ＩＳＳＮ　0386—5878
土木研究所資料第2201号

土 木 研 究 所 資 料

渡良瀬川岩井地区模型実験報告書

昭和60年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1985) by P.W.R.I.

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

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

土木研究所資料
第2201号昭和60年3月

渡良瀬川岩井地区模型実験
報　告　書

河川研究室　橋　本　　宏
高　橋　　晃
坂　野　　章
加賀谷　　均

要　旨

渡良瀬川岩井地区における本川狭窄部の高流速およびそれに伴う局所洗掘等の諸対策と現況岩井分水路の分流機能回復案について，模型実験による水理的検討を行った結果について述べたものである。

キーワード：河道計画，分流，河床変動，局所洗掘，渡良瀬川

はじめに

渡良瀬川は，栃木県足利市において岩井山の南側を一巡し，ここに異状な狭窄部を形成している。このため洪水時に，この狭窄部で高流速が生じ，またその上流部は水位の堰上げによって，破堤の危険にさらされるという，治水上の大難点となっていた。この対策として改修計画が検討され，岩井山北側に分水路を新たに開削し，計画高水流量4,000 ㎥/sのうち1,700 ㎥/s をこの分水路に分担させ，本川の負担を軽減しようとする分流方式が採用された。工事は，昭和38年1月に着手され，昭和42年に現在の岩井分水路は完成した。しかしながら，その後渡良瀬川の河床が漸次低下するに連れ，分流機能も低下して，洪水時にはその多くが本川を流下する。このため，本川狭窄部の高流速および局所洗掘等の問題が依然として残されている状態となっており，これらの対策とともに現況分水路の分流機能を回復するための検討が必要となった。

ここでは，この本川狭窄部の諸対策と現況岩井分水路の分流機能回復案等について，模型実験による検討を行った。実験は主として固定床模型による各案の効果と水理的諸問題の把握，検討を行い，その後本川の低水路部分を移動床とした検討を実施した。

本報告書は，これらの水理的検討結果についてとりまとめたものであり，固定床模型では現況河道の洪水時における水理現象と問題点の把握，本川水衝部の緩和および分流機能回復のための各案の対策効果と諸問題等の検討結果を述べている。移動床模型では，各種対策案のうち効果的と考えられた本川側床止め工案，および現況河道に対する河床変動，水衝部の局所洗掘状況の把握とその対策等についての検討結果について述べたものである。

河川研究室　橋本　宏
高橋　晃
坂野　章
加賀谷　均

目　　次

はじめに

第1章　改修事業の概要と実験目的 …… 1
　1－1　改修事業の概要 …… 3
　1－2　実験目的 …… 4

第2章　岩井地区の河道状況について …… 5
　2－1　本川河道 …… 7
　2－2　岩井分水路 …… 10
　2－3　河床変動状況 …… 10
　2－4　河床材料 …… 18
　2－5　既往洪水と水理状況 …… 19
　2－6　粗度係数 …… 24

第3章　模型実験の相似律 …… 25
　3－1　相似律 …… 27
　3－2　渡良瀬川岩井地区模型実験における模型縮尺 …… 29

第4章　模型および実験の概要 …… 33
　4－1　模型の概要 …… 35
　4－2　実験概要と実験ケース …… 36

第5章　検証実験および現況河道水理特性の検討 …… 41
　5－1　概　　要 …… 43
　5－2　検証実験 …… 43
　5－3　現況岩井分水路の水位，流量の関係 …… 47
　5－4　現況河道洪水時の水理現象 …… 49
　5－5　現況岩井分水路の分流量 …… 54
　5－6　狭窄部の堰上げ水位と形状ロス …… 57
　5－7　実験結果のまとめ …… 57

第６章　本川水衝部の緩和および分流機能回復法各案の効果と水理的諸問題 …… 71
６－１　概　　要 …… 73
６－２　下流水位堰上げ案について …… 73
６－３　本川狭窄部河道整正案について …… 73
６－４　岩井分水路掘削案について …… 73
６－５　狭窄部床止め工案について …… 74
６－６　河道引き延ばし案について …… 74

第７章　狭窄部上流床止め工案の検討 …… 75
７－１　概　　要 …… 77
７－２　床止め工および水制配置に関する予備的検討 …… 77
７－３　床止め工Ａ案実験（床止め工３基設置） …… 81
７－４　床止め工Ａ案下流水位低下時の検討 …… 89
７－５　床止め工Ｂ案（床止め工２基設置） …… 93
７－６　床止め工Ｂ案下流水位低下時の検討 …… 97
７－７　他の案に関する補足検討 …… 101
７－８　計画橋（福寿橋）付近の流況について …… 101
７－９　これまでの各案の本川狭窄部高流速発生断面流速分布 …… 103
７－10　実験結果のまとめ …… 108

第８章　移動床実験による現況河道水理特性および水衝部補強対策案の検討 …… 119
８－１　概　　要 …… 121
８－２　河道形状について …… 122
８－３　現況河道水理特性の検討 …… 123
８－４　現況河道水衝部補強対策案の検討 …… 130
８－５　実験結果のまとめ …… 142

第９章　狭窄部上流床止め工案移動床模型実験 …… 181
９－１　概　　要 …… 183
９－２　河道整正＋水制設置時の検討 …… 184
９－３　床止め工１基施工時の検討 …… 194
９－４　床止め工３基案の検討 …… 200
９－５　床止め工案（２基）の検討 …… 214
９－６　床止め工案（２基）河床低下時の検討 …… 219
９－７　実験結果のまとめ …… 223

第10章　全体のまとめ …… 313
10－1　現況河道の問題点と対策の効果について …… 315
10－2　河床変動および水衝部の対策効果について …… 316
10－3　岩井地区河道の対策について …… 319

あ と が き …… 320

資　料　編

(付) 第11章　本川水衝部の緩和，および分流機能回復法各案の検討 …… 323
11－1　下流水位堰上げ案の検討 …… 323
11－1－1　概　要 …… 323
11－1－2　下流水位堰上げ案の検討 …… 323
11－1－3　床止め工による水位堰上げ案の検討 …… 326
11－1－4　実験結果のまとめ …… 326
11－2　本川狭窄部河道整正案の検討 …… 327
11－2－1　概　要 …… 327
11－2－2　最大拡幅法線形A案の検討 …… 328
11－2－3　河道整正最良案実験 …… 330
11－2－4　流頭部対策＋河道整正最良案実験 …… 334
11－2－5　実験結果のまとめ …… 335
11－3　岩井分水路掘削案の検討 …… 337
11－3－1　概　要 …… 337
11－3－2　分水路掘削予備実験 …… 338
11－3－3　分水路掘削第1案実験 …… 339
11－3－4　分水路掘削第2案実験 …… 342
11－3－5　実験結果のまとめ …… 344
11－4　狭窄部床止め工案の検討 …… 344
11－4－1　概　要 …… 344
11－4－2　床止め工第1案実験 …… 345
11－4－3　床止め工第2案実験 …… 346
11－4－4　実験結果のまとめ …… 351
11－5　河道引き延ばし案の検討 …… 352
11－5－1　概　要 …… 352
11－5－2　実験結果 …… 352
11－5－3　実験結果のまとめ …… 354

図　表　目　次

図－1.1	渡良瀬川流域図	3
図－1.2	計画流量図	4
図－2.1.1	渡良瀬川岩井地区平面図	7
図－2.1.2	渡良瀬川岩井地区縦断図	8
図－2.2	既対策位置図	9
図－2.3.1～2.3.6	渡良瀬川横断形状変化図	10
図－2.4.1～2.4.2	河床高経年変化図	14
図－2.5	渡良瀬川縦断図（平均河床経年変化図）	16
図－2.6	渡良瀬川河床平均粒径縦断変化図	17
図－2.7.1～2.7.2	粒径加積曲線図	18
図－2.8.1～2.8.2	渡良瀬川岩井地区縦断図（痕跡水位）	21
図－3.1.1～3.1.2	粒径加積曲線図	30
図－4.1	岩井地区河道平面図	35
図－4.2	下流端（31.75km）H～Q曲線図	37
図－5.1	渡良瀬岩井地区水位縦断比較図（実験1－1－2）	44
図－5.2	流況図（実験1－1－2，Q＝2,260 m³/s）	59
図－5.3	渡良瀬川岩井地区水位縦断比較図（実験1－2）	45
図－5.4	流況図（実験1－2，Q＝1,273 m³/s）	59
図－5.5.1～5.5.2	分流量算定曲線図	48
図－5.6	現況岩井堰の越流係数	49
図－5.7.1～5.7.2	渡良瀬川岩井地区水位縦断比較図（実験3－1～3－4）	50
図－5.8.1～5.8.4	流況図（実験3－1～3－4）	60
図－5.9.1(1)～5.9.4(3)	等流速分布図（実験3－1～3－4）	62
図－5.10	最大流速縦断図（実験3）	53
図－5.11	狭窄部の水位差と平均流速の関係	54
図－5.12	全流量と分水堰上流地点（No.58）水位の関係	55
図－5.13	全流量と分流量の関係	55
図－5.14	渡良瀬川狭窄部の損失水頭	57
図－7.1	床止め工上流案概要平面図	79
図－7.2	岩井地区本川縦断図	80
図－7.3	河道改修概要平面図	80
図－7.4.1～7.4.2	水位縦断比較図（実験11－1）	82

図－7.5	分水路側水位縦断比較図（実験11－1）	83
図－7.6.1～7.6.4	流況図（床止め工上流A案，実験11－1－1～11－1－4）	110
図－7.7.1～7.8.3	等流速分布図（実験11－1－2，11－1－4）	112
図－7.9	最大流速比較図（実験11－1，11－2）	86
図－7.10	全流量と分水堰上流水位の関係	88
図－7.11	全流量と分流量関係比較図	88
図－7.12.1～7.12.2	水位縦断比較図（実験11－2）	89
図－7.13	平面最大流速分布図及び流況図（実験11－2－2）	90
図－7.14	最大流速比較図（実験11－2）	91
図－7.15.1	全流量と分水堰上流水位の関係	92
図－7.15.2	全流量と分流量の関係比較図	92
図－7.16.1～7.16.2	水位縦断比較図（実験12－1，本川，分水路側）	93
図－7.17.1～7.17.2	流況図（実験12－1－1，12－1－2）	116
図－7.18.1～7.18.3	等流速分布図（実験12－1－2）	117
図－7.19.1～7.19.2	水位縦断比較図（実験12－2，本川，分水路）	97
図－7.20	平面最大流速分布図及び流況図（実験12－2－2）	98
図－7.21	全流量と分水堰上流水位の関係	100
図－7.22.	全流量と分流量の関係	100
図－7.23.1	計画橋（福寿橋）平面図	102
図－7.23.2	計画橋模型構造図	102
図－7.24.1～7.24.4	等流速分布比較図	104
図－8.1	現況河道模型形状図	122
図－8.2.1～8.2.3	水位・河床高縦断比較図（実験I－1－1～I－1－3，本川側）	123
図－8.2.4	分水路側水位縦断比較図（実験Ⅰ－1）	125
図－8.3.1～8.3.3	流況図（実験Ⅰ－1－1～Ⅰ－1－3）	145
図－8.4	最大流速縦断比較図（現況河道）	127
図－8.5.1～8.5.13	河床変動図（実験Ⅰ－1）	148
図－8.6.1～8.6.3	河床変動平面図（現況河道）	156
図－8.7	狭窄部河岸浸食平面図（実験Ⅰ－1）	129
図－8.8.1～8.8.6	河岸浸食時間変化図（現況河道）	158
図－8.9	橋脚の局所洗掘時間変化図（現況河道）	130
図－8.10	水制工構造図	131
図－8.11.1	岩井地区本川縦断図	132
図－8.11.2	現況河道＋補強対策案実験模型形状図	132
図－8.12.1～8.12.3	水位・河床高縦断比較図（実験Ⅰ－2－1～Ⅰ－2－3）	133

図－8.12.4　分水路側水位縦断比較図（実験Ⅰ－2）…… 135
図－8.13.1～8.13.3　流況図（実験Ⅰ－2－1～Ⅰ－2－3）…… 161
図－8.14.1　最大流速縦断比較図（実験Ⅰ－2）…… 137
図－8.14.2　最大流速比較図 …… 137
図－8.15.1～8.15.21　河床変動図（実験Ⅰ－2）…… 164
図－8.16.1～8.16.3　堆積・洗掘平面図（実験Ⅰ－2－1～Ⅰ－2－3）…… 176
図－8.17.1～8.17.4　河床変動比較図（Q＝4,000 m³/s）…… 179
図－8.18.1～8.18.3　根固め工周辺部の変動図（実験Ⅰ－2）…… 140
図－8.19　橋脚周辺の局所洗掘時間変化図（実験Ⅰ－2）…… 142
図－9.1　河道整正＋水制工案実験模型形状図 …… 184
図－9.2.1～9.2.3　水位・河床高縦断比較図（実験Ⅱ-1-1～Ⅱ-1-3，本川側）…… 185
図－9.2.4　分水路側水位縦断比較図（実験Ⅱ－1）…… 186
図－9.3.1～9.3.3　流況図（実験Ⅱ－1－1～Ⅱ－1～3）…… 227
図－9.4　最大流速縦断比較図（実験Ⅱ－1）…… 188
図－9.5.1～9.5.14　河床変動図（実験Ⅱ－1）…… 230
図－9.6.1～9.6.3　河床変動平面図（実験Ⅱ－1－1～Ⅱ－1－3）…… 238
図－9.7　河道整正＋水制工対策案実験模型形状図 …… 189
図－9.8.1～9.8.2　水位・河床高縦断比較図（実験Ⅱ-2-1，Ⅱ-2-2，本川側）…… 191
図－9.8.3　分水路側水位縦断比較図（実験Ⅱ－2）…… 192
図－9.9.1～9.9.2　流況図（実験Ⅱ－2－1，Ⅱ－2－2）…… 240
図－9.10　最大流速縦断比較図（実験Ⅱ－2）…… 193
図－9.11.1～9.11.10　河床変動図（実験Ⅱ－2）…… 242
図－9.12.1～9.12.2　河床変動平面図（実験Ⅱ－2－1，Ⅱ－2－2）…… 247
図－9.13　床止め工縦断図 …… 195
図－9.14　床止め工1基案実験模型形状図 …… 194
図－9.15.1～9.15.3　水位・河床高縦断比較図（実験Ⅲ－1～Ⅲ－3，本川側）…… 196
図－9.15.4　分水路側水位縦断比較図（実験Ⅲ）…… 198
図－9.16.1～9.16.3　流況図（実験Ⅲ－1～Ⅲ－3）…… 248
図－9.17　最大流速縦断比較図（実験Ⅲ）…… 199
図－9.18.1～9.18.13　河床変動横断図（実験Ⅲ）…… 251
図－9.19.1～9.19.3　河床変動平面図（実験Ⅲ－1～Ⅲ－3）…… 258
図－9.20　床止め工3基案実験模型形状図 …… 201
図－9.21.1～9.21.3　水位・河床高縦断比較図（実験Ⅳ-1-1～Ⅳ-1-3，本川側）…… 202
図－9.21.4　分水路側水位縦断比較図（実験Ⅳ－1）…… 203
図－9.22.1～9.22.3　流況図（実験Ⅳ－1－1～Ⅳ－1－3）…… 260

図－9.23. 最大流速縦断比較図（実験Ⅳ－1） …… 205
図－9.24.1～9.24.13 河床変動横断図（実験Ⅳ－1） …… 263
図－9.25.1～9.25.3 河床変動平面図（実験Ⅳ－1－1～Ⅳ－1－3） …… 270
図－9.26 狭窄部における局所洗掘・堆積傾向図（実験Ⅳ－1） …… 206
図－9.27 橋脚による局所洗掘時間変化図（実験Ⅳ－1） …… 207
図－9.28 床止め工3基対策工案実験模型形状図 …… 208
図－9.29.1～9.29.2 水位・河床高縦断比較図（実験Ⅳ-2-1, Ⅳ-2-2, 本川側） …… 209
図－9.29.3 分水路側水位縦断比較図（実験Ⅳ－2） …… 210
図－9.30.1～9.30.2 流況図（実験Ⅳ－2－1, Ⅳ－2－2） …… 272
図－9.31 最大流速縦断比較図（実験Ⅳ－2） …… 211
図－9.32 流量別最大流速縦断比較図 …… 212
図－9.33.1～9.33.10 河床変動横断図（実験Ⅳ－2） …… 274
図－9.34.1～9.34.2 河床変動平面図（実験Ⅳ－2－1, Ⅳ－2－2） …… 279
図－9.35 床止め工案（2基）模型形状図 …… 214
図－9.36.1～9.36.2 水位・河床高縦断比較図（実験Ⅴ－1） …… 215
図－9.37.1～9.37.2 流況図（実験Ⅴ－1－1, Ⅴ－1－2） …… 280
図－9.38 最大流速縦断比較図（実験Ⅴ－1） …… 217
図－9.39.1～9.39.20 河床変動横断図（実験Ⅴ－1） …… 282
図－9.40.1～9.40.2 等深線図（実験Ⅴ－1－1, Ⅴ－1－2） …… 294
図－9.41.1～9.41.2 水位河床高縦断比較図（実験Ⅴ－2） …… 220
図－9.42.1～9.42.2 流況図（実験Ⅴ－2－1, Ⅴ－2－2） …… 296
図－9.43.1～9.43.20 河床変動横断図（実験Ⅴ－2） …… 298
図－9.44.1～9.44.2 等深線図（実験Ⅴ－2－1, Ⅴ－2－2） …… 310
図－11.1.1 下流水位の上昇に伴う岩井堰直上流地点の水位変化図 …… 324
図－11.1.2 下流水位の上昇に伴う分流量の変化図 …… 324
図－11.1.3 渡良瀬川岩井地区水位縦断図（実験4－1－3） …… 325
図－11.1.4 下流水位の違いによる最高流速比較図 …… 325
図－11.1.5 床止め工設置概要図 …… 326
図－11.1.6 床止め工設置による水理量の概要 …… 327
図－11.2.1 本川河道整正の概要図 …… 328
図－11.2.2～11.2.3 水位縦断比較図（実験5－A） …… 355
図－11.2.4 流況図（実験5－A） …… 356
図－11.2.5 最大流速比較図 …… 329
図－11.2.6 河道改修案概要平面図 …… 330
図－11.2.7～11.2.10 水位縦断比較図（実験－5） …… 357

図－11.2.11　全流量と分水堰上流（No.58）水位の関係 …… 332
図－11.2.12　全流量と分流量の関係〔岩井分水路〕 …… 332
図－11.2.13～11.2.16　流況図（実験5－1～5－4） …… 359
図－11.2.17　最大流速比較図（実験5） …… 333
図－11.2.18　流頭部標準断面図 …… 334
図－11.2.19　渡良瀬川岩井地区水位縦断図（実験6，分水路） …… 361
図－11.2.20　全流量と分水堰上流水位の関係 …… 335
図－11.2.21　全流量と分流量の関係〔岩井分水路〕 …… 335
図－11.2.22～11.2.25　流況図（実験6－1～6－4） …… 362
図－11.2.26　最大流速比較図（実験6） …… 336
図－11.3.1　分水路掘削案予備実験概要図 …… 338
図－11.3.2　分水路掘削第1案概要図 …… 339
図－11.3.3　河道改修案概要平面図 …… 340
図－11.3.4(1)　本川水位縦断図（実験7－1－1） …… 364
図－11.3.4(2)　分水路側水位縦断図（実験7－1－1） …… 364
図－11.3.5　分流量算定曲線，$H-Q'$図（実験7－1） …… 341
図－11.3.6　全流量と分流量の関係比較図 …… 341
図－11.3.7　分水路掘削第2案概要図 …… 342
図－11.3.8　渡良瀬川水位縦断図（実験7－2－1） …… 365
図－11.3.9　分水路側水位縦断図（実験7－2－1） …… 365
図－11.3.10　分流量算定曲線，$H-Q'$図（実験7－2） …… 343
図－11.3.11　流況図（実験7－2－1，$Q=4,000$ m³/s） …… 366
図－11.3.12(1)～(4)　等流速分布図（実験7－2－1，$Q=4,000$ m³/s） …… 366
図－11.3.13　最大流速比較図（$Q=4,000$ m³/s） …… 344
図－11.4.1(1)　本川水位縦断図（実験8，床止め工第1案） …… 368
図－11.4.1(2)　分水路側水位縦断図（実験8，床止め工第1案） …… 369
図－11.4.2～11.4.3　流況図（実験8－1，8－2） …… 370
図－11.4.4　最大流速縦断比較図（実験8） …… 346
図－11.4.5　河道改修案概要平面図 …… 347
図－11.4.6(1)　本川水位縦断比較図（実験9，床止め工第2案） …… 371
図－11.4.6(2)　分水路側水位縦断比較図（実験9，床止め工第2案） …… 371
図－11.4.7～11.4.9　流況図（実験9－1～9－3） …… 372
図－11.4.10　最大流速比較図（実験9） …… 349
図－11.4.11　全流量と分水堰上流（No.58）水位の関係 …… 350
図－11.4.12　全流量と分流量の関係比較図 …… 351

図－11.5.1　本川水位縦断比較図（実験10－1，河道引延し案）…… 374
図－11.5.2　分水路側水位縦断比較図（実験10－1，河道引延し案）…… 374
図－11.5.3　流況図（実験10－1，$Q=4{,}000\ m^3/s$）…… 375

表－2.1　渡良瀬川主要洪水一覧表 …… 20
表－2.2　渡良瀬川主要地点洪水記録 …… 20
表－2.3.1～2.3.2　位況・流況表 …… 23
表－4.1(1)～4.1(3)　実験ケース一覧表 …… 38
表－5.1　実験条件一覧表 …… 43
表－5.2　粗度係数一覧表（$Q=1{,}273\ m^3/s$）…… 45
表－5.3　岩井分水堰の越流係数 …… 47
表－5.4　Q～Q'～H数値表（現況河道）…… 56
表－5.5　状況変化要因対比表 …… 56
表－7.1　実験条件一覧表 …… 77
表－7.2　床止め工の形状 …… 81
表－7.3　水制天端高一覧表 …… 81
表－7.4　Q～Q'～H数値表（実験11－1）…… 87
表－7.5　Q～Q'～H数値表（実験11－2）…… 91
表－7.6　Q～Q'～H数値表（実験12－1）…… 96
表－7.7　Q～Q'～H数値表（実験12－2）…… 99
表－7.8　法線形の概要表 …… 103
表－8.1　実験条件一覧表 …… 121
表－8.2　最大流速および発生位置の比較 …… 138
表－8.3　各対策案の河道形状による分流量の比較 …… 138
表－9.1　実験条件一覧表 …… 183
表－9.2　水制諸元一覧表 …… 190
表－9.3　最大流速および発生位置の比較 …… 218
表－11.1　実験条件一覧表 …… 323
表－11.2.1　実験条件一覧表 …… 328
表－11.2.2　本川河道整正最良案法線形の概要表 …… 330
表－11.2.3　Q～Q'～H数値表（実験5）…… 331
表－11.2.4　流頭部＋本川河道整正最良案法線形の概要表 …… 334
表－11.2.5　Q～Q'～H数値表（実験6）…… 336
表－11.3.1　実験条件一覧表 …… 338

表－11.3.2　分流量表（実験7－1，$Q \sim Q' \sim H$）…… 340
表－11.3.3　分流量表（実験7－2，$Q \sim Q' \sim H$）…… 343
表－11.4.1　実験条件一覧表 …… 345
表－11.4.2　床止め工の形状 …… 347
表－11.4.3　$Q \sim Q' \sim H$ 数値表（実験9）…… 350
表－11.5.1　$Q \sim Q' \sim H$ 数値表（実験10）…… 353

写　真　目　次

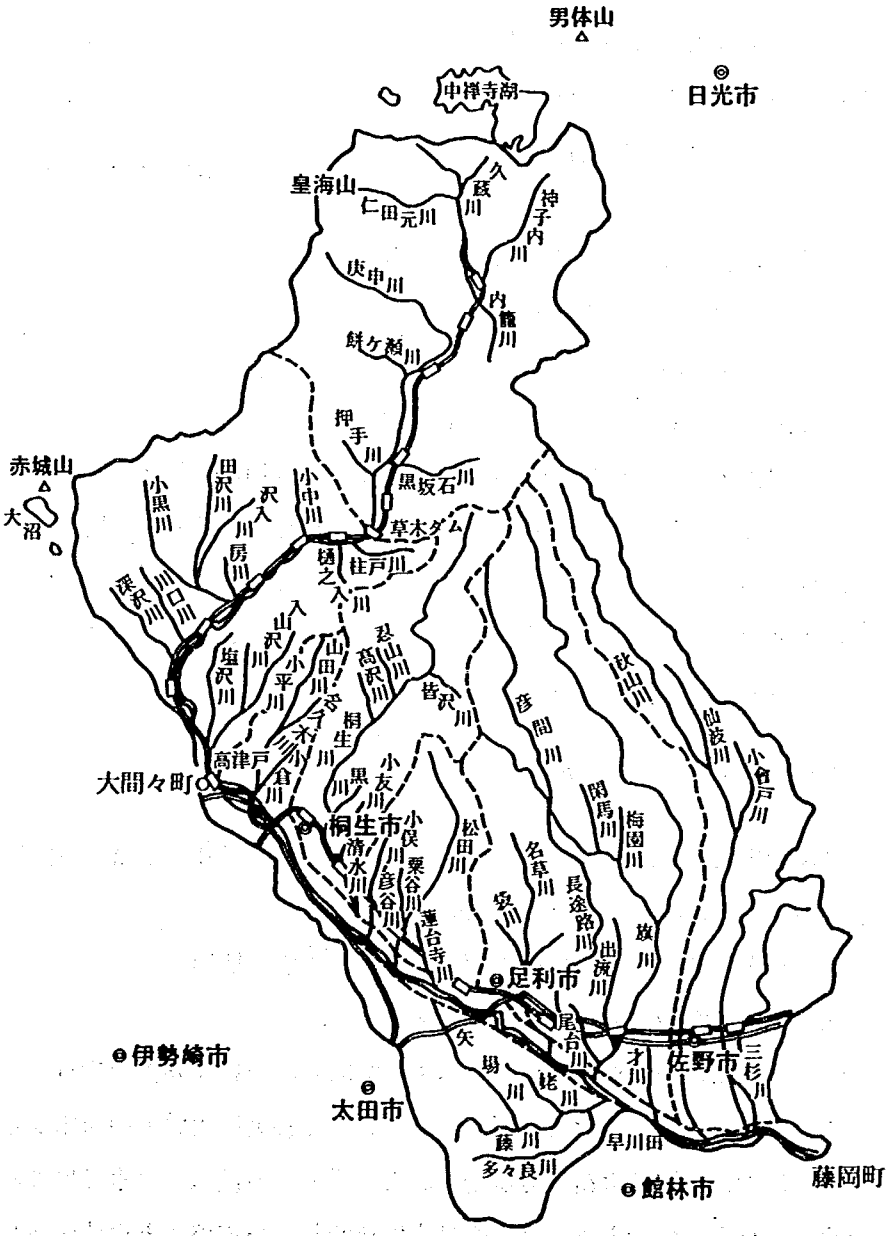
写真－1　通水状況（実験1－1－2，$Q=2{,}260\,m^3/s$）…… 46
写真－2　通水状況（実験1－2，$Q=1{,}273\,m^3/s$）…… 46
写真－3　通水状況（実験3－3，$Q=2{,}000\,m^3/s$）…… 52
写真－4　通水状況（実験3－1，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 52
写真－5　通水状況（実験11－1－4，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 85
写真－6　通水状況（実験12－1－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 95
写真－7.1　通水後の河床状況（実験Ⅰ－1－3，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 128
写真－7.2　通水後の河床状況（実験Ⅰ－1－3，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 128
写真－8　通水状況（実験Ⅰ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 136
写真－9.1　通水後の河床状況（実験Ⅰ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 139
写真－9.2　通水後の河床状況（実験Ⅰ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 139
写真－10　通水状況（実験Ⅱ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 192
写真－11　通水後の河床状況（実験Ⅱ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 193
写真－12　通水状況（実験Ⅲ－3，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 198
写真－13　通水後の河床状況（実験Ⅲ－3，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 199
写真－14　通水状況（実験Ⅳ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 211
写真－15.1　通水後の河床状況（実験Ⅳ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 213
写真－15.2　通水後の床止め工周辺の状況（実験Ⅳ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 213
写真－16.1　通水状況（実験Ⅴ－1－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 216
写真－16.2　通水状況（実験Ⅴ－1－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 217
写真－17　通水後の河床状況（実験Ⅴ－1－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 218
写真－18　通水状況（実験Ⅴ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 221
写真－19　通水後の河床状況（実験Ⅴ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）…… 222

第１章　改修事業の概要と実験目的

第１章　改修事業の概要と実験目的

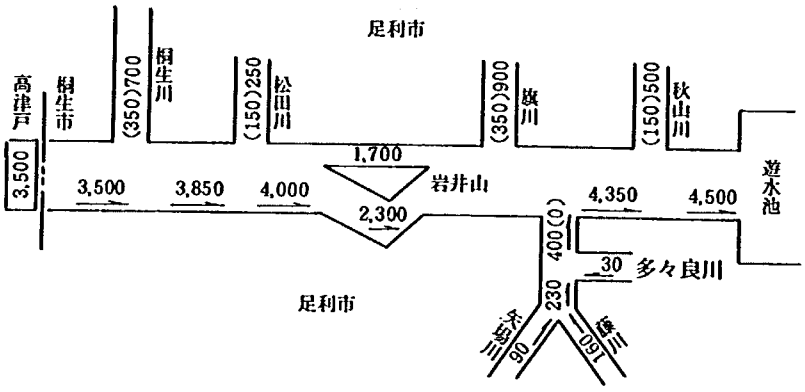
１－１　改修事業の概要

渡良瀬川の水源は群馬，栃木の県境界にある皇海山（2,143.5 m）に源を発する松木川が最上流に位置し，栃木県上都賀郡足尾町渡良瀬地先で渡良瀬川と名称を変える。さらに群馬県山田郡大間々町まで急峻な渓谷を形成しながら流下し，同県桐生市地先から平地に出て栃木県足利市および佐野市等を経て茨城県古河市地先で利根川に合流する。その間合わせる支川は大小23，他に面積3,000 haにも及ぶ我国屈指の洪水調節池としての渡良瀬川遊水池を有する流域面積2,601.9 km²，流路延長107.6kmの利根川水系最大の支川である。（図－1.1）。渡良瀬川の改修事業は，明治35年，43年の大洪水を契機に明治43年（1910年）から着手された。その後昭和22年9月カスリン台風での大水害により，増補計画および上流改修計画の抜本的な改訂が行われ，昭和28年に改訂改修計画に基づき総体計画を立案し，これに修正や改訂を加え，昭和38年以降総体計画として事業を進めてきた。さらに，その後の流域の開発状況を考慮して計画の見直しを行い，昭和48年に図－1.2に示す計画高水流量での改修計画を樹立した。なお，改修計画における計画高水流量は100年確率高水を対象としている。このうち渡良瀬川の栃木県足利市における岩井地区では，この岩井山の南側を一巡し，ここで異常な急曲狭窄部を形成している。このため洪水時に狭窄部で高流速が生じ，またその上流部では水位の堰上げがあって，



図－1.1　渡良瀬川流域図

治水上の一大難点となっていた。この地点の改修計画としては，岩井山の北側に分水路を開削し，高水流量の一部をこの分水路に分担させ，本川の負担を軽減しようとする分流方式が採用され，計画高水流量4,000 ㎥/sのうち1,700 ㎥/sを分流する計画が決定された。その計画概要は以下のようである。



図－1.2　計　画　流　量　図

計画高水流量　　1,700 ㎥/s（本川2,300 ㎥/s）

分水路延長　　1,060 m

分水路幅　　260 m

計画高水勾配　　1/765～1/1105

工事は昭和38年に着手され，昭和42年にこの岩井分水路は完成した。しかしながら，その後本川側の河床が漸次低下して，現在では以前に比較して約2 m低下した状態となっている。このため現況分水路の分流機能の低下とともに，洪水時にも大部分が本川を流下することによって，本川側急曲狭窄部の高流速対策等の問題が依然として残されている状況となっており，これらの対策とともに分流機能を回復するための調査・検討が進められている。

1－2　実　験　目　的

渡良瀬川岩井地区の本川側狭窄部の諸対策と現況岩井分水路の分流機能回復案等に関して，次のような事項の水理的検討を目的とした実験を行った。

(1)　現況岩井分水路の分流機能と河道水理現象の把握

(2)　本川側水衝部の緩和および対策法の検討

(3)　分水路の分流機能回復策と本川水衝部の流速軽減効果の検討

(4)　最良とされる案および現況河道における移動床実験での河床変動状況と諸対策の検討

ここに(1)は現況分水路の分流量，および現況河道洪水時の水理現象と河道の問題点を明らかにするための検討を行うものである。(2)，(3)は本川狭窄部の河道整正と堤体保護を目的とした水制併用による流速軽減効果，および分水路掘削案や本川側床止め工案等により，分流機能回復を図ろうとする案について検討したものである。(4)は各案での検討のうち最良とされる案，および現況河道時に対して移動床実験による河床変動，水衝部の局所洗掘状況等の把握とその対策案を検討しようとするものである。

第２章　岩井地区の河道状況について

第２章　岩井地区の河道状況について

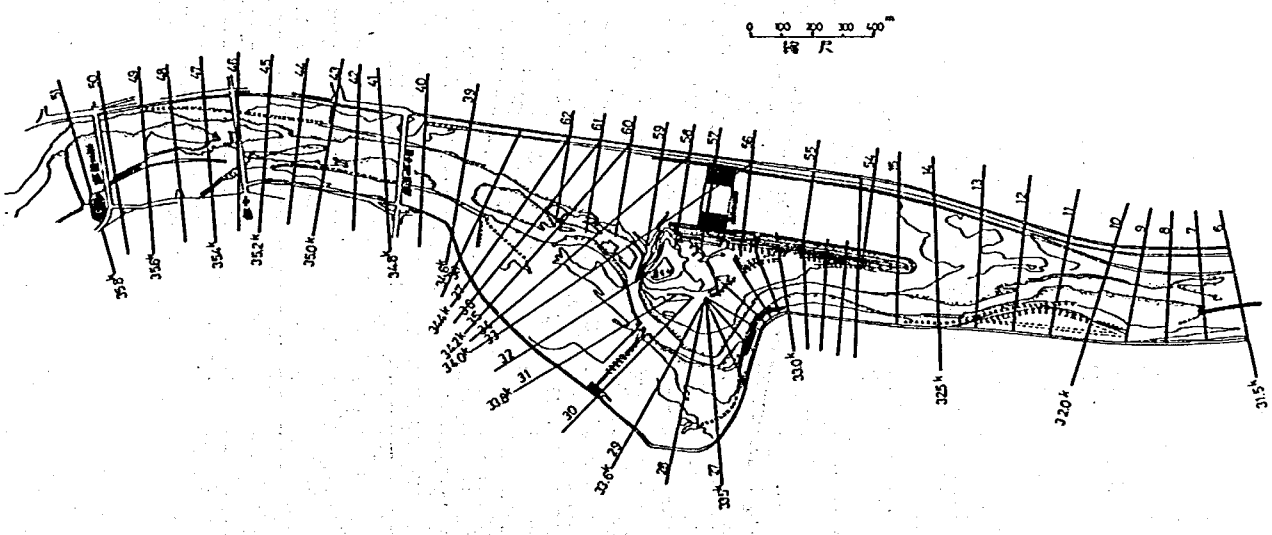
２－１　本　川　河　道[2),3)]

渡良瀬川岩井地区付近は図－2.1.1，2.1.2の平面図および縦断図に示すように，岩井山の南側を一巡し，ここで異常な急曲狭窄部を形成しており，この付近を境として河状も急変している。この岩井山上流部56.0㎞～34.0㎞区間では河床勾配1/100～1/450，川幅150ｍ～200ｍであり，低水路は固定されておらず，主流路は各年で異なる。蛇行ピッチは約2,000ｍとなっている。岩井山下流部の32.5㎞～23.0㎞区間は，河床勾配1/300～1/1400，川幅約200ｍ，低水路幅100～150ｍの複断面河道である。低水路は本堤とほぼ平行して形成されており，主流路の蛇行ピッチは約1,500ｍとなっている。

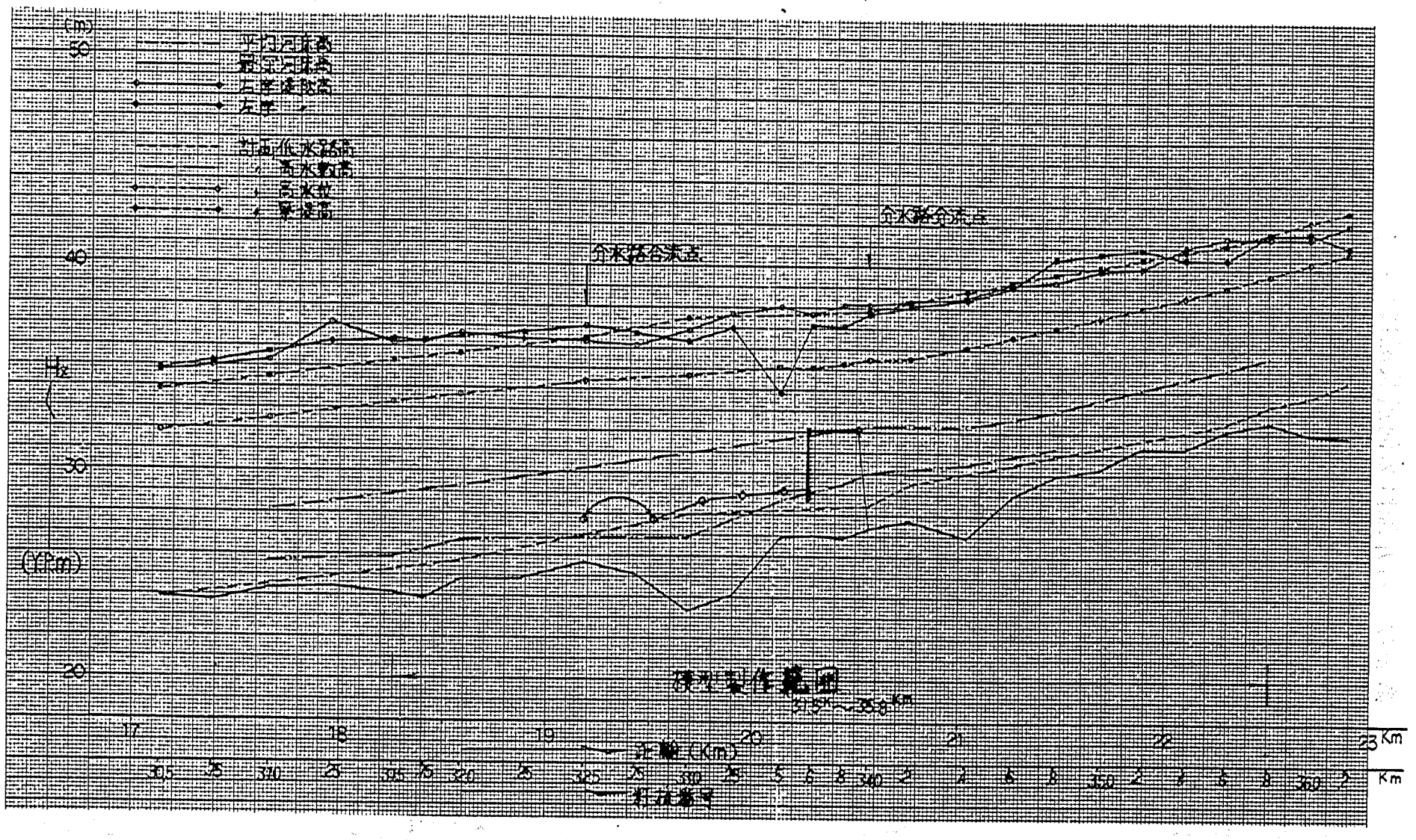
なお，岩井山上流部34.0㎞～36.0㎞間の高水敷はほぼ安定しており，雑木，雑草等の植性が見られる以外は運動場その他に利用されよく整備されている。岩井山南側の本川河道は急曲しているが右岸高水敷はほぼ安定しており，堤脚には雑木，雑草等の植性が見られる。

また，低水路はその下流で右岸堤に直角に向かい，33.0㎞～33.3㎞間で堤脚付近が危険にさらされる状態となっている。この堤脚部には，全面的に中空三角ブロック，およびその他のコンクリートブロック等の捨石による対策工が施されている。対岸高水敷の低水路に接する部分は，移動性砂礫で構成され，岩井山に接する高水敷部分は土砂が堆積され，雑木，雑草，篠竹等の植性があるためよく安定している。

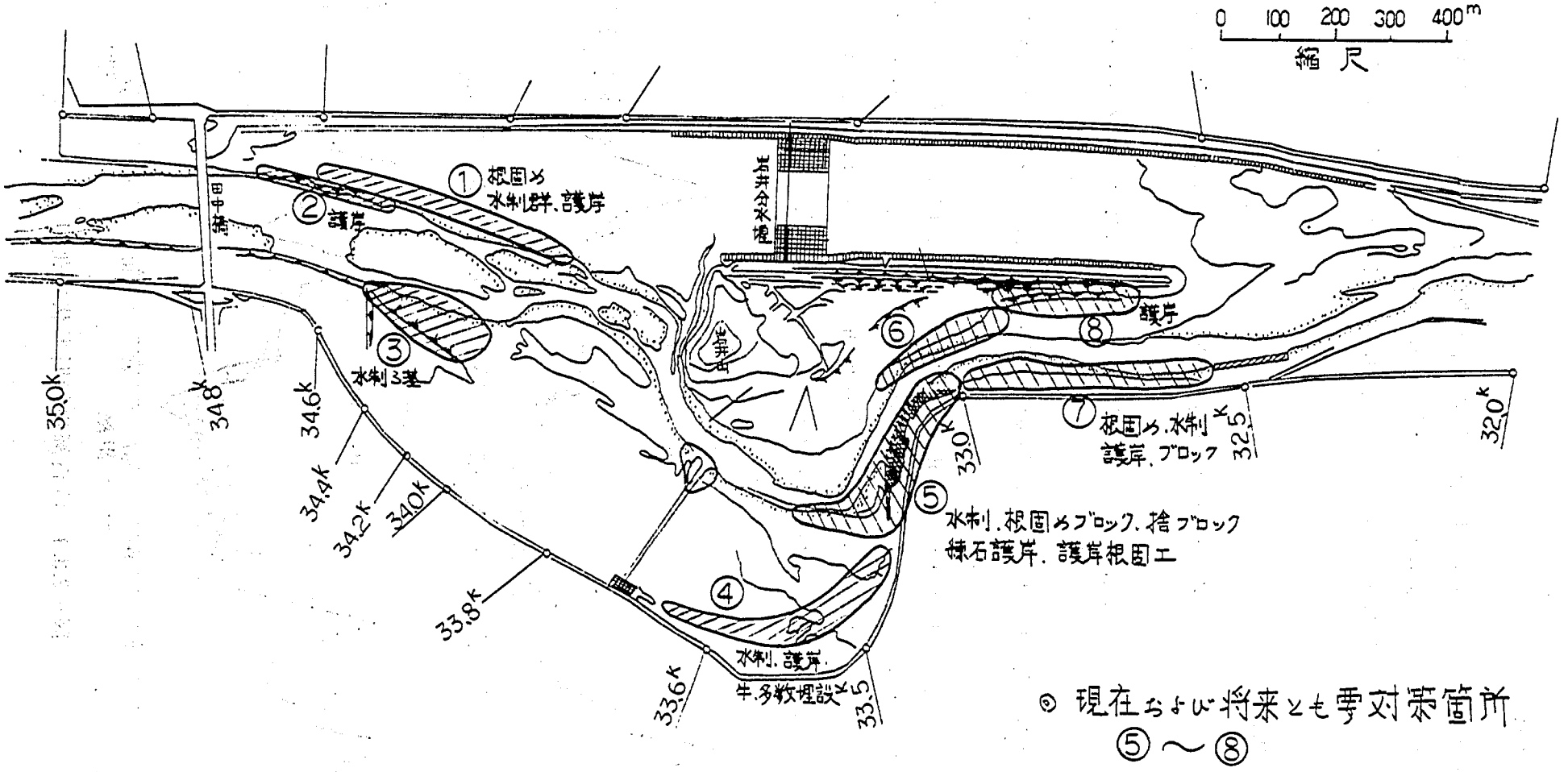
また，この岩井山下流河道も同様河岸防護のため，各種コンクリートブロック捨石工が主として右岸側に施工されているが，近年低水路の河床低下も大きく，その維持対策が必要となっている。なお，岩井地区狭窄部付近の既往対策個所は図－2.2のとおりである。このうち現在，および将来対策が必要な個所は神明堤とその対岸である（⑤～⑧）。



図－2.1.1　渡良瀬川岩井地区平面図



図－2.1.2　渡良瀬川岩井地区縦断図


0 100 200 300 400m
縮尺
① 根固め
水制群、護岸
② 護岸
③ 水制3基
田中橋
五井分水堰
⑥
⑧ 護岸
⑦ 根固め、水制
護岸、ブロック
⑤ 水制、根固めブロック、捨ブロック
練石護岸、護岸根固工
④ 水制、護岸、
牛、多数埋設
35.0k
34.8k
34.6k
34.4k
34.2k
34.0k
33.8k
33.6k
33.5k
33.0k
32.5k
32.0k
◎ 現在および将来とも要対策箇所
⑤～⑧

図－2.2 既 対 策 位 置 図

2－2　岩井分水路

分水路はよく整備されており，分水堰の上流は岩井山寄りに雑草が繁茂しているが，その他の大部分は芝がよく管理されていて，一部が運動場として利用されている。

堰下流部も上流側区間はよく管理されており，その下流本川寄りの区間はヨシあるいはオギ等の長幹河川植物が繁茂している。

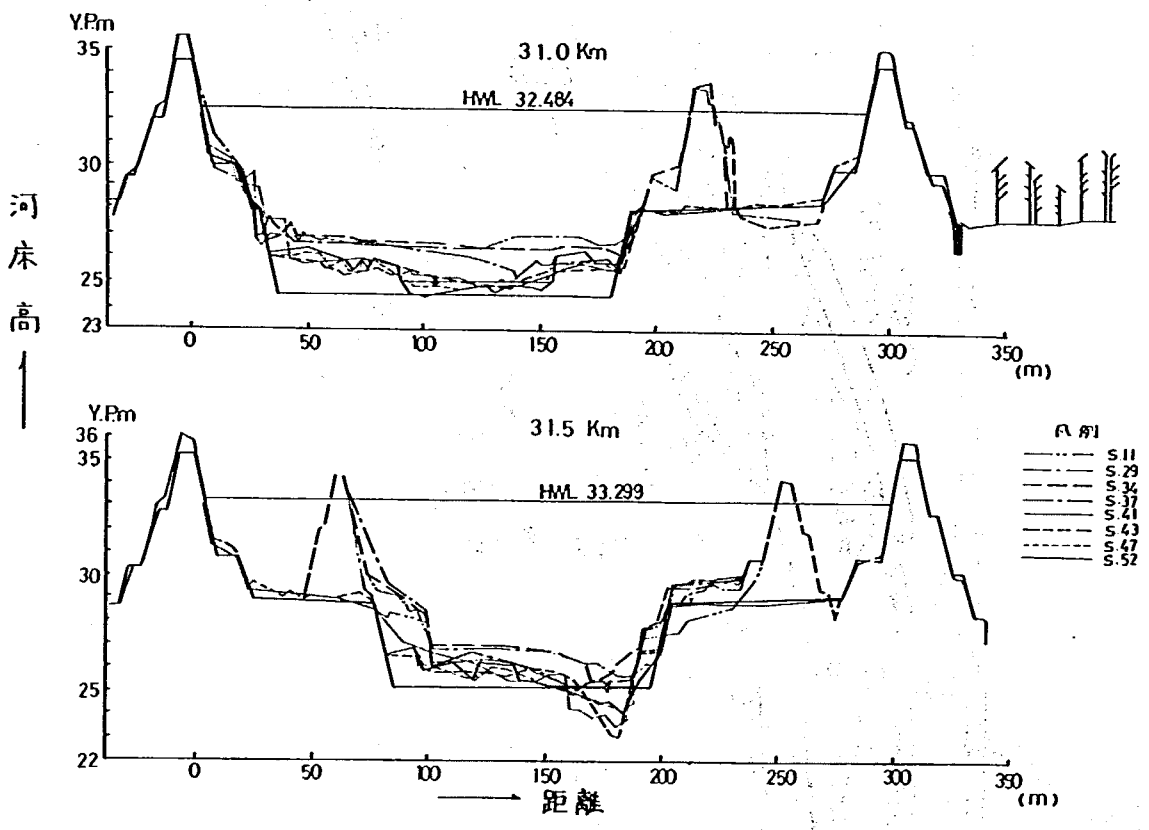
2－3　河床変動状況

河床高の変化は既往の横断測量成果より，最深河床高と平均河床高について調査し，その経年変化について，検討されている。

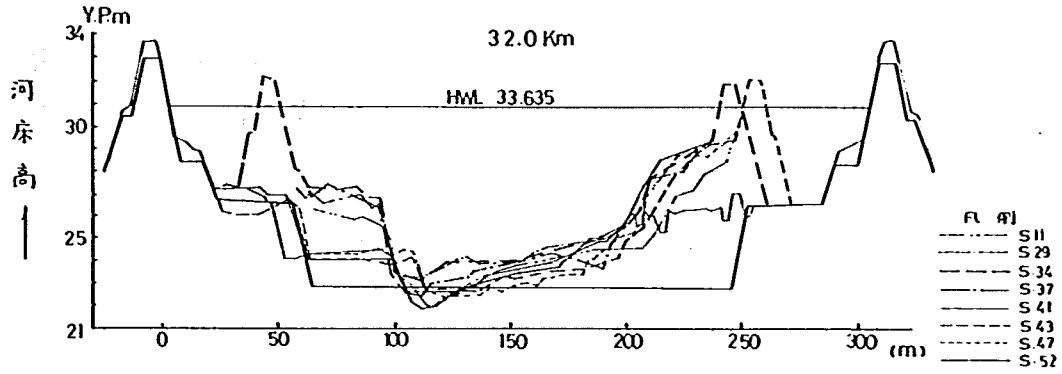
なお，平均河床高は，各年各断面毎に移動河床幅を設定し，その河床幅に対する河積を河床幅で除して求められている。

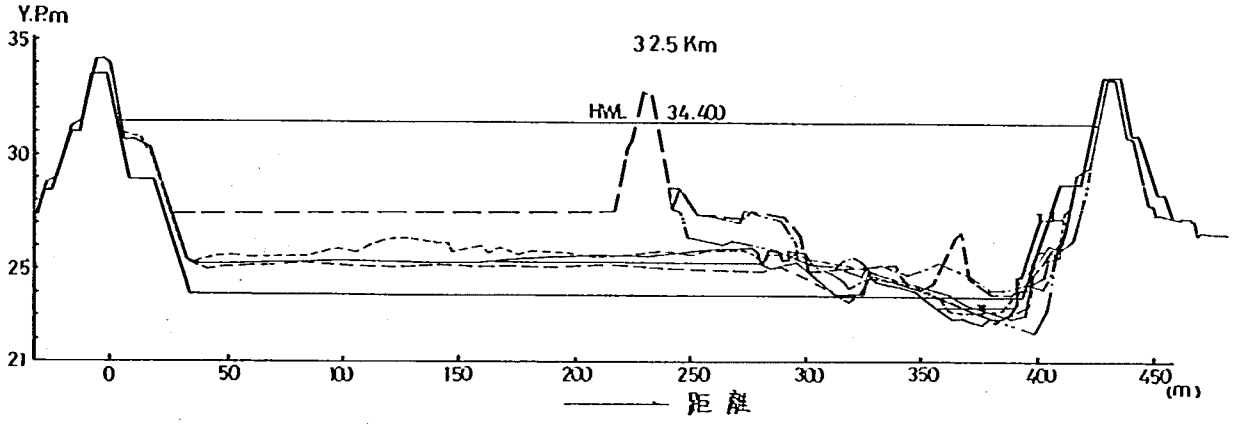
この横断形状変化が図－2.3.1～2.3.6に，河床高経年変化図を図－2.4.1～2.4.2，経年変化縦断図を図－2.5に示した。

その結果は，昭和11年～29年間は河床高の変化は比較的小さく，やや上昇気味である。しかし，昭和29～40年の間に急激に低下してその後は低下傾向が鈍化している。そのうちとくに低下の著しいのは，岩井地区下流の河道である。岩井地区上流の河道は，昭和34年～37年に急激に低下している区間もあるが，全体的に観察すると低下傾向が認められるもののその低下速度は緩慢である。

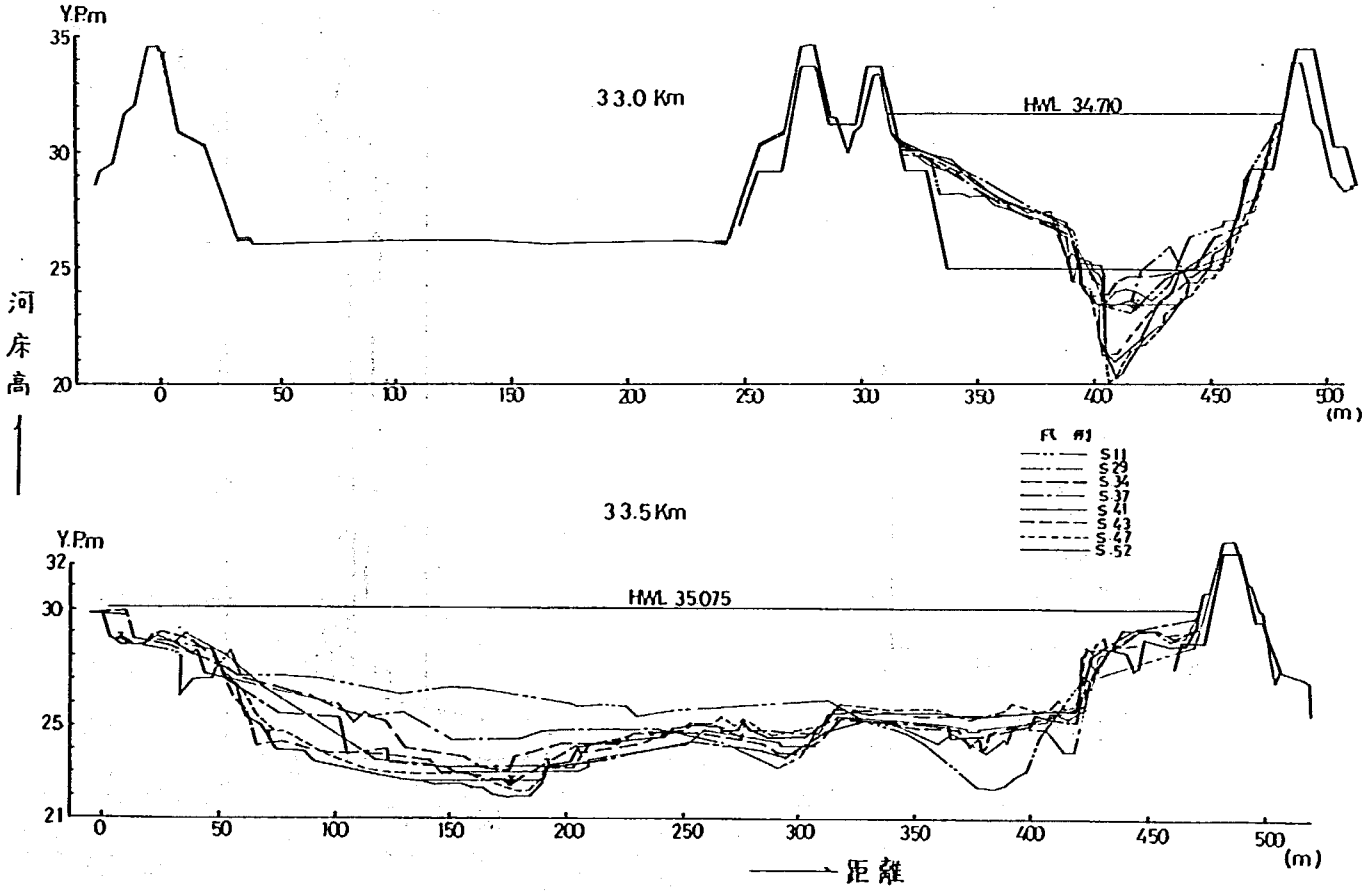


図－2.3.1　渡良瀬川横断形状変化図

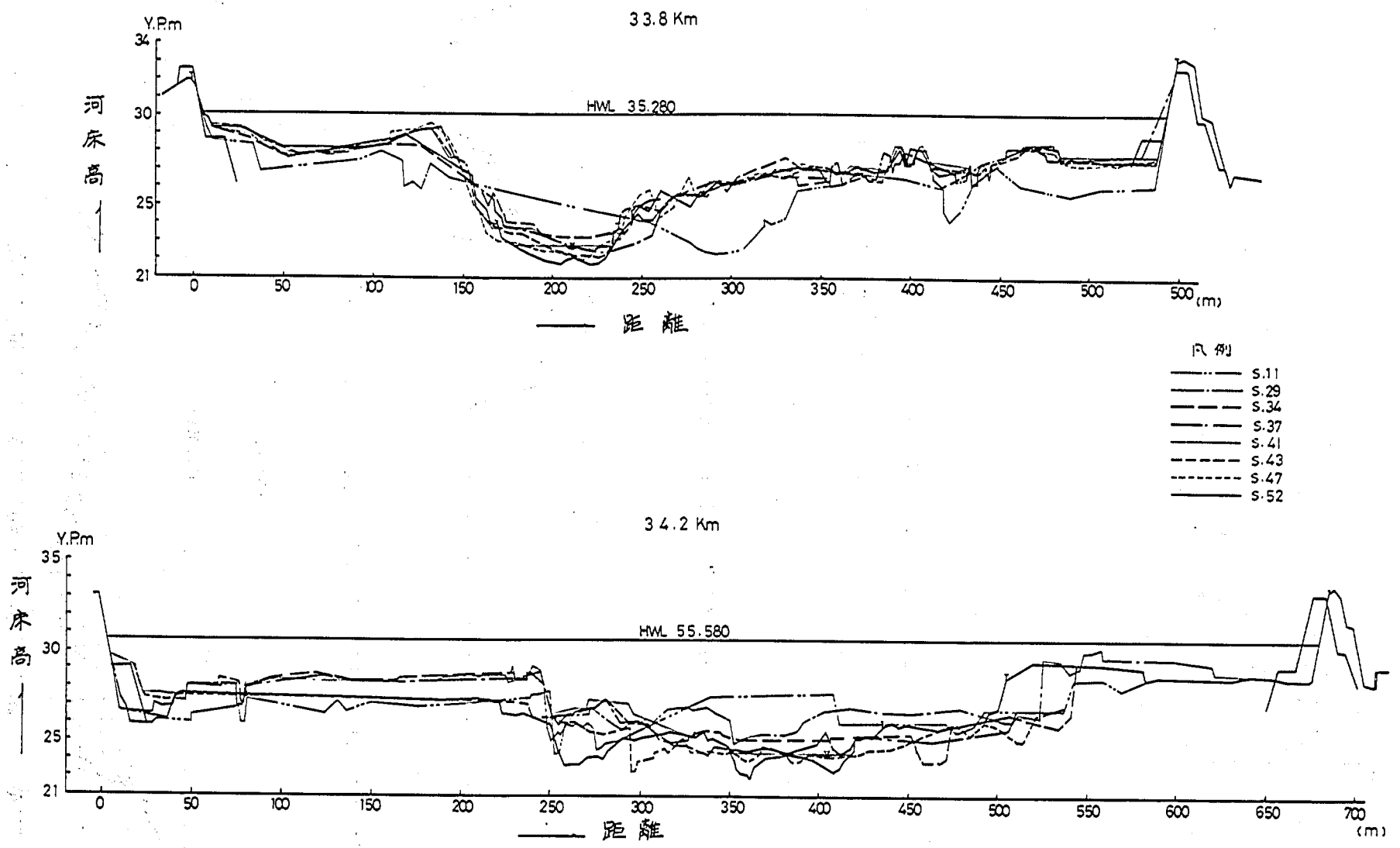




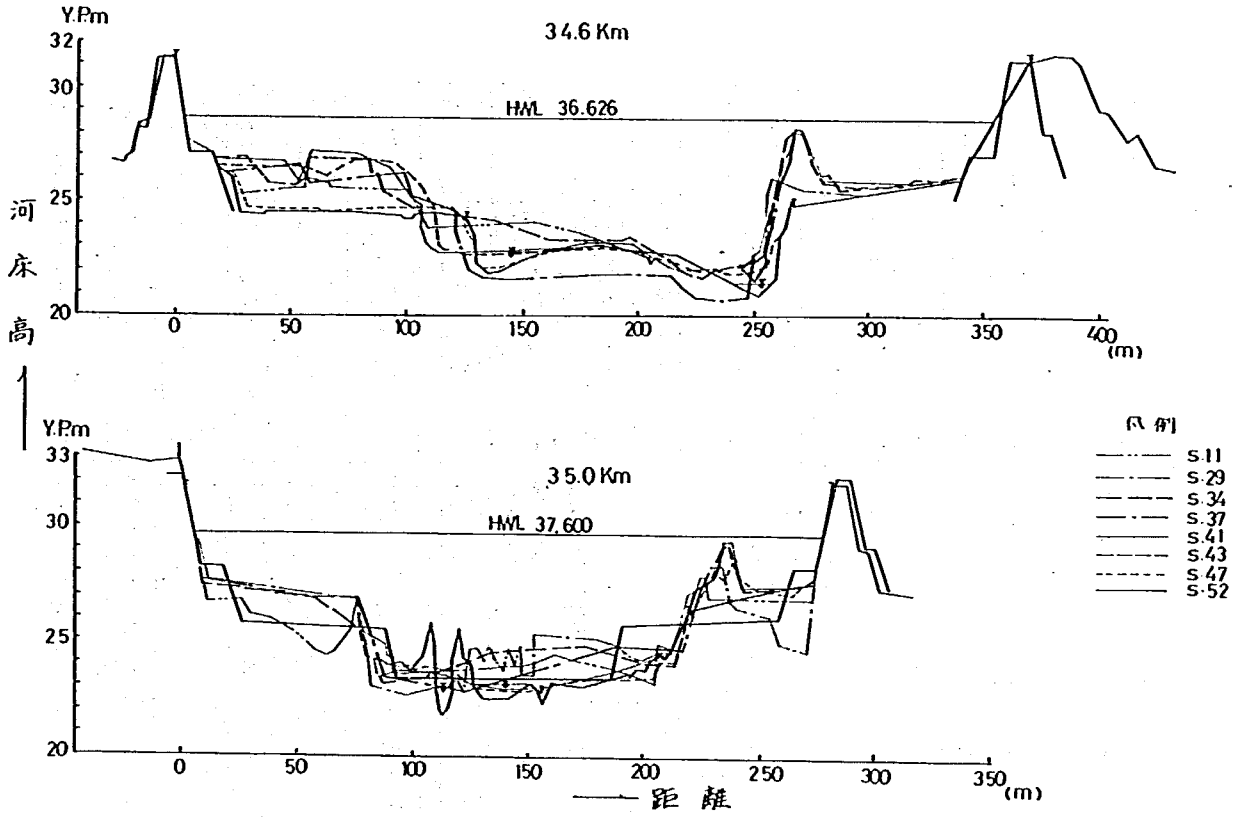
図－2.3.2　渡良瀬川横断形状変化図



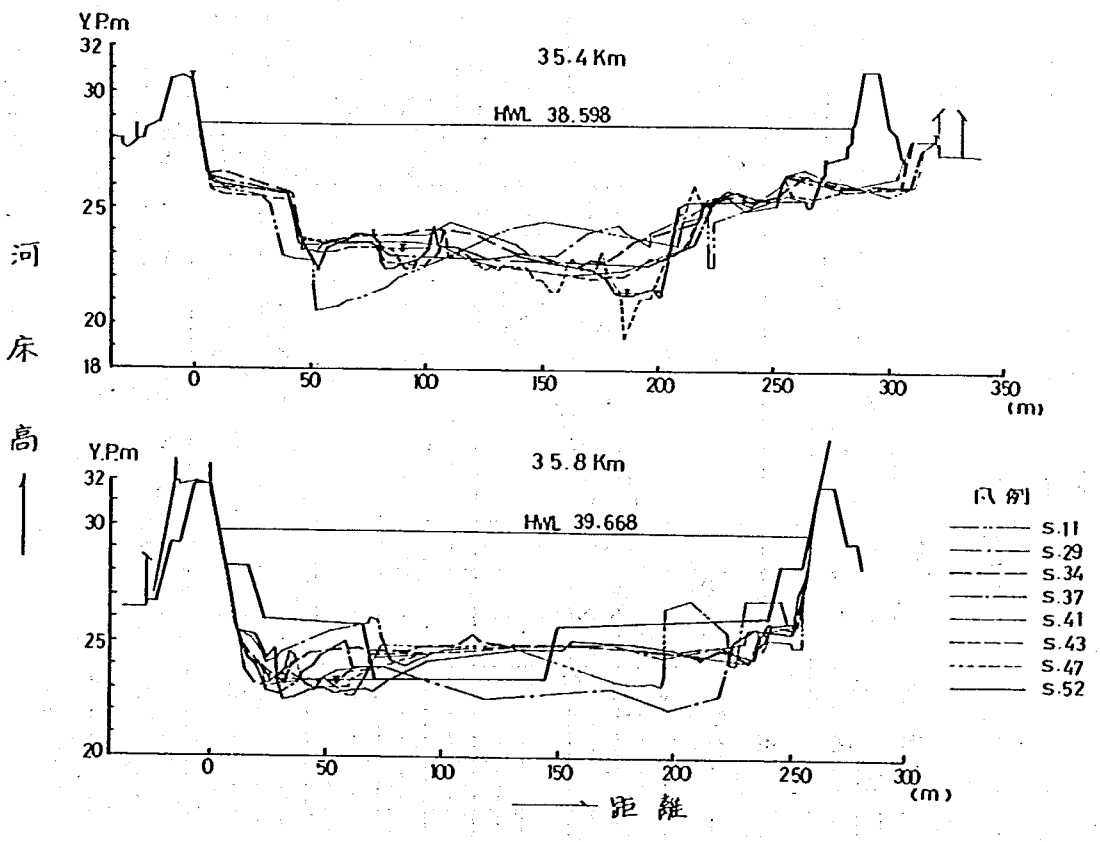
図－2.3.3　渡良瀬川横断形状変化図



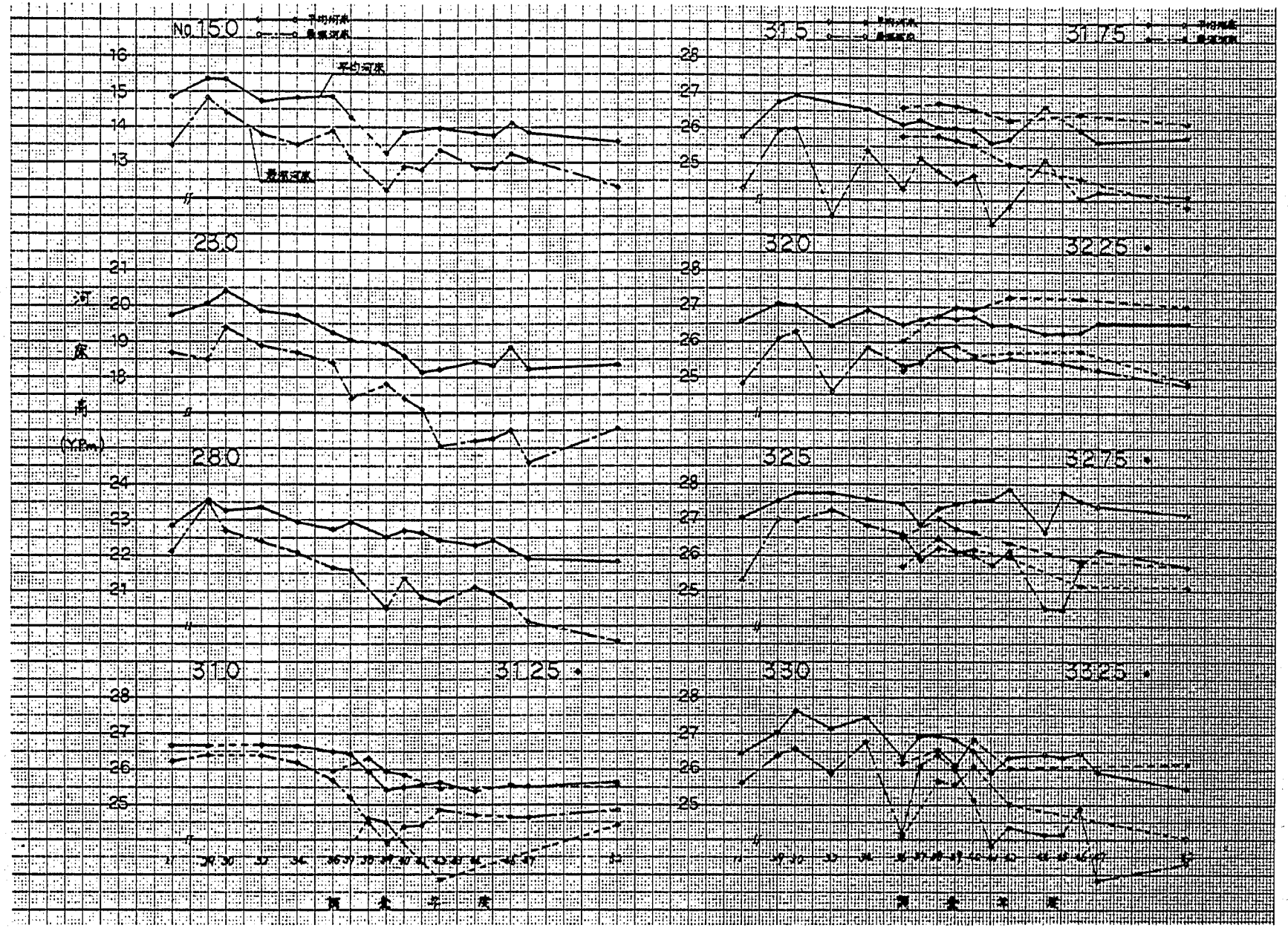
図－2.3.4 渡良瀬川横断形状変化図



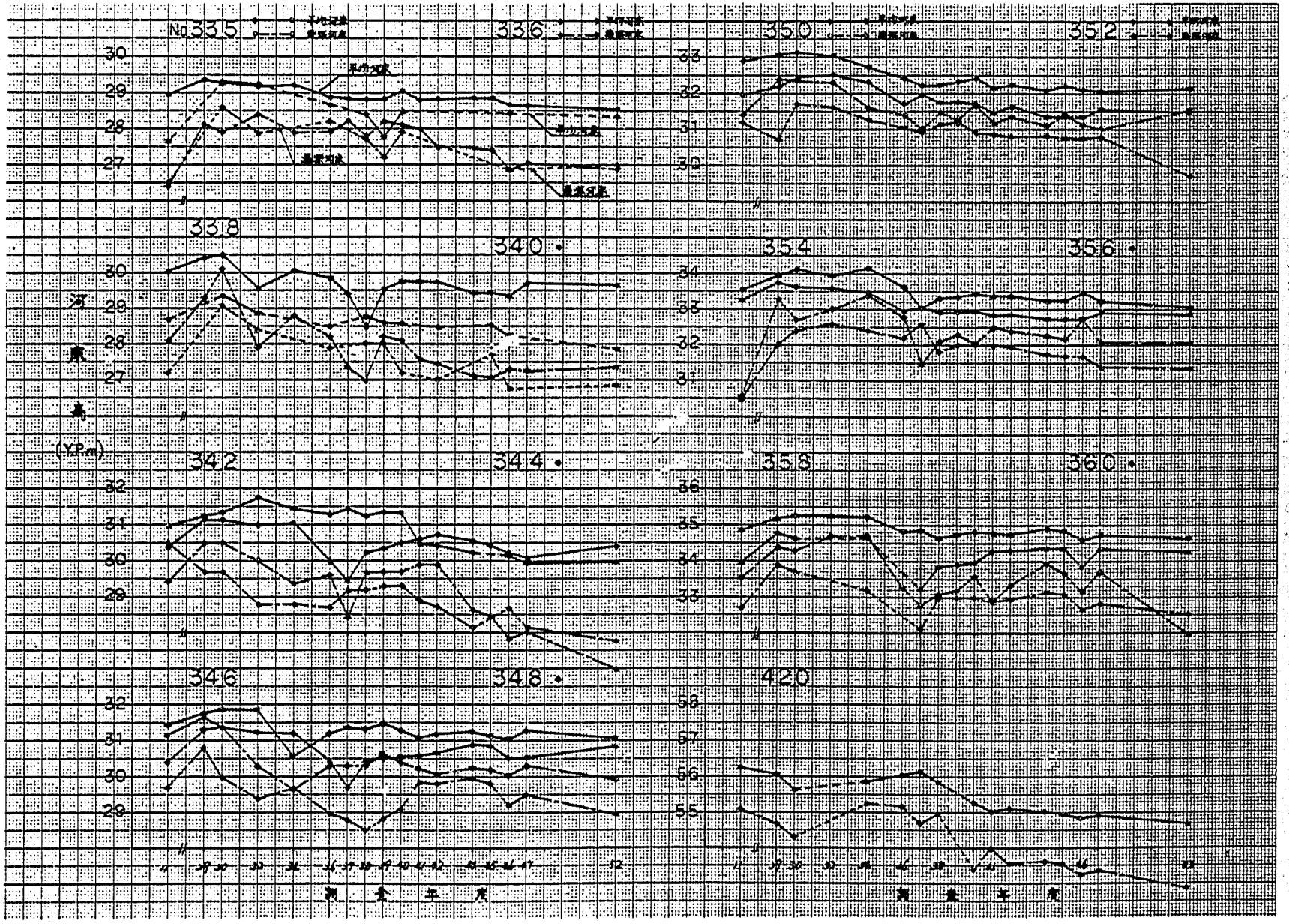
図－2.3.5　渡良瀬川横断形状変化図



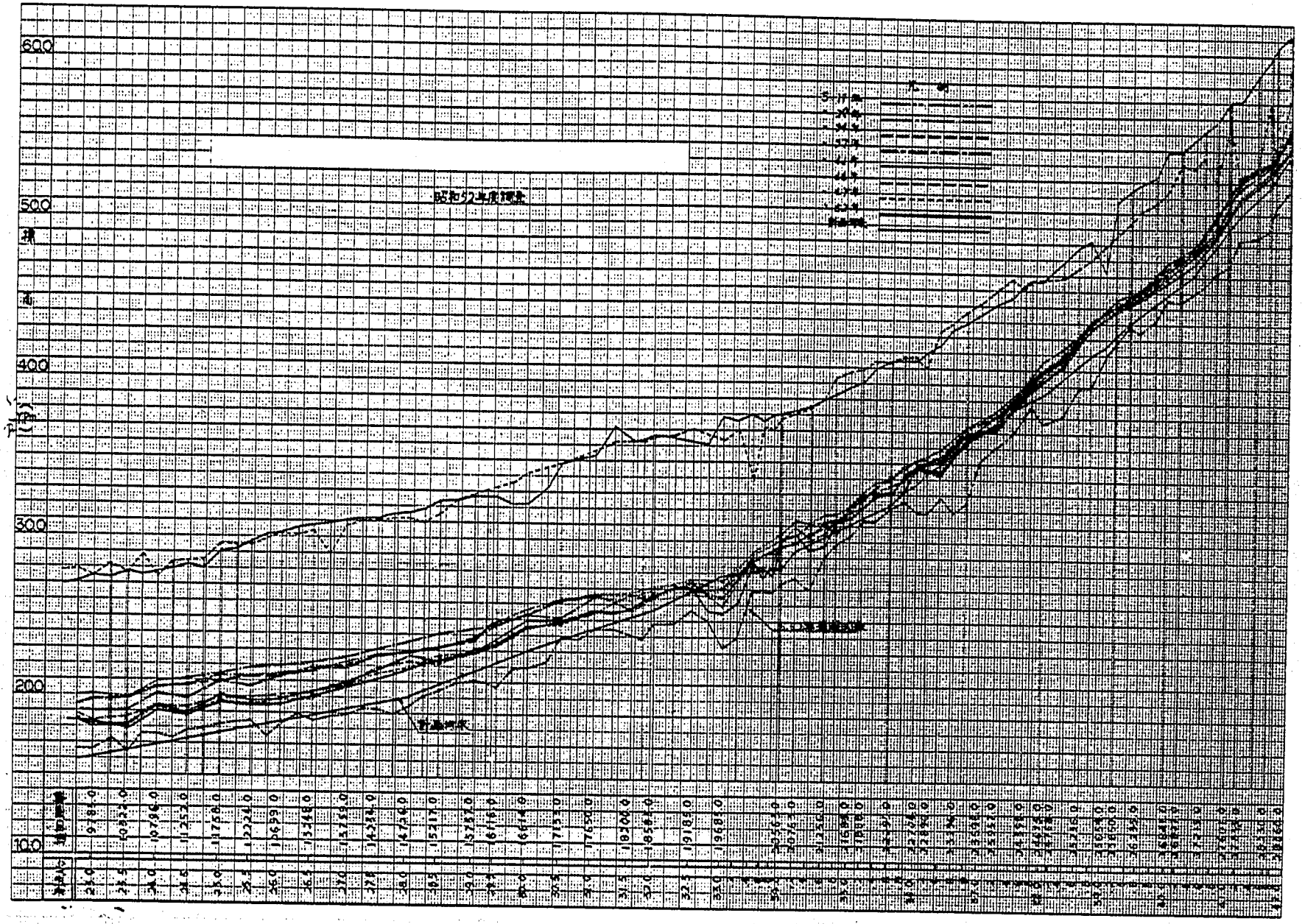
図－2.3.6　渡良瀬川横断形状変化図



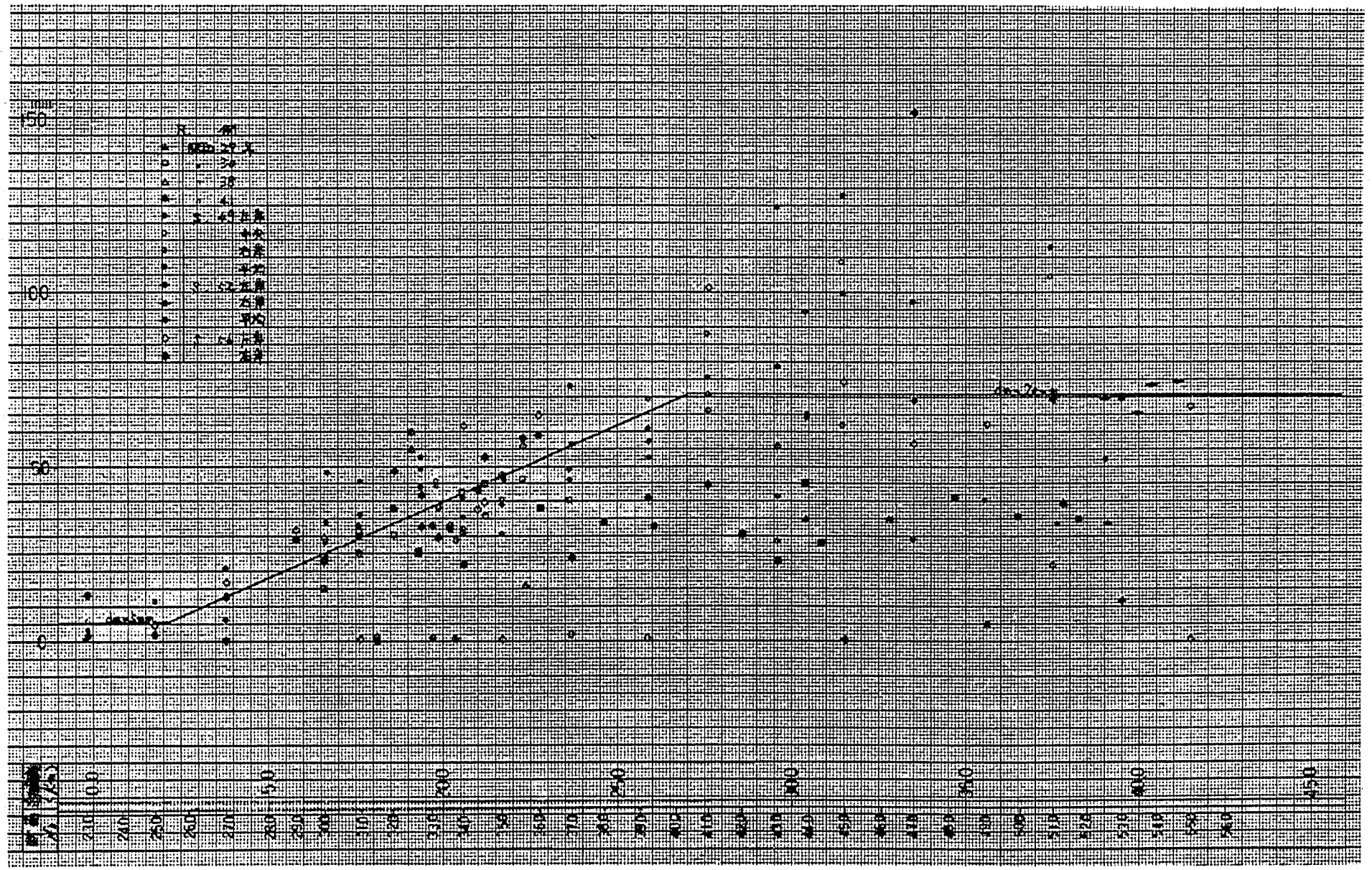
図－2.4.1　河床高経年変化図（15.0～33.25km）



図－2.4.2　河床高経年変化図（33.5～42.0km）



図－2.5　渡良瀬川縦断図（平均河床経年変化図）



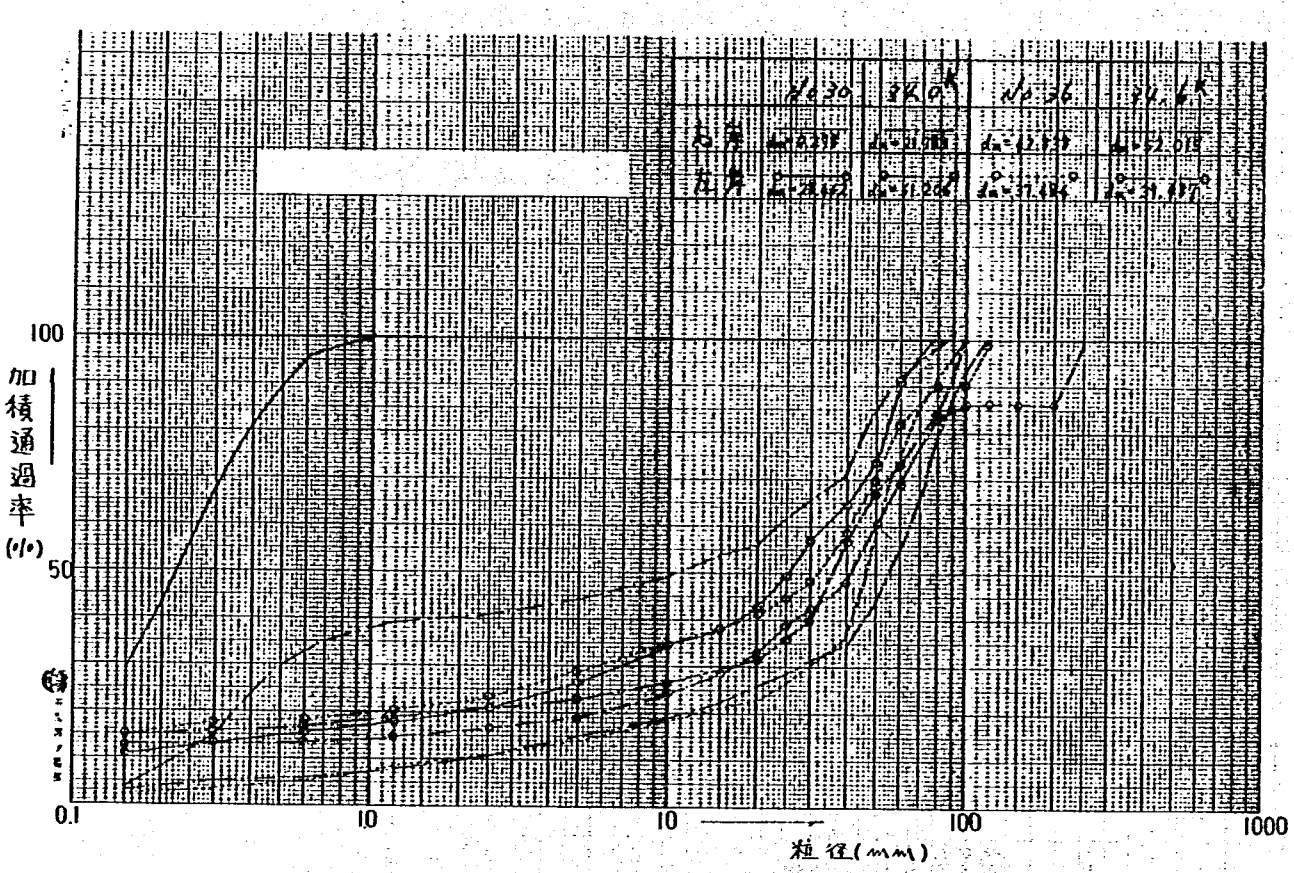
図－2.6　渡良瀬川河床平均粒径縦断変化図

なお，昭和30年以降相当大量の土砂採取が骨材用，工事用として行われている。しかし，採取数量は記録が非常に少なく，関係者等の聞き込みや改修工事における掘削量より調査が行われている。これによれば昭和29年～52年における人工掘削の概略数量は，改修工事による掘削量約570万㎥，骨材用採取が約810万㎥の計約1,380万㎥である。このうち岩井地区下流13km～33km間で約600万㎥，33km～51km間が約780万㎥となっている。

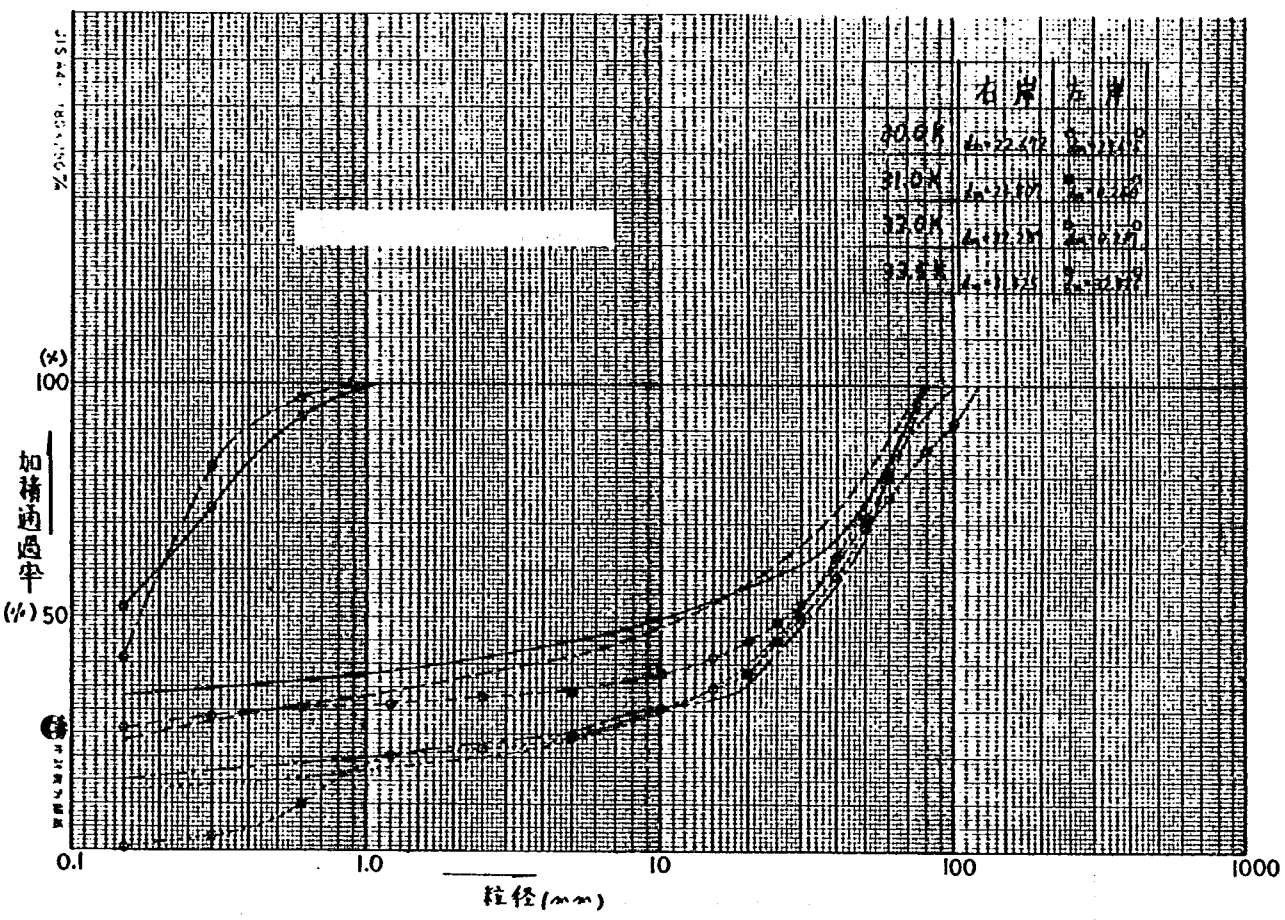
2－4　河　床　材　料

河床材料の平均粒径調査年度別縦断分布図を示したのが図－2.6である。30.0km～36.0km間は多少粗粒化しているが，その平均は約40㎜～45㎜程度である。しかし，それより上流では昭和27年～41年の区間平均粒径約40㎜が昭和49年，56年調査では約50～70㎜と大幅に粗粒化している。

なお，昭和56年調査の岩井地区付近における粒径加積曲線図は，図－2.7.1～2.7.2のような混合粒径をもつ分布を示しており，その平均粒径は約20㎜～60㎜の範囲となっている。



図－2.7.1　粒径加積曲線図



図－2.7.2　粒径加積曲線図

2－5　既往洪水と水理状況

渡良瀬川で過去に大きな出水のあった洪水で記録に残っているものは表－2.1のようであり，その出水記録は表－2.2のようである。

とくに昭和22年9月のカスリン台風は，渡良瀬川全域にわたる大きな被害をもたらしたものとしてあげられる。この台風では利根川を始めとする関東地方を流れる各河川で増水し，渡良瀬川流域でも日雨量が前橋で，14日に205㎜，足尾で15日に353㎜という明治23年8月以来の最大日雨量となり，この大雨によって，15日渡良瀬川大間々町下流から松田川合流点付近までの左岸堤が随所で破堤または溢水し，桐生市および足利市に大水害を起した。

なお，洪水記録の足利地点で最大流量2,000㎥/sを超える出水は8回あり，そのうち計画流量を超える出水が2回ある。これらの出水記録のうち，昭和41年および47年の洪水痕跡水位記録を図－2.8.1～2.8.2に示す。

いっぽう，足利地点での昭和39年以降の位況，流況は表－2.3.1～2.3.2のようであり，全年の平水流量は11.4㎥/s，年平均流量22.2㎥/sとなっている。

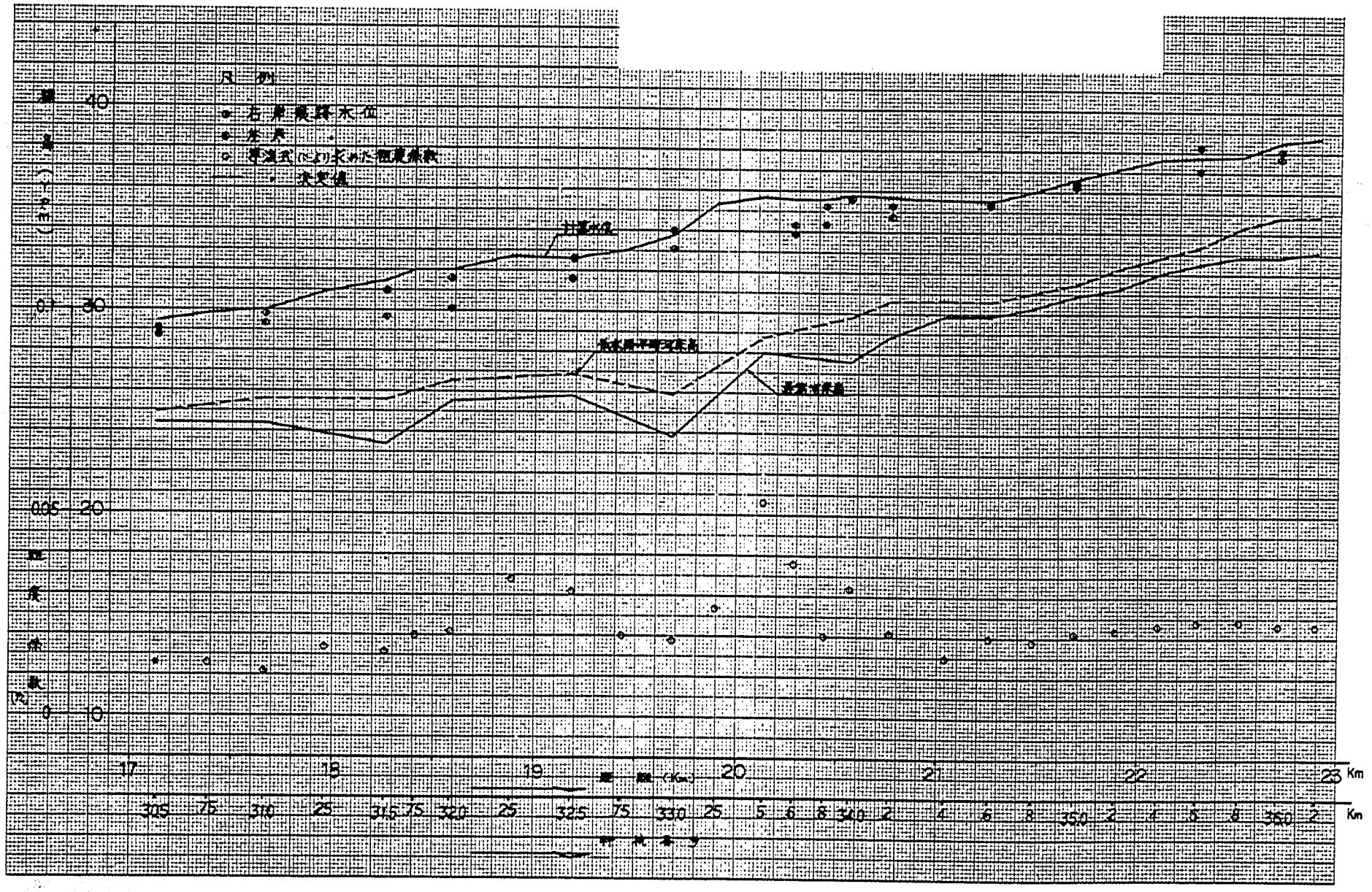
表－2.1　渡良瀬川主要洪水一覧表

生起年月	成　因	生起年月	成　因	生起年月	成　因
明35年9月	台　風	昭6年9月	不連続線	昭33年9月18日	21号台風
明35年9月	足尾台風	昭9年9月	室戸台風	昭33年9月27日	22号 狩野川台風
明36年9月	台　風	昭12年9月	台　風	昭34年8月	7号台風
明37年7月	〃	昭13年6月	〃	昭34年9月	15号 伊勢湾台風
明39年7月	〃	昭13年8・9月	〃	昭40年8月	17号台風
明41年8月	〃	昭22年9月	カスリン台風	昭40年9月	24号台風
明43年8月	〃	昭23年9月	アイオン台風	昭41年6月	4号台風
大1年9月	〃	昭24年9月	キテイ台風	昭41年9月	26号台風
大3年8月	〃	昭25年6月	低気圧	昭46年8月	23号台風
大8年9月	〃	昭25年8月	〃	昭47年9月	20号台風
大11年8月	〃	昭29年9月	14号台風	昭49年8月	14号台風
大12年9月	〃	昭30年10月	25号台風	昭49年9月	16号台風
昭2年9月	〃	昭31年9月	15号台風		
昭4年9月	〃	昭33年7月	11号台風		

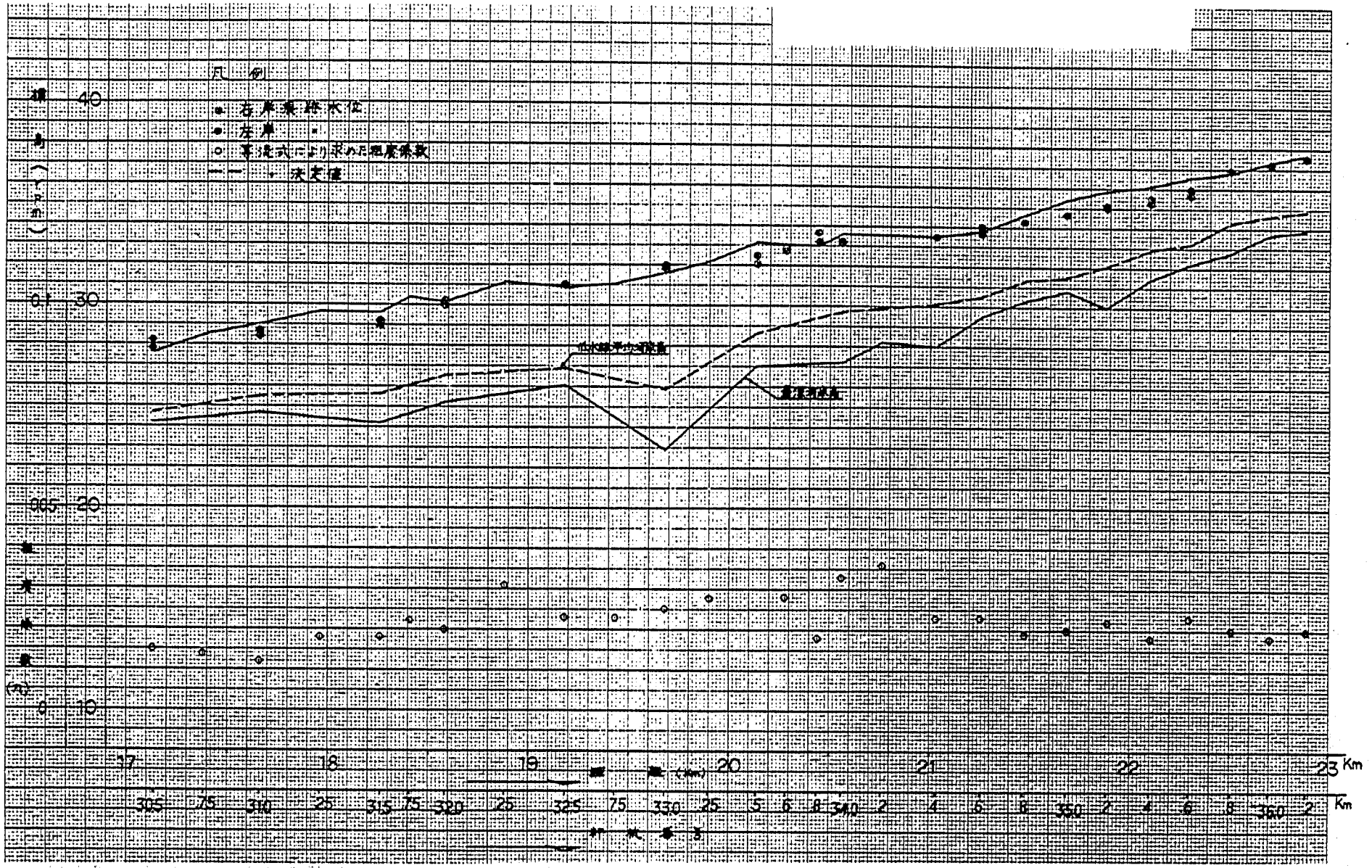
表－2.2　渡良瀬川主要地点洪水記録

観測所 / 年月(昭和)	足尾	高津戸		足利		早川田		広見橋	
	雨量 mm	水位 m	流量 m³/s	水位 m	流量 m³/s	水位 m	流量 m³/s	水位 m	流量 m³/s
13. 9	429.8	(大) 14.00	－	5.70	(福) 2,901	(下) 7.00	－	－	－
22. 9	386.0	(大) 16.50	－	6.35	－	(下) 6.85	3,819	(清) 3.45	－
23. 9	325.0	(大) 10.80	－	4.25	1,487	(下) 6.20	(推) 3,428	(清) 2.00	－
24. 9	438.9	(大) 14.84	(大) 2,500	5.60	3,700	(下) 6.64	3,200	(清) 2.30	－
25. 8	(推) 341.0	(大) 11.20	－	4.60	2,000	(下) 5.95	2,900	－	－
33. 9. 18	220.6	(大) 10.20	－	4.20	2,250	(下) 5.54	2,470	(清) 1.90	－
34. 8	418.8	(大) 12.80	(信) 1,781	4.75	2,332	(下) 5.56	2,277	(清) 1.85	－
41. 9	313.1	8.05	3,538	5.30	4,096	8.96	3,263	(清) 2.70	202
47. 9	366.6	5.18	1,875	3.71	2,260	8.20	1,768	2.61	156
56. 8	388.0	3.34	1,177	3.30	1,419	(上) 6.02	(上) 1,320	2.20	139
57. 8	318.0	3.80	1,421	3.55	1,615	(上) 6.45	(上) 1,586	2.35	198

(下) 下早川田　(上) 早川田上　(大) 大間々　(信) 信栄橋　(福) 福富　(清) 清水　(推) 推定



図－2.8.1　渡良瀬川岩井地区縦断図　昭和41年 痕跡水位縦断（S41.9　26号台風）



図－2.8.2　渡良瀬川岩井地区縦断図　昭和47年 痕跡水位縦断（S 47.9.16　20号台風）

表 2.3.1　位 況 表　（渡良瀬川）　0点高 Y.P 32.680 m　足利観測所

年	最高水位 (m)	豊 水 位 (m)	平 水 位 (m)	低 水 位 (m)	渇 水 位 (m)	最低水位 (m)	平均低水位 (m)	年平均水位 (m)
昭和37								
38								
39	1.56	0.79	0.62	0.45	0.37	0.30	0.47	0.66
40	2.46	0.91	0.78	0.59	0.49	0.42	0.60	0.78
41	(2.78)	(0.98)	(0.88)	(0.80)	(0.65)	(0.61)	(0.82)	(0.93)
42	1.71	0.88	0.76	0.54	0.30	0.21	0.57	0.75
43	2.10	1.00	0.83	0.69	0.63	0.60	0.71	0.88
44	2.06	0.82	0.74	0.69	0.41	0.35	0.62	0.74
45	1.50	0.82	0.70	0.65	0.46	0.40	0.64	0.75
46	2.12	0.82	0.68	0.64	0.52	0.40	0.63	0.74
47	3.71	0.96	0.74	0.63	0.36	0.33	0.58	0.79
48	1.38	1.05	0.92	0.83	0.55	0.37	0.79	0.93
49	2.10	0.91	0.82	0.77	0.61	0.58	0.77	0.93
50	1.99	0.82	0.74	0.68	0.54	0.46	0.87	0.77
51	2.40	0.69	0.63	0.59	0.52	0.37	0.60	0.68
52	2.54	0.69	0.54	0.43	0.27	0.20	0.43	0.58

注）（　）はデータ不足。

表 2.3.2　流 況 表　（渡良瀬川）　足利観測所

年	最高流量 (㎥/sec)	豊水流量 (㎥/sec)	平水流量 (㎥/sec)	低水流量 (㎥/sec)	渇水流量 (㎥/sec)	最小流量 (㎥/sec)	年平均流量 (㎥/sec)	年 総 量 $\times 10^5$㎥
昭和37								
38								
39	134.11	22.31	11.44	4.38	1.98	1.05	17.93	567.08
40	280.00	14.30	8.10	5.10	0.40	0.00	12.20	384.23
41	3,889.00	22.70	14.70	8.80	4.60	0.70	30.10	938.51
42	299.60	21.40	10.70	5.30	1.70	0.80	21.00	661.99
43	540.00	39.60	15.80	7.00	4.70	2.50	32.00	1,010.36
44	594.20	21.20	11.30	8.70	0.50	0.10	20.50	646.66
45	175.60	17.20	9.10	6.60	0.70	0.10	17.50	552.23
46	647.00	17.80	8.30	6.10	2.60	0.20	19.70	621.43
47	2,145.00	23.30	10.60	5.10	0.30	0.10	28.00	886.31
48	77.90	16.40	10.60	5.60	0.30	0.10	12.10	380.41
49	612.70	34.60	14.70	6.90	3.90	2.60	32.10	1,013.20
50	540.10	22.50	13.25	8.90	3.23	0.65	22.94	723.38
51	897.80	15.60	9.40	5.90	1.90	0.00	21.40	676.40
52	1,194.60	20.60	11.10	6.70	0.40	0.10	22.90	721.60

2－6 粗度係数

粗度係数は，昭和41年9月洪水および昭和47年9月洪水の痕跡水位から不等流計算または等流計算から推定し，次のように設定されている。

<table>
<tr><td>支川合流点</td><td colspan="8">旗川　　相生川</td></tr>
<tr><td>流量資料</td><td colspan="2">早川田</td><td colspan="2">足利</td><td colspan="4">高津戸</td></tr>
<tr><td>昭和41年9月</td><td colspan="2">3263</td><td colspan="2">3888</td><td colspan="4">3511 m³/sec</td></tr>
<tr><td>昭和47年9月</td><td colspan="2">1767</td><td colspan="2">2145</td><td colspan="4">930 m³/sec</td></tr>
<tr><td>粗度係数</td><td colspan="3">0.022</td><td>0.227</td><td>0.030</td><td>0.040</td><td colspan="2">0.045</td></tr>
<tr><td>計画粗度</td><td colspan="3">0.028</td><td colspan="4">0.035</td><td></td></tr>
<tr><td>距離</td><td>13.0k</td><td>32.5k</td><td>38.4k</td><td>42.0k</td><td>45.0k</td><td>51.8k</td><td>52.0k</td><td>56.0k</td></tr>
</table>

第3章　模型実験の相似律

第3章　模型実験の相似律

3－1　相　似　律

模型実験は，現象を支配している基礎方程式を模型で解くことによって，現地の現象を知ろうとするものである。したがって，現地の現象を支配している基礎方程式が模型のそれと同一であるかどうかを検討しなければならない。現地と模型の対応する基礎方程式が同値であるためには，諸物理量の縮尺に一定の条件が必要で，これは基礎方程式より求めることができる。

(1)　流れの相似性

現地と模型の流れを支配している基礎方程式は，現象を一次元的なものとみなせば，

$$\frac{1}{g}\frac{\partial v_p}{\partial t_p}+\frac{\partial h_p}{\partial x_p}-i_p+\frac{\partial}{\partial x_p}\left(\frac{v_p^2}{2g}\right)+\frac{n_p^2\cdot v_p^2}{R_p^{4/3}}=0 \quad \cdots\cdots (3-1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p}+\frac{\partial A_p}{\partial t_p}=0 \quad \cdots\cdots (3-2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。（3－1）式が流れの運動方程式，（3－2）式は連続式である。

模型でも同様な式が成り立ち，

$$\frac{1}{g}\frac{\partial v_m}{\partial t_m}+\frac{\partial h_m}{\partial x_m}-i_m+\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\frac{v_m^2}{2g}\right)+\frac{n_m^2\cdot v_m^2}{R_m^{4/3}}=0 \quad \cdots\cdots (3-3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m}+\frac{\partial A_m}{\partial t_m}=0 \quad \cdots\cdots (3-4)$$

ここでサフィックス p，m はそれぞれ現地，模型を示し，v は流速，h は水深，x は距離，i は河床勾配，g は重力加速度，n は粗度係数，Q は流量，A は河積，t は時間である。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには，上式の現地と模型に対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{\frac{1}{g}\frac{\partial v_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g}\frac{\partial v_m}{\partial t_m}}=\frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}}=\frac{-i_p}{-i_m}=\frac{\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\frac{v_p}{2g}\right)}{\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\frac{v_m^2}{2g}\right)}=\frac{\frac{n_p^2\cdot v_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2\cdot v_m^2}{R_m^{4/3}}}=\mathrm{const} \quad \cdots\cdots (3-5)$$

ここで

$$\frac{v_p}{v_m}=v_r,\ \frac{t_p}{t_m}=t_r,\ \frac{h_p}{h_m}=h_r,\ \frac{x_p}{x_m}=x_r,\ \frac{n_p}{n_m}=n_r,\ \frac{-i_p}{-i_m}=i_r$$

とおくと（3－5）式は，

$$\frac{v_r}{t_r}=\frac{h_r}{x_r}=i_r=\frac{v_r^2}{x_r}=\frac{n_r^2\cdot v_r^2}{R_r^{4/3}}=\text{const} \quad \cdots\cdots (3-6)$$

（3－6）式において径深$R \fallingdotseq h$と表わされるものとすれば物理量は6個あり，関係式は4個である。よって2つを選べば，あとはおのずから決まる。

水平縮尺x_r 鉛直縮尺h_rを選べば，

（3－6）式は，

$$v_r=h_r^{1/2} \quad \cdots\cdots (3-7)$$

$$t_r=x_r\cdot h_r^{-1/2} \quad \cdots\cdots (3-8)$$

$$i_r=h_r\cdot x_r^{-1} \quad \cdots\cdots (3-9)$$

$$n_r=h_r^{2/3}\cdot x_r^{-1/2} \quad \cdots\cdots (3-10)$$

となる。断面積と流量の縮尺はそれぞれ，

$$A_r=x_r\cdot h_r \quad \cdots\cdots (3-11)$$

$$Q_r=v_r\cdot A_r=x_r\cdot h_r^{3/2} \quad \cdots\cdots (3-12)$$

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

(2) 移動床の相似律

人工的に粗度を与えることのできない移動床模型では，流れの相似のためには，河床形態の相似が得られていなければならない。一般に河床形態を含めた流れは，流体密度ρ，粘性係数ν，河床材料の密度ρ_s，平均粒径d，粒度分布形状K，摩擦速度u_*（あるいは流速v），水深H（あるいは河床勾配I_b），水路幅B，重力の加速度gの関数として表される。このうちρ，g，dを基本量として，上述の関数を無次元表示すると，移動床の無次元状態量πは，

$$\pi=f\left(u_*d/\nu,\ u_*^2/(\rho_s/\rho-1)gd,\ H/d,\ B/H,\ (\rho_s/\rho-1),\ K\right) \cdots\cdots (3-13)$$

となる。上式の各項のうち，河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは，粒子レイノルズ数，$R_e=u_*d/\nu$，無次元掃流力$\tau_*=u_*^2/(\rho_s/\rho-1)gd$，水深粒径比$H/d$，水中比重$S=(\rho_s/\rho-1)$であると考えられ，$u_*d/\nu$が大の時はこの項を無視することができる。従って現地河川の河床材料の大きい扇状地河川では，河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮尺し，その模型の材料が0.6㎜以上であれば，実河道と河道模型とでは同じような河床形態が生じ，フルードの相似関係を得ることができる。しかし実河川でR_eの値が十分大きく無視できても一般の河道模型では，R_eの値が小さくなり，この項が現象を支配することがまれではない。具体的には，現河川では発生しないと考えられるRippleと呼ばれる河床波がR_eの値が小さいと発生し，実河道と異なる河床形態，すなわち多くの場合異なる河床抵抗を呈することになる。このような領域は，模型における粒径dが小さいほど生じやすい。

ところで模型において河道の平面形状や中規模河床波によって決まる三次元的流況を把握することを目的とする場合には，移動床模型では，中規模河床形態の相似も必要となる。この場合，上述の小規模河床形態に関係する無次元量に河幅と水深の比B/Hを加える必要があり，無歪模型の条件が必要になってくる。

移動床模型におけるもうひとつの大きな問題点は，流砂量および流砂形態の相似である。流砂量を表わす関数の無次元表示も（3－13）式と同様で，R_eが無視できれば，流砂量は，τ_*とH/dを実河道と河道模型とで等しくすれば，流砂量，流砂形態したがって河床変動形態も流れと同じ縮尺で相似とすることができる。R_eが河道模型で無視できない場合は，実河道では生じていないRippleが河道模型で生じることが有り，河床抵抗と同様，流砂量の相似も得られなくなる。また浮遊砂形態の流砂量が多くなると，摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比が現象を決める重要な要素となり，模型の砂粒子の径が0.2㎜位以上あればそれほど問題がないが，それ以下あるいは比重の軽い模型河床材料の場合は，沈降速度の縮尺が，フルード則による速度の縮尺と異なるため，流砂形態の相似性が得られず，また一般に流砂量も相似にならない。実際には，移動床模型実験で上述のような無次元量すべてを，模型と実河道で一致させなくても，河床形態や流砂形態の相似条件は，支配的な無次元量が同一形態領域の範囲内にあれば，異なる形態の境界付近の現象を除けば比較的相似にしやすい。

流砂量が相似でない場合には，フルード則による時間縮尺とは別に，模型と実河道における河床変動量が相似となるように時間縮尺を決め，河道の変動状況を調べることができる。断面平均の河床変動量の式

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s}+\frac{1}{(1-\lambda)}\frac{1}{B}\frac{\partial Q_s}{\partial x}=0 \quad \cdots\cdots (3-14)$$

ここに，λ：空隙率，Q_s：流砂量，t_s：流砂に対応する時間である。（3－14）式より流れの相似性で求めたのと同様な方法で，

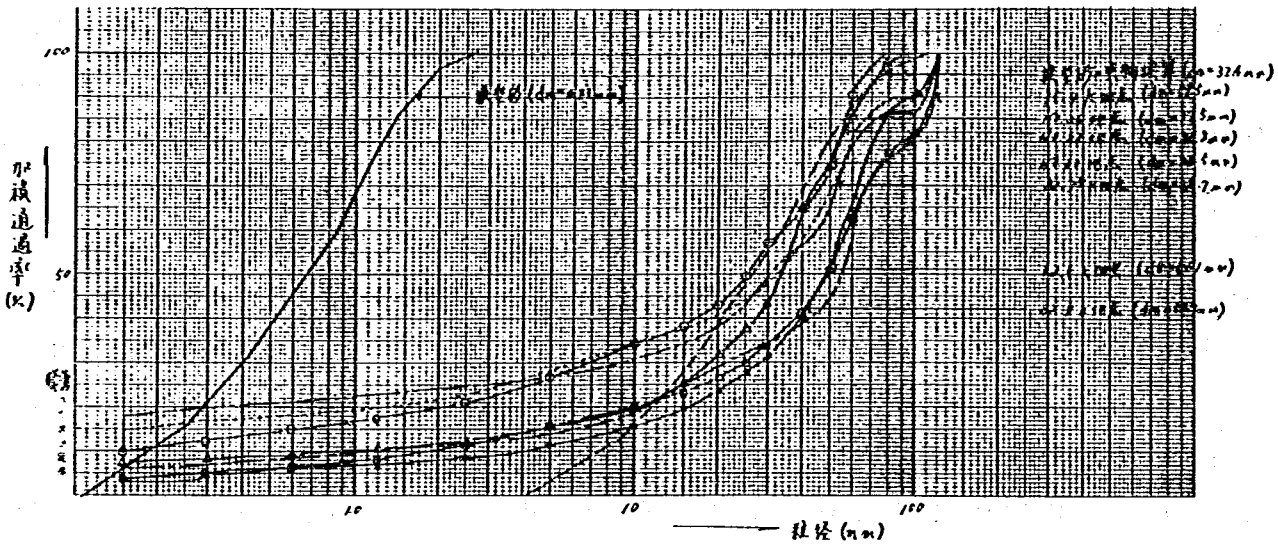
$$t_{sr}=h_r(1-\lambda)_r\cdot x_r^2\cdot Q_{sr}^{-1} \quad \cdots\cdots (3-15)$$

となる。これは模型の1時間分の河床変動が現地の何時間分にあたるかを示す式である。

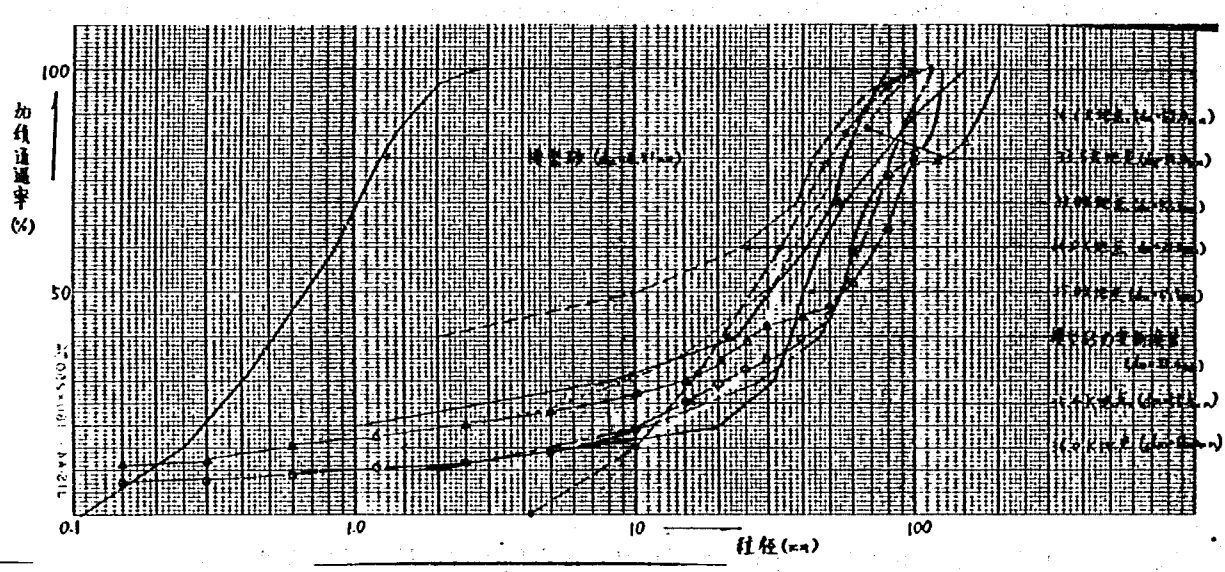
3－2　渡良瀬川岩井地区模型実験における模型縮尺

一般に模型の縮尺は，実験目的に対する必要精度，実験施設（面積，給排水設備の能力等）および相似性の関係等で決められる。とくに移動床模型では，現地の河床砂の粒径が小さい場合，その河床材料が相似となるような河床砂の入手が困難であるだけでなく，粒径が微細となるため，水の粘性の影響を大きく受け，現象の相似を得ることができない。このような場合には，河床形態，流砂量，流砂形態などのうち，最も重要と思われるものだけでも相似となるように模型の河床材料を選定する。これらのうち流砂量に関しては前に述べたように時間縮尺を変えることによって調整することができる。残りの河床形態と流砂形態のうち，河床形態を重視する場合には，現地と模型における無次元掃流力τ_*を一致させること，流砂形態を重視する場合には，現地と模型における摩擦速度と河床砂の沈降速度との比を一致させることが，それぞれ重要な条件になると考えられる。

渡良瀬川模型では縮尺1/40（無歪）とし，主として固定床模型による検討を行い，最終的な検討として本川の低水路部分を移動床模型とした実験を行った。この移動床模型の河床材料平均粒径は，模型縮尺比とほぼ同じ縮尺とし，図－3.1.1～3.1.2の現地粒径との比較図に示すような粒度特性をもつ平均粒径$d_m=0.81$㎜，沈降速度$W_o\fallingdotseq 8.5$㎝/s（水温25℃）の河床材料を模型に用いた。したがって，この場合河床形態を重視したかたちと言える。



図－3.1.1　粒径加積曲線図



図－3.1.2　粒径加積曲線図

(1)　フルードの相似則

（3－7）式～（3－12）式を使って，渡良瀬川模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。ただし，前述のように水平，鉛直縮尺は共に 1/40 である。

$x_r = h_r = 40$

$A_r = x_r \cdot h_r = 1600$　　$t_r = x_r h_r^{-1/2} = 6.32$

$Q_r = x_r h_r^{3/2} = 10119$　　$I_r = h_r x_r^{-1} = 1$

$V_r = h_r^{1/2} = 6.32$　　$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.85$

(2)　河床面の相似性

現地河道の河床材料粒径は，2－4で述べたように場所的にも縦断的にもかなり変化し，代表河床材料粒度分布を決めることは容易でない。現地平均粒径 $d_m \fallingdotseq 30 \sim 60$ mm の範囲を用いた場合，模型河床材料平均粒径 $d_m = 0.81$ mm とすると，無次元掃流力 τ_* の現地と模型の比は

$$\tau_{*r}=\frac{u_{*r}^2}{(\rho_s/\rho-1)_r\cdot g_r\cdot d_r}=\frac{h_r}{S_r\cdot g_r\cdot d_r\cdot x_r}=1.08\ (d_{mp}=3.0\text{cm のとき})\sim$$

$$0.54\ (d_{mp}=6.0\text{cm のとき})$$

ここに $u_{*r}=\sqrt{g_r\cdot h_r\cdot I_{er}}=h_r/\sqrt{x_r}$, $s_r=(\rho_s/\rho-1)_r$

となる。$\tau_{*r}=1$ となるためには $h_r=s_r\cdot d_r$ という条件が必要であり，このときの現地河床材料平均粒径は $d_{mp}=3.24$ cm に相当している。したがって模型における流砂の移動に関する無次元掃流力は現地より若干大きめである。しかし，現地河床の細粒分等を考慮すればほぼ同程度とも考えられ，河床形態の相似性はよいと思われる。

いっぽう，河床変動量は粒子レイノルズ数 $R_e=u_*d/\nu$ が無視できれば，同様に τ_* と H/d を実河道と模型とで等しくすることによって，流れと同じ縮尺で相似とすることができる。ただし，流砂量が相似でない場合には，模型と実河道における河床変動量が相似となるような時間縮尺が必要である。流砂量については，種々の式が知られているが，掃流砂を対象とした佐藤・吉川・芦田の式（土研式），掃流砂と浮遊砂とを含んだ全流砂量を対象としたBrown式について検討すると次のようになる。

① 土 研 式

$$Q_B=B\cdot q_B=B\,\frac{\varphi\cdot F}{(\rho_s/\rho-1)\,g}\,u_*^3 \quad\cdots\cdots\cdots

以上の式より現地河床材料平均粒径 $d_m = 3.0$ cm～6.0 cm，砂の比重 $\rho_s = 2.65$，空隙率 $\lambda = 0.4$ とし，模型河床材料平均粒径 $d_m = 0.081$ cm，$\rho_s = 2.65$，$\lambda = 0.4$ を用いて河床変化に対する時間縮尺を求めると次のようになる。

・土 研 式

$t_{sr} = 6.32$（現地 $d_m = 3.0$ cm）～9.58（現地 $d_m = 6.0$ cm）

ここに $Q = 4{,}000$ m³/s 時の概略値として $I_e \approx I \fallingdotseq 1.82 \times 10^{-3}$，$R \approx h \fallingdotseq 5.0$ m を用いたとき，$F_r \fallingdotseq 1.0$（現地 $d_m = 3.0$ cm）～0.65（現地 $d_m = 6.0$ cm）となる。また $\varphi_r \fallingdotseq 1$ とした。

・Brown 式

$t_{sr} = 5.85$（現地 $d_m = 3.0$ cm）～11.72（現地 $d_m = 6.0$ cm）

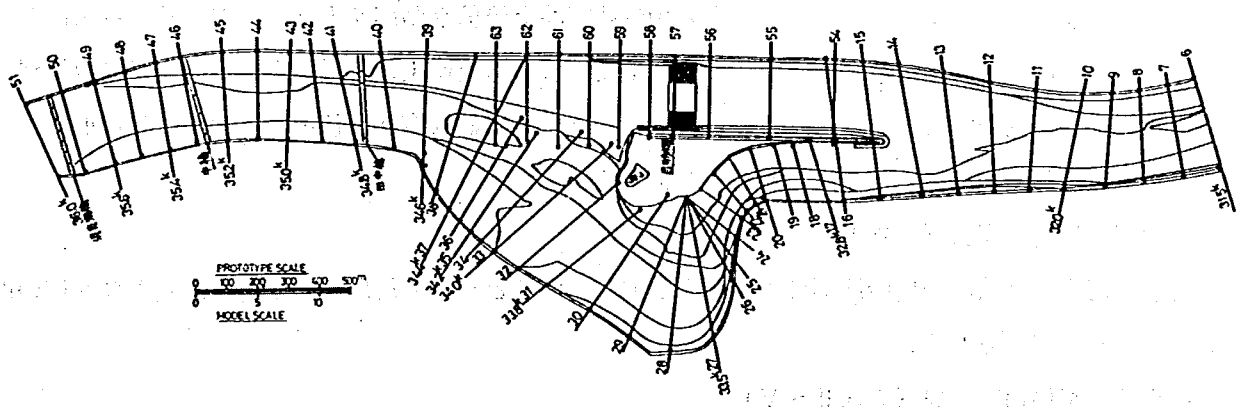
このように流砂量式から評価した時間縮尺は，現地河床材料粒径が場所的に異なるため，対象とする粒径や流量によっても変化し，時間縮尺は $t_{sr} \fallingdotseq 6.0$～12.0 の範囲と考えられる。しかしながら今回の 移動床実験では，長期的な河床変動と諸対策の検討を目的とし，砂礫堆の流下および河床変動等がほぼ安定状態となる時間を定流量通水した実験を行った。このため，時間については現地対応を考慮せず，模型時間のまま表すことにした。

第４章　模型および実験の概要

第４章　模型および実験の概要

４－１　模型の概要

渡良瀬川の模型製作に際しては，３－２で述べたように実験目的に対する必要精度等から模型縮尺を1/40（無歪）とした。河道部の平面および横断形は昭和５４年８月の測量成果にもとづいて，図－4.1に示すような岩井山付近を中心に31.5km（No.6）～35.8km（No.50）の範囲をモルタル面の固定床で製作し，他に河川構造物（橋脚，堰，護岸等）も木材，モルタル等によって製作した。その後移動床実験では，現地で既に高水敷が造成されている部分や，植性等で出水時においても河床変動がないと推測される箇所はモルタル固定床とし，出水時に移動床となる部分のみ移動床とした。移動床部は，河床材料敷き厚分（最深河床高より約20cm）だけ低いところに平坦なモルタル面を設け，その上に砂を敷き河床面としている。実験水は，つぎのような循環経路をとっている。低水槽内に貯留された実験水は，ポンプにより揚水し，高水槽に導く。高水槽によって水位を一定に保つようにし，余剰水は低下槽に戻し，実験に必要な流量を給水管によって模型上流端の量水槽へ導く。量水槽ではバルブによって流量調節を行い，量水槽にて流量計測を行う。量水槽から流れ出た実験水は，流れの安定を図る目的で設置されている整流槽および整流格子を通り，模型河道内へ給水される。模型の下流端には，沈砂池および水位調節用のゲートを設け，そこより排水路から帰還水路へ，そして低水槽へと戻る。低水槽に戻った実験水は再び模型に給水している。



図－4.1　岩井地区河道平面図（模型平面図）

4－2　実験概要と実験ケース

渡良瀬川岩井地区の本川側急曲狭窄部の高流速軽減策，および現況分水路の分流機能回復法についての水理的諸問題と対策工を検討するための実験を行った。実施した実験は大別して5種であり，現況および各案の実験に対して，所定の水理条件を与え，水位，流速，流況と移動床実験においては河床変動状況等の測定を行うことにより，実験目的についての検討を行った。なお，模型下流端水位は，不等流計算資料より，断面31.75㎞の水位流量曲線を図－4.2のように求め，この水位に合わせて実験を行った。実験は表－4.1に示すケースについて実施し，これら各実験の検討事項を簡単にまとめると次のとおりである。

(1)　検証実験（実験1）

検証実験は，現地と模型との水理現象の相似性を調べるために行ったものである。固定床模型においては，既往洪水の痕跡水位，および粗度係数の値に実験水位を合致させるため，模型河床の粗度を調整する検討を実施するものである。

(2)　現況河道の水理特性の検討（実験2～3）

この実験は，現況分水路の分流機能，および現況河道洪水時の水理現象と河道の問題点を明らかにするために検討したものである。なお実験2は本川側を締切って，分水堰上流の水位と流量の関係を把握，検討した。

(3)　本川側水衝部の緩和および分水路の分流機能回復案実験（実験4～12）

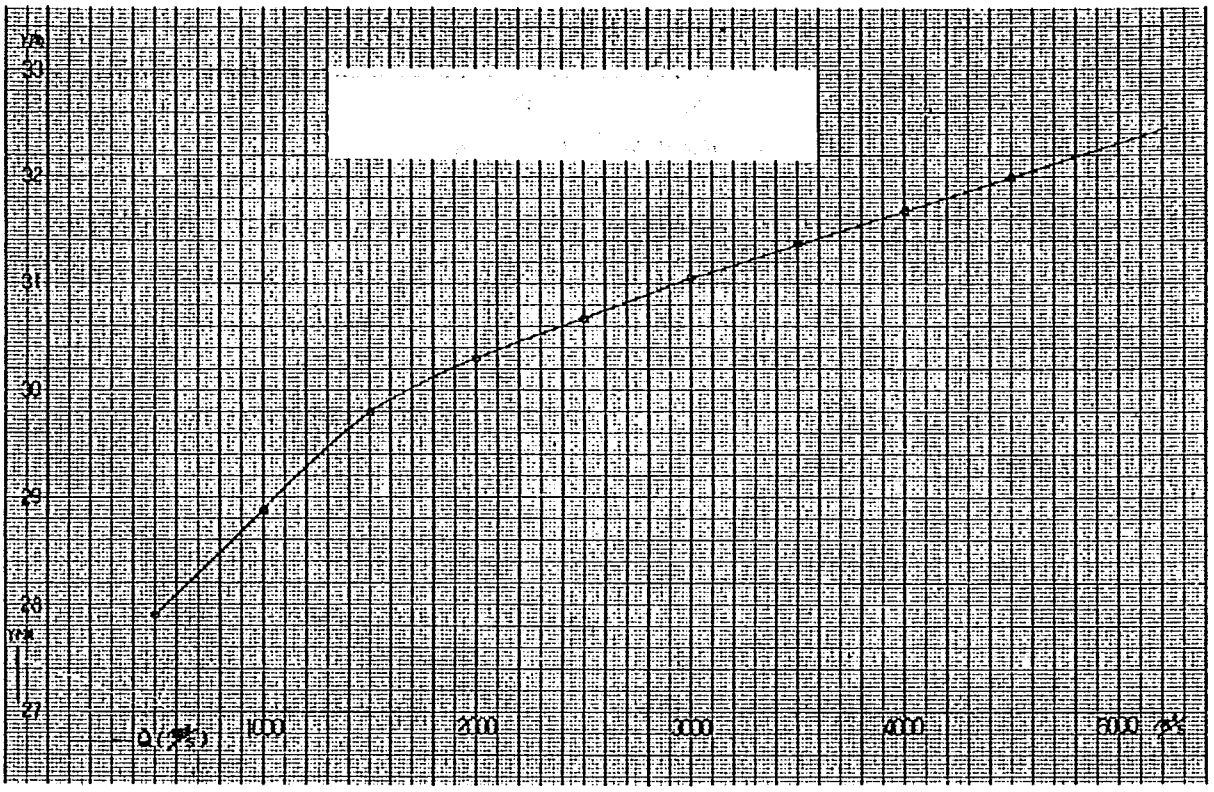
本川側急曲狭窄部の高流速の緩和および対策法，分水路の分流機能の回復法について検討したものである。このうち，実験4は現況河道において下流水位を堰上げた場合の分流量変化，および本川狭窄部の流速軽減効果を知るために行ったケースである。実験5～6は，本川狭窄部の河道整正と堤体保護を目的とした水制併用による流速軽減効果，およびその場合の岩井山流頭部処理に対する効果を検討した実験である。実験7は本川河道整正案に対し，分水路の掘削規模およびその場合の問題点を検討したものである。実験8～9は本川狭窄部付近河床を床止め工方式で高くするとともに，河床低下を防ぎ，その堰上げ効果により，分流機能を高める案の実験であり，実験10は狭窄部上流低水路部を大きく湾曲させ，水衝部の位置を変えるとともに，流れを分散させ，さらに流路延長による水位堰上げ効果により，分水路の分流機能回復を図ろうとする案の実験である。さらに実験11～12は，本川側狭窄部上流の岩井山流頭部に近い位置に床止め工を設置した案について検討したものである。

(4)　現況河道移動床実験（実験Ⅰ）

現況河道の河床変動状況や局所洗掘等の現象を把握し，模型と現地の河床面の相似性，および河道の問題点等を検討した実験である。

(5)　床止め工案移動床実験（実験Ⅱ～Ⅴ）

固定床模型によって検討した各種対策案のうち，比較的問題点も少なく，効果的と考えられた狭窄部上流床止め工案について，施工段階時も含めた河床変動，および水衝部の局所洗掘状況等の把握とその対策案について検討した実験である。



図－4.2　下流端（31.75 km）H～Q 曲線　（不等流計算結果より $n = 0.022$）

表－4.1(1) 実験ケース一覧表

実験ケース		目的	実験条件 流量	実験条件 下流水位	実験条件 河道	摘要
1	1－1	検証実験	2,260 m³/s	Y.P30.51m	現況	粗度付なし，S 47.9.16 洪水流量
	1－2		〃	〃	〃	〃 34.6km（No39）河床改造
	2		1,273	29.40	〃	粗度係数の算出，S54.10.19 洪水流量
2	1	現況分水路の水位流量相関把握	100	—	現況（本川締切）	分水路のH～Q図作成
	～		～			
	10		2,000			
3	1	現況河道実験	4,000	31.68	現況	現況河道洪水時の水理現象を把握，他に中間流量について分水堰上流 No 58 断面水位より分流量を把握
	2		3,000	31.04	〃	
	3		2,000	30.30	〃	
	4		1,000	28.88	〃	
4	1－1	下流水位堰上げ案実験	4,000	＊32.84	現況	＊No12断面で下流水位調整（現況Y.P.32.0m），ケース4－1－3は全断面水位を測定し，他はNo 58の水位のみを測定
	1－2		〃	33.23	〃	
	1－3		〃	33.52	〃	
	1－4		〃	34.20	〃	
	2		4,000	＊28.15	現況	＊No16断面の床止め工設置高 No12，18，20，27，58 断面の水位のみ測定
	3		〃	39.15	〃	
5	A	河道整正＋水制案	4,000	31.68	分水路は現況	本川狭窄部河道整正による流速軽減効果の把握
	1	本川河道整正最良案＋水制実験	4,000	31.68	〃	
	2		3,000	31.04	〃	
	3		2,000	30.30	〃	
	4		1,000	28.88	〃	
6	1	流頭対策による本川本川河道整正最良案＋水制実験	4,000	31.68	流頭部あり	岩井山流頭部の対策効果を把握
	2		3,000	31.04	〃	
	3		2,000	30.30	〃	
	4		1,000	28.88	〃	

表－4.1(2) 実験ケース一覧表

実験ケース		目的	実験条件 流量	実験条件 下流水位	実験条件 河道	摘要
7	1－1	分水路掘削第1案	4,000 m³/s	Y.P 31.68 m	本川河道整正	
	1－2	水位流量相関把握	100～2000	—	本川締切り	
	1－3	分流量把握実験	1,000	28.88	本川河道整正	№58の水位，横断方向 3点のみ測定
			2,000	30.30		
			3,000	31.04		
	2－1	分水路掘削第2案	4,000	31.68	本川河道整正	
	2－2	水位流量相関把握	100～2,000	—	本川締切り	
	2－3	分流量把握実験	1,000	28.88	本川河道整正	№58の水位 3点のみ測定
			2,000	30.30		
			3,000	31.04		
8	1	床止め工第1案	4,000	31.68	本川河道整正	断面№16, 18, 20, 21, 22, 31 に床止め工設置(計画河床高) 他に分流開始流量把握
	2	実験	2,000	30.30	分水路現況	
9	1		4,000	31.68	分水路現況	他に 1,000，3,000 m/s の分流量を測定
	2	床止め工第2案	2,000	30.30	〃	
	3	実 験	4,000	31.68	〃	水制なし
10	1	河道引き延ばし案	4,000	31.68	分水路現況	他に1,000, 2,000, 3,000m/s の分流量測定
11	1－1		1,000	28.88	本川河道整正	・№31～33 地点に床止め工3基設置
	1－2	狭窄部上流床止め	2,000	30.30	分水路現況	・床止め工位置，高さ等の予備実験行う
	1－3	工A案実験（3基）	3,000	31.04		・分流開始流量，中間流量の分流量把握
	1－4		4,000	31.68		
	2－1	〃	2,000	30.76	〃	・下流水位設定点を№8より№14に変更
	2－2	下流水位低下実験	4,000	32.57		・分流開始流量，中間流量の分流量把握
12	1－1	狭窄部上流床止め	2,000	30.30	〃	・河道整正法線形をA案より張り出す
	1－2	工B案実験（2基）	4,000	31.68		・分流開始流量，中間流量の分流量把握
	2－1	〃	2,000	30.79	〃	・下流水位設定点を№8より№14に変更
	2－2	下流水位低下実験	4,000	32.55		・分流開始流量，中間流量の分流量把握

表－4.1(3)　実験ケース一覧表

種別	実験ケース		目的	実験条件 流量	下流水位	通水時間	河道形状	摘要
移動床洪水流実験	I	1－1	現況河道の河床変動把握，相似性の検討	1,000 m³/s	Y.P28.88 m	4 hr	現況	・昭和54年度測量河道
		1－2		2,000	30.30	2	〃	・福寿橋橋脚設置
		1－3		4,000	31.68	1	〃	
		2－1	現況河道＋水衝部補強対策案の検討	2,000	30.30	2	水衝部対策	・水制12基設置（No 29～21）
		2－2		4,000	31.68	1	〃	・水制設置部対岸河道整正
		2－3		1,000	28.88	4	〃	・根固工及び捨石（No 23～20）
	II	1－1	河道整正＋水制設置時の河床変動等把握	1,000	28.88	4	本川河道整正	・水制13基設置
		1－2		2,000	30.30	2	分水路現況	・河道整正部左岸（No 25～15）根固工設置
		1－3		4,000	31.68	1		
		2－1	上記対策工案の検討	2,000	30.30	2	〃	・水制法線修正，水制12基
		2－2		4,000	31.68	1		・帯工3基設置(L=15, B=30m)
	III	1	河道整正＋水制＋床止め工1基設置時の現象把握	1,000	28.88	4	〃	・床止め工1基設置
		2		2,000	30.30	2		・床止め工右岸に護岸及び根固工設置（No 32～29）
		3		4,000	31.68	1		
	IV	1－1	河道整正＋水制＋床止め工3基設置時の現象把握	1,000	28.88	4	〃	・床止め工3基設置
		1－2		2,000	30.30	2		・左岸根固工をNo 31に延長
		1－3		4,000	31.68	1		・帯工5基設置(L=15, B=30m)
		2－1	上記対策工の検討	2,000	30.30	2	〃	・水制法線形修正
		2－2		4,000	31.68	1		・帯工6基設置（L=8, B=30m）
	V	1－1	河道整正＋水制＋床止め工案（2基）	2,000	30.30	2	〃	・水制12基（ケースIV－2と同じ）
		1－2		4,000	31.68	1		・水衝部捨石対策
		2－1	〃 河床低下時の検討	2,000	30.30	2	〃	・床止め工下流低水路河床を1.0m下げる
		2－2		4,000	31.68	1		

第５章　検証実験および現況河道水理特性の検討

第5章　検証実験および現況河道の水理特性の検討

5－1　概　　要

既往洪水の痕跡水位に模型値を合わせるための検討，すなわち模型河床の粗度を調整する粗度検証実験を行った後，現況河道における洪水時の水理現象と河道の問題点，および分水路の分流機能を明らかにするための検討を行った。検証実験は昭和47年9月16日洪水の足利地点ピーク流量2,260 m³/s，および昭和54年10月19日出水の足利地点ピーク流量1,273 m³/sの痕跡水位資料を用いて行った。なお，現況河道実験では，まず本川側を締切って，岩井分水路の水位と流量の関係を求め，その後洪水時の水理現象を把握するための検討を実施した。これらの実験条件一覧表を表－5.1に示す。

表－5.1　実験条件一覧表

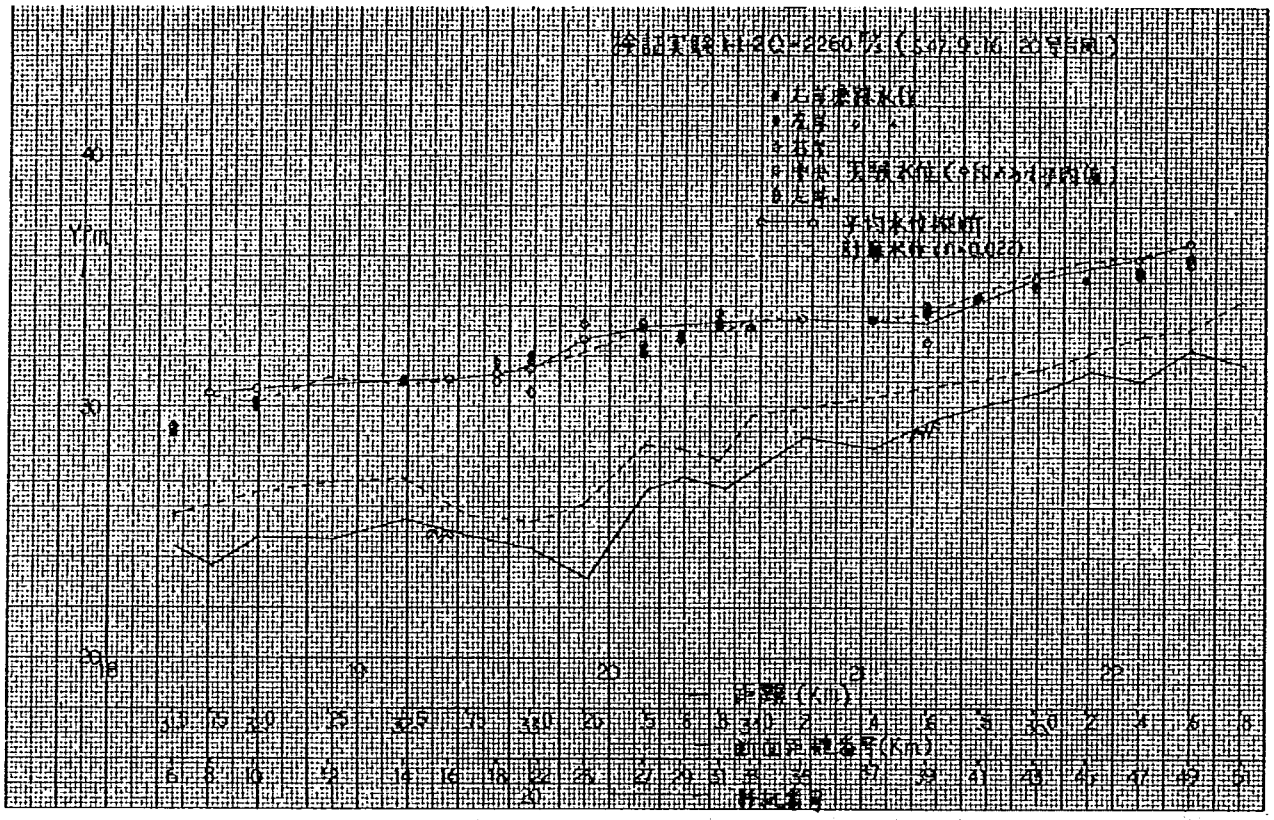
実験ケース		目的	実験条件			摘要
			流量	下流水位	河道	
1	1－1	検証実験	2,260 m³/s	Y.P 30.51 m	現況	粗度付なし，S47.9.16 洪水流量
	1－2		〃	〃	〃	〃　34.6 km（No.39）河床改造
	2		1,273	29.40	〃	粗度係数の算出，S54.10.19 洪水流量
2	1	現況分水路の水位流量相関把握	100	—	現況（本川締切）	分水路のH～Q図作成
	～		～			
	10		2,000			
3	1	現況河道実験	4,000	31.68	現況	現況河道洪水時の水理現象を把握，他に中間流量について分水堰上流No.58断面水位より分流量を把握
	2		3,000	31.04	〃	
	3		2,000	30.30	〃	
	4		1,000	28.88	〃	

5－2　検証実験（実験1－1－1～実験1－2）

既往洪水の痕跡水位，および粗度係数の値に実験水位を合致させるための検討を表－5.1に示すケースについて行った。実験1－1－1は，昭和47年9月16日洪水の足利地点ピーク流量2,260 m³/sを通水し，実測の痕跡水位と比較したところ，模型河床に粗度付けを行わない状態でほぼ一致した結果が得られた。しかし，34.6km（No.39）～34.4km（No.38）区間で跳水現象が生じ，水位も若干低かったので，航空写真等より断面間河床を修正して再び通水したのが実験1－1－2である。この結果は，射流の状況が多少変化した程度で，実験1－1－1との有意な差は生じなかった。流れの状況は低水路部が主流とな

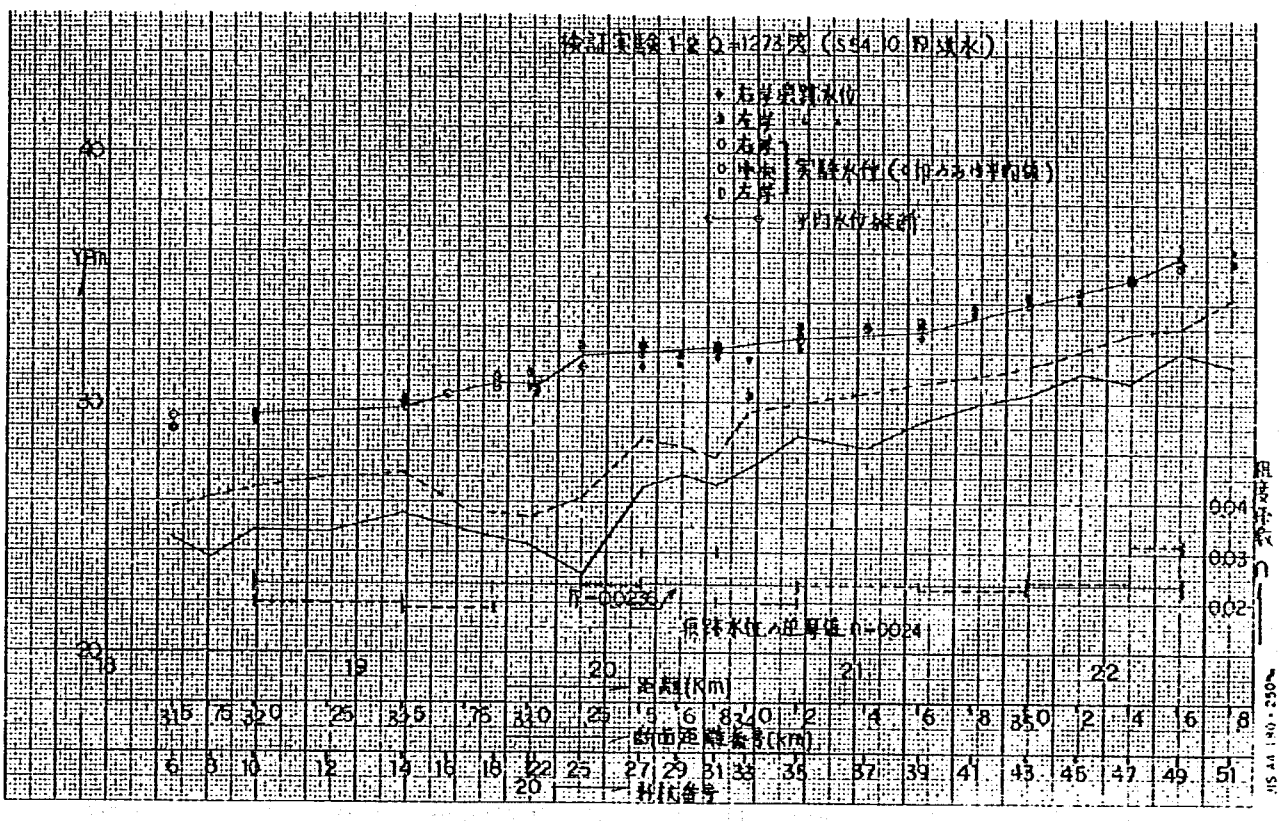
って流下し，岩井山上流端で大部分は，本川側に向かう流れとなるが，一部は分水路側へ向かっている。しかし，分流境界線は明確ではなく，高水敷上の流れの一部と岩井山へぶつかる流れの一部が分水路側へ迂回する。

岩井山南側の急曲狭窄部は，水位差も大きく，高流速が発生し，その上流部は水位が堰上げられて，右岸高水敷部は死水域が生じる。この水位縦断比較図を図－5.1に，流況図を図－5.2，写真－1に示す。



図－5.1　渡良瀬川岩井地区水位縦断比較図

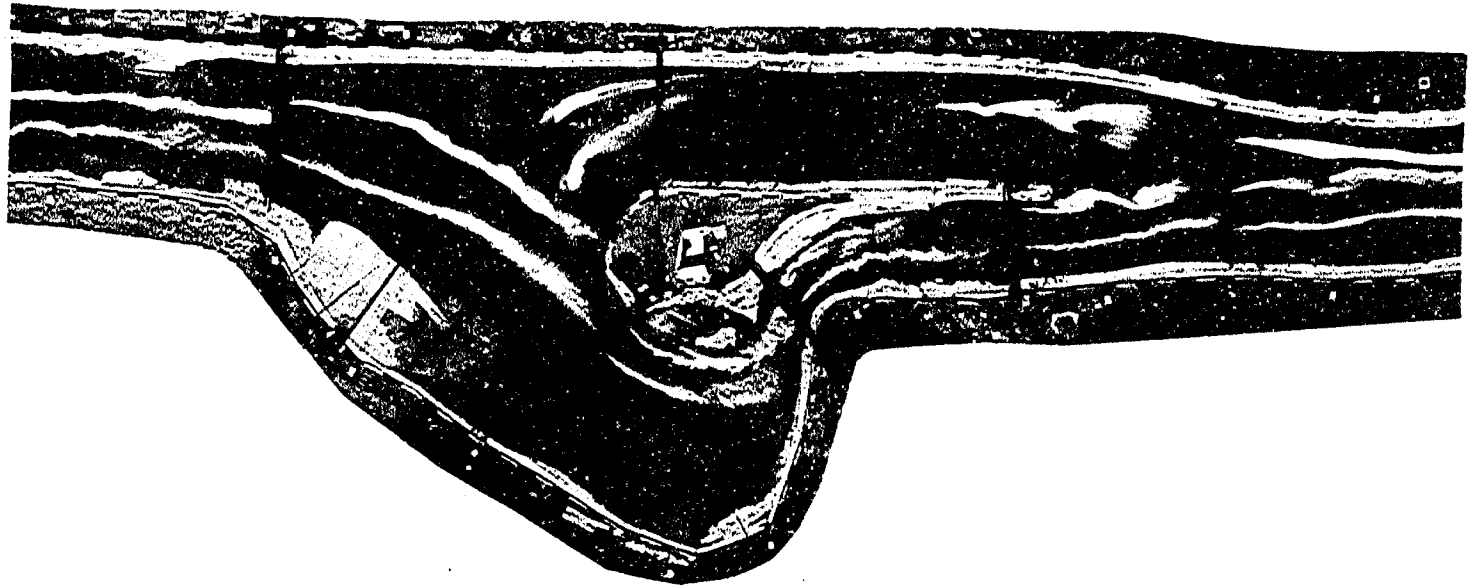
いっぽう，昭和54年10月19日の20号台風による足利地点ピーク流量1,273 m³/sを通水（実験1－2）して実測の痕跡水位と比較するとともに，粗度係数を算出した。その結果を図－5.3，および表－5.2に，流況図を図－5.4，写真－2に示す。Q＝2,260 m³/sと同様，痕跡水位と実験水位がほぼ一致した結果が得られた。また粗度係数の痕跡水位から逆算値は，0.024となっているのに対し，実験値からの逆算値も狭窄部の水位急変部を除き，ほぼ一致した値となっている。なおこの洪水は，現地において岩井堰の越流開始限界付近であったという状況とも相似している。



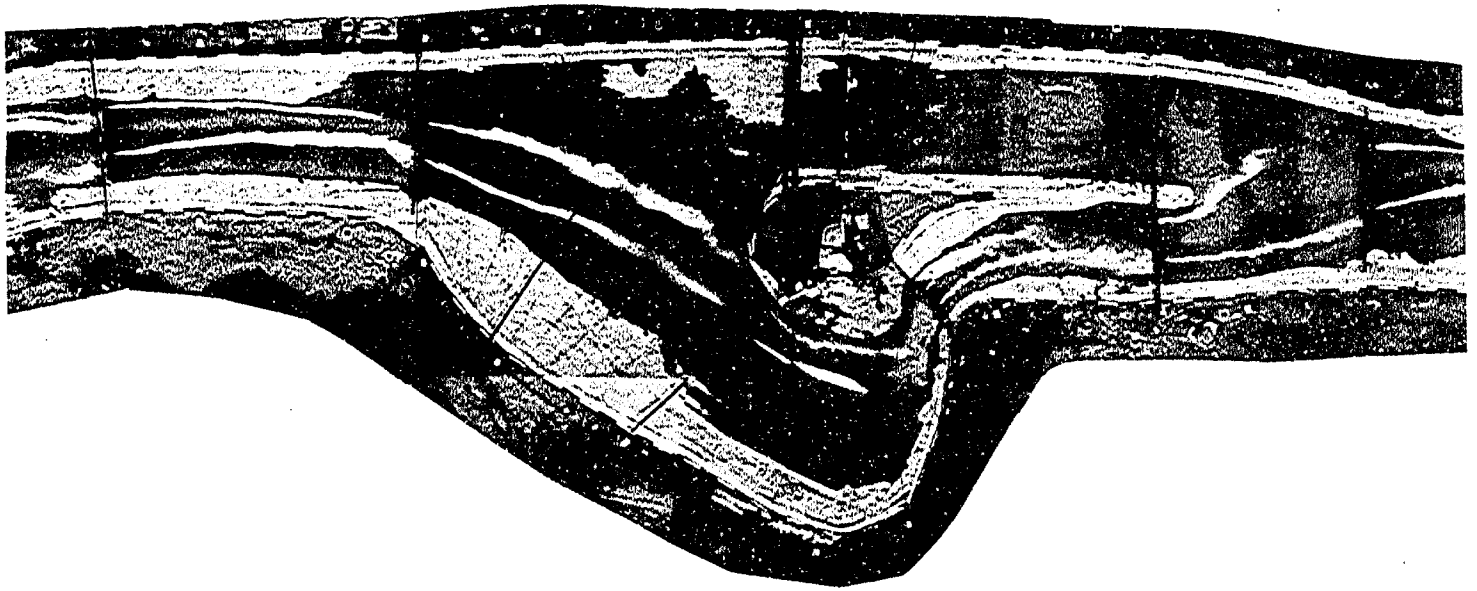
図－5.3　渡良瀬川岩井地区水位縦断比較図

表－5.2　粗度係数一覧表　$Q=1{,}273\ m^3/s$

断面	水位 H	断面積 A	川幅 B	Δx	R	v	$v^2/R^{4/3}$	$H+\frac{v^2}{2g}$	$\overline{v^2/R^{4/3}}$	F_r	n			
	Y.P.m	m^2	m	m	m	m/s								
10	29.53	444.1	152.0		2.92	2.87	1.97	29.95		0.54				
				545					4.57		0.0198			
14	29.76	278.7	125.0		2.23	4.57	7.17	30.83		0.98			$\Sigma\Delta x=923$	
				378					7.04		0.0189		$\overline{v^2/R^{4/3}}=5.35$	
18	30.58	262.8	105.0		2.50	4.84	6.90	31.78		0.98		狭窄部	$n=0.0193$	
				220					4.64		–			
22	30.85	306.0	69.0		4.43	4.16	2.38	31.73		0.63				
				139					1.75		0.0471			
25	31.83	435.5	95.0		4.58	2.92	1.12	32.27		0.44				$\Sigma\Delta x=3431$
				85					1.30		0.0233			
27	31.93	452.8	129.0		3.51	2.81	1.48	32.33		0.48				$\overline{v^2/R^{4/3}}=3.25$
				266					1.75		0.0300		$\Sigma\Delta x=1091$	
31	32.25	407.9	125.0		3.26	3.12	2.01	32.75		0.55			$\overline{v^2/R^{4/3}}=2.15$	$n=$
				405					1.68		0.0199			0.0236
35	32.73	531.05	177.5		2.99	2.40	1.34	33.02		0.44			$n=0.0237$	
				335					3.08		0.0235			
39	32.81	326.5	138.0		2.37	3.90	4.81	33.59		0.81				
				450					4.46		0.228			
43	33.96	351.5	147.0		2.39	3.62	4.10	34.63		0.75			$\Sigma\Delta x=1058$	
				410					4.13		0.0242		$\overline{v^2/R^{4/3}}=3.65$	
47	35.00	365.4	164.0		2.23	3.48	4.16	35.62		0.74			$n=0.0259$	
				198					2.84		0.0314			
49	35.88	526.2	191.0		2.77	2.42	1.51	36.18		0.46				



写真－1　通水状況（ケース1－1－2，Q＝2,260 ㎥/s）



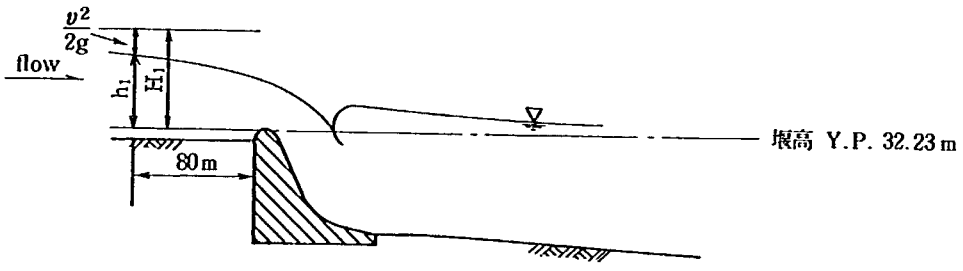
写真－2　通水状況（ケース1－2，Q＝1,273 ㎥/s）

5－3　現況岩井分水路の水位，流量の関係（実験2）

本川河道の河床低下によって，現況分水路の分流機能も著しく低下している。この現況分水路の流下能力を正確に知るため，本川33.2km（No.24）付近を締切り，100～2,000 m³/sを通水して分水堰上流の水位と流量の関係を求めたのが図－5.5.1～5.5.2である。堰上流80m地点のNo.58断面では左右岸の水位差は少ないが，上流180m地点のNo.59断面では左右岸で10～20cmの水位差が生ずる。図－5.5.1のH～Q'平均曲線はほぼ，

$$Q' = 360\ (H - 32.23)^{1.83} \quad \cdots\cdots (5-1)$$

の関係となっている。なおこの場合，分水堰は完全越流状態であり，その越流係数mを表－5.3に求め，H_1～mの関係を図－5.6に示した。



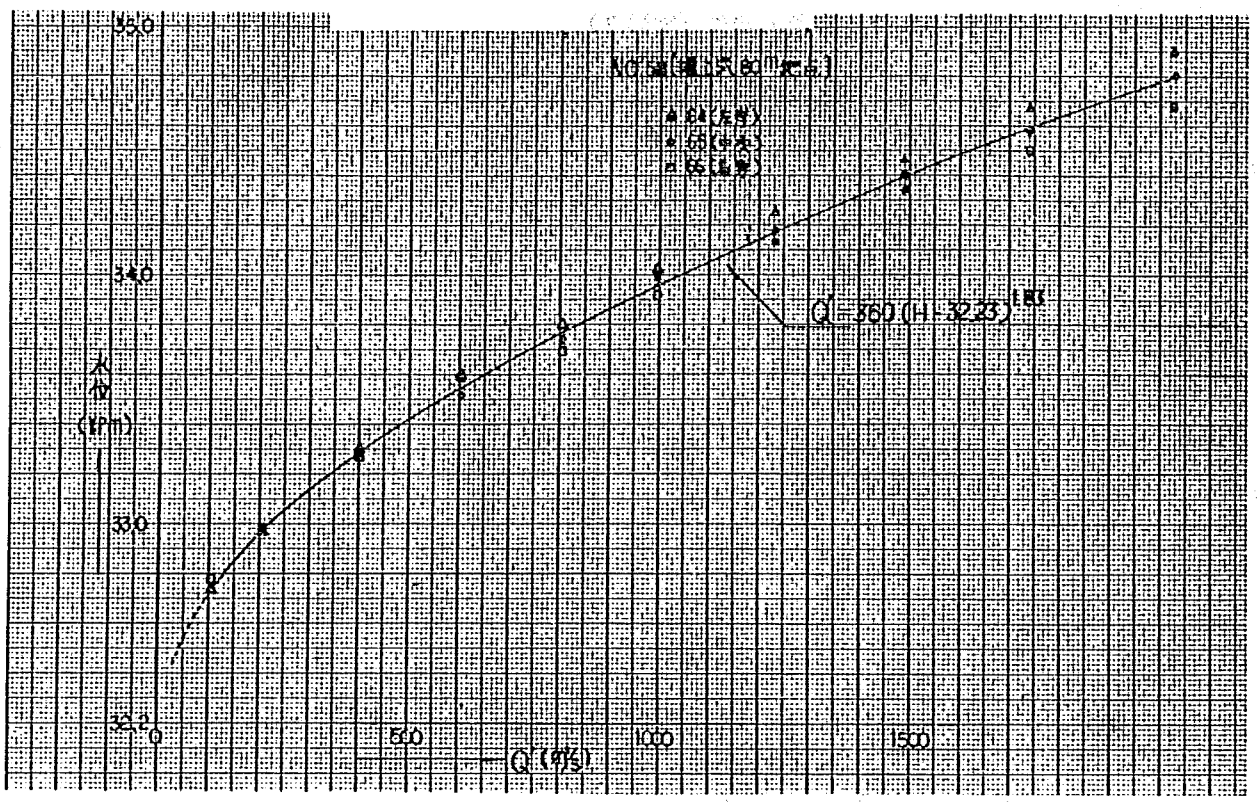
$Q : m\sqrt{2g}\ BH_1^{3/2}$

Q：越流量
B：堰　幅
m：越流係数

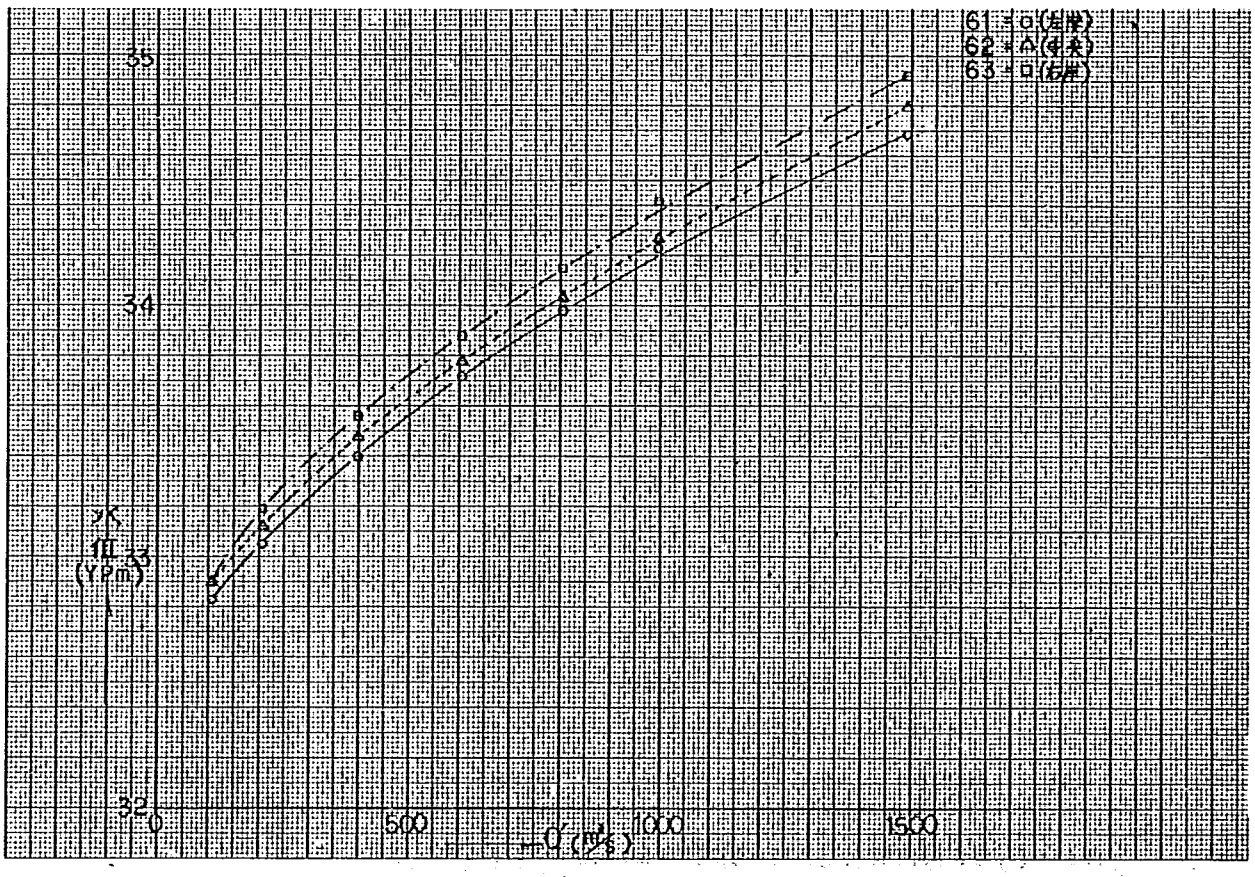
表－5.3　岩井分水堰の越流係数

ケース	Q' (m³/s)	B (m)	h_1 (m)	$v^2/2g$	$h_1+\frac{v^2}{2g}/2g$	m
2－1	106.2	205.75	0.52	0.088	0.607	0.247
2－2	207.4	206.5	0.75	0.130	0.880	0.275
2－3	399.7	207.5	1.05	0.210	1.260	0.308
2－4	602.1	208.25	1.34	0.272	1.612	0.319
2－5	806.5	211.75	1.51	0.369	1.879	0.334
2－6	996.7	216.5	1.73	0.409	2.139	0.332
2－7	1,235.0	219.5	1.96	0.470	2.430	0.336
2－8	1,490.0	219.5	2.17	0.542	2.712	0.343
2－9	1,518.0	219.5	2.20	0.544	2.744	0.344
2－10	1,741.0	220.0	2.35	0.616	2.966	0.350
2－11	2,029.0	220.5	2.56	0.684	3.244	0.356

注）・H_1は，分流堰上流2m（現地80m）地点のエネルギー水頭
　　・Bは，ピアー径を除いた実質有効幅



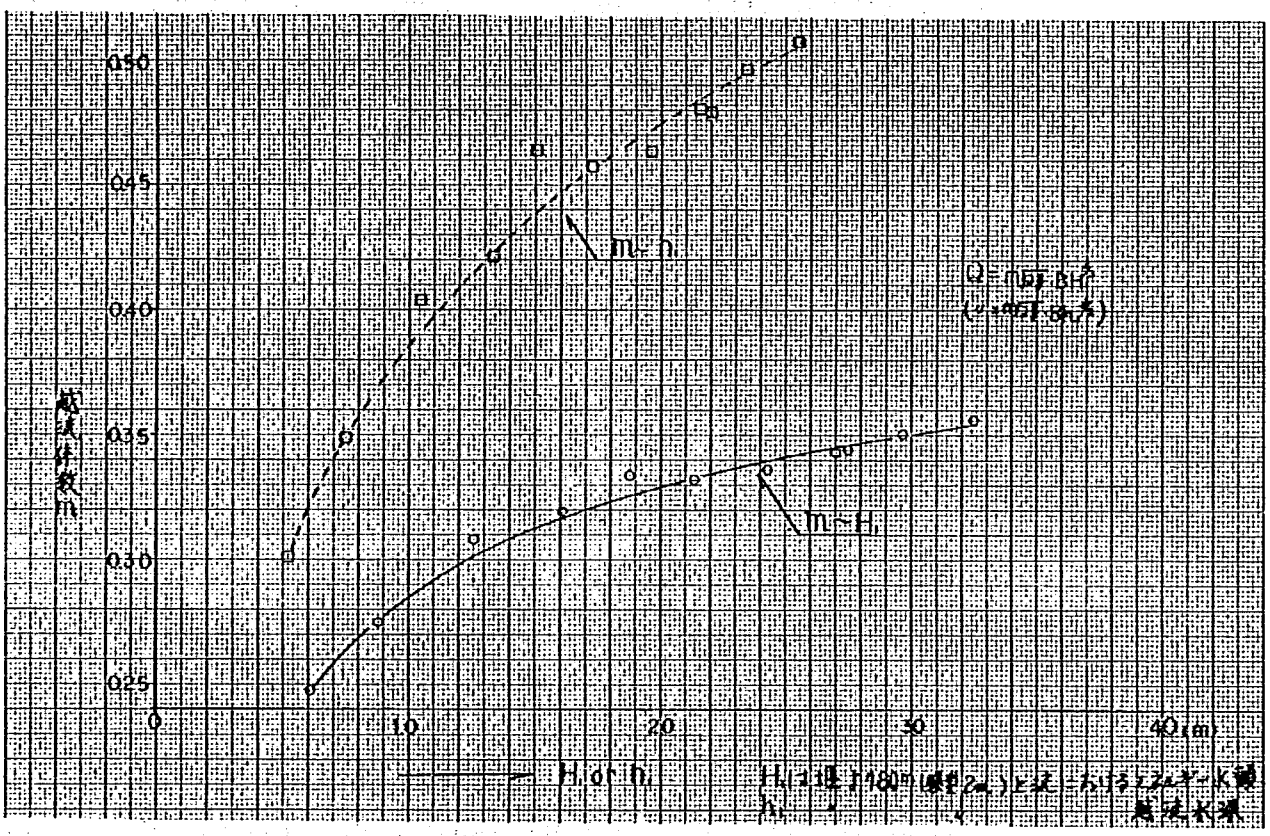
図－5.5.1　分流量算定曲線図（岩井分水路）



図－5.5.2　分流量算定曲線図

これによれば分流量が増加するとともに，越流係数の変化は少なくなり，分流量1,000 m³/s～ 2,000 m³/sではm＝0.34～0.36の範囲となっている。

なお，越流係数は，当初計画で得られたものより今回の方が大きい。この原因は越流堰の有効幅が前回250 m（全幅260 m，橋脚10 m）であるのに対し，今回完成後の有効幅は約206～220 m(流量によって変化）であり，加えて同一分流量に対し，堰上流の越流水深が若干小さい。このため越流係数は前回より約30％程度大きい値となっている。今回同一分流量に対し，堰上流水深が小さい原因は，下流水位の違いによる越流状況の変化によるものと思われる（当初計画では下流水位が高いため，不完全越流の領域に近い)。



図－5.6　現況岩井堰の越流係数

5－4　現況河道の洪水時の水理現象（実験3－1～3－4）

5－4－1　水位について

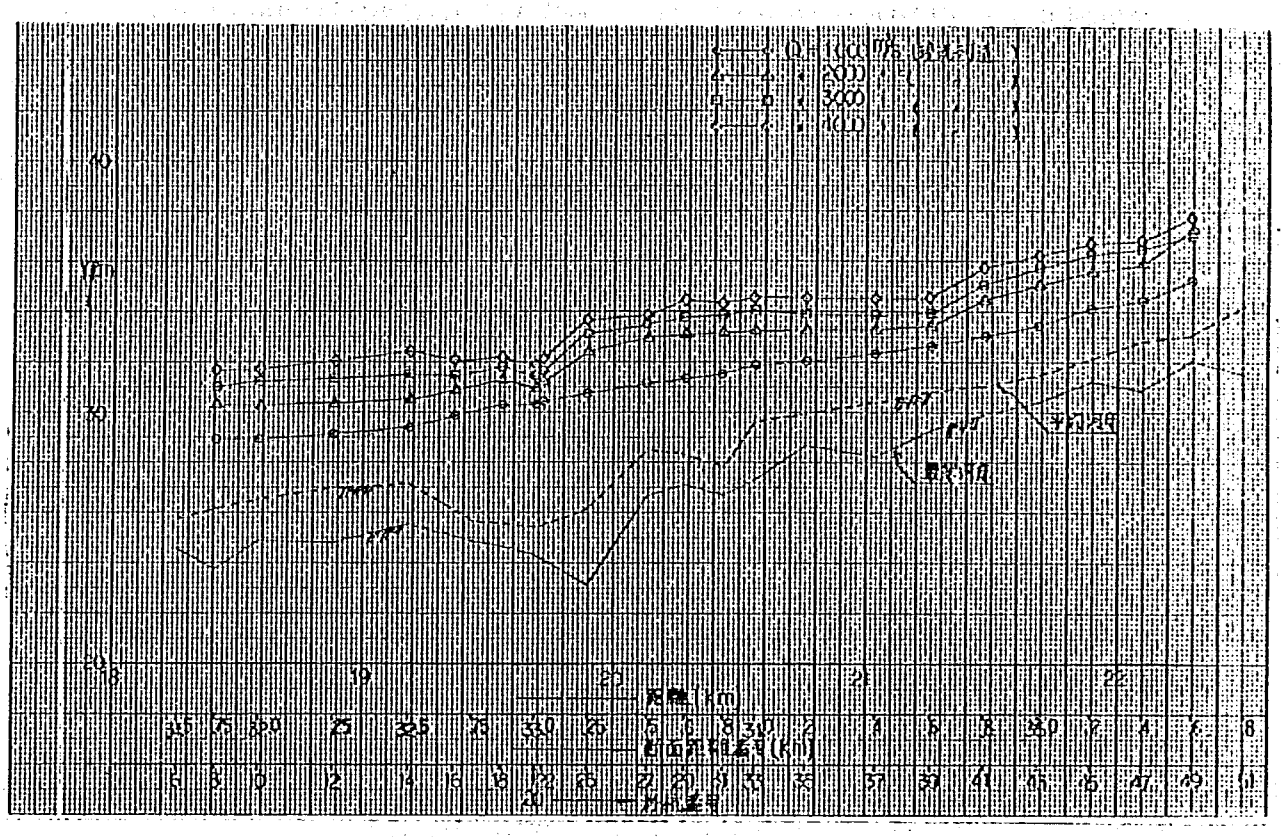
全流量1,000～4,000 m³/sに対する本川水位縦断図を図－5.7.1に，分水路側水位縦断図を図－5.7.2に示す。

本川狭窄部（33.0km付近）によって水位は堰上げられ，その上流部との水位差は，4,000 m³/sで約2.0 mにもなる。また湾曲流による横断方向の水位差も大きく，No.25断面で水位は左岸が低く，No.22，No.20断面では反対に右岸側が低くなる。その水位差は最大1.0～1.5 mとなって現れる。

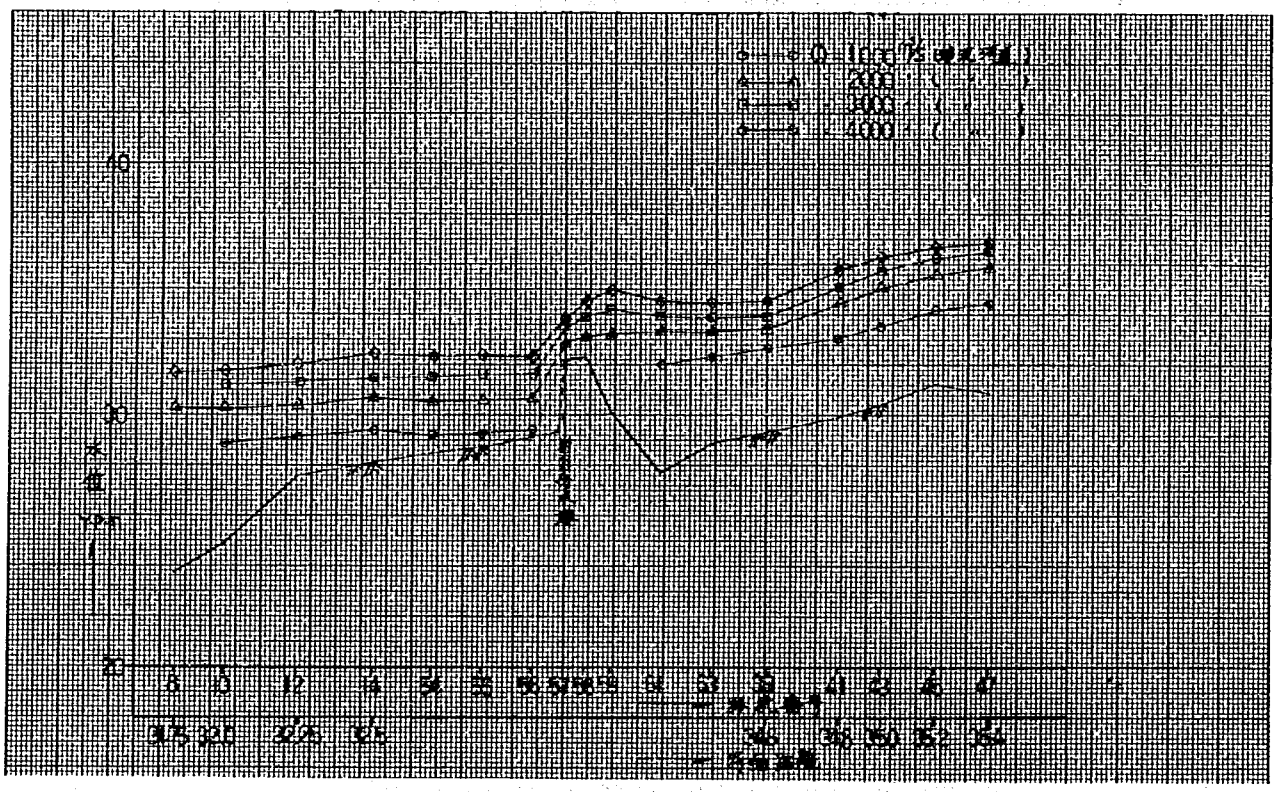
この狭窄部の堰上げによって，水位は34.6km（No.39）付近まで影響し，それより上流で水面勾配も変化しているのがわかる。なお，34.6km付近はミオ筋が左岸から右岸に変化している地点であり，この影

響が大きいとも考えられる。

分水路側水位縦断は，堰地点で2.0 m程度の落差が生じ，$Q = 4{,}000$ m³/s時では，堰下流側で分水堰高と同程度の水位となる。



図－5.7.1　渡良瀬川岩井地区水位縦断図（本川）



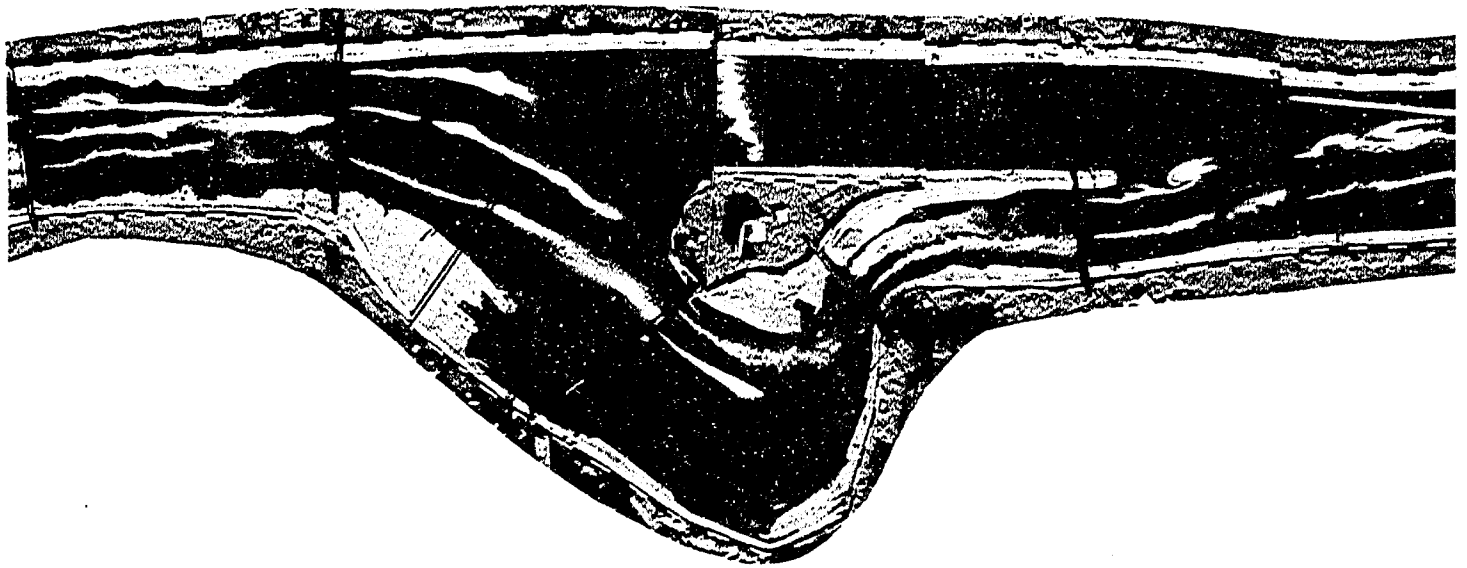
図－5.7.2　渡良瀬川岩井地区水位縦断図（分水路側）

5－4－2　流況について

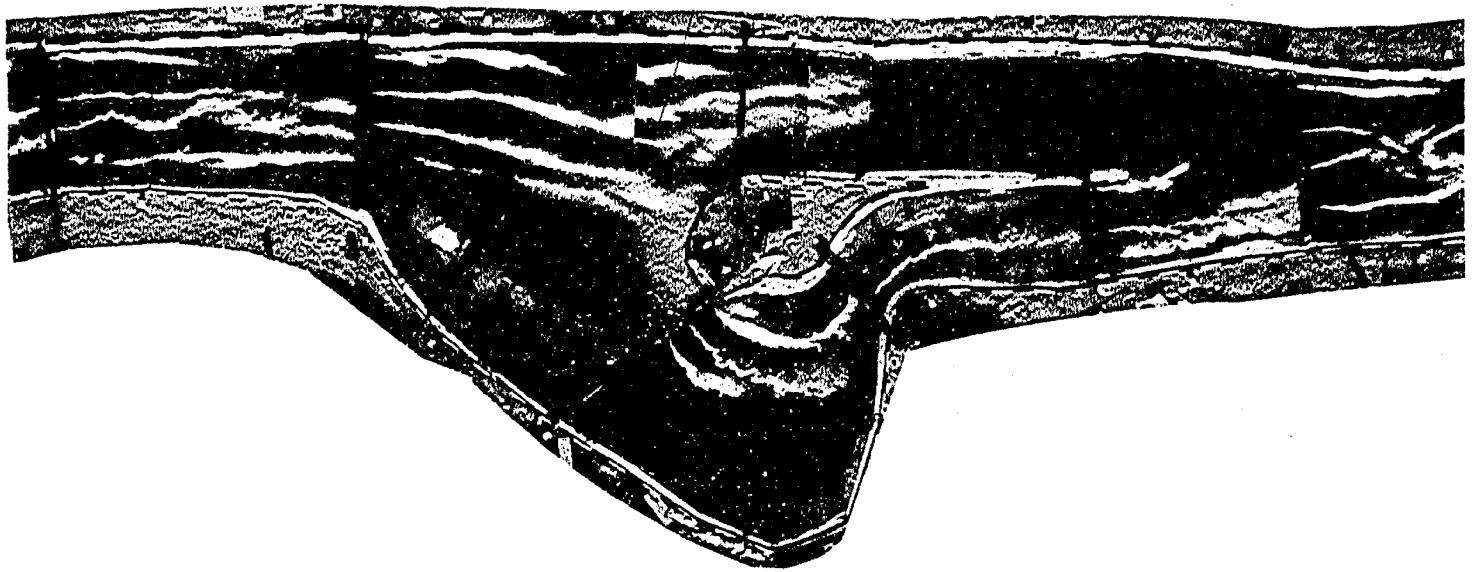
$Q=1{,}000$ ㎥/s～4,000 ㎥/sに対する流況図を図－5.8.1～5.8.4に示す。$Q=1{,}000$ ㎥/s時の流況は，ほぼ低水路内を流下し，高水敷上に乗る部分，および分水路側堰下流部は死水域となる。2,000 ㎥/s 時では，写真－3にも見られるように分水路流頭部の一部，本川狭窄部上流右岸側（34.4㎞～33.5㎞），狭窄部左岸沿いの一部，および分水路合流部中堤先端付近が死水域となる。

分水路流頭部の死水域上流の高水敷上の流れの一部と，岩井山へぶつかった流れの一部が分水路側を流下し，他はほぼ低水路内に沿った流れを示している。$Q=3{,}000$ ㎥/sになると，分水路側流頭部高水敷上は全域にわたって分水路側を流下する。本川狭窄部上流右岸側の死水領域は，2,000 ㎥/sに比して低水路側に張り出し（34.6㎞～33.8㎞），反対に狭窄部左岸，および中堤先端は減少する。4,000 ㎥/s時は，写真－4にも示すように，さらに主流が直進し，より岩井山にぶつかるかたちとなり，岩井山上流本川の左岸側の死水領域が拡張する。

分水路流頭部高水敷上に乗った流れは，同様分水路側を流下し，本川狭窄部は堰上げによる水位差が大きく，またかなりの高流速が発生する。その後，分水路からの流れを合流して川幅全体を流下する。



写真－3　通水状況（ケース3－3，$Q=2{,}000\ m^3/s$）



写真－4　通水状況（ケース3－1，$Q=4{,}000\ m^3/s$）

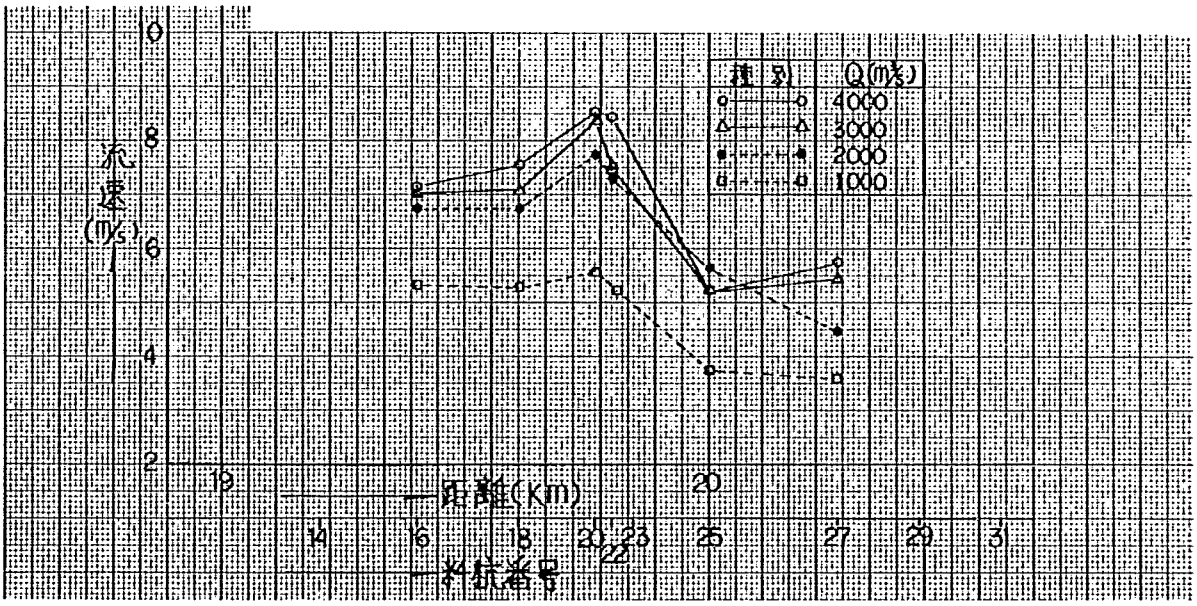
5－4－3　流速について

流速は，模型全体で数断面の写真撮影による平面横断方向表面流速分布と，岩井堰上流80 m地点（No 58断面），および本川狭窄部付近の6断面で流速分布を測定した。このうち表面横断方向平面流速分布は，前述の流況図に示した（Q＝2,000 m³/sと4,000 m³/s）。これによると，34.6 kmより上流区間は，2,000 m³/s時でほぼ一様の流れを示すのに対し，4,000 m³/s時では，堤間全体を流下することにより，低水路内が速い分布を示している。この表面流速の最大は，前者が4.0 m/s，後者は，4.5～6.0 m/sとなっている。分水路流頭部高水敷上の流れは2,000 m³/s時では，0.5 m/s程度であるが，4,000 m³/s時では，2.0～3.0 m/sとなる。しかし主流は低水路内にあり，両者とも本川狭窄部上流では，左岸岩井山の岸沿いが速くなる。その後狭窄部で生ずる水位差とともに，反対に右岸側が速くなり，異常な高流速が発生する。

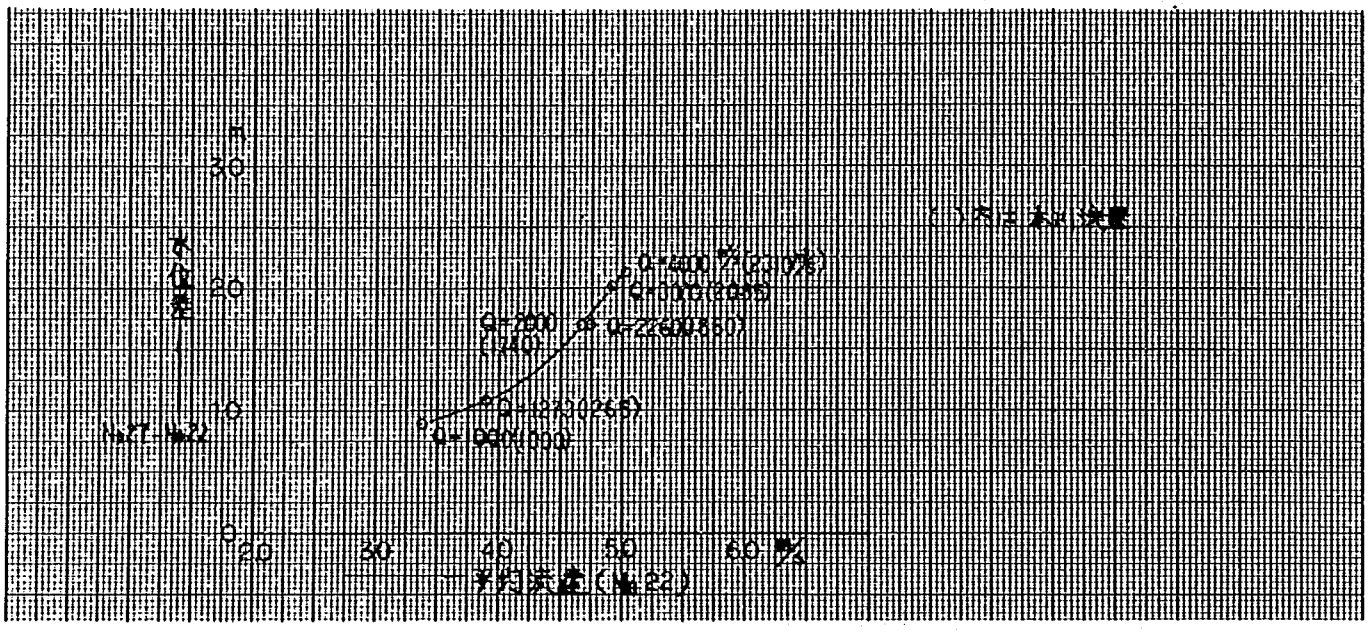
分水路合流後は分流量の多いほど一様な横断分布をし，最大は，3.0～3.5 m/sの流速となっている。

いっぽう，流速分布測定結果より等流速分布図を求めたのが図－5.9.1～5.9.4である。分水堰上流No 58断面の分流後流速は，岩井山寄りの右岸側が速くなる傾向が見られ計画分流量に近い全流量4,000m³/s時では，最大流速が4.5～4.9 m/sになっている。本川狭窄部の流速分布は，No 27（33.25 km），No 25断面で低水路左岸側に最大流速が発生する。その下流No 22，No 20断面では反対に右岸側堤体寄りに最大流速が発生し，No 18，No 16断面では，最大流速位置はほぼ中央に発生する。なお，これらの結果より，最大流速値を縦断的に示したのが図－5.10であり，狭窄部の水位差と断面平均流速の関係を図－5.11に求めた。縦断的にみた最大流速は，断面No 20，No 22で発生し，全流量2,000 m³/s以上での流速の差は少ない。

これは，流量の増加に伴い，分流量が急増するため，本川流量がそれほど増えないためであろう。しかし，この地点の流速は，Q＝2,000 m³/sで7.80 m/s，Q＝4,000 m³/sで8.50 m/sの最高値を示し，断面平均流速でも後者は5.0 m/sを越える値となっている。



図－5.10　最大流速縦断図

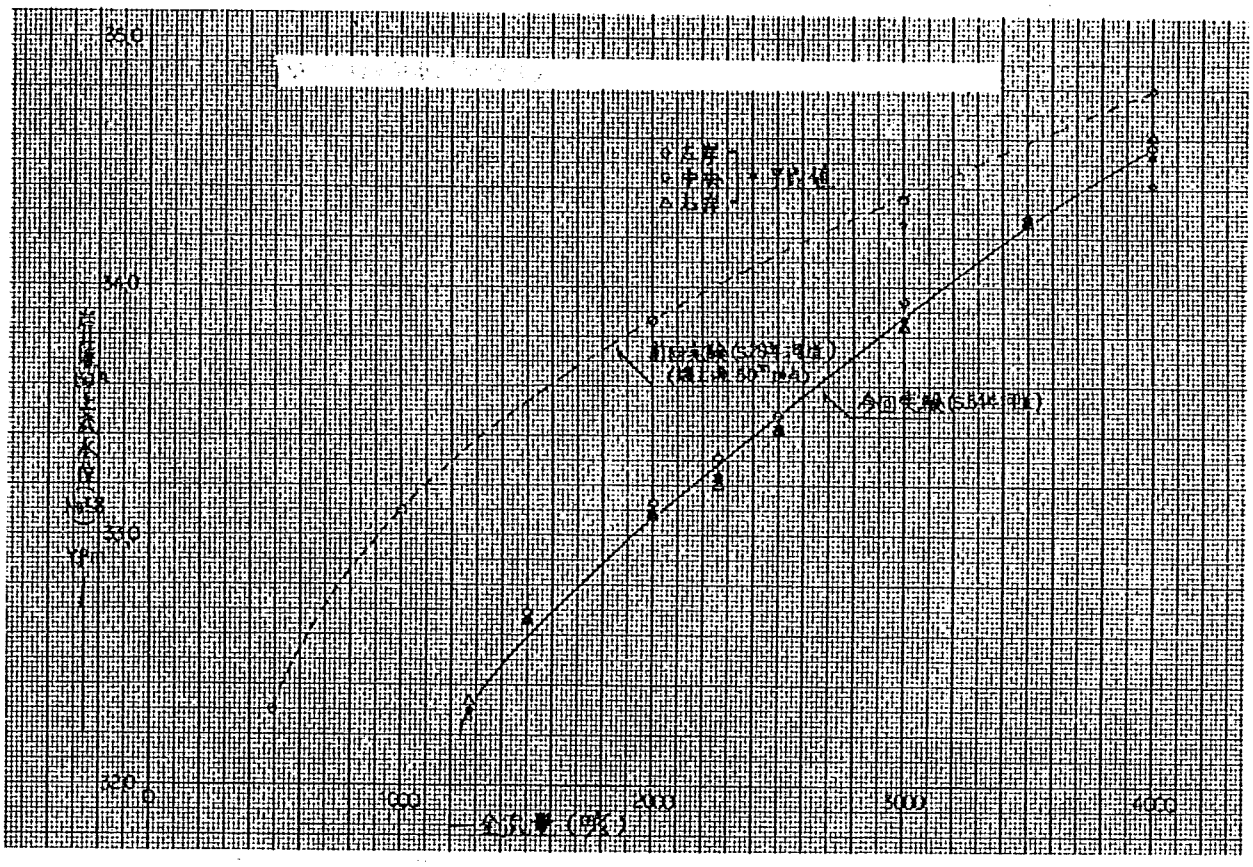


図－5.11　狭窄部の水位差と平均流速の関係

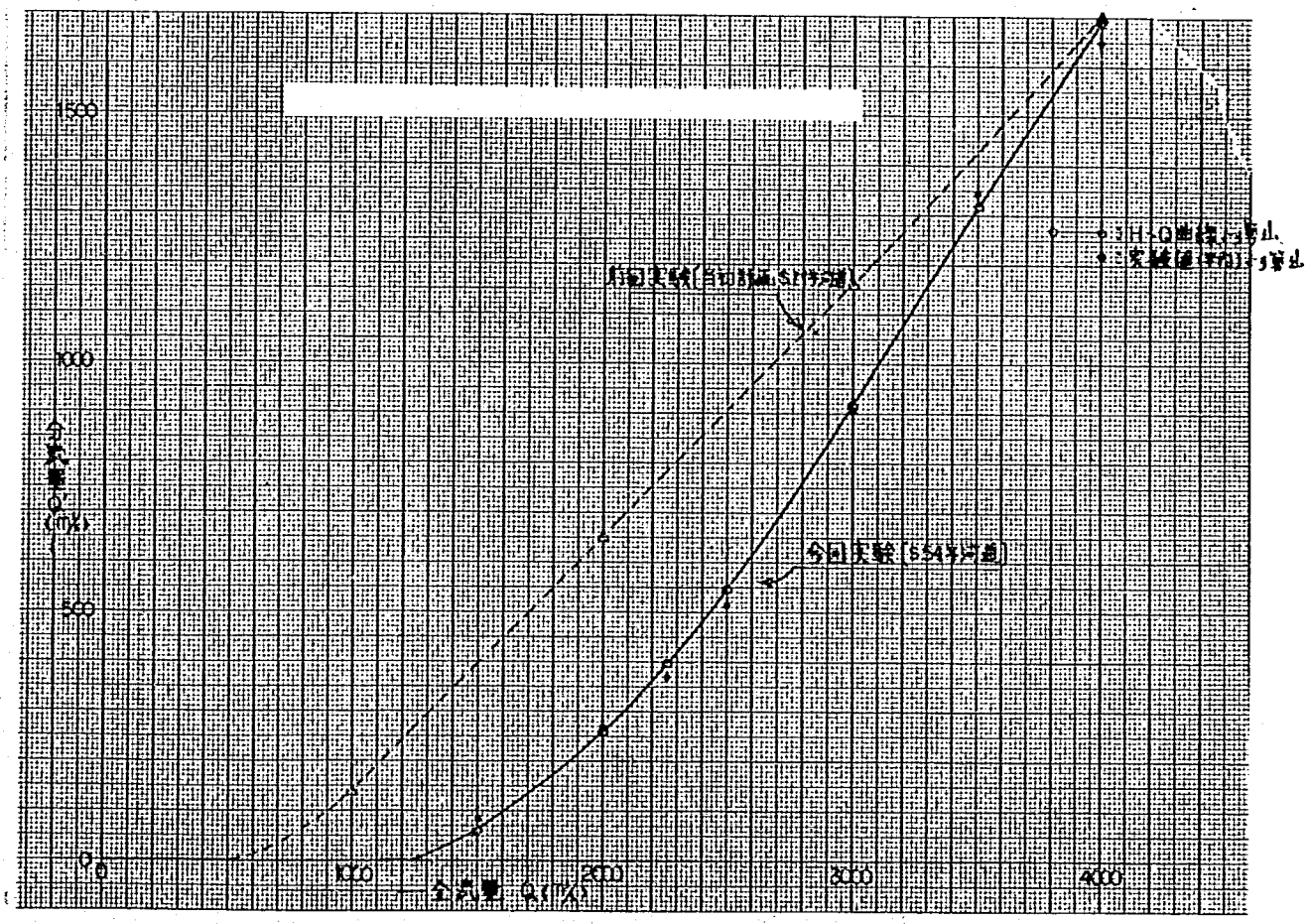
5－5　現況岩井分水路の分流量

検証実験の結果も含め，全流量と岩井堰上流地点（No.58）水位の関係を求めたのが図－5.12である。図－5.12の各流量時測点の平均値とH～Q全体の平均曲線（実線）を用い，図－5.5.1より全流量と分流量の関係を求めたのが図－5.13，表－5.4である。

