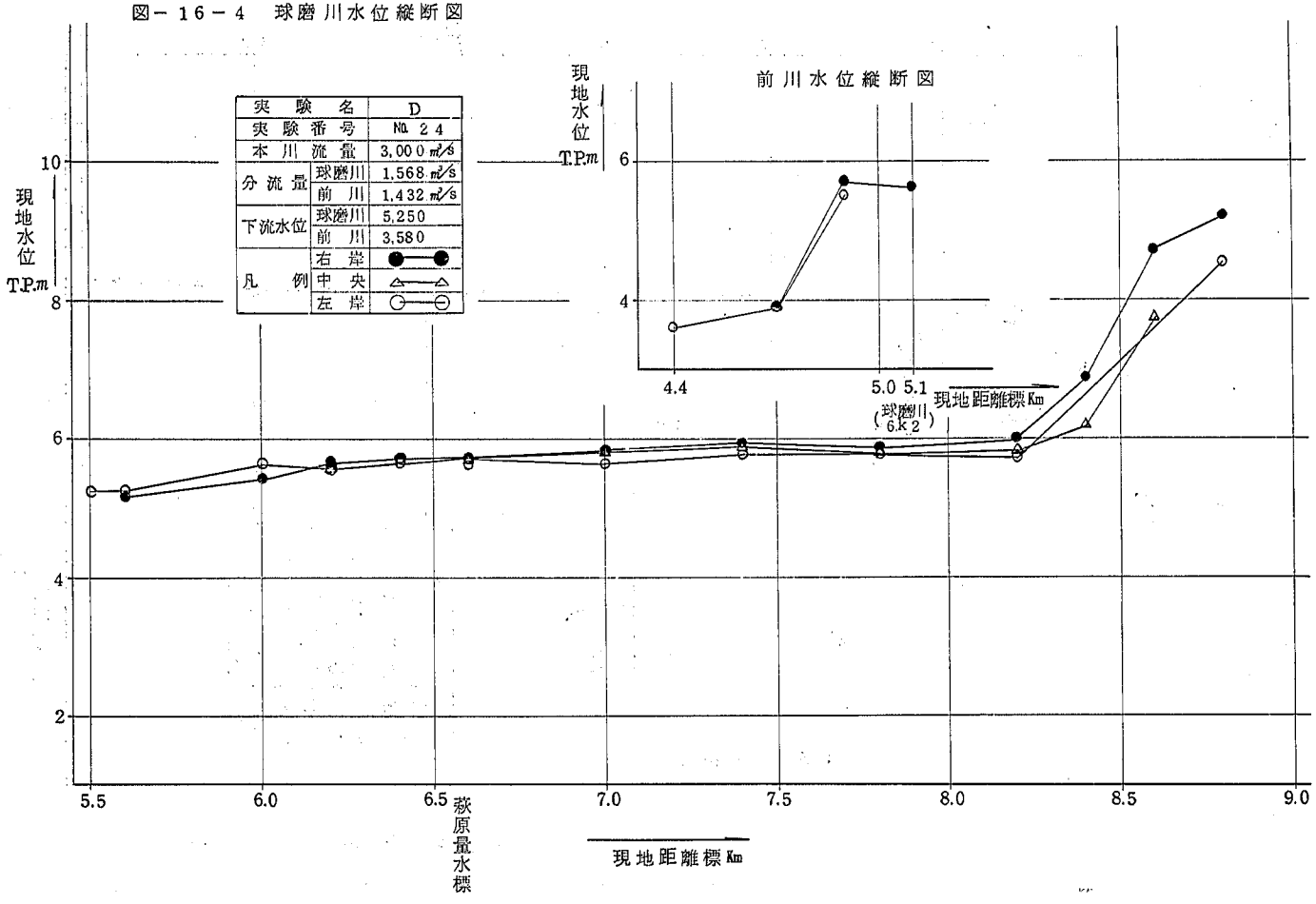
図－16－2　球磨川水位縦断図　　前川水位縦断図



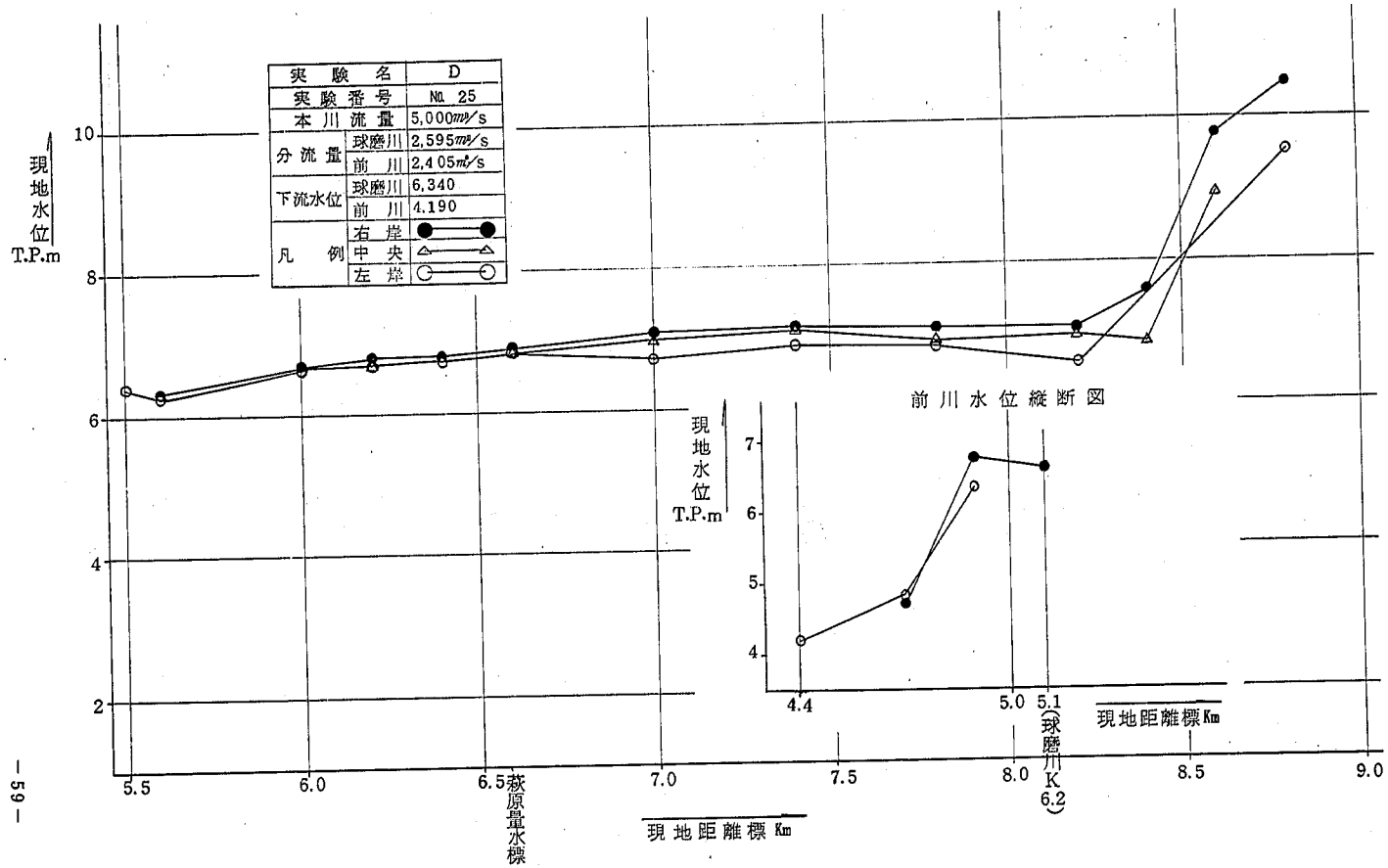
図－１６－３　球磨川水位縦断図



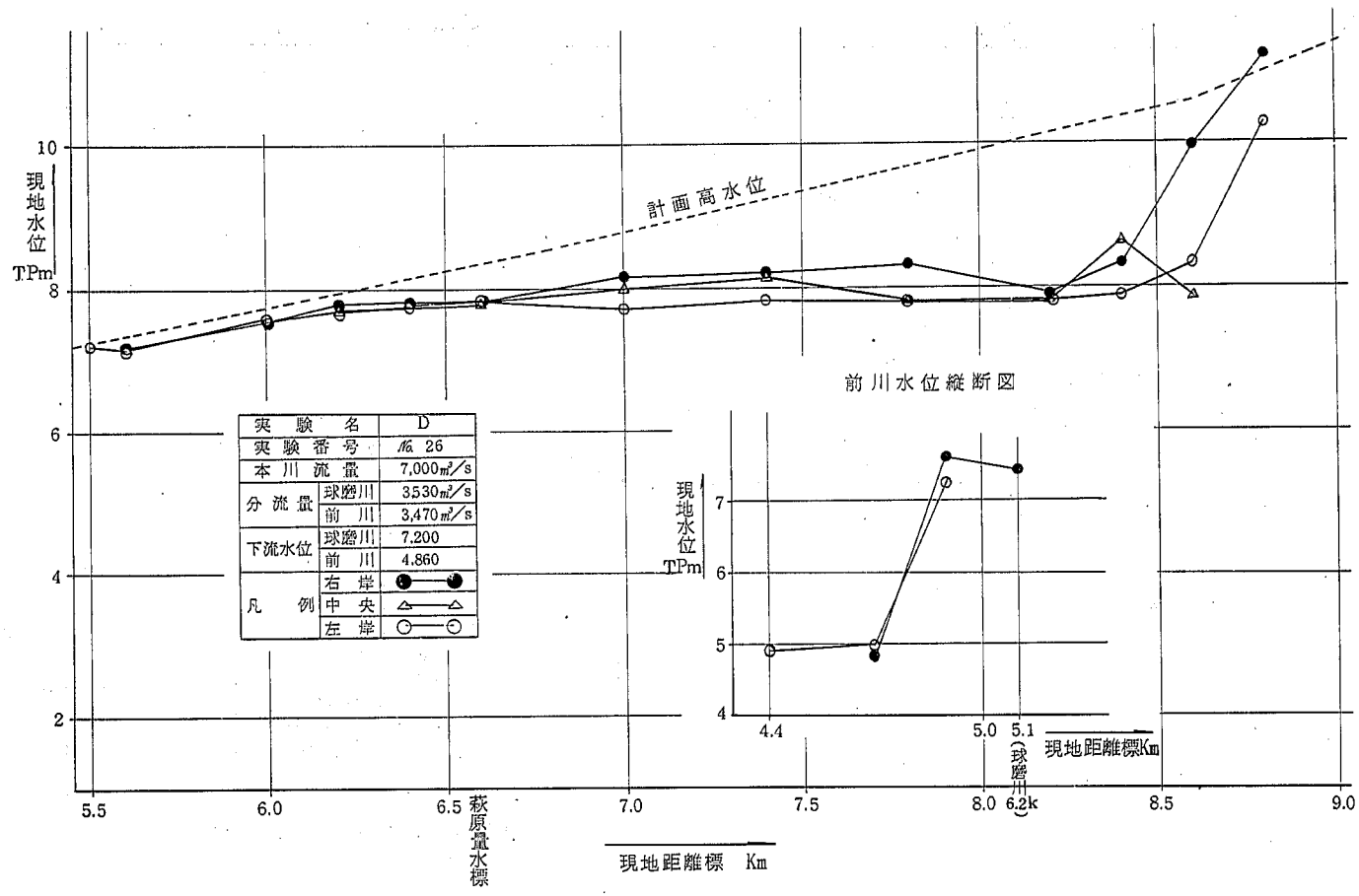
図－16－4　球磨川水位縦断図



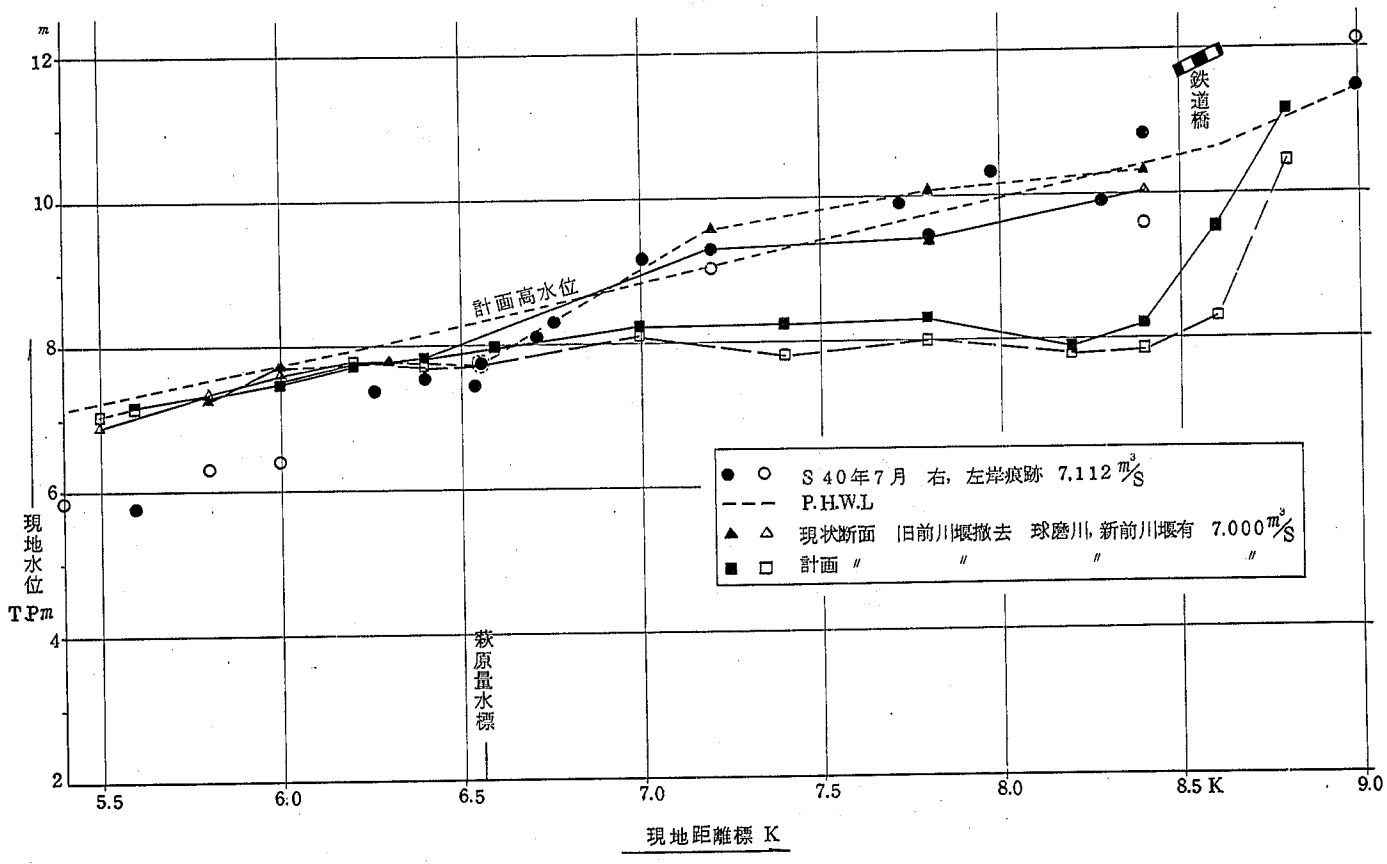
図－16－5　球磨川水位縦断図



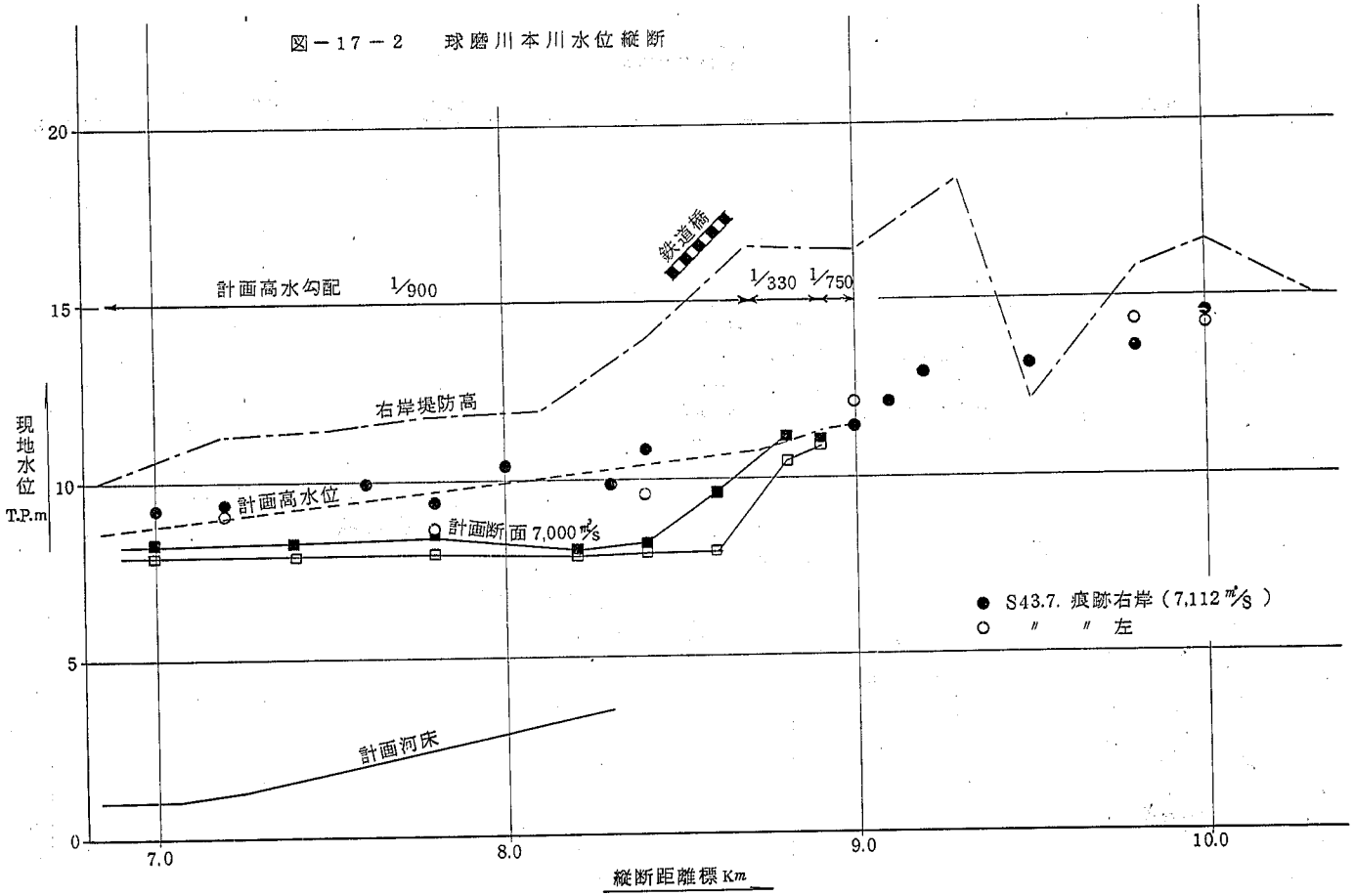
図－16－6　球磨川水位縦断図



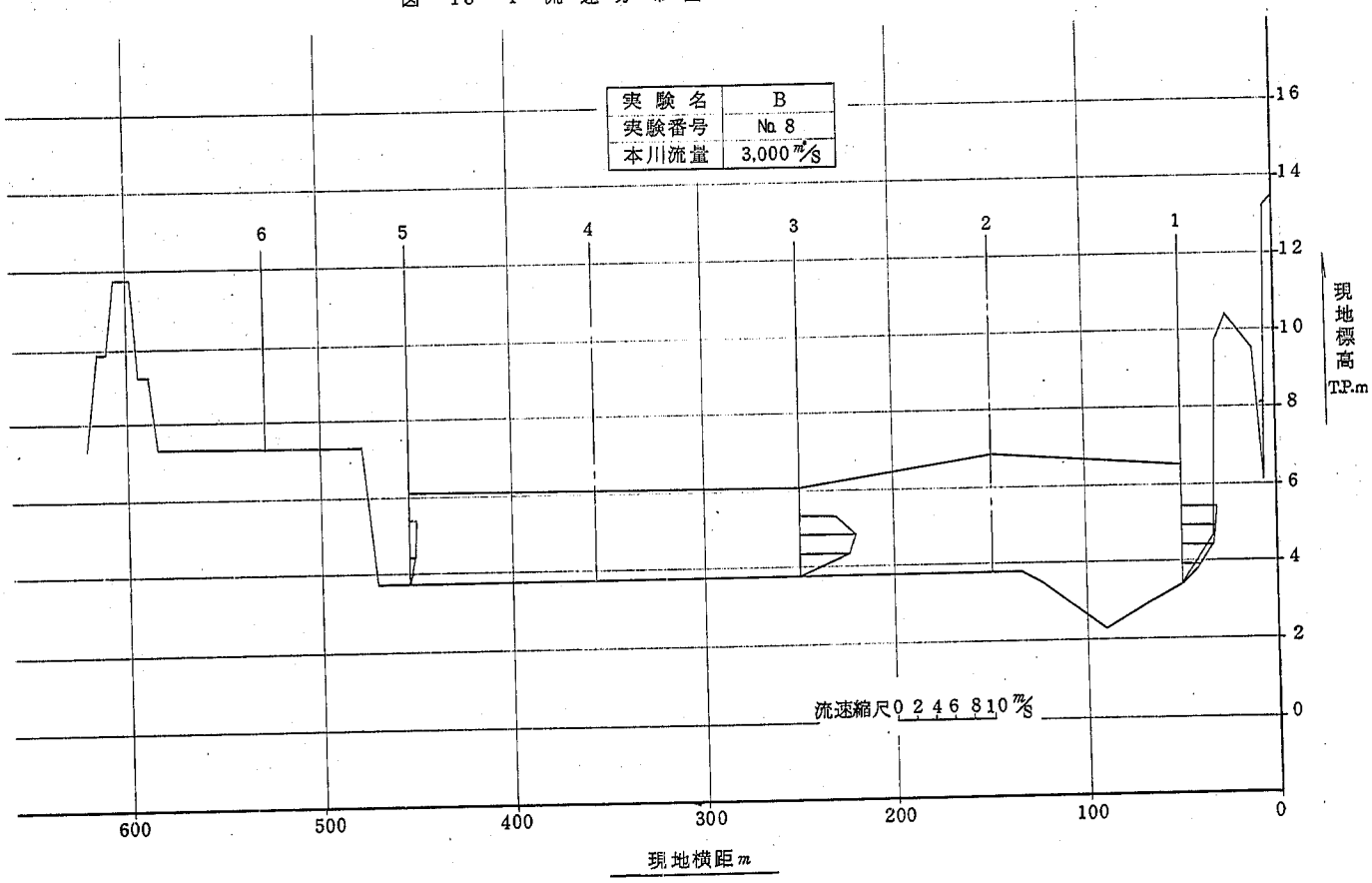
図－17－1　球磨川本川水位縦断



図－17－2　球磨川本川水位縦断

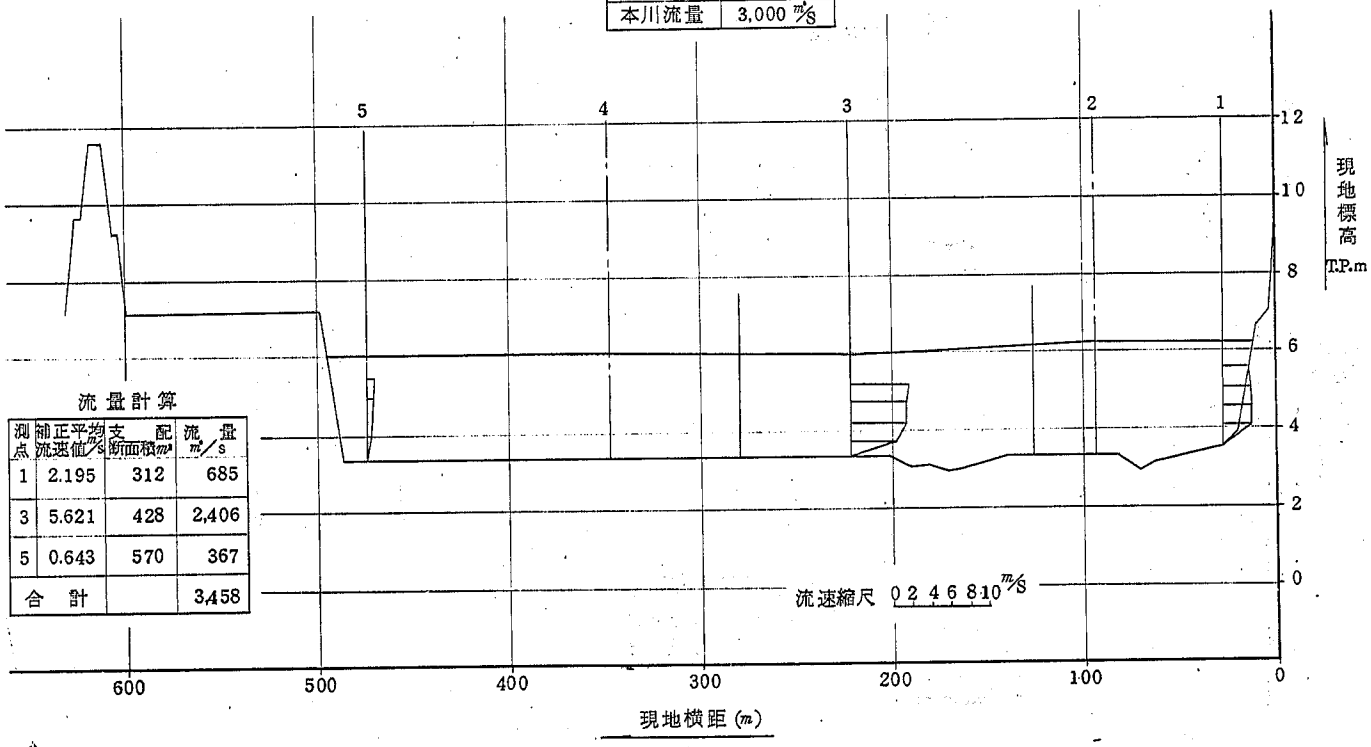


図－18－1　流速分布図　8.K4



図－18－2　流速分布図　$8^{K}2$

実験名	B
実験番号	No 8
本川流量	3,000 m³/s

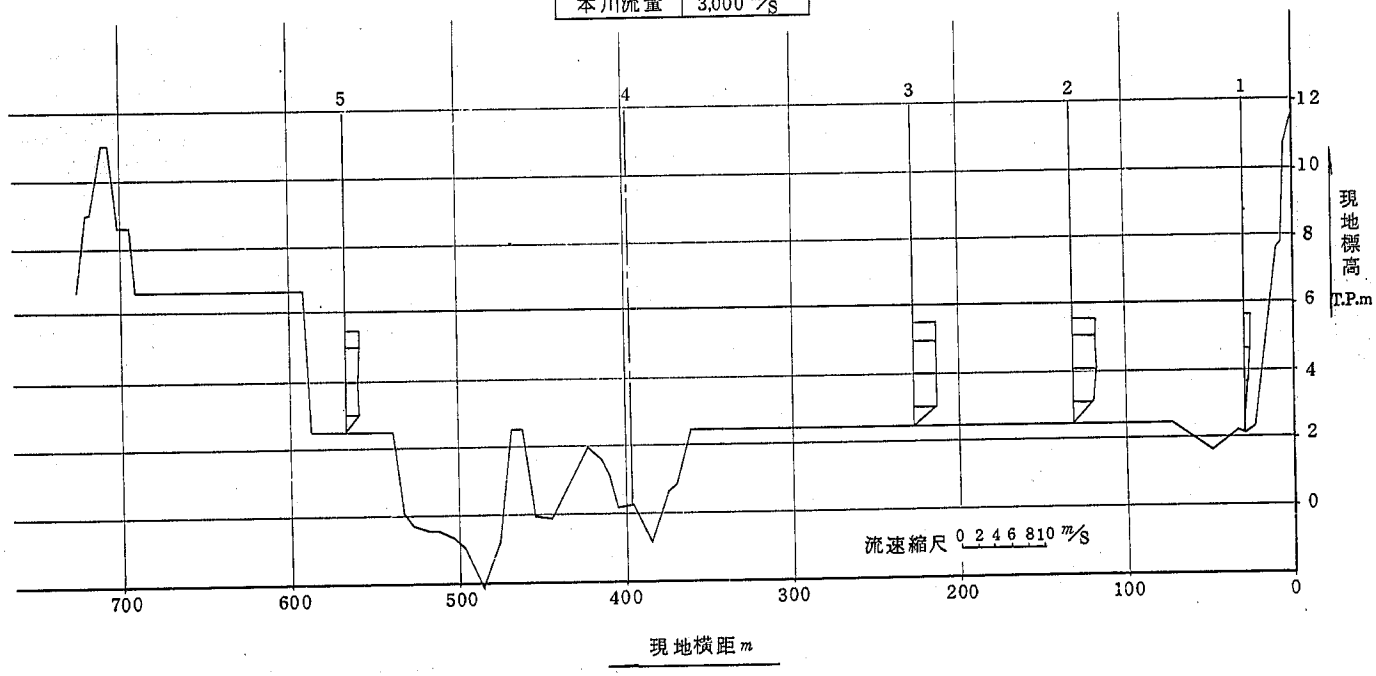


流量計算

測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	2.195	312	685
3	5.621	428	2,406
5	0.643	570	367
合計			3,458

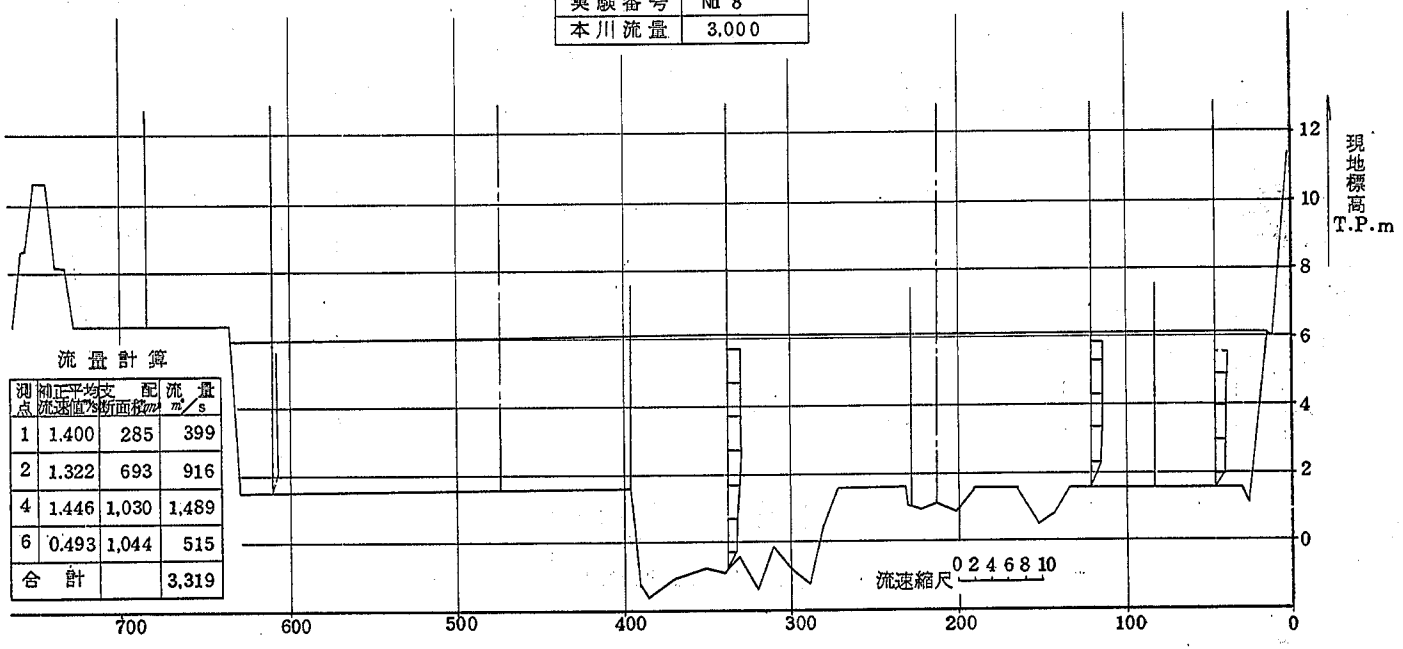
図－18－3　流　速　分　布　図　7.K8

実験名	B
実験番号	No. 8
本川流量	3,000 m³/S



図—18—4　流速分布図　7.K4

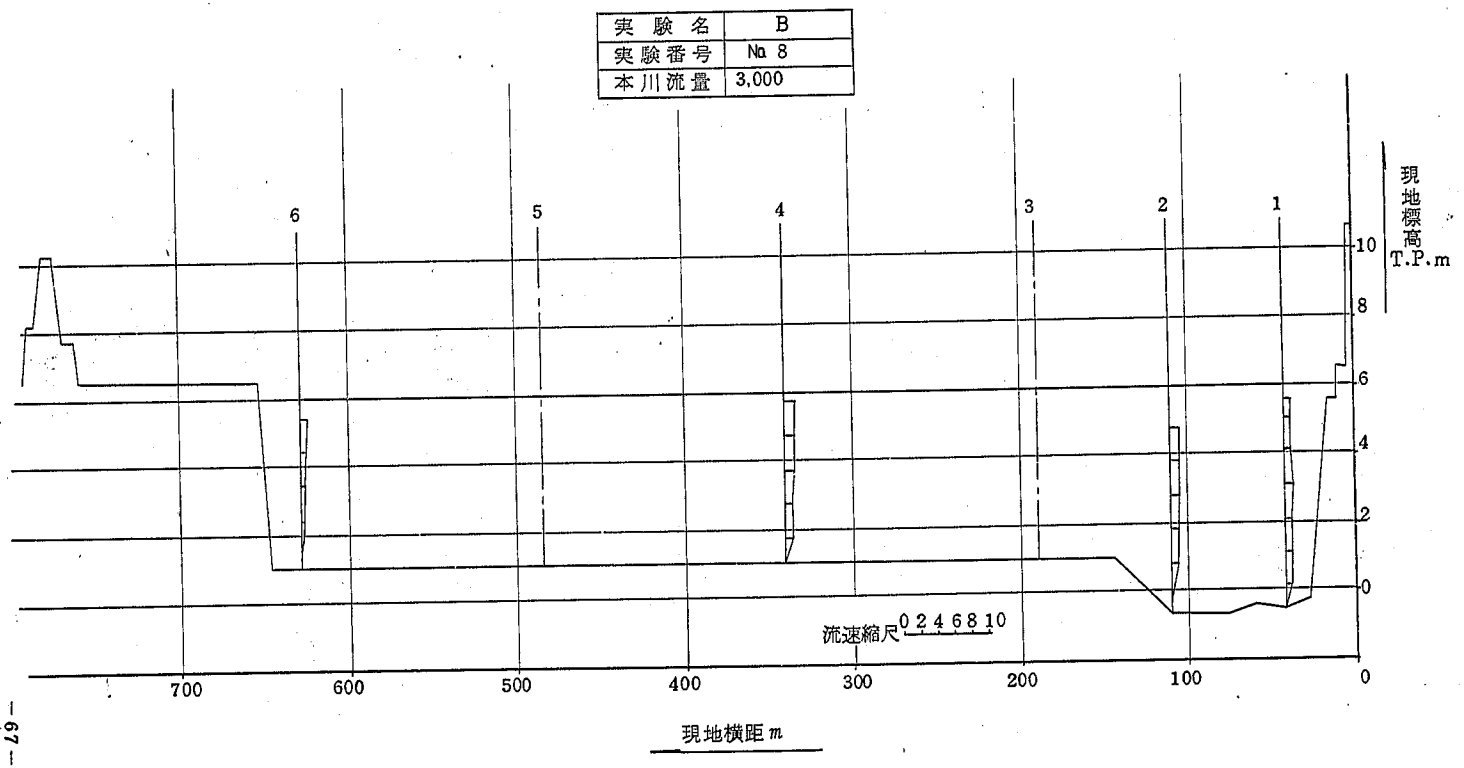
実験名	B
実験番号	No 8
本川流量	3,000



流量計算

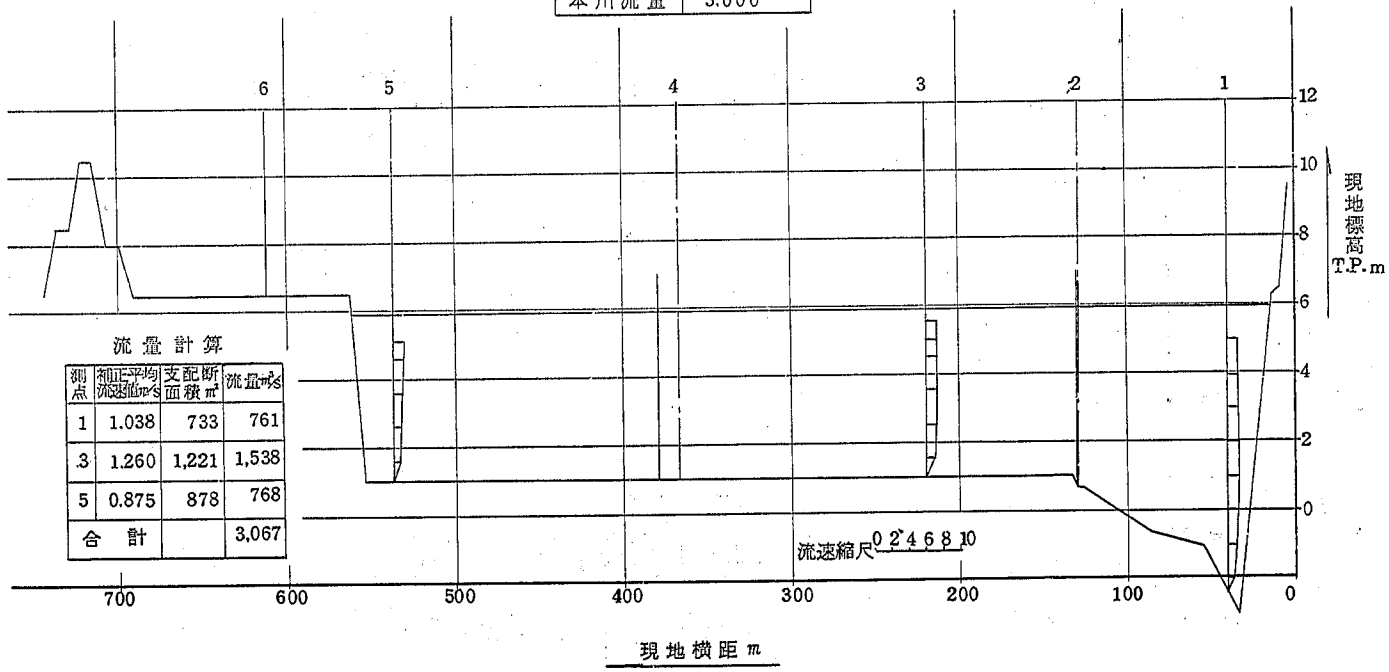
測点	補正平均流速値	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	1.400	285	399
2	1.322	693	916
4	1.446	1,030	1,489
6	0.493	1,044	515
合計			3,319

図－18－5　流　速　分　布　図　7K0



図－18－6 流 速 分 布 図 6.K_6

実験名	B
実験番号	No 8
本川流量	3.000

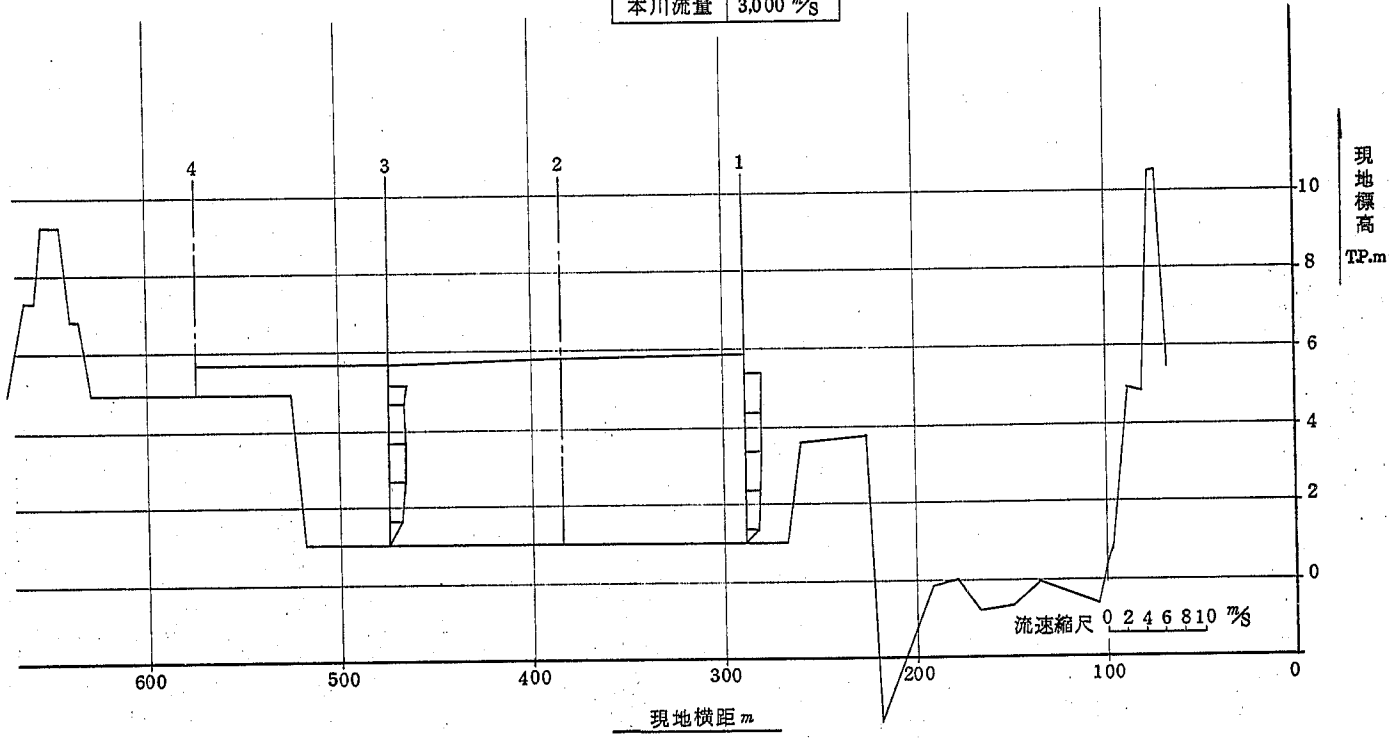


流量計算

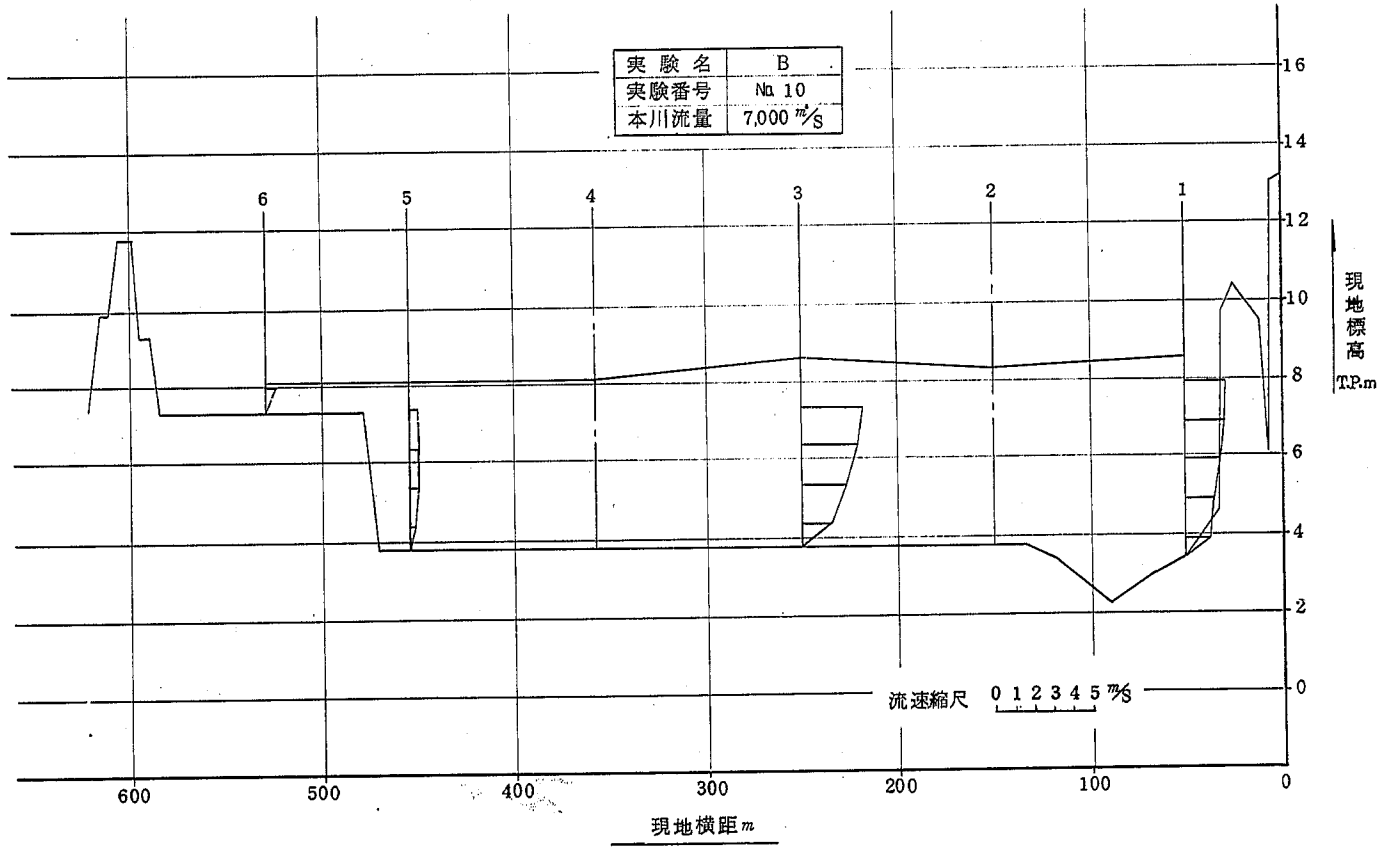
測点	補正平均流速 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	1.038	733	761
3	1.260	1,221	1,538
5	0.875	878	768
合計			3,067

図－18－7　流速分布図　$6^{K}2$

実験名	B
実験番号	No 8
本川流量	3,000 m³/s

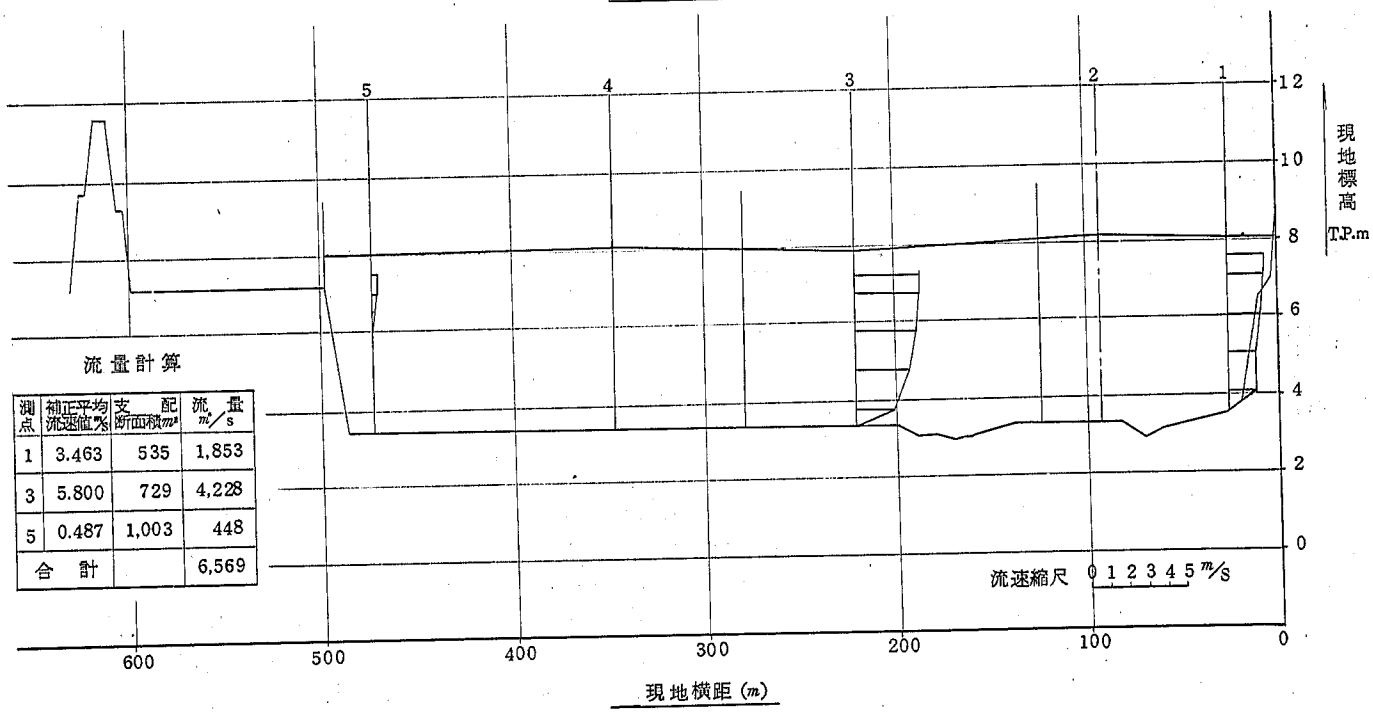


図－19－1　流速分布図 8.K4



図－19－2　流速分布図　8.K2

実験名	B
実験番号	No.10
本川流量	7,000 m³/s

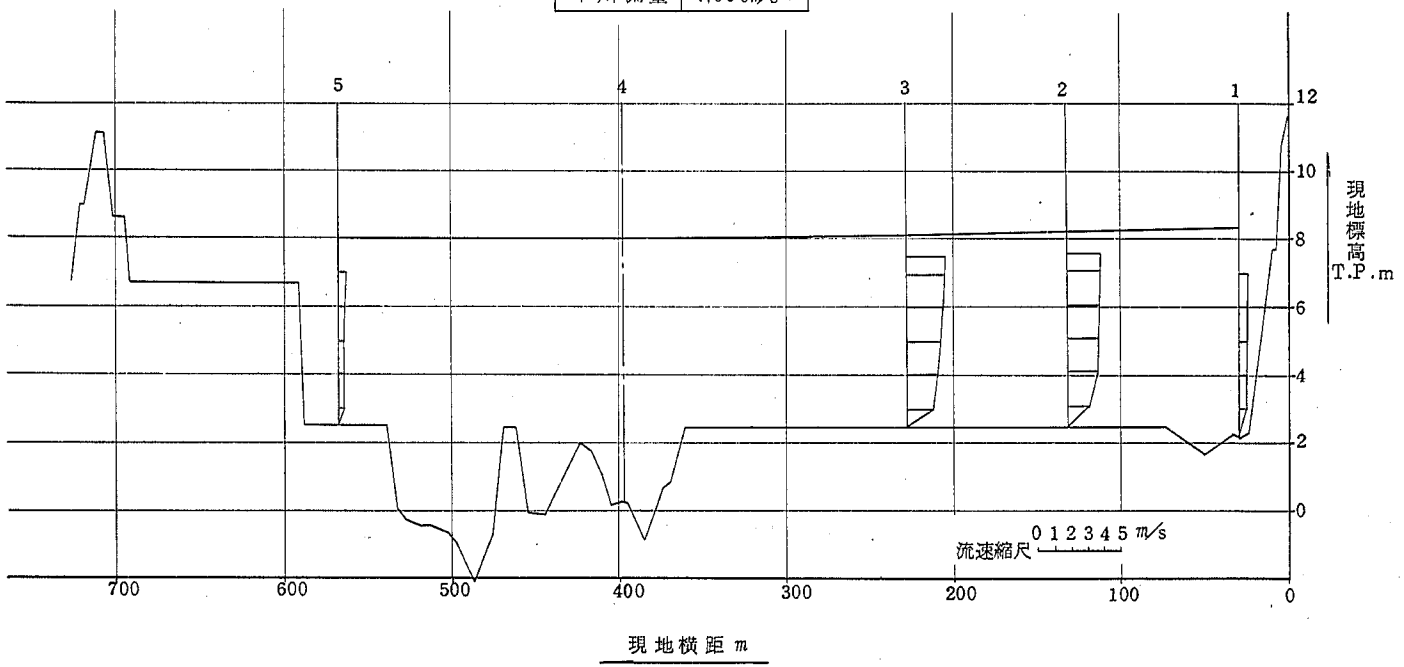


流量計算

測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	3.463	535	1,853
3	5.800	729	4,228
5	0.487	1,003	448
合計			6,569

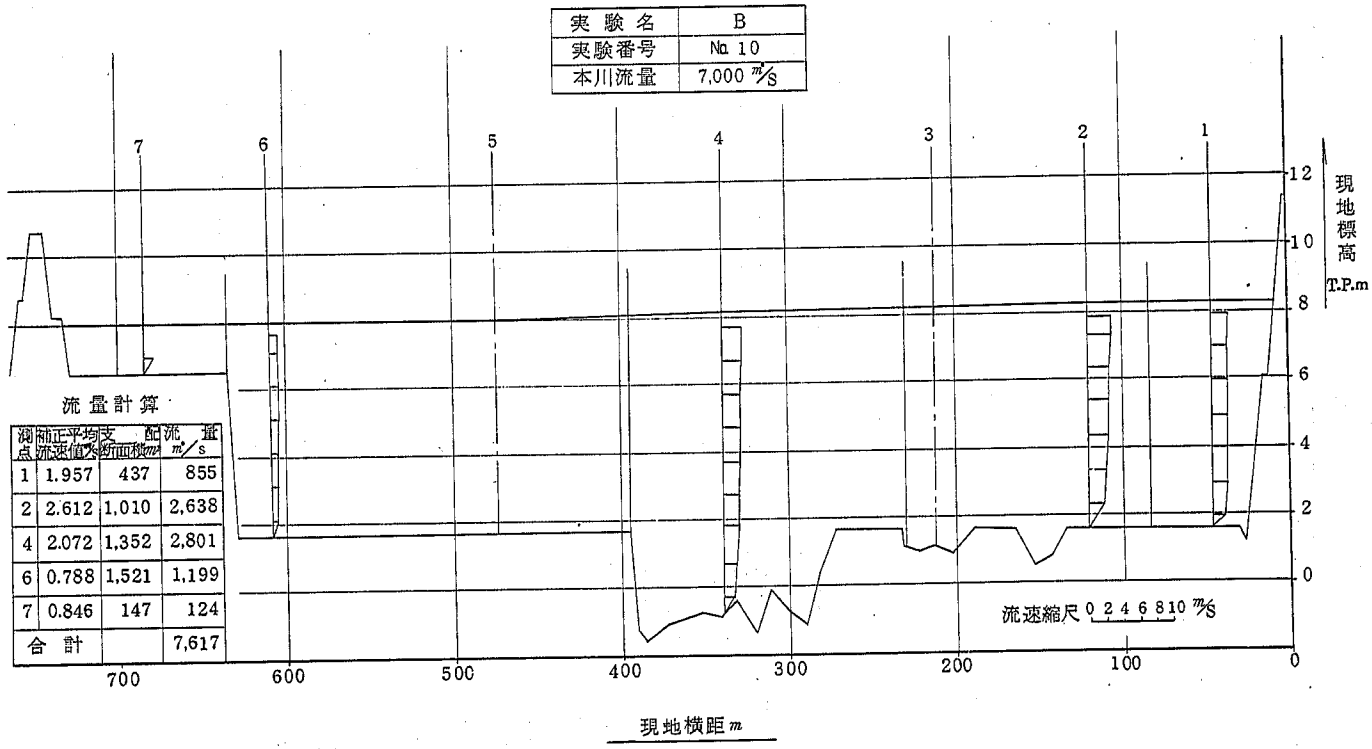
図－19－3　流速分布図　7.K8

実験名	B
実験番号	No 10
本川流量	7,000m³/s



図－19－4　流　速　分　布　図　7.K4

実験名	B
実験番号	No. 10
本川流量	7,000 m³/s

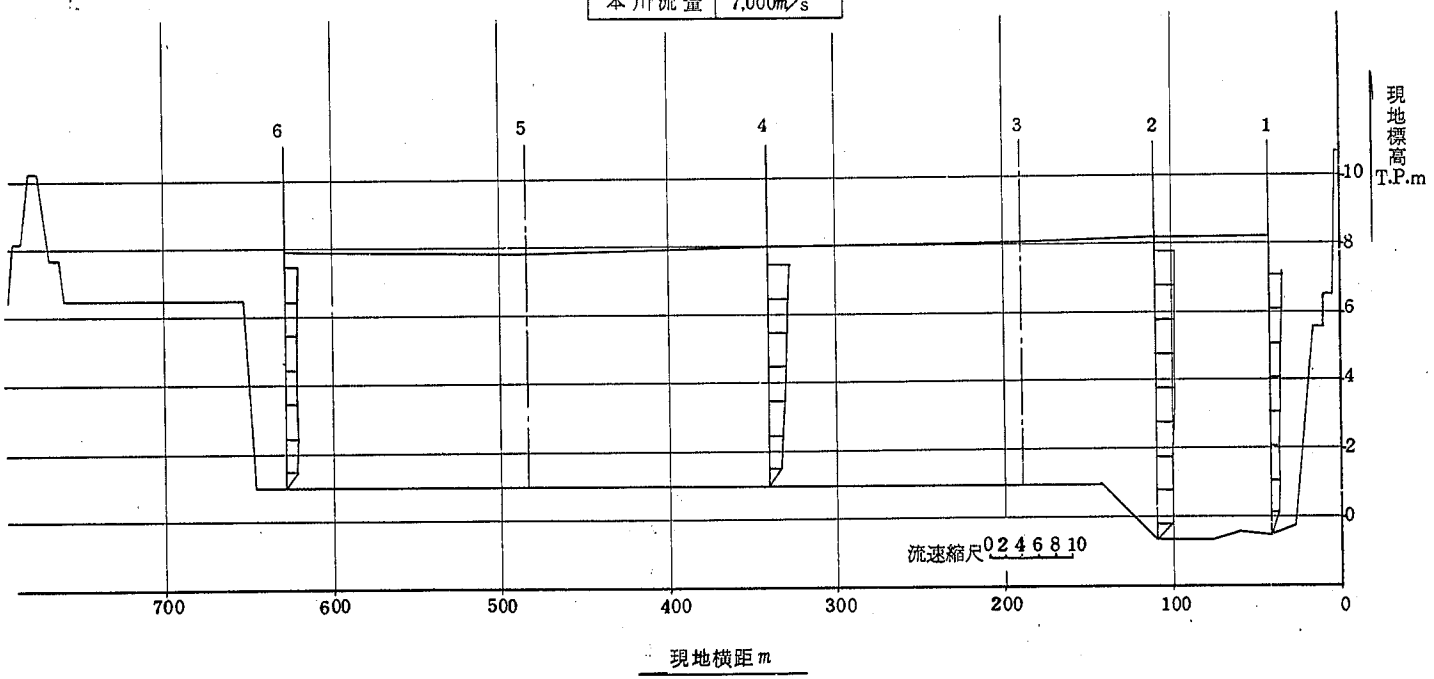


流量計算

測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	1.957	437	855
2	2.612	1,010	2,638
4	2.072	1,352	2,801
6	0.788	1,521	1,199
7	0.846	147	124
合計			7,617

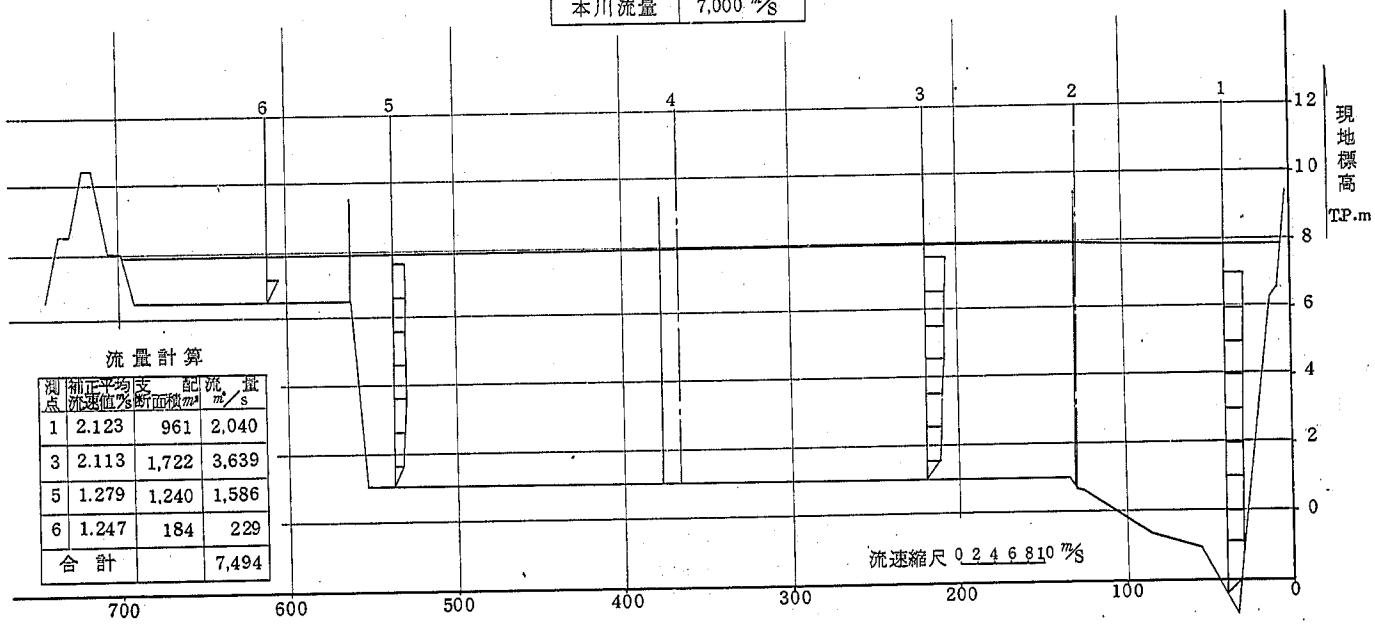
図－19－5　流速分布図　7.K0

実験名	B
実験番号	No 10
本川流量	7,000m³/s



図－19－6　流速分布図　6.K6

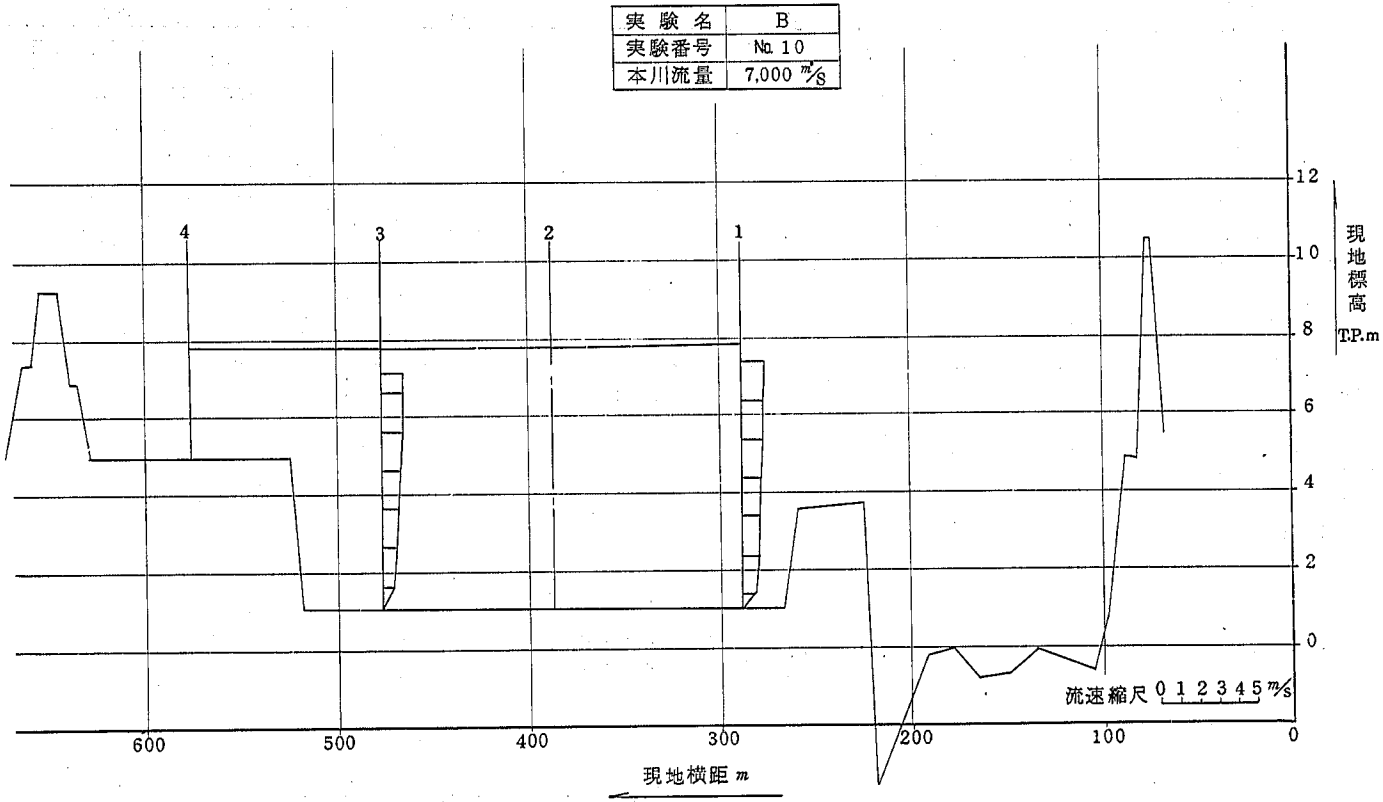
実験名	B
実験番号	No.10
本川流量	7,000 m³/s



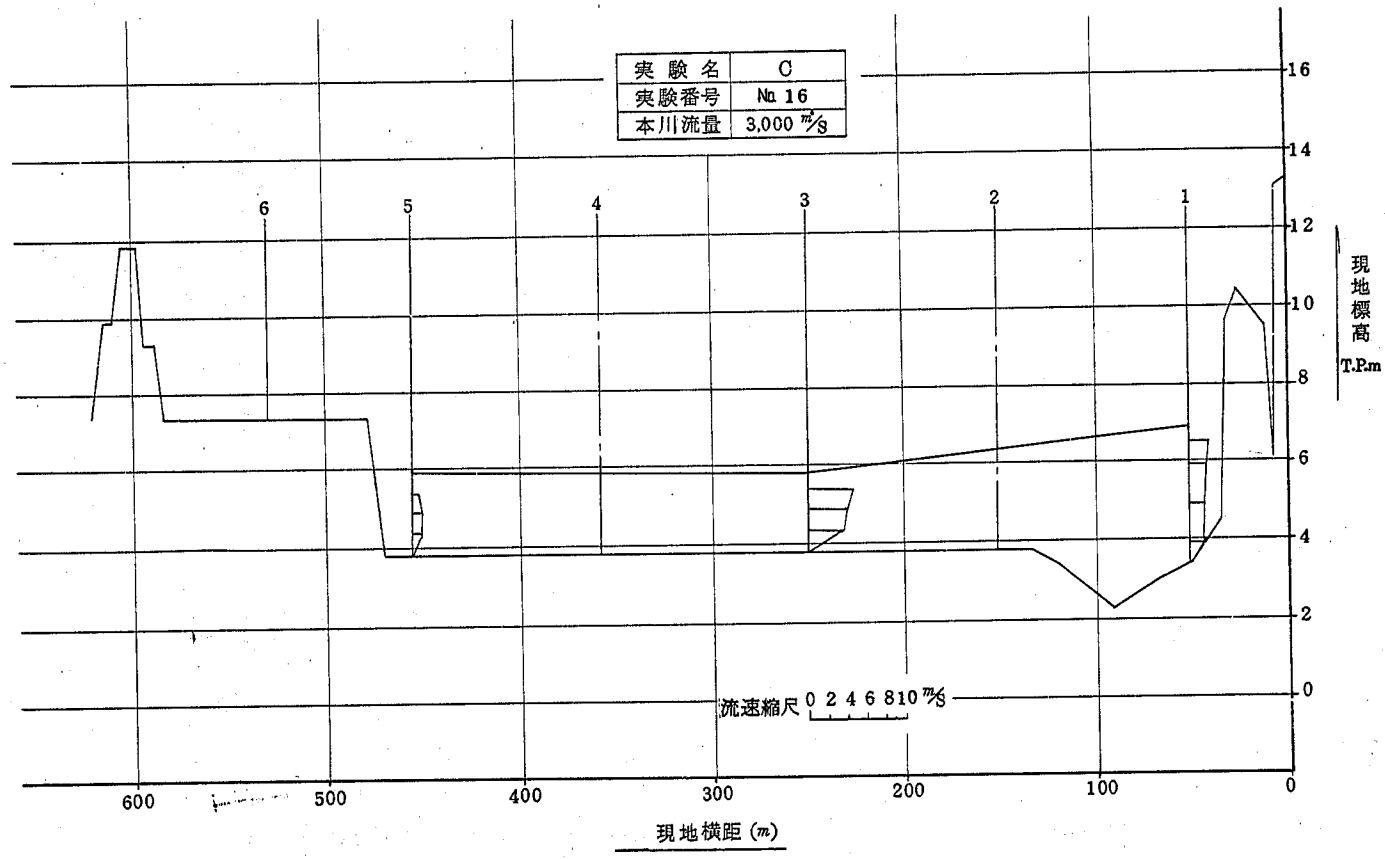
流量計算

測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	2.123	961	2,040
3	2.113	1,722	3,639
5	1.279	1,240	1,586
6	1.247	184	229
合計			7,494

図－19－7　流速分布図　6.^{K}2

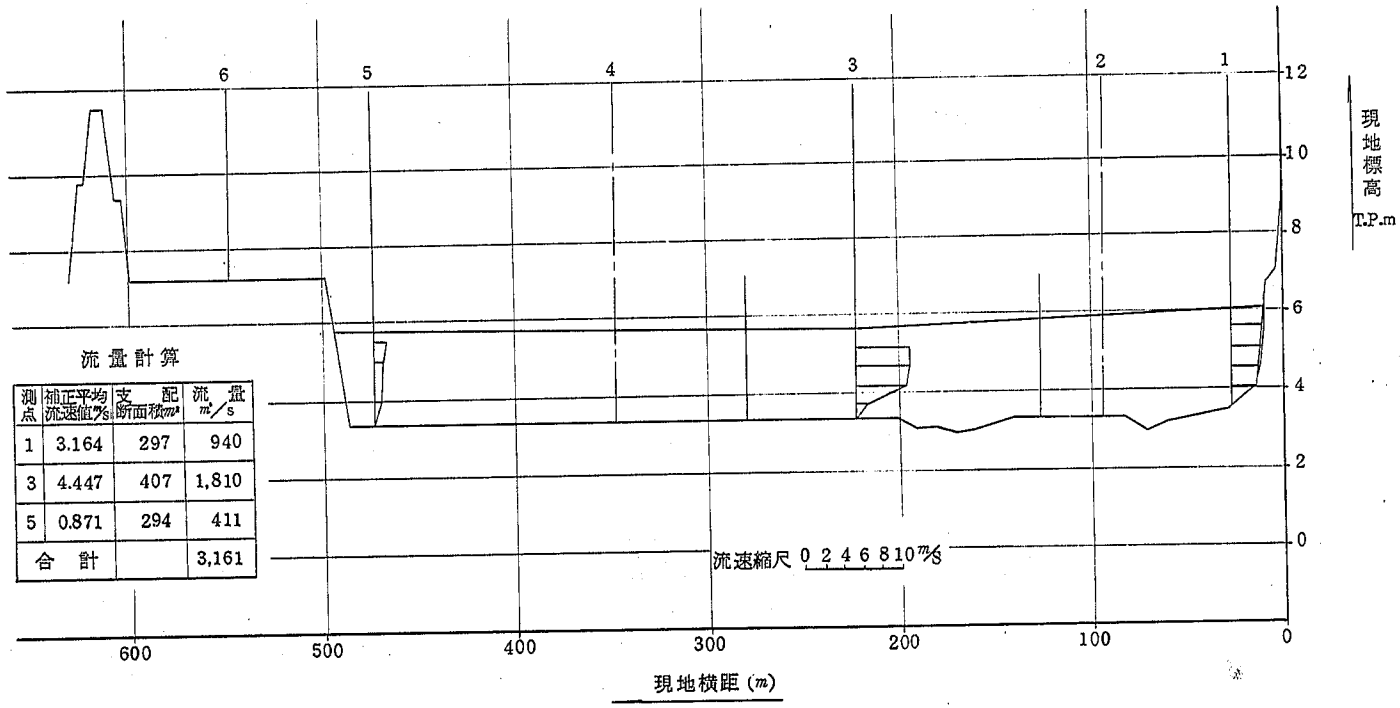


図－20－1　流速分布図 8.K4



図－20－2 流 速 分 布 図 8.K2

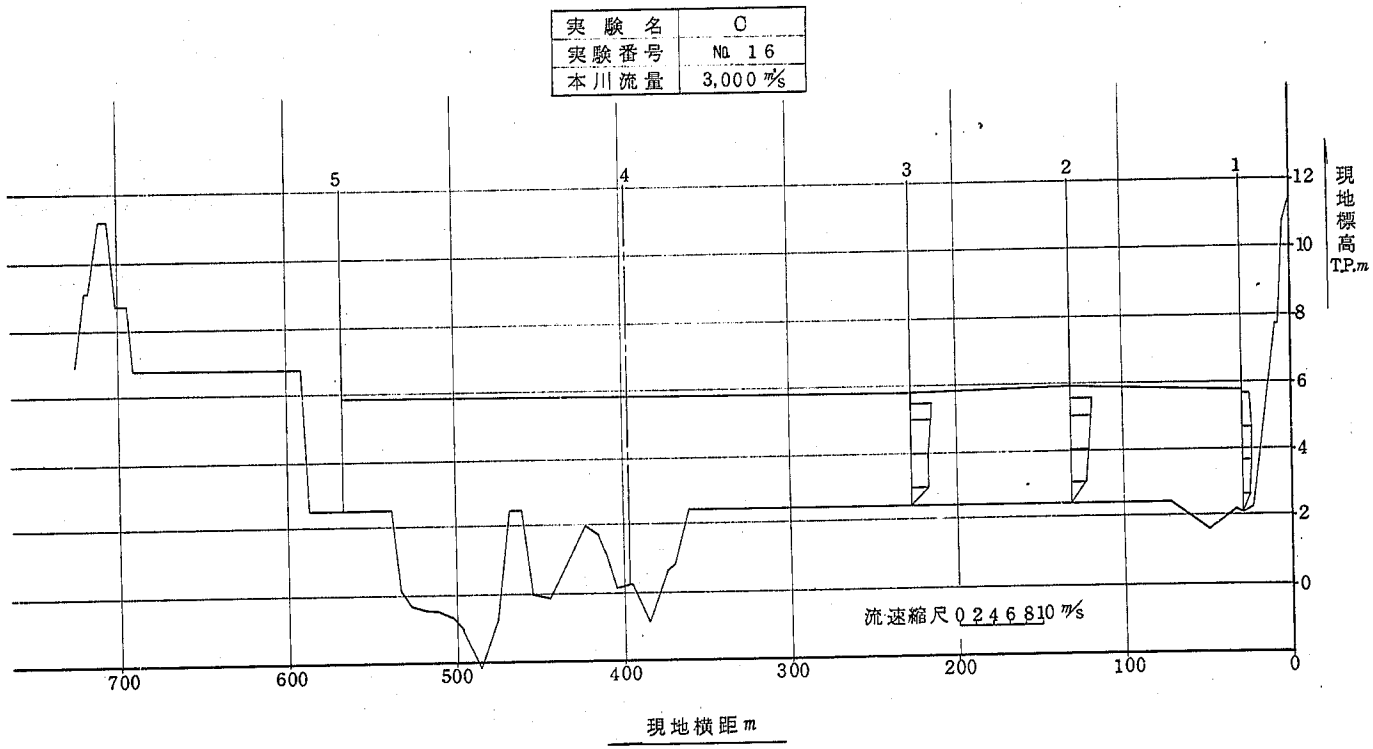
実験名	C
実験番号	No 16
本川流量	3,000 m³/s



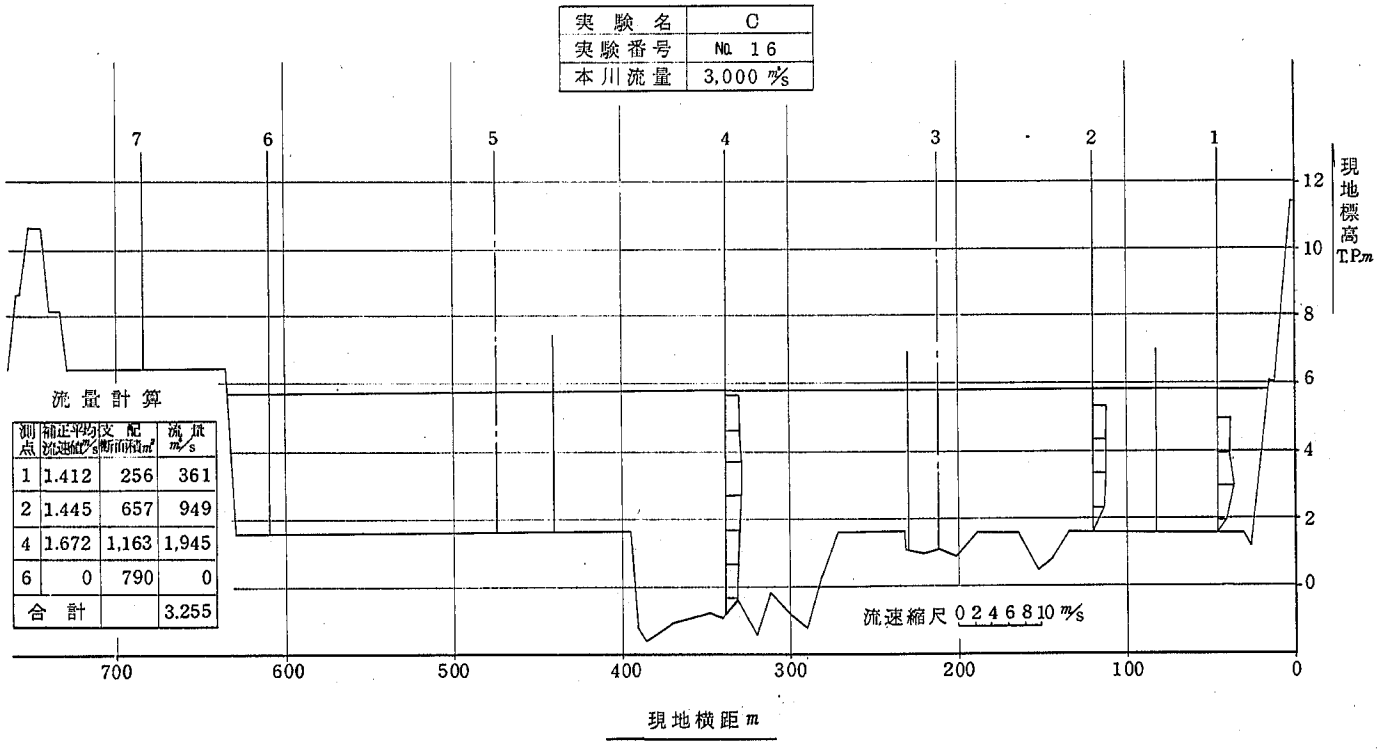
流量計算

測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	3.164	297	940
3	4.447	407	1,810
5	0.871	294	411
合計			3,161

図－２０－３　流　速　分　布　図　7.K８



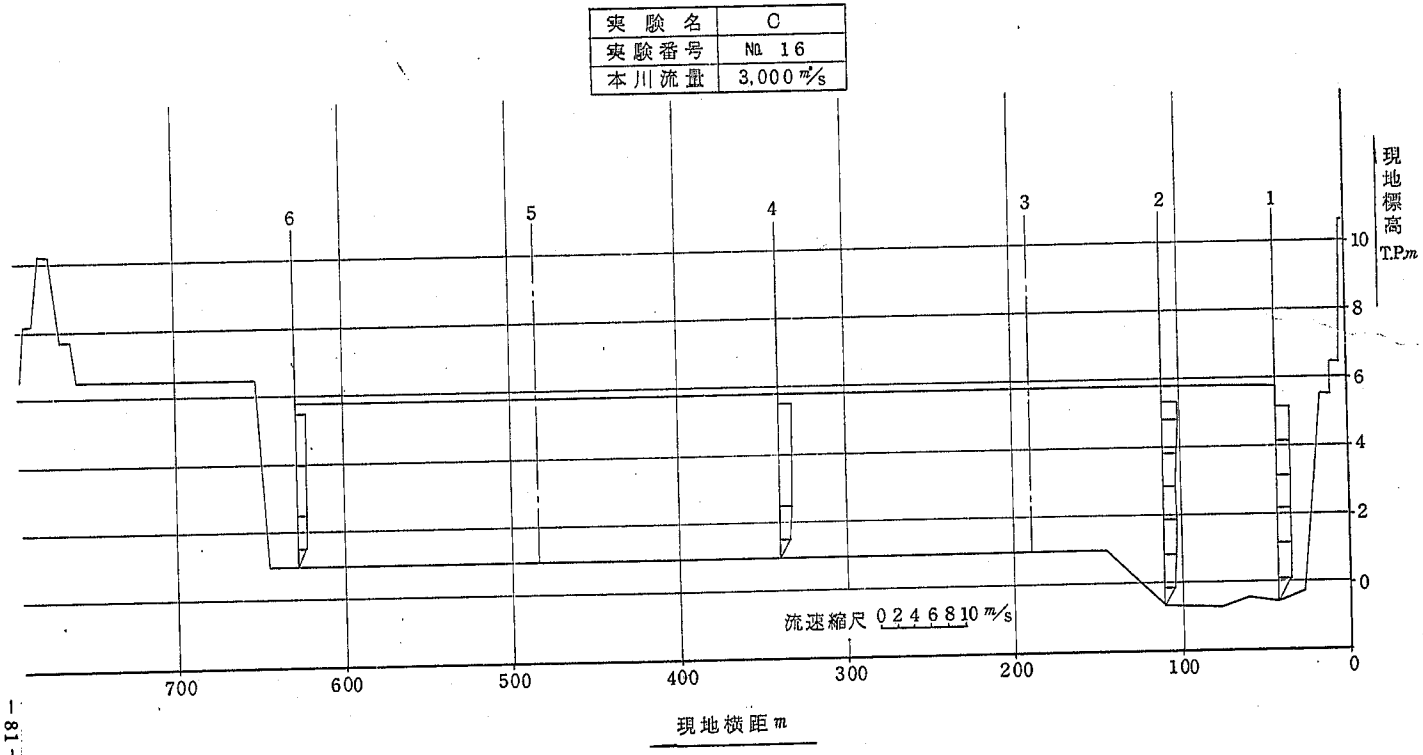
図－２０－４　流　速　分　布　図　7.K４



流量計算

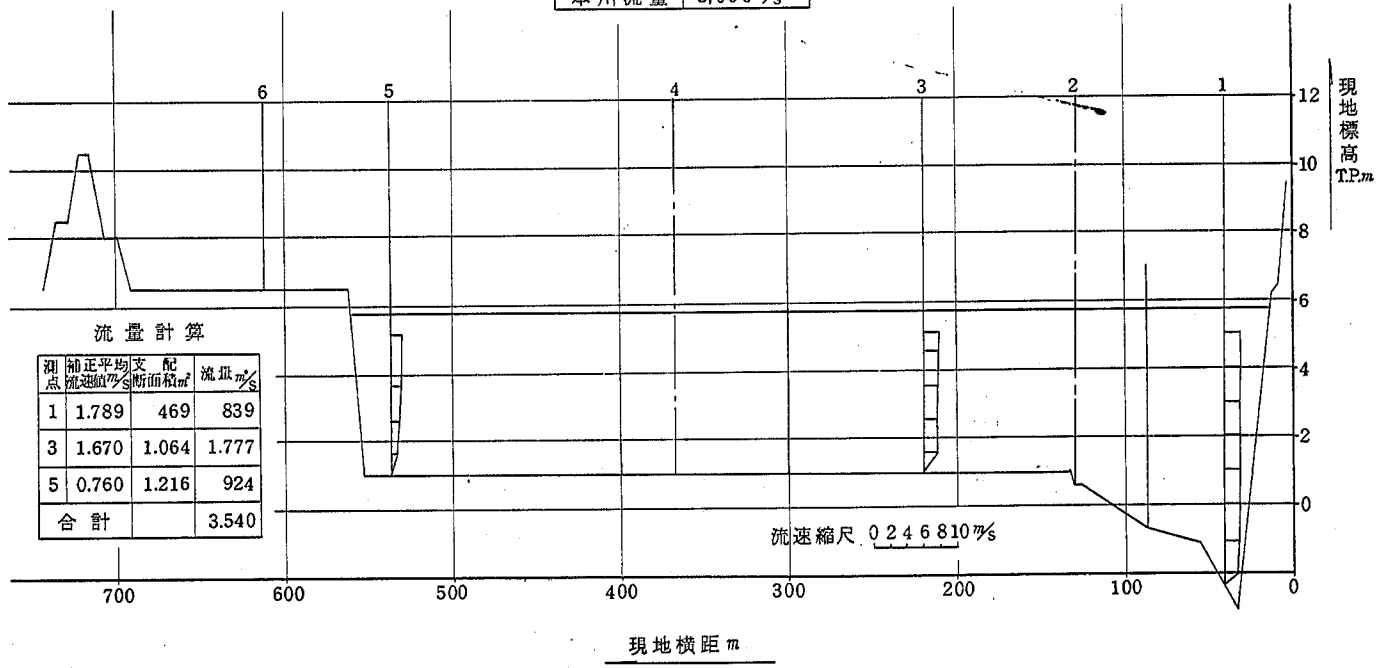
測点	補正平均流速 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	1.412	256	361
2	1.445	657	949
4	1.672	1,163	1,945
6	0	790	0
合計			3.255

図－20－5　流　速　分　布　図　7.K 0



図－20－6　流　速　分　布　図　6.K 6

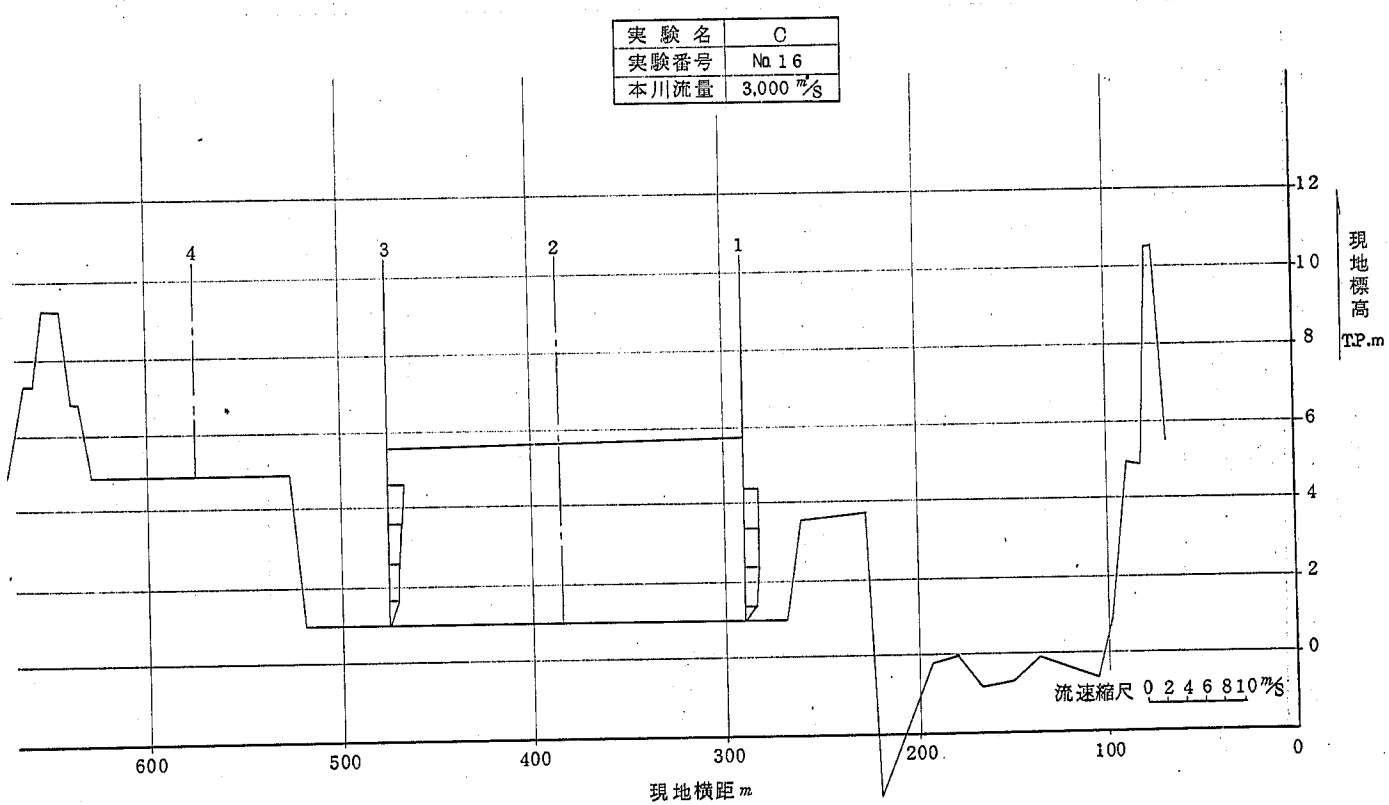
実験名	C
実験番号	No. 14
本川流量	3,000 m³/s



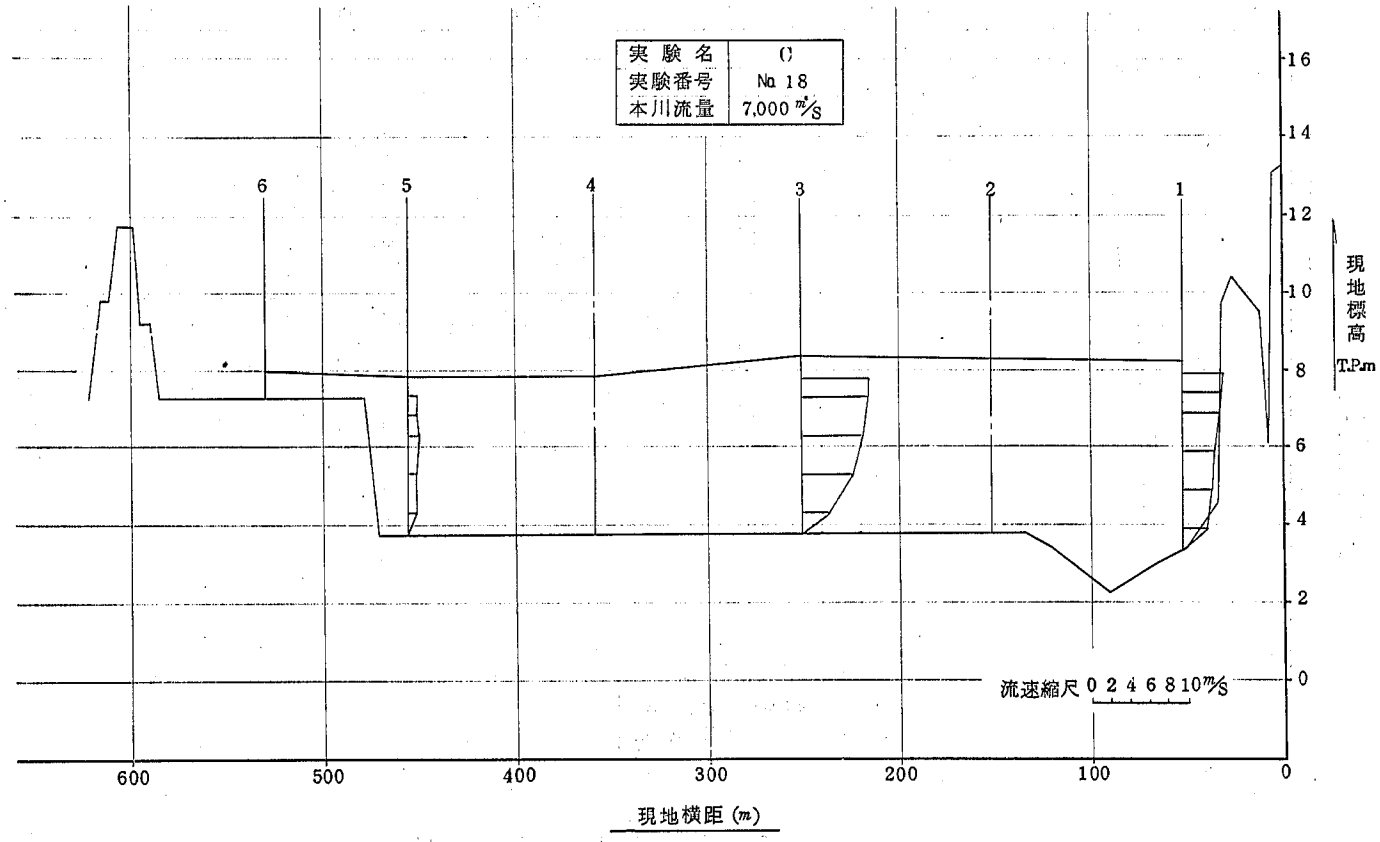
流量計算

測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	1.789	469	839
3	1.670	1.064	1.777
5	0.760	1.216	924
合計			3.540

図－２０－７　流速分布図　$6^{K}2$

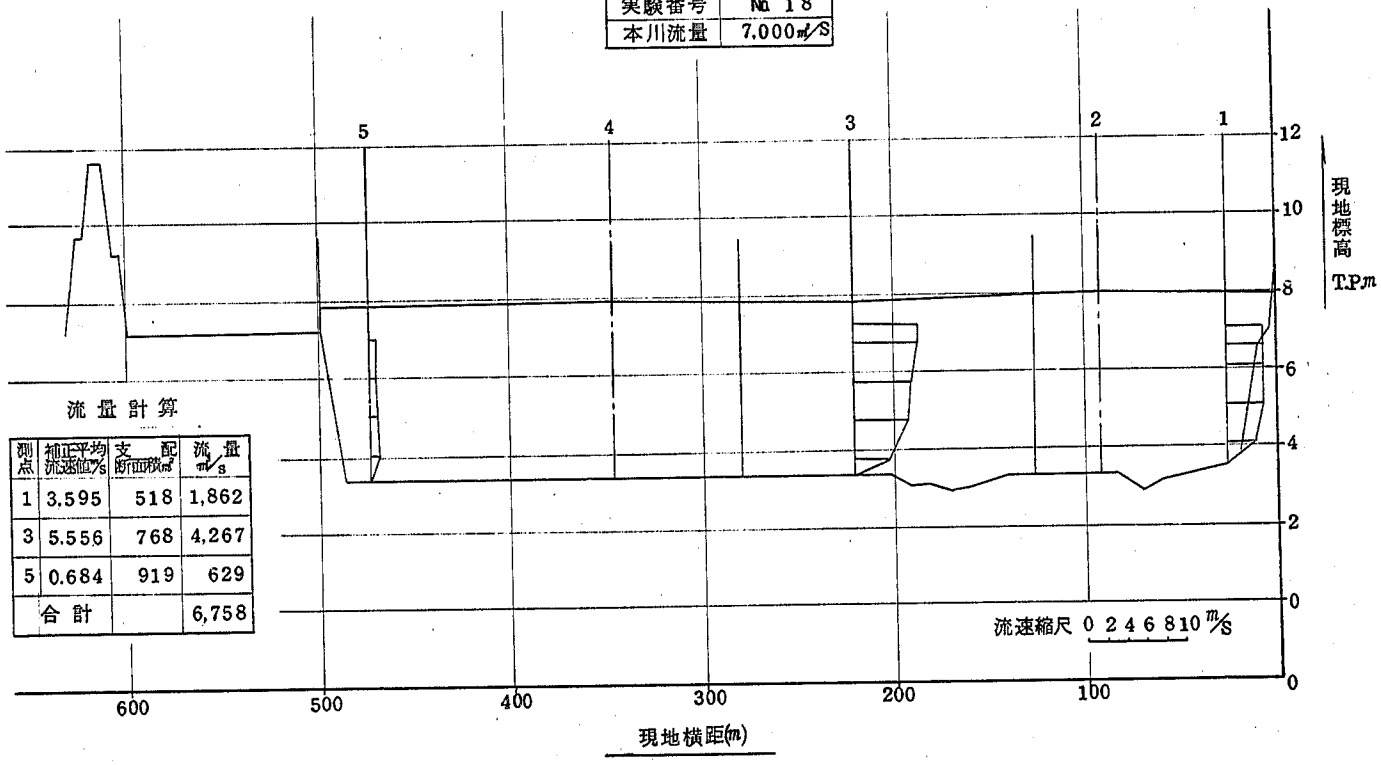


図－21－1　流速分布図　8K4



図－21－2　流速分布図 8.k2

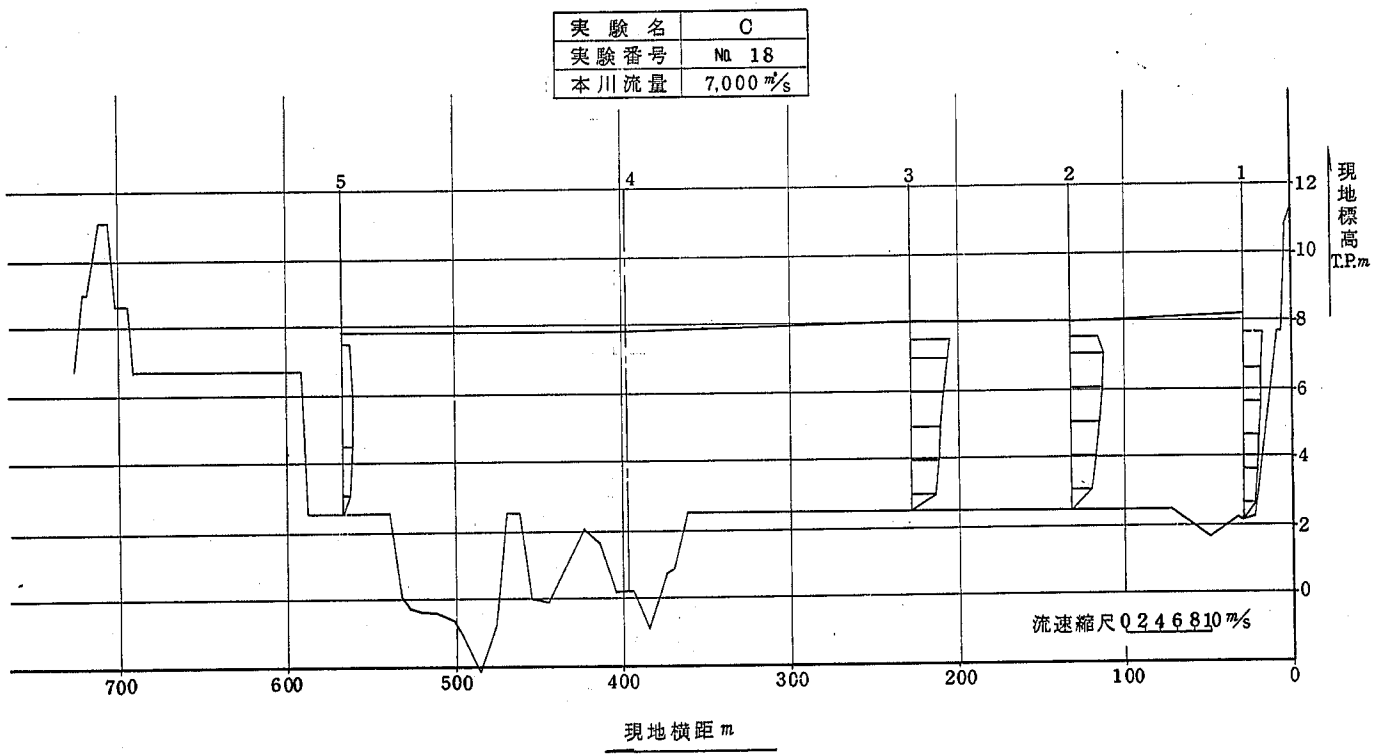
実験名	C
実験番号	No 18
本川流量	7.000㎥/S



流量計算

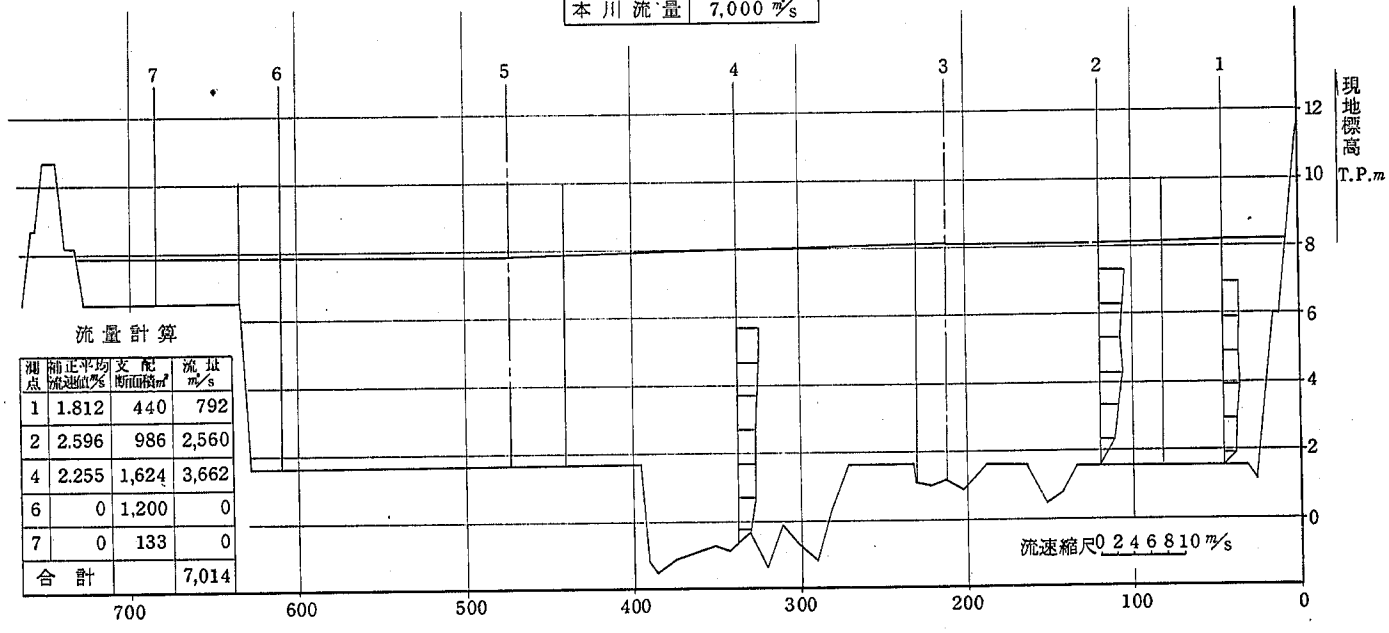
測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	3.595	518	1,862
3	5.556	768	4,267
5	0.684	919	629
合計			6,758

