ISSN 0386－5878
土木研究所資料第2345号

土木研究所資料

荒川第一調節池水理模型実験
報告書

昭和61年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1986) 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2345号昭和61年3月

荒川第一調節池水理模型実験報告書

河川研究室　橋本　宏
福岡捷二
浅野富夫
林　正男

要旨

荒川第一調節池は，洪水流量の低減と新規水資源の開発を目的としたものであって，河川研究室では昭和53年以来種々の模型実験を行ってきた。本報告は，これらの実験結果をとりまとめたものであって，11章より構成される。主な検討内容は，第一調節池建設に伴う本川諸水理量の把握，第一調節池間の諸水理量の把握，越流堤の越流係数・貯水池流入部の減勢方法等に関する詳細検討，暫定時における問題点の把握とその対策に関する検討等である。

キーワード：荒川，調節池，河道計画。

序

荒川第一調節池は，洪水流量の低減を目的とした治水施設としての機能だけでなく，1.5 m^3/sの新規水資源の開発，下水処理水の浄化による維持用水2 m^3/sの開発等を目的とした多目的な機能を有するものであって，荒川左岸高水敷上の横堤の先端を囲繞堤により連結するとともに，新たに高水敷の掘削を行い，容量1000万m^3の貯水池を建設することにより，その目的を達成しようとするものである。調節池群による調節効果の検討にあたっては，不定流計算が有効な手段となるが，本改修計画にとって調節池群による洪水調節機能は極めて重大であり，機能設計の妥当性を判定する場合，模型実験による確認は大きな意味をもっている。とくに，計算の実施にあたって必要となる諸係数については，模型実験に負うところが大きく，また洪水流況の検討においても，模型実験は，計算に較べ，精度・費用の点で優れている。

このような状況に鑑み，土木研究所においては，昭和53年以来，縮尺1／100の模型を初め，種々の抽出模型を用いて，以下の内容を目的として，種々の検討を加えてきた。

現況河道における諸水理量と流況の把握

第一調節池建設に伴う本川諸水理量と流況の把握

第一調節池内の諸水理量と流況の把握

越流堤・鴨川左岸堤・貯水池流入部等に関する詳細検討

暫定時における問題点の把握とその対策に関する検討

本報告書は，昭和54年度から昭和59年度にかけて実施した実験的検討をとりまとめたものである。

なお，本実験の実施にあたっては，以下の方々が関係された。ここに記して，その労を犒いたい。

宇都宮大学教授　須賀堯三博士（昭和53年～58年：室長）

河川情報センター　山本晃一博士（昭和53年～56年：主任研究員）

沖縄開発庁　徳永敏朗氏　（昭和53年～55年：技官）

さらに，実験の遂行にあたっては，荒川上流工事事務所の関係各位からも助力を得たことを記し，感謝の意を表す。

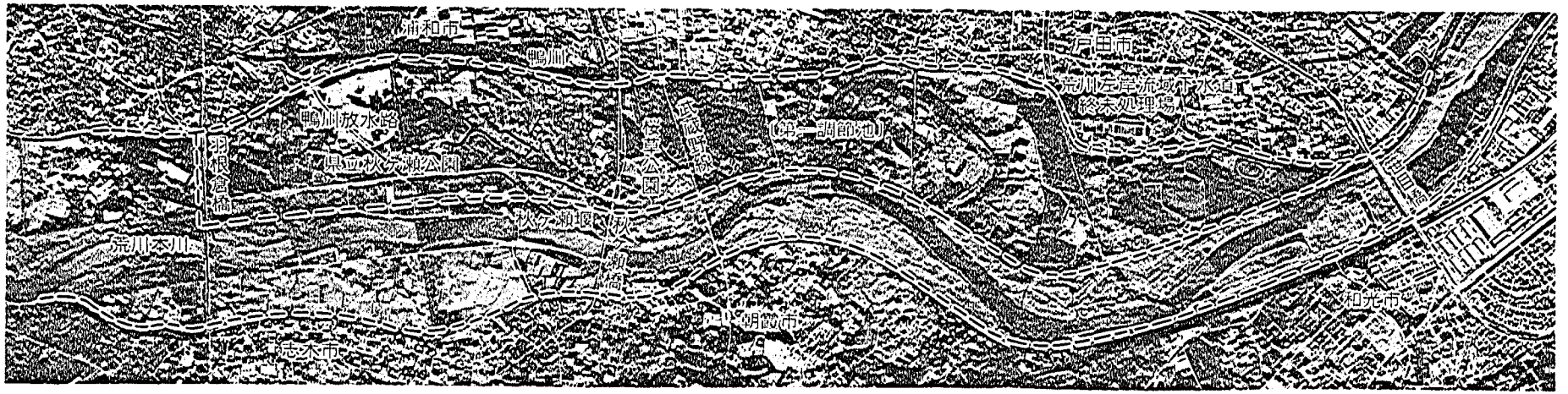
昭和61年3月

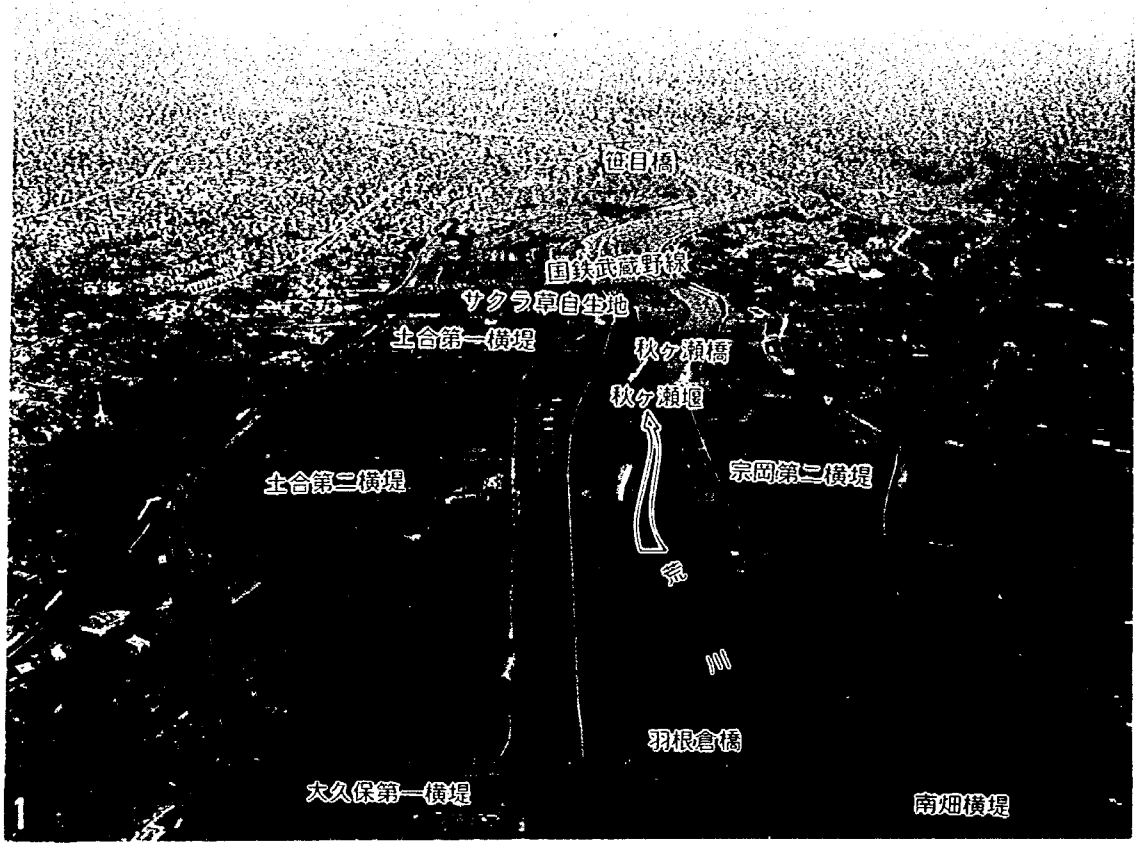
橋本　宏

福岡捷二

浅野富夫

林　正男


浦和市
鴨川
鴨川放水路
県立秋ヶ瀬公園
秋ヶ瀬堰
秋ヶ瀬橋
荒川本川
志木市
武蔵野
公園
第一調節池
戸田市
荒川左岸流域下水道
終末処理場
和光市
朝霞市


世目橋
国鉄武蔵野線
サクラ草自生地
土合第一横堤
秋ヶ瀬橋
秋ヶ瀬堰
土合第二横堤
宗岡第二横堤
荒
川
羽根倉橋
大久保第一横堤
南畑横堤
1


秋ヶ瀬堰
秋ヶ瀬橋
国鉄武蔵野線
荒
川
世目橋
7

目　　次

1. 序　論 …… 1
1.1 荒川の概要 …… 1
1.2 荒川上流改修工事の経緯 …… 1
1.3 河道調節池化計画 …… 3
1.4 模型実験の目的と経緯 …… 8
2. 模型実験 …… 11
2.1 相似律 …… 11
2.2 模型及び実験の概要 …… 12
3. 検証実験 …… 40
3.1 荒川の粗度係数 …… 40
3.2 検証実験Ⅰ …… 40
3.3 検証実験Ⅱ …… 41
3.4 検証実験Ⅲ …… 42
4. 現況河道の特性 …… 49
4.1 現況河道の水理量と流況 …… 49
4.2 現況河道における横堤の効果 …… 49
4.3 現況河道における田島ケ原付近の流況 …… 50
5. 計画河道の本川水位と流況 …… 78
5.1 囲繞堤設置に伴う本川水位の変化 …… 78
5.2 囲繞堤設置に伴う本川流況の変化 …… 80
5.3 囲繞堤設置の影響に関するまとめ …… 83
6. 調節池内流況 …… 153
6.1 計画原案 …… 153
6.2 土合第二横堤1/2撤去案 …… 155
6.3 土合第二横堤全撤去案 …… 155
6.4 池内改造第1次案 …… 155
6.5 田島ケ原小堤設置案 …… 157
6.6 池内改造第2次案 …… 160
6.7 田島ケ原付近の流況 …… 161
6.8 鴨川左岸堤高と貯水池流入流況 …… 165
6.9 池内流況に関するまとめ …… 168
7. 調節池内構造物の越流特性 …… 248
7.1 越流堤 …… 248
7.2 鴨川左岸堤 …… 251
7.3 貯水池流入部 …… 251

8. 不定流実験による総合的検討 …… 387
8.1 はじめに …… 387
8.2 流況と水位・流量の変化特性 …… 388
8.3 粗度係数の影響 …… 393
8.4 下流河道の改修条件の影響 …… 401
8.5 越流堤天端高の影響 …… 404
8.6 洪水波形の影響 …… 408
8.7 まとめ …… 411
9. 暫定時における流況 …… 474
9.1 囲繞堤5箇所暫定時 …… 474
9.2 囲繞堤5箇所暫定時第2案及び第3案 …… 475
9.3 囲繞堤4箇所暫定時 …… 475
9.4 下流排水門暫定時 …… 476
10. 結 論 …… 512

図 表 一 覧 表

図1－1	荒川流域図	1
表1－1	調節池の諸元	3
図1－2	荒川流路変遷	2
図1－3	改訂前（昭和40年計画）流量配分図	2
図1－4	改訂流量配分図	2
図1－5	調節背水計算フローチャート	4
図1－6	調節背水計算解説図	4
図1－7	モデルハイドロ図	5
図1－8	調節池化概念図	5
図1－9	荒川第一調節池付近平面図	6
図1－10	横断模式図	6
図1－11	貯水池容量配分図	5
図1－12	総合開発事業の主要施設模式図	7
図1－13	調節池主要施設模式図	7
表2－1	各種水理量の縮尺	13
図2－1	縮尺1/100の大型模型	37
図2－2	モルタル・ブロック製水路	37
図2－3	二次元水路	38
図2－4	蛇行水路	39
表2－2	検証実験の実験条件	14
表2－3	現況実験の実験条件	15
表2－4	本川流況に関する実験条件	16
表2－5	調節池内流況に関する実験条件	20
表2－6	調節池構造物に関する実験条件（その1～その7）	23
表2－7	不定流による総合的検討	33
表2－8	暫定時に関する実験条件	35

図３－１　荒川の現況粗度係数 …… 44
図３－２　検証実験Ｃ－１－１，Ｃ－１－２，Ｃ－１－３の水位縦断 …… 45
表３－１　検証実験Ｃ－１－１の粗度係数 …… 43
表３－２　検証実験Ｃ－１－２の粗度係数 …… 43
図３－３　検証実験Ｃ－２－１の水位（粗度調整前） …… 46
図３－４　検証実験Ｃ－２－１の水位（粗度調整後） …… 46
図３－５　検証実験Ｃ－２－２の水位 …… 47
図３－６　検証実験Ｃ－３－１の水位 …… 47
図３－７　検証実験Ｃ－３－２の水位 …… 48
図３－８　検証実験Ｃ－３－３の粗度係数（流量6200 m³/s） …… 48
図４－１　検証実験Ｃ－１－１（Ｑ＝7000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 51
図４－２　検証実験Ｃ－１－２（Ｑ＝4500 m³/s）における横断面内流速分布 …… 55
図４－３　検証実験Ｃ－１－３（Ｑ＝2000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 59
図４－４　検証実験Ｃ－１－１（Ｑ＝7000 m³/s）における流況 …… 63
図４－５　検証実験Ｃ－１－２（Ｑ＝4500 m³/s）における流況 …… 63
図４－６　検証実験Ｃ－１－３（Ｑ＝2000 m³/s）における流況 …… 65
図４－７　現況実験Ａ－１－１（Ｑ＝7000 m³/s）における水位 …… 66
図４－８　現況実験Ａ－１－２（Ｑ＝4500 m³/s）における水位 …… 67
図４－９　現況実験Ａ－１－１（Ｑ＝7000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 68
図４－10　現況実験Ａ－１－２（Ｑ＝4500 m³/s）における横断面内流速分布 …… 72
図４－11　現況実験Ａ－１－１（Ｑ＝7000 m³/s）における流況 …… 76
図４－12　現況実験Ａ－１－２（Ｑ＝4500 m³/s）における流況 …… 76
図４－13　現況実験Ａ－２（Ｑ＝7000 m³/s）における水位・流速 …… 77

図5－1　本川流況実験シリーズPW_1－－1（Q＝7000 m³/s）における水位 …… 87
図5－2　本川流況実験シリーズPW_1－－2（Q＝4500 m³/s）における水位 …… 87
表5－1　囲繞堤設置による水位上昇量（m） …… 79
図5－3　横堤撤去に伴う越流堤周辺の水位変化 …… 88
図5－4　本川流況実験PW_1－1－1（Q＝7000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 89
図5－5　本川流況実験PW_1－1－2（Q＝4500 m³/s）における横断面内流速分布 …… 94
図5－6　本川流況実験PW_1－2－1（Q＝7000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 96
図5－7　本川流況実験PW_1－2－2（Q＝4500 m³/s）における横断面内流速分布 …… 102
図5－8　本川流況実験PW_1－3－1（Q＝7000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 105
図5－9　本川流況実験PW_1－3－2（Q＝4500 m³/s）における横断面内流速分布 …… 108
図5－10　本川流況実験PW_1－4－1（Q＝7000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 111
図5－11　本川流況実験PW_1－4－2（Q＝4500 m³/s）における横断面内流速分布 …… 114
図5－12　本川流況実験PW_1－5－1（Q＝7000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 117
図5－13　本川流況実験PW_1－5－2（Q＝4500 m³/s）における横断面内流速分布 …… 120
図5－14　本川流況実験PW_1－6－1（Q＝7000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 123
図5－15　本川流況実験PW_1－6－2（Q＝4500 m³/s）における横断面内流速分布 …… 126
図5－16　本川流況実験PW_1－1－1（Q＝7000 m³/s）における流況 …… 129
図5－17　本川流況実験PW_1－1－2（Q＝4500 m³/s）における流況 …… 129
図5－18　本川流況実験PW_1－2－1（Q＝7000 m³/s）における流況 …… 131
図5－19　本川流況実験PW_1－2－2（Q＝4500 m³/s）における流況 …… 131
図5－20　本川流況実験PW_1－3－1（Q＝7000 m³/s）における流況 …… 132
図5－21　本川流況実験PW_1－3－2（Q＝4500 m³/s）における流況 …… 132
図5－22　本川流況実験PW_1－4－1（Q＝7000 m³/s）における流況 …… 133
図5－23　本川流況実験PW_1－4－2（Q＝4500 m³/s）における流況 …… 133
図5－24　本川流況実験PW_1－5－1（Q＝7000 m³/s）における流況 …… 134
図5－25　本川流況実験PW_1－5－2（Q＝4500 m³/s）における流況 …… 134
図5－26　本川流況実験PW_1－6－1（Q＝7000 m³/s）における流況 …… 135
図5－27　本川流況実験PW_1－6－2（Q＝4500 m³/s）における流況 …… 135
図5－28　本川流況実験PW_3－1－1（Q＝7000 m³/s）における横断面内流速分布 …… 136
図5－29　本川流況実験PW_3－1－2（Q＝4500 m³/s）における横断面内流速分布 …… 139
図5－30　本川流況実験PW_3－1－1（Q＝7000 m³/s）における流況 …… 143
図5－31　本川流況実験PW_3－1－2（Q＝4500 m³/s）における流況 …… 143
表5－2　横断面内最大平均流速の比較 …… 79
図5－32　根固め水制工配置図 …… 145
表5－3　右岸本堤沿いの流速比較 …… 82
図5－33　本川流況実験PW_3－2（Q＝7000 m³/s）における右岸本堤近傍流速 …… 147
図5－34　囲繞堤設置による河道条件の分類 …… 149
表5－4　第一調節池建設が本川へ与える影響評価に用いられる実験ケース …… 83

図5 -35　第1調節池建設が本川水位へ与える影響 …… 150
図5 -36　第1調節池建設に伴う本川水位の変化と上流流量との関係 …… 151
表5 - 5　第一調節池建設が本川断面内最大流速に与える影響 …… 85
図5 -37　本川内最大流速縦断図 …… 152
図5 -38　本川内最大流速増加率縦断図 …… 152
表5 - 6　第一調節池建設が本川流速に与える影響 …… 86

図６－１　調節池内流況実験ＰＲ－１－１における水位 …… 170
図６－２　調節池内流況実験ＰＲ－１－２における水位 …… 171
図６－３　調節池内流況実験ＰＲ－１－１ａにおける流況 …… 172
図６－４　調節池内流況実験ＰＲ－１－１ｂにおける流況 …… 172
図６－５　調節池内流況実験ＰＲ－１－２ａにおける流況 …… 173
図６－６　調節池内流況実験ＰＲ－１－２ｂにおける流況 …… 173
図６－７　調節池内流況実験ＰＲ－１－③における水位時間曲線 …… 174
図６－８　調節池内流況実験ＰＲ－１－④における水位時間曲線 …… 175
図６－９　調節池内流況実験ＰＲ－１－③における流況 …… 176
図６－10　調節池内流況実験ＰＲ－１－④における流況 …… 176
図６－11　調節池内流況実験ＰＲ－１－⑤における水位・流量時間曲線 …… 177
図６－12　調節池内流況実験ＰＲ－１－⑤における流況 …… 178
図６－13　調節池内流況実験ＰＲ－２における水位 …… 179
図６－14　調節池内流況実験ＰＲ－２－１における流況 …… 180
図６－15　調節池内流況実験ＰＲ－２－２における流況 …… 180
図６－16　調節池内流況実験ＰＲ－３における水位 …… 181
図６－17　調節池内流況実験ＰＲ－３－１における流況 …… 182
図６－18　調節池内流況実験ＰＲ－３－２における流況 …… 182
図６－19　調節池内流況実験ＰＲ－４における水位 …… 183
図６－20　調節池内流況実験ＰＲ－４－１における流況 …… 184
図６－21　調節池内流況実験ＰＲ－４－２における流況 …… 184
図６－22　調節池内流況実験ＰＲ－４－３における流況 …… 185
図６－23　調節池内流況実験ＰＲ－４－④における水位・流量時間曲線 …… 187
図６－24　調節池内流況実験ＰＲ－４－④における流況 …… 189
図６－25　鴨川排水門付近平面図 …… 191
図６－26　下流排水門付近平面図 …… 191
図６－27　調節池内流況実験ＰＲ－４－⑤における水位・流量時間曲線 …… 192
図６－28　調節池内流況実験ＰＲ－４－⑤における流況 …… 193
図６－29　調節池内流況実験ＰＲ－４－⑥における水位・流量時間曲線 …… 194
図６－30　調節池内流況実験ＰＲ－４－⑥における排水門付近の流速 …… 195
図６－31　調節池内流況実験ＰＲ－４－⑥における流況 …… 196
図６－32　調節池内流況実験ＰＲ－５－１における水位 …… 197
図６－33　調節池内流況実験ＰＲ－５－②における水位・流量時間曲線 …… 198
図６－34　調節池内流況実験ＰＲ－５－③における水位・流量時間曲線 …… 199
図６－35　調節池内流況実験ＰＲ－５－④における水位・流量時間曲線 …… 200
図６－36　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑤における水位・流量時間曲線 …… 201
図６－37　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑥における水位・流量時間曲線 …… 202
図６－38　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑦における水位・流量時間曲線 …… 203

図６－39　調節池内流況実験ＰＲ－５－②における流速時間曲線 …… 204
図６－40　調節池内流況実験ＰＲ－５－③における流速時間曲線 …… 204
図６－41　調節池内流況実験ＰＲ－５－④における流速時間曲線 …… 205
図６－42　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑤における流速時間曲線 …… 205
図６－43　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑥における流速時間曲線 …… 206
図６－44　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑦における流速時間曲線 …… 206
図６－45　調節池内流況実験ＰＲ－５－１における流況 …… 207
図６－46　調節池内流況実験ＰＲ－５－②における流況（流入期）…… 207
図６－47　調節池内流況実験ＰＲ－５－②における流況（排水期）…… 209
図６－48　調節池内流況実験ＰＲ－５－③における流況（流入期）…… 209
図６－49　調節池内流況実験ＰＲ－５－③における流況（排水期）…… 211
図６－50　調節池内流況実験ＰＲ－５－④における流況（流入期）…… 211
図６－51　調節池内流況実験ＰＲ－５－④における流況（排水期）…… 213
図６－52　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑤における流況（流入期）…… 213
図６－53　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑤における流況（排水期）…… 215
図６－54　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑥における流況（流入期）…… 215
図６－55　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑥における流況（排水期）…… 217
図６－56　調節池内流況実験ＰＲ－５－⑦における流況 …… 217
図６－57　調節池内流況実験ＰＲ－６－１における水位 …… 219
図６－58　調節池内流況実験ＰＲ－６－１における流況 …… 219
図６－59　調節池内流況実験ＰＲ－７－１における流況 …… 221
図６－60　調節池内流況実験ＰＲ－７－２における流況 …… 227
図６－61　調節池内流況実験ＰＲ－７－２における鴨川の流況 …… 230
図６－62　調節池内流況実験ＰＲ－７－１及びＰＲ－７－２における水位・流速の測定点…… 231
図６－63　調節池内流況実験ＰＲ－７－１における水位時間曲線 …… 232
図６－64　調節池内流況実験ＰＲ－７－２における水位時間曲線 …… 232
図６－65　調節池内流況実験ＰＲ－７－１における流速時間曲線 …… 233
図６－66　調節池内流況実験ＰＲ－７－２における水位時間曲線 …… 233
図６－67　調節池内流況実験ＰＲ－７－３及びＰＲ－７－４における水位・流速の測定点…… 234
図６－68　調節池内流況実験ＰＲ－７－３における流況 …… 235
図６－69　調節池内流況実験ＰＲ－７－４における流況 …… 236
図６－70　調節池内流況実験ＰＲ－７－３及びＰＲ－７－４における水位時間曲線 …… 237
図６－71　調節池内流況実験ＰＲ－７－３及びＰＲ－７－４における流速時間曲線 …… 238
表６－１　調節池内流況実験ＰＲ－７－３及びＰＲ－７－４における流況の比較 …… 163
表６－２　調節池内流況実験ＰＲ－７－３及びＰＲ－７－４における水位・流速の比較 …… 164
図６－72　調節池内流況実験ＰＲ－７－３及びＰＲ－７－４における最大流速の比較 …… 239
図６－73　鴨川左岸堤移設案 …… 240
図６－74　貯水池護岸勾配６割案 …… 241

図６－75　鴨川左岸堤横断面 …… 241
図６－76　調節池内流況実験ＰＲ－８－１ｃにおける流況 …… 242
図６－77　調節池内流況実験ＰＲ－８－２ｃにおける流況 …… 243
図６－78　調節池内流況実験ＰＲ－８－３ｃにおける流況 …… 244
表６－３　調節池内流況実験シリーズＰＲ－８における流速 …… 167
図６－79　調節池内流況実験シリーズＰＲ－８－１における流速 …… 245
図６－80　調節池内流況実験シリーズＰＲ－８－２における流速 …… 246
図６－81　調節池内流況実験シリーズＰＲ－８－３における流速 …… 247

図7－1　越流堤原案 …… 257
図7－2　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－1－1 における水面形 …… 259
図7－3　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－1－2 における水面形 …… 259
図7－4　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－1 における越流量と 36.4ｋｍ地点本川水位 …… 260
図7－5　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－1 における越流量と越流係数 …… 260
図7－6　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－2－1における本川水位 …… 261
図7－7　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－2－1 における本川上流流量と越流量 …… 262
図7－8　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－2－1 における本川水位と越流量 …… 262
図7－9　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－3 における越流量と 36.4ｋｍ地点本川水位 …… 263
図7－10　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－3 における越流量と本川上流流量 …… 263
図7－11　越流量実験シリーズＰＳ$_1$－3 における 36.4ｋｍ地点本川水位と越流堤天端高との差と越流係数 …… 263
図7－12　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－1ａにおける流況 …… 264
図7－13　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－1ｂにおける流況 …… 264
図7－14　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－1ｃにおける流況 …… 265
図7－15　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－1ｄにおける流況 …… 265
図7－16　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－2ａにおける流況 …… 266
図7－17　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－3ａにおける流況 …… 266
図7－18　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－4ａにおける流況 …… 267
図7－19　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－5ａにおける流況 …… 267
図7－20　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－6ａにおける流況 …… 268
図7－21　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－6ｂにおける流況 …… 268
図7－22　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－6ｃにおける流況 …… 269
図7－23　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－6ｄにおける流況 …… 269
図7－24　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－6ｅにおける流況 …… 270
図7－25　越流堤実験ＰＳ$_1$－3－6ｆにおける流況 …… 270
図7－26　越流堤への流入角 …… 271
表7－1　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－3における越流堤への流入角 …… 271
図7－27　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－4における本川幅と越流量 …… 272
図7－28　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－4における本川幅と越流係数 …… 272
図7－29　越流堤実験ＰＳ$_1$－4－1ａにおける流況 …… 273
図7－30　越流堤実験ＰＳ$_1$－4－1ｂにおける流況 …… 273
図7－31　越流堤実験ＰＳ$_1$－4－1ｃにおける流況 …… 274
図7－32　越流堤実験ＰＳ$_1$－4－1ｄにおける流況 …… 274
図7－33　越流堤実験ＰＳ$_1$－4－1ｅにおける流況 …… 275
図7－34　越流堤実験ＰＳ$_1$－4－1ｆにおける流況 …… 275
図7－35　越流堤実験ＰＳ$_1$－4－1ｇにおける流況 …… 276
図7－36　越流堤実験ＰＳ$_1$－4－1ｈにおける流況 …… 276

図7－37 越流堤実験ＰＳ₁－4－2ａにおける流況 …… 277
図7－38 越流堤実験ＰＳ₁－4－2ｂにおける流況 …… 277
図7－39 越流堤実験ＰＳ₁－4－2ｃにおける流況 …… 278
図7－40 越流堤実験ＰＳ₁－4－2ｄにおける流況 …… 278
図7－41 越流堤実験ＰＳ₁－4－2ｅにおける流況 …… 279
図7－42 越流堤実験ＰＳ₁－4－2ｆにおける流況 …… 279
図7－43 越流堤実験ＰＳ₁－4－2ｇにおける流況 …… 280
図7－44 越流堤実験ＰＳ₁－4－2ｈにおける流況 …… 280
図7－45 越流堤実験ＰＳ₁－4－3ａにおける流況 …… 281
図7－46 越流堤実験ＰＳ₁－4－3ｂにおける流況 …… 281
図7－47 越流堤実験ＰＳ₁－4－3ｃにおける流況 …… 282
図7－48 越流堤実験ＰＳ₁－4－3ｄにおける流況 …… 282
図7－49 越流堤実験ＰＳ₁－4－3ｅにおける流況 …… 283
図7－50 越流堤実験ＰＳ₁－4－3ｆにおける流況 …… 283
図7－51 越流堤実験ＰＳ₁－4－3ｇにおける流況 …… 284
図7－52 越流堤実験ＰＳ₁－4－3ｈにおける流況 …… 284
図7－53 越流堤実験ＰＳ₁－4－4ａにおける流況 …… 285
図7－54 越流堤実験ＰＳ₁－4－4ｂにおける流況 …… 285
図7－55 越流堤実験ＰＳ₁－4－4ｃにおける流況 …… 286
図7－56 越流堤実験ＰＳ₁－4－4ｄにおける流況 …… 286
図7－57 越流堤実験ＰＳ₁－4－4ｅにおける流況 …… 287
図7－58 越流堤実験ＰＳ₁－4－4ｆにおける流況 …… 287
図7－59 越流堤実験ＰＳ₁－4－4ｇにおける流況 …… 288
図7－60 越流堤実験ＰＳ₁－4－4ｈにおける流況 …… 288
図7－61 縮尺1/50の越流堤抽出模型 …… 289
図7－62 越流堤実験シリーズＰＳ₁－5及びＰＳ₁－6における越流量と36.4ｋｍ地点本川水位（池内水位自由流出）…… 290
図7－63 越流堤実験シリーズＰＳ₁－5及びＰＳ₁－6における越流量と本川上流流量（池内水位自由流出）…… 290
図7－64 越流堤実験シリーズＰＳ₁－5及びＰＳ₁－6における36.4ｋｍ地点本川水位と越流堤天端高との差と越流係数（池内水位自由流出）…… 290
図7－65 越流堤実験シリーズＰＳ₁－5及びＰＳ₁－6における越流量と36.4ｋｍ地点本川水位と池内水位との水位差 …… 290
図7－66 越流堤実験Ｐ.Ｓ₁－5－1ａにおける流況 …… 291
図7－67 越流堤実験Ｐ.Ｓ₁－5－1ｂにおける流況 …… 291
図7－68 越流堤実験Ｐ.Ｓ₁－5－1ｃにおける流況 …… 292
図7－69 越流堤実験Ｐ.Ｓ₁－5－1ｄにおける流況 …… 292
図7－70 越流堤実験Ｐ.Ｓ₁－5－2ａにおける流況 …… 293

図7－71　越流堤実験ＰＳ$_1$－5－3ａにおける流況 …… 293
図7－72　越流堤実験ＰＳ$_1$－5－4ａにおける流況 …… 294
図7－73　越流堤実験ＰＳ$_1$－5－5ａにおける流況 …… 294
図7－74　越流堤実験ＰＳ$_1$－5－6ａにおける流況 …… 295
図7－75　越流堤実験ＰＳ$_1$－5－6ｂにおける流況 …… 295
図7－76　越流堤実験ＰＳ$_1$－5－6ｃにおける流況 …… 296
図7－77　越流堤実験ＰＳ$_1$－5－6ｄにおける流況 …… 296
図7－78　越流堤実験ＰＳ$_1$－5－6ｅにおける流況 …… 297
図7－79　越流堤実験ＰＳ$_1$－5－6ｆにおける流況 …… 297
図7－80　越流堤実験ＰＳ$_1$－6－1ａにおける流況 …… 298
図7－81　越流堤実験ＰＳ$_1$－6－1ｂにおける流況 …… 298
図7－82　越流堤実験ＰＳ$_1$－6－1ｃにおける流況 …… 299
図7－83　越流堤実験ＰＳ$_1$－6－1ｄにおける流況 …… 299
図7－84　越流堤実験ＰＳ$_1$－6－2ａにおける流況 …… 300
図7－85　越流堤実験ＰＳ$_1$－6－2ｂにおける流況 …… 300
図7－86　越流堤実験ＰＳ$_1$－6－2ｃにおける流況 …… 301
図7－87　越流堤実験ＰＳ$_1$－6－2ｄにおける流況 …… 301
図7－88　縮尺1/50の斜め越流模型 …… 302
図7－89　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－1における水位縦断 …… 303
図7－90　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－2における水位縦断 …… 303
図7－91　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－3における水位縦断 …… 303
図7－92　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－4における水位縦断 …… 304
図7－93　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－5における水位縦断 …… 304
図7－94　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－6における水位縦断 …… 304
図7－95　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－1における水位横断 …… 305
図7－96　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－2における水位横断 …… 305
図7－97　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－3における水位横断 …… 305
図7－98　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－4における水位横断 …… 306
図7－99　越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－5における水位横断 …… 306
図7－100 越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7－6における水位横断 …… 306
図7－101 越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7における単位幅越流量と上流水位 …… 307
図7－102 越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7における単位幅越流量と流入角度 …… 307
図7－103 越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7における越流係数と流入角度 …… 308
図7－104 越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7における越流水深と越流係数 …… 308
図7－105 越流堤実験シリーズＰＳ$_1$－7における越流係数比と流入角度 …… 308
図7－106 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－1ａにおける流況 …… 309
図7－107 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－1ｂにおける流況 …… 309
図7－108 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－1ｃにおける流況 …… 310

図7－109 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－1ｄにおける流況 …… 310
図7－110 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－2ａにおける流況 …… 311
図7－111 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－2ｂにおける流況 …… 311
図7－112 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－2ｃにおける流況 …… 312
図7－113 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－2ｄにおける流況 …… 312
図7－114 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－3ａにおける流況 …… 313
図7－115 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－3ｂにおける流況 …… 313
図7－116 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－3ｃにおける流況 …… 314
図7－117 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－3ｄにおける流況 …… 314
図7－118 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－4ａにおける流況 …… 315
図7－119 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－4ｂにおける流況 …… 315
図7－120 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－4ｃにおける流況 …… 316
図7－121 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－4ｄにおける流況 …… 316
図7－122 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－5ａにおける流況 …… 317
図7－123 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－5ｂにおける流況 …… 317
図7－124 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－5ｃにおける流況 …… 318
図7－125 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－5ｄにおける流況 …… 318
図7－126 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－6ａにおける流況 …… 319
図7－127 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－6ｂにおける流況 …… 319
図7－128 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－6ｃにおける流況 …… 320
図7－129 越流堤実験ＰＳ$_1$－7－6ｄにおける流況 …… 320
図7－130 鴨川小堤横断図 …… 321
図7－131 鴨川小堤実験シリーズＰＳ$_2$－1における水位 …… 321
図7－132 貯水池流入部原案縦断図 …… 321
図7－133 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－1－1における水位 …… 322
図7－134 貯水池流入部原案に対する改良案横断図 …… 322
図7－135 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－1－2における水位 …… 323
図7－136 貯水池流入部標準越流頂案縦断図 …… 324
図7－137 貯水池流入部標準越流頂案模型 …… 325
図7－138 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－2－1ａにおける流況 …… 326
図7－139 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－2－1ｂにおける流況 …… 327
図7－140 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－2－1ｃにおける流況 …… 328
図7－141 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－2－1ｄにおける流況 …… 329
図7－142 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－2－1ｅにおける流況 …… 330
図7－143 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－2－2ａにおける流況 …… 331
図7－144 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－2－2ｂにおける流況 …… 332
図7－145 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－2－2ｃにおける流況 …… 333
図7－146 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－2－2ｄにおける流況 …… 334

図7－147 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－２－２ｅにおける流況 …… 335
図7－148 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－２－３ａにおける流況 …… 336
図7－149 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－２－３ｂにおける流況 …… 337
図7－150 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－２－１ における流量と上流流速 …… 338
図7－151 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－２－１ における流量と越流水深 …… 339
図7－152 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－２－１ における流量と下流流速 …… 340
図7－153 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－１ａにおける流況 …… 341
図7－154 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－１ｂにおける流況 …… 342
図7－155 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－１ｃにおける流況 …… 343
図7－156 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－１ｄにおける流況 …… 344
図7－157 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－１ｅにおける流況 …… 345
図7－158 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－１ｆにおける流況 …… 346
図7－159 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－１ｇにおける流況 …… 347
図7－160 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－３－１ における減勢池深の効果 …… 348
図7－161 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－３－１ における減勢池長の効果 …… 348
図7－162 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－２ａにおける流況 …… 349
図7－163 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－２ｂにおける流況 …… 350
図7－164 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－２ｃにおける流況 …… 351
図7－165 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－２ｄにおける流況 …… 352
図7－166 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－３－２ における河床近傍流速 …… 353
図7－167 貯水池流入部減勢工配置図（バッフル・ピア） …… 354
図7－168 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－３ａにおける流況 …… 355
図7－169 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－３ｂにおける流況 …… 356
図7－170 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－３ｃにおける流況 …… 357
図7－171 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－３－３ｄにおける流況 …… 358
図7－172 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－３－３ における流速分布 …… 359
図7－173 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－３－３ におけるバッフル・ピアの列数と流速 … 359
図7－174 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－４－１ａにおける流況 …… 360
図7－175 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－４－１ｂにおける流況 …… 361
図7－176 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－４－１ｃにおける流況 …… 362
図7－177 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－４－１ｄにおける流況 …… 363
図7－178 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－４－１ｅにおける流況 …… 364
図7－179 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－４－１ｆにおける流況 …… 365
図7－180 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－４－１ｇにおける流況 …… 366
図7－181 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－４－１ におけるシル高の効果 …… 367
図7－182 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－４－１ におけるシルまでの距離の効果 …… 367
図7－183 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－４－２ａにおける流況 …… 368
図7－184 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－４－２ｂにおける流況 …… 369

図7－185 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－4－2ｃにおける流況 …… 370
図7－186 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－4－2ｄにおける流況 …… 371
図7－187 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－4－2における最大流速と貯水池水深 …… 372
図7－188 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－4－2における流速分布 …… 372
図7－189 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－4－3ａにおける流況 …… 373
図7－190 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－4－3ｂにおける流況 …… 374
図7－191 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－4－3ｃにおける流況 …… 375
図7－192 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－5－1 における流況 …… 376
図7－193 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－5－2 における流況 …… 377
図7－194 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－5－3ａにおける流況 …… 378
図7－195 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－5における減勢池長と平均流速 …… 379
図7－196 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－5における減勢池長と河床近傍流速 …… 379
図7－197 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－5－3ｂにおける流況 …… 380
図7－198 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－5－3ｃにおける流況 …… 381
図7－199 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－5－3ｄにおける流況 …… 382
図7－200 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－5における初期貯水池水位と平均流速 …… 383
図7－201 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－5－3ｅにおける流況 …… 384
図7－202 貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－5－3ｆにおける流況 …… 385
図7－203 貯水池流入部実験シリーズＰＳ$_3$－5における流入量と平均流速 …… 386

表８－１　不定流実験ケースの比較項目 …… 418
図８－１　不定流実験における実験開始定流流量が本川 36.4 ｋｍ地点水位に及ぼす影響
（粗度係数ｎ＝0.030） …… 415
図８－２　不定流実験における実験開始定流流量が池内 36.4 ｋｍ地点水位に及ぼす影響
（粗度係数ｎ＝0.030） …… 416
図８－３　不定流実験における実験開始定流流量が模型下流端流量に及ぼす影響
（粗度係数ｎ＝0.030） …… 417
図８－４　不定流実験Ｐ－１－１における流況 …… 419
図８－５　不定流実験Ｐ－１－１における水位・流量時間曲線 …… 421
図８－６　不定流実験Ｐ－１－１における水位縦断 …… 422
図８－７　不定流実験Ｐ－１－２における流況 …… 423
図８－８　不定流実験Ｐ－１－２における水位・流量時間曲線 …… 425
図８－９　不定流実験Ｐ－１－２における水位縦断 …… 426
図８－10　不定流実験Ｐ－２－１における流況 …… 427
図８－11　不定流実験Ｐ－２－１における水位・流量時間曲線 …… 429
図８－12　不定流実験Ｐ－２－１における水位縦断 …… 430
図８－13　不定流実験Ｐ－２－２における流況 …… 431
図８－14　不定流実験Ｐ－２－２における水位・流量時間曲線 …… 433
図８－15　不定流実験Ｐ－２－２における水位縦断 …… 434
図８－16　不定流実験Ｐ－３における流況 …… 435
図８－17　不定流実験Ｐ－３における水位・流量時間曲線 …… 437
図８－18　不定流実験Ｐ－３における水位縦断 …… 438
図８－19　不定流実験Ｐ－４における流況 …… 439
図８－20　不定流実験Ｐ－４における水位・流量時間曲線 …… 441
図８－21　不定流実験Ｐ－４における水位縦断 …… 442
図８－22　不定流実験Ｐ－５－１における流況 …… 443
図８－23　不定流実験Ｐ－５－１における水位・流量時間曲線 …… 445
図８－24　不定流実験Ｐ－５－１における水位縦断 …… 446
図８－25　不定流実験Ｐ－５－①における水位・流量時間曲線 …… 447
図８－26　不定流実験Ｐ－５－２における流況 …… 449
図８－27　不定流実験Ｐ－５－２における水位・流量時間曲線 …… 451
図８－28　不定流実験Ｐ－５－２における水位縦断 …… 452
図８－29　不定流実験Ｐ－５－②における水位・流量時間曲線 …… 453
図８－30　不定流実験Ｐ－６－①における流況 …… 455
図８－31　不定流実験Ｐ－６－①における水位・流量時間曲線 …… 457
図８－32　不定流実験Ｐ－６－①における水位縦断 …… 458
図８－33　不定流実験Ｐ－６－②における流況 …… 459
図８－34　不定流実験Ｐ－６－②における水位・流量時間曲線 …… 461

図８－35　不定流実験Ｐ－６－②における水位縦断 …… 462
図８－36　不定流実験における 36.4ｋｍ本川水位時間曲線（計画洪水波形） …… 463
図８－37　不定流実験における 36.4ｋｍ本川水位時間曲線（実績洪水波形） …… 464
図８－38　不定流実験における 36.4ｋｍ地点調節池水位時間曲線（計画洪水波形） …… 465
図８－39　不定流実験における 36.4ｋｍ地点調節池水位時間曲線（実績洪水波形） …… 466
表８－２　不定流実験における越流開始流量，越流停止あるいは逆流開始流量 …… 418
表８－３　不定流実験における越流堤越流開始から小堤越流開始までの時間あるいは小堤越流開始から貯水池流入開始までの時間 …… 418
図８－40　不定流実験における 26.4ｋｍ地点流量（計画洪水波形）…… 467
図８－41　不定流実験における 26.4ｋｍ地点流量（実績洪水波形）…… 467
図８－42　不定流実験における 36.4ｋｍ地点本川水位（計画及び実績洪水波形）…… 468
図８－43　不定流実験における 36.4ｋｍ地点本川水位（計画及び実績洪水波形）…… 469
図８－44　不定流実験における 36.4ｋｍ地点調節池水位（計画及び実績洪水波形）…… 470
図８－45　不定流実験における 36.4ｋｍ地点調節池水位（計画及び実績洪水波形）…… 471
図８－46　不定流実験における 26.4ｋｍ地点流量（計画及び実績洪水波形）…… 472
図８－47　不定流実験における 26.4ｋｍ地点流量（計画及び実績洪水波形）…… 473

図９－１　囲繞堤暫定部５箇所 …… 479
図９－２　暫定実験Ｔ－１－１における流況 …… 479
図９－３　暫定実験Ｔ－１－２における流況 …… 481
図９－４　暫定実験Ｔ－１－１における流速分布 …… 483
図９－５　暫定実験Ｔ－１－２における流速分布 …… 485
図９－６　暫定実験シリーズＴ－１における水位 …… 487
図９－７　下流排水門暫定時平面図 …… 488
図９－８　暫定実験Ｔ－２における流況 …… 489
図９－９　暫定実験Ｔ－３における流況 …… 489
図９－10　暫定実験Ｔ－２における流速分布 …… 491
図９－11　暫定実験Ｔ－３における流速分布 …… 493
図９－12　暫定実験Ｔ－２及びＴ－３における水位 …… 495
図９－13　暫定実験Ｔ－４－１における流況 …… 497
図９－14　暫定実験Ｔ－４－２における流況 …… 497
図９－15　暫定実験Ｔ－４－１における流速分布 …… 499
図９－16　暫定実験Ｔ－４－２における流速分布 …… 501
図９－17　暫定実験シリーズＴ－２における水位 …… 503
図９－18　下流排水門暫定時平面図（改良案） …… 504
図９－19　暫定実験Ｔ－５－１ａにおける流況 …… 505
図９－20　暫定実験Ｔ－５－１ｂにおける流況 …… 506
図９－21　暫定実験Ｔ－５－２ａにおける流況 …… 507
図９－22　暫定実験Ｔ－５－２ｂにおける流況 …… 508
図９－23　暫定実験Ｔ－５－３ａにおける流況 …… 509
図９－24　暫定実験Ｔ－５－３ｂにおける流況 …… 510
図９－25　暫定実験シリーズＴ－５における流速分布 …… 511

1. 序　　論

1.1　荒川の概要

荒川は，図１－１に示されるように，その源を秩父山地の甲武信ケ岳（標高2,483ｍ）に発し，中津川・赤平川などの支川を合わせ，秩父盆地を北流し，長瀞を経て，さらに熊谷市の西部で平野に出て東南に流向を変え，武蔵野台地・大宮台地にはさまれた低地帯を流下して都内に入り，北区志茂町で隅田川を分派したのち，東京湾に注ぐ，流路延長169ｋｍの一級河川である。支派川は，入間川・新河岸川・隅田川など120余に達し，80％以上の支川は右岸側から合流している。流域は，東京都と埼玉県にまたがり，流域内人口は約830万人，流域面積は2,940ｋｍ²で，流域内人口密度は一級河川で最も高密度であるとともに，わが国の政治・経済・文化の中心である首都東京をひかえ，治水・利水・親水の役割は極めて大きい。

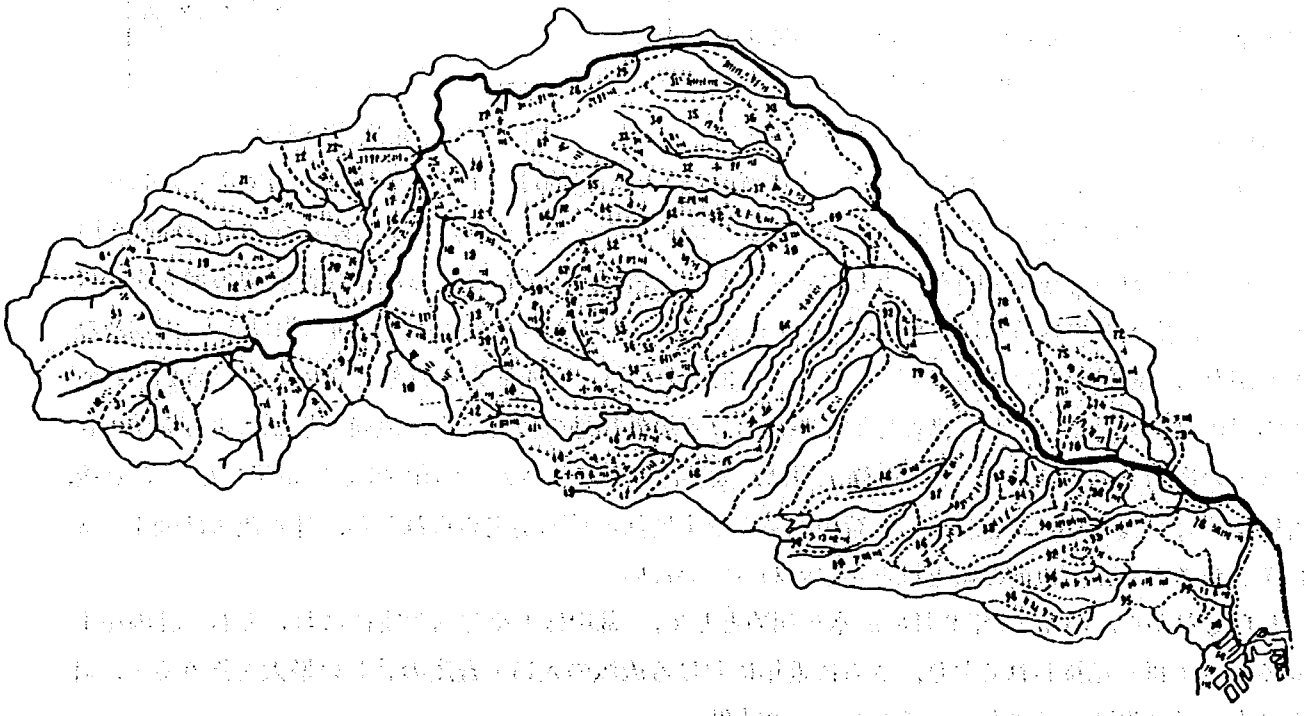


図１－１　荒川流域図

1.2　荒川上流改修工事の経緯

荒川の最初の改修工事は，江戸時代の初期に，利根川の大改修（東遷）とともに実施された流路変更工事とされている。これは，その当時まで入間川と元荒川との間を乱流していた荒川を，武蔵野台地東部の開拓，舟運，中仙道沿道の治水などを目的として，入間川筋に固定化するものであって，寛永６年（1629）伊奈備前守忠治は久下村地先（熊谷市）において元荒川の河道を締切り，堤防を築くとともに，図１－２に示されるように，当時入間川の支川であった和田吉野川まで新川を開削した。以来，

荒川はほぼ現在の流路をとって東京湾に注ぐようになったと言われている。入間川筋に変更された荒川に対して，河道からはるかに後退した位置に堤防を設けて洪水に対処する方法がとられ，堤防間は最大3000 mに達するほど広く，低水路はこの間の低湿地の中を激しく蛇行している。広大な河道の大部分は，堤外遊水池としての役割を有しており，現在の荒川にあっても，堤外地のもつ遊水効果はますます重要なものとなっている。

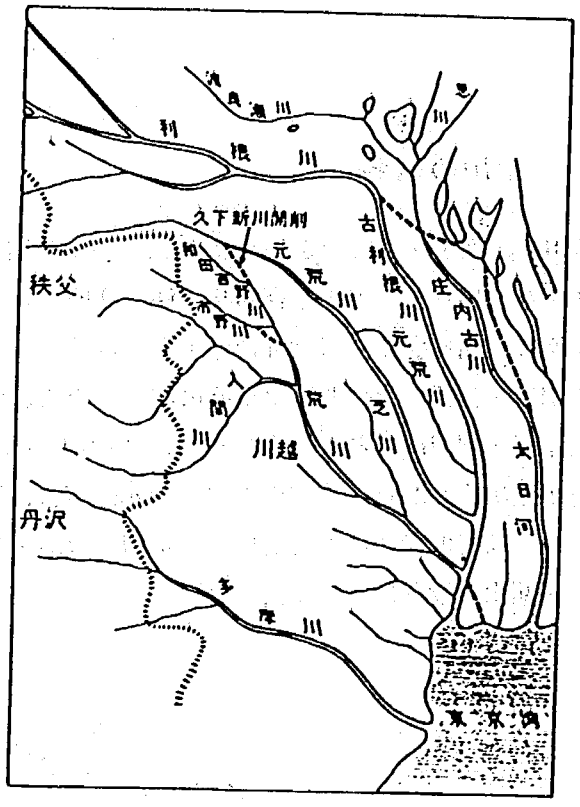


図１－２　荒川流路変遷

明治に入って，荒川は明治40年，同43年と大洪水に見舞われ，明治44年に直轄改修工事が施工された。その改修計画は，荒川を上・下流に二分し，川口市地先の東北本線鉄道橋下流だけについて計画流量を4,170 m³/sとし，そのうち3,340 m³/sを岩淵以下東京湾までの22 kmにおよぶ荒川放水路の開削によって処理するというものであった。上流部の改修工事が施工されたのは，その後の大正７年であり，大正３年８月の洪水を機に計画された第二期工事によるものである。上流部改修工事の目的は，下流部の流下能力である4,170 m³/s 以上の流量を川口地先に流下させないようにすることで，そのために沿岸に存する堤外遊水地による遊水能力の合理化を図ろうとした。すなわち，新河道の設置による洪水疎通能力の増大を達成するため，広大な堤外遊水地10,700 ヘクタールのうち2,200 ヘクタールを新河道用地とし，田畑及び人家が存した地盤の高い土地3,160 ヘクタールについては，貯水能力を有効確実にするため26 箇所に横堤が設けられた。なお，横堤は洪水時における堤外耕地の荒廃防止，流向の規制による堤防の保護などの役割も果している。この改修工事は，太平洋戦争をはさんで昭和29年に完了した。その後，昭和40年に一級河川の指定に伴い，荒川水系工事実施基本計画が定められたが，計画流量は図１－３に示されるように，以前の値とほとんど変わっていない。

しかしながら，昭和22年９月の洪水を初めとして，荒川は上流計画策定後においても，計画を上回る洪水に再三見舞われており，さらに近年における流域の人口・資産の著しい増大を鑑みると，計画高水流量の改訂が必要となってきた。その結果，

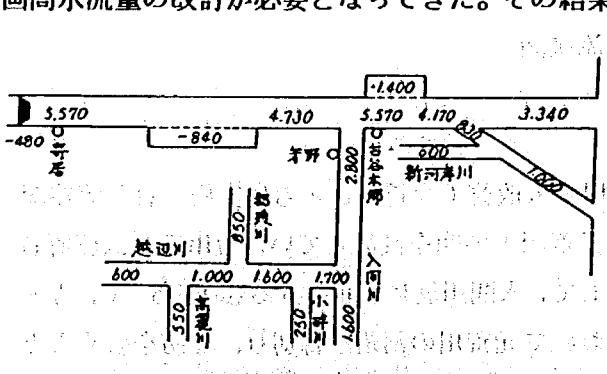


図１－３　改訂前（昭和40年計画）流量配分図

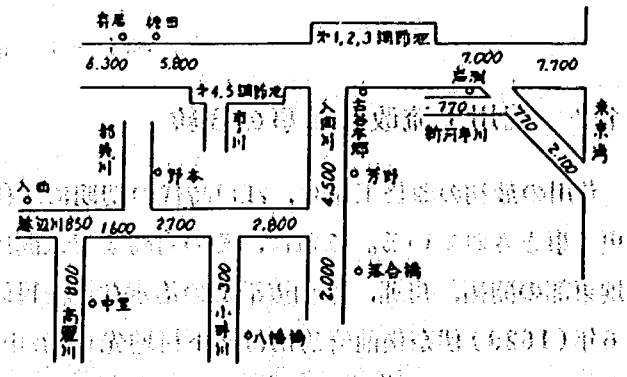


図１－４　改訂流量配分図

流域の重要度，現在の国力，他の河川とのバランス等を考慮して，荒川本川の計画高水流量の年超過確率を古谷本郷より下流で1/200，上流で1/100，また入間川で1/100とする基本計画の改訂が昭和48年4月に行われた。この計画における各地点での流量配分を示すと図1－4のようであって，基準地点岩淵における基本高水14,800 m³/sのうち，7,800 m³/sを10ダム5調節池で調節することとなっている。

1.3 河道調節池化計画

前項で述べたように，荒川上流河道においては，歴史的に見ても，河道における洪水の調節効果が非常に重要な意味を持ち，現在の流量改訂計画においても，上流のダム群と同様に大きな役割を負っている。しかも，その役割は以前より質的にも，また量的にも厳密なものとなっていると言えよう。このことは，河道遊水地から囲繞堤を有する河道調節池へと変わったことに現れている。

河道調節池は，笹目橋（29 km）から糖田（64 km）までのおよそ35 km区間に連続的に作られる5つの調節池より成るものであって，各調節池の諸元と配置は，それぞれ，表1－1及び図1－4のようである。調節池化計画においては「どのような洪水をどのような形態の洪水に調節すればよいか」ということを基本的な観点とした計画手順がとられ，調節池群による調節効果は，下流部河道の流下能力を考慮して，10ダム群で調節した後の洪水を笹目橋における200年確率流量の6,000 m³/sとし，さらに下流部内水排除量を加えて岩淵における流量を7,000 m³/s以下にすることを目標としたものである。

表1－1 調節池の諸元

調節池 / 各諸元	第一調節池	第二調節池	第三調節池	第四調節池	第五調節池
堤高	9,914 m	12,420 m	13,107 m	13,951 m	19,230 m
堤巾	260 m	300 m	130 m	130 m	200 m
初期湛水量	3,126×10³ m³	2,651×10³ m³	1,150×10³ m³	1,717×10³ m³	2,948×10³ m³
池内容量	39,050×10³ m³	37,095×10³ m³	15,495×10³ m³	22,815×10³ m³	28,529×10³ m³
池内面積	5.79 km²	4.91 km²	2.13 km²	3.18 km²	5.46 km²
池内掘削	3,000×10³ m³	6,800×10³ m³	4,700×10³ m³	4,600×10³ m³	4,800×10³ m³
H. W. L.	11,925 m	14,763 m	15,875 m	16,853 m	22,171 m

調節池化計画では，洪水のピーク流量とある一定流量以上の総流量とが重要な要素となり，計画のハイドログラフをどのようなものにするかが大きな問題となる。本計画では，調節前洪水の母集団において，それぞれの確率流量に対応する洪水のうち，ピーク流量とある一定流量以上の総流量との組合せにおいて，最も生起頻度の高い領域のものをモデル・ハイドログラフとして採用した。具体的なハイドログラフについては，過去の実績洪水の平均的なパターンである昭和22年9月型を参考として波形を決定した。

調節計算は，上述のように定めたモデル・ハイドログラフを用いて，まず第五調節池の調節対象波形を設定し，古谷本郷総合ハイドログラフに対するピークカットが最も効果的になるように，単独に第五調節池の機能設計が行われた。第一～第四調節池については，第五調節池調節後の古谷本郷におけ

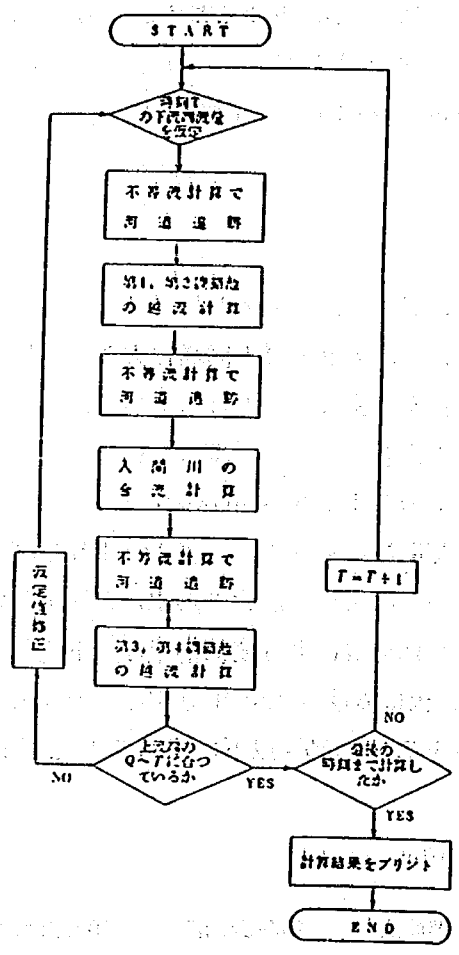


図１－５　調節背水計算フローチャート

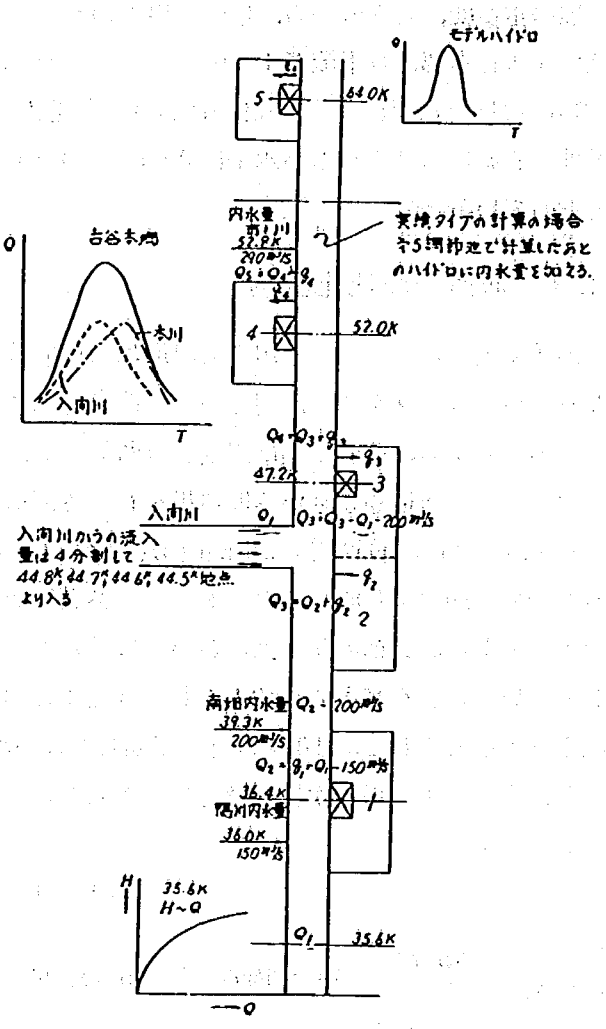


図１－６　調節背水計算解説図

る総合ハイドログラフを対象に調節背水計算が行われ，たとえば第四調節池の上流端のハイドログラフとしては，総合ハイドログラフを昭和22年洪水の本川と入間川とのピーク流量比で比例配分した本川側の波形が用いられている。図１－５及び図１－６は，計算のフローチャートであり，また図１－７は計算結果をハイドログラフとして表したものである。

このうち，当面着手される調節池は，図１－８に示されるように，横堤の先端を囲繞堤で連結するとともに，貯水池を新たに掘削し，治水対策だけでなく，多目的な機能を果そうとするものである。すなわち，

① 現在堤外遊水地となっている高水敷に囲繞堤を建設して，約900㎥/sの洪水をカットする。

② 容量1,000万㎥の貯水池を掘削し，1.5㎥/sの新規水資源開発を行う（図１－９）。

③ 荒川左岸南部流域下水道の下水処理水のうち2㎥/sを調節池内浄化施設で浄化し，維持用水として放流する。

等を目的としたものである。

第一調節池は，図１－９に示されるように，笹目橋（29km）から羽根倉橋（37.2km）の区間の左岸高水敷に建設されるもので，面積約5.8㎢におよぶ大規模なものであって，調節池付近の横断模式図，貯水池容量配分図，及び総合開発事業の主要施設模式図を示すと，それぞれ，図１－10，図１

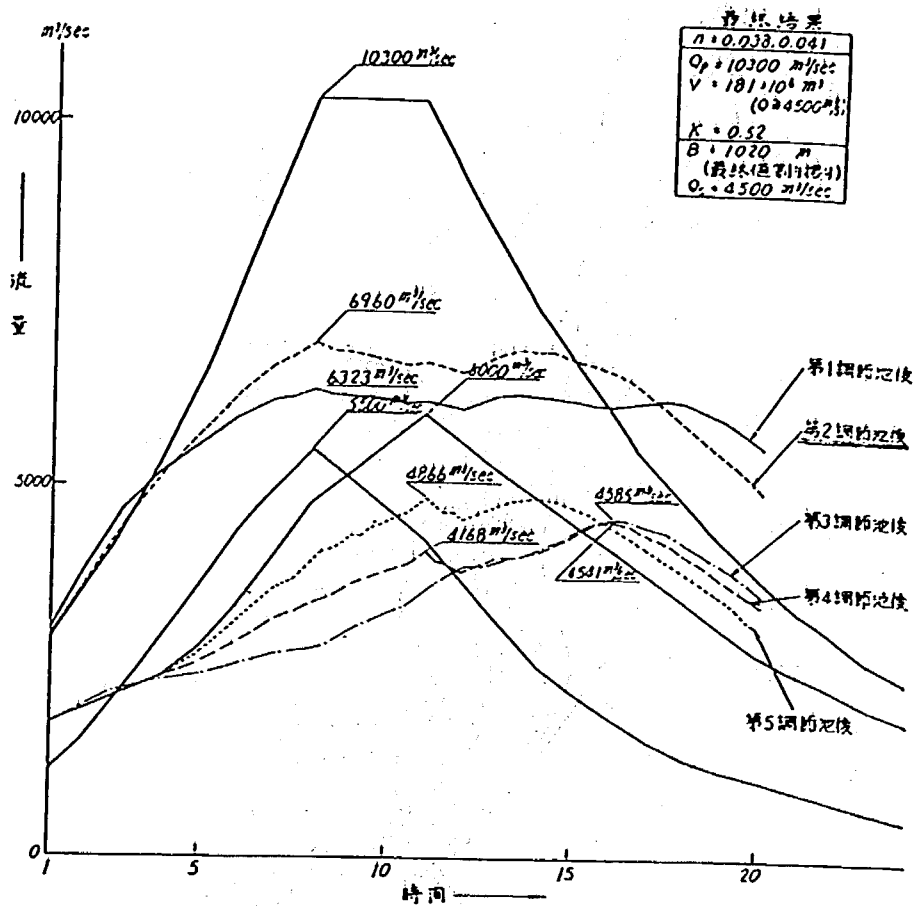


図1－7　モデルハイドロ図

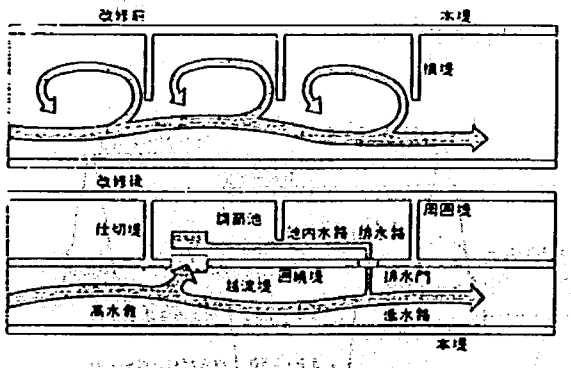


図1－8　調節池化概念図

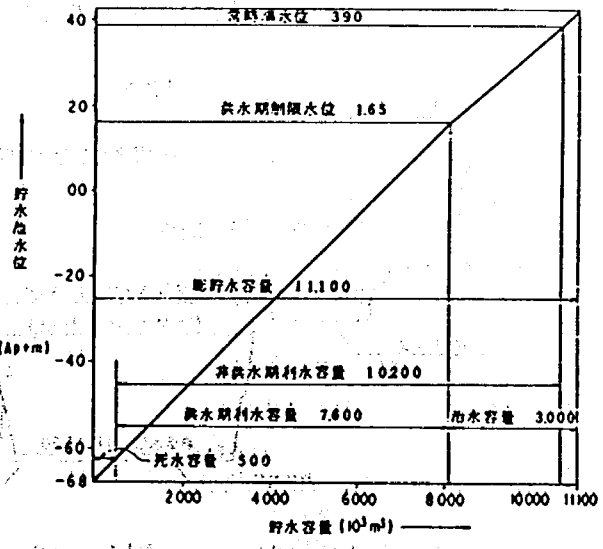


図1－11　貯水池容量配分図

－11及び図1－12のようである。現在，池内には秋ケ瀬公園・浦和公園・その他の運動場等，高度に利用されており，現在図1－13のような計画が立案されている。なお，詳細計画の策定にあたっては，調節池化した場合可能なかぎり池内を損壊しないように，また囲繞堤を設置した場合の河道への影響等に対しても充分な配慮をしなければならない。

これらの問題点を把握し，対処するためには，数値計算に基づくだけでは充分と言えず，模型実験による確認が必要とされる。

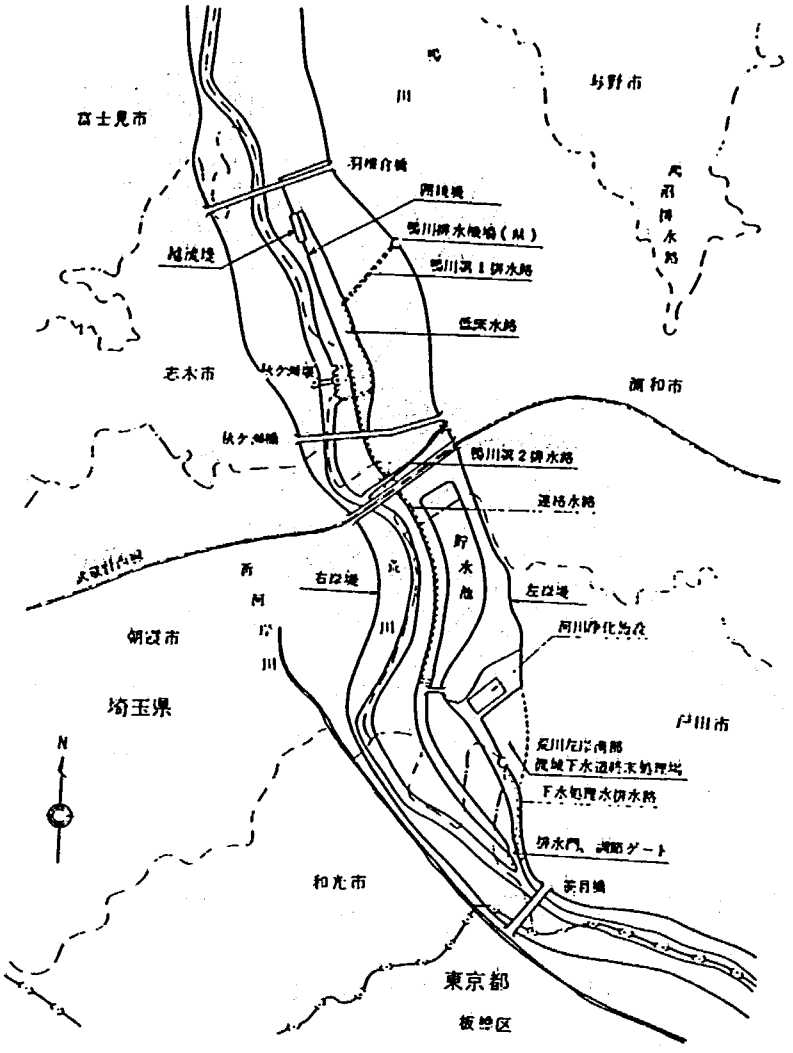


図１－９　荒川第一調節池付近平面図

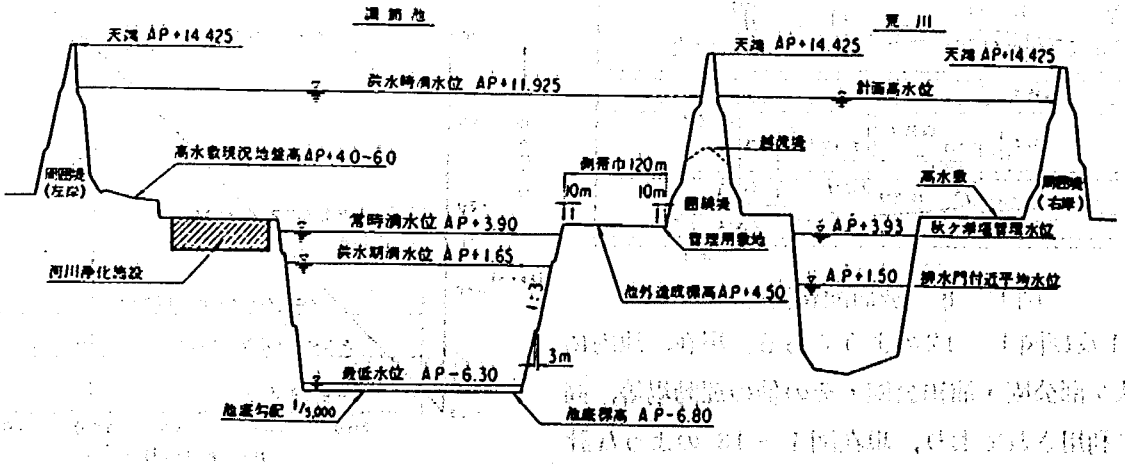


図１－１０　横断模式図

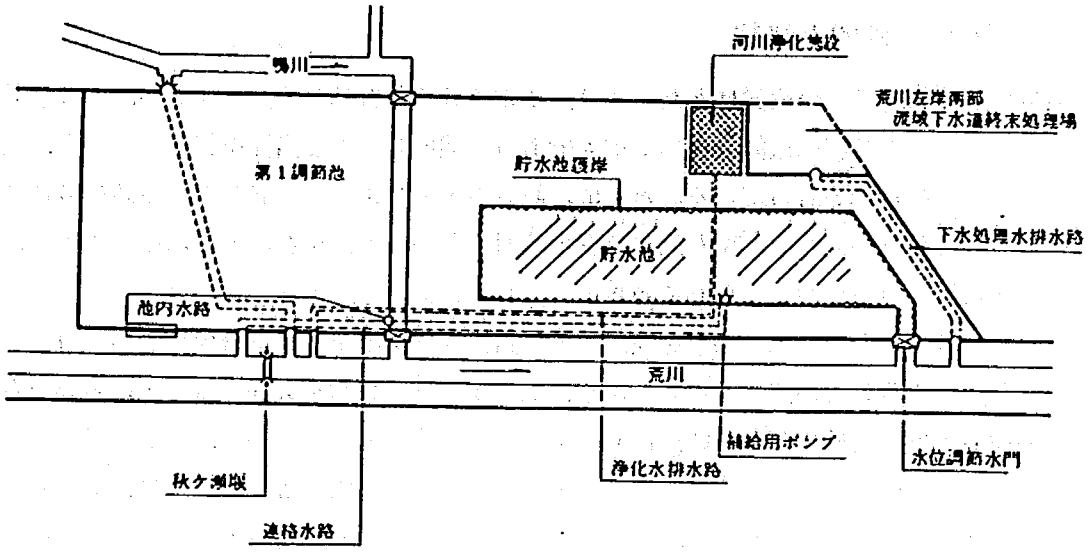


図１－12　総合開発事業の主要施設模式図

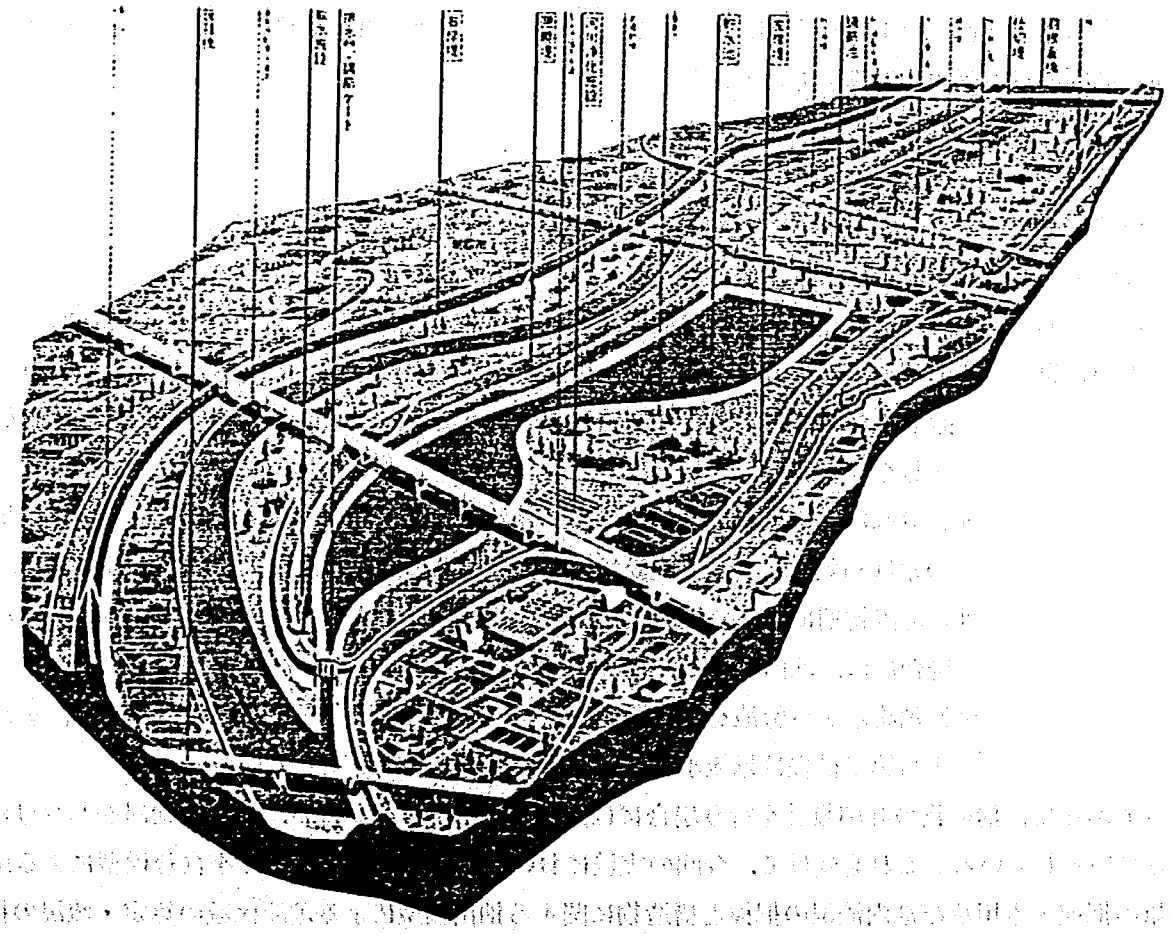


図１－13　調節池主要施設模式図

1.4　模型実験の目的と経緯

調節池群による調節効果の検討にあたっては，不定流計算が有効な手段となるが，本改修計画にとって調節池群による洪水調節機能は極めて重大であり，機能設計の妥当性を判定する場合，模型実験による確認は大きな意味をもっている。とくに，計算の実施にあたって必要となる諸係数については，模型実験に負うところが大きく，また洪水流況の検討においても，現在のところ模型実験は，計算に較べ，精度・費用等の点において優れている。

模型実験により調節池群の調節効果を検討する場合，5調節池全体を含む模型をつくり，これに不定流を通水し検討することが望ましい。しかし，このような大模型を製作することは容易でなく，また第一調節池の工事が開始された現時点において時間的な余裕もない。一方，越流係数を算定するための模型実験，あるいは構造物周辺の流況を把握するための模型実験等については，大縮尺の部分模型によって実施することが可能であり，現段階においてはこれらの問題解決の手段として模型実験が位置づけられる。したがって，本検討においては，第一調節池周辺にのみその対象範囲を限定し，以下に述べるような調査を行うこととした。なお，本検討は昭和48年から昭和52年にかけて実施された実験（土木研究所資料第1237号）に引き続くものであって，より詳細な検討及び計画の変更に基づく新たな問題点の解決を目指すものである。

前回の実験概要を簡単に記すと，

① 実験範囲 — 38.8 km～32.4 km

② 模型縮尺 — 水平1/100，垂直1/30の歪模型

③ 実験手法 — 代表流量による定流実験

④ 目　　的 — 現況及び計画河道の流況把握，越流時の池内流況把握等

⑤ 実験結果 — i）現況河道における横堤は，中小洪水を低水路に沿って流下させる機能を有し，撤去した場合，4,500 m³/s 以上の洪水では，低水路と無関係な流況を呈し好ましくない。

ii）計画河道における右岸横堤は，囲繞堤によって通水断面がせばめられ，横堤の水はね効果によって囲繞堤沿いにかなりの流量が流れ，検討が必要である。

iii）越流初期において越流水は池内水路に沿って流下する。越流量が多くなった場合には，池内に溜った水が減勢効果を有するようになる。

iv）越流水が減勢池を越えるような場合，土合第二横堤によって減勢され，また土合第二横堤は越流水を池内水路に集める役割も果している。

のようであって，構造物の詳細設計を行う場合には，さらに模型実験を行い，充分な検討をしなければならないとしている。これを受けて，今回の実験においては，第一調節池全体を含む模型による諸水理量の把握・本川及び池内流況の把握と構造物に関する抽出模型による越流係数の算定・流況の把握とを目的とし，その概要を記すと以下のようである。

① 実験範囲 — 42.0 km～26.0 km

② 模型縮尺 — 水平・垂直縮尺1/100の無歪模型及び縮尺1/20，1/30，1/50の構造物抽出模型

③ 実験手法 — 代表流量による定流実験及び洪水波形による不定流実験

④ 目　　的 — ⅰ）現況河道における諸水理量と流況の把握

ⅱ）第一調節池建設に伴う本川諸水理量と流況の把握

ⅲ）第一調節池内の諸水理量と流況の把握

ⅳ）越流堤・鴨川左岸堤・貯水池流入部等に関する詳細検討

ⅴ）暫定時における問題点の把握とその対策に関する検討

ⅵ）複断面河道における抵抗特性の把握

なお，本検討は昭和53年度に着手され，昭和60年度に終了したが，各年度における検討内容を簡単にまとめると次のようである。

昭和53年度

ⅰ）模型製作

昭和54年度

ⅰ）検証実験

ⅱ）横堤の機能把握及び撤去長の比較検討実験

ⅲ）囲繞堤が本川に与える影響把握実験

ⅳ）調節池内の流況把握実験（定流・不定流）

昭和55年度

ⅰ）越流堤検討実験（越流係数と減勢方法）

ⅱ）鴨川左岸堤検討実験（越流係数）

ⅲ）貯水池流入部（3割勾配，3割5分勾配）検討実験（越流係数と流況）

ⅳ）横堤の撤去長比較実験

ⅴ）調節池内の流況把握実験（定流・不定流）

ⅵ）貯水池排水状況把握実験

昭和56年度

ⅰ）暫定時河道における問題把握実験

ⅱ）貯水池流入部（標準越流頂）検討実験（減勢方法）

ⅲ）横堤の撤去長比較実験

ⅳ）調節池内の流況把握実験（定流・不定流）

ⅴ）貯水池排水状況把握実験

ⅵ）第二調節池影響把握実験

ⅶ）田島ケ原流況把握実験

昭和57年度

ⅰ）貯水池流入部（標準越流頂）検討実験（減勢方法）

ⅱ）越流堤検討実験（越流係数）

ⅲ）囲繞堤が本川に与える影響把握実験（護岸近傍流速）

ⅳ）調節池内流況把握実験（定流）

ⅴ）貯水池狭窄部流況把握実験

ⅵ）暫定時検討実験（貯水池排水門）

昭和58年度

ⅰ）本川・調節池内の水理量・流況把握実験（不定流）

ⅱ）複断面河道における抵抗特性把握実験

昭和59年度

ⅰ）本川・調節池内の水理量・流況把握実験（不定流）

ⅱ）鴨川左岸堤検討実験（流況）

ⅲ）田島ケ原流況把握実験

ⅳ）暫定時検討実験（貯水池排水門）

ⅴ）貯水池流入部（８割勾配）検討実験（減勢方法）

2. 模 型 実 験

2.1 相似律

模型実験により水理的検討を行う場合，相似律の問題が重要となる。すなわち，現地の現象を完全に模型上で再現することは困難であって，相似律により現象を支配する条件を明確にし，種々の水理量に関する模型縮尺を決定しなければならない。

現地と模型との間に相似性が保たれるためには，

1）幾何学的相似

2）運動学的相似

3）力学的相似

のいずれもが満足される必要があるにもかかわらず，一般に，1）及び2）の条件が比較的容易に満足されるのに対し，3）の条件を完全に満たすことはむずかしい。すなわち，各種水理現象はニュートンの運動方法

$$F = m\,a \qquad \cdots\cdots (2.1)$$

によって記述されるが，現象に関与する力には圧力，重力，粘性力，表面張力，弾性圧縮力など種々のものがあって，式（2.1）の左辺は単一項のみによって表示されるとは限らない。したがって，現地と模型との間で，各項の比をすべて一定にするという完全相似の達成は困難であり，実際上は取り扱う現象のなかで卓越する力のみを重視せざるを得ない。

一般に，レイノルズ数が極めて大きい開水路流れにおいては，式（2.1）左辺の各項のうち重力項 $\rho g L^3$ が卓越し，また右辺の慣性力を $\rho L^2 U^2$ で表すと，現地及び模型に関する式（2.1）より，

$$\frac{\rho_p\ g_p\ L_p^3}{\rho_m\ g_m\ L_m^3} = \frac{\rho_p\ L_p^2\ U_p^2}{\rho_m\ L_m^2\ U_m^2} \qquad \cdots\cdots (2.2)$$

すなわち，フルードの相似則

$$\frac{U_p}{g_p\ L_p} = \frac{U_m}{g_m\ L_m} \qquad \cdots\cdots (2.3)$$

が満足される必要がある。ここに，Lは代表長，Uは代表速度，gは重力加速度，ρは密度であり，また添字 p及びmは，それぞれ，現地（prototype）及び模型（model）の水理量を表している。

いま，フルードの相似則を適用すると，重力加速度 gはいずれの地点においてもほぼ一定であるとみなされるため，模型の縮尺は式（2.3）を用いてそれぞれ次のように決定される。

$$\begin{aligned} L_r &= L_p / L_m \\ U_r &= U_p / U_m = L_r^{1/2} \\ T_r &= T_p / T_m = L_r^{1/2} \\ Q_r &= Q_p / Q_m = L_r^{5/2} \\ n_r &= n_p / n_m = L_r^{1/6} \end{aligned} \qquad \cdots\cdots (2.4)$$

ここに，Tは時間，Qは流量，nはマニングの粗度係数であって，以後においては，とくに断らない

限り，実験結果の説明では式（2.4）により現地の値に換算されたもので表示されている。

2.2 模型及び実験の概要

本検討においては，1.4で述べたように，第一調節池内及び本川の全体的流況・水理量の把握と構造物周辺の流況の把握及び越流係数の算定とを目的としており，前者については第一調節池全体を含む小縮尺の大模型が，また後者についてはそれぞれの構造物に関する大縮尺の部分模型が必要となる。したがって，本検討の実施にあたっては，1.4で示したように，第一調節池が含まれる荒川26.0kmから42.0kmまでを対象とした縮尺1/100の模型と，種々の構造物を対象とした縮尺1/20，1/30，1/50の部分模型を製作した。それぞれの模型における各種水理量の縮尺は，式（2.4）より表2−1のように与えられる。

縮尺1/100のモルタル製大型模型は，図2−1のように，河川模型実験施設に製作され，実験の目的に応じて適宜改造された。河川流は，河道部上流端に設けられた量水槽に高水槽から送水することにより供給され，流量は四角ぜきを有する量水槽の越流水深が所定の値となるように，高水槽からの送水管途中に設けられた流量調節用バルブによって調節されている。河道部下流端にはせき上げ装置が設けられ，これにより河道下流端（29.0km）水位が所定の値となるように設定されている。さらに，せき上げ装置の下流には，四角ぜきが設けられ，第一調節池で調節された河道流量が測定されるようになっている。また，河道下流端（29.0km）の水位設定にあたっては，当該断面の水位・流量関係が満足されなければならないため，まず流量を測定し，つぎに河道水位をこの流量に対応した水位に設定し直し，その後再び流量を測定し，さらに水位を設定し直すという作業をくり返す必要がある。なお，四角ぜきの利用にあたっては，板谷・手島公式が用いられている。

一方，縮尺1/20のモルタル製部分模型は，上記縮尺1/100の大型模型に近接した幅3m，深さ0.6m，長さ45mのモルタル・ブロック製水路内（図2−2）に製作され，実験にあたっては，縮尺1/100模型用の量水槽が使用されている。

また，縮尺1/30あるいは1/50のモルタル製・木製模型は，上記モルタル・ブロック製水路及び水理共同実験棟二次元水路（図2−3）・蛇行水路（図2−4）内に，実験目的に応じ適宜製作されている。二次元水路には三角ぜきが，また蛇行水路には三角ぜき及び四角ぜきが併設され，流量の設定が行われるとともに，水路下流端に設けられている水位調節用せき上げ装置により下流端水位が設定されている。なお，三角ぜきの利用にあたっては，渡辺公式が用いられている。

実験においては，水位，流速，流向，流況等が計測されているが，水位計測にあたってはサーボ式水位計・ポイントゲージが，また流速計測にあたっては$\phi=5$ mmのプロペラ式流速計が，さらに流向計測にあたっては流向計が，それぞれ用いられている。一方，流況は流水に染料を投入し，これを気球あるいはローリングタワー上から写真撮影することにより観測されている。

表2−2〜表2−9は，本検討における各種実験水理条件をまとめたものであって，以下のように大別される。

① 検証実験（表2−2）

模型と現況河道あるいは模型と計画河道との相似性を検討するとともに，現況河道の諸特性の把握を行う。

② 現況実験（表2−3）

現況河道における横堤の機能を把握するとともに，田島ケ原付近の現況流況を明らかにし，調節池化に伴う影響検討のための比較資料とする。

③ 本川流況に関する実験（表２－４）

囲繞堤設置後の計画河道において，横堤の果す役割を明らかにし，撤去の妥当性について検討するとともに，低水・高水護岸近傍の流速分布に基づき，護岸強化の必要性を明らかにする。

④ 調節池内流況に関する実験（表２－５）

各種計画案に対する全般的池内流況を明らかにするとともに，とくに田島ケ原の流況及び下流排水門付近の排水流況を検討する。

⑤ 調節池構造物に関する実験（表２－６）

越流堤・鴨川左岸堤・貯水池流入部等の構造物の越流係数を明らかにするとともに，流況を検討し，とくに種々の減勢方法を比較する。

⑥ 不定流による総合的検討実験（表２－７）

計画洪水波形あるいは実績洪水波形を用いて，本川・池内の流況を総合的に検討する。

⑦ 暫定時に関する実験（表２－８）

囲繞堤が暫定状態の場合において生ずる種々の水理的諸問題を明らかにする。

⑧ 複断面河道の粗度係数に関する実験（表２－９）

水位による複断面河道の粗度係数の相違を明らかにし，計画河道の粗度係数決定への反映を図る。

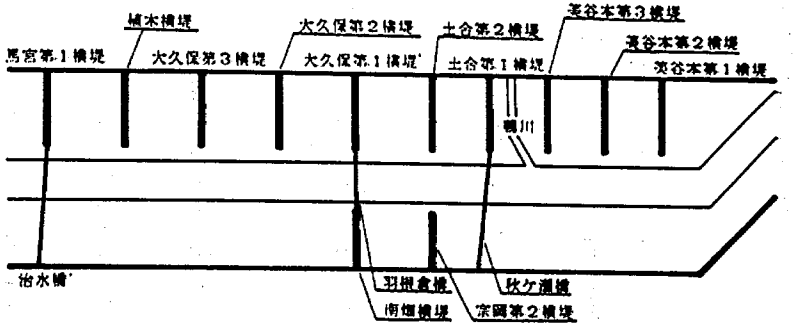
表２－１　各種水理量の模型縮尺

種　別	A	B,E	B,F,G,H,I	C,D
水平縮尺Xr	1 : 100	1 : 20	1 : 30	1 : 50
鉛直縮尺Hr	1 : 100	1 : 20	1 : 30	1 : 50
面　積Ar	1 : 10,000	1 : 400	1 : 900	1 : 2,500
体　積Vr	1 : 1,000,000	1 : 8,000	1 : 27,000	1 : 125,000
勾　配Ir	1 : 1	1 : 1	1 : 1	1 : 1
流　速vr	1 : 10	1 : 4.472	1 : 5.477	1 : 7.071
流　量Qr	1 : 100,000	1 : 1789	1 : 4930	1 : 17,678
時　間Tr	1 : 10	1 : 4.472	1 : 5.477	1 : 7.071
粗度係数nr	1 : 2.154	1 : 1.648	1 : 1.763	1 : 1.919

表２－２　検証実験の実験条件

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(㎥/s)	
C−1−1	54	I−1	A	定	7000	n＝0.035（現況）
C−1−2	54	I−2	A	定	4500	n＝0.035（現況）
C−1−3	54	I−3	A	定	2000	n＝0.035（現況）
C−2−1	58	−	A	定	6200	n＝0.030（計画）
C−2−2	58	−	A	定	6200	n＝0.038（計画）
C−3−1	59	−	A	定	6200	n＝0.030（計画）
C−3−2	59	−	A	定	6200	n＝0.038（計画）
C−3−3	59	−	A	定	6200	n＝0.038（計画）

検証実験１.



検証実験２.
（粗度）

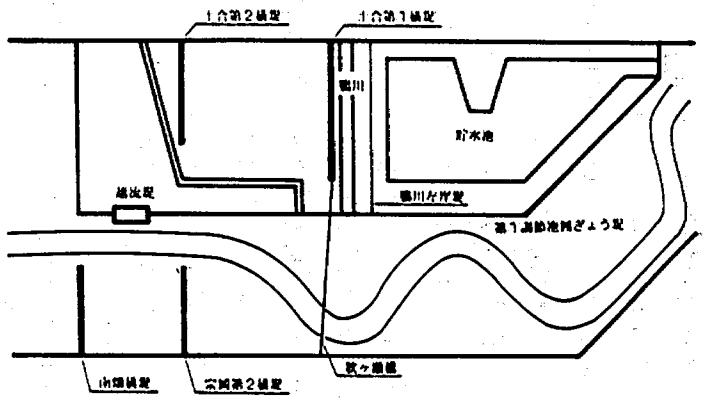


表２－３　現況実験の実験条件

横堤の影響検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(㎥/s)	
A−1−1	54	Ⅱ－1	A	定	7000	横堤撤去
A−1−2	54	Ⅱ－2	A	定	4500	横堤撤去
A−2−3	59	7−3	A	定	7000	

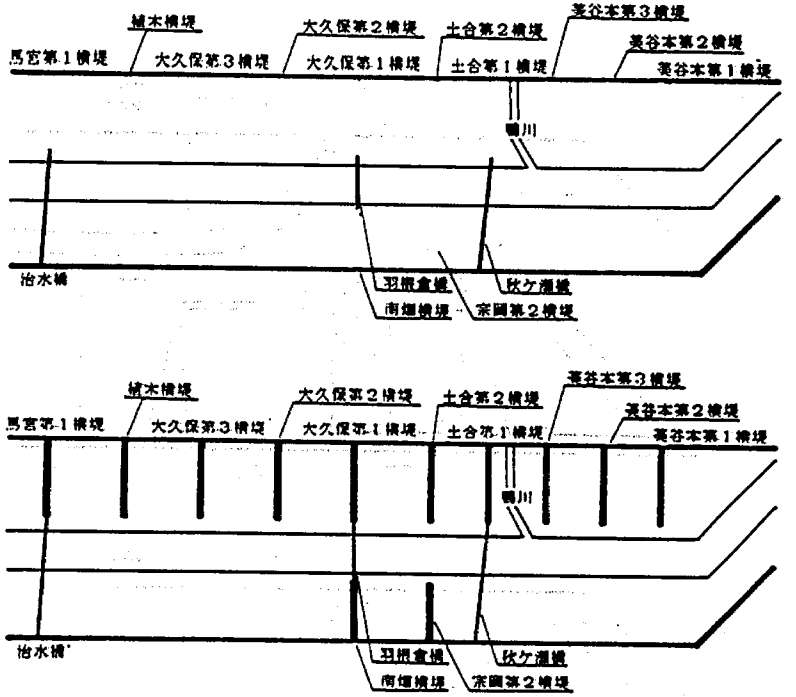
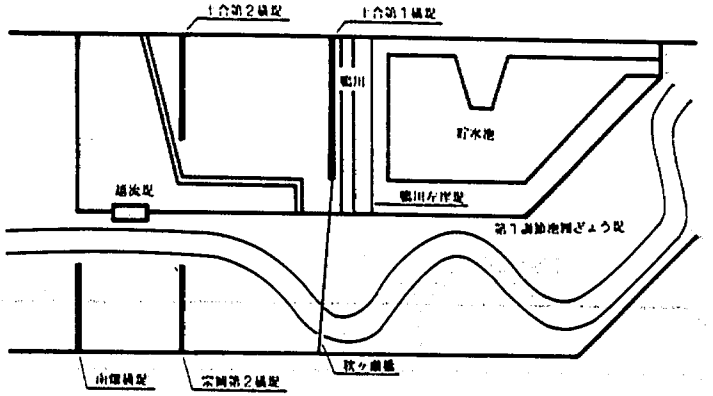


表２－４(1)　本川流況に関する実験条件

横堤の影響検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(㎥/s)	南　畑	宗　岡
PW_1−1−1	54	Ⅲ−1−1	A	定	7000	現況	現況
PW_1−1−2	54	Ⅲ−1−2	A	定	4500	現況	現況
PW_2−1−1	56	Ⅲ−1−1	A	定	7000	現況	現況
PW_2−1−2	56	Ⅲ−1−2	A	定	4500	現況	現況
PW_1−2−1	54	Ⅲ−2−1	A	定	7500	撤去	現況
PW_1−2−2	54	Ⅲ−2−2	A	定	4500	撤去	現況



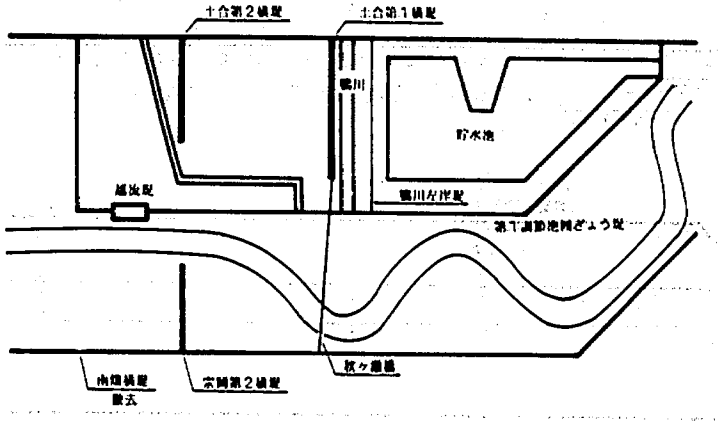
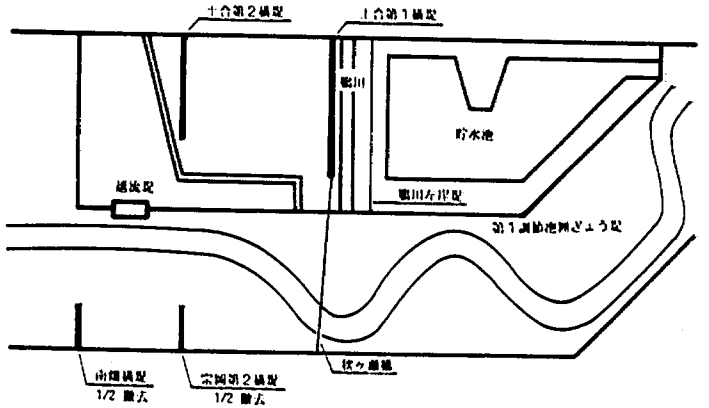


表２－４(2)　本川流況に関する実験条件

横堤の影響検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(㎥/s)	南　畑	宗　岡
PW_1−3−1	54	Ⅲ−3−1	A	定	7000	1/2 撤去	1/2 撤去
PW_1−3−2	54	Ⅲ−3−2	A	定	4500	1/2 撤去	1/2 撤去



PW_1−5−1	55	BⅢ−5−1	A	定	7000	180ｍ撤去	170ｍ撤去
PW_1−5−2	55	BⅢ−5−2	A	定	4500	180ｍ撤去	170ｍ撤去

PW_2−2−1	56	Ⅲ−3−1	A	定	7000	180ｍ撤去	170ｍ撤去
PW_2−2−2	56	Ⅲ−3−2	A	定	4500	180ｍ撤去	170ｍ撤去

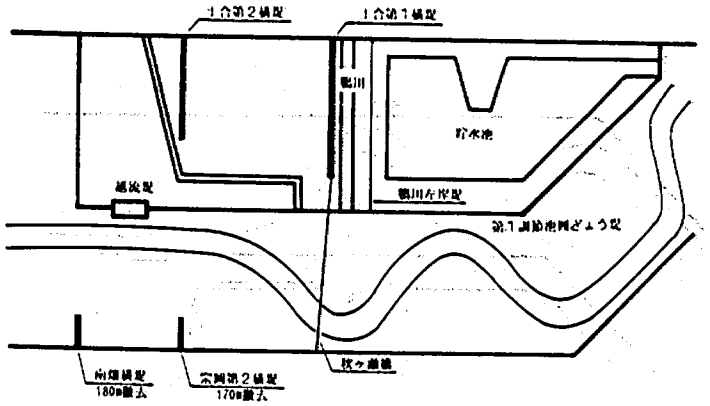


表２－４(3)　本川流況に関する実験条件

横堤の影響検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量 (㎥/s)	南　畑	宗　岡
PW_1-4-1	54	Ⅲ－４－１	A	定	7000	撤去	撤去
PW_1-4-2	54	Ⅲ－４－２	A	定	4500	撤去	撤去

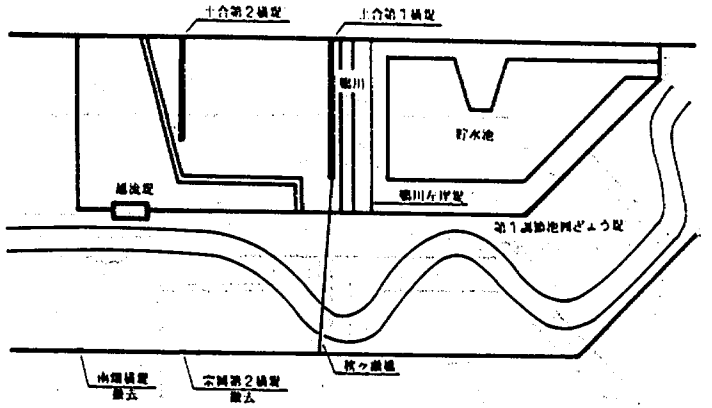
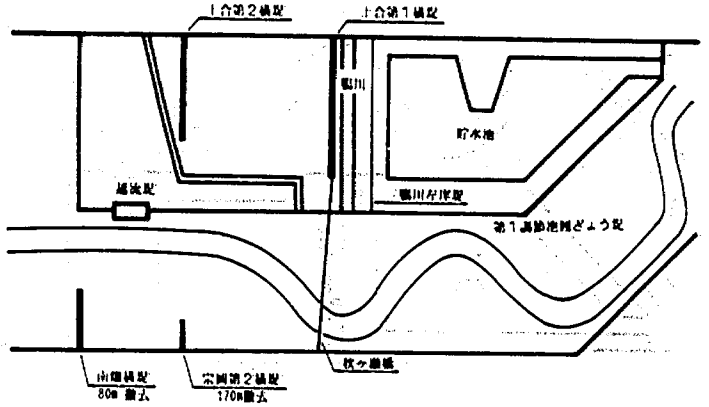


表２－４(4)　本川流況に関する実験条件

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(㎥/s)	南　畑	宗　岡
PW_1−6−1	55	BⅢ−6−1	A	定	7000	80ｍ撤去	170ｍ撤去
PW_1−6−2	55	BⅢ−6−2	A	定	4500	80ｍ撤去	170ｍ撤去
PW_2−3−1	56	Ⅲ−2−1	A	定	7000	80ｍ撤去	170ｍ撤去
PW_2−3−2	56	Ⅲ−2−2	A	定	4500	80ｍ撤去	170ｍ撤去
PW_3−1−1	57	F−1	A	定	7000	計画	
PW_3−1−2	57	F−2	A	定	4500	水制設置(33.8～33.4,31.2～30	
PW_3−2	57	F−3	A	定	7000		

横堤の影響検討



囲繞堤設置による流況への影響

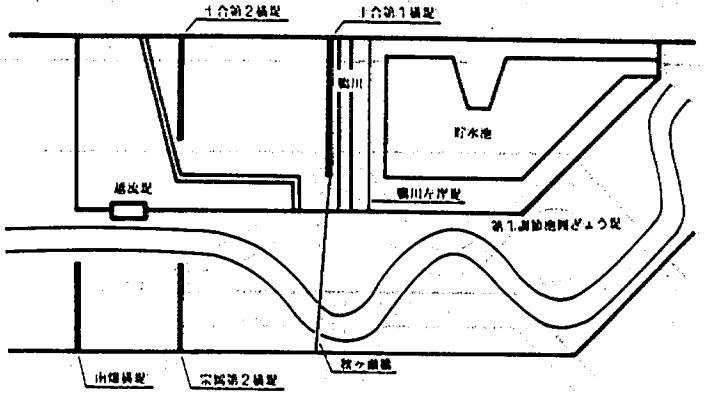
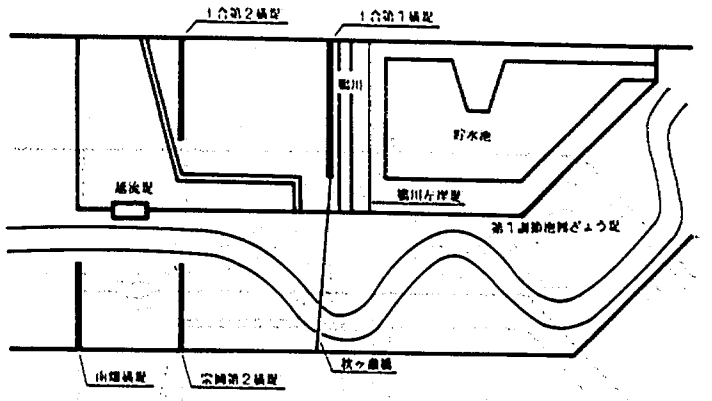


表２－５(1)　調節池内流況に関する実験条件

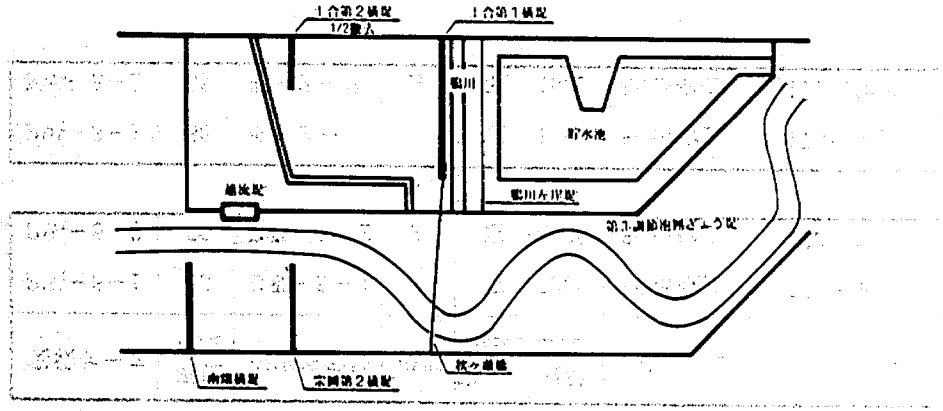
池内流況検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量（m^3/s）
ＰＲ－１－１ａ	54	Ⅳ－１－１	A	定	840
ＰＲ－１－１ｂ	54	Ⅳ－１－２	A	定	840
ＰＲ－１－２ａ	54	Ⅳ－２－１	A	定	420
ＰＲ－１－２ｂ	54	Ⅳ－２－２	A	定	420
ＰＲ－１－③	54	Ⅴ－１－１	A	不定	階段
ＰＲ－１－④	54	Ⅴ－１－２	A	不定	計画
ＰＲ－１－⑤	54	な　し	A	不定	計画

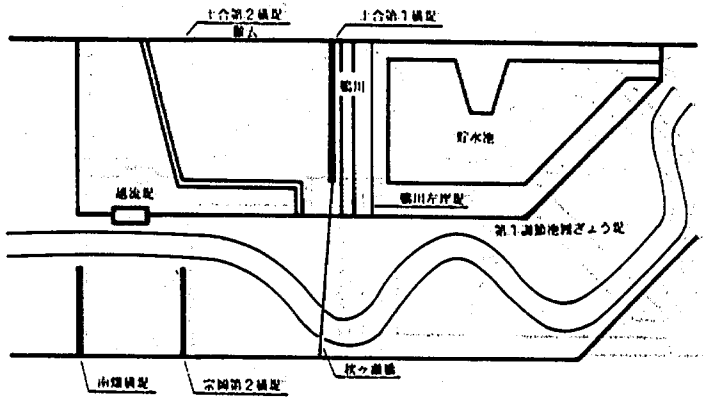


ＰＲ－２－１	54	Ⅳ－３－１	A	定	840
ＰＲ－２－２	54	Ⅳ－３－２	A	定	840

ＰＲ－３－１	54	Ⅳ－４－１	A	定	840
ＰＲ－３－２	54	Ⅳ－４－２	A	定	840



土合第二横堤 1/2 撤去



土合第二横堤撤去

（左岸横堤の影響）

表２－５(2)　調節池内流況に関する実験条件

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量（㎥／ｓ）
ＰＲ－４－１	55	Ｃ－Ⅱ－１	Ａ	定	840
ＰＲ－４－２	55	Ｃ－Ⅱ－２	Ａ	定	420
ＰＲ－４－３	55	Ｃ－Ⅱ－３	Ａ	定	210
ＰＲ－４－④	55	Ｃ－１	Ａ	不定	計画
ＰＲ－４－⑤	55	Ｄ－１	Ａ	不定	計画
ＰＲ－４－⑥	55	Ｄ－２	Ａ	不定	本川急激停止
ＰＲ－５－１	56	Ⅳ－３	Ａ	定	850
ＰＲ－５－②	56	Ⅳ－１	Ａ	不定	計画
ＰＲ－５－③	56	Ⅳ－２	Ａ	不定	計画
ＰＲ－５－④	56	Ⅴ－１	Ａ	不定	計画
ＰＲ－５－⑤	56	Ⅴ－２	Ａ	不定	計画
ＰＲ－５－⑥	56	Ⅵ	Ａ	不定	計画
ＰＲ－５－⑦	56	Ⅶ	Ａ	不定	計画
ＰＲ－６－１	57	Ｂ－３	Ａ	定	850

池内流況検討

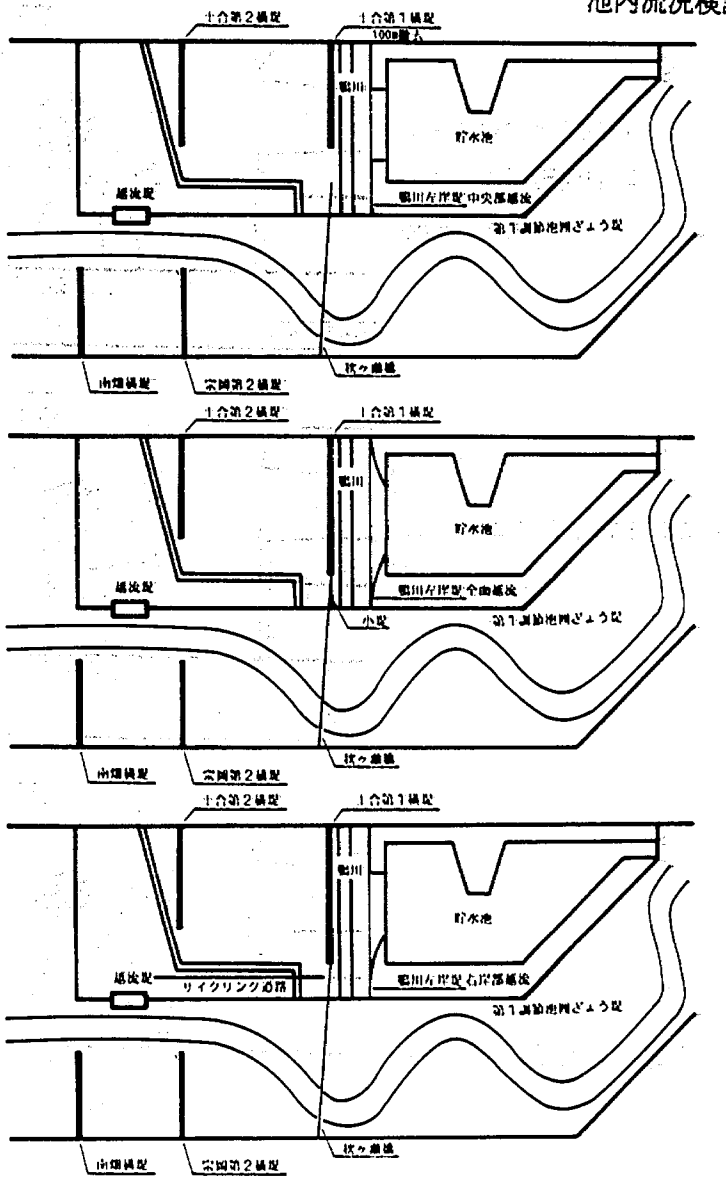
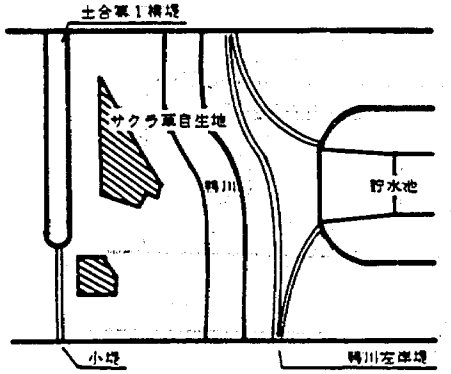
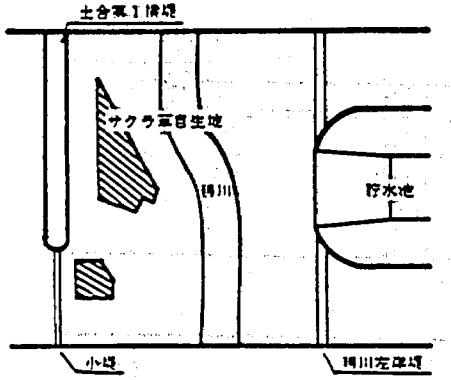


表２－５(3)　調節池内流況に関する実験条件

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量（㎥／ｓ）
ＰＲ－７－１	56	Ｂ－１	Ａ	定	850
ＰＲ－７－２	56	Ｂ－２	Ａ	定	850
ＰＲ－７－３	59	７－１	Ａ	定	850
ＰＲ－７－４	59	７－２	Ａ	定	850

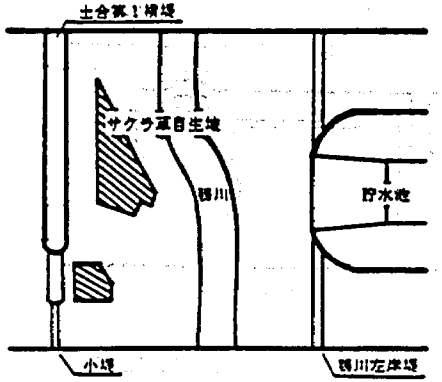


サクラ草自生地付近流況検討



小堤原案

左岸堤改良案 A.P.11.925ｍ



小堤改良案

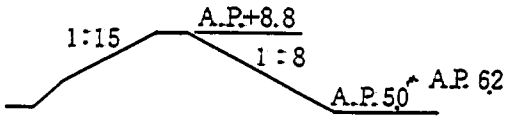
サクラ草自生地前面

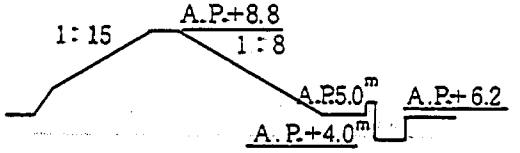
A.P.8ｍ，他 A.P.7ｍ

表２－６(1)　調節池構造物に関する実験条件（その１）

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(m^3/s)
PS_1−1−1a	55	Ⅲ−1−1	B	定	1000
PS_1−1−1b	55	Ⅲ−1−2	B	定	800
PS_1−1−1c	55	Ⅲ−1−3	B	定	600
PS_1−1−1d	55	Ⅲ−1−4	B	定	400
PS_1−1−1e	55	Ⅲ−1−5	B	定	200
PS_1−1−2a	55	Ⅲ−2−1	B	定	1000
PS_1−1−2b	55	Ⅲ−2−2	B	定	800
PS_1−1−2c	55	Ⅲ−2−3	B	定	600
PS_1−1−2d	55	Ⅲ−2−4	B	定	400
PS_1−1−2e	55	Ⅲ−2−5	B	定	200
PS_1−2−1a	54	Ⅵ−1	A	定	本川 7500
PS_1−2−1b	54	Ⅵ−2	A	定	本川 7000
PS_1−2−1c	54	Ⅵ−3	A	定	本川 6500
PS_1−2−1d	54	Ⅵ−4	A	定	本川 5500
PS_1−2−1e	54	Ⅵ−5	A	定	本川 4500
PS_1−3−1a	57	E−a−1a	A	定	本川 4500	Free
PS_1−3−1b	57	E−a−1b	A	定	本川 4500	7.8
PS_1−3−1c	57	E−a−1c	A	定	本川 4500	8.8
PS_1−3−1d	57	E−a−1d	A	定	本川 4500	9.3
PS_1−3−2	57	E−a−2a	A	定	本川 5000	Free
PS_1−3−3	57	E−a−3a	A	定	本川 5500	Free
PS_1−3−4	57	E−a−4a	A	定	本川 6000	Free
PS_1−3−5	57	E−a−5a	A	定	本川 6500	Free
PS_1−3−6a	57	E−a−6a	A	定	本川 7000	Free
PS_1−3−6b	57	E−a−6b	A	定	本川 7000	8.8
PS_1−3−6c	57	E−a−6c	A	定	本川 7000	9.3
PS_1−3−6d	57	E−a−6d	A	定	本川 7000	9.8
PS_1−3−6e	57	E−a−6e	A	定	本川 7000	10.3
PS_1−3−6f	57	E−a−6f	A	定	本川 7000	10.8

越流堤検討





越流係数の検討

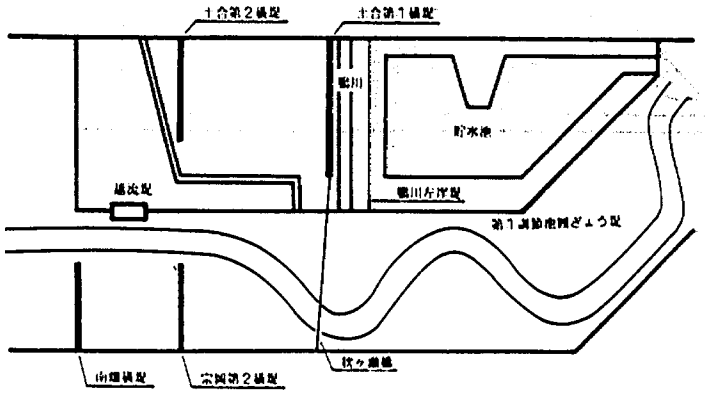


表２－６(2)　調節池構造物に関する実験条件（その２）

越流係数の検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(m^3/s)	池内水位 (A.P.m)	本川幅 (m)	備考
PS_1-4-Ia	57	E−b−1a	A	定	本川4500	Free	100	
PS_1-4-Ib	57	E−b−1b	A	定	本川4500	Free	150	
PS_1-4-Ic	57	E−b−1c	A	定	本川4500	Free	170	
PS_1-4-Id	57	E−b−1d	A	定	本川4500	Free	200	
PS_1-4-1e	57	E−b−1e	A	定	本川4500	Free	250	
PS_1-4-If	57	E−b−1f	A	定	本川4500	Free	300	
PS_1-4-Ig	57	E−b−1g	A	定	本川4500	Free	350	
PS_1-4-1h	57	E−b−1h	A	定	本川4500	Free	400	
PS_1-4-2a	57	E−b−2a	A	定	本川4500	8.8	100	
PS_1-4-2b	57	E−b−2b	A	定	本川4500	8.8	150	
PS_1-4-2c	57	E−b−2c	A	定	本川4500	8.8	170	
PS_1-4-2d	57	E−b−2d	A	定	本川4500	8.8	200	
PS_1-4-2e	57	E−b−2e	A	定	本川4500	8.8	250	
PS_1-4-2f	57	E−b−2f	A	定	本川4500	8.8	300	
PS_1-4-2g	57	E−b−2g	A	定	本川4500	8.8	350	
PS_1-4-2h	57	E−b−2h	A	定	本川4500	8.8	400	
PS_1-4-3a	57	E−b−3a	A	定	本川7000	Free	100	
PS_1-4-3b	57	E−b−3b	A	定	本川7000	Free	150	
PS_1-4-3c	57	E−b−3c	A	定	本川7000	Free	170	
PS_1-4-3d	57	E−b−3d	A	定	本川7000	Free	200	
PS_1-4-3e	57	E−b−3e	A	定	本川7000	Free	250	
PS_1-4-3f	57	E−b−3f	A	定	本川7000	Free	300	
PS_1-4-3g	57	E−b−3g	A	定	本川7000	Free	350	
PS_1-4-3h	57	E−b−3h	A	定	本川7000	Free	400	
PS_1-4-4a	57	E−b−4a	A	定	本川7000	9.8	100	
PS_1-4-4b	57	E−b−4b	A	定	本川7000	9.8	150	
PS_1-4-4c	57	E−b−4c	A	定	本川7000	9.8	170	
PS_1-4-4d	57	E−b−4d	A	定	本川7000	9.8	200	
PS_1-4-4e	57	E−b−4e	A	定	本川7000	9.8	250	
PS_1-4-4f	57	E−b−4f	A	定	本川7000	9.8	300	
PS_1-4-4g	57	E−b−4g	A	定	本川7000	9.8	350	
PS_1-4-4h	57	E−b−4h	A	定	本川7000	9.8	400	

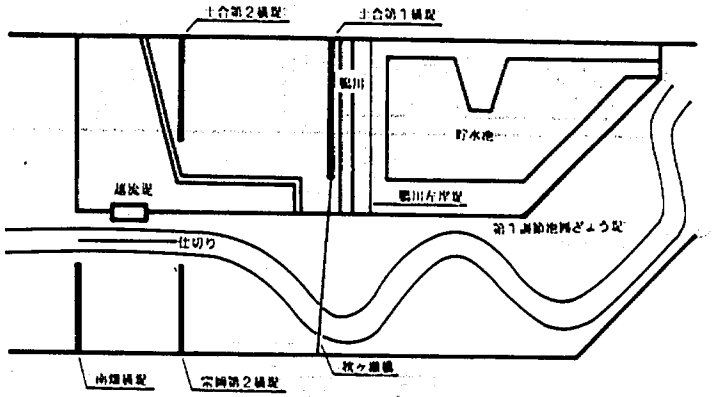


表２－６(3)　調節池構造物に関する実験条件（その３）

横越流検討

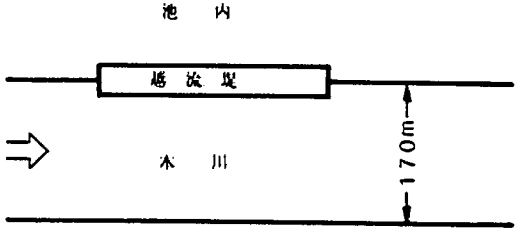
実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(m^3/s)	池内水位 (A.P.m)	本川水位 (A.P.m)	備考
PS_1－5－1a	57	E－d－1a	C	定	本川 4500	Free		
PS_1－5－1b	57	E－d－1b	C	定	本川 4500	7.8		
PS_1－5－1c	57	E－d－1c	C	定	本川 4500	8.8		
PS_1－5－1d	57	E－d－1d	C	定	本川 4500	9.3		
PS_1－5－2a	57	E－d－2	C	定	本川 5000	Free		
PS_1－5－3a	57	E－d－3	C	定	本川 5500	Free		
PS_1－5－4a	57	E－d－4	C	定	本川 6000	Free		
PS_1－5－5a	57	E－d－5	C	定	本川 6500	Free		
PS_1－5－6a	57	E－d－6a	C	定	本川 7000	Free		
PS_1－5－6b	57	E－d－6b	C	定	本川 7000	8.8		
PS_1－5－6c	57	E－d－6c	C	定	本川 7000	9.3		
PS_1－5－6d	57	E－d－6d	C	定	本川 7000	9.8		
PS_1－5－6e	57	E－d－6e	C	定	本川 7000	10.3		
PS_1－5－6f	57	E－d－6f	C	定	本川 7000	10.8		
PS_1－6－1a	57	E－e－1a	C	定	本川 4500		9.3	
PS_1－6－1b	57	E－e－1b	C	定	本川 4500		9.8	
PS_1－6－1c	57	E－e－1c	C	定	本川 4500		10.3	
PS_1－6－1d	57	E－e－1d	C	定	本川 4500		10.8	前面流速の影響
PS_1－6－2a	57	E－e－2a	C	定	本川 7000		9.3	
PS_1－6－2b	57	E－e－2b	C	定	本川 7000		9.8	
PS_1－6－2c	57	E－e－2c	C	定	本川 7000		10.3	
PS_1－6－2d	57	E－e－2d	C	定	本川 7000		10.8	

表２－６(4)　調節池構造物に関する実験条件（その４）

越流係数検討
（斜め越流）

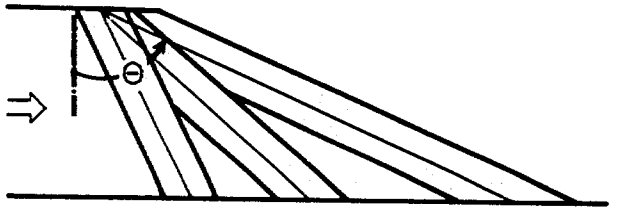
実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量（m^3/s）	流入角	備考
PS1－7－1a	57	E－C－1a	D	定	35.4	0°	
PS1－7－1b	57	E－C－1b	D	定	37.1	15°	
PS1－7－1c	57	E－C－1c	D	定	35.4	30°	
PS1－7－1d	57	E－C－1d	D	定	21.2	45°	
PS1－7－1e	57	E－C－1e	D	定	61.9	60°	
PS1－7－1f	57	E－C－1f	D	定	97.2	75°	
PS1－7－2a	57	E－C－2a	D	定	88.4	0°	
PS1－7－2b	57	E－C－2b	D	定	84.9	15°	
PS1－7－2c	57	E－C－2c	D	定	88.4	30°	
PS1－7－2d	57	E－C－2d	D	定	88.4	45°	
PS1－7－2e	57	E－C－2e	D	定	141.4	60°	
PS1－7－2f	57	E－C－2f	D	定	221.0	75°	
PS1－7－3a	57	E－C－3a	D	定	150.3	0°	
PS1－7－3b	57	E－C－3b	D	定	159.1	15°	
PS1－7－3c	57	E－C－3c	D	定	173.2	30°	
PS1－7－3d	57	E－C－3d	D	定	176.8	45°	
PS1－7－3e	57	E－C－3e	D	定	213.9	60°	
PS1－7－3f	57	E－C－3f	D	定	335.9	75°	
PS1－7－4a	57	E－C－4a	D	定	221.0	0°	
PS1－7－4b	57	E－C－4b	D	定	238.7	15°	
PS1－7－4c	57	E－C－4c	D	定	252.8	30°	
PS1－7－4d	57	E－C－4d	D	定	282.8	45°	
PS1－7－4e	57	E－C－4e	D	定	309.4	60°	
PS1－7－4f	57	E－C－4f	D	定	433.1	75°	

表２－６(5)　調節池構造物に関する実験条件（その５）

鴨川左岸堤検討実験

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(m^3/s)	貯水池水位 (A.P.m)	小堤高 (A.P.m)
PS_2-1-1	55	I－1	E	定	1000		
PS_2-1-2	55	I－2	E	定	800		
PS_2-1-3	55	I－3	E	定	600		
PS_2-1-4	55	I－4	E	定	400		
PS_2-1-5	55	I－5	E	定	200		
PS_2-2-1a	59	8－1	A	定	850	3.90	7.0
PS_2-2-1b	59	8－2	A	定	850	1.95	
PS_2-2-1c	59	8－3	A	定	850	−2.00	
PS_2-2-1d	59	8－4	A	定	850	−6.30	
PS_2-2-2a	59	8－5	A	定	850	3.90	8.0
PS_2-2-2b	59	8－6	A	定	850	1.95	
PS_2-2-2c	59	8－7	A	定	850	−2.00	
PS_2-2-2d	59	8－8	A	定	850	−6.30	
PS_2-2-3a	59	8－9	A	定	850	3.90	11.925
PS_2-2-3b	59	8－10	A	定	850	1.95	
PS_2-2-3c	59	8－11	A	定	850	−2.00	
PS_2-2-3d	59	8－12	A	定	850	−6.30	



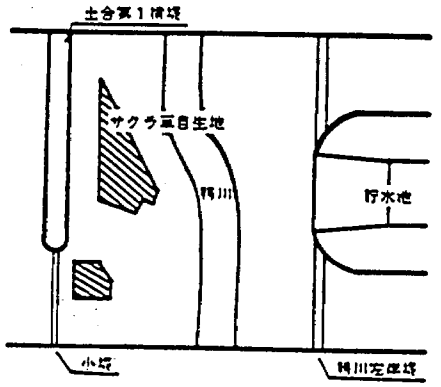
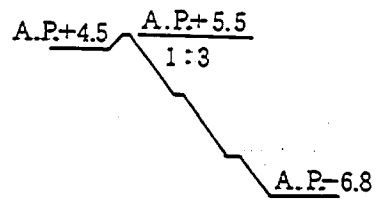


表２－６(6)　調節池構造物に関する実験条件（その６の１）

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模　型	定・不定流	流量（㎥/s）
PS_3-1-1a	55	Ⅱ－1－1	F	定	1000
PS_3-1-1b	55	Ⅱ－1－2	F	定	800
PS_3-1-1c	55	Ⅱ－1－3	F	定	600
PS_3-1-1d	55	Ⅱ－1－4	F	定	400
PS_3-1-1e	55	Ⅱ－1－5	F	定	200
PS_3-1-2a	55	Ⅱ－2－1	F	定	1000
PS_3-1-2b	55	Ⅱ－2－2	F	定	800
PS_3-1-2c	55	Ⅱ－2－3	F	定	600
PS_3-1-2d	55	Ⅱ－2－4	F	定	400
PS_3-1-2e	55	Ⅱ－2－5	F	定	200

貯水池流入部検討



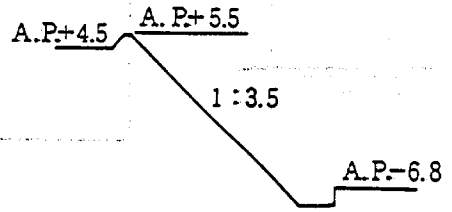
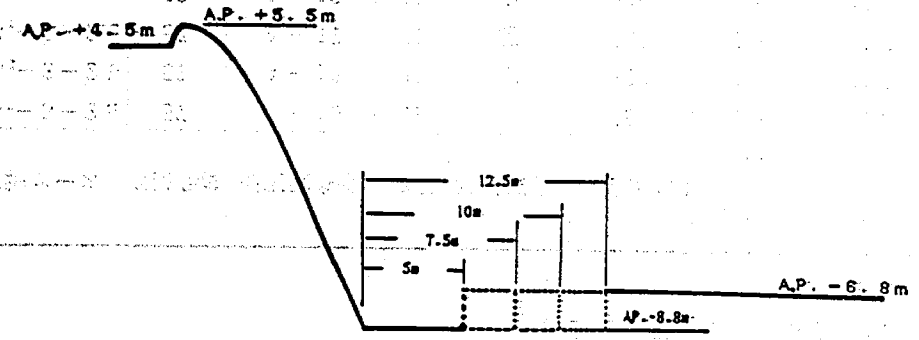


表２－６(7)　調節池構造物に関する実験条件（その６の２）

貯水池流入部検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流　量	天端高	減勢池長	深　さ		下流条件
PS_3-2-1a	56	Ⅱ－1－1	G	定	82	5.5	10		1：1	Free
PS_3-2-1b	56	Ⅱ－1－2	G	定	185	5.5	10		1：1	Free
PS_3-2-1c	56	Ⅱ－1－3	G	定	399	5.5	10		1：1	Free
PS_3-2-1d	56	Ⅱ－1－4	G	定	723	5.5	10		1：1	Free
PS_3-2-1e	56	Ⅱ－1－5	G	定	846	5.5	10		1：1	Free
PS_3-2-2a	56	Ⅱ－2－1	G	定	181	4.5	7.5		垂　直	Free
PS_3-2-2b	56	Ⅱ－2－2	G	定	386	4.5	7.5		垂　直	Free
PS_3-2-2c	56	Ⅱ－2－3	G	定	637	4.5	7.5		垂　直	Free
PS_3-2-2d	56	Ⅱ－2－4	G	定	904	4.5	7.5		垂　直	Free
PS_3-2-2e	56	Ⅱ－2－5	G	定	904	4.5	7.5		垂　直	Free
PS_3-2-2f	56	Ⅱ－2′－1	G	定		4.5	10		1：1	Free
PS_3-2-2g	56	Ⅱ－2′－2	G	定		4.5	5		垂　直	Free
PS_3-2-3a	56	Ⅱ－3－1	G	定	584	5.0	7.5		垂　直	Free
PS_3-2-3b	56	Ⅱ－3－2	G	定	1043	5.0	7.5		垂　直	Free
PS_3-3-1a	56	A－1	G	定	1019	5.5	5.0	1.5		
PS_3-3-1b	56	A－2	G	定	981	5.5	5.0	2.0		
PS_3-3-1c	56	A－3	G	定	981	5.5	7.5	2.0		
PS_3-3-1d	56	A－4	G	定	981	5.5	10.0	2.0		
PS_3-3-1e	56	A－5	G	定	981	5.5	12.5	2.0		
PS_3-3-1f	56	A－6	G	定	981	5.5	5.0	2.5		
PS_3-3-1g	56	A－7	G	定	961	5.5	5.0	3.0		