当初計画との相違点は，分流開始流量が500 m³/sから1,240 m³/sに増大し，分流量の差は2,000 m³/s付近が最大となる。[1] しかし，流量が増加するにしたがい，その差は少なくなり，計画流量時には当初計画の分流量にほぼ一致する結果となった。この原因としては，分水路完成後の本川河道河床低下の影響によって，堰上流水位が図－5.12のように1.0 m～0.25 m低下し，当初の分流開始流量よりかなり多い流量とならなければ分流せず，また開始後の分流量も少ない。しかし，計画高水流量時では，表－5.5の状況変化要因に示すように，本川狭窄部の堰上げの影響によって水位低下も少なくなり，また越流係数の違い等によって，分流量はあまり減少しないものと考えられる。



図－5.12　全流量と分水堰上流地点（No.58）水位の関係



図－5.13　全流量と分流量の関係〔岩井分水路〕

表－5.4　$Q \sim Q' \sim H$ 数値表　（現況河道）

（実験平均水位値）　$Q' = 360\,(H - 32.23)^{1.83}$

流量 Q	測点 / 項目	58			分流量 Q'（平均水位より）	$H \sim Q$ 平均曲線図よりの平均水位	分流量 Q'（$H \sim Q$ 平均曲線）	当初計画（前回実験）
		64	65	66				
		L	C	R				
(m³/s)		(Y.P.m)			(m³/s)	(Y.P.m)	(m³/s)	(m³/s)
4,000	水　位	34.57	34.42	34.61	1653	34.56	1,693	1,700
	平均水位		34.53	Y.P.m				
3,500	水　位	34.28	34.28	34.26	1327	34.22	1,268	1,430
	平均水位		34.27					
3,000	水　位	33.94	33.84	33.84	890	33.86	880	1,160
	平均水位		33.87					
2,500	水　位	33.48	33.42	33.42	510	33.48	542	910
	平均水位		33.44					
2,260	水　位	33.31	33.22	33.20	367	33.29	400	775
	平均水位		33.24					
2,000	水　位	33.13	33.07	33.08	273	33.09	273	650
	平均水位		33.09					
1,500	水　位	32.69	32.66	32.66	80	32.66	77	400
	平均水位		32.67					
1,273	水　位	－	32.27	32.33	3	32.30	3	280
	平均水位		32.30					
1,000					0	－	0	140
					分流開始流量		1,240	500
					河道断面		S. 54年	S. 29年
					粗度係数		0.024	0.032

表－5.5. 状況変化要因対比表

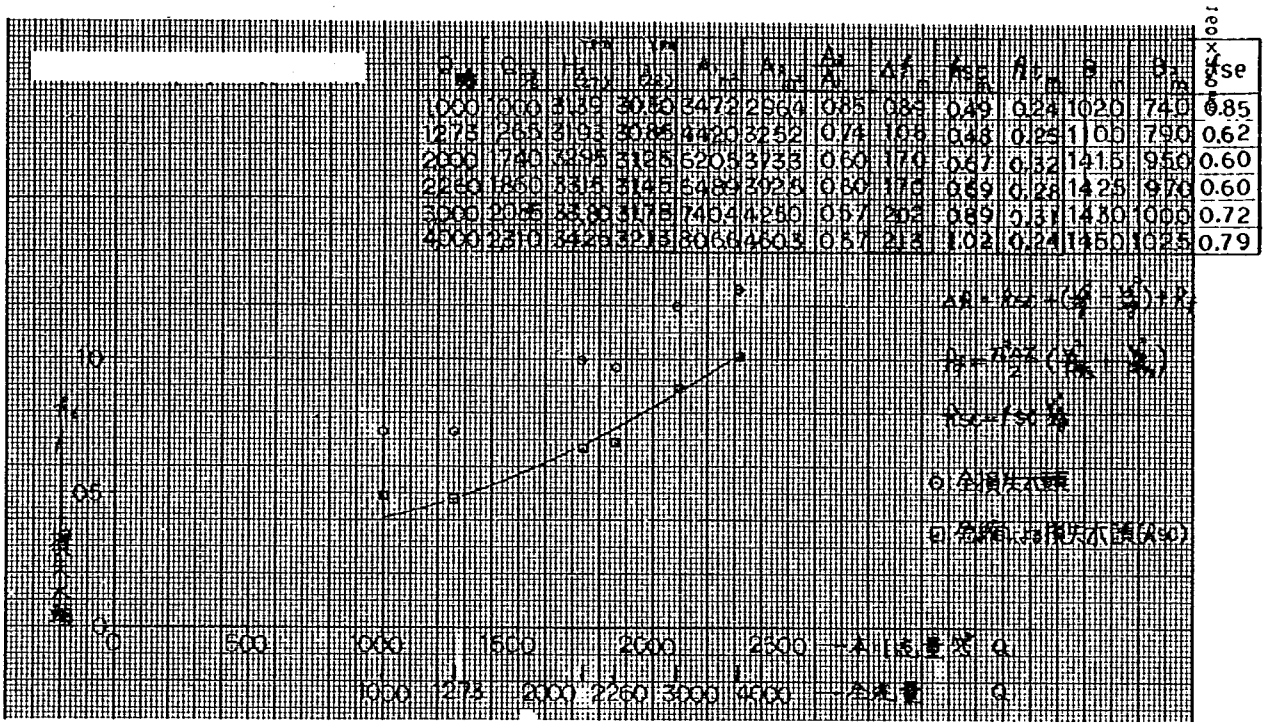
要　因	当　時	現　況	考　察
下流河床	実験は計画	低下約2 m	$H \sim Q$ の変化：下流水位は当時より1.0 m低下。$Q = 4{,}000$ m³/s に対する堰上流水位は約20 cm低下。
流頭部付近高		整正（公園化）	
水敷河床			
粗度係数	0.032	0.022～0.024	
狭窄部の河積		大きな変化なし	
越流係数（$m : H + v^2/2g$ に対し）	0.27	0.35	（現在は完全越流）
分水路幅（有効幅）	250 m（実験幅）	206～220 m（施工幅）	
分水堰高	Y.P. 32.3 m	Y.P 32.23 m	

・現在と計画時の分水路の流量比（Q_j/Q_i，j：現在，i：計画時）

$Q_j/Q_i \propto (B_j/B_i) \cdot (m_j/m_i) \cdot (H_j/H_i) = (220/250) \cdot (0.35/0.27) \cdot (2.92/3.2) = 0.99 \fallingdotseq 1.0$

5－6　狭窄部の堰上げ水位と形状ロス

本川狭窄部によって水位は堰上げられ，その区間では，大きな水位差が生ずる。狭窄部の水位差と№22断面の平均流速の関係は図－5.11のとおりである。同図より№22断面の流速を知れば狭窄部上流の水位を求めることができる。この区間では断面形が複雑に，また急激に変化し，流量によって死水域も変わる。したがって，堰上げ水位を求めるのは困難と思われるが，実験結果より急縮による損失水頭を求め図－5.14に示した。



図－5.14　渡良瀬川狭窄部の損失水頭

5－7　実験結果のまとめ

以上検証実験および現況河道の実験結果について述べたが，それら全体をまとめると次のようである。

(1)　洪水痕跡水位にほぼ一致した検証実験結果の粗度係数は，模型区間内の平均値として，n =0.024となり痕跡水位からの逆算値と一致した値となった。

(2)　現況岩井分水路の堰上流80 m地点のH～Q曲線は，ほぼ（5－1）式の関係で表わされる（図－5.5.1）。

(3)　岩井堰の越流係数は，堰幅等の違いによって当初計画実験で得られているものより，若干大きな値となる結果が得られた。

(4)　現況分水路の分流量は，以下に示すように，分流開始流量が500 m³/sから1,240 m³/sに増大し当初計画との分流量の差は，全流量2,000 m³/s付近が最大となる。しかし，計画流量時では，当初計画の分流量にほぼ一致する結果となった。

流量 Q	分流量（今回実験）	当初計画
1,000 m³/s	0 m³/s	140 m³/s
1,500	77	400
2,000	273	650
2,500	542	910
3,000	880	1,160
3,500	1,268	1,430
4,000	1,693	1,700
分流開始流量	1,240	500
河道断面	S.54年	S.29年
粗度係数	0.024	0.032

(5) この原因としては，分水路完成後の河床低下の影響によって，岩井堰上流水位も低下し，当初の分流開始流量よりかなり多い流量とならなければ分流せず，また開始後の分流量も少ない。しかし，計画流量時では本川狭窄部の堰上げの影響によって水位低下も少なくなり，また越流係数の違い等によって分流量はあまり減少しないものと考えられる。

(6) 本川狭窄部によって堰上げられる水位差は，0.9 m（Q＝1,000 m³/s，i≒1/250）～2.15 m（Q＝4,000 m³/s時，i≒1/100）になり，横断水位もNo.25断面では左岸が低く，No.22，No.20断面では反対に右岸側が低くなる。この横断水位差は最大1.0～1.5 mとなって現れる。

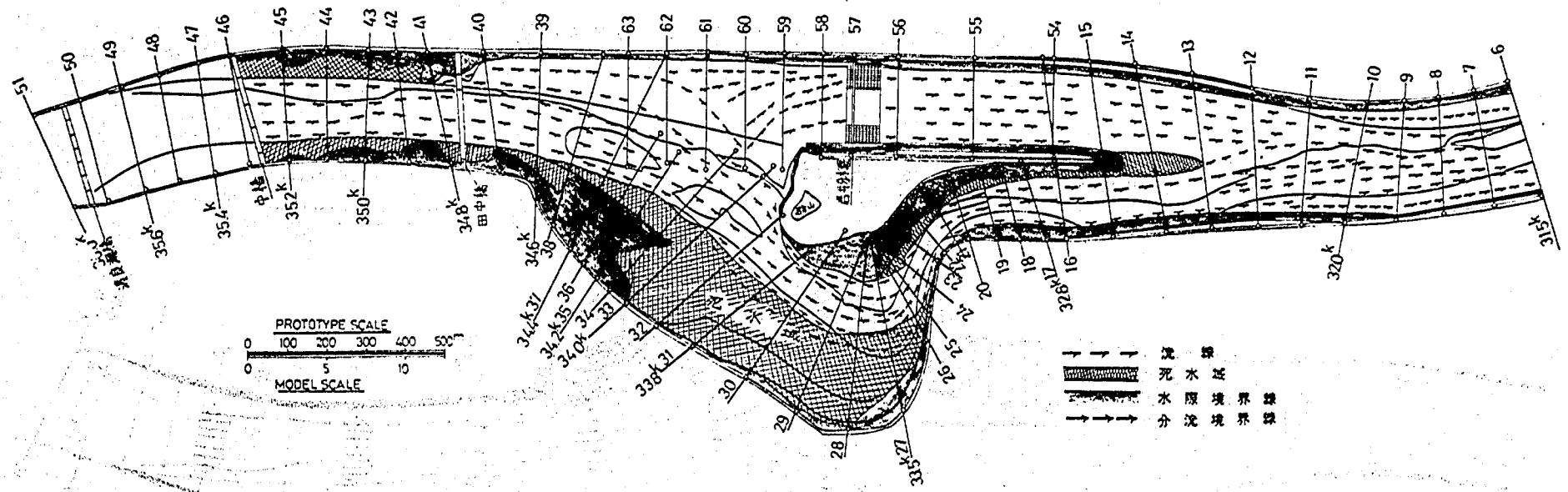
(7) 岩井堰地点水位は2.0 m程度の落差が生じ，Q＝4,000 m³/s時では堰下流側で堰高と同程度の水位となる。

(8) 洪水流は，ほぼ低水路法線に沿った流れを示すが，流量が増加すると主流は岩井山にぶつかるかたちとなり，狭窄部上流本川右岸側の死水領域がより拡大する。

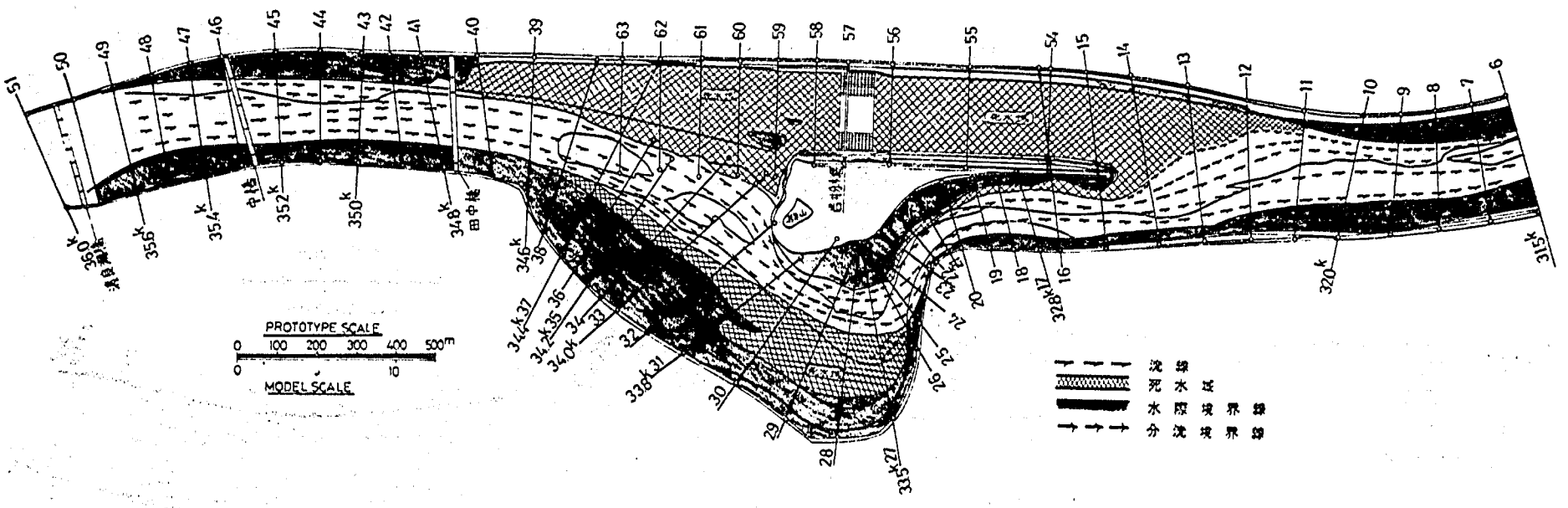
(9) 岩井堰上流No.58断面の分流後流速は，岩井山寄りの右岸側が速くなる傾向が見られ，計画分流量に近い全流量4,000 m³/s時では最大流速が4.5～4.9 m/sとなる。

(10) 本川狭窄部ではNo.22，No.20断面の右岸堤体寄りの中間層で，最高流速が発生し，Q＝2,000 m³/s時で7.8 m/s，Q＝4,000 m³/s時で8.5 m/sとなった。Q＝2,000 m³/s以上では分流量が急増するため，最大値の変化は少ない結果となっている。

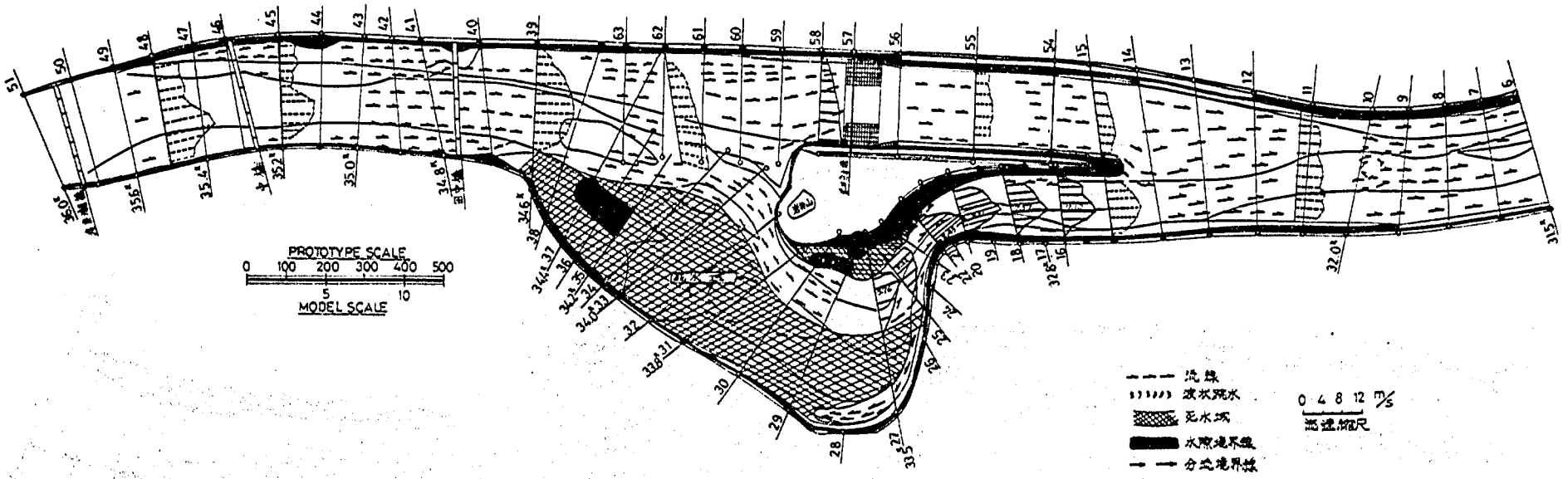
(11) 以上の結果より，現況岩井分水路は本川側河床の低下に伴い，当初より相当多い流量とならなければ分流が開始せず，また計画流量時以前の中規模洪水における分流量が減少している。このため，本川側へ流量が集中することにより，狭窄部においてかなりの高流速が発生することが明らかとなった。



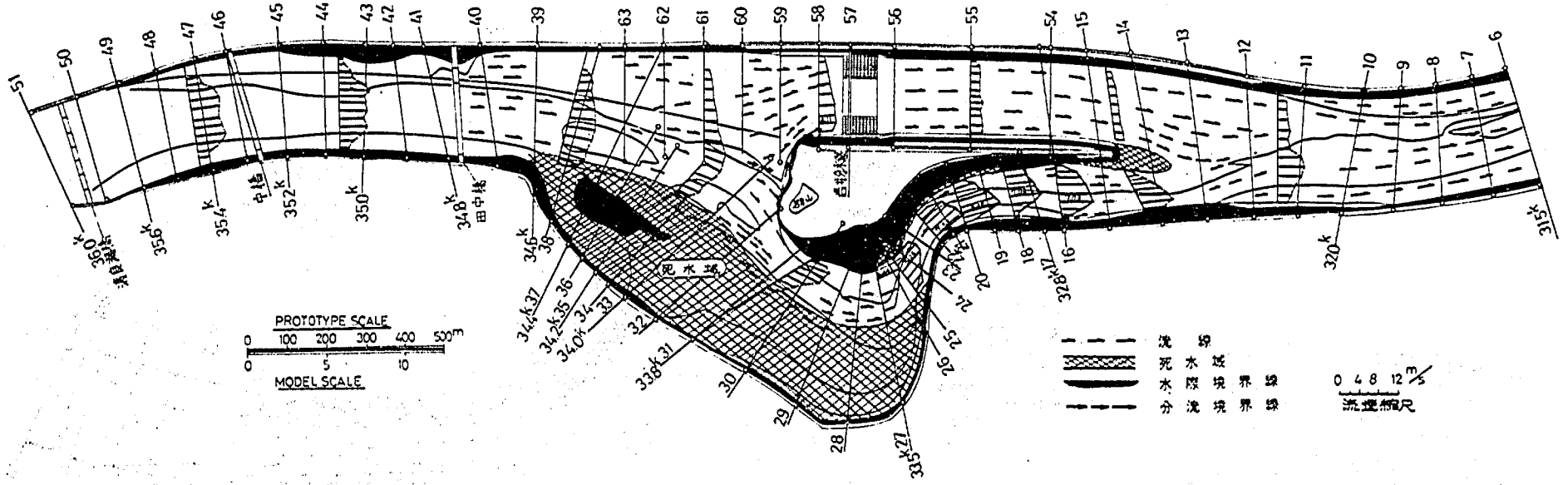
図－5.2 流 況 図 $Q = 2{,}260\ m^3/s$（実験1－1－2）



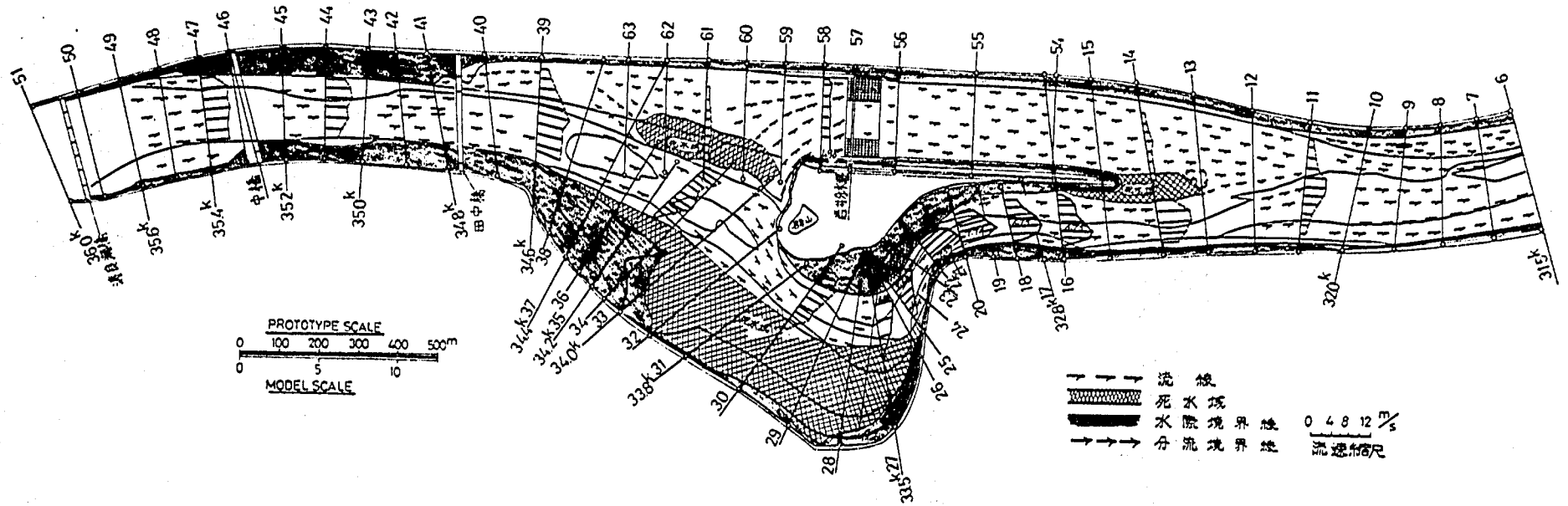
図－5.4 流 況 図 $Q = 1273\ m^3/s$（実験1－2）



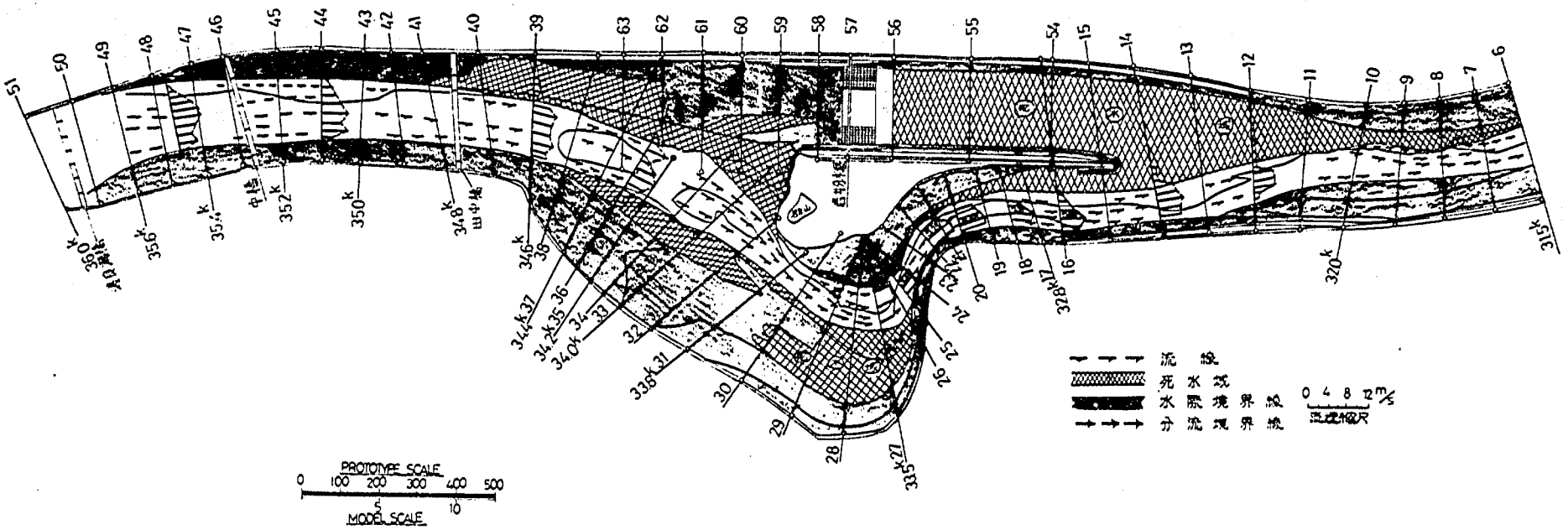
図－5.8.1　流　況　図　Q＝4,000㎥/s（実験３－１）



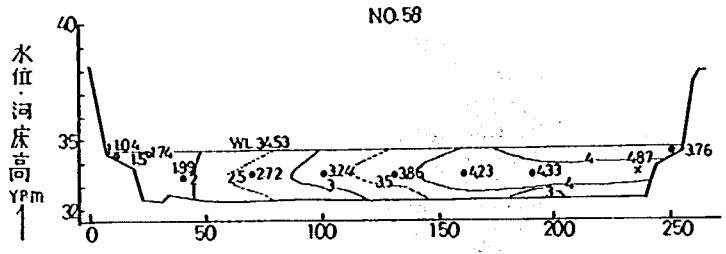
図－5.8.2　流　況　図　Q＝3000㎥/s（実験３－２）

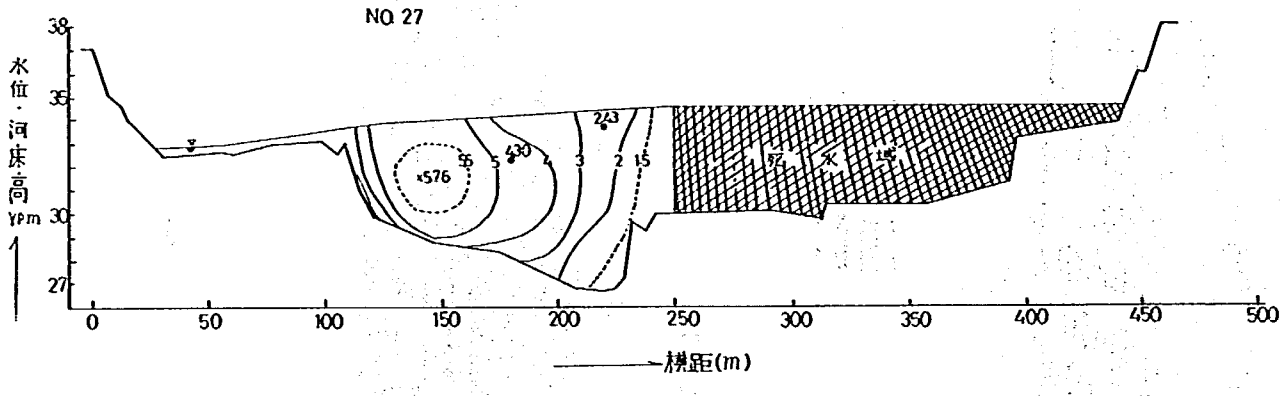


図－5.8.3 流 況 図 $Q=2{,}000\ m^3/s$（実験3－3）



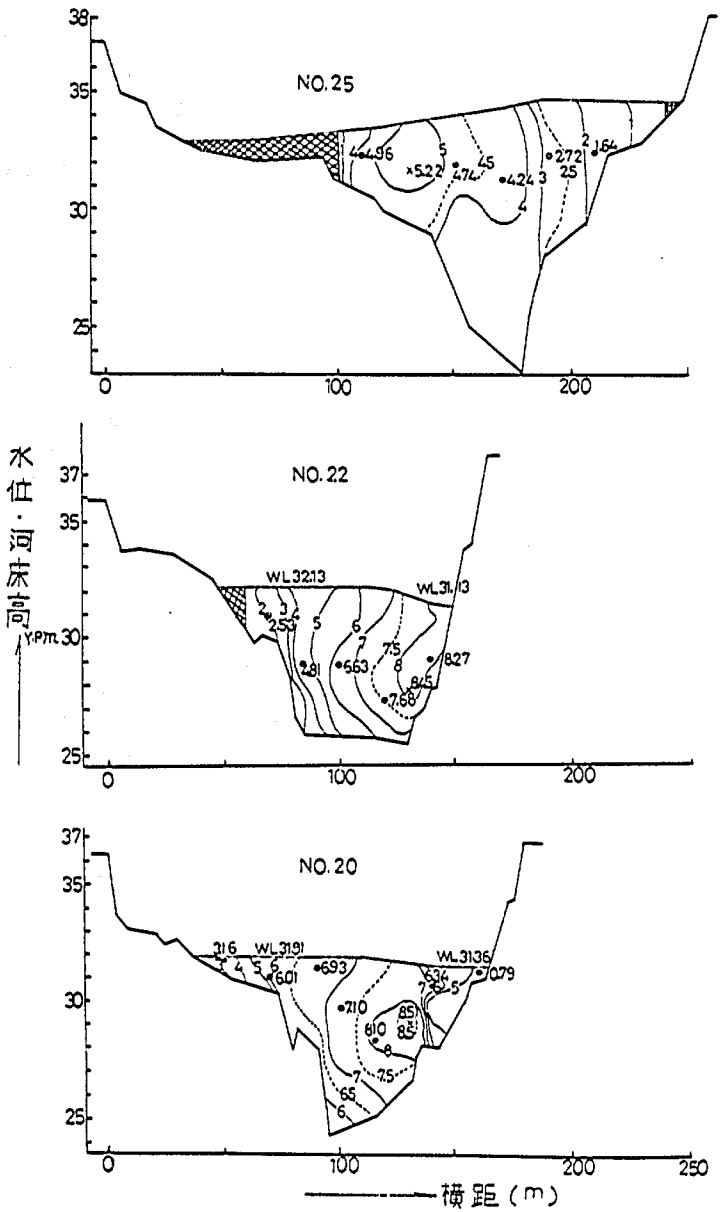
図－5.8.4 流 況 図 $Q=1000\ m^3/s$（実験3－4）





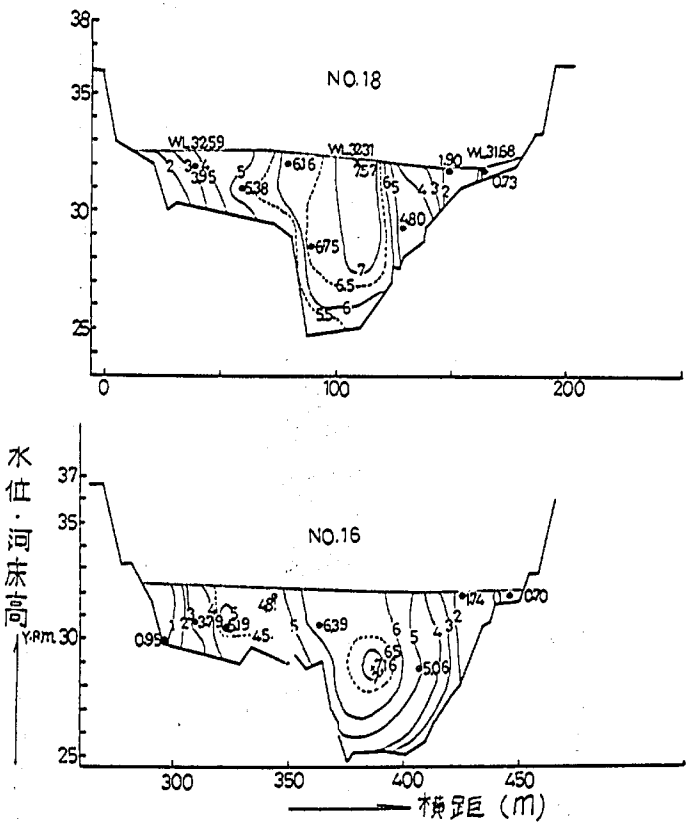
$Q=4{,}000$ m³/s（ケース３－１） 流速単位m/s

図－5.9.1(1) 等流速分布図



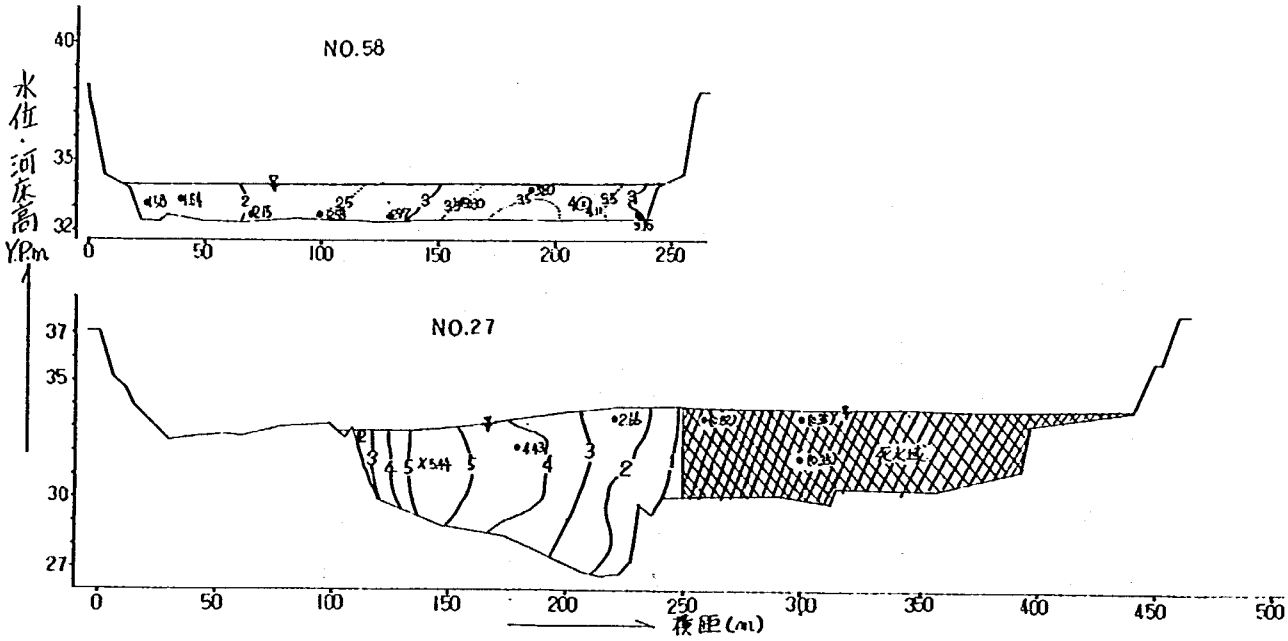
Q＝4,000㎥/s（ケース３－１） 流速単位m/s

図－5.9.1(2) 等流速分布図



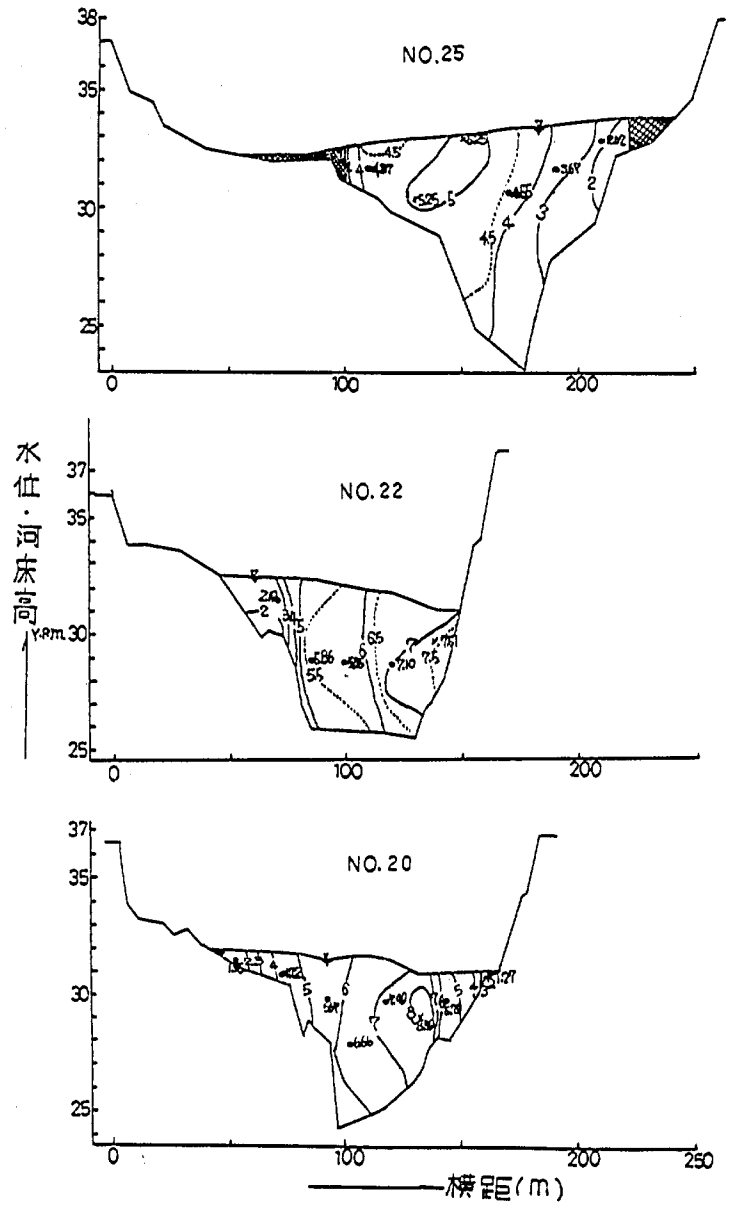
Q＝4,000㎥/s（ケース３－１） 流速単位m/s

図－5.9.1(3) 等流速分布図



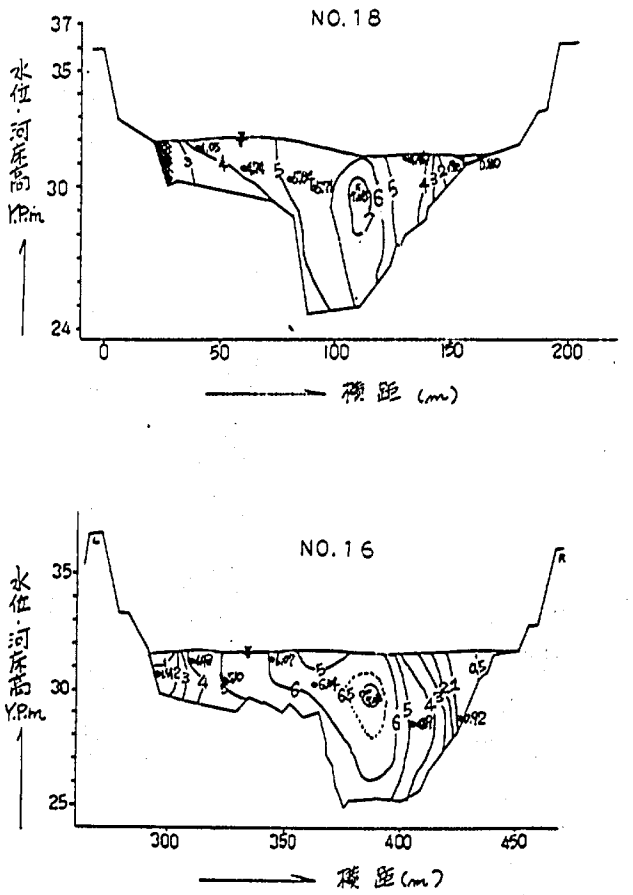
$Q = 3{,}000$ m³/s（ケース３－２）　流速単位m/s　現況河道

図－ 5. 9. 2 (1)　等流速分布図



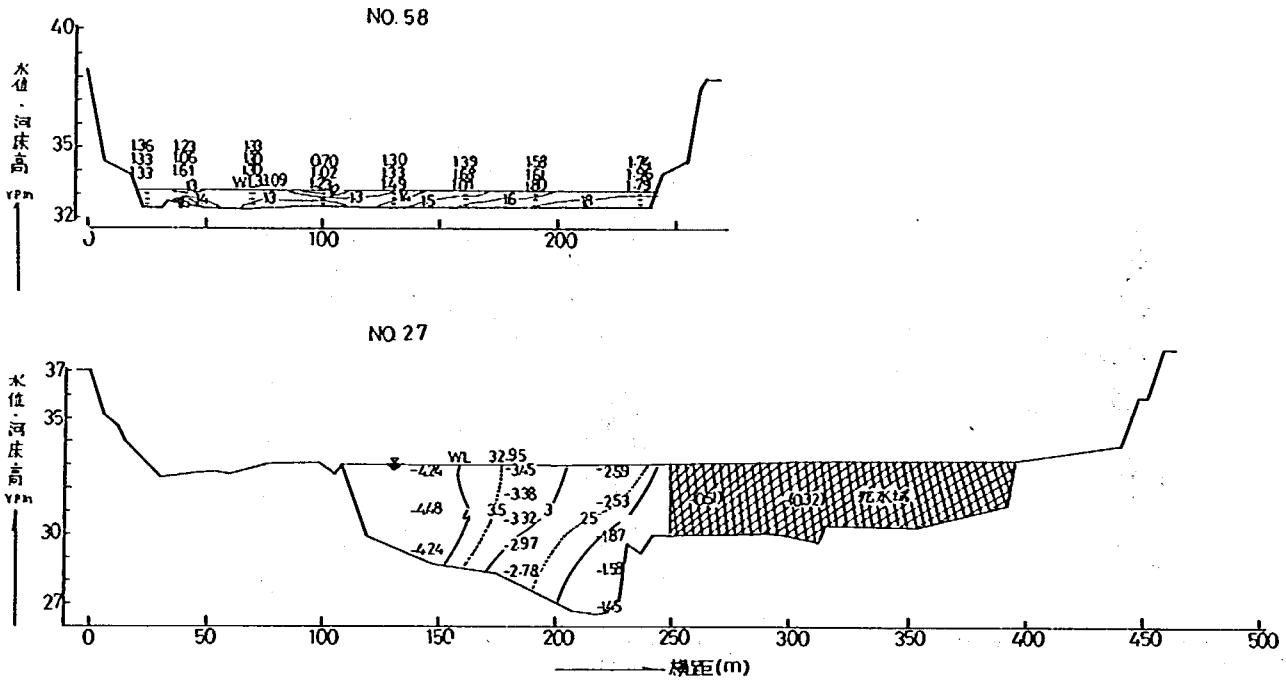
Q＝3,000 m³/s（ケース３－２） 流速単位m/s 現況河道

図－5.9.2(2) 等流速分布図



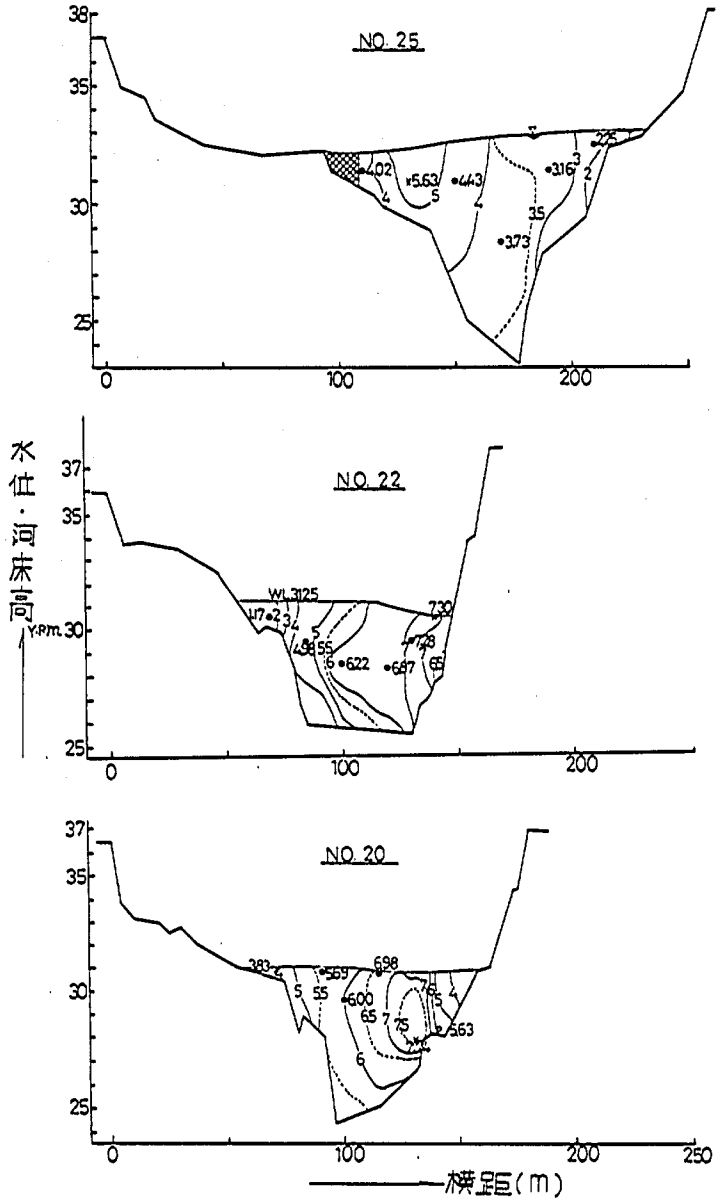
Q＝3,000 m³/s（ケース３－２） 流速単位m/s 現況河道

図－5.9.2(3) 等流速分布図



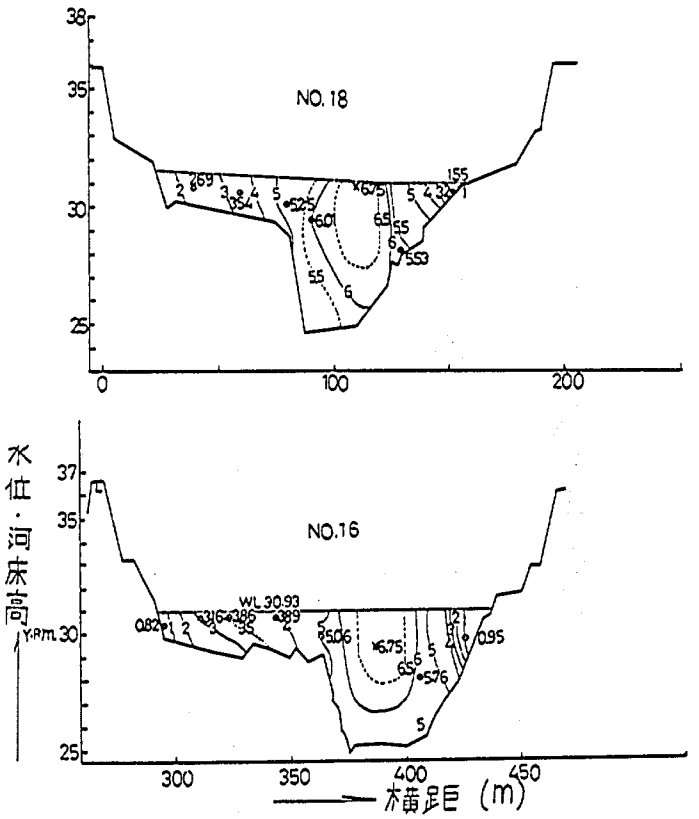
$Q = 2{,}000$ m³/s（ケース３－３） 流速単位m/s

図－ 5. 9. 3 (1) 等流速分布図



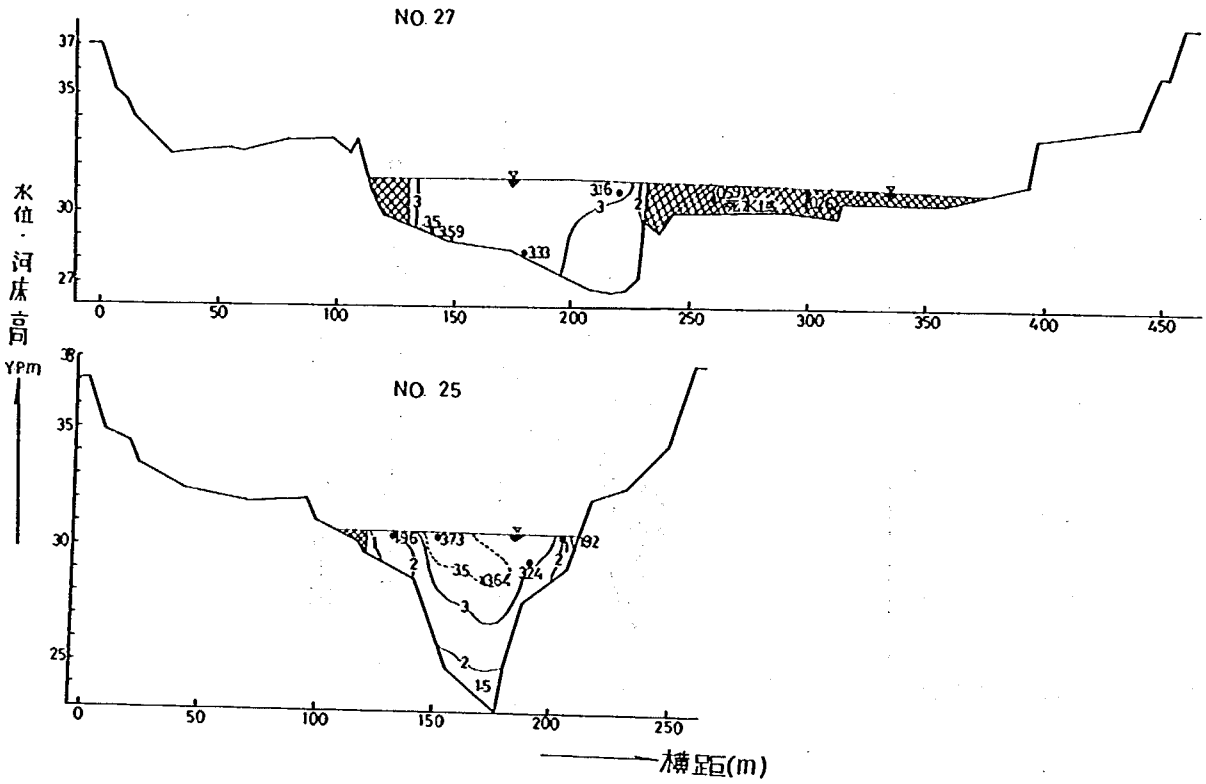
Q＝2,000 m³/s（ケース３－３） 流速単位m/s

図－5.9.3(2) 等流速分布図



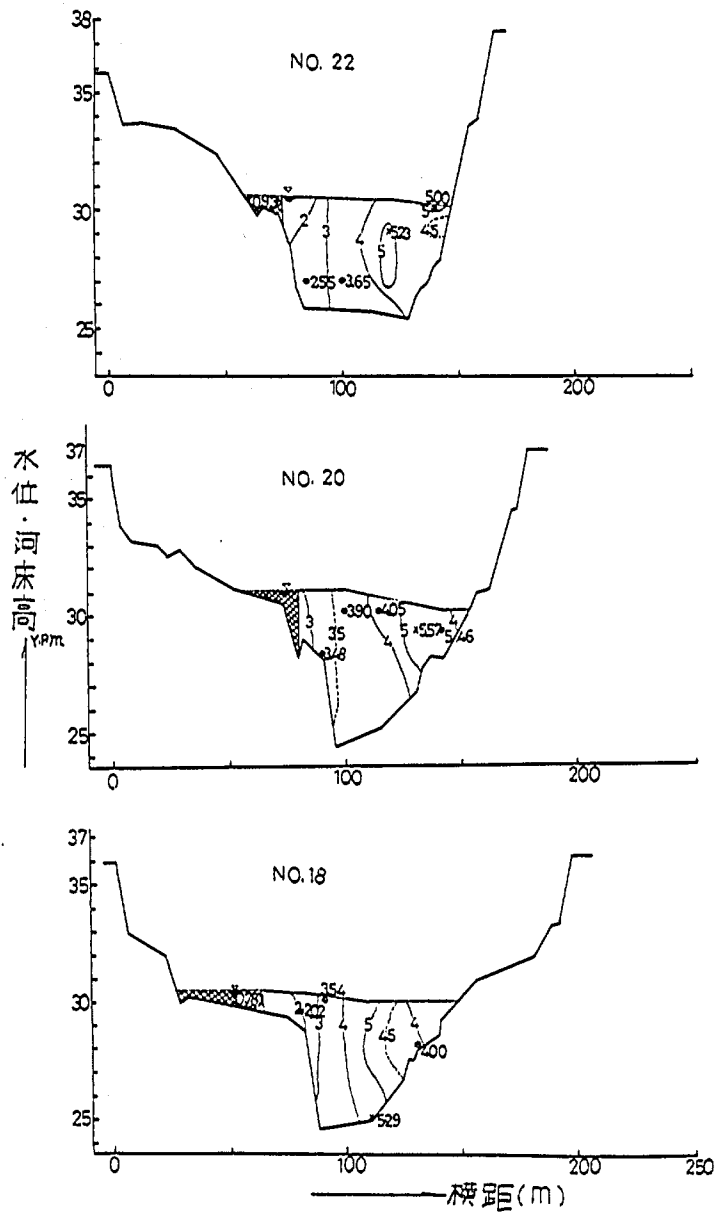
Q＝2,000 m³/s（ケース３－３） 流速単位m/s

図－5.9.3(3) 等流速分布図



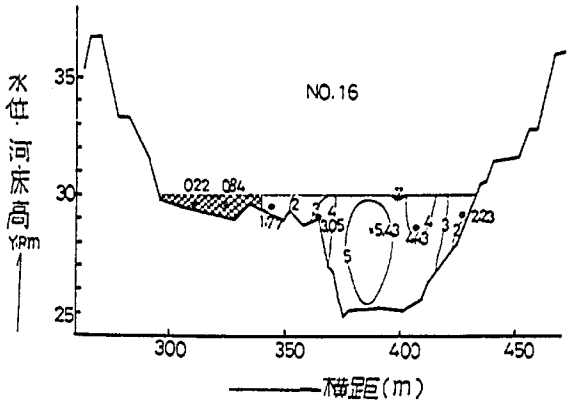
$Q = 1{,}000$ m³/s（ケース３－４）　流速単位m/s

図－5.9.4(1) 等流速分布図



Q＝1,000 m³/s（ケース３－４） 流速単位m/s.

図－5. 9. 4(2) 等流速分布図



Q＝1,000 m³/s（ケース３－４） 流速単位m/s

図－5. 9. 4(3) 等流速分布図

第6章　本川水衝部の緩和および分流機能回復法各案の効果と水理的諸問題

第6章　本川水衝部の緩和および分流機能回復法各案の効果と水理的諸問題

6－1　概　　要

本川側急曲狭窄部の高流速軽減策，および現況分水路の分流機能回復法について，実験概要に述べたような各案での検討を行った。このうち実験による検討の結果，効果のあまり得られなかったものや，他に問題点等が多かった各案の詳細は資料編として巻末の（付）第11章に掲載し，ここではその概略の結果と問題点について以下に述べる。

6－2　下流水位堰上げ案について

本川狭窄部の高流速対策として，その下流側に床止め工等を設置して水位を堰上げる案が考えられる。そこで仮りに下流水位を高くした場合の流速軽減効果，および分流量の変化等の概略を把握した検討を行った（実験－4）。この結果は，狭窄部下流では堰上げ水位分の水位上昇となって，狭窄部の水位差，および流速が軽減される。しかしながら，狭窄部下流における床止め工方式での水位堰上げは，河床高をかなり高くしなければその効果は得られず，計画河床高との関連からも，現実的ではない結果であった。

6－3　本川狭窄部河道整正案について

本川岩井山側の低水路を拡幅し，反対右岸側に高流速対策，および堤体保護等を目的とした水制を配置して，狭窄部の流速を軽減しようとするものである（実験－5～6）。なお，河道整正案法線は死水領域の生じない法線形に設定した検討を行った。この結果は河道整正によって，狭窄部の水位差は約1.0 m（Q＝4,000 ㎥/s時，現況は2.15 m）となり，横断方向の水位差も著しく減少する。しかし，河道整正による河積の増大と狭窄部の堰上げ水位の減少によって，分水路への分流量はQ＝4,000 ㎥/sに対し約1,268 ㎥/s（現況1,693 ㎥/s）に低下して，計画分流にはかなり不足する結果となった。このため分流開始流量も反対に約1,320 ㎥/s（現況1,240 ㎥/s）に上昇した。ただし狭窄部付近の流速は，本川側の流量増加にもかかわらず，河道整正による流れの分散効果によって，最大流速はQ＝4,000 ㎥/s 時で Vmax≒6.93 m/s（現況 Vmax≒8.51 m/s）に減少する結果が得られた。

いっぽう，岩井山分流点の流れは，流量の増大とともに主流が直進することによって，より岩井山にぶつかるかたちとなる。この岩井山流頭部は浸食された形状となっており，この部分を放物線状の平面形に対策することによる水理量変化とその効果も検討した。しかしながら，岩井山流頭処理による分流量の増加と本川河道整正部の高流速軽減効果は少なく，この対策は効果的でないことが明らかとなった。

6－4　岩井分水路掘削案

本川狭窄部の河道整正によって，狭窄部付近の高流速はある程度軽減されることが明らかとなった。し

かし河道整正による河積の増大と堰上げ水位の低下によって，分流量もかなり減少する。したがって，ここでは本川側を河道整正最良案とし，分水路を掘削して分流開始流量を小さくするとともに計画分流可能な掘削断面形を得る検討を行った（実験－７）。この実験結果は，分水路内の一部を掘削した場合，この掘削による水位低下によって，実質の流水断面積の増加とはならず，掘削断面形をかなり大きくしなければ計画分流が可能な状態とはならなかった。この計画分流可能な掘削断面形は分水堰地点で掘削幅76m，掘削河床高Y.P28.7m（現況分水堰高Y.P 32.23m）であり，このときの分流開始流量は約110 m³/s となる結果が得られた。しかしながら，この分水路掘削案では，分水堰および本川狭窄部上流の水位低下が大きいため，分水路流頭部付近の河床も洪水によってすぐ低下し，分流量も変化してしまう可能性が大きい。また，このときの本川側狭窄部の最大流速は，河道整正のみに比して若干軽減された程度で大きな効果は得られなかった。

以上のように，分水路の一部掘削案での問題点も多く，掘削による場合は，分水路全幅を広くかつ浅く掘り下げる方法が効果的と考えられる。

6－5　狭窄部床止め工案

分水路掘削によって，計画分流が可能であっても，流頭部付近の水位低下による悪影響が多いことが明らかとなった。ここでは現況分水路のままで本川側を河道整正案形状とし，狭窄部付近河床を床止め工方式で高くするとともに，湾曲流による流れの集中，および河床低下を防ぎ，その堰上げ効果によって分流機能を高める案の検討を行った（実験－８，９）。この実験結果は，狭窄部付近へ床止め工を計画河床高に設置することによって，分流量を増加させることが可能であり，計画分流可能な床止め工位置は断面№22下流12m付近であった。また狭窄部付近の最大流速は，床止め工越流部右岸に発生し，約6.5 m/s前後の値であった。

以上の結果より，河道整正によって局所的な高流速をおさえ，さらに狭窄部付近へ床止め工を設置することによって，現況分水路のままで計画分流が可能であり，また，最大流速も現況に比してかなり軽減される。このような河床の固定によって，将来の河床低下による分流機能の低下の問題もなくなるが，床止め工の維持，左右岸の護岸や堤体の保護，および床止め工設置による局所洗掘対策等，解決すべき問題点も多い。

6－6　河道引き延ばし案について

この検討は，本川狭窄部の高流速対策として，狭窄部上流低水路を大きく迂回させ，水衝部の位置を変えるとともに，狭窄部への流れの集中を緩和させようとしたものである。また流路延長に伴う水位堰上げの効果により分流機能回復を試みた（実験－10）。この実験結果は，狭窄部上流岩井山側の最短距離を走る流れがきわめて強く，流れを大きく迂回させることは困難であった。したがって，狭窄部の高流速軽減効果も少なく，流況としてもよい状況ではなく，河道引き延ばし案の効果はあまり得られなかった。

第７章　狭窄部上流床止め工案の検討

第７章　狭窄部上流床止め工案の検討

７－１　概　　要

本川狭窄部の高流速軽減策，および分流機能回復法の各案の検討のうち，問題点の残るものや，効果のあまり得られなかった概略の結果を第６章に述べた。

ここでは，狭窄部上流側の岩井山流頭部に近い位置に床止め工を設置して，堤体や護岸等への影響を少なくするとともに，狭窄部河道整正と水制の配置によって，分流機能回復と狭窄部の流速軽減効果を把握した検討を以下に行った。

実験は，予備検討の後，表－7.1の実験条件一覧表に示すような床止め工３基案（Ａ案），および床止め工２基案（Ｂ案）について，将来下流水位がさらに低下した場合を想定したときの分流量変化等も含めた検討を行った。

表－7.1　実験条件一覧表

実験ケース		目的	実験条件 流量	下流水位	河道	摘要
				Y.P		
11	1－1	狭窄部上流床止め	1,000 m³/s	28.88 m	本川河道整正	・No.31～33地点に床止め工 3基設置
	1－2	工Ａ案実験（3基）	2,000	30.30	分水路現況	・床止め工位置，高さ等の予備実験行う
	1－3		3,000	31.04		・分流開始流量，中間流量の分流量把握
	1－4		4,000	31.68		
	2－1	〃	2,000	30.76	〃	・下流水位設定点をNo.8よりNo.14に変更
	2－2	下流水位低下実験	4,000	32.57		・分流開始流量，中間流量の分流量把握
12	1－1	狭窄部上流床止め	2,000	30.30	〃	・河道整正法線形をＡ案より張り出す
	1－2	工Ｂ案実験（2基）	4,000	31.68		・分流開始流量，中間流量の分流量把握
	2－1	〃	2,000	30.79	〃	・下流水位設定点をNo.8よりNo.14に変更
	2－2	下流水位低下実験	4,000	32.55		・分流開始流量，中間流量の分流量把握

７－２　床止め工および水制配置に関する予備的検討

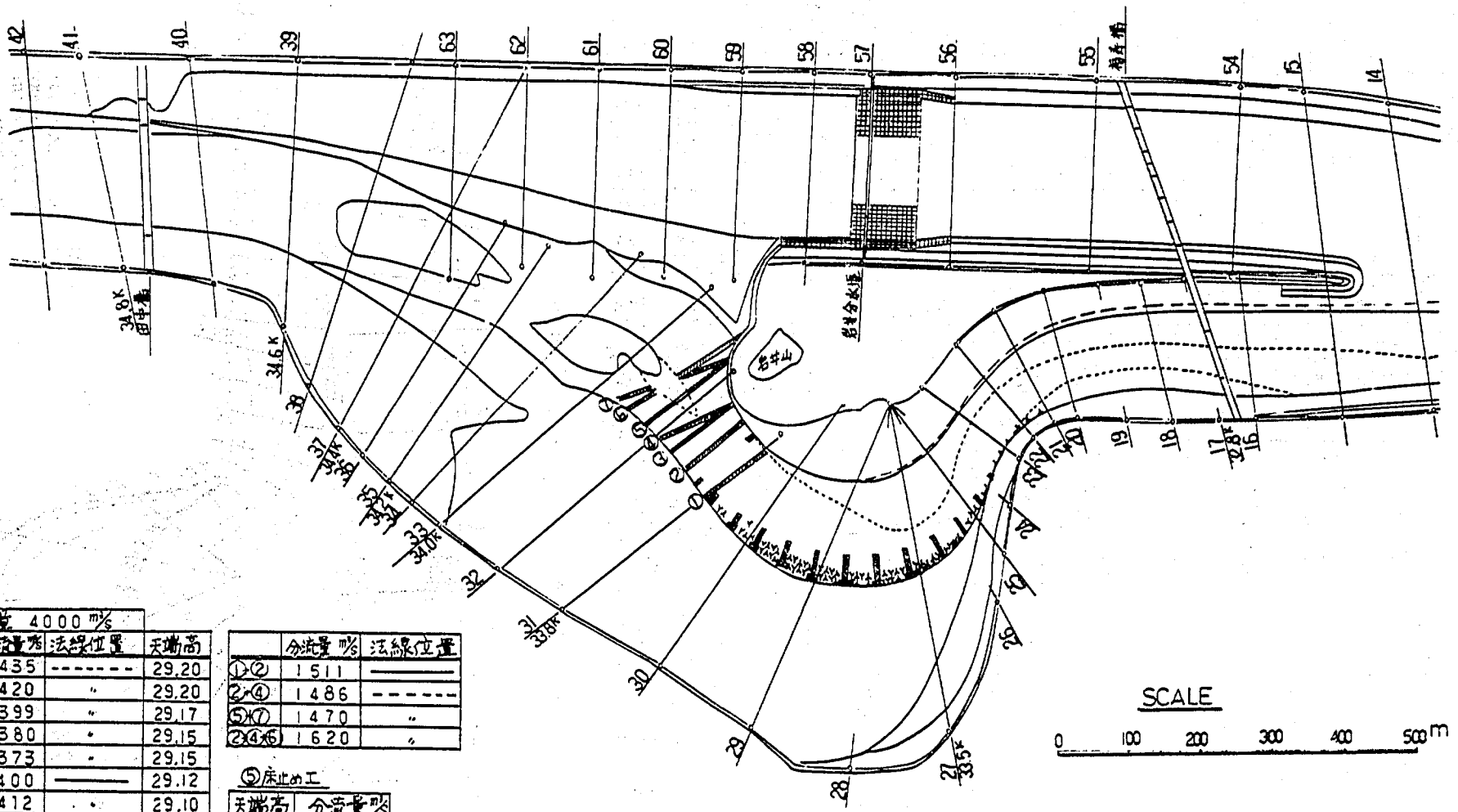
本実験は，本川河道整正最良案の河道形状に，図－7.1の床止め工上流案概要平面図に示すような水制を配置し，床止め工を断面No.31～33の間で各々７箇所に設置し，それぞれの分流量を把握するとともに，床止め工位置や高さによる分流効果についての予備検討を行った。水制の天端高は計画高水敷高より

－1.0 mに，床止め工の天端高は断面No 24～No 33の計画河床高を図－7.2のように，一部変更した縦断形の計画低水路河床高に天端高を主として設定した。なお，水制，床止め工は，設置位置あるいは天端高を容易に変更できる構造とし，水制は蛇籠形，床止め工は20㎜厚合板で製作したものを設置して検討した。

この実験結果は，図－7.1の中に示す通り，計画低水路高の床止め工1基案では，どの位置に設置しても計画分流量1,700 ㎥/sを満足する結果は得られず，1,700 ㎥/sを300 ㎥/s余り下廻る1,400 ㎥/s 前後であった。分流量は，下流側（No 31）よりも上流側（No 32.5）に設置した方が若干増加する傾向を示す。また，床止め工の天端高を図－7.1の⑤地点で計画低水路高より1.0 m高くすると1,464 ㎥/sと約60㎥/s分流量が増加する。

しかし，さらに1.0 m高くした場合，増加量は少なく1,500 ㎥/sの分流量であった。このように，床止め工1基のみでは，いままで死水域であった床止め工右岸の高水敷側へ迂回する流れが生じることによって，床止め工の敷高を高くしても水位の堰上げ効果は少なく，計画分流させることは期待できない結果が得られた。したがって，計画低水路高の床止め工1基によって計画分流量を得るためには，下流側狭窄部の法線形を現況河道に近づけて狭窄部の河積縮少による堰上げを得なければ1,700 ㎥/sに達しないことが判明した。そこで，床止め工を計画低水路高に2基，および3基設置した場合の分流効果について調べた。床止め工は分流量がより多くなることを目標に設置位置を種々変えて行った。さらに流況等を考慮して水制の配置も試行錯誤的に検討した。その結果，図－7.1に示す如く，床止め工2基の場合が①+②で1,511 ㎥/s，②+④で1,486 ㎥/s，⑤+⑦で1,470 ㎥/sとなり分流量は多少増加したが，計画分流量には達しなかった。次に床止め工3基を②，④，⑥の位置に設置すると分流量は1,620 ㎥/sまで増加したが，やはり所定の分流量とはならなかった。そこで，分流効果の大きい3基案として，床止め工の位置や配置を分流量とともに流況等も考慮して図－7.3に示すA案に設置し，同様，狭窄部左岸河道整正法線形も流況を考慮しながら移動して計画分流量が得られる位置に設置した検討を行うことにした。

いっぽう，水制に関しては，狭窄部上流の左岸側5基と右岸側の6基については影響がないものと考えられたため撤去した。下流右岸側のNo 22～24の間の水制については，跳水現象を消すために2基から6基に増設し徐々に天端高を下げて設置した。



流量 4000 m³/s

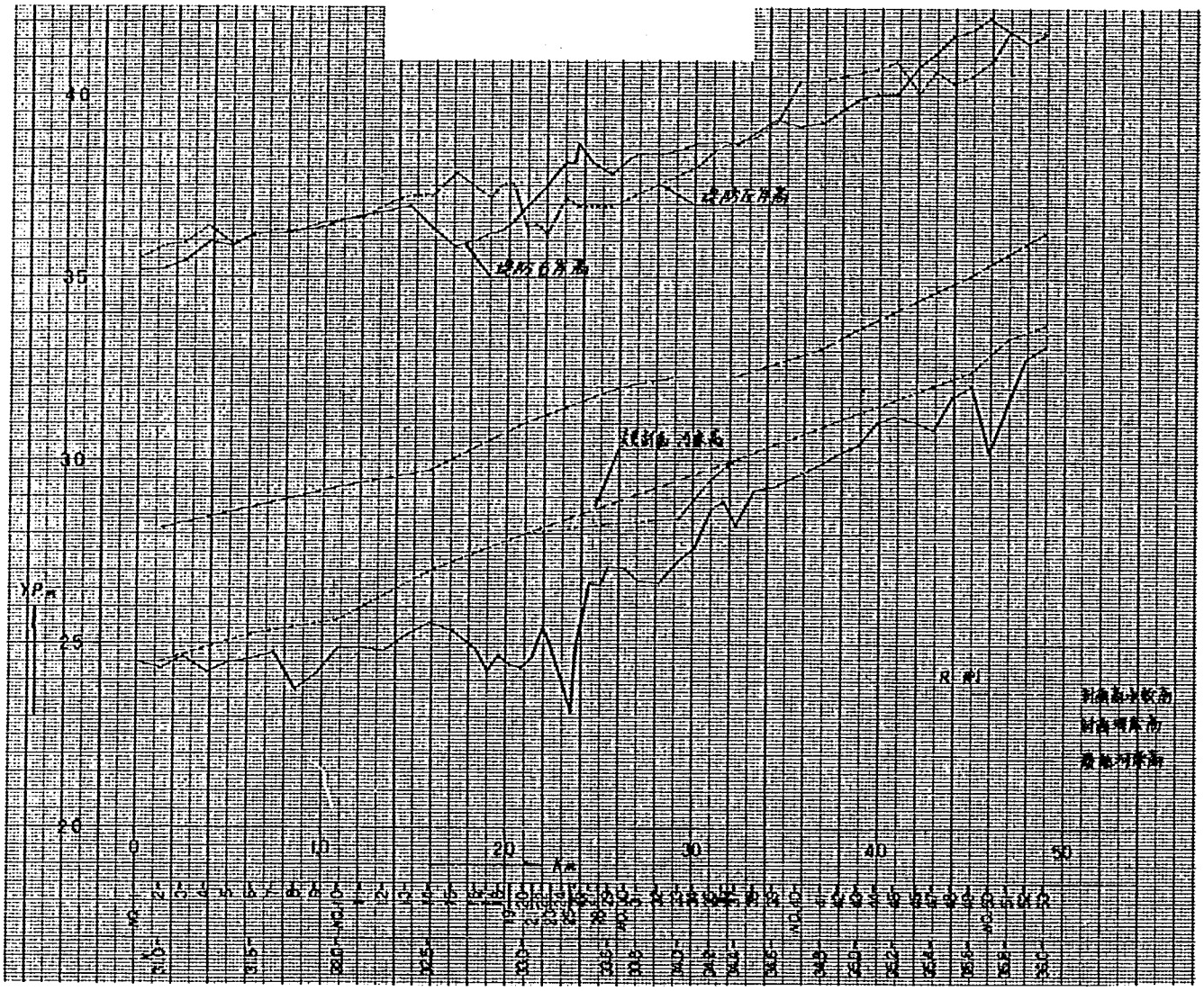
床止め工	分流量 m³/s	法線位置	天端高
⑦	1435	-------	29.20
⑥	1420	〃	29.20
⑤	1399	〃	29.17
④	1380	〃	29.15
③	1373	〃	29.15
②	1400	———	29.12
①	1412	〃	29.10

	分流量 m³/s	法線位置
①②③	1511	———
②③④	1486	-------
⑤⑥⑦	1470	〃
②④⑥	1620	〃

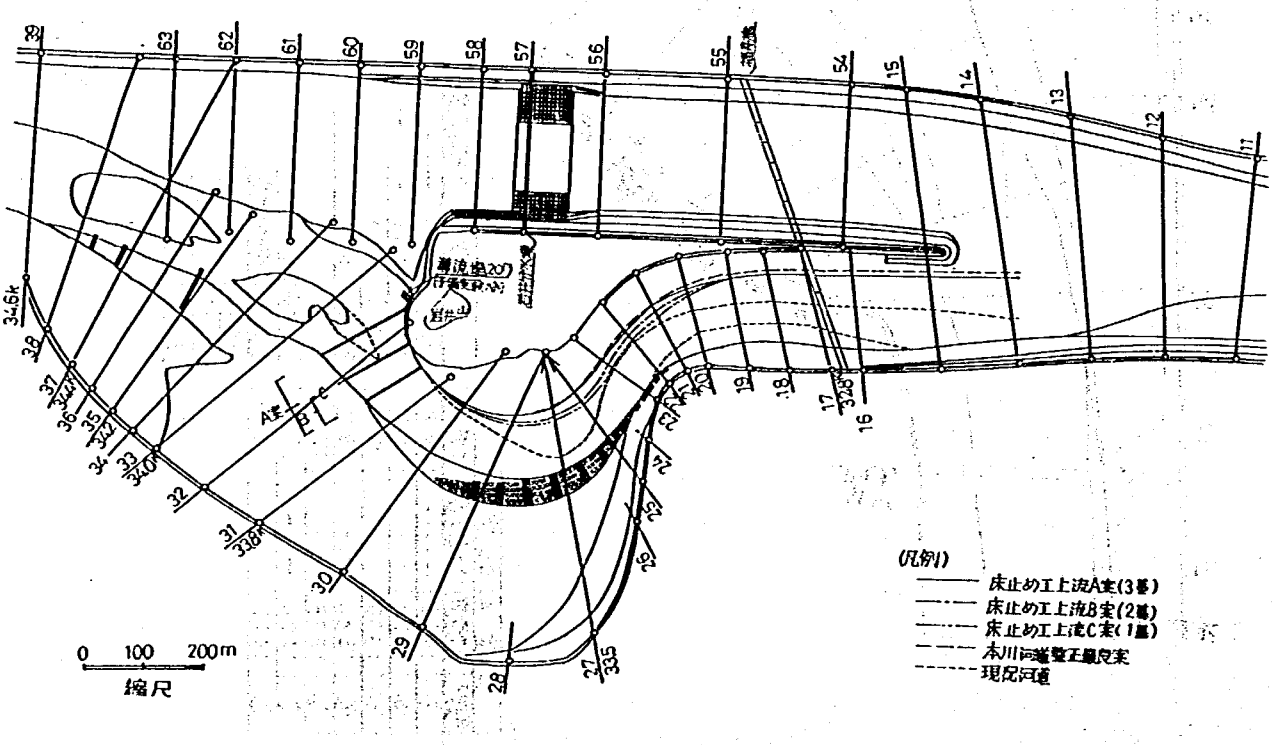
⑤床止め工

天端高	分流量 m³/s
29.17	1399
30.17	1464
31.17	1500

図－7.1　床止め工上流案概要平面図（予備実験）



図－7.2　岩井地区本川縦断面図



図－7.3　河道改修概要平面図

7－3　床止め工　A案実験（床止め工3基設置）

予備実験の結果から，狭窄部上流の床止め工案のみでは計画分流量は得られないことが明らかとなった。したがって，ここでは床止め工を分流効果の大きい3基案とし，狭窄部の左岸河道整正法線形位置を前進させることによる堰上げ効果との併用案によって，計画分流させた場合の水理的検討を行った。

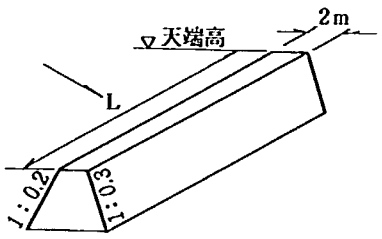
床止め工位置は図－7.3に示すように，No.31.5，No.31.8，No.32.3付近に方向を流況に合せて設置し，水制は狭窄部上流右岸側No.22～No.29にかけて13基を設置した。いずれもモルタルで製作，設置し，水制間には捨ブロックとして6号砕石を，先端付近は5号砕石を敷いた。なお床止め工の形状は，表－7.2～7.3に示すように，天端幅2m，上流側勾配1：0.2，下流側勾配1：0.3，天端高は各々計画低水路河床高に設置した。

河道法線の修正は，本川河道整正最良案形よりやゝ張り出す形状となり，これに伴ない狭窄部下流左岸側計画低水路法線形を前進させた。

表－7.2　床止め工の形状

断面No	計画低水敷高	床止め工天端高	L(m)
	(Y.P.m)	(Y.P.m)	
No.33	29.25		
		(I) 29.20	159
No.32	29.15		
		(II) 29.15	116
		(III) 29.12	100
No.31	29.10		

床止め工の形状



表－7.3　水制天端高一覧表

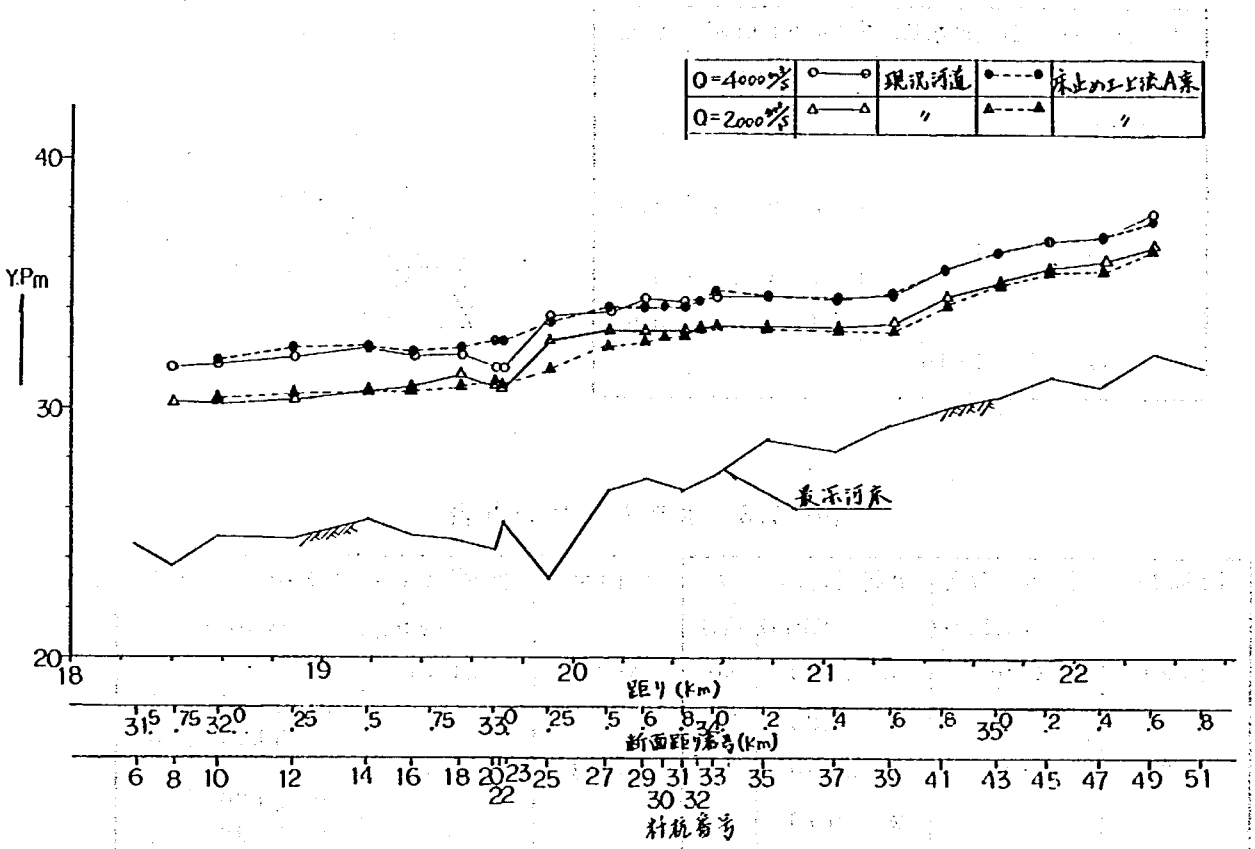
断面No	計画高水敷高	水制天端高	L	断面No	計画高水敷高	水制天端高	L
	(Y.P.m)	(Y.P.m)	(m)		(Y.P.m)	(Y.P.m)	(m)
No.29	31.90	① 30.90	30	No.24	31.40		
		② 30.85	35			⑨ 30.35	6
						⑩ 30.00	5
No.28	31.80	③ 30.80	42	No.23	31.30		
		④ 30.70	40			⑪ 29.70	5
						⑫ 29.35	5
No.27	31.70			No.22	31.20		
		⑤ 30.65	35			⑬ 29.00	5
No.26	31.60			No.21	31.10		
		⑥ 30.55	30				
No.25	31.50			No.20	31.00		
		⑦ 30.45	20				
No.24	31.40	⑧ 30.40	12				

以上に示す河道形状の基で4,000 m³/sを予備通水した結果，分流量は1,666 m³/sとなり，ほぼ予定の分流量が得られた。

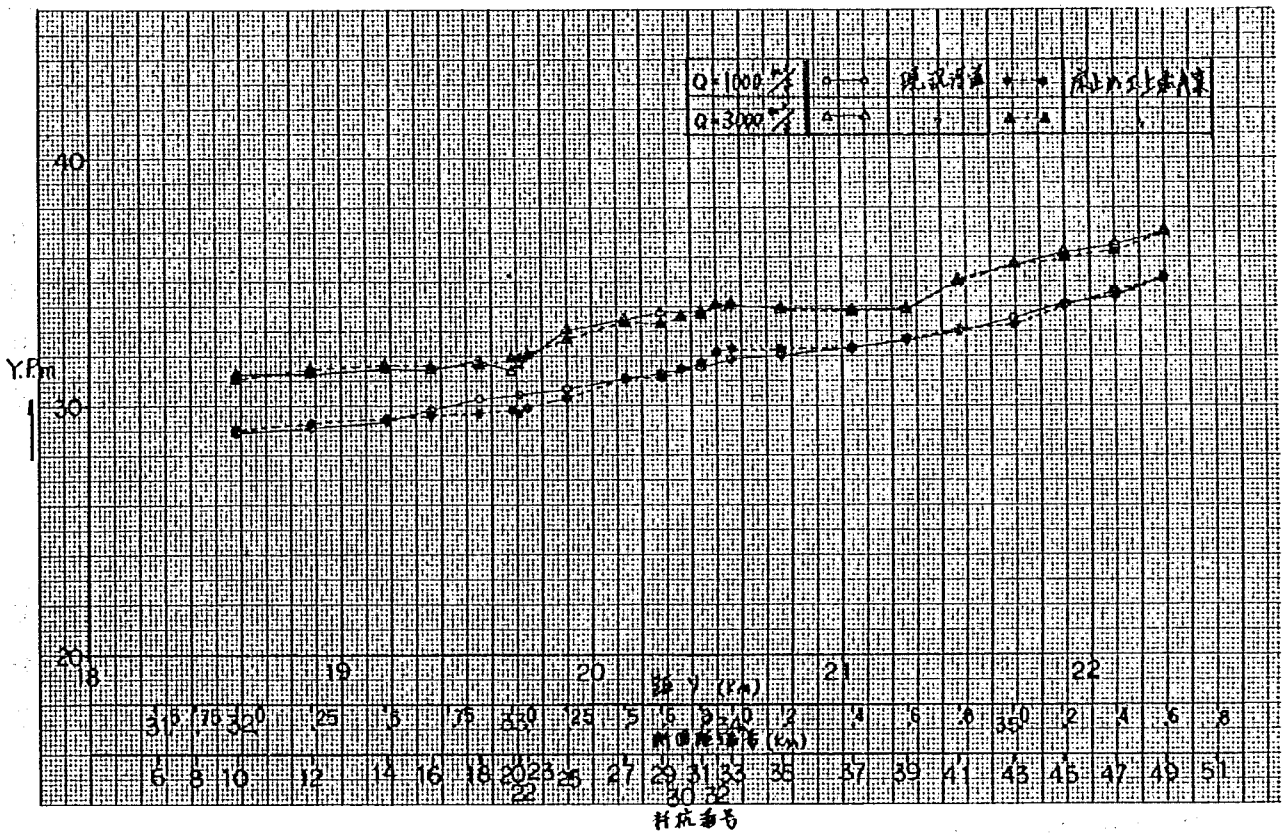
7－3－1　水位について

各流量の本川水位縦断比較図を図－7.4.1～7.4.2，分水路側縦断比較図を図－7.5に示した。

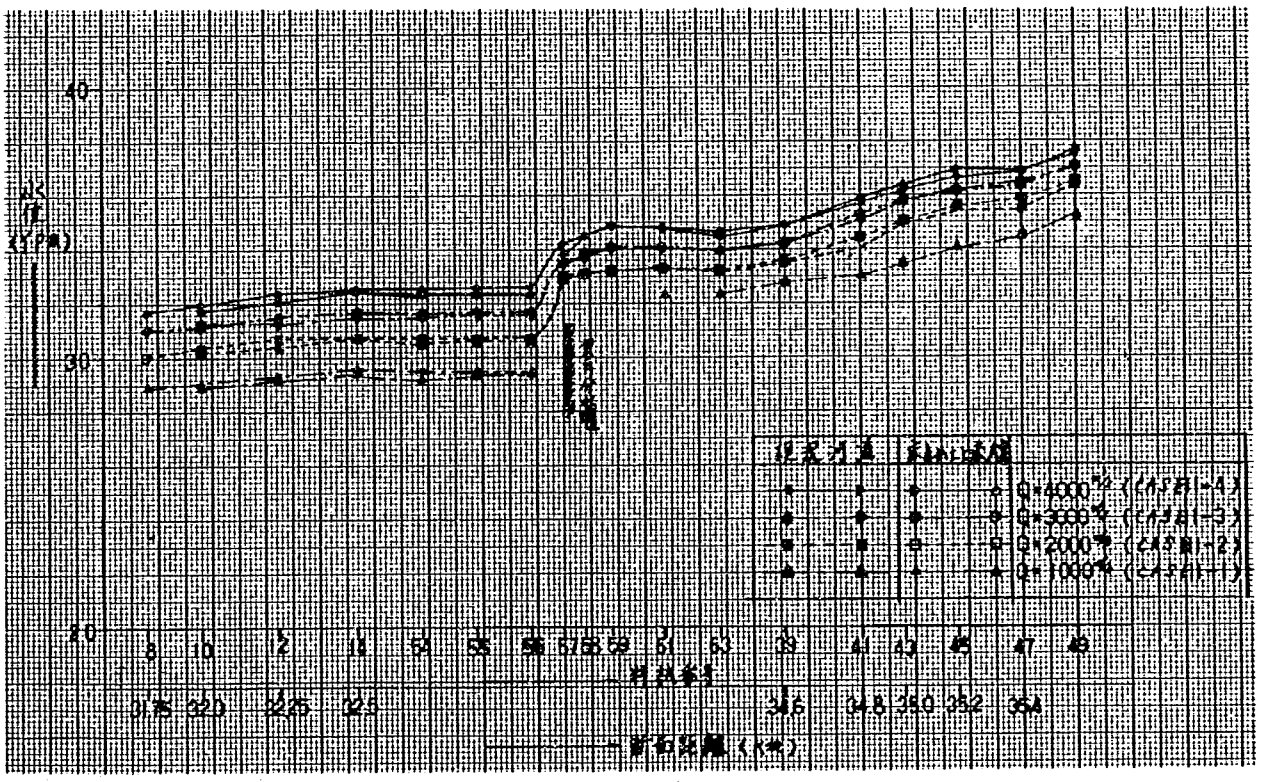
床止め工の狭窄部上流設置に伴う堰上げ効果による水位上昇によって，分水路流頭部付近では現況時の水位とほぼ同一となり，狭窄部付近の急激な水位縦断変化も解消されている。ただし，床止め工下流からの狭窄部間では流量が小さくなると河道整正の影響によって，現況水位より低下する傾向となっている。床止め工地点では，各流量とも約50 cmの水位堰上げとなっており，流量の増大につれて床止め工の右岸側高水敷上の今まで死水領域であった所へ迂回する流れが河道整正案のみや現況河道に比して多いように見受けられる。横断方向の水位差は，前回までの実験同様No.31～No.25断面では右岸側が高く，No.22～20断面では左岸側が高くなる現象を示している。Q＝4,000 m³/s時のNo.27，22，20断面での水位差は約0.60 mの差が生じている。とくにNo.22，20断面については右岸側が剥離していることによる影響が大きいと思われる。



図－7.4.1　水位縦断比較図



図－7.4.2　水位縦断比較図



図－7.5　分水路側水位縦断比較図　床止め工上流A案（3基）

7－3－2　流況について

実験によって得た$Q=1{,}000$ ㎥/sの4種類の流況図を図－7.6.1～7.6.4に示す。これらの各流量時の状況の概略を以下に述べる。

(1)　$Q=1{,}000$ ㎥/s時の流況

ほぼ低水路内を流下しているが，床止め工を狭窄部上流に設置したことによる堰上げ効果によって，右岸の高水敷側に迂回する流れが若干生じている。この床止め工の堰上げによってわずかながら分水堰を越流しており，現況河道時よりいくぶん分流開始が早くなっている。床止め工付近の流れも，穏やかでNo.31断面の床止め工下流にわずかながら跳水が発生している程度である。狭窄部下流No.20～17断面付近では，右岸側に小規模な剥離現象が現れ逆流が生じていた。

(2)　$Q=2{,}000$ ㎥/s時の流況

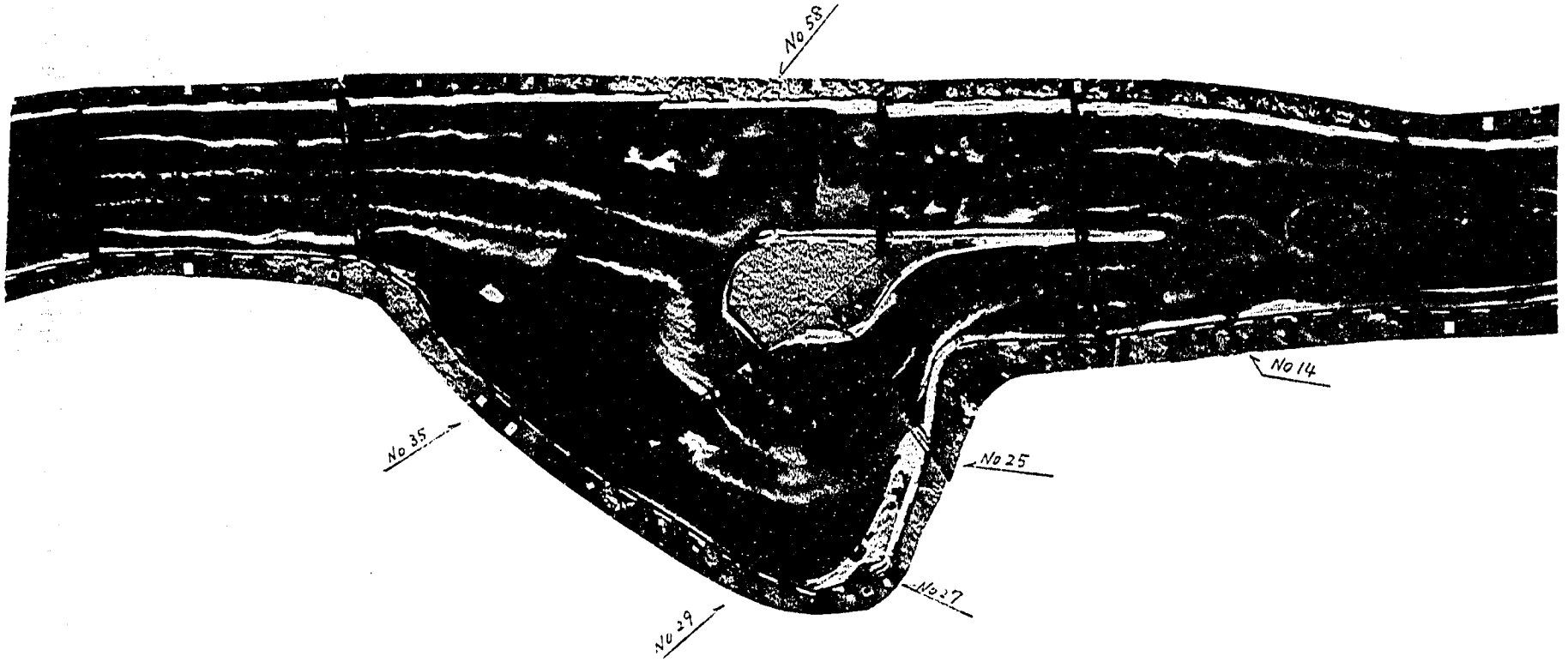
岩井山流頭部の分水路側中央付近に死水域が生じ，この死水域上流の高水敷上の流れの一部と岩井山へぶつかった流れの一部が分水路側へ流下する。狭窄部上流右岸の高水敷上に生ずる死水域が現況に比して若干減少し，水制の裏側にもわずかな流れが生じるようになった。狭窄部の流れは，床止め工によって分散され，流れの集中が緩和されたが，狭窄部下流（No.25断面）の左岸側にわずかながら流れが集中する現象が現れている。

(3)　$Q=3{,}000$ ㎥/s時の流況

分水路流頭部付近の死水域は，ほぼなくなり，本川上流の右岸側（断面No.38～33）付近の死水域が低水路へ張り出した。流量が増大したことにより，床止め工右岸側高水敷上へ迂回する流れが発生し，水制群後方の死水域は減少するとともに水制裏側の流れは$Q=2{,}000$ ㎥/sに比べて明瞭に現われた。また，狭窄部の下流右岸側の剥離域がさらに大きくなり，周期的（5秒～10秒）に逆流と順流を繰返している。さらに分水路との合流点である中堤の先端では，本川側の流速が分水路の流速に比べてかなり速いため渦流が生じている。

(4)　$Q=4{,}000$ ㎥/s時の流況

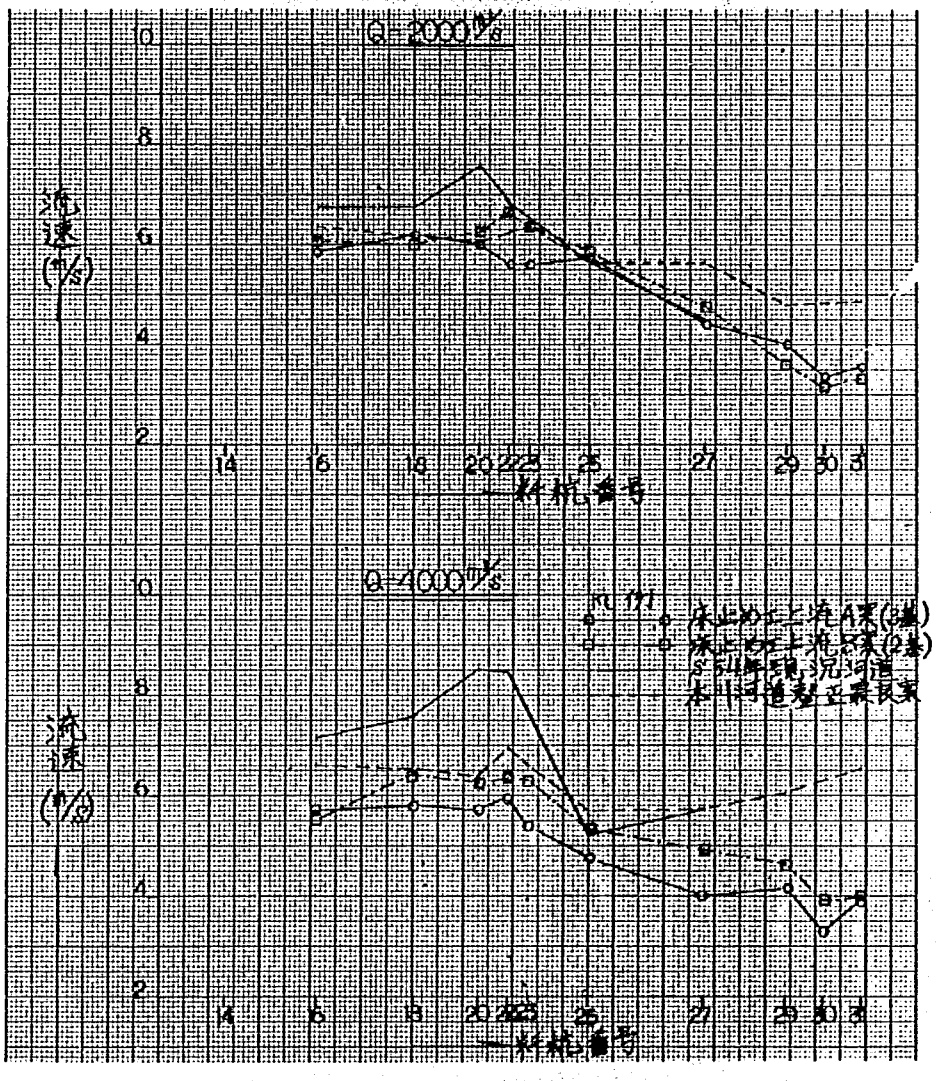
$Q=4{,}000$ ㎥/s時の流況は写真－5にも示すように，本川右岸（岩井山流頭部の上流）の死水域はさらに低水路へ張り出し，流れはより岩井山にぶつかるかたちとなる。水制裏側の死水域は$Q=3{,}000$ ㎥/sに比べて拡大し，No.27断面より右岸堤防沿いをゆっくり旋回しながら，No.35～No.34付近の低水路右岸へ抜ける逆流が現われた。狭窄部の流れは，主流が床止め工によって分散されている影響であろう，狭窄部右岸へ集中する流れが緩和されて，最大流速の軽減効果となって現れた。しかし，岩井山上流では田中橋下流付近で高流速が生じ，射流，跳水現象が激しく現れている。



写真－5　通水状況（ケース11－1－4，Q＝4,000㎥/s）

7－3－3　流速について

平面最大流速分布を流況図と共に図－7.6.1～7.6.4，狭窄部付近断面の等流速分布図を図－7.7.1～7.7.3，図－7.8.1～7.8.3に，最大流速比較図を図－7.9に示した。$Q=4{,}000$ m³/sの場合，狭窄部上流の床止め工がかなりの減勢効果をもたらし，流れの集中が緩和され，主流が分散した。その結果現況も含めこれまでの各対策案では№22断面の右岸堤体沿いに流れが集中し，そこに最大流速値が発生するのに対し，やや河道中央寄りに移り，最大流速値も6.0 m/sに減少している。狭窄部付近の他の断面も同様の傾向を示し，高流速軽減策として効果的であることが明らかとなった。なお，これまでの実験においても，分流点上流の田中橋下流付近河道中央でかなりの高流速が発生（これまでは色素の写真撮影による算出）していたが，今回流速計による計測でも8 m/s近い流速が生じている。したがって，分水路流頭部の水位は低下させないことが非常に重要と考えられる。$Q=2{,}000$ m³/sの場合は，狭窄部付近の水衝部への流れの集中は同様緩和されているが，分流量が少ないことや河道整正によって，水位が現況に比して若干低下することなどから，4,000 m³/s時の最大流速値と同程度か，むしろ大きい結果となっている。しかしながら，現況河道時の最大流速値よりは若干軽減され，また現況河道では，最大値がいずれも河岸沿いに発生するのに対し，今回は河道断面中央に生じている。



図－7.9　最大流速比較図

7－3－4　分流量について

分流量の算出結果を表－7.4に，分水堰上流水位および分流量比較図を図－7.10～7.11に示した。分水堰上流（No.58断面）水位は，$Q=2{,}000$ m³/s以下では床止め工の堰上げ効果によって，現況河道時より若干高いのに対し，$Q=3{,}000$ m³/s付近では床止め工の堰上げ量は少なく，下流狭窄部の河道整正による影響もあって現況時より水位が若干低くなっている。したがって，分流開始流量も現況時が$Q=1{,}240$ m³/sであるのに対し$Q=1{,}000$ m³/s付近で分流開始となっている。反対に$Q=3{,}000$ m³/s時では現況より約100 m³/s少ない760 m³/sの分流量となり，$Q=4{,}000$ m³/s時では計画分流量に近い1,666 m³/sの分流量となる結果が得られた。

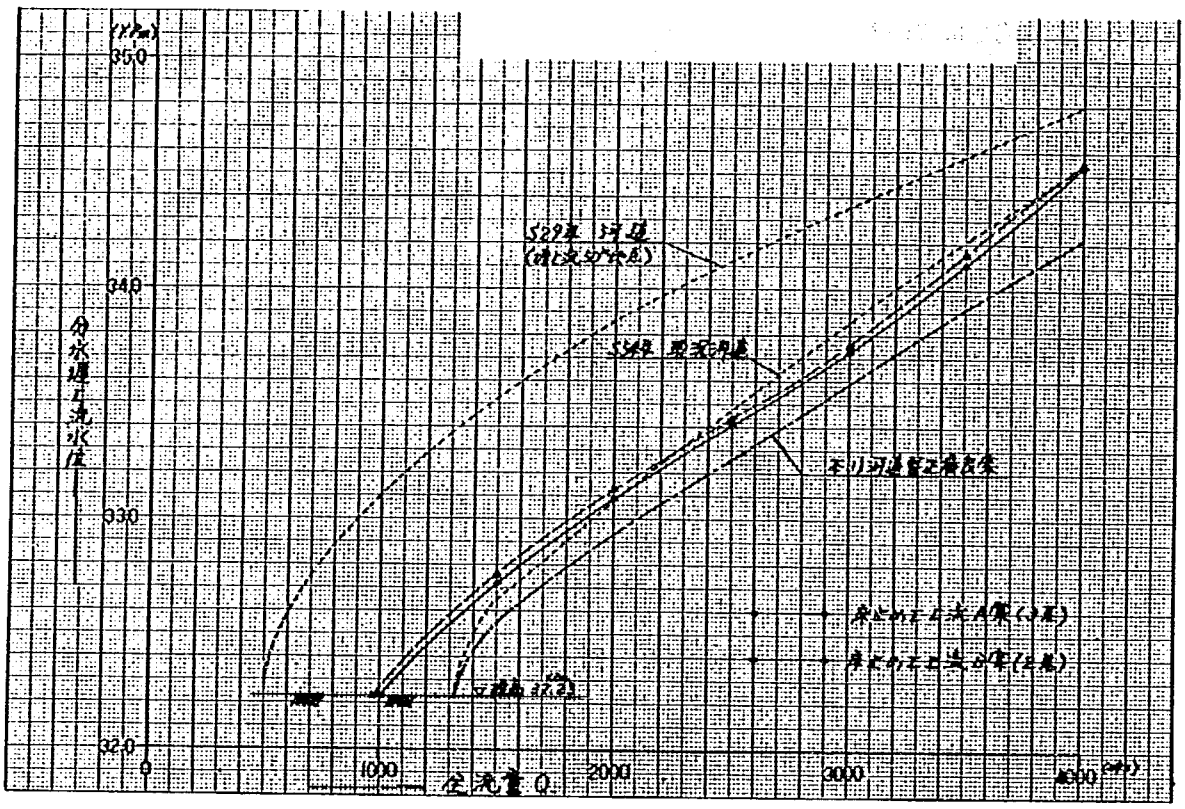
表－7.4　$Q-Q'-H$　数値表

分流量把握実験

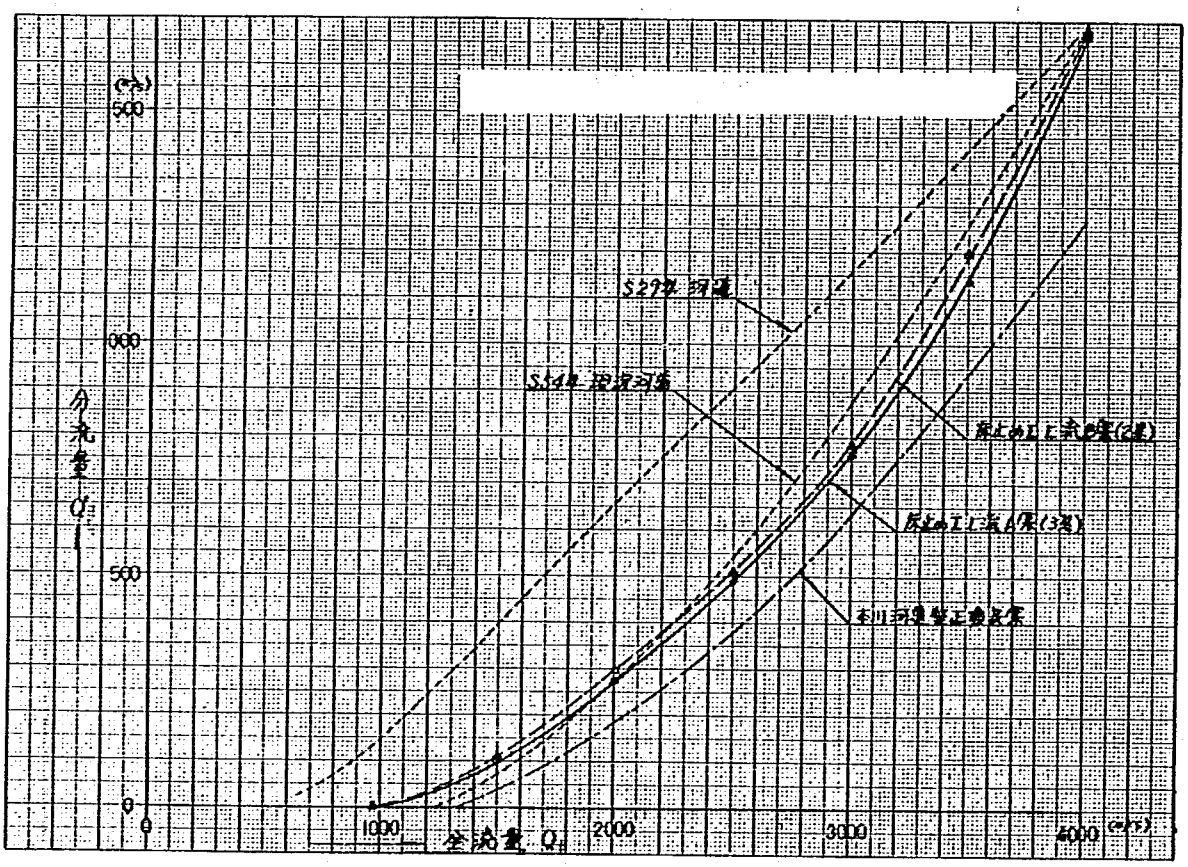
床止め工上流A案（3基）

全流量Q (m³/s)	断面	測点	水位 (Y.P.m)	平均水位H (Y.P.m)	分流量Q'(m³/s)	備　考
4,000	58	64	34.62	34.54	1,666	
		65	34.55			
		66	34.43			
3,500	58	64	34.22	34.11	1,143	
		65	34.10			
		66	34.01			
3,000	58	64	33.89	33.7[illegible]	756	
		65	33.78			
		66	33.52			
2,500	58	64	33.48	33.41	487	
		65	33.38			
		66	33.37			
2,000	58	64	33.10	33.09	273	
		65	33.10			
		66	33.06			
1,500	58	64	32.74	32.72	101	
		65	32.71			
		66	32.71			
1,000	58	64	－	－		
		65	－			
		66	－			
分流開始流量					1,000	

＊堰上流80 m地点 No.58断面での水位分流量算定式　$Q'=360\,(H-32.23)^{1.83}$



図－ 7.10　全流量と分水堰上流水位の関係



図－ 7.11　全流量と分流量の関係比較図

7－4　床止め工A案下流水位低下時の検討（床止め工3基，実験11－2）

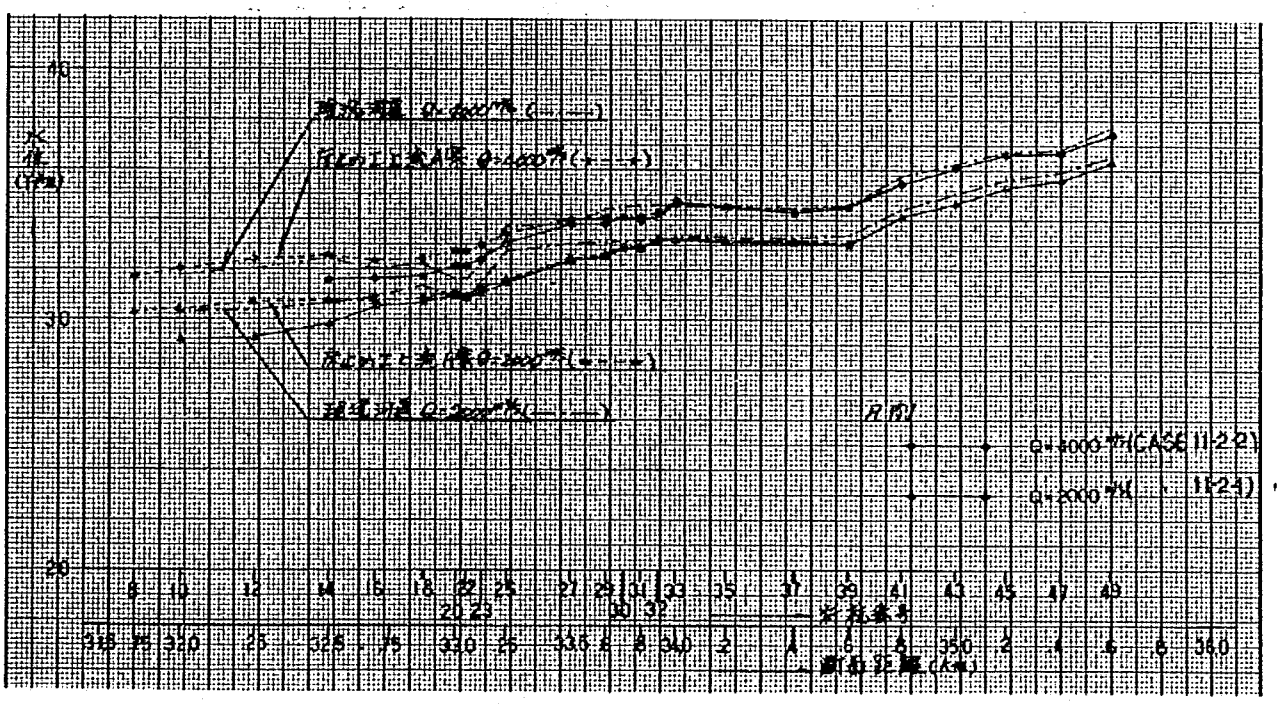
狭窄部上流の床止め工案によって，計画分流がほぼ可能である結果が得られたが，ここでは床止め工A案に対して，将来狭窄部下流の河床がさらに低下した場合を想定したときの分流量の影響等について検討した。ただし，この実験では河床高は下げないで，下流水位のみを低下させて行ったため，水位設定点上流では実験の水位低下量より少ない結果が得られるものと考えられる。

このため，下流水位設定点を狭窄部下流のNo.14断面とし，この地点で仮りに水位のみを低下させた場合の検討を行うことにした。なお，断面No.14での下流水位は，床止め工上流A案で測定した結果を用い，それより1.0 m下げた水位を設定条件とした。

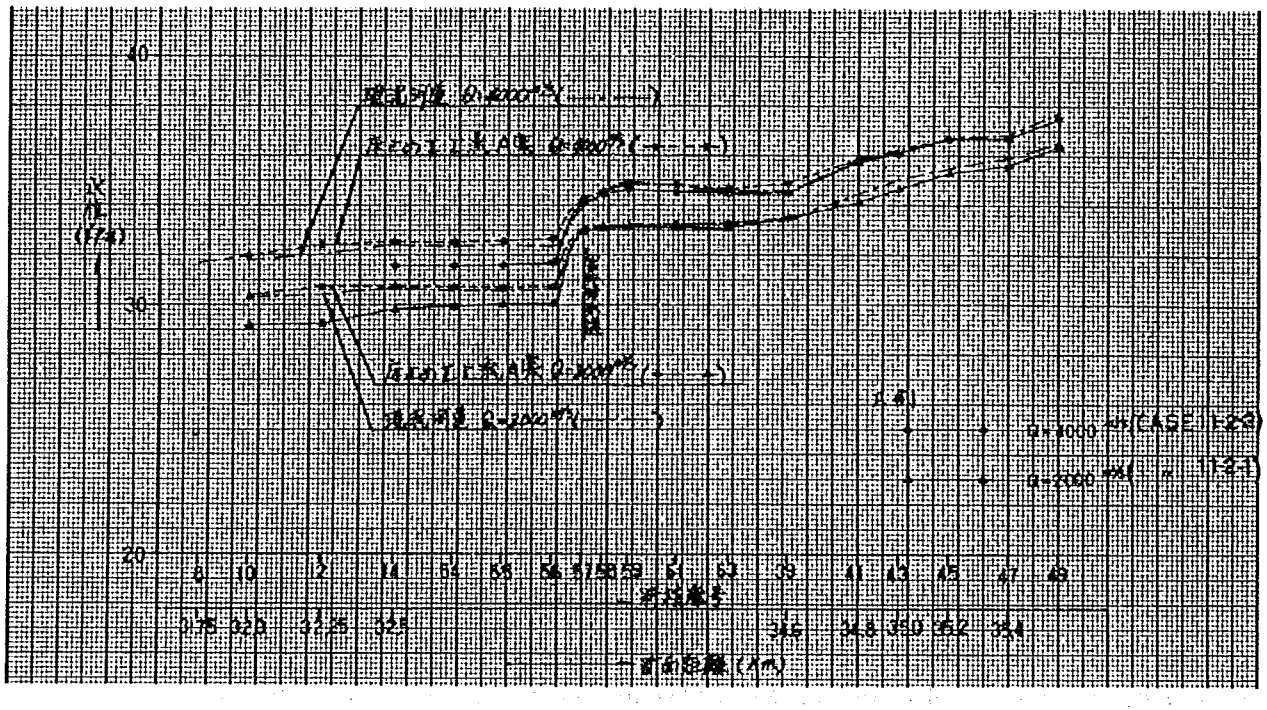
7－4－1　実験状況について

実験結果の本川水位縦断図を図－7.12.1に，分水路側水位縦断図を図－7.12.2に示す。水位低下による影響は，$Q=2{,}000$ m³/sで断面No.25付近，$Q=4{,}000$ m³/sで断面No.27付近まで見受けられる程度で，その上流への影響は少ない。また狭窄部付近の横断方向の水位差も，通常水位の実験結果と現象も同様で，No.25より上流では右岸側の水位が高く，No.22～No.20では左岸側が高い。$Q=4{,}000$ m³/s時のNo.27，No.22，No.20断面の水位差は約0.70 cmであり，水位低下によって，その差は若干大きくなっている。このときの流況図は図－7.13に示したが，この場合も狭窄部下流（No.20～No.17）右岸沿いの剥離領域が減少した程度で，狭窄部上流では下流水位低下による顕著な相異は見受けられなかった。

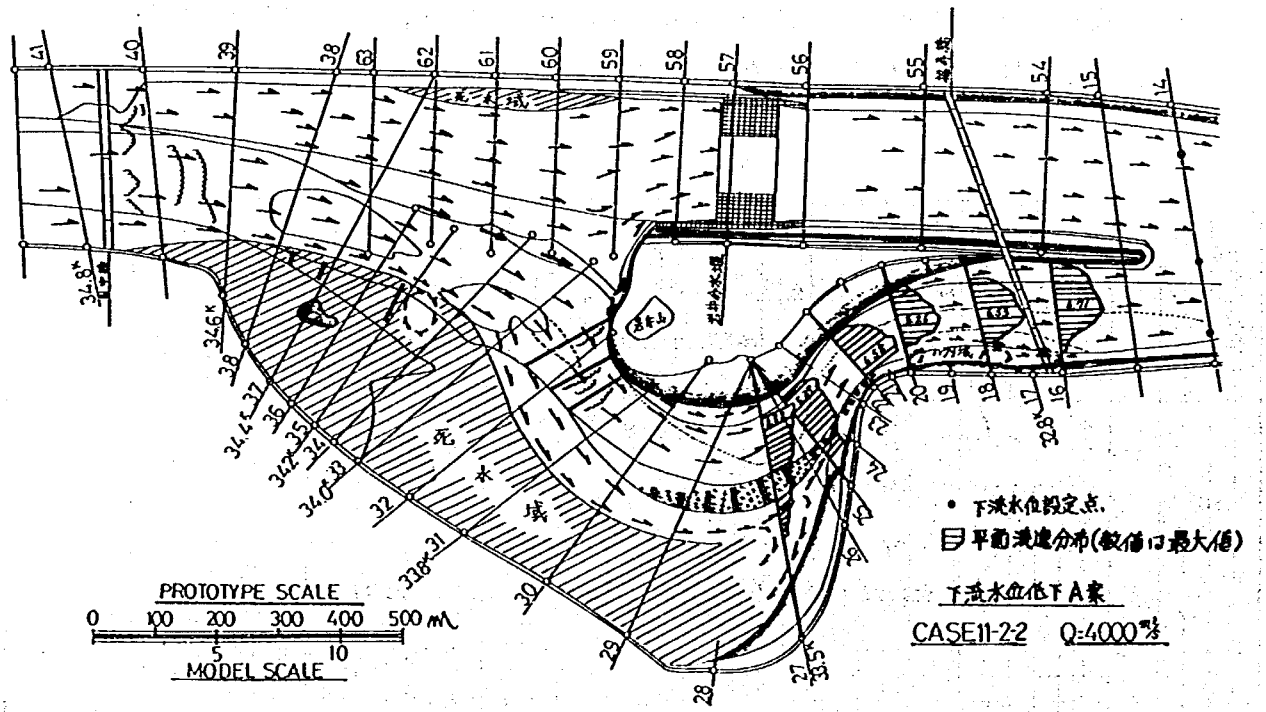
いっぽう，狭窄部付近の流速は，水位低下による河積の減少によって，図－7.14の最大流速比較図に示すように，通常水位時より全体的に速くなっている。



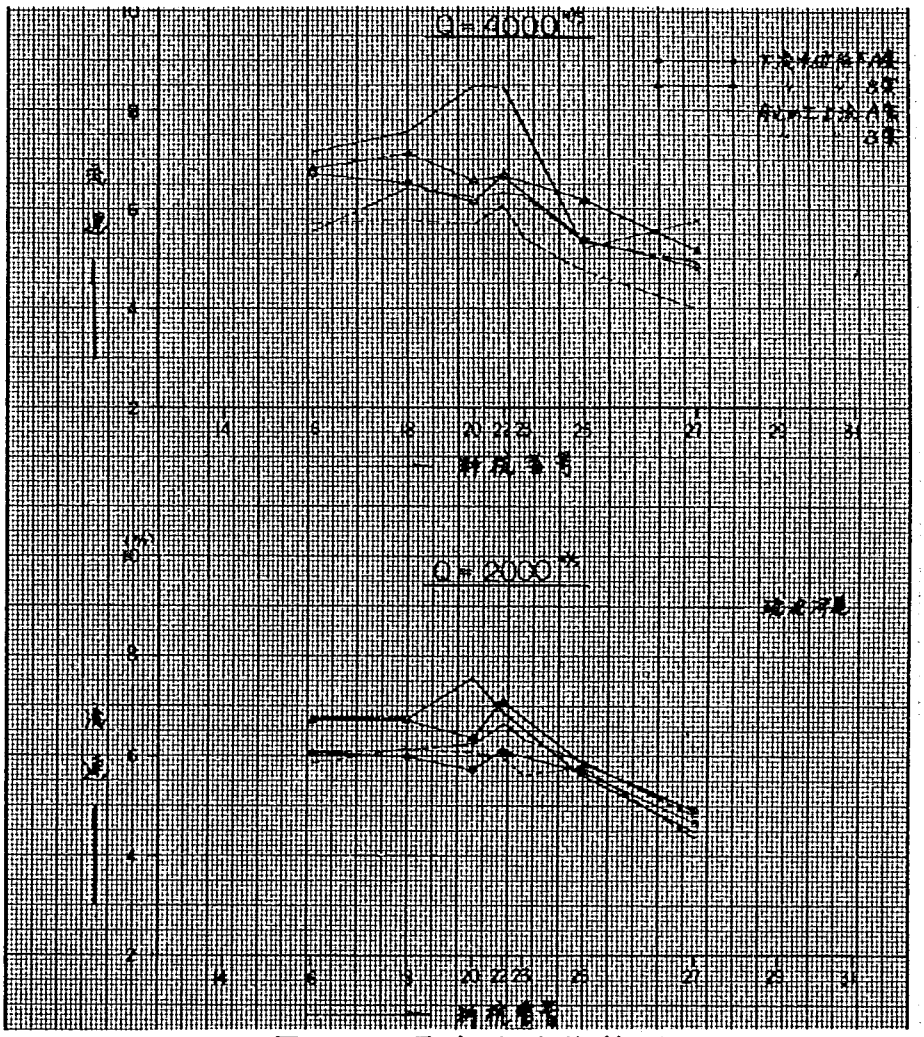
図－7.12.1　本川水位縦断比較図　下流水位低下A案



図－ 7.12.2　分水路側水位縦断比較図　下流水位低下A案



図－ 7.13　平面最大流速分布図及び流況図



図－7.14　最大流速比較図

7－4－2　分流量について

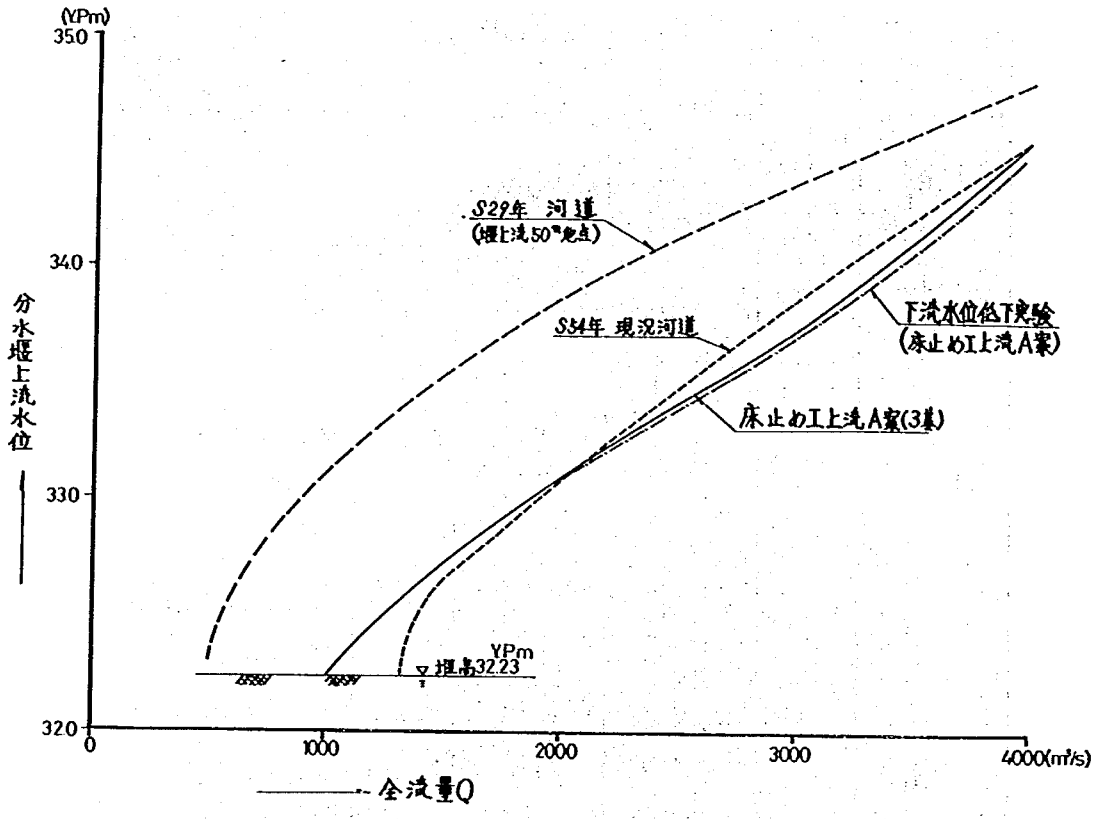
分流量の算出結果を表－7.5に，関係比較図を図－7.15.1～7.15.2に示す。床止め工A案（3基）実験での分流量は，全流量4,000 m³/s および2,000 m³/s に対して1,666 m³/s，273 m³/s となる結果が得られており，これに比較して，分流量は約4～5％減少し，下流水位低下による影響が若干生じている。

ただし，水位のみの低下ではなく，床止め工から下流で実際に河床低下が進行した場合，分流量の減少はこれより多くなることも考えられよう。

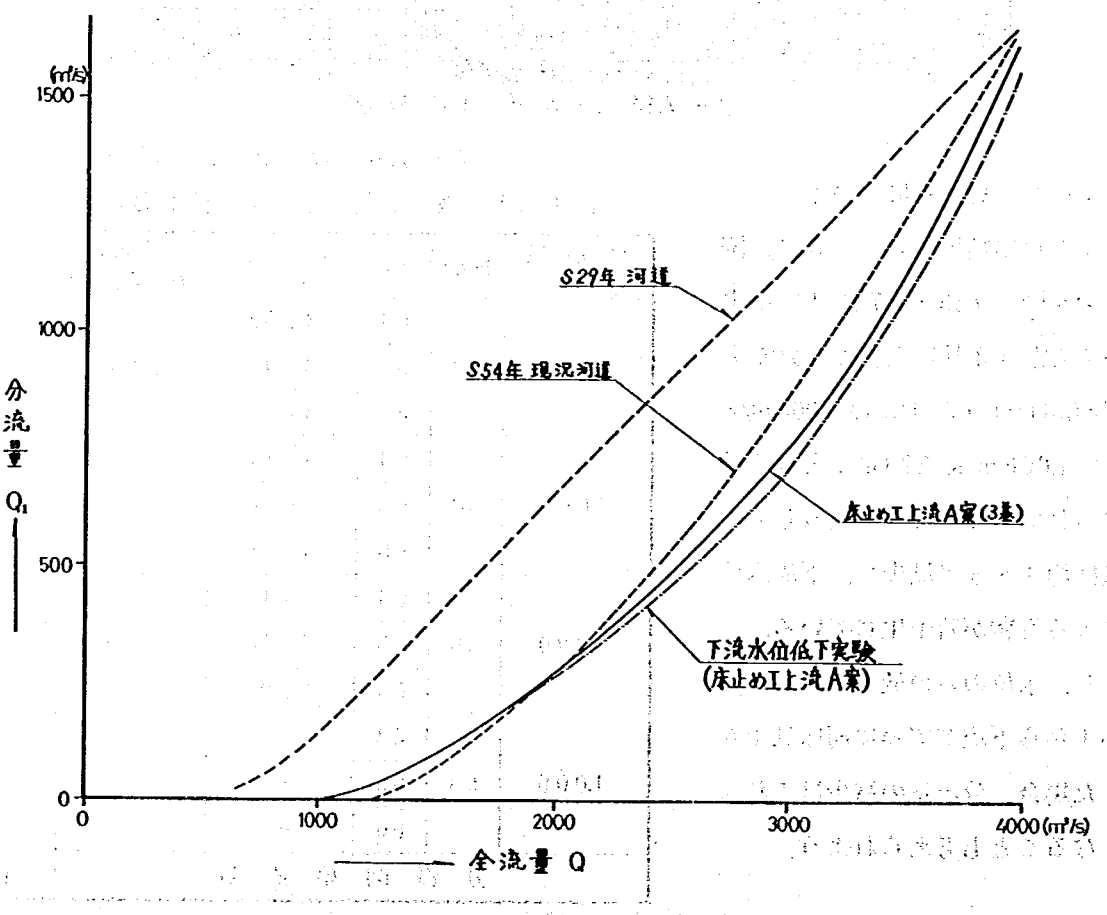
表－7.5　$Q-Q'-H$ 数値表

床止め工A案（3基）下流水位低下実験：ケース11－2

全流量 Q (m³/s)	断面	測点	水位 (Y.P.m)	平均水位 H (Y.P.m)	分流量 Q' (m³/s)
4,000	58	64	34.58	34.45	1,574
		65	34.47		
		66	34.30		
3,000	58	64	33.87	33.67	707
		65	33.70		
		66	33.45		
2,000	58	64	33.10	33.07	261
		65	33.08		
		66	33.03		
1,000	58	64	－	－	－
		65	－		
		66	－		
分派開始流量					1,000



図－ 7.15.1　全流量と分水堰上流水位の関係



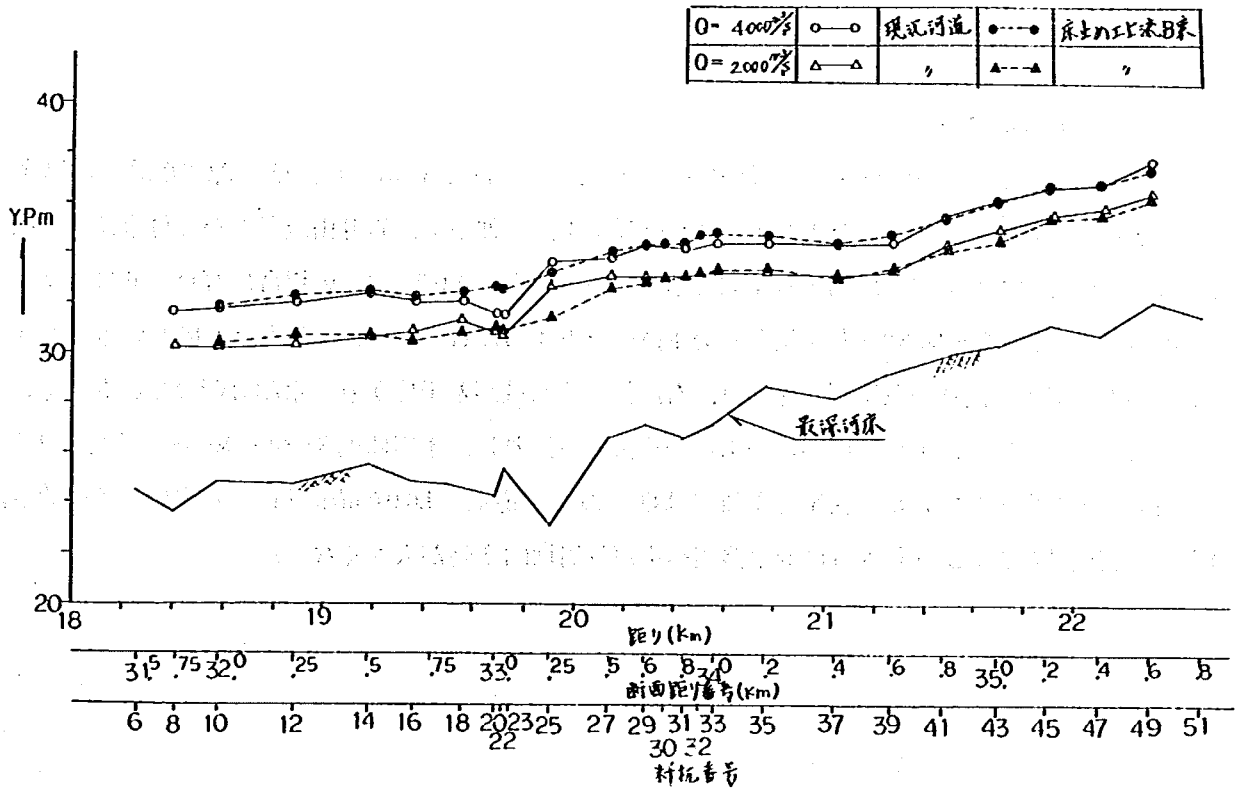
図－ 7.－15.2　全流量と分流量の関係比較図

7－5　床止め工B案実験（床止め工2基設置）

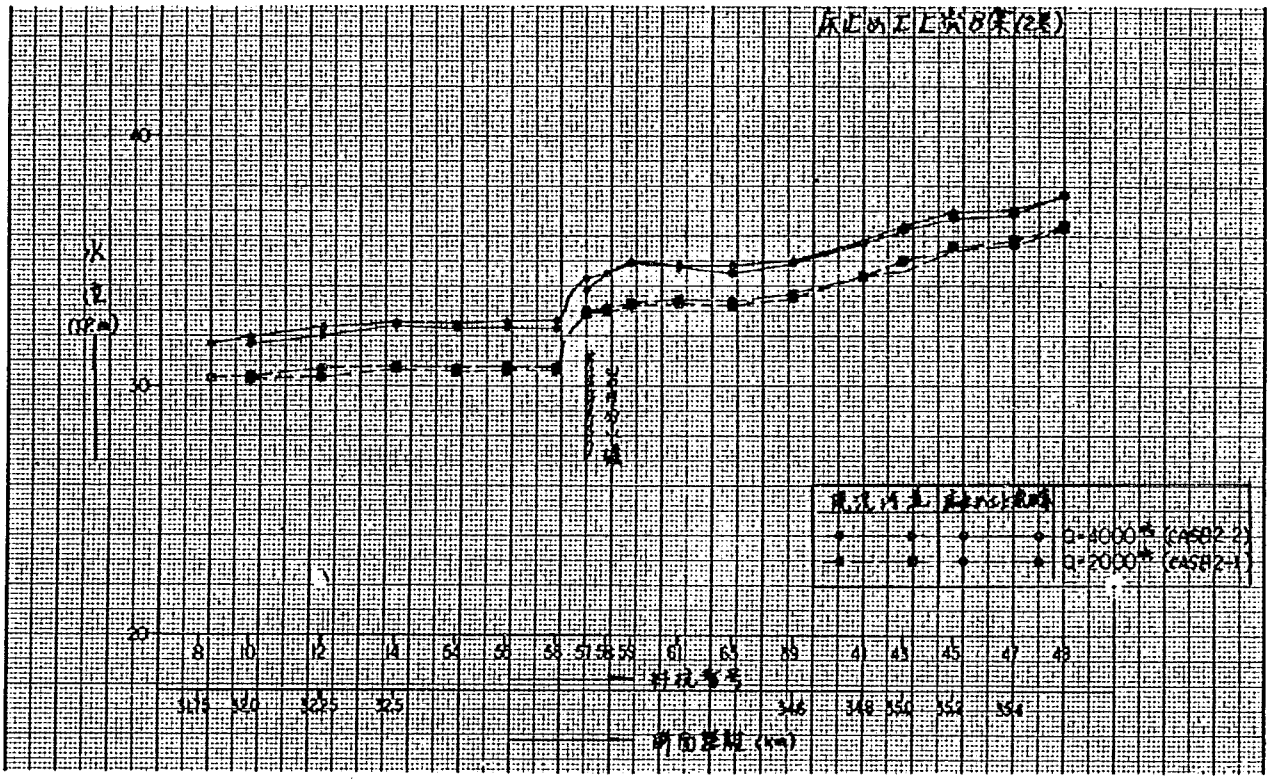
本実験は，A案での床止め工3基のうち上流1基を撤去し，4,000 m³/s に対して分流量が1,700 m³/s に近くなるように狭窄部右岸低水路法線形を変更し，諸水理量の把握を行った。なお，A案の低水路法線形で上流の床止め工1基を撤去し，2基（No.31.5，No.31.8）により分流量を把握したところ，$Q=4,000$ m³/s に対して1,580 m³/s と計画分流量を大きく下回った結果となった。そこで流況を重視しながら低水路法線形を検討した結果が，図－7.3の河道改修概要平面図に示したB案法線形状である。B案形状による分流量は1,679 m³/s となりほぼ予定の分流量が得られた。法線形の検討に際しては，No.22，No.23断面付近の最狭窄部を張り出すことが分流量に最も影響が現れるが，あまり出すと現況河道に近くなる。そこで，最狭窄部をA案より6 m程に抑えてNo.27～No.25断面付近を15 m程度張り出した法線形状とした。

7－5－1　水位について

現況河道時と比較した本川水位縦断図を図－7.16.1，分水路側水位縦断図を図－7.16.2に示す。狭窄部法線形を修正した影響により，床止め工A案と比較すると，床止め工直下流において，$Q=4,000$ m³/s で約0.30 m，$Q=2,000$ m³/s で0.20 mの水位上昇となって現れた。この狭窄部の堰上げ効果によって，床止め工を1基撤去したにもかかわらず，分水路流頭部水位もA案より若干水位が高くなっている。また横断方向の水位差も$Q=4,000$ m³/s 時にA案実験ではNo.27，No.22，No.20断面で約60 cmの差であるのに対し，約1.0 mと大きくなっている。



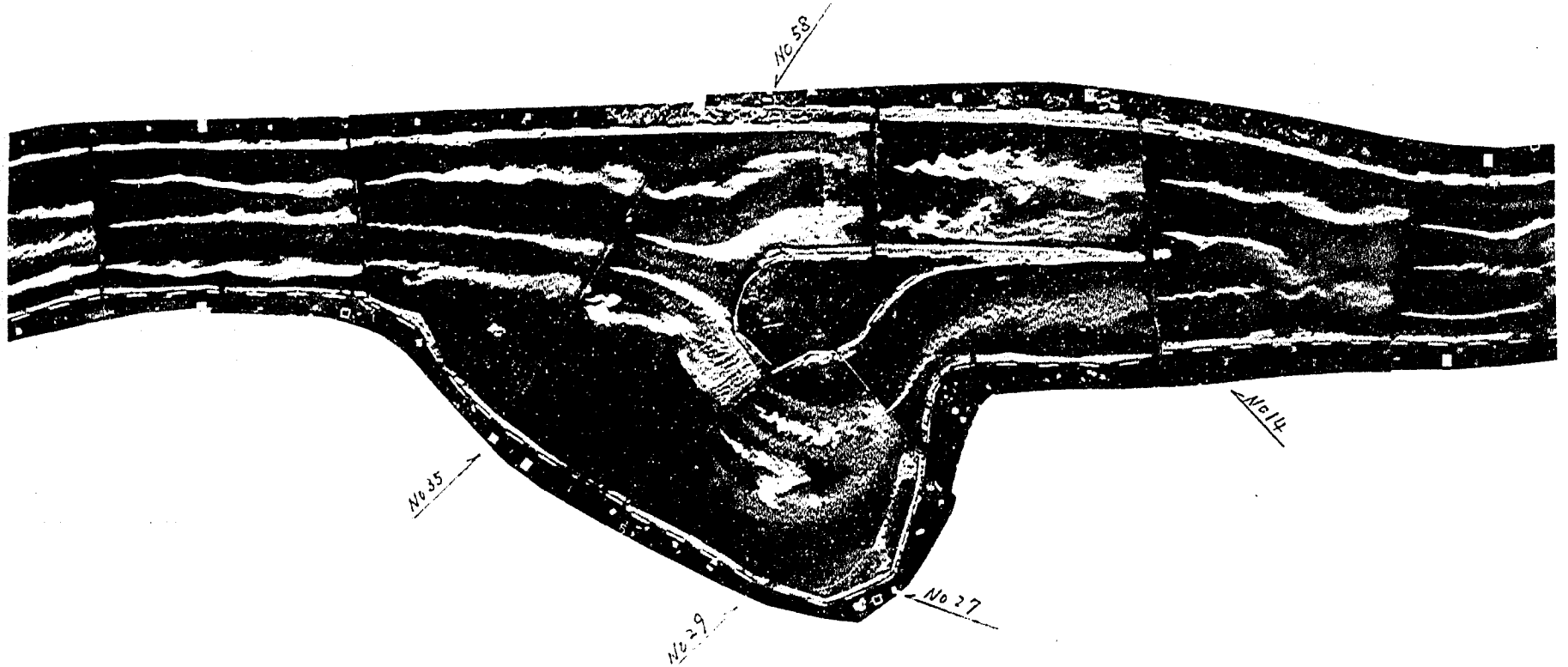
図－7.16.1　水位縦断比較図



図－7.16.2　分水路側水位縦断比較図　床止め工上流B案（2基）

7－5－2　流況について

$Q=2{,}000\,m^3/s$，$Q=4{,}000\,m^3/s$ の流況図を図－7.17.1～7.17.2に示した。$Q=2{,}000\,m^3/s$ の場合，本川と分水路の分岐点での死水域がA案よりやや細長く上流に伸びて，岩井山流頭部から分水路へ迂回する流れは，一段と大きく上流へ旋回する傾向を示している。$Q=4{,}000\,m^3/s$ の場合は写真－6にも示すように，本川（断面No.40～No.39）左岸側から分水路へ流下する流れは，A案よりも直進に近い流況となった。狭窄部上流では，流れが左岸側へ片寄り，右岸側の死水域が若干広がり，水制裏側の流れもいくぶん遅くなった。また，狭窄部上流右岸の堤防沿いを逆流する流れは，本川断面No.34～No.35右岸で流下し，合流箇所で渦流が発生していた。狭窄部下流では $Q=2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$ 共に，左岸側に集中する流れの影響で剥離域がA案よりもさらに低水路側へ広がり周期的変動が大きくなった。



写真－6　通水状況（ケース12－1－2，Q＝4,000 m³/s）

7－5－3　流速について

平面最大流速分布を流況図とともに図－7.17.1～7.17.2に等流速分布図を図－7.18.1～7.18.3，最大流速比較図はA案実験とともに図－7.9に示した。

床止め工付近（No.33～No.31）の最大流速は，A案と同様の4.0 m/s付近であったが，狭窄部では$Q=2{,}000$ m³/sの場合$V\max=6.66$ m/s，$Q=4{,}000$ m³/sでは6.4 m/sと，特に2,000 m³/s時の最大流速値がA案に比して流れが集中することによって速い結果となっている。$Q=4{,}000$ m³/sの等流速分布図をA案と比較した場合，A案では主流の片寄りが見られなかったが，B案では断面No.30，No.29で左岸へ片寄っている傾向となった。その為，床止め工自体の減勢効果はさほど変わらないが，床止め工下流で主流が左岸側に片寄ったことと，狭窄部付近がさらに狭くなったため，流水面積の減少につれて最大流速も6 m/sを越えたものと思われる。その影響で最狭窄部下流右岸側の剥離域もA案より低水路側に広がる状況を示している。

7－5－4　分流量について

分流量の算出結果を表－7.6に，分水堰上流水位および全流量と分流量との関係をA案実験結果とともに図－7.10～7.11に示す。分流開始流量はA案実験とほぼ同じであるが，中間流量では狭窄部の法線形変更による堰上げによって若干分流量が増加した傾向を示している。ただし，この水位増加分はいずれも4 cm以下であり，実験の測定精度の範囲の違いである。したがって，A案とB案の分流量はほぼ同程度と判断した方がよいかも知れない。

表－7.6　$Q-Q'-H$ 数値表

分流量把握実験
床止め工上流B案（2基）

全流量 Q (m³/s)	断面	測点	水位(Y.P.m)	平均水位 H (Y.P.m)	分流量 Q' (m³/s)	備考
4,000	58	64	34.65	34.55	1,679	
		65	34.55			
		66	34.45			
3,500	58	64	34.28	34.16	1,199	
		65	34.15			
		66	34.05			
3,000	58	64	33.92	33.76	784	
		65	33.89			
		66	33.47			
2,500	58	64	33.47	33.44	510	
		65	33.45			
		66	33.40			
2,000	58	64	33.20	33.13	297	
		65	33.12			
		66	33.06			
1,500	58	64	32.78	32.76	113	
		65	32.76			
		66	32.75			
1,000	58	64	－	－	－	
		65	－			
		66	－			
分派開始流量					970	

＊堰上流80 m地点No.58断面での水位

分流量算定式 $Q'=360\,(H-32.23)^{1.83}$

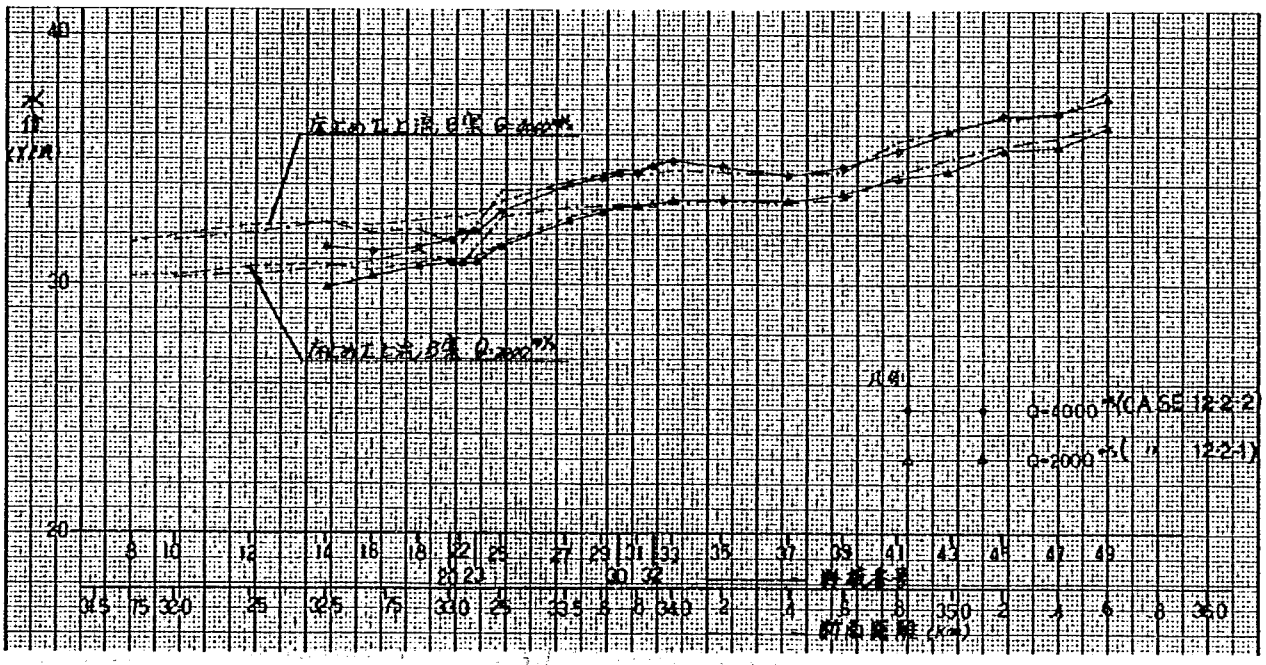
7－6　床止め工B案下流水位低下時の検討（床止め工2基，実験12－2）

床止め工B案に対し，前回と同様に狭窄部下流側水位を現況より1.0ｍ低く設定した場合の分流量への影響等について検討した。なお，下流水位設定点も同様断面№14とし，床止め工B案実験（実験12－1）で得られた結果より1.0ｍ下げた水位を設定条件とした。

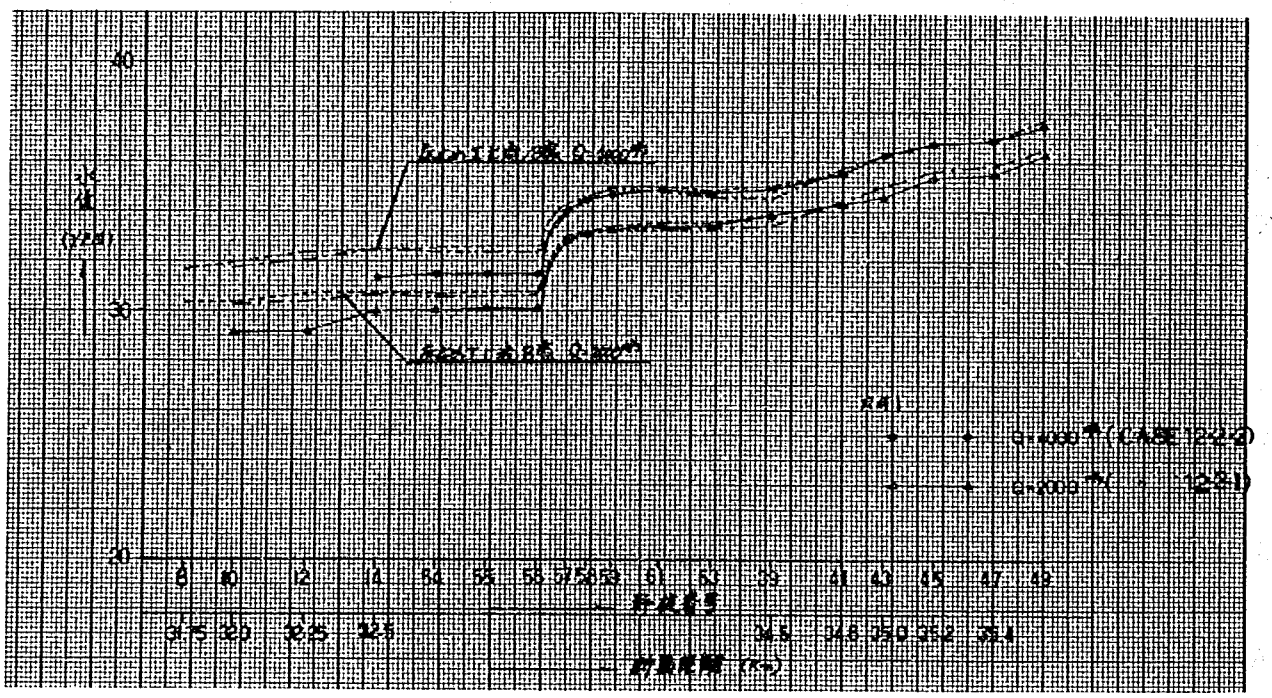
7－6－1　実験状況について

水位低下による影響範囲は，床止め工A案とほぼ同じであり，$Q=2{,}000\,m^3/s$で断面№25，$Q=4{,}000\,m^3/s$で断面№27付近となっており，その上流への影響は少ない。この本川水位縦断図を図－7.19.1に，分水路側水位縦断図を図－7.19.2に示す。またこの時の流況も図－7.20に示すように，現況水位時より狭窄部下流（№20～№19）右岸沿いの剥離領域が水位低下によって減少した程度で，他に変化はあまり生じなかった。

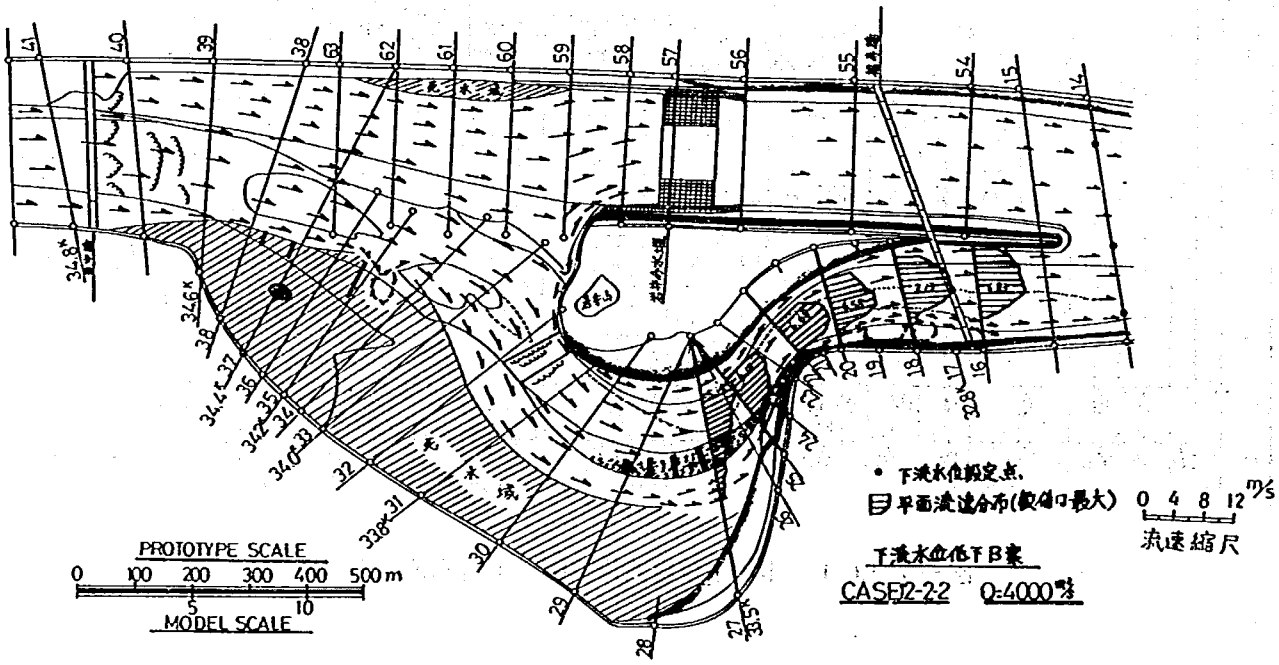
ただし，狭窄部付近の流速は前述の図－7.14に示したが，現況水位時より全体的に速くなっており，A案より狭窄部の河道整正法線形が多少張り出したB案の方が大きな値となっている。



図－7.19.1　本川水位縦断比較図　下流水位低下B案



図－7.19.2　分水路側水位縦断比較図　下流水位低下B案



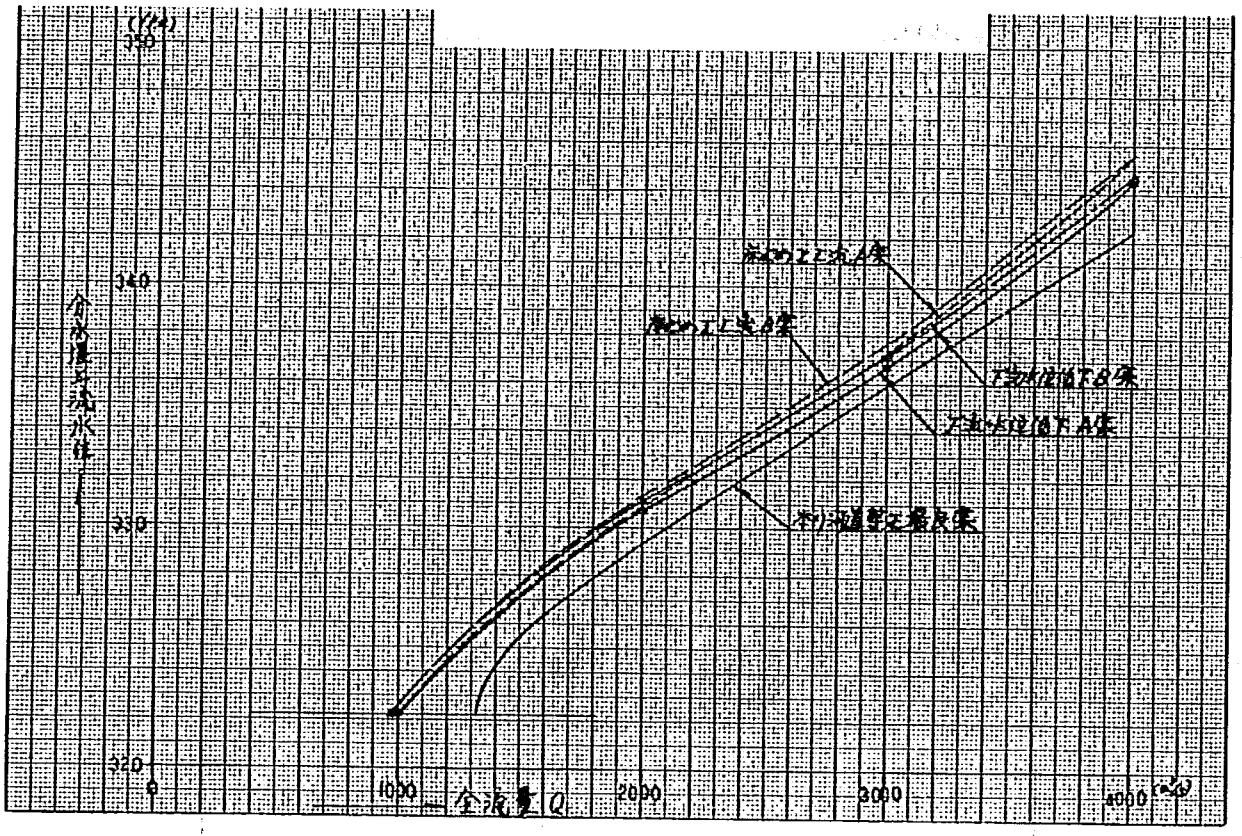
図－7.20　平面最大流速分布図及び流況図

7－6－2　分流量について

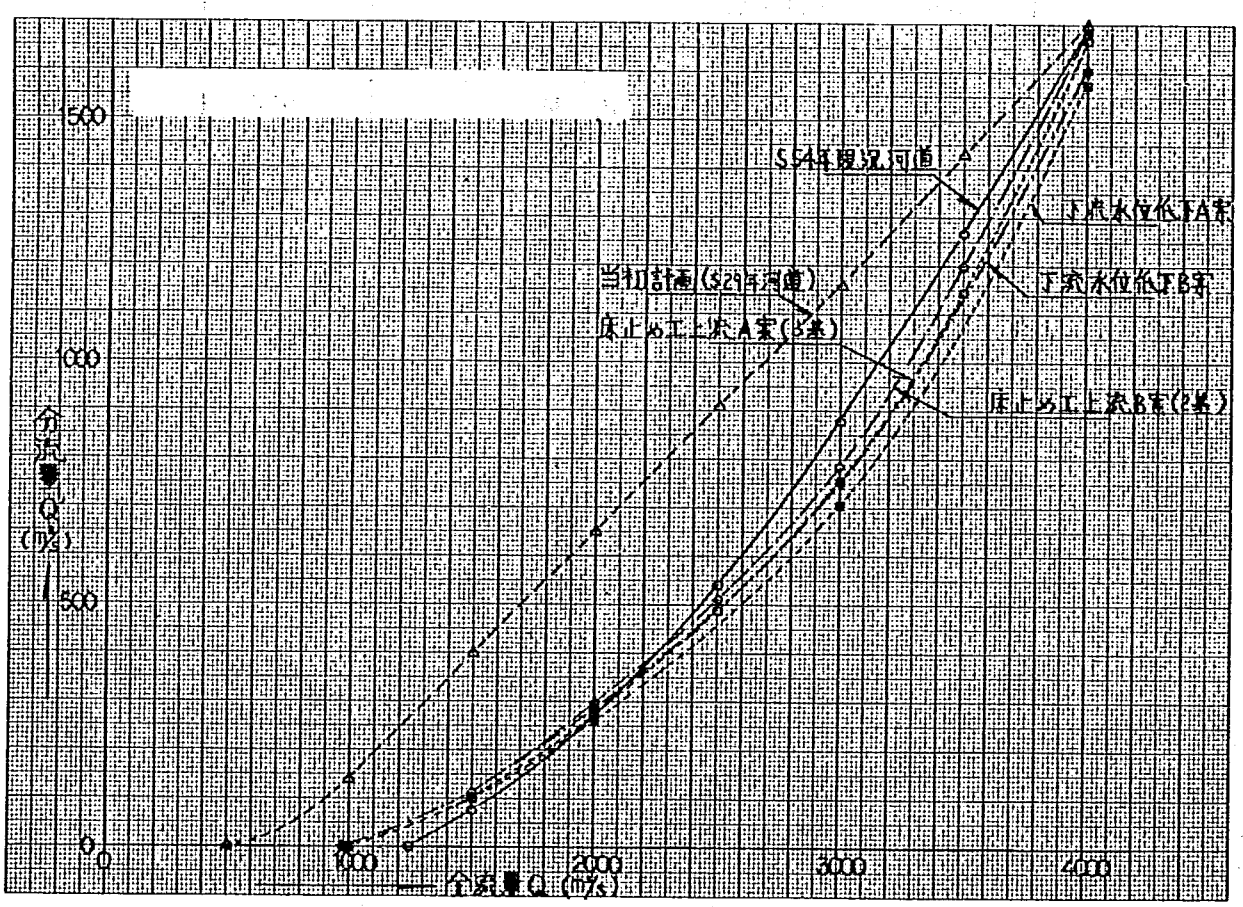
分流量の算出結果を表－7.7に，全流量と分水堰上流水位および分流量の関係を図－7.21～7.22に示す。現況水位時に比較してA案と同様分流量が若干減少している。しかし，このときの分水堰上流の水位差は5.0㎝以下であり，変化量としては非常に微妙な値である。

表－7.7　$Q-Q'-H$ 数値表（分流量把握実験）
床止め工B案下流水位低下実験

全流量 Q（㎥/s）	断面	測点	水位（Y.P.m）	平均水位 H（Y.P.m）	分流量 Q'（㎥/s）
4,000	58	64	34.62	34.47	1,601
		65	34.50		
		66	34.28		
3,000	58	64	33.90	33.72	750
		65	33.85		
		66	33.40		
2,000	58	64	33.16	33.11	284
		65	33.10		
		66	33.07		
1,000	58	64	－	－	－
		65	－		
		66	－		
分派開始流量					970



図－7.21　全流量と分水堰上流水位の関係



図－7.22　全流量と分流量の関係

7－7　他の案に関する補足検討

7－7－1　床止め工上流C案の検討（狭窄部上流1基設置案）

この実験は，B案での床止め工のうちさらに下流側1基を撤去して床止め工1基における分流量の変化を把握し，計画分流量が得られる狭窄部左岸の河道整正法線形状を検討したものである。

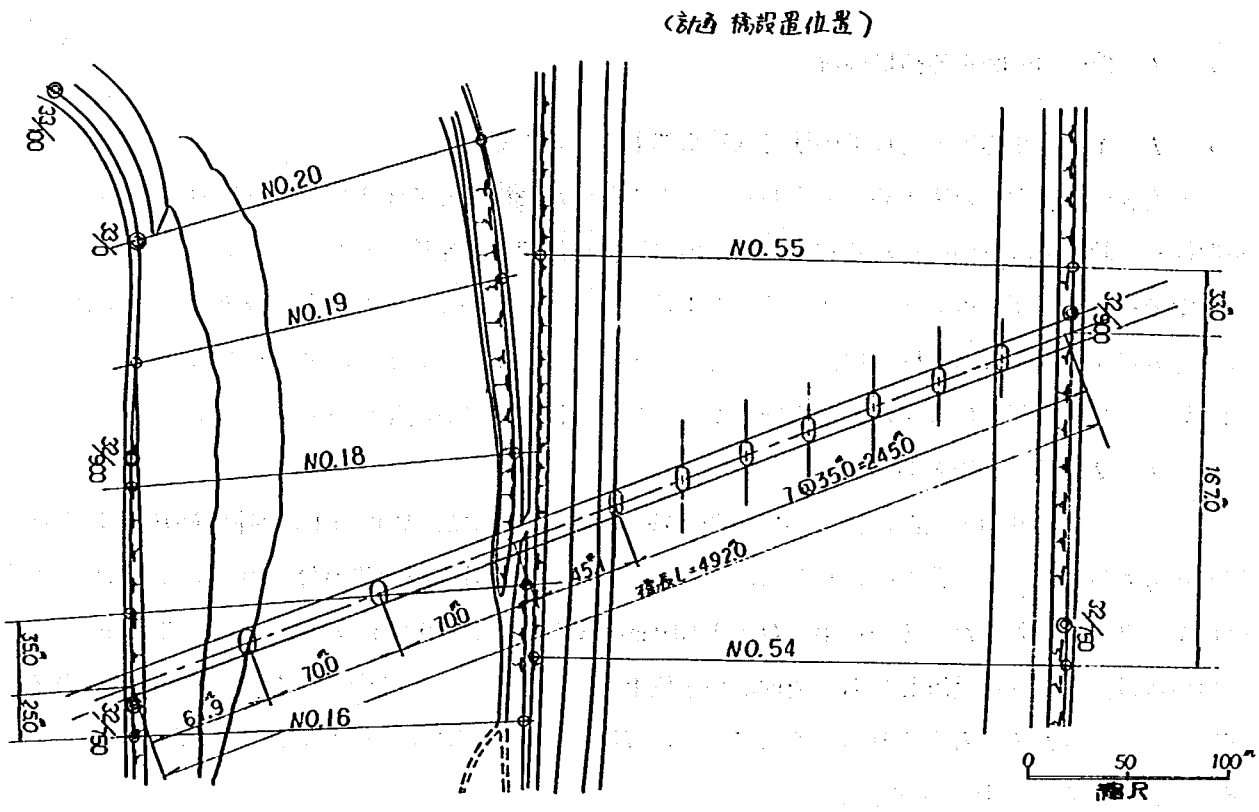
B案の狭窄部左岸法線形状で，床止め工を1基（№31.75断面）にした場合，分流量は179㎥/s減少し，計画分流量を200㎥/s下回る約1,500㎥/sとなった。また，計画分流量が可能な法線形状は図－7.3に示す如く，最狭窄部をほぼ現況河道と同程度にしなければ所定の分流量は望めない結果であった。

7－7－2　導流壁設置の検討

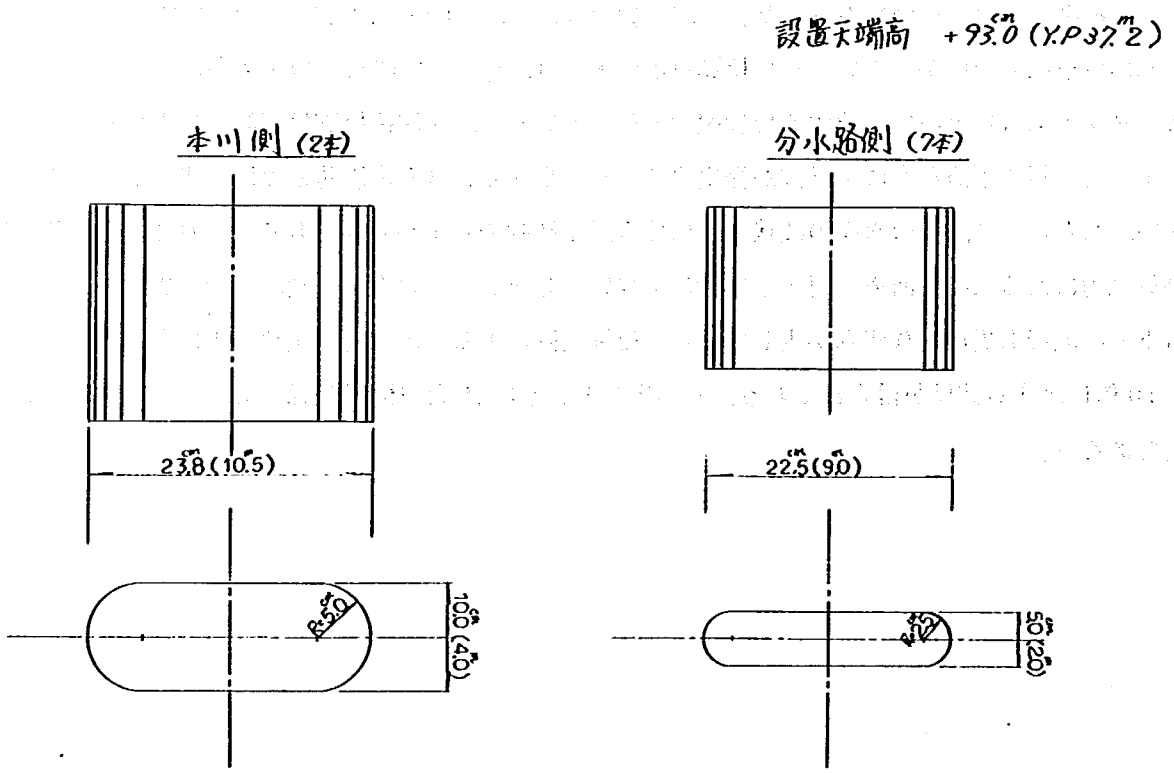
この実験は，岩井山流頭部に長さ20m程度の導流壁を設置して，床止め工と導流壁の併用により，導流壁が分派量に及ぼす影響を把握したものである。導流壁は岩井山流頭部の分流境界線よりも15m程本川側にモルタルで設置した。その結果，$Q=4,000$㎥/sで分流量は40㎥/s余り減少して1,620㎥/sとなった。この原因は，導流壁を設置しても，流頭部の水位上昇には致らず，岩井山流頭上流で本川側へより流れが移行してしまうためと考えられる。そこでさらに導流壁を本川側に16m位移動させたが分流量は1,590㎥/sと結局さらに減少する結果となった。

7－8　計画橋（福寿橋）付近の流況について

今回の狭窄部上流の床止め工案実験では，足利市において岩井山下流の32.8km（№17）付近に計画している橋脚を設置した検討を行った。この橋脚配置形状図は図－7.23.1～7.23.2に示すようにし，とくに本川側橋脚の規模が大きい。この橋脚付近の流況は，$Q=1,000$㎥/s以上の各流量に対して，床止め工A，B案ともほぼ流向に一致する橋脚配置となっているが，左岸側橋脚は高流速にも増して，流れの集中によって，橋脚下流左右に衝撃波が発生する。この水面変化は左岸堤防の護岸へ当ることによる影響が大きい。したがって，この水面の波状変化に伴う護岸補強や対策が必要とも考えられる。右岸側の橋脚は，剥離域内にあるため，河道に対する影響は少ない。しかし，この右岸側剥離現象の影響によって左岸橋脚直下流の流況も周期的な変動が生じている。橋脚設置による下流側河床変化等の影響範囲は，橋脚幅の30～50倍に達する結果が得られており，この影響とともに橋脚自体の局所洗掘に対する対策等の検討が必要であろう。



図－7.23.1　計画橋（福寿橋）平面図



図－7.23.2　計画橋模型構造図

7－9　これまでの各案の本川狭窄部高流速発生断面流速分布

現況も含め，これまでに行った各対策案でいずれも高流速の発生する断面№22，および№20のQ＝2,000㎥/s，4,000㎥/s時の等流速分布比較図を図－7.24.1～7.24.4にまとめた。現状形では両断面とも右岸堤体沿いに最大流速が発生し，その値もかなり大きい。これに対し，狭窄部上流床止め工案では他の案と較べても最大流速の発生個所は河道中央寄りに移っていることが知れる。また床止め工3基と2基では後者が全体的に速くなっていることが明らかとなる。以上のうち今回検討した狭窄部上流床止め工案（A～C案）の狭窄部法線形の概要表を表－7.8に示した。

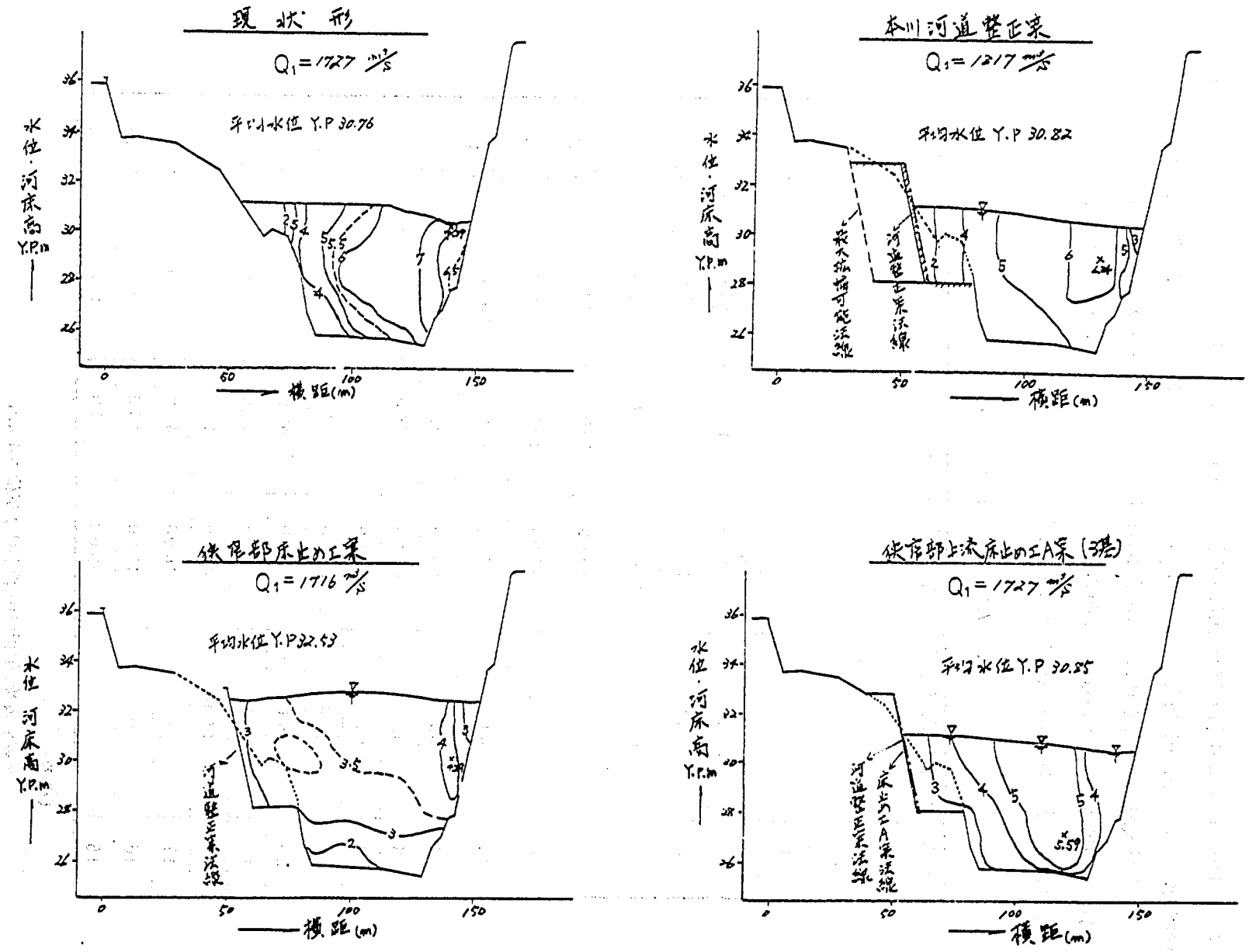
表－7.8　法線形の概要表

(Y.P.m)

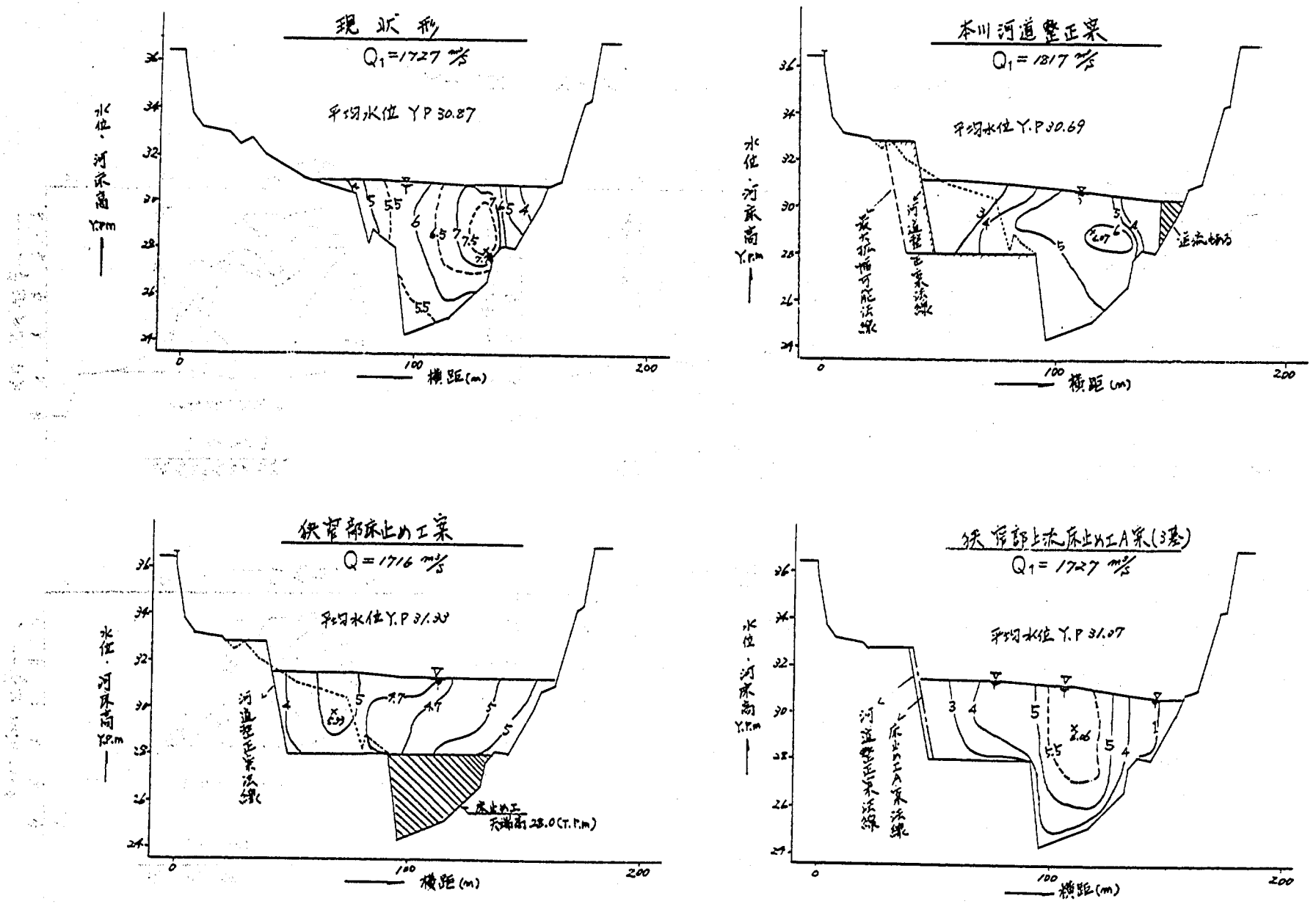
断面№	本川河道最良整正案	A　案	B　案	C　案	計画低水敷高
33	－	－	－	－	28.40 (29.25)
32	－	－	－	－	28.40 (29.15)
31	－	－	－	－	28.40 (29.10)
30	m 108.32	m 108.30	m 114.0	m 114.0	28.40 (28.90)
29	116.20	116.20	130.0	133.0	28.40 (28.80)
28	102.60	106.00	120.0	122.0	28.35 (28.75)
27	92.60	93.00	110.0	114.0	28.30 (28.60)
26	85.84	87.00	104.0	110.0	28.25 (28.50)
25	84.68	82.00	103.0	109.0	28.20 (28.45)
24	83.60	85.00	102.0	109.0	28.17
23	63.08	65.00	74.0	84.0	28.13
22	61.12	61.00	71.0	80.0	28.10
21	58.92	60.00	72.0	81.0	28.05
20	48.60	50.00	60.0	67.0	28.00
19	36.72	42.00	42.0	42.0	27.90
18	33.00	42.00	42.0	42.0	27.80
17	－	46.00	46.0	46.0	27.65
16	－	45.00	45.0	45.0	27.50
15	－	39.00	39.0	39.0	27.25

（備考）

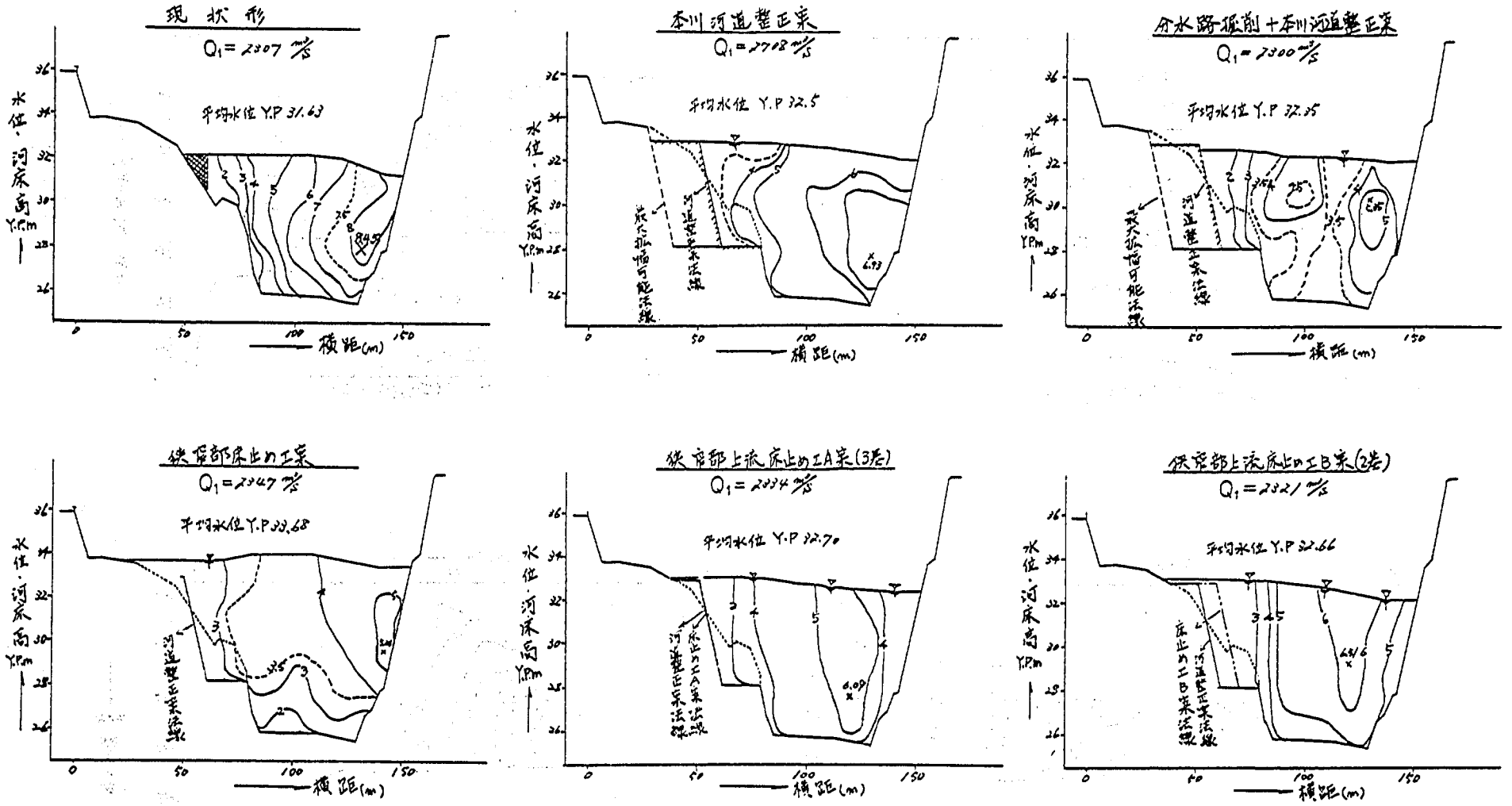
- 数値表及び図中の法線形は法尻位置を示す。
- 法勾配は，断面№16～№22　1：2，断面№23～№30　1：3
- （　）内は，計画河床高を一部変更した複断形の計画低水路河床高である。



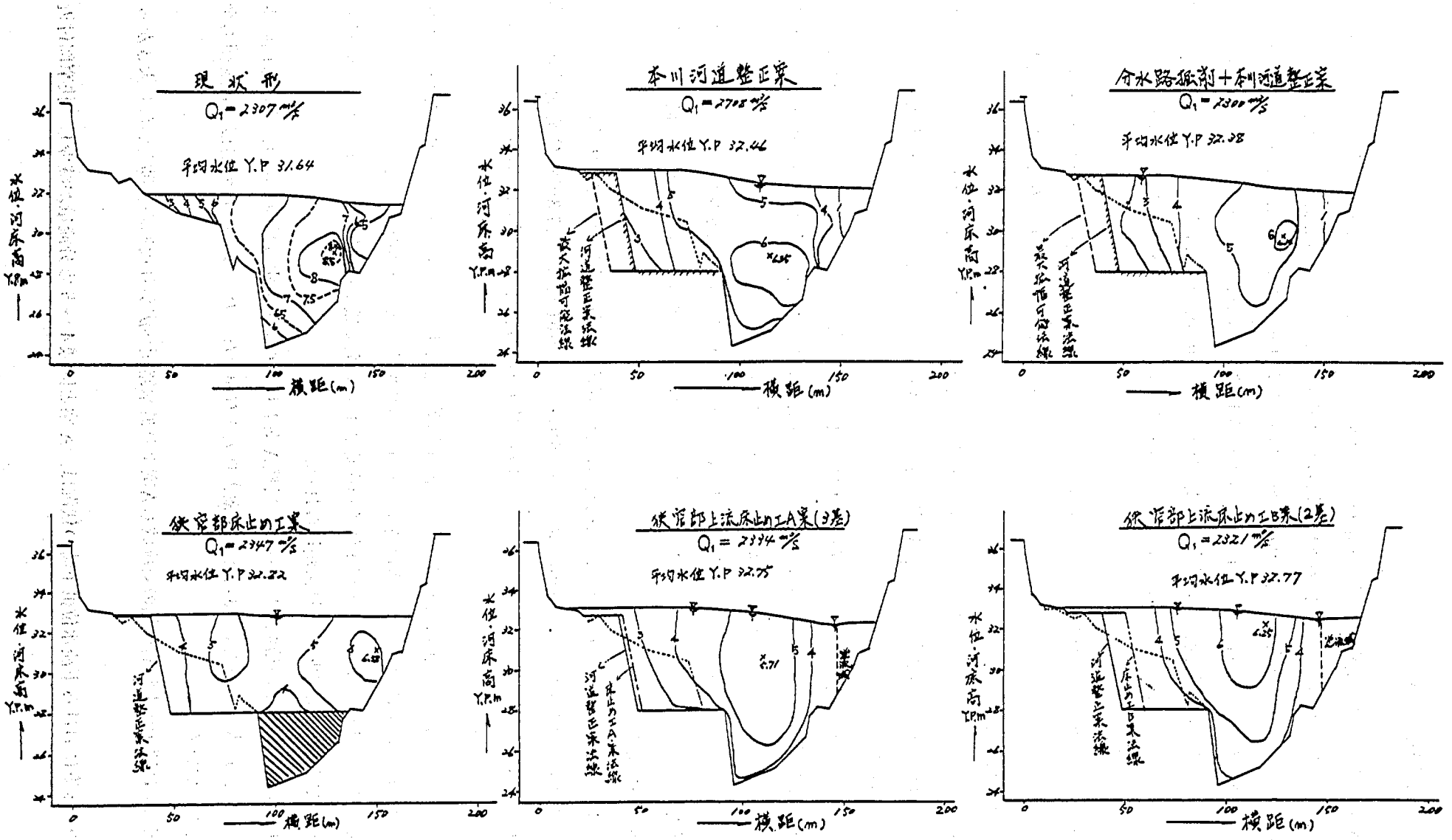
図－7.24.1　等流速分布比較図　Q＝2,000 m³/s　断面No.22



図－7.24.2　等流速分布比較図　Q＝2,000m³/s　断面No.20



図－7.24.3　等流速分布比較図　Q＝4,000 m³/s　断面No.22



図－7.24.4　等流速分布比較図　Q＝4,000 m³/s　断面No.20

7－10　実験結果のまとめ

本川側狭窄部上流の岩井山流頭部付近へ床止め工を設置した案について，分流機能回復と狭窄部の流速軽減効果を把握した検討を行った。今回の実験で得られた主な結果をまとめると次のようである。

(1)　狭窄部を河道整正最良案とし，天端高を計画河床高とした床止め工上流１基案では，どの位置に設置しても計画分流量1,700㎥/sを300㎥/s余り下廻る1,400㎥/s前後の分流量しか得られなかった。また２基案では1,500㎥/s前後，３基案でも1,620㎥/sと本川河道整正最良案形状ではいずれも計画分流量には達しなかった。さらに１基案で天端高を種々変えて検討したが，天端高と分流量の伸びの関係は反比例する状態の結果となった。

(2)　狭窄部上流に床止め工を３基設置し，狭窄部左岸の河道整正法線形を最良案よりやや張り出す形状とし，これに伴い狭窄部下流左岸側計画低水路法線形も前進させた結果，4,000㎥/sに対して1,666㎥/sとほぼ計画の分流量を得ることができた。

(3)　床止め工３基の設置と狭窄部左岸の河道整正法線形の変更に伴う水位堰上げ効果によって，岩井山上流の水位は現況時とほぼ同一となり，狭窄部付近の現況時における急激な水位縦断変化も解消される結果が得られた。

(4)　床止め工による減勢効果とともに，その堰上げ効果によって右岸の高水敷側へ迂回する流れが若干生じ，狭窄部右岸側の死水領域が現況に比してその分減少する。このため狭窄部右岸堤体沿いへの流れの集中が緩和され，高流速軽減にも効果的な結果が得られた。

(5)　現況時も含め，これまでの各対策では，No.22断面の右岸堤体沿いに流れが集中し，そこに最大流速値が発生する。これに対し床止め工Ａ案（３基案）では，やや河道中央寄りに移り，最大流速値も6.0m/sに減少した。

(6)　狭窄部下流右岸側には剥離域が生じ，周期的に逆流と順流を繰り返す現象が発生する。

(7)　各流量に対する分流量は，$Q=4,000$㎥/s，2,000㎥/sで1,666㎥/s，273㎥/s分流開始流量約1,000㎥/sとなり，低流量に対しては現況時より効果的であるが，中間流量では現況河道時より若干分流量が低下する結果となった。

(8)　床止め工Ａ案に対して，将来狭窄部下流での河床低下を想定し，仮りに水位のみをNo.14断面で1.0m低下させた場合の分流量は，現況水位時より約４～５％減少することが明らかとなった。

(9)　床止め工２基と狭窄部左岸の河道整正法線形を修正したＢ案実験では，床止め工上流水位や分流量についてはＡ案実験とほぼ同様の結果が得られた。

(10)　Ｂ案実験では狭窄部の河積減少によって，当然Ａ案より流れが集中する傾向にあり，横断方向の水位差とともに，最大流速値も6.43m/sとＡ案より大きな値となった。また，他の地点の流速値も全体に速くなっている。

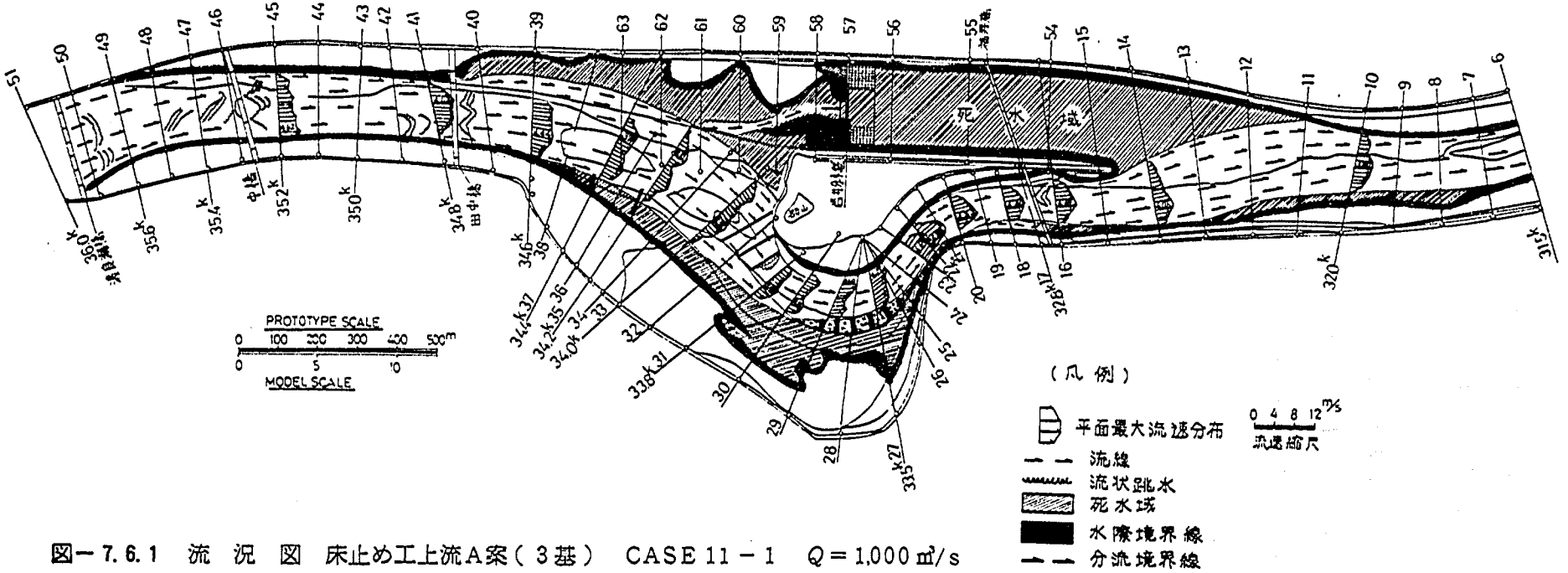
(11)　Ｂ案実験では狭窄部下流右岸側の剥離域もＡ案より低水路側へ広がり周期的変動もかなり大きかった。