図－21－3 流 速 分 布 図 7.K8



図－２１－４　流　速　分　布　図　7.K４

実　験　名	C
実験番号	No. 18
本川流量	7,000 m/s

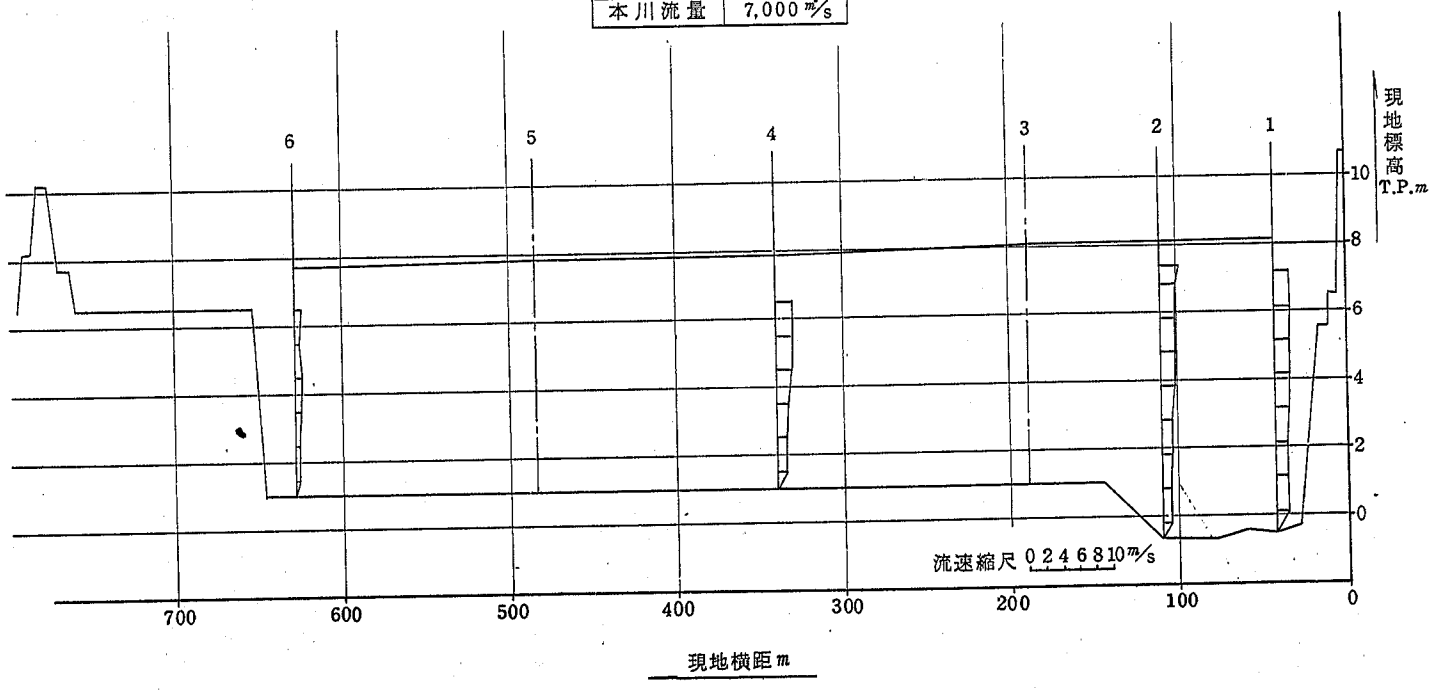


流量計算

測点	補正平均流速 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	1.812	440	792
2	2.596	986	2,560
4	2.255	1,624	3,662
6	0	1,200	0
7	0	133	0
合　計			7,014

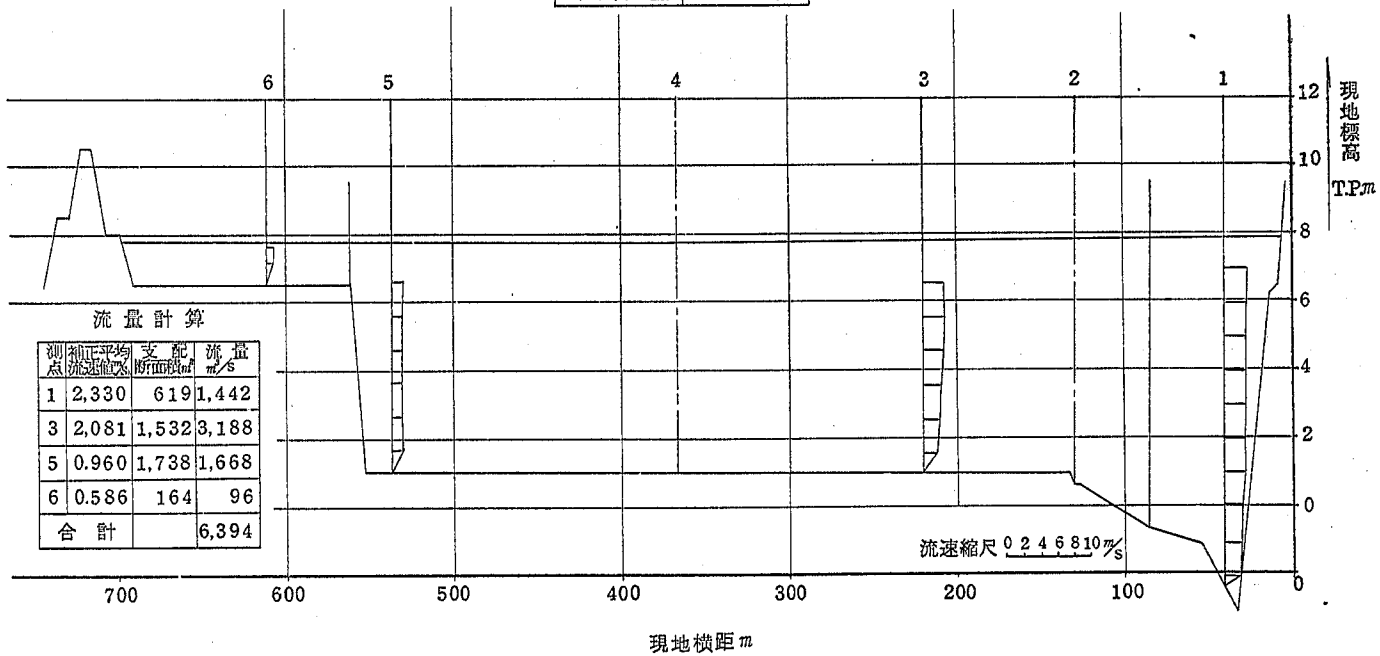
図－２１－５　流　速　分　布　図　7.K０

実　験　名	C
実験番号	No. 18
本川流量	7,000 m³/s



図－21－6　流　速　分　布　図　6.K 6

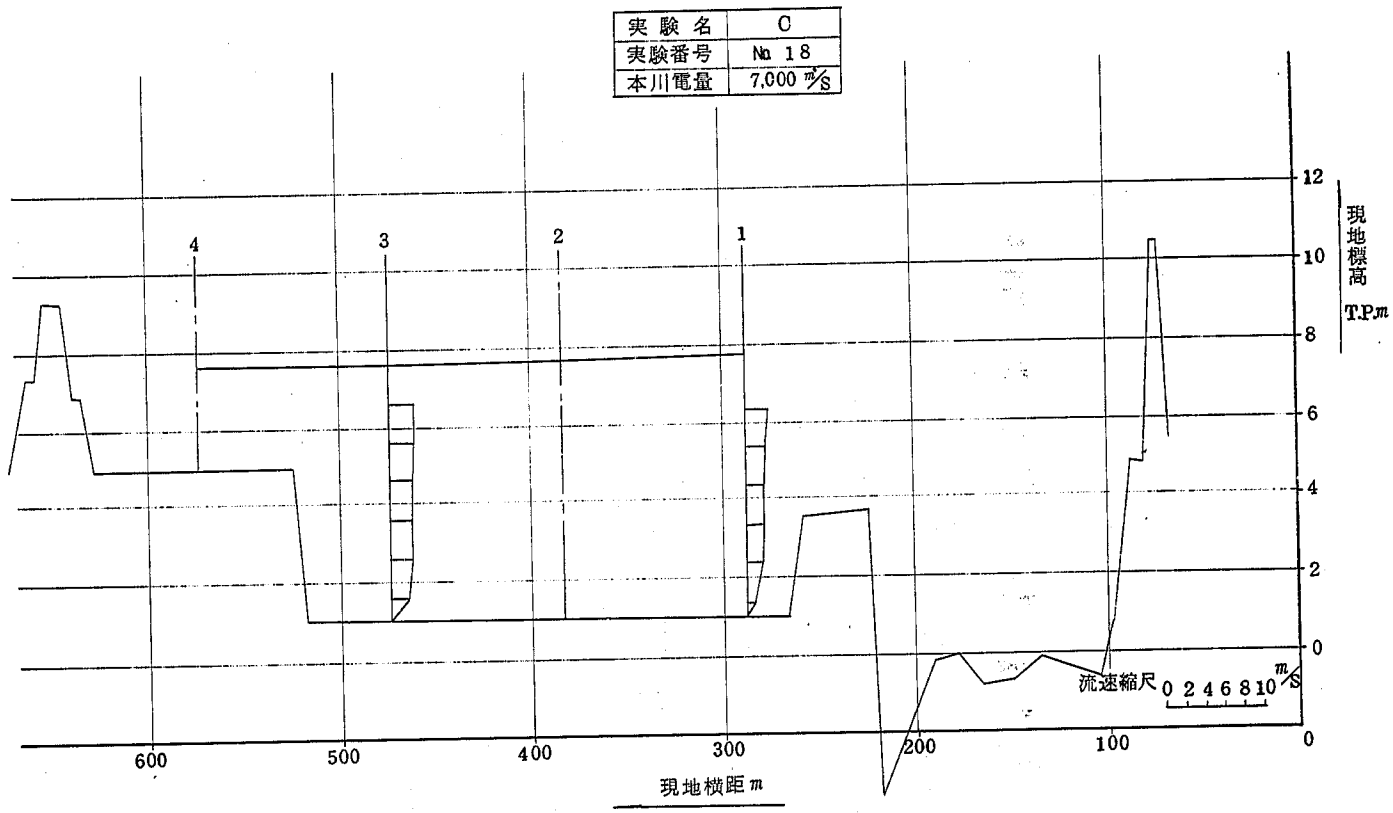
実験名	C
実験番号	No. 18
本川流量	7,000 ㎥/S



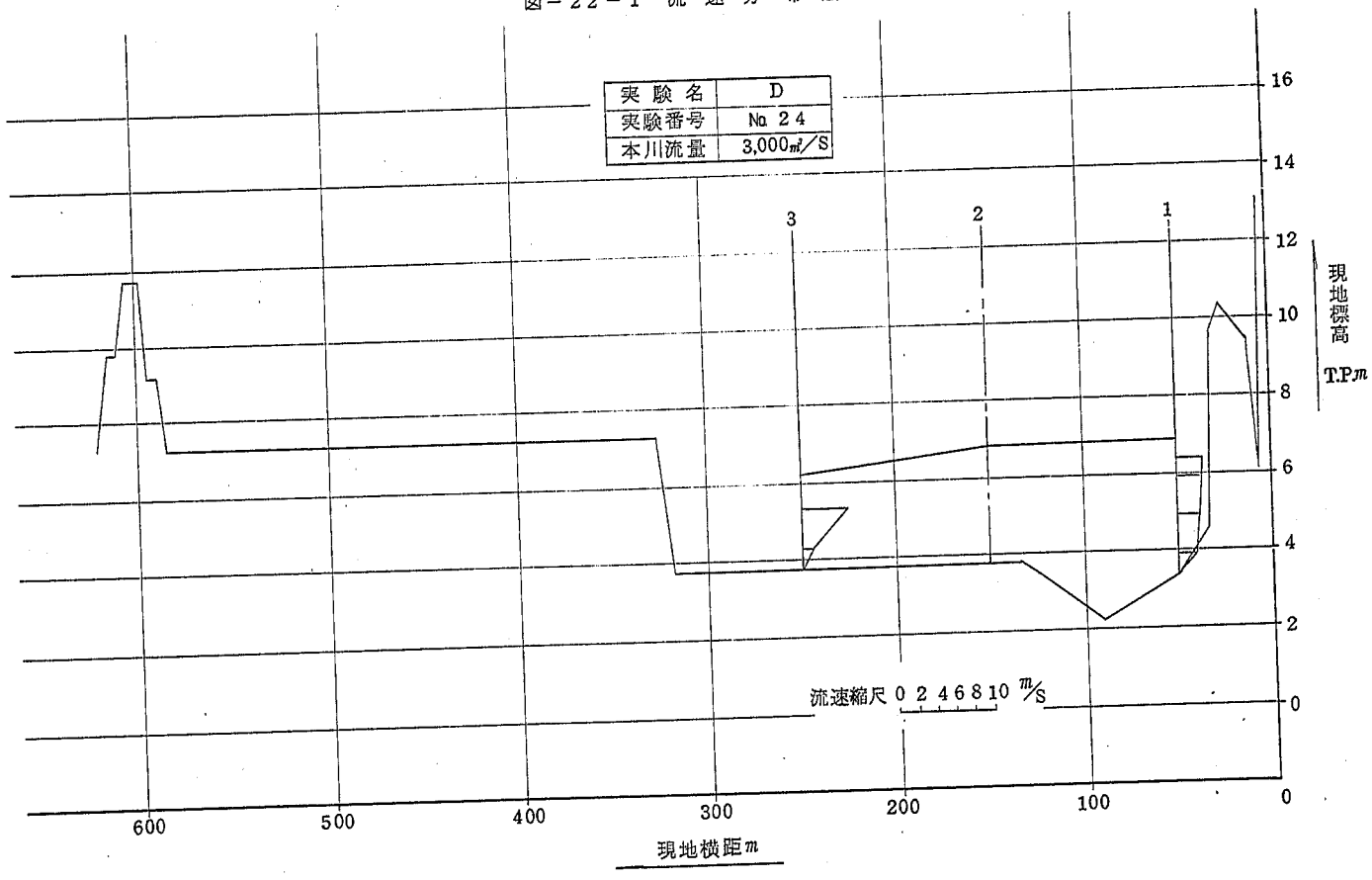
流量計算

測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 ㎡	流量 ㎥/s
1	2,330	619	1,442
3	2,081	1,532	3,188
5	0.960	1,738	1,668
6	0.586	164	96
合計			6,394

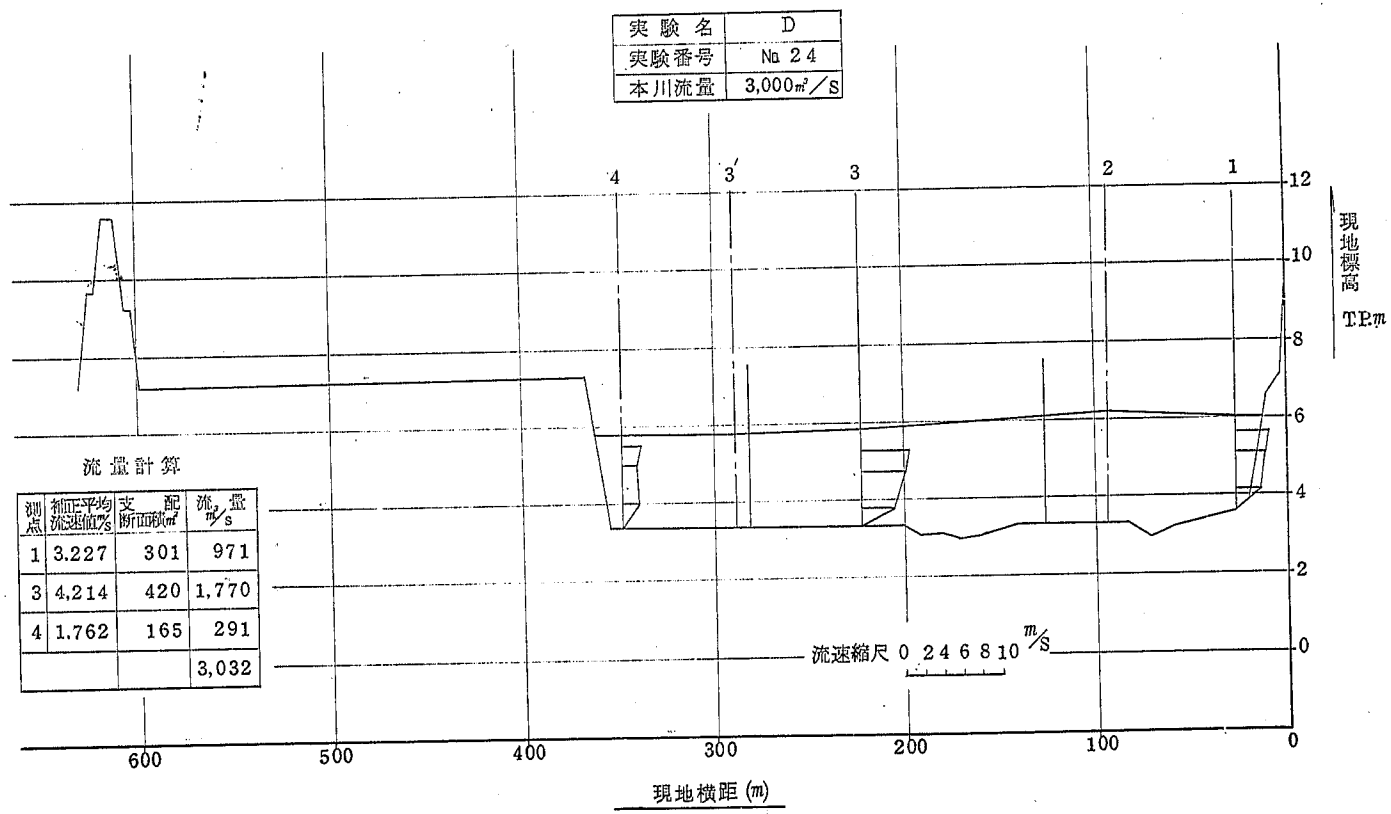
図－21－7　流速分布図 6.k 2



図－22－1　流　速　分　布　図　8.K 4



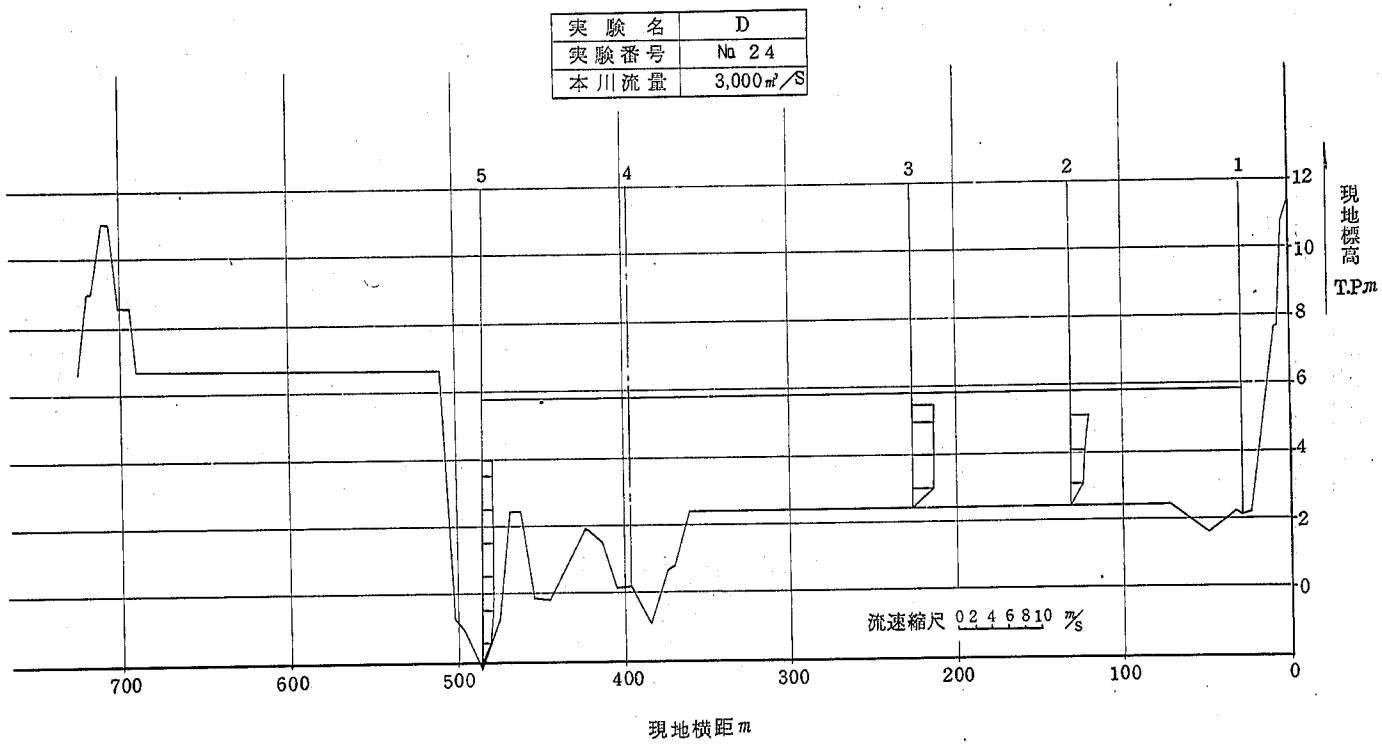
図－２２－２　流速分布図 8.2K



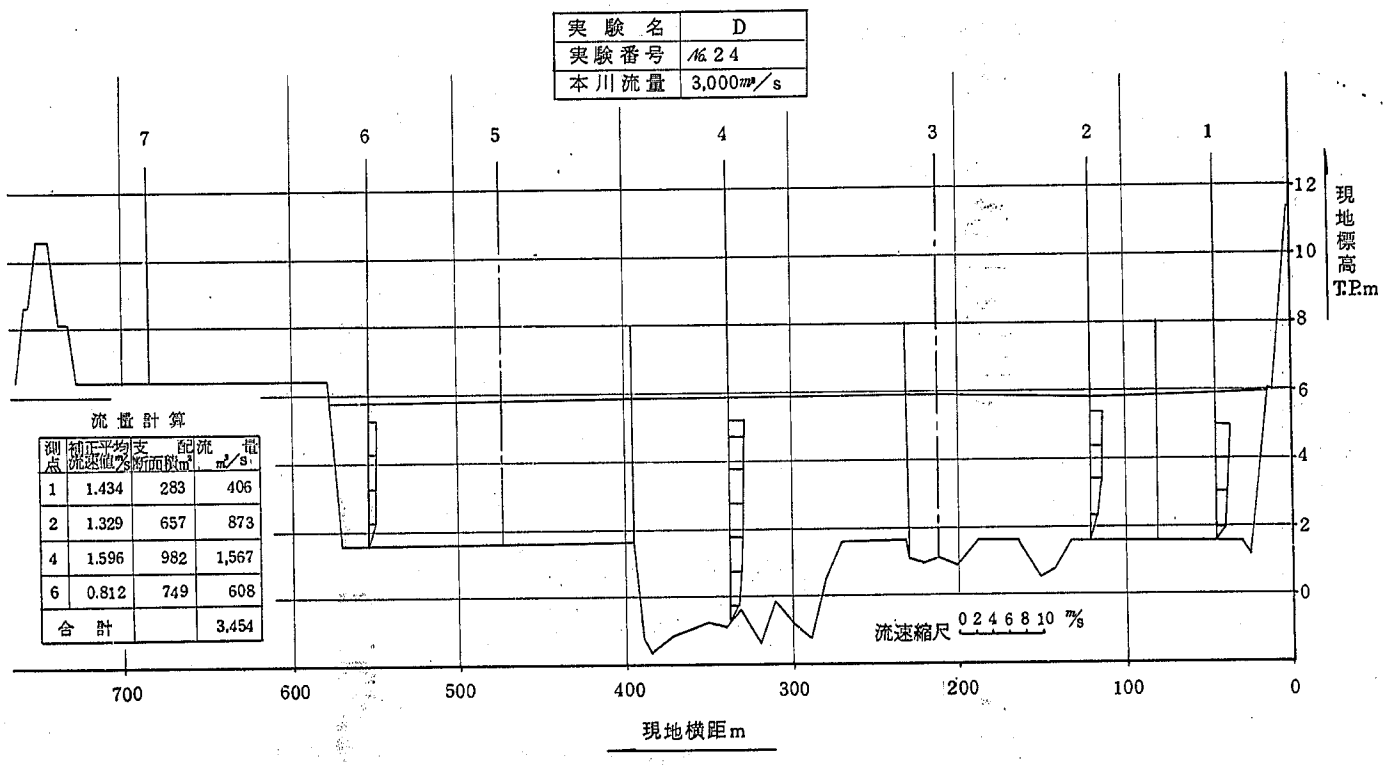
流量計算

測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 ㎡	流量 m³/s
1	3.227	301	971
3	4.214	420	1,770
4	1.762	165	291
			3,032

図－22－3　流速分布図　7.K8



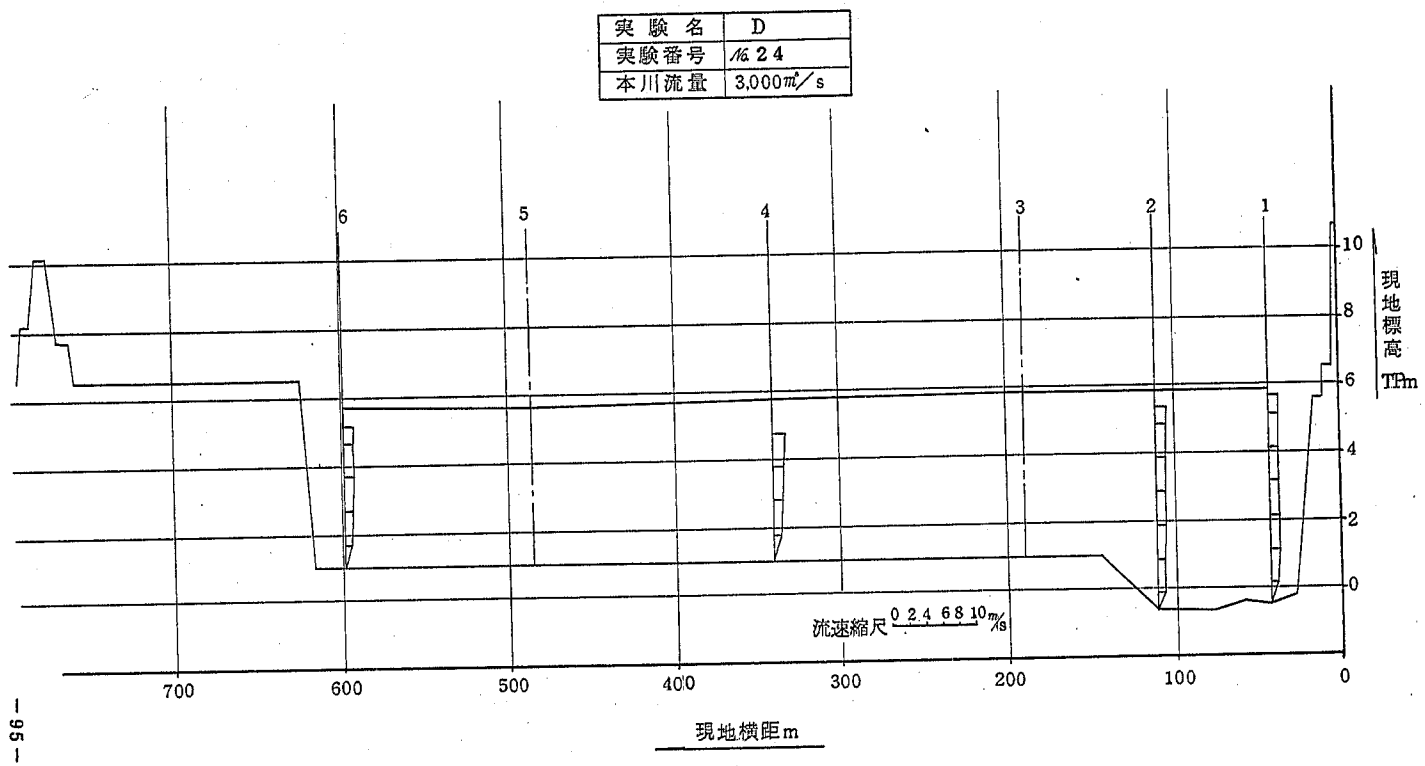
図－22－4 流 速 分 布 図 7.^{k}4



流量計算

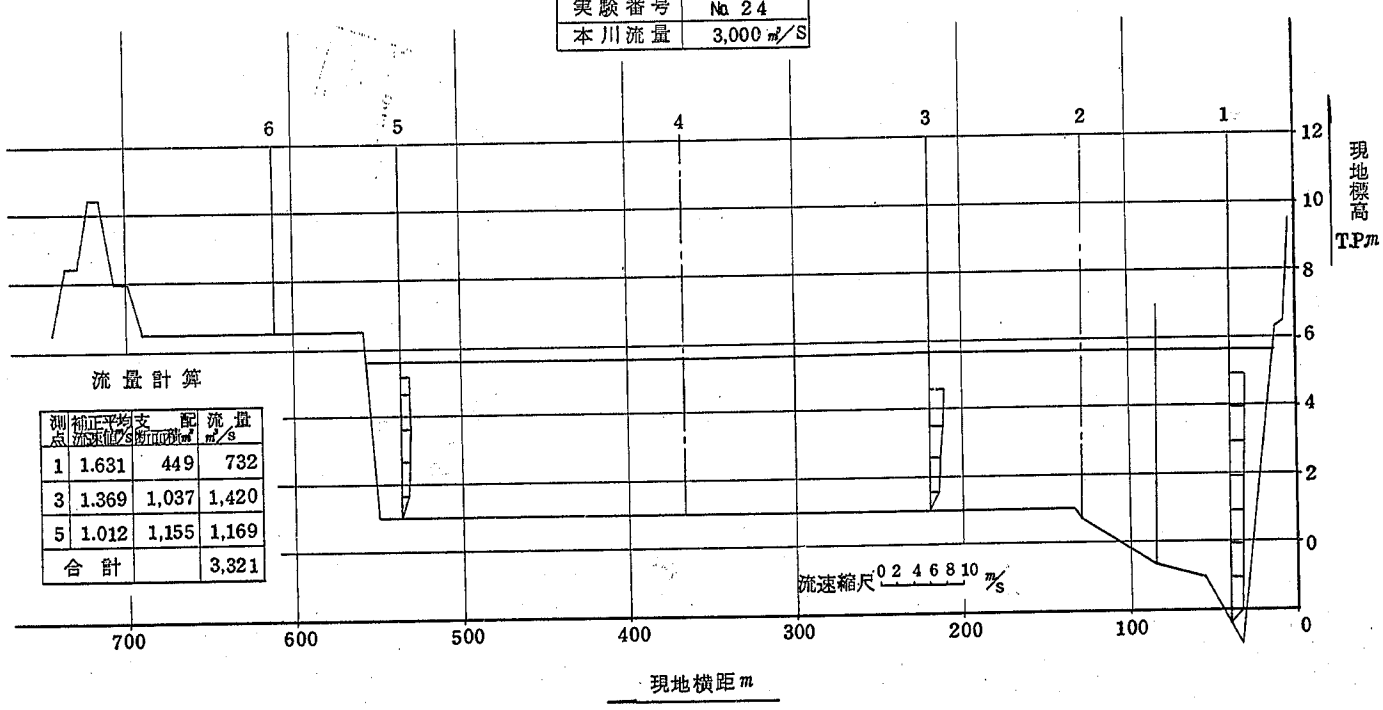
測点	補正平均流速 v_s	支配断面積 m^2	流量 m^3/s
1	1.434	283	406
2	1.329	657	873
4	1.596	982	1,567
6	0.812	749	608
合計			3,454

図－22－5 流 速 分 布 図 7.^{k}0



図－22－6　流　速　分　布　図　6.K6

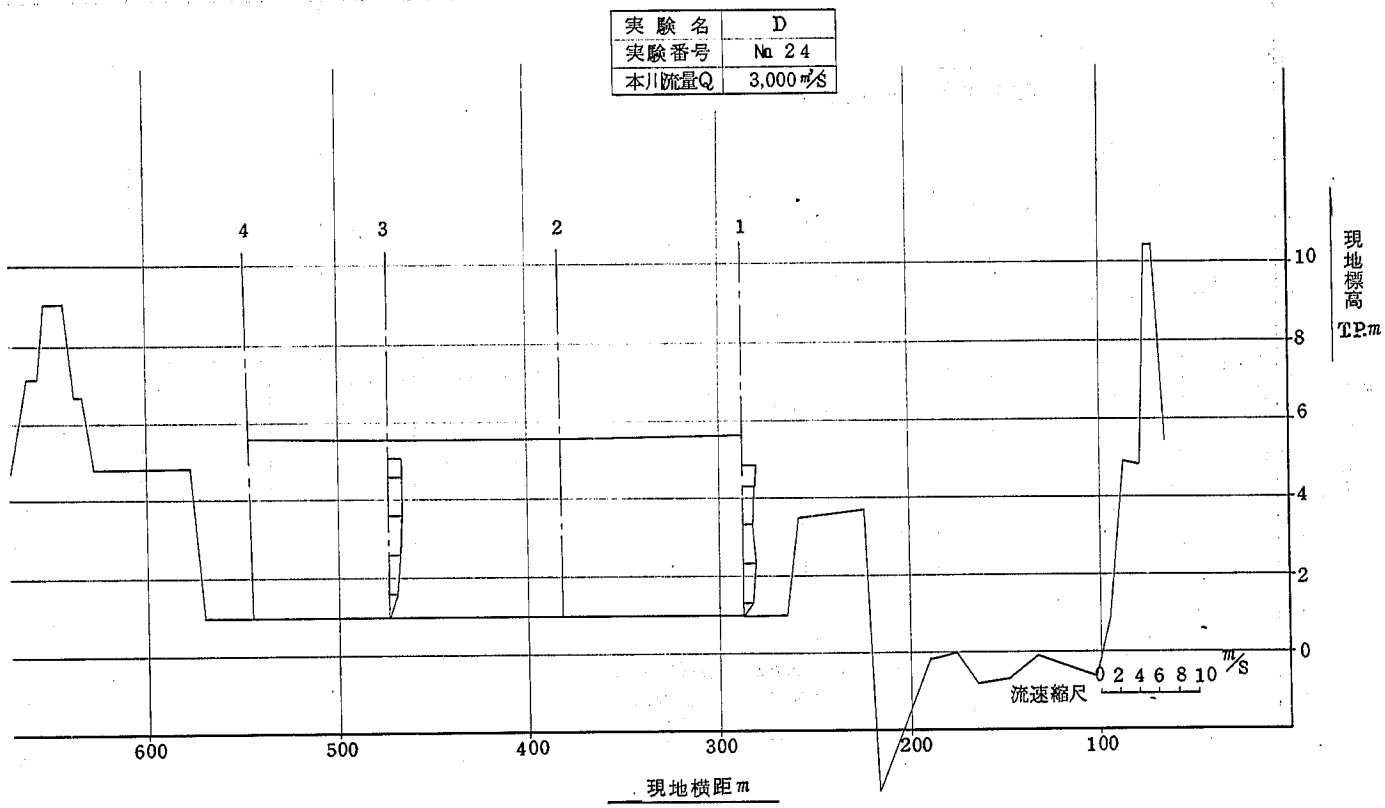
実験名	D
実験番号	No 24
本川流量	3,000 ㎥/S



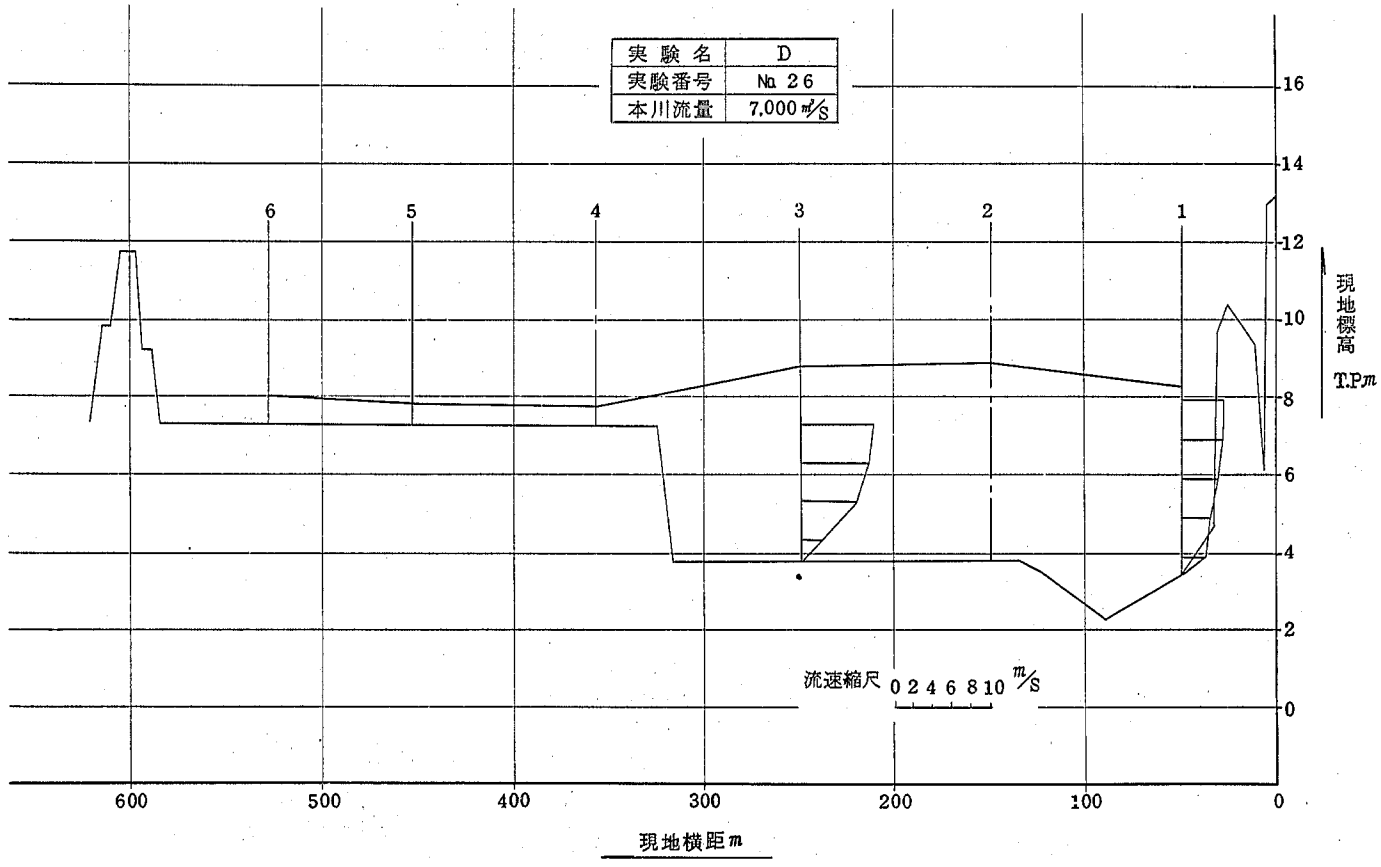
流量計算

測点	補正平均流速 m/s	支配断面積 ㎡	流量 ㎥/s
1	1.631	449	732
3	1.369	1,037	1,420
5	1.012	1,155	1,169
合計			3,321

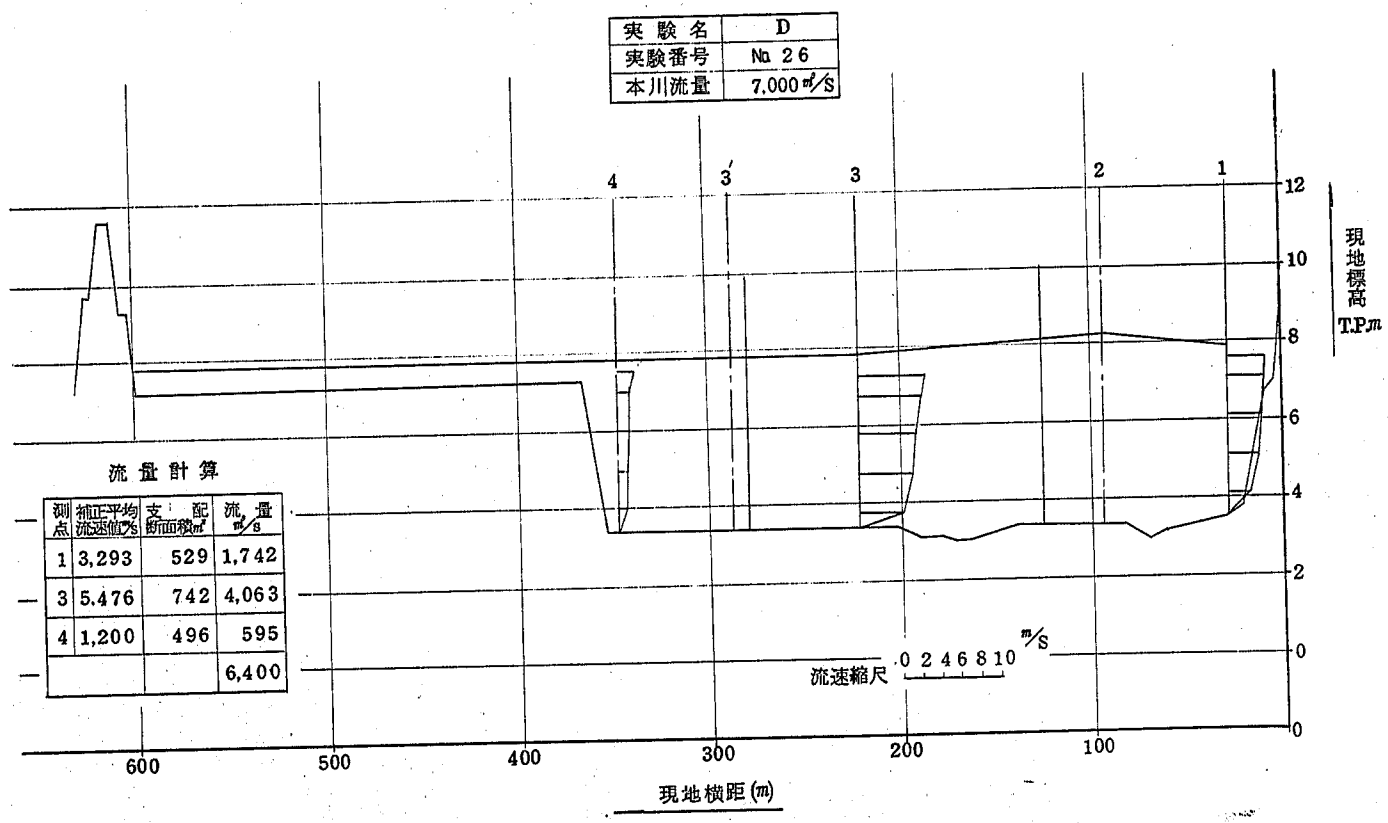
図－22－7　流速分布図　6.K2



図－２３－１　流　速　分　布　図　8.K 4



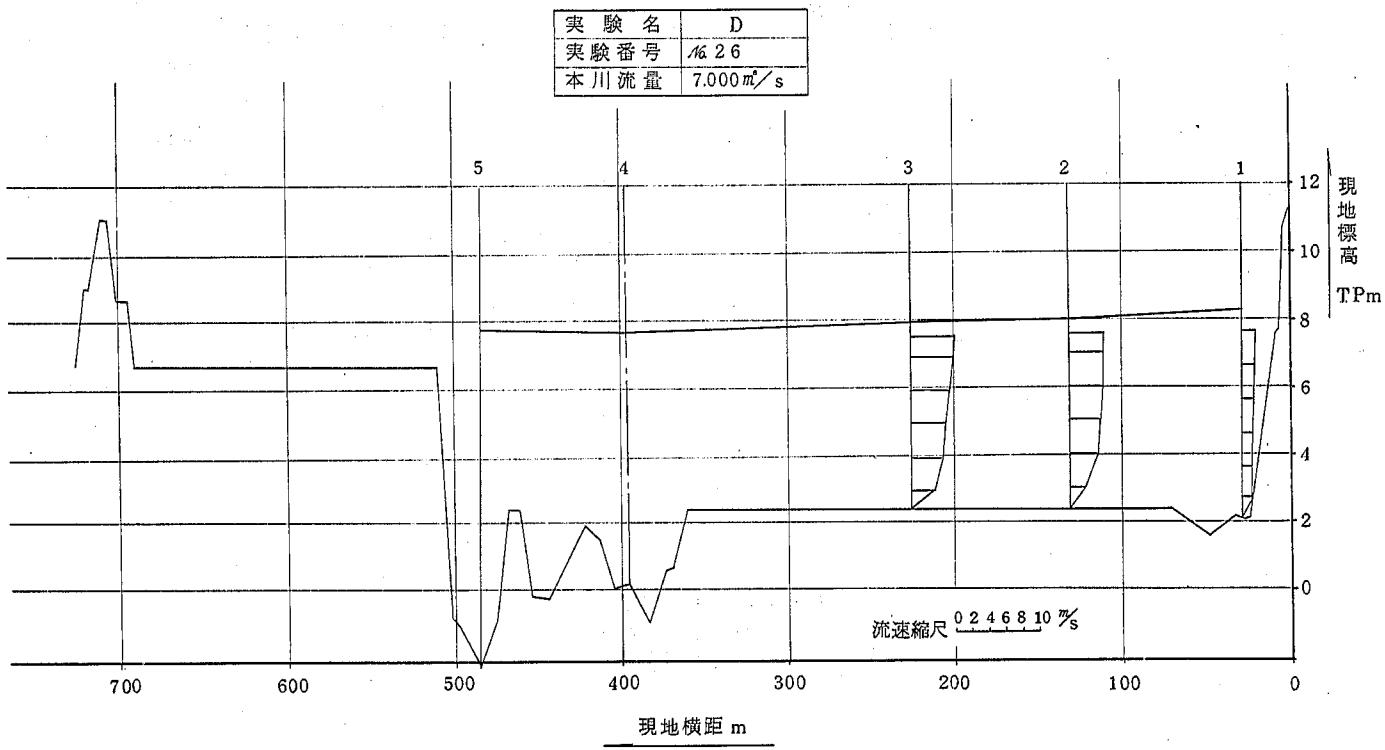
図－23－2　流　速　分　布　図　8.2K



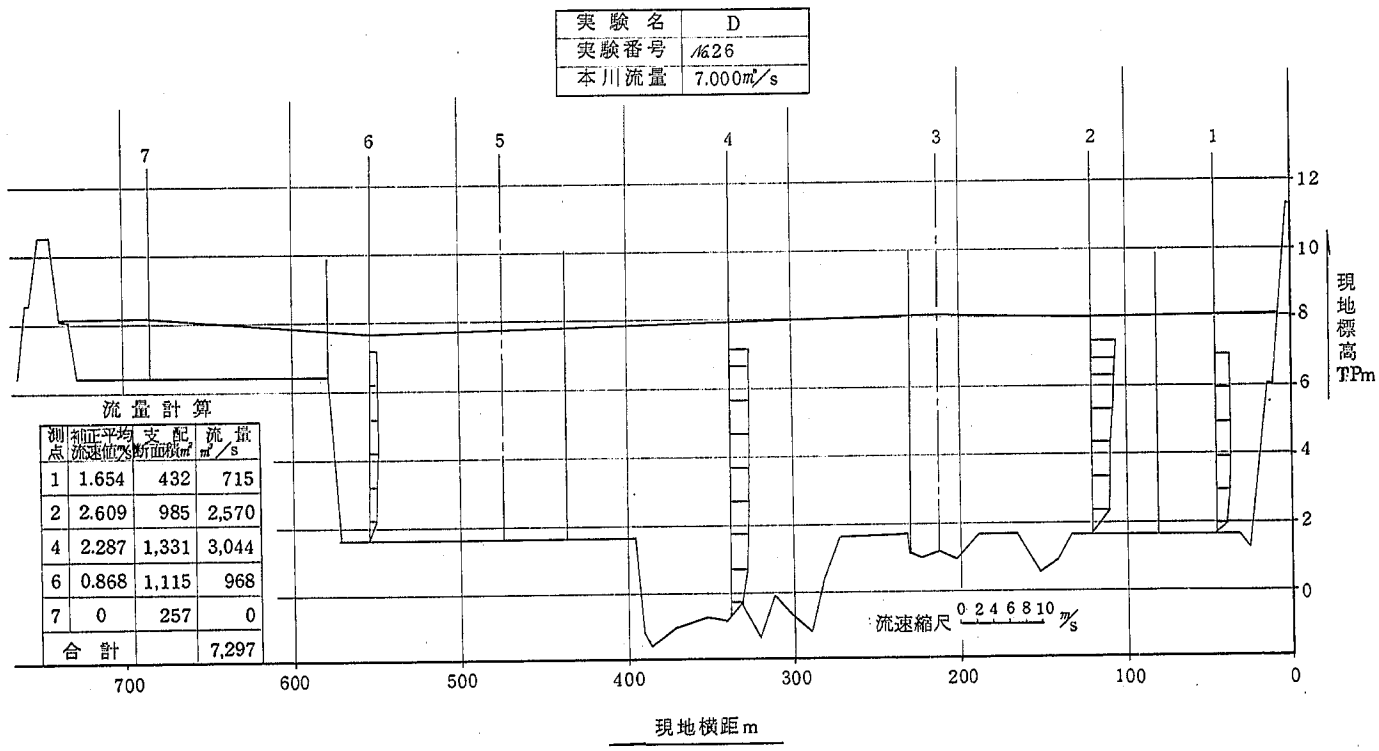
流量計算

測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 ㎡	流量 m³/s
1	3,293	529	1,742
3	5.476	742	4,063
4	1,200	496	595
			6,400

図－23－3 流 速 分 布 図 7.k 8



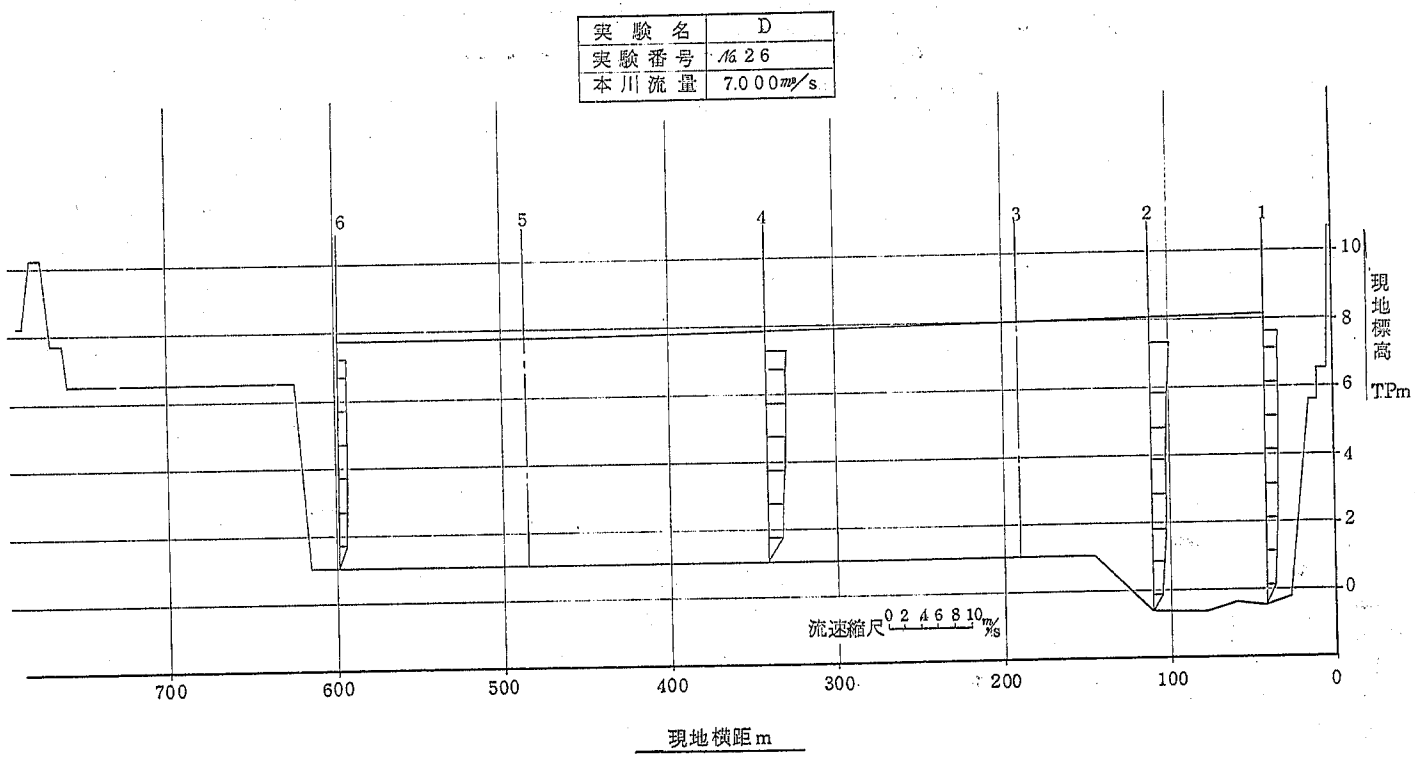
図－23－4 流 速 分 布 図 7.k 4



流量計算

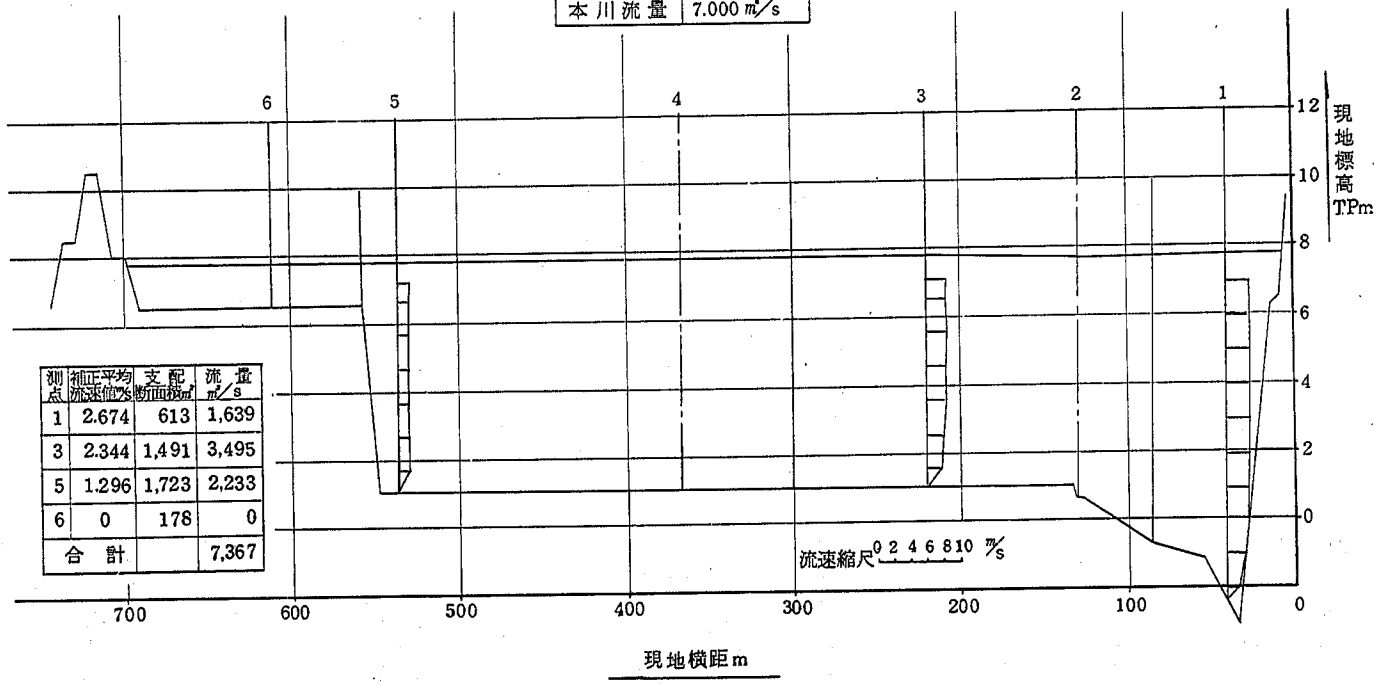
測点	補正平均流速値	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	1.654	432	715
2	2.609	985	2,570
4	2.287	1,331	3,044
6	0.868	1,115	968
7	0	257	0
合計			7,297

図－23－5 流 速 分 布 図 $7.^{k}0$



図－23－6　流　速　分　布　図　6.k6

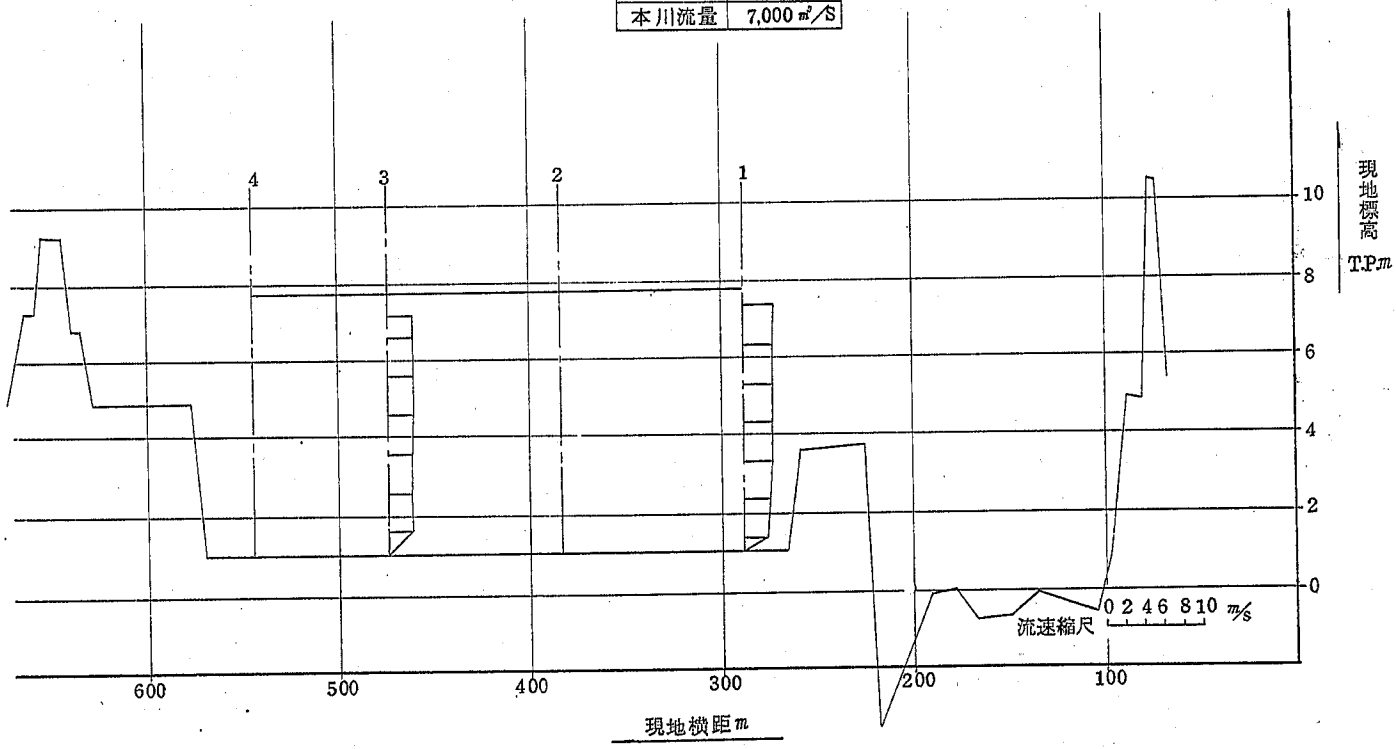
実験名	D
実験番号	No.26
本川流量	7.000 m³/s



測点	補正平均流速値 m/s	支配断面積 m²	流量 m³/s
1	2.674	613	1,639
3	2.344	1,491	3,495
5	1.296	1,723	2,233
6	0	178	0
合計			7,367

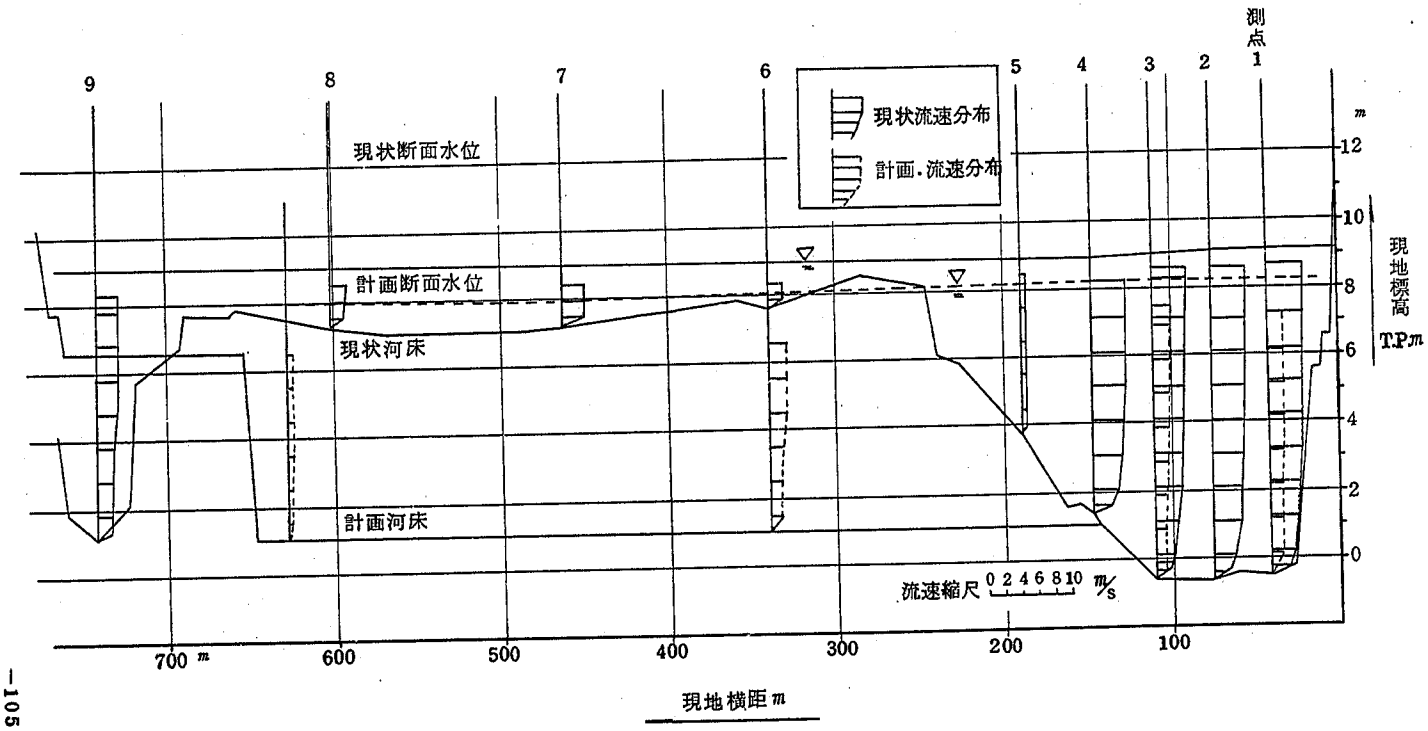
図－23－7　流　速　分　布　図　6.K2

実験名	D
実験番号	No 26
本川流量	7,000 m³/S



図－24　流速分布比較図

7K0断面　Q＝7,000 ㎥/S 旧前川堰撤去

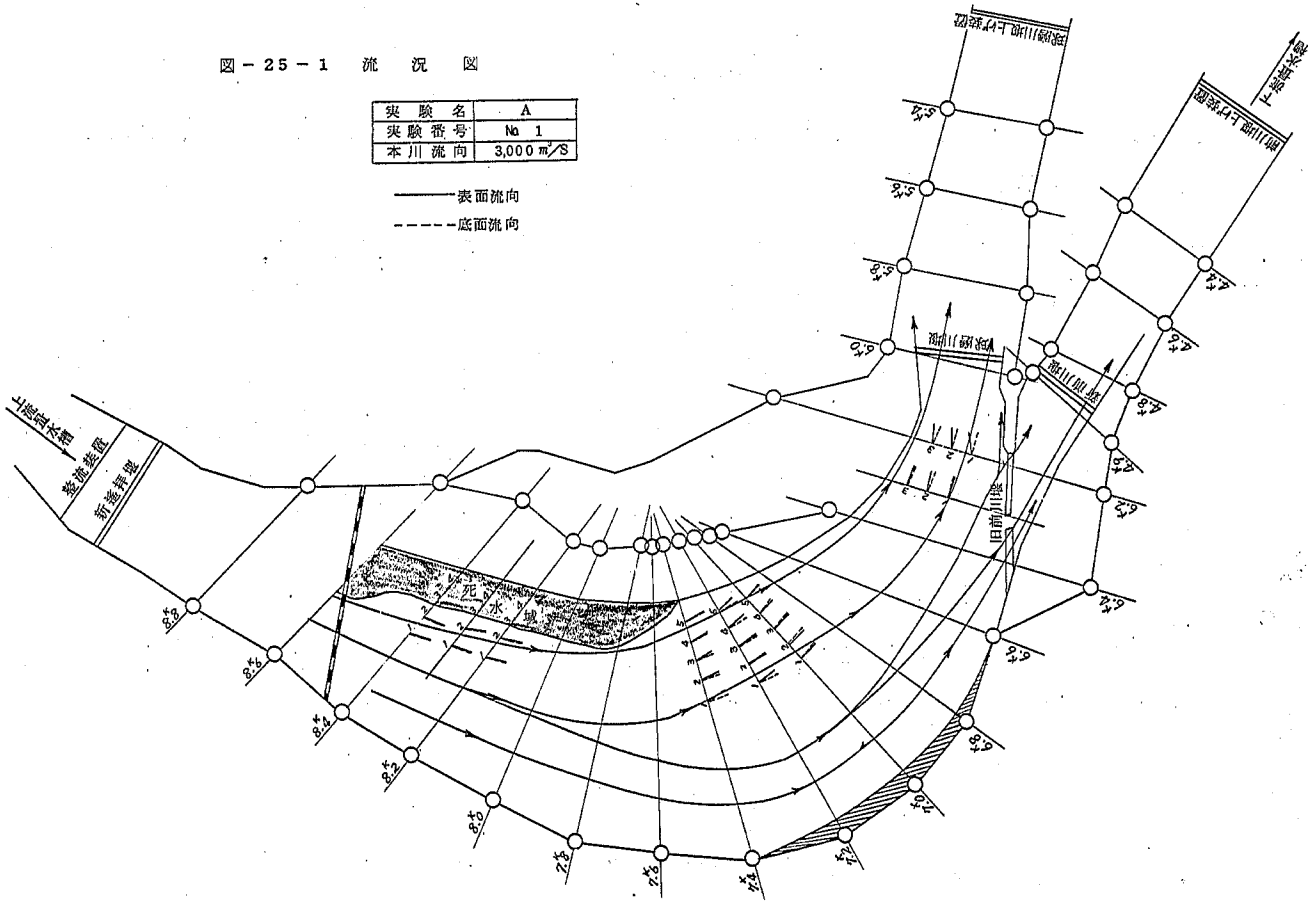


図－25－1　流　況　図

実験名	A
実験番号	No 1
本川流向	3,000 m³/S

——表面流向

- - - - -底面流向

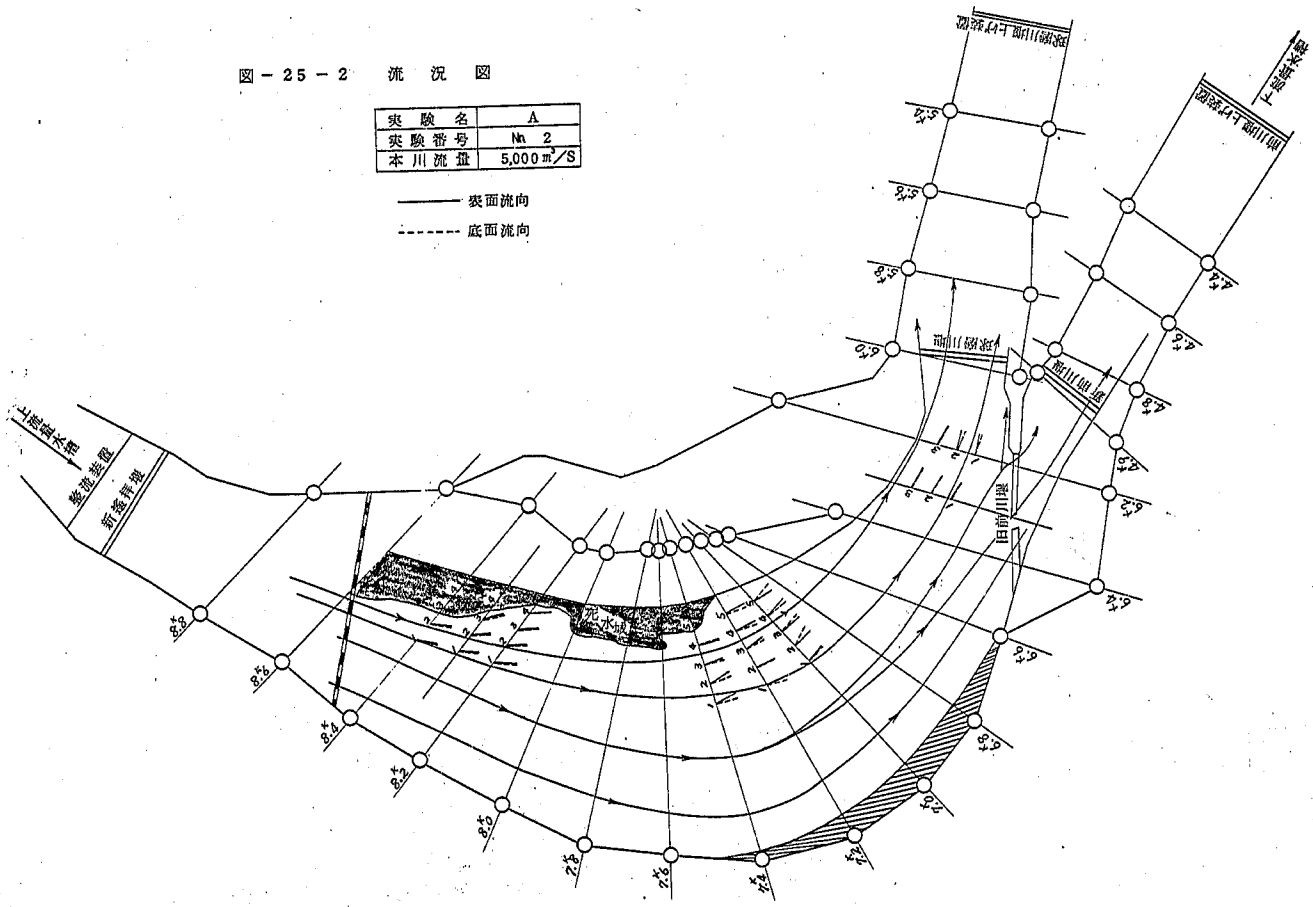


図－25－2　流　況　図

実験名	A
実験番号	No 2
本川流量	5,000㎥/S

——— 表面流向

------- 底面流向

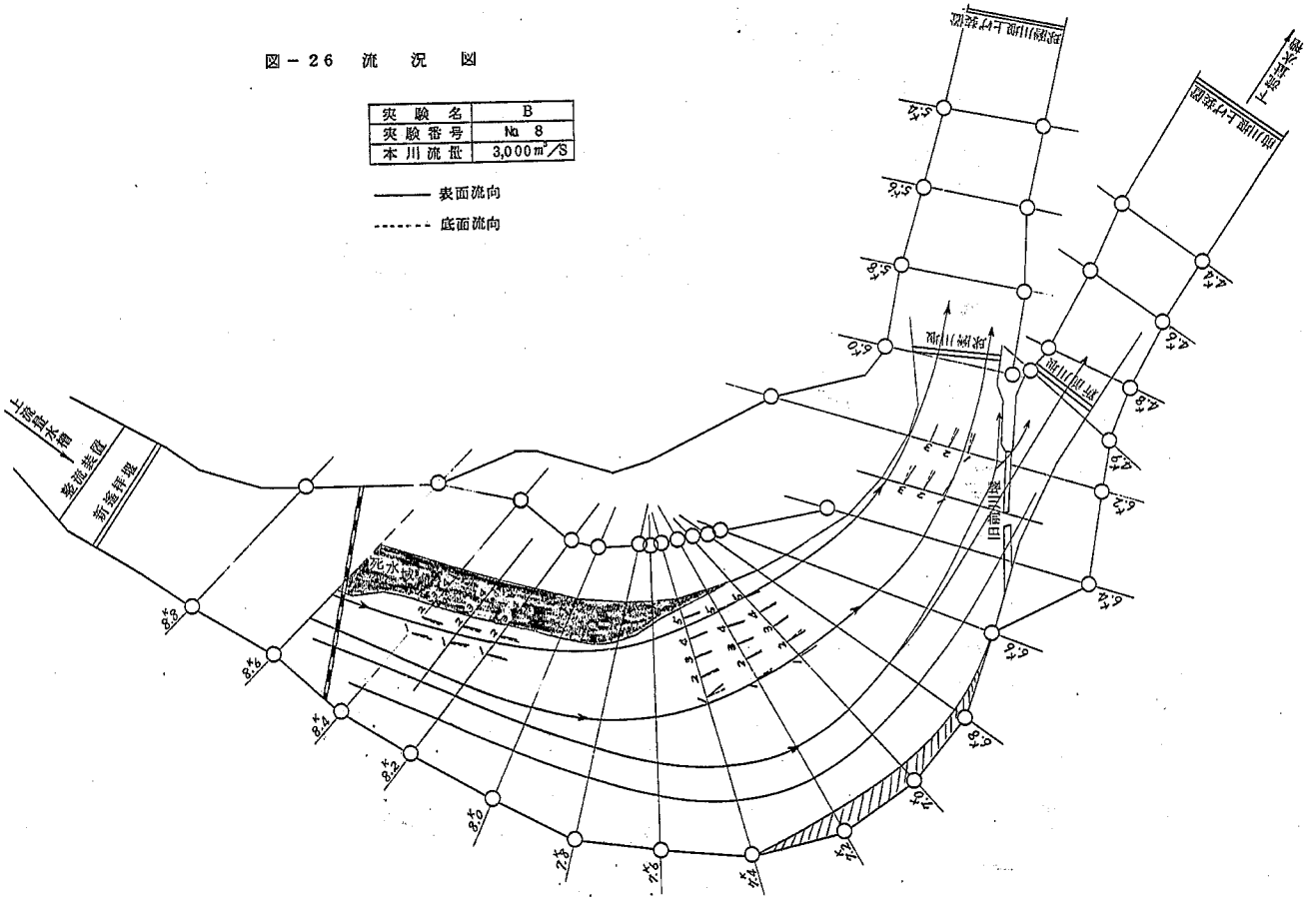

上流端木枠
整流装置
新堀背堤
旧前川堤
旧前川堤
旧前川

図－26　流　況　図

実験名	B
実験番号	No 8
本川流量	3,000m³/S

——— 表面流向

------- 底面流向

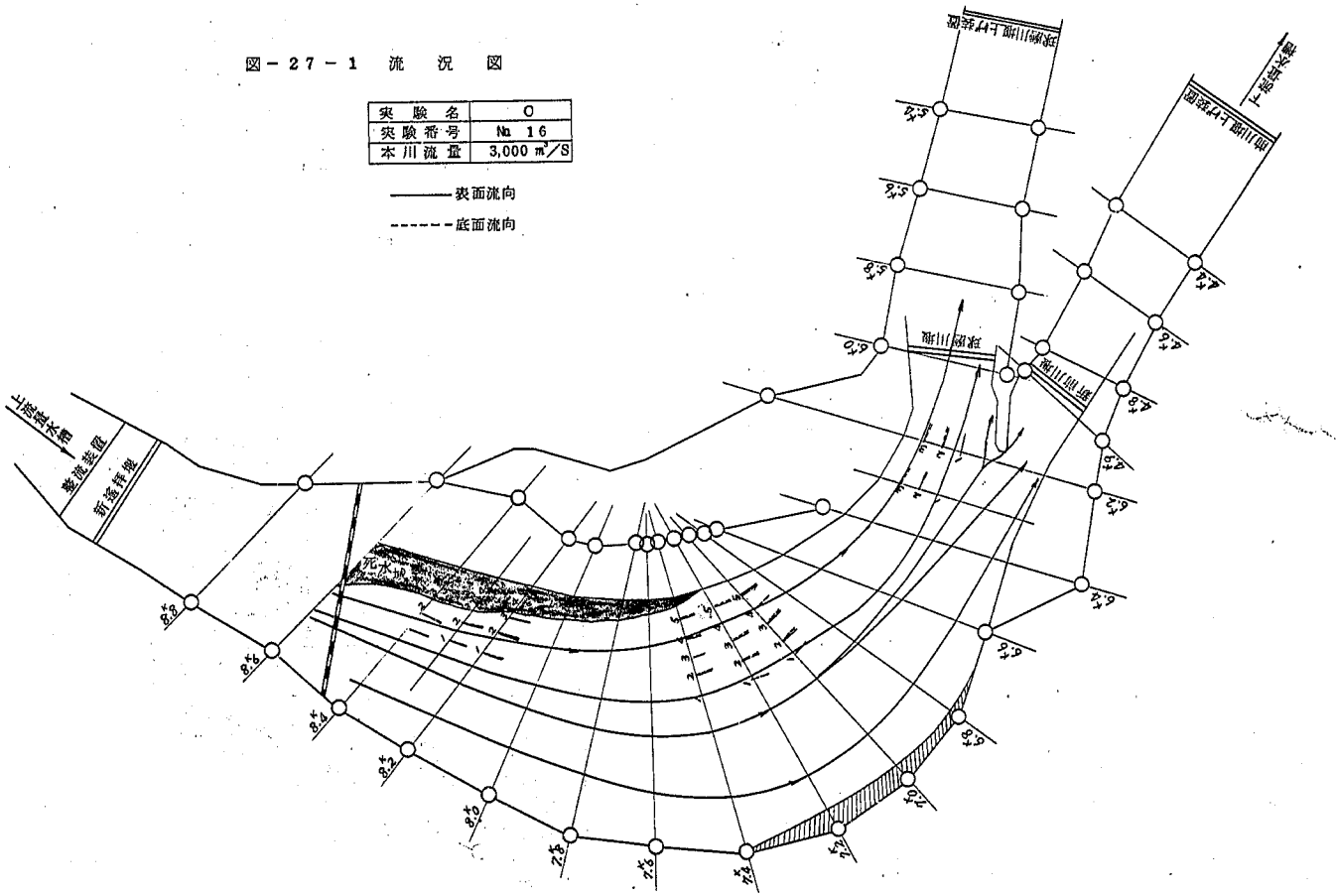


図－27－1　流　況　図

実験名	O
実験番号	No 16
本川流量	3,000 m³/S

——表面流向

------底面流向

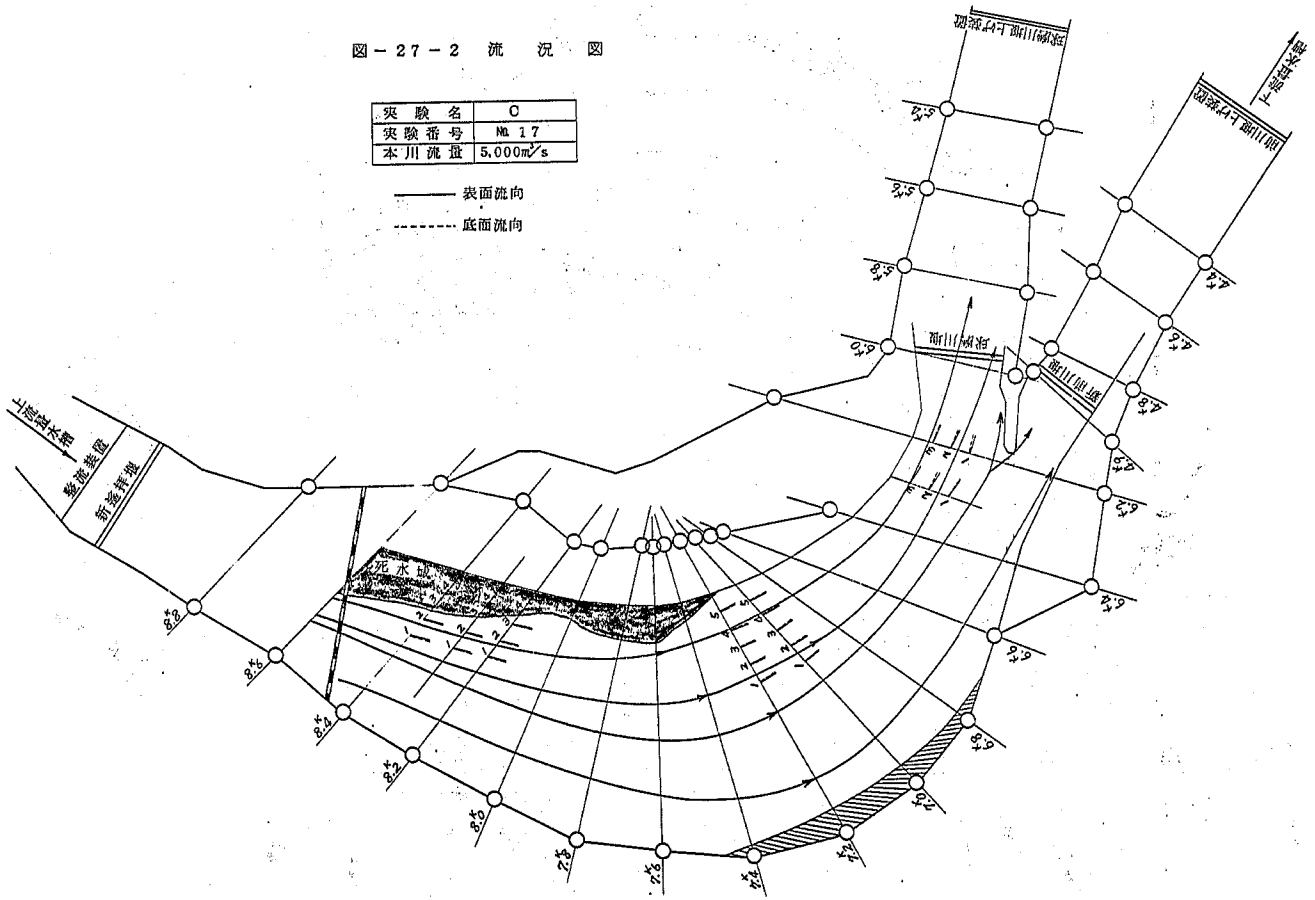


図－27－2　流　況　図

実験名	C
実験番号	No 17
本川流量	5,000m³/s

——— 表面流向

-------- 底面流向

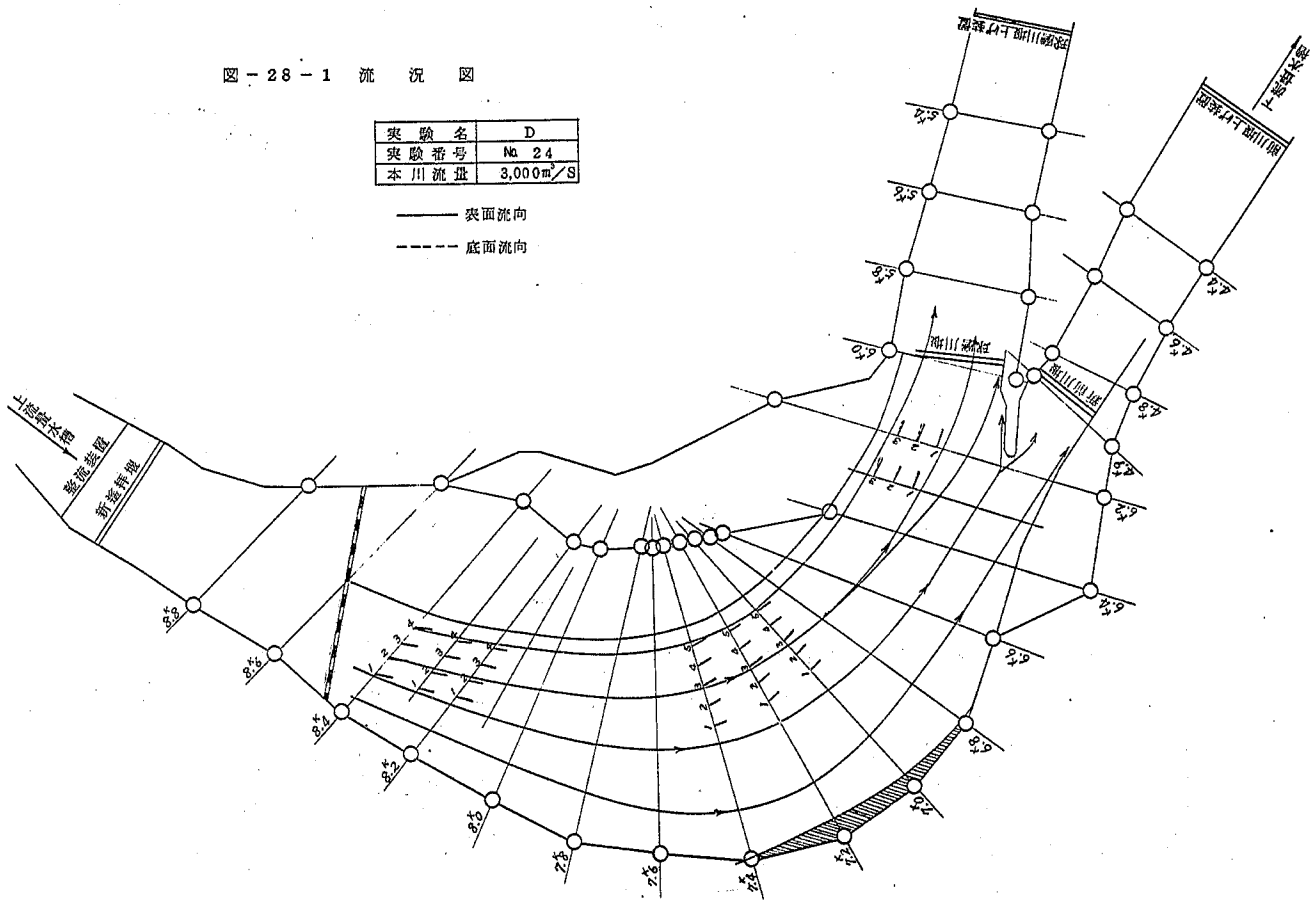


図－28－1　流　況　図

実験名	D
実験番号	No 24
本川流量	3,000m³/S

——— 表面流向

- - - - - 底面流向

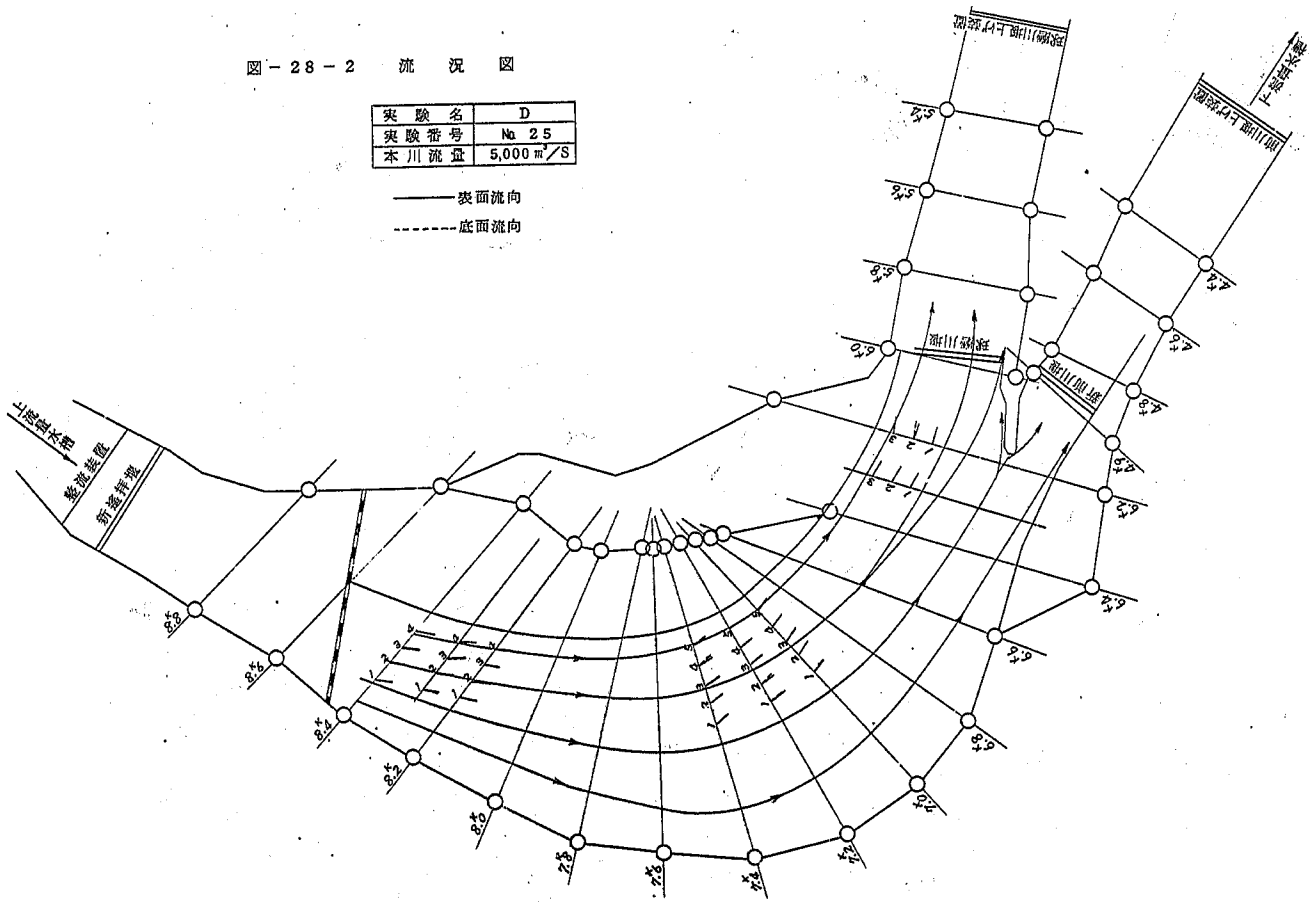


図－28－2　流　況　図

実験名	D
実験番号	No 25
本川流量	5,000 m³/S

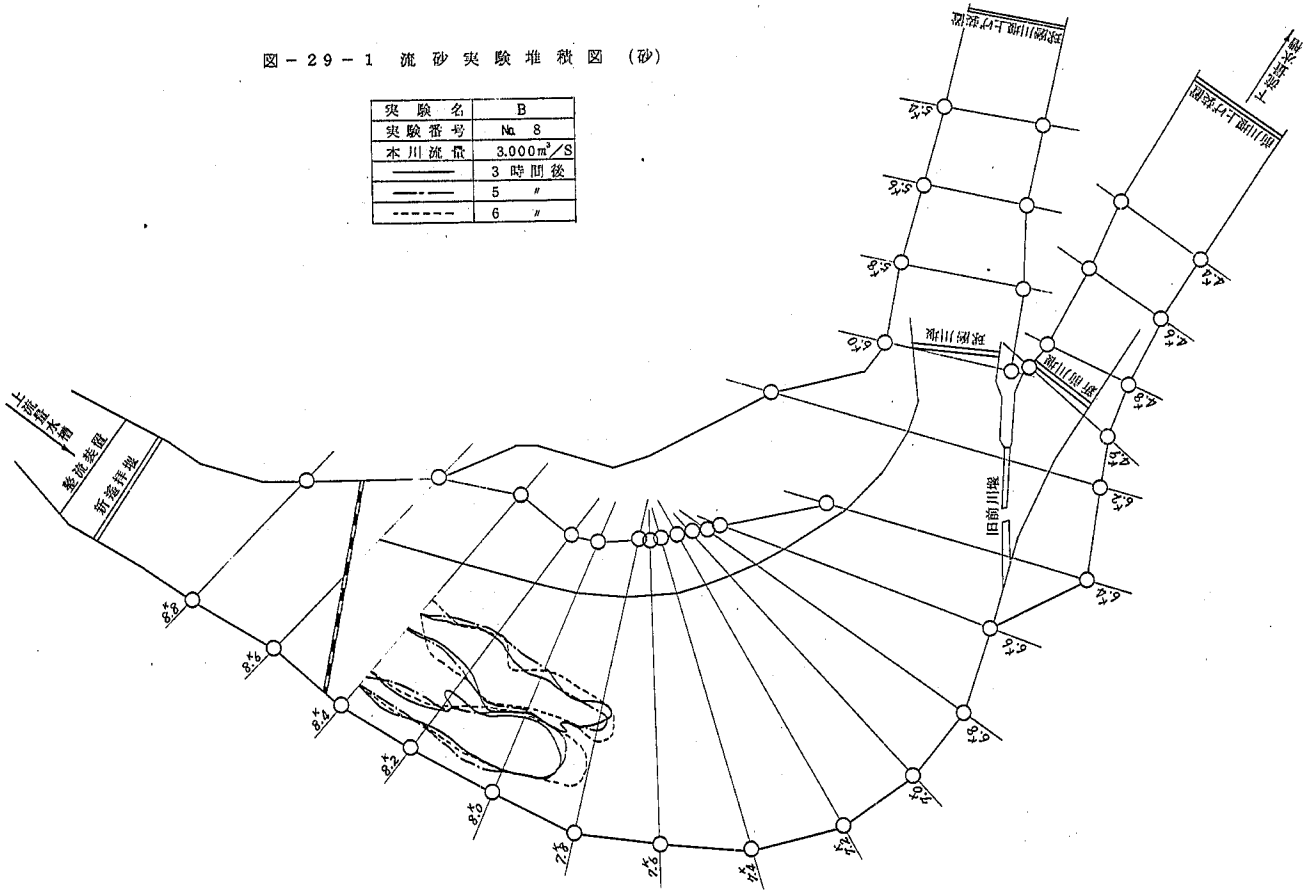
——表面流向

-------底面流向


新港導流堤
新港導流堤
新港導流堤
新港川流
新港川流
新港川流

図－29－1　流砂実験堆積図（砂）

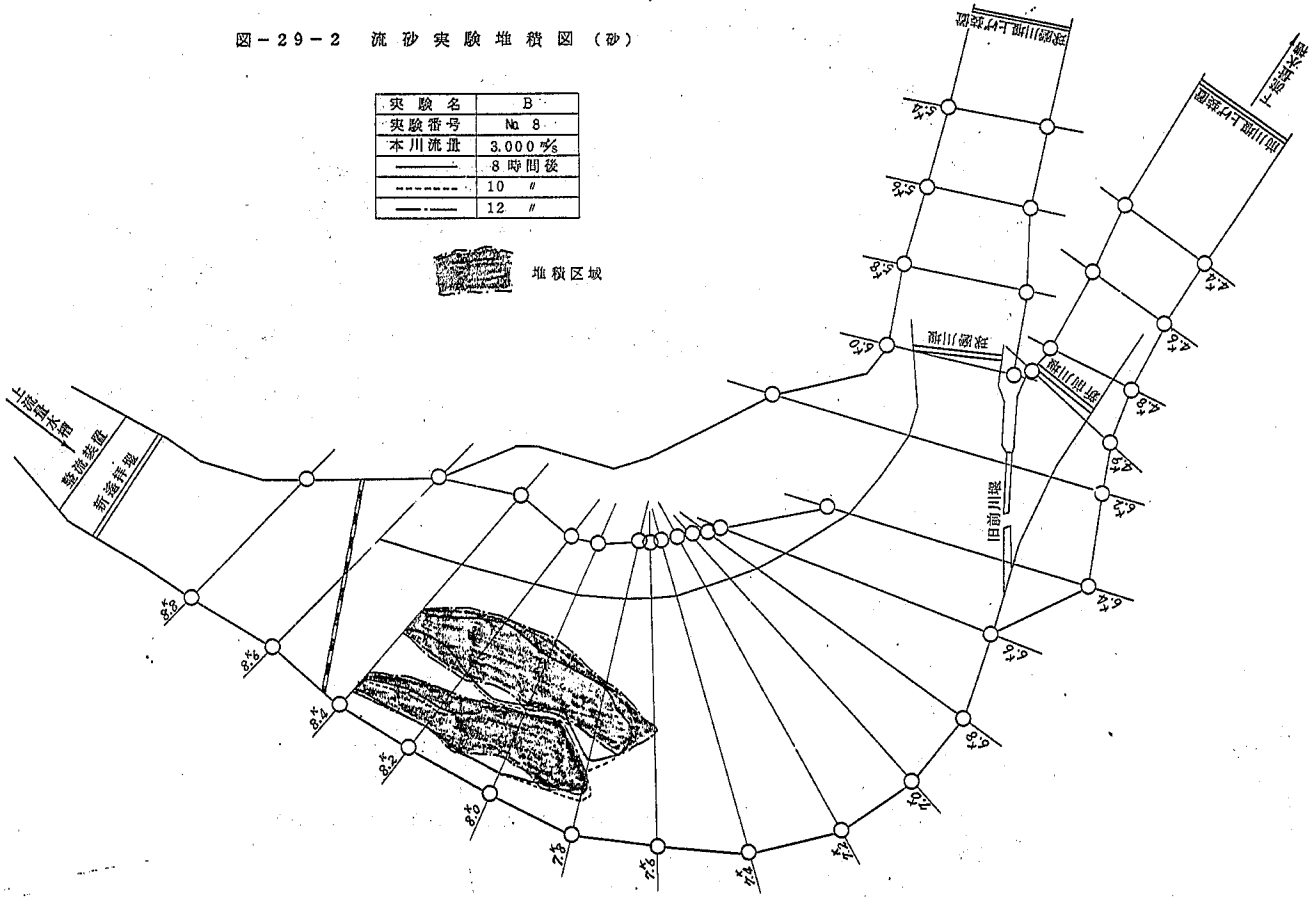
実験名	B
実験番号	No. 8
本川流量	3.000m³／S
———	3 時間後
—·—·—	5　〃
- - - - -	6　〃



図－29－2　流砂実験堆積図（砂）

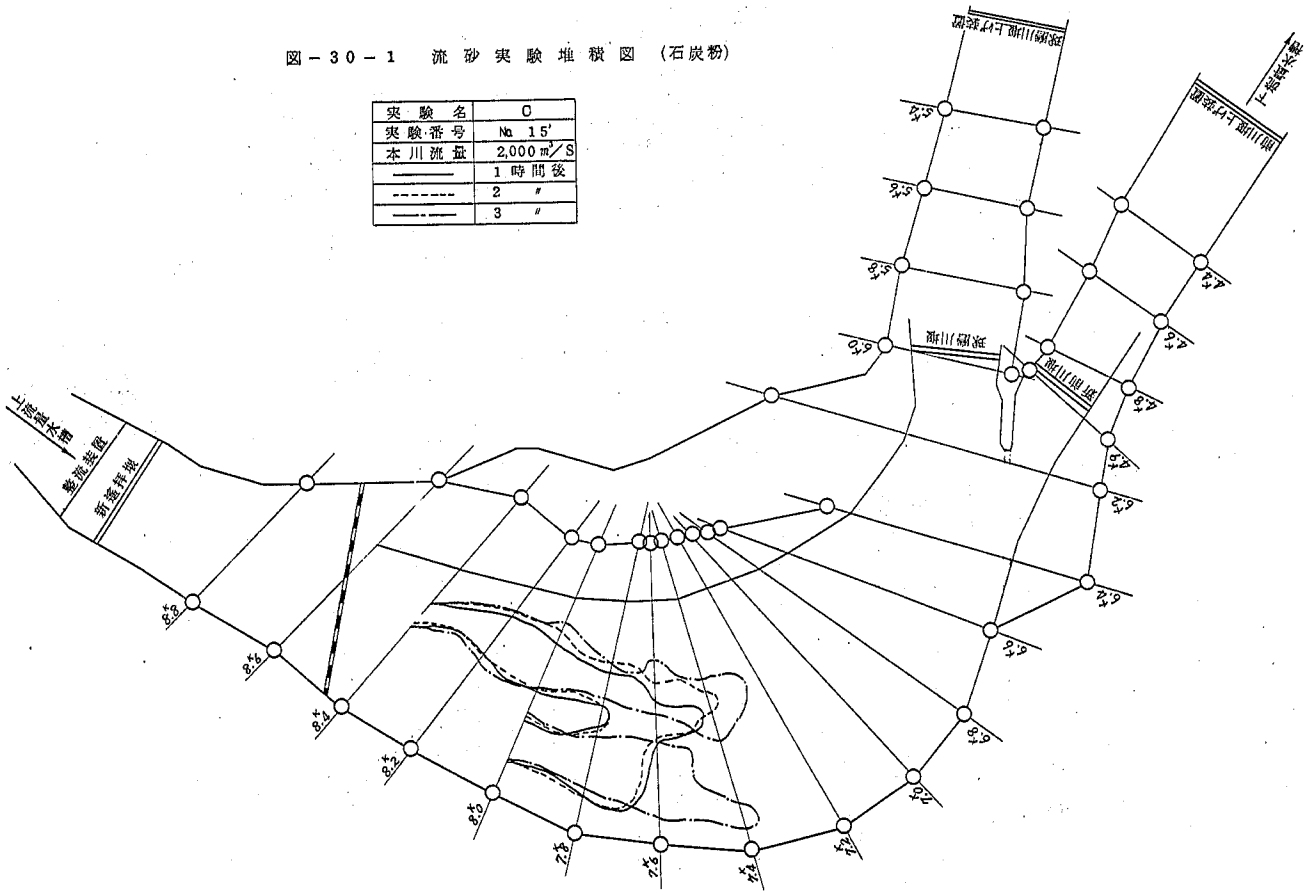
実験名	B
実験番号	No 8
本川流量	3.000㍑/s
———	8時間後
- - - - - - - -	10 〃
—·—	12 〃