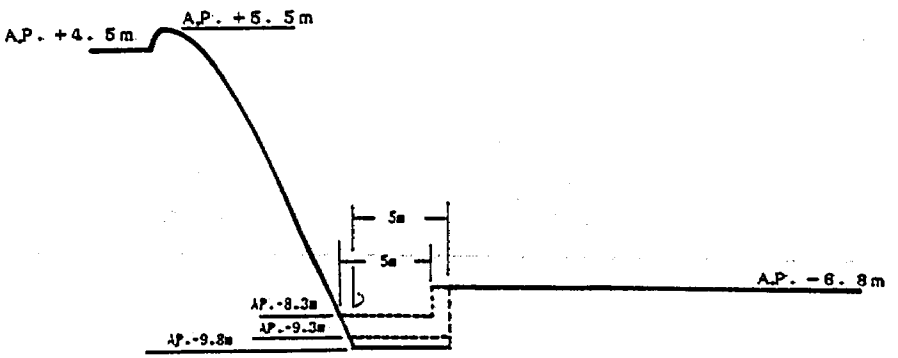
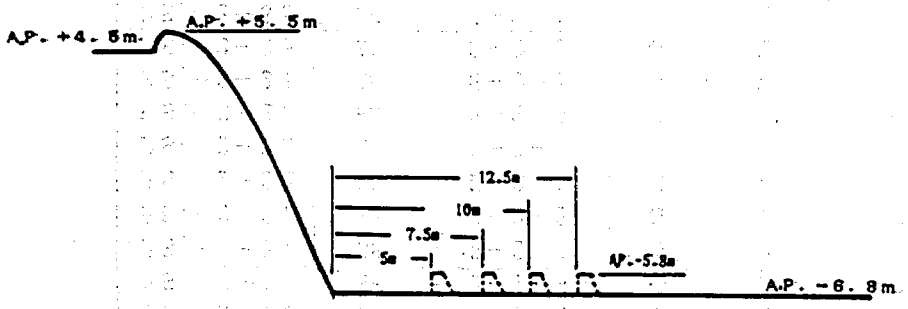
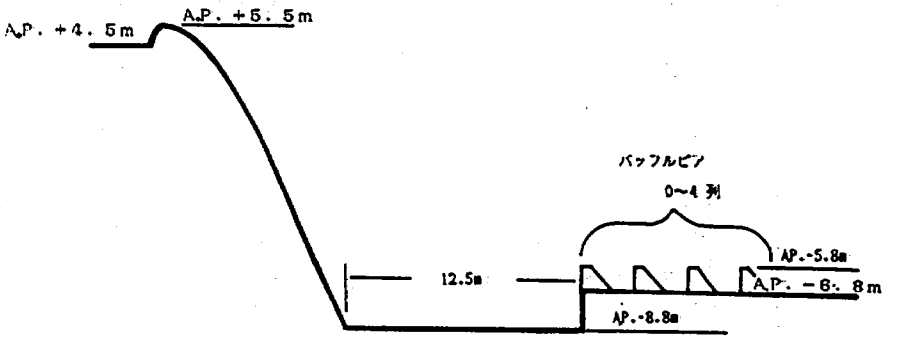


表2－6(8)　調節池構造物に関する実験条件（その7の1）

貯水池流入部検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(m^3/s)	天端高（m）	減勢池長（m）	深さ（m）	エンドシル（列）	エンドシルまでの長さ（m）	高さ（m）	副ダムまでの長さ（m）	高さ（m）	貯水池内水位(A.P.m)
PS_3－3－2a	57	A－15	H	定	850	5.5	12.5	2.0						
PS_3－3－2b	57	A－16	H	定	850	5.5	12.5	2.0						
PS_3－3－2c	57	A－17	H	定	850	5.5	12.5	2.0						
PS_3－3－2d	57	A－18	H	定	850	5.5	12.5	2.0						
PS_3－3－3a	57	A－19	H	定	850	5.5	12.5	2.0	1		1.0			
PS_3－3－3b	57	A－20	H	定	850	5.5	12.5	2.0	2		1.0			
PS_3－3－3c	57	A－21	H	定	850	5.5	12.5	2.0	3		1.0			
PS_3－3－3d	57	A－22	H	定	850	5.5	12.5	2.0	4		1.0			



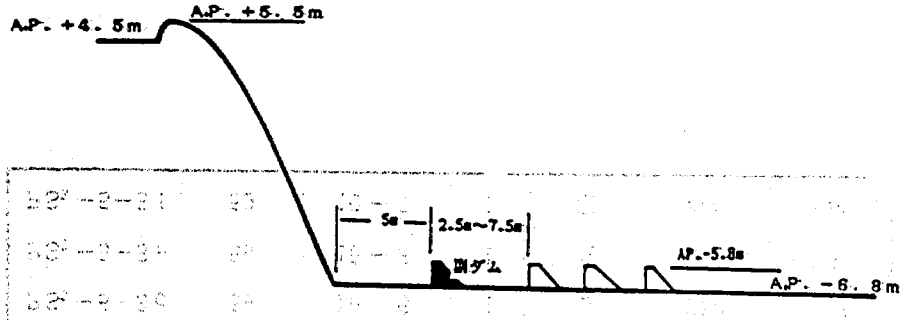


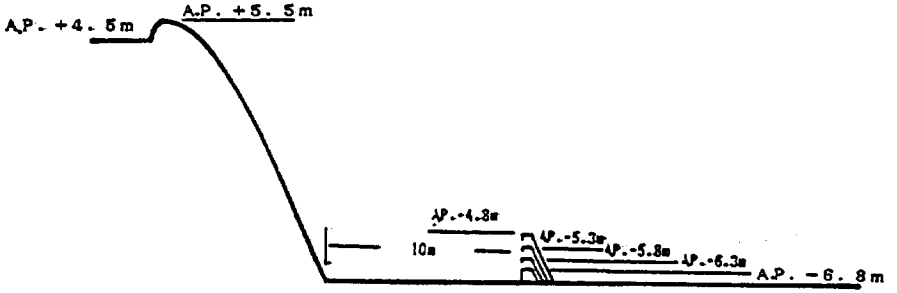
PS_3－4－1a	56	A－8	G	定	981	5.5				5.0	1.0			
PS_3－4－1b	56	A－9	G	定	961	5.5				7.5	1.0			
PS_3－4－1c	56	A－10	G	定	957	5.5				10.0	1.0			
PS_3－4－1d	56	A－11	G	定	957	5.5				12.5	1.0			

表２－６(9) 調節池構造物に関する実験条件（その７の２）

貯水池流入部検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(㎥/s)	天端高 (m)	減勢池長 (m)	深さ (m)	エンドシル (列)	エンドシルまでの長さ (m)	高さ (m)	副ダムまでの長さ (m)	高さ (m)	貯水池内水位 (A.P.m)
PS_3-4-1e	56	A－12	G	定	957	5.5				10.0	0.5			
PS_3-4-1f	56	A－13	G	定	990	5.5				10.0	1.5			
PS_3-4-1g	56	A－14	G	定	970	5.5				10.0	2.0			

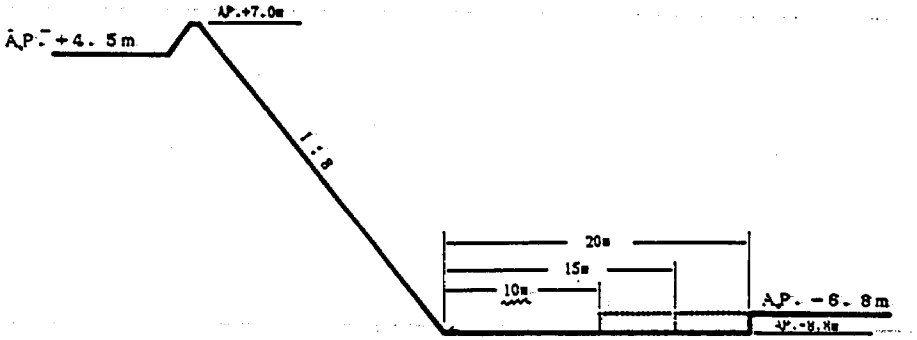




PS_3-4-2a	57	A－23	H	定	850	5.5						5.0	1.0	
PS_3-4-2b	57	A－24	H	定	850	5.5						5.0	1.0	
PS_3-4-2c	57	A－25	H	定	850	5.5						5.0	1.0	
PS_3-4-2d	57	A－26	H	定	850	5.5						5.0	1.0	
PS_3-4-3a	57	A－27	H	定	850	5.5			3	2.5	1.0	5.0	1.0	
PS_3-4-3b	57	A－28	H	定	850	5.5			3	5.0	1.0	5.0	1.0	
PS_3-4-3c	57	A－29	H	定	850	5.5			3	7.5	1.0	5.0	1.0	

表２－６(10)　調節池構造物に関する実験条件（その７の３）

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(㎥/s)	貯水池内水位(A.P.m)
PS_3-5-1	59	10－1	I	定	850	−6.80
PS_3-5-2	59	10－3	I	定	850	−6.80
PS_3-5-3a	59	10－2	I	定	850	−6.80
PS_3-5-3b	59	10－4	I	定	850	−2.00
PS_3-5-3c	59	10－5	I	定	850	0.00
PS_3-5-3d	59	10－6	I	定	850	1.65
PS_3-5-3e	59	10－8	I	定	600	−6.80
PS_3-5-3f	59	10－7	I	定	400	−6.80



貯水池流入部検討

表２－７(1)　不定流による総合的検討

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量 (m^3/s)	粗度係数	越流堤高 (A.P.m)	荒川下流条件
P−I−1	58	1−I	A	不定	計画	0.030	9.914	計画
P−1−2	58	1−2	A	不定	計画	0.030	9.914	現況
P−2−1	58	2−1	A	不定	計画	0.038	9.914	計画
P−2−2	58	2−2	A	不定	計画	0.038	9.914	現況
P−3	58	3	A	不定	計画	0.030	8.400	計画
P−4	58	4	A	不定	計画	0.038	8.400	計画
P−0	56	Ⅶ	A	不定	計画	0.035		



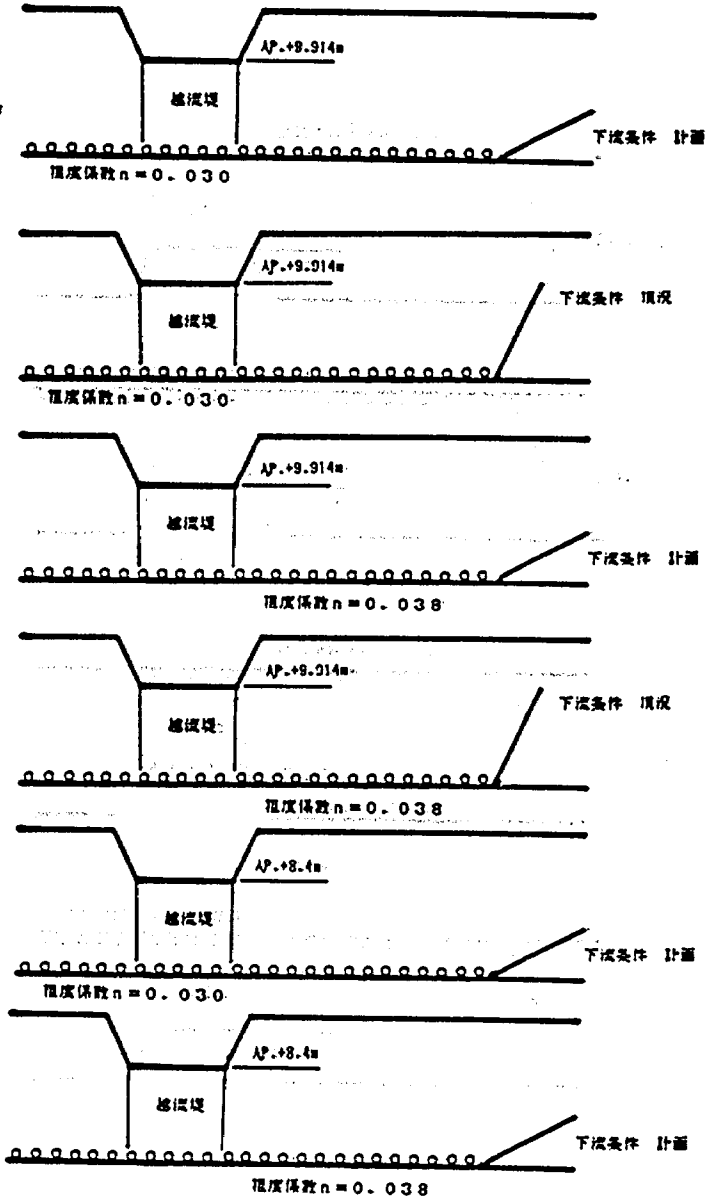
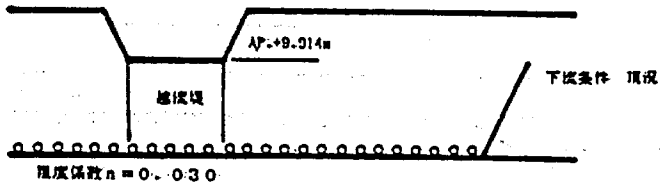


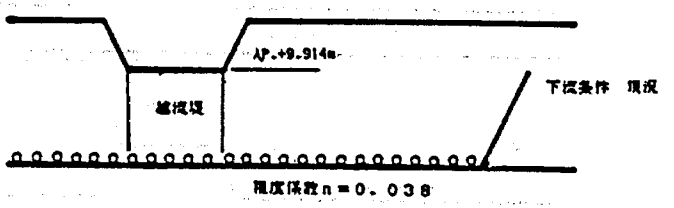
表２－７(2)　不定流による総合的検討

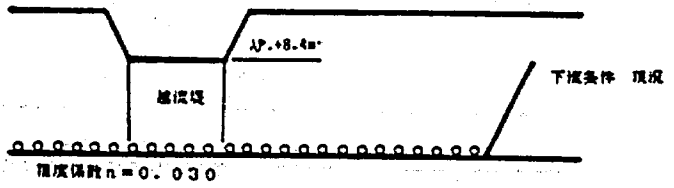
実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量（㎥/s）	粗度係数	越流堤高(A.P.m)	荒川下流条件
P−5−1	59	5−1	A	不定	実績	0.030	9.914	現況
P−5−①	59	5−1A	A	不定	実績	0.030	9.914	現況
P−5−2	59	5−2	A	不定	実績	0.038	9.914	現況
P−5−②	59	5−2A	A	不定	実績	0.038	9.914	現況
P−6−①	59	6−1	A	不定	実績	0.030	8.400	現況
P−6−②	59	6−2	A	不定	実績	0.038	8.400	現況



３ダム１調節池







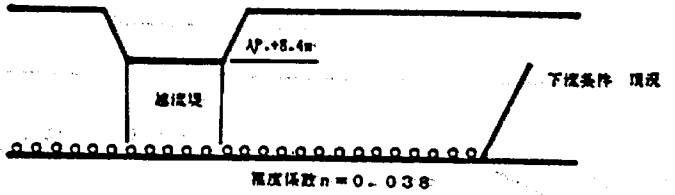
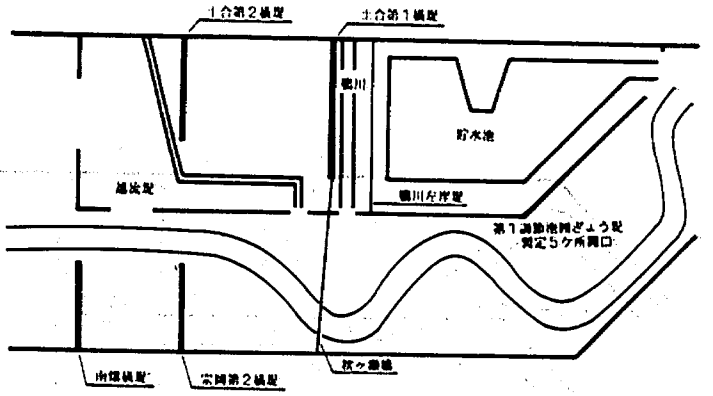


表２－８(1)　暫定時に関する実験条件

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(m^3/s)	備　　考
T－1－1	56	I－1	A	定	7000	囲繞堤５箇所暫定
T－1－2	56	I－2	A	定	4500	囲繞堤５箇所暫定
T－2	57	C－3	A	定	7000	下流排水門暫定第２案(開口幅160m)
T－3	57	C－4	A	定	7000	下流排水門暫定第３案(開口幅340m)



T－4－1	56	C－1	A	定	7000	囲繞堤４箇所暫定
T－4－2	56	C－2	A	定	4500	囲繞堤４箇所暫定

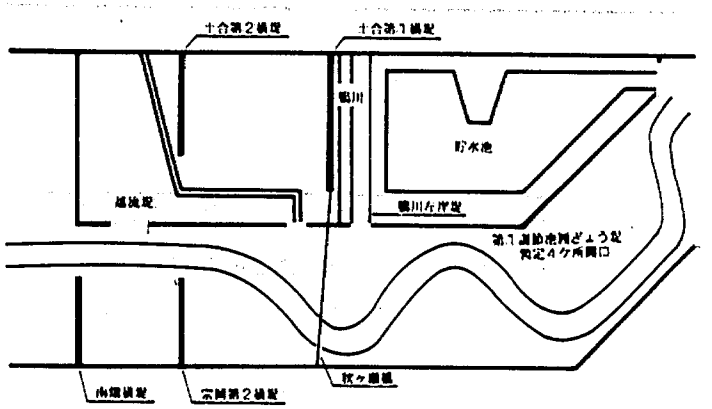
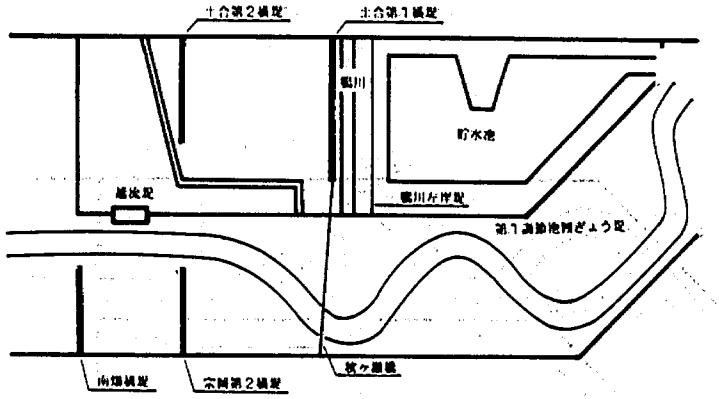


表２－８(2)　暫定時に関する実験条件

（下流排水門のみ開口）

実験ケース	実施年度	旧実験番号	模型	定・不定流	流量(㎥/s)	池内水位	備　　考
T－5－1a	59	a－1	A	定	2000	1.65	下流排水門暫定第２案（開口幅160ｍ）
T－5－1b	59	a－2	A	定	2000	－6.30	下流排水門暫定第２案（開口幅160ｍ）
T－5－2a	59	a－3	A	定	3000	1.65	下流排水門暫定第２案（開口幅160ｍ）
T－5－2b	59	a－4	A	定	3000	－6.30	下流排水門暫定第２案（開口幅160ｍ）
T－5－3a	59	a－5	A	定	5000	1.65	下流排水門暫定第２案（開口幅160ｍ）
T－5－3b	59	a－6	A	定	5000	－6.30	下流排水門暫定第２案（開口幅160ｍ）



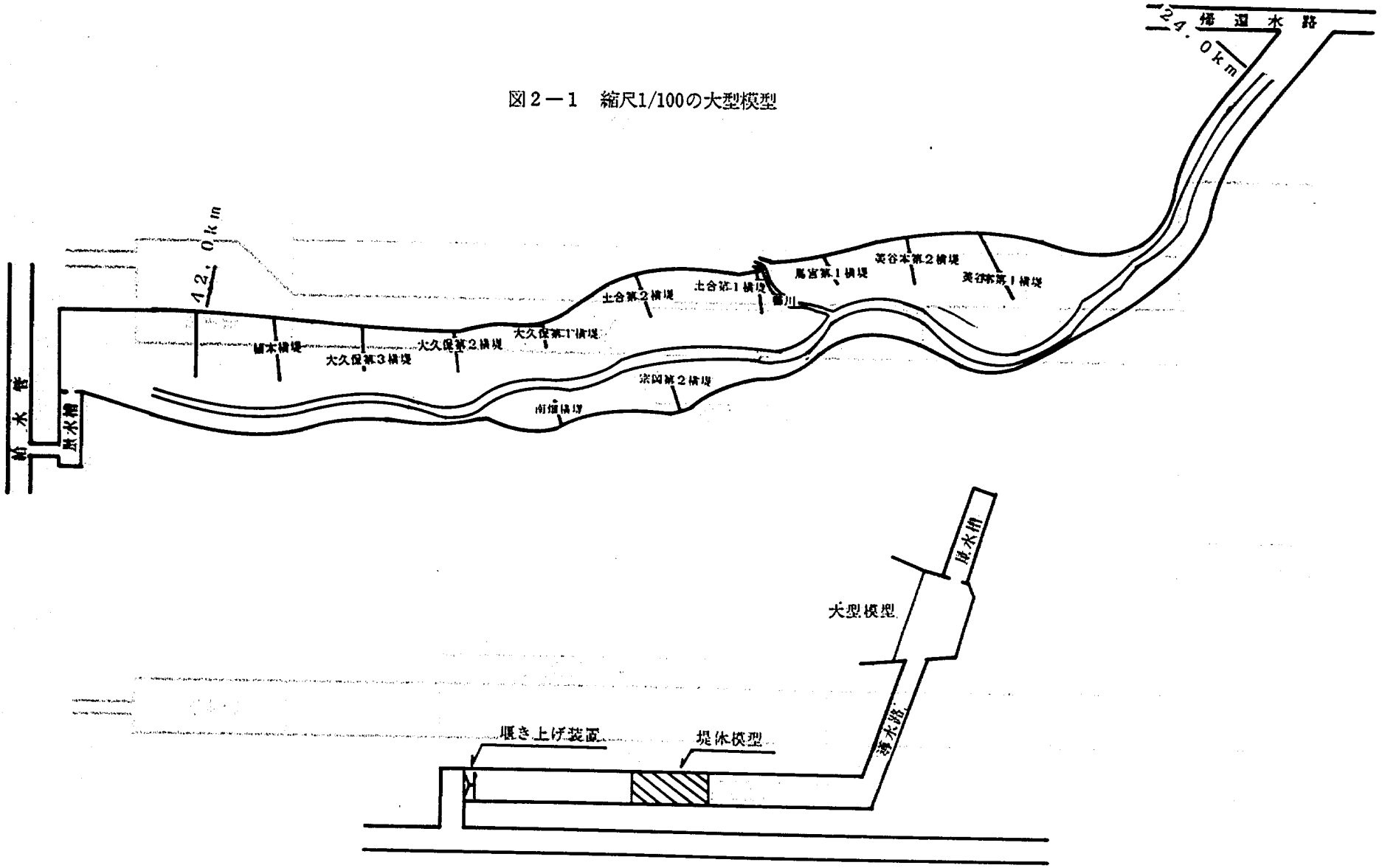


図２－１　縮尺1/100の大型模型

図２－２　モルタルブロック製水路

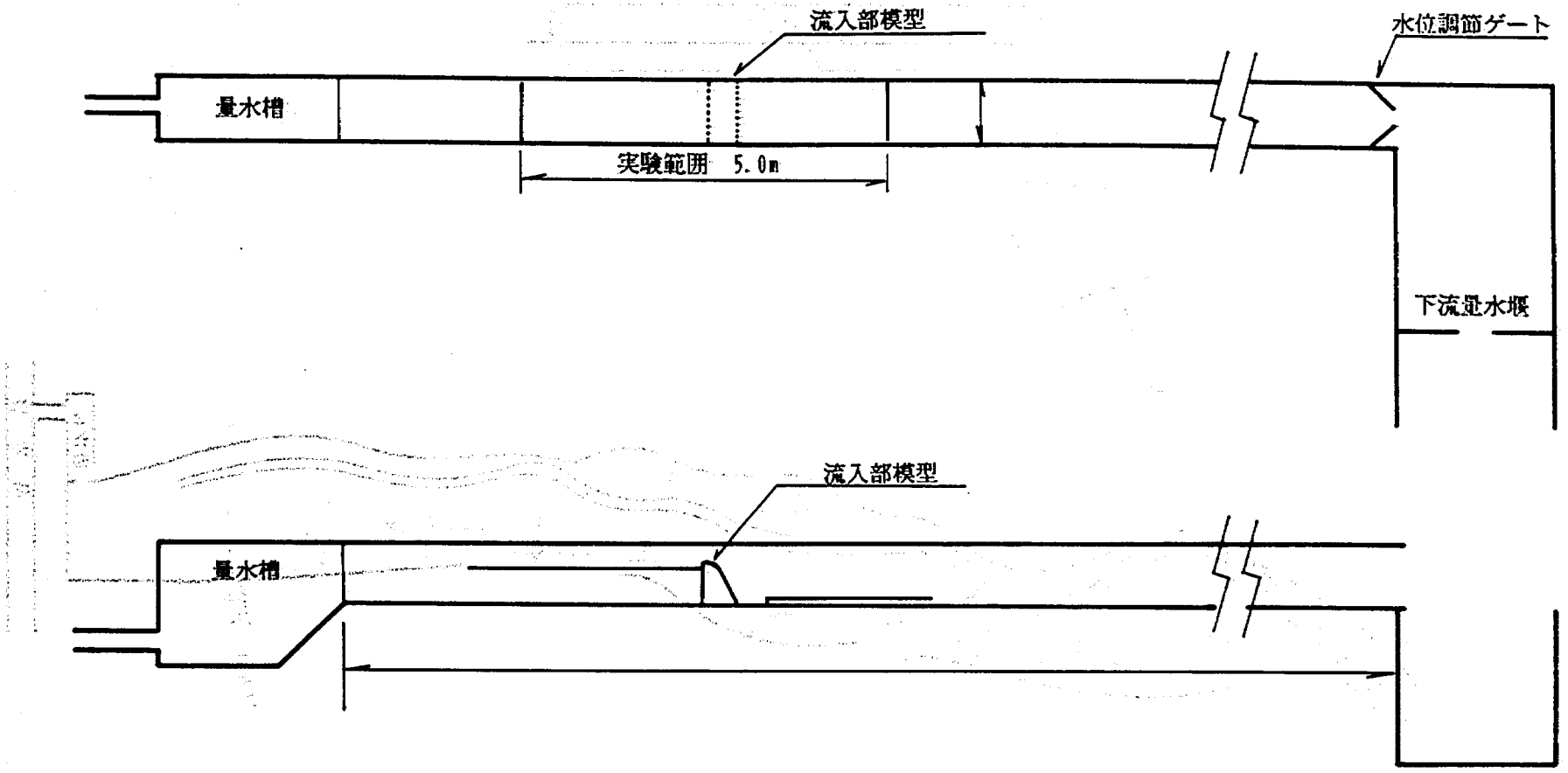


図２－３　二次元水路

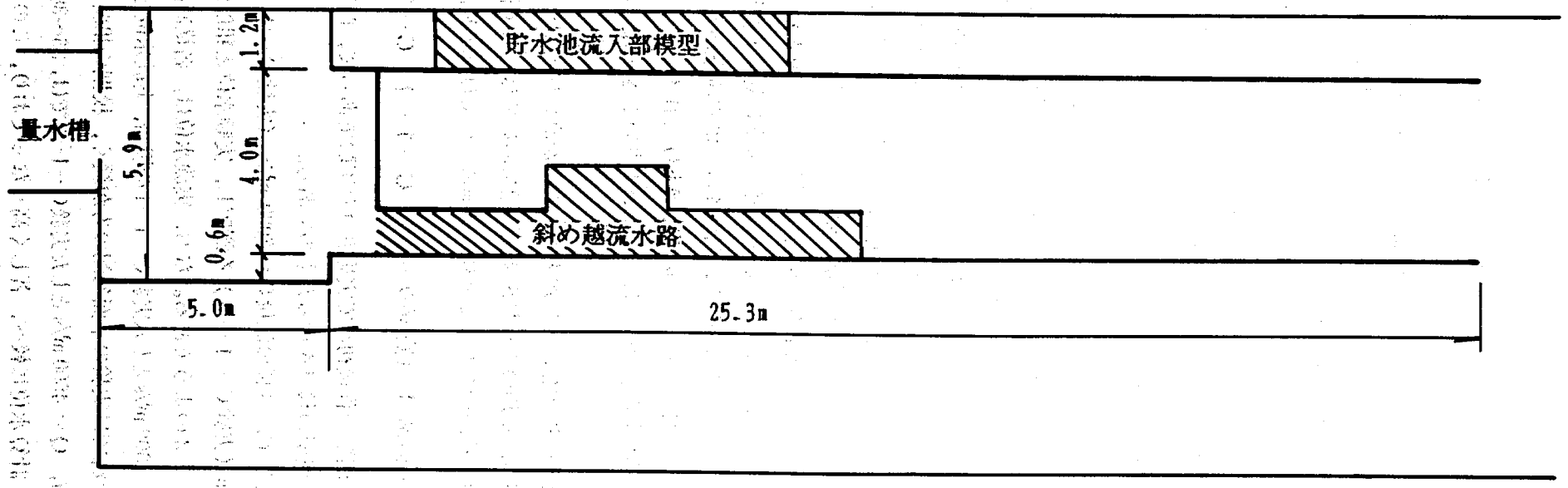


図２－４　蛇行水路

3. 検 証 実 験

荒川は，1.1で述べたように，川幅が広く，低水路はこの中を蛇行しながら流下している。広大な河道は，その大部分が高水敷であって，さらに荒川特有の横堤が設置されている場合もある。高水敷は公園あるいは運動場として利用され，また場所によっては樹木が密生し，このような複雑な河道条件を模型上で完全に再現する事は困難であるが，可能な限り現地に近い状況にし，粗度係数，流れの状況が現地と相似になるようにしなければならない。本検証実験においては，このような粗度係数及び高水敷上の樹木の取り扱い方等を以下のように検討している。

3.1 荒川の粗度係数

荒川の計画粗度係数は $n = 0.035$ とされているが，過去の実績洪水より逆算した現況粗度係数は，図3－1にみられるように，$n = 0.025$ から $n = 0.040$ までと大きくばらついている。一般に，計画粗度係数を決定する場合，過去の資料を参考にして，現況よりも大き目に決定している。

しかしながら，調節池の計画の場合には，粗度係数を実際よりも大きく仮定すると，計算上水位が高くなり越流し易くなる。このような条件のもとで越流堤高等を決定し施工すると，実際の出水時において粗度係数が仮定した値よりも小さかった場合，水位が計画高よりも低くなり，越流量が計画よりも減少し，その結果予定した洪水調節ができない事になる。これは，下流河道の流量が計画よりも大きくなることを意味しており，重要な問題である。したがって，荒川計画粗度係数の決定にあたっては，流観等をさらに積み重ね，過去の実績洪水に対する解析を加えて行く必要があろう。

なお，図3－1を詳細にみると，粗度係数は洪水流量が大きいほど小さくなる傾向にある。このような傾向になる原因として，以下の事項があげられる。

(1) 低水路部の小規模河床波は，流量が小さいとき砂堆であるが，流量が大きい場合には平坦河床となる。

(2) 高水敷上の樹木は，流量が大きく水位が高いほど倒れやすくなる。

しかしながら，荒川のような複断面河道においては，10で後述するように，粗度係数は水位の上昇とともに増加する傾向ももっており，詳細については10で検討する。

3.2 検証実験Ⅰ（実験ケース C－1－1，C－1－2，C－1－3）

本実験は，模型製作後初めて実施された実験であって，昭和58年度に再び検証実験Ⅱが行われるまで使用された模型の検証を行ったものである。

検証実験として，3種の流量 $Q = 7000$ ㎥/s（実験C－1－1），$Q = 4500$ ㎥/s（実験C－1－2），$Q = 2000$ ㎥/s（実験C－1－3）を選定し，実験水位と粗度係数を $n = 0.032$ とした計算水位とを比較すると図3－2のようである。なお，実験水位は，各横断面内6～10点の水位の平均値で表示されている。$Q = 7000$ ㎥/s とした実験C－1－1の場合，実験水位と計算水位とが一致する32～34㎞を基準にみた場合，上流では実験の水面勾配の方が緩く，模型の粗度係数は $n = 0.032$ より小さいものと推定される。一方，$Q = 4500$ ㎥/s とした実験C－1－2では，36～38㎞を基準にみた場合，38～40㎞において，実験水位は，計算水位に較べ，著しく高くなっており，この区間の粗度係数は $n = 0.032$ より大きい

ものと推定される。したがって，38～40kmの区間については，流量によって粗度係数が大きくなることが知られ，図3－1と同様の傾向がうかがわれる。

さらに，水位測定断面間ごとの粗度係数を，当該区間上・下流端の水位より算定すると表3－1及び表3－2のようであって，同表より各区間の粗度係数の平均値を算定すると，Q＝7000㎥/s及びQ＝4500㎥/sのいずれの場合においても，平均値はn＝0.033となる。しかし，Q＝2000㎥/sの場合についても同様に粗度係数の平均値を算定するとn＝0.025となり，3.1で述べた複断面河道の特性が現れたものと推測される。

以上のように，本模型の粗度係数は，荒川の計画粗度係数n＝0.035より若干小さいことが明らかになったが，縮尺1/100の模型を用いた実験の主目的は流況に関する検討であるため，本模型については粗度係数に関する必要条件が満足されたものと判断される。

なお，高水敷上の樹木については，流水低抗として作用するだけでなく，高水敷上の流況に大きな影響を与えるため，このような観点からの検討も必要となる。しかしながら，樹木の高さは一本づつ異なり，また葉や枝の繁り方も様相を異にするとともに，季節的な変化もあり，これを模型上で再現することは困難である。したがって，本検討においては，航空写真・平面図等に基づき，樹木の密生している地域を識別し，その範囲に砕石を敷並べることとした。なお，比較的大きな樹木が生育しているところについては3～4㎝の砕石を，小さな樹木が生育しているところについては1～2㎝の砕石をそれぞれ用いて，流況の相似性が得られるよう努力した。

3.3　検証実験Ⅱ（実験ケース　C－2－1，C－2－2）

本実験は，不定流による総合的な検討にあたって，精度のより一層の向上を図るために実施したものであって，第1調節池完成後の本川河道を対象としたものである。検証実験Ⅰにおいても明らかになったように，粗度係数は流量によって若干変化する傾向をもっている。したがって，不定流実験においては，最も重要となる流量を用いて粗度の検証を行うことが望ましい。本川河道については，模型区間の約2/3が第1調節池で調節された後の河道であるため，本実験においては，調節後の本川流量6200㎥/sを検証流量とした。また，計画の粗度係数については，その後の計画変更を考慮して，n＝0.038（実験ケースC－2－2）を採用するとともに，3.1で述べたように，計画の安全性を図るため，低めのn＝0.030（実験ケースC－2－1）についても検討を加えることとした。

図3－3は，粗度調整前の模型にQ＝6200㎥/sを通水し，実験水位の縦断形を，粗度係数をn=0.030とした計算値と比較したものであって，全体的に模型粗度が小さ過ぎることがうかがわれる。検証実験Ⅰの場合と同様に，区間粗度を算定すると，32.0～33.6mの区間と38.8kmより上流では，n＝0.020～0.025，29.6～32.0kmの区間ではn＝0.018～0.020，33.6～38.8kmの区間ではさらに小さいようである。したがって，5㎜程度の豆砂利を100㎠に25個程度の割合で河床に添付し，粗度係数の増加を図った。その結果を示すと，図3－4のようであって，部分的には粗度が大き過ぎるところもあり，再度調整した結果，同図に併示されるように，粗度係数n＝0.030に対して満足される結果が得られた。

さらに，計画粗度係数n＝0.038への変更にあたっては，さらに7～8㎜の砂利砕石を100㎠に7個程度加えると，図3－5のような結果が得られ，n＝0.038の条件がほぼ満足されたものとみなされる。

3.4　検証実験Ⅲ（実験ケース　C－3－1，C－3－2，C－3－3）

本実験は，再度不定流による総合的な検討をするにあたって，模型粗度の再調整を行うために実施したものであって，その方法は3.3検証実験Ⅱの場合と同様である。

図3－6及び図3－7は，それぞれ，粗度係数n＝0.030（実験C－3－1）及びn＝0.038（実験C－3－2）を目指した調整結果を示したものであって，いずれも2回の調整の後，ほぼ満足される結果が得られたものと判断される。

さらに，図3－8は再び現況河道の実験A－2を実施するため，模型河道を現況に復元した際，流量Q＝7000 ㎥/s（実験C－3－3）を通水して測定した区間ごとの粗度係数であって，全区間の平均値を算定するとn＝0.030となり，検証実験C－1－1及びC－1－2とほぼ同程度の値が得られた。

表３－１　粗度係数計算書

検証実験１（現況河道）

断　面	水　位	Q	A	$v_m=\frac{Q}{A}$	$v_m^2/2g$	R=A/B	$R^{4/3}$	$v_m^2/R^{4/3}$	$H+\frac{v_m^2}{2g}$	n^2	n	
41.2	12.08	7,000	3,755	1.864	0.177	6.156	11.282	0.308	12.257			
40.0	11.70	〃	3,892	1.799	0.165	5.641	10.042	0.322	11.865		0.0322	
38.8	11.61	〃	5,037	1.390	0.099	6.143	11.251	0.172	11.709		0.0229	
37.6	11.50	〃	5,220	1.341	0.092	6.141	11.246	0.160	11.592		0.0242	0.028
36.4	11.39	〃	4,762	1.470	0.110	6.614	12.415	0.174	11.500		0.0214	
35.2	11.31	〃	6,090	1.149	0.067	6.960	13.289	0.099	11.377		0.0274	
34.0	11.22	〃	7,235	0.968	0.048	6.990	13.365	0.070	11.268		0.0328	
32.8	11.01	〃	5,540	1.264	0.082	6.548	12.250	0.130	11.092		0.0383	
31.6	10.99	〃	5,952	1.176	0.071	8.503	17.355	0.080	11.061		0.0157	0.027
30.4	10.69	〃	6,319	1.108	0.063	8.597	17.611	0.070	10.753		0.0585	
29.2	10.25	〃	5,128	1.365	0.095	7.378	14.363	0.130	10.345		0.0583	
26.8	9.89	〃	4,350	1.609	0.132	8.208	16.557	0.156	10.022		0.0307	0.035
										平　均	0.0329	

表３－２　粗度係数計算書

検証実験２（現況河道）

断　面	水　位	Q	A	$v_m=\frac{Q}{A}$	$v_m^2/2g$	R=A/B	$R^{4/3}$	$v_m^2/R^{4/3}$	$H+\frac{v_m^2}{2g}$	n^2	n	
41.2	10.66	4,500	3,114	1.445	0.106	4.449	7.317	0.286	10.766			
40.0	10.50	〃	3,571	1.260	0.081	4.638	7.735	0.205	10.581		0.0251	
38.8	10.30	〃	3,892	1.156	0.068	4.474	7.372	0.173	10.368		0.0306	
37.6	9.63	〃	4,121	1.092	0.061	4.431	7.278	0.164	9.691		0.0579	
36.4	9.48	〃	3,709	1.213	0.075	4.695	7.862	0.187	9.555		0.0254	0.036
35.2	9.30	〃	4,579	0.983	0.049	5.088	8.751	0.110	9.349		0.0340	
34.0	9.17	〃	3,984	1.130	0.065	5.348	9.352	0.137	9.235		0.0277	
32.8	9.02	〃	3,709	1.213	0.075	4.348	7.097	0.207	9.095		0.0260	
31.6	8.92	〃	4,533	0.993	0.050	6.476	12.071	0.082	8.970		0.0268	0.026
30.4	8.78	〃	5,037	0.893	0.041	6.900	13.136	0.061	8.821		0.0417	
29.2	8.65	〃	4,121	1.092	0.061	6.016	10.942	0.109	8.711		0.0328	
26.8	8.38	〃	3,617	1.244	0.079	6.956	13.278	0.117	8.457		0.0306	
										平　均	0.0326	0.026

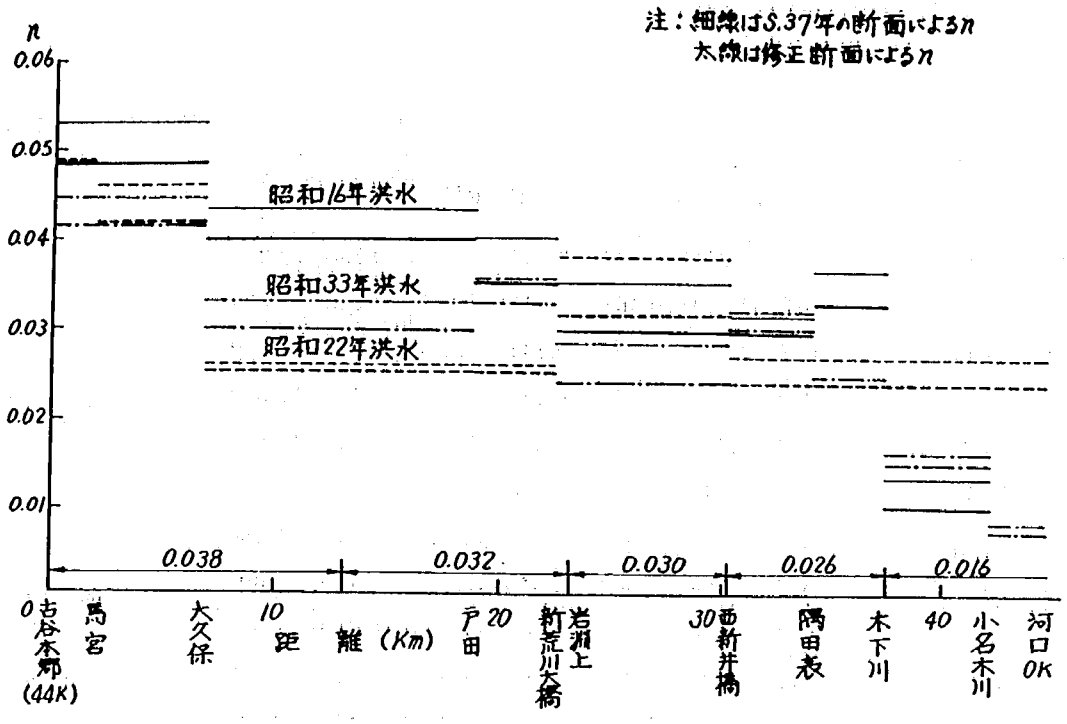


図３－１　荒川の現況粗度係数

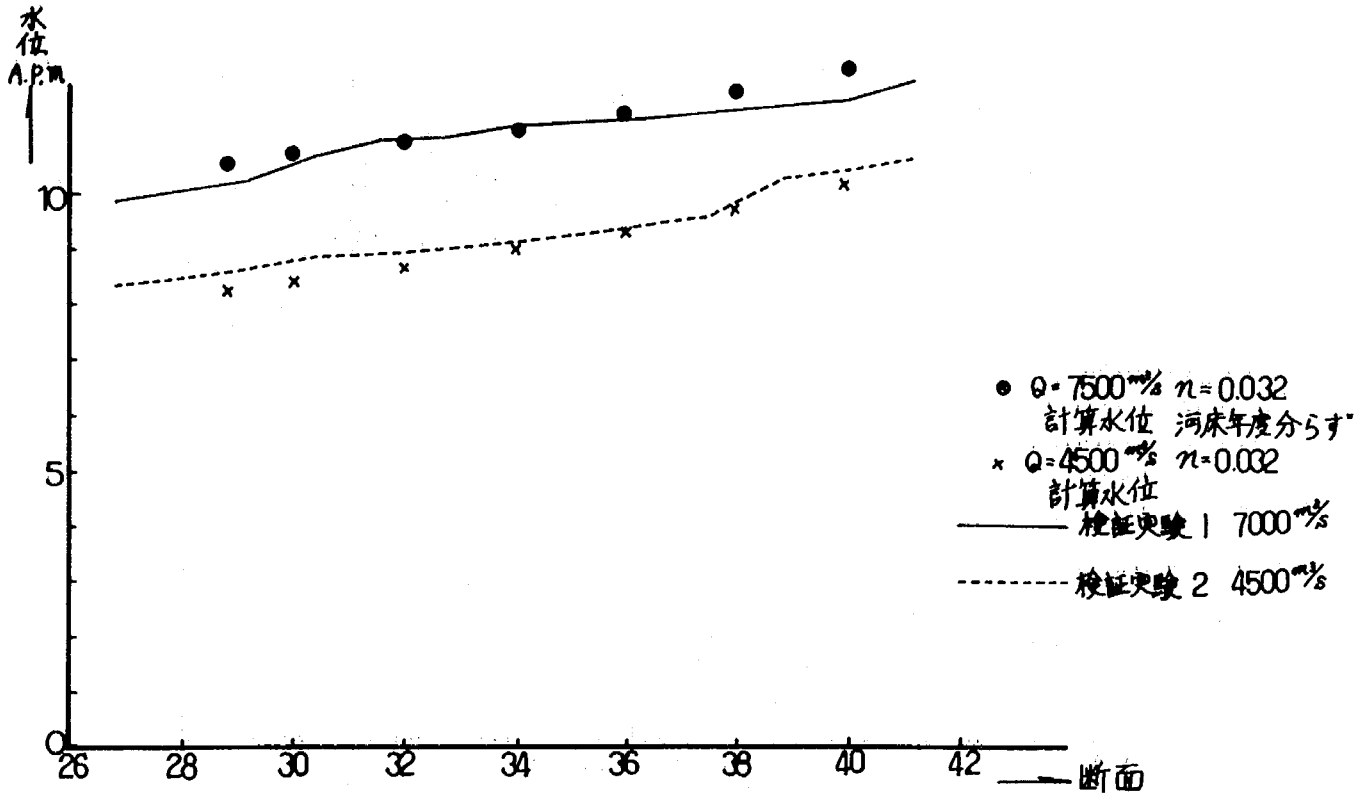
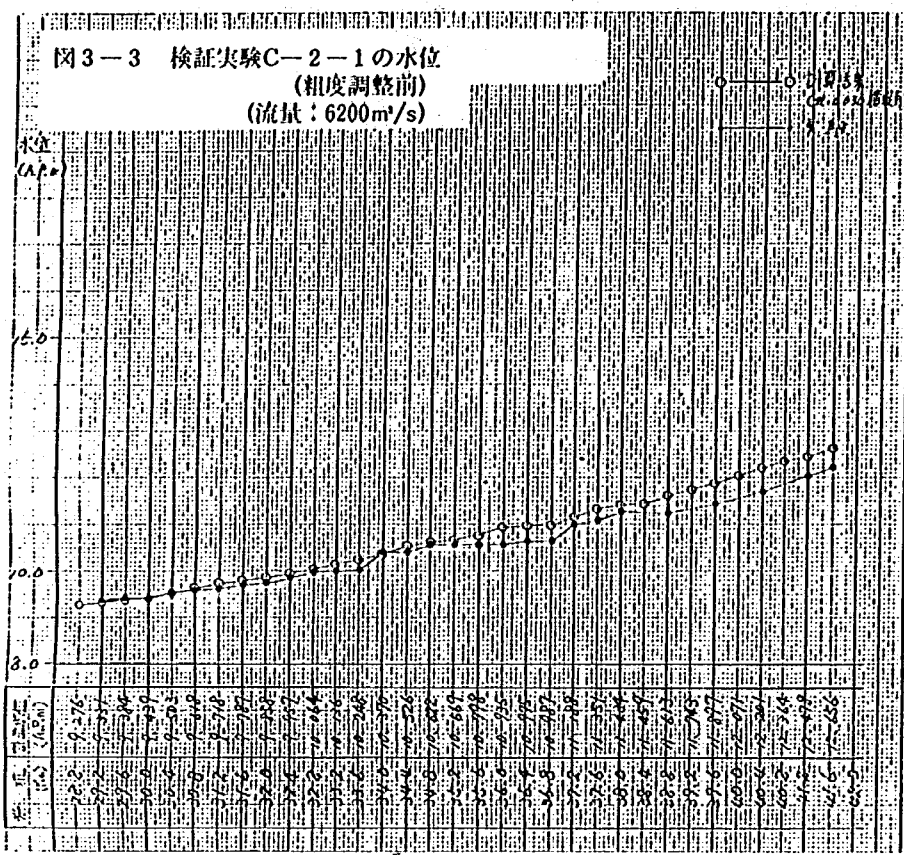


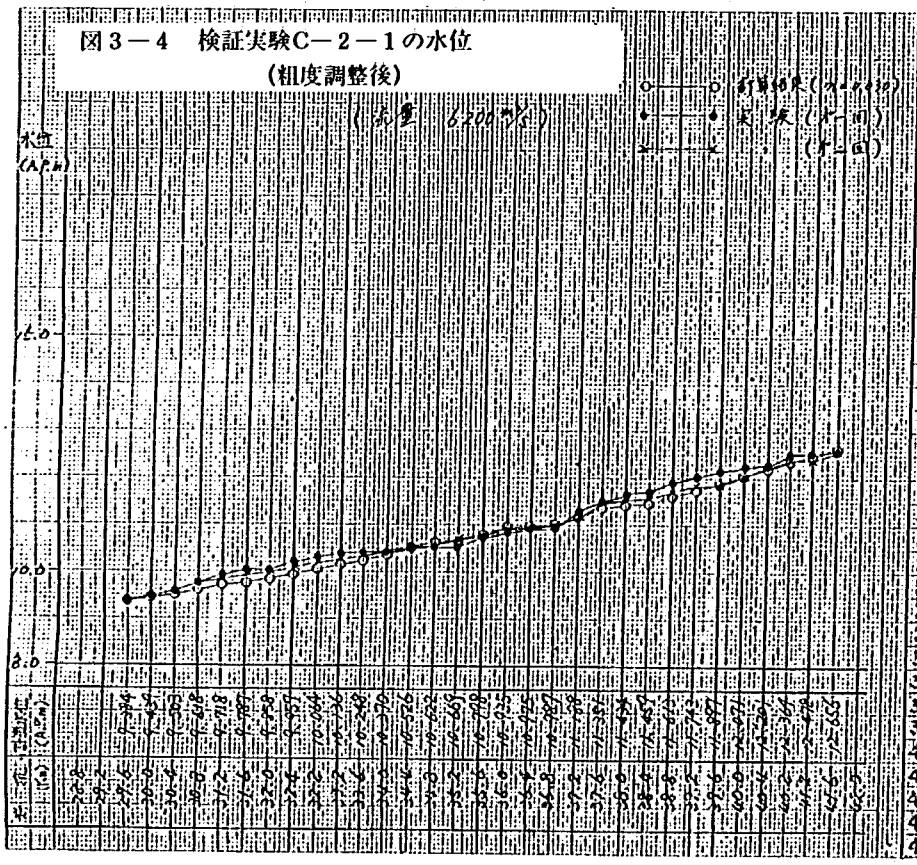
図3－2　検証実験C－1－1、C－1－2、C－1－3の水位縦断

図３－３　検証実験C－２－１の水位
（粗度調整前）
（流量：6200m³/s）



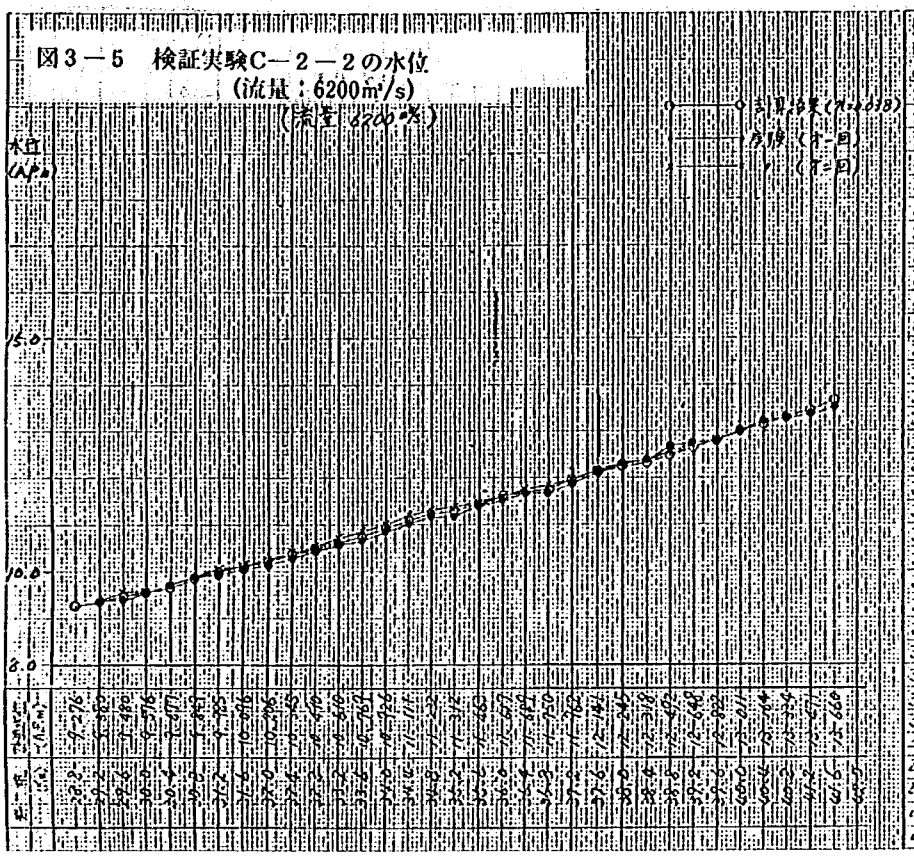
右岸 (m)	水位 (T.P.m) 第1回	第2回	第3回
28.8			
29.2	9.22		
29.6	9.42		
30.0	9.63		
30.4	9.82		
30.8	10.01		
31.2	10.23		
31.6	10.41		
32.0	10.63		
32.4	10.84		
32.8	11.05		
33.2	11.10		
33.6	11.13		
34.0	11.11		
34.4	11.13		
34.8	11.32		
35.2	11.31		
35.6	11.35		
36.0	11.37		
36.4	11.82		
36.8	11.81		
37.2	11.77		
37.6	11.68		
38.0	11.58		
38.4			
38.8	11 23		
39.2			
39.6	11.15		
40.0			
40.4	11.29		
40.8			
41.2	11.41		
41.6	11.22		

図３－４　検証実験C－２－１の水位
（粗度調整後）
（流量　6200m³/s）



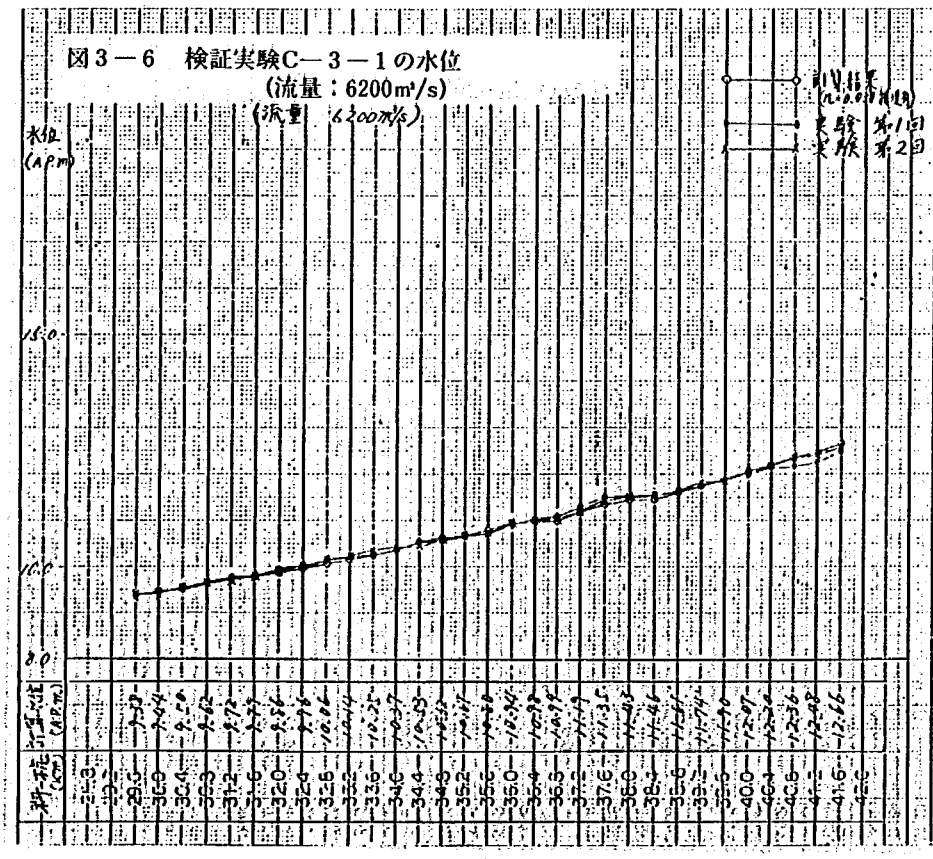
右岸 (m)	水位 (T.P.m) 第1回	第2回	第3回
28.8			
29.2			
29.6	9.38	9.38	
30.0	9.51	9.46	
30.4	9.57	9.86	
30.8	9.79	9.89	
31.2	9.92	9.93	
31.6	10.04	9.92	
32.0	10.24	9.98	
32.4	10.41	10.08	
32.8	10.33	10.17	
33.2	10.39	10.34	
33.6	10.41	10.36	
34.0	10.43	10.45	
34.4	10.33	10.47	
34.8	11.44	10.32	
35.2	10.54	10.83	
35.6	10.72	10.74	
36.0	10.83	10.89	
36.4	10.90	10.93	
36.8	10.91	10.99	
37.2	11.11	11.19	
37.6	11.33	11.37	
38.0	11.47	11.32	
38.4	11.70	11.55	
38.8	11.89	11.71	
39.2	11.94	11.93	
39.6	12.15	11.96	
40.0	12.26	12.06	
40.4	12.30	12.31	
40.8	12.43	12.37	
41.2	12.54	12.38	
41.6	12.55	12.48	

図３－５　検証実験C－２－２の水位
（流量：6200m³/s）



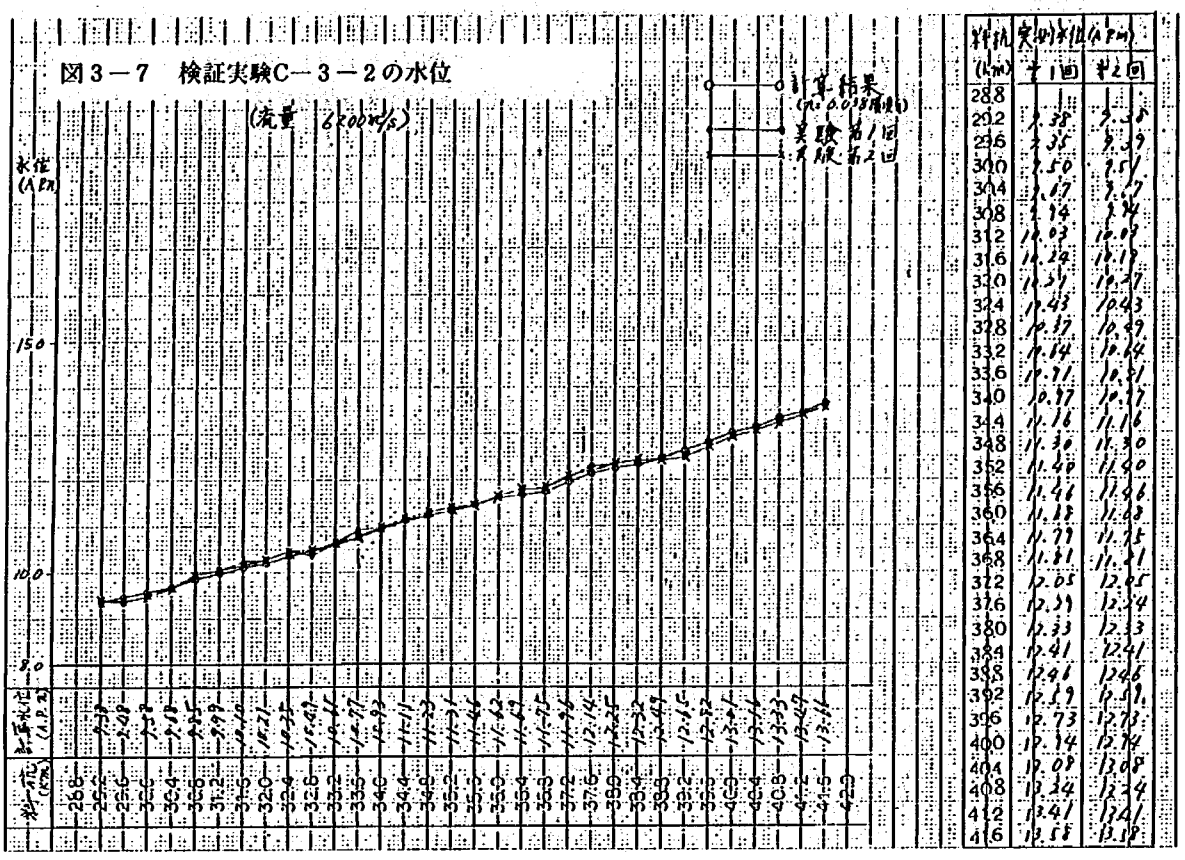
距離 (km)	実測水位 (A.P.m) 第1回	第2回	計算水位 (A.P.m)
28.8			
29.2	9.38	9.38	
29.6	9.59	9.53	
30.0	9.47	9.58	
30.4	9.74	9.68	
30.8	9.87	9.82	
31.2	9.95	10.05	
31.6	10.07	10.11	
32.0	10.16	10.22	
32.4	10.30	10.41	
32.8	10.46	10.50	
33.2	10.58	10.70	
33.6	10.88	10.84	
34.0	10.96	11.01	
34.4	11.04	11.30	
34.8	11.17	11.38	
35.2	11.28	11.39	
35.6	11.39	11.47	
36.0	11.53	11.57	
36.4	11.68	11.73	
36.8	11.48	11.82	
37.2	11.97	11.97	
37.6	12.10	12.14	
38.0	12.19	12.32	
38.4	12.28	12.37	
38.8	12.68	12.58	
39.2	12.73	12.73	
39.6	12.80		
40.0	12.91		
40.4	13.21		
40.8	13.27		
41.2	13.38		
41.6	13.42		

図３－６　検証実験C－３－１の水位
（流量：6200m³/s）



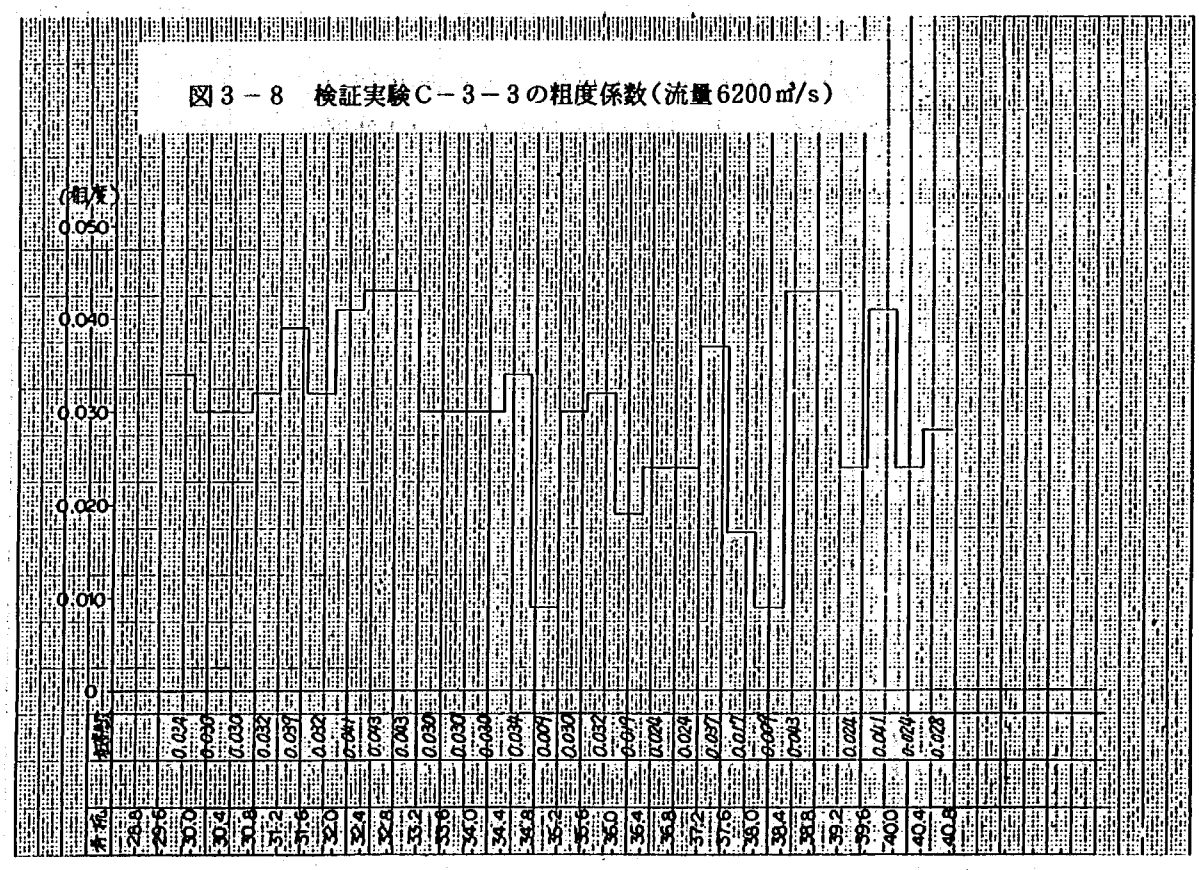
距離 (km)	実測水位 (A.P.m) 第1回	第2回	計算水位 (A.P.m)
23.8			
24.2			
24.6	9.38	9.38	
25.0	9.53	9.63	
25.4	9.57	9.81	
25.8	9.68	9.87	
26.2	9.77	9.92	
26.6	9.86	9.86	
27.0	9.96	10.01	
27.4	10.01	10.07	
27.8	10.15	10.15	
28.2	10.26	10.23	
28.6	10.31	10.35	
29.0	10.37	10.41	
29.4	10.51	10.47	
29.8	10.38	10.56	
30.2	10.43	10.62	
30.6	10.51	10.72	
31.0	10.59	10.78	
31.4	10.62	11.00	
31.8	10.70	11.03	
32.2	10.83	11.20	
32.6	10.93	11.42	
33.0	10.95	11.56	
33.4	10.96	11.56	
33.8	11.05	11.60	
34.2	11.27	11.87	
34.6	11.53	11.88	
35.0	11.99	12.01	
35.4	12.11	12.18	
35.8	12.29	12.32	
36.2	12.36	12.41	
36.6	12.47	12.58	

図３－７　検証実験C－３－２の水位



距離 (km)	実測水位 (A.P.m) 第1回	第2回
28.8		
29.2	1.38	1.38
29.6	1.35	1.39
30.0	1.50	1.51
30.4	1.67	1.67
30.8	1.94	1.94
31.2	12.03	12.03
31.6	12.14	12.13
32.0	12.31	12.27
32.4	12.43	12.43
32.8	12.37	12.39
33.2	12.14	12.14
33.6	11.71	11.81
34.0	10.17	10.17
34.4	11.16	11.16
34.8	11.30	11.30
35.2	11.40	11.40
35.6	11.46	11.46
36.0	11.43	11.43
36.4	11.77	11.75
36.8	11.81	11.81
37.2	12.05	12.05
37.6	12.31	12.34
38.0	12.33	12.33
38.4	12.41	12.41
38.8	12.41	12.46
39.2	12.19	12.19
39.6	12.73	12.73
40.0	13.14	13.14
40.4	13.08	13.08
40.8	13.24	13.24
41.2	13.41	13.41
41.6	13.58	13.58

図３－８　検証実験C－３－３の粗度係数（流量6200㎥/s）



4. 現況河道の特性

現況実験は，現況河道における水理量及び流れの状況を把握するとともに，現況河道の高水敷に存在する横堤の機能を明らかにしようとしたものであって，検証実験として実施された実験C－1－1（Q＝7000 ㎥/s），C－1－2（Q＝4500 ㎥/s），C－1－3（Q＝2000 ㎥/s）の実験を併用するとともに，横堤を全部撤去した実験A－1－1（Q＝7000 ㎥/s），A－1－2（Q＝4500 ㎥/s）を行っている。また，第1調節池建設に伴う田島ケ原付近の流況変化を検討するための基礎資料として，現況河道において田島ケ原付近の流況にのみ着目した実験A－2を実施している。

4.1 現況河道の水理量と流況

水位の縦断特性については，すでに3.2において詳述されているのでここでは省略することとし，流速分布及び流況について検討すると以下のようである。

実験C－1－1（Q＝7000 ㎥/s），C－1－2（Q＝4500 ㎥/s）及びC－1－3（Q＝2000 ㎥/s）における各横断面内の流速分布を図示すると，それぞれ，図4－1，図4－2及び図4－3のようになり，さらに鉛直測線上の流速の平均値を算定し平面図に示すと，それぞれ，図4－4，図4－5及び図4－6のようになる。図より，一般的に現低水路内の流速が大きく，主流がほぼ現低水路に沿っていることが明らかとなる。流速値に着目すると，羽根倉橋地点（37.2 km）より上流では比較的速く，Q＝7000 ㎥/sの場合で最大3.5 m/sに達しており，とくに羽根倉橋の断面では，横堤による断面縮小によって流速が大きくなる傾向がある。羽根倉橋より下流部において流速は比較的小さく，最大でも2.5 m/s程度となっている。なお，現況河道では水衝部といわれている31.6～30.4 kmの区間において，右岸沿いの流速はそれほど大きくはない。しかし，33.6～32.0 kmの区間では，右岸側高水敷上の流速が現低水路内よりも速くなる傾向があり，高水敷の洗掘が懸念されるとともに，洗掘状況によっては，下流右岸沿いの流れが速くなることも充分に考えられ，注意が必要である。

現況河道の流況は，図4－4，図4－5及び図4－6に併示されるようであって，横堤が現況河道の流況に大きな影響を及ぼしていることが知られる。すなわち，横堤は約1.2 km間隔で横断方向に設置され，河道を約半分に狭めており，横堤の陰になる部分では流速が極めて小さくなり，またゆっくりとした渦が発生し，死水域を形成している。したがって，横堤は洪水を現低水路に集め，下流側の高水敷を保護する役割を果している。しかし，洪水時における流水の蛇行波長は，現低水路の蛇行波長よりも長い傾向があり，必ずしも横堤の効果が充分に発揮されているとは限らない。とくに，流量が大きい場合，流線は低水路と一致せず，直線的な流れとなっているが，各横断面内の流速分布の結果から判断すると，最大流速は現低水路内で生じている。

4.2 現況河道における横堤の効果

現況河道において，横堤を全部撤去した状態のもとで，流量Q＝7000 ㎥/s（実験A－1－1）及びQ＝4500 ㎥/s（実験A－1－2）を通水し，それぞれ，横堤が存在する実験C－1－1及びC－1－2と比較することにより，横堤の効果を検討すると以下のようである。

図4－7及び図4－8は，それぞれ，流量Q＝7000 ㎥/s及びQ＝4500 ㎥/sの場合について，横堤の

有無による水位を比較したものである。流量がQ＝7000 ㎥/sの場合，横堤がない実験A－1－1においては，横堤が存在する実験C－1－1に較べ，36.0 ㎞付近より上流部で水位低下がみられ，41.0 ㎞付近の低下量は約1 mにも達し，横堤の影響が明らかとなっている。しかし，Q＝4500 ㎥/sの場合，両者の水位差はほとんど認められず，横堤の影響は明確でない。したがって，洪水流量が大きいほど，高水敷上の流れが著しく，横堤の影響が強く現れるものと解される。

横堤が存在しない実験A－1－1（Q＝7000 ㎥/s）及びA－1－2（Q＝4500 ㎥/s）における流速分布は，それぞれ，横断面図で示した図4－9及び図4－10，あるいは平面図で示した図4－11及び図4－12のようであって，横堤が存在する場合と比較すると，とくにQ＝7000 ㎥/sにおいて，主流部の流速が著しく小さくなっているのが特徴的である。すなわち，実験対象範囲における最大流速は，横堤が存在する場合の3.5 m/sから，2.0 m/sへと半減している。一方，高水敷上の流れについては，Q＝7000 ㎥/sの場合，横堤を撤去すると死水域はなくなり，大部分の高水敷上において流速は0.5m/s以上となっている。Q＝4500 ㎥/sの場合にも，ほぼ同様の傾向がみられるが，流速値は7000 ㎥/s の場合ほど大きくない。

また，図4－11及び図4－12に併示されている流況から判断すると，横堤が撤去されると，流水は現低水路の蛇行とは全く無関係に河道全面を流下しているようである。すなわち，現低水路から高水敷へ乗り上げる流れ，あるいは高水敷から低水路へと落ち込む流れが至るところで発生している。なお，各横断面における最大流速は，依然として低水路内にみられているが，低水路内の平均流速と高水敷上の平均流速との差は小さくなっている。

4.3　現況河道における田島ケ原付近の流況

実験A－2は，第1調節池の建設に伴う田島ケ原付近の流況変化を検討するための基礎資料を得るために実施したものであって，流量Q＝7000 ㎥/sのもとで測定された水位・流速は図4－13のようである。図にみられるように，現況の当該区域において，水位はA.P.10.8 m，流速は0.5～1.7 m/s と推定される。なお，本結果の詳細については，第1調節池建設後の流況との比較という観点より6.において述べられている。

図4－1(1)　検証実験C－1－1　(Q=7000m³/s) における
横断面内流速分布

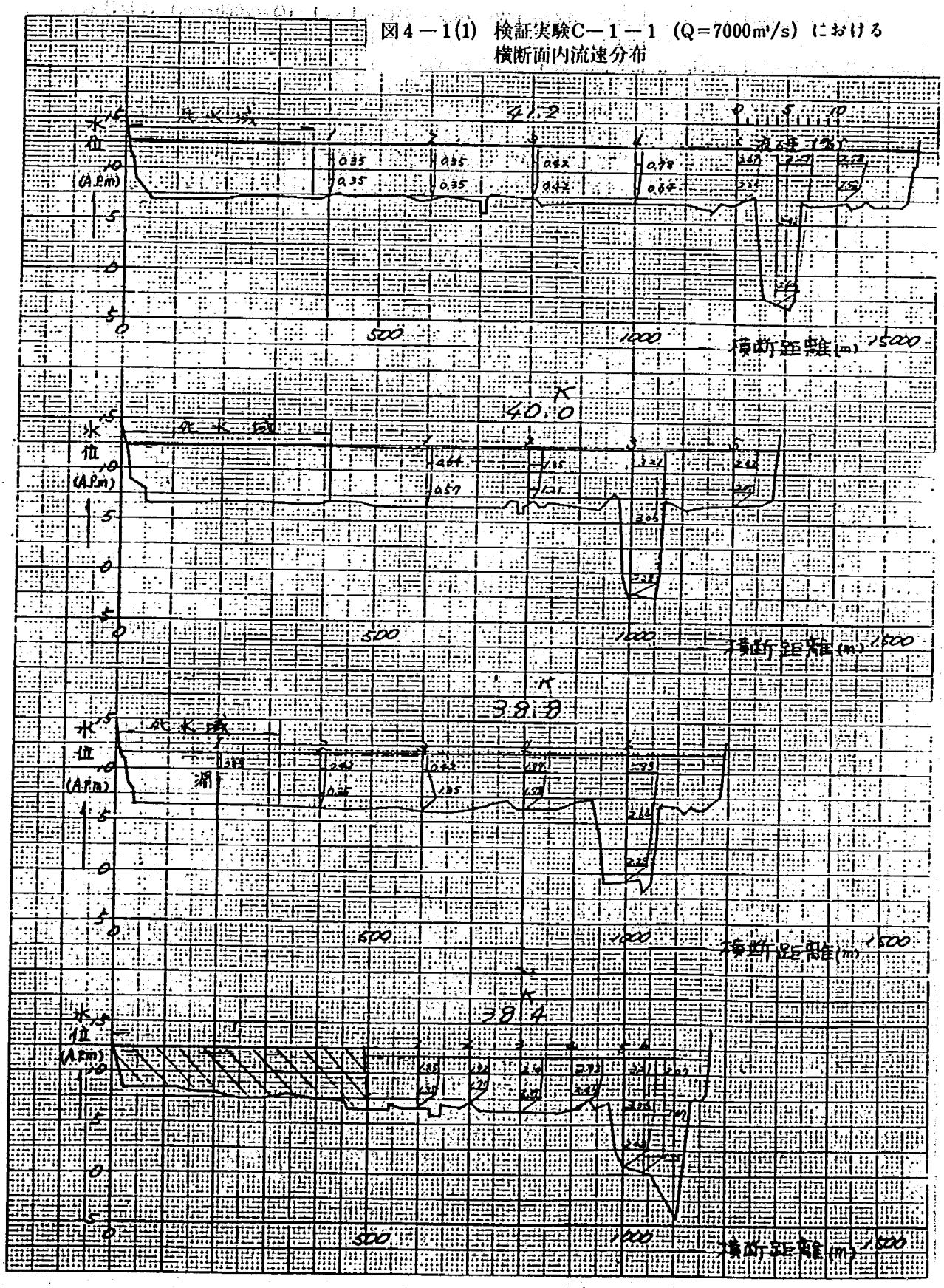


図4－1(2)　検証実験C－1－1　(Q＝7000m³/s) における
横断面内流速分布

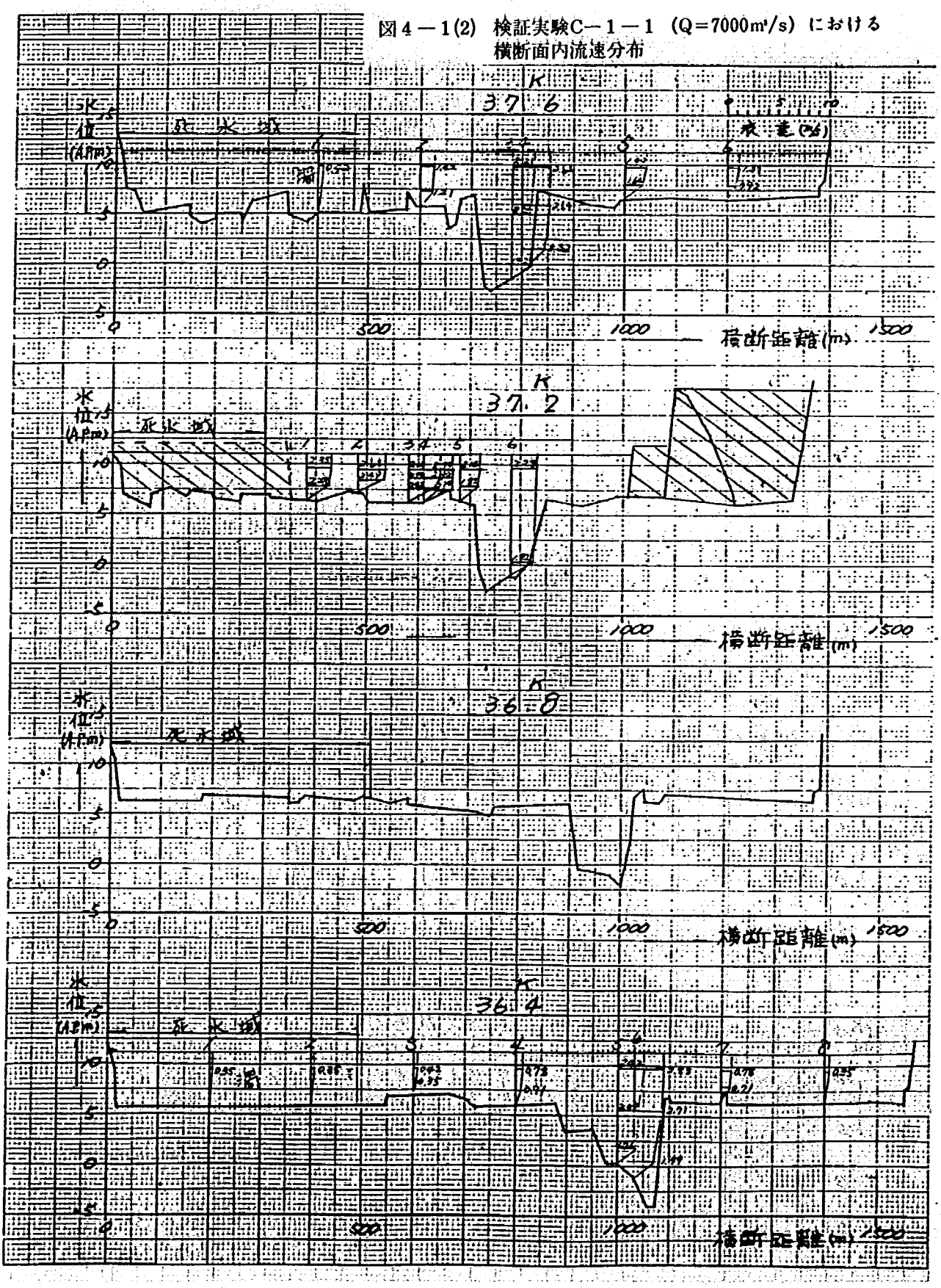


図4－1(3)　検証実験C－1－1（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

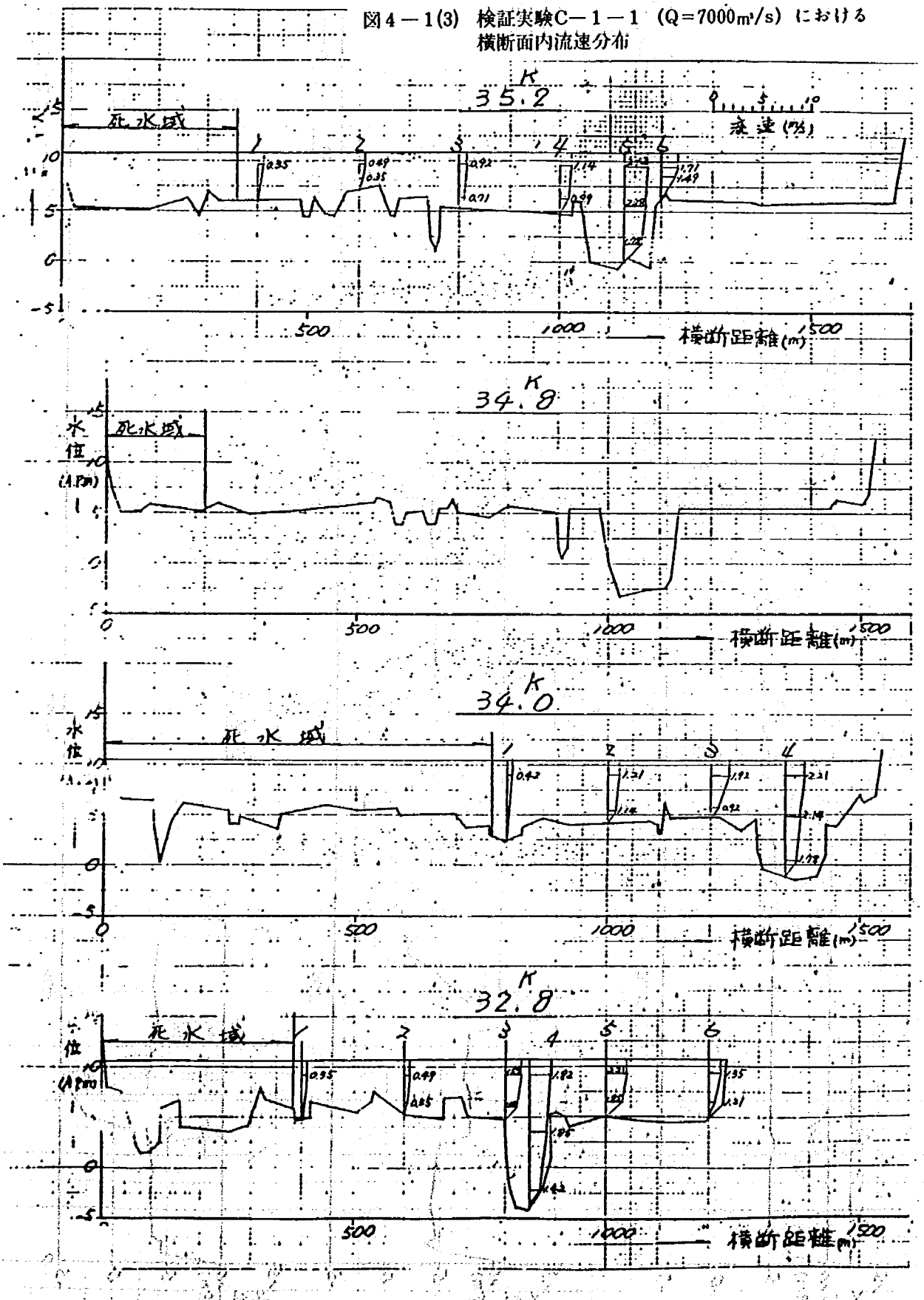


図4－1(4)　検証実験C－1－1　(Q=7000m³/s) における
横断面内流速分布

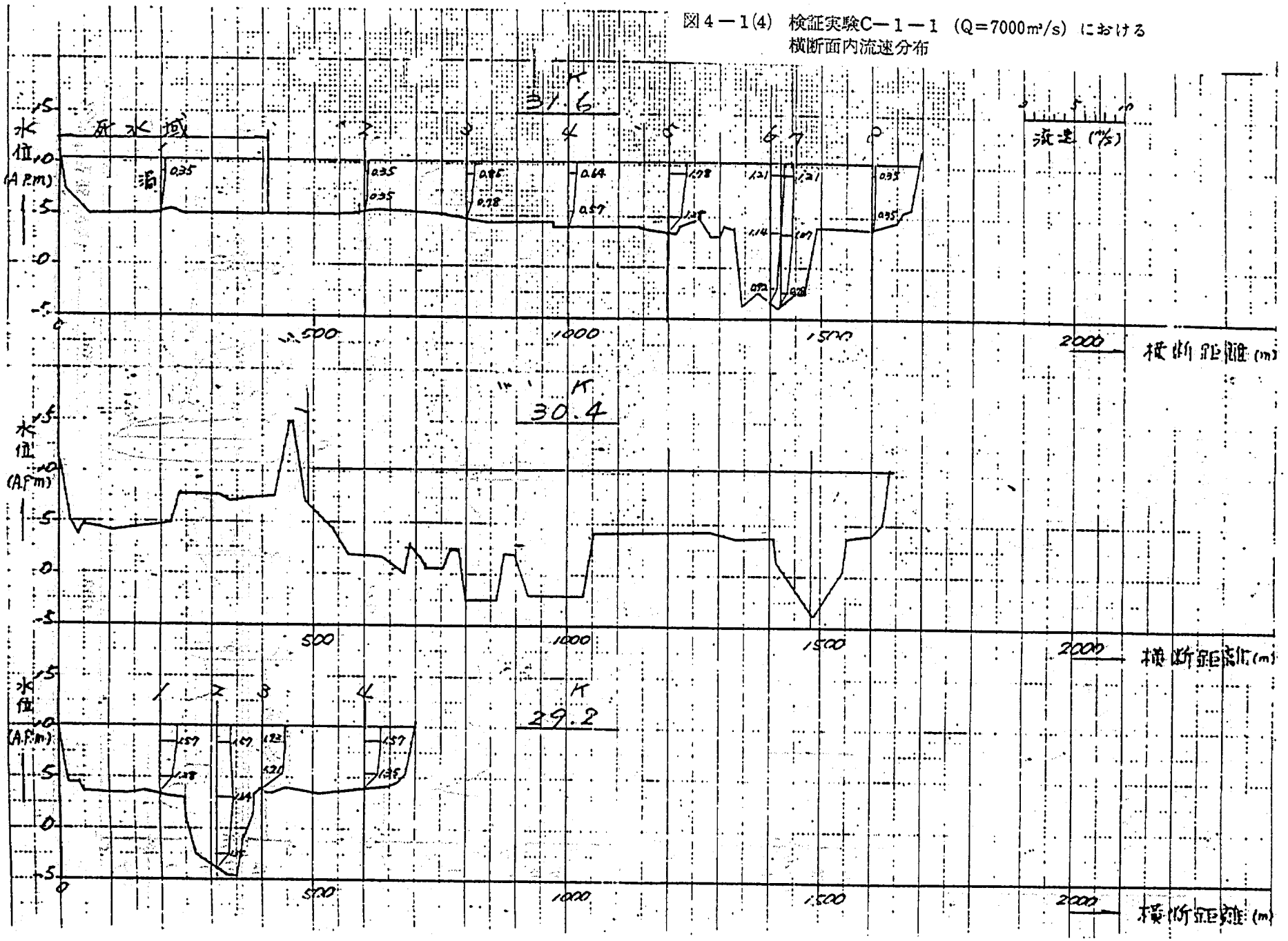


図4－2(1)　検証実験C－1－2（Q＝4500m³/s）における
横断面内流速分布

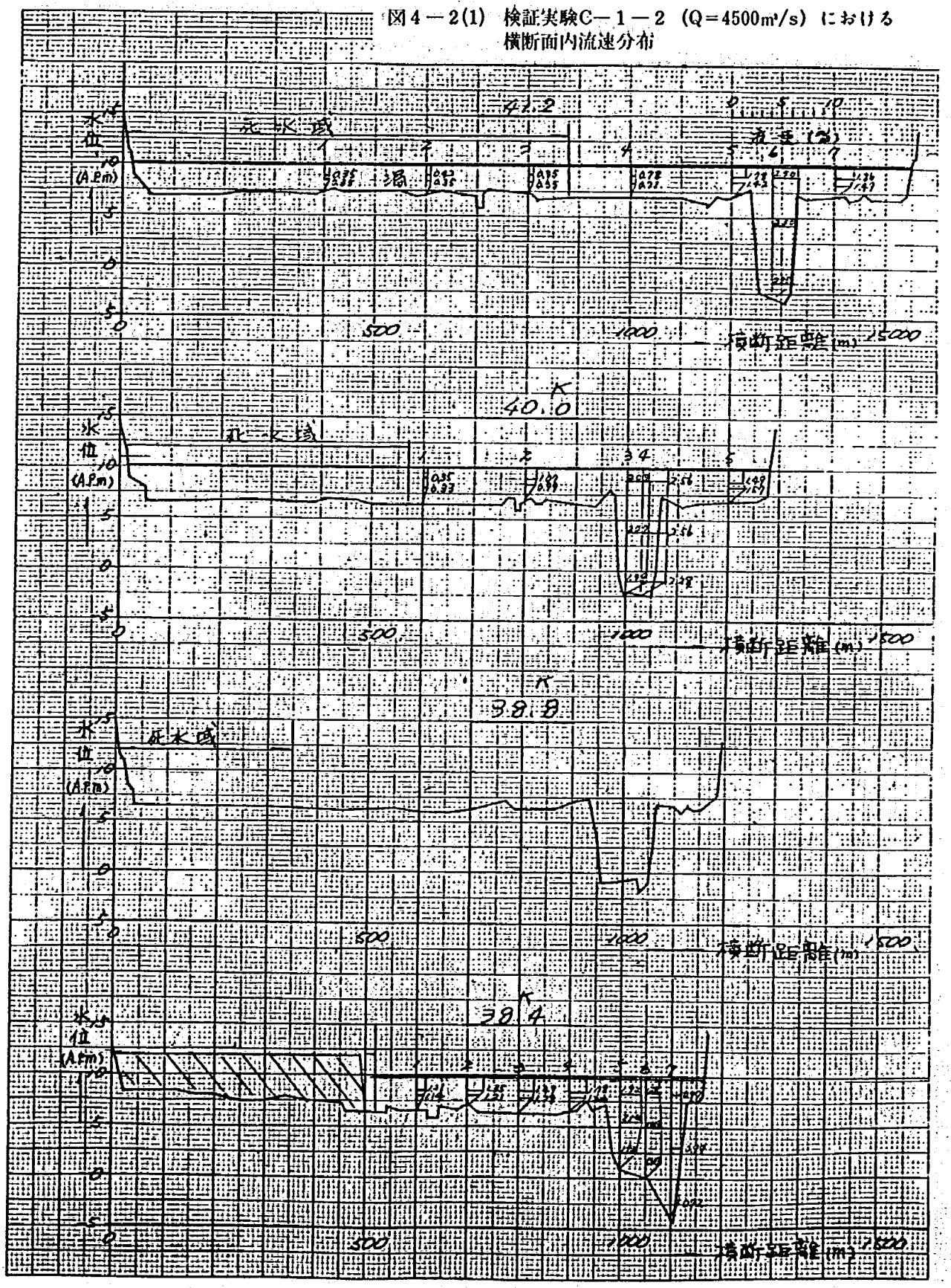


図4－2(2)　検証実験C－1－2（Q＝4500m³/s）における
横断面内流速分布

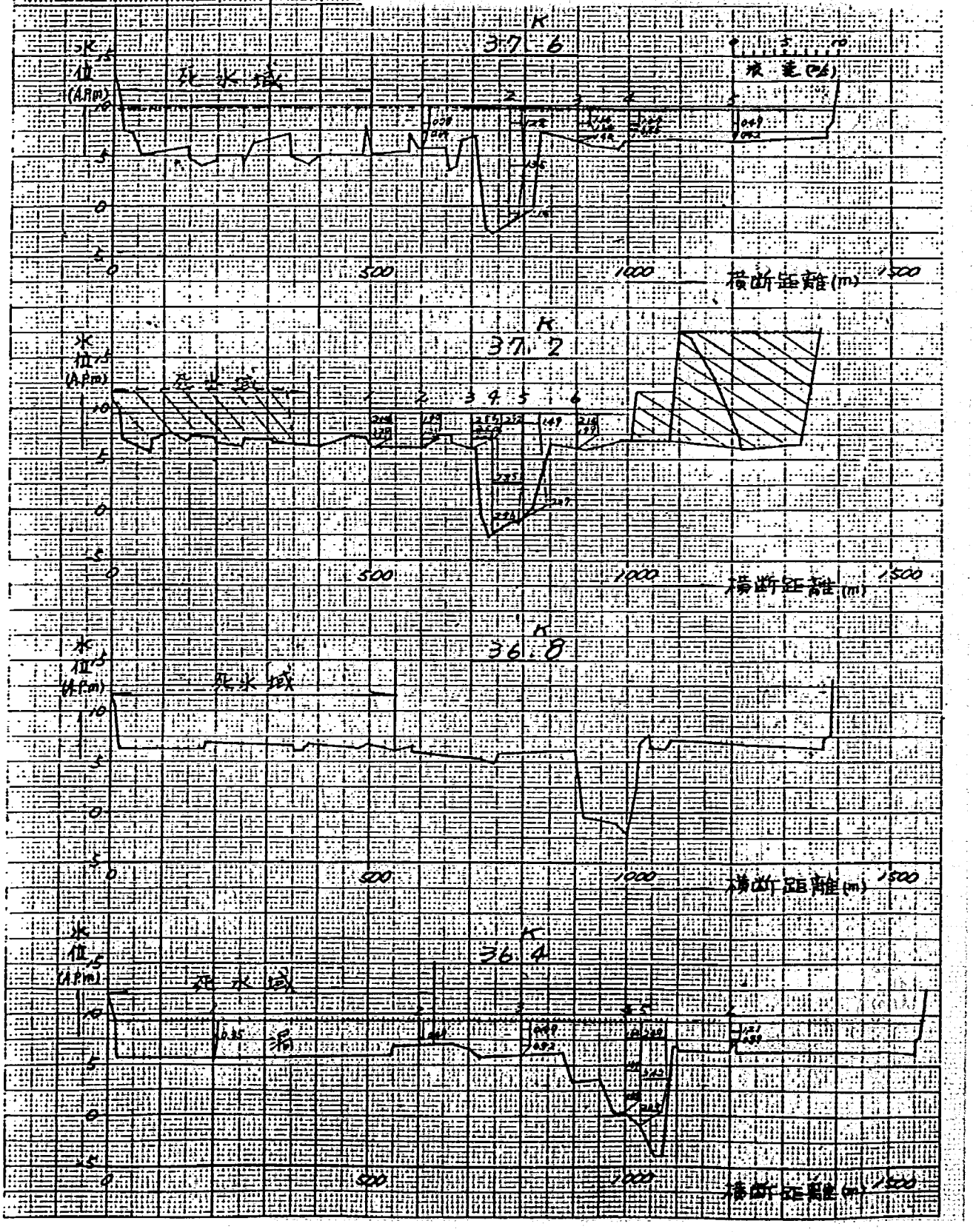
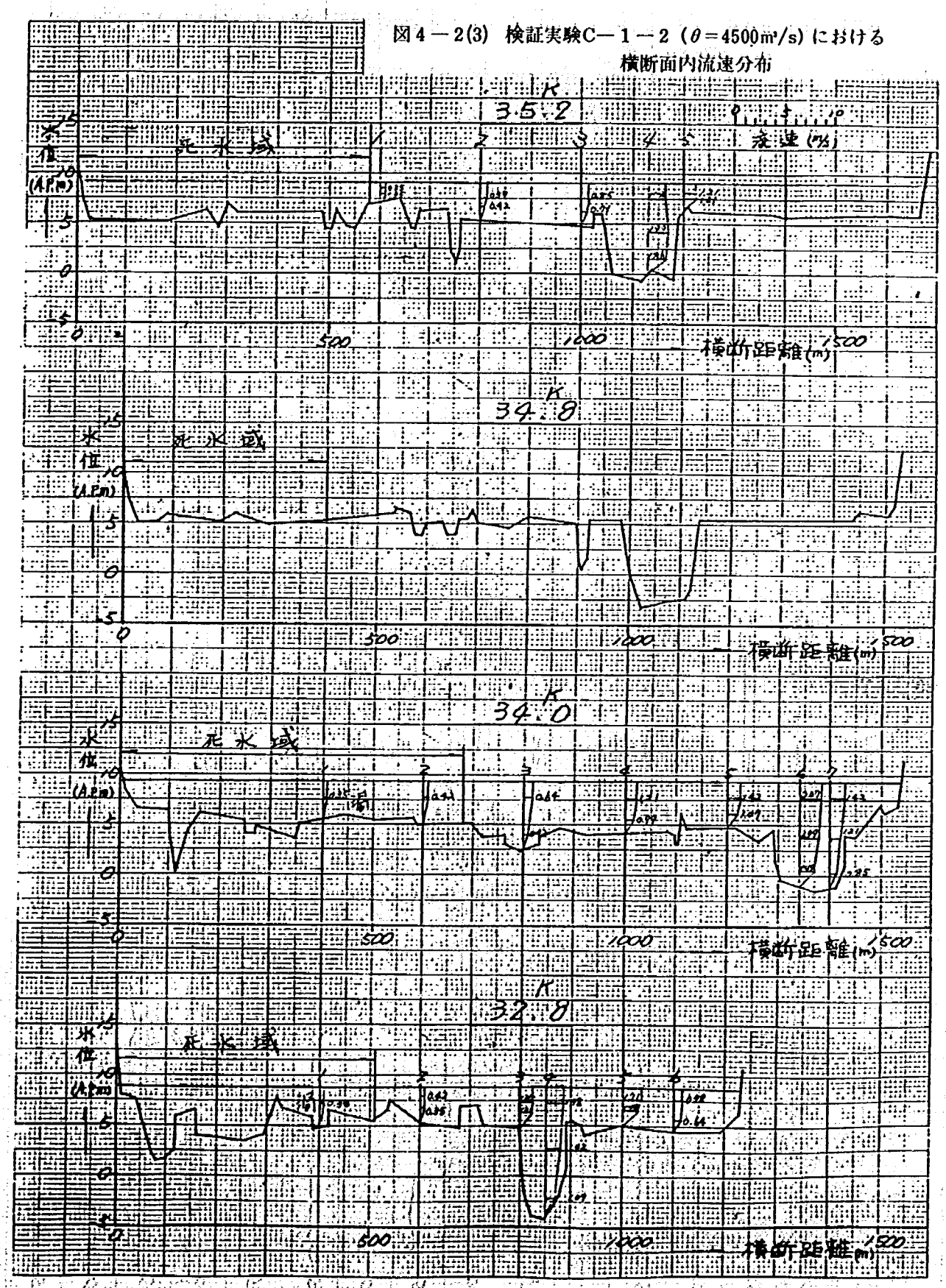


図4－2(3) 検証実験C－1－2 (θ＝4500m³/s) における
横断面内流速分布



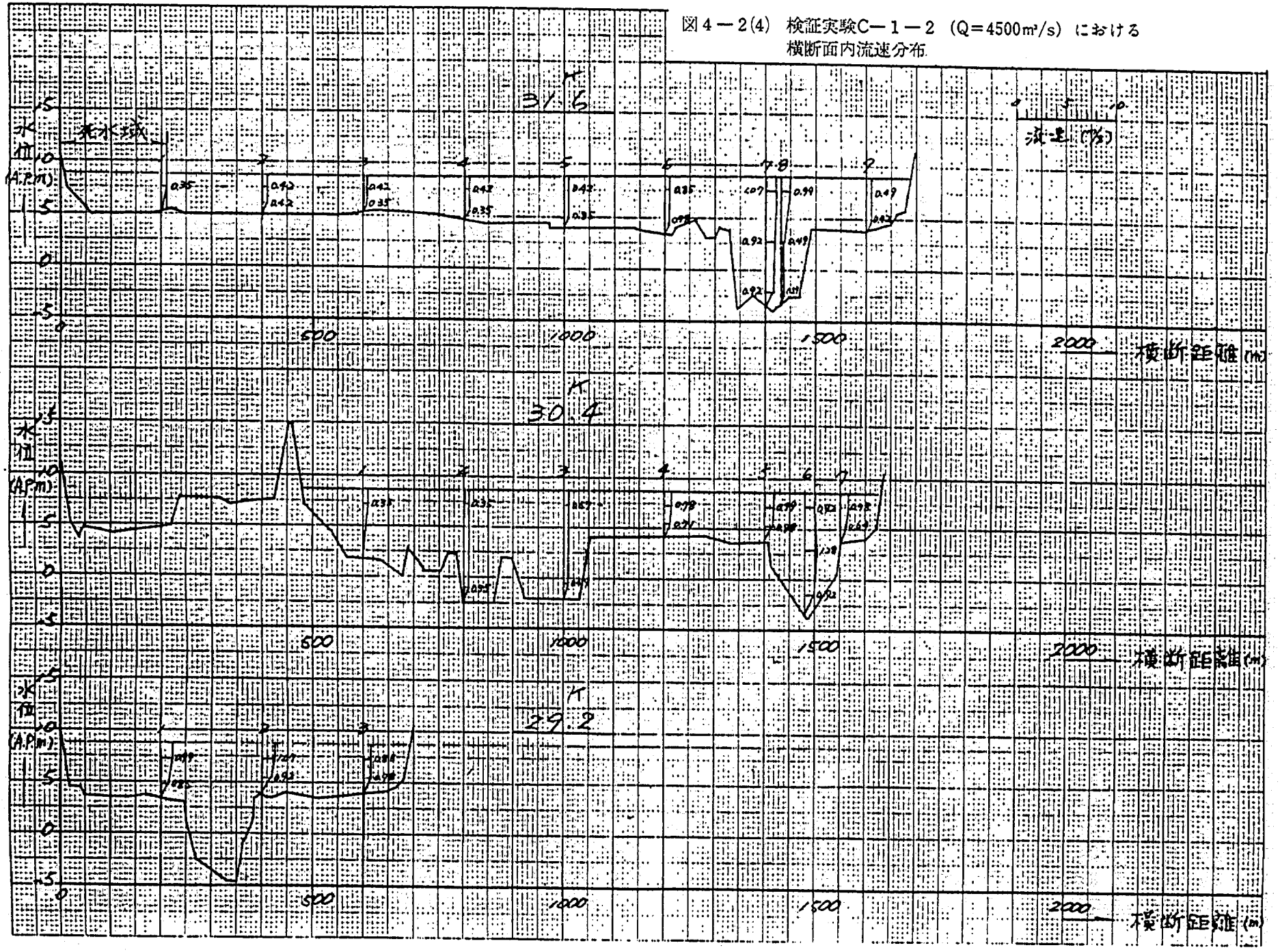


図４－２(4)　検証実験C－１－２（Q＝4500m³/s）における横断面内流速分布

図4－3(1)　検証実験C－1－3（Q＝2000㎥/s）における
横断面内流速分布

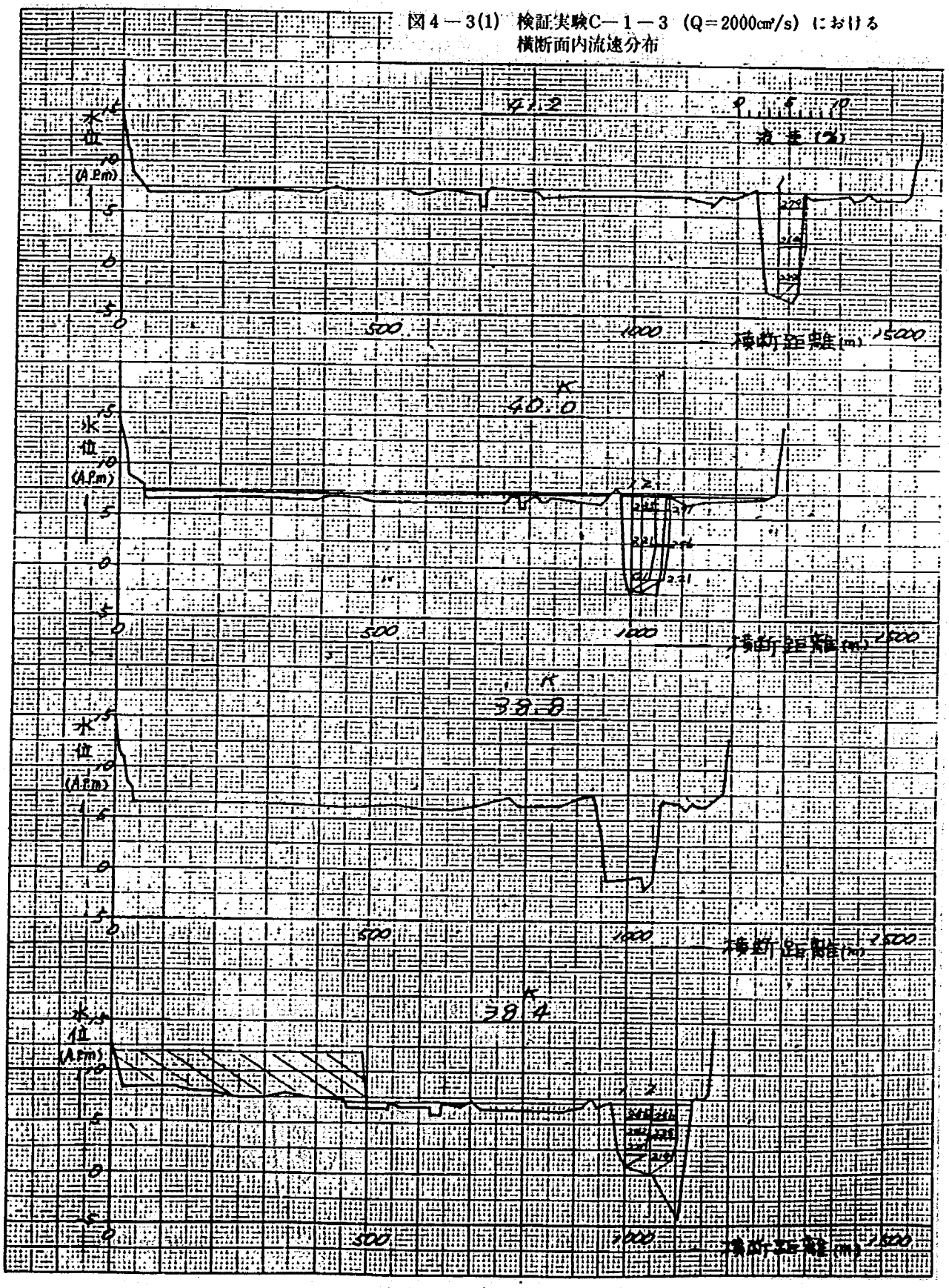


図４－３(2)　検証実験Ｃ－１－３（Ｑ＝2000㎥/s）における
横断面内流速分布

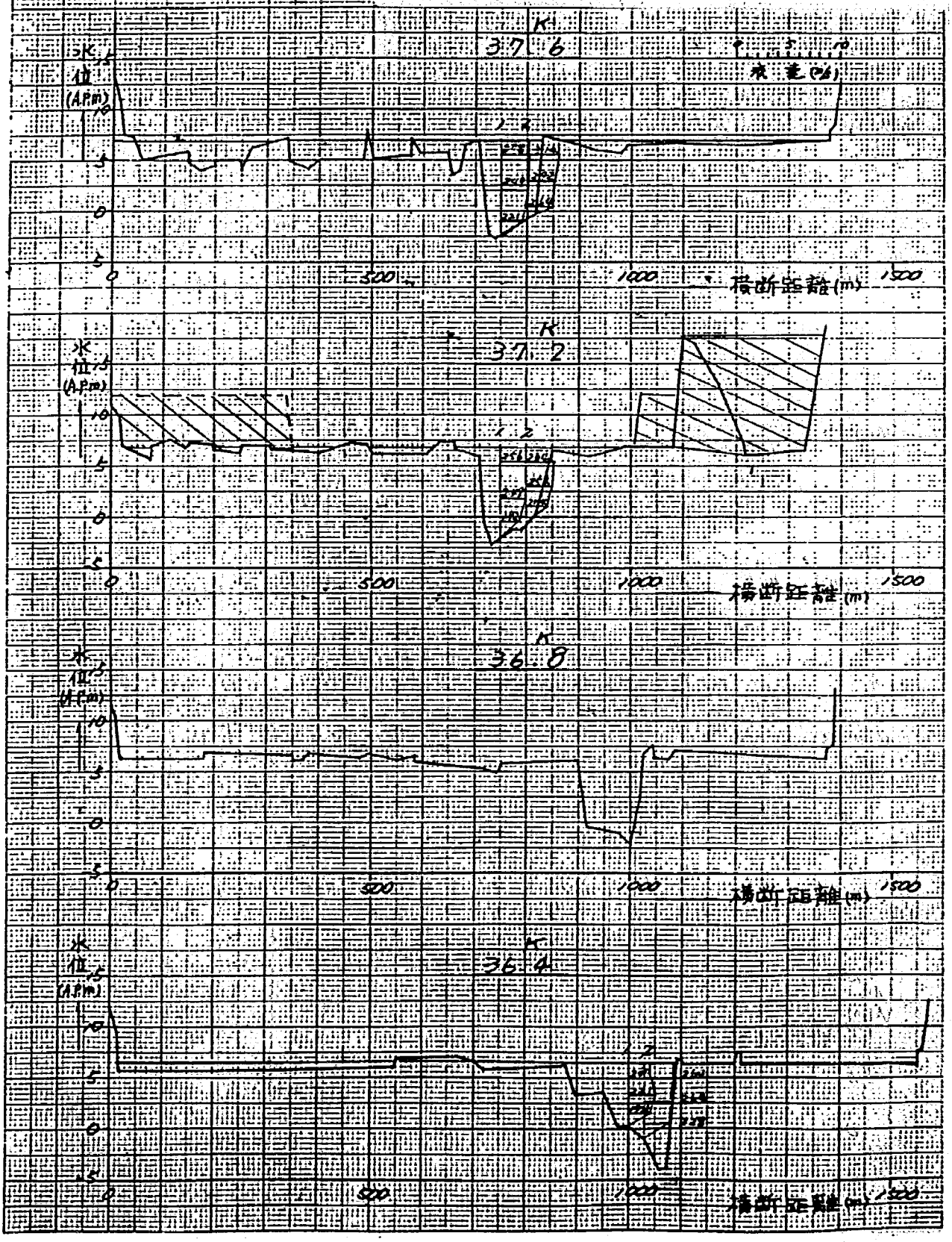


図4－3(3) 検証実験C－1－3 (Q＝2000m³/s) における
横断面内流速分布

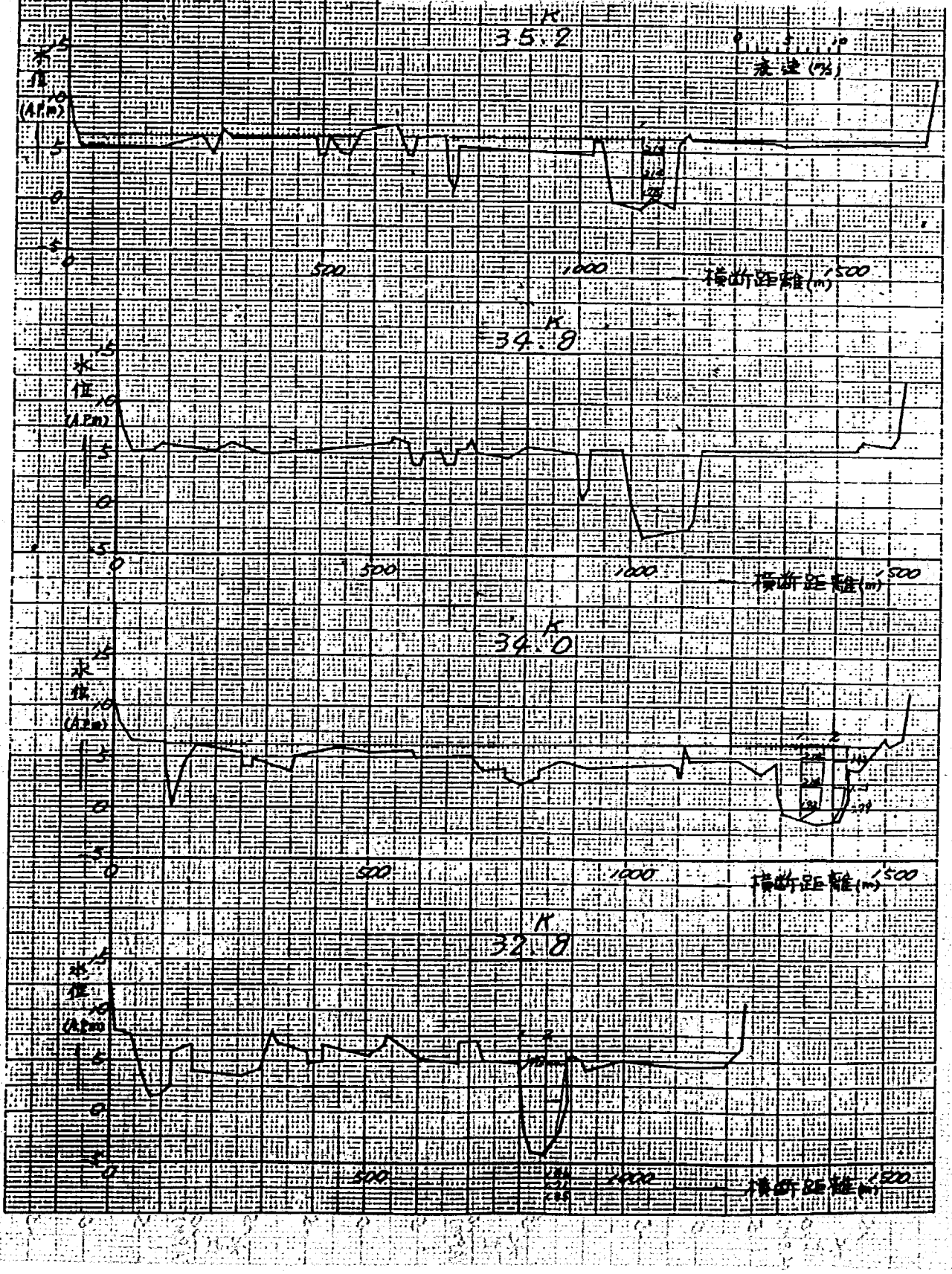


図4－3(4)　検証実験C－1－3（Q＝2000m³/s）における
横断面内流速分布

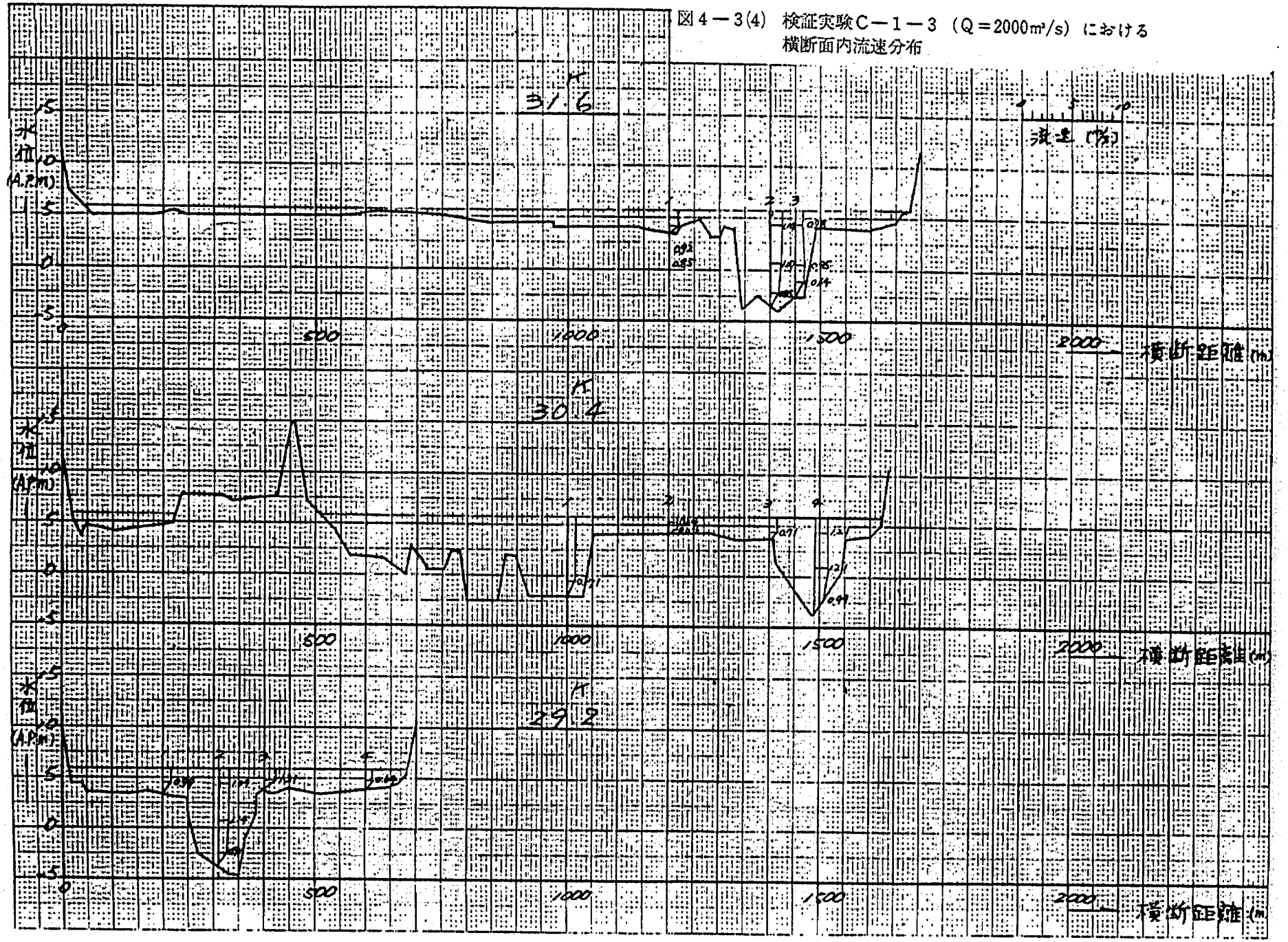


図４－４　検証実験Ｃ－１－１（Ｑ＝7000m³/s）における流況

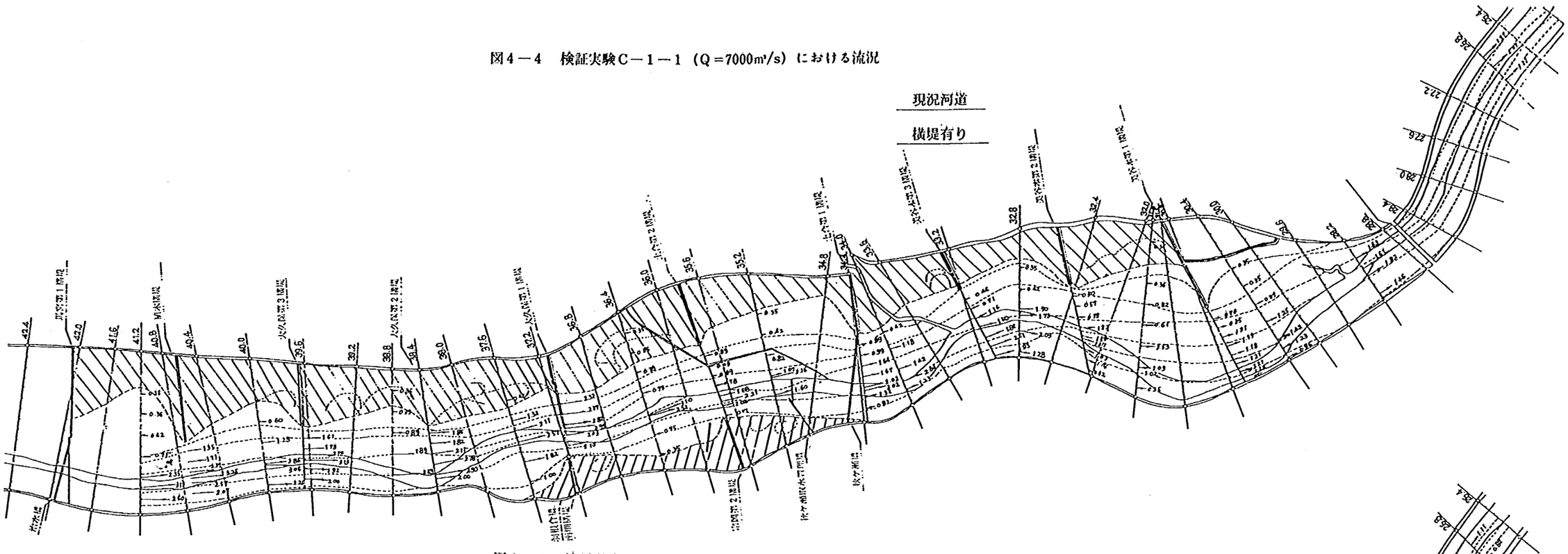
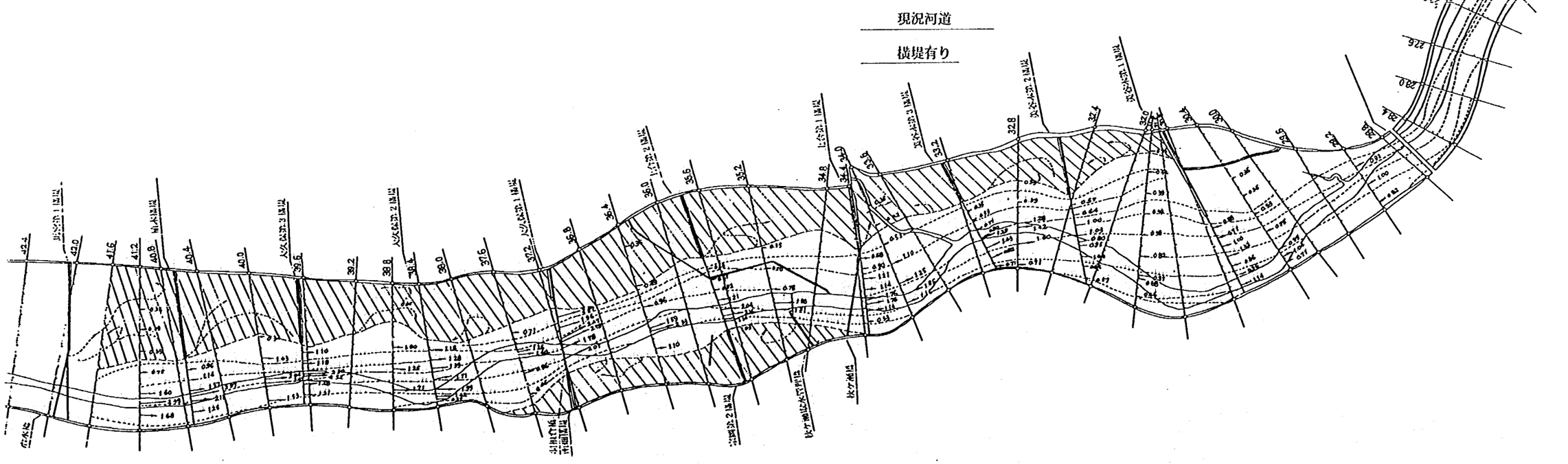
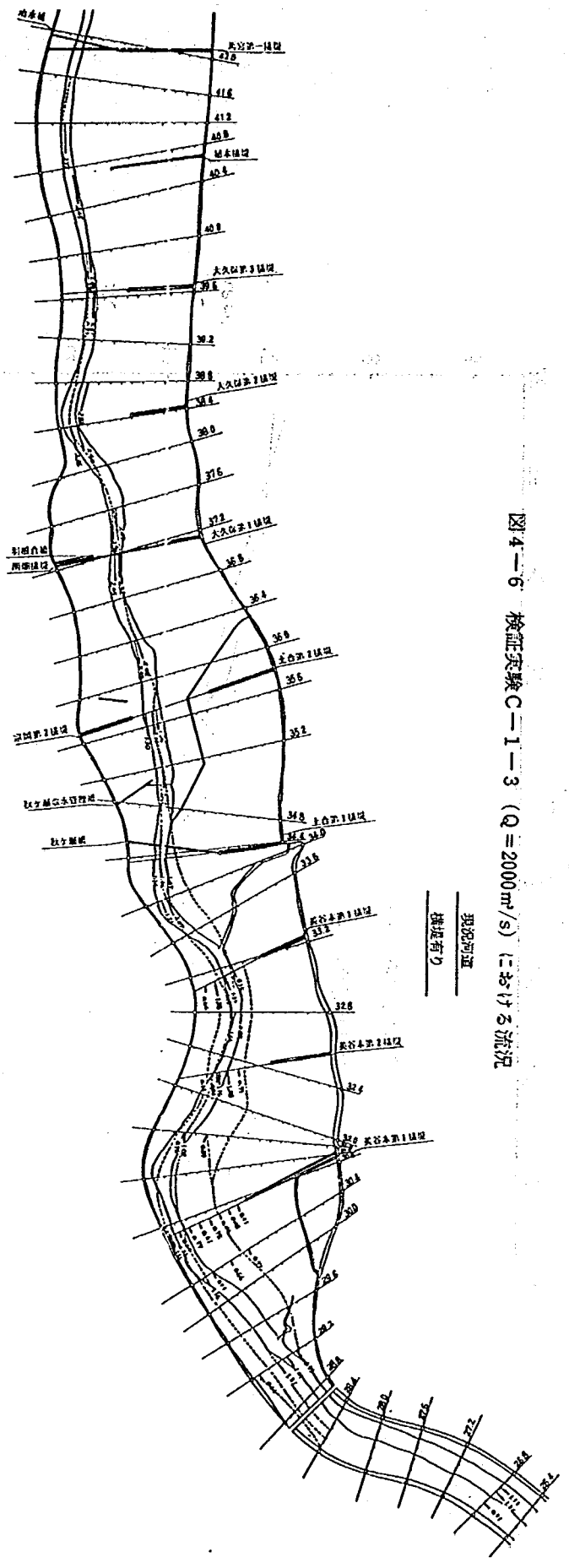