(12)　床止め工Ｂ案における下流水位低下時の状況は，Ａ案と同様４～５％分流量が減少し，狭窄部付近

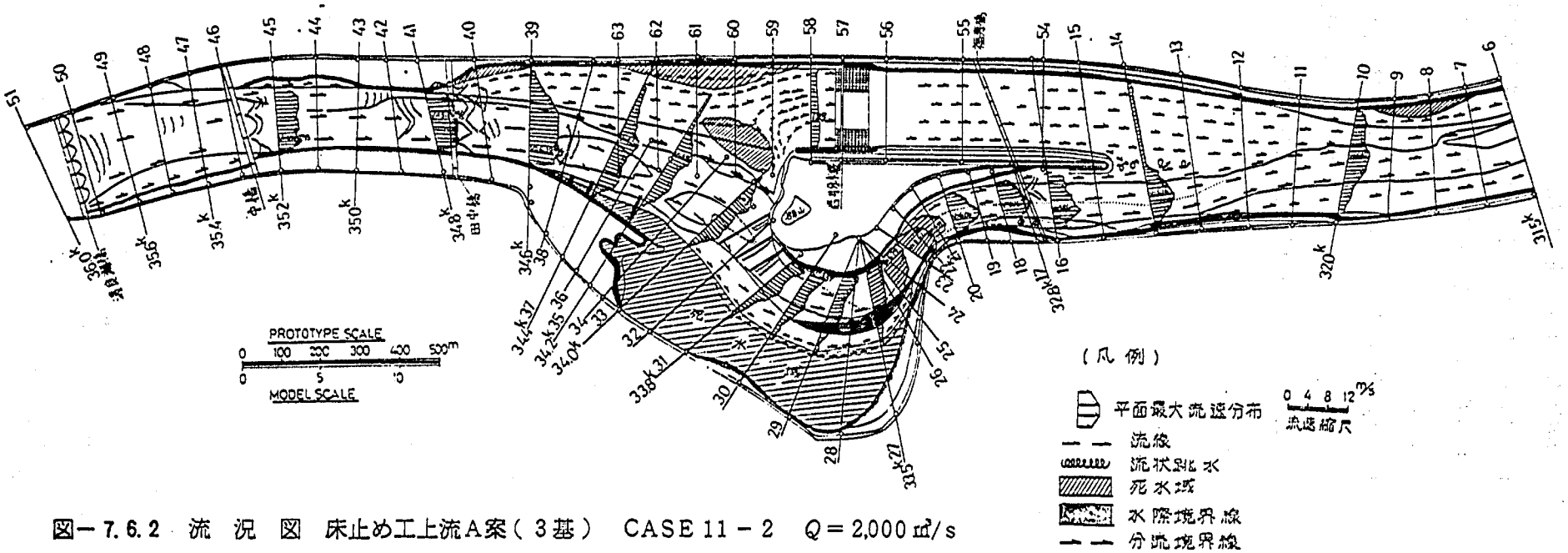
の流速も全体的に速くなる。

(13) 以上の結果より，流況，および狭窄部の流速軽減等からしても，床止め工3基案の方が2基案よりも効果的である結果が得られた。また下流水位低下に対する分流機能等からして3基案の方が有利と考えられる。

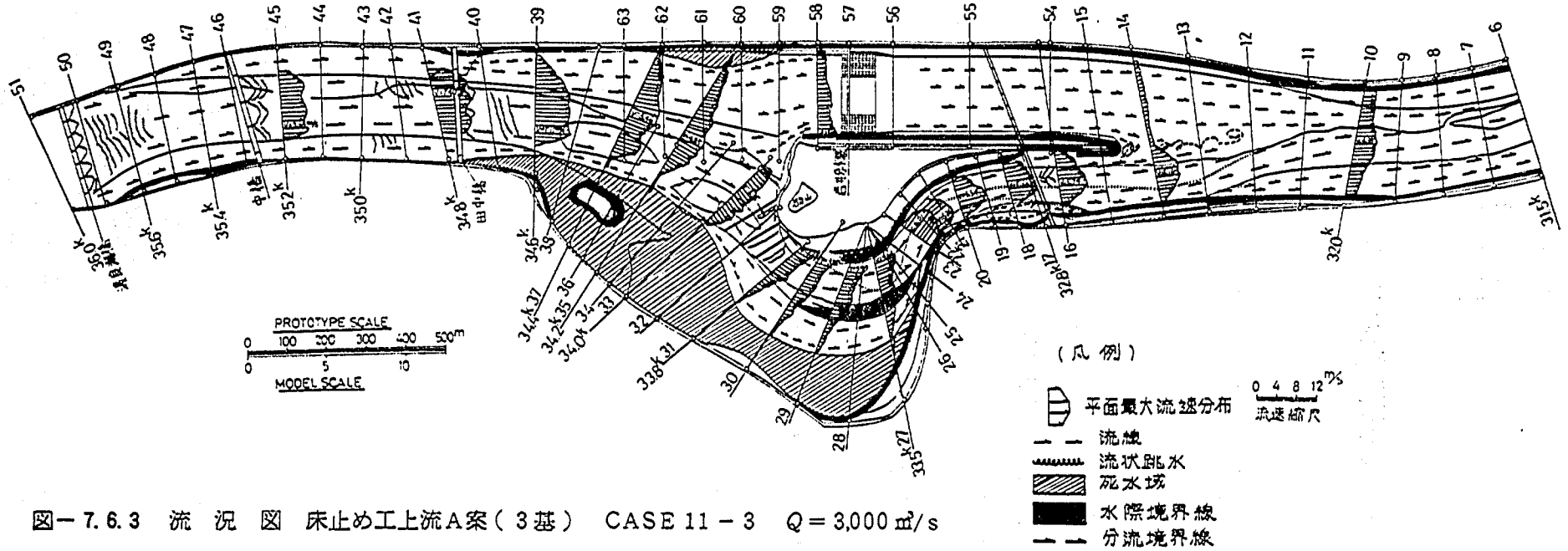
(14) 計画橋（福寿橋）の本川側左岸橋脚は高流速にも増して流れの集中によって，橋脚下流右左に衝撃波が生じ，左岸堤体あるいは護岸等への影響が生ずると考えられる。またこれによって，下流河床への影響や橋脚自体の局所洗掘等は相当大きなものとなることが予想され，その対策が必要と考えられる。



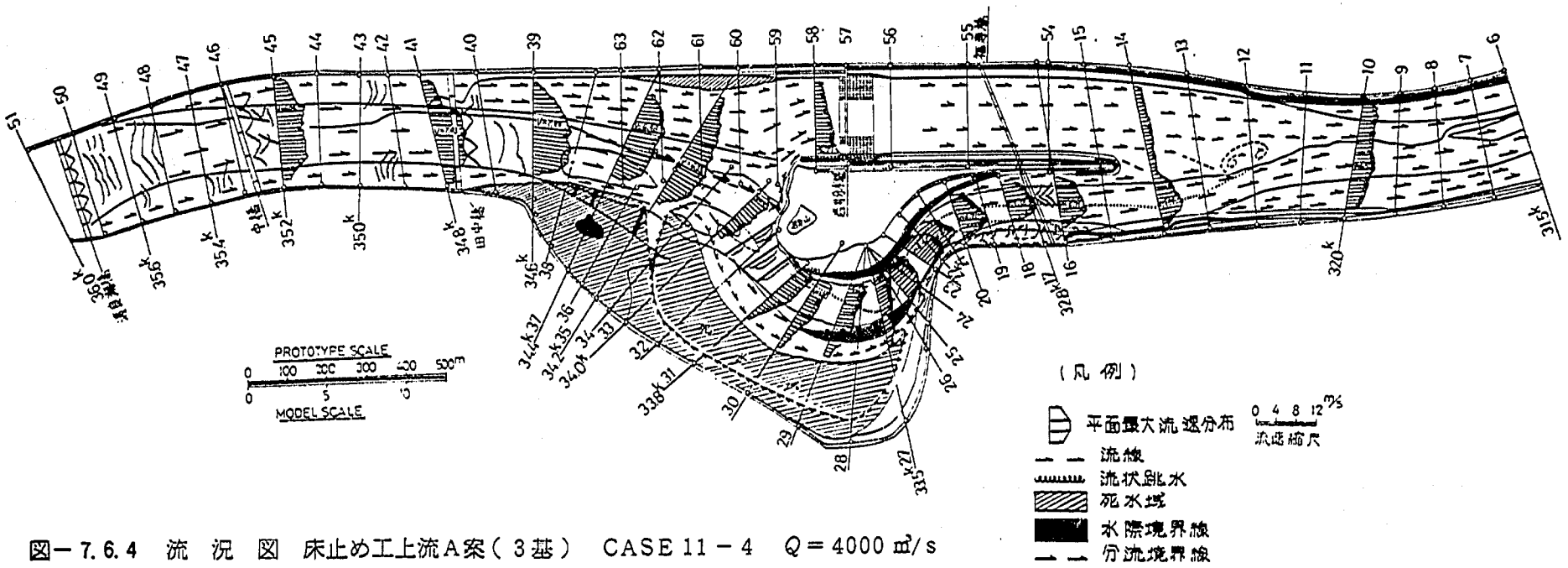
図－7.6.1 流 況 図 床止め工上流A案（3基） CASE 11－1 Q＝1,000 m³/s



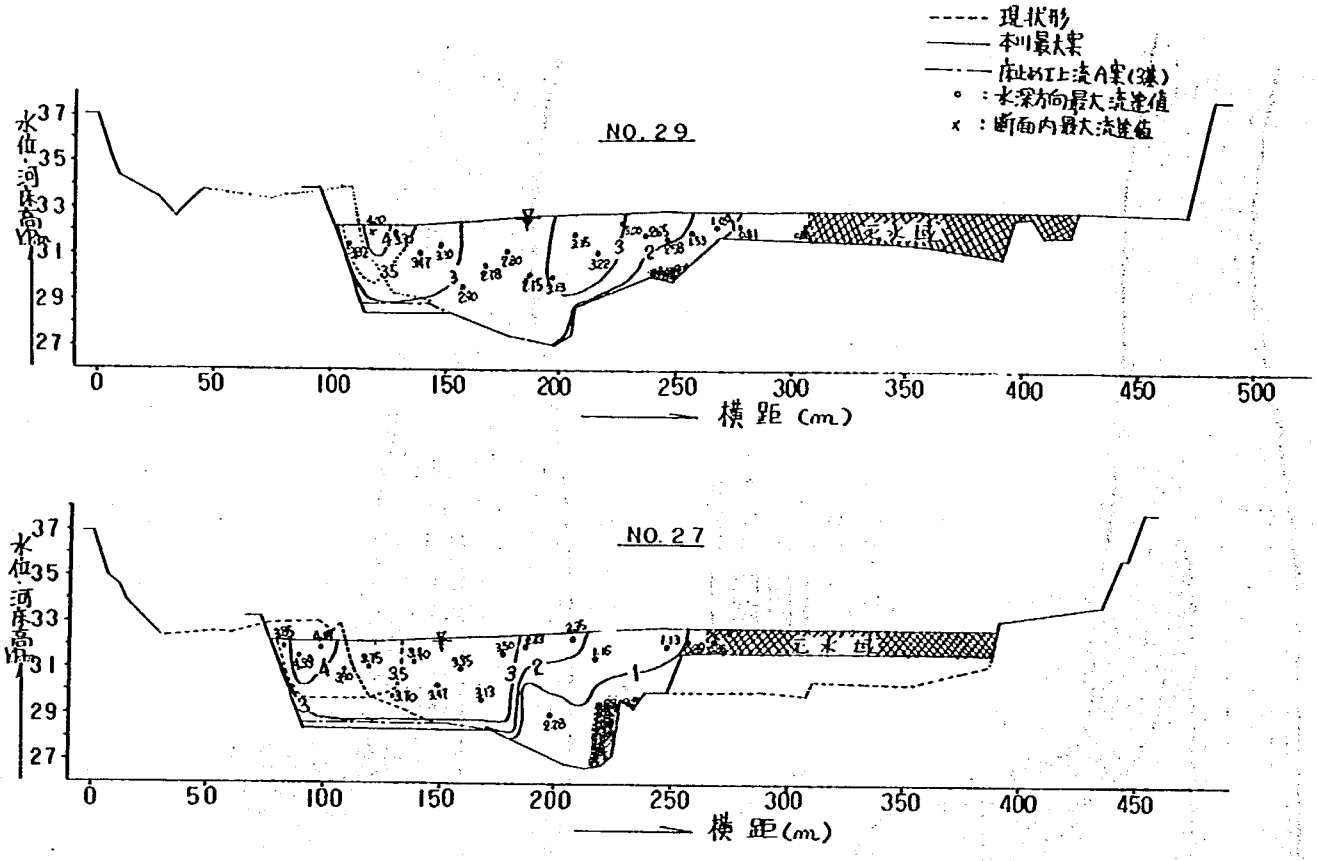
図－7.6.2 流 況 図 床止め工上流A案（3基） CASE 11－2 Q＝2,000 m³/s



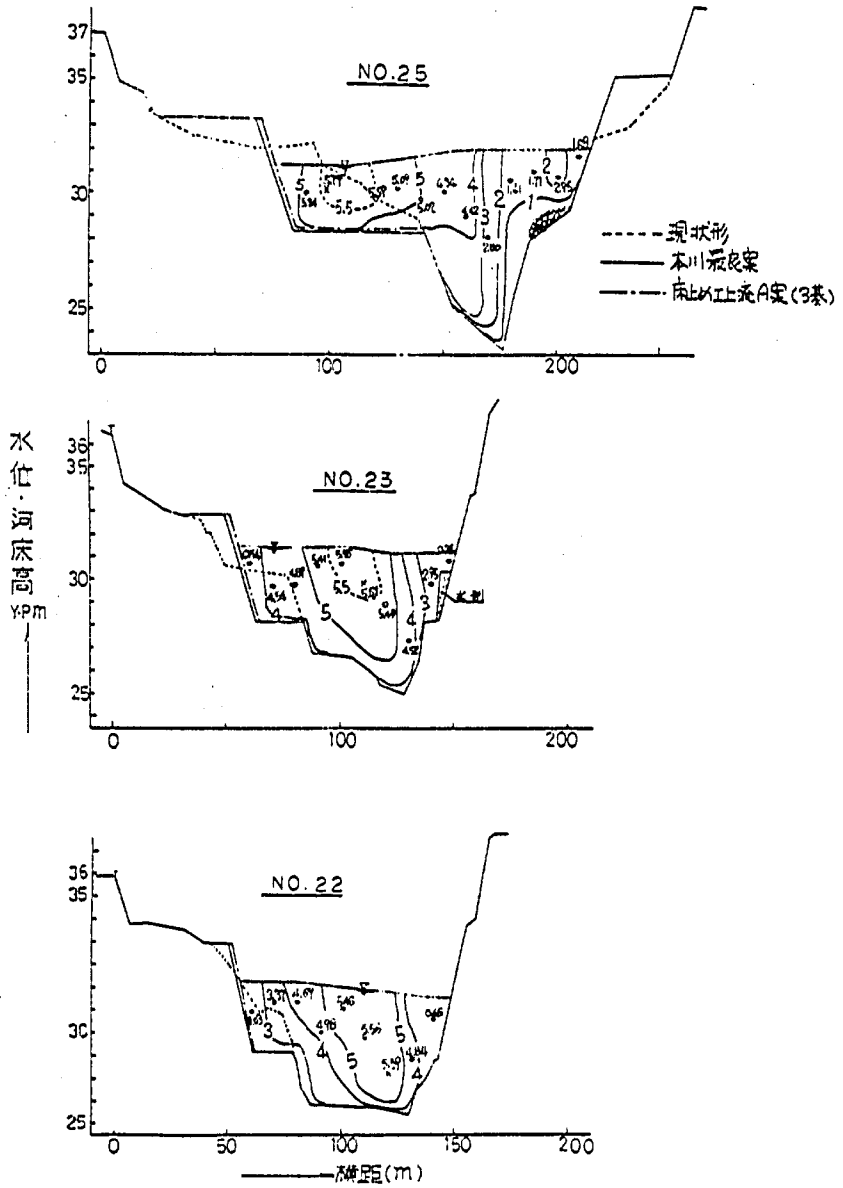
図－7.6.3　流　況　図　床止め工上流A案（3基）　CASE 11－3　$Q=3{,}000\ m^3/s$



図－7.6.4　流　況　図　床止め工上流A案（3基）　CASE 11－4　$Q=4000\ m^3/s$

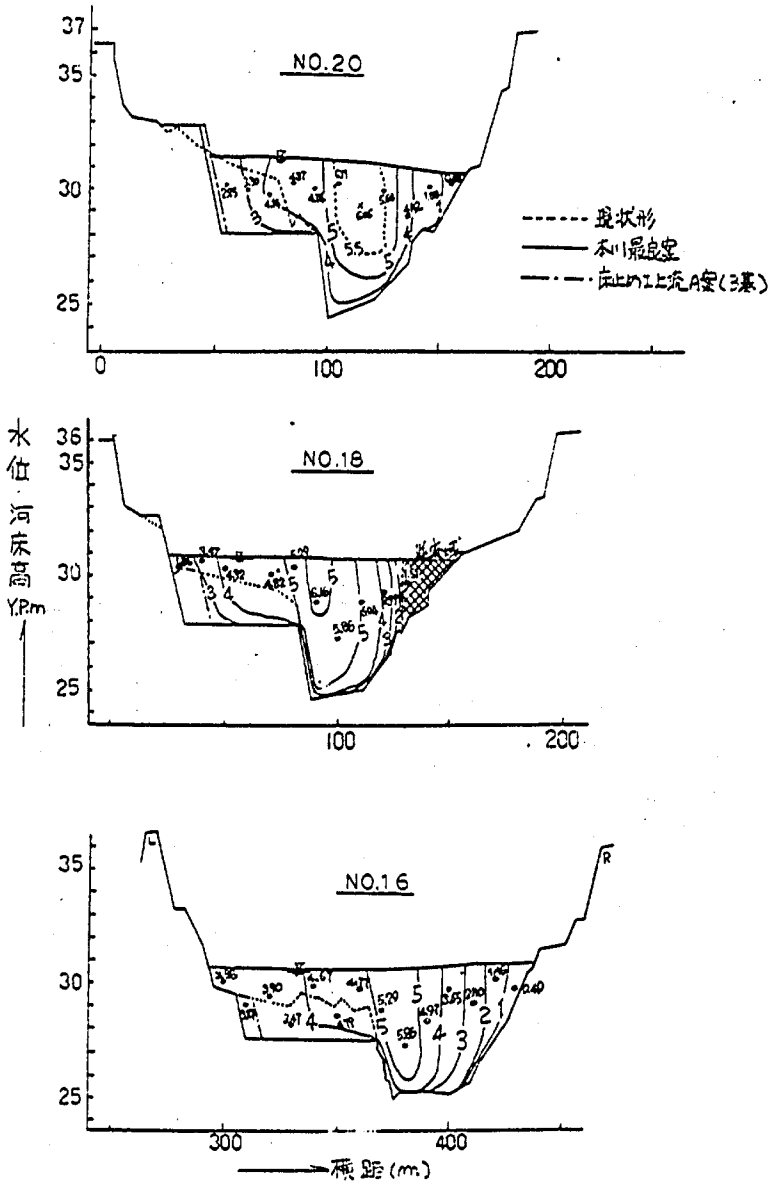


図－7.7.1　等流速分布図（CASE 11－1－2）　$Q = 2{,}000\ m^3/s$



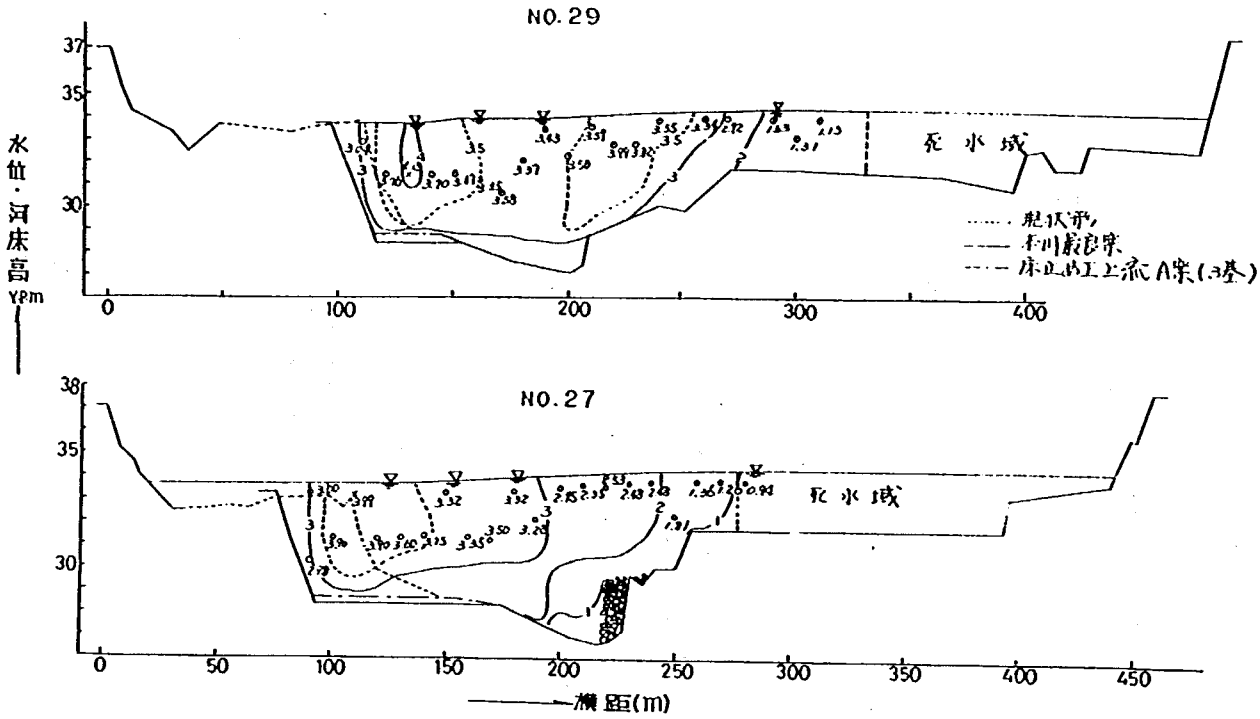
CASE 11 − 1 − 2　　$Q = 2{,}000\ m^3/s$

図−7.7.2　等流速分布図

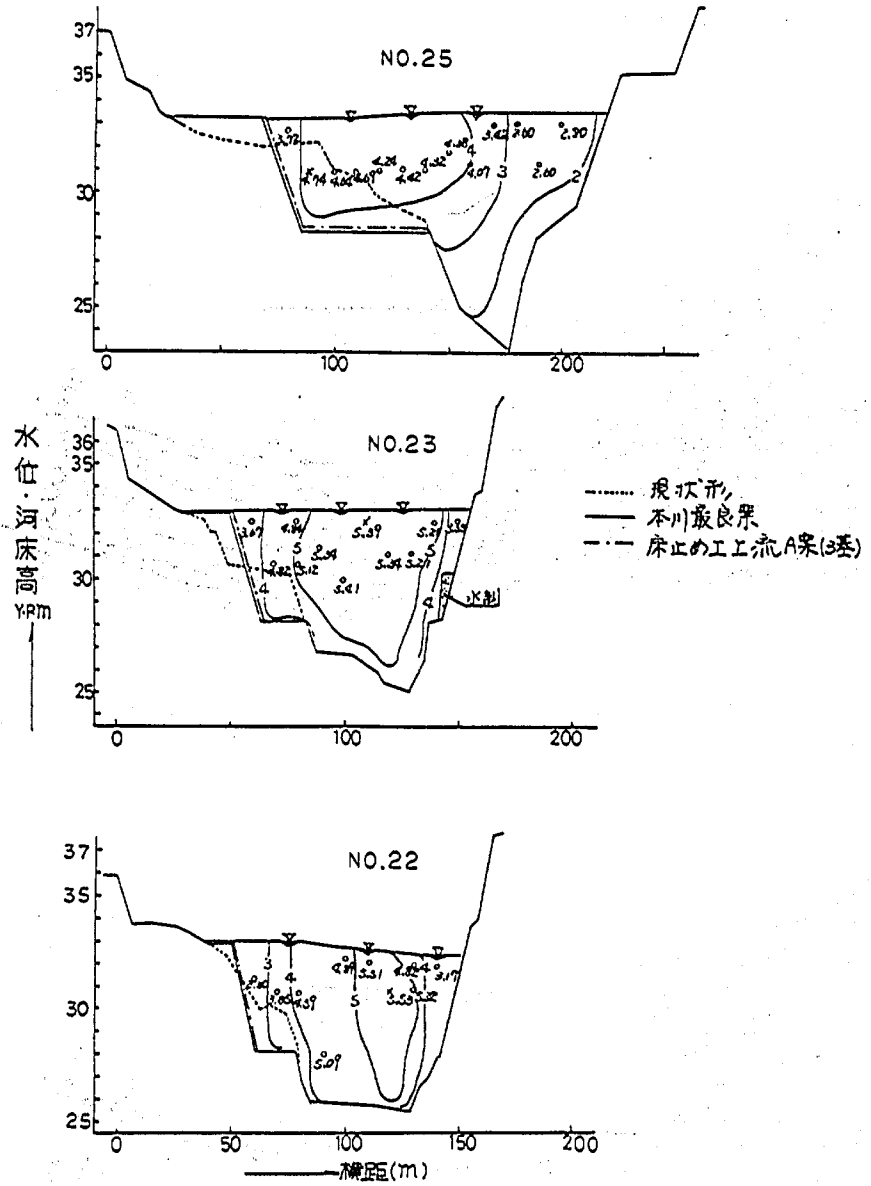


CASE 11 − 1 − 2　　$Q = 2{,}000\ m^3/s$

図−7.7.3　等流速分布図

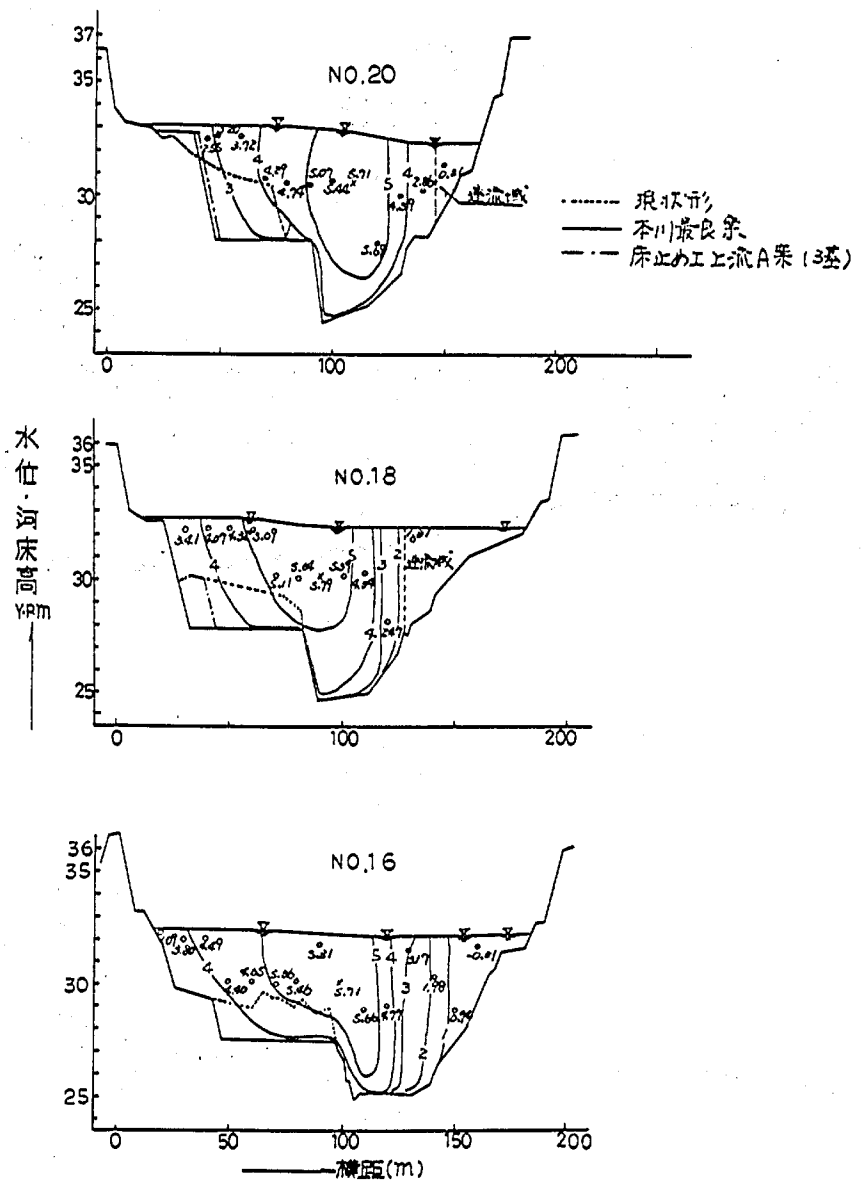


図－7.8.1　等流速分布図　CASE 11－1－4　　$Q = 4{,}000\ m^3/s$



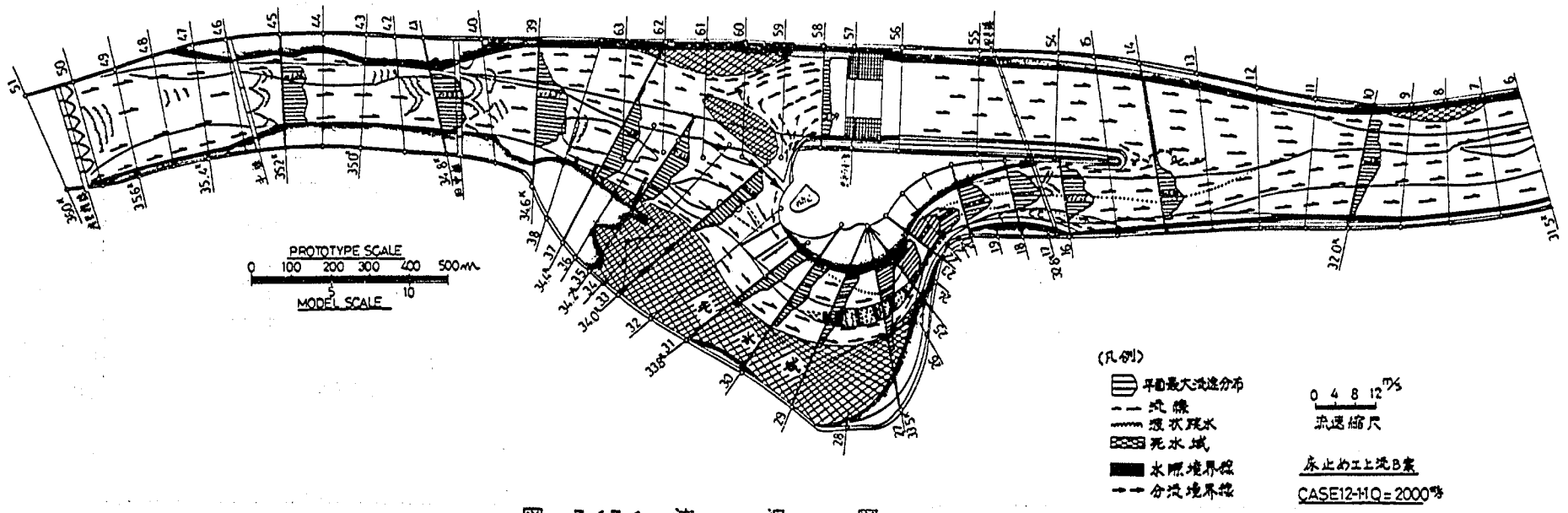
CASE 11－1－4　　Q＝4,000 m³/s

図－7.8.2　等流速分布図

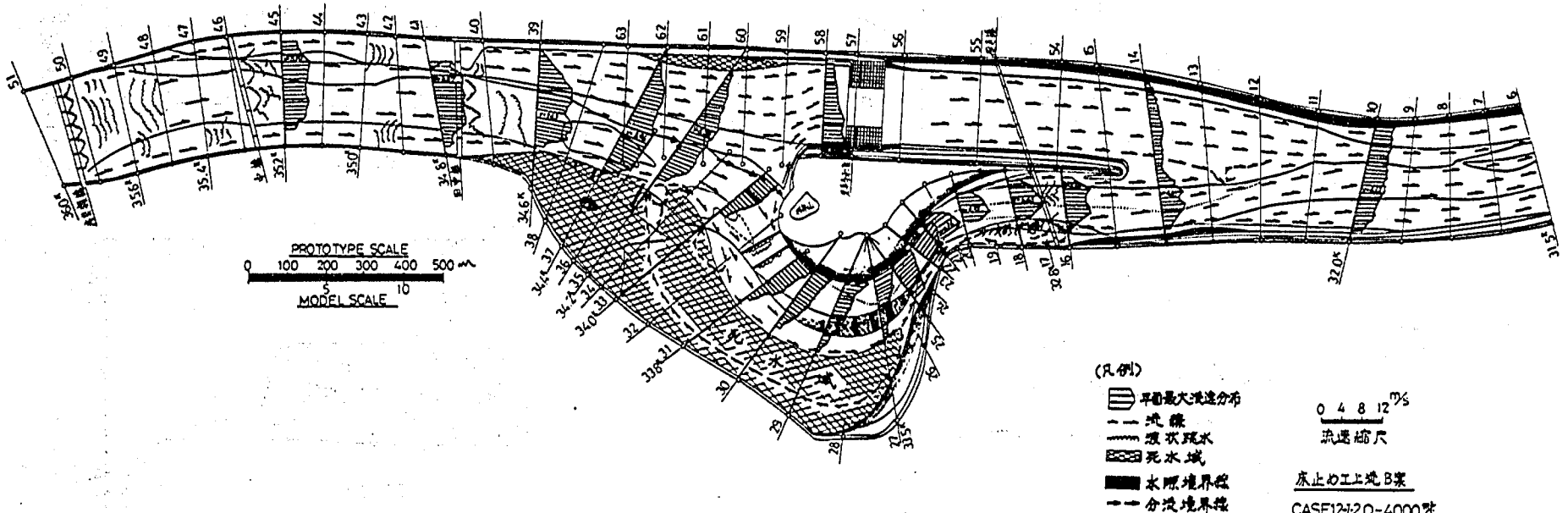


CASE 11－1－4　　Q＝4,000 m³/s

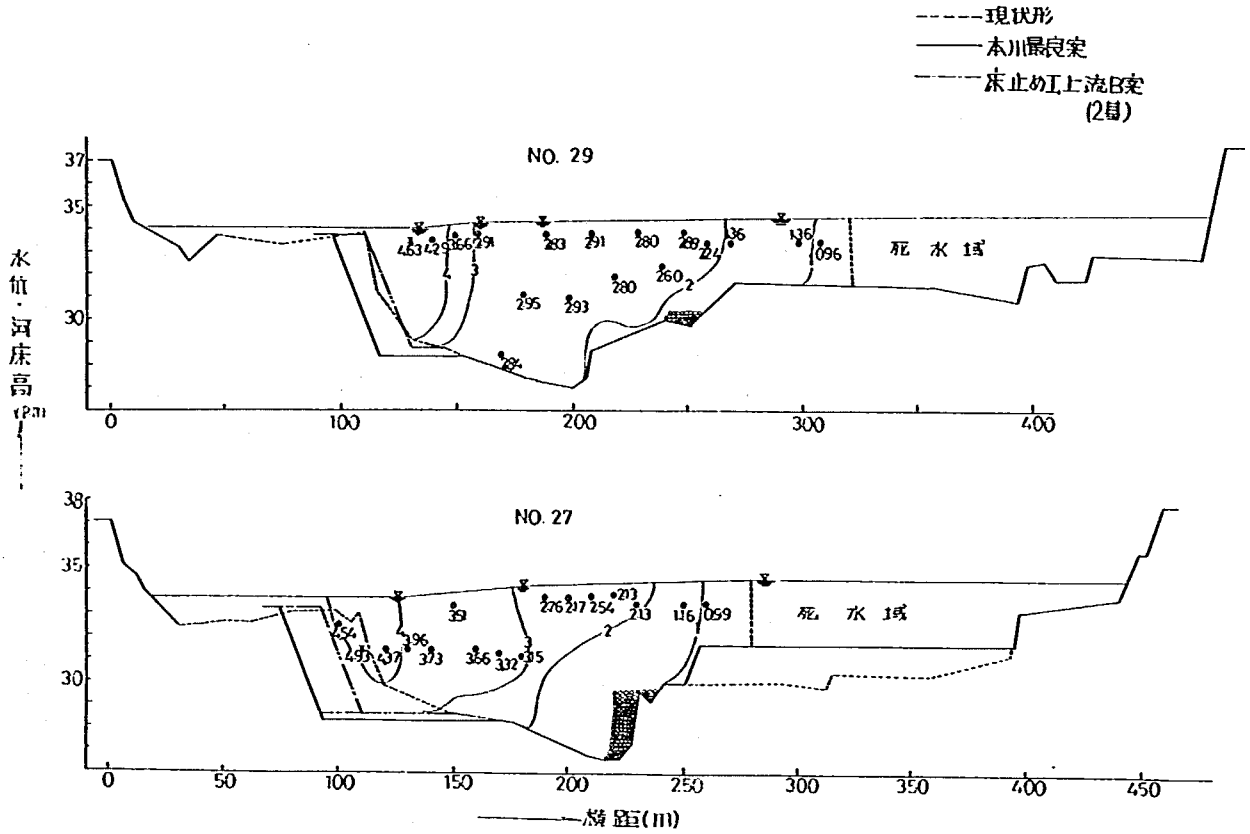
図－7.8.3　等流速分布図



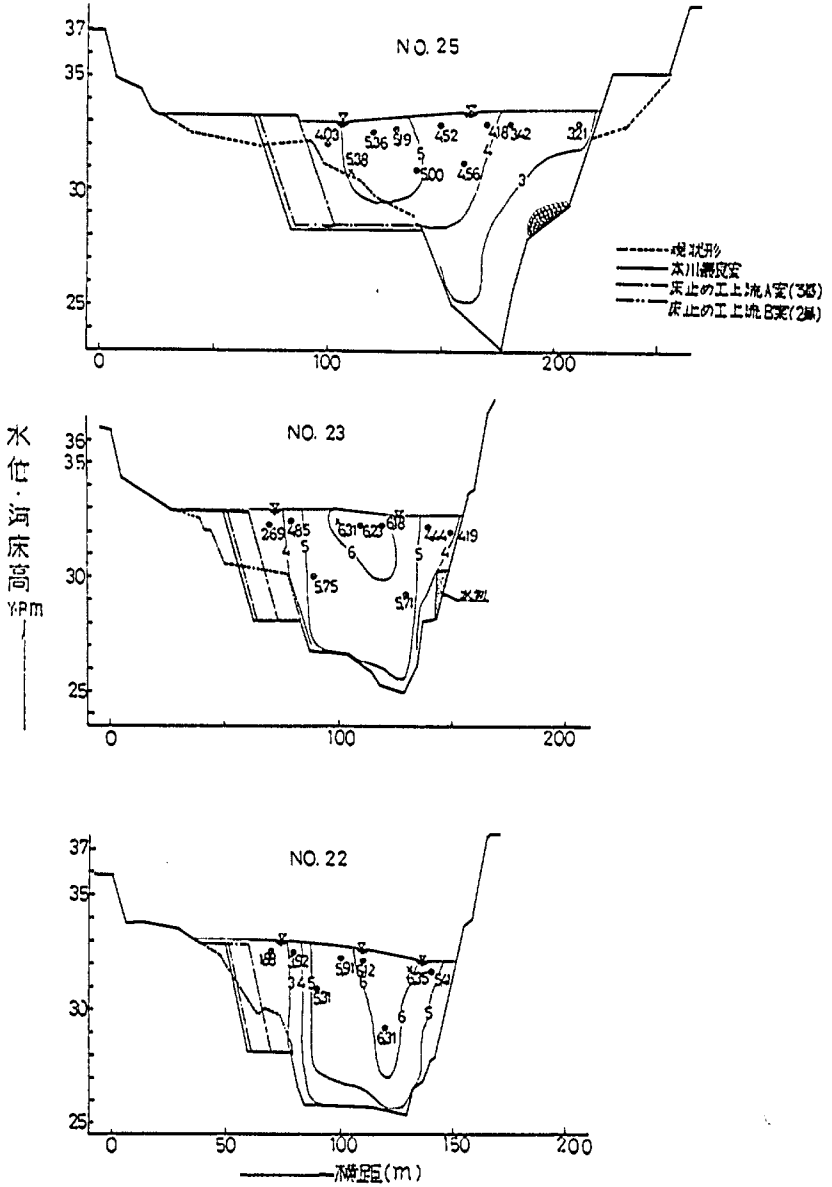
図―7.17.1 流　況　図



図―7.17.2 流　況　図

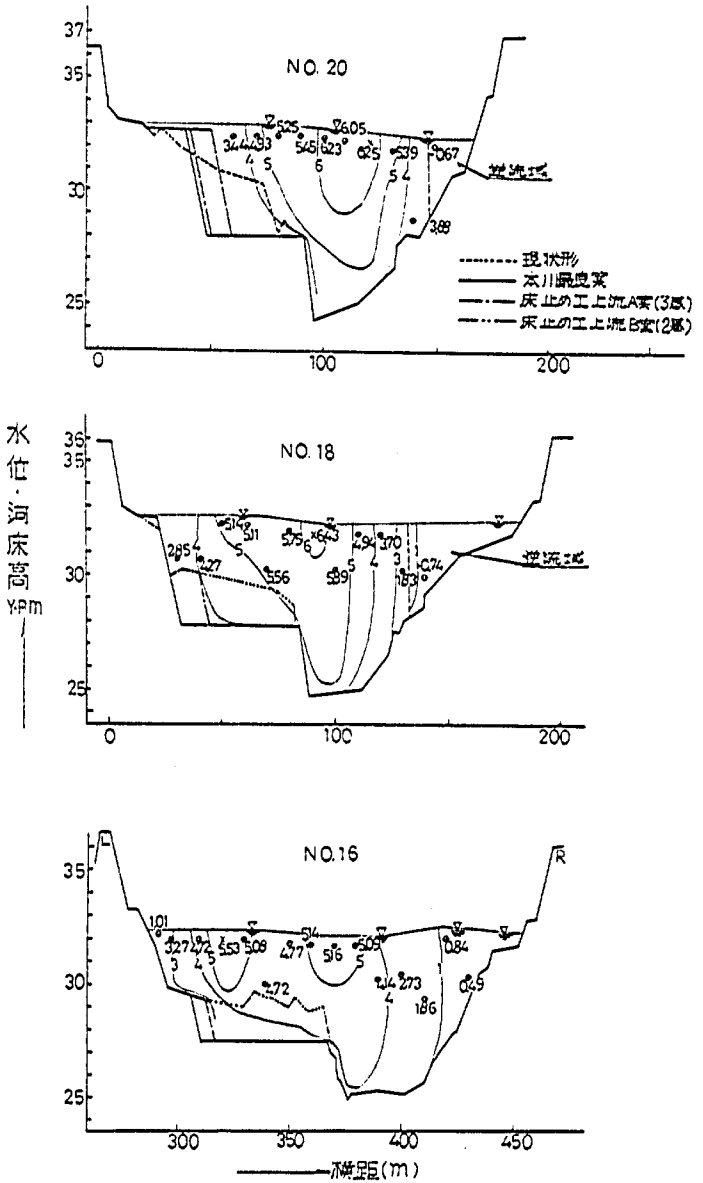


図－7.18.1　等流速分布図　CASE 12－1－2　$Q=4{,}000\ m^3/s$



CASE 12－1－2　Q＝4,000 m³/s

図－7.18.2　等流速分布図



CASE 12－1－2　Q＝4,000 m³/s

図－7.18.3　等流速分布図

第８章　移動床実験による現況河道水理特性
および水衝部補強対策案の検討

第８章　移動床実験による現況河道水理特性および水衝部補強対策案の検討

８－１　概　　要

これまで固定床模型実験によって，現況河道の水理特性，および本川側急曲狭窄部の高流速軽減策と分流機能回復法の各案についての検討を行ってきた。ここでは，このうち効果的とされる案に対する移動床模型での最終的な検討に先立ち，現況河道時の移動床実験を実施した。この実験は，現況河道の河床変動状況や局所洗掘等の現象を把握し，模型と現地の河床面の相似性を検討するとともに，現況河道に対する水衝部の補強対策案の検討を行った。

実験は，表－8.1の条件一覧表に示すように，実験Ｉ－１では$Q=1{,}000\,m^3/s$，$2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$定流を積み重ね方式で通水し，流況，砂礫堆の移動状況，水衝部の洗掘状況等を把握するとともに，現象の相似性について検討した。なお，今回の実験では，長期的な河床変動と諸対策の検討を目的とし，砂礫堆の移動および局所洗掘等がほぼ安定状態となる時間を考慮して，$Q=1{,}000\,m^3/s$，$2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$に対してそれぞれ4時間，２時間，１時間を通水した検討を行った。

実験Ｉ－２の本川狭窄部に対する補強対策案は，狭窄部から上流右岸側に水制を配置し，さらに水衝部の洗掘防止策として捨石を行ったものである。この実験も同様積み重ね方式で通水したが，$Q=1{,}000\,m^3/s$は最後に通水している。これは大流量による水衝部の局所洗掘個所が埋め戻されるかどうかを把握するために行った。

表－8.1　実験条件一覧表

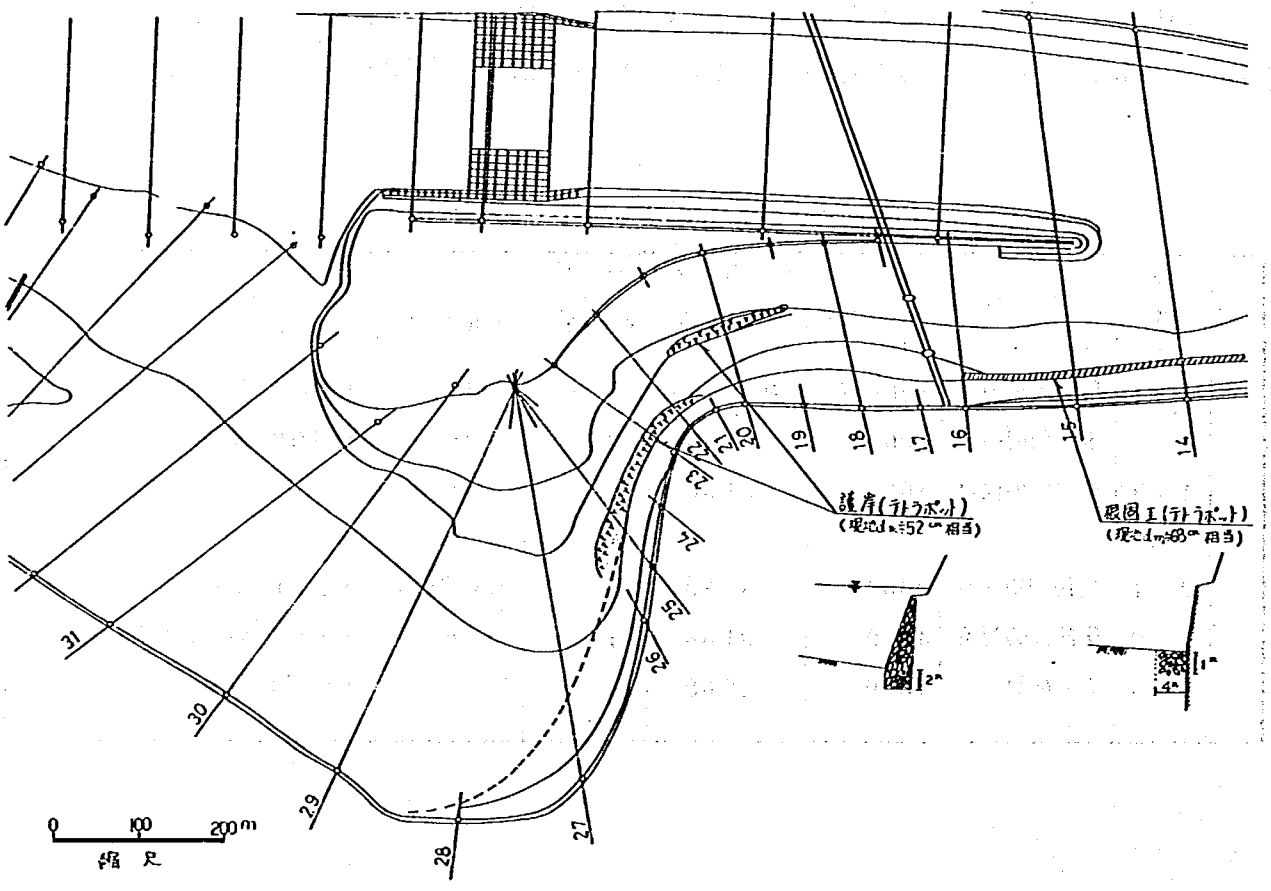
実験ケース		目的	実験条件				摘要
			流量	下流水位	通水時間	河道形状	
1	1－1	現況河道の河床変動把握，相似性の検討	1,000 m³/s	Y.P 28.88 m	4 hr	現況	・昭和54年度測量河道
	1－2		2,000	30.30	2	〃	・福寿橋橋脚設置
	1－3		4,000	31.68	1	〃	
	2－1	現況河道＋水衝部補強対策案の検討	2,000	30.30	2	水衝部対策	・水制12基設置（No 29～21）
	2－2		4,000	31.68	1	〃	・水制設置部対岸河道整正
	2－3		1,000	28.88	4	〃	・根固工及び捨石（No 23～20）

8－2　河道形状について

移動床模型への改造は，現地で既に高水敷が造成されている部分や，植生等で出水時においても河床変動がないと推測される個所は，モルタル固定床とし，出水時に移動床となる部分のみ移動床とした。

移動床部は，河床材料敷き厚分（最深河床高より狭窄部付近約20 cm，他は約15 cm）だけ低いところにモルタル面を設け，その上に図－3.1に示すような粒度特性をもつ平均粒径0.81 mmの砂を敷き河床面とした。

河道形状は，昭和54年8月測量の横断形状に基づいて整形を行い，さらに図－8.1に示すように既設の護岸根固工および捨石工等を設置した。護岸根固工は，河岸防護のために，湾曲部の水衝部側に施工されている堤防護岸前面（断面No.26～No.21右岸）と低水護岸前面（断面No.21～No.19左岸および断面No.16～No.13.5右岸）である。模型ではそれぞれ13～20 mm（平均約17 mm），および10～15 mm（平均約13 mm）の砕石を使用した。捨石工は図－8.1のように現河床より2 mの根入れとし，根固工は幅4 m，厚さ1 mで設置した。また，狭窄部左岸高水敷部（断面No.27～No.13）は河道整正案法線形位置まで移動床部としたが，現況河道実験では植生等を考慮し，この部分は d_m ＝1.2 mmの粒度調整砂を厚さ2.0 m（模型5 cm）に敷き均して実験を行った。なお，当初断面No.41（34.8 km）から下流を移動床として通水したが，実際河川では，場所的に河床材料径も異なり，この付近から上流部では河床砂のアーマー化によって，とくに表層での粒径が大きい。これに対し，模型では場所的，深さ方向にも同一砂を用いているため，こ



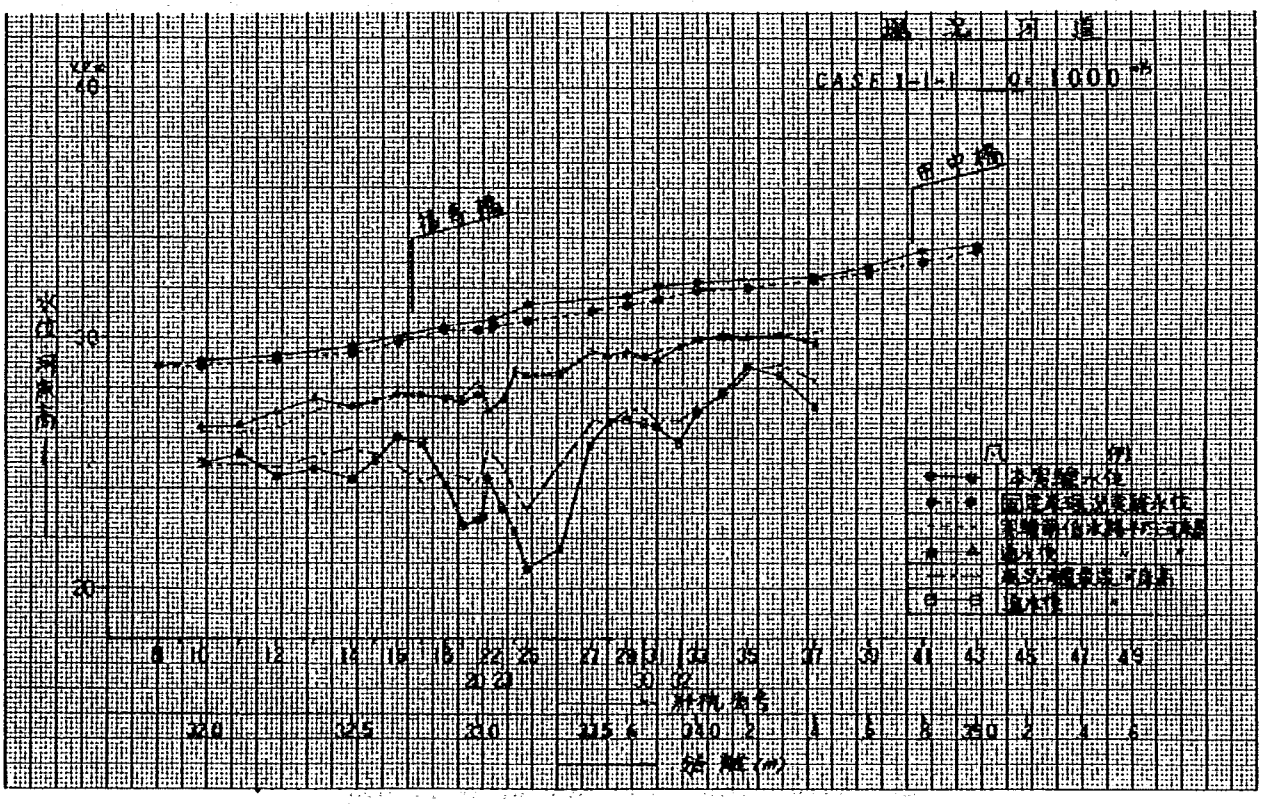
図－8.1　現況河道模型形状図

の付近から上流では現地に比して粒径が若干小さい。このため固定床と移動床部の境界での河床砂の大量流出と相まって，河床変動が大きく，この土砂が川幅の広い岩井山上流部へ堆積し，現況の形状とかなり異なった現象が生じてしまった。そこでこの異常な河床変動を防止するため，今回の実験では，断面№38～№41間の河床の表層を粒径5～13㎜（平均9㎜）の砕石に置き換えて実験を行っている。

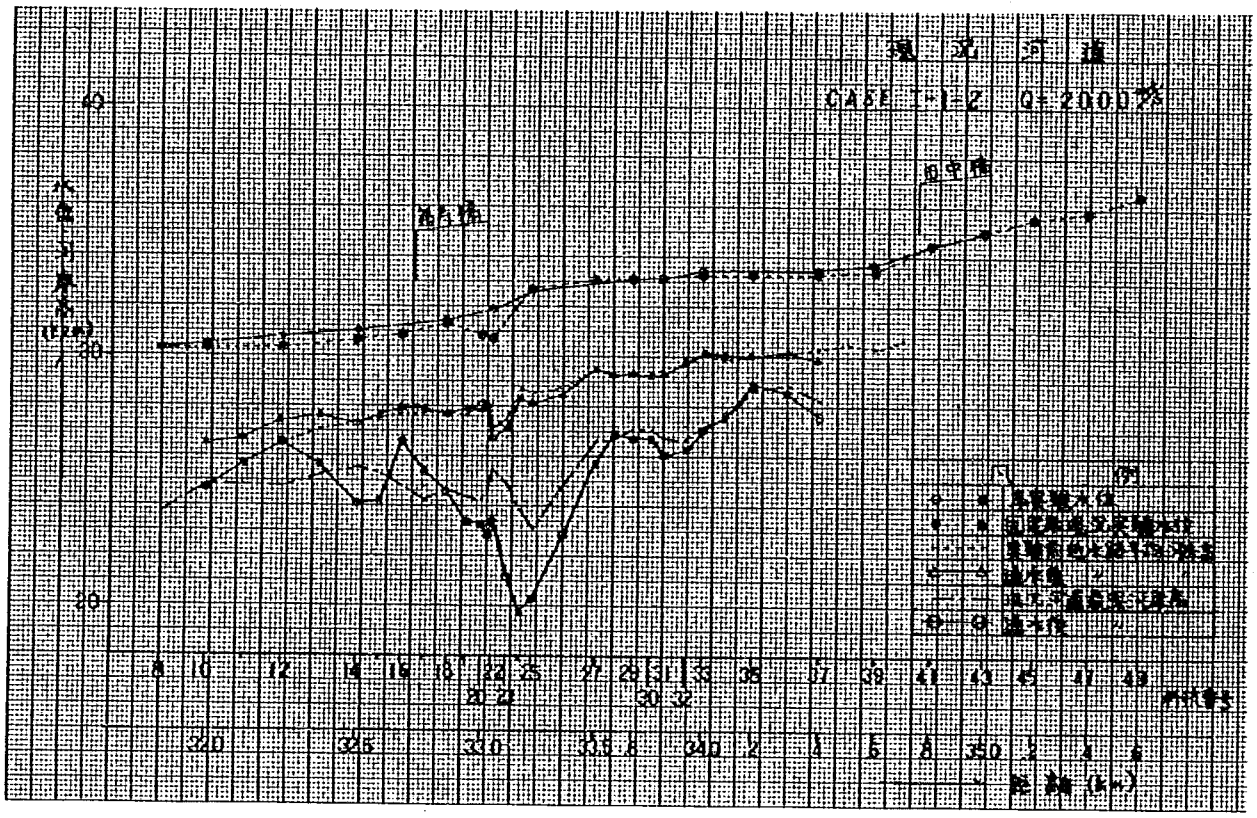
8－3　現況河道水理特性の検討

8－3－1　水位について

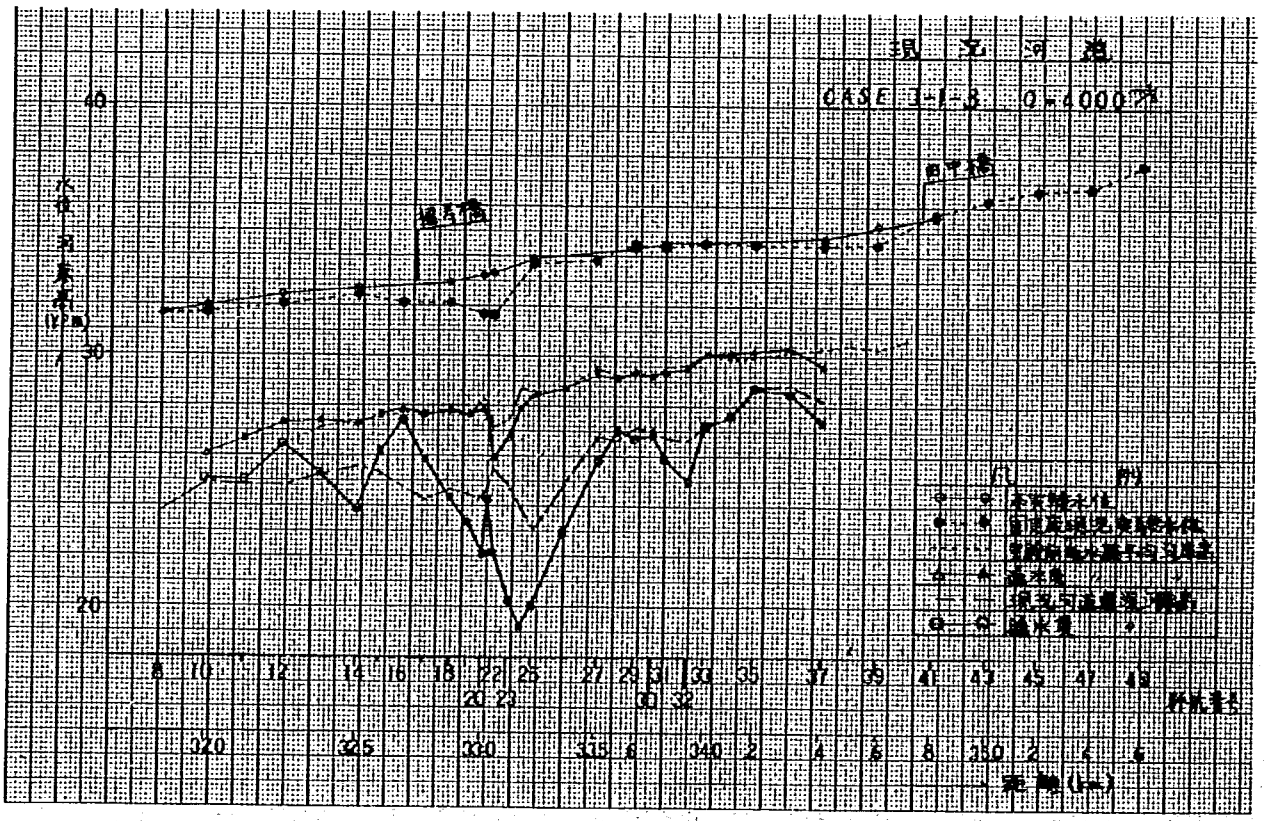
各流量に対する水位縦断図を固定床実験結果と比較して示したのが図－8.2.1～8.2.4である。これによると$Q=1{,}000$㎥/sでは，今回の移動床実験での水位の方が全体的に若干高めとなったが，$Q=2{,}000$㎥/s，4,000㎥/sでは狭窄部付近を除いて，ほぼ一致する結果が得られた。ただし，狭窄部付近においては，固定床実験の場合，№22断面付近で極端な水位低下となるが，移動床ではそのような現象は認められず，上下流とも比較的一様な水面形となっている。これは狭窄部の河床変動と大きく係わっており，固定床実験では射流に近い流れとなり，水位が低下する状況となるが，移動床の場合河床が洗掘され，掃流力に見合った河積に変化することに原因している。さらに断面№39付近も同様の結果となっており，この付近も固定床実験では水位縦断形の変化する地点である。なお，前述したように，断面№39付近は，河床の表層を大粒径に置き換えた箇所であり，この影響によって水位が若干高い可能性もある。しかし，$Q=1{,}000$㎥/sでは小規模河床波の発生によって若干水位が高いものの，2,000㎥/s，4,000㎥/sでは固定床の結果とほぼ一致しており，水位の相似性については，概ね良いものと判断される。



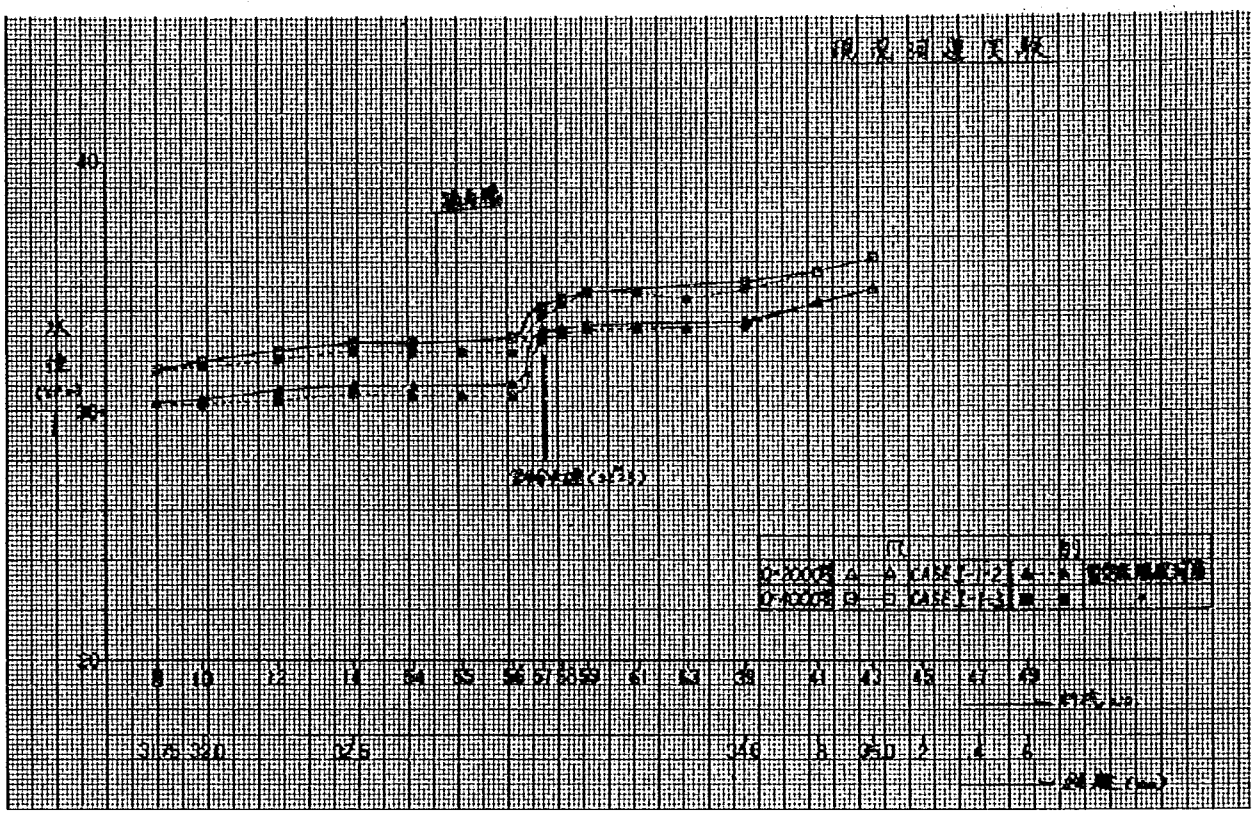
図－8.2.1　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－8.2.2　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－8.2.3　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－8.2.4　分水路側水位縦断比較図

8－3－2　流況について

各流量に対する流況図を図－8.3.1～8.3.3に示す。$Q=1{,}000\,m^3/s$時の流況は，狭窄部上流では低水路内をほぼ一様な流れで流下しており，固定床実験よりも水位が若干上昇したことによって，水際境界線もやや後退し，わずかに分水路への流入が見受けられた。狭窄部では主流が右岸堤防沿いに集中し，その下流では，反対に左岸沿いに向かい，狭窄部の下流側では次第に低水路中央が主流部となる。

$Q=2{,}000\,m^3/s$時では，分水路流頭部の一部に死水域が発生し，固定床実験に比べ，岩井山に当ったのち分水路側へ流入する流れが減少している。本川側の流れは，ほぼ一様に流下しており，断面No.33付近から微流速ではあるが，右岸高水敷上を流下し，断面No.28付近で再び低水路部へ戻る流れが生じ，固定床実験よりも右岸高水敷の死水域が減少した。狭窄部では，断面No.25～No.24右岸の堤脚部捨石工前面が水衝部となる。この湾曲部右岸の堤防護岸沿いを流下した流れは，その下流で$1{,}000\,m^3/s$時よりも左岸側に寄る傾向を示し，左岸側計画橋橋脚付近が主流となる。分水路合流部付近では，背割堤の先端付近に堆積した砂礫堆の影響により，流れが若干右岸に寄り，背割堤先端では小規模な渦流が発生する。

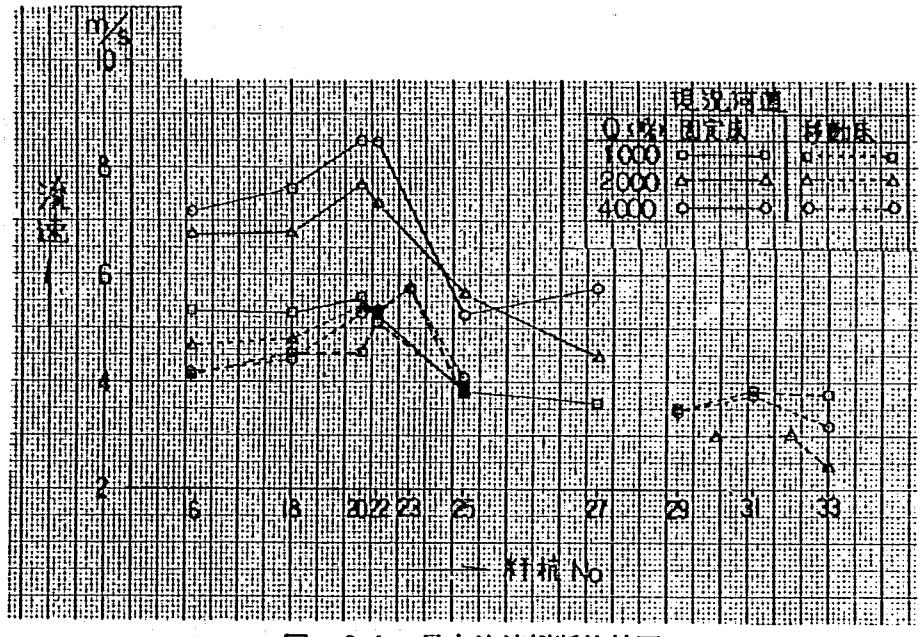
$Q=4{,}000\,m^3/s$時では，岩井山上流の右岸高水敷上の流れが固定床に比べて若干強くなり，このため，反対に岩井山に直進する流れは弱い。狭窄部では，断面No.25右岸付近の堤防護岸沿いへ流れが集中し，主流は堤防沿いを走る。さらに断面No.20付近では左岸低水護岸に当り，その下流では左岸側の計画橋橋脚付近を直撃する流れとなる。このため湾曲部下流右岸（No.20～No.17断面）に顕著な剥離域が生じている。背割堤先端の岩井分水路合流部では，砂礫堆が発達したが，水深が増加したためにその影響は比較的少なく，ほぼ川幅全体を流下している。分水路の流況は，田中橋下流左岸の高水敷上からほぼ真直ぐに流下しており，岩井山に当って迂回した流れとともに分水路側を流下する。以上のように，今回の移動床実験では，狭窄部より上流右岸高水敷上の流れが，固定床実験より若干多くなる傾向が見られ，流量の増加に伴い漸増する傾向であった。さらに固定床実験の場合には断面No.38付近，および狭窄部入口付近で高流速となり，射流に近い流れも見られるが，移動床の場合には生じていない。これは流れによって河床が変化することに原因している。なお，現地においても洪水時に河床が変化するので，移動床の結果に近い流れになると思われるが，河床変化以上に増水が早い場合には，固定床のような高流速となることも予想される。また，各流量とも全体的な流況としては，上流からの流れが断面No.32左岸の岩井山先端に当り，岩井山に沿って狭窄部へと流入し，断面No.25～No.23付近の右岸堤防へ激しく集中する。主流は堤防沿いを走り，断面No.20～No.18左岸低水護岸へと向かう，背割堤に沿った流れは，断面No.14.5で分水路と合流するが，分水路側へ向かう流れも見られるものの，とくに問題はないようである。

8－3－3　流速について

本川狭窄部付近の横断方向の流速（6割水深）を求め，前述の図－8.3.1～8.3.3の流況図に平面流速分布図として示し，最大流速縦断図を図－8.4に示した。

岩井山流頭部付近の断面No.33地点における流速は，各流量時とも低水路中央からやや右岸寄りで$V_{max}=3.0\sim3.5\,m/s$の最大値を示し，流量の違いによる流速の変化は概して小さい。本川狭窄部上流の断面No.31～No.29の間は，各流量共に岩井山左岸沿いの流速が速く約3.5～3.7 m/sの最大流速となる。断面No.27～No.25の最大流速発生位置は河道中央部付近であり，$Q=4{,}000\,m^3/s$時に約4.1 m/sを示してい

る。湾曲部となる断面No.23～No.22付近は，各流量時とも右岸側堤脚沿いに最大流速が発生し，約5.5 m/s～5.8 m/sとなっている。いっぽう，狭窄部の下流断面No.18，No.16における最大流速発生位置は，$Q=1{,}000$ m³/sと2,000 m³/sの場合は，ほぼ中央付近となるが，$Q=4{,}000$ m³/s時は左岸寄りに発生している。その最大値は，$Q=2{,}000$ m³/sおよび，4,000 m³/sで約4.0～4.5 m/sである。なお，固定床実験の結果と比較した場合，固定床は断面No.20において$Q=2{,}000$ m³/s，4,000 m³/sで7.8 m/s，8.5 m/sの最大流速が生じているが，移動床実験では，最大流速発生位置が断面No.23に移り，$Q=2{,}000$，4,000 m³/s共に5.8 m/sとなり，固定床時の約7割程度に減少している。この原因としては，固定床実験の場合，河道断面形は変化しない場で測定された結果であるのに対し，移動床実験の場合には，掃流力に見合って河床が変動し，河積を広げ流速が減少した状態で測定されたための河道断面形の違いによるものと考えられる。ただし，前述したように，河床変化以上に増水が早い場合等には，一時的に固定床のような高流速となることも予想されるので留意する必要があろう。



図－8.4　最大流速縦断比較図

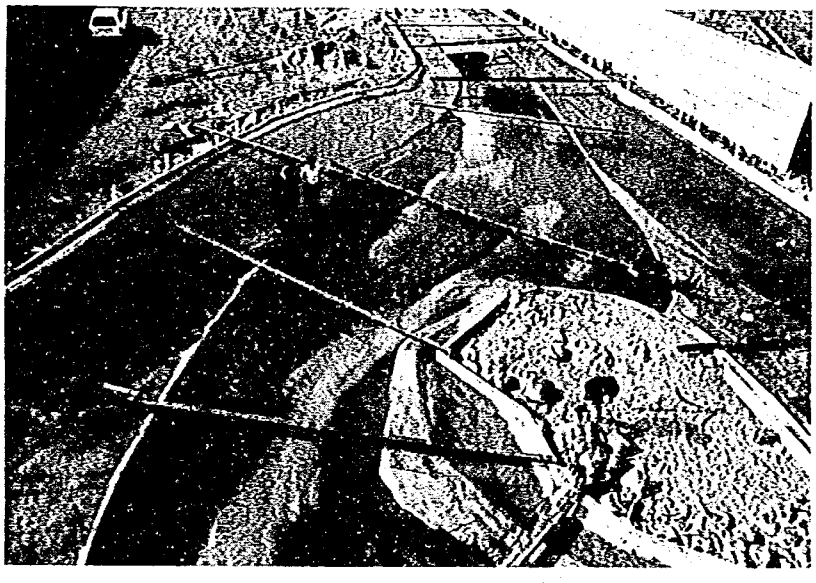
8－3－4　分流量について

分流量は田中橋下流から狭窄部付近の河床変動，流況等によっても多少影響されると考えられる。実験では$Q=2{,}000$ m³/s，4,000 m³/sとも河床変動は少なく，固定床の結果と水位もほぼ一致した結果が得られたものの，$Q=2{,}000$ m³/s時は水位が若干高いことによって，414 m³/sの分流量となり，固定床時より約140 m³/s多かった。$Q=4{,}000$ m³/sでは，固定床時と全く同じ1,693 m³/sの分流量であった。なお，岩井山流頭部付近一帯は，川幅も広く，上流からの流出土砂が多ければ堆積し，河床が上昇する領域である。このような場合は，分流量が若干増大することも考えられる。

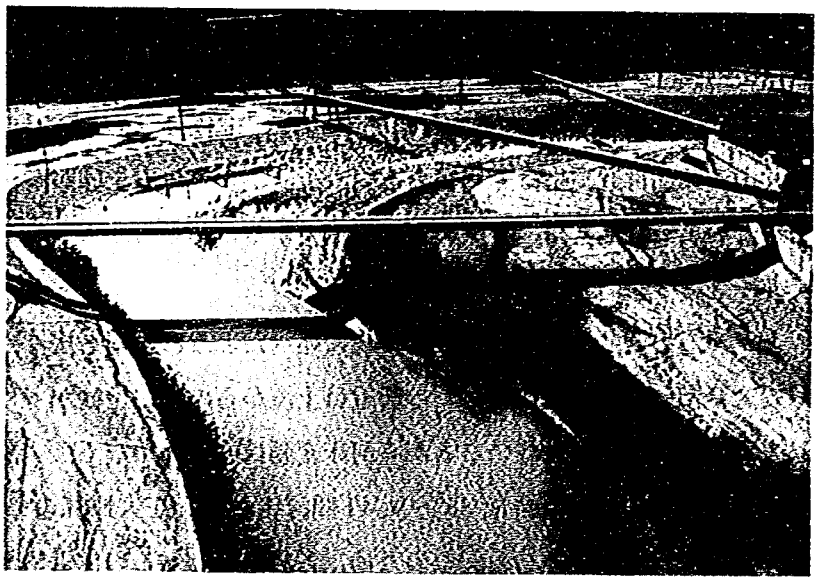
8－3－5　河床変動状況

現況河道の岩井山流頭部付近は，先に述べたように川幅も広く，本川狭窄部での堰上げによって，かなり安定した砂州が形成され，この付近は上流からの流出土砂が多ければ堆積する領域と考えられる。しかし，現在流出土砂も少ないことから河床変動は非常に少なく，実験でも固定床と移動床模型の境界での土砂流出防止として，断面No.38～No.41間河床の表層を大粒径の砕石に置き換え，上流からの土砂供給が無いような状態で実施した。このため，各流量時ともこの付近の河床変動は非常に少ない結果となっている。この河床変動横断図を図－8.5.1～8.5.13に，河床変動平面図を図－8.6.1～8.6.3に示す。

狭窄部上流では写真－7.1にも示すように，断面No.37（34.4km）付近右岸の水制先端周辺，および岩井山流頭部から左岸沿いに局所的な洗掘が生ずるのみである。水制先端部では，$Q=2{,}000\,m^3/s$で約1.0mの洗掘となり，先端が若干崩落する状況となったが，砂礫堆の形成，流下に伴って，$Q=4{,}000\,m^3/s$時には逆に埋め戻される現象が見受けられた。岩井山流頭部から左岸沿いの局所洗掘については，現地の流頭部周辺では岩が露出しており，実際はこのような洗掘は生じないものと思われる。狭窄部付近の断面No.26～No.24間では，写真－7.2にも示すように，湾曲内側の左岸高水敷部上へ堆積する傾向を示し，反対側右岸沿いでは$Q=1{,}000\,m^3/s$で最深部がさらに2～3.0m洗掘される。$Q=2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$では，断面No.26およびNo.25で，$1{,}000\,m^3/s$時と洗掘は変わらないが，断面No.24，No.23では洗掘がさらに進行し，約4.0～4.5mの洗掘となる。この場合$Q=2{,}000\,m^3/s$で洗掘が進行し，$4{,}000\,m^3/s$時ではあまり増大していない。断面No.22～No.19間の急曲狭窄部は，主流が右岸から河道中央，そして左岸側に移る区間であり，$Q=1{,}000\,m^3/s$，および$2{,}000\,m^3/s$時は比較的河床変動が少ない。$Q=4{,}000\,m^3/s$時は，上流部での洗掘領域が下流側へ広がり，強い水衝部となる断面No.24右岸付近一帯の洗掘土砂は，活発な動きの砂礫堆を形成しながら下流右岸側に伸びて堆積する。断面No.18～No.16間では，右岸側への砂礫堆の形成とともに，主流が左岸へ寄ることにより，左岸高水敷の河床浸食が激しい。この区間は上流の断面No.21～No.19間の左岸低水路部の河岸が捨ブロック等によって保護されており，中小洪水では下流側も含め，これによる洗掘防止効果が大きい。ただし今回の実験のように，$Q=1{,}000\,m^3/s$程度の洪水でも長時間継続した場合や大洪水では，図－8.7や図－8.8.1～8.8.6の狭窄部河岸浸食平面図，および河岸浸食時間変化図に示すように，高水敷部の河岸浸食がかなり大きい。この高水敷部は植生等も考慮して，模型に用いた

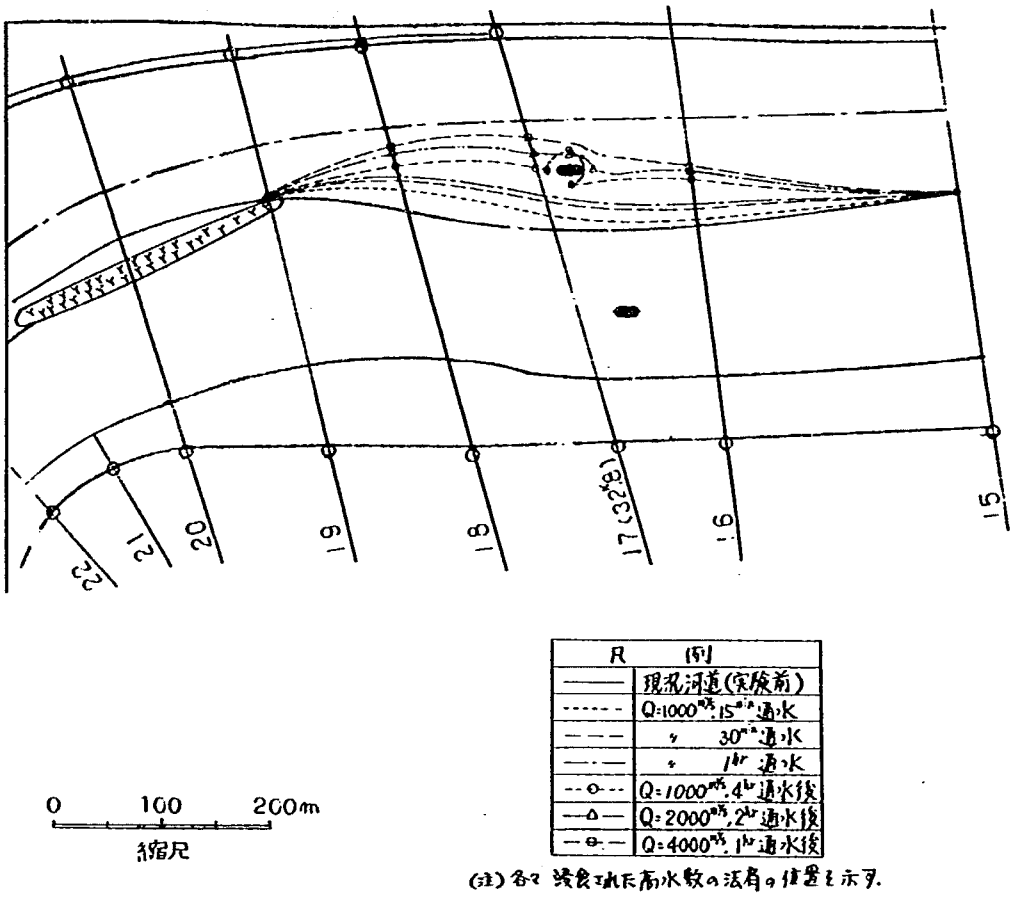


写真－7.1　通水後の河床状況（ケースⅠ－1－3，$Q=4{,}000\,m^3/s$）



写真－7.2　通水後の河床状況（ケースⅠ－1－3，$Q=4{,}000\,m^3/s$）

河床砂（dm＝0.81㎜）より大きい粒度調整砂（dm ＝ 1.2㎜）を厚さ 2.0 mに敷き均して実験を行っている。それにもかかわらず Q ＝ 1,000 ㎥/s の通水 1 時間で，高水敷の約⅓が浸食され，約 2 時間後には高水敷幅の約½が浸食されてしまった。1,000㎥/s 時においては，通水 2 時間以降の変化は少なく，Q ＝2,000㎥/s 時でさらに若干進行し，それ以降4,000㎥/s での洗掘は差程増大していない。また反対に現況低水路部は，Q＝2,000㎥/s，4,000㎥/s，において上流からの流送土砂によって堆積する結果となり，現況の低水路がより左岸に寄る形状となる。なお，ここの高水敷部を浸食した土砂は，分水路との背割堤前面付近に堆積し，砂礫堆を形成する。

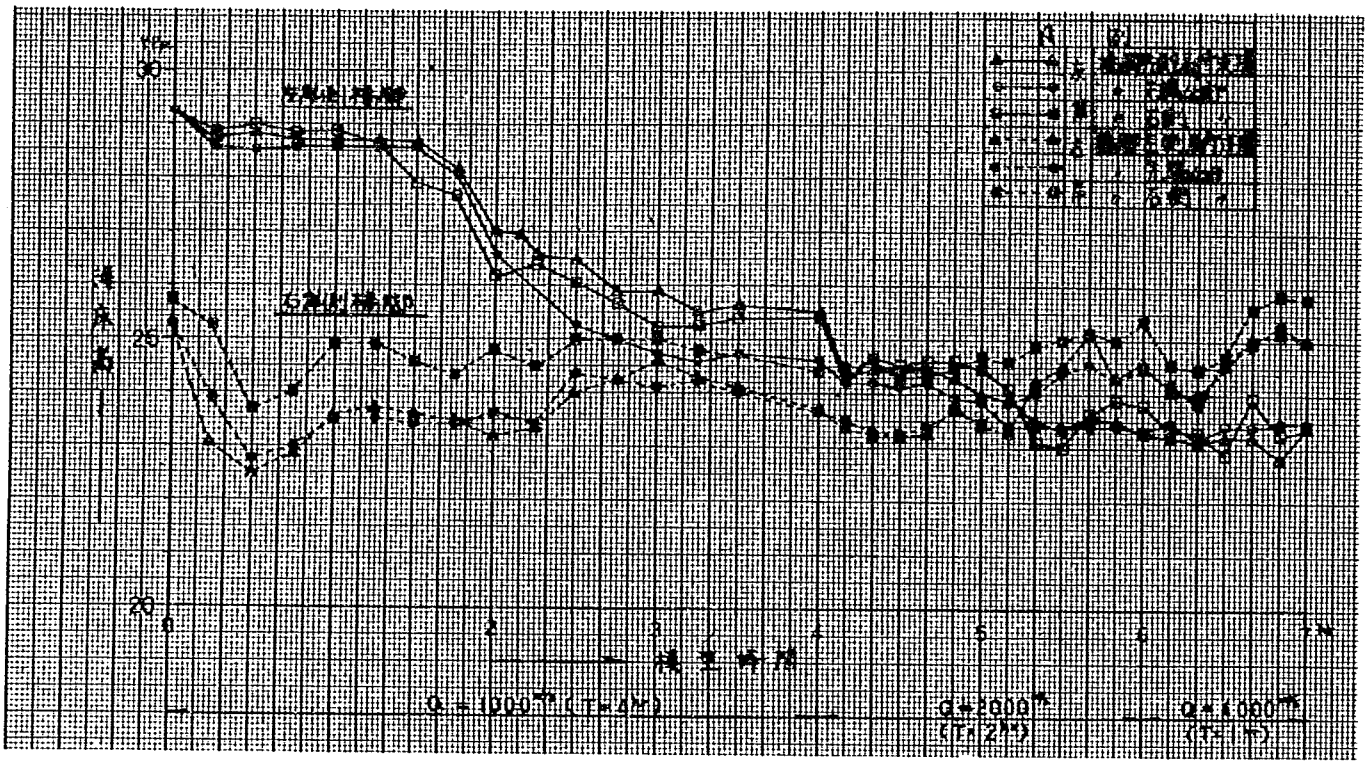


図－ 8.7　狭窄部河岸浸食平面図　河道形状：現況河道（実験Ｉ－１）

8－3－6　計画橋（福寿橋）橋脚周辺の洗掘状況

今回の移動床実験でも，７－８で述べたように，足利市によって岩井山下流に計画している橋脚（図－7.23）を設置した検討を行った。この橋脚周辺の局所洗掘．時間変化図を図－8.9に示す。Q＝1,000㎥/s 時では，主流が低水路内を走り，全体的に一様な流れであるため，低水路内の右岸橋脚周辺から洗掘が進み，通水 30 分で約 2 mの洗掘が生じた。その後は徐々に上流からの供給土砂によって，砂礫堆が右岸側に形成され，橋脚周辺に堆積するため，４時間後にはほぼ現況の高さまで埋め戻される。左岸橋脚は，設置されている高水敷の浸食が活発になる通水 90 分頃から洗掘されはじめ，通水 2 時間後で約 2 m，４時間後では約 4 mもの洗掘が生じた。さらに流量が増加すると流れは，左岸橋脚沿いに主流が寄るために，4,000㎥/s では現況河床よりも約５～６ m程洗掘される結果となった。逆に右岸の橋脚は，剥離域となる

ため洗掘は見られず，1,000㎥/s で現況に埋め戻された状態を保っていた。

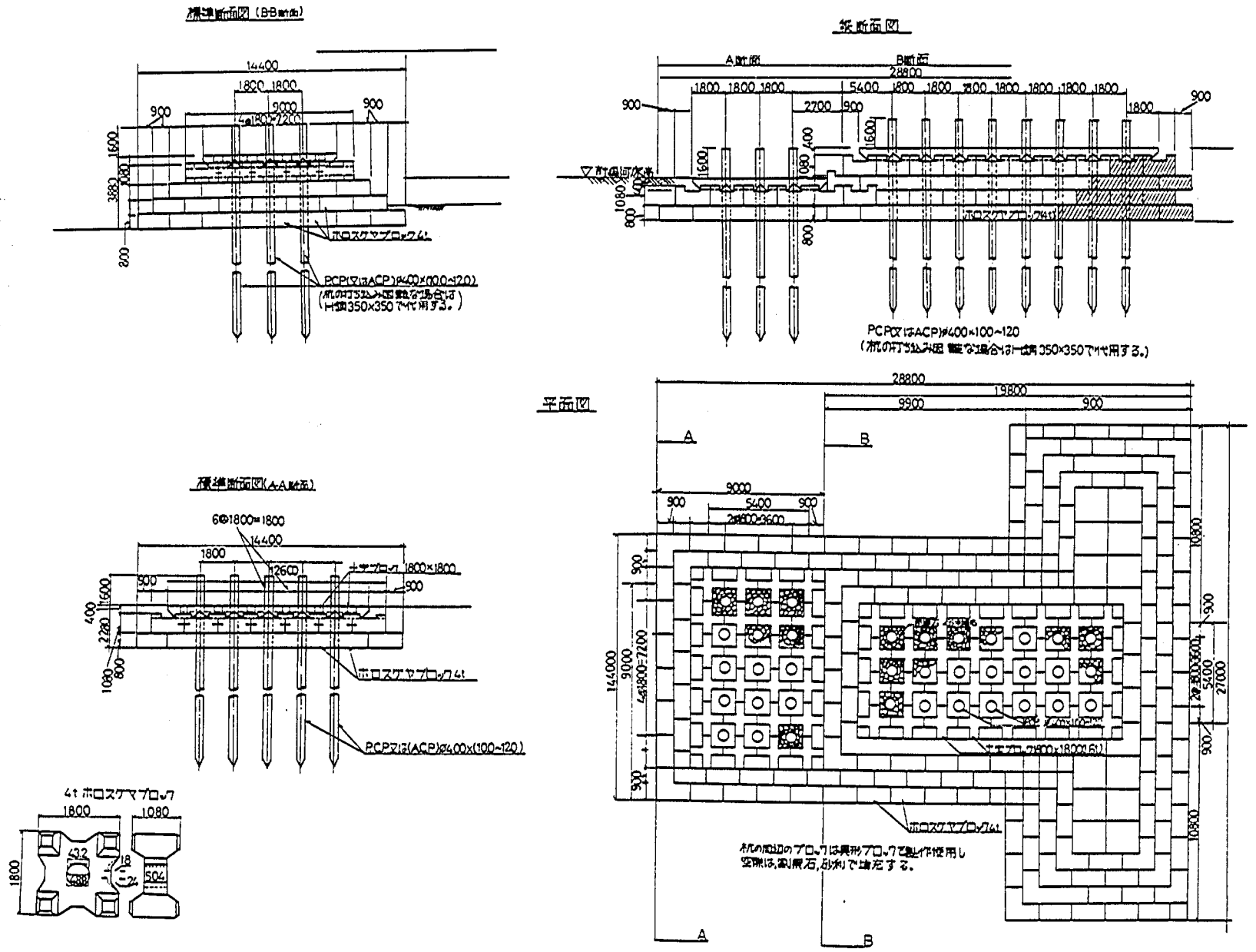


図－8.9　橋脚の局所洗掘時間変化図　現況河道

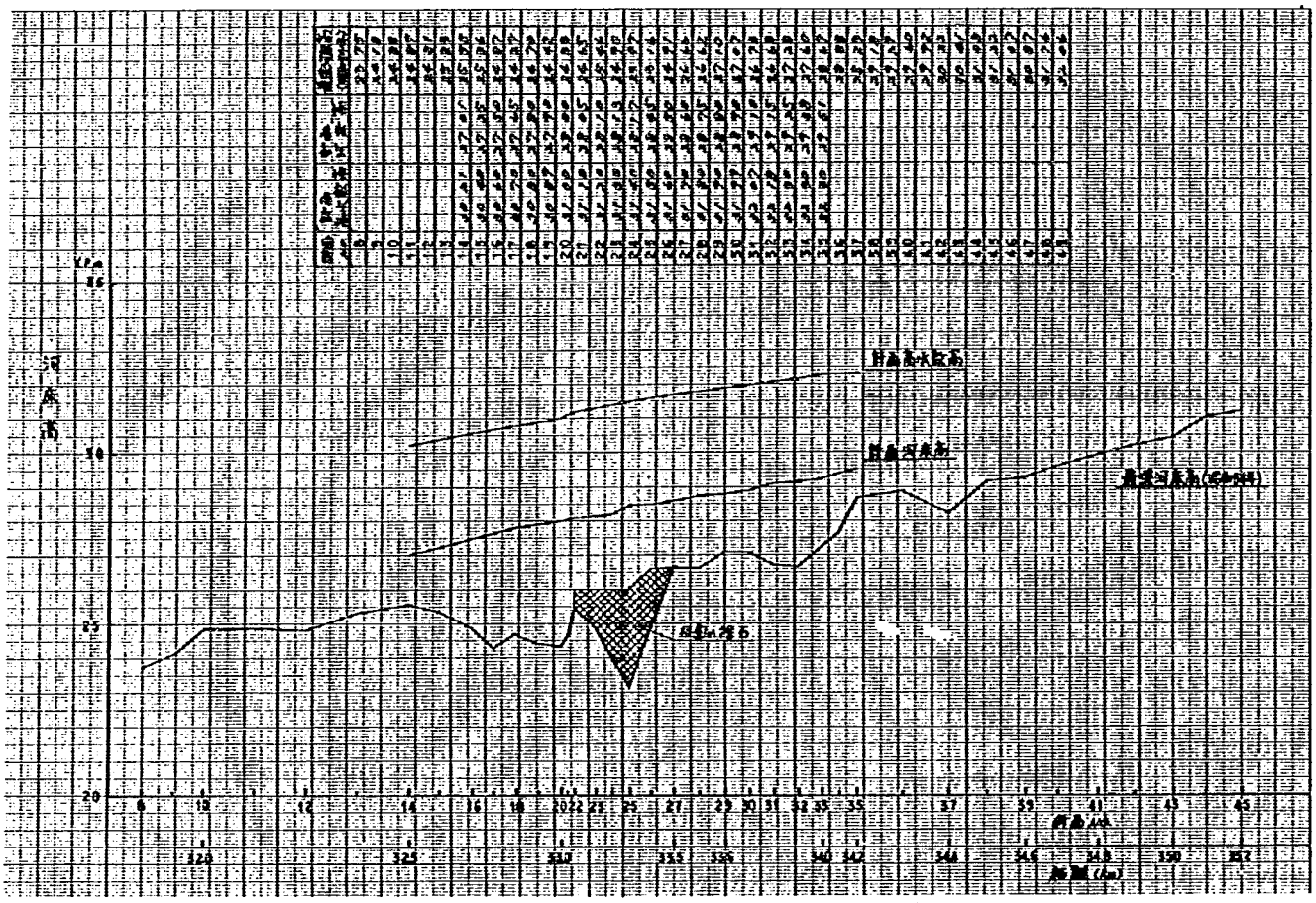
8－4　現況河道水衝部補強対策案の検討

8－4－1　対策工形状について

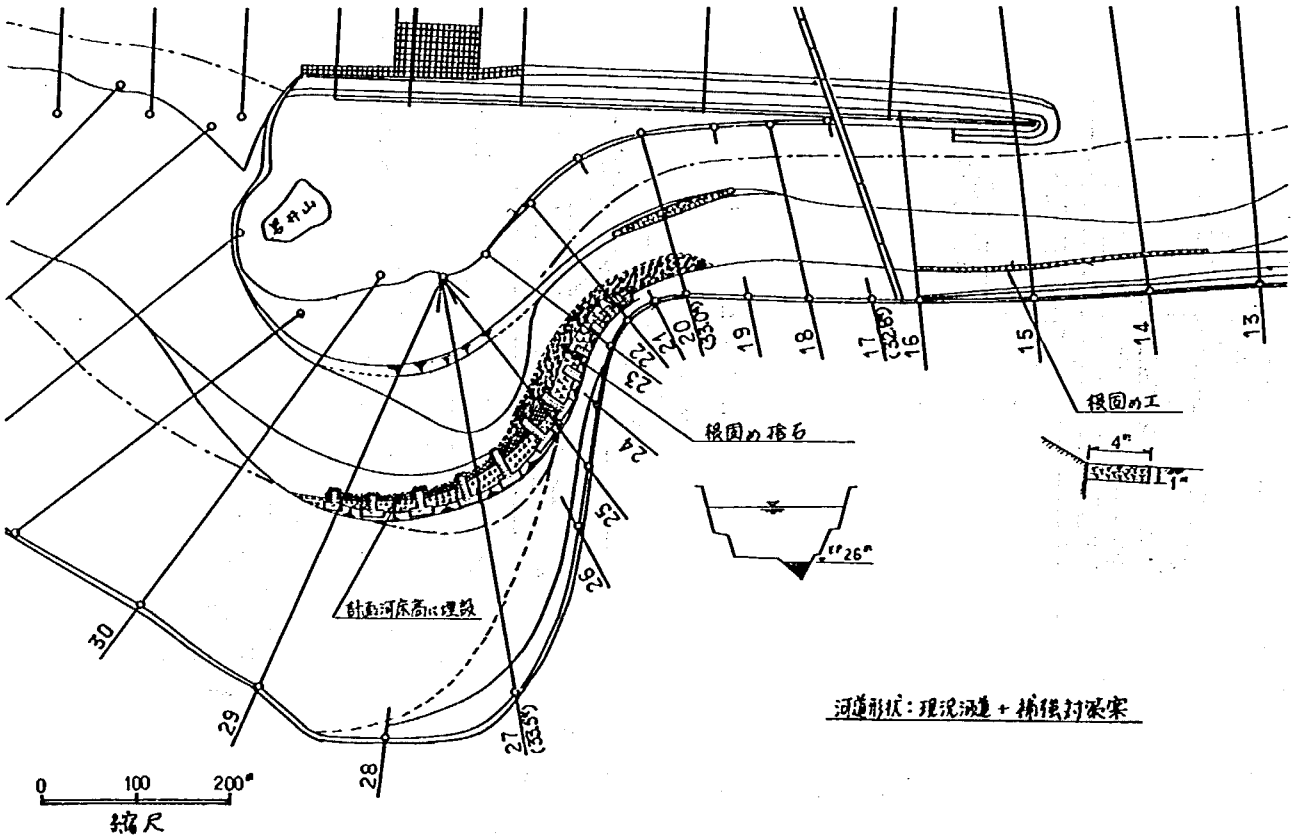
本川狭窄部付近の補強対策案としては，右岸側堤防沿いを主流が走るのを防止し，水衝部を右岸堤脚部から遠ざけるとともに，直接的な堤体への影響を防止する目的として，後述する床止め工３基案（実験Ⅳ－２）と同様に図－8.10に示すような杭打式半不透過水制を12基設置した。水制の周囲は計画河床高とし，現地粒径約52㎝（模型粒径10～15㎜，平均13㎜）相当の砕石によって，水制先端６ｍ範囲まで捨石工を行った。なお，この水制設置に伴い，反対左岸側砂州（断面№29～№24）を計画河床高に整正した。さらに水衝部となる右岸堤防護岸沿いの深掘れ防止策として，断面№26～№20間の最深河床をY.P26.6ｍ～Y.P26.0ｍ高まで捨石（現地粒径約52㎝相当の砕石）による対策を行った。これらの対策工形状図を図－8.11.1～8.11.2に示す。


標準断面図（B-B断面）
14400
1800 1800
9000
900
900
4@1800=7200
1600
1080
3880
800
ホロスケマブロック4t
PCP(又はACP)φ400×(100~120)
(杭の打込み深さが浅い場合は
ト型350×350でいや用する。)
縦断面図
A断面
B断面
28800
1800 1800 1800
5400
1800 1800 1800 1800 1800 1800 1800
2700
900
1600
400
1080
800
ホロスケマブロック4t
PCP(又はACP)φ400×100~120
(杭の打込み深さが浅い場合はト型350×350でいや用する。)
平面図
28800
19800
9900
900
A
B
9000
5400
900
2@800=3600
144000
9000
4@1800=7200
900
10800
27000
5400
ホロスケマブロック4t
杭の周辺のブロックは異形ブロックで施工作業用し
空隙は、割栗石、砂利で埋戻する。
標準断面図(A-A断面)
6@1800=1800
14400
1800
12600
ナモブロック 1800×1800
900
1600
400
2200
1080
800
ホロスケマブロック4t
PCP又は(ACP)φ400×(100~120)
4t ホロスケマブロック
1800
1080
432
18
504
24

図－8.10 水 制 工 構 造 図



図－8.11.1　岩井地区本川縦断図



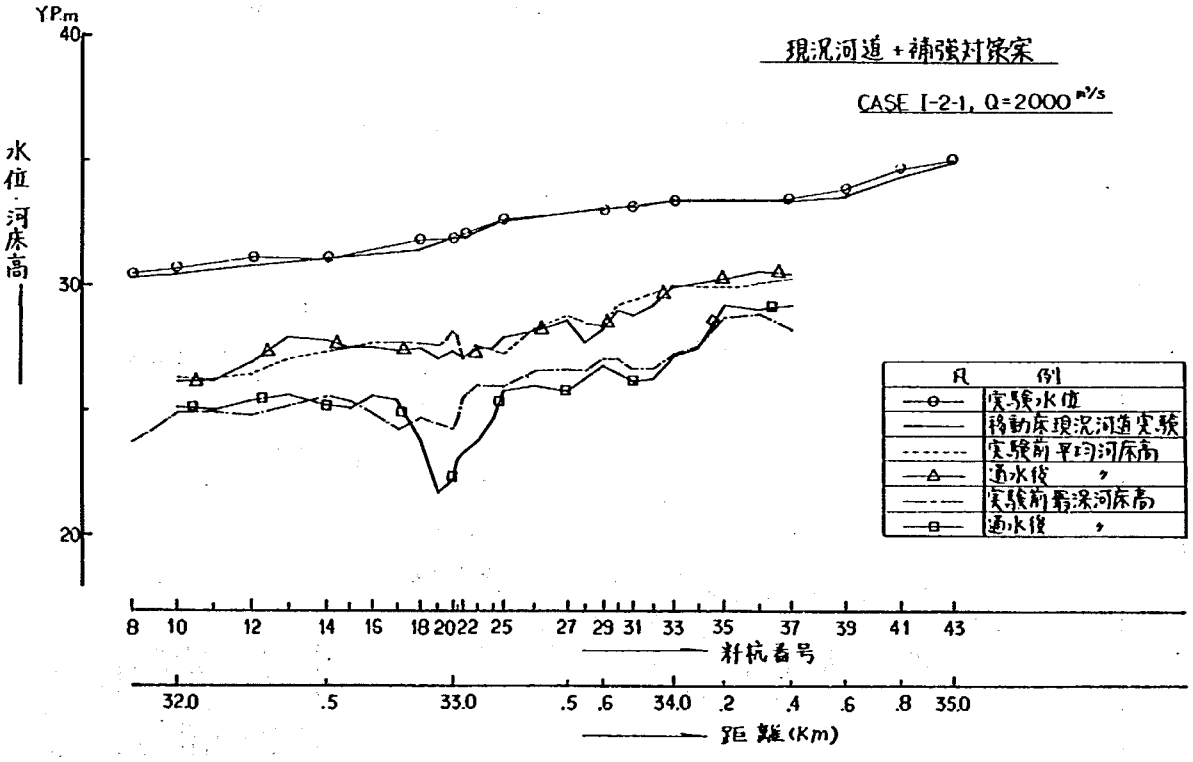
図－8.11.2　模　型　形　状　図

8－4－2　実験結果

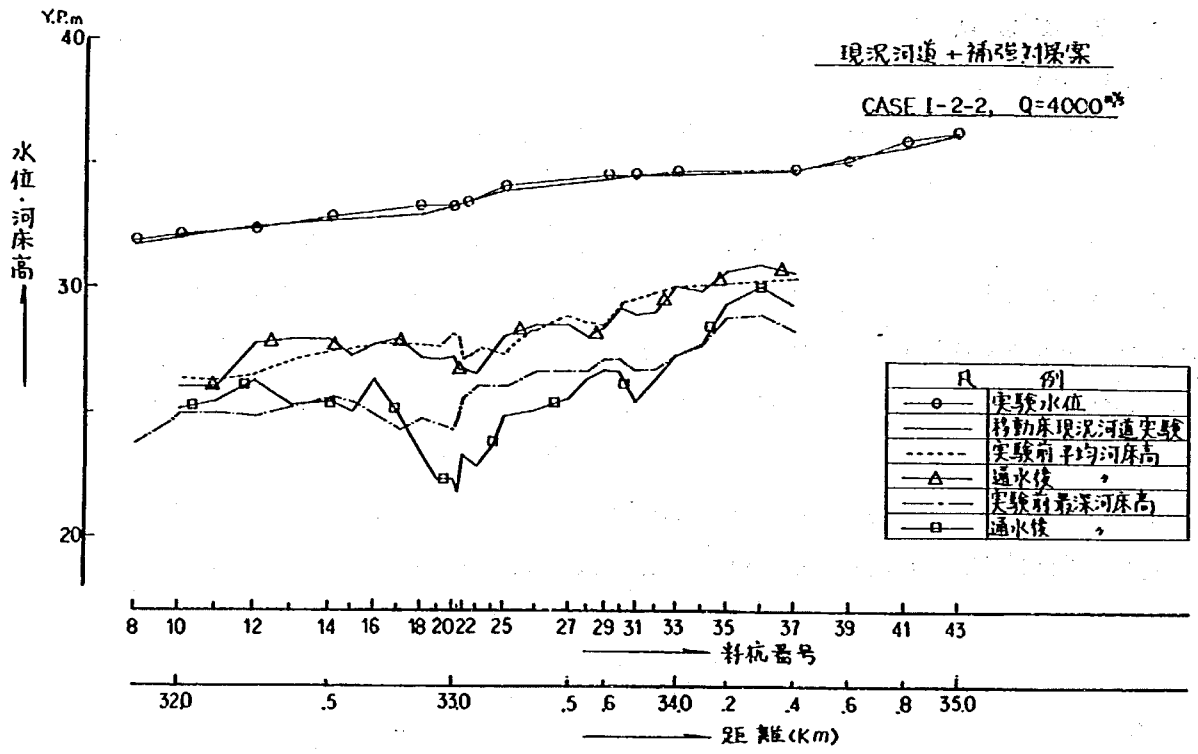
(1)　水位について

各流量に対する水位縦断図を移動床現況河道実験と比較して示したのが図－8.12.1～図－8.12.4である。

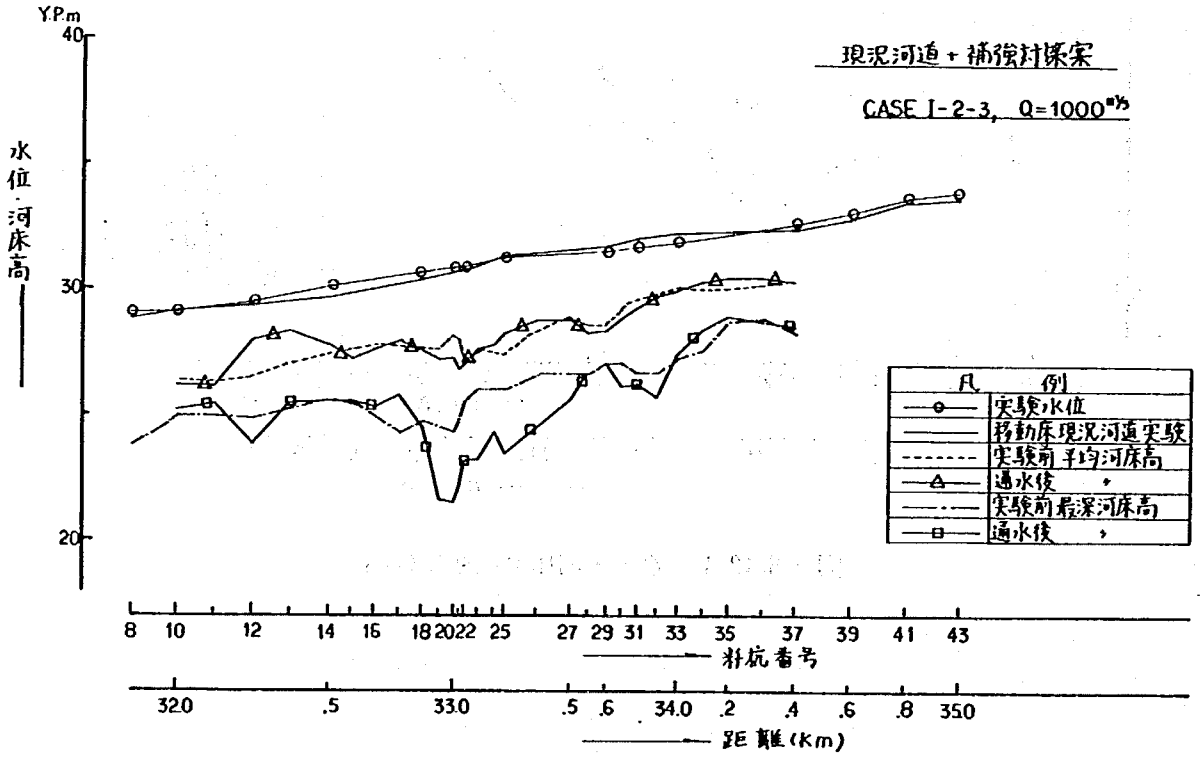
狭窄部上流右岸側への水制設置に伴い，反対左岸側固定砂州の整正（断面No.29～No.24）を行っているが，右岸側水衝部の捨石による最狭部の洗掘防止効果によって，湾曲部付近の水位は$Q=2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$で現況時より若干高い傾向であるものの，ほぼ同程度の結果となっている。しかしながら，狭窄部付近の横断方向の水面勾配は，水制および捨石等の効果によって，右岸堤防護岸沿いへの流れの集中が緩和され，現況時よりも緩やかになっている。とくに断面No.25では，現況河道時の$Q=2{,}000\,m^3/s$で約0.6 m，$Q=4{,}000\,m^3/s$で約0.9 m，$Q=1{,}000\,m^3/s$で約0.6 mの水位差（右岸側が高い）が生じているのに対し，今回はそれぞれ約0.3 m，約0.5 m，約0.4 mと横断方向の水位差が半減する結果が得られた。



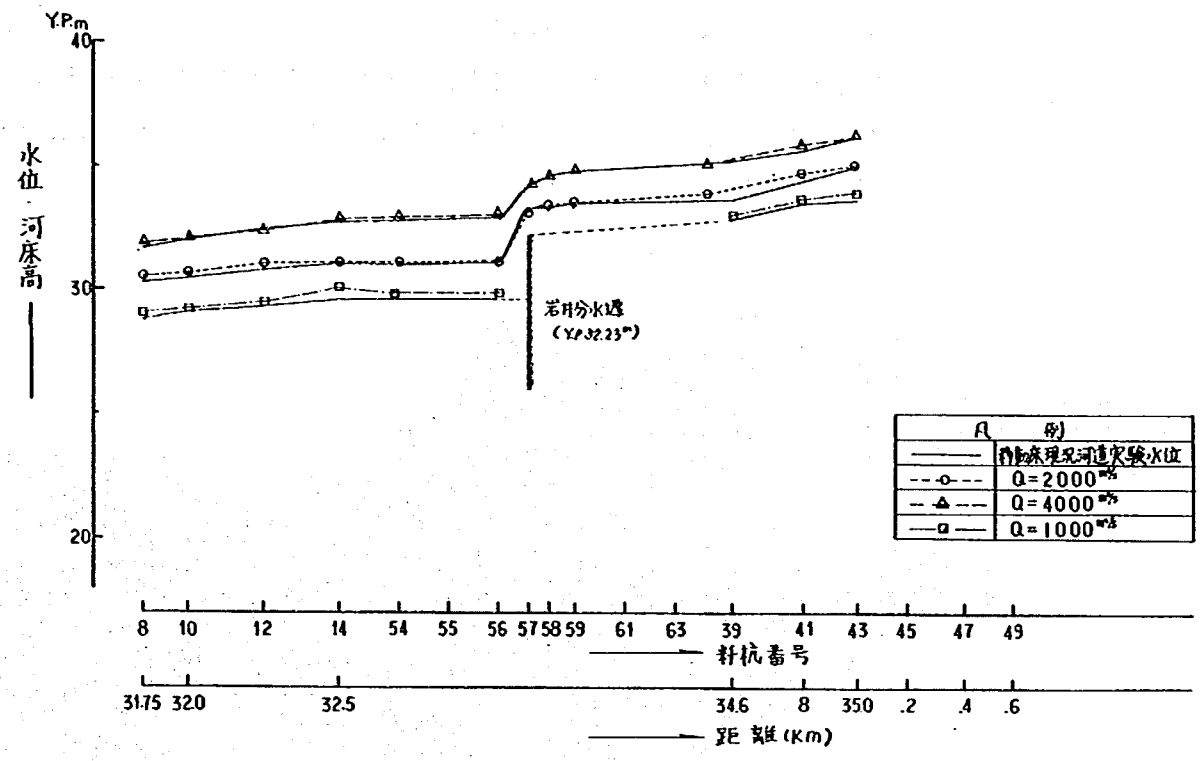
図－8.12.1　水位・河床高縦断比較図



図－8.12.2　水位・河床高縦断比較図



図－8.12.3　水位・河床高縦断比較図



図－8.12.4　分水路側水位縦断比較図

(2)　流況について

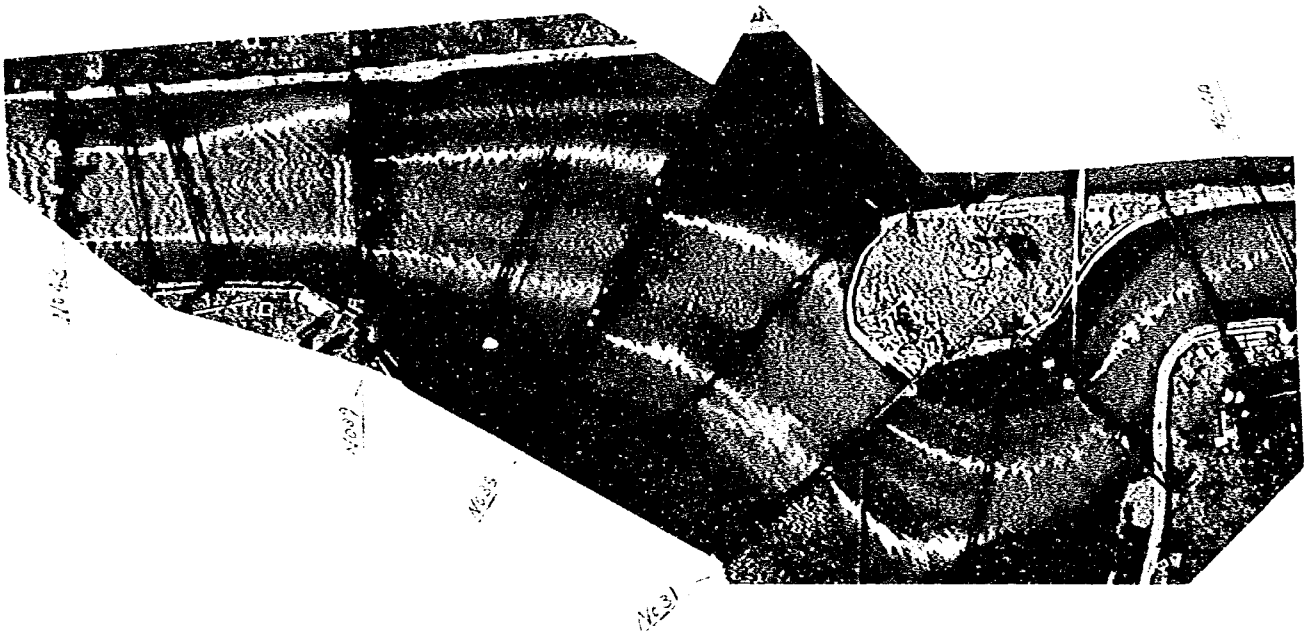
実験によって得られた各流量時に対する流況図を図－8.13.1～8.13.3に示す。

Q＝2,000㎥/s時は，狭窄部より上流ではほぼ現況河道と同様の流況を示す。田中橋の低水路左岸からの流れが岩井山に当たり，これが分流境界線となり，岩井山流頭部分水路側では現況と同様死水域が発生する。本川側の流れは，ほぼ一様に流下しており，狭窄部では水制の設置と捨石による右岸水衝部の洗掘防止効果によって，主流が低水路中央部に寄り，湾曲部下流右岸への流れの集中は多少緩和されている。そのため現況河道時に比べて湾曲部下流右岸（断面No.21～No.18）に発生していた剥離域もかなり減少した。狭窄部下流では，計画橋の左岸橋脚付近が主流となり，現況時よりも左岸側に寄る傾向が強くなる。分水路との合流部付近では，背割堤の先端付近に堆積した砂礫堆の影響により，流れが若干右岸に寄り下流へと向かっている。

Q＝4,000㎥/s時では，写真－8にも示すように，田中橋下流付近の高水敷上の流れが分水路へ直進し，岩井山流頭部左側の死水域は消滅する。田中橋中央部からの流れは断面No.38付近より下流で右岸よりの傾向となり，ほぼ直線的に岩井山流頭部へと向かう。これより湾曲部に入り左岸沿いを流下し，断面No.22右岸へと集中するが，現況河道時よりもその傾向は弱い。断面No.21付近から剥離した流れは，断面No.18～No.16左岸へと主流が向う。現況河道の場合には，湾曲部下流右岸に剥離渦が顕著に現われていたが，今回の場合には極端な渦の発生は認められなく，規模も小さくなっていた。これは狭窄部上流右岸への水制設置とともに，反対左岸側断面No.30～No.24間の砂州を整正したことと，右岸堤脚沿いの捨石によって，洗掘が防止されたことなどから，主流が全体に右岸堤防沿いから離れたためであろう。

Q＝1,000㎥/s時の流況は，狭窄部より上流では低水路内をほぼ一様な流れで流下し，分水路への流入

は全くなく，分水路高水敷上は完全な死水域となる。岩井山流頭部の分水路側死水域も若干本川側へ張り出したものの，岩井山に当った流れは左岸沿いに湾曲部へ流下し，断面No.23付近の右岸沿いに集中する。右岸の水制間は小規模な渦が発生していたものの，ほとんど死水域となっている。とくに上流の水制（断面No.29）付近については完全な死水域となる。



写真－8　通水状況（ケースⅠ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）

以上のように，今回の実験では，水制の設置および水衝部の捨石対策とともに，湾曲部左岸側の砂州（No.30～No.24）を整正した影響が流況に大きく現われた。現況河道時では，湾曲流によって流れが右岸堤防沿いに集中し，反対左岸側に砂州が形成されていたのに対して，水制設置に伴う砂州部の河道整正により，現況河道よりもやや直進し，流れの集中が緩和された状態となる。また，右岸護岸沿い水衝部の洗掘を捨石によって保護したことなどから，主流が堤脚沿いから離れた流れとなった。

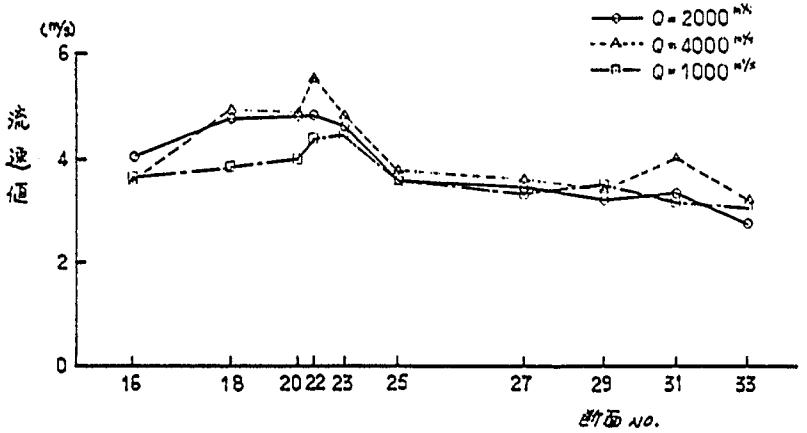
(3)　流速について

各断面の流速測定結果（6割水深）より，平面流速分布を図－8.13.1～図－8.13.3の流況図に，最大流速縦断比較図を図－8.14.1～図－8.14.2に示した。また，これらの結果より，最大流速値およびその発生位置を断面毎に現況河道時と比較したものが表－8.2である。

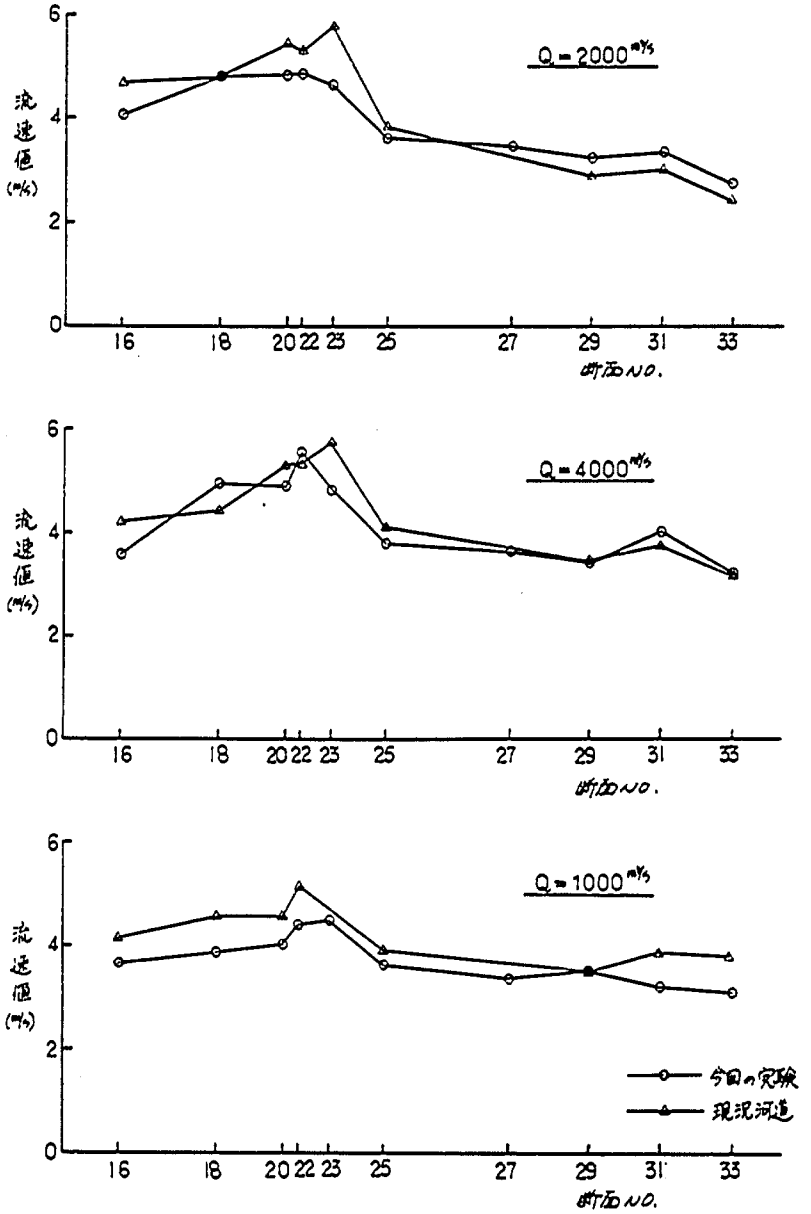
これによると，狭窄部での最大流速発生位置は，現況時の右岸堤脚沿いより離れた位置に発生している事が解る。これは，狭窄部右岸の護岸沿いの洗掘が防止され，最深部が低水路中央に移ったことによって，護岸沿いへの流れの集中が緩和されたためと考えられる。縦断方向の最大流速発生位置は，左岸側砂州部を整正したことによって，現況河道時より下流断面（No.22）に移り，また，水制および捨石による対策効果もあって，その最大値は若干小さくなった結果が得られている。ただし，狭窄部下流では逆に左岸沿いに流れが集中する傾向となる。なお，狭窄部より上流では，最大流速発生位置ならびに横断分布状況は，現況河道とほぼ同様である。

最大流速一覧表

CASE	I-2-1		I-2-2		I-2-3	
流　量	2000m³/s		4000m³/s		1000m³/s	
断　面	距離(m)	流速(m/s)	距離(m)	流速(m/s)	距離(m)	流速(m/s)
No. 33	190	2. 76	180	3. 23	160	3. 08
No. 31	20	3. 35	20	4. 02	40	3. 20
No. 29	120	3. 23	120	3. 42	140	3. 50
No. 27	120	3. 45	100	3. 62	155	3. 35
No. 25	110	3. 60	110	3. 79	140	3. 60
No. 23	130	4. 61	130	4. 81	130	4. 48
No. 22	110	4. 83	130	5. 52	120	4. 39
No. 20	110	4. 81	110	4. 88	110	3. 99
No. 18	70	4. 78	90	4. 93	70	3. 84
No. 16	50	4. 04	30	3. 57	50	3. 65
No. 58	220	2. 71	240	4. 14	——	——



図－8.14.1　最大流速縦断比較図



図－8.14.2　最大流速比較図

表－8.2　最大流速および発生位置の比較

断面 No	Q＝2,000㎥/s				Q＝4,000㎥/s				Q＝1,000㎥/s			
	今回の実験		現　況		今回の実験		現　況		今回の実験		現　況	
	距　離	流　速	距　離	流　速	距　離	流　速	距　離	流　速	距　離	流　速	距　離	流　速
	m	m/s	m	m/s	m	m/s	m	m/s	m	m/s	m	m/s
25	110	3.60	160	3.81	110	3.79	140	4.08	140	3.60	150	3.89
23	130	4.61	140	5.76	130	4.81	150	5.73	130	4.48	－	－
22	110	4.83	130	5.29	130	5.52	140	5.32	120	4.39	120	5.12
20	110	4.81	130	5.42	110	4.88	130	5.29	110	3.99	90	4.55
18	70	4.71	90	4.80	90	4.93	110	4.41	70	3.84	100	4.55
16	50	4.04	110	4.68	30	3.57	60	4.20	50	3.64	100	4.16

（距離は左岸杆杭からの位置）

(4)　分流量について

これまでに検討した現況河道実験および各対策案との分流量比較を行ったのが表－8.3である。

これによると，Q＝2,000㎥/s，Q＝4,000㎥/sともに現況河道時より分流量が増加する結果となった。この原因としては，水制の設置と水衝部の捨石対策によって洗掘が防止され，狭窄部における水位堰上げが現況時より若干多くなったこと，とくに水衝部となる湾曲部右岸の最深河床部を捨石によって保護したための効果が大きいと考えられる。このように，今回の実験では現況時より分水堰上流水位が若干高くなったことによって，Q＝4,000㎥/s時に計画分流量を上回る結果となってしまった。しかし，現況時に対するその水位増分は7㎝である。

表－8.3　各対策案の河道形状による分流量の比較

河道形状	分流量	
	全流量 Q＝2,000㎥/sのとき	全流量 Q＝4,000㎥/sのとき
現況河道実験	414 ㎥/s	1,693 ㎥/s
現況河道＋補強対策案実験	518	1,786
河道整正＋水制実験	291	1,474
床止め工1基実験	297	1,537
床止め工3基実験	321	1,637～1,601

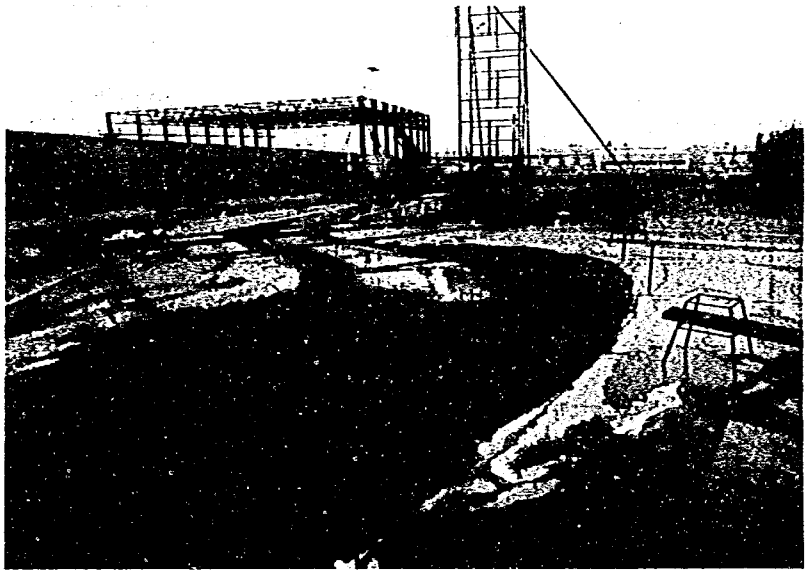
(5)　河床変動について

河床変動横断図を図－8.15.1～図－8.15.21に，洗掘・堆積平面図を図－8.16.1～図－8.16.3に示す。

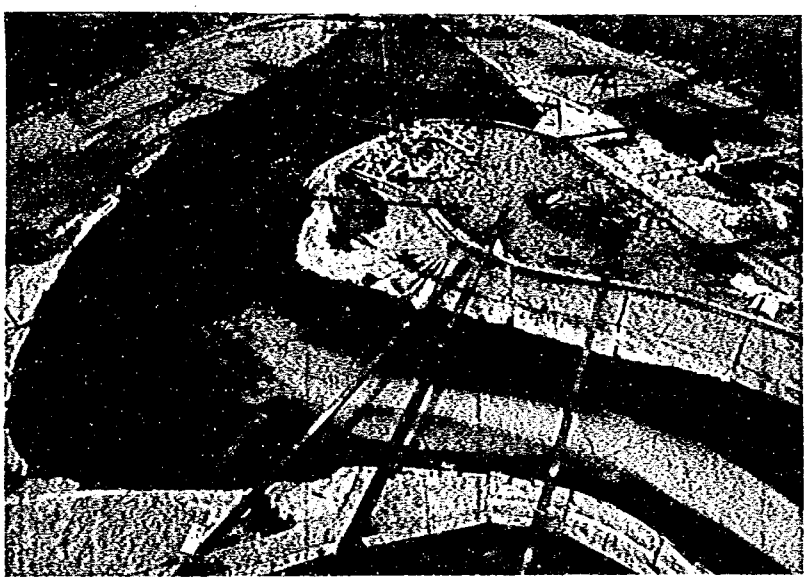
狭窄部付近は，先に述べたような水衝部の補強対策案によって，狭窄部上流の左岸寄りで洗掘傾向が強まり，この土砂が下流（断面No.27～No.22）左岸の河道整正部法線沿いに若干堆積する結果となった。なお狭窄部右岸の護岸沿い水衝部の洗掘対策として，ここでは断面No.26～No.20間の最深断面地点をY.P 26.0ｍまで捨石による対策を行っている。この結果，堤防護岸前面の洗掘は完全に防止することができ，捨石の前面が洗掘され，最深部の位置が河道中央寄りに移ったかたちとなり，図－8.17.1～8.17.4の河

床変動比較図に示すように現況時の最深河床高と比較した場合，約2.0 mほど洗掘深が軽減している。また，捨石前面の洗掘に伴う捨石自体の崩落も少なく，図－8.18.1～8.18.3の変動図のように$Q=2{,}000$ m³/s時に先端が多少崩落はするものの，以後はほとんど崩落現象は見られず，かなりの効果を示している。ただし，断面№21より下流の右岸側は剥離域となり，護岸沿いの洗掘は生じないため，捨石の必要はなく，断面№21付近ですり付ける形状で良いと思われた。いっぽう，狭窄部上流付近右岸側に設置した水制周辺の河床状況は，写真－9.1～9.2に示すように，先端付近の流速が1.5 m/s前後に減少するためにほとんど河床変動は生じず，とくに最上流側の水制2基については，流れに対する影響，効果等は少ないようであった。したがって，水制間および先端付近の捨石工周辺も洗掘は全く受けず，今回のような対策工を行っておけば，洗掘防止は可能と考えられる。

狭窄部下流では，先に述べたように水制および狭窄部右岸堤脚沿いの捨石によって，現況河道時より主流が左岸側に寄り，断面№18～№16の左岸高水敷沿いへ主流が向う流況となるため，河岸浸食が激しく，とくに断面№16，№15では，現況河道時以上に左岸の浸食が大きい。この高水敷部は現況河道実験と同様，現地での植生も考慮して，模型砂より大きい$d_m=1.2$ mmの粒度調整砂を厚さ2.0 mに敷き均して実験を行ったが，$Q=2{,}000$ m³/sの通水20分で高水敷の約½が浸食され，通水2時間後には約⅔が浸食された。しかし，$Q=4{,}000$ m³/sでは浸食が若干進行したものの差程増大しなかった。また，この部分の低水路は上流からの流送土砂によって堆積性の河道となり，高水敷部を浸食した土砂は，分水路との背割堤先端付近に堆積し，砂礫堆を形成する。



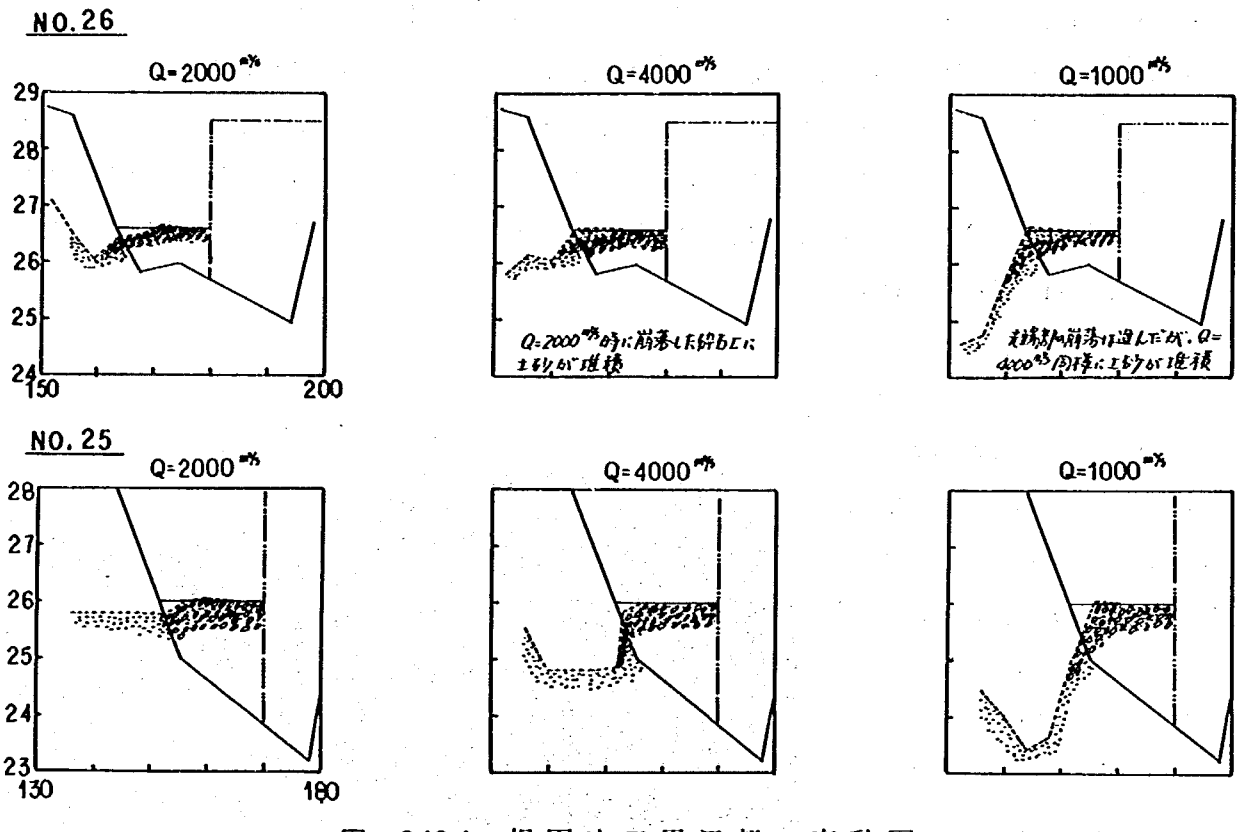
写真－9.1　通水後の河床状況（ケースⅠ－2－2，$Q=4{,}000$ m³/s）



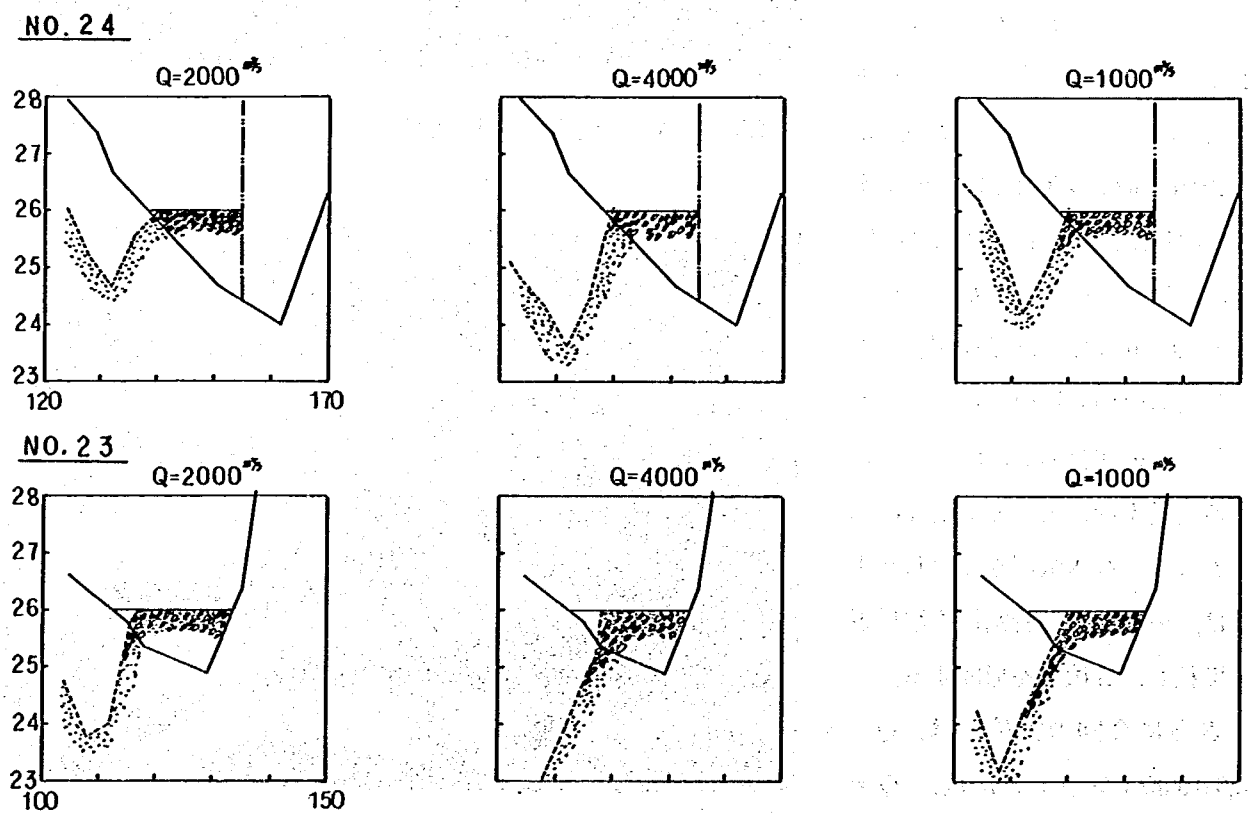
写真－9.2　通水後の河床状況（ケースⅠ－2－2，$Q=4{,}000$ m³/s）

さらに今回の実験では，$Q=4{,}000$ m³/sを通水した後，$Q=1{,}000$ m³/sを通水して，局所洗掘

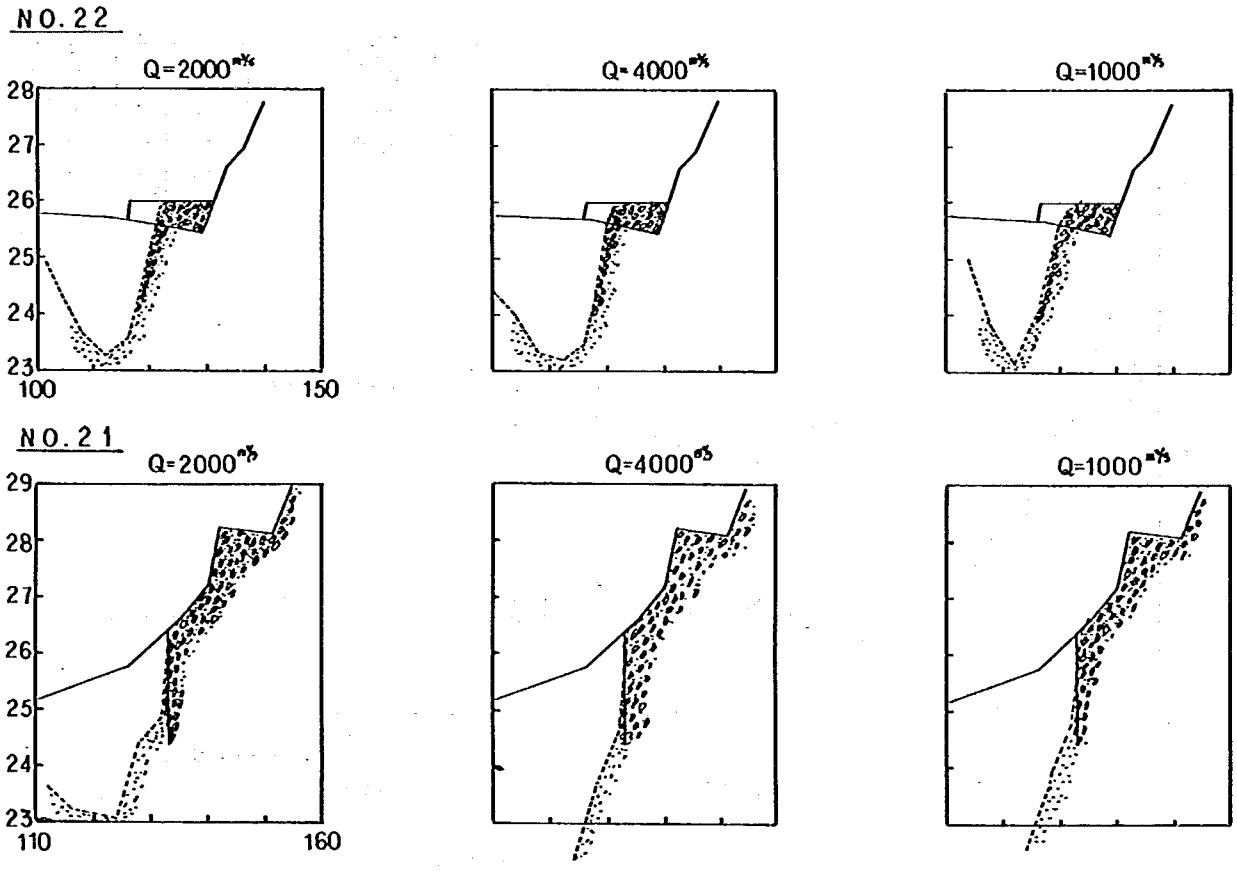
個所が埋め戻されるかの検討を行ったが，断面No.29～No.25左岸の計画河床護岸沿いは堆積し，より現況に近い形状となるものの，最深部についてはさらに洗掘される結果となっている。このような最深部は $Q=1,000\ m^3/s$ 以下の小洪水によって埋め戻されるものとも考えられる。



図－8.18.1　根固め工周辺部の変動図



図－8.18.2　根固め工周辺部の変動図

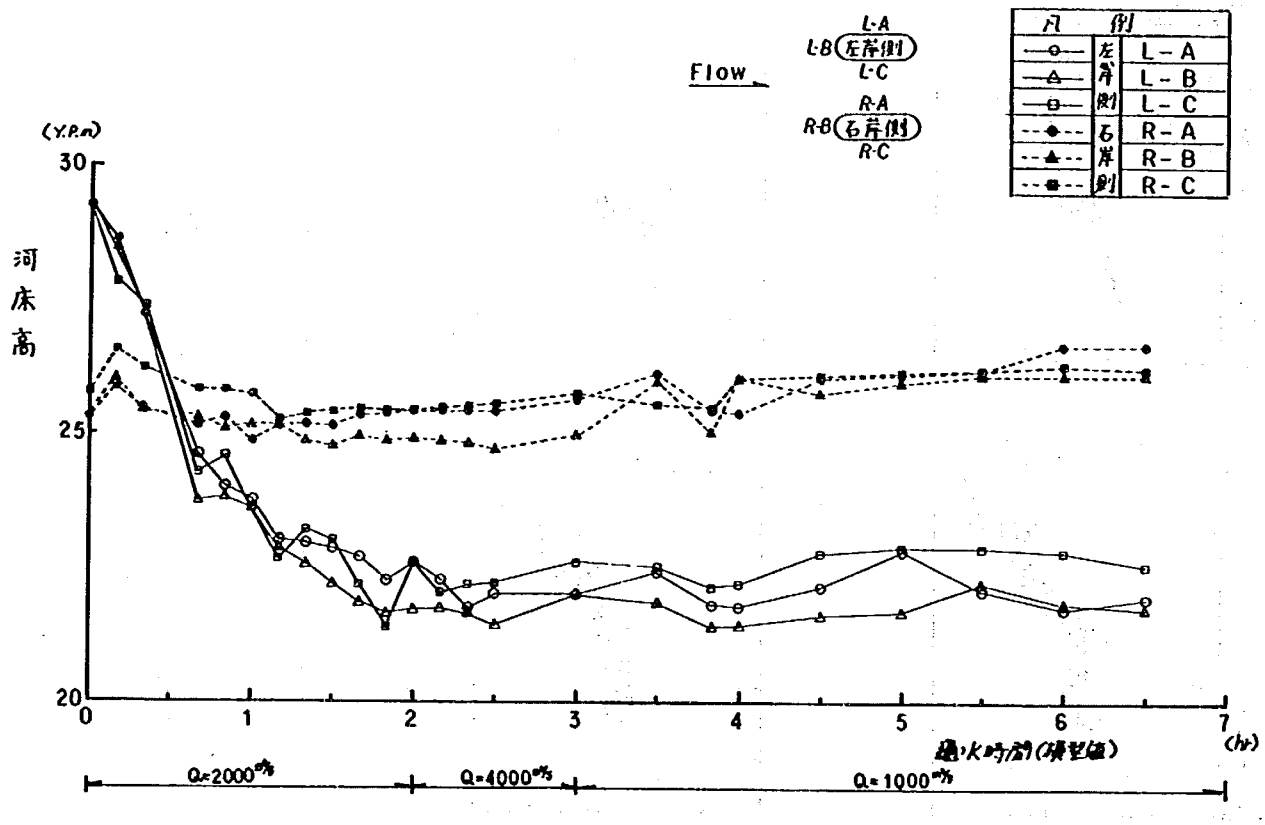


図－8.18.3　根固め工周辺部の変動図

(6)　計画橋（福寿橋）橋脚周辺の洗掘状況

今回の実験でも足利市によって岩井山下流に計画されている橋脚を設置した検討を行った。この橋脚周辺の局所洗掘時間変化図を図－8.19に示す。狭窄部下流側では左岸高水敷沿いに主流が寄るため，左岸側橋脚周辺の局所洗掘が急激に進行する。この左岸橋脚は$Q=2{,}000\,m^3/s$の通水開始後約40分で現況河床より約5.0 mの洗掘が生じ，通水2時間後では約7.0 mとなり，現況河道実験時よりやや大きな洗掘深となる。しかし，その後$Q=4{,}000\,m^3/s$を通水しても上流からの供給土砂による動的平衡洗掘状態となるため，洗掘深は増大していない。さらに$Q=1{,}000\,m^3/s$を通水した場合は橋脚周辺が若干埋め戻され，洗掘深は減少する結果となっている。なお，これらの洗掘深は上下流河床自体の洗掘が3.0～4.0 m程度生じているので，橋脚自体の最大洗掘深は約4.0 m程度となる。いっぽう，この付近の現況低水路部は砂礫堆が形成されて堆積する状況となるため，右岸橋脚の洗掘は進行せず，堆積するような状態を示している。しかしながら，上下流河床の堆積を考慮すれば橋脚自体の洗掘深は約4.0 mとなり，左岸側橋脚と同程度の洗掘となる。このため，低水路内を流れる$Q=1{,}000\,m^3/s$以下の小洪水時では右岸側橋脚周辺へ流れが集中して洗掘が増大する可能性もあり，現況河床より4.0 m程度の洗掘は生ずるものと考えた方が良いと思われる。

以上より，今回の補強対策案河道では，左岸側橋脚で計画河床高より約6.0 m，右岸側橋脚で現河床高より約4.0 m以上の深さを基礎天端とし，その洗掘に十分耐え得る根入れ等を考慮した設計を行えば，橋脚自体の洗掘に対する安全性は確保できると考えられる。



図－8.19　橋脚周辺の局所洗掘時間変化図

8－5　実験結果のまとめ

移動床実験による現況河道の河床変動状況，局所洗掘等の現象の相似性を把握するとともに，現況河道に対する補強対策案として，本川狭窄部付近への捨石および水制を設置した検討を行った。これらの実験で得られた主な結果をまとめると次のようである。

8－5－1　現況河道時の水理特性について

(1)　$Q=1{,}000\,m^3/s$ では，小規模河床波の発生によって，若干水位が高いものの，2,000 m³/s，4,000 m³/s では固定床実験結果とほぼ一致する結果が得られた。よって，水位の相似性については，概ね良いものと判断される。

(2)　水面形は固定床実験のような狭窄部での急激な変化は無くなり，比較的一様な勾配に近い縦断形となる。これは移動床の場合，掃流力に見合って河積も変化することに原因している。

(3)　狭窄部上流右岸高水敷上の流れは，固定床実験より，若干多くなる傾向であった。しかし，主流は岩井山流頭部に当り，岩井山に沿って狭窄部へと流入し，断面 No 25 ～No 23 付近の右岸堤防へ激しく集中する。さらに堤防沿いを走り，断面 No 20 ～No 18 の低水路左岸沿いへと向かい，左岸背割堤に沿った流れは，分水路側と合流する。

(4)　流速は固定床の結果に比べて小さくなっており，狭窄部における最大値も約 7 割程度（$V_{max}=5.8$ m/s)に減少している。この原因は，固定床実験の場合，河道断面形は変化しない場で測定された結果であ

るのに対し，移動床では掃流力に見合って河床が変動し，河積を広げ，流速が減少した状態で測定しているためと考えられる。

(5) ただし，河床変化以上に増水が早い場合や河床材料の違いによって，土質強度が得られている場合等には，一時的あるいは場所的に固定床のような高流速となることが予想されるので留意する必要があろう。

(6) $Q=1{,}000\,m^3/s$ 時では水位が固定床より若干高かったため，分流開始流量付近であった。$Q=2{,}000\,m^3/s$ では $414\,m^3/s$ の分流量となり，固定床時より約 $140\,m^3/s$ 多く，$4{,}000\,m^3/s$ では固定床時と全く同じ $1{,}693\,m^3/s$ の分流量が得られた。

(7) 岩井山流頭部付近では，上流からの土砂供給が多ければ，堆積する領域と考えられる。しかし，上流からの流出土砂も少ないことによって，河床変動は非常に少なく，実験でも土砂供給が無いような状態で実施したため，その変動は非常に少ない結果となった。

(8) 狭窄部付近では，湾曲内側の左岸高水敷部上へ堆積する傾向を示し，反対側右岸沿いの水衝部では $Q=1{,}000\,m^3/s$ で 2.0～3.0 m洗掘される。$Q=2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$ では水衝部が下流に移動し，約 4.0～4.5 mの洗掘となる。この場合，$Q=2{,}000\,m^3/s$ で洗掘が進行し，$4{,}000\,m^3/s$ ではあまり増大しない結果が得られた。

(9) 狭窄部での右岸水衝部一帯の洗掘土砂は，活発な動きの砂礫堆を形成しながら狭窄部下流右岸側に伸びて堆積する。このため反対左岸側に主流が寄る傾向となり，左岸高水敷の河岸浸食が激しい。

(10) 狭窄部下流左岸側の高水敷部は，$Q=1{,}000\,m^3/s$ の通水 1 時間で高水敷幅の約⅓が浸食され，通水 2 時間後は約½が浸食される状態であった。しかし，その後の時間経過による変化は少なく，$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時でさらに若干進行し，$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時での洗掘は差程増大しない結果が得られた。

(11) 計画橋橋脚（福寿橋）周辺の局所洗掘は，$1{,}000\,m^3/s$ 以下の洪水では，低水路内右岸の橋脚が洗掘を受ける。しかし，$1{,}000\,m^3/s$ 以上の洪水では左岸高水敷上の橋脚が洗掘され，現況河床より約 5.0～6.0 mの洗掘となる結果が得られた。

(12) 以上のように，今回の実験では，長期的な河床変動の把握を目的とし，砂礫堆の移動および局所洗掘等の現象がほぼ安定状態となる時間を定流量通水した検討を行った。このため，通常の洪水によって生ずる河床変動量より多いと思われるものの $Q=1{,}000\,m^3/s$ 時では局部的な河床変動のみであり，既往洪水によってもその変化は非常に少ないことなどから，概ね実河道の変化に相似しているものと判断される。

(13) なお，実際河川では，河床材料粒径が場所的に異なるのに対し，模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため局所洗掘等に伴う土質変化や強度に対する影響等は実験結果に反映されていないので適切な判断が必要である。

8－5－2 水衝部の補強対策案について

(1) 狭窄部から上流右岸側へ水制を設置し，最深河床部へ捨石を行うとともに，反対左岸側湾曲部の固定砂州を整正したことによる最狭部の洗掘防止効果によって，狭窄部上流の水位は現況時と大差ないものの，若干高い傾向となる結果が得られた。

(2) 狭窄部付近の横断方向の水位差は水制等の補強対策効果によって，現況時に対し，半減する結果が

得られることが明らかとなった。

(3) 現況河道時では，湾曲部左岸側に形成する砂州によって，流れが右岸堤防沿いに集中していたのに対し，この砂州の整正と右岸側の水制および捨石による洗掘防止効果によって，流れの集中が緩和された状態となり，また主流が堤防沿いから離れる流況となることが明らかとなった。

(4) 狭窄部右岸への流れの集中が多少緩和されたことによって，その下流右岸に発生する剥離域は減少する結果が得られた。しかし，狭窄部下流では，計画橋の左岸橋脚付近が主流となり，現況時よりも左岸側へ寄る傾向が強くなるようであった。

(5) 水制および捨石等の対策によって，狭窄部の平面最大流速発生位置は，現況時に比して右岸堤脚沿いより離れた位置に移り，その最大値も若干減少した結果となっている（$Q=2{,}000\,m^3/s$ の最大流速 4.8 m/s，$Q=4{,}000\,m^3/s$，$V\max=5.5$ m/s）。

(6) 岩井分水路への分流量は，$Q=2{,}000\,m^3/s$ で約 518 m^3/s，$Q=4{,}000\,m^3/s$ で約 1,786 m^3/s となり，現況河道時に対して，分流量が増加する結果が得られた。この原因は先に述べたように水制の設置と水衝部の捨石対策によって最狭部断面の洗掘が防止され，この狭窄部の水位堰上げ効果によって分流量が増加したものと考えられる。

(7) 狭窄部右岸の水衝部は，水制および捨石工の対策によって，洗掘は防止され，代りに捨石工前面が洗掘を受け，最深部の位置が河道中央寄りに移ったかたちとなる。ただし，この洗掘深は，現況時より軽減する結果が得られた。

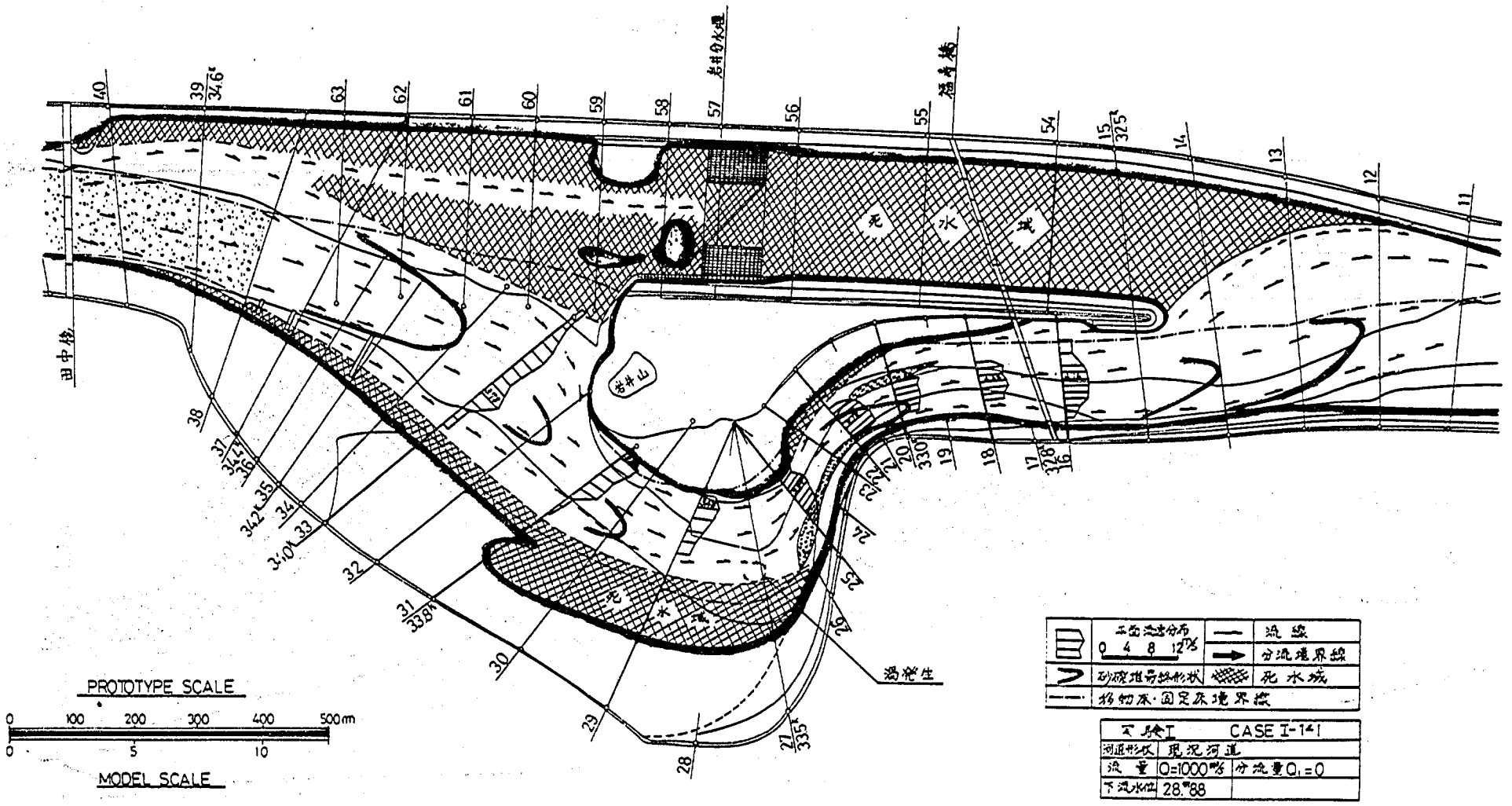
(8) 狭窄部右岸の洗掘防止工として，捨石は断面 No. 20 まで行い，断面 No. 19.5 付近へすり付ける形状としたが，断面 No. 21 より下流の右岸側は剥離領域となり，護岸沿いの洗掘は生じていない。このため，この地点の捨石は断面 No. 21 付近までで，護岸沿いの洗掘防止は可能と考えられる。

(9) 狭窄部から上流右岸側に設置した水制は，先端付近の捨石工周辺や水制間も洗掘は受けず，とくに問題となるようなことはなかった。ただし，小水出時には水制先端付近が水衝部となることも考えられ，そのような場合の対策等も留意する必要があろう。

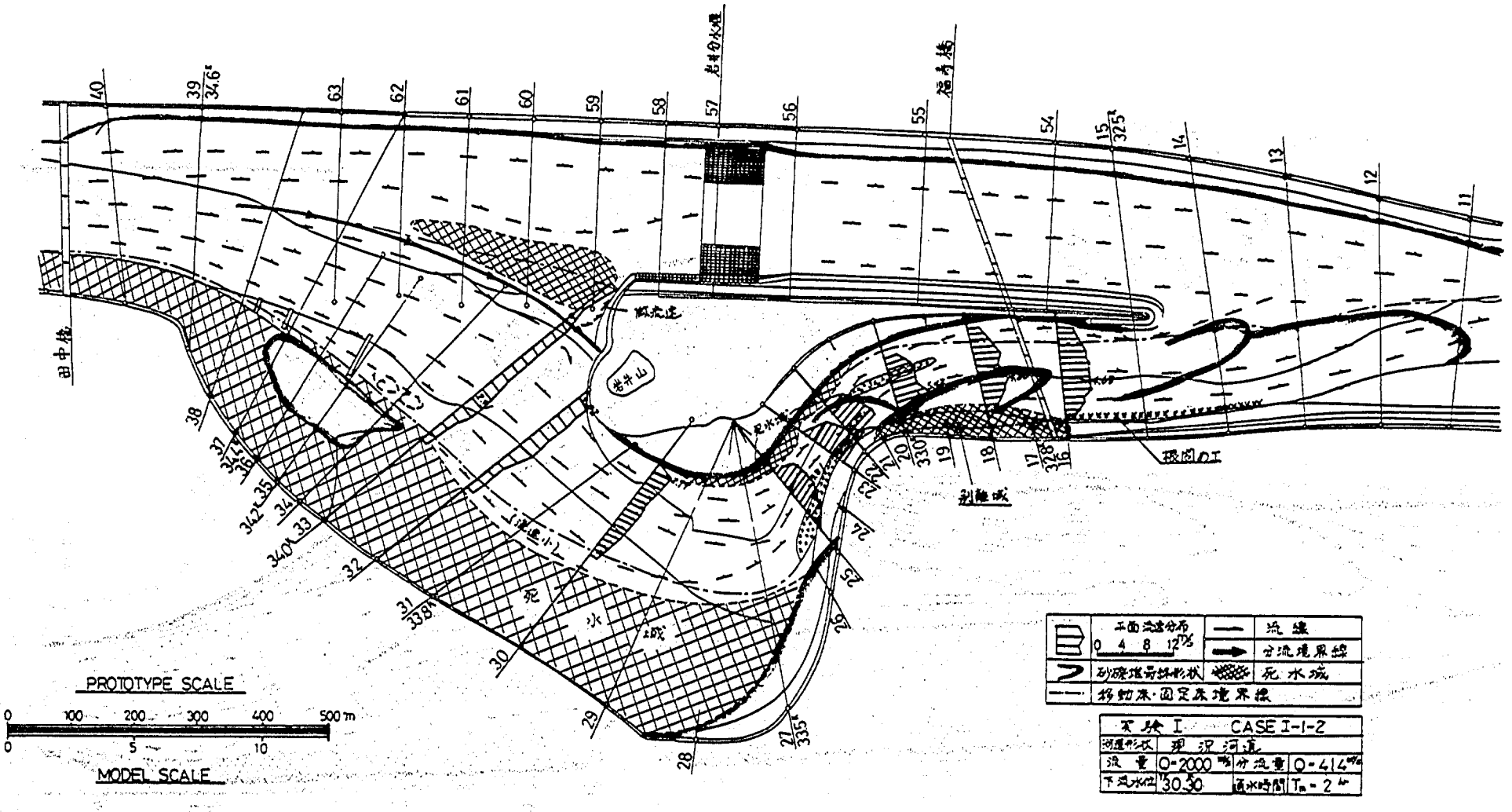
(10) 狭窄部下流では，現況時より主流が下流側の左岸に寄る傾向が強く，とくに断面 No. 16 ～ No.15付近では，左岸堤防近くまで洗掘される結果となった。この付近は現在高水敷上となっており，植生等によって実験で生ずるほどの浸食は受けないものとも考えられるが，大出水時に河岸浸食とともに洗掘が進行した場合は，護岸および根固工等による保護が必要となろう。

(11) 計画橋（福寿橋）橋脚周辺の局所洗掘は，左岸側橋脚で計画河床高より約 6.0 mの洗掘が生じ，右岸側橋脚は現況低水路部の堆積によって洗掘は差程生じなかった。しかし，低水路内を流れる小洪水時には，右岸側橋脚周辺へ流れが集中することも考えられ，現河床より約 4.0 m程度の洗掘は考慮した方が良いと思われる。

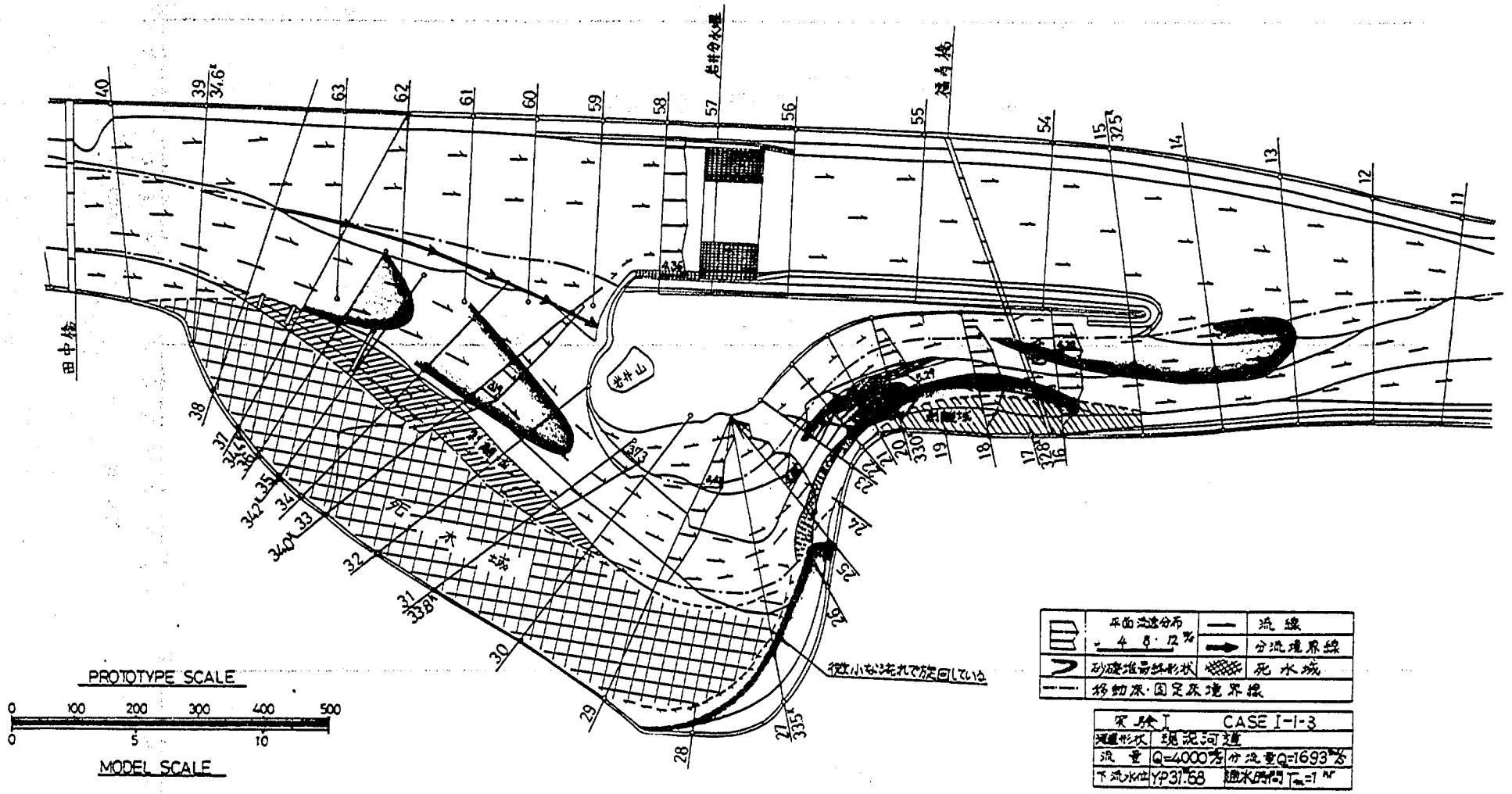
(12) よって橋深架設に際しては，左岸側橋脚で計画河床高より約 6.0 m，右岸橋脚で現河床より約 4.0 m以上深さを基礎天端とし，その洗掘に十分耐え得る根入れ等を考慮した設計を行えば橋脚自体の洗掘に対する安全性は確保できると考えられる。


田中橋
岩村分水堰
福寿橋
岩井山
死水域
渦発生
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 4 8 12 m/s
流線
分流境界線
砂漣堆積形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験 I CASE I-141
河道形状 現況河道
流量 Q=1000 m³/s 分流量 Q₁=0
下流水位 28.88m

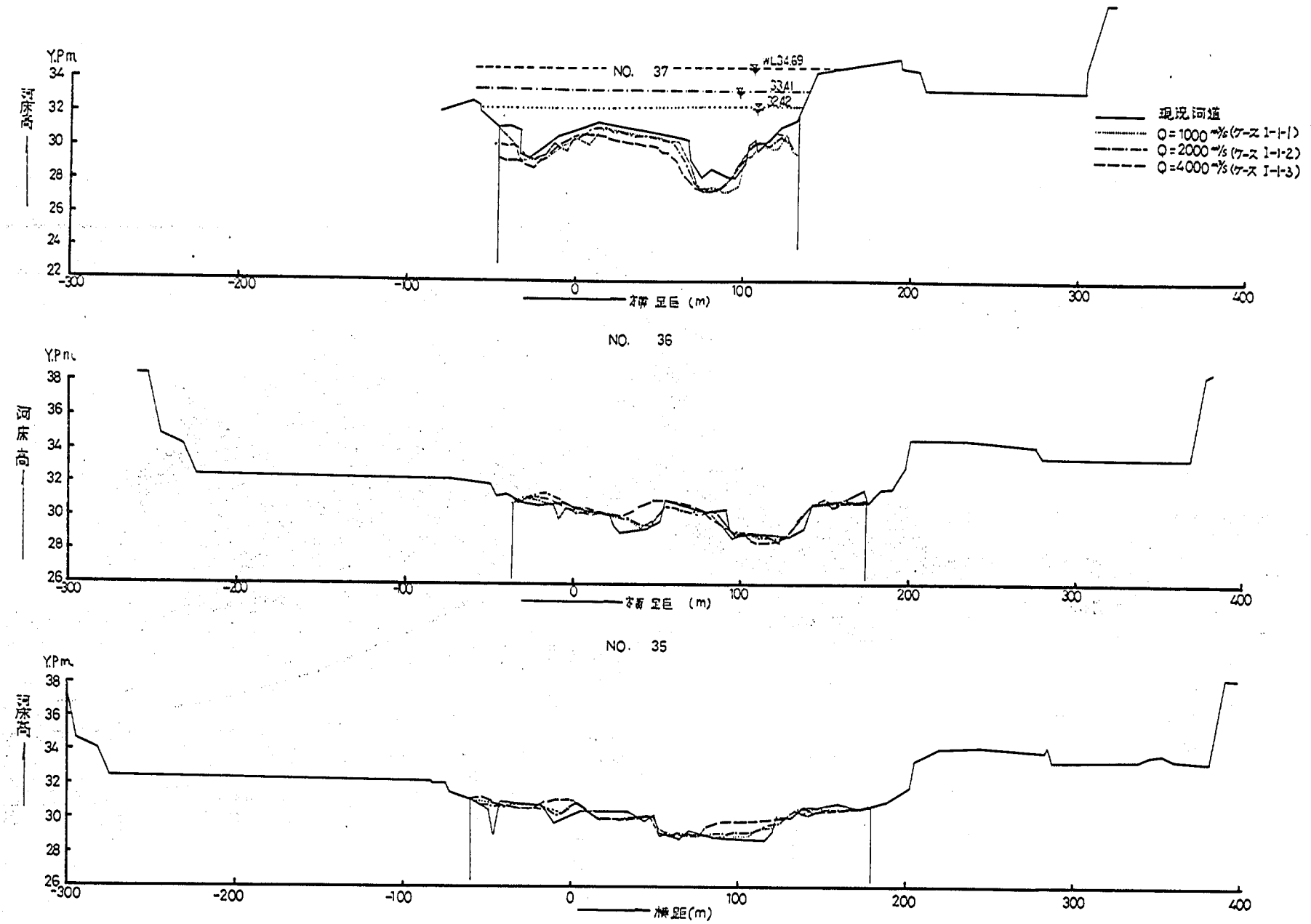
図—8.3.1 流　況　図


田中橋
福寺橋
岩井山
死水城
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500 m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
流線
分流境界線
砂礫堆局部形状
死水城
移動床・固定床境界線
実験 I CASE I-1-2
河道形状 現況河道
流量 Q=2000 m³/s 分流量 Q=414 m³/s
下流水位 T.P. 30.30 通水時間 Tm=2 hr

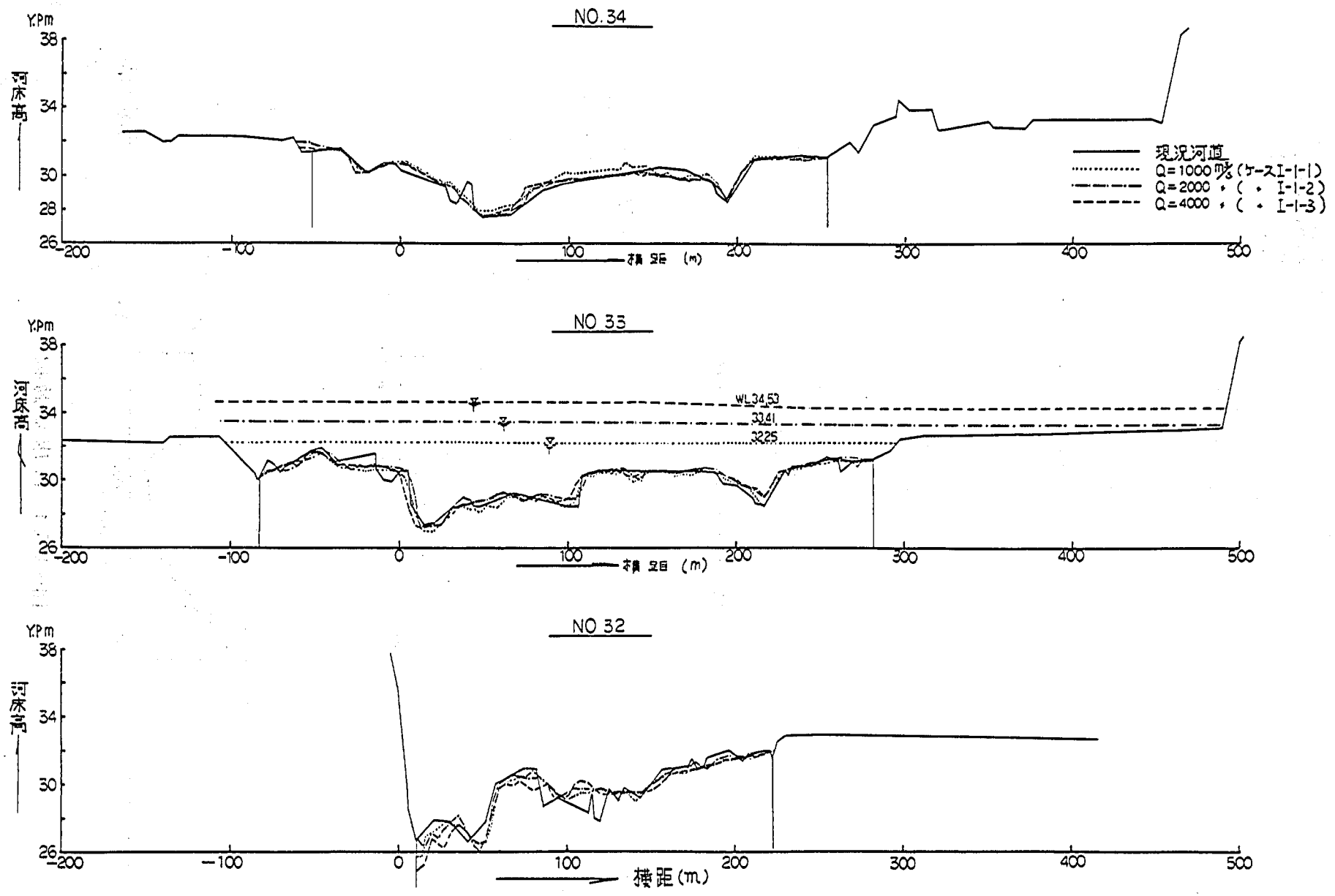
図—8.3.2 流　況　図


田中橋
福寺橋
岩井山
死水域
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
4 8 12 %
流線
分流境界線
砂礫堆前縁形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験 I CASE I-1-3
河道形状 現況河道
流量 Q=4000 m³/s 分流量Q=1693 m³/s
下流水位 YP31.68 湛水時間 T=1 hr

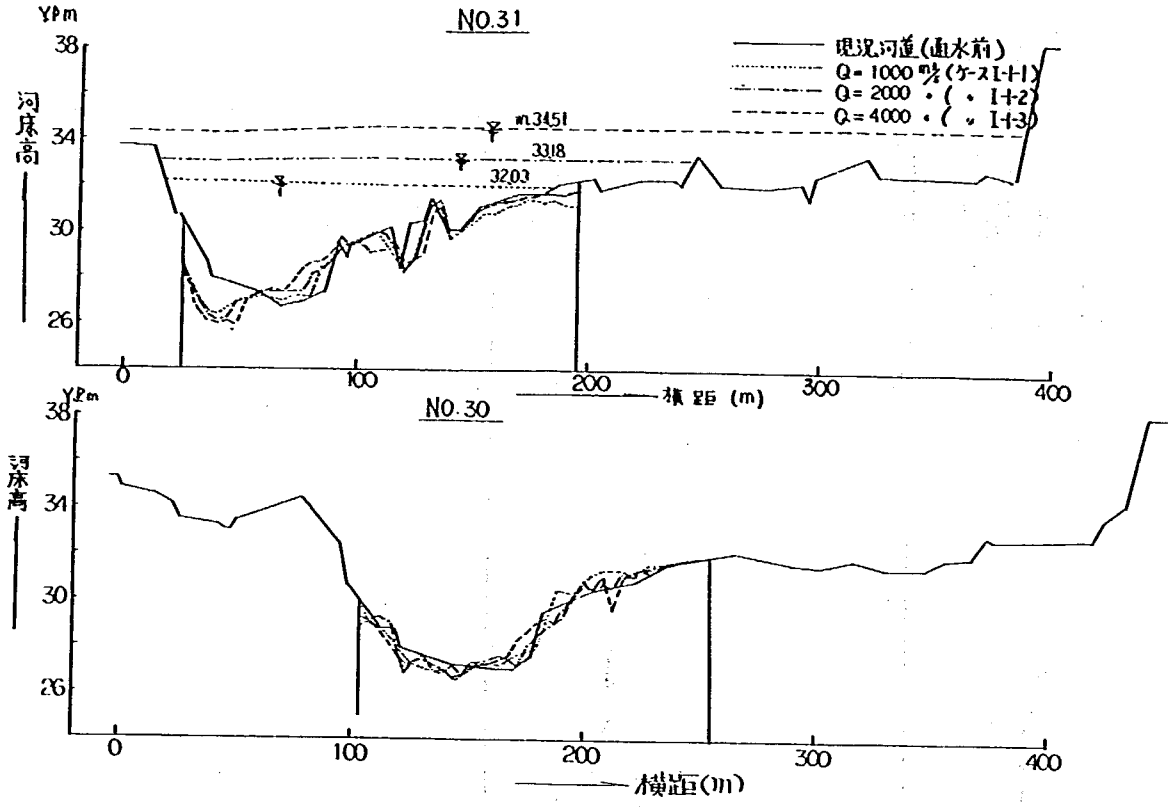
図—8.3.3 流　況　図


Y.Pm
河床高
NO. 37
WL34.69
33.41
32.42
現況河道
Q=1000 m³/s (ケース I-1-1)
Q=2000 m³/s (ケース I-1-2)
Q=4000 m³/s (ケース I-1-3)
34
32
30
28
26
24
22
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
NO. 36
38
36
34
32
30
28
26
NO. 35
横距(m)

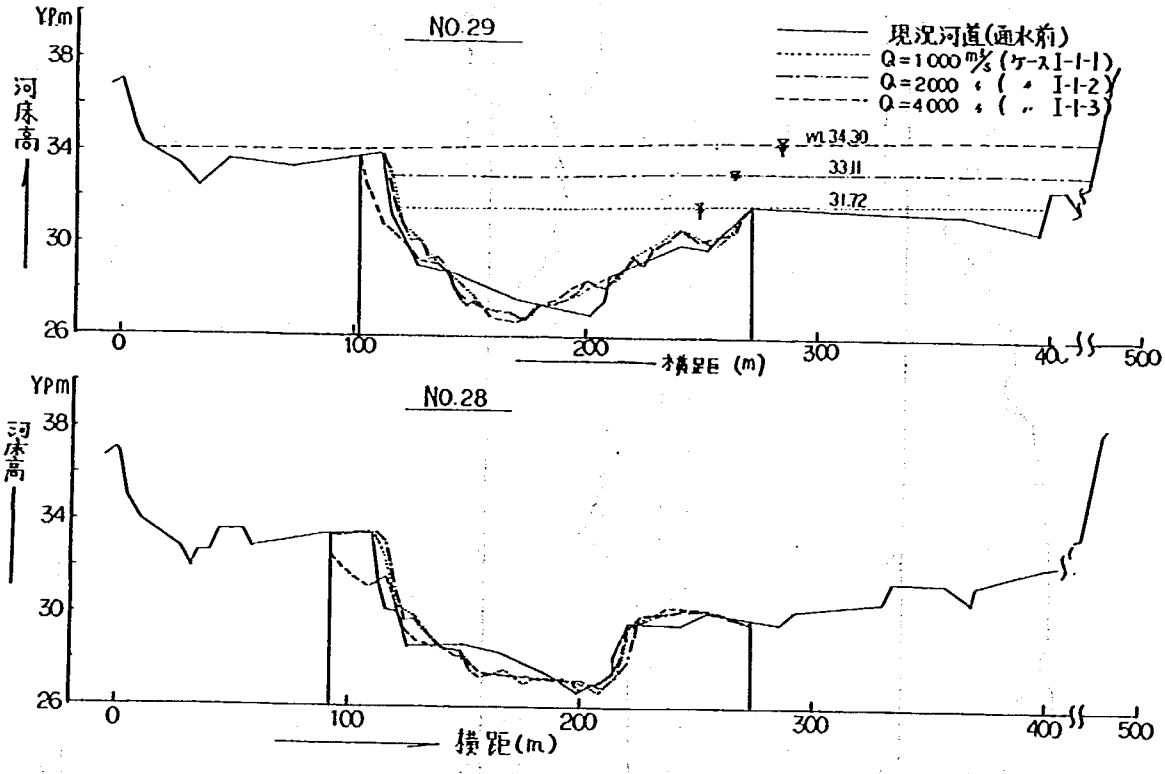
図－8.5.1 河床変動図


NO.34
NO.33
NO.32
Y.P.m
河床高
横距 (m)
現況河道
Q=1000 m³/s (ケースI-1-1)
Q=2000 〃 (〃 I-1-2)
Q=4000 〃 (〃 I-1-3)
WL34.53
33.41
32.25