堆積区域



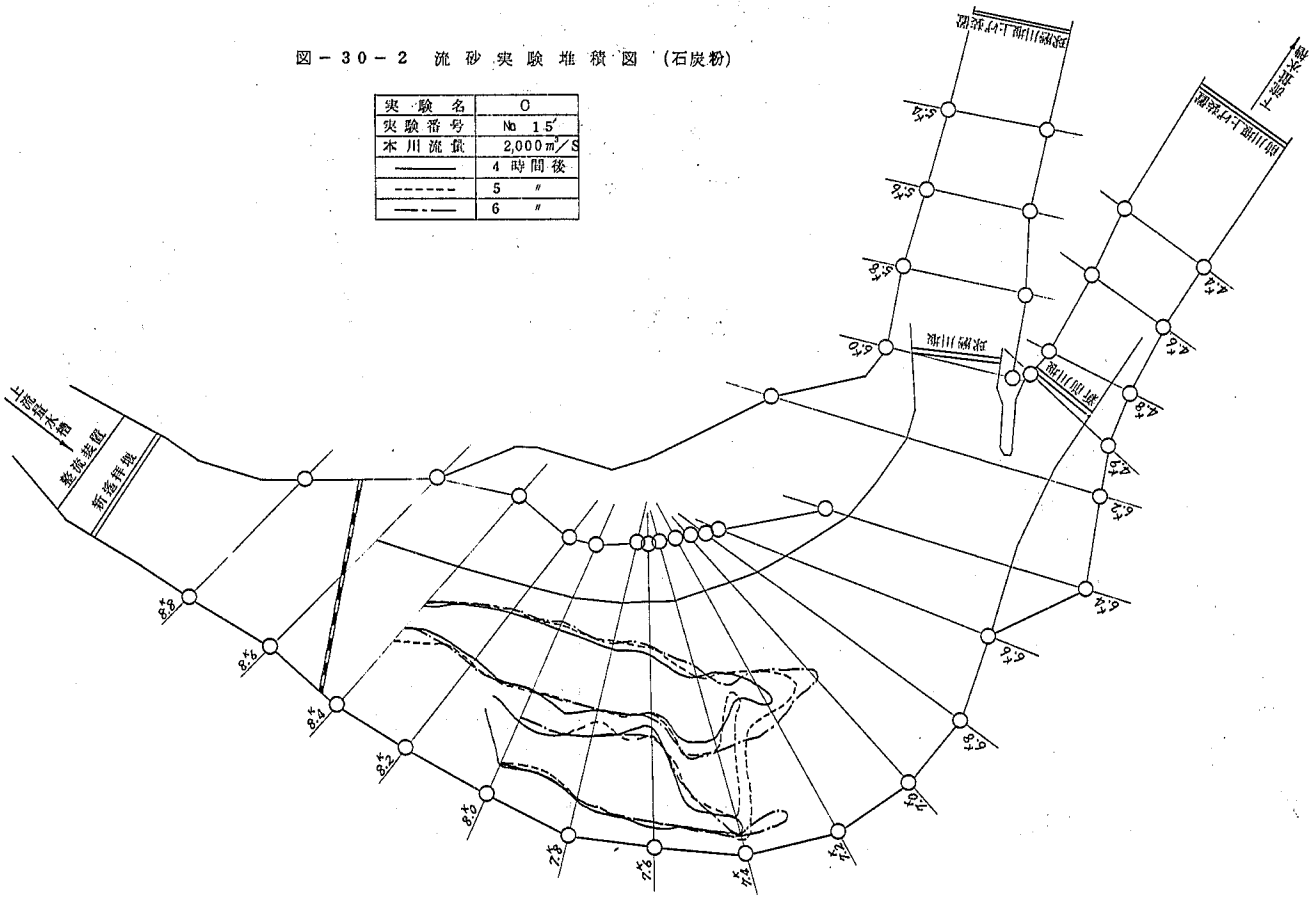
図－30－1　流砂実験堆積図（石炭粉）

実験名	C
実験番号	No. 15'
本川流量	2,000 m³/S
———	1 時間後
- - - - - - -	2 〃
—·—·—	3 〃



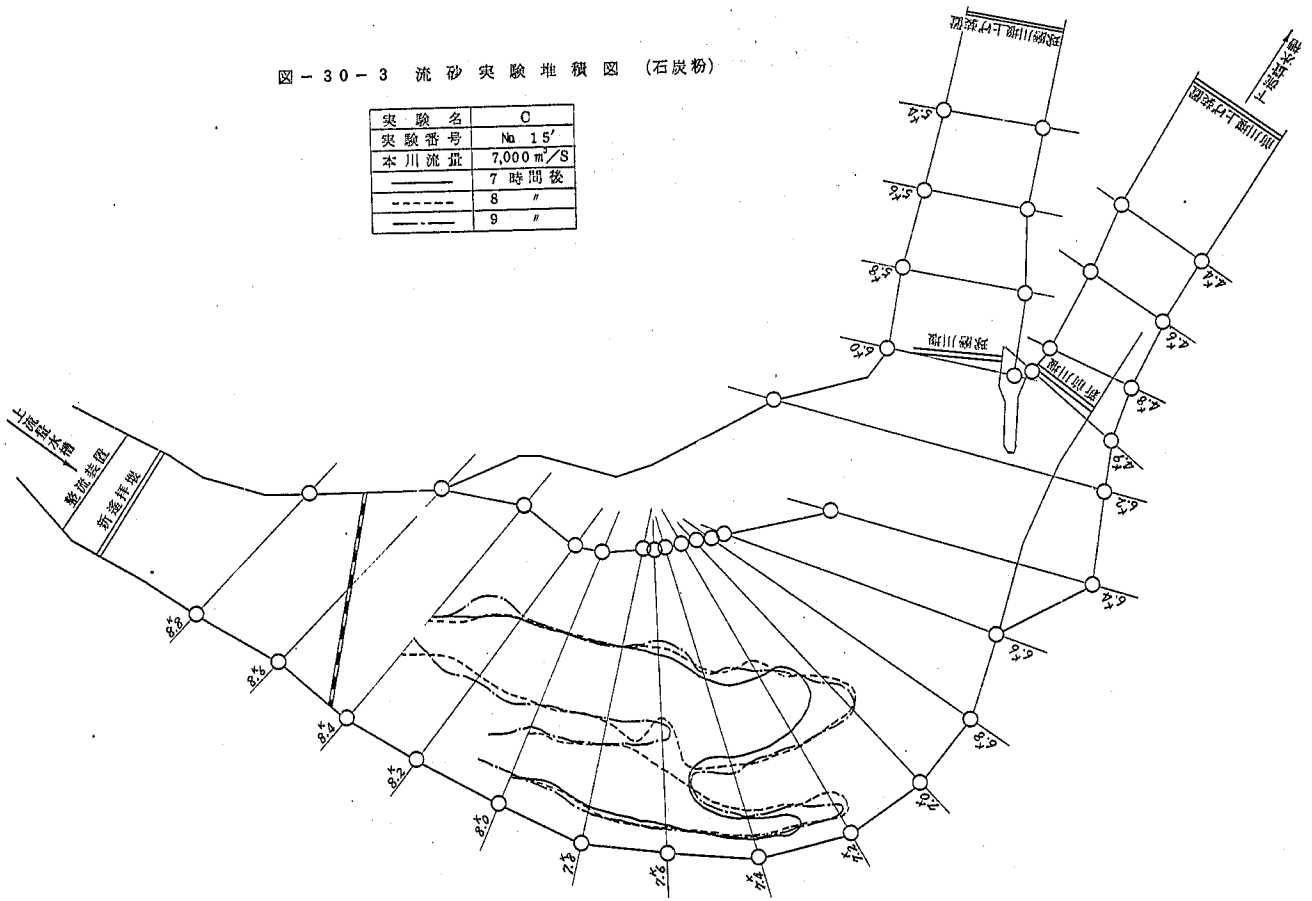
図－30－2　流砂実験堆積図（石炭粉）

実験名	O
実験番号	№ 15
木川流量	2,000 m³/S
———	4 時間後
- - - - - -	5 〃
—·—	6 〃



図－30－3　流砂実験堆積図　（石炭粉）

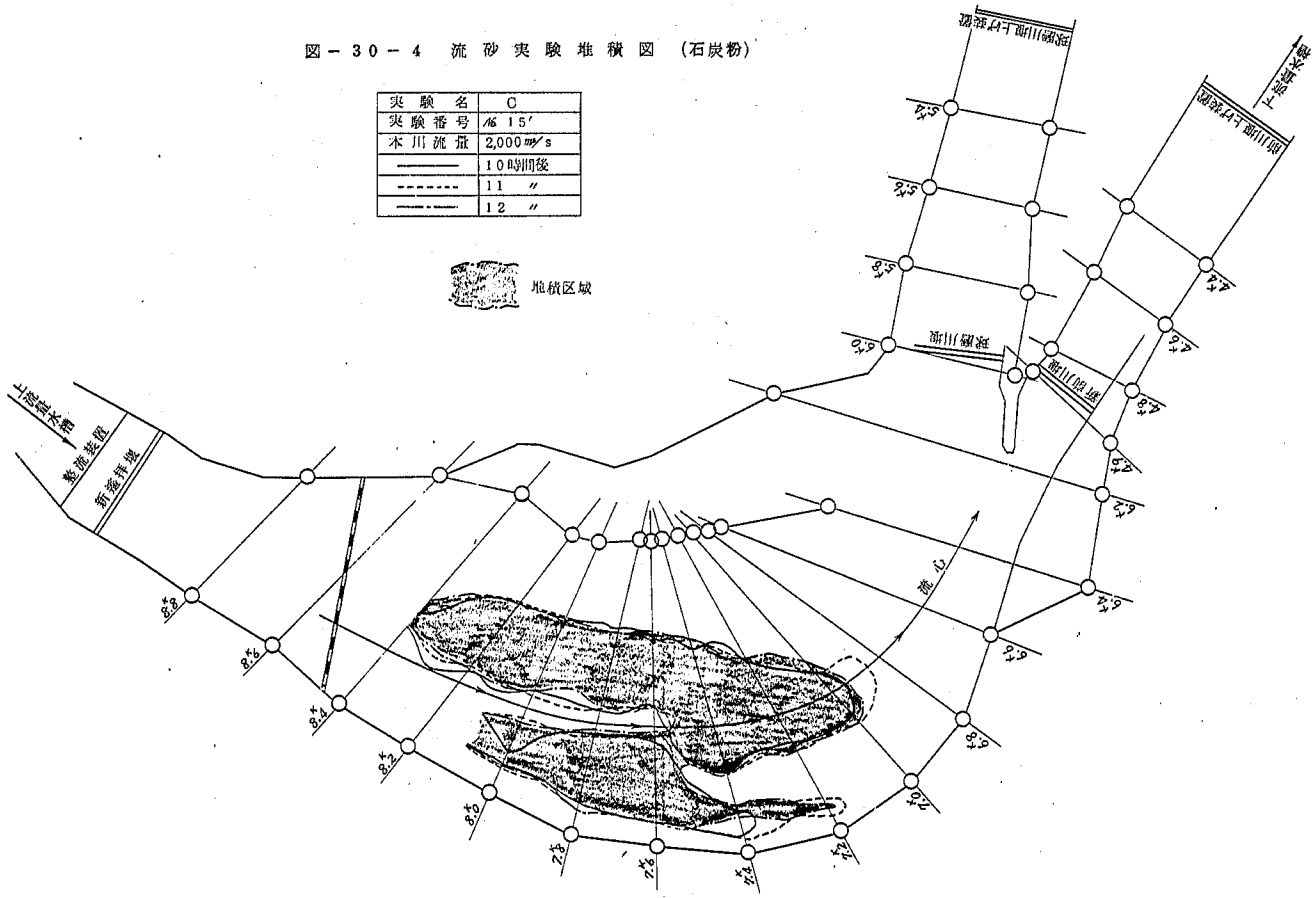
実験名	C
実験番号	No 15′
本川流量	7,000 m³/S
———	7 時間後
- - - - - -	8 〃
——·——	9 〃



図－30－4　流砂実験堆積図　（石炭粉）

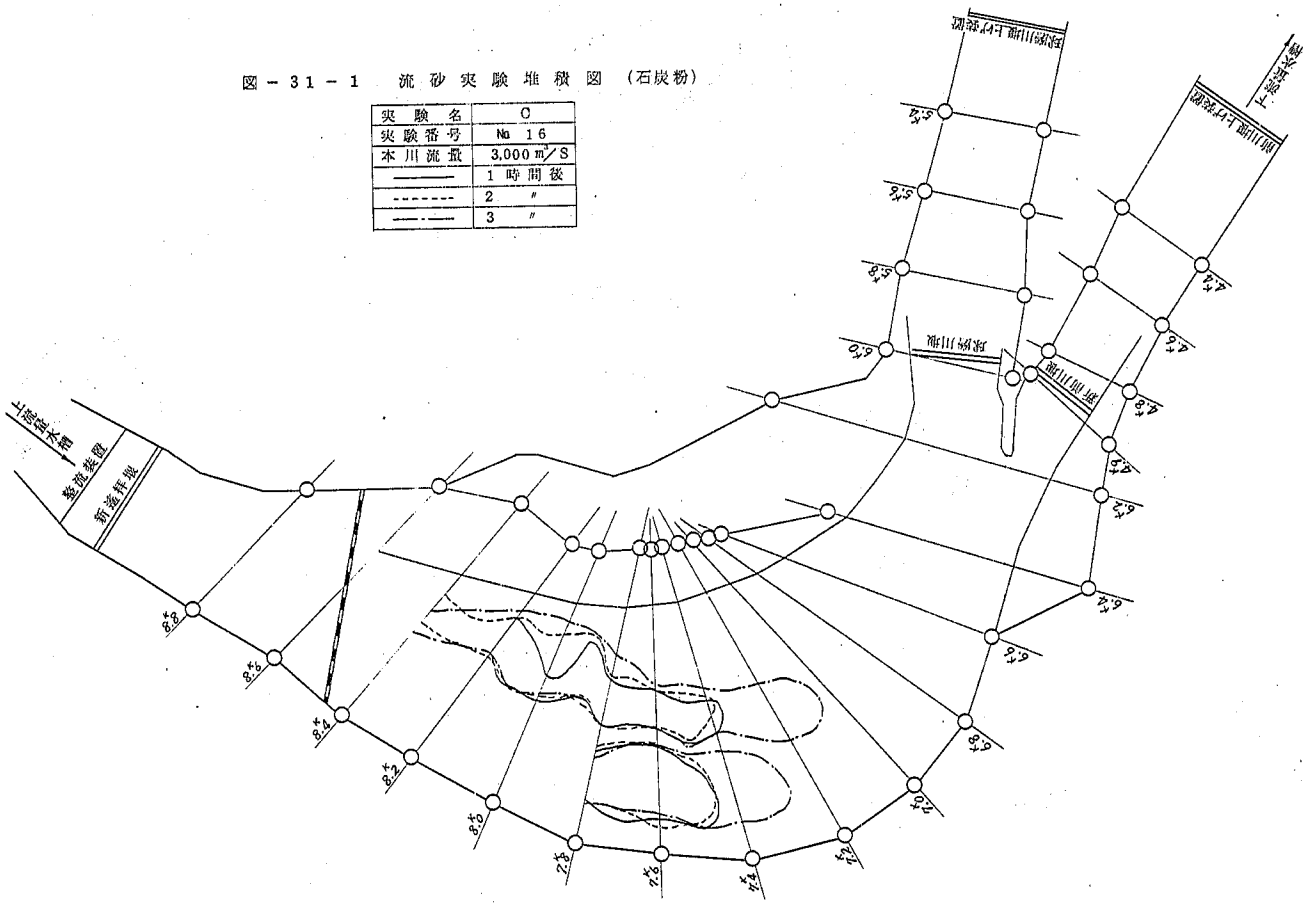
実験名	C
実験番号	㎜15′
木川流量	2,000㎥/s
———	10時間後
- - - - - - -	11　〃
——·——	12　〃

堆積区域



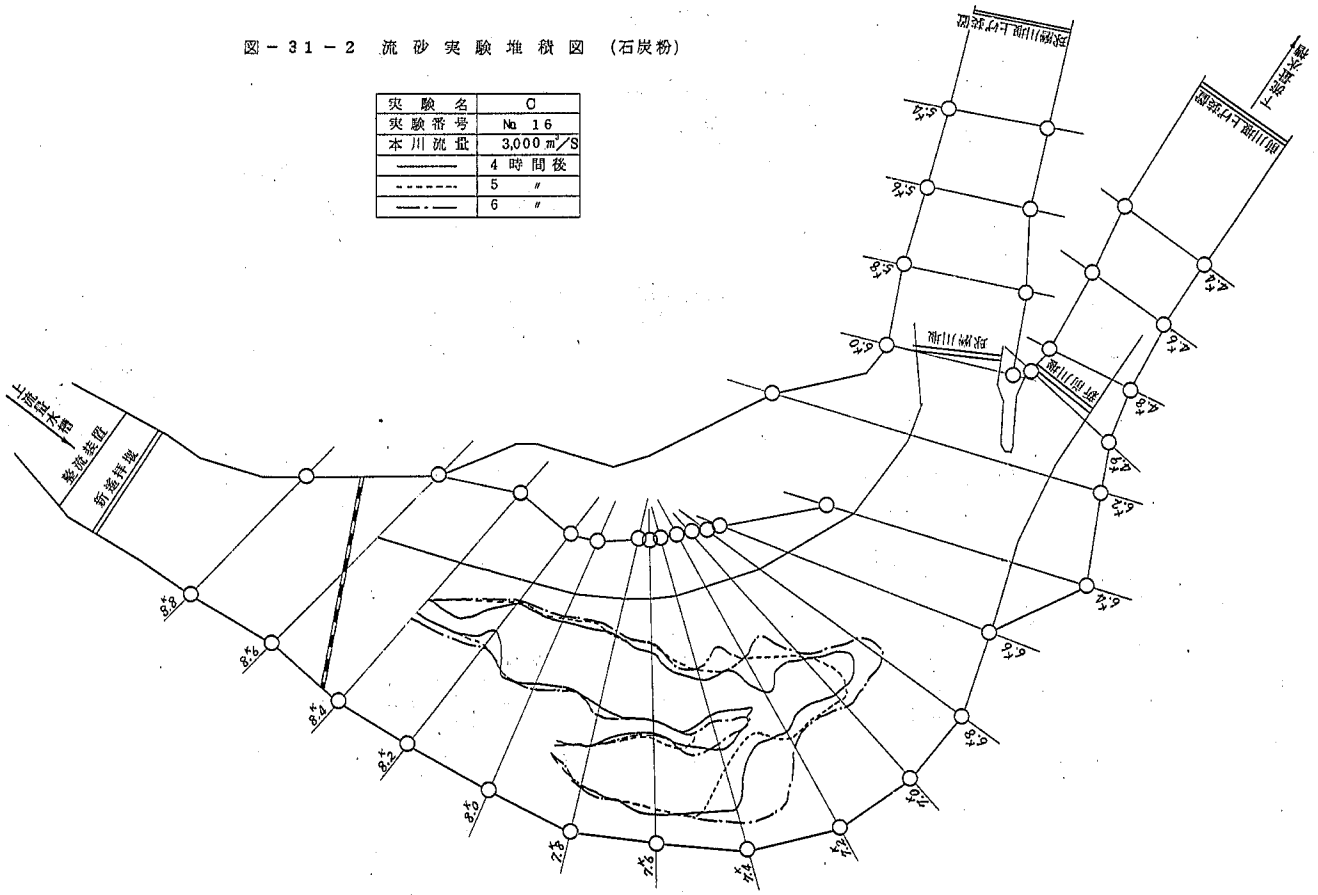
図－31－1　流砂実験堆積図（石炭粉）

実験名	C
実験番号	No 16
本川流量	3,000 m³/S
———	1 時間後
- - - - - -	2 〃
—·—·—	3 〃



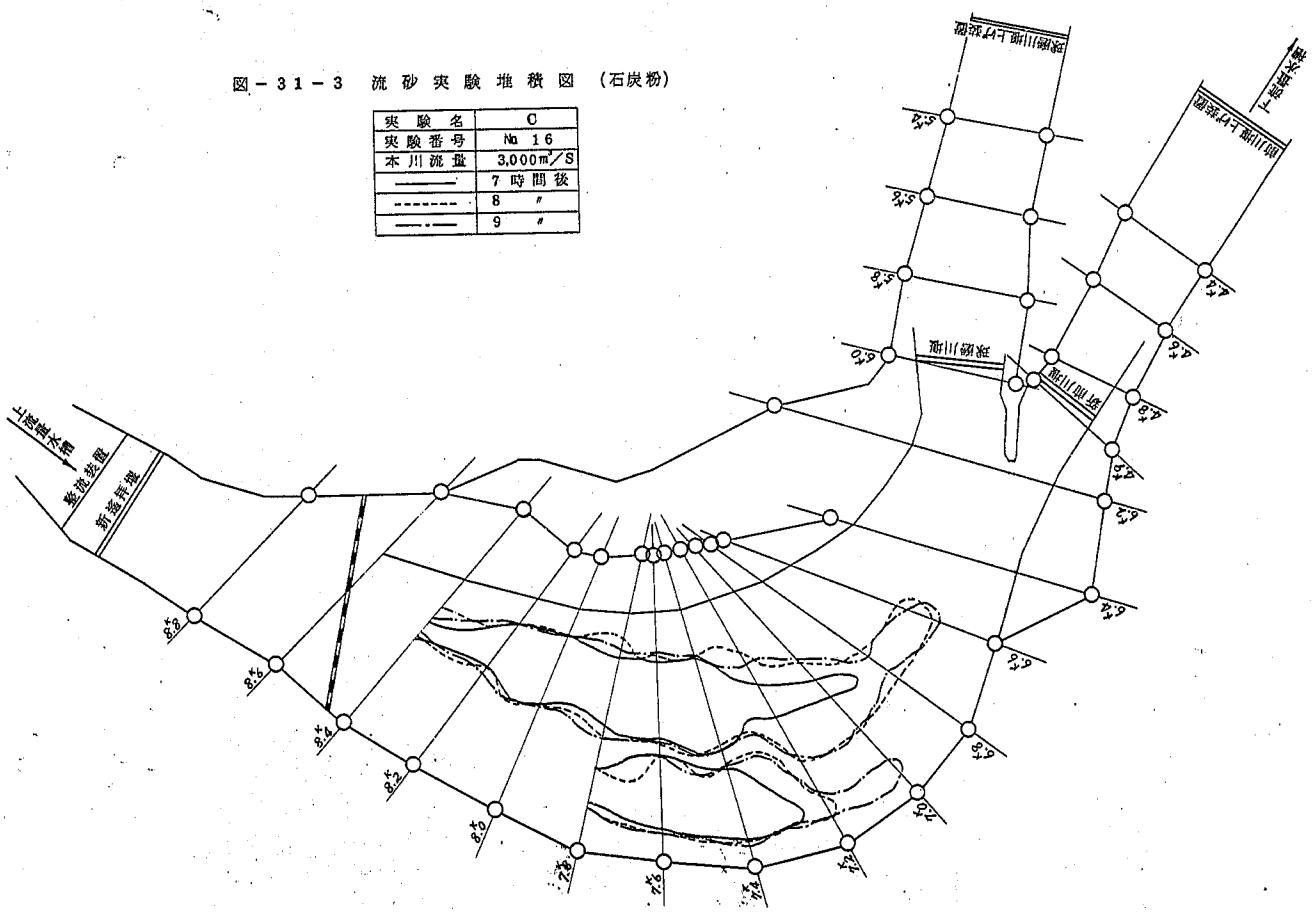
図－31－2　流砂実験堆積図　（石炭粉）

実験名	C
実験番号	No 16
本川流量	3,000 m³/S
————	4 時間後
- - - - - - -	5 〃
—·—	6 〃



図－３１－３　流砂実験堆積図（石炭粉）

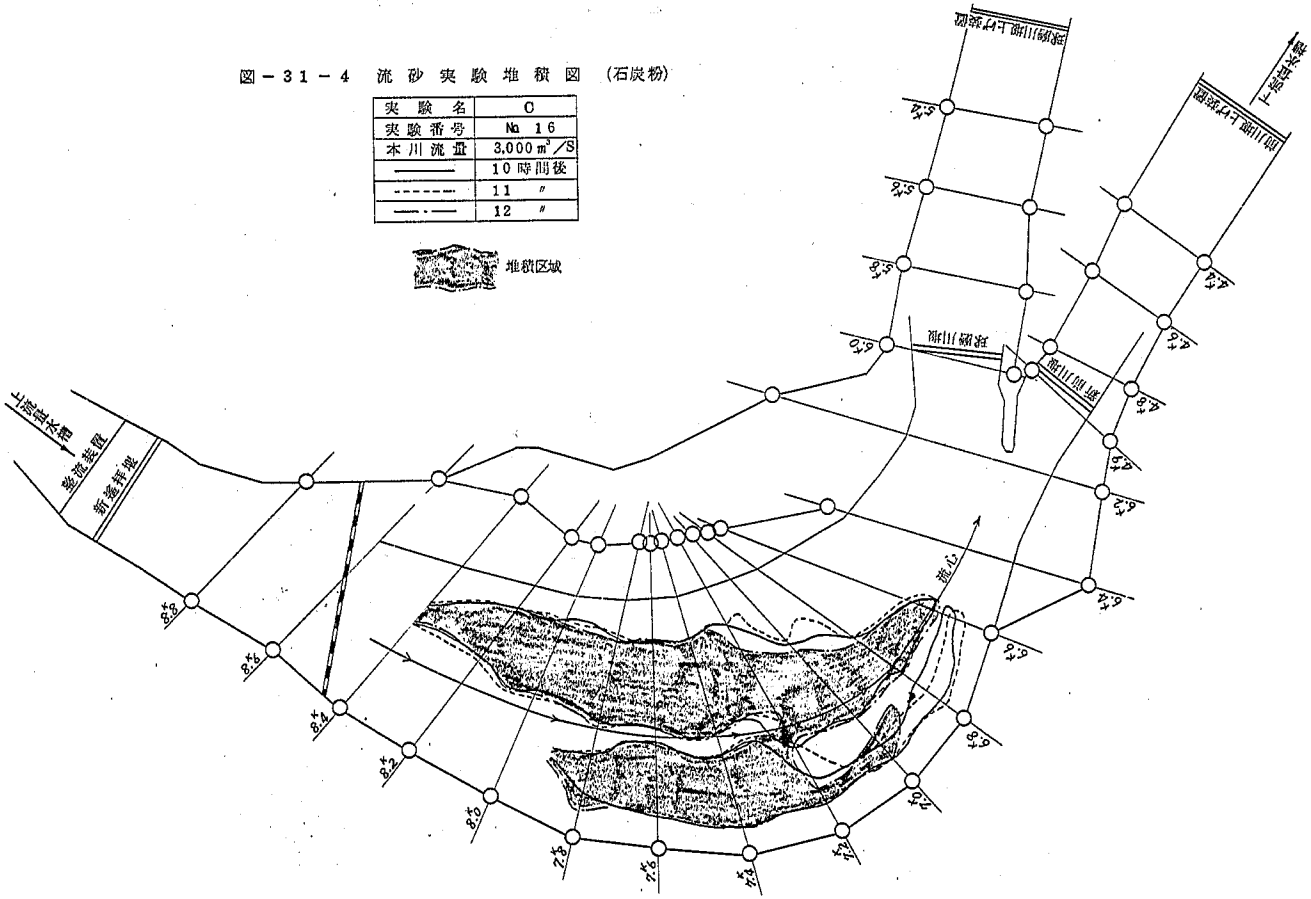
実験名	C
実験番号	No 16
本川流量	3,000m³/S
———	7時間後
- - - - - -	8 〃
——·——	9 〃



図－31－4　流砂実験堆積図　（石炭粉）

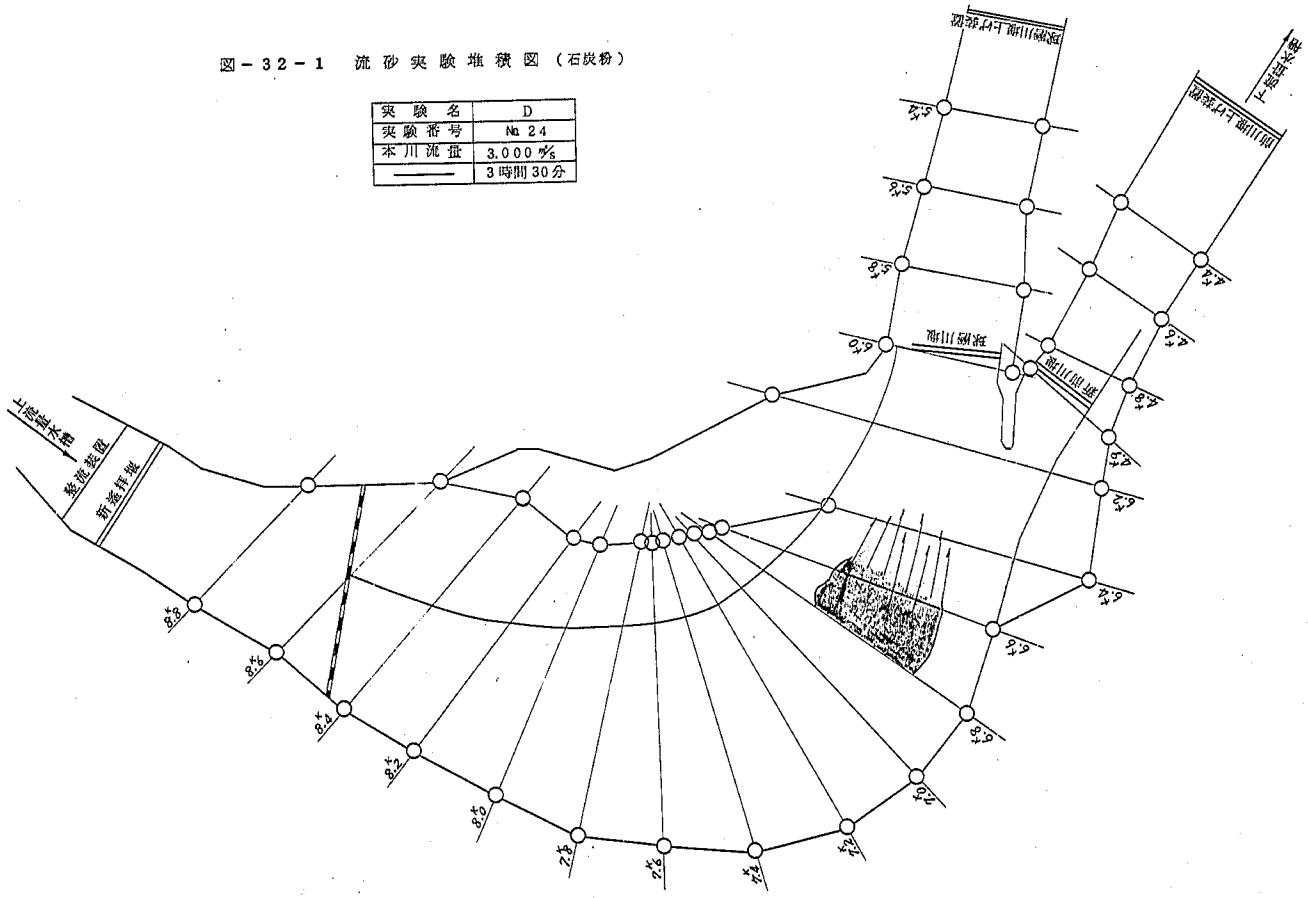
実験名	C
実験番号	No 16
本川流量	3,000 m³/S
———	10時間後
- - - - -	11 〃
—·—	12 〃

堆積区域



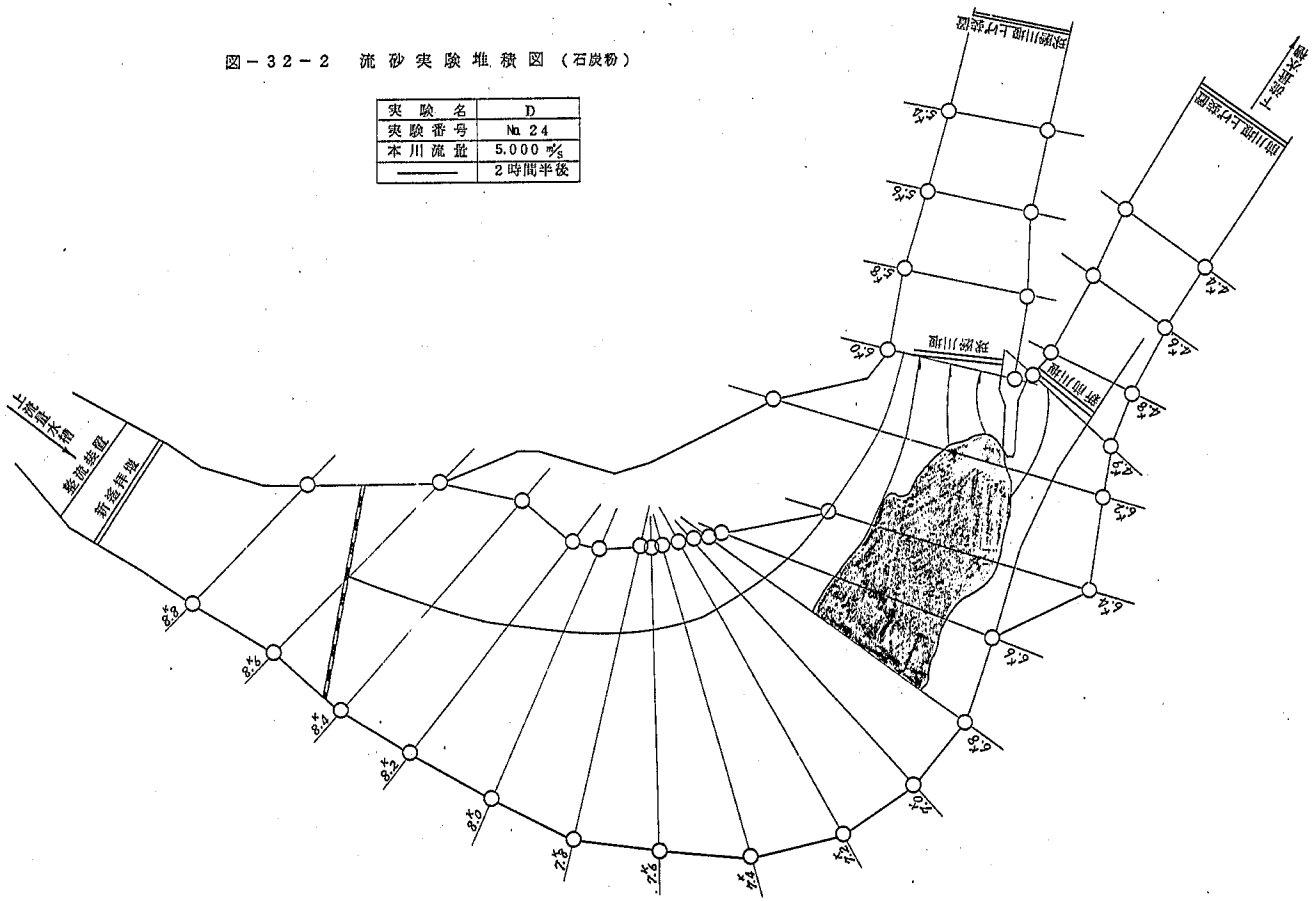
図－３２－１　流砂実験堆積図（石炭粉）

実験名	D
実験番号	No. 24
本川流量	3.000 ℓ/s
———	3時間30分



図－３２－２　流砂実験堆積図（石炭粉）

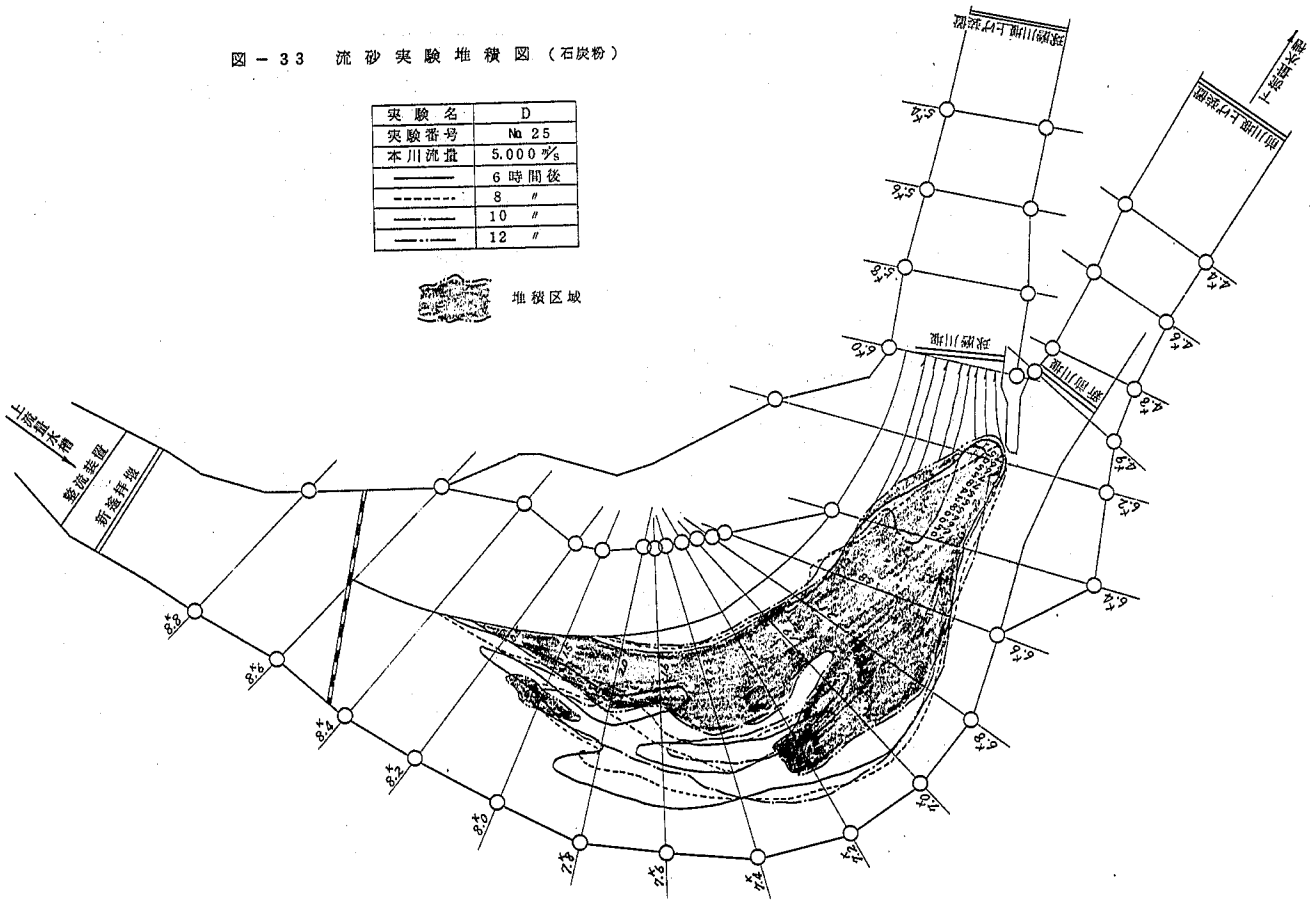
実験名	D
実験番号	No 24
本川流量	5.000 ㎥/s
———	2時間半後



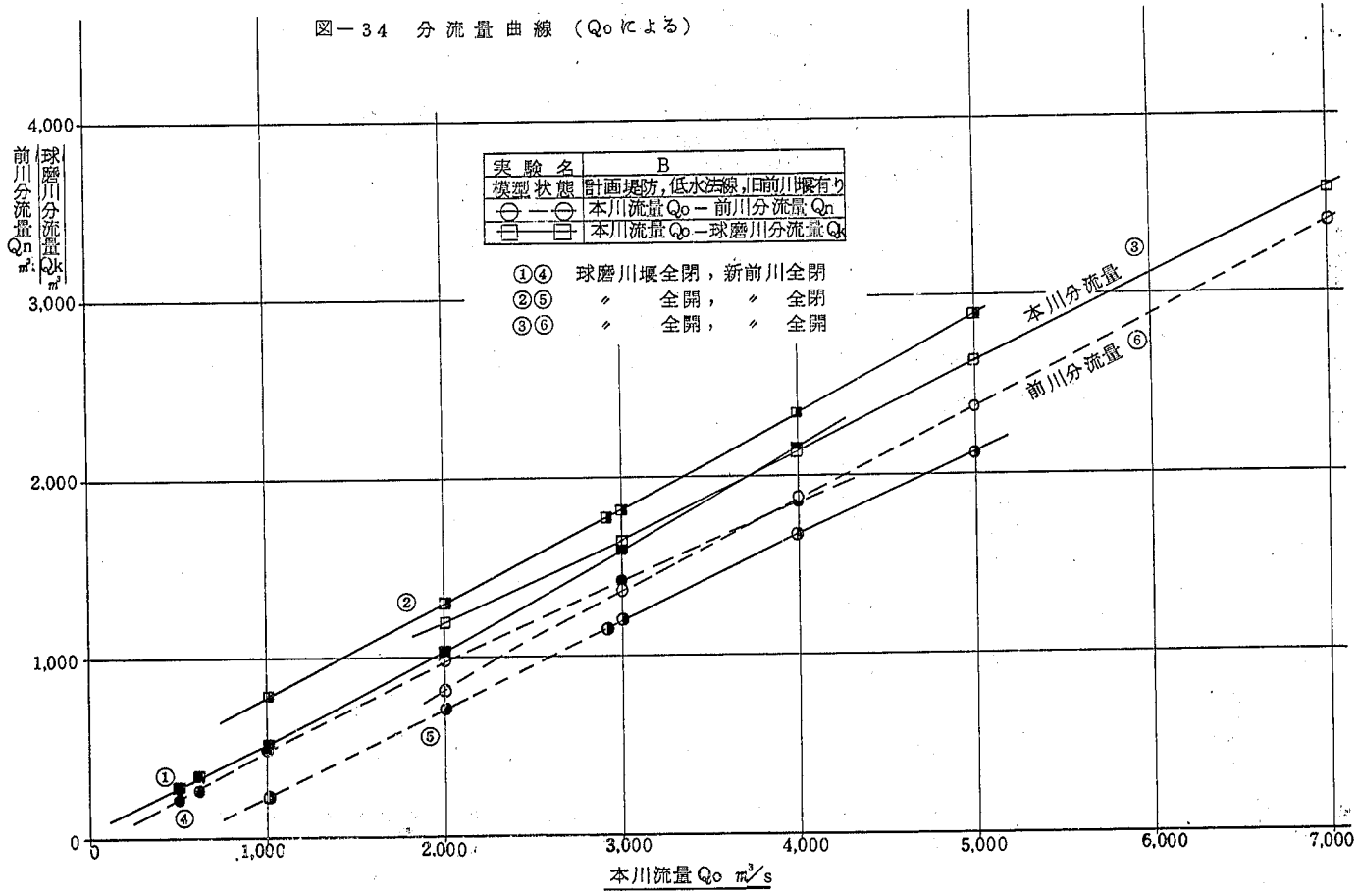
図－33　流砂実験堆積図（石炭粉）

実験名	D
実験番号	No 25
本川流量	5.000 m³/s
———	6 時間後
- - - - -	8 〃
—·—·—	10 〃
—··—··—	12 〃

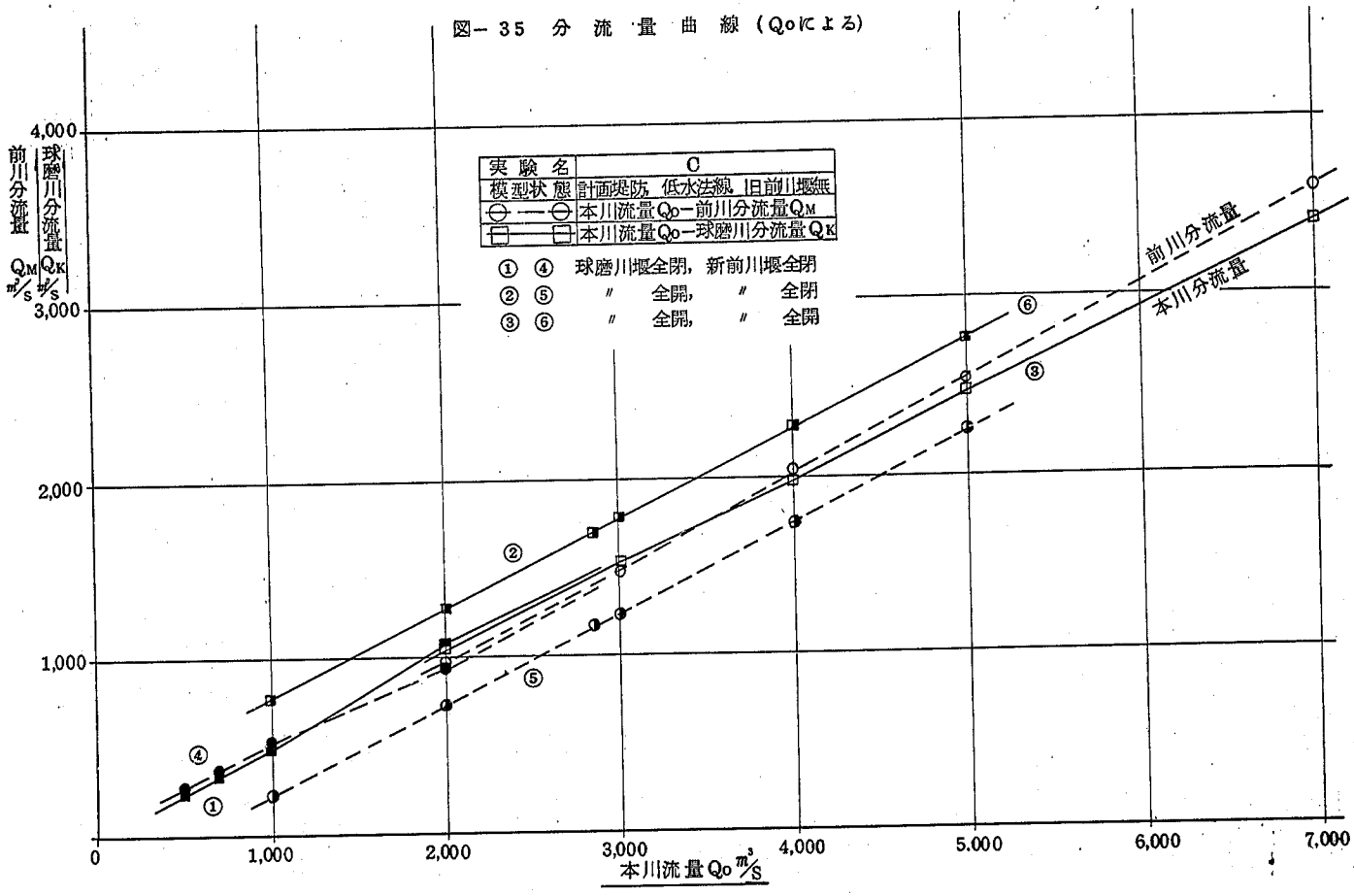
堆積区域



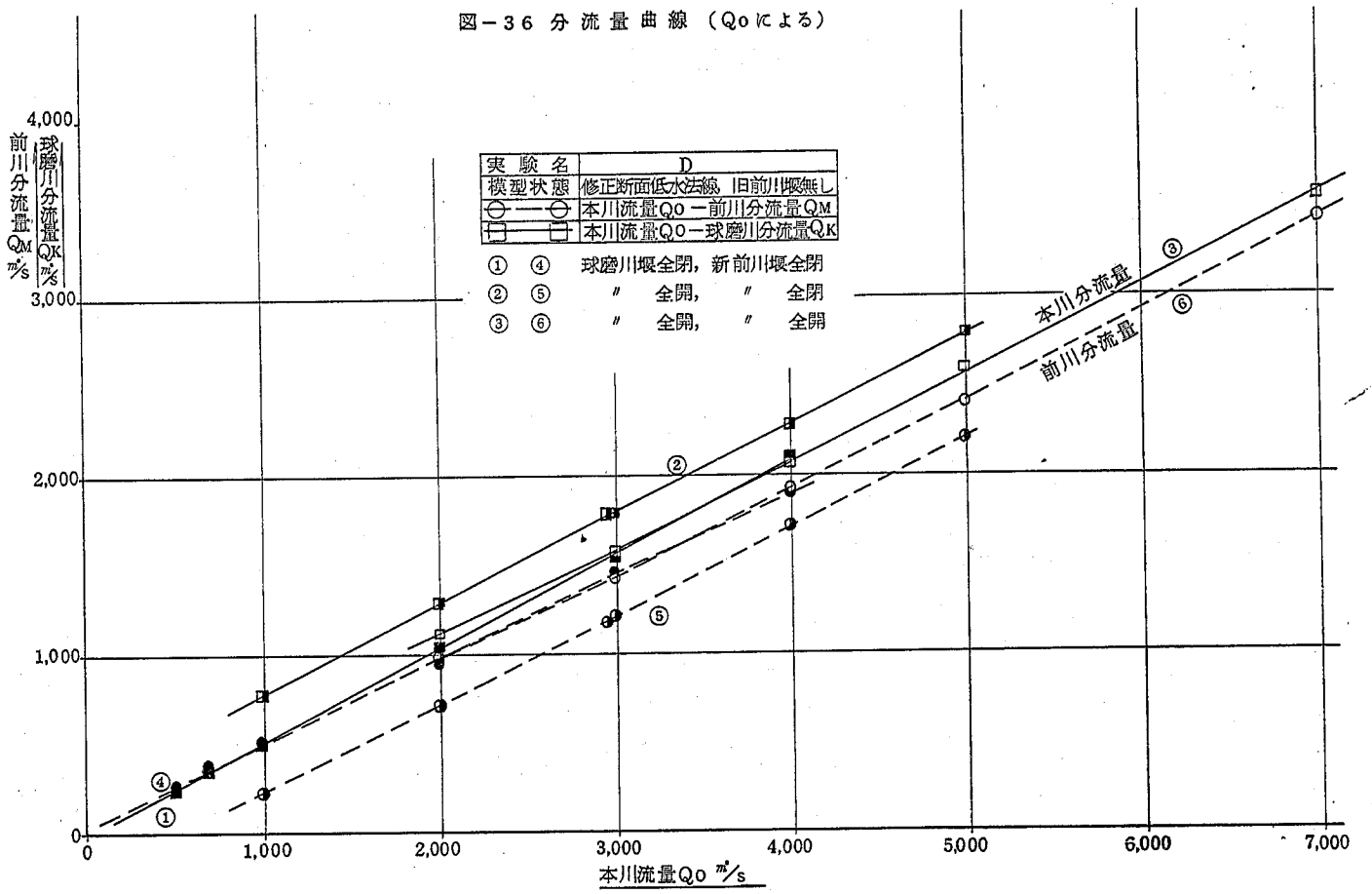
図－34　分流量曲線（Qoによる）



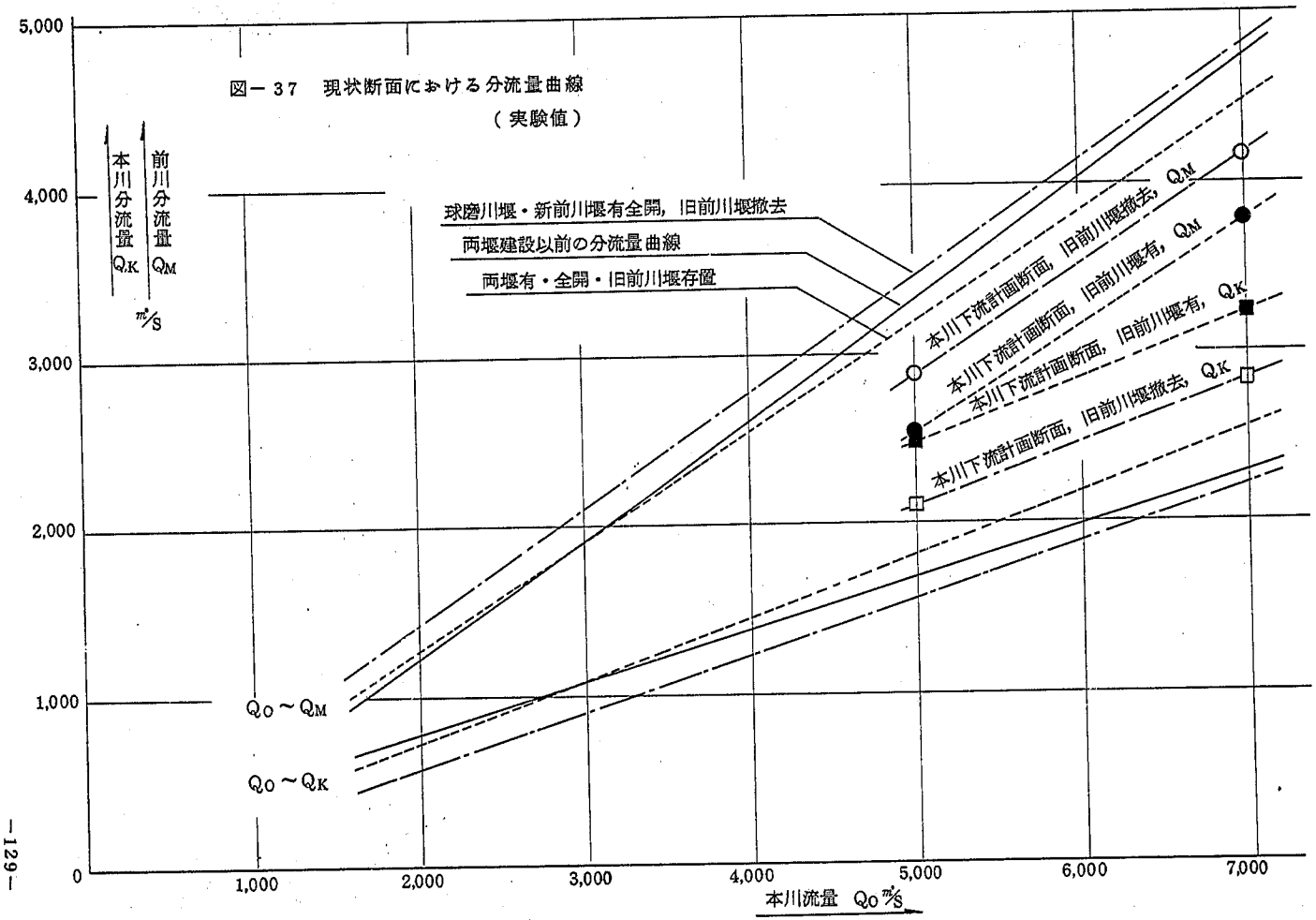
図－35　分　流　量　曲　線（Qoによる）



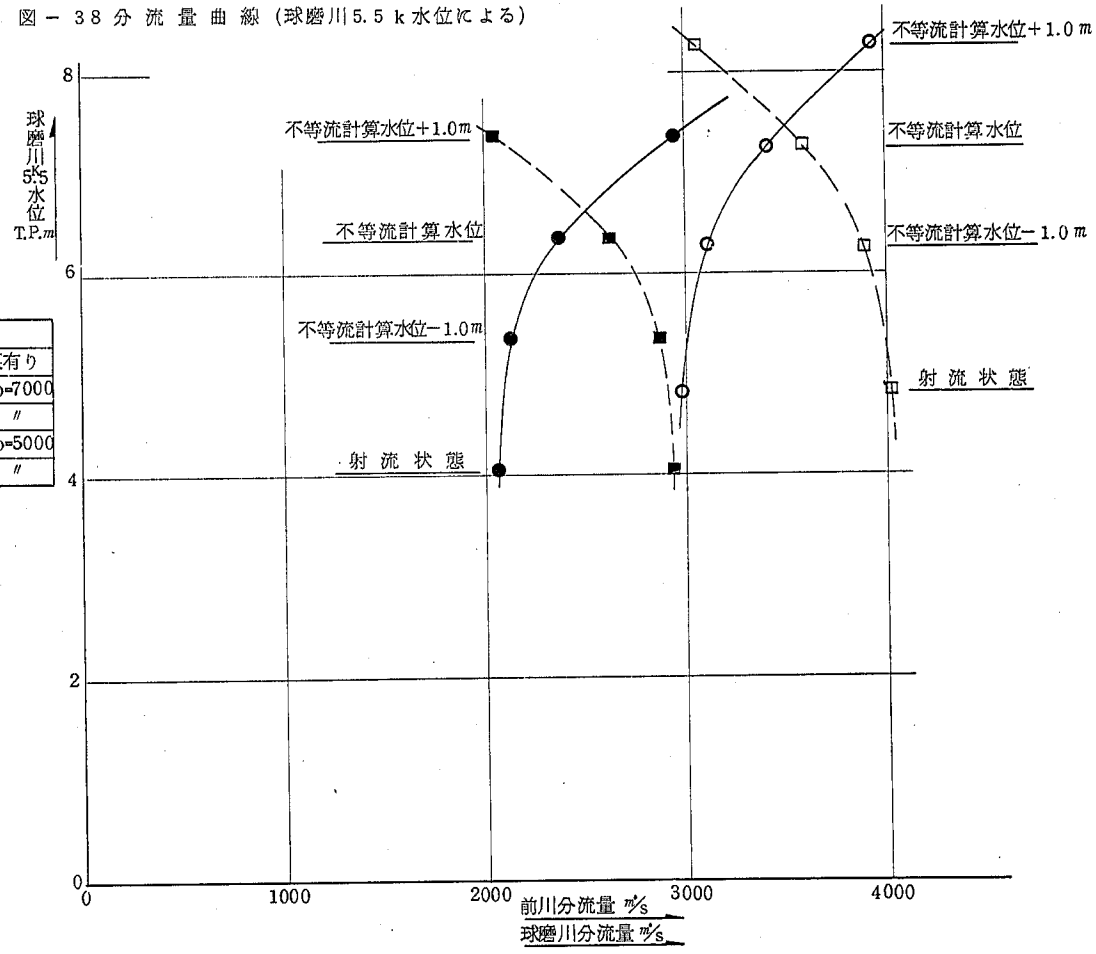
図－36 分流量曲線（Qoによる）



図－37　現状断面における分流量曲線
（実験値）

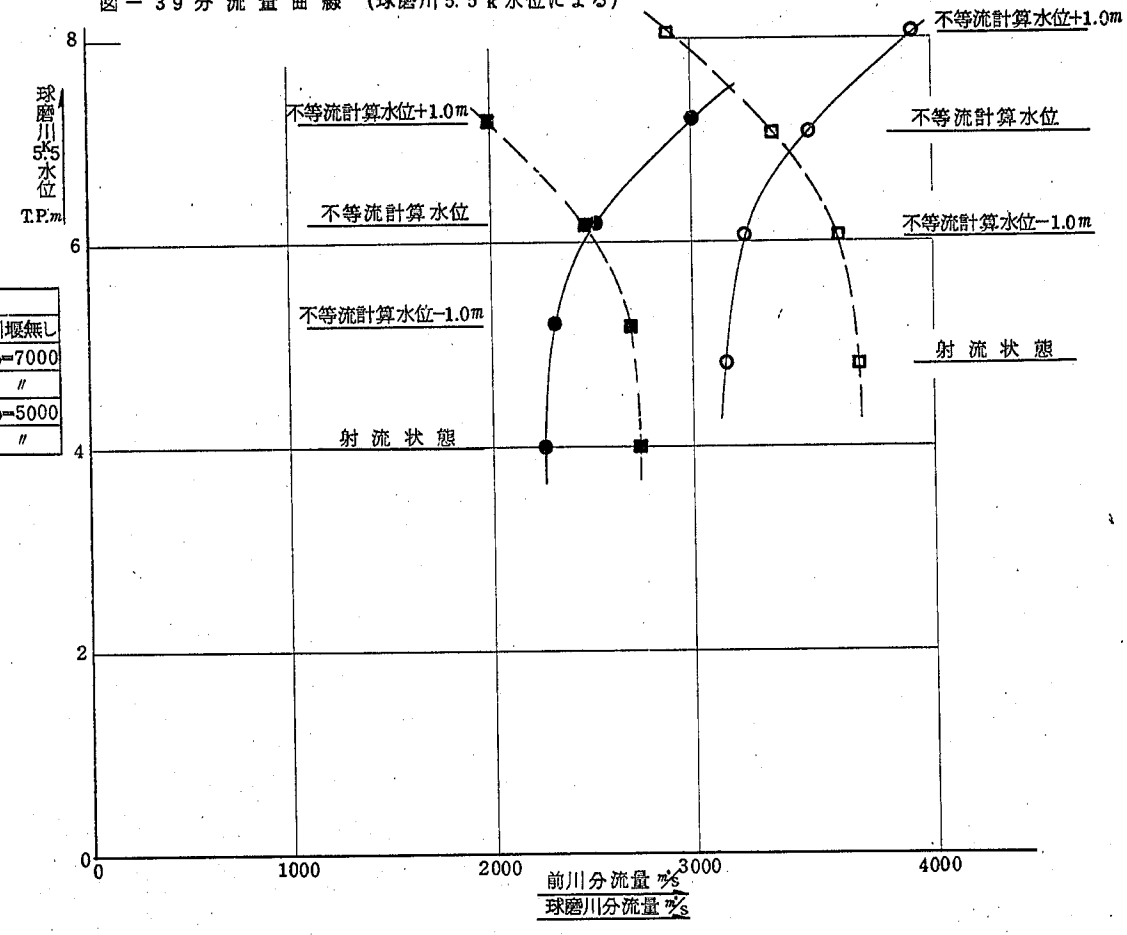


図－38 分流量曲線（球磨川5.5k水位による）



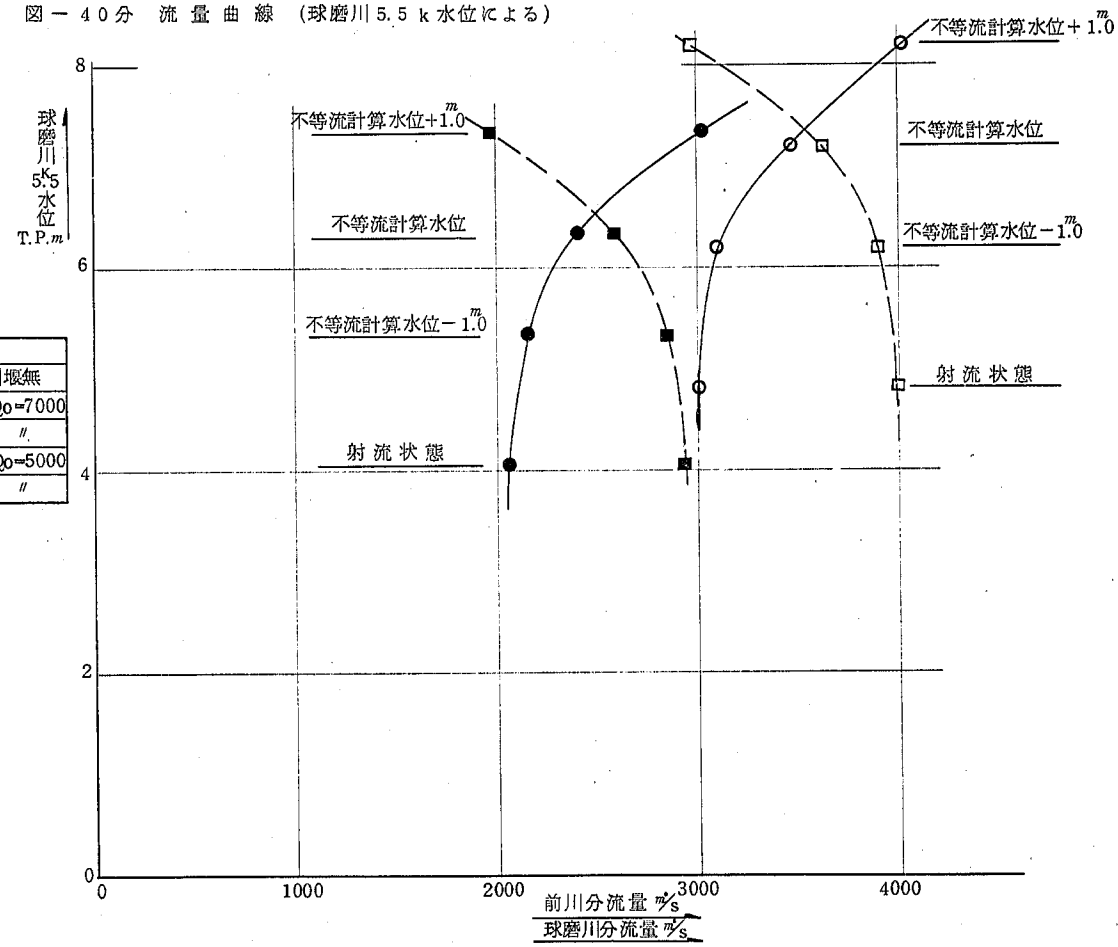
実験名	B
模型状態	計画堤防低水法線旧前川堰有り
□ □	5.5水位－球磨川分流量Q_0=7000
○ ○	〃 －前川分流量 〃
■ ■	〃 －球磨川分流量Q_0=5000
● ●	〃 －前川分流量 〃

図－39分流量曲線（球磨川5.5k水位による）

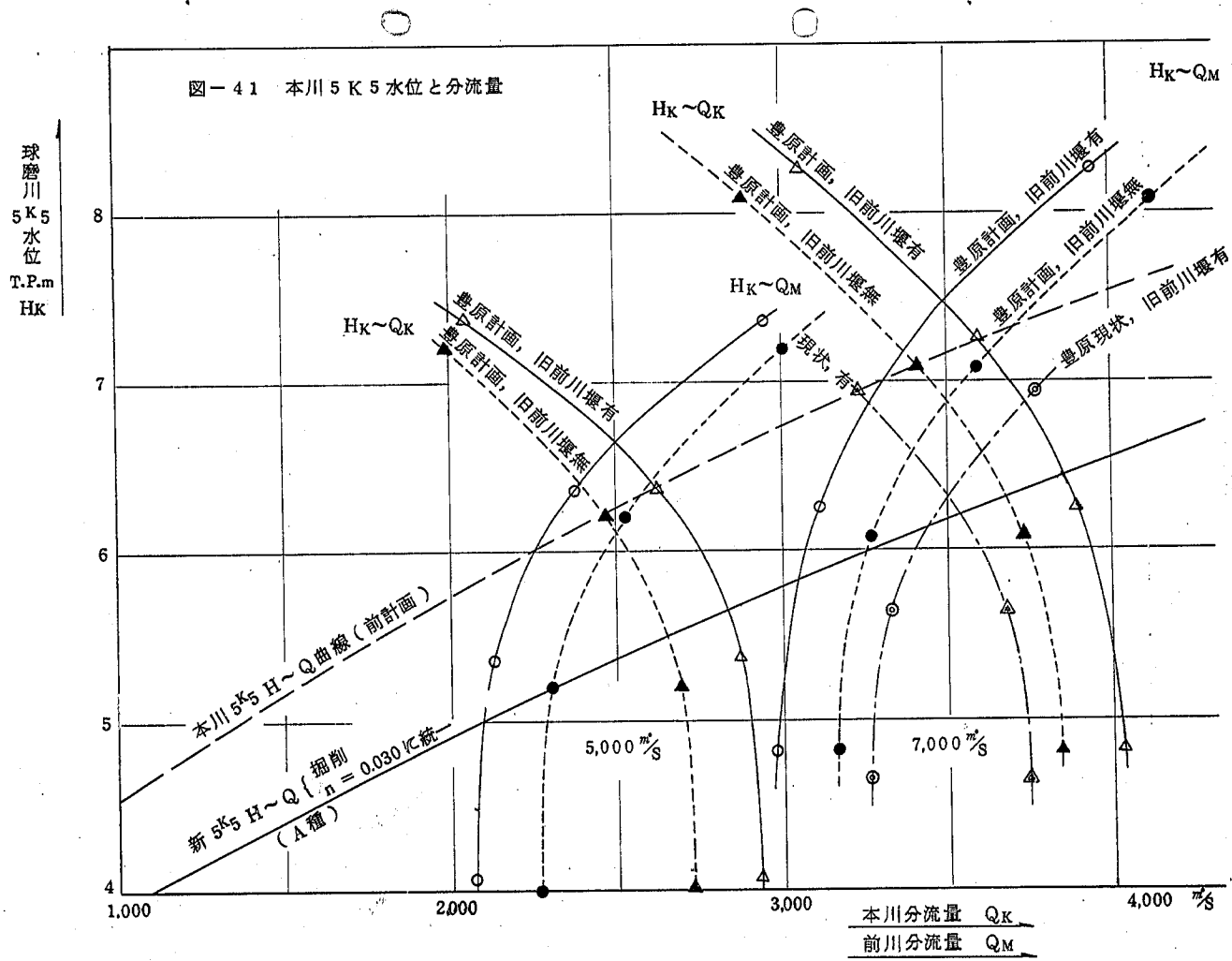


実験名	C
模型状態	計画堤防低水法線旧前川堰無し
□ □	5.5k水位 球磨川分流量Qo=7000
○ ○	〃 前川分流量 〃
■ ■	〃 球磨川分流量Qo=5000
● ●	〃 前川分流量 〃

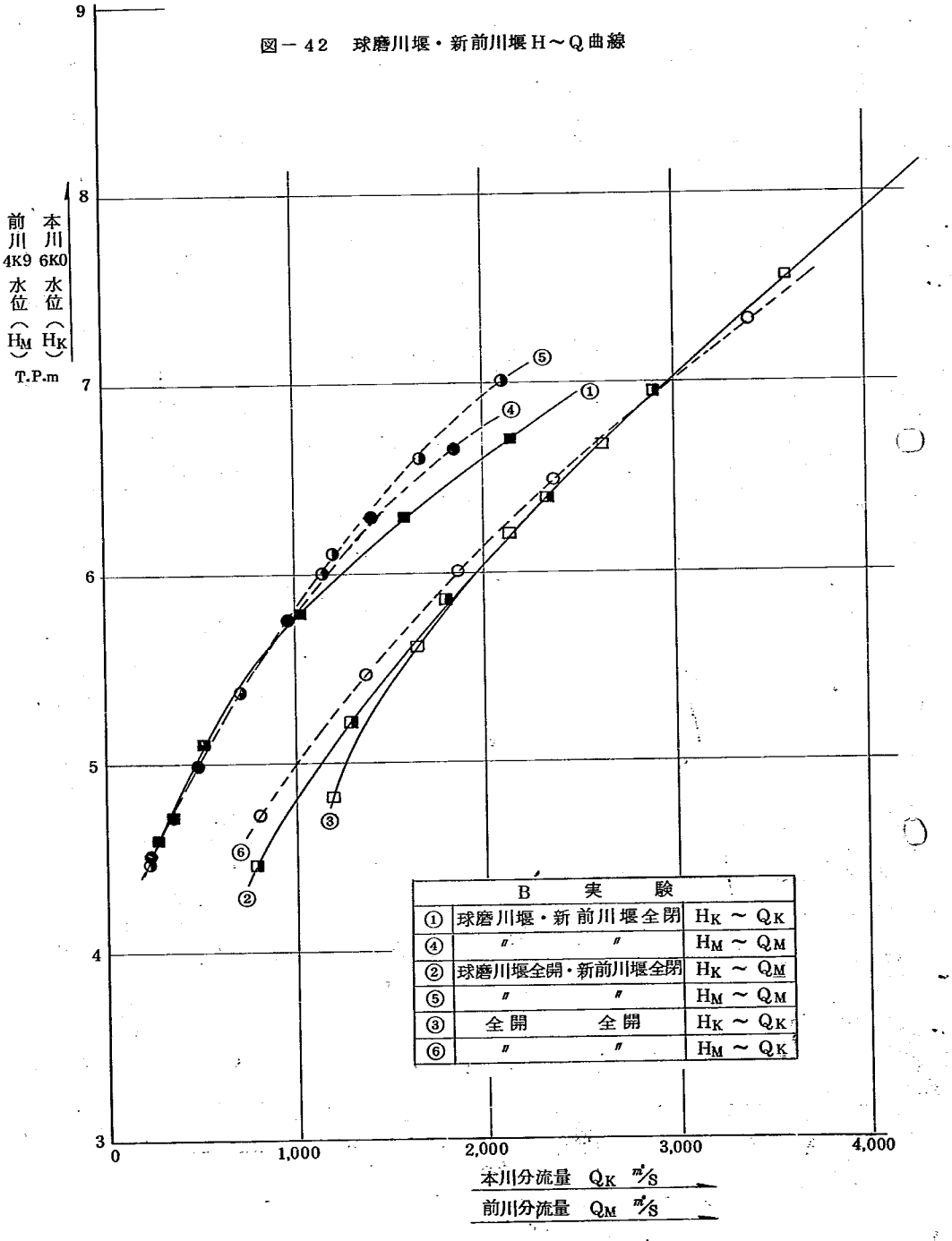
図－40分　流量曲線　（球磨川5.5 k水位による）



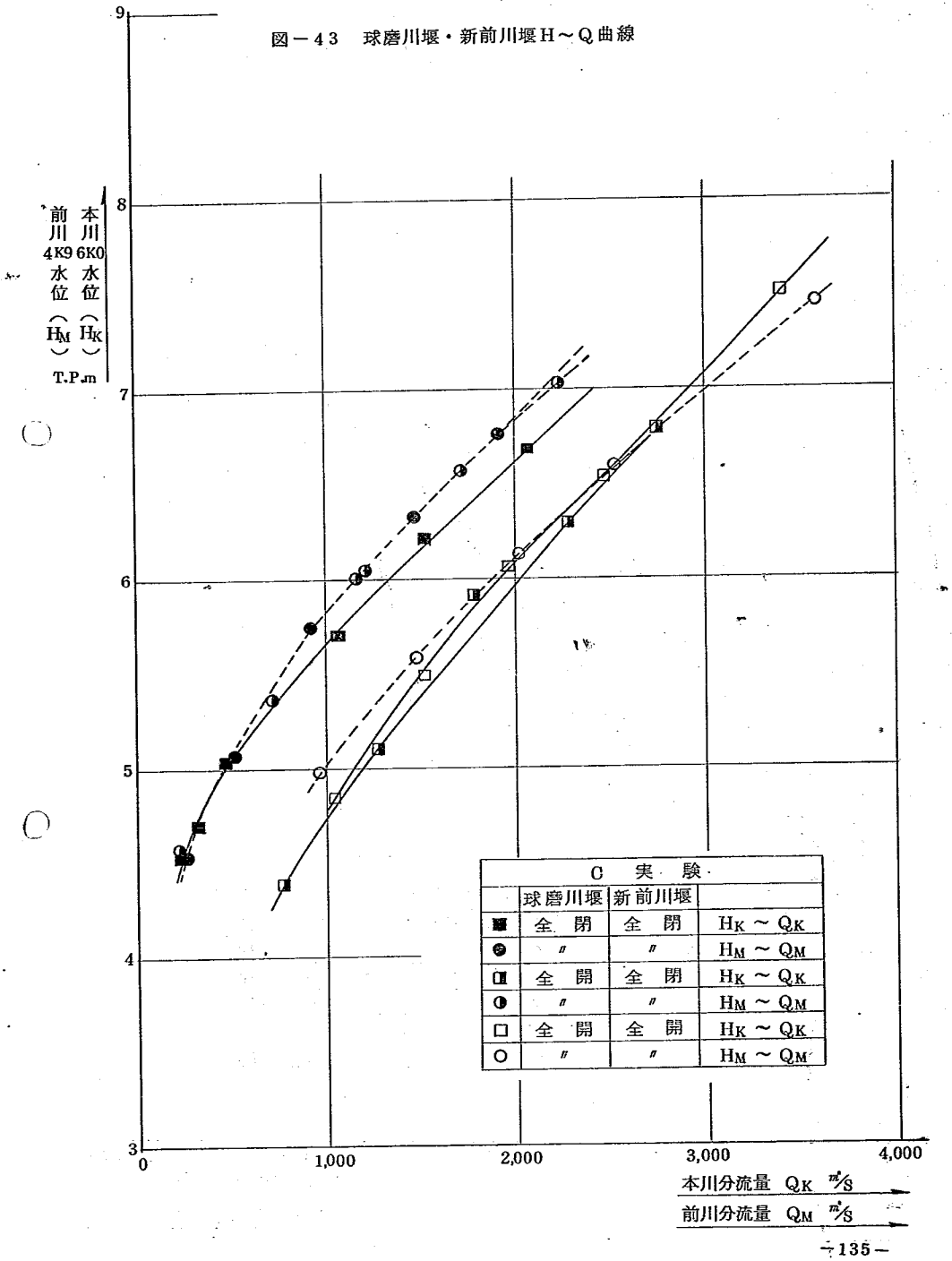
実験名	D
模型状態	修正断面低水法線旧前川堰無
□ □	5.5K水位－球磨川分流量Qo=7000
○ ○	〃　－前川分流量　〃
■ ■	〃　－球磨川分流量Qo=5000
● ●	〃　－前川分流量　〃


図－41　本川5K5水位と分流量
球磨川 5K5 水位 T.P.m HK
8
7
6
5
4
1,000
2,000
3,000
4,000 m³/S
本川分流量 QK
前川分流量 QM
HK～QK
豊原計画，旧前川堰有
豊原計画，旧前川堰無
HK～QM
豊原計画，旧前川堰有
豊原計画，旧前川堰無
豊原現状，旧前川堰有
現状，有
本川5K5 H～Q曲線（前計画）
新5K5 H～Q（掘削 n＝0.030に統一）（A種）
5,000 m³/S
7,000 m³/S

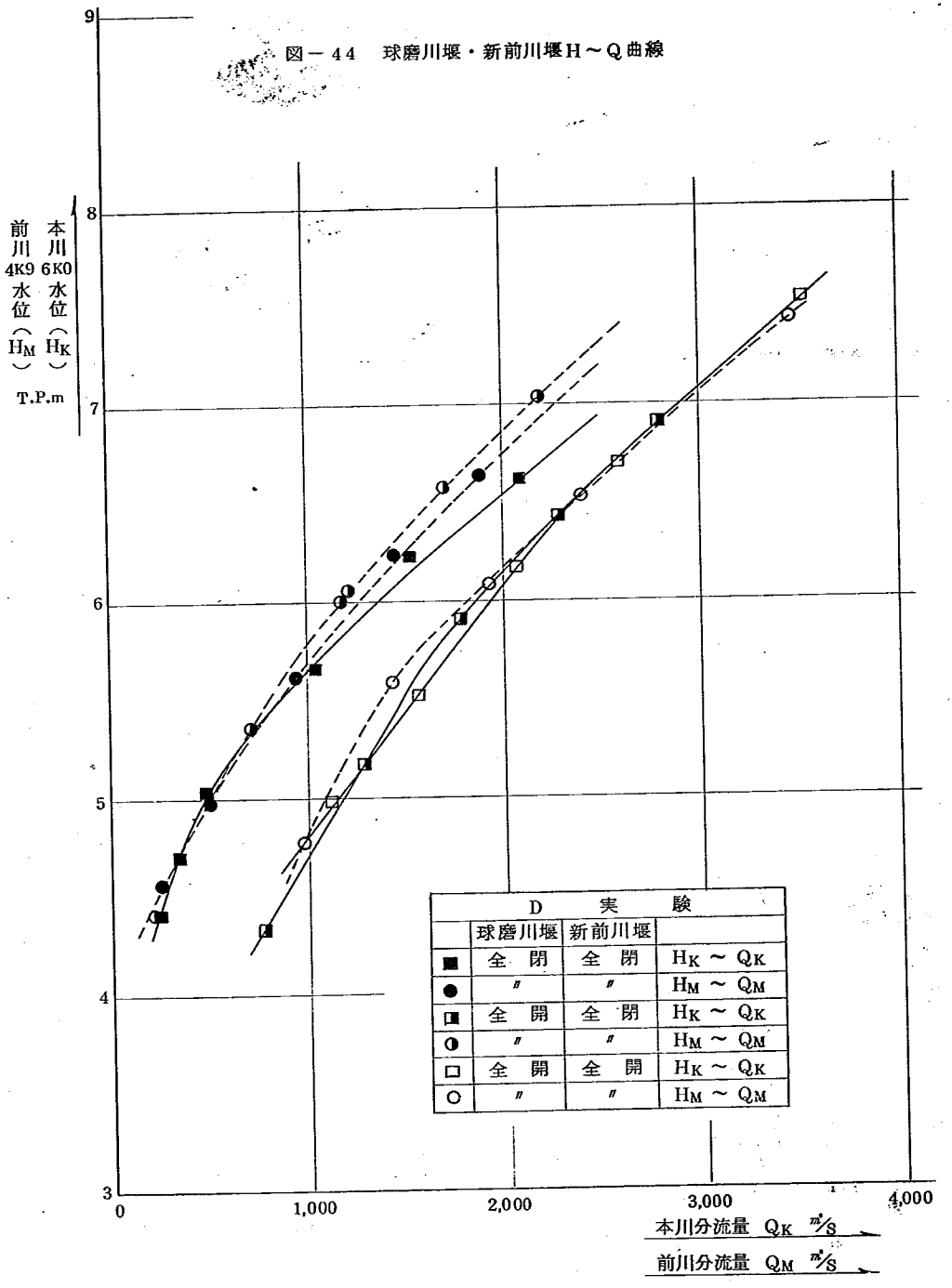
図－42　球磨川堰・新前川堰H～Q曲線



図－43　球磨川堰・新前川堰H～Q曲線



図－44　球磨川堰・新前川堰H～Q曲線



表－5　実験ケース一覧表

○印だけ実験を行なう

実験の種類	模型の状態	実験番号	流量 m^3/s	堰操作		測定項目							
				球磨川堰	新前川堰	水位	流速分布	流況流向	流砂実験	分流量（Q_0によるもの）	分流量(本川5k5水位によるもの)	堰操作方法に関する実験
A	現在の左岸提防計画低水法線旧前川堰有	1	3,000	全開	全開			○				
		2	5,000	〃	〃	○		○				
		3	7,000	〃	〃	○						
B	計画左岸提防計画低水法線旧前川堰有	4	$H_K=4.70\,m$	全閉	全閉					○		11
		5	$H_M=6.00\,m$	全開	〃	○						
		6	500	全閉	〃	○						
		7	1,000	全開	〃	○						
		8	3,000	〃	全開	○	○	○	○			
		9	5,000	〃	〃	○					○	
		10	7,000	〃	〃	○	○				○	
C	計画左岸提防計画低水法線旧前川堰無	12	$H_K=4.70\,m$	全閉	全閉					○		19
		13	$H_M=6.00\,m$	全開	〃					○		
		14	500	全閉	〃					○		
		15	1,000	全開	〃					○		
		15′	2,000	〃	〃				○			
		16	3,000	〃	全開		○	○	○	○		
		17	5,000	〃	〃	○		○			○	
		18	7,000	〃	〃	○	○				○	
D	計画左岸提防計画修正低水法線旧前川堰無	20	$H_K=4.70\,m$	全閉	全閉					○		27
		21	$H_M=6.00\,m$	全開	〃	○						
		22	500	全閉	〃	○						
		23	1,000	全開	〃	○						
		24	3,000	〃	全開	○	○	○	○			
		25	5,000	〃	〃	○		○	○		○	
		26	7,000	〃	〃	○	○				○	

表－8　水位横断数値表

水位の単位現地水位T.P.Mである。

実験名	A		B						C		D					
実験番号	No 2	No 3	No 5	No 6	No 7	No 8	No 9	No 10	No 17	No 18	No 21	No 22	No 23	No 24	No 25	No 26
本川流量 m³/s	5,000	7,000	2,917	500	1,000	3,000	5,000	7,000	5,000	7,000	2,952	500	1,000	3.000	5,000	7,000
球磨川分流量 m³/s	2,627	3,591	1,760	274	779	1,638	2,627	3,591	2,471	3,410	1,776	240	772	1,568	2.595	3,530
前川分流量 m³/s	2,373	3,409	1,157	226	221	1,362	2,373	3,409	2,529	3,590	1,176	260	228	1.432	2.405	3,470
球磨川下流水位	6.360	7.250	5.480	3.150	4.220	5.340	6.360	7.250	6.200	7.080	5.490	3,100	4.210	5.250	6.340	7.200
前川下流水位	4.160	4.830	3.450	3.190	3.180	3.550	4.160	4.830	4.260	4.940	3.460	3,180	3,190	3.580	4.190	4.860
8k8 ①	10.260	11,175	9.240	7.085	7.510	9.225	9.955	11.255	10,275	11,150	9.200	7.085	7.550	9.200	10.465	11,235
②	9.530	10,225	8.485	7.085	7.455	8.610	9.775	10.510	9.695	10,450	8.495	7.070	7.455	8.535	9.525	10.260
8k6 ①	9.675	9.635	8.735	7.125	7.385	8.795	9.780	9.865	9.670	9.585	8.695	7.110	7.485	8.725	9.765	9.985
②		7.860						7.860		7.900	7.695	5.175	5.755	7.735	8.935	7.865
③		8.255						8.335		8.300						8.310
8k4 ①	7.670	8.488	6.890	5.065	5.535	6.470	7.700	8.550	7.620	8.210	6.810	5.015	5.505	6.865	7.560	8.335
2	7.730	8.230	6.790	4.995	5.480	6.795	7.755	8.270	8.090	8.305	6.525	4.935	5.565	6.840	7.940	8,525
③	6.488	7.860	6.120	4.725	4.865	6.050	6.585	8.595	7.305	8.375	6.240	4.670	5.485	6.190	6.840	8.635
4	7.078	7.898	6.060	4.700	4.805	6.055	7.090	8.055	6.955	7.850	6.195	4.585	4.920	6.020	6.885	7.900
⑤	7.060	7.975	6.100	4.705		6.055	7.580	8.045	6.855	7.840						7.855
6		8.003						8.065		8.000						8.195
8k2 ①	7.215	8.043	6.310	4.710	4.895	6.270	7.240	8.060	7.005	7.910	6.185	4.595	4.845	6.005	7.065	7,950
2	7.465	8.225	6.415	4.730	4.465	6.295	7.280	8.170	7.290	8.005	6.275	4.595	4.915	6.175	7.235	8,180
③	6.863	7.848	5.960	4.735	4.670	5.940	7.095	7.840	6.920	7.785	5.860	4.545	4.550	5.820	6.955	7,835
4	7.043	7.940	6.090	4.650	4.730	6.050	7.045	8.060	6.875	7.890	6.050	4.510	4.690	5.950	6.870	7.895
⑤	7.023	7.918	6.065	4.650	4.690	6.035	7.050	7.975	6.880	7.810	5.920	4.440	4.600	5.740	6.565	7,835
7k8 ①	7.345	8.305	6.110	4.675	4.635	6.025	7.330	8.345	7.195	8.280	5.995	4.385	4.485	5.855	7.085	8.275
2	7.228	8.198	6.105	4.635	4.640	6.090	7.180	8.210	7.060	8.085	6.075	4.445	4.520	5.870	6.935	8,120
③	7.123	8.065	6.080	4.620	4.605	6.035	7.085	8.055	7.015	8.025	5.980	4.425	4.565	5.790	6.885	7,820
4	7.065	7.960	6.145	4.650	4.640	6.055	7.050	7.950	6.955	7.845	5.965	4.440	4.580	5.780	6.850	7,785
⑤	7.048	7.930	6.060	4.650	4.595	6.020	7.065	8.000	6.885	7.855	5.940	4.375	4.510	5.785	6.830	7,775
7k4 ①	7.250	8.300	6.115	4.625	4.590	6.120	7.240	8.260	7.175	8.245	6.040	4.400	4.510	5.935	7.110	8.185
2	7.218	8.225	6.105	4.645	4.640	6.100	7.185	8.235	7.175	8.175	6.050	4.420	4.990	5.790	7.040	8,070
③	7.238	8.165	6.130	4.630	4.585	6.065	7.165	8.245	7.125	8.175	6.085	4.465	4.550	5.880	7.085	8.135
4	7.200	8.115	6.125	4.650	4.635	6.105	7.135	8.130	7.120	8.040	6.085	4.425	4.505	5.850	6.945	7,945
5	7.095	7.980	6.085	4.645	4.670	6.040	7.090	7.985	7.010	7.880	5.985	4.430	4.500	5.765	6.860	7,810
⑥	7.100	7.938	6.085	4.635	4.600	5.980	7.010	7.945	6.965	7.845	5.905	4.375	4.440	5.755	6.775	7,715
7	7.080	7.965					7.055	7.980	6.950	7.885						8.275
7k0 ①	7.200	8.220	6.055	4.615	4.590	6.030	7.230	8.280	7.120	8.155	5.990	4.380	4.505	5.840	7.075	8.130
2	7.225	8.198	6.080	4.620	4.570	6.030	7.175	8.235	7.125	8.145	5.990	4.420	4.500	5.855	6.980	8,085
③	7.175	8.133	6.075	4.625	4.570	6.040	7.140	8.130	7.080	8.100	6.010	4.430	4.510	5.820	6.970	7,955
4	7.120	8.033	6.070	4.615	4.600	6.030	7.050	8.010	6.975	7.950	5.945	4.360	4.490	5.745	6.890	7,850
5	7.035	7.915	6.015	4.650	4.540	6.020	7.050	7.870	6.910	7.850	5.880	4.385	4.420	5.640	6.720	7,700
⑥	7.045	7.905	6.010	4.060	4.520	5.960	7.040	7.900	6.880	7.760	5.925	4.390	4.460	5.695	6.800	7,745
6k6 ①	6.995	7.923	6.035	4.590	4.535	5.925	6.925	7.875	6.875	7.915	5.880	4.390	4.455	5.685	6.875	7,820
2	6.970	7.940	6.040	4.570	4.510	5.950	6.940	7.920	6.865	7.860	5.905	4.380	4.440	5.680	6.820	7,780
③	7.020	8.005	5.990	4.595	4.525	5.940	7.200	7.865	6.865	7.870	5.925	4.390	4.450	5.700	6.825	7,815
4	6.985	7.830	6.010	4.530	4.545	5.940	6.905	7.870	6.875	7.840	5.890	4.380	4.430	5.595	6.730	7,795
⑤	6.940	7.868	6.000	4.535	4.520	5.905	6.965	7.875	6.815	7.760	5.820	4.380	4.450	5.615	6.720	7,760
6	6.970	7.878					6.910	7.900	6.840	7.770						7,750
6k4 ①	6.890	7.828	5.955	4.540	4.520	5.915	6.895	7.820	6.870	7.825	5.820	4.400	4.460	5.695	6.790	7.800
②	6.870	7.795	5.930	4.550	4.505	5.875	6.810	7.785	6.775	7.705	5.845	4.390	4.440	5.665	6.740	7.750
6k2 ①	6.875	7.850	5.935	4.530	4.465	5.815	6.885	7.820	6.730	7.740	5.820	4.380	4.370	5.650	6.780	7.760
②	6.815	7.723	5.870	4.545	4.440	5.795	6.835	7.730	6.645	7.655	5.815	4.380	4.380	5.555	6.650	7.680
③	6.835	7.700	5.830	4.545	4.470	5.680	6.785	7.725	6.600	7.590	5.785	4.390	4.405	5.575	6.655	7.670
4	6.750	7.675	5.745			5.695	6.750	7.700	6.605	7.600	5.800	4.390		5.565	6.640	7.705
6k0 ①	6.695	7.635	5.800	4.590	4.400	5.605	6.710	7.545	6.485	7.465	5.710	4.425	4.295	5.415	6.665	7.510
②	6.755	7.860	5.800	4.585	4.510	5.670	6.670	7.640	6.585	7.550	5.795	4.400	4.385	5.625	6.720	7.550
5k6 ①	6.415	7.500	5.410	3.270	4.150	5.325	6.325	7.200	6.205	7.115	5.460	3.200	4.250	5.170	6.330	7.160
②	6.430	7.240	5.395	3.120	4.140	5.335	6.400	7.260	6.220	7.110	5.445	3.188	4.280	5.240	6.340	7.130
前川 5k1	6.480	7.289	5.900	4.445	4.430	5.485	6.435	7.220	6.510	7.390	5.985	4.485	4.545	5.625	6.585	7.410
4.9 ①	6.680	7.533	6.000	4.530	4.470	5.605	6.675	7.560	6.730	7.625	6.000	4.670	4.480	5.690	6.730	7.605
②	6.280	7.085	6.000	4.490	4.465	5.310	6.295	7.085	6.445	7.285	6.000	4.450	4.530	5.480	6.330	7.240
4.7 ①	4.715	5.548	3.475	3.250	3.255	3.825	4.760	5.465	4.740	5.535	3.470	3.250	3.280	3.880	4.720	5.482
②	4.575	5.363	3.475	3.250	3.275	3.720	4.550	5.435	4.535	5.455	4.480	3.250	3.270	3.740	4.810	5.496
荻原量水標水位	6.460	7.903	5.995	4.575	4.525	5.900	6.955	7.860	6.825	7.745	5.875	4.350	4.425	5.670	6.745	7.700

表－９－１　豊原地区計画断面不等流計算結果

断面	累加距離 (Km)	流量 m^3/S	n	水位 H (T.P.m)	フルード数 FR	川巾 B (m)	断面積 $A(m^2)$	径深 R(m)	流速 V(m/S)	全エネルギー HE (m)	エネルギー勾配 IE	摘要
6.4 k	0.000	2,917	0.035	5.943	0.178	570	2501	4.387	1.166	6.012		
6.8	0.311	〃	〃	6.036	0.142	704	3117	4.425	0.936	6.081	0.1898×10^{-3}	
7.0	0.463	〃	〃	6.065	0.128	646	3253	5.030	0.897	6.106	0.1309 〃	
7.2	0.609	〃	〃	6.086	0.133	664	3200	4.816	0.911	6.129	0.1197 〃	
7.4	0.774	〃	〃	6.110	0.138	639	3080	4.815	0.947	6.156	0.1301 〃	
7.6	0.938	〃	〃	6.128	0.160	589	2718	4.612	1.073	6.187	0.1594 〃	
7.8	1.081	〃	〃	6.153	0.180	571	2484	4.346	1.174	6.223	0.2108 〃	
8.0	1.272	〃	〃	6.173	0.299	518	1713	3.301	1.703	6.321	0.4803 〃	
8.2	1.475	〃	〃	6.278	0.443	408	1218	2.982	2.394	6.570	0.1179×10^{-2}	
8.4	1.669	〃	〃	6.451	0.660	280	824	2.935	3.539	7.090	0.2643 〃	
8.5	1.775	〃	〃	6.396	0.931	196	582	2.955	5.011	7.678	0.5452 〃	
8.6	1.887	〃	〃	7.573	0.711	254	758	2.984	3.844	8.327	0.5733 〃	
8.7	2.020	〃	〃	8.434	0.391	379	1290	3.401	2.260	8.695	0.2718 〃	
8.8	2.103	〃	〃	8.890	1.014	279	617	2.212	4.720	10.027	0.4918 〃	射流
9.0	2.297	〃	〃	10.775	0.361	301	1262	4.183	2.311	11.048	0.5221 〃	
9.2	2.494	〃	〃	10.925	0.358	238	1173	4.922	2.487	11.240	0.9376×10^{-3}	

表－9－2　豊原地区計画断面不等流計算結果

断面	累加距離 (Km)	流量 m^3/S	n	水位 H(T.P.m)	フルード数 FR	川巾 B(m)	断面積 A(m^2)	径深 R(m)	流速 V(m/S)	全エネルギー HE(m)	エネルギー勾配 IE	摘要
6.4k	0.000	500	0.035	4.545	0.044	455	1806	3.968	0.277	4.549		
6.8	0.311	〃	〃	4.559	0.036	584	2243	3.840	0.223	4.562	0.1253×10^{-4}	
7.0	0.463	〃	〃	4.569	0.036	626	2300	3.671	0.217	4.572	0.1017 〃	
7.2	0.609	〃	〃	4.579	0.039	644	2211	3.429	0.226	4.582	0.1117 〃	
7.4	0.774	〃	〃	4.589	0.040	609	2124	3.485	0.235	4.592	0.1248 〃	
7.6	0.938	〃	〃	4.599	0.048	566	1837	3.246	0.272	4.603	0.1586 〃	
7.8	1.081	〃	〃	4.610	0.056	545	1626	2.980	0.307	4.615	0.2294 〃	
8.0	1.272	〃	〃	4.624	0.122	489	945	1.931	0.529	4.638	0.8466 〃	
8.2	1.475	〃	〃	4.682	0.232	399	573	1.436	0.871	4.721	0.3582×10^{-3}	
8.4	1.669	〃	〃	4.831	0.366	274	373	1.360	1.337	4.922	0.1014×10^{-2}	
8.5	1.775	〃	〃	4.954	0.382	176	313	1.773	1.594	5.083	0.1452 〃	
8.6	1.887	〃	〃	5.093	0.513	138	237	1.718	2.107	5.319	0.2046 〃	
8.7	2.020	〃	〃	5.447	0.209	112	403	3.591	1.239	5.525	0.1492 〃	
8.8	2.103	〃	〃	6.788	1.018	123	144	1.171	3.450	7.396	0.1534 〃	射流
9.0	2.297	〃	〃	8.543	0.174	276	615	2.226	0.812	8.577	0.6046 〃	
9.2	2.494	〃	〃	8.598	0.138	215	661	3.068	0.756	8.627	0.2174×10^{-3}	

表－９－３　豊原地区計画断面不等流計算結果

断面	累加距離 (Km)	流量 m³/S	n	水位 H(T.P.m)	フルード数 FR	川巾 B(m)	断面積 A(m²)	径深 R(m)	流速 V(m/S)	全エネルギー HE(m)	エネルギー勾配 IE	摘要
6.4 k	0.000	1,000	0.035	4.513	0.089	455	1791	3.937	0.558	4.529		
6.8	0.311	〃	〃	4.543	0.073	584	2234	3.826	0.447	4.554	0.5119×10^{-4}	
7.0	0.463	〃	〃	4.559	0.072	626	2293	3.661	0.436	4.569	0.4113 〃	
7.2	0.609	〃	〃	4.573	0.078	644	2207	3.424	0.453	4.584	0.4500 〃	
7.4	0.774	〃	〃	4.589	0.080	609	2123	3.485	0.471	4.600	0.5007 〃	
7.6	0.938	〃	〃	4.604	0.096	566	1840	3.250	0.543	4.619	0.6327 〃	
7.8	1.081	〃	〃	4.621	0.113	545	1632	2.992	0.613	4.641	0.9089 〃	
8.0	1.272	〃	〃	4.654	0.237	489	960	1.961	1.041	4.709	0.3238×10^{-3}	
8.2	1.475	〃	〃	4.814	0.407	400	626	1.566	1.596	4.944	0.1128×10^{-2}	
8.4	1.669	〃	〃	5.159	0.531	276	464	1.679	2.155	5.396	0.2283 〃	
8.5	1.775	〃	〃	5.374	0.563	183	389	2.122	2.567	5.710	0.2905 〃	
8.6	1.887	〃	〃	5.740	0.732	202	337	1.670	2.962	6.187	0.4192 〃	
8.7	2.020	〃	〃	6.467	0.377	226	545	2.411	1.832	6.638	0.3348 〃	
8.8	2.103	〃	〃	7.622	1.019	211	275	1.300	3.636	8.297	0.1816 〃	射流
9.0	2.297	〃	〃	9.381	0.220	284	843	2.970	1.185	9.452	0.5907 〃	
9.2	2.494	〃	〃	9.457	0.191	216	847	3.905	1.180	9.528	0.3403×10^{-3}	

表－9－4　豊原地区計画断面不等流計算結果

断面	累加距離 (Km)	流量 m³/S	n	水位 H(T.P.m)	フルード数 FR	川巾 B(m)	断面積 A(m²)	径深 R(m)	流速 V(m/S)	全エネルギー HE(m)	エネルギー勾配 IE	摘要
6.4 k	0.000	3.000	0.035	5.895	0.185	564	2476	4.388	1.211	5.970		
6.8	0.311	〃	〃	5.995	0.148	703	3089	4.390	0.971	6.043	0.2054×10^{-3}	
7.0	0.463	〃	〃	6.026	0.133	642	3223	5.021	0.931	6.070	0.1421 〃	
7.2	0.609	〃	〃	6.049	0.138	660	3172	4.803	0.946	6.094	0.1293 〃	
7.4	0.774	〃	〃	6.074	0.143	636	3052	4.799	0.983	6.123	0.1407 〃	
7.6	0.938	〃	〃	6.094	0.166	585	2696	4.605	1.112	6.157	0.1720 〃	
7.8	1.081	〃	〃	6.119	0.187	567	2464	4.340	1.218	6.195	0.2272 〃	
8.0	1.272	〃	〃	6.141	0.311	514	1696	3.298	1.769	6.300	0.5186 〃	
8.2	1.475	〃	〃	6.255	0.461	408	1209	2.961	2.481	6.569	0.1277×10^{-2}	
8.4	1.669	〃	〃	6.447	0.680	280	823	2.932	3.644	7.125	0.2826 〃	
8.5	1.775	〃	〃	6.385	0.963	196	579	2.947	5.173	7.750	0.5819 〃	
8.6	1.887	〃	〃	7.669	0.697	254	783	3.080	3.827	8.416	0.5883 〃	
8.7	2.020	〃	〃	8.507	0.395	387	1316	3.399	2.279	8.772	0.2625 〃	
8.8	2.103	〃	〃	8.932	1.012	280	631	2.251	4.753	10.085	0.4718 〃	射流
9.0	2.297	〃	〃	10.817	0.366	302	1274	4.219	2.353	11.100	0.5188 〃	
9.2	2.494	〃	〃	10.970	0.364	239	1183	4.944	2.536	11.298	0.9650×10^{-3}	

表－9－5　豊原地区計画断面不等流計算結果

断面	累加距離 (Km)	流量 m³/S	n	水位 H(T.P.m)	フルード数 FR	川巾 B(m)	断面積 A(m²)	径深 R(m)	流速 V(m/S)	全エネルギー HE(m)	エネルギー勾配 IE	摘要
6.4 k	0.000	5,000	0.035	6.853	0.232	582	3026	5.196	1.652	6.992		
6.8	0.311	〃	〃	7.003	0.182	713	3802	5.332	1.315	7.091	0.2995×10^{-3}	
7.0	0.463	〃	〃	7.050	0.174	760	4000	5.263	1.250	7.130	0.2182 〃	
7.2	0.609	〃	〃	7.086	0.177	768	3963	5.157	1.262	7.167	0.2139 〃	
7.4	0.774	〃	〃	7.123	0.180	729	3852	5.280	1.298	7.209	0.2216 〃	
7.6	0.938	〃	〃	7.149	0.214	688	3374	4.901	1.482	7.261	0.2738 〃	
7.8	1.081	〃	〃	7.189	0.236	675	3141	4.654	1.591	7.318	0.3612 〃	
8.0	1.272	〃	〃	7.222	0.369	640	2289	3.576	2.184	7.465	0.7340 〃	
8.2	1.475	〃	〃	7.333	0.498	471	1692	3.587	2.954	7.778	0.1508×10^{-2}	
8.4	1.669	〃	〃	7.566	0.755	398	1212	3.042	4.125	8.434	0.3337 〃	
8.5	1.775	〃	〃	7.490	1.013	211	807	3.811	6.194	9.447	0.5984 〃	射流
8.6	1.887	〃	〃	9.143	0.650	266	1171	4.398	4.269	10.073	0.5496 〃	
8.7	2.020	〃	〃	10.045	0.423	522	1952	3.740	2.561	10.380	0.2241 〃	
8.8	2.103	〃	〃	9.913	1.016	329	933	2.834	5.355	11.376	0.4223 〃	射流
9.0	2.297	〃	〃	11.865	0.441	310	1598	5.140	3.129	12.364	0.5056 〃	
9.2	2.494	〃	〃	12.025	0.458	244	1438	5.891	3.476	12.642	0.1372 〃	