図４－５　検証実験Ｃ－１－２（Ｑ＝4500m³/s）における流況





現況河道
樹林有り

図4－6　検証実験C－1－3（Q＝2000㎥/s）における流況

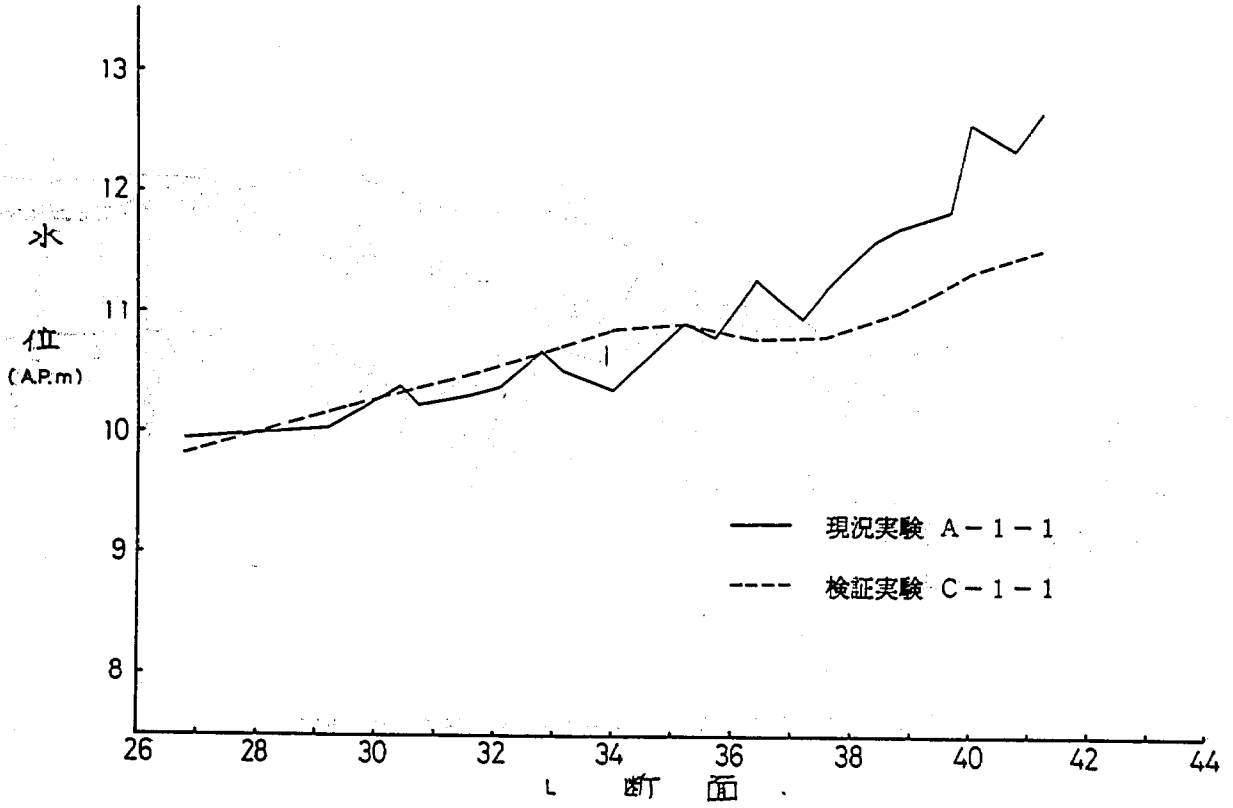


図4－7　現況実験A－1－1（Q＝7000m³/s）における水位）

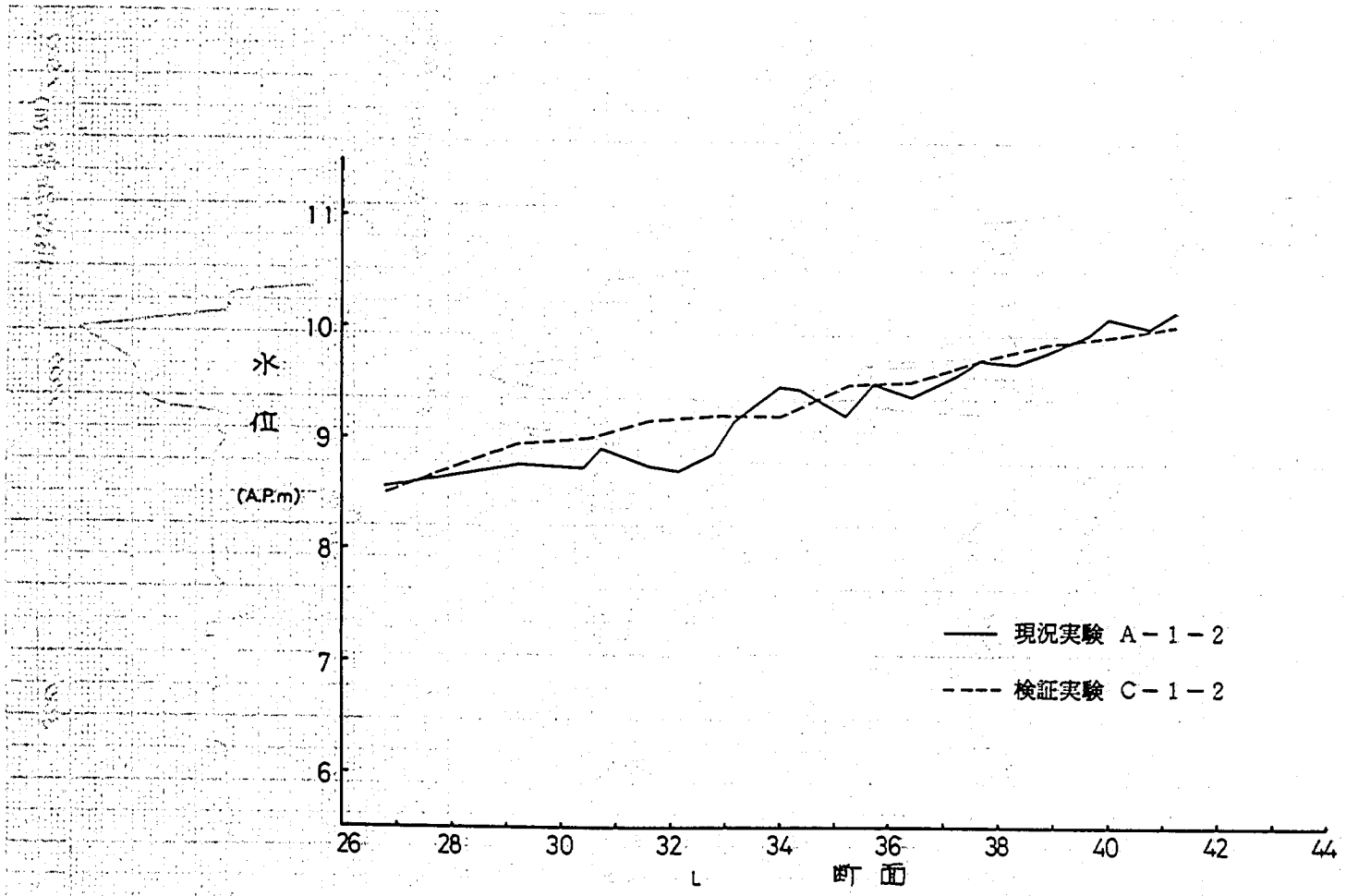


図4－8　現況実験A－1－2（Q＝4500m³/s）における水位

図4－9(1)　現況実験A－1－1（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

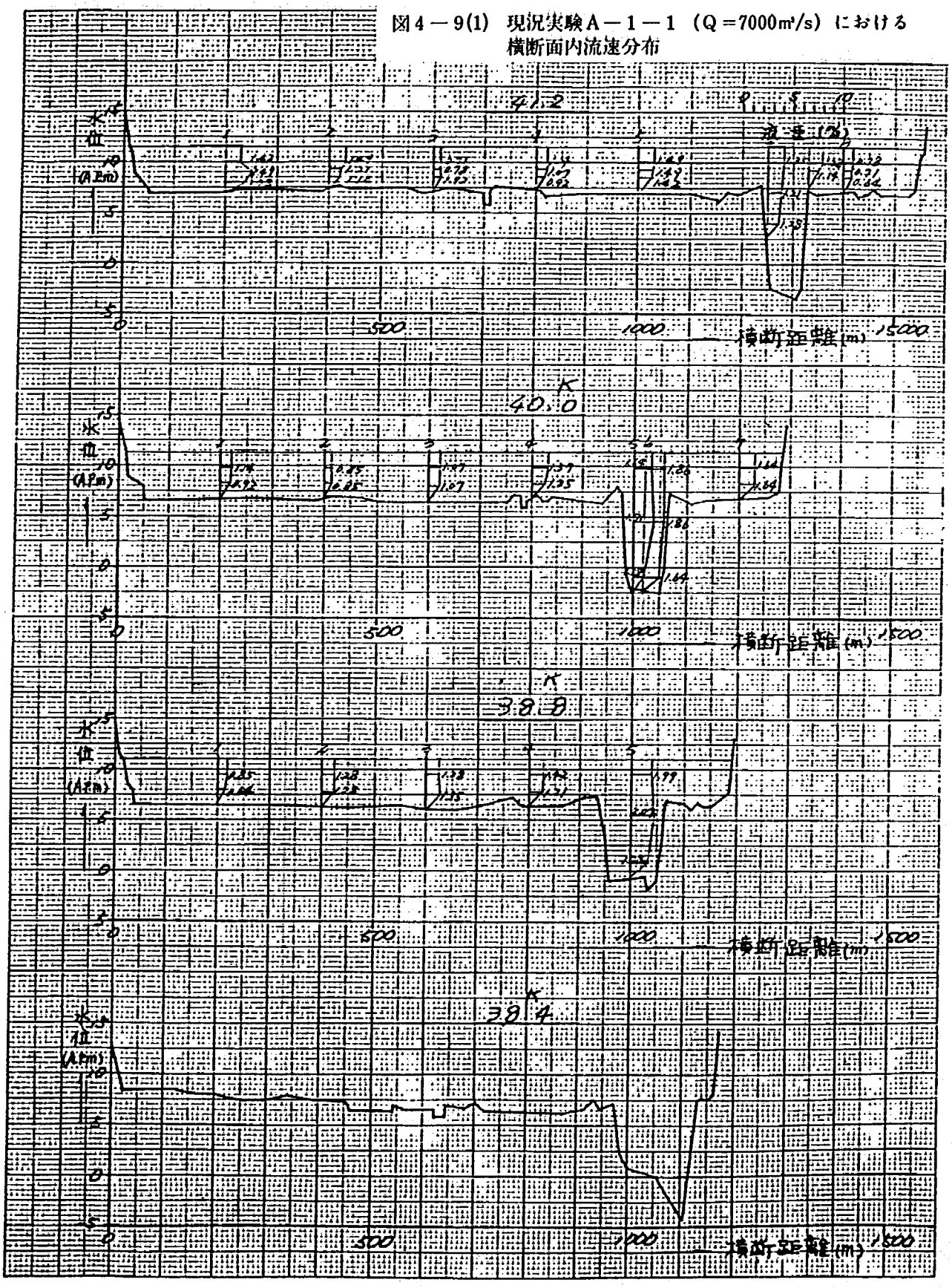


図４－９(2)　現況実験Ａ－１－１（Ｑ＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

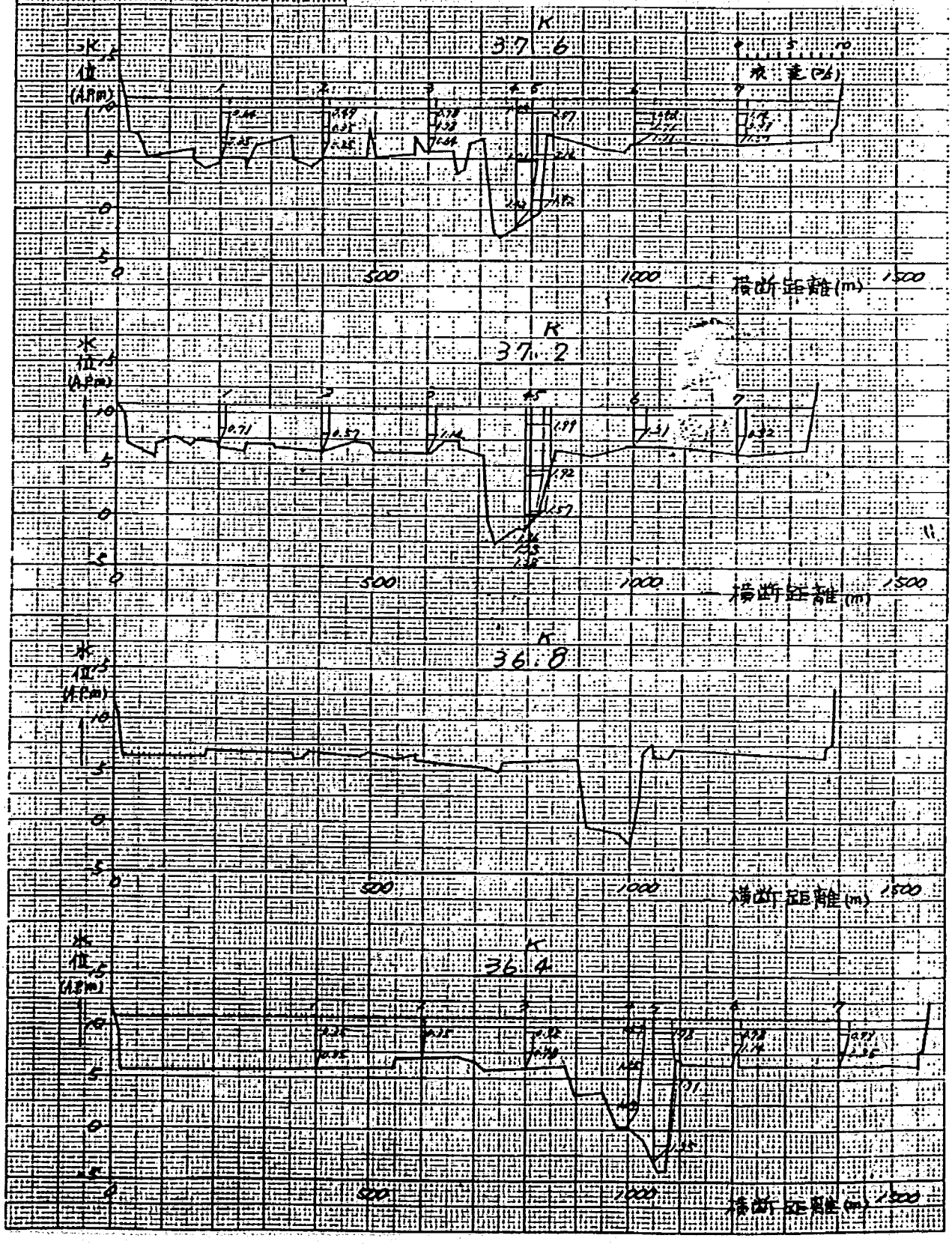


図4－9(3)　現況実験A－1－1（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

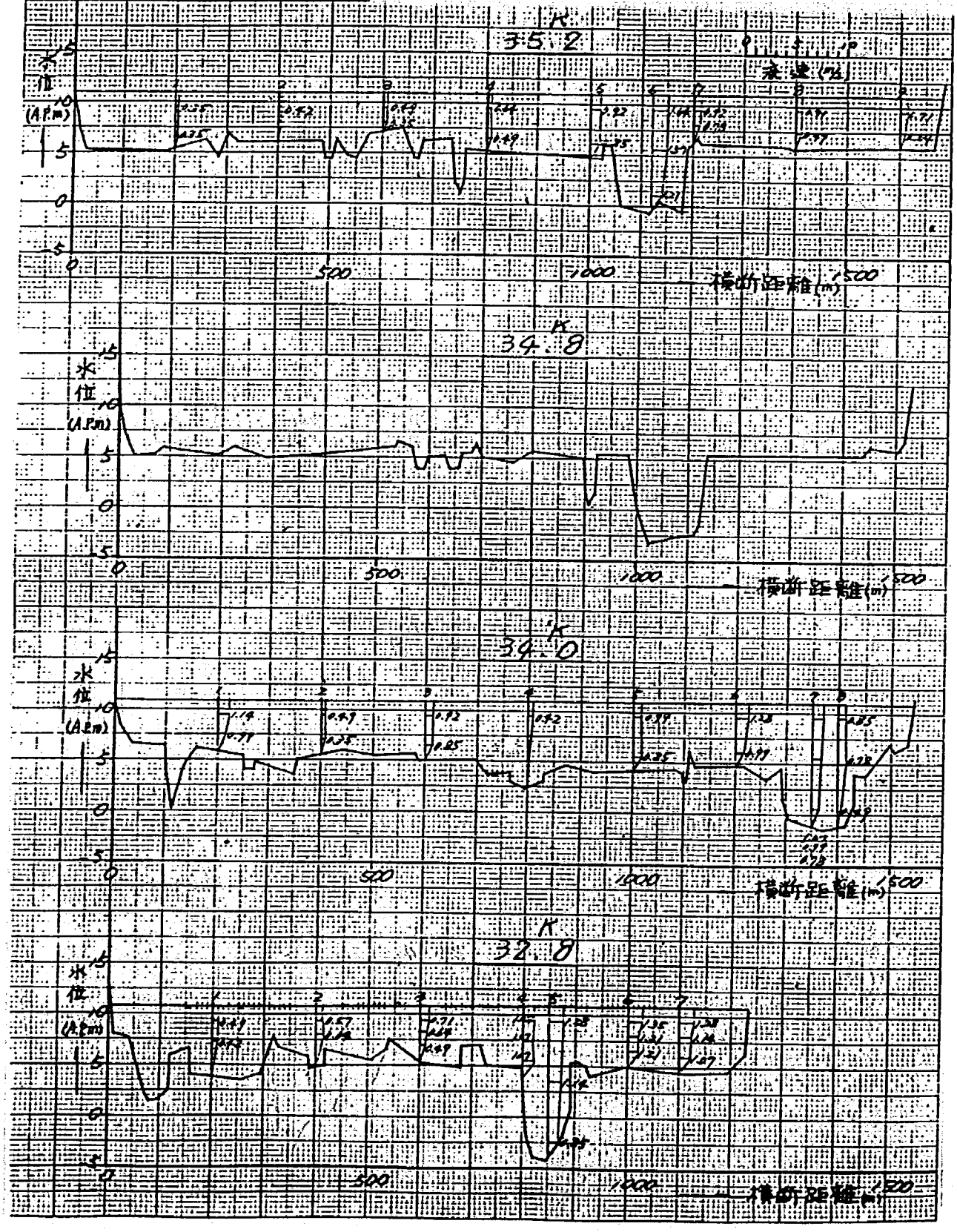


図４－９(4)　現況実験Ａ－１－１（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

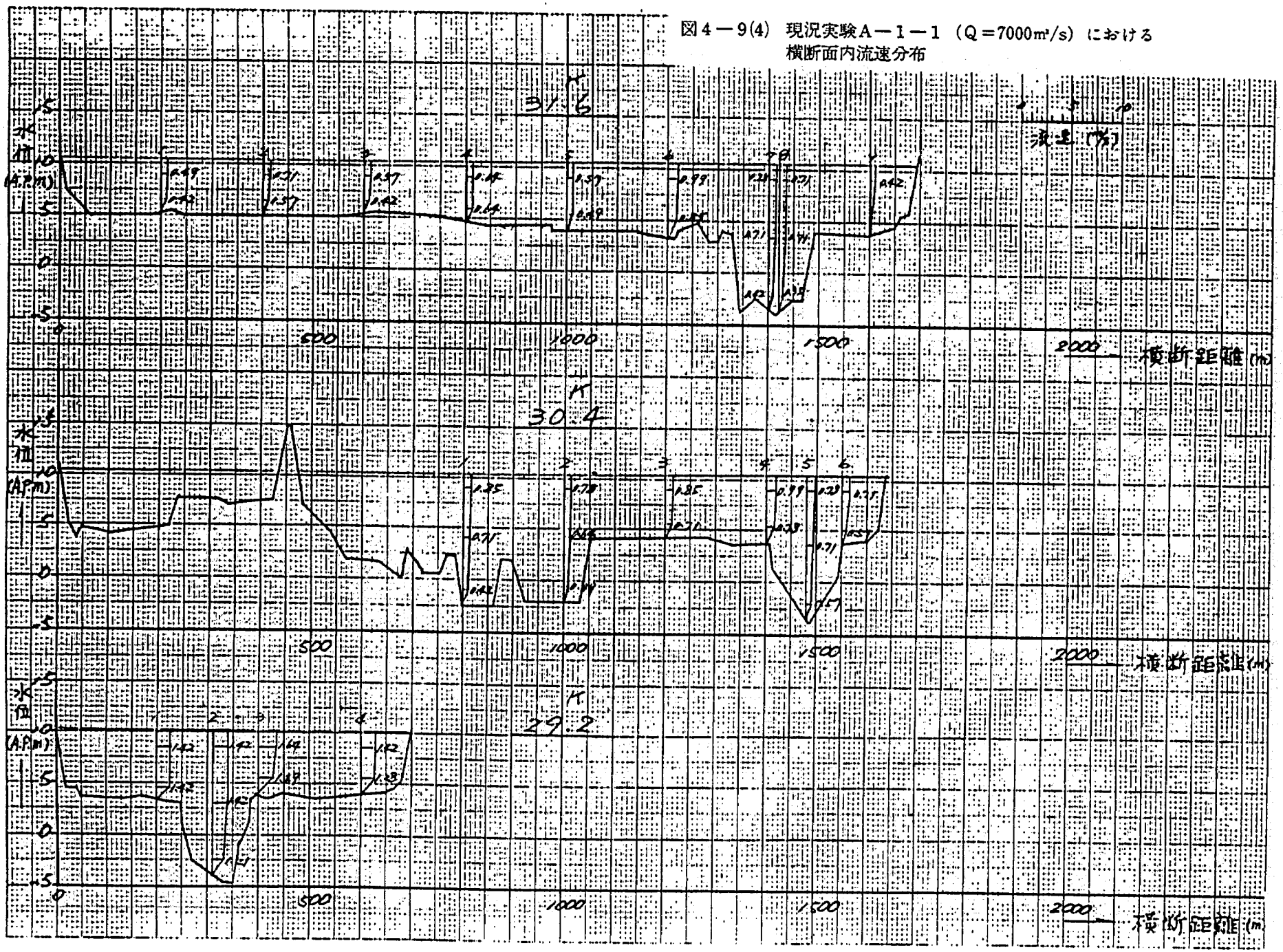


図4－10(1)　現況実験A－1－2（Q＝4500m³/s）における
横断面内流速分布

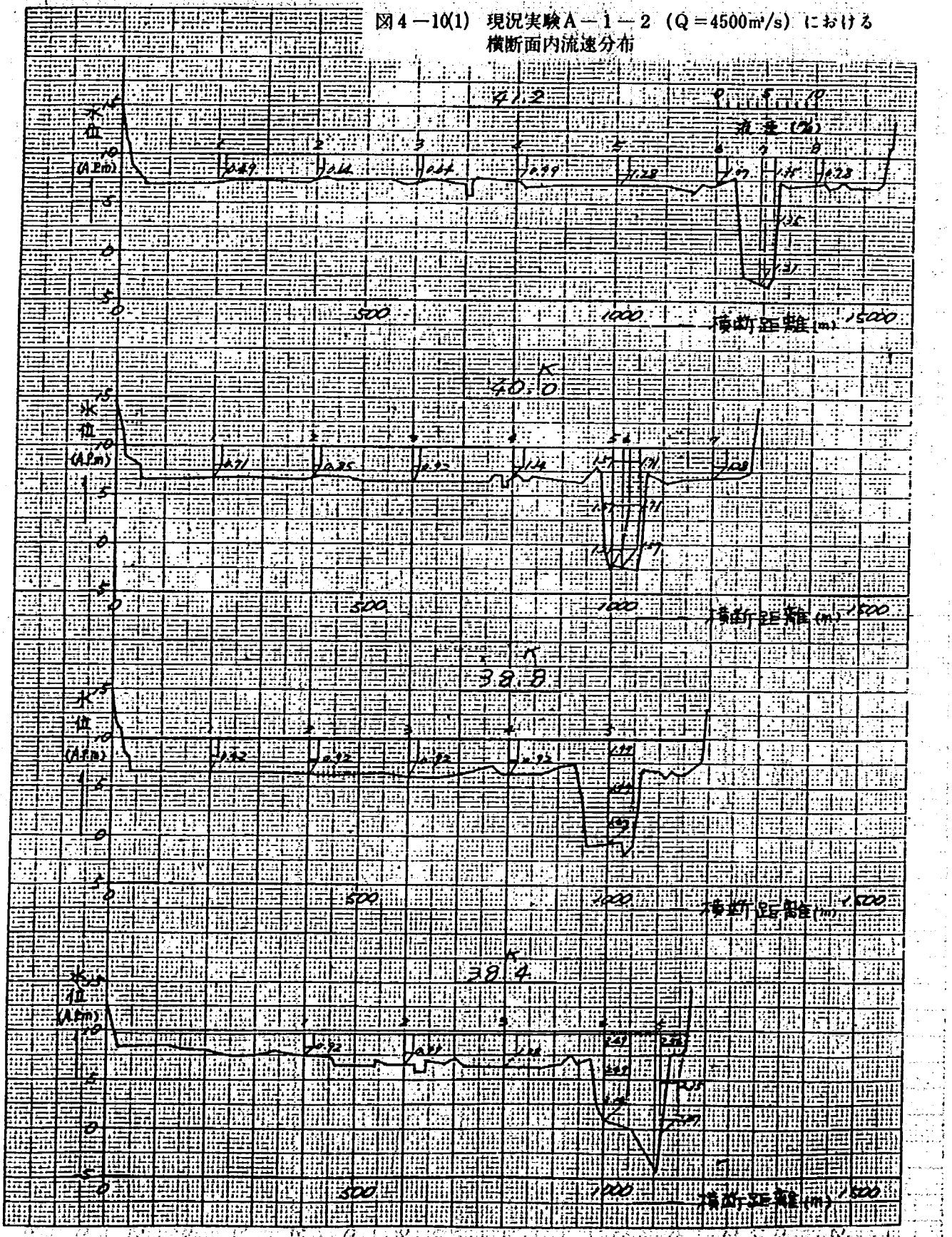


図4－10(2)　現況実験A－1－2（Q＝4500m³/s）における
横断面内流速分布

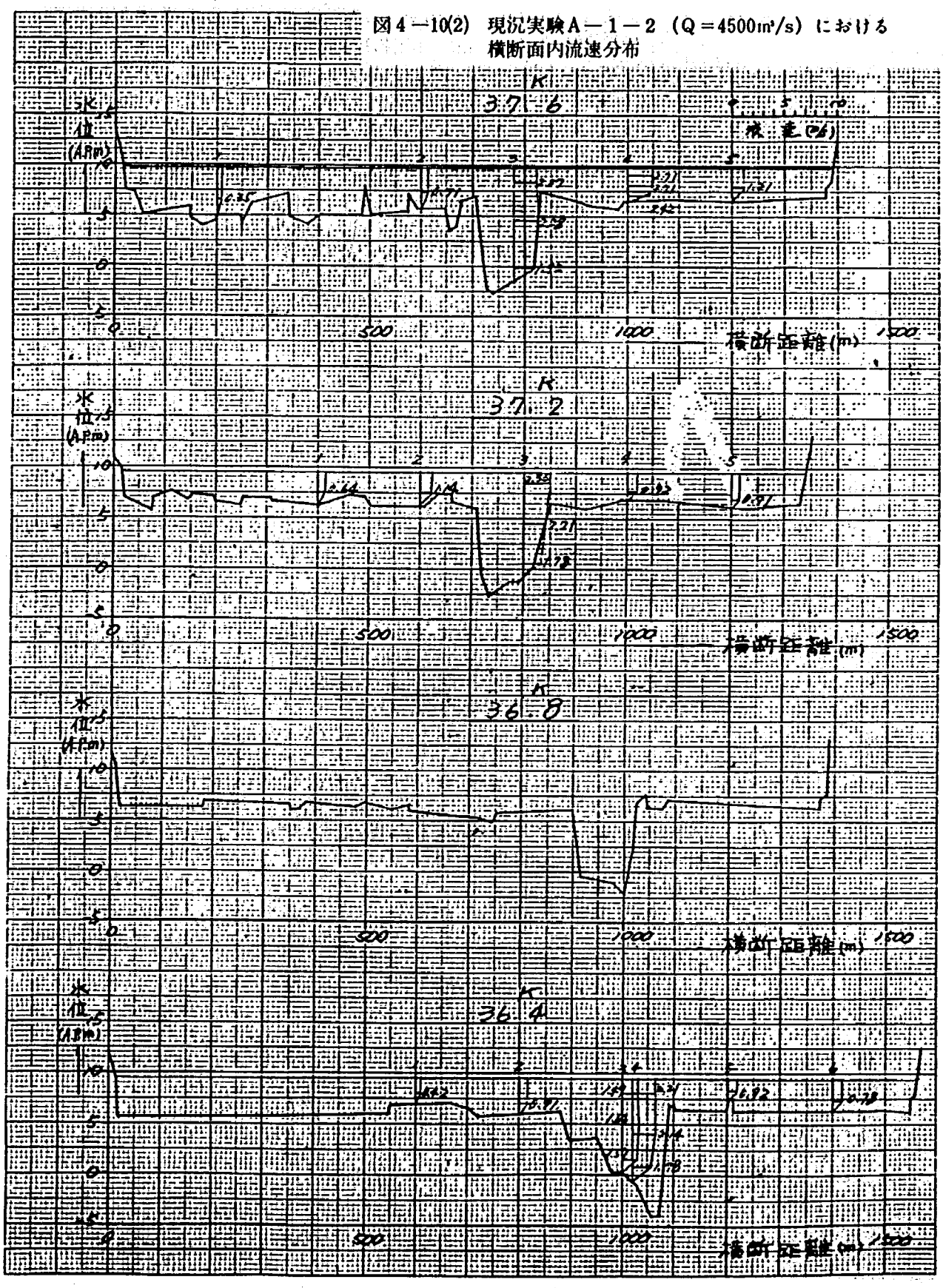
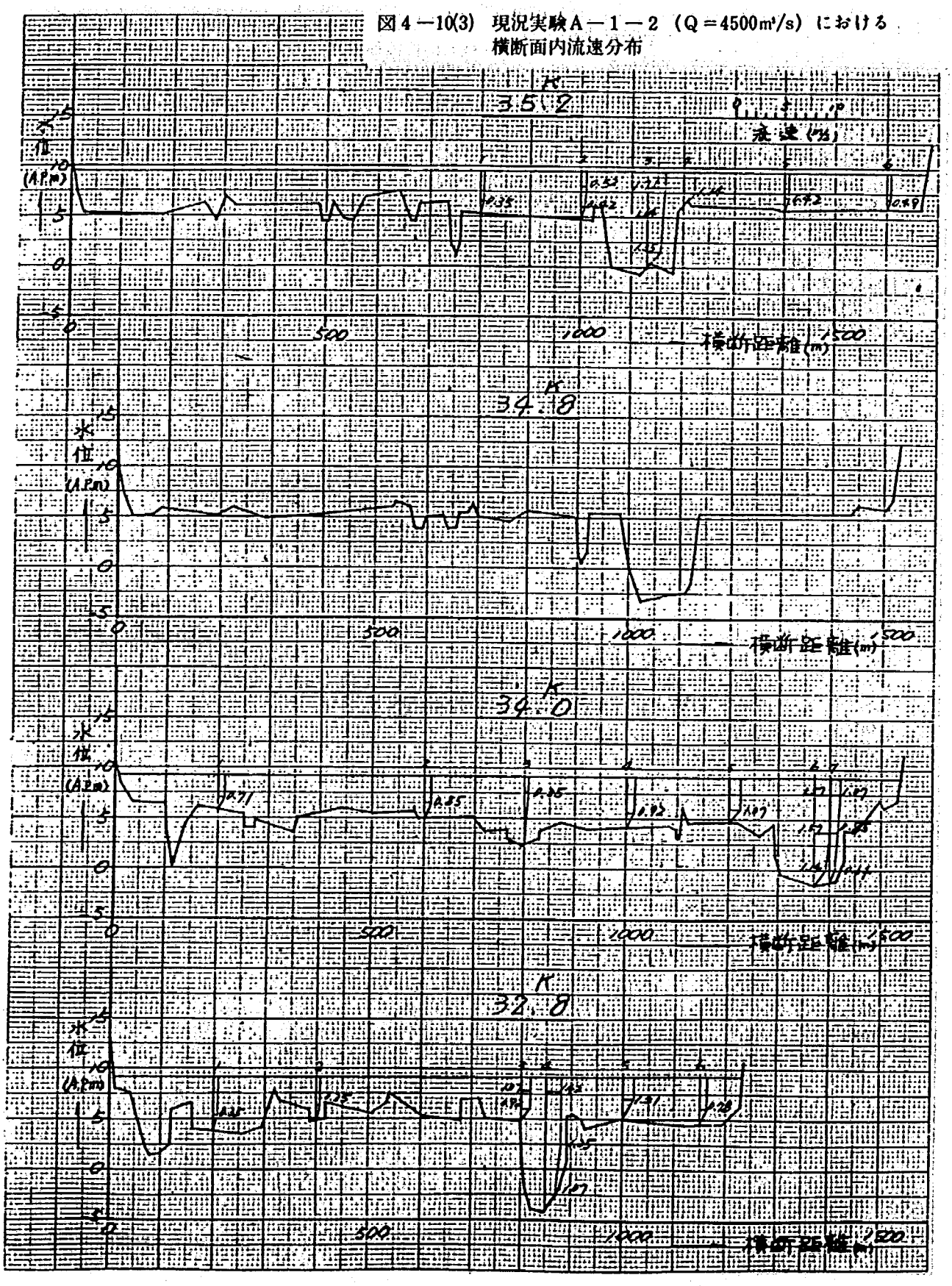


図４－10(3)　現況実験Ａ－１－２（Ｑ＝4500m³/s）における
横断面内流速分布



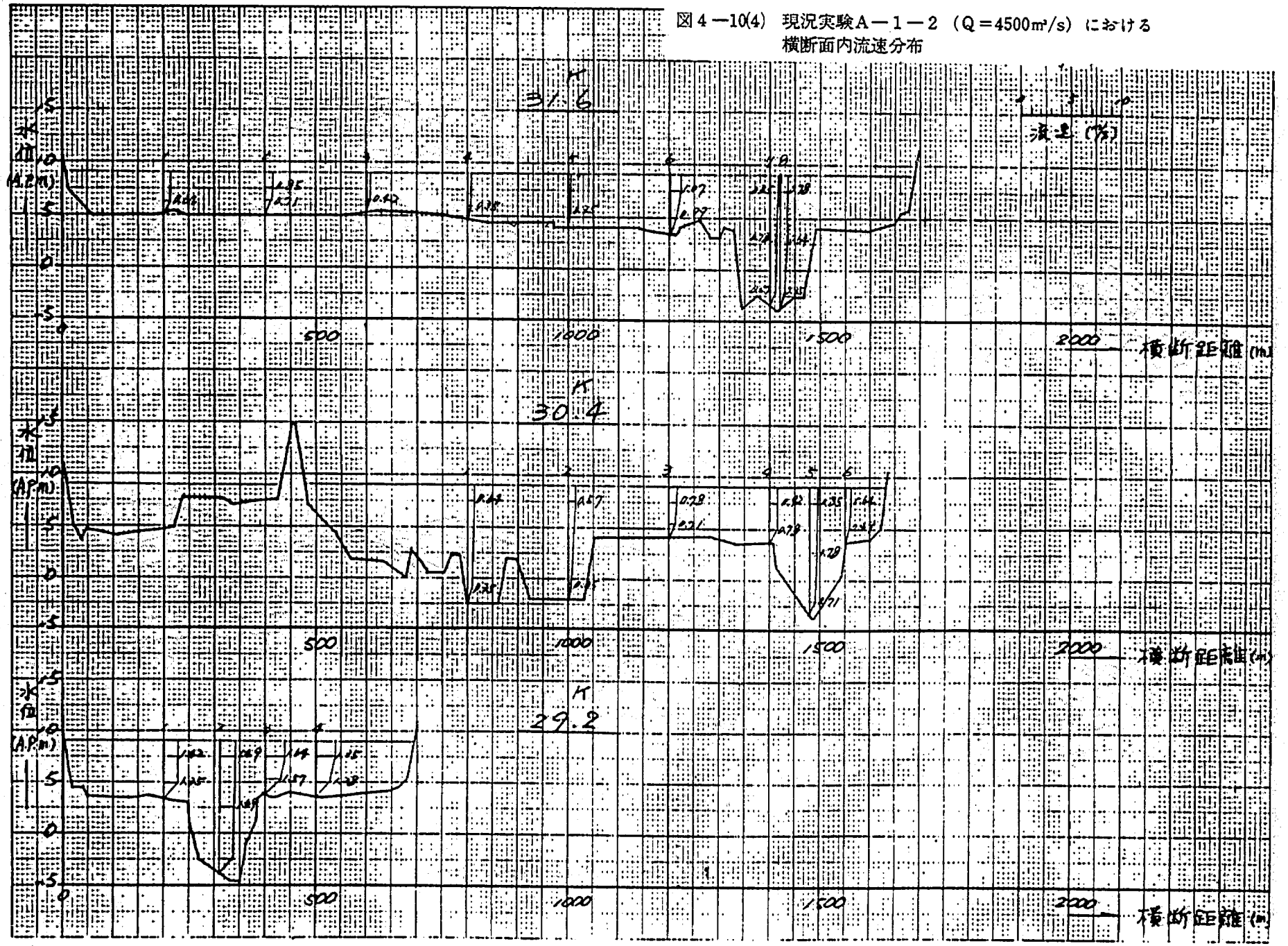


図4－10(4)　現況実験A－1－2（Q＝4500m³/s）における
横断面内流速分布

図4－11　現況実験A－1－1（Q＝7000m³/s）における流況

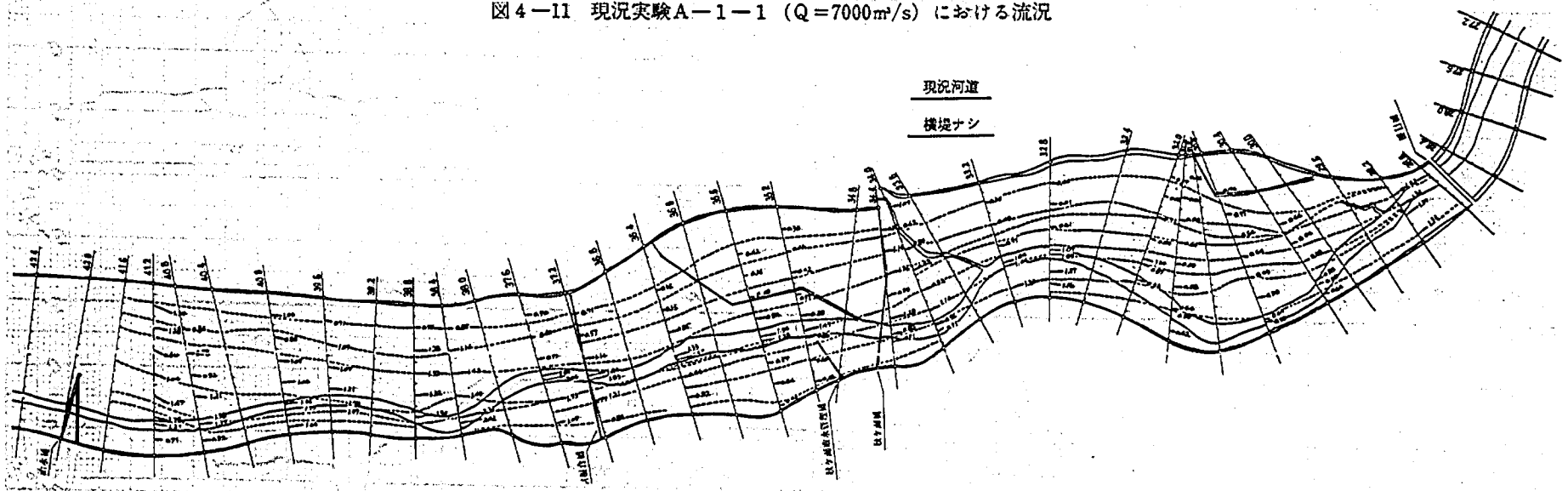


図4－12　現況実験A－1－2（Q＝4500m³/s）における流況

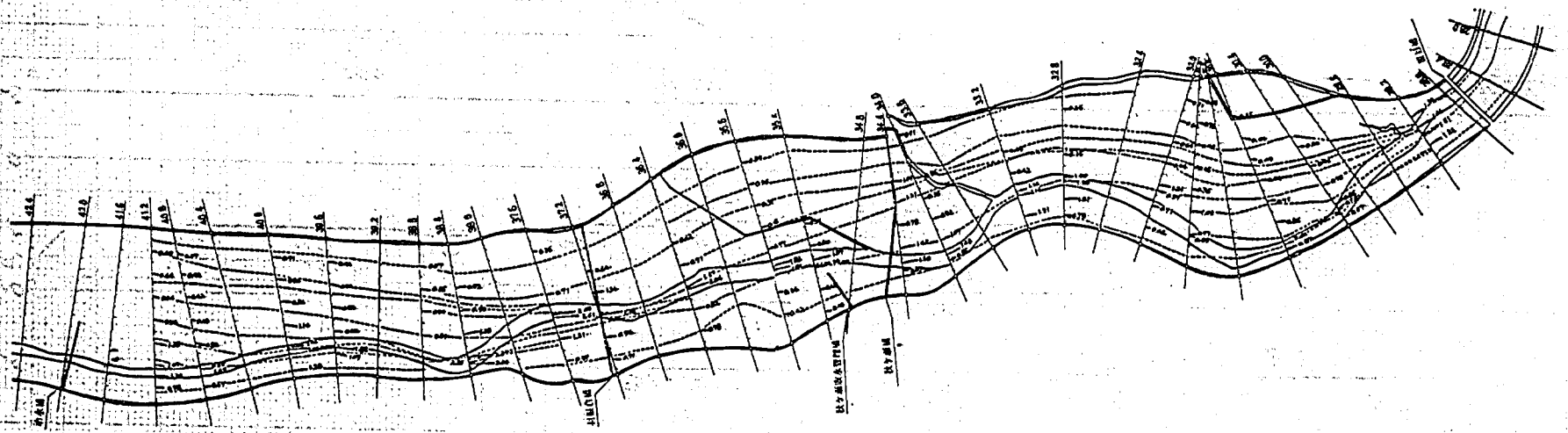
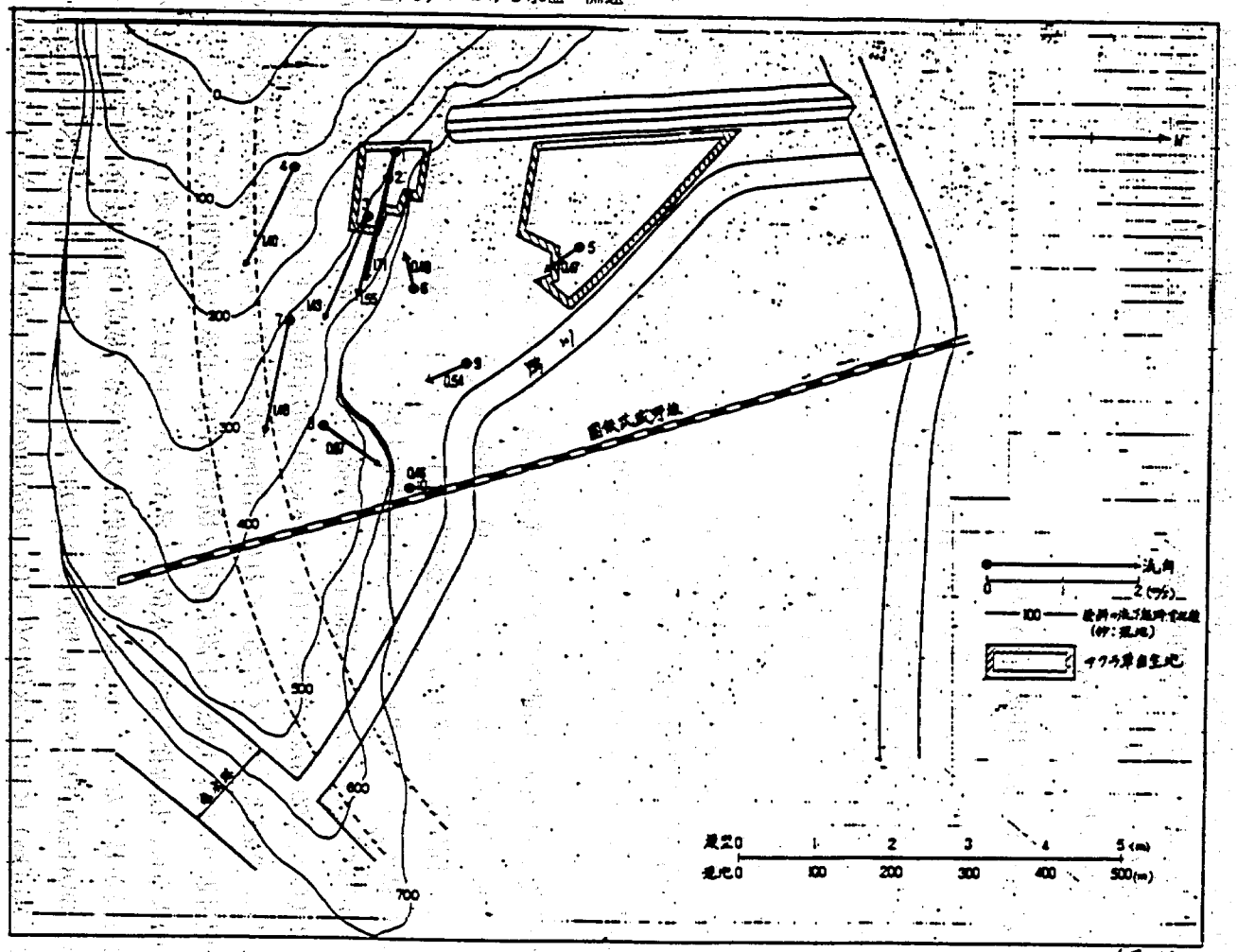


図4－13　現況実験A－2（Q＝7000㎥/s）における水位・流速



井杭	水位A.P.m
28.0	10.16
29.2	10.40
30.4	10.56
31.6	10.62
32.8	~~10.94~~
34.0	10.82
35.2	10.87
36.4	10.97
37.6	11.18
38.8	11.42
40.0	11.56
41.2	11.23

（現況）

CASE NO.	河道形態		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7－3	現況河道	最大流速(m/s)	1.71	1.55	1.43	1.40	0.47	0.48	1.48	0.87	0.54	0.46
		水位(A.P.m)	10.78	10.77	10.77	10.88	10.81	10.77	10.81	10.78	10.80	10.79
		生起時間(秒)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

※　生起時間とは、地内初期湛水位 A.P.7.00mより出発した時間である

5. 計画河道の本川水位と流況

本川河道は，囲繞堤の設置に伴い，著しく減少し，本川流況に及ぼす右岸横堤の影響は，なお一層大きくなるものと予測される。とくに，越流堤対岸付近に存在している長さ350 mの南畑横堤（37.2 km）及び長さ470 mの宗岡第2横堤（35.6 km）については，現況のまま維持した方が良いか，あるいは撤去した方がよいか，撤去するとしたらどの程度撤去したらよいかということが問題となる。本章では，このような観点から，横堤の長さに伴う水位・流速・流況の相違等についても検討を加えている。なお，実験においては，流水が調節池内へ流入しないように越流堤を締切り，本川側にだけ定流 $Q = 7000\ m^3/s$ あるいは $Q = 4500\ m^3/s$ を通水し，表2－4に示されるように，種々の横堤撤去長の組合せのもとで水理量の相違を検討している。

5.1 囲繞堤設置に伴う本川水位の変化

図5－1及び図5－2は，それぞれ，囲繞堤設置に伴う水位の変化を，流量 $Q = 7000\ m^3/s$ 及び $Q = 4500\ m^3/s$ について示したものであって，囲繞堤設置に伴う水位の上昇は，$Q = 7000\ m^3/s$ の場合34km付近及び37km付近で，また $Q = 4500\ m^3/s$ の場合32km付近及び38～39km付近で著しく，上昇量の最大値は50cm程度に達している。一方，$Q = 7000\ m^3/s$ における36.4km付近のように，断面の縮小に伴う流速増加により，逆に水位が低下するような箇所もある。

横堤の撤去により，第1調節池上流側の水位上昇は押さえられ，撤去長を長くすると現況河道の場合（実験C－1）よりも低くなる傾向もある。しかし，このような水位変化の傾向は，横堤の撤去に伴う流況変化に大きく影響されており，撤去により当該箇所ではつねに上昇，あるいは下降とは断定できない。

さらに，越流堤が建設される36.4 km地点及び第1調節池上流の38.8 km地点について，現況河道の場合（実験C－1－1（$Q = 7000\ m^3/s$），C－1－2（$Q = 4500\ m^3/s$））との水位差をまとめると表5－1のようである。まず，囲繞堤を設置すると，実験 $PW_1 - 1 - 1$（$Q = 7000\ m^3/s$）及び $PW_1 - 1 - 2$（$Q = 4500\ m^3/s$）の結果より，38.8 kmでは20～40cm水位が上昇するものの，36.4 kmでは若干減少する様相を呈することが知られる。しかし，南畑横堤を全部撤去した実験 $PW_1 - 2 - 1$（$Q = 7000\ m^3/s$）及び $PW_1 - 2 - 2$（$Q = 4500\ m^3/s$）においては，38.8 km地点の水位は低下して現況に近づき，36.4 km地点の水位は上昇し，現況よりも高くなる。これは，南畑横堤が存在する37.2 km地点の狭窄部のみが解消され，越流堤付近の36.4 km地点が下流宗岡第2横堤狭窄部のせき上げ区間に含まれたことによるものである。このように，横堤撤去に伴う水位の上昇あるいは下降は，流況の変化に大きく係っている。横堤の撤去長が長くなり，たとえば南畑横堤及び宗岡第2横堤の両者を全部撤去すると，$Q = 7000\ m^3/s$ の場合，38.8 km地点及び36.4 km地点のいずれにおいても，水位はもっと低くなる。しかし，越流堤前面付近（36.4 km）における水位の低下は，越流堤の高さを一定としたとき，第1調節池への越流量の減少をまねく，すなわち下流側河道における流量の増加をまねくことになり，計画論上好ましいことではない。したがって，横堤の撤去長の検討にあたっては，第1調節池上流側の水位上昇に対する考慮だけでなく，越流堤の高さに対する配慮も必要となる。

表５－１　囲繞堤設置による水位上昇量（m）

実験ケース	Q＝7000 ㎥/s		Q＝4500 ㎥/s		横堤形状	
	38.8 km	36.4 km	38.8 km	36.4 km	南畑	宗岡第２
PW_1-1	0.22	−0.19	0.42	−0.02	現況	現況
PW_1-2	0.02	0.13	0.09	0.10	全部撤去	現況
PW_1-3	−0.20	−0.09	0.15	0.19	1/2撤去	1/2撤去
PW_1-4	−0.20	−0.31	0.05	−0.11	全部撤去	全部撤去
PW_1-5	−0.20	−0.26	0.34	−0.15	180 m撤去	170 m撤去
PW_1-6	0.00	−0.12	0.06	−0.36	80 m撤去	170 m撤去
C－1	現況水位 A.P. 11.71 m	現況水位 A.P. 11.27 m	現況水位 A.P. 9.77 m	現況水位 A.P. 9.37 m	現況	現況

表５－２　横断面内最大平均流速の比較

断面（K）	Q_0＝7000 ㎥/s			Q_0＝4500 ㎥/s		
	現況河道	計画河道	比率	現況河道	計画河道	比率
37.2	2.99 m/s	2.97 m/s	0.99	2.78 m/s	2.17 m/s	0.78
36.4	3.10	2.73	0.88	2.33	2.03	0.87
35.7	2.21	2.53	1.14	2.16	1.97	0.91
35.2	2.16	2.47	1.14	1.88	2.10	1.12
34.35	2.02	2.00	0.99	1.76	1.70	0.97
34.0	1.78	2.30	1.29	1.85	1.65	0.89
33.15	1.93	2.80	1.45	1.43	2.05	1.43
32.8	2.03	2.20	1.08	1.60	1.75	1.09
32.1	1.82	1.87	1.03	1.03	1.67	1.62
31.6	1.53	2.03	1.33	0.97	1.40	1.44
30.7	1.39	2.37	1.71	1.32	1.67	1.27
30.4	1.42	2.25	1.58	0.99	1.85	1.87
29.2	1.82	2.05	1.13	1.00	1.53	1.53

なお，表５－１において，Q＝4500 ㎥/sに関する数値は大きくばらついているが，これは図５－２にみられるように，（流量が小さいために，）実験条件の設定誤差が大きく反映されたものと考えられる。また，本模型の縮尺は1/100と小さく，（たとえば現地の水位差10cmは模型で1 mmに対応し，）本実験結

果は定性的なものと判断することが妥当である。

実験シリーズPW_1において，囲繞堤の設置に伴う水位－流況の変化について検討を加えたが，さらに第一調節池上流左岸側に位置する大久保第2横堤下流側38.0 km地点の水位に着目し，南畑横堤及び宗岡第二横堤の撤去が38.0 km地点の水位低下に及ぼす効果について検討を加えると以下のようである。

図－5－27は，囲繞堤が設置された条件のもとで，南畑横堤及び宗岡第2横堤の両者が存在する場合（実験PW_2-1-1（$Q=7000\ m^3/s$），PW_2-1-2（$Q=4500\ m^3/s$）），前者を80 m，後者を170 m，それぞれ撤去した場合（実験PW_2-3-1（$Q=7000\ m^3/s$），PW_2-3-2（$Q=4500\ m^3/s$））のそれぞれにおける越流堤（36.4 km）周辺の水位を示したものであって，少なくとも第1調節池の最上流端となる37.2 kmより上流については，横堤の撤去により水位は低下することが知られる。とくに，38.0 km地点については，南畑横堤の撤去長が長いほど低下量は多くなる傾向にあり，南畑横堤を180 m，宗岡第2横堤を170 m，それぞれ撤去すると，両者を撤去しない場合に較べ，いずれの流量についても約20cmの水位低下が見込まれる。しかし，流量が$Q=7000\ m^3/s$の場合，南畑横堤を80 m撤去することにより，37.2 kmより上流の水位はかなり低下し，80 m程度の撤去によっても，当該区域における水位の低下が図られよう。なお，越流堤付近の36.4 km地点の水位については，5.1で述べたように，南畑横堤の撤去に伴う流況の変化に大きく影響され，水位低下量と南畑横堤の撤去長との関係はあまり明確でない。

5.2 囲繞堤設置に伴う本川流況の変化

各実験における横断面内の流速分布を図化すると図5－4～図5－15，また平面流況を図化すると図5－16～図5－27のようであって，右岸横堤を現況とした実験PW_1-1においては，流れが囲繞堤と横堤との間に集中し，とくに実験PW_1-1-1（$Q=7000\ m^3/s$）では，最大流速が4 m/s以上となる箇所もある。囲繞堤設置前との比較におけるこのような流速の増加傾向は，実験PW_1-1-2（$Q=4500\ m^3/s$）においてもほぼ同様であって，低水路及び囲繞堤前面の洗掘，あるいは横堤先端部の崩壊等に対する配慮の必要性が示唆される。

南畑横堤を全部撤去した場合（実験PW_1-2-1（$Q=7000\ m^3/s$），PW_1-2-2（$Q=4500\ m^3/s$）），越流堤前面付近の流速はかなり減少するものの，下流の宗岡第2横堤先端付近では，急縮の影響により流速が極端に速くなり，流向も囲繞堤へ向かう傾向が強くなる。このように，河道内に狭窄部が存在すると，上流側では水位が上昇し流速は遅くなるが，狭窄部では流速が極端に速くなり，流砂量の連続性が保たれにくくなる。したがって，上流側では土砂の堆積，狭窄部付近では極端な洗掘，下流側では再び土砂の堆積等が予測され，河道維持の観点からは好ましくない。

また，南畑横堤及び宗岡第2横堤について，いずれもその長さの1/2を撤去した場合（実験PW_1-3-1（$Q=7000\ m^3/s$），PW_1-3-2（$Q=4500\ m^3/s$）），越流堤付近の流速は，上記実験PW_1-1と実験PW_1-2との中間的な値となっている。横堤の長さが半減されたことにより，河道有効幅は増加し，下流部の河道幅とほぼ等しくなり，流れの集中は緩和され，流況が平滑化されるとともに，低水路内の流速も，縦断的な変化が少なくなるようである。なお，横堤を短くしても，右岸堤防付近は死水域となっており，堤防保護の役割は保存されている。

さらに，南畑横堤及び宗岡第2横堤を全て撤去した場合（実験PW_1-4-1（$Q=7000\ m^3/s$），PW_1-4-2（$Q=4500\ m^3/s$）），河道幅の増加に伴う流水断面積の拡大により，越流堤前面付近の流速は

全体的に低下し，むしろ下流部において流速が速くなる。河道幅の増加に伴い，横断方向の流速分布も平滑化され，流況も滑らかになるが，横堤を全部撤去したことにより，左岸堤防沿いの流速は増加し，とくに34.8㎞右岸堤沿いでは，流速が1.8 m/sにも達し，護岸等に対する配慮が必要となる。

また，南畑横堤を180 m，宗岡第二横堤を170 m，それぞれ撤去した実験PW_1-5-1（Q＝7000 ㎥/s）においては，南畑横堤先端付近の最大流速は2 m/sであるものの，南畑横堤を80 m，宗岡第二横堤を170 m，それぞれ撤去した実験PW_1-6-1（Q＝7000 ㎥/s）では3 m/s程度に達し，後者の場合には急縮の影響が残存しているようである。しかし，右岸堤近傍の流れに着目した場合，後者の方が流速値は小さく，右岸堤に与える影響も小さいと言えよう。

したがって，水位・流速・流況等に関する横堤の撤去長の効果を総合的に判断すると，横堤を撤去するならば，南畑横堤を80 m，宗岡第二横堤を170 m程度撤去する案が実験的には妥当とみなされる。南畑横堤を80 m，宗岡第二横堤を170 m，それぞれ撤去した場合について，さらに実験PW_3-1-1（Q＝7000 ㎥/s）及びPW_3-1-2（Q＝4500 ㎥/s）を行い，現況河道実験C－1－1（Q＝7000 ㎥/s）及びC－1－2（Q＝4500 ㎥/s）と同一の地点において流速を測定し，検討を加えると以下のようである。なお，本実験においては，天端高A.P. 8.8 mの計画越流堤を設け，本川から調節池内への越流を生じさせている。このときの越流量Q′は，上流流量がQ_0＝7000 ㎥/sの場合Q′＝1030 ㎥/s，Q_0＝4500 ㎥/sの場合Q′＝270 ㎥/sであり，これは後述の越流堤に関する越流係数実験から得られた水位・流量関係を満足している。

図5－28及び図5－29は横断面内の流速分布を，また図5－30及び図5－31は鉛直測線上の平均流速（水深平均流速）の横断分布を，それぞれ示したものであって，現況河道実験における図4－1及び図4－2，あるいは図4－4及び図4－5との比較により，囲繞堤の設置に伴う流速の増加が明らかとなる。さらに，各横断面において，水深平均流速の最大値を比較すると表5－2のようであって，越流堤付近の37.2～34.35 ㎞の区間では，囲繞堤設置前後の差は著しくない。これは，計画河道において，南畑横堤と宗岡第二横堤の先端を，それぞれ撤去した効果が反映されているものであろう。しかし，34.0 ㎞より下流においては，囲繞堤の設置により河道幅が狭められ，最大流速が著しく増加し，囲繞堤設置前に比べ，2倍近くに達しているところもある。

さらに，図5－30及び図5－31には，低水護岸及び高水護岸沿いの流れ方向の流速分布が護岸法線に垂直のベクトルで併示されており，とくに護岸沿い流速の大きい箇所として，

左岸囲繞堤　32.0～31.2 ㎞
左岸低水護岸　32.2～31.2 ㎞
右岸低水護岸　33.8～33.0 ㎞，31.0～30.0 ㎞
右岸本堤　33.8～33.2 ㎞，30.8～30.4 ㎞

が指摘される。流量Q＝7000 ㎥/sとQ＝4500 ㎥/sの場合とを比較すると，低水護岸沿いで，Q＝4500 ㎥/sにおける流速の方が若干大きい箇所もあるが，全体的にはQ＝7000 ㎥/sの場合の方が大きくなっている。

このような結果に基づき，水衝部保護のための対策工について検討すると以下のようである。左岸囲繞堤については，今後築堤するものであるから，上記範囲における護岸工法，護岸根入れ，根固工等に対して，充分な配慮を払うことにより対処できよう。また，低水護岸については，低水路幅が狭いため，水制等の対策工は不適当と考えられ，上記範囲に対して，捨てブロック等による護岸根固工

の設置が適当と判断される。さらに，右岸本堤については，前面の流速を減少させ，洗掘を防止することを目的として，根固め水制が効果的であると推測される。

したがって，右岸本堤水衝部保護を目的として，根固め水制の効果について，さらに検討すると以下のようである。本実験PW_3-2（$Q=7000\ m^3/s$）においては，図5－32に示されるように，長さ8m，幅2m，高さ1.5mのブロック水制（実験では10～15mmの砕石により製作）を，33.8～33.4 km及び31.2～30.2 kmの区間に，30m間隔で本堤より垂直に設置し，護岸沿いの流速を測定し，その結果を図示すると図5－33のようである。表5－3は，根固め水制の設置前後における流速を比較したものであって，水制直上あるいは水制先端部の流速は，水制設置前の護岸近傍流速より大きい場合もあるが，水制間の護岸近傍流速はかなり小さくなっており，根固め水制の設置による流速低減効果が現れている。しかし，33.2 km地点における流速は依然として大きい値が保持されているため，根固め水制の上流部設置範囲は，400m延長して33.0 kmまでとした方が妥当であろう。

表5－3　右岸本堤沿いの流速比較

断面(km)	上流部 水制ナシ護岸前面	上流部 水制設置 km 33.8～33.4 護岸前面	上流部 水制設置 km 33.8～33.4 水制先端	断面(km)	下流部 水制ナシ護岸前面	下流部 水制設置 km 31.2～30.2 護岸前面	下流部 水制設置 km 31.2～30.2 水制先端
34.0	0.80 m/s	0.80 m/s		31.2	0.80 m/s	0.70 m/s	
33.9	0.90	1.20		31.0	1.20	0.70	1.00
33.8	1.20	(水制上) 1.50	1.50	30.9	1.30	0.80	1.40
33.7	1.20	1.30	1.70	30.8	1.40	0.90	1.60
33.6	1.90	(水制上) 1.40	2.20	30.7	1.50	(水制上) 1.70	1.40
33.5	1.30	1.00	1.30	30.6	1.70	1.30	0.80
33.4	1.20	(水制上) 1.10	1.30	30.5	1.50	0.80	0.90
33.3	1.30	0.90		30.4	1.60	(水制上) 0.90	1.10
33.2	2.20	2.20		30.3	1.30	0.70	1.30
33.1	1.00			30.2	1.40	(水制上) 1.20	1.70
33.0	1.00			30.1	1.50	1.20	
				30.0	1.40	1.10	

5.3　囲繞堤設置の影響に関するまとめ

第一調節池の囲繞堤設置が本川河道に与える影響としては，以下の事項が指摘される。

① 本川河道及び第一調節池より上流部の水位に与える影響

② 本川河道の流速に与える影響

③ 水衝部の発生等を初めとする本川河道の流況に与える影響

以上の影響は，囲繞堤を設置しない現況河道と，囲繞堤を設置した計画河道の実験結果との比較より明らかとなるが，現況河道と計画河道とでは，越流堤下流の本川流量が異なっているため，厳密には，図5－34に示されるパターンAとパターンCとの比較をしなければならない。このような，調節池建設の影響評価に加えて，さらにここではパターンAとパターンBとの比較により，単に囲繞堤建設のみの影響評価を行うと以下のようである。なお，このような比較には，表5－4に示される実験結果が用いられている。

表5－4　第一調節池建設が本川へ与える影響評価に用いられる実験ケース

種　別	流　量（m³/s）			下流条件	河道条件	実験 No.
	上流流量(Q_0)	下流流量(Q_1)	越流量(Q_2)	(26.8 km)		
パターンA	7000	7000	———	Q_1に対応するH	現況河道	(その1) I－1
	4500	4500	———			I－2
パターンB	7000	7000	0	〃	計画河道 越流堤締切り	(その1) III－1－1
	4500	4500	0			III－1－2
パターンC	7000	5970	1030	〃	計画河道， 越流有り	(その5) F－1
	4500	4230	270			F－2

(1) 水位に与える影響

囲繞堤の建設のみによる河道幅の減少による影響は，図5－35に示されたパターンAとパターンBの水位との比較によって，以下のような事項が指摘される。上流流量がQ_0＝7000 m³/sの場合には，断面によって若干の差はあるものの，囲繞堤設置範囲及び上流において，約0.5 mの水位上昇がみられる。一方，Q_0＝4500 m³/sの場合には，囲繞堤設置範囲において0.2～0.3 m，上流部において約0.5 mの水位上昇がみられる。このように，囲繞堤設置範囲においては，流量が大きいほど水位に与える影響が大きいが，これは流量が大きいほど現況高水敷の洪水流下に果たす役割が大きいためであろう。

つぎに，越流堤からの越流が生ずるものとした，いわゆる調節池化による影響を，図5－35に示されるパターンAとパターンCとの比較より検討すると以下のようである。Q_0＝7000 m³/sの場合，調

節池への越流によって，本川下流部の流量が減少し，その結果本川下流部の水位が低下することにより，囲繞堤区間だけでなく上流部においても約0.5 mの水位低下が期待される。一方，Q_0 = 4500 ㎥/sの場合，調節池への越流量が少ないため，水位低下は認められず，むしろ全体的には水位上昇の傾向にある。とくに，第一調節池上流側については，約0.3 mの水位上昇が生ずるようである。したがって，流量が大きい場合には，調節池化による水位低下が期待されるが，越流開始流量付近あるいはこれ以下の流量に対しては，現況水位より上昇ずる傾向がみられる。いま，このような水位の上昇あるいは低下の効果が，上流流量Q_0に対して一次的に変化するものと仮定すると，図5－36にみられるように，Q_0=5500 ㎥/s以下の流量に対しては，現況よりも水位が上昇し，Q_0 = 5500 ㎥/s以上の流量に対しては，水位の低下が期待されるものと推測される。なお，パターンCにおける上流部の水位低下には，南畑横堤を80 m，また宗岡第二横堤を170 m，それぞれ撤去した効果も含まれている。

(2) 流速に与える影響

水位の場合と同様に，パターンA，B及びCの比較を行うと以下のようである。しかし，パターンAとパターンCとの場合には，低水路内の同一地点で流速測定を行っているが，パターンAとパターンBとの場合には，測定位置が異なっているため，まず各横断面内における最大流速を比較すると，表5－5，図5－37及び図5－38のようである。これらの図表より，囲繞堤のみが設置されることにより，本川流速はかなり増加し，Q_0 = 7000 ㎥/sの場合には，最大で約2倍，縦断平均でも約1.4倍の増加となっている。このような流速増加は，越流堤からの越流を可能とする調節池化に伴い，上流部では顕著でなくなるものの，下流部では現況に較べて，最大で約1.9倍，平均でも約1.3倍と依然として高い増加率を示している。なお，パターンCにおける越流堤周辺の流速減少は，越流に伴う流量の減少によるものだけでなく，南畑横堤の80 m撤去及び宗岡第二横堤の170 m撤去の効果によるものである。

つぎに，パターンAとパターンCとの比較より，本川内の同一測線における水深平均流速の変化を示すと，表5－6のようである。同表より，Q_0 = 4500 ㎥/sにおける35.7 kmの断面を除き，第一調節池の建設により，いずれの地点においても，水深平均流速は増加し，その増化率は最大で約2倍，平均で約1.5倍にも達することが知られる。

(3) 流況に与える影響

囲繞堤の設置により，その設置区間における本川の流線は，ほぼ河道法線に沿ったものとなるが，現況低水路の蛇行とはかなり異なった流れとなる。たとえば，33.6～31.6 km右岸高水敷，31.6～30.0 km左岸高水敷及び30.0 kmより下流の高水敷に乗り上げる流れが強くなり，当該高水敷上の流速は著しく大きくなる。このような影響は，とくに低水護岸及び高水護岸近傍の流速の増大となって現れ，以下の箇所について水衝部対策が必要と考えられる。

左岸囲繞堤　32.0～31.2 km：護岸工の強化
左岸低水護岸　32.2～31.2 km：捨てブロック根固工
右岸低水護岸　33.8～33.0 km，31.0～30.0 km：捨てブロック根固工
右岸本堤　33.8～33.0 km，31.2～30.2 km：根固水制

また，越流堤付近については，右岸高水敷上に南畑及び宗岡第二横堤が存在し，囲繞堤の設置により当該箇所は狭窄部となり，流れは縮流となる。したがって，現況河道に較べ，流速は2割以上の増加となり，低水路及び囲繞堤前面の洗掘，横堤先端の崩壊等に対する対策が必要となる。

表５－５　第一調節池建設が本川断面内最大流速に与える影響

断面 (km)	Q_0 = 7000 ㎥/s					Q_0 = 4500 ㎥/s				
	現況	計画（越流堤締切り）		計画（越流堤有り）		現況	計画（越流堤締切り）		計画（越流堤有り）	
	最大流速	最大流速	比率	最大流速	比率	最大流速	最大流速	比率	最大流速	比率
37.2	m/s 2.99	(3.21) m/s 3.14	1.05	m/s 2.97	0.99	m/s 2.78	m/s 2.51	0.90	m/s 2.17	0.78
36.4	3.10	(3.56) 3.52	1.14	2.73	0.88	2.33	(3.14) 2.64	1.13	2.03	0.87
35.7	2.21	3.09	1.40	2.53	1.14	2.16	2.40	1.11	2.10	0.97
35.2	2.16	3.25	1.50	2.47	1.14	1.88	2.56	1.36	2.10	1.11
34.35	2.02			2.00	0.99	1.76			(1.70) 1.50	0.85
34.0	1.78	2.35	1.32	2.30	1.29	1.85	2.21	1.19	1.65	0.89
33.15	(1.93) 1.53			(2.80) 2.10	1.37	1.43			(2.05) 1.53	1.07
32.8	(2.03) 1.73	(2.64) 2.14	1.24	(2.20) 1.80	1.06	1.60	(1.99) 1.88	1.18	(1.75) 1.13	0.71
32.1	(1.82) 1.54			1.87	1.21	1.03			1.67	1.62
31.6	(1.53) 1.09	(2.49) 2.19	2.01	2.03	1.86	0.97	(1.85) 1.68	1.73	1.40	1.44
30.7	(1.39) 1.28			2.37	1.85	1.32			1.67	1.27
30.4	(1.42) 1.23	(2.42) 2.30	1.86	(2.25) 1.90	1.54	0.99	1.93	1.95	(1.85) 1.60	1.62
29.2	(1.82) 1.61	2.04	1.27	(2.05) 1.93	1.20	1.00	1.68	1.68	1.53	1.53

表５－６　第一調節池建設が本川流速に与える影響

断面		Q_0 = 7000 ㎥/s					Q_0 = 4500 ㎥/s				
37.2 km	位置	m 200	m 300	m 330	m 400		m 200	m 300	m 330	m 400	
	A	m/s 2.57	m/s 2.82	m/s 2.99	m/s 2.03		m/s 1.96	m/s 2.47	m/s 2.78	m/s 1.78	
	C	2.65	2.60	2.97	2.05		2.15	1.65	2.17	1.45	
	比率	1.03	0.92	0.99	1.01		1.10	1.50	0.78	0.81	
35.7 km	位置	400	500	555	600	700	400	500	555	600	700
	A	0.78	1.68	2.21	1.02	0.71	1.21	2.04	2.16	1.14	1.03
	C	1.00	2.53	2.53	2.07	1.15	0.40	1.97	2.10	1.13	0.70
	比率	1.28	1.51	1.14	2.03	1.62	0.33	0.97	0.97	0.99	0.68
34.35 km	位置	400	500	540	600	700	400	500	540	600	700
	A	1.67	2.02	2.02	1.32	0.82	1.14	1.76	1.76	1.14	0.53
	C	2.00	2.00	1.83	1.23	1.30	1.70		1.50	1.10	1.00
	比率	1.20	0.99	0.91	0.93	1.59	1.49		0.85	0.96	1.89
33.15 km	位置	400	500	600	700		400	500	600	700	
	A	1.52	1.82	2.21	1.93		1.28	1.43	0.92	0.71	
	C	2.10	2.80	2.35	1.00		1.53	2.05	1.55	0.60	
	比率	1.38	1.54	1.06	0.52		1.20	1.43	1.68	0.85	
32.1 km	位置	400	480	500	600	700	400	480	500	600	700
	A	1.82	1.54	1.47	1.43	1.14	1.03	0.80	0.95	1.00	0.64
	C	1.50	1.87	1.87	1.85	1.75	1.60	1.60	1.67	1.50	1.10
	比率	0.82	1.21	1.27	1.29	1.54	1.55	2.00	1.76	1.50	1.72
30.7 km	位置	500	600	690	700		500	600	690	700	
	A	1.18	1.21	1.21	1.28		0.86	0.96		1.14	
	C	2.15	2.10	2.37	1.90		1.45	1.60		1.67	
	比率	1.82	1.73	1.96	1.48		1.69	1.67		1.46	

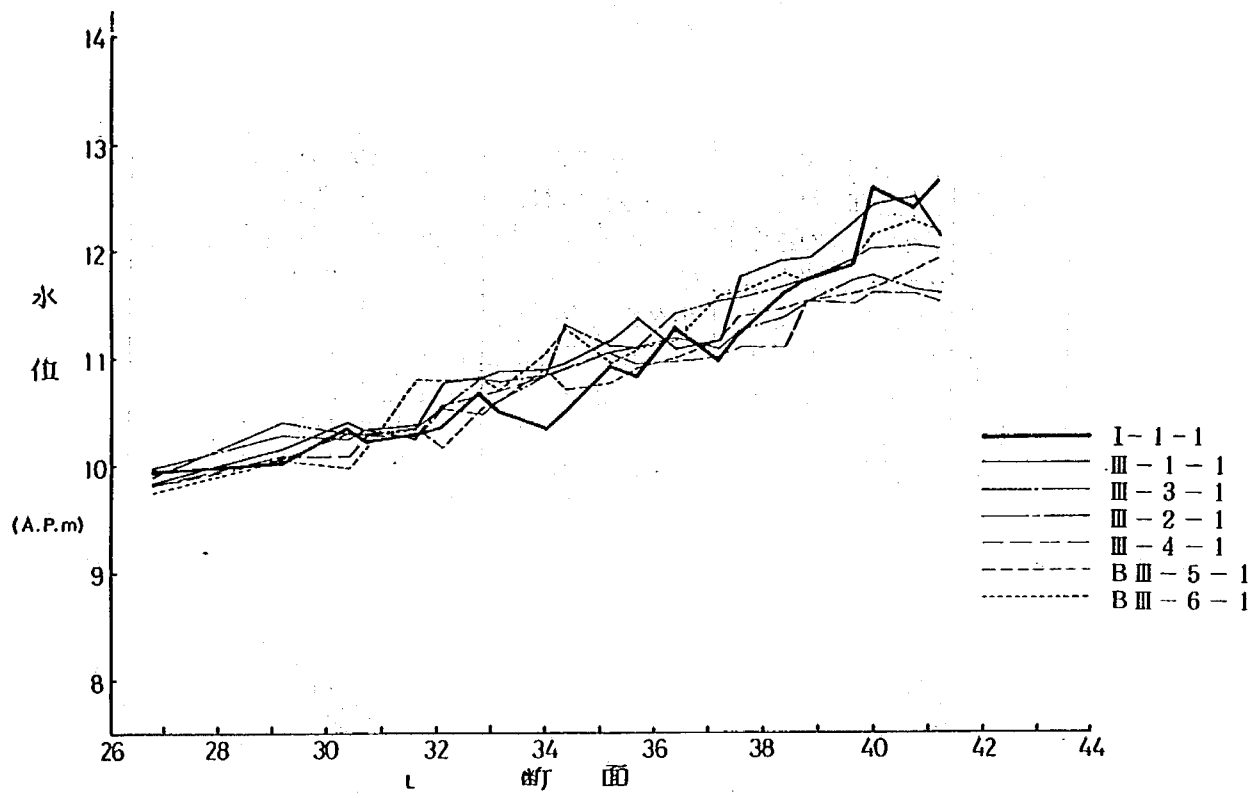


図5－1　本川流況実験シリーズPW₁－○－1（Q＝7000m³/s）における水位

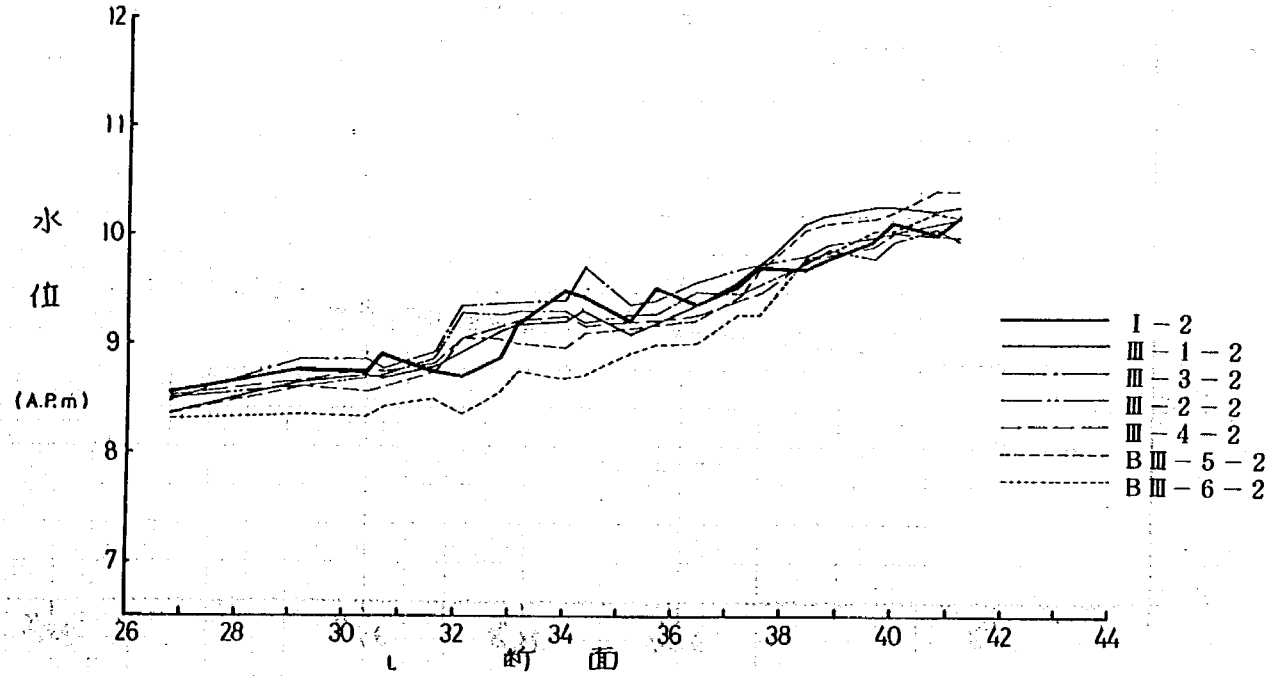


図5－2　本川流況実験シリーズPW₁－○－2（Q＝4500m³/s）における水位

図５－３　横堤撤去に伴う越流堤周辺
の水位変化

河川横断	現況		80m 前出		180m 前出	
流量	7000m³/s	4500m³/s	7000m³/s	4500m³/s	7000m³/s	4500m³/s
	Ⅲ-1-1	Ⅲ-1-2	Ⅲ-2-1	Ⅲ-2-2	Ⅲ-3-1	Ⅲ-3-2
39.0	11.63	9.90	11.49	9.95	11.44	9.77
37.2	11.40	9.54	11.20	9.46	11.18	9.48
36.8	11.14	9.44	11.04	9.39	11.05	9.43
36.4	11.03	9.42	10.93	9.40	11.06	9.42
35.6	10.91	9.22	10.85	9.23	10.87	9.22

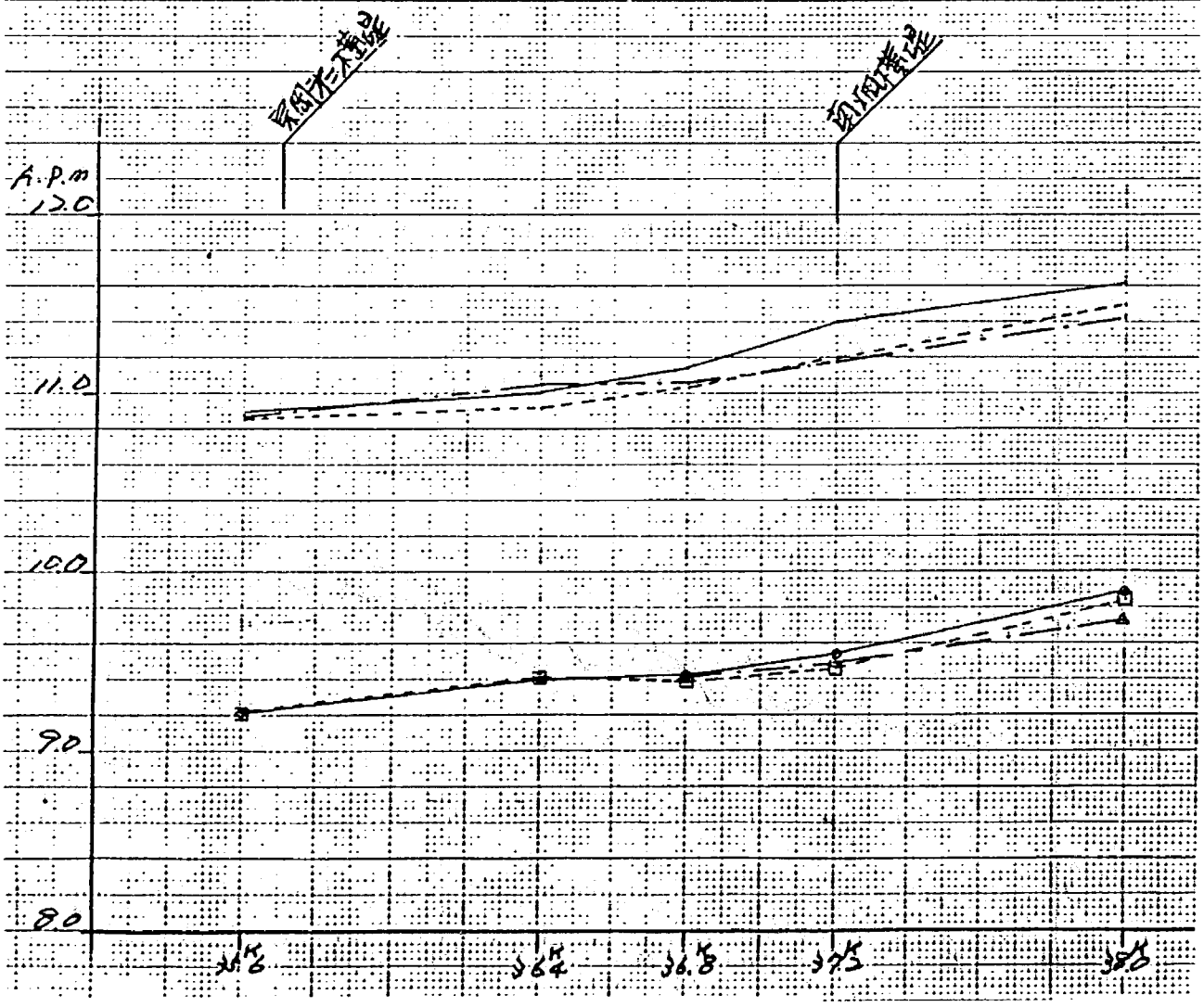


図５－４(1)　本川流況実験PW_1-1-1（$Q=7000m^3/s$）における横断面内流速分布

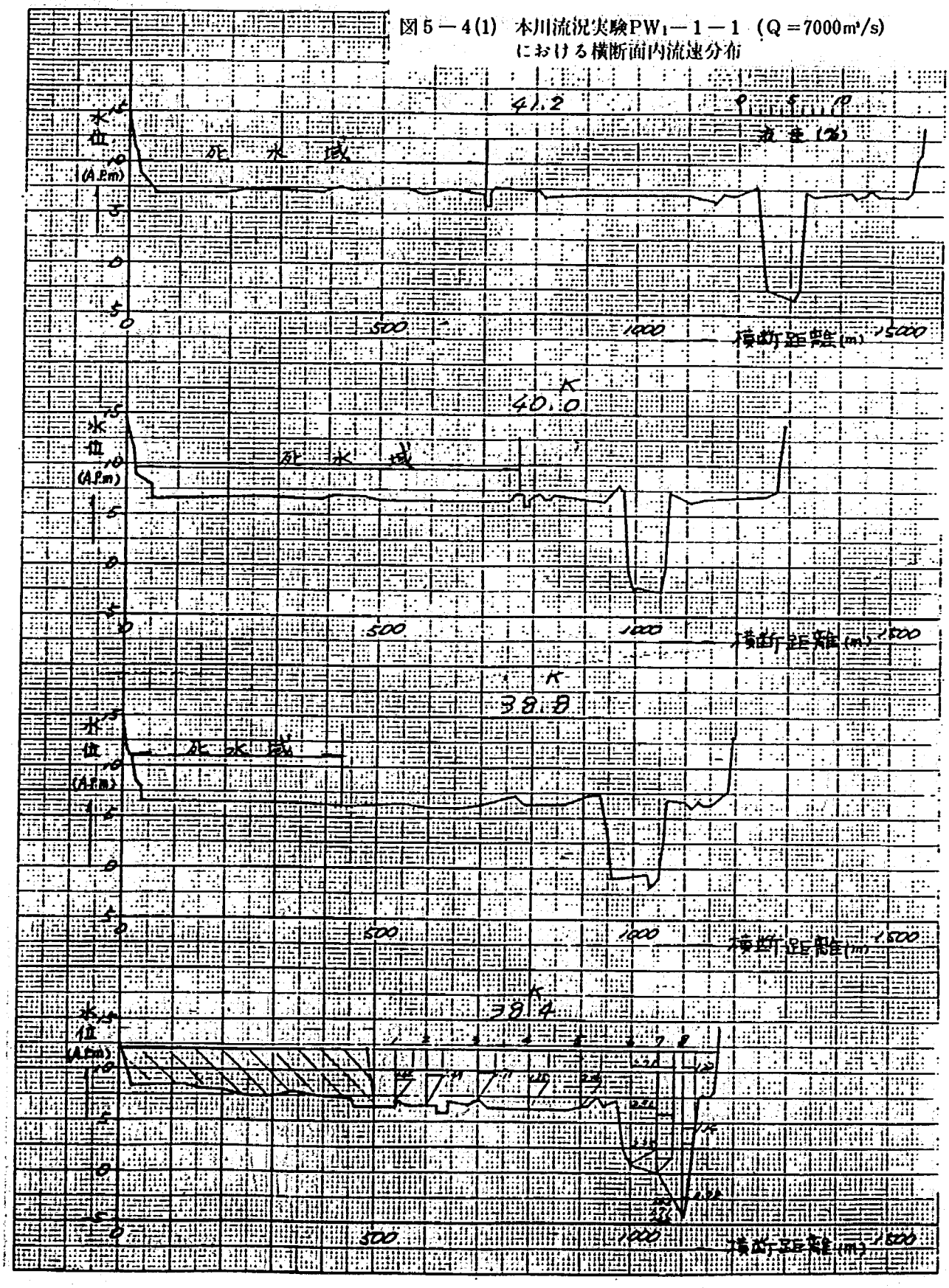
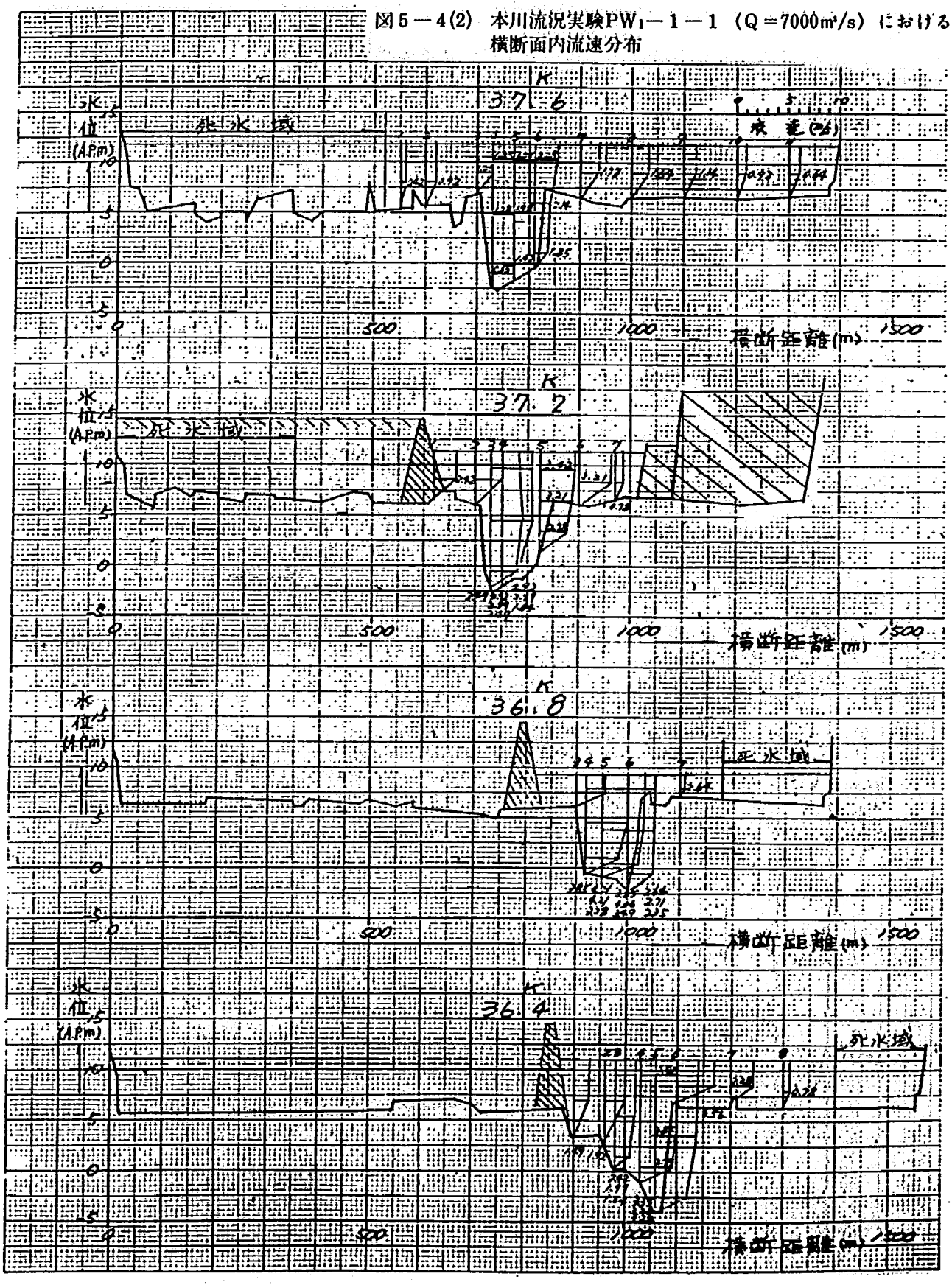


図５－４(2)　本川流況実験PW_1-1-1（$Q=7000m^3/s$）における横断面内流速分布



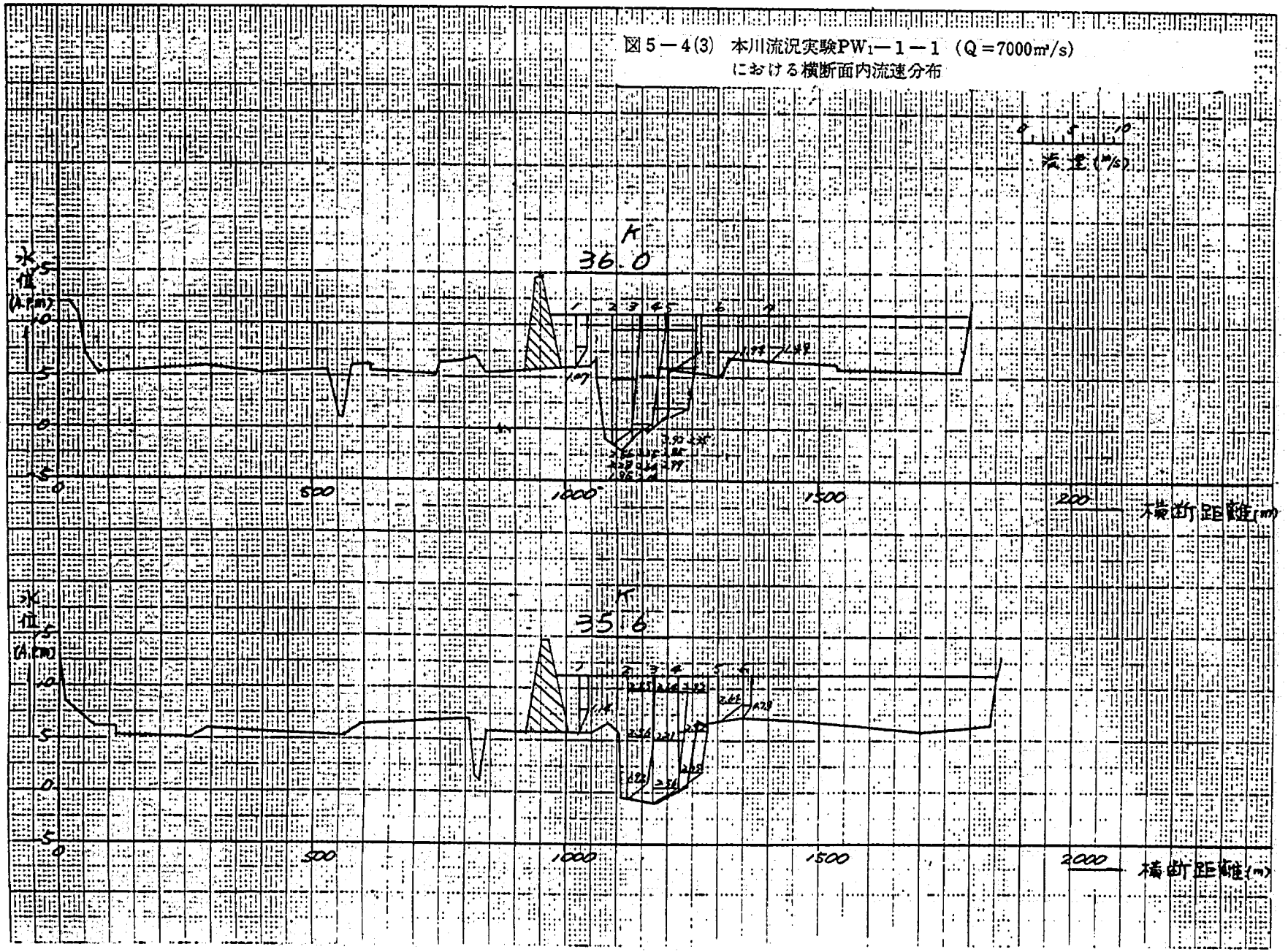


図5－4(3)　本川流況実験PW₁－1－1（Q＝7000m³/s）
における横断面内流速分布

図５－４(4)　本川流況実験PW_1－１－１（Q＝7000m³/s）における横断面内流速分布

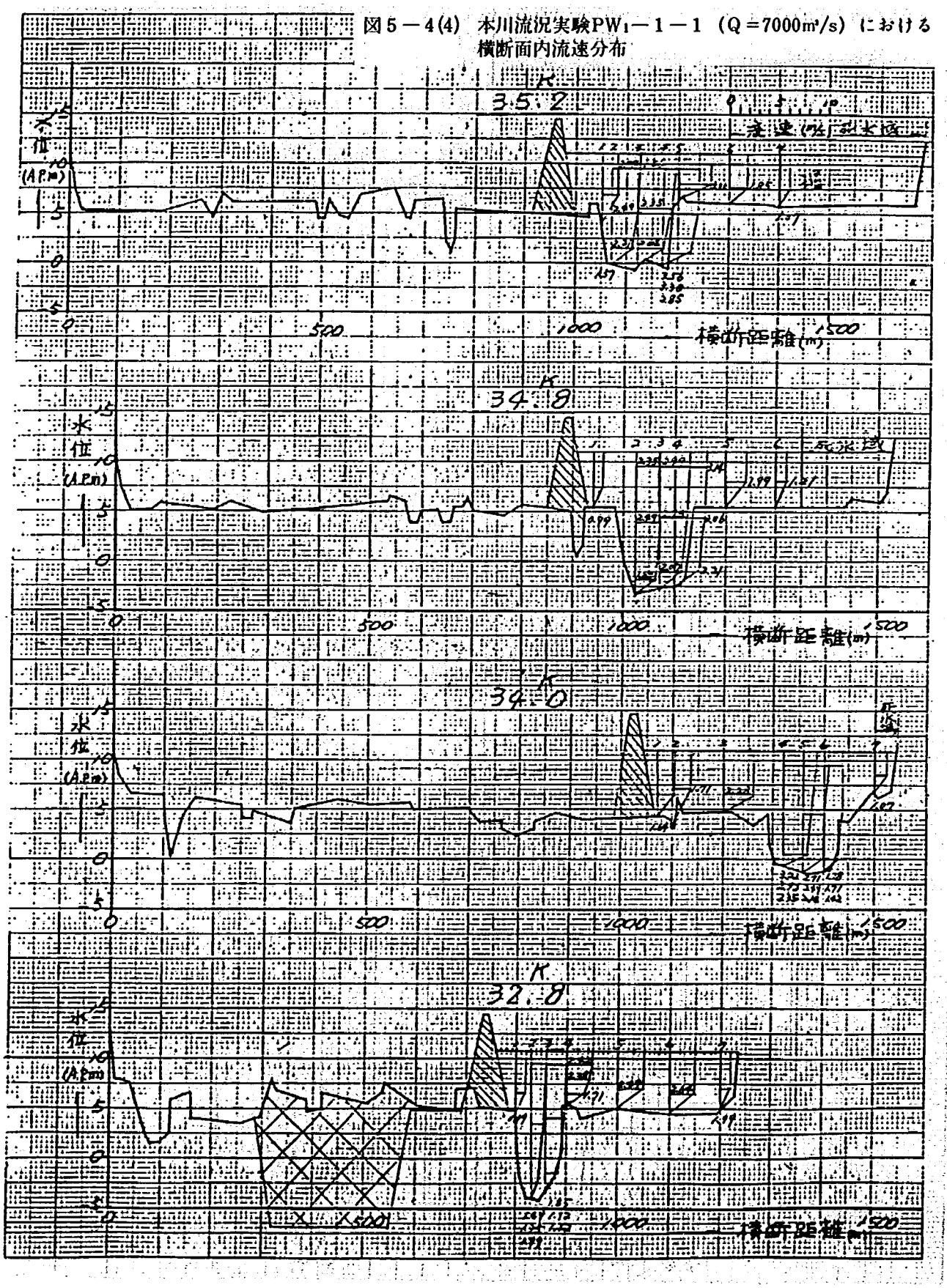


図５－４(5)　本川流実験PW_1－１－１（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

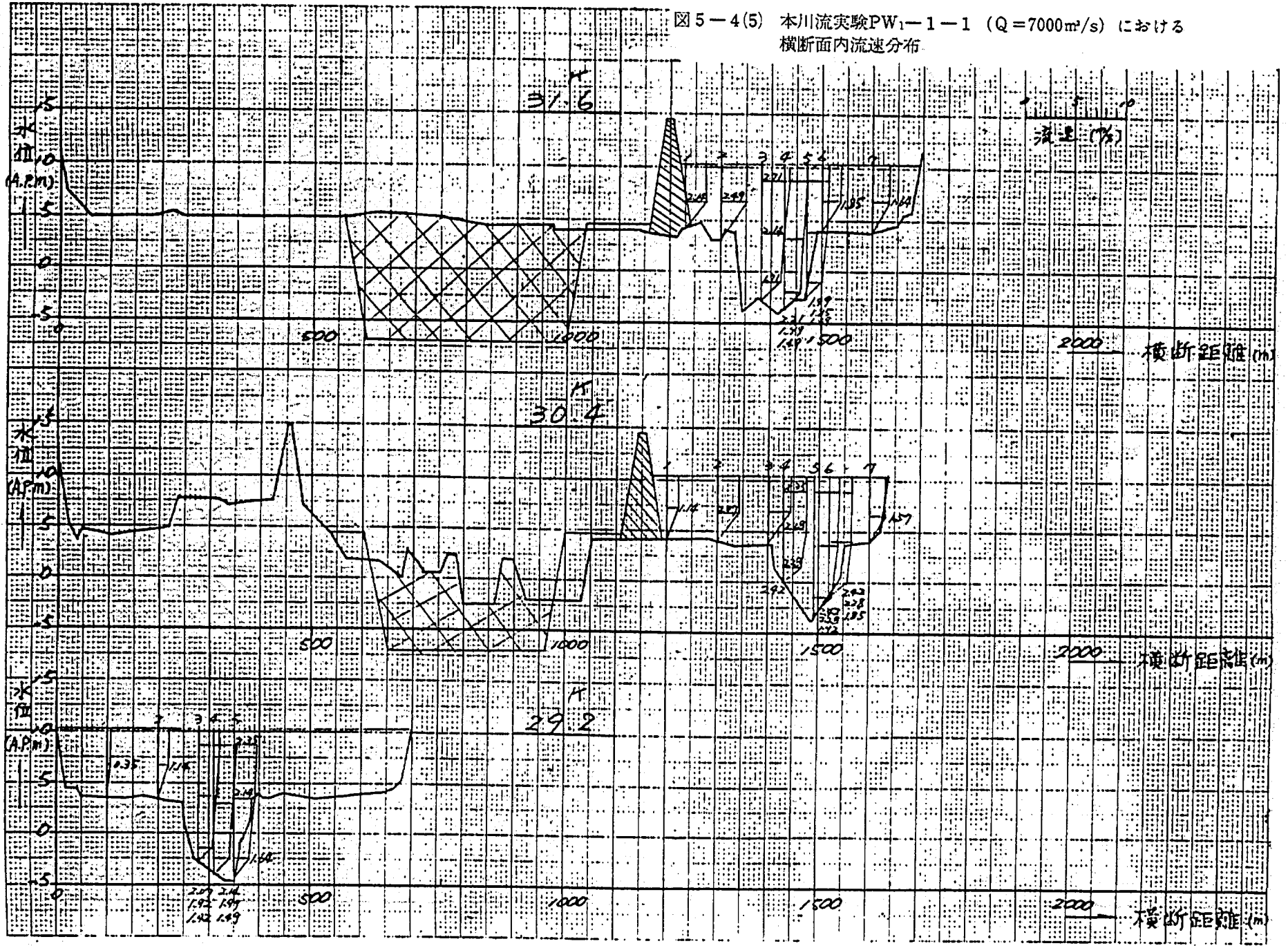


図５－５(1)　本川流況実験PW_1-1-2（$Q=4500m^3/s$）における横断面内流速分布

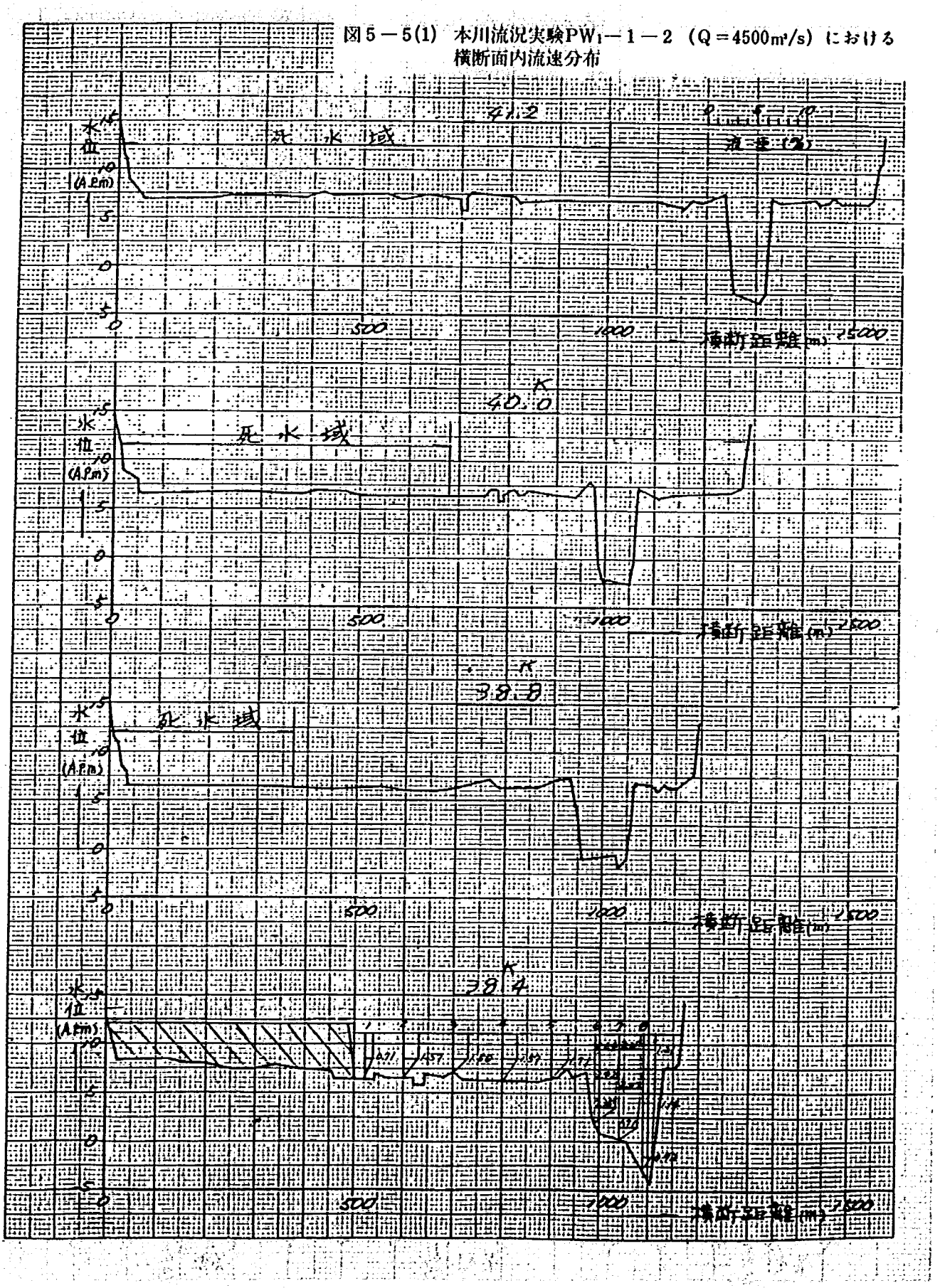


図５－５(2)　本川流況実験PW_1-1-2 ($Q=4500m^3/s$) における横断面内流速分布

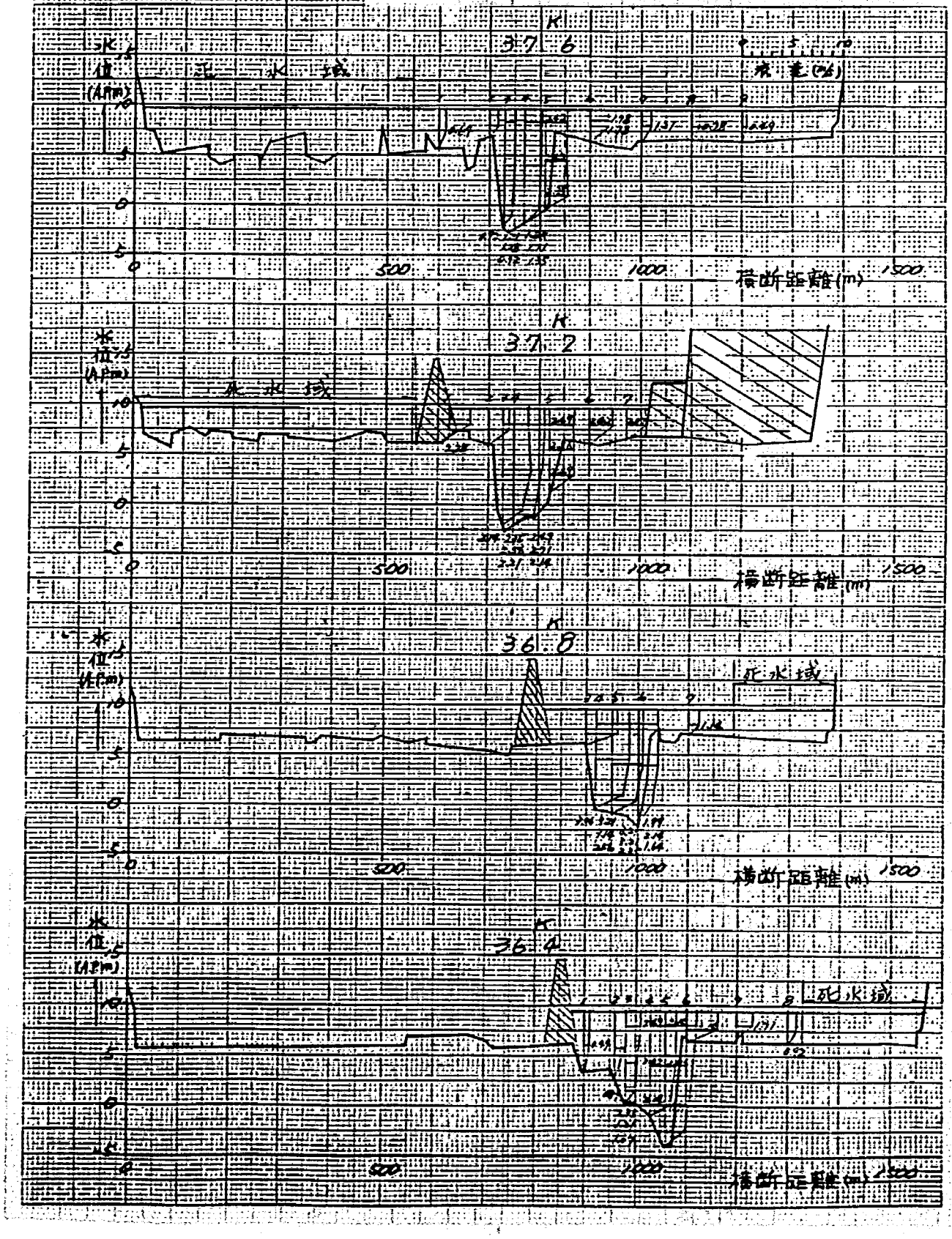


図５－５(3)　本川流況実験PW₁－１－２（Q＝4500m³/s）において
横断面内流速分布

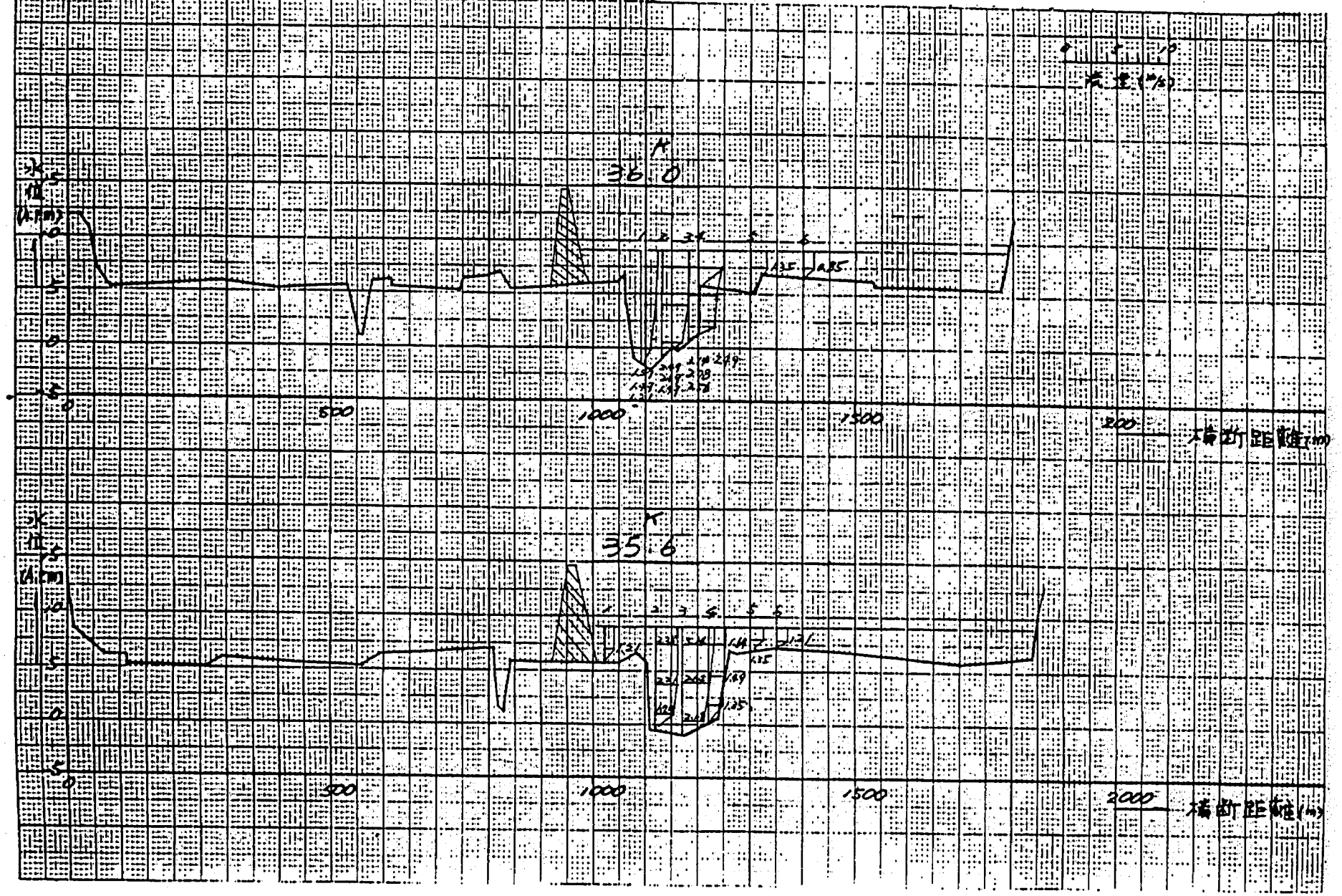


図５－５(4)　本川流況実験PW₁－１－２（Q＝4500m³/s）における横断面内流速分布

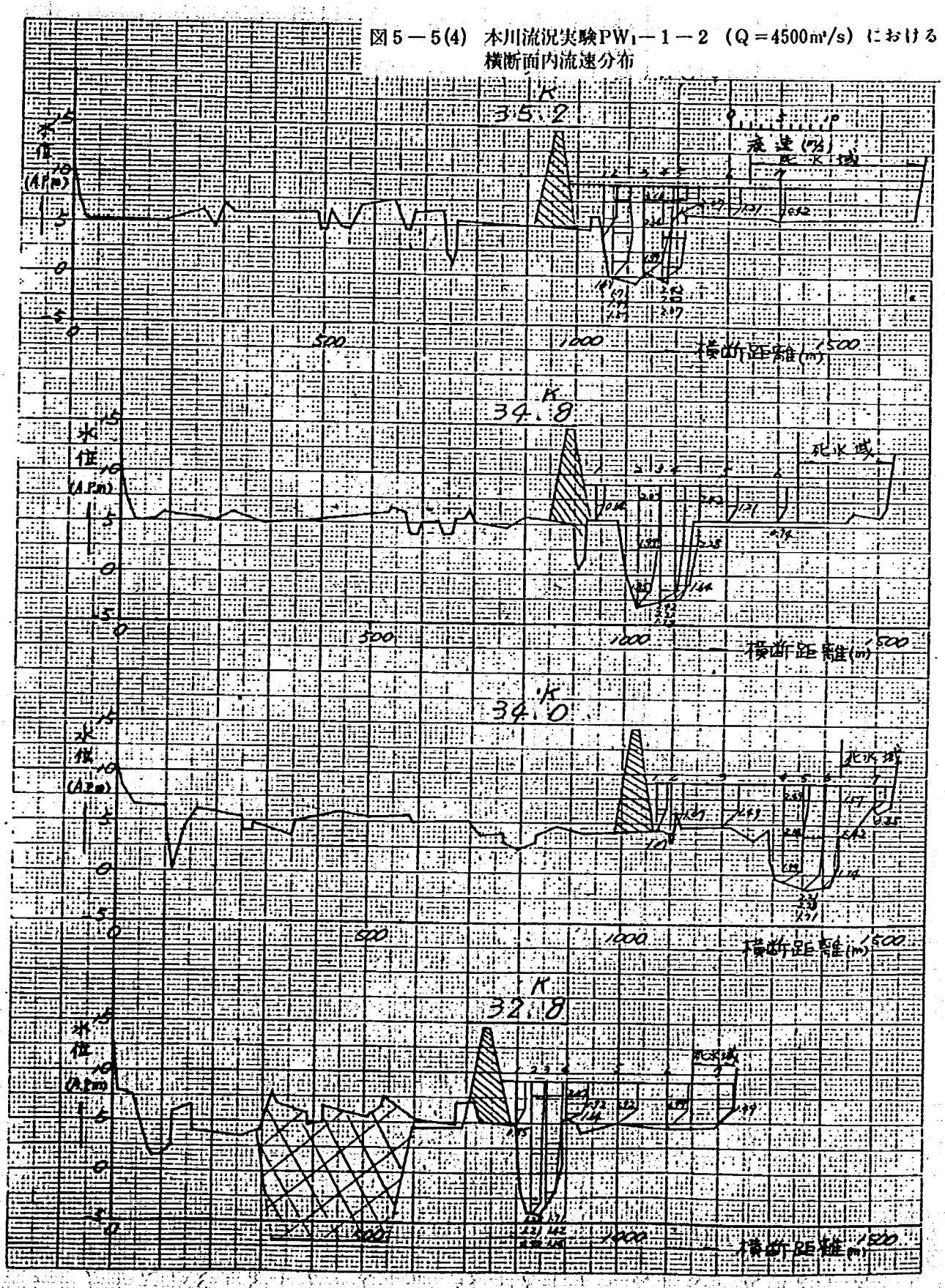


図５－５(5)　本川流況実験PW_1－１－２（Q＝4500m³/s）における横断面内流速分布

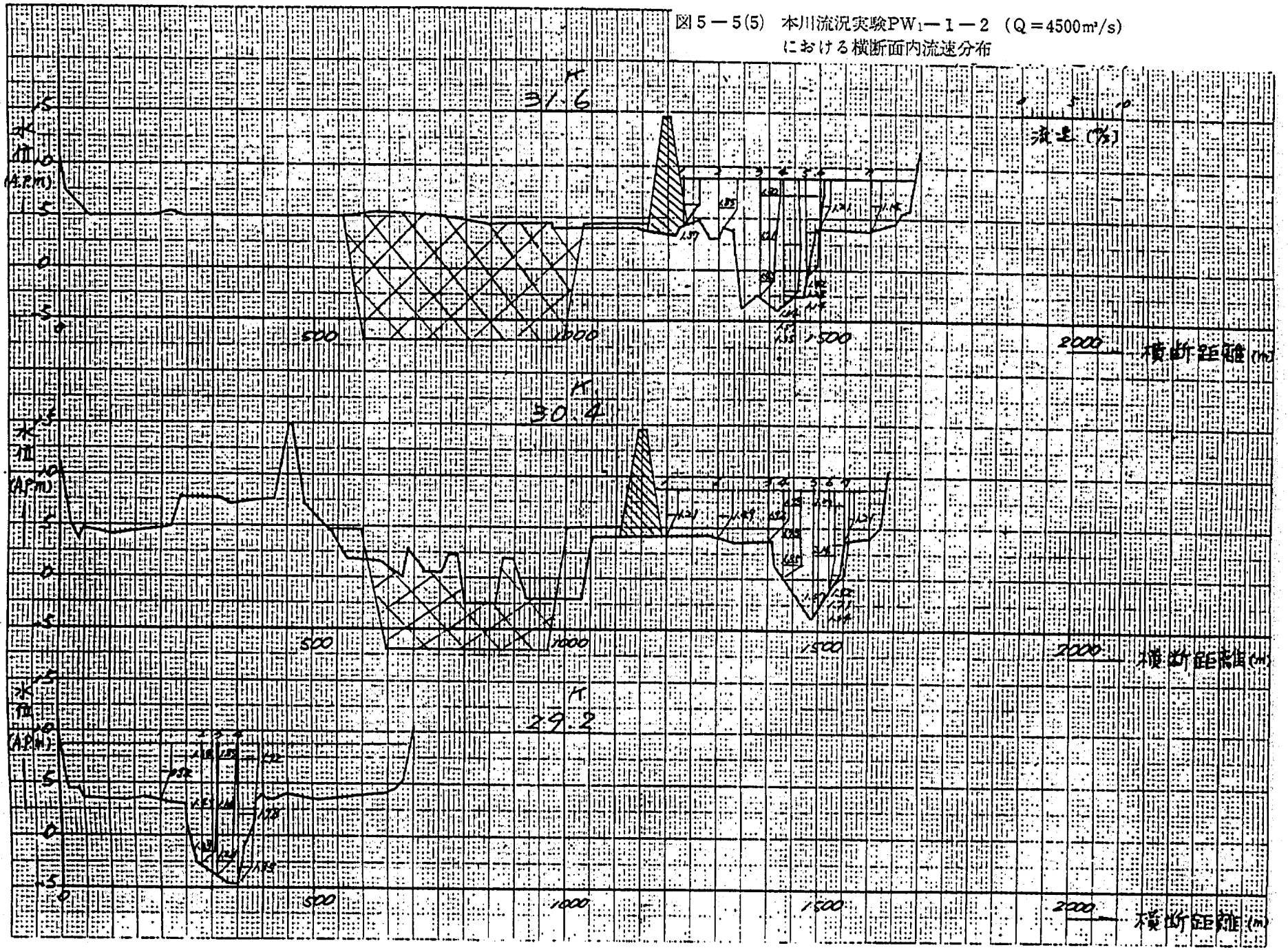
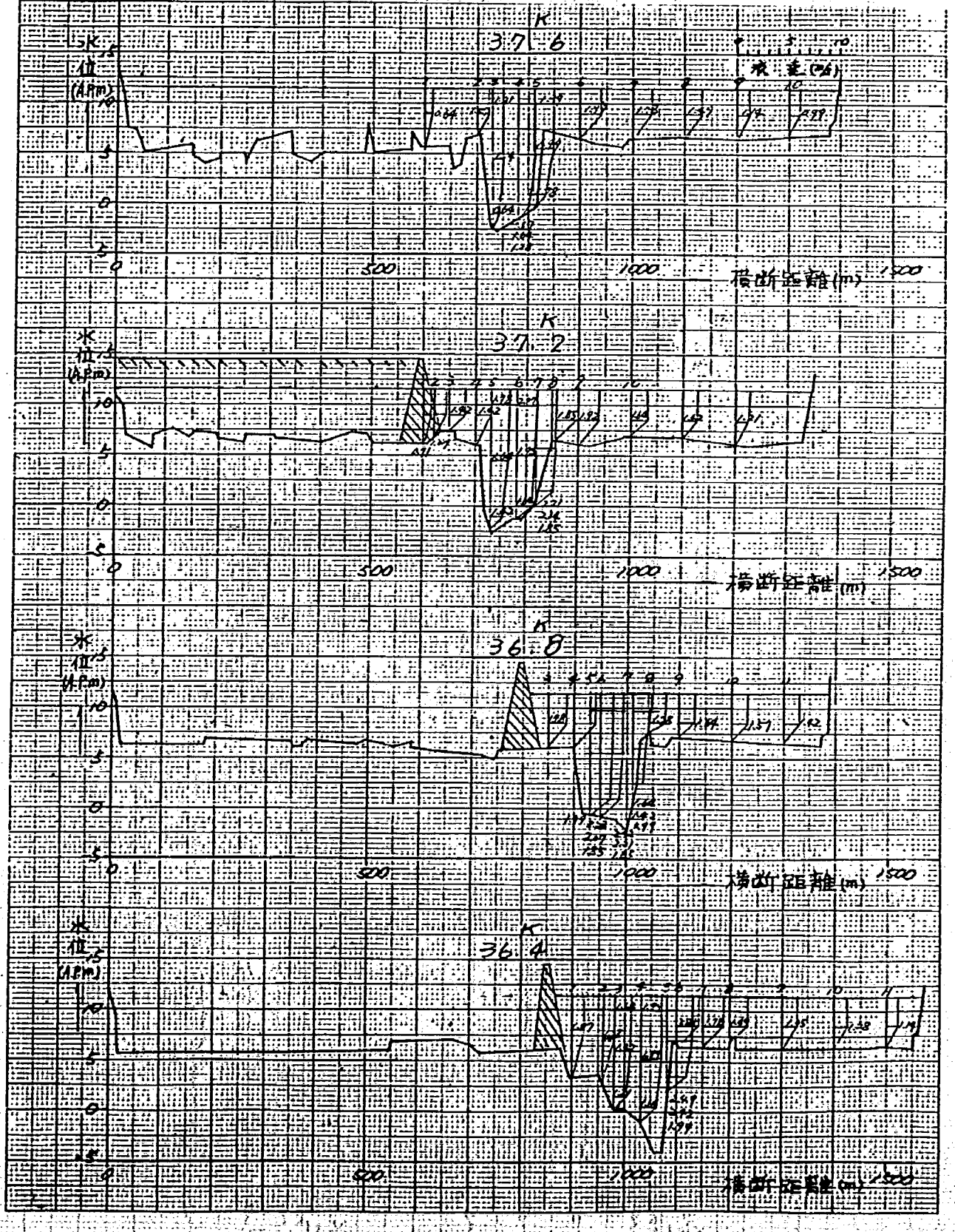