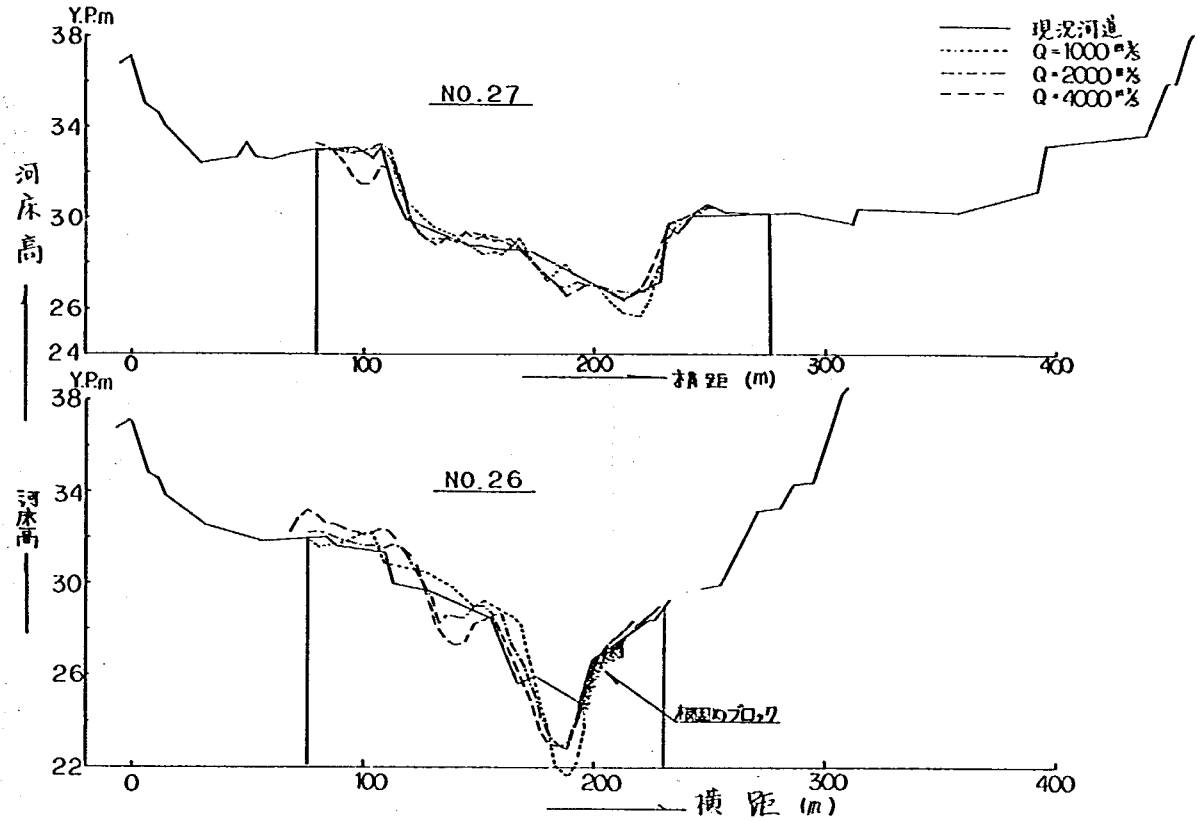
図－8.5.2 河床変動図



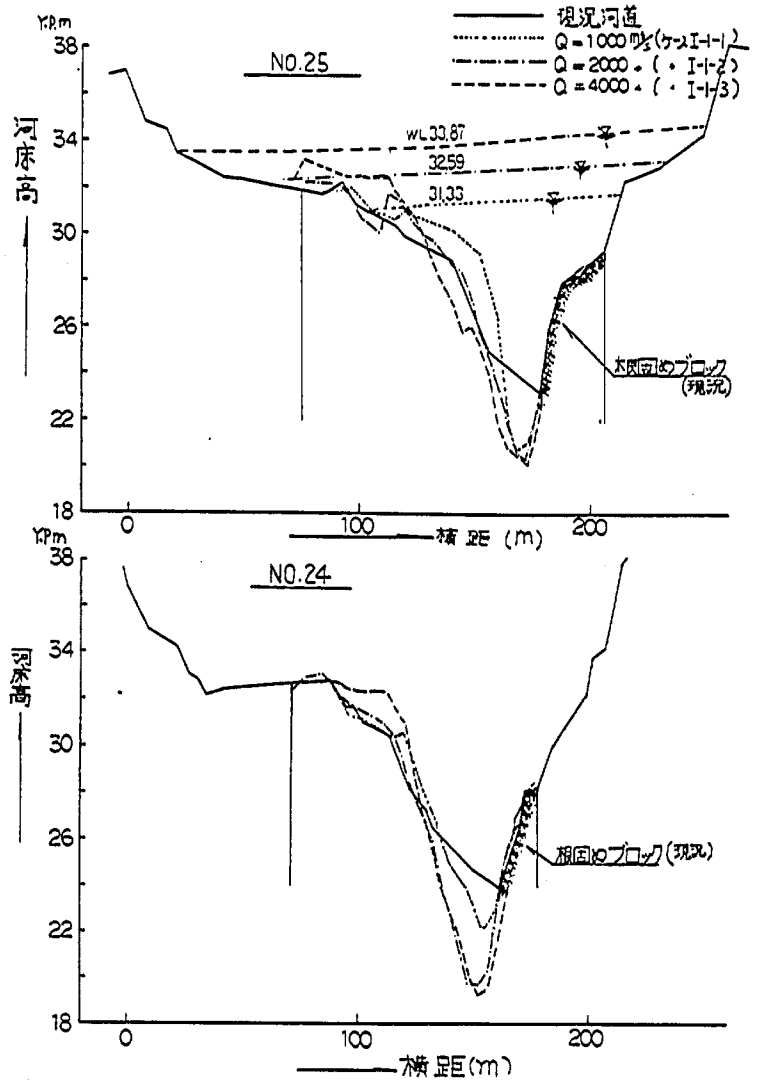
図－8.5.3 河床変動図



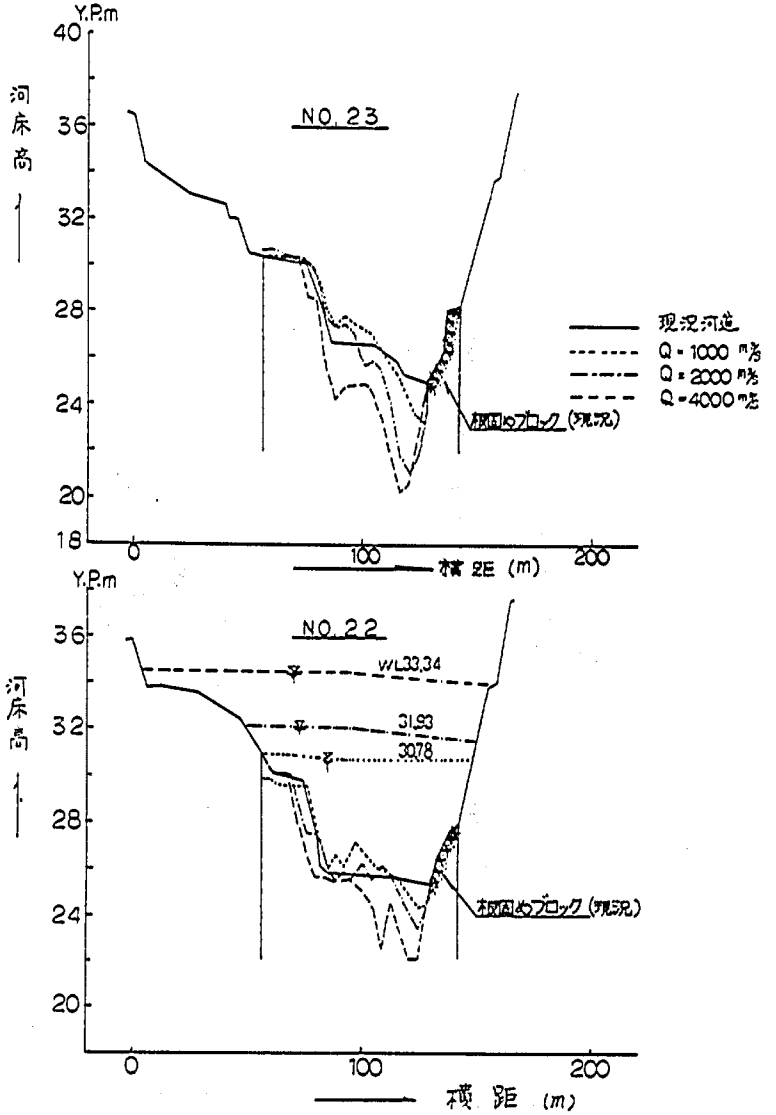
図－8.5.4 河床変動図



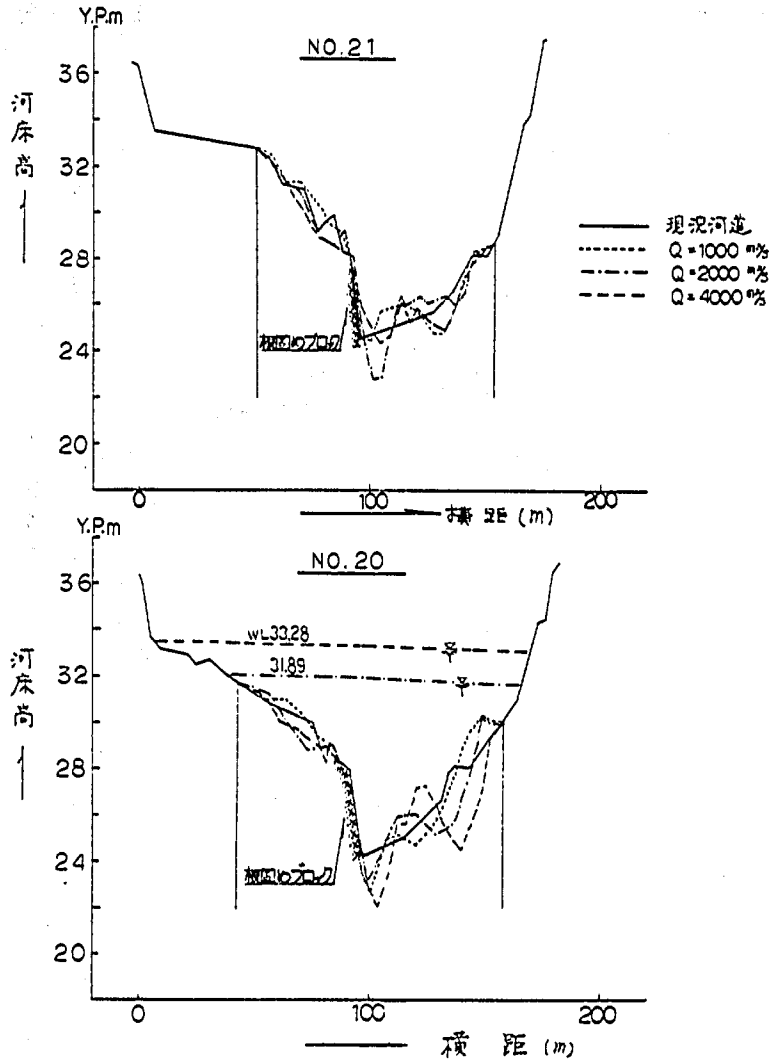
図－8.5.5 河床変動図（ケース：I－1） 現況河道



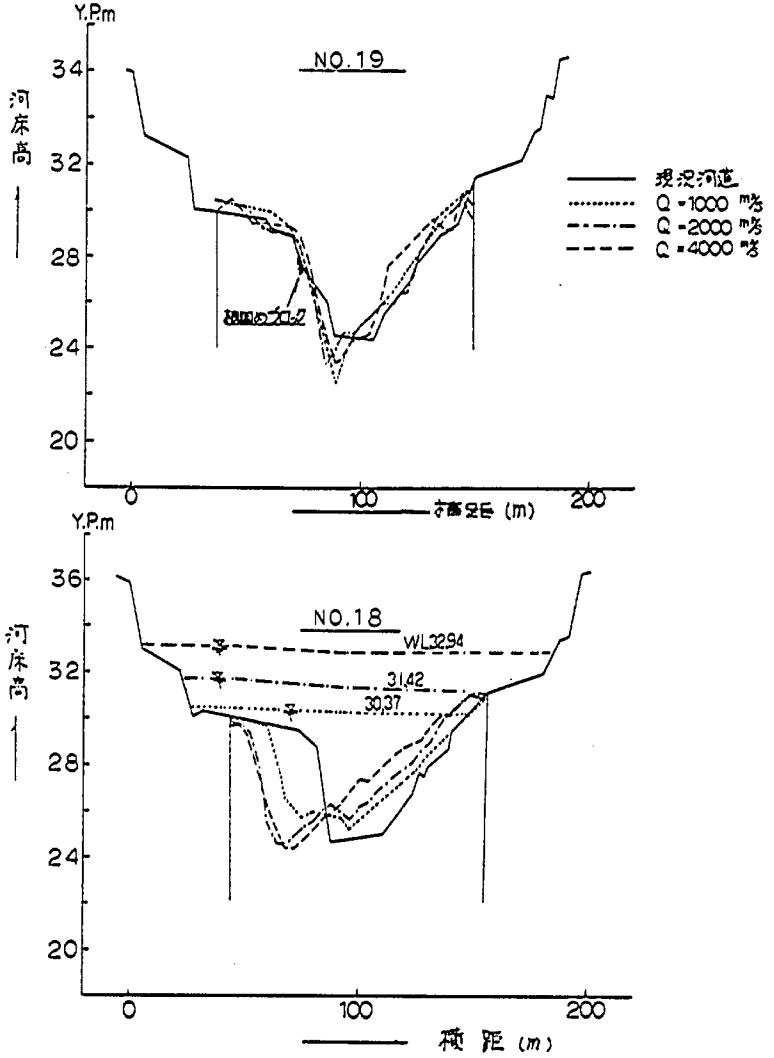
図－8.5.6 河床変動図



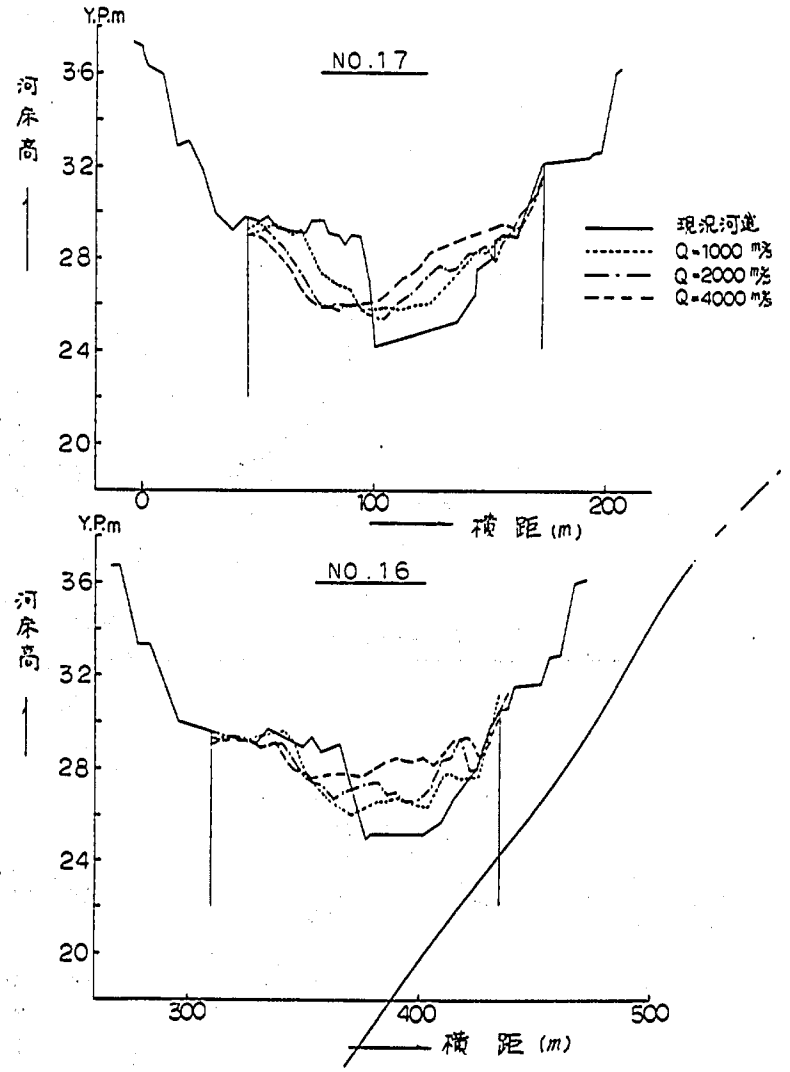
図－8.5.7 河床変動図（ケース：I－1） 現況河道



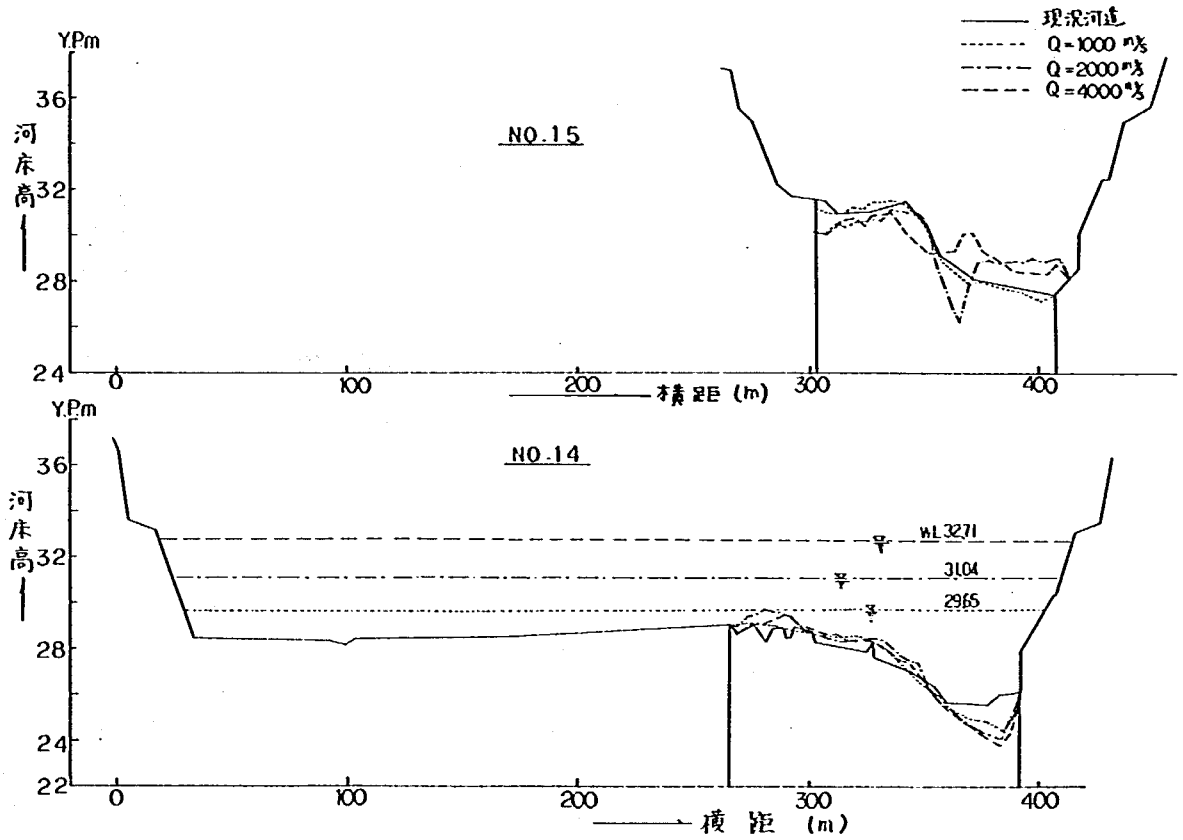
図－8.5.8　河床変動図（ケース：Ⅰ－1）　現況河道



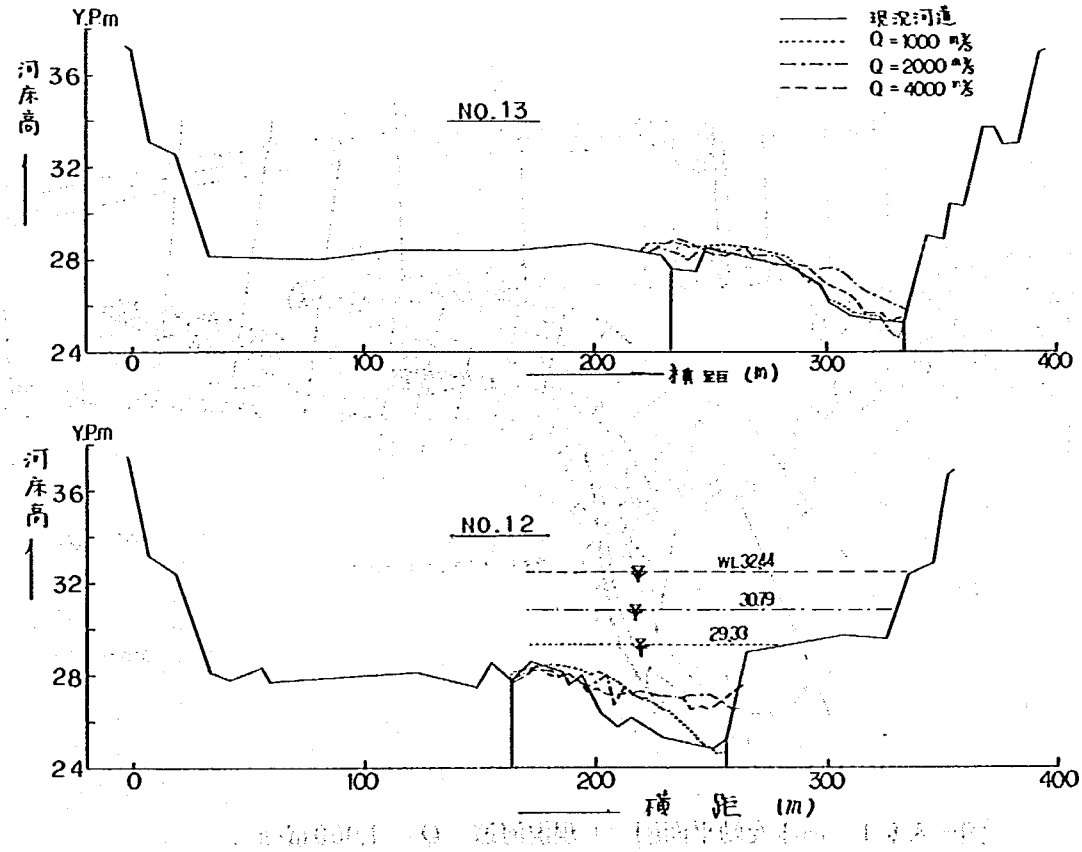
図－8.5.9　河床変動図（ケース：Ⅰ－1）　現況河道



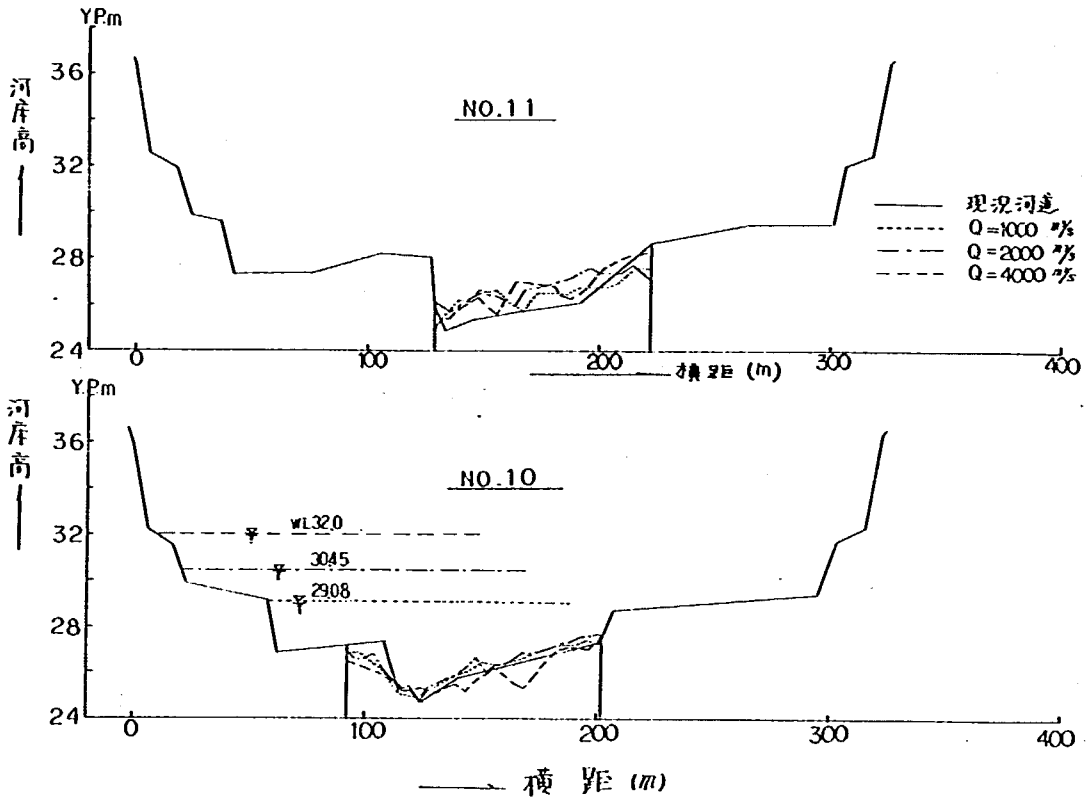
図－8.5.10　河床変動図（ケース：Ⅰ－1）　現況河道



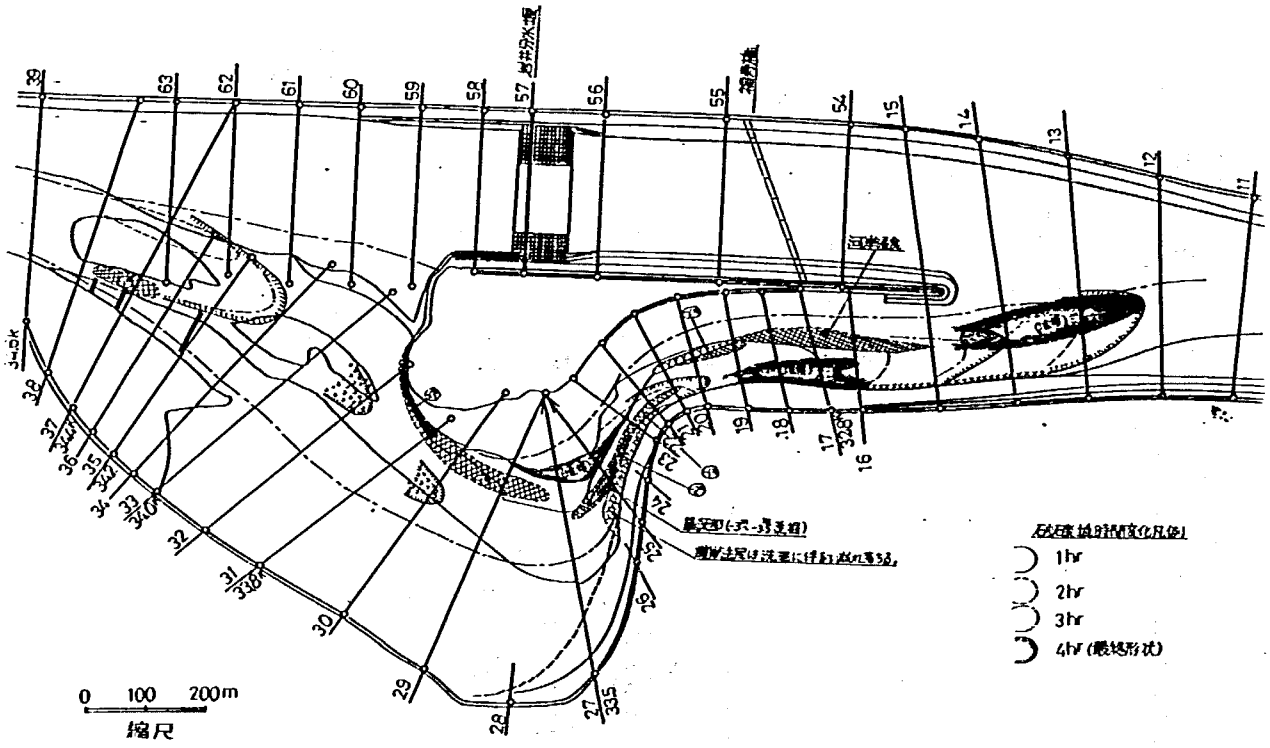
図－8.5.11　河床変動図（ケース：Ⅰ－1）　現況河道



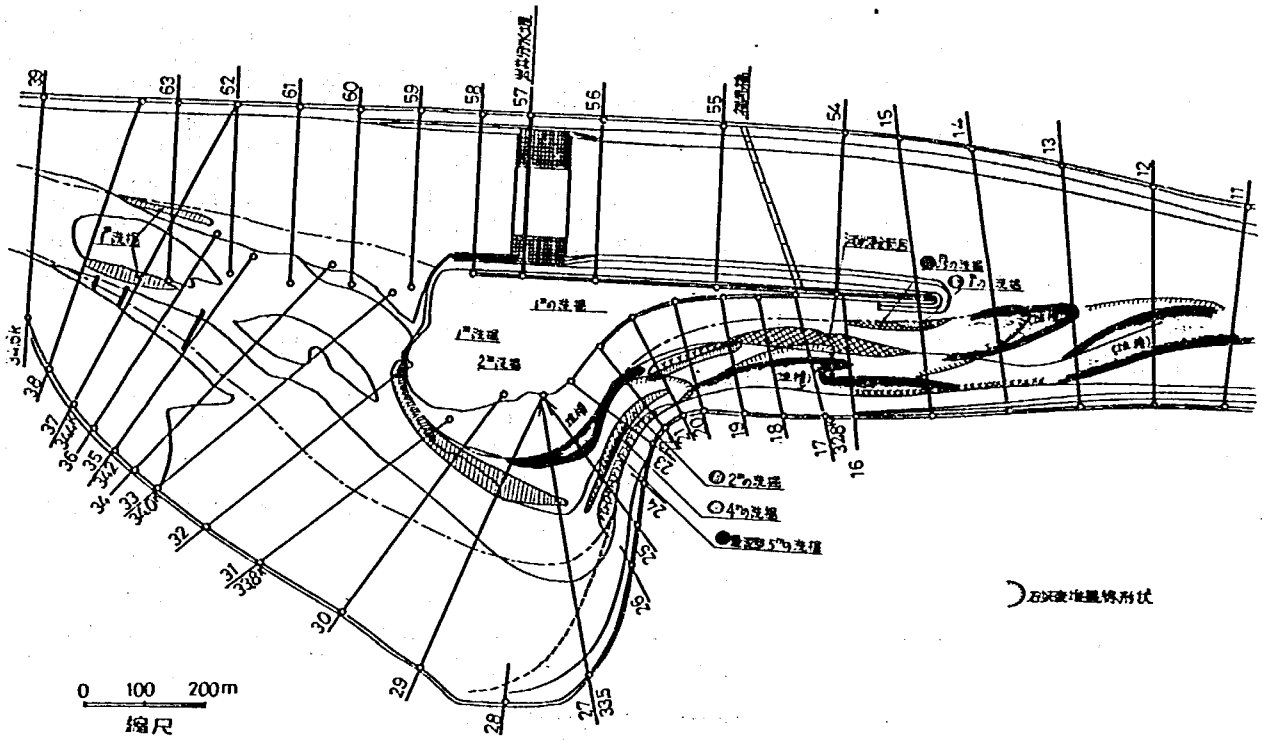
図－8.5.12　河床変動図（ケース：Ⅰ－1）　現況河道



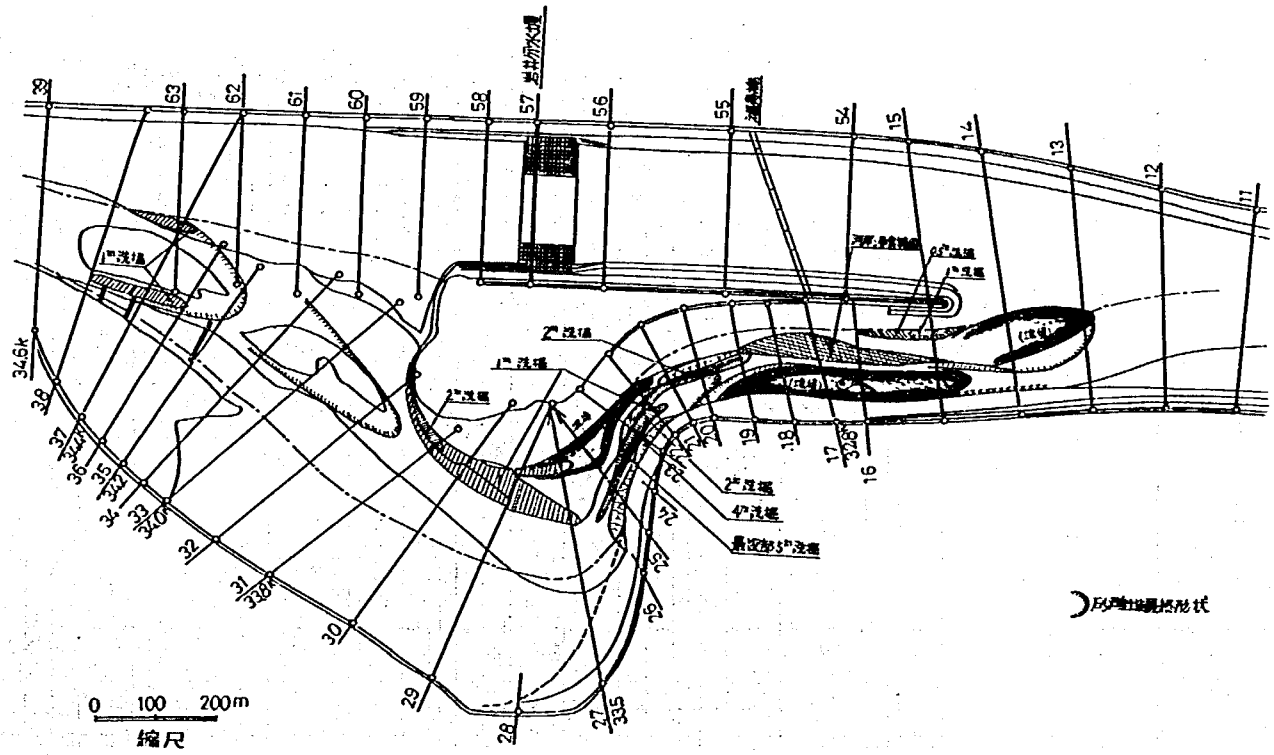
図－8.5.13　河床変動図（ケース：Ⅰ－1）　現況河道



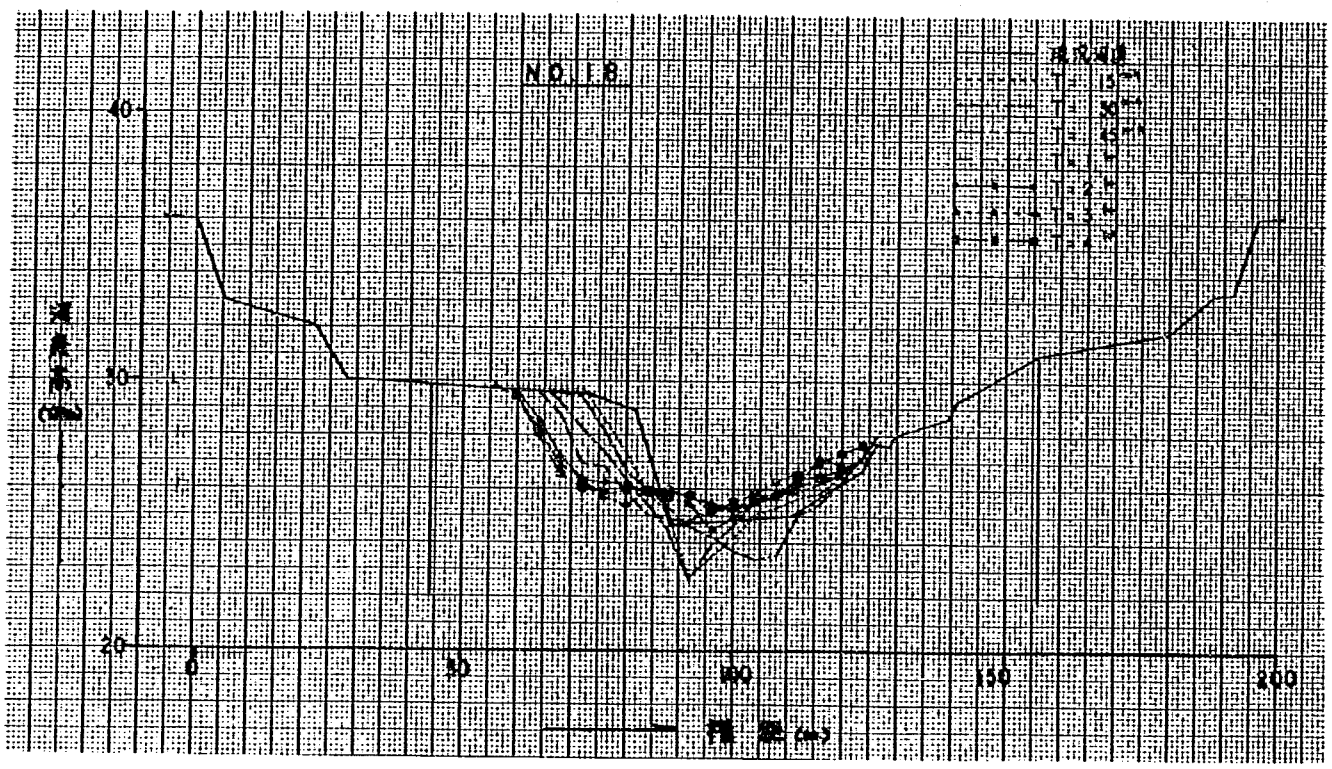
図－8.6.1　河床変動平面図　（現況河道，$Q = 1{,}000\,m^3/s$）



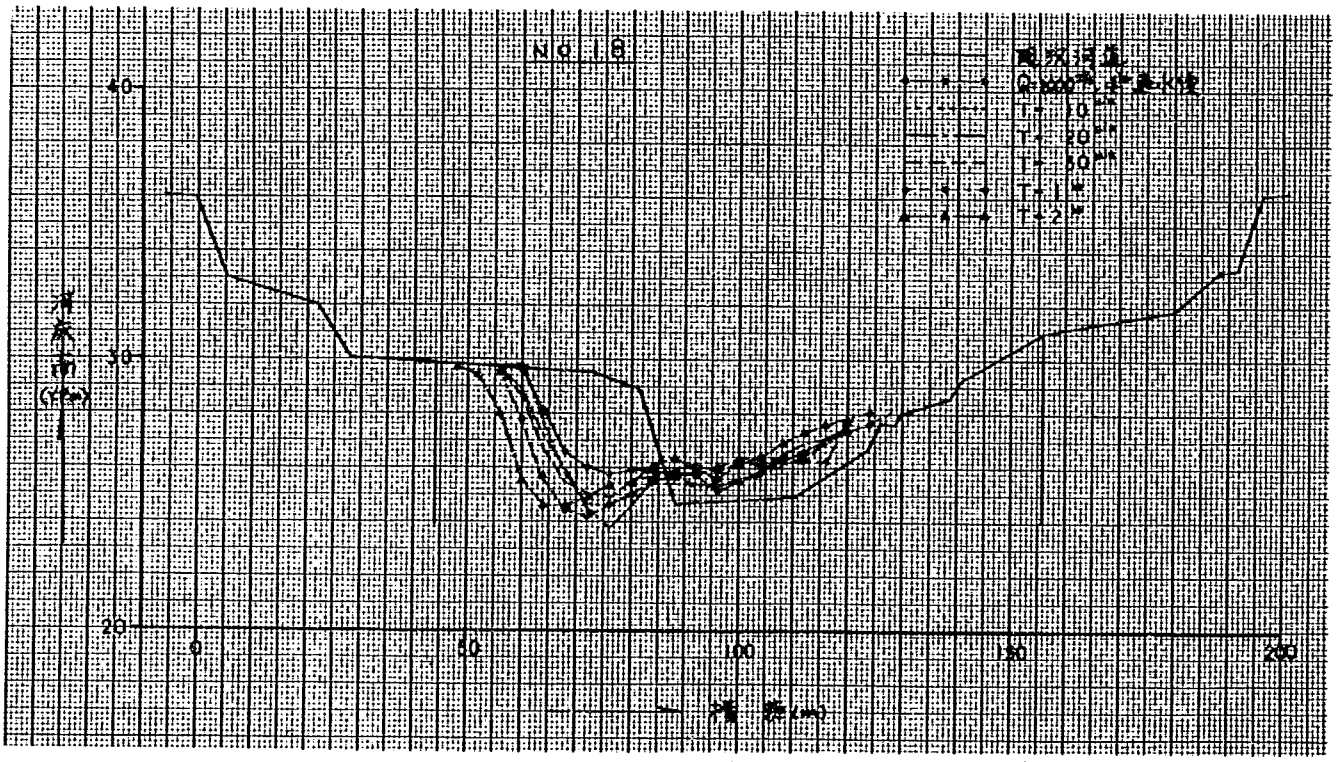
図－8.6.2　河床変動平面図　（現況河道，$Q = 2{,}000\ m^3/s$）



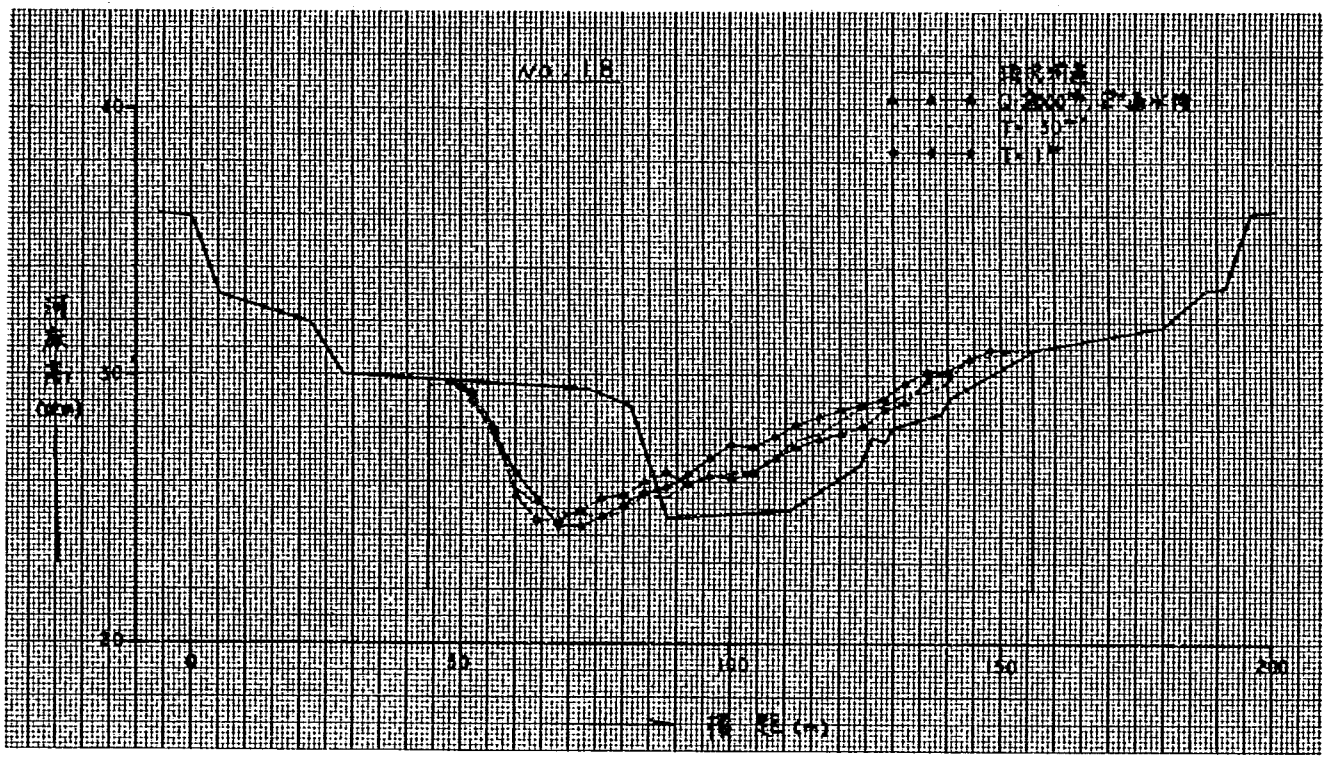
図－8.6.3　河床変動平面図　（現況河道，$Q = 4{,}000\ m^3/s$）



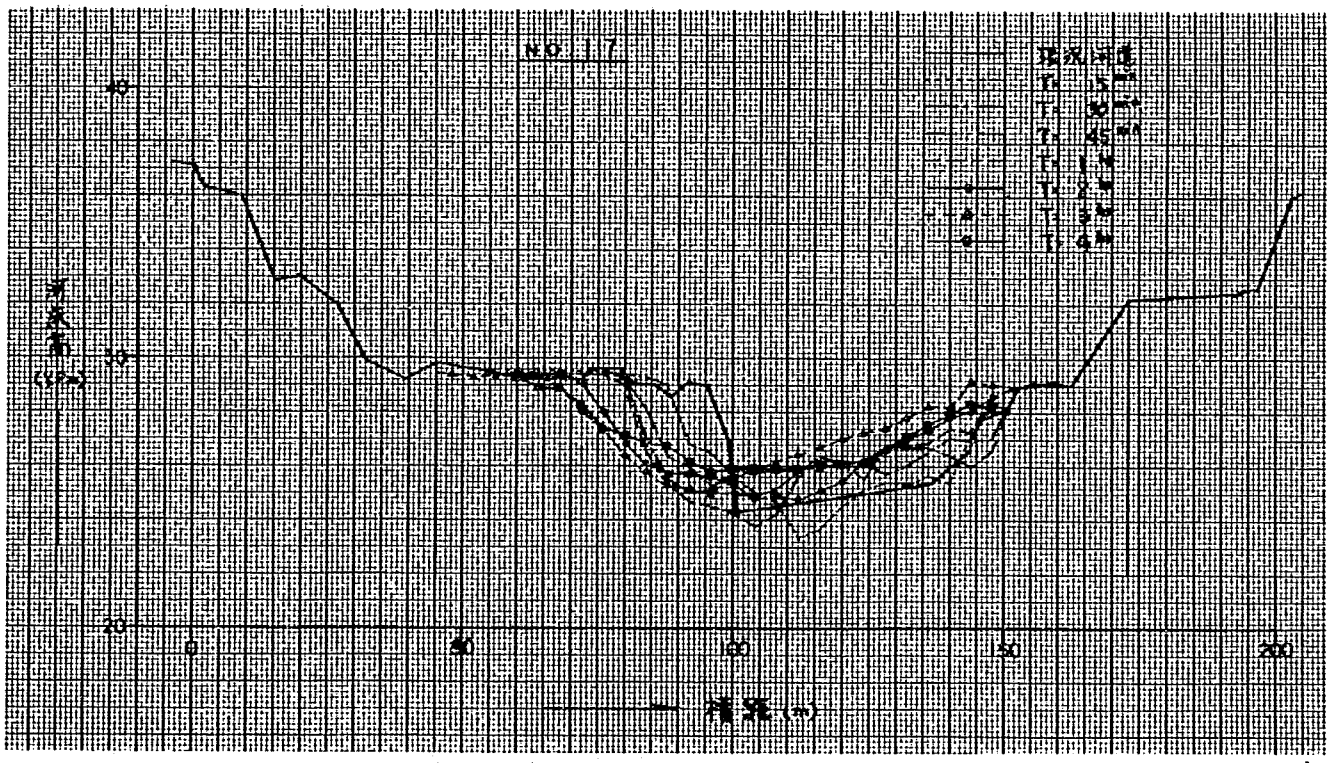
図－8.8.1　河岸浸食時間変化図　現況河道（ $Q = 1{,}000$ m³/s，T＝4 hr ）



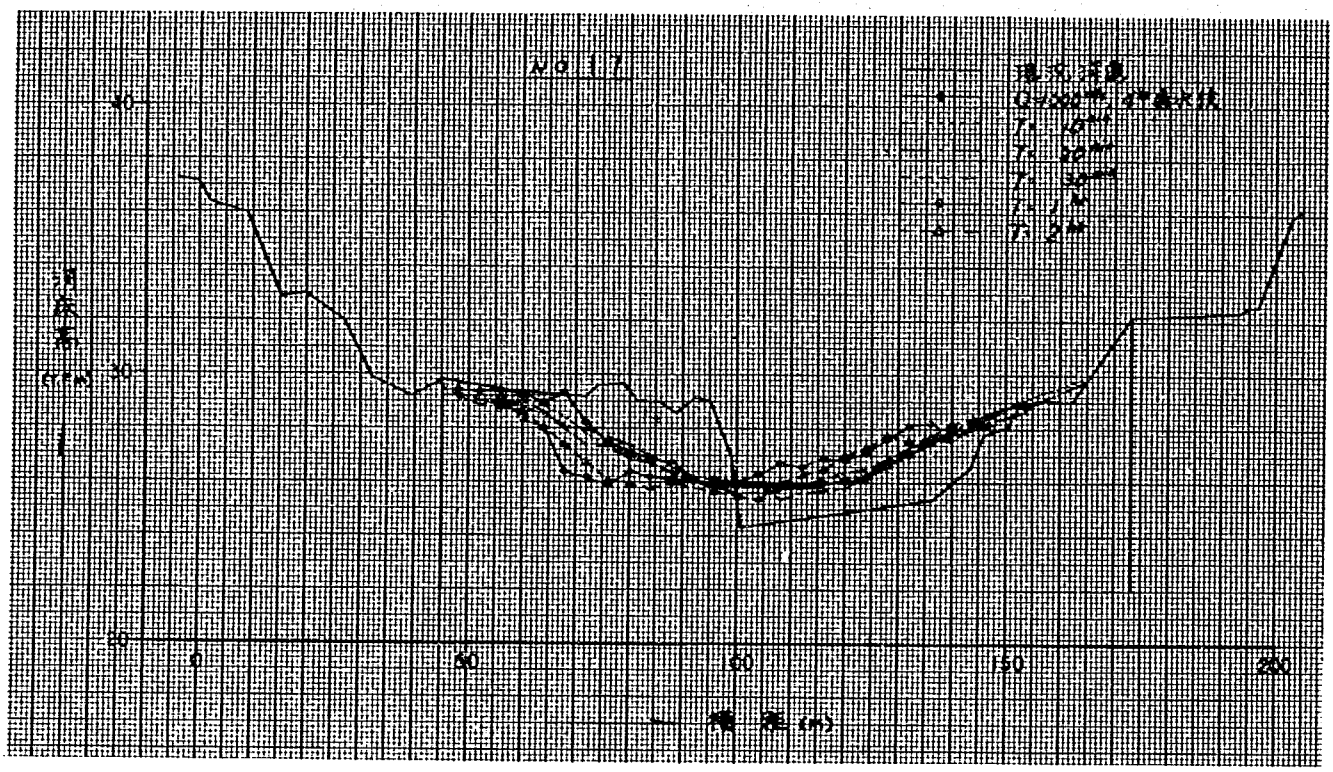
図－8.8.2　河岸浸食時間変化図　現況河道（ $Q = 2{,}000$ m³/s，T＝2 hr ）



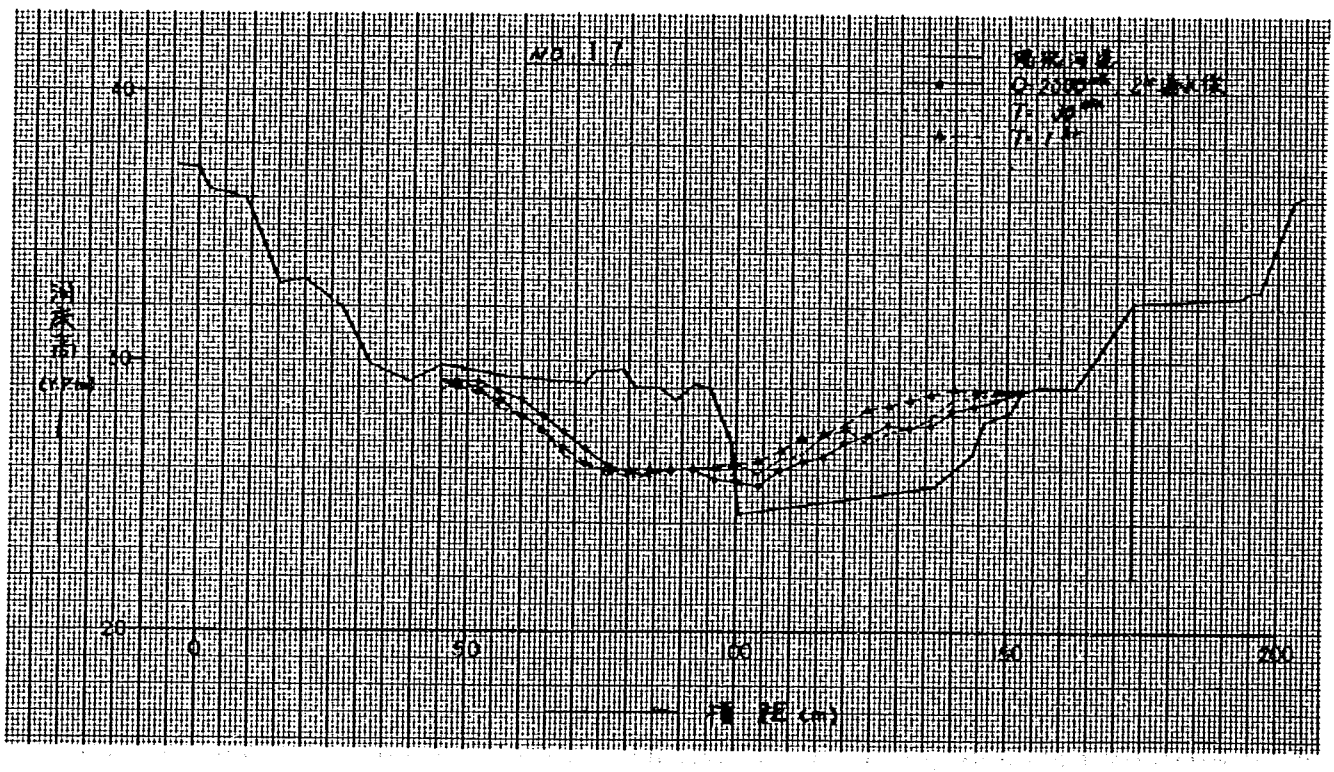
図－8.8.3　河岸浸食時間変化図　現況河道（$Q = 4{,}000\ m^3/s$，T＝1 hr）



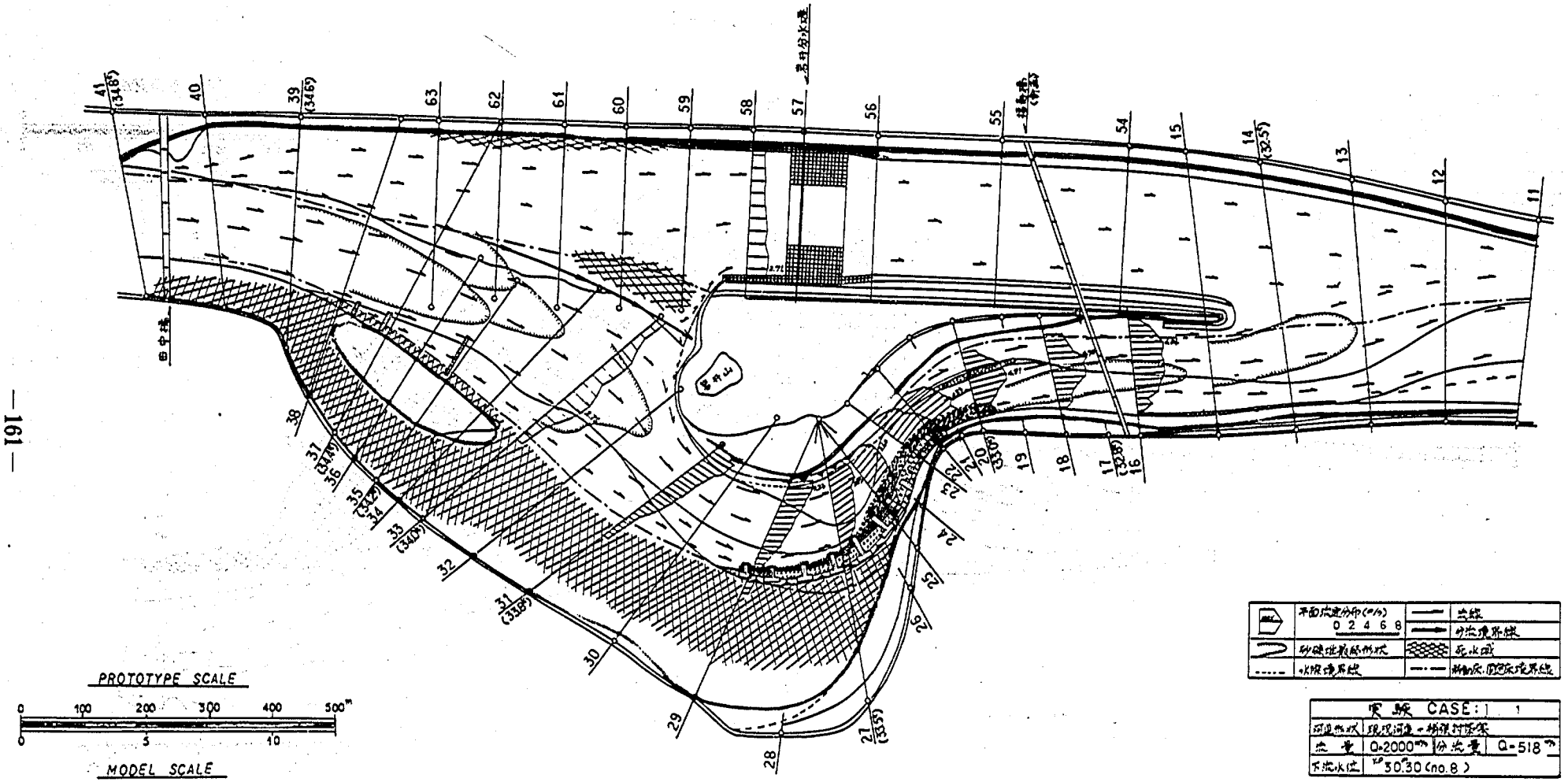
図－8.8.4　河岸浸食時間変化図　現況河道（$Q = 1{,}000\ m^3/s$，T＝4 hr）



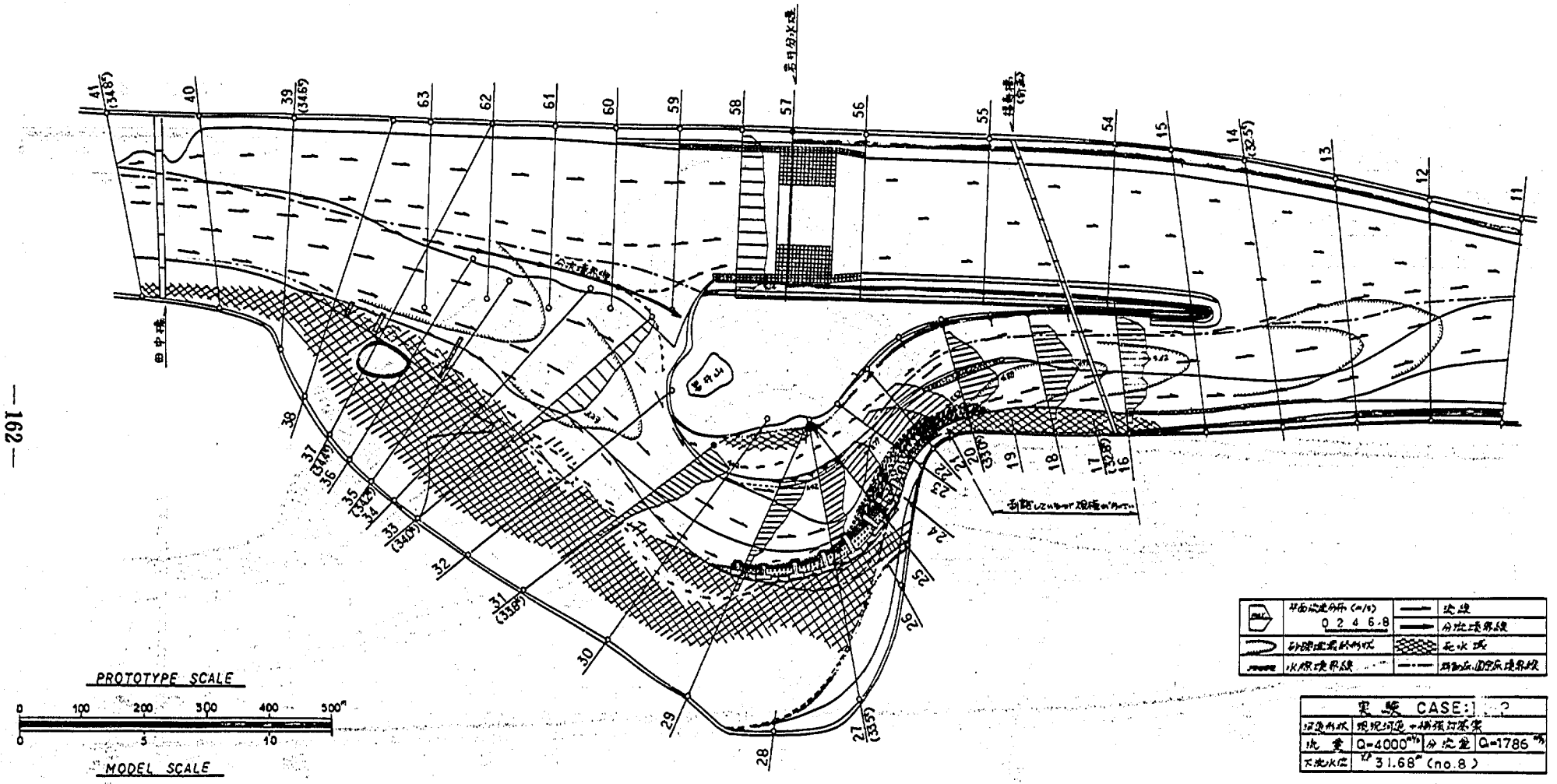
図－8.8.5　河岸浸食時間変化図　現況河道（ $Q = 2{,}000$ m³/s，T = 2 hr ）



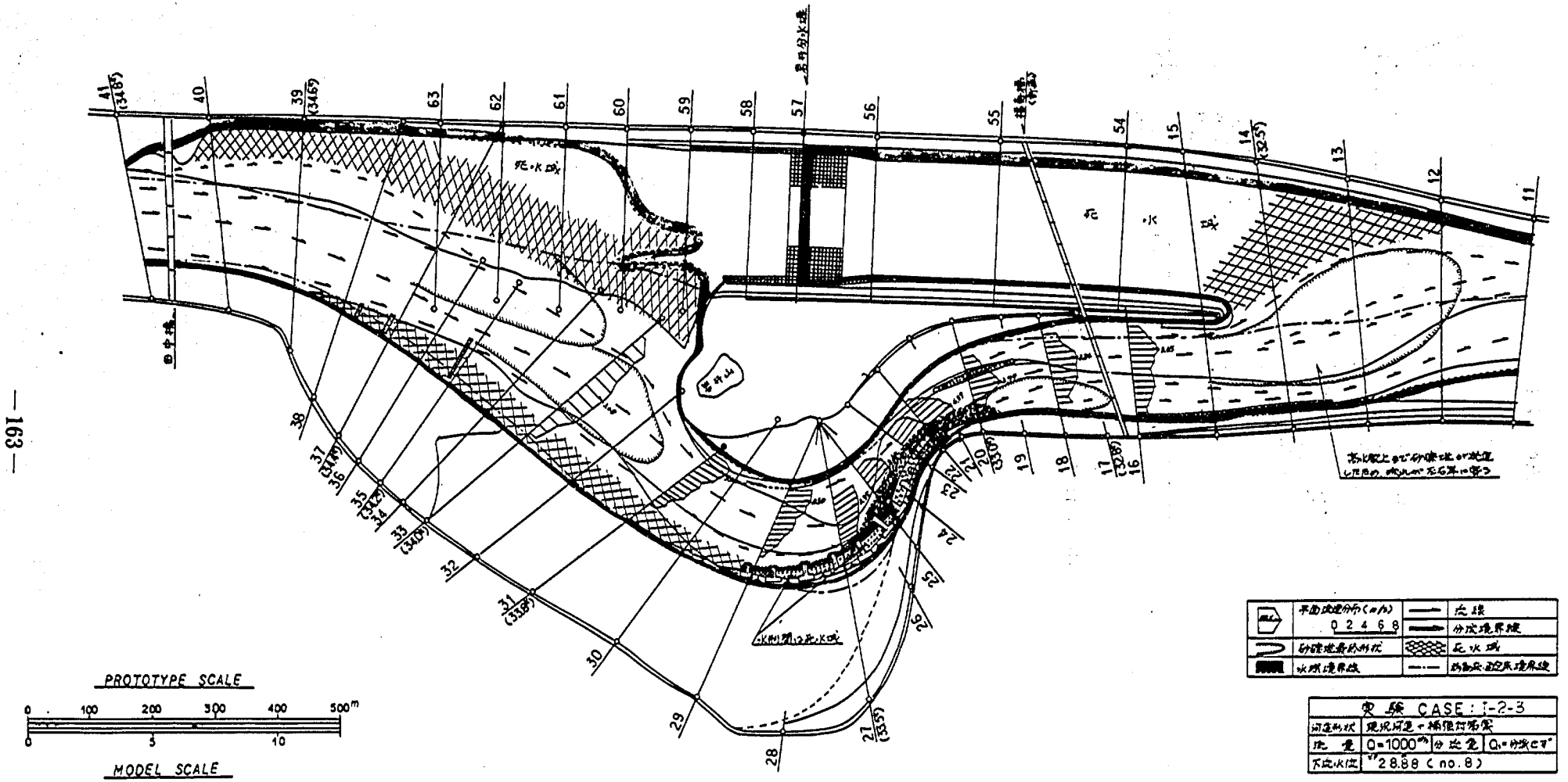
図－8.8.6　河岸浸食時間変化図　現況河道（ $Q = 4{,}000$ m³/s，T = 1 hr ）


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
実験 CASE: 1
流量 Q=2000m³/s
分流量 Q=518m³/s
下流水位 30.30 (no.8)

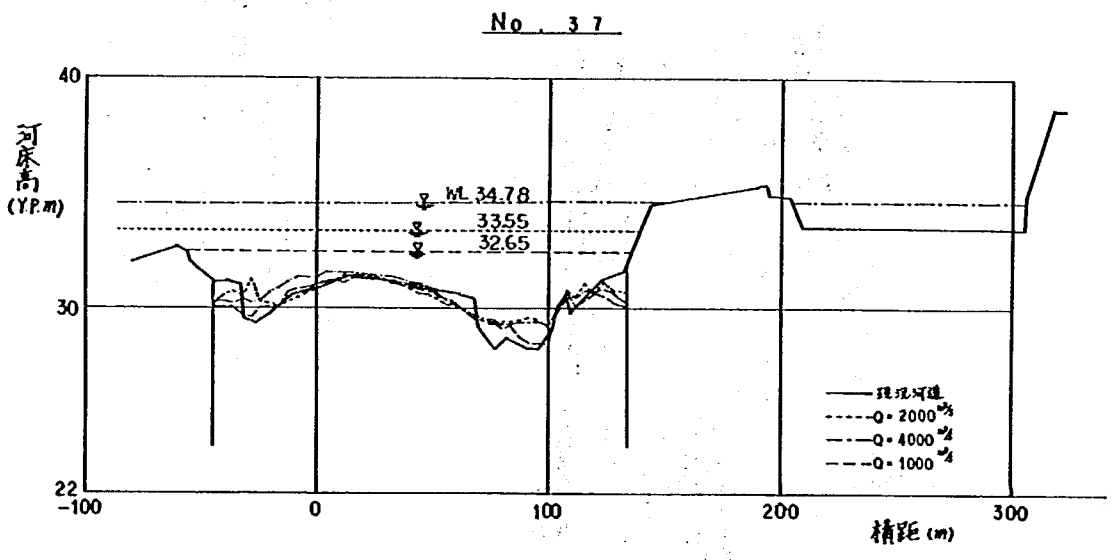
図—8.13.1 流　況　図


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
実験 CASE:1
流量 Q=4000
分流量 Q=1786
31.68 (no.8)

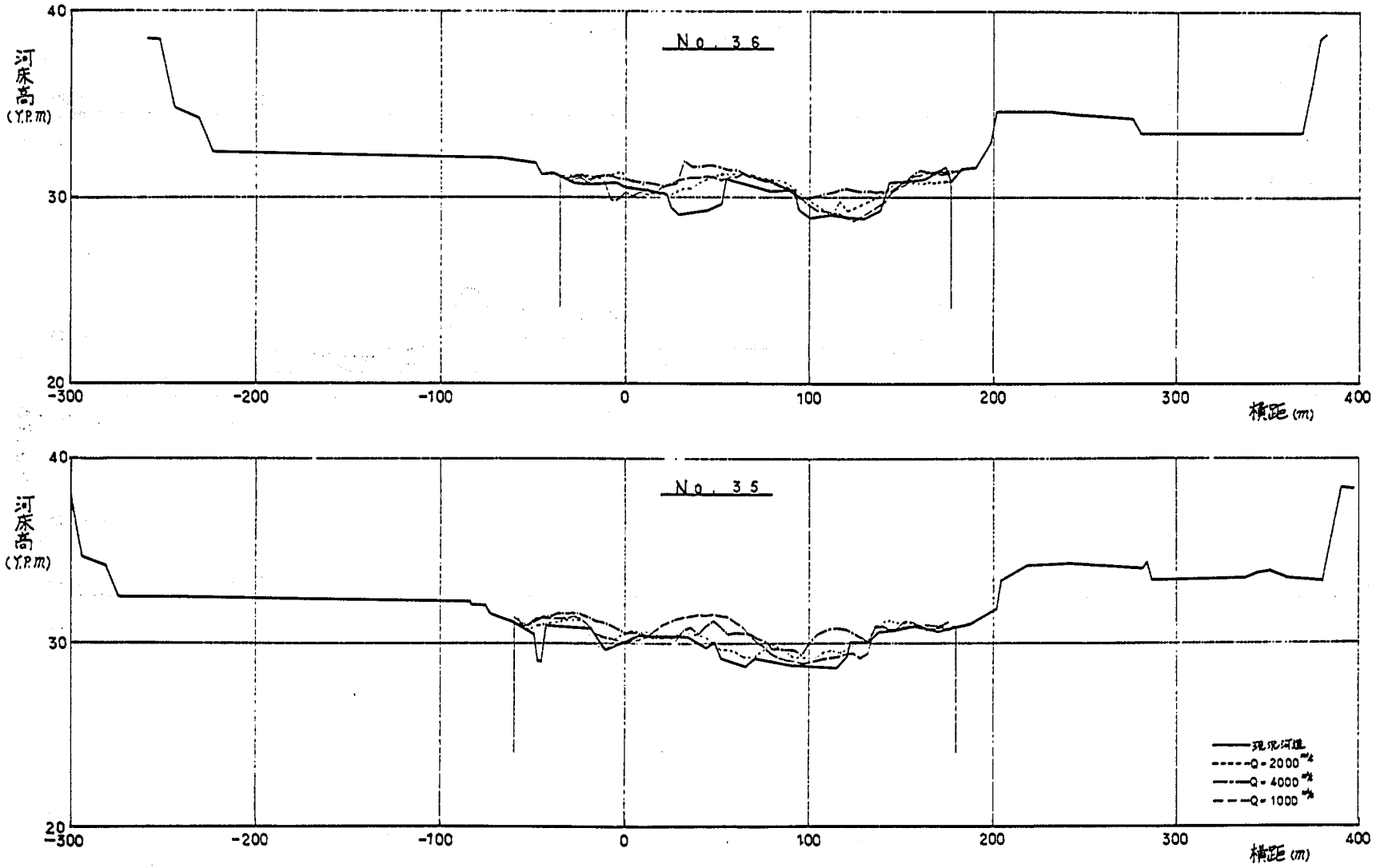
図— 8. 13. 2 流　況　図


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
実験 CASE : 1-2-3
河道形状 現況河道＋補修付帯堤
流量 Q=1000m³/s 分流量 Q=0.0m³/s
下流水位 28.88 (no.8)

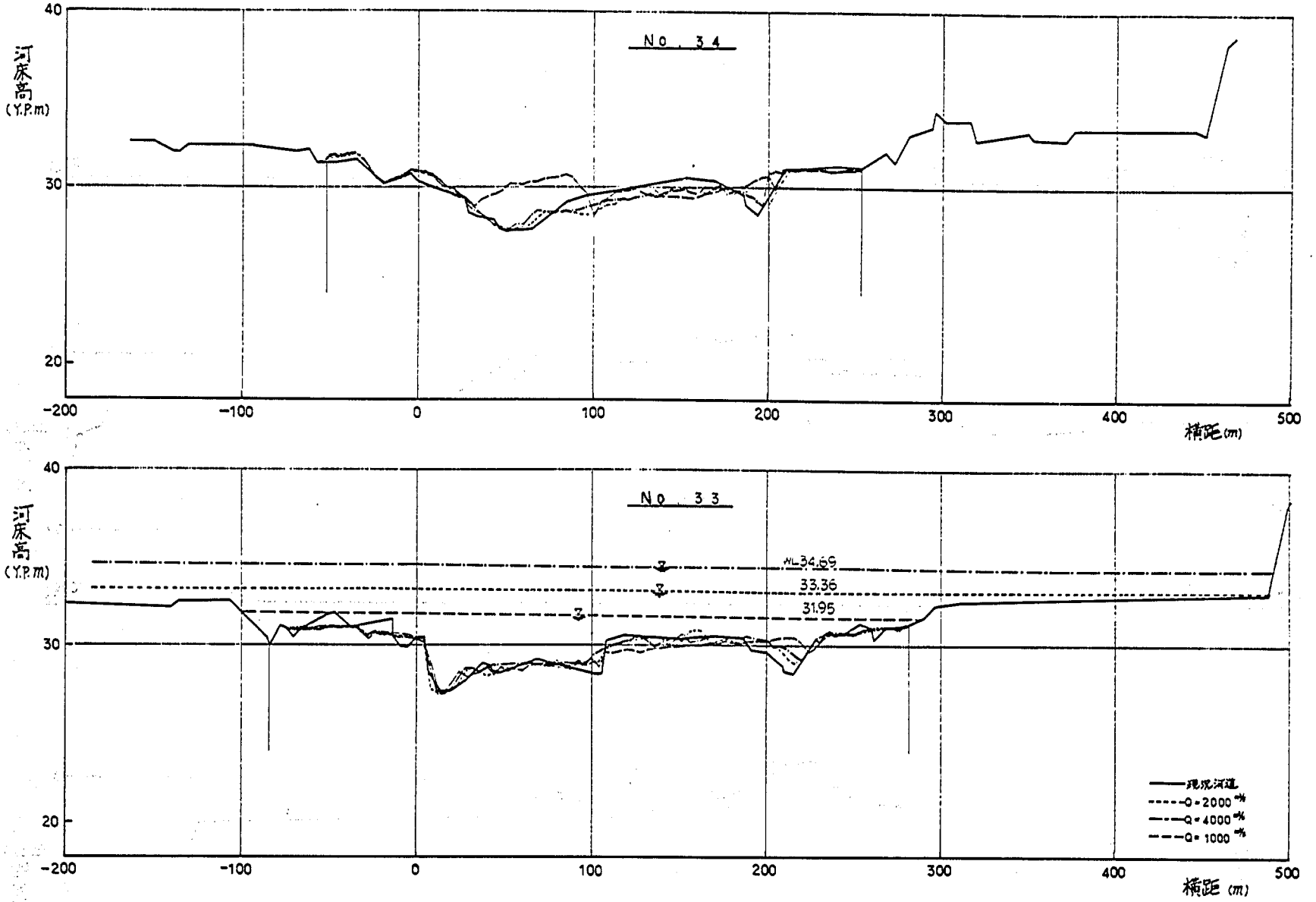
図－8.13.3 流　況　図


No. 37
40
30
22
河床高
(Y.P.m)
WL 34.78
33.55
32.65
現況河道
Q=2000
Q=4000
Q=1000
-100
0
100
200
300
横距 (m)

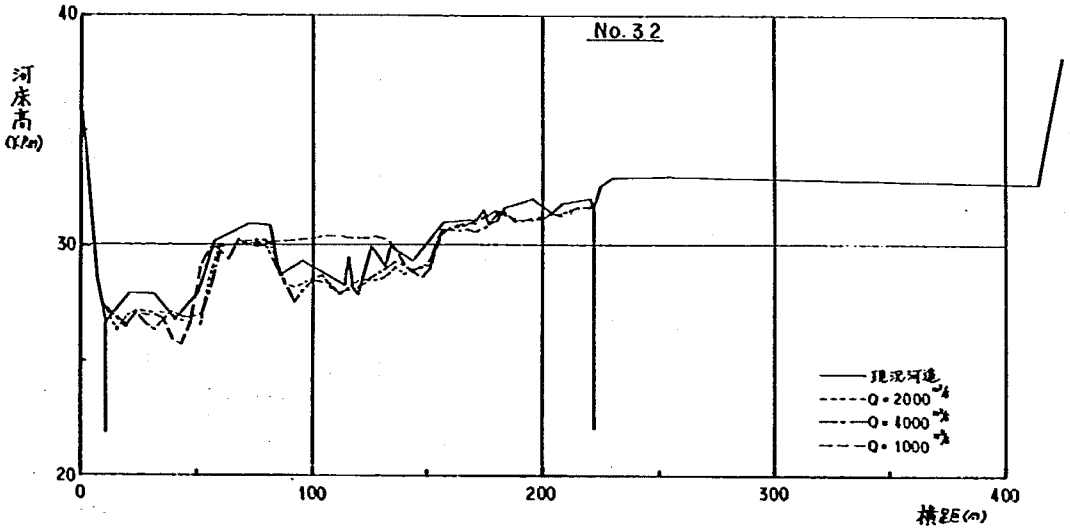
図—8.15.1 河床変動図


No. 36
No. 35
河床
(Y.P.m)
40
30
20
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
横距 (m)
現況河道
Q=2000 m³/s
Q=4000 m³/s
Q=1000 m³/s

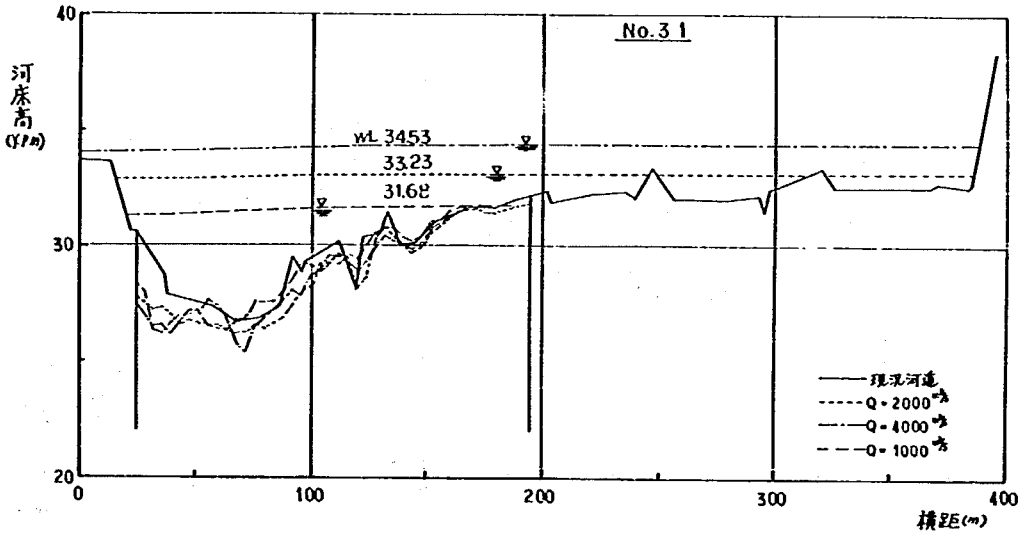
図—8.15.2 河床変動図


No. 34
No. 33
河床高
(Y.P.m)
40
30
20
-200
-100
0
100
200
300
400
500
横距(m)
WL34.69
33.36
31.95
現況河道
Q=2000 m³/s
Q=4000 m³/s
Q=1000 m³/s

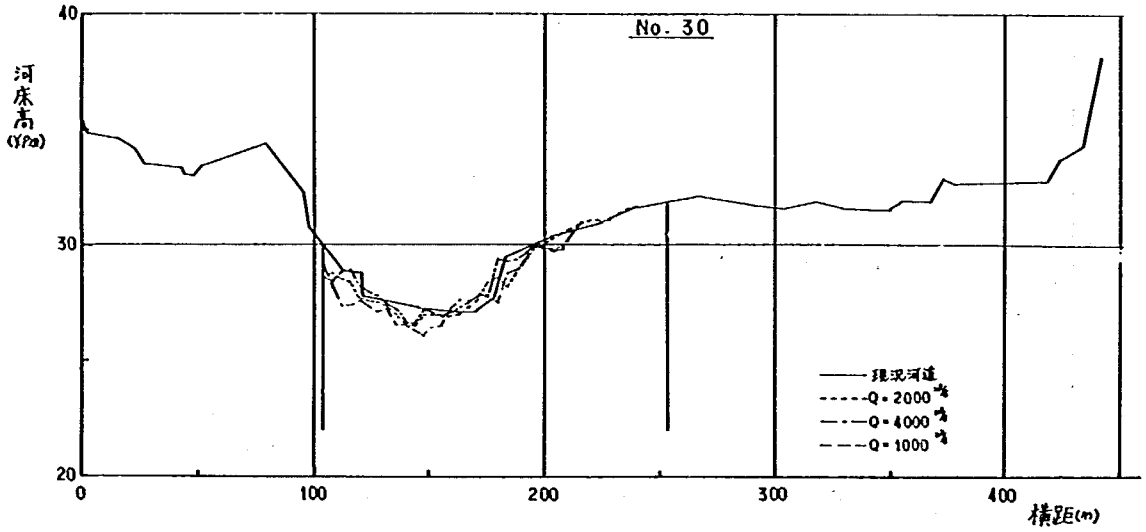
図—8.15.3 河床変動図



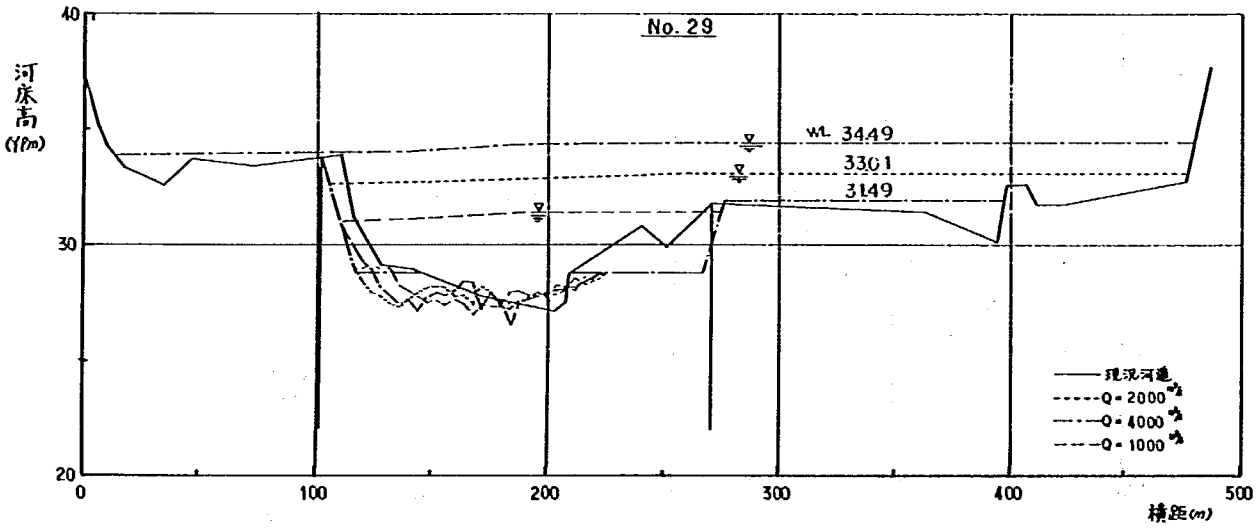
図－8.15.4　河床変動図



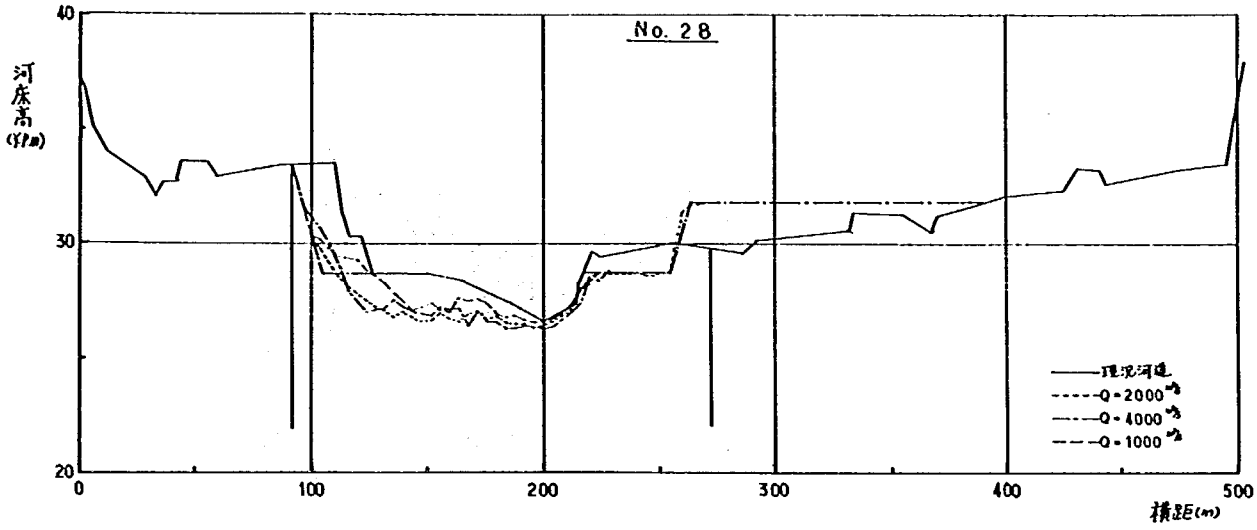
図－8.15.5　河床変動図



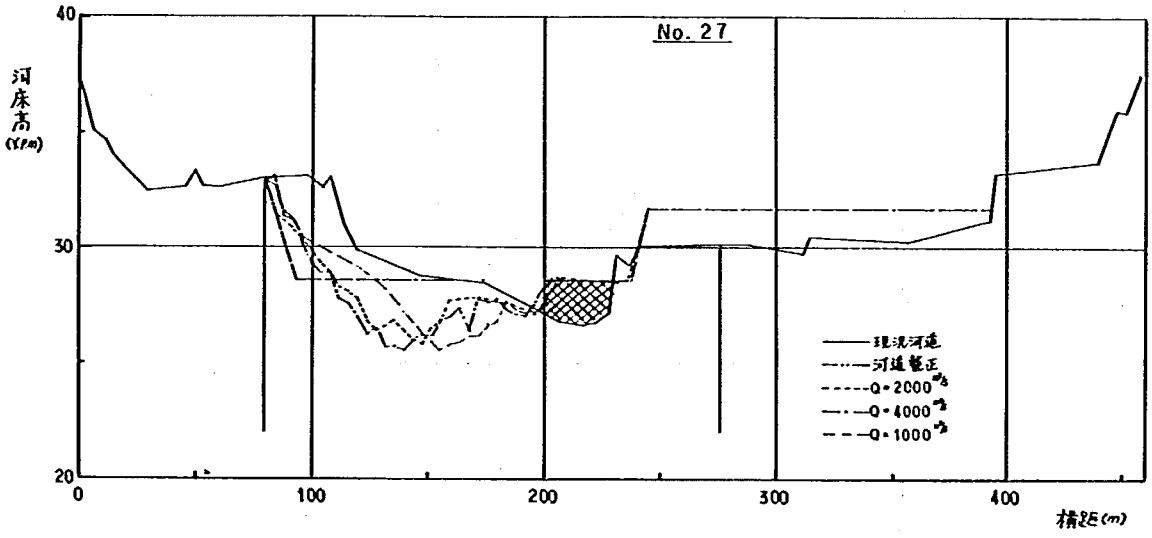
図—8.15.6　河床変動図



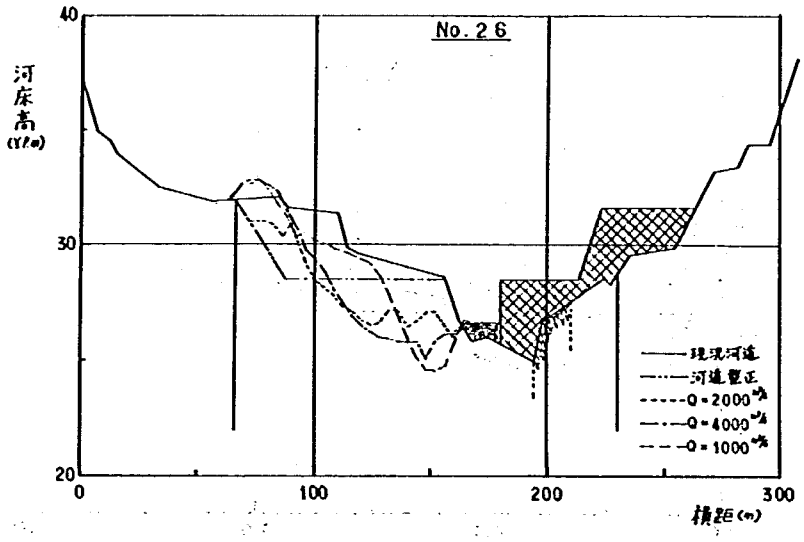
図—8.15.7　河床変動図



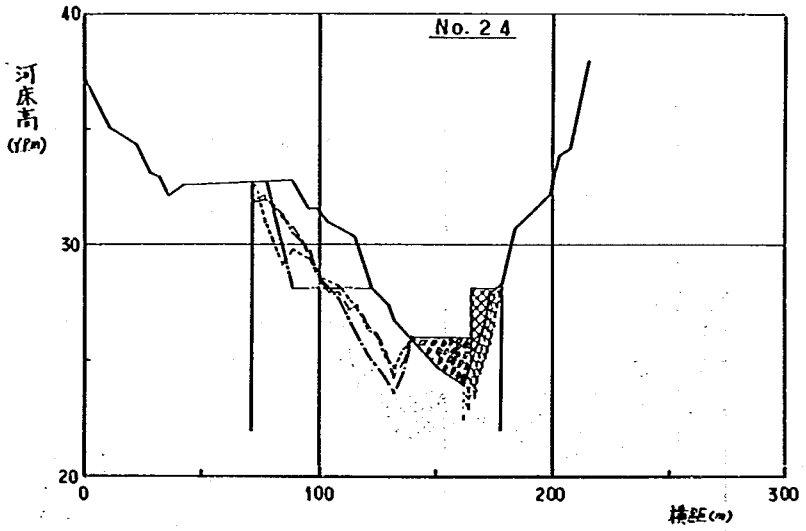
図—8.15.8 河床変動図

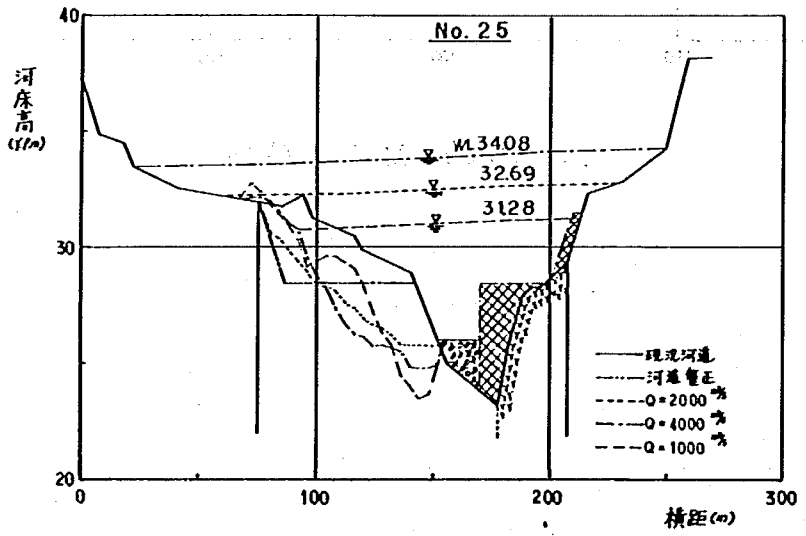


図—8.15.9 河床変動図

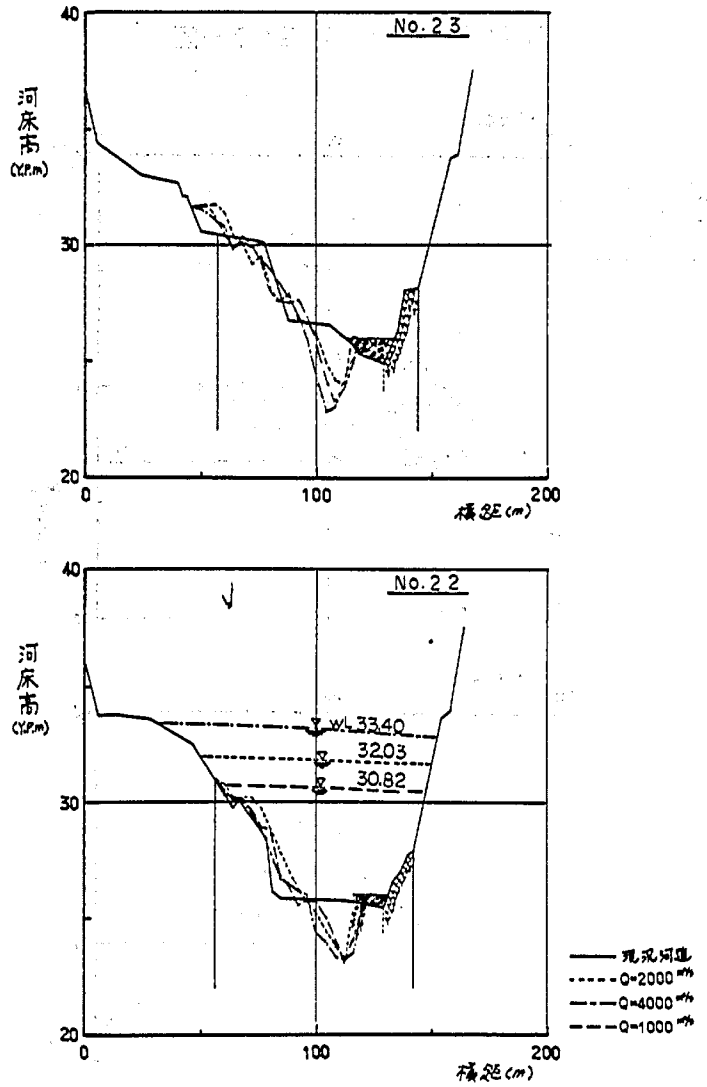


図—8.15.10　河床変動図

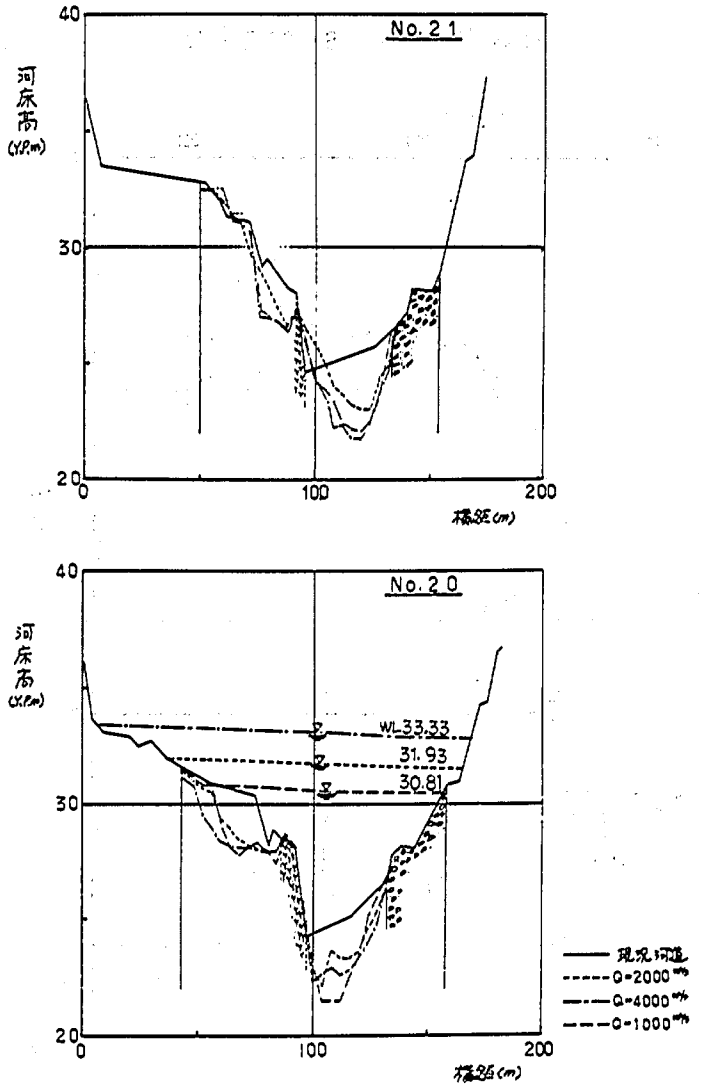




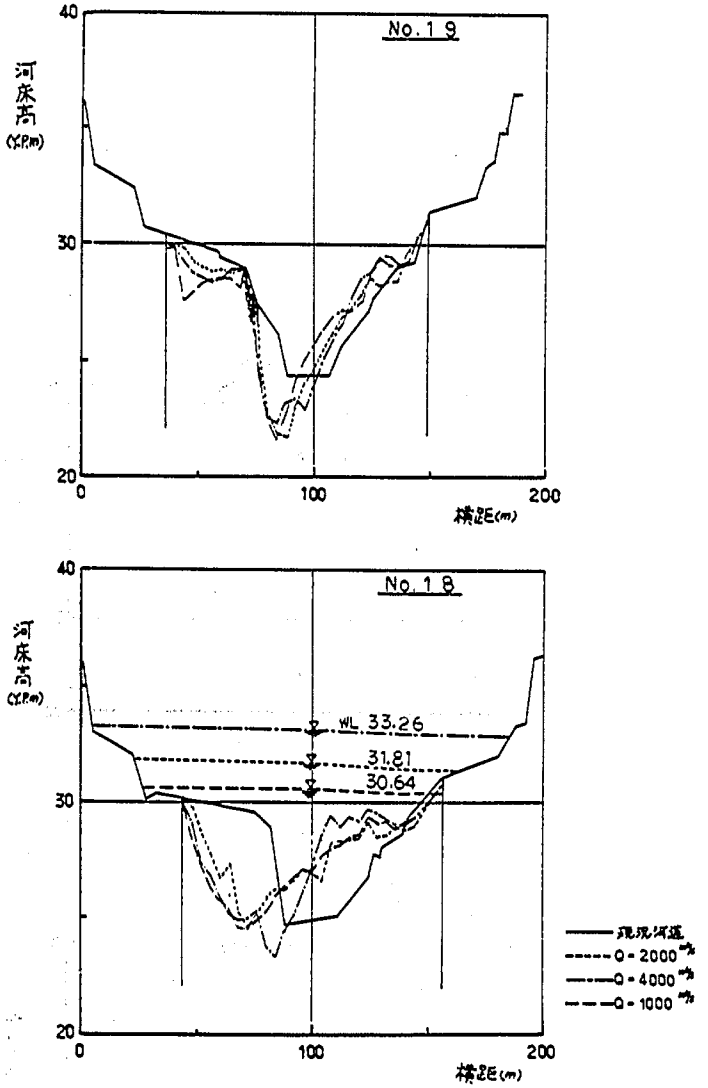
図—8.15.11　河床変動図



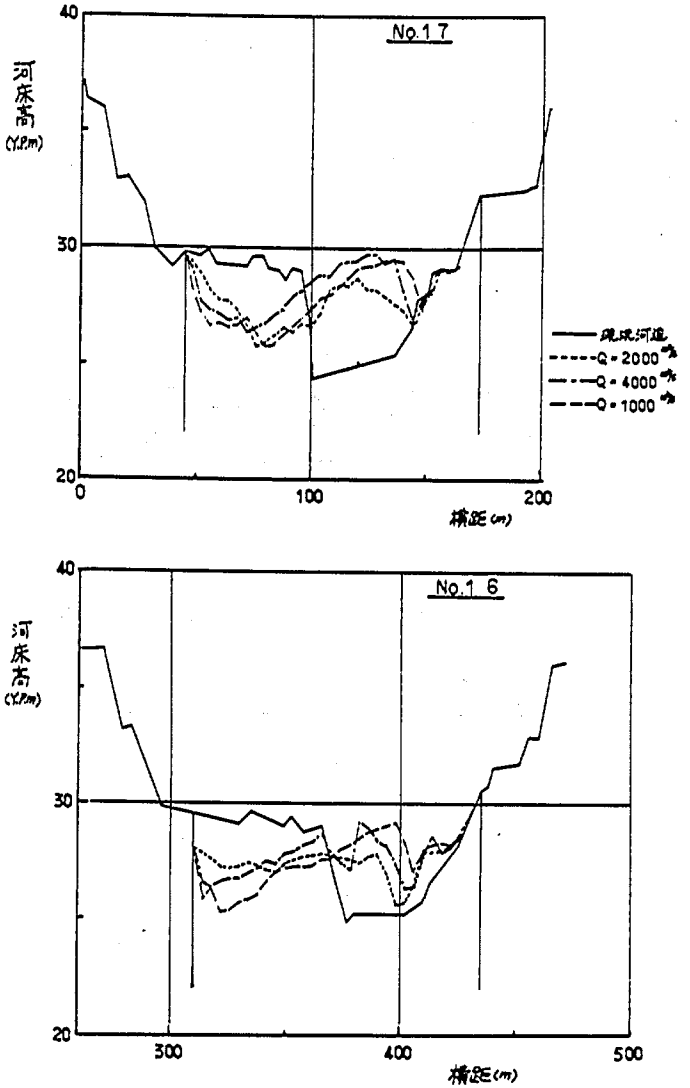
図－8.15.12　河床変動図



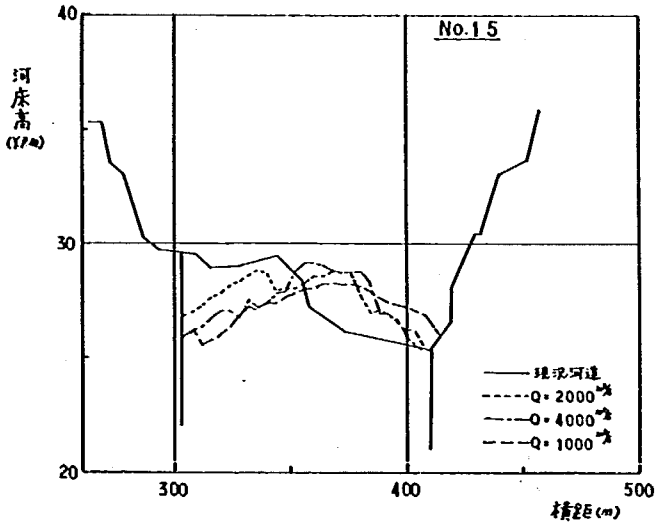
図－8.15.13　河床変動図



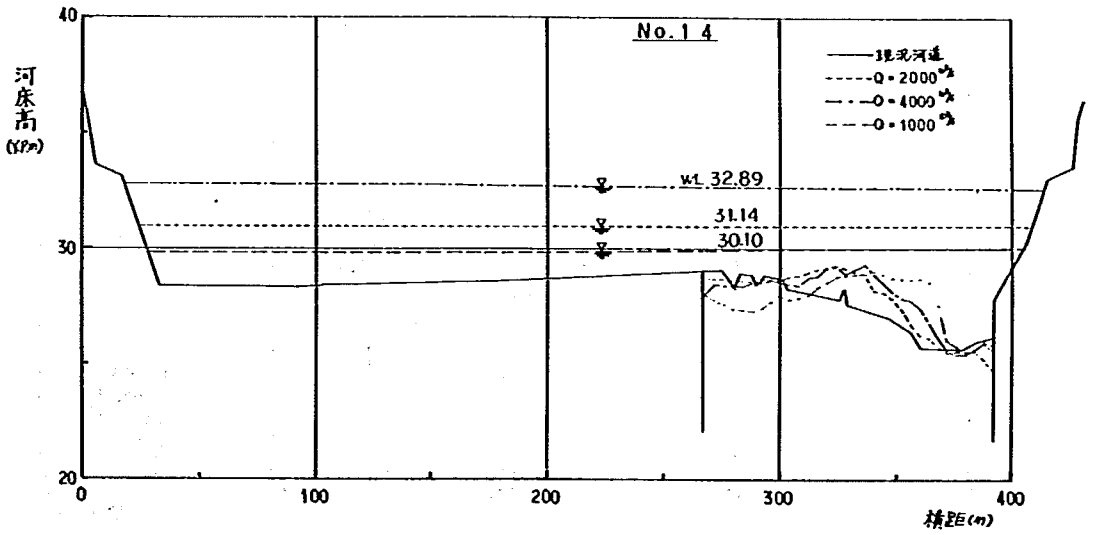
図－8.15.14　河床変動図



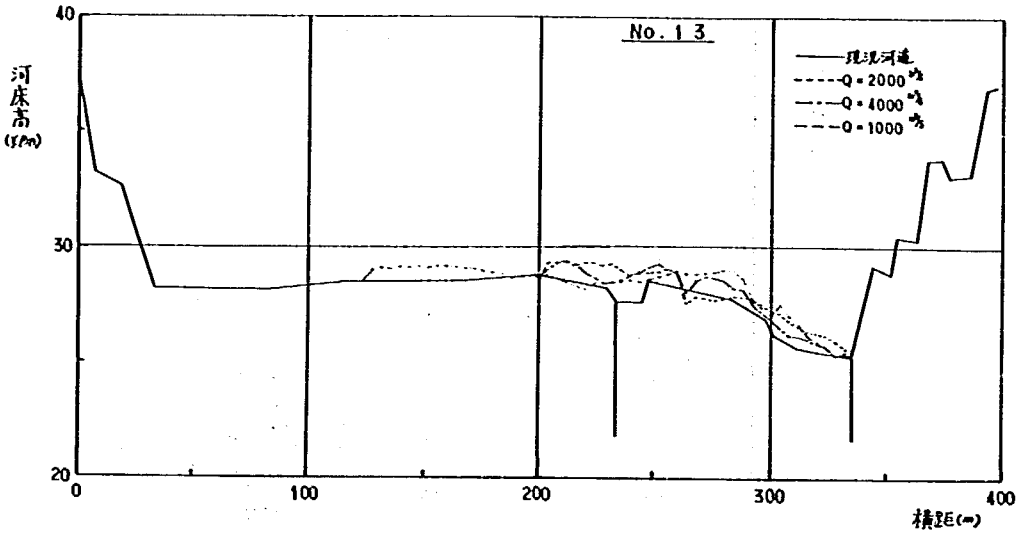
図－8.15.15　河床変動図



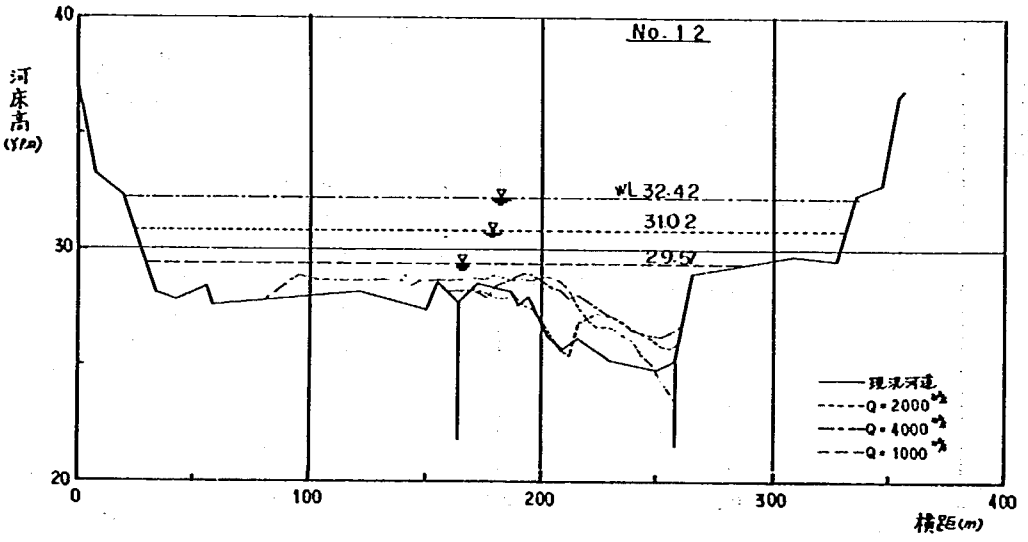
図－8.15.16　河床変動図



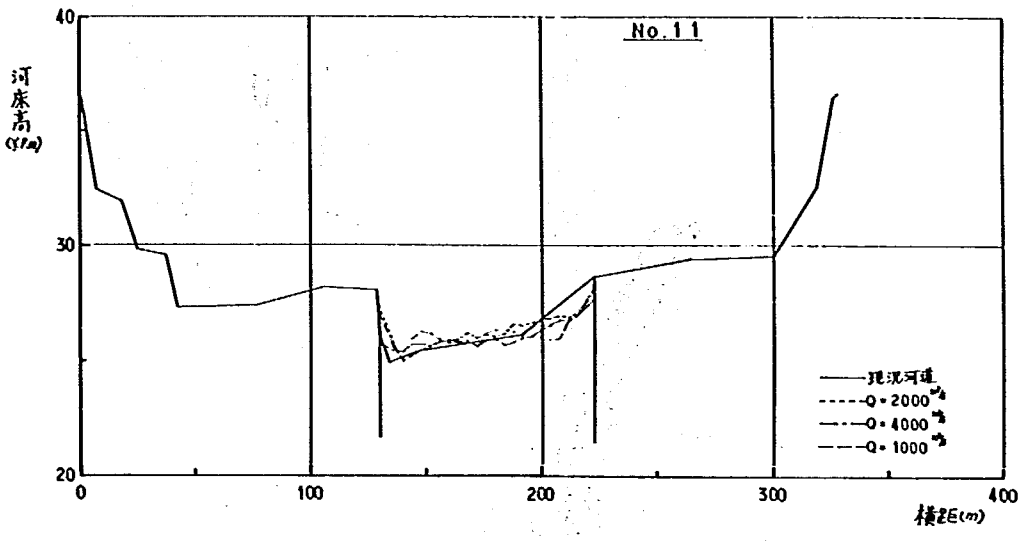
図－8.15.17　河床変動図



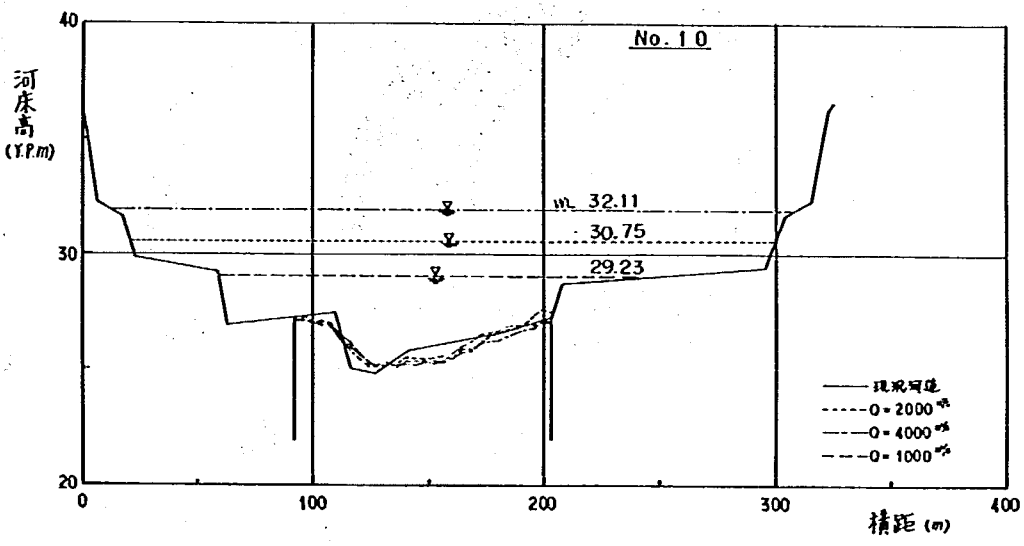
図－8.15.18　河床変動図



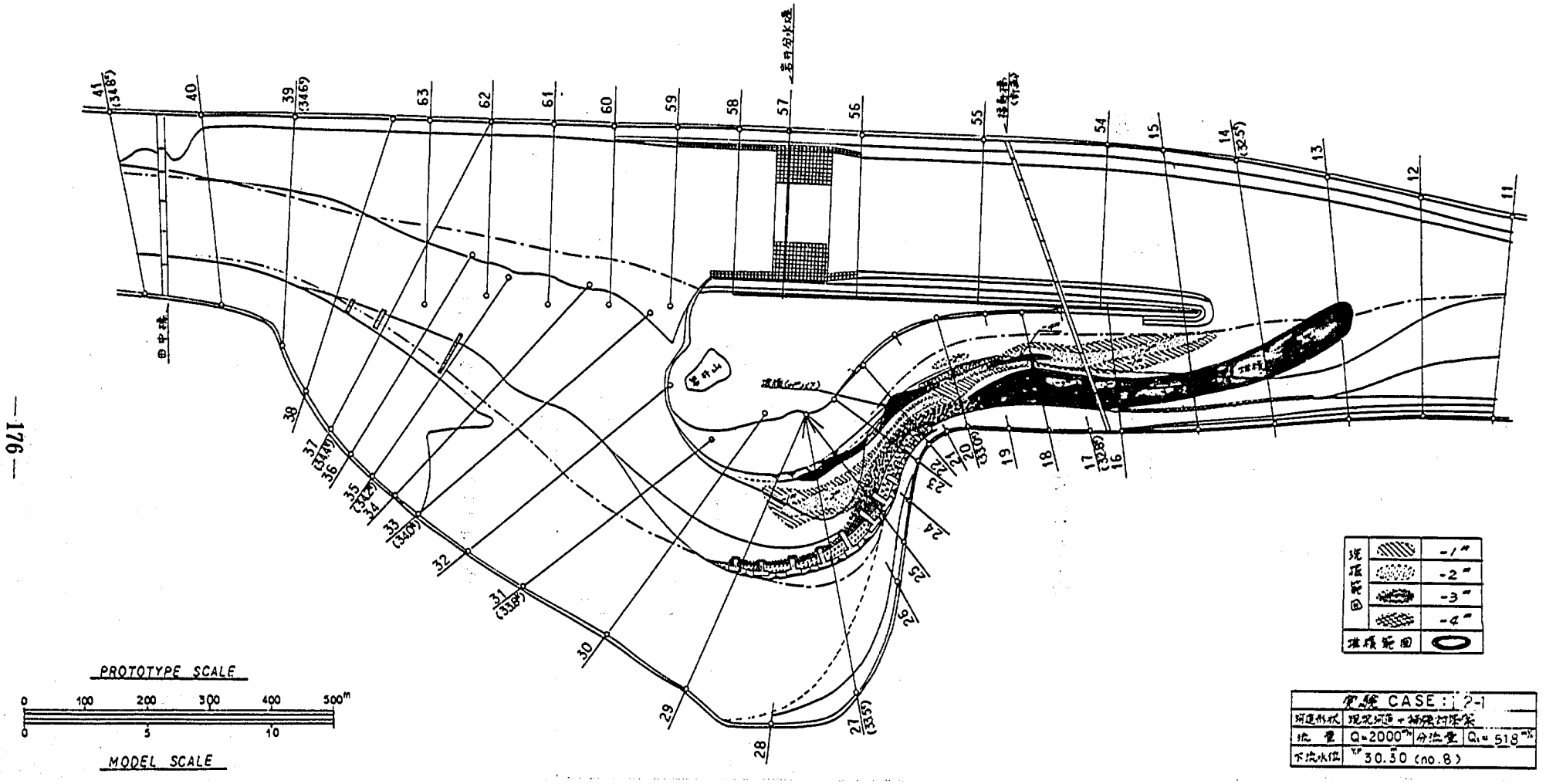
図－8.15.19　河床変動図



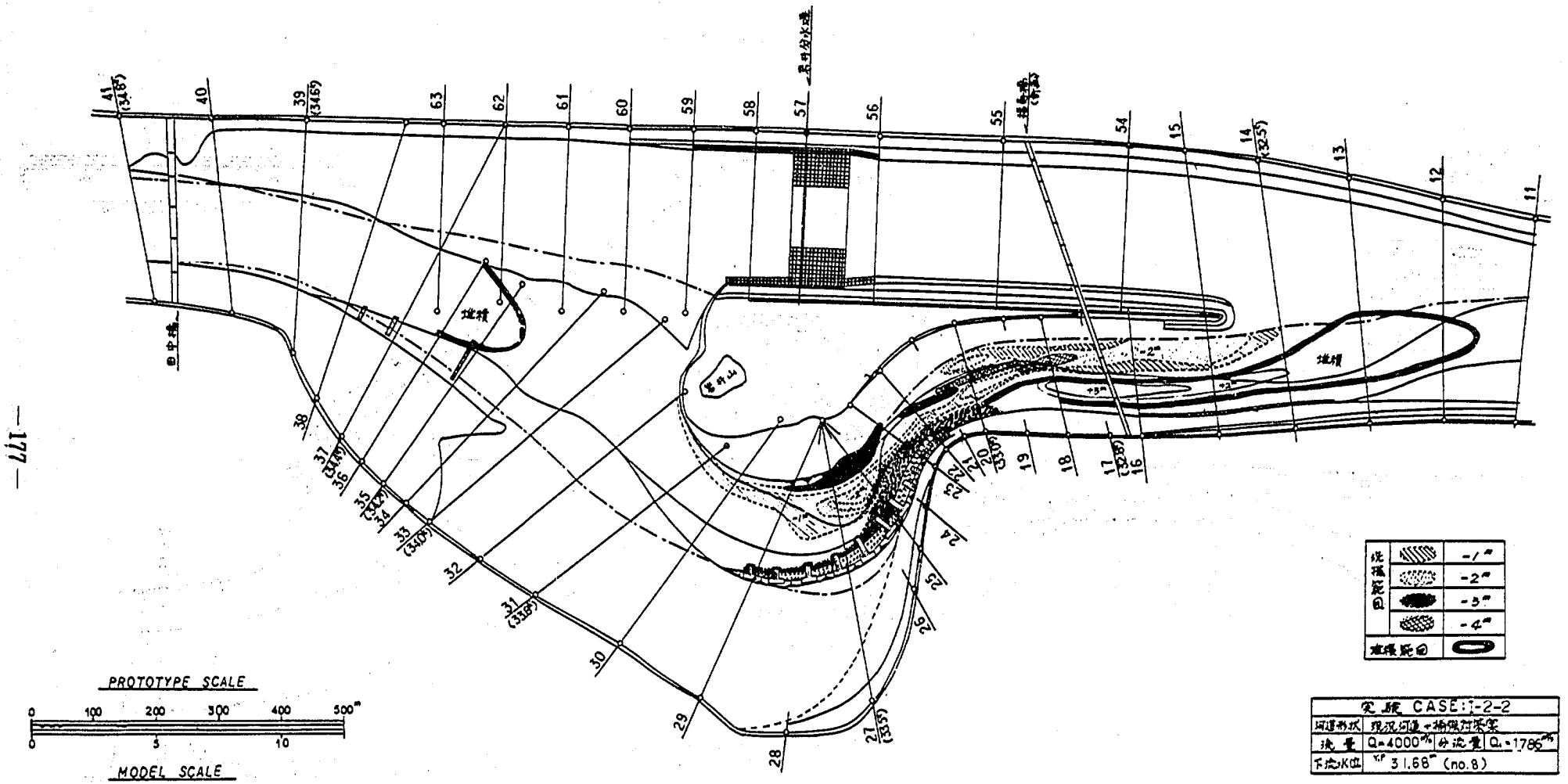
図—8.15.20 河床変動図



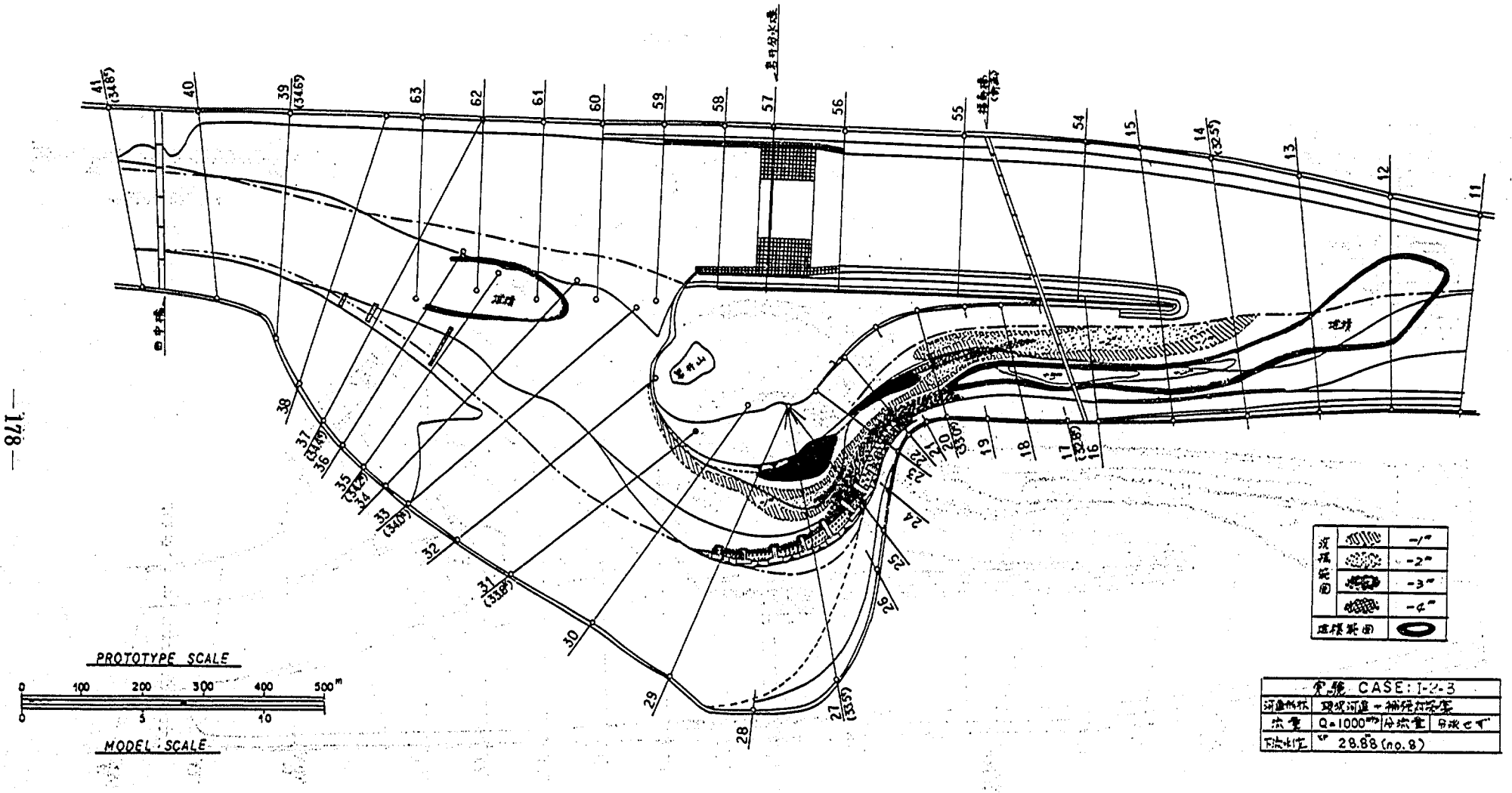
図—8.15.21 河床変動図



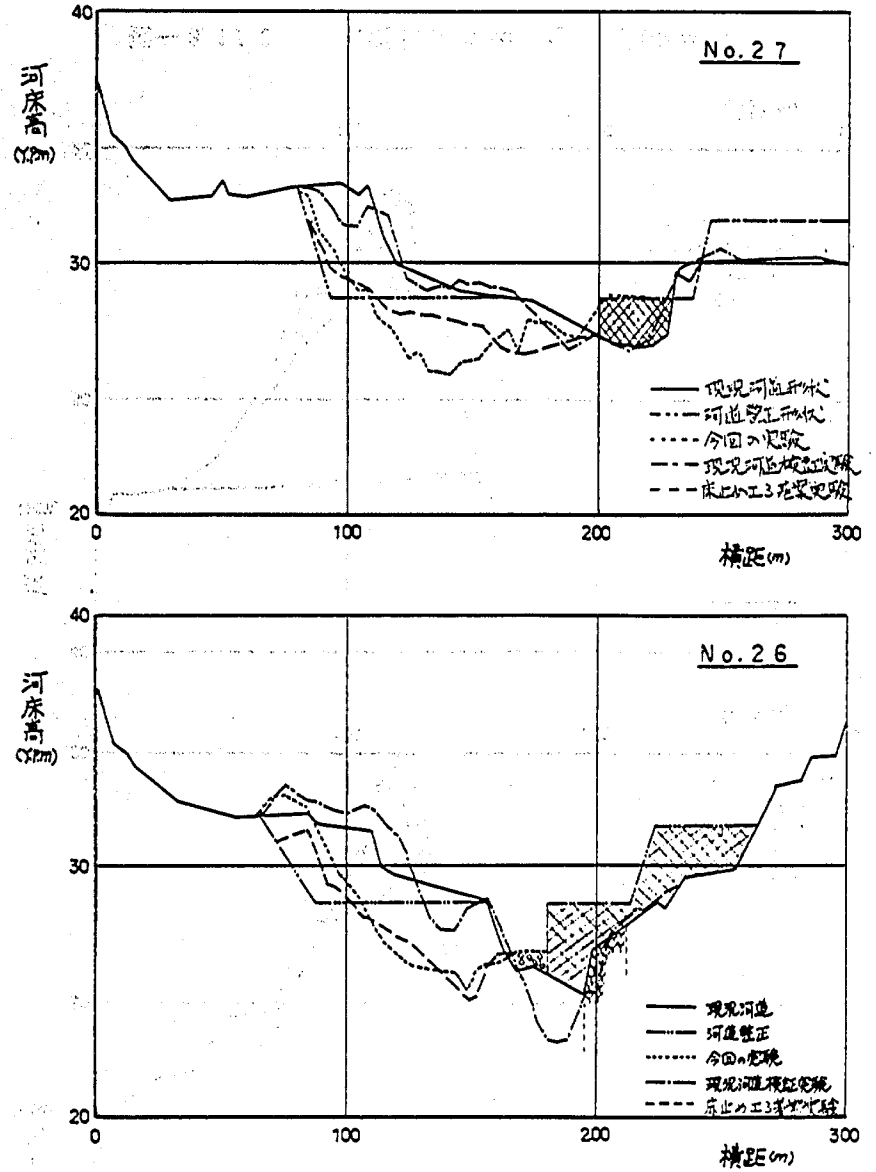
図—8.16.1 堆積，洗掘平面図



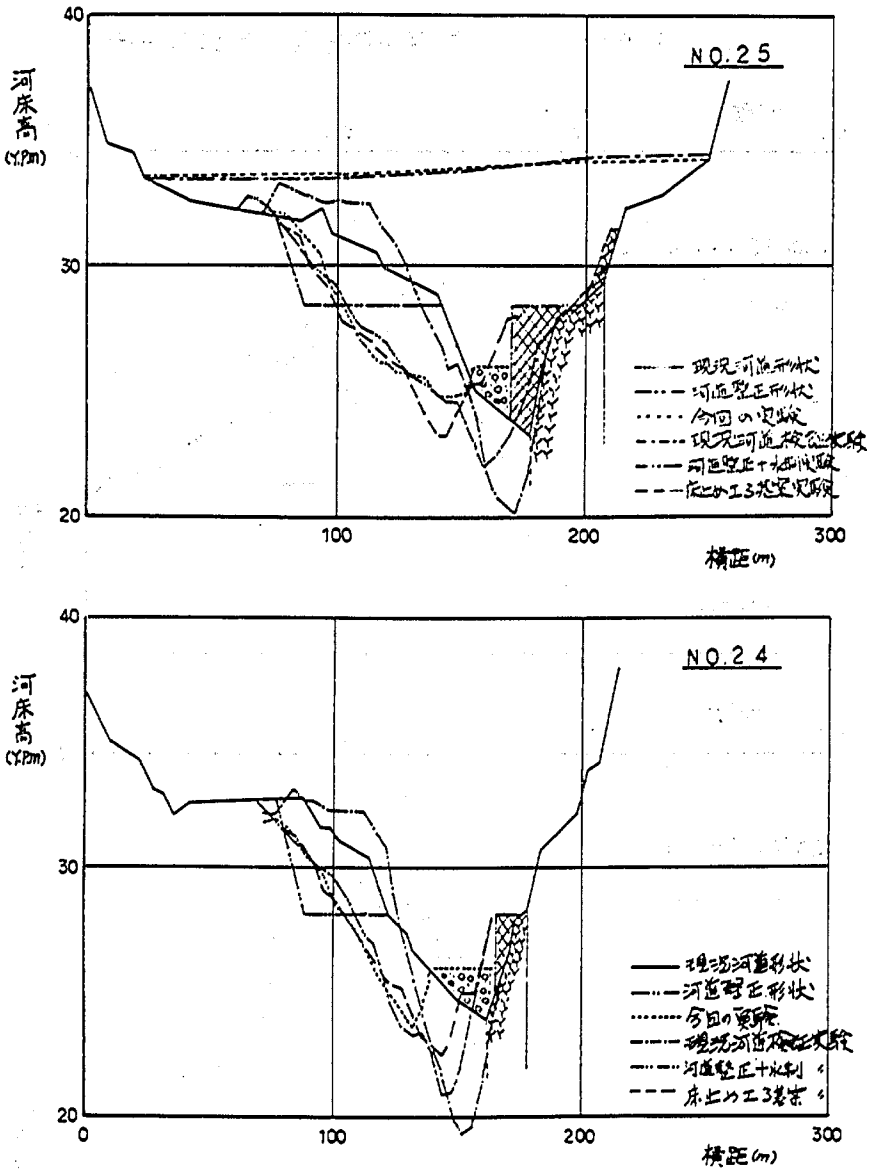
図— 8. 16. 2　堆積，洗掘平面図



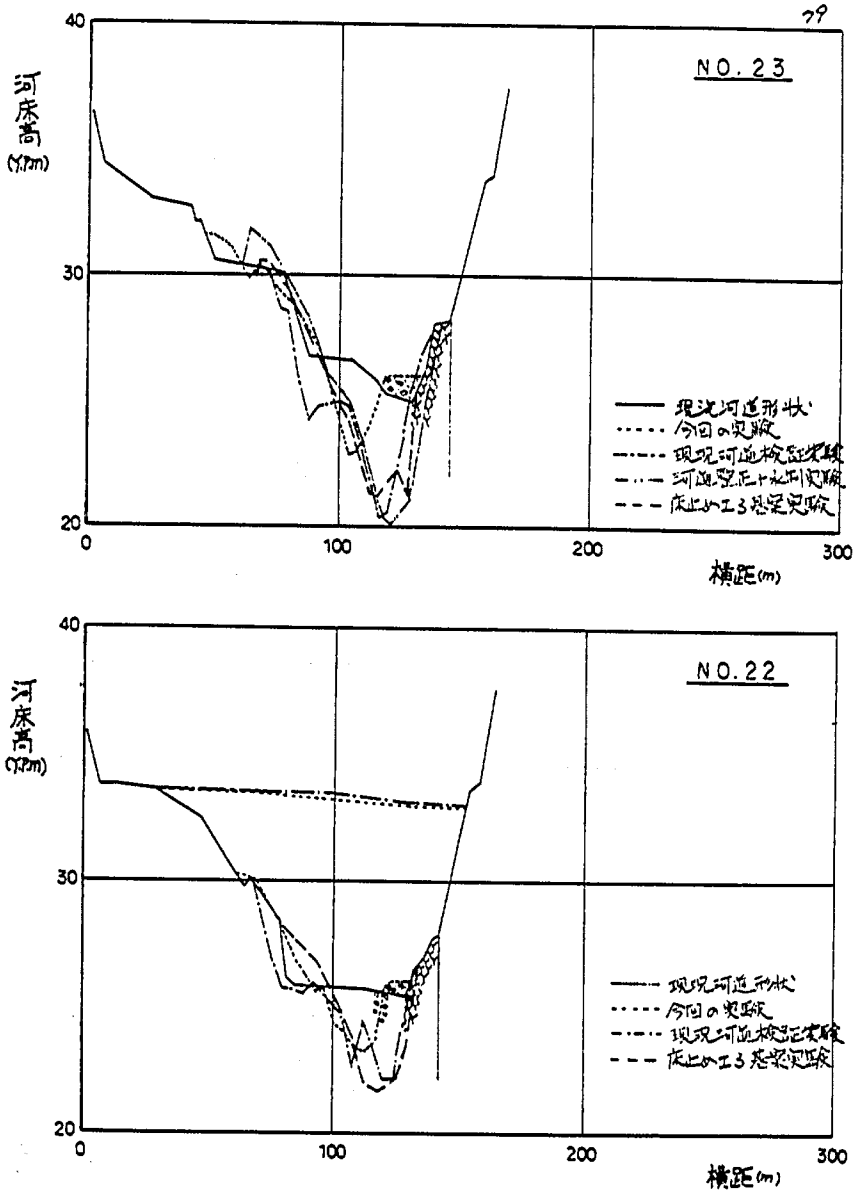
図—8.16.3　堆積，洗掘平面図



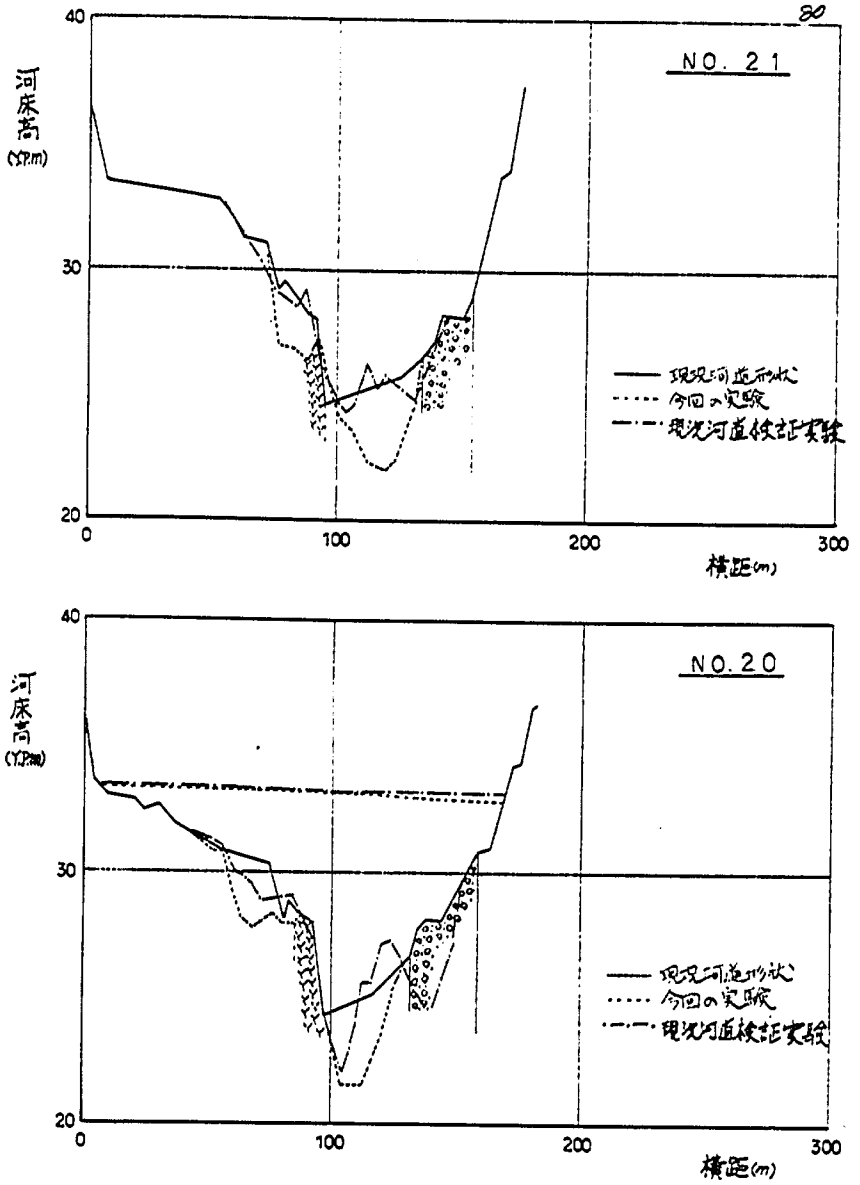
図— 8. 17. 1　河床変動比較図（ Q = 4,000 m³/s ）



図— 8. 17. 2　河床変動比較図（ Q = 4,000 m³/s ）



図— 8. 17. 3　河床変動比較図（ Q = 4,000 m³/s ）



図— 8. 17. 4　河床変動比較図（ Q = 4,000 m³/s ）

第９章　狭窄部上流床止め工案移動床模型実験

第９章　狭窄部上流床止め工案移動床模型実験

９－１　概　　要

固定床模型実験による各種対策案の検討のうち，狭窄部上流床止め工案が構造物自体の維持等の問題は残されるものの，他に比較的問題点も少なく，効果的と考えられる。この対策案は，岩井山流頭部付近河床を床止め工方式で高くし，湾曲流による流れの集中や局所的な河床低下を防止するとともに，その堰上げ効果によって分流機能を高めようとするものである。ここでは，固定床実験によって検討した床止め工Ａ案（床止め工３基設置）について，移動床模型での施工段階時も含めた河床変動，および水衝部や構造物周辺の局所洗掘状況等の把握とその対策案についての検討を行った。

実験ケースは表－9.1に示すように床止め工３基案の施工段階時における河道整正と水制設置時の現象把握と対策案実験，この状態へさらに床止め工を１基施工した段階での実験，および床止め工３基案完成時の現象把握と対策案実験を行った。さらに床止め工３基案のうち中央の１基を取り除き，床止め工間を捨石によって計画河床高とした床止め工案（２基）形状について，およびこの床止め工案（２基）に対し，床止め工下流側河道で河床低下を想定した案についての検討も実施した。

表－9.1　実験条件一覧表

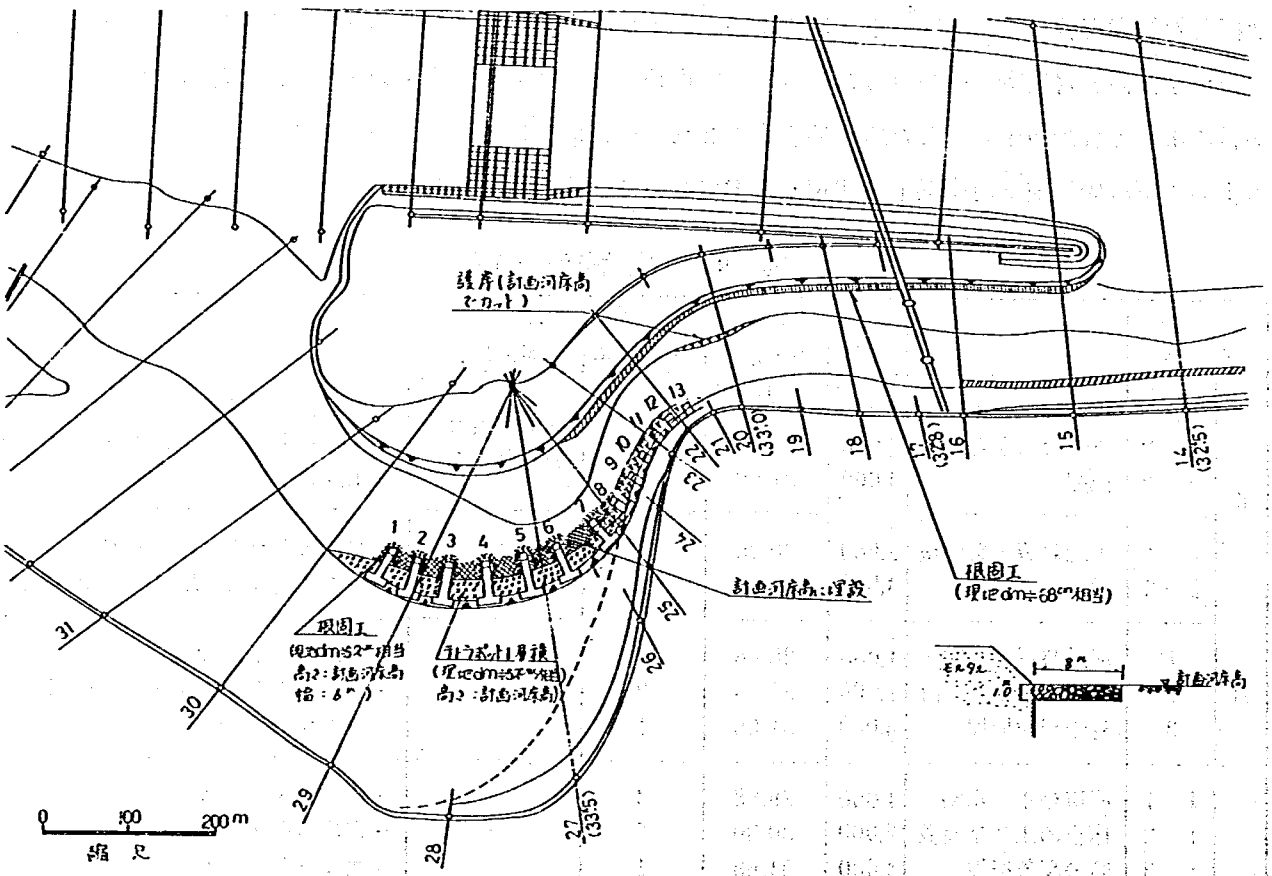
実験ケース		目的	実験条件				摘要
			流量	下流水位	通水時間	河道形状	
			m³/s	Y.P.m	hr		
Ⅱ	1－1 1－2 1－3	河道整正＋水制設置時の河床変動等把握	1,000 2,000 4,000	28.88 30.30 31.68	4 2 1	本川河道整正 分水路現況	・水制13基設置 ・河道整正部左岸（No25～15）根固工設置
	2－1 2－2	上記対策工案の検討	2,000 4,000	30.30 31.68	2 1	〃	・水制法線修正，水制12基 ・帯工３基設置（L=15m，B=30m）
Ⅲ	1 2 3	河道整正＋水制＋床止め工１基設置時の現象把握	1,000 2,000 4,000	28.88 30.30 31.68	4 2 1	〃	・床止め工１基設置 ・床止め工右岸に護岸及び根固工設置（No32～29）
Ⅳ	1－1 1－2 1－3	河道整正＋水制＋床止め工３基設置時の現象把握	1,000 2,000 4,000	28.88 30.30 31.68	4 2 1	〃	・床止め工３基設置 ・左岸根固工をNo31に延長 ・帯工５基設置（L=15m，B=30m）
	2－1 2－2	上記対策工の検討	2,000 4,000	30.30 31.68	2 1	〃	・水制法線形修正 ・帯工６基設置（L=8m，B=30m）
Ⅴ	1－1 1－2	河道整正＋水制＋床止め工案（２基）	2,000 4,000	30.30 31.68	2 1	〃	・水制12基（ケースⅣ－２と同じ） ・水衝部捨石対策
	2－1 2－2	〃 河床低下時の検討	2,000 4,000	30.30 31.68	2 1	〃	・床止め工下流低水路河床を1.0m下げる

9－2　河道整正＋水制設置時の検討

9－2－1　河道形状について

本川狭窄部左岸河道を整正し，反対右岸側狭窄部上流に高流速の軽減，および堤体保護を目的とした水制を設置した段階の形状について検討したものである。この河道形状図を図－9.1に示す。河道整正案法線形は，固定床実験によって得た形状とし，河道整正部の河床は計画河床高とした。

なお，河道整正に伴う左岸法線の護岸前面には，断面No.25～No.15間を現地粒径約68cm相当（模型粒径13～20mm，平均約17mm）の砕石によって，幅8.0m，厚さ1.0mの護岸根固め工を行った。水制工は，狭窄部上流右岸側（断面No.30～No.21間）に第8章で示した図－8.10のような形状の杭打式半不透過水制を13基設置した。水制の周囲は計画河床高とし，現地粒径約52cm相当（模型粒径10～15mm，平均約13mm）の砕石によって，水制先端6m範囲まで捨石工を行った。



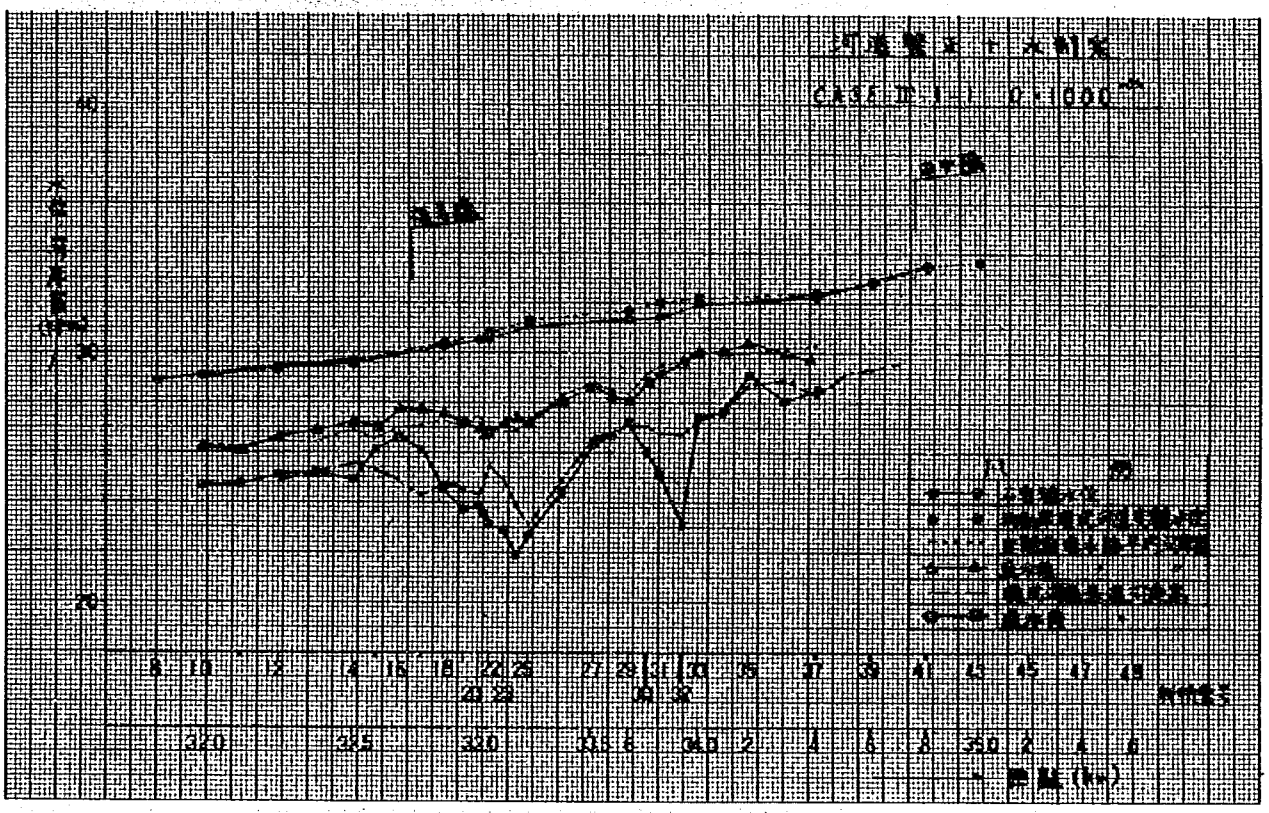
図－9.1　河道整正＋水制工案実験模型形状図

9－2－2　河道整正＋水制工実験（実験Ⅱ－1－1～Ⅱ－1－3）

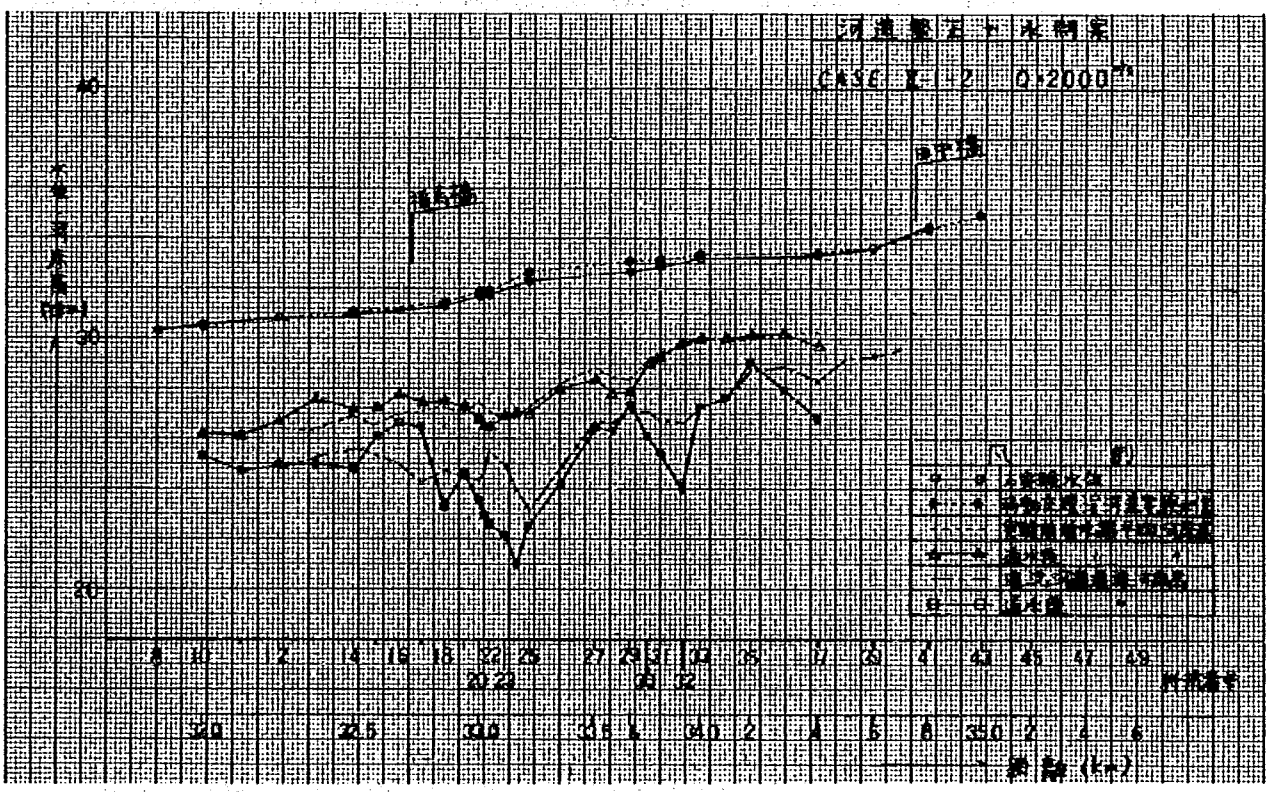
(1)　水位について

各流量ごとの水位縦断図を現況河道実験と比較して示したのが，図－9.2.1～9.2.4である。河道整正によって，湾曲部付近の水位は現況河道時より若干低下しており，とくに流量が小さい場合の水位低下が顕著である。狭窄部上流の水位低下量は，現況河道時に対し，$Q=1{,}000\ m^3/s$ で約0.6m，$2{,}000\ m^3/s$ で約0.4m，$4{,}000\ m^3/s$ で約0.2mとなっており，流量の小さい場合には，河床変動量も少ないので河道整

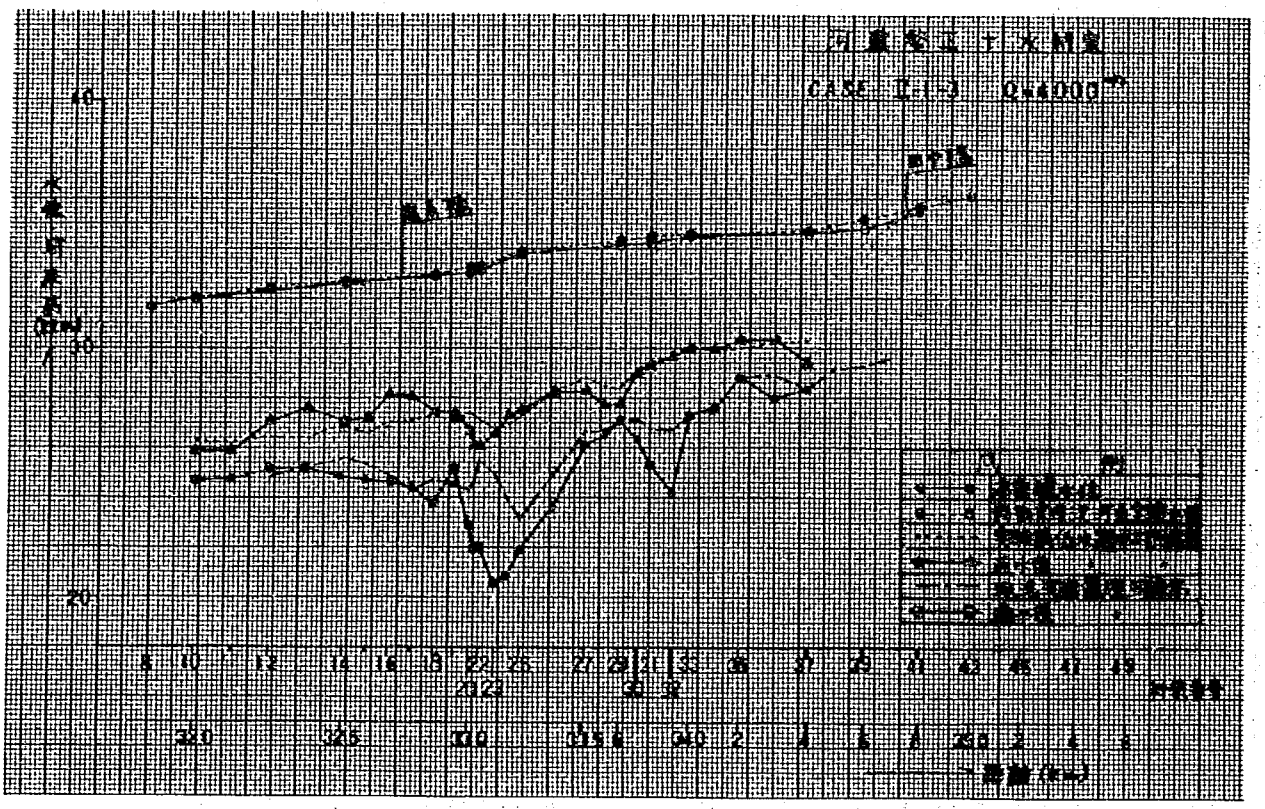
正による影響が大きい。これに対し，流量が大きい場合は河道整正部の湾曲内側への堆積が若干生じ，河道整正効果がやや少なくなるためと考えられる。



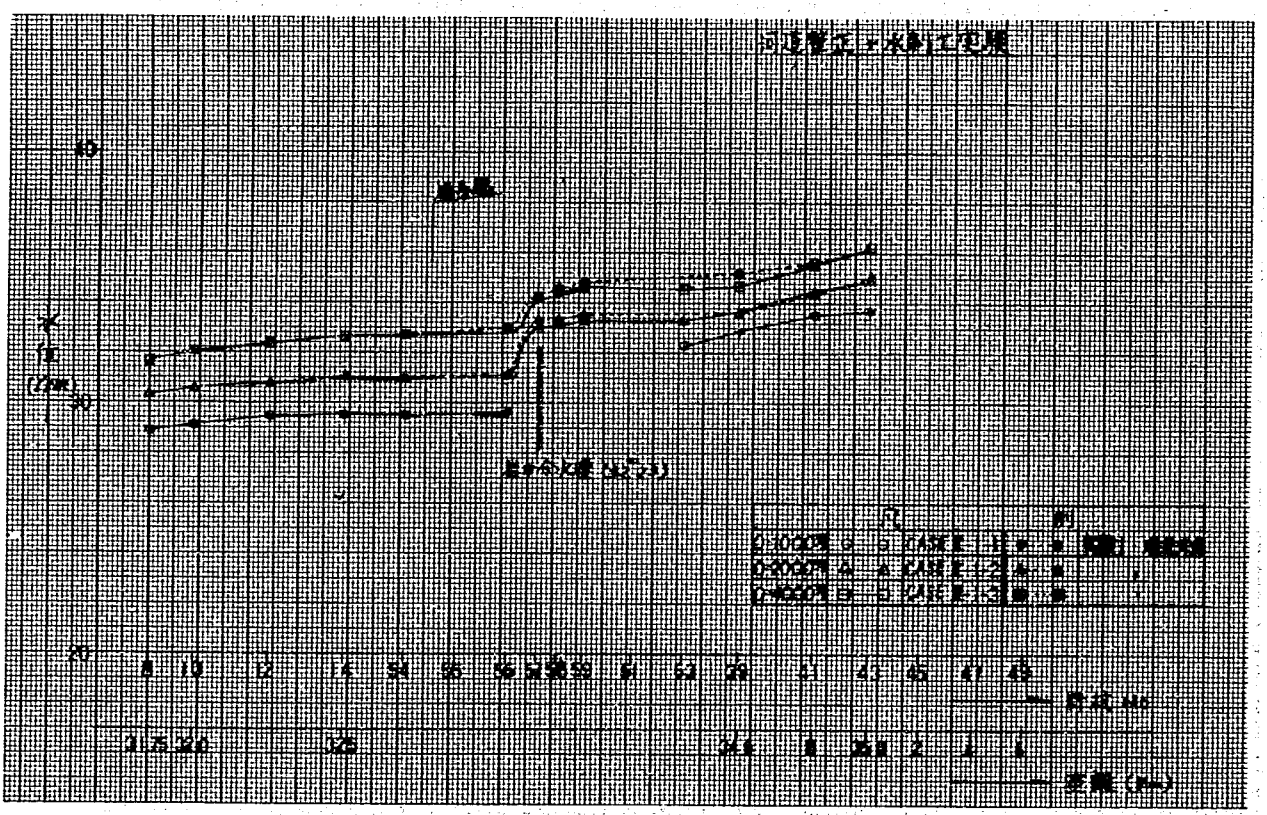
図－9.2.1　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－9.2.2　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－9.2.3　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－9.2.4　分水路側水位縦断比較図

(2) 流況について

実験によって得られた各流量時の流況図を図－9.3.1～9.3.3に示す。

$Q=1{,}000$ m³/s の場合は，田中橋付近の低水路左岸から高水敷上に乗りあげる流れは，水位が若干低いことによって，現況河道時より減少し，分水路側高水敷上は完全な死水域となり分派はしない。岩井山流頭部の分水路側死水域も若干本川側へ張り出したものの，岩井山に当った流れは左岸に沿って湾曲部に流入し，断面No.23付近の右岸堤防沿いに集中する。狭窄部上流右岸の各水制間は，小規模な渦を発生しながら微流速で流下し，狭窄部付近から下流では河道整正によって，水衝部への流れの集中が若干緩和されているように見受けられた。

$Q=2{,}000$ m³/s 時は，田中橋の低水路左岸からの流れが岩井山に当たり，これが分流境界線となる。分流境界線の岩井山流頭部分水路側には，死水域が発生しているが，現況河道と比較するとその領域は減少し，岩井山へ当ったのち分水路側へ流入する流れもさらに減少した。いっぽう，主流となる田中橋付近の低水路中央の流れは，岩井山流頭部左岸に沿って流下し，湾曲部右岸へと集中する。狭窄部下流は，計画橋の左岸橋脚付近が主流となり背割堤先端付近でわずかに渦流が生じているが，ほぼ直線的に流下している。

$Q=4{,}000$ m³/s になると，田中橋下流付近の左岸高水敷上の流れは，分水路へ直進し，岩井山流頭部左側の死水域は消滅する。分流境界線を現況河道と比較すると，やや分水路側へ移り岩井山沿いから分水路側への流れは同様減少した。主流部の流れは，現況河道時と比較しても極端な差は認められない。田中橋中央部からの流れは，断面No.38付近より下流で右岸寄りの傾向となり，ほぼ直線的に断面No.32～No.31の岩井山流頭部へと向かう。これより湾曲部に入り左岸沿いを走り，断面No.23右岸へと集中する。堤防沿いに集中した流れは，断面No.21付近右岸から剥離して断面No.18～No.17左岸へと向かう。現況河道の場合には，この主流部の右岸側に剥離渦が発生していたが，このケースの場合には極端な渦の発生は認められなかった。これは，狭窄部左岸側の河道整正によって，断面No.23付近右岸への集中が緩和されたためであろう。

(3) 流速について

各断面の流速測定結果（6割水深）より，平面流速分布を前述の図－9.3.1～9.3.3の流況図に，最大流速縦断比較図を図－9.4に示した。

河道整正によって，狭窄部の最大流速発生位置は，現況河道時より下流の断面No.22に移り，堤脚より10～20m離れた位置に生じ，護岸沿いへの流れの集中現象は緩和されていると考えられる。$Q=2{,}000$ m³/s の場合を現況河道と比較すると，本川側流量が増加したにもかかわらず，最大流速値は約5.1 m/s（現況5.8 m/s）に減少している。また，$Q=4{,}000$ m³/s の場合も同様，本川側流量は現況河道時より増加しているものの，最大流速値は5.6 m/s（現況5.8 m/s）とやや減少し，流れの集中傾向は多少緩和されているものと考えられる。

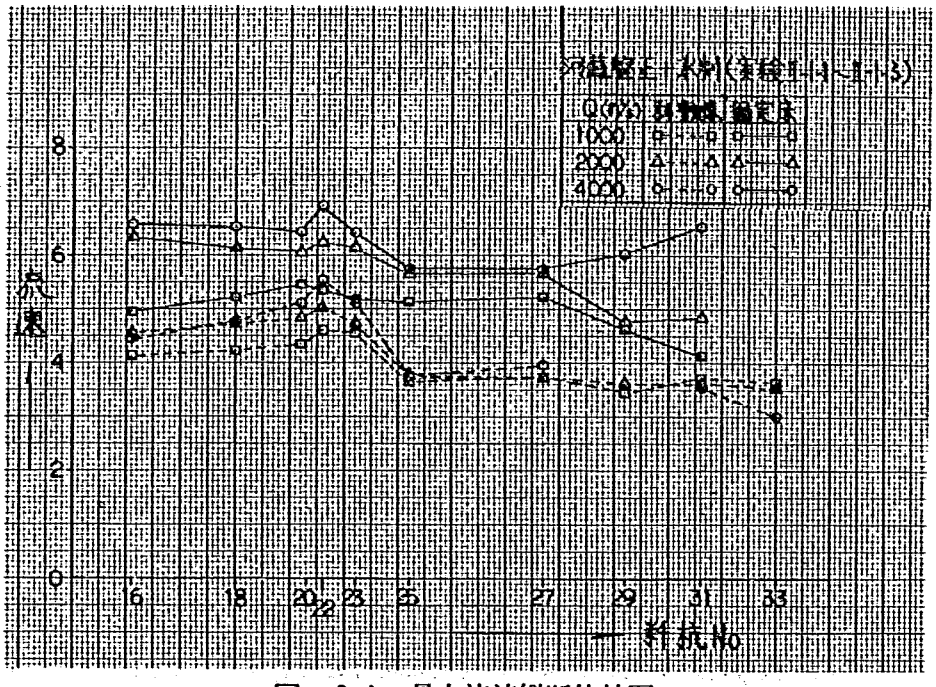
湾曲部より上流は，$Q=2{,}000$ m³/s および4,000 m³/s において最大流速発生位置ならびに流速横断分布状況は，現況河道とほぼ同様である。断面No.29とNo.31において最大流速値は水位低下と分流量の減少により，3.6 m/s となり，特に $Q=2{,}000$ m³/s での増加が大きい。

すなわち，河道整正及び水制を設置した事によって，狭窄部の流速は減少する傾向となるが，狭窄部上

流においては水位低下によって，若干流速が増大する傾向であった。

(4) 分流量について

河道整正によって本川側の疎通能力が増大したことによって，分流量は現況河道時より減少した。分流量は $Q=$ 2,000 m³/s 時 291 m³/s（現況 414 m³/s），$Q=$ 4,000 m³/s 時 1,461 m³/s（現況1,693 m³/s）となり，施工段階であるため，計画分流にはかなり不足する。



図－9.4 最大流速縦断比較図

(5) 河床変動状況

各流量通水後の河床変動横断図を図－9.5.1～9.5.14に，河床変動平面図を図－9.6.1～9.6.3 に示す。

狭窄部上流の河床は，現況河道実験と同様，大きな変化はなく，断面No37（34.4 km）付近右岸の水制先端周辺，および断面No32～No31間左岸の岩井山流頭部沿いに局所洗掘が生ずる程度である。岩井山流頭部沿いは，$Q=$ 1,000 m³/s で約 3.5 m洗掘されたが，2,000 m³/s，4,000 m³/s では，上流からの土砂補給によって，それ以上の進行はなかった。ただし，岩井山流頭部沿いは，先に述べたように，岩が露出しており，実際はこのような洗掘は生じないものと考えられる。

湾曲部上流（断面No29～No25）では，左岸の法線形を整正し，計画河床高でカットしたこと，および反対の右岸側に水制工を設置したことによって，左岸寄りの洗掘傾向が強まり，この土砂が下流（断面No27～No21）左岸の計画河床護岸沿いに堆積する結果となった。とくにNo25～No22の左岸への堆積が著しく，$Q=$ 1,000 m³/s 通水30分で堆積が始まり，2,000 m³/s では河道整正護岸沿いは現況河道に近い状態まで堆積が進む。しかし，その後の4,000 m³/s では若干堆積が増大する程度であった。この堆積域は，No21断面左岸の低水路河岸捨石工上流端まで伸びたかたちの砂礫堆となって発達した状態となった。湾曲部右岸の堤防護岸沿いの局所洗掘は，現況河道実験よりも全体的に少なく，最深部が現況では断面No25～No23であったものが，断面No24～No22と下流側に移り，堤防護岸前面の根固工の下流側（No21）が現況実験よりも洗掘される結果となった。とくに断面No25，No24では，現況河道で 4～5 m程の洗掘が生じていたが，断面No25で 1 m，No24では 3 m前後になり，河道整正および水制工の効果により流れの集中が緩和されたものと考えられる。

狭窄部下流においては，左岸の低水路河岸の捨石部下流の断面No19～No17間の河道整正部が洗掘された。$Q=$ 1,000 m³/s では，河道整正部護岸前面に設置した根固工付近まで洗掘が進んだが，根固工が崩落するほどの洗掘は見受けられなかった。しかし，$Q=$ 1,000 m³/s，4,000 m³/s では洗掘が根固工前面まで達し，断面No18～No17付近の根固工が崩落する状態であり，さらに対策の必要性があると判断された。なお，こ

の場合 $Q=2{,}000\,m^3/s$ で洗掘が進行し，$4{,}000\,m^3/s$ 時は差程増大していない。$Q=4{,}000\,m^3/s$ で断面No.15～No.14付近左岸の護岸法尻に1m程度の洗掘が生じたのは，左岸高水敷部上の流れが落ち込むことによって生じたものと考えられる。

狭窄部下流左岸での洗掘土砂は，砂礫堆を形成し，$Q=1{,}000\,m^3/s$ の通水後3時間程で背割堤下流断面No.14～No.13付近の高水敷上に分水路に向かって扇形状に堆積し始めた。また，狭窄部の断面No.25～No.22付近右岸の洗掘土砂は，活発な動きで砂礫堆を形成し，現況河道実験と同様に断面No.19～No.15の右岸沿いに大きく堆積した。$Q=4{,}000\,m^3/s$ では，計画河床高よりも約1m高く堆積する結果となった。

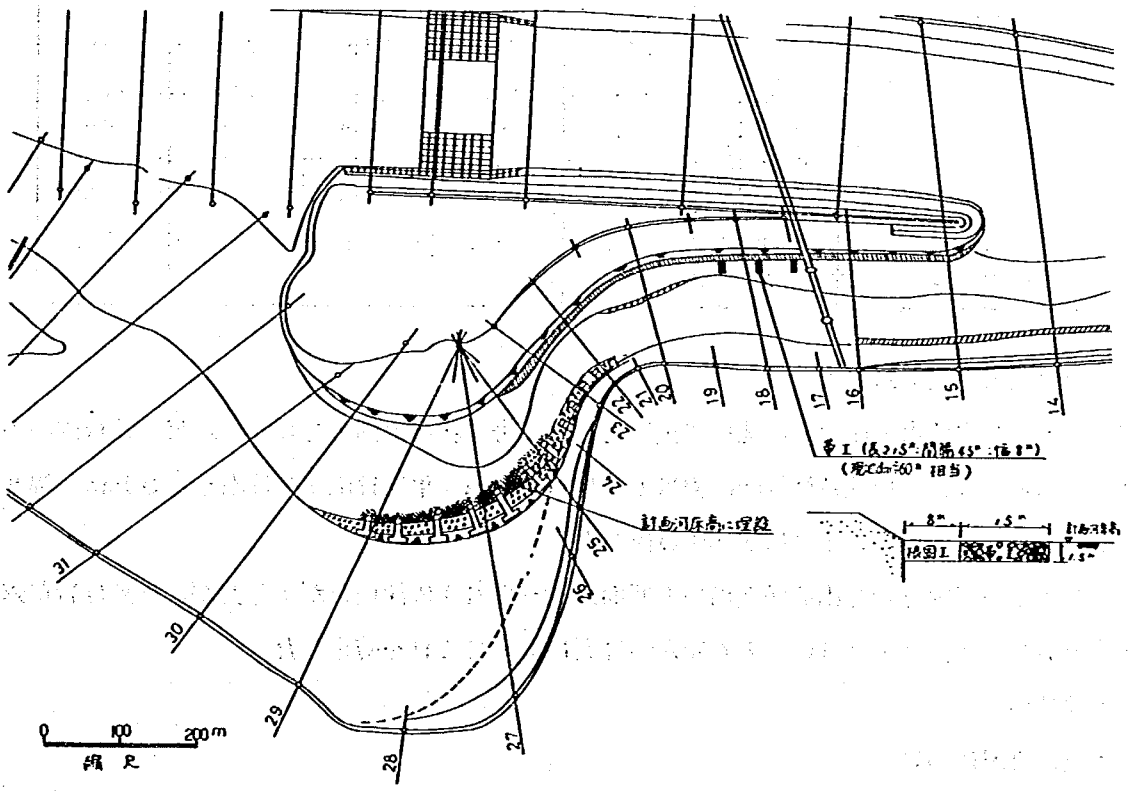
いっぽう，狭窄部上流付近右岸側に設置した水制周辺の河床状況は，先端付近の流速が2.0m/s前後に減少するためにほとんど河床変動は生じていない。とくに，最上流側の水制は流れに対する影響等，効果は少ないようであり，長さ等は若干短かくてもよいと思われた。したがって，水制間および先端付近の捨石工周辺も洗掘は全く受けず，今回のような捨石工による対策を行っておけば，洗掘防止は可能と考えられる。

ただし，$1{,}000\,m^3/s$ 以下の小洪水では，水制先端付近が水衝部になることも考えられ，そのような場合の対策等も十分留意する必要があろう。

9－2－3　河道整正＋水制工対策案実験（実験Ⅱ－2.1～Ⅱ－2.2）

(1) 対策工について

実験Ⅱ－1の結果より，湾曲部内側河道整正部の堆積，および狭窄部下流左岸側河道整正部の洗掘が大大きいことが明らかとなった。ここではこの対策案として図－9.7の概要図，および以下に示すような対策工，修正を行った。

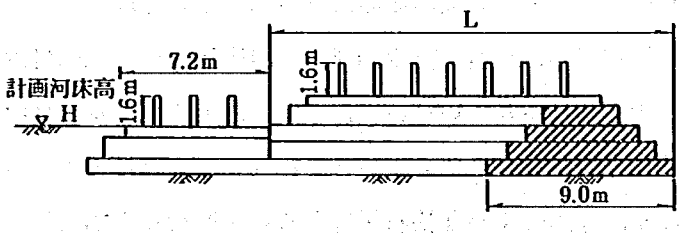


図－9.7　河道整正＋水制工対策案実験模型形状図

① 水制先端法線形の修正

湾曲部の左岸側河道整正個所の堆積軽減，および反対右岸側堤体沿い水衝部での局所洗掘を緩和させるため，断面No.26～No.24間の水制３基を低水路側へ約３m張り出した。また，反対に上流側（断面No.30～No.26）６基の水制については，最上流の水制１期は流れに対する効果も少ないことなどから撤去し，残り５基については，短かくして水制先端法線形を修正した。この水制諸元一覧表を表－9.2に示す。

表－9.2　水制諸元一覧表



断面No.	計画河床高（Y. p. m）	水制H点高（Y. p. m）	長さ L（m） 実験Ⅱ-1	実験Ⅱ-2	実験Ⅲ	実験Ⅳ-1	実験Ⅳ-2
30	28.90						
		① 28.85	39m		撤	去	
29	28.80	② 28.80	42m	20m	20m	20m	16m
		③ 28.78	45m	24m	24m	24m	16m
28	28.75						
		④ 28.75	44m	30m	30m	30m	22m
		⑤ 28.60	43m	35m	35m	35m	27m
27	28.60						
		⑥ 28.55	38m	38m	38m	38m	35m
26	28.50						
		⑦ 28.45	30m	33m	33m	33m	33m
25	28.45						
		⑧ 28.30	21m	24m	24m	24m	24m
24	28.17						
		⑨ 28.17	15m	17m	17m	17m	17m
		⑩ 28.13	9m	9m	9m	9m	9m
23	28.13						
		⑪ 28.13	9m	9m	9m	9m	9m
		⑫ 28.10	7m	7m	7m	7m	7m
22	28.10						
		⑬ 28.10	5m	5m	5m	5m	5m
21	28.05						

② 河道整正部の洗掘対策工

狭窄部下流の左岸低水護岸沿いの洗掘防止策として，帯工状の根固工を試みた。帯工状根固めの諸元は図－9.7に示すように，現地粒径約68cm相当（模型13～20mm，平均17mm）の砕石を長さ15m，幅８m，厚さ1.5mで45m間隔に計画河床高に３個所設置した。

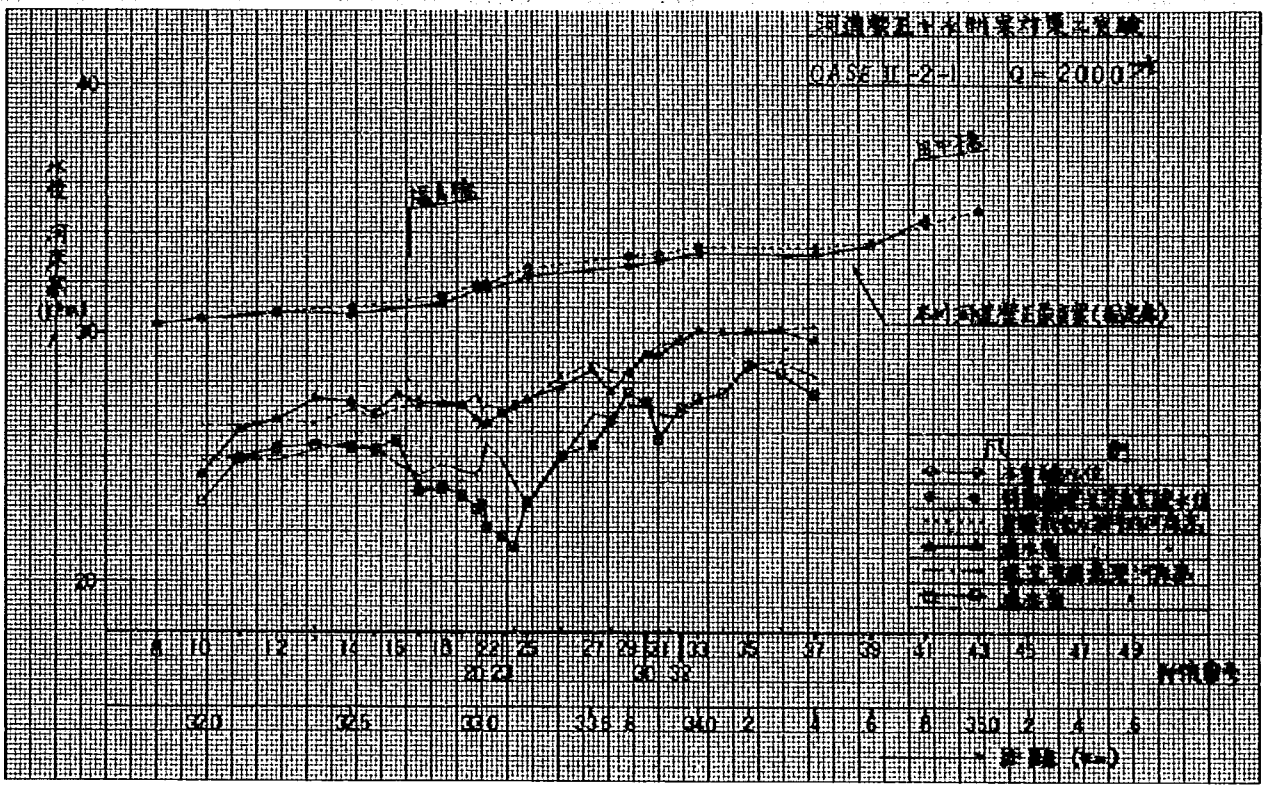
また，今までの実験で岩井山流頭部沿い（断面No.32～No.31）に深掘れが生じたが，実際は岩が露出している状態であり，洗掘は生じないとの判断から砕石によってこれを防止した。

2) 実験結果

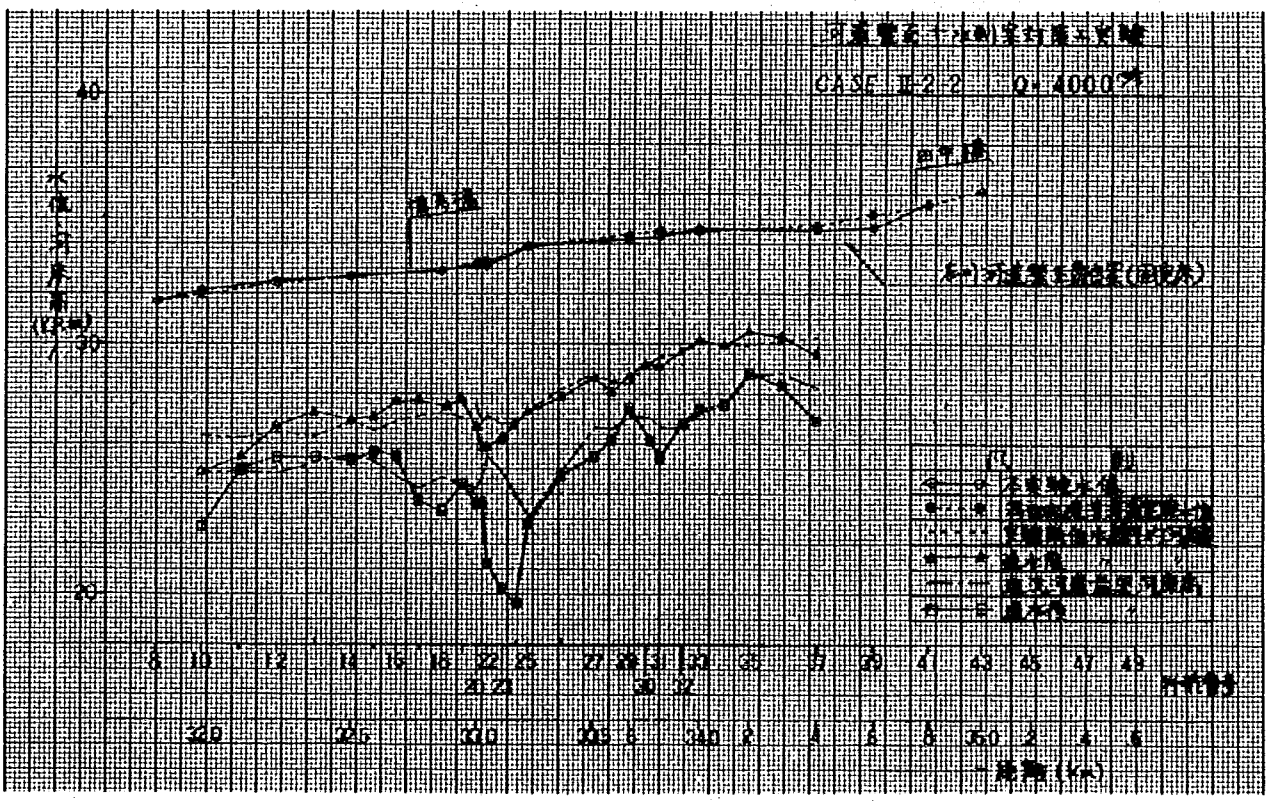
(1) 水位，流況について

$Q=2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$に対する水位縦断を現況河道時と比較して示したのが図－9.8.1～9.8.3である。これらの結果を見ると前回の実験Ⅱ－１とほぼ同じ値を示しており，水制工の修正，下流の帯工状

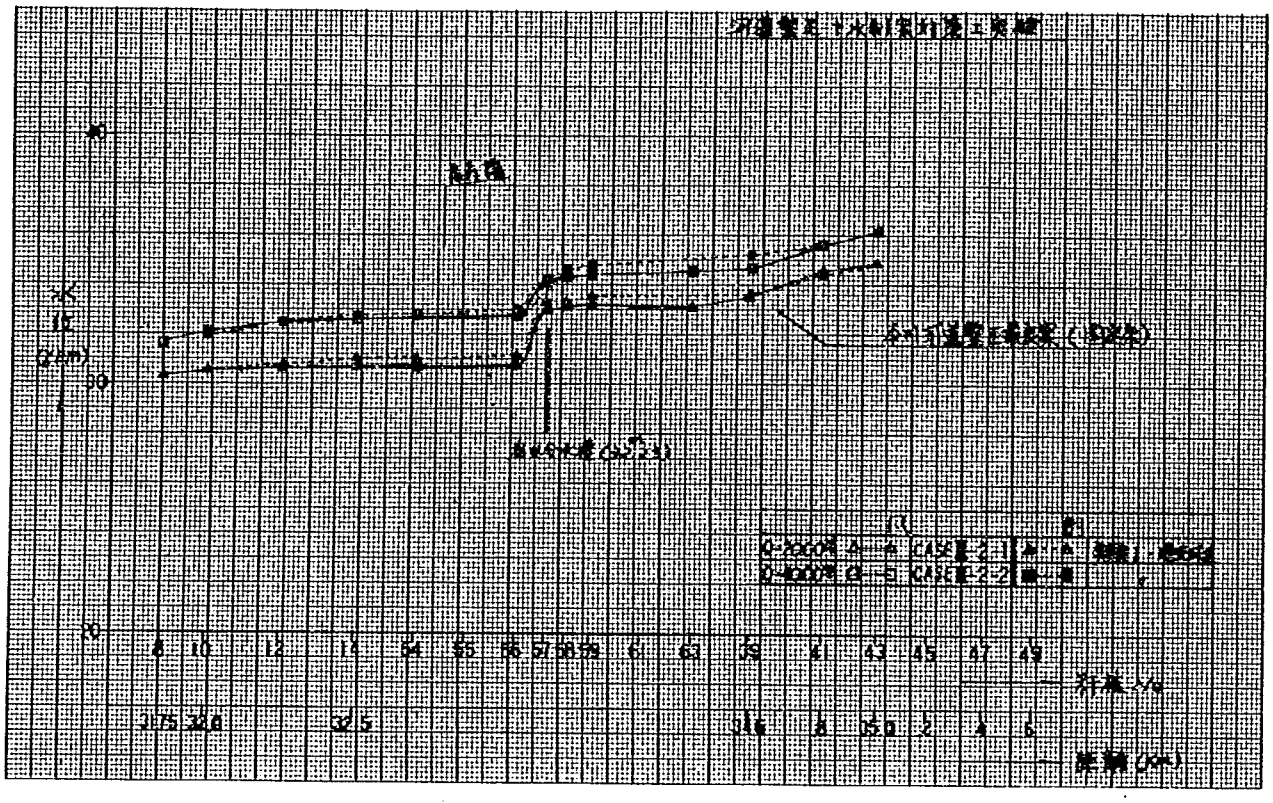
根固工の設置は，河道内水位にはほとんど影響していない。したがって，分流量も前回とほぼ同一である。



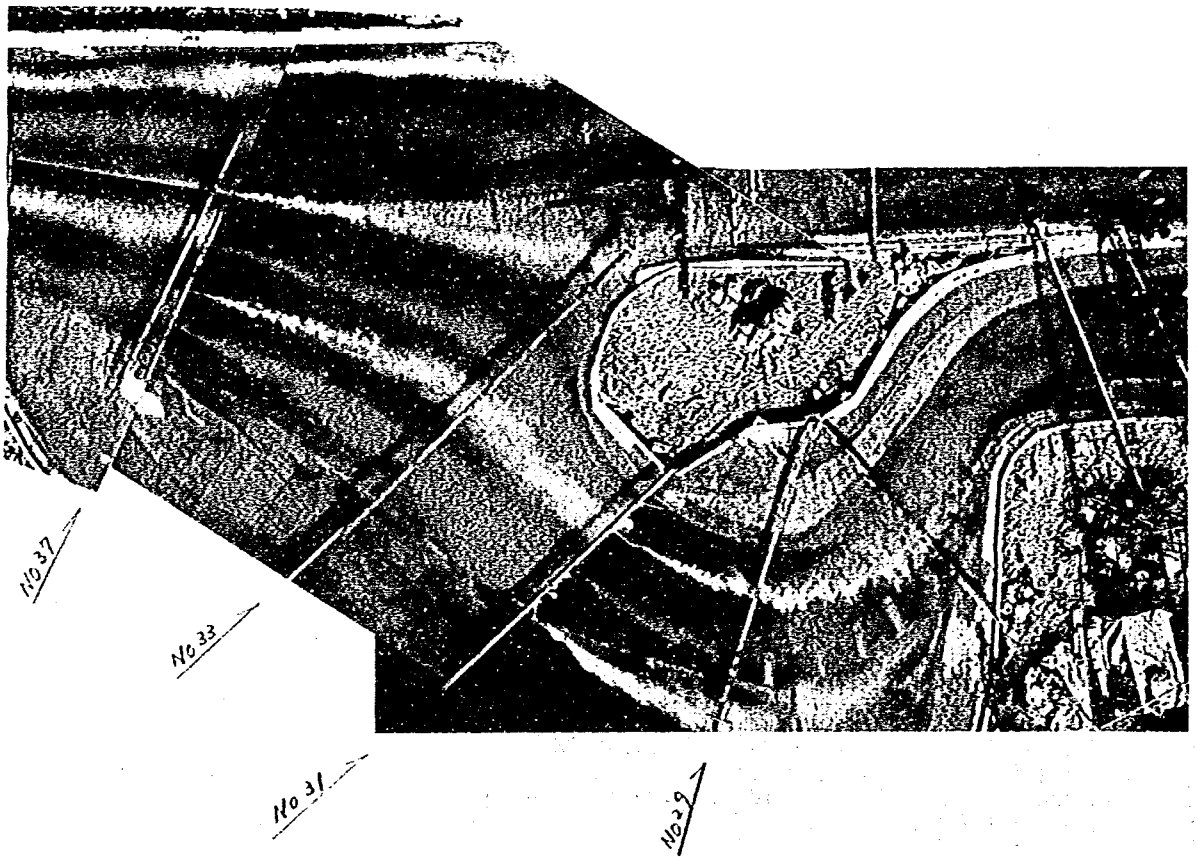
図－9.8.1　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－9.8.2　水位・河床高縦断比較図（本川側）



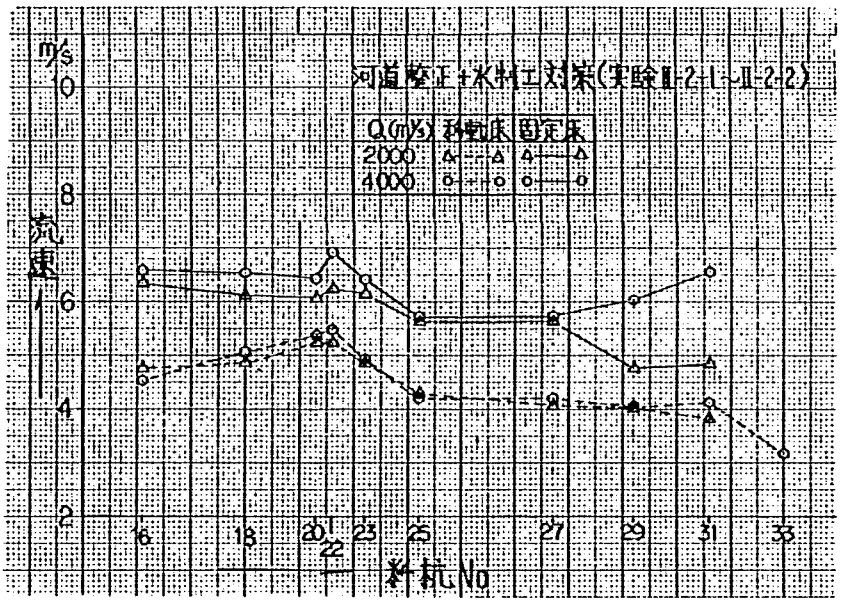
図－ 9. 8. 3　分水路側水位縦断比較図



写真－ 10　通水状況（ケースⅡ－2－2,　$Q = 4{,}000\,m^3/s$ ）

いっぽう，流況についても図－9.9.1，9.9.2および写真－10に示すように，実験Ⅱ－1との顕著な違いは見られない。主流は断面No.38右岸付近から岩井山流頭部へと向い，これより岩井山に沿って湾曲部へ流入する。断面No.29付近から主流は左岸を離れ，断面No.24～No.22右岸の堤体沿いへと集中し，さらに湾曲の影響を受けて断面No.19から下流の左岸へと向かう。このような状況は，実験Ⅱ－1とほぼ同じであり，主流部の位置が変化するようなことはなかった。

なお，平面流速分布も図－9.9に示したが，平面分布形状，最大流速の発生位置等は実験Ⅱ－1とほぼ同一である。最大流速値は図－9.10に示すように，前回より若干流速が大きい傾向となっているものの，対策工の流速値に与える影響はほとんどないと考えられる。



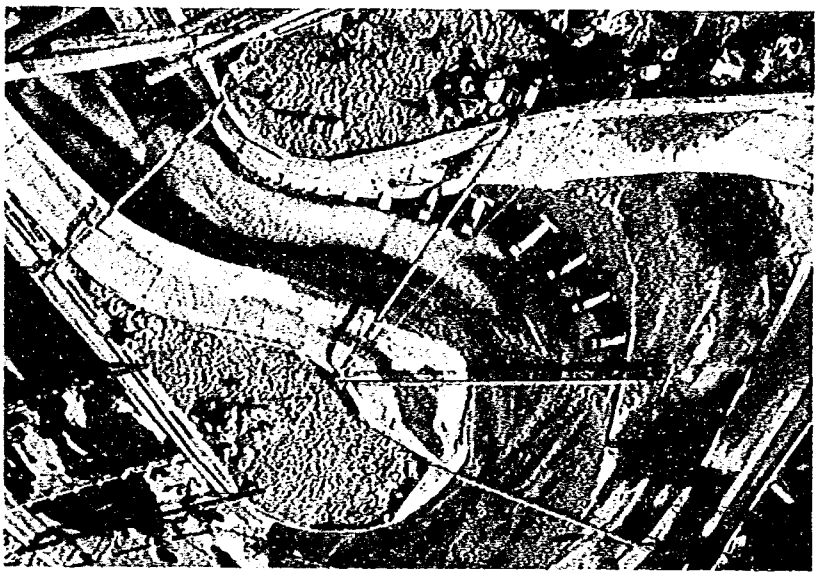
図－9.10　最大流速縦断比較図

(2)　河床変動状況

河床変動の全体的な傾向としては，前回の実験Ⅱ－1と大差はなく，湾曲部左岸側河道整正個所の堆積軽減，および狭窄部下流左岸河道整正部の洗掘防止効果はあまり得られなかった。この河床変動横断図を図－9.11.1～9.11.10に，河床変動平面図を図－9.12.1～9.12.2に，$Q=4{,}000\,m^3/s$時の河床状況を写真－11に示す。

実際には生じないと考えられる岩井山流頭部の局所洗掘を防止したことによって，断面No.26～No.25付近の水衝部位置は若干河道中央側に移ったが，その下流ではほとんど変化はなかった。

狭窄部下流左岸の帯工設置個所では，帯工直下流側で若干洗掘が軽減された。しかし，帯工間では洗掘が根固工前面まで達し，根固工が若干崩落するような状況であり，実験Ⅱ－1の結果と大差なく，効果は得られな



写真－11　通水後の河床状況（ケースⅡ－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）

かった。

9－3　床止め工1基施工時の検討

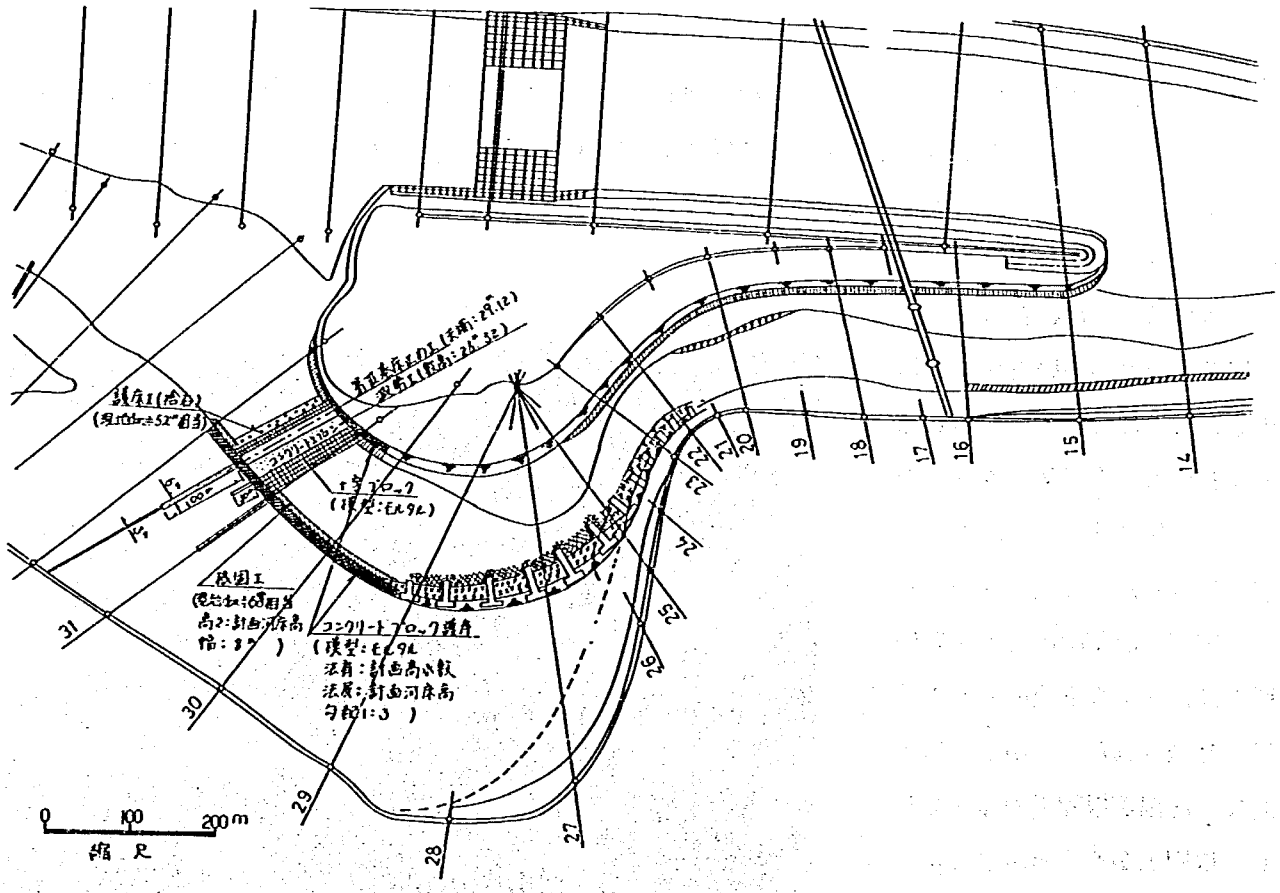
この実験は，前述の実験Ⅱで検討した河道形状，すなわち本川側狭窄部左岸河道を整正し，反対右岸側狭窄部付近から上流に水制を設置した状態へ，さらに床止め工3基のうちの1基を施工した段階での諸現象について検討するものである。

実験は表－9.1に示すように，$Q=1{,}000\,m^3/s$，$2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$の定流を積み重ね方式で通水し，河床変動や，局所洗掘状況を把握，検討した。

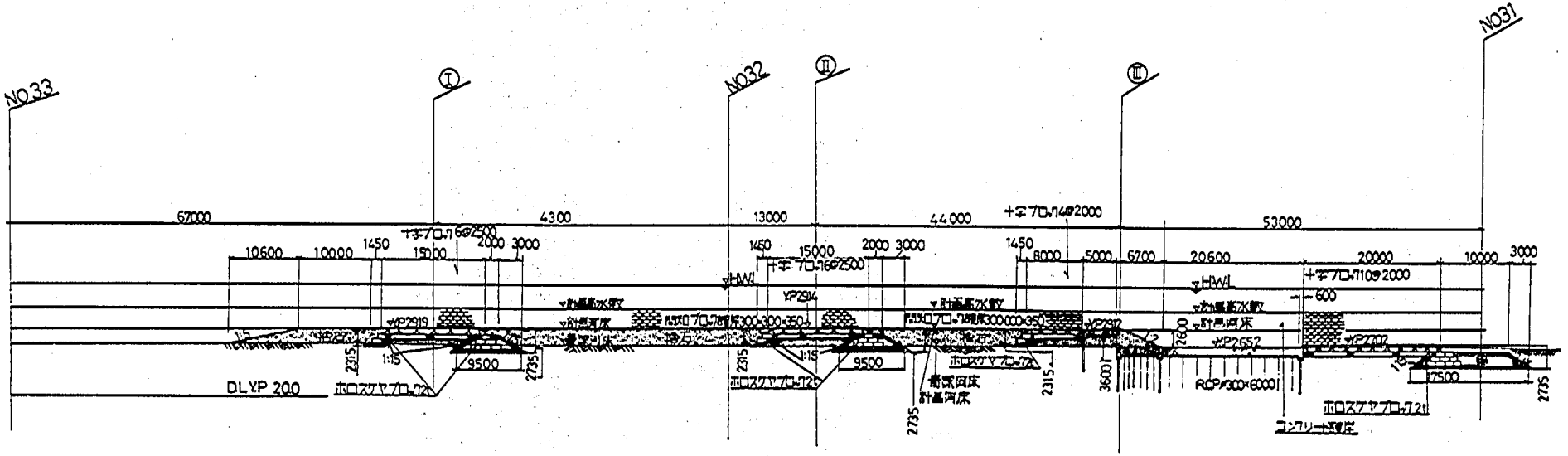
9－3－1　河道形状について

床止め工は，図－9.13に示す3基のうちの下流側1基と減勢工，護床工等を施工した状態の形状である。この床止め工形状は，天端幅14.5m，天端高Y.P 29.12m（計画河床高）であり，下流側の減勢工はY.P 26.52mでモルタルにて製作した。護床工は現地粒径約52cm（模型10～15mm，平均13mm相当の砕石を用いた。床止め工右岸側の護岸は，法勾配1：3で同様モルタルにて製作し，護岸根固工としては，現地粒径約68cm（模型13～20mm，平均17mm）相当の砕石で幅8m，厚さ1.0mで計画河床高に敷設した。

なお，河道整正部法線形および水制配置は前回の実験Ⅱ－2と同様である。これらの河道形状図を図－9.14に示す。



図－9.14　床止め工1基案実験模型形状図

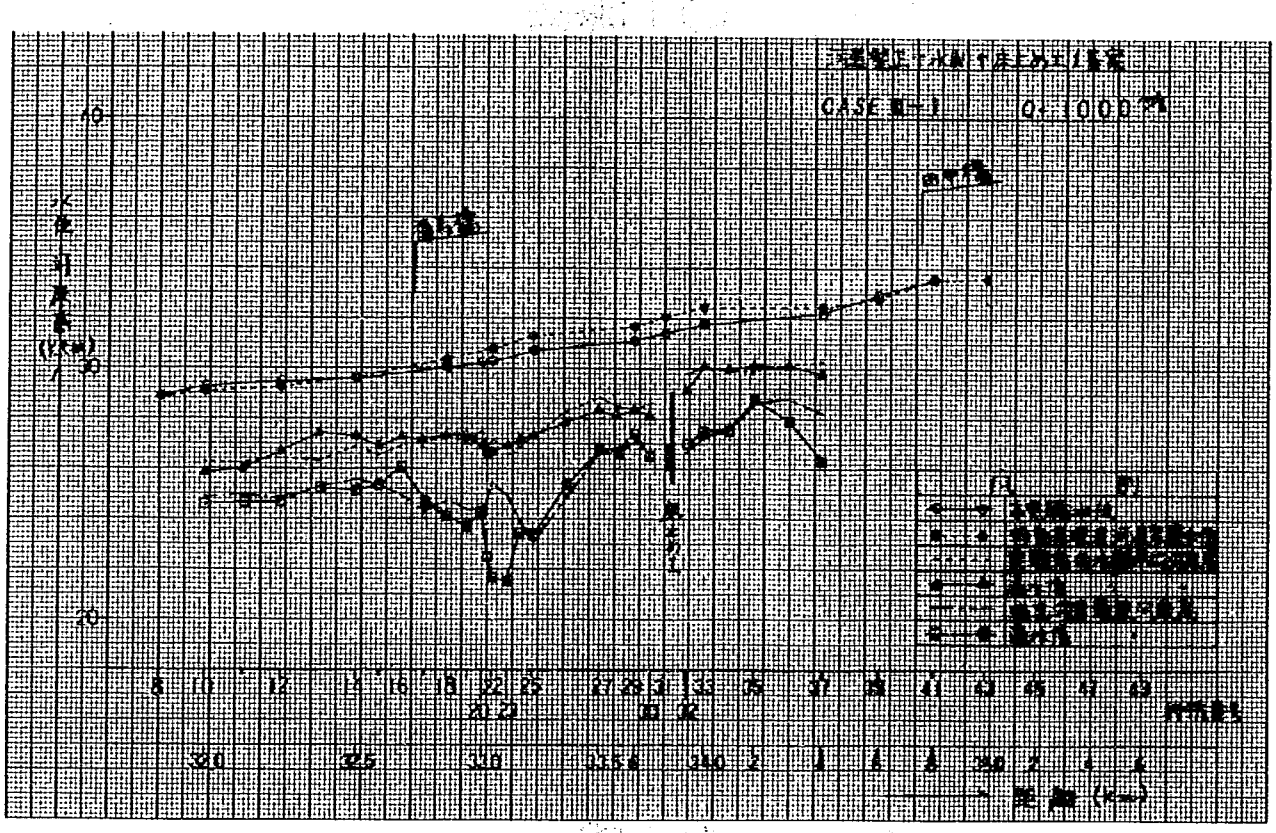


図－9.13　床止め工縦断図

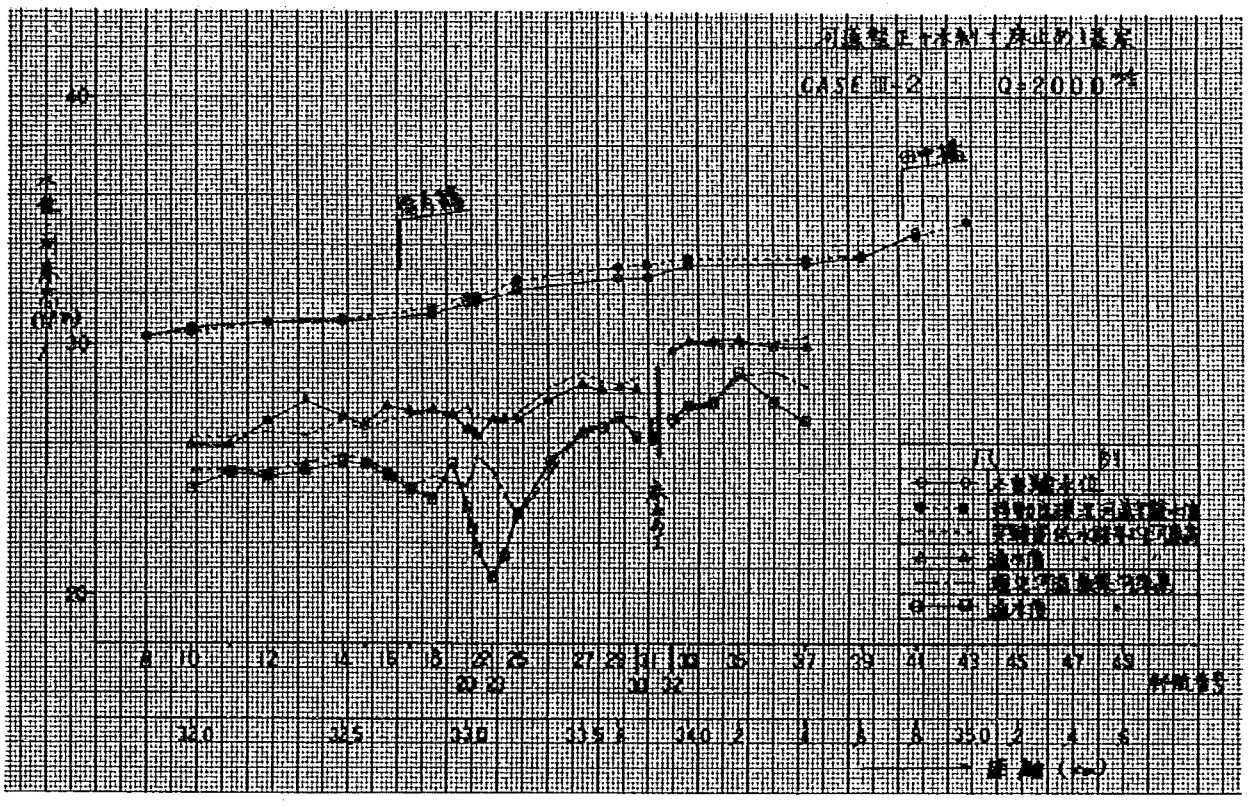
9－3－2　実験結果

(1)　水位について

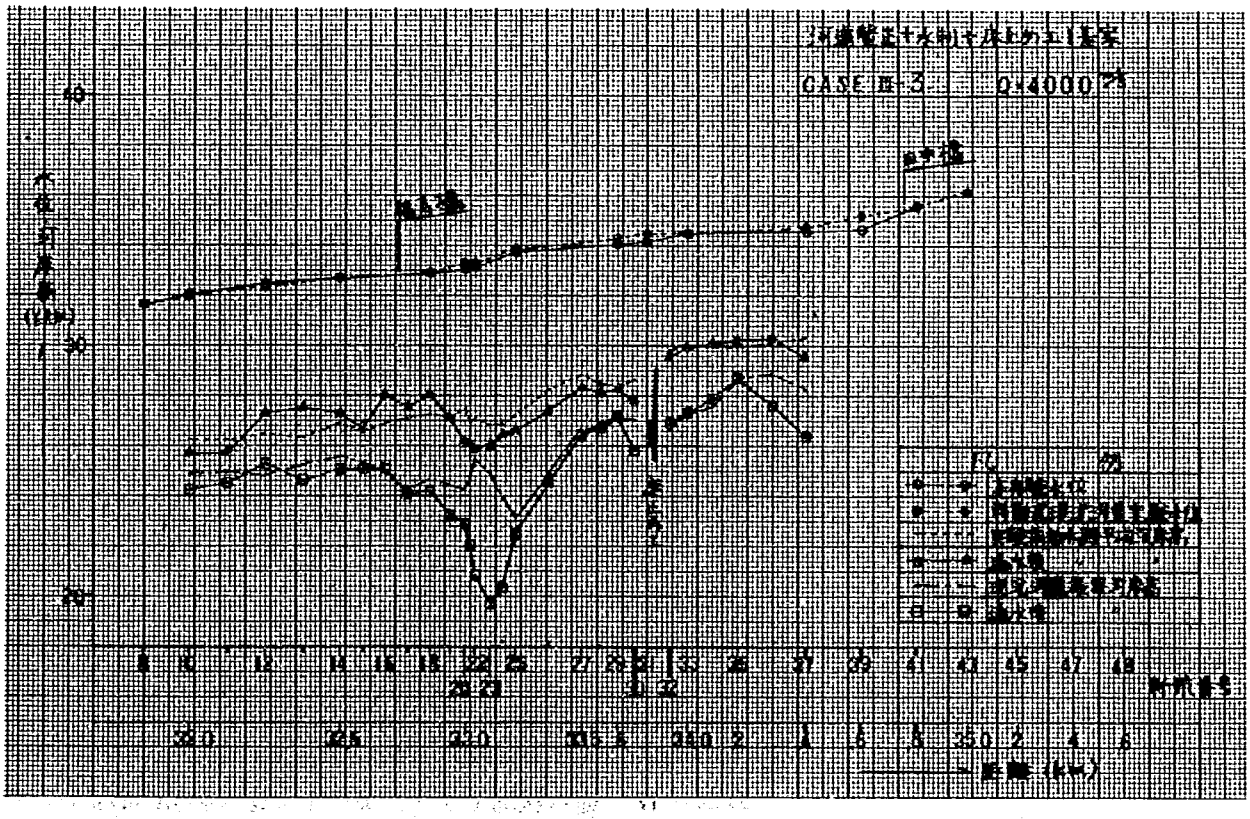
各流量に対する本川側および分水路側の水位縦断形を現況河道時と比較して示したのが図－ 9.15.1～9.15.4 である。これによると河道整正＋水制設置時と同様，河道整正によって，湾曲部付近の水位は現況河道時より若干低下しておりとくに流量が小さい場合での水位低下が顕著である。また，床止め工 1 基を設置したにもかかわらず，このための右岸側上下流の河道整正によって，$Q = 1{,}000\ m^3/s$ 時ではこの付近の水位はむしろ低下した状況となっている。$Q = 2{,}000\ m^3/s$，$4{,}000\ m^3/s$ 時でも床止め工上流の水位は，河道整正＋水制案実験（ケースⅡ）とほぼ同一であり，床止め工 1 基では分流機能回復等の効果は少ないことを示している。