表－9－6　豊原地区計画断面不等流計算結果

断面	累加距離 (Km)	流量 ㎥/S	n	水位 H(T.P.m)	フルード数 FR	川巾 B(m)	断面積 A(㎡)	径深 R(m)	流速 V(m/S)	全エネルギー HE(m)	エネルギー勾配 IE	摘要
6.4 k	0.000	7,000	0.035	7.803	0.254	597	3586	6.001	1.952	7.997		
6.8	0.311	〃	〃	7.987	0.199	728	4512	6.196	1.551	8.110	0.3434×10^{-3}	
7.0	0.463	〃	〃	8.044	0.189	771	4762	6.172	1.470	8.154	0.2464 〃	
7.2	0.609	〃	〃	8.084	0.191	773	4733	6.118	1.479	8.196	0.2366 〃	
7.4	0.774	〃	〃	8.124	0.195	733	4584	6.246	1.527	8.243	0.2438 〃	
7.6	0.938	〃	〃	8.147	0.227	691	4063	5.873	1.723	8.298	0.2957 〃	
7.8	1.081	〃	〃	8.189	0.248	683	3820	5.587	1.832	8.360	0.3789 〃	
8.0	1.272	〃	〃	8.205	0.360	648	2922	4.509	2.395	8.498	0.6791 〃	
8.2	1.475	〃	〃	8.309	0.515	590	2231	3.779	3.136	8.811	0.1495×10^{-2}	
8.4	1.669	〃	〃	8.521	0.741	490	1646	3.359	4.251	9.443	0.3224 〃	
8.5	1.775	〃	〃	8.512	1.014	226	1033	4.553	6.776	10.854	0.5419 〃	射流
8.6	1.887	〃	〃	10.296	0.644	268	1479	5.509	4.731	11.438	0.5135 〃	
8.7	2.020	〃	〃	11.345	0.374	522	2654	5.086	2.637	11.700	0.1896 〃	
8.8	2.103	〃	〃	10.676	1.016	353	1196	3.383	5.851	12.423	0.4073 〃	射流
9.0	2.297	〃	〃	12.653	0.503	313	1837	5.851	3.810	13.393	0.4972 〃	
9.2	2.494	〃	〃	12.808	0.534	248	1631	6.578	4.290	13.747	0.1758 〃	

表－10－1　流速，流向数値表

実験名	B
実験番号	点 8
本川流量	3,000 m³/s

横断点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.4	1	3.736	3°	(6.470) 5.400	3.470	342°	(6.050) 5.300	0.495	(348) 〃	(6.055) 5.365			
	2	3.634	〃	4.900	5.713	〃	4.800	0.495	〃	4.365 (3.865)			
	3	3.429	358°	4.400	5.049	〃	4.300 (3.800)						
	4	2.100	〃	3.900 (3.400)									
	5												
	6												
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			5		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.2	1	2.850	357°	(6.270) 5.595	6.222	346°	(5.940) 5.235	0.859	310°	(6.035) 5.480
	2	2.950	〃	5.095	6.046	〃	4.735	0.700	〃	4.980
	3	3.049	0°	4.595	6.003	〃	4.235	0.495	〃	3.980 (3.480)
	4	2.822	〃	4.085 (3.595)	4.900	〃	3.735 (3.235)			
	5									
	6									
	7									
	8									
	9									
	10									
	11									
	12									

横断測点		1			2			3			5		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.8	1	0.700	4°	(6.025) 5.635	2.920	353°	(6.090) 5.565	2.708	352°	(6.035) 5.435	1.711	340°	(6.020) 5.490
	2	0.495	〃	4.635	2.772	〃	5.065	2.666	〃	4.955	1.711	〃	4.990
	3	0.495	〃	3.635	2.666	〃	4.065	2.574	335°	3.955	1.643	〃	3.990
	4	0	〃	2.635 (2.135)	2.397	358°	3.065 (2.565)	2.574	〃	2.955 (2.455)	1.643	〃	2.990 (2.490)
	5												
	6												
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			2			4			6			7		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.4	1	1.499	3°	(6.120) 5.550	1.400	3°	(6.100) 5.540	1.643	2°	(6.105) 5.700	0.495	5°	(5.980) 5.590			
	2	1.499	〃	4.950	1.400	〃	5.340	1.643	〃	4.700	0.495	〃	5.090			
	3	1.400	〃	3.950	1.400	〃	4.340	1.563	358°	3.700	0.495	〃	4.090			
	4	1.400	〃	2.950	1.312	〃	3.340	1.563	〃	2.700	0.495	〃	3.090			
	5	1.209	2°	1.950 (1.450)	1.109	〃	2.340 (1.840)	1.400	〃	1.700	0.495	〃	2.090 (1.590)			
	6							1.209	〃	0.700						
	7							1.109	〃	−0.300 (−0.800)						
	8															
	9															
	10															
	11															
	12															

実験名	B
実験番号	水8
本川流量	3,000m³/s

表－10－2 流速，流向数値表

横断測点		1			2			4			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.0	1	0.700	5°	(6.030) 5.630	1.109	5°	(6.030) 4.830	1.400	8°	(6.030) 5.225	0.859	20°	(5.960) 5.470
	2	0.700	〃	5.130	0.990	〃	3.830	1.209	〃	4.725	0.700	〃	4.470
	3	0.700	〃	4.130	0.859	〃	2.830	1.209	〃	3.725	0.495	〃	3.470
	4	0.859	〃	3.130	0.859	〃	1.830	0.990	〃	2.725	0.495	〃	2.470
	5	0.700	〃	2.130	0.700	〃	0.830	0.990	〃	1.725 (1.225)	0	〃	1.470 (0.970)
	6	0.709	〃	1.130	0		−0.170 (−0.670)						
	7	0.700	〃	0.130 (−0.370)									
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.6	1	1.312	8°	(5.925) 4.955	1.400	15°	(5.940) 5.575	1.209	37°	(5.905) 5.115			
	2	1.312	〃	3.955	1.400	〃	5.075	1.209	〃	4.615			
	3	1.312	〃	2.955	1.400	〃	4.575	1.209	〃	3.615			
	4	1.312	〃	1.955	1.312	〃	3.575	0.990	〃	2.615			
	5	1.312	〃	0.955	1.209	〃	2.575	0.859	〃	1.615 (1.115)			
	6	1.209	〃	−0.045	1.109	〃	1.575 (1.075)						
	7	0.990	〃	−1.045									
	8	0.700	〃	−2.045 (−2.545)									
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.2	1	1.711	7°	(5.815) 5.330	1.778	10°	(5.680) 5.120
	2	1.643	〃	4.330	1.711	〃	4.620
	3	1.563	〃	3.330	1.778	〃	3.620
	4	1.499	〃	2.330	1.643	〃	2.620
	5	1.400	〃	1.330 (0.830)	1.312	〃	1.620 (1.120)
	6						
	7						
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						

実験名	B
実験番号	水 10
本川流量	7,000㎥/S

表－11－1　流速，流向数値表

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.4	1	4.285	358°	(8.550) 7.900	6.416	348°	(8.595) 7.300	0.700	(3.500) 死水	(8.045) 7.365	0.990	2°	(8.060) (7.455)
	2	4.052	〃	6.900	5.667	〃	6.300	0.859	〃	6.365			
	3	3.634	0°	5.900	4.398	340°	5.300	0.859	〃	5.365			
	4	2.970	〃	4.900	2.666	〃	4.300 (3.500)	0.700	〃	4.365 (3.565)			
	5	2.524	353°	3.900 (3.400)									
	6												
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			5		
		流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.2	1	3.834	5°	(8.060) 7.595	6.751	353°	(7.840) 7.235	0.495	(350°) 死水	(7.975) 7.480
	2	3.769	〃	7.095	6.529	〃	6.735	0.495	〃	6.980
	3	3.521	356°	6.095	6.261	359°	5.735	0	〃	5.980
	4	3.408	355°	5.095	5.614	0	4.735	0	〃	4.980
	5	2.843	〃	4.095 (3.565)	3.960	355°	3.735 (3.235)	0	〃	3.980 (3.480)
	6									
	7									
	8									
	9									
	10									
	11									
	12									

横断測点		1			2			3			5		
		流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.8	1	2.162	7°	(8.315) 7.635	4.200	357°	(8.210) 7.565	4.617	352°	(8.055) 7.455	0.859	(355) 死水	(8.000) 6.900
	2	1.913	〃	6.635	4.108	〃	7.065	4.540	〃	6.955	0.859	〃	5.990
	3	1.853	4°	5.635	3.865	〃	6.065	4.285	〃	5.955	0.859	〃	4.990
	4	1.853	358°	4.635	3.736	353°	5.065	3.960	〃	4.955	0.859	〃	3.990
	5	1.771	〃	3.635	3.521	〃	4.065	3.564	351°	3.955	0.700	〃	2.990 (2.490)
	6	1.400	〃	2.535 (2.135)	3.132	347°	3.065 (2.565)	3.169	〃	2.955 (2.455)			
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			2			4			6			7		
		流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/S)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.4	1	2.100	357°	(8.260) 7.950	2.970	5°	(8.235) 7.840	2.397	0°	(8.130) 7.700	0.859	(355) 死水	(7.945) 7.560	0.859	(350) 死水	(7.980) (6.510)
	2	2.100	〃	6.950	2.920	〃	7.340	2.319	〃	6.700	0.859	〃	7.090			
	3	2.100	〃	5.950	2.800	〃	6.340	2.298	357°	5.700	0.859	〃	6.090			
	4	1.980	〃	4.950	2.708	3°	5.340	2.298	〃	4.700	0.859	〃	5.090			
	5	1.913	〃	3.950	2.524	0°	4.340	2.100	〃	3.700	0.700	〃	4.090			
	6	1.853	〃	2.950	2.298	〃	3.340	2.039	〃	2.700	0.700	〃	3.090			
	7	1.771	〃	1.950 (1.450)	2.100	〃	2.340 (1.840)	2.039	〃	1.700	0.700	〃	2.090 (1.590)			
	8							1.771	〃	0.700						
	9							1.400	〃	−0.300 (−0.800)						
	10															
	11															
	12															

表－11－2　流速，流向数値表

実験名	B
実験番号	〃10
本川流量	7.000㎥/s

横断測点		1			2			4			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m
K 7.0	1	1.400	5°	(8.280) 7.130	2.319	6°	(8.235) 7.830	2.319	8°	(8.010) 7.500	1.400	5°	(7.900) 7.470
	2	1.312	5°	6.130	2.213	〃	6.830	2.298	〃	6.500	1.400	〃	6.470
	3	1.209	〃	5.130	2.100	〃	5.830	2.213	〃	5.500	1.312	〃	5.470
	4	1.109	〃	4.130	2.100	〃	4.830	2.162	〃	4.500	1.312	〃	4.470
	5	1.109	8°	3.130	2.100	〃	3.830	1.913	0°	3.500	1.400	〃	3.470
	6	0.859	〃	2.130	2.039	〃	2.830	1.643	〃	2.500	1.400	〃	2.470
	7	0.990	〃	1.130	1.913	4°	1.830	1.400	〃	1.500 (1.000)	1.312	〃	1.470 (0.970)
	8	0.700	〃	0.130 (−0.370)	1.853	〃	0.830						
	9				1.643	〃	−0.170 (−0.670)						
	11												
	12												

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m
K 6.6	1	2.397	1°	(7.875) 6.955	2.496	15°	(7.865) 7.075	1.499	21°	(7.875) 7.115	1.400	21°	(7.900) (6.625)
	2	2.319	357°	5.955	2.298	〃	6.575	1.499	〃	6.615			
	3	2.298	〃	4.955	2.319	〃	5.575	1.563	〃	5.615			
	4	2.100	〃	3.955	2.213	6°	4.575	1.563	〃	4.615			
	5	2.162	〃	2.955	2.039	〃	3.575	1.563	〃	3.615			
	6	2.100	〃	1.955	1.853	〃	2.575	1.209	25°	2.615			
	7	2.100	〃	0.955	1.643	〃	1.575 (1.075)	1.109	〃	1.615 (1.115)			
	8	2.039	2°	−0.045									
	9	1.980	〃	−1.045									
	10	1.778	〃	−2.045 (−2.545)									
	11												
	12												

横断測点		1			3		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高T.P.m
K 6.2	1	2.397	13°	(7.820) 6.830	2.319	5°	(7.275) 7.120
	2	2.213	〃	6.330	2.298	〃	6.620
	3	2.162	〃	5.330	2.162	〃	5.620
	4	2.100	〃	4.330	2.039	〃	4.620
	5	2.039	〃	3.330	1.853	〃	3.620
	6	1.853	6°	2.330	1.643	〃	2.620
	7	1.400	〃	1.330 (0.830)	1.400	〃	1.620 (1.120)
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						

実験名	0
実験番号	41 15
本川流量	3,000 m³/s

表－12－1 流速，流向数値表

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.4	1	2.039	5°	(6.900) 6.500	4.646	350°	(5.770) 5.300	0.495	(348) 死水	(5.855) 5.365			
	2	1.853	〃	5.900	4.200	〃	4.800	0.770	〃	4.865			
	3	1.563	2°	4.900	3.634	352°	4.300 (3.800)	0.990	〃	4.355 (3.865)			
	4	1.209	〃	3.900 (3.400)									
	5												
	6												
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			5		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.2	1	3.429	0°	(6.050) 5.585	5.954	345°	(5.675) 5.235	1.400	332°	(5.700) 5.480
	2	3.429	〃	5.095	5.876	〃	4.735	0.859	〃	4.980
	3	3.132	358°	4.595	5.374	〃	4.235	0.700	〃	3.680 (3.480)
	4	2.666	〃	4.095 (3.595)	1.209	〃	3.735 (3.235)			
	5									
	6									
	7									
	8									
	9									
	10									
	11									
	12									

横断測点		1			2			3			5		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.8	1	0.700	5°	(5.755) 5.635	2.616	6°	(5.545) 5.565	2.708	356°	(5.765) 5.335		死	
	2	0.900	〃	4.635	2.524	〃	5.065	2.524	〃	4.955		水	
	3	0.900	〃	3.635	2.213	〃	4.065	2.162	355°	3.955		域	
	4	0.700	〃	2.635 (2.135)	1.853	〃	3.065 (2.565)	2.100	〃	2.955 (2.455)			
	5												
	6												
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			2			4			6			7		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.4	1	1.563	10°	(5.870) 4.950	1.711	15°	(5.815) 5.340	1.643	356°	(5.865) 5.700		死				
	2	1.563	〃	3.950	1.563	〃	4.340	1.711	〃	4.700		水				
	3	1.400	〃	2.950	1.499	〃	3.340	1.853	〃	3.700		域				
	4	1.209	〃	1.950 (1.450)	1.209	〃	2.340 (1.840)	1.853	〃	2.700						
	5							1.711	〃	1.700						
	6							1.563	〃	0.700						
	7							1.400	〃	−0.300 (−0.800)						
	8															
	9															
	10															
	11															
	12															

表－12－2 流速，流向数値表

実験名	C
実験番号	16
本川流量	3.000 m³/s

横断測点		1			2			4			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.0	1	1.563	8°	(5.760) 5.190	1.711	356°	(5.800) 5.330	1.711	15°	(5.770) 5.500	1.209	16°	(5.715) 5.470
	2	1.563	〃	4.130	1.643	〃	4.830	1.643	〃	4.000	1.209	15°	3.970
	3	1.563	〃	3.130	1.711	353°	3.830	1.400	〃	2.500	0.990	13°	2.470
	4	1.563	〃	2.130	1.400	〃	2.830	1.209	〃	1.500 (1.000)	0.859	11°	1.470 (0.970)
	5	1.499	〃	1.130	1.499	〃	1.830						
	6	1.400	〃	0.130 (−0.370)	1.400	350°	0.830						
	7				1.209	〃	−0.170 (−0.670)						
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.6	1	1.853	14°	(5.705) 5.045	1.853	24°	(5.750) 5.075	1.400	50°	(5.710) 5.110			
	2	1.980	〃	4.045	1.853	〃	4.575	1.400	49°	3.615			
	3	1.853	〃	3.045	1.778	〃	3.575	1.109	〃	2.615			
	4	1.980	〃	2.045	1.711	12°	2.575	0.700	45°	1.615 (1.115)			
	5	1.953	〃	1.045	1.643	〃	1.575 (1.075)						
	6	1.853	〃	0.045									
	7	1.778	〃	−1.045									
	8	1.499	〃	−2.045 (−2.545)									
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.2	1	1.643	7°	(5.625) 4.330	1.711	17°	(5.530) 4.620
	2	1.643	〃	3.330	1.563	〃	3.620
	3	1.563	〃	2.330	1.312	〃	2.620
	4	1.400	〃	1.330 (0.830)	1.109	11°	1.620 (1.120)
	5						
	6						
	7						
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						

実験名	C
実験番号	18
本川流量	7.000 m³/s

表－13－1 流速，流向数値表

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.4	1	4.257	2°	(8.210) 7.900	7.139	350°	(8.375) 7.800	0.859	(350) 死水	(7.840) 7.365			(8.000)
	2	4.108	〃	7.400	7.087	348°	7.300	0.859	〃	6.865			
	3	3.903	〃	6.900	6.435	349°	6.300	1.109	〃	6.365			
	4	3.470	〃	5.900	5.409	354°	5.300	0.990	〃	5.365			
	5	3.207	358°	4.900	2.800	354°	4.300 (3.800)	0.990	〃	4.365 (3.865)			
	6	2.574	358°	3.900 (3.400)									
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			5		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.2	1	3.797	3°	(7.910) 7.095	6.714	347°	(7.785) 7.235	0.700	7°	(7.810) 6.980
	2	3.866	〃	6.595	6.377	344°	6.735	0.495	〃	5.980
	3	3.834	〃	6.095	6.046	349°	5.735	0.700	〃	4.980
	4	3.924	358°	5.095	5.374	355°	4.735	0.859	〃	3.980 (3.480)
	5	2.574	〃	4.095 (3.595)	3.834	〃	3.735 (3.235)			
	6									
	7									
	8									
	9									
	10									
	11									
	12									

横断測点		1			2			3			5		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.8	1	2.319	7°	(8.290) 7.635	4.313	5°	(8.065) 7.565	4.850	0°	(8.025) 7.455	1.209	344°	(7.855) 7.490
	2	2.100	〃	6.635	4.257	〃	7.065	4.646	〃	6.955	1.209	〃	5.990
	3	2.100	〃	5.635	3.903	8°	6.065	4.081	358°	5.955	1.109	〃	4.490
	4	1.980	〃	4.635	3.500	〃	5.065	3.634	〃	4.955	0.990	〃	2.990 (2.490)
	5	1.853	〃	3.635	3.055	〃	4.065	3.564	〃	3.955			
	6	1.400	〃	2.635 (2.135)	2.524	〃	3.065 (2.565)	3.055	356°	2.955 (2.455)			
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			2			4			6			7		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.4	1	2.213	15°	(8.245) 6.950	3.132	15°	(8.175) 7.340	2.708	358°	(8.040) 5.700		死	(7.845)		死	(7.885)
	2	2.100	〃	5.950	2.970	〃	6.340	2.616	〃	4.700		水			水	
	3	1.980	〃	4.950	2.800	16°	5.340	2.425	357°	3.700		域			域	
	4	1.853	〃	3.950	2.970	〃	4.340	2.319	355°	2.700						
	5	1.711	〃	2.950	2.319	〃	3.340	2.213	〃	1.700						
	6	1.400	〃	1.950 (1.450)	1.980	〃	2.340 (1.840)	1.980	〃	0.700						
	7							1.563	〃	−0.300 (−0.800)						
	8															
	9															
	10															
	11															
	12															

表－13－2　流速，流向数値表

実験名	O
実験番号	成18
本川流量	7.000㎥/s

横断測点		1			2			4			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.0	1	1.913	7°	(8.155) 7.130	2.213	356°	(8.145) 7.330	2.100	8°	(7.950) 6.500	0.859	7°	(7.760) 6.470
	2	1.913	〃	6.130	1.980	〃	6.630	2.100	〃	5.500	0.495	〃	5.470
	3	1.853	〃	5.130	1.853	〃	5.830	1.853	〃	4.500	0.700	〃	4.470
	4	1.778	〃	4.130	1.853	〃	4.830	1.400	〃	3.500	0.495	〃	3.470
	5	1.778	〃	3.130	1.711	〃	3.830	1.209	2°	2.500	0.495	〃	2.470
	6	1.711	〃	2.130	1.400	〃	2.830	0.990	2°	1.500 (1.000)	0.495	〃	1.470 (0.970)
	7	1.563	〃	1.130	1.209	〃	1.830						
	8	1.563	〃	0.130 (−0.370)	0.990	358°	0.830						
	9				0.990	〃	−0.170 (−0.670)						
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.6	1	2.616	7°	(7.915) 6.955	2.524	6°	(7.870) 6.575	1.209	30°	(7.760) 6.615	0.859	50°	(7.770) 6.625
	2	2.616	〃	5.955	2.319	〃	5.575	1.109	〃	5.615			
	3	2.524	〃	4.955	2.213	〃	4.575	1.109	〃	4.615			
	4	2.524	〃	3.955	2.100	〃	3.575	1.109	〃	3.615			
	5	2.524	〃	2.955	1.853	〃	2.575	1.109	〃	2.615			
	6	2.425	〃	1.955	1.643	〃	1.575 (1.075)	1.109	〃	1.615 (1.115)			
	7	2.319	〃	0.955									
	8	2.213	〃	0.045									
	9	2.039	〃	−1.045									
	10	1.853	〃	−2.045 (−2.545)									
	11												
	12												

横断測点		1			3		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.2	1	2.162	10°	(7.740) 6.330	2.298	325°	(7.590) 6.620
	2	2.100	〃	5.330	2.298	〃	5.620
	3	1.980	〃	4.330	2.213	〃	4.620
	4	1.853	〃	3.330	2.162	〃	3.620
	5	1.711	〃	2.330	2.100	〃	2.620
	6	0.700	〃	1.330 (0.830)	1.980	328°	1.620 (1.120)
	7						
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						

実験名	D
実験番号	24
本川流量	3.000 m³/s

表—14—1 流速，流向数値数

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.4	1	2.666	15°	(6.865) 6.400	5.215	333°	(6.190) 5.300						
	2	2.616	45°	5.900	1.109	329°	4.300 (3.800)						
	3	2.496	50°	4.900									
	4	2.100	359°	3.900 (3.400)									
	5												
	6												
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			4		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.2	1	3.634	2°	(6.095) 5.595	4.958	342°	(5.820) 5.235	2.162	339°	(5.950) 5.480
	2	3.283	0°	5.095	4.695	〃	4.735	1.853	333°	4.980
	3	2.772	358°	4.095 (3.595)	3.599	〃	3.735 (3.235)	1.980	〃	3.960 (3.480)
	4									
	5									
	6									
	7									
	8									
	9									
	10									
	11									
	12									

横断測点		1			2			3			5		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.8	1			(5.855)	2.213	358°	(5.870) 5.005	2.613	355°	(5.790) 5.455	1.400	335°	(5.785) 5.000
	2				1.778	355°	4.065	2.708	356°	4.955	1.400	332°	4.500
	3				1.643	357°	3.065 (2.565)	2.708	352°	3.955	1.312	331°	3.500
	4							2.425	〃	2.955 (2.455)	1.400	325°	2.500
	5										1.312	〃	1.500
	6										1.312	〃	0.500
	7										1.312	321°	−0.500
	8										0.990	336°	−1.500 (−2.000)
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			2			4			6			7		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.4	1	1.711	17°	(5.935) 4.950	1.499	11°	(5.790) 5.340	1.778	356°	(5.850) 5.200	0.990	358°	(5.755) 5.190			
	2	1.563	14°	3.950	1.499	10°	4.340	1.778	〃	4.700	0.859	359°	4.190			
	3	1.499	9°	2.950	1.400	6°	3.340	1.778	〃	3.700	0.700	359°	3.190			
	4	1.109	7°	1.950 (1.450)	0.990	11°	2.340 (1.840)	1.711	〃	2.700	0.700	359°	2.190 (1.690)			
	5							1.643	355°	1.700						
	6							1.400	356°	0.700						
	7							1.109	353°	−0.300 (−0.800)						
	8															
	9															
	10															
	11															
	12															

実験名	D
実験番号	水24
本川流量	3.000㎥/s

表－14－2 流向，流速数値表

横断測点		1			2			4			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.0	1	1.312	9°	(5.840) 5.630	1.312	8°	(5.635) 5.330	1.499	9°	(5.745) 4.725	1.400	14°	(5.695) 5.185
	2	1.209	〃	5.130	1.312	〃	4.830	1.209	6°	3.725	1.312	〃	4.685
	3	1.209	〃	4.130	1.209	〃	3.830	1.109	〃	2.725	1.312	〃	3.585
	4	1.209	3°	3.130	1.109	6°	2.830	0.859	7°	1.725 (1.225)	1.209	〃	2.685
	5	1.209	〃	2.130	1.109	〃	1.830				0.990	〃	1.685 (1.185)
	6	1.109	7°	1.130	0.990	3°	0.830						
	7	0.990	2°	0.130 (−0.370)	0.990	2°	−0.170 (−0.670)						
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.6	1	1.711	8°	(5.685) 4.955	1.711	25°	(5.700) 4.575	1.312	32°	(5.615) 5.115			
	2	1.711	〃	3.955	1.563	22°	3.575	1.312	〃	4.615			
	3	1.711	12°	2.955	1.400	〃	2.575	1.209	〃	3.615			
	4	1.711	〃	1.955	1.209	13°	1.515 (1.075)	1.109	31°	2.615			
	5	1.711	〃	0.955				0.990	30°	1.615 (1.115)			
	6	1.711	〃	−0.045									
	7	1.563	14°	−1.045									
	8	1.499	〃	−2.045 (−2.545)									
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.2	1	1.499	3°	(5.650) 4.830	1.400	5°	(5.575) 5.120
	2	1.400	5°	4.330	1.400	10°	4.620
	3	1.400	3°	3.330	1.400	〃	3.620
	4	1.312	0°	2.330	1.209	6°	2.620
	5	1.109	〃	1.330 (0.830)	0.990	3°	1.620 (1.120)
	6						
	7						
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						

実験名	D
実験番号	26
本川流量	7.000 m³/s

表－15－1 流速，流向数値表

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.4	1	4.483	3°	(8.255) 7.900	7.700	332°	(8.710) 7.300						
	2	4.313	〃	6.900	7.207	338°	6.300						
	3	3.903	358°	5.900	5.814	336°	5.300						
	4	3.283	〃	4.900	2.425	336°	4.300 (3.800)						
	5	2.521	〃	3.900 (3.400)									
	6												
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			4		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 8.2	1	3.834	343°	(7.895) 7.595	6.995	343°	(7.820) 7.235	1.563	337°	(7.810) 7.480
	2	3.834	348°	7.095	6.751	345°	6.735	1.400	337°	6.980
	3	3.634	345°	6.095	6.206	342°	5.735	1.400	343°	5.980
	4	3.246	350°	5.095	5.699	340°	4.735	1.209	337°	4.980
	5	2.425	345°	4.095 (3.595)	4.596	338°	3.735 (3.235)	0.990	326°	3.980 (3.480)
	6									
	7									
	8									
	9									
	10									
	11									
	12									

横断測点		1			2			3			5		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.8	1	1.563	11°	(8.290) 7.635	4.081	0°	(8.065) 7.365	5.395	358°	(7.965) 7.465	0	316	(7.775) 6.500
	2	1.711	13°	6.635	4.144	〃	7.065	5.120	357°	6.955	0	〃	5.500
	3	1.711	11°	5.635	4.023	358°	6.065	4.822	355°	5.955	0	〃	4.500
	4	1.563	10°	4.635	3.834	357°	5.065	4.370	354°	4.955	0	〃	3.500
	5	1.400	7°	3.635	3.429	355°	4.065	3.866	354°	3.955	0	〃	2.500
	6	1.312	3°	2.635 (2.135)	1.913	0	3.065 (2.565)	2.800	357°	2.955 (2.455)	0	〃	1.500
	7										0	〃	0.500
	8										0	〃	−0.500
	9										0.700	〃	−1.500 (−2.000)
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			2			4			6			7		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.4	1	1.711	17°	(8.135) 7.450	3.005	13°	(8.070) 7.340	2.425	2°	(7.945) 7.200	0.700	355°	(7.715) 7.190			
	2	1.778	〃	6.950	2.970	15°	6.840	2.397	〃	6.700	0.990	〃	6.190			
	3	1.980	〃	5.950	2.885	14°	5.840	2.397	7°	5.700	0.990	〃	5.190			
	4	1.913	15°	4.950	2.800	10°	5.340	2.397	〃	4.700	0.990	〃	4.190			
	5	1.711	13°	3.950	2.616	〃	4.340	2.425	2°	3.700	0.859	〃	3.190			
	6	1.563	10°	2.950	2.298	〃	3.340	2.496	0°	2.700	0.700	〃	2.190 (1.690)			
	7	1.312	〃	1.950 (1.450)	2.100	〃	2.340 (1.840)	2.319	0°	1.700						
	8							2.213	354°	0.700						
	9							1.563	358°	−0.300 (−0.800)						
	10															
	11															
	12															

実験名	D
実験番号	4426
本川流量	7000㎥/s

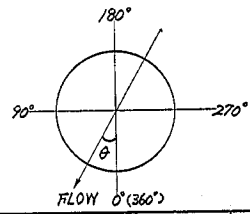
表－15－2 流速，流向数値表

横断測点		1			2			4			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 7.0	1	1.711	7°	(8.130) 7.630	2.152	8°	(8.085) 7.330	2.496	8°	(7.850) 7.225	1.109	12°	(7.745) 7.185
	2	1.643	〃	7.130	2.039	〃	5.830	2.397	〃	6.725	1.109	〃	6.685
	3	1.643	5°	6.130	1.980	〃	4.830	2.425	3°	5.725	1.209	〃	5.685
	4	1.563	〃	5.130	1.913	〃	3.830	2.319	〃	4.725	1.109	〃	4.685
	5	1.563	2°	4.130	1.778	3°	2.830	2.162	〃	3.725	1.109	〃	3.685
	6	1.563	〃	3.130	1.778	〃	1.830	1.980	8°	2.725	1.109	〃	2.685
	7	1.499	〃	2.130	1.499	353°	0.830	1.711	〃	1.725 (1.225)	1.109	〃	1.685 (1.185)
	8	1.312	〃	1.130	1.209	〃	−0.170 (−0.670)						
	9	1.109	〃	0.130 (−0.370)									
	10												
	11												
	12												

横断測点		1			3			5			6		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.6	1	2.772	5°	(7.820) 6.955	2.496	6°	(7.815) 7.075	1.209	16	(7.760) 7.115			
	2	2.843	2°	5.955	2.425	〃	6.575	1.209	〃	6.615			
	3	2.843	〃	4.955	2.496	〃	5.575	1.400	〃	5.615			
	4	2.772	〃	3.955	2.425	0°	4.575	1.400	6	4.615			
	5	2.800	〃	2.955	2.397	3°	3.575	1.312	〃	3.615			
	6	2.772	〃	1.955	2.298	〃	2.575	1.312	〃	2.615			
	7	2.708	〃	0.955	1.913	〃	1.575 (1.075)	1.209	〃	1.615 (1.115)			
	8	2.708	0°	−0.045									
	9	2.397	357°	−1.045									
	10	2.162	〃	−2.045 (−2.545)									
	11												
	12												

横断測点		1			3		
		流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m	流速(m/s)	流向(度)	水位河床高 T.P.m
K 6.2	1	3.055	3°	(7.760) 7.330	2.708	12°	(7.670) 7.120
	2	3.132	〃	6.330	2.772	〃	6.620
	3	3.090	357°	5.330	2.772	6°	5.620
	4	3.090	〃	4.330	2.772	〃	4.620
	5	3.055	〃	3.330	2.666	〃	3.620
	6	2.708	〃	2.330	2.496	〃	2.620
	7	2.524	〃	1.330 (0.830)	2.496	〃	1.620 (1.120)
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						

表－16　流向測定数値表　A実験



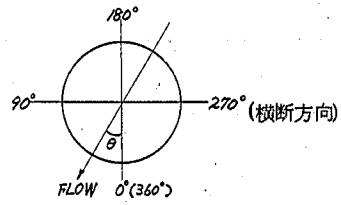
$Q_0 = 3,000\ m^3/s$

測点	底面	表面	測点	底面	表面
$8.^{k}4$ 1	337度	334度	$7.^{k}3$ 3	度	度
2	343	339	4		
3	死水域		$7.^{k}2$ 1	355	8
4	〃		2	0	350
$8.^{k}3$ 1	334	336	3	353	358
2	328	330	4	350	358
3	死水域		5	345	0
4	〃		$7.^{k}0$ 1	350	355
$8.^{k}2$ 1	339	338	2	354	354
2	331	333	3	350	354
3	死水域		4	346	353
4	〃		5	358	354
$7.^{k}4$ 1	343	356	$6.^{k}3$ 1	17	5
2	350	355	2	358	3
3	347	350	3	8	10
4	346	350	$6.^{k}2$ 1	340	358
5	346	345	2	345	0
$7.^{k}3$ 1			3	350	7
2					

$Q_0 = 5,000\ m^3/s$

測点	底面	表面	測点	底面	表面
$8.^{k}4$ 1	329度	329度	$7.^{k}2$ 1	7度	13度
2	324	327	2	5	6
3	死水域		3	357	4
4	〃		4	5	13
$8.^{k}3$ 1	326	325	5	2	10
2	315	317	$7.^{k}0$ 1	358	356
3	306	307	2	343	359
4	死水域		3	356	3
$8.^{k}2$ 1	329	331	4	3	356
2	323	323	5	353	8
3	319	318	$6.^{k}3$ 1	17	17
4	318	318	2	18	18
$7.^{k}4$ 1	346	1	3	17	17
2	356	358	$6.^{k}2$ 1	358	3
3	355	358	2	0	9
4	2	0	3	15	15
5	353	5			

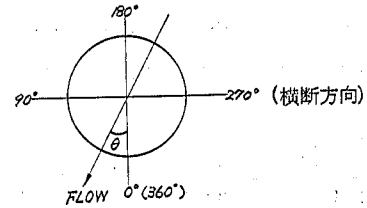
表－17　流向測定数値表　B実験



$Q_0 = 3,000\ m^3/s$

測点		底面	表面	測点		底面	表面	測点		底面	表面	測点		底面	表面
8.4k	1	335度	331度	7.2k	1	357度	4度								
	2	342	337		2	4	0								
	3	死水域			3	7	12								
	4	〃			4	12	17								
8.3k	1	335	332		5	6	3								
	2	338	335	7.0k	1	13	13								
	3	死水域			2	15	15								
	4	〃			3	14	18								
8.2k	1	340	338		4	15	15								
	2	336	336		5	25	20								
	3	死水域		6.3k	1	10	10								
	4	〃			2	10	8								
7.4k	1	355	340		3	8	11								
	2	357	352	6.2k	1	350	358								
	3	357	357		2	352	3.								
	4	356	356		3	358	358								
	5	355	355												

表－18　流向測定数値表　C実験



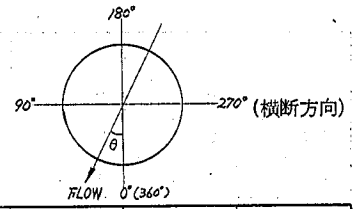
$Q_0 = 3,000\ m^3/s$

測点	底面	表面	測点	底面	表面
8.4 1	335度	338度	7.2 1	14度	4度
2	344	343	2	5	6
3	死水域		3	356	2
4	〃		4	3	8
8.3 1	335	337	5	7	2
2	330	332	7.0 1	358	358
3	死水域		2	356	2
4	〃		3	358	356
8.2 1	339	341	4	0	11
2	335	337	5	10	4
3	死水域	333	6.3 1	5	359
4	〃		2	8	10
7.4 1	0	356	3	14	15
2	355	357	6.2 1	354	354
3	355	354	2	2	4
4	351	351	3	10	5
5	350	354			

$Q_0 = 5,000\ m^3/s$

測点	底面	表面	測点	底面	表面
8.4 1	335度	334度	7.2 1	353度	2度
2	337	334	2	3	0
3	死水域		3	5	7
4	〃		4	10	14
8.3 1	337	335	5	5	3
2	337	334	7.0 1	6	5
3	死水域		2	6	12
4	〃		3	4	7
8.2 1	338	338	4	10	12
2	340	335	5	16	17
3	337	335	6.3 1	17	16
4	死水域		2	9	18
7.4 1	357	358	3	7	17
2	355	357	6.2 1	357	4
3	355	354	2	5	12
4	353	353	3	5	8
5	353	351			

表－19　流向測定数値表　D実験



$Q_0 = 3,000\ m^3/s$

測点	底面	表面
8^k4 1	331度	332度
2	328	327
3	327	327
4	328	326
8^k3 1	336	336
2	335	335
3	330	329
4	330	328
8^k2 1	342	337
2	334	334
3	337	337
4	334	334
7^k4 1	353	353
2	348	348
3	345	345
4	342	342
5	346	346
7^k2 1	348	348
2	348	348
3	350度	356度
4	354	354
7^k0 1	356	356
2	356	356
3	352	353
4	2	2
5	2	2
6^k3 1	1	5
2	4	11
3	0	10
4	4	2
6^k2 1	4	2
2	0	6
3	5	7

$Q_0 = 5,000\ m^3/s$

測点	底面	表面
8^k4 1	326度	326度
2	326	326
3	326	323
4	330	330
8^k3 1	334	330
2	327	327
3	320	319
4	323	323
8^k2 1	337	337
2	331	331
3	332	332
4	331	331
7^k4 1	340	347
2	341	341
3	346	341
4	334	344
5	338	348

測点	底面	表面
7^k2 1	348度	354度
2	342	349
3	348	348
4	348	348
5	354	354
7^k0 1	350	354
2	346	346
3	348	348
4	351	351
5	346	351
6^k3 1	14	14
2	16	16
3	16	16
6^k2 1	0	2
2	350	4
3	355	355

表－20　計画断面流砂量計算結果

条件；土研公式，$u_*^2/c = 262.1\ cm^2/sec^2$（$d_m = 3.24\ cm$）

断面	流量 500 m³/s		1,000 m³/s		3,000 m³/s		5,000 m³/s		7,000 m³/s	
	u_* (cm/s)	Q_B (ℓ/s)	u_*	Q_B	u_*	Q_B	u_*	Q_B	u_*	Q_B
6 K 4	1.04	0	4.98	0	10.92	0	14.25	0	15.98	4
8	2.07	0	4.06	0	8.78	0	11.31	0	12.87	0
7 K 0	2.04	0	3.96	0	8.35	0	10.74	0	12.24	0
2	2.16	0	4.18	0	8.48	0	10.91	0	12.31	0
4	2.22	0	4.19	0	8.88	0	11.20	0	12.67	0
6	2.64	0	4.94	0	10.09	0	13.00	0	14.30	0
8	3.12	0	5.84	0	11.31	0	14.34	0	15.55	3
8 K 0	6.18	0	1.06	0	17.47	10	21.34	133	23.06	211
2	1.04	0	17.49	8	26.03	231	29.80	393	34.94	794
4	14.45	0	17.63	7	32.10	342	41.00	904	42.25	1,396
6	11.40	0	18.16	8	28.67	212	34.80	420	57.61	1,925
8	29.36	129	42.31	284	46.75	1,092	48.06	1,420	51.57	1,870

注，$Q_B = B \times g_B$，B＝川巾，g_B単位巾流砂量
I＝エネルギー勾配を使用

表－21　分流量数値表（Q Oによる）

実験名　B

模型状態，計画堤防，低水法線，旧前川堰有り

本川流量 Q_O ㎥/s	球磨川分流量 Q_K ㎥/s	前川分流量 Q_M ㎥/s	球磨川下流水位 T.P.m	前川下流水位 T.P.m	球磨川堰状態	前川堰状態
619	354	265	3,400	3,190	全閉	全閉
2,917	1,760	1,157	5.480	3.450	全開	全閉
500	274	226	3.150	3,190	全閉	全閉
1,000	779	221	4,220	3,180	全開	全閉
2,000	1,293	707	4.930	3.270	全開	全閉
3,000	1,638	1,362	5,340	3,550	全開	全開
4,000	2,133	1,867	5.870	3,330	全開	全開
5,000	2,627	2,373	6.360	4,160	全開	全開
7,000	3,591	3,409	7.250	4.830	全開	全開

実験名　C

模型状態，計画堤防，低水法線，旧前川堰無し

本川流量 Q_O ㎥/s	球磨川分流量 Q_K ㎥/s	前川分流量 Q_M ㎥/s	球磨川下流水位 T.P.m	前川下流水位 T.P.m	球磨川堰状態	前川堰状態
698	330	368	3,330	3.200	全閉	全閉
2,845	1,687	1,167	5,400	3,460	全開	全閉
500	235	265	3.220	3,190	全閉	全閉
1,000	770	230	4,210	3,180	全開	全閉
2,000	1,275	725	4,900	3,270	全開	全閉
3,000	1,523	1,477	5.170	3.620	全開	全開
4,000	1,967	2,033	5.680	3,960	全開	全開
5,000	2,471	2,529	6.200	4.260	全開	全開
7,000	3,410	3,590	7,080	4.940	全開	全開

実験名　D

模型状態　修正断面，低水法線，旧前川堰無し

本川流量 Q_O	球磨川分流量 Q_K ㎥/s	前川分流量 Q_M ㎥/s	球磨川下流水位 T.P.m	前川下流水位 T.P.m	球磨川堰状態	前川堰状態
716	345	371	3.370	3.200	全閉	全閉
2,952	1,776	1,176	5.490	3.460	全開	全閉
500	240	260	3,100	3.180	全閉	全閉
1,000	772	228	4.210	3.190	全開	全閉
2,000	1,285	715	4.920	3.280	全開	全閉
3,000	1,568	1,432	5.250	3.580	全開	全開
4,000	2,066	1,934	5.810	3.870	全開	全開
5,000	2,595	2,405	6.330	4.190	全開	全開
7,000	3,530	3,470	7.200	4.860	全開	全開

表－22　分流量数値表　（球磨川5K5水位による）

h_K : —

	下流5K5水位条件	Q_0 = 7000 m³/s			7500 m³/s		
		h_K	Q_K	Q_M	h_K	Q_K	Q_M
本川下流は計画断面豊原現状	不等流計算水位＋1.0 m	T.P.m	m³/s	m³/s	7.760 T.P.m	3,085 m³/s	4,415 m³/s
	不等流計算水位	6.940	3,232	3,768	6.800	3,510	3,990
	同　－1.0 m	5.640	3,677	3,323	5.800	3,867	3,633
	射流状態	4.640	3,739	3,261	4.800	3,920	3,580

	下流5K5水位条件	Q_0 = 7000 m³/s			5000 m³/s		
		h_K	Q_K	Q_M	h_K	Q_K	Q_M
B実験	不等流計算水位＋1.0 m	8.250 T.P.m	3,065 m³/s	3,935 m³/s	7.360 T.P.m	2,051 m³/s	2,949 m³/s
	不等流計算水位	7.250	3,591	3,409	6.360	2,627	2,373
	同　－1.0 m	6.250	3,889	3,111	5.360	2,870	2,130
	射流状態	4.820	4,021	2,979	4.070	2,932	2,068

	下流5K5水位条件	Q_0 = 7000 m³/s			5000 m³/s		
		h_K	Q_K	Q_M	h_K	Q_K	Q_M
C実験	不等流計算水位＋1.0 m	8.080 T.P.m	2,889 m³/s	4,111 m³/s	7.200 T.P.m	1,988 m³/s	3,012 m³/s
	不等流計算水位	7.080	3,410	3,590	6.200	2,471	2,529
	同　－1.0 m	6.080	3,729	3,271	5.200	2,692	2,308
	射流状態	4.820	3,835	3,165	4.005	2,729	2,271

	下流5K5水位条件	Q_0 = 7000 m³/s			5000 m³/s		
		h_K	Q_K	Q_M	h_K	Q_K	Q_M
D実験	不等流計算水位＋1.0 m	8.200 T.P.m	2,970 m³/s	4,030 m³/s	7.340 T.P.m	1,970 m³/s	3,030 m³/s
	不等流計算水位	7.200	3,530	3,470	6.340	2,595	2,405
	同　－1.0 m	6.200	3,900	3,100	5.340	2,845	2,155
	射流状態	4.820	3,995	3,005	4.072	2,930	2,070

表－23　球磨川堰，新前川堰 H－Q 曲線数値表

実験名　B　　模型状態　計画堤防，低水法線，旧前川堰有り

	本川流量 Q_0 ㎥/s	球磨川分流量 Q_K ㎥/s	前川分流量 Q_M ㎥/s	球磨川下流水位 T.P.m	前川下流水位 T.P.m	球磨川6.0K 水位T.P.m No.1	No.2	平均	前川4.9K 水位T.P.m No.1	No.2	平均	荻原量水標 水位 T.P.m	6.6K No.3 水位 T.P.m
球磨川堰全閉 新前川堰全閉	500	274	226	3.160	3.190	4.590	4.585	4.588	4.530	4.490	4.510	4.575	4.595
	1,000	514	486	4.750	3.220	5.115	5.085	5.100	5.035	4.945	4.990	5.090	5.130
	2,000	1,027	973	4.590	3.360	5.845	5.730	5.788	5.810	5.690	5.750	5.840	5.910
	3,000	1,586	1,414	5.280	3.570	6.385	6.200	6.293	6.360	6.205	6.283	6.425	6.460
	4,000	2,144	1,856	5.880	3.820	6.805	6.590	6.698	6.735	6.570	6.653	6.660	6.610
球磨川堰全開 新前川堰全閉	1,000	779	221	4.220	3.180	4.400	4.510	4.455	4.470	4.465	4.468	4.525	4.525
	2,000	1,293	707	4.930	3.270	5.195	5.220	5.208	5.400	5.345	5.373	5.420	5.500
	3,000	1,798	1,202	5.510	3.460	5.855	5.865	5.860	6.100	6.050	6.100	6.095	6.150
	4,000	2,329	1,671	6.060	3.710	6.365	6.420	6.393	6.625	6.575	6.600	6.620	6.750
	5,000	2,890	2,110	6.610	3.980	6.920	6.965	6.943	7.070	6.955	7.013	7.250	7.305
球磨川堰全開 新前川堰全開	2,000	1,195	805	4.800	3.300	5.010	5.170	5.090	4.815	4.635	4.725	5.750	5.250
	3,000	1,638	1,362	5.340	3.550	5.605	5.670	5.638	5.605	5.310	5.458	5.900	5.940
	4,000	2,133	1,867	5.870	3.830	6.165	6.210	6.188	6.200	5.840	6.020	6.430	6.470
	5,000	2,627	2,373	6.360	4.160	6.710	6.670	6.690	6.675	6.295	6.485	6.955	7.200
	7,000	3,591	3,409	7.250	4.830	7.545	7.640	7.593	7.560	7.085	7.323	7.860	7.865

実験名　C　　模型状態　計画堤防，低水法線，旧前川堰無し

	本川流量 Q_0 ㎥/s	球磨川分流量 Q_K ㎥/s	前川分流量 Q_M ㎥/s	球磨川下流水位 T.P.m	前川下流水位 T.P.m	球磨川6.0K 水位T.P.m No.1	No.2	平均	前川4.9K 水位T.P.m No.1	No.2	平均	荻原量水標 水位 T.P.m	6.6K No.3 水位 T.P.m
球磨川堰全閉 新前川堰全閉	500	235	265	3.220	3.190	4.520	4.550	4.535	4.560	4.540	4.550	4.510	4.505
	1,000	478	522	3.350	3.220	5.050	5.005	5.028	5.095	5.040	5.068	5.000	5.025
	2,000	1,070	930	4.630	3.340	5.735	5.660	5.698	5.710	5.770	5.740	5.790	5.775
	3,000	1,523	1,477	5.210	3.600	6.285	6.145	6.215	6.315	6.330	6.323	6.310	6.380
	4,000	2,080	1,920	5.730	3.860	6.785	6.580	6.683	6.855	6.675	6.765	6.790	6.780
球磨川堰全開 新前川堰全閉	1,000	770	230	4.210	3.180	4.350	4.415	4.383	4.555	4.580	4.568	4.430	4.490
	2,000	1,275	725	4.900	3.270	5.095	5.115	5.105	5.350	5.385	5.368	5.320	5.315
	3,000	1,781	1,219	5.500	3.480	6.005	5.825	5.915	6.075	6.025	6.050	5.985	5.995
	4,000	2,278	1,722	6.200	3.740	6.275	6.310	6.293	6.585	6.550	6.568	6.525	6.535
	5,000	2,755	2,245	6.500	4.080	6.770	6.810	6.790	7.080	6.980	7.030	7.065	7.115
球磨川堰全開 新前川堰全開	2,000	1,036	964	4.600	3.360	4.785	4.900	4.843	5.005	4.930	4.968	4.985	5.010
	3,000	1,523	1,477	5.210	3.600	5.435	5.540	5.488	5.675	5.480	5.578	5.660	5.705
	4,000	1,967	2,033	5.700	3.940	6.045	6.055	6.055	6.235	6.015	6.125	6.260	6.320
	5,000	2,471	2,529	6.200	4.260	6.485	6.585	6.535	6.730	6.445	6.588	6.825	6.865
	7,000	3,410	3,590	7.080	4.940	7.465	7.550	7.508	7.625	7.285	7.455	7.745	7.870

実験名　D　　模型状態　修正断面，低水法線，旧前川堰無し

	本川流量 Q_0 ㎥/s	球磨川分流量 Q_K ㎥/s	前川分流量 Q_M ㎥/s	球磨川下流水位 T.P.m	前川下流水位 T.P.m	球磨川6.0K 水位T.P.m No.1	No.2	平均	前川4.9K 水位T.P.m No.1	No.2	平均	荻原量水標 水位 T.P.m	6.6K No.3 水位 T.P.m
球磨川堰全閉 新前川堰全閉	500	240	260	3.100	3.180	4.425	4.400	4.413	4.670	4.450	4.560	4.350	4.390
	1,000	495	505	3.600	3.230	5.045	5.045	5.045	4.985	4.975	4.980	5.025	5.030
	2.000	1,050	950	4.620	3.350	5.750	5.560	5.655	5.630	5.595	5.613	5.620	5.640
	3.000	1,543	1,457	5.220	3.590	6.320	6.120	6.220	6.270	6.210	6.240	6.310	6.390
	4.000	2.100	1,900	5.840	3.850	6.695	6.535	6.615	6.690	6.580	6.635	6.665	6.800
球磨川堰全開 新前川堰全閉	1.000	772	228	4.210	3.190	4.295	4.385	4.340	4.480	4.530	4.405	4.425	4.450
	2.000	1.285	715	4.920	3.280	5.145	5.210	5.178	5.390	5.320	5.355	5.170	5.390
	3,000	1,781	1,219	5.500	3.480	5.895	5.915	5.905	6.070	6.050	6.060	5.995	6.010
	4.000	2.285	1,715	6.030	3.740	6.410	6.445	6.428	6.610	6.540	6.575	6.575	6.625
	5,000	2.800	2.200	6.530	4.040	6.865	6.930	6.898	7.070	7.010	7.040	7.015	7.275
球磨川堰全開 新前川堰全開	2.000	1,120	980	4.640	3.370	5.020	4.960	4.980	4.740	4.815	4.778	4.975	4.815
	3,000	1,568	1,432	5.250	3.580	5.415	5.625	5.520	5.690	5.480	5.585	5.670	5.700
	4,000	2.066	1,934	5.810	3.870	6.150	6.175	6.163	6.190	5.970	6.080	6.200	6.340
	5,000	2.595	2.405	6.340	4.190	6.665	6.720	6.693	6.730	6.330	6.530	6.745	6.825
	7,000	3.530	3.470	7.200	4.860	7.510	7.550	7.530	7.605	7.240	7.423	7.700	7.815

第5章　各種方法による流量配分に関する実験

第1節　実験内容

前章で，豊原地区計画断面の場合でも，計画分流量を完全に達成することはできなかったことを明らかにした。またこのことは，土研資料第３４４号および第３５４号の中で度々指摘してきたことである。

川巾に較べて水深の小さい分流部では，分流量の多寡は，分流角度等にはほとんど関係せず，ほぼ二川の川巾によって決まるといわれている。また上流の流速の大きい部分は前川の方へ向かう（前川の疏通能力は大）のにひきかえ，本川は海までの距離も長く，流入部の河床の高いことも，本川分流量を増加しきれない材料となっている。図３９，４０，４１から推察されるように計画分流を達成するには莫大な量の河道堀削を伴なった大工事を行なうより方法がないようである。

この章では観点を変えて，本川分流量を増加させるのにどのような方法があり，どの程度の本川分流増を見込めるかについて，実験を行なった結果を簡単にまとめることにする。その方法については，九州地建八代工事々務所提案の方法その他を織り混ぜてあるが，主に分流点より上流の低水路内流況を変化せしめて，流速の早い部分を本川に流入させようとの基本的考えに立っている。第４章で述べた本川６ＫＯ左岸水路を拡巾した場合の実験結果も，本川分流量改良案の１つである。

実験は第４章までと同じ計画断面（旧前川堰撤去）の固定床模型（縮尺１／５０）を用い，各実験ケースでの模型は，もとより詳細な実験計画を立てて改造してはいない。例えば流水中の隔流堤として模型では市販コンクリートブロックを並べてある程度不透過としてこれに代用したり，水制の代わりにコンクリートブロックをならべて実験を行なったごときである。

従って本章の実験は分流量はふえても水位が上がるような性質をもった実験ケースもあり結果は詳細な吟味に耐え得ないデーターも一部あることを予じめお断りしておく。あくまで本実験結果は，本川分流量改良案を，頭の中で考える代りに，そのアイデアを模型で検証し，生かすべきものがあれば生かそうとしたものである。

第2節　実験ケース及びその説明

(1)　実験ケース

実験は実験ケース一覧表（表－２４）に示すように，Ｅ実験～Ｉ実験の５種類４７ケースである。この内模型の状態の違いによるもの１４種類，本川５Ｋ５下流端水位資料２種類および実験流量は４種類とした。

(2) 流　量

実験はすべて定流で行ない，E，G，H，I実験では$Q_0 = 7,000\ m^3/s$，$5,000\ m^3/s$および$3,000\ m^3/s$の3種，FG実験では球磨川堰通過流量を$Q_k = 4,000\ m^3/s$とした。

(3) 下流端水位資料

本川5K5地点で与えたH～Q曲線を2種類，すなわち旧計画H～Qと新計画H～Qの両者とした。旧計画H～Q曲線は第4章で述べた図－7と同一である。新計画H～Q曲線は，現計画断面（6KOより下流の本川計画断面）を更に掘削し粗度係数を$n = 0.030$に小さくして，合わせて本川の水位を下げると共に本川分流量を増加させることを目的として，不等流計算で得たものである。使用した新計画H～Q曲線を図－46に示す。なお前川下流端水位は図－8と同一のものを使用した。

(4) 各実験の模型状態

(i) E 実 験

本実験は，球磨川模型平面図（図－45）に斜線を施した範囲すなわち旧前川堰から新前川堰に至る前川河床が，T.P＋2.00 m（新前川堰可動部固定堰天端高）まで一様に土砂が堆積した状態を想定したもので，模型では所定の高さまでモルタルで河床を作った。新前川堰ゲートを4門全部全開した場合と，2門のみ全開した場合について球磨川5K5水位を新計画H～Q曲線と旧計画H～Q曲線の2種として，本川と前川の分流量および水位測定を行なった。

(ii) F実験

球磨川堰付近で計画高水位を越えることなく$Q_k = 4,000\ m^3/s$の疏通力を持たせるには本川5K5水位をいくらにとればよいかを知るための実験である。すなわち，5K5地点の水位が所要の水位となるような本川下流の河道計画を新しく検討しようとするものである。実験は，既知の流量を上流より流し，前川下流の水位調節ゲートを調節して本川に$4,000\ m^3/s$が流れるようにして球磨川堰付近の水位縦断を測定した。流速が実際とあまりかけ離れて大きくならないように注意して実験を行なった。全体の流量は上流量水槽の制限もあって$7,000\ m^3/s$とした。

(iii) G実験

本実験は，新前川堰のゲート操作（開閉）によって分流量がどれ位変化するかをみたもので，新前川堰ゲートを1門のみ全開と2門のみ全開の場合とした。この時には新前川堰上流河床は無論E実験のモルタルを取り壊して現状断面とし，旧前川堰は撤去の状態である。

(iv) H実験

本実験は新前川堰の固定堰部を1 m（模型で2 cm）だけ嵩上げることによって前川の流量を減らし本川流量を増加させようとするものである。このような方法は，実際には上流の

の水位を堰上げるであろう。

(V) 実験№３０～３２（Ｉ実験）

球磨川模型平面図（図－４５）に示すように，７Ｋ８～６Ｋ５間低水路中央部にコンクリートブロックを用いて隔流堤（はじめの内の豊原地区河道計画案）を設け７Ｋ８付近で流心を隔流堤の左岸側にとらえ，そのまま６Ｋ５地点まで流下させ，本川へいわば強制的に流し込もうとするものである。

(vi) 実験№３３～３５（Ｉ実験）

前述の隔流堤ばかりでなく，隔流堤の右岸側に水制をだして，隔流堤の右岸側に流れ込もうとするもので，隔流堤の左岸側へ押し込めようとするものである。模型水制としてはコンクリートブロックを用い８Ｋ２右岸から約１００ｍの長さ，８ＫＯ右岸に約１３０ｍの長さの直角水制とした。実験的にはこの水制は非越流型水制の作用をした。

(vii) 実験№３６～３８（Ｉ実験）

上の隔流提案はやめて，旧前川堰上流側６Ｋ６右岸に１００ｍ，６Ｋ８右岸に１４０ｍの長さの非越流型水制を出し，前川へ向かう流れの方向を，本川の方向へ変えようとしたものである。

(viii) 実験№３９～４１（Ｉ実験）

本実験は急拡案と呼んだもので（図－４５参照），８Ｋ４～７Ｋ２までの計画低水法線を，現状の低水水際線まで戻し，７Ｋ２地点で急に低水路を拡げた場合（急拡案）の分流状態を調べようとしたものである。

(ix) 実験№４２～４４（Ｉ実験）

本実験は，計画断面で，旧前川堰の右岸部（舟通しより右岸部）を越流しない程度に嵩上げし，左岸部の旧前川堰は撤去した状態で行なった。前川の流入口巾を半減し分流量を減らして本川分流量を増加しょうとしたものである。

(x) 実験№４５～４７（Ｉ実験）

旧前川堰左岸の突堤を現在長より１２０ｍ短縮（旧前川堰は撤去）した場合の突提付近の流況や，分流量の変化を知ろうとしたものである。

以上の実験における各種の方法は，№３３～№３５の実験を除けば，全部単独にその方法を採用したものとして模型に反映させてある。

(5) 分流量測定

従来通りの測定方法である。

(6) 水位測定

Ｅ，ＧおよびＨ実験の水位測定点は，新前川堰上流４Ｋ９断面で２点，球磨川堰上流６ＫＯで２点および萩原地点の計５点である。水位測定位置図は省略するが，前４点は土研資料第３４４号１０２頁に示す位置にあり，萩原は量水標地点である。

第3節　実験結果および結果の検討

実験結果はすべて数値表にして表―25～29にまとめてある。次に各実験ケースの主要点のみをひろって見よう。

(1)　E 実 験

これは前川の河床を2.00mまで堆積した状態での実験である。前川筋は流量が大きく，従来旧前川堰の存在のために上流より補給される給砂量が少ないため，河床低下の傾向にあるところであり，実験のような状態は，人工的に埋め戻しをしない限り，実現が難しい。この実験結果は表―25に示す通りであるが，他の実験とも比べてみれば分かる通り，本川流量はもっとも多くなって計画分流量以上となっている。前川分流量の減少は，河積減少のためによるものであることは明白であるが，このような方法が非常に効果が大きいことを示す好例であろう。またこの方法の実現性に対しては大いに疑問のあるところであるが，本川5K5地点の水位が新計画H～Qである場合には，荻原地点および球磨川堰地点で計画高水位を越えないことは有利である。しかし旧計画のH～Qを使えば，両地点で20cm程度(7,000 m^3/s 時) 計画高水位を越えることになる。ただし本川分流量を増加させる一心のあまりこのような方法を採用するよりも，本川と前川とを合わせて計画高水流量を処理する基本姿勢は常に望まれる所であろう。

このような意味で，次のF実験は，本川の分流量は計画分流量に達しないが疏通能力が計画分流量以上にあればよいとする柔軟な方針によるものである。

(2)　F 実 験

この実験では，本川5K5水位を旧計画H～Qとした場合および新計画とした場合，また下流端水位をいろいろに調節して5K5～6K4間が計画高水位を越えないような最大の5K5水位とした場合の3種の実験ケースで100m間隔の水位縦断測定を行なった。実験結果は表―29と図―47にまとめた。図―47によれば，本川に4,000 m^3/s が流れた場合，旧計画断面では6K4までの到るところで計画高水位を越える。すなわち計画分流量の疏通能力が疑わしいことを示している。また新計画H～Qでは，計画高水位を十分すぎる程下まわるが，模型の固定床の影響を受けて，不等流的要素が大きく出ている。これは5K5水位をこのように下げた実験は無理であることを示している。計画分流量時に計画高水位を越えない最大の5K5水位はT.P 7・20mであるが，この水位では水面勾配から見れば，不等流的要素は少ないと考えてよい。従って，新しく河道計画を検討する場合には，5K5地点でT.P 7・20mを目標とすれば，よいであろう。ただしこうした検討で得られた河道でも，計画水流量 7,000 m^3/s の時の本川分流量は，$Q_k = 3,400\ m^3/s$ を上まわる程度で4,000 m^3/s の分流はできてない。

(3) G 実 験

本実験は新前川堰ゲートの開度状態と分流量の関係を調べたものである。しかし高水流量時に，ゲートを閉めておくことになるから，本川分流量増加のための本質的な方法ではない。この時の実験結果を表－２６に示す。またこれは，可動部のゲート敷高を嵩上げした場合とも考えられ，２門をゲート高さ（高さ1.５ｍ）だけ嵩上げすれば $Q_k = 3,870 m^3/s$ までゆき，２門を嵩上げすれば $Q_k = 3,968 m^3/s$ 程度まで増加する。

(4) H 実 験

この実験は新前川堰の固定堰部（可動部を除く）を１ｍだけ嵩上げして，その天端を＋T.P.4.５０ｍとしたものである。実験結果は表－２７にまとめてある。$Q_o = 7,000 m^3/s$の時，$Q_k = 3,970 m^3/s$（新計画H～Q使用）位となる。この時球磨川堰上流では計画高水位を越えることになるが，萩原地点の水位にはまだ余裕がある。

(5) I 実 験

隔流堤を設置した実験№３０～３２では，図－４５に示した隔流堤の形状，位置では，本川分流量増加ということにあまり効果がなく，旧計画H～Qで $Q_k = 3,680 m^3/s$（新計画H～Qに換算すれば3,８００～3,９００m^3/sになるであろう）であった。図－４５の隔流堤の位置，および形状は流れからみると非常に不自然な配置になっている。

はじめ流れの方向に沿わせた隔流堤を作ってみたが，Qkを増加させる効果がほとんどないので，鉄道橋付近の流れの早い部分を隔流堤の左岸側にもってくる意味で図のような形状にしたのである。従ってQkを増加させるには，この隔流堤を単に流れを２つに分けるという考えでは意味がなく水制のように水を強制的にはねるという積極的な作用を持たさなければ駄目なようである。水制と同等の効果を与えようとすれば，隔流堤の維持の問題がでてくる。

ところで図の隔流堤の下流部を更に１００ｍ位下流に延長すると簡単に計画分流の達成が可能であった。

上に述べた隔流堤の右岸側を通る流量が大きいので，隔流堤の上流端部に右岸より２本直角水制をだして，左岸側へ流れを導こうとしたものである。これが実験№３３～３５であり，その結果を表－２８－１に示した。この場合には旧計画H～Qで $Q_k = 3,820 m^3/s$ となるから，新計画H～Qを使えば$4,000 m^3/s$を上まわる。

しかし非越流型として右岸よりだした２本の水制は，相当大きい流速の中にあるため事実上維持が無理である。また上流水位の堰上げ，および水制のまわりの流況が非常に悪い。結局実験№３２～３５の隔流堤案では，隔流堤を相当下流まで延長（いいかえれば両川の分流点をずっと上流の８ＫＯ付近にする）する方法が有力だといえよう。

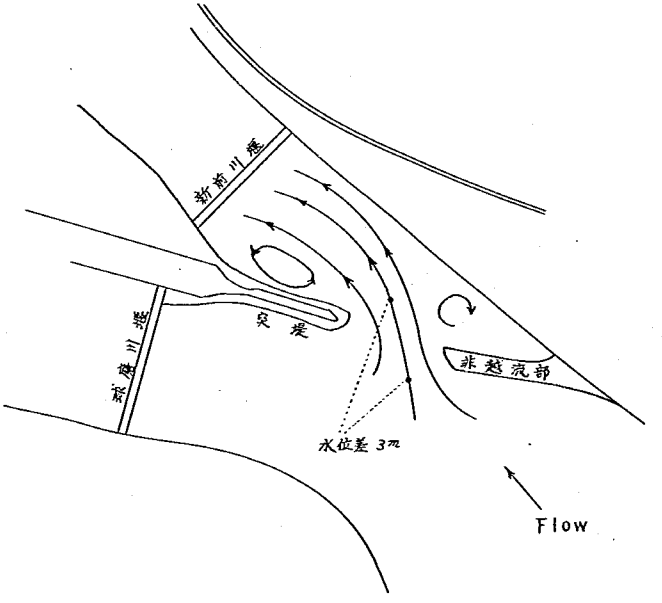
実験№３６～３８では６Ｋ８および６Ｋ６右岸より水制を出して流勢の早い部分を本川方向へ向けようとしたものである。この結果を表－２８－１に示す。この場合水制設置地点の

流速が遅いため水はね効果があまりなく，Qk の増分は僅少である。

実験№３９～４１の急拡案（低水法線を図－45とした場合）では，却って本川分流量は減少した。

実験№４２～４４では，旧前川堰右半分を嵩上げして，前川流入口巾を半分としたものである。つまり旧前川堰右岸側のみを存置（左岸部は撤去）して更に水が越流しない程度に高くした。この実験結果を表－２８－２に示す。この時前川の流入口の巾は，第４章のC実験の際の約半分となっている。にも拘らず分流量は Qk＝3,880㎥/s，Qm＝3,120㎥/s であって，第４章C実験の Qk＝3,140㎥/s，Qm＝3,590㎥/s に比べてそれぞれの増減量は比較的小さい。つまり前川流入口巾を現在の半分に小さくしても，前川分流量の減少分は僅かに 3,590－3,120＝470㎥/s である。

これは非常に考えさせられる問題である。河川のように水深に比べて川巾の広い水路の分流では，分流量は，分流巾の比に関係が深いという推論で行けば，前川流入口巾を半分にすれば Qm は 2,000㎥/s 以下になってもよい訳である。この時の前川流入口付近（すなわち旧前川堰地点）の流況をみると，本川内と前川内で約３ｍの水位差がつき，水面勾配約 $\frac{1}{10}$ の猛烈な流れが生ずる。滝の流況を平面的にみれば下図のようである。正味の流れの巾は，前川全巾の約半分で流況は非常に悪い。また右岸の非越流部を更に長くして，前川流入口巾を $\frac{1}{3}$，$\frac{1}{4}$ とした実験を行なってもみたが，分流量にはそれほどの減少はなく，むしろ上述のような激しい流れが助長するばかりであった。右岸側から非越流部を延ばした場合には，



2ケ所の渦がますます成長し，左岸突堤から非越流部を延ばした場合には（突堤延長），突堤付近の渦のみとなるが，正味の流水の巾が小さく，水面勾配も非常に大きく，大略上に述べた流況である。

従って，精密な実験でもこのような流れになることは間違いないものと判断して，前川流入口巾制限をQkの増加手段とすることをあきらめた。前川の流況にマイナス面が多すぎるからである。

次の実験№45～№47では分岐点の通称突堤を取り除いてみた実験である。実験結果は表28－2に示す通りであり，新計画H～Qを使用したにも拘らずQk＝3,295m³/s程度となる。この時分流点付近は，非常におだやかな流れとなり，特に前川内では平均流速が小さくなったため（逆にいえば有効河積が増えた），水面波立が完全になくなった。

この外に突堤を現在の方向から変化させた実験をも予定していたが，平面的にみて現在の方向を大巾に変化させても流況の悪化を招くことは明白であり，少々方向を変化させた実験では流況の変化を感知できまいとの判断から，この実験を中断し，行なわなかった。

以上の実験結果を，Qo＝7,000m³/sの場合について，本川分流量，前川分流量の一覧表にまとめた。

表－30　各種方法による分流量一覧表

実験番号	5K5下流水位	Qo	球磨川Qk m³/s	前川QM m³/s
C No 18	旧計画H～Q	7,000	3,410	3,590
E No 7	〃	〃	4,072	2,927
E No 8	〃	〃	4,139	2,861
G No 15	〃	〃	3,685	3,315
G No 21	〃	〃	3,620	3,380
H No 27	〃	〃	3,755	3,245
I No 30	〃	〃	3,680	3,320
I No 33	〃	〃	3,820	3,180
I No 36	〃	〃	3,500	3,500
I No 39	〃	〃	3,285	3,715
I No 42	〃	〃	3,880	3,120
E No 1	新計画H～Q	〃	4,268	2,732
E No 4	〃	〃	4,321	2,679
G No 12	〃	〃	3,968	3,032
G No 18	〃	〃	3,870	3,130
H No 24	〃	〃	3,970	3,030
I No 45	〃	〃	3,295	3,705

（注）すべて旧前川堰なしの実験である。

第4節　ま　と　め

以上の検討より，分流点付近の流況を悪化させずに，本川分流量を増加させる有力な方法は次のようなものであろう。

(1)　前川筋河床の嵩上げ

(2)　新前川堰固定堰部1ｍ嵩上げ

(3)　隔流堤を設置し，それを6Ｋ2付近まで長くする。

(4)　本川下流の新掘削計画の樹立

(5)　旧前川堰方式の強固な越流堰の設置

(6)　本川6ＫＯ左岸低水路拡巾

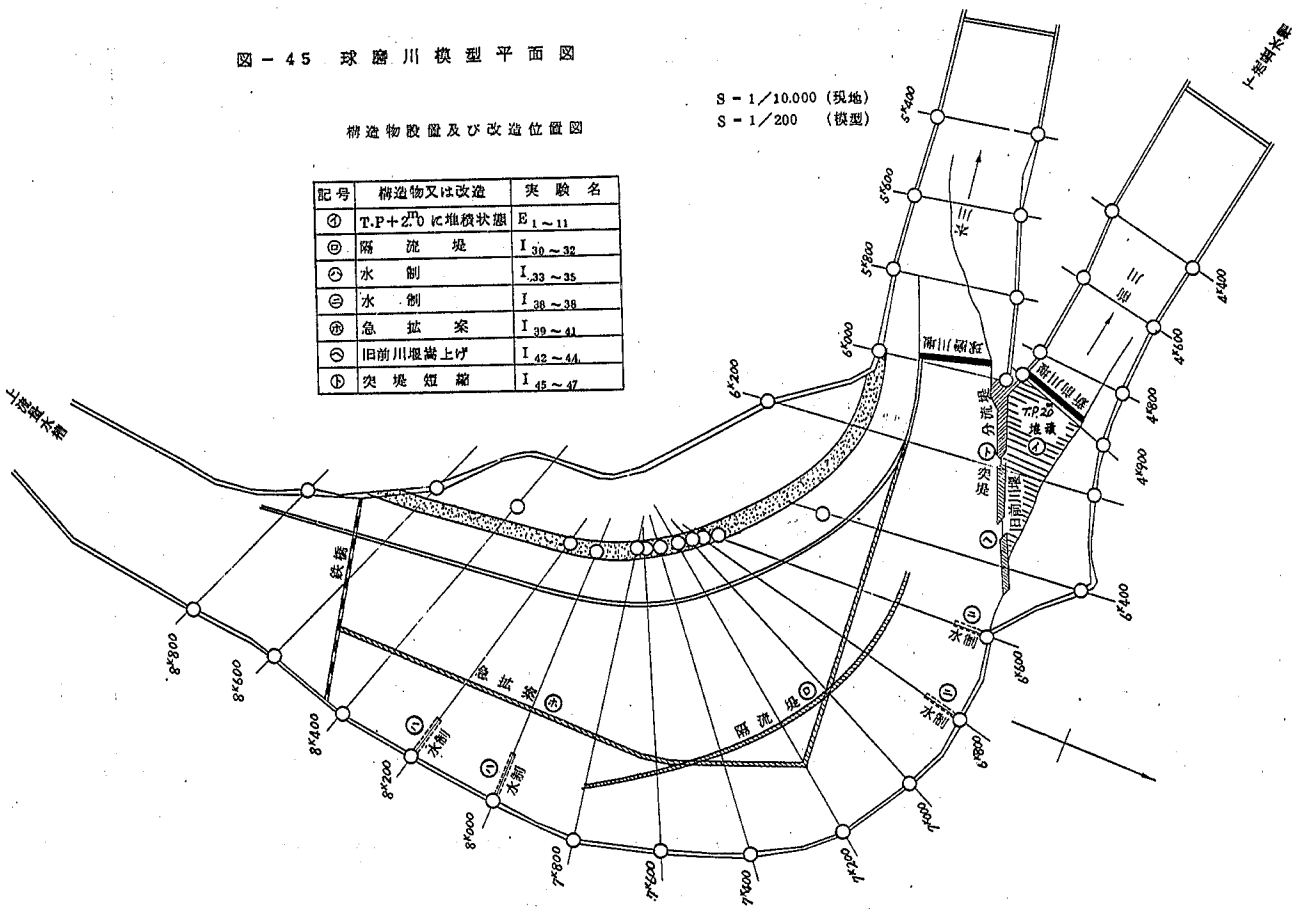
また上の1つの方法だけでなく，2，3の方法を兼用することによって，効果をあげることができよう。なお上の方法の中には，計画分流のみに気をとられていて，洪水処理の際の基本的な姿勢としては問題の残るものもある。

図－45　球磨川模型平面図

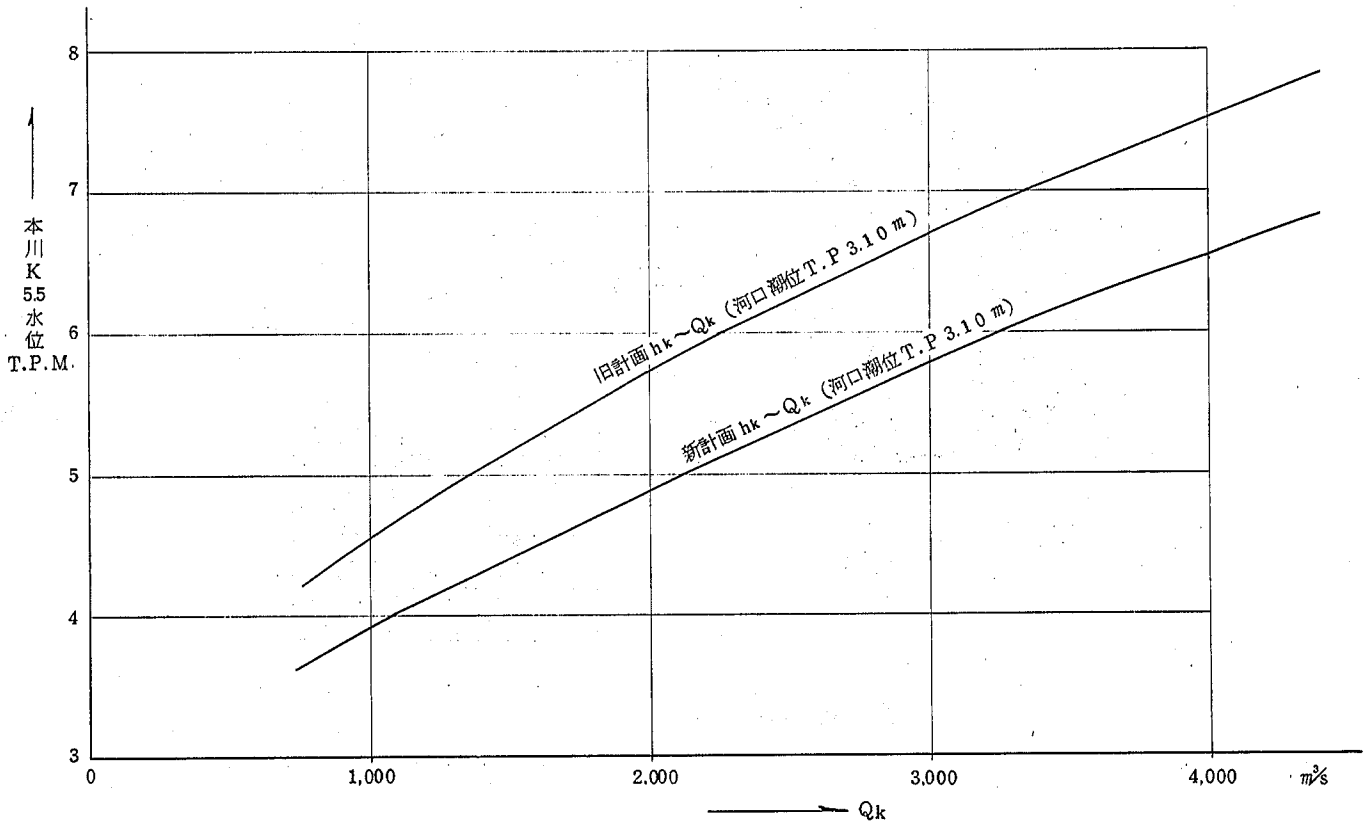
S＝1／10.000（現地）
S＝1／200　（模型）

構造物設置及び改造位置図

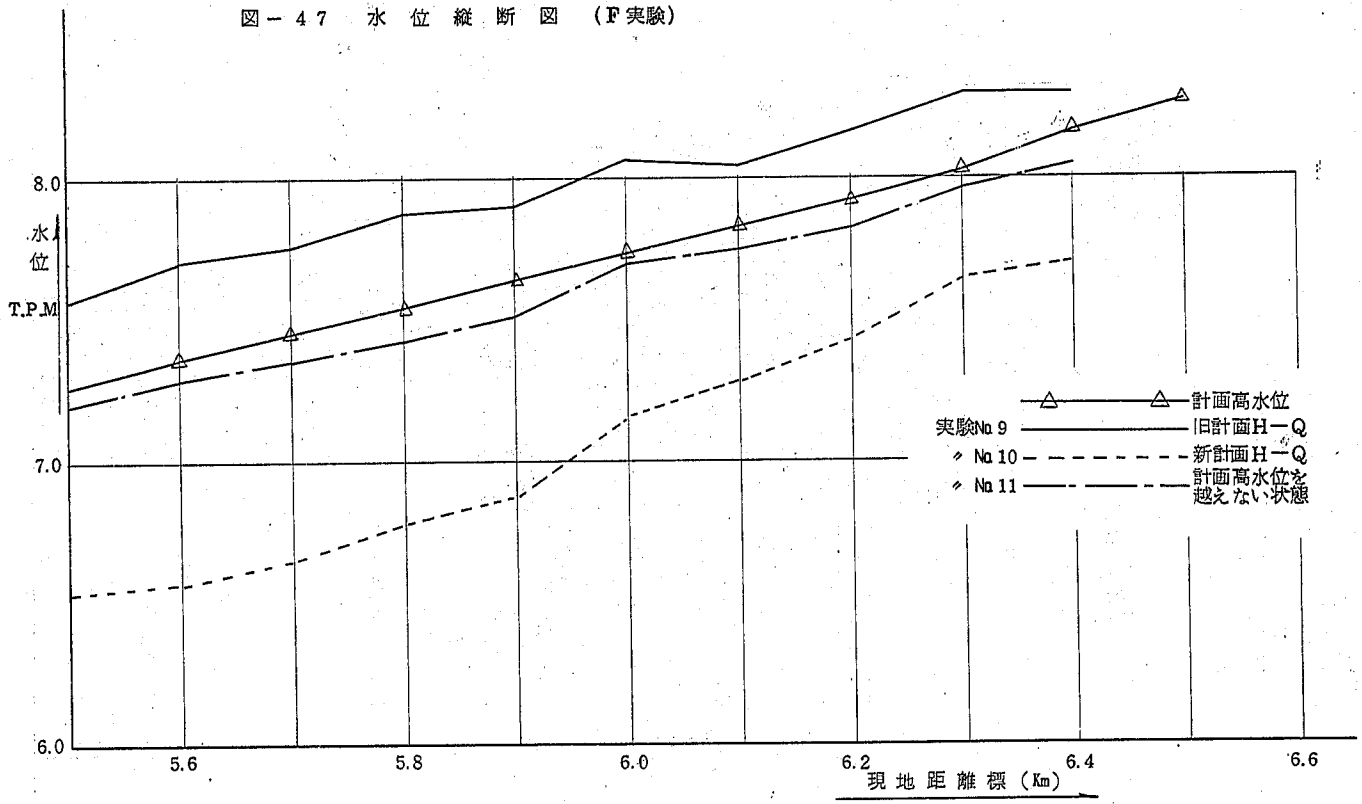
記号	構造物又は改造	実験名
㋑	T.P＋2.^{m}0 に堆積状態	$E_{1\sim11}$
㋺	隔流堤	$I_{30\sim32}$
㋩	水制	$I_{33\sim35}$
㋥	水制	$I_{36\sim38}$
㋭	急拡案	$I_{39\sim41}$
㋬	旧前川堰嵩上げ	$I_{42\sim44}$
㋣	突堤短縮	$I_{45\sim47}$



図－46　球磨川下流端水位資料（5K5水位）



図－４７　水　位　縦　断　図　（F実験）



表－24　実験ケース一覧表

実験名	実験番号	模型の状態	下流水位資料	流量 Q_0 m³/s	測定項目 分流量	水位	水位縦断	流速分布
E	1	前川筋T.P.2.00mに堆積 新前川堰ゲート4門開	新計画H－Q	7,000	○	○		
	2			5,000	○	○		
	3			3,000	○	○		
	4	前川筋T.P.2.00mに堆積 新前川堰ゲート2門開	〃	7,000	○	○		
	5			5,000	○	○		
	6			3,000	○	○		
	7	T.P.2.00mに堆積4門開	旧計画H－Q	7,000	○	○		○
	8	〃 2門開	〃	7,000	○	○		
F	9	球磨川へ4,000m³/s流した場合の水位	旧計画H－Q	Q_K=4,000			○	
	10		新計画H－Q	〃			○	
	11		下流水位調節	〃			○	
G	12	新前川堰ゲート 1門のみ全開	新計画H－Q	7,000	○	○		
	13			5,000	○	○		
	14			3,000	○	○		
	15		旧計画H－Q	7,000	○	○		
	16			5,000	○	○		
	17			3,000	○	○		
	18	新前川堰ゲート 2門のみ全開	新計画H－Q	7,000	○	○		
	19			5,000	○	○		
	20			3,000	○	○		
	21		旧計画H－Q	7,000	○	○		
	22			5,000	○	○		
	23			3,000	○	○		
H	24	新前川堰 固定堰1.0m嵩上げ	新計画H－Q	7,000	○	○		
	25			5,000	○	○		
	26			3,000	○	○		
	27		旧計画H－Q	7,000	○	○		
	28			5,000	○	○		
	29			3,000	○	○		
I	30	隔流提を設置	旧計画H－Q	7,000	○			
	31			5,000	○			
	32			3,000	○			
	33	隔流提及び水制を設置	〃	7,000	○			
	34			5,000	○			
	35			3,000	○			
	36	水制を設置	〃	7,000	○			
	37			5,000	○			
	38			3,000	○			
	39	急拡案	〃	7,000	○			
	40			5,000	○			
	41			3,000	○			
	42	旧前川堰嵩上げ	〃	7,000	○			
	43			5,000	○			
	44			3,000	○			
	45	突提短縮	〃	7,000	○			
	46			5,000	○			
	47			3,000	○			

表－25　分流量及び水位数値数（E実験）

前川筋T.P 2.00^{m}に堆積状態

実験番号		模型状態	下流水位資料	流量 Q_0 m^3/s	分流量 球磨川 Q_k m^3/s	分流量 前川 Q_M m^3/s	下流端水位 球磨川 T.P.m	下流端水位 前川 T.P.m	水位測定 萩原水位 T.P.m	水位測定 球磨川6.^{K}0 水位T.P.m No.1	水位測定 球磨川6.^{K}0 水位T.P.m No.2	水位測定 前川4.^{K}9 水位T.P.m No.1	水位測定 前川4.^{K}9 水位T.P.m No.2
E	1	新前川堰ゲート4門全開	新計画 H－Q	7,000	4,268	2,732	6.69	4.41	7.995	7.485	7.580	6.265	6.100
	2			5,000	3,105	1,895	5.84	3.85	7.010	6.495	6.510	5.740	5.430
	3			3,000	1,921	1,079	4.72	3.41	5.855	5.420	5.430	5.100	4.775
	4	新前川堰ゲート2門全開	新計画 H－Q	7,000	4,321	2,679	6.71	4.36	8.015	7.515	7.590	6.570	6.270
	5			5,000	3,144	1,856	5.87	3.82	7.060	6.520	6.585	6.150	5.910
	6			3,000	1,973	1,027	4.78	3.39	5.905	5.470	5.490	5.320	5.090
	7	4門全開	旧計画 H－Q	7,000	4,072	2,927	7.60	4.52	8.300	7.980	8.040	6.435	6.245
	8	2門全開	旧計画 H－Q	7,000	4,139	2,861	7.66	4.49	8.410	8.040	8.095	6.745	6.365

表－26　分流量及び水位数値表（G実験）

新前川堰ゲート，1門のみ，又は2門のみ全開

実験条件					分流量		下流端水位		水位測定				
実験番号		模型状態	下流水位資料	流量 Q_O m³/s	球磨川 Q_K m³/s	前川 Q_M m³/s	球磨川 T.P.m	前川 T.P.m	萩原水位 T.P.m	球磨川 6.K0 水位 T.P.m		前川 4.K9 水位 T.P.m	
										No. 1	No. 2	No. 1	No. 2
G	12	新前川堰ゲート1門のみ全開	新計画 H－Q	7,000	3,968	3,032	6.50	4.59	7.635	7.175	7.285	7.640	7.480
	13			5,000	2,888	2,112	5.66	3.98	6.760	6.350	6.435	6.830	6.735
	14			3,000	1,833	1,167	4.61	3.45	5.720	5.255	5.460	5.780	5.705
	15		新計画 H－Q	7,000	3,685	3,315	7.33	4.77	7.930	7.635	7.690	7.860	7.705
	16			5,000	2,675	2,325	6.42	4.14	7.015	6.775	6.845	7.180	6.955
	17			3,000	1,674	1,326	5.38	3.31	5.940	5.695	5.800	5.965	5.940
	18	新前川堰ゲート2門のみ全開	新計画 H－Q	7,000	3,870	3,130	6.43	4.66	7.610	7.185	7.285	7.555	7.305
	19			5,000	2,832	2,168	5.60	4.03	6.700	6.315	6.375	6.770	6.605
	20			3,000	1,781	1,219	4.56	3.48	5.645	5.195	5.390	5.760	5.635
	21		旧計画 H－Q	7,000	3,620	3,380	7.28	4.82	7.935	7.675	7.765	7.805	7.485
	22			5,000	2,620	2,380	6.35	4.16	6.975	6.760	6.760	6.975	6.765
	23			3,000	1,639	1,361	5.34	3.32	5.850	5.595	5.720	5.885	5.780

表－27　分流量及び水位数値表（H実験）

新前川堰　固定堰 1.0m 嵩上げ

実験条件				分流量		下流端水位		水位測定				
実験番号		模型状態	下流水位資料	流量 Q_0 m³/s	球磨川 Q_K m³/s	前川 Q_M m³/s	球磨川 T.P.m	前川 T.P.m	萩原水位 T.P.m	球磨川 6.0K 水位 T.P.m		前川 4.9K 水位 T.P.m	
										No. 1	No. 2	No. 1	No. 2
H	24	新前川比固定比 1.00m 嵩上げ	新計画 H－Q	7,000	3,970	3,030	6.50	4.59	8.000	7.615	7.630	8.035	7.805
	25			5,000	3,027	1,973	5.78	3.90	6.915	6.445	6.585	7.020	6.860
	26			3,000	2,018	982	4.99	3.37	6.020	5.705	5.795	6.055	5.955
	27		旧計画 H－Q	7,000	3,755	3,245	7.36	4.73	8.130	7.835	7.845	8.170	7.870
	28			5,000	2,781	2,218	6.53	4.06	7.070	6.595	6.735	7.120	6.930
	29			3,000	1,806	1,194	5.52	3.47	6.120	5.845	5.945	6.165	6.075

表－28－1　分流量及び水位数値数（I実験）

実験条件					分流量		下流端水位		水位測定				
実験番号		模型状態	下流水位資料	流量 Q_0 m³/S	球磨川 Q_K m³/S	前川 Q_M m³/S	球磨川 T.P.m	前川 T.P.m	萩原水位 T.P.m	球磨川 6.^{K}0 水位 T.P.m		前川 4.^{K}9 水位 T.P.m	
										No. 1	No. 2	No. 1	No. 2
I	30	隔流堤設置	旧計画 H－Q	7,000	3,680	3,320	7.33	4.78					
	31			5,000	2,630	2,370	6.35	4.16					
	32			3,000	1,603	1,397	5.30	3.56					
	33	隔流堤及び水側設置	旧計画 H－Q	7,000	3,820	3,180	7.42	4.69					
	34			5,000	2,695	2,305	6.44	4.12					
	35			3,000	1,652	1,348	5.35	3.54					
	36	水側設置	旧計画 H－Q	7,000	3,500	3,500	7.17	4.88					
	37			5,000	2,499	2,501	6.25	4.25					
	38			3,000	1,534	1,466	5.22	3.60					
	39	急拡案	旧計画 H－Q	7,000	3,285	3,715	6.98	4.75					
	40			5,000	2,392	2,608	6.14	4.32					
	41			3,000	1,451	1,549	5.11	3.64					

表－28－2　分流量及び水位数値表（I実験）

実験条件				分流量		下流端水位		水位測定				
実験番号		模型状態	下流水位資料	流量 Q_0 m³/s	球磨川 Q_K m³/s	前川 Q_M m³/s	球磨川 T.P.m	前川 T.P.m	萩原水位 T.P.m	球磨川 6.K0 水位 T.P.m		前川 4.K9 水位 T.P.m	
										No. 1	No. 2	No. 1	No. 2
I	42	旧前川堰嵩上げ	旧計画 H－Q	7,000	3,880	3,120	7.47	4.65					
	43			5,000	2,740	2,260	6.47	4.08					
	44			3,000	1,640	1,360	5.34	3.55					
	45	突堤短縮	新計画 H－Q	7,000	3,295	3,705	5.99	5.00					
	46			5,000	2,365	2,635	5.17	4.34					
	47			3,000	1,470	1,530	4.20	3.63					

表－29　水位縦断数値表（F実験）

$Q_K = 4,000\ m^3/s$

測定断面 Km	計画高水位 T.P.m	球磨川 5.K5 水位 旧計画 H－Q T.P.m			球磨川 5.K5 水位 新計画 H－Q T.P.m			計画高水位を越えない状態
		右岸	左岸	平均	右岸	左岸	平均	
6.4	8.164	8.280	8.285	8.283	7.725	7.650	7.688	8.040
6.3	8.023	8.315	8.250	8.283	7.695	7.580	7.638	7.960
6.2	7.924	8.200	8.125	8.163	7.390	7.460	7.425	7.820
6.1	7.831	8.070	8.000	8.035	7.290	7.255	7.273	7.750
6.0	7.734	8.060	8.050	8.055	7.190	7.130	7.160	7.700
5.9	7.638	7.895	7.900	7.898	6.950	6.805	6.878	7.520
5.8	7.543	7.830	7.900	7.865	6.770	6.780	6.775	7.430
5.7	7.451	7.760	7.745	7.753	6.650	6.650	6.650	7.360
5.6	7.359	7.680	7.710	7.695	6.550	6.590	6.570	7.290
5.5	7.258			7.570			6.530	7.200

第6章　鉄道橋付近の水面形の問題点とその解決

第1節　概　　説

豊原地区計画断面において8K2～8K8間に勾配約1／150の水面が現れることは，水位縦断図（図－13～16）にすでに述べた通りである。またそれと現状断面での豊原地区の流量約7,000 m^3/s での水位縦断（昭和40年7月出水の痕跡）や計画高水位とを比較したのが，図17－1であり，豊原地区上流水位とを比較したのが，図17－2である。

別に不等流計算や簡単な実験によれば，鉄道橋付近の水位の影響は8K9断面で消失することが分かるので，模型実験区間外である9K2より上流の水位は，豊原地区が計画断面に施行された後でも，現状の水面形にfollowするといえる。従って図17－1.2より計画断面では，8K2～8K8間に段落5状の水面が現れることが分かる。またそのような急水面形が現れる原因を，第4章で述べておいた。

今8K6断面で7,000 m^3/s の場合の流速とフルード数，平均流速で＝Q/A および径深R＝hを用いて比較すると次のようである。

表－31　フルード数の変化

	水　位	A	R	υ	Fr
現　状	TP 10.470m	1,573m^2	4.45m	4.45 m/s	0.68
計　画	9.100	1,357	3.37	5.16	0.90

このようなフルード数の変化は，外観的には，ピアーの後流部にもっとも明瞭で，低水路中央部のピアー後流では，水位低下とフルード数増加のため，模型固定床が露出（ピアー根固めは完全に露出）してしまう。現地では，河床が変動するため，模型のような流れは見られないであろう。流心は低水路中央部にあり，また水位縦断数値表（表－8）から分かる通り，右岸側の水位が左岸より1m以上（Qo＝7,000 m^3/s で）高い結果を得ている。また低水路中央部では水面の波立ちが大きく，旧遙拝堰地点には相変わらず波高が2m以上の定常波が現れている。

このような流況の変化は，河床変動を引き起こすことが必至と見られ，この区間の国鉄鉄道橋旧遙拝堰・新遙拝堰およびその他利水用構造物に与える影響が問題となる。

以下では詳細な水位や流速分布を測定し，河床変動について考察した。また河床変動に対処するのに床固め方針を採用して床固め設置位置・天端高決定のための実験を行なった。

なおこの実験には，鉄道橋上下流の低水法線を図－3に示すように模型改造を行ない，旧遙拝堰を撤去してある。

第2節　鉄道橋付近の水面形、流速分布の測定

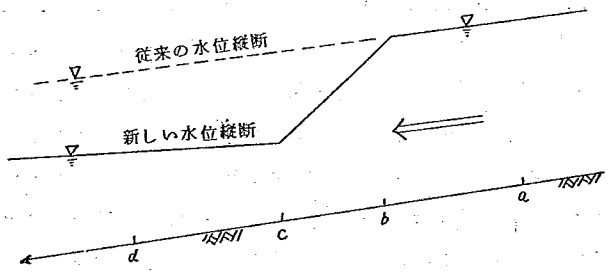
図－3のように模型を改造後，流量7,000 ㎥/s の1種類で，図－48および図－49に示す位置で，水位測定と流速分布を測定した。その結果を表32－1，2および図－50に示す。

測線№1では，最大流速は№10測点にして現れて平均流速は8 ㎥/s を越える。№10測点は，鉄道橋ピアーの直下流である。また№2測線では，№7測点に現われやはり8 ㎥/s を越える。左岸よりの№2測線では，流速は№1測線（低水路中央）より流速が遅くなっている。これらのデータより計画断面8K2地点より上流のかなり詳細な流速分布が分かった。

第3節　河床変動

本節では第5章および前節で明らかとなった8K2～8K8断面間の急勾配水面形発生区間の河床変動について考察する。

従来の河床は，どのような流量に対しても平衡状態に達しているということはできないまでも，発生頻度の多い流量に対しては動的な平衡状態に近いものと認めてよいと思われる。ところが豊原地区を計画断面に改修した場合には，その新しい水面形が従来と相当異なるから，異なった水面形発生区間で，その水面形に特有な河床変動，すなわち新しい動的平衡状態へ向かうような河床変動が起こるであろうと推測される。この河床変動が一体どの程度のものであり，またどのような影響を河道に与えるかを調べておくことは，非常に重要なことである。



初期条件として上図のような流れと河床が与えられた場合，その後の河床変動を推定するには，特性曲線法によるものや，A.S.Harrisonの方法等がある。新しい平衡状態の河床を求めるような場合には，上の方法を用いて，前後の長い河道区間について河床変動計算あるいは平衡河床計算を行なえば，実際の現象を近似できるであろう。しかしここでは，特異な水面形の発生区間内（上図のc～b間およびその近傍）の河床変動を見る積りであるので，今の場合河床変動を問題とする河道区間が非常に短かく，かつ計算断面数も少ないことから，平均量（主に径深）を用いた計算では適確な河床変動を計算するのが難しいと思われる。

そこで計画断面に現れたのと同様な水面形を有する計算モデル水路で河床変動計算を行ない，

その結果をもって現地の河床変動を推定することにした。計算方法には簡便なA.S.Harrisonの方法を用いることにした。この方法については石原藤治郎編応用水理学中Ⅰに詳しいので説明を省略するが，原理的には不等流計算と流砂量計算との簡単な組み合わせである。

計算モデル水路として図－５１－１（水路Ⅰ）および図－５１－２（水路Ⅱ）に示す水路を考えた。水路Ⅰは水路巾が変化し，河床勾配は一定（１／１,０００）としているが，水路Ⅱでは川巾の変化を少なくし，河床勾配をＳ＝４および１３の断面で変化させてある。現地と同じような初期水面形を発生させる必要があるため，現地の川巾の変化をも考慮して，いろいろな計算モデル水路を考えてみたが，結局図－５１－１，２に示すような水路が現地の状態に近いものと考えて，このようなモデルを選んだ。

次の条件について計算を行なった。

水路	水路Ⅰ				水路Ⅱ			
粗度係数	N＝0.02				N＝0.02			
河床材料	dm＝0.158cm（一様）				0.158cm（一様）			
U_{*c}^2	10 $(cm/sec)^2$				10 $(cm/sec)^2$			
流量	15m^3/s		30m^3/s		15m^3/s		30m^3/s	
出発水位	1.35m	1.50m	1.60m	2.00m	1.35m	1.50m	1.60m	2.00m

水路Ⅱでは下流端における等流状態が，流量１５m^3/sで水位1.501m，流量３０m^3/sで水位1.759mであるので，出発水位が等流水深以下の場合と，以上の場合との２つの計算を行なっていることになる。

河床変動を計算する際の流砂量公式としては，土研公式を用いた。計算時間間隔はDT＝1,800，3,600，17,280（0.2日），43,200（0.5日）および86,400秒（１日）としてみたが，DT＝0.5日以上では，水面形および計算河床が不安定となって好ましくなかった。また計算繰り返し回数NはN＝１０および２０の場合について行なった。

ここにNは，N＝NがN×DT秒後の河床高と水面を表わすようにしてあり，このNについて繰り返し計算を実行させてある。

河床変動の計算結果の数例を図示したものが，図－５２－１～４であって，各N×DT秒後の河床縦断図とその時の水面形とを示してある。

図－５２－１，２は，水路Ⅰに流量３０m^3/sを流した場合である。図－５２－１は出発水位が低いものであり，図－５２－２は高いものであって，いずれも計算時間間隔はDT＝1,800秒である。また前者は計算繰り返し数N＝２０（すなわちt＝０から，t＝２０×DT＝２０×0.5時間＝10時間まで）とし，後者はN＝１０（すなわちt＝０からt＝５時間まで）としてある。両図においてS＝１３から上流は，一様な水路が無限に続いているものと考え，またS＝１から下流は貯水池のようになっていると考えている。このようにすると，S＝１３から上

流は現地の８Ｋ８より上流の流れに，Ｓ＝３から下流は，現地の８Ｋ２より下流の流れに模擬することができるようであり，実際計算された水面形は，計画断面に現れた水面形とかなりよく似ている。また流水のフルード数も大きく，２，３の断面では射流となっているが，この点についても現地の流水のフルード数と同程度であると推定される。こうして計算モデル水路に現れた流水および水面形は，現地のそれらとかなり類似のものが得られていることが分かろう。

次に計算された河床縦断を見ると，まずｔ＝０の時に水面が急激に低下するＳ＝９の断面から大きい洗掘を受けはじめ，時間とともにその洗掘が上流へおよんでいることが明瞭である。計算ではＳ＝１３の断面の河床高を一定（固定）としたから図のような河床が得られているが，Ｓ＝１３の断面で河床を固定しなければ，この洗掘が時間とともにさらに上流へおよんでゆくことと推定される。Ｓ＝９の断面が非常に大きい洗掘を受けることは図－５２－１，２で共通であり，そのケ所では時間の経過につれてまだまだ洗掘されるようである。一方水面が急に水平に近くなるＳ＝４ないし５の断面付近では堆積が生じ，その堆積量は下流端水位の低い図－５２－１の方が少ない。なお計算ではＳ＝１および２の地点の河床高を不変としてあるから図のような計算結果を得たのであるが，実際にはこの付近一帯は上流から流送された土砂が，ほとんど堆積してしまうような場所となる筈である。

同様に図－５２－３，４は水路Ⅱに対する計算結果で，この場合は河床に変曲点を挿入したのが特長である。図－５２－３の初期水面形は，現地の流れと少し異なっているようであるが，図－５２－４の方はかなり似ているといえるであろう。この場合も前の説明と同様に，断面の数ケ所でフルード数が１を越えている。この水路の例では水面が急激に低下する場所と河床の変曲点の位置（Ｓ＝１３）とがほぼ一致し，この地点から急激な河床洗掘がはじまり，徐々に上流に波及する。これは先の例と同様である。

他の計算結果も以上の例と大同小異であるので割愛した。

このような計算結果を直ちに現地に適用するのは幾分危険と思われるが，流水（フルード数）および水面形が，豊原地区計画断面に現れるそれらに，かなり類似であると思われるので，この計算結果から分かったことを，一応現地にあてはめて考えてみる。

まず図－５１－１，２では，Ｓ＝３の断面を豊原地区８Ｋ２断面に，Ｓ＝１０を８Ｋ８断面に仮定することができよう。同様に図－５２－３，４ではＳ＝８を８Ｋ２に，Ｓ＝１５を８Ｋ８断面にそれぞれ想定できよう。するとこの計算例から見る限り，計画断面で現れた水面形による河床変動は，豊原地区８Ｋ８断面付近からの洗掘とその上流へおよぶ河床低下が，もっとも特性的なものであろうと推測される。他方鉄道橋ピアー地点に相当する場所は，河床変化が少ないかあるいは土砂堆積区間にはいるものと考えられる。しかし豊原地区の場合，８Ｋ２付近で射流となっていて水位が低いから，ちょうど図－５２－１のように，ピアー近傍で（恐らくピアー下流で）河床低下が起こるかも知れない。この点については，この計算結果だけから，現地の事情を詳しく知ることは困難である。

以上で分かるように，豊原地区計画断面で現れる水面形が河床におよぼす影響では，鉄道橋ピアー付近よりもさらに上流の８Ｋ８断面付近の河床洗掘が一番の問題点かと考えられる。しかし現地では，８Ｋ８断面付近は旧遙拝堰の河床床固めがあるので，本計算例のような急激な洗掘はかなり防止されることになるであろうが，きわめて危険であると考えてよい。最悪の場合には，旧遙拝堰付近の河床低下（基礎崩落），さらに新遙拝堰のそれへと進行することが考えられる。このように新しい水面形は，上流の利水構造物に重大な悪影響を内蔵していることを慎重に心配せねばならぬ。

また非常に重要な問題の１つであるが，上に述べた現象がどれ程の時間縮尺で起こるかは，この計算例で明らかにすることができない。また現地８Ｋ８断面付近が旧遙拝堰で河床を固定されていると考えた場合には，当然上の計算例と違う結果が得られる。その時上流からの給砂量を一定としても，計画断面でピアー付近の掃流力が増すために，結果的にピアー付近の河床低下も予想されるのである。この点については，現地の条件を，本計算例以上に加味した河床変動計算を実施するとよいであろう。

第４節　河床変動対策

(1) 急水面勾配の回避策

第３節で述べたような河床変動が起こることを防ぐためには，河床保護のための強固な構造物を作るかあるいは，水位を現状に復元させるような手段を選ばねばなるまい。現在鉄道橋上流には，水理構造物が多く，これ以上構造物を作りたくないということから，鉄道橋付近の水位を現状程度に戻そうとする八代工事事務所提案の方法について簡単な実験を行なってみた。