図５－６(1)　本川流況実験PW$_1$－２－１（Q＝7000m^3/s）における横断面内流速分布



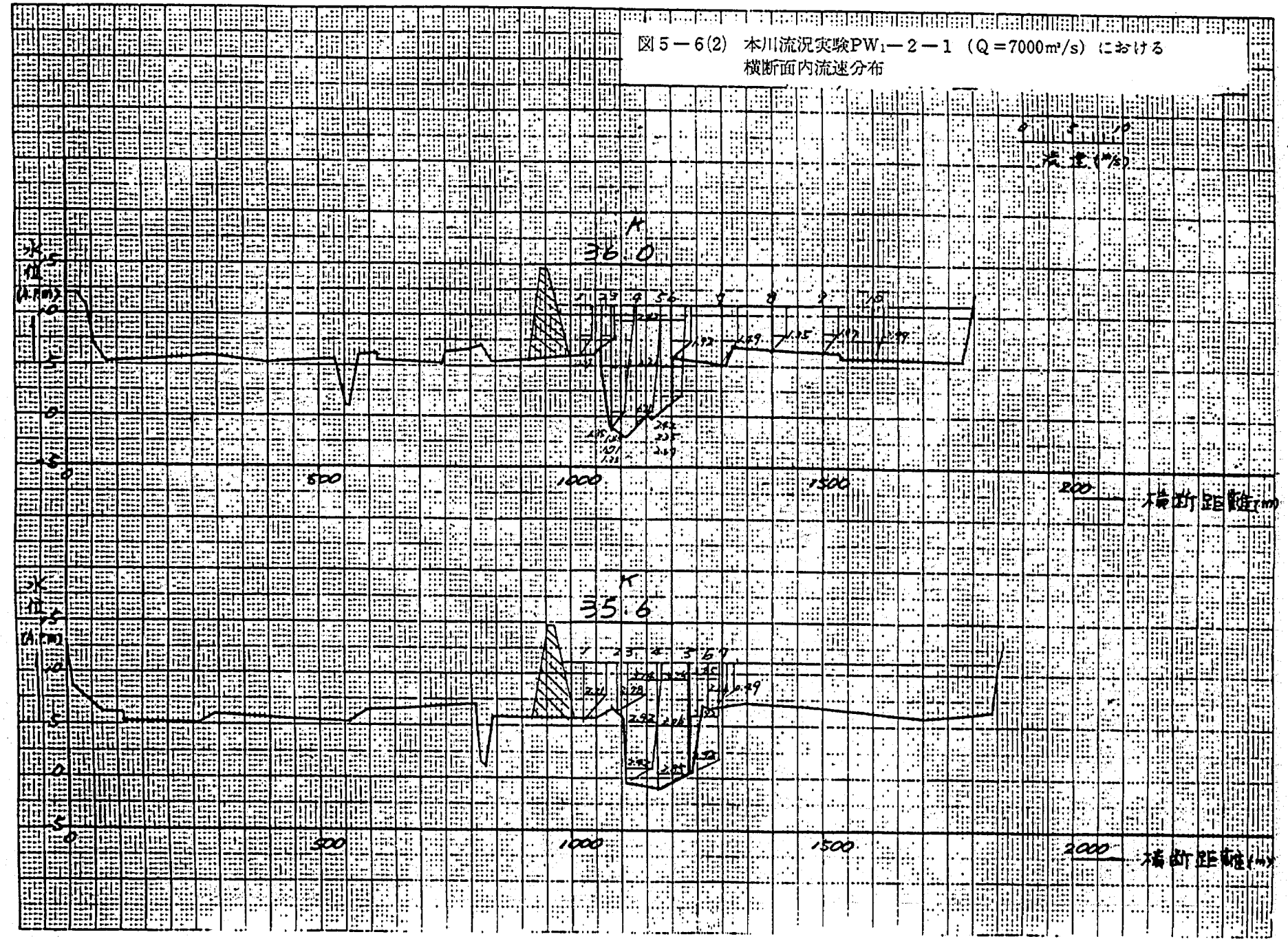


図５－６(2)　本川流況実験PW_1－２－１（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

図５－６(3)　本川流況実験PW₁－２－１（Q＝7000m³/s）における横断面内の流速分布

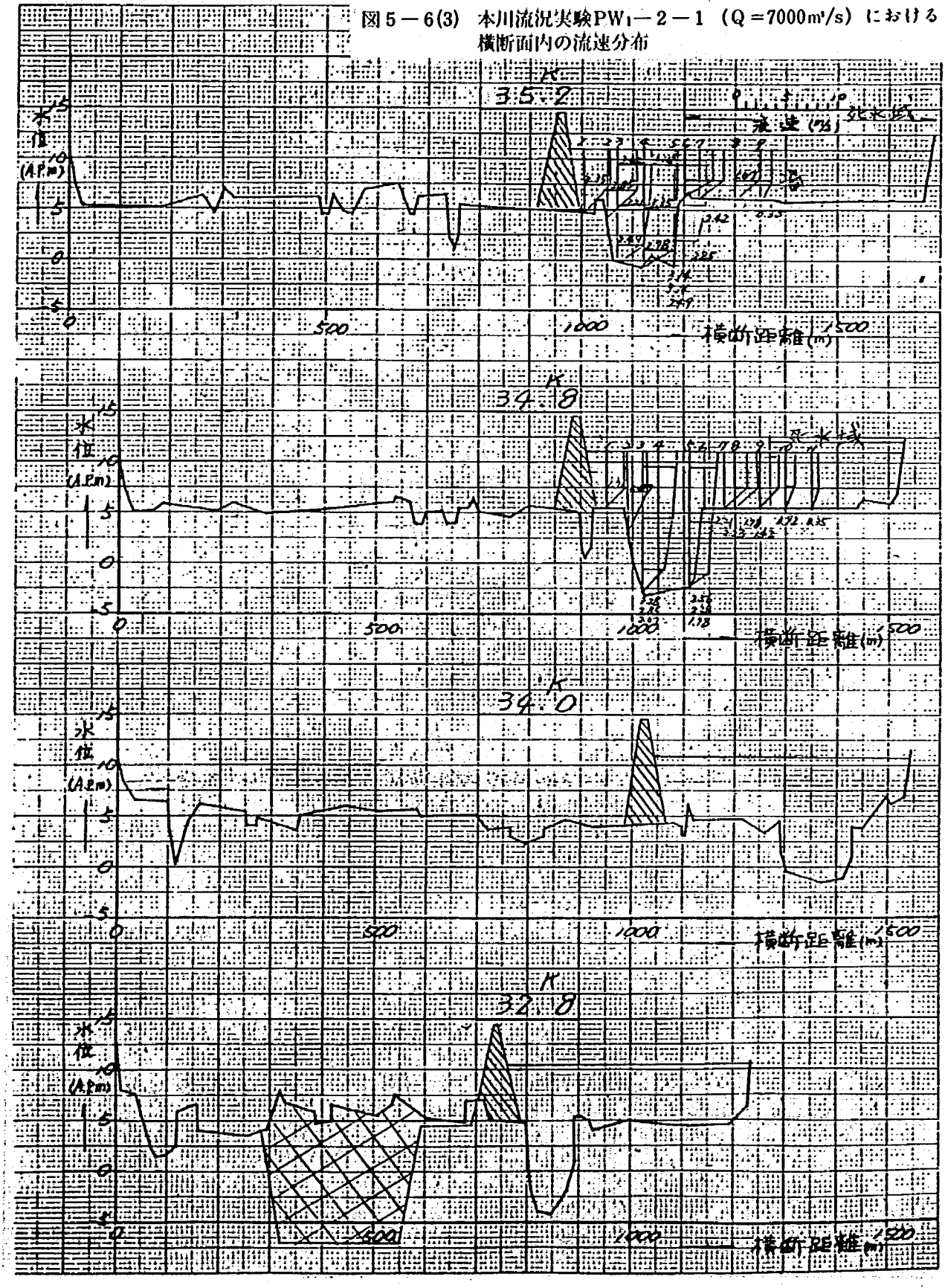


図５－７(1)　本川流況実験PW_1－２－２（Q＝4500m³/s）における横断面内流速分布

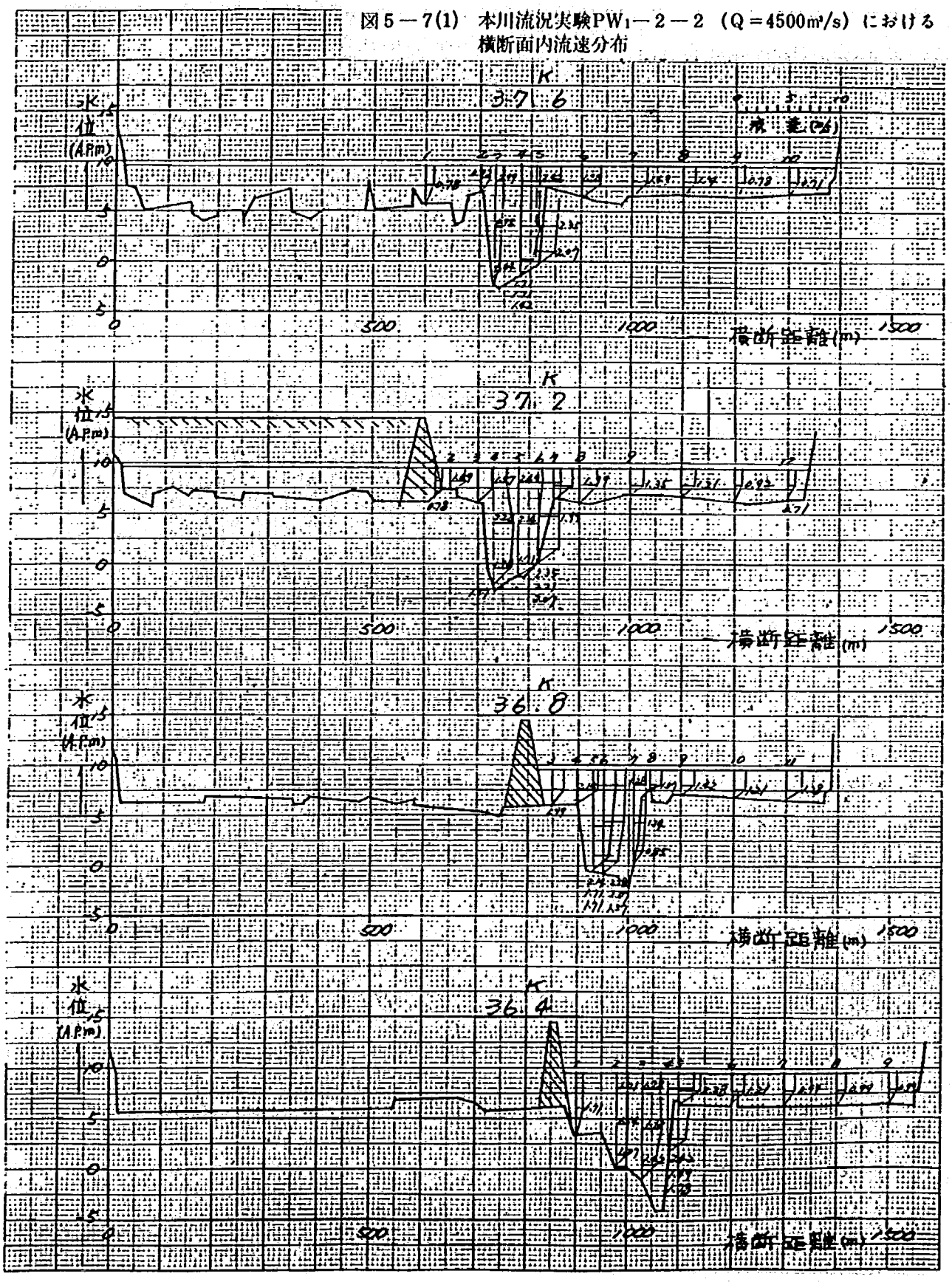


図5－7(2)　本川流況実験PW_1－2－2（Q＝4500m³/s）における
横断面内流速分布

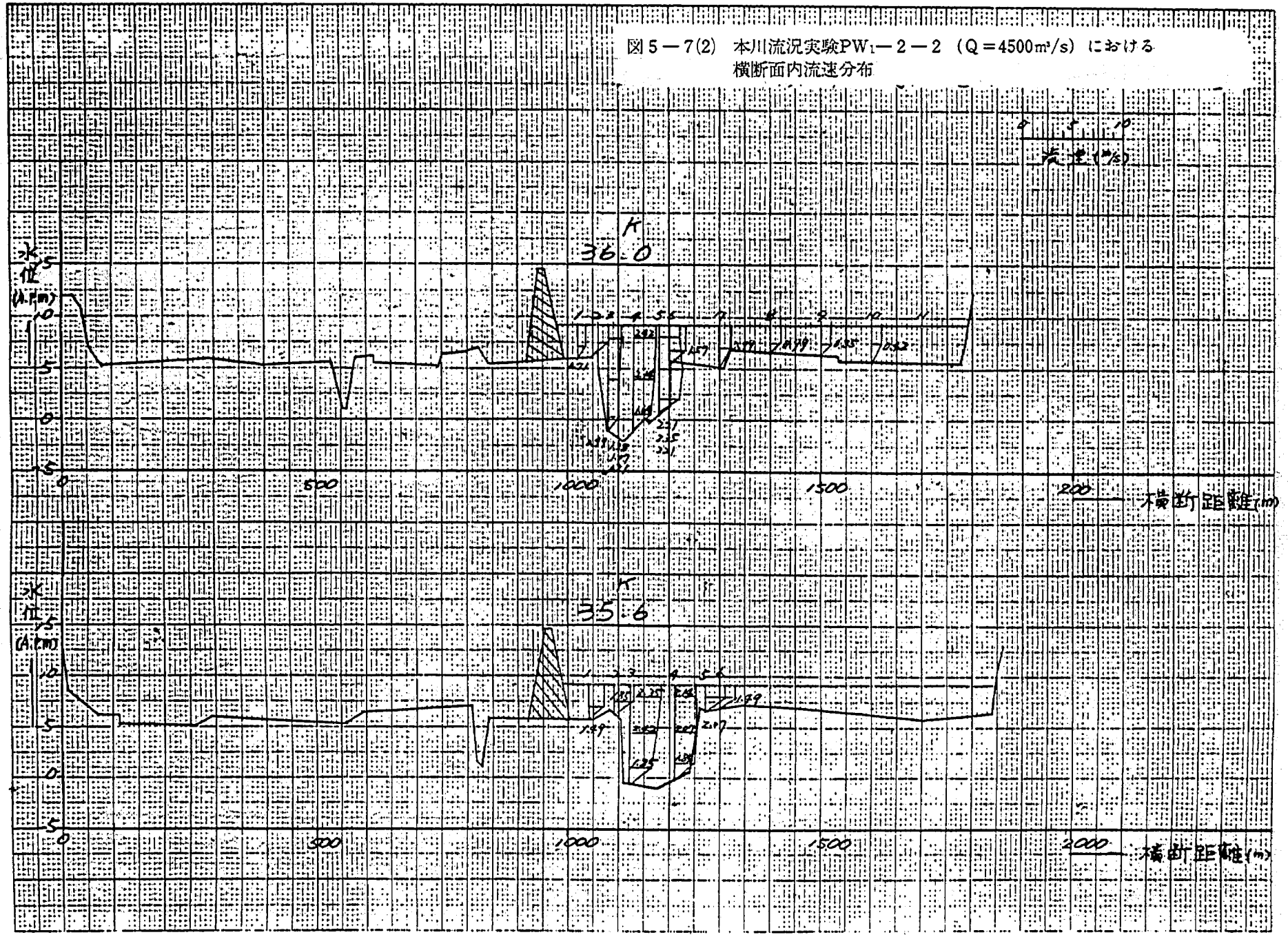


図 5－7(3)　本川流況実験 PW_1－2－2（θ＝4500㎥/s）における
横断面内流速分布

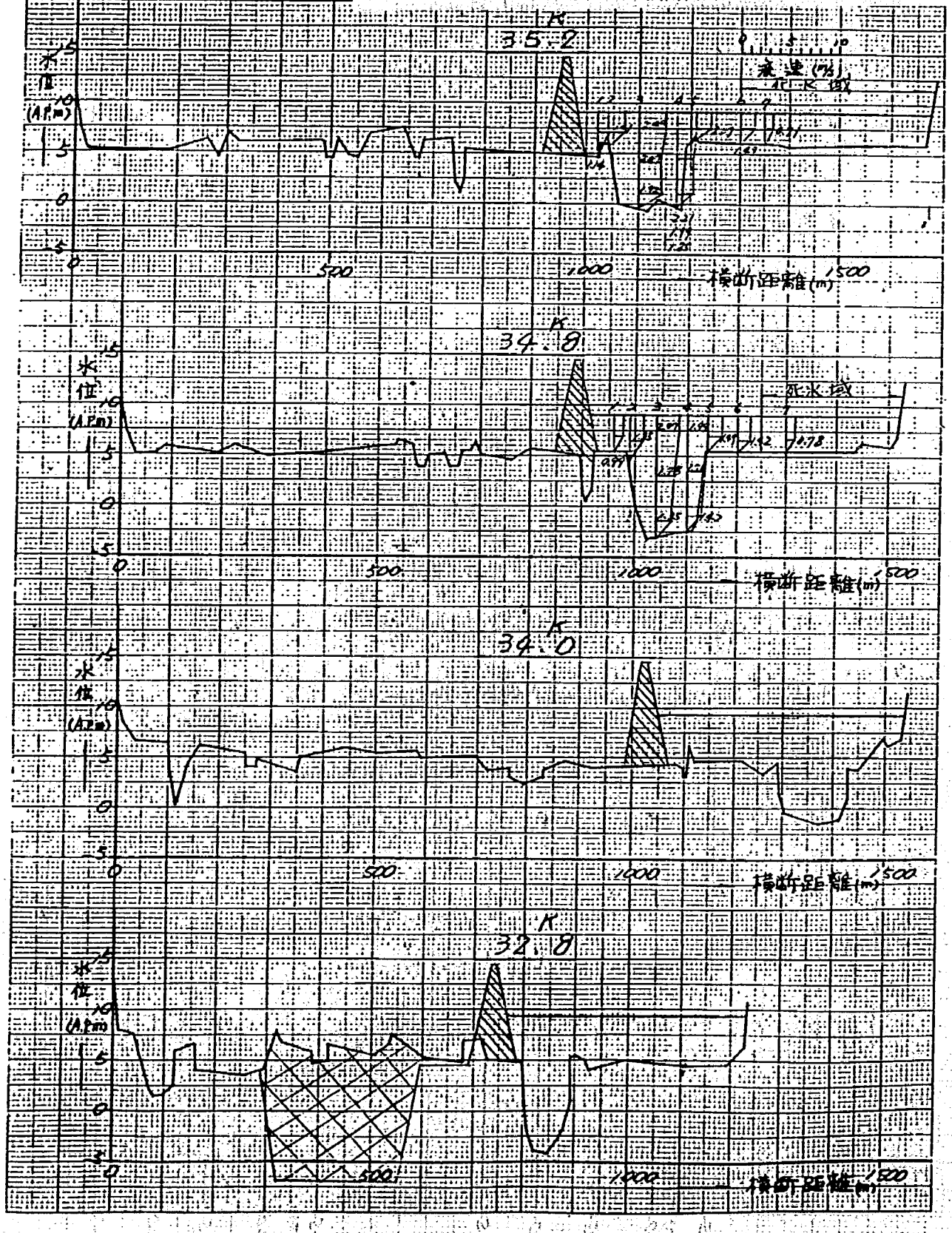


図5－8(1)　本川流況実験PW_1－3－1（Q＝7000m³/s）における横断面内流速分布

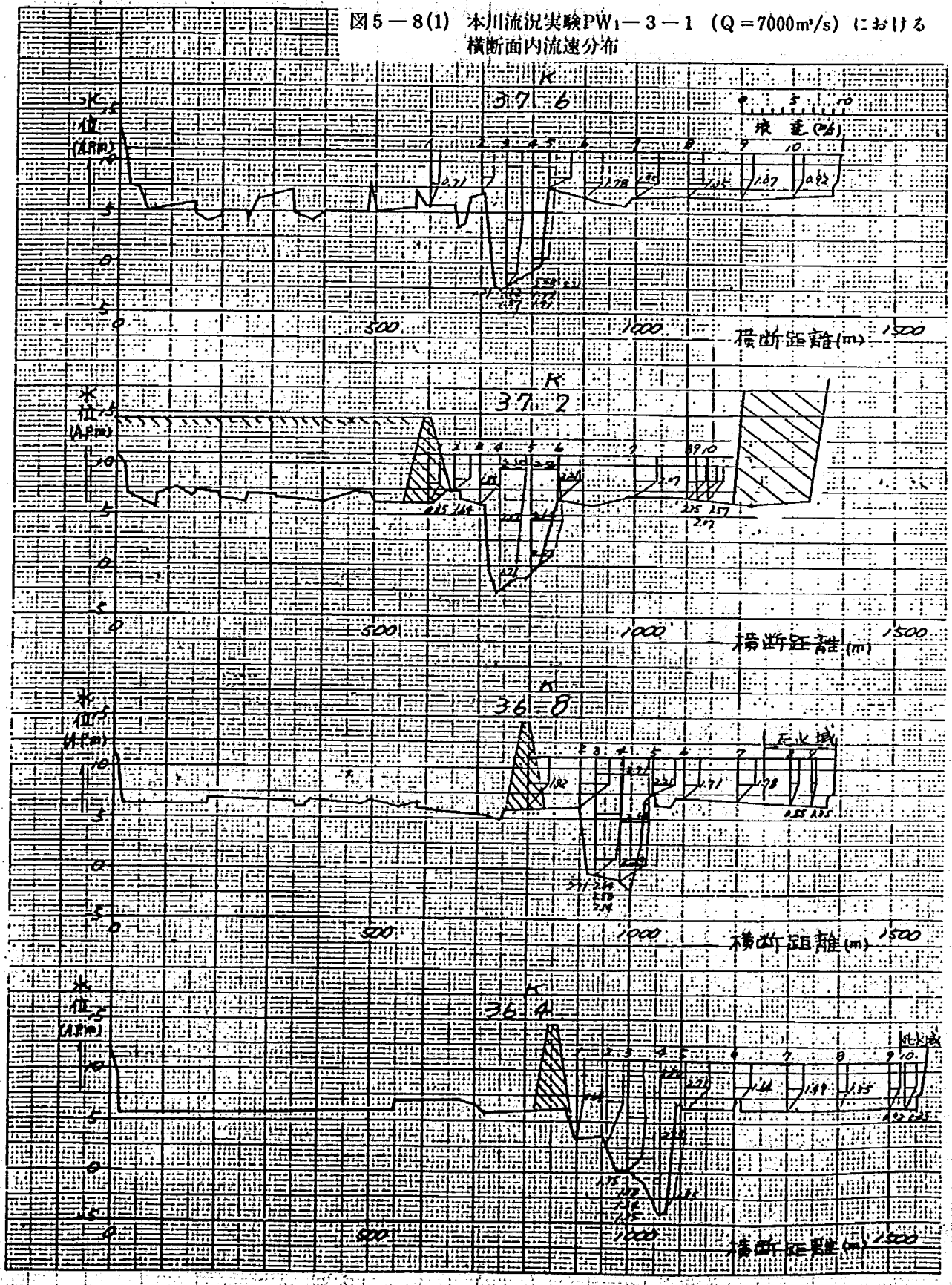


図５－８(2)　本川流況実験PW₁－３－１（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

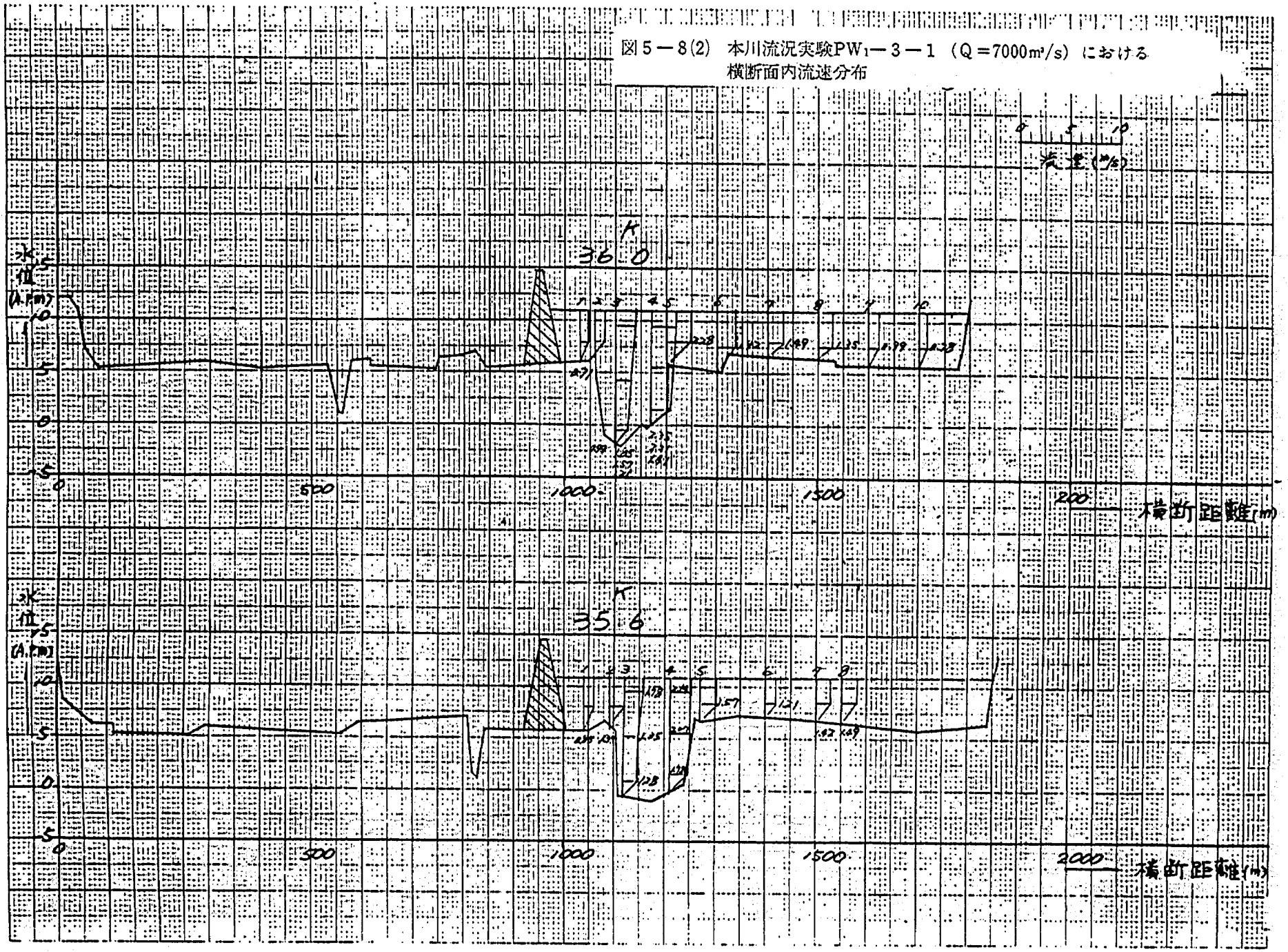


図5－8(3)　本川流況実験PW₁－3－1（Q＝7000m³/s）における横断面内流速分布

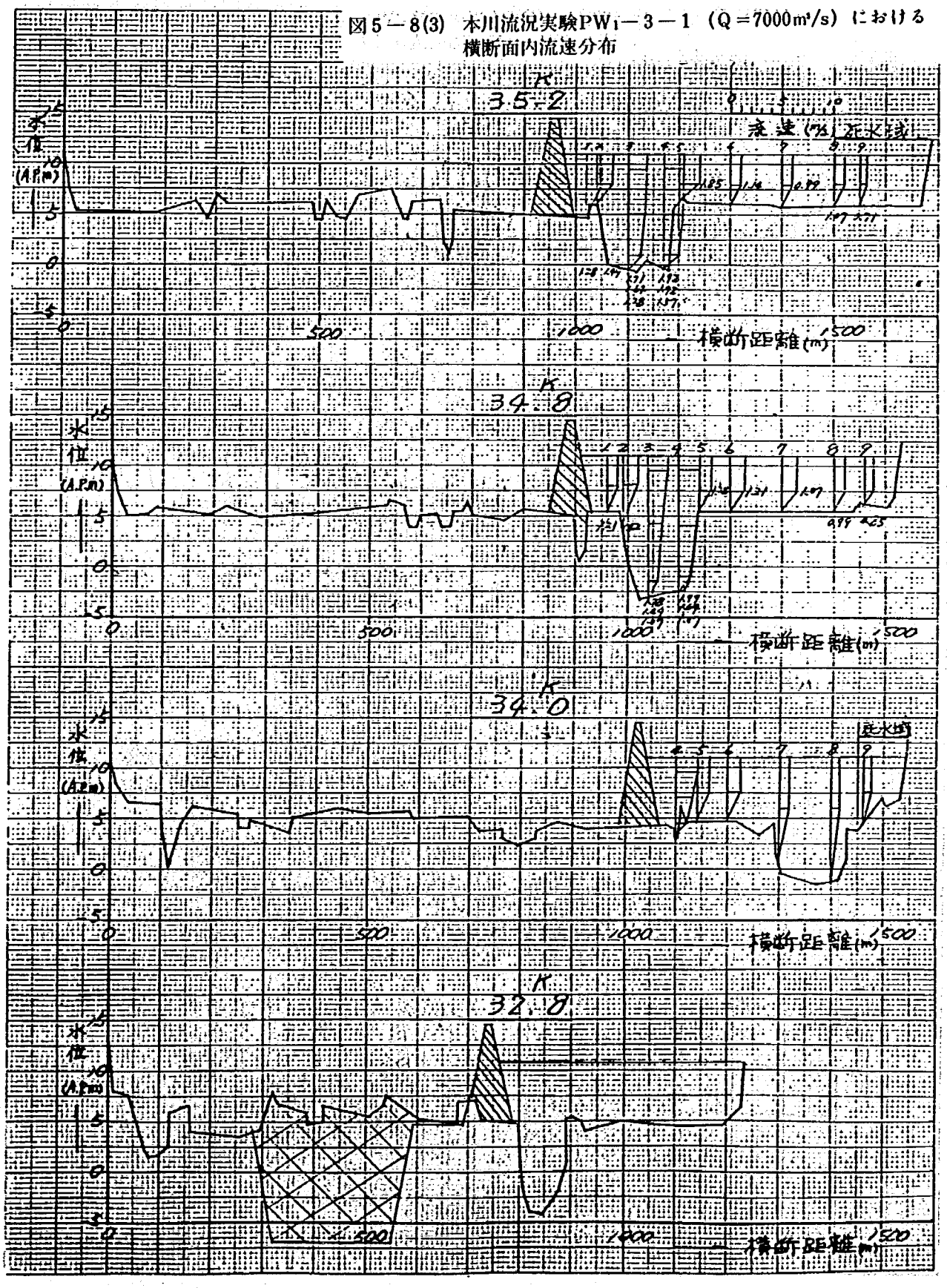


図５－９(1)　本川流実験PW_1－３－２（Q＝4500㎥/s）における
横断面内流速分布

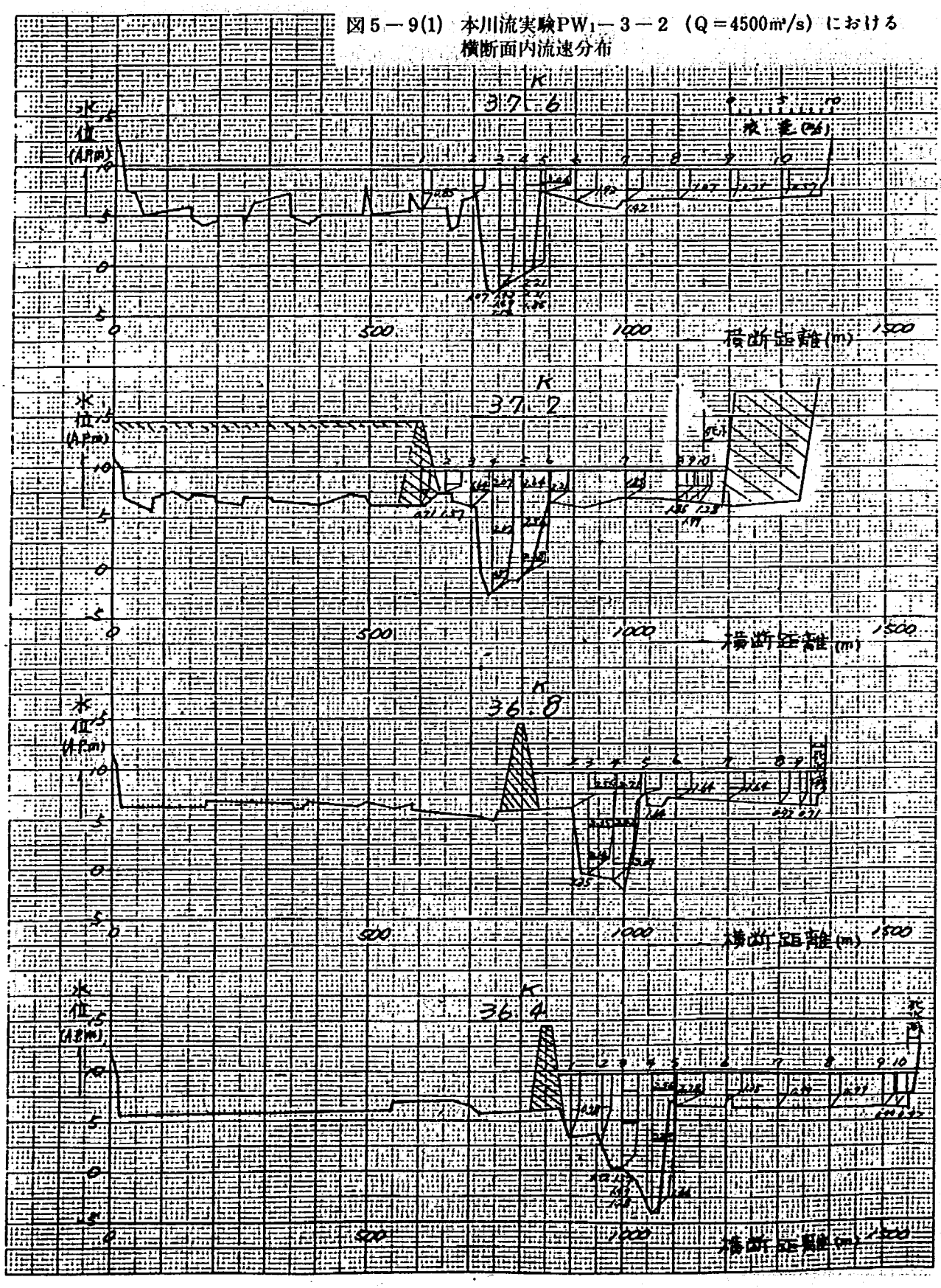


図5－9(2)　本川流況実験PW1－3－2（Q＝4500m³/s）における
横断面内流速分布

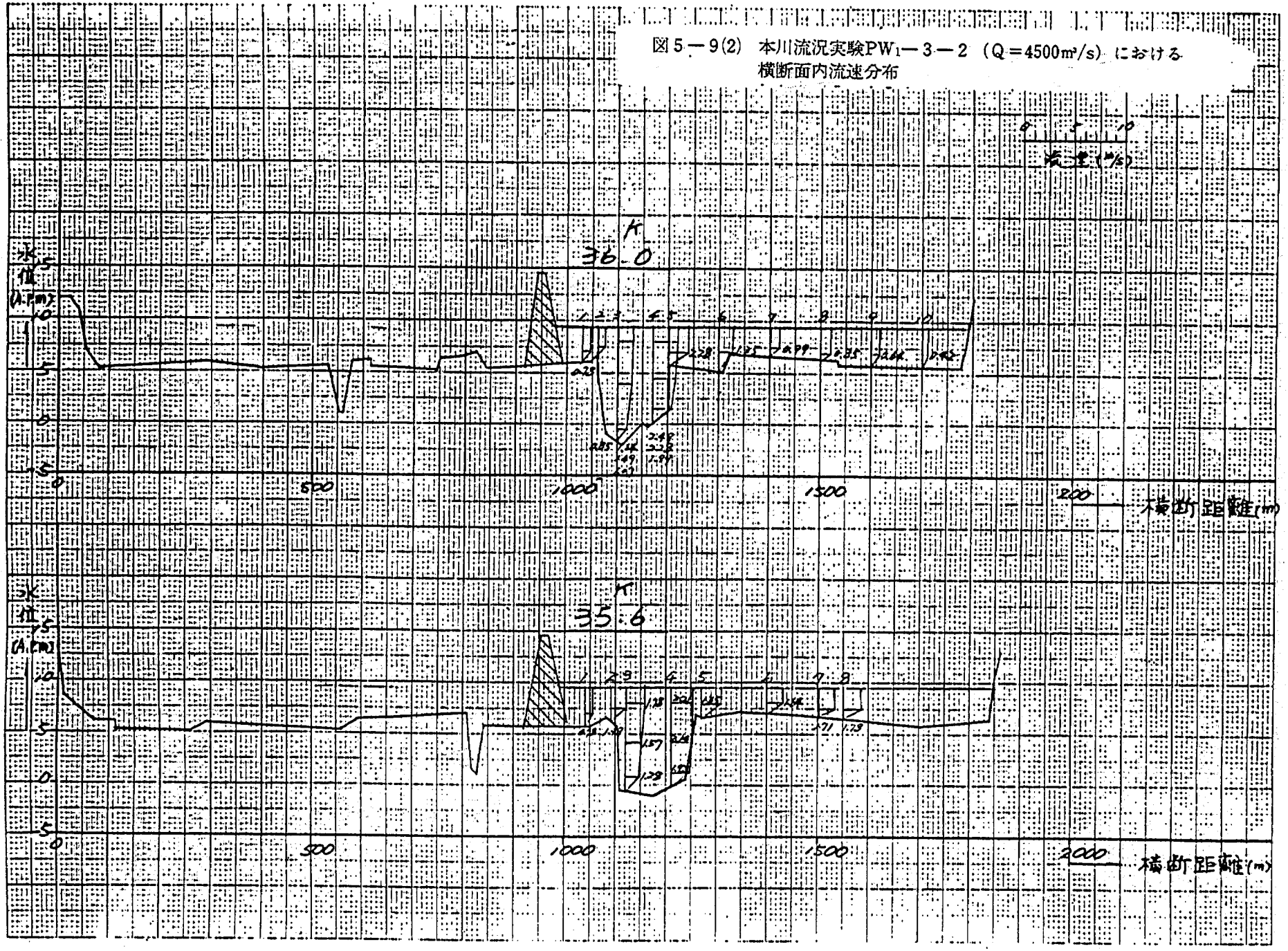


図５－９(3)　本川流況実験PW_1－３－２（Q＝4500m³/s）における横断面内流速分布

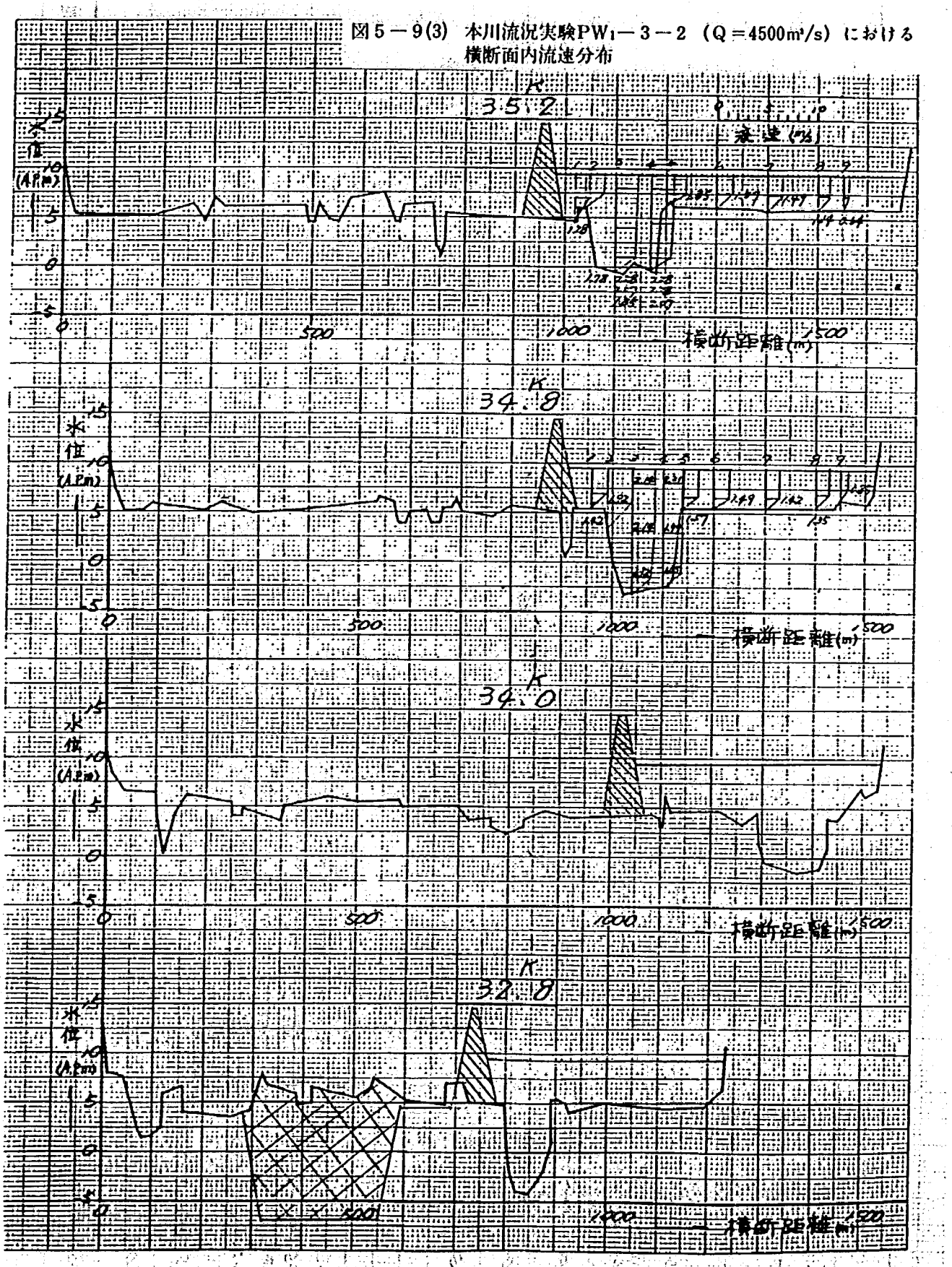


図5－10(1)　本川流況実験PW₁－4－1（Q＝7000m³/s）における横断面内流速分布

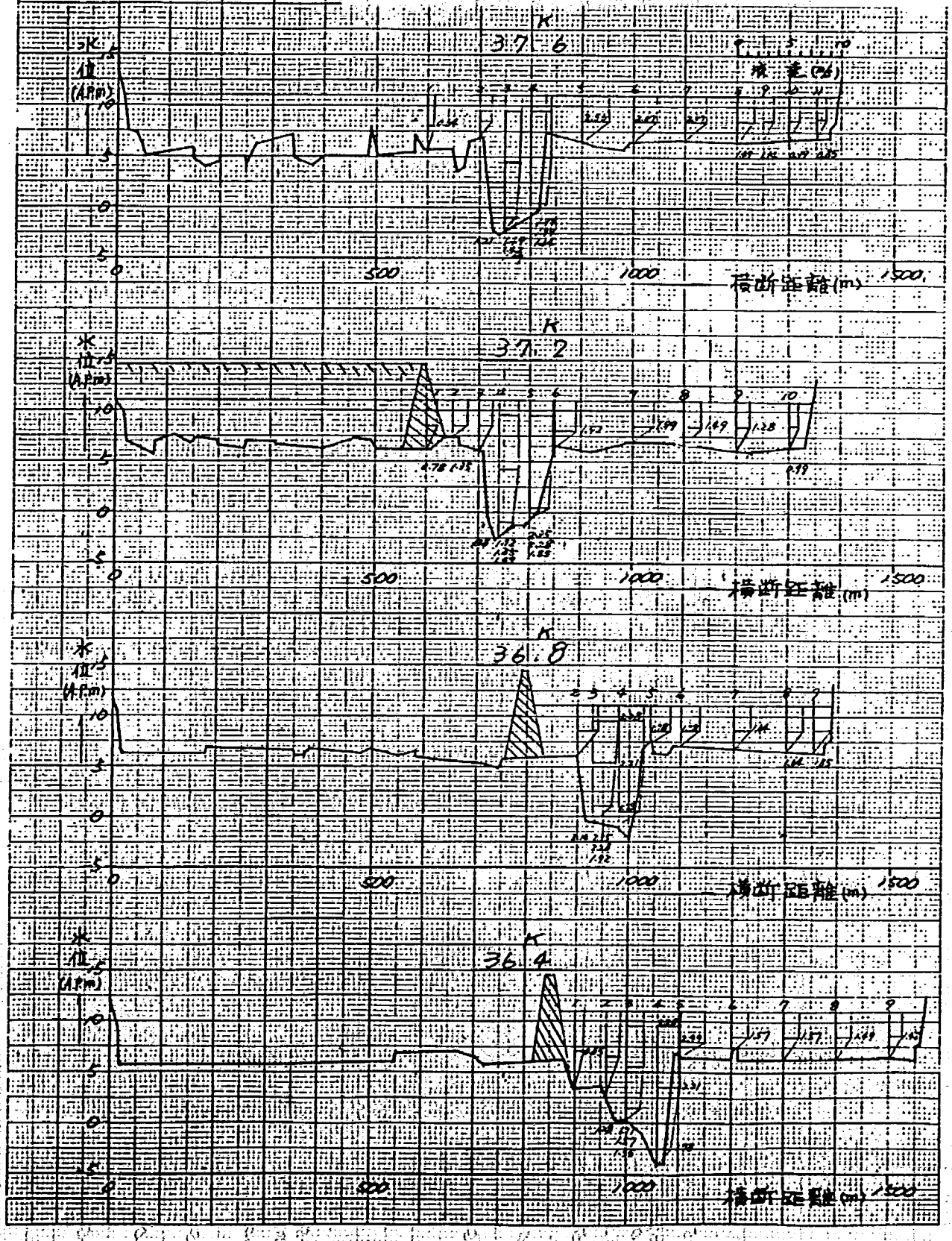


図5－10(2)　本川流況実験PW₁－4－1（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

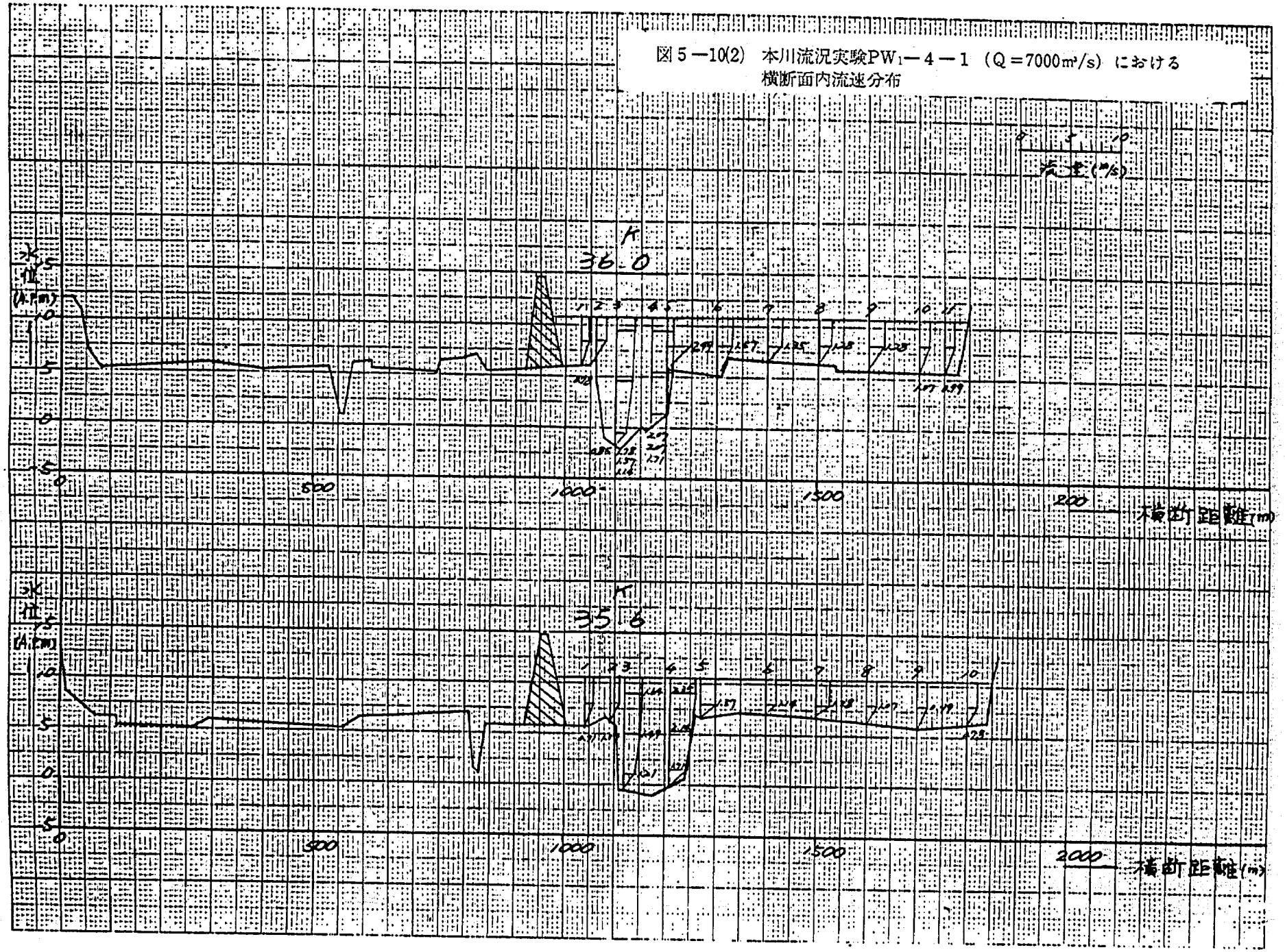


図５－10(3)　本川流況実験PW₁－４－１（Q＝7000m³/s）
における横断面内流速分布

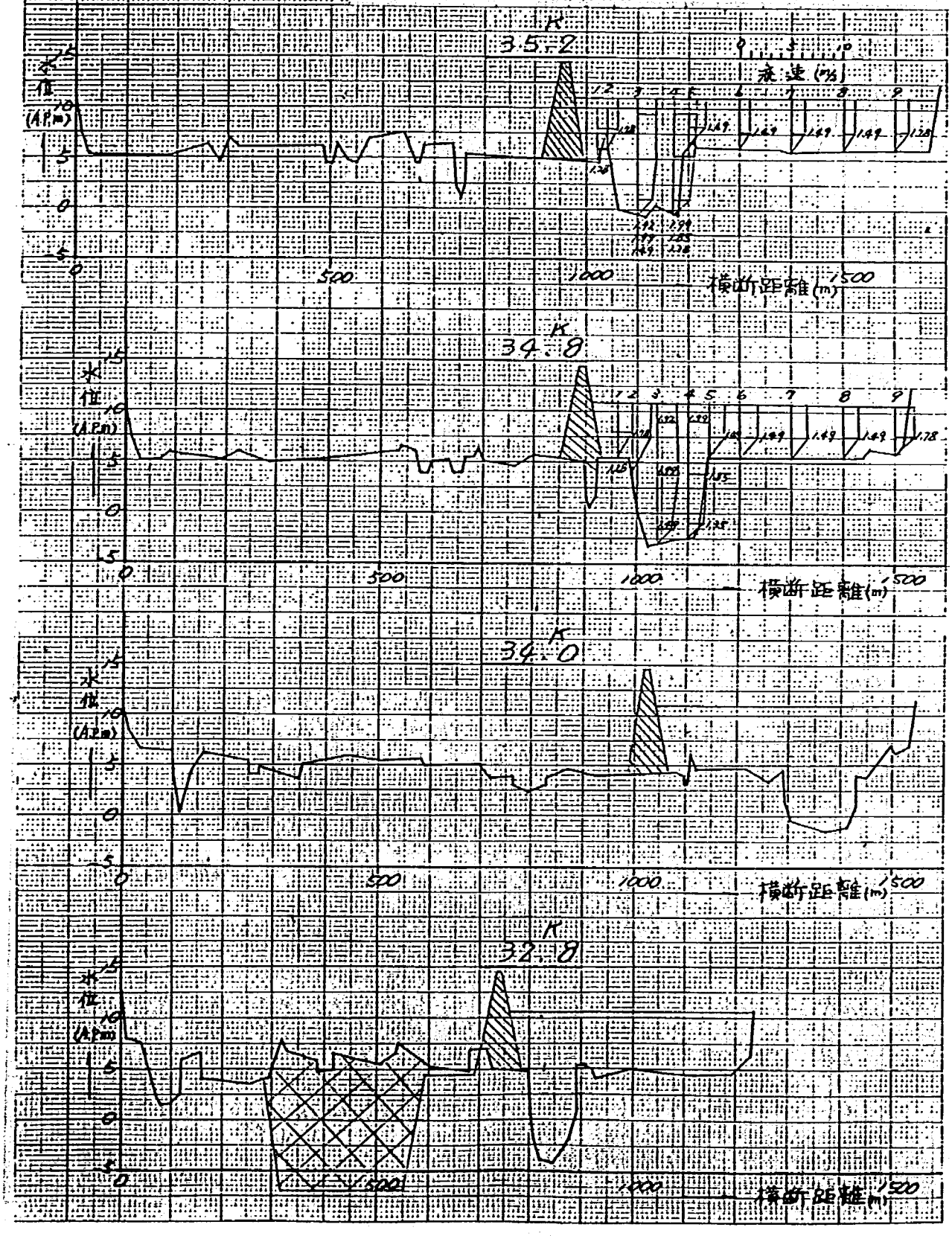
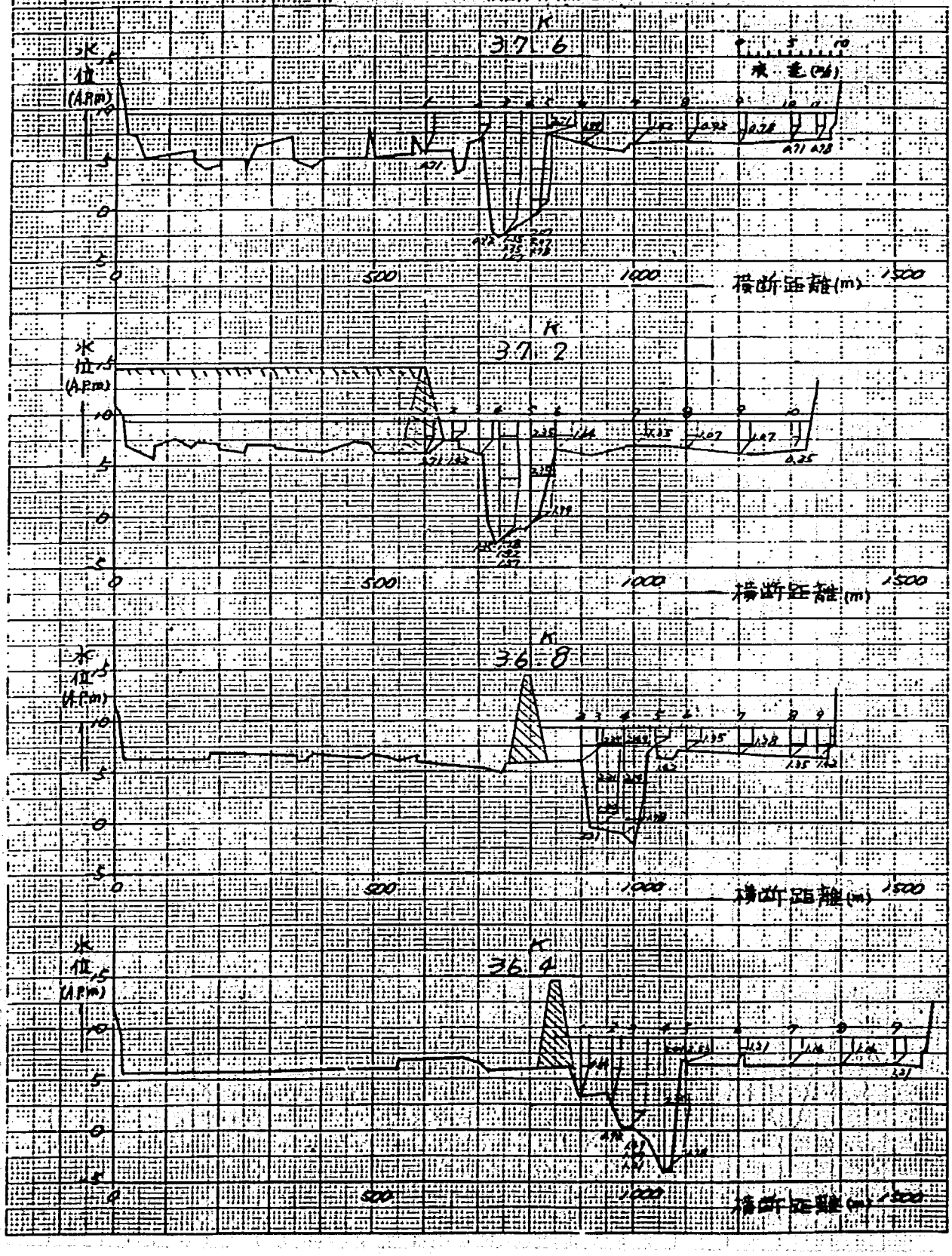


図5－11(1)　本川流況実験PW₁－4－2（Q＝4500m³/s）における横断面内流速分布



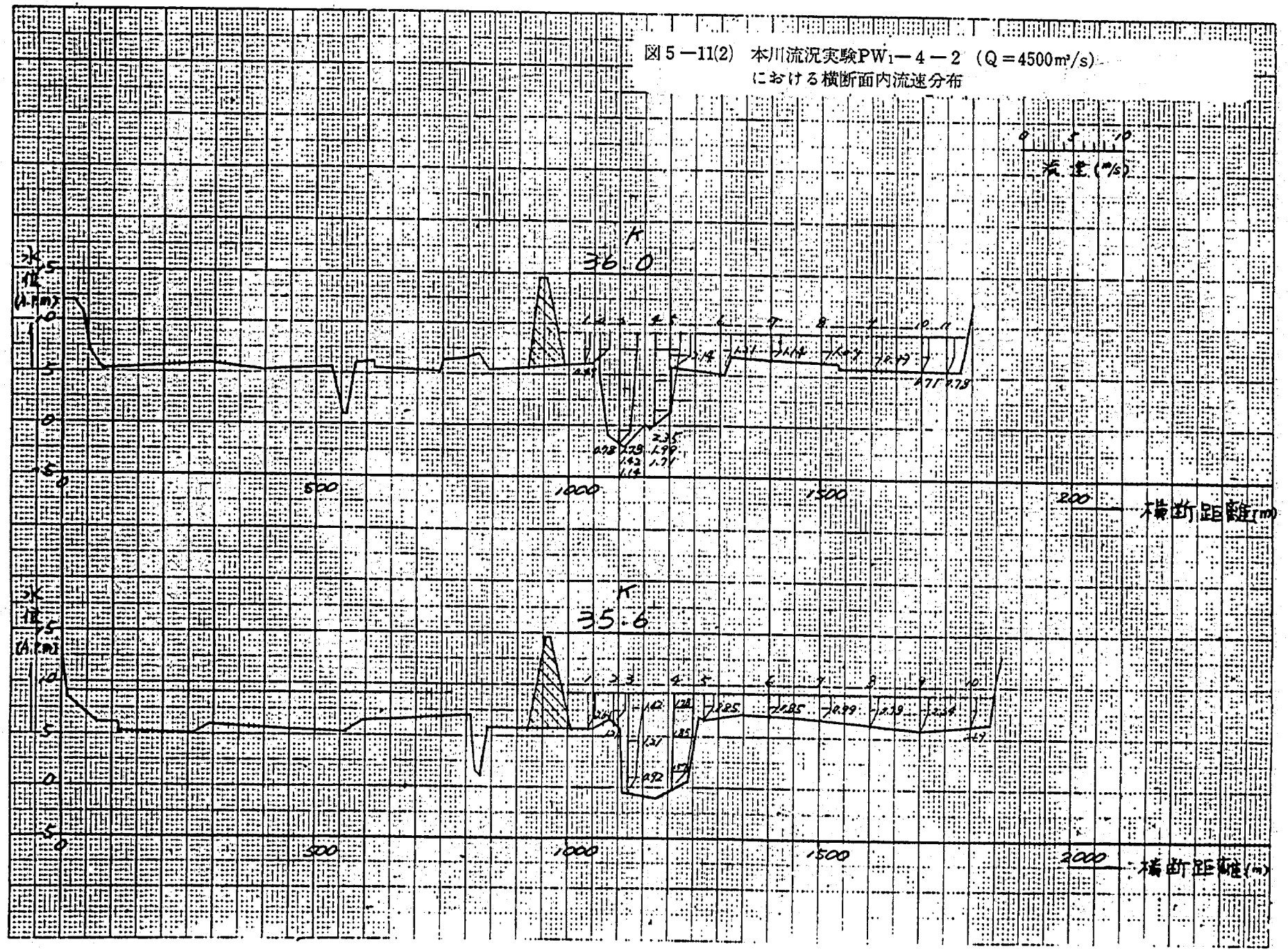


図5－11(2)　本川流況実験PW_1－4－2（Q＝4500m³/s）における横断面内流速分布

図５－11(3)　本川流況実験PW₁－４－２（Q＝4500m³/s）
における横断面内流速分布

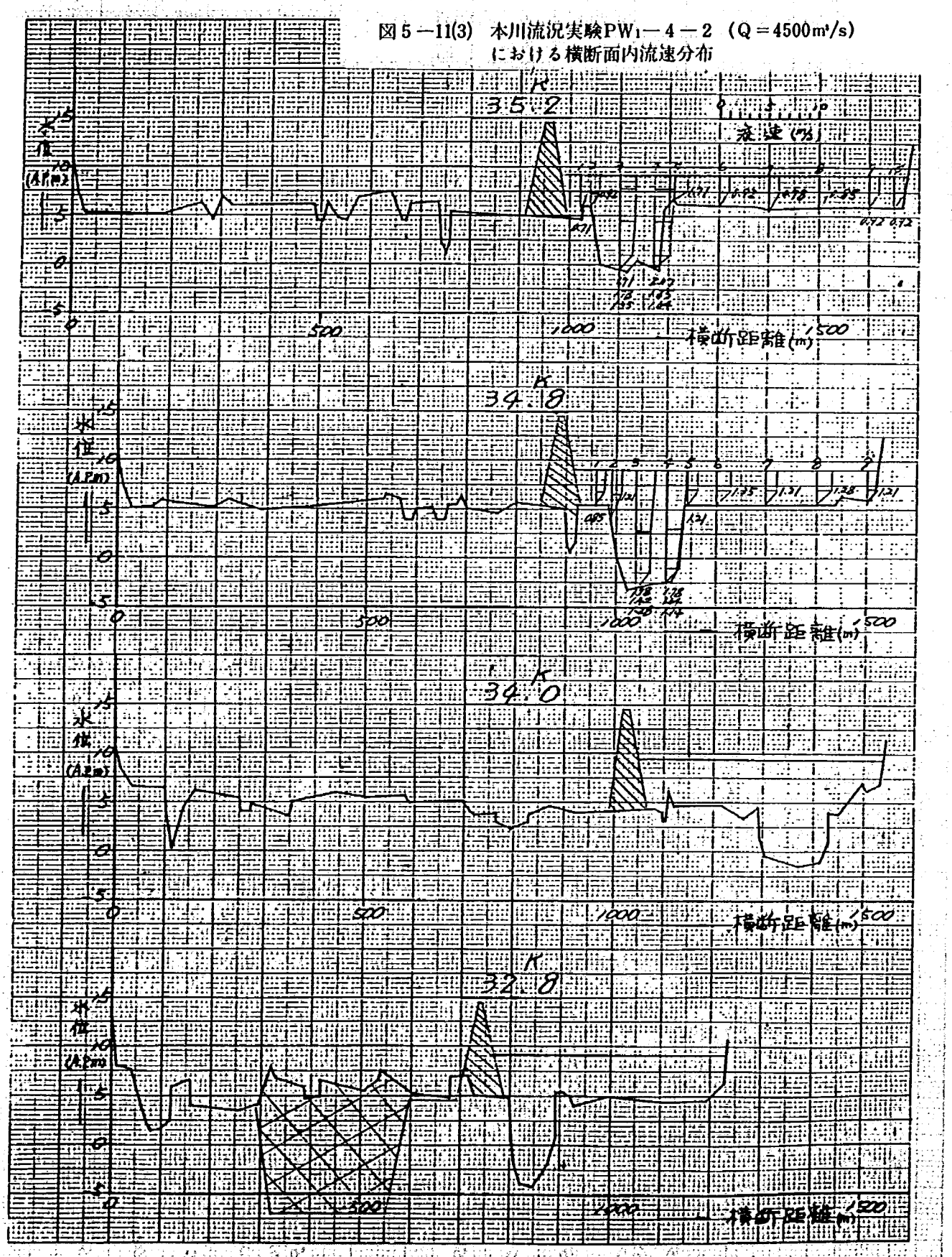


図５－12(1)　本川流況実験PW₁－５－１　(Q＝7000m³/s)
における横断面内流速分布

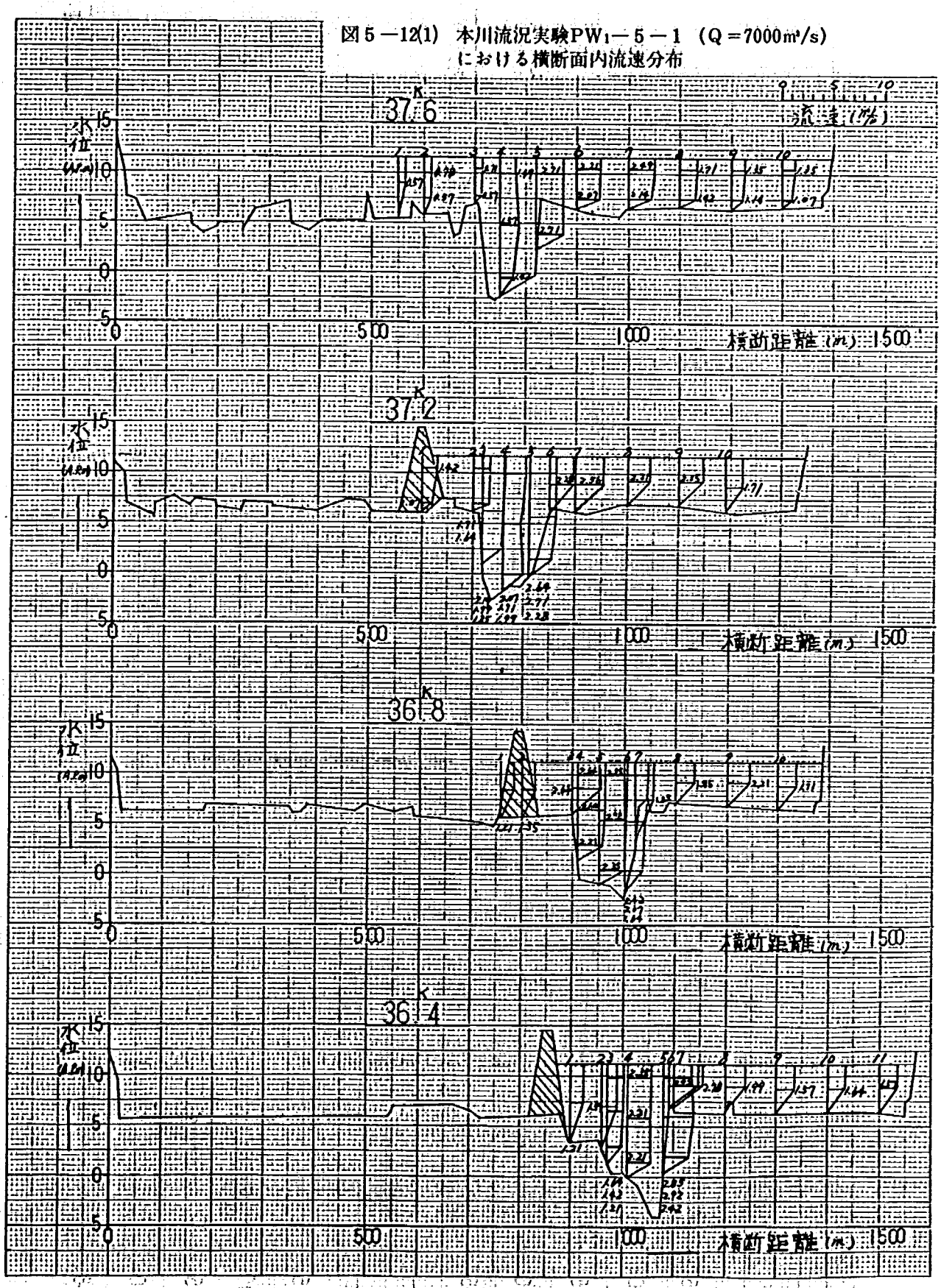


図５－12(2)　本川流況実験PW₁－４－２（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

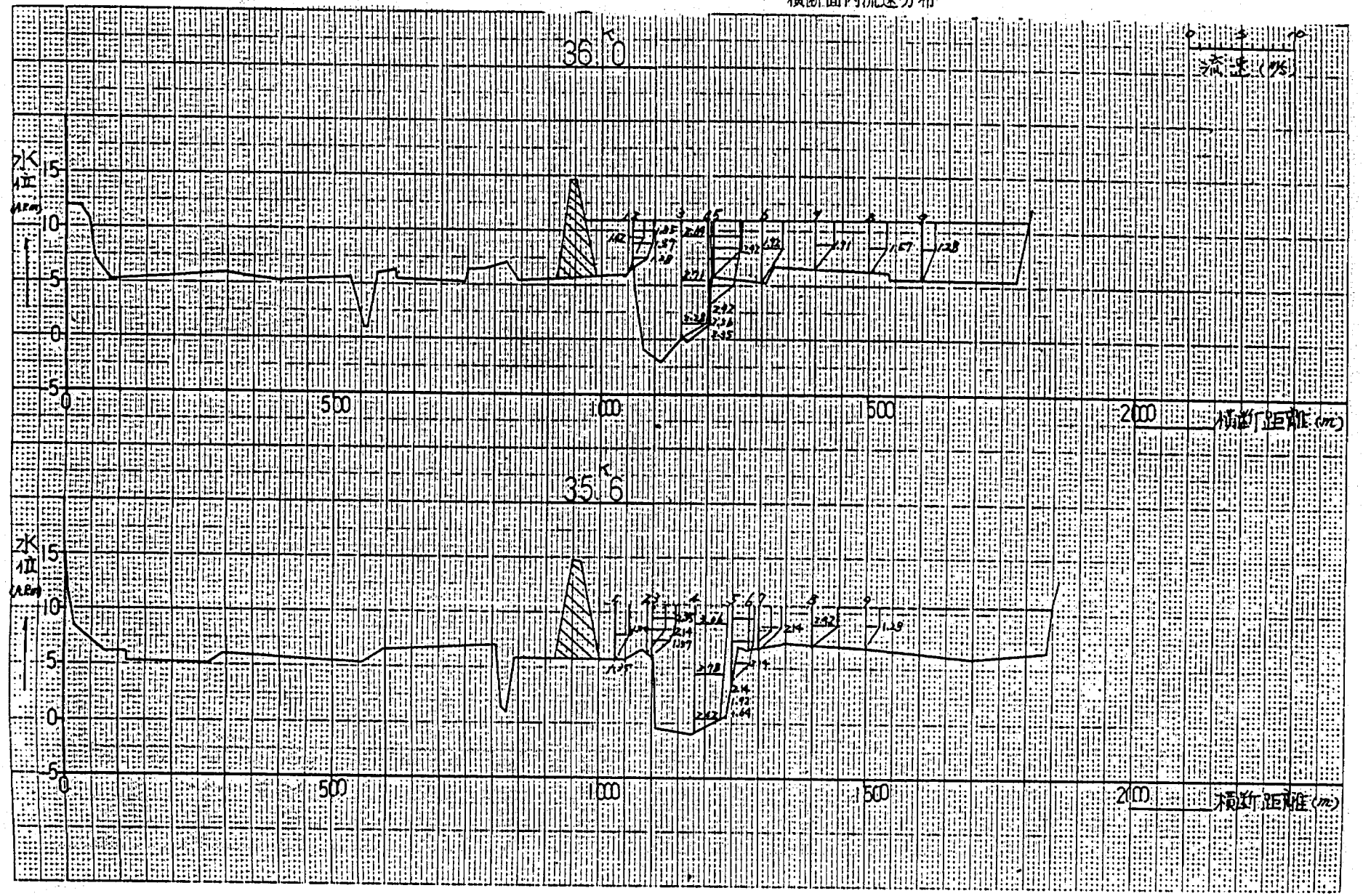


図5－12(3)　本川派況実験PW₁－4－2（Q＝7000m³/s）
における横断面内流速分布

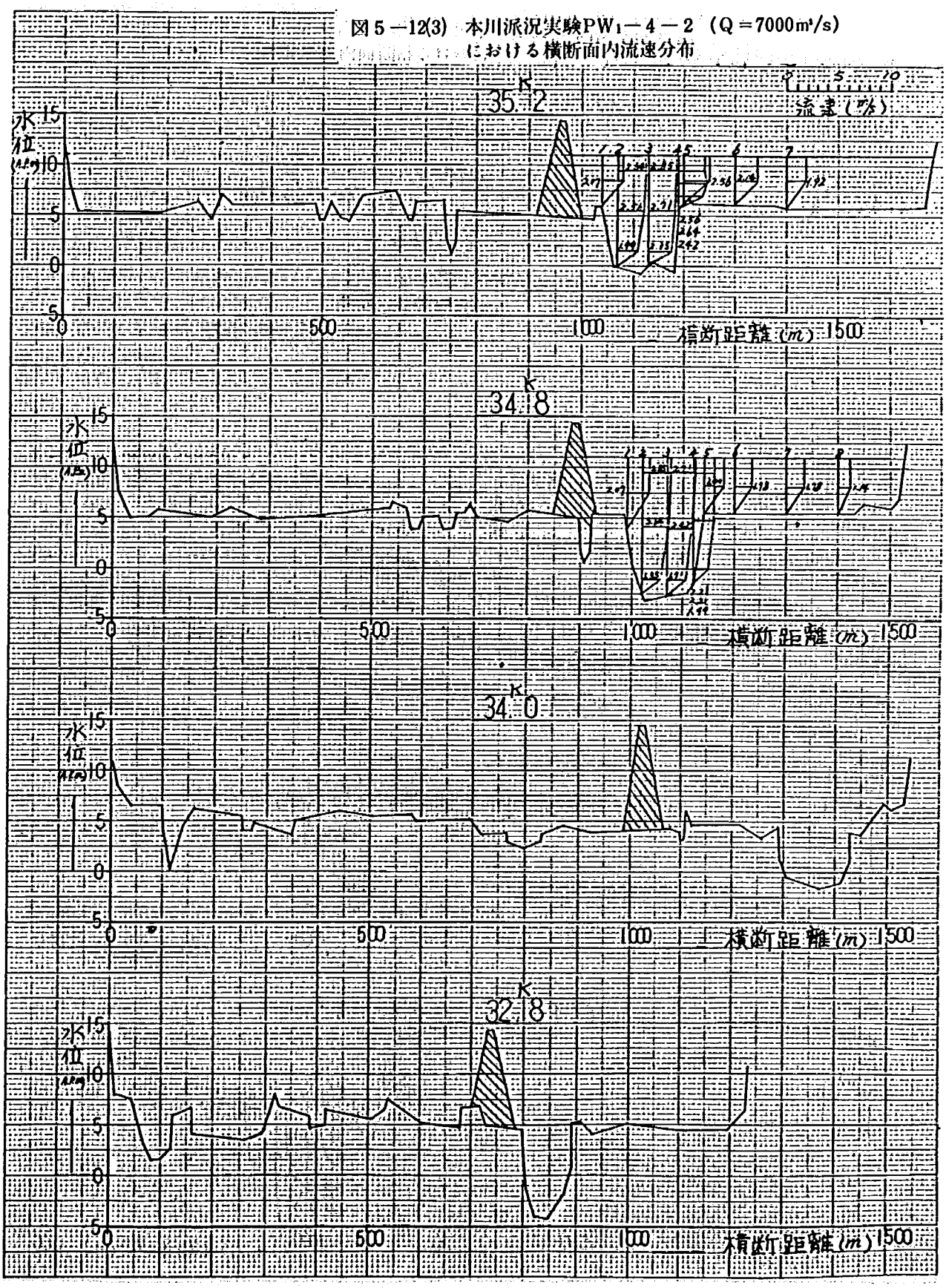


図5－13(1)　本川流況実験PW_1－5－2　($Q=4500m^3/s$)
における横断面内流速分布

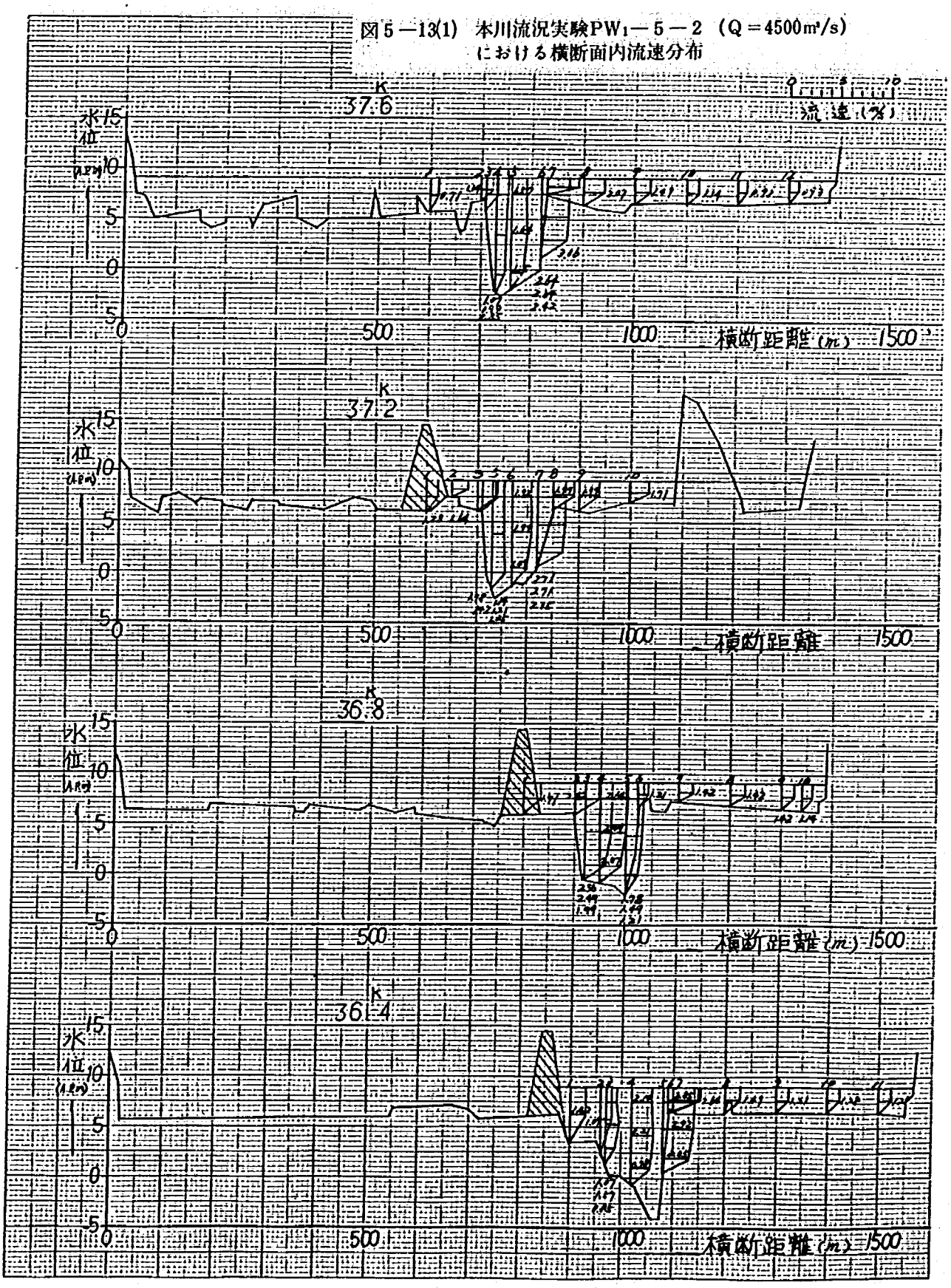


図５－13(2)　本川流況実験PW_1－５－２（Q＝4500m³/s）における
横断面内流速分布

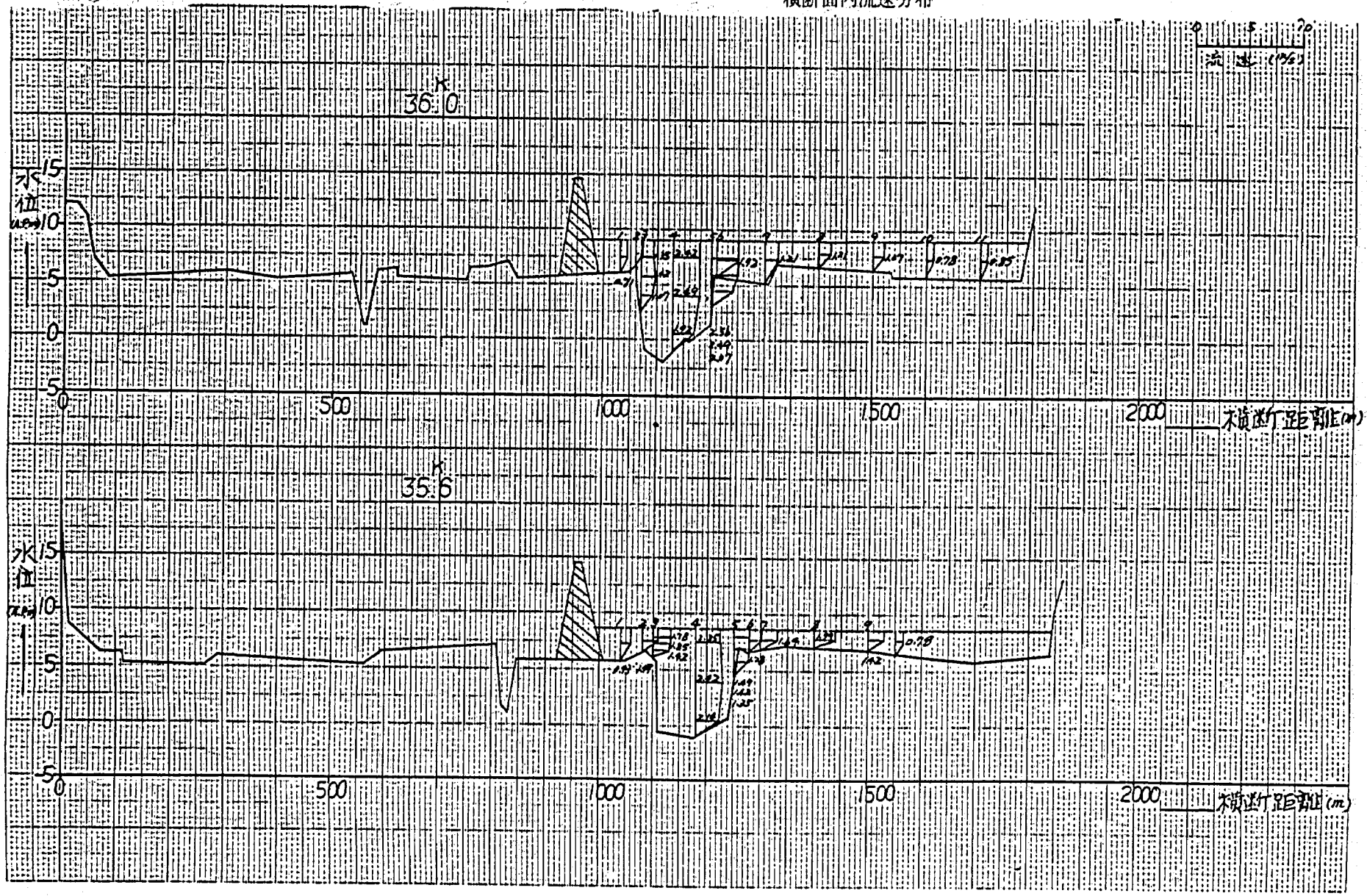


図5－13(3)　本川流況実験PW_1－5－2（Q＝4500m³/s）
における横断面内流速分布

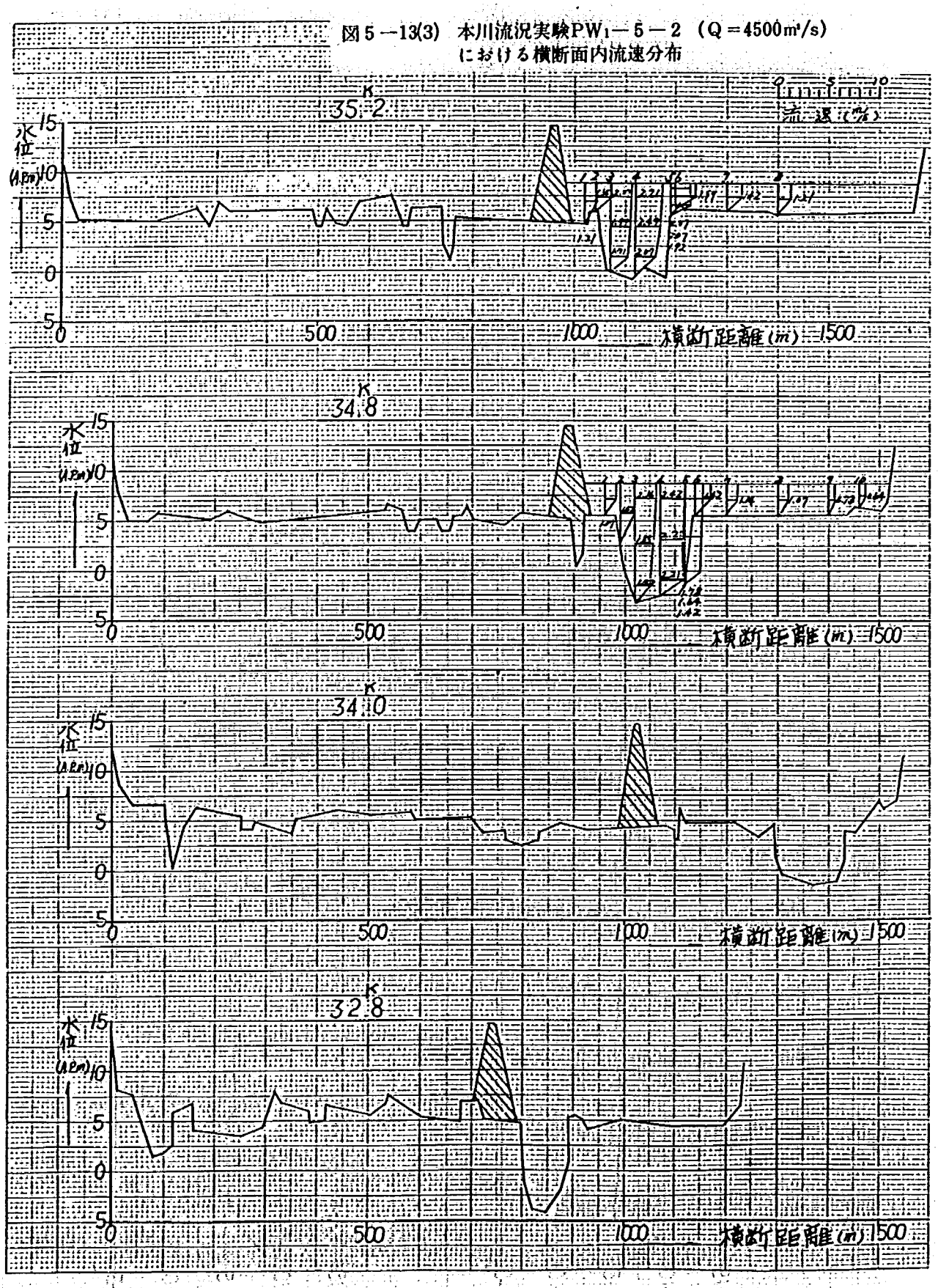


図5－14(1)　本川流況実験PW_1－6－1（Q＝7000m³/s）における横断面内流速分布

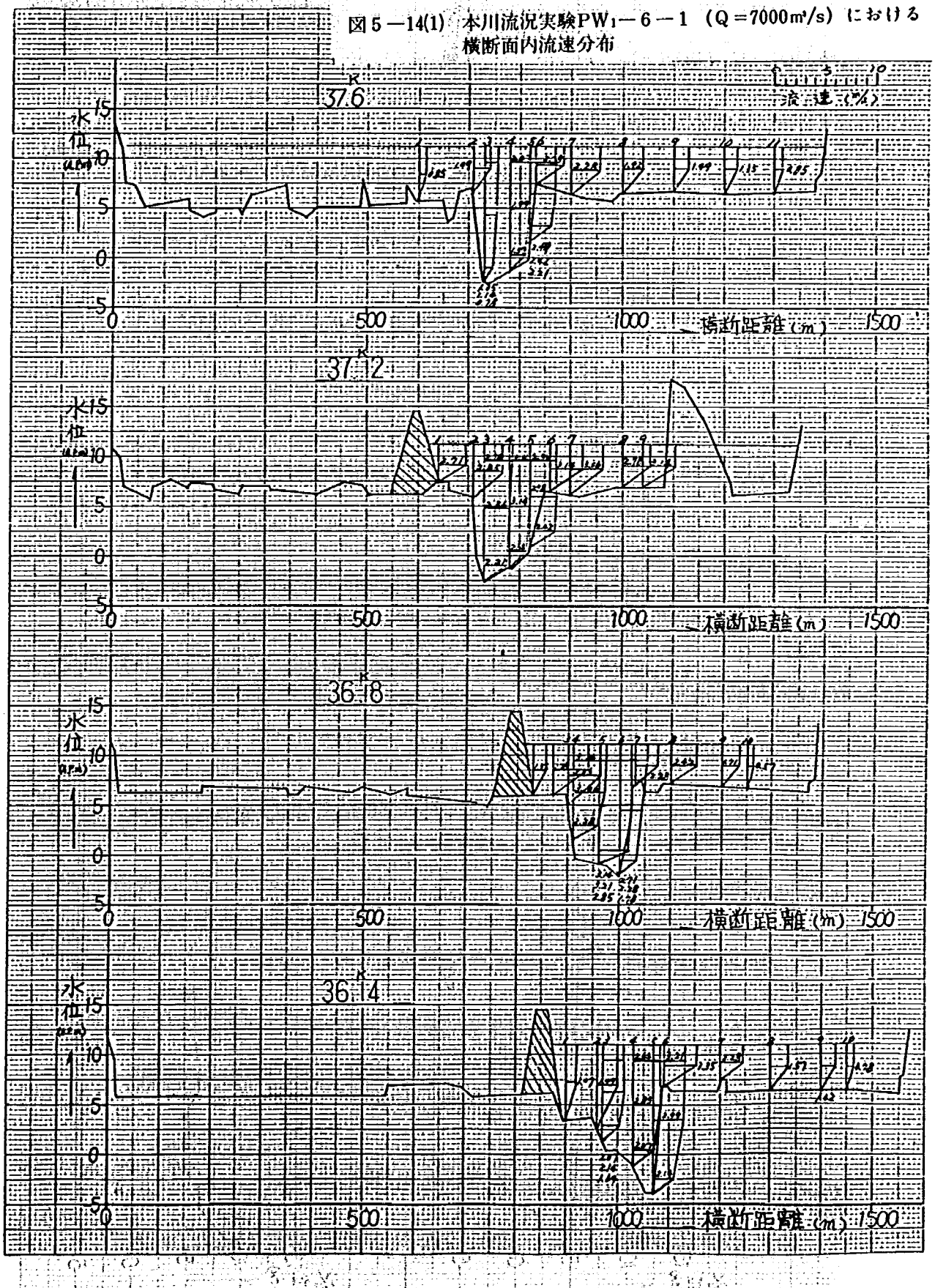


図5－14(2)　本川流況実験PW₁－6－1（Q＝7000m³/s）における
横断面内流速分布

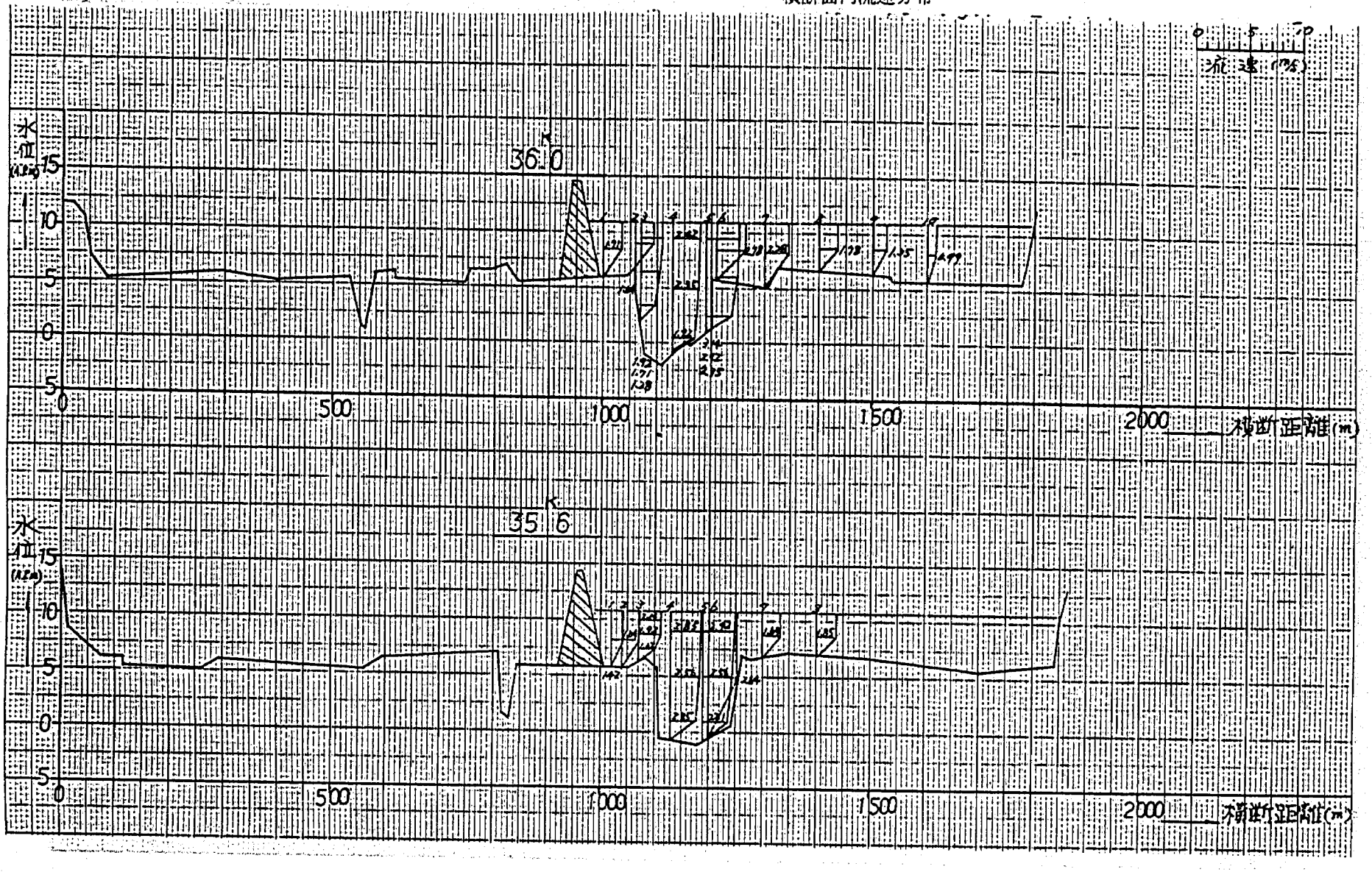


図5－14(3)　本川流況実験PW_1－6－1　(Q＝7000m³/s)
における横断面内流速分布

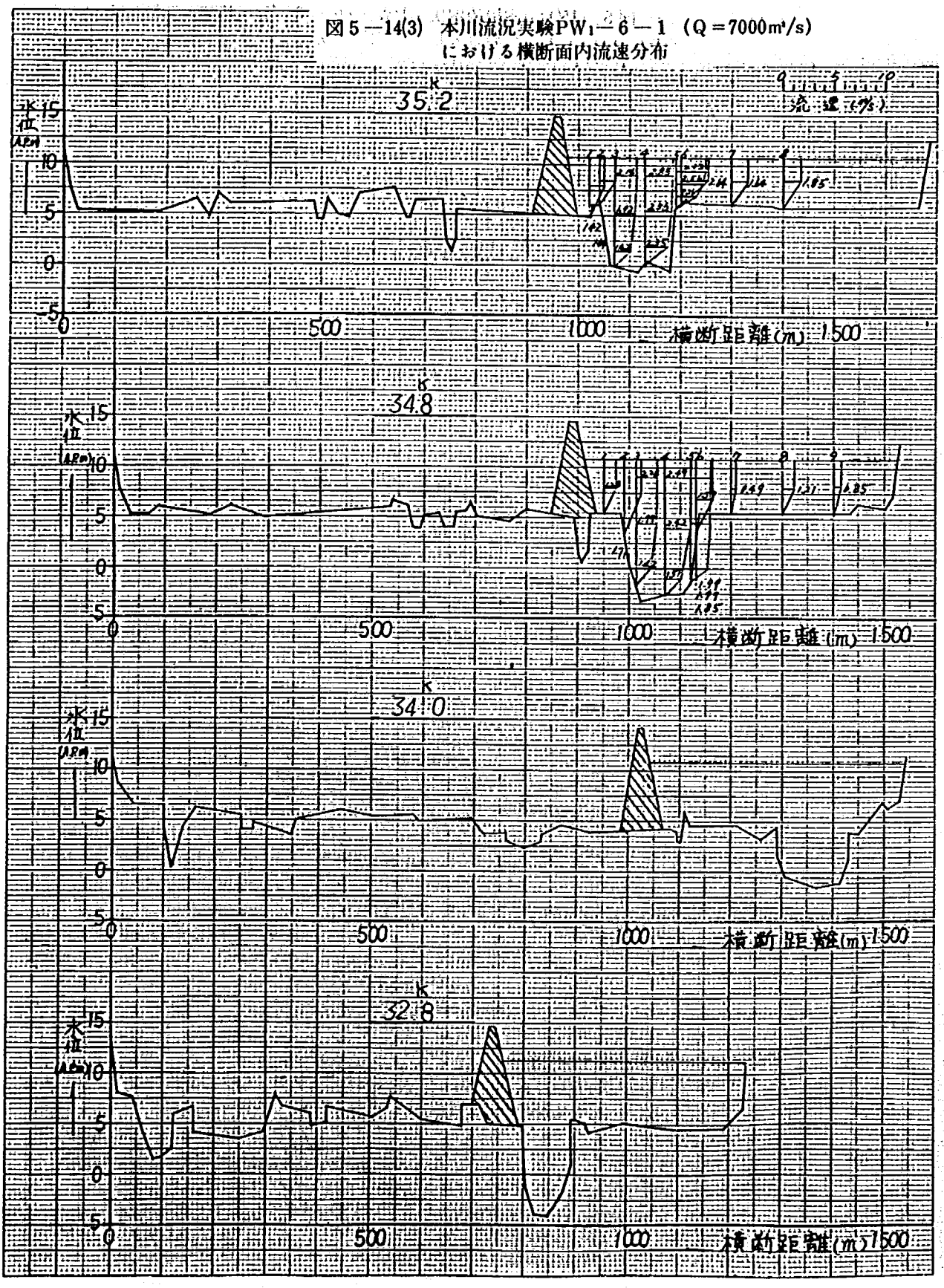
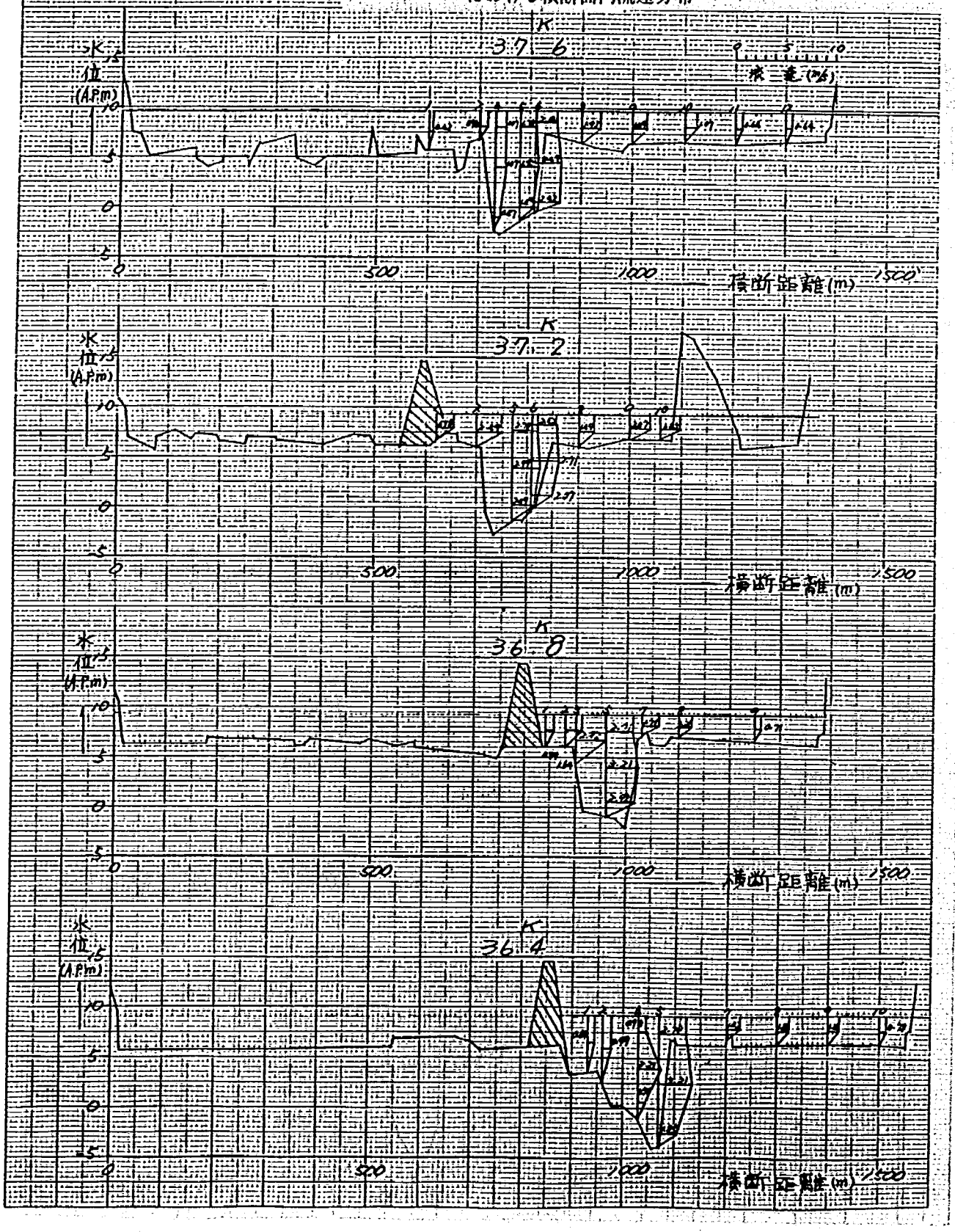


図5－15(1)　本川流況実験PW₁－6－2（Q＝4500m³/s）における横断面内流速分布



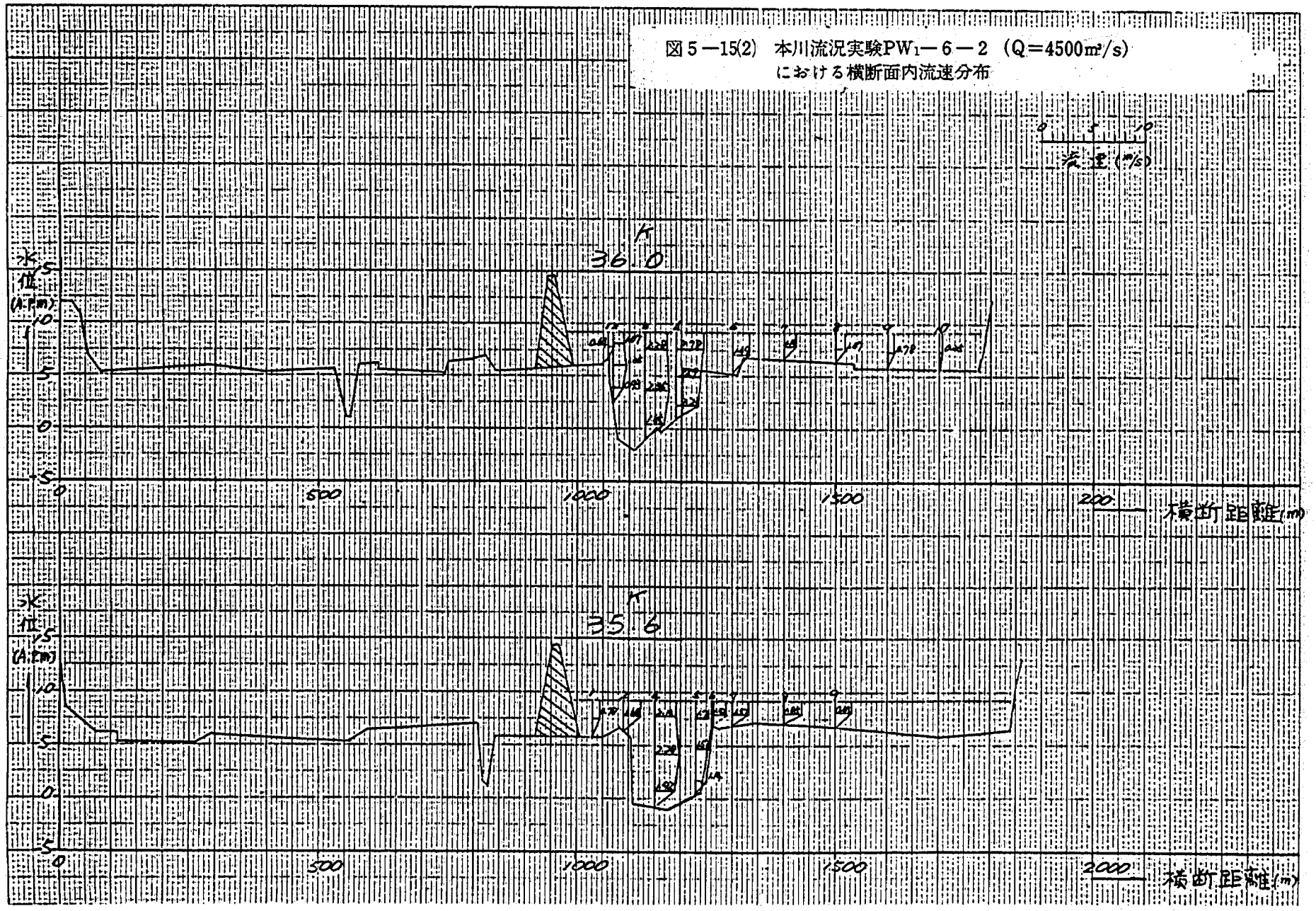

図５－15(2)　本川流況実験PW1－６－２（Q＝4500m³/s）
における横断面内流速分布
流速(m/s)
水位(A.P.m)
36.0K
35.6K
横断距離(m)

図5－15(3)　本川流況実験PW₁－6－2（Q＝4500m³/s）における
横断面内流速分布

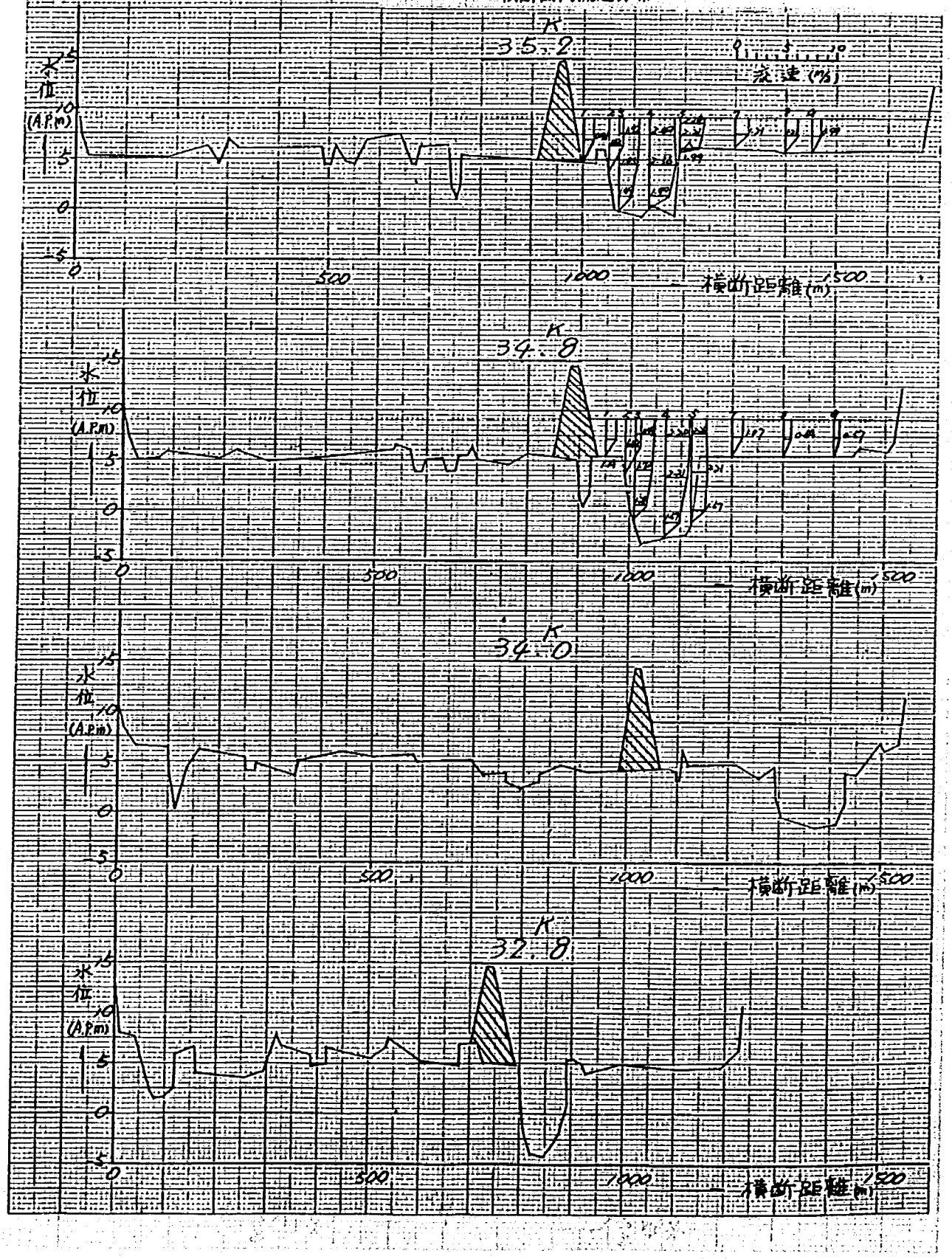


図５－16　本川流況実験PW_1－１－１（Q＝7000m³/s）における流況

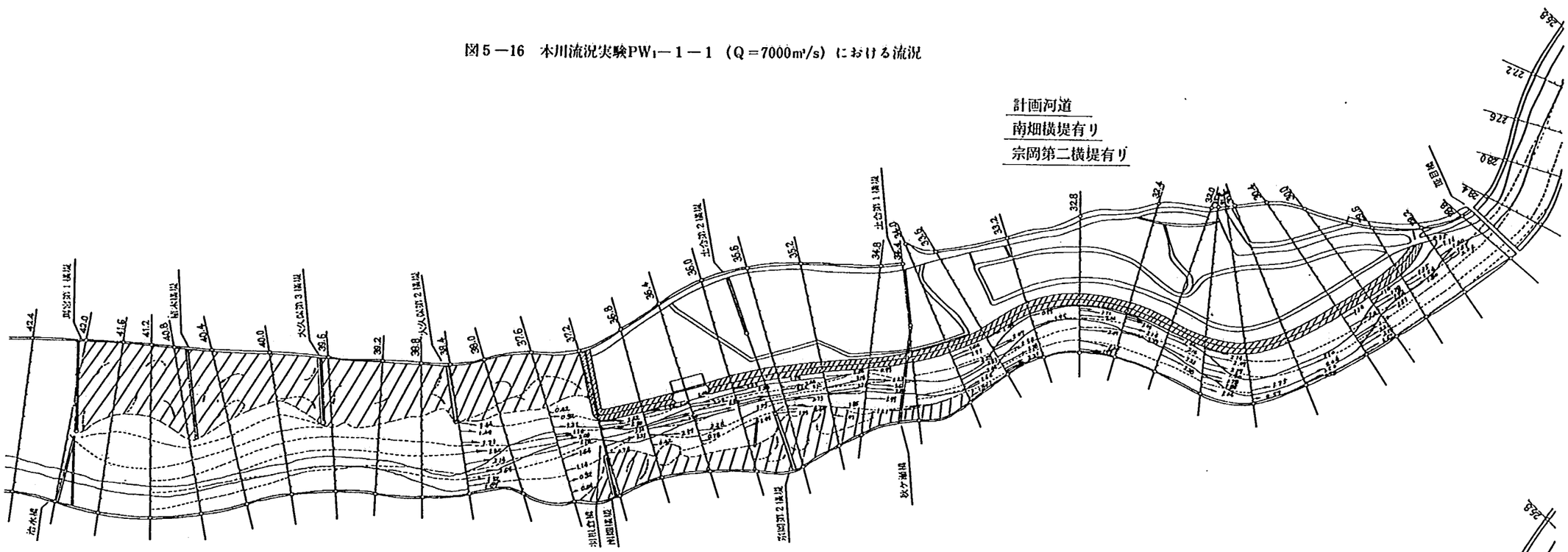


図５－17　本川流況実験PW_1－１－２（Q＝4500m³/s）における流況

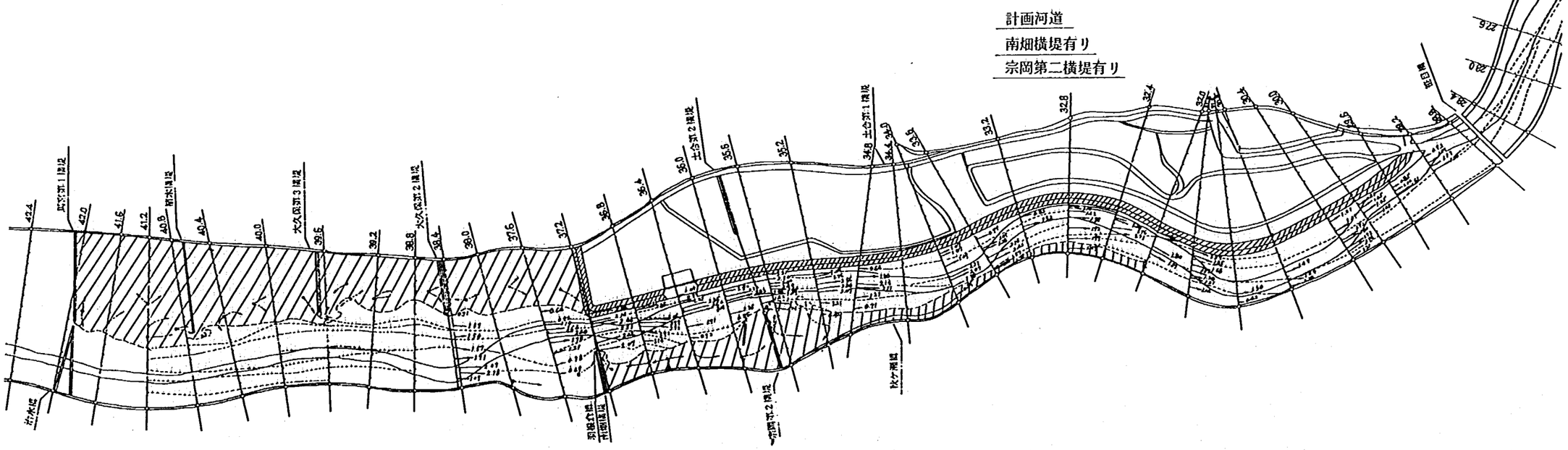


図５－18　本川流況実験PW_1－２－１（Q＝7000m³/s）
における流況

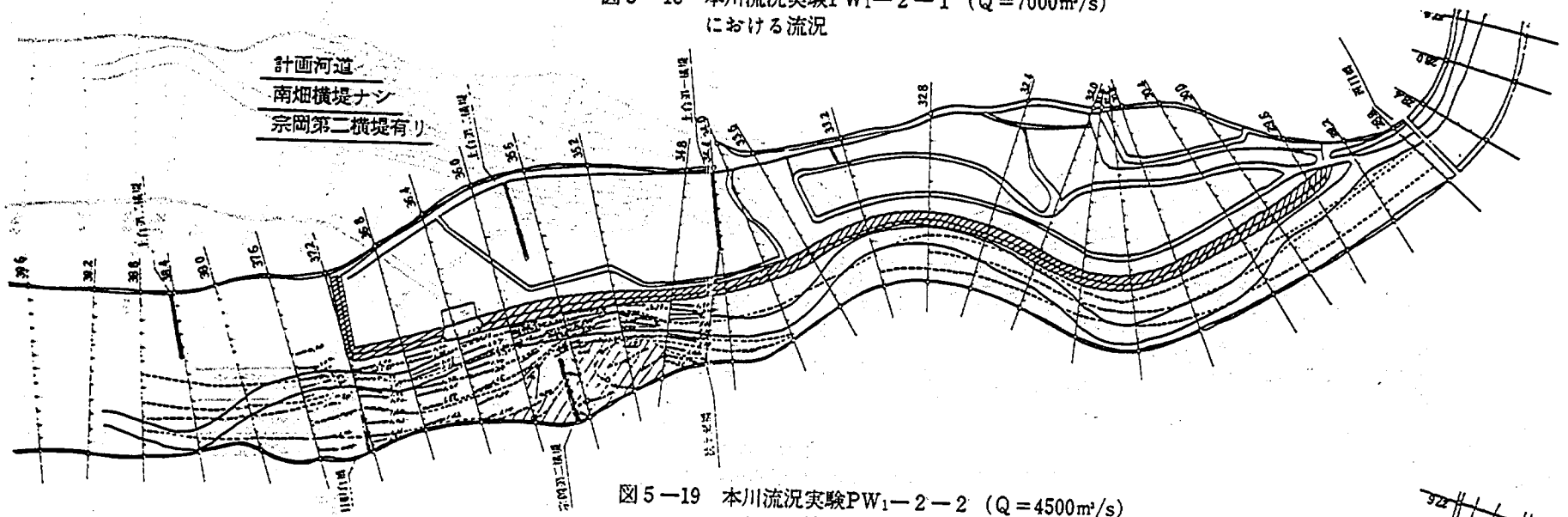


図５－19　本川流況実験PW_1－２－２（Q＝4500m³/s）
における流況

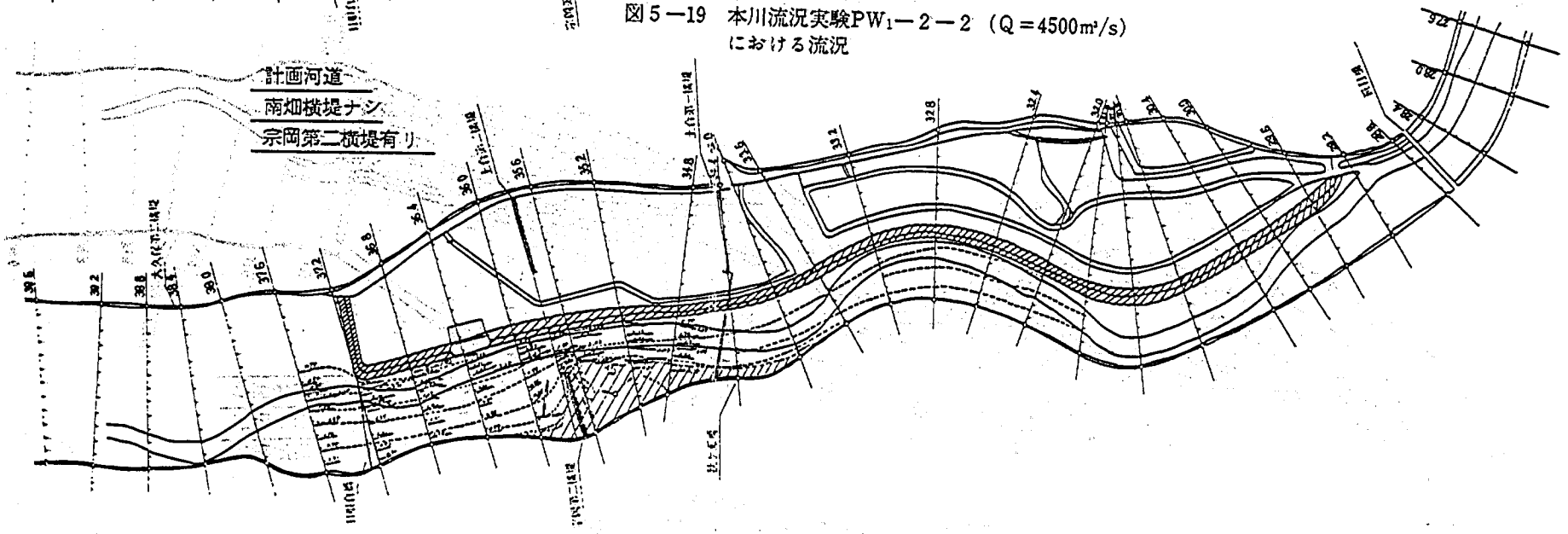


図５—20　本川流況実験PW₁—３—１（Q＝7000m³/s）
における流況

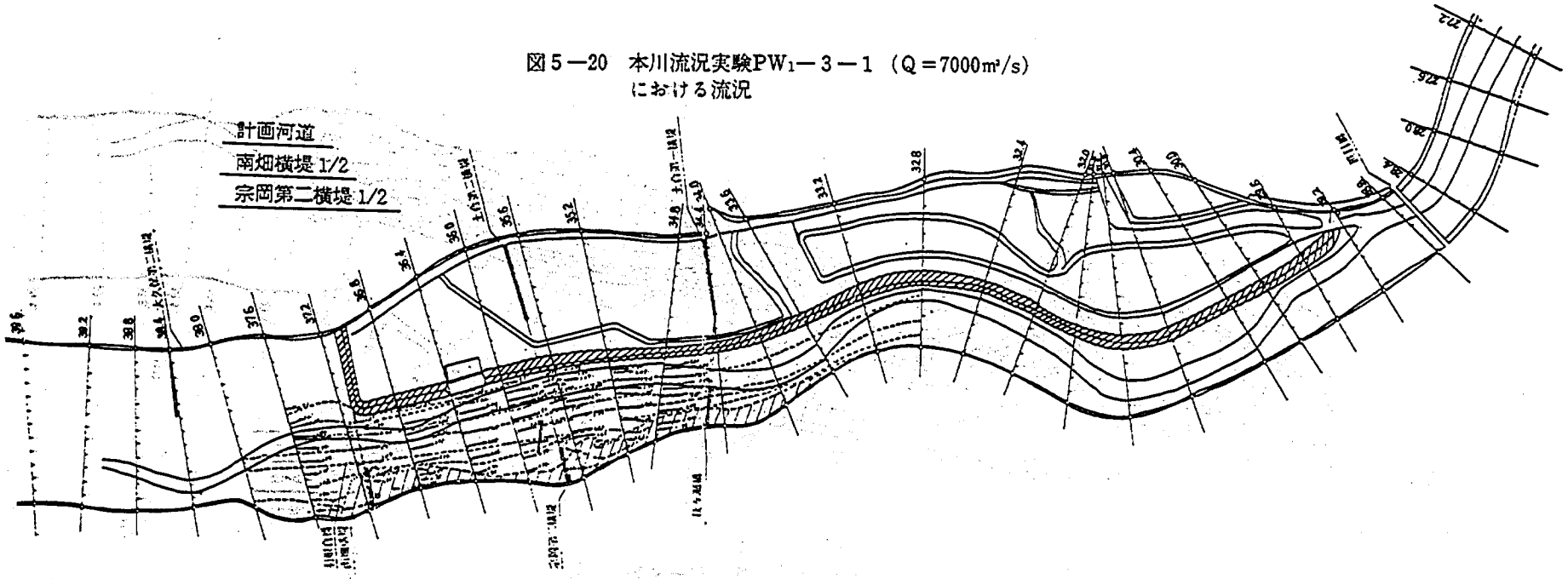


図５—21　本川流況実験PW₁—３—２（Q＝4500m³/s）
における流況

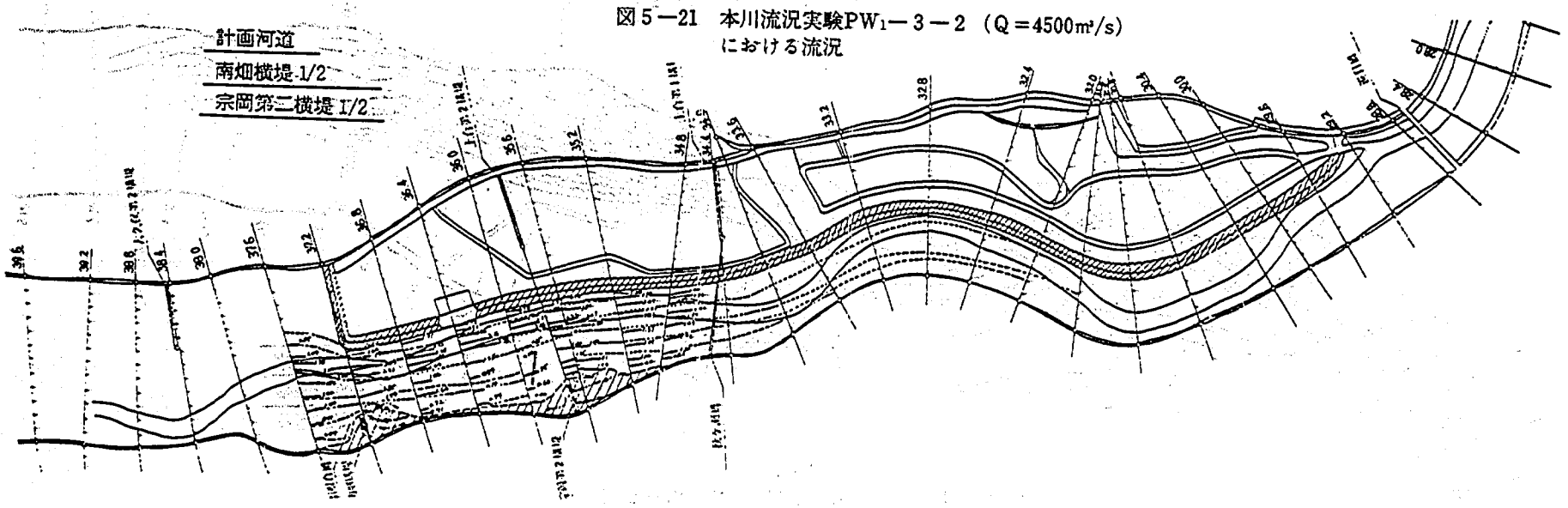


図５－22　本川流況実験PW₁－４－１（Q＝7000m³/s）
における流況

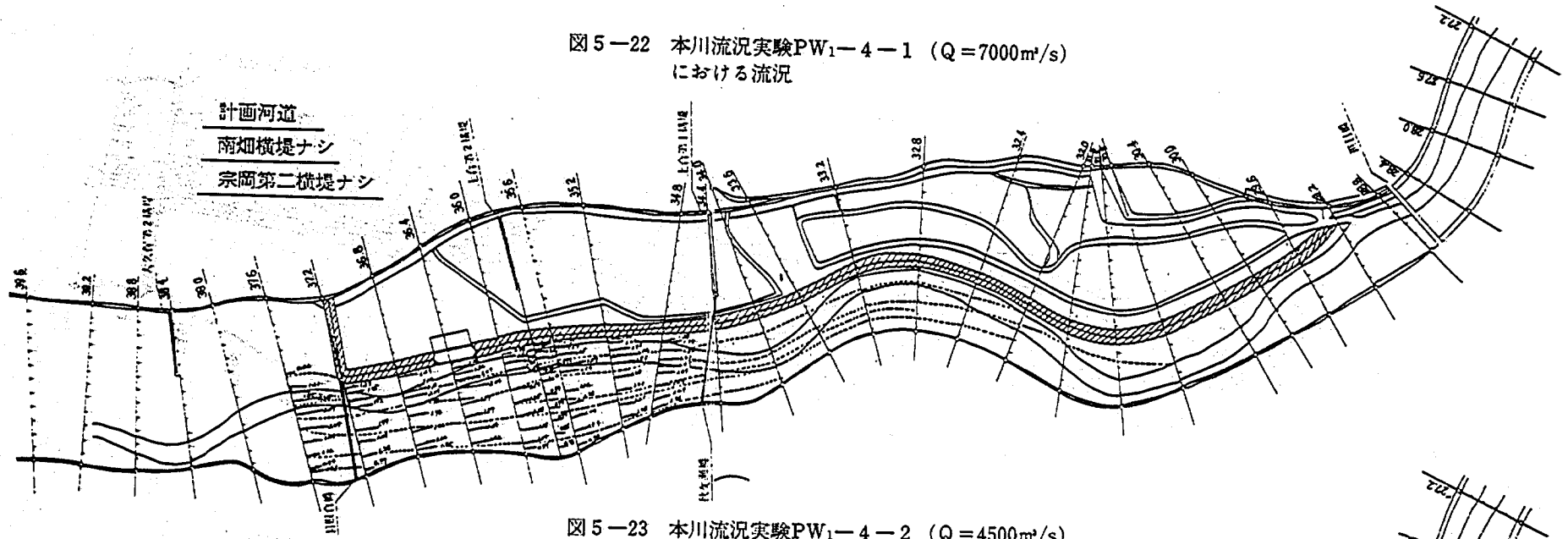
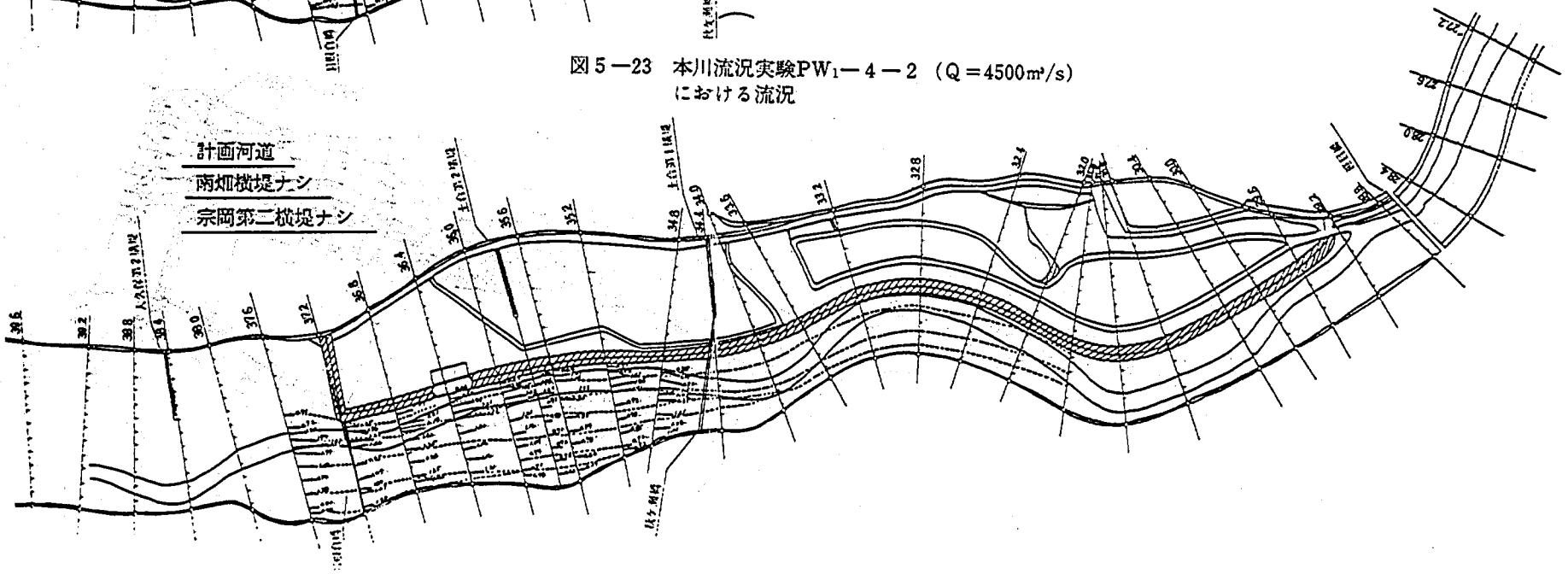