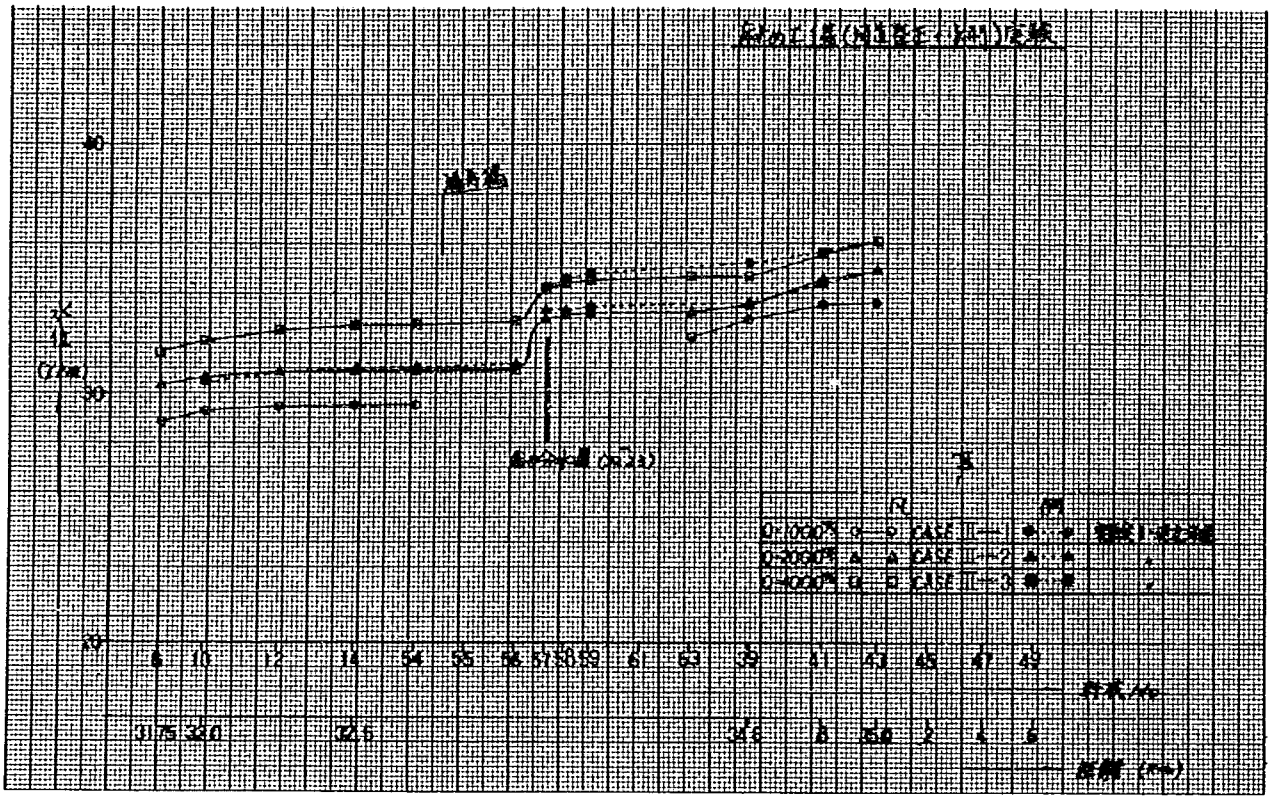
図－ 9.15.1　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－ 9. 15. 2　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－ 9. 15. 3　水位・河床高縦断比較図（本川側）



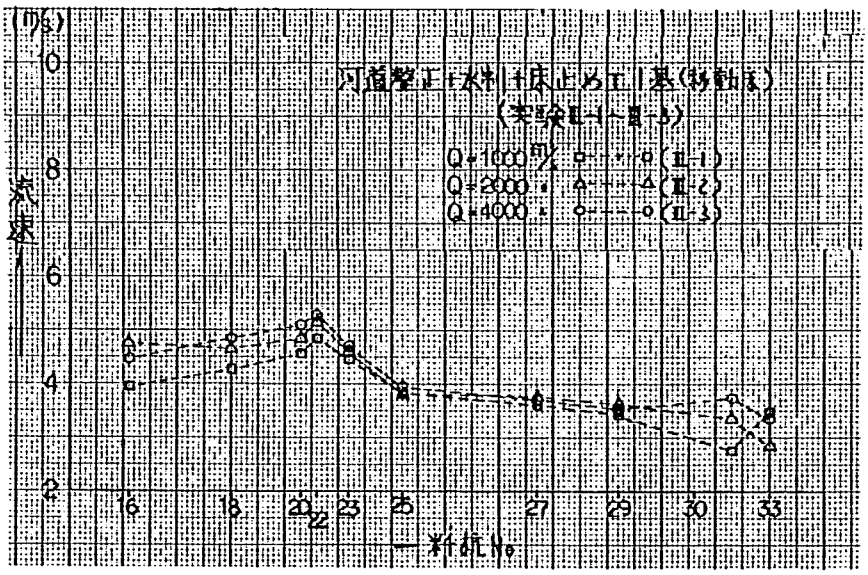
図－9.15.4　分水路側水位縦断比較図

(2)　流況について

各流量時の流況図は図－9.16.1～9.16.3に，$Q=4000\,m^3/s$ 時の流況写真を写真－12に示すように，この結果と河道整正＋水制案実験（ケースⅡ）と比較しても，とくに顕著な違いは生じていない。主流部は断面No.38右岸寄り付近から真直ぐに岩井山流頭部左岸へと向かい，さらに床止め工を流下する。床止め工を越流する流れは，他の地点に比べて若干水面勾配が急になる程度で，射流あるいは跳水が発生する程の現象は見られず，ほとんど影響のない状況で流下する。この場合の主流部は左岸寄りにあり，その後湾曲部の断面No.24～No.21付近右岸へと集中する。湾曲部下流では断面No.21付近で右岸から剥離して左岸へと向かい，断面No.18～No.15左岸側へと主流が移る。この全体的な流れの状況は，ケースⅡとほと

写真－12　通水状況（ケースⅢ－3，$Q=4{,}000\,m^3/s$）

んど同様で，床止め工が全体的な流況を変えるほどの影響はないと言える。ただし，$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時では岩井分水路側の高水敷上へ乗った流れが再び本川側へ戻るような傾向を示す。このため，岩井山流頭部右側に生じた死水域も消滅して，分流境界線が分水路側へ寄る状況を示している。さらに床止め工上流では，各流量時とも若干ではあるが流れが右岸側に広がる傾向が見られた。これは，床止め工と上流現況河道とのすり付けのための掘削の影響と考えられ，断面No.32付近の右岸側河積が増加しているためであろう。



図－9.17　最大流速縦断比較図

(3)　流速について

実験結果の平面流速分布図は前述の図－9.16の流況図に，最大流速縦断比較図を図－9.17に示した。

床止め工付近の平面流速分布は，左岸岩井山側への流れの集中が多少緩和されたようであるが，他の場所での横断方向の最大流速発生位置や平面分布形は，これまでの河道整正＋水制案実験（実験－Ⅱ）とほぼ同じ結果である。なお，床止め工天端は計画河床高であり，現況の最深部のみを塞ぐ状態のため，流速分布に大きな変化が出るほどの影響はないものと判断される。

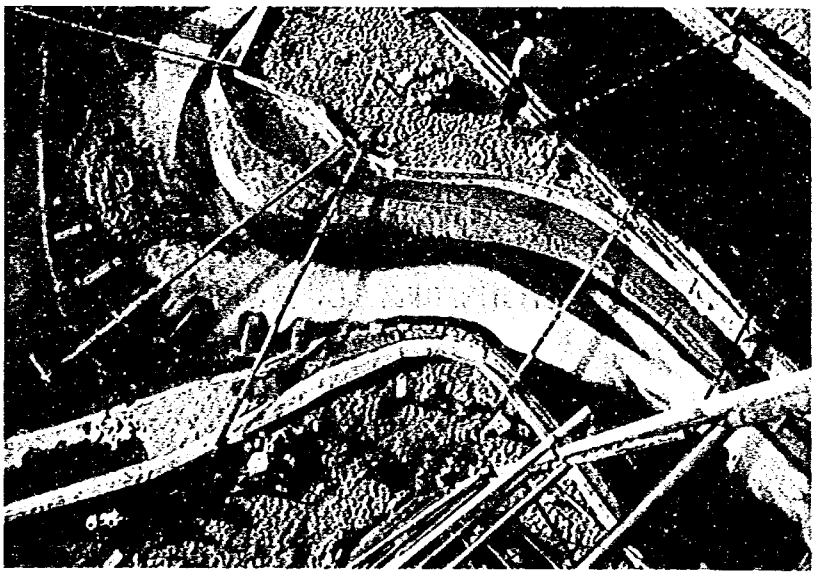
(4)　分流量について

岩井分水路への分流量は，床止め工1基の設置によって，$Q=4{,}000\,m^3/s$ では河道整正時（$1{,}474\,m^3/s$）より若干増大し，$1{,}537\,m^3/s$ の分流となった。しかし $Q=2{,}000\,m^3/s$ では，床止め工1基では効果が少なく河道整正時（$291\,m^3/s$）とほぼ同じ $297\,m^3/s$ の分流量である結果が得られた。

(5)　河床変動状況について

各流量通水後の河床変動横断図を図－9.18.1～9.18.13に，河床変動平面図を図－9.19.1～9.19.3に，$Q=4{,}000\,m^3/s$ 通水後の狭窄部付近河床状況を写真－13に示す。

この場合も全般的な河床変動状況については，実験Ⅱとほと



写真－13　通水後の河床状況（ケースⅢ，$Q=4{,}000\,m^3/s$）

んど同様であるが，断面No.32～No.31の床止め工設置位置付近の変動状況が若干異なっている。これは，床止め工および右岸取付け護岸の設置により，護岸前面を掘削して，現況河道の河床とすり付けたこと，および床止め工直下流護床工設置のための低水　路整正の影響と考えられる。その状況は，右岸側床止め工周囲の掘削によって現況河道上流部河床との勾配が若干大きくなったため，床止め工上流の砂州が下流に移動して，右岸沿いの床止め工および護床工の上に堆積が生じた。この河床変動状況は，$Q=1,000\,m^3/s$ で床止め上に約1 m，$Q=4,000\,m^3/s$ では断面No.31～No.30付近まで砂礫堆が伸び，ほぼ床止め工の半分を土砂で覆う形となった。これより下流湾曲部においては，ケースⅡと大きな違いは見られないが，狭窄部左岸沿い（No.26～No.22）の堆積量は多少減少している。しかし，右岸側堤防護岸沿い水衝部の洗掘および狭窄部下流側の河床変動は実験－Ⅱとほとんど同じ状況であった。なお，狭窄部下流左岸の河道整正部（断面No.19～No.17）の洗掘防止策が前回同様必要であるが，この実験で護岸前面の根固工のみの対策工を行っただけであった。

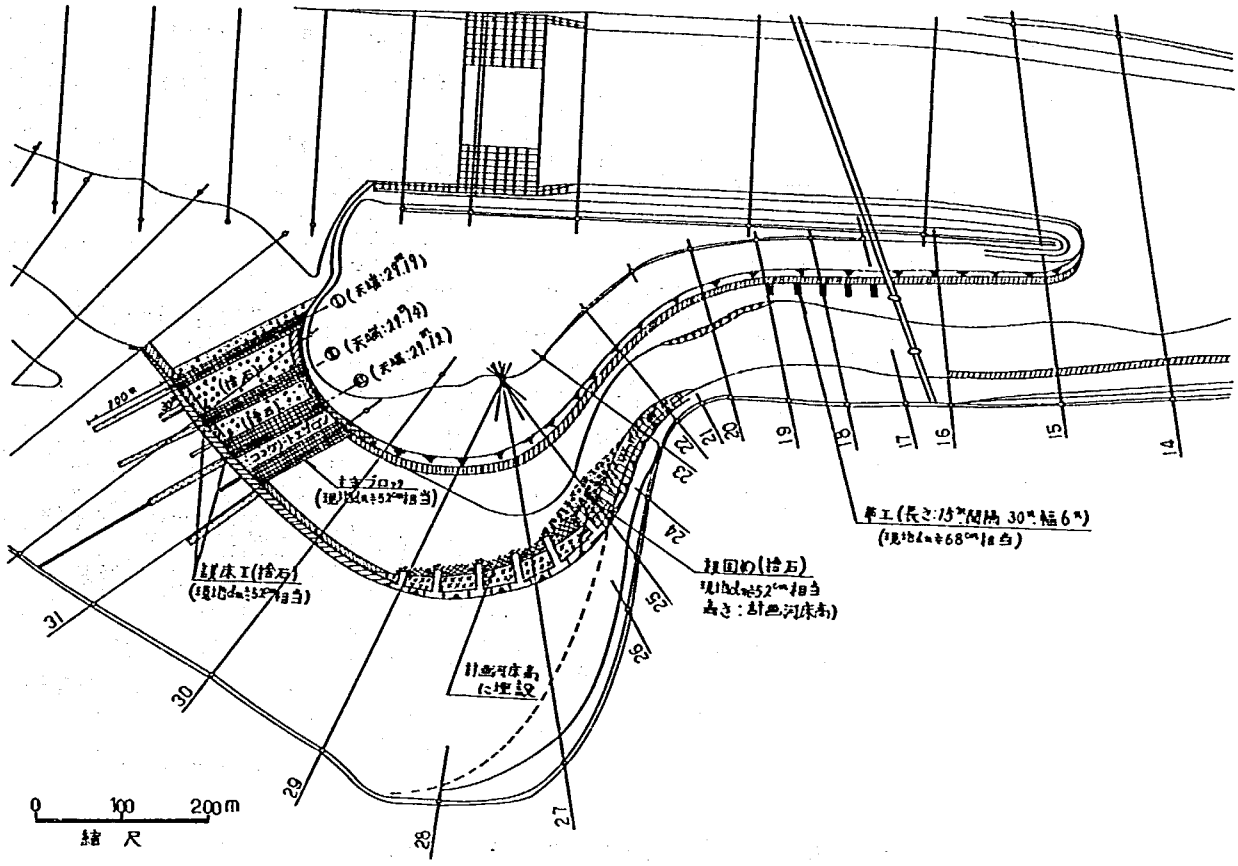
9－4　床止め工３基案の検討

この実験は，固定床模型によって検討した狭窄部上流床止め工３基案完成時における河床変動，および水衝部や構造物周辺の局所洗掘状況等の把握とその対策案について検討を行うものである。なお，これまでの検討で洗掘が大きく，その対策が必要と考えられる個所については，あらかじめ対策工案を施して検討した。

9－4－1　河道形状について

床止め工は，固定床実験より得た位置に図－9.13に示す形状で設置した。この床止め工天端高は計画河床高であり，床止め工の間には，捨ブロックとして粒径約52cm相当（模型10～15mm，平均13mm）の砕石を敷き均し護床工とした。また床止め工の設置に伴う右岸取付け護岸を断面No.33付近まで延長し，根固工も同時に施工した。これらの河道形状図を図－9.20に示す。なお，これまでの検討で対策が必要とされる個所としては，図－9.20に示したように床止め工下流左岸の岩井山側沿いから下流河道整正部護岸前面の洗掘がやや大きく，これを軽減させるため，護岸根固工を断面No.31～No.25間に敷設し，下流根固工と連続させた。さらに，水衝部となる右岸側堤防護岸沿いの深掘れ防止策としては，断面No.26～No.24間の最深河床部を約計画河床高まで粒径約52cm相当の砕石で捨石を行った。（捨石は断面No.26地点を計画河床高とし，断面No.24地点へすりつけたかたちとした。）

狭窄部下流の左岸河道整正部の洗掘対策としては，実験Ⅱ－２で検討した帯工状根固めを５基に増設した。帯工状根固めの諸元は計画河床高とし，長さ15m，幅６m，厚さ 1.5 mで帯工間隔を45mから30mと狭くした。



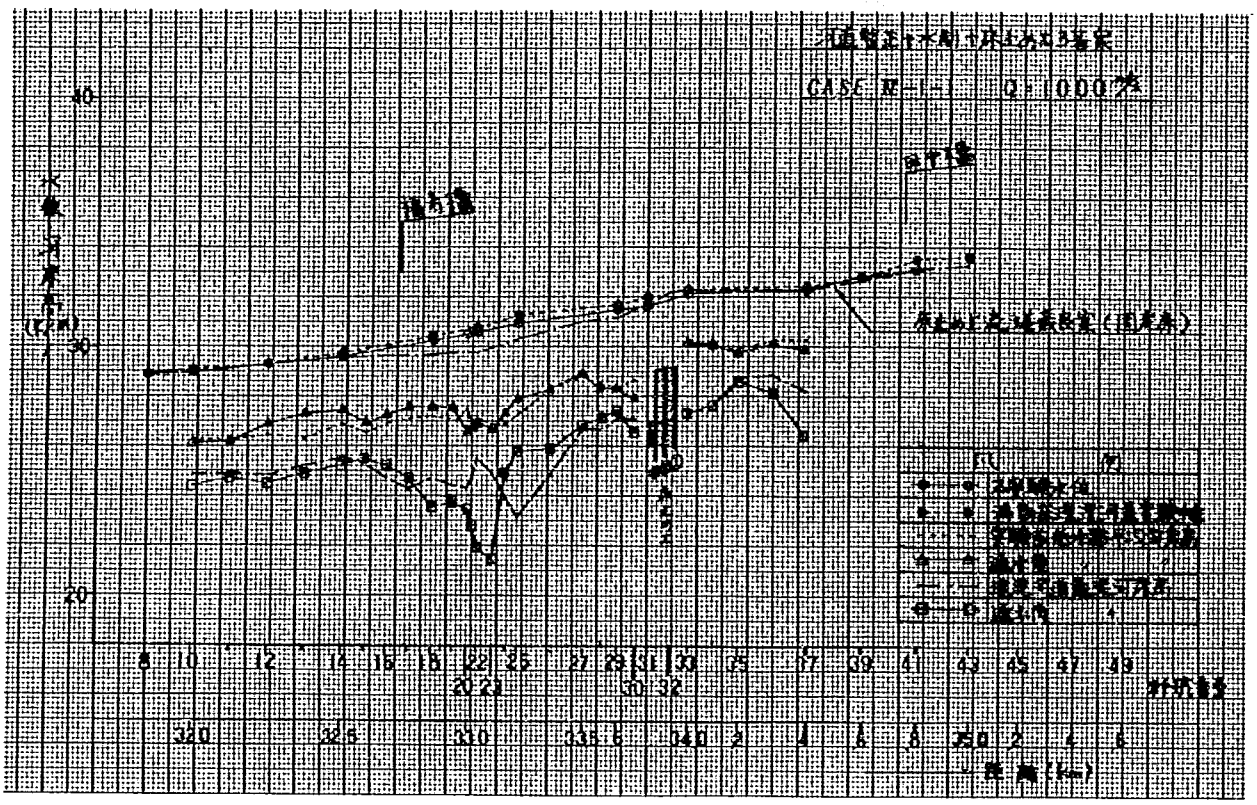
図－9.20　床止め工３基案実験模型形状図

9－4－2　床止め工３基案実験結果（実験Ⅳ－１－１～Ⅳ－１－３）

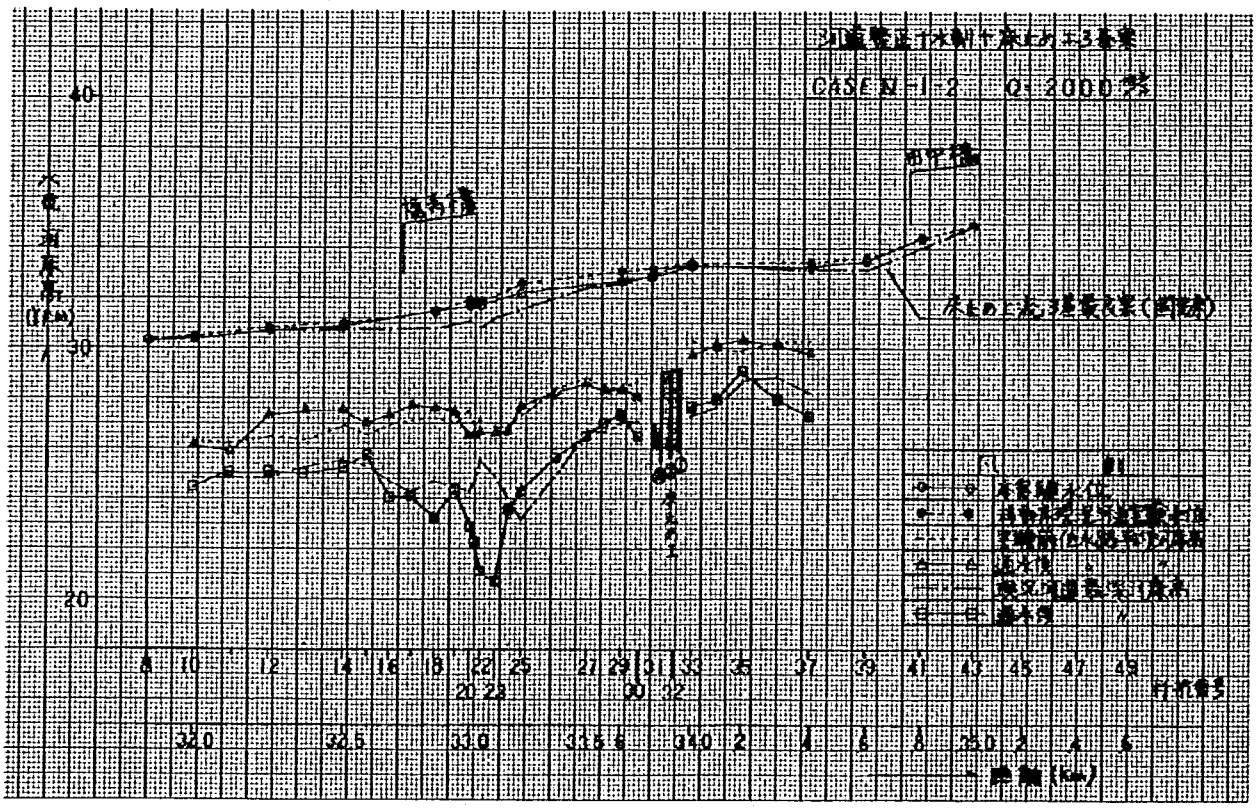
(1)　水位について

実験結果の水位縦断図を移動床現況河道，および床止め工３基案の固定床実験の結果と比較して示したのが図－9.21.1～9.21.4である。

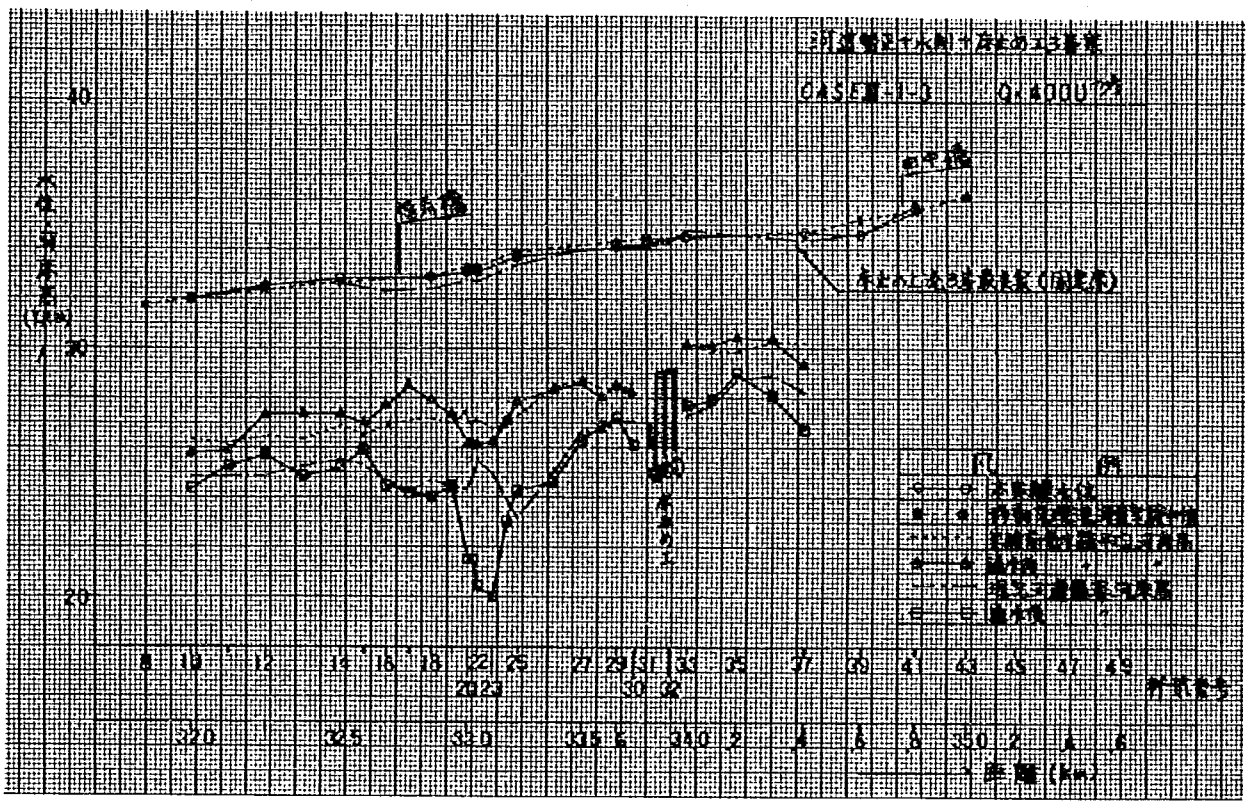
現況河道時と同様に狭窄部付近においては，固定床実験より今回の移動床実験の水位が高い結果が得られている。これは河床変動によって河積が変化することに原因していると考えられる。しかし，床止め工より上流部においては，各流量時とも固定床実験の結果とほぼ同じ水位となっている。移動床現況河道時に対しては，床止め工直下流から狭窄部付近では，河道整正によっていずれも水位は若干低い結果となっている。床止め工の上流部においては，$Q=1{,}000\,m^3/s$ および $2{,}000\,m^3/s$ 時では現況河道時より若干低めとなっているが，$4{,}000\,m^3/s$ 時ではほぼ同じ水位となっている。



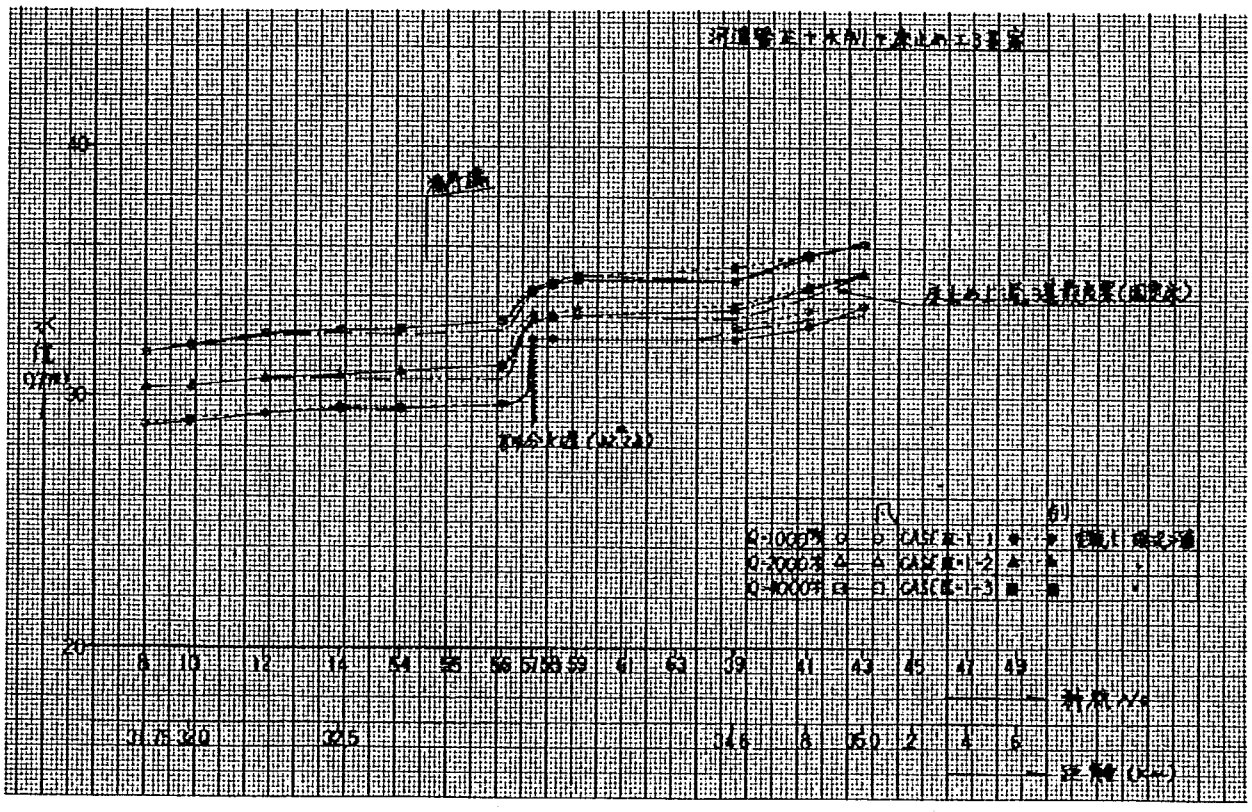
図－9.21.1　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－9.21.2　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－9.21.3　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－9.21.4　分水路側水位縦断比較図

(2) 流況について

各流量時に対する流況図を図－9.22.1～9.22.3に示す。

$Q=1{,}000\,m^3/s$ 時の状況は，断面No.39付近で主流が若干右岸に寄る傾向を示し，ほぼ真直ぐに流下するが，岩井山上流部に形成されている砂礫堆の影響によって，左岸の流れは，岩井山流頭部左岸へと向かう。現況河道の流況と比較すると，上流の主流部がやや右岸寄りになる傾向があり，また断面No.35から床止め工付近の流れも若干右岸側に強まる傾向が見受けられた。これは，床止め工の設置によって水衝部となる岩井山流頭部左岸への流れの集中が分散され，右岸側を流れる傾向が若干強まったものと思われる。床止め工から下流湾曲部の流況は，河道整正，床止め工1基案等とも大差はなく，湾曲部上流では左岸側，そして湾曲部では断面No.24～No.22付近右岸に集中する流れとなる。その後断面No.21付近で右岸から剥離し，断面No.19～No.16付近左岸の河道整正部へと流れは集中する。この状況はこれまでの施工段階時の場合とほぼ同じであり，床止め工が下流の流れの状況を変えるほどの影響はないと考えて良いであろう。

$Q=2{,}000\,m^3/s$ の場合での床止め工より下流側における流況は，河道整正および床止め工1基設置時の結果と大きな違いは見られない。また，床止め工上流でも $1{,}000\,m^3/s$ の場合と同様に他の河道条件と比べて極端な変化は生じていないが，床止め工の設置によって岩井山流頭部左岸へ集中する流れが分散され，右岸側の流れが若干多くなる傾向が見られる。さらに分流境界線は，床止め工1基設置時と同様，岩井分水路側高水敷上の流れが岩井山流頭部の本川側へ戻るような傾向を示し，現況時よりは分水路側に寄った位置となっている。

いっぽう，$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時では砂礫堆の流下によって，断面No.38～No.39付近の流れが右岸に寄る傾向が強まり，現況水制先端部が主流となる。このため水制部付近，さらに床止め工右岸側高水敷上もやや強い流れが発生する状況となっている。これは先に述べたように床止め工の設置によって，岩井山流頭部左岸沿いに集中する流れが少なくなること，および上流移動床と固定床部の境界付近が洗掘され，砂礫堆の流下とともに上流部では主流が右岸側に寄る傾向が強くなったものと考えられる。

床止め工より下流の流況は，他の河道条件と比較してもとくに顕著な差は認められない。この部分は湾曲度が強く，また河道幅も狭いために，この形状によって流況が定まり，主流部の位置，水衝部の範囲等も河道整正時，床止め1基設置時とほぼ同じであり，床止め工の下流への影響は少ない。

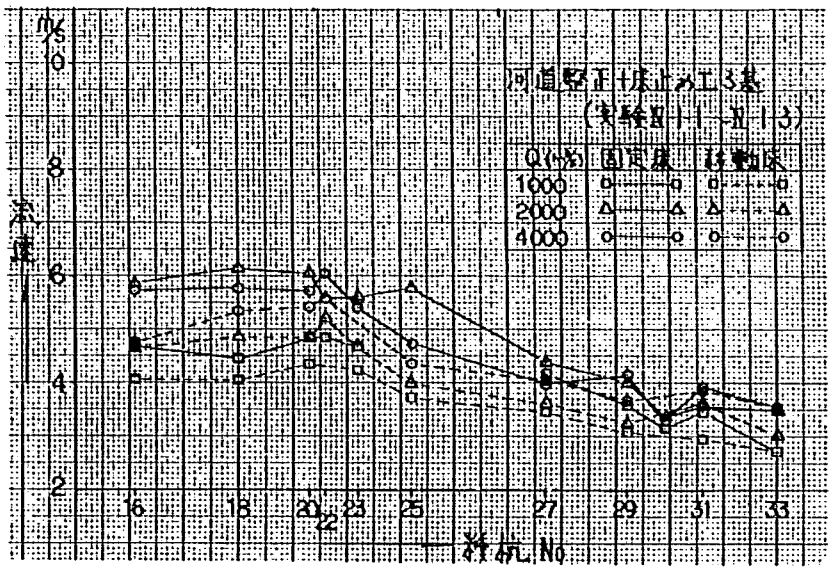
(3) 流速について

流速平面分布図は前述の図－9.22.1～9.22.3の流況図に，最大流速縦断図を図－9.23に示した。

これらの結果を流量ごとに比較すると，流量が倍に増加しても最大流速はあまり変化せず，横断方向に流速の大きい範囲が広がる傾向になっている。合わせて高流速となる部分は河床が洗掘され河積が大きくなるために，固定床実験のような高流速は発生しない状態となっている。また，施工段階時のケースと比較してもとくに顕著な差は認められないが，床止め工より上流部付近においては，石岸高水敷上を流れる量が多くなり流速値も大きくなる現象が生じている。

(4) 分流量について

岩井分水路への分流量は，全流量 $Q=2{,}000\,m^3/s$ および4,000 m^3/s に対して328 m^3/s，1,601 m^3/s と，これまでの施工段階時よりは増加している。しかしながら，現況移動床よりは減少し，計画分流には若干不足する結果となった。この原因は，先にも述べたように，上流の断面No.38の移動床と固定床部との境界付近における洗掘と砂礫堆の流下によって，この付近で主流が右岸に寄る傾向になってしまったこと，加えて床止め工地点右岸での現況河道は計画河床高より高く，床止め工および護岸の設置によって右岸側は若干掘削して，河道整正したかたちとなったため，若干本川側へ流れ易くなったとも考えられる。



図－9.23　最大流速縦断比較図

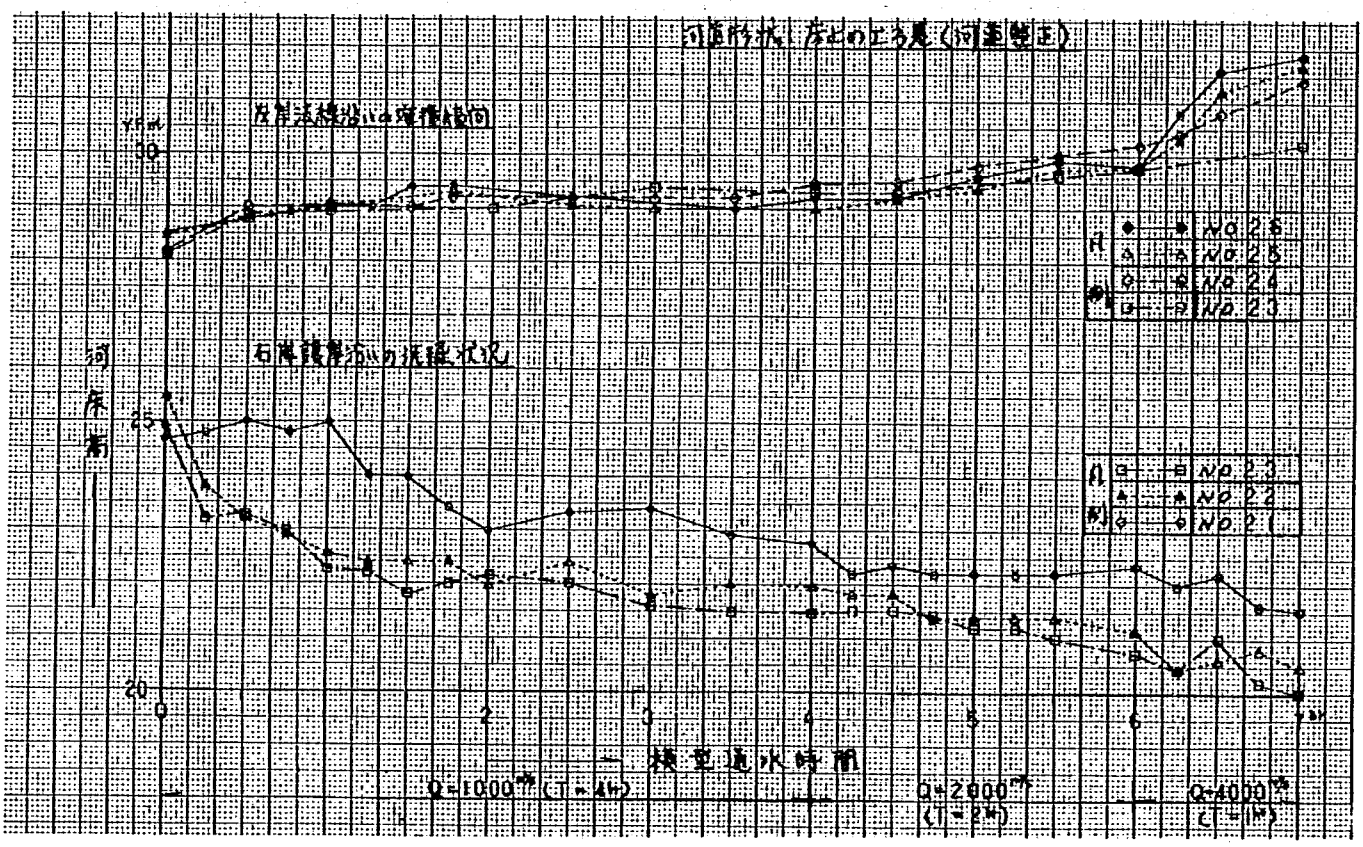
(5) 河床変動状況

床止め工を3基設置し，上流現況河道部とのすり付けは，上流の砂州を断面No.33でカットした形状としたが，この砂州が流下して右岸床止め上に薄く堆積する結果となった。これらの河床変動横断図を図－9.24.1～9.24.13に，河床変動平面図を図－9.25.1～9.25.3に示す。

$Q=1{,}000\,m^3/s$ 時では，床止め工右岸の護岸沿いに上流から砂礫堆が伸びて，実験終了時には，下流端減勢工上に，ほぼ床止め工の天端高主で堆積する状態となった。$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時は，さらに堆積厚がやや増加し（厚さ約50cm）床止め工の半分を覆う形状となり，4,000 m^3/s で砂礫堆は下流護床工付近で安定したが，床止め工上に堆積する範囲は左岸方向に広がった。しかしながら，この床止め工周辺では問題となるような洗掘は生じておらず，床止め工右岸高水敷および床止め工直下流もとくに変化は見られなかった。

床止め工下流では，左岸低水護岸沿いの洗掘を軽減させるために，護岸根固工を断面No.31～No.25の範囲も敷設し，下流根固工と連続させた。この結果，断面No.31～No.27付近の護岸沿いの洗掘は防止され，その下流左岸への堆積も若干減少したものの，全体の傾向はこれまでの実験と同じであった。この原因は断面No.28～No.26付近左岸低水路の河道整正部での洗掘土砂がその下流左岸沿いに堆積するためと考えられる。次に水衝部となる断面No.25～No.22間右岸の堤防護岸沿いの深掘れを防止するために，断面No.26～No.24付近の右岸深掘れ部に捨石を行った結果，（断面No.26で計画河床高まで捨石を行い，断面No.24地点ですりつけた。）断面No.25～No.24では護岸前面の洗掘は防止され，かなり効果が見られた。しかし，その下流の対策を行っていない断面No.23～No.20にかけてはやはり河床変動が活発であり，図－9.26の左岸河道整正部の堆積，

および右岸護岸沿いの洗掘状況図や図－9.21の水位河床縦断図にも示すように，$Q=1{,}000\,m^3/s$ で3m前後の深掘れが生じ，4,000 m³/s では4～5mにも達した。したがって，この堤防護岸前面にさらに捨ブロック等による根固めや捨石を行い，現況河床以上の洗掘が防止出来れば，反対左岸側および下流右岸沿いの堆積がある程度軽減出来るものと考えられる。

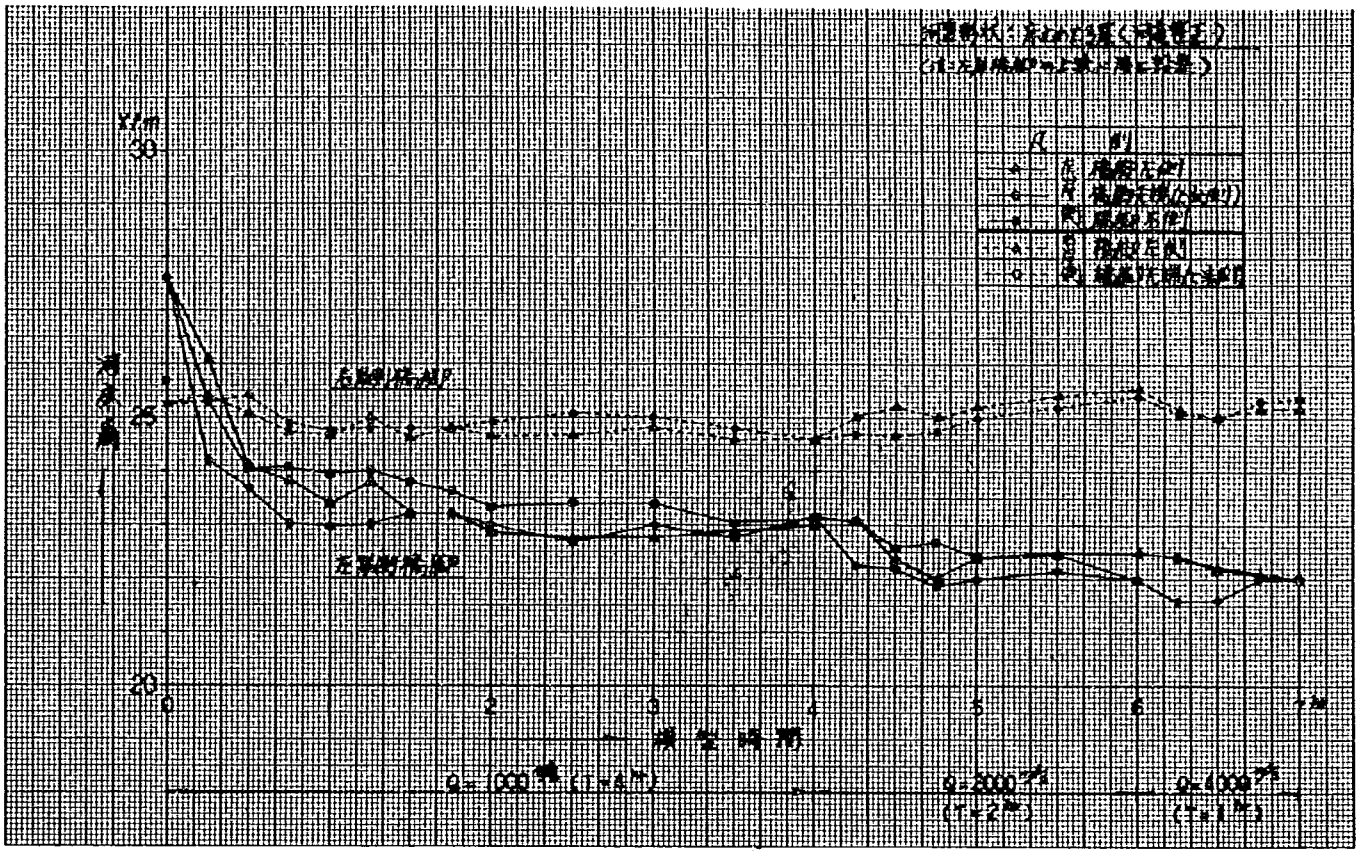


図－9.26　狭窄部における局所洗掘堆積傾向図

いっぽう，狭窄部下流左岸では，河道整正部における洗掘対策として，帯工を5基，先の実験よりも間隔を狭まく（45mから30m）設置した。帯工を断面№19の上流端から5基をそれぞれ①,②,③,④,⑤とする。この結果は，$Q=1{,}000\,m^3/s$時では通水30分頃までは①帯工上流からの送流土砂のために堆積傾向であったが，それ以後は帯工先端部の浸食が活発になり，③,④,⑤帯工の先端が崩落を始めた。しかし，帯工間の洗掘はさほどなく，⑤帯工下流側と④,⑤帯工間が根固工前面付近まで洗掘されたものの，全体的に根固工の崩落もなく効果的であった。$Q=2{,}000\,m^3/s$，4,000 m³/s になるとさらに主流が左岸側に寄り，帯工上で流速が1,000 m³/s よりも1.5m/s 程度速い3.5m/s 前後の流速となるために，帯工間の洗掘も進み②から⑤までの帯工間は根固工の前面が若干崩落するほどまで洗掘された。とくに⑤帯工下流の橋脚左側付近の根固工が崩落しており，橋脚周辺の洗掘防止を含めた対策が必要な状況にあった。

(6)　計画橋（福寿橋）橋脚周辺の洗掘状況

狭窄部下流の計画橋橋脚周辺の局所洗掘時間変化を図－9.27に示す。これによると右岸側橋脚は，現況



図－9.27　橋脚による局所洗掘時間変化図

河道時では$Q=1{,}000\,m^3/s$ 通水30分で約2.0mの洗掘があったが，整正河道にするとほとんど変動は見られず，最大洗掘時でも1.0m弱であった。左岸側橋脚については，1,000m³/s 通水30分で洗掘が4.0mと一気に進み，その後は大きな変化がなく，2,000m³/s 時でさらに1m掘られ5.0m程の洗掘でほぼ安定した。その洗掘範囲は，橋脚幅（4m）の2倍程度の8～9mの範囲であった。

9－4－3　床止め工3基案対策工実験

(1)　対策工について

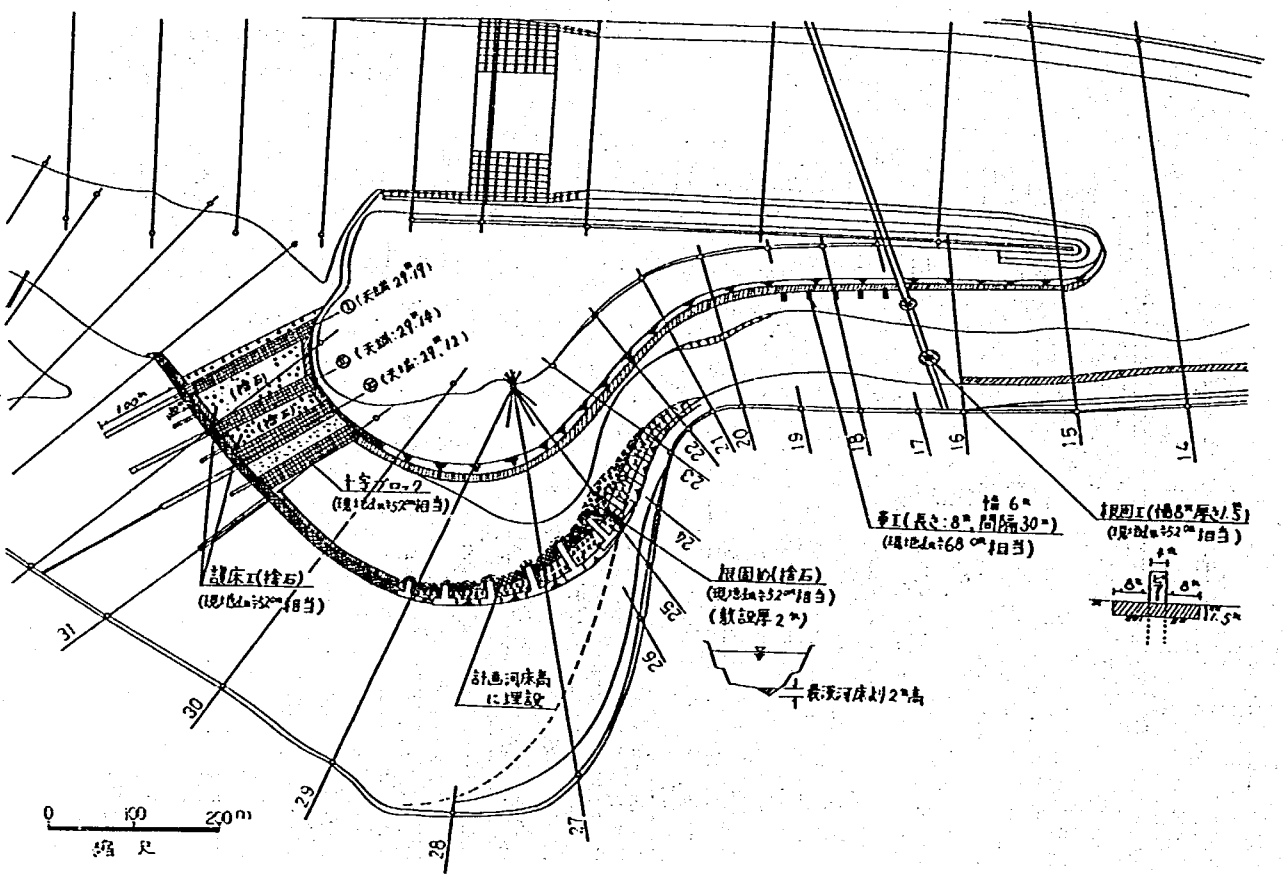
床止め工3基案の実験結果（実験Ⅳ－1）より，床止め工下流左岸寄りの洗掘とその下流湾曲部の河道整正個所への堆積，および反対側右岸堤防護岸沿いでの局所洗掘，狭窄部下流左岸河道整正部の洗掘が依然として大きいことが明らかとなった。ここではこれらの軽減策として図－9.28の河道形状図，および以下に述べるような対策工案を実施した。

①　水制先端法線形の修正

床止め工下流断面No29～No26間左岸寄りの洗掘とその下流河道整正部左岸沿いの堆積，および右岸堤防護岸沿い水衝部での洗掘軽減策として，上流側水制をさらに若干短かくするとともに，上流1～6番目までの水制方向も上流向きに修正した。この水制諸元一覧表は前述の表－9.2に示した。

②　右岸堤防沿い水衝部の洗掘対策

前回の実験Ⅳ－1で断面No26～No24の右岸堤防護岸沿いに捨石を行ったところ，深掘れは解消できたが，その下流に洗掘が発生した。そこで断面No26～No23間の最深河床部に，最深河床より約2.0m高に現地粒



図－9.28　床止め工3基対策工案実験模型形状図

径52cm相当（模型10～15mm，平均13mm）の砕石を用い，捨石による対策を行った。

③　河道整正部の洗掘対策工

狭窄部下流左岸低水護岸沿いの洗掘対策として，帯工目体の安定等を考慮して，帯工の長さを15mから8mに短かくし，計画橋橋脚と護岸の間に1基増設して6基の帯工を設置した。

④　計画橋橋脚周囲の洗掘対策

橋脚周辺の局所洗掘対策として，計画橋橋脚の周囲8m（橋脚幅の2倍）を現地粒径52cm相当（模型10～15mm，平均13mm）の砕石によって保護敷設した。

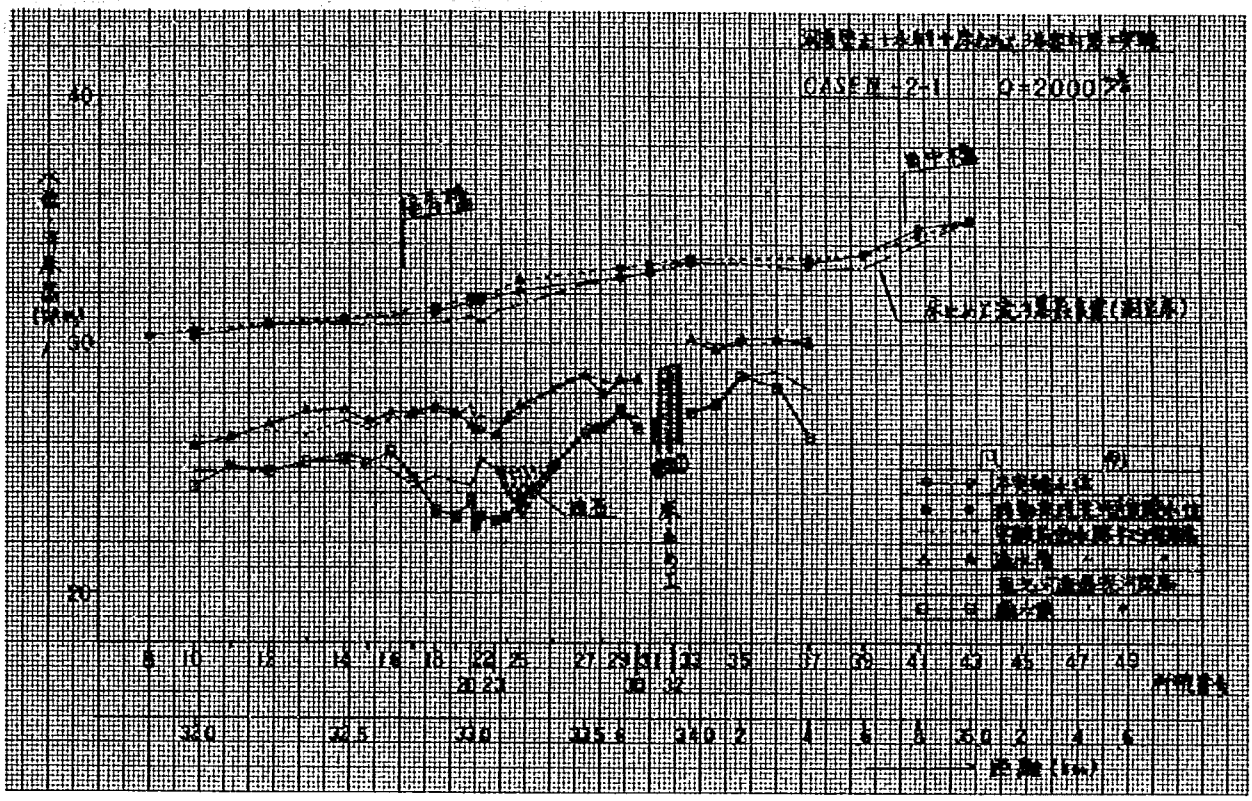
2)　実験結果

(1)　水位について

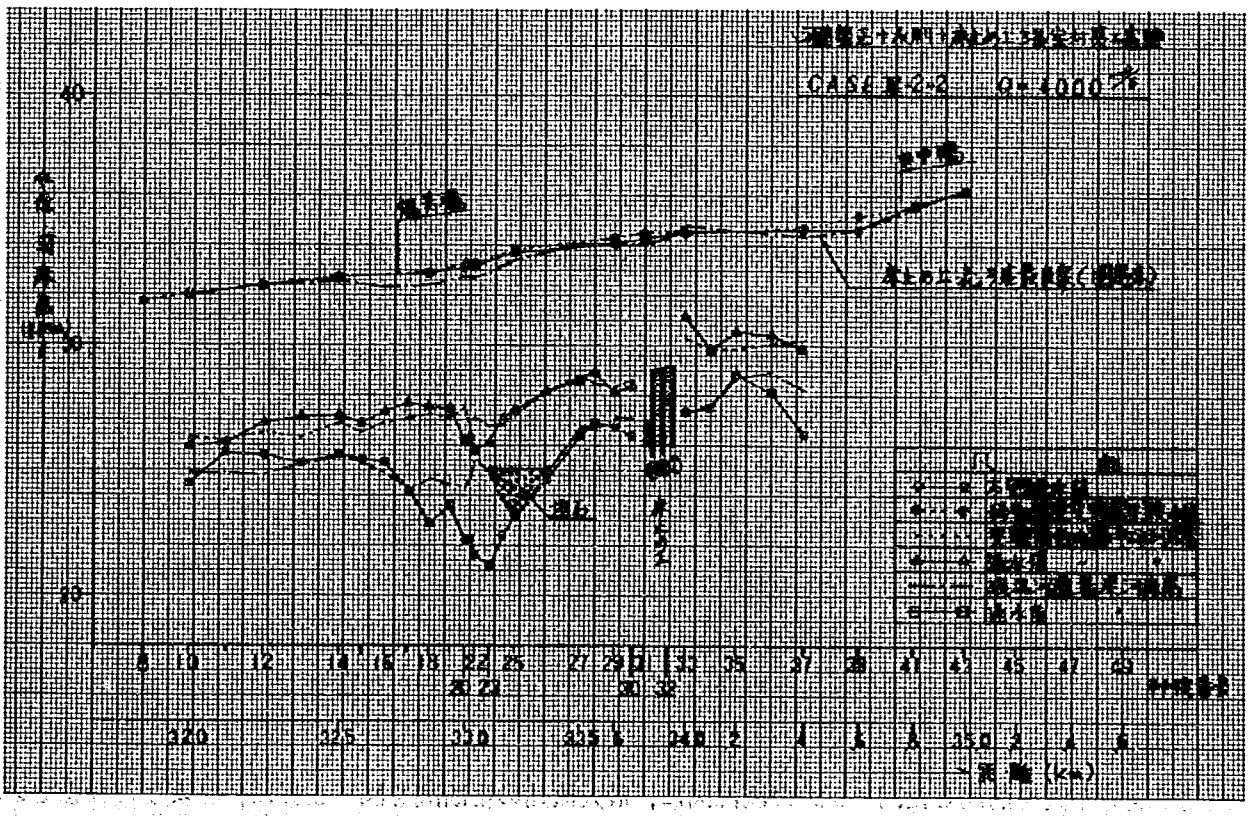
実験結果の水位縦断図を固定床実験，および現況河道移道床実験と比較して示したのが図－9.29.1～9.29.3である。

この結果を先のケースⅣ－1と比較するとほとんど同じであり，有異な差は生じていない。なお，狭窄部における通水後の河床形状では，対策工を設置した付近の洗掘はかなり小さくなっているが，水位にはその影響が現われていない。これは，堤体沿いの洗掘深は減少したが，低水路側へ洗掘範囲が広がり，また左岸沿いの堆積が減少して，必要河積が確保されるためと考えられる。

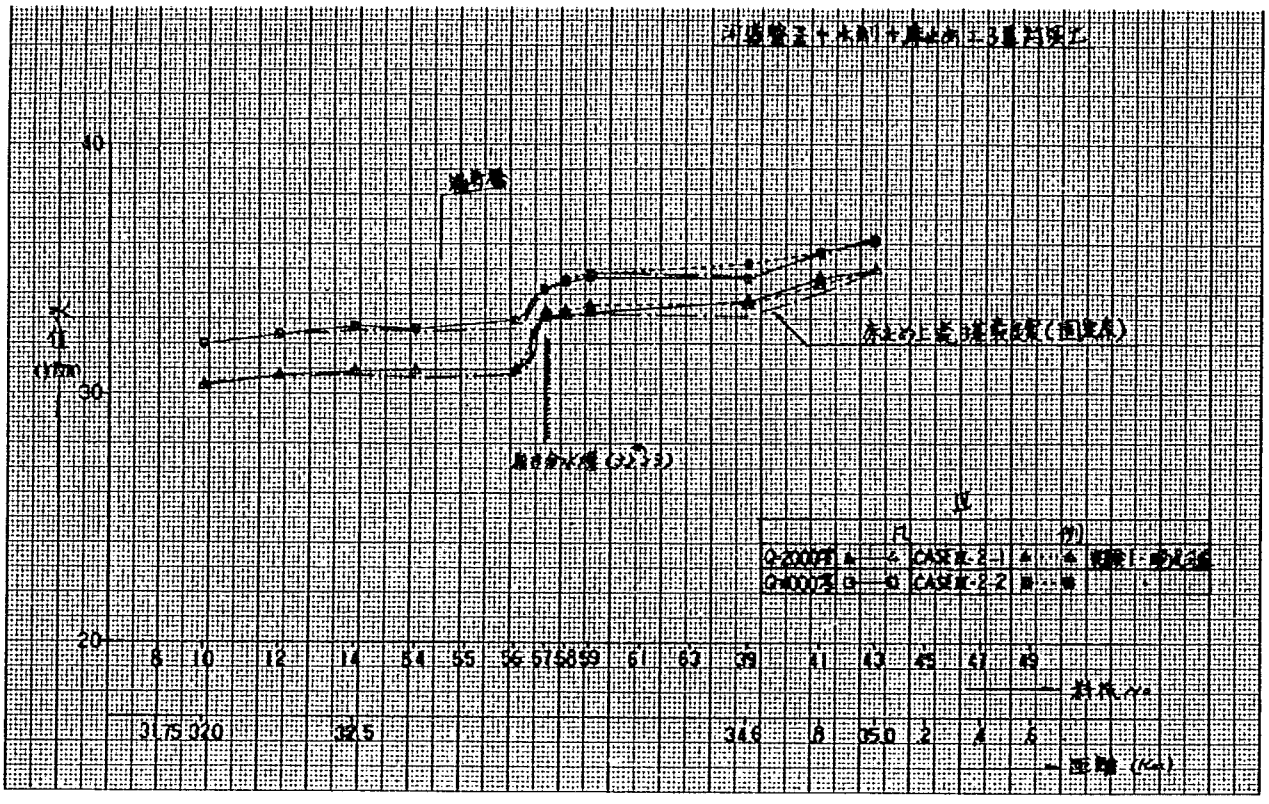
前回と同様，ほぼ同一条件での固定床実験結果より狭窄部付近では，河床変動によって，水位が高いも



図－9.29.1　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－9.29.2　水位・河床高縦断比較図（本川側）



図－ 9. 29. 3　分水路側水位縦断比較図

のの，床止め工より上流部では固定床時とほぼ同じ水位となっている。

(2) 流況について

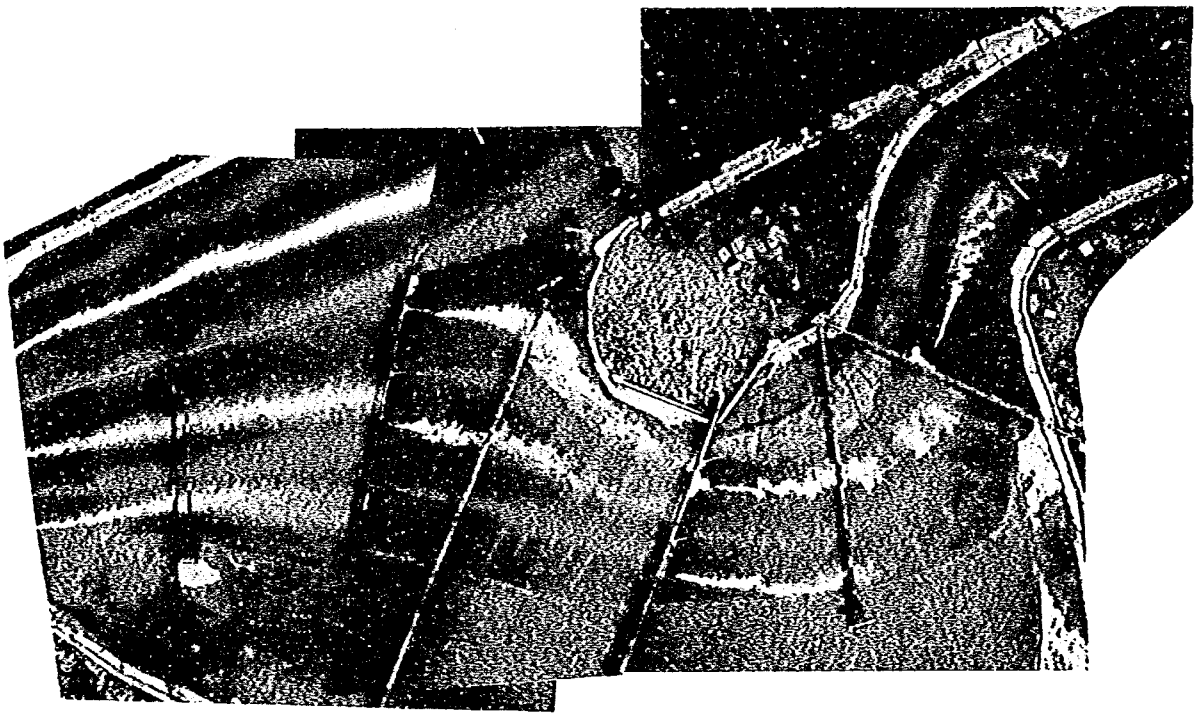
実験によって得られた流況図を図－ 9. 30. 1 ～ 9. 30. 2 に，$Q = 4{,}000\ m^3/s$ 時の流況写真を写真－14に示す。

前回の実験Ⅳ－ 1 に対しては，対策工のみの違いだけであるため，流況の変化はほとんど見られない。流況は実験Ⅳ－ 1 と同様，床止め工の設置によって岩井山流頭部左岸へ集中する流れが分散され，床止め工付近から上流では，右岸側の流れが若干強まる傾向が見られる。また，$Q = 2{,}000\ m^3/s$ 時では，岩井分水路側高水敷上の流れが，低水路側に戻るような傾向を示し，分流境界線は現況河道時より分水路側へ寄った位置となっている。床止め工より下流では，湾曲度が強く，河道幅も狭いためこの形状によって流況も決まり，施工段階時を含め，これまでの結果と大きな違いは見られない。床止め工下流では左岸側の流れが速く，そして湾曲部では断面№24～№22付近右岸へ流れが集中する。その後断面№21付近で右岸から剥離し，断面№19～№16付近左岸の河道整正部へと流れは集中する。なお，今回は計画橋橋脚周囲の根固工設置によって，この橋脚周辺の洗掘が停止し，この部分への流れの集中が若干緩和されているように見受けられた。しかしながら，今回行った程度の対策で流れが変わる程の影響はないものと考えられる。

(3) 流速について

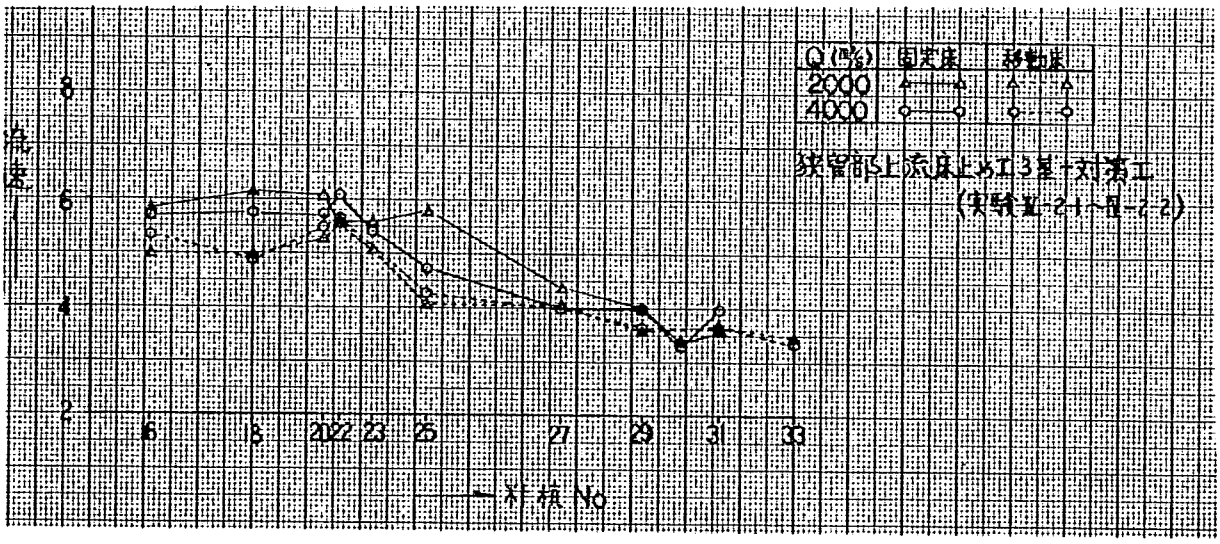
流速平面分布図を前述した図－9.30の流況図に，最大流速の縦断図を図－9.31に，およびこれまでの河道形状の違いによる最大流速縦断図を図－9.32に示す。

これまでの結果と同様に流量の違いによる最大流速の変化は少なく，流速平面分布，最大流速値ともに

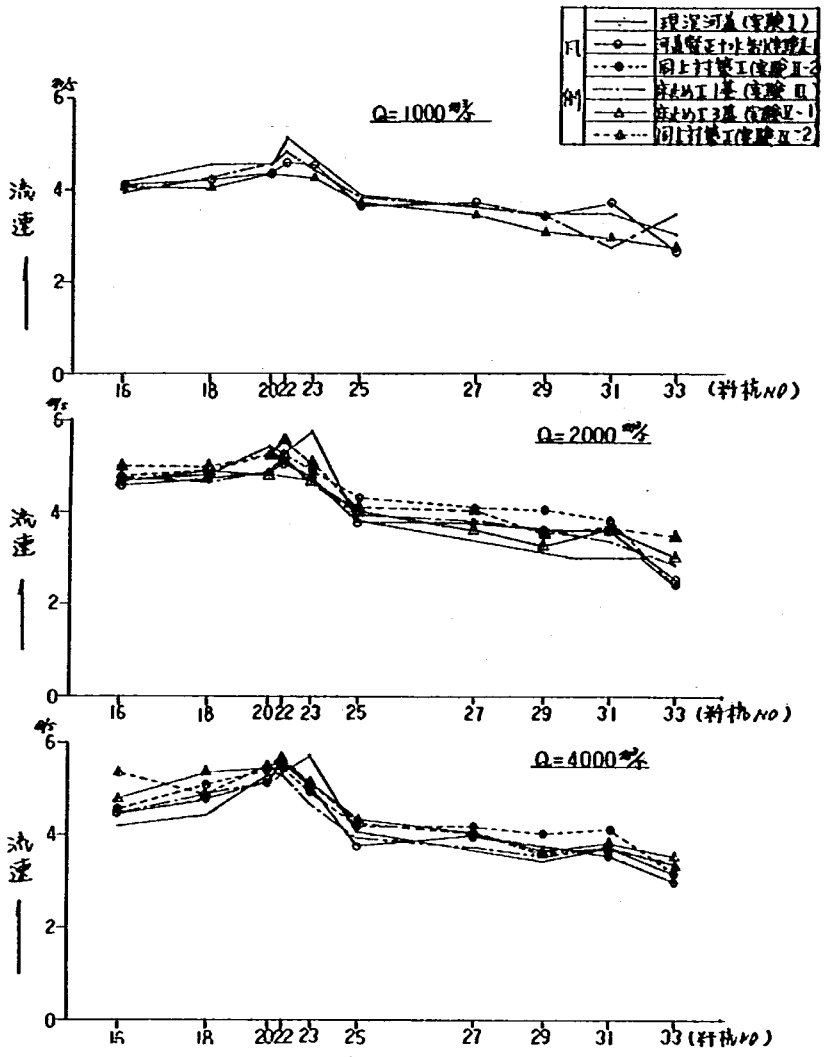


写真－14　通水状況（ケースⅣ－2－2，$Q=4{,}000\ m^3/s$）

前回の実験Ⅳ－1と大きな違いは認められない。ただし，断面No26～No24間の右岸堤防護岸沿い水衝部に捨石を行い，洗掘を防止したことによって，若干水衝部が下流へ移動する傾向が見受けられる。しかし，床止め工より下流は狭い範囲を高速で流下し，湾曲部の平面形によって流況が決まる要因が強く，対策工設置等によって，極端な主流部の変化，水衝部移動はないと判断できる。



図－9.31　最大流速縦断比較図



図－9.32　流量別最大流速縦断比較図

(4)　分流量について

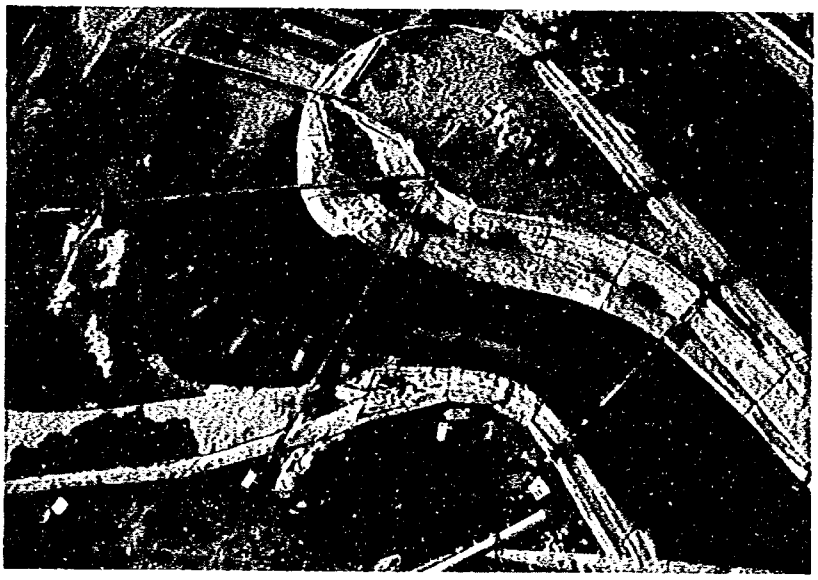
岩井分水路への分流量は，全流量$Q=2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$に対して$321\,m^3/s$，$1{,}601\,m^3/s$と前回の実験Ⅳ－1とほぼ同じ結果であった。これまでの実験結果によると床止め工3基案での$Q=4{,}000\,m^3/s$のみ分流量が固定床実験結果より減少し，計画分流には若干不足する結果である。この原因としては，床止め工3基の設置によって，$Q=4{,}000\,m^3/s$時には水面勾配の変化点が上流の移動床と固定床部との境界付近に移り，この地点での洗掘土砂が下流左岸側に堆積し，主流が右岸に寄る傾向になったためと考えられる。そこでさらに下流まで河床を固定してこの洗掘を防止させた場合の分流量を求めたところ約$1{,}637\,m^3/s$の結果が得られた。したがって，この分流量の減少は実験上の問題によるものであり，上流からの土砂供給がない状態でもこの付近の河床変動は非常に少ないことなどから実際上は固定床実験結果程度の分流は可能と考えられる。

(5)　河床変動状況について

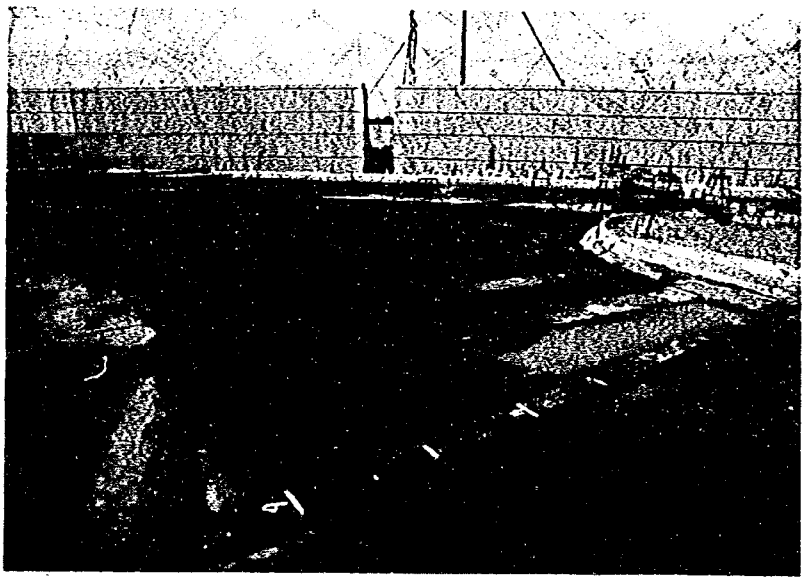
河床変動横断図を図－9.33.1～9.33.10に，河床変動平面図を図－9.34.1～9.34.2に，狭窄部および床止め工付近の河床状況写真を写真－15.1～15.2に示す。全体的な河床変動傾向は前回の実験Ⅳ－1の結果とほとんど同じであるが，対策工案によって局所洗掘はかなり軽減する結果が得られた。まず，床止め工下流の断面No.29～No.26間左岸寄り河道整正部の洗掘は，反対右岸側上流部の水制を若干短かくしたこ

とによって，2m以上の洗掘が1.0m程度の洗掘に軽減し，水制先端周辺の洗掘も見られず効果的なことが明らかとなった。狭窄部右岸堤防沿い水衝部の洗掘対策としては，断面No.26～No.23間の最深断面地点で2.0m高まで捨石による対策を行った。この結果は，図－9.29の水位河床高縦断図にも示すように，堤防護岸前面の洗掘は防止することができた。しかしこの捨石の前面が洗掘され，最深部の位置が変化したかたちで現況時の最深河床高と同程度の洗掘となり，これより下流側の断面No.23～No.20右岸においては，依然として深掘れが発生している。したがって，実験Ⅳ－1より洗掘は軽減し，反対左岸側の堆積も若干減少する結果が得られたが，下流の断面No.23～No.20間右岸での洗掘が依然として大きいので，この地点の護岸根固工として，捨石等による対策がさらに必要と考えられる。

いっぽう，狭窄部下流左岸河道整正部護岸沿いの洗掘対策として，6基の帯工を設置したことによって，護岸前面の根固工は維持されており，護岸への直接的な影響はないものと判断される。ただし，帯工先端付近では前面の洗掘によって若干崩落する状況を示している。また，計画橋橋脚周辺の洗掘は，上下流河床の洗掘が進行し，$Q=2{,}000\ m^3/s$ 時で橋脚下流側の根固工が崩落し，$Q=4{,}000\ m^3/s$ では根固工の周囲全体が崩落したが，橋脚周囲の根固工はほぼ設置高を維持しており，保護工としての効果は得られている。なお，右岸側の橋脚については，今回の実験対象流量では，水裏側となるので洗掘は認められず問題はなかった。しかし小洪水の場合には主流部の位置は右岸側となることも予想されるので，洗掘を防止する場合は，左岸橋脚と同様な根固工を施しておいた方が安全である。ただし，橋



写真－15.1　通水後の河床状況
（ケースⅣ－2－2，$Q=4{,}000\ m^3/s$）



写真－15.2　通水後の床止め工周辺の状況
（ケースⅣ－2－2，$Q=4{,}000\ m^3/s$）

梁架設に際し，左岸側橋脚で計画河床高より約6.0ｍ，右岸側橋脚で現河床高より約3.0ｍの洗掘に十分耐え得る根入れ等を考慮した設計を行えば，橋脚自体の洗掘に対する安全性は確保できると考えられる。

9－5　床止め工案（2基）の検討

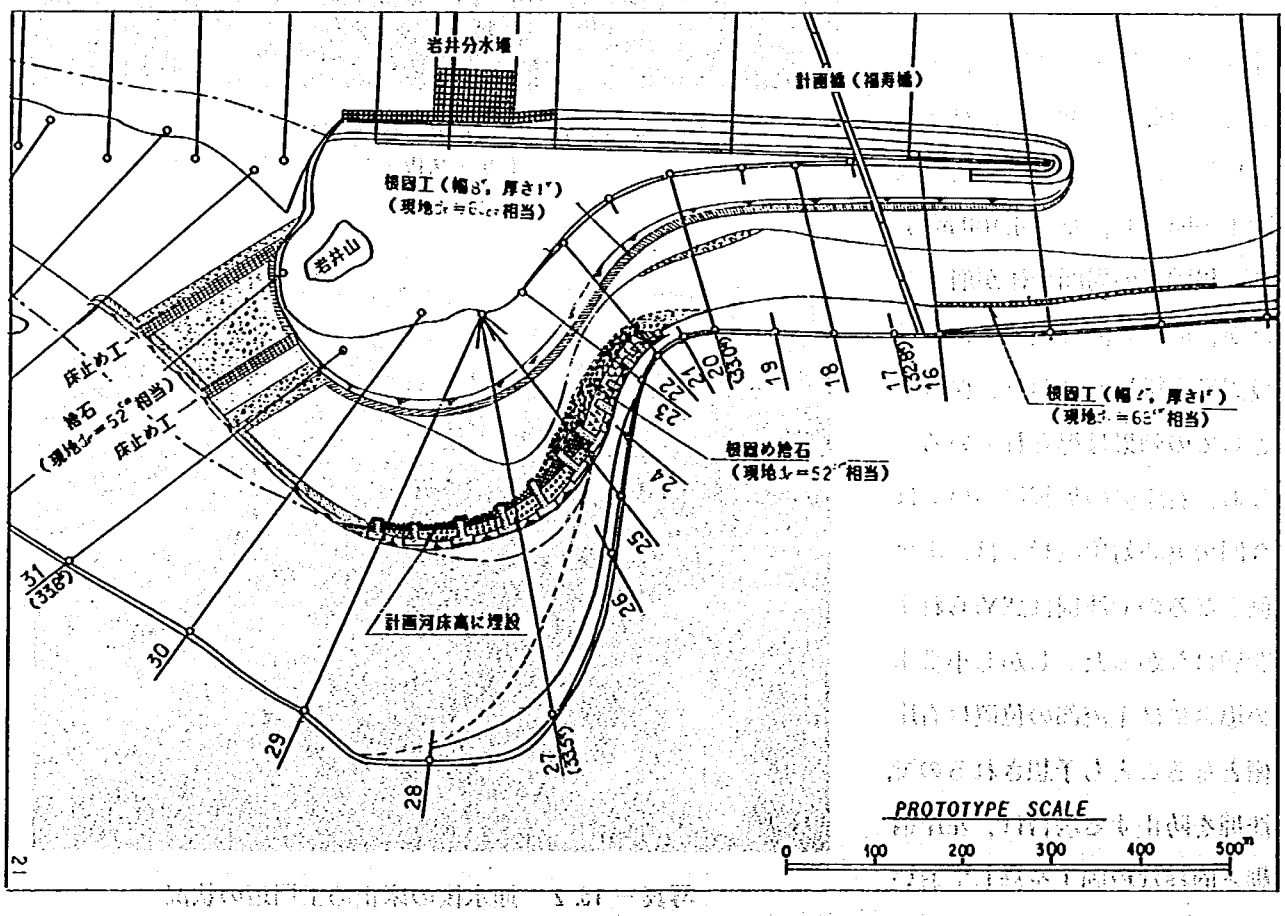
9－5－1　河道および対策工形状について

床止め工3基案による検討の結果，その周辺で問題となるような洗掘は生じないことから，床止め工3基のうち中央の1基を取り除いた床止め工形状とし，ここでは狭窄部附近の対策も含めた最終的な検討を実施した。

床止め工形状は，先に示した図－9.13の床止め工3基案のうち中央部1基を取り除き，床止め工間は捨ブロックとして，粒径約52cm相当（模型10～15mm，平均13mm）の捨石を計画河床高に敷き均し護床工とした。また，床止め工の設置に伴う右岸取り付け護岸前面が，前回の床止め工3基案では洗掘傾向となるため，今回は若干後退させ，現況高水敷の法線形で断面No.33附近まで延長した。なお，狭窄部附近については，図－9.35の河道形状図，および以下に述べるような対策工案を実施した。

① 右岸堤防沿い水衝部の洗掘対策

狭窄部から上流右岸側の水制配置は，前回の実験Ⅳ－2と同じである。水制の周囲は計画河床高とし，現地粒径約52cm相当の砕石によって，水制工の間および水制先端6ｍ範囲まで捨石を行った。また，右岸堤防護岸沿いの洗掘防止策として断面No.26～No.21間の最深河床部をＹ.Ｐ 26.6ｍ～Ｙ.Ｐ 26.0ｍ 高まで捨



図－9.35　床止め工案（2基）模型形状図

石（粒径約52cm相当の砕石）による対策を行った。

② 河道整正部の洗掘対策工

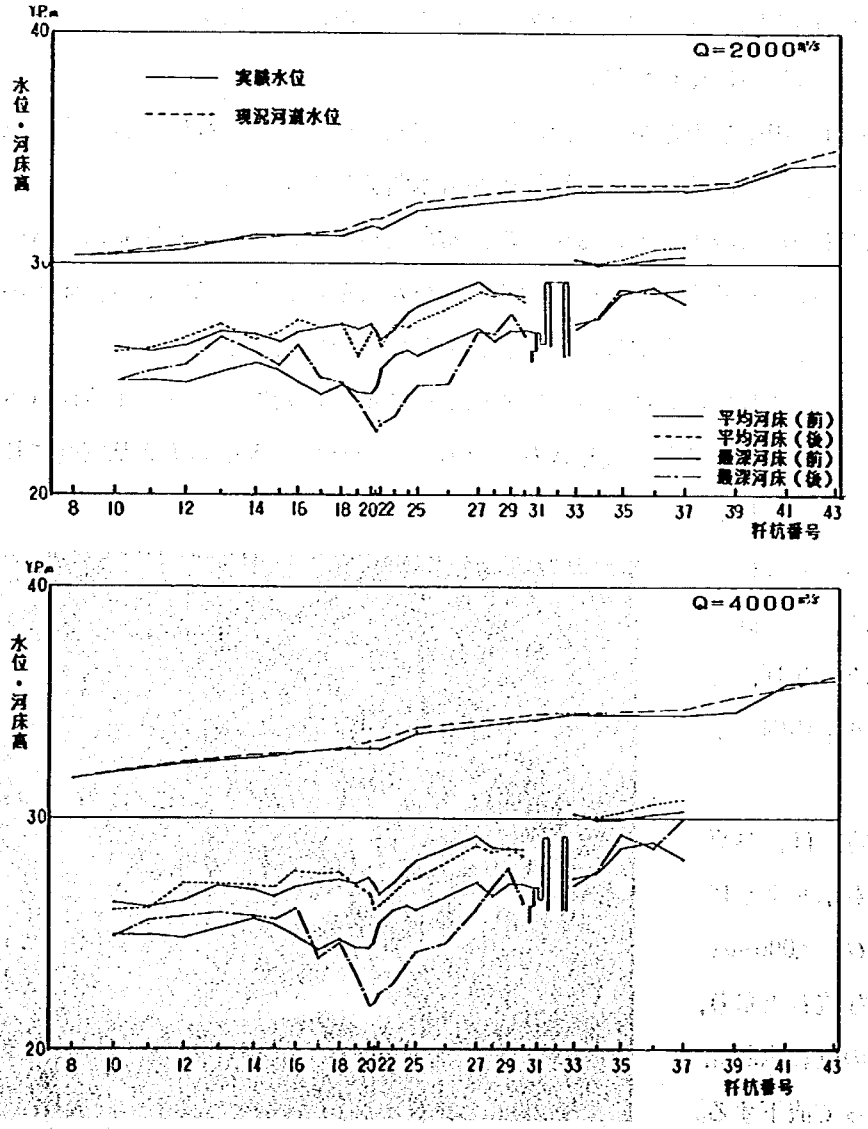
狭窄部右岸の河道整正部護岸，および床止め工の設置に伴う右岸取り付け護岸根固工として，粒径約68cm相当の砕石を用い，幅8.0m，厚さ1.0mの根固めを行った。

9－5－2 実験結果

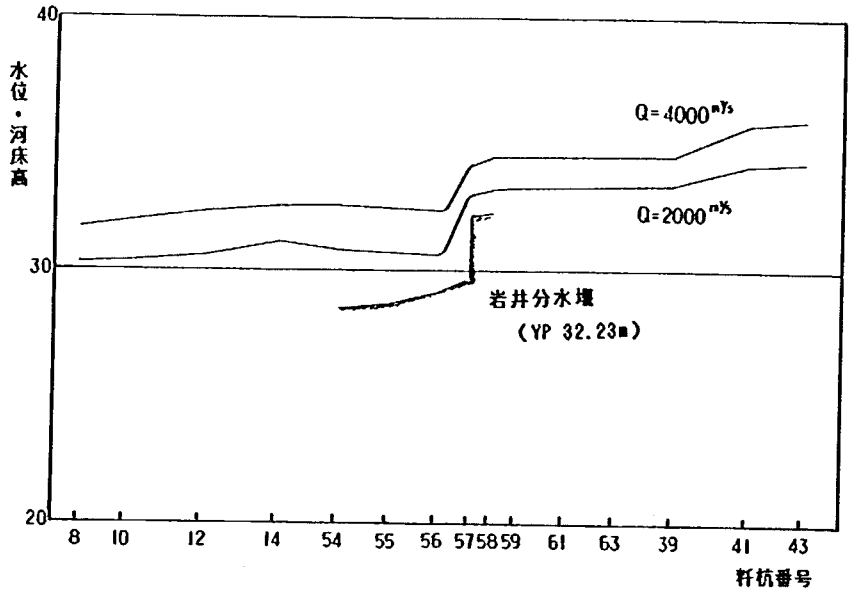
(1) 水位について

各流量に対する水位縦断図を移動床現況河道実験と比較して図－9.36に示す。この結果は，移動床現況時に対して床止め工直下流から狭窄部附近（断面No.18）では，河道整正によっていずれも水位が低い結果となっている。$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時で約0.4m程度，$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時で約0.2m程度の差である。

床止め工上流部については，$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時が現況よりも低めであるが，$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時ではほぼ同じ水位である。しかし，上流の固定床部と移動床との境界附近での河床変動によって，水位（断面No.39）が，約0.6m程度低く水面勾配が急変する結果となっている。



図－9.36.1 水位・河床高縦断比較図（CASE：V－1）



図－9.36.2　分水路側水位縦断比較図　CASE：V－1

(2) 流況について

各流量に対する流況図を図－9.37.1～9.37.2に示す。流況は，前回まで検討してきた河道整正案及び床止め工3基案と大きな違いは見られない。

$Q=2{,}000\,m^3/s$ では，田中橋附近から下流左岸で高水敷上に乗った流れは，岩井山流頭部附近で本川側へ戻るような傾向を示し，現況時より分流境界線が分水路側に若干寄った位置となる。床止め工上流の低水路内の流れは，ほぼ一様に流下しているが，現況時に比べて主流が若干右岸側に寄る傾向がある。これは，床止め工の設置に伴い岩井山流頭部へ集中する流れが分散されるためである。床止め工を越流する流れは，水面勾配が多少急になる程度でほとんど影響のない状況で流下する。

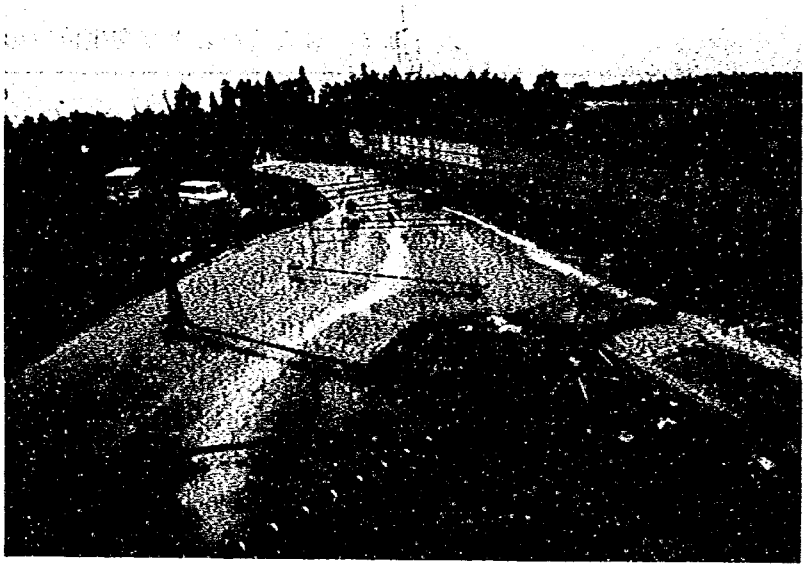
狭窄部では，水制の設置及び捨石による右岸水衝部の洗掘防止効果によって主流が低水路中央部に寄り，湾曲部下流左岸への流れの集中は多少緩和されている。そのため，床止め工3基案時に比べて湾曲部下流右岸（No21～No18）に発生していた剥離域はほとんど見られない。狭窄部下流では，計画橋の左岸橋脚附近が主流となり，現況時よりも主流が低水路側に寄る。

$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時では，写真－16.1～16.2にも示すように，床止め工上流部は $Q=2{,}000\,m^3/s$ 時に比べて直進的な流れとなり，岩井山上流右岸側の既設水制先端附近が主流となって流下する。分流境界線は田中橋附近の低水

写真－16.1　通水状況（ケースV－1－2，$Q=4000\,m^3/s$）

路左岸から岩井山流頭部への直線的な位置となる。岩井山流頭部へ当り，岩井山に沿った流れによって，床止め工直下流では左岸沿いが主流となって流下し，断面No22右岸へと集中する。

湾曲部を通過した流れは，No21～No18右岸沿いに剥離域を作ってNo18～No16左岸へと主流が向かっている。現況時に比べると狭窄部附近での諸対策の効果によって，主流は狭窄部の右岸堤脚沿いから離れ，剥離域も減少している。



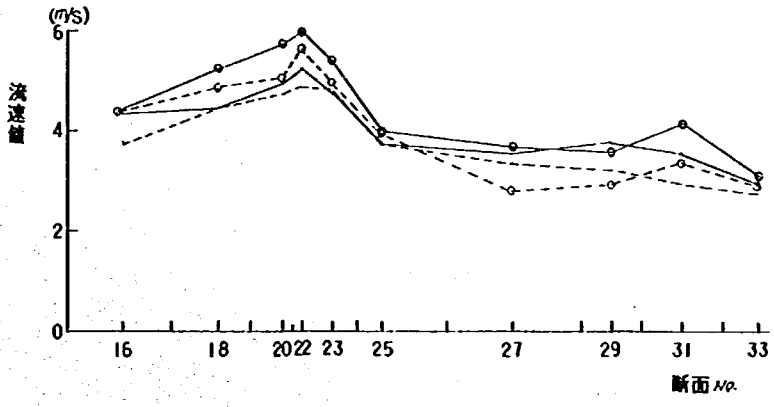
写真－16.2　通水状況（ケースV－1－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）

(3)　流速について

各断面の流速測定結果（6割水深）より平面流速分布を図－9.37.1～9.37.2の流況図に，最大流速縦断図を図－9.38に示す。また，表－9.3は最大流速値及び発生位置を断面毎に比較したものである。これによると，断面No25より上流では床止め工の有無にかかわらず，最大流速値及び発生位置についてはほとんど変化がない。

CASE	V-1-1		V-1-2		V-2-1.		V-2-2	
流量	2000 m³/s		4000 m³/s		2000		4000 m³/s	
断面	距離(m)	流速(m/s)	距離(m)	流速(m/s)	距離(m)	流速(m/s)	距離(m)	流速(m/s)
NO.33	190	2.75	160	2.96	210	2.93	180	3.12
NO.31	40	2.95	40	3.58	30	3.38	20	4.13
NO.29	130	3.26	130	3.78	150	2.93	110	3.58
NO.27	120	3.38	100	3.54	110	3.43	110	3.68
NO.25	120	3.73	120	3.73	110	3.94	100	3.99
NO.23	110	4.83	110	4.75	110	4.95	130	5.41
NO.22	110	4.90	120	5.25	120	5.62	120	6.01
NO.20	110	4.71	120	4.95	110	5.06	110	5.72
NO.18	90	4.44	100	4.45	100	4.85	90	5.25
NO.16	50	3.73	100	4.43	70	3.78	50	4.39
NO.58	230	3.05	150	3.98			180	4.29
凡例	———		———		—o—		—o—	

断面No25より下流側については，現況河道＋補強対策案実験と同様に最大流速が右岸堤脚沿いより離れた位置に発生している。これは，狭窄部右岸の護岸沿いの洗掘が防止され，最深部が低水路中央に移ったことにより，護岸沿いへの流れの集中が緩和されたためと考えられる。



図－9.38　最大流速縦断比較図

また，$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時と $Q=4{,}000\,m^3/s$ 時と比較した場合，最大

流速の発生位置は $Q=2{,}000\,m^3/s$ 時の方が右岸に寄っている。

表－9.3　最大流速および発生位置の比較

断面	$Q=2{,}000\,m^3/s$						$Q=4{,}000\,m^3/s$					
	今回		現況		現況＋補強		今回		現況		現況＋補強	
	横距 m	流速 m/s	横距 m	流速 m/s	横距 m	流速 m/s	横距 m	流速 m/s	横距 m	流速 m/s	横距 m	流速 m/s
29	130	3.26			120	3.23	130	3.78	120	3.43	120	3.42
27	120	3.38			120	3.45	100	3.54			100	3.62
25	120	3.73	160	3.81	110	3.60	120	3.73	140	4.08	110	3.79
23	110	4.83	140	5.76	130	4.61	110	4.75	150	5.73	130	4.81
22	110	4.90	130	5.29	110	4.83	120	5.25	140	5.32	130	5.52
20	110	4.71	130	5.42	110	4.81	120	4.95	130	5.29	110	4.88
18	90	4.44	90	4.80	70	4.78	100	4.45	110	4.41	90	4.93
16	90	3.73	110	4.68	50	4.04	100	4.43	60	4.20	30	3.57

※　横距(m)は，左岸杆杭からの距離で最大流速の発生位置である。

(4)　分流量について

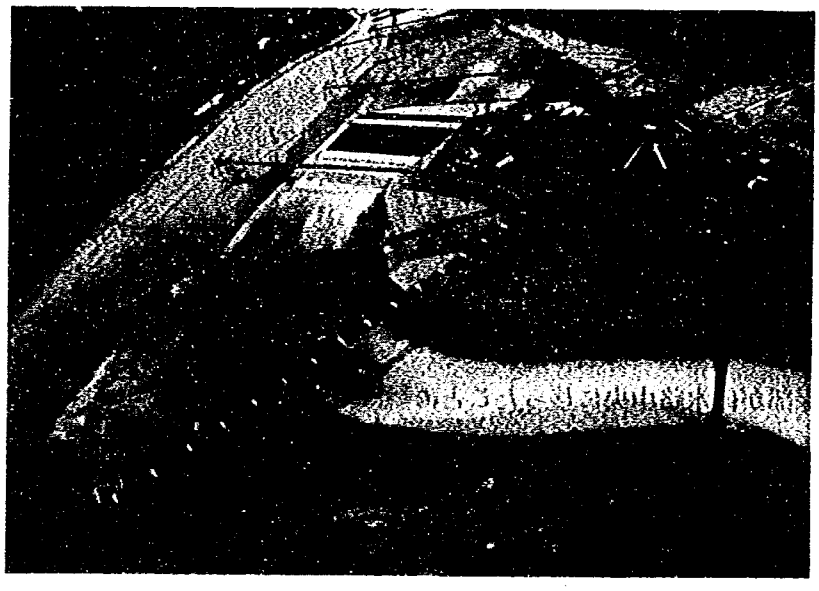
岩井山水路への分流量は $Q=4{,}000\,m^3/s$ の通水初期には $1{,}653\,m^3/s$ と固定床実験（$1{,}666\,m^3/s$）とほぼ同じ分流量が得られたが，時間の経過と共に減少し，最終的には $1{,}614\,m^3/s$ となり，計画分流には若干不足する結果となった。$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時では，時間の経過にかかわらずほぼ同じ分流量（$373\,m^3/s$）であった。この原因は，床止め工３基案と同様，移動床と固定床模型部の境界附近（№39）の洗掘土砂が，下流左岸寄りに堆積し，この地点で水位が低下して水面勾配も急変する。この影響によって主流は右岸側に寄り，河床変動とともに分流量が若干減少したものと考えられる。しかしながら，この結果は $Q=2{,}000\,m^3/s$ の通水による長期的な河床変動後のものであり，通常は固定床実験程度の分流は可能と考えられる。

(5)　河床変動状況

河床変動横断図を図－9.39.1～9.39.20に，等深線図を図－9.40.1～9.40.2に示す。

床止め工上流部では，固定床と移動床部の境界付近が洗掘され，下流の断面№37～№35間に若干堆積するものの，河床変動は非常に少ない。

床止め工周辺部では，特に問題になるような洗掘は生じておらず，床止め工右岸高水敷上および直下流も変化はみられない。



写真－17　通水後の河床状況（ケースV－1－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）

狭窄部上流左岸側では写真－

17にも示すように，整正部が多少洗掘され，湾曲流の影響でその下流断面No.27～No.21の左岸整正護岸沿い付近に堆積する。湾曲部右岸の水衝部となる護岸沿いは床止め工３基案実験，現況河道＋水衝部補強対策案実験での結果をふまえて，断面No.26～No.21の間に捨石を施工した。その結果は，これまでの実験同様，堤防護岸前面の洗掘は完全に防止することができ，捨石前面の河道中央に最深部が移るかたちとなり，Q＝2,000 m³/s からQ＝4,000 m³/s では，最深部の洗掘に大きな変化は生じていない。

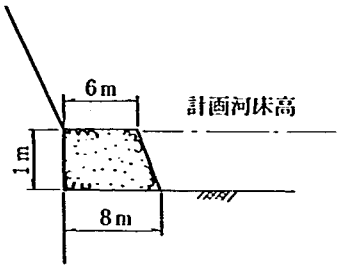
狭窄部下流では，水制および狭窄部右岸堤脚沿いの捨石によって，主流が左岸の下流側に移り，断面No.18～No.16の左岸整正護岸沿いが水衝部となる。これまでの実験で帯工等により護岸沿いの洗掘防止策を試してみたが，大きな効果は得られないことから，今回は河道整正護岸前面へ幅8.0ｍの根固め工のみを敷設した。この結果は，Q＝2,000 m³/s 時に狭窄部下流左岸側河道整正部の洗掘が進み，根固め工前面の３ｍ幅程度が崩落する状態となるが，Q＝4,000 m³/s 時では崩落した根固め工が洗掘を防止する形となって根固め工自体の崩落はQ＝2,000 m³/s 時以上は進まない。

左岸側河道整正部の洗掘土砂は，分水路の背割堤先端付近に堆積し，砂れき堆を形成する。狭窄部下流の低水路は，上流からの供給土砂によって堆積性の河道となる。

９－６　床止め工案（２基）河床低下時の検討

９－６－１　河道形状について

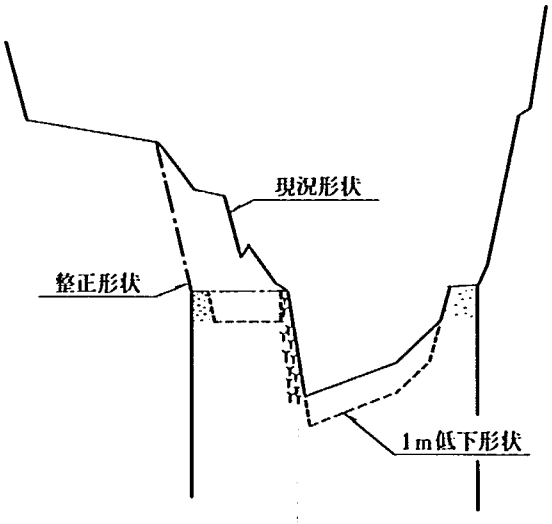
渡良瀬川河道は，現在も河床低下の傾向にあり，床止め工設置後の将来も河床が低下することが考えられる。そこで前述の床止め工案（２基）に対して，床止め工より下流側河道の低水路内河床全体が1.0ｍ低下した場合を想定したとき，局所洗掘状況や水理現象の変化を検討した。



整正部護岸根固工の低下案形状

河道形状は，床止め工から下流の低水路内を全体に1.0ｍ下げた状態とし，床止め工とともに水制や狭窄部右岸堤防沿いの根固め捨石工等は，現状の高さのままとした。河道整正部護岸根固め工については，根固め工前面が崩落することを考慮して右図のように設置した。

なお，河床低下状態に伴う模型下流端水位（31.75 km）は，河床低下量と同一の水位低下とはならないが，ここでは安全側を考慮し，河床低下分と同じ1.0ｍ下げて設定した。ただし，Q＝4,000 m³/s では限界水深が生じ，水位を1.0ｍ低く設定することは不可能であり，現況に対して0.95ｍ 水位を低下させた状態で検討した。



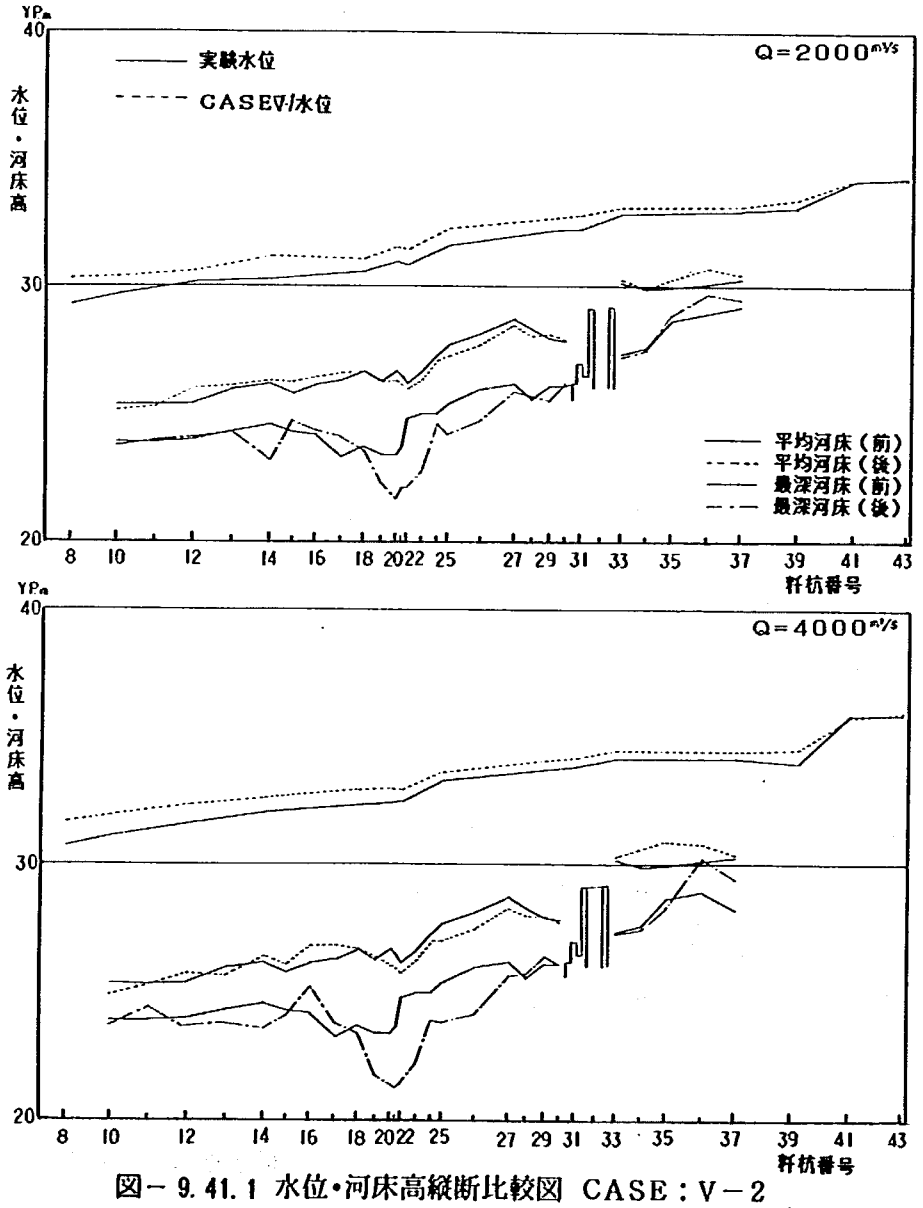
低水路の低下形状の例（断面No.21）

9－6－2　実験結果

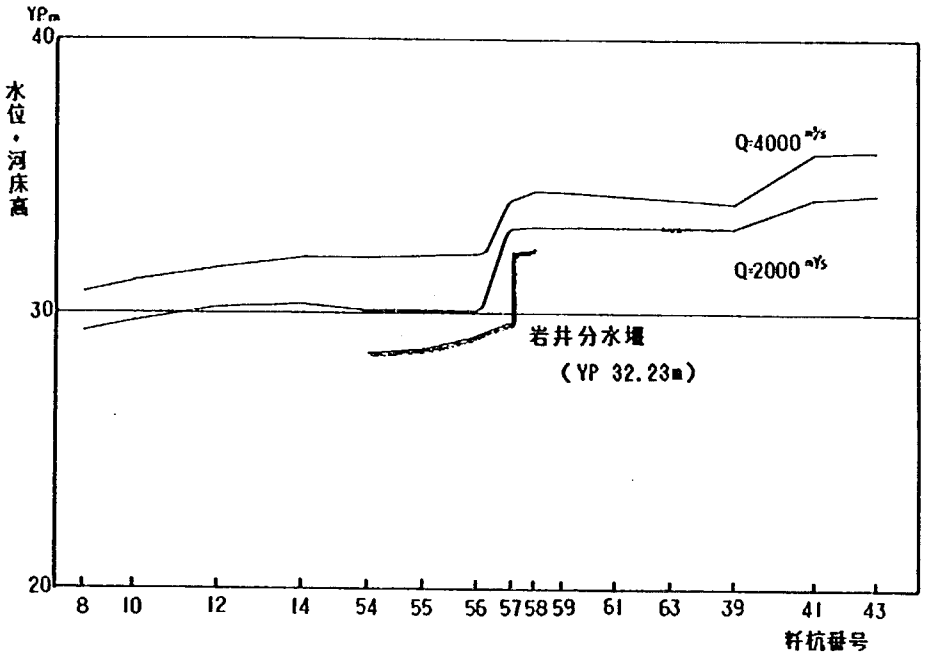
(1)　水位および分流量について

河床低下時の水位縦断を河床低下のない場合（実験Ｖ－１）と比較して示したのが図－9.41である。水位低下は断面№39まで影響をおよぼし，床止め工上流では $Q=2{,}000\,m^3/s$ で約0.2ｍ，$Q=4{,}000\,m^3/s$ で約0.3ｍの低下が生ずる。とくに $Q=2{,}000\,m^3/s$ では床止め工上下流の水位差は約60cmとなり，通常時に対して２倍に増大し，水面勾配の変化も大きい。しかしながら，水位低下による狭窄部付近の横断方向水位差は，河床が低下していない場合と大差はなかった。

岩井分水堰上流の水位は本川側が低下した影響によって，$Q=2{,}000\,m^3/s$ で15cm，$4{,}000\,m^3/s$ 時で7.0cm低下し，分流量もそれぞれ $277\,m^3/s$，$1{,}511\,m^3/s$ に減少し，分流開始流量は，$1{,}100\,m^3/s$ 付近（河床低下のない場合約 $1{,}000\,m^3/s$）であった。この分流量は河床が低下しない場合に対して，$Q=4{,}000\,m^3/s$ で約10%，$Q=2{,}000\,m^3/s$ で約25%の減少となる。よって，床止め工設置後でも河床低下が進行すれば，中小洪水時に分流量はより減少する傾向となる。ただし，実際の河床低下は低水路河道内全体に生ずる可能性は少なく，このような場合の分流量の減少はもっと小さいと考えられる。



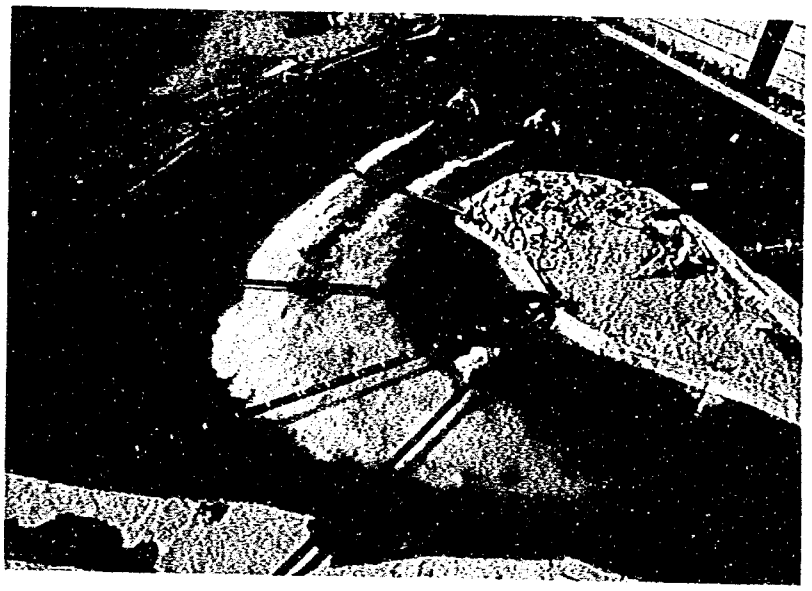
図－9.41.1 水位・河床高縦断比較図　CASE：V－2



図－9.41.2　分水路側水位縦断比較図　CASE：V－2

(2)　流況について

各流量に対する流況図を図－9.42.1～9.42.2に，Q＝4,000 m³/s時の床止め工付近流況を写真－18に示す。流況的には，河床低下のない場合に対して大きな変化はみられない。床止め工上流部では分流境界線が前回の実験V－1に比べていくぶん分水路側に移り，低水路内の流れも主流は河道中央寄りとなって流下する。床止め工の上下流では，Q＝2,000 m³/s で水面勾配が大きくなるが，流況的には跳水等の現象は生じなかった。



写真－18　通水状況（ケースV－2，Q＝ 4,000 m³/s）

狭窄部では，湾曲流となり断面No24～No22右岸根固め工上が水衝部となり，狭窄部下流の断面No18左岸整正護岸沿いに主流が向かう。また，水位が低下したことにより，断面No20～No19右岸沿いの剥離領域が減少するようであった。

(3)　流速について

各断面の平面流速分布は前述した流況図に，最大流速縦断図は先に述べた実験V－1の結果の図－9.38に示した。河床および水位の低下によって，狭窄部付近の最大流速は全体に速くなり，河床低下のない場合（実験V－1）に対して，約10%程度増大する結果となった。縦断方向の最大流速は，実験V－1と同

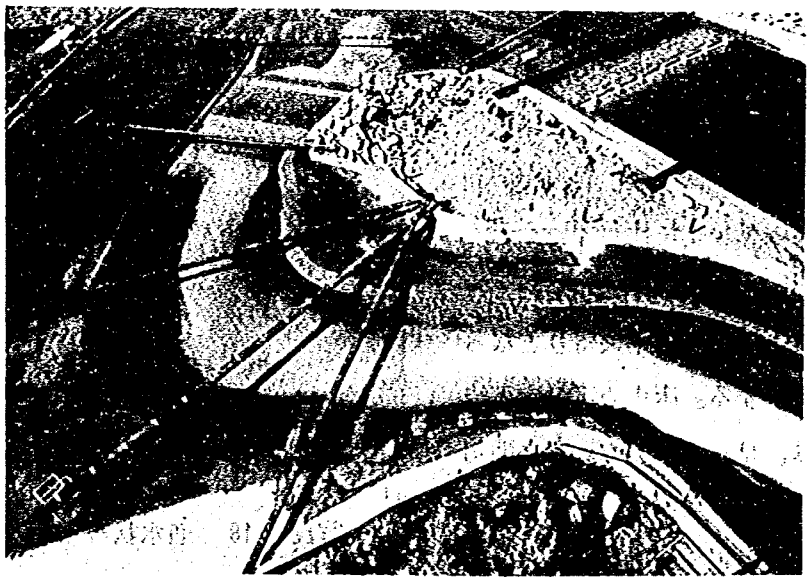
様，断面No.22に発生し，$Q=4{,}000\,m^3/s$ で $V_{max} \fallingdotseq 6.0\,m/s$（実験V－1では $V_{max} \fallingdotseq 5.25\,m/s$）となる。また，河床低下によって，断面No.20，No.18で流速がとくに増大する傾向がみられる。しかしながら，断面内で最大流速発生位置はほとんど変わっておらず，したがって水衝部位置も変化するようなこともなく，実験V－1と大きな違いは認められなかった。

(4) 河床変動状況

河床変動横断図を図－9.43.1～9.43.20に，等深線図を図－9.44.1～9.44.2に示す。床止め工上流側については，河床を下げていないため，水位低下の影響によって，断面No.36～No.35付近の堆積量が増え，とくに断面No.35付近で約2m程度の堆積を示した。これは，固定床と移動床部との境界となる断面No.39～No.37間が，水位低下によってより洗掘され，その下流部へ堆積したものと考えられる。また，床止め工上流部の岩井山流頭部付近では，水位低下にかかわらず安定した砂州を形成している。このことより，上流からの流送土砂は断面No.36～No.35付近で砂礫堆を形成することがわかる。

床止め工周辺部では，$Q=2{,}000\,m^3/s$ で水面勾配が急となり，流速が速くなるものの，下流部で洗掘されることはない。

床止め工下流では，低水路内の河床を全体に1m程度下げてあることにより，極端に洗掘が進む現象はみられず，むしろ河床低下の分だけ洗掘量も軽減する状況であった。したがって，写真－19にも示すように，水衝部となる狭窄部右岸の堤防護岸沿いに施工した捨石の前面における洗掘は，2～3m程度と減少し，また左岸河道整正部護岸付近に堆積する範囲も断面No.24～No.21と狭くなる。



写真－19　通水後の河床状況（ケースV－2－2，$Q=4{,}000\,m^3/s$）

狭窄部下流では，断面No.19～No.16左岸の河道整正部護岸沿いの洗掘範囲はほとんど変わらず，No.18付近の根固め工の崩落が多少大きい程度である。

以上の結果より，狭窄部付近では，最深河床高も河床低下がない場合とほぼ同じ状態であり，河床低下によって局所洗掘が増大することはなかった。しかしながら，河床低下は河道断面の局所的な場所で進行することが多く，そのような場合には構造物周辺の洗掘も増大することが考えられる。したがって，将来は対策工がさらに必要となることが生ずる可能性もあろう。

9－7　実験結果のまとめ

狭窄部上流床止め工案について，施工段階時も含めた洪水時の河床変動状況とその対策案の検討を行った。この実験で得られた主な結果と問題点をまとめると次のようである。

9－7－1　河道整正と水制設置時の現象について

(1) 河道整正によって，狭窄部付近および上流では現況河道時より水位が低下する。とくに流量の小さい場合の水位低下が顕著であり，狭窄部上流では$Q=1{,}000\,m^3/s$ で約 0.6 m，$Q=4{,}000\,m^3/s$ で約 0.2 m の低下となる。

(2) 主流部の流れは，現況河道時と大差はなく，岩井山流頭部から左岸寄りを走り，断面No.23付近右岸へと集中する。さらにこの流れは断面No.21付近右岸から剥離して断面No.18～No.17左岸へと向かい，計画橋（福寿橋）の左岸橋脚付近が主流となる。

(3) 河道整正によって狭窄部付近の最大流速は若干減少し，その発生位置も堤防護岸沿いから多少離れた所に移り，流れの集中傾向は若干緩和される結果が得られた。しかし，狭窄部上流では水位低下によって，流速が若干増加する傾向にあった。

(4) 分流量は，本川側河道の疎通能力が増大したことによって，$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時 291 m^3/s（現況河道 414 m^3/s），$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時 1,461 m^3/s（現況 1,693 m^3/s）と現況河道時より減少した。

(5) 河道整正と水制の設置によって，狭窄部上流岩井山側の洗掘傾向が強まり，この土砂が下流（断面No.27～No.21）左岸の河道整正部護岸沿いに堆積する状況であった。

(6) 水衝部となる狭窄部右岸堤防護岸沿いの局所洗掘は，現況時よりも全体に小さい傾向となる結果が得られた。しかし，最深部は現況時より下流側に移り，断面No.21右岸では洗掘が大きくなる結果が得られた。

(7) 狭窄部上流および右岸水衝部一帯の洗掘土砂は，砂礫堆を形成しながら狭窄部下流右岸側に伸びて堆積する。このため反対の左岸側に主流が寄る傾向となり，河道整正部の洗掘を増大させている。

(8) 左岸河道整正部の洗掘は，断面No.19～No.17間でかなり大きく（約 3.0 mの洗掘），護岸根固工前面が崩落する状態となり，この洗掘は$Q=1{,}000\,m^3/s$，および 2,000 m^3/s で進行し，4,000 m^3/s 時には差程増大しない状態であった。

(9) 狭窄部から上流右岸側に設置した水制は，先端付近の捨石工周辺や水制間も洗掘は全く受けず，捨石工による対策を行っておけば洗掘防止は可能と考えられる。ただし，小出水時には水制先端付近が水衝部となることも考えられ，そのような場合の対策等も十分留意する必要があろう。

9－7－2　床止め工１基施工時の現象について

(1) 湾曲部付近の水位は，河道整正のみの場合と同様，現況河道時より若干低く，とくに流量の小さいときの低下が顕著であった。また，床止め工を設置したにもかかわらず，この付近の水位は河道整正のみの場合とほぼ同一であり，床止め工１基では分流機能回復等の効果は少ないようであった。

(2) 床止め工上の流れは，他の地点に比べて若干水面勾配が急になる程度で，射流あるいは跳水が発生するような現象は見られず，ほとんど影響のない状況で流下する。

(3) 床止め工付近から上流では，各流量時とも流れが若干右岸側に広がる傾向が見られた。これは床止め工設置に伴う右岸側の河道整正と床止め工によって，岩井山流頭部左岸へ集中する流れが多少緩和されるためと考えられる。

(4) 床止め工直下流付近での主流部は依然として左岸寄りにあり，湾曲部および下流全体の流れの状況も，河道整正のみの場合とほとんど同じである。よって，床止め工が下流側全体の流況，流速を変えるほどの影響はないと考えられる。

(5) 分流量は，$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時 $1{,}537\,m^3/s$ の分流となり，床止め工1基の設置によって，河道整正時（$1{,}474\,m^3/s$）より若干増加した。しかし $Q=2{,}000\,m^3/s$ では効果は少なく，河道整正時（$291\,m^3/s$）とほぼ同じ $297\,m^3/s$ の分流量である結果が得られた。

(6) 床止め工の設置に伴い，右岸取付け護岸前面の河道整正と，この部分から上流での現況河床とのすり付けによって，河床勾配が若干大きくなる。このため，床止め工上流の砂州が移動して，床止め工右岸および護床工の上に堆積する状況が生ずる。

(7) 床止め工下流の湾曲部右岸側堤防護岸沿い水衝部の洗掘，および狭窄部下流側の河床変動状況は河道整正のみの場合とほとんど同じ状態であった。

9－7－3　床止め工案完成時の現象

(1) 床止め工3基案，および床止め工3基のうち中央部1基を取り除き，床止め工間は捨石によって計画河床高とした床止め工2基案では，分流量も含め，水理的な現象はほぼ同じとなる結果が得られた。また床止め工周辺では両者とも問題となるような洗掘も生じないことが明らかとなった。よって，床止め工は中央部1基を取り除いた2基案で設置位置，構造とも問題はないと考えられる。

(2) 狭窄部付近の水位は，現況河道時と同様，河床の変化等によって，固定床実験より高い状態を示している。しかし，床止め工より上流部では，各流量時とも固定床実験の結果とほぼ同じ水位となる結果が得られた。

(3) 床止め工の設置によって，水衝部となる岩井山流頭部左岸へ集中する流れが分散され，床止め工付近から上流では右岸側の流れが若干強まる傾向が見受けられた。

(4) 床止め工下流の流況は，これまでの結果と同様に，床止め工直下流で主流は左岸寄りを走り，湾曲部右岸の断面No.24～No.22付近に流れは集中する。その後断面No.21付近で右岸から剥離し，断面No.19～No.16付近左岸の河道整正部へ流れが集中する。この状況はこれまでの段階施工時の場合とほぼ同じであり，この部分は湾曲度が強く，また河道幅も狭いため，この形状によって流況が決まり，床止め工が主流部の位置や水衝部の範囲等を変えるほどの影響はないと考えられる。

(5) 流速は固定床の結果より河床変化等によって減少し，流量の違いによる最大流速の変化も少ない。また，施工段階時と比較してもとくに顕著な差は認められないが，床止め工より上流部付近では，右岸高水敷上を流れる量が多くなり，流速値も若干大きくなる現象が生じている。

(6) 岩井分水路への分流量は，全流量 $Q=2{,}000\,m^3/s$ で $373\,m^3/s$，$Q=4{,}000\,m^3/s$ に対しては $1{,}657\,m^3/s$～$1{,}614\,m^3/s$ と，施工段階時よりは増加したものの，時間の経過によって計画分流には若干不足する結果となった。しかしながら，この結果は相当長期的な河床変動後のものであり，通水初期では固定床時と

同じ分流量となっていることから，通常はほぼ計画分流はすると考えてよいと思われる。

(7) 床止め工右岸の護岸沿いには，上流から砂礫堆が伸びて堆積する傾益となる。また床止め工周辺では問題となるような洗掘は生じなく，右岸高水敷および床止め工直下流ともとくに変化は見られなかった。

(8) 狭窄部付近では，湾曲内側の河道整正部護岸沿いで堆積傾向を示し，反対側右岸沿いの水衝部は現況河道時より，若干下流側に移る。しかし，右岸堤防護岸沿いは，捨石の効果によって，洗掘は防止され，代わりに捨石工前面が洗掘を受け，最深部の位置が河道中央寄りとなり，洗掘深は現況時より軽減する。なお，この場合$Q=2{,}000\,m^3/s$ で洗掘が進行し，$4{,}000\,m^3/s$ 時ではあまり増大しない結果となっている。

(9) 狭窄部下流左岸の河道整正部は約3.0mの洗掘が生じ，反対右岸側の現況低水路部は堆積する状況を示す。この場合，$Q=1{,}000\,m^3/s$ で河床変動が進行し，$2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$ ではあまり変化しない結果が得られた。

(10) 河道整正時における計画橋（福寿橋）の右岸側橋脚周辺の洗掘は非常に少ない。しかし，左岸側橋脚では，$Q=1{,}000\,m^3/s$ の通水30分で4.0mの洗掘となり，その後は差程変化はなく，$2{,}000\,m^3/s$ 時で約5.0m（洗掘範囲8～9m）の洗掘でほぼ安定する。なお，洗掘深は水理量が増大しても掃流砂による埋めもどしによって一定値となる傾向を示す。

9－7－4　水衝部等の諸対策について

(1) 河道整正の法線形は，固定床実験において検討したものであり，湾曲部下流で若干の堆積が生ずるものの，狭い範囲での形状として最良と言うべき線形と考えられる。

(2) 狭窄部から上流右岸側に配置した水制は，床止め工案完成時（実験Ⅳ－2）に用いた諸元とし，断面No.29～No.21間に12基設置するのが妥当であった。この場合，段階施工時でも床止め工付近から下流の流況に有意な差は見られないことから，同一諸元を用いれば問題はないと考えられる。

(3) この水制工は主流が直接堤防沿いを走るのを防止し，水衝部を右岸堤脚部から遠ざけ，直接的な堤防への影響を軽減するのに効果的である。

(4) 水制工の間および水制先端6m範囲に対しては，粒径約52cm相当の捨石工による洗掘対策を行った。その結果，水制周辺での洗掘はほとんど受けず，洗掘防止が可能であった。ただし，$1{,}000\,m^3/s$ 以下の小洪水では，水制先端付近が水衝部となることも考えられ，その場合の対策等も十分留意する必要があろう。

(5) 岩井山側沿いから下流左岸側の河道整正に伴う護岸根固工として，粒径約68cm相当の砕石を用い，幅8.0m，厚さ1.0mに護岸根固めを行った。この護岸根固め工前面では，断面No.19～No.16間が洗掘を受け，根固め工前面が一部崩落する状態となる。しかしながら，根固め工幅の半分以上は沈下することもなく，初期形状を保っており，護岸前面の洗掘防止としての根固め工幅は8m程度で良いと考えられる。なお根固め工の前面にさらに帯工状の根固めを設置した検討も行ったが，洗掘は若干軽減されるものの，効果的ではなかった。

(6) 狭窄部右岸堤防沿いの水衝部対策として，断面No.26～No.21間の最深河床部をY.P 26.6m～Y.P 26.0m高まで捨石（径約52cm相当の砕石）を行った。その結果，堤防護岸沿いの洗掘は防止され，最深部の位置が低水路側に移り，洗掘も軽減されることが明らかとなった。

(7) 計画橋（福寿橋）橋脚周辺の局所洗掘対策としては，橋脚周囲8.0mを根固工等によって保護敷設

すれば，洗掘防止が可能である。ただし，左岸橋脚は，上下流河床自体が洗掘を受けるため，根固工周囲が崩落する状況にあった。

(8) なお，橋梁架設に際し，左岸側橋脚で計画河床高より6.0m，右岸側橋脚で現河床より約3.0mの洗掘，および将来の河床低下等に対しても十分耐え得る根入れ等を考慮した設計を行えば，橋脚自体の洗掘に対する安全性は確保できると考えられる。

(9) 以上，水衝部の諸対策は各施工段階時から，完成後において検討した結果であるが，河道整正と水制設置時から生ずる現象であるので，実際の施工に際しては，この時点で対策を行う必要があろう。

9－7－5 床止め工設置について

(1) 水衝部対策として，狭窄部を河道整正すると本川の流下能力が増大し，分流量が減少する結果となる。また，本川側は湾曲流による流れの集中によって，局所洗掘が生じ，さらに本川流下量を増大させる危険性が高い。したがって，計画分流を維持するためには床止め工が必要となる。

(2) 床止め工1基設置時は，施工段階であって，実験結果としては分流量が不足するものの，その周辺で問題となるような洗掘は生じなかった。

(3) 床止め工完成時では，この床止め工から上流で現況時より流れが若干右岸側に寄る傾向が見られる。しかし，下流への大きな影響はなく，また，床止め工3基案および3基案のうち中央の1基を取り除き，床止め工間は捨石によって計画河床高とした床止め工2基案とも，床止め工周辺で問題となるような洗掘は生じない。よって，この床止め工2基案で設置位置，構造とも問題はないと考えられる。

(4) 床止め工2基完成時の分流量は，通水初期にはほぼ計画分流となるものの，時期の経過によって若干不足する結果となった。しかしながら，この結果は，$Q=2{,}000\,m^3/s$ 通水による長期的な河床変動後のものであり，通常は固定床実験程度の分流（$1{,}670\,m^3/s$）は可能と考えられる。

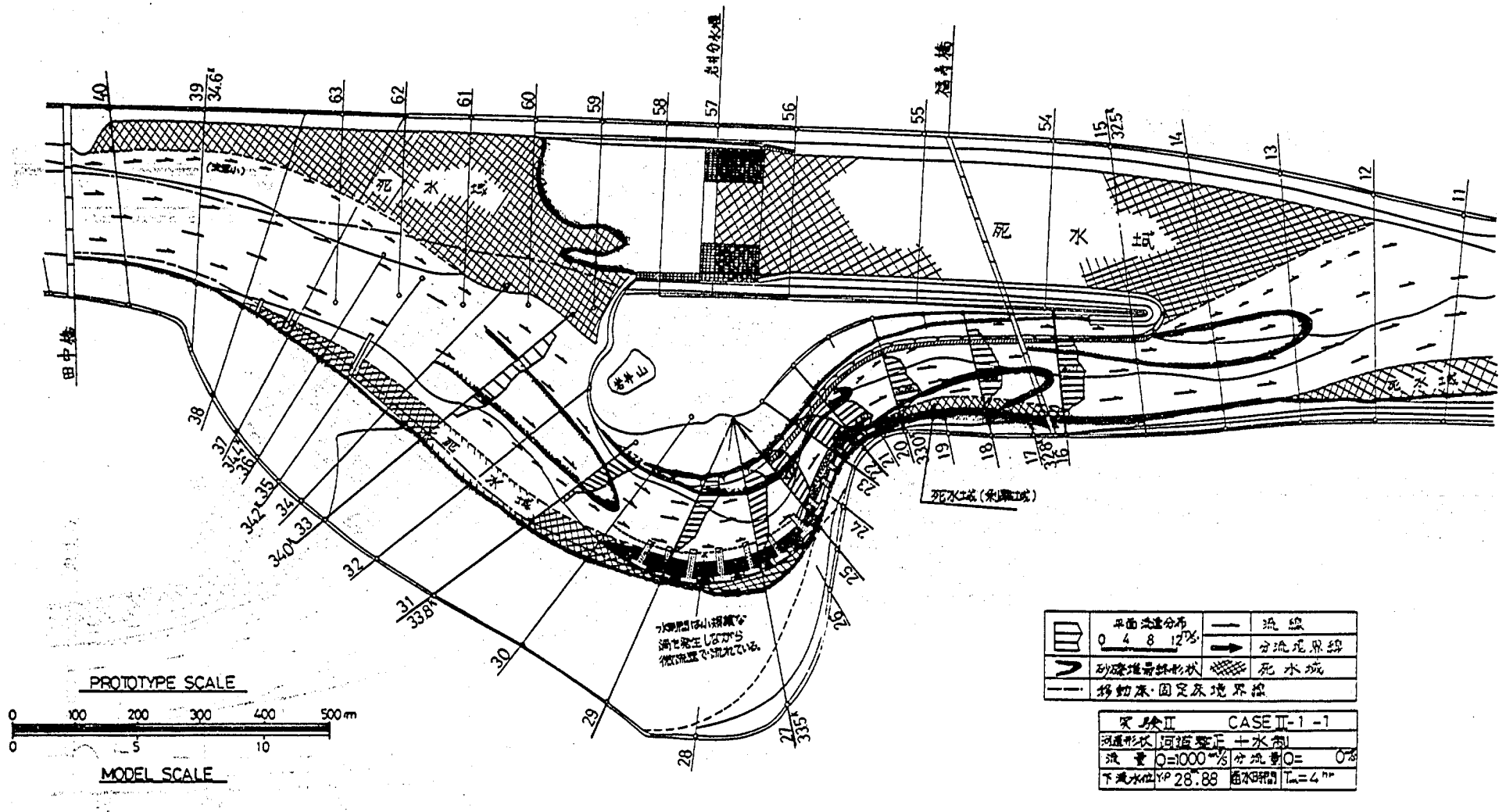
9－7－6 床止め工（2基）案に対する河床低下時の現象

(1) 床止め工設置後の将来，床止め工下流河道で河床低下が進行した場合を想定（低水路内河床および下流端水位を1.0m下げた）した検討では，狭窄部付近の最大流速は通常時に対して約10%程度増大する。

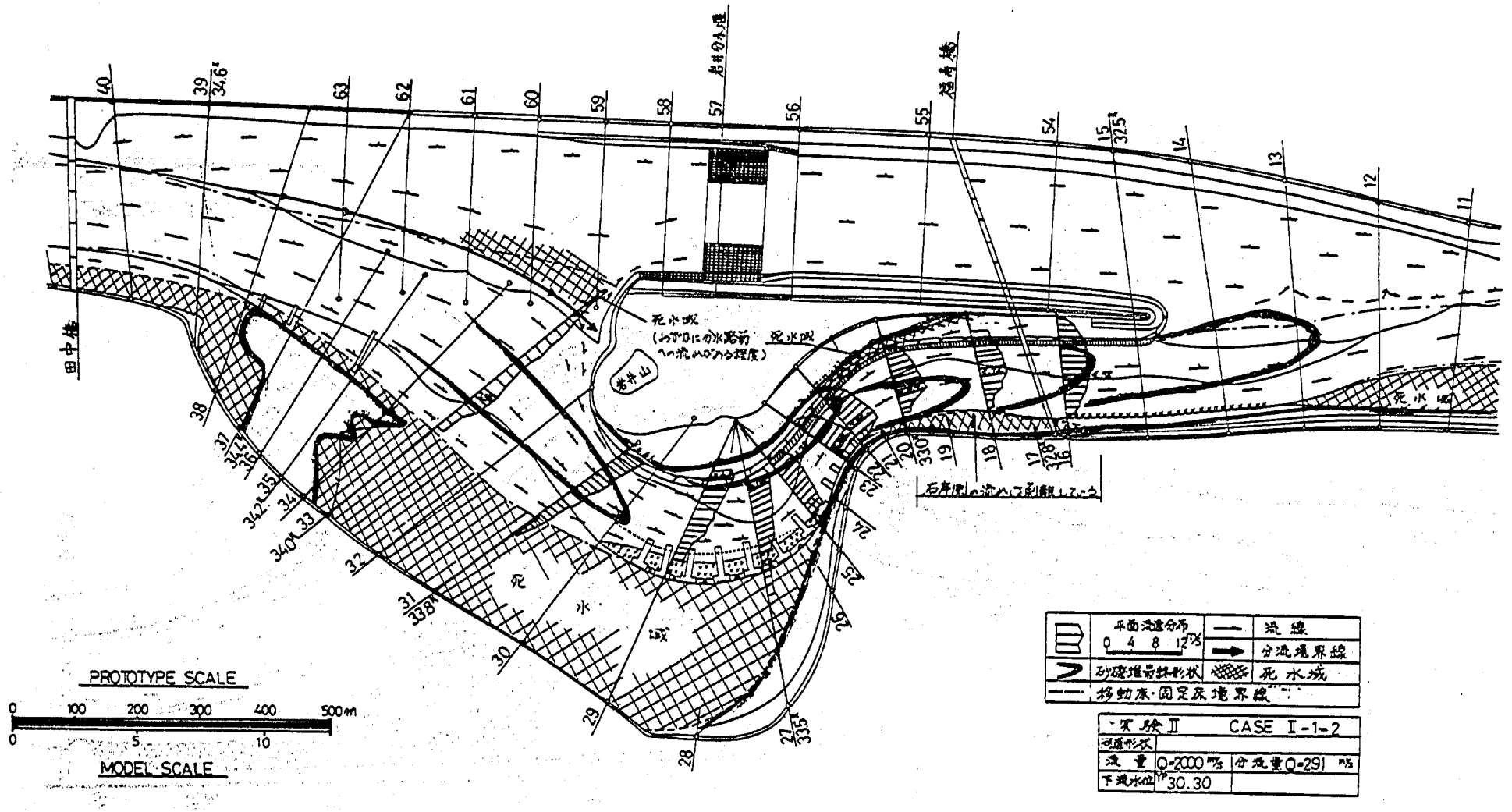
(2) 水位低下は床止め工上流まで影響をおよぼし，$Q=2{,}000\,m^3/s$ で約0.2m，$Q=4{,}000\,m^3/s$ で約0.3mの低下が生ずる。このため分流量も河床が低下しない場合に対して $Q=2{,}000\,m^3/s$ で約25%，$Q=4{,}000\,m^3/s$ で約10%減少し，分流開始流量は約 $1{,}100\,m^3/s$ 付近（河床低下のない場合約 $1{,}000\,m^3/s$）となる結果が得られた。ただし，実際の河床低下は，低水路内河道全体に生ずる可能性は少なく，このような場合の分流量の減少はもっと小さいと考えられる。

(3) 狭窄部付近では，ほぼ河床低下の分だけ洗掘量も軽減する。したがって，最深部の河床高も河床低下のない場合とほぼ同じ結果が得られた。

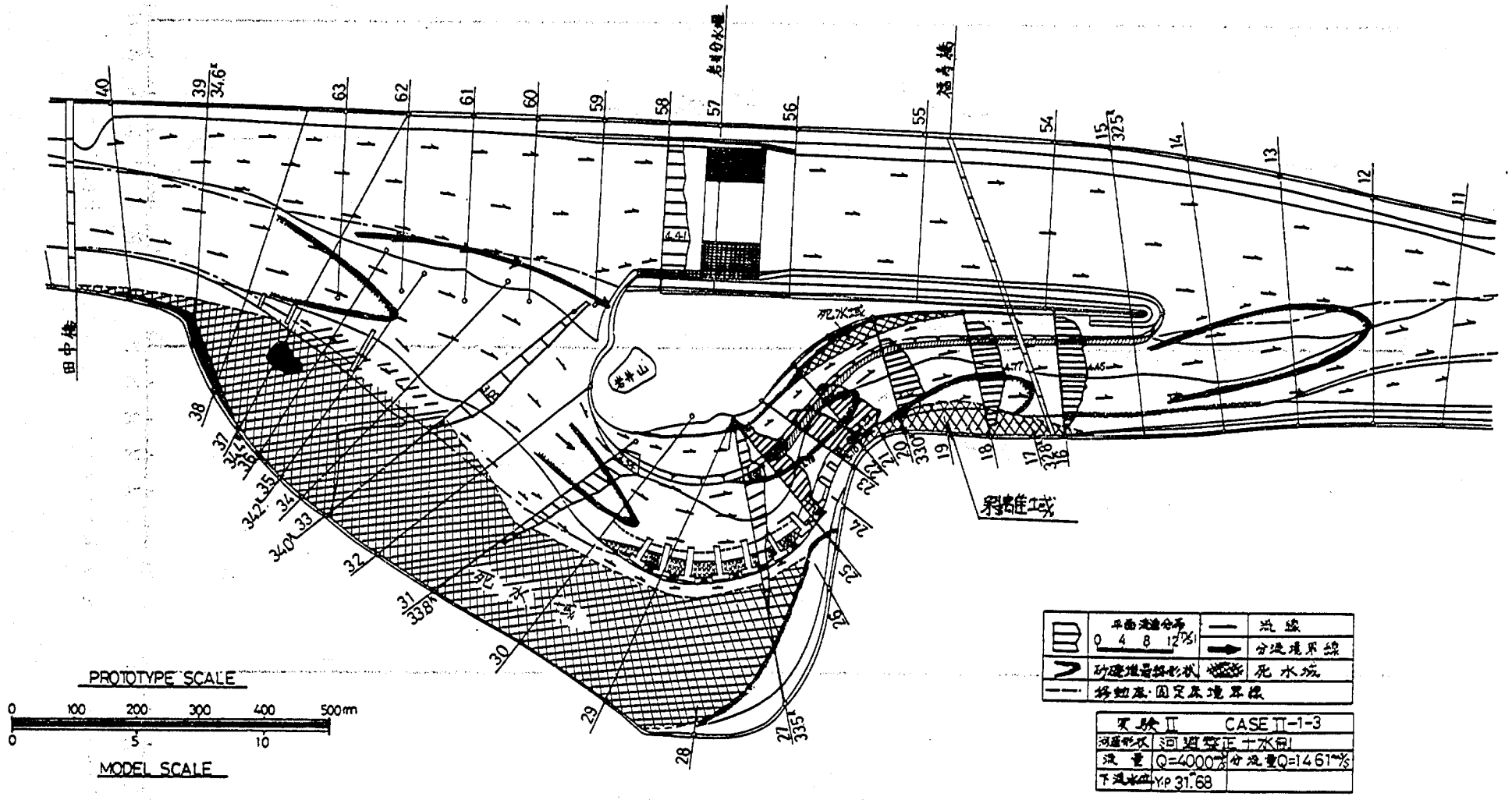
(4) よって，床止め工や水制等の諸対策構造物周辺でも，河床低下によって局所洗掘が増大することはなく，とくに問題点は生じなかった。しかしながら，河床低下は，河道断面の局所的な場所で進行することが多く，そのような場合には構造物周辺の洗掘も増大することが考えられる。したがって，将来は対策工がさらに必要となることが生ずることもあろう。


田中橋
死水域
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 4 8 12%
流線
分流元界線
砂礫堆積形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験II CASE II-1-1
河道形状 河道整正 十水制
流量 Q=1000 m³/s 分流量 Q= 0%
下流水位 Y.P 28.88 通水時間 T=4 hr

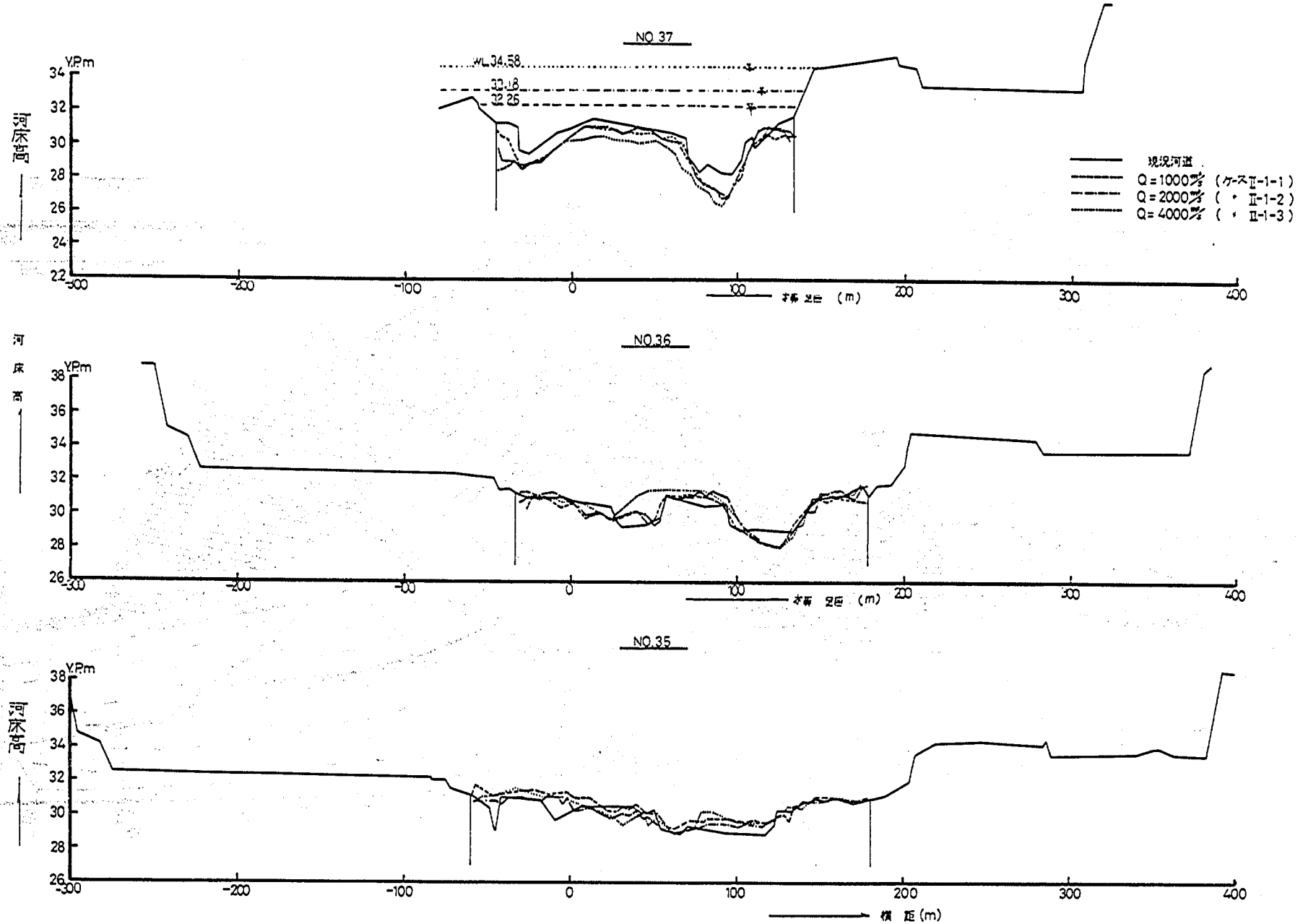
図—9.3.1 流　況　図


田中橋
岩村田大橋
信濃橋
死水域
(わずかに水路前への流入がある程度)
死水域
岩井山
死水域
死水域
石斜堤の流入は別報してください
平面流速分布
0 4 8 12 m/s
流線
分流境界線
砂礫堆骨材形状
死水域
移動床・固定床境界線
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
実験Ⅱ CASE Ⅱ-1-2
河道形状
流量 Q=2000 m³/s 分流量Q=291 m³/s
下流水位 30.30

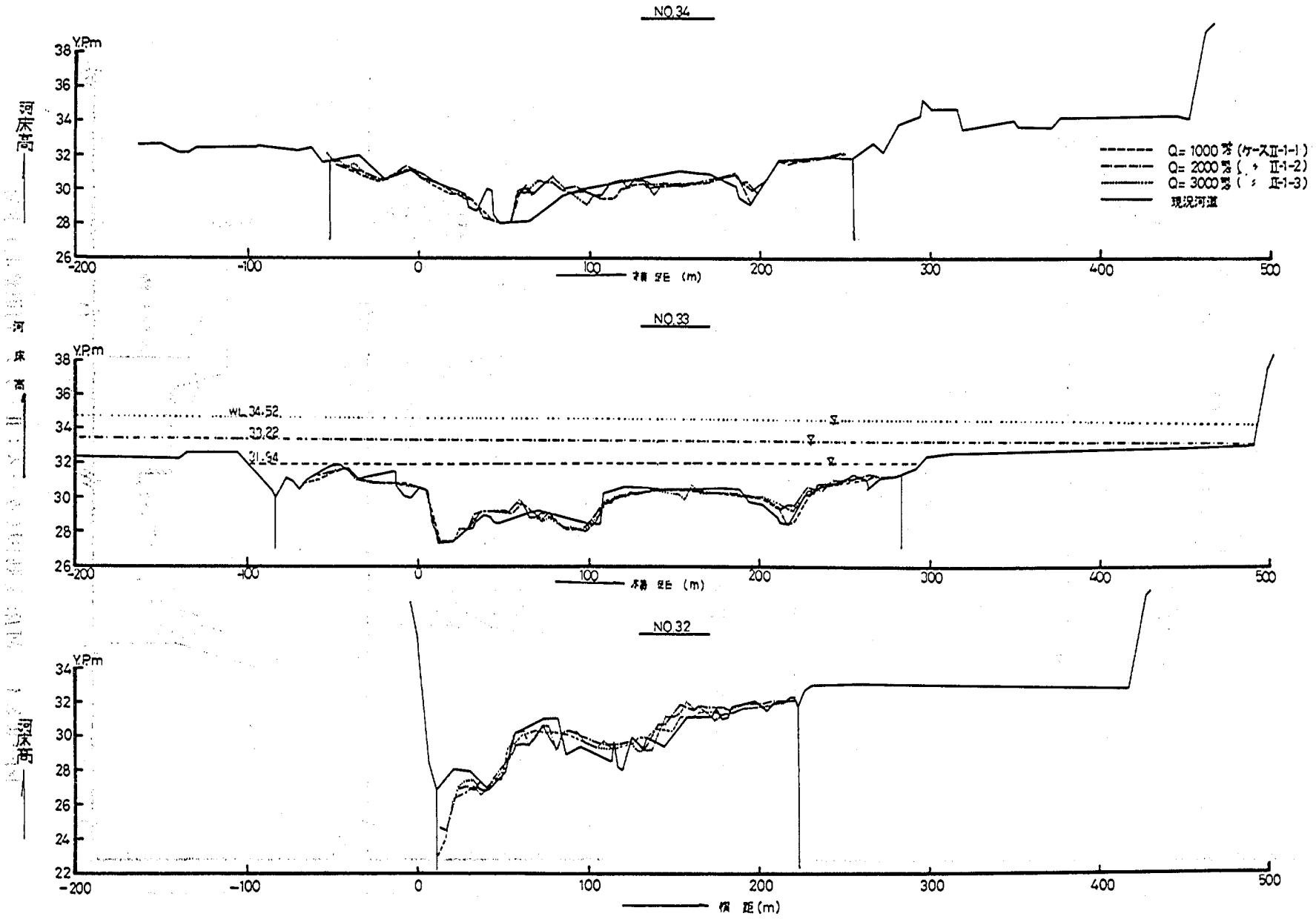
図—9.3.2 流　況　図


田中橋
福寺橋
死水域
彩雲山
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 4 8 12 (m/s)
流線
分流境界線
砂礫堆積形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験 II CASE II-1-3
河道形状 河道整正 十水制
流量 Q=4000m³/s 分流量Q=1461m³/s
下流水位 Y.P 31.68

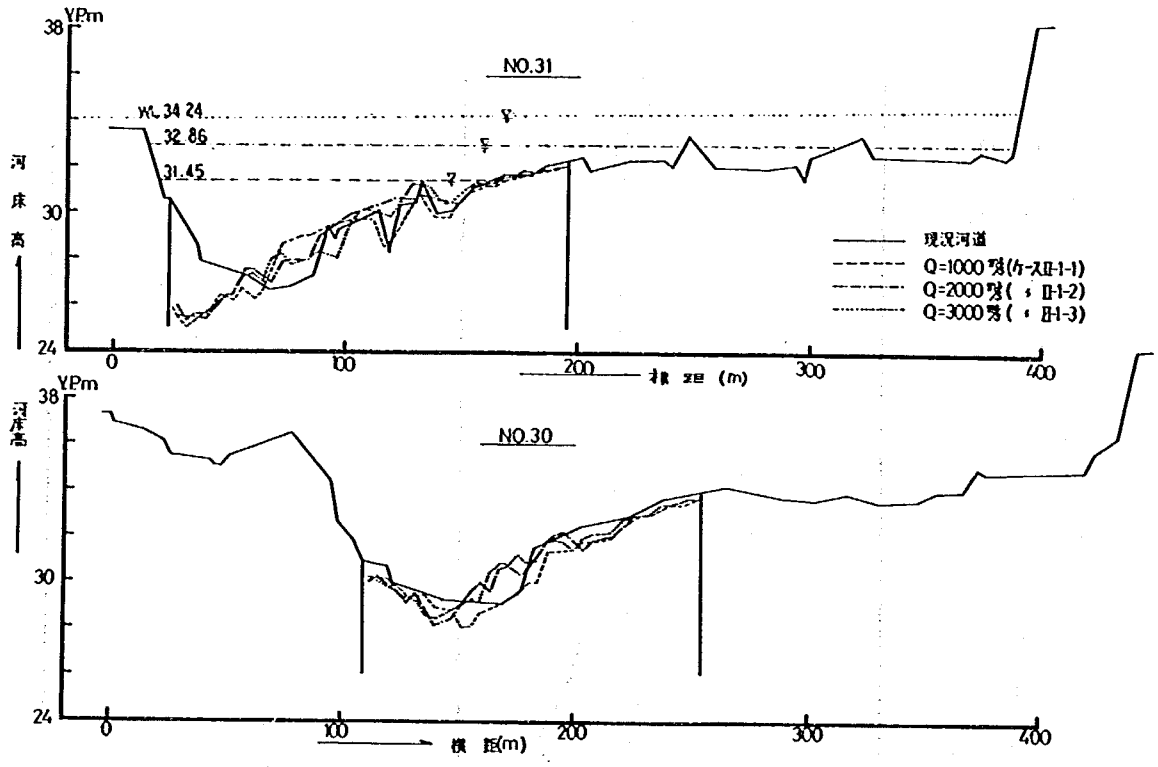
図—9.3.3 流　況　図



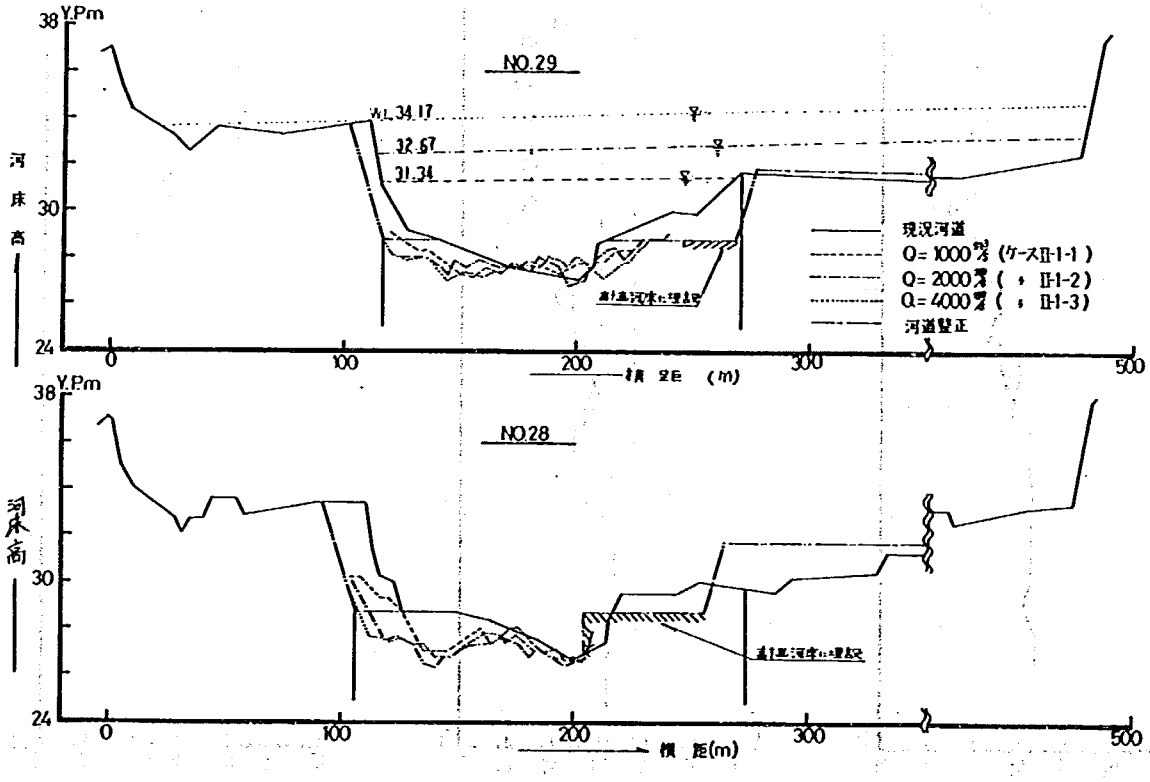
図— 9. 5. 1　河床変動図（ケース：Ⅱ－１）　河道整正＋水制



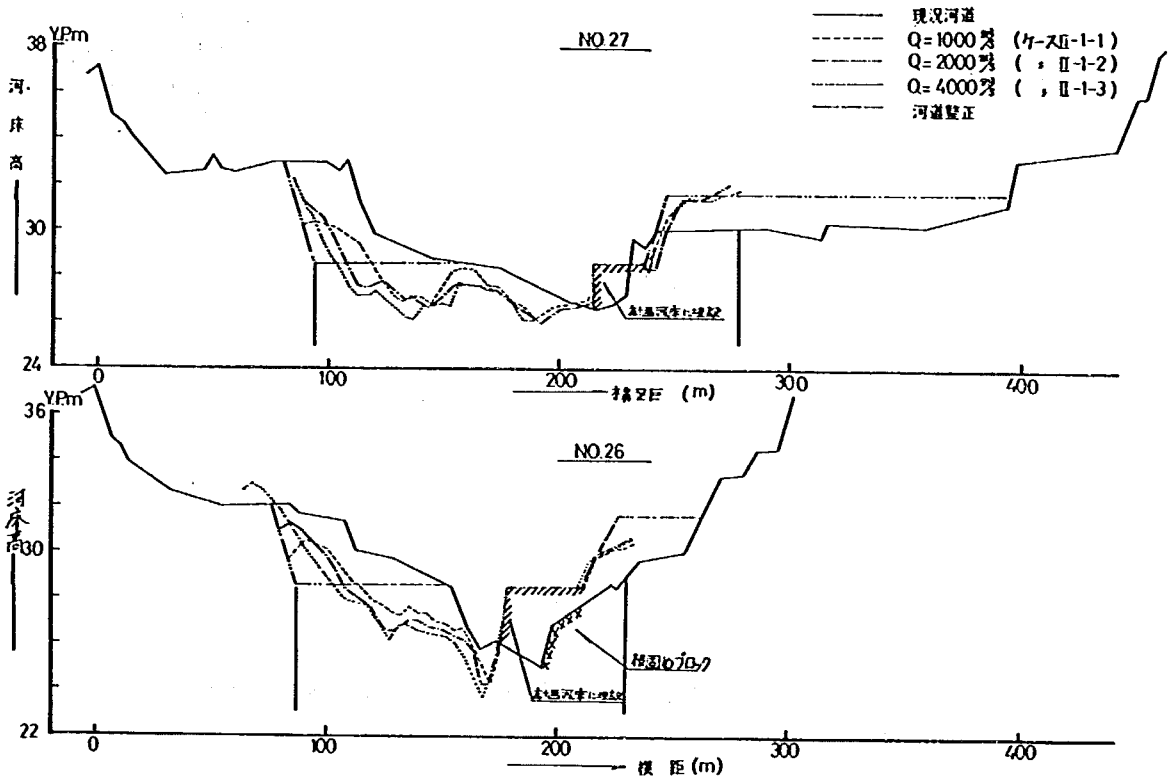
図－9.5.2　河床変動図（ケース：Ⅱ－１）　河道整正＋水制



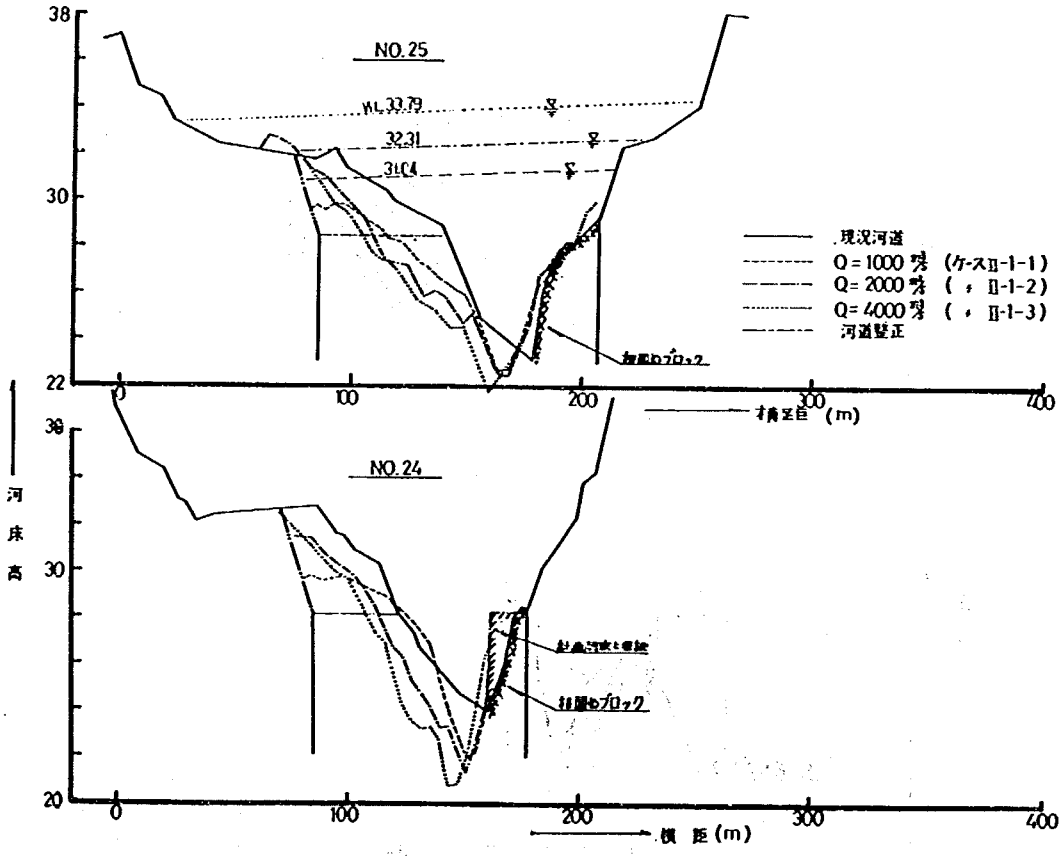
図－9.5.3　河床変動図（ケース：Ⅱ－1）　河道整正＋水制



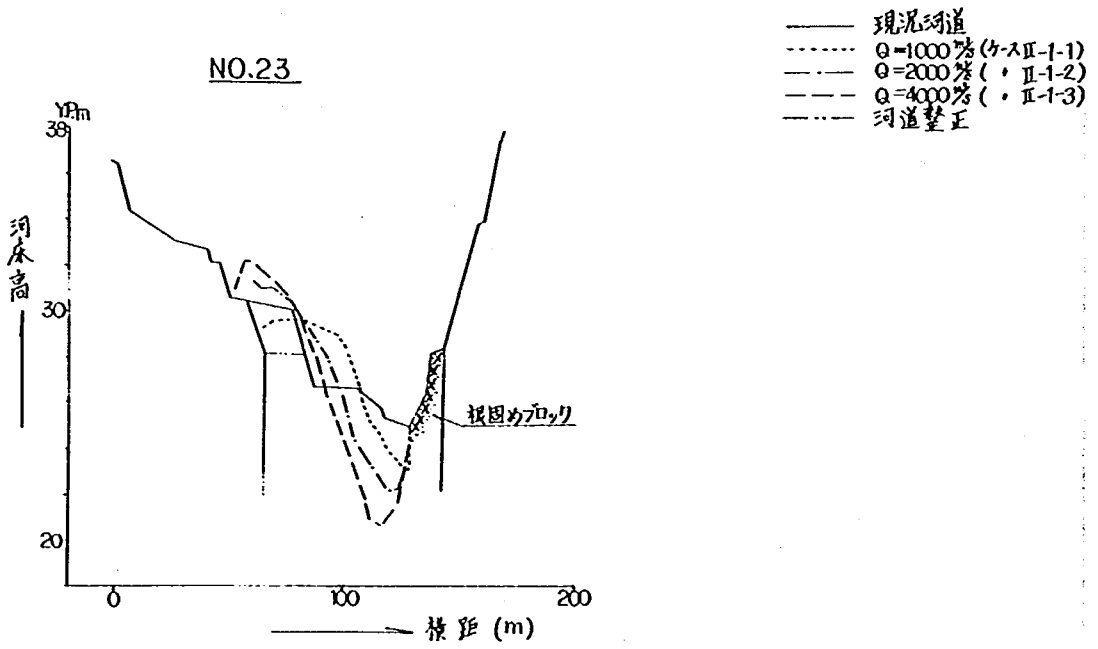
図－9.5.4　河床変動図（ケース：Ⅱ－1）　河道整正＋水制



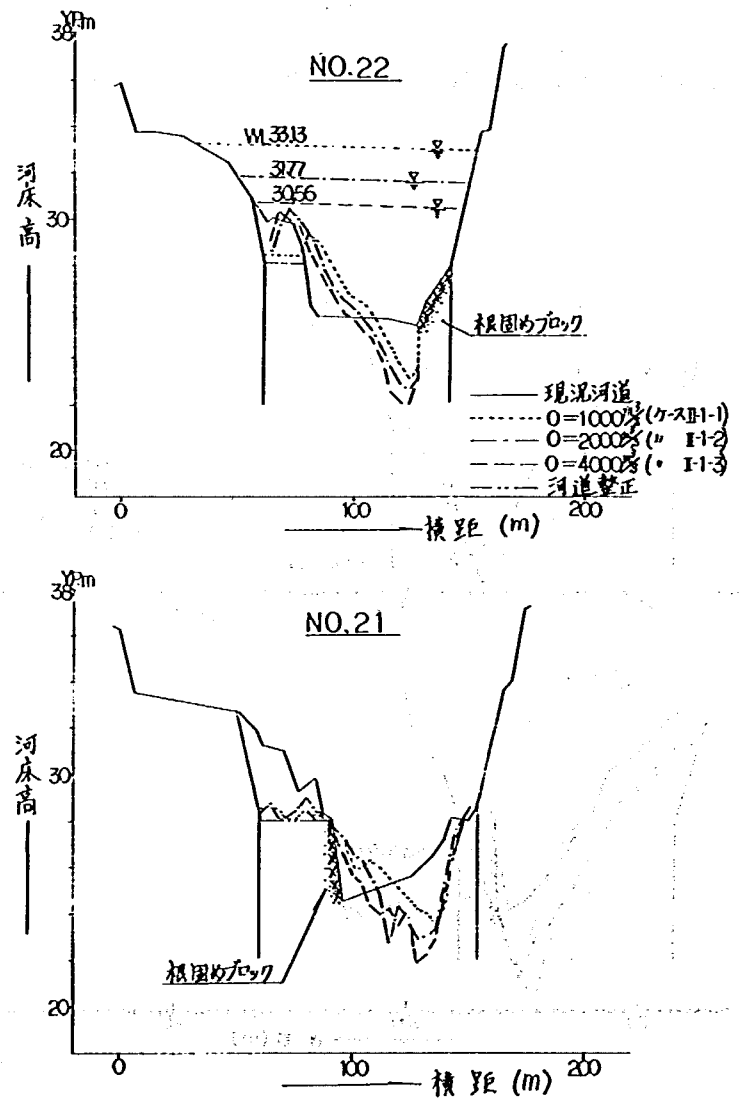
図－9.5.5　河床変動図（ケース：Ⅱ－1）　河道整正＋水制



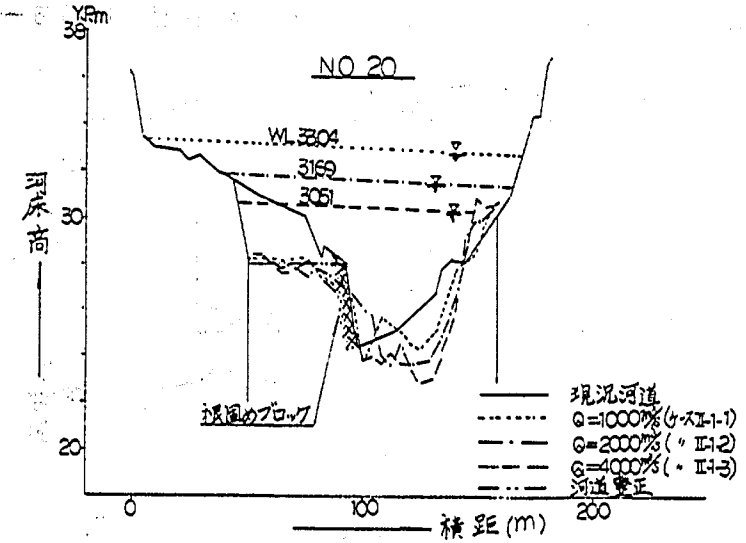
図－9.5.6　河床変動図（ケース：Ⅱ－1）　河道整正＋水制

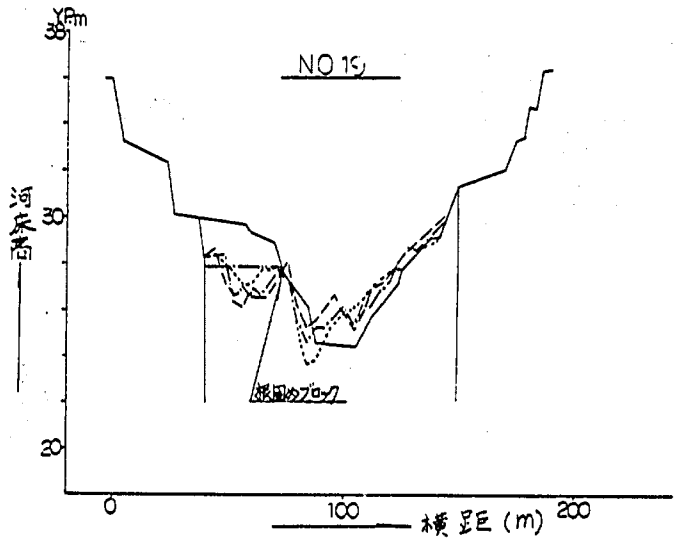


図－9.5.7　河床変動図（ケース：Ⅱ－１）　河道整正＋水制

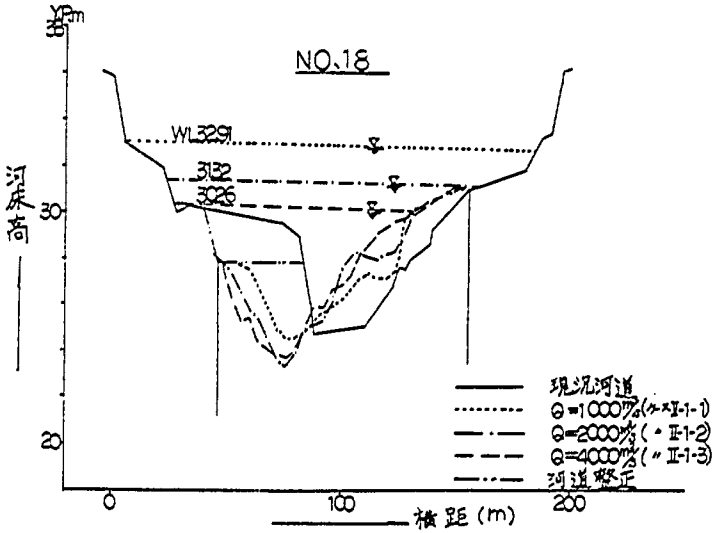


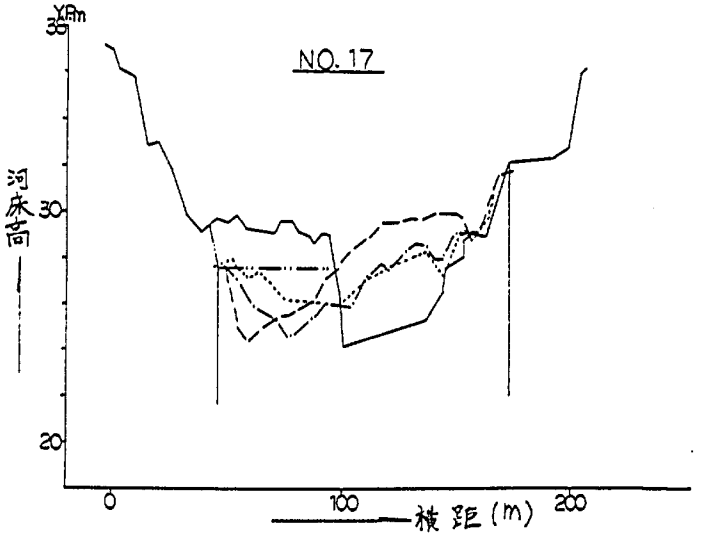
図－9.5.8　河床変動図（ケース：Ⅱ－１）　河道整正＋水制



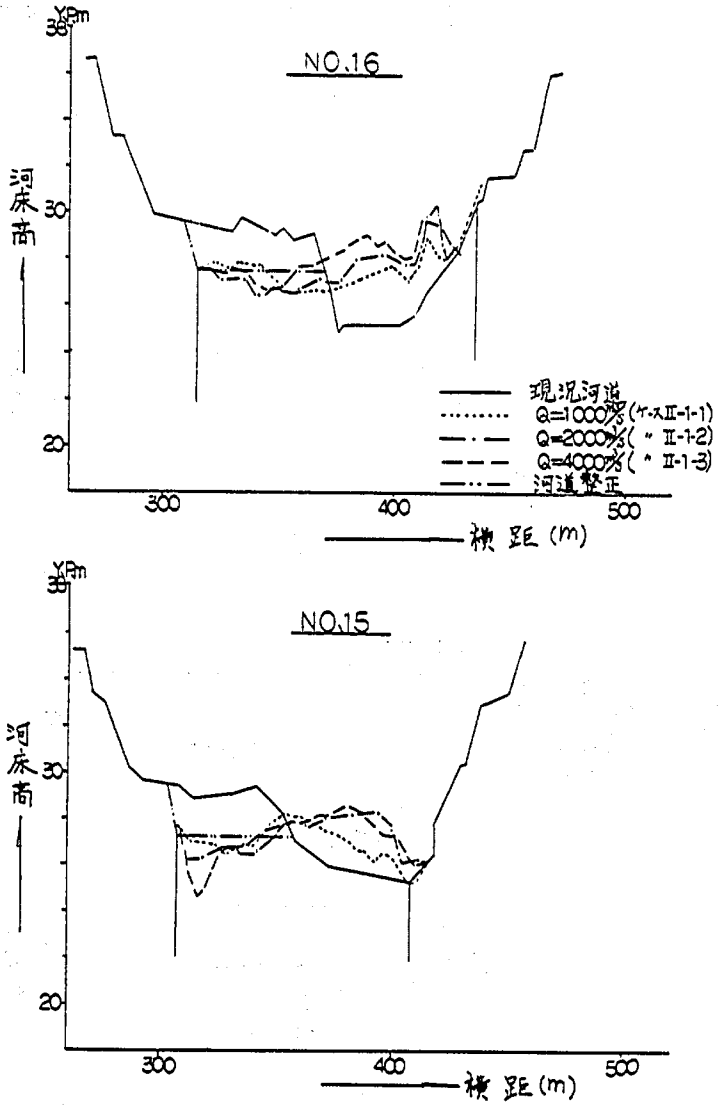


図—9.5.9　河床変動図（ケース：Ⅱ－1）　河道整正＋水制

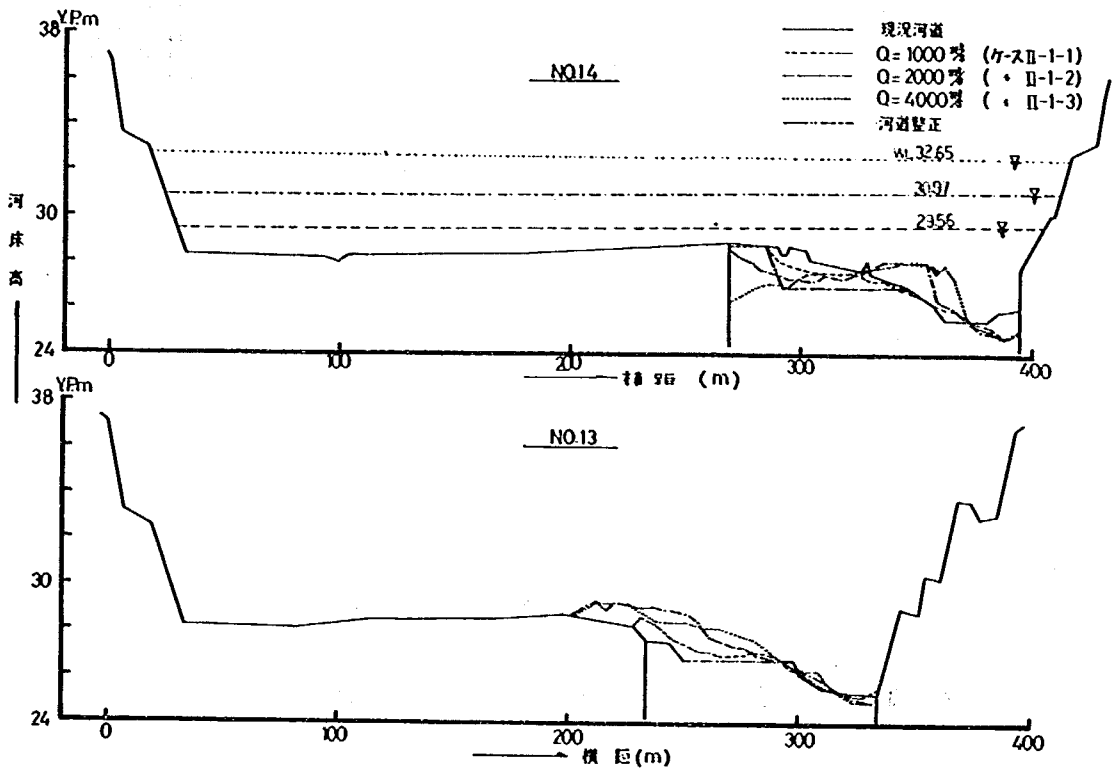




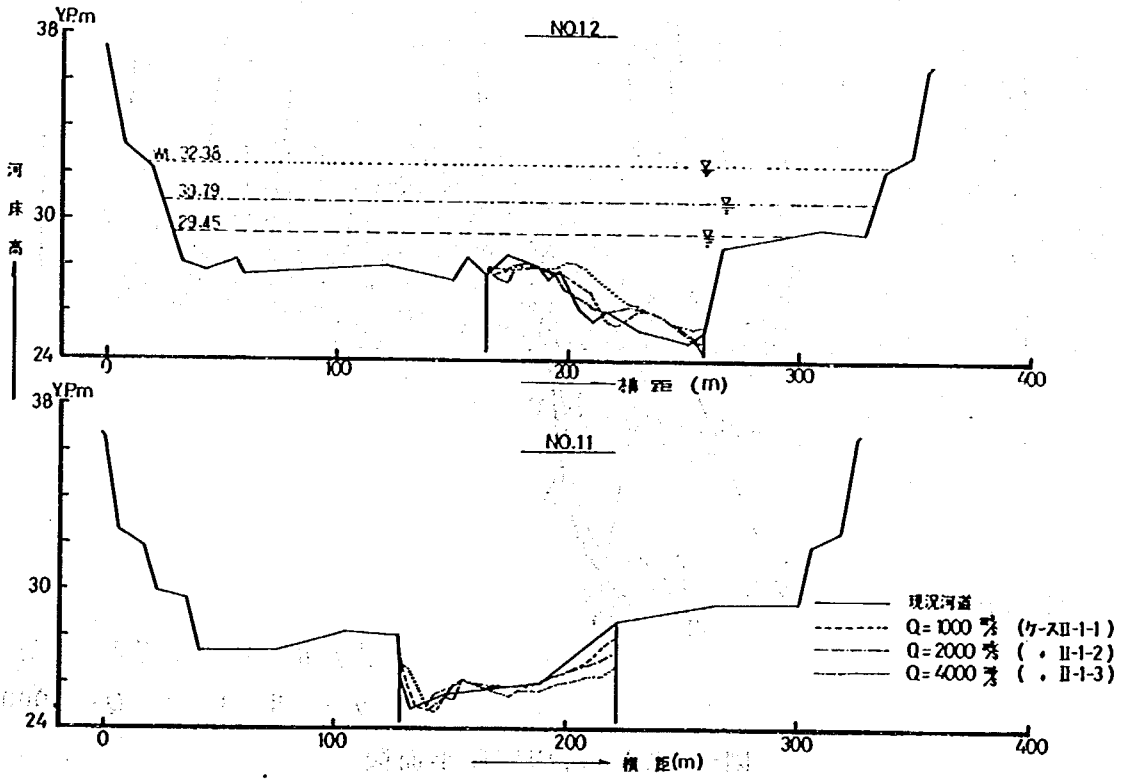
図—9.5.10　河床変動図（ケース：Ⅱ－1）　河道整正＋水制



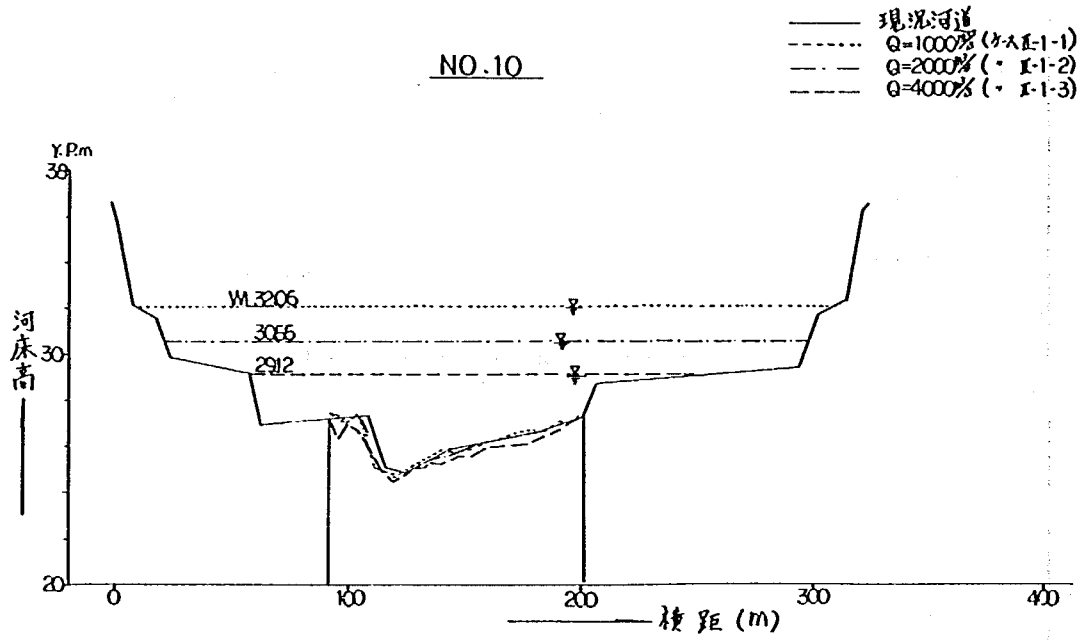
図－9.5.11　河床変動図（ケース：Ⅱ－１）　河道整正＋水制



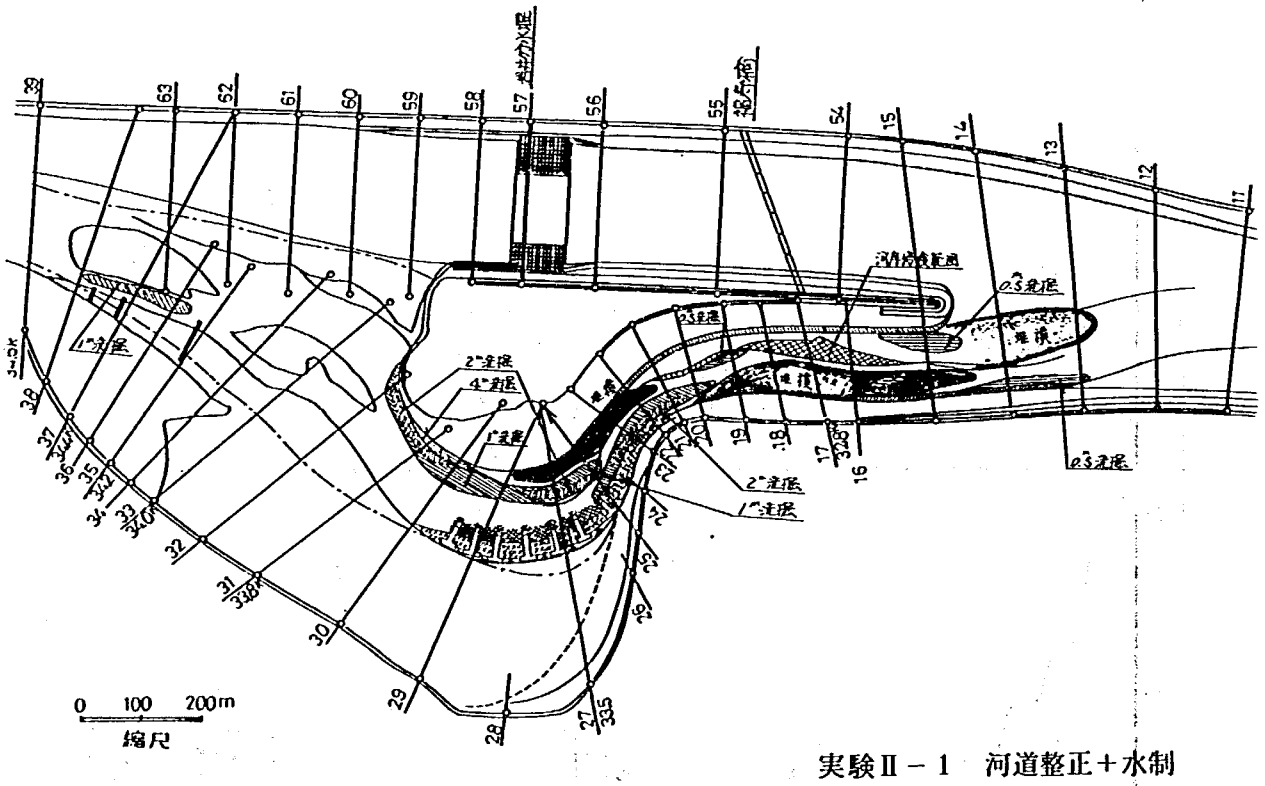
図－9.5.12　河床変動図（ケース：Ⅱ－１）　河道整正＋水制



図－9.5.13　河床変動図（ケース：Ⅱ－１）　河道整正＋水制



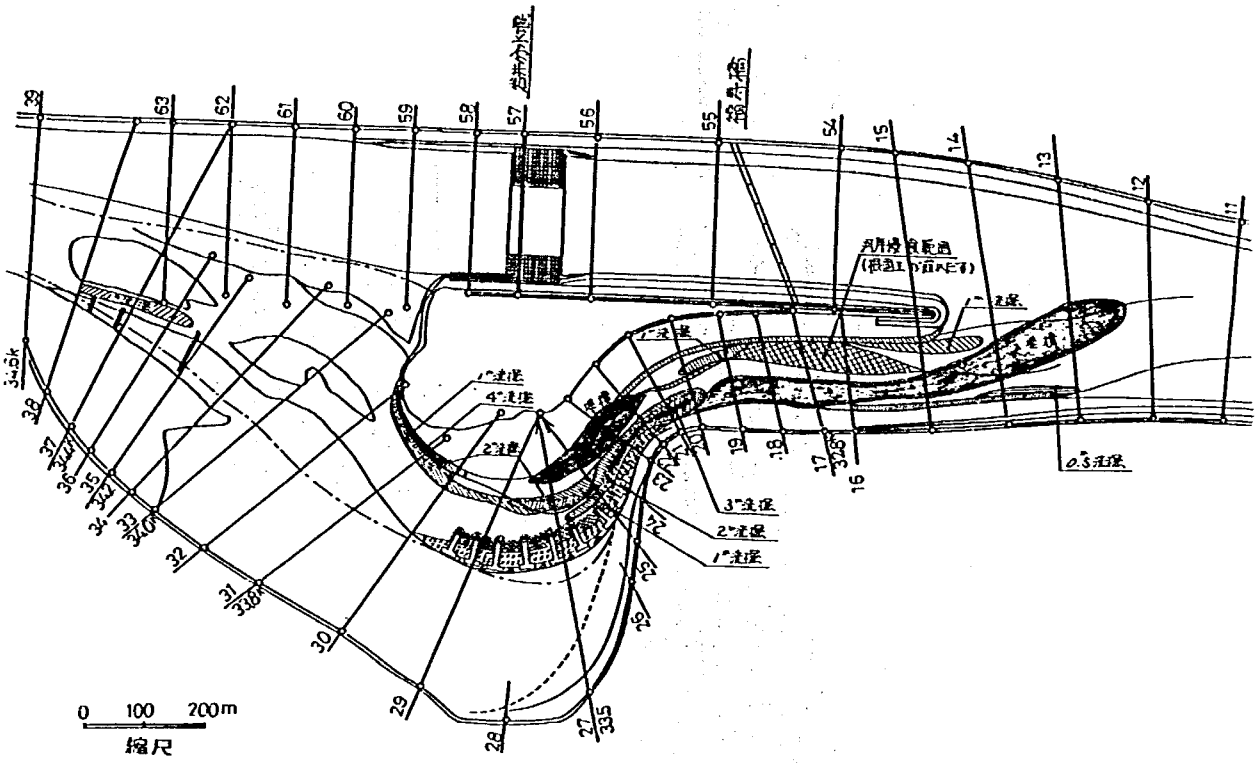
図－9.5.14　河床変動図（ケース：Ⅱ－1）　河道整正＋水制



実験Ⅱ－1　河道整正＋水制

ケースⅡ－1－1　Q＝1,000 ㎥/s

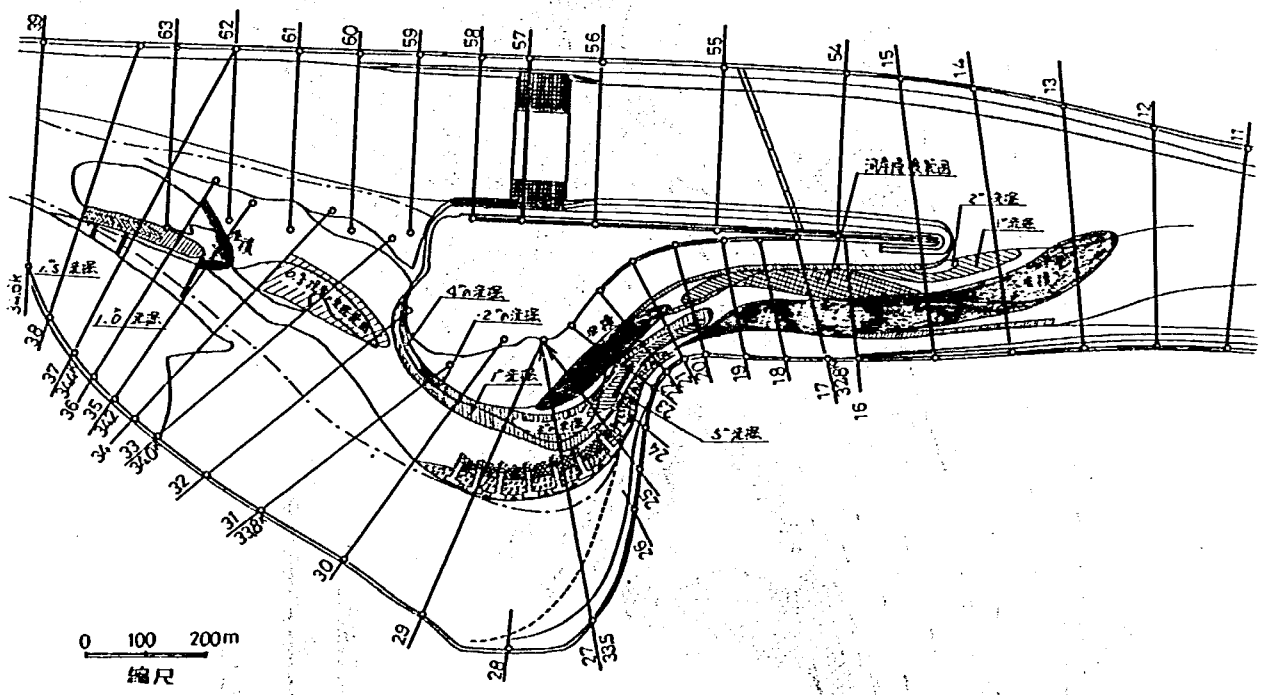
図－9.6.1　河床変動平面図



実験Ⅱ－1　河道整正＋水制

ケースⅡ－1－2　$Q = 2{,}000\ m^3/s$

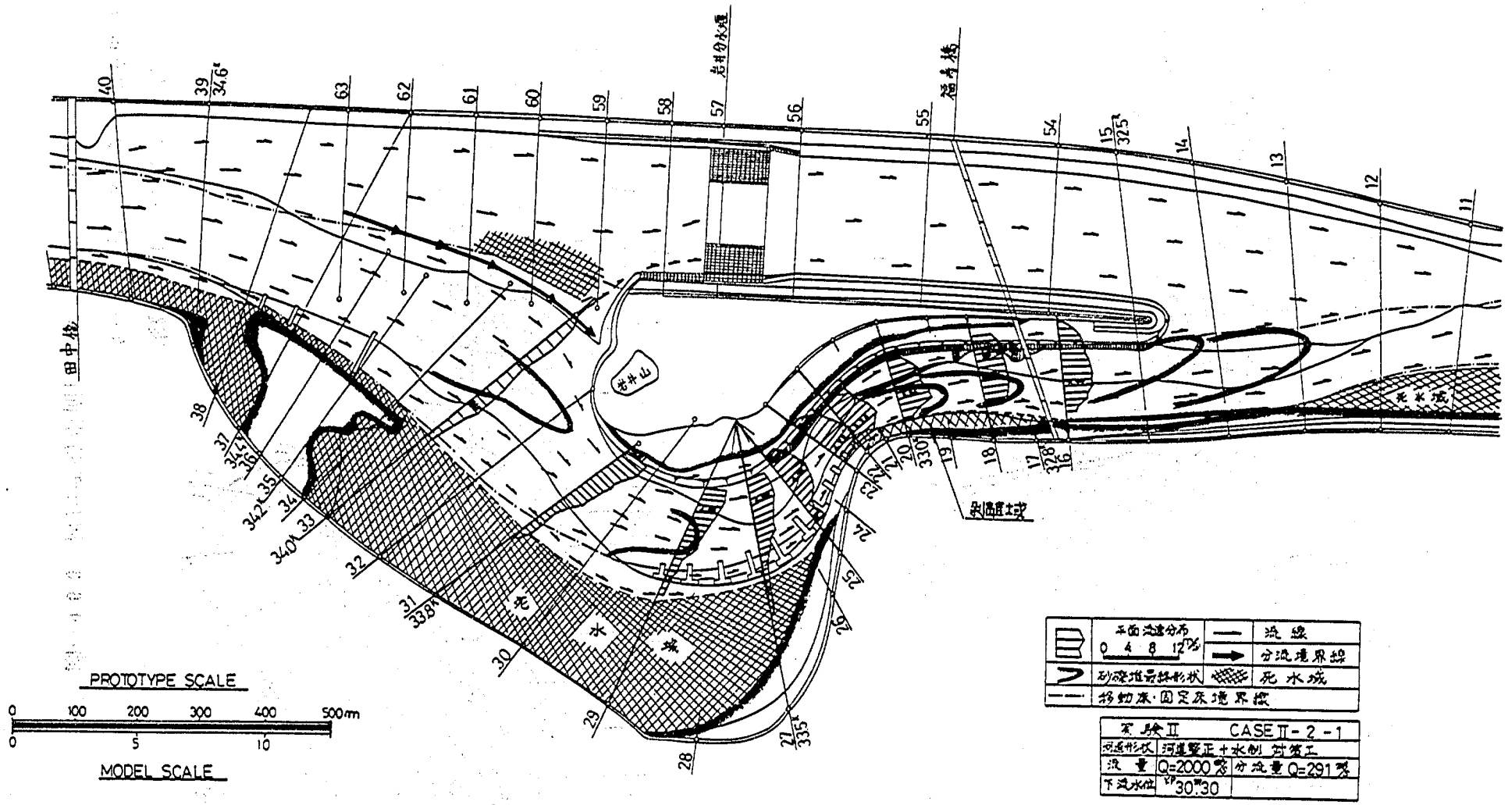
図－9.6.2　河床変動平面図



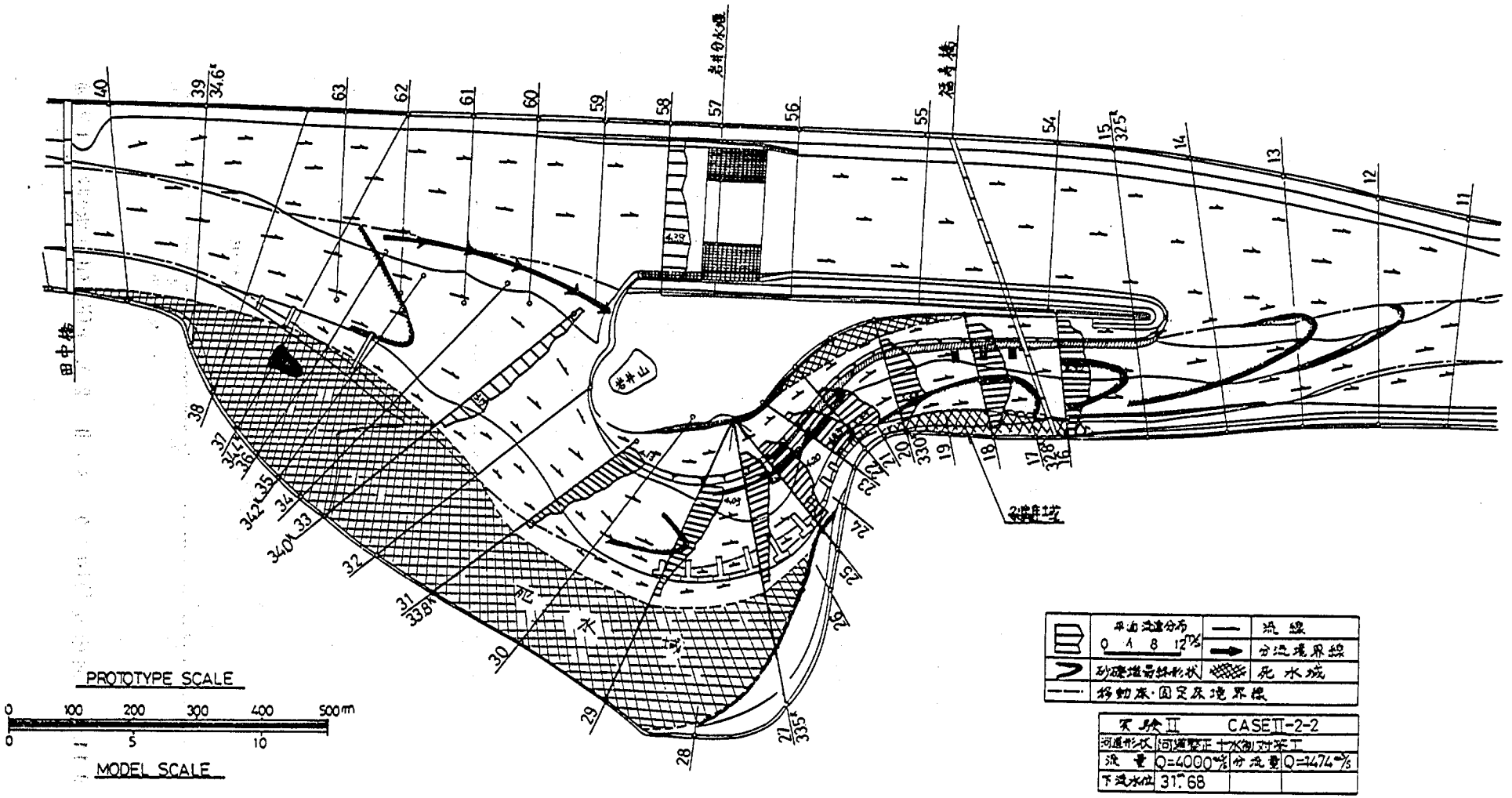
実験Ⅱ－1　河道整正＋水制

ケースⅡ－1－3　$Q = 4{,}000\ m^3/s$

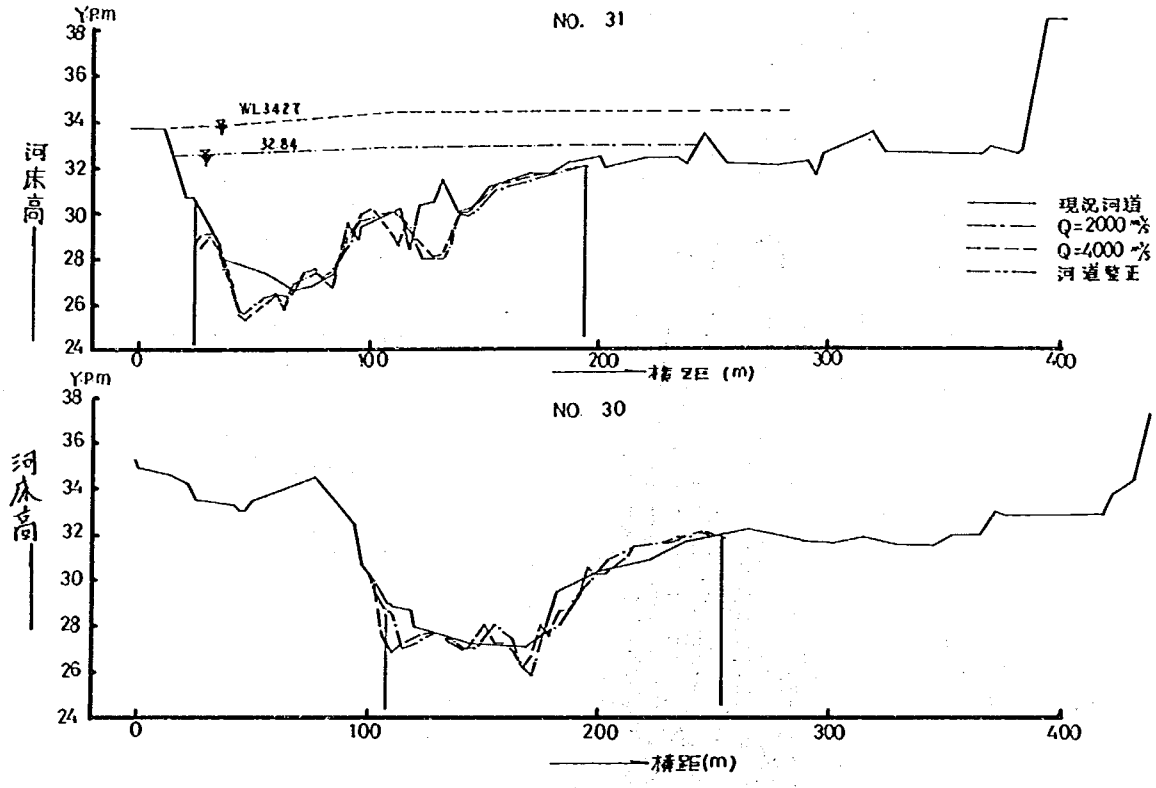
図－9.6.3　河床変動平面図


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
田中橋
福寿橋
光井山
死水域
平面流速分布
流線
分流境界線
砂礫堆最終形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験Ⅱ CASEⅡ-2-1
河道形状 河道整正＋水制 対策工
流量 Q=2000㎥/s 分流量 Q=291㎥/s
下流水位 VP30.30