その方法は，計画低水路法線を修正して鉄道橋付近の低水法線をずっと右岸へ近づけ，すなわち低水路巾を現状程度にして，上流の水位を上げようとするものであって，図－53のような法線形状である。実験では，図のような法線をコンクリートブロックで作り，模型改造と同じ効果を有するようにして実験を行なってみた。この結果鉄道橋付近の水位は，計画断面より若干上昇したが，現状水位には及ばなかった。そこで図－53に示すように更に下流まで低水路巾を，ほぼ現状の水際線の位置で，流量7,000㎥/sの水位を測定し，現状水位と比較した。それが図－54の▲（右岸）およびΔ（左岸）の水位であって，現状水位にかなり近づいたとはいえ，まだ水面勾配に急な所がある。この程度の水面形であれば，計画断面のそれより，はるかに河床変動の危険性は減少しているが，この法線は第５章の図－45の急拡案のそれに類似であって，計画分流から遠ざかること，また右岸に水衝ケ所を作ることを秘めている点で実現が難しいであろう。

このような簡単な実験で図－53法線案を廃棄してしまうのは惜しいが，計画分流量に近いことや現状の砂利掘削状況から計画断面の方が有利である。

(2) 河 床 保 護

以上のような実験あるいは河床変動計算結果から予想される河床変動に対して，河床の保護を考えねばならない。

鉄道橋付近の河床変動を防ぐ立場から，次のような河床保護方法が考えられる。

(イ) 直 接 保 護

1. 河床床張り（部分的，全体）
2. ピアー基礎強化あるいは付け替え

(ロ) 間 接 保 護

1. 床固め
2. 河床材料の粗粒化

直接保護は，鉄道橋ピアーに，流水あるいは河床変動に対する直接抵抗力を付与させることであって，ピアー自身の安定化は可能である。河床床張りは，相当の粗度を有したコンクリートブロック等を，部分的あるいは全体的に河床に張りつける方法である。ピアー基礎強化は，ピアーの根入れを深くすればよかろう。

間接保護は，他の水理構造物の作用の結果，維持すべき構造物を間接的に安定化させようとするものを指す。床固めは水位および河床を上昇させて，今の場合，河床材料の人工的置換を意味したものでなく，河床変動の結果，自然に粗粒のものが河床をカバー（すなわちアーマリング）することにより河床変動が弱められることを期待したものである。

更に細かな具体的な各種方法には論及しないが，上に述べたような局部的な河床保護だけでは済まされない河床変動がある。それは，局部的な河床変動結果に伴なうある河道区間内の大規模な河床変動である。例えば下流地点の河床低下は相当上流までその影響が及び，理論的には，新しい河床の平衡状態まで河床変動が起こることになる。このようなスケールの大きい河床変動に対して，水理構造物の安定の問題を考えておく必要がある。

このように考えれば，現在の問題すなわち８Ｋ２～８Ｋ８およびその上流の河床変動に対処するには，初期断面（計画断面）で河床変動の起こる区間はすべて，それが完全に起こらないような河床保護をしなければならなくなる。少く見ても８Ｋ２～８Ｋ８ないし，その少し上流まで，強固な河床保護を行なわねばならないであろう。経済的に不利なことが明白となろう。

またピアーの付替え方法は，工費面でもっとも安価にできるであろうが，前述のようなスケールの大きい河床変動に対処すべく，余程深い根固めが必要である。しかし鉄道橋ピアーの保護はこの方法で十分である。しかし，この場合上流の河床変動は防止できていないからピアー上流の河床変動はすぐ旧遙拝堰および新遙拝堰に及ぶことになり，この方法は廃棄せざるを得ない。

しかし流況を現状程度に回復させることができれば，現状程度の安定な河床が得られるこ

とになり好都合である。こういう意味で床固め（落差工）を鉄道橋の下流に設置して，水位を現状にまで回復させる方法が，もっとも有力であろう。

工種の決定には，水理的な面ばかりでなく，工費を十分考慮に入れた比較検討が望まれるが，本報告では，工費積算と比較設計には立ち入らない。

第5節　床固め設置の際の問題点

ここでは，河床より突出させて，その下流部と上流部との水位に段差をつける落差工を床固めと称することにする。その床固めには，設置地点およびその上流で水位を現状程度に回復させ，上流の河床低下を完全に失くす効果を持たせるものとする。

(1) 床固めの水位に対する効果

まず鉄道橋下流に床固めを設置して，その上流の水位をあげ得るかという問題がある。本実験では，床固め設置場所が射流に近い流れのため，いろいろの事を心配したが，試みに8K4断面に，横断距離標方向の軸をもたせて，天端高TP 6.715 m（計画河床高＋3.0 m）の床固めを作って，7,000 m³/S の水位を測定してみた。それが図－54に示す●印の水位である。それによると床固め直上流で急激な水面上昇があり，そこでは計画高水位を1 mも越えることとなった。この水面上昇はフルード数が大きいための1つの特長であるが，床固め天端高が少し高すぎたようである。

しかし床固めによる背水の可能性を確めることができた訳である。

また床固めを設置すると，その上流の河床の上昇のため，必要以上に水位があがり過ぎ，計画高水位を越えるようになりはしないかという問題がある。この問題については以下に十分に検討してあるが，その基本的考えは，上流の堆積（河床上昇）が可能で，しかも十分な堆積後（平衡状態と考えられる）にも，7,000 m³/S の水位が計画高水位を越えないような床固め天端高を求めるという方針である。

(2) 床固め設置後の河床変動

河床に床固めを設ければ，水面勾配の緩和効果や流砂の捕捉効果増によって，床固め背砂区間の河床は徐々に変化する。ここでは，非定常的な河床変動すなわち河床の堆積過程や低下過程の問題は取り扱わず，河床変動後すなわち将来の平衡河床高を次のようにして推定する。

流量をQ，その時上流から供給される給砂量をQ_Bとすれば，平衡状態において床固め上流の各断面の所要摩擦速度は

$$U_{*i} = \left\{ \frac{\left(\frac{\delta}{\varphi} - 1\right) g \cdot Q_B}{\varphi \cdot F \cdot B_i} \right\}^{\frac{1}{3}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

これは土研式の適用結果であって，他にBrown公式等を用いても同様な表現が可能である。ここにB_iはi断面の水面巾である。またこの場合平衡等流水深h_{oi}（芦田）は

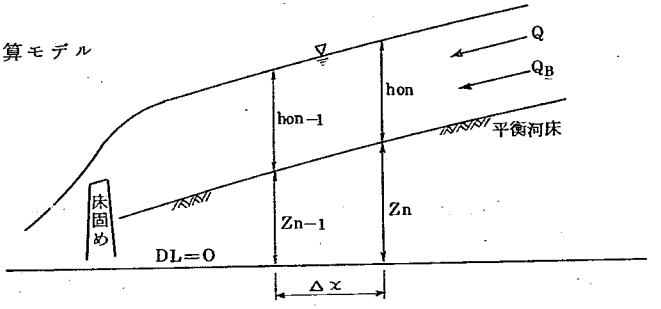
$$h_{oi} = \left\{ \frac{g n^2}{U_{*i}^2} \cdot \frac{Q^2}{B_i^2} \right\}^{\frac{3}{7}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

ここに添字 i は断面 i という意味であり，他の記号は常用記号を用いるから説明を省略する。h_{oi} が求まれば，次式により平衡河床高縦断形が計算できる。

$$Z_1 = Z_o + (h_o - h_1) + \frac{\alpha Q^2}{2g}\left(\frac{1}{A_o^2} - \frac{1}{A_1^2}\right) + \frac{n^2Q^2}{2}\left(\frac{1}{A_o^2 h_o^{4/3}} + \frac{1}{A_1^2 h_1^{4/3}}\right)\Delta x \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに添字 o は既知断面の量，1 は求めようとする断面の量である。h は等流水深で(2)式のものを用いる。また $\alpha \fallingdotseq 1.1$，$\Delta x$ は区間距離である。記号は次図の通りである。

図－55　計算モデル



ところで最初の計算出発に使用する河床高 Z_o は次のようにして推定する。*) 川巾にあまり変化のない場合には，一様巾と仮定して差し支えないから

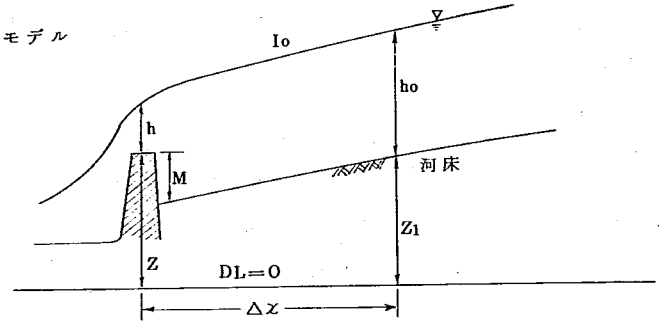
$$h_{oi} = h_o = \text{const} \quad \cdots\cdots(4)$$

また次の図の記号を使うことにすれば，床固め上のエネルギー水頭Hは

$$H = Z + h + \frac{\alpha Q^2}{2gh^2B^2} \quad \cdots\cdots(5)$$

ここにZは床固め天端高，h は床固め上の越流水深，g は重力加速度および B は川巾である。背水の影響の無視できる Δx だけ上流地点の河床高 Z_1 は，エネルギー勾配を I_o として

図－56　計算モデル



$$Z_1 = Z - (h_o - h) + \frac{\alpha Q}{2gB^2}\left(\frac{1}{h^2} - \frac{1}{h_o^2}\right) + I_o \cdot \Delta x \quad \cdots\cdots(6)$$

となり　$h = \beta h_o \quad (0 < \beta \leqq 1)$　$\cdots\cdots(7)$

*) 土屋昭彦，河川研究室長，私信による好意による。

とおいてβを導入すれば，これを(6)に代入して

$$Z_1 = Z - h_0(1-\beta) + \frac{\alpha Q^2}{2gB^2h_0^2}\left(\frac{1}{\beta^2}-1\right) + I_0\cdot\Delta x \quad \cdots\cdots(8)$$

となる。

ところで

$$M = I_0\Delta x + Z_1 - Z_2 = h_0(1-\beta) - \frac{\alpha Q^2}{2gB^2h_0^2}\left(\frac{1}{\beta^2}-1\right) \quad \cdots\cdots(9)$$

と変形できる。更に両辺をh_0で割り

$$\frac{Q^2}{2gB^2h_0^3} = \frac{Fr^2}{2} \quad \cdots\cdots(10)$$

とおけば，(9)式は

$$\frac{M}{h_0} = (1-\beta) - \frac{\alpha Fr^2}{2}\left(\frac{1}{\beta^2}-1\right) \quad \cdots\cdots(11)$$

となる。$\alpha = 1.1$とすれば

$$\frac{M}{h_0} = (1-\beta) - 0.55\,Fr^2\left(\frac{1}{\beta^2}-1\right) \quad \cdots\cdots(12)$$

となる。この式によれば，フルード数Frが大きくなればなる程M/h_0が小さくなる結果を与える。なお上式の成立範囲は

$$\beta = \frac{h}{h_0} \geqq \alpha\,Fr^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots(13)$$

である。従って，出発河床高Z_0は　　$Z_0 = Z - M$　　$\cdots\cdots(14)$

で与えられる。

以上の解析を，現地の平均粒径程度の河床材料を対象にして進めれば，将来の河床高をほぼ推定できるであろう。こうしてある適当な流量に対して得られた平衡河床高縦断を本報告書中では予測河床と呼んでおくことにする。ところで現地の河床材料は比較的均一に近いが，他の例（ダム下流の河床低下等）にも見られるように，床固めによって粗粒材料のみが捕捉され（篩分け効果）その粗粒材料が床固め天端まで堆積し，背砂によって上述の予測河床より河床が高くなることも予想される。これは主に水位の面から無視できないであろう。しかし実際の計算に際してどの程度の粗粒材料を対象に考えればよいか等に不明な点が多い。ここでは一応，現在のd_{85}（85％粒径）の河床材料が，床固め天端まで堆砂して背砂現象を起こすものと仮定して，将来の河床を推定してみた。これをある適当な流量に対して計算して最高河床と名付けておくことにする。この場合の河床縦断の計算方法も上と同様である。最高河床での実験は，この河床に流量7,000㎥/Sが流れる時の水位を主に見ることにする。

以上は，いわばマクロ的な河床変動であるが，その他床固め近傍の特殊な洗掘現象にも，一応注意を怠ってはなるまい。

ところで上述のような各種の河床変動の結果，当然水位にも影響が及ぶ。各断面の河床変動後（平衡状態）の水位H_iは　　$H_i = Z_i + h_{oi}$　　$\cdots\cdots(15)$

で与えられる。このような等流的な解析では，水位は不等流的取り扱いより高くでるから，水位に関しては安全側を与えることになる。

(3) 床固めの設置位置・高さ・形状

位置については，保護すべき構造物に近い方が良いこと，また下流へ行けばゆくほど高い床固めが必要であることおよび床固めによるエネルギー損失は非常に少ないことから，*)鉄道橋の直下流が適当であろう。床固め天端高は，最高河床に 7,000 m³/s が流れた時の水位が計画高水位を越えないことと，できるだけ低い床固めが望ましいことから決める方針である。形状は床固めの維持・流量係数を考慮するとともに，一般的な注意事項（護岸に越流水を向けない等の細部設計）は遵守せねばならない。

(4) 水 叩 き

床固め設置の際の非常に重要な問題点の1つに，水叩きの問題がある。工事費ができるだけ安価で安全な水叩きを得るには，そこに生ずる流速を極力小さく押える必要がある。この意味で床固めの高さは低ければ低いほどよい。本報告書の結論は，水叩きの細部設計の段階にまでは至っていないが，水叩きの流速分布資料は得ているので，その流速の大きさに応じた減勢工を設計することができるであろう。

第6節 その他の実験準備

(1) 使用した方程式の検証

第5節で用いた方程式のうち(1)，(2)式は既に芦田博士が，断面変化部における河床変動の検討に用い，良好な結果を得ているので，このような取り扱いができるであろう。床固め上流の河床高に関する(5)式から(11)式は，鹿島試験所における4ケースの実験*)および河川研究室における実験で確められている。問題は，本方程式の適用区間で川巾を一様と仮定することの是非である。その結果(11)式でMを大きく見積れば，河床上昇量が少ない結果となり，Mを小さく見積れば，最高河床に近いものを得る結果となる。本適用区間では川巾は，現状断面で水面巾を採用することにすれば，8K5～9K1間で次表のようである。

表－33 水面巾の変化

流　　量	水面巾の変化範囲	平 均 巾
2,000 m³/s	218～267.5 m	250 m
3,620	231～332.5	277
5,000	235～350	285
7,000	246～371.5	309

水面巾の変化範囲は，最小と最大とをとったとはいえ，上表のようにかなり変化巾が大き

*) 吉川秀夫，河川工学，朝倉土木工学講座
*) 床固めに関する実験，鹿島試験所未発表

い。従って不等流的取り扱いの必要がある。しかし不等流的取り扱いをした時の(1)式の信頼性にまだ弱い面があるために，不等流的取り扱いをしなかった。平均巾を使用してMを推定した場合でも，常にこのことを念頭において検討する限りMの推定値の価値は，いささかも減ずべきものではなかろう。

（2）河床材料および年間最大流量

床固め設置後の床固め上流の河床変動を検討するのに上流から供給される補給砂量，粒径を調べる必要がある。河床材料は，大胆に８Ｋ０～８Ｋ８間の採取材料（昭和３５年８月）だけをとると次表のようである。*

表－34　豊原地区，河床材料

試験地点	各通過百分率毎の粒径 (mm)					平均粒径 mm	採取地点
	10 %	30 %	50 %	70 %	90 %		
8 K 0		9.0	27	58	78	35.3	左岸低水路
〃	0.60	3.4	18	36	51	22.8	〃 高水敷
〃	0.38	2.5	20	43	87	30.5	〃
8 K 5		10	19	42	70	29.6	〃 低水路
〃	1.8	17	45	69	60	51.1	〃 高水敷
8 K 8	0.90	6.2	20	46	58	28.5	〃 低水路
〃			7.3	21	54	18.1	〃
平均値						30.8	
d_{85}	58 mm						

従って平均粒径 $d_m = 30.8$ mm，$d_{85} = 58$ mm と推定できる。第４章では $d_{50} = 32.4$ mm と推定したが，新しいデーターを含めた $d_m = 30.8$ mm を本章では，用いることにする。

また流量頻度は，河床勾配その他に重要な指標となるが萩原地点における最近の流況を見ると次表のようである。**

*），**）球磨川本川八代地区平衡河道計算報告書，建八代工事々務所，(株) 建設技研，昭43.3

表－35　豊原地区流況

年次（昭和）	流況 m³/S 最大流量	豊水流	平水量	低水量	渇水量	最小流量
28	1,490	80	50	30	20	20
29	2,020	170	60	20	20	0
30	1,760	100	50	30	20	20
31	1,090	120	40	20	20	10
32	1,760	120	50	20	20	10
33	1,090	70	40	20	20	20
34	1,680	130	70	40	30	20
35	1,610	70	40	20	20	20
36	920	80	60	40	20	20
37	1,670	130	70	40	30	30
38	2,760	130	60	40	30	20
39	3,040	80	50	40	30	20
40	3,650	80	50	40	20	20
平均	1,887	104	53	31	23	18

上流には昭和40年7月出水の7,112㎥/Sが抜けている。本章では平衡河床の取り扱いをするので，支配流量的考え方が簡便である。支配流量の求め方は，いろいろ提案されているが本報告では流量解析を行なっていない。支配流量は1～2年の確率洪水といわれていることを目安にし，また水位資料のある流量ということで，平衡河床の推定に用いる流量を2,000㎥/S，3,620㎥/Sおよび7,000㎥/Sの3種とした。また検討が不十分であるが予測河床高および最高河床高を支配する流量として2,000㎥/Sを仮定した。

(3) 流出土砂量の推定および河床高 U_*の計算

(i) 流砂量計算

上流から豊原地区へ流出する土砂量を推定することは難しく，まだ信頼できるデーターが揃っていない。また上流20K地点の荒瀬ダムの土砂放出も推定を困難にしているし，まだ豊原地区上流の粗度係数したがって水位資料も揃っていないようである。そこで模型実験で比較的正確な水位資料のある8K5～9K1間の7断面で流砂量計算を行ない，その平均流砂量をもって各流量的に上流から供給される補給砂量と考えた。

計算には土研公式を用いた。流砂量計算は次の4ケースで行なった。

表－36　流砂量計算ケース

計算名	河床粒径	流　量	摘　要
Casl 1	$d_m = 30.8^m$	2,000 m³/s	予測河床用
Casl 2	〃	3,620	〃
Casl 3	$d_{85} = 58$	2,000	最高河床用
Casl 4	〃	7,000	〃

計算表は表－A－1，B－1，C－1，D－1，の通りであり計算結果のみを記すると次表－37のようである。

表－37　流砂量計算結果数値表

断　面	計　算　名			
	Casl 1	Casl 2	Casl 3	Casl 4
8 K 5	125.9 m²/s	148.7 m²/s	49.8 m²/s	366.7 m²/s
6	62.5	208.6	4.2	653.1
7	17.6	90.5	0.6	86.8
8	1,010.6	607.5	990.3	911.3
9	629.5	257.1	591.4	667.4
9 K 0	356.8	379.9	289.1	818.1
1	241.8	170.1	177.2	411.6
平均値	239.3	209.3	185.3	500.5

(注)　□で囲んだ数値は，平均値計算の際に除いた。

上の表－37では，8 K 8断面の計算流砂量が他に比べて非常に大きくでるので，流砂量の平均値を求める際にはカットしておいた。ところでCasl 1では流量2,000 m³/s，Casl 2では3,620 m³/sであるにも拘らず，流砂量はCasl 2の方が小さくでている。これは恐らくCasl 1における8 K 9断面の大きい流砂量がひびいているのであるが，どちらが正確な量を与えているかは不明であるし，土研公式の精度の問題もあるので，修正を行なわずに計算結果そのものを使用することにした。表－37より，平均値に示す流砂量を，各流量時に上流から豊原地区へ供給される補給砂量と考えることにする。

(ii)　所要摩擦速度の計算

次に上に求めた流砂量（平均値）Q_Bを用いて，床固め上流が平衡河床状態になった場合の所要摩擦速度（すなわち上に求めた流砂量Q_Bを流すに必要な摩擦速度）U_{*i}を計算する。計算式は(1)式を用い，川巾Bとしては，計画断面の水面巾を用いた。なお流砂量の計算の時にはBとして現状の水面巾を用いている。ただし2,000 m³/sの時には高水敷上では水深および流速が遅いので，その水面巾は無視して低水路内の水面巾とした。(1)式でU_{*i}を求め

るには簡単な試行計算となる。計算表は表－A－2，B－2，C－2，D－2の通りであり，それらをまとめると各断面の必要摩擦速度は表－38のようになる。

(iii) 擬似等流水深（平衡等流水深）の計算

先に求めた摩擦速度を用いて，(2)式から擬似等流水深を計算する。その計算表を表－A－3，B－3，C－3，D－3に示し，それらをまとめると表－39のようになった。

表－38　所要摩擦速度計算結果数値表

断面	計算名			
	Casl 1	Casl 2	Casl 3	Casl 4
8 K 4	28.6 cm/s		29.7 cm/s	
5	29.2	24.4 cm/s	30.1	33.0 cm/s
6	30.3	25.3	30.7	34.0
7	29.9	25.8	30.5	34.6
8	29.2	25.9	30.1	34.6
9	29.2	26.8	30.1	35.5
9 K 0	29.8	28.6	30.4	36.6
1	30.1	28.6	30.6	37.3

表－39　擬似等流水深計算結果数値表

断面	計算名			
	Casl 1	Casl 2	Casl 3	Casl 4
8 K 4	2,270 m	m	2,198 m	m
5	2,369	2,889	2,309	3,860
6	2,548	3,153	2,519	4,196
7	2,475	3,330	2,434	4,484
8	2,363	3,367	2,302	4,492
9	2,363	3,645	2,303	4,803
9 K 0	2,460	4,222	2,418	5.152
1	2,507	4,208	2,472	5.406

(iv) 最高河床および予測河床縦断の計算

先に求めた擬似等流水深を用いて，(3)式により最高河床高および予測河床高の計算を行なう。計算は下流断面から行なう。この時出発の河床高が与えられないと計算できないので，先ず(3)式を次のように変形する。

$$Z_1 = Z_0 + \triangle Z = Z_0 + (h_0 - h_1) + \frac{\alpha Q^2}{2g}\left(\frac{1}{A^2_0} - \frac{1}{A^2_1}\right) + \frac{n^2 Q^2}{2}\left(\frac{1}{A^2_0 h_0^{4/3}} + \frac{1}{A^2_1 h_1^{4/3}}\right) \quad \triangle x \cdots\cdots (16)$$

$$\triangle Z = (h_0 - h_1) + \frac{\alpha Q^2}{2g}\left(\frac{1}{A^2_0} - \frac{1}{A^2_1}\right) + \frac{n^2 Q^2}{2}\left(\frac{1}{A_0^2 h_0^{3/3}} + \frac{1}{A_1^2 h_1^{3/3}}\right) \quad \triangle x \cdots\cdots (17)$$

記号は前述の通りであり，△Zは断面0～1間の河床高の差を表わす。

(17)式でまず△ZをCasl 1，2および3について求めると次表－40のようである。なお計算表は表－A－4，B－4，C－4に示しておいた。

表－40　△Z計算結果数値表

断　面	計　算　名		
	Casl1	Casl2	Casl3
8K4			
5	0.256m	m	0.289m
6	0.142	-0.094	0.150
7	0.500	0.023	0.525
8	0.558	0.184	0.598
9	0.336	-0.143	0.366
9K0	0.209	-0.502	0.225
1	0.294	0.217	0.310

次に床固め設置場所と床固め天端高とを仮定し最高河床縦断を計算する。床固め設置場所は，後の図－60に示すように，鉄道橋ピアー下流30 m（ピアーに平行に30 m，A地点と呼ぶことにする）と8K4断面の上流40 m（8K4横断距離標にはほぼ平行，B地点と呼ぶことにする。）の2ケ所の候補場所を計画した。A地点は8K5断面で代表することにし，B地点は8K4断面で代表させることにする。

A，B両地点で床固めの高さをT.P. 4.000 mあるいは5.000 mと仮定した時，それぞれに表－40のCasl 3の△Zを順次加えて行って作った河床縦断図を図－57，58に示し，またその河床高に，更に表－39の7,000 m³/sの等流水深を加えて水面を作ったものも同図－57 58に示す。なお同図には計画高水位量も記入してあるが計画高水勾配と計算水面の勾配が非常に違っている。その違いの理由は明らかでないが，流砂量や等流計算に問題があるのであろう。計算された河床高および計算水位を次の表41に示す。

表－41　最高河床縦断計算結果数値表

断　面	A地点床固めT.P. 400 m			B地点床固めT.P.5.00 m			B地点床固めT.P. 4.00 m		
	ΣΔZ	最　高 河床高	計算水位	ΣΔZ	最　高 河床高	計算水位	ΣΔZ	最　高 河床高	計算水位
	m	T.P.m	T.P.m	m	T.P.m 5.000	T.P.m 9.034	m	T.P.m 4.000	T.P.m 8,034
8K4									
5		4.000	7.798	0.289	5.289	9.087	0.289	4.289	8.087
6	0.150	4.150	8.253	0.439	5.439	9.542	0.439	4,439	8.542
7	0.675	4.675	9.103	0.964	5.964	10.392	0.964	4.964	9.392
8	1.273	5.273	9.663	1.562	6.562	10.952	1.562	5.562	9,952
9	1.639	5.639	10.290	1.928	6.928	11.579	1.928	5.928	10.579
9K0	1.864	5.864	10.834	2.183	7.183	12.153	2.183	6.183	11.153
1	2.174	6.174	11.404	2.493	7.493	12.723	2.493	6.493	11,723

以上は図－57，58に示した通りである。

次に予測河床を計算するには，床固め地点でどこまで河床が上昇するかが分らねばならない。そのため前述の(12)，(14)式を用いて表－39のCasl 1について計算してみる。

一様巾と考えたから表－39　Casl 1の等流水深を平均して，$h_0 = \frac{1}{7}(2.369 + 2.548 + 2.475 + 2.363 + 2.363 + 2.460 + 2.507) = 2.441$ m

$h = 6.975 - 5.00 = 1.975\ m$ （6.975 m は実験値）

$\beta = h/h_0 = 1.975/2.441 = 0.809$

$\alpha = 1.1$, $B = 250\ m$, $Q = 2{,}000\ m^3/S$

を使えば

$$\frac{Fr^2}{2} = \frac{Q^2}{2gB^2h_0^3} = \frac{2{,}000^2}{2 \times 9.8 \times 250^2 \times 2.441^3} = 0.2245$$

従って $M = 2.441\ \{(1 - 0.809) - 0.2245 \times 1.1\ (\frac{1}{0.809^2} - 1)\} = 0.15\ m$

故に床固め天端高が T.P.5.00 m の場合の床固め地点の出発河床高は $Z_0 = Z - M = 5.000 - 0.15 =$ T.P.4.85 m で与えられる。以上の Z_0 を用いて B 地点に天端高 T.P.4.00 m の床固めを設けた場合の予測河床高縦断を計算すると次表－42のようになる。また床固め天端高が T.P.4.00 m の場合には $Z_0 = 3.85\ m$ となり表－42と同様の計算もできるがここでは割愛してある。

表－42　予測河床高計算結果数値表

断面	Cas1 1	
	$\Sigma\triangle Z$	予測河床高
8 K 4	m	T.P.m 4.85
5	0.256	5.106
6	0.398	5.248
7	0.898	5.748
8	1.456	6.306
9	1.792	6.642
9 K 0	2.001	6.851
1	2.295	7.145

ところで最高河床と比較のため，8 K 4 断面の出発河床高を零として予測河床（Cas1 1，表－42）と最高河床（Cas1 3，表－41）の河床縦断を比較したのが図－59である。両者の河床高の差は床固め地点で 0.15 m（模型 3 mm），9 K 1 断面で約 0.35 m（模型 7 mm）となり，ごく僅かである。特に実験でこのような小さな差のものを比較検討することは困難であるので，両者はほとんど差がないものと考えておくことにした。

同図には表－39に示す 7,000 m³/S の等流水深を予測河床（Cas1 1）に加えた水面形をも記入してある。ところで，表－37に計算した 7,000 m³/S の流砂量（Cas1 4）を $\frac{1}{2}$ にして 7,000 m³/S の等流水深を計算しなおして予測河床に加えて，水面形をプロットすると同図－59に示すようになった。流砂量が $\frac{1}{2}$ になると水面勾配が僅かに小さくなり，水深は相当大きくなる結果を与える。これらの水面勾配は，計画高水勾配より相当大きい結果となった。

以上の計算資料を使って次節の実験を行なった。

第7節　床固めに関する実験

(1) 実験ケース

表－43に本節において行なった実験ケースをすべてまとめた。このうち河床条件で現状

河床とあるのは，模型断面に床固めを設置しただけで，上流の河床に変化がない場合の実験ケースである。床固め位置については前節に簡単にふれたが，図－60に示すように鉄道橋下流に，ピアーから30 m（ピアー中心軸から下流に30 m）離れた位置に，ピアーに平行に床固めを設置するものをAとし，また8K4断面に平行に，その上流40 mの場所に床固めを設置するものをBとした。Aは流れに対してある角度をもたせ，Bは水流に直角に設けた場合である。最高河床での実験の際には上流の低水路平均河床が，表－41に示す最高河床高となるよう，モルタルで模型を改造してある。

(2) 実 験 内 容

測定方法は，第4章と同一であるので説明を省略する。表－43の測定項目についてその内容を説明する。実験は測定項目のうち○印の付いたものだけ行なった。

(i) 流 砂 実 験

本実験は上流より砂を投入し床固めの上流で，床固め設置前後での砂の堆積状況の違いを見ようとしたものである。固定床実験だけではなかなか砂の運動まで知ることができないので，このような簡単な実験で固定床実験を補足しようとしたものである。したがって実験は，床固め設置前の砂流送状態や堆積状態を知るために床固め設置する前の計画断面で，まず流砂実験を実施しておき，後にA，B両地点に各種の高さの床固めを設置した場合に同様な実験を行なって床固めによる流砂の捕捉状況を比較した。

実験は9K1断面で平均粒径0.6 mmの砂（図－12の砂）を毎分4 ℓの割合で4時間給砂した。4時間後に砂の堆積状態を壊わさないように止め，8K5～9K0の12断面（50 m間隔）で堆砂高をレベルを用いて測量した。堆砂高の測量の横断方向の間隔は，その変化の大きい所は5～10 m間隔に，小さい所は20～30 m（いずれも模型距離）間隔に行なった。床固めを設置した流砂実験の場合には，床固め直上流における(12)式のMの値を測定した。

また堆積状況をスケッチし，ピアー周辺の洗掘場所および床固め近くの堆積状態を詳細に観察した。

(ii) 水位縦断測定

測定位置図（図－61）に示すように，8K5～9K1の7断面で左右岸2点の水位を測定した。

(iii) 流速分布測定

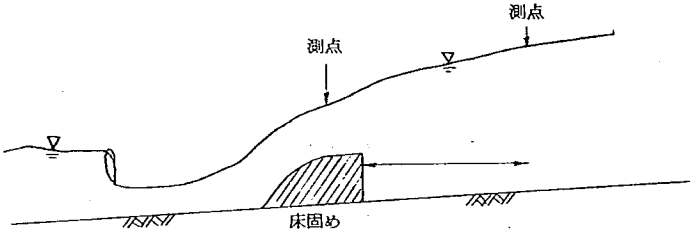
測定点位置図（図－61）に示すように，鹿児島本線球磨川鉄橋のピアーとピアーの中間の3点において，鉛直方向の流速分布測定を行なった。これは床固め設置前後における流速の変化を見ようとしたものである。従って床固めを設置前に流速分布を測りまた設置後にも同一測点で流速を測定した。鉛直方向の測定間隔は，河床より5 mm，1 cm，それ以上は2 cmで行ない同時に流向も測定した。

(iv) 流況測定

床固めの高さ，河床の状態等の違いによるピアー付近の流況の変化，床固めの越流状況，水叩き部の跳水長さ等を観察した。

(v) 床固め上の水位測定

これは(7)式のhを各実験で求めようとしたものである。hの測定場所は次図のような位置である。床固め天端の中央の位置で1点，それを左右岸の1点ずつで測定した。



また床固めの上の曲率をもった流れの影響の及ばない場所として，床固め上流端から50m上流で左右岸2点の水位を測定しておいた。

(vi) 横断水位測定

B地点のように，水流に直角に床固めを設けた場合には，横断方向の水位の分布に大した問題はないが，A地点のように水流に斜めの軸をもった床固めを設けた場合には，どうしても右岸寄りの水位上昇を引き起こす可能性がある。A地点に床固めを設けた場合，もし右岸への流量の集中と水位の上昇が大きければ，A地点の床固め案の死命を制するものとなるので図－62に示す横断線上で水位を測定した。

(vii) 床固め流向測定

水流に直角に設けられたB地点の床固めでは，完全越流でも潜り越流でも越流水の流向は床固め軸に直角になる。しかしA地点に設けた床固めでは，流量や場所によって越流水の流向が変化してくる筈である。この実験では横断方向の場所4点（図－62に示す位置）で，流れの底面と水面の流向と床固め軸とのつくる角度を測定した。

(viii) 越流形態に関する実験

これは端的にいえば越流水が越流形態（完全越流，不完全越流および潜り越流）のいずれに属するかを判断しようとしたものである。この判定方法は非常に難しいが，各床固めの越流状況をみて一応次のような方法をとった。床固め下流の跳水の更に下流でごく僅かに水位をあげてその影響が上流に伝わるか否かをまず調べた。しかし下流水位をあげると下流条件が違ってくるので，この方法だけでは判定ができなかった。またどの実験においても完全な潜り越流ではないので，8K2地点の水位を堰上げて床固め上が潜り越流となるような8K2地点の水位を見付けた。そして越流形態の判定には，水の水面形測定結果を主とした。

(ix) 水面形測定

床固め越流水と下流跳水部までの水面形を，図－62に示すような2測線で測定した。縦断方向間隔は平均20㎝（模型量）とし，特に水位変化の大きい所では10㎝とした。

(3) 床固めの形状

床固めの断面形状は，流量係数，上流端の局所的乱れの発生および下流水叩きの減勢工等と大きい関係を有する。ここではほぼ標準形状と思われる。図－63に示すような堰の形状をした床固めを採用してみた。実際の施行に際して他の形状の床固めを用いる場合には，その床固めの流量係数の測定や減勢工が下流水位を高めるために上流水位に及ぶ影響について，再び実験をやり直す必要がある。

また平面的形状については，前にも簡単に触れたが，特に左右岸との接続ケ所では，越流水が護岸に直接衝突しないような工夫（例えば床固めを折りまげる）が必要である。また床固めに土砂吐きの切欠部を作るかどうかの検討も必要である。この実験では簡単に図－63のような断面形状をした床固めを作り，その細部設計については触れなかった。

(4) 各実験ケースの実験概要

(i) 実験No.1，2，3

この実験では模型は計画断面と同一であり，他の床固めを設けた場合の実験結果と比較する資料を得るための実験である。流況は第4章で述べたと同様である。また鉄道橋上流区間を現状断面の水位に戻して，現状の流況を再現するため，8K4地点で現状水位に堰上げ，水位縦断を測定し現状断面の流況を再確認した。

(ii) 実験No.4，5，6

この実験は球磨川鉄道橋下流30ｍの地点（A地点）に，鉄道橋と平行に天端高T.P. 5.00ｍの床固めを設け，床固め上流の河床は現状形にして行なった実験である。この実験の場合，床固めをピアーの近くに設けてあるためピアー付近の水位を回復させる効果が十分あがっており，No.1，2および3で行なった現状断面形の場合とほぼ同じにまで回復している。ピアー間で測定した流速も現状断面形（再三現状断面形という語を使用するが，これは豊原地区堀削以前の状態を指す）の場合よりもむしろ小さくなっており，ピアー付近の流況も床固めを設けない場合より非常に良くなっている。しかし床固めが流れの方向に対して斜めに設置してあるため，流れが右岸側へと片寄り，右岸水位が左岸より高くなっている。この影響で床固め下流の水叩き部の跳水の状態も均等ではなく，右岸側が長く流速も早い。No.5，7,000㎥/Sの場合の跳水状態は次の図－64－1のようである。2,000㎥/Sの流況は非常に穏やかで問題はない。

(iii) 実験No.7，8，9

No.7および8はA地点に，天端高T.P.4.00ｍの床固めを設けた場合の実験である。上流河床は現状河床としてある。天端高がT.P.4.00ｍの場合には，ピアー付近の水位を回

復させることが無理なようであって，現状断面と計画断面との中間の水位である。この時の床固め下流の跳水は図－64－1に類似であるが跳水距離は短かい。実験No.9は，上流河床を，最高河床高に改造して実験を行なったものである。この最高河床は，前述の最高河床縦断計算結果数値表（表－41）の内，A地点（8K5地点），床固め高T.P.4.00mの場合の河床高をモルタルで製作したものである。最高河床の場合，河床を横断方向に一定の高さで作ったため，現状河床の実験で見られる8K7付近の流水の落ち込みがなくなり，それによる乱れは減少した。しかし水面勾配が急で，ピアー間の流速は，No.5の場合（現状河床）に比べると非常に早くなっている。またピアー付近の流況も非常に悪くピアー根固めは，計画断面の流れ程度に露出する。これは最高河床の勾配が急なことと，No.5に比べてピアー付近の水深が浅くなっているためであろう。No.9の実験の床固め下流の状況は図－64－2のようである。

(Ⅳ) 実験No.10，11，12，13

本実験は，B地点（8K4上流40m）に，天端高T.P.5.00mの床固めを設け，上流の河床は現状河床で行なっている。この床固めは，流水方向に直角に設けてある。低水路左岸には，河床がT.P.5.00m以上の場所があり，そこでは床固めを設けていない。先に行なったA地点T.P.5.00mの場合と比較すると，床固め位置が下流に移っているだけ8K5付近の水位が下がり，水面勾配も少し急になっている。ピアー間の流速はA地点T.P.5.00m（No.5）より大きく，ピアー後流部では流況が僅かに悪い。また水叩き部の跳水はA地点の床固めと異なって図－64－3に示すように床固め中央部付近が長く，左右岸ほぼ対称であった。

(Ⅴ) 実験No.14，15，16

本実験はB地点にT.P.5.00mの床固めを設け，上流を最高河床にした実験である。現状河床の実験の場合と比較すると上流の水位が高くなり，水面勾配が急になっている。ピアー間の流速も全体に早くなっているが，特に測点No.3の流速が早くなっている。この時のピアー周辺の流水は現状より少し悪く，またNo.12よりも悪い。No.9にしろNo.16にしろ，最高河床にするとピアー付近およびピアー下流の流況は非常に悪化する。水叩き部の跳水は図－64－4に示すように，左岸寄りが長くなり，左岸付近は完全潜り越流に近くなる。

(Ⅵ) 実験No.17，18，19

実験ではB地点に天端高T.P.6.00mの床固めを設け，上流は現状河床での実験である。床固めが高いので上流水位には十分効果があり床固め上流の流れは，現状よりも穏やかなものとなる。また床固めによる水位堰上げが十分であるため，床固めの越流状態は均等であり，片寄った流れがない。そのため水叩き部の跳水の状態も図－64－5に示すように，床固め全巾にわたって一様である。しかし越流落差が大きいため，水叩きの流速が非常に大きくなっている。

(vii) 実験No 20，21，22

本実験は，B地点に天端高T.P.4.00 mの床固めを設け，上流は現状河床での実験である。実験No 12の天端高T.P.5.00 mの実験と比較すると水面勾配にはあまり差が見られないが，下流の方全体で，水位が1.00 m程度下がっている。このため流速が非常に大きく，ことに流量7,000 ㎥/Sでは，ピアー付近の流況は，床固めを設けない場合と同じようであり，床固めの効果が見られない。また床固めの越流形態は不完全越流であった。

(viii) 実 験 No 23

本実験はT.P.4.00 mの床固めの上流河床を最高河床にした場合の実験である。本実験を前のNo 21と比較すると8K6から上流の水面勾配が実験の場合の方がゆるくなっていて，8K5地点で急になっている。これはピアーの堰上げの影響が顕著に現れたものと考えられる。またピアーによってしぼられた流水が床固め近くまで延びている。ピアー中間の流速分布測定結果では，実験No 21と大差はないが，ピアーと床固めの間で急に流速が大きくなっているものと考えられる。そのためかピアー付近の流速が非常に悪い。この時の床固め下流の流況を図－64－6に示す。

(5) 流況および流砂実験の写真

以上に述べたことを更に直感的に見てもらうため，ピアー付近の流況を，各実験ケース毎に写真にまとめてみた。ピアー近辺の流況を選んだ理由は，床固め上流の流況が，ピアー近辺の流況によってもっとも顕著に推定できると考えたからである。なお流況写真はすべて7,000 ㎥/Sにおけるものであって，ほとんどの写真は，鉄道橋下流右岸（8K4）から斜め上流方向を撮影したものである。

写真－1　現状断面（豊原掘削以前）のピアー付近の流況
写真－2　計画断面（第4章断面）のピアー付近の流況
写真－3　実験No 5のピアー付近の流況
写真－4　実験No 8のピアー付近の流況
写真－5　実験No 9のピアー付近の流況
写真－6　実験No 12のピアー付近の流況
写真－7　実験No 16のピアー付近の流況
写真－8　実験No 14～16で最高河床に模型を改造した状態を示す。
写真－9　実験No 18のピアー付近の流況
写真－10　実験No 21のピアー付近の流況
写真－11　実験No 23のピアー付近の流況

以下は，流砂実験結果を示す代表的な写真を集めたものである。流砂実験については，更に後に記述するが，一応写真を紹介しておく。

写真－12　実験No 6流砂実験結果

写真－13　実験No.7流砂実験結果

写真－14　実験No.13流砂実験結果

写真－15　実験No.19流砂実験結果

写真－16　実験No.22流砂実験結果

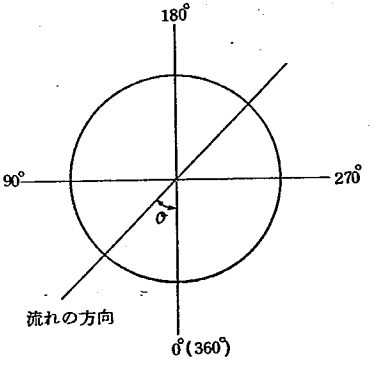
(6) 実験結果の整理

(i) 水位縦断測定結果

全測定データーを表－44水位縦断数値表にまとめた。また水位縦断図を図－65－1～17に示す。

(ii) 流速分布測定結果

ピアーとピアーの中間の3測点で測定した流速分布を，流向と共に表－45－1，2流向流速数値表にまとめた。流向の測定角度は下図θを求めたものである。また測定結果を河床横断図に書きこんだ1例が図－66－1，2である。



(iii) 床固め上の水位測定結果

全測定データーを表－44に記入しておいた。

(iv) 流砂実験結果

流砂実験終了後各実験ケース毎に砂の堆積状況をスケッチし，また河床横断測量結果を図－67～図－72にまとめた。

(v) 流況観察結果

すでに(4)で述べた。

(vi) 横断水位測定結果

水位横断数値表（表－46）にまとめ，また図－73－1～73－3には，ピアー断面の横断図に，ピアー上，下流の水位横断図を作成した。

(vii) 水面形測定結果

水位測定結果を床固め付近水位縦断数値表（表－47）にまとめた。またそれを図－74－1～3に示した。

(viii) 床固め流向測定結果

表－48にまとめた。

(ix) 越流形態に関する実験

結果の検討の所で述べる。

第8節　水叩きの流速分布測定

(1)　概　　要

床固めの計画および設計に際して，その水叩きに生ずる流速分布を知ることは非常に重要なことである。豊原地区計画断面での床固めに関する実験結果を検討するのに是非必要な資料と思われる。そこで，床固めと，その水叩き部に生ずる流速が，下流に行って減速され，ほぼ一様な流速分布となる区間の流速分布を測定した。

(2)　実験ケース

実験ケースは次表の通りであり，実験番号は前節までと同じ番号である。

実験番号	河床状態	床固め位置	床固め高	流　　量	摘　　要
No　5	現状河床	A	5.00 T.P.M	7,000 m³/s	測点は図－62
No 12	現状河床	B	5.00	7,000	
No 16	最高河床	B	5.00	7,000	測点は図－62
No 18	現状河床	B	6.00	7,000	
No 21	現状河床	B	4.00	7,000	
No 23	最高河床	B	4.00	7,000	

(3)　実験方法

それぞれの実験ケース毎に測定位置を変えて（床固め高により跳水長さ等に変化があるため），鉛直方向流速分布を測定した。鉛直方向の測定間隔は模型長さで2m間隔とし，同時に流向の測定を行なった。流向の測定角度は前述の通りである。

(4)　測定結果

各実験ケース毎の測点位置図と測定結果図を図－75～80に示し，またそれらの数値表を表49～54に示した。実験No5および16での測点は図－62に示してある。

(5)　水叩き流速分布測定結果の検討

水叩きの流向および流速分布を各床固めについて測定した結果をまとめて，ケ条書きにすると次のようである。

(i)　床固めの天端高が高い（例えばT.P 6.00mのもの）場合には，上流水位の堰上げが横断方向に一様に近くなってくるようであり，従って水叩きの流速分布が横断方向に一様になる傾向にある。そのため他の高さの床固めと比べた場合でも，水叩きの最大流速の非常な増大はない。

(ii)　床固めが低いT.P 4.00mの場合には，越流水は完全潜り越流に近い状態であり，水叩きの流速分布は小さくなる。すなわちゆるい跳水が床固めのすぐ下流に来て水深を増加させるためである。

(iii) 床固めがT.P 5.00mの場合，左右岸護岸近くの流速は小で，低水路中央部の流速が左右岸に卓越する。この時跳水位置も相当下流にある。

(iv) A地点とB地点とで水叩きの流速分布に大きな差は見られず，A地点のT.P 5.00mの床固めの水叩き流速分布は，B地点のT.P 5.00mのそれに類似である。

(v) 水叩きの流速は，流量7,000m^3/sで各床固めに対して水表面最大流速は11m/sである。No.12の実験で測線No.2の2および3では，流速が13m/s弱となっているが，これは測定ミスと考えられる。

(vi) 流量2.000m^3/sでは，床固めの越流状況は非常に穏やかで，問題として取り上げなくてよいであろう。

(vii) B地点に設けたT.P 4.00mおよびT.P 5.00mの床固めでは，水叩き右岸側の流向は右岸方向を向き中央部および左岸側の流向は左岸側を向いている。T.P 6.00mの場合も同様であるが，低水路中央部のNo.2測線でも流向が右岸方向を向いている。これは図－64－1，2に見られる跳水形状の違いによるものであろう。

(viii) A地点の床固めの場合（表－49），流量が大きいと流下方向は床固め軸に直角にならずに，流下方向に直進しようとする傾向にある。この時右岸床固めの付け根付近の護岸に注意すべきであろう。B地点の床固めの場合，現状河床と最高河床との違いは流向には大したものは見られない。

(ix) 同じ床固めで最高河床と現状河床とを比べると現状河床での場合の方が水叩き部の水深が大きい。例えばNo.21とNo.23の実験結果を比較すればそうである。また最高河床では床固め全巾の水叩き流速分布が一様化される傾向にある。よって水深が小さい割りには最大流速は大きくならぬ。現状河床では流量が低水路中央部に集中しているため中央部流速が大きく，左岸側および右岸側は小さい。また流速のてい減状態（距離方向）も似ている。両者で水位に差があるのは，図－64のような跳水状態の差である。

また No.16とNo.18を比較すると上と同様な事がいえる。しかし最高河床でNo.16の水叩き水深が床固め下流30m位の所で非常に大きいのは，やはり図－64に示す跳水状態の違いによるものである。

(x) 最大流速がもっとも長距離区間続くのは，No.12（B地点，T.P 5.00m）である。この場合流速10m/sの線は，低水路中央において床固め下流60mに達する。その他の実験ケースでは，床固め下流40m程度（No.18，21）あるいは30m程度（No.16）である。最大流速（大概水面に生じている）は，どの床固めの場合でも11m/sと考えておけばよいであろう。

(xi) 水叩きの流速の減少状態から見れば，T.P 4.00m程度の床固めが，その減少が早く好都合である。

第9節　実験結果の検討

(1) 横断方向水位測定結果からの検討

図－７３－１は，A地点に天端高T.P 5.00m（N 0.5）の床固めを設置した場合のピア－上流２５mおよびピア－下流１５mの水位横断分布を7,000m³/sについて測定したものである。他の流量では測定していない。この時低水路右岸側に山型の水位ピークが見られる。それが左岸側水位に比べて約１m高いのは，図－６５－４にも現れている。図－６５－３ではほとんど左右岸に水位差がないから，約1mの水位差がついたのは，床固めをA地点で流れに斜めにおいたことが主因と考えてよい。また逆にA地点に設置する床固めの角度では約１m程度の水位上昇しか来たさないしかもそれは，低水路中央にあって右岸側では，左岸なみの水位であるから，流れの中にこの程度の床固めを設けた場合の右岸水位上昇量を危険視する必要は薄らいだといえるであろう。

次の図－７３－２は，A地点床固め天端高T.P 4.00mの場合の水位横断図である。この場合ピア－上流ではほぼ横断方向一様な水位が，ピア－と床固めの中間では，右岸側水位だけが急激に低下している。この理由は明らかでないが，従来の低水路最深部等を無視して河床を計算値通りの最高河床にしたため流れ方に変化を来したものであろう。水位低下は流速水頭分だけ低下したものと考えれば説明はつく。従って，床固め上流河床が上昇した後でも右岸水位の上昇は免れると考えてよい。

ところで図－７３－３は，B地点床固め天端高T.P 5.00mの場合である。この時にも図－７３－２と類似の傾向が見られる。なおB地点の床固めで，上流が現状河床の場合には，ほぼ一様な横断水位が得られるものと考えて，実験は行なっていない。

以上により床固めをAあるいはBに設けても，右岸に流量が集中して飛躍的に右岸水位が上昇するような事は，まずないと考えてよいであろう。

(2) ピア－間流速分布測定結果

図－６６－１，２の２例および数値表（表－４５－１，２）から見て一般的に次のようにいえるであろう。

(i) 床固めが高いほどピア－間流速は減少する。

(ii) 最高河床状態は，現状の状態より流速が大きくなる。

これは連続の式のみから考えても明らかで取り立てていう程のことはない。要するに床固めを設置すれば，ピア－間の流速を小さくすることができることと，堆積後には流速が大きくなることに注意を払えばよいであろう。流量7,000m³/sの場合，大体の流速は次のようであろう。

床固め	流速	摘要
A地点 T.P 5.00m (No. 5)	5 m/s	現状河床
B 〃 〃 (No.12)	7	〃
〃 〃 (No.16)	8	最高河床
〃 〃 (No.18)	6	現状河床
〃 T.P 4.00 (No.21)	8	〃
〃 〃 (No.23)	8	最高河床

(3) 床固め上の流向測定結果

床固め上の越流水の流下方向を，床固め軸に対する角度で測定した。測定は流量7,000 m^3/s の時のみであるが，2,000 m^3/s 程度の小さい流量では，流向はほぼ零度であると考えてよい。7,000 m^3/s では，A床固め上の越流水は，床固め軸にほぼ10度程度の角度を有する。これは水流の直進性を示すものであるが，A地点床固めが流れに対して約21.5度の角度をもつから，床固めによってかなり偏向されている。A地点の床固めでは流れを低水路方向へ向けるから，右岸護岸に対しては有利となる。

(4) 水面形測定結果 (越流形態の実験結果を含む)

各種の床固めの越流状況を観察した所，外見では完全越流に非常に近い流れのものが多い。しかし水面形を測定した3例（図一74－1,2,3，No.5,8および6）を見る限り，流れは不完全越流というべきものであった。しかしB地点天端高T.P 6.00mの床固めの場合には，水位を測定していないが，完全越流と考えられる流れであった。

ところで，8K2地点の水位を堰上げて，床固上の流れが完全潜りとなる水位を見つけると次のようであった。

実験番号	8K2水位
No. 5	T.P 9.565m
No. 8	8.450
No. 16	8.215

(5) 流砂実験結果の検討

流砂の実験では流量2.000 m^3/s の場合で，床固め無しの計画断面，現状断面および各位置，各高さの床固めを設けた場合の流砂実験を行なった。このうち計画断面での実験は第4章で述べておいたので，ここでは説明を省略する。ここでは現状断面の場合および床固めを設けた場合の計6ケースの実験(表－43参照)の結果を述べる。なお給砂量が現地流砂量より多目にしてあるから，実験の相似性に問題があるが，同一の実験方法を各実験ケースに実施して，結果を比較するので，相似の問題を一応考慮外におく。またこの実験が，完全な移動床実験であるとはもとより考えていないが，この実験の目的に対しては相当の目安になる

であろうことは確実である。

(i) 実験Ⅱ1は，床固め無しの現状断面の場合の実験結果であって，模型で4時間の通水後の砂の堆積状況を図－67－1に示す。その結果を見ると，補給した砂は，給砂地点，旧遙拝堰の落ちこみケ所（深部）およびピアー下流の3ケ所に堆積した。このうちピアー下流に堆積したものは，第4章における流砂実験結果と同一である。（つまり模型を完全に現状に改造していない）流速の大きい鉄道橋付近では，すべて流送されてしまって河床にはうすく堆積しているだけである。

(ii) 図－68－1には，A地点にT.P 5.00mの床固めを設けた場合（Ⅱ6）であるが，床固め下流へ行った砂量はごく僅かで，ほとんど床固め上流に堆積した。写真－12からも見られるように，床固めのほぼ天端まで堆積しており，床固め上流の掃流力が，現状断面（図－67－1）より相当小さくなっているようである。なお8K8付近の白い場所は，給砂した砂が流下できずに非常に厚く堆積してしまった場所である。

(iii) 図－69－1には，A地点に天端高T.P 4.00mの床固めを設けた場合（Ⅱ7）の実験後の堆積図である。これはまた写真－13に示すように，低水路中央部の河床の低い部分にはすべて堆積する。その詳細な横断堆積図は，図－68－2以下に示すようであり，図－67－2以下と比べても，相当河床上昇をきたしていることが分かる。しかしこの場合でも左右岸やピアー周辺には堆積はない。また写真－13に見られるように，ピアーのすぐ下流や低水路中央部では，天端から1m位の所まで堆積しており，また床固めの下流にも相当流下していた。従って高さが計画河床高程度の低い床固めでも，流砂の捕捉能力すなわち上流河床を上昇させる力を有することが確認される。この意味においても，今までの解析方針がほぼ妥当であるといえるし，また高い床固めを必要としないことが分かる。

(iv) 図－70－1には，B地点に天端高T.P 5.00mの床固めて設けたⅡ13の実験ケースである。この場合にも床固め下流へ運ばれた砂量はごく僅かであった。そして実験時間が足りなかったためか，砂は8K6より上流の右岸寄りに厚く堆積し，ピアーと床固めの中間の堆積は僅かであった。砂が下流へ流された形跡がないから，も少し実験時間をとれば，床固め天端近くまでの堆積が見込めるのではないかと考えている。この時の実験後の河床の写真を写真－14に示す。

(v) 図－71－1は実験Ⅱ19B地点床固めで天端高T.P 6.00mの場合の実験結果である。この場合には，給砂した砂は，実験終了時においても，8.65Kまでしか到達せずそれより下流は掃流力不足のため砂が流れてこない。この時の写真を写真－15に示す。砂は8.65Kからは砂連の進み方と同じ方法で下流に流されてくるが，その速度は微々たるものである。現状断面での実験（Ⅱ1，図－67－1）でも，ピアー付近を流砂は通過する。B地点にT.P 6.00mの床固めを作ると，その上流の河床高を上げすぎる恐れがあるから，T.P 6.00mの床固めは高すぎることと思われる。

(vi) 図－７２－１は実験№２２，Ｂ地点，高さT.P 4.00mの場合の実験結果である。この時の写真は，写真－１６に示すように，この低い床固めは完全に満杯状態となり，砂の堆積状況は，№６や№１３の実験結果と少し違って，低水路中央部の堆積が少なく，その両端付近が多い。どちらかといえば，現状の実験№１の結果に近い堆積状態である。

以上をまとめると次のような事がいえるであろう。

(i) 床固めを設けた場合には，その設置位置や天端高に拘らず，床固めによる流砂捕捉能力は，現状の場合よりも大きくなる。もちろん計画断面の場合より大きい。そして低水路河床の上昇すなわち床固め上流の河床低下を，ある区間内で，防止することができる。換言すれば床固め上流の構造物に対して河床変動から保護する役目を十分に果すようである。

(ii) 一連の写真を見ても分かるように，T.P 4.00mあるいはT.P 5.00mのどの実験でも，低水路の最深部の河床を上昇させることはできるが，左岸側のピアーに対しては，床固め効果（河床保護）は少ない。

(iii) 第３節に示した河床変動を部分的に食い止めることが可能であろう。

(iv) Ａ地点とＢ地点とでは，この実験時間内では，Ａ地点の床固めの方が流砂捕捉力が大きかった。というより同一の４時間の実験時間後では，Ａ地点の床固めには天端近くまで堆積があったのに対し，Ｂ地点の床固めには堆積量が格段と少なかった。例えば№６と№13の実験を比較すれば分かる。しかし実験時間をも少し長くとった実験を行なっていないので，詳細は不明である。Ａ地点で早く貯まり，Ｂ地点で遅いというのは，距離の差以外には考えられない。またＡ地点とＢ地点とで，床固め上流の堆砂勾配に差があるとの理論的展開は困難である。

(v) 床固め天端が高ければ高いほど，流砂を捕捉する率がよくなる。しかし前述のように，最終的な床固め上流の平衡河床縦断勾配は解析結果からみる限り同一である。従って床固めは，どんな高さでも流砂を捕捉することを認めることができたと考えられる。よって最適な床固めは，平衡河床状態における水位から来る制約で決めて差し支えないものと思われる。

(6) 水位縦断図よりの検討

実験結果に現れた重要と思われる事柄を箇条書きにしてみよう。

(i) 流量が大きいと左右岸に，特に床固め上流が現状河床の場合に，大きい水位差が現われる。これは流量集中のせいであり，図－６４にも現われている。流量が少ない時には，左右がほぼ等しい水位を示す。

(ii) 最高河床の場合，№９では左右岸に水位差ができ，№１６では少しであり，№２３では非常に小さい。この理由は横断水位測定結果の項で述べた通りである。

(iii) Ａ地点の床固めでは流量の大きい場合はすべて，８Ｋ６～８Ｋ５間に大きい水面勾配が

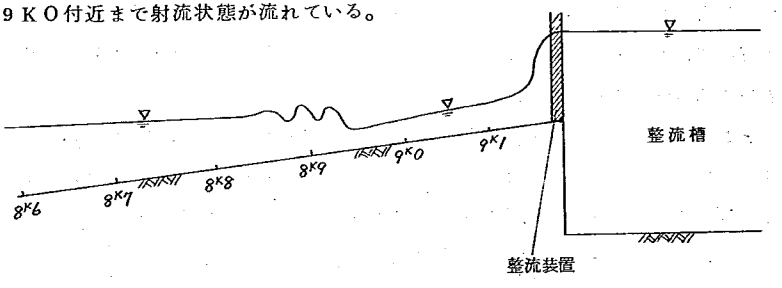
できる。これは鉄道橋ピアーにより上流水位が堰上げられるためであろう。しかしB地点床固めの場合，現状河床では，ピアー堰上げの影響はでていないようであり，最高河床の時のみ，ピアー堰上げのための大きい水面勾配が８Ｋ６～８Ｋ５間に現われている。

(iv) 図－６５－３は，８Ｋ４地点で，現状における水位すなわち昭和４１年度実験水位に合わせておいて，上流の水位を測定したものである。現状断面で7,000㎥/sでは，この区間でこのような水位縦断関係を示すものと考えられる。ただし上流９ＫＩ付近は，模型の上流端に近いため，水位が正しく現われていないものと考えている。

(v) 図－６５－４は，Ａ地点に天端高T.P 5.00mの床固めを設けた場合であるが，流量7,000㎥/sに対し，右岸水位はまったく図－６５－３の水位に復している。しかし左岸では前節で述べた通り，流速も遅く水位も低くなっている。これは流量の右岸集中を示すものである。

図－６５－５は，Ａ地点に天端高T.P 4.00mの床固めを設けた場合であるが，水位回復は悪く非常に急な水面勾配を呈している。これを図－６５－３の現状水位と比較すれば，８Ｋ５地点で約1.25m低くなっている。

(vi) 図－６５－６は，表－４１のＡ地点床固めT.P 4.00mの欄に示す最高河床高に模型を改造（写真－８参照）して実験を行なったものである。実験水位はその欄の計算水位よりかなり高く出ており，また８Ｋ８地点をピークとする山型（波型）の水面形をしている。この時の流れを見ていると，上流より射流状態で流れてきた流量は，８Ｋ９付近で跳水状の波面をつくっていた。これは模型の上流端に近いための次のような理由からであろう。下図に示すように，９Ｋ２断面が模型上流端で，９Ｋ２断面にある整流装置の上流側の整流槽内で水位が約２０cmほどダムアップされ，それが整流装置を通過して急に水面が下がり，９ＫＯ付近まで射流状態が流れている。



８Ｋ９断面では水深があるため跳水となるのであろう。このように模型の制約から，流量の大きい場合には，８Ｋ９付近まで実状とそぐわぬ流れであり，仕方がなかったと考えている。しかし流量が少ない場合には整流槽のダムアップ量が少ないのであまり問題とならない。

ところで８Ｋ９より上流の水位を無視することにしても，図－６５－５のように，床固

め上流に堆積を考えない場合には，7,000m^3/sの水位が計画高水位以下であるのに，将来の堆積を考えた場合には床固め上流の水位が計画高水位以上となる恐れが多分にあることを示していると考えられる。同様にA地点では，この天端高T.P 4.00mの床固めの例から推定されるように，図－65－4（No.5実験）で床固め上流を最高河床にすれば，7,000m^3/sの水位が計画高水位を大巾に上まわる実験結果を得るであろう。

将来の堆積高（最高河床縦断）の推定精度に，かなり問題があるとはいえ，あまり高い床固めを作ることは，将来計画高水位を上げることを余儀無くされる心配がある。

ところでA地点付近の計画河床高は，8K5断面と考えるとT.P 3,929mである。すなわち，計画河床高より1m高い床固め（天端高T.P 5.00m）では，その上流の河床が現状を保てば，水位は現状の流れと見かけ上何ら変わらない流れが得られる。しかし将来の河床上昇を見込めば，計画高水位を越える流れが予想される。

従ってA地点で床固めの天端高を決める手がかりは，T.P 4.00mの床固めが，その上流に十分土砂を堆積できるかどうかにかかっているものと考えられる。

(vii) 次にB地点（8K4断面の40m上流）に床固めを作った場合の水位縦断を，図－65－7以下に示す。流量が少ない場合には，床固めから8K8付近まで背水の影響が及んでいる。その上流は，上述の模型の制約があって確かなことはいえない。

(viii) 図－65－9は，B地点に天端高T.P 5.00mの床固めを作った場合の水位縦断図である。図－65－3に比べればまだ水位が低い。この場合も前と同様8K9付近より上流の水位には信頼性が乏しい。この床固めに天端まで土砂堆積があった場合を想定した最高河床の実験を図－65－12に示す。この場合にも，最高河床になると水位が上がって，計画高水位を約50cmほど越えるような結果を得る。そして表－41の中欄に示した計算水位よりも，8K5地点で約1m水位が高くなっている。これは床固め地点で，計算値以上に越流水深を必要とすることやまた鉄道橋ピアーの堰上げの効果によるものであろう。前者の理由ははっきりしない。

ところで図－65－14はB地点に天端向T.P 6.00mの床固めを作った場合であるが，8K5地点ですでに計画高水位を越えており，また8K5～8K6間で逆水面勾配をなしている。これは第5節で述べた例と同様である。従ってB地点で天端高T.P 6.00mは，水位だけの面からみても避けるべきであろう。

図－65－16は，B地点に天端高T.P 4.00mの床固めを設け，その上流は現状河床の場合の実験である。この時床固めによるによる水位堰上げ効果は非常に少なく，床固めのない場合つまり計画断面より，8K5地点で約0.70mの水位上昇を見ただけである。またこの床固め上流の河床を将来の推定平衡河床高（最高河床）にして7,000m^3/sの水位を測定したものが図－65－17である。この場合には，計画高水位にまだ0.3～0.4mの余裕がある。従ってB地点に設ける床固め天端高はT.P 4.00m～T.P 5.00mの中

間にすべきであろう。

以上によって水位縦断測定結果から，最高河床時にも7,000㎥／sの水位が計画高水位を越えないという条件から，床固め高を大体推定して見れば，A地点に設ける床固め高はT.P 5.00mでは高すぎほぼT.P 4.00m前後である。またB地点ではT.P 4.00～T.P 5.00mである。

第10節　最適床固め高の検討

以上の実験的研究によって，球磨川豊原地区計画断面に各種の床固めを設けた場合のいろいろな水理現象を推定した。流砂実験によって床固めの堆砂実験およびその他の効果についても確信を深めたと考える。なお流砂実験は実際の流砂能力（土研式による計算流砂量）以上に上流から給砂した実験であり，その結果床固め上流に実験用砂が堆積したものであるとも考えられるが，床固め無しの実験（すなわち計画断面での流砂実験）では，ピアー地点の河床にはとんど砂が残らなかったことから，本実験の給砂量は実験結果を見るのに妥当な量であったと考えている。したがって実験結果にもかなり信頼がおけるものと考えられる。

また以上の検討では床固めの位置や細部の形状の効果について，何らデーターを得ていない。したがってA地点のさらに10m下流に床固めを設けた場合はどうであろうか（実験以外の床固め天端高では）といった問題が生ずるかも知れないが，このような場合には他の実験結果から類推してよいと思われる。しかし本実験で採用したA地点（鉄道橋ピアー下流30m，ピアー軸に平行）およびB地点（8k4横断上流40m）はかなり実現性の大きい場所と考えられる。

ところで，それぞれの床固め天端高に応じた土砂現象は前節までの実験結果から，かなり詳細な推定が可能になったから，A地点およびB地点に床固めを設ける場合には，その天端高は主として水位の観点から決めればよかろう。そこで表－44（あるいは図－65）に示した右岸側水位を，流量7000㎥／sの場合にA地点床固め，B地点床固めのそれぞれについてまとめて比較すると，図－81および図－82－1，2のようになる。同図には現在の計画高水位，河道計画実施前の現在の断面に流量7000㎥／sが流れた場合の水位およびその他の資料をも同時にプロットして，床固め高と床固め上流の水位との関係を明瞭に比較できるようにした。

まず図－81および図－82より，A地点およびB地点の床固めのもっとも適当な天端高を推定することを考える。

図－81は，A地点に床固めを設けた場合の水位縦断図である。これによると天端高T.P. 5.00mの床固めを設けるとその水位（△印）は現在とまったく同じ水位に復することが知ら

れる。しかし天端高T.P.4.000mの床固めでは，その水位（□印）が現在の流れに比してまだ低い。T.P.4.000mの床固めの上流を最高河床の状態にすると，その水位（■印）は床固めの近くでは以前と同じであるが，8k7断面附近から離れてかなり高くなり計画高水位を越えるようになる。したがって実験は行なってはいないが，天端高T.P.5.000mの床固めでは，その上流が最高河床となった場合には，水位が計画高水位をはるかに上まわることになろう。結局床固め上流が堆積した後の水位を考えると，現在の水面形に完全に復させるようなT.P.5.000mの高い床固めを作ることは無理である。しかしT.P.4.000mの床固めでは水位回復量が不足するので，図－81より視察によってTP4.50m程度（TP4.30mでもTP4.60mでもよいという意味）の床固めが適当であるように思われる。このような天端高をもった床固めでは水位を現在の流れに完全に戻すことが恐らく困難であるから，計画断面の場合より相当緩和されている筈とはいえ，図－52に示すような河床変動を受けることになろう。なお図－65－1－17に示したように，この区間の流れの一部に計算上射流が現われて不等流計算の精度が落ち，実験水位と不等流計算水位とがあまりよく一致しない。模型の粗度は恐らく原因とはなっていないであろう。計算区間に射流が現れる場合には，支配断面の位置を計算で求めた後不等流計算を行なえば，今までより良い計算値が得られることになるが，面倒な計算となり計算精度向上にも問題がある。このような訳で実験した以外の高さの床固めでの水位を求めるのが難しく，例えば天端高TP4.50mの床固めでは他の実験結果から内外挿して求めざるを得ない。またこの時最高河床状態における水位縦断は恐らく計画高水位を越えてしまうであろう。しかし等流計算（平衡河床計算・表－41）の計算精度があまり良くないので，計画高水位改訂等の問題は，床固め設置後の上流の河床変動の調査結果を見てからのことになろう。なお，TP5.000m程度の高い床固めは，機能としては優れたものを持っが，上流の計画高水位と下流の水叩きに問題がある。

図－82－1はB地点に4種類の高さをもった床固めを設けた場合の水位縦断図を示す。この場合には天端高TP5.000mあるいはTP6.000mの床固めを設けてやれば，現在の水面形にほぼ近い水面形を得ることができることが分かる。TP4.000mの場合には水位が相当低い。またTP6.715mの床固めでは，床固めのすぐ上流で水位が急激に逆勾配で上昇しているが，それより上流ではTP5.000mやTP6.000mの場合とほぼ同程度の水位となっている。TP4.000mとTP5.000mの床固めでの水位差は他のいずれの場合より大きい。すなわち天端高を僅かにあげた場合に，上流の水位が上がる効果が著しい。逆に天端高がTP5.000m以上の場合には，天端高の影響は僅かである。TP4.000mとTP5.000mの両者で水位差が大きいのは，河床高の差が1mあることと，フルード数が大きくて不安定な流れであることが原因となっていると思われる。

以上図－82－1,2を合わせて考えると，B地点ではTP4.50m～TP5.000m程度の天端高をもつ床固めが必要であるように見うけられる。この場合にも平衡河床状態になるまでの

河床変動と計画高水位に問題があることは，A地点の例と同様である。

以上でA地点およびB地点に必要な床固めの天端高を大体推定できたと考える。この時問題になるのは前述のように，床固め上流が平衡河床状態となるまでに受ける河床変動量と上流の計画高水位とである。前者の程度はまだはっきりとは分からないまでも，水位を現在の流れに近づけた効果として，計画断面のような河床変動は幾分軽減されるものと予想される。またその時間的余裕が今後の対策を考える際に好都合となろう。なお図－５２に示した河床変動計算例では，下流端水位の低い場合と高い場合とを比較してあるが，下流端水位の影響が上流で消失している。したがって下流端水位の影響範囲内の河床変動量の差を見ることはできるが，その範囲外ではまったく同じ河床変動を示している筈である。図－８１や８２に示す例では下流端水位がほぼ全区間に影響をおよぼしているから，図－５２は今の場合の明確な判断の資料となり得ない。

ともあれ，計画断面に上述のような天端高の床固めを作った場合には，計画断面より水面勾配は緩和され河床変動も少なくなるとはいえ，平衡状態になるまでのある期間，床固め上流は，河床変動にさらされることになる。このような場合にも十分河床変動を押える，あるいは危険のない程度に押える方法は今のところ見当らず，非常に難しいであろう。したがって床固めと他の河床変動防止工法を適当に併用するような事態となることもあり得る。

第11節　結　　論

本章では豊原地区の河道計画断面において，河道計画上の１つの重要な問題点である鉄道橋附近の急勾配水面形について，その問題とするところを明らかにし，またその解決方法を提案した。最後の第１０節最適床固め天端高の検討では，流れが射流に近いものであり，通常の解析法による我々の接近は，強固に拒まれ続けたため検討が不備の感が深い。ところで本章において明らかとなったことをケ条書きにすると次のようであろう。

(1) 豊原地区河道計画断面では，８ｋ２～８ｋ８間に非常な急水面勾配を生ずる。これは下流断面の掘削による疎通能力急増が原因である。

(2) 上のような水面形をした水路では，定性的に，水面の折れ曲がった点付近すなわち現地でいえば８ｋ８断面付近から急激な洗掘を受け始める。その洗掘は上流方向へ進み，その伝達速度（仮称）は下流方向へ進むものよりはるかに大で，しかも影響が大きいものと考えられる。したがってその上流の旧遙拝堰や新遙拝堰等の基礎を危うくする恐れがある。鉄道橋ピアー付近はむしろ河床変動の比較的少ない地点となる。ただし実際の河床変動の時間縮尺や河床変動量あるいは平衡河床高といったものは，今のところ明らかでない。

(3) 河床変動を極力押さえるには床固めを設置するのがよい。

(4) 本実験範囲では，床固めの水位堰上げ能力や貯砂能力については，それぞれの床固め天端高に応じた効果が確実に見られる。

(5) 現状河床に床固めを作った場合には，A地点ではＴＰ5.００m，B地点ではＴＰ5.００m～6.００mのそれぞれの天端高をもった床固めを設置すれば，現在の流れに完全に復させることができる。

(6) 床固め上流の将来の河床上昇，したがって水位の上昇を考えると，現在の水位にまで完全にに戻すような天端高の高い床固めを作ることは無理である。

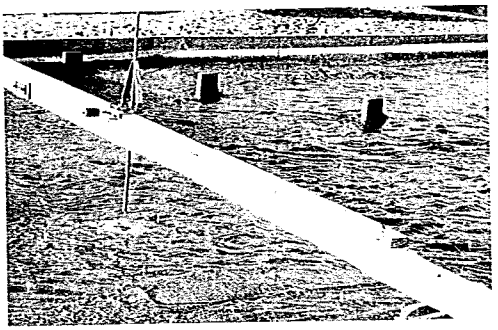
(7) 計画高水位をできるだけ上げないようにした場合に必要な床固め天端高は，A地点ではＴＰ4.００m～4.５０m（計画河床高は８ｋ５でＴＰ3.９２９m），B地点ではＴＰ4.５０m～5.００m（計画河床高は８ｋ４でＴＰ3.７１５m）程度となる。ただしこの場合，床固め上流の河床変動に問題がある。

(8) 計画高水位を上げることを前提にすれば，A地点でＴＰ5.００m，B地点でもＴＰ5.００m程度の床固めは可能となる。これらの場合には床固め上流の河床は堆積性で，洗掘を受ける場所は非常に少ないものとなろう。

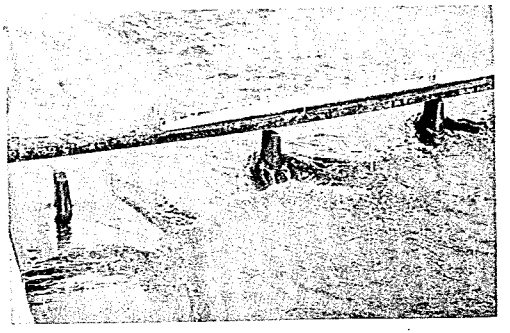
(9) 7.と8.とでどちらを適当とするかは，経済性および経済効果の観点からの考察が必要となろう。

(10) A地点とB地点とでは，床固めとしての効果は同様であり，致命的な欠陥は見いだせないから，床固め高の低くて済むA地点（床固め延長はB地点の方が僅かに短かい）の方が経済的なものとなろう。ただし鉄道橋ピアーに接近させすぎて，ピアーと床固めとの中間でむやみに擾乱を与えることがないようにせねばならない。

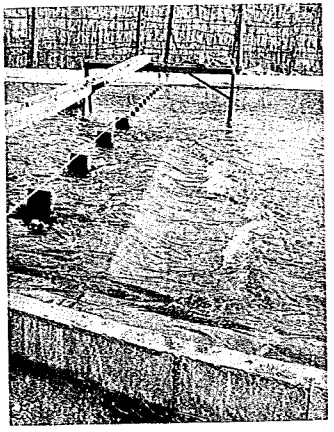
(11) A地点，B地点とも床固めの細部の形状（例えば護岸との接続部分の形状や土砂吐き部の切欠等）については実験を行なっていないが，従来の経験を尊重すべきことはもちろんである。



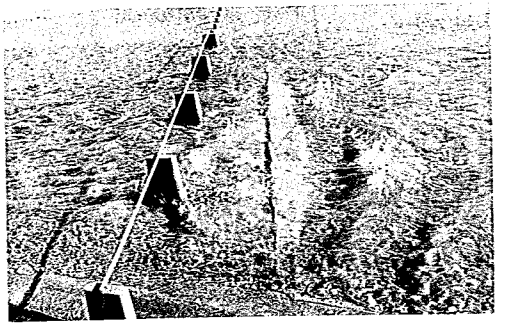
↑写真－1



写真－2

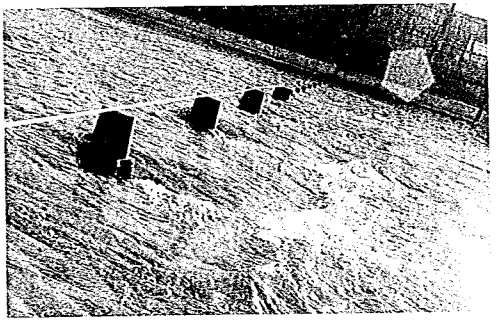


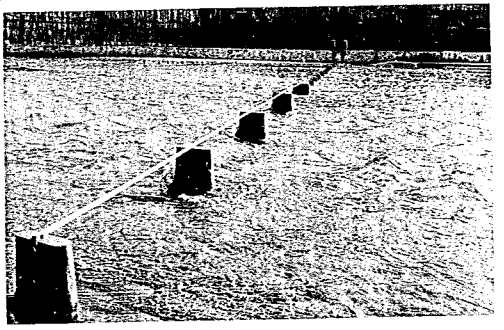
写真－3



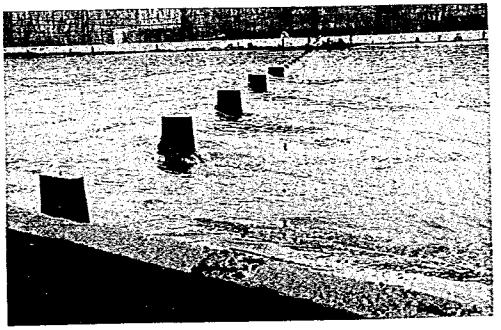
写真－4

写真－5↓

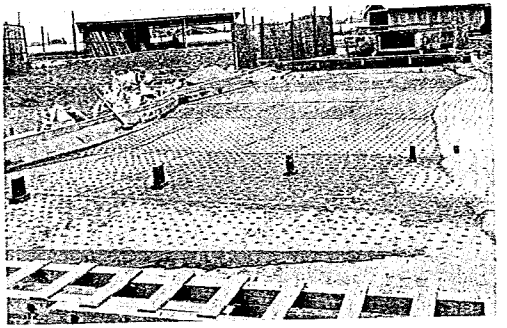




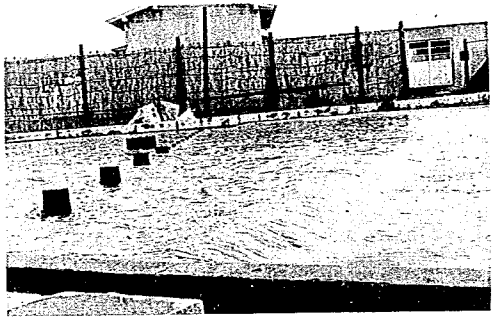
写真－6



写真－7



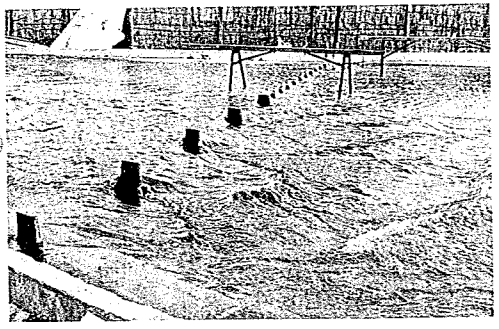
写真－8



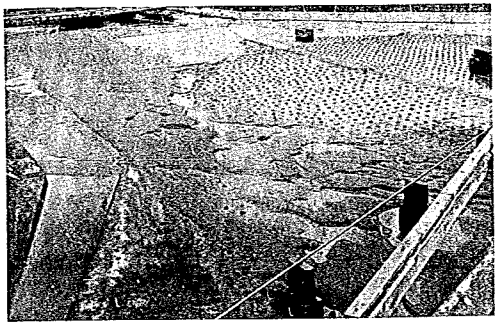
写真－ 9



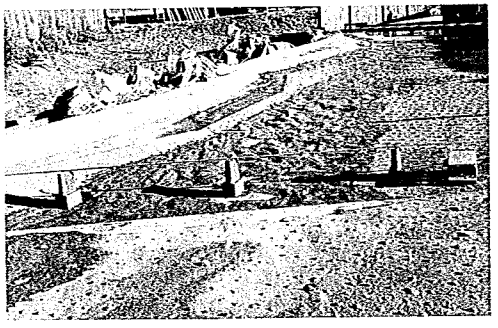
写真－ 10



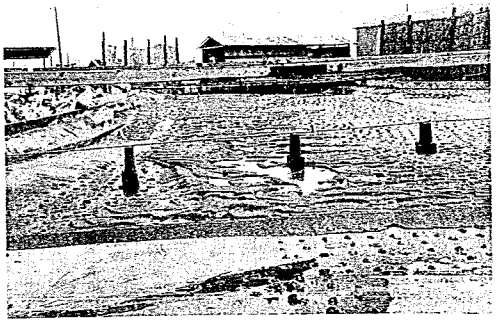
写真－ 11



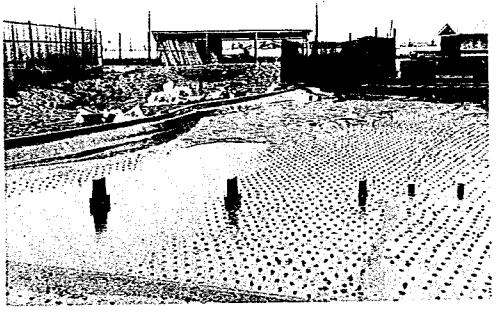
写真－ 12



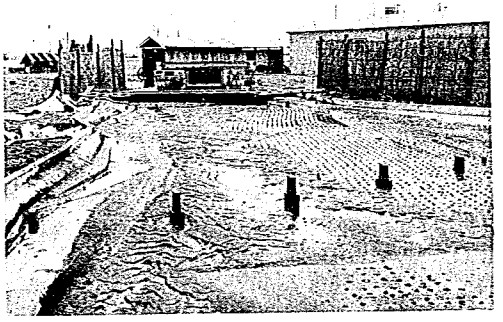
写真－ 13



写真－ 14

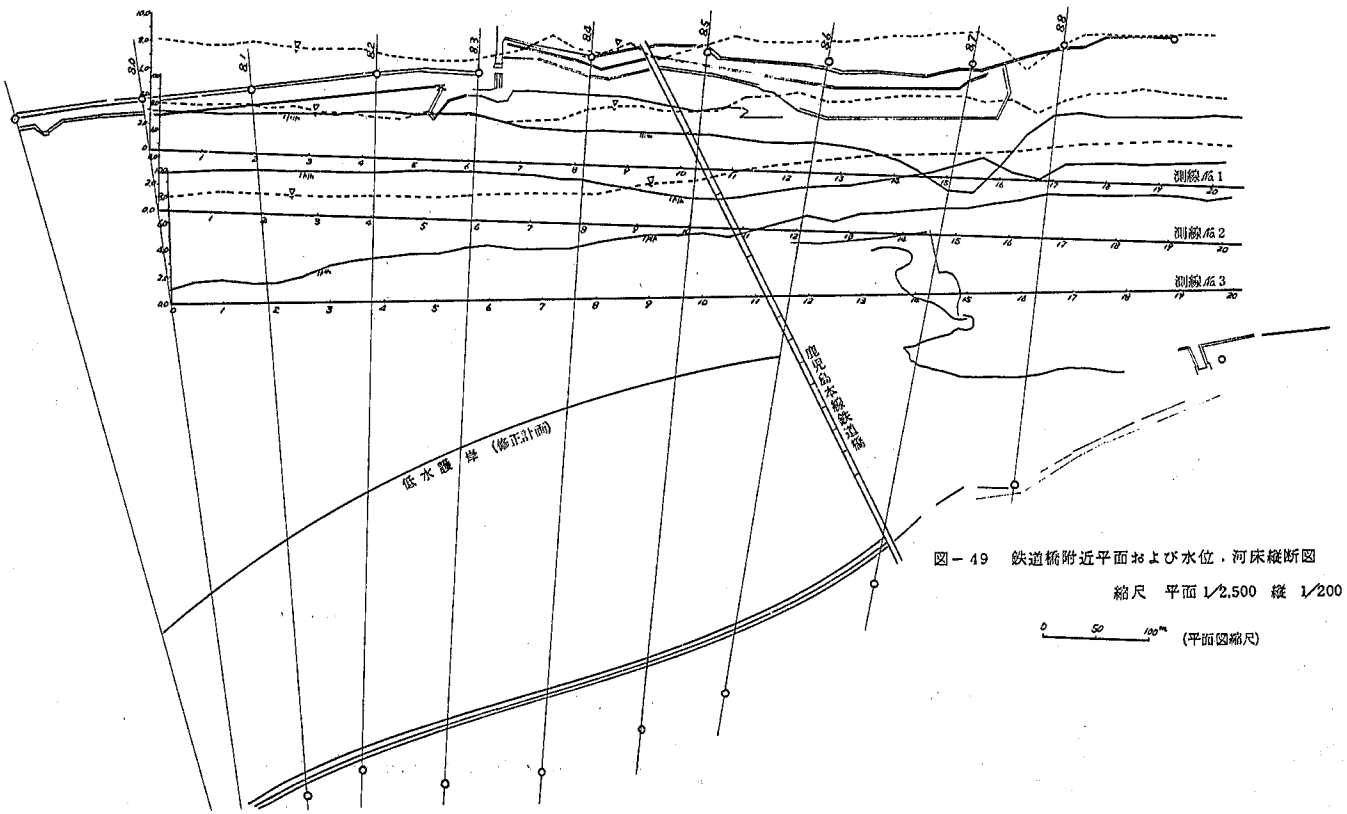


写真－ 15



写真－ 16

図－４８　球磨川盆原地区模型平面図

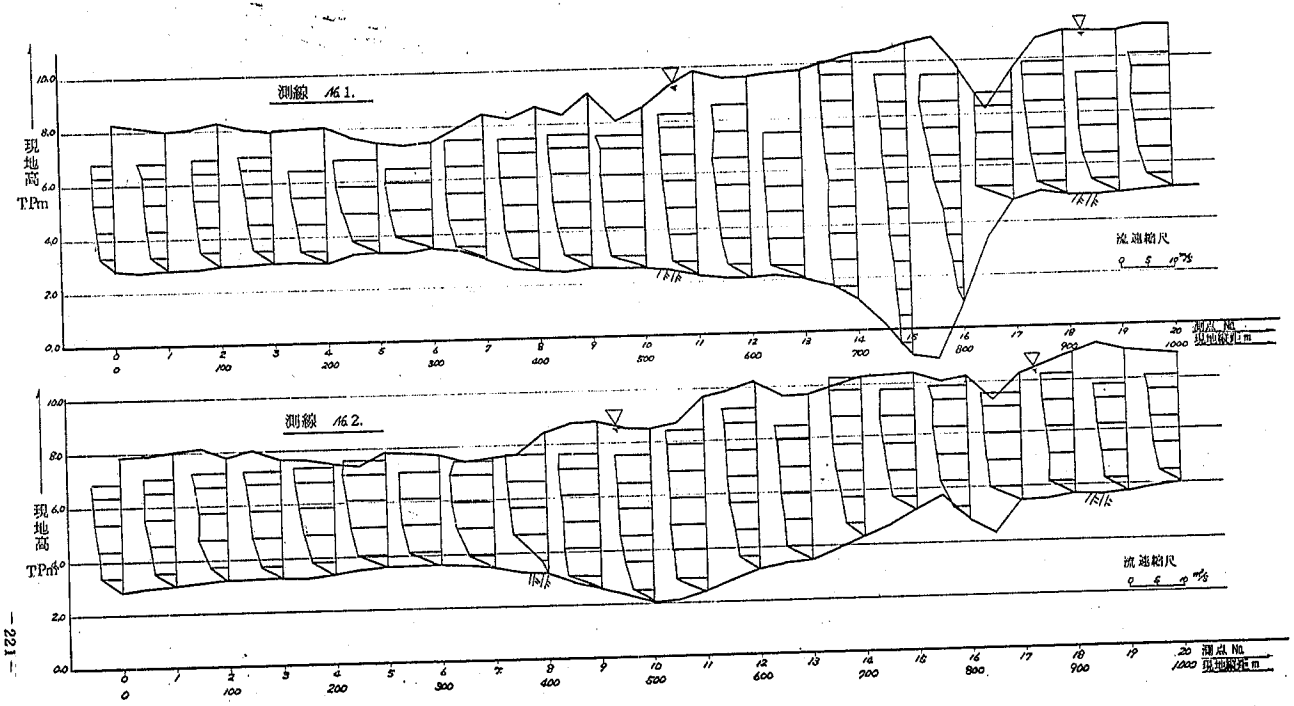


図－49　鉄道橋附近平面および水位，河床縦断図

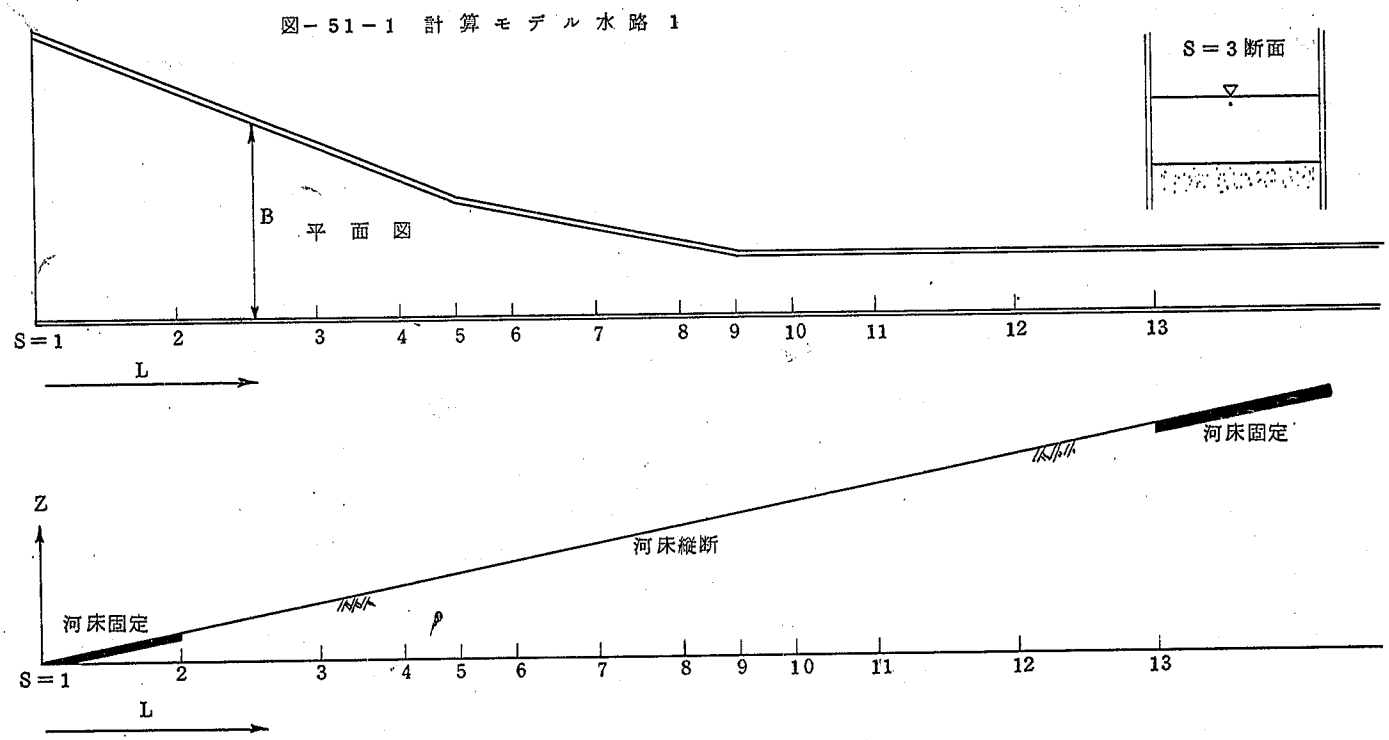
縮尺　平面 1/2,500　縦 1/200

0　50　100m　（平面図縮尺）

図－50　流　速　分　布　図

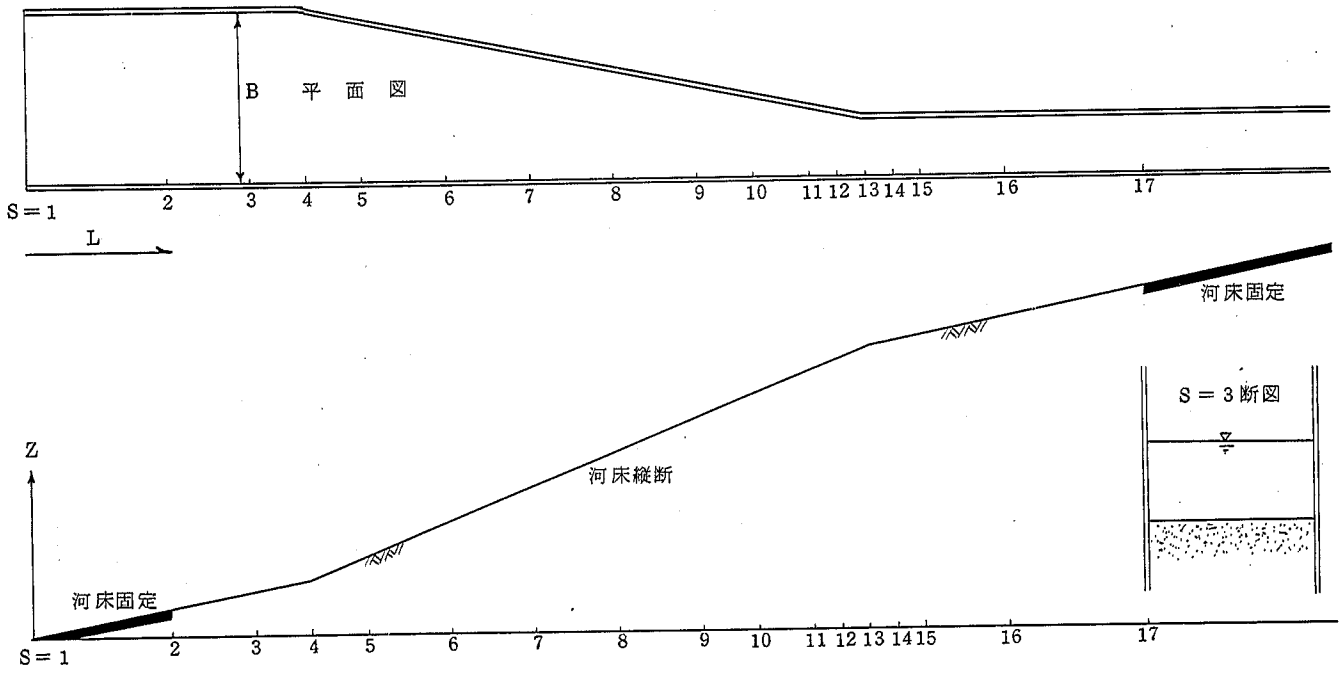

測線 No.1.
現地高 TPm
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0.0
流速縮尺
0 5 10 m/s
測点 No.
現地線距離 m
測線 No.2.
現地高 TPm
流速縮尺
0 5 10 m/s
測点 No.
現地線距離 m

図－51－1　計算モデル水路 1



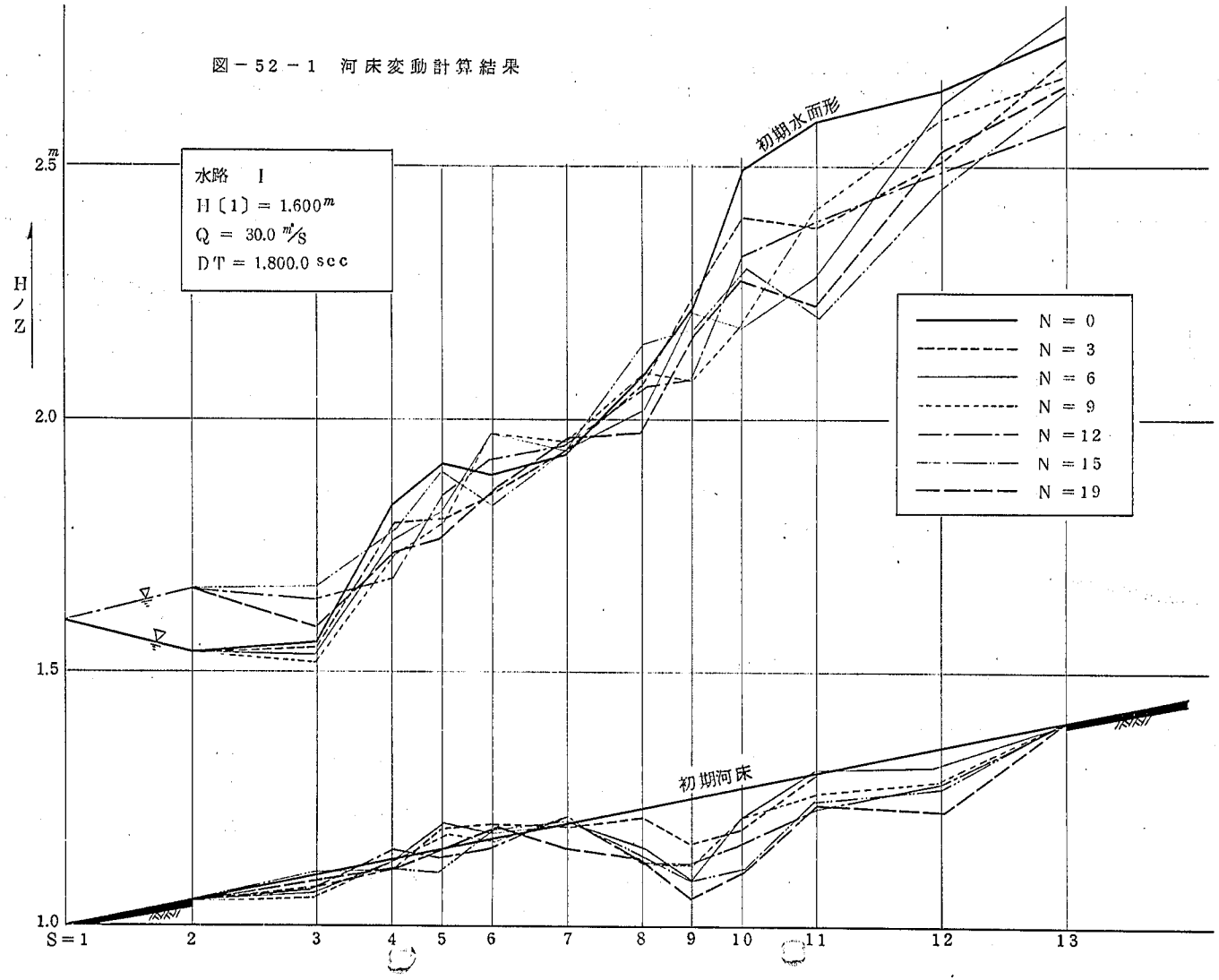
断面 S	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
水路巾 Bm	50	40	30	24	20	18	15	12	10	10	10	10	10
河床高 Zm	1,000	1,050	1,100	1,130	1,150	1,170	1,200	1,230	1,250	1,270	1,300	1,350	1,400
累加距離 m	0	50	100	130	150	170	200	230	250	270	300	350	400

図－51－2　計算モデル水路 Ⅱ

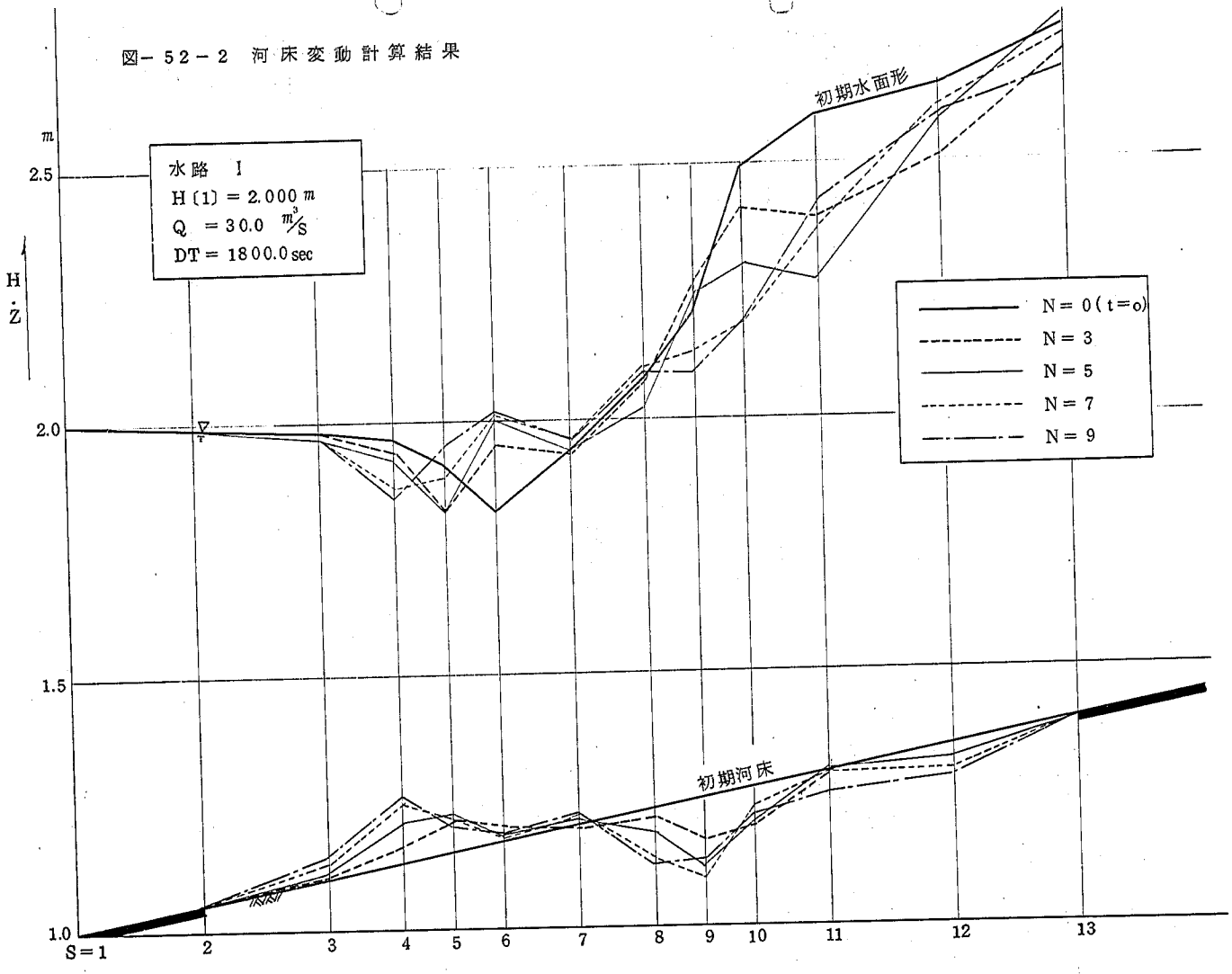


断面 S	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
水路巾 Bm	30	30	30	30	28	25	22	19	16	14	12	11	10	10	10	10	10
河床高 Zm	1,000	1,050	1,080	1,100	1,140	1,200	1,260	1,320	1,380	1,420	1,460	1,480	1,500	1,510	1,520	1,550	1,600
累加距離 m	0	50	80	100	120	150	180	210	240	260	280	290	300	310	320	350	400