図５－23　本川流況実験PW₁－４－２（Q＝4500m³/s）
における流況



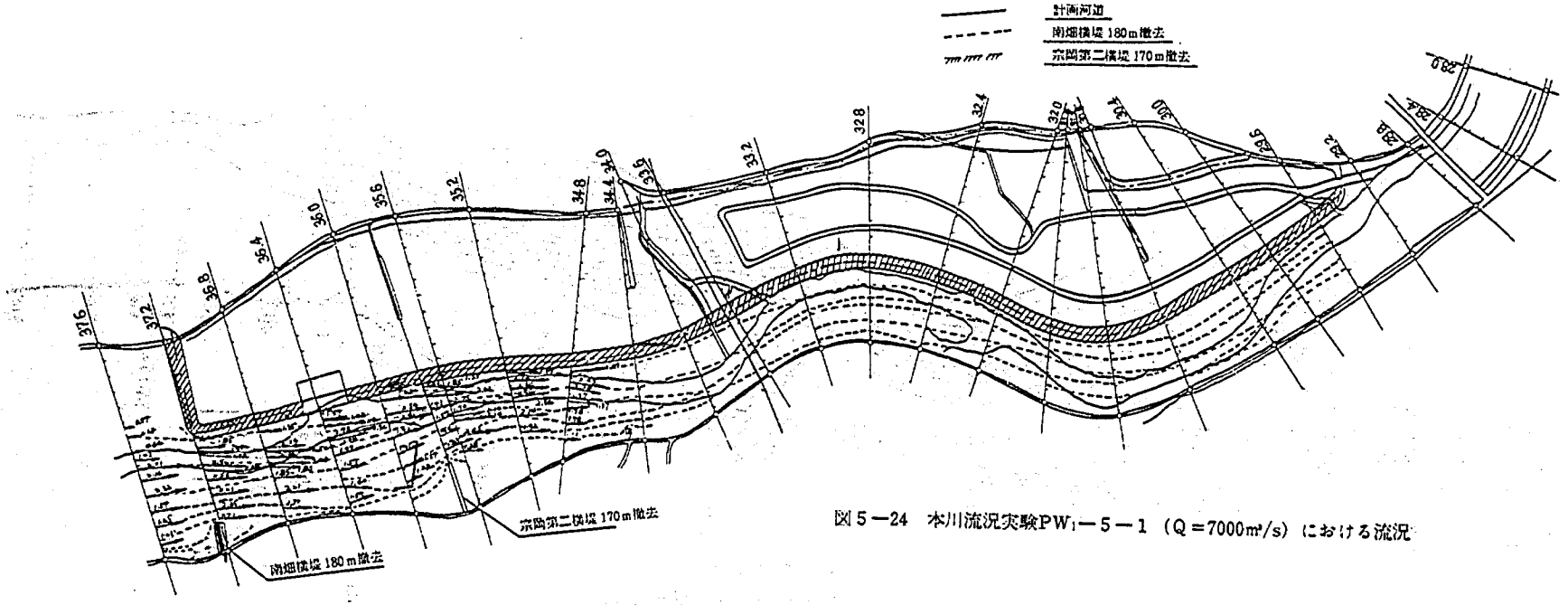


図5－24　本川流況実験PW_1－5－1（Q＝7000m³/s）における流況

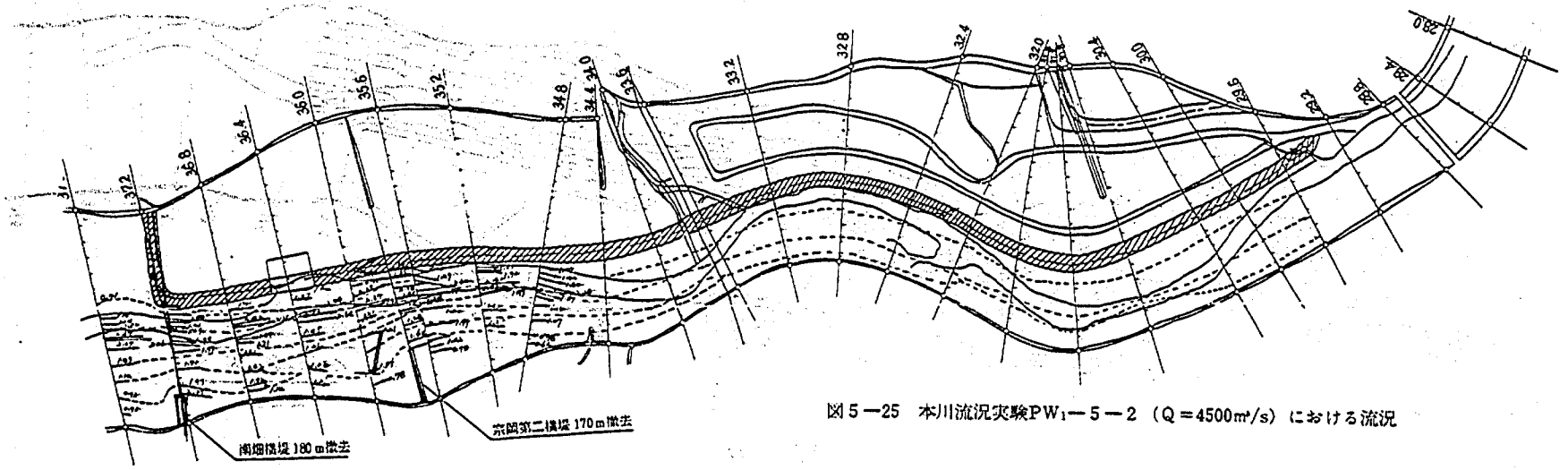


図5－25　本川流況実験PW_1－5－2（Q＝4500m³/s）における流況

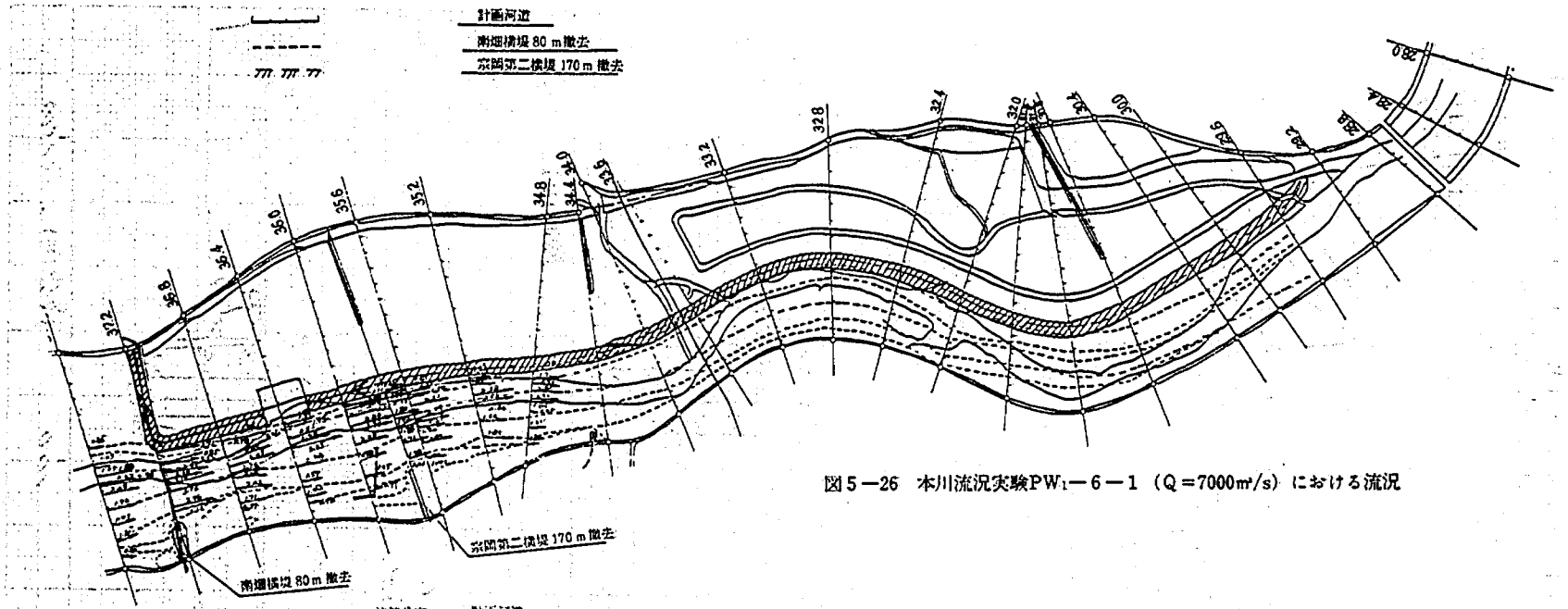


図5－26　本川流況実験PW_1－6－1（Q＝7000m³/s）における流況

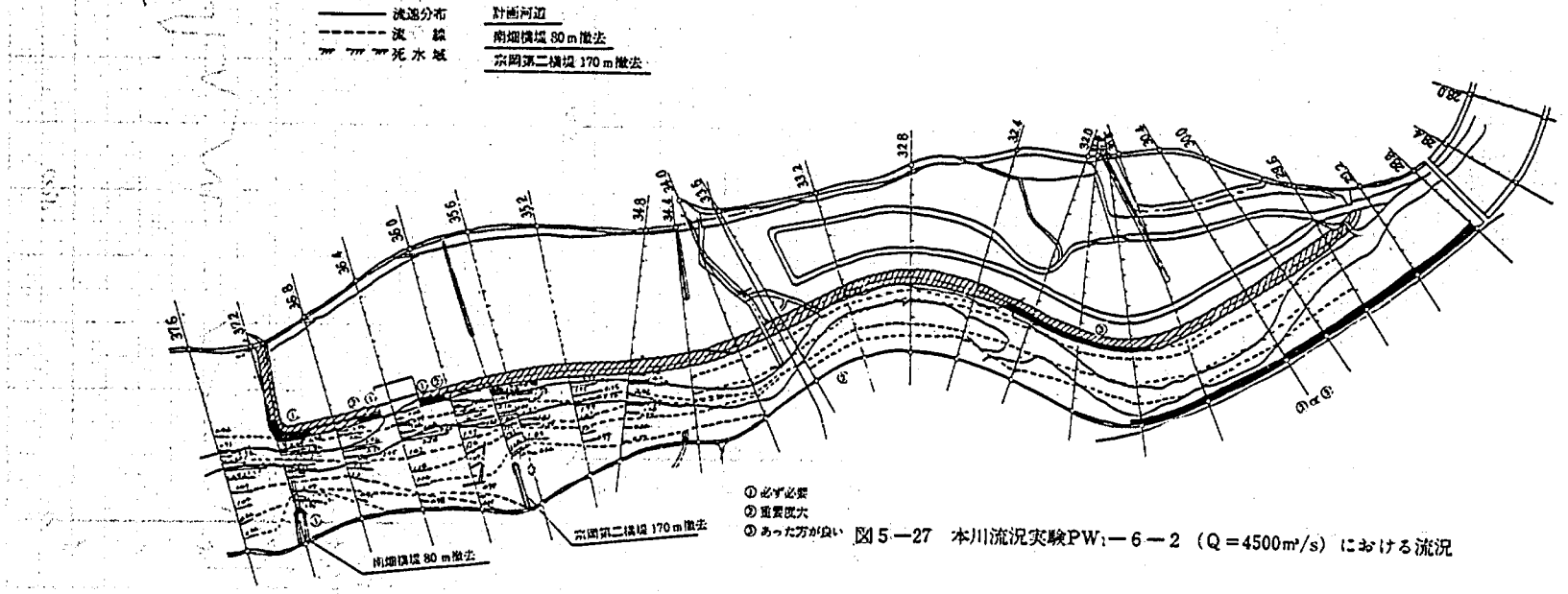


図5－27　本川流況実験PW_1－6－2（Q＝4500m³/s）における流況

図５－28(1)　本川流況実験PW$_3$－１－１（Q＝7000m^3/s）
における横断面内流速分布

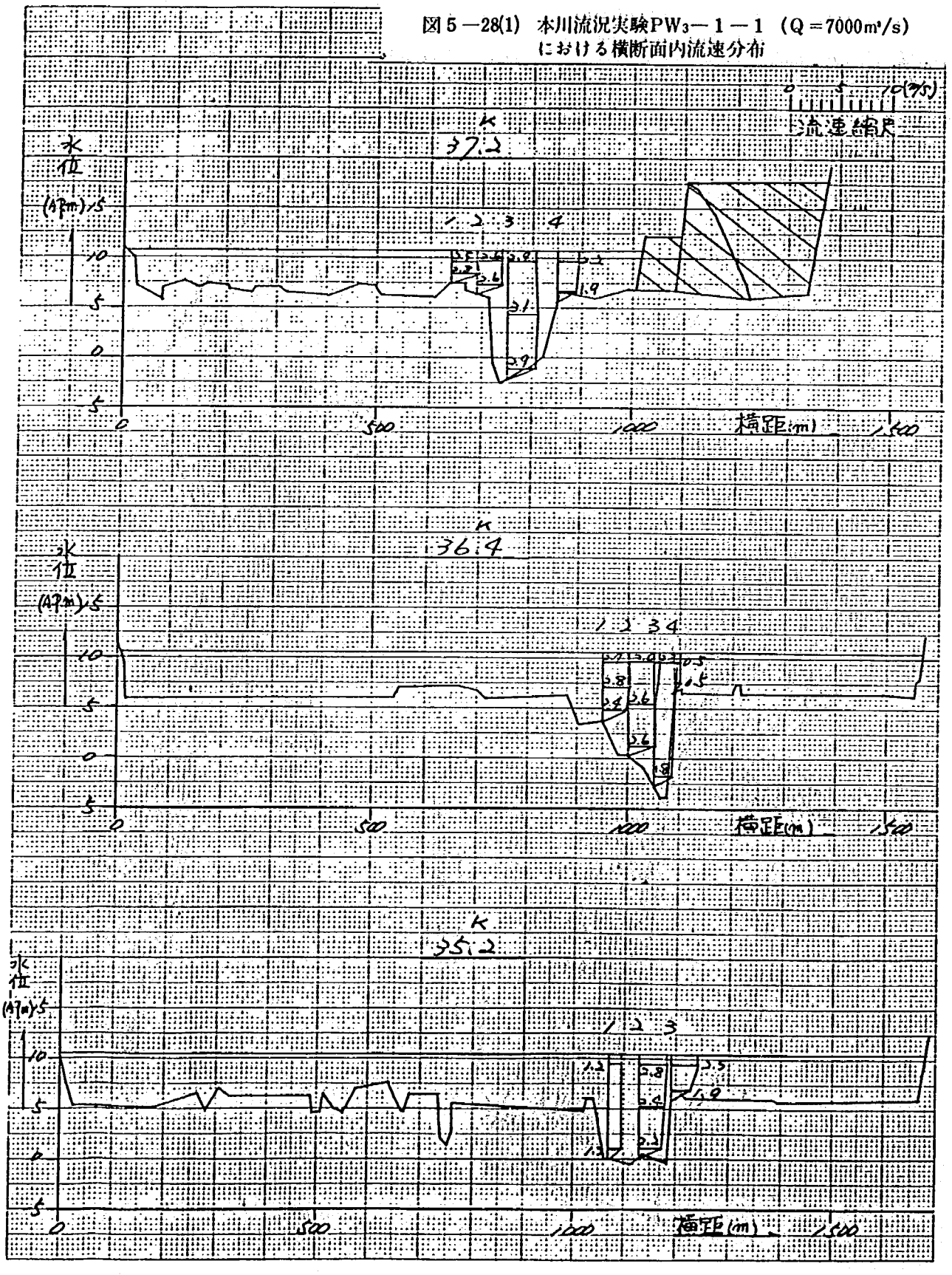


図5－28(2)　本川流況実験PW₃－1－1（Q＝7000m³/s）
における横断面内流速分布

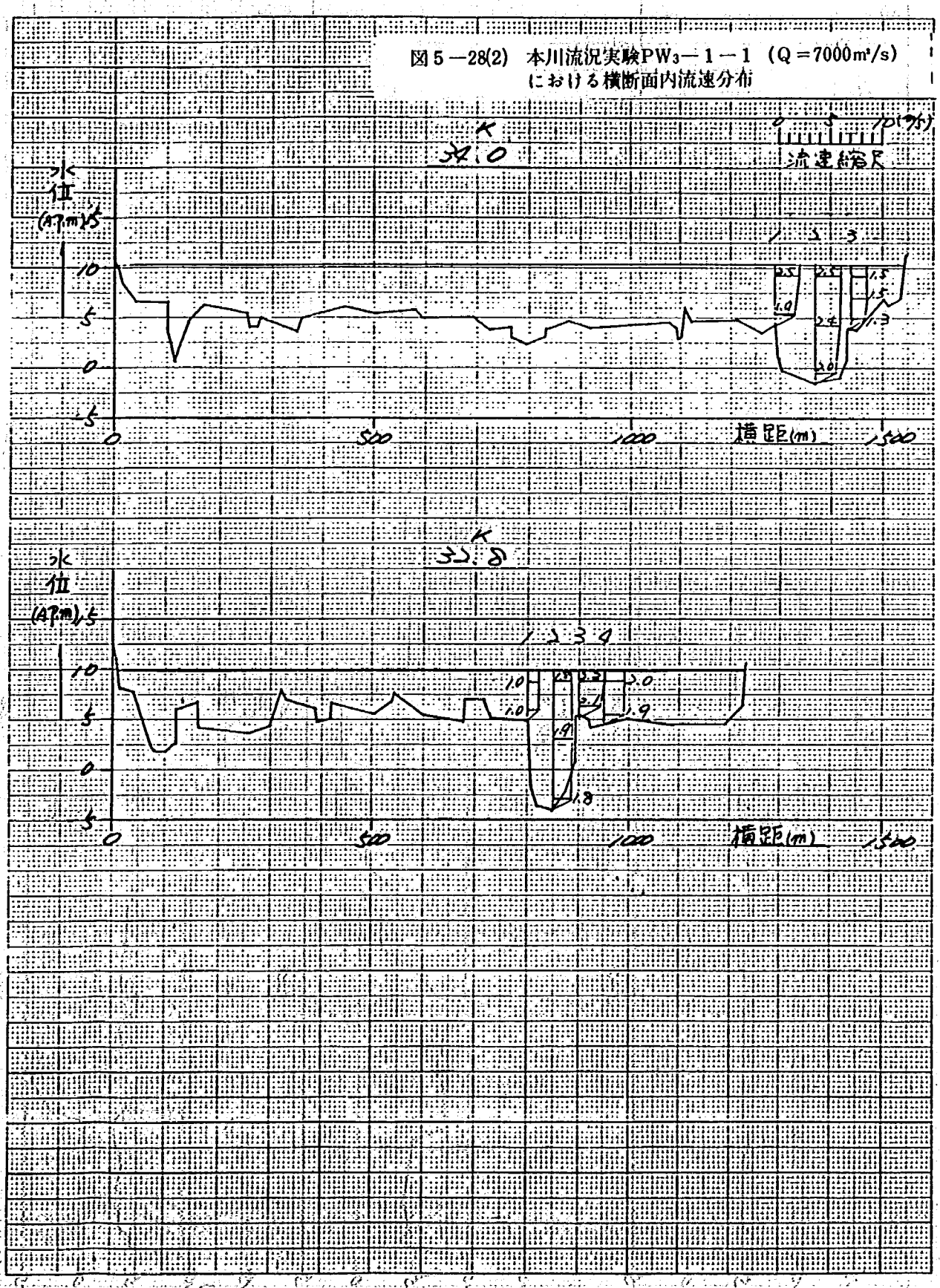


図5－28(3)　本川流況実験PW3－1－1（Q＝7000m³/s）
における横断面内流速分布

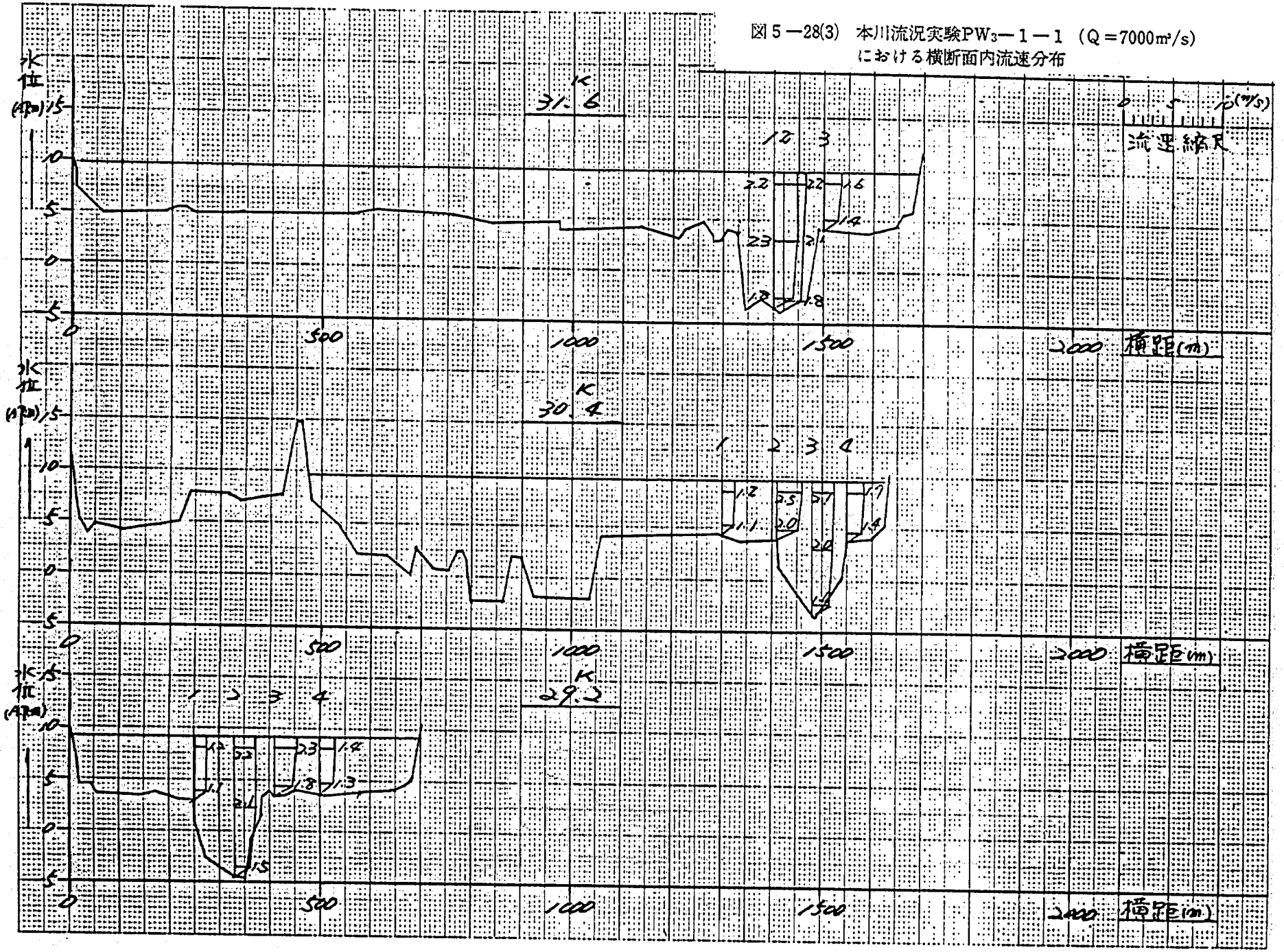


図5－29(1)　本川流況実験PW₃－1－2（Q＝4500m³/s）
における横断面内流速分布

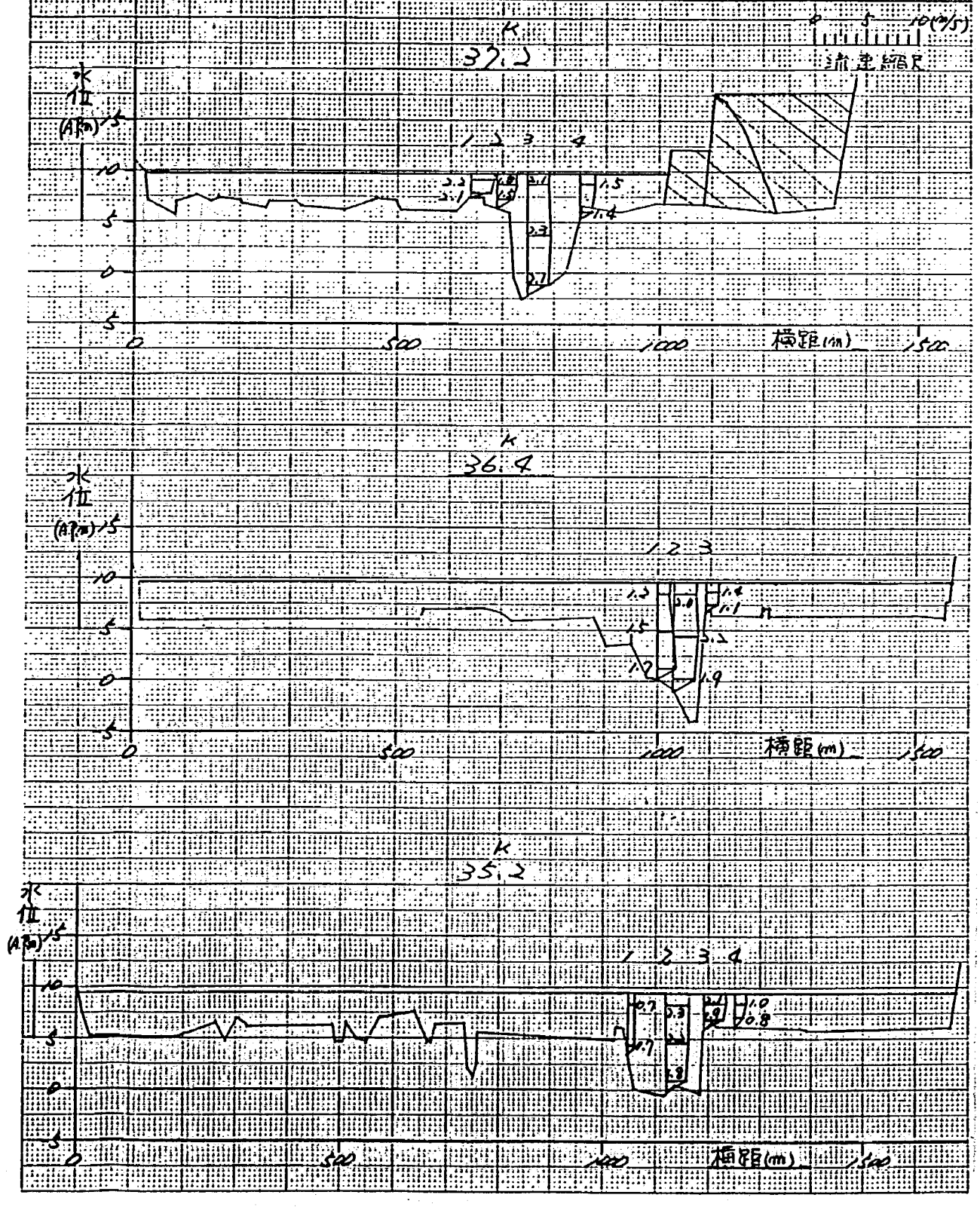


図5－29(2)　本川流況実験PW3－1－2（Q＝4500m³/s）
における横断面内流速分布

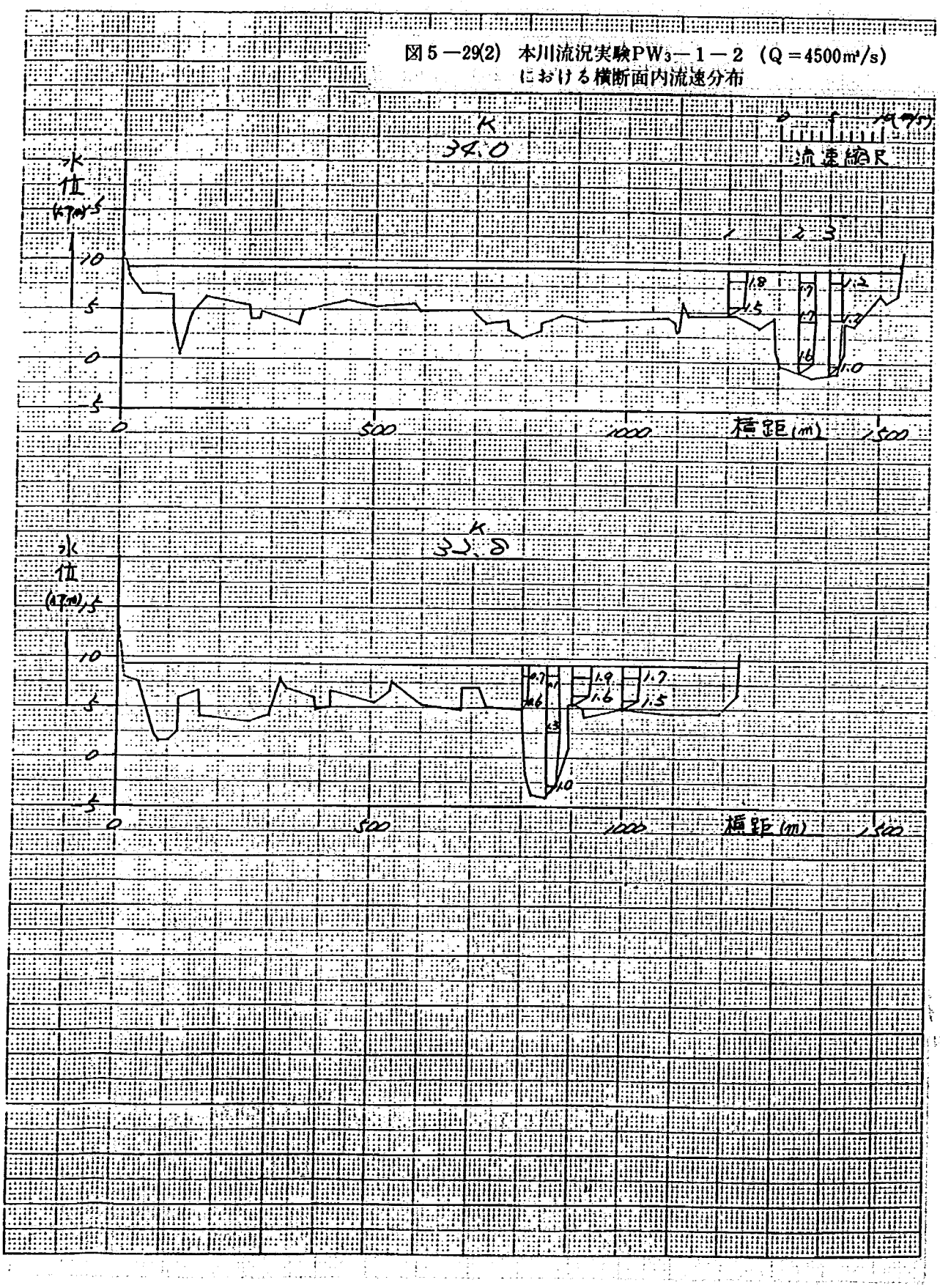
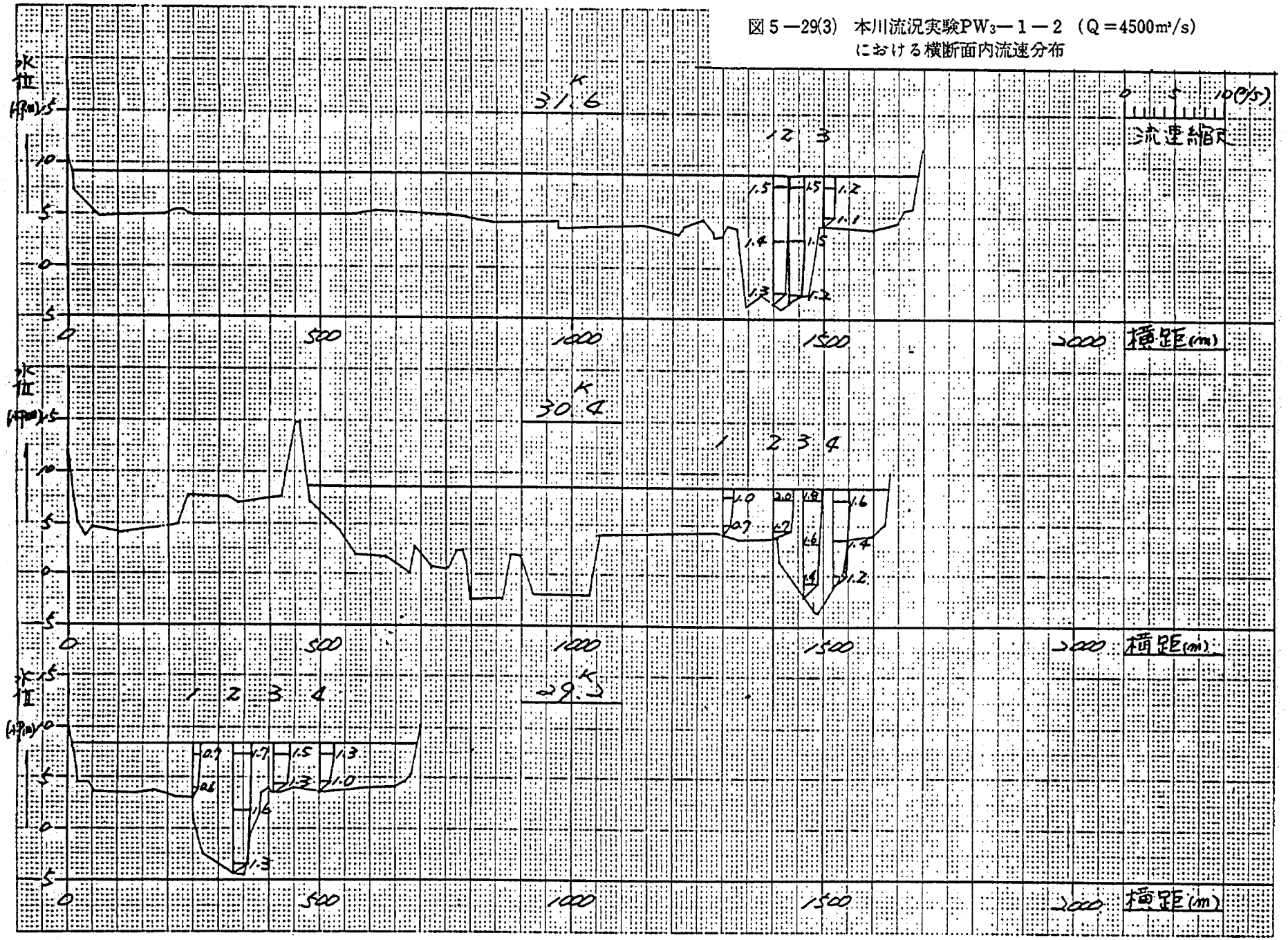
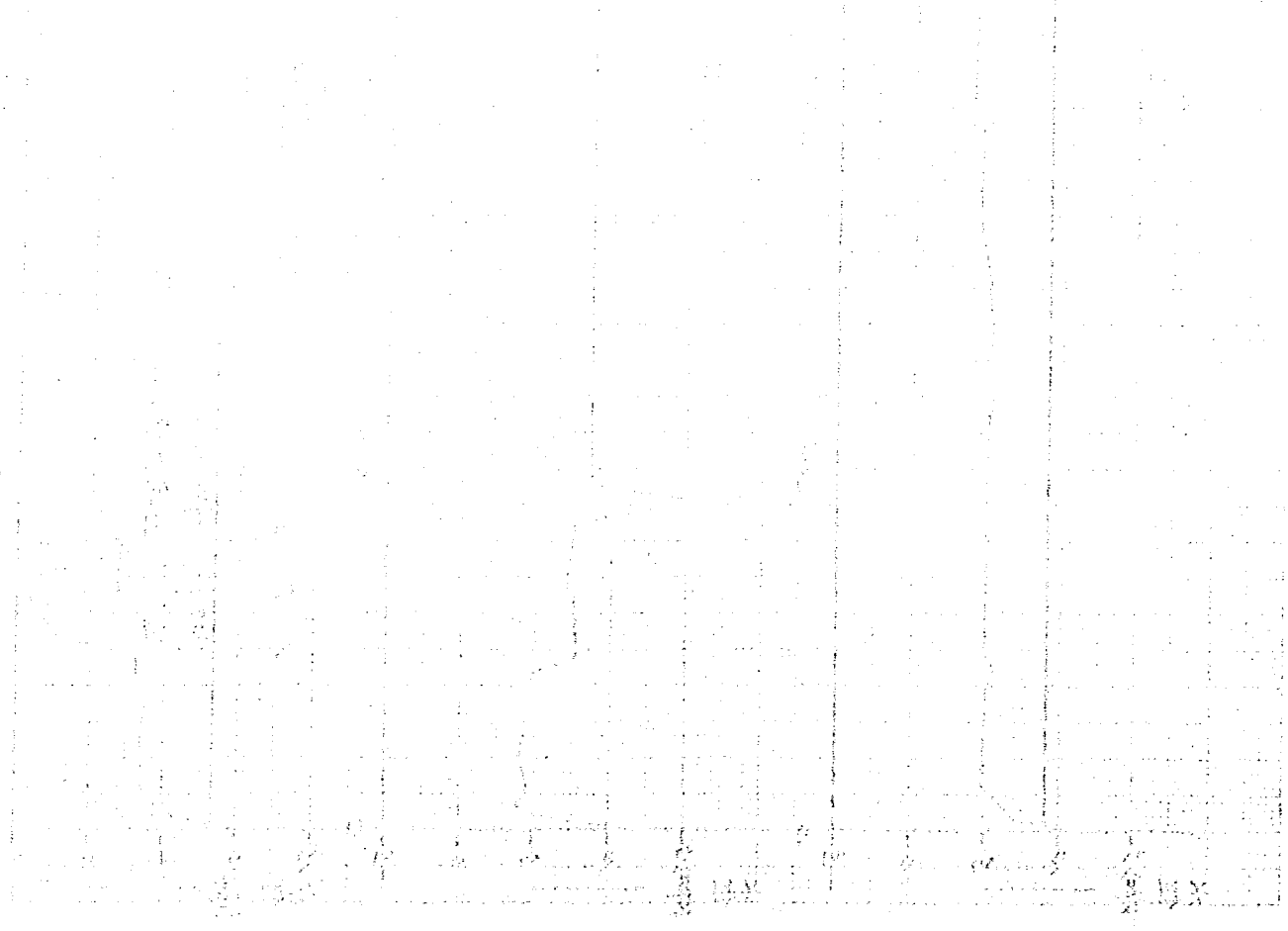


図５－29(3)　本川流況実験PW₃－１－２（Q＝4500m³/s）
における横断面内流速分布





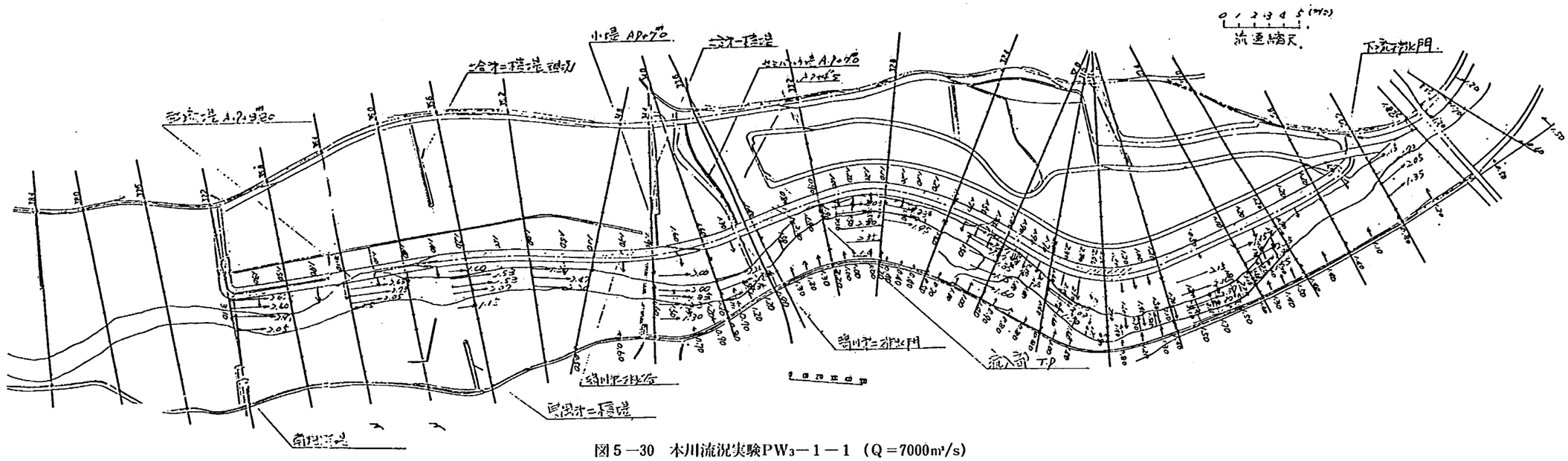


図５－30　本川流況実験PW₃－１－１（Q＝7000m³/s）
における流況

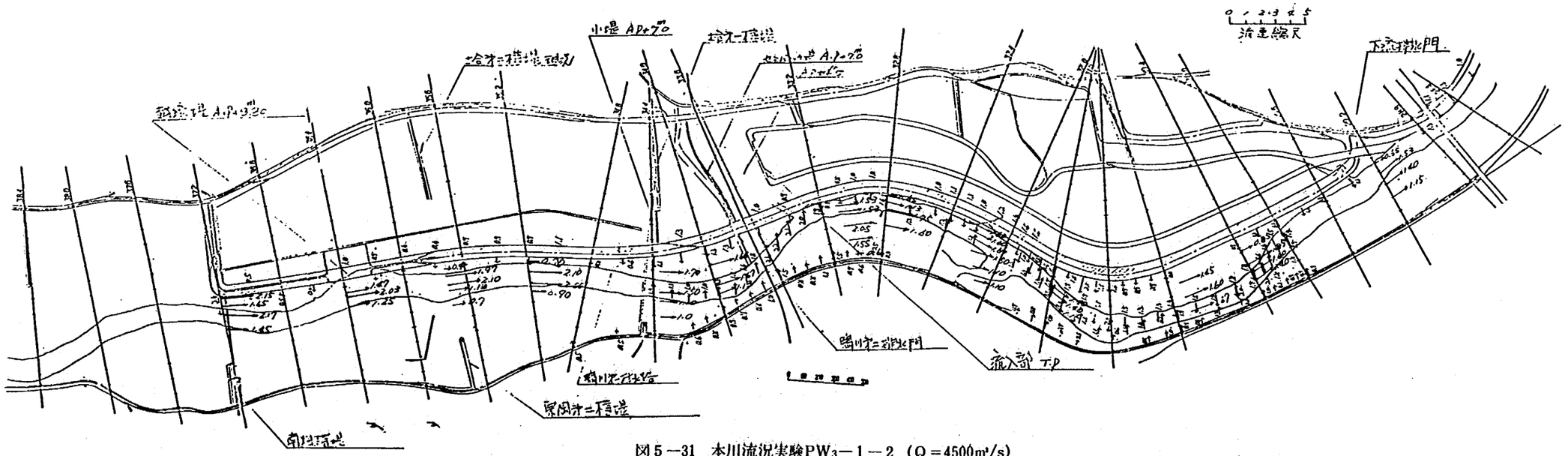


図５－31　本川流況実験PW₃－１－２（Q＝4500m³/s）
における流況

図５－32　根固め水制工配置図

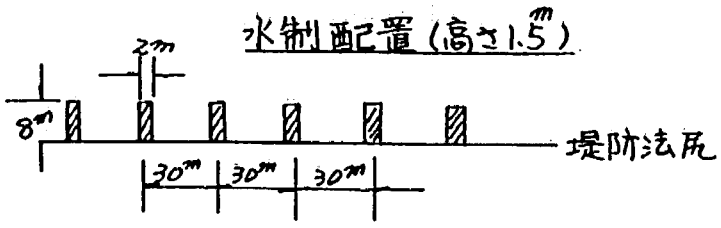


図５－33　本川流況実験PW₃－２（Q＝7000m³/s）における
右岸本堤近傍流速

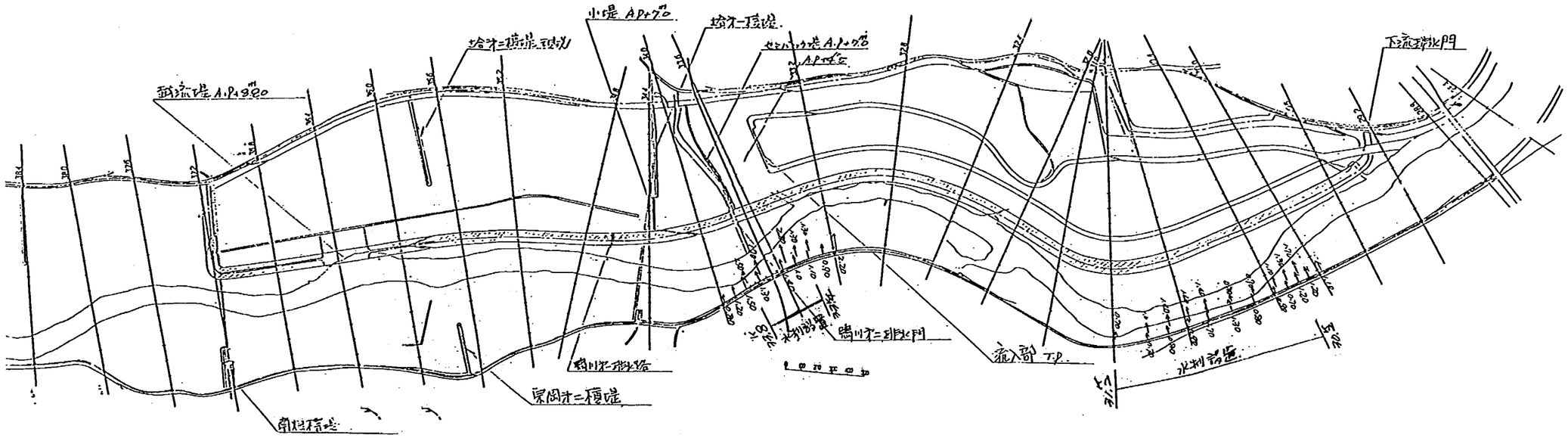

越流堤 A.P+9.00m
小堤 A.P+7.0m
埼玉二号堰
埼玉二号堰
A.P+6.5m
下流水制No.1
水制設置
流入部 T.P.
水制設置
締切堤
締切堤
締切堤

図5－34　囲繞堤設置による河道条件の分類

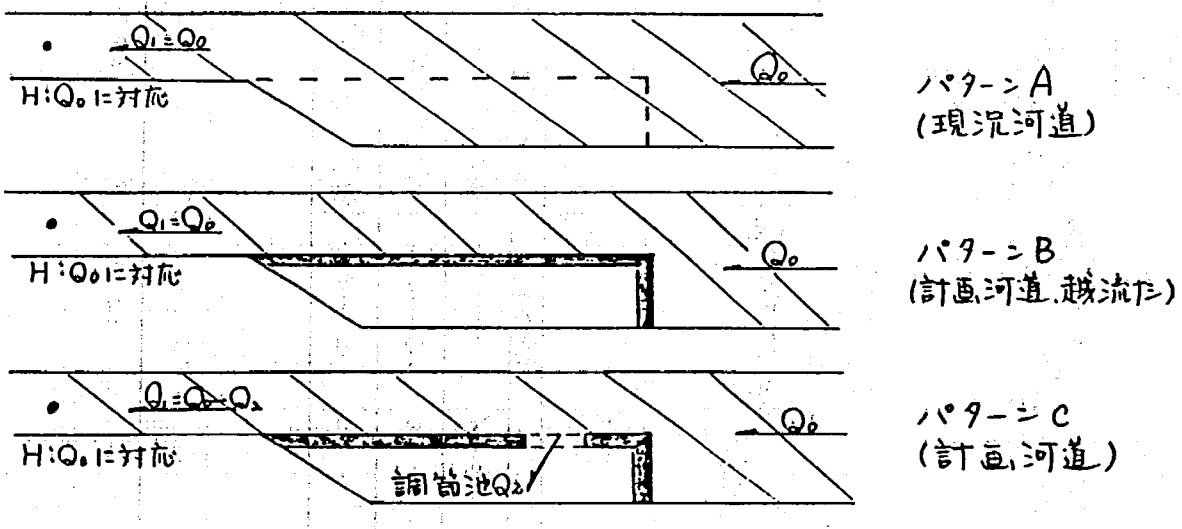
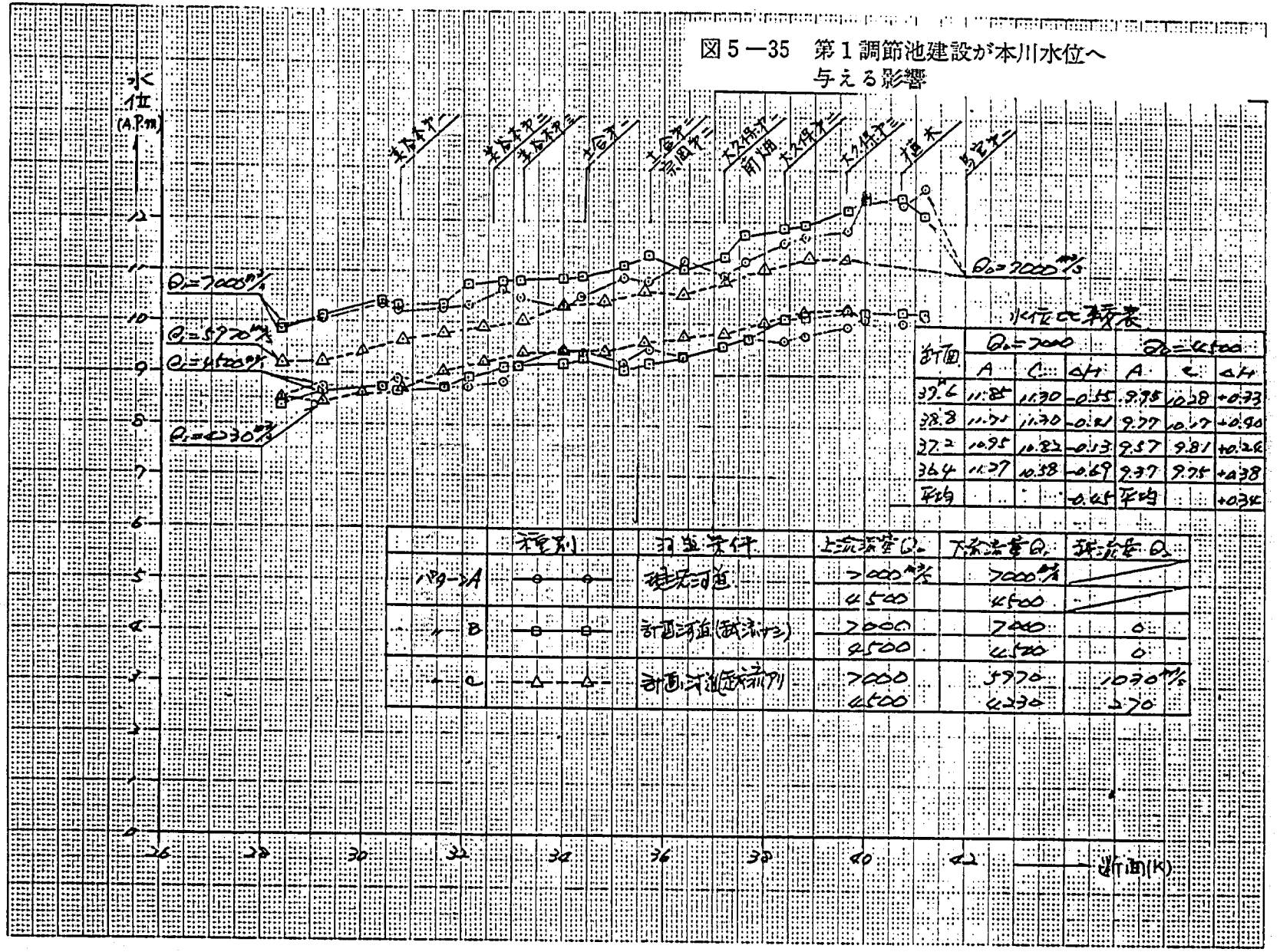


図5—35　第1調節池建設が本川水位へ与える影響



水位比較表

計画	Q=7000 A	C	Δh	Q=4500 A	C	Δh
37.6	11.85	11.30	-0.55	9.75	10.28	+0.53
38.8	11.71	11.30	-0.41	9.77	10.67	+0.90
37.2	10.95	10.82	-0.13	9.57	9.81	+0.24
36.4	11.27	10.38	-0.89	9.37	9.75	+0.38
平均			-0.44	平均		+0.34

図５－36　第１調節池建設に伴う本川水位の変化と
上流流量との関係

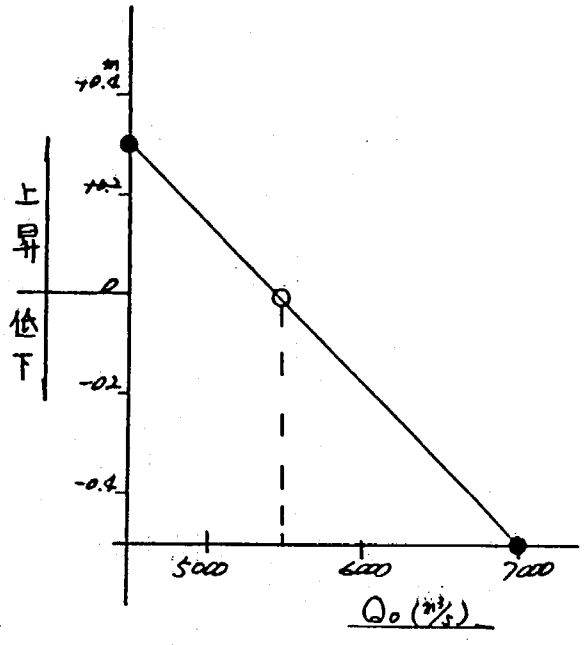


図5－37　本川内最大流速縦断図

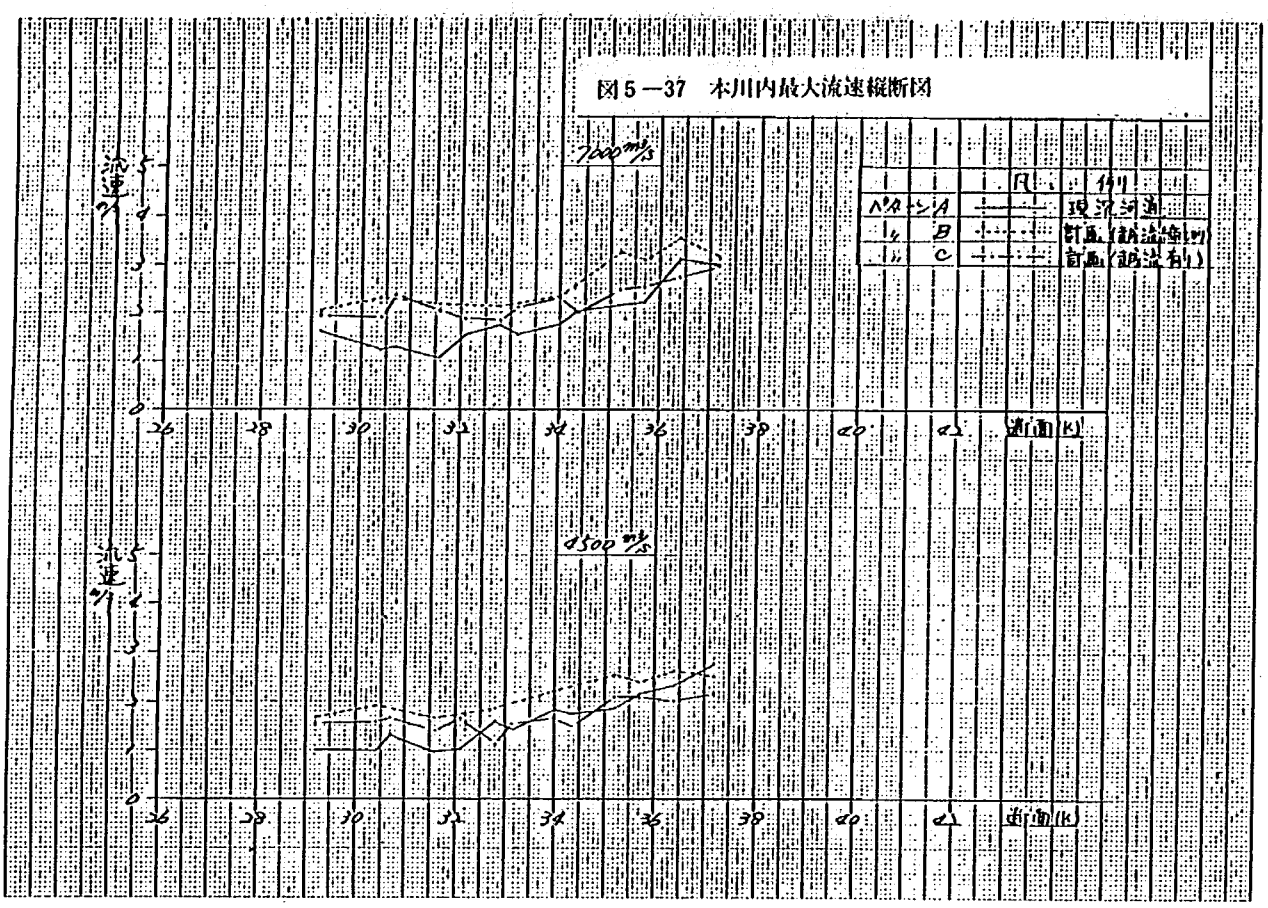
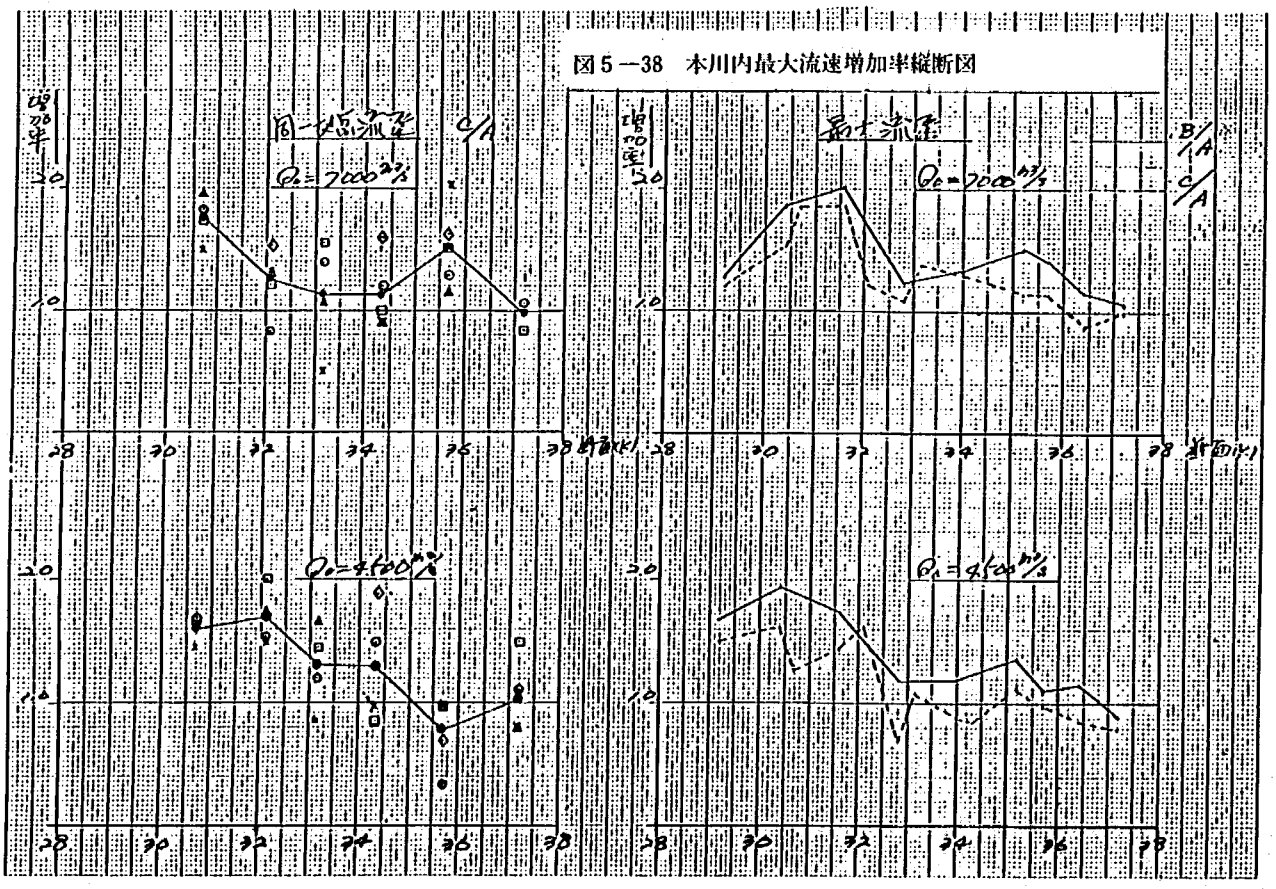


図5－38　本川内最大流速増加率縦断図



6. 調節池内流況

調節池内の全体的流況の把握にあたっては，越流堤下流の本川側を締切り，調節池内へのみ定流を通水し，定常状態において種々の水理量を計測するとともに，本川側の締切りを取り除き，全体模型上流より計画洪水波を不定流で通水し，非定常状態で種々の水理量の計測を行った。本節において，調節池計画原案（実験シリーズPR－1），土合第二横堤1/2撤去案（実験シリーズPR－2），土合第二横堤全撤去案（実験シリーズPR－3），池内改造第1次案である土合第一横堤100 m撤去案（実験シリーズPR－4），貯水池流入堤撤去案（実験シリーズPR－5）及び池内改造第2次案（実験シリーズPR－6）について，それぞれ調節池内の全体的な流況を検討すると以下のようである。

6.1 計画原案（実験シリーズＰＲ－１）

定流実験においては，計画最大越流量$Q'=840\ m^3/s$あるいはその半分の$Q'=420\ m^3/s$のもとで，それぞれ池内湛水位を貯水池内満水位（A.P. 5.3m）及び越流堤高に近い水位（A.P. 8.6m）の2種類を設定し，実験PR－1－1a（$Q'=840\ m^3/s$, A.P. 5.3 m），PR－1－1b（$Q'=840\ m^3/s$, A.P. 8.6 m），PR－1－2a（$Q=420\ m^3/s$, A.P. 3.2 m），PR－1－2b（$Q'=420\ m^3/s$, A.P. 9.1 m）を実施し，調節池内の水位を図示すると図6－1及び図6－2，また流況を図示すると図6－3～図6－6のようである。

越流堤から流入した流水は，池内湛水位が低くても，下流減勢池により減勢され，その後池内へ広がっていく様相を呈し，模型が小さいことによりさらに詳細な検討は困難であるが，とくに問題はないようである。

池内水位の相違による流況の差は，水位が低い場合の方が全体的に流速が大きくなるという程度で，著しい相違はないようである。とくに，流入開始後しばらく経過すると，たとえ初期水位が低い場合においても，33.8 km地点の鴨川左岸堤によるせき上げにより，これより上流部の流れは極めて遅く，高水敷を乱すほどの心配はないようである。しかし，土合第一横堤と囲繞堤との間は狭く，流れがこの狭窄部に集中するため，土合第一横堤先端で流速は2.3 m/sにも達している。桜草が自生する田島ケ原は，土合第一横堤により主流が遮蔽され，また桜草の保護及び下流貯水池への鴨川河川水の浸入防止を目的とした鴨川左岸堤により流水がせき上げられる領域であって，流速は極めて小さく，ほぼ死水域とみなされる。しかし，囲繞堤近傍については，主流が堤防法線とほぼ平行に流下し，その最大流速は2 m/s近くに達しており，囲繞堤に対する保護が必要となる。

鴨川左岸堤下流側の落差は約2.5 mであって，池内水位が低い場合には完全越流となり，法面上ではかなり大きな流速が発生している。したがって，越流部については，充分な保護工が必要となろう。なお，現案では，鴨川左岸堤の天端高は，全区間にわたってA.P. 7.0 mとされ，全面越流が生じており，保護工の必要性を考慮すると，経済的に不利とされる。したがって，越流部は主流が流下している右岸寄りにのみ限定した方が有利と考えられる。

貯水池流入部においては，池内水位が高い限り，流入水は充分に減勢され，とくに問題は生じない。しかし，計画上洪水期においては，貯水池の水位はかなり低く設定されており，洪水初期では最大12 m程度，また下流排水門の敷高まで湛水されているとしても6 m程度の落差が予想される。その場合，

貯水池流入部における流れは射流となり，流速も著しく大きくなるため，通常の護岸工あるいは保護工では法面の保護が困難と予測される。したがって，貯水池法面全域を同一構造として，全域から流入させる原案は経済的にも不利と判断され，流入部を固定化し，流入部分のみに対して抜本的な対策を講ずることが望ましい。

つぎに，不定流実験によって，流水の調節池内への流入状況及び湛水状況を検討すると，以下のようである。なお，本実験においては，本川右岸の南畑横堤及び宗岡第二横堤は，いずれも全部撤去しており，また実験PR－1－③は，図6－7にみられるように，流量をQ＝3500㎥/s，5500㎥/s，7000㎥/sと階段状に増加させた実験であり，実験PR－1－④及びPR－1－⑤は，図6－8及び図6－11のように，計画洪水波形のうち3500㎥/s以上を不定流で与えた実験であって，時間縮率Trは，フルードの相似則にしたがい，$Tr=Lr^{1/2}=10$とした。また，実験PR－1－⑤においては，模型下流端に四角堰を設け，模型下流流量を測定することにより，越流量の把握が可能となるよう努力するとともに，不等流計算に基づく水位・流量関係より26.8㎞地点の水位をより合理的に設定することができるようにした。

まず，実験PR－1－③及びPR－1－④について，あわせて検討すると，以下のようである。図6－7及び図6－8は，それぞれの実験における水位時間曲線を示したものであって，いずれにおいても，越流堤前面（36.4㎞）の本川水位の最高値は約A.P.10.4mとなり，最大越流水深は約1.6m(越流堤天端高A.P.8.8m)であることが知られる。実験PR－1－③においては，流れが定常であることより，Q＝4500㎥/sにおいて若干の越流が認められるが，実験PR－1－④においては，流れが非定常であることより，上流区間における貯留効果が大きく現れ，上流流量がQ＝5400㎥/sに達した時点において，越流が開始している。

越流が開始すると，図6－9及び図6－10の流況図にみられるように，越流水は，まず囲繞堤と並行に設けられた池内水路に沿って流下し，池内水路下流端に達した後，開口幅の狭い池内水路出口によってせき上げられ，その後急速に池内水路内に湛水し，池内水路堤防から越水していく。越流水は鴨川左岸堤にまで達した後，左岸堤によってせき上げられ，池内水路の外側に沿って上流へと逆流しながら池内全域へと広がっていく。

計画洪水波形を与えた実験PR－1－④においては，越流堤からの越流が開始されてから約2時間経過した後，天端高A.P.7.0mの鴨川左岸堤からの越流が始まっている。左岸堤からの越流開始直後は，越流量が少なく，左岸堤から上流への逆流あるいは池内への広がりが進行するものの，越流堤からの流入量が増加するとともに，池内全域が流入水でおおわれ，鴨川左岸堤からの越流量も増加し，池内における流れはおおむね下流方向へ向かうようになる。このとき，土合第一横堤先端付近の流速は最大値に達し，鴨川左岸堤下流側法面上の流速も極めて大きくなる。なお，鴨川左岸堤からの越流は，上流側全面が湛水した後に開始され，本原案の場合，越流堤からの越流が少量の中出水においても，鴨川左岸堤上流の田島ケ原はつねに冠水することになる。

貯水池への流入は，計画洪水波形を与えた実験PR－1－④において，越流堤からの越流開始後約2時間半の時点において始まり，流入開始直後は流入量が少なく，法面上をはうようにして流入するが，流量の増加に伴って，流速は増大する。貯水池への流入開始直後においては，落差は10m以上にも達しているが，貯水池への湛水とともに落差は減少するものの，流入量が最大となる時点においても，落差は4m以上もあり，法面保護工の必要性がうかがわれる。さらに時間が経過すると，貯水池の湛

水位が高くなり，また流入量が減少していくため，法面に対する危険性は減少していく。しかし，流入継続時間は7時間以上にも達するため，法面保護に対する抜本的対策が必要である。

越流堤からの越流がさらに進むと，鴨川左岸堤における水位差もなくなり，全面湛水の状態となる。

さらに，模型下流端において流量を測定し，上・下流端における流量差から，調節池による洪水調節量を把握しようとした実験PR－1－⑤について検討すると以下のようである。図6－11は，水位・流量時間曲線を示したものであって，洪水調節後の本川下流流量は，とくに実験開始直後，流量最大時及び実験終了直前において，大きなばらつきを呈している。このようなばらつきは，下流流量に基づき，26.8㎞地点の水位を設定する際，ゲート操作が過度に行われたことによるものであって，人為的に操作をする限り止むを得ないものと考えられる。したがって，このような特性を考慮すると，下流流量の最大値は5750㎥/s程度と判断され，洪水調節量は約1150㎥/sとなり，計画調節量の840㎥/sを大きく上回る結果となっている。

また，流況については，実験PR－1－⑤に関する図6－12と，実験PR－1－④に関する図6－10との比較より，両者の流況はほぼ同様であることが知られる。

6.2　土合第二横堤1／2撤去案（実験シリーズＰＲ－2）

越流堤から越流した流水を早く池内に広げることを目的として，35.8㎞地点の土合第二横堤を1/2撤去する案が提起され，流量Q′＝840㎥/sのもとで2種の池内水位に対する実験PR－2－1（A.P.5.4m）及びPR－2－2（A.P.9.2m）を行うと，水位については，図6－13に示されるような結果が得られ，横堤を撤去していない実験PR－1－1に関する図6－1との比較より，土合横堤の1/2撤去により，越流堤付近池内水位は，A.P.8.4mからA.P.8.1mへと，約0.3m低下することが知られる。さらに，流況については，図6－14及び図6－15に示されるように，横堤が長い場合に較べ，左岸本堤沿いの死水域は著しく減少するものの，土合第二横堤付近の流速は0.8m/s前後であって，横堤を1/2撤去しても，流速の低減効果はほとんど認められない。

6.3　土合第二横堤全撤去案（実験シリーズＰＲ－3）

土合第二横堤を1/2撤去したことにより，流速の低減効果はほとんど生じなかったため，さらに土合第二横堤を全部撤去し，流量Q′＝840㎥/sのもとで2種の池内水位に対して，実験PR－3－1（A.P.5.2m）及びPR－3－2（A.P.8.95m）を行い，その結果を図示すると，水位については図6－16，流況については図6－17及び図6－18のようである。横堤を全部撤去した効果は，越流堤付近池内水位については，横堤を1/2撤去した場合に較べ，約0.05mの低下となって現れ，流況については左岸本堤沿いの死水域の消滅となって現れている。とくに，池内水位が高い場合においては，左岸本堤沿いに下流方向の流れが発生し，また池内水位が低い場合にも，横堤撤去跡付近において，流速が約0.7m/sに達し，流速低減効果はほとんどないことが知られる。したがって，横堤撤去の利点はほとんどないものと判断され，むしろ横堤を現況のままとした方が，越流水の流れを池内水路に集める効果があり，より妥当であると推測される。

6.4　池内改造第1次案（実験シリーズＰＲ－4）

本章6.1，6.2，6.3の検討に基づき，土合第二横堤については，その撤去は行わないこととし，

さらに以下のような計画原案の変更を試みた。

① 土合第一横堤 —— 土合第一横堤先端と囲繞堤との間隔が狭いことに基づく横堤先端付近の高流速を減ずるため，土合第一横堤を100 m撤去する。

② 鴨川左岸堤 —— 左岸堤全面からの越流を囲繞堤寄りに限定し，左岸堤下流部の保護工の設置範囲を狭くするため，A.P.7.0 mと一定であった左岸堤高を，幅300 mの越流部についてはA.P.6.5 m，残りの非越流部についてはA.P.8.0 mに変更する。

③ 貯水池流入部 —— 貯水池への流入部を固定し，法面の保護範囲を限定するため，鴨川左岸堤下流に，地盤高A.P.4.5 mの導水部を設け，流入部の固定化を図る。

定流実験においては，計画越流量Q'＝840 ㎥/s（実験PR－4－1），その1/2のQ'＝420 ㎥/s（実験PR－4－2），さらにその1/2のQ'＝210 ㎥/s（実験PR－4－3）を，本川から高さA.P.8.8 mの越流堤を経て池内へ越流させ，水位及び流況の測定を行うと，それぞれ，図6－19及び図6－20～図6－22のようになる。なお，本実験においては，貯水池湛水位をA.P.4.0 m程度としているため，鴨川左岸堤より上流側については，貯水池湛水位に影響されず，この条件は池内水位を貯水池内満水位A.P.5.3 mに設定した実験と同等の実験条件とみなされる。

池内水位については，土合第一横堤を現況とした実験PR－1－1aあるいは実験PR－1－2aに関する図6－1あるいは図6－2と，100 m撤去した場合の図6－19との比較より，越流堤付近池内側において，土合第一横堤を100 m撤去すると，流量がQ'＝840 ㎥/sの場合約0.3 m，Q'＝420 ㎥/s の場合約0.2 m，それぞれ低下することが知られる。

また，土合第一横堤先端付近の流速は，100 m撤去によって，狭窄部の開口幅が200 mから300 mに増加したことにより，流量Q'＝840 ㎥/sの場合には，2.3 m/sから1.5 m/sへと，Q'＝420 ㎥/sの場合には1.4 m/sから0.8 m/sへと，それぞれ減じられ，さらに囲繞堤近傍の流速も，Q'＝840 ㎥/sの場合，1.8 m/sから1.5 m/sへと，Q'＝420 ㎥/sの場合，1.9 m/sから0.9 m/sへと，それぞれ減じられるようであり，横堤先端及び囲繞堤法面保護の観点からは，土合第一横堤の100 m撤去は，好ましい改造案とみなされる。しかし，土合第一横堤を100 m撤去することにより，田島ケ原の静穏域は著しく減少し，桜草自生地の保護の観点からは，このような撤去は好ましくないことになる。一方，鴨川左岸堤については，越流部を設け，越流幅を300 mに限定することにより，越流流速は著しく増大し，Q'＝840 ㎥/sの場合3.0 m/sにも達するようになり，左岸堤の保護については，より強固なものが必要となる。また，左岸堤下流の導水部においては，流れの集中により，最大3 m/s程度の流速も出現しており，やはり護床工に対する配慮が必要である。

つぎに，模型上流から最大流量6900 ㎥/sの計画洪水波形を与え，実験PR－4－④を実施し，このときの水位・流量時間曲線及び流況を示すと，それぞれ，図6－23及び図6－24のようになる。なお，本実験における下流端水位，すなわち26.8 km地点水位は，下流端の実測流量ではなく，計算によって得られた26.8 km地点流量に基づいて設定されており，図6－11にみられたような下流端流量のばらつきは生じていない。また，本川右岸側の南畑横堤及び宗岡第一横堤については，それぞれ，180 m及び170 mの撤去を行っている。

越流堤から越流した流水は，池内水路を流下して，鴨川左岸堤によってせき止められ，左岸堤上流側に湛水を始める。このとき，流速値がとくに大きい地点としては，池内水路出口があげられ，その最大値は2.4 m/sにも達している。したがって，排水・導水をかねたサイクリング道路下流部は，35km

地点位からその高さを低くして，池内水路の出口を絞ることのないようにすることが好ましい。鴨川左岸堤によるせき上げ現象が始まると，池内水路出口付近の高流速も減少するとともに，左岸堤からの逆流と池内水路堤防からの越流によって，池内への湛水が進んでいく。鴨川左岸上流域における湛水位が，左岸堤越流部の天端（A.P.6.5m）に達すると，左岸堤からの越流が始まり，流水は導水路を流下して貯水池へ流入するようになる。このとき，導水路内の流速は最大3.0m/sにも達し，さらに長時間にわたってこの値が継続されるため，導水路床の保護が必要となる。貯水池内での湛水が進み，水位が上昇して導水路への背水が生ずるようになると，導水路内の流速は減少し，さらに鴨川左岸堤越流部天端高以上に湛水すると，調節池全体の水位が上昇するようになり，水理的な問題はなくなってしまう。

さらに，調節池に湛水された越流水が排水される場合，どのような問題が生ずるかを，不定流により検討すると以下のようである。鴨川排水門及び下流排水門付近の詳細を示すと，それぞれ，図6－25及び図6－26のようであり，また本実験においては，本川右岸の南畑横堤及び宗岡第2横堤は，それぞれ80m及び170m撤去した状態とされている。

まず，実験PR－4－⑥においては，初期池内水位をA.P.－6.3m（貯水池内水深0.5m）とした初期条件のもとで，模型上流より計画洪水波形を与え，各排水門において，本川側の水位が湛水位より低下した時点に排水ゲートを開け，排水を開始した場合の状況について検討している。排水ゲートから排水を開始した時点は，図6－27に示されるように，下流排水門及び鴨川排水門について，それぞれ，本川上流流量がQ＝3300㎥/s及び1800㎥/sまで減少したときであって，上流流量が流量上昇期のQ＝3000㎥/sに達してから，それぞれ，20時間及び25時間経過した時点である。このように，本川側の水位が池内の湛水位より低下した時点において排水を開始すると，排水量は徐々に増加する傾向を呈し，図6－28に示されるように，排水門付近の最大流速は，下流排水門において約1.8m/s，鴨川排水門において約0.7m/sと，それほど大きくなく，このような排水操作をする限り，水理的問題は少なくないものと推測される。

一方，実験PR－4－⑥は，図6－29に示されるように，調節池内に湛水させた後，本川流量を急激に減少させ，調節池と本川との水位差を極端に大きくした条件下において，各排水門からの排水を開始したものであって，このような状態は，現地では異常時の条件としてとらえることができよう。すなわち，何らかの障害により，排水門の操作が遅れた場合に相当するものといえる。図6－30は，両排水門排水路内の測点No.1及びNo.3について，調節池と本川との水位差と，排水路内の流速との関係を示したものであって，下流排水門では，最大水位差が約4.0mもある場合，排水路内の最大流速は10m/s程度にも達し，また鴨川排水門では，最大水位差が約2.9mもある場合，排水路内の最大流速は8m/s程度にも達している。このように，調節池と本川との水位差が大きくなってから排水を開始すると，図6－31に示されるように，排水門・排水路だけでなく，本川右岸側の護岸・高水敷・堤防に対し，著しい悪影響を及ぼすものと想定される。

6.5　田島ケ原小堤設置案（実験シリーズPR－5）

本改良案は，越流堤より本川流水が越水する限り，小量の越流であっても，鴨川右岸部の田島ケ原が冠水することを考慮して，土合第一横堤先端と囲繞堤との間に，高さA.P.7.0mの小堤を設けようとするものであって，以下のような実験を行い検討を加えた。本実験シリーズを大きく分類すると，まず

定流により池内流況を検討しようとした実験PR－5－1，不定流により池内流況を検討しようとした実験PR－5－②（池内初期湛水位A.P.－6.3 m）及び実験PR－5－③（池内初期湛水位A.P. 1.65m），不定流により主として排水状況を検討しようとした実験PR－5－④及び（池内初期湛水位A.P.6.3m）及び実験PR－5－⑤（池内初期湛水位A.P.－1.65m），不定流により本川右岸の南畑横堤及び宗岡第二横堤の影響を検討しようとした実験PR－5－⑥（池内初期湛水位A.P.1.65 m），及び第二調節池の建設の影響を検討しようとした実験PR－5－⑦（池内初期湛水位A.P. 1.65m）のようになる。なお，本実験の実施にあたっては，鴨川左岸堤を再び全面的に高さA.P. 7.0mに変更するとともに，本川右岸の南畑横堤及び宗岡第二横堤については，不定流実験PR－5－②，PR－5－③において，それぞれ80m及び170 m撤去した状態とし，不定流実験PR－5－④，PR－5－⑤，PR－5－⑥，PR－5－⑦においては，それぞれ現状としている。また，不定流実験の下流端水位は，いずれにおいても，計算で算定された調節後の下流本川流量に対して，26.8 km地点の水位を水位・流量関係より与えている。

(1) 池内流況と排水状況

各実験における水位・流量の時間変化，流速の時間変化，流況を示すと，それぞれ，図6－32～図6－38，図6－39～図6－44，図6－45～図6－56のようであって，これらの結果に基づき，池内の流況全体について検討を加えると以下のようである。

まず，流入状況を簡単にまとめると，つぎのようである。すなわち，越流堤より流入した越流水は，まずサイクリング道路と囲繞堤とによって囲まれた池内水路を流下し，土合第一横堤と囲繞堤との間に新しく設置された小堤によってせき上げられ，上流へ逆流していく。流入が継続すると，サイクリング道路から越流が始まり，越流水は池内全体へと広がっていき，やがて小堤からの越流が開始される。小堤を越流した流水は，鴨川左岸堤上流側に湛水され，田島ケ原付近も満杯になると，鴨川左岸堤から越流が始まり，貯水池流入水路を経て，流入部から貯水池へ流入し，貯水池水位が上昇していく。さらに，流入が継続すると，貯水池が満杯となり，鴨川左岸堤及び小堤の天端高より水位が上昇し，最終的には越流堤天端高とほぼ等しいA.P. 8.8mまで池内水位が上昇する。このような流入期において，水理的問題点は流入初期に認められ，池内全体が充分湛水した後期においては，ほとんで問題がないようである。いま，流入初期における問題点をとりあげ，検討すると以下のようである。

小堤上流側については，越流開始直後から小堤上流側に湛水する時期において，小堤直上流部付近において流れの集中が生じ，囲繞堤に沿う速い流れが認められるため，越流水をできるだけ早く池内全域に分散させた方がよいようである。このような目的を達成するためには，サイクリング道路下流部付近を現地盤にすりつけるまで低くするとともに，越流堤直下流の左岸壁を撤去することが妥当と考えられ，実験PR－5－⑤において，模型の改造を行い，実験を実施すると，流水の池内への広がりは早まり，その結果小堤付近への流れの集中は緩和されることが確認された。したがって，以後の実験においても，このような改良案のもとで，実験が行われている。

小堤からの越流が開始された直後，小堤と土合第一横堤あるいは囲繞堤との取り付け付近，及び田島ケ原の囲繞堤寄りにおいては，かなり大きな流速が認められ，小堤の取り付け方法には充分な注意を払うとともに，田島ケ原の桜草自生地の保護を目的とした何らかの対策が必要と見込まれる。

また，鴨川左岸堤については，天端高を全体的にA.P. 7.0mとした結果，越流は全面から生ずるようになり，左岸堤表面の保護工及び下流側の護床工は全体的に必要となる。しかし，鴨川左岸堤上流域の田島ケ原における流速を全体的に低下させることに対しては，ある程度の効果が認められる。

さらに，貯水池流入部については，実験PR－5－1，PR－5－②及びPR－5－③のように，その高さをA.P. 5.5mとした場合，鴨川左岸堤からの越流水は流入部によってせき上げられ，とくに流入部の両側に流入堤が存在しない実験PR－5－②においては，流水は貯水池両側に広がっていき，貯水池護岸部からも貯水池に流入するようになり，貯水池に流入部を設け，流入範囲の固定化を図った効果が損われてしまう。流入部の両側に高さA.P. 7.0mの流入堤が存在する実験PR－5－1及びPR－5－③の結果から判断しても，流入部高がA.P. 5.5mの場合，高さA.P. 7.0mの流入堤では不充分のようであり，余裕高を考慮すると，流入堤高としてA.P. 7.5mが必要となる。したがって，流入部を高くすることは得策でなく，鴨川左岸堤直下流部の高さと同様のA.P. 4.5m程度とし，流入部両側に高さA.P. 7.0mの流入堤を設けた実験PR－5－④，PR－5－⑤，PR－5－⑥及びPR－5－⑦の方が妥当と判断される。

以上のように，流入初期においては若干の問題があるものの，流入後期において問題はなく，調節池内の水位は，全体的にほぼ一様に，貯水池初期湛水位にはあまり関係なく，ゆっくりと越流堤高A.P. 8.8m近くまで上昇していく。これは，貯水池湛水位の相違に基づく調節池全体の容量の差があまり大きくないことによるものと考えられる。一方，本川側の水位は，流量が最大値に達した後，徐々に低下し，各実験によって若干の差はあるものの，調節池内水位が最高値のA.P. 8.8m近くになる頃，越流堤A.P. 8.8m程度まで低下してしまう。調節池内水位が越流堤高A.P. 8.8mを越えないため，越流堤から本川への逆流は，いずれの実験においても認められず，池内に湛水した越流水は，鴨川第一，鴨川第二及び下流排水門から排水されることになる。なお，鴨川第一排水門は，小堤上流側の池内排水路からの排水を目的として，新たに計画されたものであり，従来の鴨川排水門は，ここでは鴨川第二排水門と呼ばれている。

現在，排水計画案として，

① 越流堤からの流入停止時に，各排水門を全開する。

② 越流堤からの流入停止時に，鴨川第一及び第二排水門は全開し，下流排水門からはQ＝500㎥/sの一定放流を開始する。

という二案が提案されており，実験では，実験実施の容易性より，①案に近い以下のような排水操作のもとで実施した。すなわち，実験PR－5－④及びPR－5－⑥では，各排水門において，池内水位より本川側水位が低下した時点において全開，また実験PR－5－⑤では，鴨川第一及び第二排水門について越流停止時に全開，下流排水門について本川水位が池内水位より低下した時点で全開という方法を採用した。越流堤からの越流が停止した時点において，鴨川第一及び第二排水門付近では池内水位より本川水位の方が高く，この時点において排水門を開けると，本川側から池内への逆流が生ずる。実験PR－5－⑤において，このような逆流継続時間は4時間以上にも達しており，池内側から本川への排水はそれ以降にならないと実質的には始まらないことになる。排水門から逆流が生じても，その速度は小さく，水理的な悪影響は認められないが，通常の排水操作規則から判断すると，池内水位より本川水位が低下してから排水門を開けるとした方が妥当であろう。なお，小堤上流域において小堤高A.P. 7.0mより低い部分に貯留された越流水は，鴨川第一排水門より本川へ排水される必要があり，鴨川第一排水門の容量としては，かなり大きなものが必要となろう。

一方，下流排水門については，本川側の水面勾配が大きいことにより，越流停止時点において，池内水位より本川水位の方が低く，越流停止と同時に本川への排水が可能となる。本川側の水位低下は，池内水位の低下よりも著しく，排水門を全開とした場合最大800㎥/s程度の排水が行われるようであ

り，本川右岸に対する悪影響が懸念される。また，排水量が500㎥/s以上となる継続時間は，3～4時間程度であり，その後は300㎥/s程度に減少してしまうようである。したがって，排水計画案②で規定されている排水量500㎥/sをさらに継続するためには，排水門の増設等が必要であり，さらに排水量を500㎥/sに保つためには，ゲート操作に対してかなり複雑な操作規則を設定しなければならない。

なお，排水期における池内の流況は，流入期と較べてかなり静穏となり，各地点における流速も小さいため，流況的に問題になるような箇所は認められない。

(2) 本川右岸横堤の影響

実験PR－5－⑤と実験PR－5－⑥とにおいては，いずれも，越流堤直下流左岸側壁は撤去され，小堤上流のサイクリング道路下流部は地盤高にすりつけられるとともに，貯水池流入部高はA.P. 4.5m，流入部両側の流入堤高はA.P. 7.0mとなっており，さらに貯水池の初期湛水位はA.P. 1.65mと等しく，また排水期においては，いずれの排水門においても，本川水位が池内水位より低下した時点において排水が開始されている。一方，本川右岸の南畑横堤及び宗岡第二横堤については，両者とも現況とした実験PR－5－⑥に対して，実験PR－5－⑤では，それぞれ，80m及び170mが撤去されている。したがって，実験PR－5－⑤と実験PR－5－⑥との比較より，本川右岸横堤撤去の影響が把握される。

図6－36と図6－37との比較より，横堤の一部撤去によっても，越流堤からの越流開始流量は，いずれもQ＝5700㎥/sと変化なく，また越流停止流量も，Q＝3500㎥/s前後と変わりなく，さらに下流流量の最大値も，計測値のばらつきを考慮すると，ほぼ6000㎥/sと推定され，横堤の一部撤去は，洪水調節にはほとんど関係しないことが知られる。

(3) 第二調節池の影響

本川右岸横堤の影響調査の場合と同様に，第二調節池建設後の状況で実施した実験PR－5－⑦と，建設前の状況で実施した実験PR－5－⑥の結果とを比較すると以下のようである。

図6－44にみられるように，第二調節池に係る囲繞堤を設けると，上流河道における貯留効果が減少し，第一調節池越流堤からの越流は，本川上流流量がQ＝4600㎥/s程度の時点において開始され，これは時間にして約1時間半早まったことになる。しかし，越流停止時期及び下流流量の最大値についてはほとんど変化なく，第二調節池の建設は，越流開始流量の相違にのみ反映されるようである。

6.6 池内改造第2次案

小堤上流側で発生する高流速を減ずるため，サイクリング道路下流部を地盤高へすりつける代替案として，サイクリング道路そのものを土合第一横堤先端部にとりつける案が提起されるとともに，鴨川左岸堤については全面越流とせず，左岸本堤側については非越流部とする案が再び提起され，これらを池内改造第2次案として，実験PR－6－1を定流Q＝850㎥/sのもとで実施すると以下のようである。

図6－57及び図6－58は，それぞれ，実験PR－6－1における水位及び流況を示したものであって，全体的流況については，従来ととくに相違する点はなく，小堤上流側の池内水路内の流速は0.7m/s程度に減じられ，サイクリング道路移設の効果が現れている。しかし，土合第一横堤先端部の小堤上においては，2.4m/sという高流速が発生しており，小堤とのとりつけ部については，充分な保護が必要となる。また，鴨川左岸堤については，左岸堤の左岸本堤寄りが本来土合第一横堤によって遮蔽

されていたこともあり，非越流形式としてもとくに問題がないようである。小堤を越流し，鴨川左岸堤に向かう流れについても，全面越流の場合とほとんど同様であって，田島ケ原の桜草自生地に対する影響もほとんど変化しないようである。したがって，越流部を固定し，左岸堤の保護工及び下流護床工の範囲を限定することができる点で，全面越流形式より，囲繞堤寄りの部分越流形式の方が優れている。

さらに，本実験においては，貯水池狭窄部における上・下流の水位差及び護岸沿いの流速値を把握しようとしており，実施にあたっては，貯水池下流側においてポンプ排水を行うことにより定常状態を発生させ，水位・流速の計測を行った。各地点における水位及び流速は，それぞれ，図6－57及び図6－58に併示されるようであって，狭窄部上・下流の水位差は約1mにも達し，護岸上では最大3.8m/s程度の流速が発生し，狭窄部の洗掘対策及び護岸保護の必要性がうかがわれる。

6.7　田島ケ原付近の流況

田島ケ原上流の土合第一横堤先端部上流側の流速を遅くするとともに，田島ケ原の冠水頻度を下げるため，土合第一横堤先端と囲繞堤との間に，天端高A.P. 7.0mの小堤が提案されている。しかしながら，小堤設置による田島ケ原付近の流況変化については，充分な検討が行われていないため，ここではとくに田島ケ原にのみ限定して流況の検討を行うこととする。実験の実施にあたっては，小堤より調節池計画流量840㎥/sを越流させる方法を採用し，田島ケ原の初期湛水条件としては，最悪条件となる湛水なし（実験PR－7－1），計画水位第1案のA.P.6.4m（実験PR－7－2）及び計画水位第2案のA.P.7.0m（実験PR－7－3）の3種を採用するとともに，小堤改良案に対して計画水位第2案（実験PR－7－4）の実験も行っている。なお，計画水位第2案は，桜草自生地保護を目的として，計画水位第1案の改良案として提案されたものである。

まず，鴨川左岸堤については全面越流形式とし，その天端高をA.P.7.0mにするとともに，同様の実験方法で検討を加えた実験PR－7－1及び実験PR－7－2について検討を加えると以下のようである。まず，図6－59及び図6－60は，表面浮子を用いた実験結果に基づき，流況の時間変化を示したものである。図6－59は，田島ケ原が全く湛水していない条件下における実験PR－7－1に関するものであって，流況の変化を要約するとつぎのようになる。

すなわち，小堤を越流した流れは，ほぼ小堤の越流幅で下流へと流下し，越流開始約2分30秒後には，鴨川に到達する。このとき，流水先端部においては，流水の速度が3.9m/sにも達しており，田島ケ原が湛水されていない条件の下で小堤から越流を想定すると，囲繞堤寄りの桜草自生地に対しては，何らかの対策が必要となろう。鴨川に流入した越流水は，最大2m/s程度の流速で鴨川を逆流し，約7分30秒後には本川左岸堤付近にまで達する。一方，田島ケ原においては，左岸本堤方向への越流水の広がりが見られ，越流約6分後には，越流水が左岸本堤寄りの桜草自生地に達する。さらに，越流に伴って水位が上昇し，越流開始後約10分後には鴨川左岸堤上流部は全面冠水となり，鴨川左岸堤より下流への越流が開始される。この時期においても，小堤下流部では最大約3.8m/s，鴨川では最大約2.8m/s，桜草自生地においても最大約2.5m/sの流速がそれぞれ記録されており，桜草自生地に対する何らかの対策の必要性が示唆される。鴨川左岸堤よりの越流開始後においては，小堤から囲繞堤に沿った流れ及び鴨川左岸堤に沿って左岸本堤へ向かう流れが認められ，この流れは田島ケ原一帯に左向きの大きな渦を形成する。左岸本堤寄りの桜草自生地は，この渦の領域に入り，主流部からは離

れているため，この時期における最大流速は約1.0m/sとなっている。しかし，囲繞堤寄りの桜草自生地については，主流部に当たっており，最大流速は約2m/s程度に達するため，対策を講ずることが必要となろう。

一方，田島ケ原の初期湛水位をA.P.6.4mとした実験PR−7−2の流況は，以下のようである。すなわち，小堤からの越流開始後，流水は小堤と囲繞堤との交点を扇頂とする扇形状に広がり，約3分後には鴨川右岸の桜草自生地に達し，さらに6分後には鴨川に到達するようである。広がりが扇状になるため，流速は遅く，小堤直下流で最大2m/s位，その他においては，1m/s程度と小さくまた直ちに0.5m/sに減衰してしまうため，左岸本堤寄りの桜草自生地については問題がないものと判断される。なお，流水は，実験PR−7−1と同様に，左向きの大きな渦となって広がり，約7分後には，鴨川左岸堤からの越流が始まり，田島ケ原は9分後にほぼ全域が流入水でおおわれるようになる。定常時となると，小堤からの越流水は，実験PR−7−1と同様に，ほぼ直進し，主として鴨川左岸堤の囲繞堤寄りより貯水池側へと越流していく。なお，鴨川流路内の水は，小堤からの越流開始とともに，逆流を開始し，このときの流速は約1m/sに達するようである。また，鴨川左岸堤の下流には，国鉄武蔵野線の鉄橋が位置しており，左岸堤からの越流水の流速が約2.5m/sに達することを考慮すると，左岸堤下流部の護床工のみでなく，武蔵野線橋脚の保護も必要となろう。

さらに，図−6.61は，鴨川流路内の流況をとくに示したものであって，図より，鴨川の河川水（水質が悪い可能性がある）は，小堤からの越流開始とともに，流速1m/s程度の速度で鴨川上流へ向かって逆流する傾向がうかがわれる。

つぎに，図−6.62に示される点において測定された水位及び流速の時間変化を示すと，それぞれ，図−6.63あるいは図−6.64，及び図−6.65あるいは図−6.66のようになる。小堤からの越流直後の水位上昇速度は，図−6.63及び図−6.64にみられるように，いずれのケースにおいても，約20cm/分である。また，池内水位は約8mで一定となるが，この値に達するまでの時間は，ケースPR−7−1で15分，ケースPR−7−2で10分程度である。なお，図−6.63に併示されるように，貯水池狭窄部上・下流の水位差は最大1m程度にも達しており，6.6で示した結果の妥当性がうかがわれる。

さらに，図6−65及び図6−66は，図6−62に示された代表点における流速の時間変化を示したものであって，実験PR−7−1においては流速が時間とともに増大し，約5分後に最大値2.3m/sを示したのち減少し，約20分後から再び増加して一定値1m/s程度に落ち着くのに対し，実験PR−7−2では越流直後の最大値1.8m/s程度から比較的単調に減少し，一定値1m/s程度に落ち着く傾向を示している。

つぎに，鴨川左岸堤を貯水池流入部まで後退させるとともに，貯水池への流入を高さA.P.7.0mの流入部のみに限定し，さらに同様の実験方法を採用した実験PR−7−3及び実験PR−7−4の結果に基づき，田島ケ原付近の流況を検討すると以下のようである。なお，いずれの実験においても，田島ケ原の初期湛水位はA.P.7.0mとされ，また実験PR−7−4においては，水位・流速の測定点を示した図6−67に併示されるように，囲繞堤側桜草自生地を保護するため，小堤の土合第一横堤側の半分は，その天端高をA.P.8.0mとされている。

実験PR−7−3あるいは実験PR−7−4における流況・水位・流速及び水位・流速の時間変化を示すと，それぞれ，図6−68あるいは図6−69，及び図6−70，図6−71のようであって，これらに基づき，図6−67に示した各地点における流況・水位・流速の比較を行うと，表6−1及び表6−2の

表6－1　調節池内流況実験PR－7－3及びPR－7－4における流況の比較

ケースNo. / 地点No.	PR－7－3	PR－7－4	A－2	
			流速（m/s）	水位（A.P.m）
1	ケース内で最も大きな流速を記録している。 水位の上昇初期A.P.7.20 m～A.P.7.60 mにかけて流速が2.5～3.0 m/sとなり，以後水位上昇に伴い，流速は徐々に小さくなり，水位A.P.9.00 mのとき，流速0.6 m/sで安定する。	水位上昇期A.P.7.4 mで流速が記録され始め，この時期0.9 m/sを記録するがこの後，水位上昇に伴う大きな変化はなく，水位A.P.9.00 mの時，0.6 m/s前後で安定する。	1.7	10.8
2	水位の上昇初期に流速2.5 m/sのこのケース最大を記録し，以後，水位上昇に伴い，A.P.8.5 mまでは1.5 m/s程度が継続する。 水位がA.P.9.00 mの時，流速は1.2 m/s前後で安定する。	水位上昇後A.P.7.20 mで流速が記録され始め，水位A.P.7.40 mで最大値0.8 m/sを記録した。この後，水位の上昇に伴い，流速は小さくなり，水位A.P.8.6 mで流速はなくなる。	1.6	10.8
3	水位の上昇初期のA.P.7.20 m～A.P.8.20 mにおいて1.0 m/s前後の流速が継続し，以後，水位の上昇に伴って徐々に小さくなり，水位A.P.9.0 mの時，0.5 m/sで安定する。	No.2と同様，水位の上昇初期に0.4 m/s～0.5 m/sの流速を記録するが，その後は小さくなり，水位A.P.8.50 mでほとんどなくなる。	1.4	10.8
4	水位の上昇初期A.P.7.20 mからA.P.8.8 mにかけてわずかではあるが徐々に流速は大きくなり，水位がA.P.9.00 mの時，流速0.5 m/sで安定する。	小堤の一部を改造したことにより，この地点で大きな縮流を生じ，流速は1.6 m/sを水位の上昇初期（A.P.7.5 m～A.P.8.00 m）に記録し，この後，徐々に減少し，水位A.P.9.30 mの時，流速1.0 m/sで安定する。	1.4	10.9
5	土合第一横堤の影響で死水域となる地点で流速はほとんどない。	土合第一横堤による死水域で流速はない。	0.5	10.8
6	水位上昇期（A.P.7.00 m～A.P.7.40 m）において0.5 m/s～0.6 m/sの最大流速を記録し，その後，水位の上昇に伴い，流速は小さくなり，水位A.P.8.7 mでなくなる。	両側の桜草自生地下流地点であるが，流速はない。	0.5	10.8
7	水位上昇期（A.P.7.40 m～A.P.7.80 m）に流速が大きく，最大で，1.0 m/sを記録した。その後，水位の上昇に伴い，徐々に遅くなり，水位A.P.9.00 mのとき，0.5 m/sで安定する。	小堤の幅を狭くし，囲繞堤側に主流を向けたため，このケースで流速の最大値1.9 m/sを記録した。流速は水位の上昇初期に大きく，A.P.8.00 mまでは1.5 m/s前後の流速で，以下水位の上昇に伴い，流速は小さくなり，水位A.P.9.30 mの時，1.0 m/s前後で安定する。	1.5	10.8
8	水位上昇期から安定期（A.P.9.2 m）にかけて差異はなく，0.4 m/s程度の流速が継続する。	No.7と同様，囲繞堤沿いの地点で，主流にあたるため，流速は大きい。 水位の上昇初期A.P.7.50 m～A.P.8.0 mの時，1.0 m/s～1.3 m/sを記録し，その後，水位上昇に伴い，流速は小さくなる。水位A.P.9.20 mにおいて流速0.5 m/sで安定する。	0.9	10.8
9	流速は観測されない。	水位の上昇初期A.P.7.50 m～A.P.8.00 mにかけて流速は1.5 m/s前後で水位上昇に伴い，流速は小さくなり，水位A.P.9.30 mの時，0.7 m/s前後で安定する。	0.5	10.8
10	水位上昇のA.P.7.8 m頃より，小さな流速が現われ始め，水位の安定まで0.2 m/s前後が継続する。	水位の上昇初期より，安定期までほとんど差異はなく，0.3 m/s～0.4 m/s前後の流速が記録される。	0.5	10.8

表６－２　調節池内流況実験PR－７－３及びPR－７－４における水位・流速の比較

単位：現地量

測定地点		PR－７－３					PR－７－４					A－２	
測点No.	地点（図－参照）	最大流速		安定流速		安定水位	最大流速		安定流速		安定水位		
		流速 (m/s)	水位 (A.P.m)	流速 (m/s)	水位 (A.P.m)	(A.P.m)	流速 (m/s)	水位 (A.P.m)	流速 (m/s)	水位 (A.P.m)	(A.P.m)	流速 (m/s)	水位 (A.P.m)
1	小堤下流西側桜草自生地内	2.94	7.2	1.0	8.8	8.8	0.9	7.8	0.6	8.9	9.4	1.7	10.8
2	〃	2.46	7.2	1.2	9.0	9.0	0.8	7.4	0.0	8.6	9.4	1.6	10.8
3	〃	1.40	7.4	0.5	9.0	9.0	0.5	8.0	0.1	8.5	9.3	1.4	10.8
4	小堤直下流	0.80	9.0	0.5	8.8	9.0	1.6	8.0	1.0	9.3	9.3	1.4	10.9
5	土合第一横堤下流東側桜草自生地内	0.10	7.2	0.0	7.3	8.9	0.0	——	0.0	——	9.3	0.5	10.8
6	西側自生地下流	0.60	7.4	0.0	8.7	9.2	0.0	——	0.0	——	9.2	0.5	10.8
7	No.4の下流囲繞堤沿	1.00	7.8	0.5	9.0	9.0	1.9	7.6	0.4	9.3	9.3	1.5	10.8
8	No.7の下流囲繞堤沿	0.60	8.5～8.8	0.4	9.0	9.2	1.4	8.0	0.3	9.2	9.3	0.9	10.8
9	ケース７－１はNo.6の下流ケース７－２はNo.4の囲繞堤側	0.00	——	0.0	——	9.1	1.5	7.8～8.0	0.7	9.3	9.4	0.5	10.8
10	武蔵野線沿い	0.40	8.1	0.2	8.8	9.3	0.4	8.8	0.2	9.3	9.4	0.5	10.8

※ PR－7－3，7－4についてのみ，初期湛水位はA.P.7.00ｍである。

ようになる。なお，いずれの比較図あるいは比較表においても，現況実験A－2における結果が，比較の対象として併示されている。

実験PR－7－3及び実験PR－7－4に関する流況を示した図6－68及び図6－69より，小堤高がA.P. 7.0mと一様の場合には，越流水は扇形状に広がっていくのに対し，土合第一横堤寄りの小堤をA.P. 8.0mとした場合には，越流は囲繞堤側のみから開始され，越流水はしばらく直進したのち，土合第一横堤直下流方向へと広がっていくことが知られる。

囲繞堤側の桜草自生地に（測点1, 2, 3,）に着目した場合，越流開始直後において，小堤高がA.P. 7.0mの実験PR－7－3では，最大流速が3m/s近くに達しているのに対し，小堤改良案の実験PR－7－4では，最大流速が1m/s以下となり，流速低減効果が大きく現れている。現況河道における当該地点の流速は，図4－13にみられるように，1.6m/s前後であり，これと比較した場合にも，小堤改良案における最大流速は小さく，桜草自生地保護を目的とした改良案の妥当性がうかがわれる。さらに，小堤からの越流が継続し，定常状態に達した場合，小堤高がA.P. 7.0mの実験PR－7－3においても，囲繞堤側桜草自生地付近の流速は，越流開始直後の1/3に減じ，流速が現況河道の場合よりも速い時間は，図6－71より，高々20分程度であることが知られる。

一方，左岸本堤寄りの桜草自生地（測点5）については，鴨川左岸堤を下流側に移設した場合，小堤の高さが一様にA.P. 7.0mであっても，越流開始直後の最大流速は0.1m/sと小さく，現況河道の場合の0.5m/sと比較しても，問題がないものと判断される。

これに対し，囲繞堤沿いの測点4, 7, 8においては，小堤高が一様なA.P. 7.0mの場合，越流開始直後において最大1.0m/s程度であったものが，小堤の一部をA.P. 8.0mにすることにより，越流水位がA.P. 8.0mを越えるまでは，囲繞堤寄りのみから越流が継続するため，著しい縮流となり，囲繞堤沿いの流速は最大2.0m/s近くに達するようになる。このような傾向は，越流状況が定常となっても同様であり，小堤高が一様なA.P. 7.0mの場合における最大流速0.5m/sに対し，小堤改良案では1.0m/sと大きく，桜草自生地保護に対する弊害が現れている。したがって，小堤改良案においては，囲繞堤護岸の保護と護岸前面の局所洗掘対策が重要となろう。

6.8　鴨川左岸堤高と貯水池流入流況

鴨川左岸堤については，従来より鴨川の左岸直下流に計画されていたが，新たにこれを図6－73に示されるように，貯水池流入部まで移設するとともに，貯水池流入部については8割勾配とし，また貯水池の護岸勾配についても，図6－74に示されるように，3割から6割へと変更する案が提起された。このような変更に伴い，貯水池流入部にはA.P. 7.0mの越流部が設けられ，この幅も従来の250mから180mへと縮少化されている。さらに，流入部両側の鴨川小堤については，その天端高をA.P. 7.0m（実験シリーズPR－8－1），A.P. 8.5m（実験シリーズPR－8－2），A.P. 11.925m（実験シリーズPR－8－3）とする3案が提案されている。本実験は，このような変更案のもとで，貯水池初期湛水位としてA.P. 3.9m，A.P. 1.9m，A.P. －2.0m，及びA.P. －6.3mについては実験実施上A.P. －3.8mが最低水位であるため，A.P. －3.8mで実施）の4種選定し，水位・流速・流況等の測定を行ったものであって，その結果を述べると以下のようである。

図6－76，図6－77及び図6－78は，それぞれ，貯水池初期湛水位をA.P. －2.0mとした実験PR－8－1c，実験PR－8－2c及び実験PR－8－3cについて，田島ケ原小堤越流後の流況を示したもので

あって，越流水が貯水池流入部に近づく頃までの流況については，各実験とも相違なく，田島ケ原の囲繞堤寄りを貯水池流入部へ向かって流下し，小堤越流開始10分後位において，小堤越流水が貯水池へ流入し始めるようである。このとき，鴨川を横断したのちにおいては，流速が減少し，最大でも1m/s程度となる。鴨川小堤高がA.P.7.0mの場合には，まず流入部から貯水池への流入が開始されるものの，流入部右岸側の小堤からも越流が始まり，ついで流入部左岸側の小堤からも越流するようになる。このときの越流水深は，ほぼ全域について約2.0mであって，左岸側小堤を越流した流れは，直下流に美谷本第三横堤が存在するため，貯水池護岸法面より貯水池へ流入していくが，右岸側小堤を越流した流れは，左岸側に較べると約2倍ほど流下し，32.8km付近にまで達しながら，貯水池へと流入していく。貯水池流入部からの流入は，左岸側にその主流部があり，貯水池内では左岸側護岸法尻沿いに流下していく。このような状況は，小堤天端高がA.P. 8.5mの場合にもほぼ同様に左右両岸からも越流し，左岸側については美谷本第三横堤まで，また右岸側については32.8km付近まで達し，貯水池へと流入していく。このとき，左右小堤からの越流水深は約0.5mに減少し，その結果流入部からの流入量が増加し，貯水池左岸護岸は，流入水の水衝部となっている。これに対し，小堤天端高をA.P.11.925mとした場合には，左右岸の小堤からの越流はなくなり，全て流入部より貯水池に流入するようになる。

つぎに，図6－73に併示された流速測定点1, 2, ……, 16において，水深方向の4点（2割，4割，6割，8割水深）で測定された流速値に基づき平均流速を算定し，検討を加えると以下のようである。表－6－3は，各実験における流速特性をまとめたものであり，さらに図6－79，図6－80及び図6－81は，それぞれ，実験シリーズPR－8－1，実験シリーズPR－8－2及び実験シリーズPR－8－3における流速分布を図示したものである。鴨川小堤高がA.P. 7.0mと一様の場合，貯水池左岸法尻付近及び貯水池中央付近では1m/s前後の流速となるのに対し，右岸法尻付近では流速値がほとんど0となり，ほぼ死水域となっている。貯水池の初期湛水位に着目した場合，左岸法尻及び貯水池中央付近では，初期湛水位が低いほど高流速となる傾向が認められ，最大平均流速は，左岸法尻付近では1.2m/s程度，貯水池中央付近では1.9m/s程度に達している。鴨川下流左右小堤高をA.P.8.5mとした場合，A.P.7.0mの場合と同様，おおむね貯水池初期湛水位が低いほど流速は大きい傾向を呈するものの，左岸法尻付近及び貯水池中央付近の平均流速は著しく増加し，その最大値は左岸法尻付近で3m/s以上，中央付近で2m/s以上にもなるようである。また，とくに左岸側については，このような高流速の範囲は極めて広く，最大平均流速は，初期湛水位が低い場合，流入部末端より200m程度下流において，また高い場合，100～150m程度下流において発生し，その下流では相当の範囲において，流速は1m/s以上となっている。一方，鴨川小堤左右岸をA.P.11.925mとした場合にも，大略的には初期湛水位が低いほど流速は大きく，A.P.8.5mの場合に較べると，左岸法尻付近あるいは中央付近については，著しい相違が認められないのに対し，右岸法尻付近では，平均流速の増加が特筆され，その最大値は1m/s前後に達している。したがって，鴨川小堤左右岸からの越流を生じさせないようにすることは，貯水池左岸の護岸に対する保護範囲を増大させるだけでなく，右岸側護岸についても，保護の必要性が示唆される。ただし，鴨川小堤からの越流形式を全面越流とする場合，右岸側では越流水が32.8km付近にまで達し，貯水池に流入するため，長区間にわたって護岸保護の対策を講じなければならない。

表６－３　調節池内流況実験シリーズPR－8における流速

小堤高 A.P.m ＼ 貯水池水位 A.P.m		＋3.00	＋1.95	－2.00	－3.80	ま　と　め
7.000	左岸 護岸	0.5 m/s～0.8 m/sで減勢池より50ｍ地点で最も速い。流向は護岸の法線に平行である。	0.5 m/s～0.8 m/sで位置による変化は少ない。流向も護岸の法線に平行である。	上流側が下流に比べ大きく，減勢池より50ｍ下流では1.3 m/sとなり，100ｍ地点より下流では0.7 m/s～0.8m/s程度となる。流向はすべて護岸の法線に沿って流れる。	0.7 m/s～1.3 m/sで減勢池より100ｍ～150ｍ地点で大きくなる。流向はすべて護岸法線に平行である。	各ケース差異は少なく，0.5 m/s～1.2 m/s程度で貯水池水位の低いケースが若干，速くなっている。
	貯水池中央部	流速は無い。	減勢池の下流上で0.7 m/sを記録し，下流に向って徐々に遅くなり，0.5 m/s程度となる。流向は左岸護岸方向へ30°程度である。	減勢池下流上では流速はなく，減勢池より100ｍ下流地点からは，1.0 m/s前後の流速になっている。流向は左右岸の護岸法線に平行である。	0.9 m/s～1.9 m/sであり，減勢池より100ｍの地点で最大となっている。流向は左右岸の護岸法線に平行である。	貯水池水位がA.P.－2.00ｍ，－3.80ｍのケースが速く1.0 m/s～2.0 m/s程度となり，減勢池の100ｍ下流地点で最大となっている。水位が高いケースでは流速はほとんどない。
	右岸 護岸	流速は無い。	このケースでは小堤より全面越流するため，流水は護岸の法勾配をつたって池内に流入しており，池内の流速は最も流入部に近いところ（減勢池横）で1.3 m/sを記録している。しかし，これより下流では流速は無かった。	このケースでは小堤より全面越流するため，流水は法勾配をつたって池内へ流入しており，減勢池直下流地点で0.5 m/sの流速を記録したが，これより下流では流速はない。	右岸の減勢池の横で1.0 m/sの流速を記録するが，それより下流では流速はない。	減勢池の横で貯水池水位A.P.1.95ｍ，－2.00ｍのケースのみ0.5 m/s～1.0 m/sの流速がみられる他は流速はない。
8.500	左岸 護岸	0.6 m/s～1.8 m/sであり，減勢池より100ｍの地点で最大である。減勢池の下流上では0.6 m/sで下流に向って遠くなる。流向は右岸護岸法線に対して左30°の方向にある。	1.2 m/s～1.8 m/sで減勢池より100ｍの地点で最大である。減勢池の横では1.2 m/sで下流に向って遠くなる傾向にある。流向は右岸護岸法線に対して左へ30°の方向にある。	1.2 m/s～2.4 m/sで減勢池より，下流に向って遠くなる傾向で250ｍ地点で最大となっている。流向は右岸護岸法線に対して左へ10°～30°の方向になる。	1.5 m/s～3.3 m/sで減勢池より下流に向って遠くなり特に150ｍ地点で最大となっている。流向は護岸法線に平行である。	貯水池水位が低くなるにつれ，流速は大きくなり，A.P.3.80ｍのケースでは減勢池より150ｍ下流より3.0 m/sを越えている。又，いずれのケースにおいても下流へ向って流速は大きくなる。
	貯水池中央部	減勢池より100ｍまでは0.5 m/sの流速があるが，それより下流では流速はない。	減勢池直下流で0.4 m/sを記録した以外は，ほとんど流速はない。	減勢池の下流上で2.8 m/sと最大で100ｍ～200ｍ地点では流速がなく，300ｍ地点で0.5 m/sを記録した。流向は左右岸の法線に平行に流れる。	1.1 m/s～1.8 m/sで減勢池の下流上で最大であり100ｍ地点が1.1 m/sと遅いが下流にいくに従い再び速くなる。流向は減勢池で左岸の方向へ60°である他は左右岸の法線に平行である。	貯水池水位の低いケース（A.P.－2.00ｍ，－3.80ｍ）における減勢池下流端での流速が大きく，2.0 m/s～2.5 m/sを記録しており，これより下流ではA.P.－3.8ｍのケースのみに1.5 m/s程度の流速がみられる。
	右岸 護岸	貯水池の上流部では流速はないが，減勢池より100ｍの地点からは0.6 m/s前後の流速があり，流向は逆流である。	流速は無い。	流速は無い。	減勢池の横で0.4 m/sを記録した他は流速は無い。	貯水池水位A.P.3.00ｍのケースで0.5 m/s程度の流速がみられる他は流速はない。
11.925	左岸 護岸	1.2 m/s～1.4 m/sと緩断的に平均している。流向はほぼ左岸護岸法線に平行である。	1.4 m/s～1.8 m/sで減勢池より50ｍの地点で最大となる。流向はほぼ護岸の法線に平行である。	1.8 m/s～3.2 m/sで下流に向って急激に速くなっていく。流向はいずれも護岸の法線に平行である。	1.8 m/s～2.6 m/sで最上流で2.1 m/sを記録し，これより下流50ｍが1.8 m/sと遅く，下流に向って再び速くなる。流向は護岸の法線に平行である。	貯水池水位が低くなると，この部分の流速は大きくなる。水位A.P.－2.00ｍ，－3.80ｍのケースでは，1.5 m/s～3.0 m/s近い流速を記録し，いずれも下流に向って大きくなる。
	貯水池中央部	減勢池の下流上で0.5 m/sを記録する他は，この下流では流速は無い。流向は左岸の方へ70°の方向である。	減勢池の下流上で0.8 m/sを記録する他はこの下流流速は無い。尚，この流速の方向は左岸側へ30°の方向である。	0.5 m/s～2.2 m/s，流速に大きな差がみられる。減勢池下流地点で最も大きく，これより100ｍ下流で最も遅いが，これより下流にいくに従い再び速くなる。流向は左右岸の護岸法線にほぼ平行である。	1.2 m/s～1.6 m/sで減勢池，下流地点上とこれより200ｍ～300ｍ地点が速く，下流に向って遠くなる傾向である。ただ100ｍ地点では若干遅くなっている。流速は左右岸の護岸に平行である。	いずれのケースにおいても減勢池下流地点で最大となり，貯水池水位がA.P.－2.00ｍ，－3.80ｍのケースが速く1.5 m/s～2.0 m/sである。これより下流では，貯水池水位の低いケースで1.0 m/s程度ある以外は流速はない。
	右岸 護岸	減勢池の横では流速はないが，減勢池より50ｍ下流からは0.5 m/s～0.7 m/sの範囲で流速があり，流向は逆流である。	減勢池より150ｍまでは流速はみとめられないが，200ｍ～250ｍでは0.5 m/s程度の流速がみられる。この流向は逆流である。	減勢池の横では流速はないが，それより50ｍ下流からは0.8 m/s～0.9 m/sの流速になり，いずれも逆流である。	0.5 m/s～1.2 m/s いずれも流向は逆流で下流に向って流速は大きくなる	貯水池水位A.P.1.95ｍのケースを除き，すべてのケースで0.5 m/s～1.2 m/sの逆流流速があり，下流に向って大きくなる。
まとめ	左岸 護岸	小堤高A.P.7.000ｍに比べA.P.8.500ｍ，11.925ｍのケースが2倍程度速く，最大で1.8 m/sを記録した。尚，緩断的な変化は少ない。	小堤高A.P.7.000ｍに比べA.P.8.500ｍ，11.925ｍのケースが2～2.5倍程度速く，最大で2.0ｍを記録した	小堤の低いケースに比べA.P.8.500ｍ，11.925ｍのケースは流速が2～3倍速くなり，最大で3.2 m/sを記録した。又，この法面では下流に向って流速が大きくなる傾向がみられた。	小堤高A.P.7.000ｍ，小堤高A.P.8.500ｍ，11.925ｍのケースが7.000ｍに比べ2～3倍速くなり，最大で3.3 m/sを記録した。又，この法面では下流に向って流速が大きくなる傾向がみられた。	
	貯水池中央部	3ケースともわずかな流速であり，減勢池下流地点における小堤高の高いケースが0.5 m/sを記録する程度である。	各ケース同様な傾向で減勢池下流地点で0.5 m/s程度となり，これより下流では流速はない。	減勢池下流地点において A.P.8.500ｍ，11.925ｍのケースで最大2.6 m/s～2.9 m/sを記録するがそれより下流では1.0 m/s程度となる。	全ケース1.0 m/s～2.0 m/sの範囲にあるが，減勢池から100ｍ下流の地点ではA.P.7.000ｍのケースと，A.P.8.500ｍ，11.925ｍのケースで相違がみられ，前者が2.0 m/sとこの地点最大で，後者は1.0 m/sと遅くなっている。	
	右岸 護岸	小堤高A.P.7.000ｍのケースは流速はないが，それより高いケースでは減勢池より100ｍ地点から0.6 m/s～0.7 m/s程度の逆流の流速がみられた。	小堤高A.P.7.000ｍのケースで減勢池横において1.0 m/sの流速を記録する他は流速はない。	小堤高A.P.7.000ｍ，8.500ｍのケースははとんど流速はないがA.P.11.925ｍのケースでは0.8 m/s程度の逆流の流速がある。	小堤高A.P.7.000ｍ，85.00ｍのケースではほとんど流速はないが，A.P.11.925ｍのケースでは1.2m/s程度の逆流，流速がみられた。	

6.9　池内流況に関するまとめ

第一調節池には，調節池の機能を充分に活用するとともに，池内の流況を安定させ，安全に貯水するために，種々の施設計画が立案されている。このような施設のうち，主なものを揚げると，

① 洪水を調節池内へ有効に流入させるための越流堤
② 池内の導水・排水路を形成するサイクリング道路
③ 鴨川排水の上流への広がりを防止するとともに，田原ケ原の流況を安定化するための小堤
④ 鴨川排水の貯水池への進入を防止するとともに，田島ケ原の流況を安定化するための小堤
⑤ 鴨川左岸堤からの流れを貯水池へ導く流入部

等であって，本章では流況に関する検討を行った。いま，その結果を簡単にまとめると以下のようである。なお，越流堤，小堤及び貯水池流入部に関する越流係数，減勢方法等については，次章において詳述されている。

(1) 越　流　堤

天端高A.P.8.8m，長さ300mの越流堤について，とくに問題は認められず，越流水は減勢工により充分減勢されるようである。しかし，池内水位が低い場合には，エンドシルを乗り越えるような流れが生じ，高流速で池内水路を流下する様相を呈するため，シルの下流側に深さ1.0m，長さ5.0m程度の減勢池を設けた方が良い。また，越流堤直下流左岸側の側壁については，池内水路末端の流速を減じるとともに，越流水を早く池内へ広げるという観点から，撤去した方が好ましい。

(2) サイクリング道路

調節池上流部に計画されているサイクリング道路は，囲繞堤との間に導水・排水路としての池内水路を形成するための小堤防を兼ねるものであって，下流を囲繞堤に近づけるような計画とされていた。しかし，このような場合，池内水路末端近傍において流速が大きくなる傾向を呈し，池内水路床及び囲繞堤法面保護の観点から好ましくないことが明らかとなった。したがって，サイクリング道路下流部を低くして周辺地盤にすり付ける代替案，あるいはサイクリング道路を土合第一横堤先端に取り付ける代替案が提起されたが，いずれにおいても，池内水路末端近傍における流速の低減効果が認められ，このような代替案の方が原案より好ましいことが判明した。

(3) 小　　堤

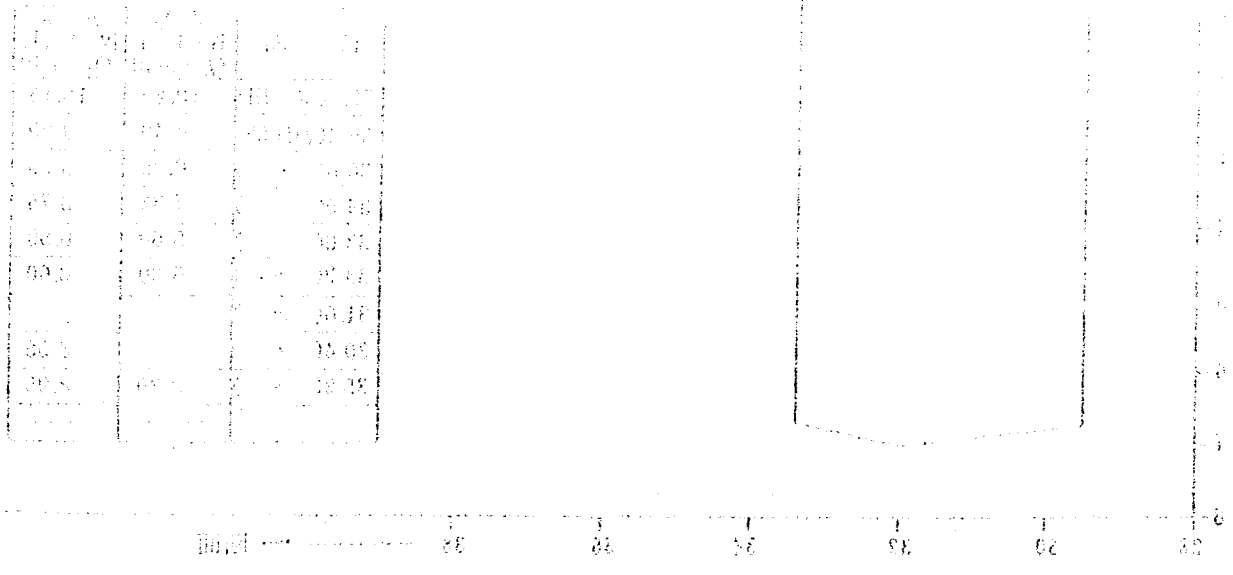
土合第一横堤先端と囲繞堤とを結ぶ小堤は，鴨川排水の上流への広がりを防止するとともに，中出水による越流水を田島ケ原に導水しないようにするためには大きな効果を発揮するものの，越流堤の様相を呈するため小堤全体の保護が必要となり，さらに土合第一横堤及び囲繞堤との取り付け付近においてはとくに流速が大きく，充分な保護工が望まれる。また，小堤の存在により，排水期においては，鴨川第一排水門の容量が小さいこととも相まって，小堤上流の排水に長時間を要するとともに，下流側については，たとえ初期湛水位がA.P.7.0mであっても，小堤越流直後には高流速が発生し，囲繞堤法面の保護及び法先の洗掘防止に対する配慮が必要となるとともに，囲繞堤側の桜草自生地に対しては抜本的な保護工について検討しなければならない。後者については，小堤の土合第一横堤側の半分をA.P.8.0mにかさ上げすることにより，その目的が達成されるが，このような対策工は，囲繞堤法面・法先の流速を増大させることになり，囲繞堤側の保護工についてはより強固なものが要求されることになる。

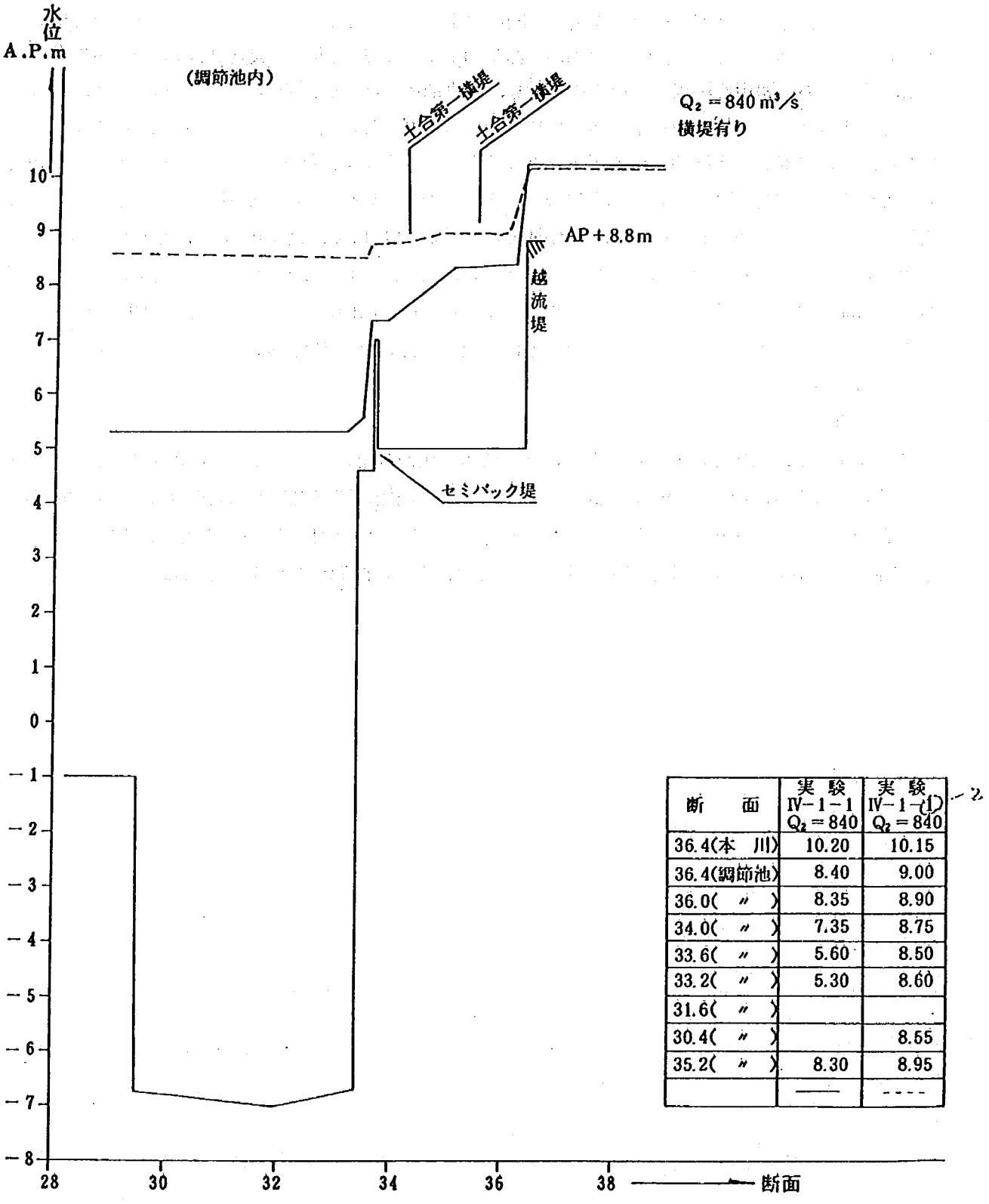
(4) 鴨川左岸堤

鴨川左岸堤の越流形式については，全面越流と囲繞堤側のみの部分越流との二案が提起されていたが，左岸堤の保護工及び下流側の護床工の範囲を限定することができるという観点より，部分越流の方が好ましい。この場合，天端高A.P.7.0mの越流部に対して，非越流部の天端高はA.P.8.5m程度が必要となる。なお，鴨川左岸堤を下流側に移設し，貯水池流入部及び両側の小堤と兼ねる場合，その天端高をA.P.7.0mと一定にすると，全面から越流し，流入部以外の護岸上からも貯水池に流入するようになり，法面に対して広範囲の保護が必要となるという観点から，好ましくない。このような傾向は，鴨川左岸直下流に越流部を設けた場合に較べ，A.P.7.0mの流入部越流幅が狭いことより，流入部左右岸の小堤高をA.P.8.5mとした場合にも同様であって，検討した三案の中では，左右小堤高をA.P.11.925mとして，左右小堤から越流しないようにしたものが最良のようである。ただし，第三案の場合，貯水池内の流速は著しく増大するため，とくに左岸側の法面については，長い区間にわたってその保護に対する配慮が必要となる。また，池内中央部床面及び右岸側法面についても，その保護が必要となる。

(5) 貯水池流入部

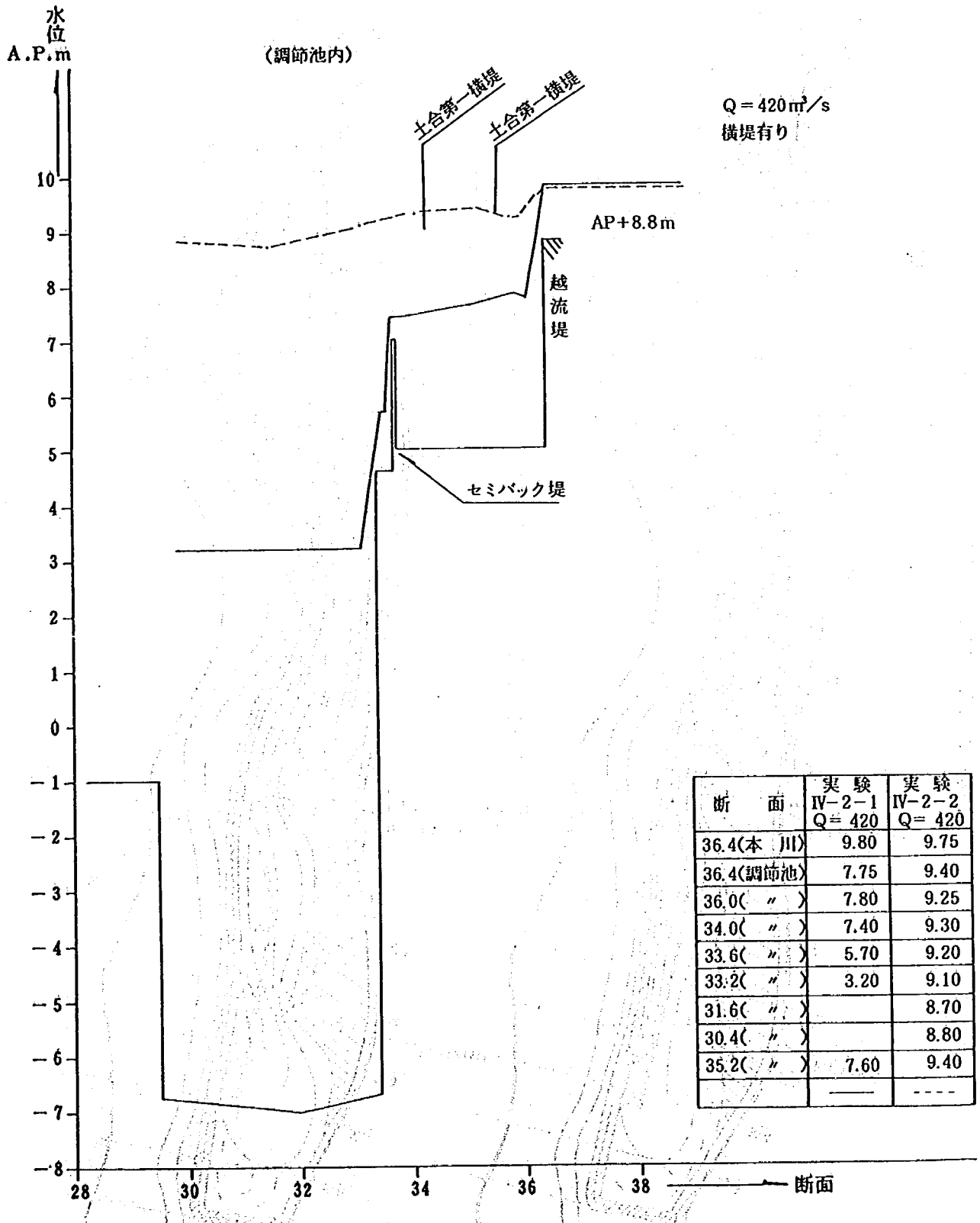
鴨川左岸堤が，鴨川左岸直下流にある場合，流水の広がりを防止するため，流入部を限定する必要がある。このとき，流入部の敷高を高くすると，流入部両側の導流堤の天端高を高くする必要があり，流入部の敷高はA.P.5.0m以下とし，導流堤天端高をA.P.7.0mとする案が有力と考えられる。なお，鴨川左岸堤を流入部まで後退させる場合については，とくに問題がないようである。





断　面	実験 Ⅳ−1−1 $Q_2 = 840$	実験 Ⅳ−1−(1) $Q_2 = 840$
36.4(本　川)	10.20	10.15
36.4(調節池)	8.40	9.00
36.0(　〃　)	8.35	8.90
34.0(　〃　)	7.35	8.75
33.6(　〃　)	5.60	8.50
33.2(　〃　)	5.30	8.60
31.6(　〃　)		
30.4(　〃　)		8.65
35.2(　〃　)	8.30	8.95
	——	----

図6−1　調節池内流況実験PR−1−1における水位



断　面	実験 Ⅳ−2−1 Q≒420	実験 Ⅳ−2−2 Q＝420
36.4(本　川)	9.80	9.75
36.4(調節池)	7.75	9.40
36.0(　〃　)	7.80	9.25
34.0(　〃　)	7.40	9.30
33.6(　〃　)	5.70	9.20
33.2(　〃　)	3.20	9.10
31.6(　〃　)		8.70
30.4(　〃　)		8.80
35.2(　〃　)	7.60	9.40
	——	----

図６－２　調節池内流況実験PR－１－２における水位

図６－３　調節池内流況実験PR－１－１aにおける流況

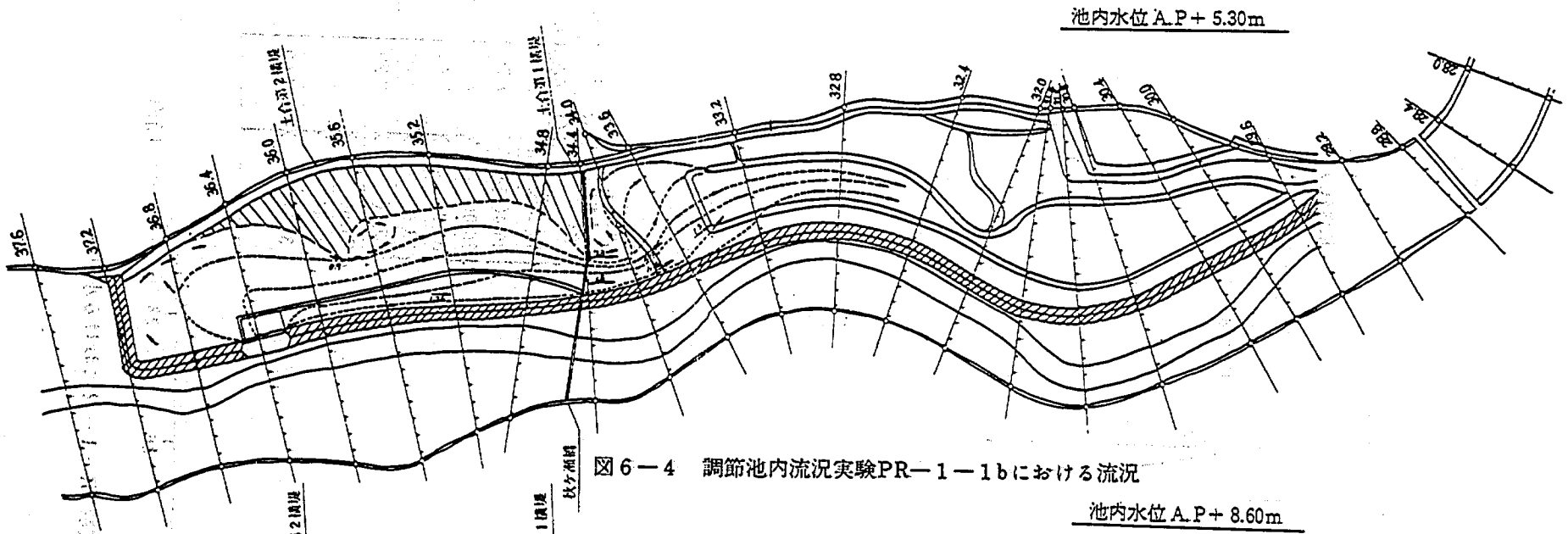


図６－４　調節池内流況実験PR－１－１bにおける流況

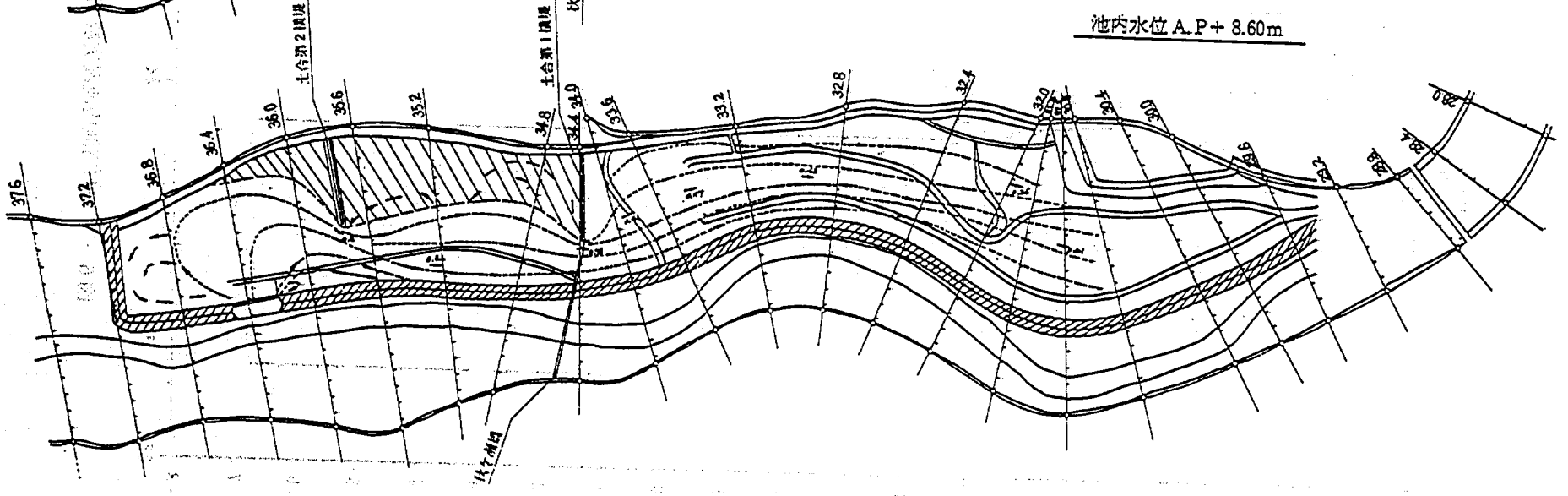
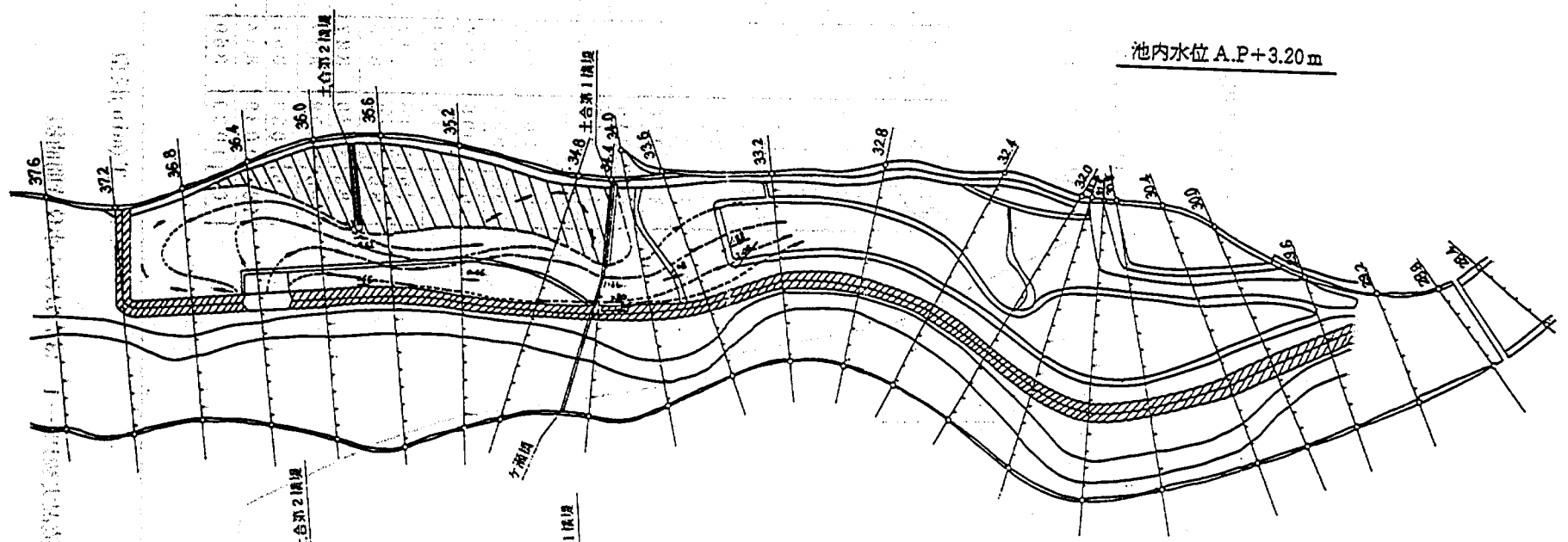


図６－５　調節池内流況実験PR－１－２aにおける流況



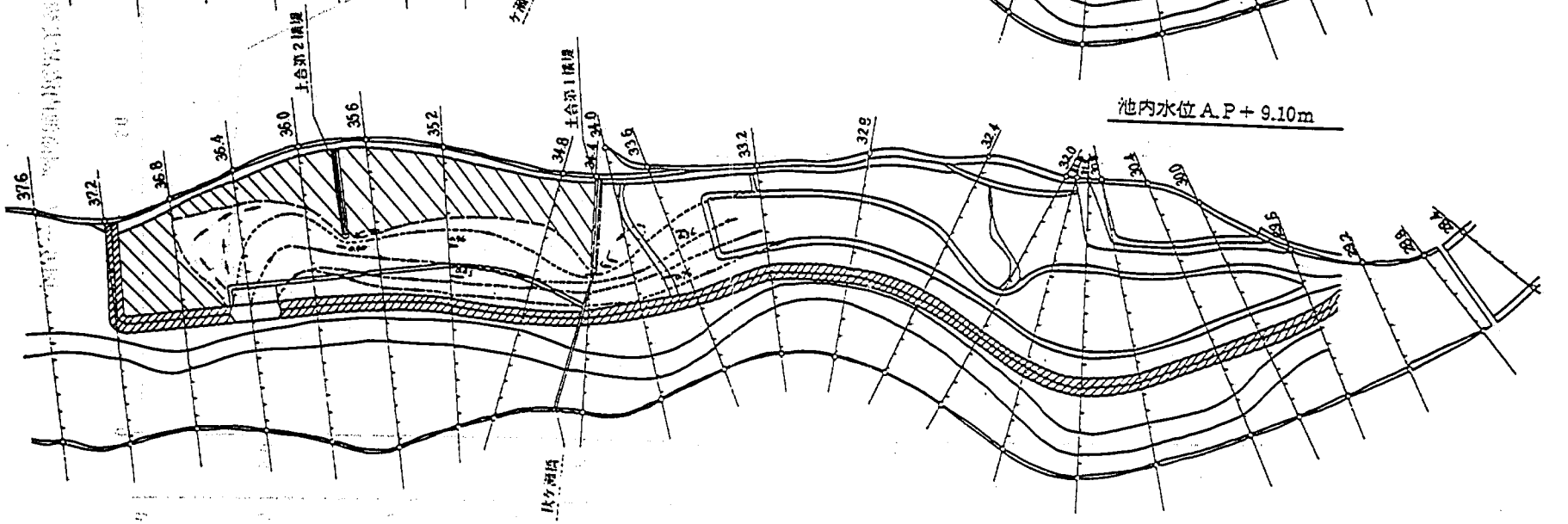
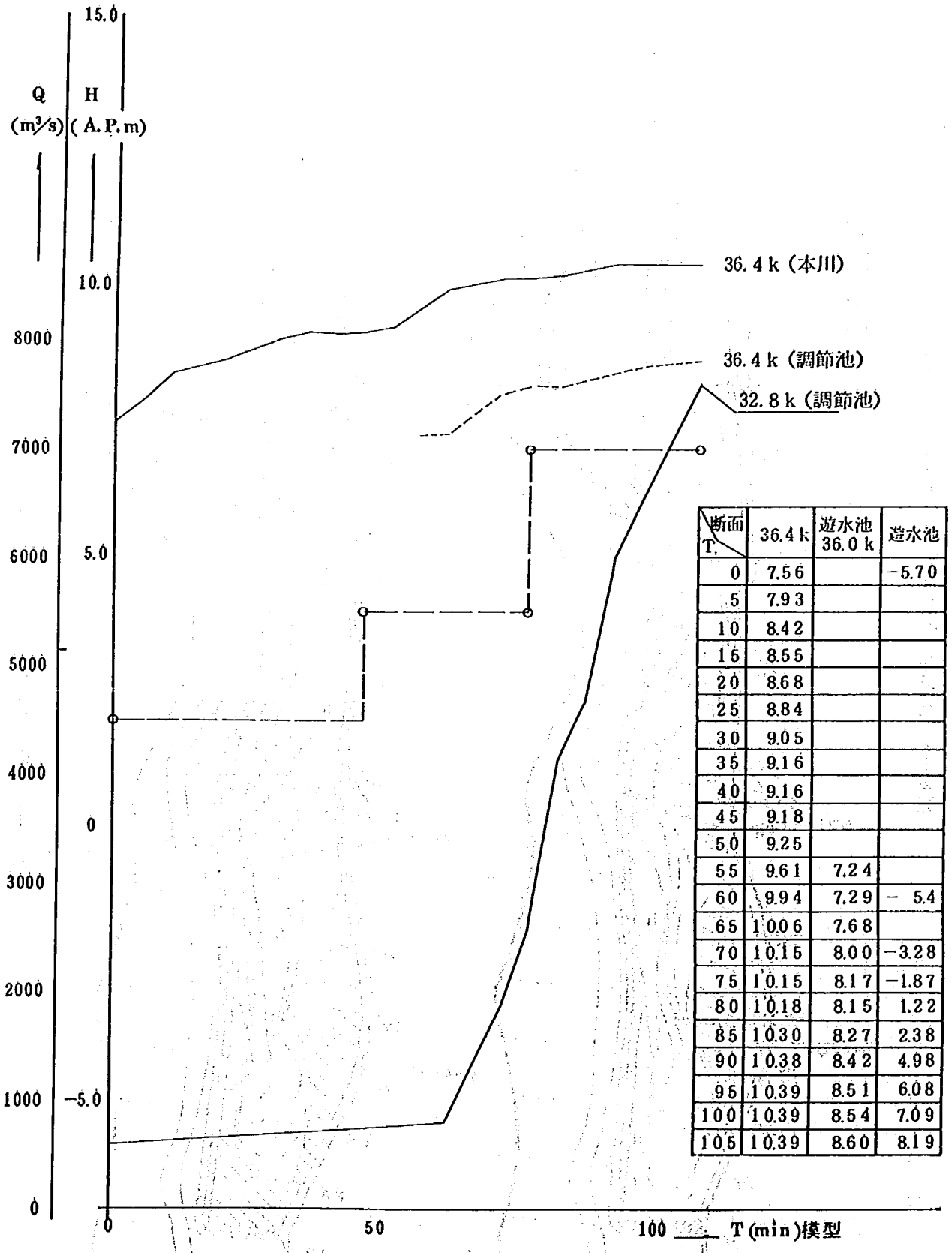