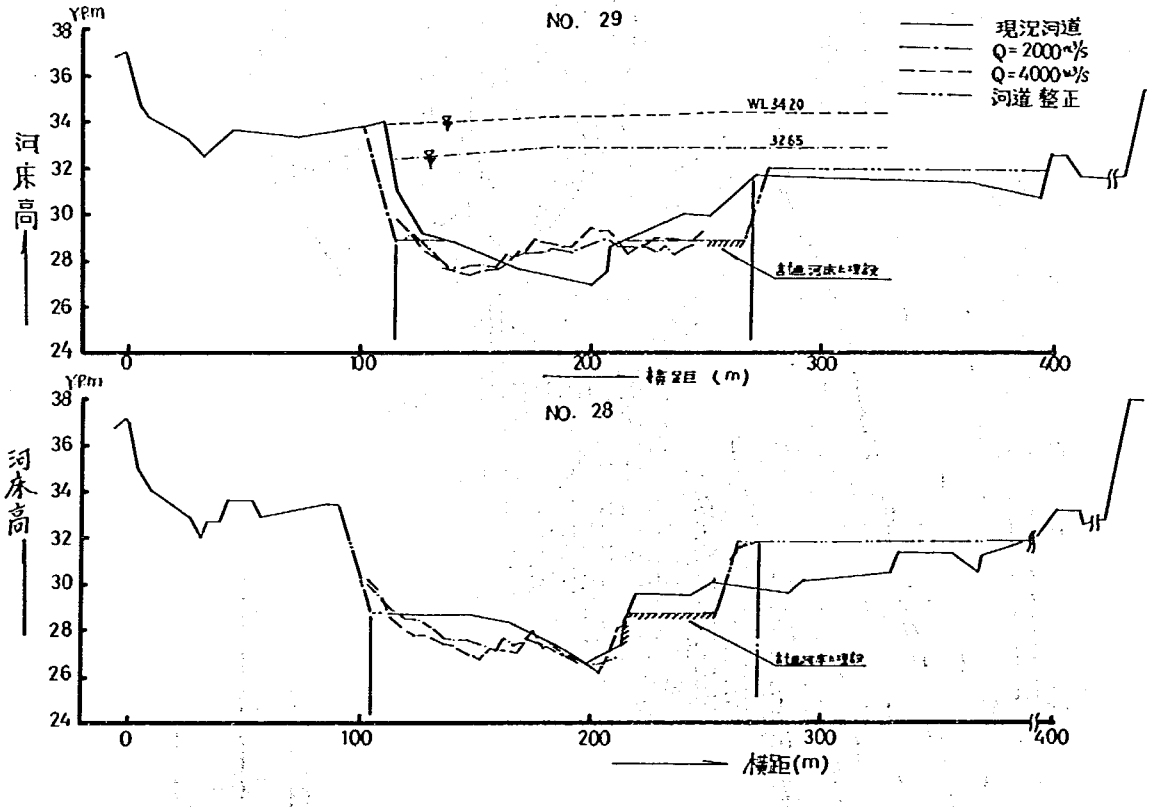
図—9.9.1 流　況　図


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 4 8 12 m/s
流線
分流境界線
砂礫堆積形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験Ⅱ CASEⅡ-2-2
河道形状 河道整正＋水制対策工
流量 Q=4000m³/s 分流量 Q=1474m³/s
下流水位 31.68
田中橋
福寿橋
2号堰堤
山井堰
死水域

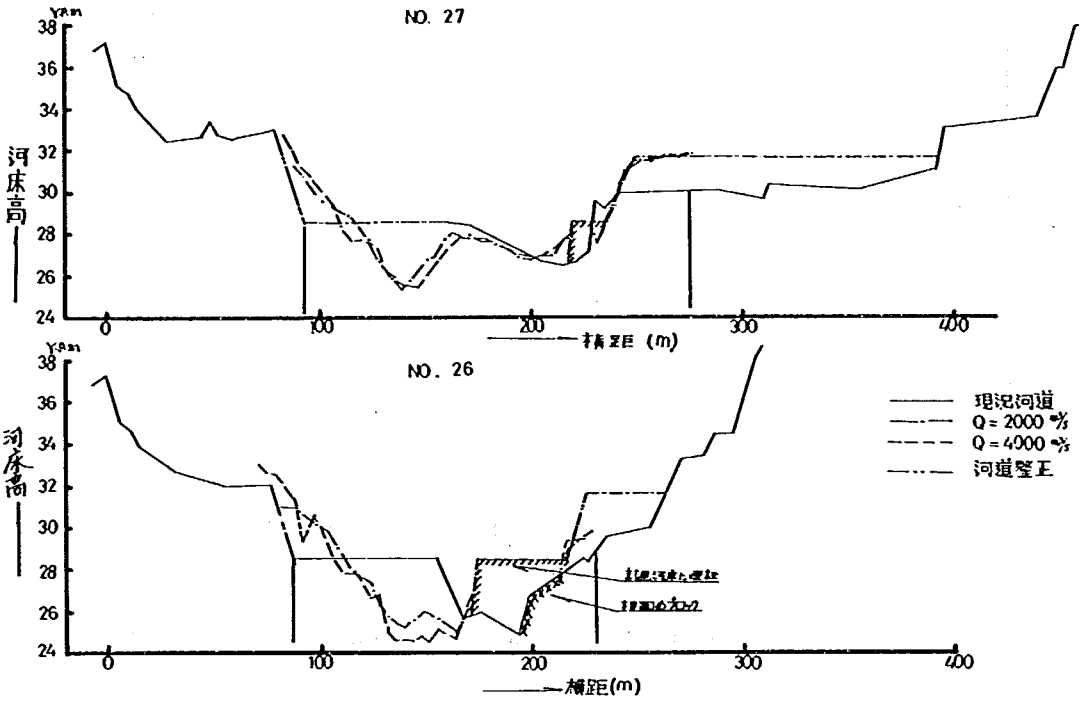
図―9.9.2 流　況　図



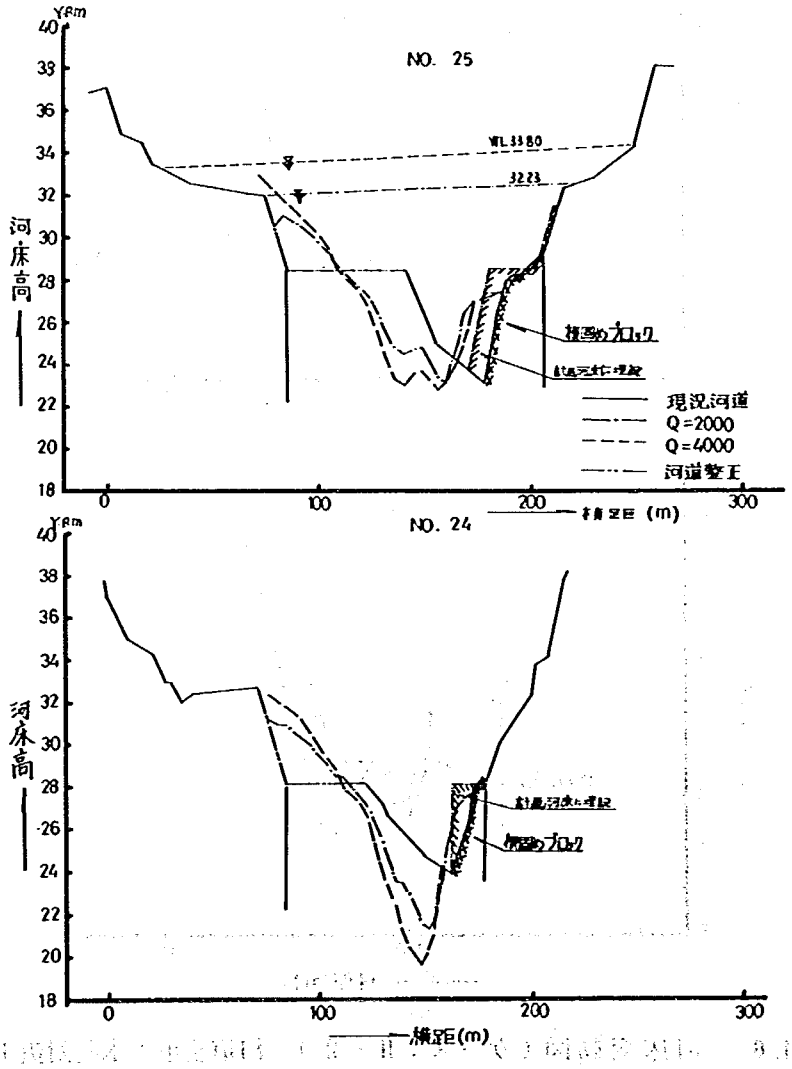
図－9.11.1　河床変動図（ケース：Ⅱ－２）　河道整正＋水制対策工実験



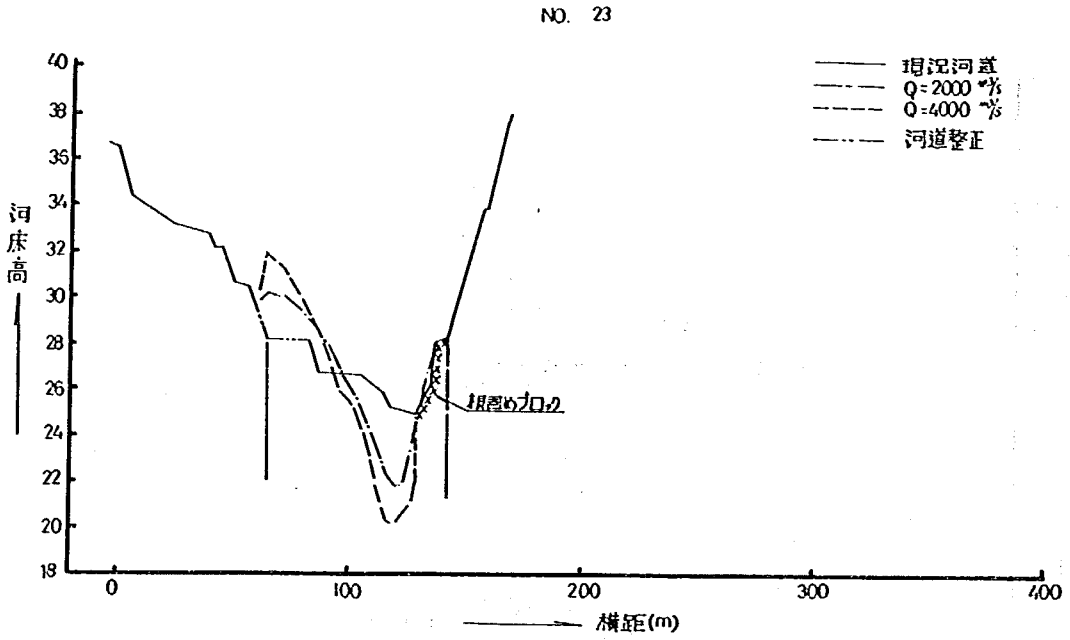
図－9.11.2　河床変動図（ケース：Ⅱ－２）　河道整正＋水制対策工実験



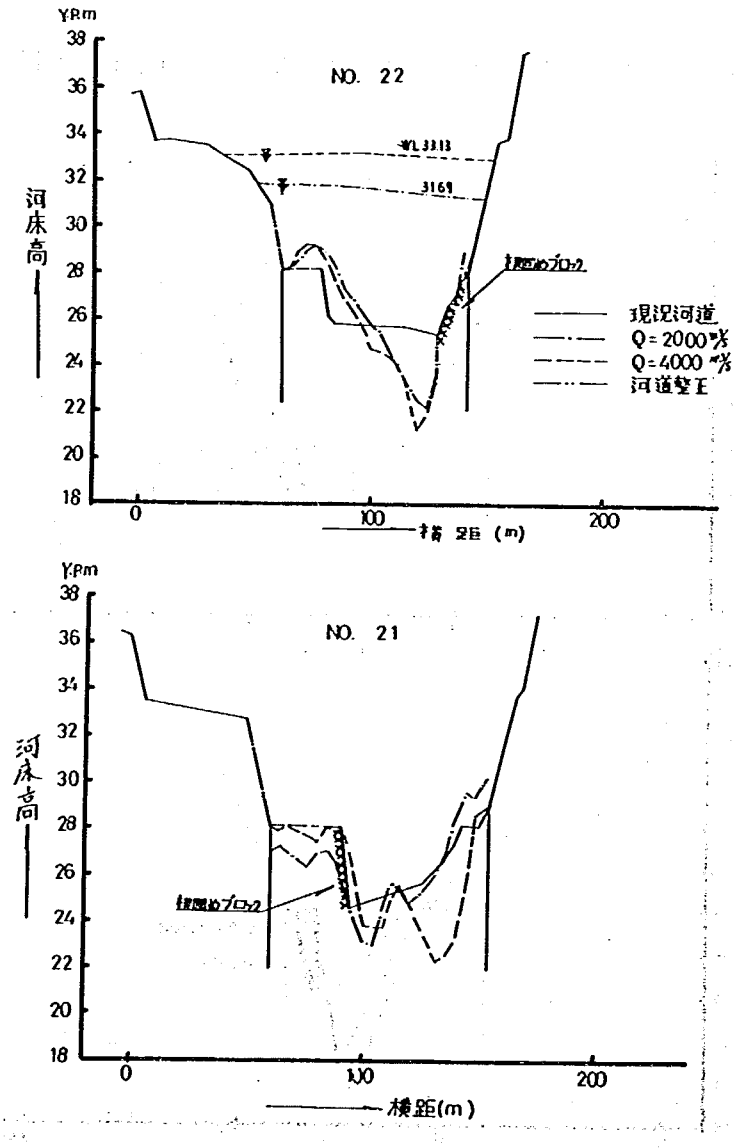
図－9.11.3　河床変動図（ケース：Ⅱ－２）　河道整正＋水制対策工実験



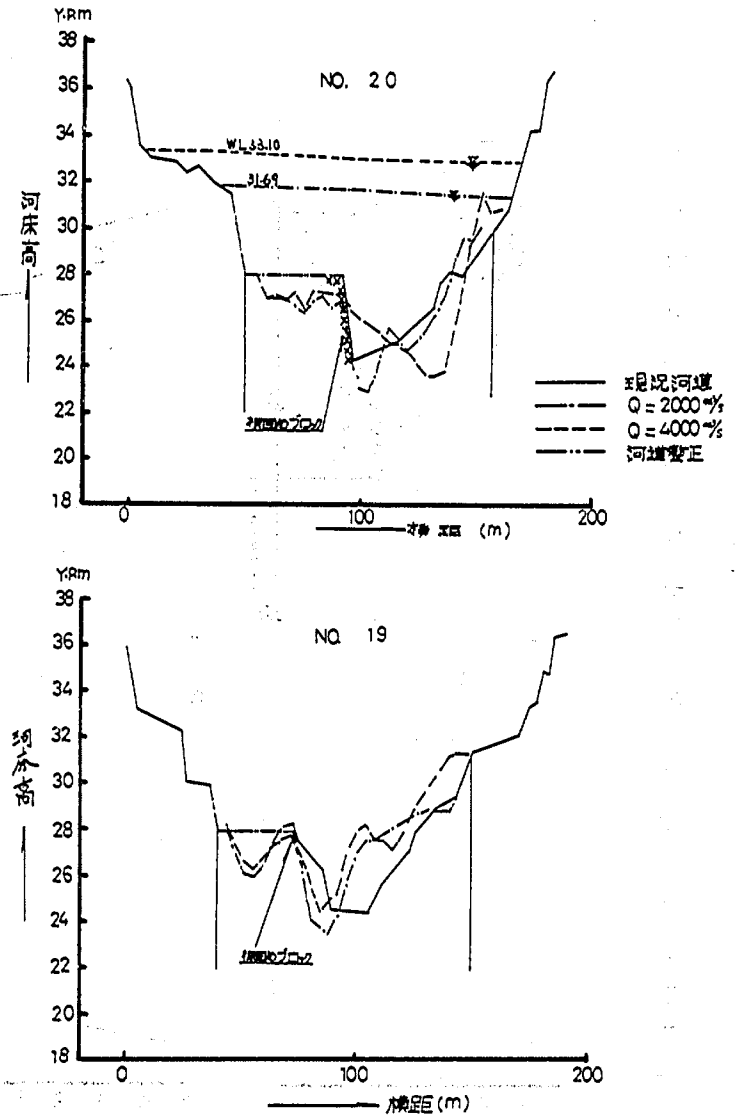
図－9.11.4　河床変動図（ケース：Ⅱ－２）　河道整正＋水制対策工実験



図－9.11.5　河床変動図（ケース：Ⅱ－２）　河道整正＋水制対策工実験

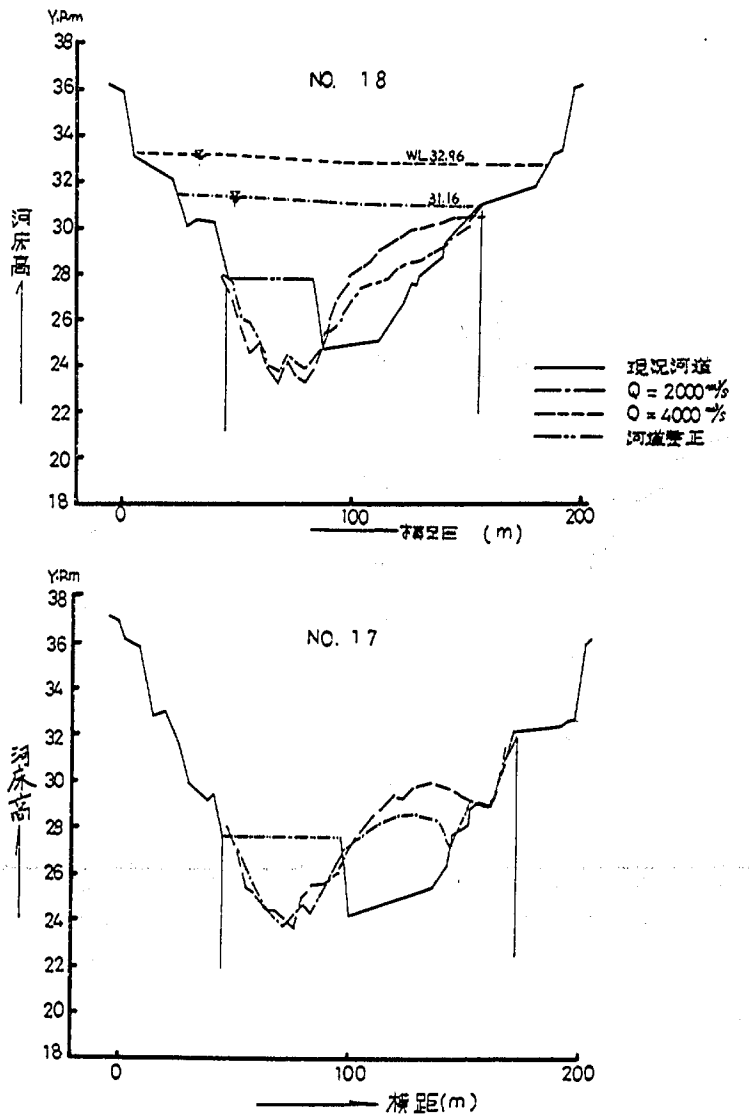


図－9.11.6　河床変動図（ケース：Ⅱ－2·）　河道整正＋水制対策工実験



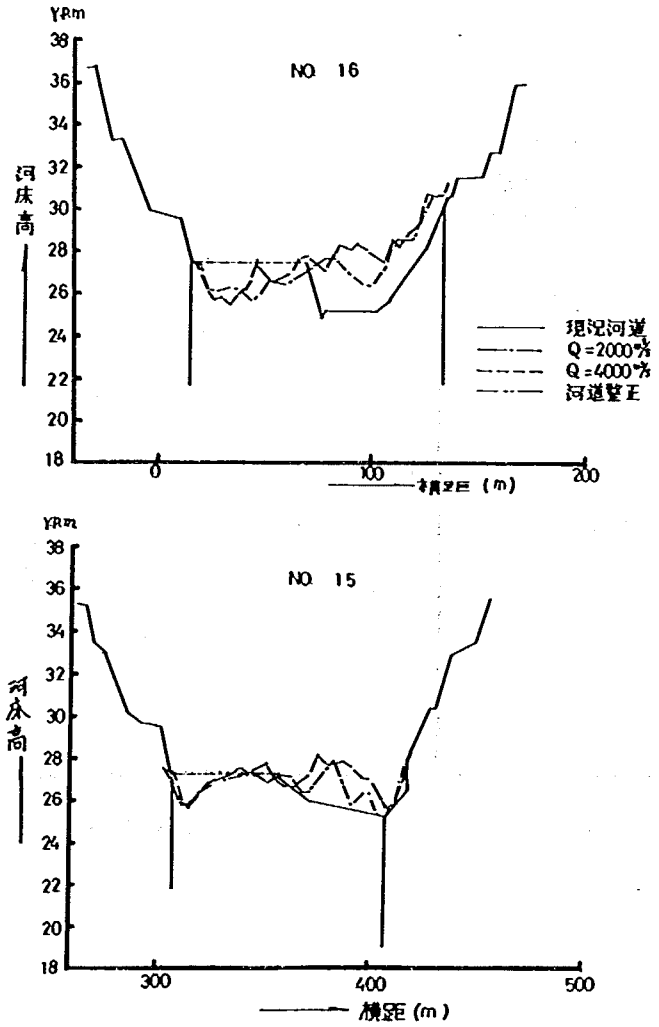
河道整正＋水制対策工実験

図－9.11.7　河床変動図（ケース：Ⅱ－２）

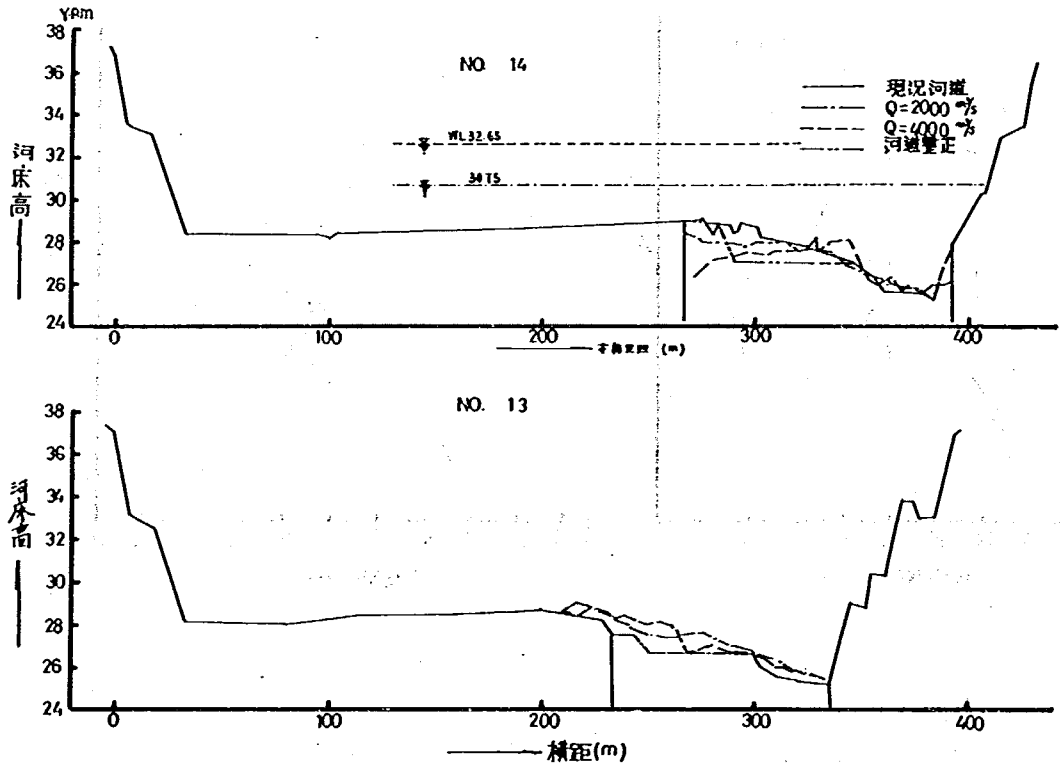


河道整正＋水制対策工実験

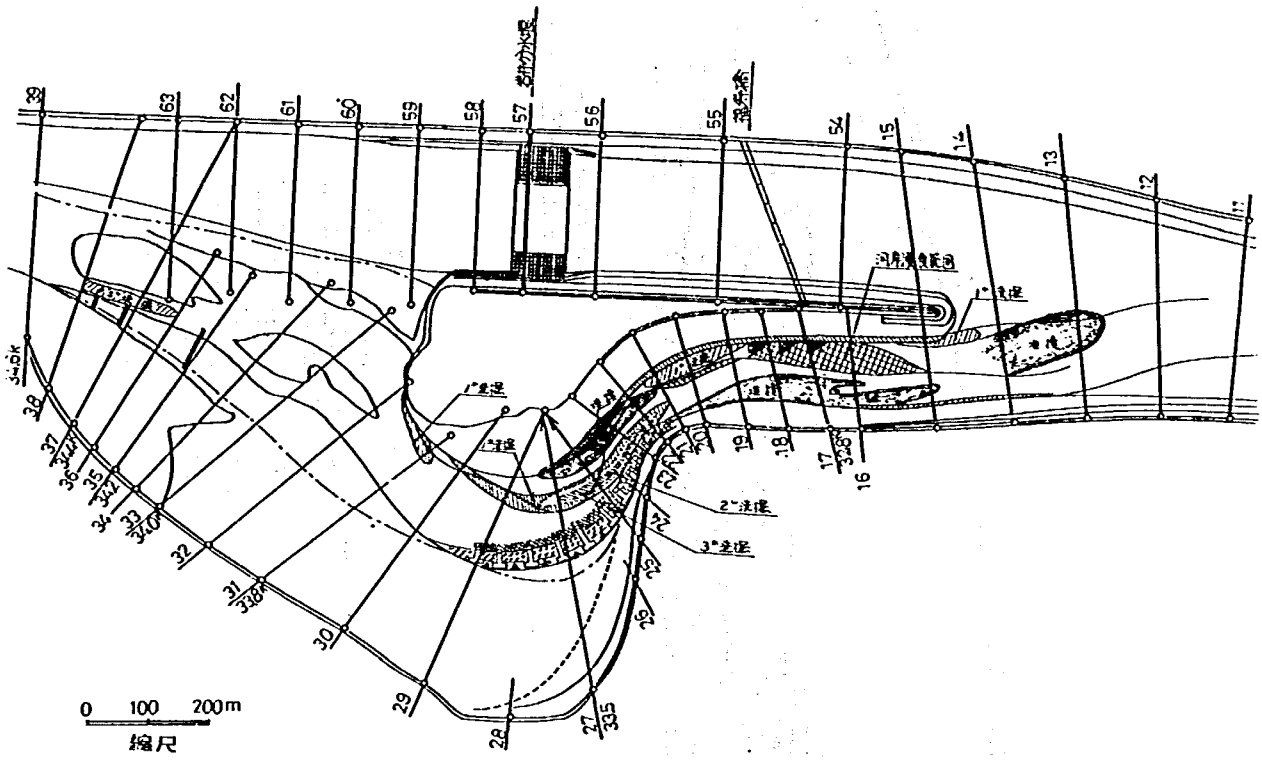
図－9.11.8　河床変動図（ケース：Ⅱ－２）



図－9.11.9　河床変動図（ケース：Ⅱ－２）　河道整正＋水制対策工実験



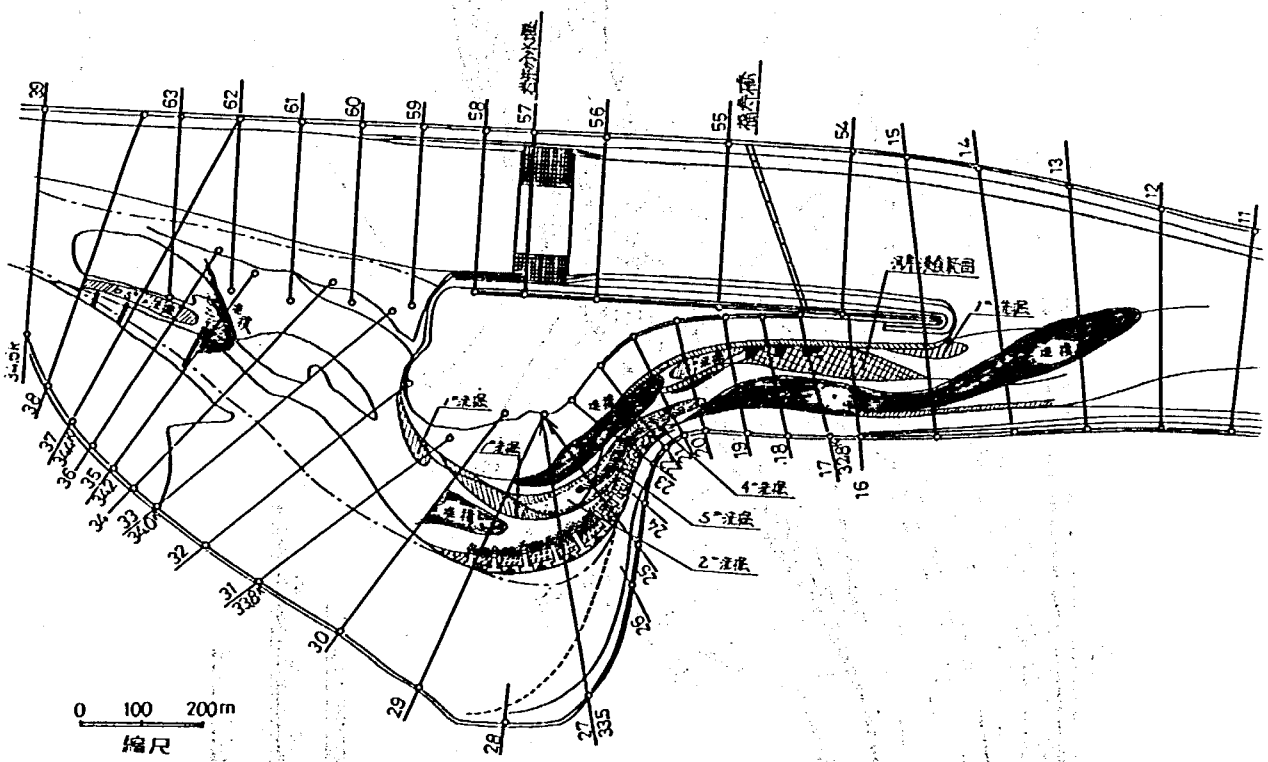
図－9.11.10　河床変動図（ケース：Ⅱ－２）　河道整正＋水制対策工実験



実験Ⅱ－2　河道整正＋水制　対策工

ケースⅡ－2－1　$Q = 2{,}000\ m^3/s$

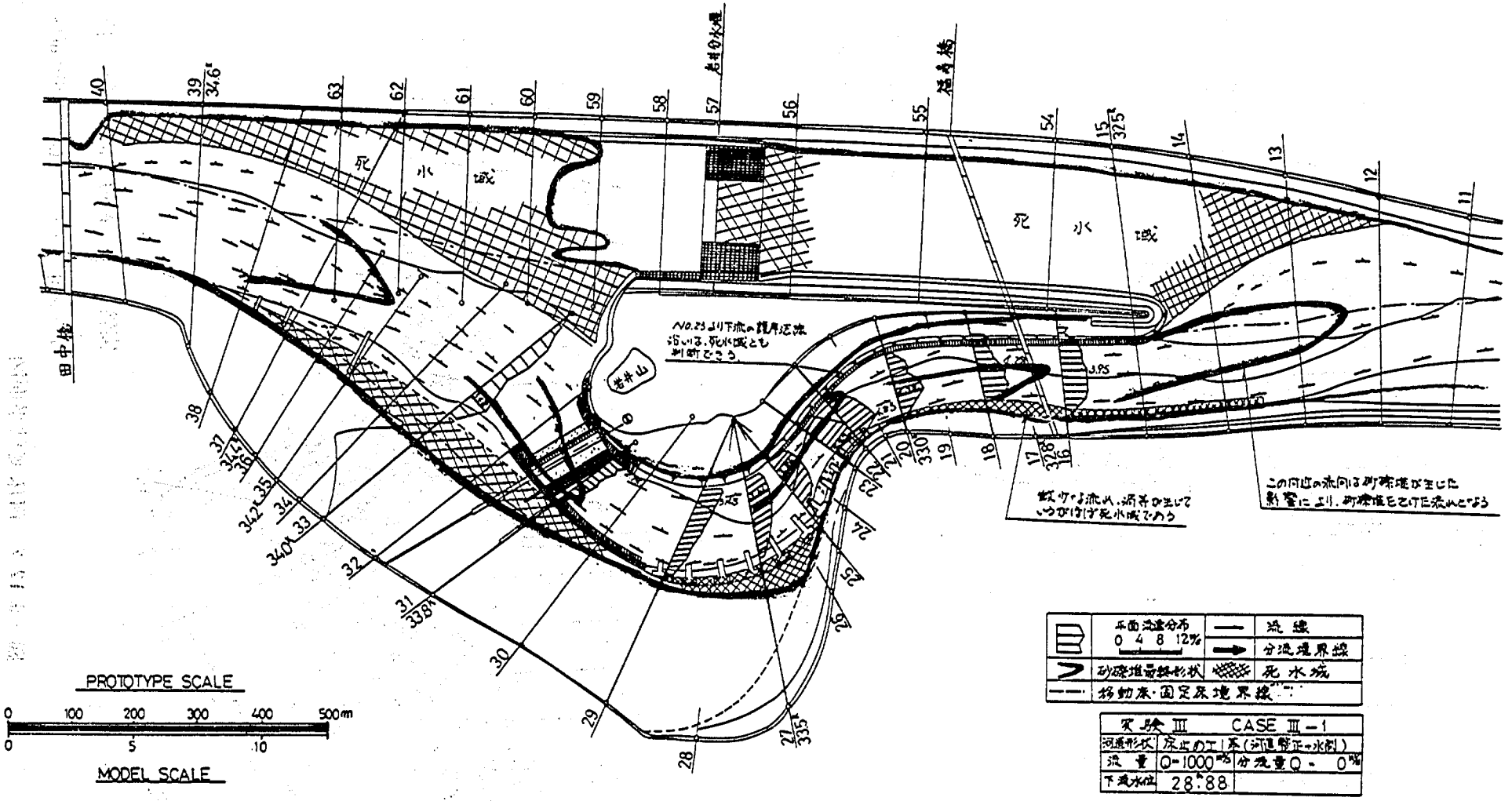
図－9.12.1　河床変動平面図



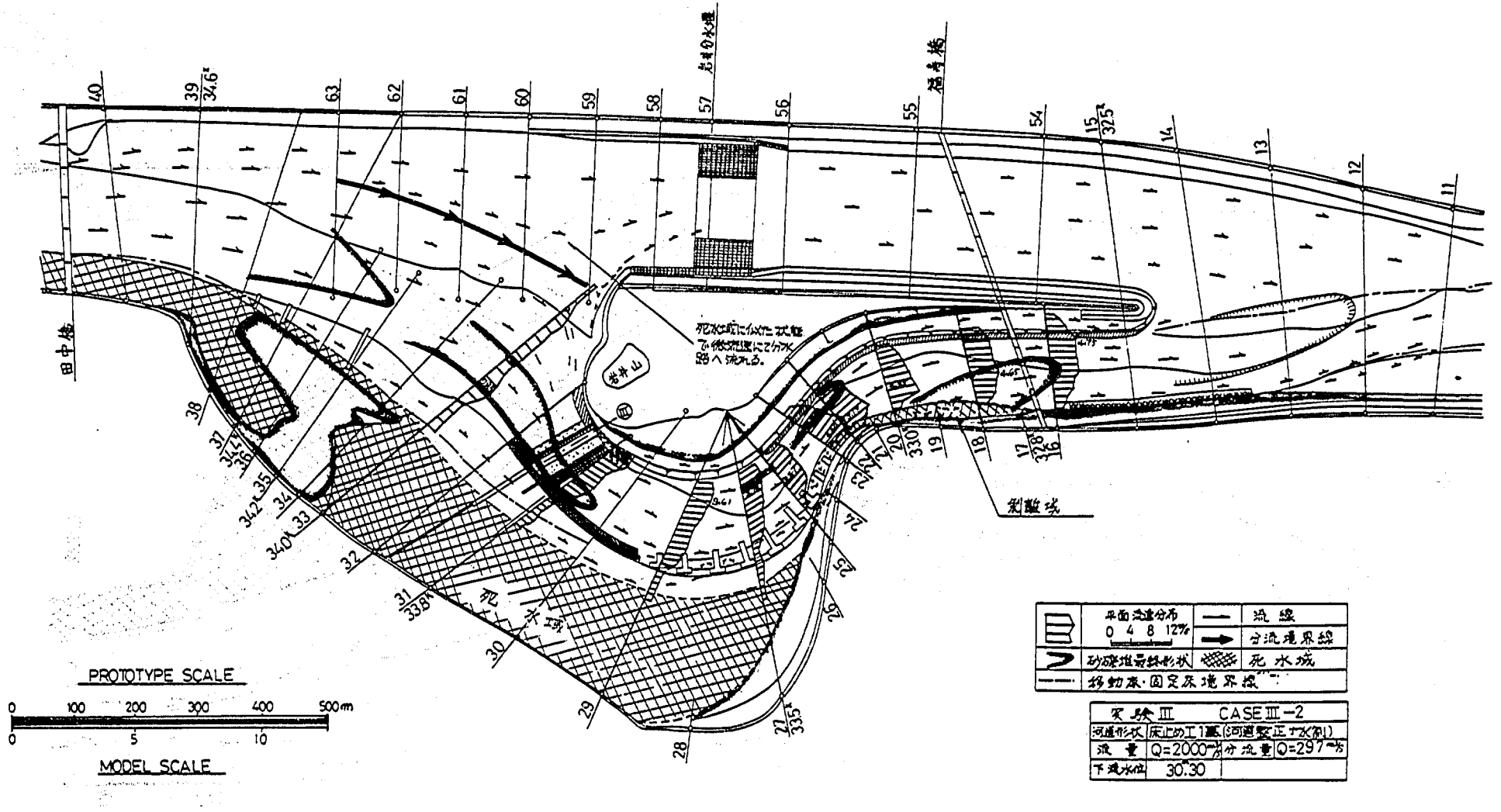
実験Ⅱ－2　河道整正＋水制　対策工

ケースⅡ－2－2　$Q = 4{,}000\ m^3/s$

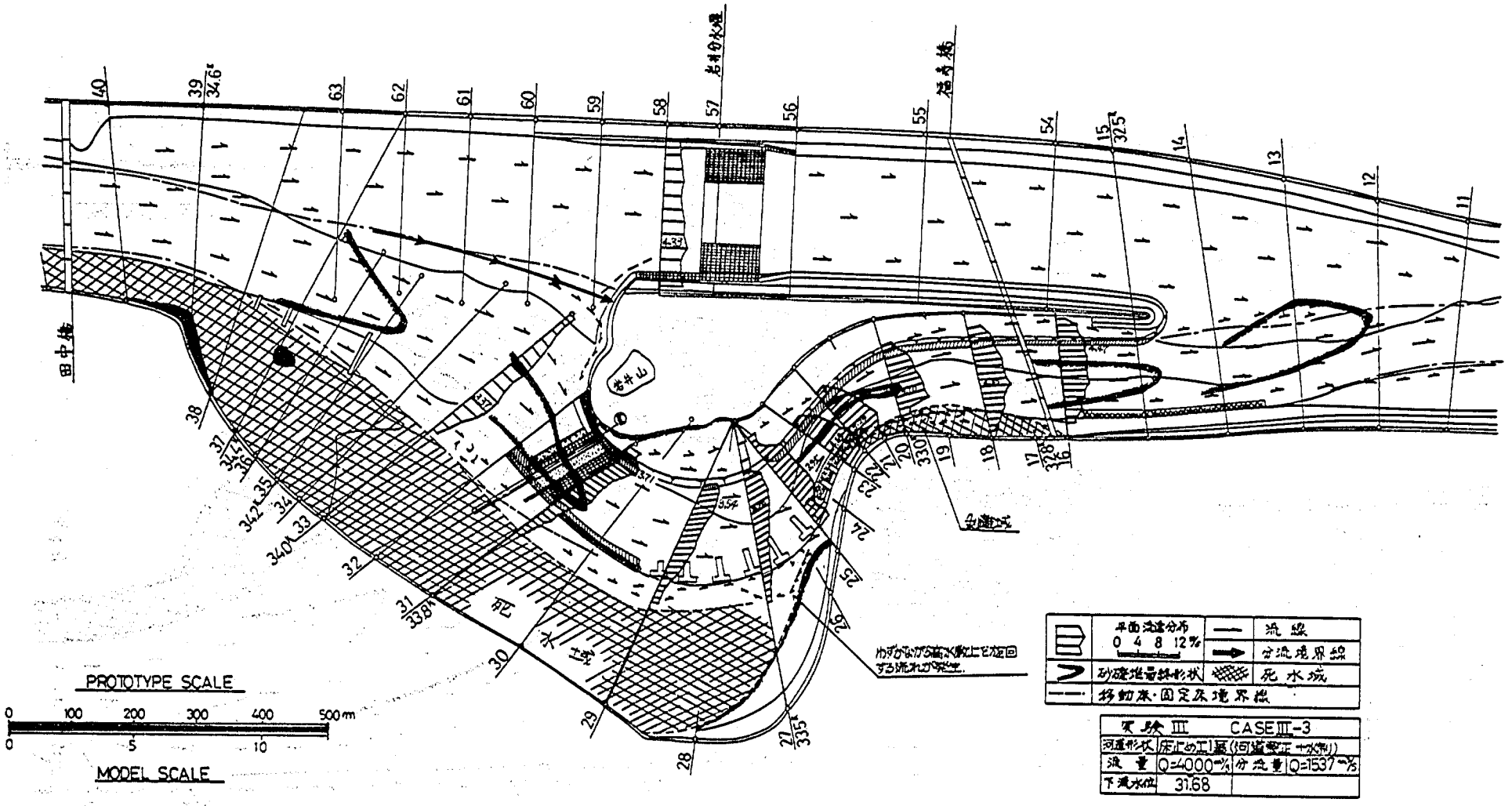
図－9.12.2　河床変動平面図


死水域
死水域
田中橋
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 4 8 12%
流線
分流境界線
砂礫堆最盛形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験 III CASE III-1
河道形状 床止め工1基(河道整正+水制)
流量 Q=1000㎥/s 分流量Q= 0㎥/s
下流水位 28.88

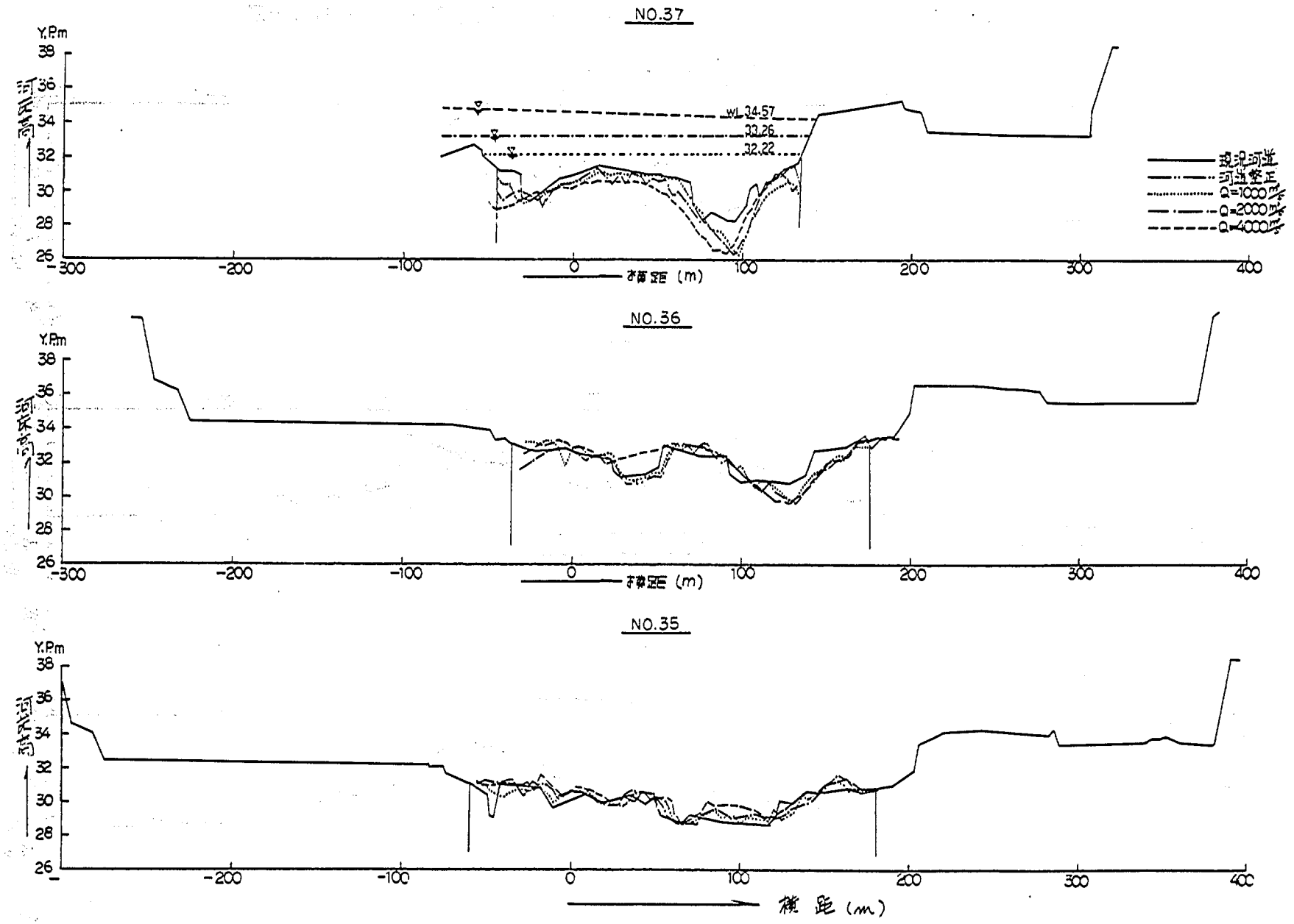
図—9.16.1 流　況　図


田中橋
福寿橋
死水域
制御域
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 4 8 12%
流線
分流境界線
砂礫堆最終形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験Ⅲ CASEⅢ-2
河道形状 床止め工1基(河道整正ナシ例)
流量 Q=2000m³/s 分流量 Q=297m³/s
下流水位 30.30

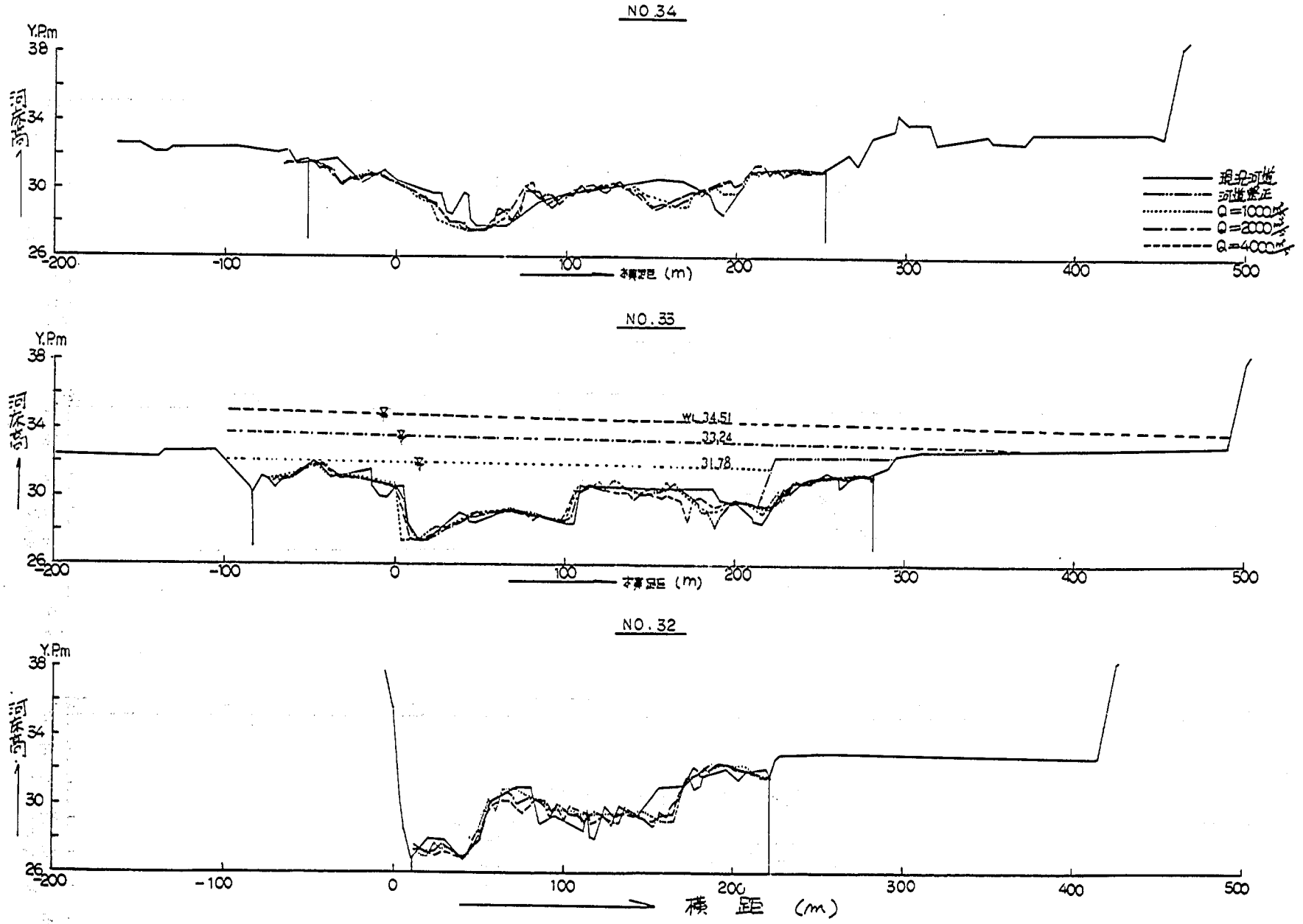
図－9.16.2 流　況　図


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
死水域
平面流速分布
0 4 8 12%
流線
分流境界線
砂礫堆積形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験 III CASE III-3
河道形状 床止め工1基(河道整正 ナシ)
流量 Q=4000m³/s 分流量 Q=1537m³/s
下流水位 31.68

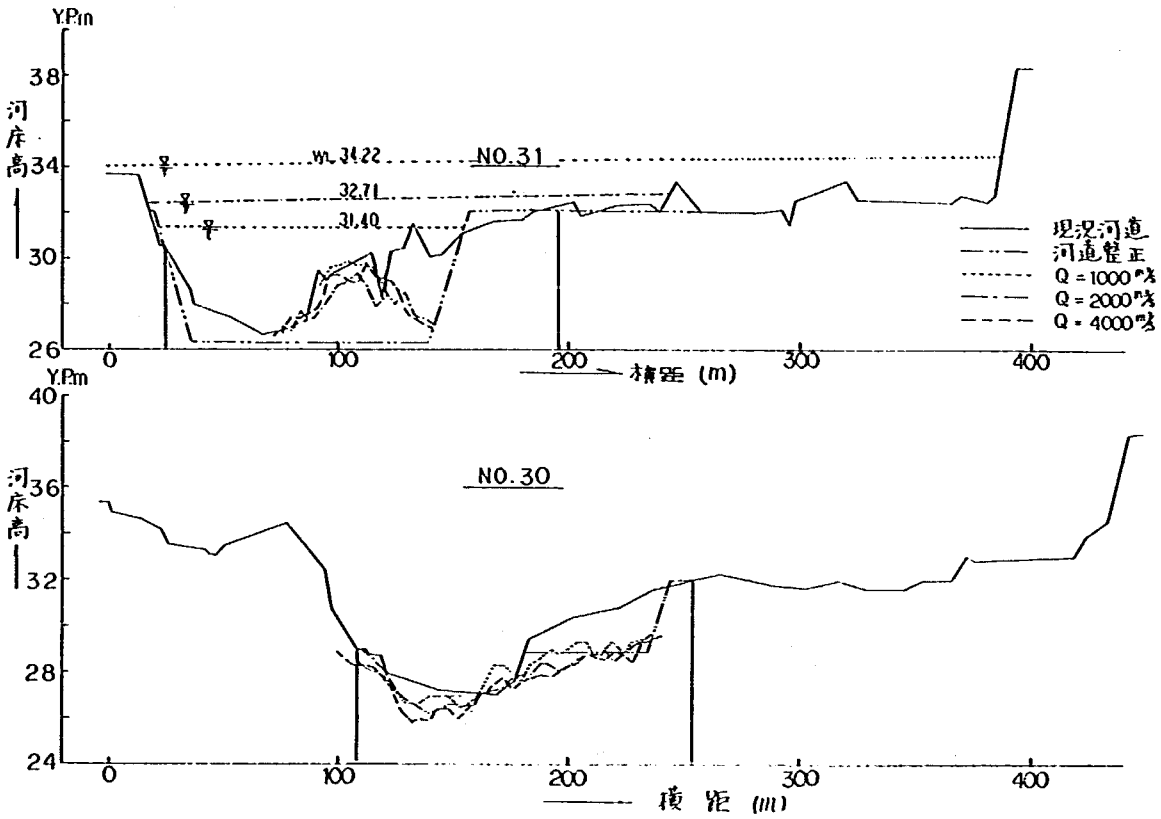
図－9.16.3 流　況　図



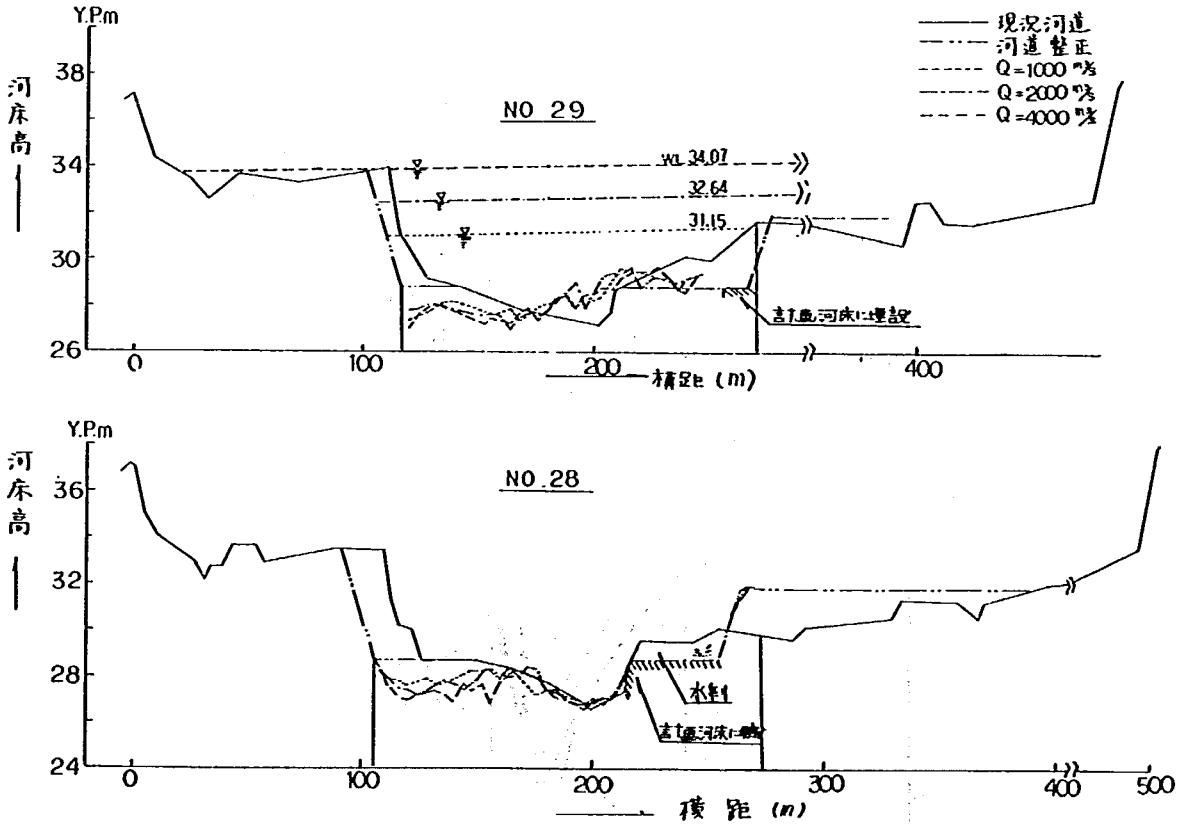
図－9.18.1　河床変動図（ケース：Ⅲ）　床止め工1基（河道整正＋水制）実験



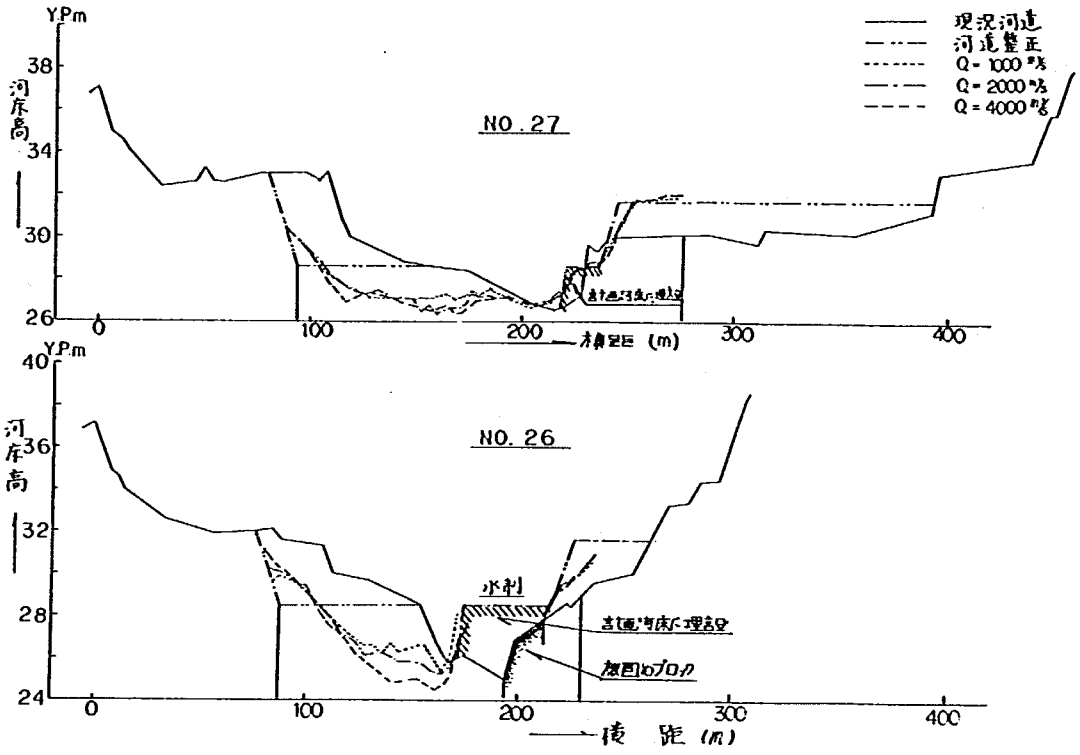
図－9.18.2　河床変動図（ケース：Ⅲ）　床止め工1基（河道整正＋水制）実験



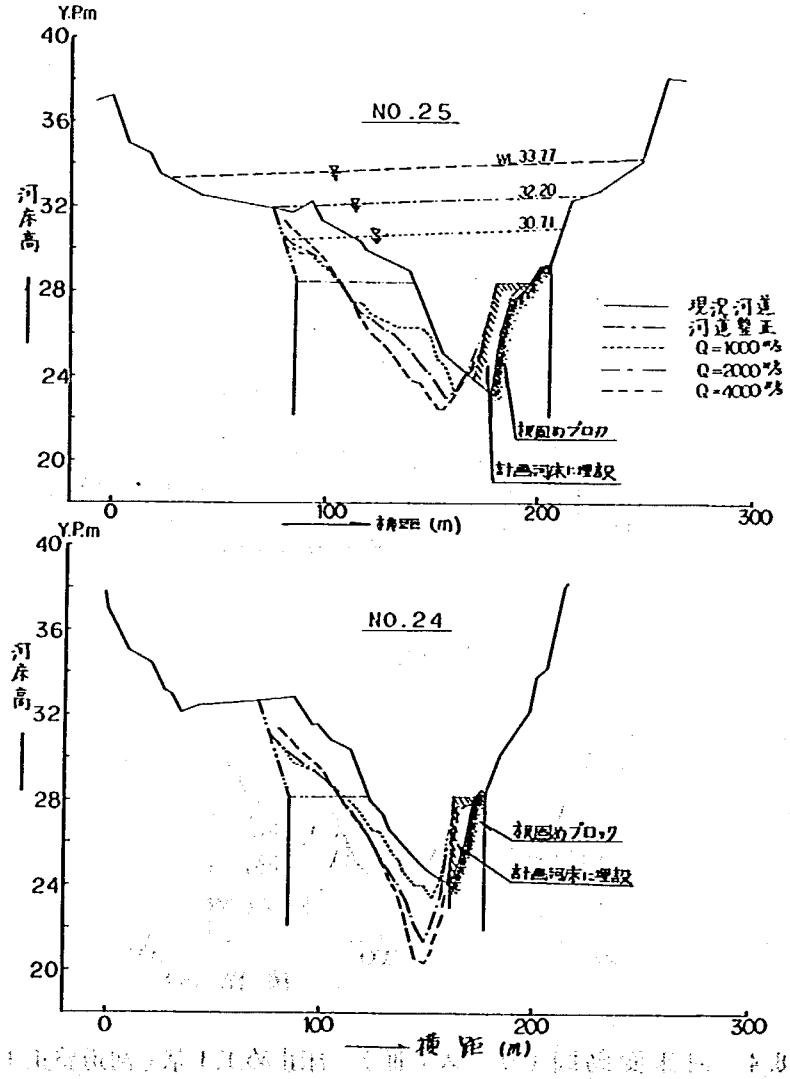
図－9.18.3　河床変動図（ケース：Ⅲ）　床止め工1基（河道整正＋水制）実験



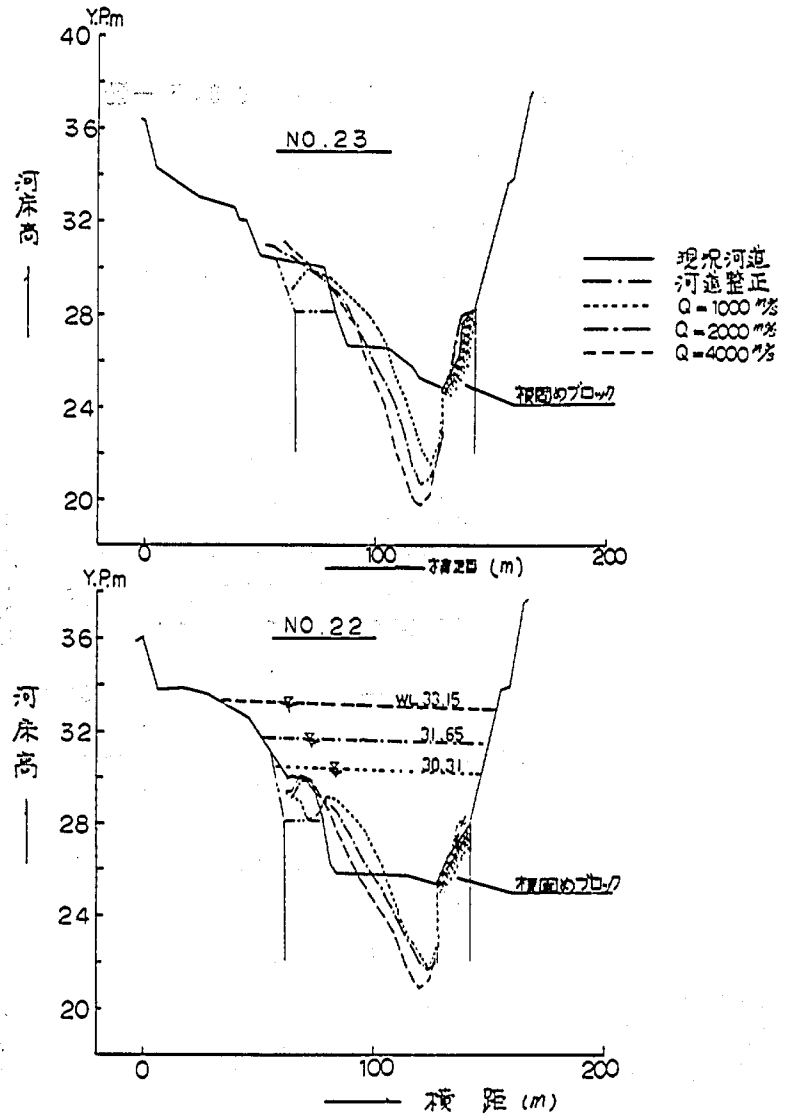
図－9.18.4　河床変動図（ケース：Ⅲ）　床止め工1基（河道整正＋水制）実験



図－9.18.5　河床変動図（ケース：Ⅲ）　床止め工1基（河道整正＋水制）実験

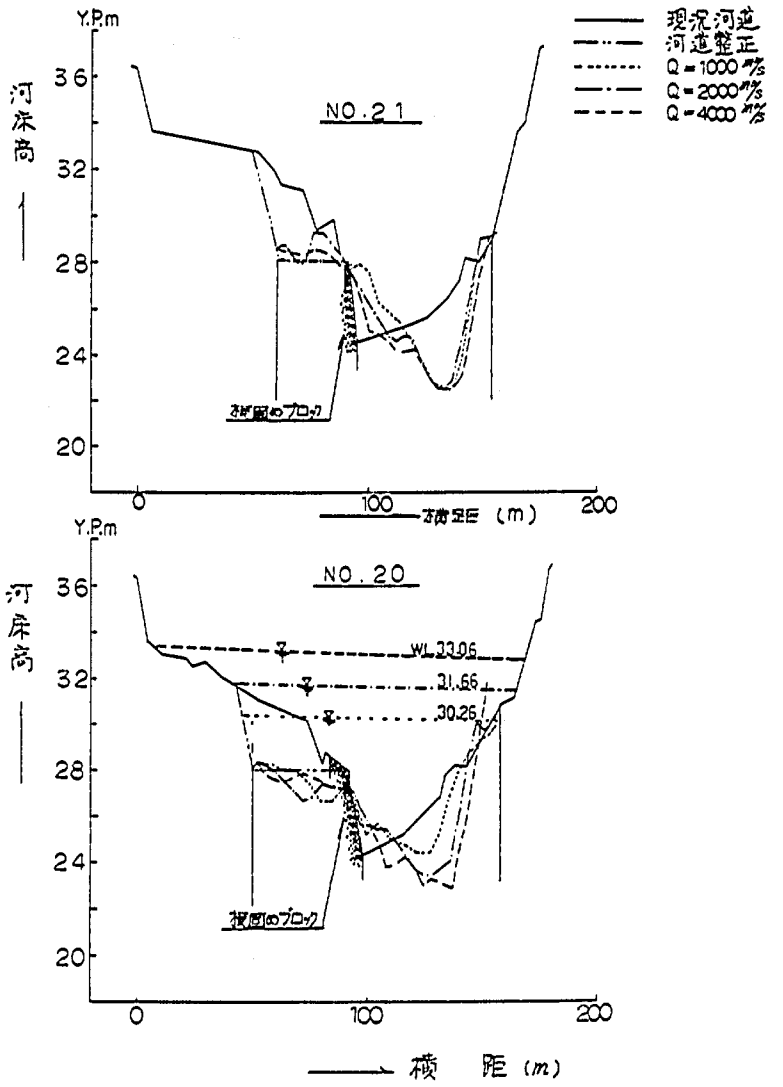


図－9.18.6　河床変動図（ケース：Ⅲ）　床止め工1基（河道整正＋水制）実験



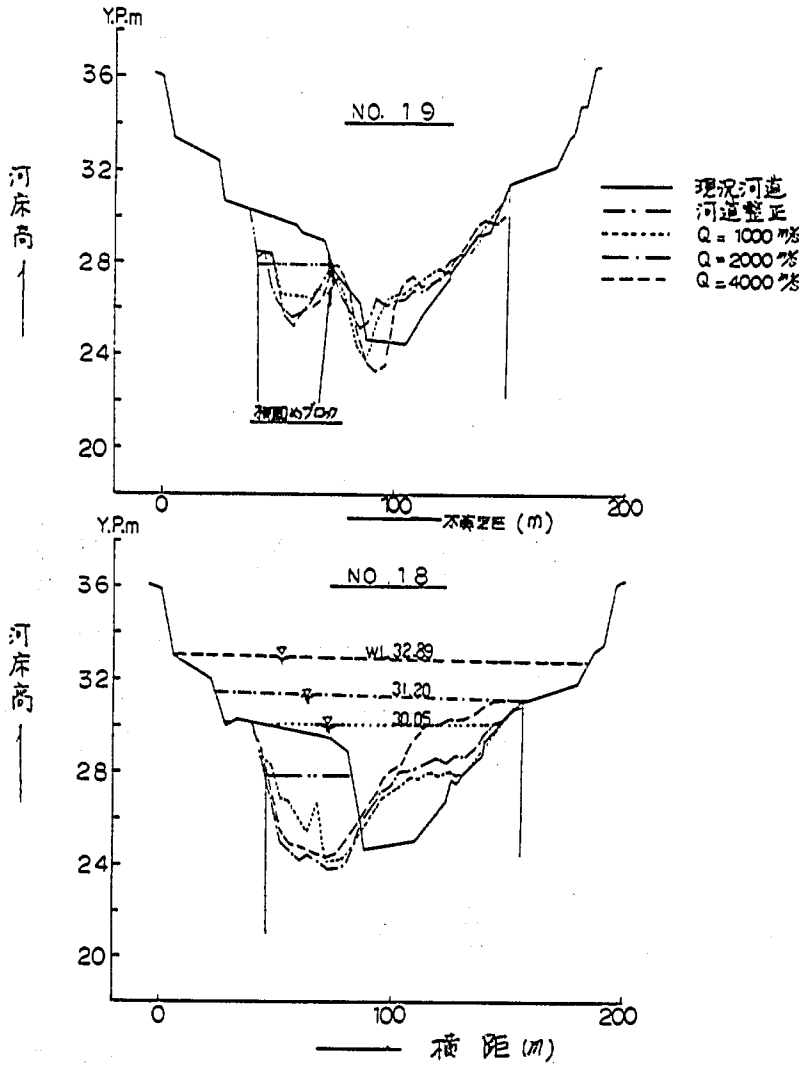
床止め工1基（河道整正＋水制）実験

図―9.18.7　河床変動図（ケース：Ⅲ）



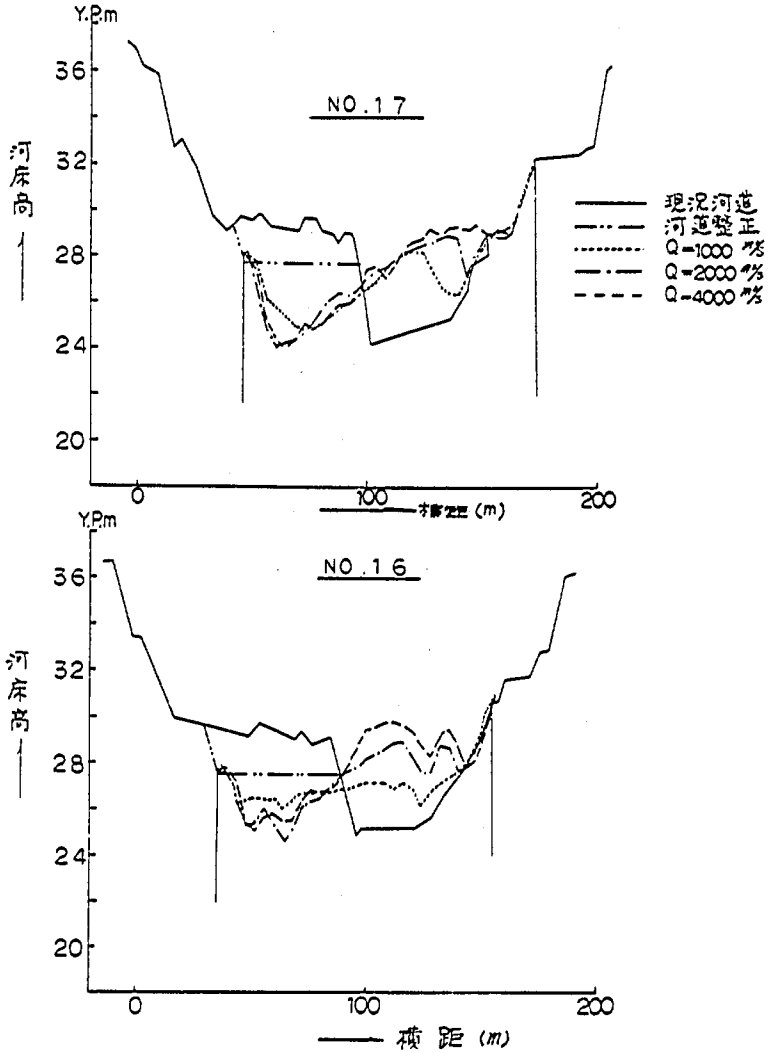
床止め工1基（河道整正＋水制）実験

図―9.18.8　河床変動図（ケース：Ⅲ）



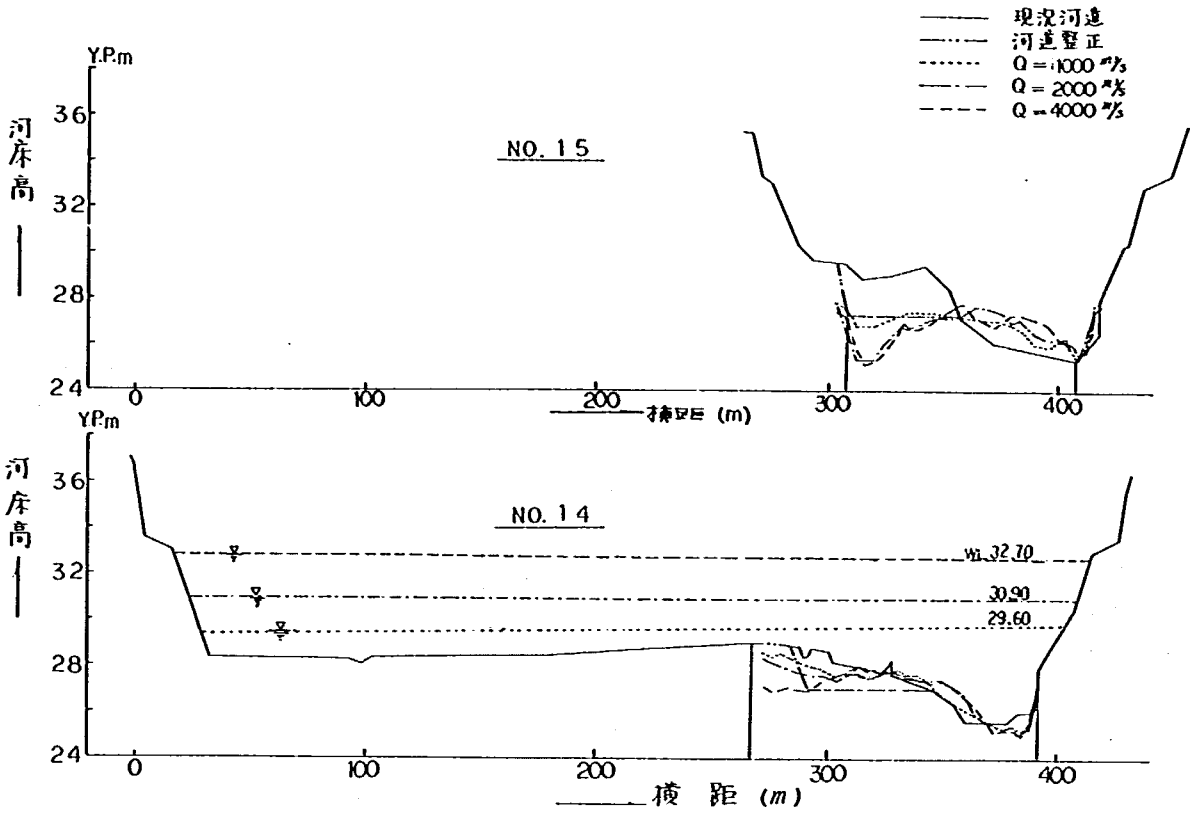
床止め工1基（河道整正＋水制）実験

図―9.18.9　河床変動図（ケース：Ⅲ）

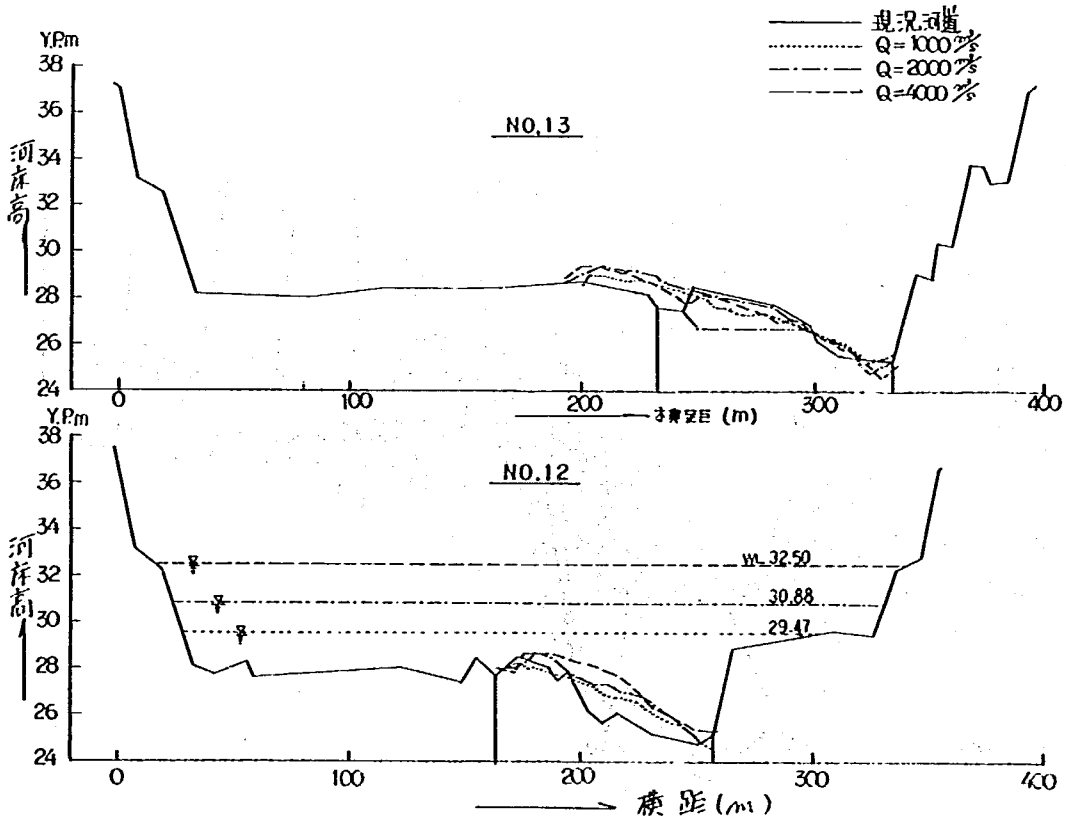


床止め工1基（河道整正＋水制）実験

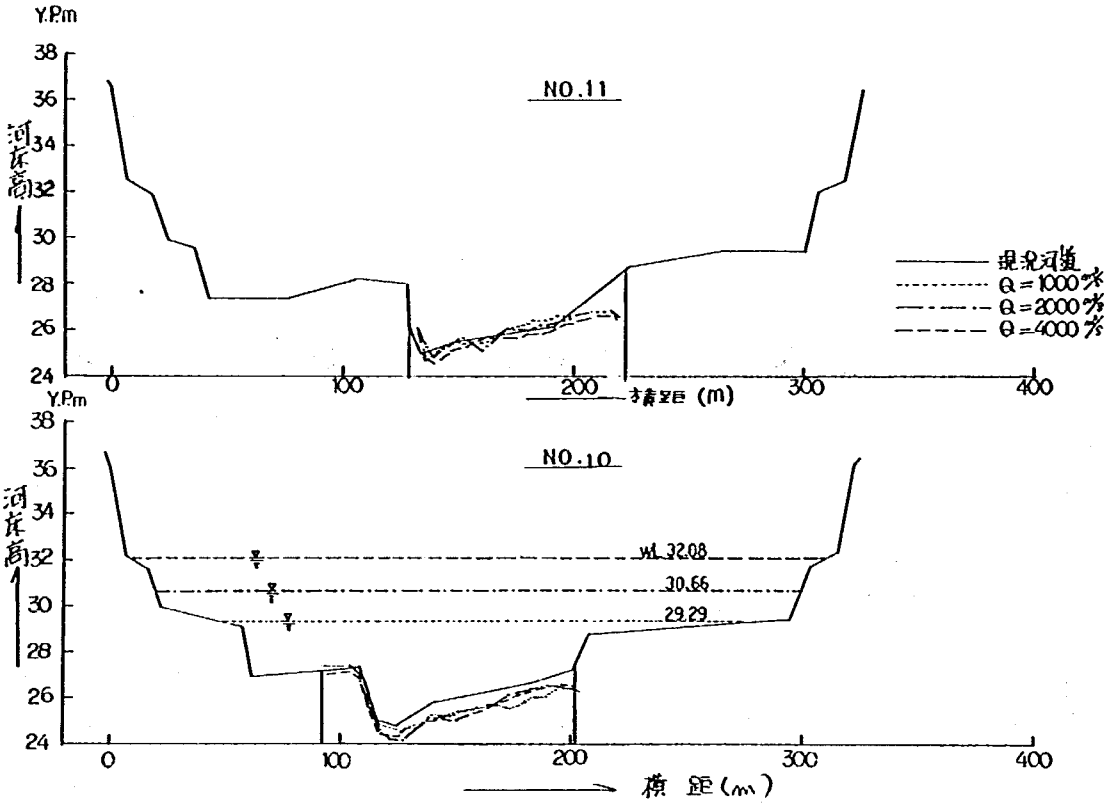
図―9.18.10　河床変動図（ケース：Ⅲ）



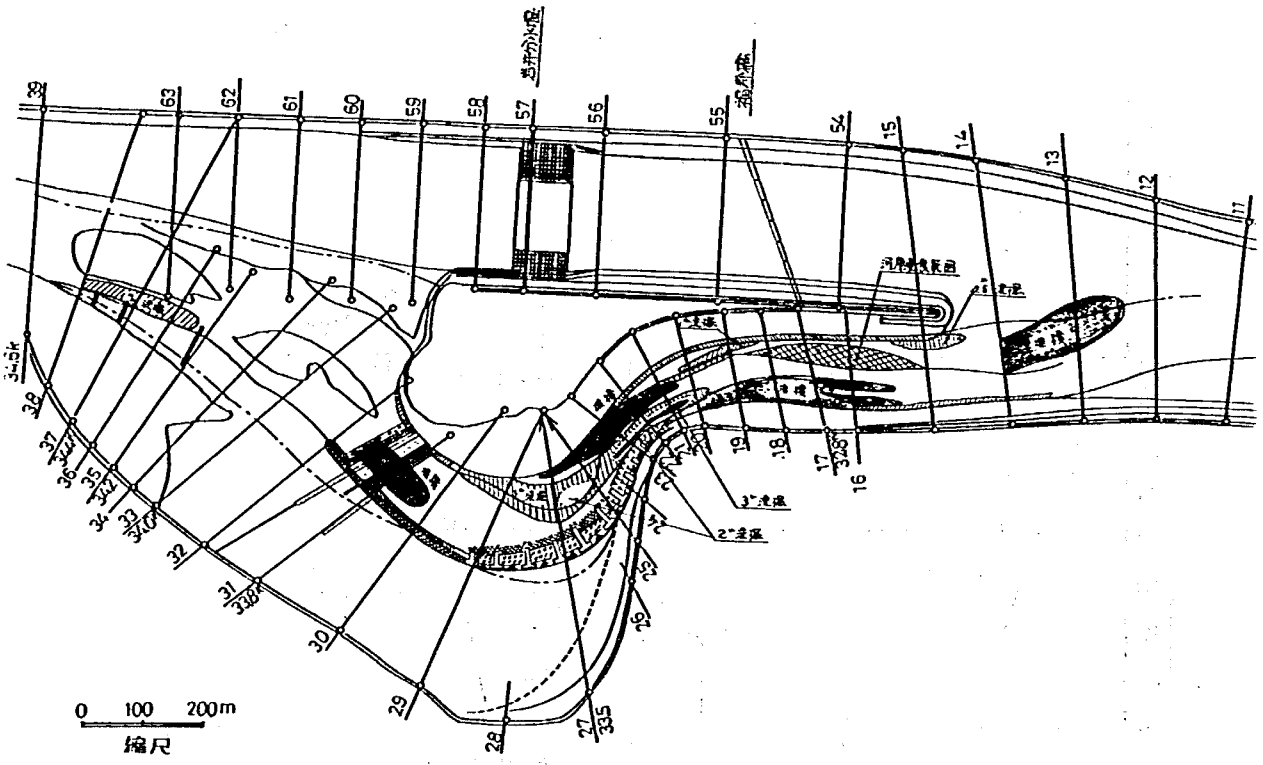
図－9.18.11　河床変動図（ケース：Ⅲ）　床止め工1基（河道整正＋水制）実験



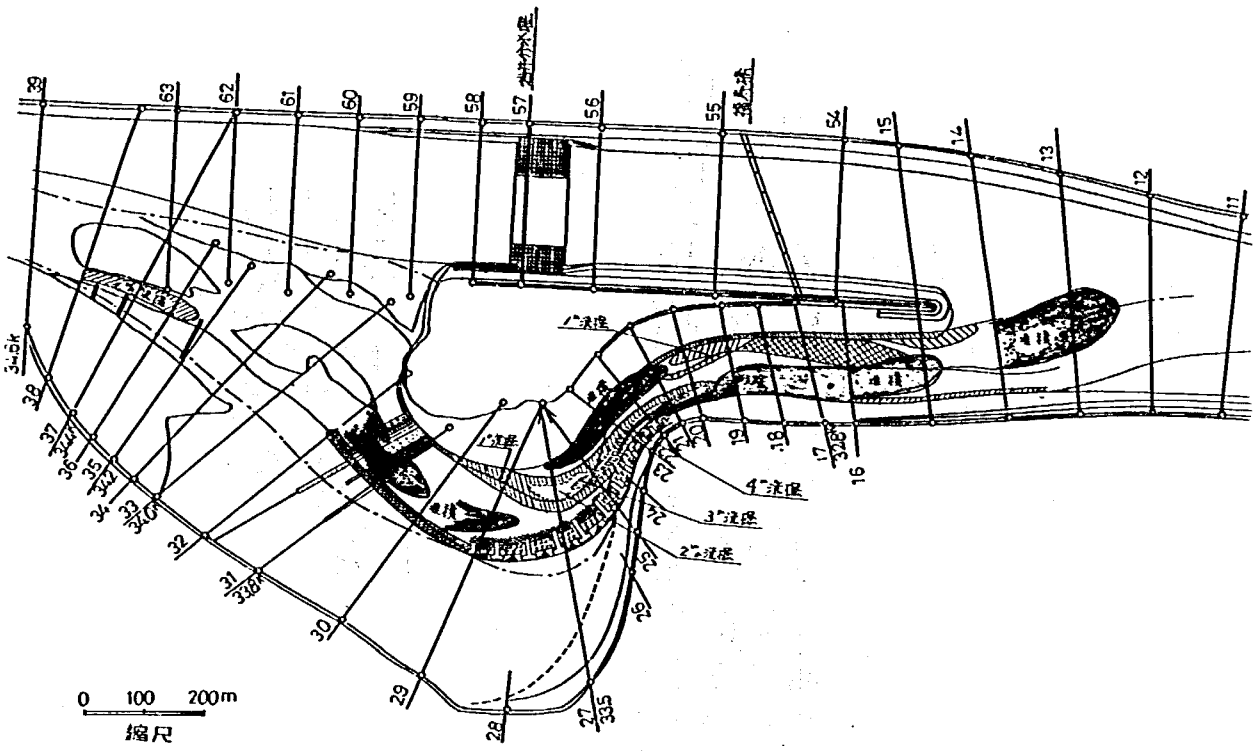
図－9.18.12　河床変動図（ケース：Ⅲ）　床止め工1基（河道整正＋水制）実験



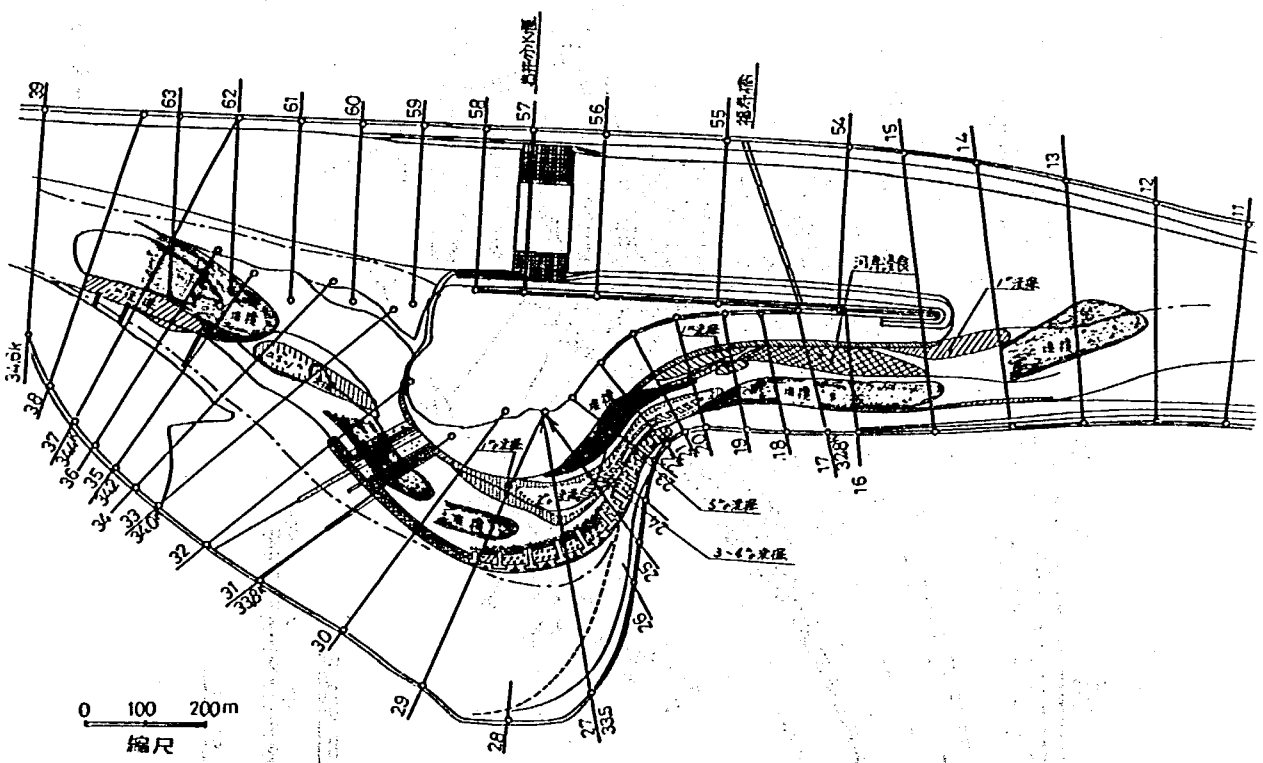
図－9.18.13　河床変動図（ケース：Ⅲ）　床止め工1基（河道整正＋水制）実験



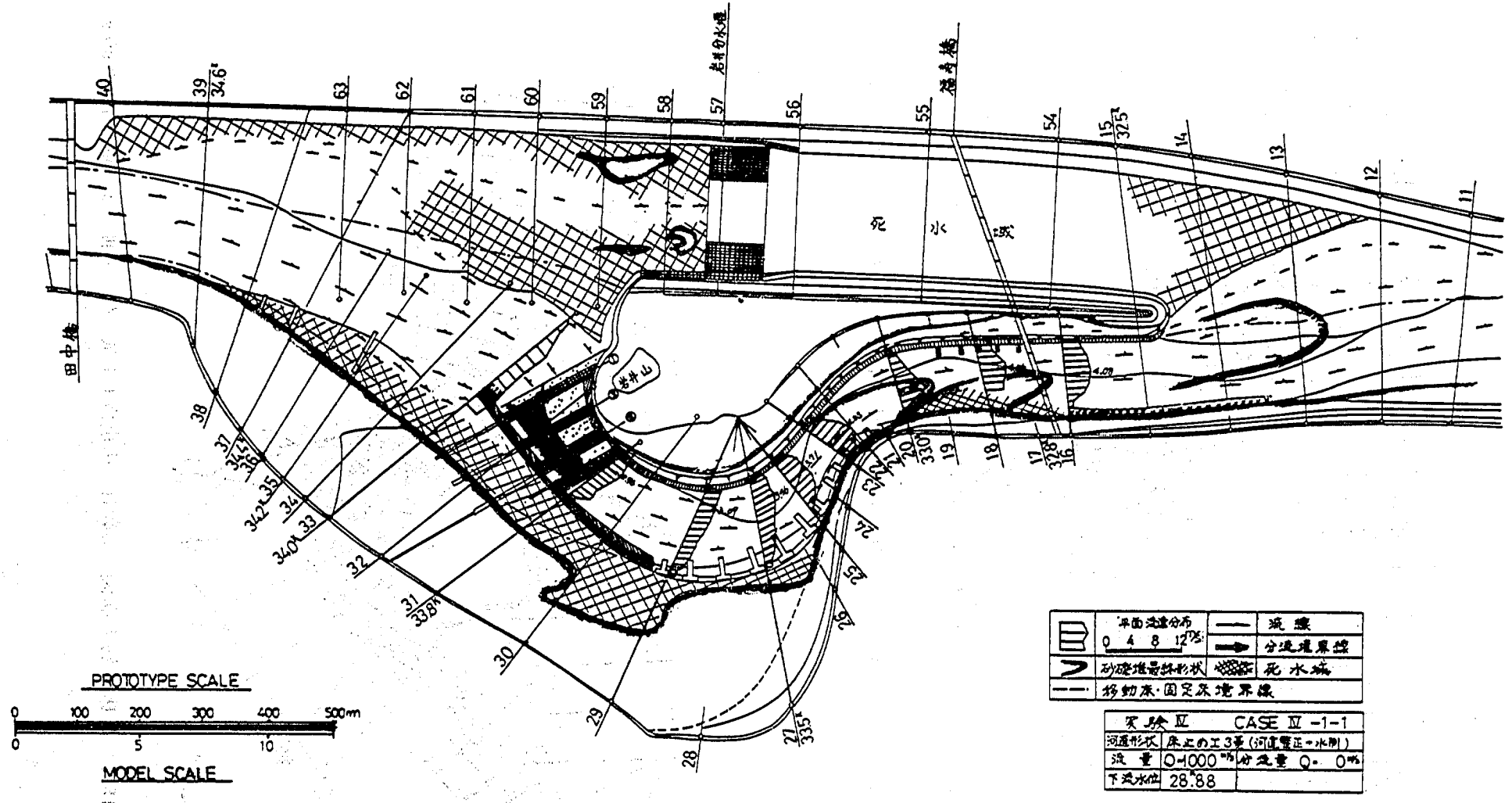
図－9.19.1　河床変動平面図　実験Ⅲ　床止め工1基　ケースⅢ－1　Q＝1,000 ㎥/s



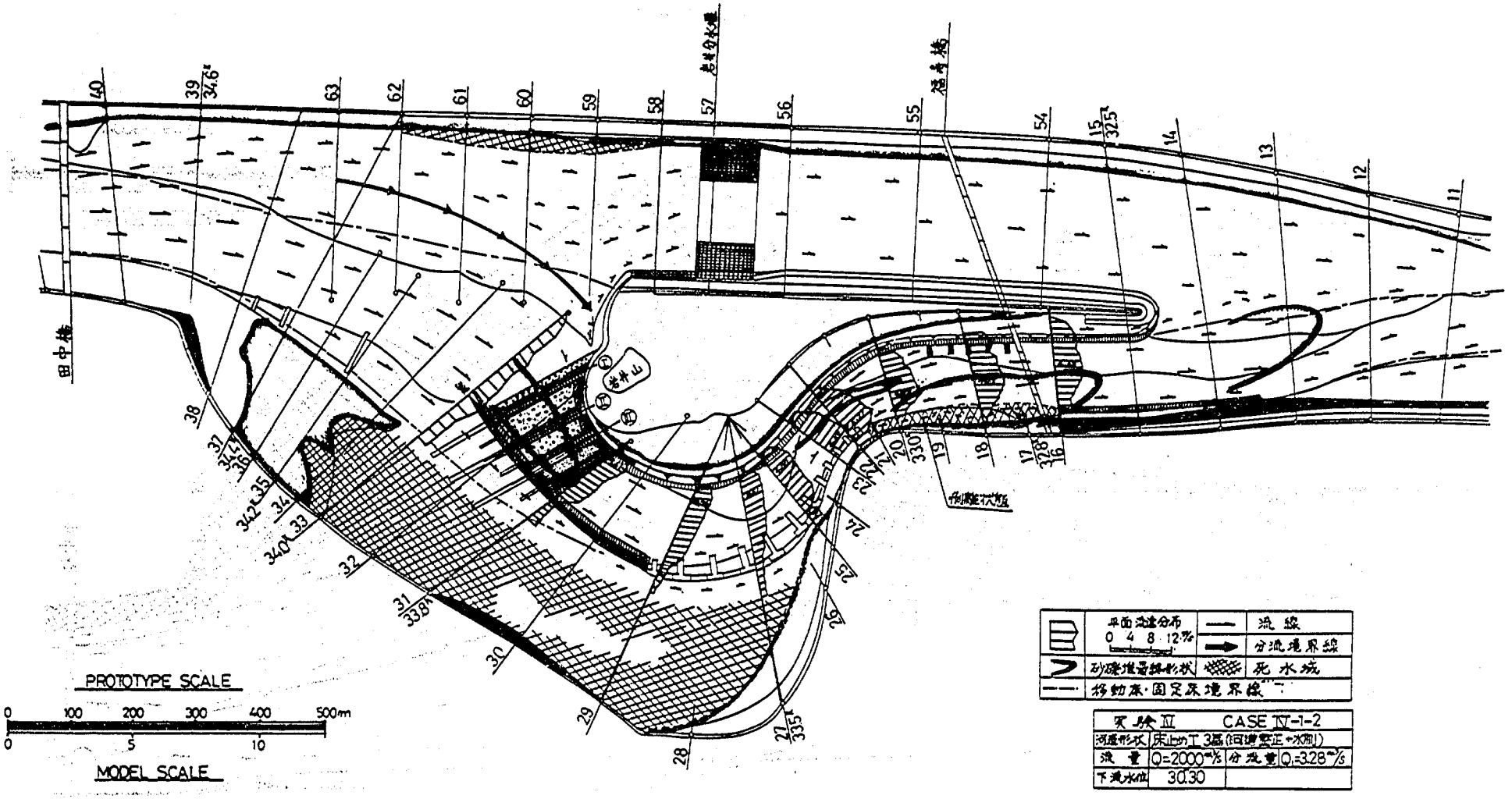
図－9.19.2　河床変動平面図　実験Ⅲ　床止め工1基　ケースⅢ－2　$Q = 2{,}000\ m^3/s$



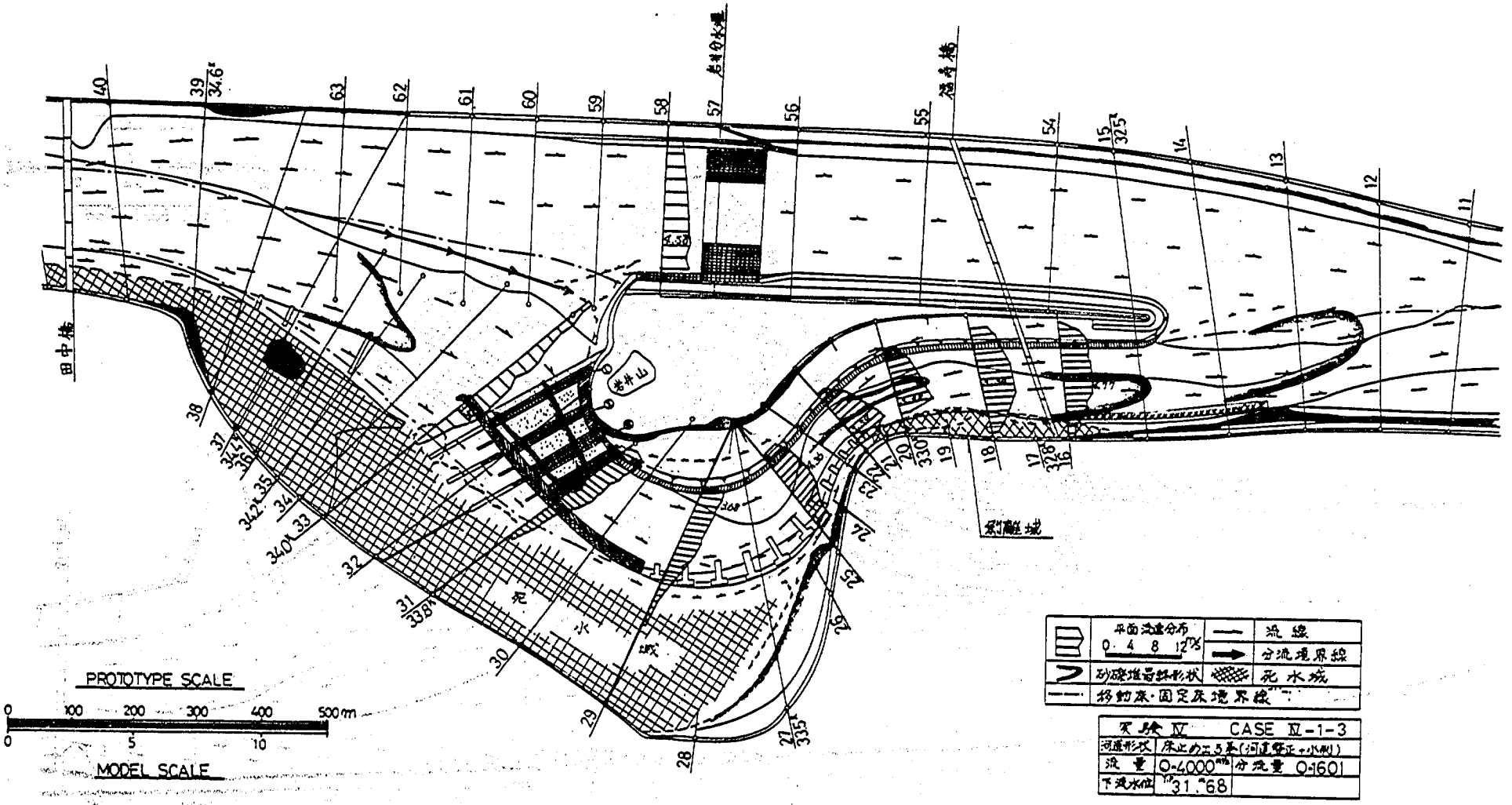
図－9.19.3　河床変動平面図　実験Ⅲ　床止め工1基　ケースⅢ－3　$Q = 4{,}000\ m^3/s$


田中橋
福寿橋
死水域
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
流線
分流境界線
死水域
移動床・固定床境界線
実験Ⅳ CASE Ⅳ -1-1
河道形状 床上の工事(河道整正+水制)
流量 Q=1000 m³/s 分流量 Q= 0 m³/s
下流水位 28.88

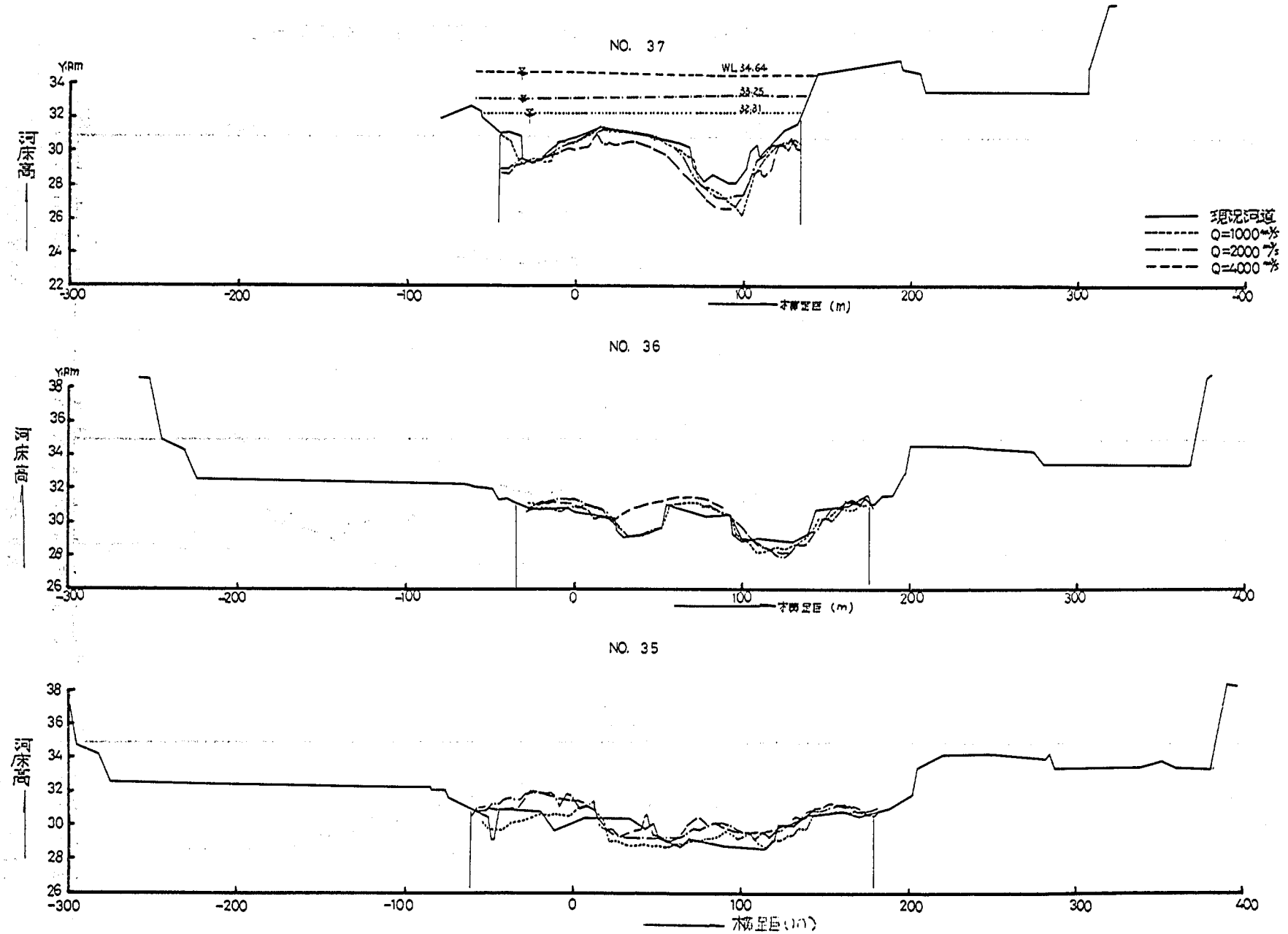
図—9.22.1 流　況　図


田中橋
福寿橋
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 4 8 12%
流線
分流境界線
砂礫推量形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験Ⅱ CASE Ⅳ-1-2
河道形状 床止め工3基(河道整正+水制)
流量 Q=2000m³/s 分流量 Q₁=328m³/s
下流水位 30.30

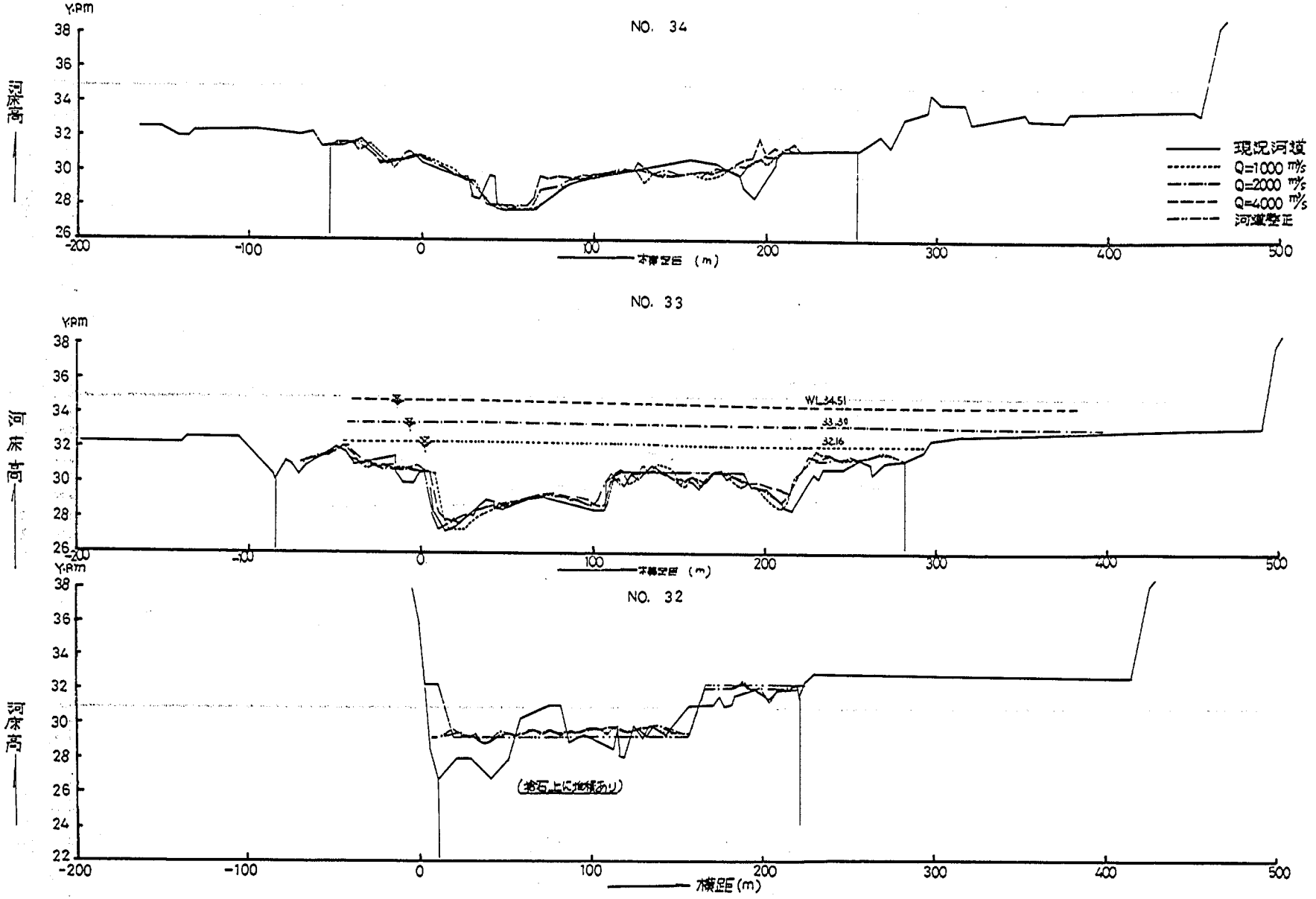
図—9.22.2 流　況　図


田中橋
福寿橋
山井山
死水域
剥離域
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 4 8 12 cm/s
流線
分流境界線
砂礫堆骨材形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験 Ⅳ CASE Ⅳ-1-3
河道形状 床止め2.5基(河道整正+水制)
流量 Q=4000 m³/s 分流量 Q=1601
下流水位 31.68 m

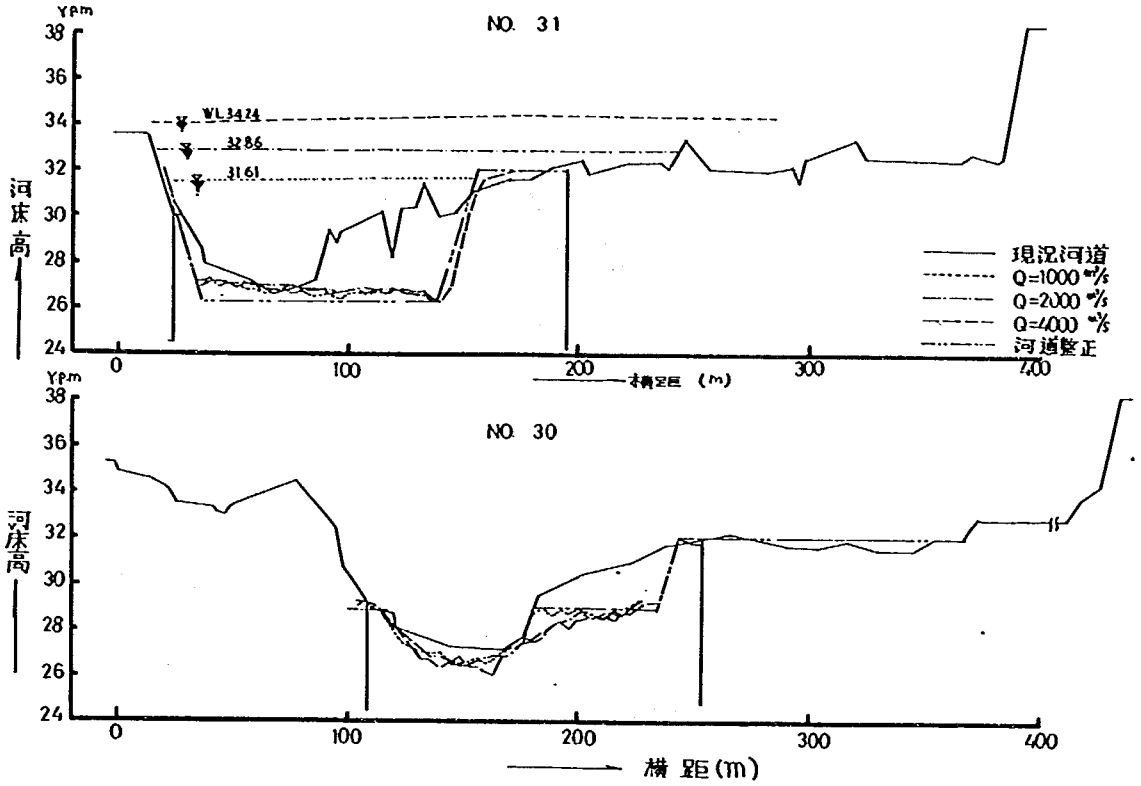
図—9.22.3 流　況　図



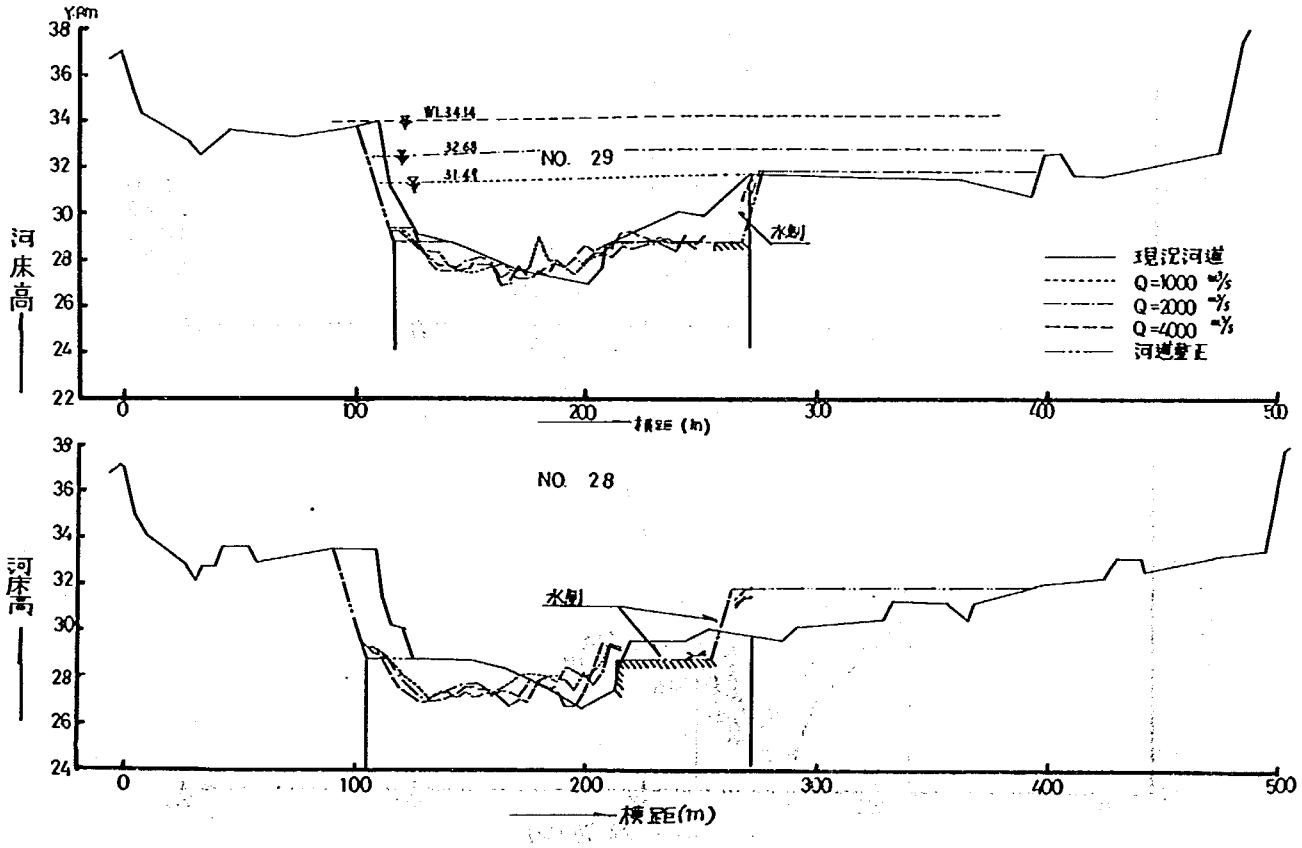
図－9.24.1　河床変動図（ケースⅣ－1）　床止め工3基（河道整正＋水制）実験



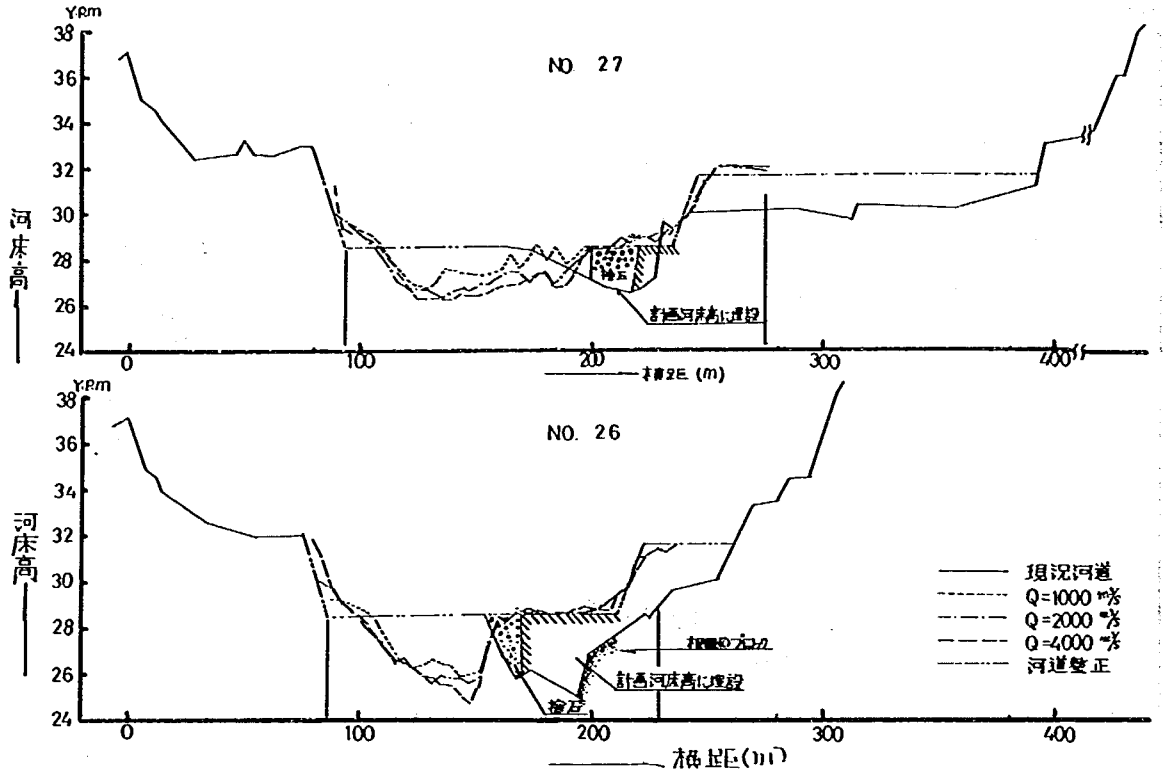
図－9.24.2　河床変動図（ケースⅣ－１）　床止め工３基（河道整正＋水制）実験



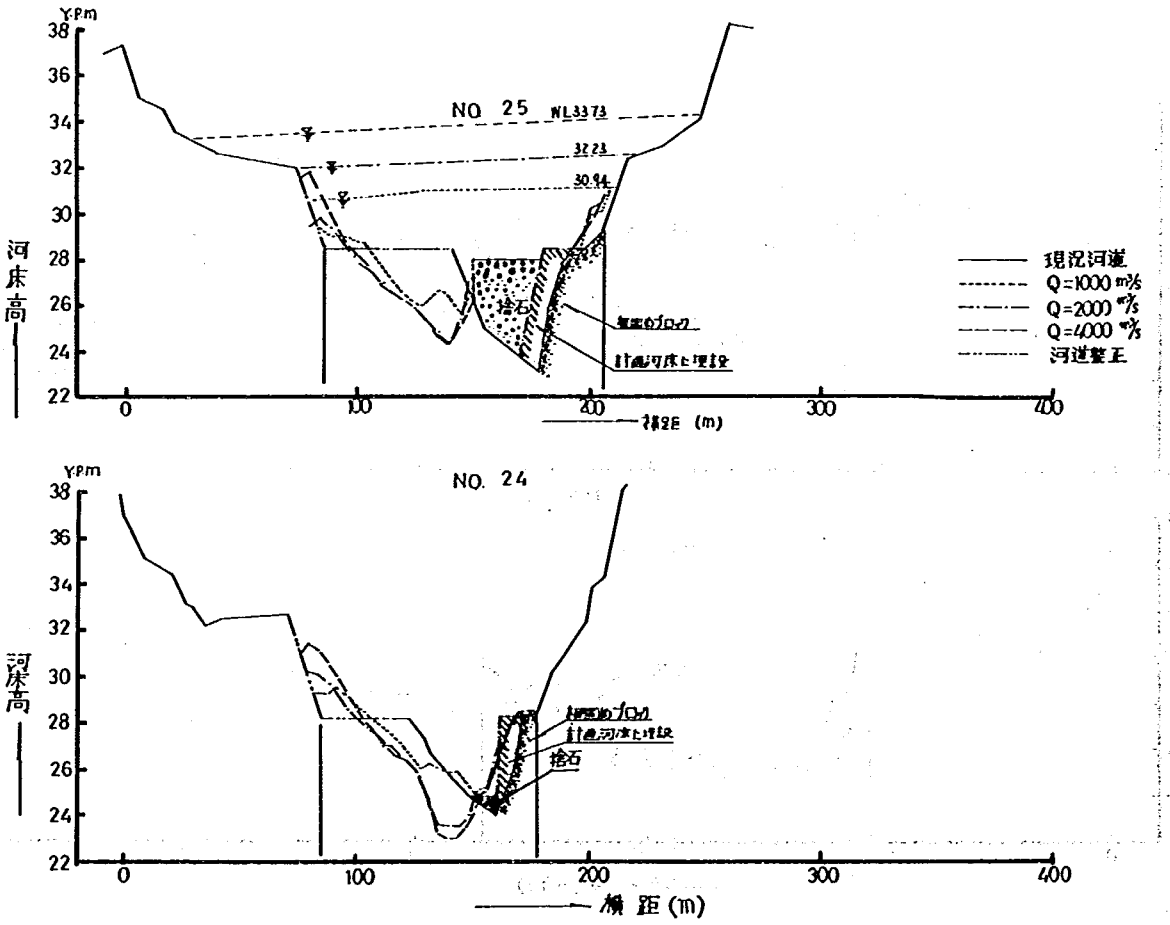
図－9.24.3　河床変動図（ケースⅣ－1）　床止め工3基（河道整正＋水制）実験



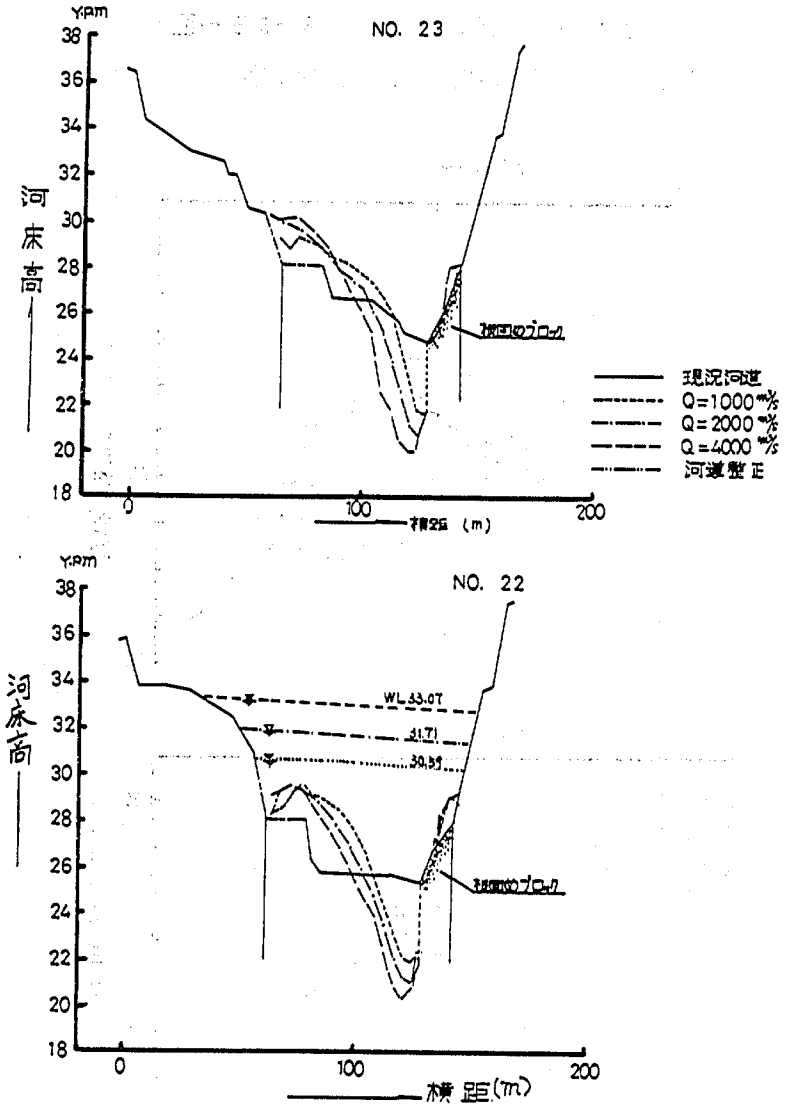
図－9.24.4　河床変動図（ケースⅣ－1）　床止め工3基（河道整正＋水制）実験



図－9.24.5　河床変動図（ケースⅣ－1）　床止め工3基（河道整正＋水制）実験

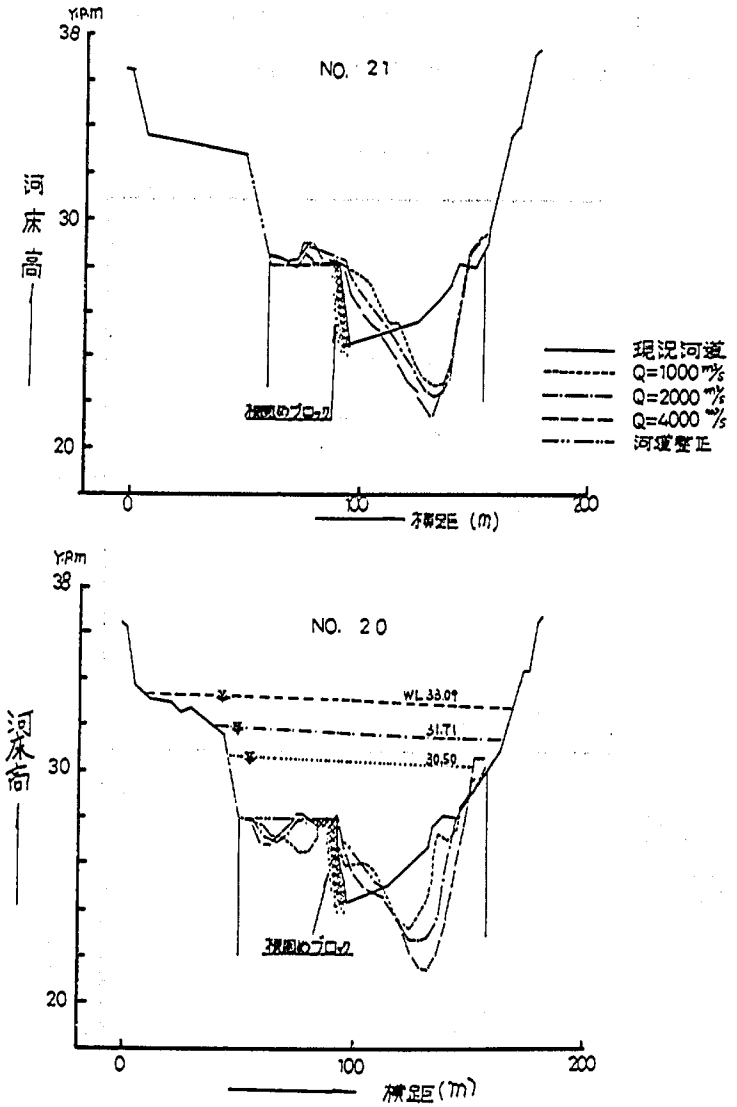


図－9.24.6　河床変動図（ケースⅣ－1）　床止め工3基（河道整正＋水制）実験



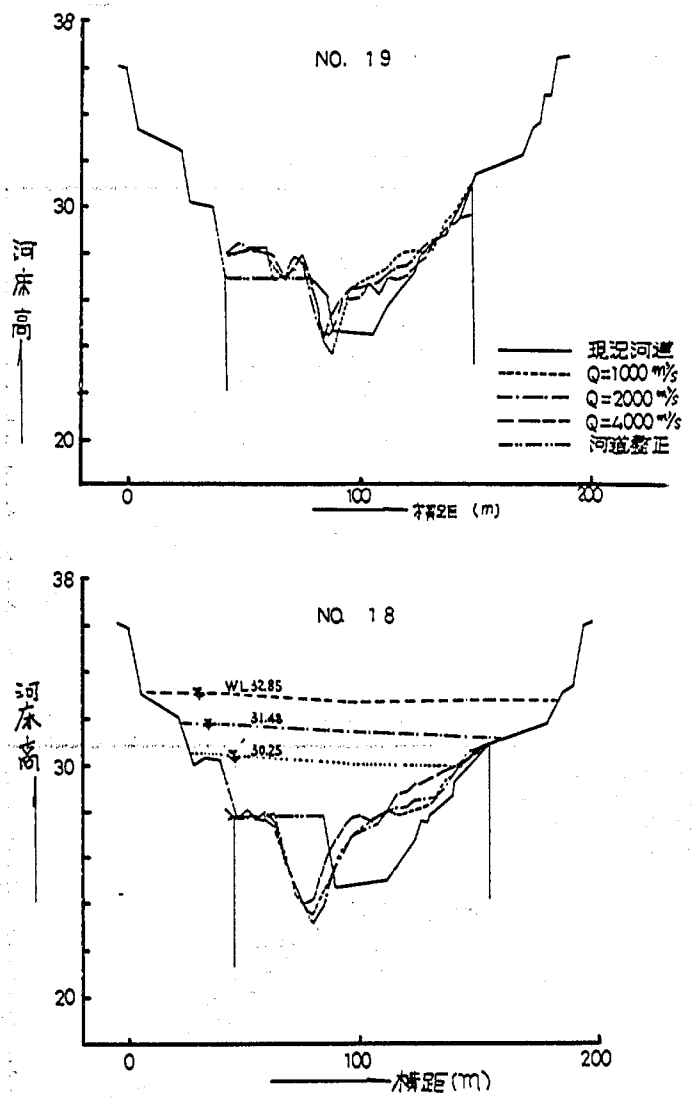
床止め工３基（河道整正＋水制）実験

図－9.24.7　河床変動図（ケースⅣ－１）



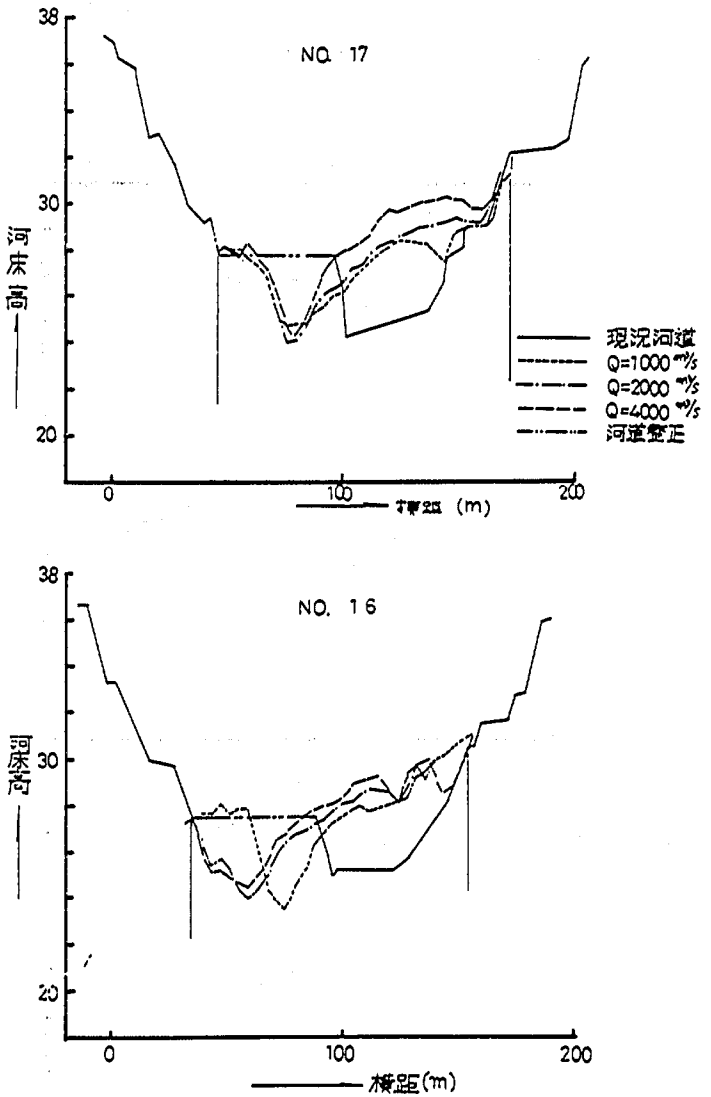
床止め工３基（河道整正＋水制）実験

図－9.24.8　河床変動図（ケースⅣ－１）



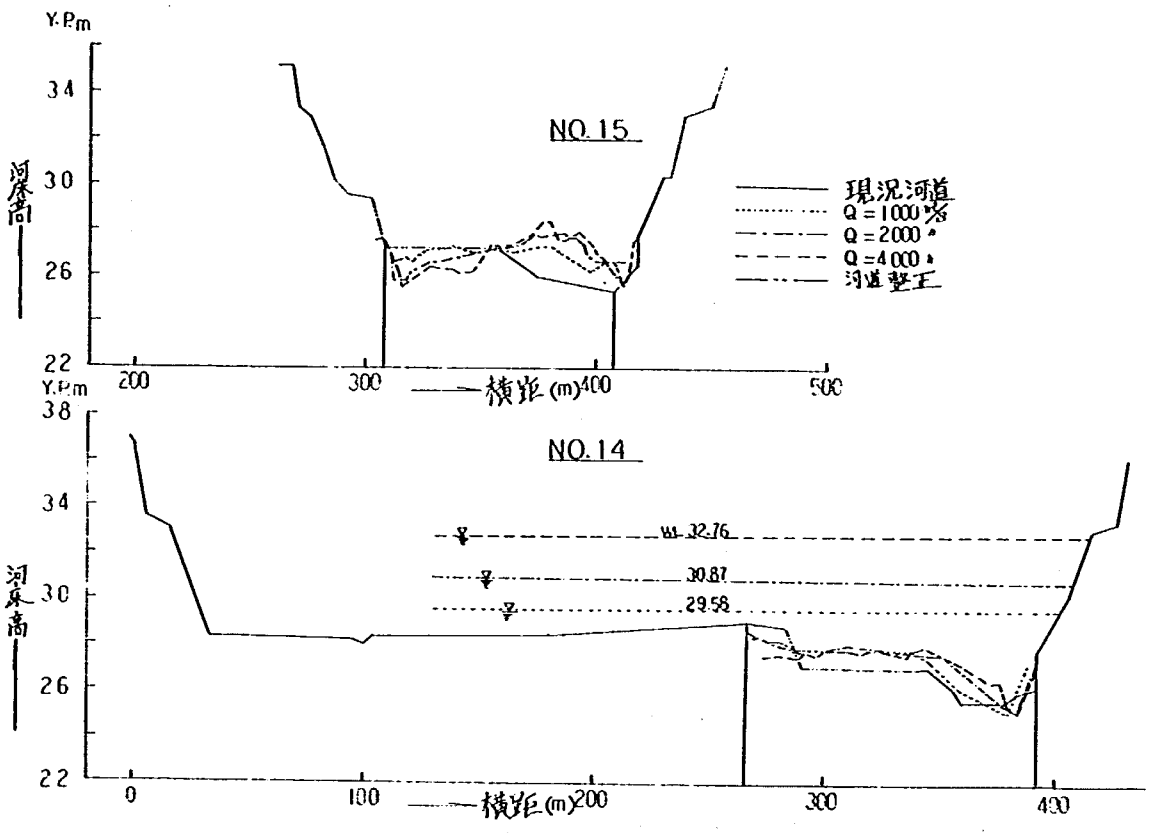
床止め工３基（河道整正＋水制）実験

図－9.24.9　河床変動図（ケースⅣ－１）

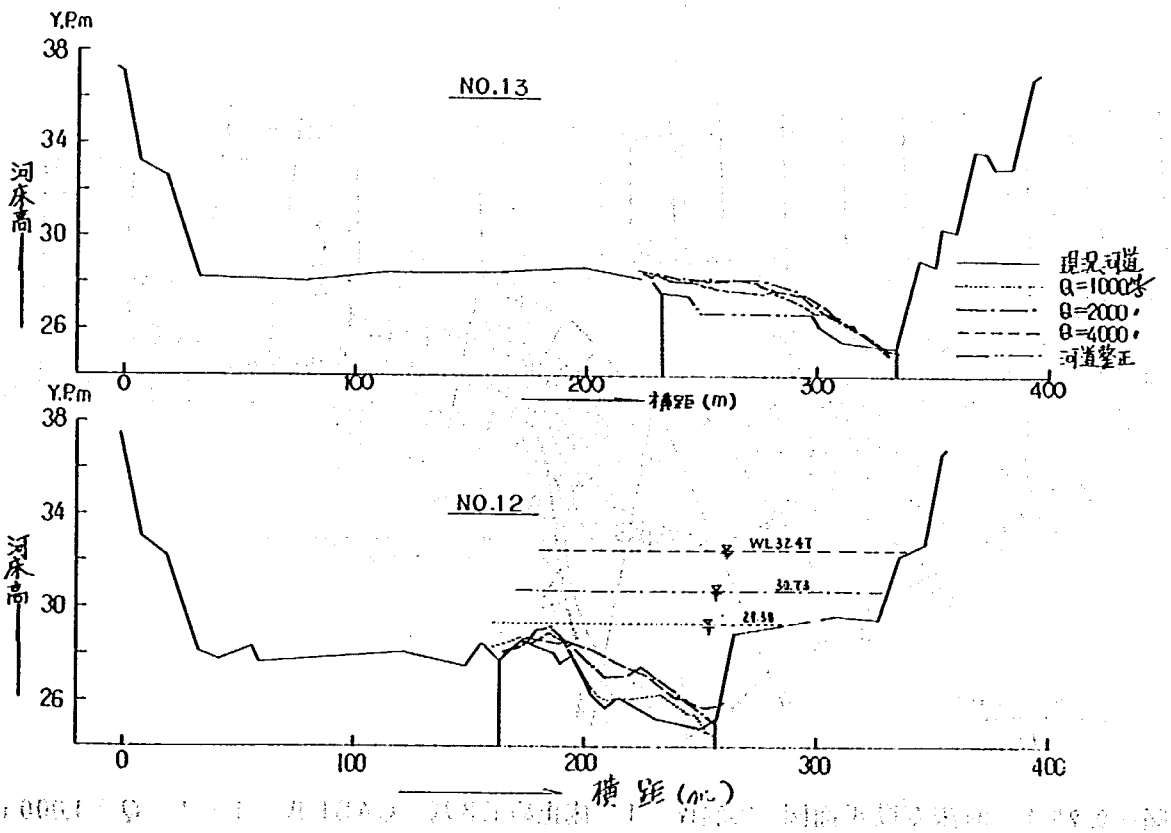


床止め工３基（河道整正＋水制）実験

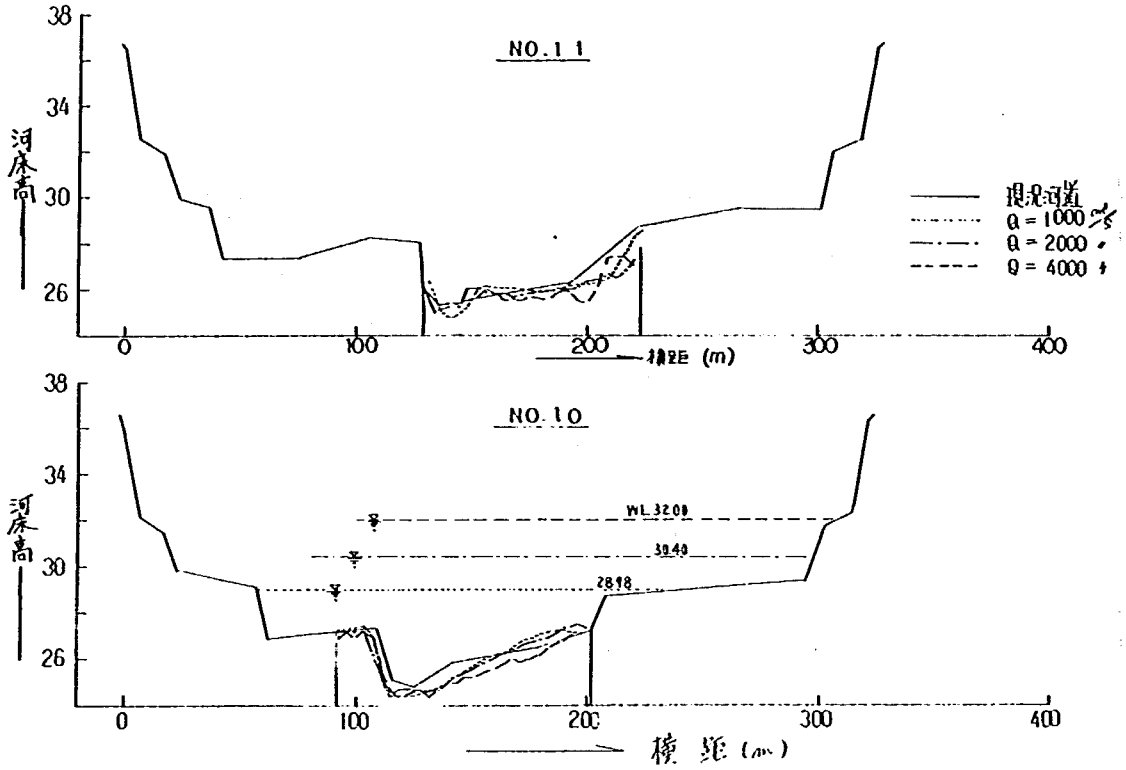
図－9.24.10　河床変動図（ケースⅣ－１）



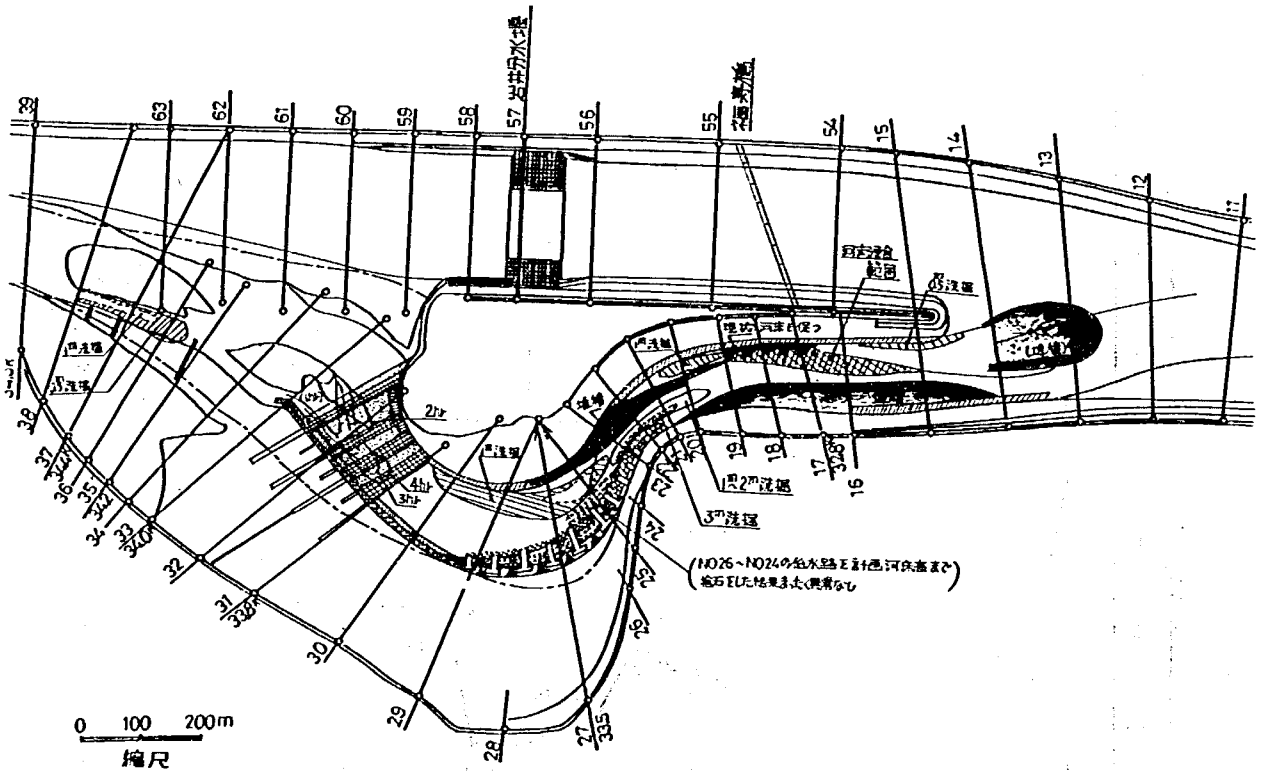
図－9.24.11　河床変動図（ケースⅣ－１）　床止め工３基（河道整正＋水制）実験



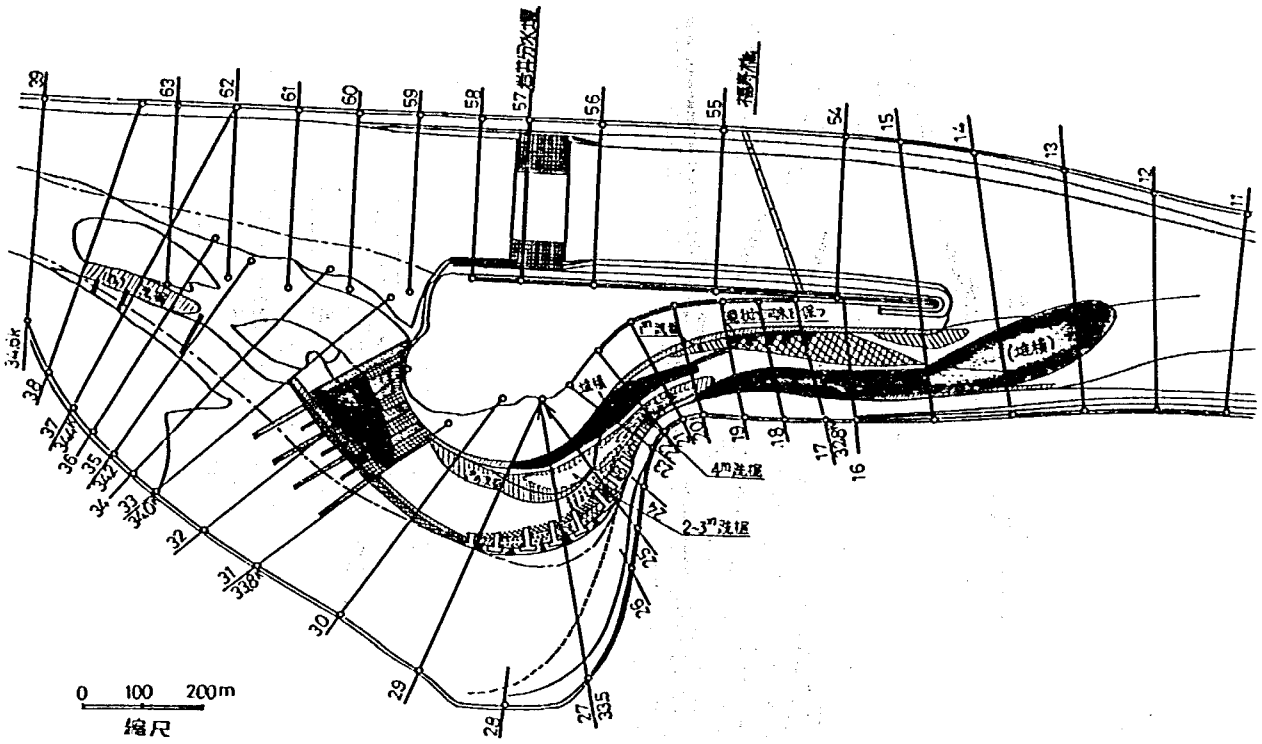
図－9.24.12　河床変動図（ケースⅣ－１）　床止め工３基（河道整正＋水制）実験



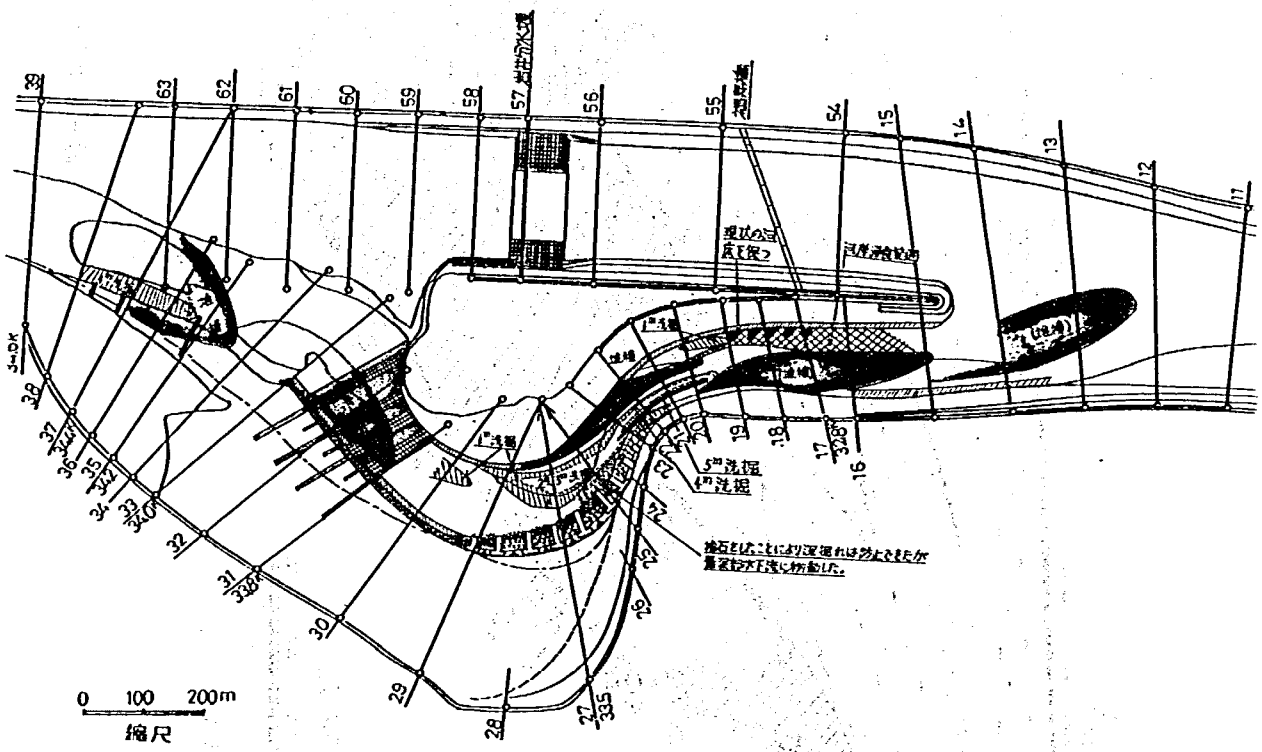
図－9.24.13　河床変動図（ケースⅣ－1）　床止め工3基（河道整正＋水制）実験



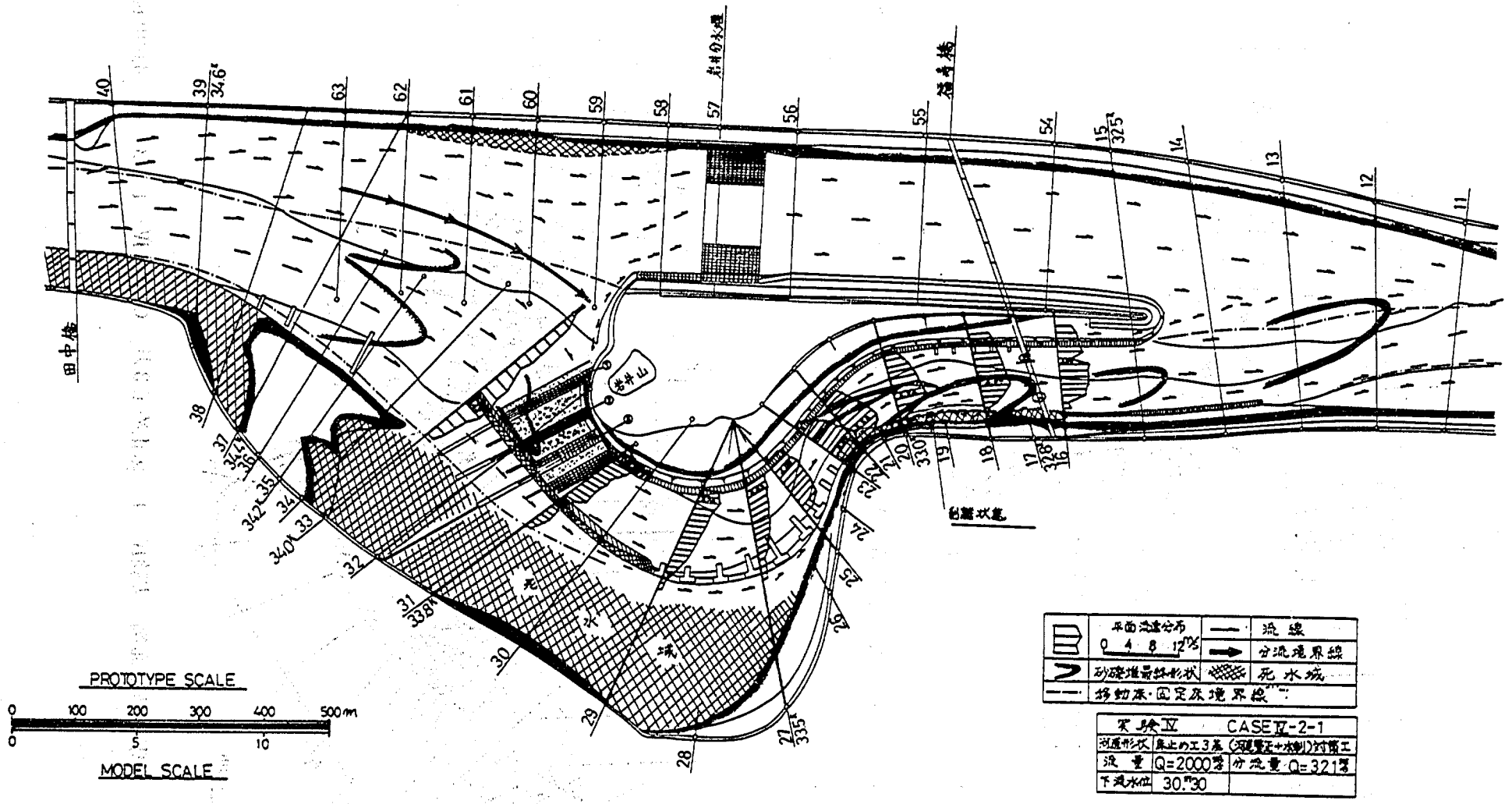
図－9.25.1　河床変動平面図　実験Ⅳ－1　床止め工3基　CASEⅣ－1－1　Q＝1,000 m³/s



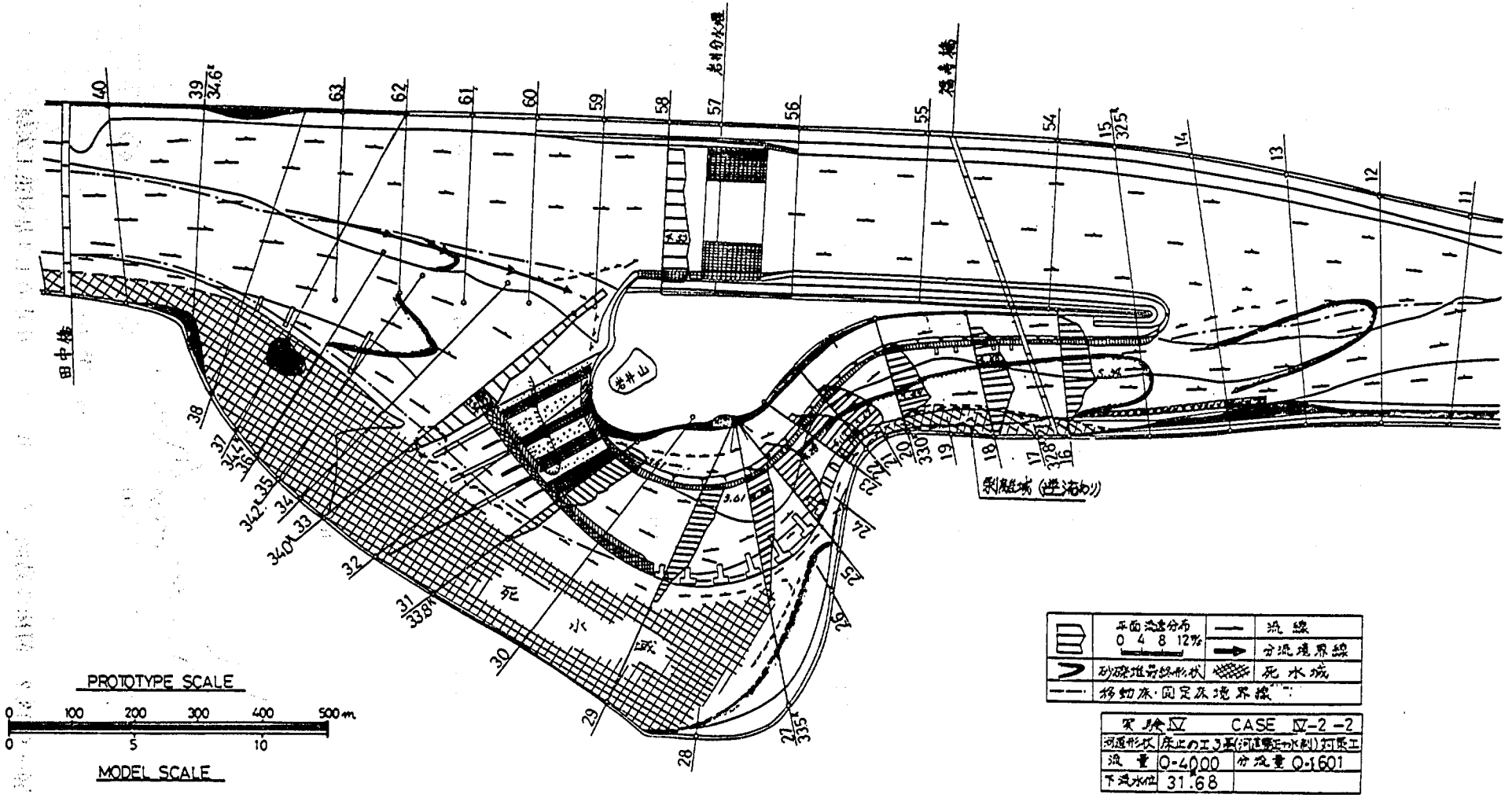
図－9.25.2　河床変動平面図　実験Ⅳ－1　床止め工3基　CASEⅣ－1－2　$Q=2{,}000\ m^3/s$



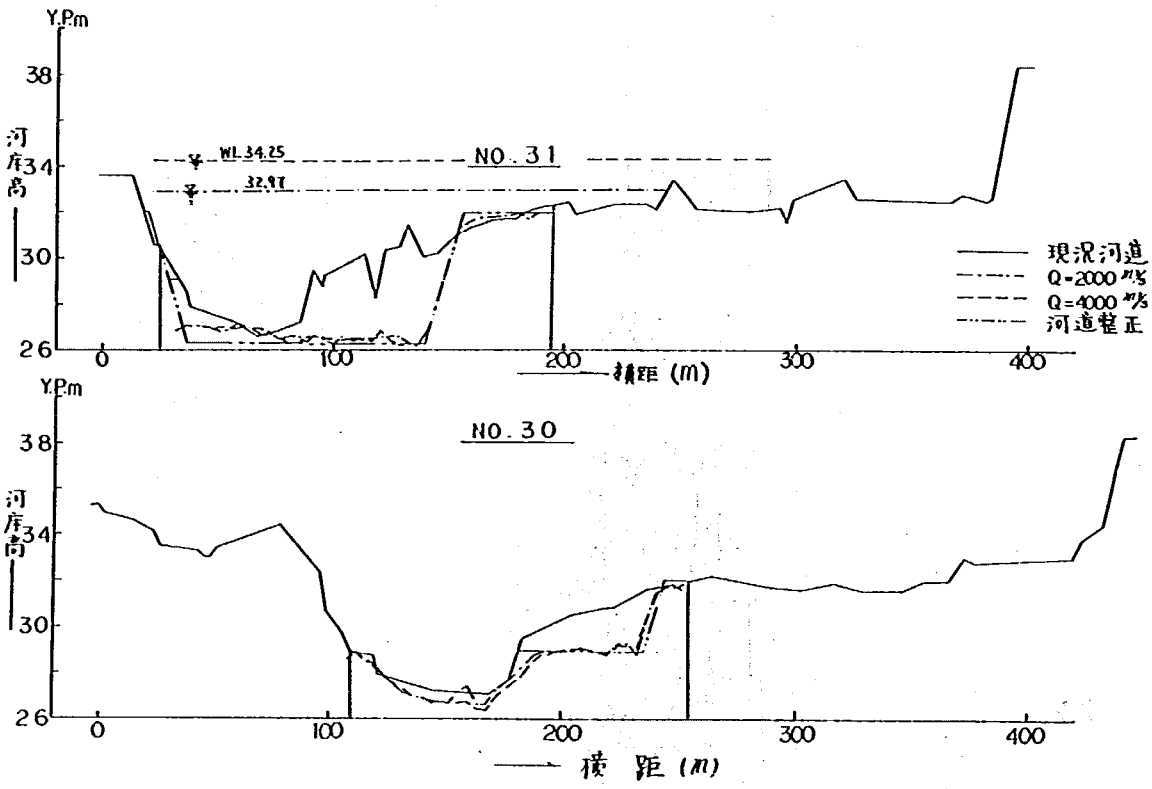
図－9.25.3　河床変動平面図　実験Ⅳ－1　床止め工3基　CASEⅣ－1－3　$Q=4{,}000\ m^3/s$


田中橋
福寿橋
岩井山
死水域
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
流線
分流境界線
砂礫堆最終形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験Ⅳ CASEⅣ-2-1
河道形状 鼻止め工3基（河道整正＋水制）対策工
流量 Q=2000㎥/s 分流量 Q=321㎥/s
下流水位 30.m30

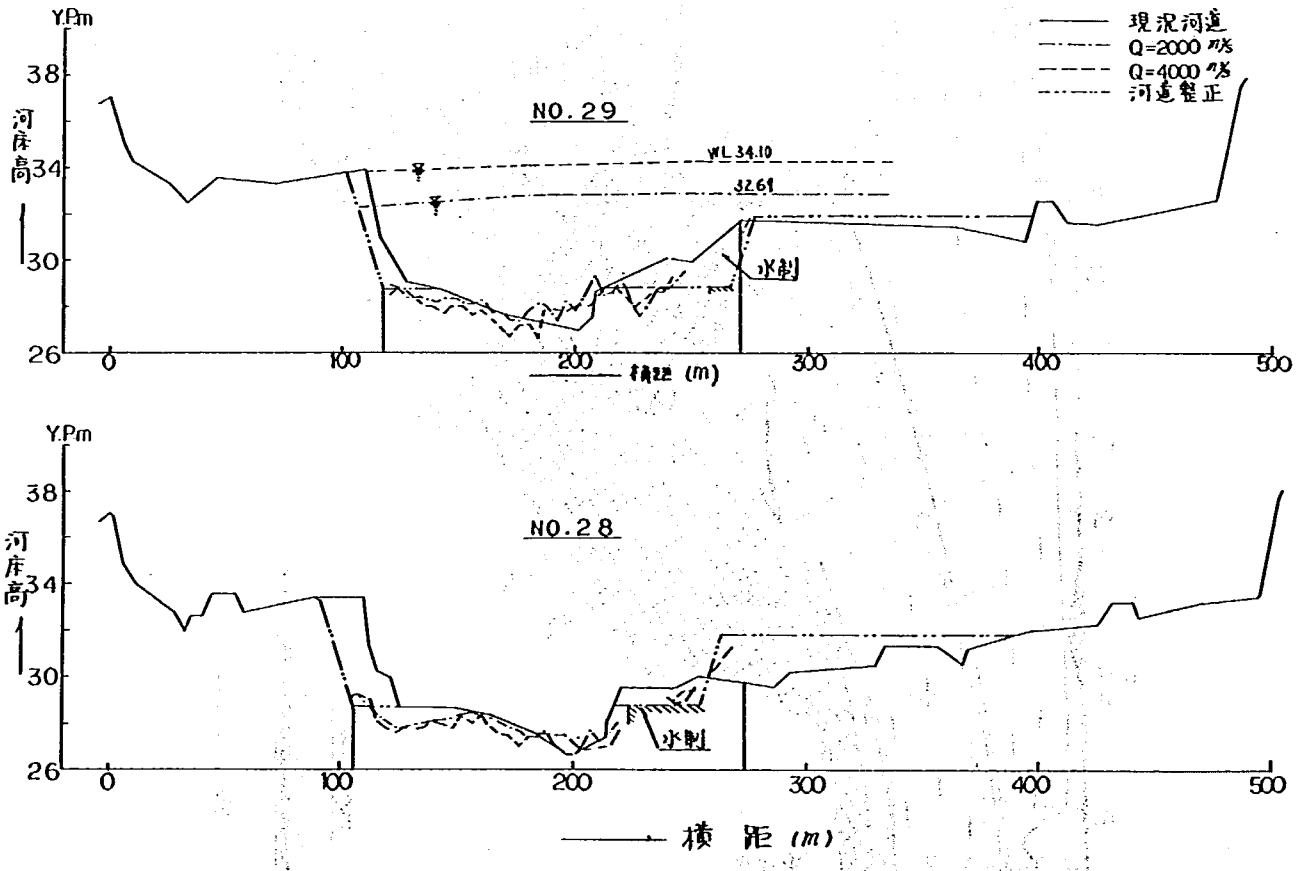
図—9.30.1 流　況　図


田中橋
福寺橋
岩井山
死水域
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500 m
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 4 8 12%
流線
分流境界線
砂礫推移線形状
死水域
移動床・固定床境界線
実験Ⅳ CASE Ⅳ-2-2
河道形状 床止の工夫(河道閉塞ヤ水制)対策工
流量 Q=4000 分流量 Q=1601
下流水位 31.68

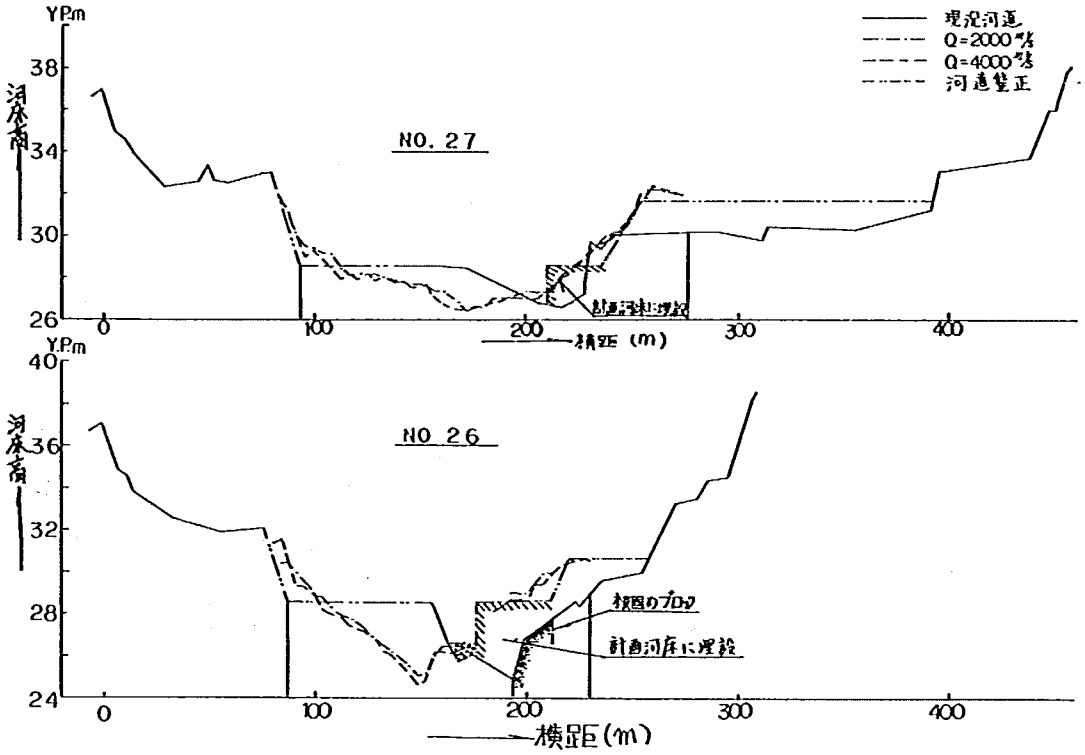
図—9.30.2 流　況　図



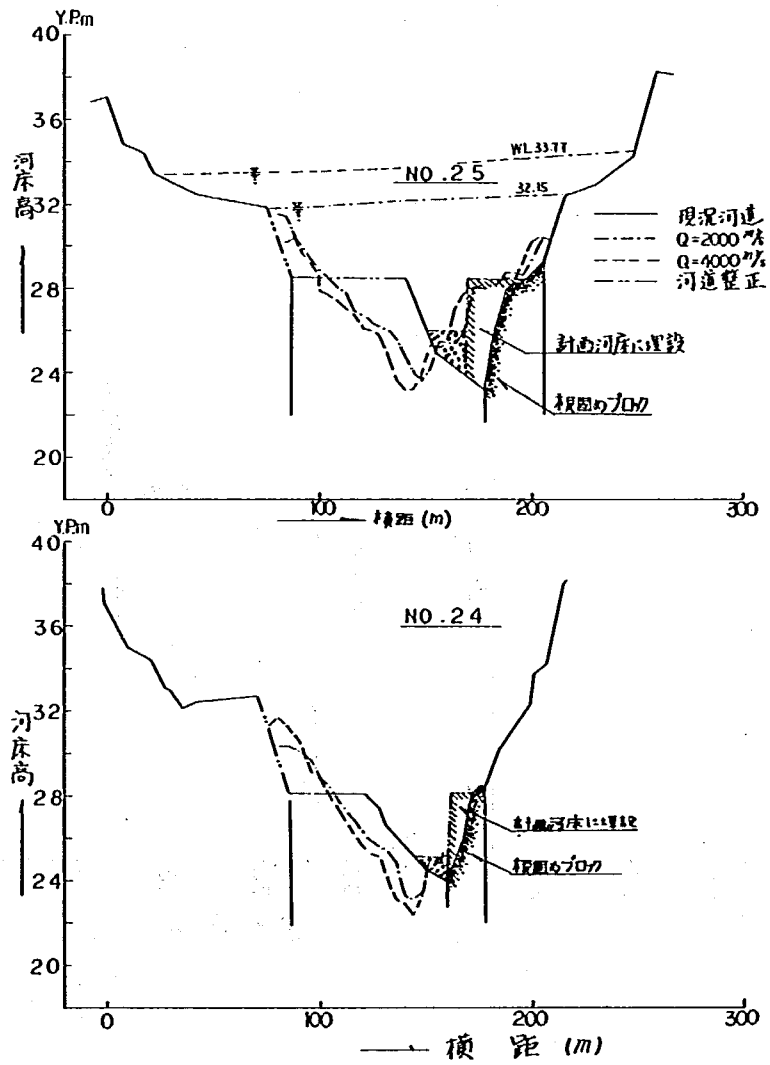
図－9.33.1　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



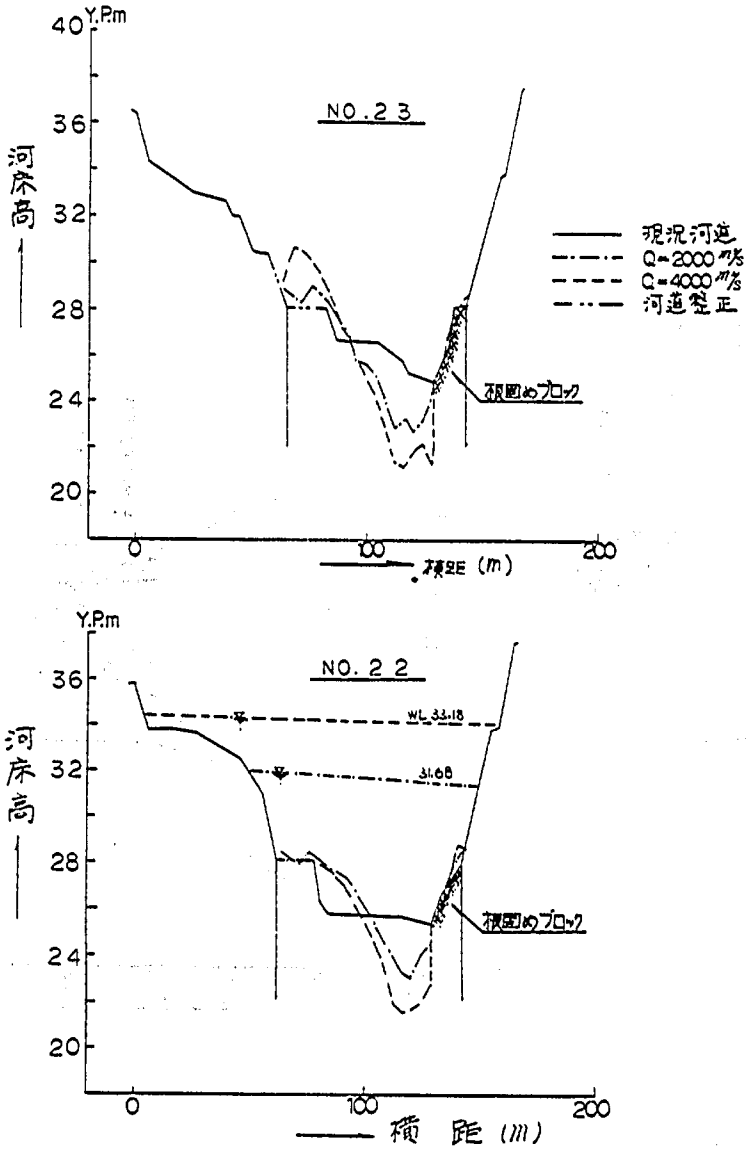
図－9.33.2　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



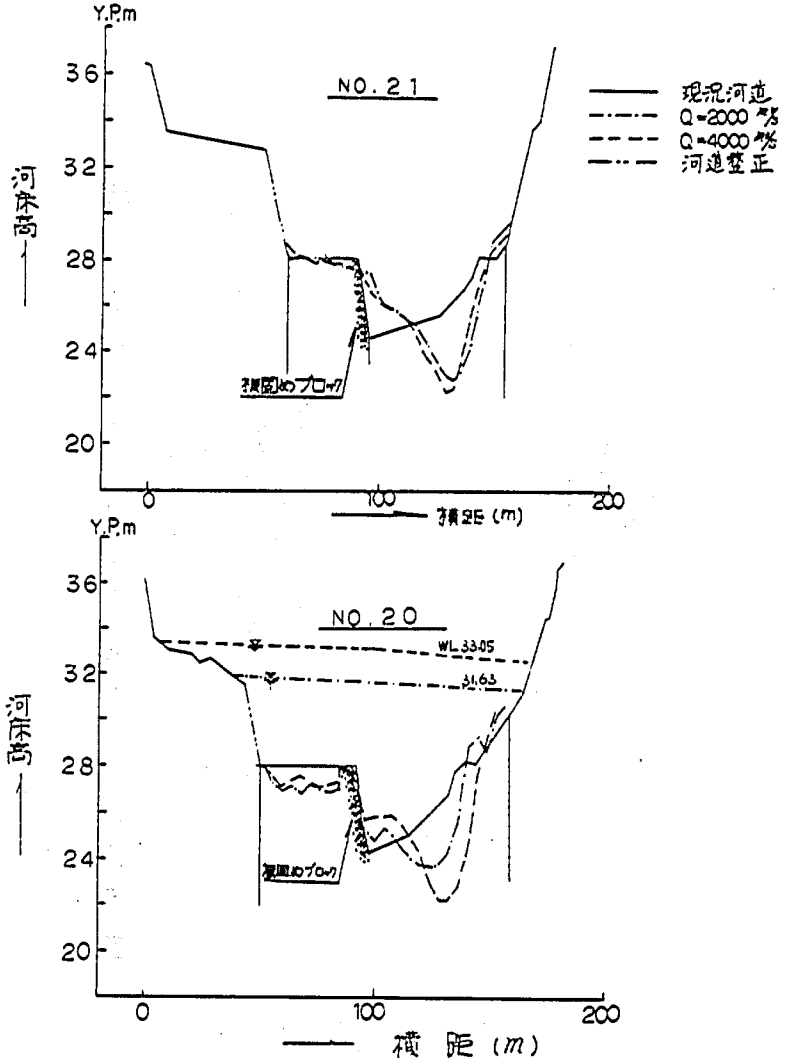
図－9.33.3　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



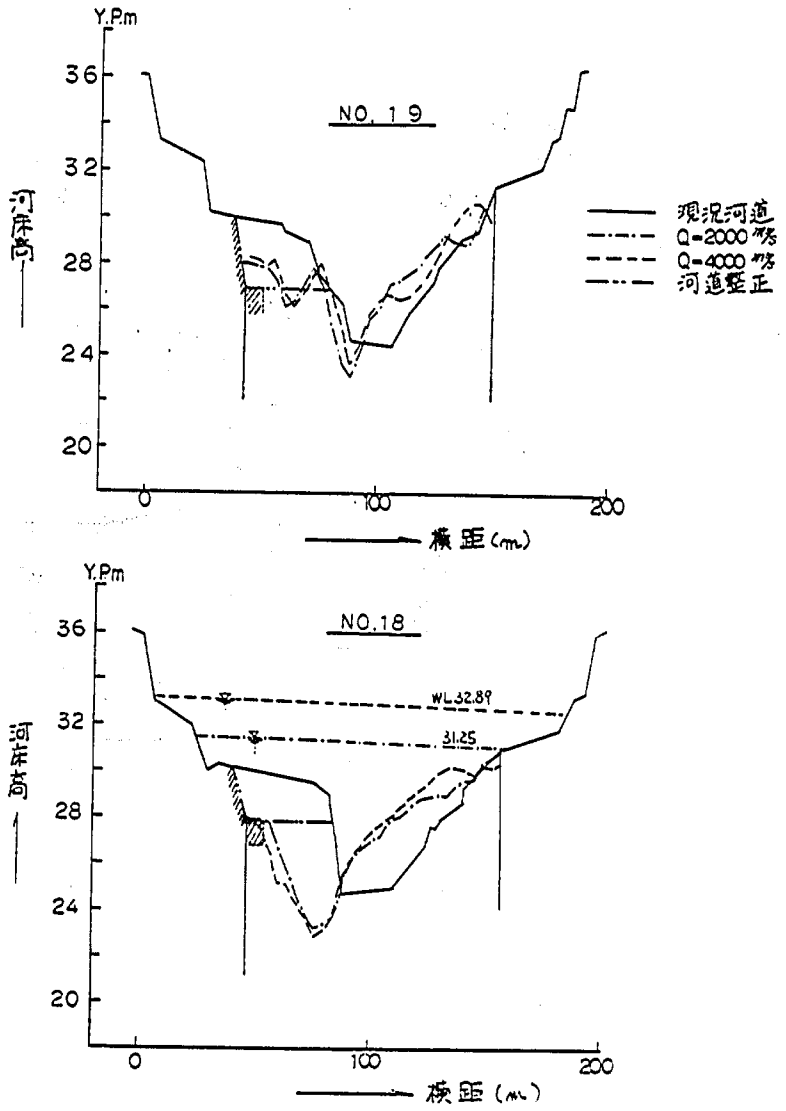
図－9.33.4　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



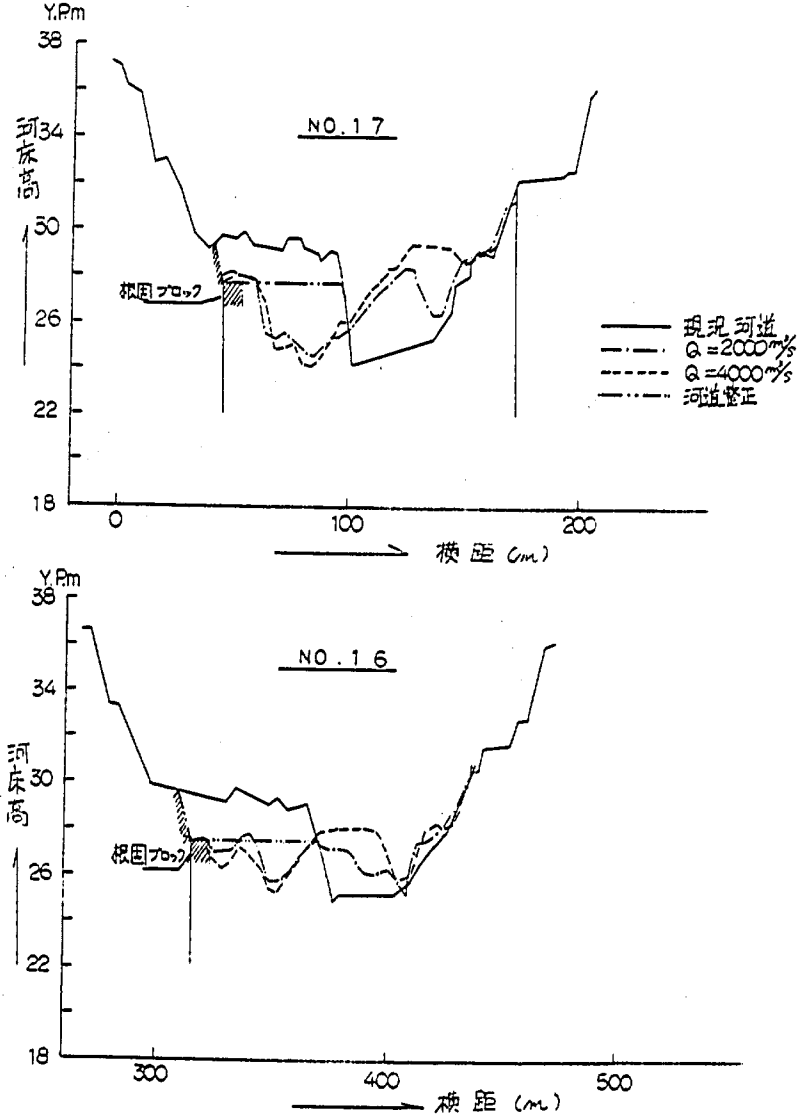
図―9.33.5　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



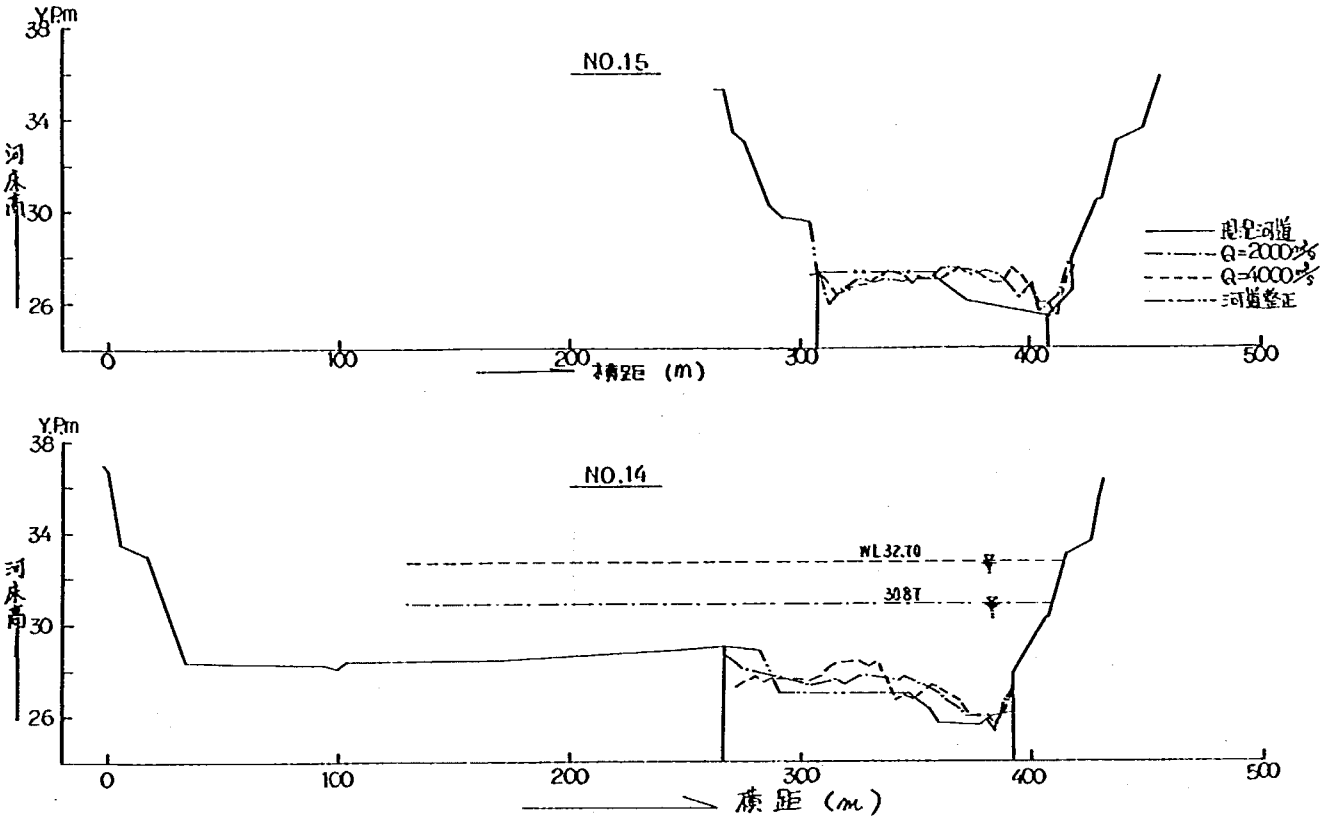
図―9.33.6　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



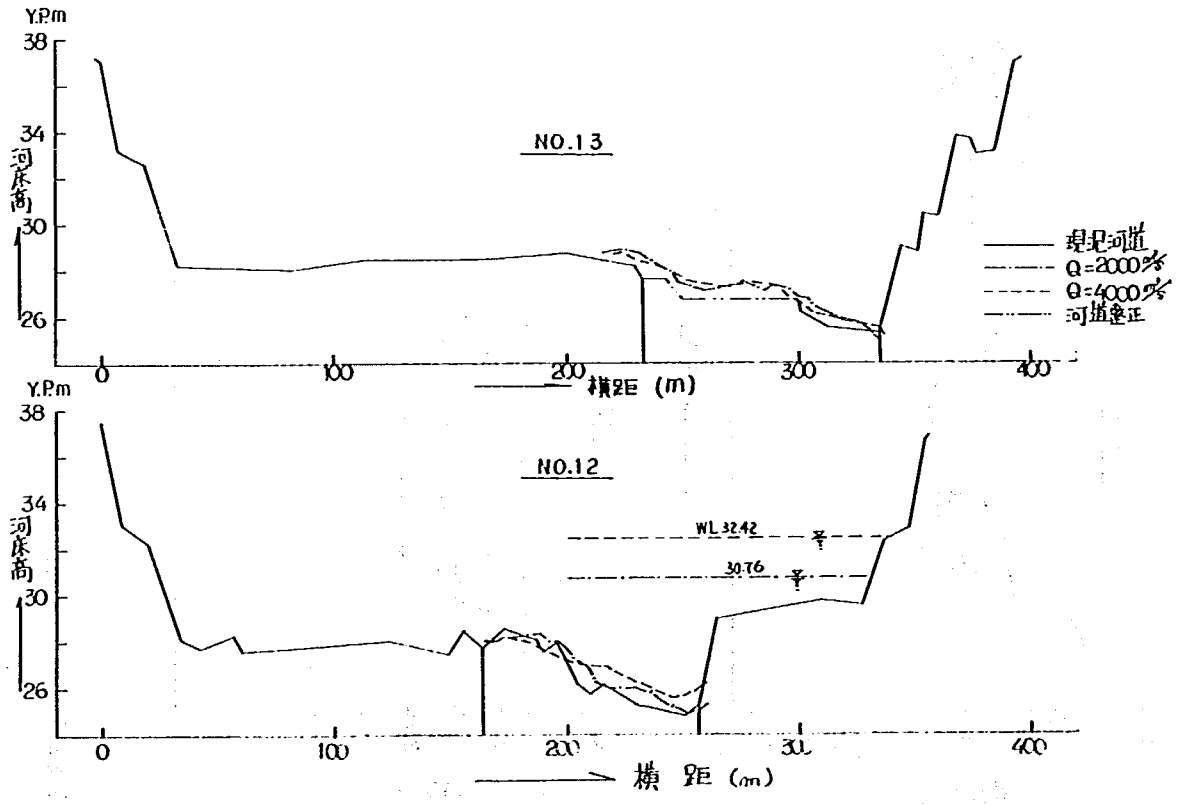
図－9.33.7　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