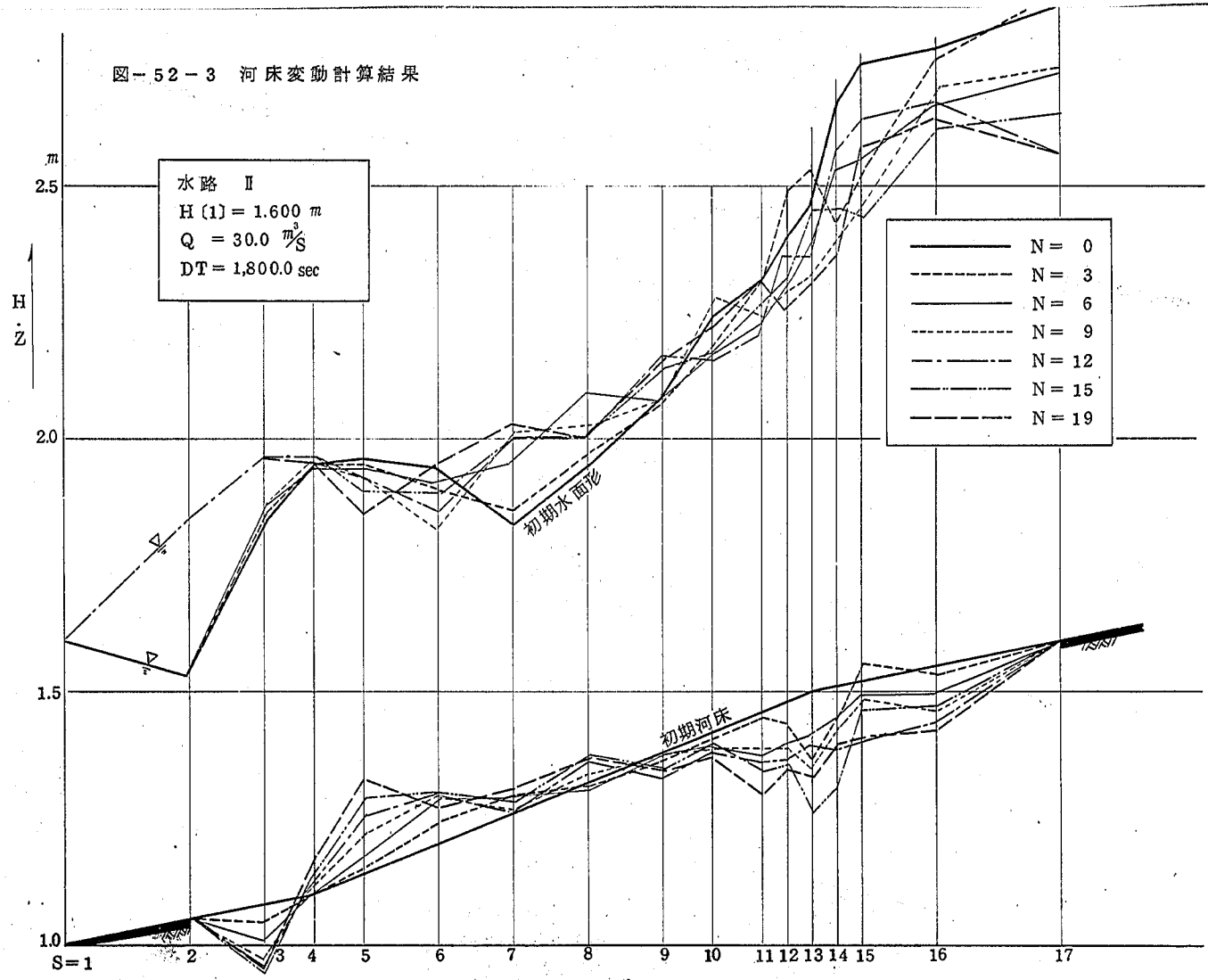
図－52－1　河床変動計算結果



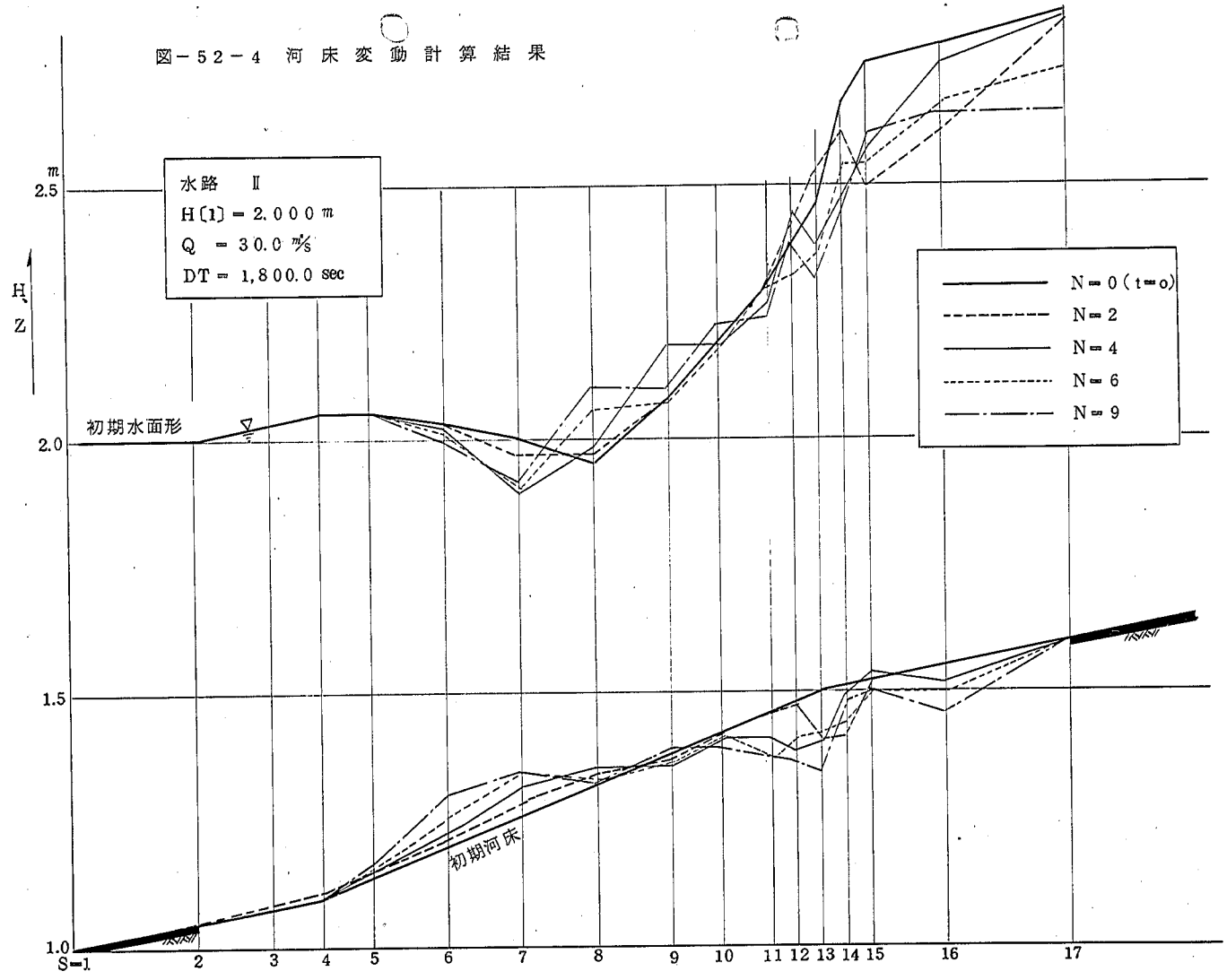
図－52－2　河床変動計算結果



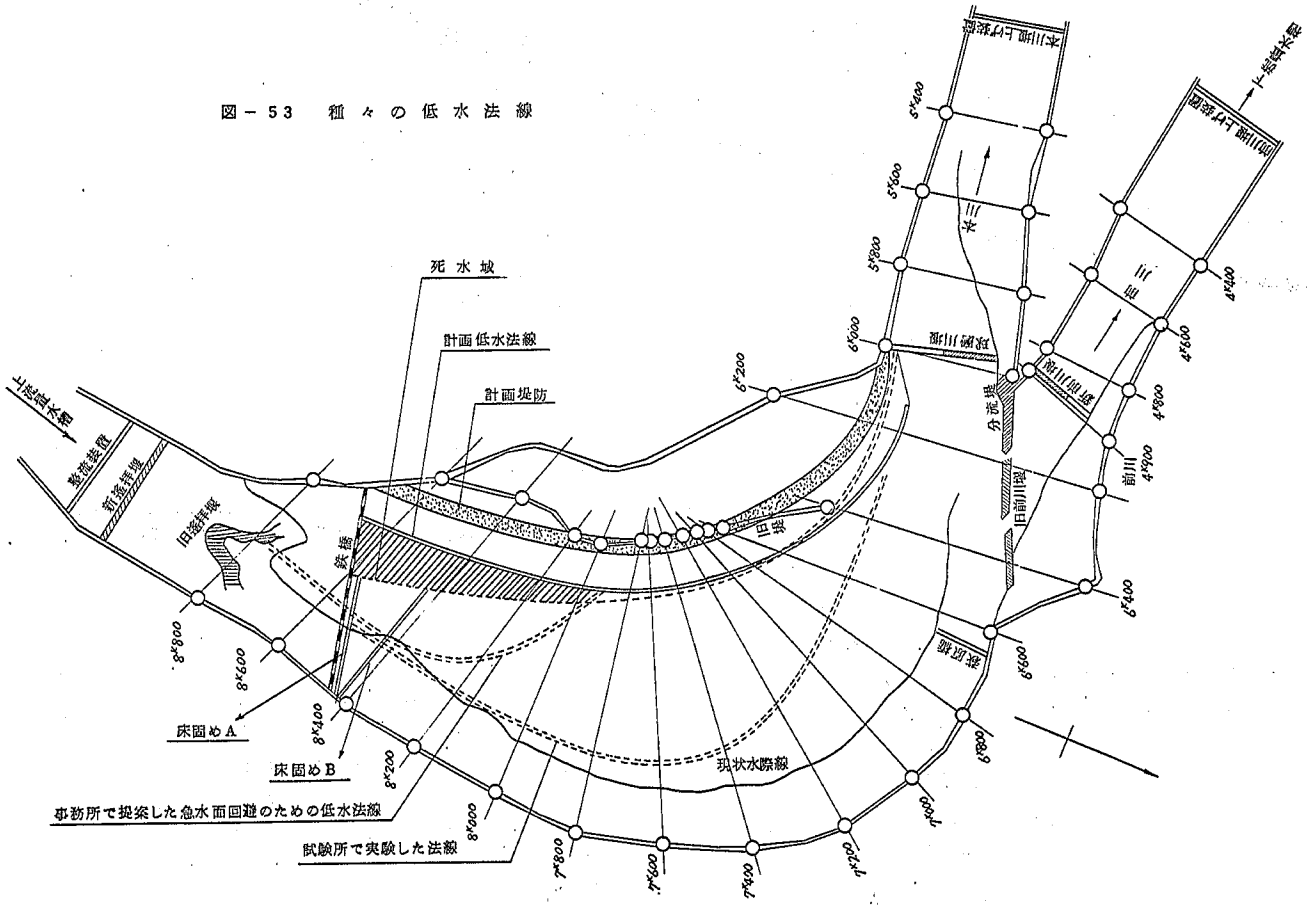
図－52－3　河床変動計算結果



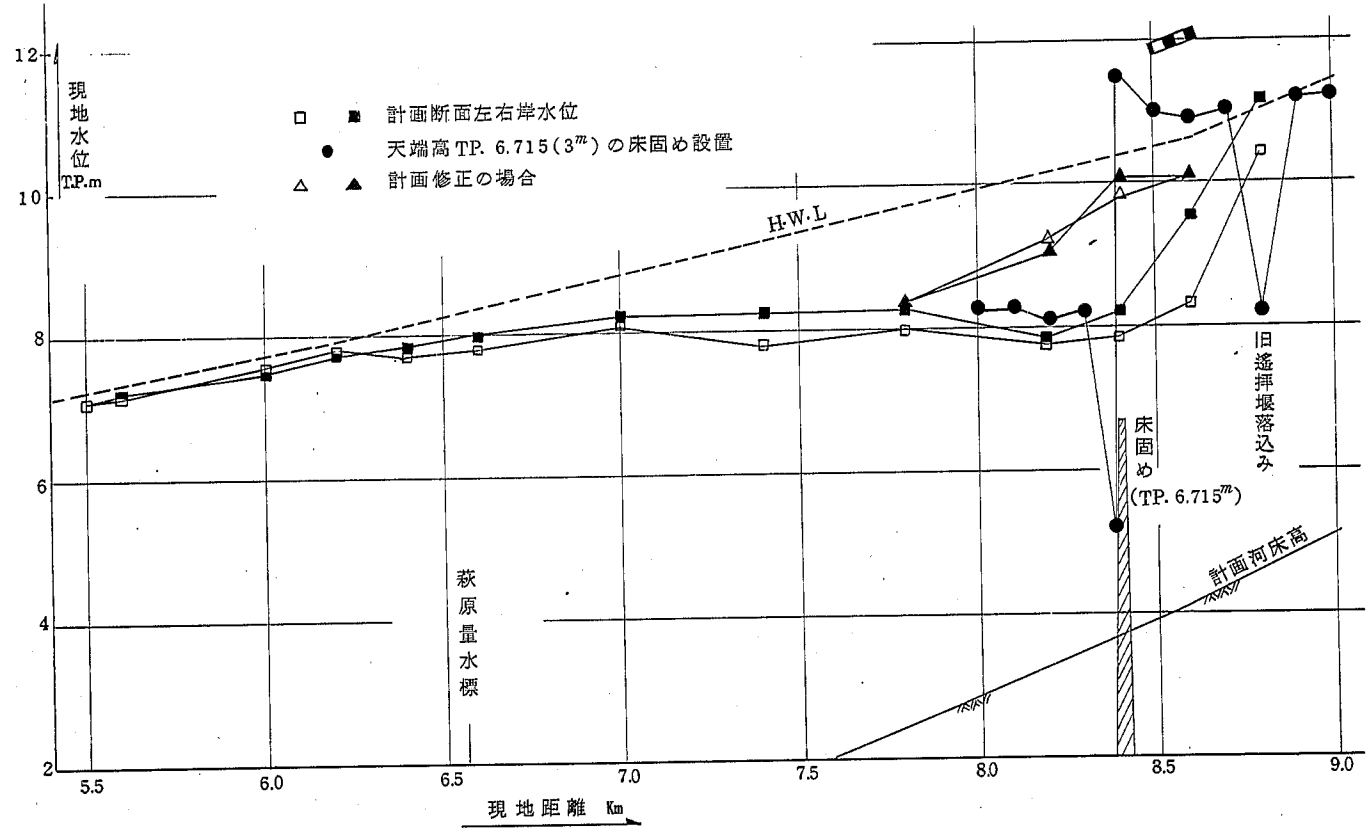
図－52－4　河床変動計算結果



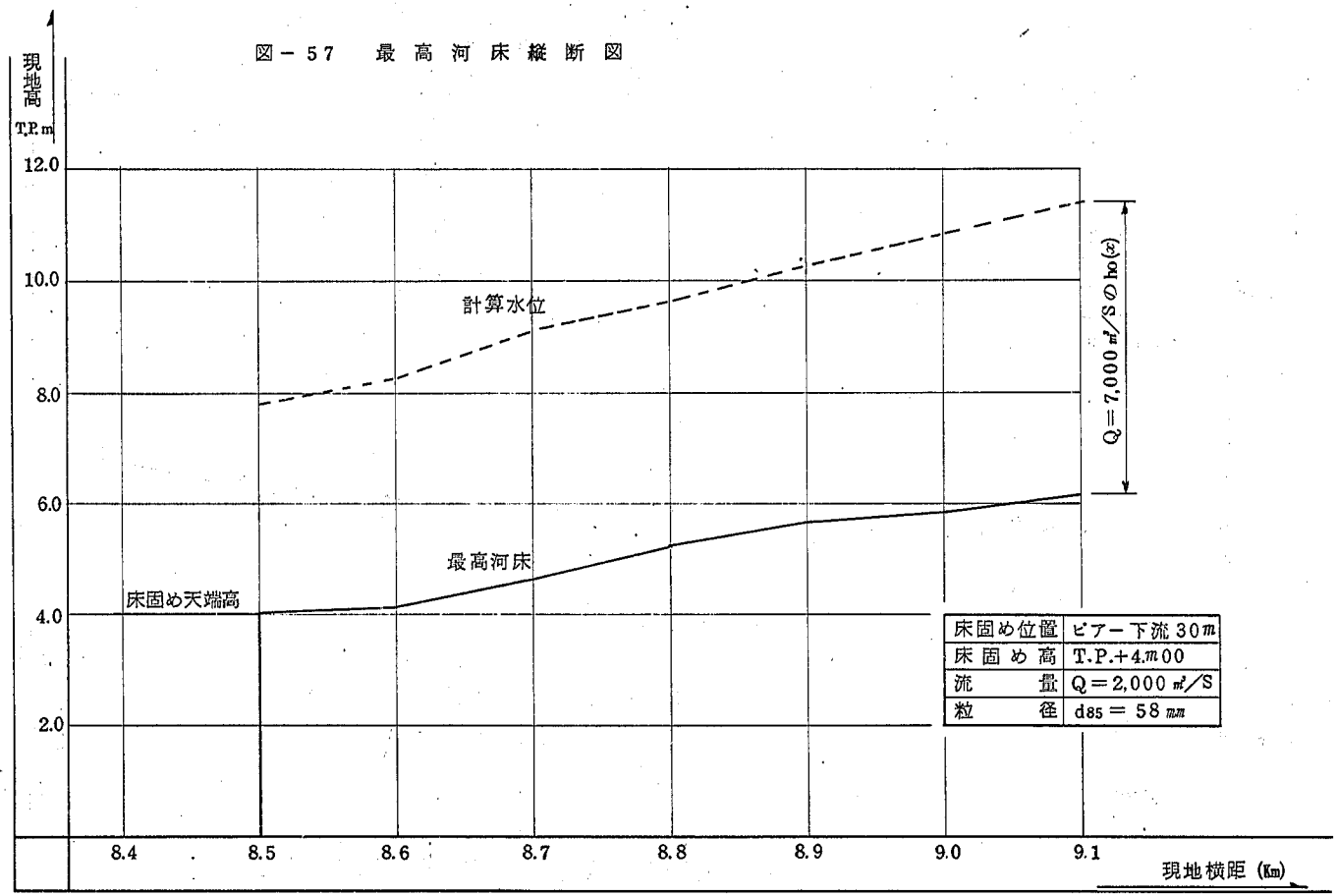
図－53　種々の低水法線


死水域
計画低水法線
計画堤防
床固めA
床固めB
事務所で提案した急水面回避のための低水法線
試験所で実験した法線
現状水際線
旧堤
鉄道
旧堤防
前川
分流堤
旧前川堤
高川堤
本川堤
6k200
7k000
7k400
7k800
8k000
8k200
8k400
8k600
8k800
6k000
6k400
6k600
6k800
4k600
4k800
4k900
5k000
5k200
5k400
5k600

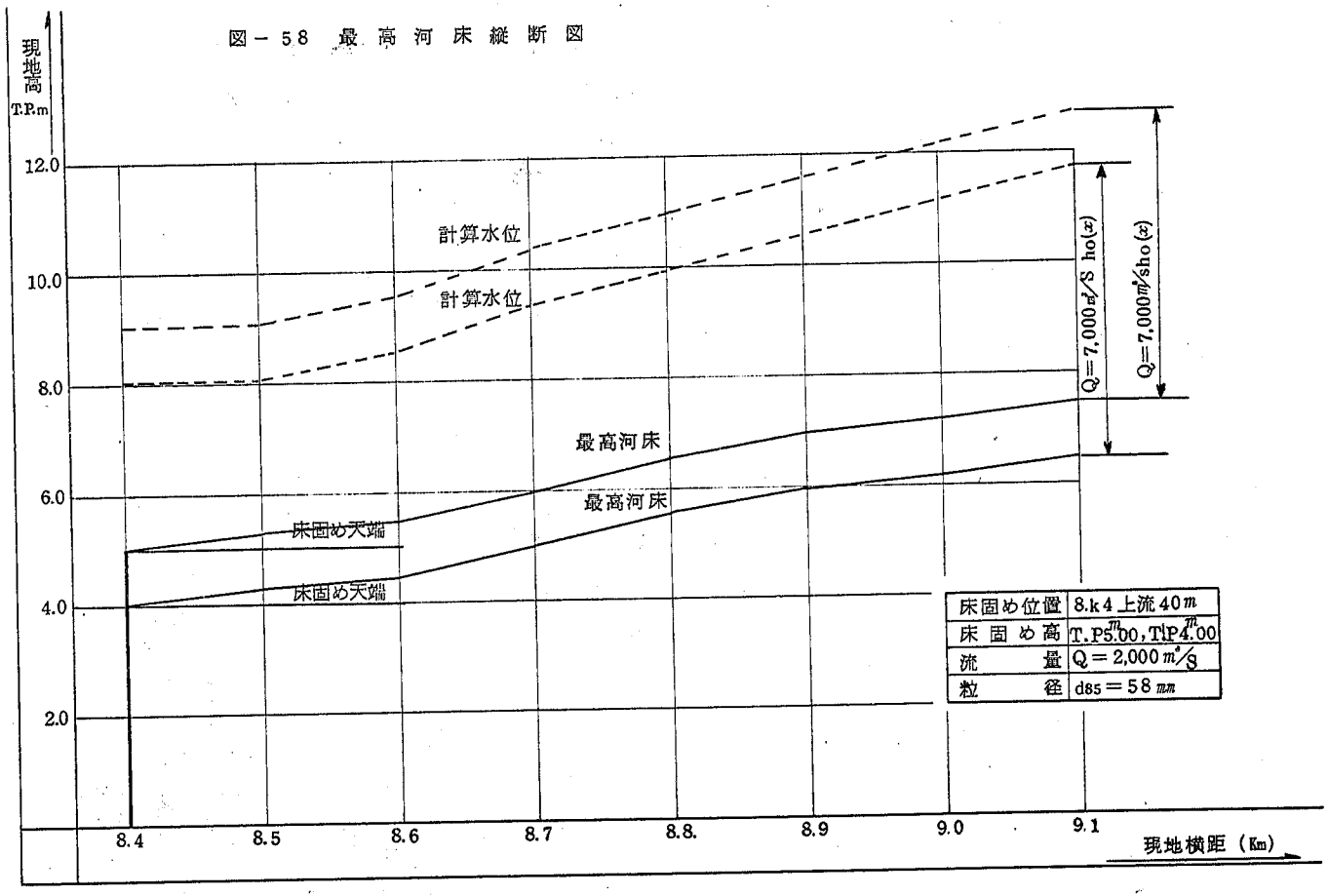
図－５４　球磨川本川水位縦断図　Q＝7,000 m³/s



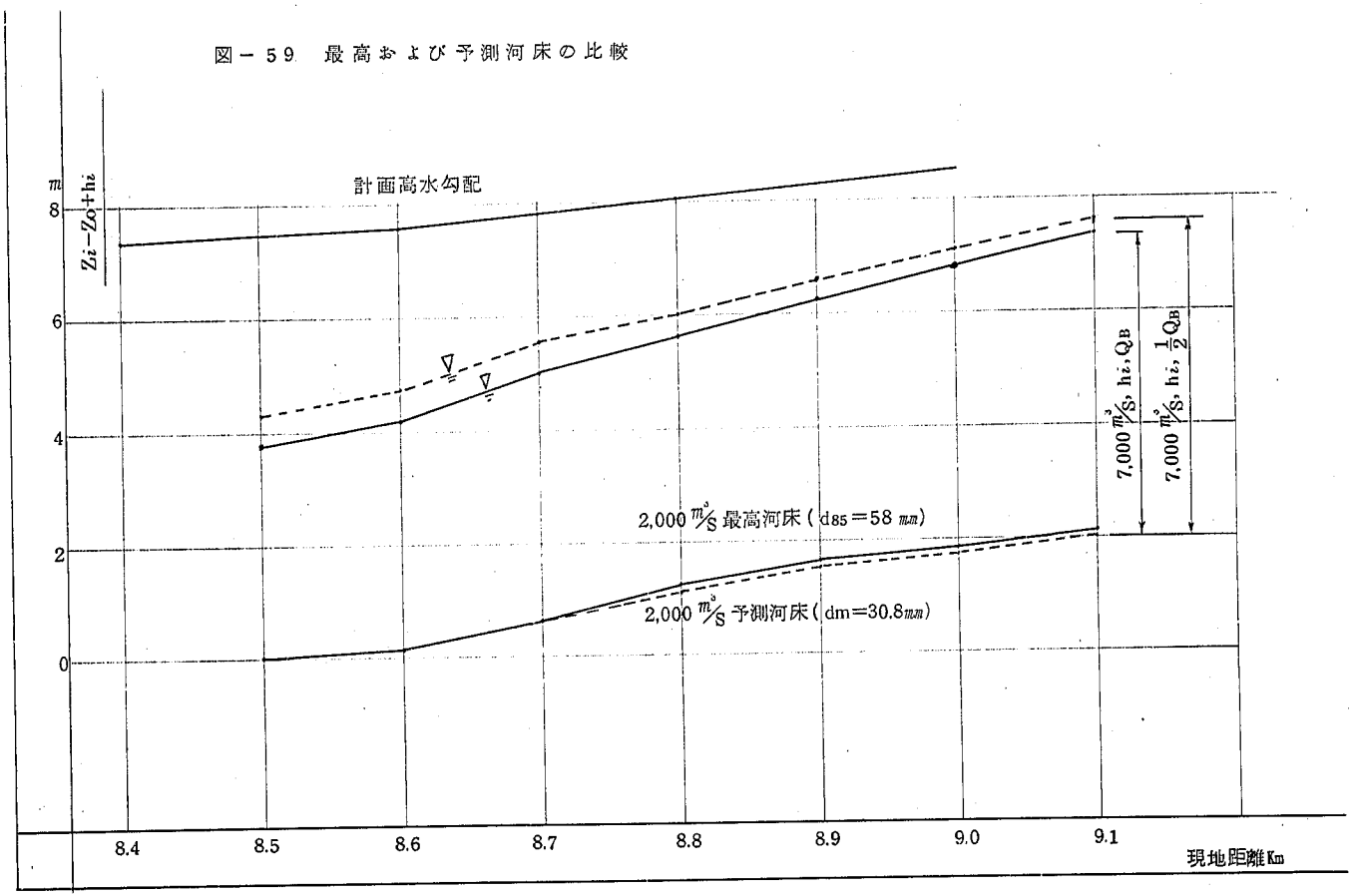
図－57　最高河床縦断図


現地高
T.P.m
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
計算水位
最高河床
床固め天端高
Q＝7,000㎥/S∅ho(x)
床固め位置　ピアー下流30m
床固め高　T.P.+4.m00
流量　Q＝2,000㎥/S
粒径　d85＝58㎜
8.4
8.5
8.6
8.7
8.8
8.9
9.0
9.1
現地横距（Km）

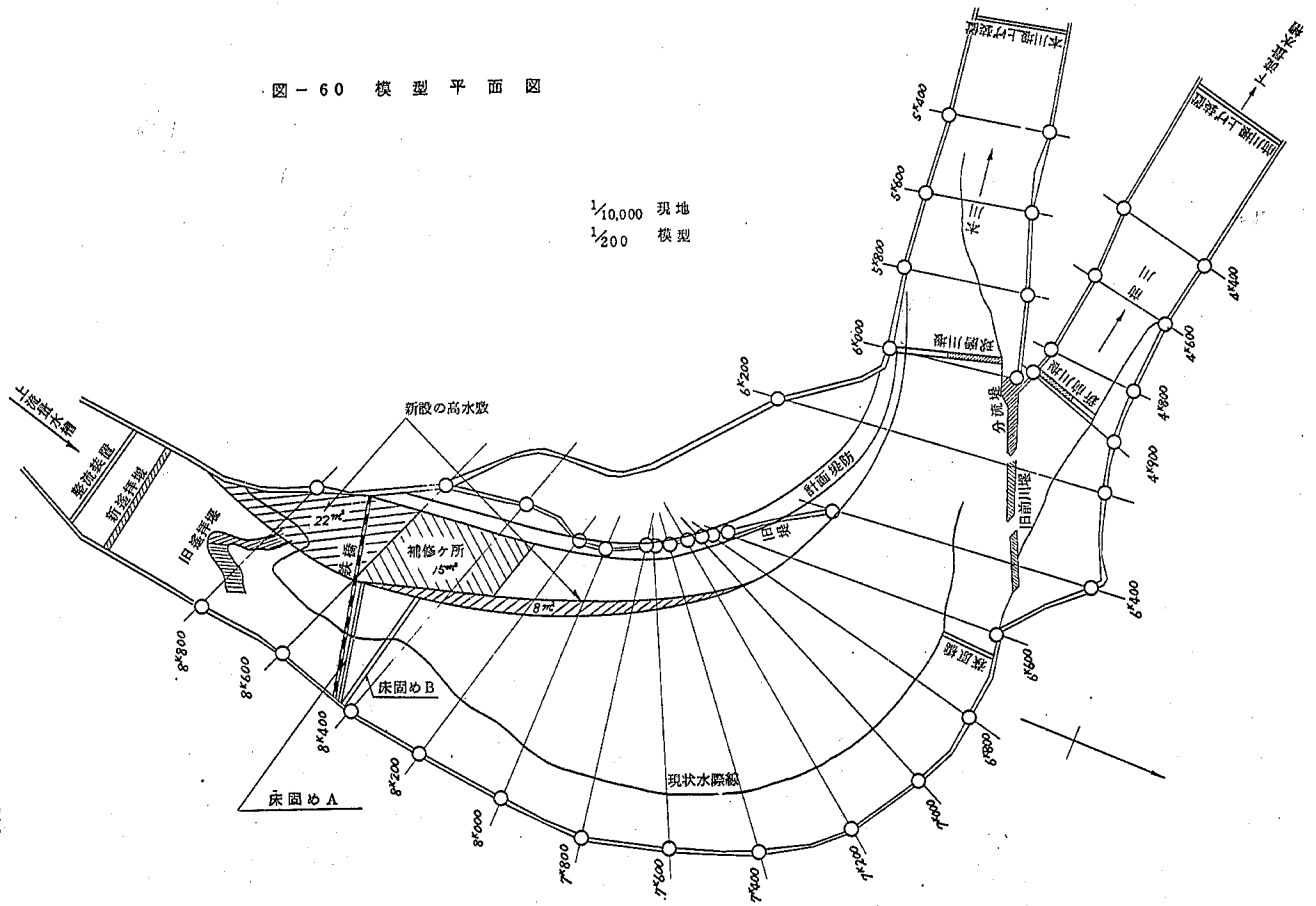
図－58　最高河床縦断図


現地高
T.P.m
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
計算水位
計算水位
最高河床
最高河床
床固め天端
床固め天端
Q＝7,000㎥/S ho(x)
Q＝7,000㎥/sho(x)
床固め位置　8.k4 上流 40m
床固め高　T.P5.00m, TP4.00m
流量　Q＝2,000 m³/S
粒径　d85＝58 mm
8.4
8.5
8.6
8.7
8.8.
8.9
9.0
9.1
現地横距（Km）

図－59　最高および予測河床の比較



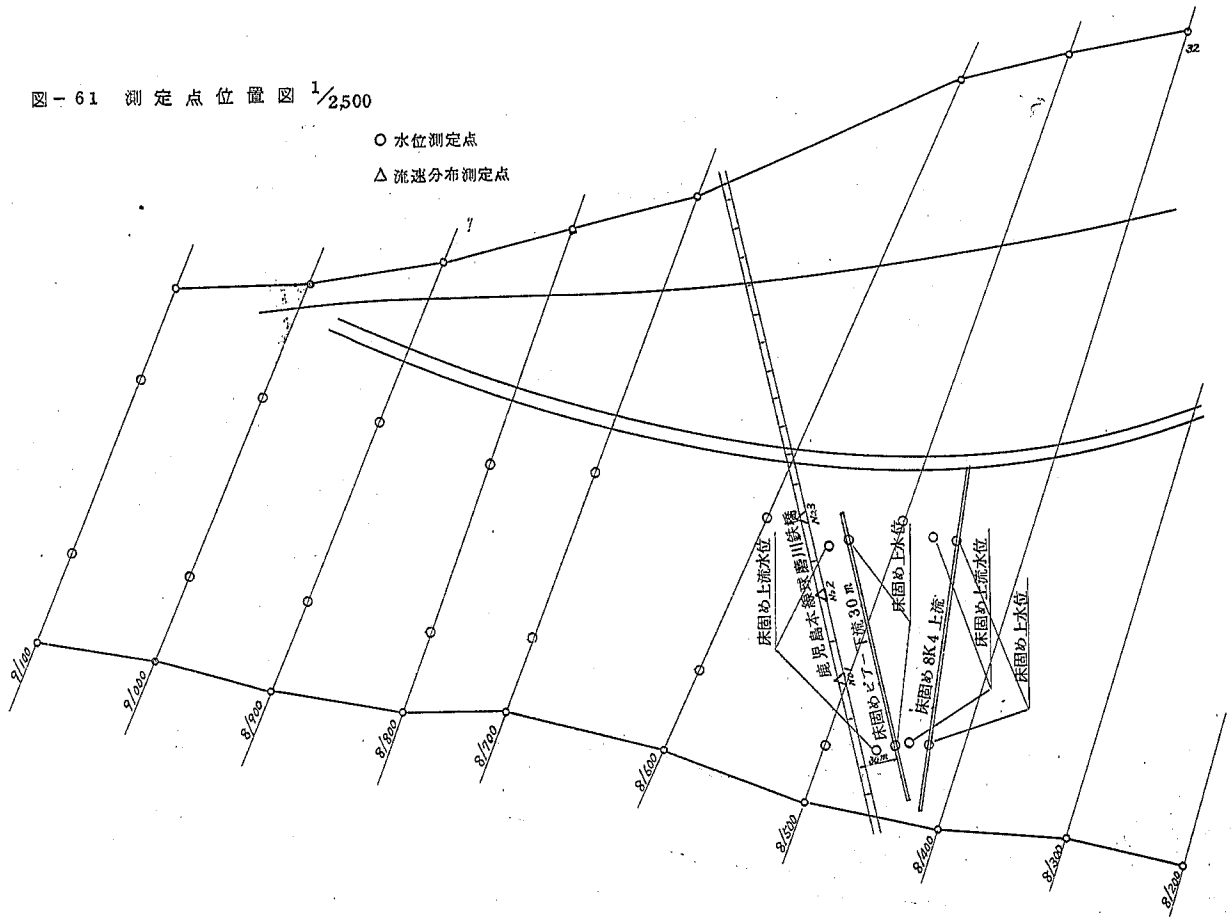
図－60　模型平面図


1/10,000 現地
1/200 模型
新設の高水敷
22m²
補修ケ所
15m²
8m²
床固めB
床固めA
現状水際線
旧堤撤去
新堤撤去
整流堤防
計画堤防
旧堤
分流堤
旧前川堰
新前川堰
新跨川堰
跨川堰
前川堰上げ堰
水川堰上げ堰
水川
前川
跨川
8k800
8k600
8k400
8k200
8k000
7k800
7k600
7k400
7k200
7k000
6k800
6k600
6k400
6k200
6k000
5k800
5k600
5k400
4k800
4k600
4k400

図－61　測定点位置図 1/2,500

○ 水位測定点

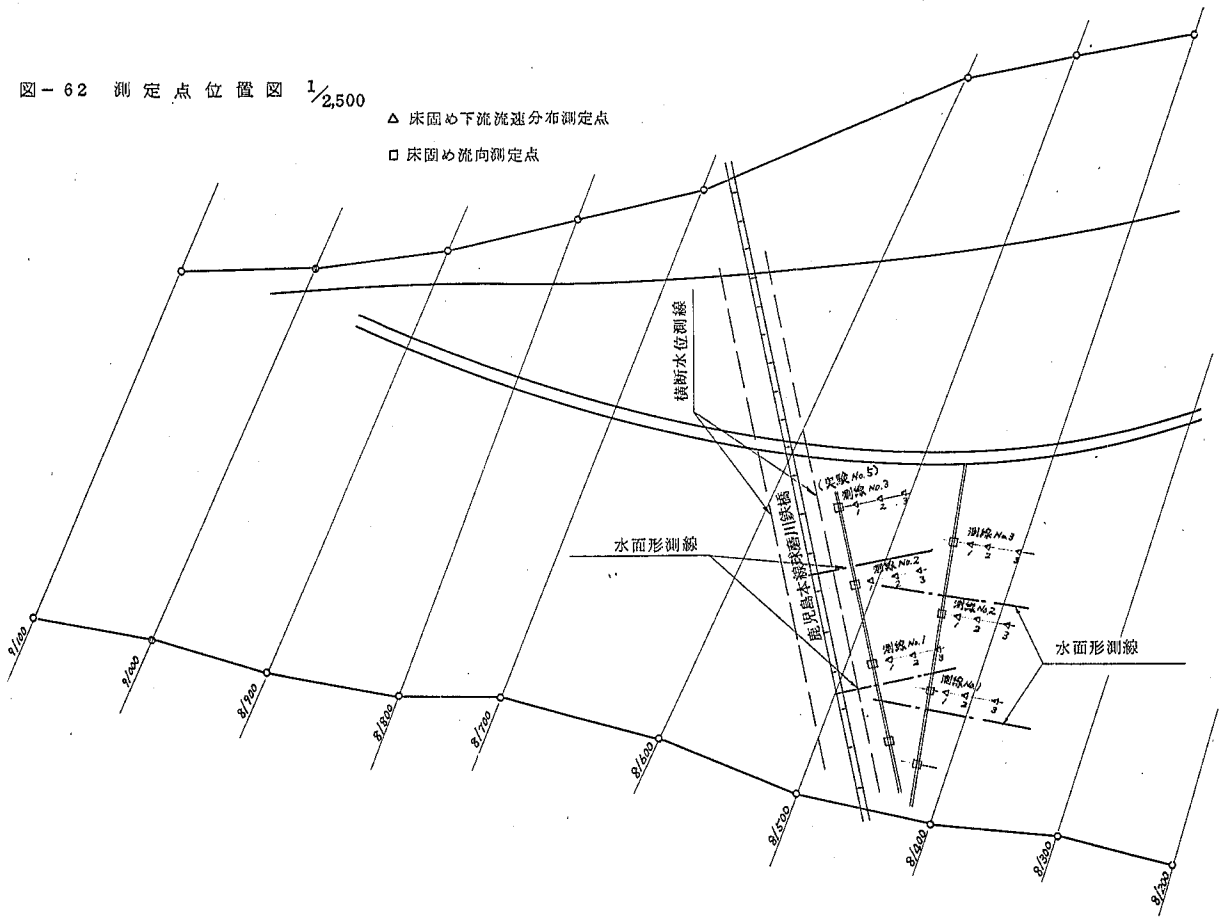
△ 流速分布測定点



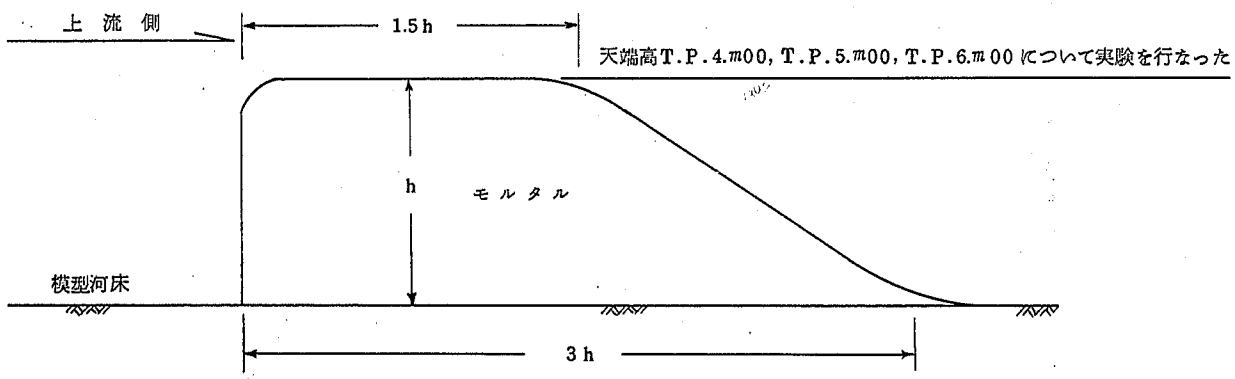
図－62　測定点位置図　1/2,500

△ 床固め下流流速分布測定点

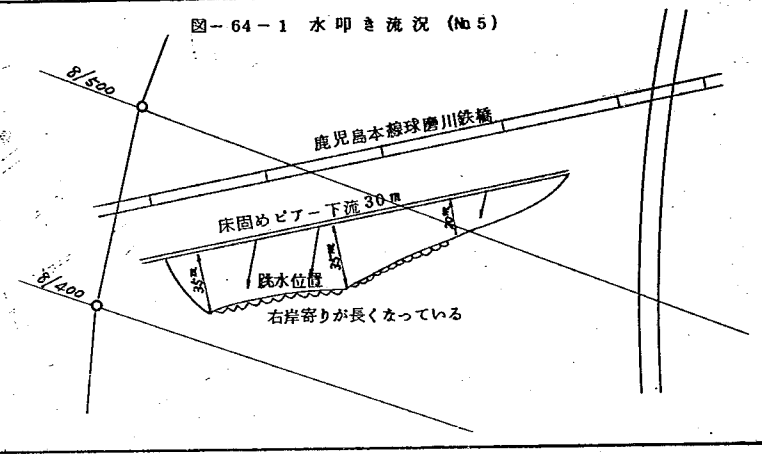
□ 床固め流向測定点



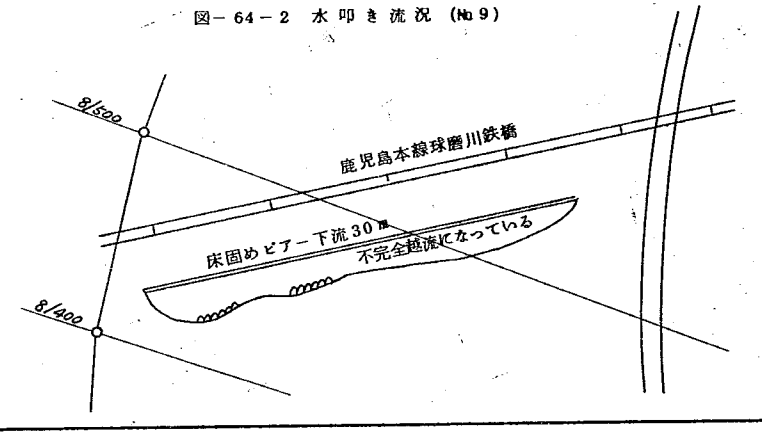
図－63　床固め断面図



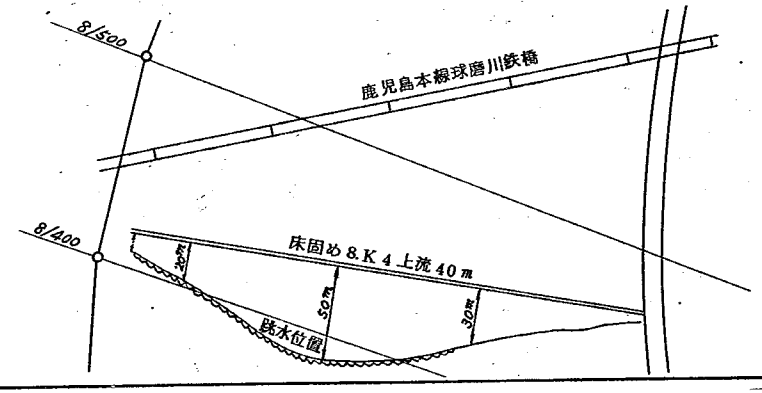
図－64－1　水叩き流況（No 5）



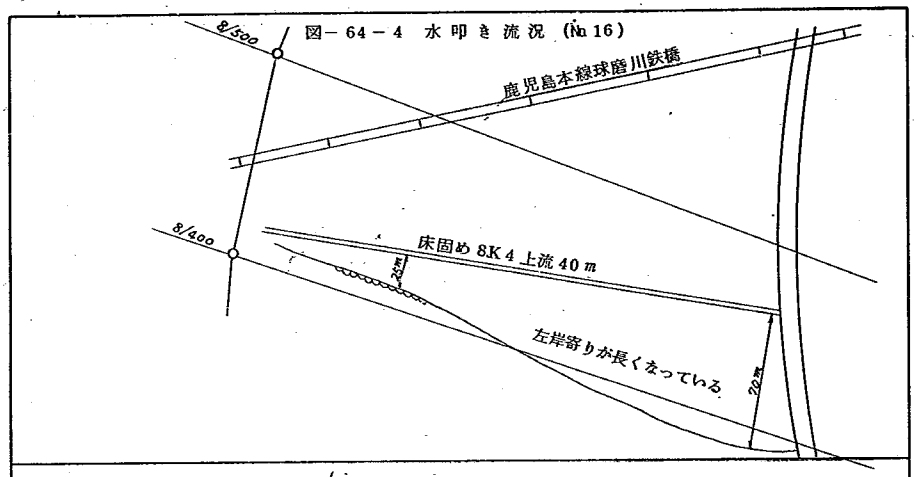
図－64－2　水叩き流況（No 9）



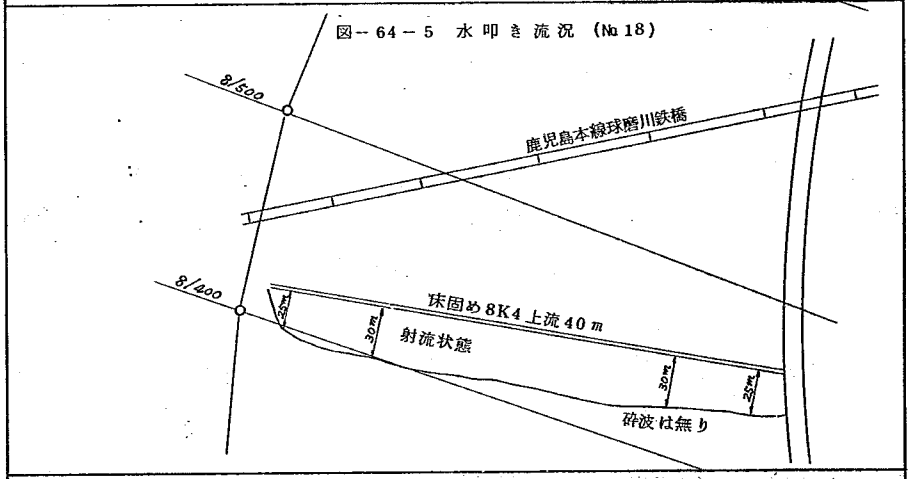
図－64－3　水叩き流況（No 12）



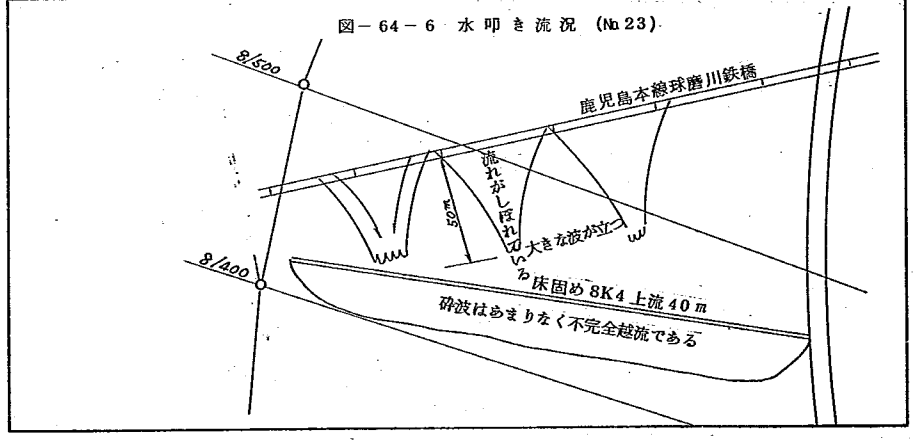
図－64－4　水叩き流況（No 16）



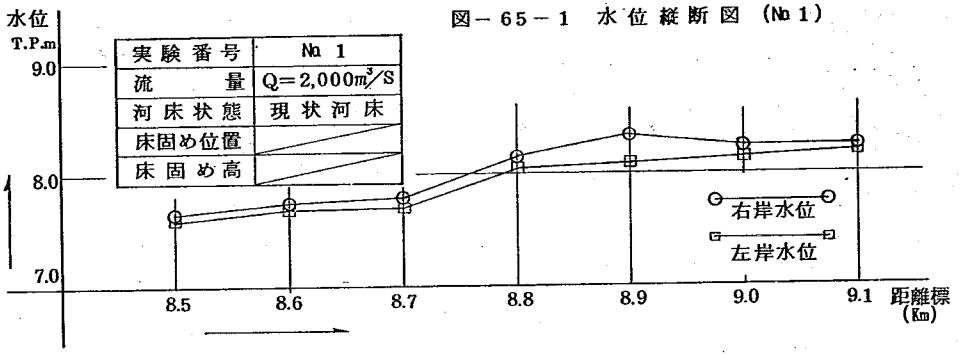
図－64－5　水叩き流況（No 18）



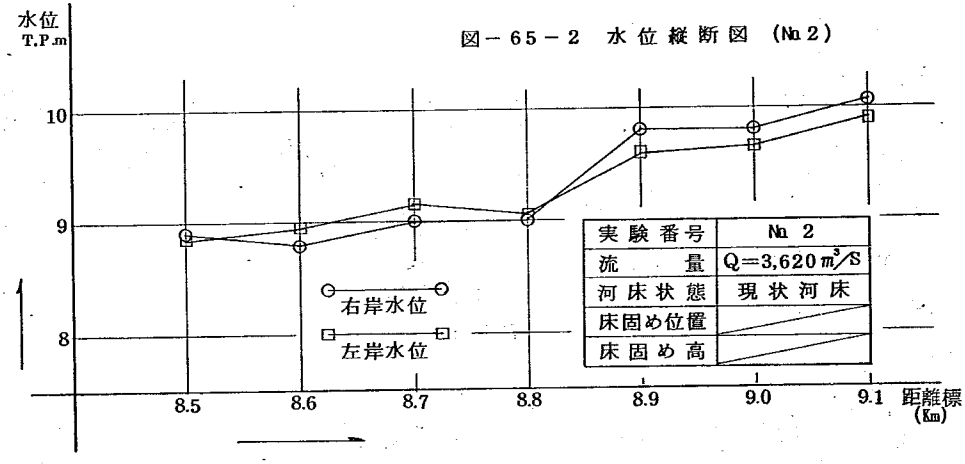
図－64－6　水叩き流況（No 23）



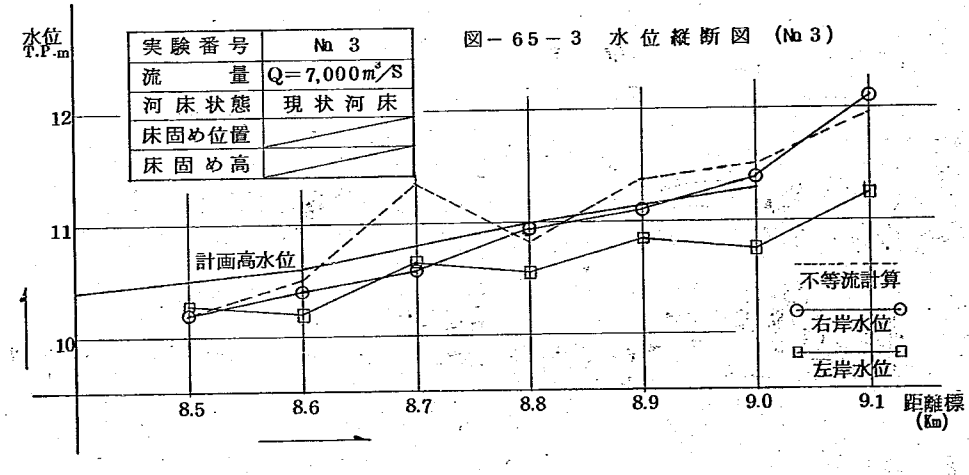
図－65－1　水位縦断図　(No 1)



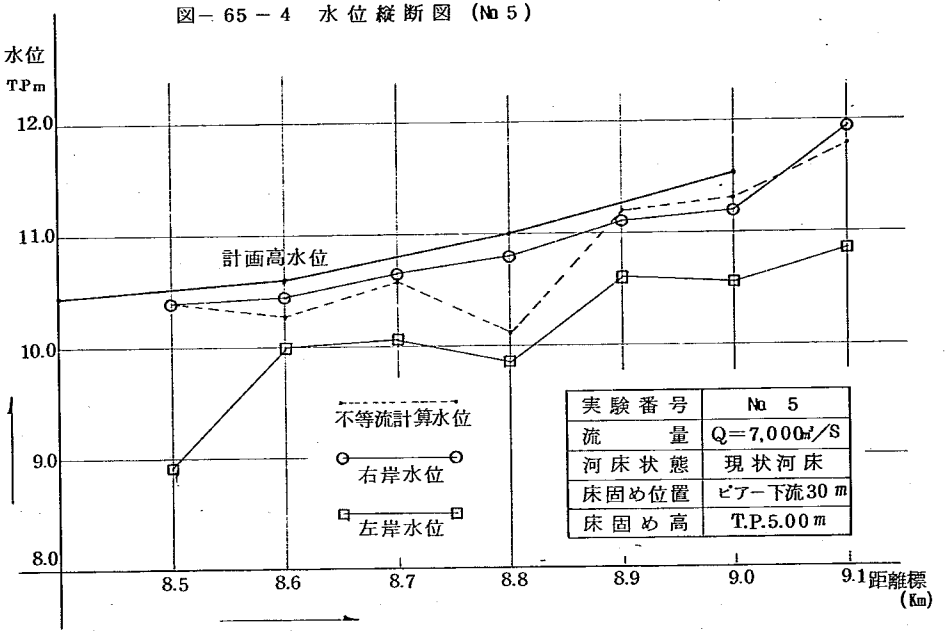
図－65－2　水位縦断図　(No 2)



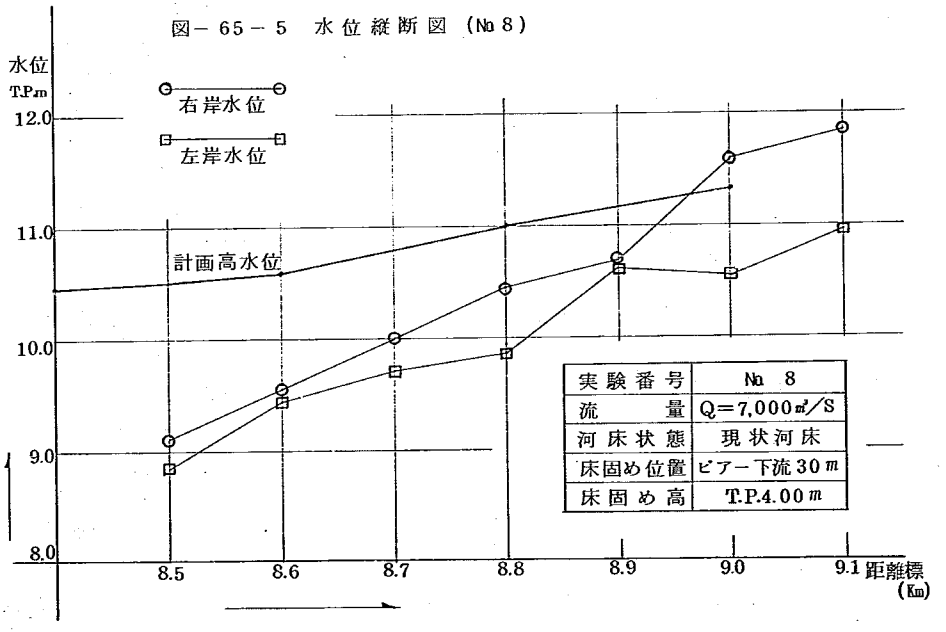
図－65－3　水位縦断図　(No 3)

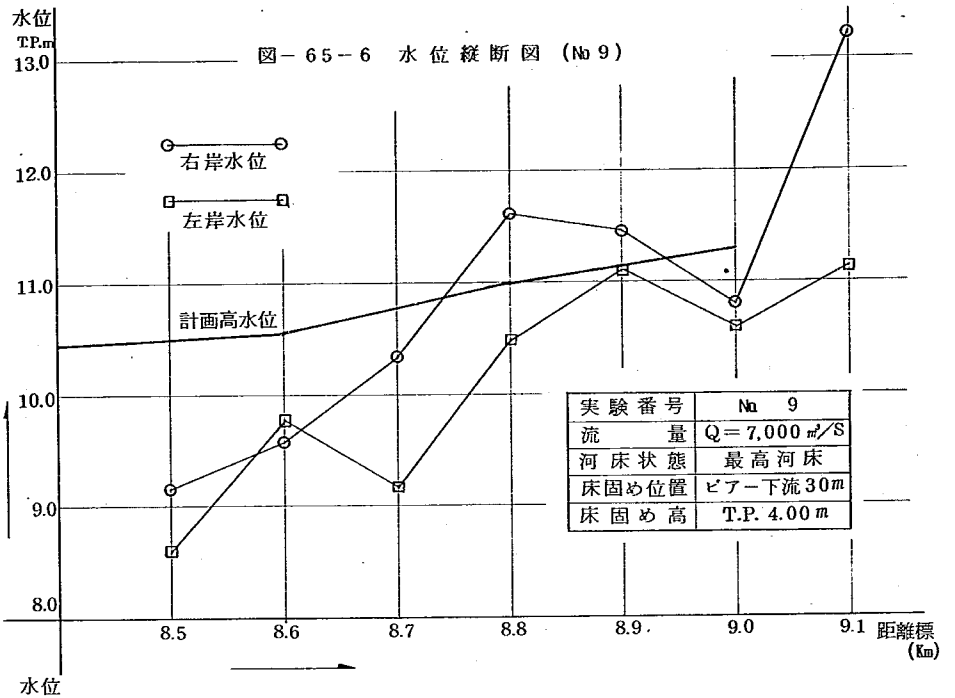


図－65－4　水位縦断図（No 5）



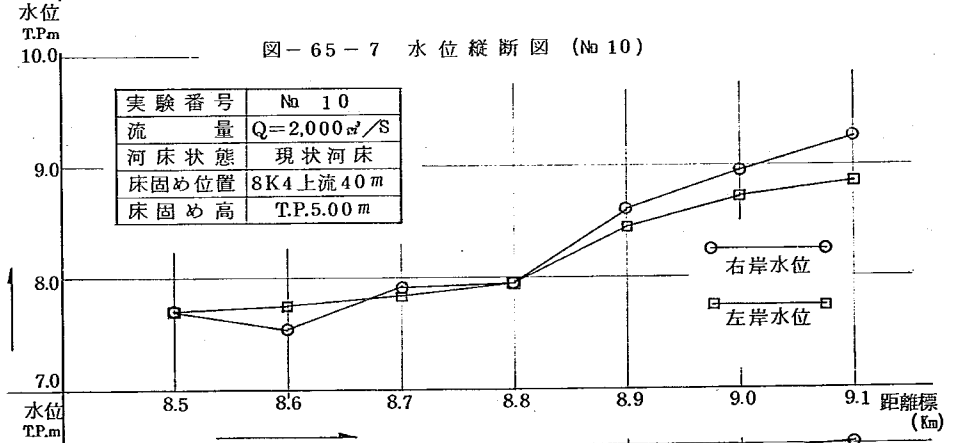
図－65－5　水位縦断図（No 8）





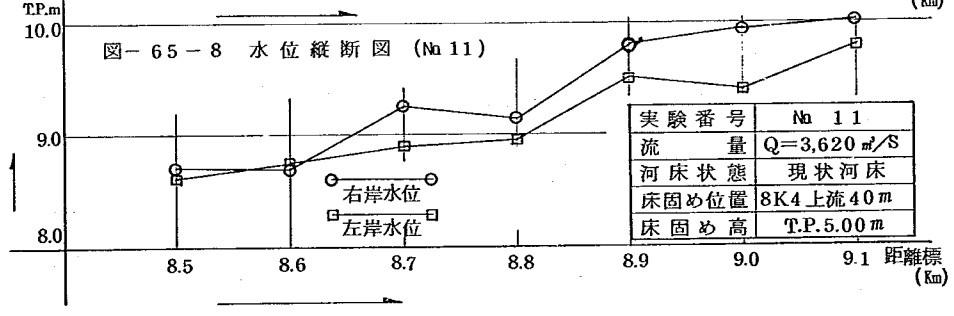
図－65－6　水位縦断図（No 9）

実験番号	No 9
流量	Q＝7,000㎥/S
河床状態	最高河床
床固め位置	ピアー下流30m
床固め高	T.P. 4.00m



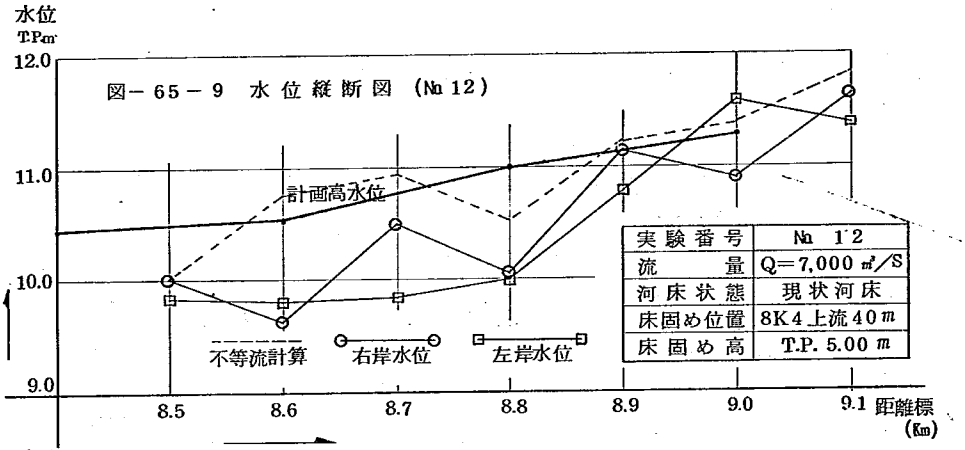
図－65－7　水位縦断図（No 10）

実験番号	No 10
流量	Q＝2,000㎥/S
河床状態	現状河床
床固め位置	8K4上流40m
床固め高	T.P.5.00m



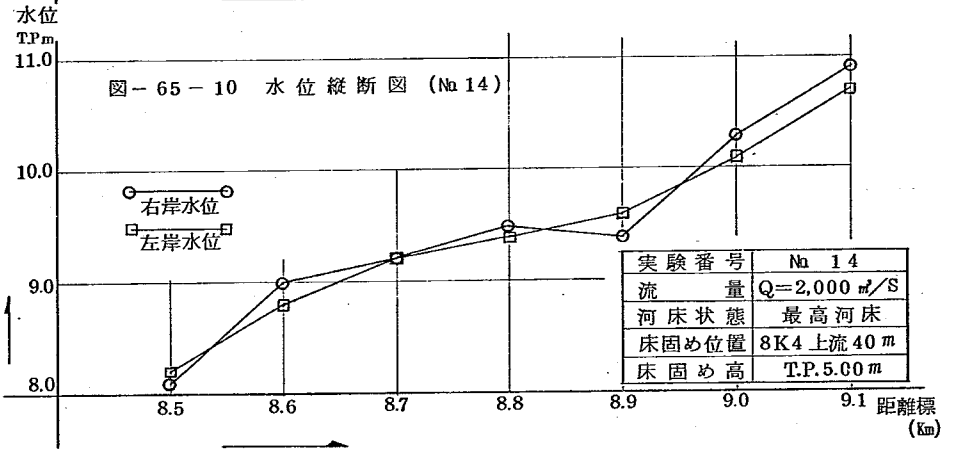
図－65－8　水位縦断図（No 11）

実験番号	No 11
流量	Q＝3,620㎥/S
河床状態	現状河床
床固め位置	8K4上流40m
床固め高	T.P.5.00m



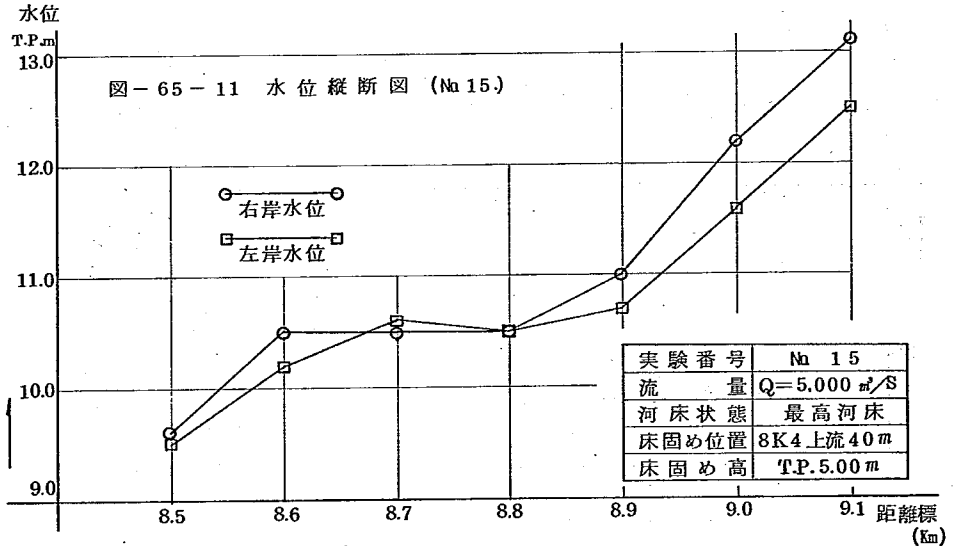
図－65－9　水位縦断図（No 12）

実験番号	No 12
流量	Q＝7,000 ㎥/S
河床状態	現状河床
床固め位置	8K4上流40m
床固め高	T.P. 5.00 m



図－65－10　水位縦断図（No 14）

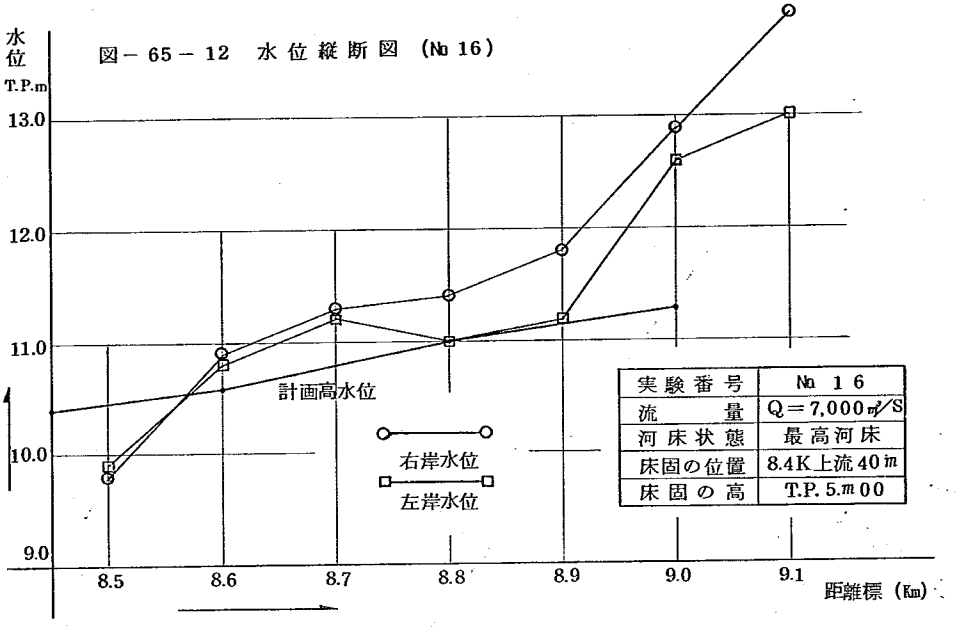
実験番号	No 14
流量	Q＝2,000 ㎥/S
河床状態	最高河床
床固め位置	8K4上流40m
床固め高	T.P.5.00m



図－65－11　水位縦断図（No 15）

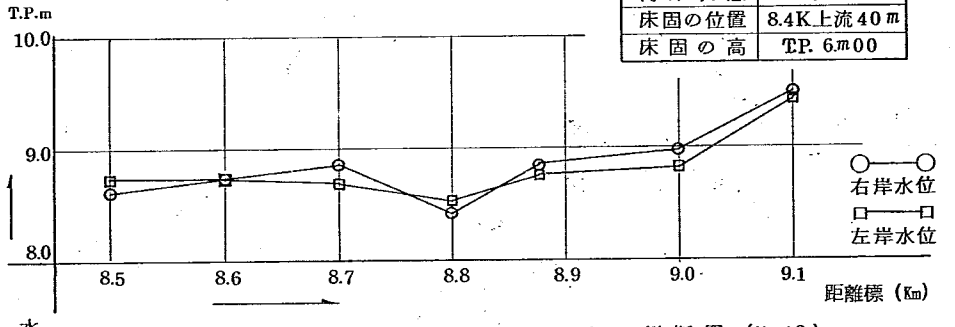
実験番号	No 15
流量	Q＝5,000 ㎥/S
河床状態	最高河床
床固め位置	8K4上流40m
床固め高	T.P.5.00m

図－65－12　水位縦断図　(No 16)



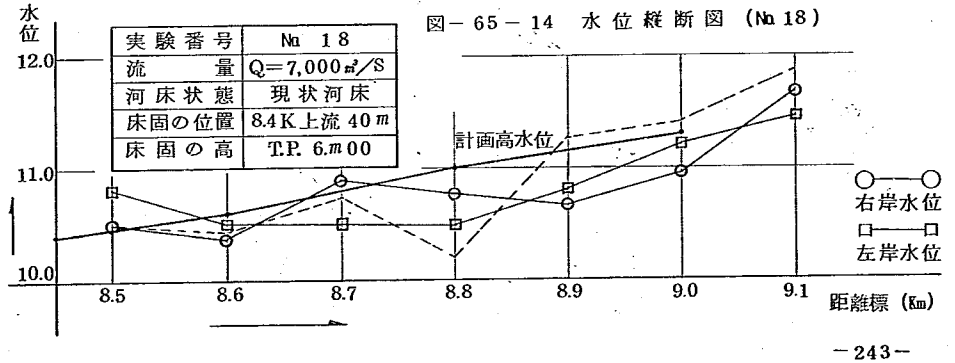
実験番号	No 16
流量	Q＝7,000㎥/S
河床状態	最高河床
床固の位置	8.4K上流40m
床固の高	T.P. 5.m00

図－65－13　水位縦断図　(No 17)



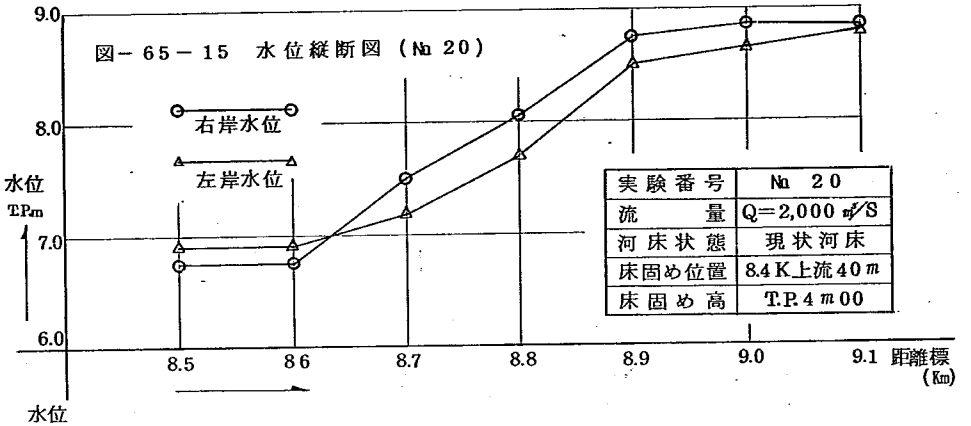
実験番号	No 17
流量	Q＝2,000㎥/S
河床状態	現状河床
床固の位置	8.4K上流40m
床固の高	T.P. 6.m00

図－65－14　水位縦断図　(No 18)



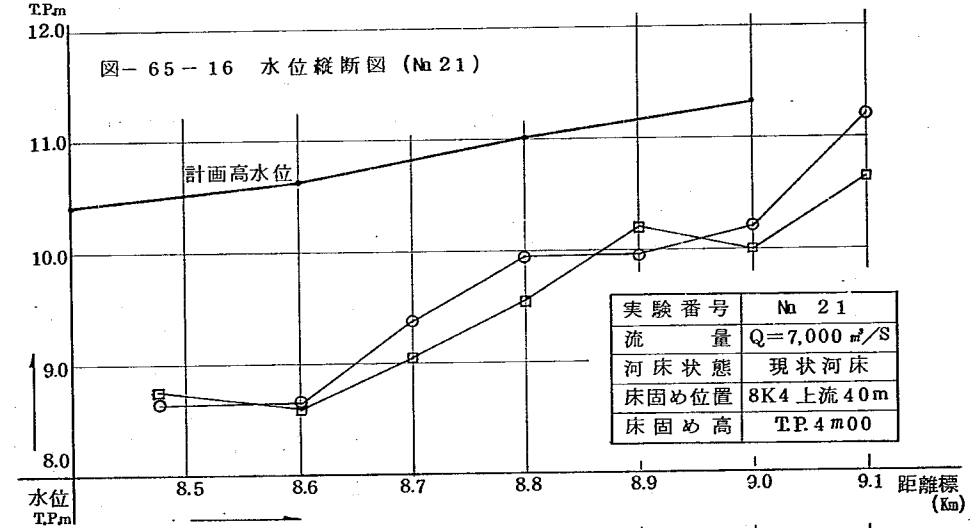
実験番号	No 18
流量	Q＝7,000㎥/S
河床状態	現状河床
床固の位置	8.4K上流40m
床固の高	T.P. 6.m00

図－65－15　水位縦断図（No 20）



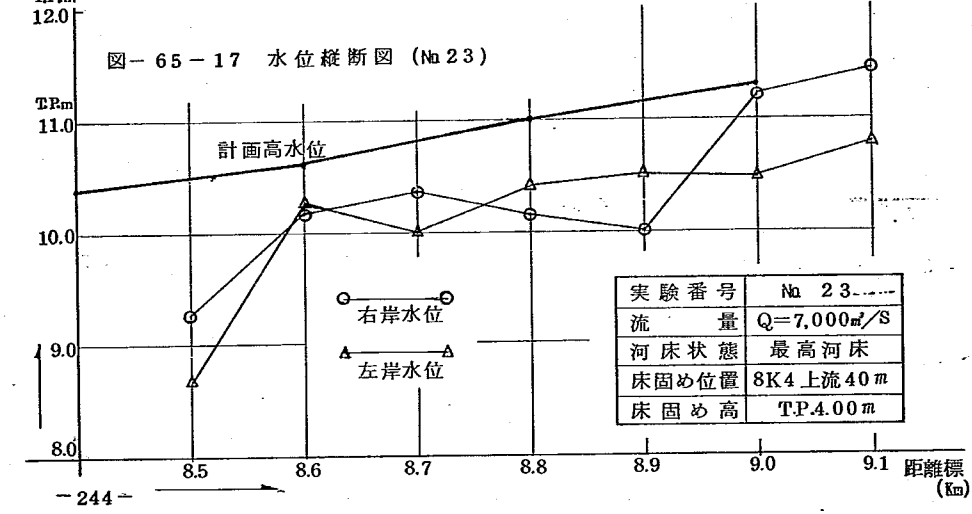
実験番号	No 20
流量	Q＝2,000 ㎥/S
河床状態	現状河床
床固め位置	8.4K上流40m
床固め高	T.P.4m00

図－65－16　水位縦断図（No 21）



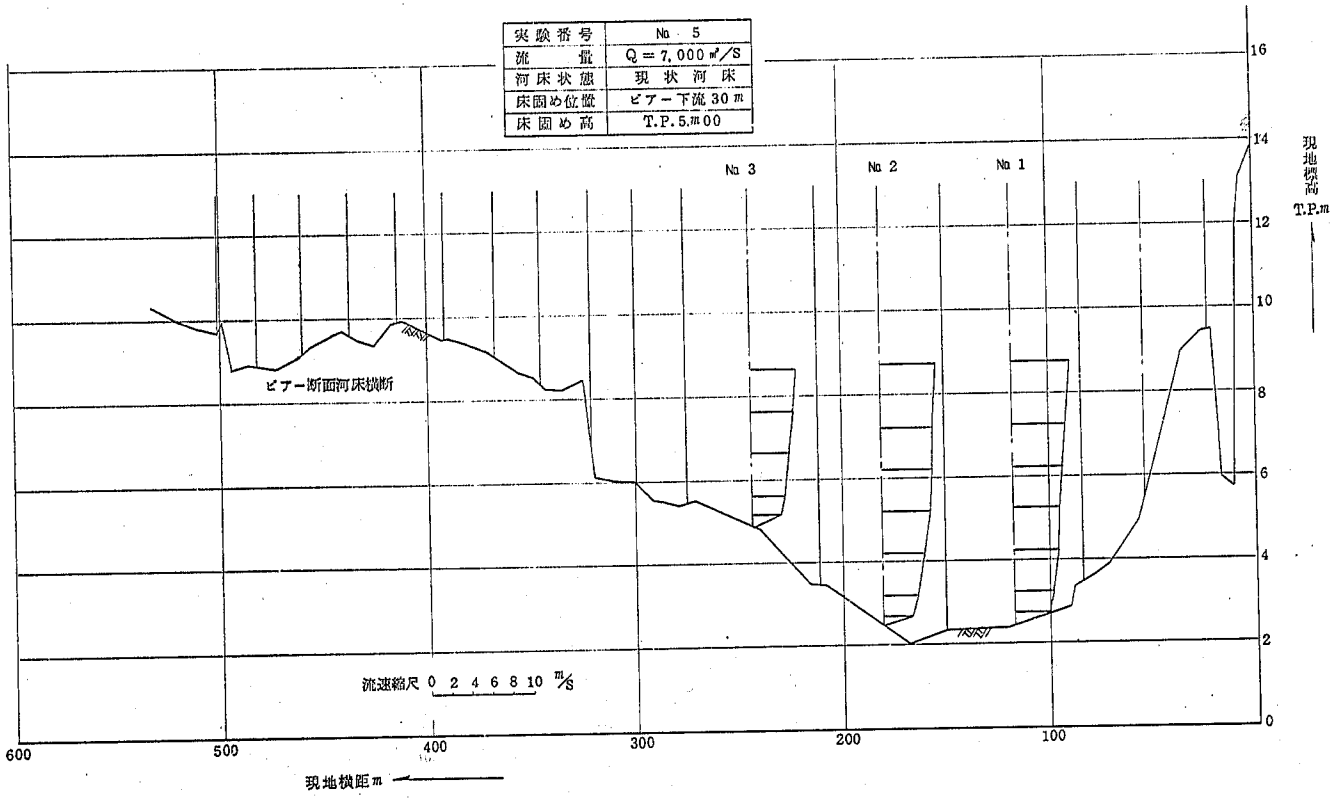
実験番号	No 21
流量	Q＝7,000 ㎥/S
河床状態	現状河床
床固め位置	8K4 上流40m
床固め高	T.P.4m00

図－65－17　水位縦断図（No 23）

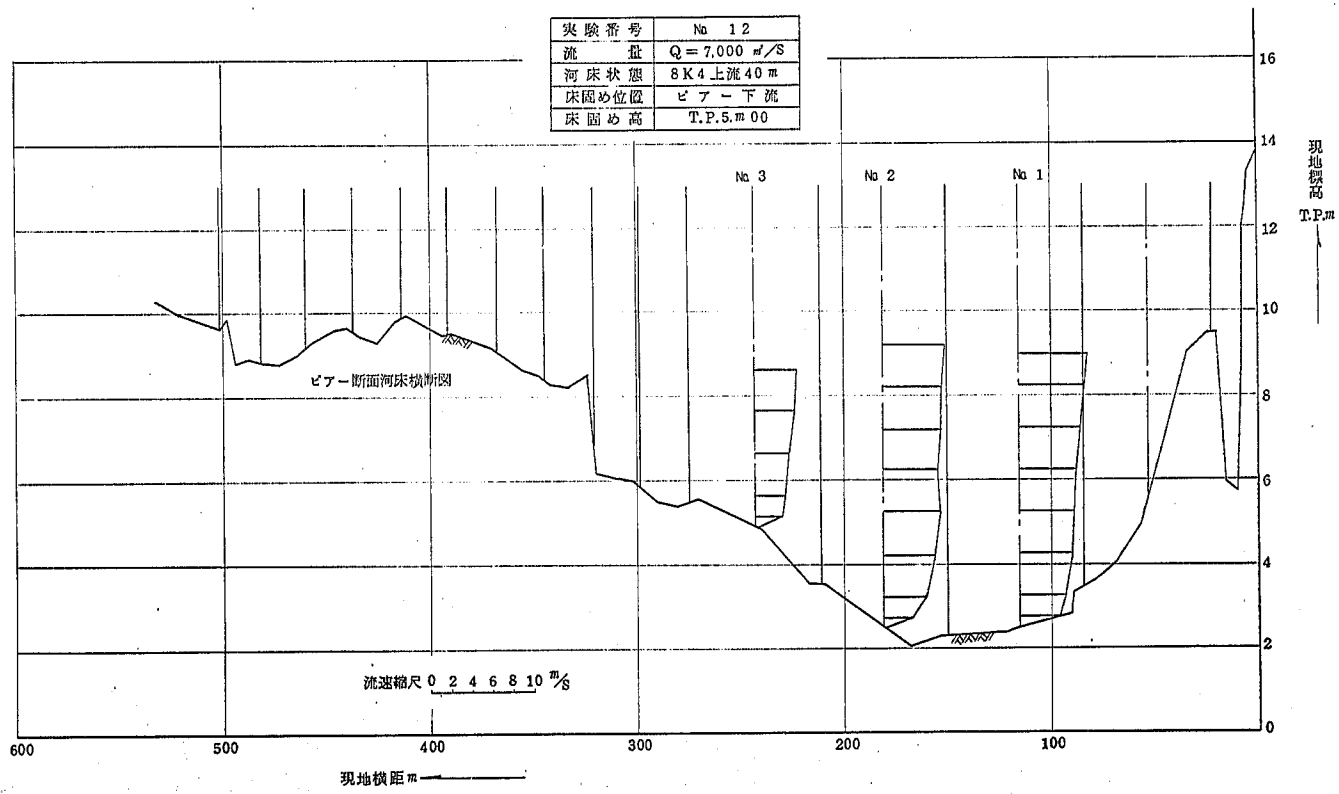


実験番号	No 23
流量	Q＝7,000㎥/S
河床状態	最高河床
床固め位置	8K4 上流40m
床固め高	T.P.4.00m

図－66－1　流速分布図　(No.5)



図－66－2　流速分布図　(No.12)

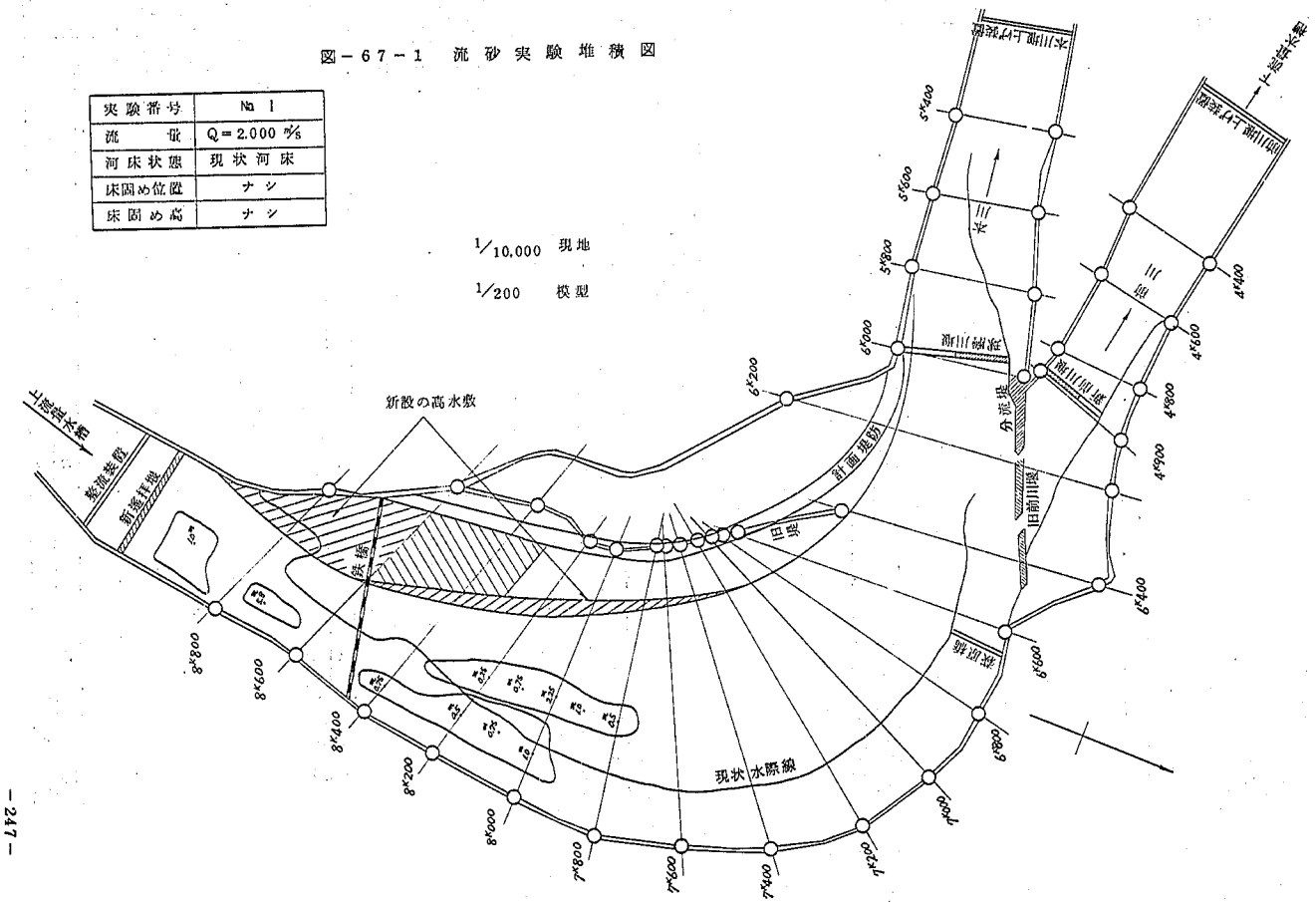


図－67－1　流砂実験堆積図

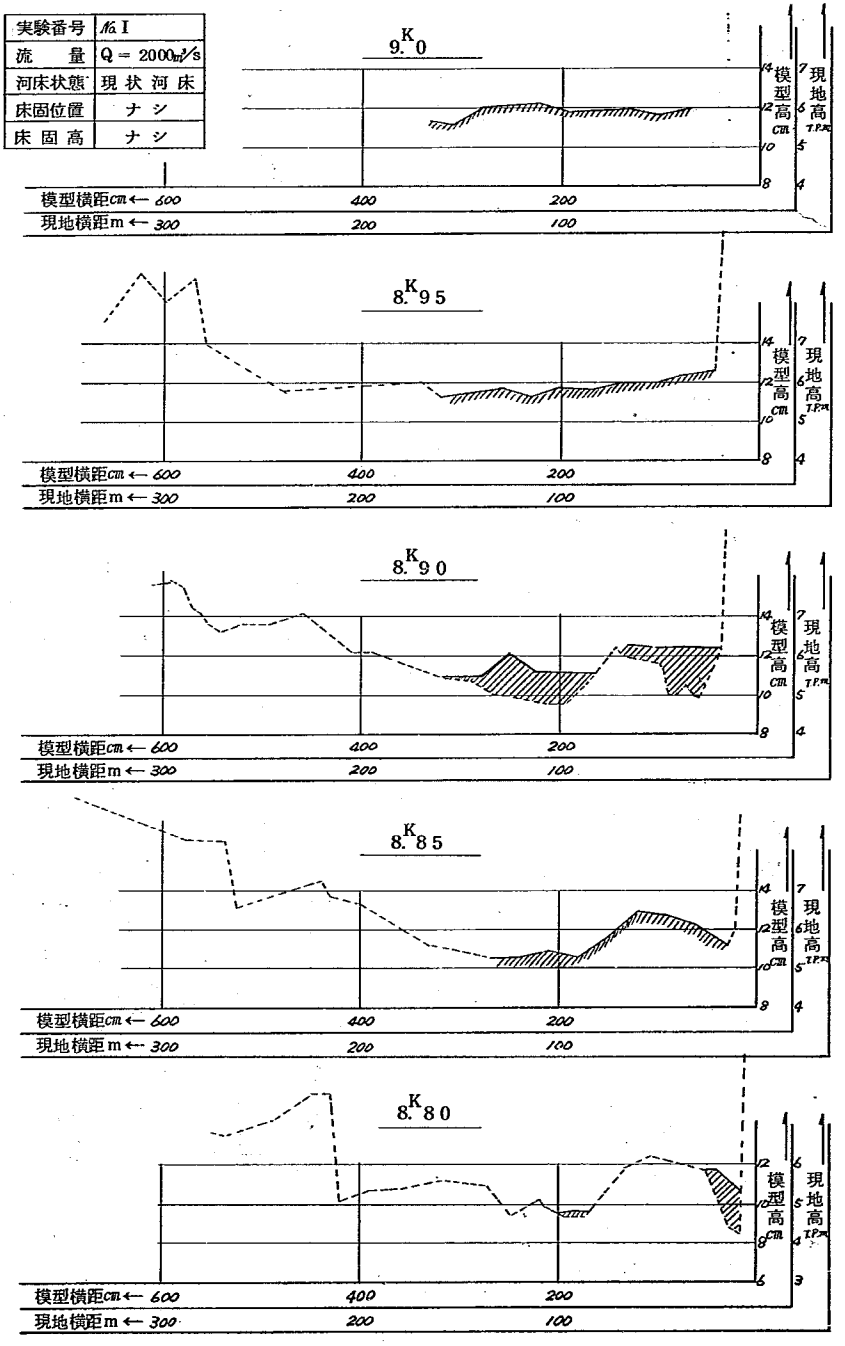
実験番号	No 1
流　　量	Q＝2.000 ㎥/s
河床状態	現状河床
床固め位置	ナシ
床固め高	ナシ

1/10,000　現地

1/200　模型

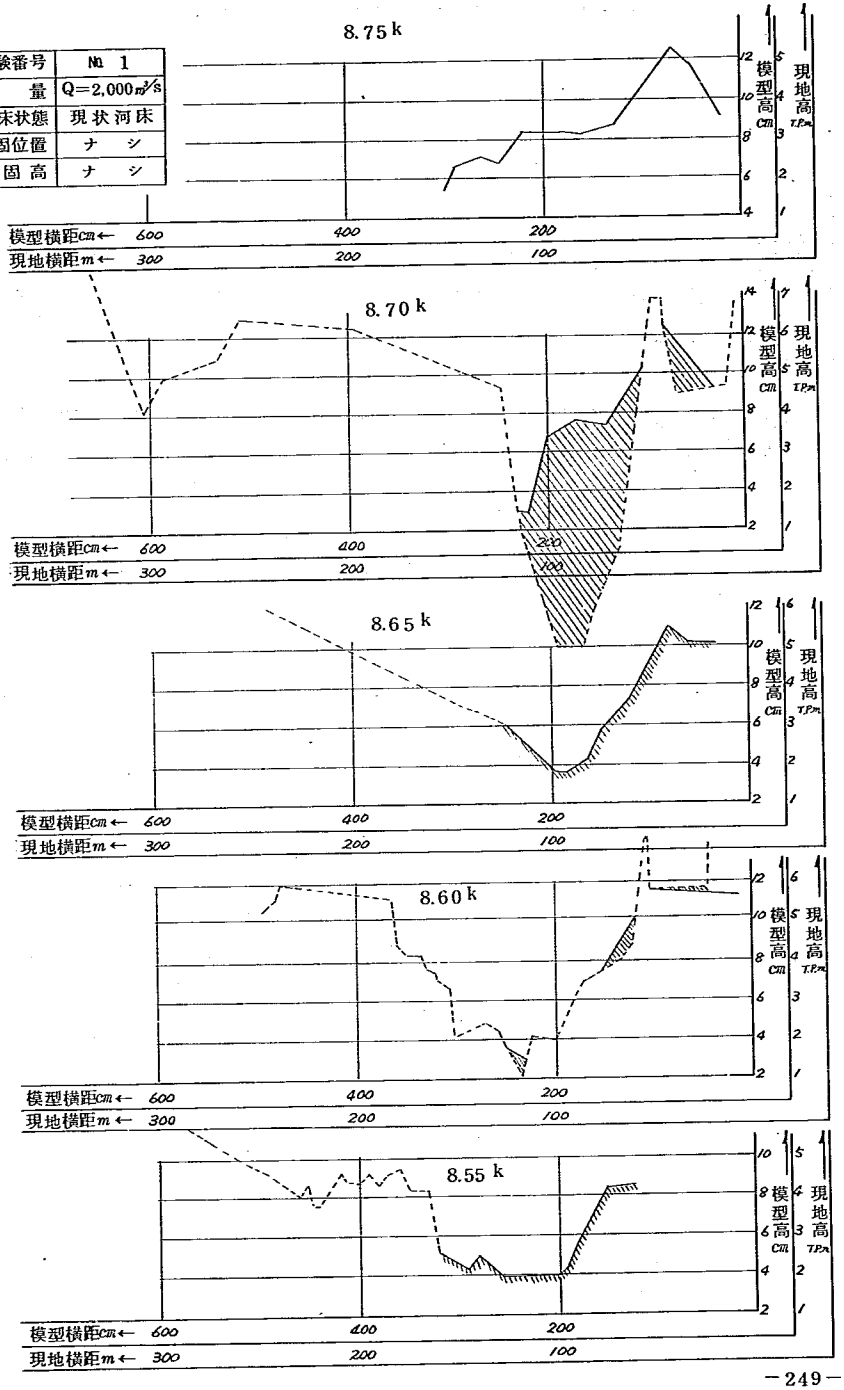


図－6·7－2　流砂実験通水後横断図

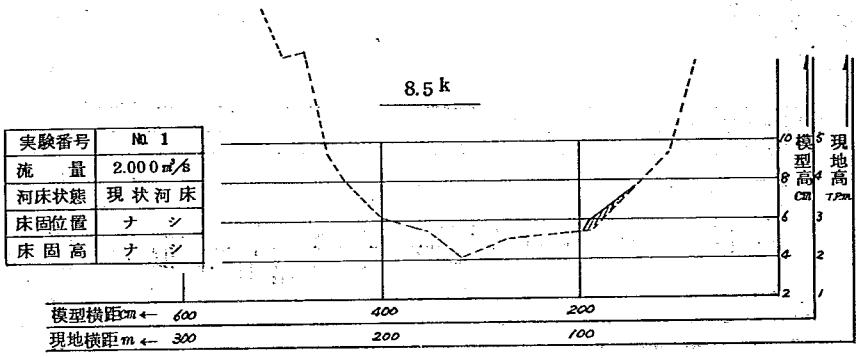


図－67－3　流砂実験通水後横断図

実験番号	No 1
流　量	Q=2,000m³/s
河床状態	現状河床
床固位置	ナ　シ
床固高	ナ　シ

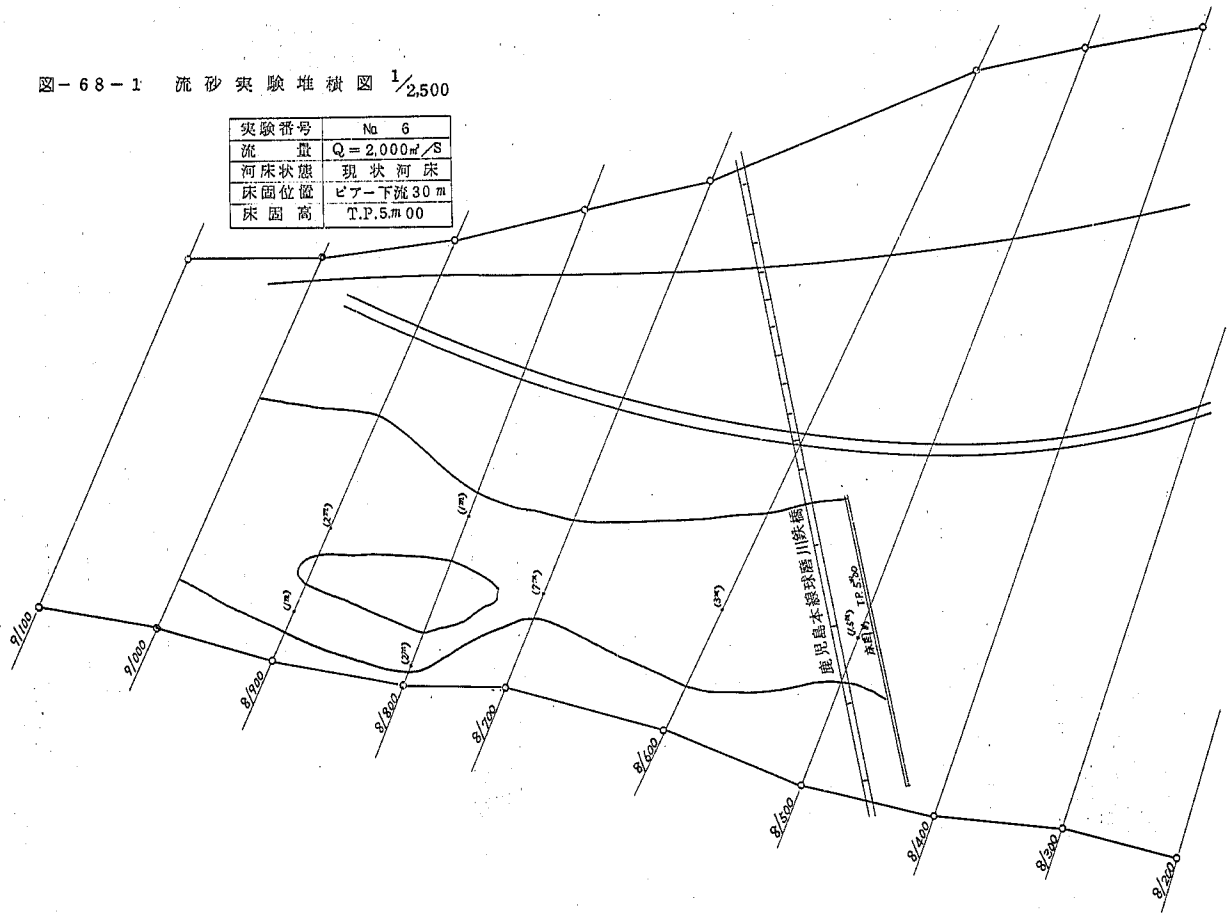


図－67－4　流砂実験通水後横断図



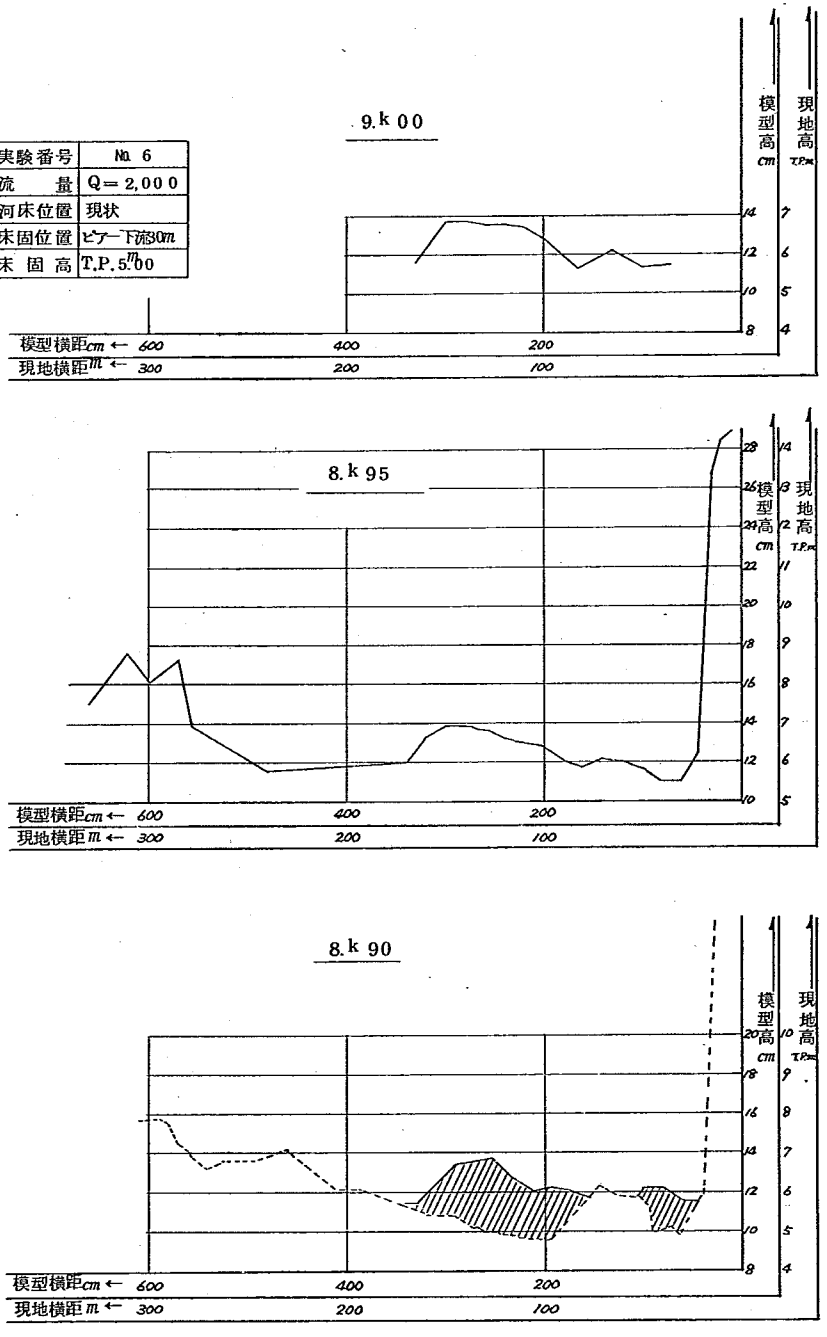
図－68－1　流砂実験地形図 1/2,500

実験番号	No 6
流　量	Q＝2,000㎥/S
河床状態	現状河床
床固位置	ピアー下流30m
床固高	T.P.5.m00

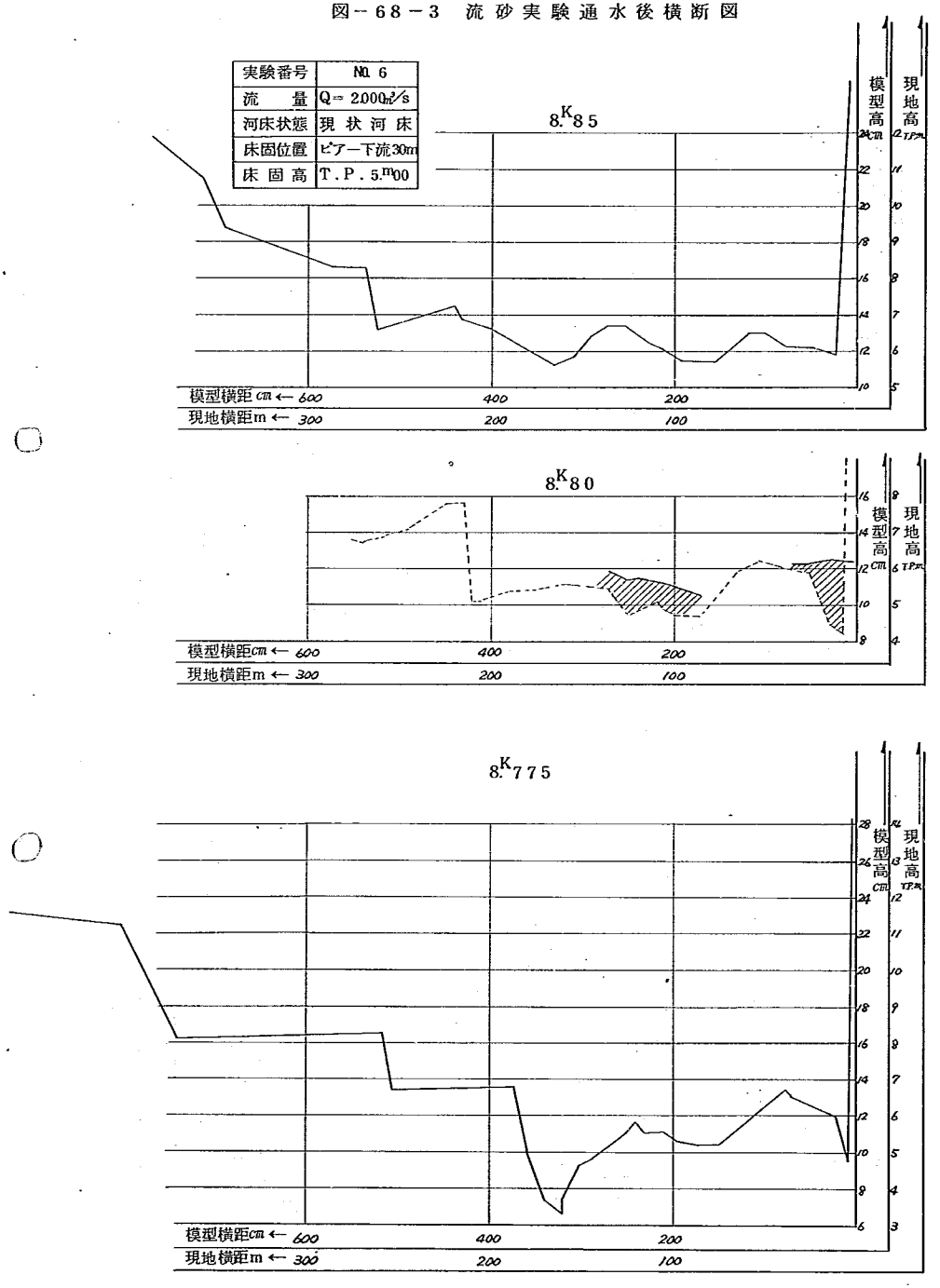


図－68－2　流砂実験通水後横断図

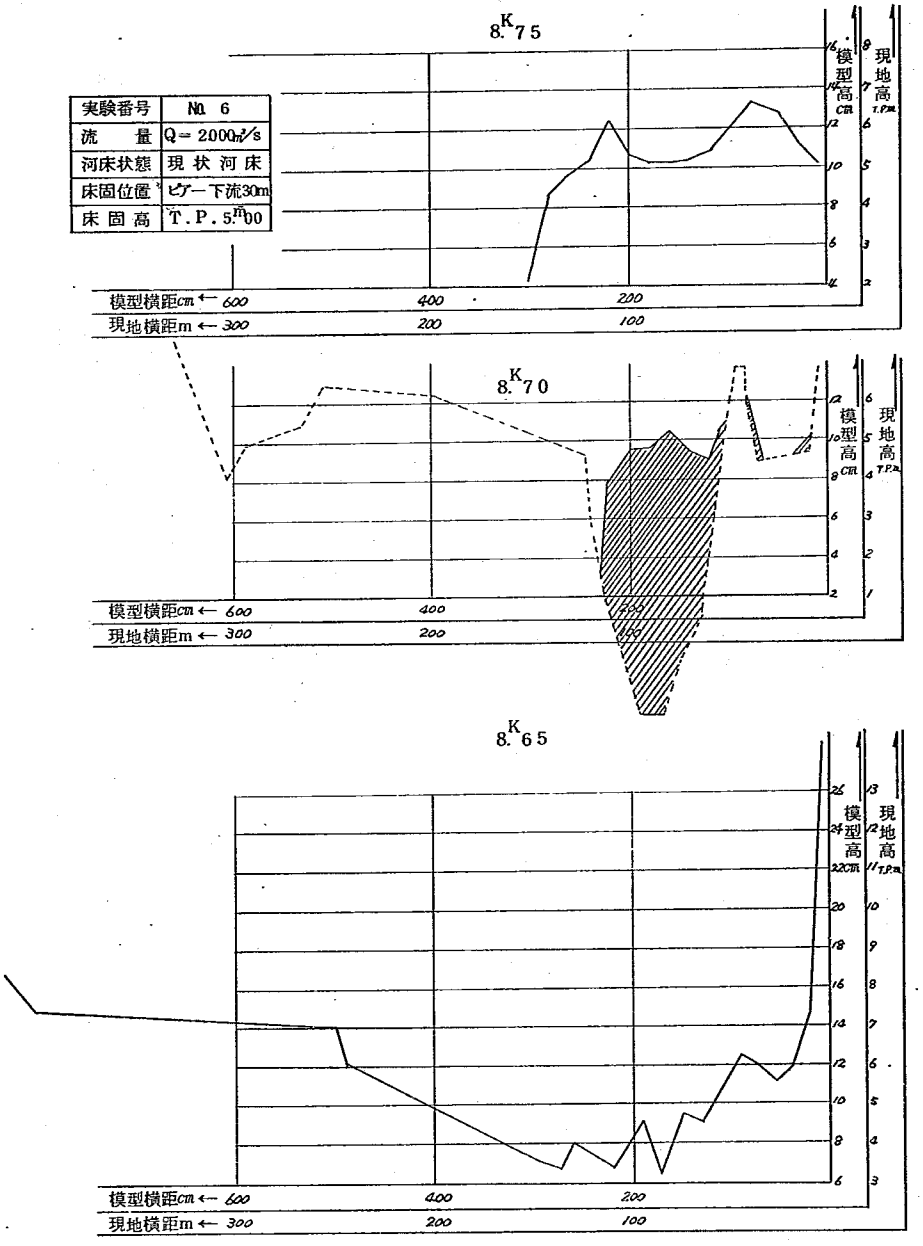
実験番号	No 6
流　　量	Q＝2,000
河床位置	現状
床固位置	ピア一下流30m
床固高	T.P. 5.00m