図６－６　調節池内流況実験PR－１－２bにおける流況



断面 T	36.4 k	遊水池 36.0 k	遊水池
0	7.56		−5.70
5	7.93		
10	8.42		
15	8.55		
20	8.68		
25	8.84		
30	9.05		
35	9.16		
40	9.16		
45	9.18		
50	9.25		
55	9.61	7.24	
60	9.94	7.29	− 5.4
65	10.06	7.68	
70	10.15	8.00	−3.28
75	10.15	8.17	−1.87
80	10.18	8.15	1.22
85	10.30	8.27	2.38
90	10.38	8.42	4.98
95	10.39	8.51	6.08
100	10.39	8.54	7.09
105	10.39	8.60	8.19

図6－7　調節池内流況実験PR－1－③における水位時間曲線

図６－８　調節池内流況実験PR－１－④における
水位時間曲線

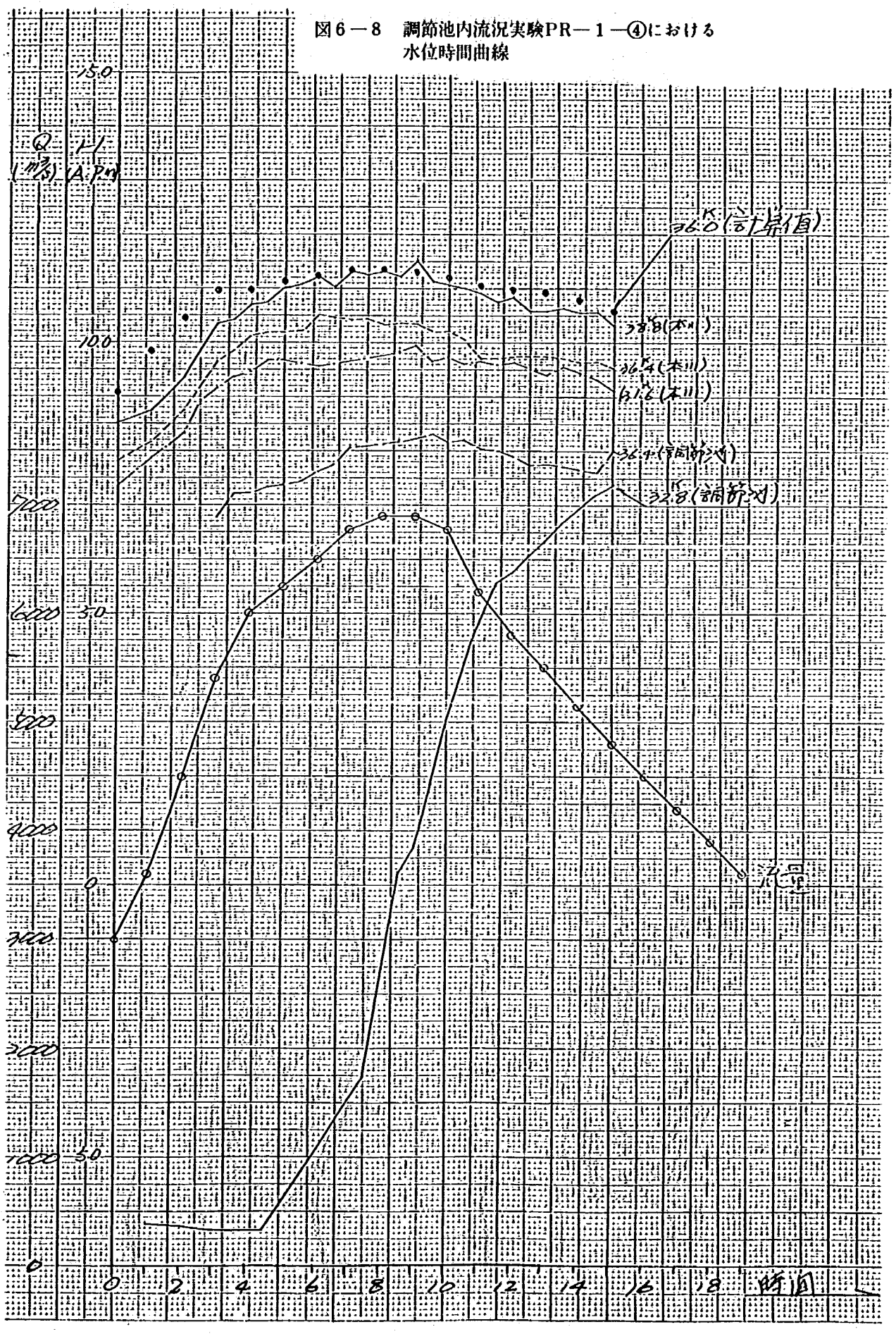


図6－9　調節池内流況実験PR－1－③における流況

図6－10　調節池内流況実験PR－1－④における流況

図6－11　調節池内流況実験PR－1－⑤における
水位・流量時間曲線

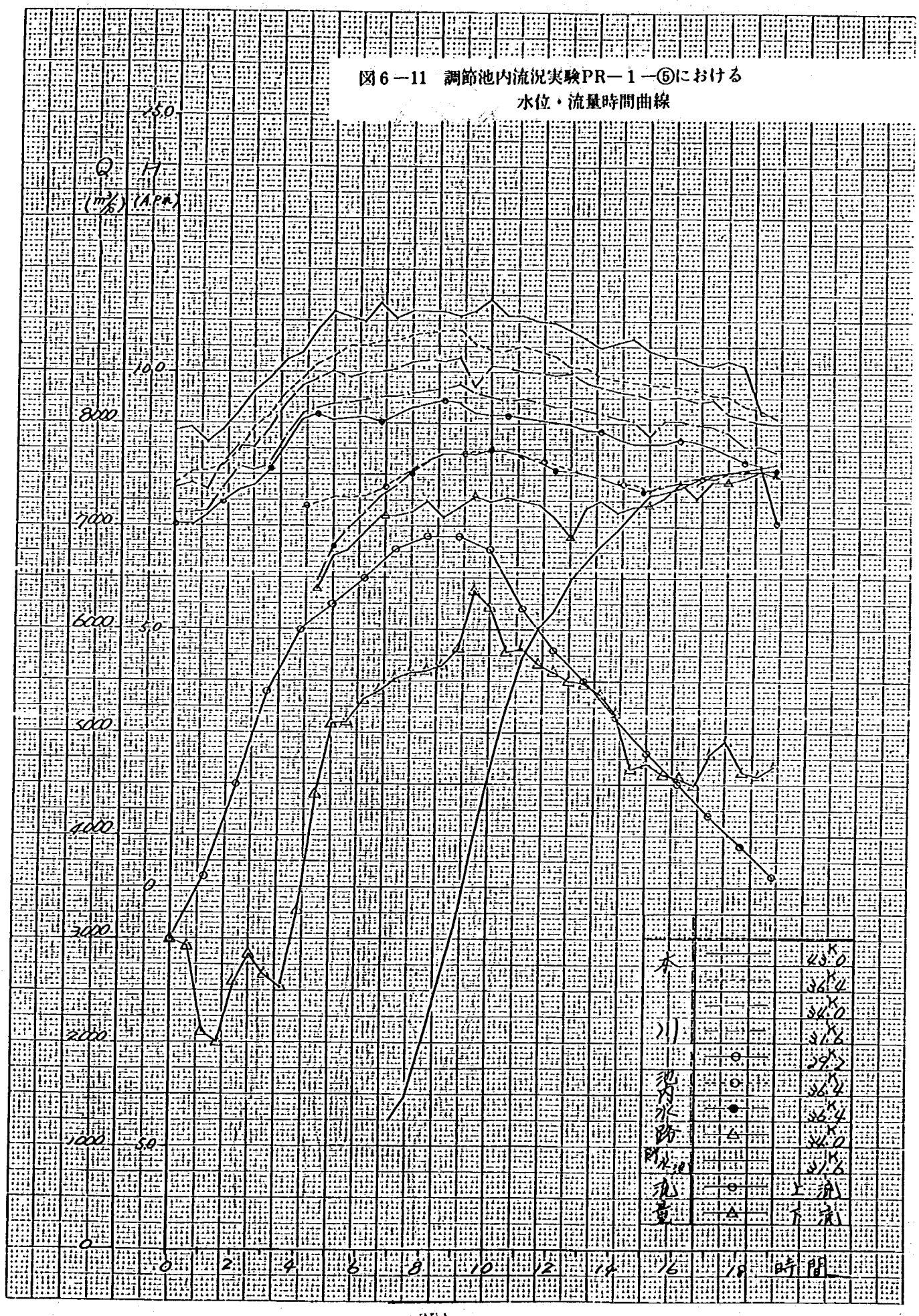
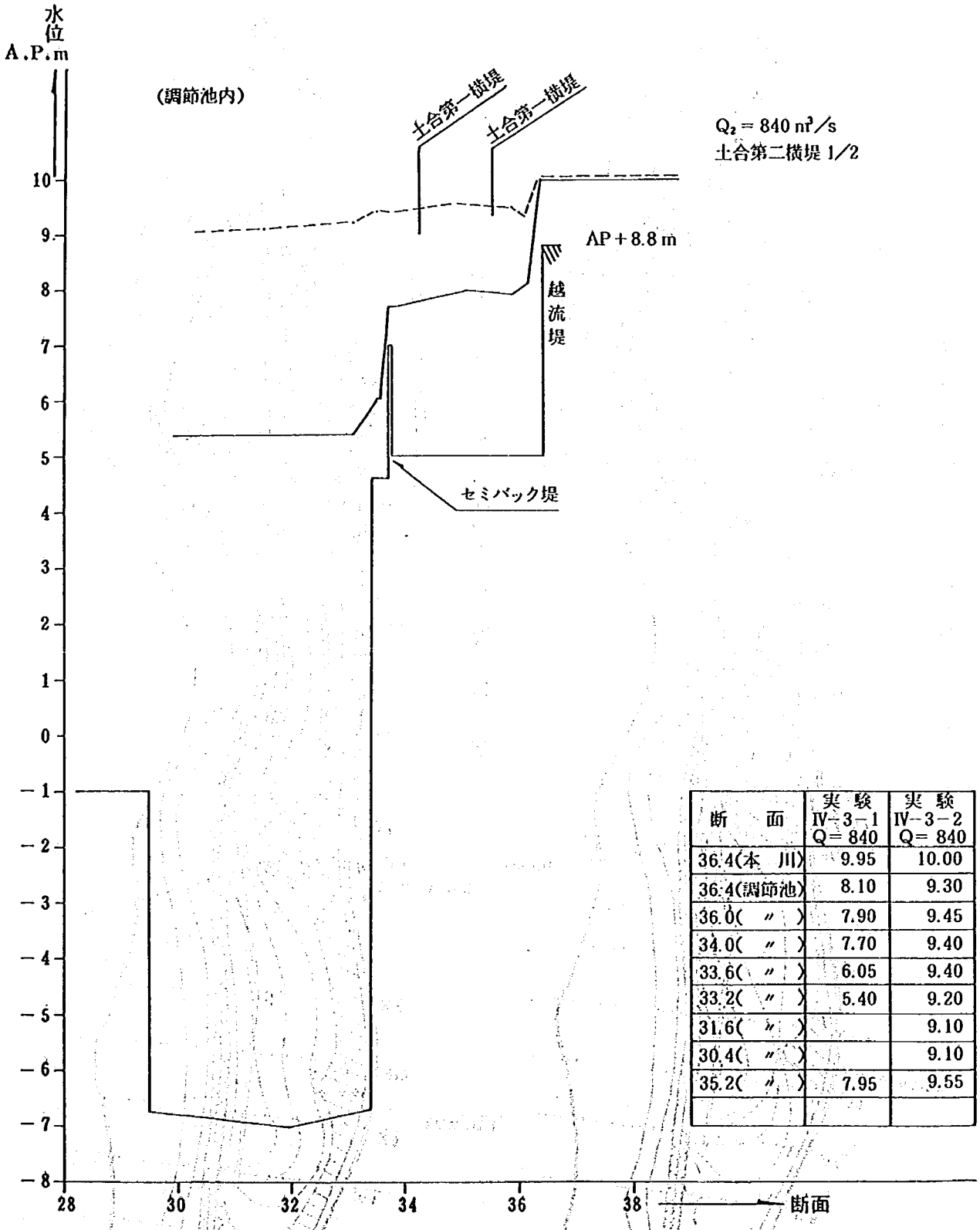


図6－12　調節池内流況実験PR－1－⑤における流況



断　面	実験 IV−3−1 Q= 840	実験 IV−3−2 Q= 840
36.4(本　川)	9.95	10.00
36.4(調節池)	8.10	9.30
36.0(　〃　)	7.90	9.45
34.0(　〃　)	7.70	9.40
33.6(　〃　)	6.05	9.40
33.2(　〃　)	5.40	9.20
31.6(　〃　)		9.10
30.4(　〃　)		9.10
35.2(　〃　)	7.95	9.55

図6−13　調節池内流況実験PR−2における水位

図６—14　調節池内流況実験PR—２—１における流況

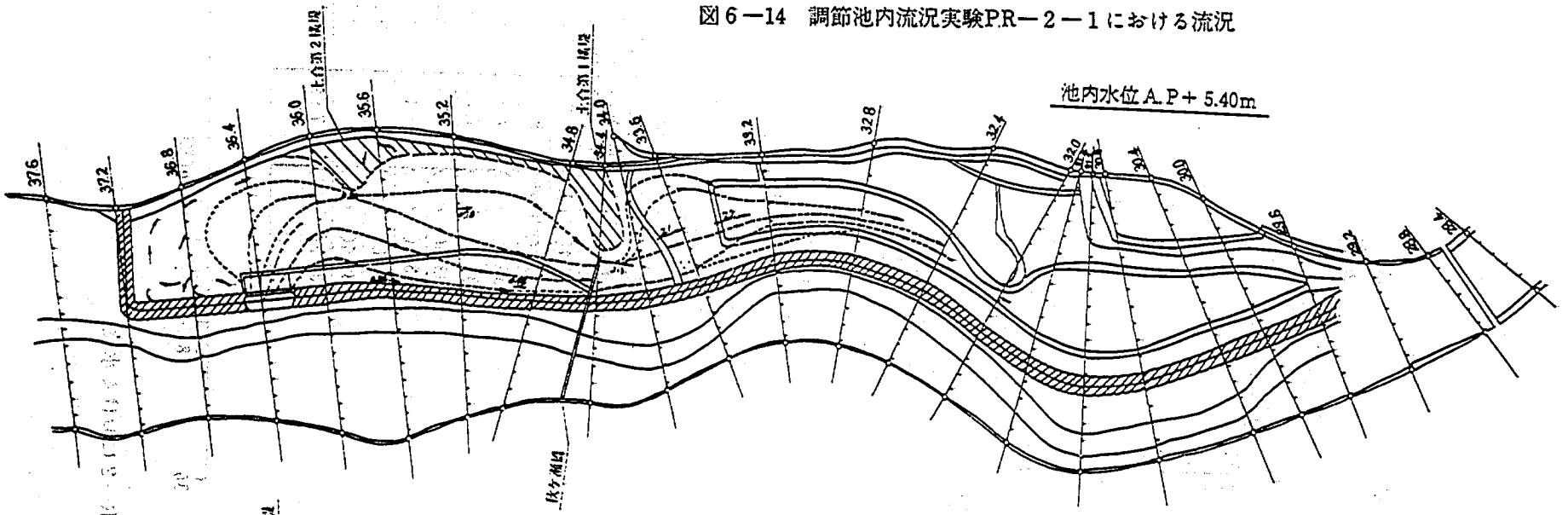
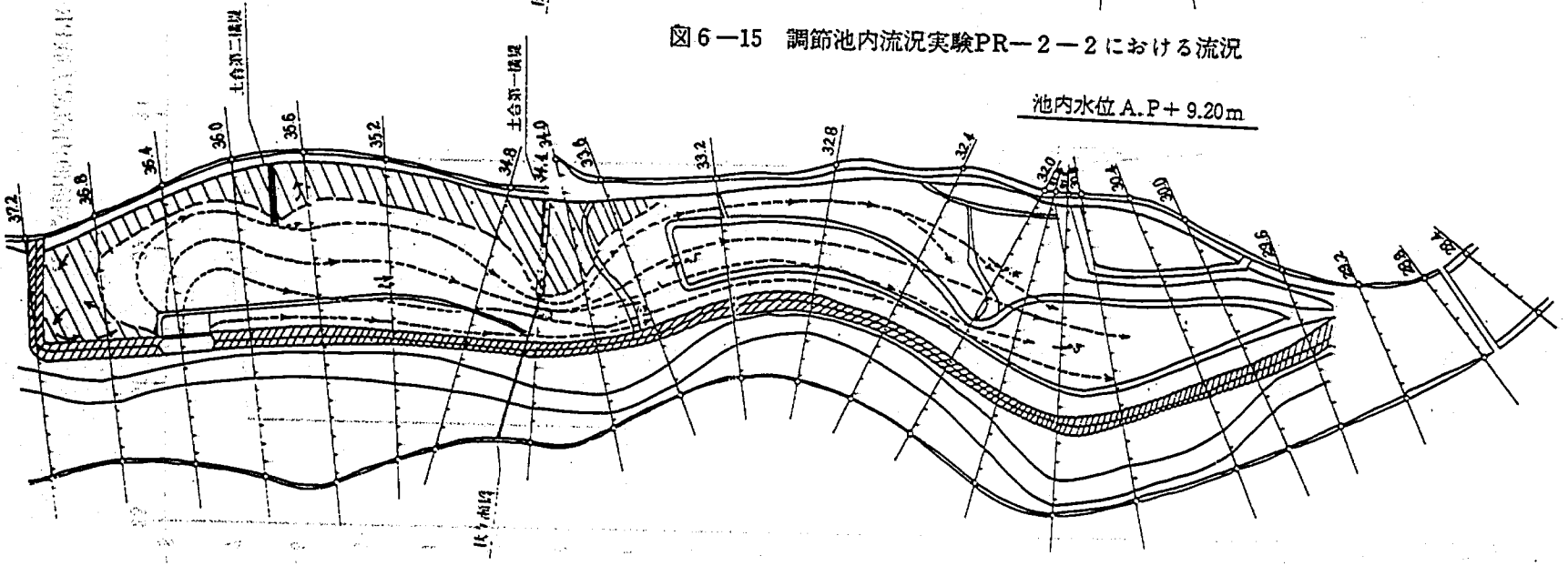
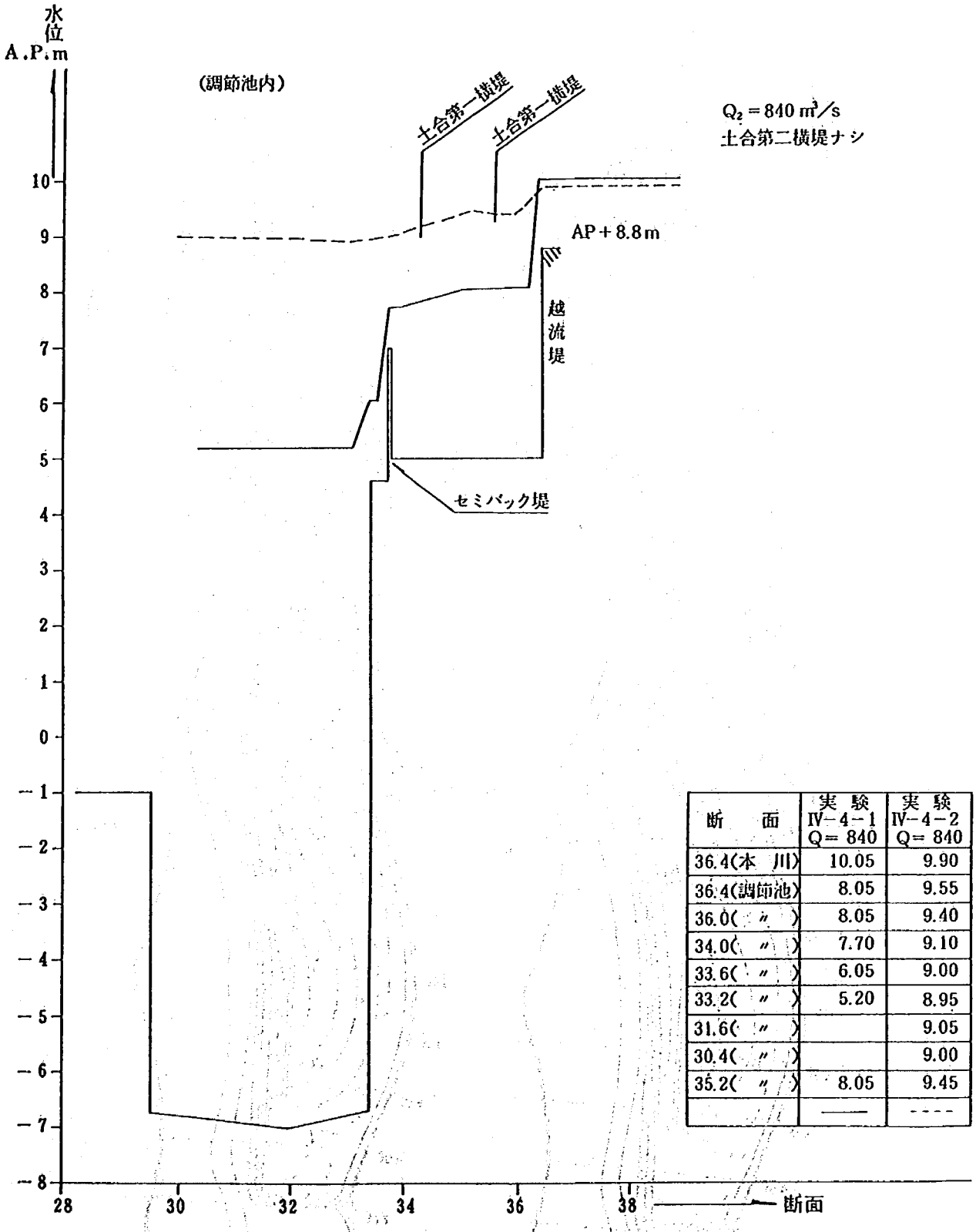


図６—15　調節池内流況実験PR—２—２における流況





断　面	実験 IV−4−1 Q= 840	実験 IV−4−2 Q= 840
36.4(本　川)	10.05	9.90
36.4(調節池)	8.05	9.55
36.0(　〃　)	8.05	9.40
34.0(　〃　)	7.70	9.10
33.6(　〃　)	6.05	9.00
33.2(　〃　)	5.20	8.95
31.6(　〃　)		9.05
30.4(　〃　)		9.00
35.2(　〃　)	8.05	9.45
	——	----

図 6−16　調節池内流況実験PR−3における水位

図６－17　調節池内流況実験PR－３－１における流況

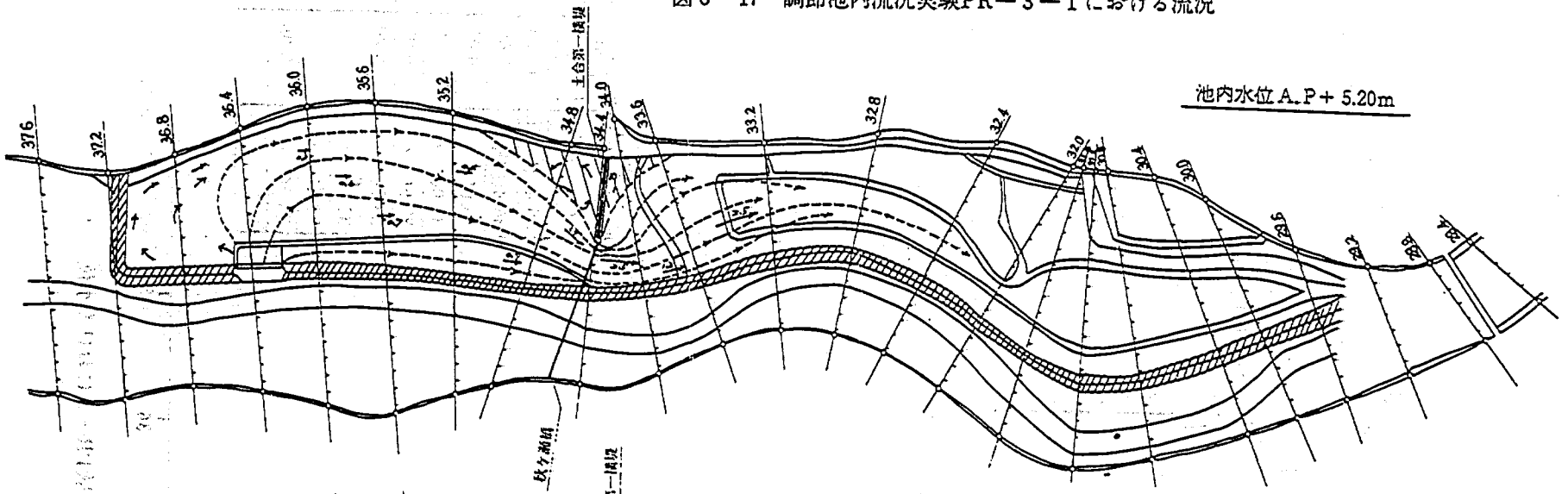


図６－18　調節池内流況実験PR－３－２における流況

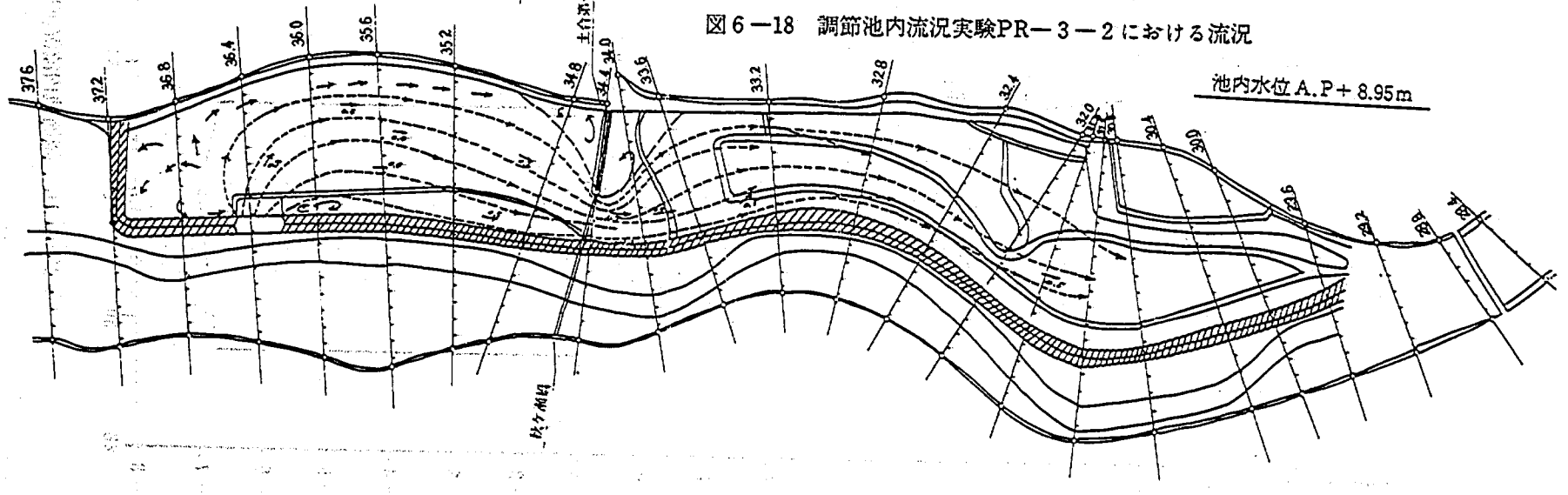
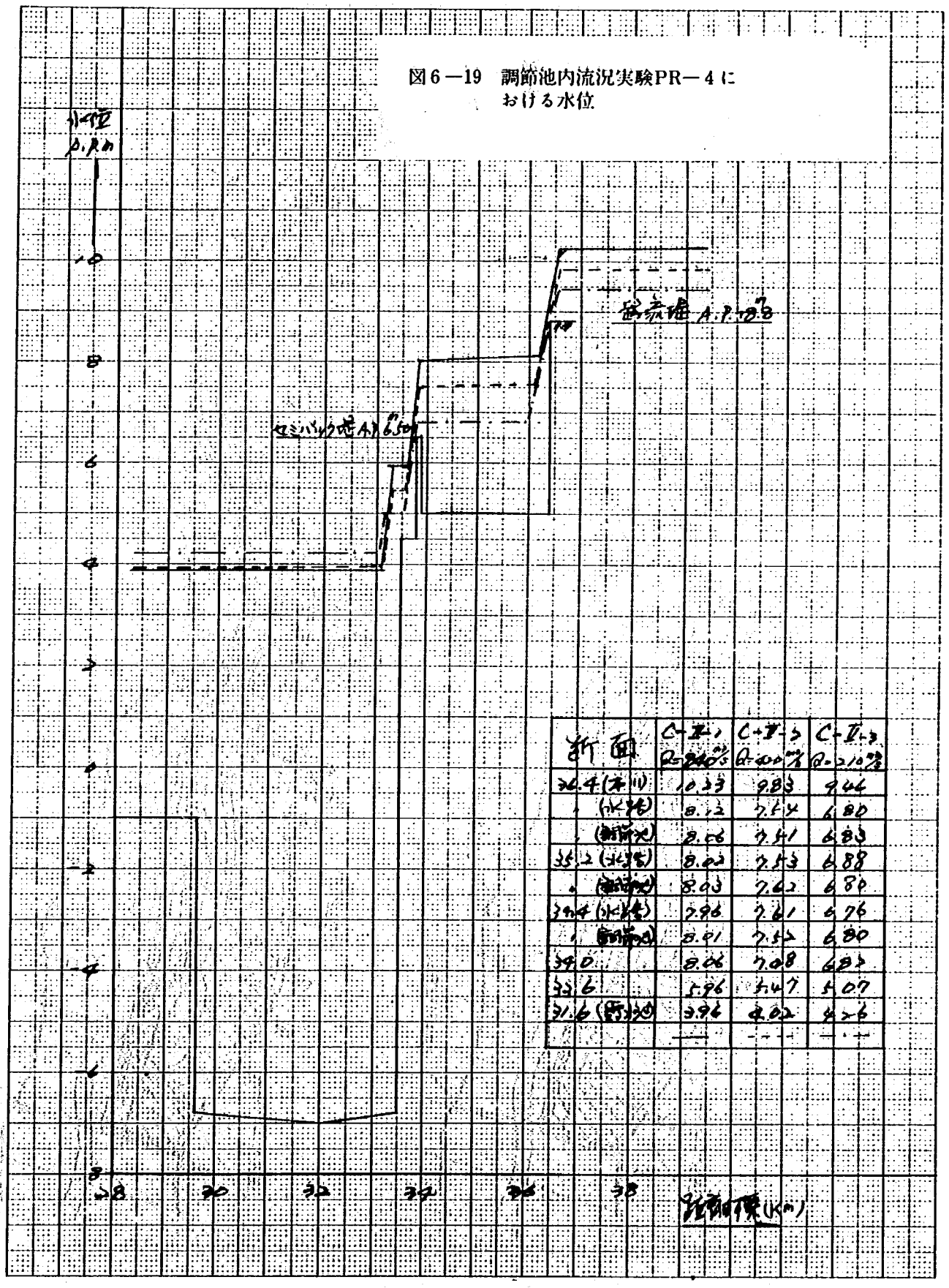


図6－19　調節池内流況実験PR－4における水位



断面	C+Ⅱ-1 Q=240m³/s	C+Ⅱ-2 Q=200m³/s	C+Ⅱ-3 Q=210m³/s
30.4(本川)	10.33	9.83	9.44
〃(水位)	8.12	7.54	6.80
〃(断面)	8.06	7.41	6.83
35.2(本川)	8.02	7.43	6.88
〃(断面)	8.03	7.42	6.80
30.4(水位)	7.96	7.61	6.76
〃(断面)	8.01	7.52	6.80
34.0	8.06	7.08	6.83
33.6	5.96	5.47	5.07
31.6(計画)	3.96	4.02	4.26
	—	- - -	— - -

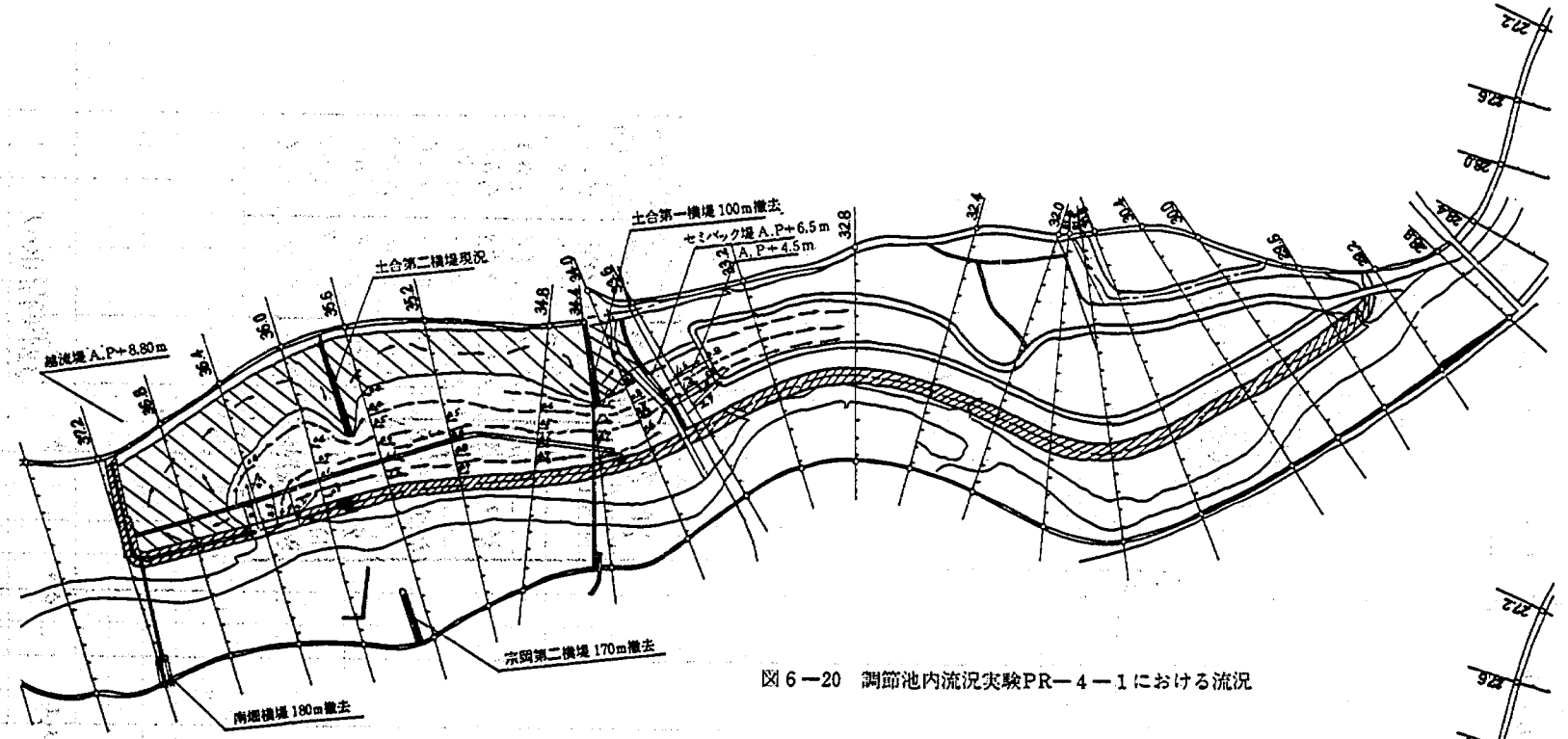


図 6－20　調節池内流況実験PR－4－1における流況

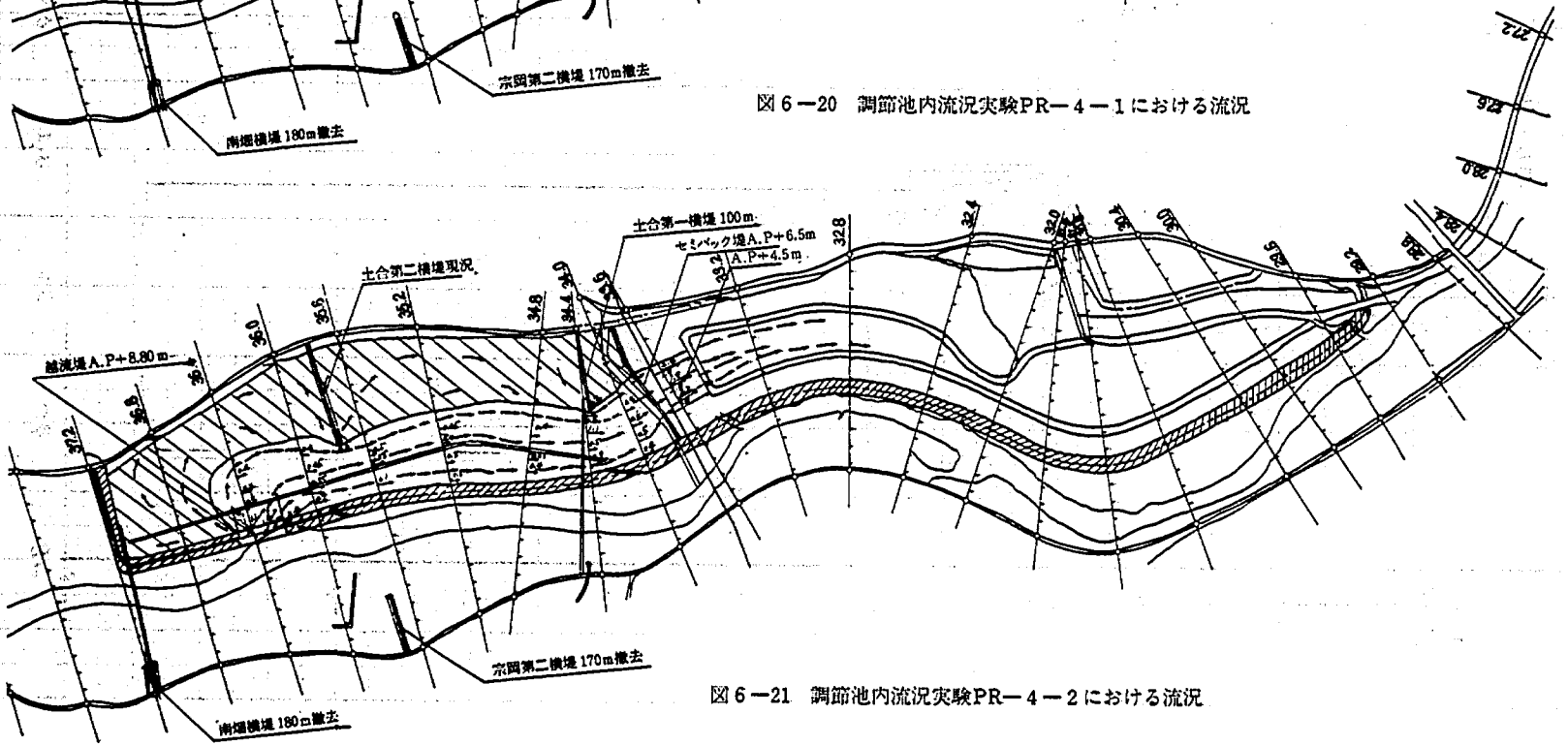


図 6－21　調節池内流況実験PR－4－2における流況

図６－22　調節池内流況実験PR－４－３における流況

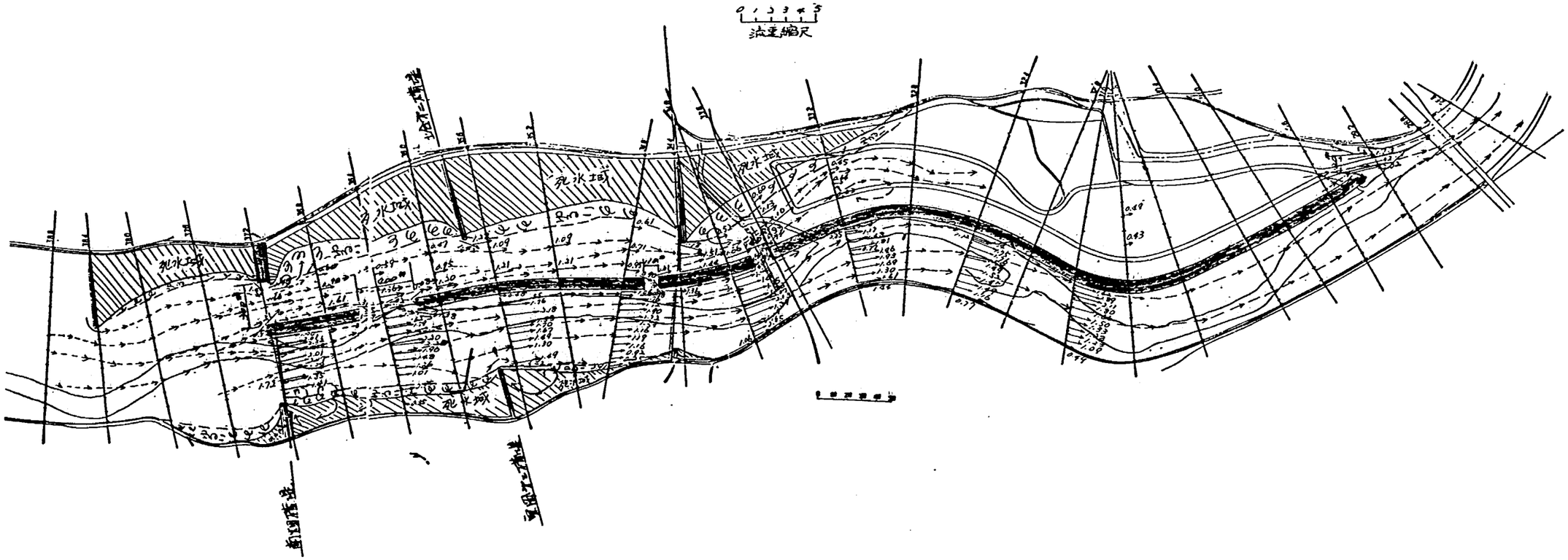
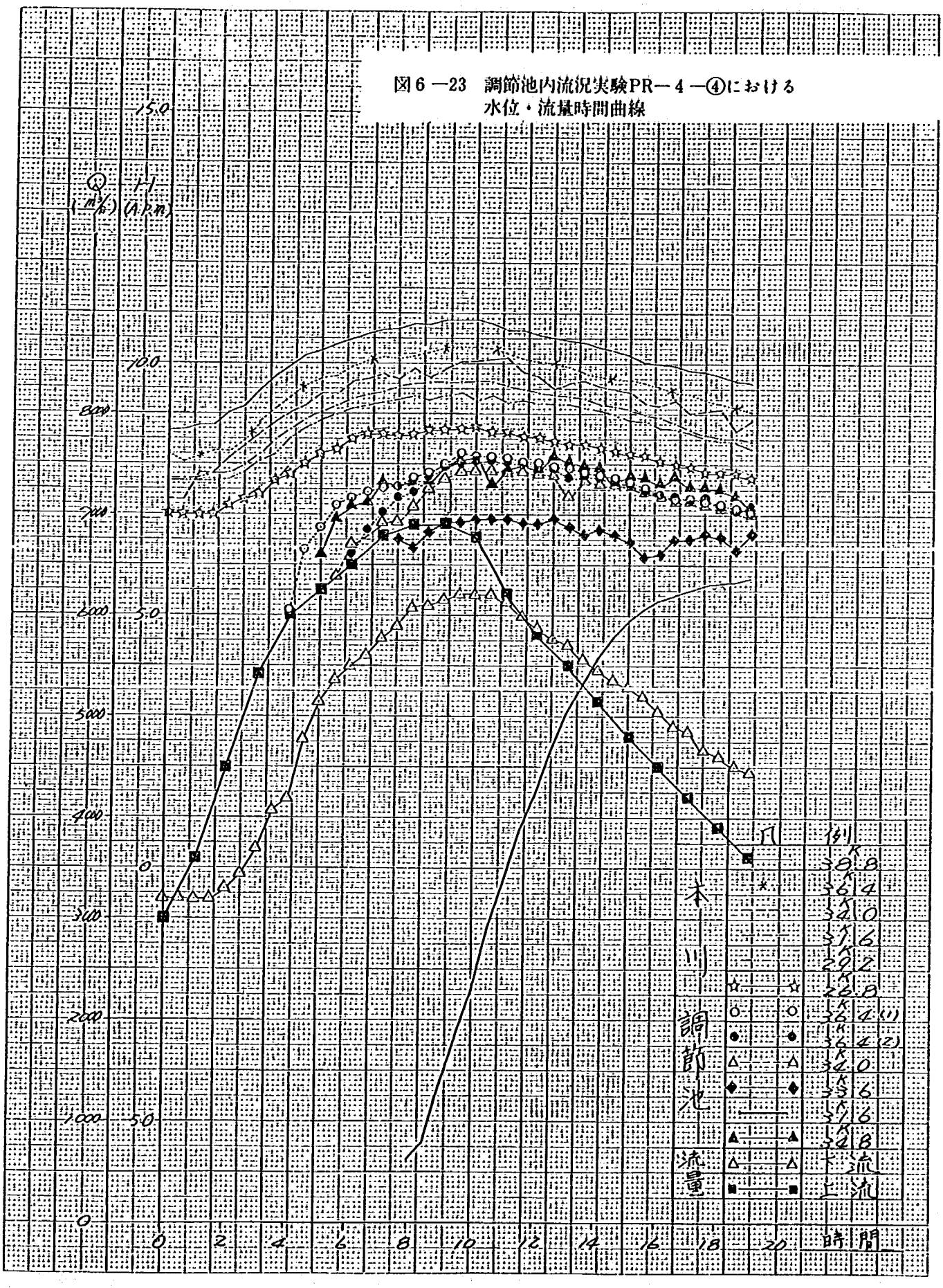


図6 —23　調節池内流況実験PR— 4 —④における
水位・流量時間曲線



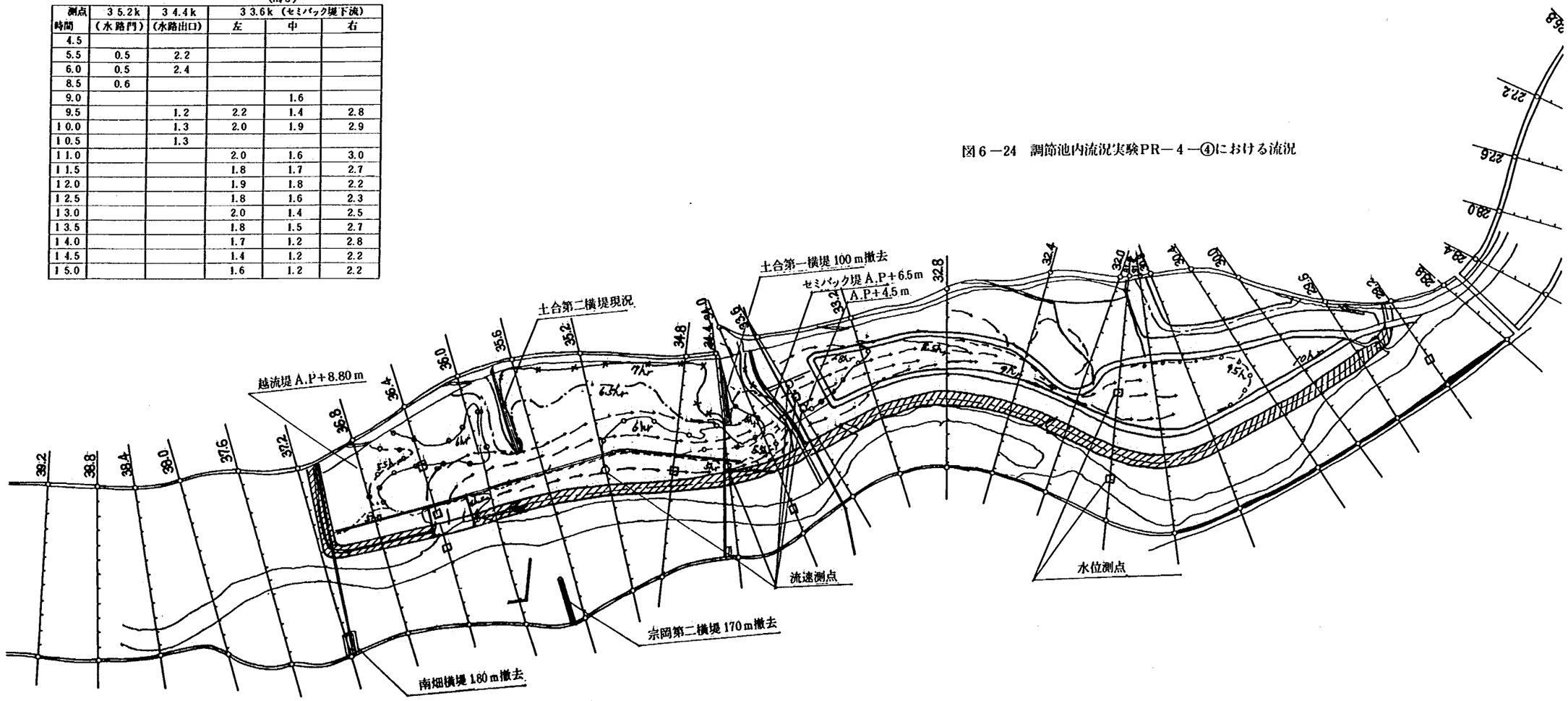


流速測定結果一覧表

(m/s)

測点	35.2k	34.4k	33.6k（セミバック堤下流）		
時間	（水路門）	（水路出口）	左	中	右
4.5					
5.5	0.5	2.2			
6.0	0.5	2.4			
8.5	0.6				
9.0				1.6	
9.5		1.2	2.2	1.4	2.8
10.0		1.3	2.0	1.9	2.9
10.5		1.3			
11.0			2.0	1.6	3.0
11.5			1.8	1.7	2.7
12.0			1.9	1.8	2.2
12.5			1.8	1.6	2.3
13.0			2.0	1.4	2.5
13.5			1.8	1.5	2.7
14.0			1.7	1.2	2.8
14.5			1.4	1.2	2.2
15.0			1.6	1.2	2.2

図6－24　調節池内流況実験PR－4－④における流況



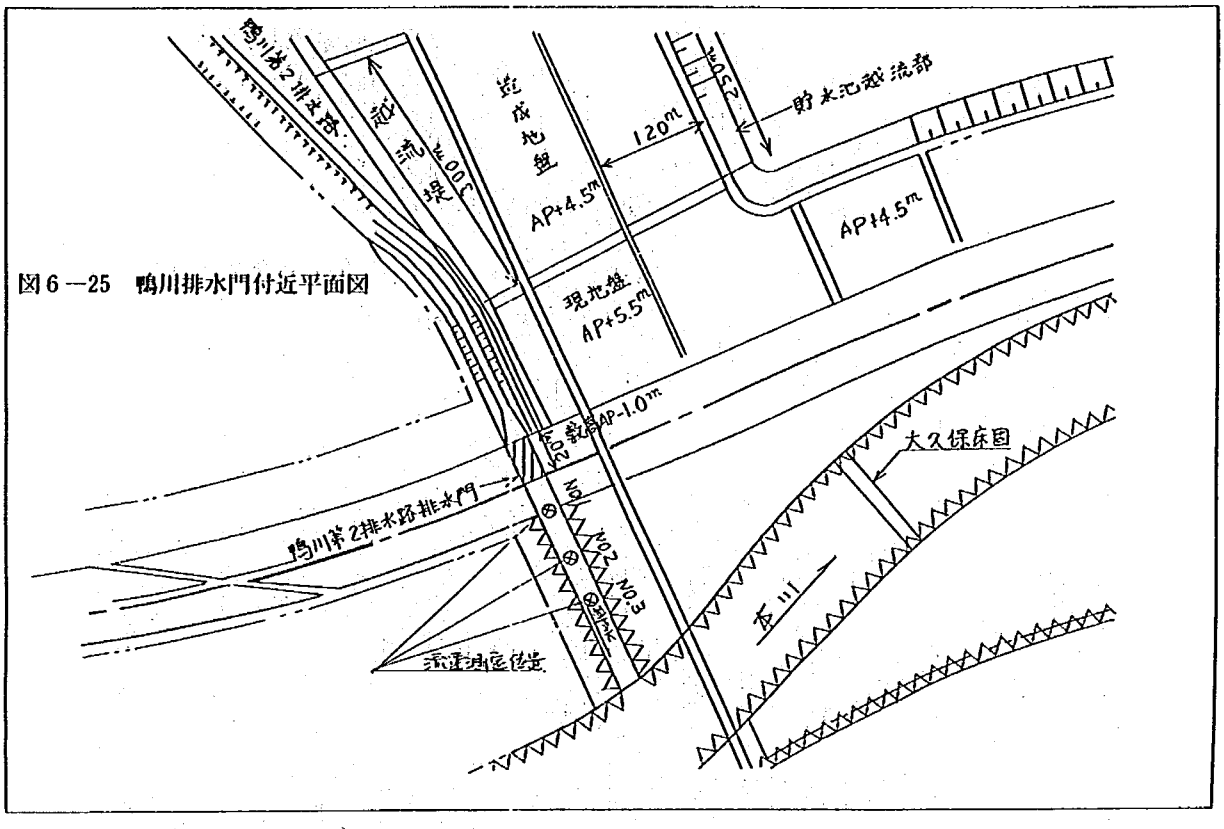


図6—25　鴨川排水門付近平面図

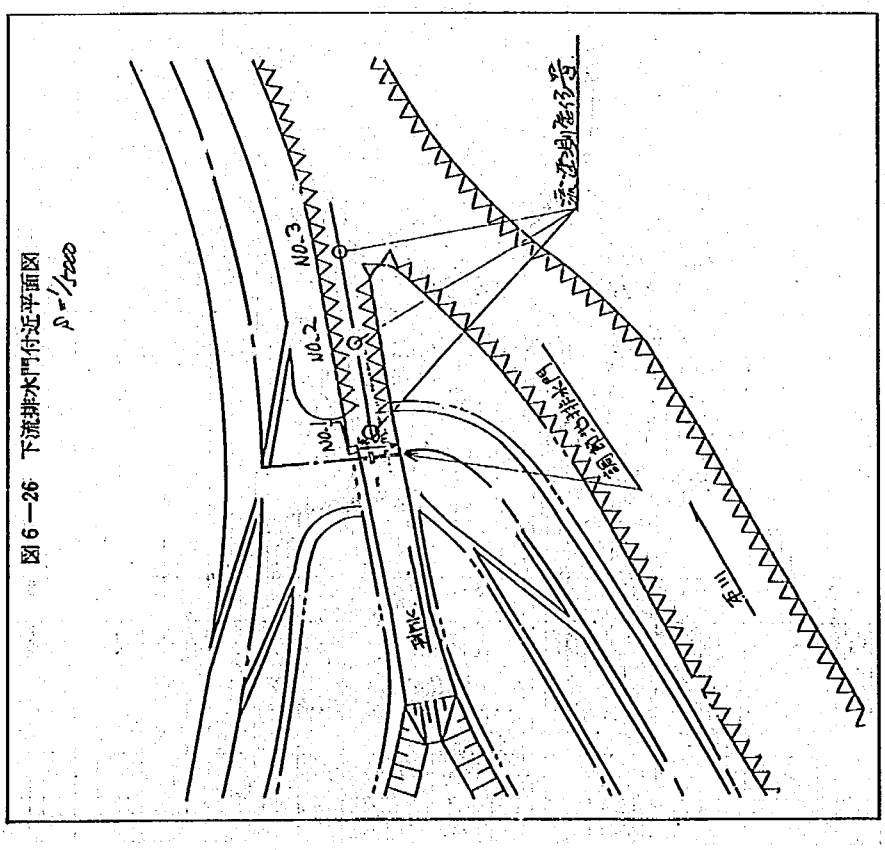


図6—26　下流排水門付近平面図

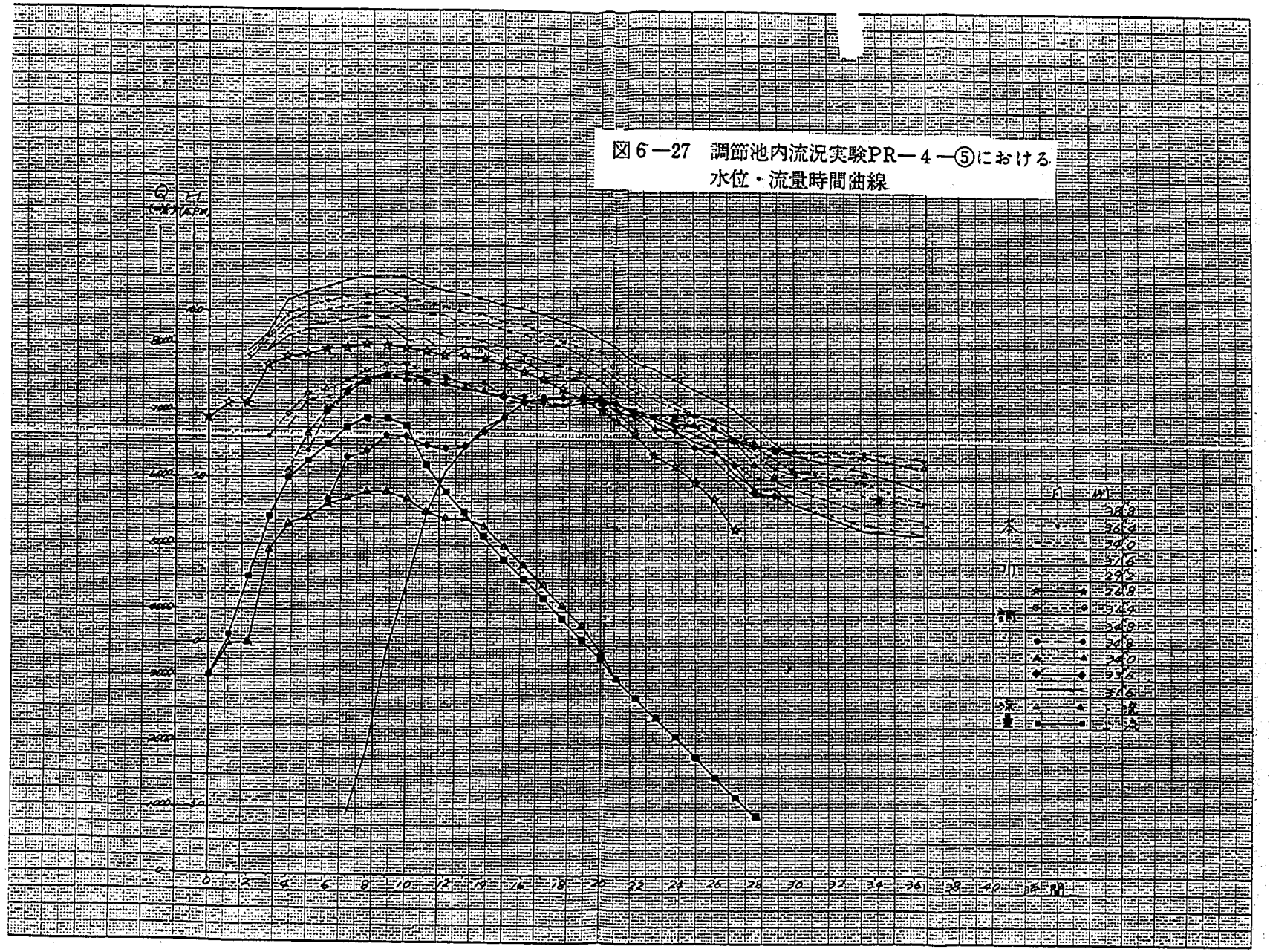


図6－27　調節池内流況実験PR－4－⑤における水位・流量時間曲線

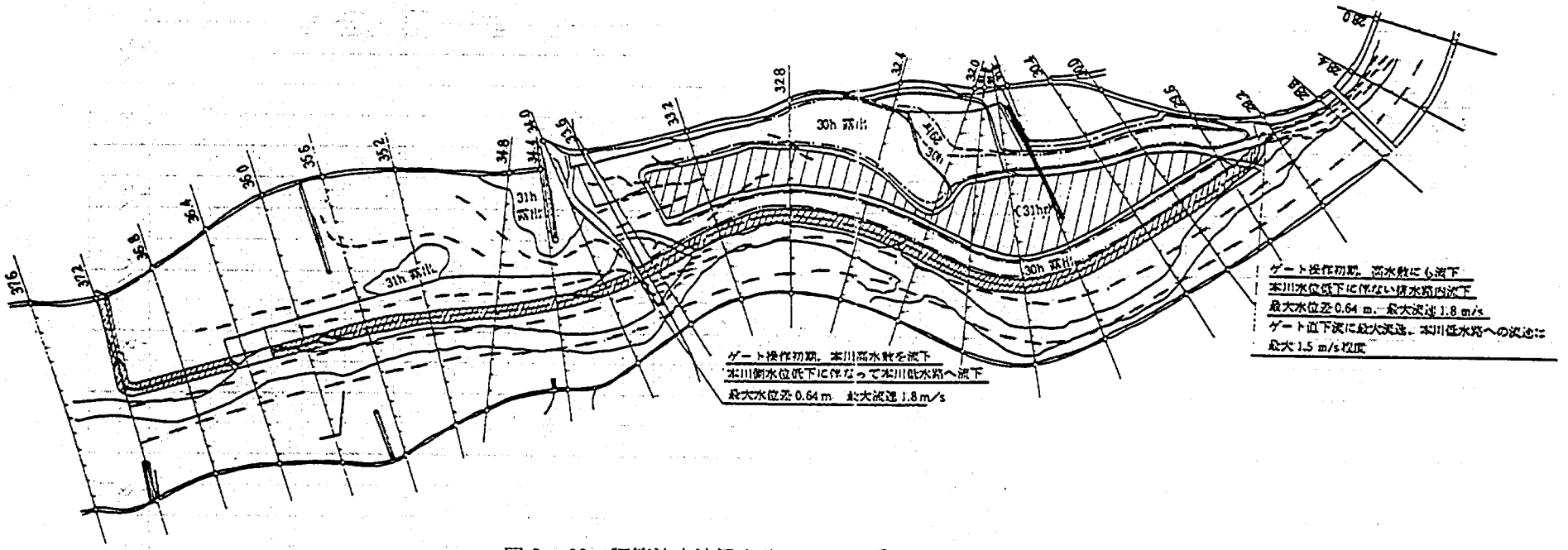


図 6 —28　調節池内流況実験PR— 4 —⑤における流況

図６－29　調節池内流況実験PR－４－⑥における
水位・流量時間曲線

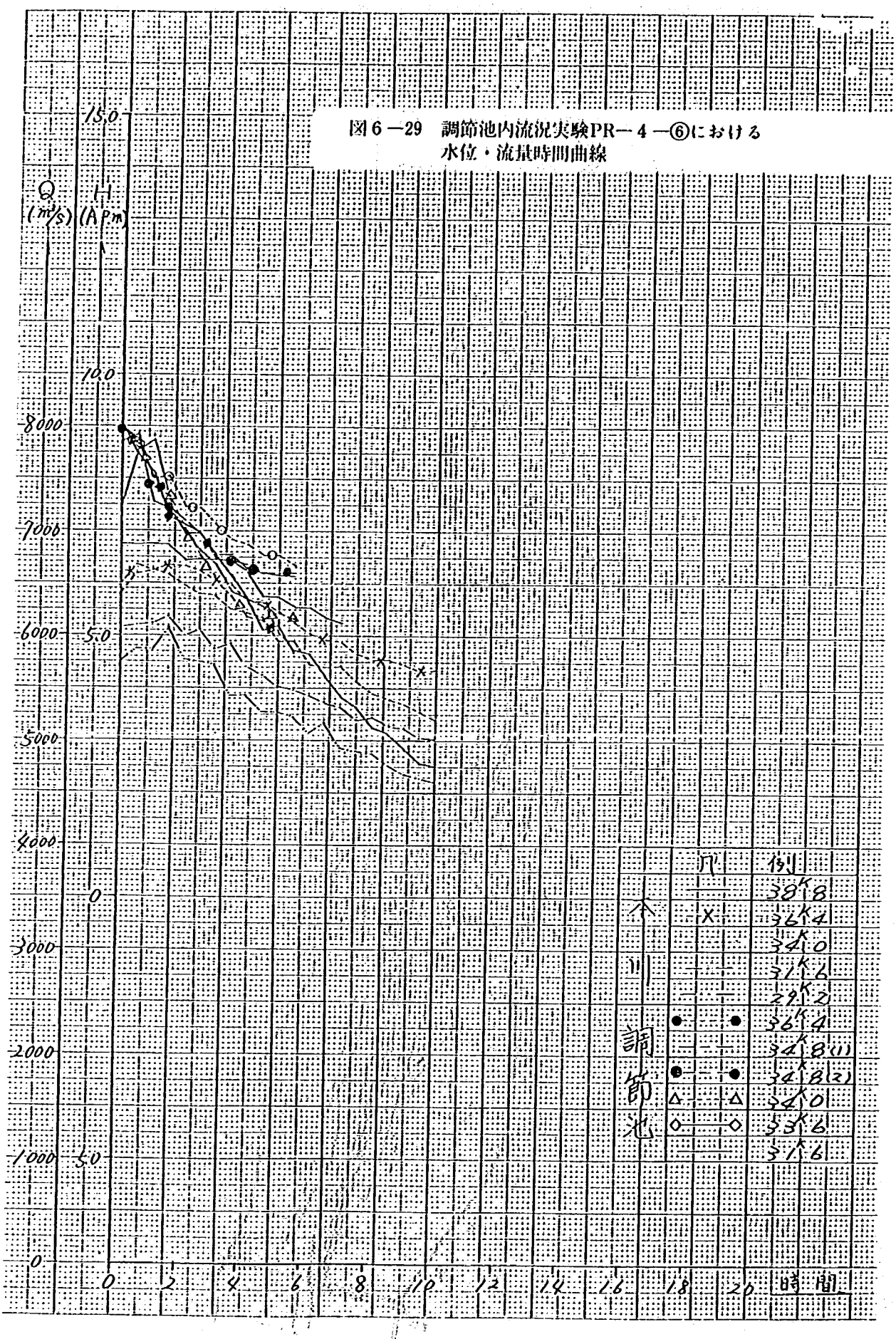
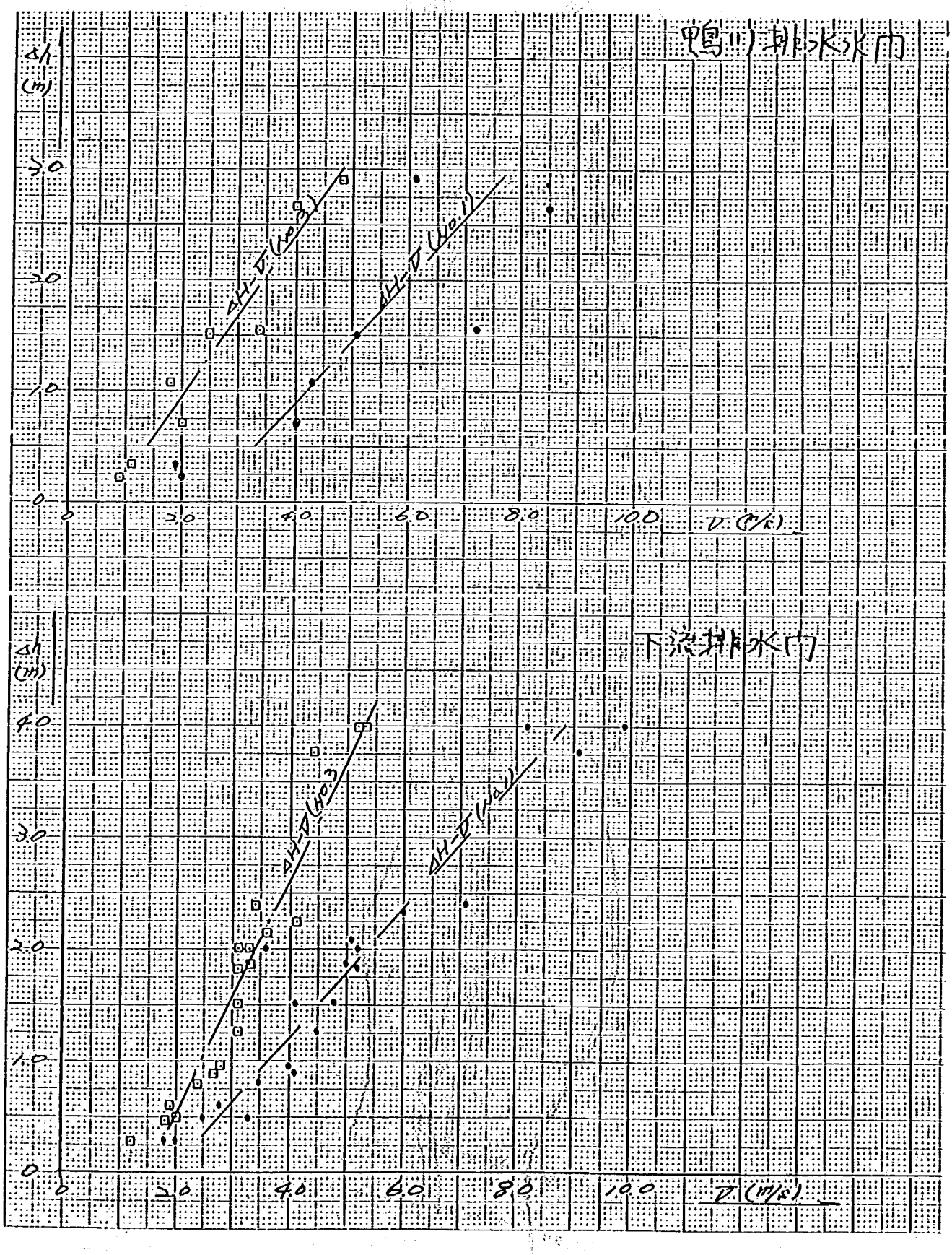


図６－30　調節池内流況実験PR－４－⑥における
排水門付近の流速



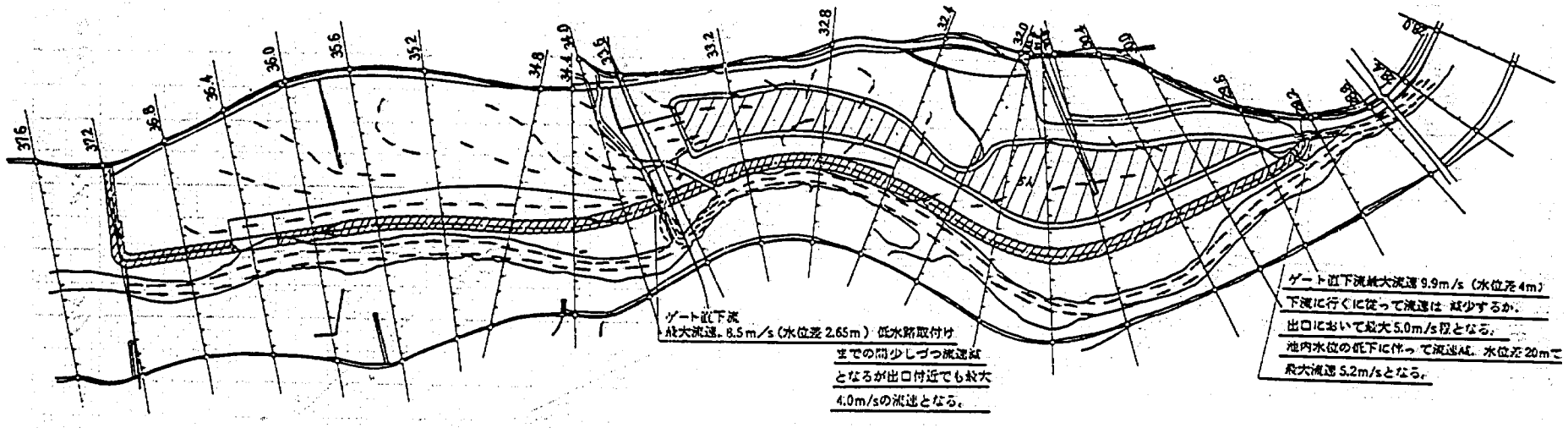
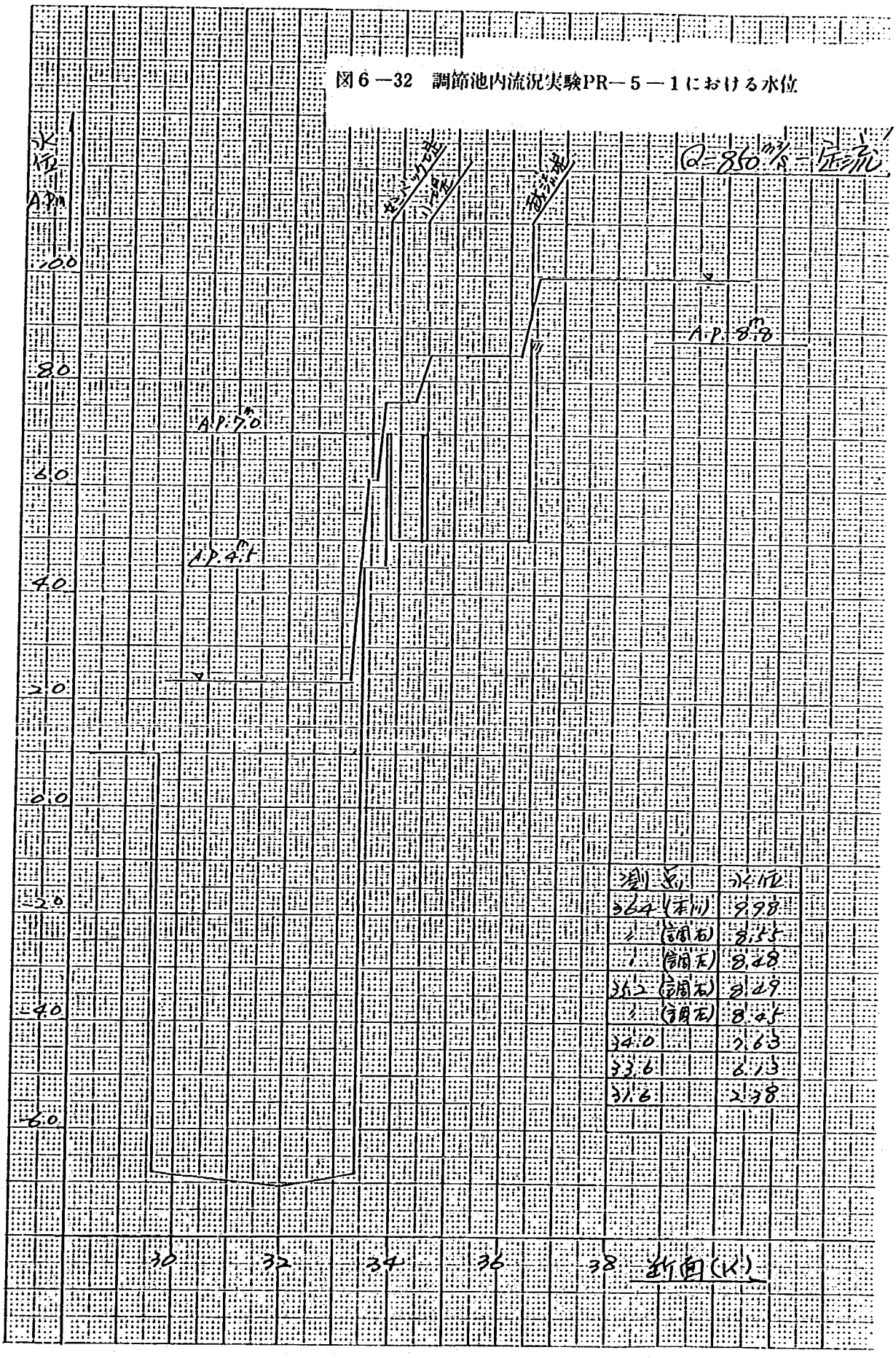


図 6.—31　調節池内流況実験PR—4—⑥における流況

図６－32　調節池内流況実験PR－５－１における水位



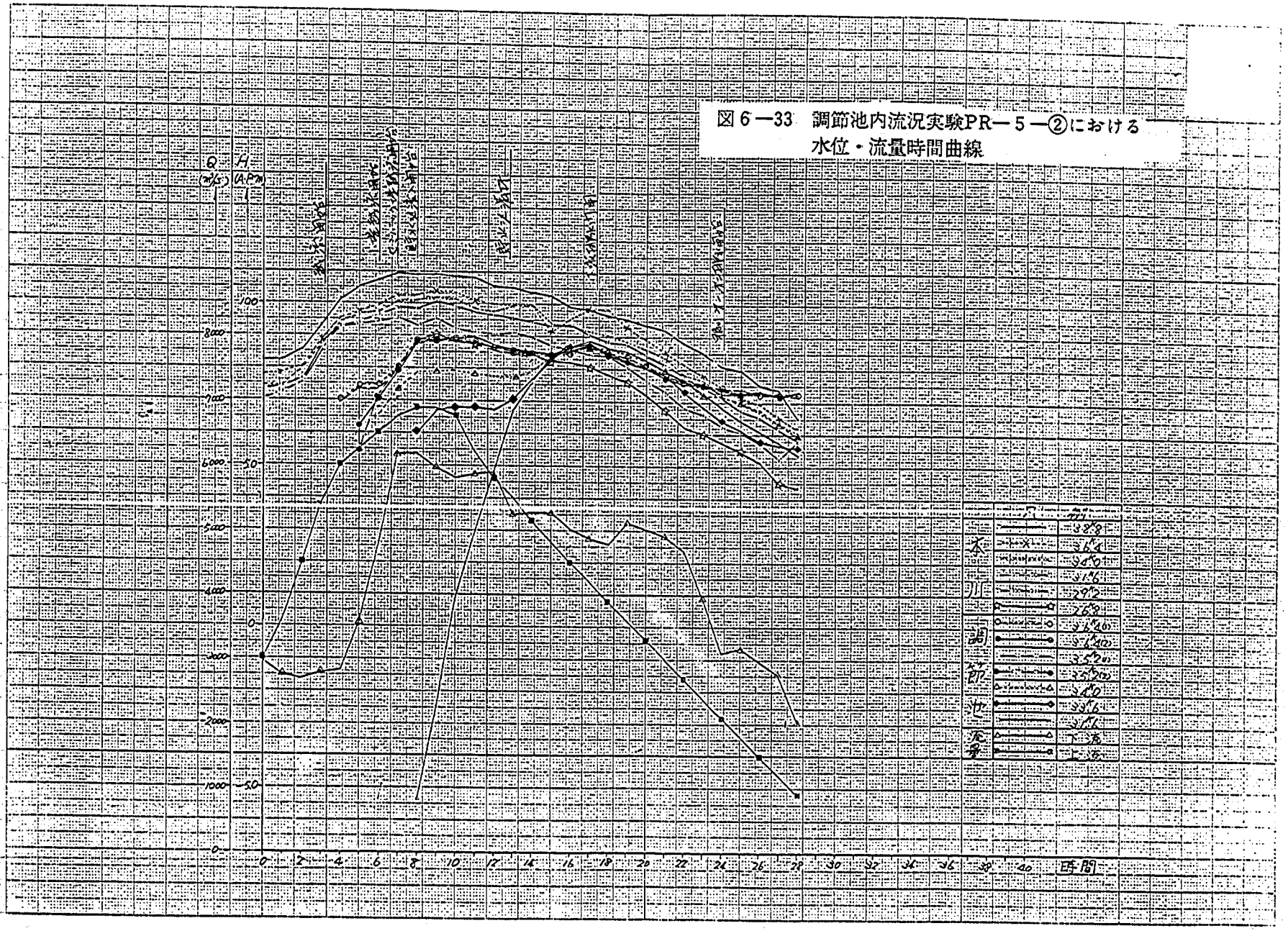


図6—33　調節池内流況実験PR—5—②における
水位・流量時間曲線

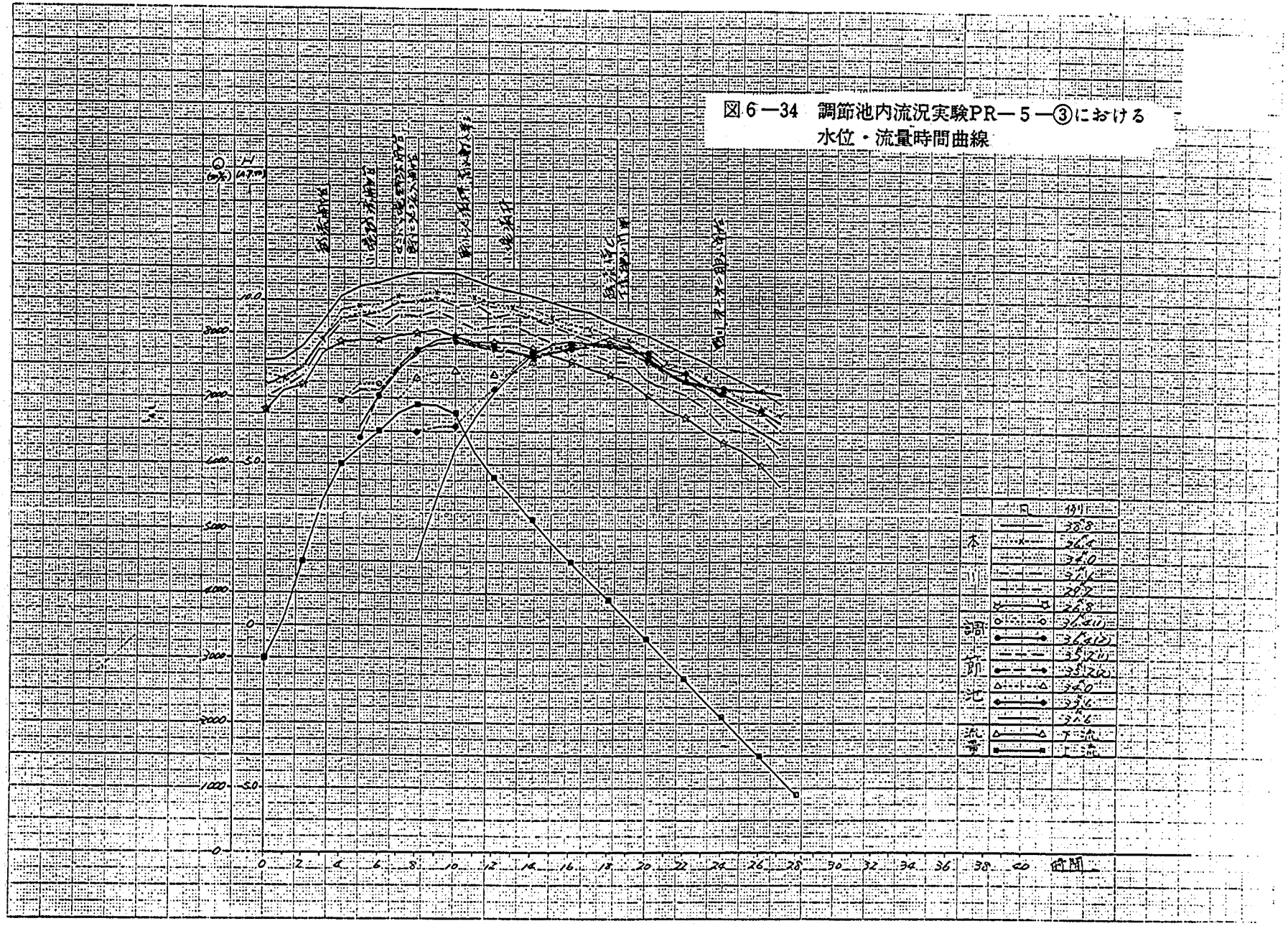


図6－34　調節池内流況実験PR－5－③における
水位・流量時間曲線

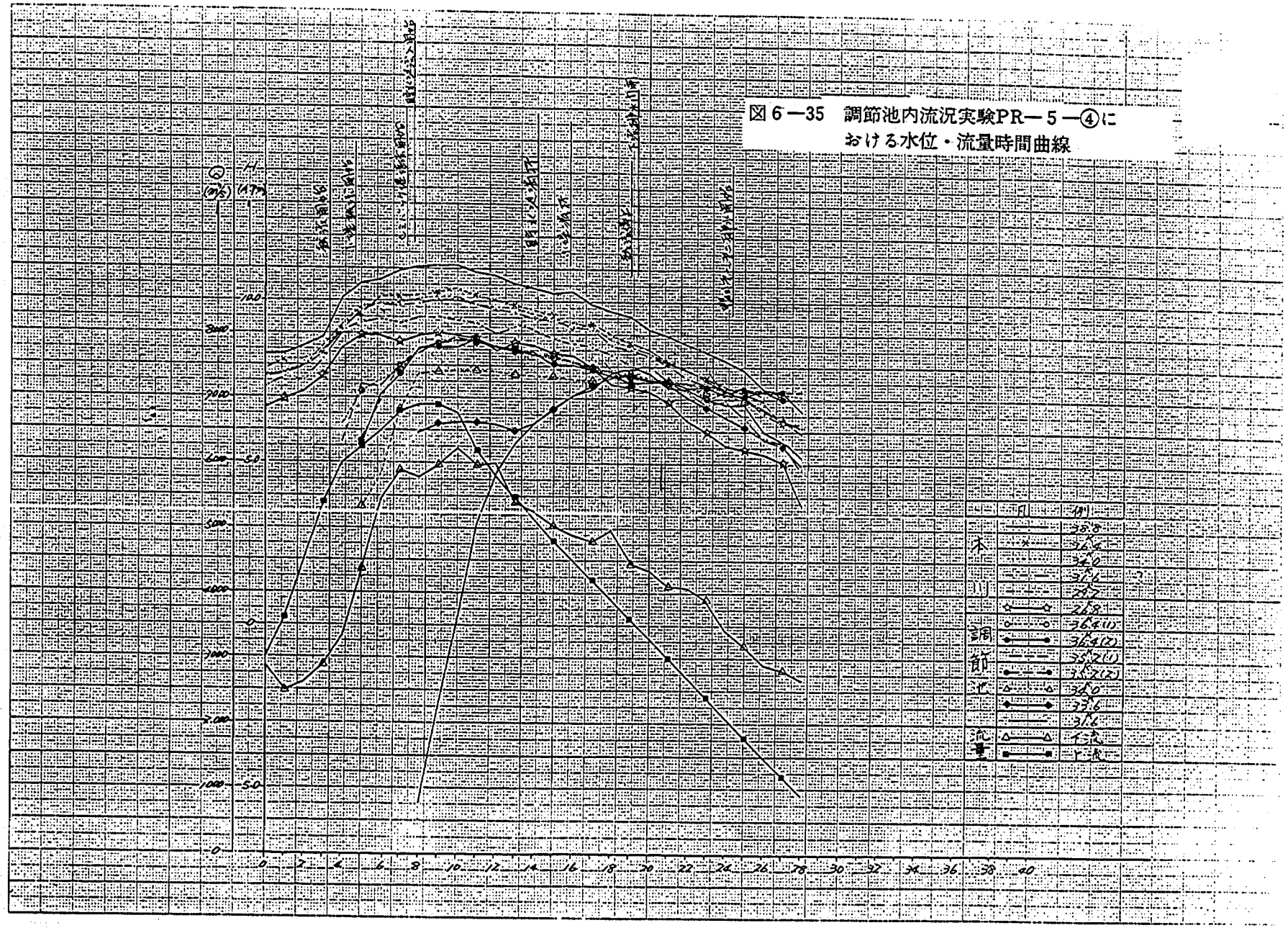


図6—35　調節池内流況実験PR—5—④における水位・流量時間曲線

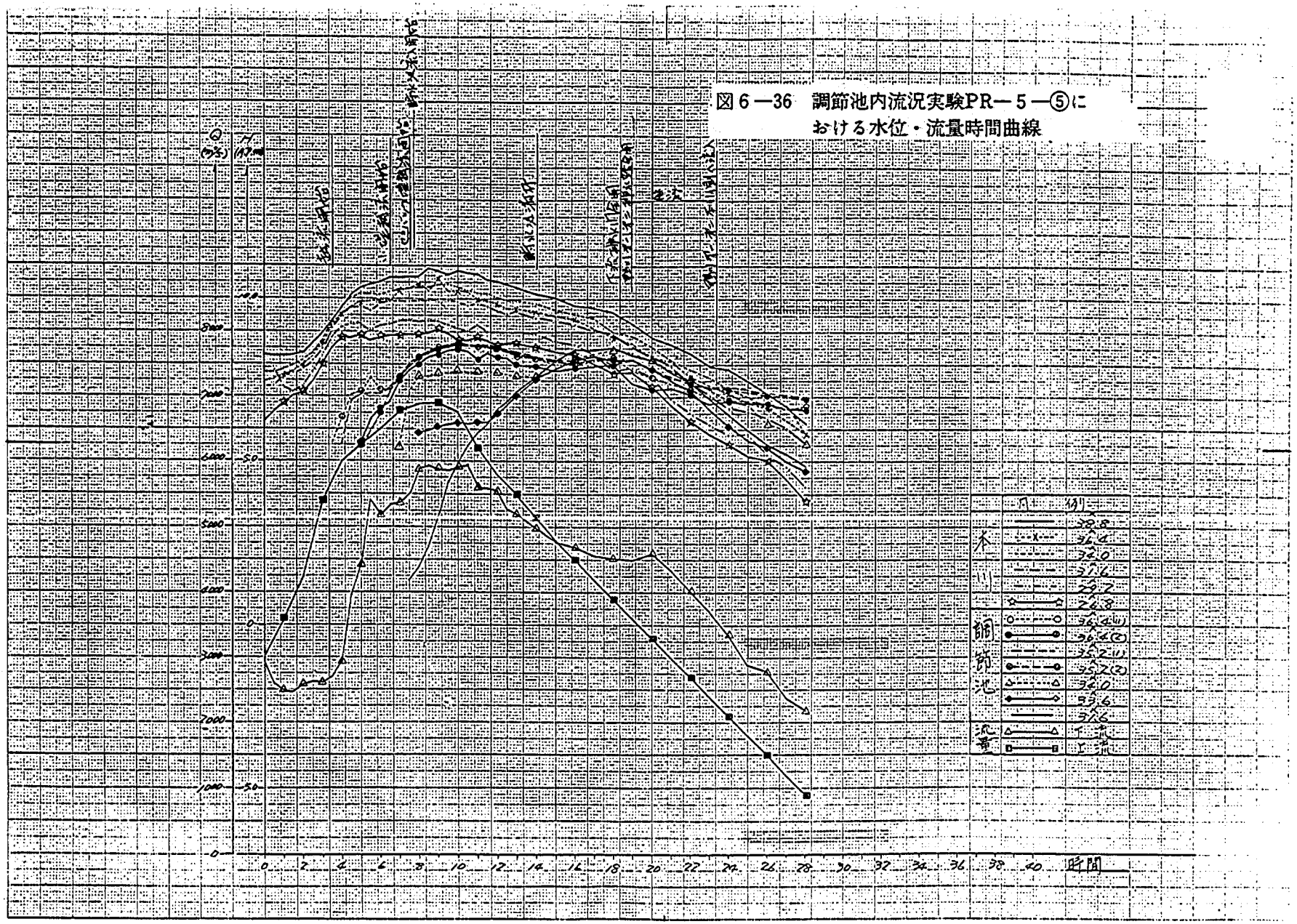


図6—36　調節池内流況実験PR—5—⑤における水位・流量時間曲線

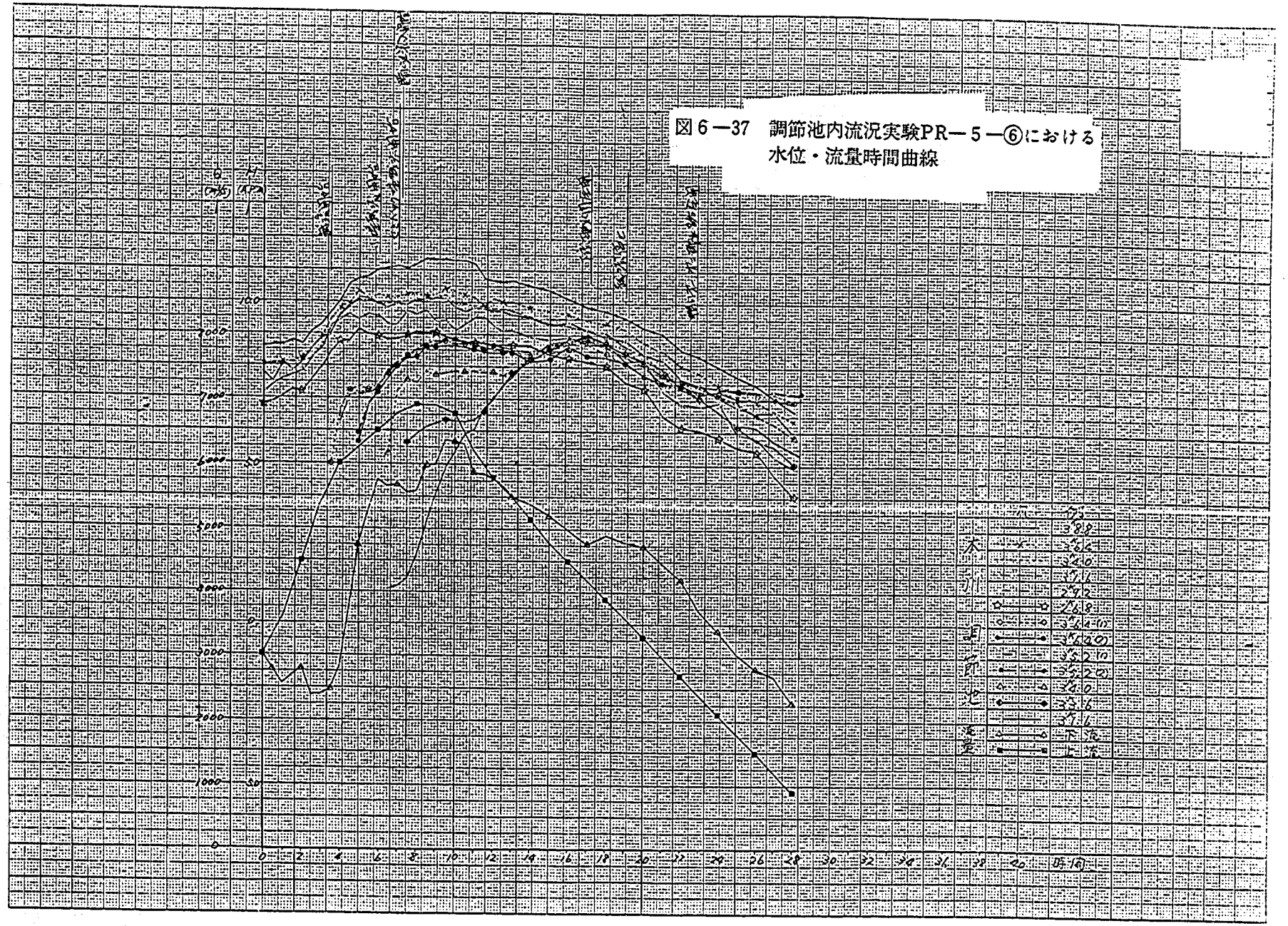


図6—37　調節池内流況実験PR—5—⑥における
水位・流量時間曲線

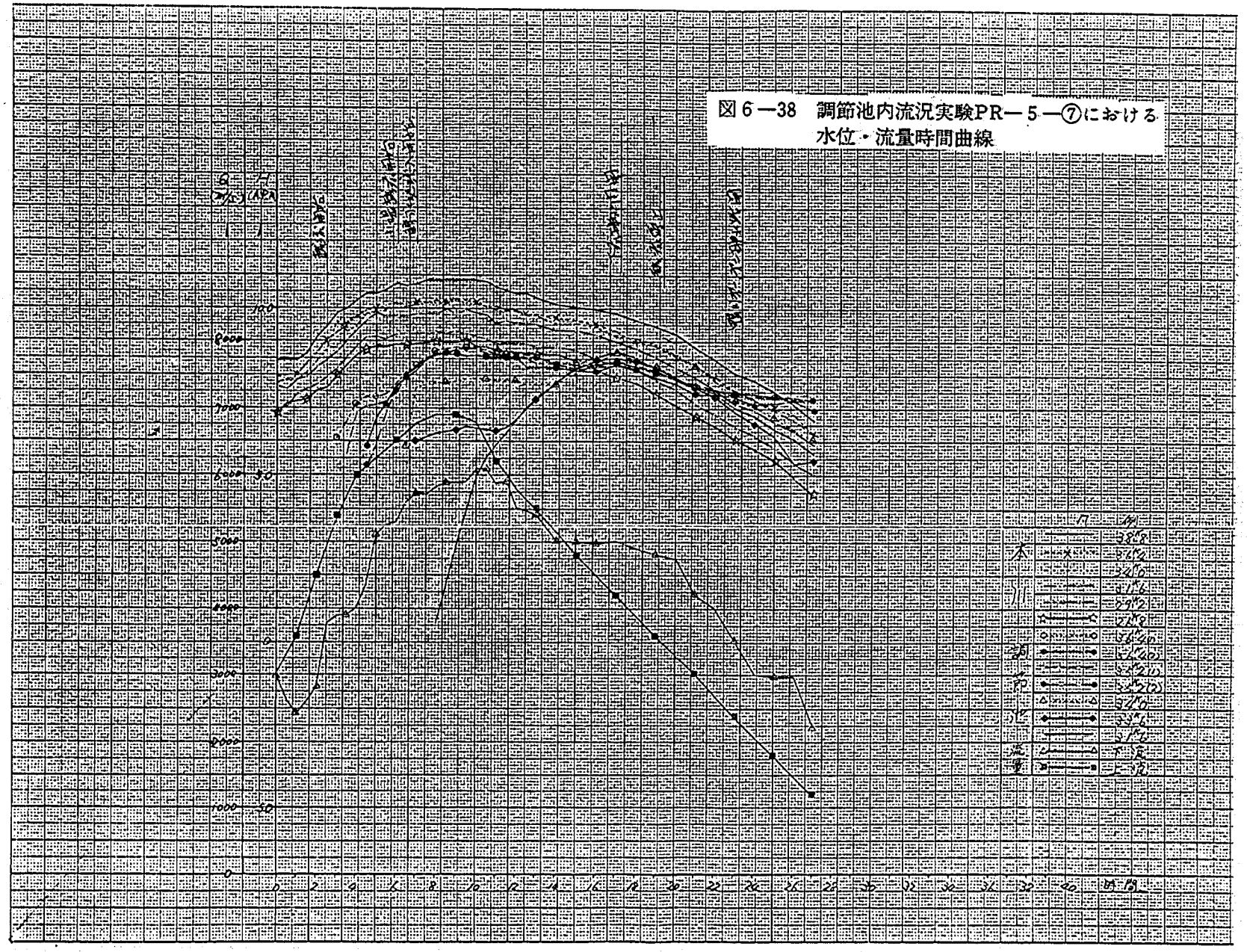


図6—38　調節池内流況実験PR—5—⑦における水位・流量時間曲線

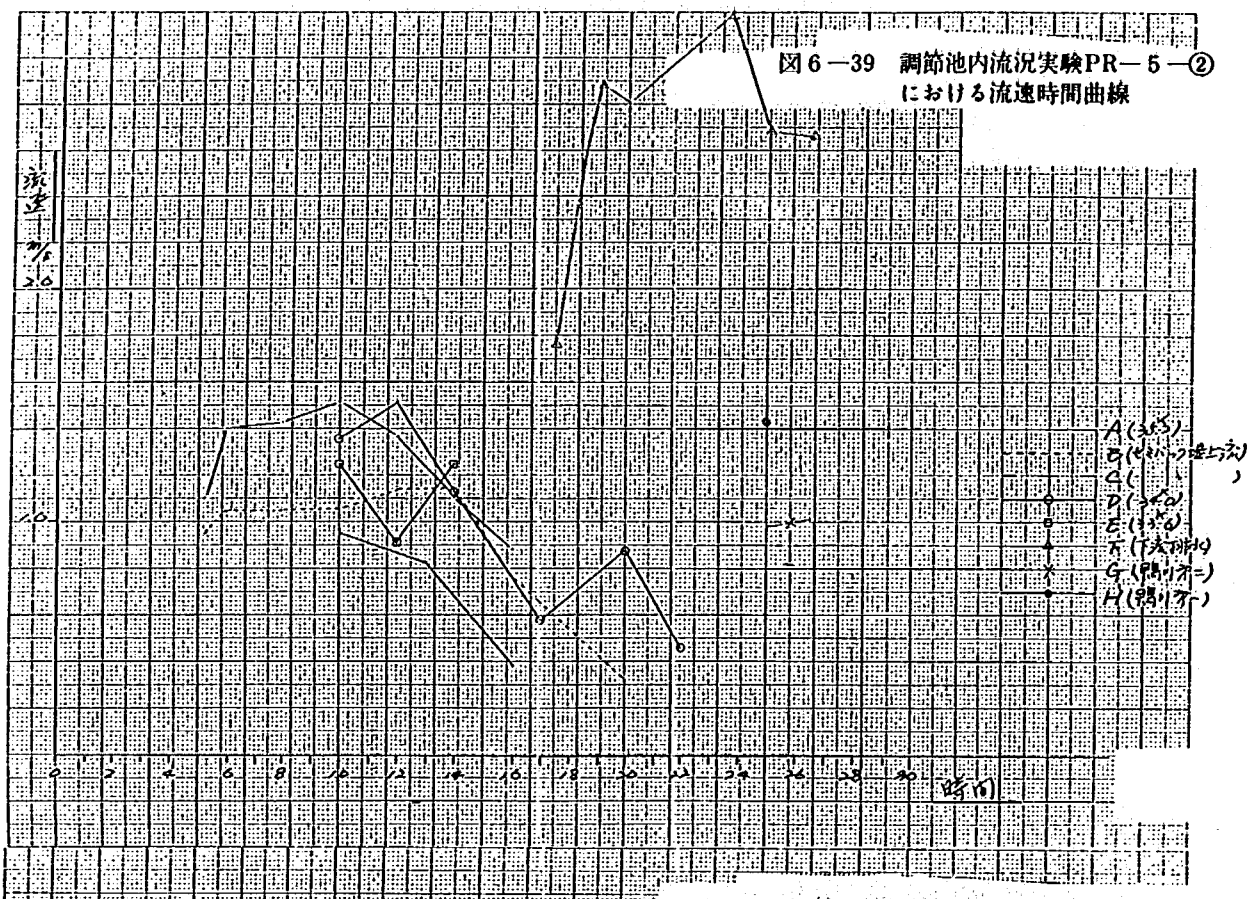


図６－39　調節池内流況実験PR－５－②における流速時間曲線

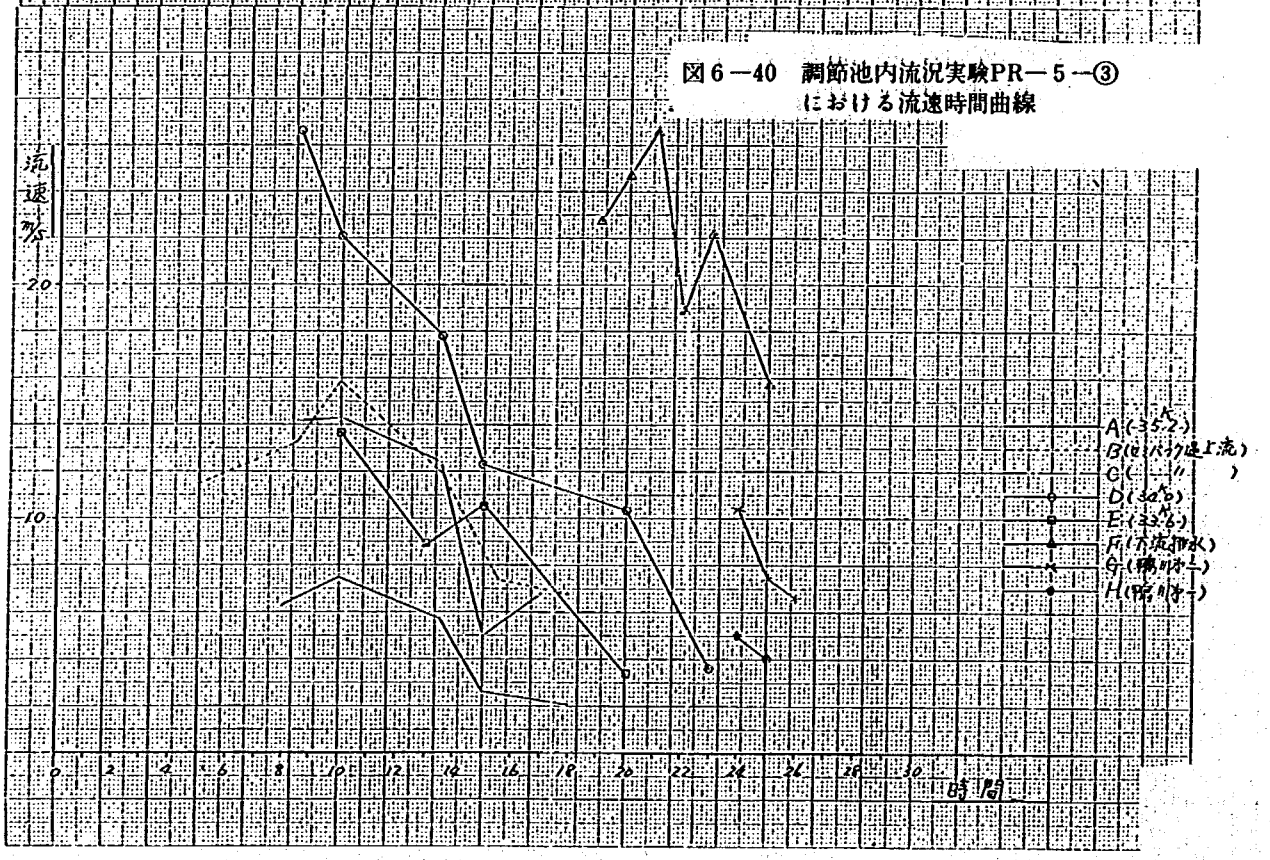


図６－40　調節池内流況実験PR－５－③における流速時間曲線

図６－41　調節池内流況実験PR－５－④における流速時間曲線

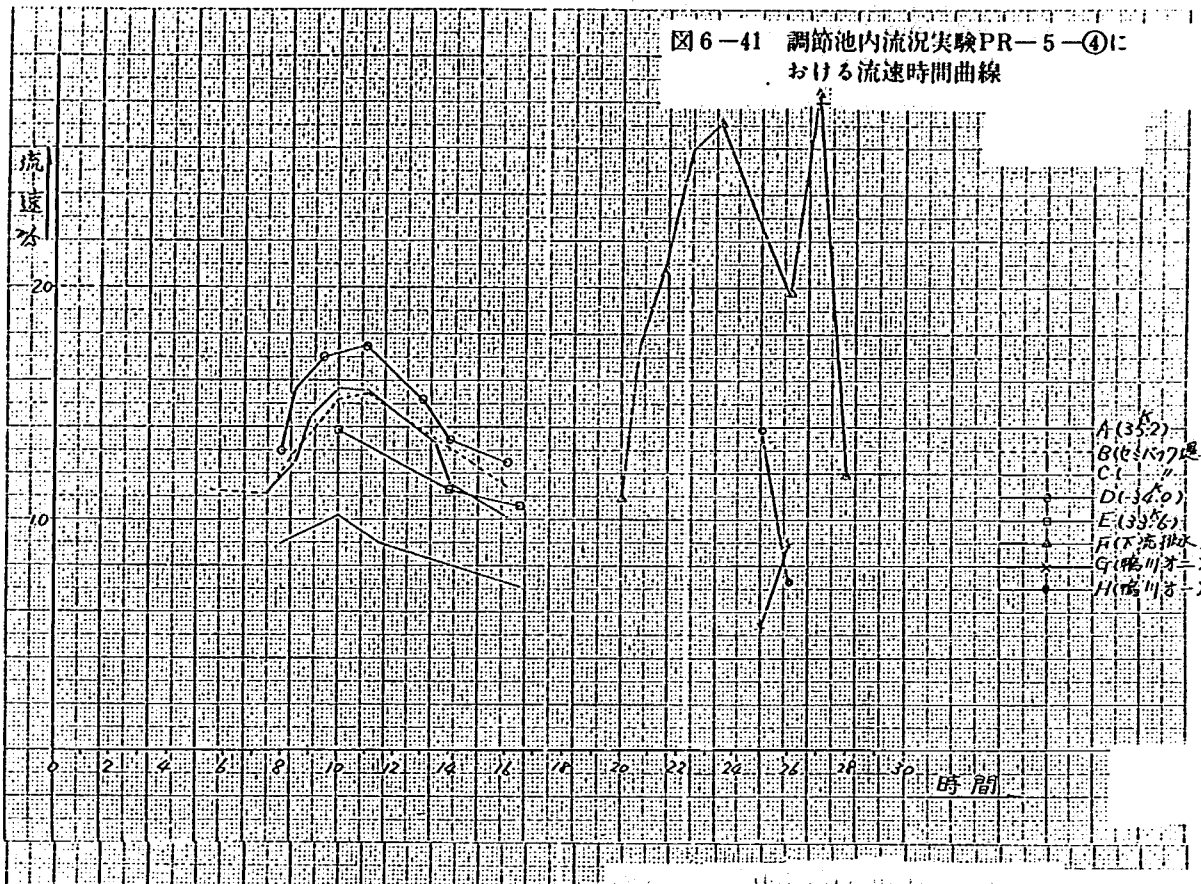


図６－42　調節池内流況実験PR－５－⑤における流速時間曲線

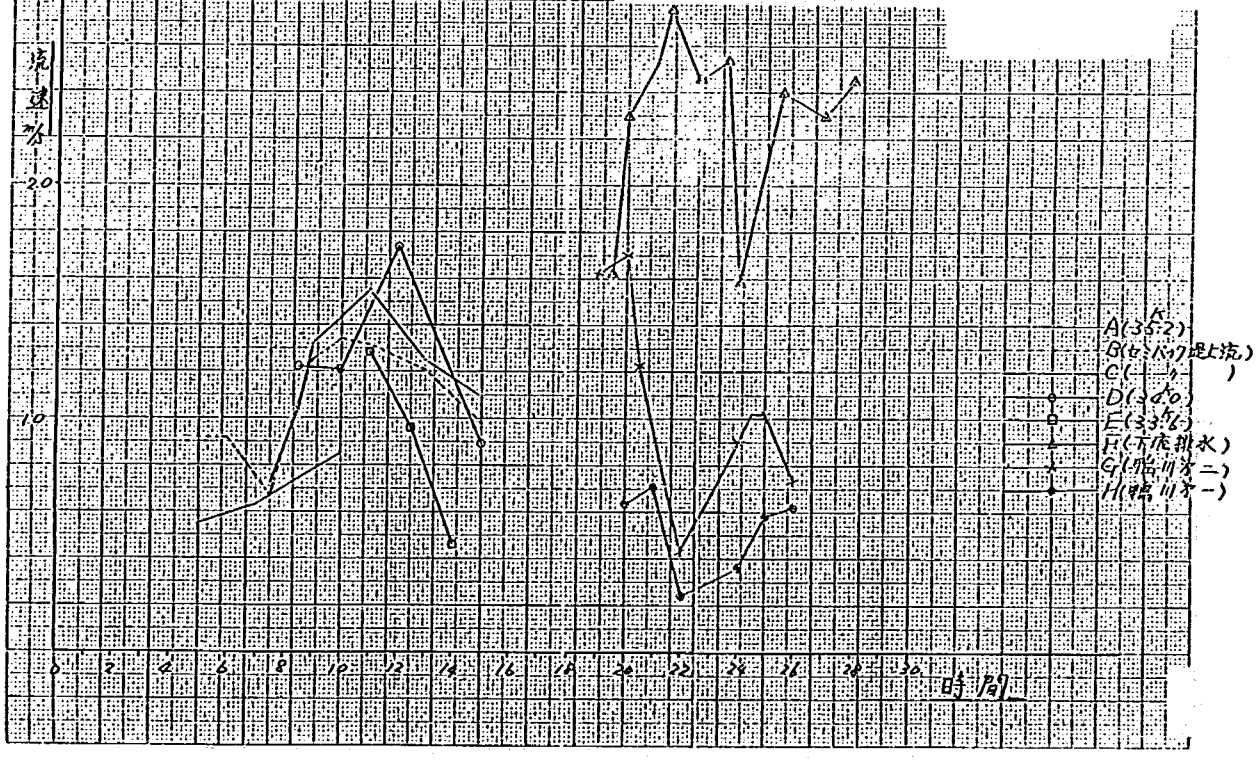


図6－43　調節池内流況実験PR－5－⑥
における流速時間曲線

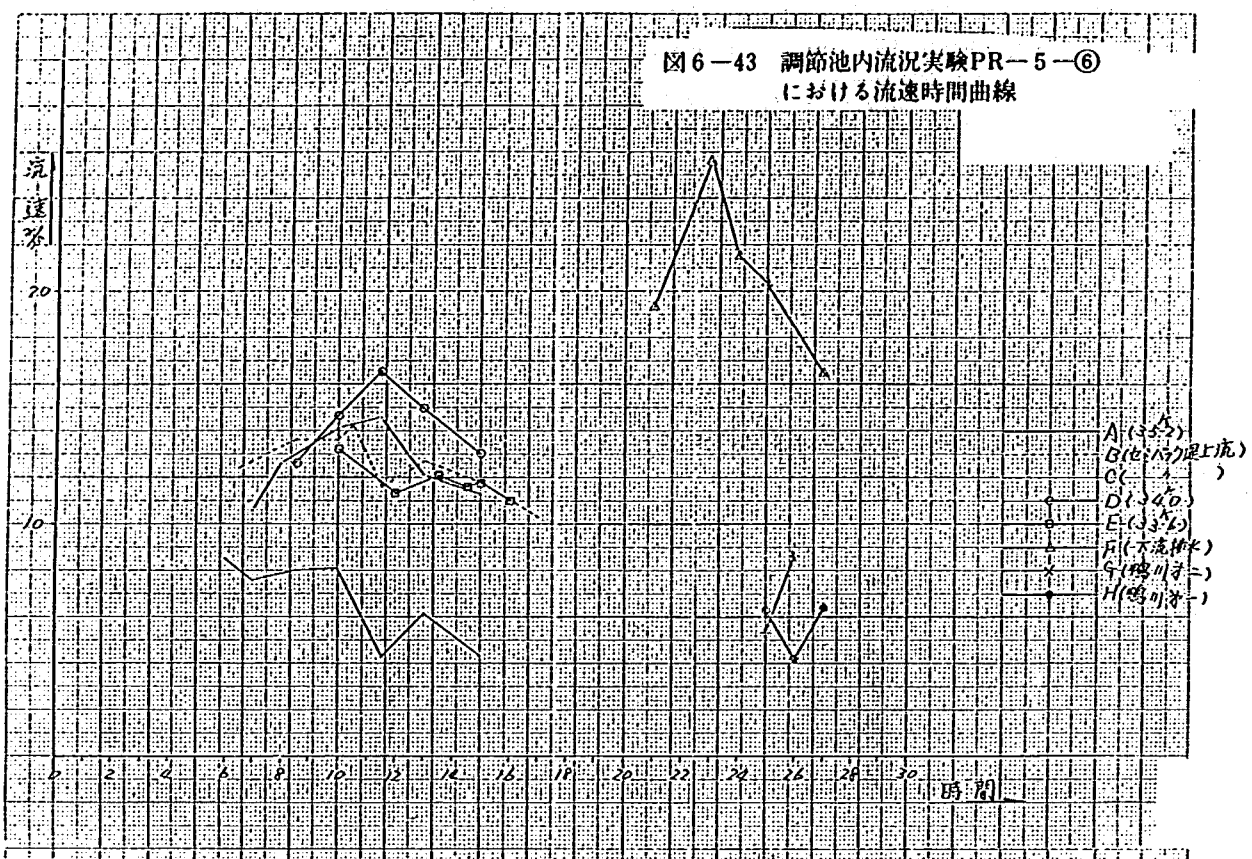


図6－44　調節池内流況実験PR－5－⑦に
おける流速時間曲線

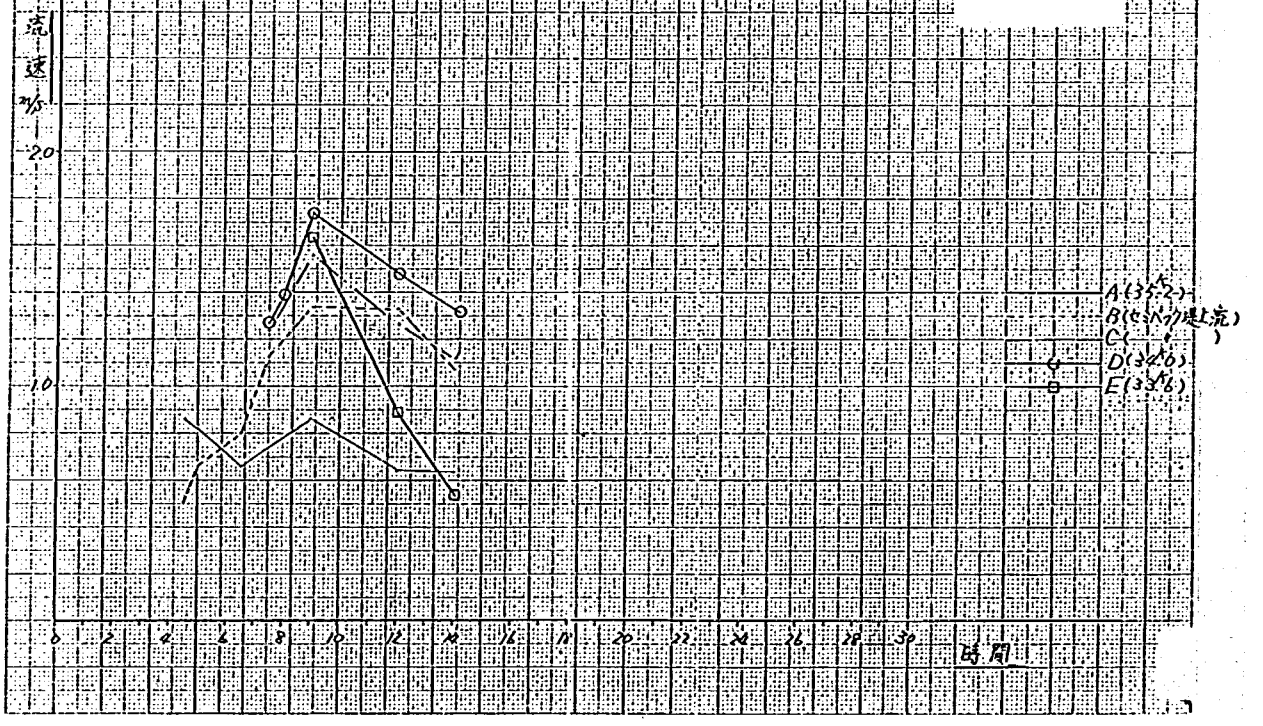


図６－45　調節池内流況実験PR－５－１における流況

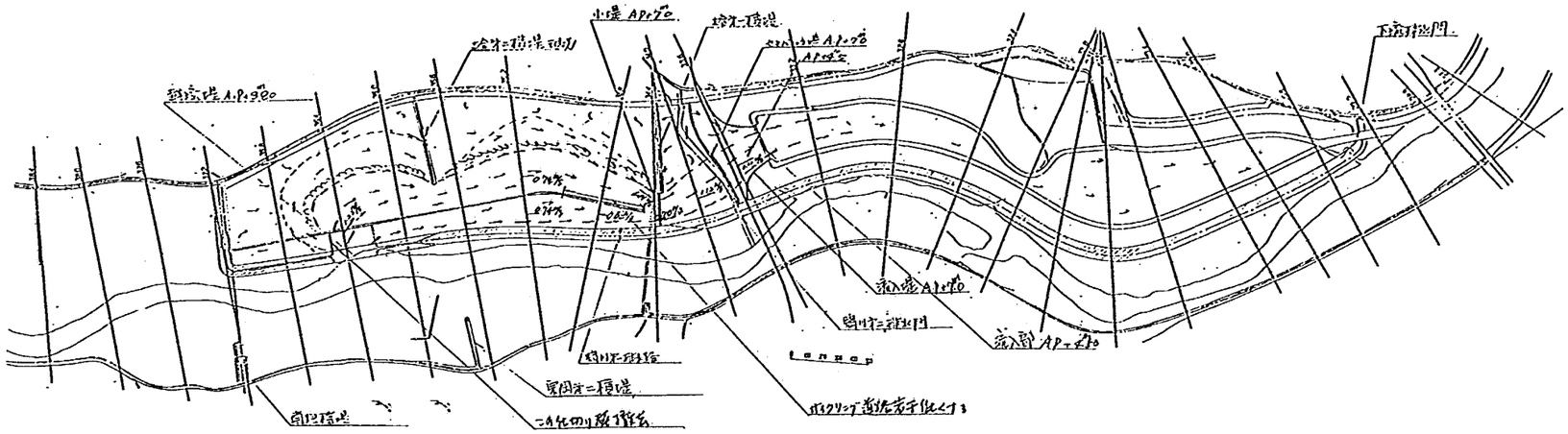
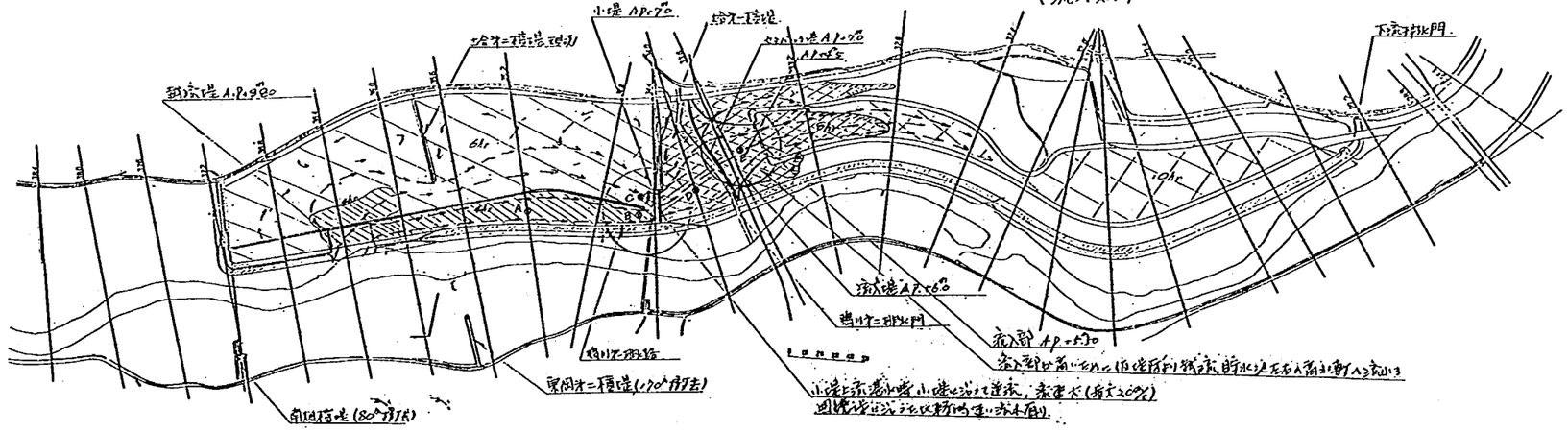
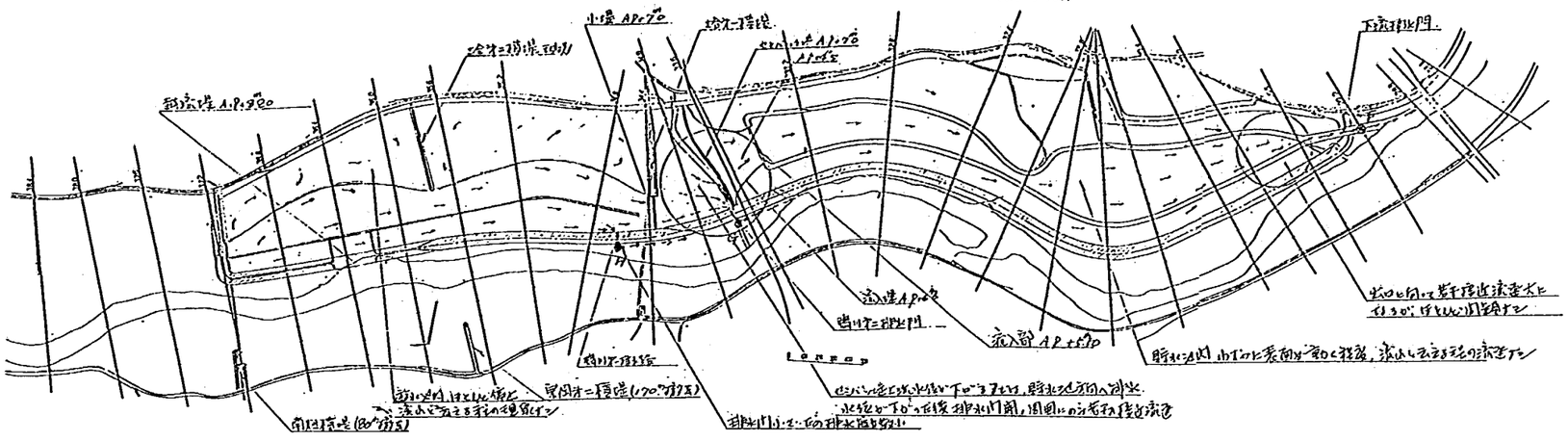


図６－46　調節池内流況実験PR－５－②における流況(流入期)



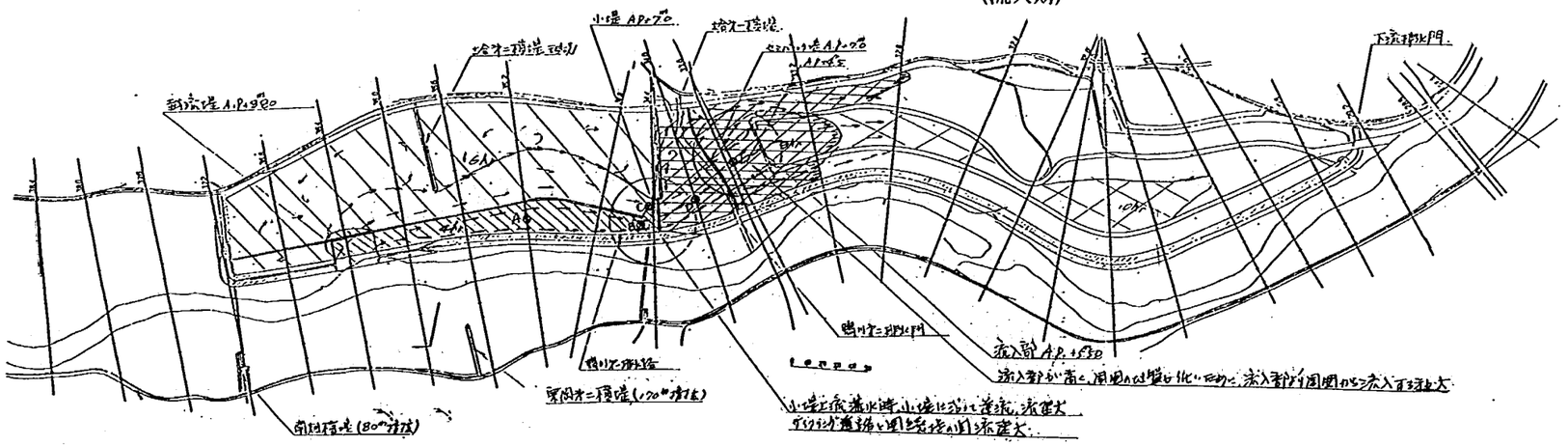
A		B		C		D		E	
時間	流量	時間	流量	時間	流量	時間	流量	時間	流量
10.0	0.00	8.0	0.00	7.0	0.00	8.0	0.00	8.0	0.00
12.0	0.03	9.0	0.04	8.0	0.00	10.0	0.16	10.0	0.21
14.0	0.09	9.5	0.08	8.5	0.03	12.0	0.73	11.0	0.32
		10.0	0.17	9.0	0.15	14.0	0.88	24.0	
		10.5	0.18	10.0	0.32	16.0	0.88		
		11.0	0.18	12.0	0.18	20.0	0.66		
		12.0	0.09	24.0	0.09				
		24.0	0.03						

図6－47　調節池内流況実験PR－5－②における流況
(排水期)



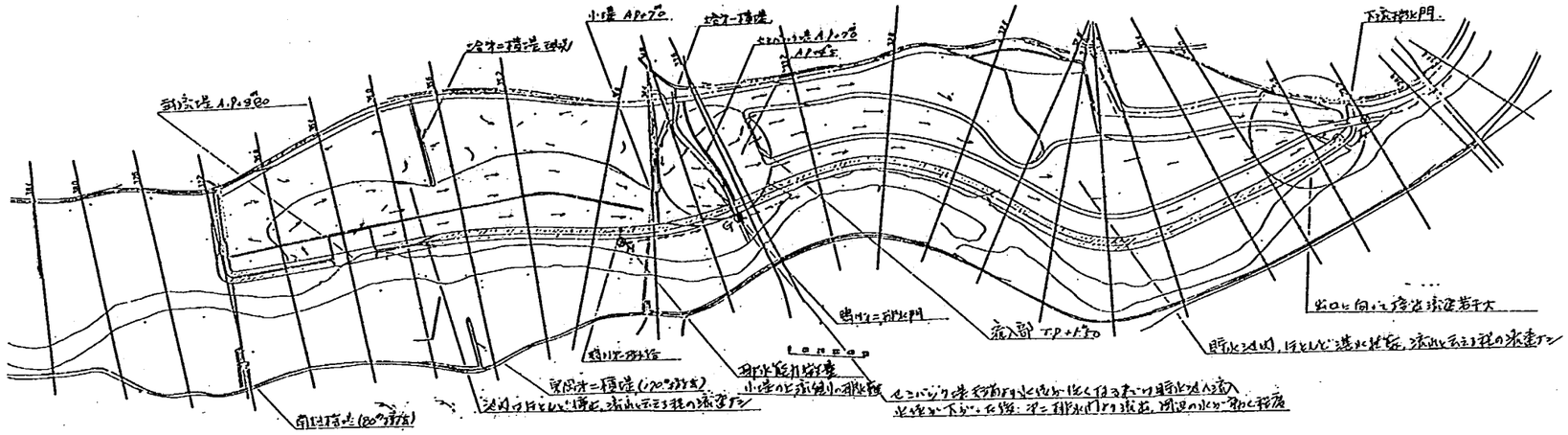
F		G		H	
cm	cm/s	3.0	7.3	5.0	7.3
198	2.17	3.68	1.83		
190	2.91				
200	2.91				
238	3.19				
250	2.48				
245	2.65				

図6－48　調節池内流況実験PR－5－③における流況
(流入期)