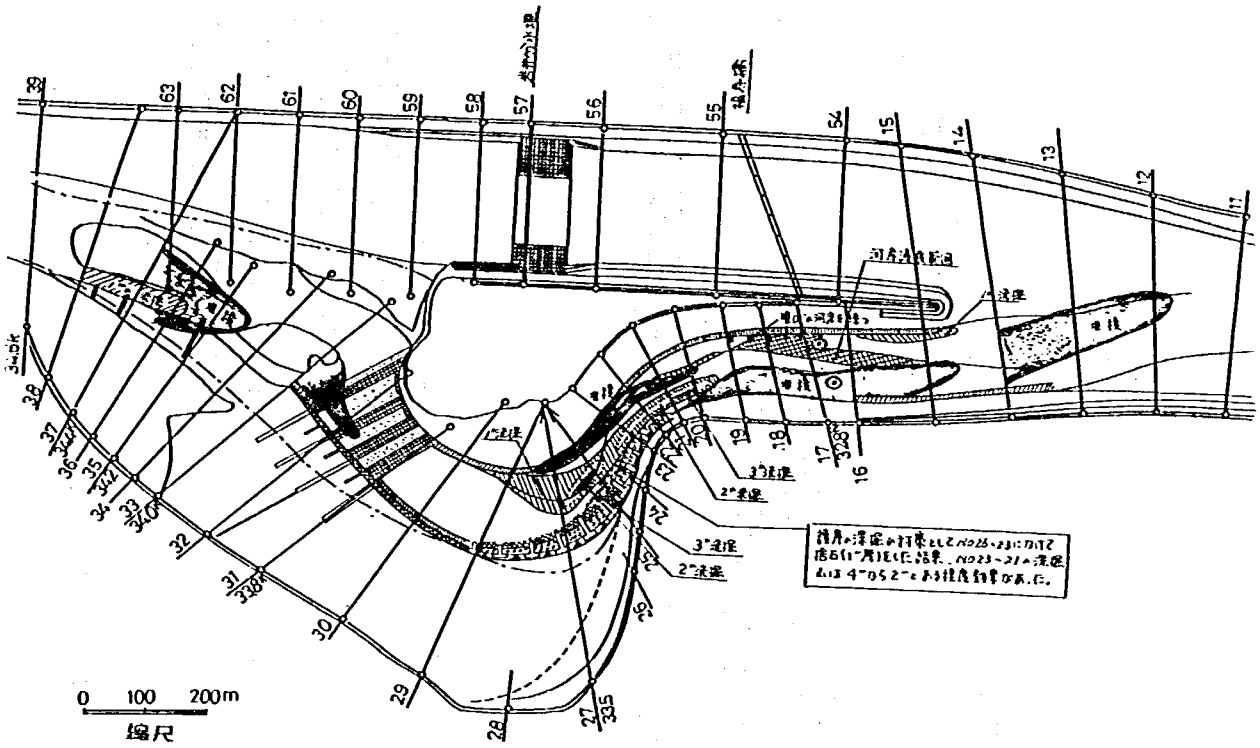
図－9.33.8　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



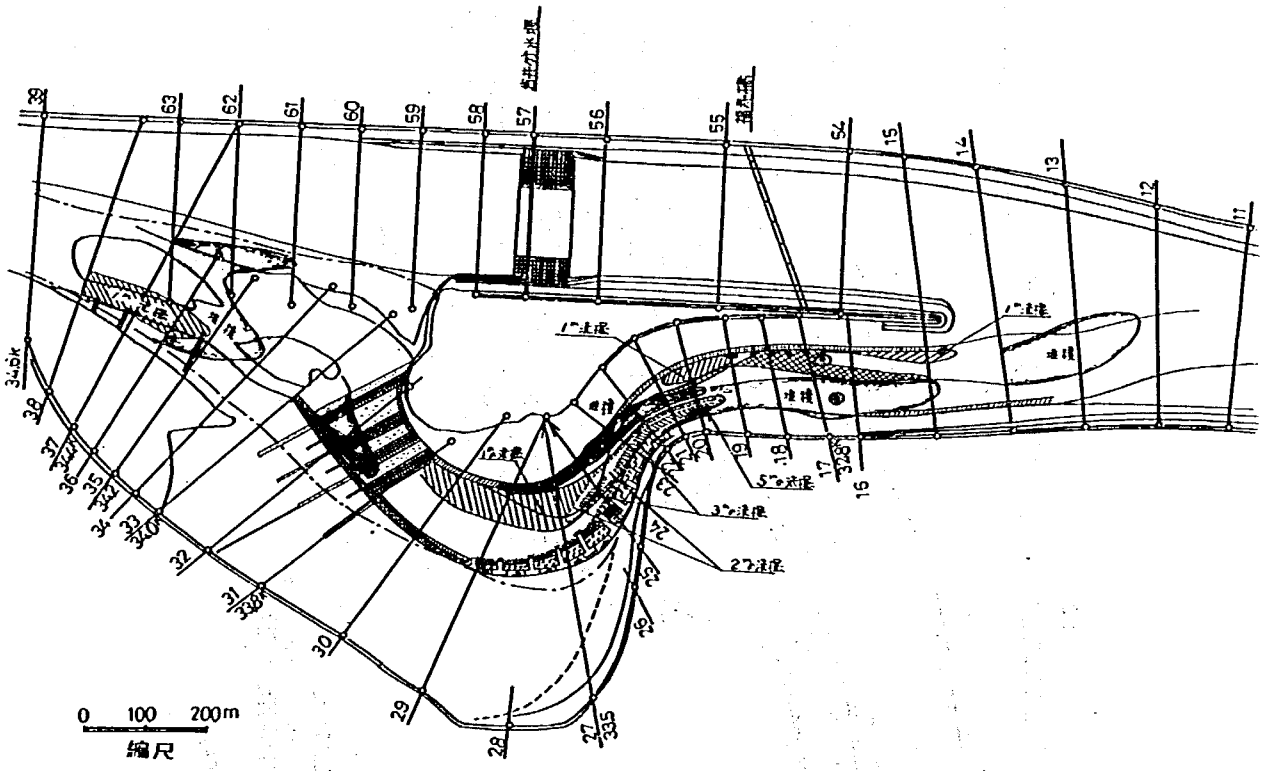
図－9.33.9　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



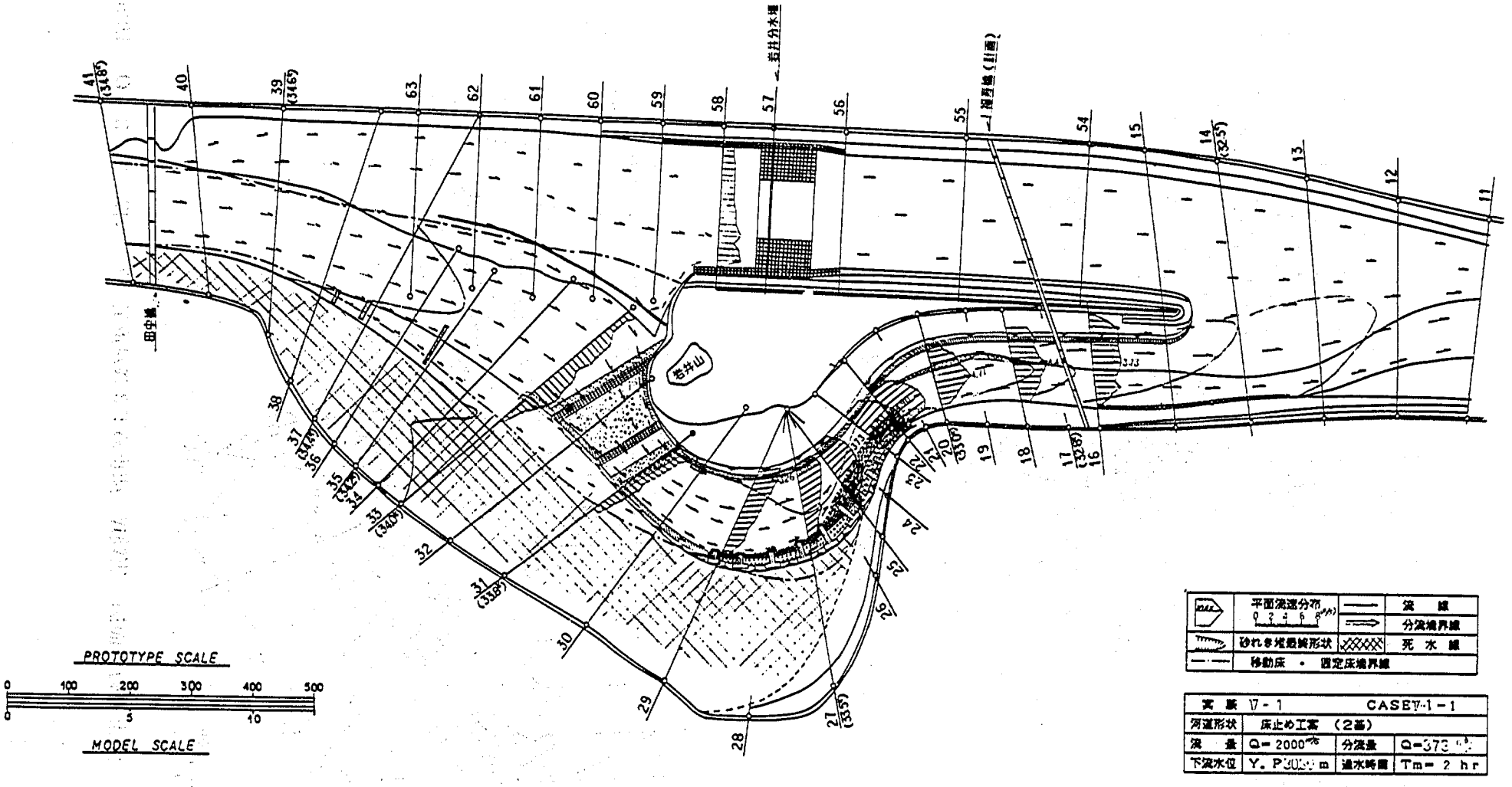
図－9.33.10　河床変動図（ケースⅣ－２）　床止め工３基対策工実験



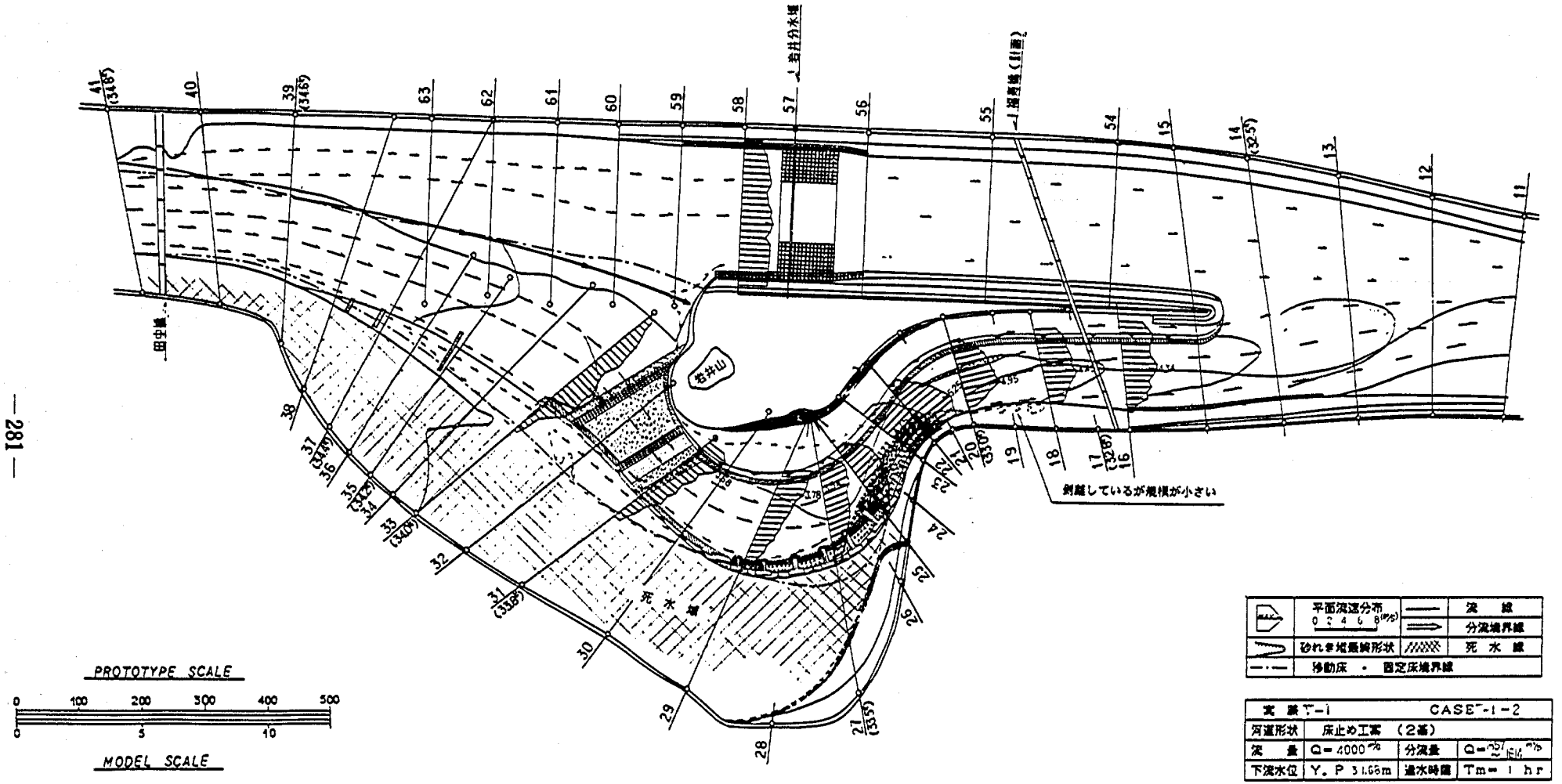
図－9.34.1　河床変動平面図　実験Ⅳ　床止め工３基対策工　ケースⅣ－２－１　$Q = 2{,}000\ m^3/s$



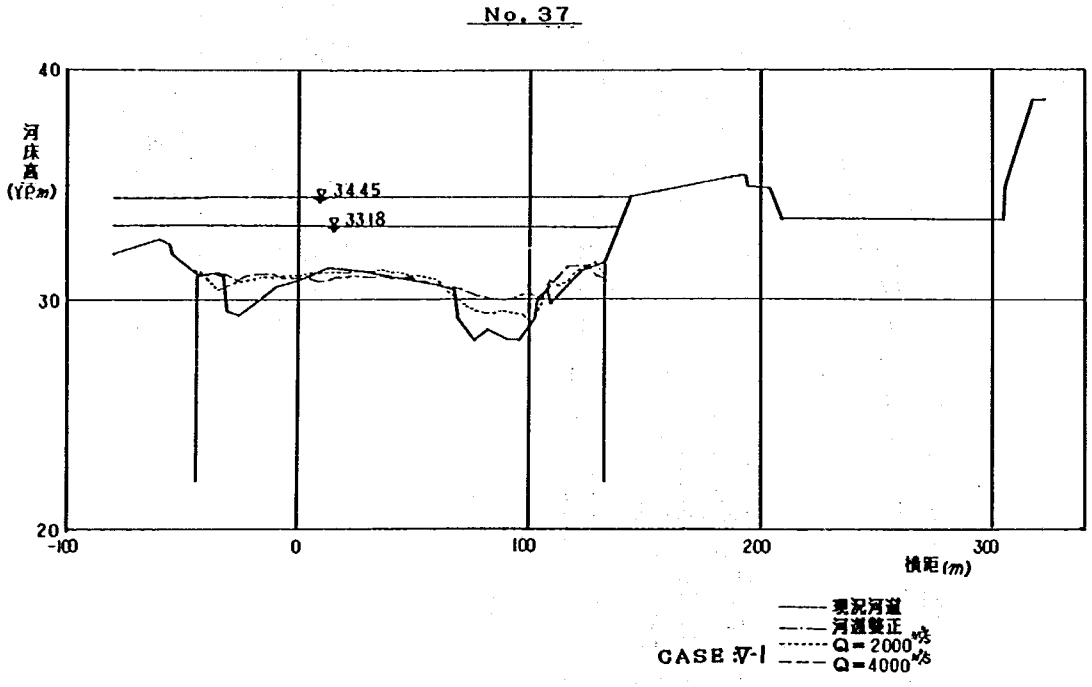
図－9.34.2　河床変動平面図　実験Ⅳ　床止め工３基対策工　ケースⅣ－２－２　$Q = 4{,}000\ m^3/s$


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500
0 5 10
MODEL SCALE
田中橋
若井山
平面流速分布
流線
分流境界線
砂れき堆積形状
死水線
移動床・固定床境界線
実験 V-1 CASEV-1-1
河道形状 床止め工高 (2基)
流量 Q= 2000
分流量 Q=373
下流水位 Y. P300.0 m
通水時間 Tm= 2 hr

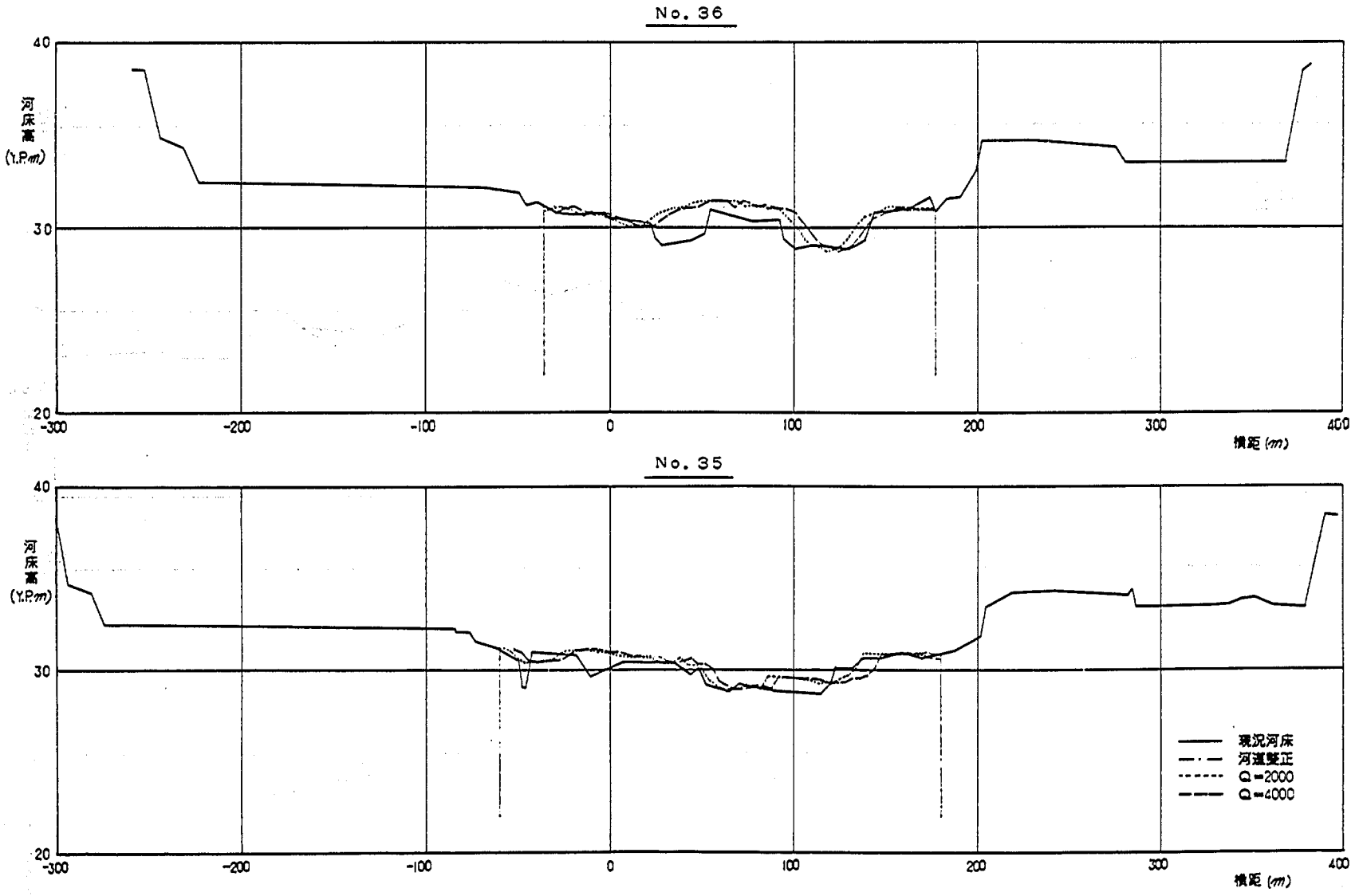
図—9.37.1 流 況 図


岩井分水堰
堰長堰(目盛)
田中堰
岩井山
死水域
剣離しているが規模が小さい
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
0 2 4 6 8(m/s)
流線
分流境界線
砂れき堆積模形状
死水線
移動床 ・ 固定床境界線
実験 T-1
CASE T-1-2
河道形状
床止め工事 (2番)
流量
Q= 4000 m³/s
分流量
Q= 257/514 m³/s
下流水位
Y. P 31.66m
通水時間
Tm= 1 hr

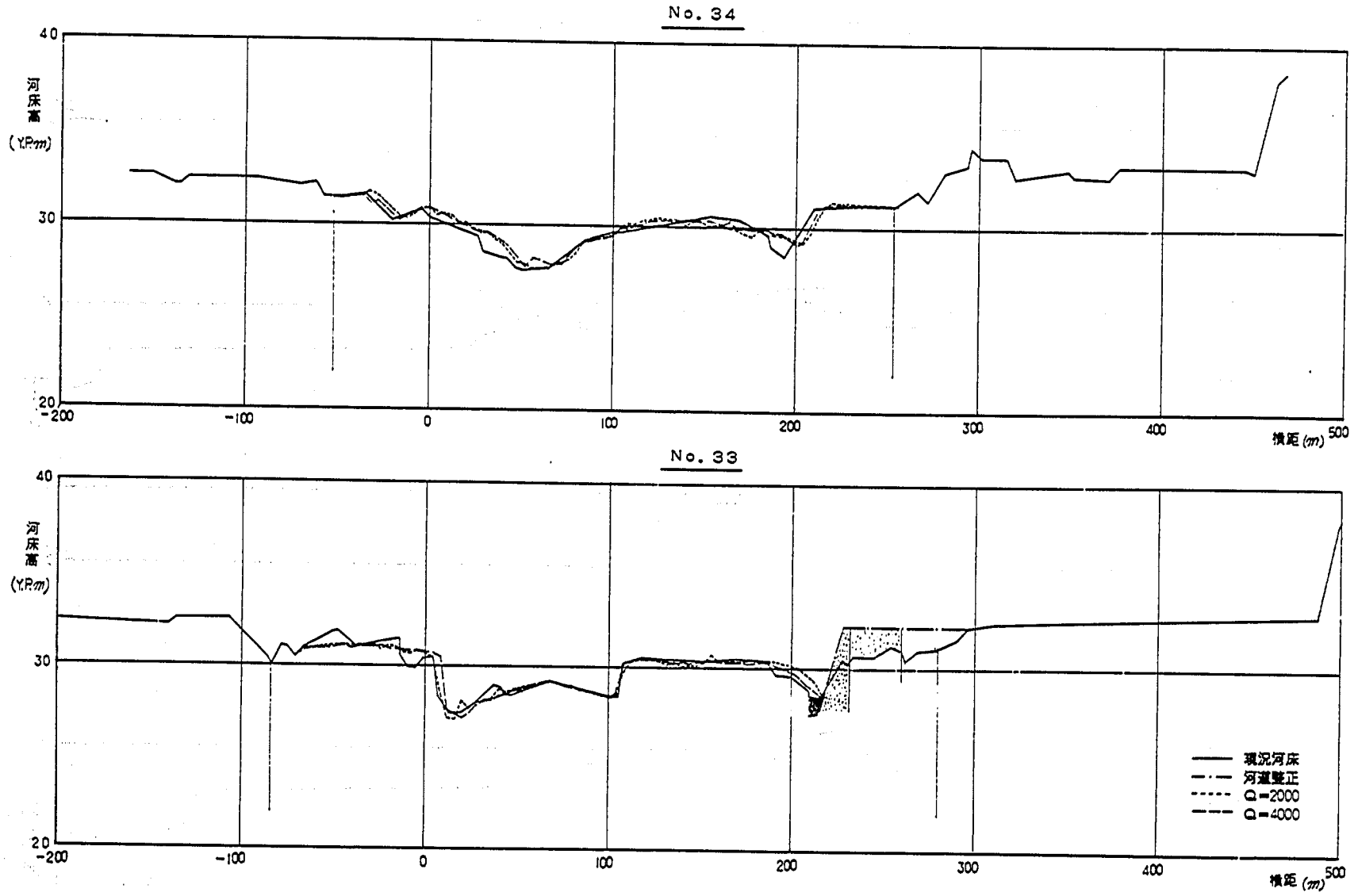
図—9.37.2 流　況　図



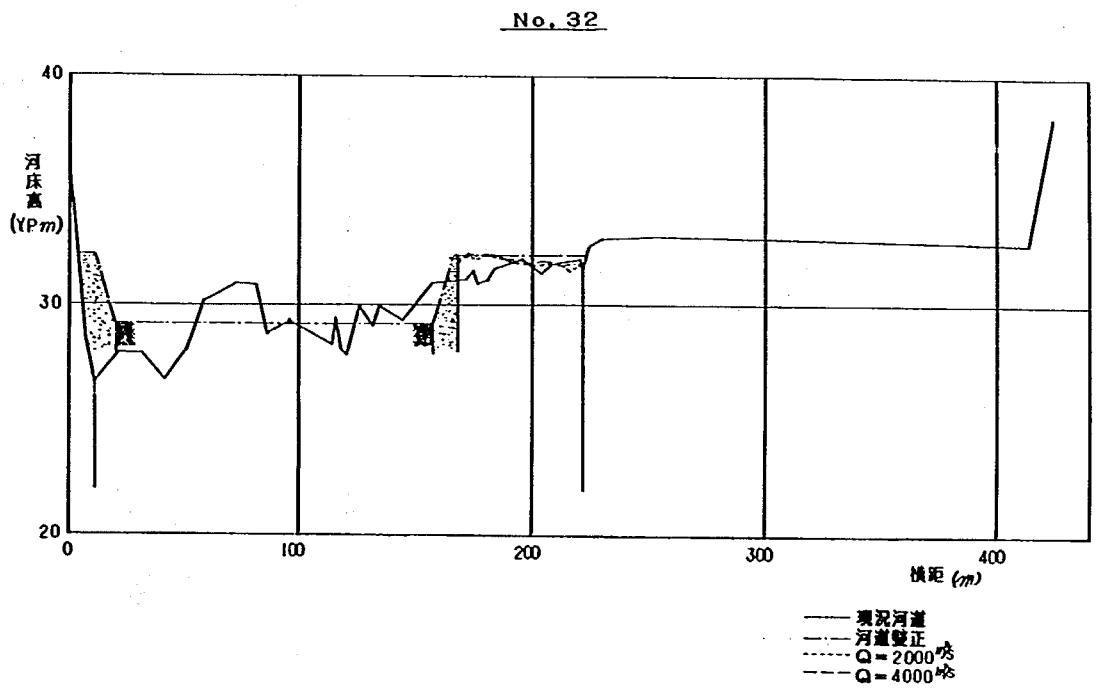
図—9.39.1 河床変動横断図



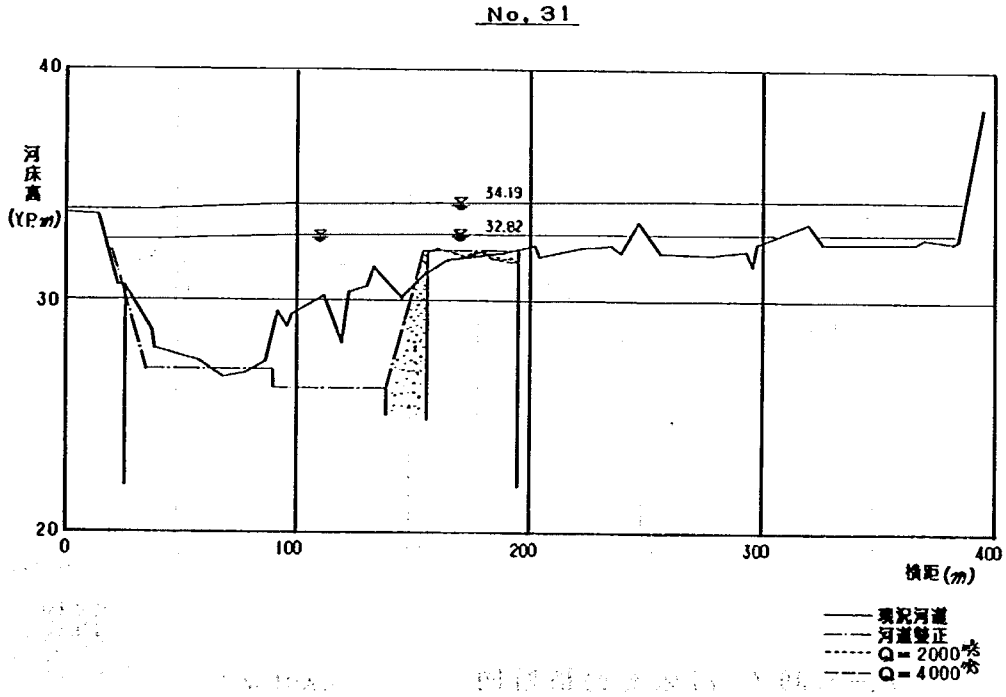
図— 9. 39. 2　河床変動横断図　　CASE :V-1



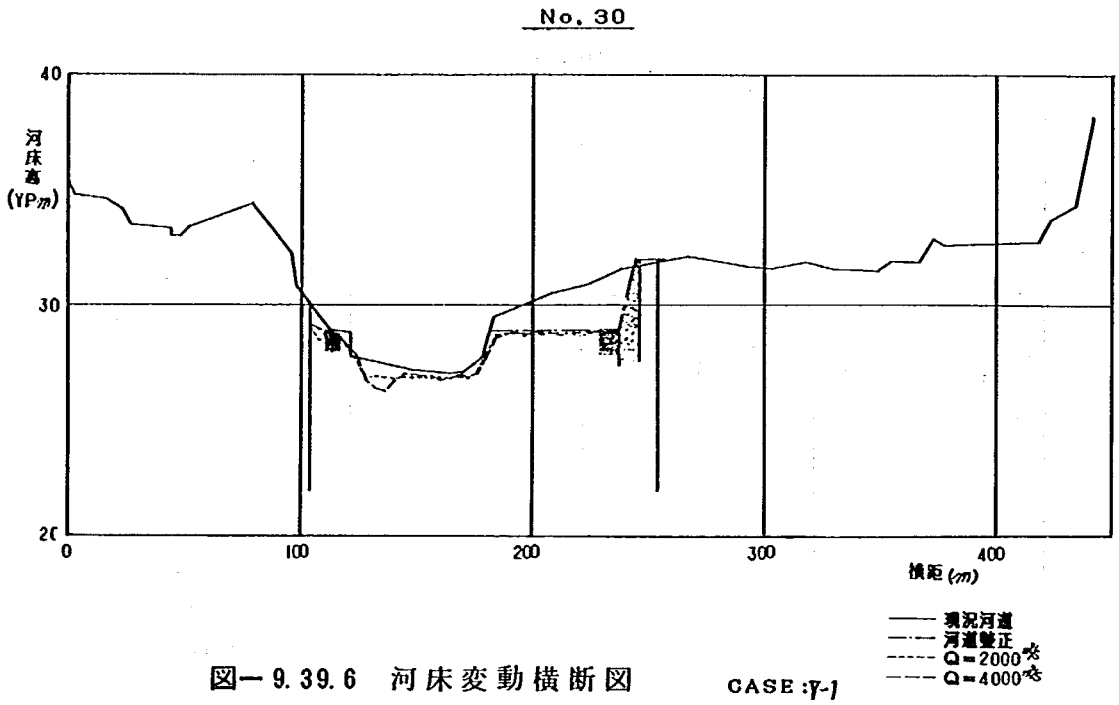
図—9.39.3 河床変動横断図 CASE:V-1



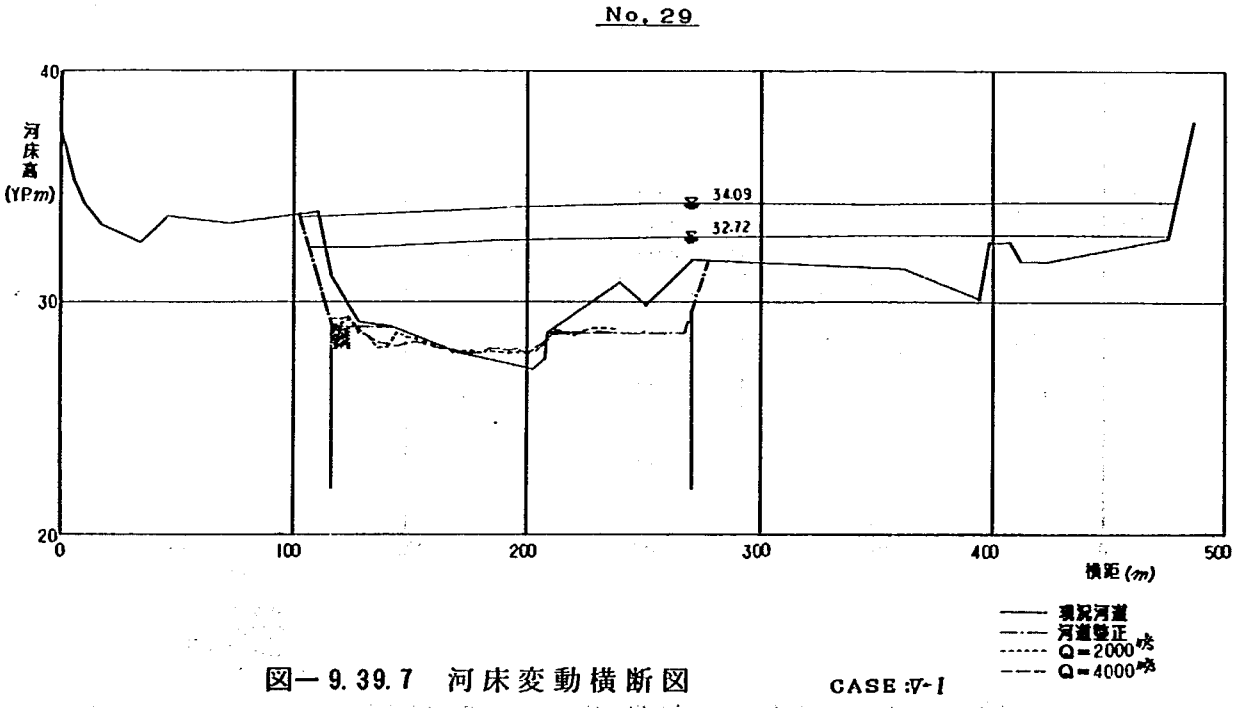
図－9.39.4　河床変動横断図　　CASE :Ⅳ



図－9.39.5　河床変動横断図　　CASE :Ⅴ-1

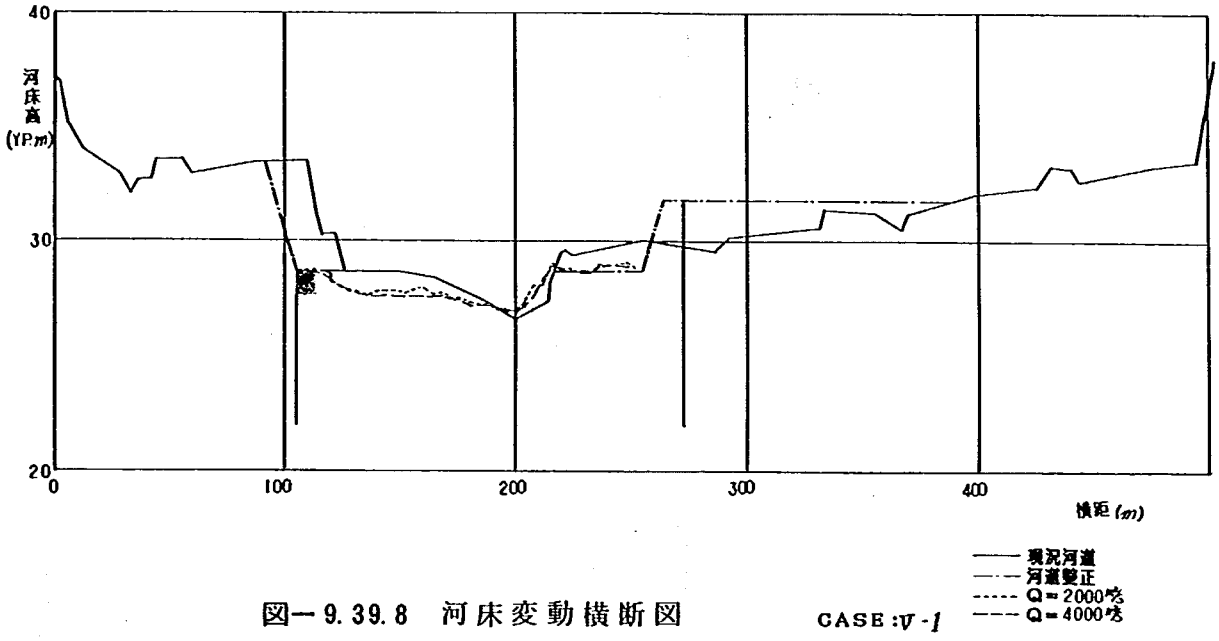


図— 9. 39. 6　河床変動横断図　　CASE :V-1



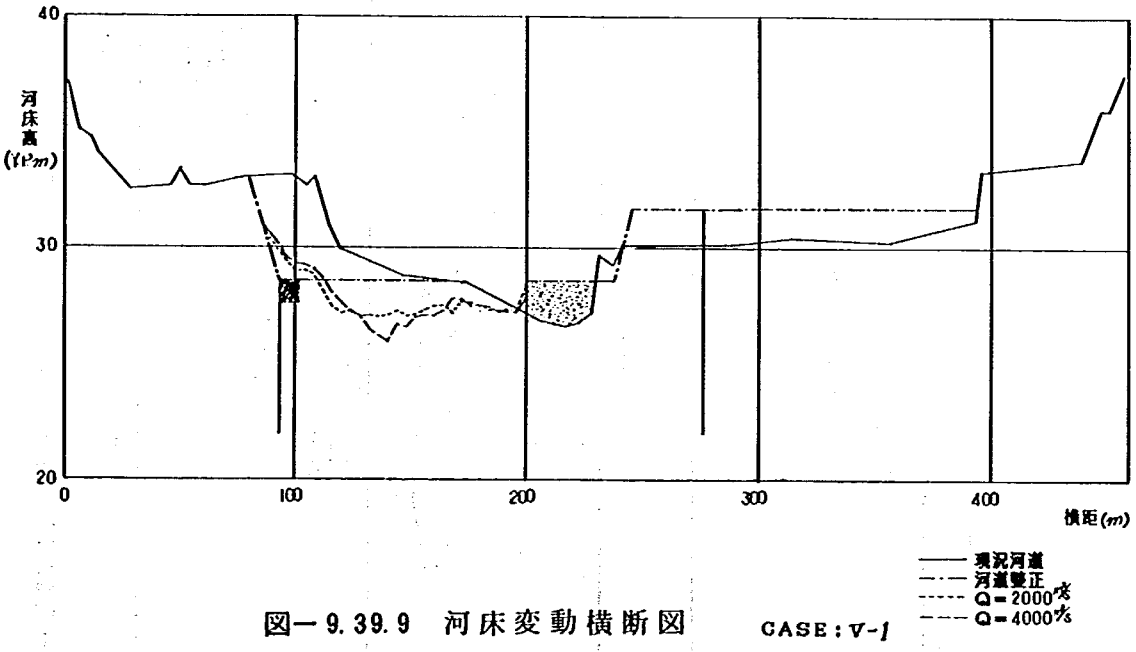
図— 9. 39. 7　河床変動横断図　　CASE :V-1

No. 28

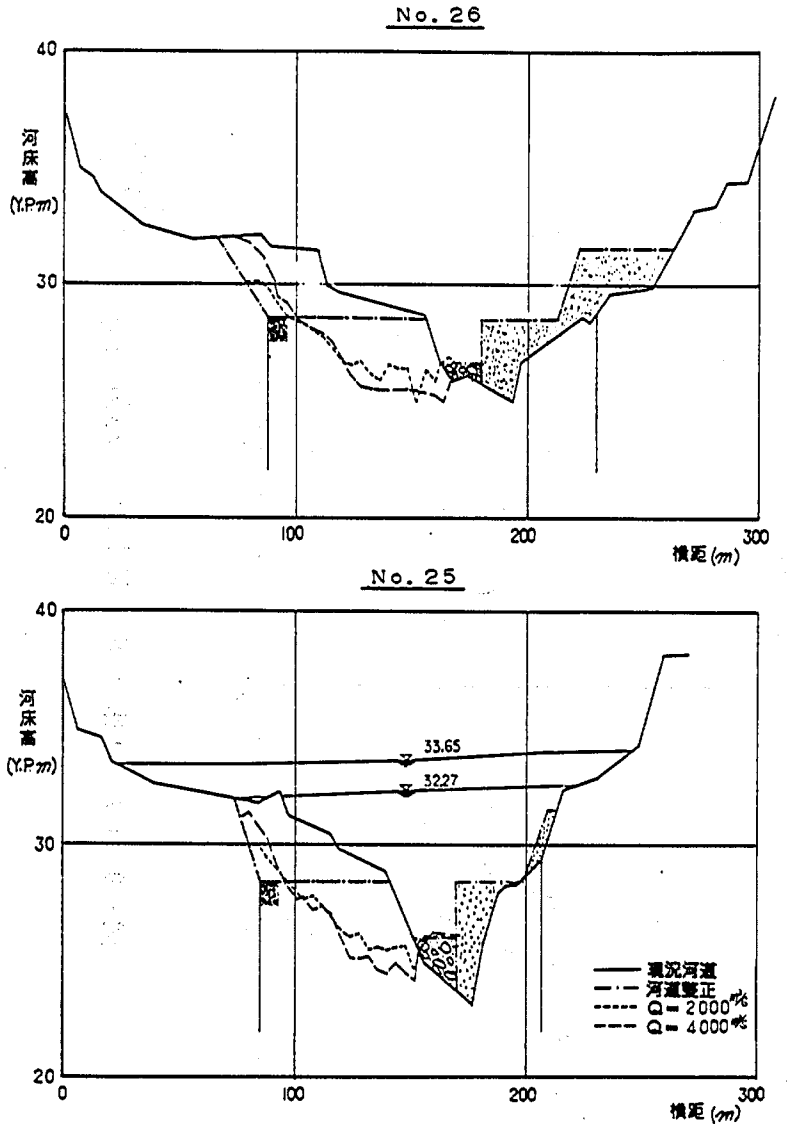


図—9.39.8 河床変動横断図 CASE:V-1

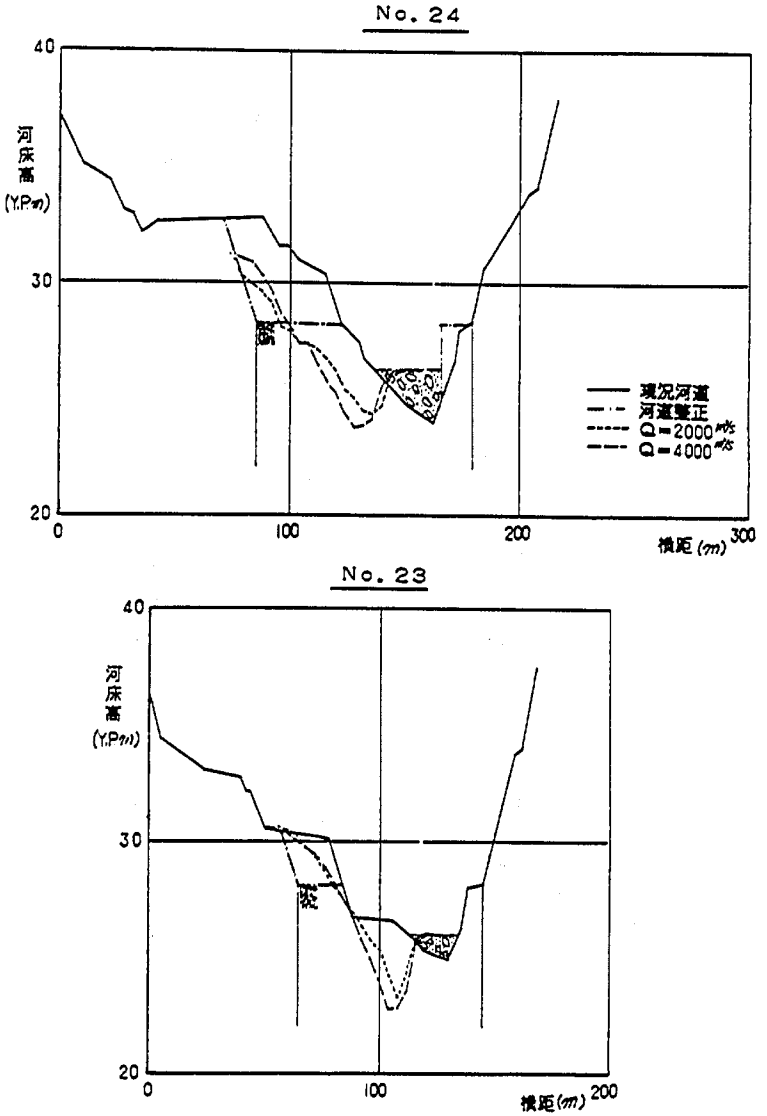
No. 27



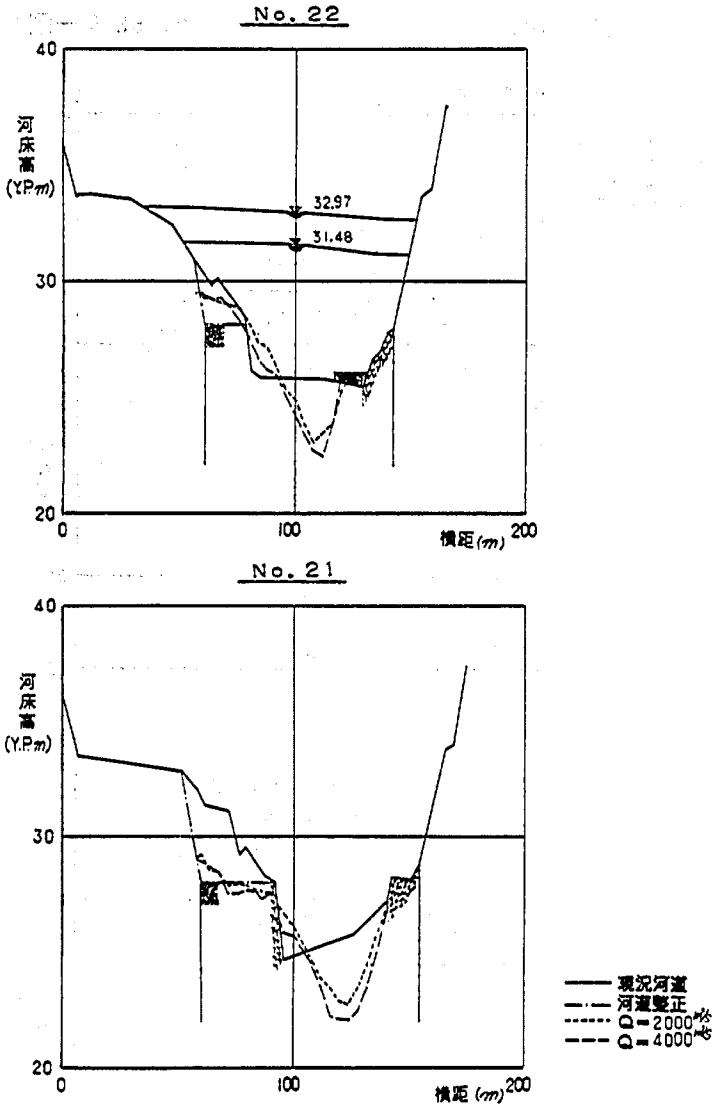
図—9.39.9 河床変動横断図 CASE:V-1



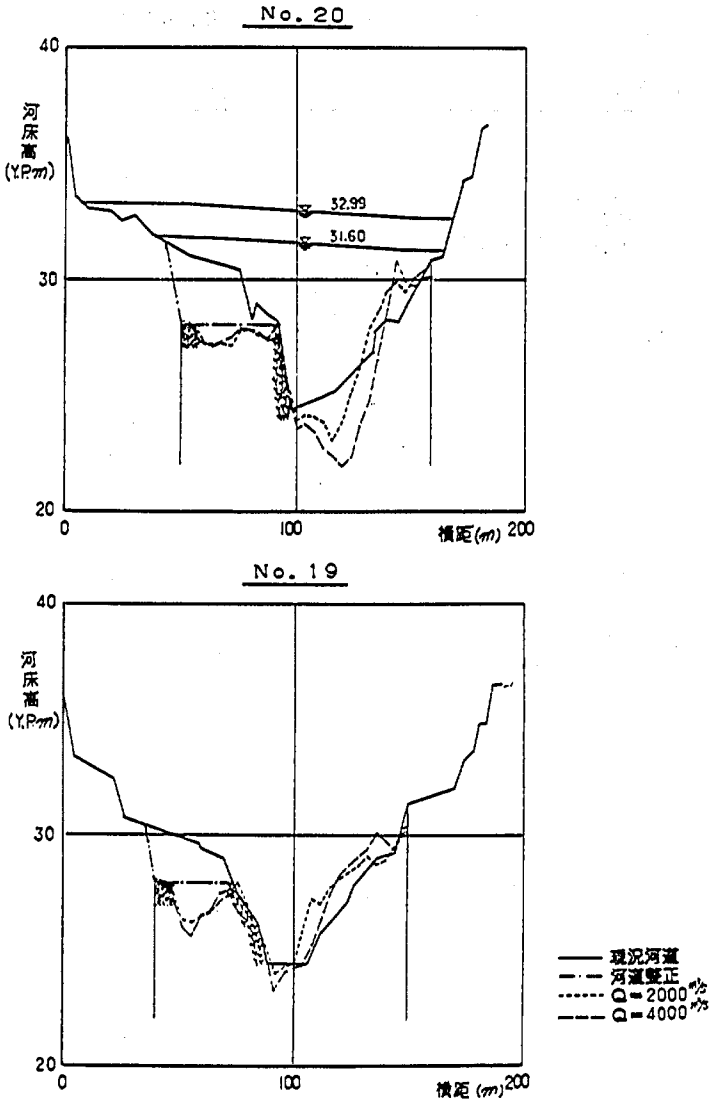
図— 9.39.10 河床変動横断図 CASE:V-1



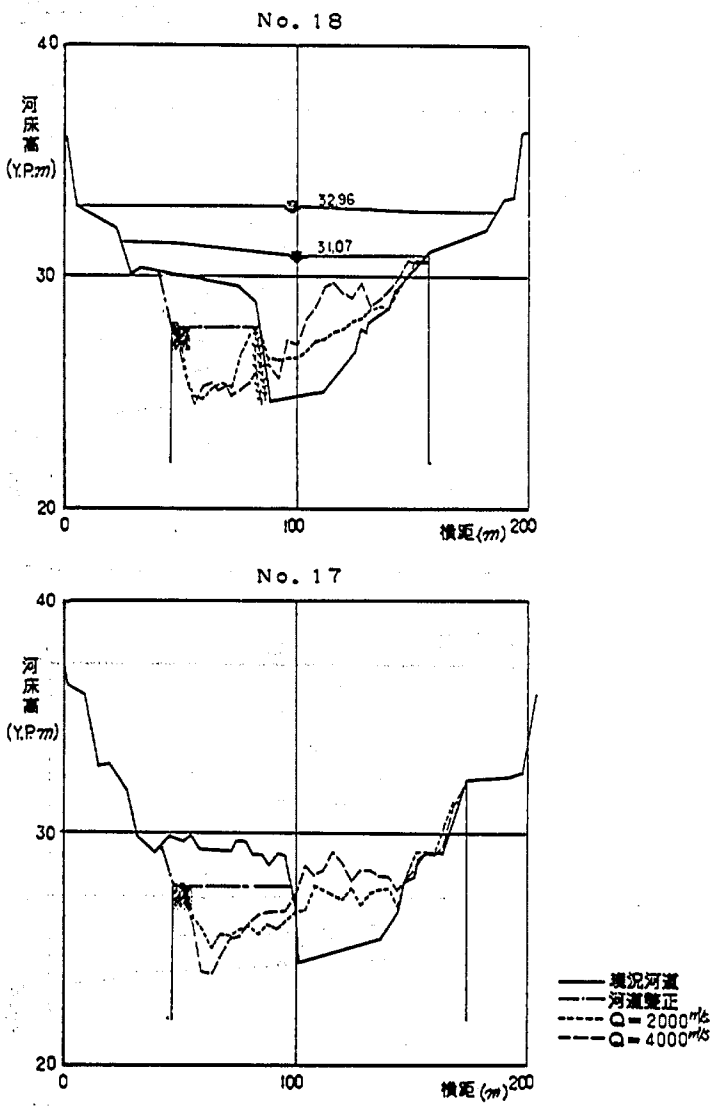
図— 9.39.11 河床変動横断図 CASE: V-1



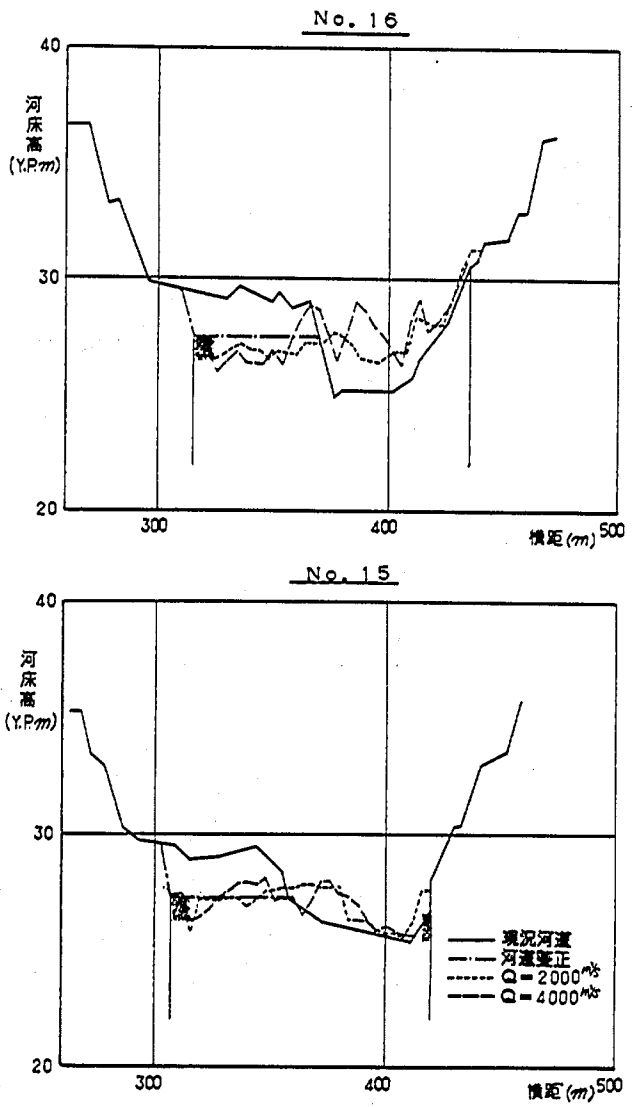
図－9.39.12　河床変動横断図　CASE：V-1



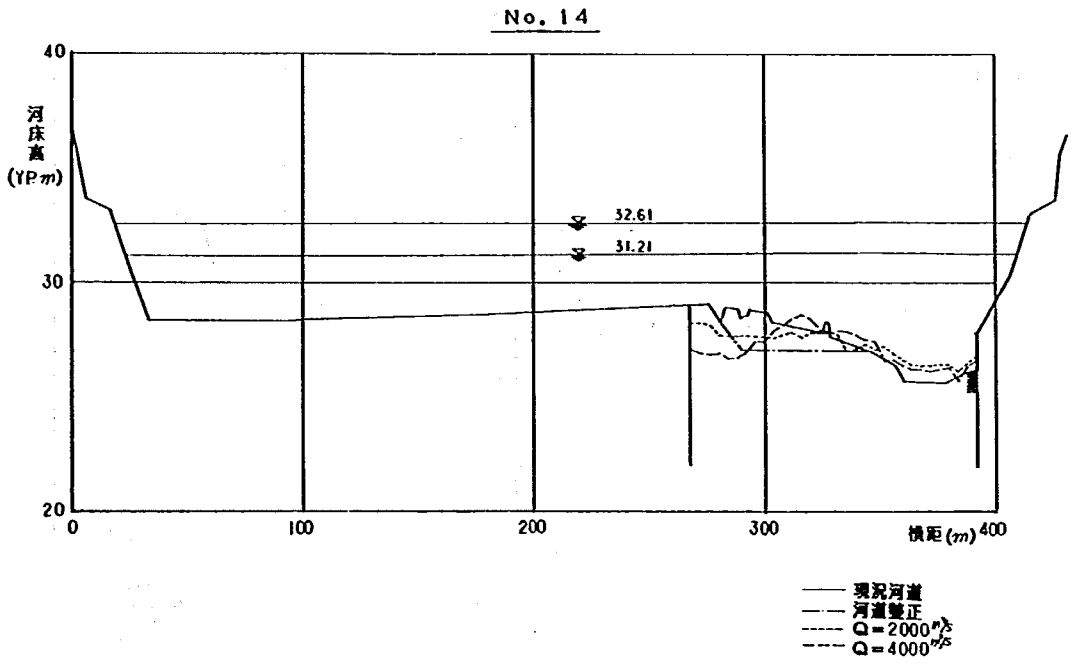
図－9.39.13　河床変動横断図　CASE：V-1



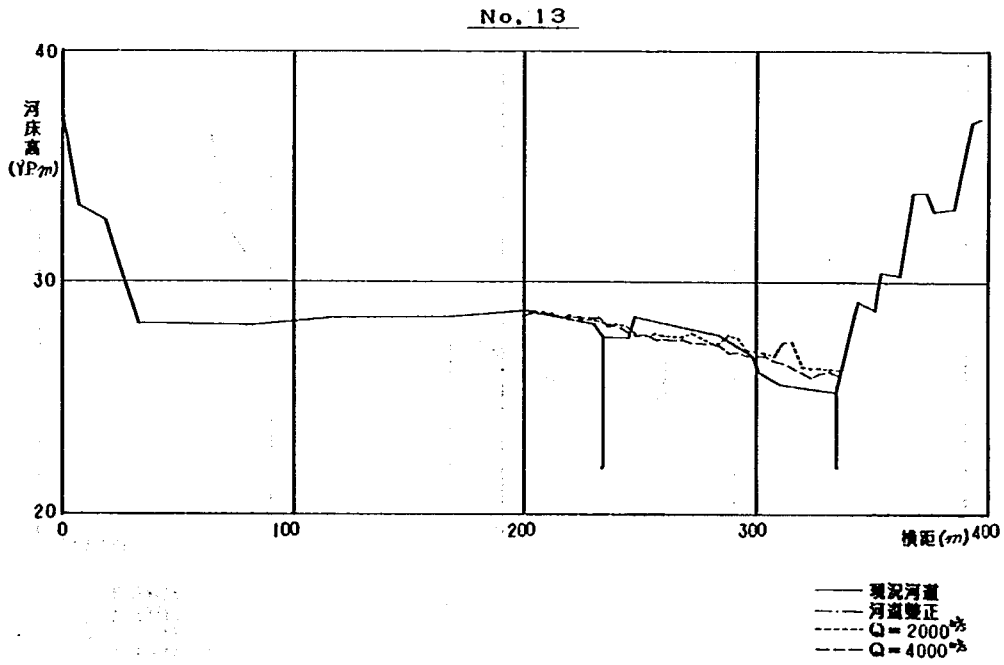
図—9.39.14 河床変動横断図 CASE：V-1



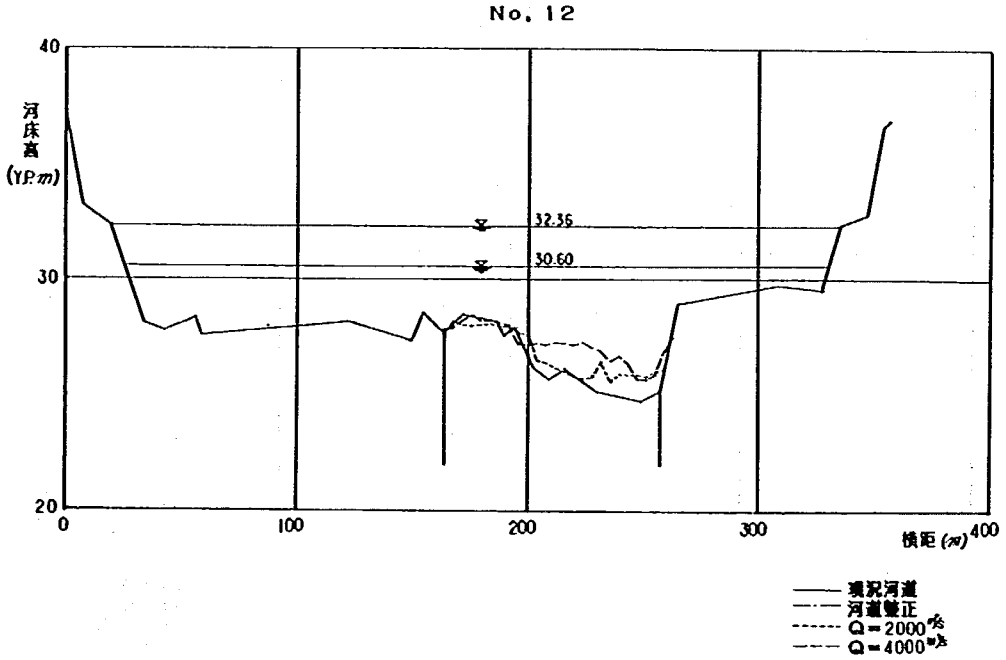
図—9.39.15 河床変動横断図 CASE：V-1



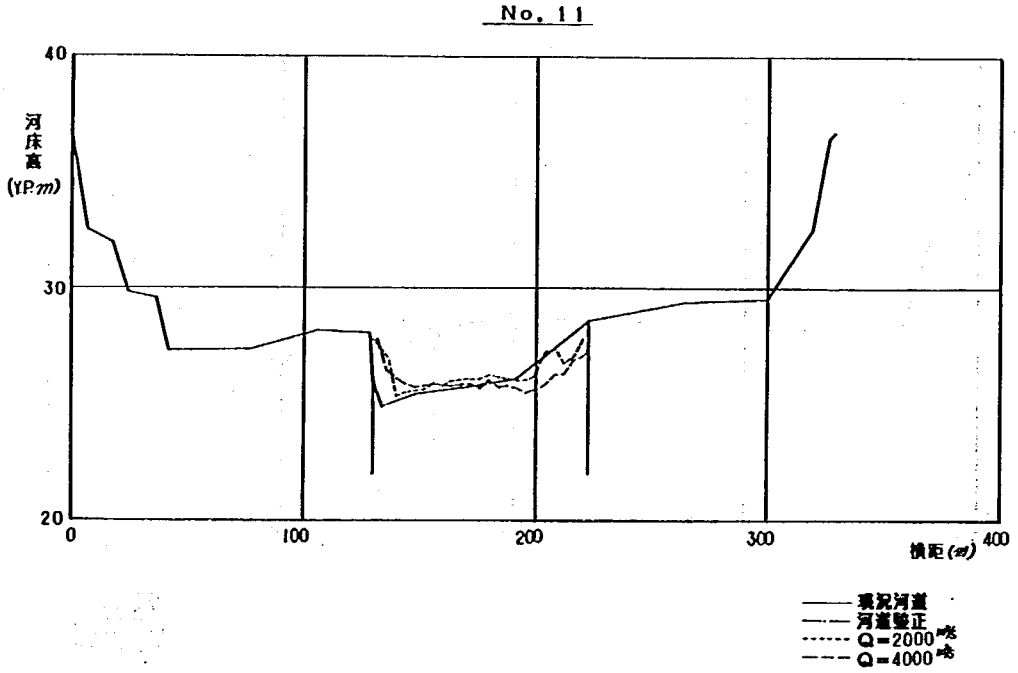
図— 9.39.16 河床変動横断図 CASE : V-1



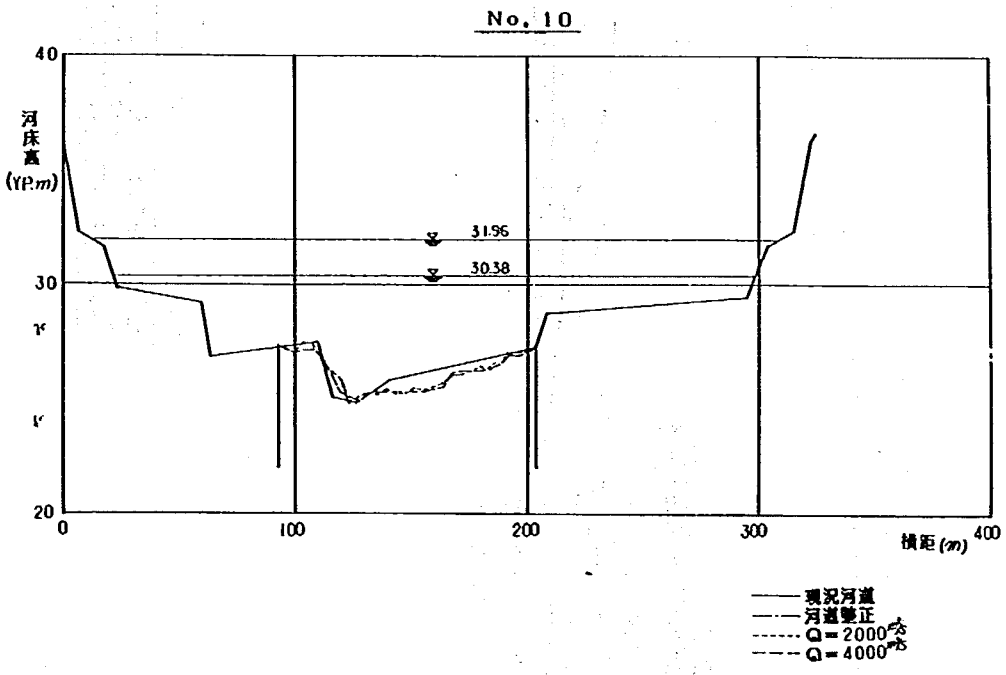
図— 9.39.17 河床変動横断図 CASE : V-1



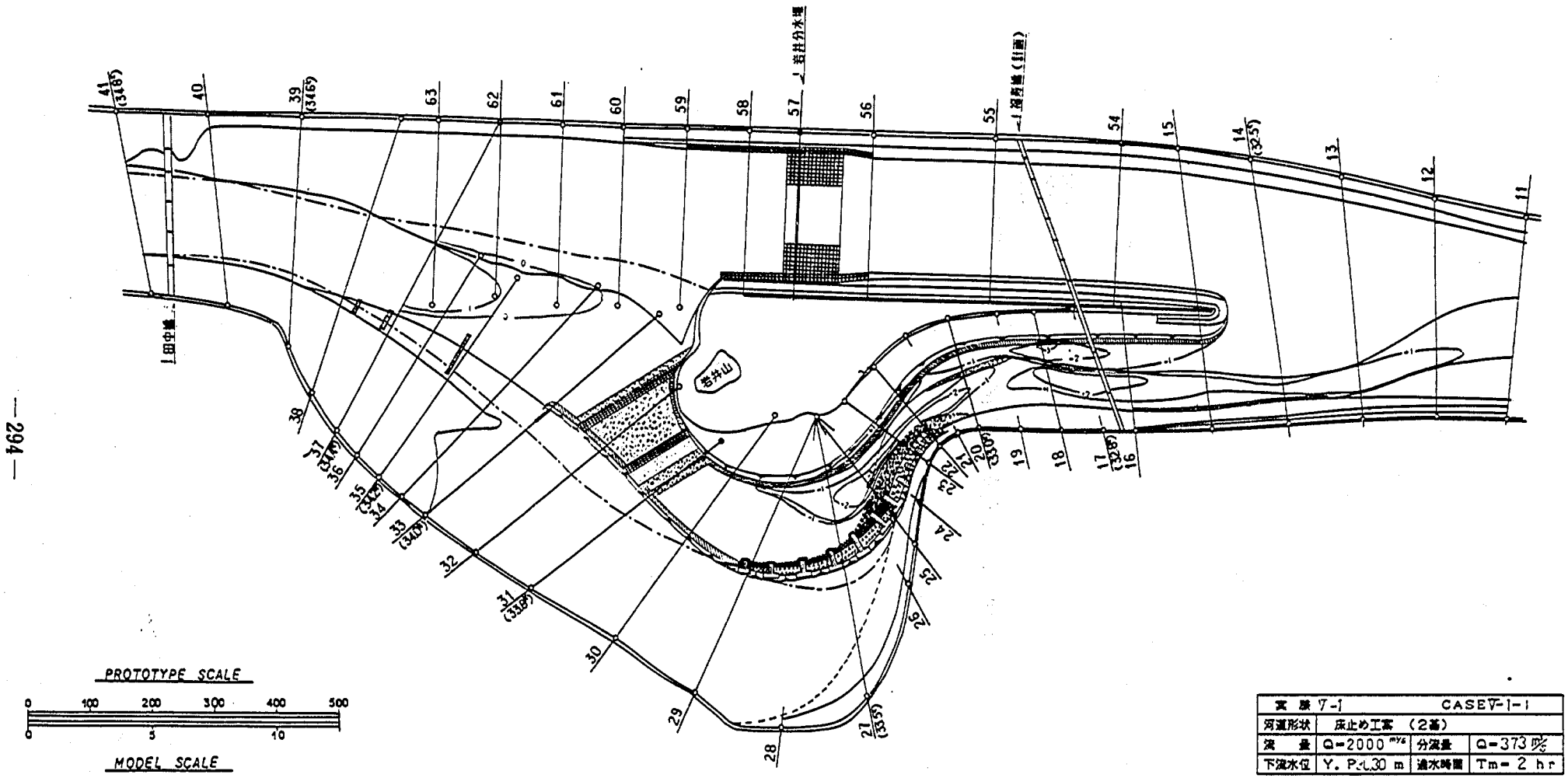
図—9.39.18 河床変動横断図 CASE：V-1



図—9.39.19 河床変動横断図 CASE：V-1

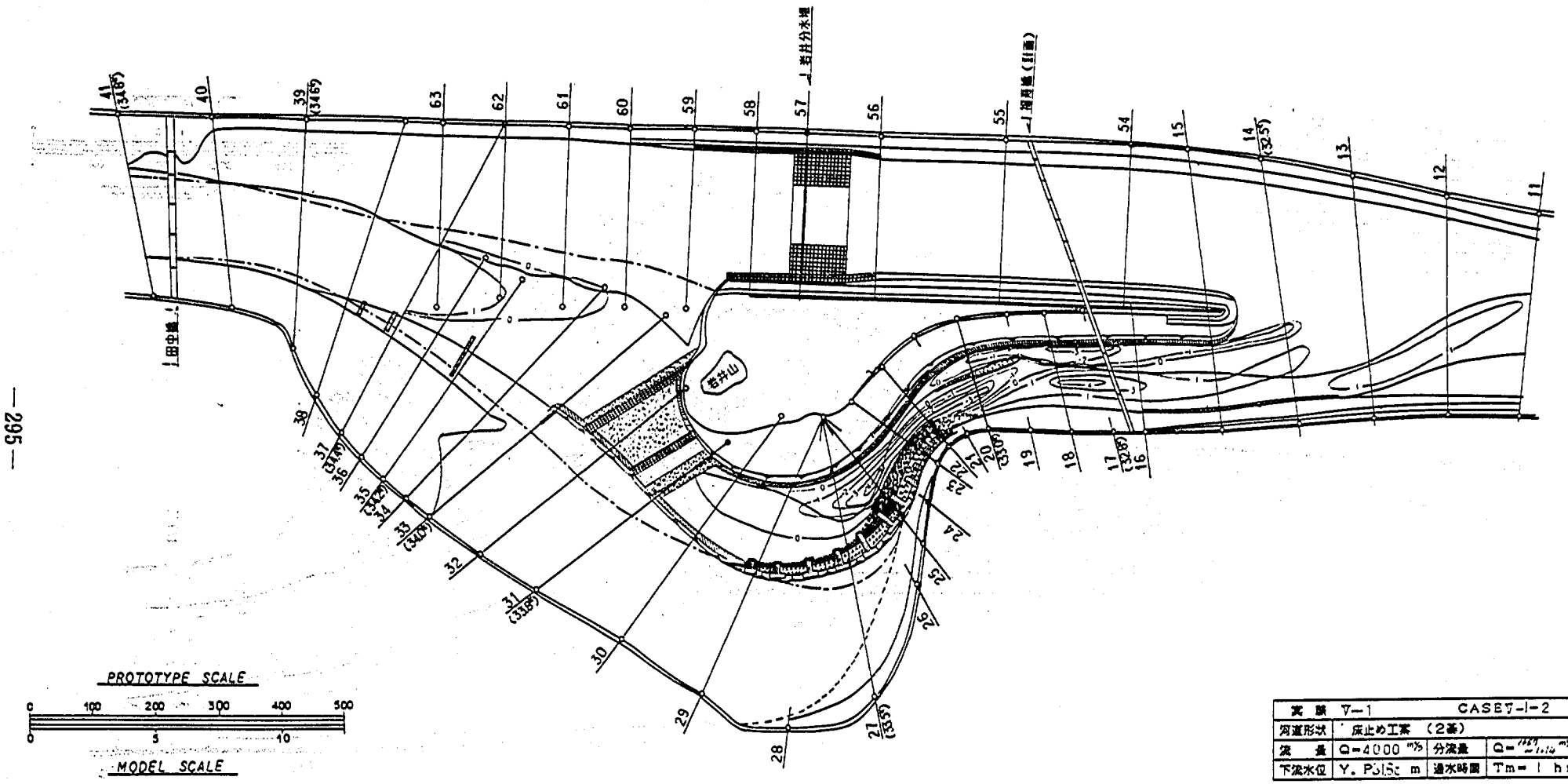


図—9.39.20 河床変動横断図 CASE：V-1



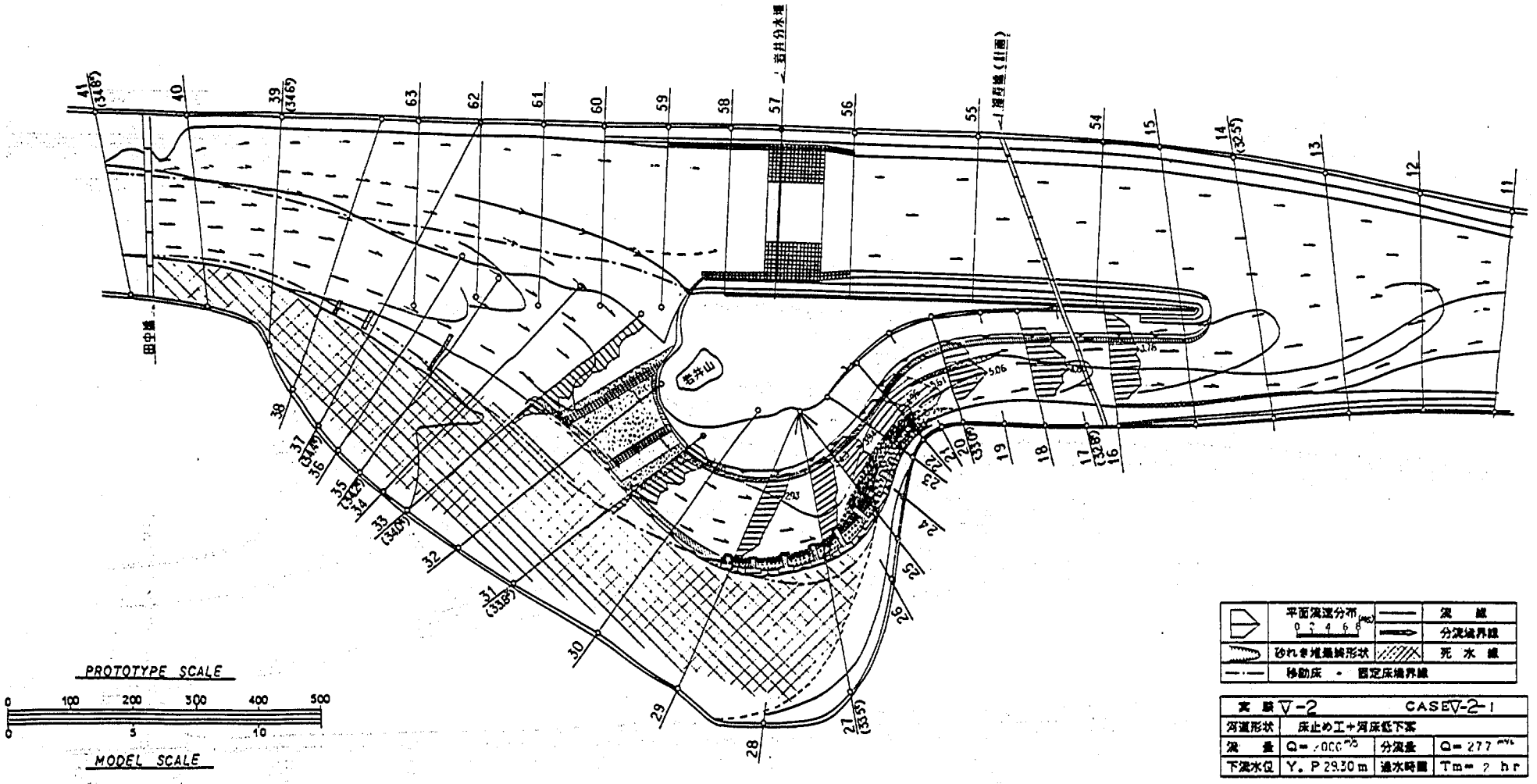
実験 V-1		CASE V-1-1	
河道形状	床止め工事 (2基)		
流量	Q=2000 m³/s	分流量	Q=373 m³/s
下流水位	Y. P. 6.30 m	通水時間	Tm= 2 hr

図—9.40.1 等深線図

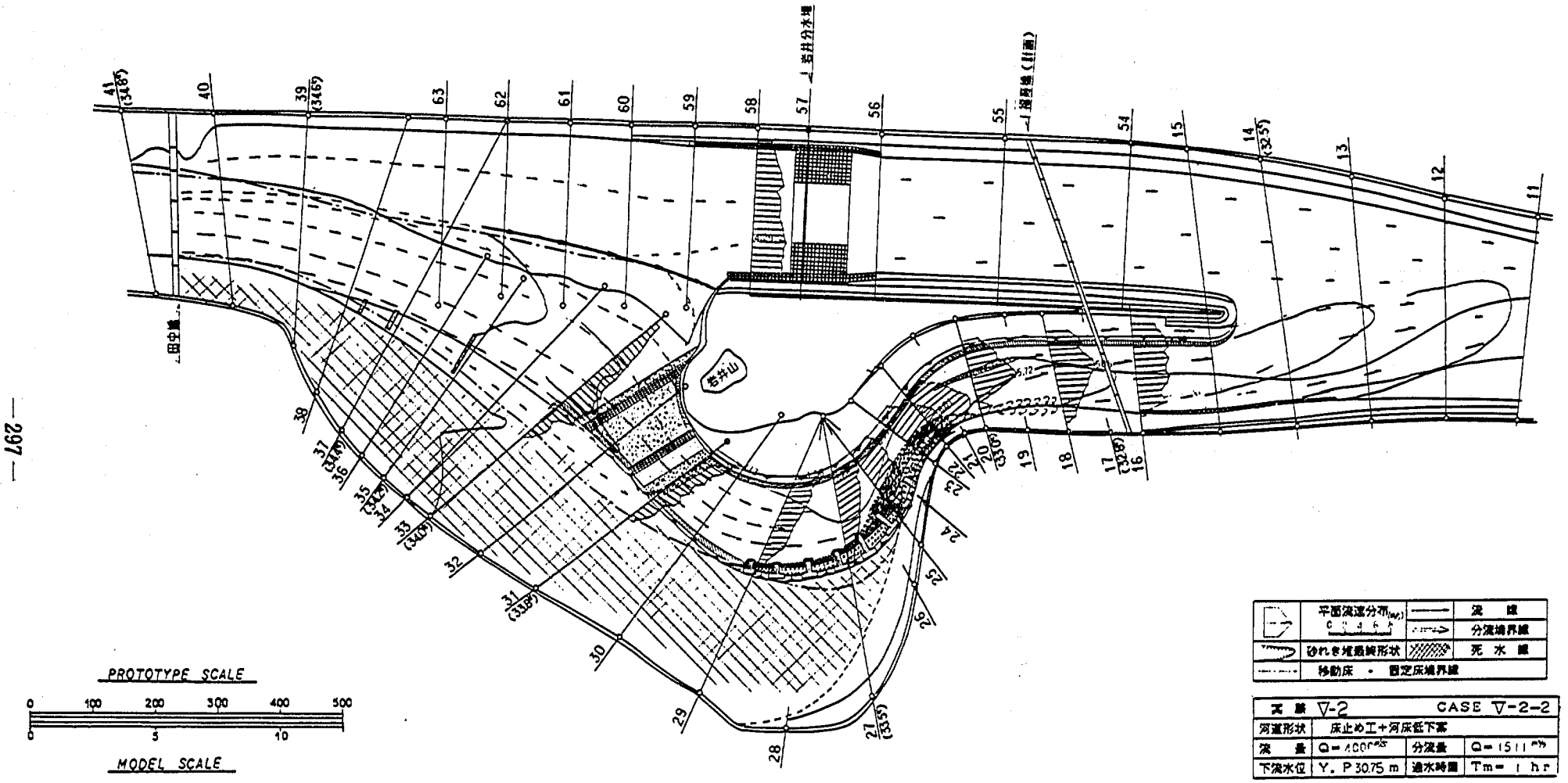


実験	V−1	CASE V-1-2	
河道形状	床止め工案 (2番)		
流量	Q=4000 m³/s	分流量	Q= [illegible] m³/s
下流水位	Y. P.[illegible] m	通水時間	Tm= 1 hr

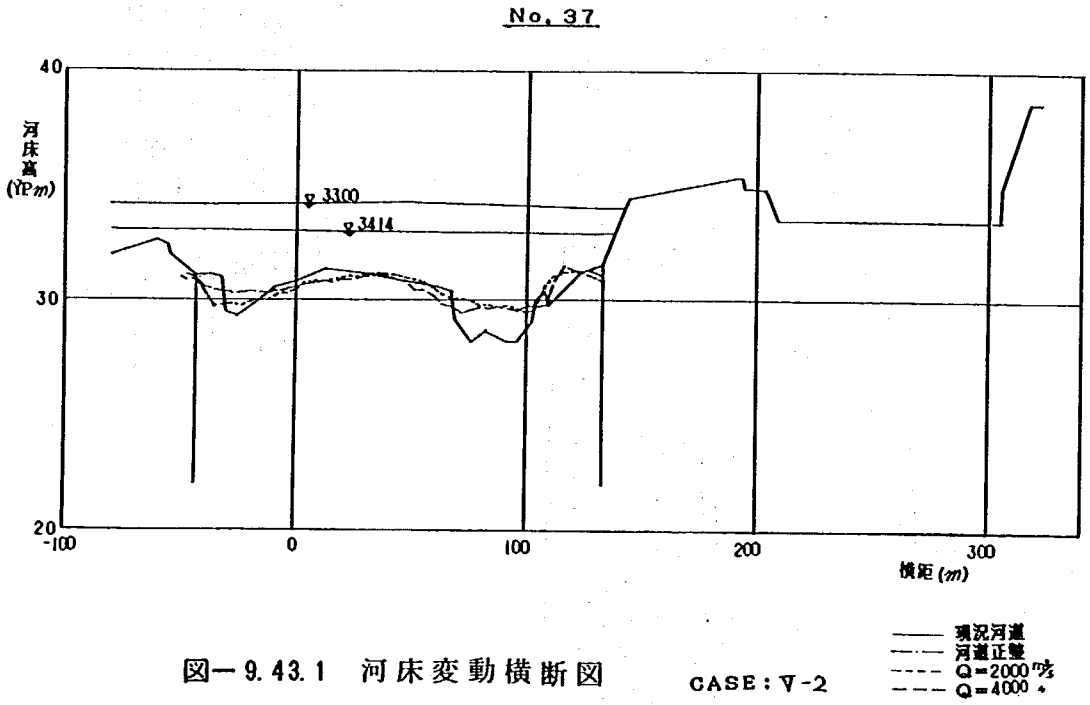
図−9.40.2 等深線図


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
流線
分流境界線
砂れき堆積時形状
死水線
移動床 ・ 固定床境界線
実験 V-2
CASE V-2-1
河道形状
床止め工＋河床低下策
流量
分流量
下流水位
Y. P 29.30 m
通水時間
Tm= 2 hr

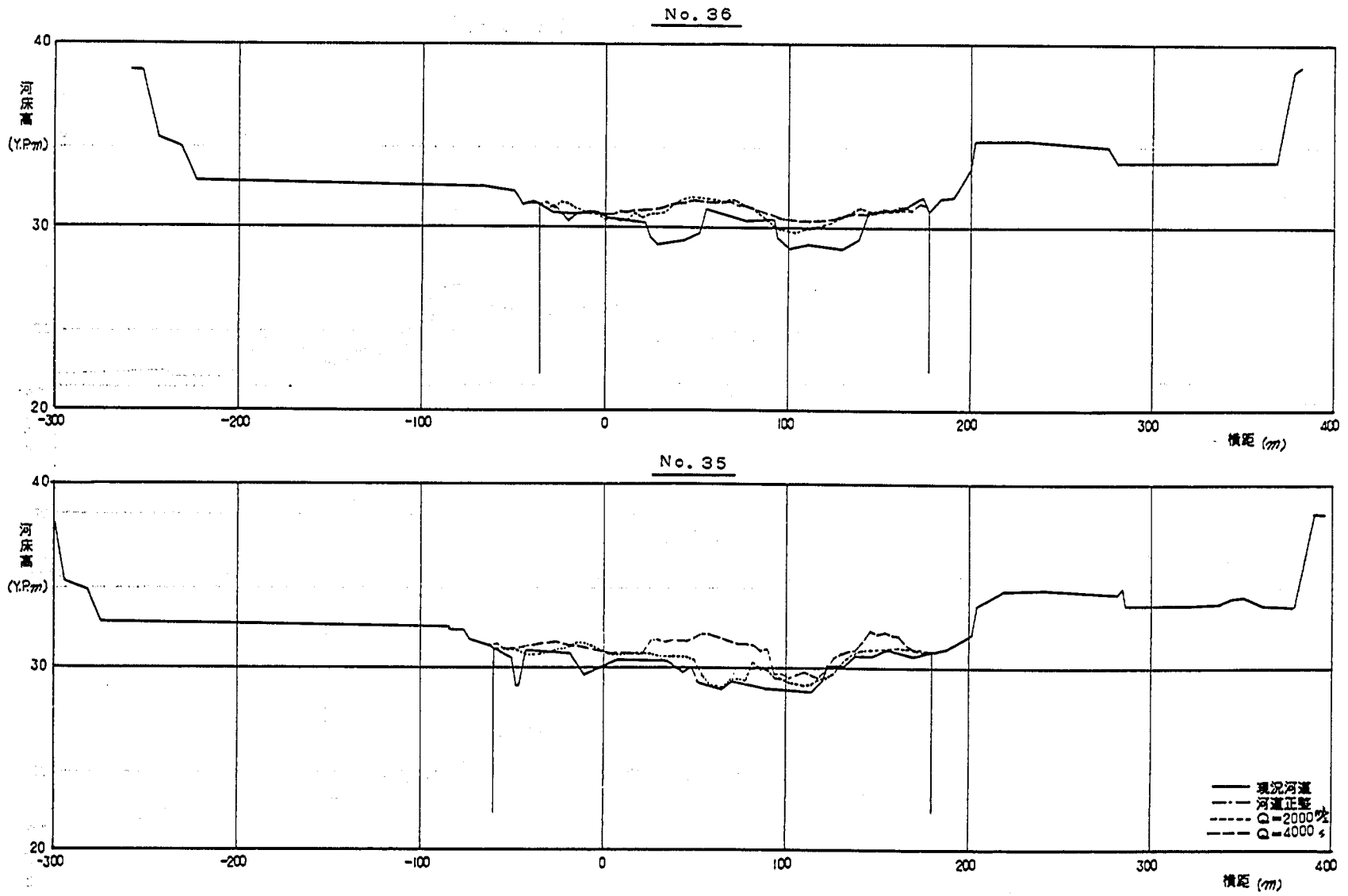
図—9.42.1 流　況　図


田中橋
若井山
PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500
0 5 10
MODEL SCALE
平面流速分布
砂れき堆積形状
移動床 ・ 固定床境界線
流線
分流境界線
死水線
実験 V-2
CASE V-2-2
河道形状
床止め工＋河床低下案
流量
分流量
下流水位
Y. P 30.75 m
通水時間
Tm= 1 hr

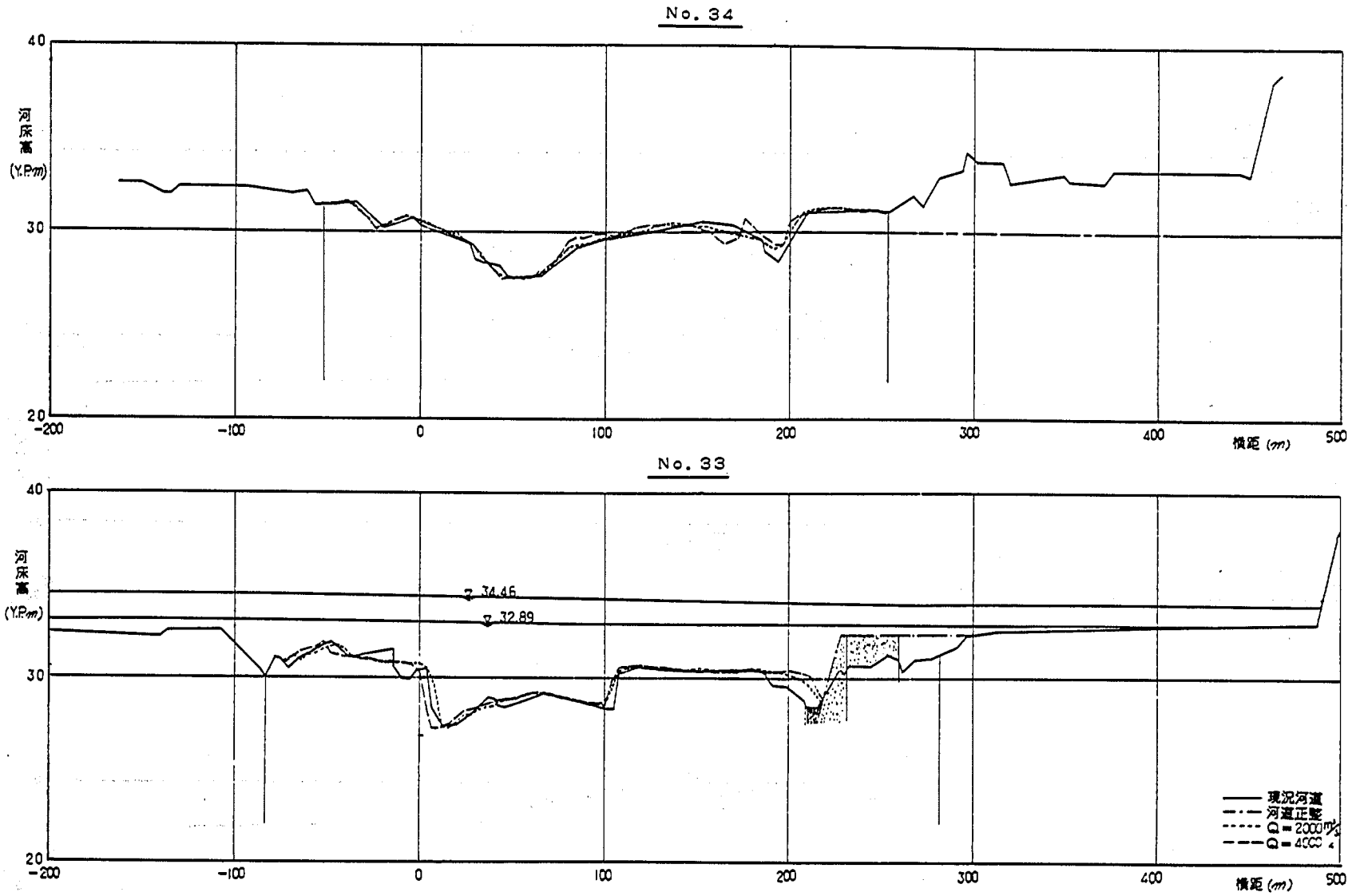
図—9.42.2 流　況　図



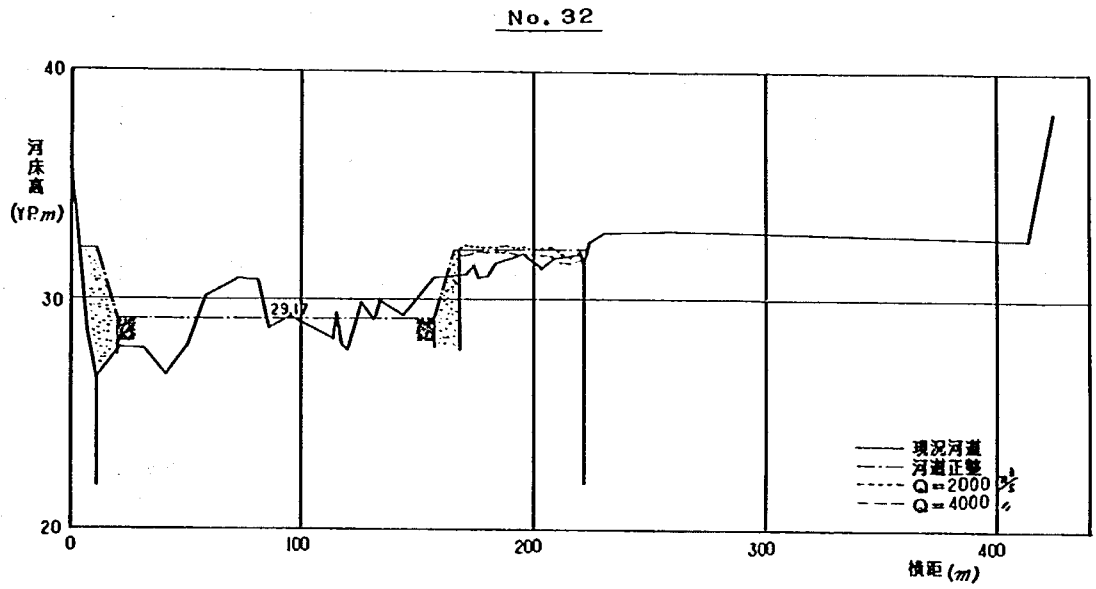
図－9.43.1　河床変動横断図　　CASE：Ⅴ-2



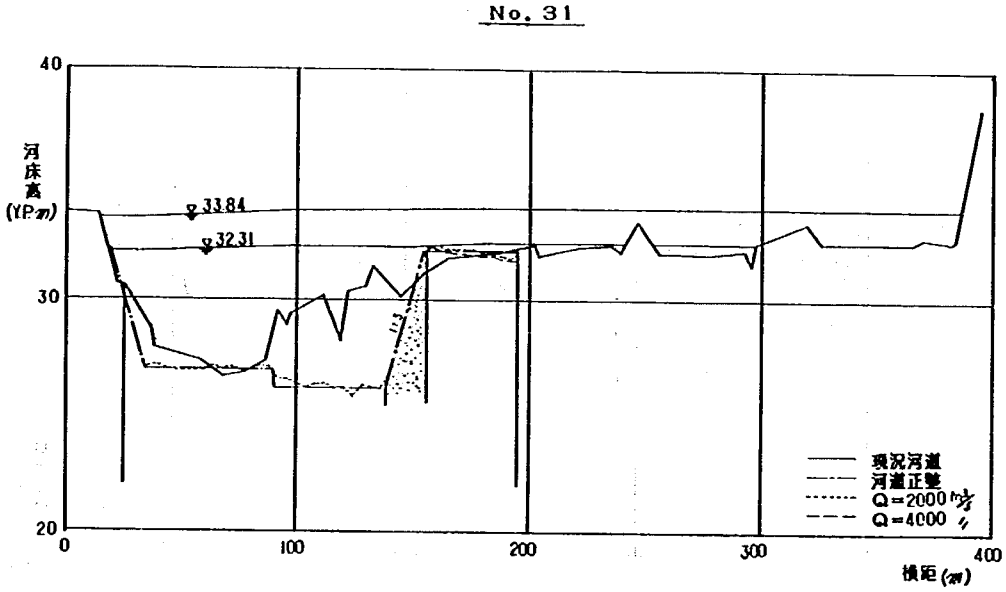
図—9.43.2 河床変動横断図　　CASE：V-2



図— 9.43.3 河床変動横断図　　CASE : V-2

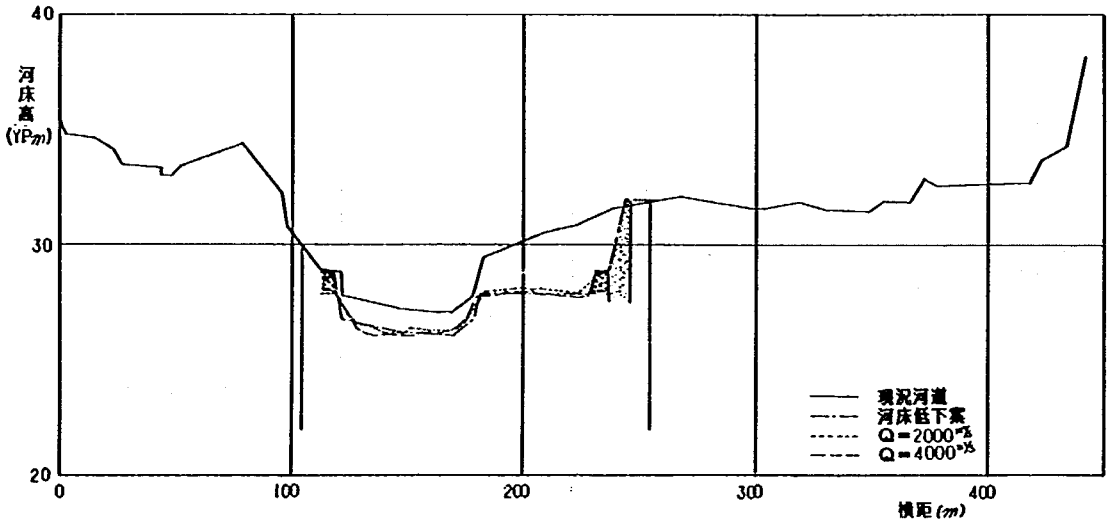


図— 9.43.4 河床変動横断図 CASE : V-2



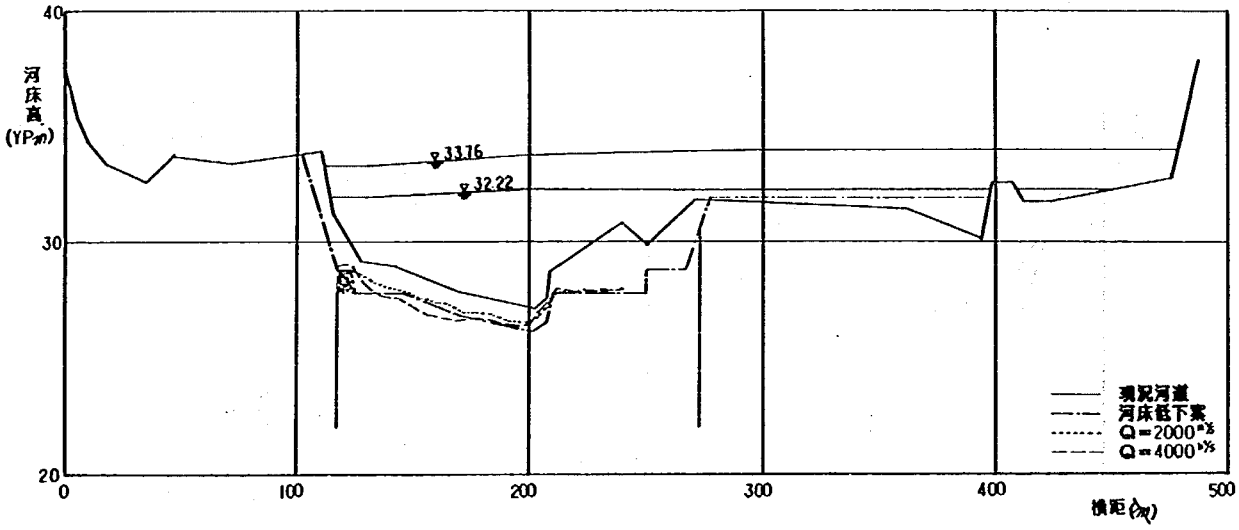
図— 9.43.5 河床変動横断図 CASE : V-2

No. 30



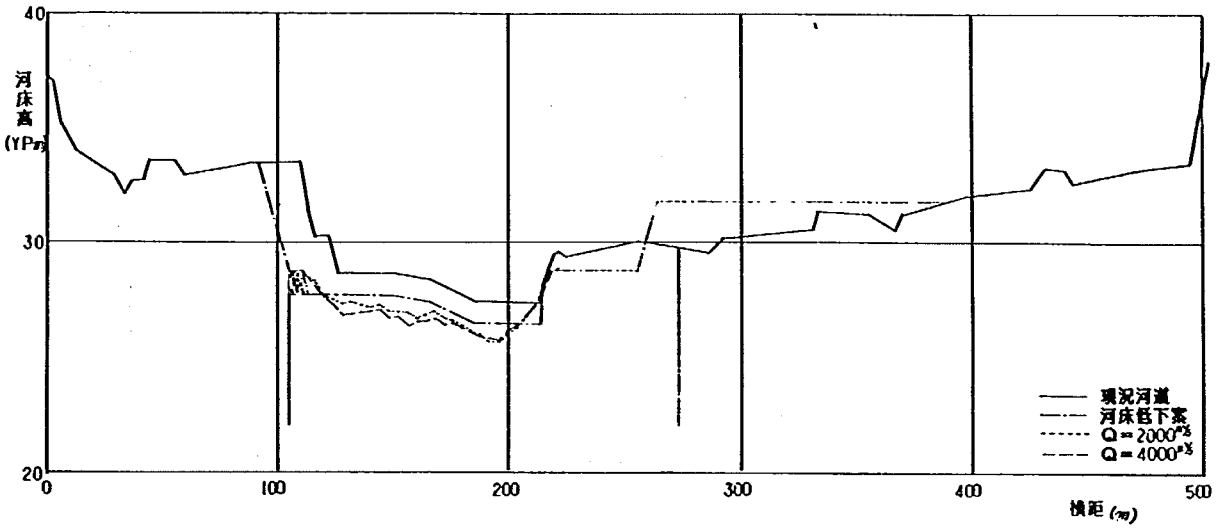
図— 9.43.6 河床変動横断図 CASE : V-2

No. 29



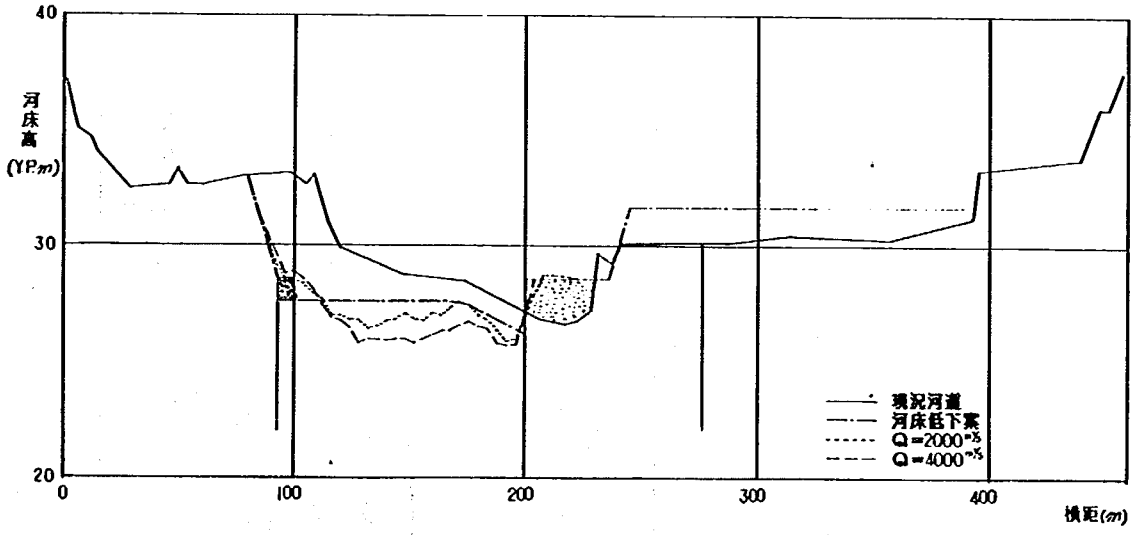
図— 9.43.7 河床変動横断図 CASE : V-2

No. 28

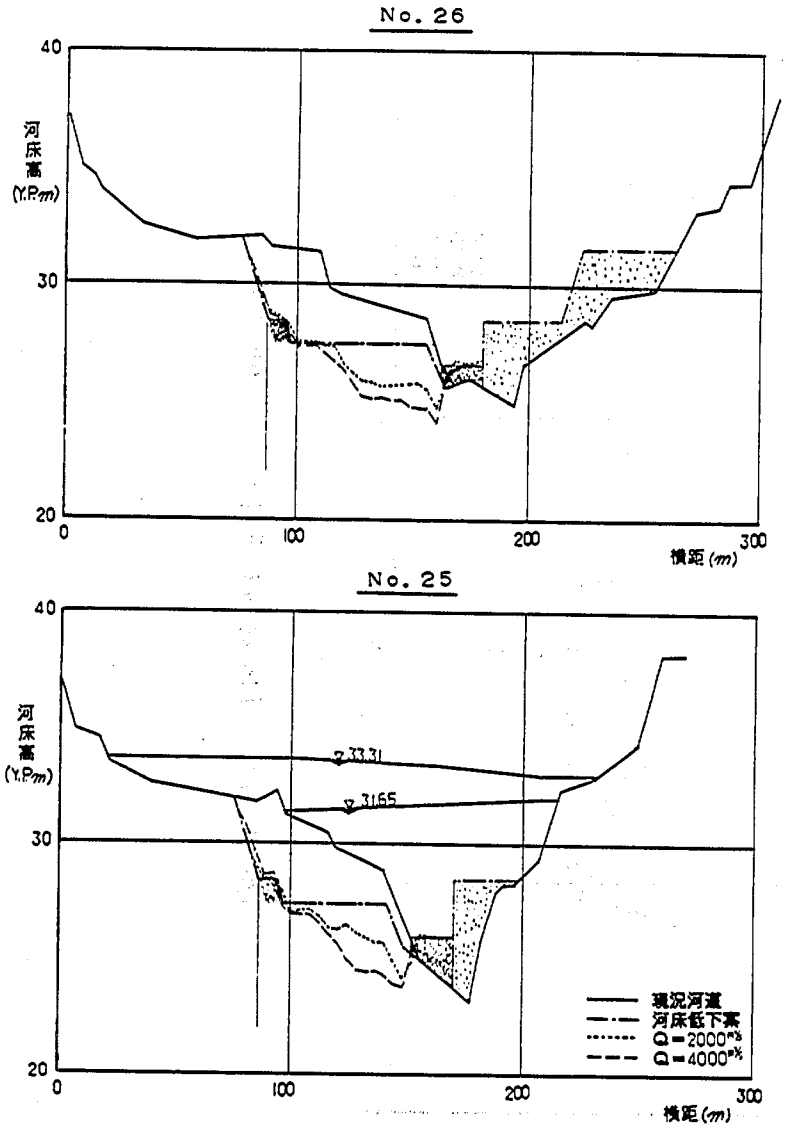


図— 9.43.8 河床変動横断図 CASE: V-2

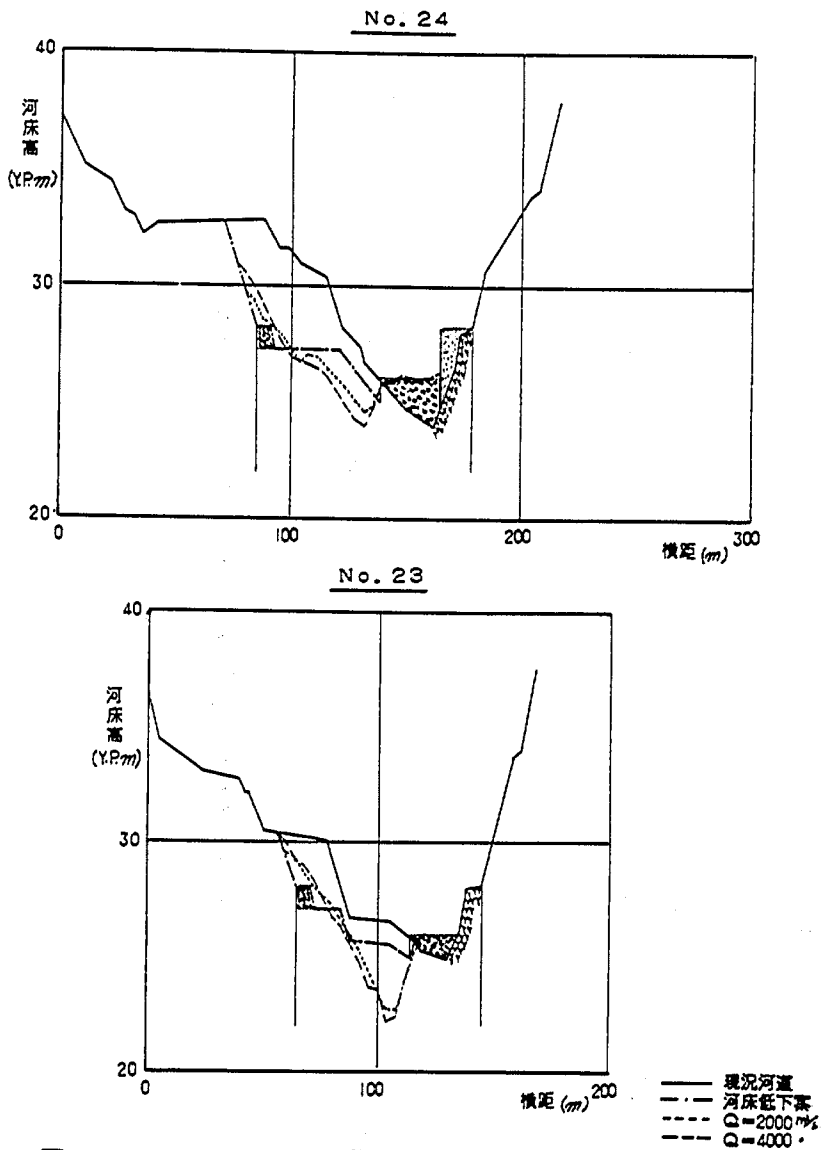
No. 27



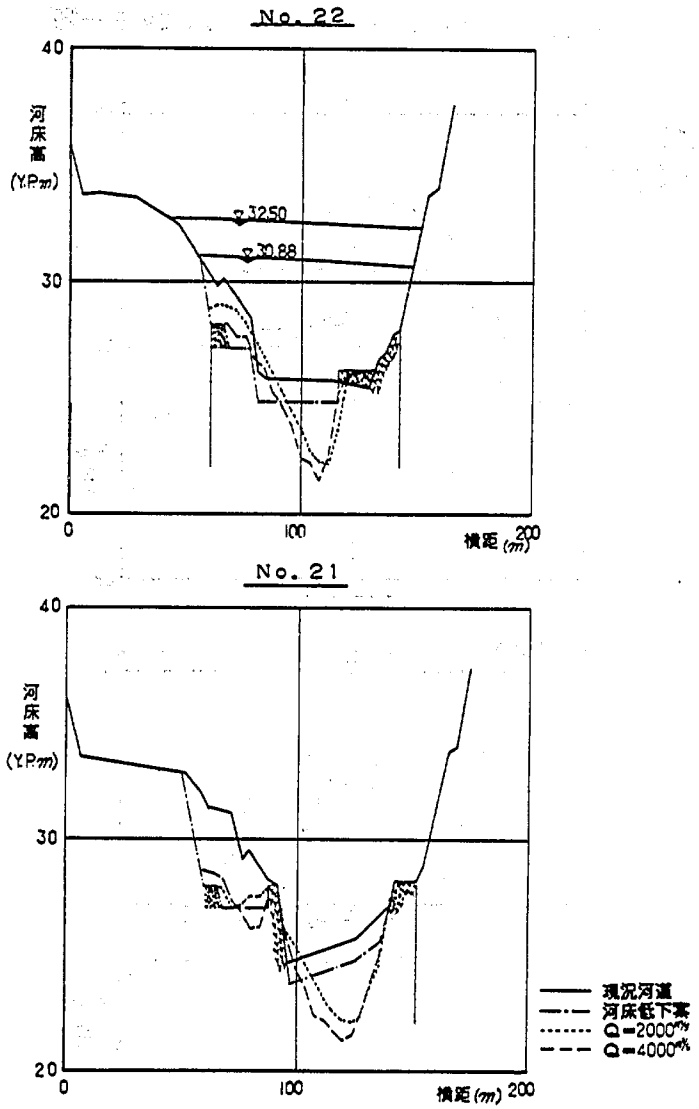
図— 9.43.9 河床変動横断図 CASE: V-2



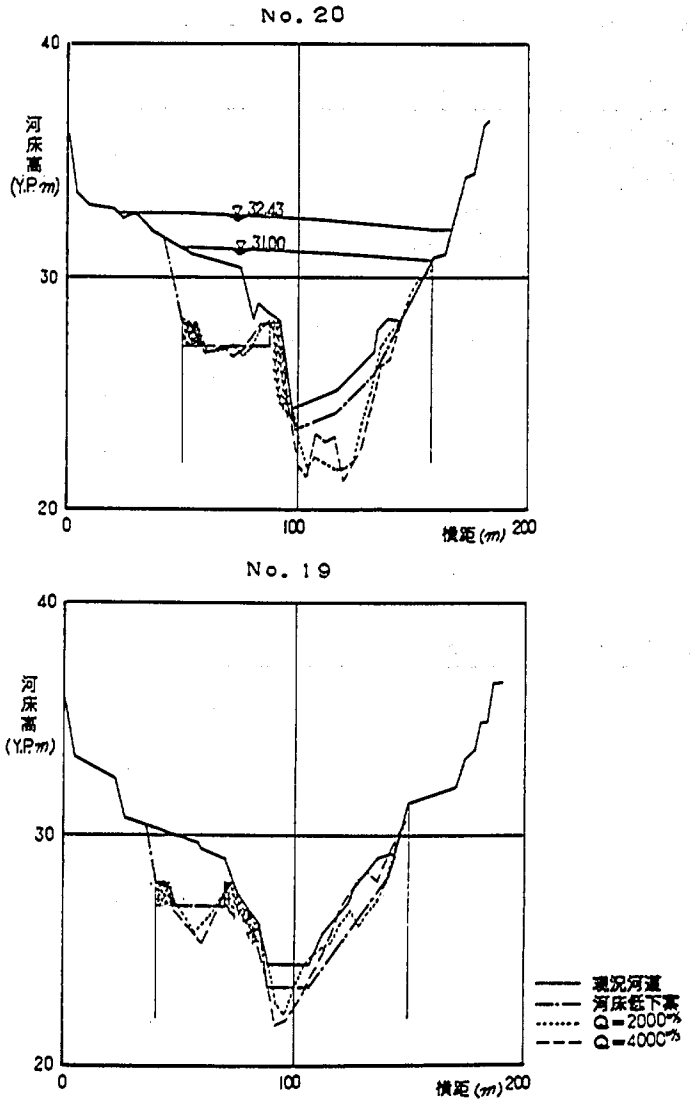
図— 9. 43. 10　河床変動横断図　CASE : V-2



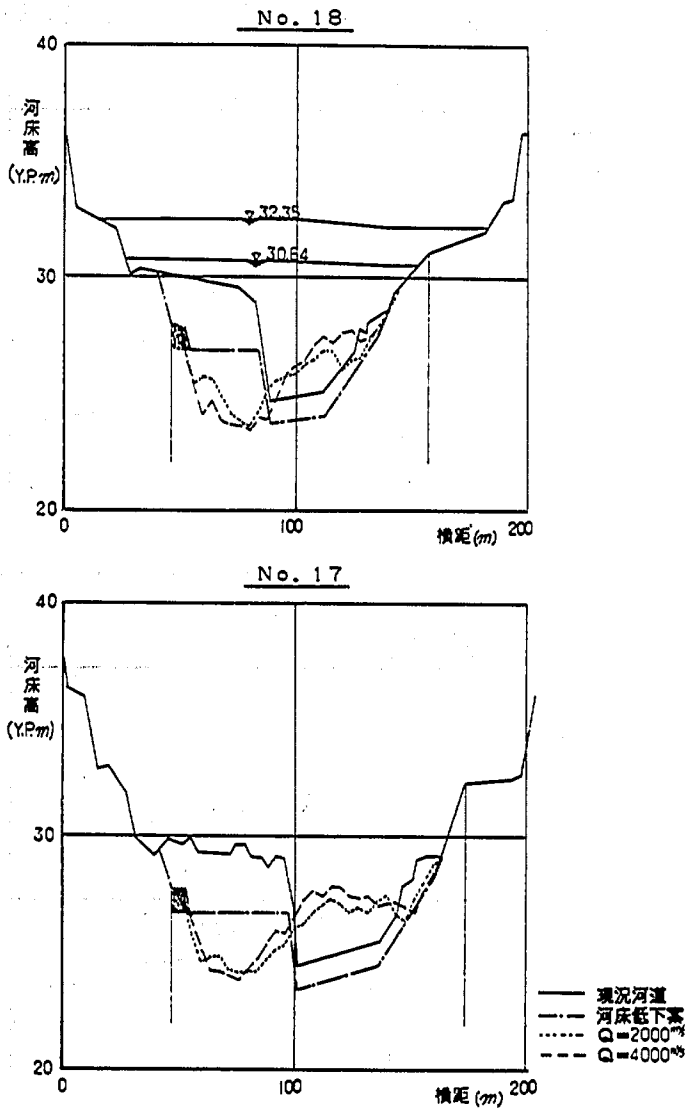
図— 9. 43. 11　河床変動横断図　CASE : V-2



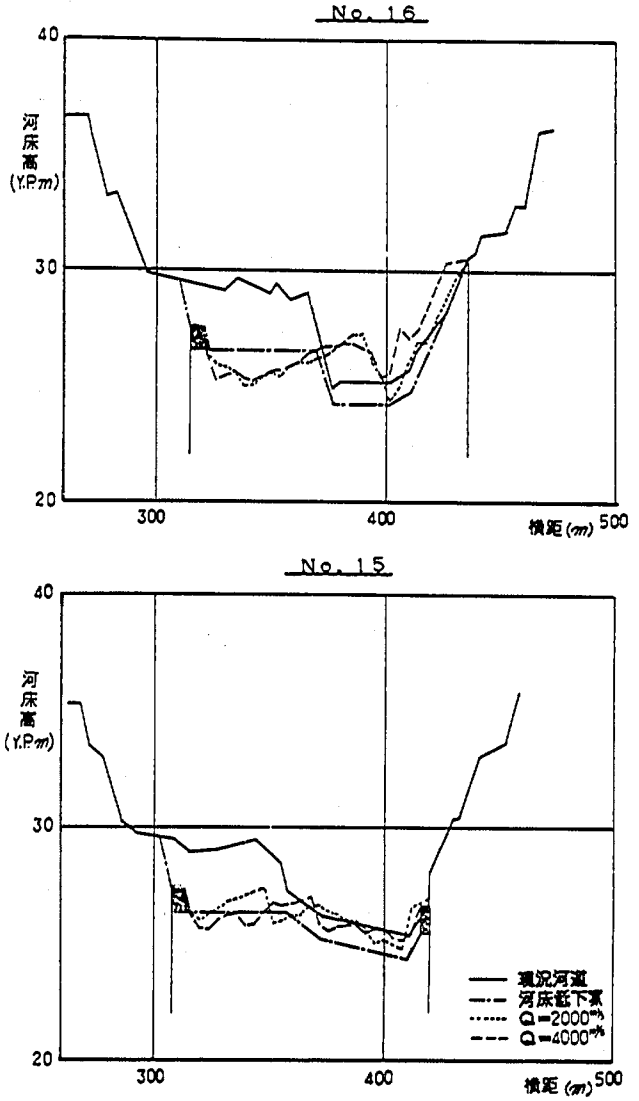
図— 9.43.12　河床変動横断図　CASE：V-2



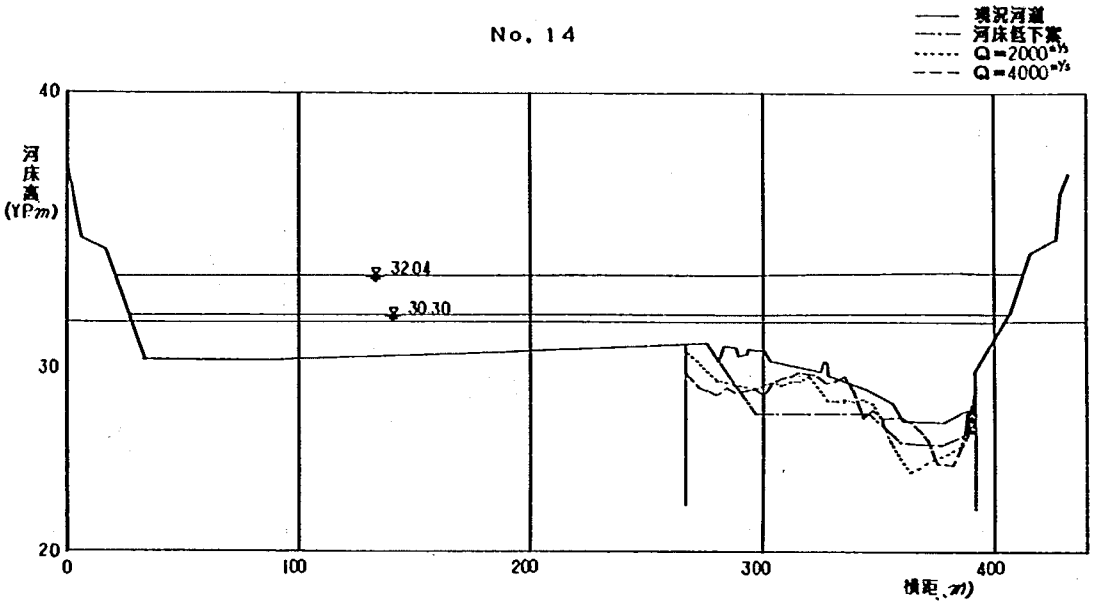
図— 9.43.13　河床変動横断図　CASE：V-2



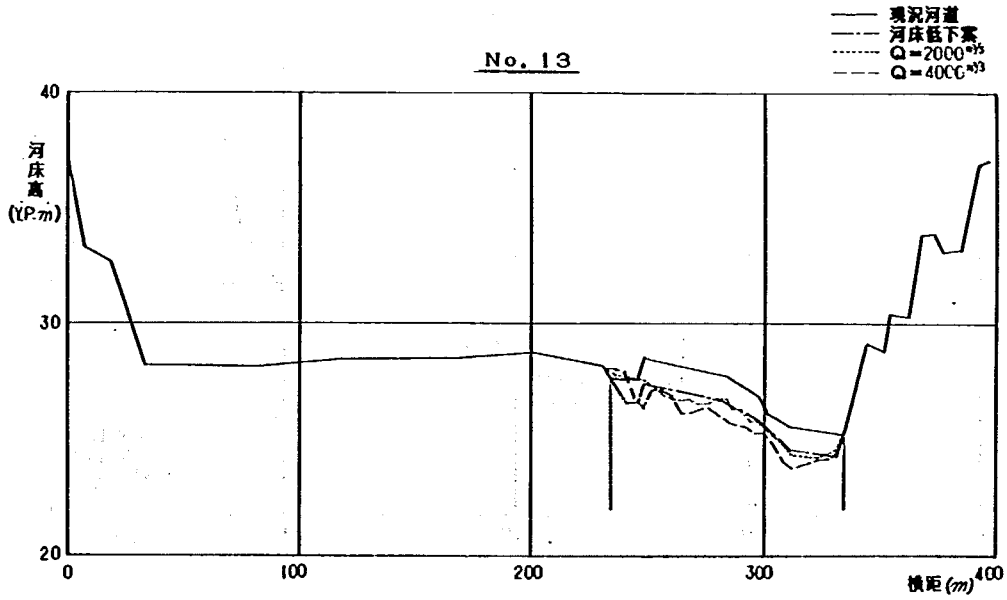
図—9.43.14 河床変動横断図 CASE：V-2



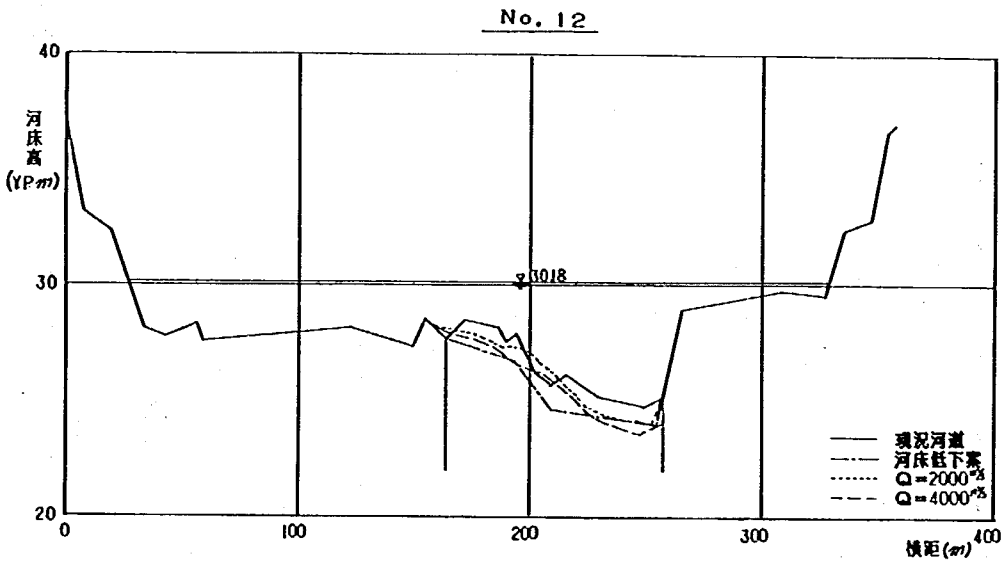
図—9.43.15 河床変動横断図 CASE：V-2



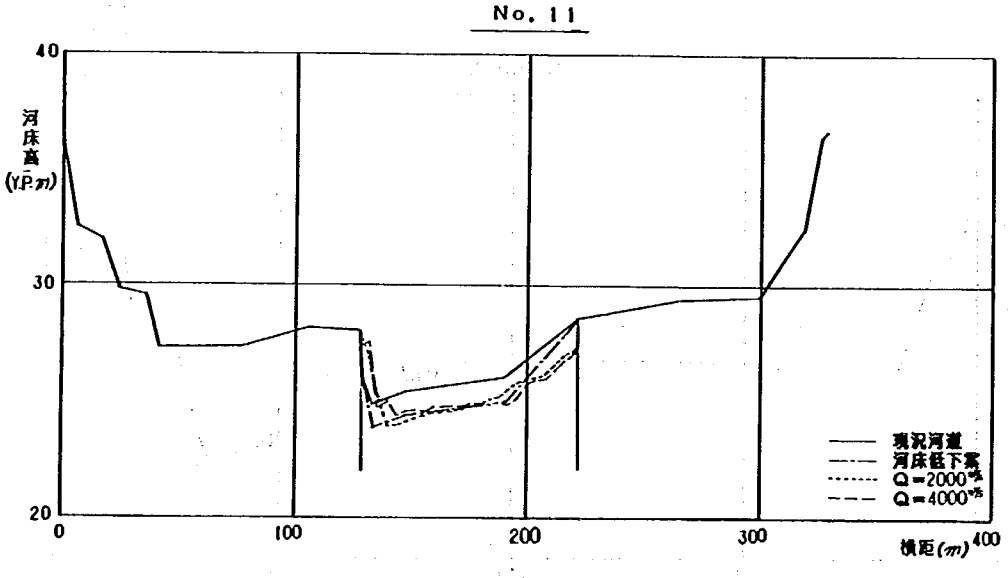
図－9.43.16　河床変動横断図　　CASE：V-2



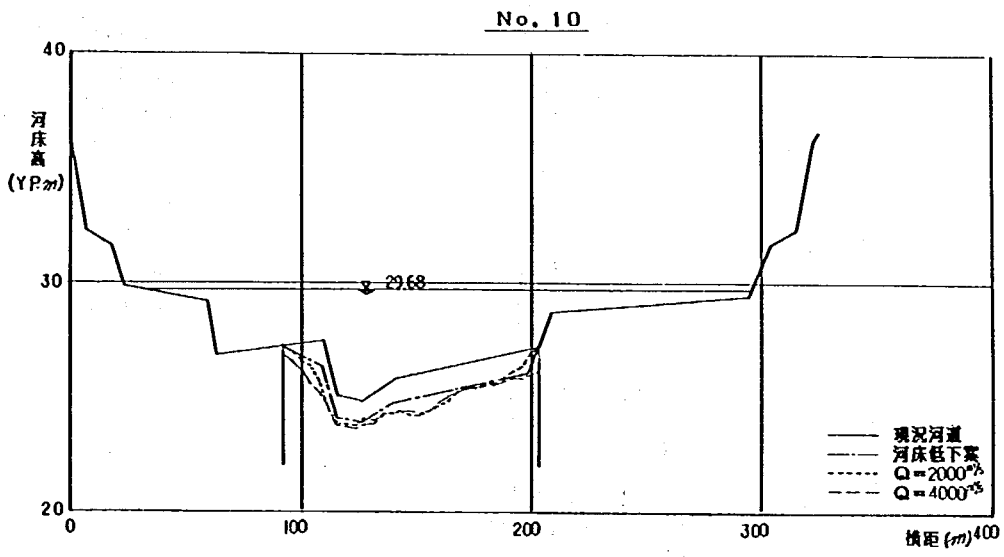
図－9.43.17　河床変動横断図　　CASE：V-2



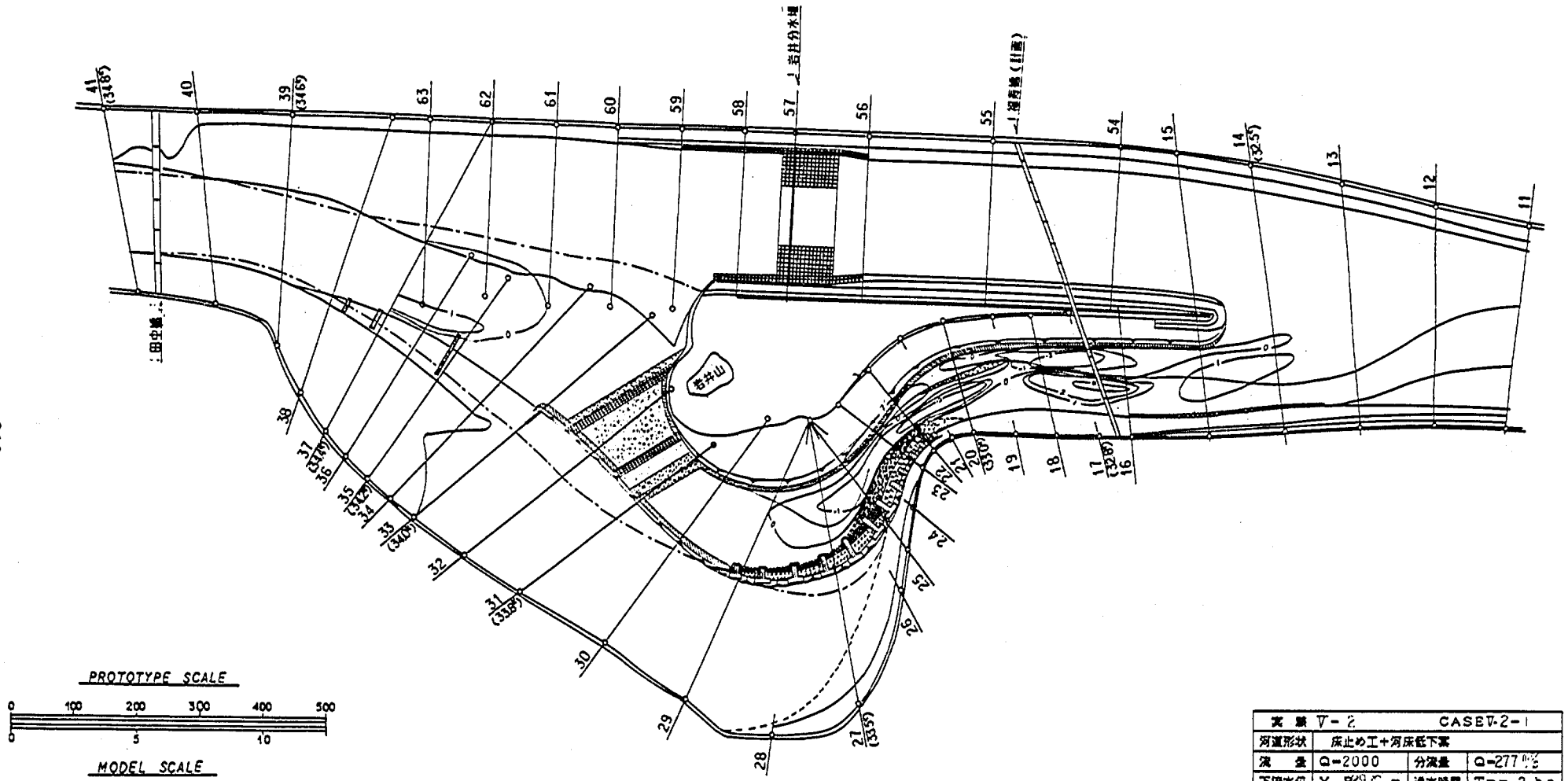
図—9.43.18　河床変動横断図　　CASE：V-2



図—9.43.19　河床変動横断図　　CASE：V-2

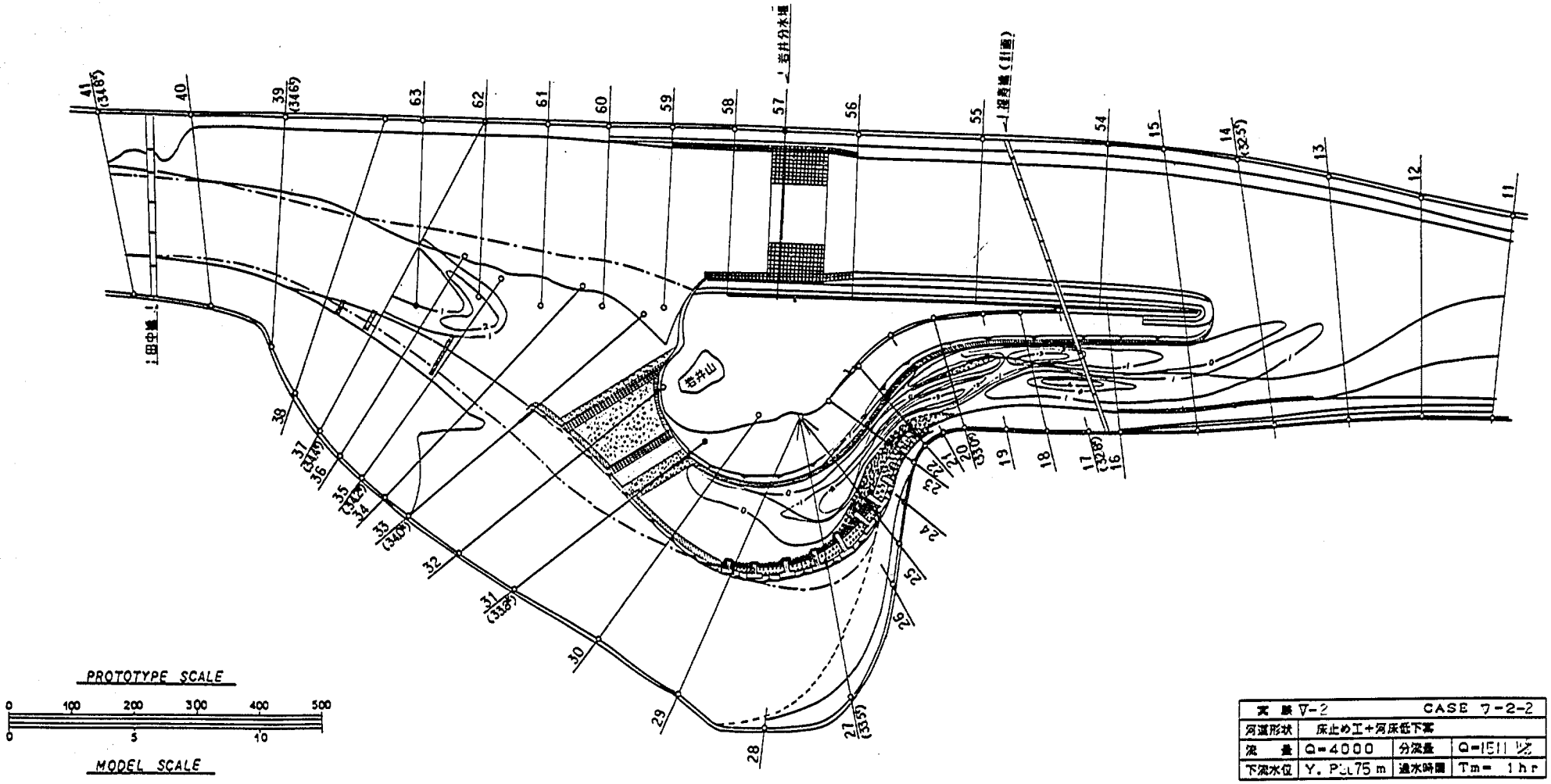


図—9.43.20　河床変動横断図　　CASE：V-2



実験 V-2		CASEV-2-1	
河道形状	床止め工＋河床低下案		
流量	Q=2000	分流量	Q=277 m³/s
下流水位	Y. 229.00 m	通水時間	Tm= 2 hr

図―9.44.1 等深線図


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500
0 5 10
MODEL SCALE
岩井山
実験 V-2
CASE 7-2-2
河道形状
床止め工+河床低下案
流量
Q=4000
分流量
Q=1511 ㎥/s
下流水位
Y. P.L.75 m
通水時間
Tm= 1 hr

図—9.44.2 等深線図

第10章　全体のまとめ

第10章　全体のまとめ

渡良瀬川岩井地区における本川側狭窄部の高流速対策，および現況岩井分水路の分流機能回復案等について，模型実験による検討結果をこれまでに述べた。

ここでは問題点に対する対策方針の経過等も含め，全体のまとめとして主要な結果と問題点を以下に述べる。

10－1　現況河道の問題点と対策案の効果について（固定床模型による検討）

(1) 現況河道の水理特性は，計画流量時（$Q=4{,}000\,m^3/s$）において，当初計画の分流量（$Q=1{,}700\,m^3/s$）とほぼ一致し，河床低下による分流量の減少は中小洪水に限られること。分流開始流量は当初計画の $500\,m^3/s$ から $1{,}240\,m^3/s$ に増大し，また本川狭窄部における最大流速は 8.5 m/s（$Q=4{,}000\,m^3/s$）となり，分水路計画時に 6 m/s 強程度とすることになっていたものを大きく上回ることなどが明らかとなった。

(2) 現況河道の問題点に対する改修方針としては，本川狭窄部の高流速対策を主体とし，なおかつ計画分流量を維持するものとした検討を行った。

対策案は出来る限り，本川河道内で対処することを主体として，本川河道岩井山側（左岸）の河道整正，および水制によって対処するものとした。

(3) なお，河道整正を行って高流速を軽減させようとすると，本川側の疎通能力が増大し，計画分流を維持できないため，分水路掘削案の検討も行った。

この結果は，水理的には良好であるものの，本川，分水路側とも掘削することになり，工事規模が大きく，また分流点の水位が低下して，河床低下を促進させる原因にもなりかねないこと（分流量も変化する）。さらに現在利用されている高水敷や地元状勢を考慮しても得策ではないことから，対策案としては考慮しないこととなった。

(4) 本川河道で対処する対策案の設定にあたり，各種対策工案の検討の結果，河床低下の抑止効果も考慮した対策案として，狭窄部上流No.32断面付近に床止め工を設置した検討を進めた。

(5) 狭窄部上流床止め工案は，天端高を計画河床高としていることから，堰上げ効果は少ない。このため分流効果がより多く得られる床止め工配置等を検討した結果，天端幅 2.0 m としたときの床止め工は，縦断方向約50m間隔に 2 基あるいは 3 基設置することが効果的であった。しかしながら，計画分流には，狭窄部の河道整正法線形位置との両者による堰上げの効果によらなければ維持可能とはならなかった。

(6) この床止め工 3 基案は分流量 $1{,}670\,m^3/s$，狭窄部付近の最大流速は 6.0 m/s と水理的にはほぼ良好な結果が得られた。床止め工 2 基案は，計画分流を維持するための狭窄部河道整正箇所の河積減少によって流速が増大し，流況および流速軽減等からみても 3 基案の方が効果的な結果となった。

(7) 以上の検討に加えて，河道整正法線，水制長等も合わせて検討した結果，床止め工 3 基案は構造物自体の維持等の問題は残されるものの，他に問題点も少なく効果的と考えられた。

よって，狭窄部上流床止め工３基案を最終的な対策案に選定し，現況河道に対する本川狭窄部の補強対策案（水制および捨石工による対策）とともに，移動床模型による河床変動状況，および水衝部や構造物周辺の局所洗掘防止効果等の最終検討を行うこととした。

10－2　河床変動および水衝部の対策効果について

10－2－1　現況河道の水理特性

(1) 移動床では掃流力に見合って河床が変動し，河積を広げることによって最大流速値は固定床実験結果より小さくなる。

(2) 岩井山流頭部付近は，上流からの土砂供給が多ければ堆積する領域である。しかし，上流からの流出土砂も少ないことによって，河床変動は非常に少ない。

(3) 狭窄部付近では，岩井山側のわん曲内側左岸高水敷部上へ堆積する傾向を示し，反対側右岸沿いの水衝部（№26～№23）では，$Q=2{,}000\,m^3/s$ で2.0～3.0ｍ洗掘される。$Q=2{,}000\,m^3/s$，$4{,}000\,m^3/s$ では水衝部が下流に移動し（№26～№22），約4.0～4.5ｍの洗掘となった。この場合，$Q=2{,}000\,m^3/s$ で洗掘が進行し，$4{,}000\,m^3/s$ 時ではあまり増大しない結果であった。

(4) 狭窄部下流では左岸側に主流が寄る傾向となり，左岸高水敷部（№18～№17）は $Q=1{,}000\,m^3/s$ の通水１時間で高水敷幅（約55～65m）の約1/3が浸食され，通水２時間後は約1/2弱が浸食される状態であった。しかし，その後の時間経過による変化は少なく，$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時でさらに若干進行し，$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時での河岸浸食は差程増大しない結果であった。

(5) 移動床実験の $Q=2{,}000\,m^3/s$ では小規模河床波が若干発生し，分流量は $414\,m^3/s$ と固定床時より増大する。$Q=4{,}000\,m^3/s$ では $2{,}000\,m^3/s$ 通水後に積みかさね方式で通水したこともあるが，固定床時とほぼ同じ分流量となる結果が得られた。

(6) ここで行った移動床実験では，長期的な河床変動の把握を目的とし，砂礫堆の移動および局所洗掘等の現象がほぼ安定状態となる時間を定流量通水した検討を行った。

したがって，通常の洪水によって生ずる河床変動より多いと思われるものの，$Q=1{,}000\,m^3/s$ 時では局部的な河床変動のみであり，既往洪水によってもその変化は非常に少ないことなどから，河道の再現性は概ね実河道の変化に相似しているものと判断される。

(7) ただし，実際河川では河床材料粒径が場所的に異なるのに対し，模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため局所洗掘に伴う土質変化や強度に対する影響等は実験結果に反映されていないことを考慮した適切な判断が必要である。

10－2－2　現況河道に対する水衝部補強対策案について

(1) 水衝部対策の一つである狭窄部の河道整正を行うと，本川側の流下能力が増大し分流量は減少する。このため計画分流を維持するには床止め工が必要となるが，ここでは狭窄部付近の大幅な河道整正は行わず，水制および水衝部の捨石対策による効果を把握した。

(2) 狭窄部から上流右岸側への水制設置（断面№29～№21間に12基を設置）に伴い，反対左岸側わん曲部（断面№29～№24）の固定砂州も整正したが，この水制工は主流が直接堤防沿いを走るのを防止し，水

衝部を右岸堤脚部から遠ざけ，直接的な堤防への影響を軽減するのに効果的である。

(3) 水制の周囲は計画河床高とし，水制工の間および水制先端6m範囲には，約52cm相当の捨石工による洗掘対策を行った。その結果，水制周辺での洗掘はほとんど受けず，洗掘防止が可能であった。

(4) 狭窄部右岸堤防沿いの水衝部対策としては，先に述べた水制とともに断面No.26～No.20間の最深部河床をY.P26.6m～Y.P26.0m高まで捨石（粒径約52cm相当の砕石）を行った。これらの対策によって，堤防護岸沿いの洗掘は防止され，代わりに捨石工前面が洗掘を受け，最深部の位置が河道中央寄りに移る。また，この洗掘深は現況時より軽減されることが明らかとなった。

(5) 現況河道時では，わん曲部左岸側に形成する砂州によって，流れが右岸堤防沿いに集中していたのに対し，この砂州の整正と右岸側の水制および捨石による洗掘防止効果によって，流れの集中が緩和された状態となり，また主流が堤防沿いから離れる流況となる結果が得られた。

(6) 狭窄部下流では，現況時より主流が左岸の下流側に移り，断面No.16～No.15付近左岸が洗掘を受ける。この付近は現在高水敷状となっており，植生等によって実験で生ずるほどの浸食は受けないものと考えられるが，大出水時に河岸浸食とともに洗掘が進行した場合は，護岸および根固工等による保護が必要となろう。

(7) 岩井分水路への分流量は，$Q=2{,}000\,m^3/s$ で約518m^3/s，$Q=4{,}000\,m^3/s$ で約1,786m^3/s となり，現況時に対して分流量が増加する結果となった。

この原因は，水制の設置と水衝部の捨石対策により洗掘が防止され，この狭窄部の水位堰上げ効果によって，分流量が増加したものと考えられる。

10－2－3　狭窄部上流床止め工案について

(1) 本川側狭窄部の高流速およびそれに伴う局所洗掘対策として，狭窄部河道の整正を行うと，疎通能力が増大して岩井分水路への計画分流が維持できなくなる。また，本川側はわん曲流による流れの集中によって局所洗掘が生じ，さらに本川流下量を増大させる危険性が高い。したがって，計画分流を維持するために床止め工が必要となる。

(2) 床止め工は3基案のうち中央の1基を取り除き，床止め工間は捨石によって計画河床高とした形状案での検討の結果，床止め工周辺では3基案と同様問題となるような洗掘は生じない。よって，この床止め工2基案で設置位置，構造とも問題はないと考えられる。

(3) 床止め工案では，水制および水衝部の捨石対策とともに河道整正を行うことによって，流れの集中がより緩和され，流況的にも先の水衝部補強対策案より効果的である。また，水制周辺および狭窄部右岸堤防護岸沿いの洗掘も同様，防止可能である結果が得られた。なお，水制配置および水衝部の捨石対策は，先に述べた現況河道の水衝部補強対策案と同じである。

(4) 河道整正の法線形については，固定床実験において種々検討した結果であり，わん曲内側の整正護岸沿いに若干堆積する傾向にあるものの最良といえる。

ただし，狭窄部下流では現況時と同様主流は左岸寄りとなるため，河道整正に伴う護岸根固工前面でも断面No.19～No.16間で洗掘を受ける。この護岸根固工は幅8.0m，厚さ1.0m（粒径約68cm相当の砕石）としたが，根固工前面が一部崩落する状態となるものの，大半は初期形状を保っており，護岸前面の洗掘防

止として根固工幅は8m程度で良いと考えられる。

(5) 岩井分水路への分流量は，通水初期には計画分流となるものの，時間の経過によって若干不足する結果となった。しかしながら，この結果は$Q=2,000\,m^3/s$の通水による長期的な河床変動後のものであり，通常は固定床実験程度の分流（$Q=1,670\,m^3/s$）にはなるものと考えられる。

10－2－4　床止め工案に対する河床低下時の現象と問題点について

(1) 床止め工設置後の将来，床止め工下流河道で河床低下が進行した場合を想定（低水路内全体を1.0m低下させた）した検討では，狭窄部付近の最大流速は通常時に対して約10%程度増加する。

(2) 狭窄部付近では，ほぼ河床低下の分だけ洗掘量も軽減する結果となった。このため，床止め工や水制等の諸対策構造物周辺でも，河床低下によって局所洗掘が増大することはなく，とくに問題点は生じなかった。しかしながら，河床低下は河道断面の局所的な場所で進行することが多く，そのような場合には構造物周辺の洗掘も増大することが考えられる。したがって，将来は対策工がさらに必要となることが生ずる可能性もあろう。

(3) 床止め工案の分流量は，計画河床高の床止め工と本川狭窄部との堰上げ効果によって得られているものであり，床止め工設置後に河床低下が進行すれば分流量も減少する（現況河道時の減少よりはかなり小さいと思われる）。このため，床止め工下流の低水路内で1.0mの河床低下を想定した場合，計画分流に対し約10%の減少となり，分流開始流量は約$1,100\,m^3/s$（河床低下のない場合約$1,000\,m^3/s$）となる結果が得られた。ただし，実際の河床低下は，低水路内河道全体に生ずる可能性は少なく，このような場合の分流量の減少はもっと小さいと考えられる。

10－2－5　計画橋（福寿橋）周辺に対する状況

(1) 現況河道時の計画橋橋脚周辺の局所洗掘は，$1,000\,m^3/s$以下の洪水では低水路内左岸の橋脚が洗掘を受ける。しかし，$1,000\,m^3/s$以上の洪水では左岸高水敷上の橋脚が洗掘され，現況河床より約5.0～6.0mの洗掘となる。また水衝部の補強対策案では主流が左岸側の橋脚周辺に移ることから洗掘は約7.5mとなる結果が得られた。

(2) この橋脚周辺の局所洗掘深は，水衝部の洗掘と同様$Q=2,000\,m^3/s$で洗掘が進行し，$Q=4,000\,m^3/s$時ではあまり増大しない結果であった。

(3) 床止め工案の河道整正時においては，左岸側橋脚が同様に洗掘され，計画河床高（Y.P 27.6m）より約6.0mの局所洗掘となる。また，高流速のために橋脚で発生する衝撃波によって，河岸下流に影響を与える。この範囲は橋脚幅の約30～50倍程度であり，護岸補強等の対策として考慮する必要があろう。

(4) 橋脚周辺の局所洗掘対策としては，橋脚周囲8.0mを根固工等（粒径約52cm相当の砕石を用いた）によって保護敷設すれば，洗掘防止が可能である。

ただし，左岸側橋脚は，上下流河床自体が洗掘を受けるため，根固工周囲が崩落する状況にあった。

(5) よって，橋梁架設に際しては，左岸側橋脚で計画河床高より6.0m，右岸側脚橋で現河床より約3.0m以上の深さを基礎天端とし，その洗掘に十分耐え得る根入れ等を考慮した設計を行えば，橋脚自体の洗掘に対する安全性は確保できると考えられる。

10－3　岩井地区河道の対策について

現況河道に対する水衝部補強対策案は，計画分流量を若干上回るものの，水衝部の洗掘防止効果が得られること。さらに狭窄部上流床止め工案は分流機能の維持とともに，狭窄部の高流速およびそれに伴う局所洗掘対策としてより効果的なことが明らかとなった。以上より，岩井地区河道では分流機能の維持等からも床止め工案が有利と考えられるが，段階施工的な工程を考慮するならば，水衝部補強対策案をまず実施して，その後河道整正とともに，床止め工を設置することが考えられる。ただし，水衝部補強対策案では，水制設置および捨石対策とともに，反対左岸側の固定砂州を整正することによって，狭窄部の下流左岸側での洗掘，あるいは河岸浸食が増大する可能性があるので留意する必要があろう。

あ と が き

渡良瀬川岩井地区模型実験は，昭和54年度に模型製作と一部検証実験が行われ，本格的な実験は昭和55年度から昭和59年度間に実施した。このうち実験初期から昭和57年度間においては，須賀堯三前河川研究室長（現宇都宮大学教授）の指導のもとに実験が遂行された。

本報告書は，この6ケ年間にわたる実験データおよび水理的検討結果についてとりまとめたものである。

なお，本模型実験の遂行に当たっては，岩井地区河道計画検討会が設置され，吉川秀夫早稲田大学教授の御指導はじめ関東地建河川計画課，ならびに渡良瀬川工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに厚く謝意を表するものである。

参考文献

(1) 吉川秀夫，芦田和男，金子保：河川の分流に関する研究(7)，渡良瀬川ショートカットの水理模型実験，土木研究所報告，108－59，S 36.4

(2) 岩井地区河道計画検討概要書：建設省渡良瀬川工事事務所，昭和54年3月

(3) 渡良瀬川河道設計検討業務報告書：建設省渡良瀬川工事事務所，昭和54年3月

資　料　編

（付）第11章　本川水衝部の緩和，および分流機能回復法名案の検討

11－1　下流水位堰上げ案の検討

11－1－1　概　　要

本川狭窄部の高流速対策として，その下流側に床止め工等を設置して水位を堰上げる案が考えられる。ここでは，仮りに下流水位を高くした場合の流速軽減効果および分流量の変化の概略を把握するための検討を行った。

実験は模型下流端堰上げ装置で現況水位より高くした場合，および№16断面で床止め工方式に河床高を高くした場合の堰上げ効果を検討した。この実験条件を表－11.1に示す。

表－11.1　実験条件一覧表

実験ケース		目　的	実験条件			摘　　要
			流　量	下流水位	河　道	
4	1－1	下流水位堰上げ案実験	4,000㎥/s	*32.84Y.P.m	現　況	*№12断面で下流水位調整（現況Y.P.32.0m），ケース4-1-3は全断面水位を測定し，他は№58の水位のみを測定
	1－2		〃	33.23	〃	
	1－3		〃	33.52	〃	
	1－4		〃	34.20	〃	
	2		4,000	*28.15	現　況	*№16断面の床止め工設置高
	3		〃	39.15	〃	№12，18，20，27，58断面の水位のみ測定

11－1－2　下流水位堰上げ案の検討（実験－4－1－1～4－1－4）

流量 4,000㎥/s に対して№12地点断面で，現況水位（Y.P.32.05 m）より，＋0.79m，＋1.18m，＋1.47m，＋2.15m 水位を高くした場合の分流量の変化を把握した。

このうち，1.47m水位を上昇させた場合については，全河道の水位縦断変化，流況を測定した。

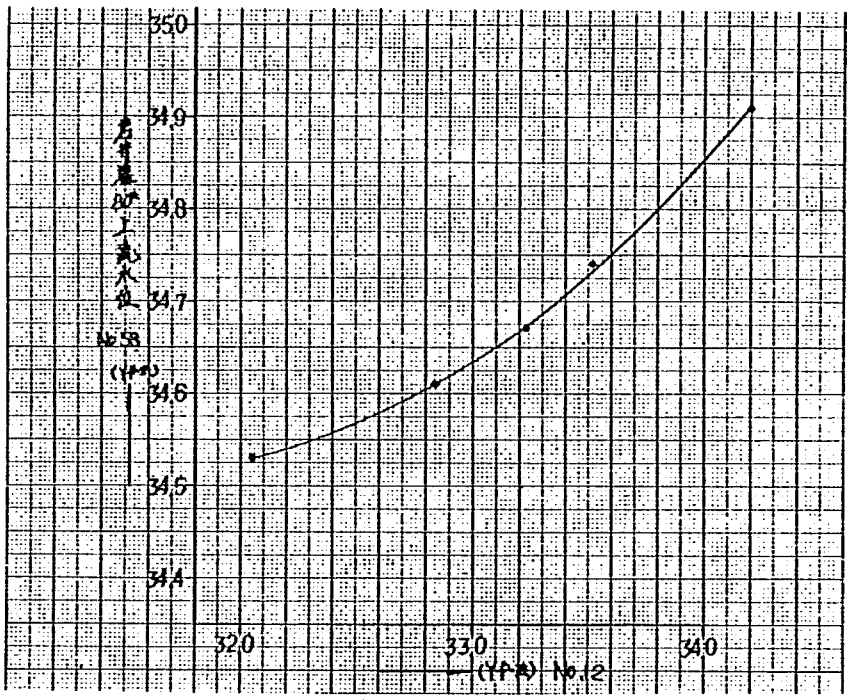
実験状況は，下流水位の上昇に応じて狭窄部の水位差，流速の減少，狭窄部の下流右岸付近の剥離領域が軽減する。また狭窄部上流右岸側一帯の死水領域もより広くなるが，分流境界の変化は生じないようである。

この下流水位の上昇に伴う岩井堰直上流地点（№58）の水位変化を示したのが図－11.1.1である。

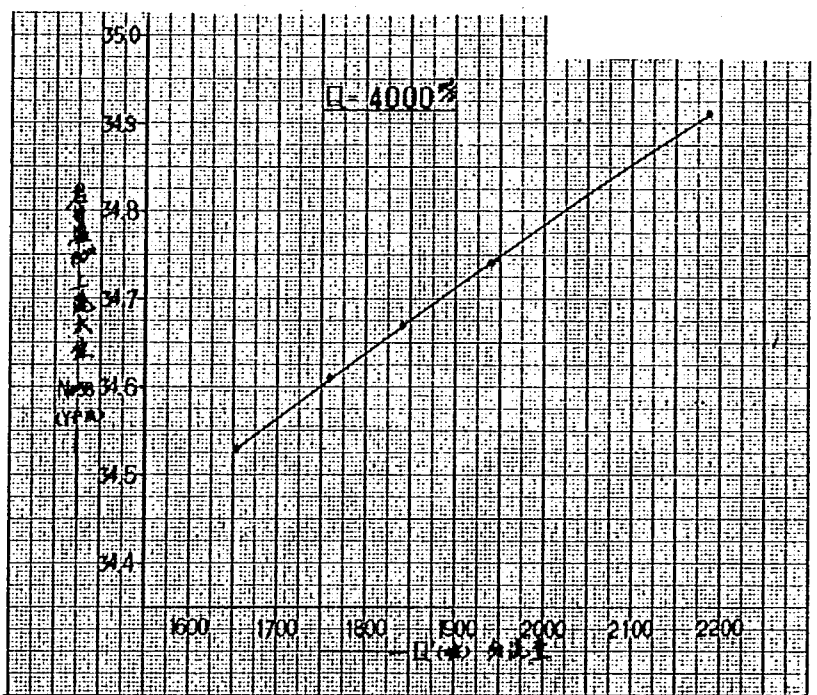
現況水位よりも1.0m高い場合，堰上流で約10cm，2.0mの場合約35cmの水位上昇となり，これより分流量も図－11.1.2のように変化する。

いっぽう，№12断面の現況水位Y.P.32.05 m に対し，Y.P.32.52mとした場合の水位縦断比較図が図－11.1.3である。

狭窄部下流では堰上げ水位分の水位上昇であるが，狭窄部上流では，約20～30cmの上昇となり，34.8km（№41）で現況水位と同じになる。このときの最大流速縦断比較図は図－11.1.4に示すように，水位上昇と本川流量の減少により，狭窄部最高流速が約6.7m/sに減ずる（現況水位のとき V_{max}＝8.5m/s）。

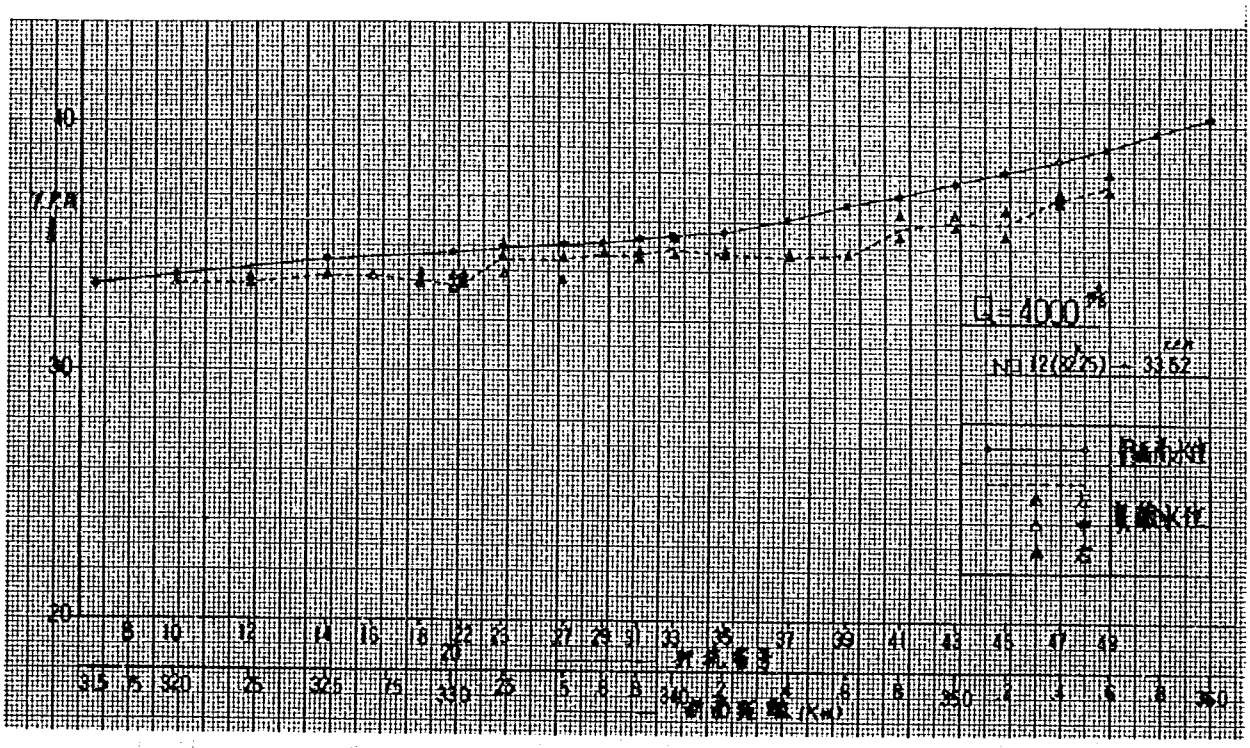


図－11.1.1　下流水位の上昇に伴なう岩井堰直上流地点の水位変化〔H（No.12）～H（No.58）〕

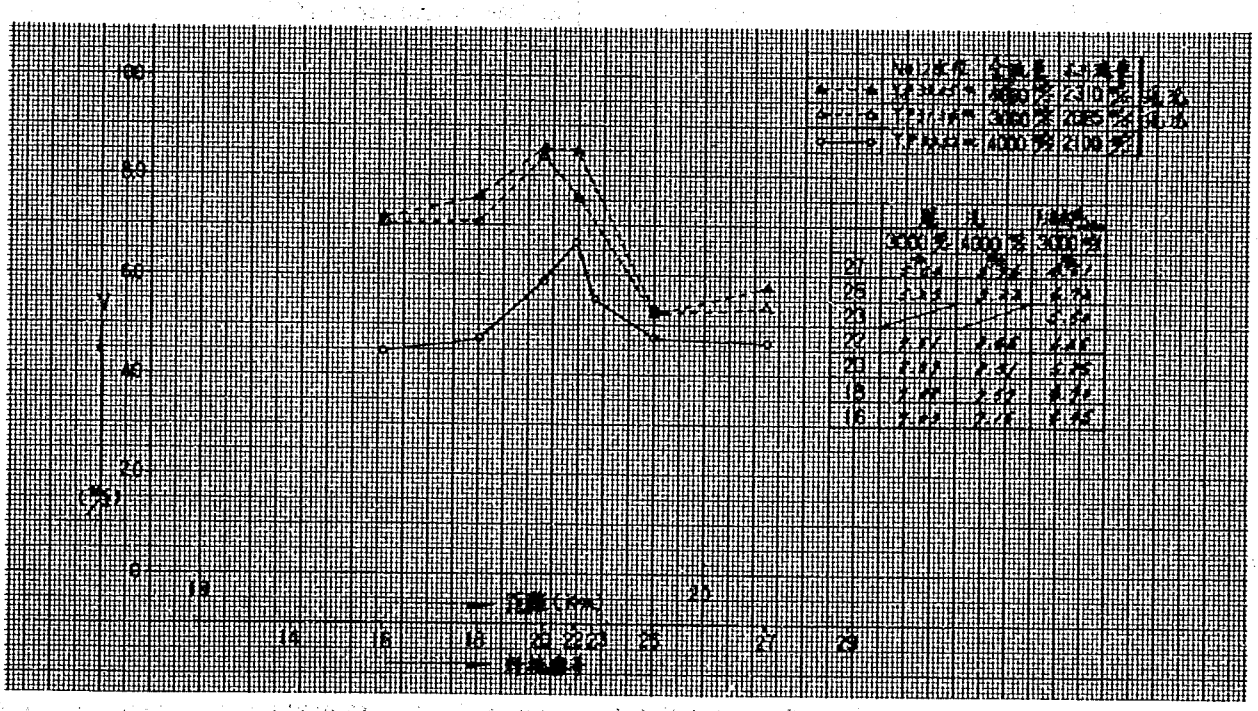


	No 12 水位				No 58 堰上流80m地点水位				分流量 (m³/s)
	L 55	C 56	R 57	平均水位	L 64	C 65	R 66	平均水位	
現状	32.28	31.85	32.01	32.05	34.47	34.42	34.61	34.53	1693
+0.79	33.03	32.79	32.69	32.84	34.70	34.47	34.65	34.61	1760
+1.18	33.45	33.21	33.02	33.23	34.74	34.60	34.68	34.67	1842
+1.47	33.66	33.46	33.44	33.52	34.75	34.61	34.86	34.74	1940
+2.15	34.47	34.08	34.06	34.20	34.75	34.82	34.95	34.91	2187

図－11.1.2　下流水位の上昇に伴なう分流量の変化図〔Q'～H（No.58）〕



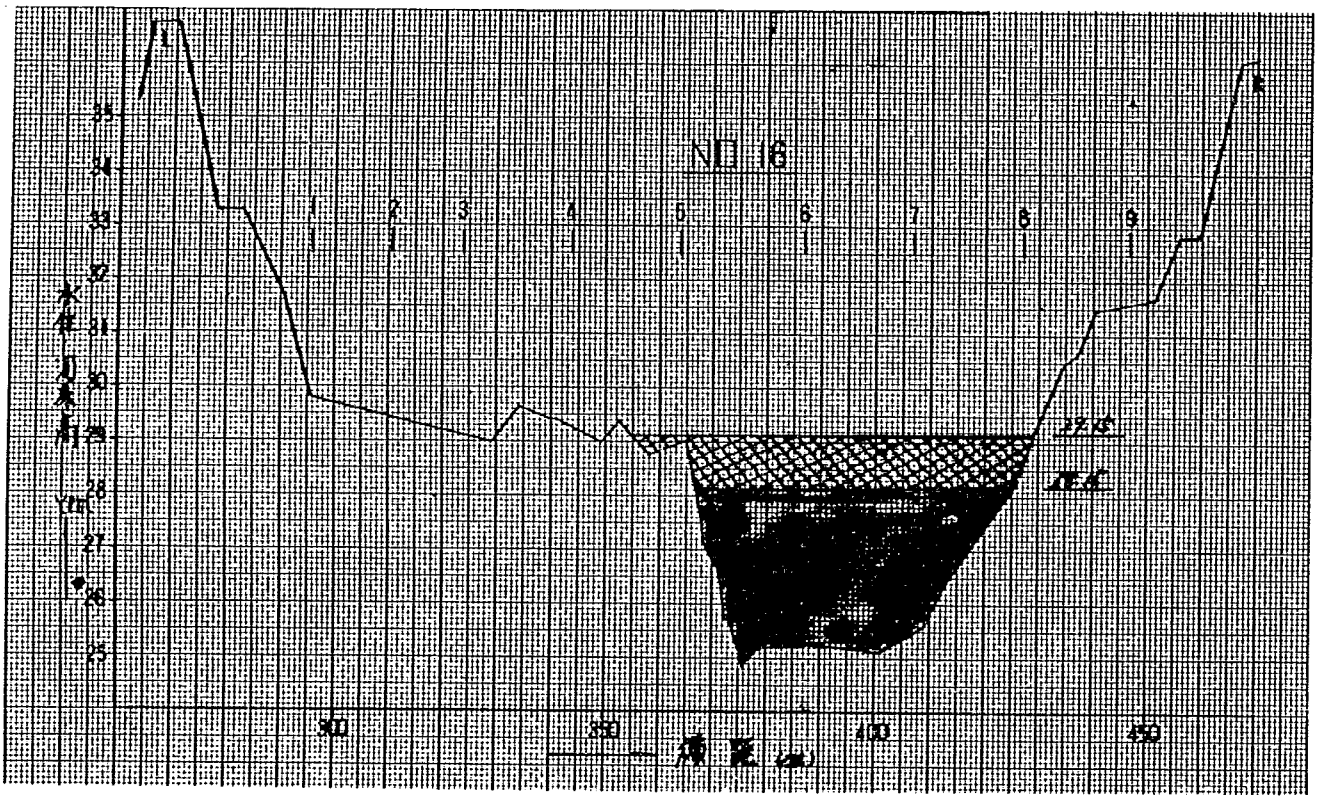
図－11.1.3　渡良瀬川岩井地区水位縦断図



図－11.1.4　下流水位の違いによる最大流速比較図

11－1－3　床止め工による水位堰上げ案の検討（実験4－2，4－3）

本川No.16断面（32.75 k）で床止め工方式に河床高を図－11.1.5に示すようにY.P. 28.15 m，Y.P. 29.15 m（計画河床高Y.P. 27.45 m）とした場合の堰上げ効果を検討した。この水位，分流量の変化は図－11.1.6のように現況低水路を塞ぐ河床高Y.P. 29.15 mとしても，分水路No.58断面の水位上昇は約7 cmである。また床止め工付近の流況も含め，計画河床高との関連からも現実的ではないと考えられる。



図－11.1.5　床止め工設置概要図

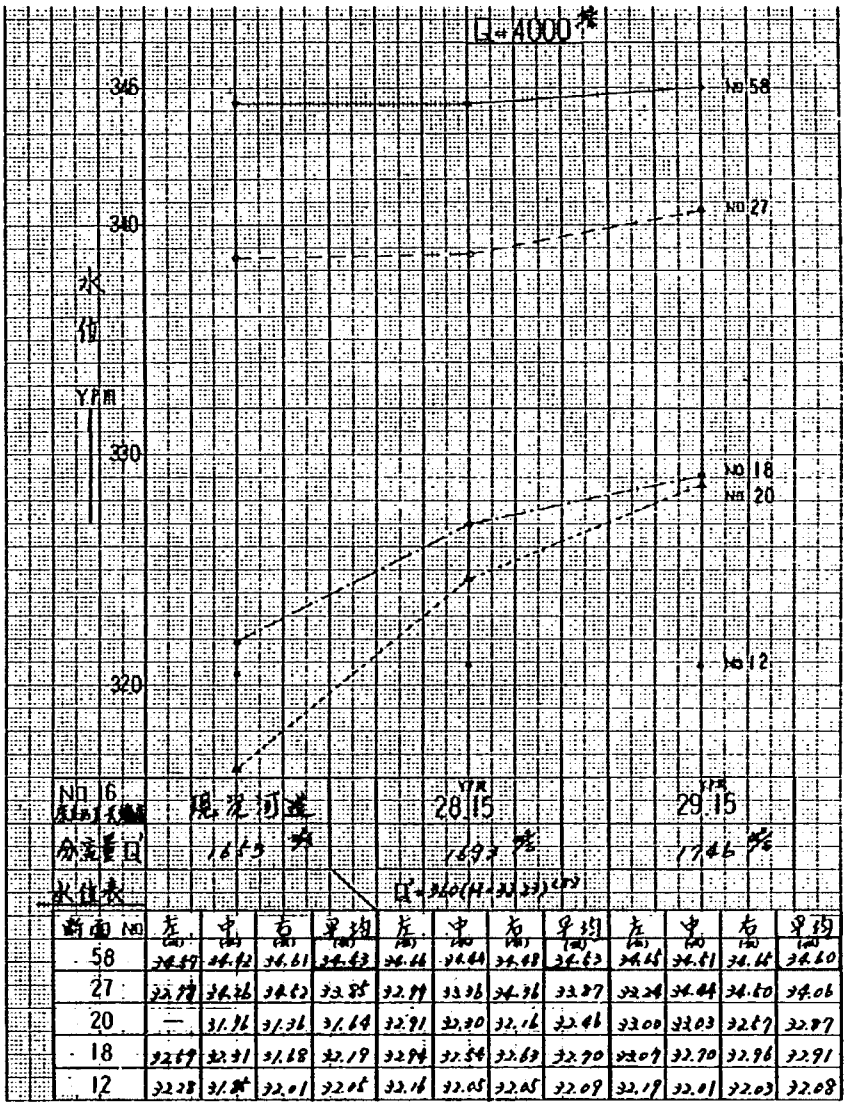
11－1－4　実験結果のまとめ

(1)　本川狭窄部下流で現況水位より高くした場合，水位の上昇に応じて狭窄部の水位差，および流速は軽減される。

(2)　$Q=4{,}000\,m^3/s$ に対して，現況より約1.0 m水位が高い場合，分水堰上流で約10cm，2.0 mの場合約35cmの水位上昇となる。したがって，分流量も現況に比して約100～450 m^3/s 増加する。

(3)　狭窄部下流で現況水位より1.47 m高くした場合（$Q=4{,}000\,m^3/s$），狭窄部上流では約20～30cmの水位上昇となり，34.8 km（No.41）付近で現況水位と同じになる。また水位上昇と本川流量の減少により，狭窄部の最大流速は約6.7 mに減少する（現況水位のとき $V_{max} \fallingdotseq 8.5\,m/s$）。

(4)　以上のように狭窄部下流の水位を堰上げた場合，流速軽減等の効果は得られるものの，床止め工方式等による狭窄部下流（No.16断面）での水位堰上げは，相当河床を高くしなければその効果は得られない。



図－ 11. 1. 6　床止め工設置による水理量の概要

また，計画河床高との関連からも現実的ではないと考えられる。

11 － 2　本川狭窄部河道整正案の検討

11 － 2 － 1　概　　要

本川岩井山側の低水路を拡幅し，反対右岸側に高流速対策，および堤体保護を目的とした水制を設置して狭窄部の流速を軽減しようとするものである。

実験は最大拡幅可能な法線型（ A案 ）に模型を改造し，水制配置および水理諸量の概略を知るための測定と取り外し移動可能な法線による死水領域の生じない最良法線形での検討を行った。さらに岩井山上流端を放物線状の平面形に対策することによる水理量変化と効果についての検討も行った。このときの実験条件一覧表を表－ 11. 2. 1 に示す。

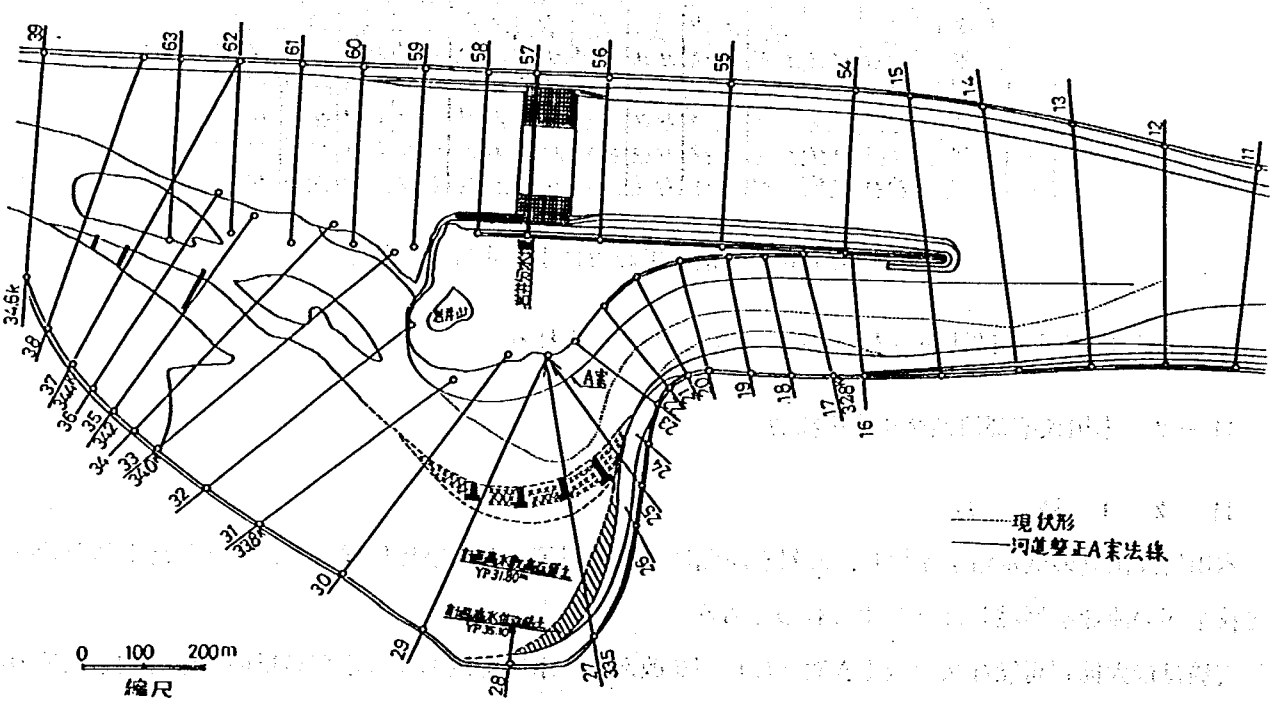
表－11.2.1　実験条件一覧表

実験ケース		目的	実験条件 流量	下流水位	河道	摘要
5	A	河道整正＋水制案	4,000 m³/s	Y.P.31.68m	分水路は現況	本川狭窄部河道整正による流速軽減効果の把握
	1	本川河道整正最良案＋水制実験	4,000	31.68	〃	
	2		3,000	31.04	〃	
	3		2,000	30.30	〃	
	4		1,000	28.88	〃	
6	1	流頭対策による本川河道整正最良案＋水制実験	4,000	31.68	流頭部あり	岩井山流頭部の対策効果を把握
	2		3,000	31.04	〃	
	3		2,000	30.30	〃	
	4		1,000	28.88	〃	

11－2－2　最大拡幅法線形Ａ案の検討（実験－Ａ）

図－11.2.1に示すような最大拡幅法線Ａ案に低水路を拡幅し，断面№26～№28に右岸堤防沿いを計画高水位（Y.P. 35.10m）まで盛土するとともに，右岸高水敷高（Y.P. 31.80m）とし，右岸低水路に水制を4基設置した。水制は不透過を想定し，模型ではモルタルにて製作した。天端高は計画高水敷高より1.0m低くなっている。水制間は捨ブロックとして現地粒径約52cm相当の砕石を，捨ブロックの先端付近は流出防止のために現地粒径約68cm相当の砕石を敷いた。

実験は，$Q = 4{,}000\ m^3/s$ を通水し，法線形，水制配置等の良否，および水理諸量の概略を知るための測定を行った。



図－11.2.1　本川河道整正の概要図　本川河道整正Ａ案法線形＋水制４基

(1) 水位について

本川および分水路の現況河道との水位縦断比較図が図－11.2.2～11.2.3である。

河道拡幅により狭窄部によって堰上げられる水位差は，1.0m（現況2.15m），No25断面およびNo22断面における横断方向の水位差も0.50m（現況1.0～1.5m）に減少し，岩井山流頭部付近の水位も現況に比して約0.30m低下している。したがって分流量も約1,270㎥/sとなって現況より，423㎥/s減少する結果となっている。

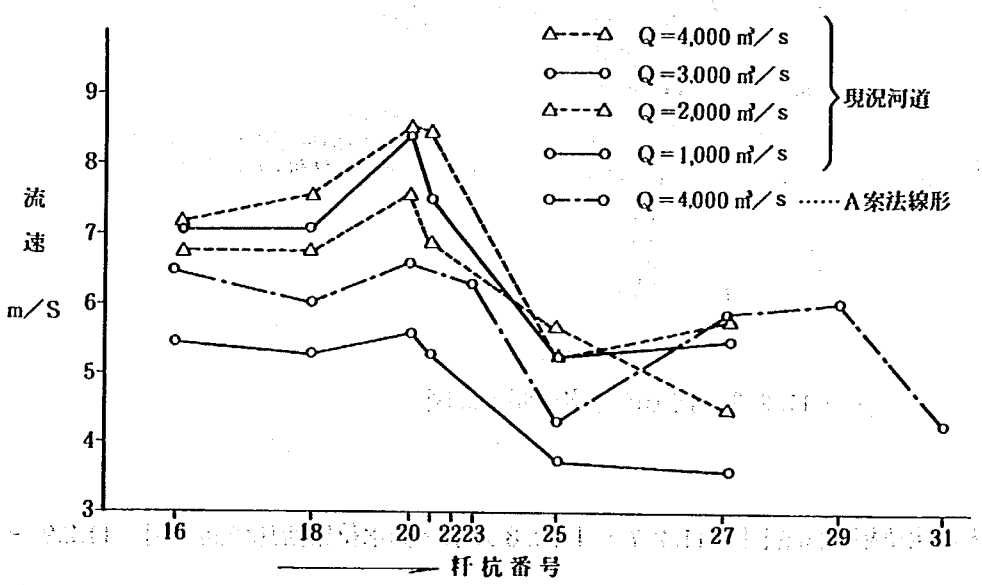
(2) 流況について

本川河道の整正による狭窄部上流区間の水位低下によって，断面No39～No35間の河道中央付近に射流が発生し，右岸死水域は現況に比して若干減少している。この流況図を図－11.2.4に示す。

岩井山流頭部の分流境界線は，約50m本川側へ移り分水堰への流れは，分水堰中央から左岸側へ向う流れが強くなり，流れが曲線的になったことにより分水堰上流左岸に死水域が発生した。また本川拡幅部では，流頭部のすりつけ部分および断面No30～No27間左岸沿いではくりする部分が生じ，後者は法線沿いに逆流域が生じている。このためその下流No20断面付近まで左岸沿いの流速がとくに小さい。いっぽう右岸側に設置した水制は，下流側2基の水制先端の水当りがとくに大きく，流速の減勢効果や維持等を考慮すると，水制を短くするとともにその間隔を狭くし，下流側へ水制を増やした方が効果的と考えられた。

(3) 流速について

本川側各断面の流速測定結果より，最大流速値を縦断的に示し，現況河道と比較したのが図－11.2.5である。狭窄部付近の最大流速発生位置は，現況河道とほぼ同位置であるが，最大流速値は低水路拡幅により本川側流量増にもかかわらず，約6.8m/s（現況V_{max}≒8.5m/s）に減少している。また，流速6.0m/s以上の範囲が現況に比して大幅に減少している様子が知れる。



流量	Q=4,000㎥/s	
種別		
No ＼ 工種	現況河道	A案 法線形
31	— m/s	△4.28 m/s
29	—	○6.02
27	△5.76	○5.85
25	△5.22	○4.29
23	—	○6.28
22	◇8.45	◇6.85
20	◇8.51	◇6.54
18	○7.57	○6.02
16	○7.16	○6.48

△ 左岸
○ 中央
◇ 右岸

図－11.2.5 最大流速比較図

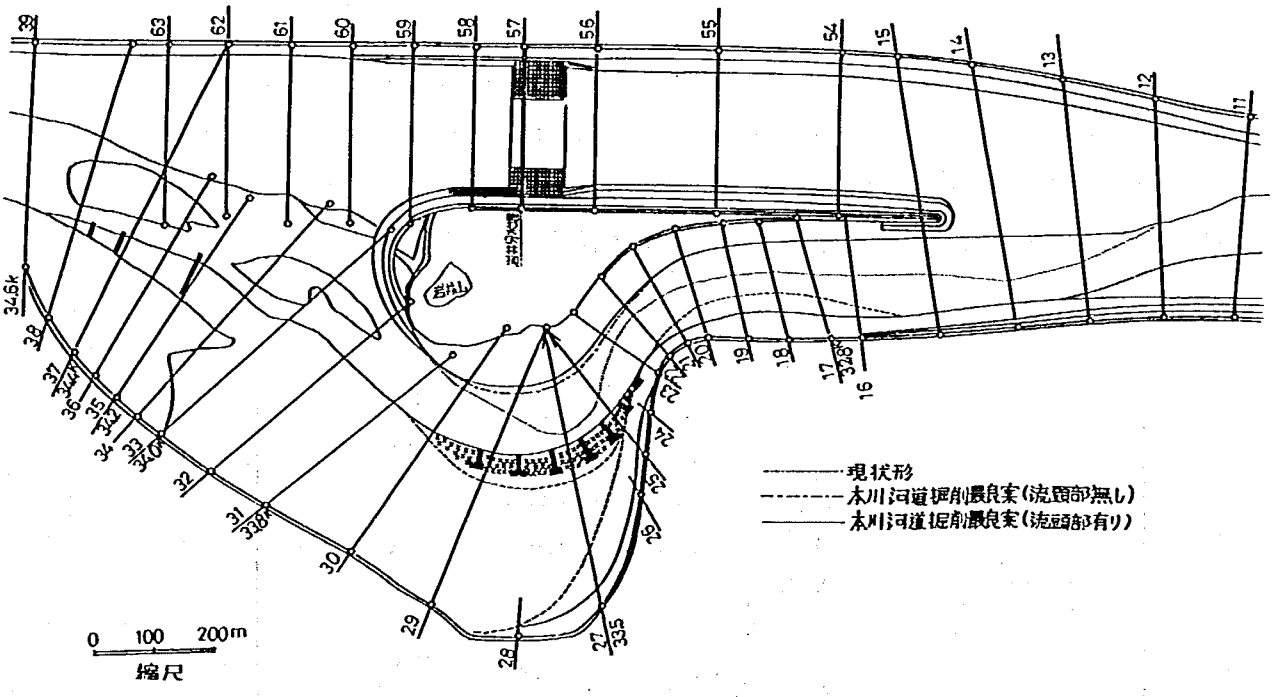
11－2－3　河道整正最良案実験

最大拡幅法線形断面内に取り外し移動可能な法線を配置し，$Q=4{,}000\,m^3/s$，および$2{,}000\,m^3/s$ を通水して流況等を観察しながら法線位置を移動して，最も妥当な法線形位置を見い出し最良案とした。なお，法勾配はNo.30～No.23断面間を 1：3 No.22断面より下流は 1：2 としている。この法線形法尻位置を左岸杆杭より表－11.2.2 に示した。同様に狭窄部上流右岸側の水制も，長さを短くするとともに，間隔も狭くし，図－11.2.6 のように 7 基設置した。水制天端高は前回同様計画高水敷高より 1.0 m低くなっている。

実験は，$Q=4{,}000\,m^3/s$，$3{,}000\,m^3/s$，$2{,}000\,m^3/s$，$1{,}000\,m^3/s$ を通水し，所定の断面で，水位，流速，流況，気球撮影の測定を実施した。他に，$Q=3{,}500\,m^3/s$，$2{,}500\,m^3/s$，$1{,}500\,m^3/s$ については，分流量を算出するために分水堰直上流，断面No.58で横断方向 3 点の水位測定を行うと共に，分流開始流量を求めて河道内の水理量の変化を把握した。

表－11.2.2　本川河道整正最良案法線形の概要表

断面 No.	法線法尻位置
18	33.00 m
19	36.72
20	48.60
21	58.92
22	61.12
23	63.08
24	83.60
25	84.68
26	85.84
27	92.60
28	102.60
29	116.20
30	108.32



図－11.2.6　河道改修案概要平面図

(1) 水位について

実験によって得られた本川水位縦断図を図－11.2.7～11.2.8 分水路側水位縦断比較図を図－11.2.9～11.2.10 に示した。

本川河道整正による水位低下の影響範囲は，断面No.40（田中橋）付近となっている。

狭窄部の上流区間は，$Q=4{,}000\,m^3/s$，$3{,}000\,m^3/s$ では約 0.30 m，$Q=2{,}000\,m^3/s$ の場合は 0.17 m 現

況に比して水位が低下し，下流側は本川流量の増加に伴って水位が上昇した断面も現われた。

本川狭窄部によって堰上げられる水位差は，$Q=4{,}000\,m^3/s$ ～$2{,}000\,m^3/s$ で約 1.0 m に減少し，横断方向の水位差は№25断面では右岸が高く，№22断面では反対に左岸が高い現象は現況河道と類似している。しかし，その水位差は№25断面で，0.40 m～0.50 m と著しく減少し，№22断面でも 0.80 m と現況の約半分となっている。

(2) 分流量について

本川側河道整正による河積の増大と狭窄部の堰上げ水位の減少によって，岩井分水路への分流量も減少した。実験結果の全流量と岩井堰上流水位の関係が図－11.2.11 である。現況に比して水位が下降したことによって，分流量も表－11.2.3 および図－11.2.12 に示すように，$Q=4{,}000\,m^3/s$ に対し約 1,268 m^3/s（現況 1,693 m^3/s）に減少した。したがって，分流開始流量は反対に，現況 1,240 m^3/s に対し 1,320 m^3/s に上昇した。

表－11.2.3　Q～Q'～H数値表〔河道整正案〕

$Q'=360\,(H-32.23)^{1.83}$

流量 Q m^3/s	測点 / 項目	58			分流量 Q'(m^3/s)（平均水位より）	H～Q平均曲線図よりの平均水位	分流量 Q'(m^3/s)（H～Q平均曲線）	現況河道分流量
		64 L	65 C	66 R				
4,000	水　位	Y.P.m 34.29	34.21	34.15	1,268 m^3/s	34.24 Y.P.m	1,292 m^3/s	1,693 m^3/s
	平均水位	34.22 Y.P.m						
3,500	水　位	33.98	33.92	33.93	961	33.93	951	1,268
	平均水位	33.94						
3,000	水　位	33.60	33.63	33.58	640	33.60	640	880
	平均水位	33.60						
2,500	水　位	33.30	33.25	33.24	380	33.26	380	542
	平均水位	33.26						
2,000	水　位	32.91	32.94	32.92	183	32.92	183	273
	平均水位	32.92						
1,500	水　位	32.52	32.57	32.56	45	32.55	45	77
	平均水位	32.55						
1,000	水　位	－	－	－	0			0
	平均水位	－						
分流開始流量							1,320	1,240

(3) 流況について

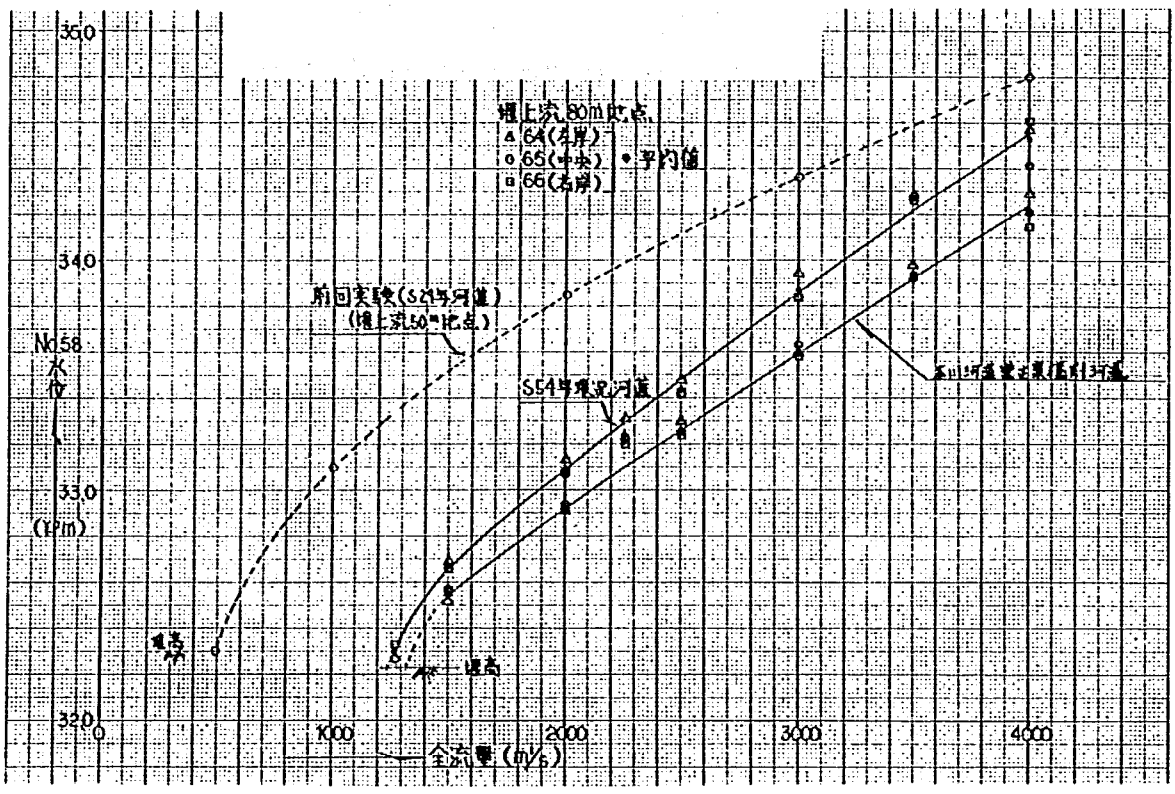
各流量時における流況図を図－11.2.13～11.2.16 に示す。

$Q=1{,}000\,m^3/s$ 時は，ほぼ低水路内を流下しているが，狭窄部より上流の水位低下によって，岩井山上流付近の流速が速くなり，2～3 カ所跳水が発生している。

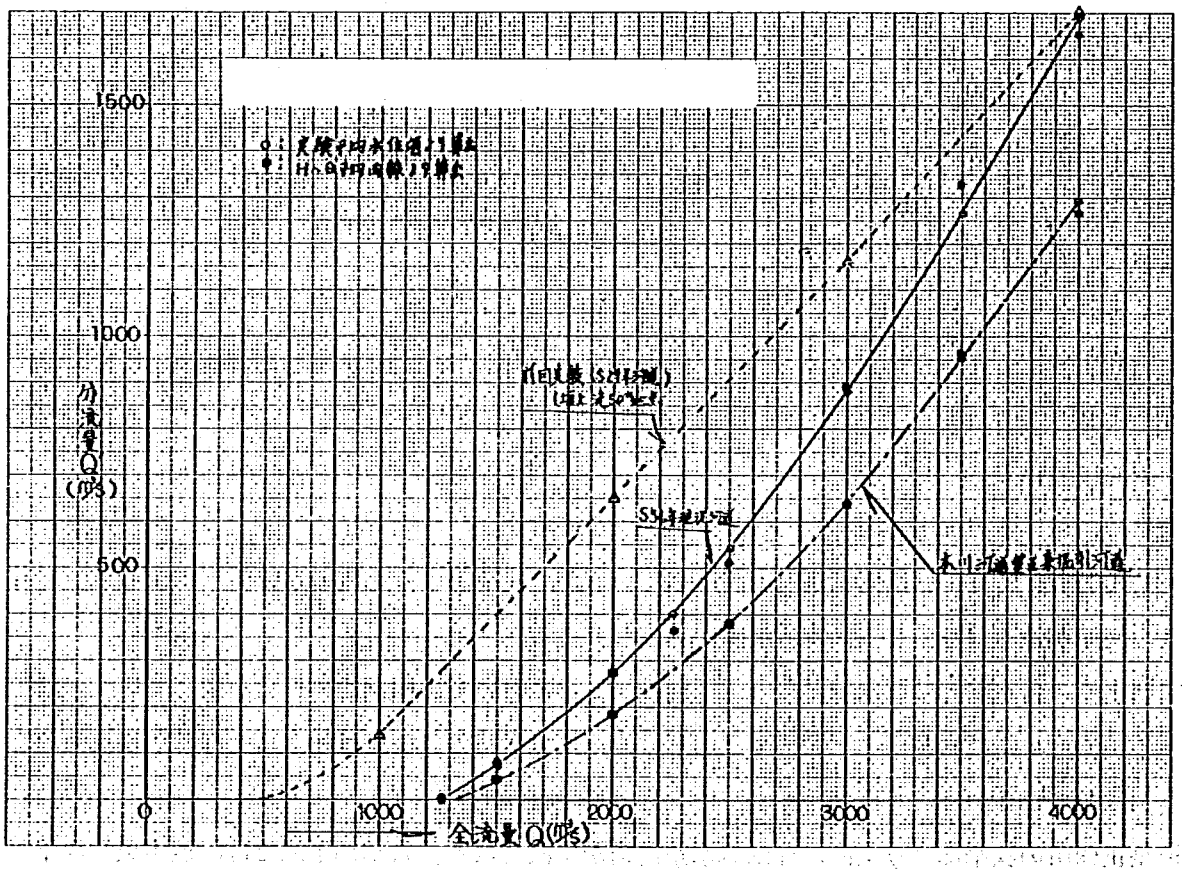
狭窄部上流の各水制間は死水域となり，下流№16右岸においては周期的に逆流が生じていた。