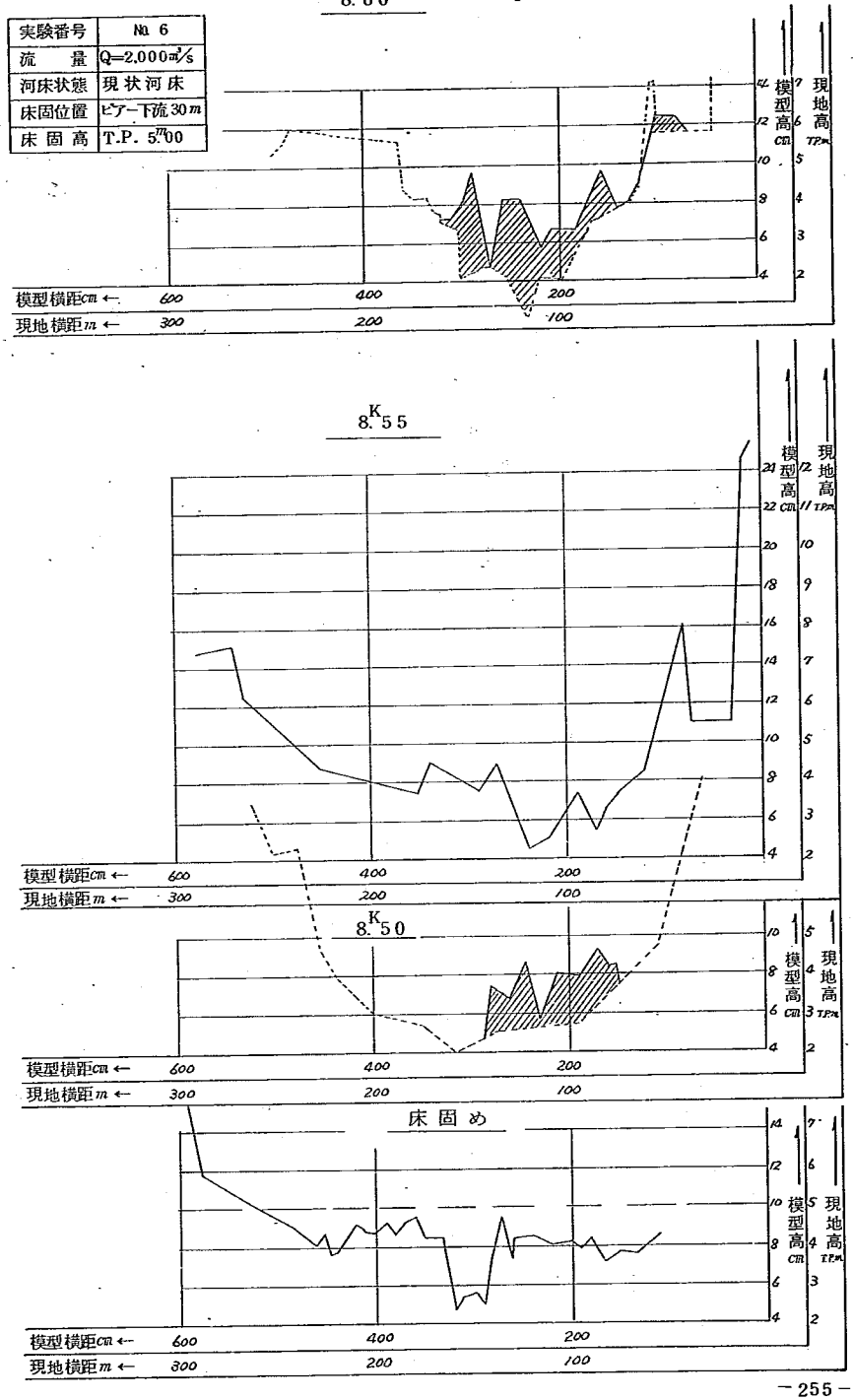
図－68－3　流砂実験通水後横断図



図－68－4　流砂実験通水後横断図

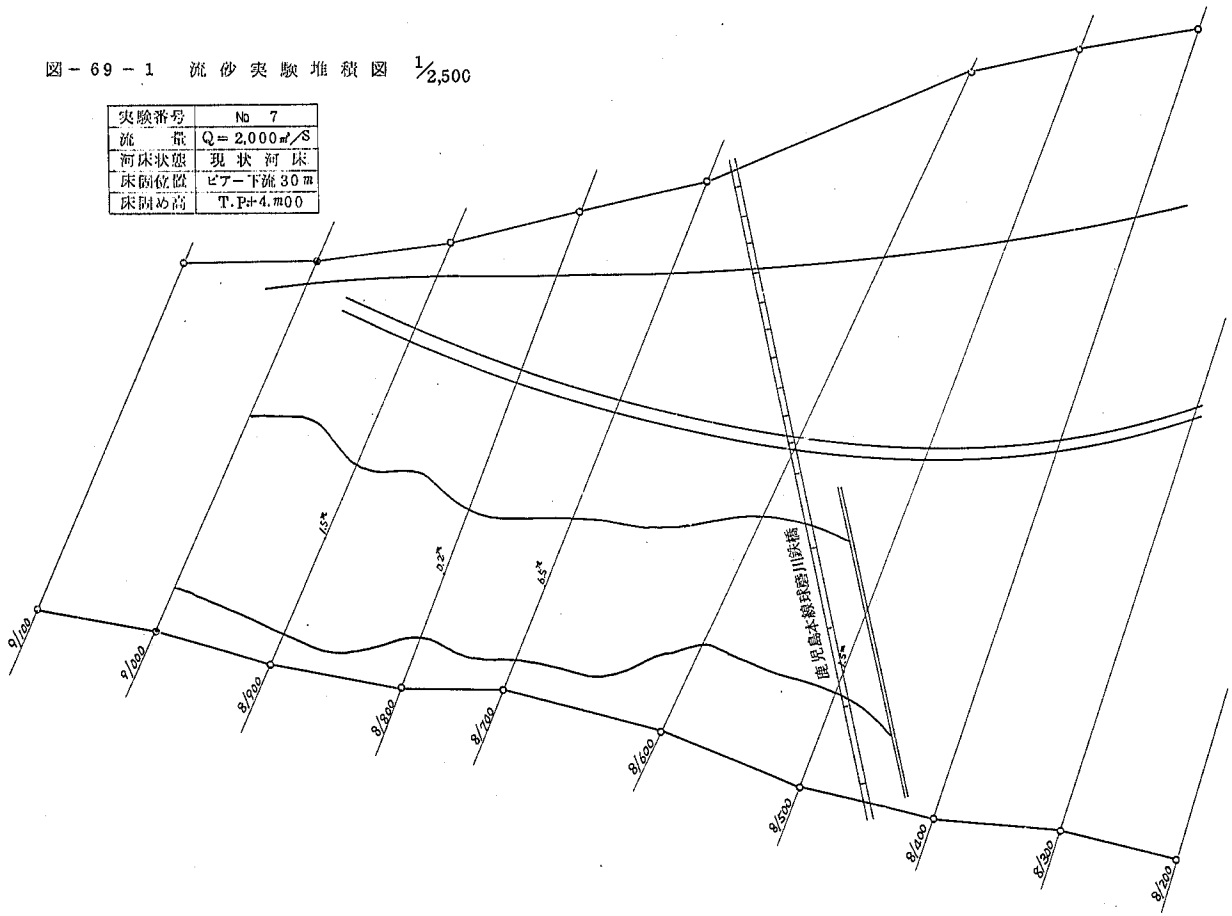


図－68－5　流砂実験通水後横断図



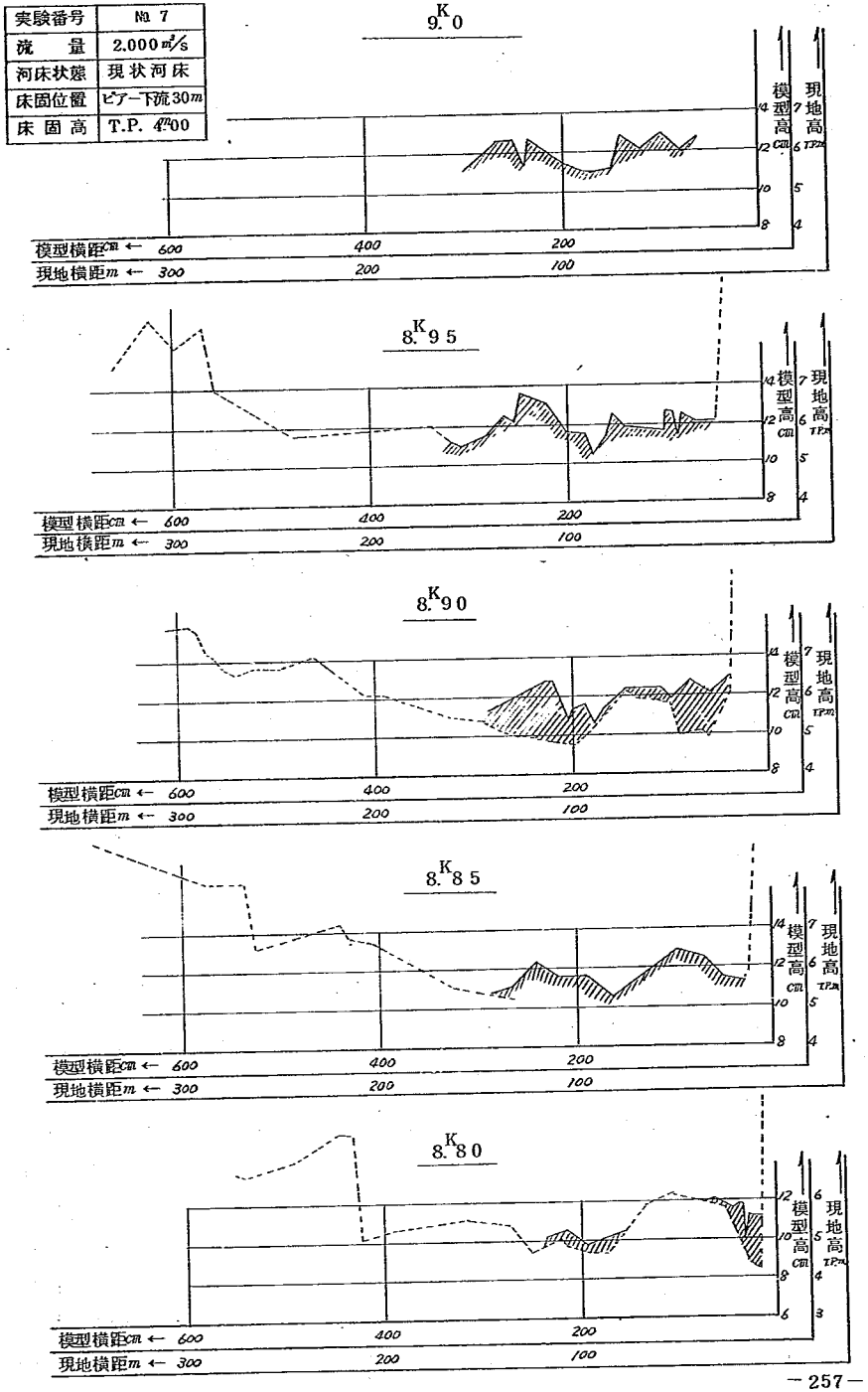
図－69－1　流砂実験堆積図　1/2,500

実験番号	No 7
流　量	Q＝2,000㎥/S
河床状態	現状河床
床固位置	ピアー下流30m
床固め高	T.P+4.m00



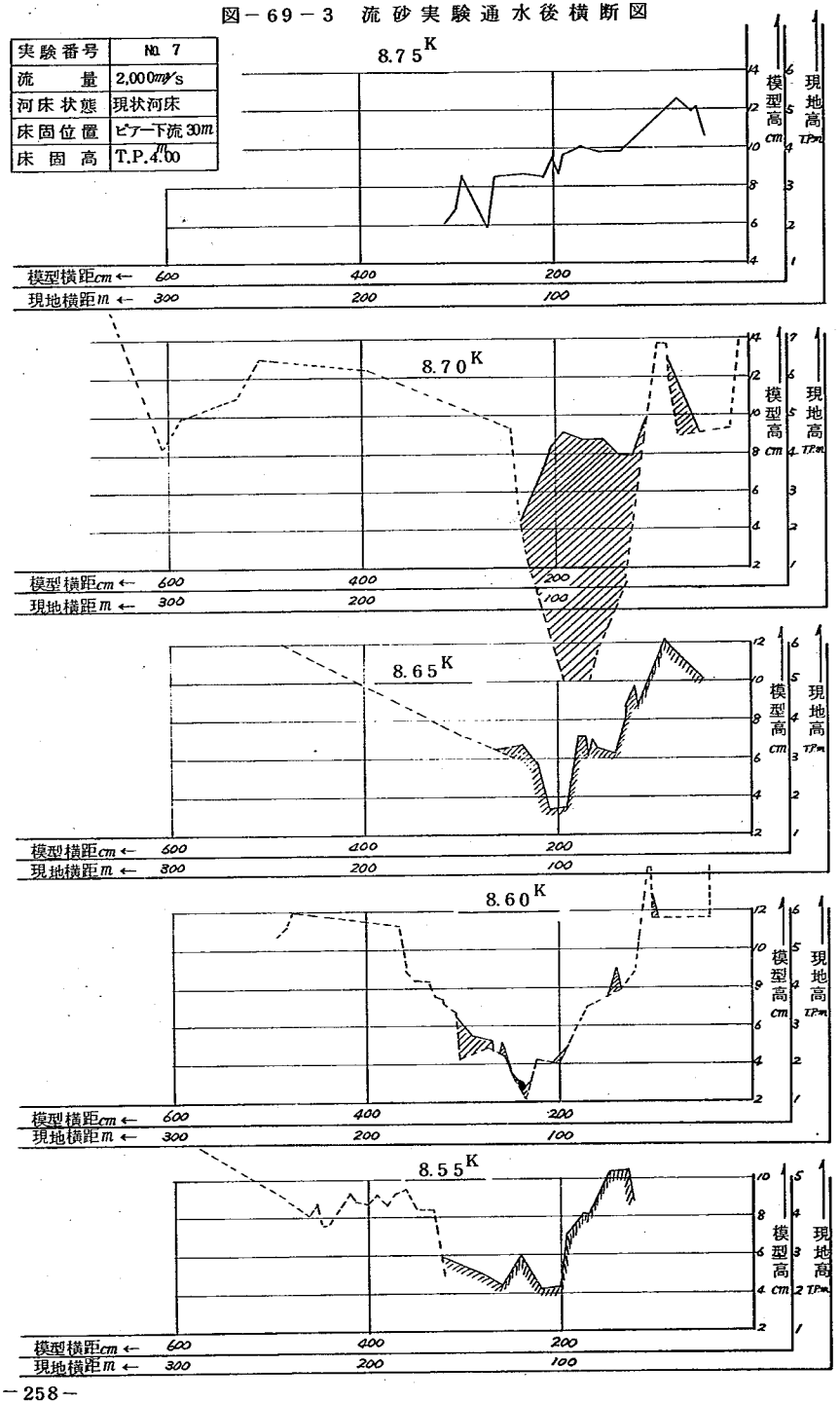
図－69－2　流砂実験通水後横断図

実験番号	No 7
流　量	2.000 m³/s
河床状態	現状河床
床固位置	ピア－下流30m
床固高	T.P. 4.00

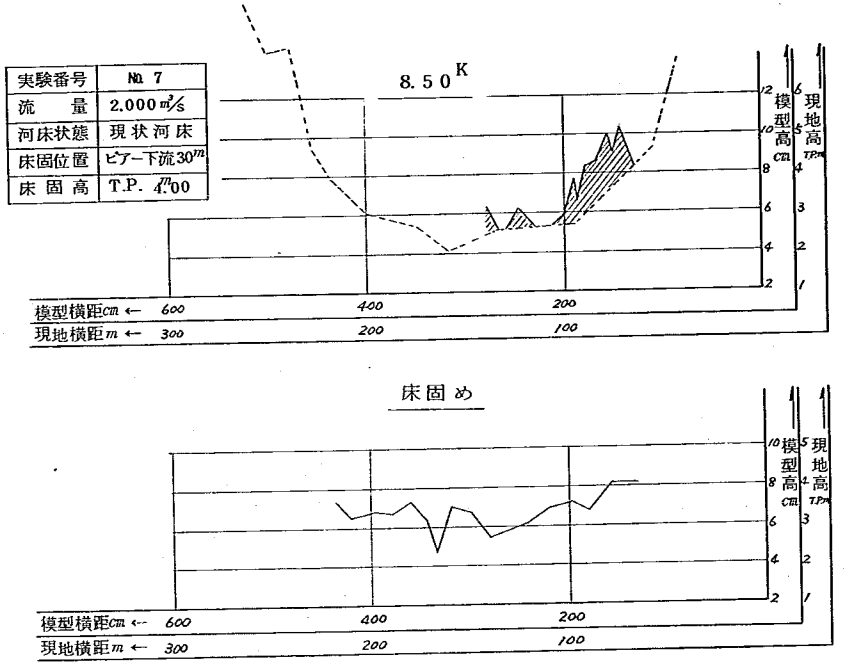


図－69－3　流砂実験通水後横断図

実験番号	No. 7
流　　量	2,000m³/s
河床状態	現状河床
床固位置	ピアー下流 30m
床 固 高	T.P.4.00m

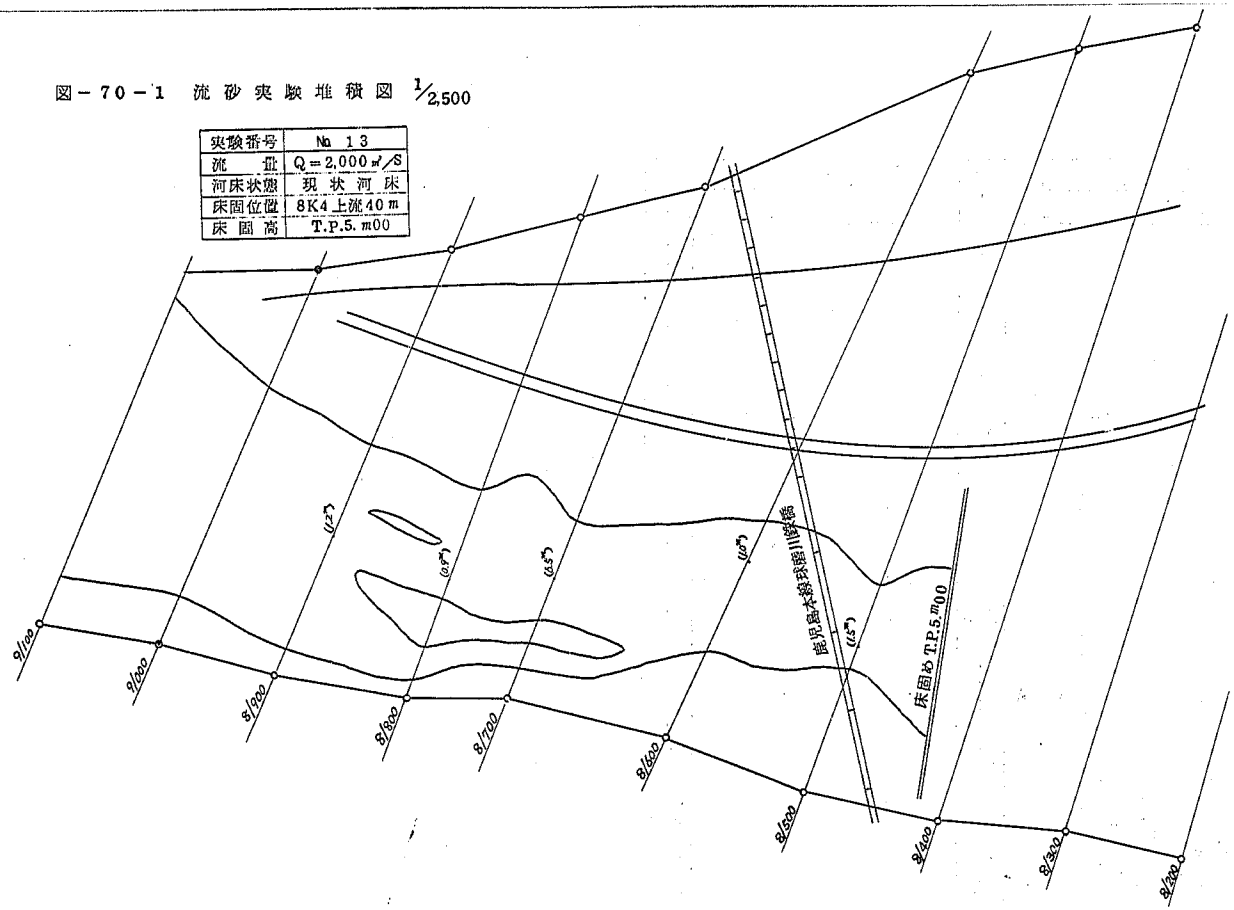


図－69－4　流砂実験通水後横断図



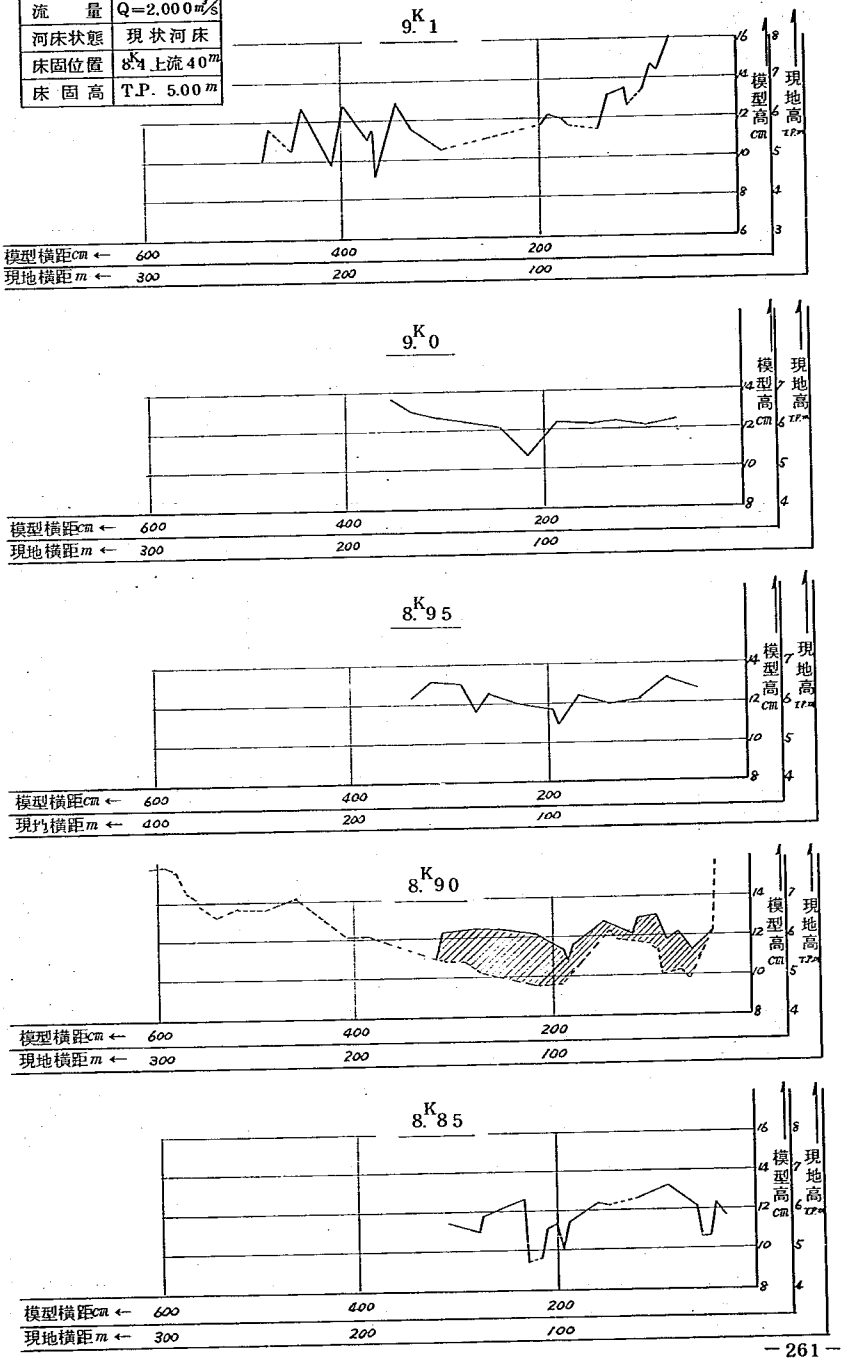
図－70－1　流砂実験堆積図　1/2,500

実験番号	No 13
流　量	Q＝2,000㎥/S
河床状態	現状河床
床固位置	8K4上流40m
床固高	T.P.5.m00



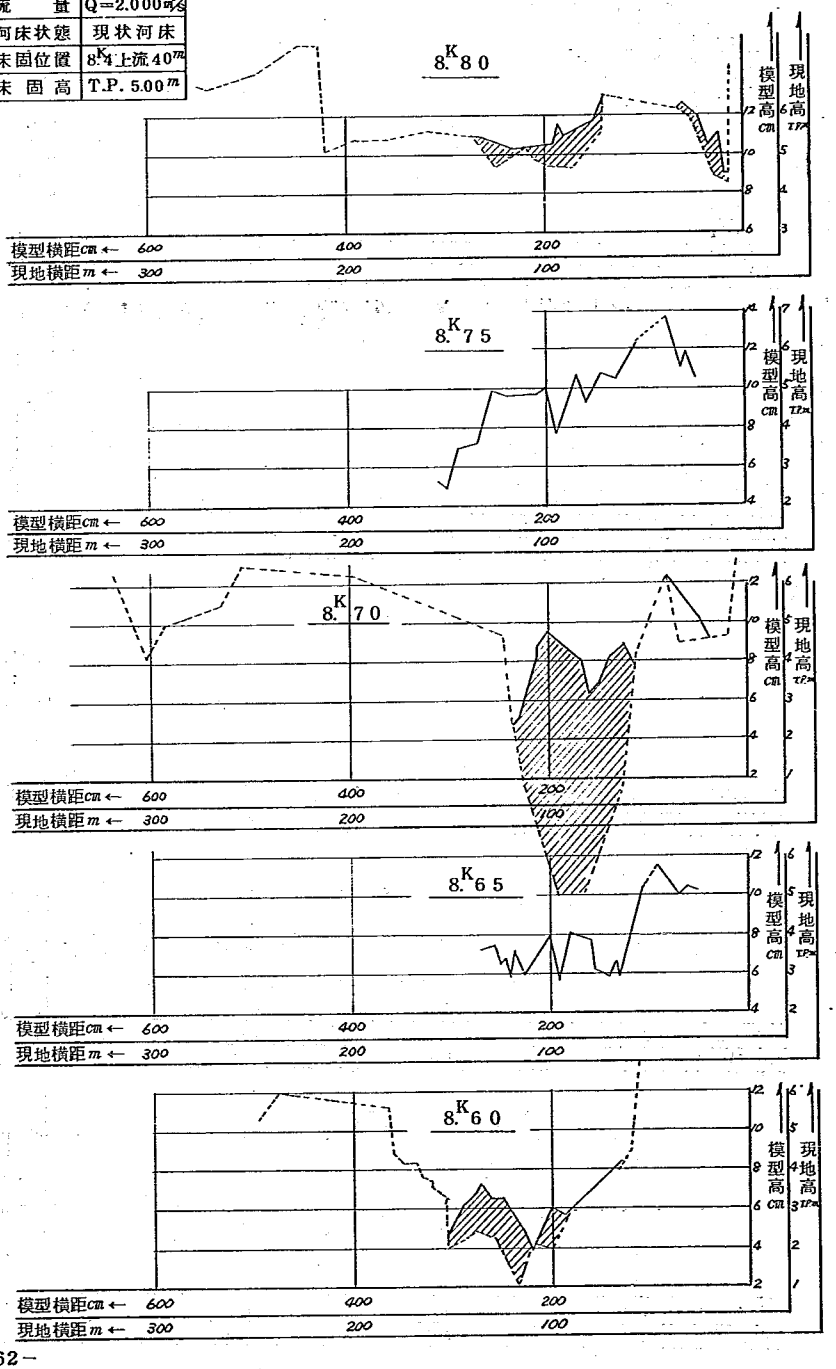
図－７０－２　流砂実験通水後横断図

実験番号	No. 13
流　　量	Q=2.000 m³/s
河床状態	現状河床
床固位置	8.4K上流40m
床固高	T.P. 5.00 m



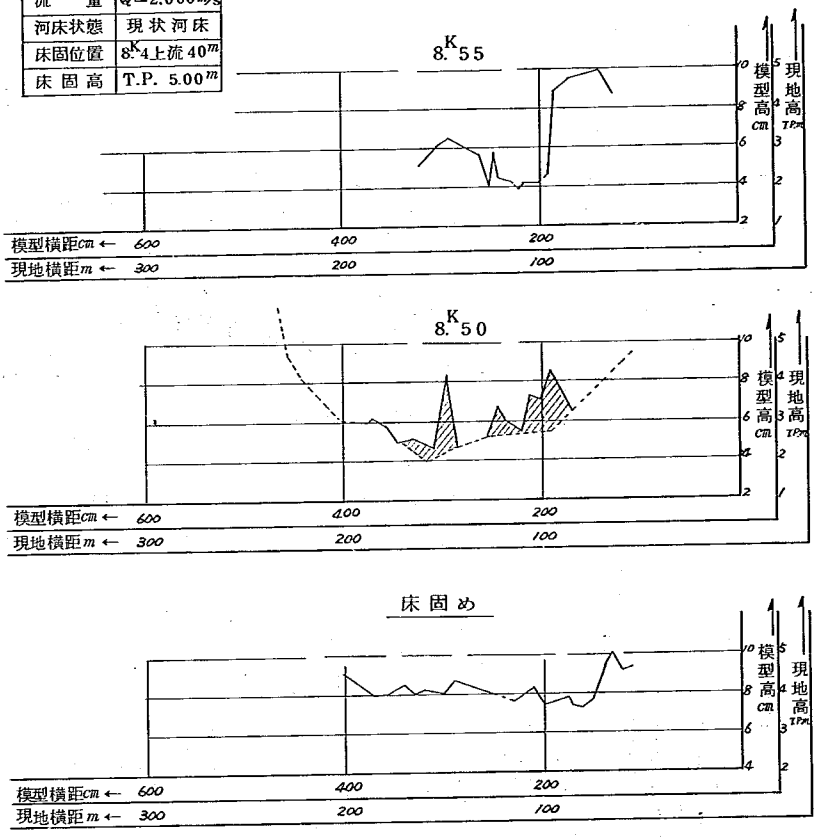
図－７０－３　流砂実験通水後横断図

実験番号	No. 13
流　　量	Q=2.000㎥/s
河床状態	現状河床
床固位置	8.K4上流40m
床 固 高	T.P. 5.00m



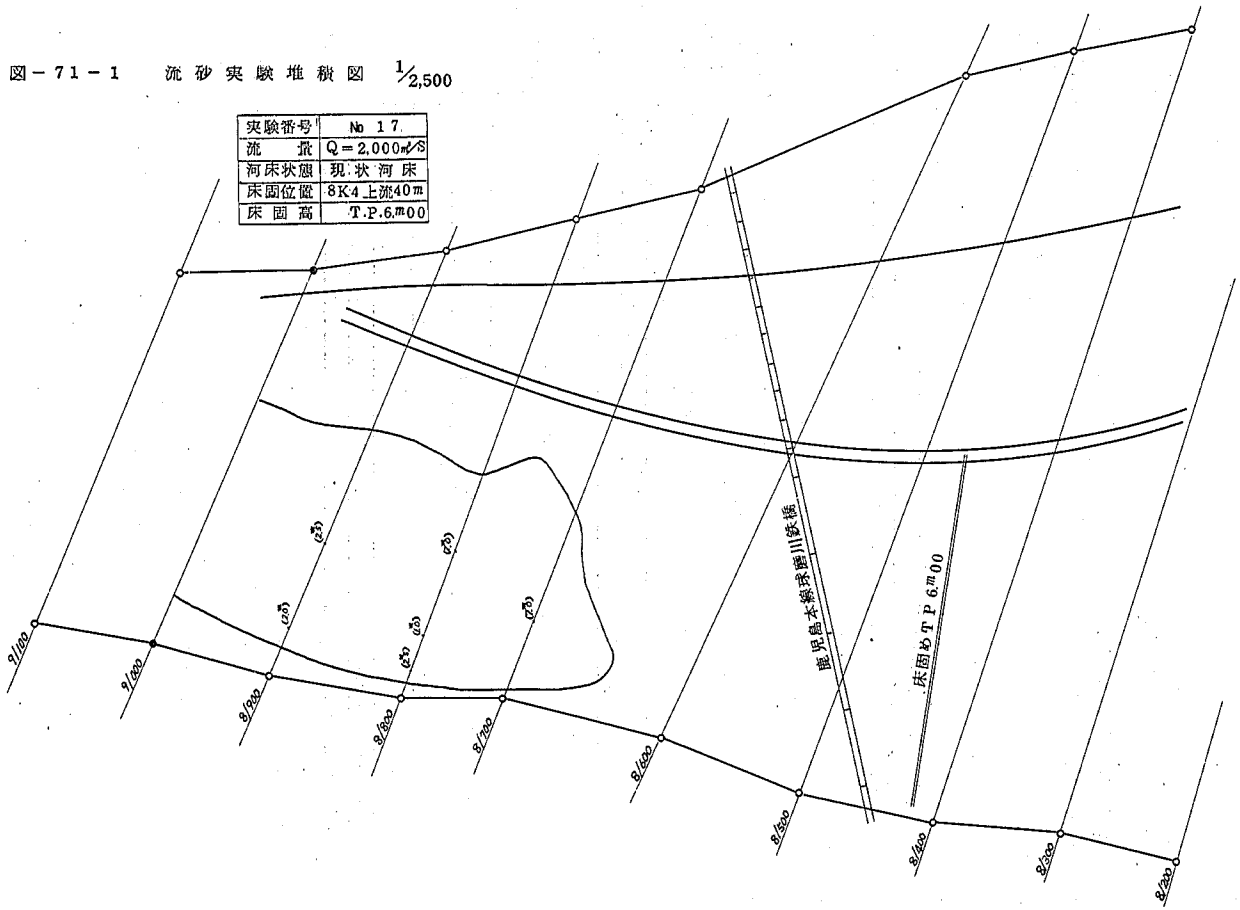
図－７０－４　流砂実験通水後横断図

実験番号	No 13
流　量	Q=2.000m³/s
河床状態	現状河床
床固位置	8.K4上流40m
床固高	T.P. 5.00m



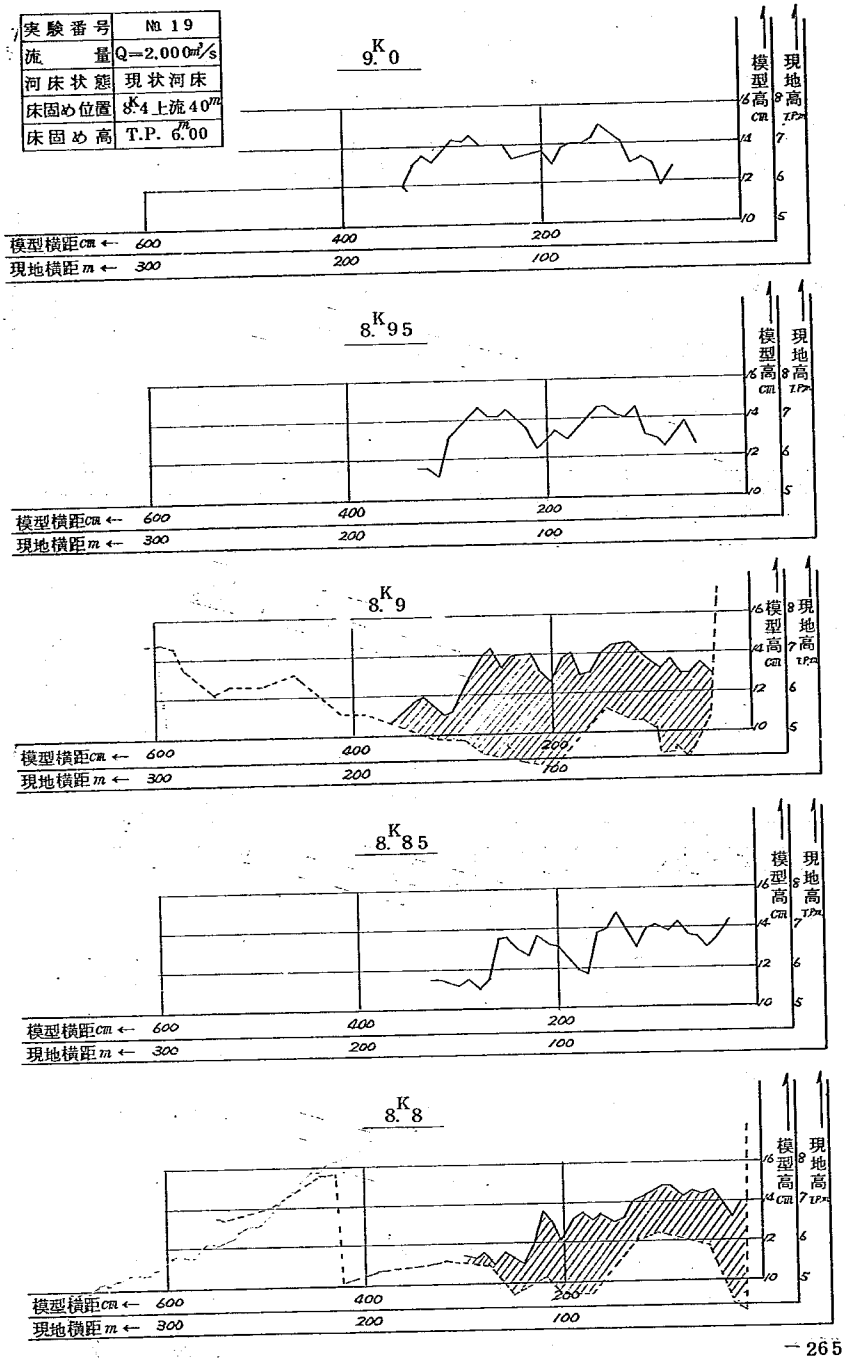
図－71－1　流砂実験堆積図　1/2,500

実験番号	No 17
流　　量	Q＝2,000㎥/S
河床状態	現状河床
床固位置	8K4上流40m
床固高	T.P.6.m00

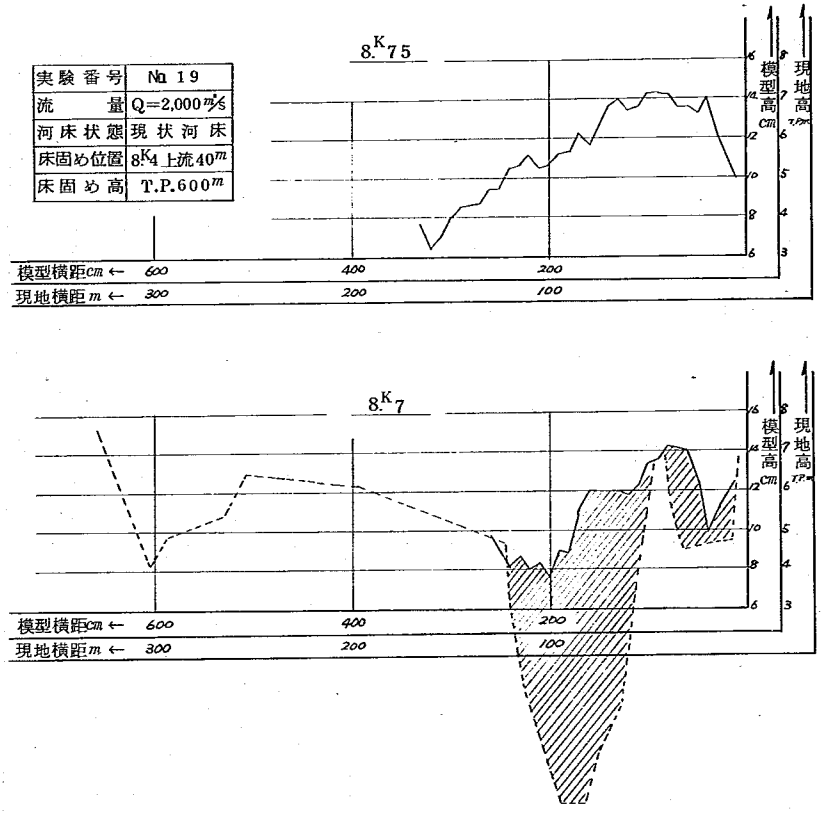


図－71－2　流砂実験通水後横断図

実験番号	No 19
流量	Q=2,000㎥/s
河床状態	現状河床
床固め位置	8.K4上流40m
床固め高	T.P. 6.m00

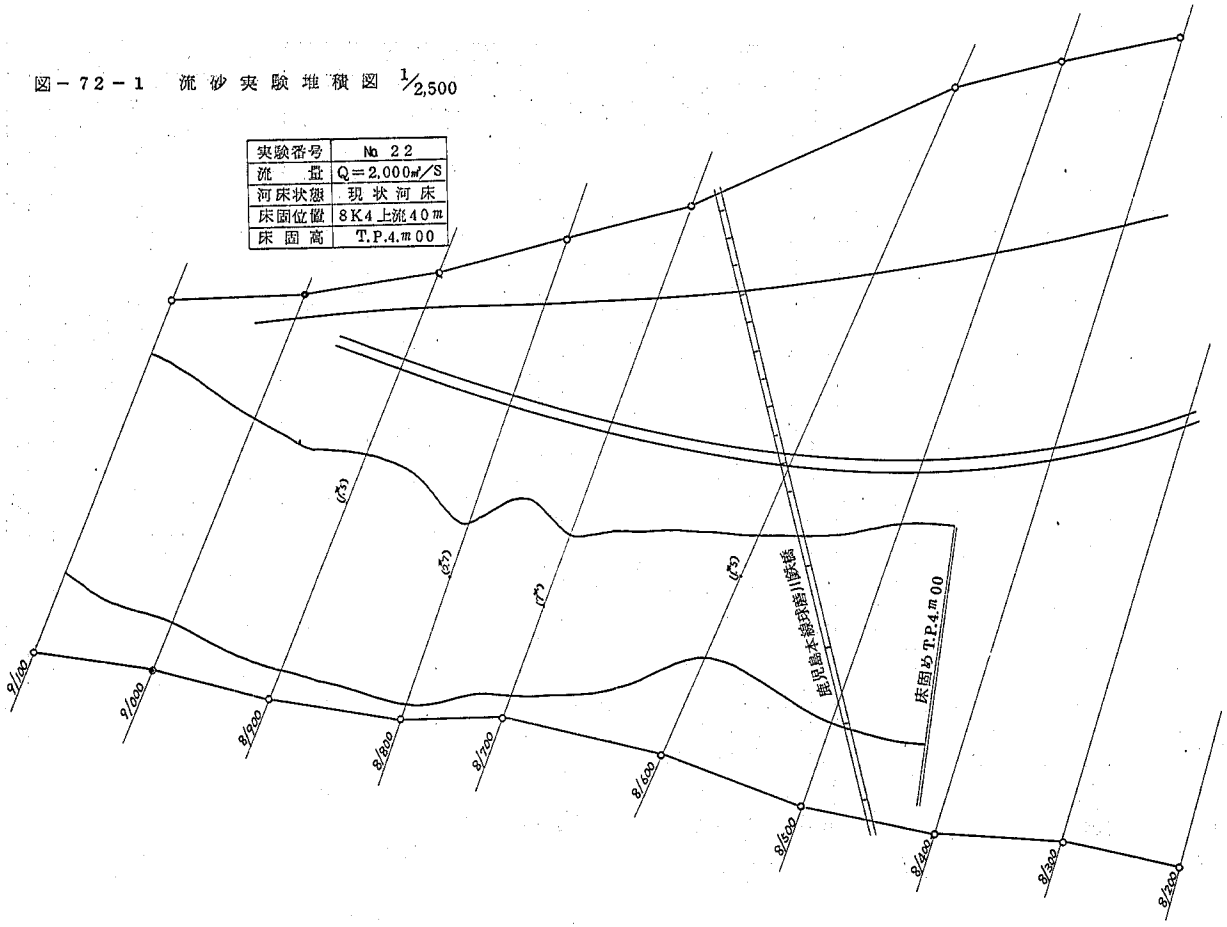


図－71－3　流砂実験通水後横断図



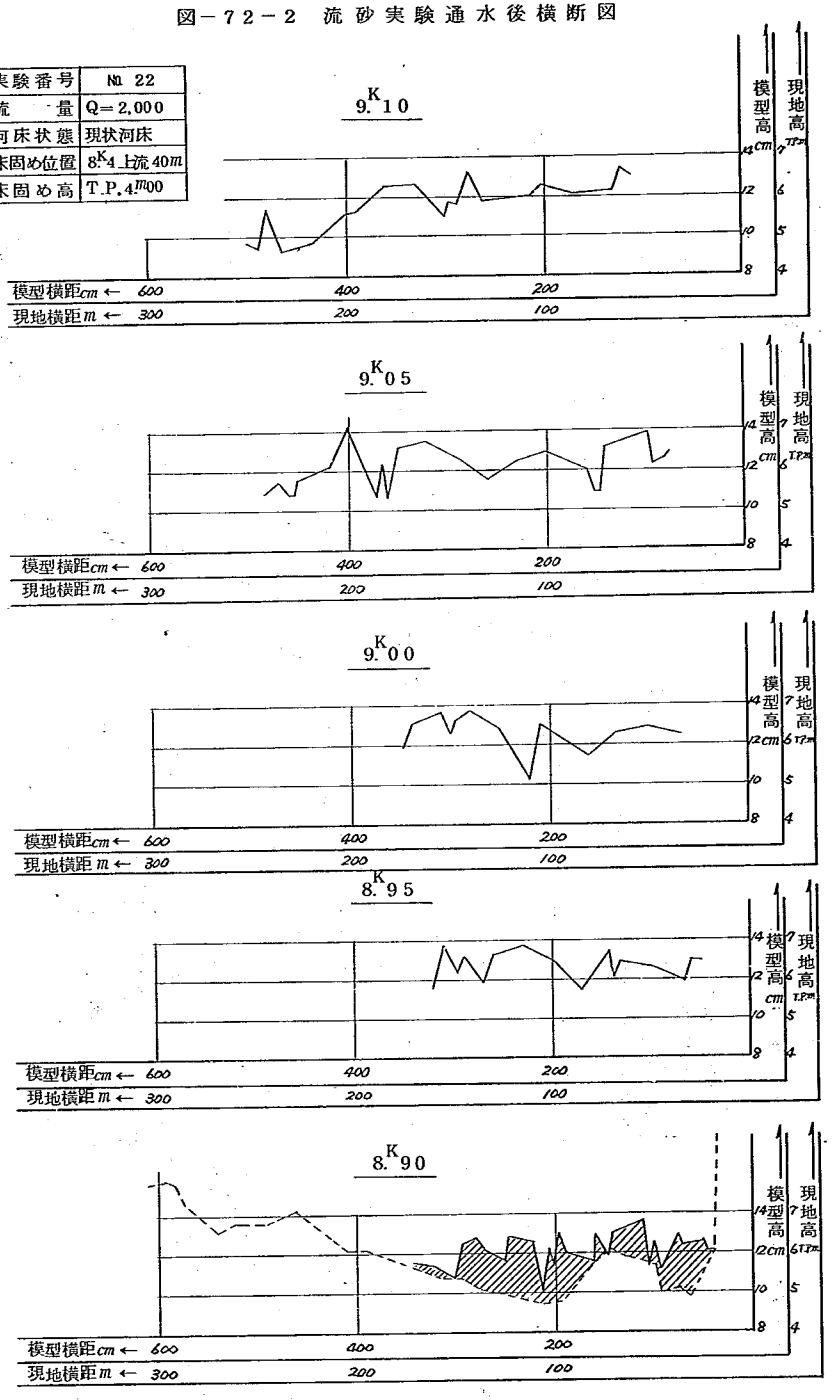
図－72－1　流砂実験堆積図　1/2,500

実験番号	No 22
流　量	Q＝2,000㎥/S
河床状態	現状河床
床固位置	8K4上流40m
床固高	T.P.4.m00



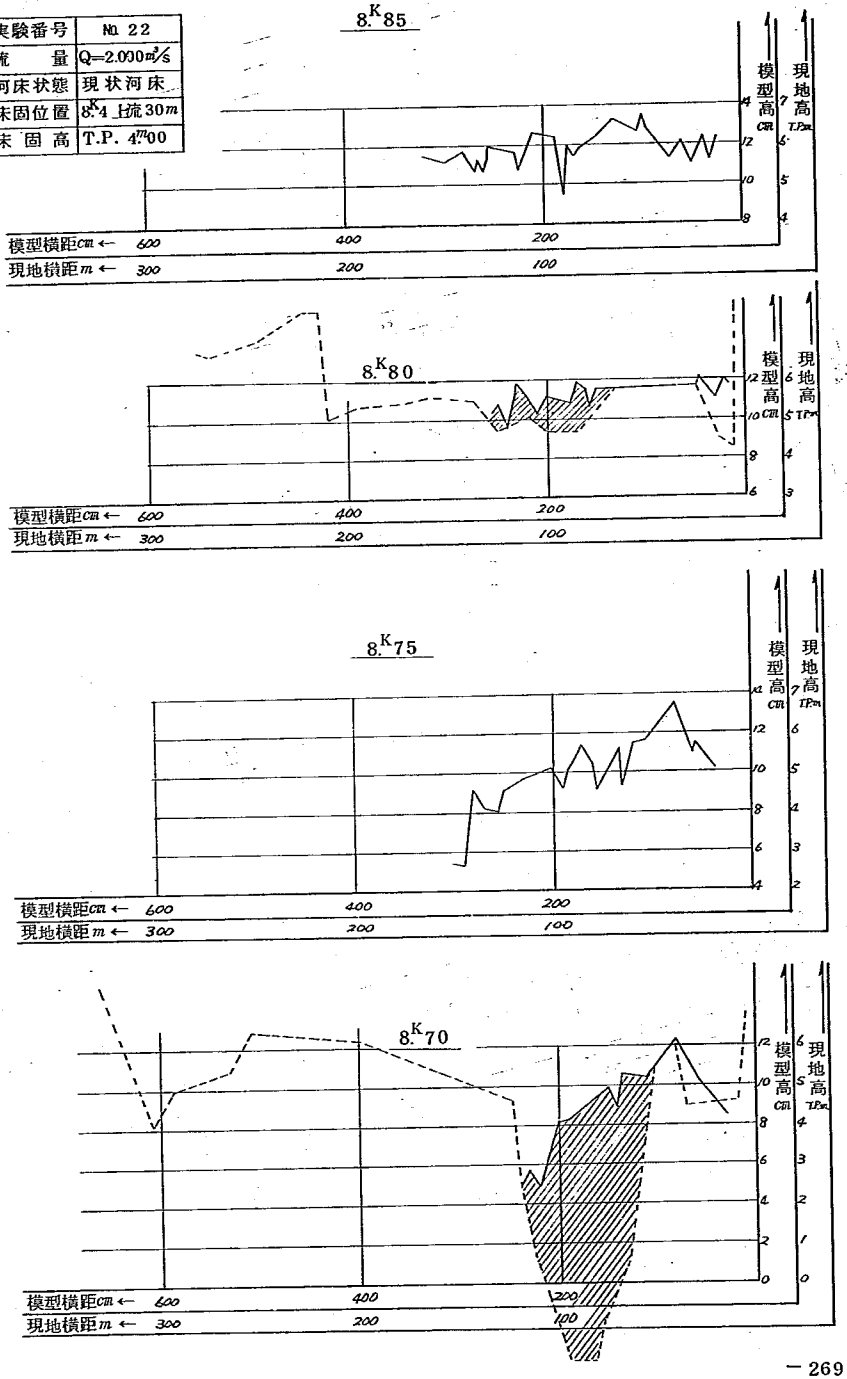
図－７２－２　流砂実験通水後横断図

実験番号	No 22
流　　量	Q＝2,000
河床状態	現状河床
床固め位置	8K4 上流40m
床固め高	T.P.4m00



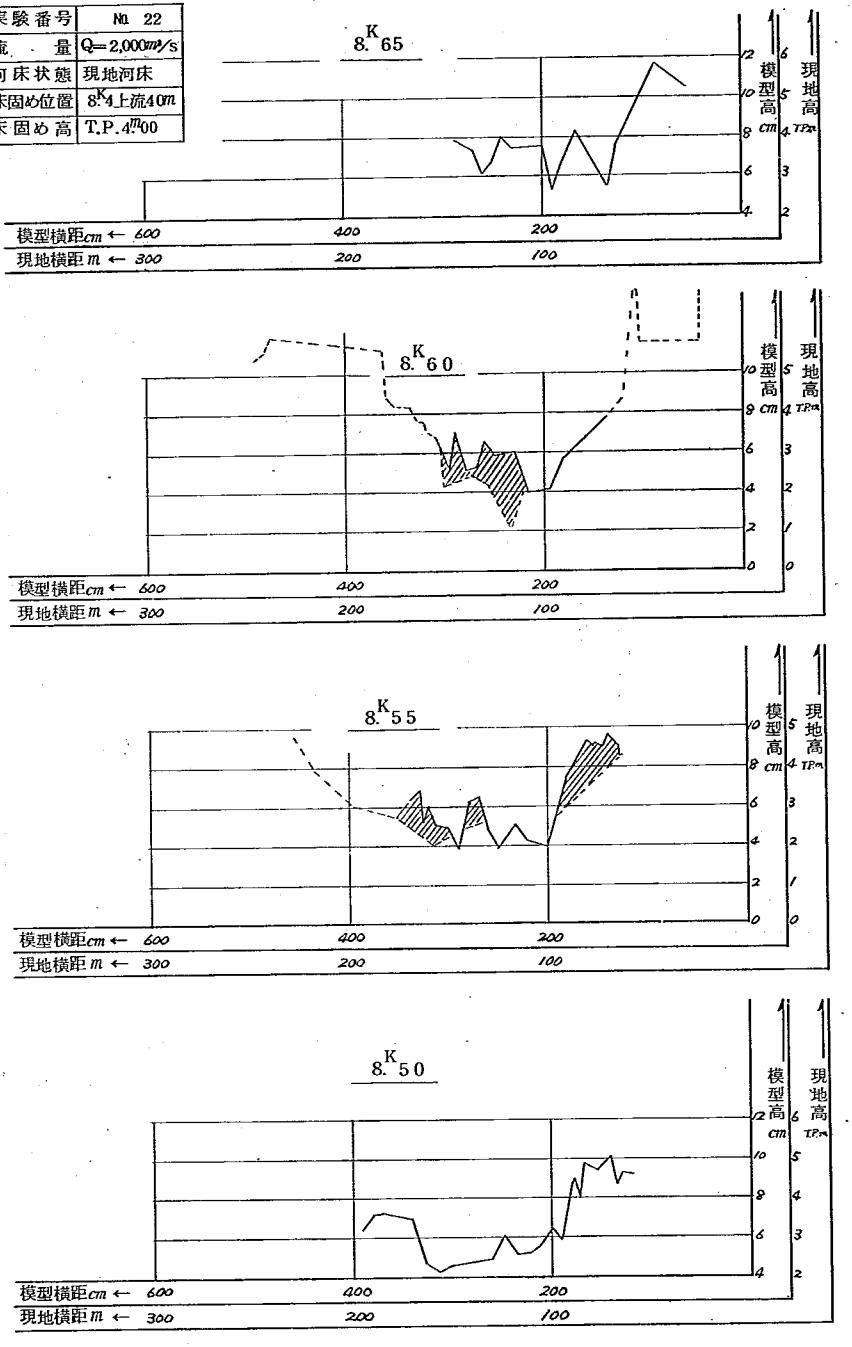
図－72－3　流砂実験通水後横断図

実験番号	No. 22
流　量	Q=2.000m³/s
河床状態	現状河床
床固位置	8K4 上流30m
床固高	T.P. 4m00

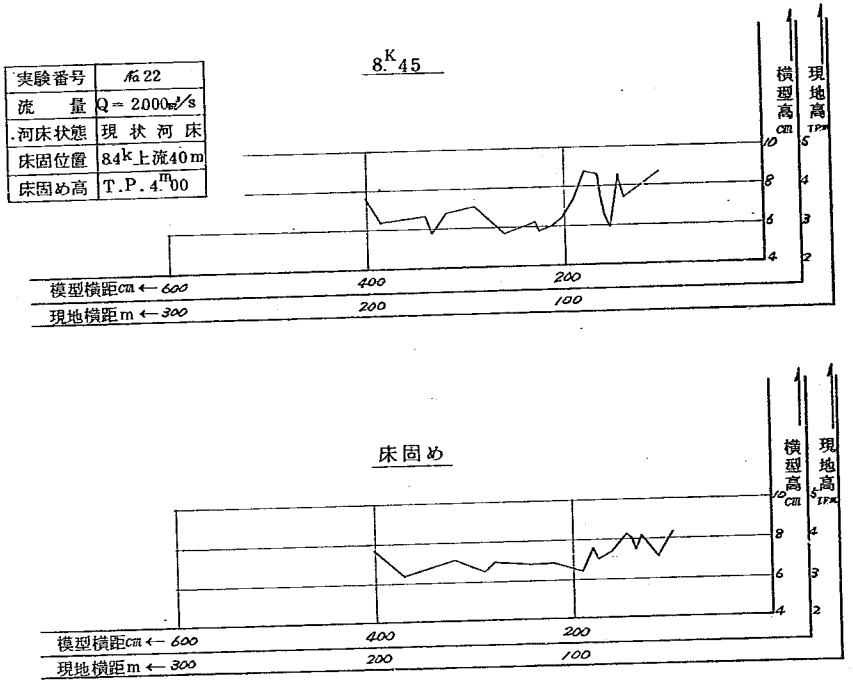


図－72－4　流砂実験通水後横断図

実験番号	No 22
流量	Q=2,000m³/s
河床状態	現地河床
床固め位置	8.K4上流40m
床固め高	T.P.4m00

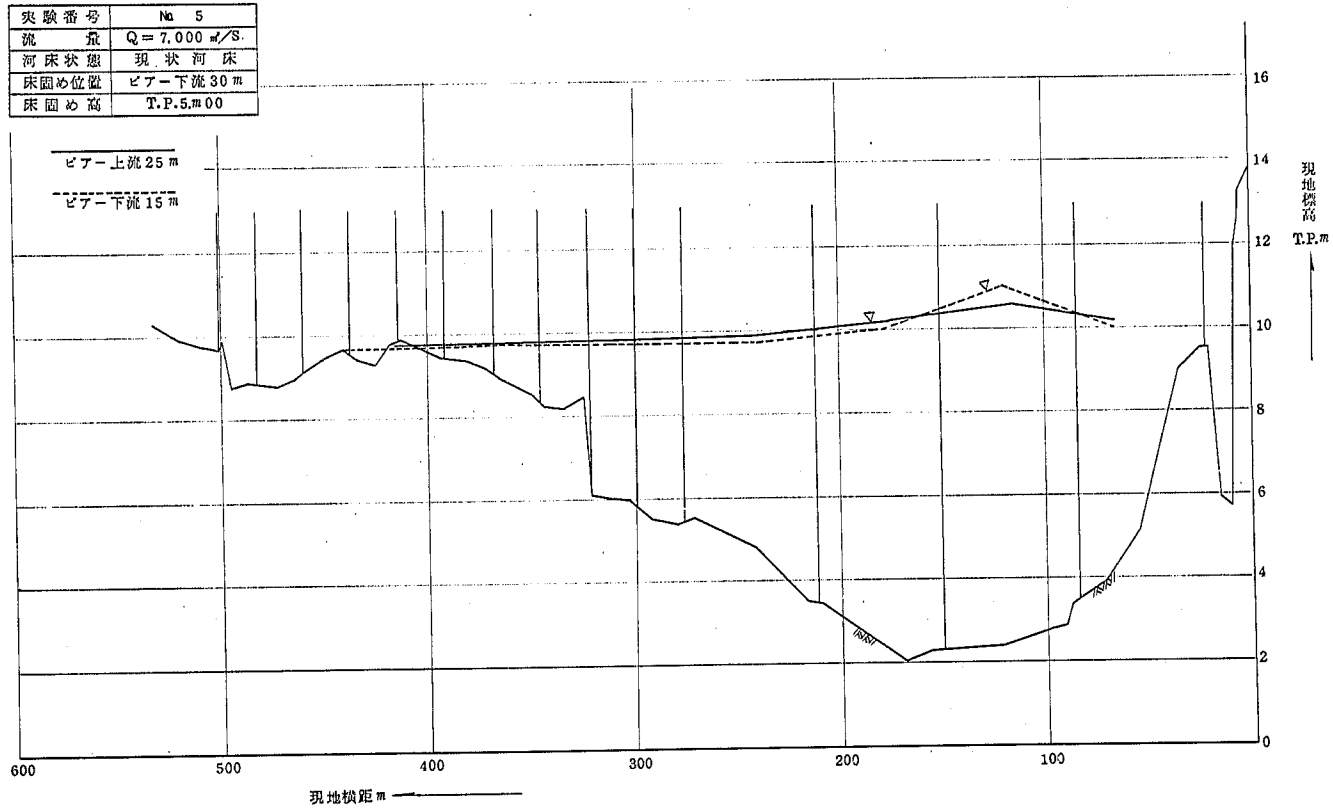


図－７２－５　流砂実験通水後横断図



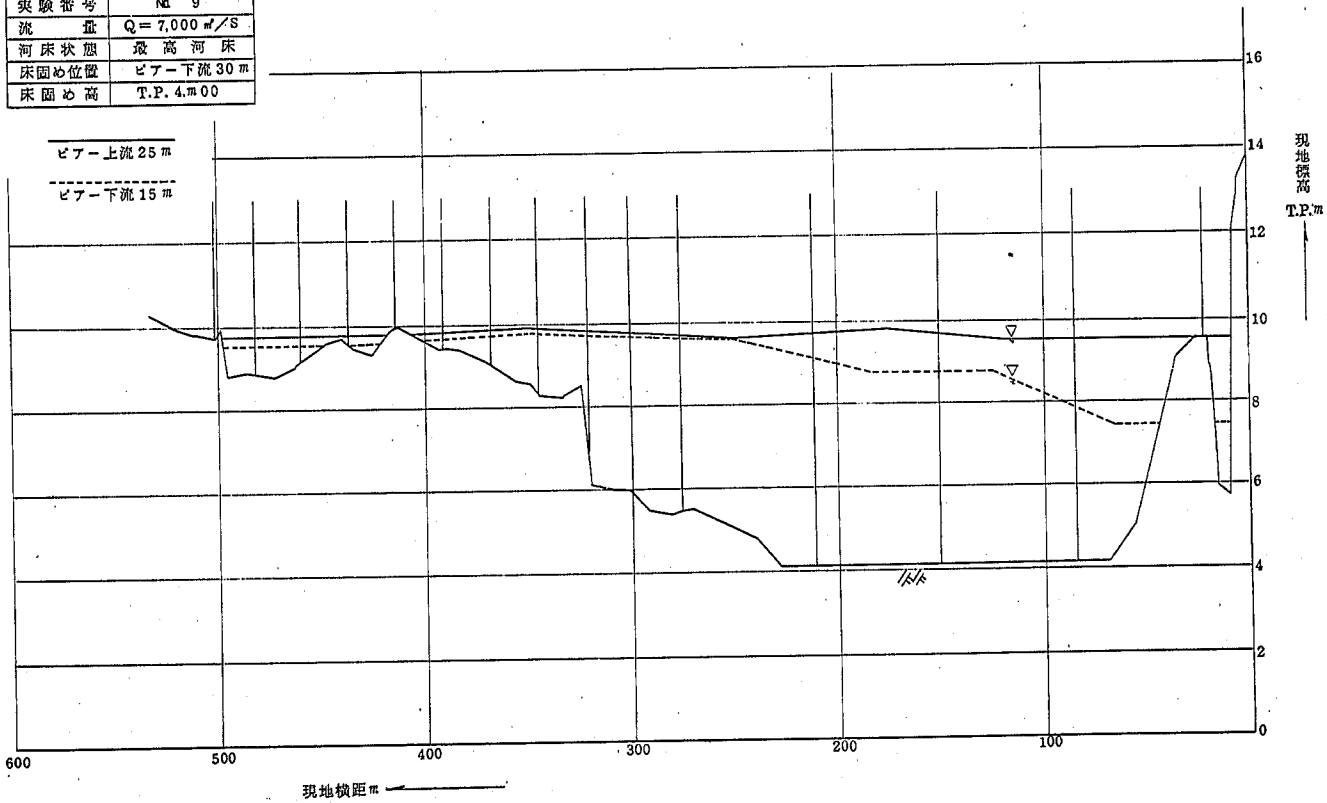
図－73－1　水位横断図

実験番号	No. 5
流量	Q＝7,000 ㎥/S.
河床状態	現状河床
床固め位置	ピアー下流30m
床固め高	T.P.5.m00



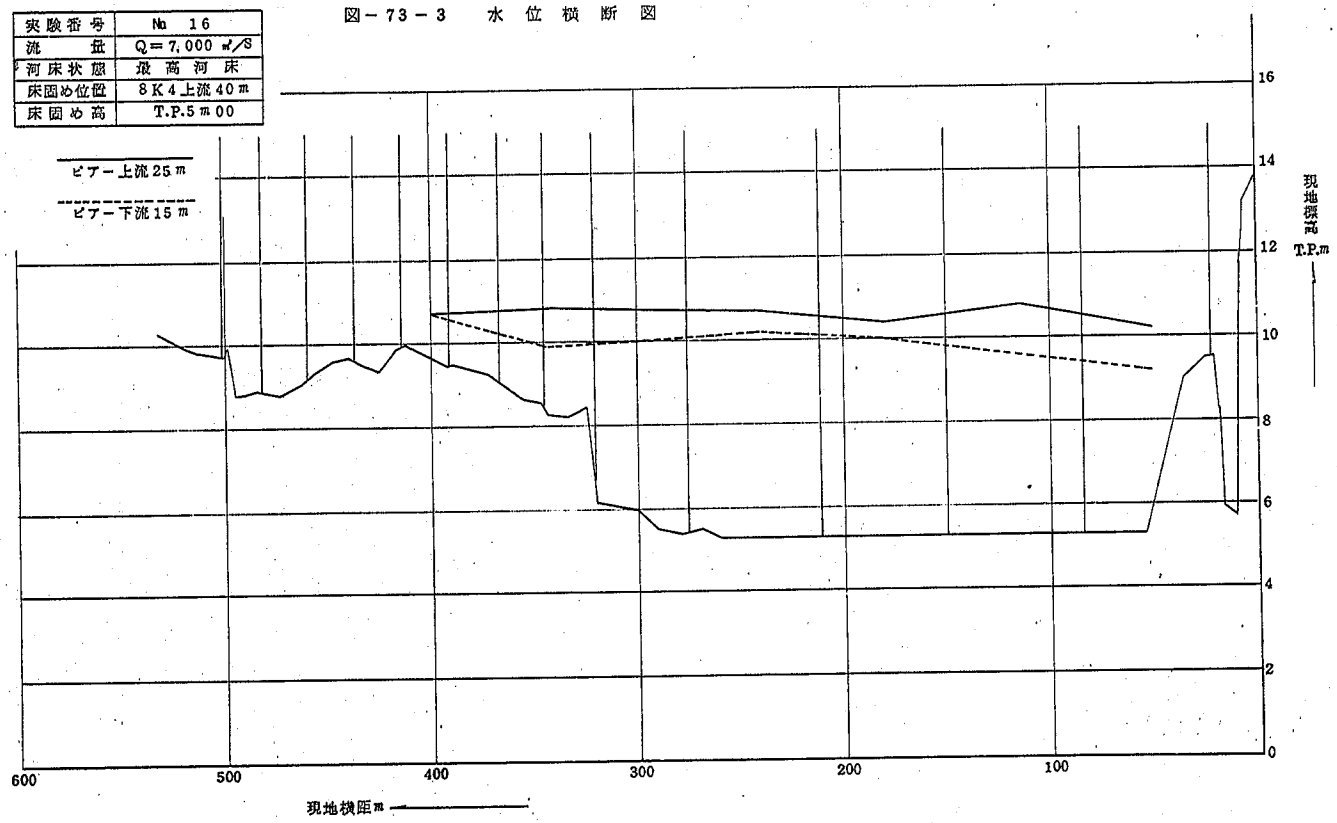
図－73－2　水位横断図

実験番号	No 9
流量	Q＝7,000 ㎥／S
河床状態	最高河床
床固め位置	ピアー下流30 m
床固め高	T.P. 4.m00



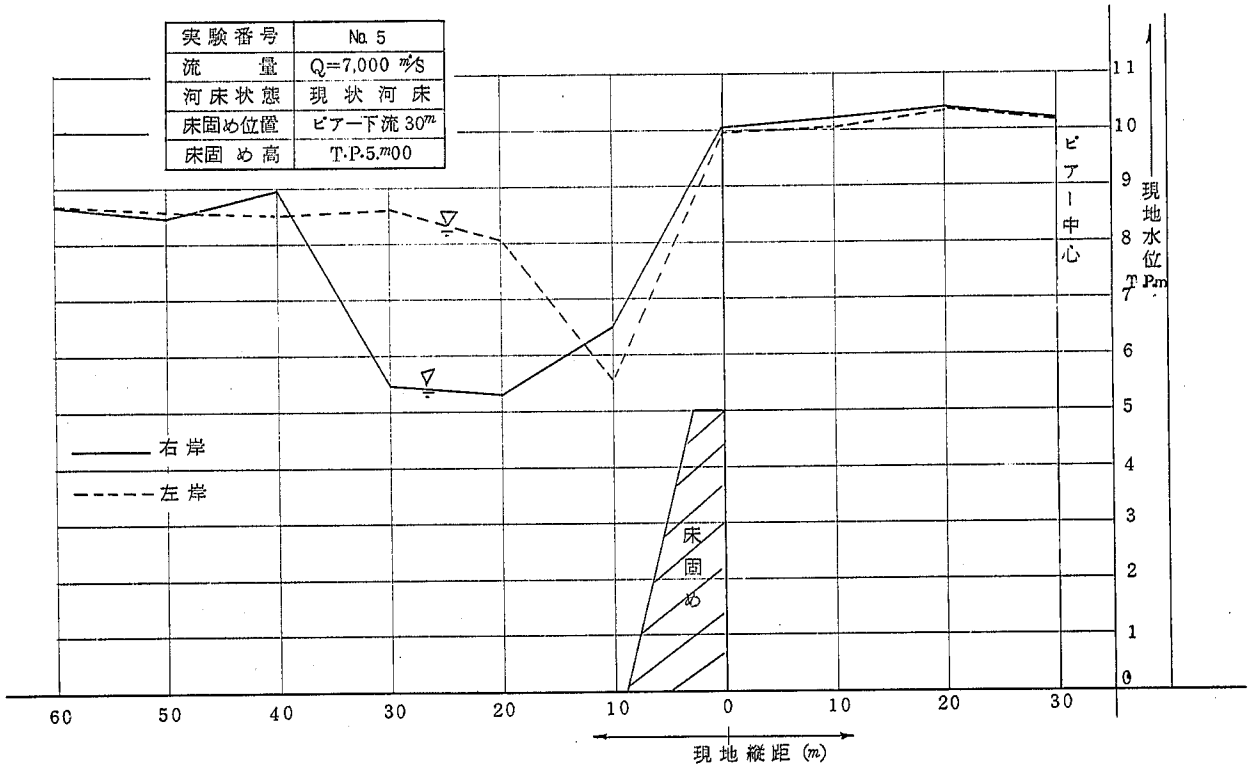
図－73－3　水位横断図

実験番号	No 16
流量	Q＝7,000 ㎥/S
河床状態	最高河床
床固め位置	8K4上流40m
床固め高	T.P.5m00



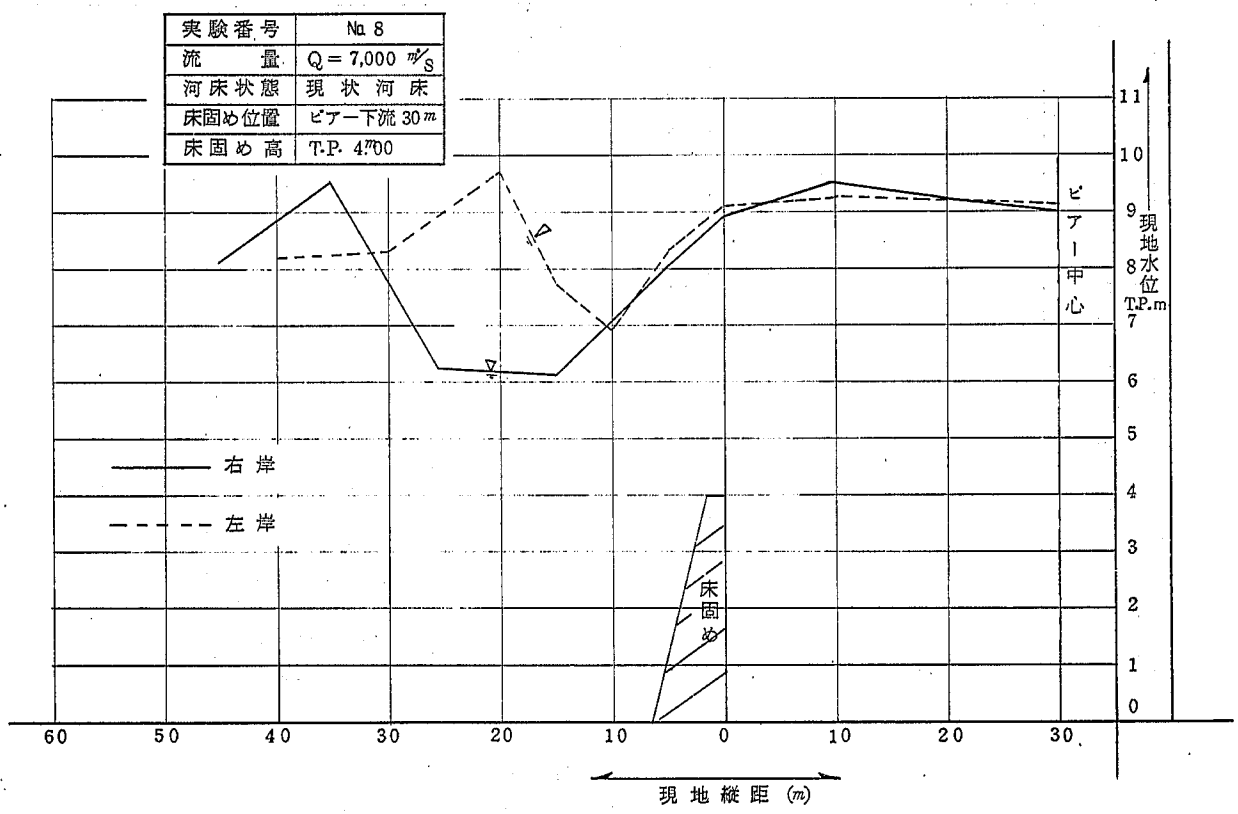
図－７４－１　床固め附近水位縦断図

Q＝7,000 ㎥/S



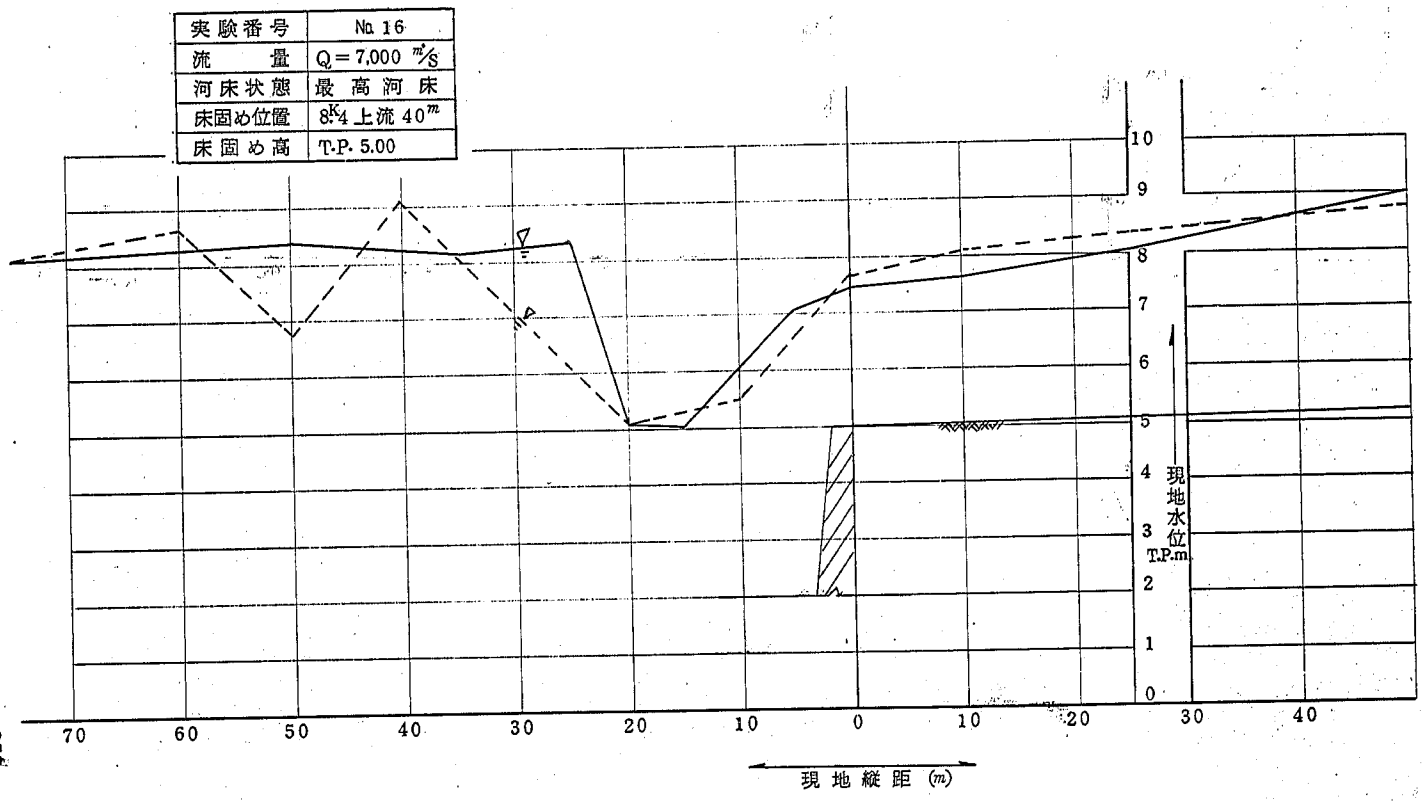
図－７４－２　床固め附近水位縦断図

$Q = 7,000\ m^3/S$

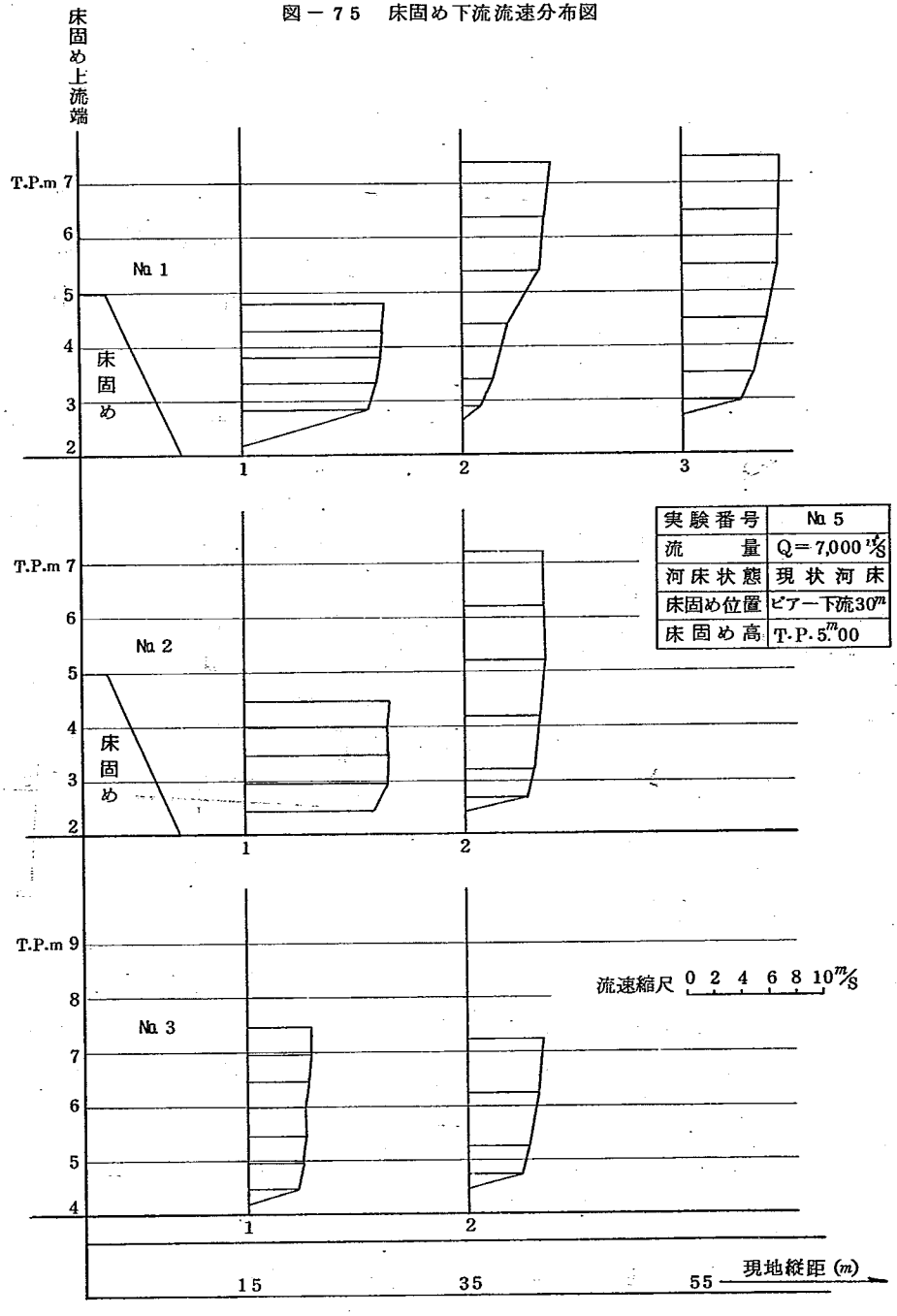


図－74－3　床固め附近水位縦断図

Q＝7,000 m³/s



図－７５　床固め下流流速分布図

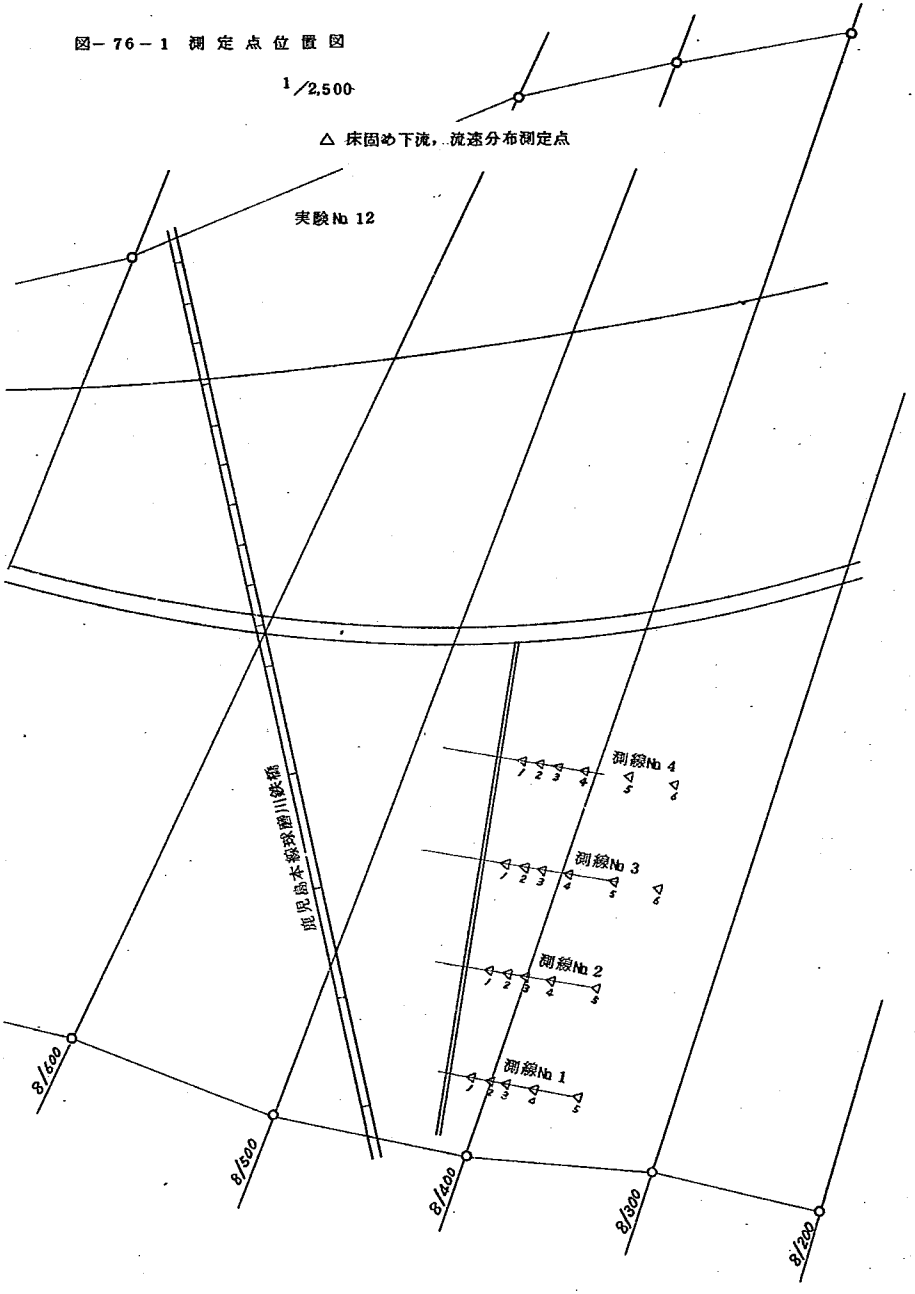


実験番号	No 5
流量	Q＝7,000 m³/s
河床状態	現状河床
床固め位置	ピアー下流30m
床固め高	T.P. 5.m00

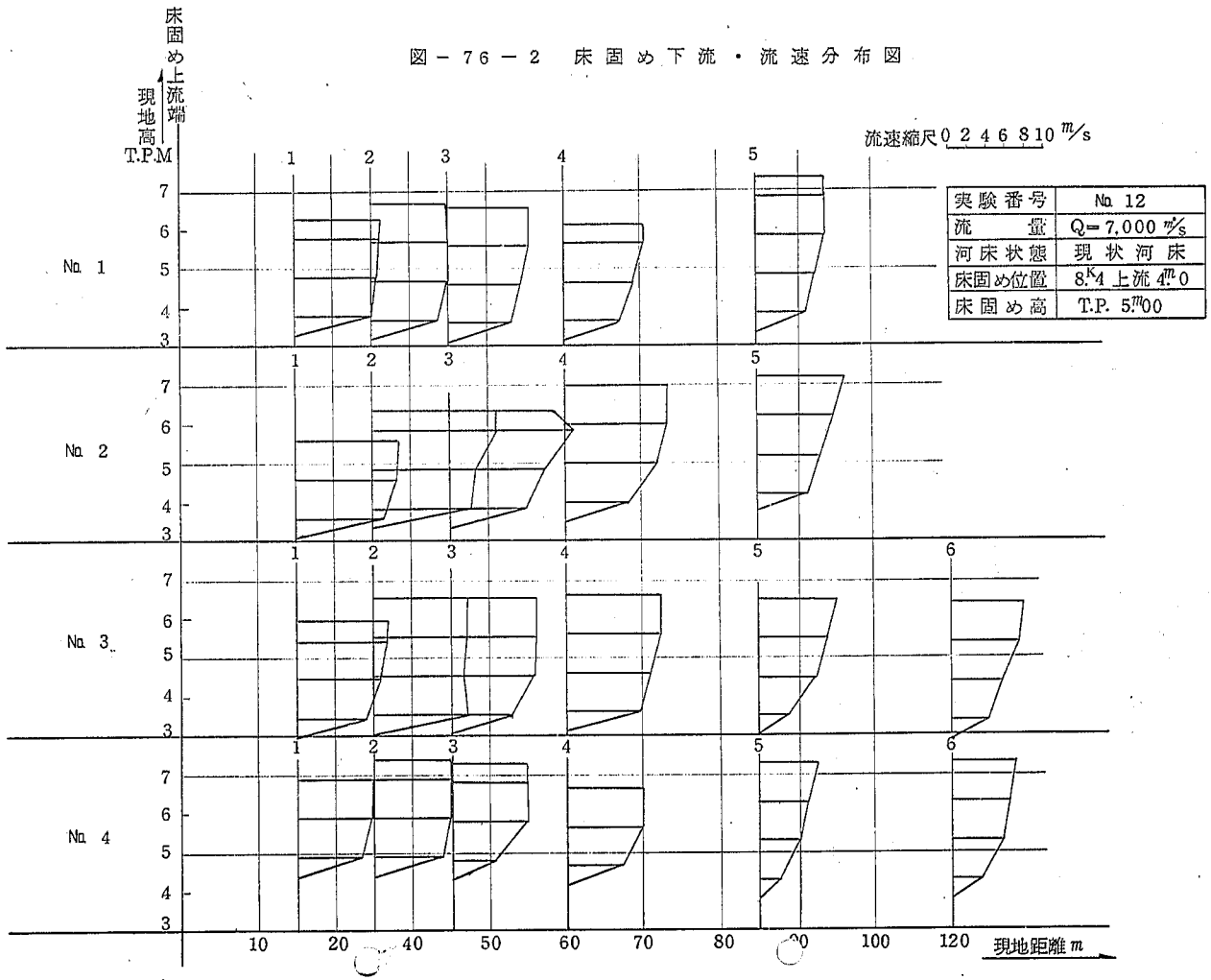
図－76－1 測定点位置図

1／2,500

△ 床固め下流，流速分布測定点

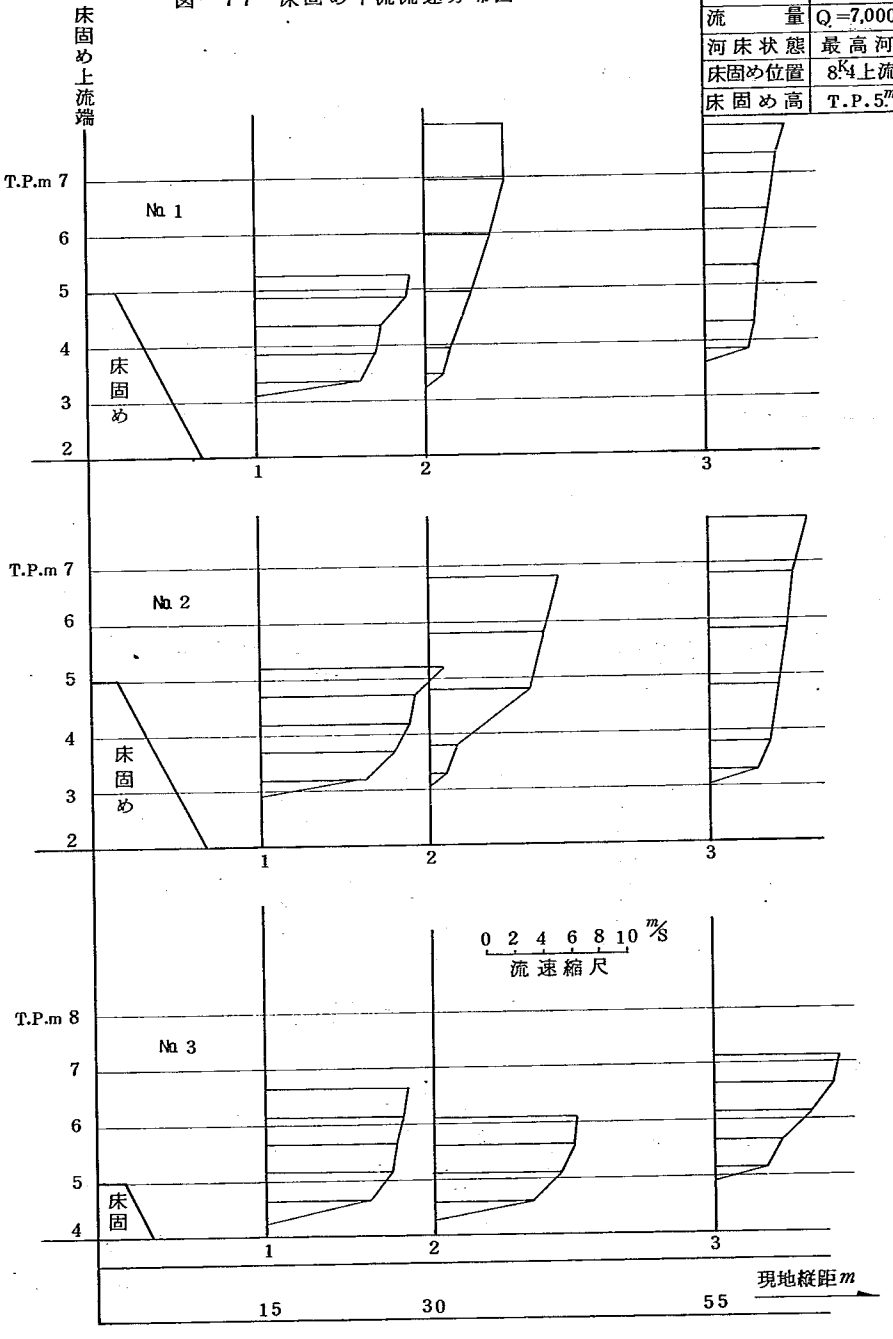


図－76－2　床固め下流・流速分布図



図－77　床固め下流流速分布図

実験番号	No.16
流量	Q=7,000㎥/S
河床状態	最高河床
床固め位置	8.K4上流40m
床固め高	T.P.5.m00

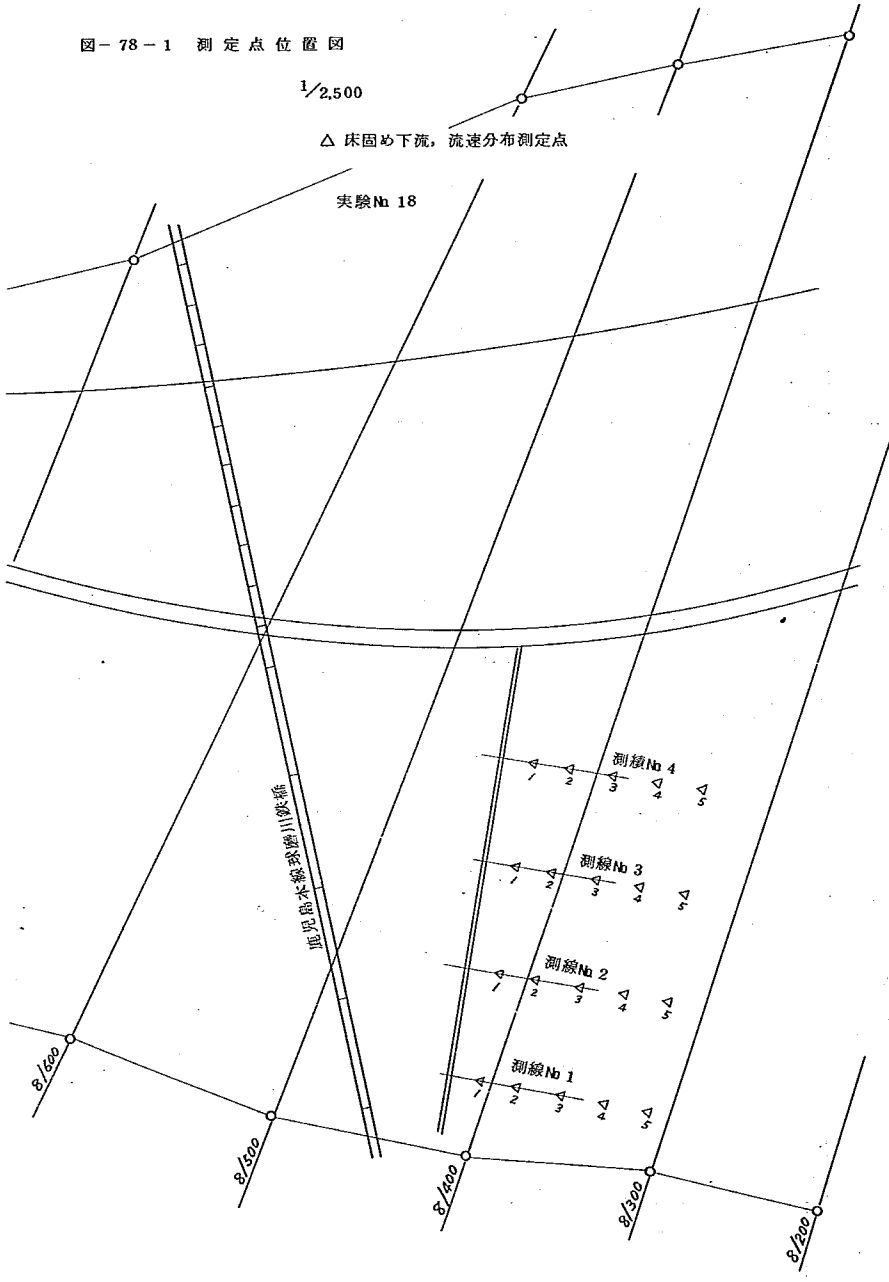


図－78－1　測定点位置図

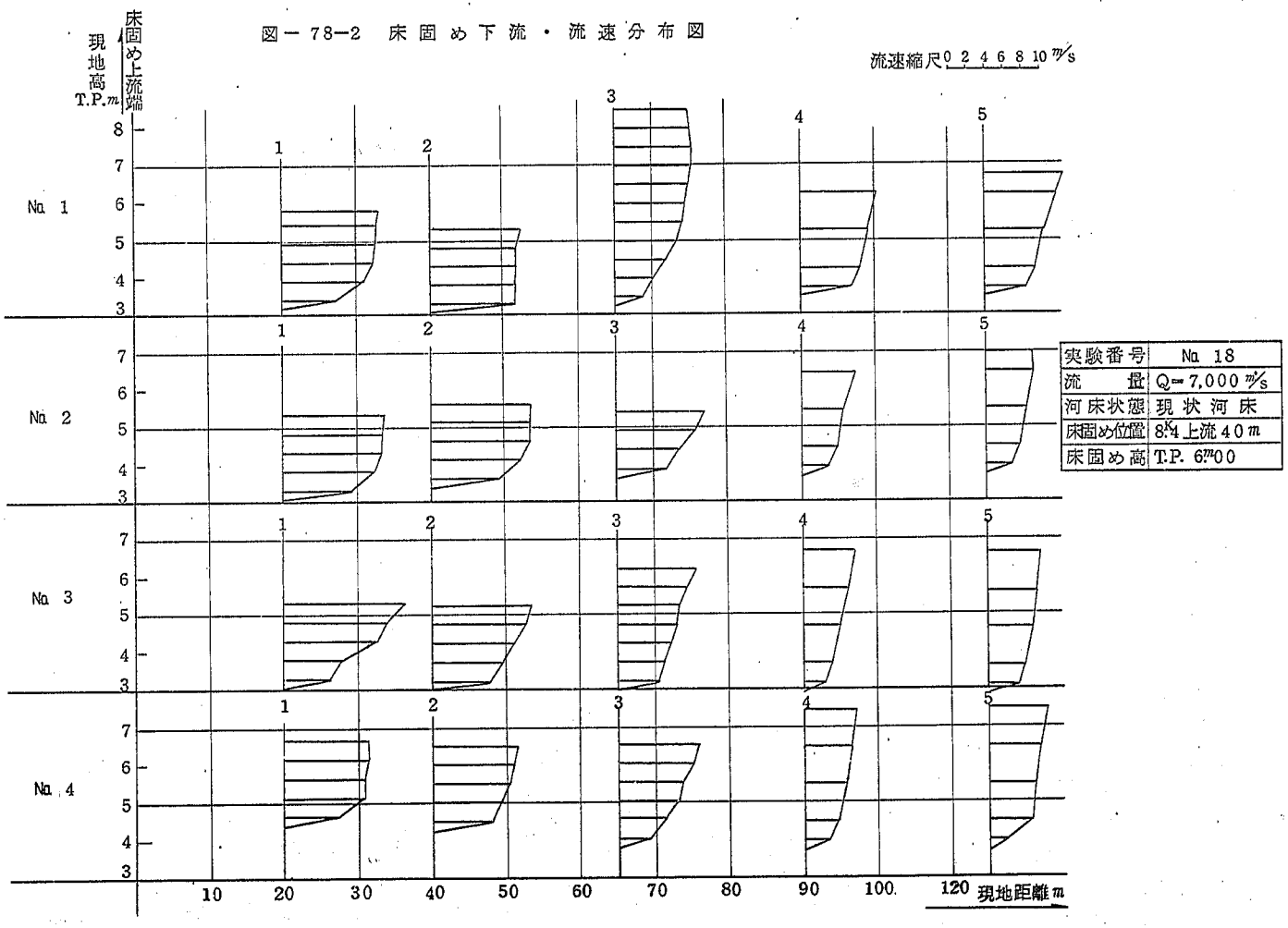
1/2,500

△ 床固め下流，流速分布測定点

実験No 18



図－78－2　床固め下流・流速分布図

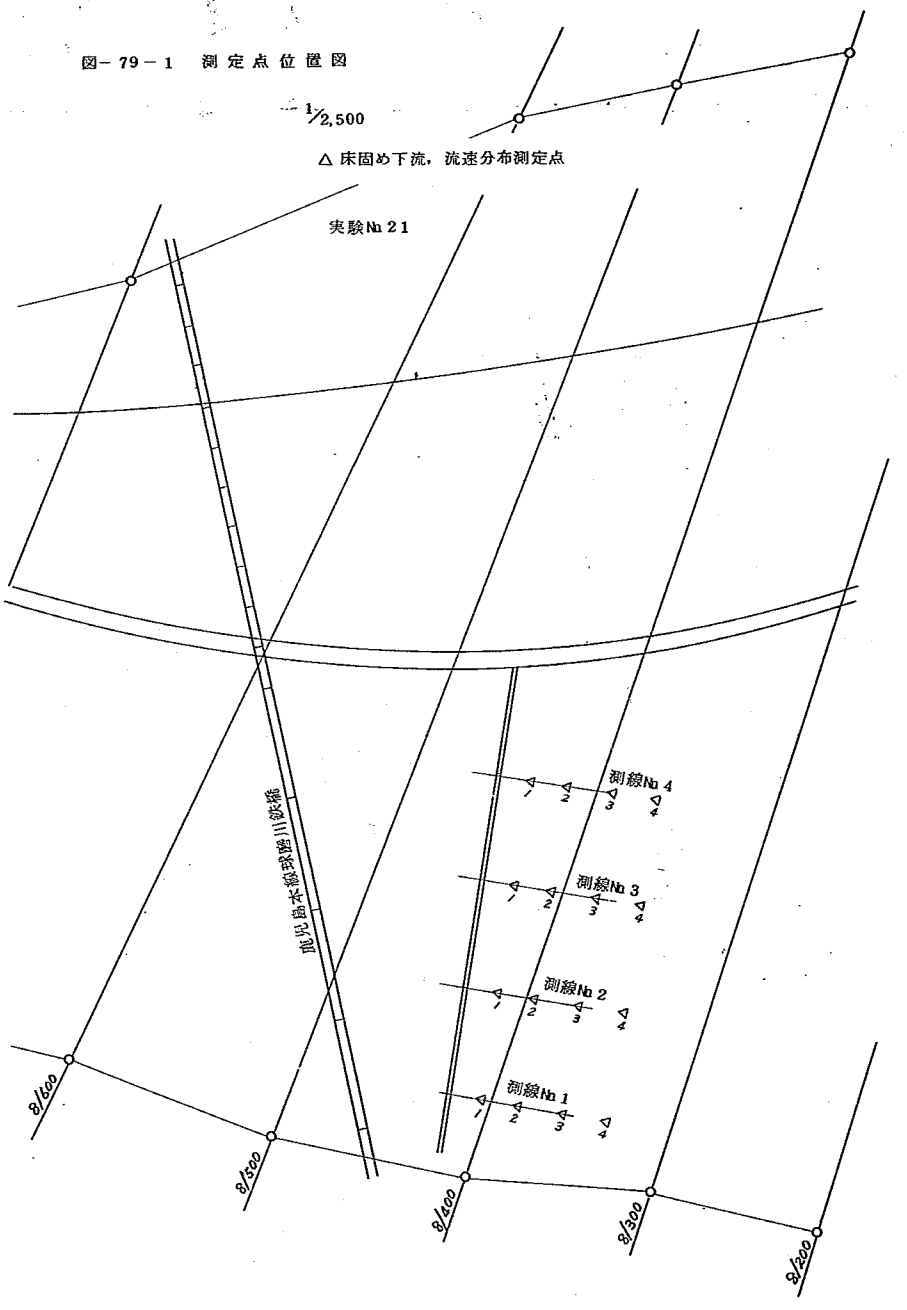


実験番号	No. 18
流量	Q=7,000 m/s
河床状態	現状河床
床固め位置	8.K4 上流 40 m
床固め高	T.P. 6.m00

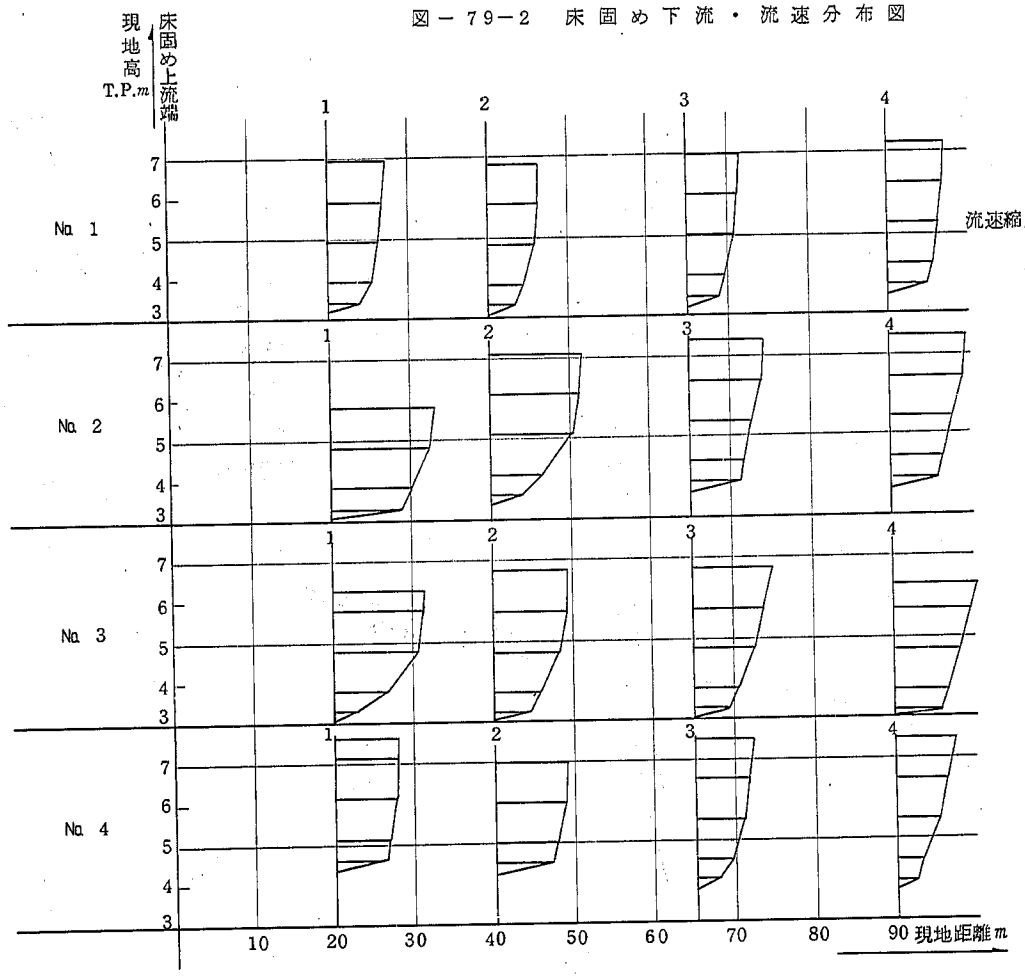
図－79－1　測定点位置図

1/2,500

△ 床固め下流，流速分布測定点



図－79－2　床固め下流・流速分布図



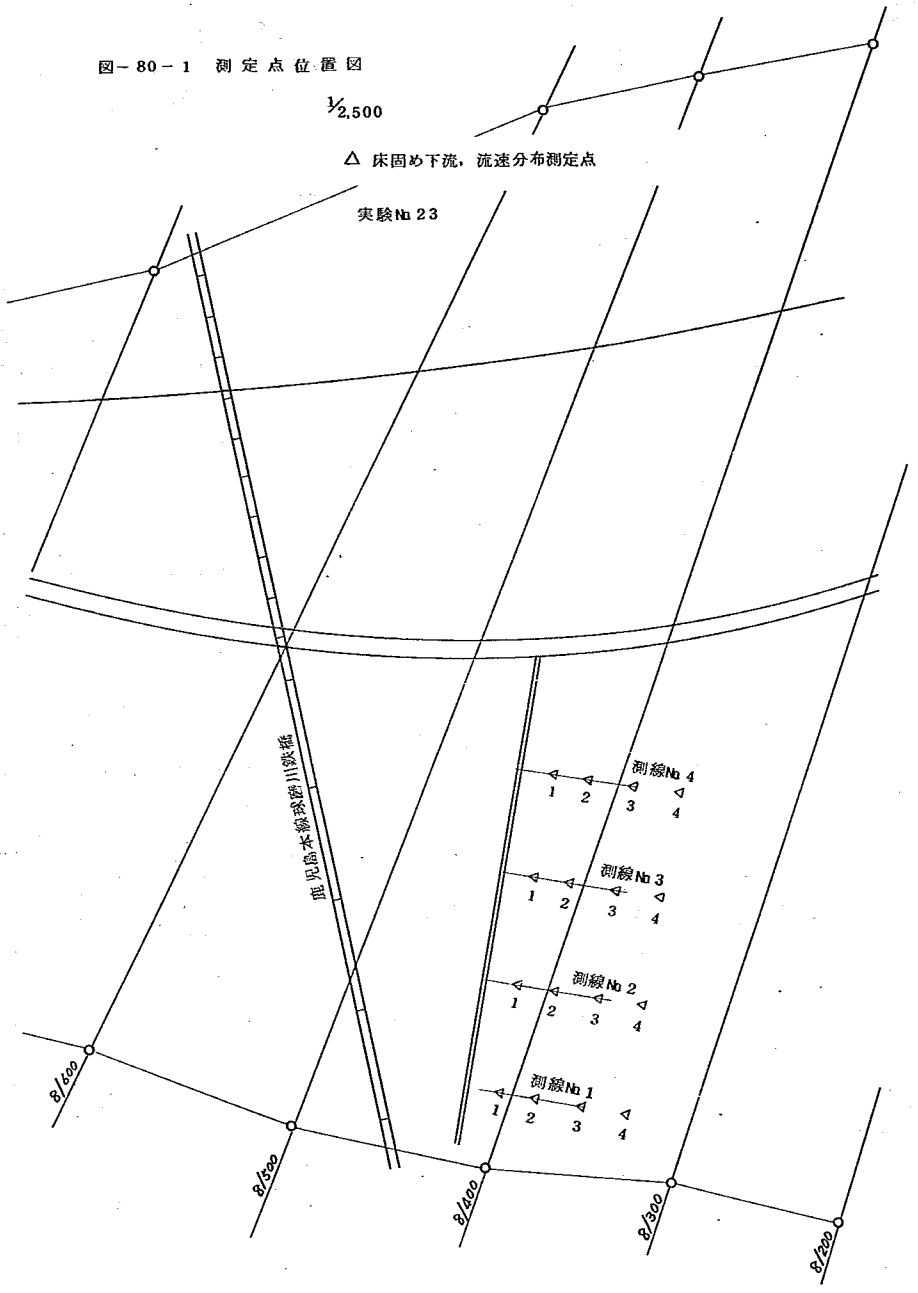
実験番号	No. 21
流量	Q=7,000 m³/s
河床状態	現状河床
床固め位置	8.K4 上流 40m
床固め高	T.P. 4.m00

図－80－1　測定点位置図

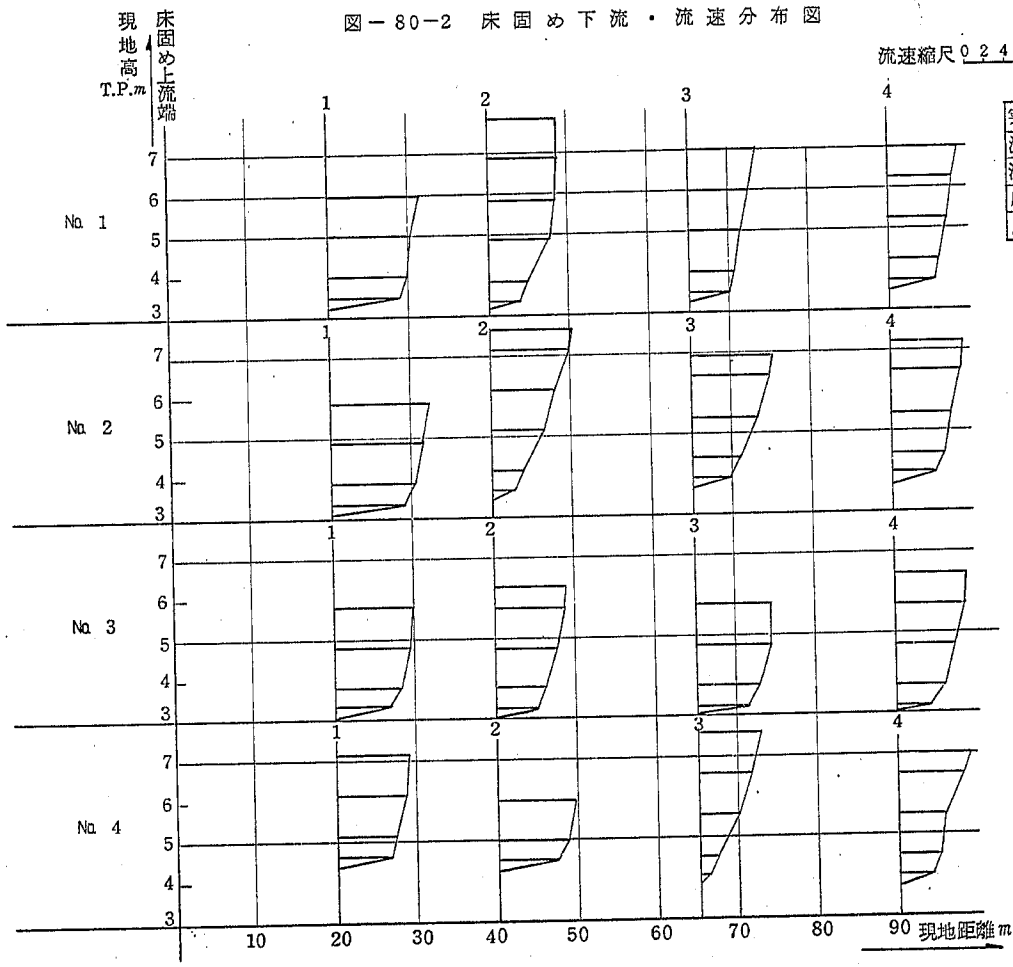
1/2,500

△ 床固め下流，流速分布測定点

実験No 23

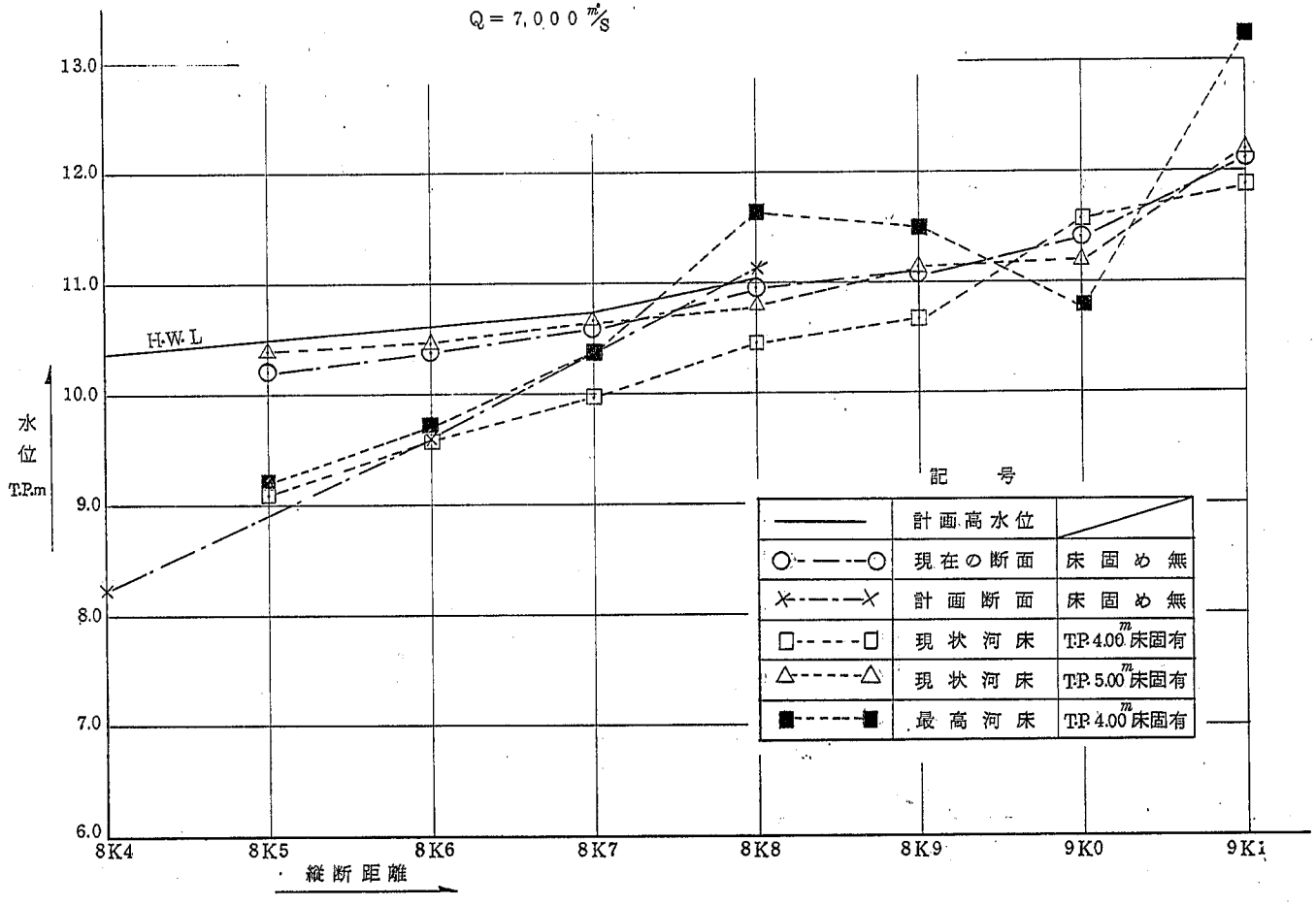


図－80－2　床固め下流・流速分布図



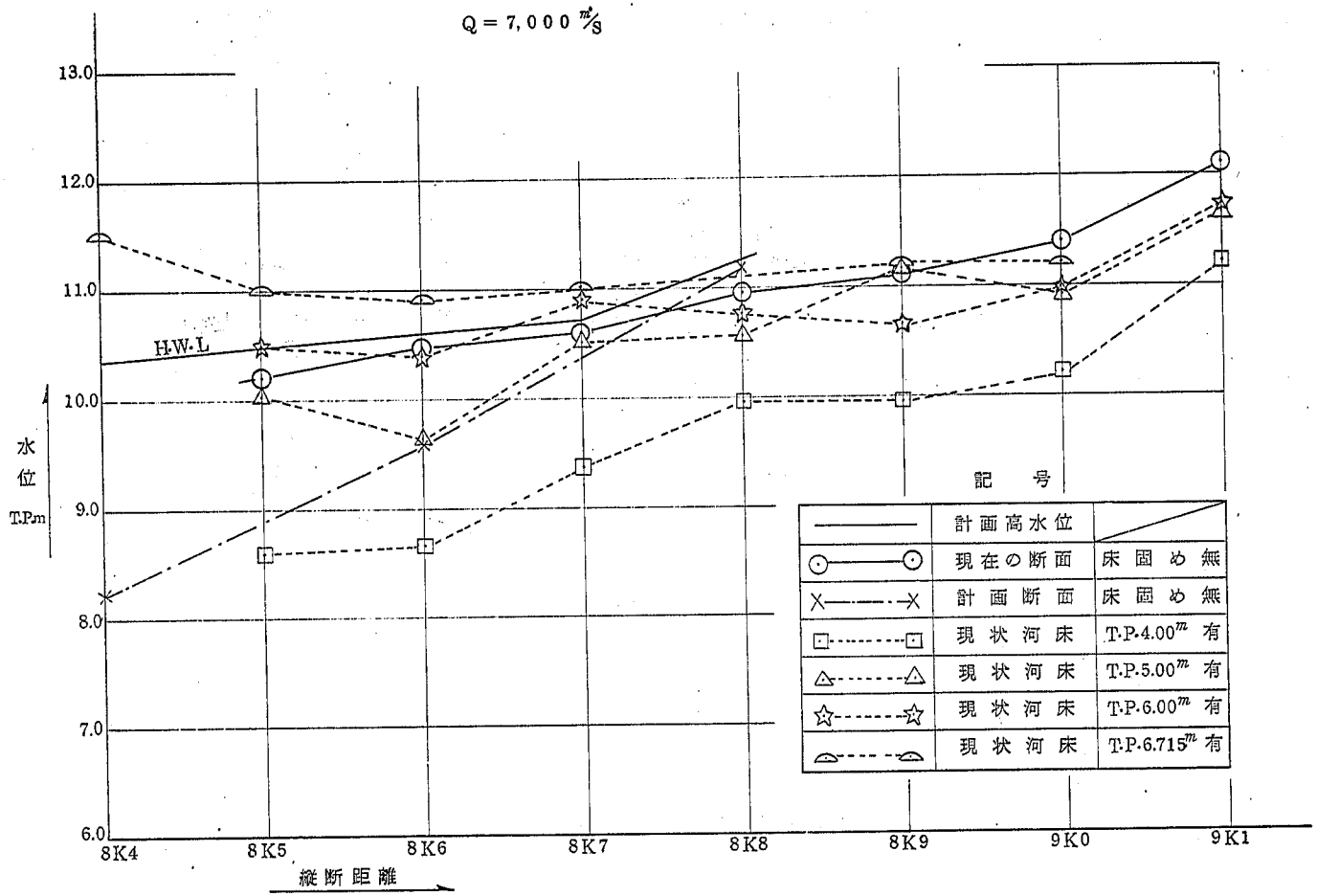
実験番号	No. 23
流量	Q=7,000 m³/s
河床状態	最高河床
床固め位置	8.K 4 上流 40 m
床固め高	T.P. 4.m00

図－81　A地点床固上流水位縦断図



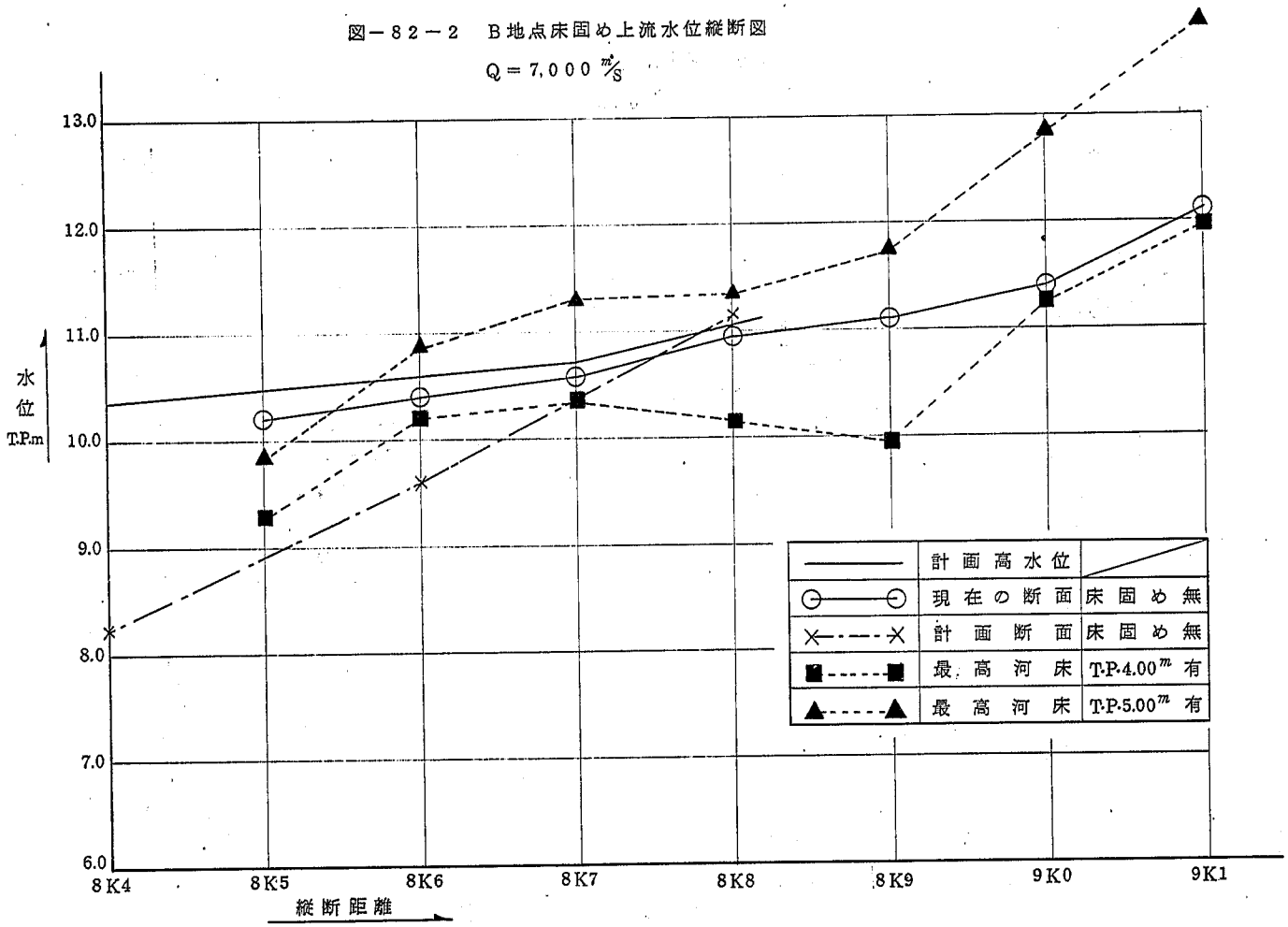
図－82－1　B地点床固め上流水位縦断図

Q＝7,000 ㎥/s



図－８２－２　Ｂ地点床固め上流水位縦断図

$Q = 7{,}000\ m^3/s$



表－32－1　流速，流向数値表

測線 No1　　単位　流速m/s　測定高，T.P.M

		0			1			2			3			4			5			6		
		測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速
No 1	1	(8.275) 7.350	355°	4.081	(7.975) 6.805	2°	5.096	(8.250) 6.840	355°	5.049	(7.875) 6.995	355°	6.261	(8.025) 6.445	347°	6.894	(7.375) 6.790	350°	8.313	(7.375) 6.425	34°	8.911
	2	6.350	355°	3.960	6.305	2°	4.540	6.340	355°	4.998	6.495	355°	5.918	5.445	347°	6.567	5.790	350°	7.918	5.925	34°	8.882
	3	5.350	355°	3.834	5.305	2°	4.257	5.340	355°	4.808	5.495	355°	5.144	4.445	347°	5.556	4.790	350°	6.894	4.925	34°	8.282
	4	4.350	355°	3.500	4.305	2°	3.903	4.340	355°	4.313	4.495	355°	4.747	3.445 (2.945)	347°	5.238	3.790 (3.290)	350°	5.285	3.925 (3.425)	34°	7.070
	5	3.350 (2.850)	355°	2.800	3.305 (2.805)	2°	3.283	3.340 (2.840)	355°	3.564	3.495 (2.995)	355°	3.705									

		7			8			9			10			11			12			13		
		測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速
No 1	1	(8.350) 7.440	5°	7.342	(8.525) 7.360	0°	7.539	(9.050) 7.510	0°	7.950	(8.450) 7.985	14°	8.631	(9.750) 8.675	342°	6.894	(9.550) 8.500	342°	6.930	(9.675) 7.460	0°	7.241
	2	6.440	5°	7.375	6.860	0°	7.408	7.010	0°	7.794	7.985	14°	8.429	7.675	342°	6.859	7.500	342°	6.567	6.460	0°	7.275
	3	5.440	5°	7.139	5.860	0°	7.104	6.010	0°	7.539	6.985	14°	8.071	6.675	342°	6.641	6.500	342°	6.689	5.460	0°	7.139
	4	4.440	5°	6.965	4.860	0°	6.751	5.010	0°	7.173	5.985	14°	7.858	5.675	342°	6.338	5.500	342°	6.377	4.460	0°	6.930
	5	3.440 (2.940)	5°	6.222	3.860	0°	6.222	4.010	0°	6.416	4.985	14°	7.539	4.675	342°	5.940	4.500	342°	6.208	3.460	0°	6.802
	6				2.860 (2.360)	0°	5.144	3.010 (2.510)	0°	5.238	3.985	14°	6.894	3.675	342°	5.480	3.500	342°	5.657	2.460 (1.960)	0°	6.618
	7										2.985 (2.485)			2.675 (2.175)	342°	4.850	2.500 (2.000)	342°	4.647			

		14			15			16			17			18			19			20		
		測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速
No 1	1	(10.225) 10.850	355°	6.491	(10.060) 9.460	350°	6.062	(9.625) 9.450	345°	7.241	(9.550) 8.700	347°	7.139	(10.975) 9.805	348°	8.044	(10.925) 9.345	350°	7.981	(11.175) 10.010	3°	7.981
	2	9.850	355°	6.491	8.460	350°	5.480	8.450	345°	7.794	8.200	347°	7.035	9.305	348°	7.858	8.345	350°	7.733	9.510	3°	7.408
	3	8.850	355°	6.102	7.460	350°	5.144	7.450	345°	7.000	7.200	347°	7.000	8.305	348°	7.604	7.345	350°	7.539	8.510	3°	7.636
	4	7.850	355°	5.699	6.460	350°	5.049	6.450	345°	5.876	6.200	347°	7.104	7.305	348°	7.104	6.345	2°	6.965	7.510	3°	7.035
	5	6.850	355°	5.556	5.460	350°	4.313	5.450	345°	5.144	5.200 (4.700)	347°	7.173	6.305	348°	6.567	5.345 (4.845)	2°	5.374	6.510	3°	6.529
	6	5.850	355°	5.332	4.460	350°	3.960	4.450	345°	3.705				5.305 (4.805)		5.657				5.510 (5.010)	3°	5.049
	7	4.850	355°	5.285	3.460	350°	3.769	3.450	345°	3.055												
	8	3.850	355°	5.238	2.460	350°	3.359	2.450	345°	1.980												
	9	2.850	355°	4.998	1.460	350°	3.132	1.450 (0.950)	345°	1.209												
	10	1.585 (1.085)	355°	4.695	0.460	350°	2.800															
	11				−0.540 (−1.040)	350°	2.616															

表－32－2　流速，流向数値表

測線 No2　　単位　流速m／s　測定高，T.P.M

		0			1			2			3			4			5			6		
		測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速
No 2	1	(7.900) 6.830	357	5.374	(8.050) 7.055	13	5.940	(7.850) 7.695	336	6.689	(7.700) 7.245	352	6.618	(7.475) 7.300	353	7.701	(7.850) 7.845	355	8.102	(7.700) 7.100	337	7.762
	2	6.330	357	5.192	6.555	13	5.772	6.695	336	6.102	7.745	352	6.618	6.800	353	7.441	7.095	355	8.252	6.100	337	7.762
	3	5.330	357	4.900	5.555	13	5.480	5.695	336	5.480	6.745	352	6.046	5.800	353	6.567	6.095	355	7.636	5.100	337	7.139
	4	4.330	357	4.483	4.555	13	4.900	4.695	336	4.747	5.745	352	5.285	4.800	353	5.699	5.095	355	6.859	4.100 (3.600)	337	6.046
	5	3.330 (2.830)	357	3.903	3.555 (3.055)	13	3.834	3.695 (3.195)	336	3.283	4.745 (3.245)	352	4.023	3.800 (3.300)	353	4.370	4.095 (3.595)	355	5.772			

		7			8			9			10			11			12			13		
		測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速
No 2	1	(7.550) 7.460	347	8.252	(8.450) 7.690	340	7.507	(8.800) 7.600	5	7.408	(8.500) 7.555	0	6.689	(9.600) 8.405	340	7.070	(10.150) 9.145	345	6.261	(9.625) 8.470	2	6.567
	2	6.960	347	8.012	6.690	340	7.342	7.100	5	7.408	6.555	0	6.618	7.905	340	6.930	8.645	345	6.102	7.970	2	6.416
	3	5.960	347	7.794	5.690	340	7.035	6.100	5	7.207	5.555	0	6.529	6.905	340	6.714	7.645	345	5.876	6.970	2	5.940
	4	4.960	10	7.275	3.690 (3.190)	355	6.377	5.100	5	7.173	4.555	0	6.208	5.905	340	6.567	6.645	345	5.657	5.970	2	5.657
	5	3.960 (3.460)	10	4.950		355	0.990	4.100	2	6.859	3.555	10	5.409	4.905	346	6.377	5.645	345	5.285	4.970	2	5.192
	6							3.100 (2.600)	2	6.338	2.555 (2.055)	10	4.144	3.905	346	6.102	4.645	345	4.426	3.970 (3.470)		4.596
	7													2.905 (2.405)	346	5.614	3.645 (3.145)	345	3.903			

		14			15			16			17			18			19			20		
		測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速	測定高	流向	流速
No 2	1	(10.175) 10.140	0	6.003	(10.275) 10.250	350	6.751	(10.125) 9.800	3	7.241	(10.175) 10.000	357	7.539	(10.975) 10.175	345	6.102	(11.00) 9.745	345	6.143	(10.775) 10.060	350	6.003
	2	9.740	0	6.062	9.750	350	6.714	9.300	3	6.641	9.000	357	7.425	9.175	345	5.876	9.245	345	6.003	9.560	350	5.814
	3	8.740	0	5.749	8.750	350	6.618	8.300	3	6.689	8.000	352	7.104	8.175	345	5.409	8.245	345	5.772	8.560	350	5.749
	4	7.740	0	5.556	7.750	353	6.102	7.300	3	6.222	7.000	352	6.689	7.175	345	4.850	7.245	345	5.144	7.560	350	5.192
	5	6.740	0	5.192	6.750	353	5.522	6.300	3	5.614	6.000 (5.500)	352	6.102	6.175 (5.675)	345	4.950	6.245 (5.745)	345	4.540	6.560 (6.060)	350	4.257
	6	5.740	0	4.144	5.750 (5.250)	353	4.540	5.300 (4.800)	3	3.429												
	7	4.740 (4.240)	0	3.429																		

表－43　床固め実験ケース一覧表

実験番号	河床条件	流量 (m^3/s)	床固め高 (T.P.m)	床固め位置	測定項目								
					流砂実験	水位縦断	流速分布	流況	床固め上水位	横断水位	越流形態に関する実験	水面形測定	床固め流向
1	現状河床	2,000	ナシ	ナシ	○	○	○	○					
2	〃	3,620	〃	〃		○							
3	〃	7,000	〃	〃		○	○	○					
4	現状河床	2,000	5.00 m	A				○	○				
5	〃	7,000	〃	〃		○	○	○	○	○	○	○	○
6	〃	2,000	〃	〃	○				○				
7	現状河床	2,000	4.00	A	○								
8	〃	7,000	〃	〃		○		○	○		○	○	
9	最高河床	7,000	〃	〃		○		○	○	○			○
10	現状河床	2,000	5.00	B		○	○	○	○				
11	〃	3,620	〃	〃		○			○				
12	〃	7,000	〃	〃		○	○	○	○				○
13	〃	2,000	〃	〃	○				○				
14	最高河床	2,000	5.00	B		○	○	○	○				
15	〃	5,000	〃	〃		○			○				
16	〃	7,000	〃	〃		○	○	○	○	○	○	○	○
17	現状河床	2,000	6.00	B		○		○	○				
18	〃	7,000	〃	〃		○	○	○	○				
19	〃	2,000	〃	〃	○				○				
20	現状河床	2,000	4.00	B		○		○	○				
21	〃	7,000	〃	〃		○	○	○	○				
22	〃	2,000	〃	〃	○				○				
23	最高河床	7,000	4.00	B		○	○	○	○				

表－44　水位縦断数値表

断面 ＼ 測点番号	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12	No. 13	No. 14	No. 15	No. 16	No. 17	No. 18	No. 19	No. 20	No. 21	No. 22	No. 23
流　量	Q=2000	Q=3620	Q=7000	Q=2000	Q=7000	Q=2000	Q=2000	Q=7000	Q=7000	Q=2000	Q=3620	Q=7000	Q=2000	Q=2000	Q=5000	Q=7000	Q=2000	Q=7000	Q=2000	Q=2000	Q=7000	Q=2000	Q=7000
河床状態	現状河床	現状河床	現状河床	現状河床	現状河床	現状河床	現状河床	現状河床	最高河床	現状河床	現状河床	現状河床	現状河床	最高河床	最高河床	最高河床	現状河床	現状河床	現状河床	現状河床	現状河床	現状河床	最高河床
床掘め位置	無　し	無　し	無　し	ピア－下流 30 m	ピア－下流 30 m	ピア－下流 30 m	ピア－下流 30 m	ピア－下流 30 m	ピア－下流 30 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m	K 8.4 上流 40 m
床掘め高	無　し	無　し	無　し	T.P. 5.00 m	T.P. 5.00 m	T.P. 5.00 m	T.P. 4.00 m	T.P. 4.00 m	T.P. 4.00 m	T.P. 5.00 m	T.P. 5.00 m	T.P. 5.00 m	T.P. 5.00 m	T.P. 5.00 m	T.P. 5.00 m	T.P. 5.00 m	T.P. 6.00 m	T.P. 6.00 m	T.P. 6.00 m	T.P. 4.00 m	T.P. 4.00 m	T.P. 4.00 m	T.P. 4.00 m
K	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m	T.P.m
9.1 右	8.25	10.05	12.11		12.195			11.870	13.22	9.26	10.045	11.655		10.94	13.10	13.88	8.990	11.695		8.90	11.200		11.950
左	8.21	9.91	11.25		10.85			10.945	11.63	8.86	9.80	11.40		10.69	12.50	13.00	8.950	11.445		8.825	10.650		11.315
9.0 右	8.25	9.82	11.40		11.195			11.595	10.77	8.96	9.95	10.905		10.29	12.22	12.85	8.940	10.945		8.855	10.200		11.250
左	8.16	9.64	10.75		10.54			10.555	10.615	8.71	9.40	10.605		10.14	11.55	12.60	8.800	11.200		8.67	10.000		10.500
8.9 右	8.29	9.81	11.10		11.14			10.680	11.47	8.61	9.775	11.155		9.44	11.00	11.75	8.840	10.645		8.75	9.950		9.955
左	8.12	9.62	10.83		10.595			10.685	11.145	8.47	9.51	10.805		9.59	10.65	11.15	8.790	10.795		8.50	10.200		10.500
8.8 右	8.15	9.02	10.95		10.795			10.445	11.62	7.96	9.15	10.56		9.54	10.50	11.35	8.400	10.750		8.06	9.950		10.150
左	8.05	9.05	10.53		9.85			9.885	10.515	7.955	8.945	10.005		9.44	10.45	10.99	8.540	10.530		7.70	9.550		10.400
8.7 右	7.81	9.00	10.58		10.645			9.965	10.37	7.91	9.25	10.505		9.24	10.46	11.30	8.855	10.895		7.525	9.360		10.350
左	7.70	9.15	10.65		10.045			9.720	9.175	7.83	8.91	9.850		9.24	10.56	11.15	8.690	10.510		7.155	9.050		10.005
8.6 右	7.75	8.82	10.40		10.445			9.555	9.57	7.57	8.70	9.63		8.99	10.46	10.85	8.740	10.395		6.74	8.660		10.200
左	7.70	8.97	10.21		9.995			9.435	9.79	7.755	8.745	9.795		8.82	10.15	10.80	8.740	10.495		6.90	8.800		10.245
8.5 右	7.65	8.87	10.20		10.385			9.095	9.175	7.705	8.705	10.03		8.08	9.55	9.82	8.600	10.490		6.75	8.650		9.290
左	7.60	8.84	10.28		8.900			8.845	8.57	7.72	8.60	9.810		8.23	9.45	9.90	8.735	10.790		6.89	8.750		8.675
床掘め上流 右				8.07	10.385	8.16		9.240	9.175	7.77	8.40	9.855	7.80	7.09	8.01	8.45	8.500	11.050	8.500	6.755	8.690	6.800	8.735
左				7.80	9.695	8.04		9.210	9.12	7.855	8.30	9.660	7.86	7.18	7.87	8.20	8.615	9.945	8.640	6.99	8.510	6.780	8.755
床掘め 右				7.62	9.935	7.66		9.200	8.22	7.44	8.20	9.255	7.50	6.49	7.53	7.90	7.840	10.045	7.800	5.90	8.225	5.850	7.500
左				7.50	9.595	7.60		9.155	7.92	7.51	8.04	9.265	7.46	6.59	7.46	7.79	7.645	9.500	7.735	6.505	8.110	6.510	7.470

表－45－1　流向，流速数値表

実験番号	No. 1			No. 2			No. 3		
	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速
	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s
No. 1	7.000	23°	3.834	6.950	27°	3.564	6.630	5°	1.400
	6.250	〃	3.705	6.200	〃	3.429	5.630	〃	1.209
	5.250	〃	3.500	5.200	〃	3.283	5.130 (4.880)	〃	0.990
	4.250	〃	3.207	4.200	〃	3.132			
	3.250	〃	2.970	3.200	〃	2.885			
	2.750 (2.500)	〃	2.616	2.700 (2.450)	〃	2.708			
No. 3	8.750	21°	7.017	8.950	24°	6.102	8.630	9°	4.646
	8.250	〃	6.859	8.200	〃	6.003	7.630	〃	4.370
	7.250	〃	6.567	7.200	〃	5.814	6.630	〃	4.081
	6.250	〃	6.208	6.200	〃	5.657	5.630	〃	3.564
	5.250	〃	5.756	5.200	〃	5.332	5.130 (4.880)	〃	3.055
	4.250	〃	5.332	4.200	〃	5.096			
	3.250	〃	4.674	3.200	〃	4.483			
	2.750 (2.500)	〃	3.866	2.700 (2.450)	〃	3.359			
No. 5	8.750	20°	5.578	8.750	26°	5.285	8.630	7°	4.200
	7.250	〃	5.215	7.200	〃	5.049	7.630	〃	4.023
	6.250	〃	4.900	6.200	〃	4.695	6.630	〃	3.634
	5.250	〃	4.646	5.200	〃	4.540	5.630	〃	2.970
	4.250	〃	4.285	4.200	〃	4.165	5.130 (4.880)	〃	2.616
	3.250	〃	3.903	3.200	〃	3.429			
	2.750 (2.500)	〃	3.207	2.700 (2.450)	〃	2.885			
No. 10	7.000	26°	3.769	7.200	14°	3.429	7.380	13°	1.778
	6.250	〃	3.564	6.200	〃	3.283	6.630	〃	1.563
	5.250	〃	3.283	5.200	〃	3.055	5.630	〃	1.400
	4.250	〃	3.055	4.200	〃	2.800	5.130 (4.880)	〃	1.209
	3.250	〃	2.616	3.200	〃	2.397			
	2.750 (2.500)	〃	2.213	2.700 (2.450)	〃	1.711			
No. 12	9.000	16°	6.435	9.200	8°	5.918	8.630	11°	4.052
	8.250	〃	6.261	8.200	〃	5.625	7.630	〃	3.769
	7.250	〃	5.876	7.200	〃	5.445	6.630	〃	3.408
	6.250	〃	5.699	6.200	〃	5.285	5.630	〃	2.885
	5.250	〃	5.409	5.200	〃	5.409	5.130 (4.880)	〃	2.524
	4.250	〃	5.096	4.200	〃	4.808			
	3.250	〃	4.540	3.200	〃	4.108			
	2.700 (2.500)	〃	3.769	2.700 (2.450)	〃	2.843			
No. 14	7.050	18°	4.998	7.050	12°	4.081	7.050	22°	3.500
	6.050	〃	4.483	6.050	〃	3.521	6.050	〃	3.055
	5.550 (5.300)	〃	3.903	5.550 (5.300)	〃	2.970	5.550 (5.300)	〃	2.524
No. 16	9.050	23°	6.838	9.050	17°	6.618	9.050	29°	6.377
	8.050	〃	6.714	8.050	〃	6.215	8.050	〃	5.876
	7.050	〃	6.300	7.050	〃	5.814	7.050	〃	5.346
	6.050	〃	5.667	6.050	〃	5.238	6.050	〃	4.674
	5.550 (5.300)	〃	5.096	5.550 (5.300)	〃	4.540	5.550 (5.300)	〃	3.903
No. 18	10.500	15°	5.657	10.450	10°	4.646	10.380	6°	4.426
	10.000	〃	5.772	9.950	〃	4.483	9.380	〃	4.081
	9.000	〃	5.556	8.950	〃	4.285	8.380	〃	3.903
	8.000	〃	5.374	7.950	〃	4.200	7.380	〃	3.705
	7.000	〃	5.049	6.950	〃	4.023	6.380	〃	3.283
	6.000	〃	4.747	5.950	〃	3.903	5.380 (4.880)	〃	2.800
	5.000	〃	4.370	4.950	〃	3.634			
	4.000	〃	4.023	3.950	〃	3.359			
	3.000 (2.500)	〃	3.055	2.950 (2.450)	〃	2.708			

表－45－2　流向，流速数値表

実験番号	No 1			No 2			No 3		
	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速
No 21	T.P.m 8.250	19°	m/s 7.668	T.P.m 8.200	8°	m/s 6.491	T.P.m 8.380	7°	m/s 4.747
	7.250	〃	7.375	7.200	〃	6.261	7.880	〃	4.540
	6.250	〃	7.104	6.200	〃	5.876	6.880	〃	4.200
	5.250	〃	6.838	5.200	〃	5.192	5.880	〃	3.429
	4.250	〃	6.491	4.200	〃	5.192	5.380 (4.880)	〃	2.800
	3.250	〃	6.003	3.200	〃	4.144			
	2.750 (2.500)	〃	5.096	2.700 (2.450)	〃	3.359			
No 23	9.150	37°	7.636	8.900	11°	6.618	8.150	6°	7.139
	8.150	〃	7.308	8.150	〃	6.338	7.150	〃	6.802
	7.150	〃	6.965	7.150	〃	6.003	6.150	〃	6.751
	6.150	〃	6.300	6.150	〃	5.614	5.150	〃	4.808
	5.150	〃	5.480	5.150	〃	4.998	4.650 (4.400)	〃	3.132
	4.650 (4.400)	〃	5.096	4.650 (4.400)	〃	2.319			

表－46　水　位　横　断　数　値　表

実験番号	No.5	実験番号	No.9	実験番号	No.16
流　量	Q＝7000㎥/S	流　量	Q＝7000㎥/S	流　量	Q＝7000㎥/S
河床状態	現状河床	河床状態	最高河床	河床状態	最高河床
床固め位置	ピアー下流30m	床固め位置	ピアー下流30m	床固め位置	8.4k上流40m
床固め高	T.P 5.00m	床固め高	T.P 4.00m	床固め高	T.P 5.00m

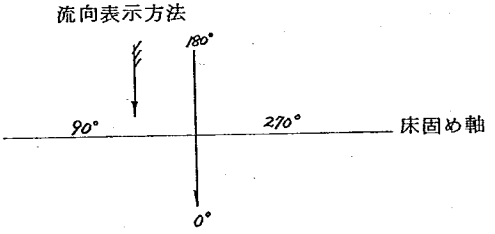
ピアー上流25m		ピアー下流15m		ピアー上流25m		ピアー下流15m		ピアー上流25m		ピアー下流15m	
横距	水位	横距	水位	横距	水位	横距	水位	横距	水位	横距	水位
m	T.P.m	m	T.P.m	m	T.P.m	m	T.P.m	m	T.P.m	m	T.P.m
65	10.150	65	10.005	60	9.47	65	7.41	50	10.245	50	9.195
115	10.600	120	10.500	115	9.46	125	8.76	115	10.785	115	9.620
175	10.245	180	10.040	175	9.76	185	8.72	180	10.395	180	9.955
245	9.940	240	9.745	245	9.57	250	9.56	240	10.745	240	10.160
340	9.800	390	9.755	355	9.885	350	9.76	342	10.845	342	9.945
415	9.745	440	9.645	425	9.735	440	9.51	400	10.675	400	10.655

表－47－1－2　床固め附近水位縦断数値表

実験番号　No.5 流　量　Q＝7,000 m³/S 河床状態　現状河床 床固め位置　ピアー下流30 m 床固め高　T.P.5.m00				実験番号　No.8 流　量　Q＝7,000 m³/S 河床状態　現状河床 床固め位置　ピアー下流30 m 床固め高　T.P.4.m00				実験番号　No.16 流　量　Q＝7,000 m³/S 河床状態　最高河床 床固め位置　8K4上流40 m 床固め高　T.P.5.m00			
右　岸		左　岸		右　岸		左　岸		右　岸		左　岸	
縦距 m	水位 T.P.m	縦距 m	水位 T.P.m	縦距 m	水位 T.P.m	縦距 m	水位 T.P.m	縦距 m	水位 T.P.m	縦距 m	水位 T.P.m
－30	10.24	－30	10.185	－30	8.99	－30	9.135	－50	9.005	－50	8.755
－20	10.41	－20	10.335	－20	9.245	－20	9.200	－25	8.095	－25	8.345
－10	10.195	－10	10.495	－10	9.500	－10	9.250	－10	7.645	－10	8.095
0	10.05	0	9.845	0	8.915	0	9.100	0	7.445	0	7.640
10	6.495	10	5.555	5	8.055	5	8.225	5	7.095	10	5.545
20	5.30	20	8.035	15	6.10	10	6.955	15	5.045	20	5.095
30	5.445	30	8.610	25	6.265	15	7.650	20	5.095	40	9.095
40	8.975	40	8.545	35	9.460	20	9.700	25	8.345	50	6.745
50	8.50	50	8.585	45	8.170	30	8.300	35	8.195	60	8.695
60	8.65	60	8.670			40	8.205	50	8.395	75	8.195
								75	8.145	100	8.045

表－48　床固め上流向数値表

流向表示方法



実験番号		ピア－No.1～No.2の中間	ピア－No.2～No.3の中間	ピア－No.3～No.4中間	ピア－No.4～No.5中間
5	水面		13°	15°	8°
	底面		17°	15°	8°
9	水面	6°	10°	8°	20°
	底面	10°	17°	9°	18°
12	水面	3°	359°	350°	335°
	底面	1°	355°	346°	332°
16	水面	355°	357°	356°	357°
	底面	350°	354°	335°	356°

実験番号	No.5
流　量	Q＝7000㎥/S
河床状態	現状河床
床固め位置	ピアー下流30m
床固め高	TP 5.00m

表－49　床固め下流流向・流速数値表

測点 / 測線	1			2			3		
	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速
No. 1	4.82 T.P.m	6°	10.386 m/s	7.41 T.P.m	6°	6.453 m/s	7.50 T.P.m	40°	7.275 m/s
	4.32	〃	10.147	6.41	〃	6.089	6.50	〃	7.275
	3.82	〃	9.903	5.41	〃	5.749	5.50	〃	7.104
	3.32	〃	9.648	4.41	〃	3.283	4.50	〃	6.143
	2.82 (2.57)	〃	9.127	3.41	〃	2.213	3.50	〃	5.193
				2.91 (2.66)	〃	1.209	3.00 (2.75)	〃	4.398
No. 2	4.455	7°	10.620	7.205	7°	5.772			
	3.955	〃	10.503	6.205	〃	5.772			
	3.455	〃	10.386	5.205	〃	5.772			
	2.955	〃	10.147	4.205	〃	5.522			
	2.455 (2.205)	〃	9.395	3.205	〃	4.900			
				2.705 (2.455)	〃	4.426			
No. 3	7.460	17°	4.695	7.240	15°	5.556			
	6.960	〃	4.674	6.240	〃	5.238			
	6.460	〃	4.540	5.240	〃	4.257			
	5.960	〃	4.313	4.740 (4.490)	〃	3.055			
	5.460	〃	4.228						
	4.960	〃	3.960						
	4.460 (4.210)	〃	3.634						

実験番号	No. 12
流　　量	$Q=7{,}000\,m^3/s$
河床状態	現状河床
床固め位置	8^k4 上流 40 m
床固め高	T.P. 5^m00

表－50　床固め下流，流向，流速数値表

測点 / 測線	1			2			3			4			5			6		
	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速
	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s
No. 1	6.300	4°	8.950	6.700	4°	8.370	6.600	4°	8.370	6.150	5°	8.399	7.350	5°	7.342			
	5.800	〃	8.854	5.700	〃	8.343	5.600	〃	8.282	5.650	〃	8.252	6.850	〃	7.241			
	4.800	〃	8.602	4.700	〃	8.133	4.600	〃	7.794	4.650	〃	7.507	5.850	〃	6.548			
	3.800 (3.300)	〃	8.012	3.700 (3.200)	〃	7.308	3.600 (3.100)	〃	6.453	3.650 (3.150)	〃	6.062	4.850	〃	5.749			
													3.850 (3.350)	〃	4.695			
No. 2	5.600	350°	11.072	6.350	350°	12.988	6.350	350°	11.072	7.000	349°	10.620	7.200	349°	9.127			
	4.600	〃	10.620	5.850	〃	12.988	5.850	〃	12.988	6.000	〃	10.848	6.200	〃	7.918			
	3.600 (3.100)	〃	9.395	4.850	〃	10.848	4.850	〃	10.620	5.000	〃	9.652	5.200	〃	6.626			
				3.850 (3.350)	〃	10.386	3.850 (3.350)	〃	8.313	4.000 (3.500)	〃	6.912	4.200 (3.700)	〃	5.522			
No. 3	5.950	356°	9.652	6.550	356°	9.652	6.550	356°	8.992	6.600	314°	9.524	6.500	314°	8.252	6.400	322°	7.701
	5.450	〃	9.395	5.550	〃	9.395	5.550	〃	9.047	5.600	〃	9.652	5.500	〃	7.070	5.400	〃	6.838
	4.450	〃	8.826	4.550	〃	9.395	4.550	〃	8.715	4.600	〃	9.047	4.500	〃	5.657	4.400	〃	5.332
	3.450 (2.950)	〃	7.275	3.550 (3.050)	〃	9.903	3.550 (3.050)	〃	6.567	3.600 (3.100)	〃	7.981	3.500 (3.000)	〃	3.207	3.400 (2.900)	〃	4.144
No. 4	6.900	356°	7.950	7.400	356°	7.950	7.300	356°	8.194	6.650	352°	8.358	7.300	352°	6.319	7.300	357°	6.751
	5.900	〃	7.701	6.900	〃	8.044	6.800	〃	8.194	5.650	〃	8.012	6.300	〃	5.445	6.300	〃	6.102
	4.900 (4.400)	〃	6.751	5.900	〃	7.918	5.800	〃	7.981	4.650 (4.150)	〃	5.876	5.300	〃	4.370	5.300	〃	5.285
				4.900 (4.400)	〃	7.375	4.800 (4.300)	〃	5.096				4.300 (3.800)	〃	2.425	4.300 (3.800)	〃	3.283

表－５１　床固め下流・流向流速数値表

実験番号	№16
流　量	Q＝７００㎥／Ｓ
河床状態	最高河床
床固め位置	8.4ｋ上流４０ｍ
床固め高	ＴＰ5.００ｍ

測点／測線	1			2			3		
	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速
№1	5.250 T.P.m	5°	10.960 m/s	7.950 T.P.m	351°	5.749 m/s	7.850 T.P.m	354°	5.749 m/s
	4.850	〃	10.503	6.950	〃	5.480	7.350	〃	5.144
	4.350	〃	8.936	5.950	〃	4.540	6.350	〃	4.483
	3.850	〃	8.370	4.950	〃	3.055	5.350	〃	4.023
	3.350 (3.100)	〃	7.325	3.950	〃	1,711	4.350	〃	3.705
				3.450 (3.200)	〃	1,209	3.850 (3.600)	〃	3.055
№2	5.200	355°	12.988	6.800	357°	9.072	7.800	356°	6.751
	4.700	〃	10.960	5.800	〃	8.071	6.800	〃	6.208
	4.200	〃	10.386	4.800	〃	5.238	5.800	〃	5.480
	3.700	〃	9.652	3.800	〃	1,980	4.800	〃	4.998
	3.200 (2.950)	〃	7.104	3.300 (3.050)	〃	1,209	3.800	〃	4.370
							3.300 (3.050)		3.359
№3	6.650	353°	10.147	6.100	3°	10.147	7.150	356°	8.744
	6.150	〃	9.903	5.600	〃	9.903	6.650	〃	8.370
	5.650	〃	9.263	5.100	〃	9.072	5.650	〃	6.751
	5.150	〃	8.992	4.600 (4.350)	〃	6.965	4.650	〃	4.596
	4.650 (4.400)	〃	7.474				4.150 (3.900)	〃	3.797

実験番号	No. 18
流　　量	Q＝7,000 m³/s
河床状態	現状河床
床固め位置	8K4 上流 40 m
床固め高	T.P. 6.m00

表－52　床固め下流，流向，流速数値表

測点 / 測線	1			2			3			4			5		
	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速	高　さ	流　向	流　速
	T.P.,m		m/s	T.P.,m		m/s	T.P.,m		m/s	T.P.,m		m/s	T.P.,m		m/s
No. 1	5.850	0°	10.503	5.350	0°	9.903	8.500	356°	6.838	6.250	1°	8.210	6.750	2°	8.102
	5.450	〃	10.386	4.850	〃	9.652	8.000	〃	6.930	5.250	〃	7.441	6.250	〃	7.701
	4.950	〃	10.147	4.350	〃	9.524	7.500	〃	7.375	4.250	〃	6.510	5.250	〃	6.618
	4.450	〃	9.903	3.850	〃	9.395	7.000	〃	7.375	3.750 (3.500)	〃	5.556	4.250	〃	5.480
	3.950	〃	9.072	3.350 (3.100)	〃	9.395	6.500	〃	7.070				3.750 (3.500)	〃	4.370
	3.450 (3.200)	〃	6.003				6.000	〃	6.618						
							5.500	〃	6.208						
							5.000	〃	5.749						
							4.500	〃	4.540						
							4.000	〃	4.023						
							3.500 (3.250)	〃	2.885						