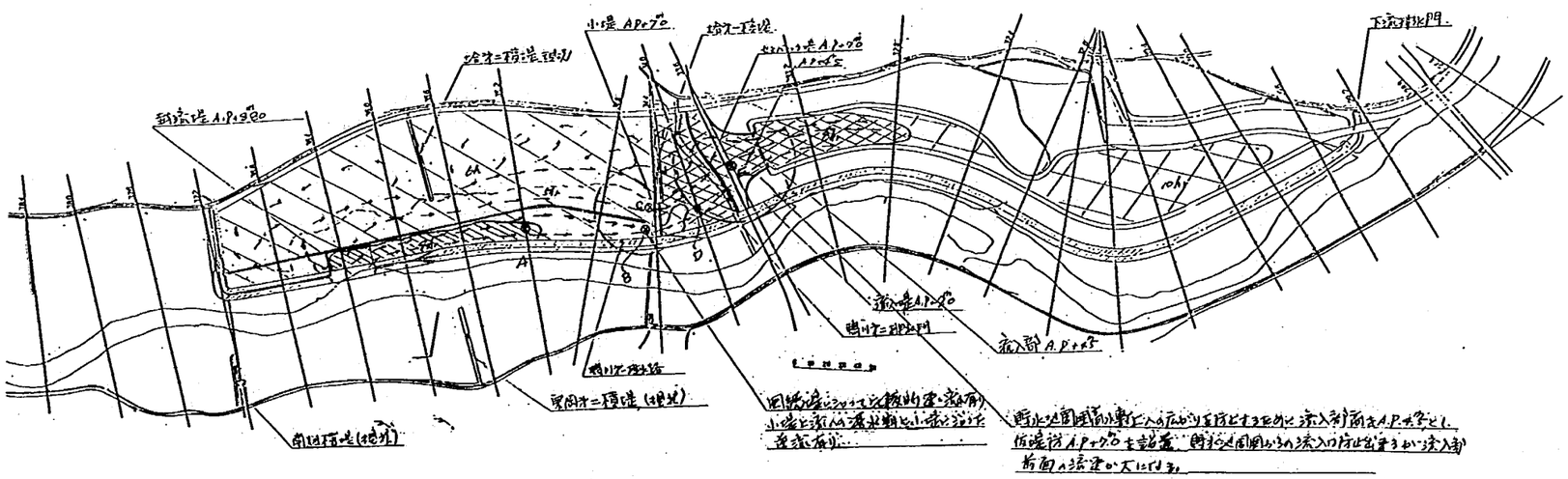
A		B		C		D		E	
20.0	2.31	20	7.5	2.0	7.3	1.1	7.3	7.0	7.3
20.0	0.44	8.1	2.3	10.0	2.63	1.60	2.37	7.10	0.398
23.0	0.58	10.0	1.88	2.1	2.36	1.31	1.28	7.10	1.00
21.0	0.56	7.8	2.20	1.50	0.16	1.21	1.23	7.0	0.96
18.0	0.37	7.1	0.78	1.20	0.08	1.10	1.03		
		8.0	0.88			1.30	0.16		

図６－49　調節池内流況実験PR－５－③における流況
(排水期)



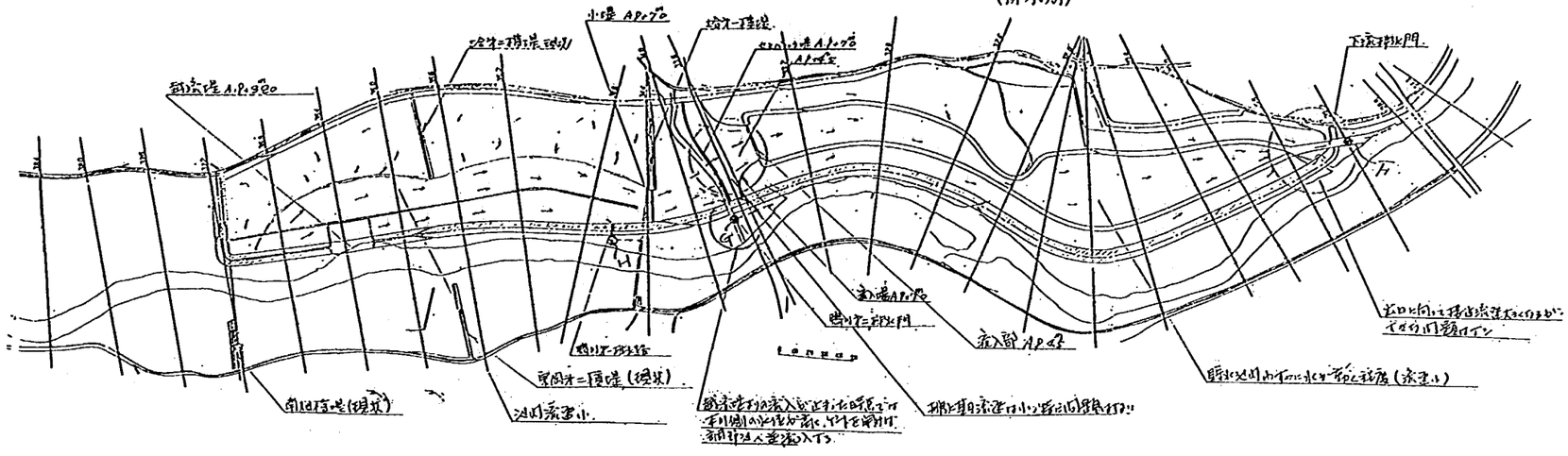
F		G		小川	
時間	流速	時間	流速	時間	流速
25.0	3.37	25.0	1.34	25.0	0.30
30.0	2.47	25.0	0.24	25.0	0.60
35.0	2.37	25.0	0.66		
22.0	1.88				
23.0	2.22				
25.0	1.17				

図６－50　調節池内流況実験PR－５－④における流況
(流入期)



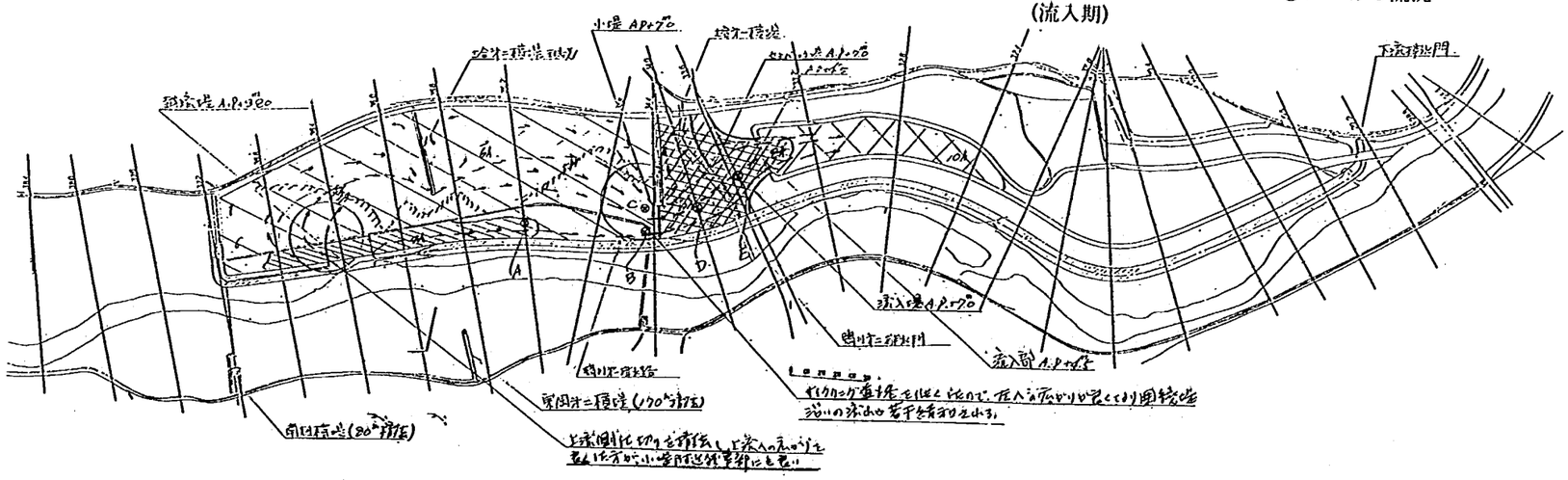
A		B		C		D		E	
時間	流速	時間	流速	時間	流速	時間	流速	時間	流速
20.0	1.27	15.5	1.13	15.5	1.14	20.5	2.30	16.0	1.87
20.0	1.43	17.5	1.11	20.5	1.38	20.5	1.84	16.0	1.13
17.5	1.90	20.5	1.30	20.5	1.24	20.5	2.30	16.5	1.06
16.5	1.93	16.0	1.13	16.5	1.19	17.0	1.32		
		16.0	1.32	17.0	1.14	17.0	1.25		
		15.5	1.23	15.5	1.32	16.0	1.32		
		16.0	1.31	16.0	1.16	16.0	1.32		
		16.0	1.14	16.0	1.01				

図６－51　調節池内流況実験PR－５－④における流況
(排水期)



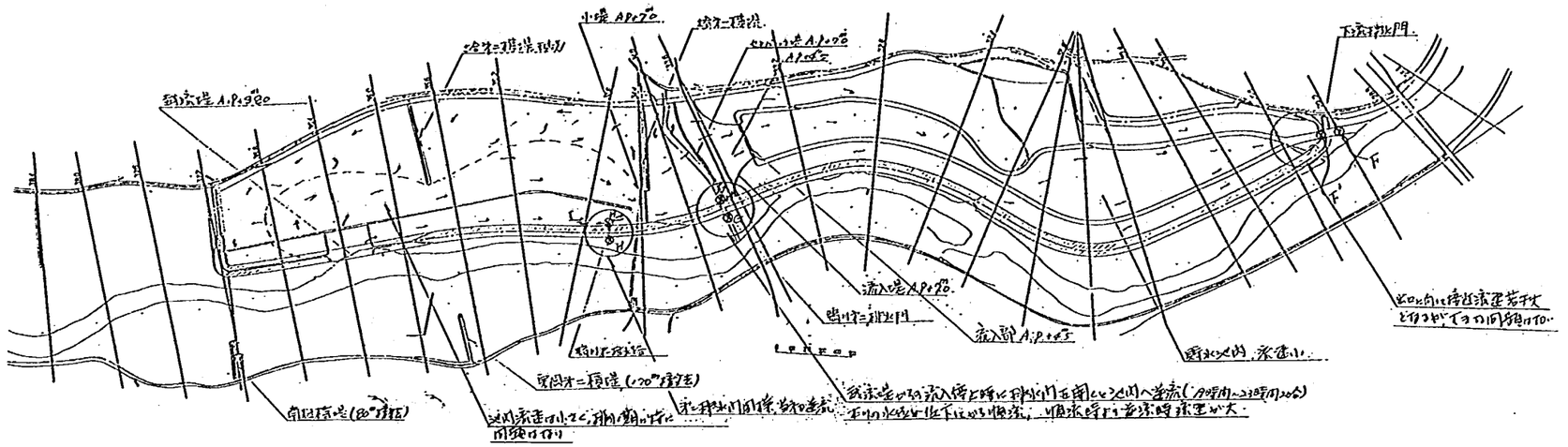
F		G		H	
時間	流速	時間	流速	時間	流速
200	1.09	360	0.85	360	0.37
205	1.26	360	0.89	360	0.33
215	2.07				
225	2.65				
235	2.91				
360	1.93				
370	2.84				
380	1.18				

図６－52　調節池内流況実験PR－５－⑤における流況
(流入期)



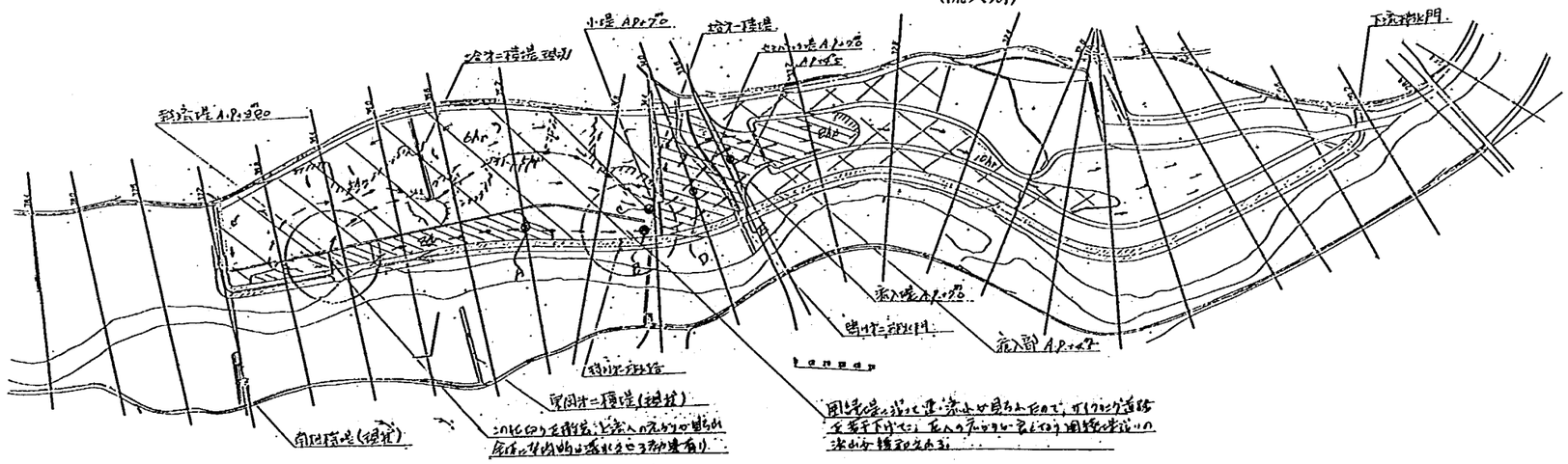
A		B		C		D		E	
時間	流速	時間	流速	時間	流速	時間	流速	時間	流速
10	0.85	45	0.92	25	0.91	85	1.25	130	1.38
20	0.89	60	0.92	85	1.08	100	1.51	135	0.96
100	0.81	75	0.89	90	1.32	115	1.32	150	0.93
		85	1.07	100	1.03	115	0.89		
		90	1.25	110	1.25				
		100	1.34	115	1.34				
		110	1.32	150	1.09				
		130	1.27						
		150	1.19						

図6－53　調節池内流況実験PR－5－⑤における流況(排水期)



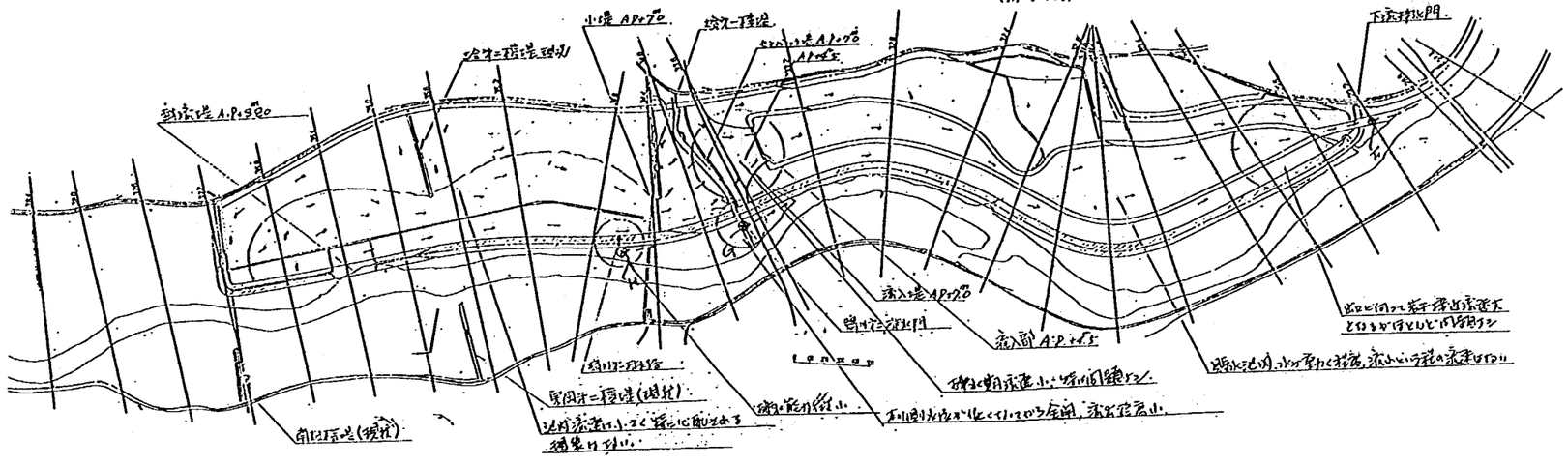
F		F'		G		H	
時間	水深	時間	水深	時間	水深	時間	水深
2.5	1.43	1.75	2.95	1.50	1.68	3.00	2.03
3.00	2.07	3.00	3.37	3.00	1.50	3.10	2.07
3.10	2.13	3.10	3.35	3.05	1.53	3.25	2.32
3.25	2.25	3.25	3.27	3.30	1.83		
3.35	2.35	3.35	3.30			3.40	2.36
3.35	2.34	3.35	3.25	3.40	2.30	3.50	2.38
3.50	2.38	3.50	3.21	3.50	2.03	3.50	2.42
3.55	2.40	3.55	1.51	3.55	1.91		
3.70	2.37	3.70	1.18	3.80	1.73		
3.80	2.25	3.80	1.90				

図6－54　調節池内流況実験PR－5－⑥における流況
(流入期)



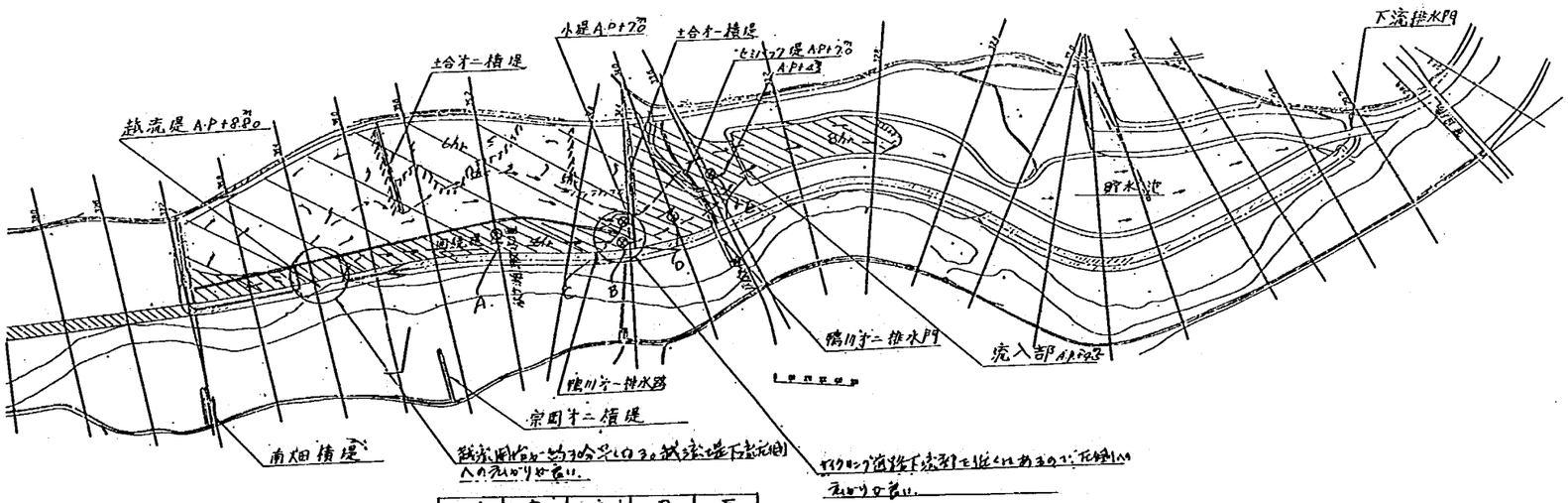
A		B		C		D		E	
時間	水深	時間	水深	時間	水深	時間	水深	時間	水深
1.0	1.21	1.1	1.38	2.0	1.06	2.5	1.26	1.0	1.32
2.0	1.28	2.1	1.36	2.5	1.32	3.0	1.07	1.5	1.23
2.5	1.30	2.5	1.36	3.0	1.21	3.5	1.66	1.5	1.32
3.0	1.31	3.0	1.43	3.5	1.26	4.0	1.40	2.1	1.26
3.5	1.33	3.5	1.16	4.0	1.34	4.5	1.30	2.5	1.28
3.5	1.31	4.0	1.13	4.5	1.13			3.0	1.30
4.0	1.33	4.0	1.18						
		4.5	1.24						

図６－55　調節池内流況実験PR－５－⑥における流況
（排水期）



F		G		H	
水位	流量	水位	流量	水位	流量
7.0	1.53	7.0	0.83	7.0	0.83
6.5	1.46	6.0	0.66	6.0	0.83
6.0	1.35	...		5.5	0.64
5.5	1.03				
5.0	1.04				

図６－56　調節池内流況実験PR－５－⑦における流況



A		B		C		D		E	
時間	流量	時間	流量	時間	流量	時間	流量	時間	流量
4.5	1.28	6.5	0.80	3.5	1.38	7.5	1.37	9.0	1.63
5.0	1.31	5.0	0.66	9.0	1.48	8.0	1.37	12.0	1.87
6.5	1.16	6.5	0.80	12.0	1.38	9.0	1.24	15.0	0.96
9.0	0.86	7.5	1.13	15.0	1.13	13.0	1.48		
13.0	0.64	9.0	1.38			16.0	1.93		
16.0	0.66	13.0	1.93						
		16.0	1.02						

図６－57　調節池内流況実験PR－６－１における水位

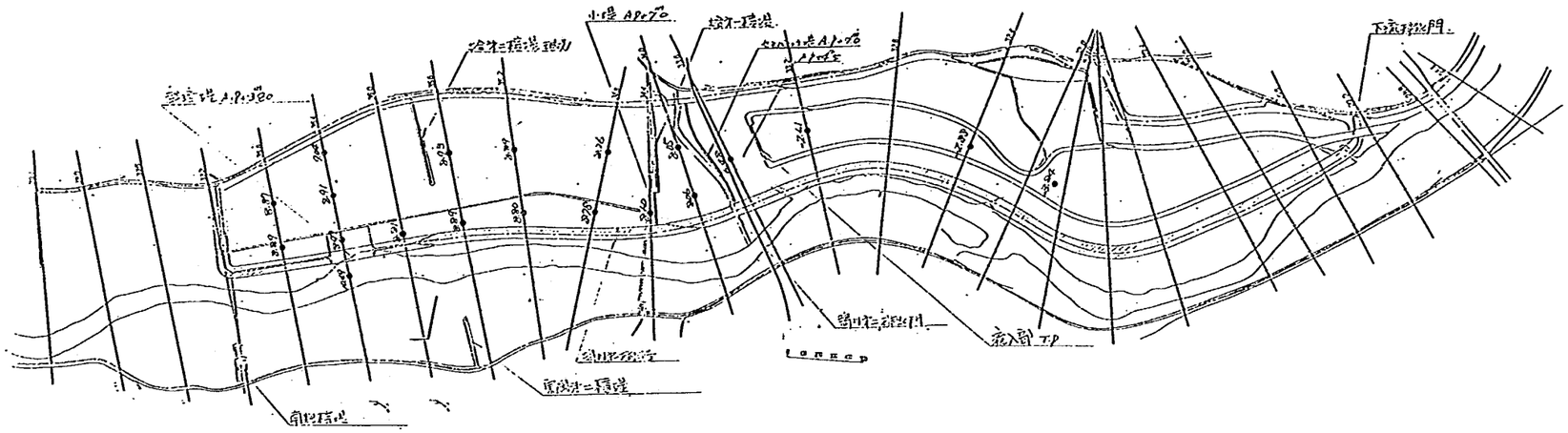


図６－58　調節池内流況実験PR－６－１における流況

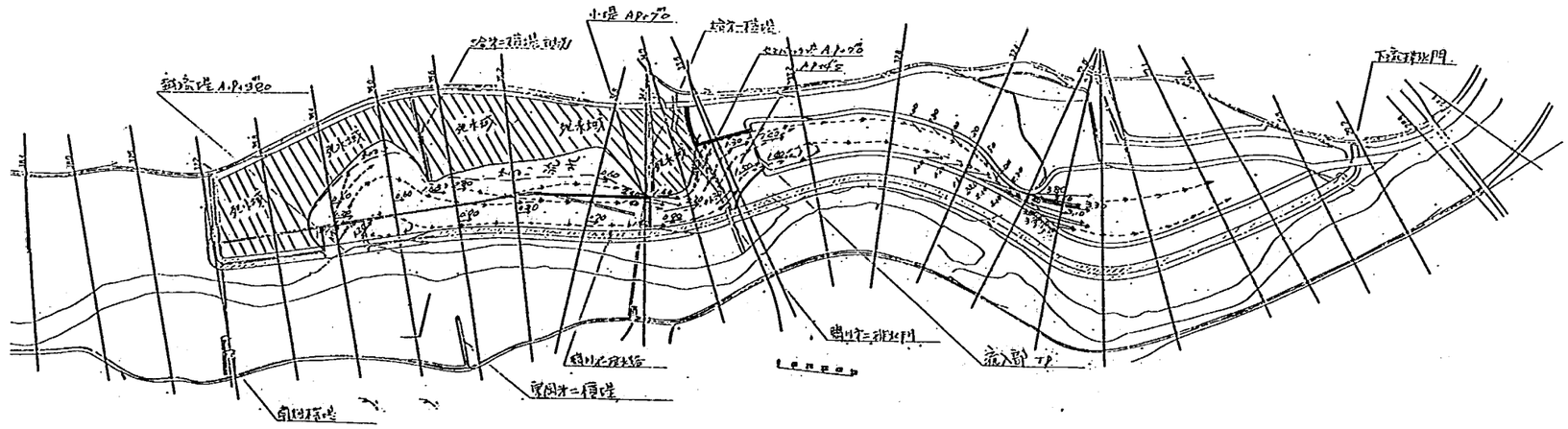


図6－59(1)　調節池内流況実験
PR－7－1における流況

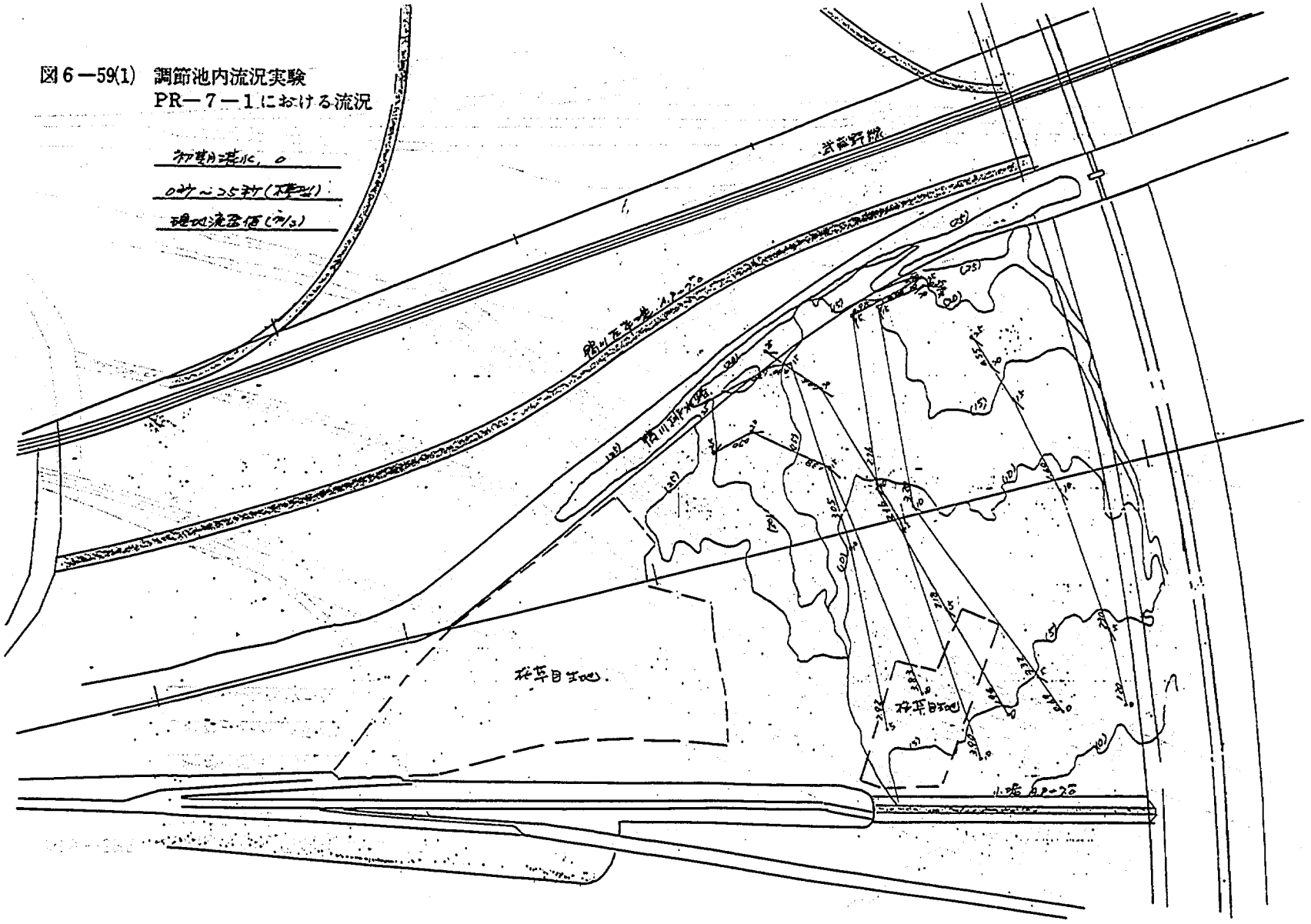


図6－59(2)　調節池内流況実験PR－7－1
における流況

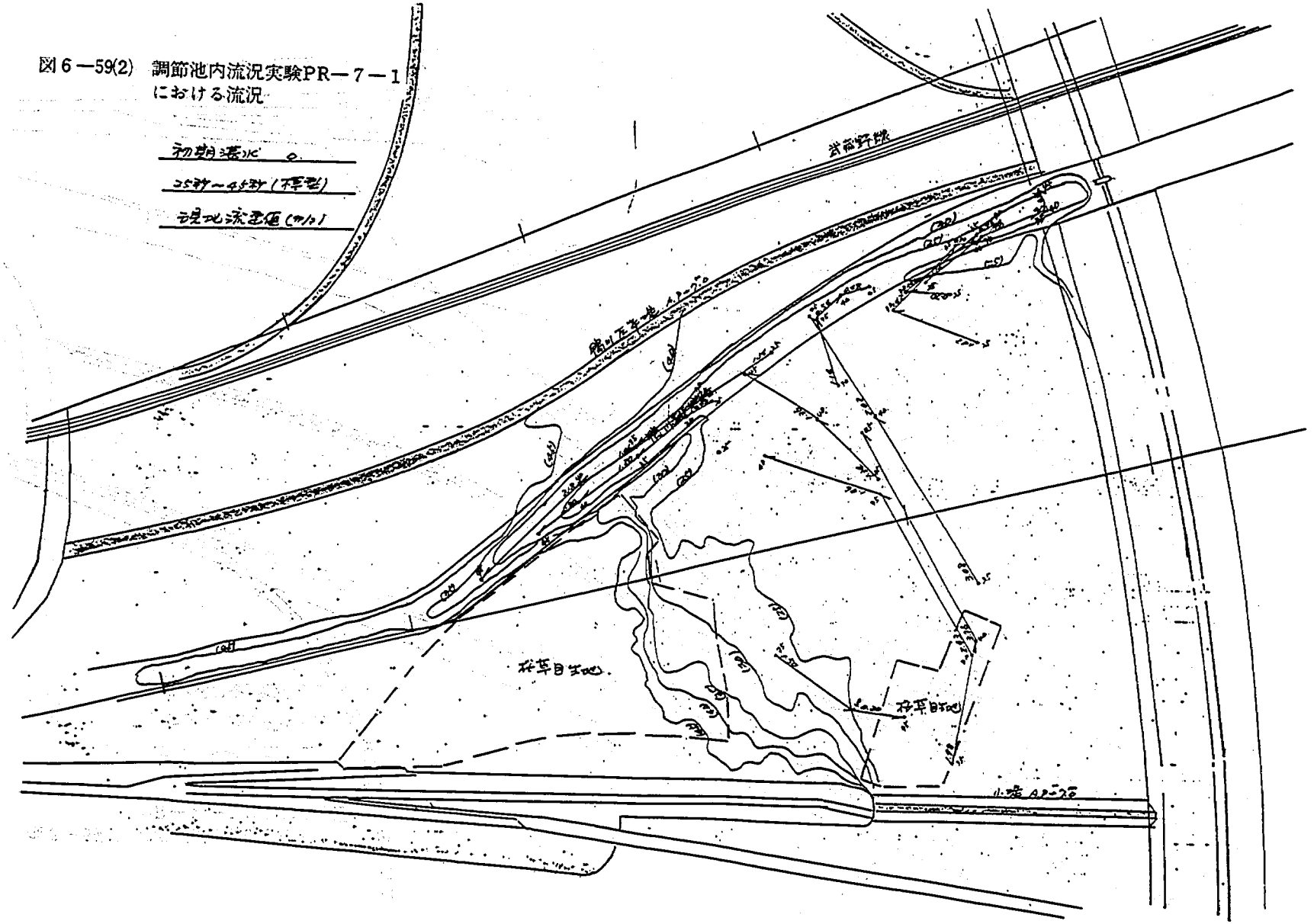


図6－59(3)　調節池内流況実験PR－7－1における流況

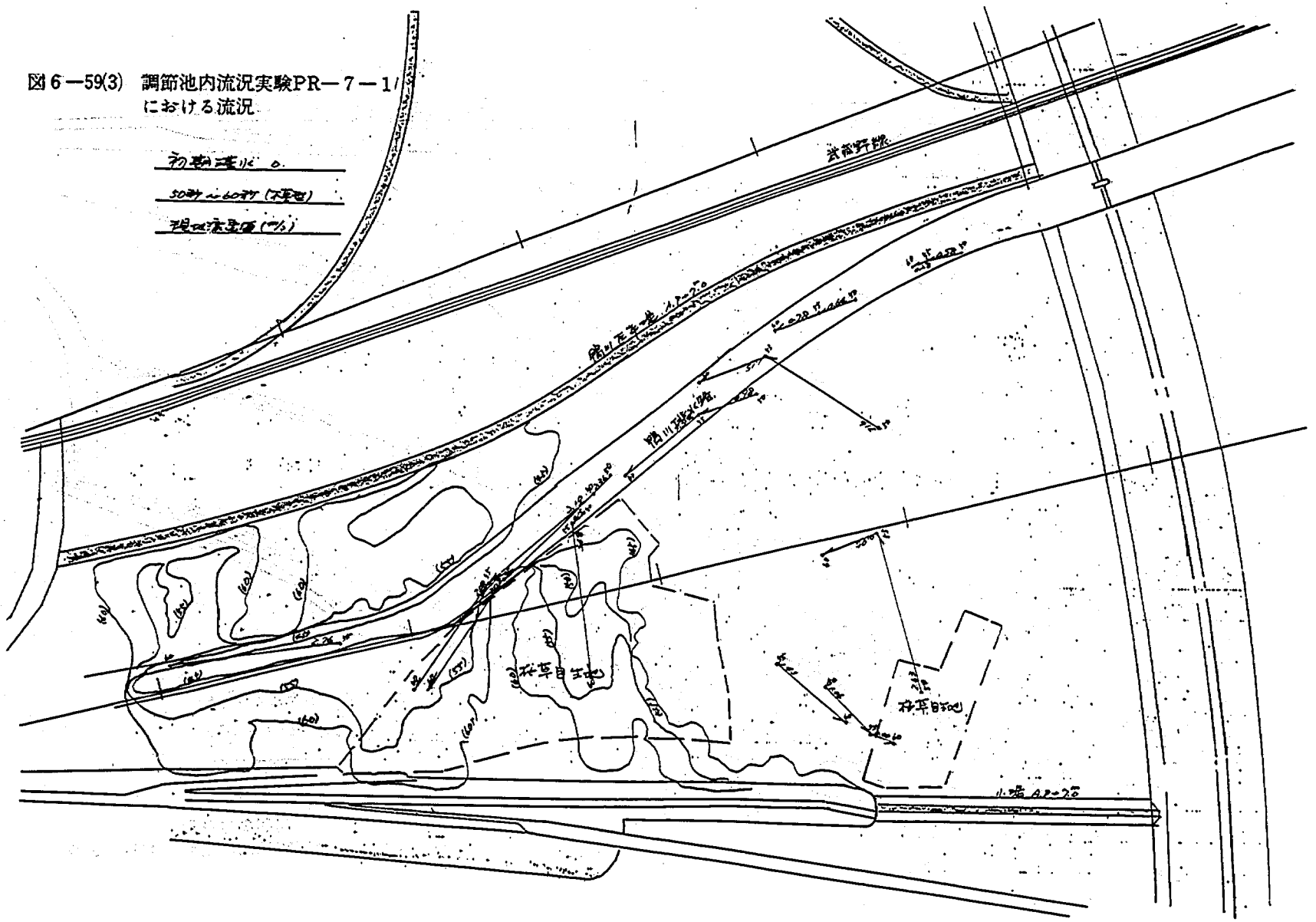


図6－59(4)　調節池内流況実験PR－7－1における流況

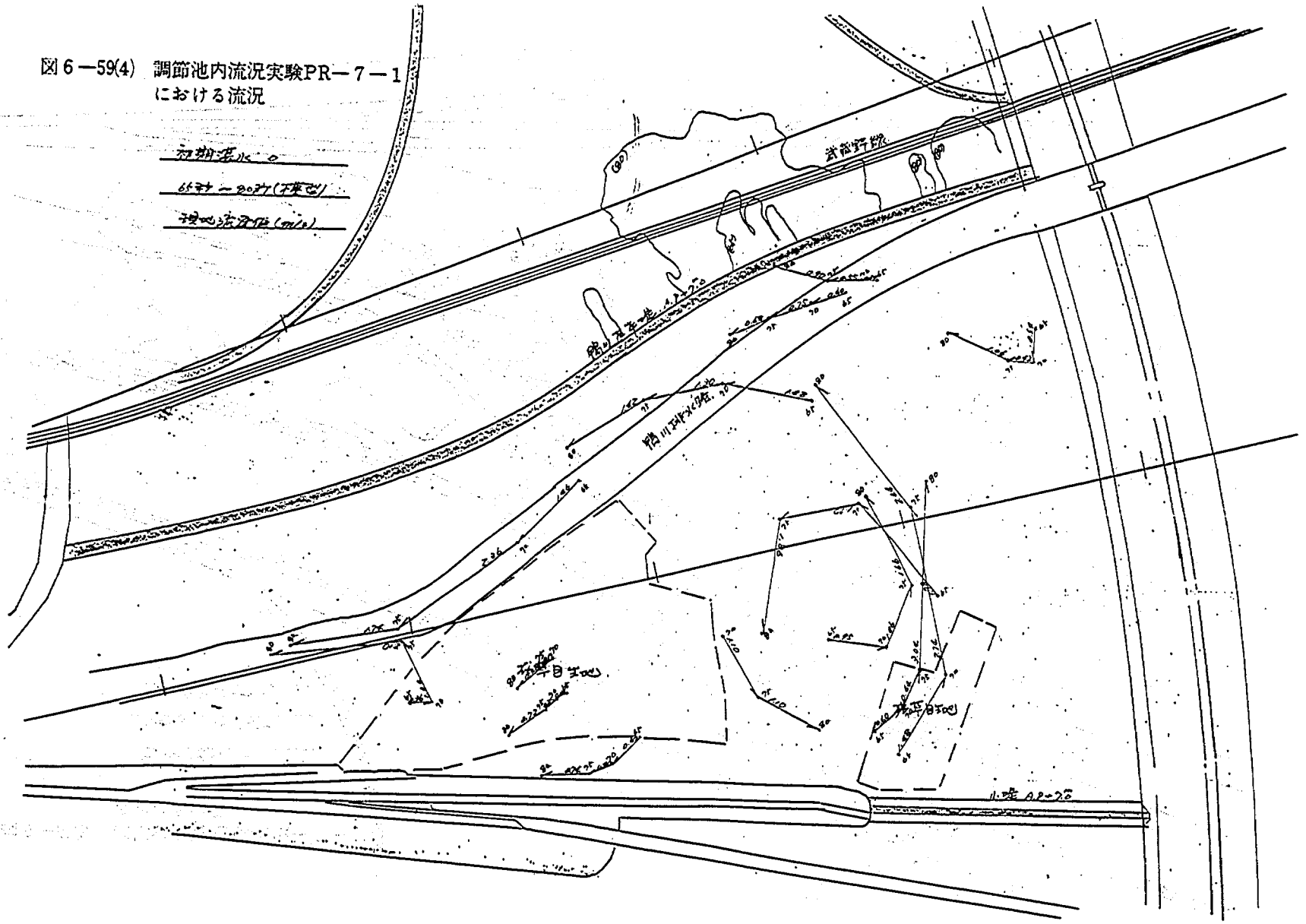


図 6 —59(5)　調節池内流況実験
PR— 7 — 1 における流況

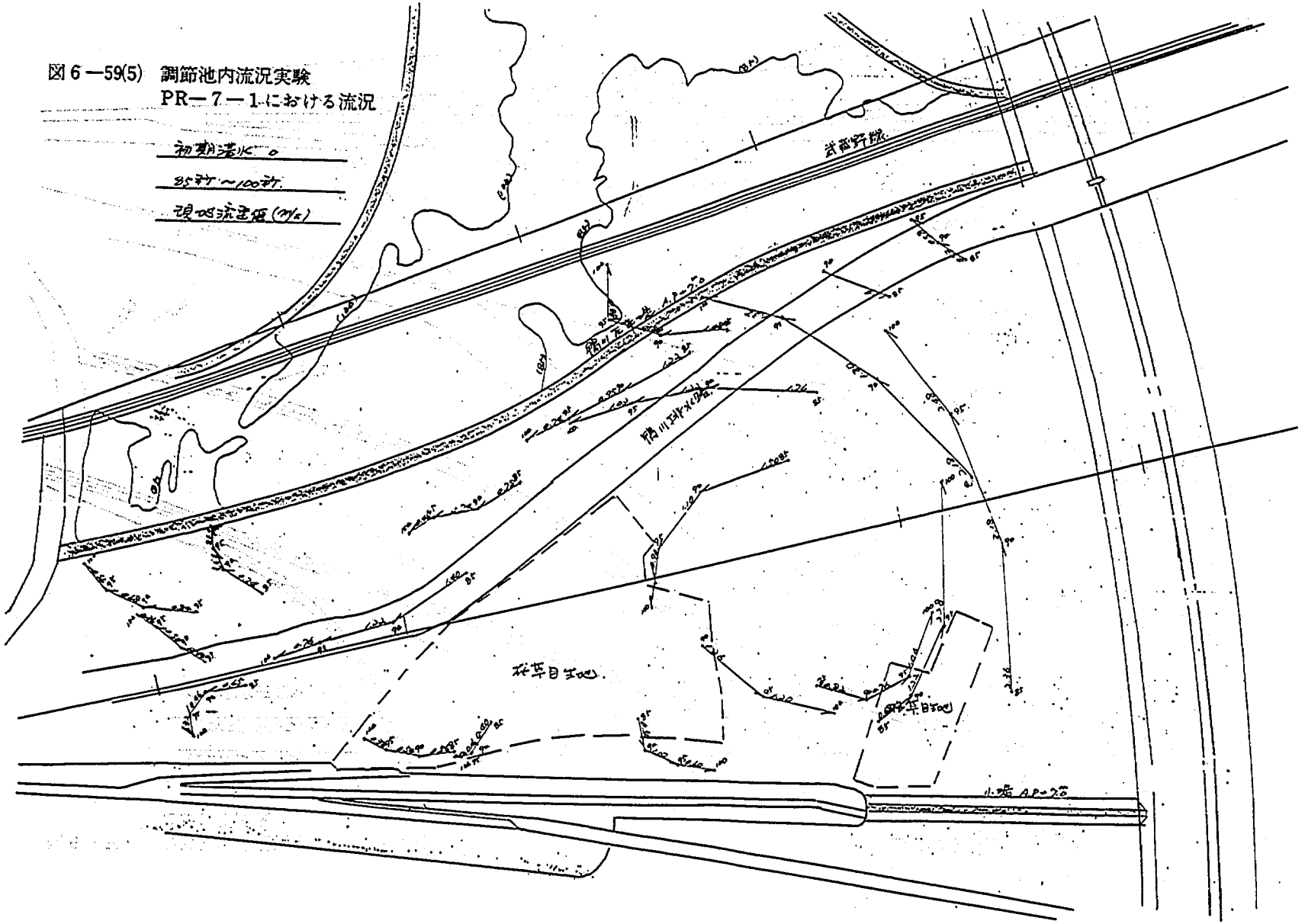


図6－59(6)　調節池内流況実験PR－7－1
における流況

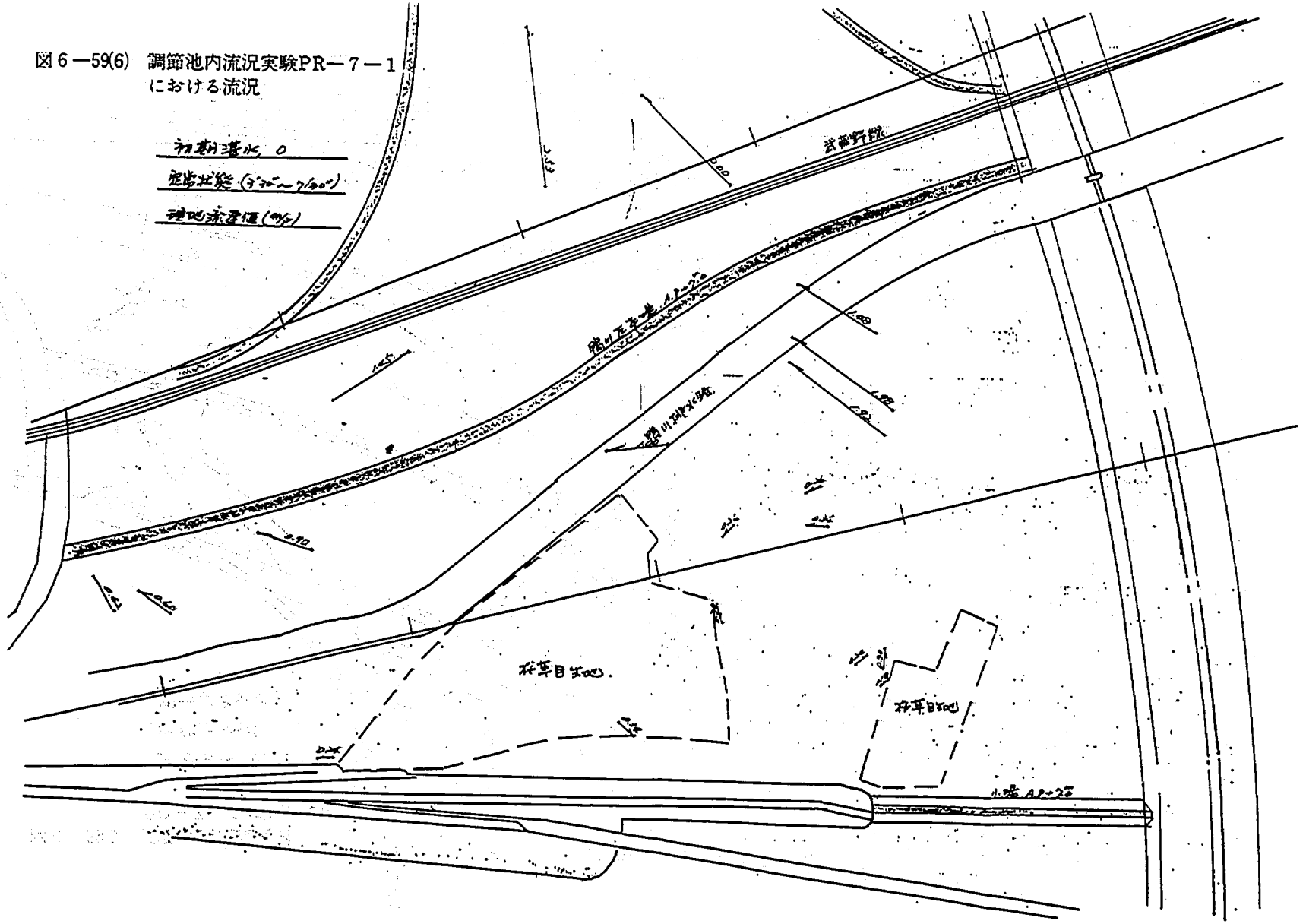

初期湛水 0
定常状態 (3'20"～7'30")
理論流量値 (m³/s)
武蔵野線
1.00
1.00
1.00
0.90
0.90
0.90

図６－60(1)　調節池内流況実験PR－７－２における流況

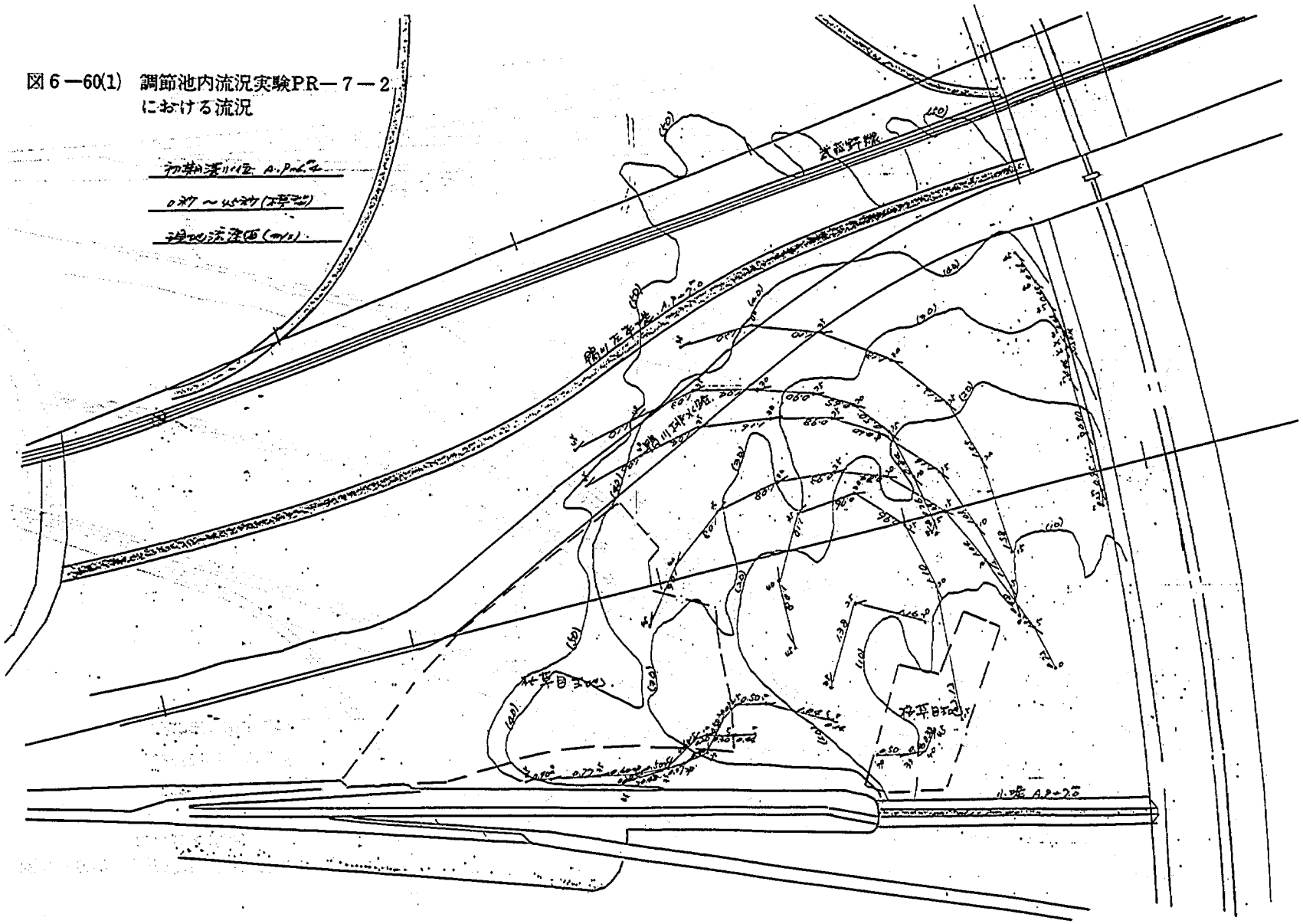


図６－60(2)　調節池内流況実験PR－７－２における流況

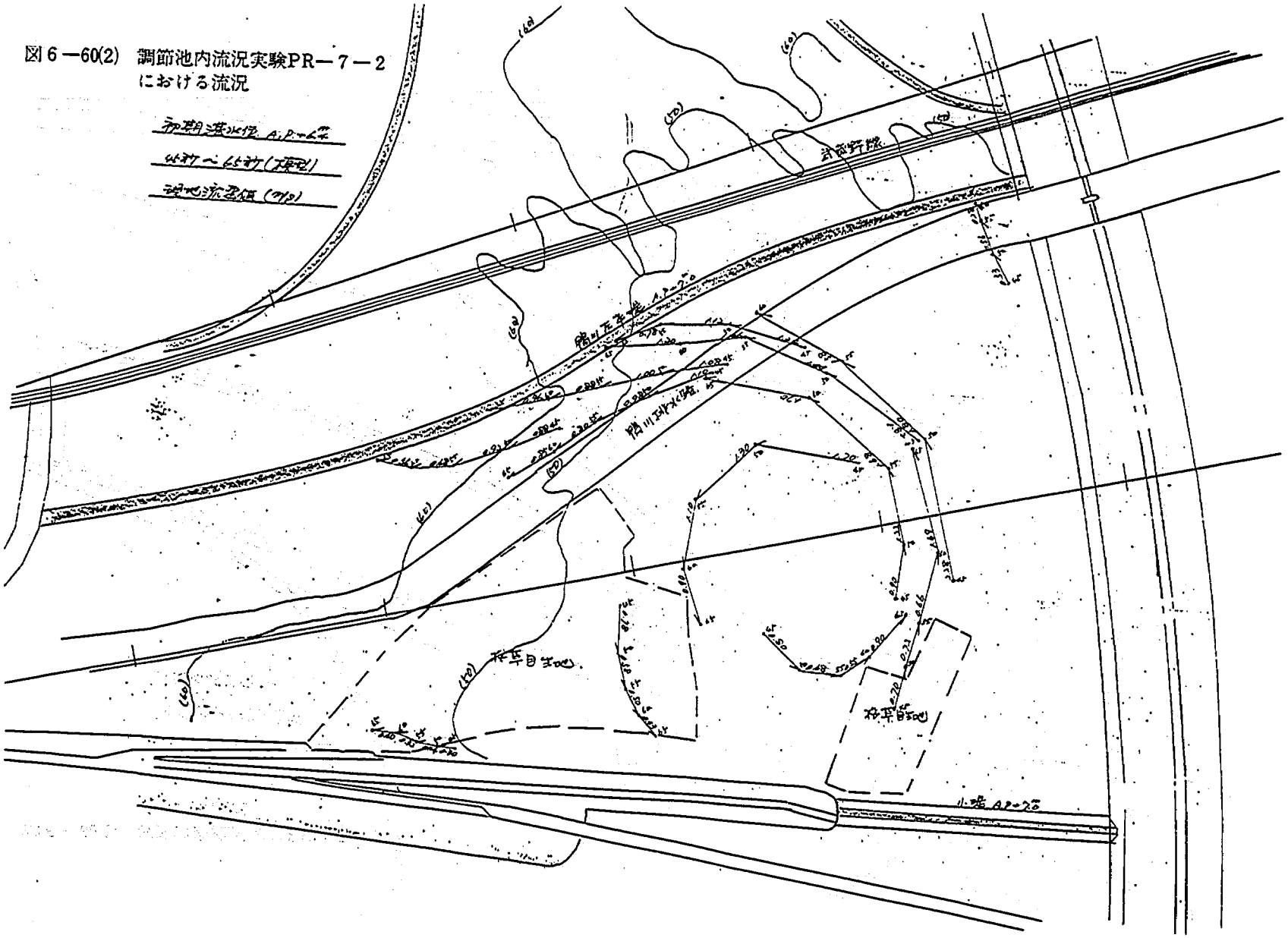


図６－60(3)　調節池内流況実験
PR－７－２における流況

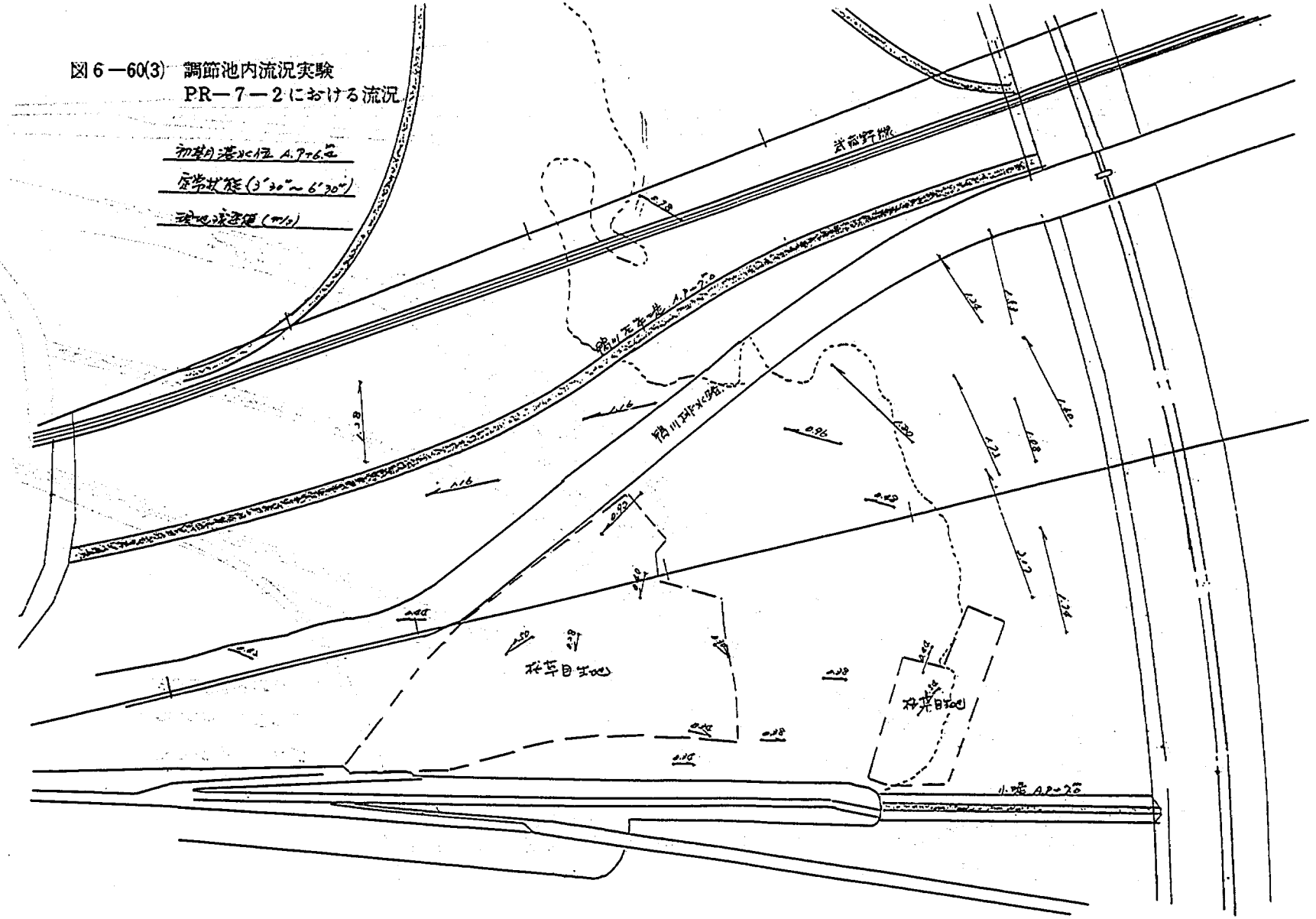


図６－61　調節池内流況実験PR－７－２における鴨川の流況

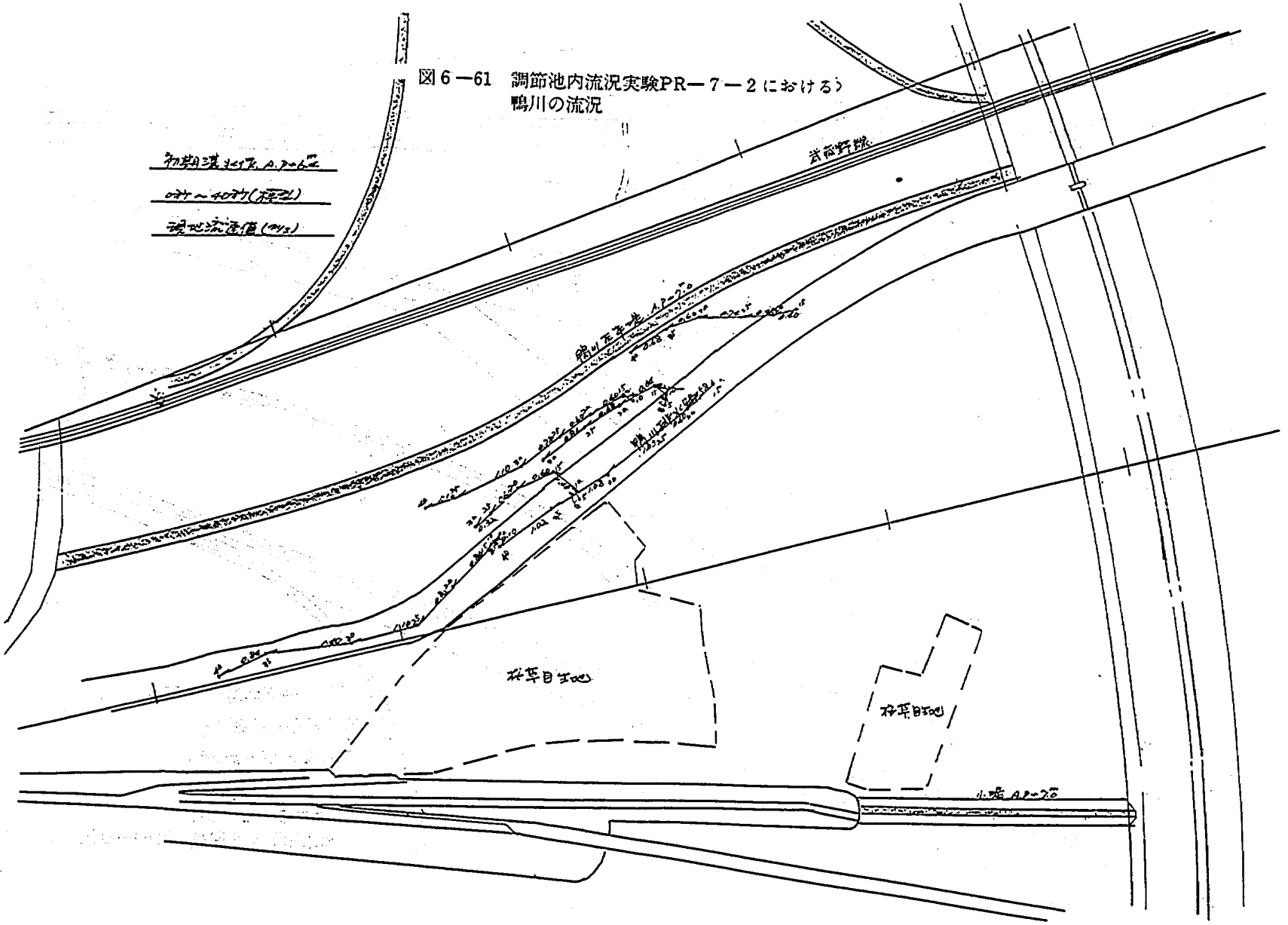
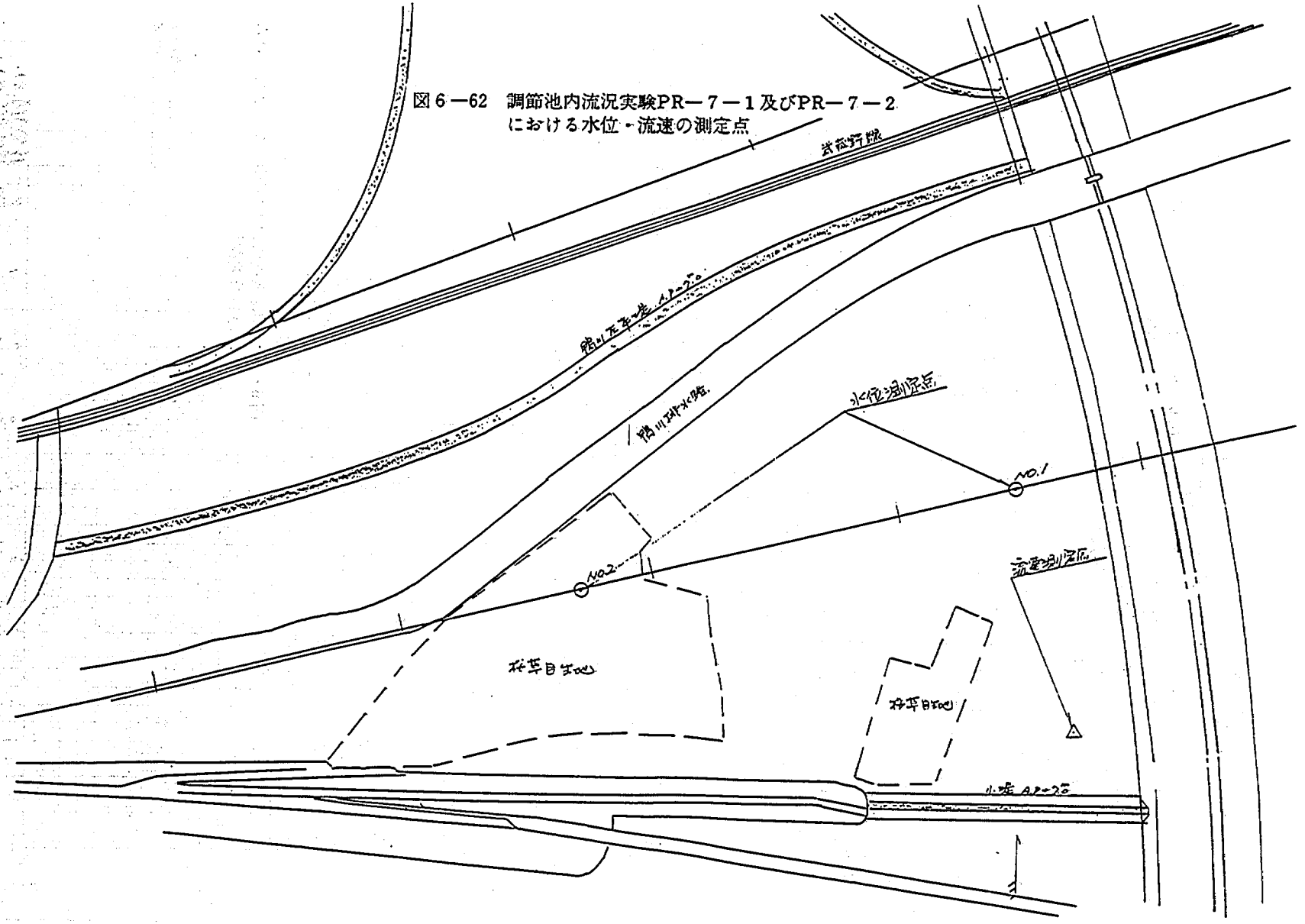


図6－62　調節池内流況実験PR－7－1及びPR－7－2
における水位・流速の測定点



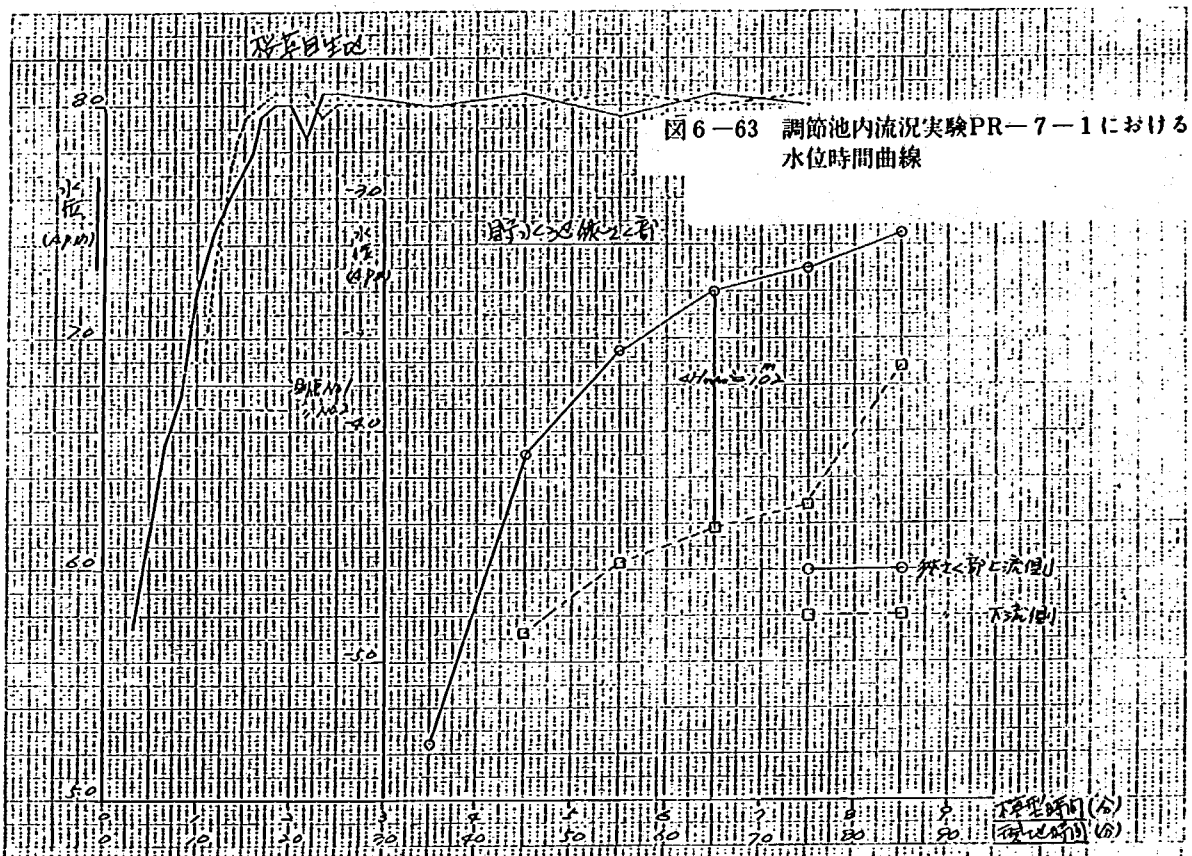


図６－63　調節池内流況実験PR－７－１における
水位時間曲線

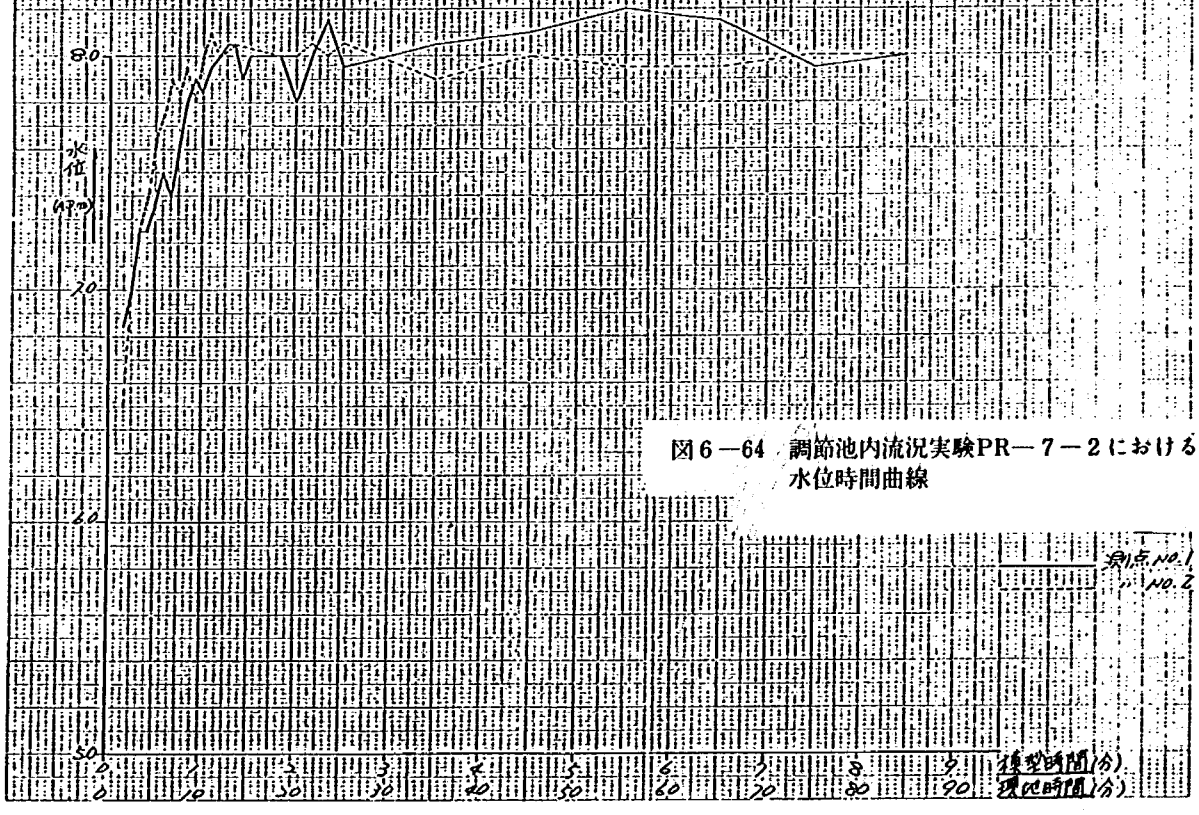


図６－64　調節池内流況実験PR－７－２における
水位時間曲線

図６－65　調節池内流況実験PR－７－１における
流速時間曲線

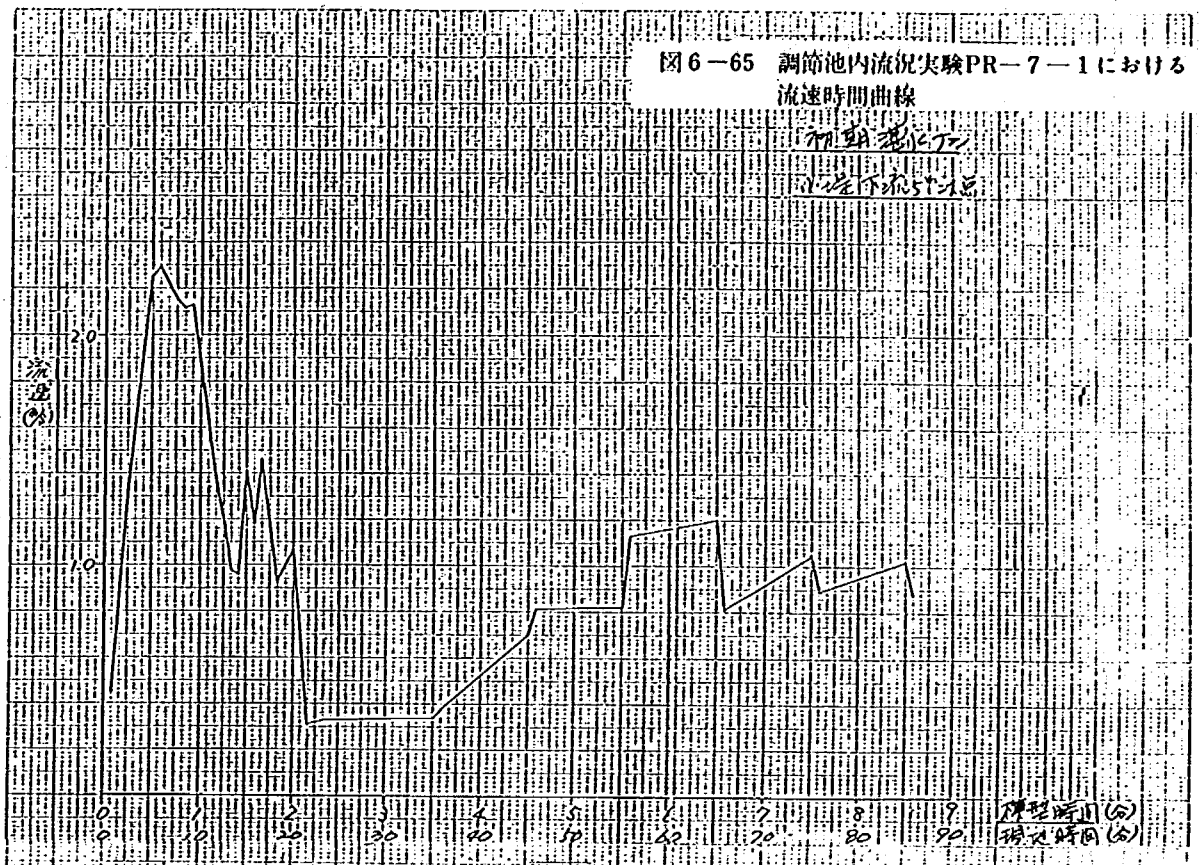
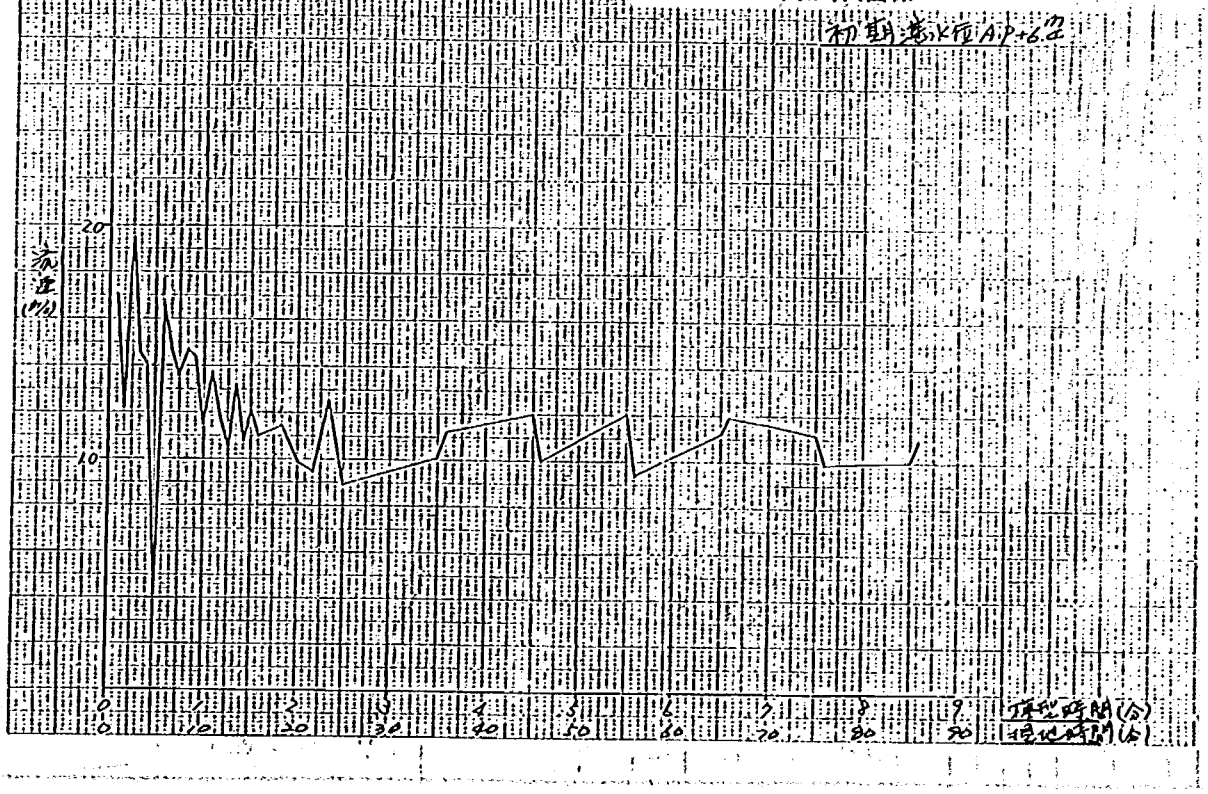


図６－66　調節池内流況実験PR－７－２における
水位時間曲線



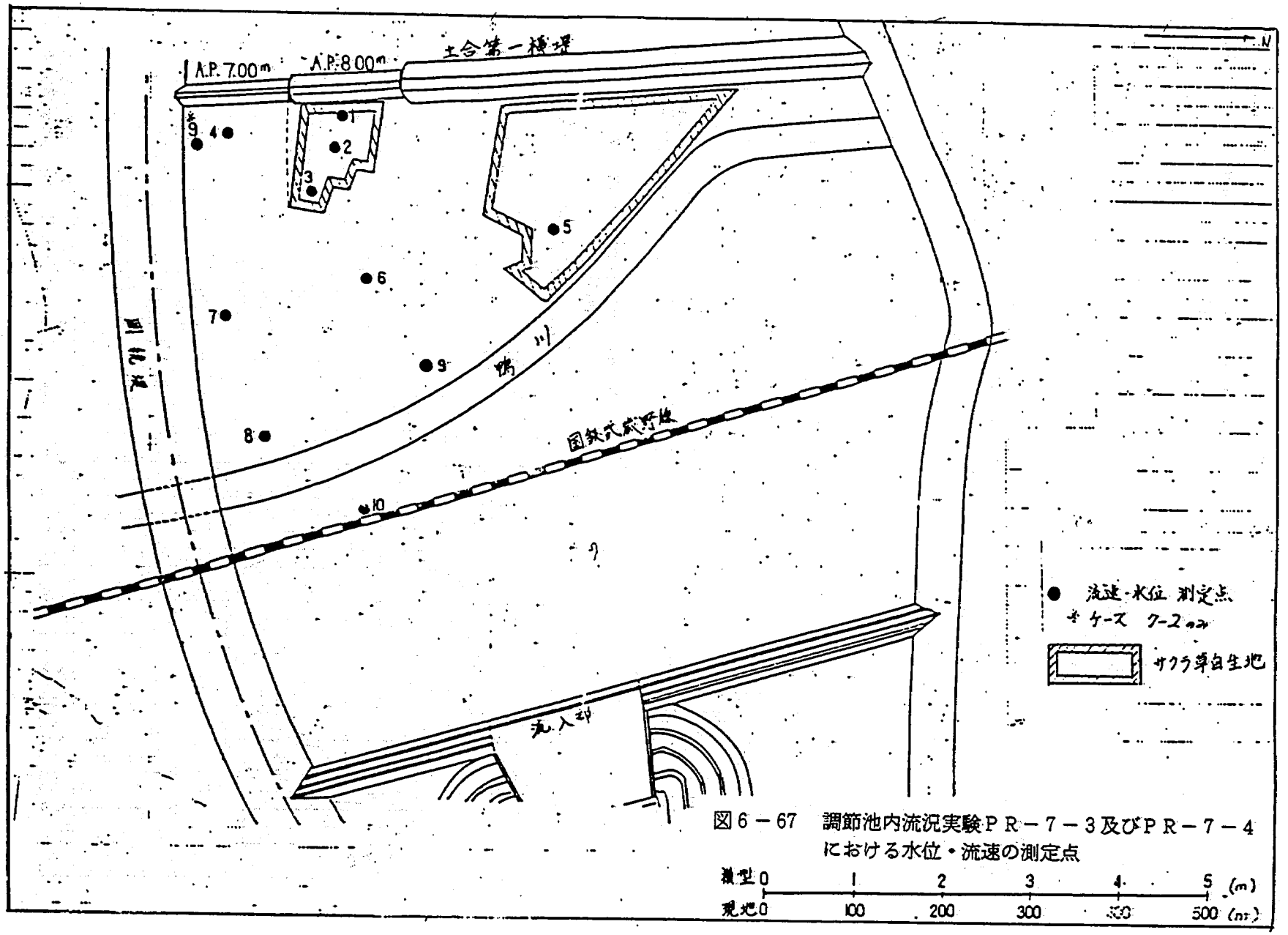
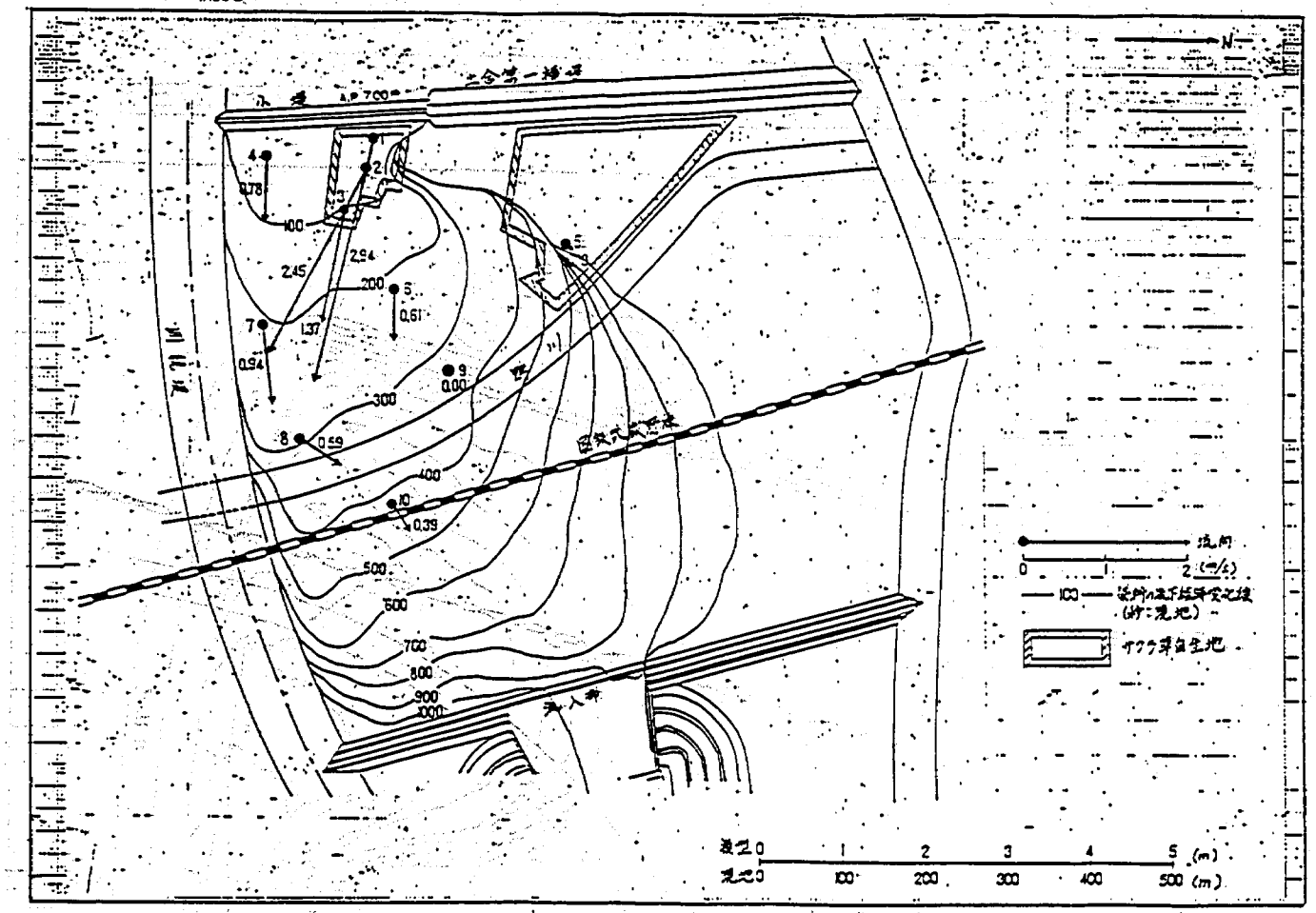


図6－67　調節池内流況実験ＰＲ－７－３及びＰＲ－７－４における水位・流速の測定点

図6－68　調節池内流況実験PR－7－3
における流況

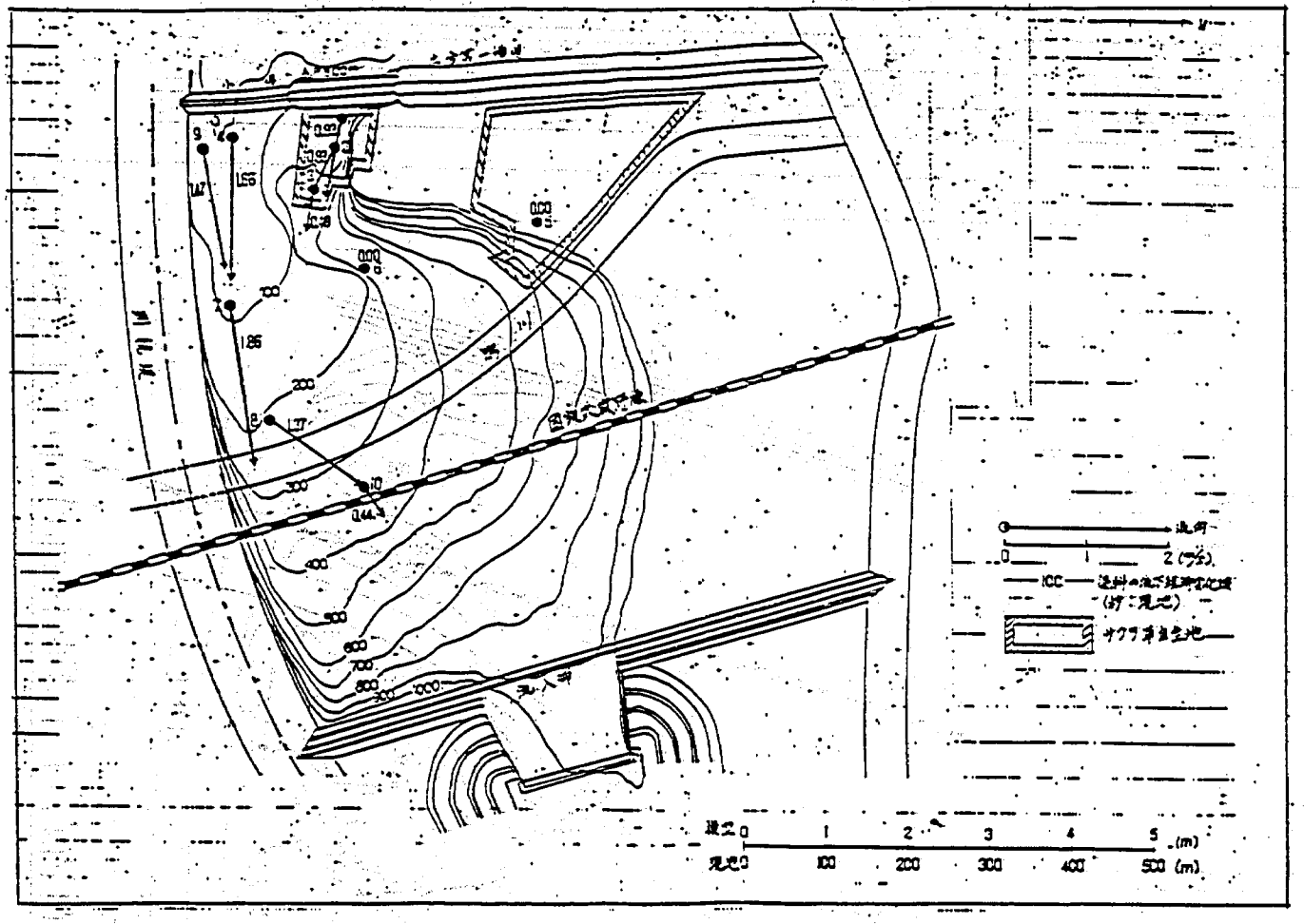


（現地）

CASE NO.	河道形態		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7－1	鴨川上流小堤 全巾A.P.7.00m	最大流速(m/s)	2.94	2.45	1.37	0.78	0.61	0.94	0.59	0.39	0.00	0.39
		水位A.P.m	7.25	7.25	7.63	9.06	7.18	7.95	7.50	8.61	9.45	8.07
		生起時間(分)	6.00	7.50	10.00	54.00	6.00	11.00	10.00	22.50	不明	16.00

※ 生起時間とは：池内初期湛水位 A.P.7.00mより出発した時間である

図６—69　調節池内流況実験PR—７—４における流況



（現地）

CASE NO.	河道形態		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7—2	C7—1 改良型	最大流速(m/s)	0.93	0.83	0.49	1.66	0.00	0.00	1.86	1.37	1.47	0.44
	小堤の一部を	水位A.P.m	7.79	7.37	6.02	7.78	9.34	9.24	7.54	7.95	7.77	8.28
	A.P. 8.00m	生起時間(min)	13.50	10.00	16.00	9.00	不明	不明	12.00	15.00	10.00	22.50

※　生起時間とは、池内初期湛水位 A.P.7.00mより出発した時間である

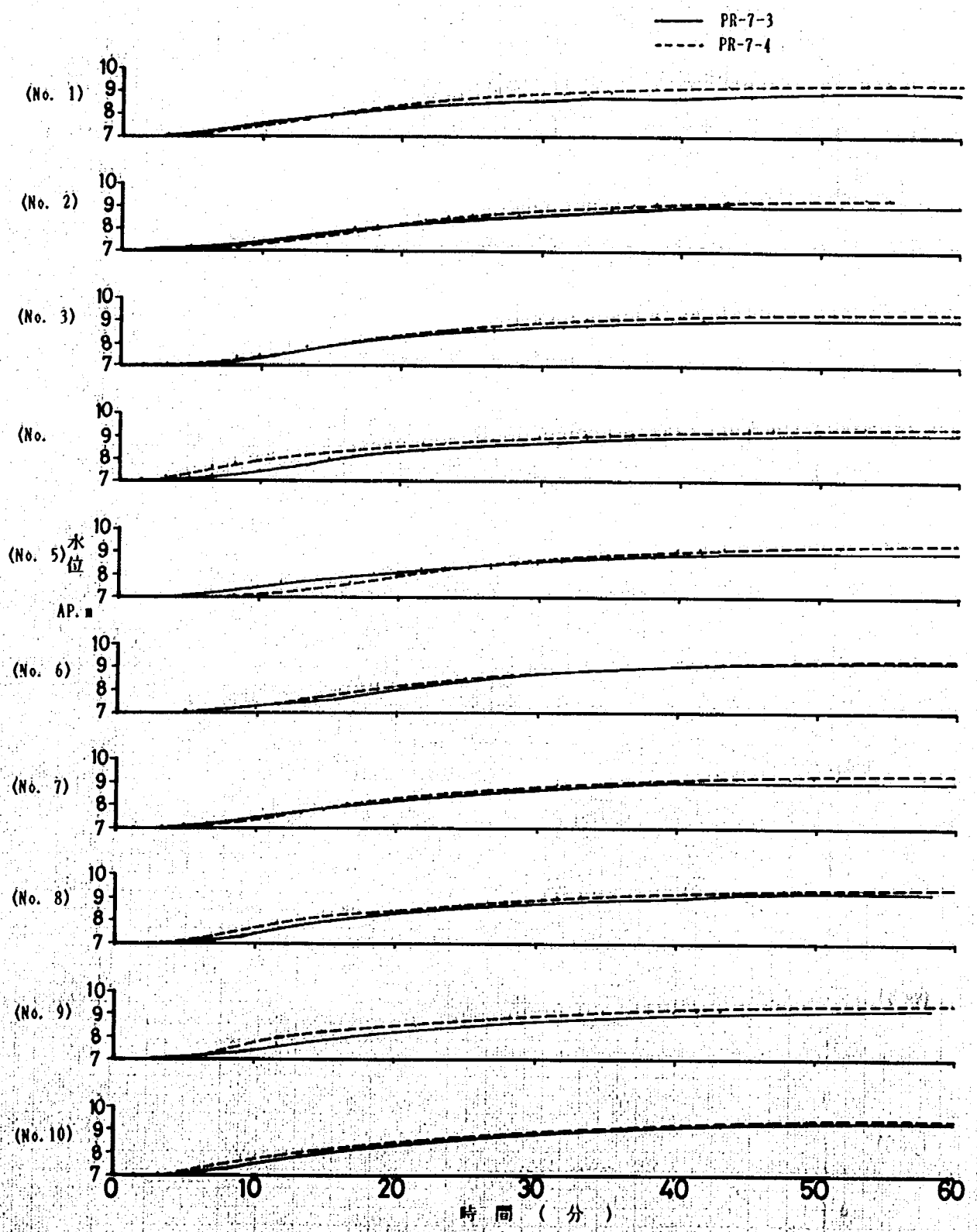
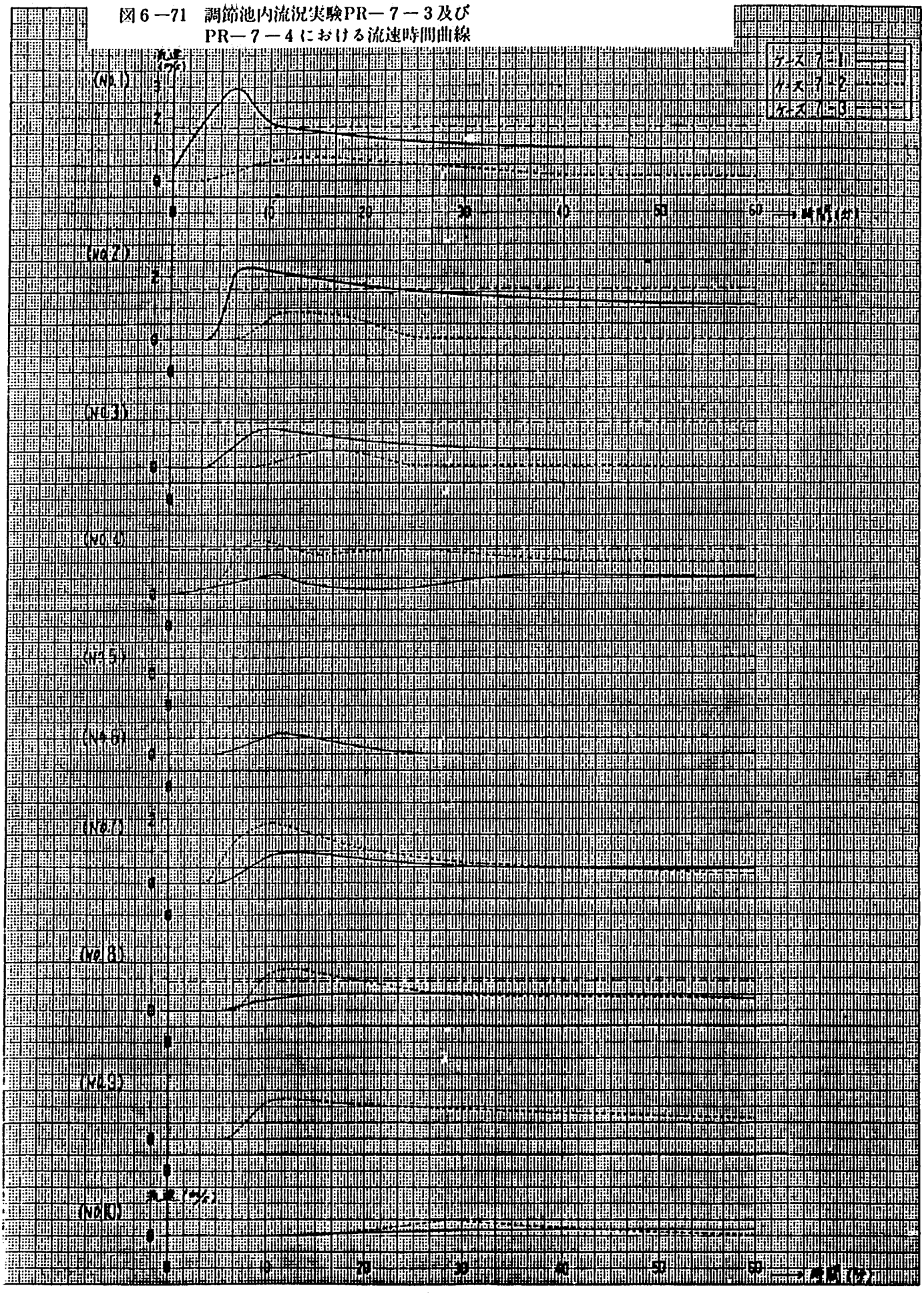


図6－70　調節池内流況実験PR－7－3及びPR－7－4における水位時間曲線

図６－71　調節池内流況実験PR－７－３及び
PR－７－４における流速時間曲線



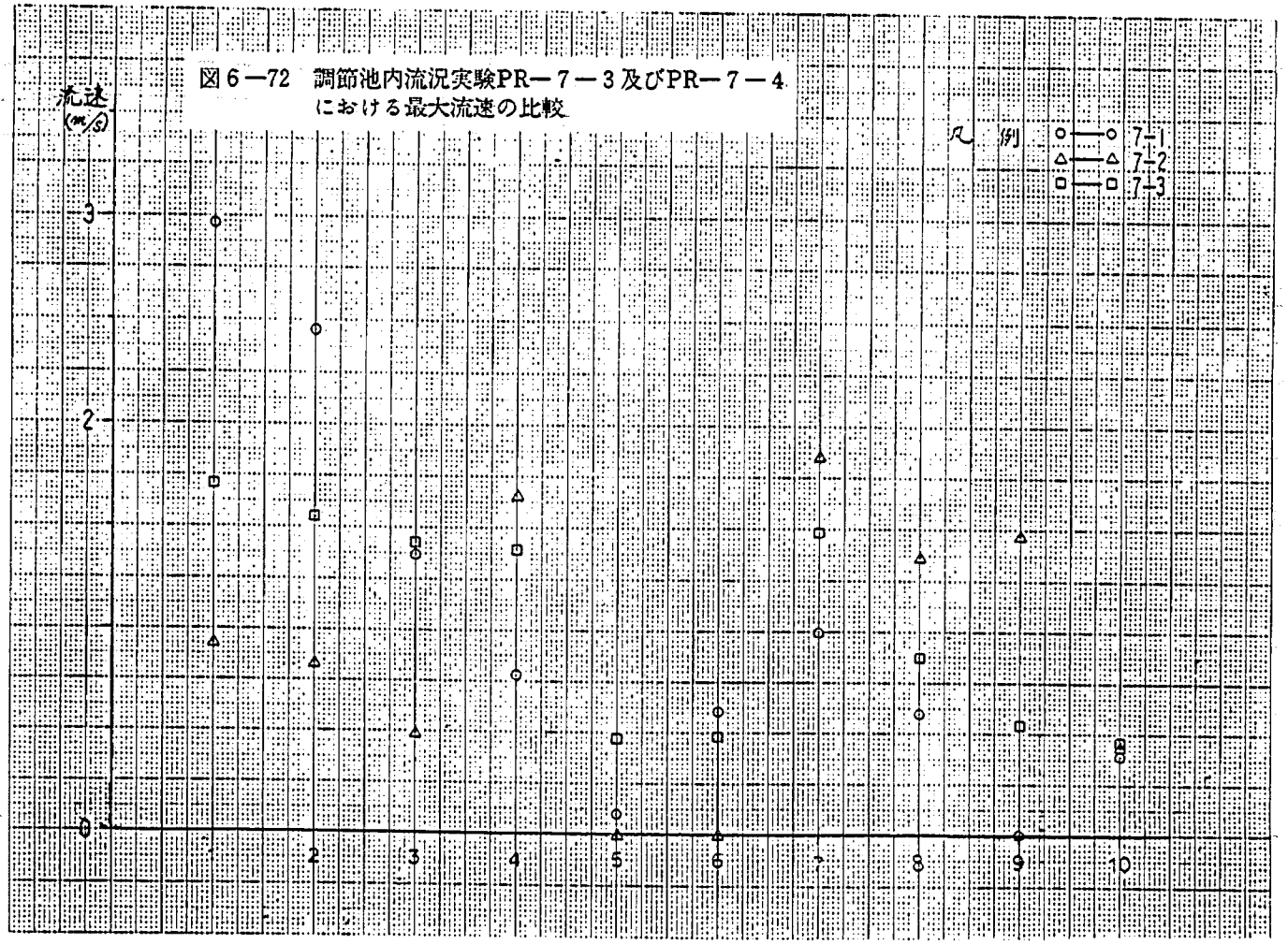


図6—72　調節池内流況実験PR—7—3及びPR—7—4における最大流速の比較

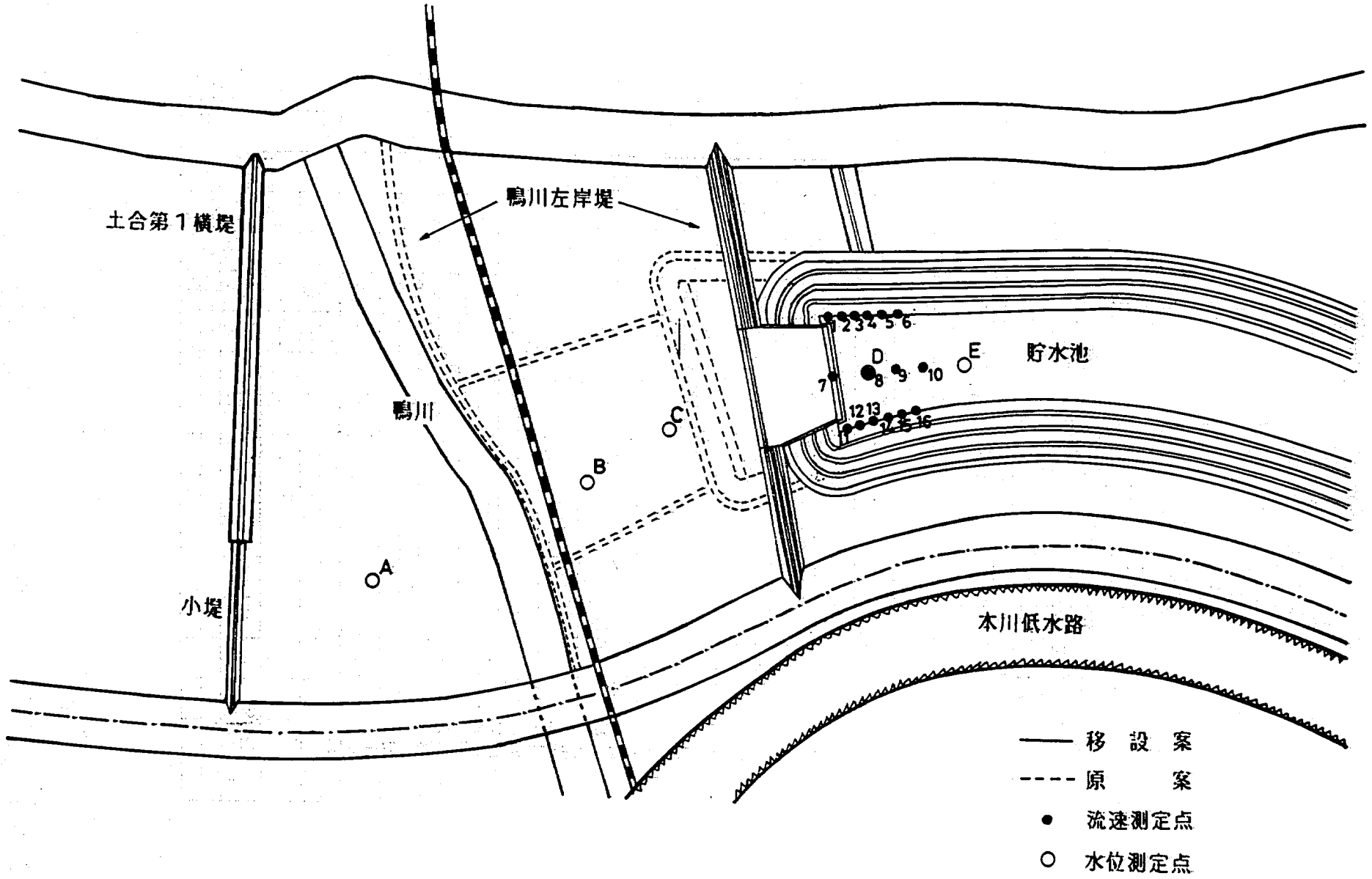


図６－７３　鴨川左岸堤移設案

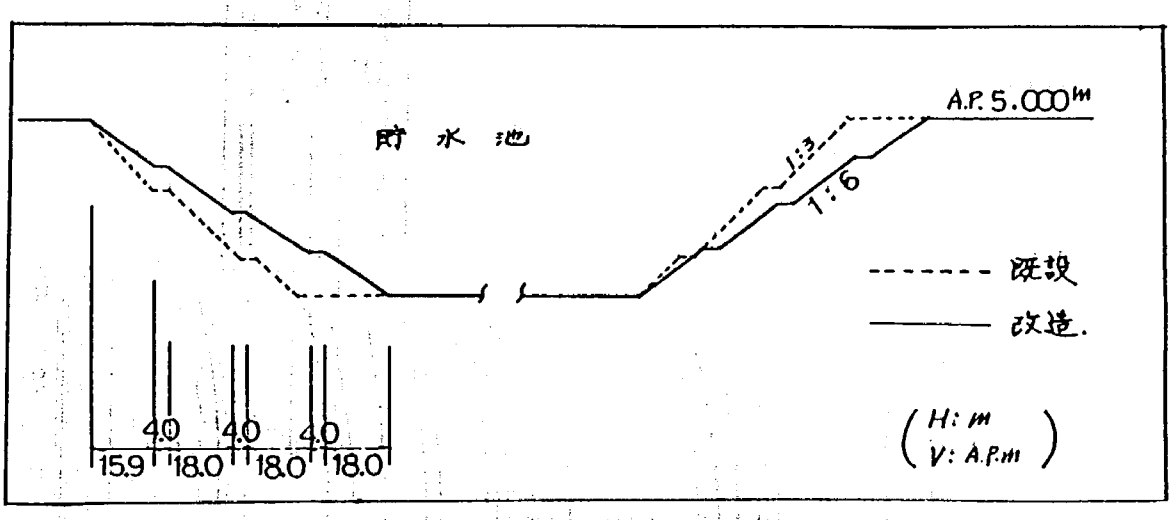
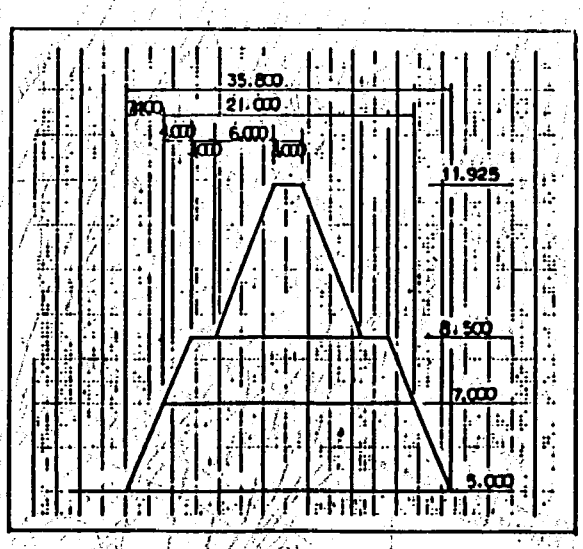


図6—74　貯水池護岸勾配6割案



H：m
V：A.P.m

図6—75　鴨川左岸堤横断図

図６—76．調節池内流況実験PR—８—１cにおける流況

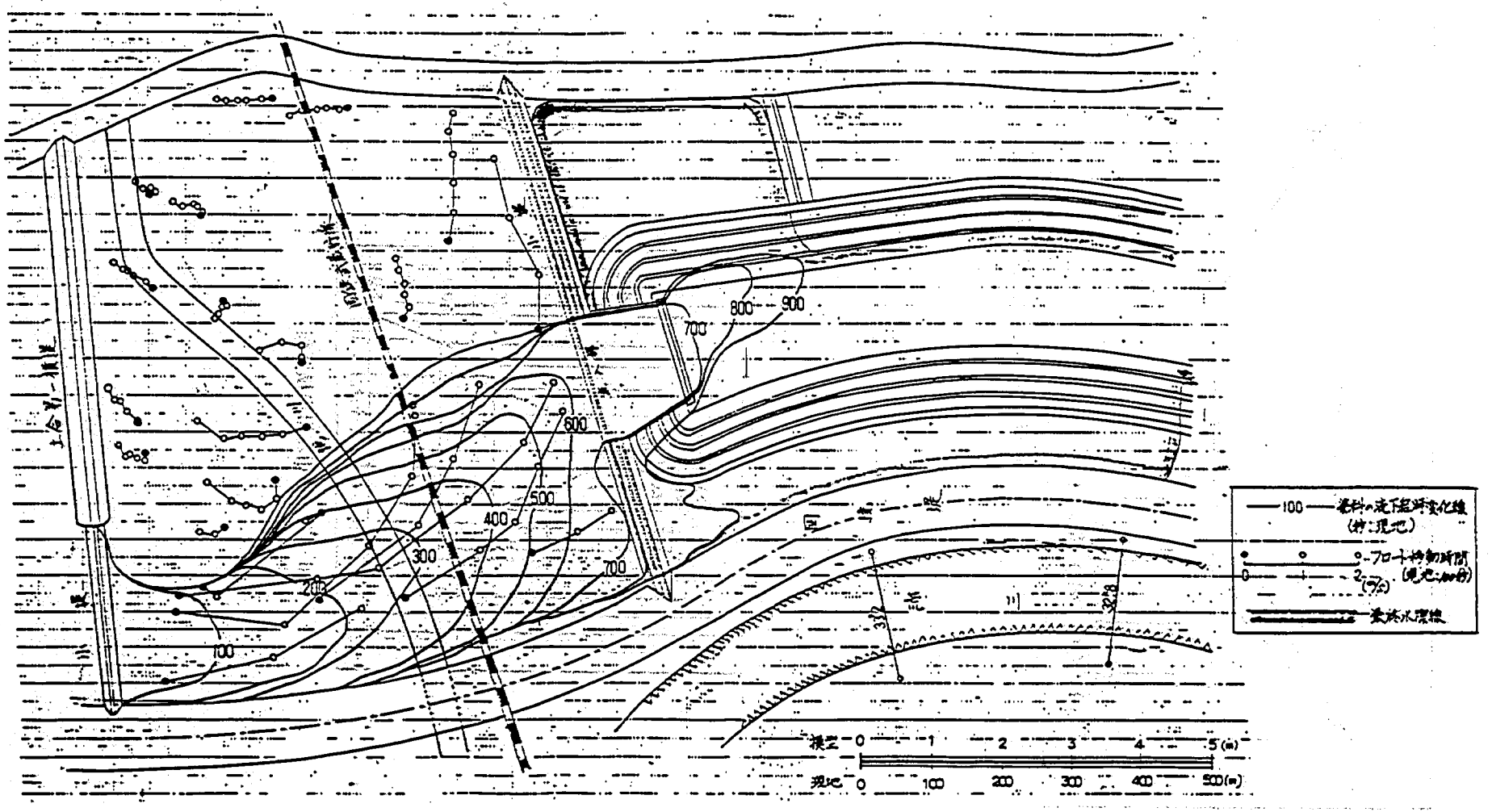


図６－77　調節池内流況実験PR－８－２cにおける流況

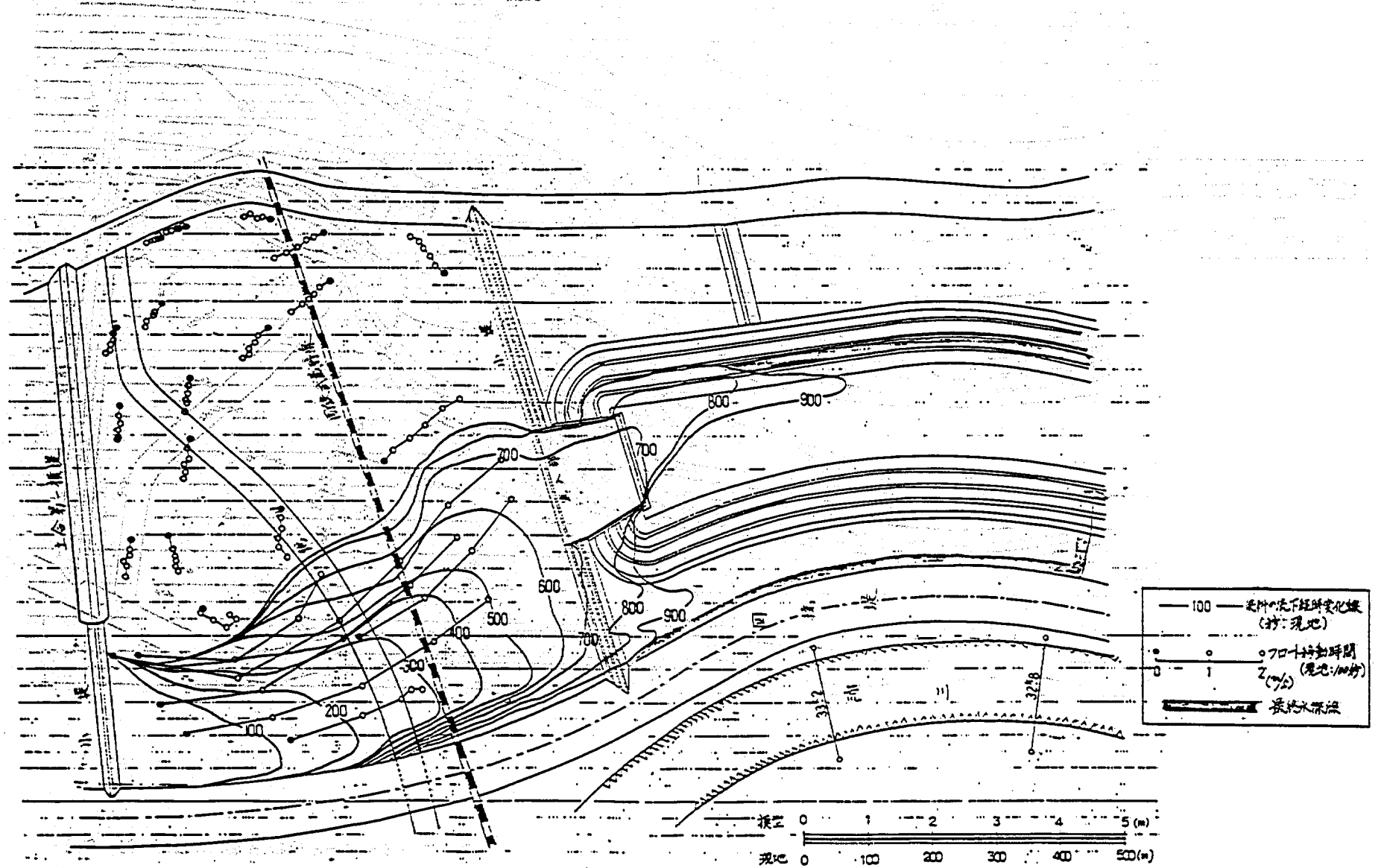


図-6—78 調節池内流況実験PR—8—3cにおける流況

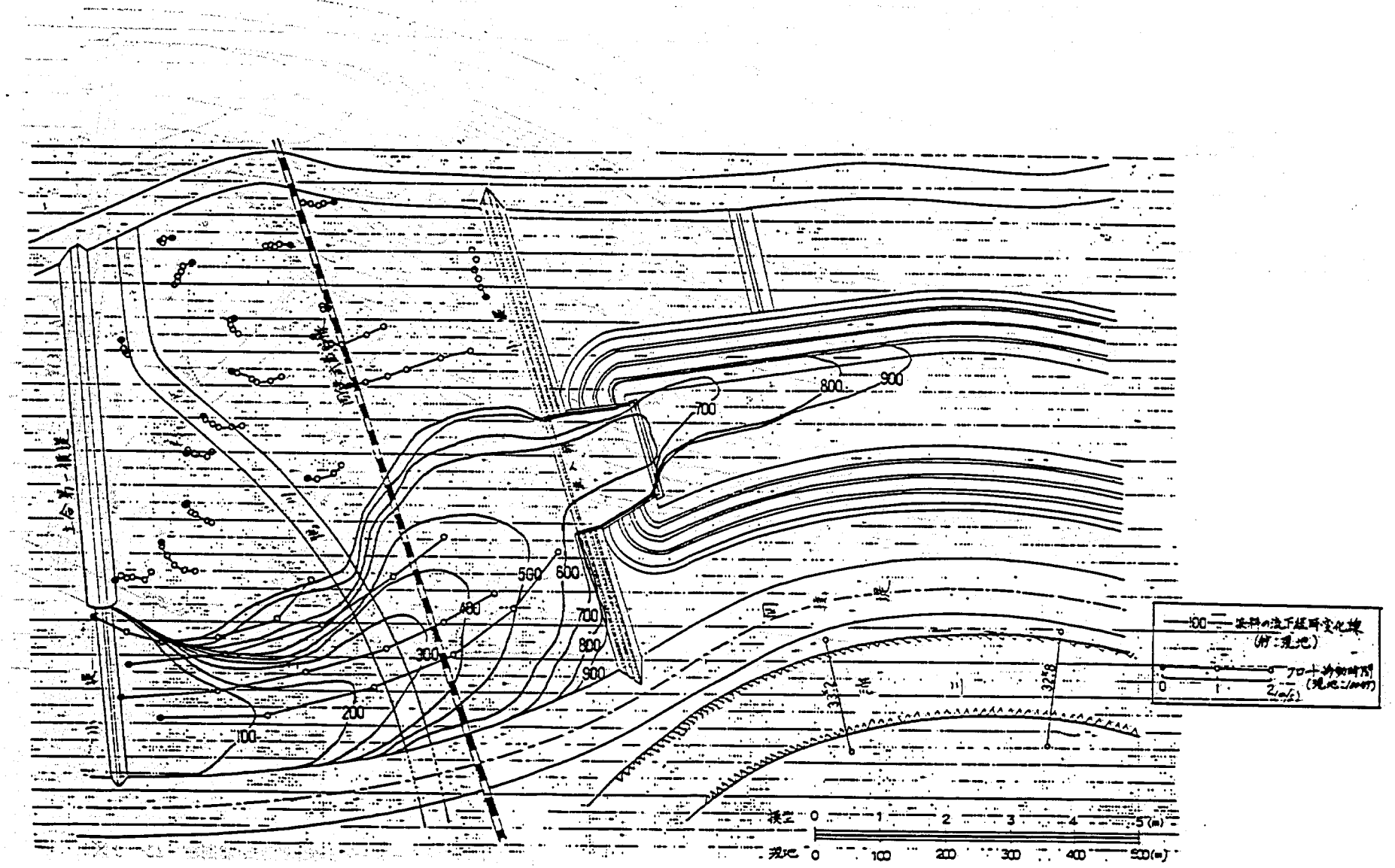


図6—79 調節池内流況実験シリーズ
PR—8—1における流速

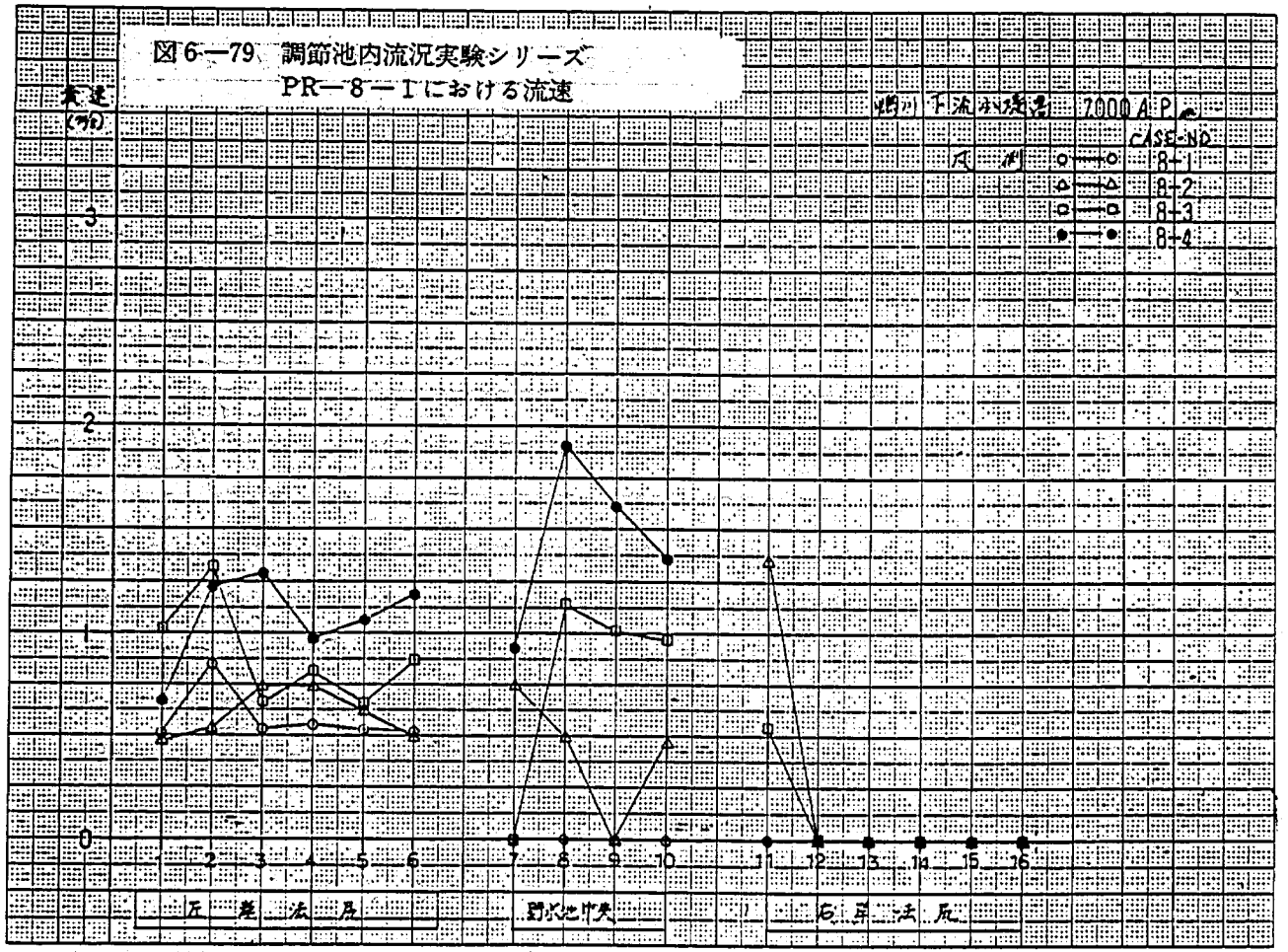
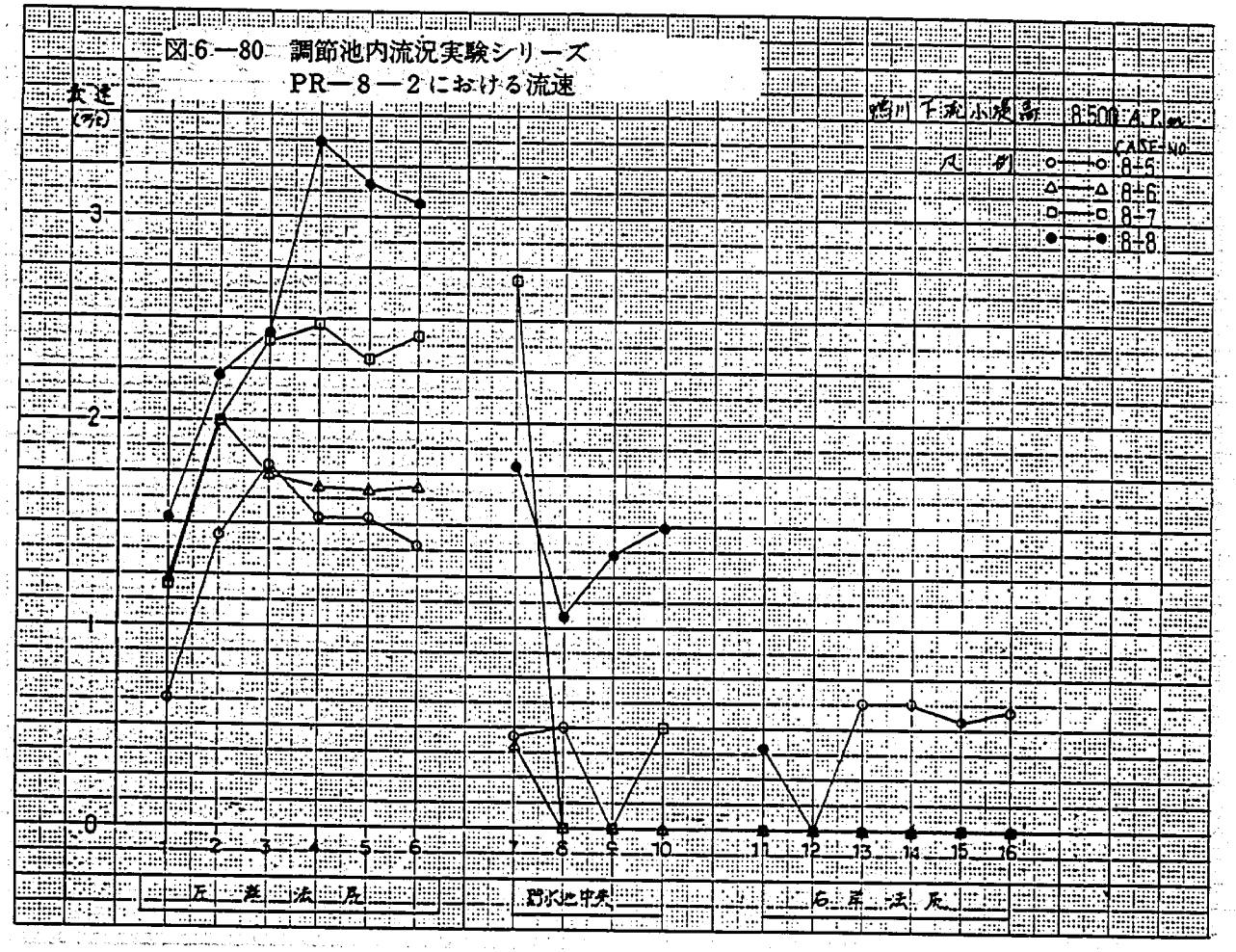
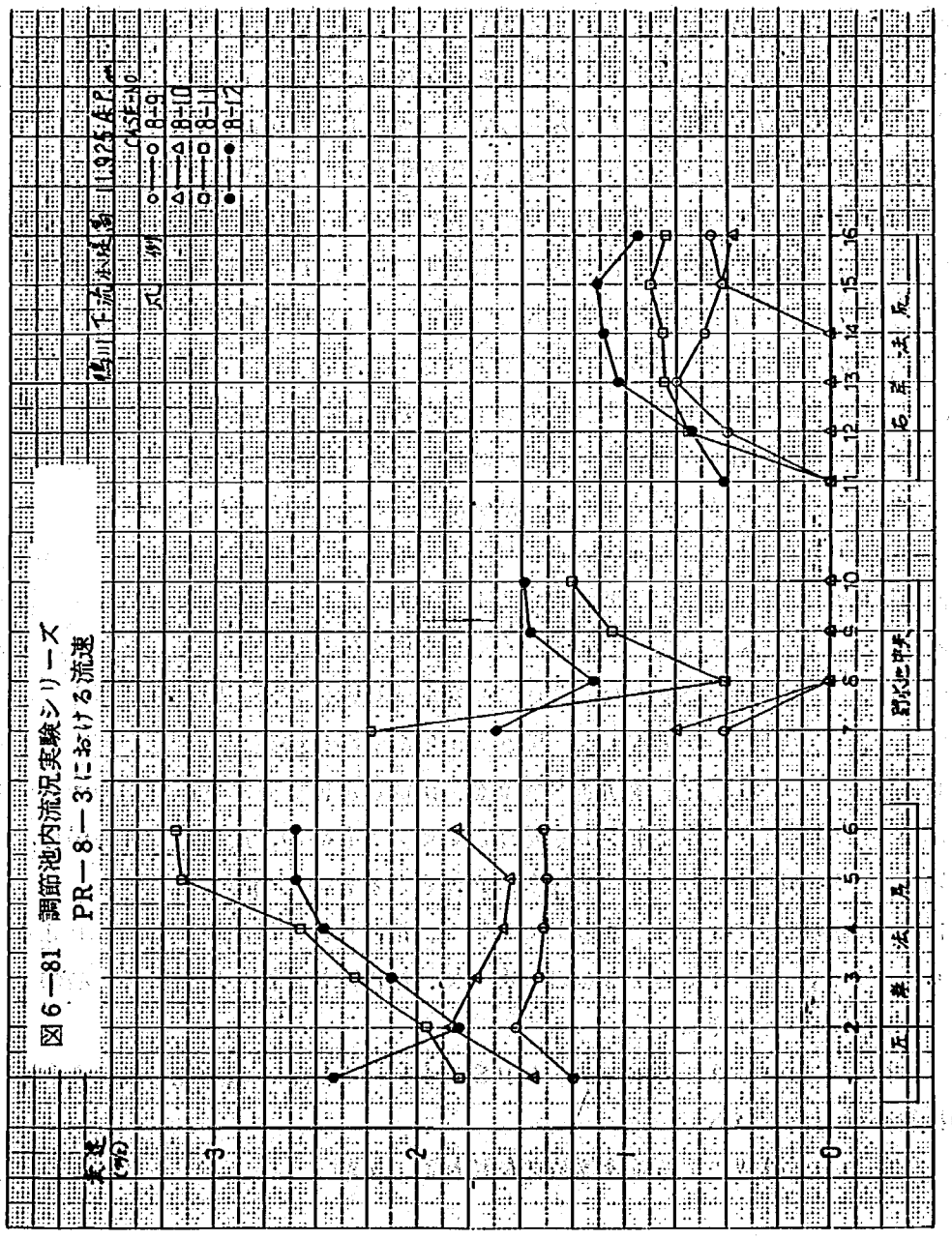


図6—80　調節池内流況実験シリーズ
PR—8—2における流速




図 6—81 調節池内流況実験シリーズ
PR—8—3における流速
CASE NO.
○—○ 8-9
△—△ 8-10
□—□ 8-11
●—● 8-12
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16

7. 調節池内構造物の越流特性

7.1 越 流 堤

越流堤原案は，図7－1に示されるように，表法勾配15割，裏法勾配8割，天端高A.P.8.8mの断面を有し，裏法尻下流5.0mには，高さ1.2mのエンドシルが減勢工として設けられている。越流堤に関する検討の目的は，減勢方法の妥当性の確認と越流係数の算定とであって，以下のような手順によって実験をすすめた。減勢効果の確認にあたっては，縮尺1/20の抽出模型を用いて実験を行い，計画原案の減勢効果について検討を加え，さらに減勢効果をあげるため，減勢工の改良を行うとともに，越流係数の算定にあたっては，縮尺1/100の全体模型を用いた実験により概略的な検討を行い，つぎに越流堤付近のみを抽出した縮尺1/50の部分模型を用いた実験に基づき，越流係数を算定するとともに，越流係数に及ぼす池内水位・本川水位あるいは流入角の影響を明らかにしようとしている。