$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時は岩井山の流頭部すなわち，本川と分水路の分岐点は死水域となるが現況河道と比較すると判減している。

河道整正個所の狭窄部より上流は掘削低水路河道が主流となり，狭窄部下流では河道中央を流下して分水路と合流している。この分水路との合流点は分流量の減少と共に渦流が発生し，分水路左岸は死水領域



図－11.2.11　全流量と分水堰上流（No.58）水位の関係



図－11.2.12　全流量と分流量の関係〔岩井分水路〕

となって現われる。

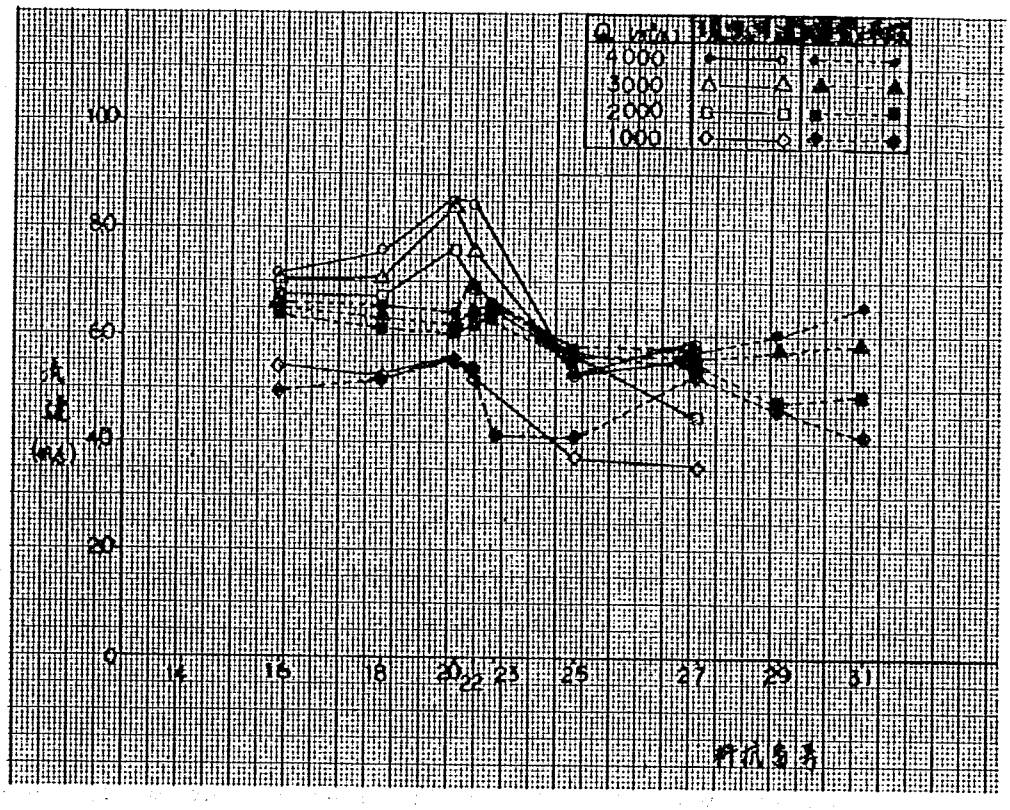
$Q=3{,}000\,m^3/s$ になると岩井山流頭部の死水域は小さくなり，本川右岸の死水域は低水路へ張り出して，水制裏側をゆっくり旋回する流れが発生する。分水路の合流点，中堤の先端は完全な渦流となるが，左岸死水域は消滅する。

$Q=4{,}000\,m^3/s$ の場合は，岩井山上流の射流域での波状跳水現象が激しく，右岸死水域はさらに低水路へ張り出し，岩井山の水際境界域とほぼ類似した形状となる。現況河道と比較すると，分水路への直進流は弱くなり分水堰直上流左岸の死水域は残る状況となっている。

また，狭窄部上流右岸の3号，4号水制付近より，計画高水位敷高法線沿いをゆっくり旋回しながら，34.0 k（断面№33）低水路右岸へ抜ける逆流が現われた。

(4) 流速について

気球撮影による表面流速分布状況は流況図に，狭窄部付近の最大流速比較図を図－11.2.17に示した。$Q=1{,}000\,m^3/s$ の場合は，狭窄部より上流は河道掘削に伴い流れの主流は左岸へ移り，水位低下により河道内の流速値は増大し，最大流速値も現況に比して速くなっている。いっぽう下流は流水断面の拡幅により流速値は減少したが，最大流速値は現況河道とほぼ同値である。



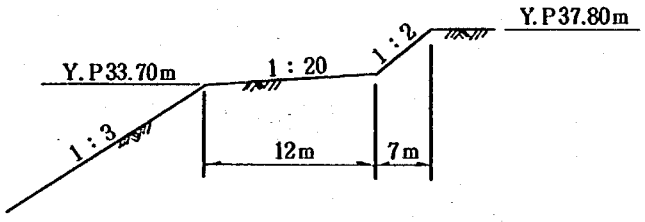
図－11.2.17　最大流速比較図

$Q=2{,}000\,m^3/s$ になると，狭窄部より上流は $Q=1{,}000\,m^3/s$ とほぼ同様の現象であるが，狭窄部およびその下流において，河道掘削に伴い湾曲部特有の流れの集中現象が分散して最大流速値が減少した。流量が $3{,}000\,m^3/s$ 以上になると，狭窄部上流の流速分布および最大流速値は現況河道とほぼ類似している。これは，河道掘削に伴う流水断面積の増加分と分流量減少による本川河道への流量増加が相殺されたものと考えられる。狭窄部およびその下流においては，本川側流量増加にもかかわらず，河道整正による流れの分散効果によって最大流速値はかなり減少し，$4{,}000\,m^3/s$ 時で $V_{max}=6.93\,m/s$ となっている（現況 $V_{max}=8.51\,m/s$）。ただし，各断面内の最大流速発生場所は現況とほぼ同じであるが，この場合も現況に比して局所的な高流速の範囲がかなり減少されている。

11－2－4　流頭部対策＋河道整正最良案実験（実験－6）

岩井山分流点の流れは，流量の増大に伴い，主流が直進することによって，より岩井山にぶつかるかたちとなる。この岩井山上流端は浸食された形状となっており，この部分を放物線状の平面形に対策することによる水理量変化と効果を検討した。

岩井山流頭部対策平面形を図－11.2.6に，その標準断面図を図－11.2.18に示した。模型流頭部は取り外し可能な構造とした。この流頭部設置後，$Q=4{,}000\,m^3/s$，$2{,}000\,m^3/s$において前回同様流況等を観察しながら本川岩井山側の拡幅法線位置を移動し，最も妥当な法線形位置を見い出し最良案とした。この法線形状図は前述の図－11.2.6に示し，法線形尻位置を左岸杆杭より表－11.2.4に示した。なお本川狭窄部上流右岸側の水制位置は前回と同一である。



図－11.2.18　流頭部標準断面図

表－11.2.4　流頭部＋本川河道整正最良案法線形の概要表

断面No	法線法尻位置	断面No	法線法尻位置
21	59.0m	27	84.0m
22	59.2	28	93.6
23	60.4	29	107.2
24	78.8	30	105.2
25	79.2	31	16.0
26	80.0		

(1)　水位について

本川水位縦断図を前述の図－11.2.7～11.2.8に，分水路側水位縦断図を図－11.2.19に示す。

当初，流頭部をつけた場合は，岩井山へぶつかる流れがスムーズに分派し分流量も若干増大するものと考えられた。しかし，流頭処理を行わない場合（実験－5）と水位差はほとんどなく，局所的には岩井山前面を対策したことによって，堰上げ水位がやや低くなった程度で，水位については実験－5と有意な差は生じていない。

(2)　分流量について

水位測定結果より全流量と岩井堰上流水位（No.58）の関係を図－11.2.20に求めた。本川河道整正案（実験－5）に比してわずかであるが堰上流水位が低い結果となっている。これは岩井山流頭処理によるこの部分の堰上げ水位の低下等によって，本川側へ流れ易くなったためと思われる。したがって分流量は図－11.2.21および表－11.2.5に示すように，若干減少する傾向となった。ただし分流開始流量は岩井山が上流へ張り出したかたちとなったため，少し低い流量から開始している。

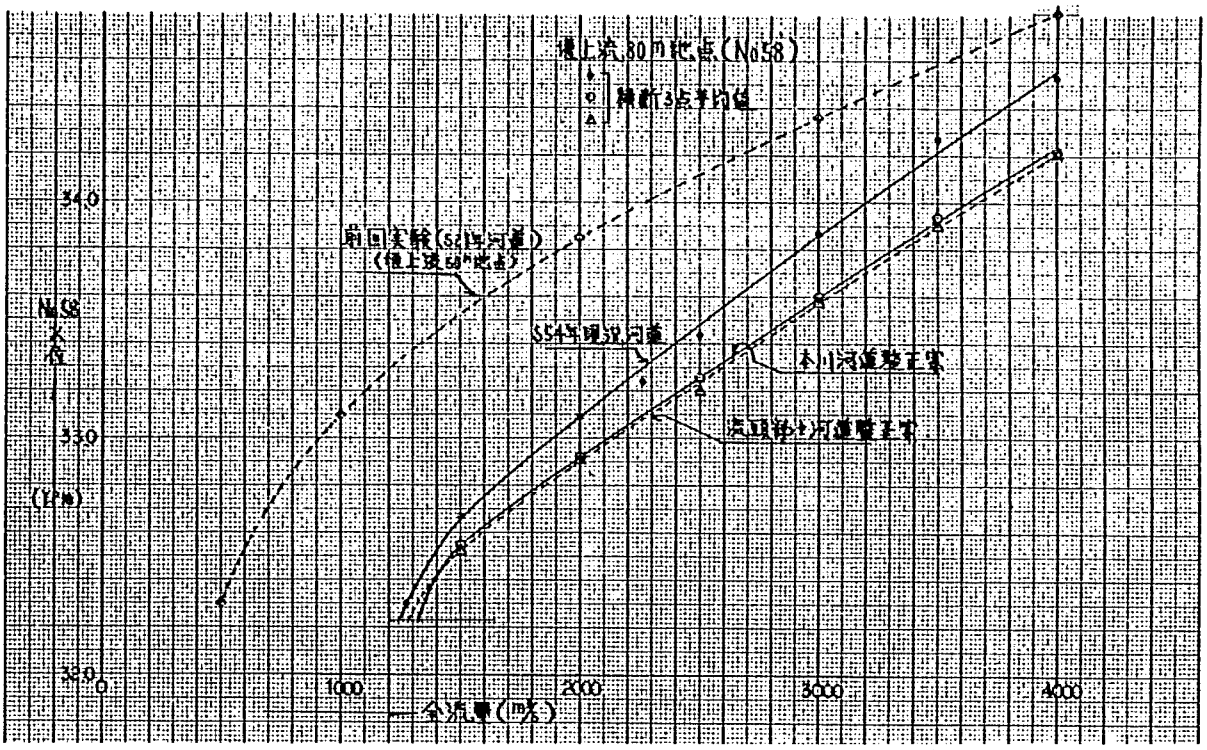
(3)　流況について

各流量時の流況図を図－11.2.22～11.2.25に示す。

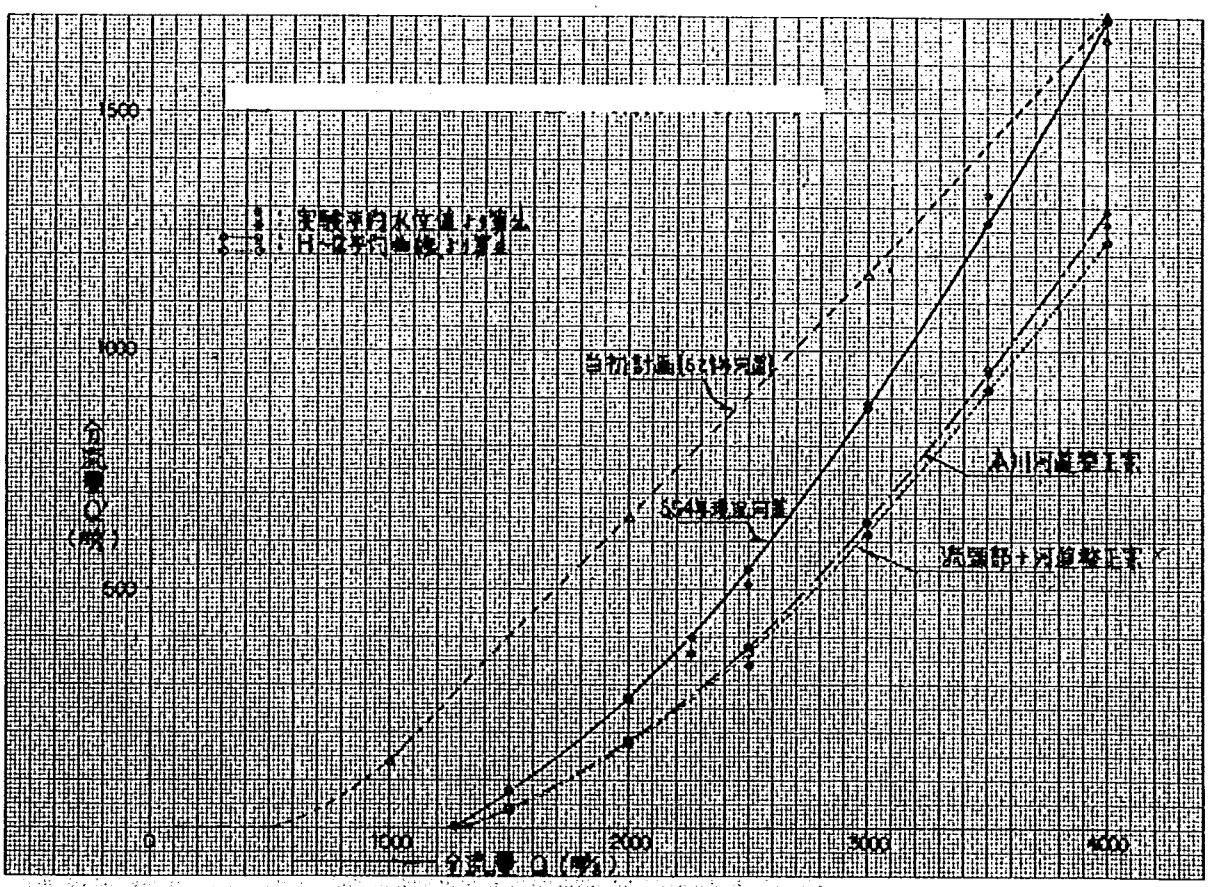
岩井山流頭部の対策を行った場合と無い場合の流況の相異を記すと，

$Q=1{,}000\,m^3/s$……岩井山直上流右岸側の死水領域が多少縮少された。

$Q=2{,}000\,m^3/s$……岩井山上流左岸側の分水路流入部の死水域が半減した。



図－11.2.20　全流量と分水堰上流水位の関係



図－11.2.21　全流量と分流量の関係〔岩井分水路〕

$Q=3{,}000\,m^3/s$ ……岩井山流頭部の分路側の死水域が消滅し，本川右岸沿いの死水域が後退すると共に本川狭窄部上流の水制裏側の流れも消滅した。

$Q=4{,}000\,m^3/s$ ……岩井山直上流右岸の死水領域は，$Q=3{,}000\,m^3/s$ と同位置であるが，流頭部対策の無い場合と比較して大きく後退している。したがってその下流の水制設置個所は高水敷法線沿いの流れとなり，高水敷への逆流が減少した。

表－11.2.5　Q～Q'～H数値表〔流頭部＋河道整正案〕

流量Q (m³/s)	測点 / 項目	58			分流量Q′(m³/s)（平均水位より）	H～Q平均曲線図からの平均水位	分流量Q′(m³/s)（H～Q平均曲線）	現況河道分流量
		64 L	65 C	66 R				
4,000	水　位	Y.P.m 34.25	34.18	34.21	m³/s 1,257	Y.P.m 34.22	m³/s 1,257	m³/s 1,693
	平均水位	34.21						
3,500	水　位	33.92	33.91	33.88	920	33.90	920	1,268
	平均水位	33.90						
3,000	水　位	33.58	33.62	33.52	615	33.57	615	880
	平均水位	33.57						
2,500	水　位	33.20	33.22	33.19	340	33.24	367	542
	平均水位	33.20						
2,000	水　位	32.88	32.93	32.92	178	32.92	178	273
	平均水位	32.92						
1 500	水　位	32.49	32.53	32.53	37	32.52	37	77
	平均水位	32.52						
1,000	水　位	—	—	—	0		0	0
	平均水位	—						
分流開始流量							1,280	1,240

(4)　流速について

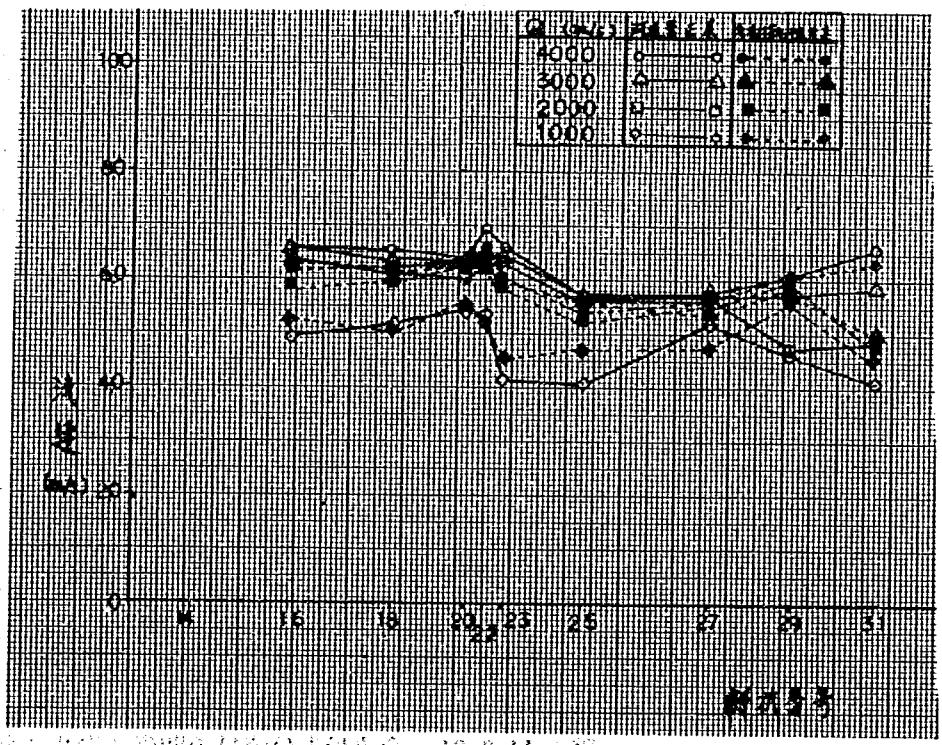
表面流速分布図は流況図に，狭窄部付近の最大流速比較図を図－11.2.26に示した。

この場合も狭窄部上流断面No.31～No.25間では左岸の河道整正部が速く，断面No.22～No.20では右岸側が速い。また最大流速値も河道整正最良案とほぼ同じとなっている。

11－2－5　実験結果のまとめ

本川河道整正案の実験結果をまとめると以下のようである。

(1)　最大拡幅可能なA案法



図－11.2.26　最大流速比較図

線形では岩井山流頭部のすりつけ部分，および断面No30～No27間の左岸で剥離や逆流域が生じ，その下流No20断面付近まで左岸沿いの流速がとくに小さい。よって拡幅法線形としてはよい結果ではなかった。

(2) 本川河道整正案の死水領域の生じない最良法線形として図－11.2.7に示す形状が得られた。また反対右岸側の高流速対策，および堤体保護を目的とした水制は7基設置するのが効果的と考えられた。（配置は図－11.2.7参照）。

(3) 河道整正により狭窄部によって堰上げられる水位差は約1.0m（$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時，現況は2.15m）となり，横断方向の水位差も著しく減少した。

(4) 本川河道整正による水位低下は断面No40（田中橋）付近の範囲まで影響することが明らかとなった。

(5) したがって，岩井山流頭上流部の断面No39～No35間における河道中央部付近の射流，波状跳水現象がより顕著となった。

(6) 本川側河積の増大と狭窄部の堰上げ水位の減少によって，分水路への分流量も $Q=4{,}000\,m^3/s$ に対し，約1,268 m³/s（現況1,693 m³/s）に低下した。また分流開始流量は反対に約1,320 m³/s（現況1,240 m³/s）に上昇した。

(7) 狭窄部付近の流速は，本川側流量増加にもかかわらず，河道整正による流れの分散効果によって最大流速値は $Q=4{,}000\,m^3/s$ 時で $V_{max}\fallingdotseq 6.93\,m/s$（現況 $V_{max}\fallingdotseq 8.51\,m/s$）に減少した。ただし，各断面内の最大流速発生場所は現況とほぼ同じであった。

(8) 岩井山流頭対策を行った場合，岩井山ぶつかる流れがスムーズに流下することにより，本川狭窄部上流の拡幅法線形位置を若干後退させた形状（図－11.2.1.）が，最良となった。

(9) 流頭処理によって，岩井山前面付近の局所的な部分で若干の水位差が生ずるものの，河道整正案のみの水位縦断との差は，ほとんどなかった。

(10) 流頭部対策を行った場合，わずかではあるが，岩井堰上流水位の低下によって，分流量は若干減少（$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時で $Q'=1{,}264\,m^3/s$ から1,257 m³/s）する傾向となった。反対に分流開始流量は岩井山が上流へ張り出すかたちとなっているため，やや低い流量（$Q=1{,}320\,m^3/s$ から1,280 m³/s）から開始する。

(11) 河道整正案と流況に若干の相異はあるものの流頭処理による最大流速値やその発生位置の差はほとんど生じなかった。

(12) 以上により，岩井山流頭処理によって分流量の増加とともに本川河道整正部の高流速軽減効果は得られず，その対策効果は少ないようである。

11－3 岩井分水路掘削案の検討

11－3－1 概　要

本川狭窄部河道整正によって，狭窄部の高流速はある程度軽減されることが明らかとなった。しかし河道整正による河積の増大と堰上げ水位の低下によって分流量もかなり減少する。したがって，ここでは本川側を河道整正最良案とし，分水路側を掘削して分流開始流量を小さくするとともに，計画流量4,000 m³/s に対して，計画分流量1,700 m³/s を分流できる掘削断面形を得る目的の検討を行った。

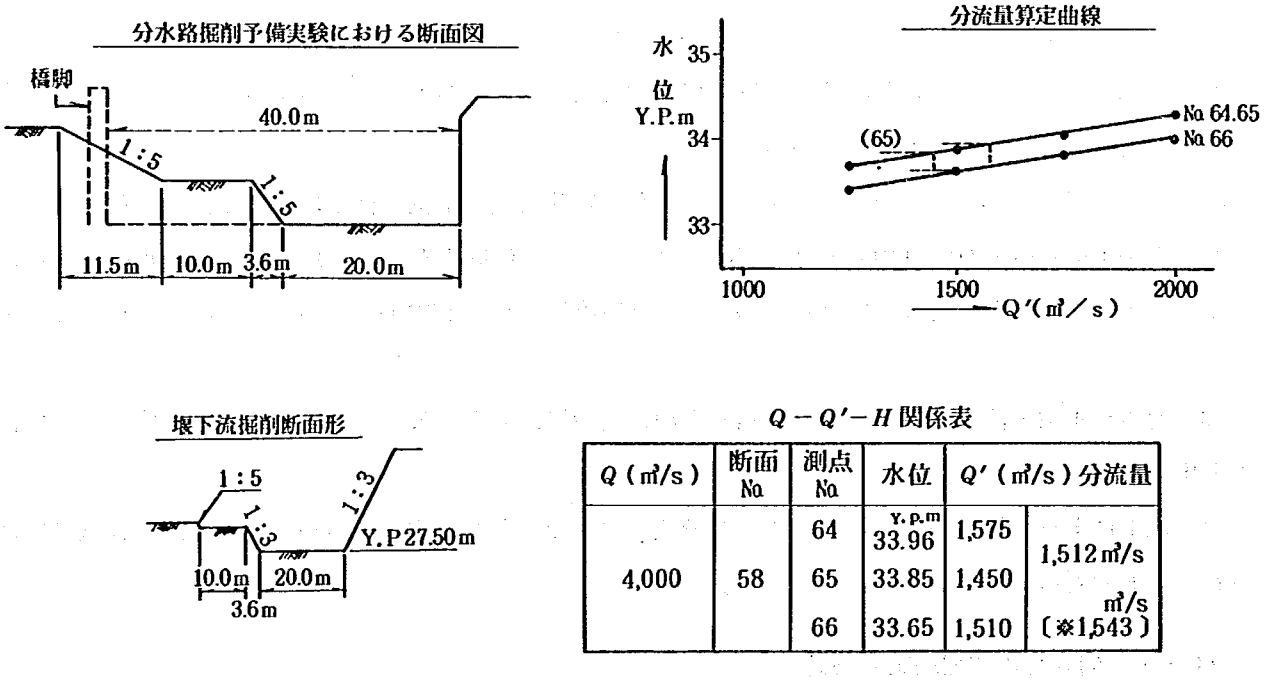
実験は分水路掘削案の予備的検討の後，掘削第１案を行ったが，計画分流量にはまだ不足することから，掘削第２案とした実験まで行った。これらの実験条件一覧表を表－11.3.1に示す。

表－11.3.1　実験条件一覧表

実験ケース		目的	実験条件 流量	下流水位	河道	摘要
7	1－1	分水路掘削第１案	4,000 m³/s	Y.P 31.68 m	本川河道整正	
	1－2	水位流量相関把握	100～2,000	—	本川締切り	№58の水位，横断方向３点のみ測定
	1－3	分流量把握実験	1,000	28.88	本川河道整正	
			2,000	30.30		
			3,000	31.04		
	2－1	分水路掘削第２案	4,000	31.68	本川河道整正	
	2－2	水位流量相関把握	100～2,000	—	本川締切り	№58の水位３点のみ測定
	2－3	分流量把握実験	1,000	28.88	本川河道整正	
			2,000	30.30		
			3,000	31.04		

11－3－2　分水路掘削予備実験

分水堰およびその上，下流を図－11.3.1に示す断面形に掘削した（分水堰低水路越流幅40mである）。



$Q-Q'-H$ 関係表

Q (m³/s)	断面 No	測点 No	水位 Y.P.m	Q′ (m³/s)	分流量
4,000	58	64	33.96	1,575	1,512 m³/s
		65	33.85	1,450	
		66	33.65	1,510	m³/s 〔※1,543〕

図－11.3.1　分水路掘削案予備実験概要図

分水堰掘削に伴い，本川狭窄部を締切り，1,250 m³/s，1,500 m³/s，1,750 m³/s，2,000 m³/s の４種類の流量より図－11.3.1に示す $Q'-H$（№58）の関係図を求めた。$Q=4,000$ m³/s における分流量を算出すると，横断方向３点において約120 m³/s のバラツキが生じた。

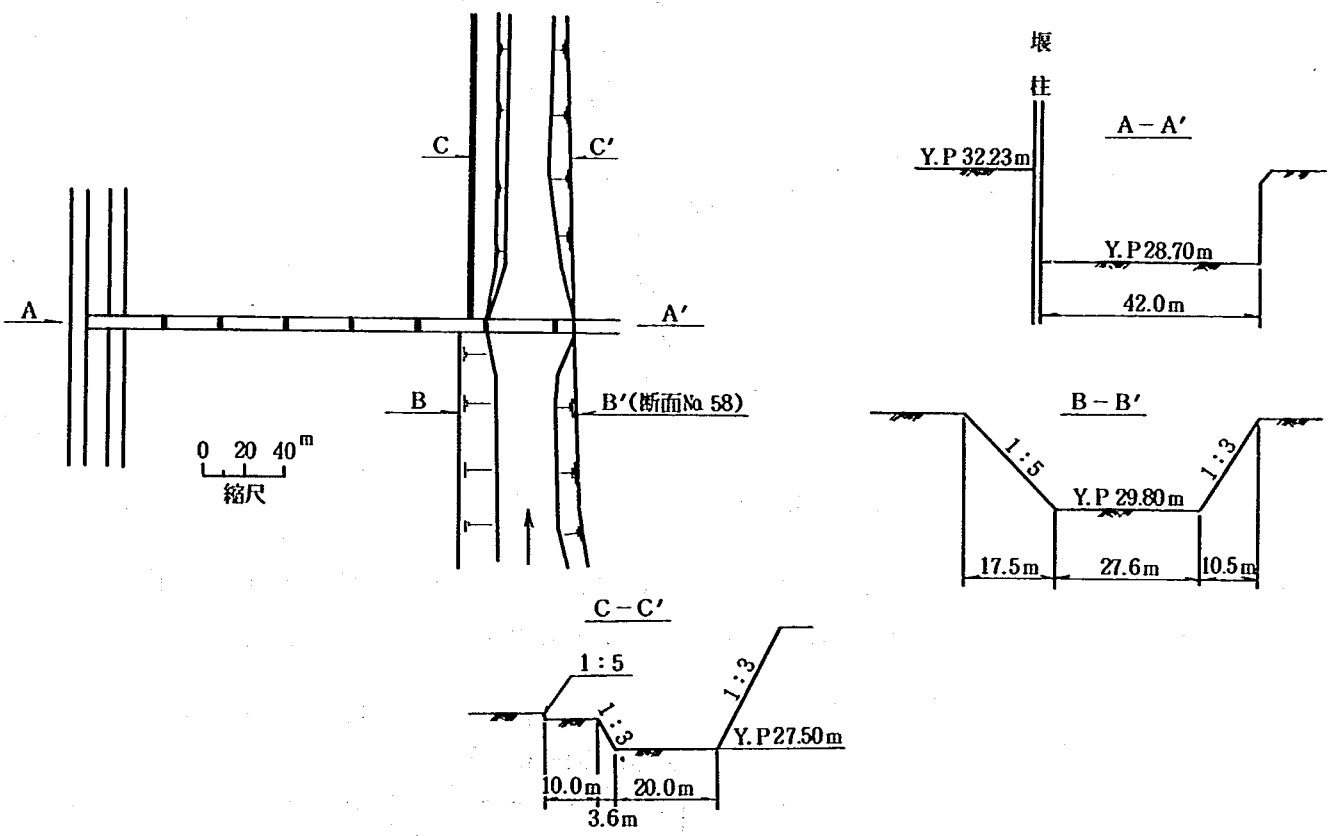
これは，本川を締切った場合，岩井山先端から田中橋右岸にかけて本川側は完全な死水域となり，本川

の締切撤去時とでは流頭部付近の流況が異なったためと考えられる。とくに分水路右岸の掘削低水路内水位にこの影響が大きく生じている。

これらのことを考慮した分流量は，河道整正最良案形状より約 275 m³/s 増加した 1,543 m³/s 前後であると推定される。よって，計画分流量 1,700 m³/s にはまだ不足している事から，掘削断面形を後述する第 1 案に変更した。

11－3－3　分水路掘削第 1 案実験

分水路掘削の予備実験結果より，図－11.3.2 に示す形状に分水堰およびその上流部を掘削した。なお分水路上流断面No.60～No.63間を，当初上流方向へほぼ真直ぐに掘削したが，掘削部に沿って分水路へは流入せず，岩井山に当ってから迂回するかたちとなるため，今回は図－11.3.3 に示すように断面No.60～No.62間で本川低水路へすりつける形状とした。

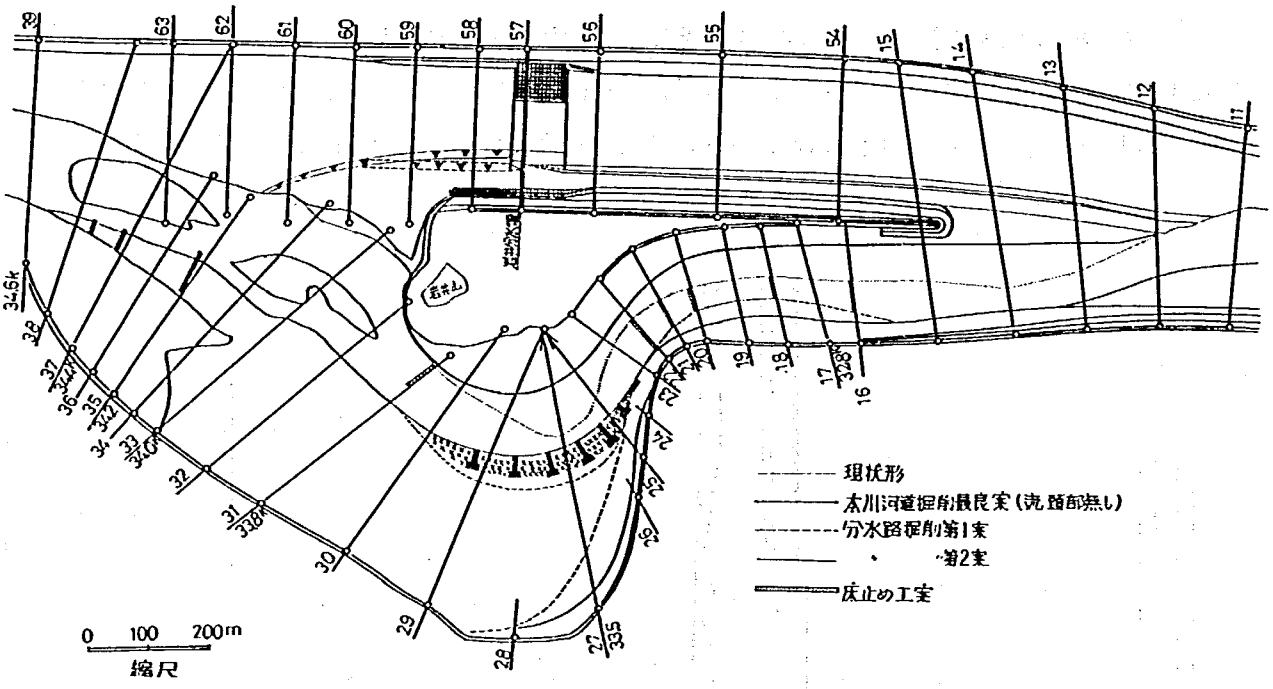


図－ 11. 3. 2　分水路掘削第 1 案概要図

Q＝4,000 m³/s においては水理量把握として全断面の水位と狭窄部付近の流速測定を行ったが，流速測定は各断面の最大流速値を求める方法で実施したので，全測点の測定は行わなかった。

Q＝3,000 m³/s ，2,000 m³/s ，1,000 m³/s においては分流量を把握し，他に分流開始流量を求めた。さらに分水路の掘削に伴い，再び本川狭窄部付近を締切り $Q'-H$（No.58）の関係を求める実験を実施した。水位測定結果を図－11.3.4 に示したが，分水路掘削に伴い本川狭窄部の上流から，分水路流頭部一帯は約 0.50 m の水位低下が生じ，田中橋より下流の波状跳水現象はさらに大きくなった。

また，No.61～No.62断面の分水路掘削断面と現況断面のすりつけ個所に跳水が発生すると共に，堰上流中



図－11.3.3　河道改修案概要平面図

央部の流れは右岸側へ曲線を描く流れに変わり，掘削低水路内は 6.0 m/s 前後の流速で流下していた。図－11.3.5 に示す$H-Q'$の関係図より，各流量の分流量算出結果を図－11.3.6，表－11.3.2 に示す。

本川河道整正最良案実験に比べ各流量とも約 300 m³/s 増加したが，先の予備実験に比してわずかしか増加しなかった。これは，分水路流頭部一帯の水位低下より，掘削幅を拡張ても実質の流水断面積は減少する傾向となりその割りには分流量の増加が得られなかったものと考えられる。

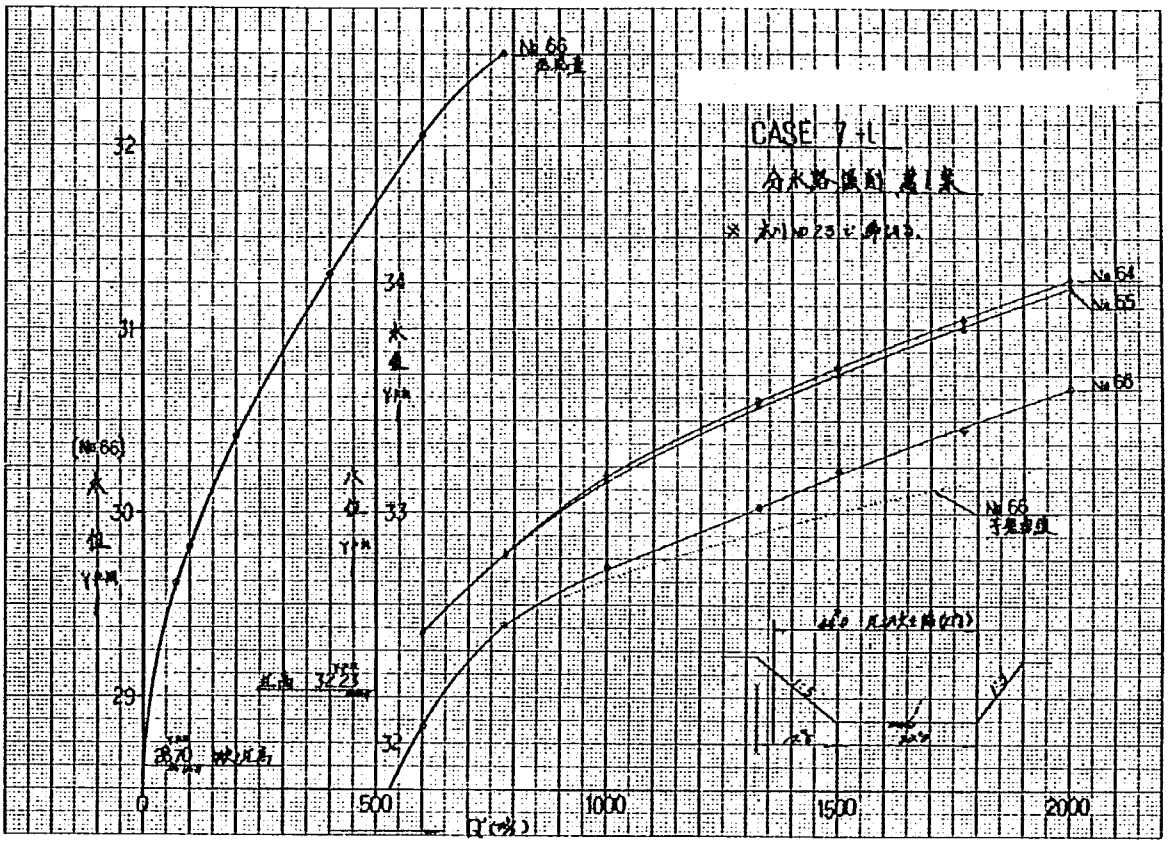
しかし分水路掘削に伴い，分流開始流量は 111 m³/s と極端に小さくなったが，計画流量$Q=4{,}000$ m³/s に対する分流量は 1,600 m³/s 前後で，計画分流量にはまだ不足していることが明らかとなった。

表－11.3.2　分流量表（$Q-Q'-H$）

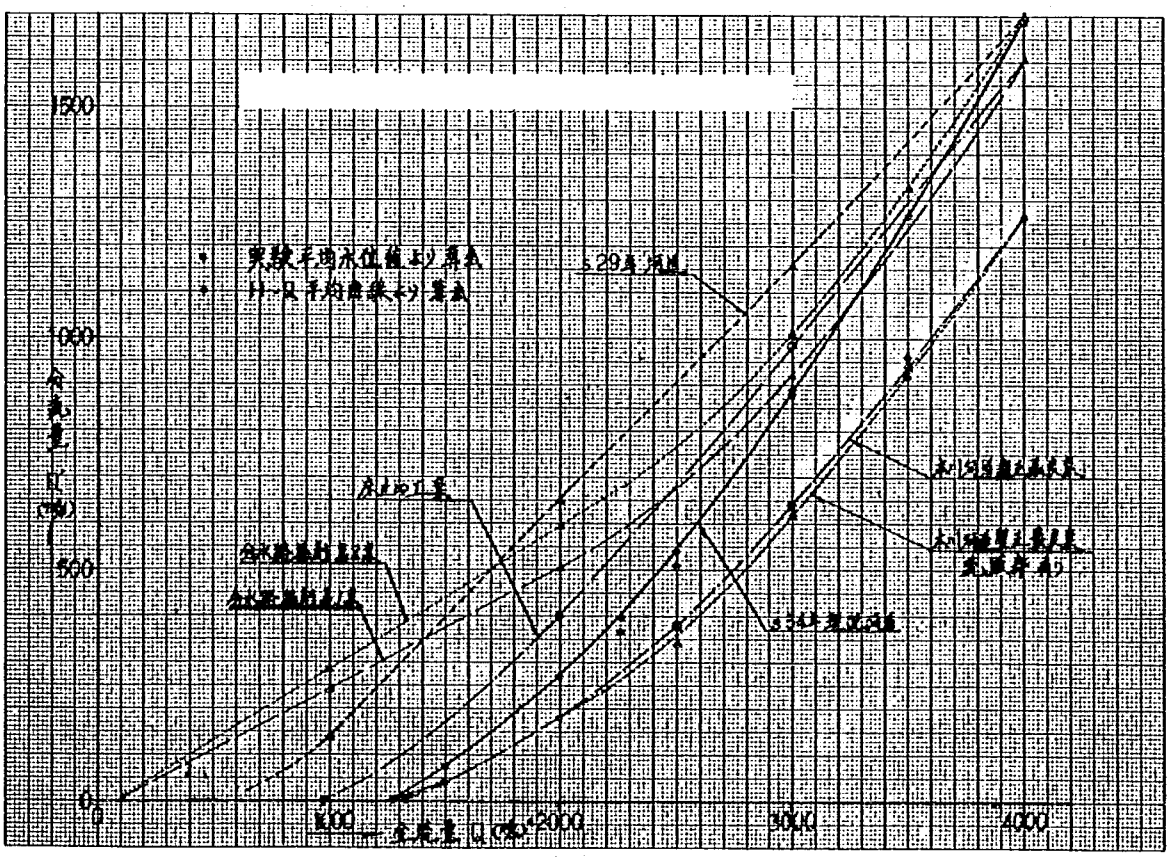
分水路掘削第 1 案

流量 Q(m³/s)	断面	測点	水位(Y.P.m)	分流量 Q'(m³/s)	
4,000	58	64	33.70	1,580	m³/s 1,595
		65	33.69	1,610	
		66	33.04	1,345※	
3,000	58	64	33.03	910	m³/s 915
		65	33.03	920	
		66	32.64	880※	
2,000	58	64	—	—	m³/s 503
		65	—	—	
		66	31.70	503	
1,000	58	64	—	—	m³/s 240
		65	—	—	
		66	30.60	200	

分流開始流量　111 m³/s



図－ 11. 3. 5　分流量算定曲線　$H-Q'$図

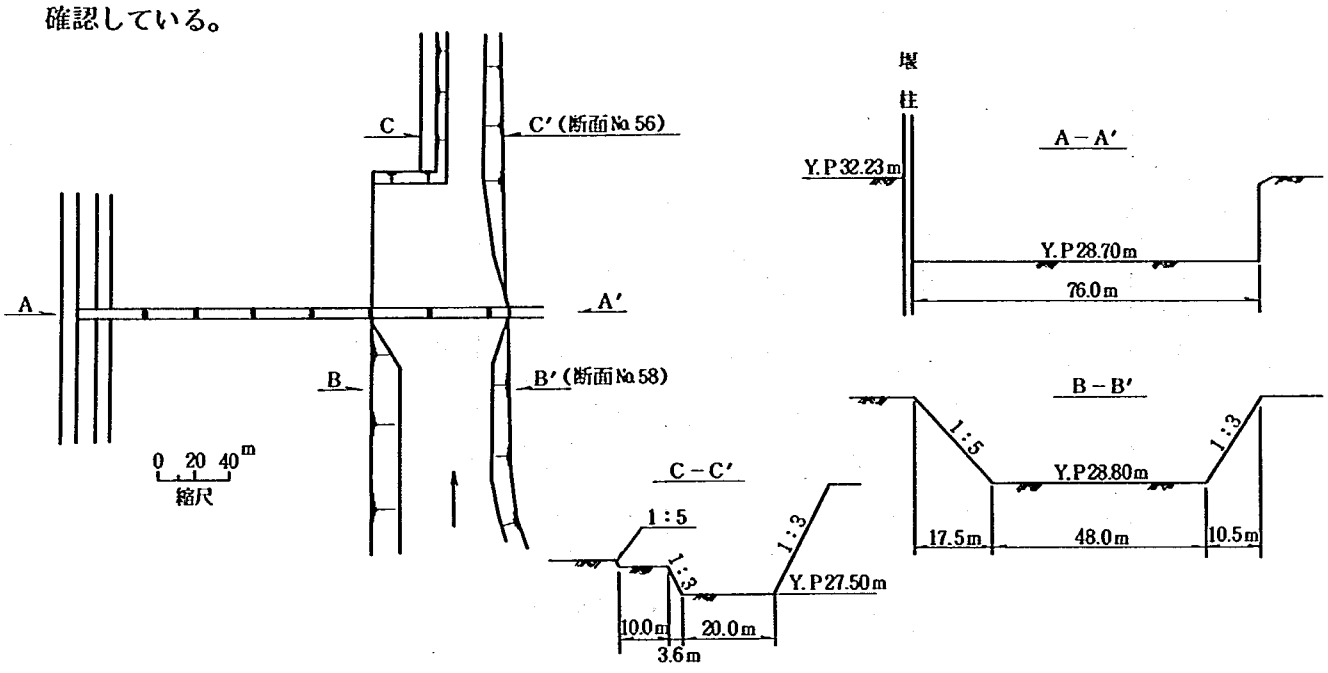


図－ 11. 3. 6　全流量と分流量の関係比較図

11－3－4　分水路掘削第2案実験

分水路掘削第1案の結果より，図－11.3.7に示すような現段階における分水路の切り欠き限界である右岸から堰柱3門までを掘削した検討を行った。

ただし，分水堰下流の掘削断面形は当初計画の低水路幅20mであり，分水堰切り欠き断面とのすりつけも計画分派流量を求める一念より少々変形した形で，実験を行ったが，分流量への影響はなかったことを確認している。



図－11.3.7　分水路掘削第2案概要図

(1)　水位について

実験によって得られた$Q=4{,}000\,m^3/s$での本川および分水路の水位縦断比較図が図－11.3.8～11.3.9である。

本川側河道整正のみによる水位低下にも増して，本川狭窄部上流から断面No.39間で現況より0.7～0.8m水位が低下している。この水位低下の影響範囲は河道整正案のみと同様，断面No.40（田中橋）付近となっている。狭窄部での堰上げ水位はさらに減少しているが，上流一帯の水位低下によって横断方向の水位差は差程変っていない。分水路側も堰上流では同様水位が低下し，現況より0.6～1.0m低くなっている。

(2)　分流量について

掘削第2案形状における分水路の水位流量相関を求めたのが図－11.3.10である。本川側締切り位置は，前回の結果を考慮して，なるべく分流境界域に近く，なおかつ締切りが可能な断面とし，断面No.32付近を設定して締切った。切り欠き断面部と現況断面位置での横断方向水位差は大きく，掘削部で，約0.7m水位が低下している。図－11.3.9より全流量と分流量の関係を示したのが図－11.3.6および表－11.3.3である。かなり大幅な掘削によって，$Q=4{,}000\,m^3/s$時の計画分流量$1{,}700\,m^3/s$をちょうど分派させることが可能となった。

ただし，図－11.3.6に示すように，このような掘削によっても全流量$2{,}000\,m^3/s$～$3{,}000\,m^3/s$範囲で当初計画の分流量より少ない値となっている。なお，分流開始流量は掘削第1案と同じく$111\,m^3/s$である。

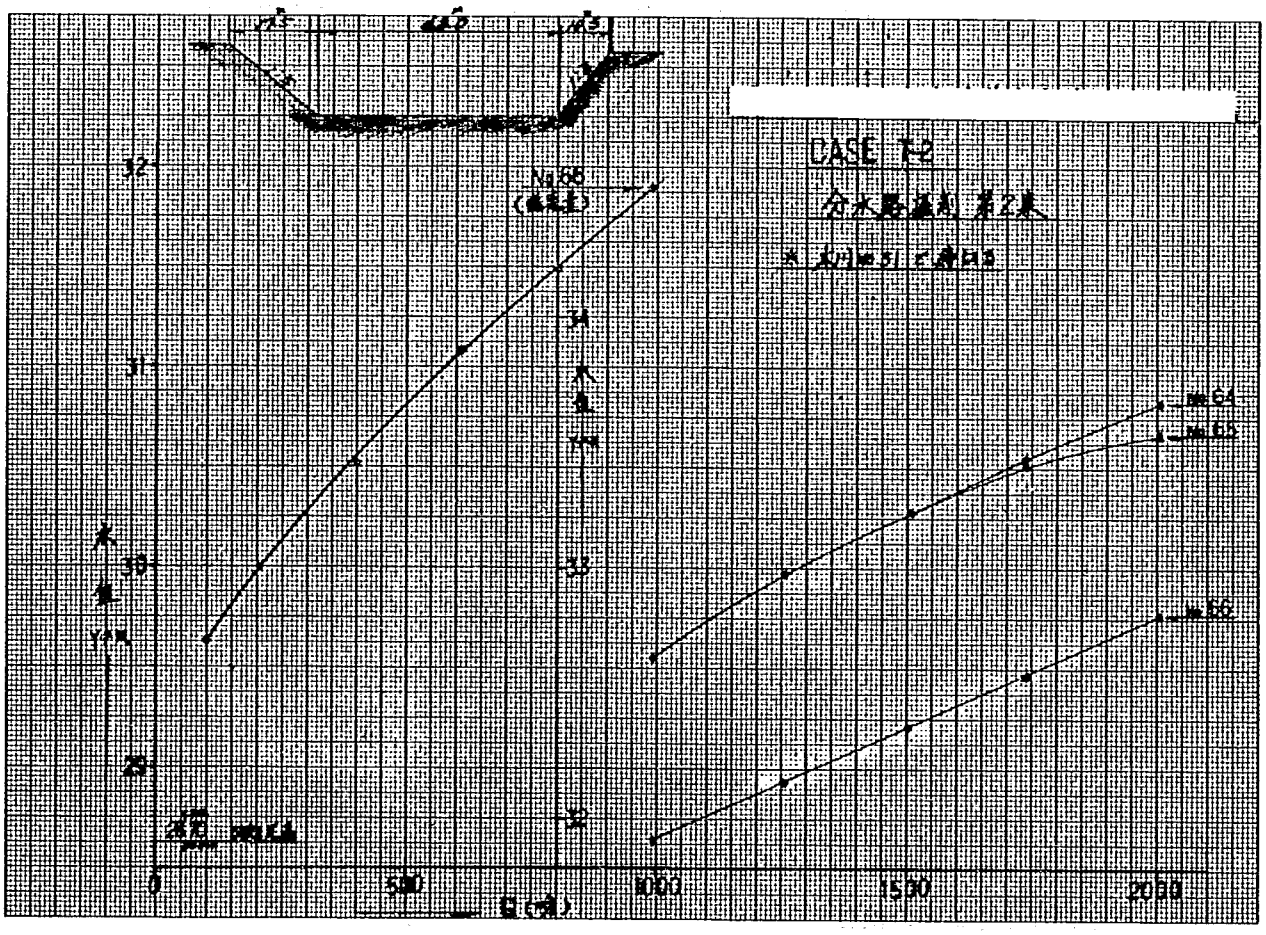
(3) 流況について

分水路掘削によって，分水堰および本川側狭窄部上流から田中橋（No40断面）付近にかけて水位が相当低下する。このため田中橋下流付近から断面No35の間で射流域となり波状跳水現象が卓越し，流況がかなり悪くなる。また分流境界線は分水路掘削にもかかわらず，水位低下によって分水路側に移動し，岩井山前面を迂回して掘削部に流入する傾向が強い。分派後の本川狭窄部上流は同様水位低下によって，右岸側の死水領域がより広くなっている。この流況図を図－11.3.11に示す。

表－11.3.3　分流量表（$Q-Q'-H$）

分水路掘削第2案

流量 Q(m³/s)	断面	測点	水位(Y.Pm)	分流量 Q'(m³/s)	
4,000	58	64	33.41	1,700	m³/s 1,700
		65	33.38	1,700	
		66	32.55	1,700	
3,000	58	64	32.70	1,030	m³/s 1,010
		65	32.67	1,010	
		66	31.88	990	
2,000	58	64	—	—	m³/s 595
		65	—	—	
		66	31.64	595	
1,000	58	64	—	—	m³/s 285
		65	—	—	
		66	30.24	285	
分派開始流量					111 m³/s

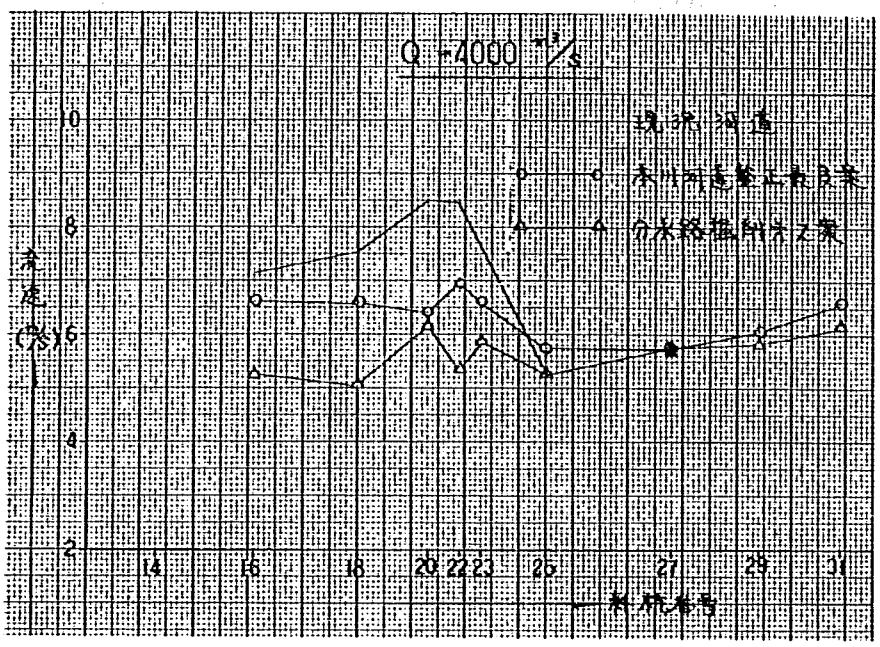


図－11.3.10　分流量算定曲線 $H-Q$ 図

(4) 流速について

4,000 m³/s 時の分水路No58断面，および本川狭窄部付近断面の等流速分布図を図－11.3.12に，最大流

速比較図を図－11.3.13に示した。分水路掘削断面内へ流れが集中することによって，分水堰上流でV_{max}＝0.6m/s以上の流速となり，本川側狭窄部より大きな流速が発生している。流況もさることながら，このような高流速における掘削部の対策はかなり困難なものとなろう。本川狭窄部付近の最大流速は本川側流量減少により若干経減されているが，狭窄部上流でその効果は少なく，河道整正案のみと大差なかった。



図－11.3.13　最大流速比較図

11－3－5　実験結果のまとめ

本川河道整正最良案に対して，計画分流量1,700m³/sを流下させるための分水路掘削案について検討した。これらの実験結果をまとめると以下のようである。

(1) 分水路内の一部を深く掘削して分流機能回復を図ろうとする場合，掘削による水位低下によって実質の流水断面積は増加せず，したがって，当初考えていた掘削断面よりかなり大幅なものとなった。

(2) 掘削案における計画分流可能な分水路掘削断面形は，第2案形状の低水路幅48.0m左岸法勾配5割，右岸法勾配3割，分水堰切り欠き幅76.0m，分水堰天端高Y.P. 28.7mという結果を得た。なおこの場合，分流開始の本川流量は約110m³/sであることが明らかとなった。

(3) 上記分水路内の一部を掘削した場合，分水堰および本川狭窄部上流の水位低下が大きく，とくに田中橋付近下流における射流域の拡大によって流況がかなり悪化する。したがってこの付近の河床も洪水によってすぐに低下し，また分流量も変化してしまう可能性が大きい。

(4) 水位低下とともに分水堰上流での掘削断面内への流れの集中によってかなりの高流速（V_{max}＝6.6m/s）が発生する。よって流況もさることながらその対策が必要と考えられる。

(5) 本川側狭窄部の最大流速は若干軽減された程度で，河道整正案のみに比して大きな効果は得られなかった。

(6) 以上のように，分水路の一部掘削案での問題点も多く，掘削による場合は分水路全幅の広くかつ浅く掘り下げる方法がより効果的と考えられる。

11－4　狭窄部床止め工案の検討

11－4－1　概　　要

分水路掘削によって計画分流が可能であっても，流頭部付近の水位低下による悪影響が多いことが明らかとなった。よって，ここでは現況分水路のままで，本川狭窄部付近河床を床止め工方式で高くするとと

もに，湾曲流による流れの集中および河床低下を防ぎ，その堰上げ効果によって，分流機能を高める案の検討を行った。これらの実験条件一覧表を表－11.4.1に示す。

表－11.4.1　実験条件一覧表

実験ケース		目的	実験条件 流量	下流水位	河道	摘要
8	1	床止め工第1案実験	4,000㎥/s	Y.P.31.68m	本川河道整正	断面No.16, 18, 20, 21, 22, 31 に床止め工設置（計画河床高）他に分流開始流量把握
	2		2,000	30.30	分水路現況	
9	1	床止め工第2案実験	4,000	31.68	〃	他に1,000, 3,000 ㎥/s の分流量を測定
	2		2,000	30.30	〃	
	3		4,000	31.68	〃	水制なし

11－4－2　床止め工第1案実験（実験－8）

本川狭窄部の高流速対策および分流機能低下の防止策として，本川河道整正案形状に対して，狭窄部付近に床止め工を設置した。

今回は分流機能および流速軽減効果の概略を知るため，床止め工は耐水ベニヤ板を河床形状に合わせて切り取り（天端幅0.80m，模型値2cm）釘，モルタル等を使用し，図－11.3.3に示すように断面No.22，No.21，No.20，No.18，No.16の5ケ所に連続して設置した。他に分流開始を早める目的でNo.31断面にも設置している。なおこれらの設置天端高はいずれも計画河床高である。

(1)　水位，流況について

床止め工設置により図－11.4.1に示すように，本川狭窄部上流から分水路流頭部一帯に水位上昇が生じた。

狭窄部上流の水位堰上げは，断面No.22の床止め工に支配され，この地点で$Q=4{,}000$ ㎥/s，および2,000 ㎥/s とも約1.4m程度の水位差が生じている。狭窄部上流は，この水位堰上げにより，現況水位とほぼ同程度となり，また下流側は床止め工を連続して設置したことにより，現況より水位変化も少ない。横断方向の水位差は断面No.27～No.23間で約0.5mに減少し，床止め工設置個所ではさらに小さくなっている。

いっぽう，流況も図－11.4.2～11.4.3に示すように，狭窄部上流は水位堰上げによって，現況時とほぼ同様の状態となっているが，本川側河道整正によって，狭窄部上流右岸の死水領域が若干減少している。また，右岸に設置した水制は水位堰上げによって上流2基の効果は少ないように思われた。

狭窄部付近に設置した床止め工は前述のように，上流側のNo.22断面で水位が堰上げられ，その下流の床止め工群は上流部えの水位堰上げには影響していないようである。

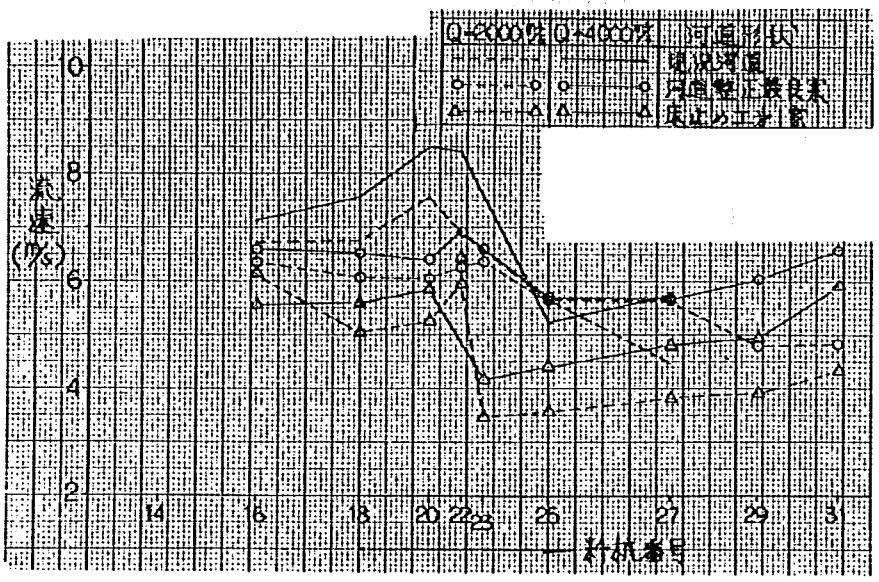
この床止め工群は下流での洗掘防止等，水位変化に伴なう減勢工的な考えで設置したが，若干主流が左岸側へ寄る傾向が見られた。

(2)　流速について

本川狭窄部付近の流速は，図－11.4.4の最大流速比較図に示すように，狭窄部上流では，水位上昇による流水断面積の増加によって$Q=4{,}000$ ㎥/s で$V_{max}=5.0$ m/s 前後，$Q=2{,}000$ ㎥/s 時で$V_{max}=4.0$ m/s 前後となり，現況および河道整正案のみに比して，小さくなっている。狭窄部付近の床止め工設置個所は，

水位差の大きいNo22断面の越流部で，河道整正案のみの最大流速と差程変らない値となっているが，その下流では床止め工群によって流れの集中が緩和され，現況に比してかなり軽減されている。

これら最大値の発生場所は，狭窄部上流断面No31～No25間では岩井山側の左岸が速く，その下流No22，No20断面では現況と同様右岸堤体寄りが速くなっている。



図－ 11. 4. 4　最大流速縦断比較図

断面No20～No16は床止め工の天端上はむしろ流速は小さく，左右岸を走る流れが速い。

(3)　分流量について

床止め工設置による水位堰上げによって，分流量は，図－11.3.6 のように $Q=4{,}000\,m^3/s$ 時で計画分流量には若干不足するものの，約1,600 ㎥/s の結果が得られた。なお分流開始もNo31断面の床止め工設置による効果によって，約970 ㎥/s の流量となった。また $Q=2{,}000\sim3{,}000\,m^3/s$ 時の分流量も現況河道に比してやや増加する結果が得られた。ただし，今回の床止め工第 1 案実験は，流速の軽減効果および分流機能の概略を知るのが目的で，床止め工形状や据付け等も簡易な方法で行っており，その形状によっては分流量等も若干変ってくるものと考えられる。

11 － 4 － 3　床止め工第 2 案集験（実験－ 9 ）

床止め工第 1 案の予備的実験により，本川狭窄部の流速の軽減，および分流機能回復案として効果的であることが明らかとなった。よって，本実験は $Q=4{,}000\,m^3/s$ に対して計画分流量1,700 ㎥/s となるような床止め工上流端位置とその下流での最良配置個所，および狭窄部上流右岸側水制の効果等を検討した。なお河道は前回と同様，河道整正最良案形状とし，床止め工天端高は計画河床高とした。

まず実験は予備通水による流況観察等により，No22, 21, 20, 18断面上 4 個所に床止め工を設置した。狭窄部上流右岸側の水制は，河道整正最良案では 7 基設置したが，水位堰上げによって上流側 2 基はその効果が少ないので撤去し，その下流 3 基の水制も長さを短かくした。

以上の形状で4,000 ㎥/s を通水したところ，分流量は約1,720 ㎥/s となり，計画分流量を若干越える結果が得られた。そこでNo21より下流の床止め工は流れの集中緩和，および減勢工的な構造物と考えて，分流量を大きく左右するNo22断面に設置してある床止め工を12m（模型値 0.30m）下流側へ移動した結果，ほぼ当初予定の分流量を得た。これらの床止め工，水制配置図を図－11.4.5 に示す。

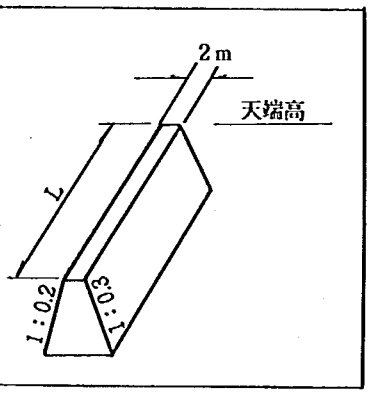
なお，$Q=4{,}000\,m^3/s$ 時に狭窄部上流右岸水制の効果を把握するために，すべて水制を撤去して諸水理

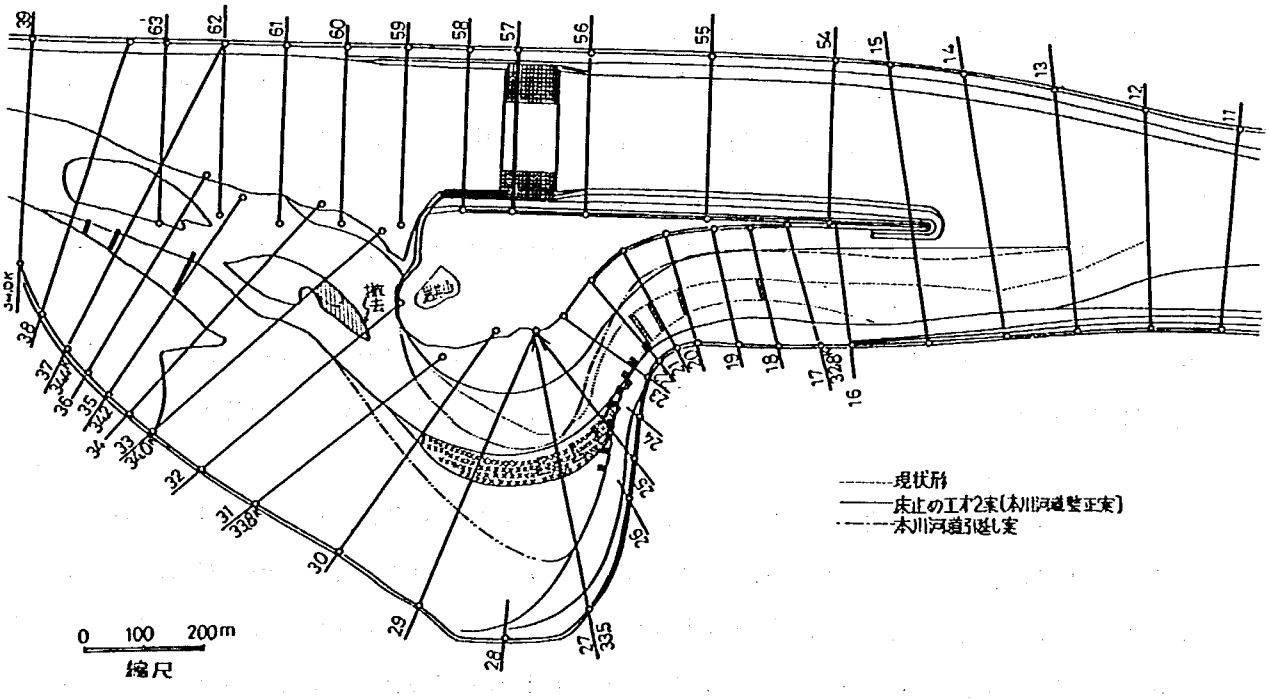
量を測定し，比較検討も行った。

床止め工の形状は天端幅２ｍ，上流側法勾配 1：0.2 下流側法勾配 1：0.3 天端高は各断面の計画低水路高としてモルタルで制作した。

表－11.4.2　床止め工の形状

断面No	計画低水路高	床止め工天端高	L
	(Y.P.m)	(Y.P.m)	m
23	28.13	—	—
22	28.10	28.10	54
21	28.05	28.05	50
20	28.00	28.00	44
19	27.90	—	—
18	27.80	27.80	46





図－11.4.5　河道改修案概要平面図

(1)　水位について

本川水位縦断形及び分水路側水位縦断形を，現況河道時と比較して図－11.4.6 に示す。

床止め工の設置に伴い $Q=4{,}000\,m^3/s$，$2{,}000\,m^3/s$ とも本川狭窄部上流から，分水路流頭部の水位が現況とほぼ同程度となり，本川河道整正案に比較して約 0.4 m 上昇した。

狭窄部上流右岸の水制撤去による水位変化は，横断方向３点の平均水位で比較すると水制を設置してあった付近（No23～No27）で 0.03 m～0.10 m 水位が下降した結果となって現われたが，各測点毎に比較す

ると測定誤差の範囲内で変動しているものであり，水制の撤去は，水面形状には影響はなかったものと考えられる。

なお，狭窄部上流の水位堰上げは第1案実験と同様，断面No22付近の床止めに支配され，約1.4mの水位差が生じ，その下流では床止め工の連続設置により，現況の射流状の水位低下に比してその変化は少ない。横断方向の水位差も同様，断面No27～No23間で約0.5mに減少し，床止め工設置個所では約20cm程度となっている。

(2) 流況について

染料を投入して，写真撮影，スチッチ等で描いた流況図を図－11.4.7～11.4.9に示す。

$Q=4{,}000\,m^3/s$ の場合は，狭窄部より上流の左岸掘削法線護岸上の高水敷部に流れが発生するとともに，本川右岸側上流2基の水制付近の流れは，右岸堤防沿いを大きく旋回し，No35の本川低水路へゆっくり抜ける逆流が明確に現われた。

本川側狭窄部上流水位を強制的に上昇させた結果，分水路への流入量が増加した。しかし，本川河道整正案のみに比して，流頭部の分流境界は約20m分水路側へ寄り，現況時とほぼ同じとなっているが分水堰上流左岸の堤防沿いの死水領域はやや拡大している。

$Q=2{,}000\,m^3/s$ の場合は，狭窄部上流の右岸高水敷はほとんど堤防際まで冠水したが，狭窄部上流右岸側の死水域は本川河道側へ張り出し，本川河道整正案より死水領域は拡大し，現況時とほぼ同様となった。

床止め工を設置しない本川河道整正最良案の場合は，岩井山流頭部に半死水域が発生し，分流境界を不明瞭にしていたが，その半死水域の領域は消滅し，分流境界が明らかに現われた。

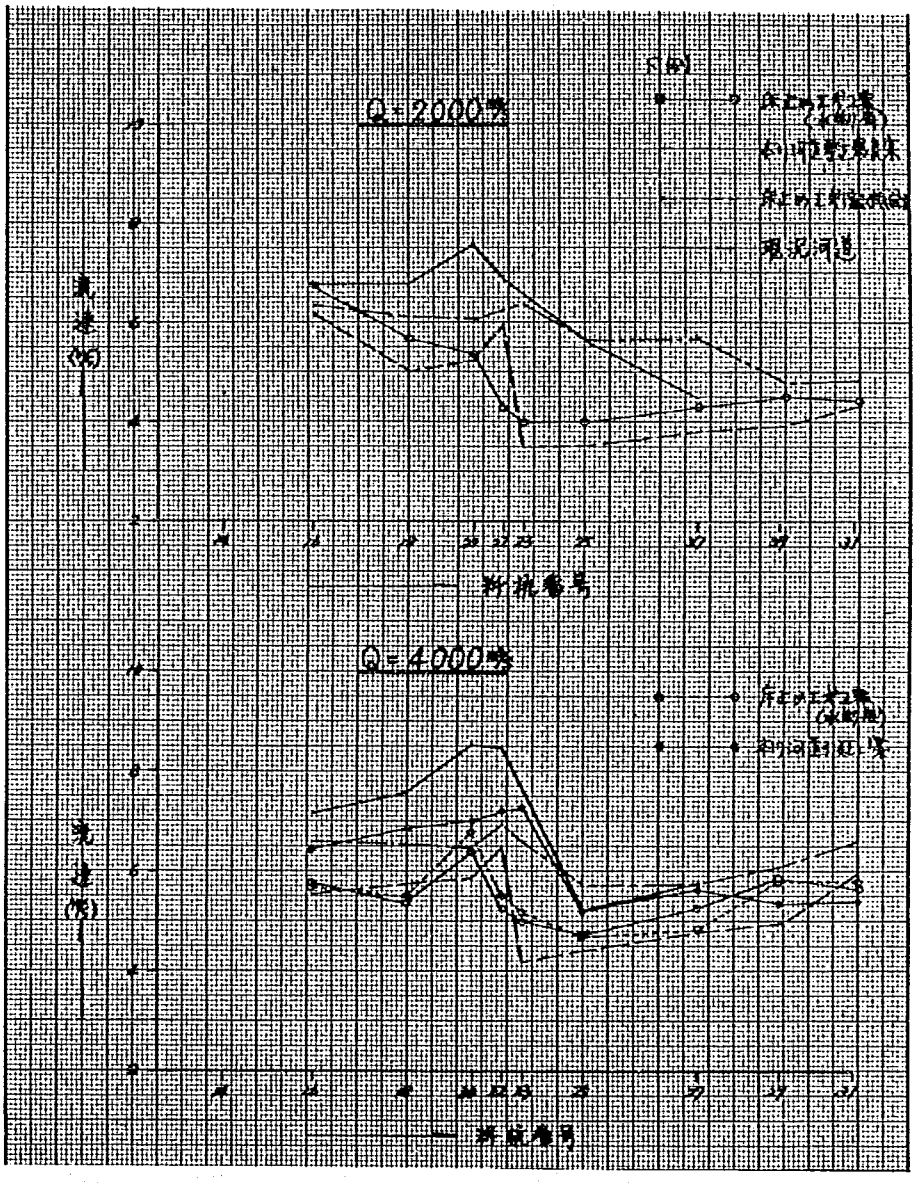
しかし，分水堰上流の左岸高水敷はほとんど，死水領域となり，分水堰への流下は，本川低水路から岩井山流頭部を経て流入する状況となっている。

狭窄部上流右岸の水制を撤去した場合，$Q=4{,}000\,m^3/s$ における河道内の死水域，分流境界等には有意な変化は現われず，強いて言えば，狭窄部右岸側への流下を緩和させているようであった。

(3) 流速について

狭窄部上流の流れは，断面No31～No25間で第1案実験と同様，岩井山側の左岸が速く，断面No23～No20間で右岸堤体寄りが速く，その下流では左岸側が速い。最大流速は図－11.4.10の比較図に示すように，狭窄部上流では，上位上昇による流水断面積の増加によって，$Q=4{,}000\,m^3/s$ で $V_{max}=5.0\,m/s$ 前後，$Q=2{,}000\,m^3/s$ 時で $V_{max}=4.0\,m/s$ 前後であるが，床止め工第1案実験より若干流速が大きい傾向を示している。狭窄部ではNo22断面直下の床止め工越流部右岸で約6.5m/s前後の最高流速が発生しているが，その下流では流れの集中が緩和され，5.5m/s前後の流速となり，現況に比してかなり小さくなっている。

いっぽう，狭窄部の上流にある水制を撤去した場合，狭窄部付近の最高流速値が0.20m/s～0.30m/s大きい結果となって現われており，水制による効果は若干あるようである。



図－11.4.10　最高流速比較図

(4)　分流量について

分流量の算出結果を表－11.4.3，堰上流水位および分流量比較図を図－11.4.11～11.4.12に示した。

床止め工案による分流量は，狭窄部の床止め工位置に大きく左右される。当初断面№22に設定したが，計画分流量をオーバーする1,720㎥/sになったので，この床止め工を12m下流側へ移動した。その結果，分流量は$Q=4,000$㎥/sの場合が1,653㎥/s，分流開始流量は1,250㎥/sを得た。前回の床止め工第1案と比較すると，分流開始流量は増加し，4,000㎥/s以下での分流量は反対に減少している。これは，断面№22の床止め工を12m下流側に設置した影響と，前回分流開始流量を早める案として断面№31に設置した床止め工を撤去した影響が現われたものと考えられる。

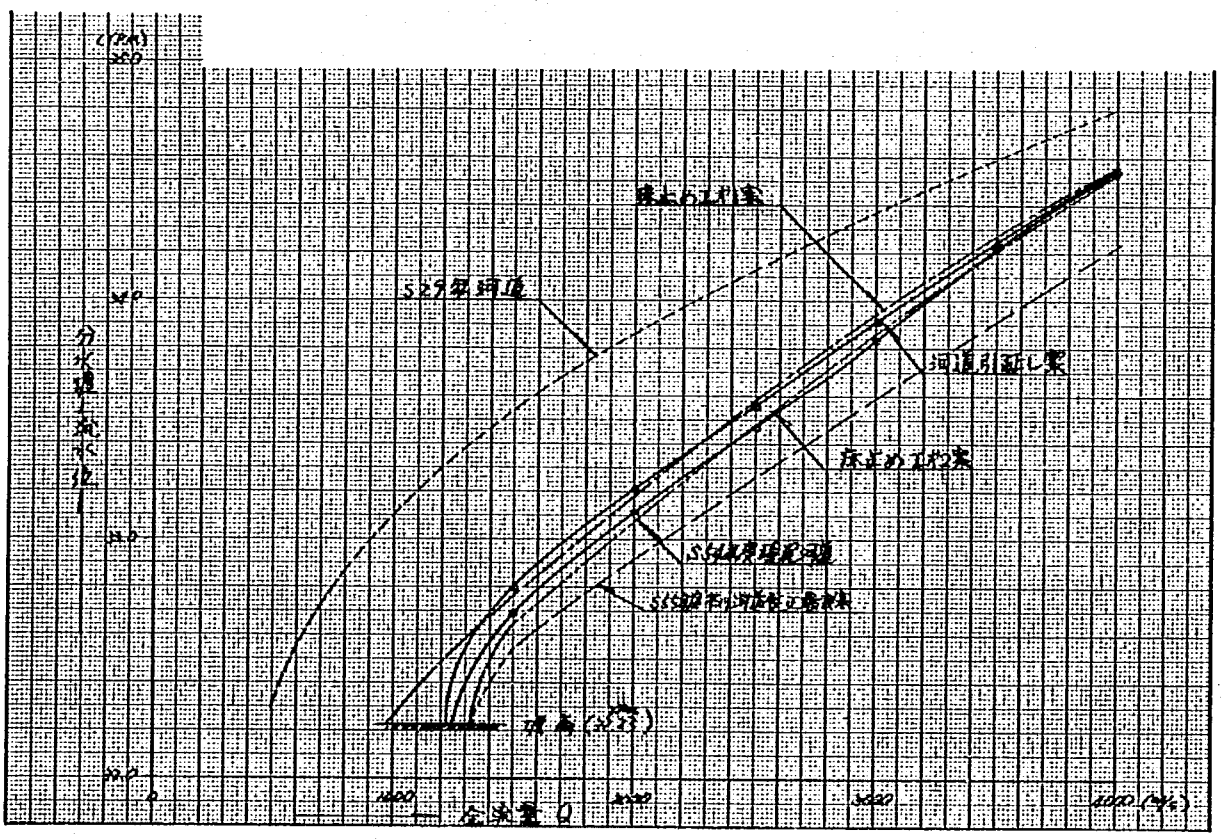
なお，河道整正により，狭窄部上流の水面勾配は多少異なるものの，各流量に対する分水堰上流水位は，現況河道時とほぼ一致している。したがって，分流量曲線も現況時にほぼ一致する結果を示している。

また，狭窄部上流右岸の水制撤去による分流量の変化は全く生じなかった。

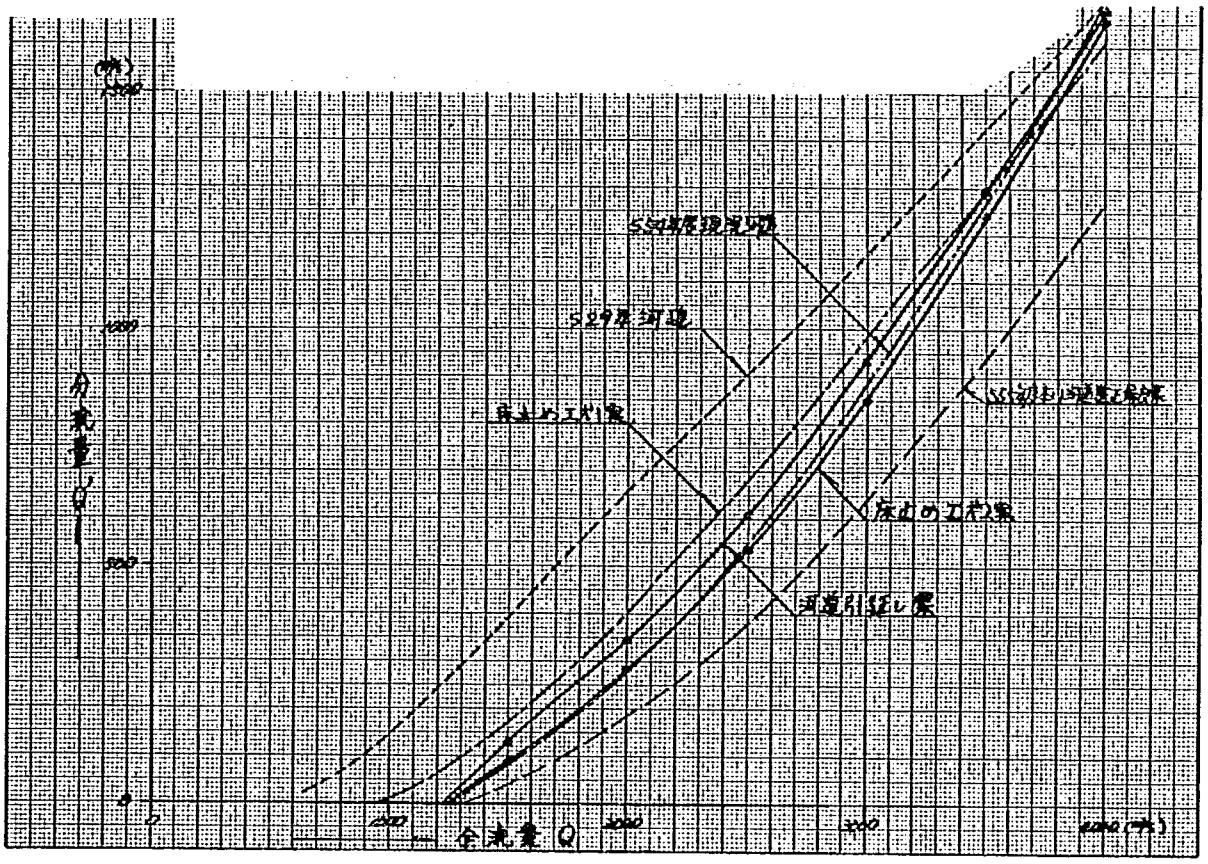
表－11.4.3　$Q-Q'-H$数値表（床止め工第２案分流量把握実験）

全流量 Q (m³/s)	断面	測点	水　位 (Y.P.m)	平均水位 (Y.P.m)	分流量 Q'(m³/s)	備　考
4,000	58	64 65 66	34.51 34.56 34.52	34.53	1,653	計画分流量1,700 m³/s
3,500	58	64 65 66	34.32 34.20 34.09	34.20	1,245	
3,000	58	64 65 66	33.92 33.80 33.76	33.83	851	
2,500	58	64 65 66	33.50 33.45 33.45	33.47	534	
2,000	58	64 65 66	33.10 33.14 33.08	33.11	284	
1,500	58	64 65 66	32.66 32.70 32.72	32.69	87	
				分派開始流量	1,250 m³/s	

※　断面№58：堰上流80m地点
$Q' = 360\ (H-32.23)$[183]



図－11.4.11　全流量と分水堰上流（№58）水位の関係



図－ 11. 4. 12　全流量と分流量の関係比較図

11 － 4 － 4　実験結果のまとめ

本川狭窄部の高流速対策，および分流機能低下の防止策として，本川河道整正最良案形状に対し，狭窄部付近に計画河床高の床止め工を数カ所設置した検討を行った。これらの実験結果をまとめると次のようである。

(1) 河道整正最良案形状に対し床止め工を狭窄部付近へ計画河床高に設置することによって，分流量を増加させることが可能であった。

(2) この床止め工案による分流量は，狭窄部への設置場所によって大きく左右される。計画分流可能な床止め工位置は№22断面下流12m付近であった。

(3) 床止め工は１個所ではその下流で落差も大きく，射流状となる。したがって流れの集中緩和，および減勢工的な目的により，４個所設置するのが効果的であった（図－ 11. 4. 5 ）。

(4) 狭窄部上流右岸側の水制は，河道整正最良案では７基設置するのが効果的であったが，床止め工設置による水位堰上げによって上流側２基の水制は効果が少ない。よってこれを撤去し，その下流３基の水制も長さを短かくした（図－ 11. 4. 7 ）。

(5) 床止め工設置により，狭窄部上流水位は，現況時とほぼ同一になることが明らかとなった。

(6) 水位堰上げは，上流位置の床止め工に支配され，約 1. 4 m水位差が生ずる。また横断方向の水位は，断面№27～№23間で左岸が低く，約 0. 5 mの水位差が生ずる。しかし床止め工設置個所では約20cm以下であった。

(7) 水位堰上げによって，狭窄部上流の死水領域や，分流境界線も現況時とほぼ同様の状況を示す結果が得られた。

(8) 狭窄部付近の流れは，断面No.31～No.25間で左岸の河道整正部が速く，断面No.23～No.20間では右岸堤体寄りが速くなり，その下流では反対に左岸側が速い。

(9) 狭窄部付近の最大流速は，上流位置（No.22断面）の床止め工越流部右岸に発生し，約6.5m/s前後の値となった。

(10) 床止め工第2案における分流量は，分流開始も含め，現況河道時とほぼ一致する結果が得られた。

(11) 狭窄部上流右岸に設置した水制は，狭窄部付近での高流速軽減に若干の効果を得ている。ただし水位や分流量へ影響はほとんどなかった。

(12) 以上の結果より，河道整正によって局所的な高流速をおさえ，さらに床止め工を設置することによって，現況分水路のままで計画分流が可能であることが明らかとなった。またこの場合，現況時に比して最大流速値もかなり軽減される。このような河床の固定によって，将来の河床低下による分流機能低下の問題もなくなるが，床止め工の構造や維持の問題，左右岸の護岸や堤体保護，および床止め工設置による局所洗掘対策等，解決すべき問題点も多い。

11－5　河道引延し案の検討

11－5－1　概　　要

本実験は，本川狭窄部の高速流対策として，狭窄部上流低水路を大きく迂回させて，水衝部の位置を変えるとともに，狭窄部への流れの集中を緩和させようとするものである。また流路延長に伴う水位堰上げの効果より，分流機能回復を図ることを目的とした。

河道形状は図－11.4.7に示す如く，河道引延し案形状に改造するとともに，河道延長による計画河床高の変更により，狭窄部上，下流の左岸高水敷を改造した。

また，岩井山流頭部本川低水路の右岸寄りにある砂州を，断面No.32～No.33間にわたって撤去した。

なお，予備通水結果を基に，水衝部護岸保護対策として，断面No.22右岸より上流へ25m間隔に9基の水制を設置した。水制形状は長さ6m，幅2m，水制先端法勾配1：1.5，各水制は各断面の計画高水敷高の天端高とし，モルタルで制作した。

11－5－2　実験結果

(1) 水位について

水位縦断は図－11.5.1～11.5.2に示すように，本川狭窄部で堰上げられる水位差（No.22とNo.25）は，$Q=4{,}000\,m^3/s$ に対して，2.40mに達する。狭窄部上流は左岸高水敷上に射流が発生し，横断方向に水位差が生ずる。とくに断面No.25,27,29における左，右岸の水位差は1.50m，1.10m，0.80mを示している。

なお狭窄部による堰上げによって，分水路流頭部付近の水位は，現況時とほぼ同一となっている。

(2) 流況について

$Q=4{,}000\,m^3/s$ における流況は図－11.5.3に示すように，岩井山の流頭部に直進して，右廻りした水流は，断面No.31～No.29より左岸計画高水敷上にのりあげ，これが主流となって狭窄部右岸へ流下している。

高水敷は6 m/s 前後の流速を示し，ほぼ射流に近い流れである。

断面No29～No27間の低水路中央より右岸高水敷は死水域に近い旋回域となり，右岸堤防沿いをゆっくり逆流する。

また，狭窄部右岸は高速流が発生し，左岸高水敷上に逆流が生じている。なお狭窄部上流右岸の水制の中で下流より3基は水当りがとくに強く，天端高を低く設定すべきであった。狭窄部下流右岸では剥離領域が低水路まで張り出して，狭窄部上流との水位差は現況河道に近い状況である。

したがって，河道引延し案による狭窄部の高速流軽減効果は少なく，流況としてもよい状況ではなかった。

(3) 流速について

各断面の等流速分布図を図－11.5.4に，最大流速比較図を図－11.4.10に示す。$Q=4{,}000\,m^3/s$ における狭窄部より上流の最大流速値は，5.50 m/s 前後となり，床止め工案と本川河道整正最良案のほぼ中間の値であるが，断面No29，No27は，左岸計画高水敷上で発生している。狭窄部右岸で7.30 m/s ，狭窄部の下流でも6.5 m/s ～7.0 m/s の最高流速値が現われて，狭窄部上流の低水路中央から右側はほぼ死水域となり，河道引延しによる効果は全く現われていない。

(4) 分流量

分流量算出結果を表－11.5.1，堰上流水位および分流量比較図を図－11.4.11～11.4.12に示す。$Q=4{,}000\,m^3/s$ に対する分流量は1,679 m³/s を示し，計画分流量に近い。$Q=2{,}000\,m^3/s$ では床止め工案より63 m³/s 多い347 m³/s となり，分流量だけを比較すると，他の対策案を若干上廻る結果となった。

表－11.5.1　$Q-Q'-H$ 数値表（本川河道引延し案分流量把握実験）

全流量 Q (m³/s)	断面	測点	水位 (Y.P.m)	平均水位 (Y.P.m)	分流量 Q'(m³/s)	備考
4,000	58	64 65 66	34.61 34.49 34.54	34.55	1,679	
3,500	58	64 65 66	34.30 34.32 34.10	34.24	1,292	
3,000	58	64 65 66	33.99 33.91 33.82	33.91	930	
2,500	58	64 65 66	33.60 33.54 33.54	33.56	607	
2,000	58	64 65 66	33.22 33.20 33.20	33.21	347	
1,500	58	64 65 66	32.76 32.82 32.81	32.80	129	
				分派開始流量	1,234 m³/s	

※　断面No58：堰上流80m地点
$Q'=360\,(H-32.23)$[183]

11－5－3　実験結果のまとめ

河道引延し案は，狭窄部上流で低水路を大きく湾曲させるとともに，河道整正による流速の軽減，および流路延長による分流機能回復を試みたが，狭窄部上流岩井山側の最短距離を走る流れがきわめて強く，流れを大きく迂回させることは困難であり，その維持もむずかしいと考えられた。

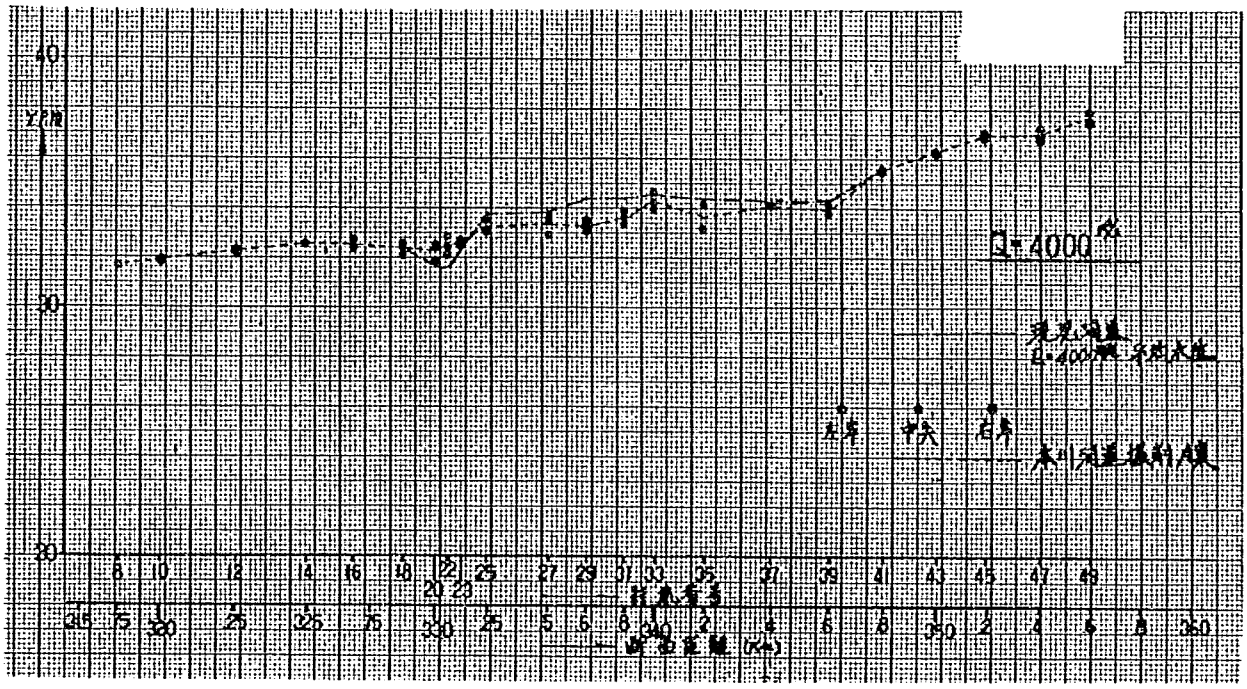
これらの実験結果をまとめてみると次のようである。

(1) 岩井山の流頭部に直進して右廻りした水流は，断面No.31～No.29より左岸計画高水敷にのりあげ，これが主流となって狭窄部右岸へ流入している。

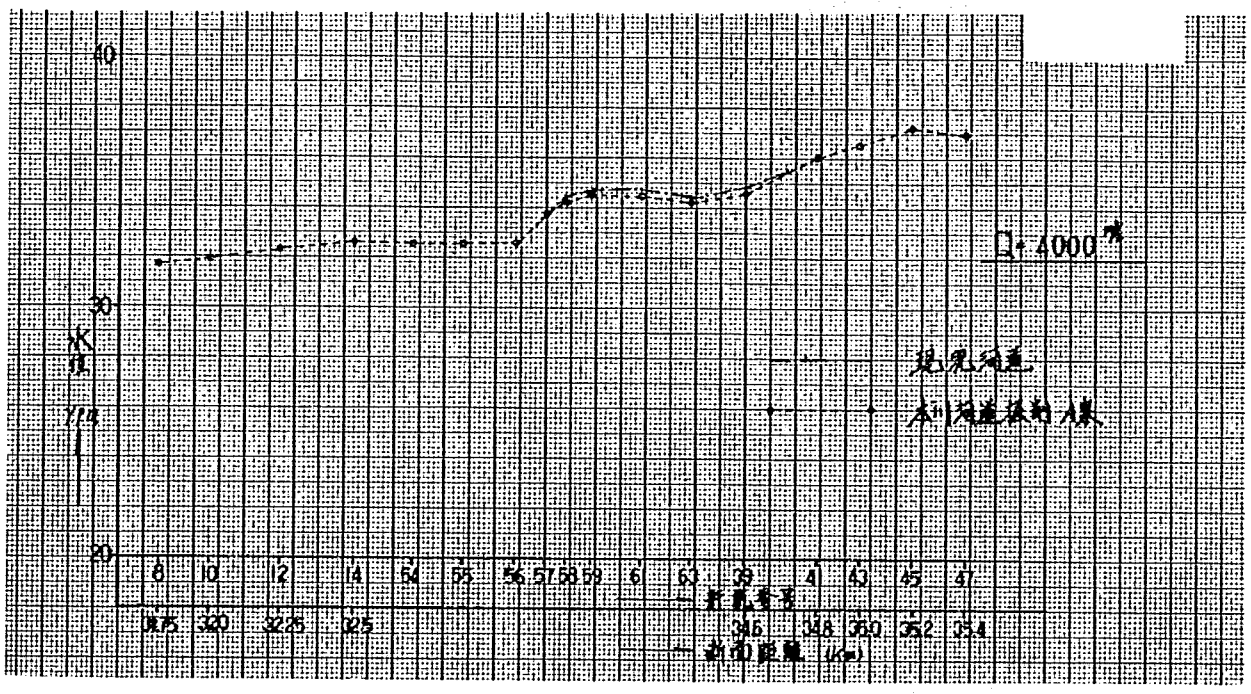
(2) $Q=4{,}000\,m^3/s$ における最大流速値は，狭窄部より上流は 5.50 m/s 前後となり，床止め工案と本川河道整正案のほぼ中間の値を示している。しかし，狭窄部右岸で 7.30 m/s，狭窄部の下流でも 6.5 m/s ～ 7.0 m/s が現われて，狭窄部上流の低水路中央から右側は死水域となり，河道引き延しによる効果は全く現われなかった。

(3) 4,000 m³/s および 2,000 m³/s に対する分流量は 1,679 m³/s，347 m³/s を示し，分流量だけを比較すると他の対策案を若干上廻る結果となった。

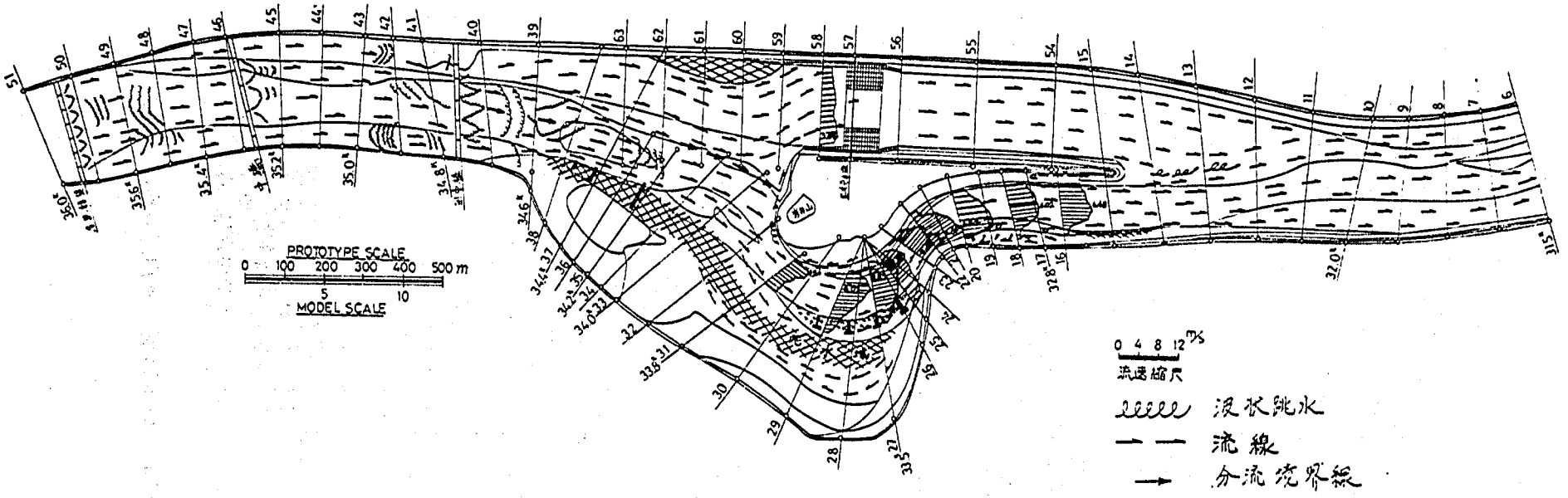
(4) 本川狭窄部上流の流れは岩井山側の最短距離を走る流れがかなり強く，流れを大きく迂回させることは困難であった。



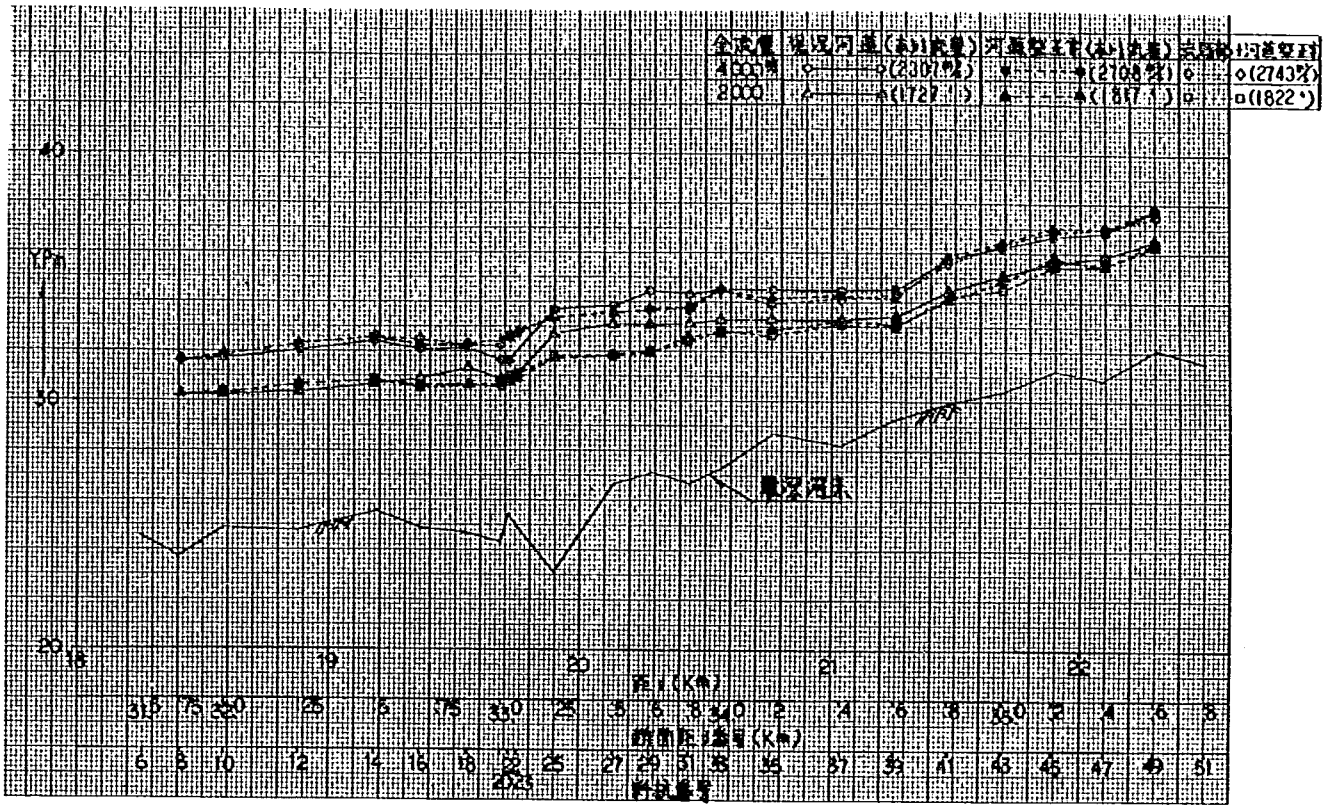
図－11.2.2　水位縦断比較図　　本川側　本川河道整正　A案　CASE　5－A



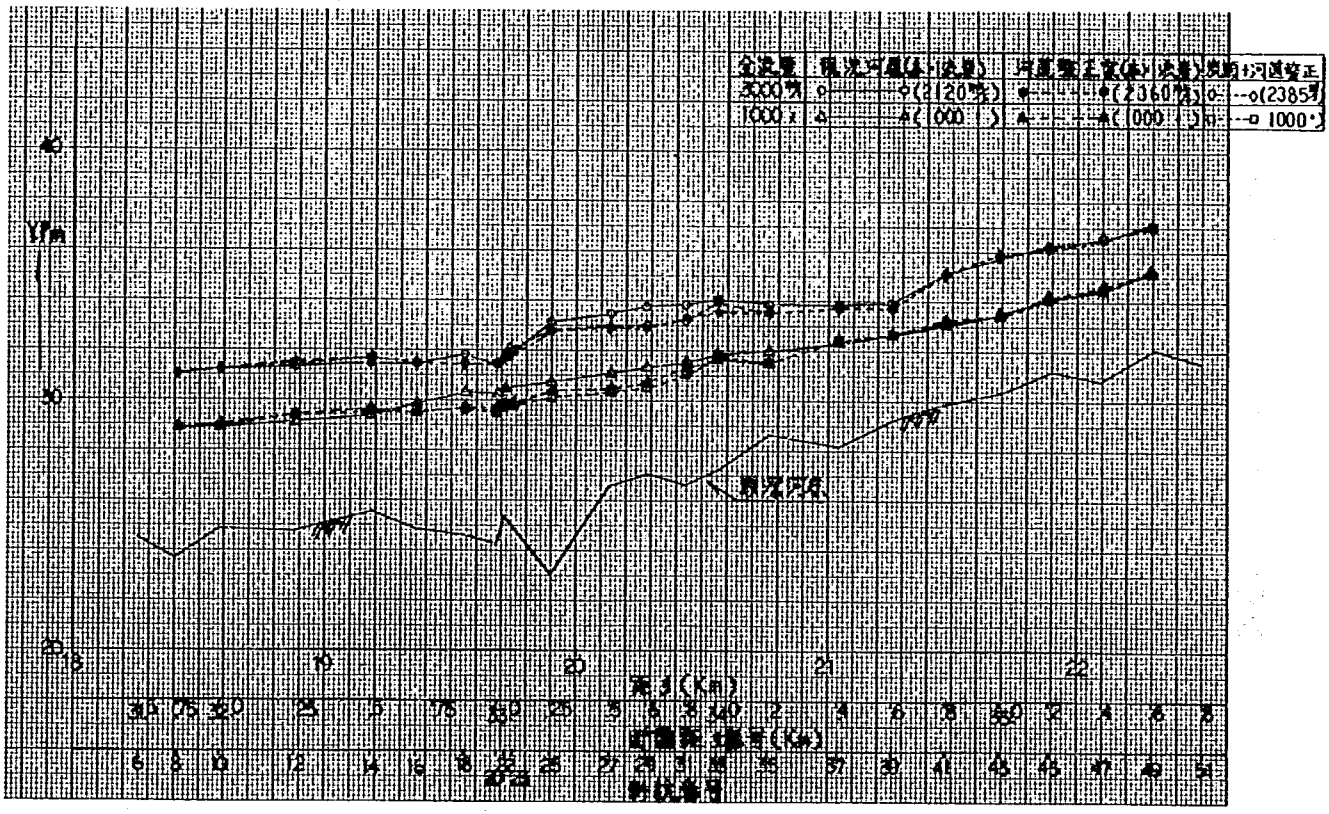
図－11.2.3　水位縦断比較図　分水路側　本川河道整正　A案　CASE　5－A


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500 m
5 10
MODEL SCALE
0 4 8 12 m/s
流速縮尺
没水跳水
流線
分流境界線
Q = 4000 m³/s
CASE 5-A
本川河道整正 A案法線形+水制(4基)

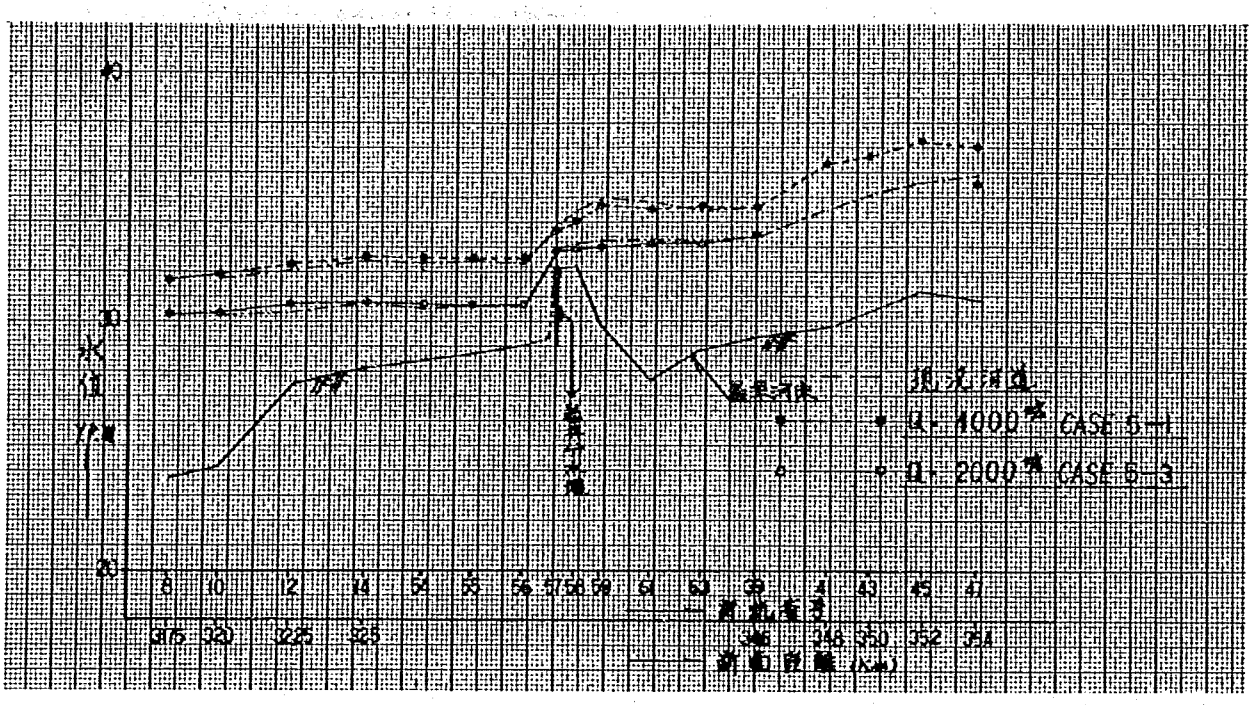
図－11.2.4 流　況　図



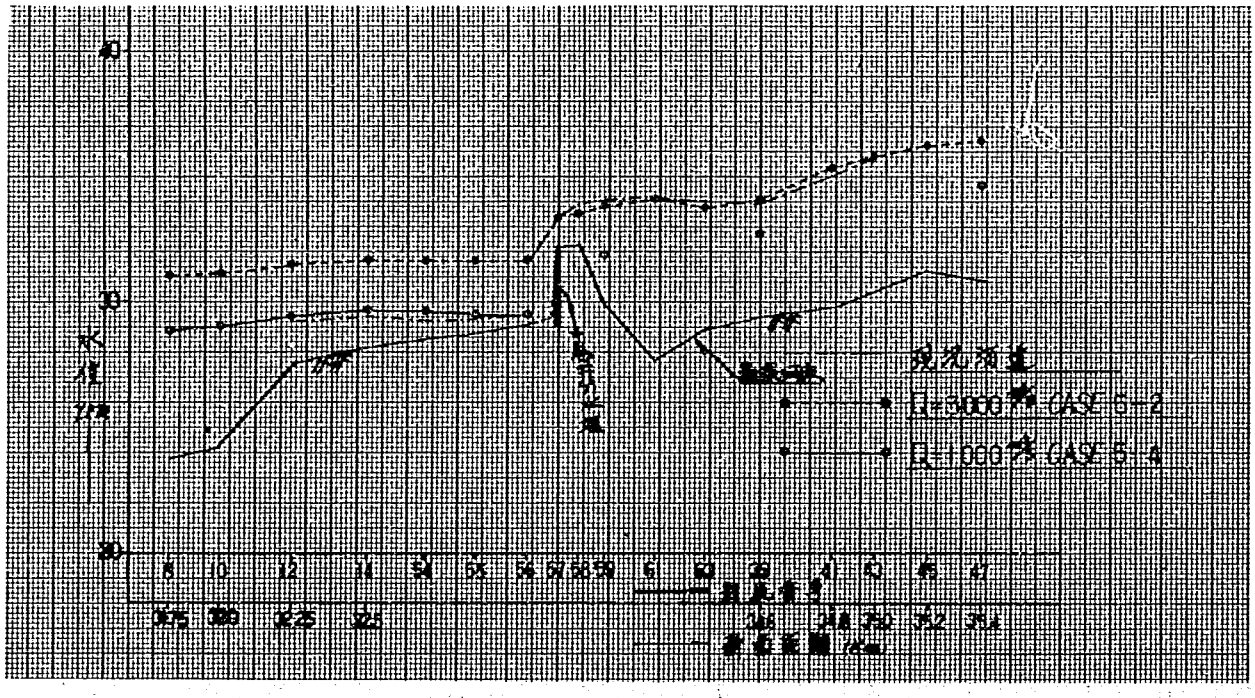
図－11.2.7　水位縦断比較図



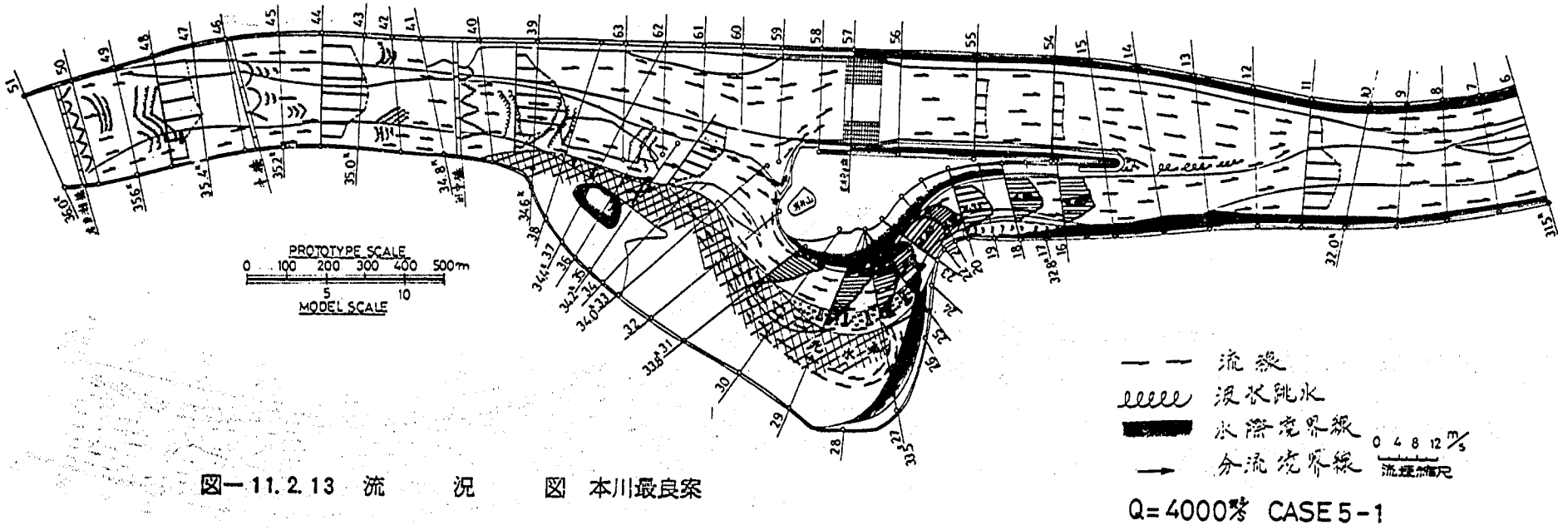
図－11.2.8　水位縦断比較図



図－11.2.9　水位縦断比較図　分水路側　本川掘削最良案

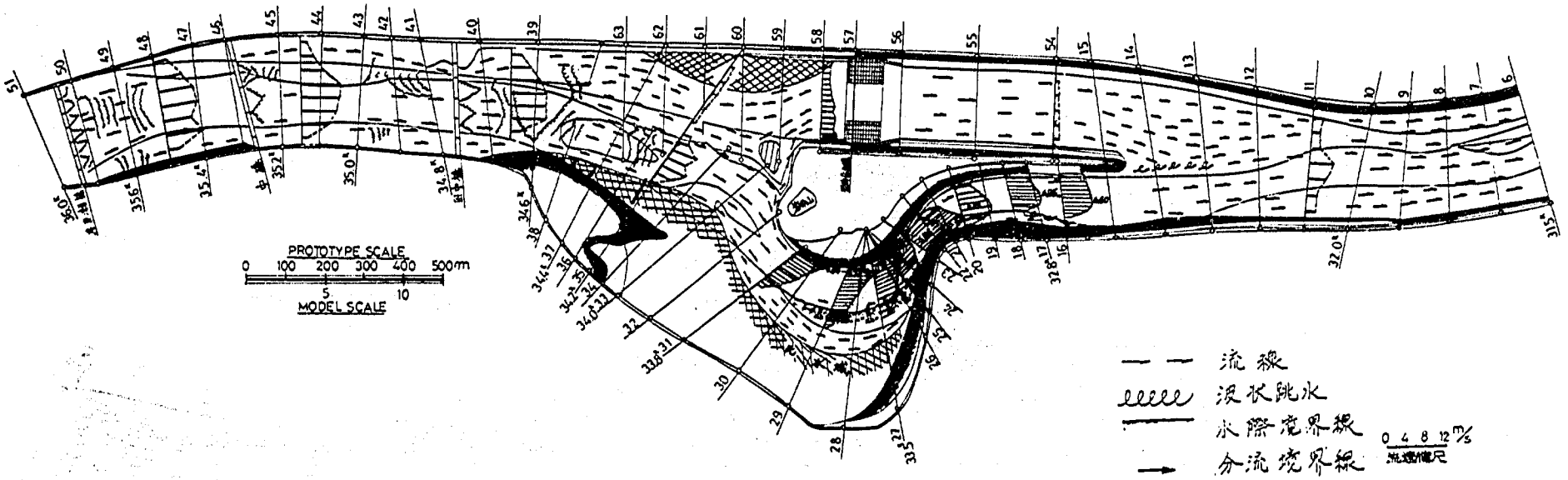


図－11.2.10　水位縦断比較図　分水路側　本川掘削最良案



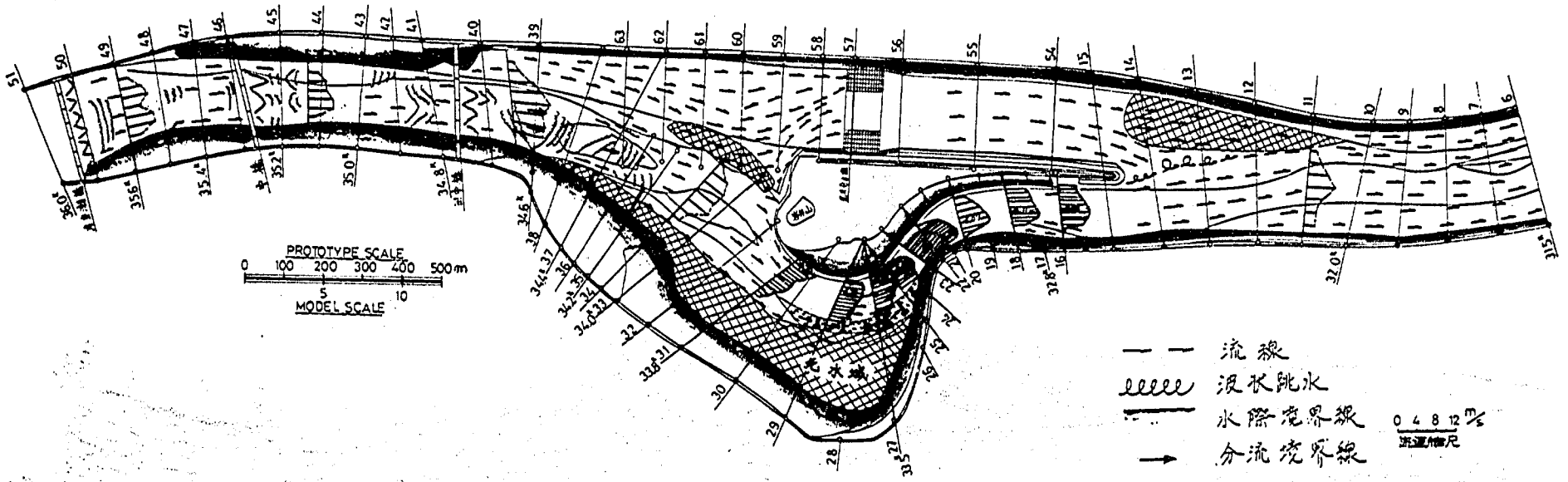
図－11.2.13 流　況　図 本川最良案

Q=4000㎥/s CASE 5-1



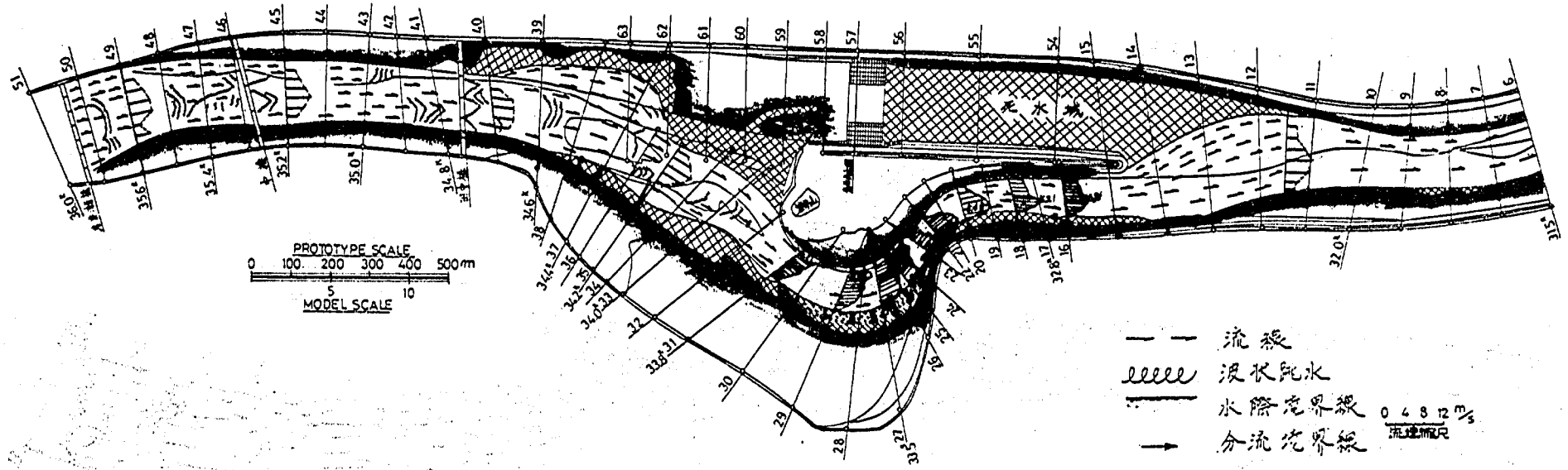
図－11.2.14 流　況　図 本川最良案

Q = 3000 ㎥/s
CASE 5-2



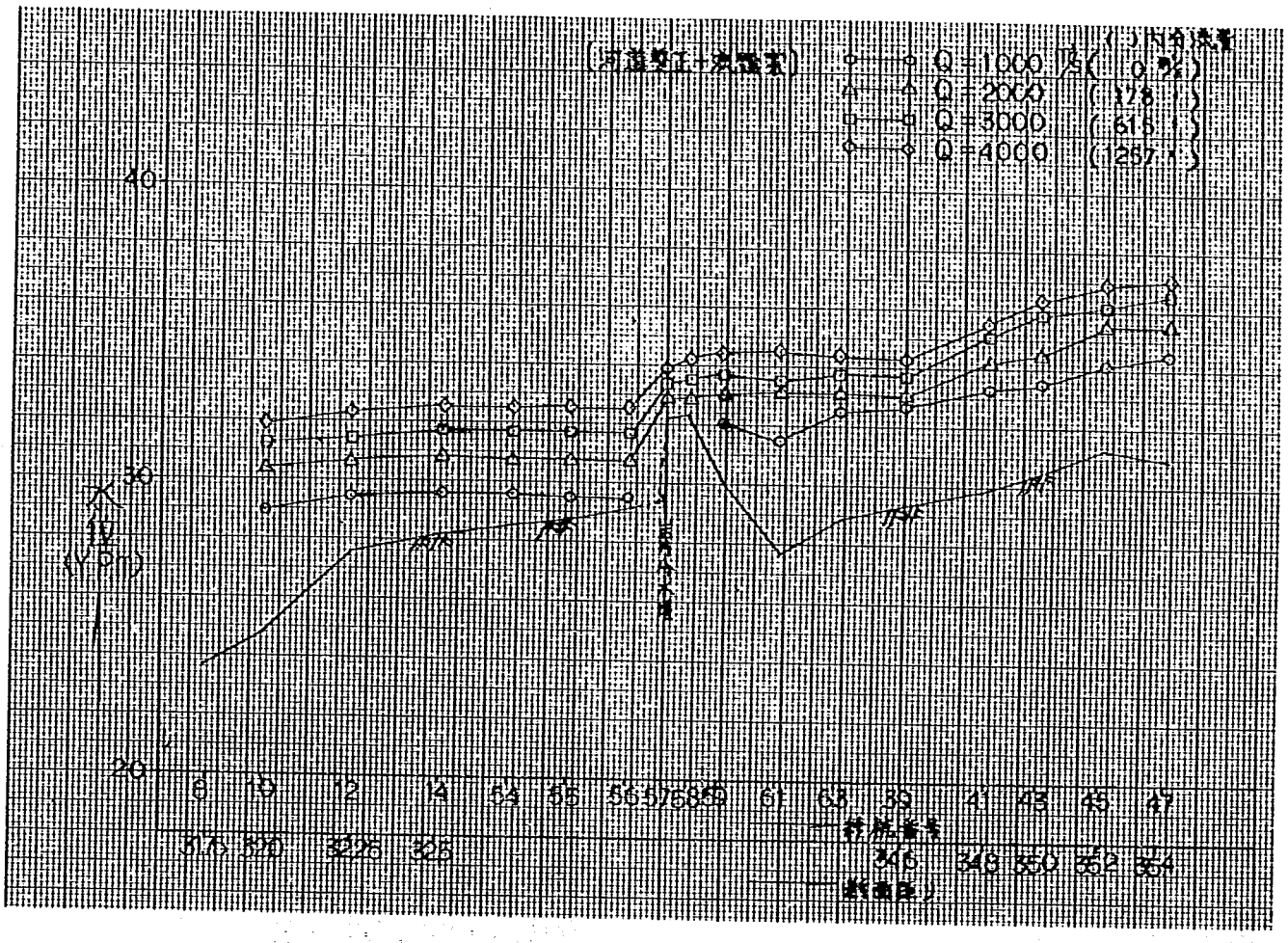
図－11.2.15 流　況　図 本川最良案

Q = 2000 m³/s
CASE 5-3

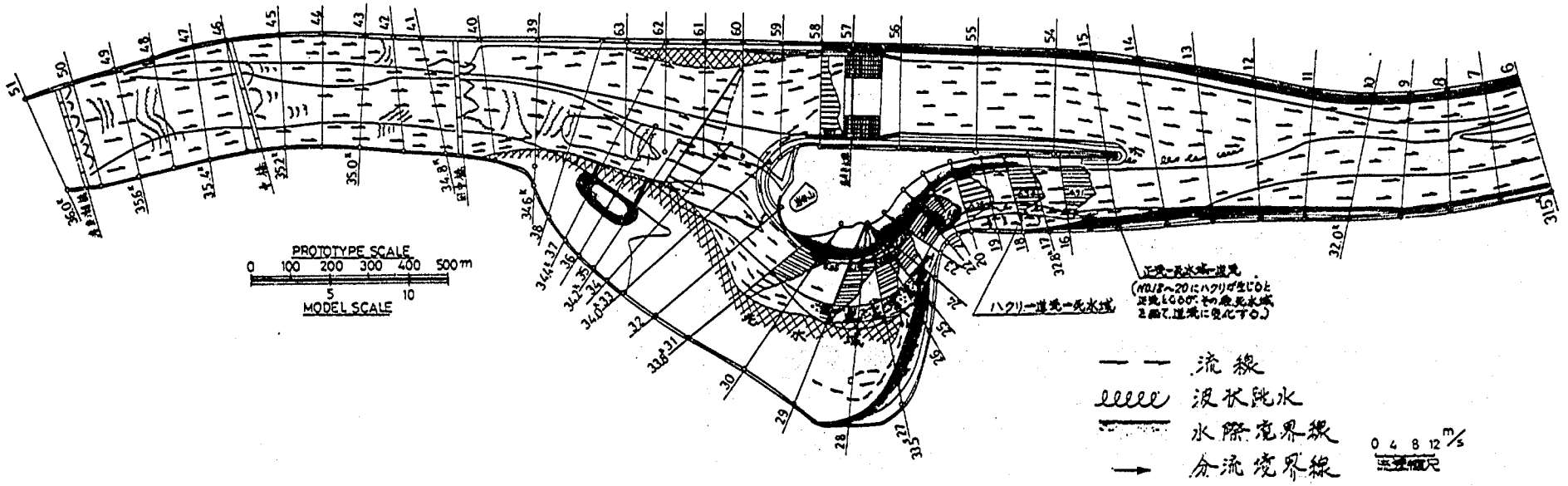


図－11.2.16 流　況　図 本川最良案

Q = 1000 m³/s
CASE 5-4
本川最良案

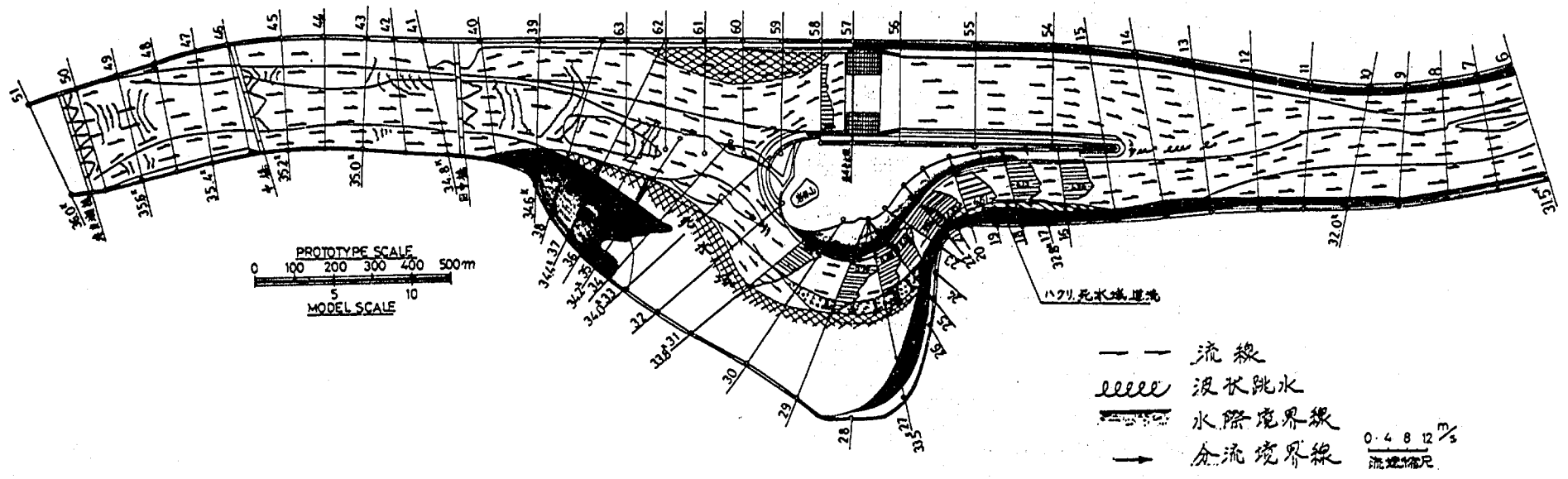


図－11.2.19　渡良瀬川岩井地区水位縦断図（分水路）



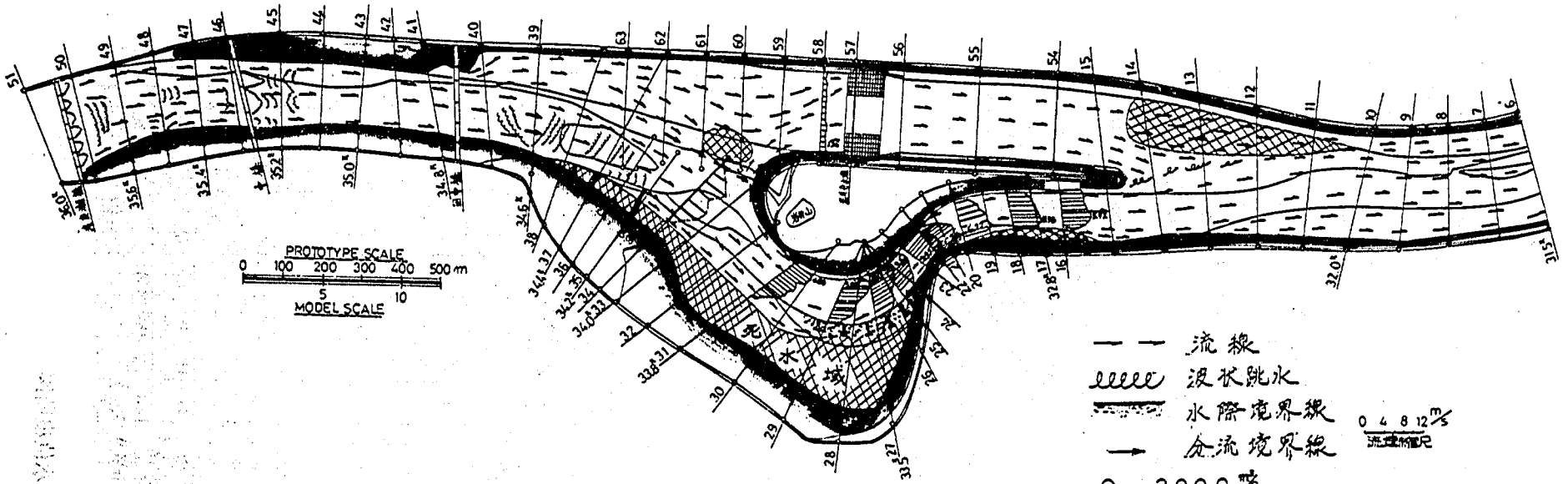
図ー11.2.22　流　　況　　図　流頭部有り最良案

Q = 4000 m³/s
CASE 6-1

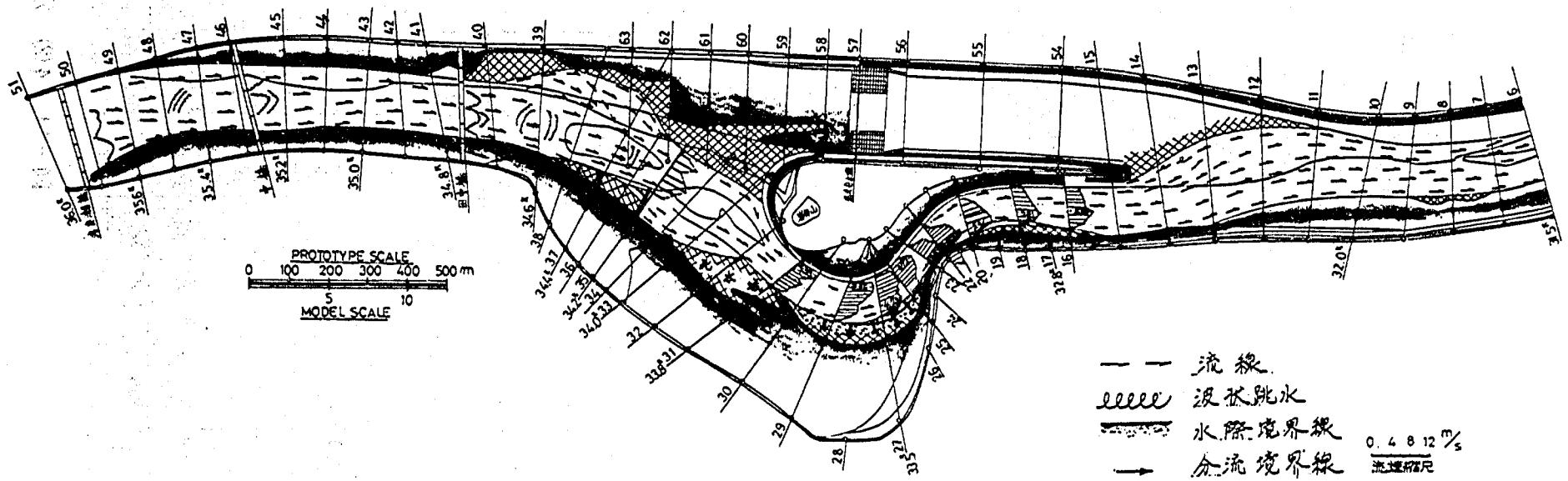


図ー11.2.23　流　　況　　図　流頭部有り最良案

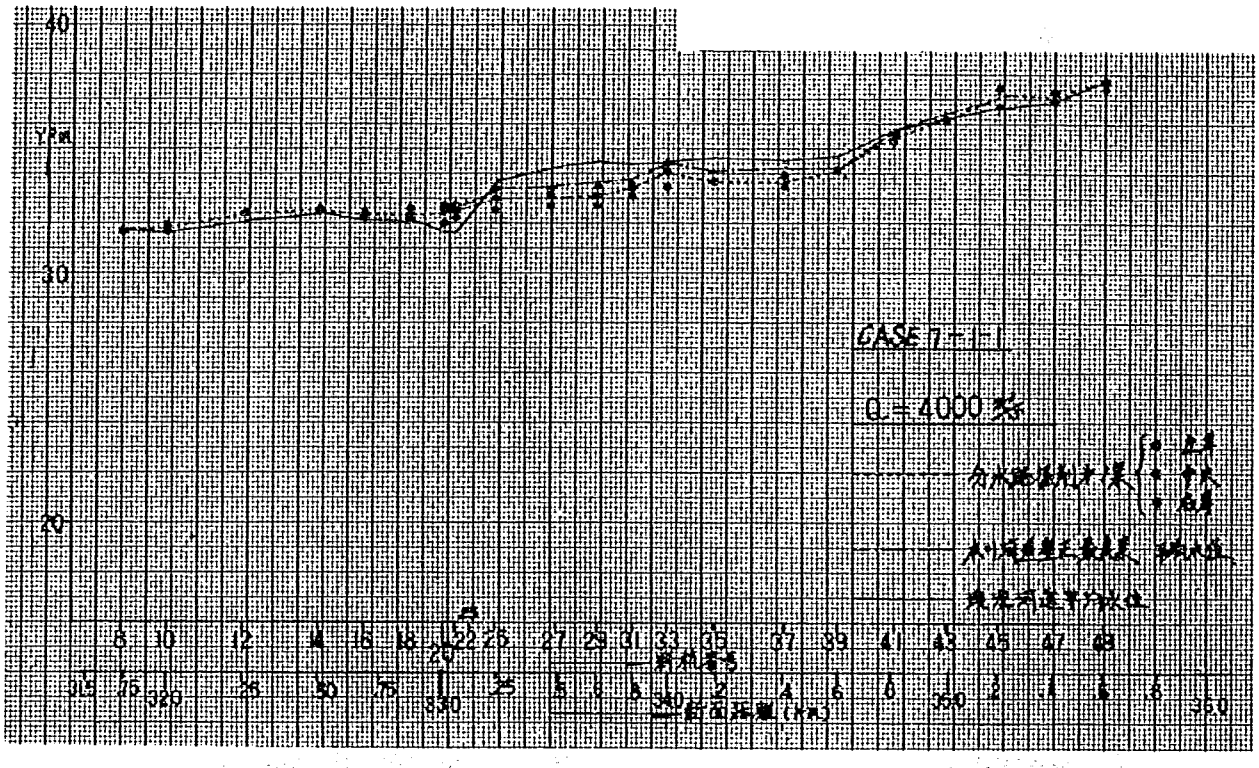
Q = 3000 m³/s
CASE 6-2



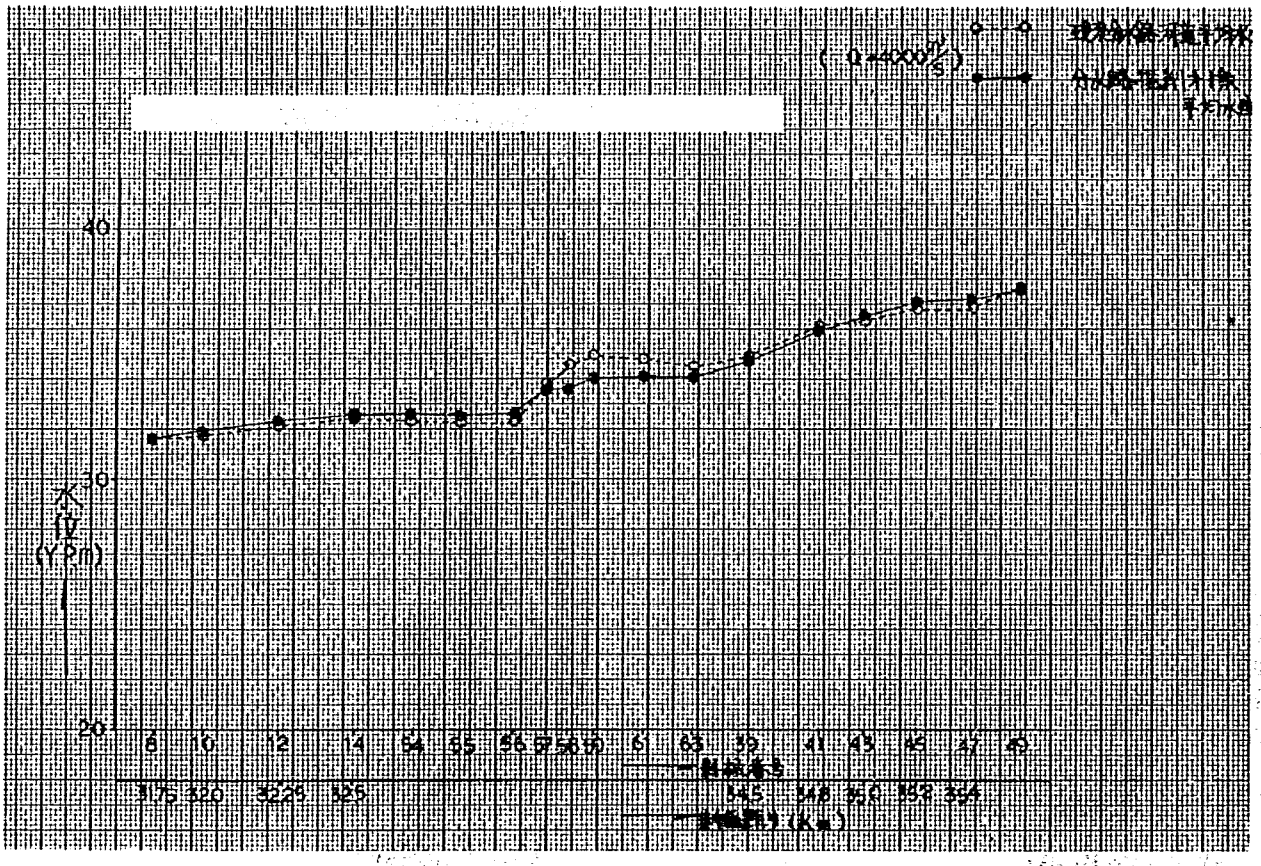
図―11.2.24 流　　況　　図 流頭部有り最良案



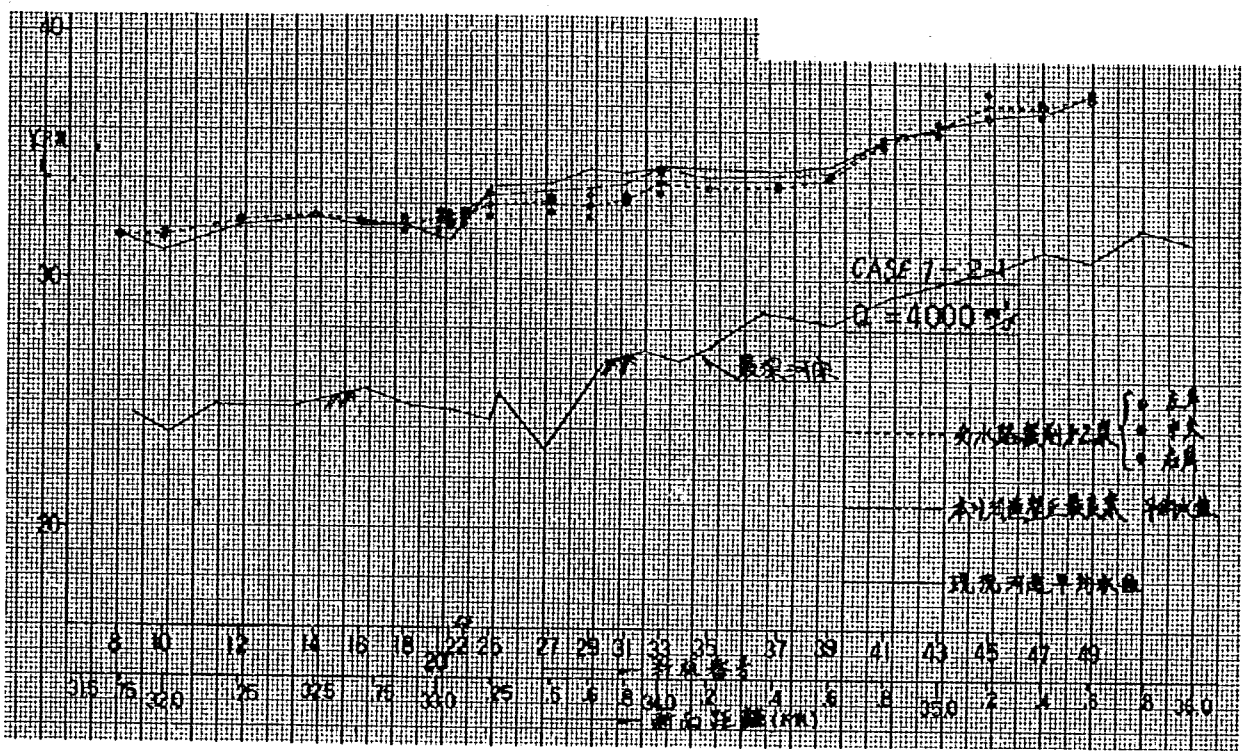
図―11.2.25 流　　況　　図 流頭部有り最良案



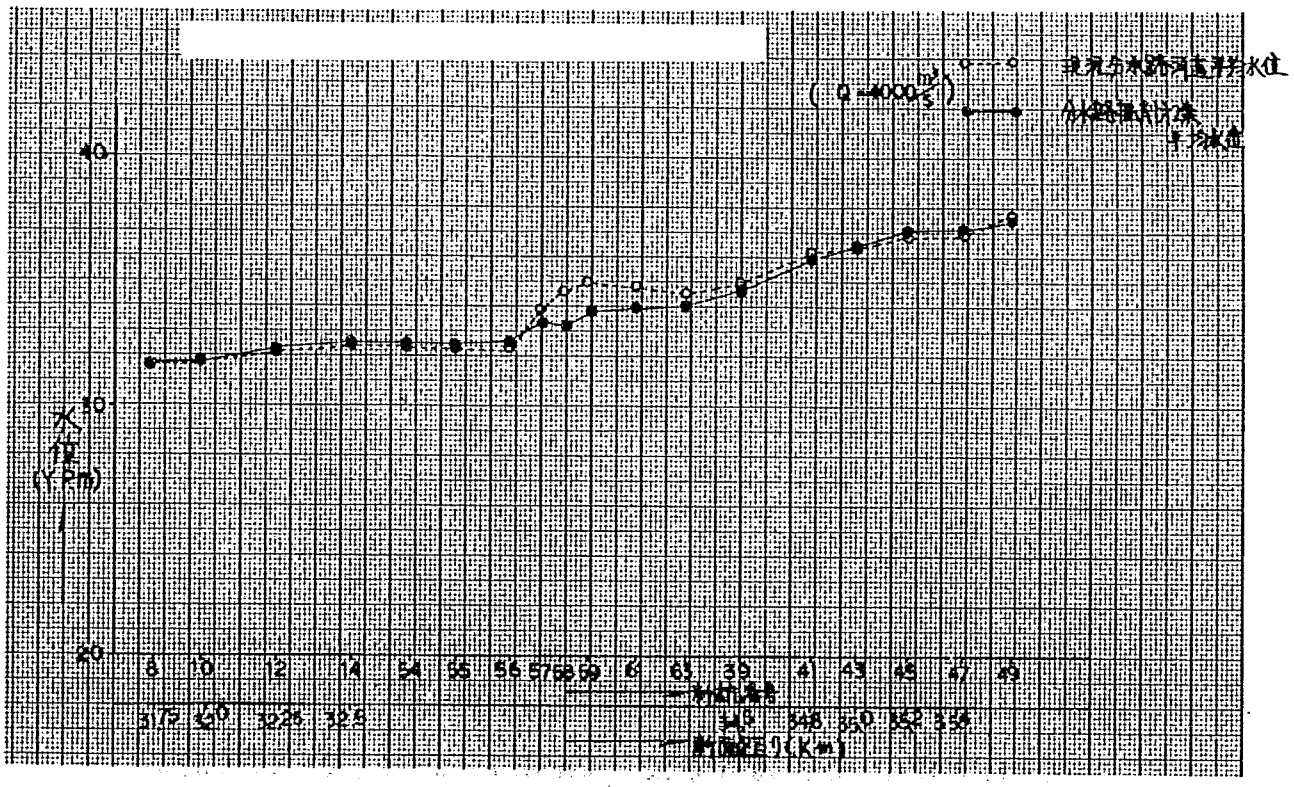
図－11.3.4(1)　本川水位縦断図　　分水路掘削第1案　本川河道整正最良案



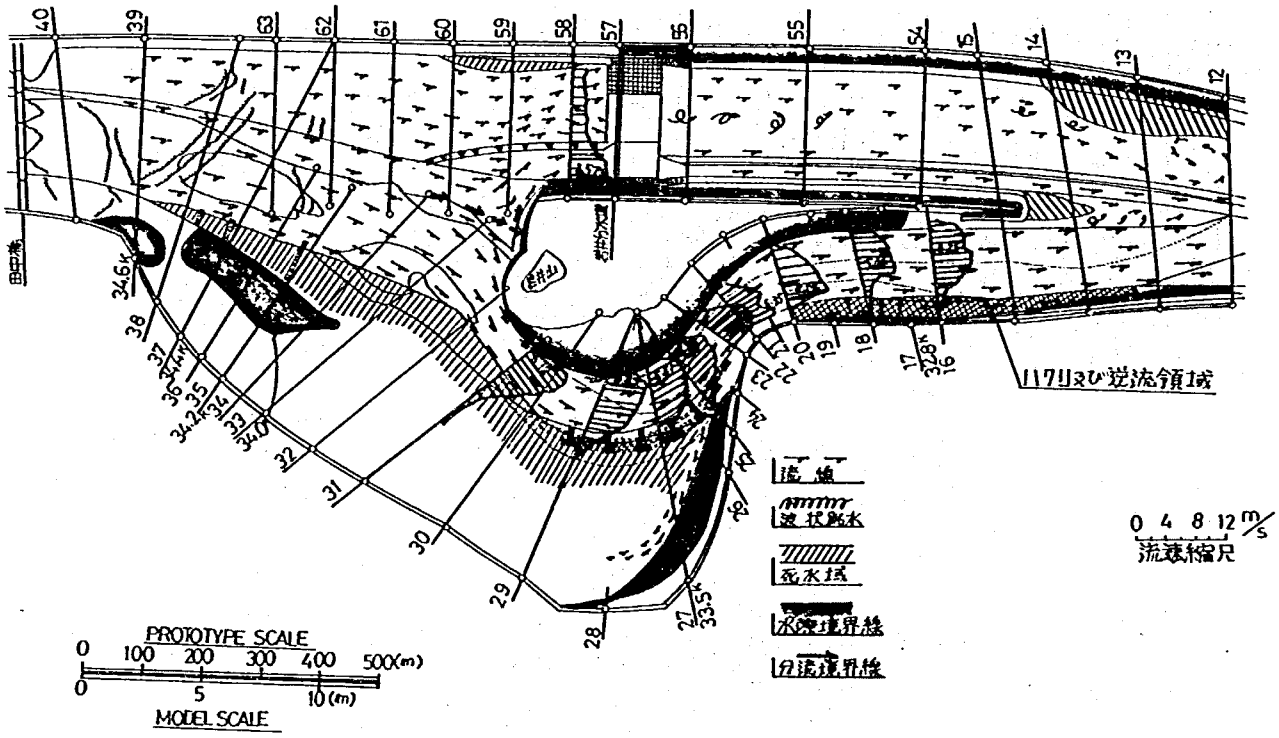
図－11.3.4(2)　分水路側水位縦断図



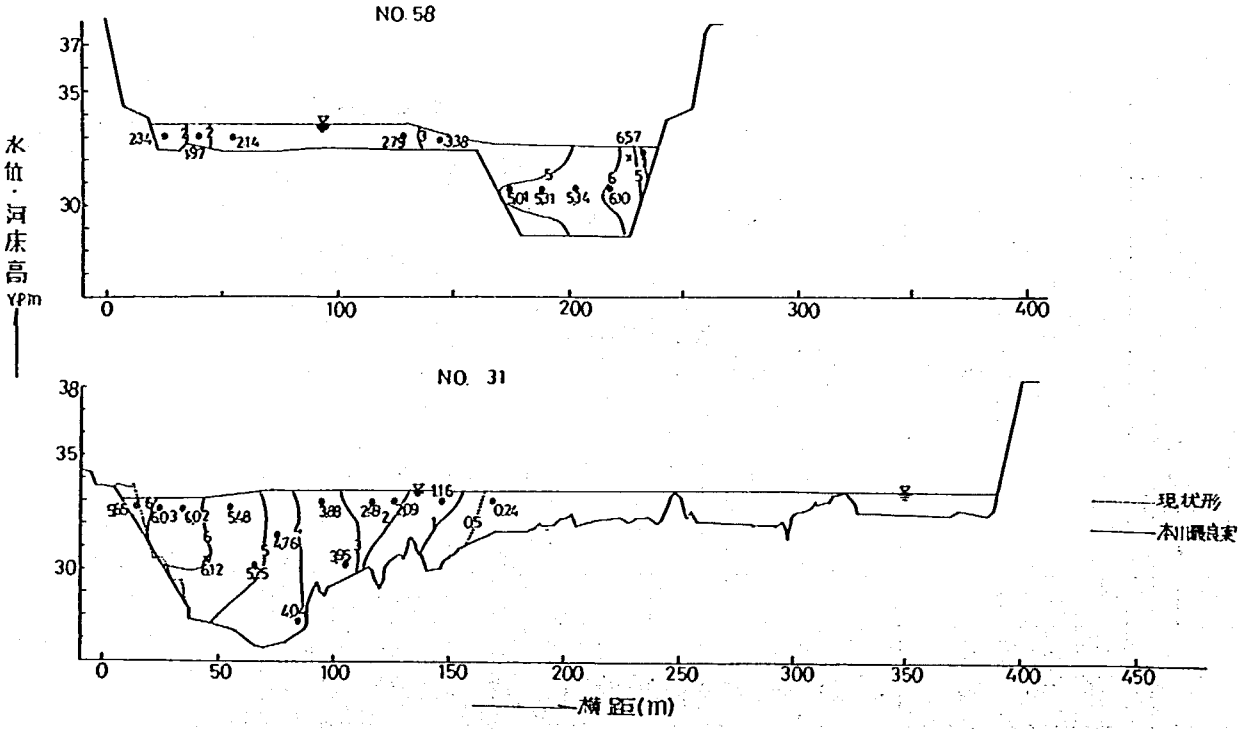
図－11.3.8　渡良瀬川水位縦断図　　分水路掘削第２案　本川河道整正最良案



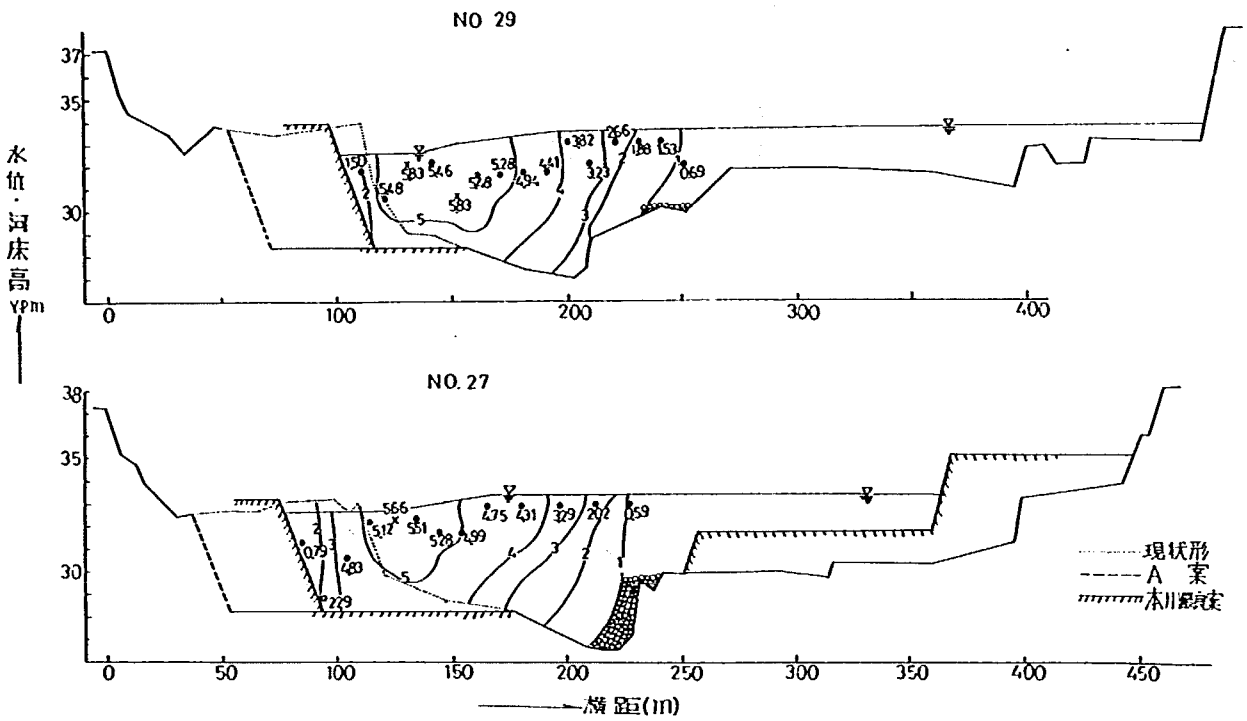
図－11.3.9　分水路側水位縦断図



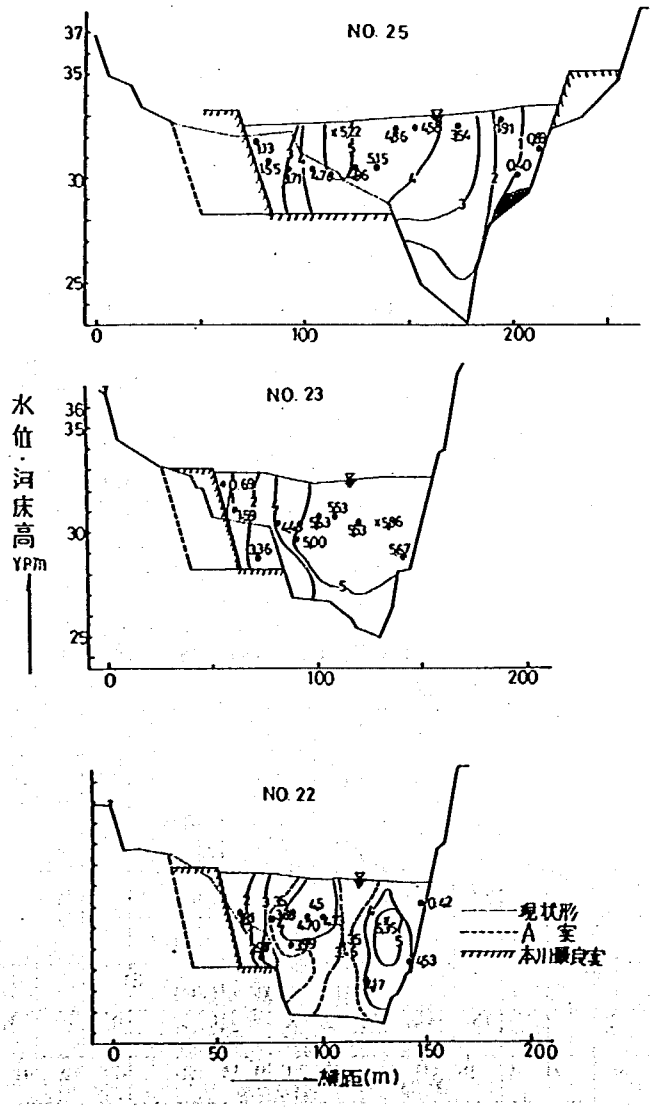
図－11.3.11 流　況　図　CASE 7－2－1 分水路掘削 第2案 $Q=4{,}000\ m^3/s$



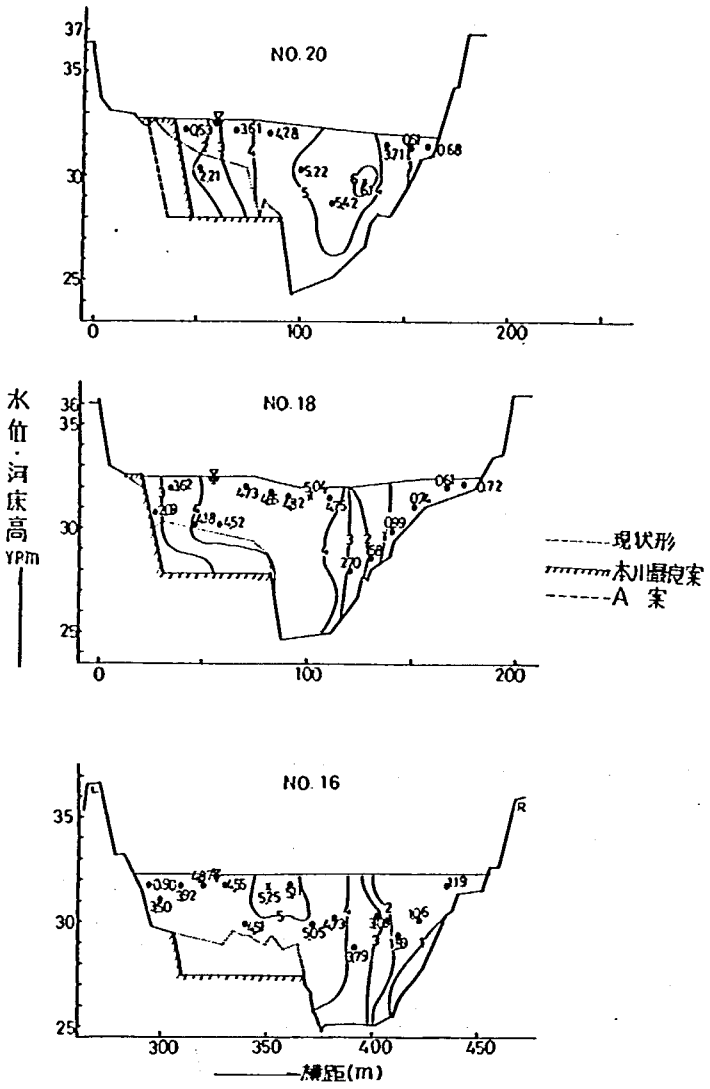
図－11.3.12(1) 等流速分布図　CASE 7－2－1　$Q=4{,}000\ m^3/s$



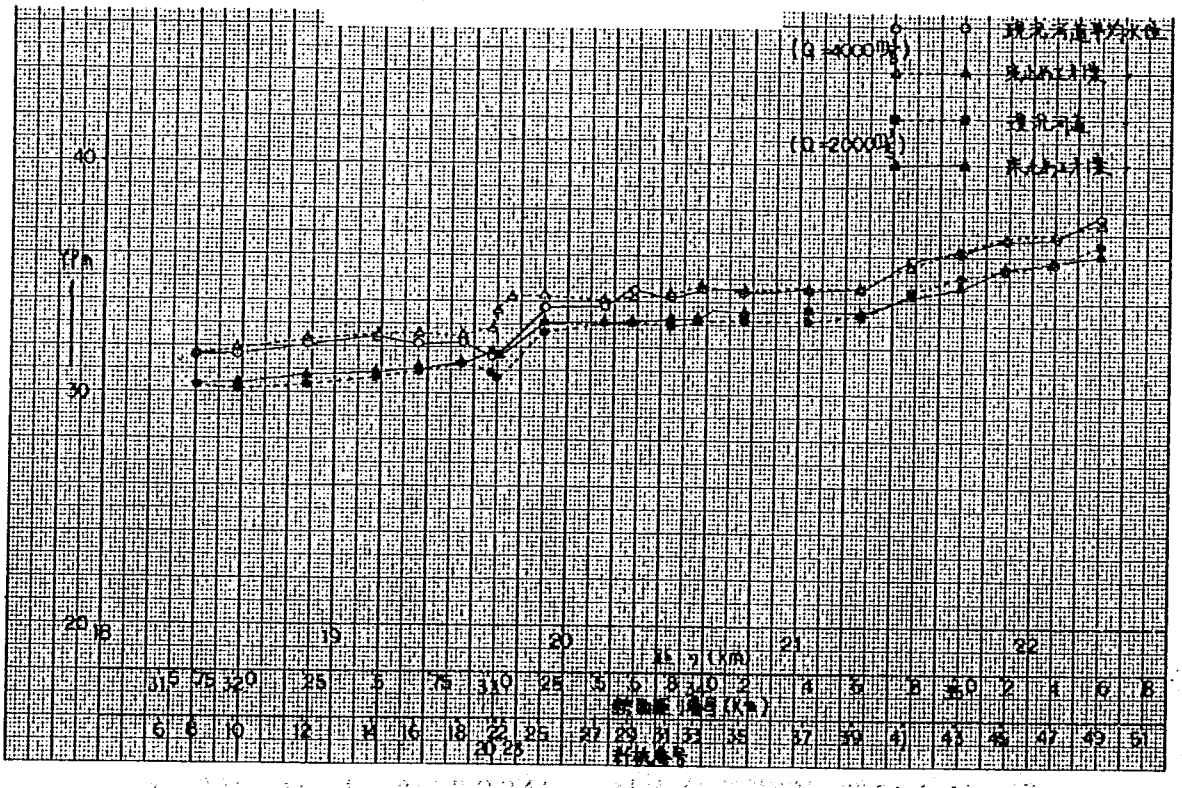
図－11.3.12(2) 等流速分布図　CASE 7－2－1　$Q=4{,}000\ m^3/s$



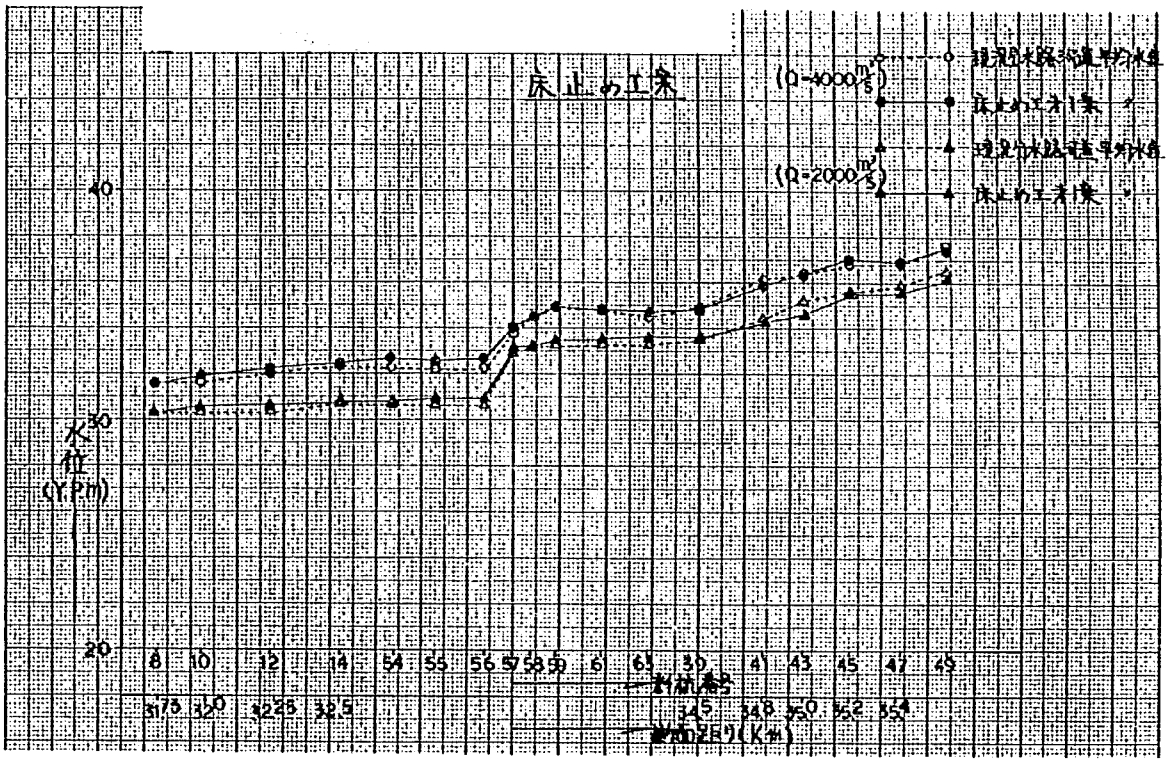
図－11.3.12(3) 等流速分布図　CASE 7－2－1　$Q=4{,}000\ m^3/s$



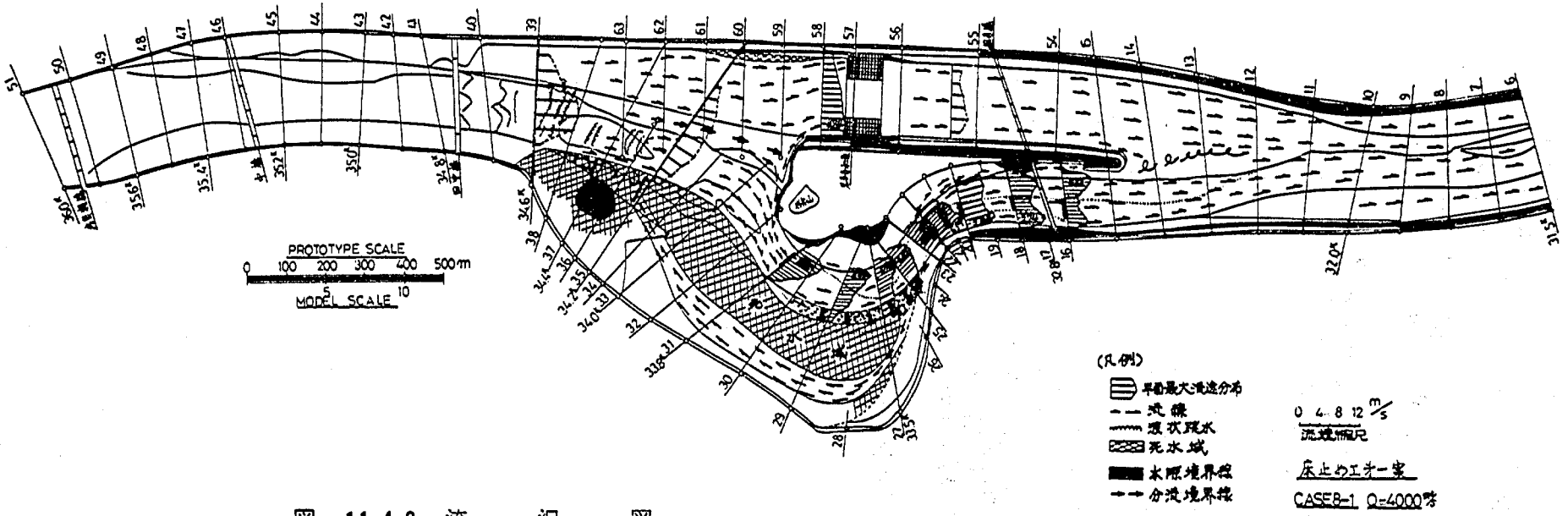
図－11.3.12(4) 等流速分布図　CASE 7－2－1　$Q=4{,}000\ m^3/s$



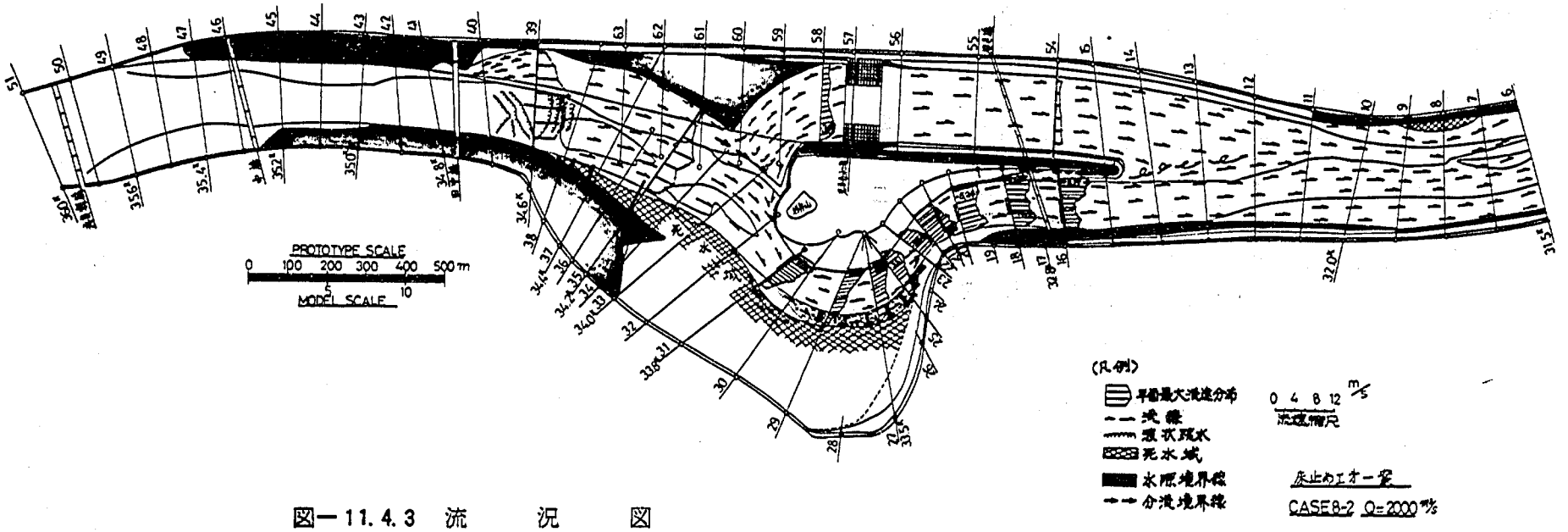
図－11.4.1(1) 本川水位縦断図



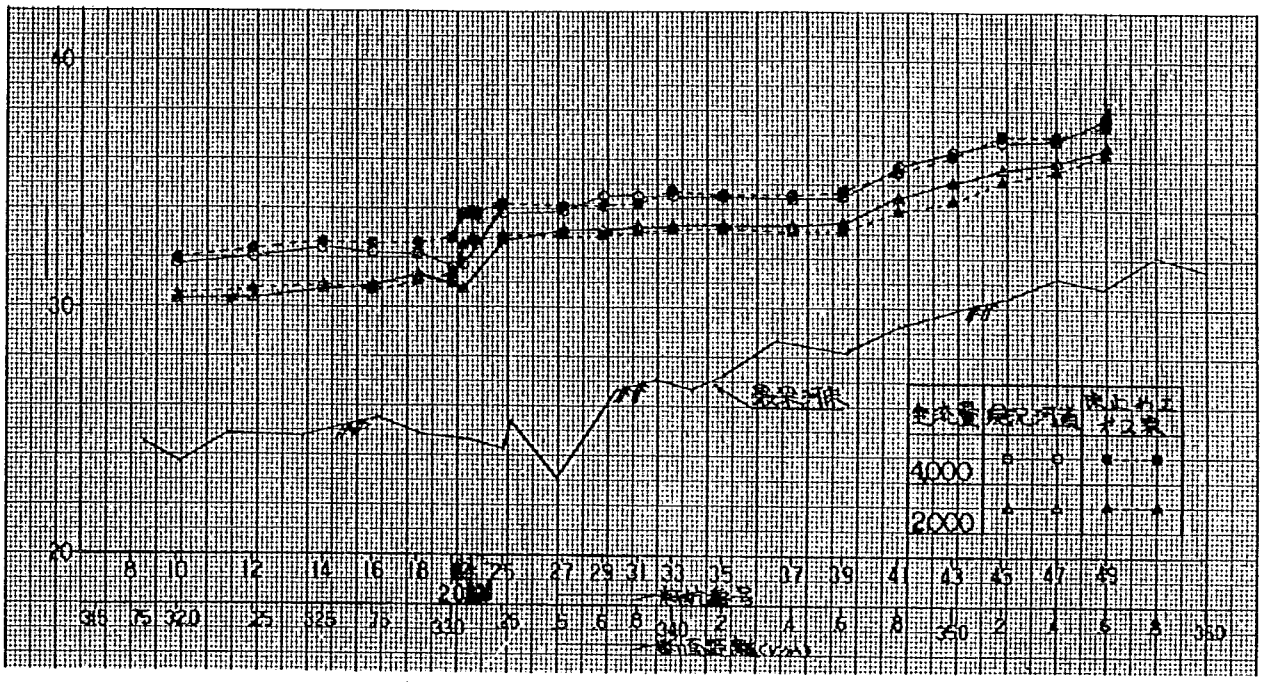
図－11.4.1(2) 分水路側水位縦断図　床止め工案



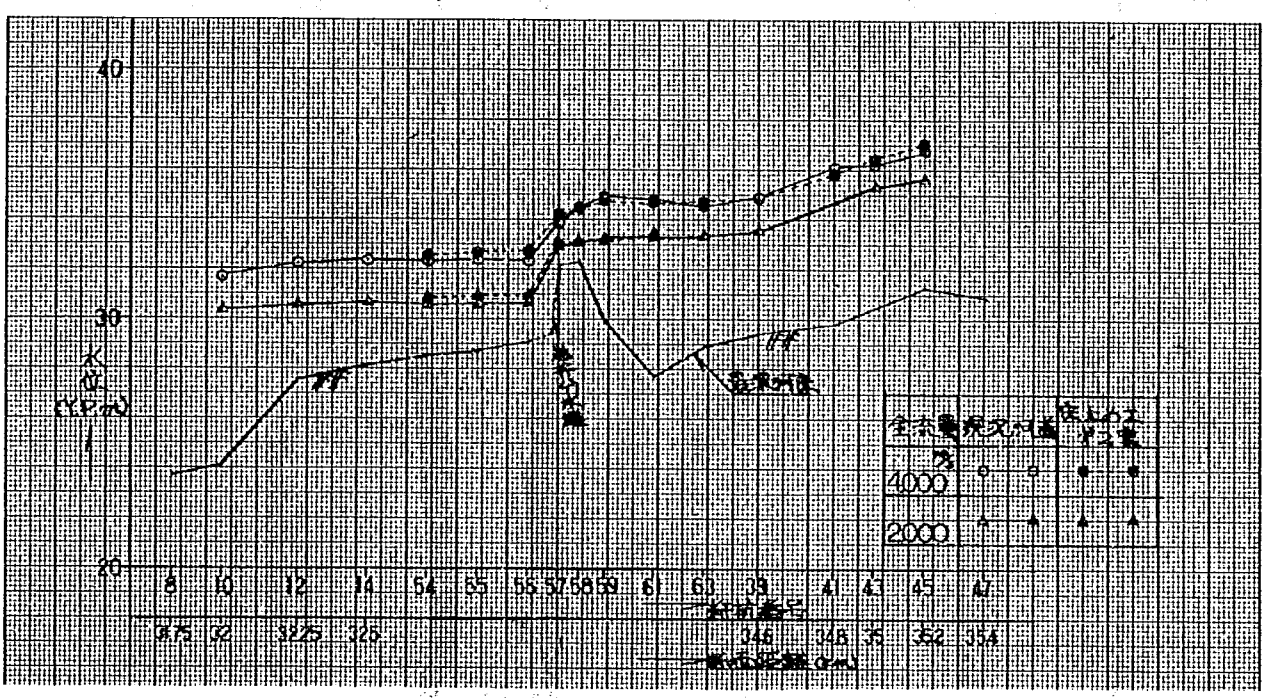
図－11.4.2 流　況　図



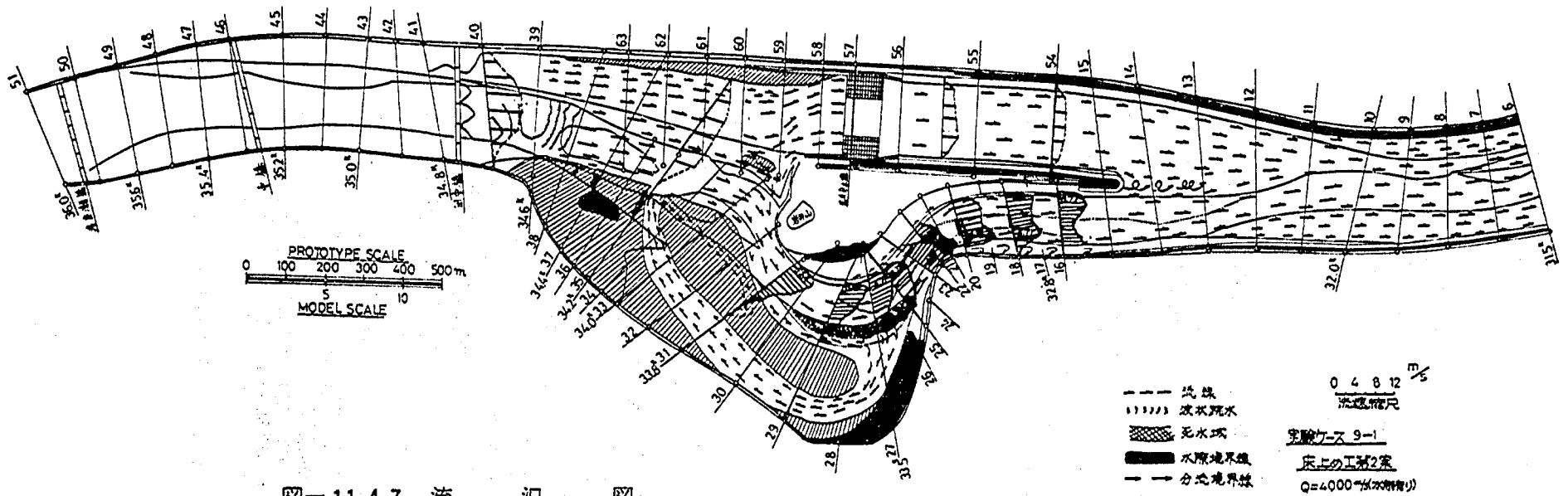
図－11.4.3 流　況　図



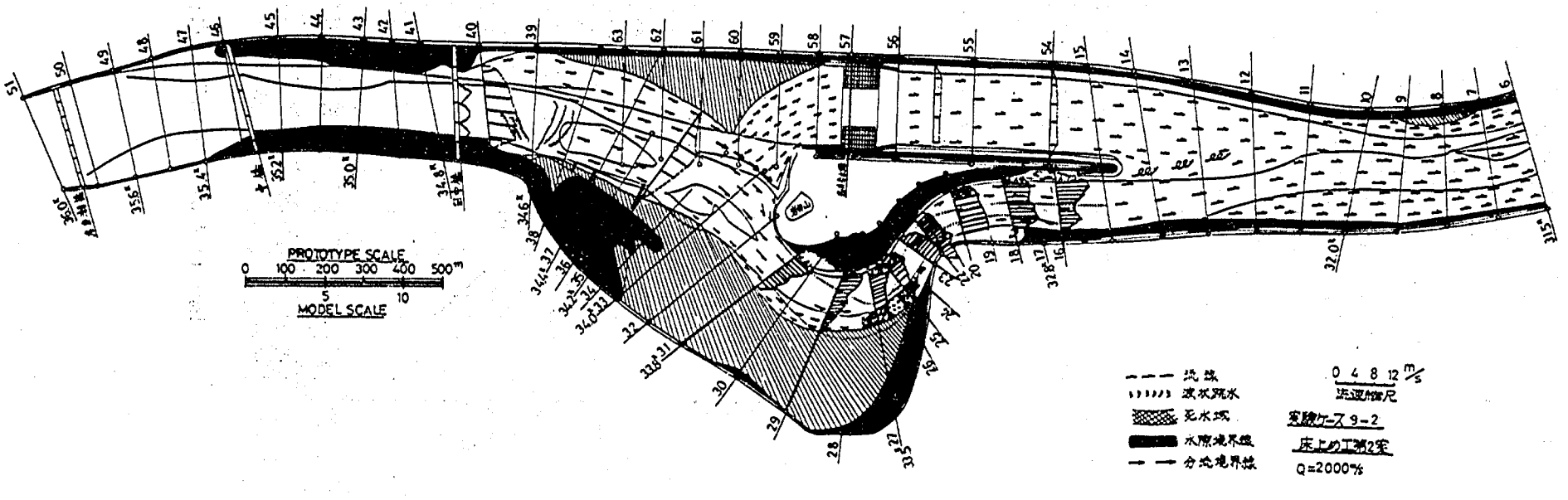
図－11.4.6(1) 本川水位縦断比較図　　（床止め工第２案）



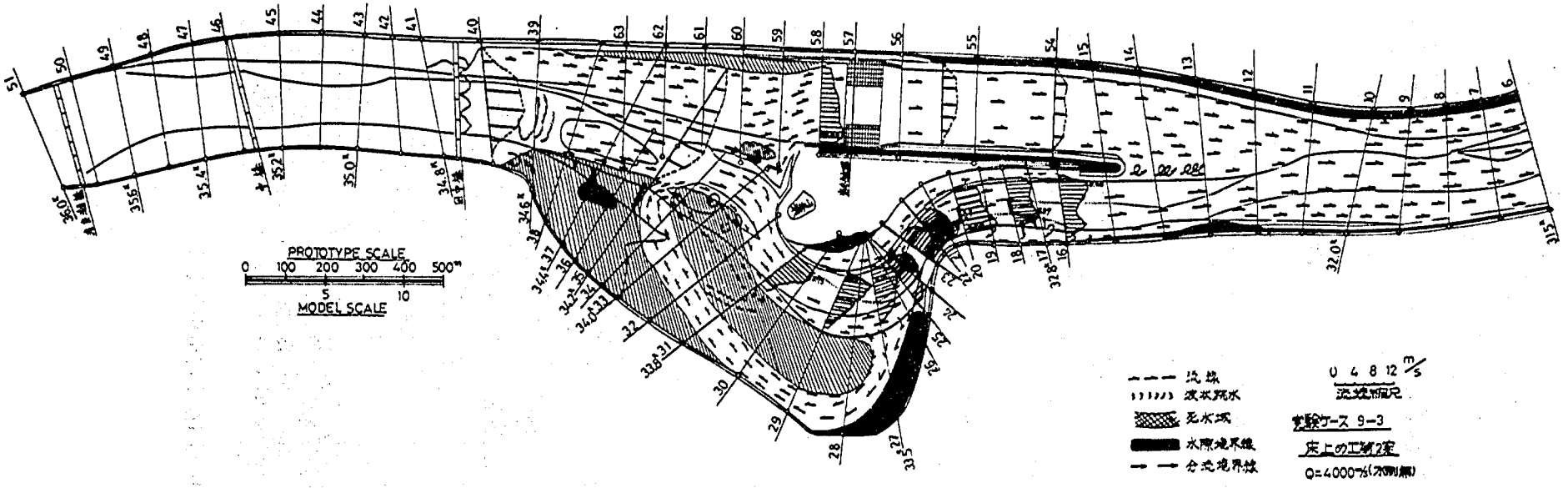
図－11.4.6(2) 分水路側水位縦断比較図　（床止め工第２案）



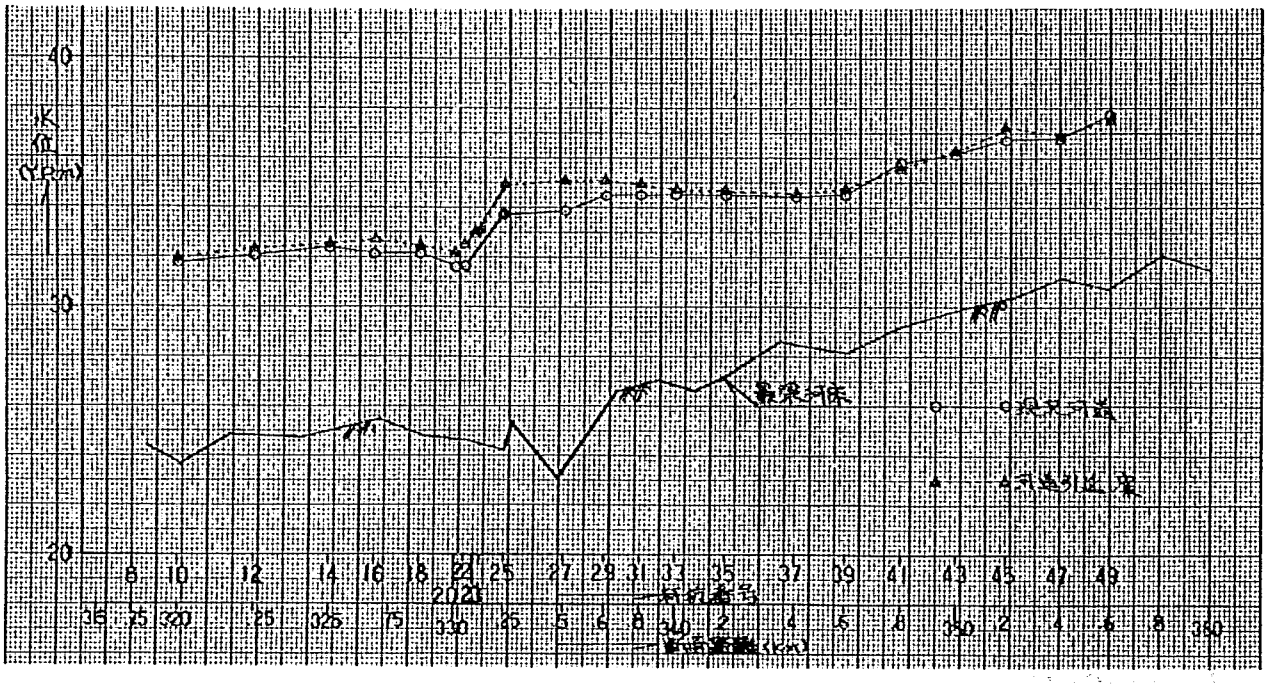
図—11.4.7 流　況　図



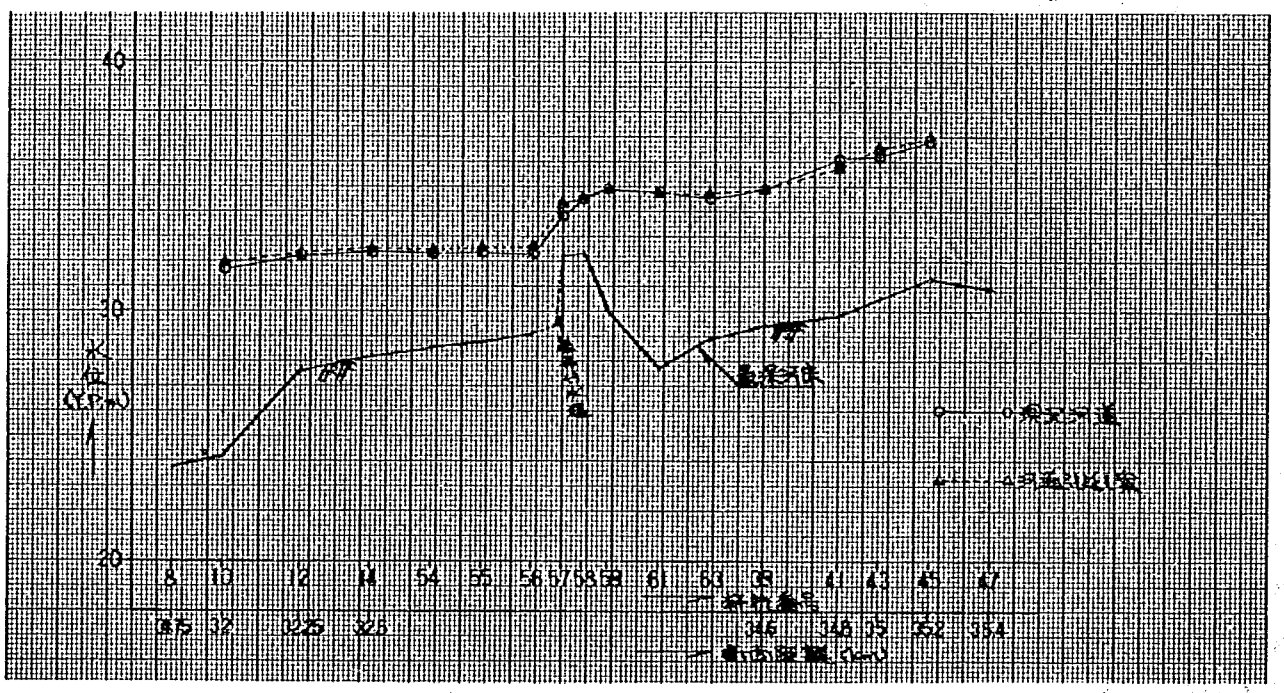
図—11.4.8 流　況　図


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500m
5 10
MODEL SCALE
流線
波状跳水
死水域
水際境界線
分流境界線
0 4 8 12 m/s
流速縮尺
実験ケース 9-3
床上の工制2案
Q=4000m³/s(プロト)

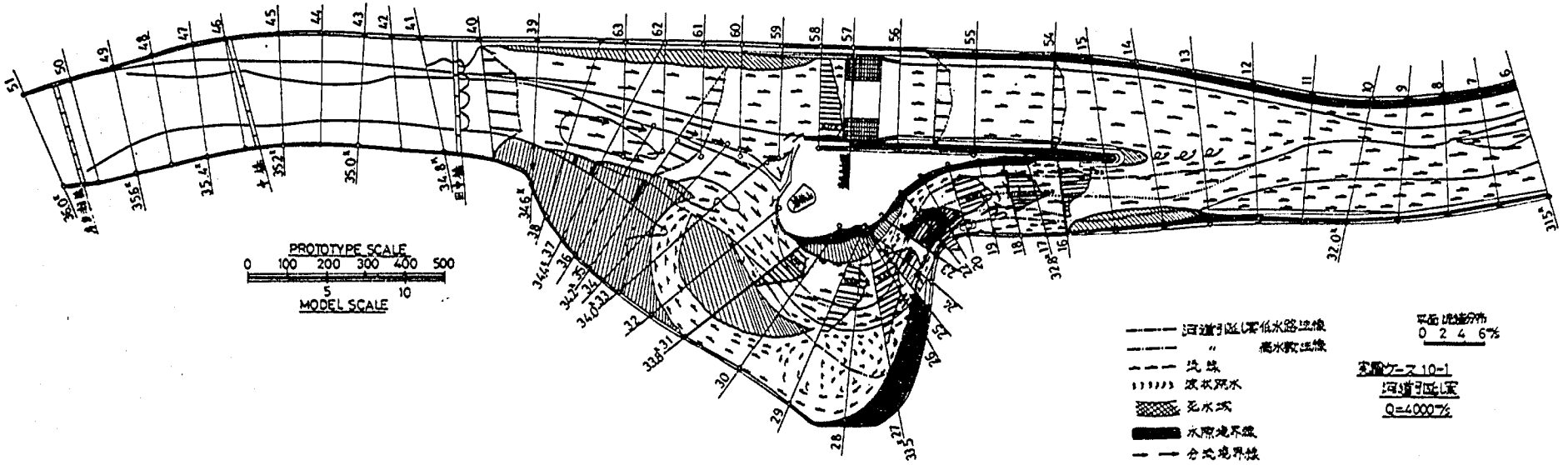
図－11.4.9 流　況　図



図－11.5.1　本川水位縦断比較図　（河道引延し案）　$Q = 4{,}000\,m^3/s$



図－11.5.2　分水路側水位縦断比較図（河道引延し案）


PROTOTYPE SCALE
0 100 200 300 400 500
5 10
MODEL SCALE
河道引延し(常低水路法線
〃 高水敷法線
流線
波状跳水
乱水域
水際境界線
合流境界線
平面流速分布
0 2 4 6%
実験ケース 10-1
河道引延し案
Q=4000㎥/s

図－11.5.3 流　況　図

渡良瀬川岩井地区
報告書

ISSN 0386—5878
土研資料 第 2201号
昭和60年 3月(1985年)

橋本 宏, 高橋 晃,
坂野 章, 加賀谷均

要 旨 渡良瀬川岩井地区における本川狭窄部の高流速およびそれに伴う局所洗掘等の諸対策と現況岩井分水路の分流機能回復案について，模型実験による水理的検討を行った結果について述べたものである。

キーワード 河道計画，分流，河床変動，局所洗掘，渡良瀬川

郵便はがき

40円切手をはって下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
河川研究室 行

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2201 号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属（住所）

氏　名　　印