No. 2	5.350	12°	11.072	5.650	13°	10.848	5.400	10°	9.652	6.450	355°	5.876	7.000	354°	5.409
	4.850	〃	10.848	5.150	〃	10.848	4.900	〃	8.515	5.450	〃	4.540	6.500	〃	4.998
	4.350	〃	10.848	4.650	〃	10.620	4.400	〃	6.751	4.450	〃	3.960	5.500	〃	4.370
	3.850	〃	9.903	4.150	〃	9.903	3.900	〃	5.232	3.950 (3.700)	〃	2.616	4.500	〃	3.634
	3.350 (3.100)	〃	7.539	3.650 (3.400)	〃	7.572							4.000 (3.750)	〃	2.708
No. 3	5.300	355°	12.988	5.250	344°	10.620	6.250	355°	8.715	6.700	354°	5.749	6.650	323°	5.814
	4.800	〃	11.072	4.750	〃	10.147	5.750	〃	7.604	5.700	〃	4.900	5.650	〃	5.238
	4.300	〃	10.147	4.250	〃	8.854	5.250	〃	6.838	4.700	〃	4.023	4.650	〃	4.747
	3.800	〃	6.220	3.750	〃	7.668	4.750	〃	6.208	3.700	〃	3.207	3.650	〃	3.960
	3.300 (3.050)	〃	4.998	3.250 (3.000)	〃	6.208	4.250	〃	5.699	3.200 (2.950)	〃	2.616	3.150 (2.900)	〃	3.500
							3.750	〃	5.049						
							3.250 (3.000)	〃	4.370						
No. 4	6.650	345°	8.868	6.500	356°	9.154	6.550	357°	8.573	7.500	352°	5.772	7.500	351°	6.300
	6.150	〃	8.936	6.000	〃	8.882	6.050	〃	7.981	6.500	〃	5.144	6.500	〃	5.772
	5.650	〃	8.798	5.500	〃	8.222	5.550	〃	7.070	5.500	〃	4.483	5.500	〃	4.950
	5.150	〃	8.459	5.000	〃	7.408	5.050	〃	6.453	4.500	〃	3.736	4.500	〃	3.500
	4.650 (4.400)	〃	6.049	4.500 (4.250)	〃	6.261	4.550	〃	4.998	4.000 (3.750)	〃	2.708	4.000 (3.750)	〃	1.711
							4.050 (3.800)	〃	3.359						

表－53　床固め下流，流向，流速数値表

実験番号	No. 21
流量	$Q=7{,}000\ m^3/s$
河床状態	現状河床
床固め位置	$8.^{K}4$ 上流 40 m
床固め高	T.P.m $1.^{m}00$

測線＼測点	1			2			3			4		
	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速
	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s
No. 1	6.950	2°	5.522	6.850	4°	5.238	7.000	50°	5.192	7.250	3°	5.814
	5.950	〃	5.238	5.850	〃	4.900	6.000	〃	4.808	6.250	〃	5.556
	4.950	〃	5.049	4.850	〃	4.540	5.000	〃	4.540	5.250	〃	5.049
	3.950	〃	4.483	3.850	〃	3.634	4.000	〃	3.705	4.250	〃	4.426
	3.450 (3.200)	〃	3.207	3.350 (3.100)	〃	2.800	3.500 (3.250)	〃	3.207	3.700 (3.500)	〃	3.834
No. 2	5.850	2°	10.267	7.150	12°	9.395	7.400	14°	7.507	7.450	7°	7.762
	4.850	〃	9.778	6.150	〃	8.826	6.400	〃	6.894	6.450	〃	7.104
	3.850	〃	8.044	5.150	〃	8.133	5.400	〃	6.046	5.450	〃	6.143
	3.350 (3.100)	〃	7.275	4.150	〃	5.144	4.400	〃	5.192	4.450	〃	5.238
				3.650 (3.400)	〃	3.429	3.900 (3.650)	〃	4.900	3.950 (3.700)	〃	4.695
No. 3	6.300	352°	9.127	6.750	4°	7.733	6.750	341°	7.890	6.300	356°	8.222
	5.800	〃	8.992	5.750	〃	7.375	5.750	〃	6.838	5.700	〃	7.733
	4.800	〃	8.459	4.750	〃	6.714	4.750	〃	6.003	4.700	〃	6.838
	3.800	〃	5.657	3.750	〃	4.747	3.750	〃	4.426	3.700	〃	5.480
	3.300 (3.050)	〃	2.213	3.250 (3.000)	〃	3.834	3.250 (3.000)	〃	3.500	3.200 (2.950)	〃	4.596
No. 4	7.650	347°	6.338	7.000	345°	7.342	7.550	350°	5.814	7.500	353°	5.918
	7.150	〃	6.300	6.000	〃	6.894	6.550	〃	5.409	6.500	〃	5.920
	6.150	〃	6.143	5.000	〃	6.143	5.550	〃	4.649	5.500	〃	4.483
	5.150	〃	5.522	4.500 (4.250)	〃	5.556	4.550	〃	3.564	4.500	〃	2.524
	4.650 (4.400)	〃	4.998				4.050 (3.800)	〃	2.100	4.000 (3.750)	〃	1.980

実験番号	No. 23
流量	Q=7,000 m³/s
河床状態	最高河床
床固め位置	8.K4 上流 40 m
床固め高	T.P. 4.m00

表－54　床固め下流，流向，流速数値表

測線＼測点	1			2			3			4		
	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速	高さ	流向	流速
	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s	T.P.m		m/s
No. 1	5.950	347°	9.263	7.850	350°	7.072	7.000	10°	6.567	7.000	12°	7.035
	4.950	〃	8.515	6.850	〃	7.070	6.000	〃	6.003	6.250	〃	6.416
	3.950	〃	8.133	5.850	〃	6.802	5.000	〃	5.409	5.250	〃	5.918
	(3.450) (3.200)	〃	7.308	4.850	〃	6.143	4.000	〃	4.695	4.250	〃	4.900
				3.850	〃	3.903	(3.500) (3.250)	〃	4.257	(3.750) (3.500)	〃	4.596
				(3.350) (3.100)	〃	3.359						
No. 2	5.850	4°	10.147	7.650	4°	8.133	6.900	355°	8.343	7.200	354°	7.539
	4.850	〃	9.395	7.150	〃	7.950	6.400	〃	7.981	6.450	〃	7.035
	3.850	〃	8.544	6.150	〃	6.859	5.400	〃	6.894	5.450	〃	6.261
	(3.350) (3.100)	〃	7.604	5.150	〃	5.522	4.400	〃	5.192	4.450	〃	5.285
				4.150	〃	3.359	(3.900) (3.650)	〃	4.144	(3.950) (3.700)	〃	4.540
				(3.650) (3.400)	〃	2.425						
No. 3	5.800	359°	8.222	6.250	359°	7.139	5.750	4°	7.794	6.450	351°	7.441
	4.800	〃	7.668	5.750	〃	6.965	4.750	〃	7.668	5.700	〃	6.859
	3.800	〃	6.641	4.750	〃	6.222	3.750	〃	6.377	4.700	〃	5.876
	(3.300) (3.050)	〃	5.192	3.750	〃	4.900	(3.250) (3.000)	〃	5.285	3.700	〃	4.900
				(3.250) (3.000)	〃	4.370				(3.200) (2.950)	〃	3.500
No. 4	7.150	355°	7.241	6.000	359°	7.890	7.550	350°	6.377	7.000	357°	7.275
	6.150	〃	6.965	5.000	〃	6.859	6.550	〃	5.480	6.500	〃	6.689
	5.150	〃	5.940	(4.500) (4.250)	〃	5.699	5.550	〃	4.081	5.500	〃	4.695
	(4.650) (4.400)	〃	5.699				4.550	〃	1.980	4.500	〃	4.081
							(4.050) (3.800)	〃	0.990	(4.000) (3.750)	〃	3.429

表－A－1　流砂量計算書

Case 2　Q＝2.000m^3/s　d＝30.8㎜

断面	① 水位 T.P.m	② R m	③ $R^{2/3}$	④ U m/sec	⑤ U^2	⑥ $U^2/R^{2/3}$ ⑤÷③	⑦ Ie ⑥× 0.001156	⑧ U_*^2 980 ×②×⑦cm	⑨ tc/tc ⑧/249.17	⑩ F	⑪ U_* $\sqrt{⑧}$	⑫ U_*^3 ⑧×⑪	⑬ F×U_*^3 ⑩×⑫	⑭ g_B ⑬× 3.853×10^{-4}	⑮ B cm	⑯ Q_B ℓ/s
8.0																
8.1																
8.2																
8.3																
8.4																
8.5	7.625	3.61	5.54	2.410	5.808	1.609	0.0019	672.18	2.698	0.860	25.926	17,427	14,987	57,745	×10² 218.0	×10⁻⁵ 12,588,410
8.6	7.725	3.31	4.93	2.500	6.250	1.268	0.0015	486.57	1.953	0.685	22.058	10,733	7,352	28,327	220.5	6,246,104
8.7	7.755	3.18	4.68	2.139	4.575	0.978	0.0011	342.80	1.376	0.295	18.514	6,347	1,872	7,213	244.5	1,763,579
8.8	8.010	1.90	2.35	4.938	24.384	10.376	0.0120	2,234.40	8.967	0.995	46.265	103,375	102,858	396,312	255.0	101,059,560
8.9	8.205	2.00	2.52	4.255	18.105	7.184	0.0083	1,626.80	6.528	0.990	40.336	65,619	64,963	250,302	251.5	62,950,953
9.0	8.205	2.12	2.72	3.497	12.229	4.496	0.0052	1,080.35	4.336	0.975	32.869	35,510	34,622	133,399	267.5	35,684,233
9.1	8.230	2.60	3.58	3.396	11.533	3.222	0.0037	942.76	3.784	0.955	30.705	28,947	27,644	106,512	227.0	24,178,224
9.2																

表－A－2　所要摩擦速度計算書

Case 1　Q＝2.000m³/s　d＝30.8mm

断面	① 水位 T.P.m	② B cm	③ Q_B cm²/s	④ Q_B/B ③/②	⑤ $\frac{(\frac{\sigma}{\rho}-1)g}{f}\times\frac{Q_B}{B}\frac{Q_B}{B}$ 2595.5/1×$\frac{Q_B}{B}$	⑥ U_* (仮)	⑦ U_*^2 (仮)	⑧ $\frac{U_*^2}{249.17}$	⑨ F	⑩ $U_*^3=\frac{⑤}{F}$	⑪ U_* $\sqrt[3]{⑩}$	⑫	⑬
8.0k													
8.1													
8.2													
8.3													
8.4	7.700	28,600	239,300	8.367	21,717	28.6	818	3.283	0.927	23,427	28.6		
8.5	7.625	26,650	239,300	8.979	23,305	29.2	853	3.423	0.935	24,925	29.2		
8.6	7.725	23,600	239,300	10.140	26,318	30.3	918	3.684	0.950	27,703	30.3		
8.7	7.755	24,730	239,300	9.677	25,117	29.9	894	3.588	0.945	26,579	29.9		
8.8	8.010	26,740	239,300	8.949	23,227	29.2	853	3.423	0.935	24,842	29.2		
8.9	8.205	26,730	239,300	8.952	23,235	29.2	853	3.423	0.935	24,850	29.2		
9.0	8.205	25,000	239,300	9.572	24,844	29.8	888	3.564	0.940	26,430	29.8		
9.1	8.230	24,200	239,300	9.888	25,664	30.1	903	3.624	0.946	27,129	30.1		
9.2													

表－A－3　擬似等流水深計算書

Case 1　Q=2.000m^3/s　d=30.8mm

$gn^2=0.011329$

上段：高水敷水面巾および流量無視
下段：高水敷水面巾を川巾に加入

断面	流量 m^3/s	① U_*^2	② $\frac{0.011329}{①}$	B m	B^2	③ $\frac{Q^2}{B^2}$	④ ②×③	⑤ $\log$ ④	⑥ ⑤× 0.4286	$h_0(x)$ m
8.0^k										
8.1										
8.2										
8.3										
8.4	2,000	0.081796	0.13850	286	81,796	48.902	6.77292	0.8307747	0.3560700	2.2703
8.5	2,000	0.085264 0.070225	0.13287 0.16132	266.5 379	71,022 143,641	56.321 27.847	7.48337 4.49228	0.8740990 0.6524688	0.374639 0.279648	2.369 1.904
8.6	〃	0.091809 0.073984	0.12340 0.15313	236 344	55,696 118,336	71.818 33.802	8.86234 5.17610	0.9475464 0.7140027	0.406118 0.306022	2.548 2.023
8.7	〃	0.089401 0.075625	0.12672 0.14980	247.3 332	61,157 110,224	65.405 36.290	8.28812 5.43624	0.9184550 0.7352954	0.393650 0.315148	2.475 2.066
8.8	〃	0.085264 0.073984	0.13287 0.15313	267.4 359	71,503 128,881	55.942 31.036	7.43301 4.75254	0.8711641 0.6769221	0.373381 0.290129	2.363 1.950
8.9	〃	0.085264 0.078400	0.13287 0.14450	267.3 311	71,449 96,721	55.984 41.356	7.43859 5.97594	0.8714912 0.7764033	0.373521 0.332766	2.363 2.152
9.0	〃	0.088804	0.12757	250	62,500	64.000	8.16448	0.9119296	0.390853	2.460
9.1	〃	0.090601	0.12504	242	58,564	68.301	8.54036	0.9314782	0.399232	2.507
9.2										

表－A－4　河床高計算書

Case 1　Q＝2.000m³/s　d＝30.8mm

断面	① Z(x)	h(x) m	② h(x+1)−h(x+2) m	③ $\frac{\alpha Q^2}{2g}$	A(x) m²	$\frac{1}{A^2(x)}$	④ $\frac{1}{A^2_{(x+1)}}-\frac{1}{A^2_{(x+2)}}$	⑤ 3×4	⑥ $\frac{N^2Q^2}{2}$	$A^{2}(x)$	$h^{4/3}_{(x)}$	$\frac{1}{A^2_{(x)}-h^{4/3}_{(x)}}$	⑦ $\frac{1}{A^2_{(x+1)}\cdot h^{4/3}_{(x+1)}}+\frac{1}{A^2_{(x+2)}\cdot h^{4/3}_{(x+2)}}$	⑧ Δx m	⑨ 6×7×8	ΔZ 2+5+9 m
8.0 k																
8.1																
8.2																
8.3																
8.4		2.270			649.220	0.23726				421,487	2.98333	0.07953				
8.5		2.369	−0.099	2.2449 ×10⁵	631.339	0.25088 ×10⁻⁵	−0.01362 ×10⁻⁵	−0.03058	2,312	398,589	3.15806	0.07944 ×10⁻⁵	0.15897 ×10⁻⁵	105.0	0.3859	0.2563
8.6		2.548	−0.179	〃	601.328	0.27655	−0.02567	−0.05763	〃	361,595	3.48016	0.07946	0.15890	103.0	0.3784	0.1418
8.7		2.475	0.073	〃	612.068	0.26693	0.00962	0.02160	〃	374,627	3.34786	0.07973	0.15919	110.0	0.4049	0.4995
8.8		2.363	0.112	〃	631.866	0.25046	0.01647	0.03697	〃	399,255	3.14740	0.07957	0.15930	111.0	0.4088	0.5578
8.9		2.363	0	〃	631.630	0.25065	−0.00019	−0.00043	〃	398,956	3.14740	0.07963	0.15920	91.5	0.3368	0.3364
9.0		2.460	−0.097	〃	615.000	0.26439	−0.01374	−0.03084	〃	378,225	3.32083	0.07961	0.15924	91.5	0.3369	0.2091
9.1		2.507	−0.047	〃	606.694	0.27168	−0.00729	−0.01637	〃	368,078	3.40570	0.07977	0.15938	97.0	0.3574	0.2940
9.2																

表－B－1　流砂量計算書

Case 2　Q＝3,620m³/s　d＝30.8mm

断面	① 水位 T.P.m	② R m	③ $R^{2/3}$	④ U m/sec	⑤ U^2	⑥ $U^2/R^{4/3}$ ⑤÷③	⑦ Ie ⑥× 0.001156	⑧ U_*^2 980×②×⑦ cm	⑨ to/tc ⑧/249.17	⑩ F	⑪ U_* $\sqrt{⑧}$	⑫ U_*^3 ⑧×⑪	⑬ $F\times U_*^3$ ⑩×⑫	⑭ i_B ⑬× 3.853×10^{-4}	⑮ B cm	⑯ Q_B ℓ/s
8.0k																
8.1																
8.2																
8.3																
8.4																
8.5	8.86	4.81	8.119	3.261	10.634	1.310	0.00151	711.8	2.857	0.880	26.679	18,990.1	16,711	64,387	231.0 ×10²	14,873,397 ×10⁻⁵
8.6	8.90	3.71	5.743	3.285	10.791	1.879	0.00217	789.0	3.167	0.920	28.089	22,162.2	20,389	78,559	265.5	20,857,415
8.7	9.08	3.30	4.913	2.509	6.295	1.281	0.00148	478.6	1.921	0.675	21.877	10,470.3	7,067	27,229	332.5	9,053,643
8.8	9.04	2.62	3.612	4.209	17.716	4.905	0.00567	1455.8	5.843	0.989	38.155	55,546.0	54,935	211,665	287.0	60,747,855
8.9	9.72	3.46	5.233	3.278	10.745	2.053	0.00237	803.6	3.225	0.927	28.347	22,779.6	21,117	81,364	316.0	25,711,024
9.0	9.73	3.39	5.093	3.843	14.769	2.900	0.00335	1112.9	4.466	0.980	33.360	37,126.3	36,384	140,188	271.0	37,990,948
9.1	9.98	4.39	7.188	3.291	10.831	1.507	0.00174	748.6	3.004	0.902	27.361	20,482.4	18,475	71,184	239.0	17,012,976
9.2																

表－B－2　所要摩擦速度計算書

Case 2　Q=3,620 m^3/s　d=30.8 mm

断面	① 水位 T.P.m	② B (cm)	③ Q_B cm^3/s	④ Q_B/B ③/②	⑤ $\frac{(\frac{\rho}{\rho}-1)g}{f} \times \frac{Q_B}{B}$ $2.595.5/\times\frac{Q_B}{B}$	⑥ U'_* (仮)	⑦ U'^2_* (仮)	⑧ $\frac{U'^2_*}{249.17}$	⑨ F	⑩ $U^3_* = \frac{⑤}{F}$	⑪ U_* $\sqrt[3]{⑩}$	⑫	⑬
8.0[k]													
8.1													
8.2													
8.3													
8.4													
8.5	8.86	45,800	209,300	4.57	11,861	24.4	595	2.389	0.810	14,643	24.4		
8.6	8.90	39,900	209,300	5.246	13,616	25.3	640	2.569	0.840	16,210	25.3		
8.7	9.08	36,700	209,300	5.703	14,802	25.8	666	2.671	0.860	17,212	25.8		
8.8	9.04	36,100	209,300	5.80	15,054	25.9	671	2.78	0.870	17,303	25.9		
8.9	9.72	31,750	209,300	6.59	17,104	26.8	718	2.882	0.883	19,262	26.8		
9.0	9.73	25,074	209,300	8.347	21,665	28.6	818	3.283	0.925	23,422	28.6		
9.1	9.98	25,200	209,300	8.30	21,543	28.6	818	3.28	0.925	23,289	28.6		
9.2													

表－B－3　擬似等流水深計算書

Case 2　Q＝3,620m³/s　d＝30.8mm

$gn^2 = 0.011329$

断面	流量 m³/s	① U_{*}^2	② $\frac{0.011329}{①}$	B m	B^2	③ $\frac{Q^2}{B^2}$	④ ②×③	⑤ $\ell_0 g$ ④	⑥ ⑤×0.4286	h_0 ⑥ m
8.0 k										
8.1										
8.2										
8.3										
8.4										
8.5	3,620	0.05954	0.1903	458	209,764	62.4721	11.8884	1.0751088	0.46079	2.889
8.6	〃	0.06401	0.1770	399	159,201	82.3136	14.5695	1.1634596	0.49866	3.153
8.7	〃	0.06656	0.1702	367	134,689	97.2938	16.5594	1.2190341	0.52248	3.330
8.8	〃	0.06708	0.1689	361	130,321	100.5548	16.9837	1.2300400	0.52720	3.367
8.9	〃	0.07182	0.1577	318	101,124	129.5874	20.4359	1.3103959	0.56164	3.645
9.0	〃	0.08180	0.1385	251	63,001	208.0030	28.8084	1.4595131	0.62555	4.222
9.1	〃	0.08180	0.1385	252	63,504	206.3555	28.5802	1.4560622	0.62407	4.208
9.2										

表－B－4　河床高計算書

Case 2　Q＝3,620m³/s　d＝30.8mm

断面	① Z(x)	h(x) m	② h(x1)-h(x2) m	③ αQ²/2g	A(x) m²	1/A²(x)	④ 1/A²(x1) − 1/A²(x2)	⑤ ③×④	⑥ N²Q²/2	A²(x)	h^4/3(x)	1/A²(x)×h^4/3(x)	⑦	⑧ Δx m	⑨ 6×7×8	ΔZ ②+⑤+⑨ m
8.0k																
8.1																
8.2																
8.3																
8.4																
8.5		2.889		7.3545 ×10⁶	1323.162	0.05711 ×10⁻⁵	×10⁻⁵		7,574	1,750,758	4.11462	0.01388 ×10⁻⁵	×10⁻⁵			
8.6		3.153	−0.264	〃	1258.047	0.06318	−0.00617	−0.04538	〃	1,582,682	4.61758	0.01368	0.02756	103.0	0.2150	−0.09438
8.7		3.330	−0.177	〃	1222.110	0.06695	−0.00377	−0.02773	〃	1,493,553	4.91306	0.01362	0.02730	110.0	0.2274	0.02267
8.8		3.367	−0.037	〃	1215.487	0.06768	−0.00073	−0.00537	〃	1,477,409	5.05250	0.01339	0.02701	111.0	0.2271	0.18473
8.9		3.645	−0.278	〃	1159.110	0.07443	−0.00675	−0.04964	〃	1,343,536	5.61984	0.01324	0.02663	91.5	0.1846	−0.14304
9.0		4.222	−0.577	〃	1059.722	0.08904	−0.01461	−0.10745	〃	1,123,011	6.81946	0.01305	0.02629	91.5	0.1822	−0.50225
9.1		4.208	0.014	〃	1060.416	0.8892	0.00012	0.00088	〃	1,124,482	6.79792	0.01308	0.02613	97.0	0.2025	0.21738
9.2																

表－C－1　流砂量計算書

Case 3　Q＝2.000m^3/s　d＝58.0mm

断面	① 水位 T.P.m	② R m	③ $R^{4/3}$	④ U m/sec	⑤ U^2	⑥ $U^2/R^{4/3}$ ⑤÷③	⑦ Ie ⑥× 0.001156	⑧ U_*^2 980× ②×⑦ cm	⑨ to/tc ⑧/ 469.22	⑩ F	⑪ U_* $\sqrt{⑧}$	⑫ U_*^3 ⑧×⑪	⑬ F×U_*^3 ⑩×⑫	⑭ q_B ⑬× 3.853×10^{-4}	⑮ B cm	⑯ Q_B l/s
8.0 k																
8.1																
8.2																
8.3																
8.4	7.700															
8.5	7.625	3.61	5.54	2.410	5.808	1.609	0.0019	672.18	1.433	0.340	25.926	17,427	5,925	22,829	218.0 $\times10^{2}$	4,976,722 $\times10^{-5}$
8.6	7.725	3.31	4.93	2.500	6.250	1.268	0.0015	486.57	1.037	0.055	22.058	10,733	590	1,888	220.5	416,304
8.7	7.755	3.18	4.68	2.139	4.575	0.978	0.0011	342.80	0.731	0.010	18.514	6,347	63	243	244.5	59,414
8.8	8.010	1.90	2.35	4.938	24.384	10.376	0.0120	2,234.40	4.762	0.975	46.265	103,375	100,790	388,344	255.0	99,027,720
8.9	8.205	2.00	2.52	4.255	18.105	7.184	0.0083	1,626.80	3.467	0.930	40.336	65,619	61,026	235,133	251.5	59,135,950
9.0	8.205	2.12	2.72	3.497	12.229	4.496	0.0052	1,080.35	2.302	0.790	32.869	35,510	28,053	108,088	267.5	28,913,540
9.1	8.230	2.60	3.58	3.396	11.533	3.222	0.0037	942.76	2.009	0.700	30.705	28,947	20,263	78,073	227.0	17,722,571
9.2																

表－C－2　所要摩擦速度計算書

Case 3　Q＝2.000m³/s　d＝58.0mm

上段：高水敷水面巾および流量を無視
下段：高水敷水面巾を川巾に加入

断面	① 水位 T.P.m	② B cm	③ Q_B cm²/s	④ $Q^{1/n}$ ③/②	⑤ $\frac{(\frac{\sigma}{\rho}-1)g\times\frac{Q_B}{B}}{259\,5.51\times\frac{Q_B}{B}}$	⑥ U_* (仮)	⑦ U_*^2 (仮)	⑧ $\frac{U_*^2}{469.22}$	⑨ F	⑩ $U_*^3=$ ⑤/F	⑪ U_* $\sqrt{⑩}$	⑫	⑬
8.0 k													
8.1													
8.2													
8.3													
8.4	7.700	28,600	185,300	6.479	16,816	29.7	882	1.880	0.645	26,071	29.7		
8.5	7.625	26,650 37,900	185,300	6.953 4.889	18,047 12,689	30.1 28.3	906 800.9	1.931 1.707	0.660 0.556	27,344 22,821	30.1 28.4		
8.6	7.725	23,600 34,400	185,300	7.852 5.387	20,380 13,982	30.7 28.8	942 831.2	2.008 1.771	0.705 0.585	28,908 23,901	30.7 28.8		
8.7	7.755	24,730 33,200	185,300	7.493 5.581	19,448 14,486	30.4 29.0	924 841.0	1.969 1.792	0.685 0.594	28,391 24,387	30.5 29.0		
8.8	8.010	26,740 35,900	185,300	6.930 5.162	17,987 13,398	30.1 28.7	906 820.8	1.931 1.749	0.660 0.575	27,253 23,301	30.1 28.6		
8.9	8.205	26,730 31,100	185,300	6.932 5.96	17,992 15,469	30.1 29.2	906 853	1.931 1.82	0.660 0.628	27,261 24,632	30.1 29.1		
9.0	8.205	25,000	185,300	7.412	19,238	30.4	924.2	1.970	0.685	28,085	30.4		
9.1	8.230	24,200	185,300	7.657	19,874	30.6	936	1.995	0.695	28,596	30.6		
9.2													

表－C－3　擬似等流水深計算書

Case 3　Q＝2.000㎥/s　d＝58.0㎜

$gn^2 = 0.011329$

上段：高水敷水面巾および流量を無視
下段：高水敷水面巾を川巾に加入

断面	流量 ㎥/s	① U_*	② $\frac{0.011329}{①}$	B m	B^2	③ $\frac{Q^2}{B^2}$	④ ②×③	⑤ log④	⑥ ⑤×0.4286	h_0(m) m
8.0[k]										
8.1										
8.2										
8.3										
8.4	2,000	0.088209	0.12843	286.0	81,796	48.902	6.2805	0.7979942	0.34202	2.198
8.5	〃	0.090601 0.080656	0.12504 0.14046	266.5 379	71,022 143,641	56.321 27.847	7.0424 3.9114	0.8477207 0.5923322	0.36333 0.25387	2.309 1.794
8.6	〃	0.094249 0.082944	0.12020 0.13659	236.0 344	55,696 118,336	71.818 33.802	8.6325 4.6170	0.9361366 0.6643599	0.40123 0.28474	2.519 1.926
8.7	〃	0.093025 0.084100	0.12178 0.13471	247.3 332	61,157 110,224	65.405 36.290	7.9650 4.8886	0.9011858 0.6891845	0.38625 0.29538	2.434 1.974
8.8	〃	0.090601 0.081796	0.12504 0.13850	267.4 359	71,503 128,881	55.942 31.036	6.9950 4.2985	0.8447877 0.6333169	0.36208 0.27144	2.302 1.868
8.9	〃	0.090601 0.084681	0.12504 0.13378	267.3 311	71,449 96,721	55.984 41.356	7.0000 5.5326	0.8450980 0.7429293	0.36221 0.31842	2.303 2.082
9.0	〃	0.092416	0.12259	250	62,500	64.000	7.8458	0.8946372	0.38344	2.418
9.1	〃	0.093636	0.12099	242	58,564	68.301	8.2637	0.9171745	0.39310	2.472
9.2										

表－C－4　河床高計算書

Case 3　Q＝2.000m³/s　d＝58.0mm

断面	① Z(m)	h(m)	② h(i+1)-h(i+2) m	③ αQ²/2g	A(m) m²	1/A²(m)	④ 1/A²(i+1) - 1/A²(i+2)	⑤ ③×④	⑥ N²Q²/2	A²(m)	h^4/3 (m)	1/A²(m)-h^4/3(m)	⑦ 1/(A²(i+1)·h^4/3(i+1)) + 1/(A²(i+2)·h^4/3(i+2))	⑧ Δx m	⑨ ⑥×⑦×⑧	ΔZ ②+⑤+⑨ m
8.0k																
8.1																
8.2																
8.3																
8.4		2.198		2.2449×10⁻⁴	628.628	0.25305×10⁻⁴				395,173	2.85783	0.08854×10⁻⁴				
8.5		2.309	−0.111	〃	615.349	0.26409	−0.01104×10⁻⁴	−0.02478×10⁻⁴	2.312	378,654	3.05186	0.08653	0.17507×10⁻⁴	105.0	0.4250	0.28922
8.6		2.519	−0.210	〃	594.484	0.28295	−0.01886	−0.04234	〃	353,411	3.42745	0.08255	0.16908	103.0	0.4026	0.15026
8.7		2.434	0.085	〃	601.928	0.27600	0.00695	0.01560	〃	362,317	3.27412	0.08429	0.16684	110.0	0.4243	0.52490
8.8		2.302	0.132	〃	615.555	0.26391	0.01209	0.02714	〃	378,908	3.03953	0.08682	0.17111	111.0	0.4391	0.59824
8.9		2.303	−0.001	〃	615.592	0.26388	0.00003	0.00007	〃	378,954	3.04130	0.08676	0.17358	91.5	0.3672	0.36627
9.0		2.418	−0.115	〃	604.500	0.27365	−0.00977	−0.02193	〃	365,420	3.24545	0.08432	0.17108	91.5	0.3619	0.22497
9.1		2.472	−0.054	〃	598.224	0.27942	−0.00577	−0.01295	〃	357,872	3.34245	0.08360	0.16792	97.0	0.3766	0.30965
9.2																

表－D－1　流砂量計算書

Case 4　Q=7,000m³/s　d=58.0mm

断面	① 水位 T.P.m	② R m	③ $R^{2/3}$	④ U m/sec	⑤ U^2	⑥ $U^2/R^{2/3}$ ⑤÷③	⑦ Ie ⑥×0.001156	⑧ U_*^2 980×②×⑦	⑨ τ_*/ρ_c ⑧/469.22	⑩ F $\sqrt{⑧}$	⑪ U_* ⑧×⑪	⑫ U_*^3 ⑩×⑫	⑬ F×U_*^3 13×3.853×10^{-4}	⑭ q_B $\times 10^{-4}$	⑮ B cm	⑯ Q_B $\times 10^{-5}$ ℓ/s
8.0k																
8.1																
8.2																
8.3																
8.4	10.250															
8.5	10.240	4.98	8.504	4.294	18.438	2.167	0.00251	1,225.0	2.611	0.844	35.000	42,875	36,186.5	139,426.6	263	36,669,196
8.6	10.305	4.24	6.863	4.605	21.206	3.090	0.00357	1,483.4	3.161	0.920	38.514	57,131.7	52,561.2	202,518.3	322.5	65,312,152
8.7	10.615	4.38	7.166	3.146	9.897	1.381	0.00160	686.8	1.464	0.360	26.206	17,998	6,479.3	24,964.7	347.5	8,675,233
8.8	10.740	3.95	6.244	4.818	23.213	3.718	0.00430	1,664.5	3.547	0.935	40.798	67,909.5	63,495.4	244,647.7	371.5	91,131,253
8.9	10.965	4.52	7.473	4.642	21.548	2.883	0.00333	1,475.1	3.144	0.910	38.407	56,652.6	51,553.9	198,637.1	336.0	66,742,079
9.0	11.075	4.25	6.884	5.178	26.812	3.895	0.00450	1,874.3	3.994	0.955	43.293	81,141.9	77,490.5	298,571.0	274.0	81,808,446
9.1	11.680	5.60	9.945	4.510	20.340	2.045	0.00236	1,295.2	2.760	0.860	35.988	50,496.1	43,426.6	167,322.8	246.0	41,161,418
9.2																

表－D－2　所要摩擦速度計算書

Case 4　Q＝7,000m³/s　d＝58.0mm

断面	① 水位 T.P.m	② B cm	③ Q_B cm²/s	④ Q_B/B ③/②	⑤ $\frac{(\frac{\sigma}{\rho}-1)g}{f}\times\frac{Q_B}{B}$ $2595.5/\times\frac{Q_B}{B}$	⑥ U_{*} (仮)	⑦ U_{*}^2 (仮)	⑧ U_{*}^2 469.22	⑨ F	⑩ $U_{*}^3=\frac{⑤}{F}$	⑪ U_{*} $\sqrt[3]{⑩}$	⑫
8.0^k												
8.1												
8.2												
8.3												
8.4	10.250	48,000	500,500	10.43	27,071							
8.5	10.240	46,720	500,500	10.72	27,824	33.0	1,089	2.32	0.78	35,671.8	33.0	
8.6	10.305	41,200	500,500	12.15	31,535	34.0	1,156	2.46	0.83	37,994.0	34.0	
8.7	10.615	37,400	500,500	13.38	34,728	34.6	1,197	2.55	0.84	41,343	34.6	
8.8	10.740	37,300	500,500	13.42	34,832	34.6	1,197	2.55	0.84	41,467	34.6	
8.9	10.965	33,650	500,500	14.88	38,621	35.5	1,260	2.69	0.861	44,856	35.5	
9.0	11.075	30,067	500,500	16.65	43,215	36.6	1,340	2.86	0.883	48,941	36.6	
9.1	11.680	27,900	500,500	17.94	46,563	37.3	1,391	2.96	0.895	52,026	37.3	
9.2												

表－D－3　擬似等流水深計算書

Case 4　Q＝7,000m^3/s　d＝58.0mm

$gn^2 = 0.011329$

断面	流量 m^3/s	① $U_{※}$	② $\frac{0.011329}{①}$	B m	B^2	③ $\frac{Q^2}{B^2}$	④ ②×③	⑤ $\log$ ④	⑥ ⑤×0.4286	h_0 m
8.0 k										
8.1										
8.2										
8.3										
8.4	7,000			480	230,400	212.674				
8.5	〃	0.1089	0.10403	467	218,089	224.678	23.373	1.3687145	0.5866310	3.860
8.6	〃	0.1156	0.09800	412	169,744	289.813	28.402	1.4533489	0.6229053	4.196
8.7	〃	0.1197	0.09464	374	139,876	350.310	33.153	1.5205228	0.6516961	4.484
8.8	〃	0.1192	0.09464	373	139,129	352.191	33.331	1.5224573	0.6525252	4.492
8.9	〃	0.1260	0.08991	336.5	113,232	432.740	38.908	1.5900389	0.681490	4.803
9.0	〃	0.1340	0.08454	300.67	90,402	542.021	45.822	1.661074	0.711936	5.152
9.1	〃	0.1391	0.08145	279	77,841	629.488	51.272	1.709880	0.732855	5.406
9.2										

第7章　要　　約

本報告書は，一連の球磨川豊原地区模型実験報告の最約報告書（その3）として，建設省土木研究所鹿島試験所において実施した実験結果を報告したものである。その内容は，球磨川豊原地区河道計画案の実験的検討（昭和42年度実施分）と床固め設置に関する実験結果（昭和43年度実施分）とをとりまとめてある。本報告書の内容を要約すると次のようになるであろう。

(1) 第4章で計画断面における水位・流速・分流量その他流況の大要を実験的につかみ，現状断面のそれらと比較検討した。

(2) 豊原地区河道計画の主目的は，計画分流の達成と右岸寄りの流速の軽減をはかることであった。前者については，本川下流部（分流点6k0より下流）の河道計画断面の時点において，従来より相当の好転をみ，豊原地区計画断面でその結果をまとめると図－34～37のようである。しかし計画分流量の本川4000㎥／S，前川3000㎥／Sまでには至らなかった。この点について本川の分流量を上げるために豊原地区内において種々の試を行なってみたが（第5章），実用的でしかも確実な分流手段は今のところ見当らない。その結果は表－30に示してある。本川下流部（分流点より下流）の新規河道掘削計画は，掘削土量の問題はあるが，本川分流量の増加に対しては効果があることが分かった。それは図－41に示してある。

後者については，計画断面の右岸寄りの流速は現状流速（最大流速約6.8m，6k6断面7000㎥／S）の半分程度に減少することが確認できた。

(3) 計画断面において，左岸高水堤防を現在位置より前進させて，現旧堤付近にもってくることは，豊原地区内の水位に何らの影響を与えない。すなわち水位を上昇させる原因とはなり得ない。

(4) 計画断面における流砂実験および流砂量計算によれば，上流より供給された土砂はほとんどすべて新低水路内に堆積する。

(5) 計画断面では豊原地区内の水位がレベルに近くなり，その結果国鉄鉄道橋上流の水流との接続点において急勾配水面形が現れる。その区間は8k2～8k8間である。これと同様な水面形およびフルード数を有する模型水路での河床変動計算によれば，水面の上流折曲点からの河床洗掘がはなはだしく，その洗掘は上流方向へ急速に進行する。水面の下流折曲点では，河床は現状維持あるいは堆積がある。特に前者のような河床変動は，現地では許されない。この件に対して本報告書では床固め（落差工）をA地点あるいはB地点に設置することを提案し，その天端高に関する資料まで得た（第6章）。床固めの機能上からは，A地点に天端高TP4.00m～TP4.50mの床固めを設けることが良いと結論した。

本報告書では経済効果あるいは投資効果についての検討がなされていないので，以上の点に

関して八代工事々務所においてさらに発展的解決を志向すれば，本河道計画断面の実現性はさらに大きくなるものと考える。

さらに今後に残る問題として考えられるものを列挙すれば

1. 分流点の突堤の処置の問題
2. 豊原地区内に流入し堆積する土砂の問題
3. 床固め設置後の河床変動の追跡調査
4. 掘削部の低水路変動
5. 本川下流（分流点より下流）の新河道計画の樹立
6. 前川および本川下流への供給土砂量の大巾減少による河床低下傾向とそれに関連する地下水・塩水侵入・護岸等の問題
7. 計画断面の実施順序に関する検討

があげられる。特に3および6については詳細な調査が必要と思われる。また記録のために書き留めることを許されるならば，本河道計画案以前に，豊原地区内の放水路計画案および隔流堤設置計画案を検討した場があったことを付記したい。

結　　語

昭和４１年度に現状断面の模型製作工事に着手して以来報告書に至るまで，その間満３年を経過した。遅々とした実験にご迷惑をおかけしたむきもあろうが，やっと本報告書にこぎつけた次第である。

本実験を終わるにあたって九州地建八代工事々務所の前所長，板橋貢氏（現宮崎工事々務所長），現所長毛利嘉之氏をはじめとする多数の関係各位に大変お世話になった。特に現工務課長，高橋保夫氏には，はじめから最後まで終始御鞭撻を頂いた。これらの方々に深甚の謝意を表します。

なおこの実験は終始，土屋河川研究室長，山口前鹿島試験所長（現河川研究室主任研究員）および須賀現鹿島試験所長の指導を受け，鹿島試験所の馬場・林両技官が実験の企画・整理にあたり，実験は主として株式会社建設技術研究所大迫蓉朗技師の手によった。また電算による不等流計算ならびに河床変動計算には，赤羽支所河川研究室本間久枝技官になみなみならぬ労をお願いした。ここに関係者一同厚く感謝致す次第である。

（馬場記）