(1) 縮尺1/20の抽出模型による減勢方法に関する検討（実験シリーズPS_1-1）

本模型は，図2－2に示されるように，幅3m，長さ45m，深さ0.6mの水路内に，縮尺1/20でモルタルにより製作されたものであって，流況の検討（実験シリーズPS_1-1-1）にあたっては1000m³/s，800m³/s，600m³/s，400m³/s，200m³/sの5種の流量が用いられた。図7－2は，実験シリーズPS_1-1-1における水面形を示したものであって，計画原案において，越流堤法面の勾配は緩く，越流堤形状に対してとくに問題はないようである。減勢工の効果もある程度認められ，下流端における状況もよいようである。しかし，とくに池内水位が低い場合，エンドシルを乗り越えた流れは比較的速く，エンドシルの下流側にさらに減勢池を設けた方がよいようである。したがって，本検討においては，改良案として深さ1m，長さ5mの減勢池を提案することとし，以下に述べる実験シリーズPS_1-1-2において，最初池内水位を自由流出水位とし，本改良案の効果を検討したところ，流量が小さい場合にはその効果がよく発揮されているものの，流量が大きい場合には不充分であることが知られ，減勢池長としては10m程度が必要となるものと判断される。

図7－3は，減勢池長を5mとした改良案において，池内水位を越流堤天端高A.P.8.8mに設定した，実験シリーズPS_1-1-2に関するものであって，池内水位が高い場合には，減勢工は不要となり，まったく問題がないようである。

したがって，以下においては，実験シリーズPS_1-2-1を除き，減勢池を設けた改良案のもとで，越流係数の検討が行われている。

(2) 縮尺1/100の全体模型による越流係数の概略検討（実験シリーズPS_1-2，実験シリーズPS_1-3）

本実験は，縮尺1/100の全体模型に本川上流より定流を通水し，本川上流流量と本川下流流量との差から越流量を推定し，これと36.4kmの本川水位とを用いて，越流係数の概略検討を行ったものであって，本川下流端水位は26.8kmの水位・流量関係を満足するように設定され，池内水位はポンプ排水により定常状態が保たれるようになっている。

まず，縮尺1/100の全体模型を用いた概略検討の第一段階（実験シリーズPS_1-2-1）として，流量Q＝7500m³/s，7000m³/s，6500m³/s，5500m³/s，4500m³/sを本川上流から通水すると，本川

水位は図7－6に示されるようになる。本川上流流量と越流量との関係を示すと，図7－7のようであって，本川計画洪水量であるQ＝7000m³/s程度において，Q′＝1200m³/s前後の越流が見込まれる。一方，本川36.4km地点水位と越流量との関係を示すと図7－8のようであって，36.4km地点水位と越流堤高A.P. 8.8mとの差から越流水深hを算定し，次式により越流係数μを逆算すると，図7－6に併示されるようになる。

$$Q = \mu \cdot L\sqrt{2g}\, h_1'^{3/2} \qquad (7.1)$$

$$h_1' = h_1 + \frac{v^2}{2g} \qquad (7.2)$$

$$v = Q/LH \qquad (7.3)$$

ここに，Lは越流堤の本川流下方向長，h_1は36.4km地点本川水位と越流堤天端高との差，Hは36.4km地点本川水位と越流堤前面河床高A.P. 5.0mとの差，vは越流堤前面における池内方向平均流速である。図中の表にみられるように，越流係数は，越流水深hの増加とともに増加するものの，水深hが大きい場合の越流係数μは，一般的な値と較べ，過大なようである。

つぎに，実験値の精度向上を図るため，本川水位の測定にあたっては，横断面内の3点で水位測定を行い，これらの平均値をもって当該断面の水位とし，越流係数算定に供することとした。図7－9，図7－10及び図7－11は，実験シリーズPS_1－3において，池内水位を自由流出水位としたもの（添字aのシリーズ）について，それぞれ，越流量と36.4km地点本川水位，越流量と本川上流流量，36.4km地点本川水位と越流堤天端高との差と越流係数との関係を示したものであって，実験値に若干のばらつきはあるものの，越流水深h_1の増加とともに，越流係数μは大きくなる傾向があり，

h_1＝1.0mの場合　　$\mu = 0.27$

h_1＝1.5mの場合　　$\mu = 0.31$

h_1＝2.0mの場合　　$\mu = 0.33$

となる。また，池内水位の影響を，本川上流流量Q＝4500m³/s及び7000m³/sの場合について検討すると，図7－7，図7－8及び図7－9に併示されるように，

Q＝4500m³/sの場合，池内水位A.P. 8.8m以上（$\Delta H = 0.57$m以下）

Q＝7000m³/sの場合，池内水位A.P. 10.3m以上（$\Delta H = 0.64$m以下）

で不完全越流となり，越流量が減少する様相を呈している。すなわち，36.4Km地点本川水位と池内水位との差ΔHが，約0.6m以下となる場合，越流は池内水位の影響を受け，越流係数は小さくなる。なお，図7－12～図7－25に示される流況図に基づき，流水の越流堤への流入角θ（図7－26参照）について検討すると，表7－1のようになり，本川流量・池内水位あるいは越流位置に係らず，ほぼ流入角はθ＝60～70度となるようである。

(3) 縮尺1/50の抽出模型による越流係数の検討（実験シリーズPS_1－4，実験シリーズPS_1－5，実験シリーズPS_1－6）

抽出模型によって詳細検討をする場合，模型範囲をどの程度にするかが重要な問題となる。したがって，本検討においては，まず縮尺1/100の全体模型を用いて，抽出模型にとり入れるべき範囲を明らかにすることにした。実験シリーズPS_1－4においては，本川内に隔壁を設け，囲繞堤前面の本川幅を種々設定し，本川幅と越流量あるいは越流係数との関係を検討すると，それぞれ，図7－27ある

いは図7－28のようになる。本川上流流量がQ＝7000m³/sの場合，池内水位が自由流出水位あるいはA.P. 9.8 mのいずれにおいても，本川幅がB′＝170～200mより小さい場合，本川幅がさらに広い場合に較べ，越流量は若干小さくなるものの，Q＝4500m³/sの場合には，いずれの池内水位条件においても，このような減少傾向はあまり明確でない。さらに，図7－26にみられるように，越流係数に換算して検討すると，いずれにおいても，計測値のばらつきが大きく，とくに本川幅が狭い場合において，越流係数が小さくなるという傾向はない。したがって，抽出模型の製作にあたっては，施設の関係上最大本川幅となるB′＝161.8 mによって越流係数の検討は可能と判断した。なお，越流堤付近の流線を図示すると図7－29～図7－60のようであって，越流にあたっては，越流堤から約120 mの範囲の本川流が流入してくるようである。

縮尺1/50抽出模型は，図2－4に示される水路内に製作されたものであって，その概要を示すと図7－61のようである。実験シリーズPS$_1$－5は，種々の本川上流流量に対して，あるいは本川上流流量Q＝4500m³/s及び7000 m³/sについて種々の本川水位に対して，また実験シリーズPS$_1$－6は，本川上流流量Q＝4500 m³/s及び7000 m³/sについて種々の本川水位に対して，それぞれ越流係数を検討したものであって，池内水位を自由流出とした場合の結果を示すと，図7－62，図7－63及び図7－64のようになる。図より，池内水位を自由流出とした場合，越流量は本川水位のみによって規定され，本川側流速に較べ，本川側水位は越流量に対しより支配的となり，ここで対象とした程度の流速範囲において，越流係数は本川流速にほとんど関係ないことが知られる。図6－62において，越流係数μは，縮尺1/100の模型の場合と同様に，越流水深のh_1（36.4 km本川水位と越流堤天端高との差）の増加とともに増加するものの，その値は若干小さく，

h_1＝0.5 mの場合　　μ＝0.18
h_1＝1.0 mの場合　　μ＝0.25
h_1＝1.5 mの場合　　μ＝0.30
h_1＝2.0 mの場合　　μ＝0.31

と推定される。実験精度については，縮尺1/50の模型の方が優れているものと判断され，越流係数としては上記値が妥当とみなされる。

また，池内水位の影響については，越流量Q′と水位差ΔH（36.4 km地点本川水位と池内水位との差）との関係を示した図7－65より，水位差がΔH＜1 mの場合，越流は不完全となり，越流係数が小さくなるものと推定される。このような条件を池内水位でみた場合，本川上流流量がQ＝4500 m³/sの場合，池内水位が少なくともA.P. 8.8 m以上，Q＝7000m³/sの場合，少なくともA.P. 10.3 m以上という条件に相当している。

なお，図7－66～図7～79及び図7－80～図7－87は，それぞれ，実験シリーズPS$_1$－5及びPS$_1$－6における流況を示したものであって，とくに図7－66～図7－79と図7－12～図7－25との比較より，本実験の流況が，縮尺1/100の全体模型の場合とほぼ相似であることが確認され，本実験の有効性がうかがわれる。

(4) 縮尺1/50の抽出模型による斜め越流係数の検討（実験シリーズPS$_1$－7）

本実験は，越流堤に対する越流水の流入角が90度でない，いわゆる斜め越流の場合について，その越流係数を検討し，(3)で得た越流係数の妥当性を検討しようとするものである。本模型は，図7－88のような縮尺1/50の抽出模型であって，これを図2－4に示される水路内に設置し，6種の流入角

（$\theta = 0$，15，30，45，60，75度）に対して，4種の越流水深（越流堤天端最上流端より100m上流の水位と越流堤天端高との差）のもとで実験を行い，越流係数を検討すると以下のようである。

各実験における水位縦断及び越流堤天端上の水位横断を示すと，それぞれ，図7－89～図7－94及び図7－93～図7－98のようであって，これらに基づき，上流水位（越流堤天端最上流端より上流100m地点水位）あるいは流入角度と単位幅越流量（全流量／越流堤長）との関係を求めると，図7－101あるいは図7－102のようになる。さらに，これらの計測値より越流係数を算定し，流入角度θあるいは越流水深h_1に対し図示すると，図7－103あるいは図7－104のようであって，越流係数μは流入角度θの増加，あるいは越流水深h_1の増加とともに減少する傾向が認められる。なお，越流水深$h_1 = 0.5$mの実験結果は，大きくばらつくとともに，他の場合に較べ若干小さい傾向をもっているが，これは模型での越流水深が$h_1 = 0.5$cmと小さいことに起因する実験誤差，あるいは越流堤の下流側ほど水位が低下することに起因するものと考えられる。

したがって，$h_1 = 1.0$m，1.5m，2.0mの実験結果を重視し，流入角度と越流係数との平均的関係を求めると，図7－103中の実験のようであり，いま斜め越流の場合の越流係数$\mu\theta$と正面越流の場合の越流係数μ_0との比$K = \mu\theta/\mu_0$をとると，図7－105のようになる。図より，実験シリーズPS_1－3で得られた流入角$\theta = 60$度に対しては，$K = 0.7$程度と見込まれる。この値を用いて，縮尺1/20の抽出模型を用いた実験シリーズPS_1－1で得られた正面越流の越流係数0.36を，流入角$\theta = 60$度の斜め越流係数に変換すると0.25程度となり，越流水深$h_1 = 1.0$mに対しては，縮尺1/50の抽出模型を用いた実験シリーズPS_1－5及び実験シリーズPS_1－6の結果とほぼ同様の値となる。したがって，図7－64に示された越流係数は，かなり信頼性の高いものと判断される。

なお，各実験における流況を示すと，図7－106～図7－129のようである。

7.2 鴨川左岸堤

鴨川左岸堤は，田島ケ原の桜草自生地の保護及び鴨川の河川水の貯水池への進入防止を目的としたものであって，その横断形状は図7－130に示されるようである。

図2－2に示される水路内に，縮尺1/20の抽出模型を製作し，これに5種の流量を通水すると図7－129のような水面形となる。図にみられるように，堤高も低く，また下流側勾配も緩いため，流況的にはとくに問題がないようである。しかし，下流部における最大流速は，3m/s程度に達するものと推定され，法面の保護とともに護床工が必要となる。また，下流側において，A.P. 4.5mの地盤高より高い貯水池流入部を設ける場合，越流開始直後においては，下流において跳水が発生する。したがって，このような場合には，エンドシル等により跳水の発生位置を固定化することが望まれる。

また，鴨川左岸堤の越流流量と上流側水位あるいは越流係数との関係を示すと，それぞれ，図7－4及び図7－5に併示されるようであって，越流係数は0.38程度と見込まれる。

7.3 貯水池流入部

貯水池流入部は，流水が高さA.P. 4.5mの周辺地盤から，池底高A.P.－6.8mの貯水池に流入する部分であって，貯水池内水位が低い場合，流入水の減勢方法が重要な問題となる箇所である。流入形状としては，3割勾配の斜面を有する原案，標準越流頂案，8割勾配の斜面を有する最終案が提示され，

それぞれについて減勢方法について検討を加えた。

(1) 計画原案（実験シリーズPS_3-1-1及び実験シリーズPS_3-1-2）

貯水池流入部は，図7－132に示されるように，3割勾配の斜面と2段の小段を有している。原案の検討（実験シリーズPS_3-1-1）にあたっては，縮尺1/30の抽出模型を，図2－2に示される水路内に製作し，5種の流量を通水し，流況の把握を行った。なお，貯水池の水位設定にあたっては，不定流による調節池内流況実験の結果を参考として，流量 $Q'=1000m^3/s$，$800m^3/s$，$600m^3/s$，$400m^3/s$，$200m^3/s$ に対して，それぞれ，A.P.－3.0m，A.P.－3.5m，A.P.－4.0m，A.P.－4.5m，A.P.－5.0m程度を目標とした。図7－133は，原案における水面形を示したものであって，堤体の安定化を図るために設けた小段においては，はくりが生じ，水脈がはね上がる現象がみられ，また斜面上の流れに対する減勢効果は，ほとんど認められない状況である。

したがって，原案に対する改良案として，図7－134に示されるように小段を撤去し，斜面勾配を3割5分とするとともに，堤体下流端に深さ1.5m，長さ15mの減勢池を設け，流況を検討すると以下のようである。すなわち，図7－135は，5種の流量に対して，原案の場合と同様の貯水池水位を設定した場合の水面形を示しており，減勢効果が充分に発揮されているようである。

なお，原案においては，流入部上流端には，天端高A.P.5.5mの流入堤が計画されており，その越流係数μを算定すると図7－5に併示されるように，$\mu=0.42$程度と推定される。

(2) 標準越流頂案

標準越流頂を有する貯水池流入部は，図7－136に示されるような縦断形状を有し，その1/30の縮尺模型を，図2－3に示される二次元水路内に，図7－137のように製作し実験を行った。標準越流頂案に関する実験は，まず流入天端高の高さを主として検討し，さらに減勢池を用いた減勢方法について予備的検討を加えた実験シリーズPS_3-2，つぎに減勢方法について詳細検討を加えたものとして，減勢池を用いた実験シリーズPS_3-3，シルを用いた実験シリーズPS_3-4に大別される。

(a) 流入天端高に関する検討及び減勢池による減勢効果に関する予備検討

調節池内流況に関する検討より，貯水池流入部の天端高をA.P.5.5mとした計画案では，鴨川左岸小堤からの越流水が，流入部から貯水池へ流入せず，周囲の護岸部から流入することが明らかとなり，流入部にはA.P.7.5m程度の天端高を有する導流堤の必要性がうかがわれた。したがって，本検討においては，流入天端高を下げた場合の問題点を明らかにするとともに，減勢池による減勢効果について予備的検討を加えると以下のようである。

図7－138～図7－142，図7－143～図7－147及び図7－148～図7－149は，それぞれ，流入天端高をA.P.5.5mとした実験シリーズPS_3-2-1，A.P.4.5mとした実験シリーズPS_3-2-2及びA.P.5.0mとした実験シリーズPS_3-2-3における流況を示したものであって，これらの図に基づき，流入天端高による流況の相違を明らかにすると，つぎのようである。まず，図7－150は，越流天端より上流15m地点における流速と流量との関係を示したものであって，流入量$900m^3/s$を対象とすると，天端高がA.P.4.5mの場合には，流速が3.3m/sにも達している。これに対し，天端高がA.P.5.0mの場合には2.1m/s，A.P.5.5mの場合には1.7m/sとかなり小さくなるようである。したがって，流入天端高を下げることに対しては，導流堤の天端高を下げることができるという反面，流速が著しく大きくなり，上流側の護床工として大規模なものが必要となるようである。

また，図7－151は，流入部における流量と越流水深との関係を示したものであって，越流水深は

流入天端高によって異なり，天端高の増加とともに，越流水深は若干小さくなることが知られる。流量規模として900m³/sを対象とした場合，越流水深は，天端高A.P.4.5mに対して1.30m，A.P.5.0mに対して1.33m，A.P.5.5mに対して1.35mとなっている。したがって，上流側の水位は，それぞれ，A.P.5.80m，A.P.6.33m，A.P.6.85mと推定され，たとえば天端高がA.P.5.5mの場合，導流堤の天端高としては，A.P.7.5m程度のものが必要となろう。

さらに，図7－152は，減勢池下流の流速と流量との関係を示したものであって，減勢池長10m，下流端勾配1：1とした計画案の場合，流入量が500m/s程度までは充分に減勢されていることが知られる。しかし，流量が700m/s程度以上になると，減勢池内では減勢されず，減勢池下流端の逆勾配箇所を射流のままはね上がり，下流へ落下する様相を呈するようになり，下流部河床の維持が困難となろう。したがって，つぎに減勢池長を7.5mに減じ，下流端を直壁とした場合，下流端付近で水面が盛り上がり，流量が大きい場合にも，ある程度の減勢効果が期待されるようである。しかし，流量が極端に大きい1000m³/s程度になると，減勢効果はあまりなく，また流量が400m³/s程度以上の場合，減勢池下流の流速は2m/s以上にも達しており，ある程度減勢はされるものの，充分ではなく，下流については相当の区間にわたって護床工が必要になるものと推察される。

(b) 減勢池による減勢効果に関する検討

減勢池の規模の決定にあたっては，まず実験シリーズPS_3-3-1において，下流端を自由流出としたもっとも危険な状態において，種々の減勢池長及び減勢池深のもとで実験を行い，最適な規模を決定したのち，実験シリーズPS_3-3-2において，種々の貯水池水深のもとで実験を行い，その有効性を確認することとした。さらに，実験シリーズPS_3-3-3において，減勢効果を高めるために，減勢池の下流にバッフル・ピアを併設した場合の改善効果について検討している。なお，減勢池形状の選定にあたっては，実験PS_3-2-1eの計測値（跳水前水深$h_1=2.6$m，跳水前フルード数$Fr_1=5.4$）を用いて得た跳水長8.6m（Safranez）あるいは11.4m（USBR），及び跳水後水深1.9m（理論式），適正シル高0.7m（岩崎）を参考にした。

図7－153～図7－159は，実験シリーズPS_3-3-1における流況を示したものであって，これらの図に基づき，まず減勢池長を$L=5$mとして，減勢池深を$\Delta H=1.5$m，2.0m，2.5m，3.0mの4種とし，流速の比較を行うと図7－160のようである。図より，減勢池深を大きくすると，最大流速の発生位置が減勢池下流端に近づき，護床工長を短くすることができるものの，最大流速は大きくなり，護床工の強度を増さなければならないことが知られ，減勢池深としては，$\Delta H=2.0\sim2.5$mが適当と判断される。したがって，減勢池深は小さい方が工費的にも有利との考えから，$\Delta H=2.0$mとして，減勢池長$L=5$m，7.5m，10m，12.5mのもとで検討を加えると，図7－161のようになり，減勢池長については，長い方が最大流速を大幅に減ずることができ，また図7－157に示されるように，減勢池内でほぼ減勢が終了するということで，$L=12.5$mが適当なようである。しかし，この場合にも，減勢池下流の相当の区間にわたって，高流速が持続しており，護床工が必要となろう。

つぎに，減勢池長$L=12.5$m，減勢池深$\Delta H=2.0$mのもとで，種々の貯水池水深について実験を行うと，その流況は図7－162～図7－165のようである。図7－166は，減勢池下流の河床近傍（河床面から50cmの高さの点）の流速を示したものであって，河床近傍の流速は，貯水池水位が低いほど大きく，減勢効果の確認にあたっては，下流が自由流出の条件下で検討を行えば充分であることが確認される。なお，下流が自由流出の場合，河床近傍の流速は，減勢池下流端から30m下流にお

いても，3 m/s 近くに達しており，護床工のみだけでなく，何らかの対策が必要であることがうかがわれる。

したがって，減勢池下流の流速を減ずるため，図7－167のようなバッフル・ピアを併用すると，流況は図7－168～図7－171のようになる。バッフル・ピアを設置すると，バッフル・ピア上で水面が上昇し，その下流で再び射流となり，跳水が発生するようになる。したがって，図7－172あるいは図7－173にみられるように，バッフル・ピアがない場合に較べ，流速低減はあまり期待されず，下流が自由流出の場合，バッフル・ピアの減勢効果は小さいものと判断される。

(c) シルによる減勢効果に関する検討

シルによる減勢効果の検討においても，減勢池の場合と同様に，まず実験シリーズPS_3－4－1において，下流端を自由流出として，シルまでの種々の距離と高さについて検討を行い，つぎに実験シリーズPS_3－4－2において，先に得た最適配置及び形状のもとで，貯水池水位を変化させ，最適案に対する減勢効果の確認を行い，さらに実験シリーズPS_3－4－3において，バッフル・ピアーを併設した場合の有効性について検討している。

図7－174～図7－180は，実験シリーズPS_3－4－1における流況を示したものである。シルまでの距離をL＝10mとし，シルの高さとしてΔH＝0.5 m，1.0 m，1.5 m，2.0 mの4種を選定すると，図7－181に示されるように，シルの高さを1.0 m以上にしても，最大流速位置はシル近傍に近づかず，また最大流速も減少していない。したがって，シルの高さは，ΔH＝1.0 mが適当と判断され，つぎにΔH＝1.0 mの条件のもとで，シルまでの距離としてL＝5 m，7.5 m，10m，12.5 mの4種を選定すると，図7－182に示されるように，シルまでの距離の増加とともに，最高水位は低下するものの，最大流速の発生位置はシルのより後方となり，シルの位置としては法尻より5 m程度が適当なようである。なお，減勢池の減勢効果に較べると，シルの減勢効果は劣っており，シルの下流において，さらに何らかの方法で減勢を図る必要があろう。

つぎに，図7－183～図7－186は，シルまでの距離L＝5 m，シル高ΔH＝1.0 mのもとで，種々の貯水池水位に対して流況を示したものであって，貯水池水位がもっとも低い自由流出の場合，シル下流で発生する流速の最大値はもっとも大きくなることが確認され，減勢効果の検討にあたっては，自由流出の条件下で検討すれば充分であることが知られる。

さらに，シルの後方に3列のバッフル・ピアを併設した場合の流況を示すと，図7－189～図7－191のようであって，バッフル・ピアにより若干の減勢効果が認められる。シルからバッフル・ピアまでの距離の影響は，図7－187あるいは図7－188に併示されるように，それほど顕著ではない。なお，バッフル・ピアを併設しても，充分な減勢効果は得られないため，下流には相当の区間にわたって，強固な護床が必要となる。

(3) 最 終 案

貯水池流入部最終案形状は，勾配8割の斜面を有する流入部と深さ2 mの減勢池を有するものであって，本検討においては，適切な減勢池長を見いだすとともに，種々の貯水池水位あるいは流量に対して，減勢効果の確認を行っている。

図7－192～図7－194は，流量850m^3/s，自由流出の条件のもとで，3種の減勢池長，すなわちL＝10m，15m，20mについて流況を示したものであって，これらの図に基づき検討を加えると以下のようである。まず，図7－195は，減勢池下流の鉛直平均流速の分布を示したものであって，減勢

池下流端より30m程度下流までは，ほぼ一定流速を保っているが，さらに下流においては若干増加する傾向が認められる。しかし，減勢池長による流速分布の相違は顕著でない。また，図7－196は，相対水深が z/H＝0.2の位置における流速の縦断分布を示したものであって，鉛直平均流速の場合と同様に，減勢池長の効果は明確でない。

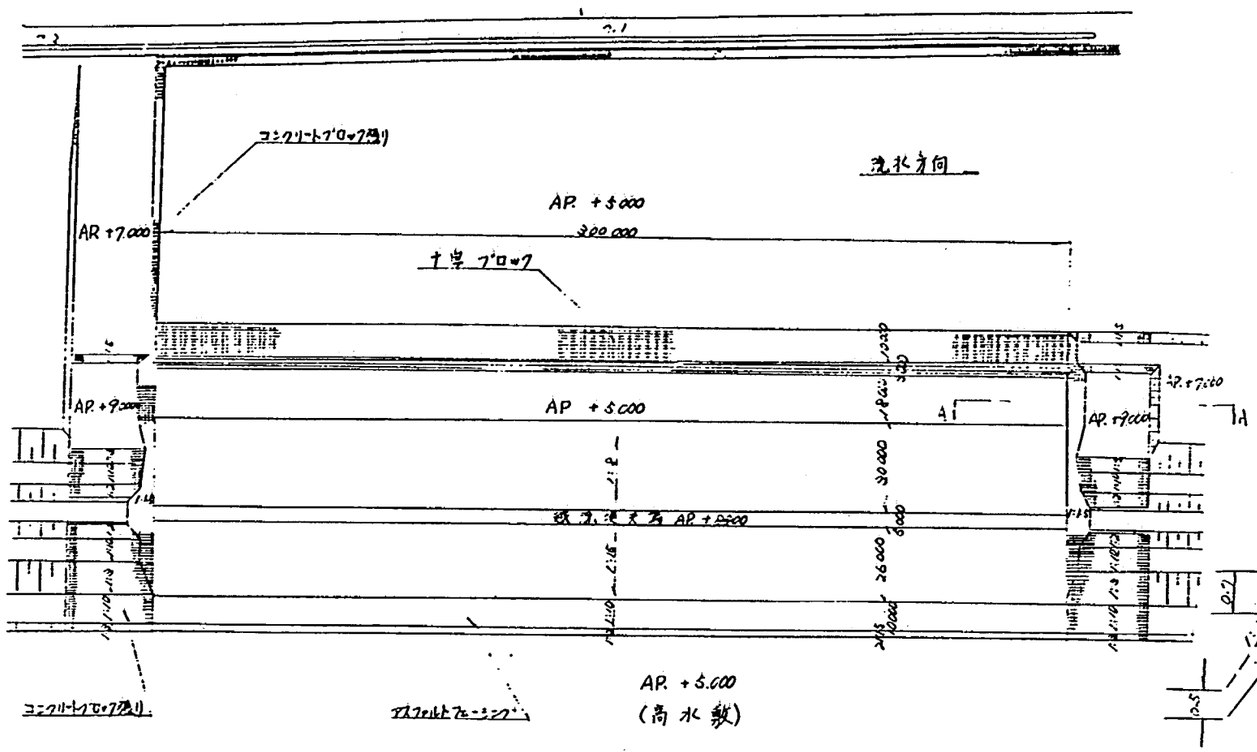
したがって，跳水後の下流水深 h_2 と跳水長 ℓ との関係より，適切な減勢池長を検討すると，つぎのようである。すなわち，3種の減勢池長L＝10m，15m，20mのいずれにおいても，図7－192～図7－194にみられるように，下流水深は h_2＝4mであることより，跳水長は約24m（$\ell = 6 \cdot h_2$）と推定される。一方，図7－192～図7－194より，跳水の発生始端から減勢池下流端までの距離を算定すると，減勢池長L＝10m，15m，20mに対して，それぞれ，22m，27m，32mとなる。したがって，減勢池長としては，L＝10mが最適とみなされよう。

つぎに，減勢池長L＝10mのもとで，貯水池水位を種々設定すると，図7－197～図7－199のような流況となる。これらの図に基づき，鉛直平均流速の分布を算定し，これを図示すると図7－200のようになり，初期貯水池水位がA.P.－2.0mのとき，平均流速は約1m/sに，A.P.0.0mのとき約0.6m/sに，またA.P.1.65mのとき約0.5m/sに，それぞれ減じることが知られる。

さらに，下流が自由流出の条件下において，流入量が600m^3/sあるいは400m^3/sの場合における流況を示すと，それぞれ，図7－201あるいは図7－202のようになる。このときの鉛直平均流速の分布は，図7－203に示されるようであって，流入量が400m^3/s程度であっても，平均流速は2m/s近くに達することが知られる。

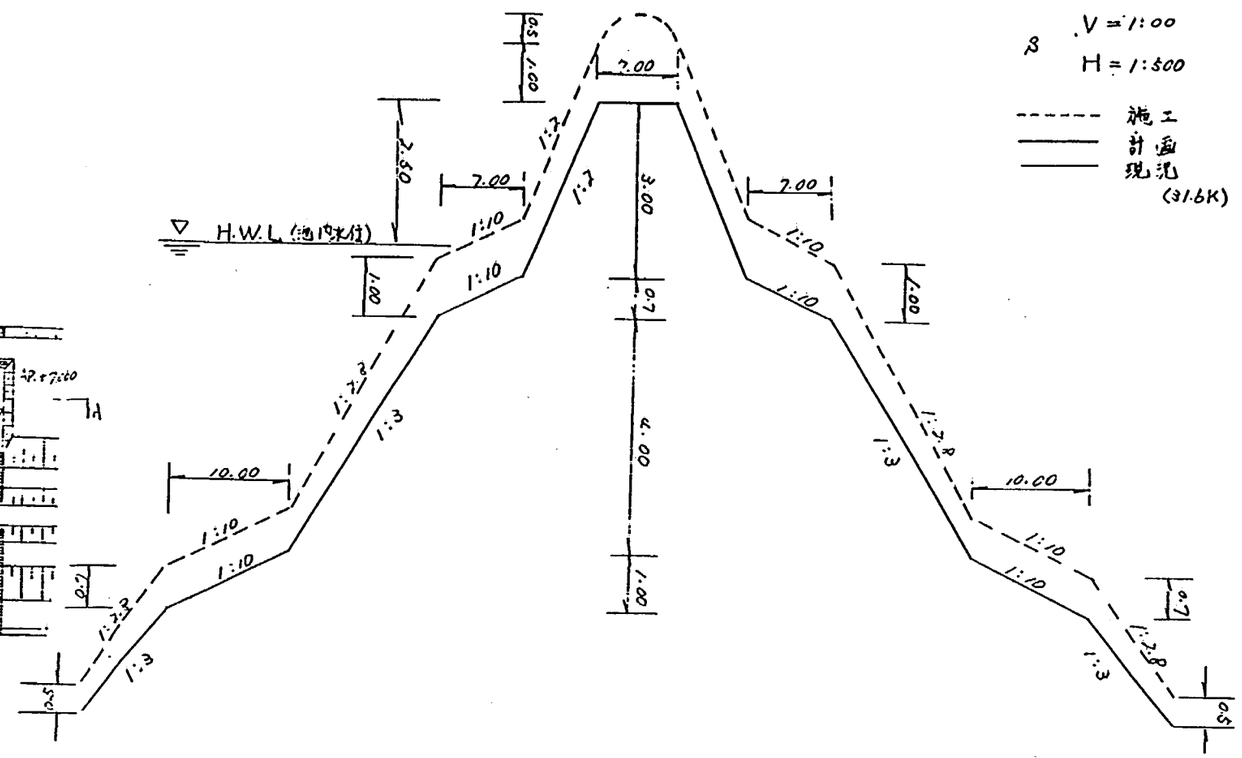
したがって，池内底面保護の観点からは，(2)で示したようにバッフル・ピアはあまり有効でなく，また初期流入量を減ずることもあまり効果的でなく，初期貯水池水位を少なくともA.P.－2.0m以上にすることが好ましいようである。

平　面　　S = 1/1000



荒川回線堤断面図

(29.2K～44.0K)



標　準　断　面　　S = 1/3000

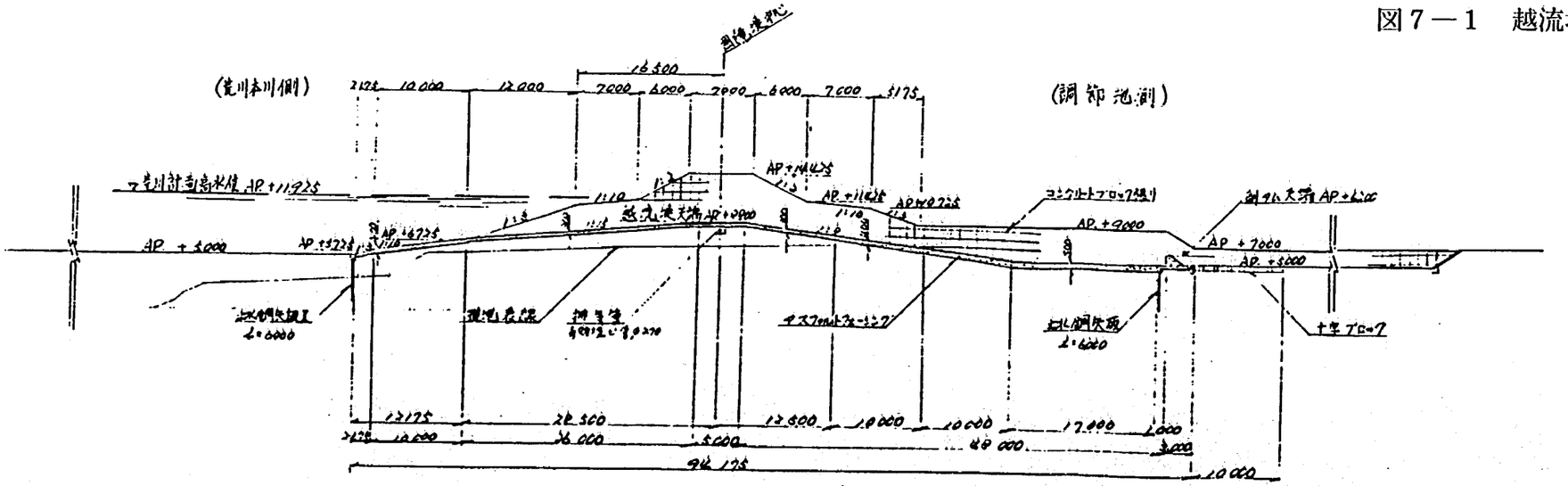


図７－１　越流堤原案

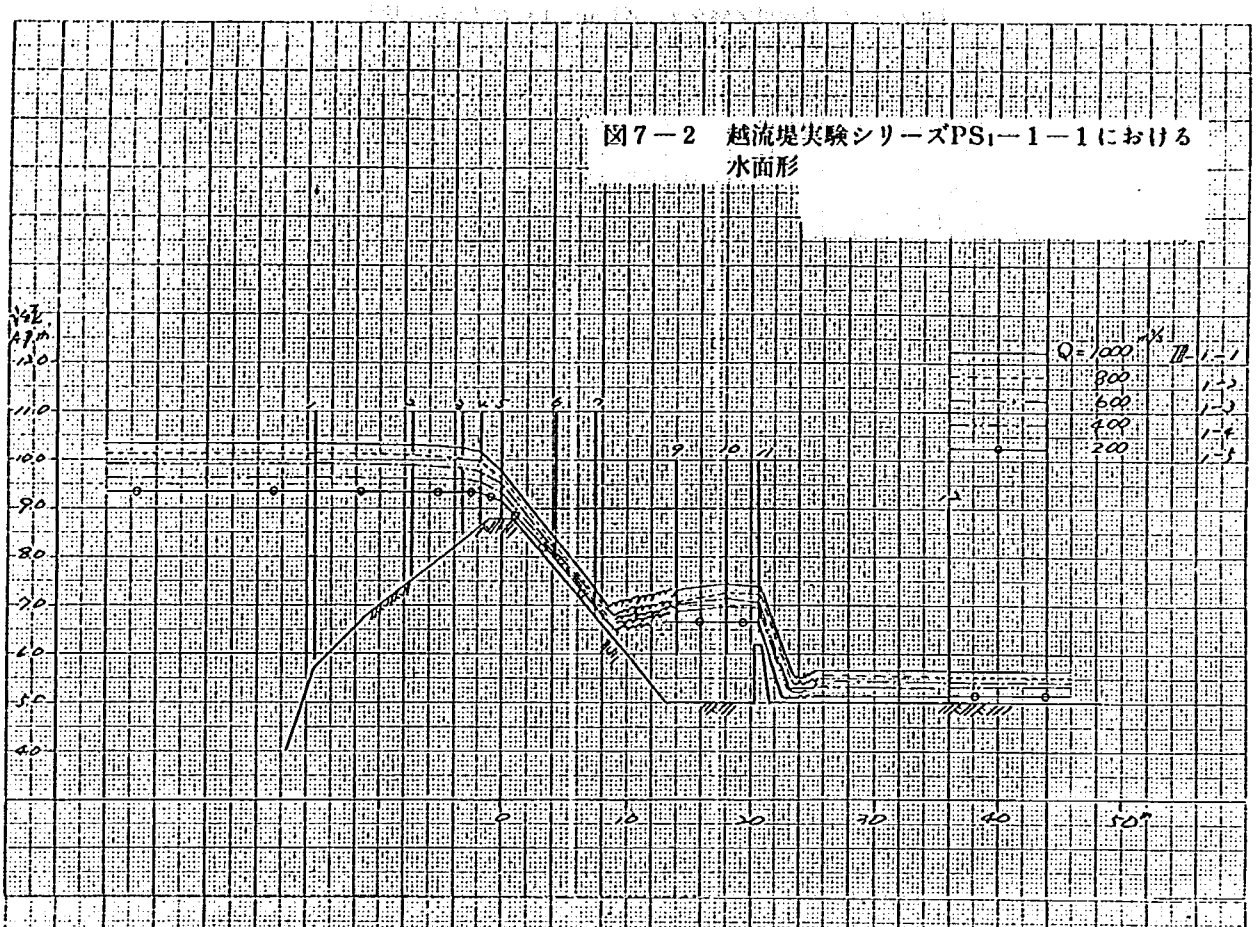


図７－２　越流堤実験シリーズPS₁－１－１における水面形

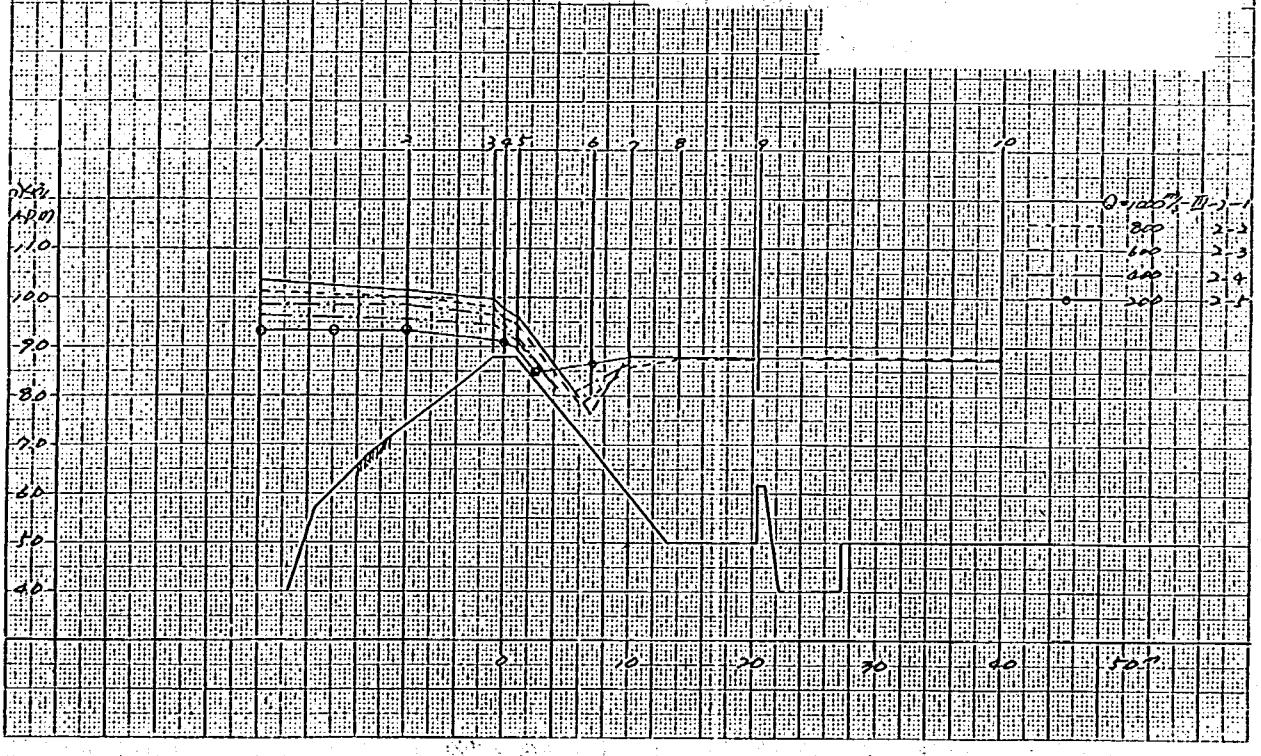


図７－３　越流堤実験シリーズPS₁－１－２における水面形

図７－４　越流堤実験シリーズPS₁－１における越流量と
36.4km地点本川水位

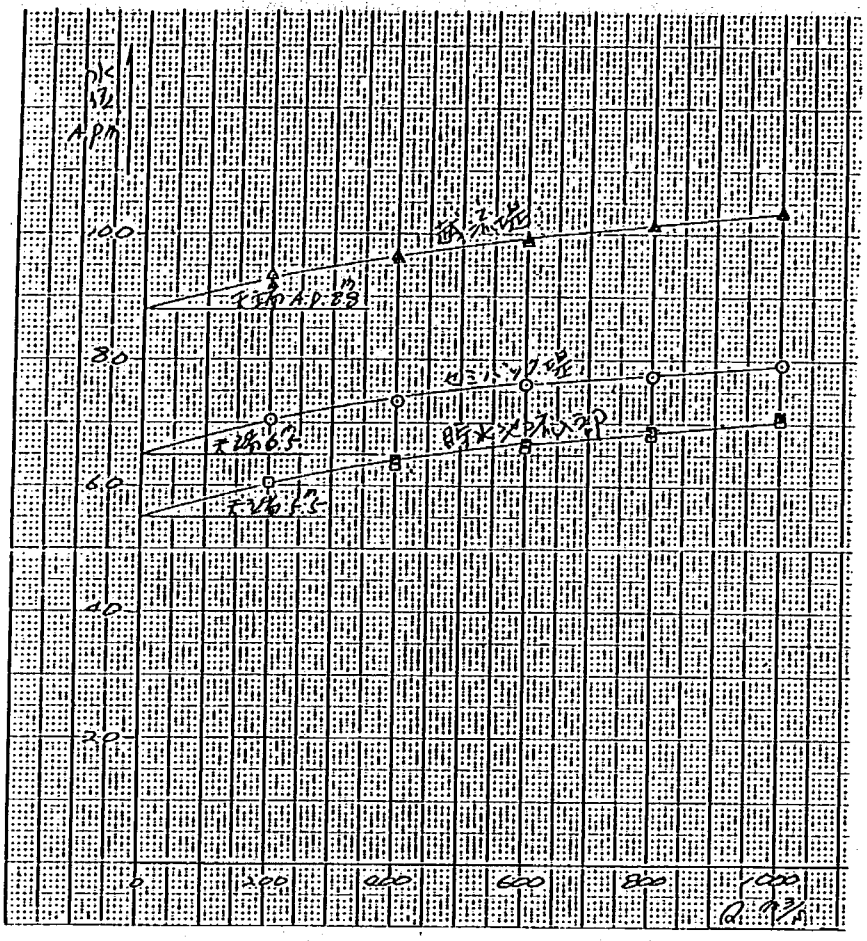


図７－５　越流堤実験シリーズPS₁－１における
越流量と越流係数

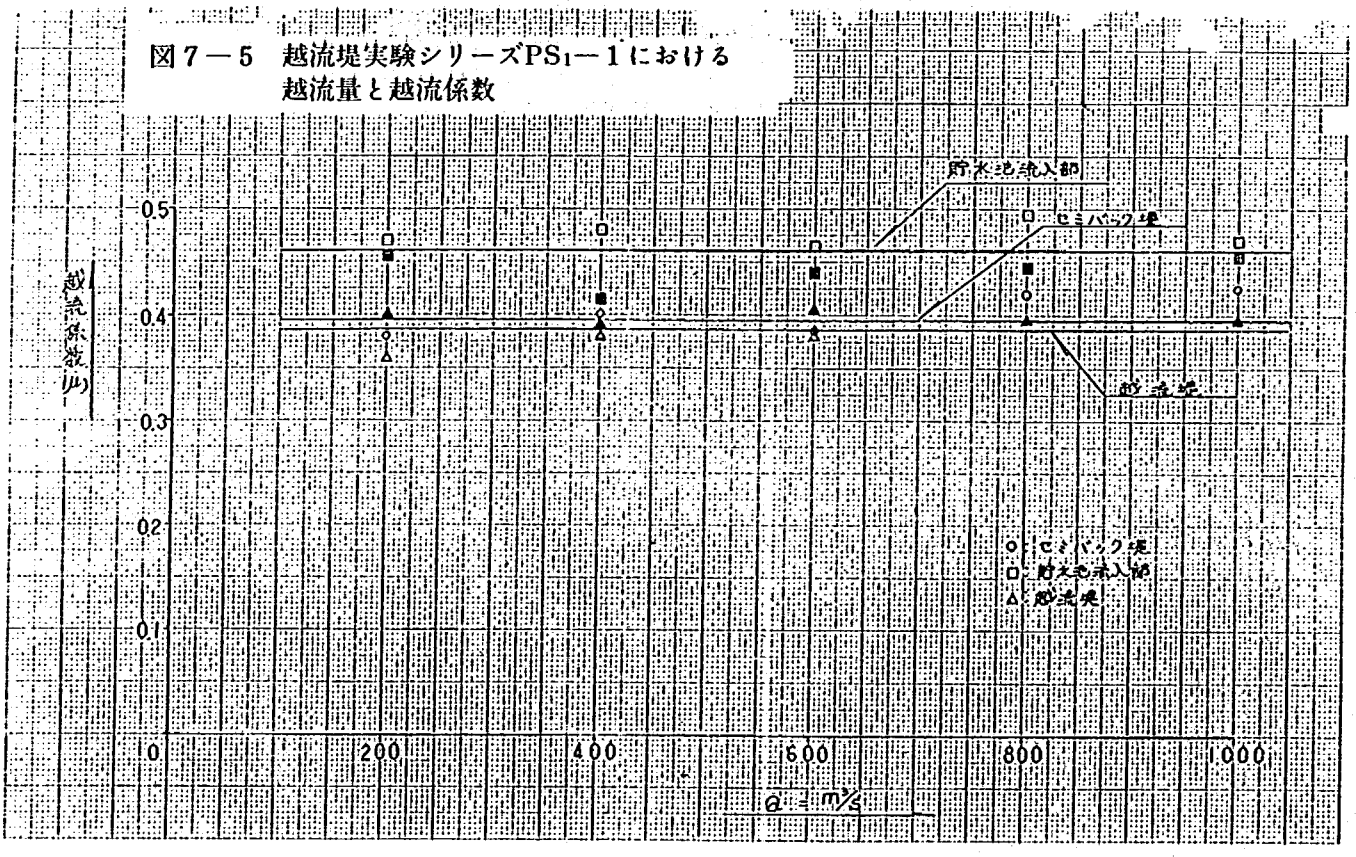
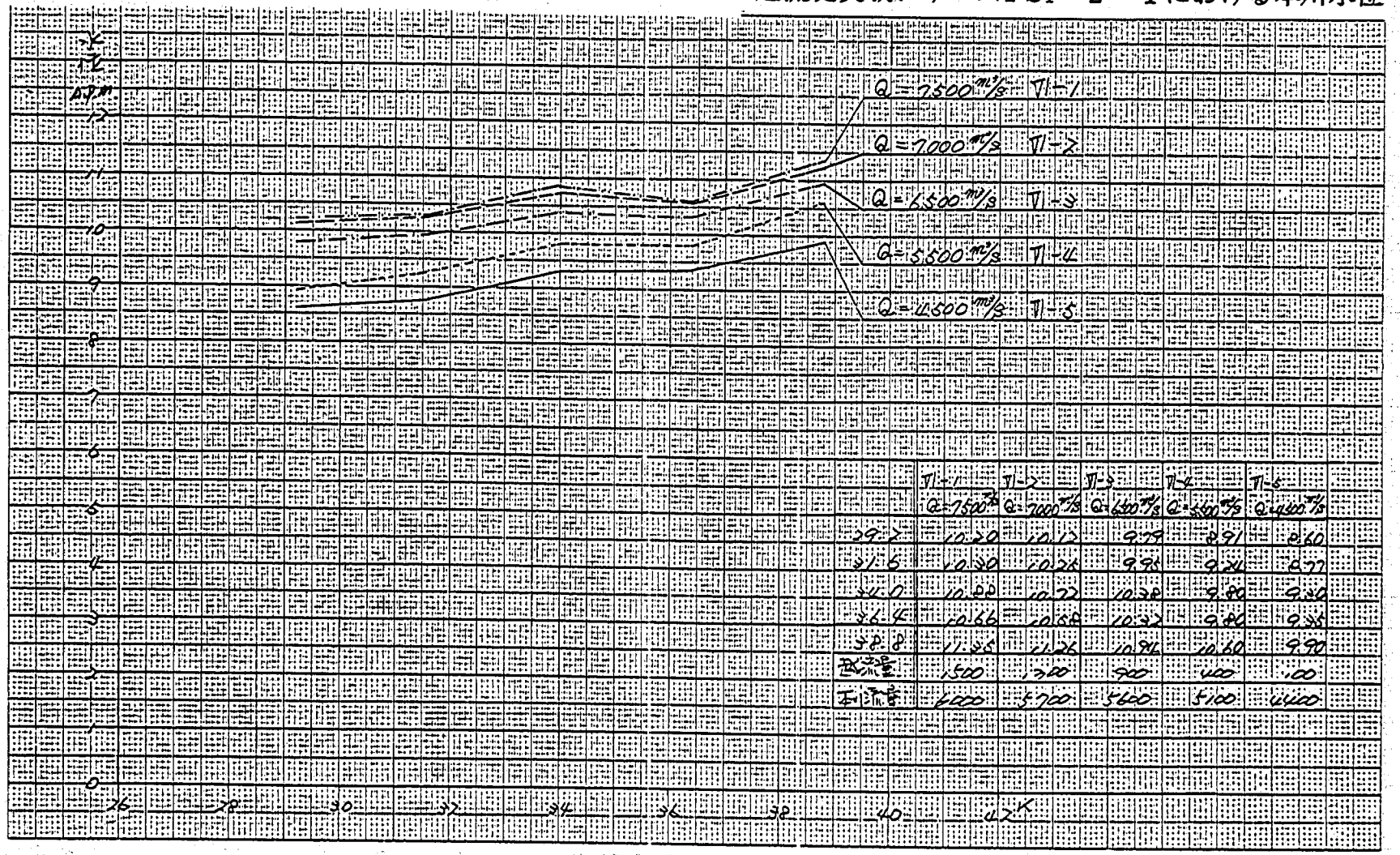


図7－6　越流堤実験シリーズPS₁－2－1における本川水位



	ﾃﾞｰﾀ-1 Q=7500m³/s	ﾃﾞｰﾀ-2 Q=7000m³/s	ﾃﾞｰﾀ-3 Q=6500m³/s	ﾃﾞｰﾀ-4 Q=5500m³/s	ﾃﾞｰﾀ-5 Q=4500m³/s
28.2	10.20	10.12	9.78	8.91	8.60
31.6	10.30	10.24	9.98	9.24	8.77
34.0	10.88	10.72	10.38	9.80	9.30
36.4	10.66	10.58	10.32	9.80	9.35
38.8	11.35	11.26	10.94	10.60	9.90
取水量	1500	1300	900	400	100
本川流量	6000	5700	5600	5100	4400

図７－７　越流堤実験シリーズPS₁－２－１における
本川上流流量と越流量

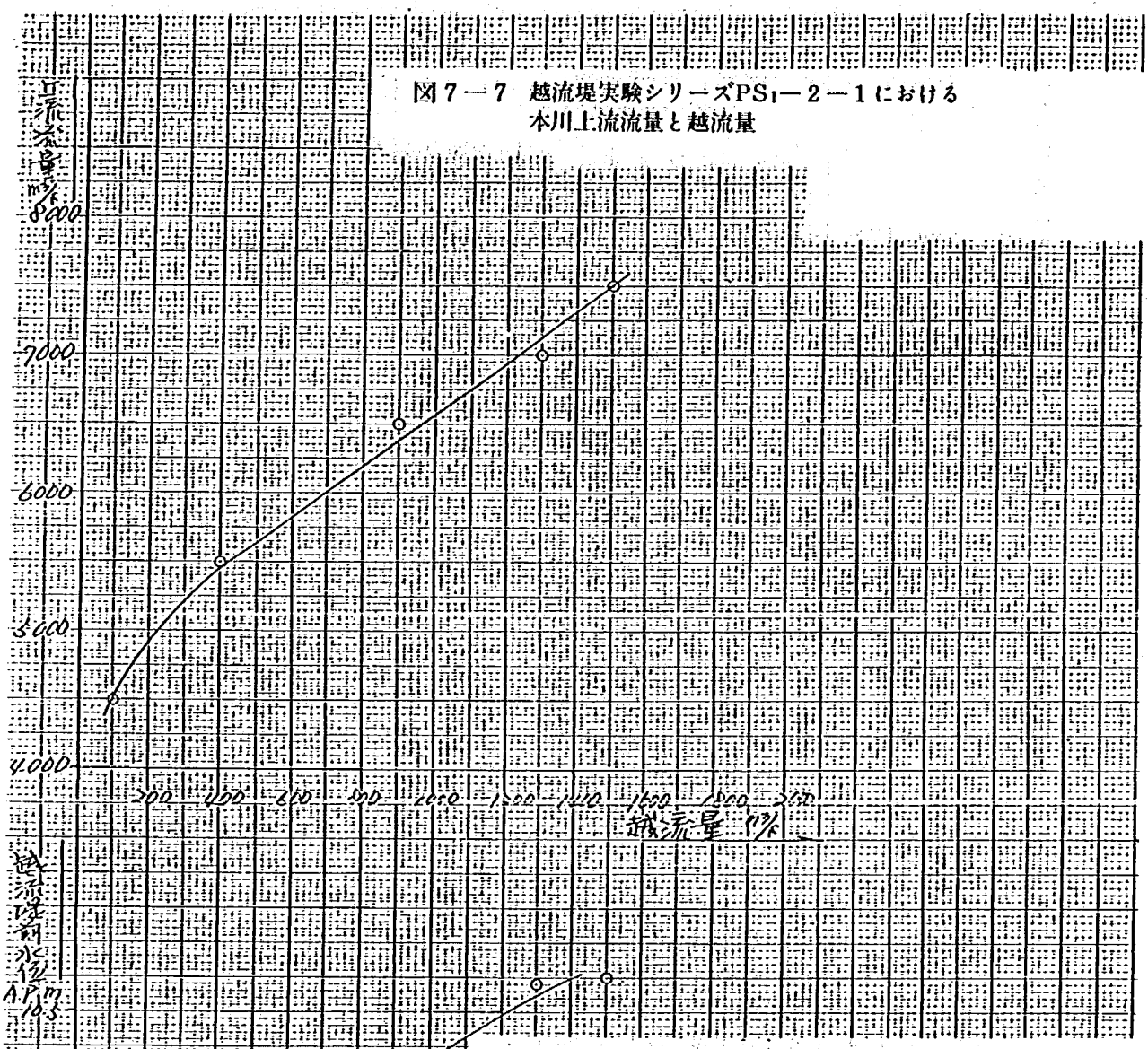
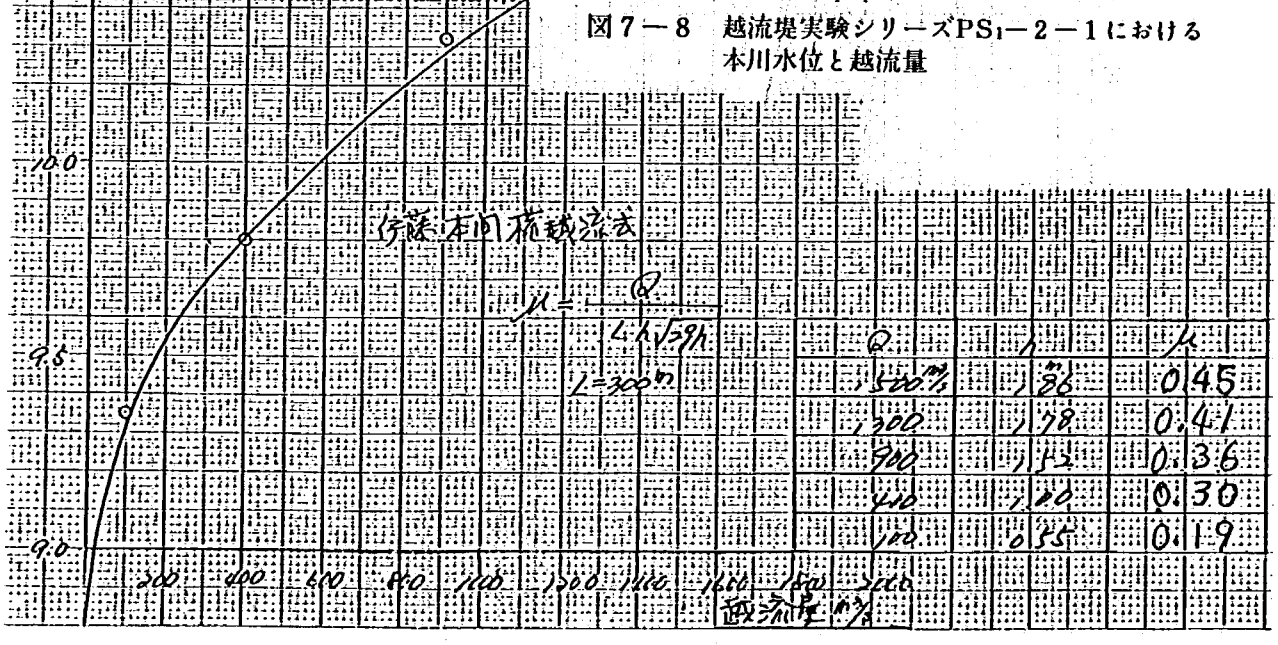


図７－８　越流堤実験シリーズPS₁－２－１における
本川水位と越流量



佐藤・本間流越流式

$$\mu = \frac{Q}{\frac{2}{3}\sqrt{2g}\,L\,h^{\frac{3}{2}}}$$

$L = 300$ m

Q	h	μ
1,500 m³/s	1.36	0.45
1,300	1.28	0.41
900	1.12	0.36
410	1.00	0.30
100	0.85	0.19

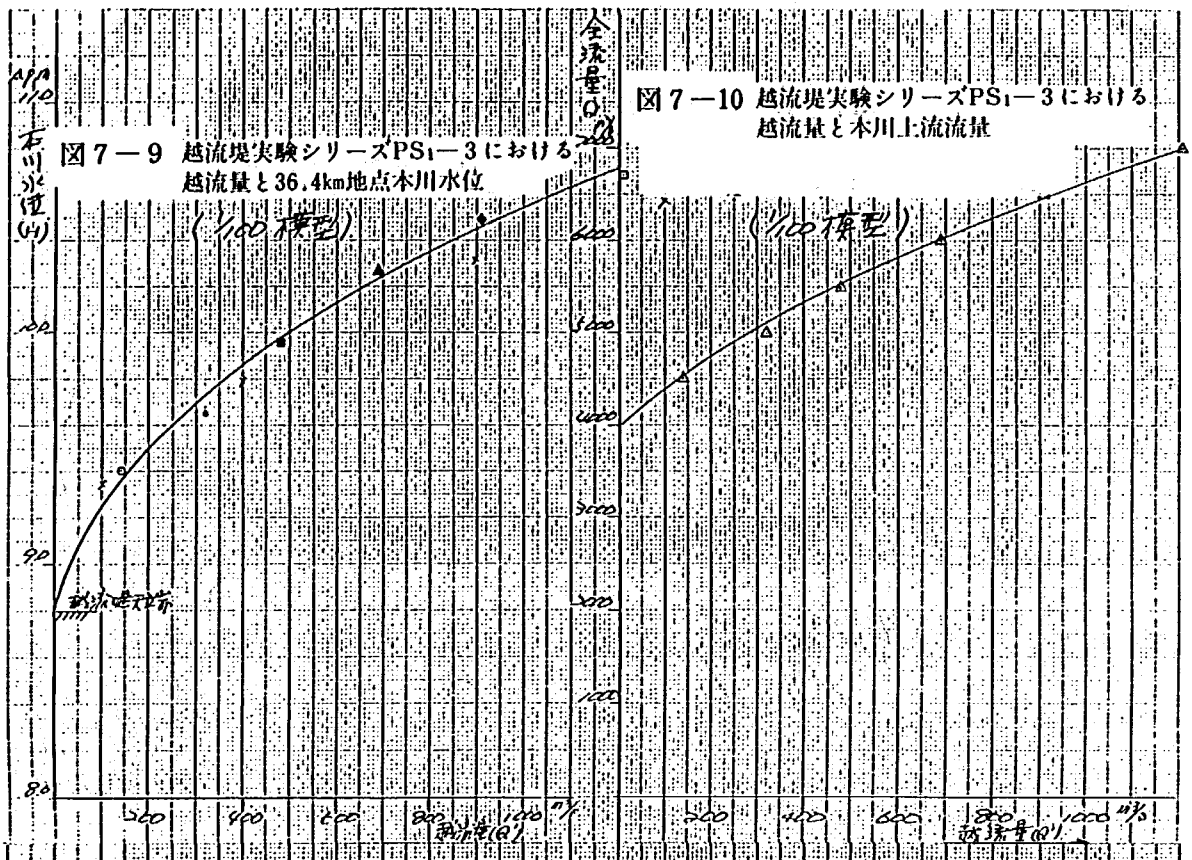


図７－９　越流堤実験シリーズPS₁－３における越流量と36.4km地点本川水位

図７－10　越流堤実験シリーズPS₁－３における越流量と本川上流流量

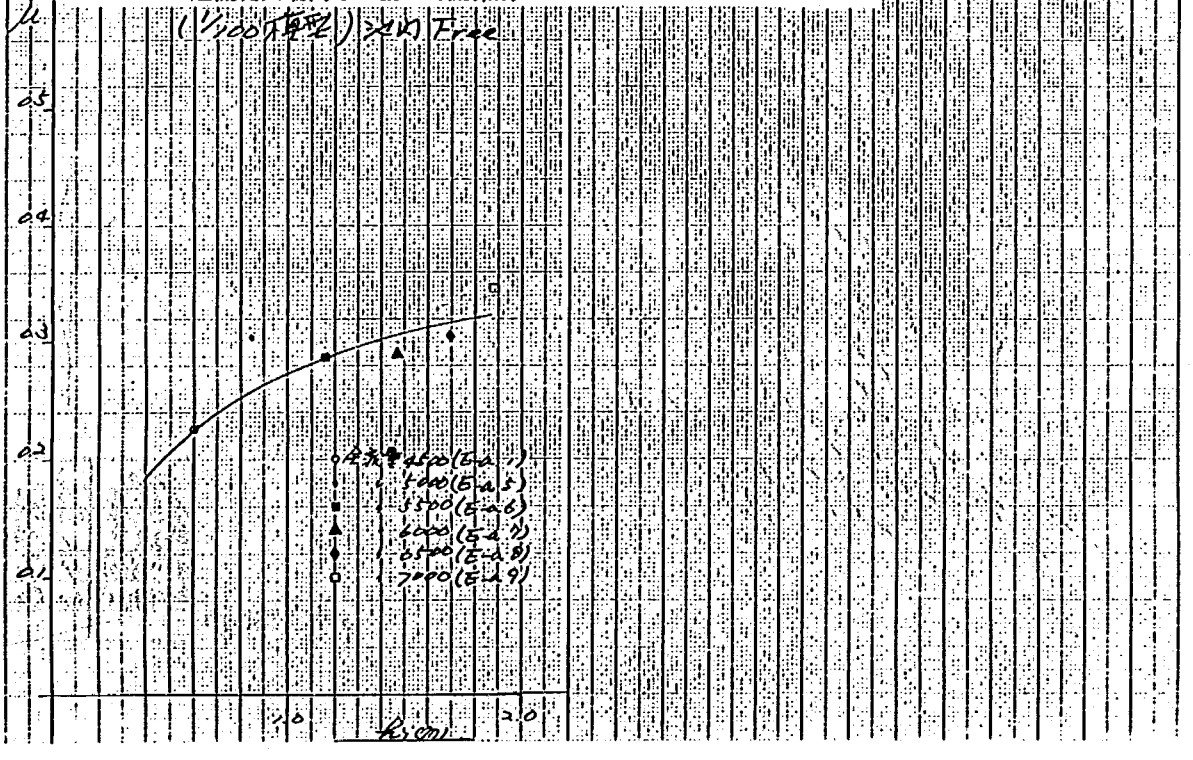


図７－11　越流量実験シリーズPS₁－３における36.4km地点本川水位と越流堤天端高との差と越流係数

図 7 —12　越流堤実験PS1— 3 — 1 aにおける流況

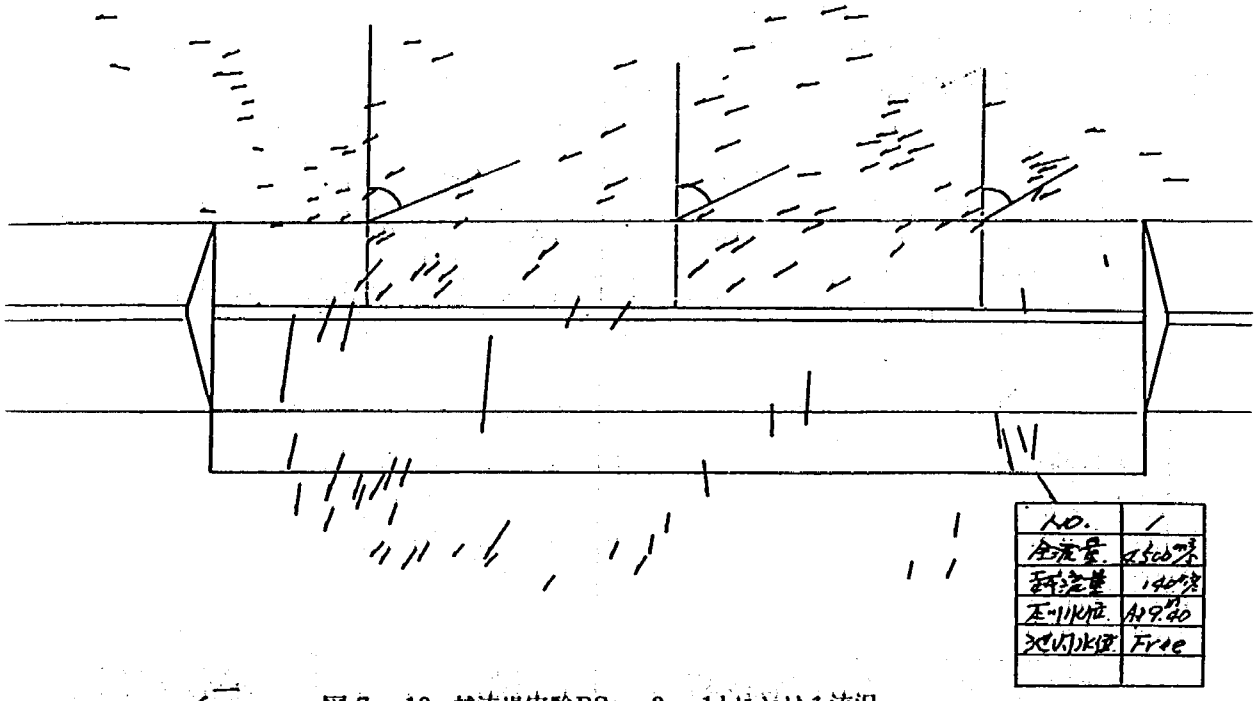


図 7 —13　越流堤実験PS1— 3 — 1 bにおける流況

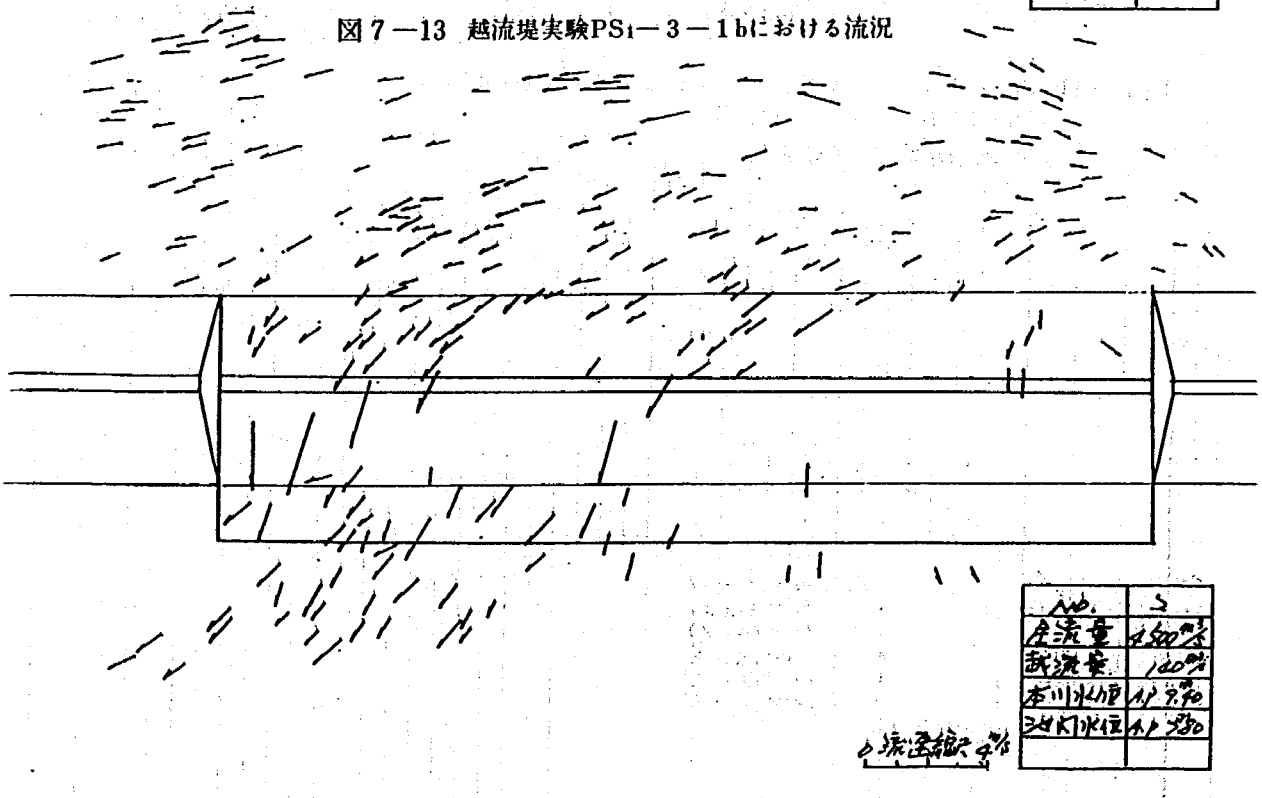


図７－14　越流堤実験PS_1－３－１cにおける流況

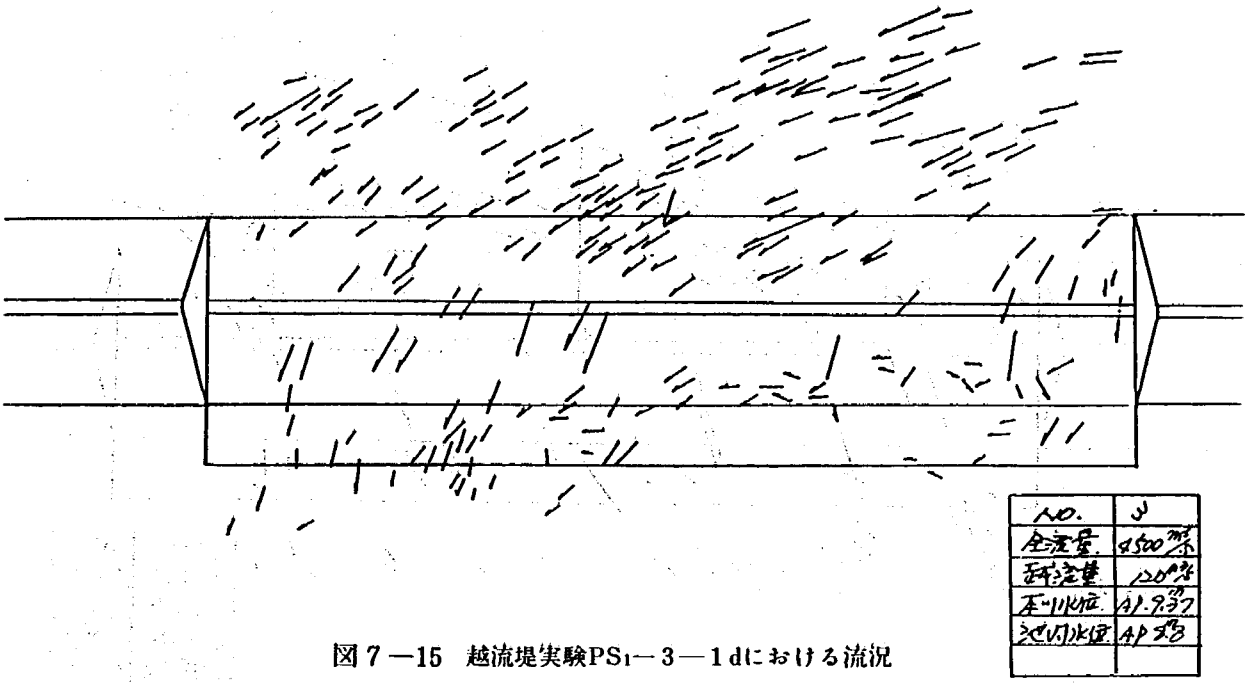


図７－15　越流堤実験PS_1－３－１dにおける流況

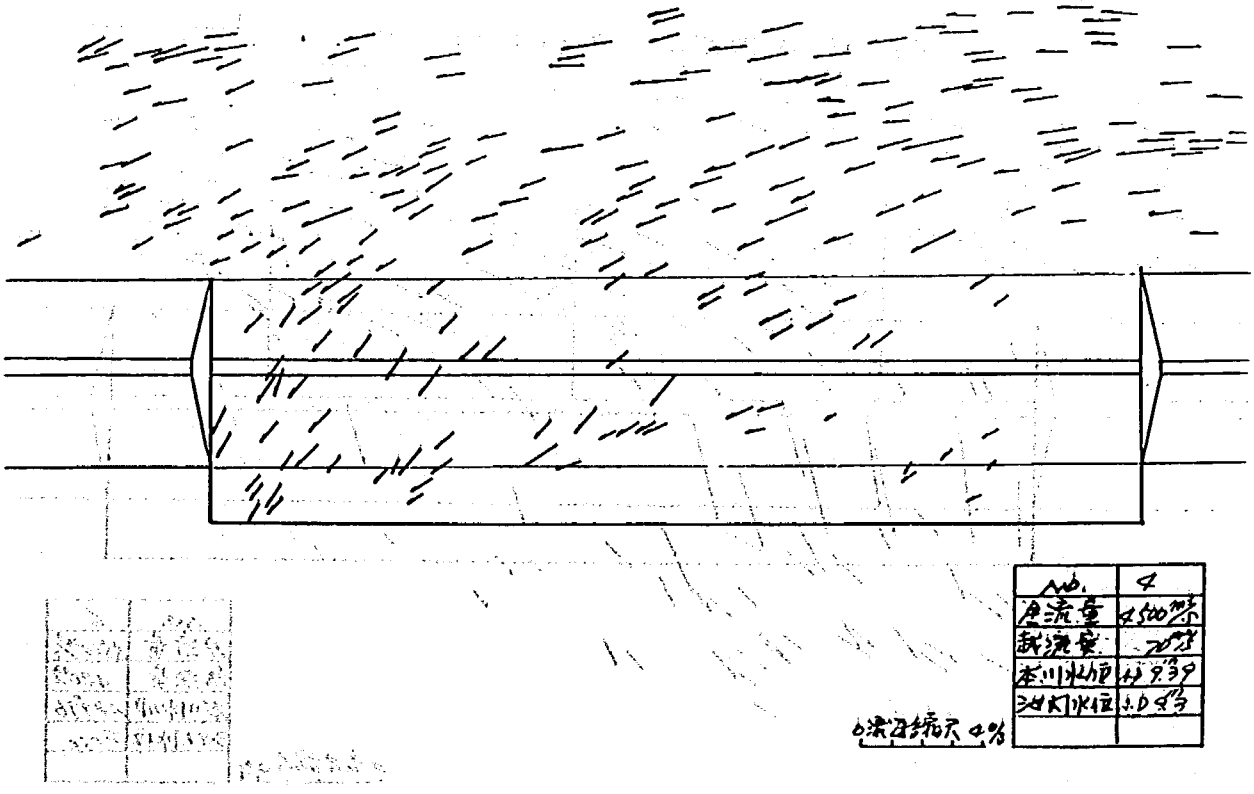


図 7 —16　越流堤実験PS₁— 3 — 2 aにおける流況

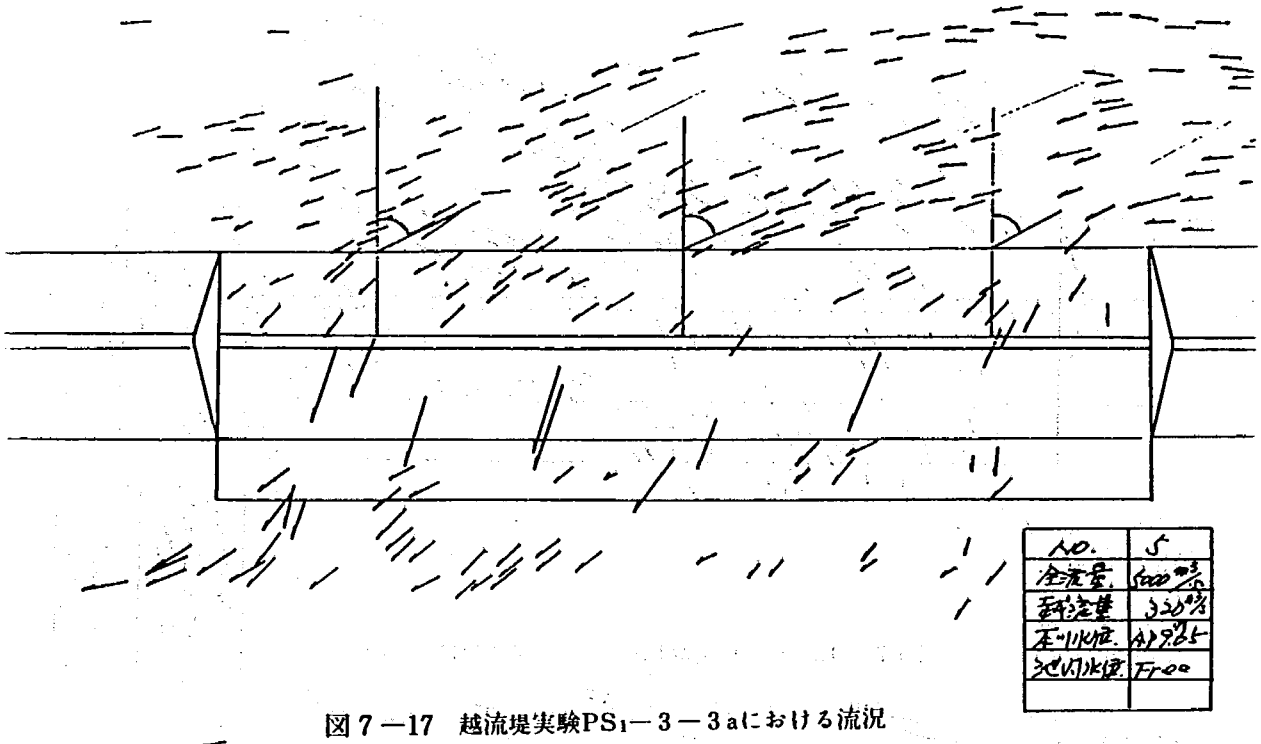


図 7 —17　越流堤実験PS₁— 3 — 3 aにおける流況

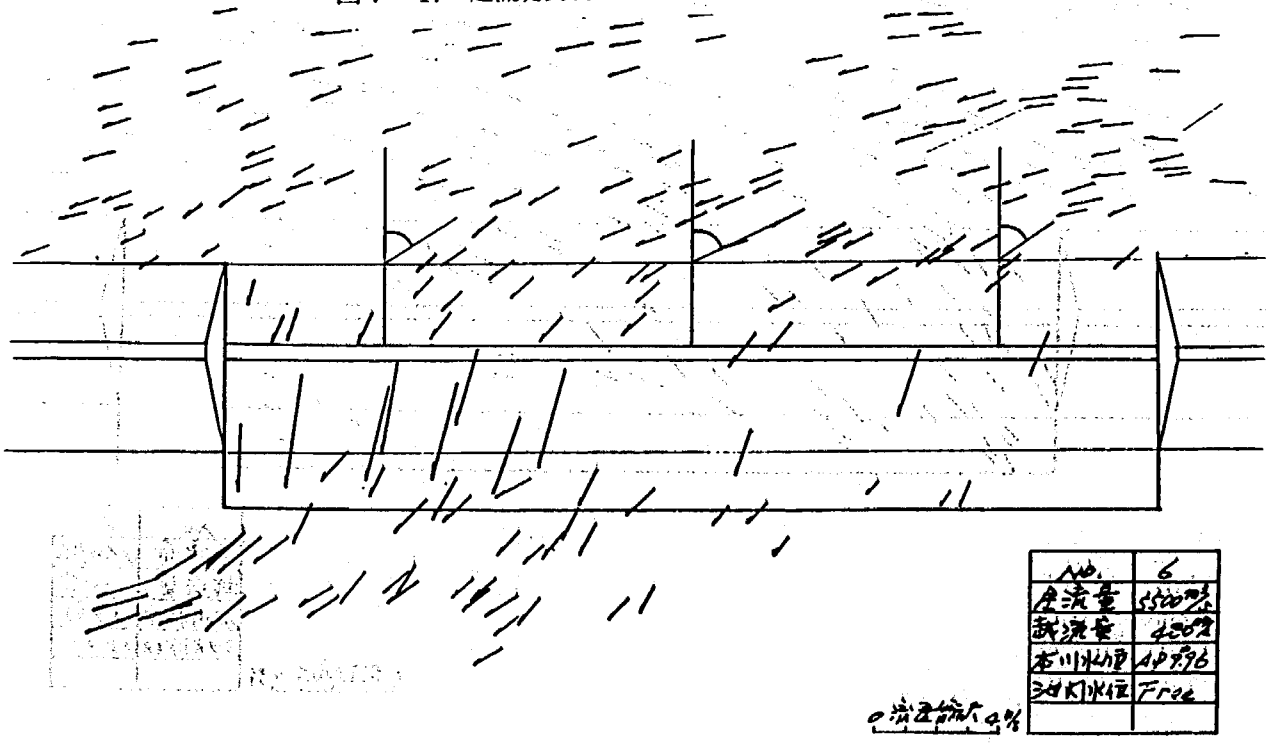


図 7 —18　越流堤実験PS_1— 3 — 4 aにおける流況

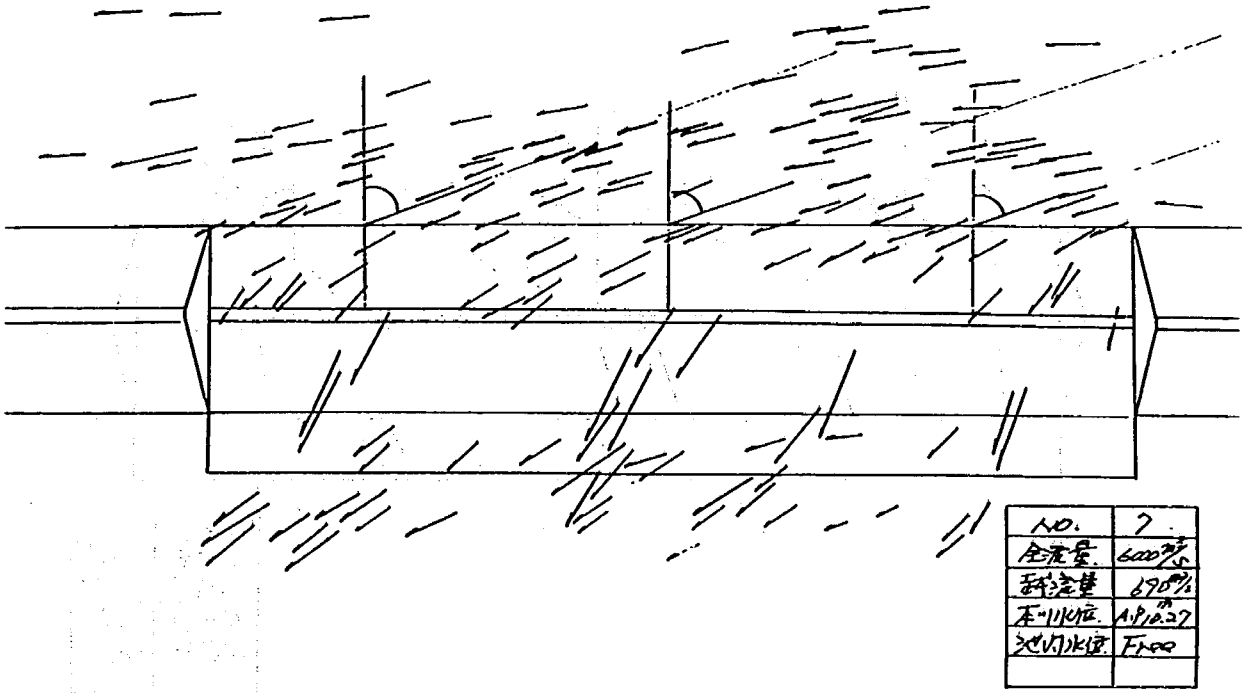


図 7 —19　越流堤実験PS_1— 3 — 5 aにおける流況

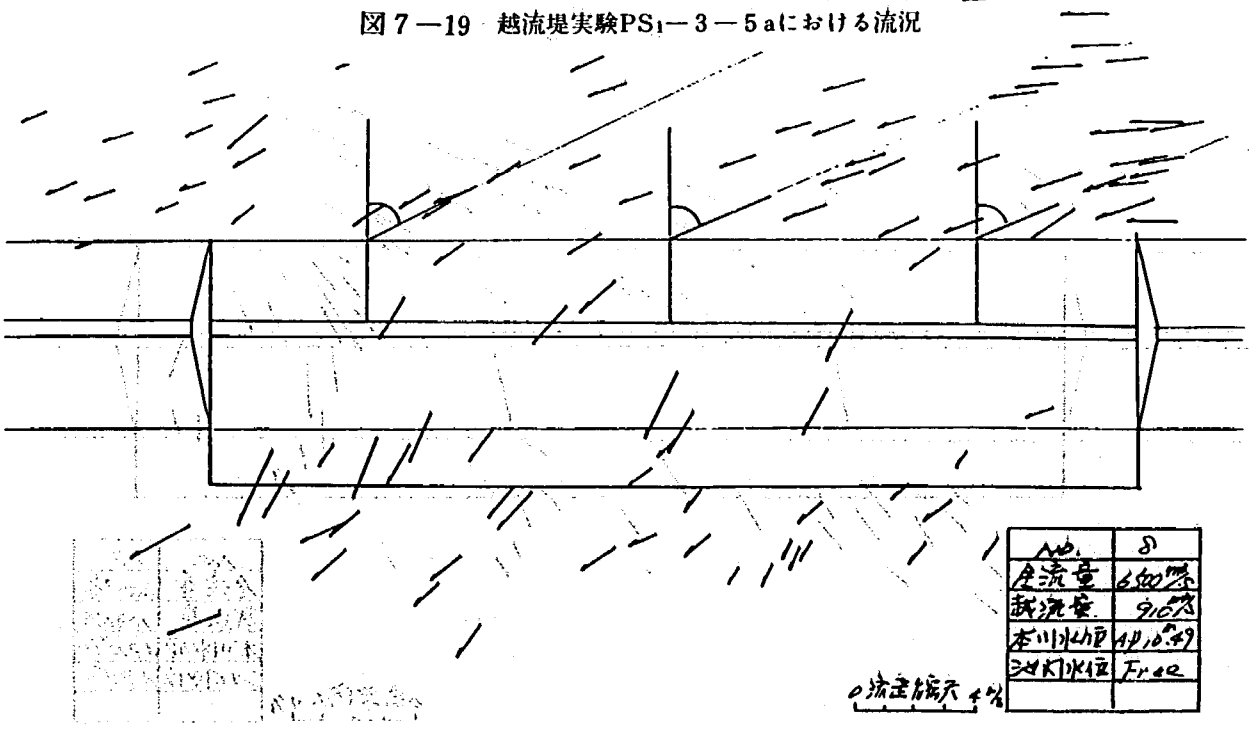


図７－20　越流堤実験PS_1－３－６aにおける流況

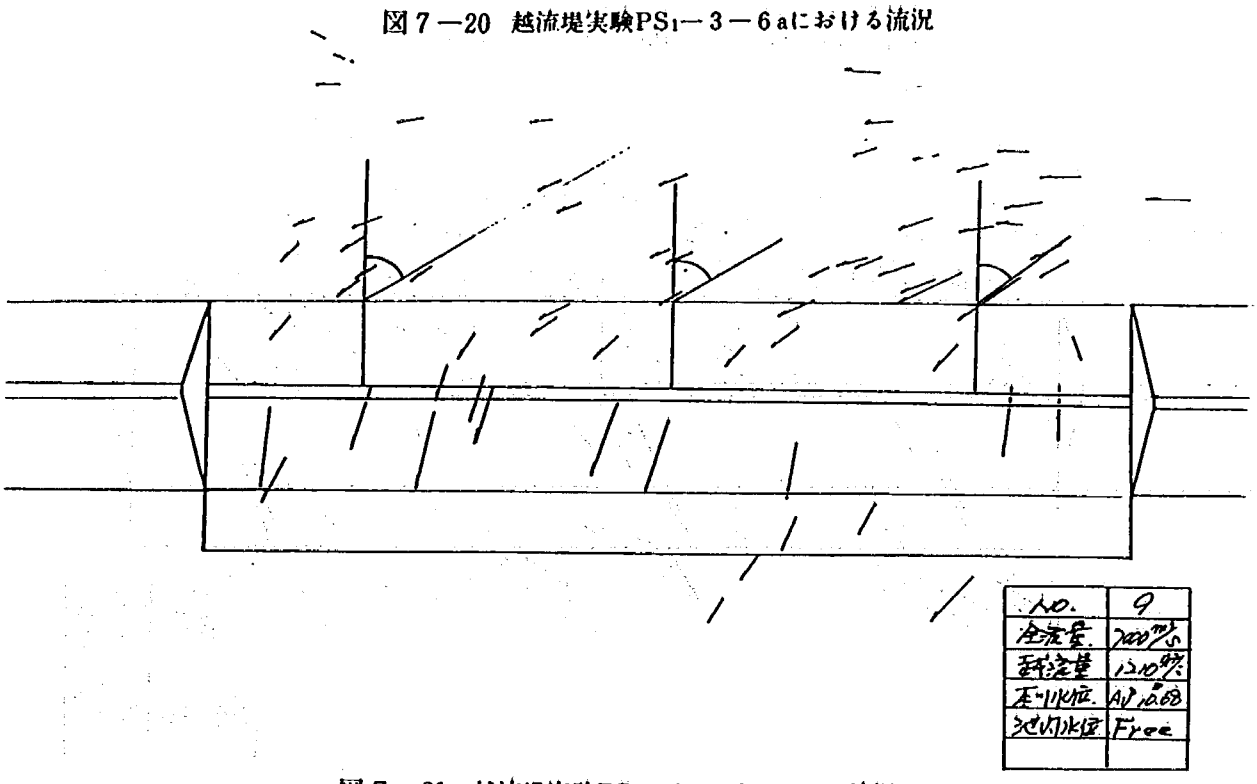


図７－21　越流堤実験PS_1－３－６bにおける流況

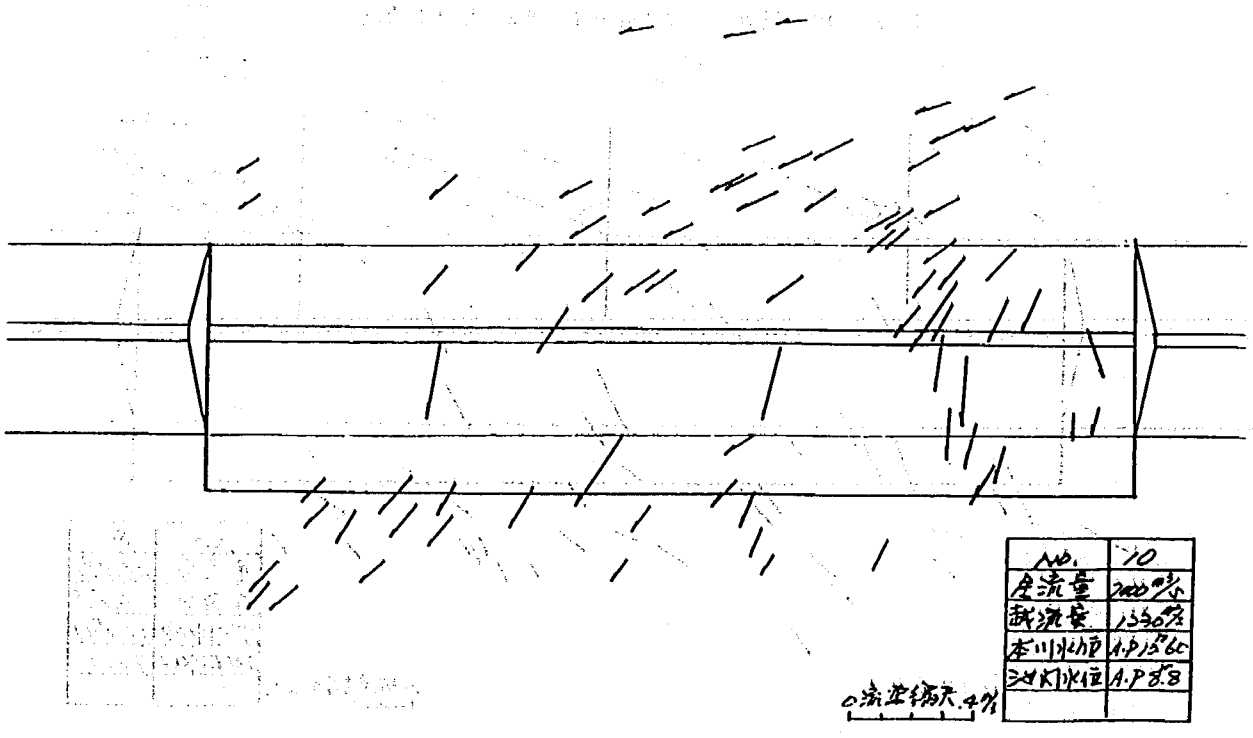


図 7 —22　越流堤実験PS₁— 3 — 6 cにおける流況

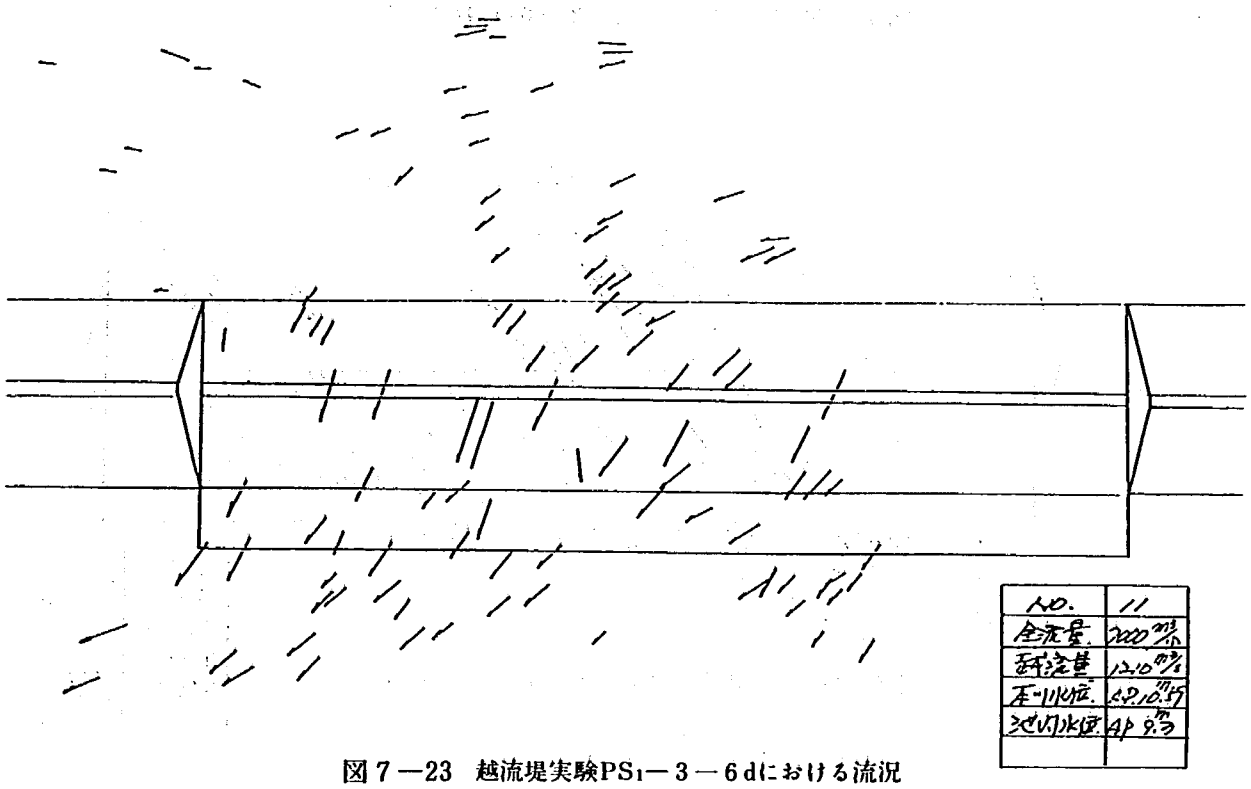


図 7 —23　越流堤実験PS₁— 3 — 6 dにおける流況

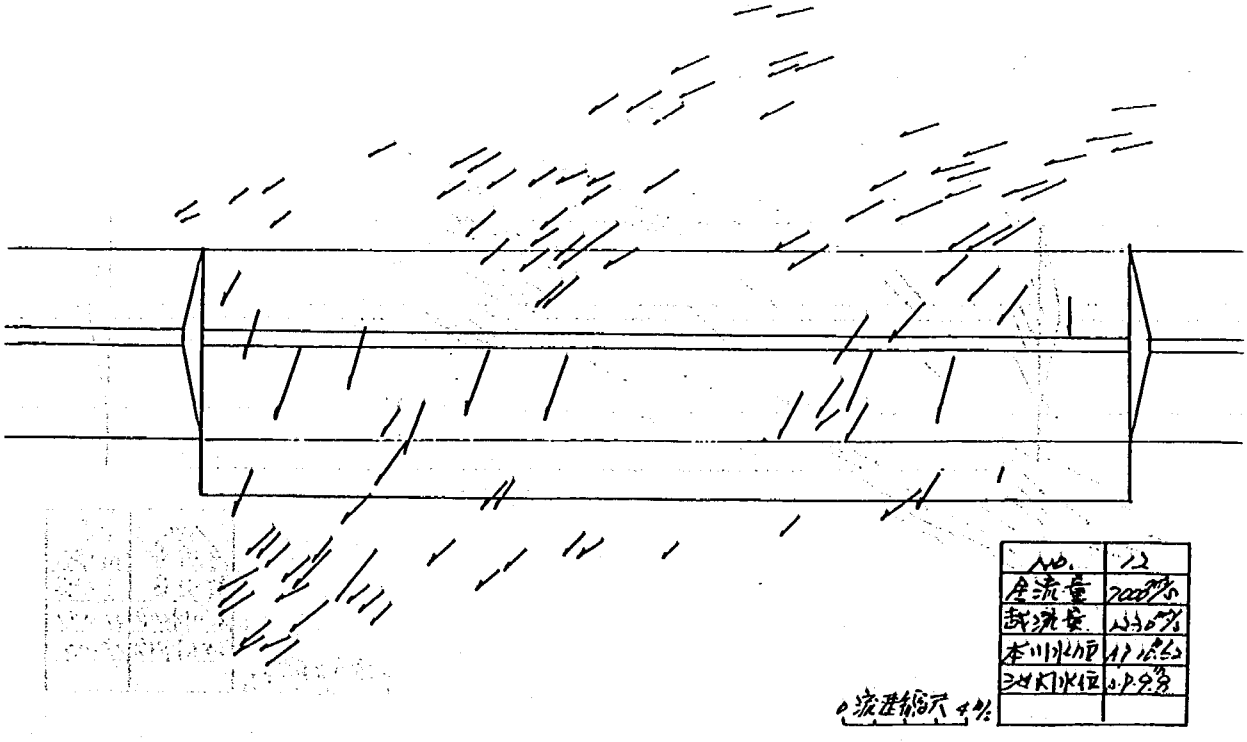
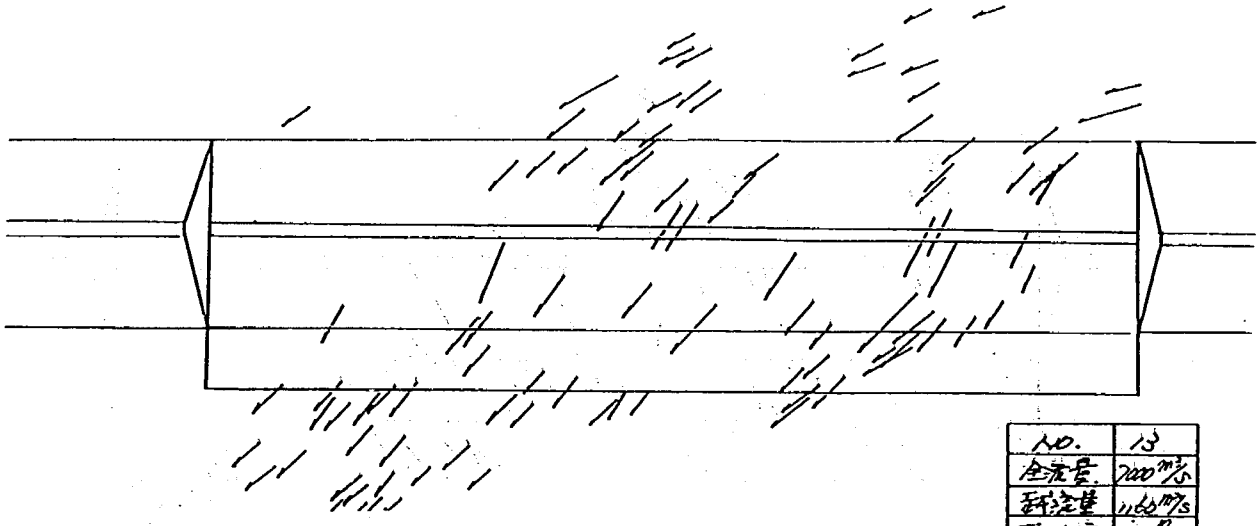
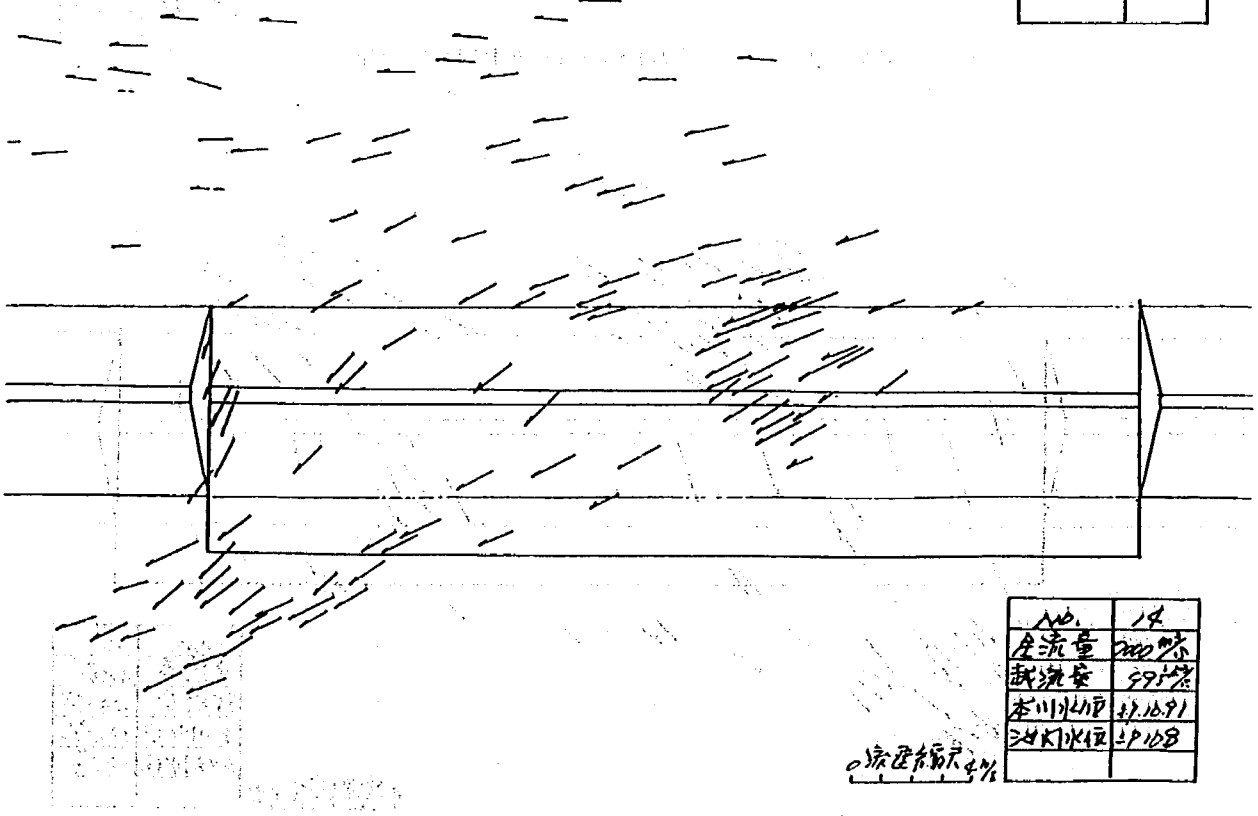


図 7 —24　越流堤実験PS₁— 3 — 6 eにおける流況



No.	13
全流量	700㎥/s
越流量	1.60㎥/s
本川水位	AP 10.84
氾濫水位	AP 10.3

図 7 —25　越流堤実験PS₁— 3 — 6 fにおける流況



No.	14
全流量	700㎥/s
越流量	5.9㎥/s
本川水位	AP 10.91
氾濫水位	AP 10.8

図７－26　越流堤への流入角

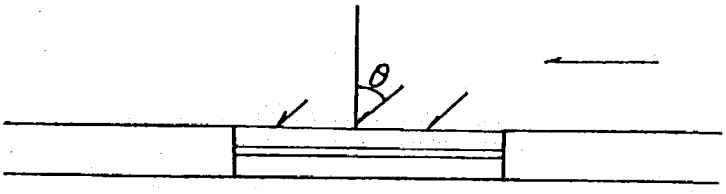


表７－１　越流堤実験シリーズPS1－３における越流堤への流入角

流量(㎥/s)	NO.1(上流¼)	NO.2(中央)	NO.3(下流¼)	平均
4500	67°	63°	57°	62.3°
5000	64°	67°	62°	64.3°
5500	57°	65°	55°	59.0°
6000	69°	70°	70°	69.7°
6500	63°	66°	67°	65.3°
7000	59°	59°	51°	56.3°

図 7 —27　越流堤実験シリーズPS_1— 4 における
本川幅と越流量

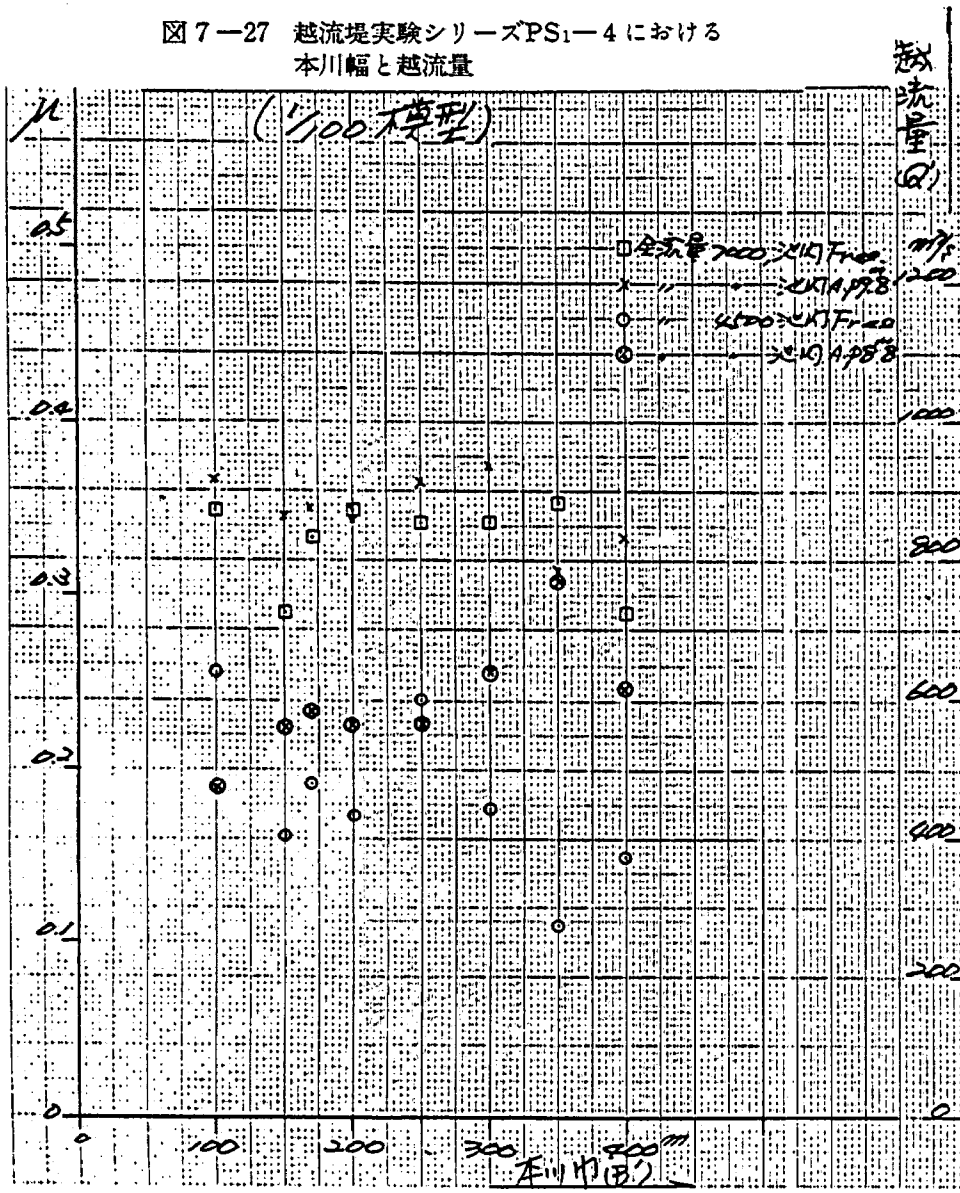


図 7 —28　越流堤実験シリーズPS_1— 4 における
本川幅と越流係数

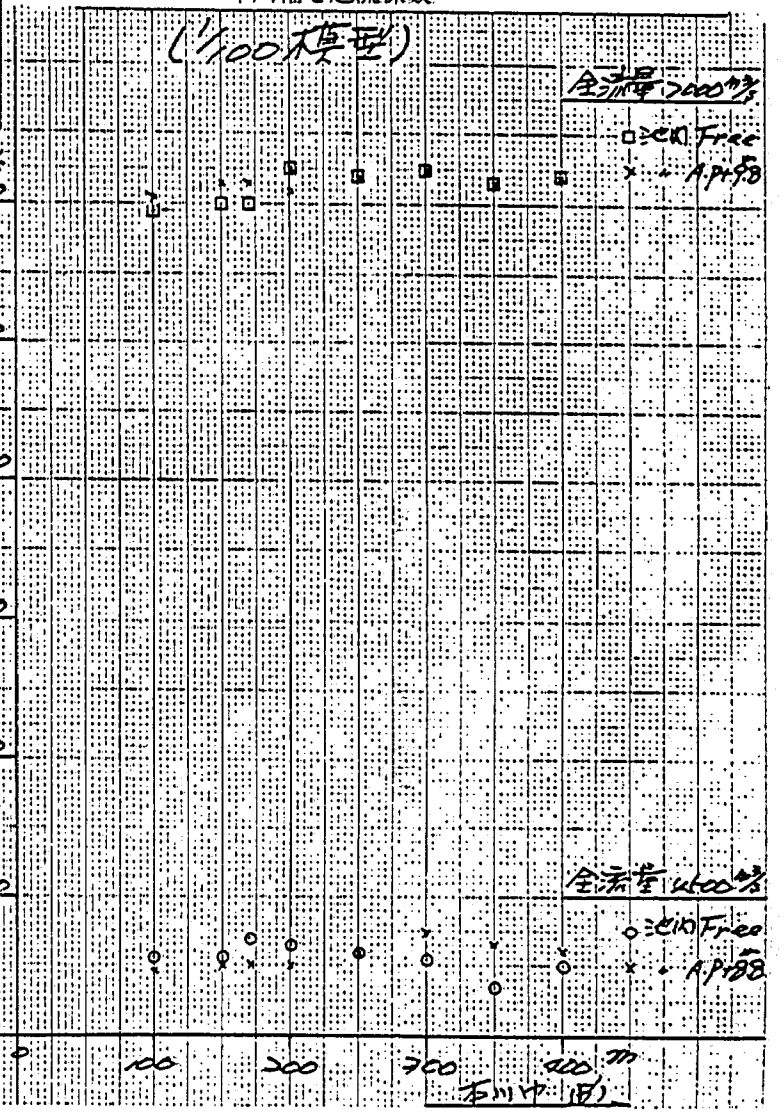


図７—29　越流堤実験PS₁—４—１aにおける流況

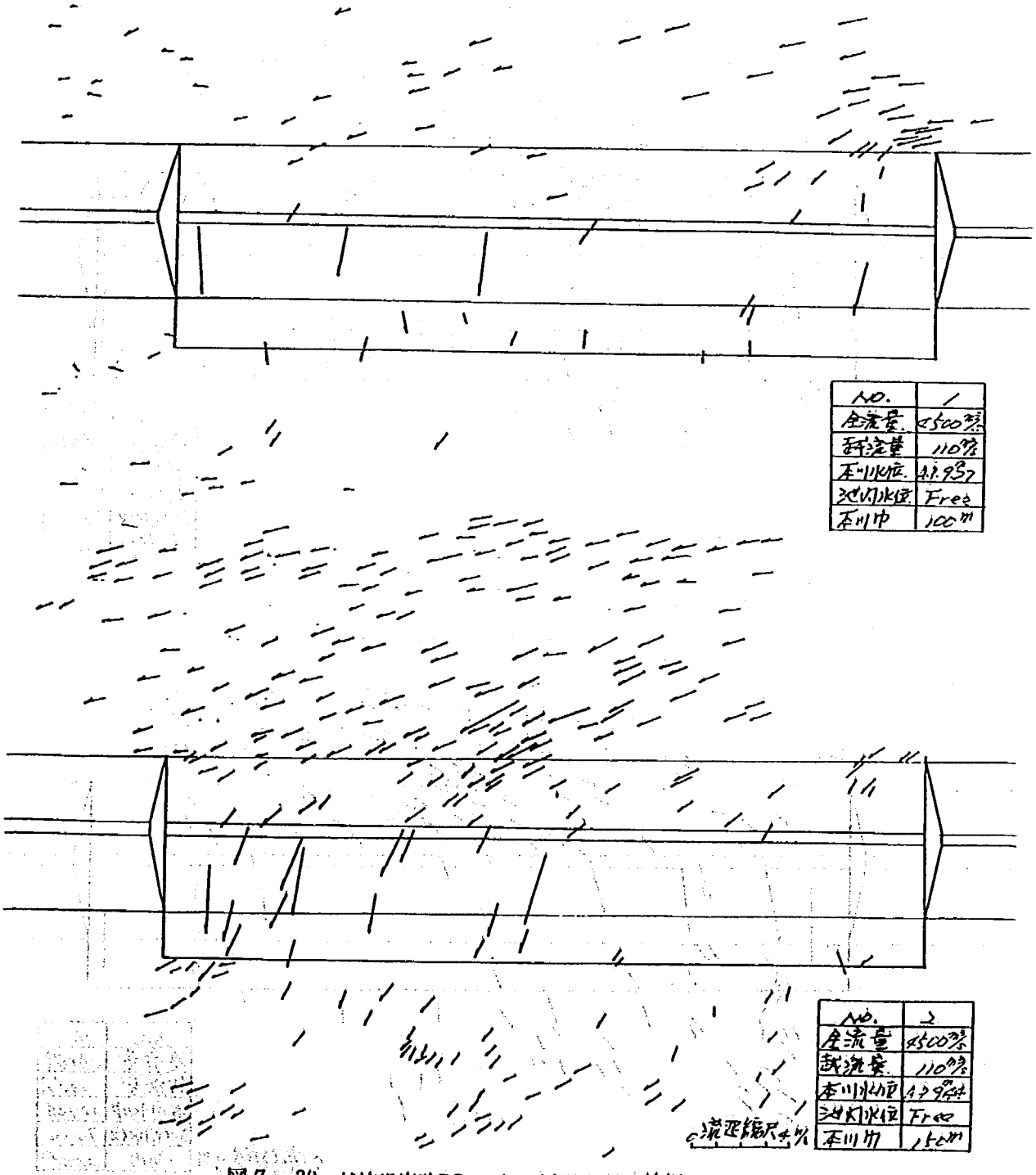
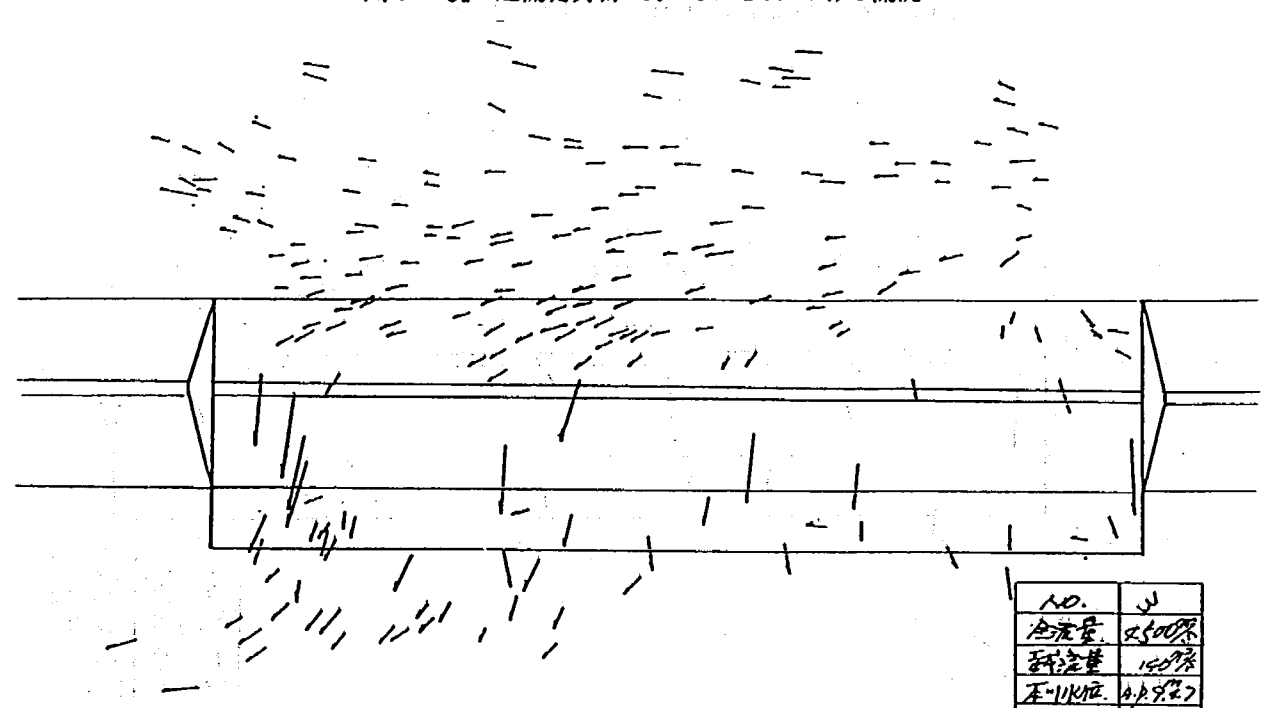


図７—30　越流堤実験PS₁—４—１bにおける流況

図７－31　越流堤実験PS_1－４－１cにおける流況



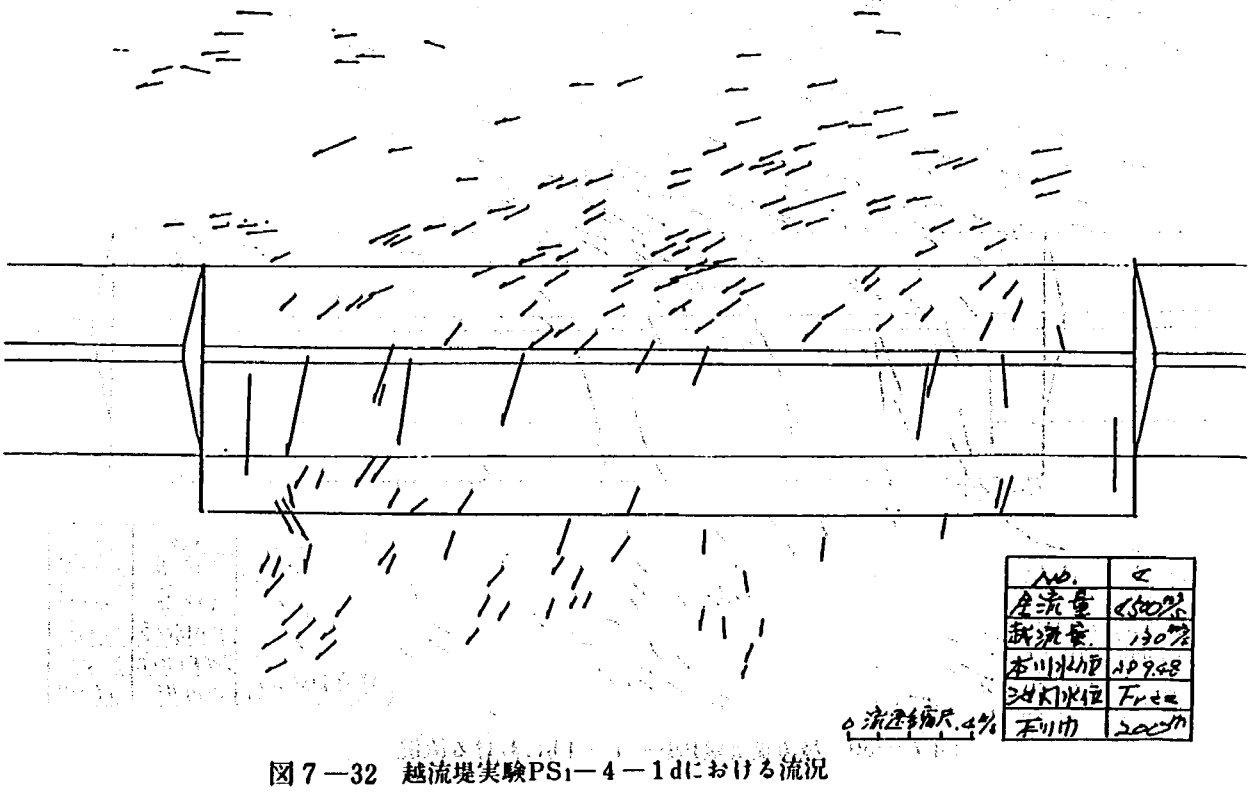
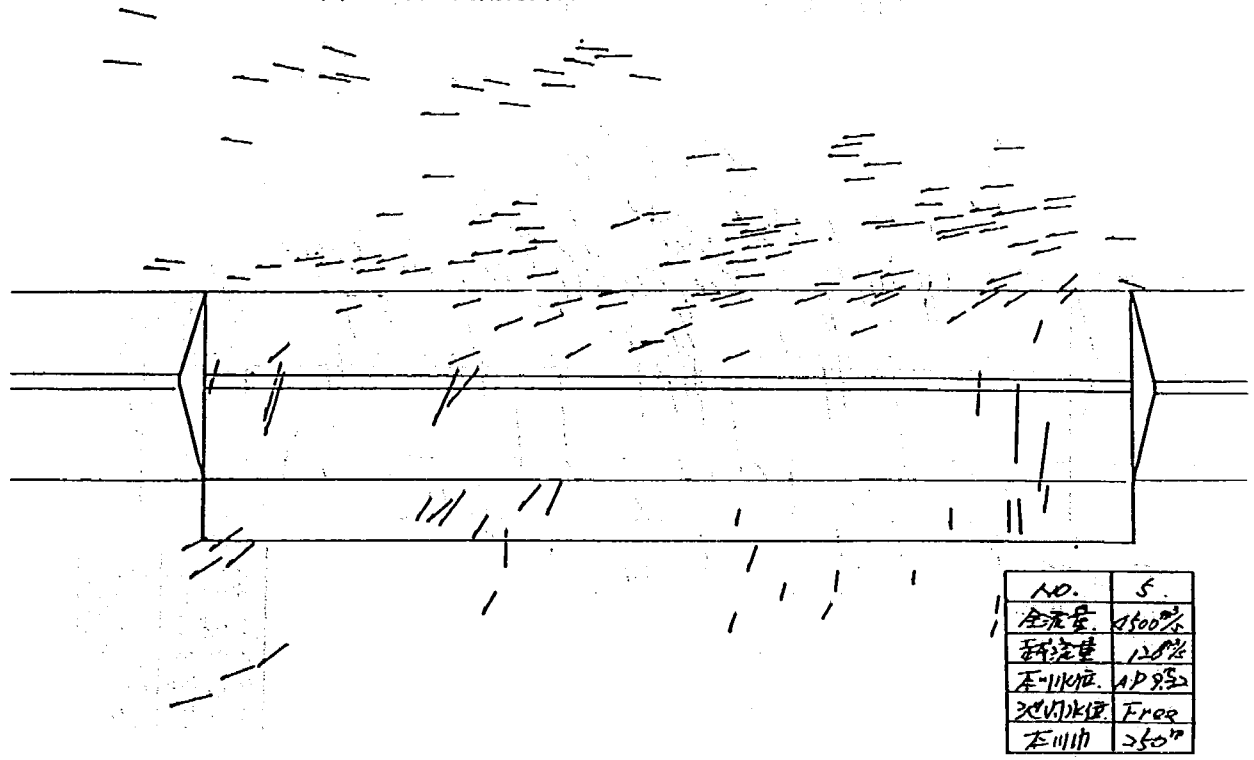


図７－32　越流堤実験PS_1－４－１dにおける流況

図７—33　越流堤実験PS₁—４—１eにおける流況



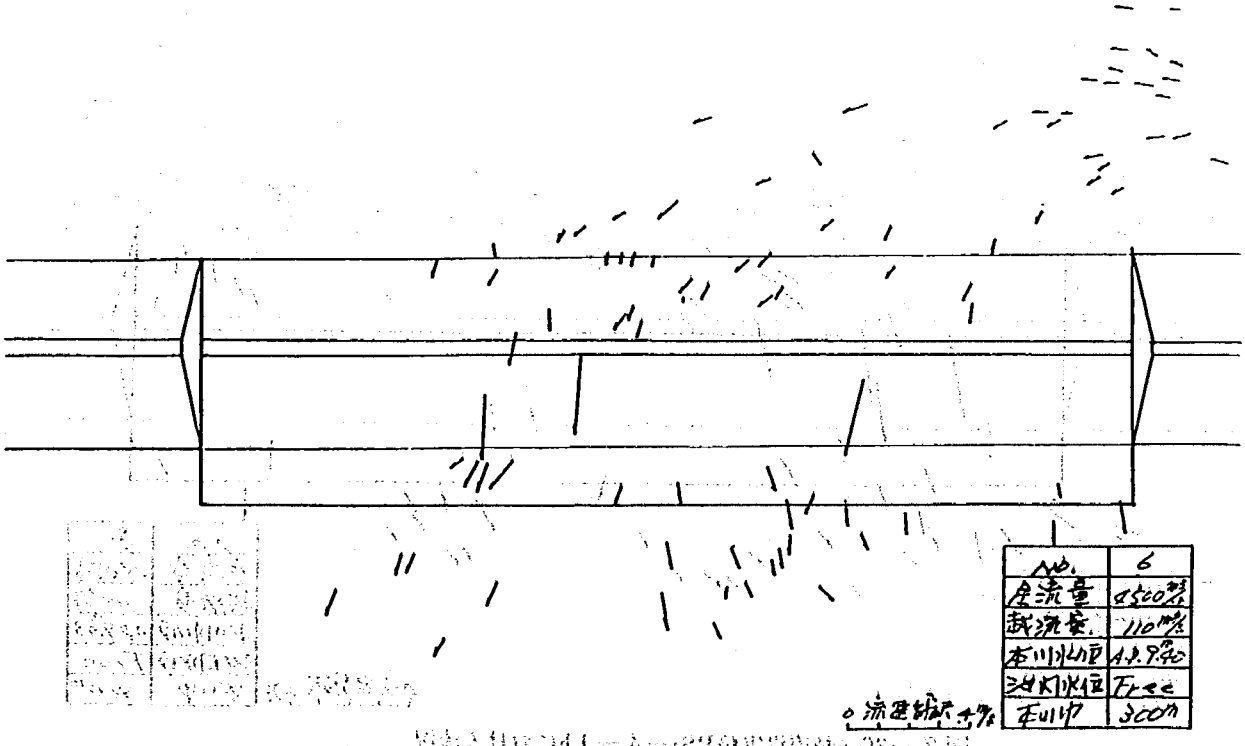
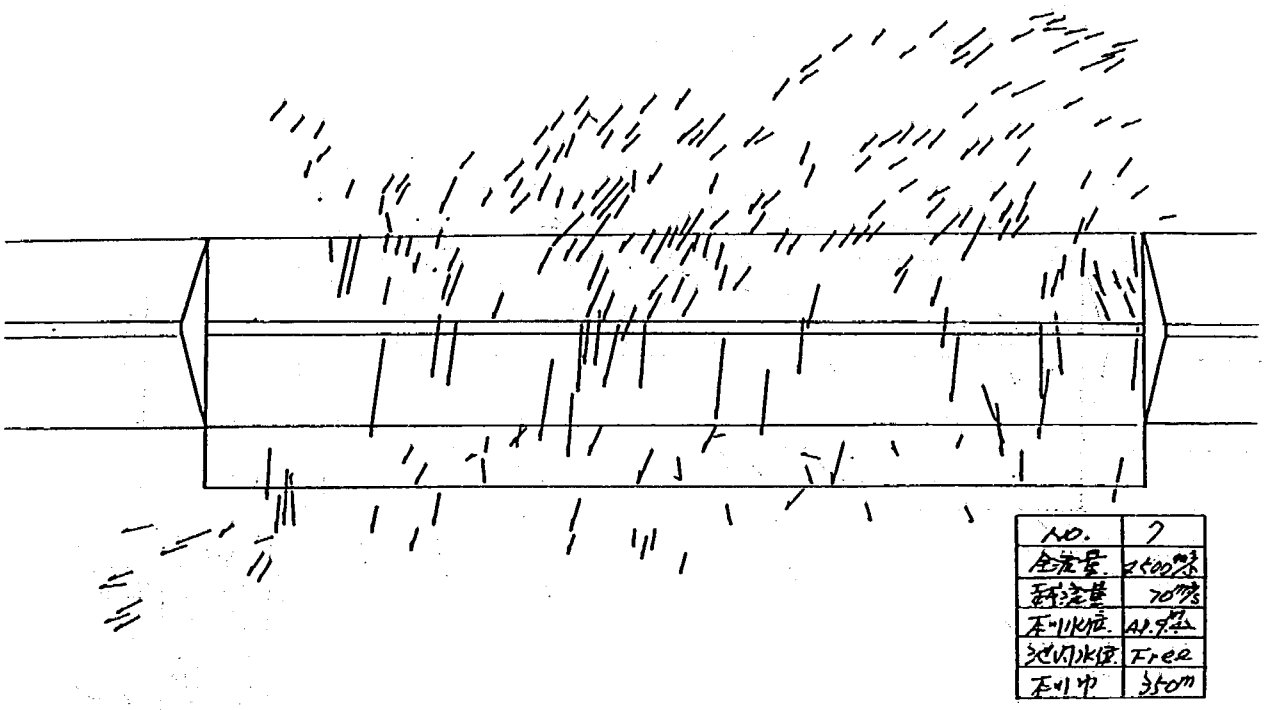


図７—34　越流堤実験PS₁—４—１fにおける流況

図７—35　越流堤実験PS_1—４—１gにおける流況



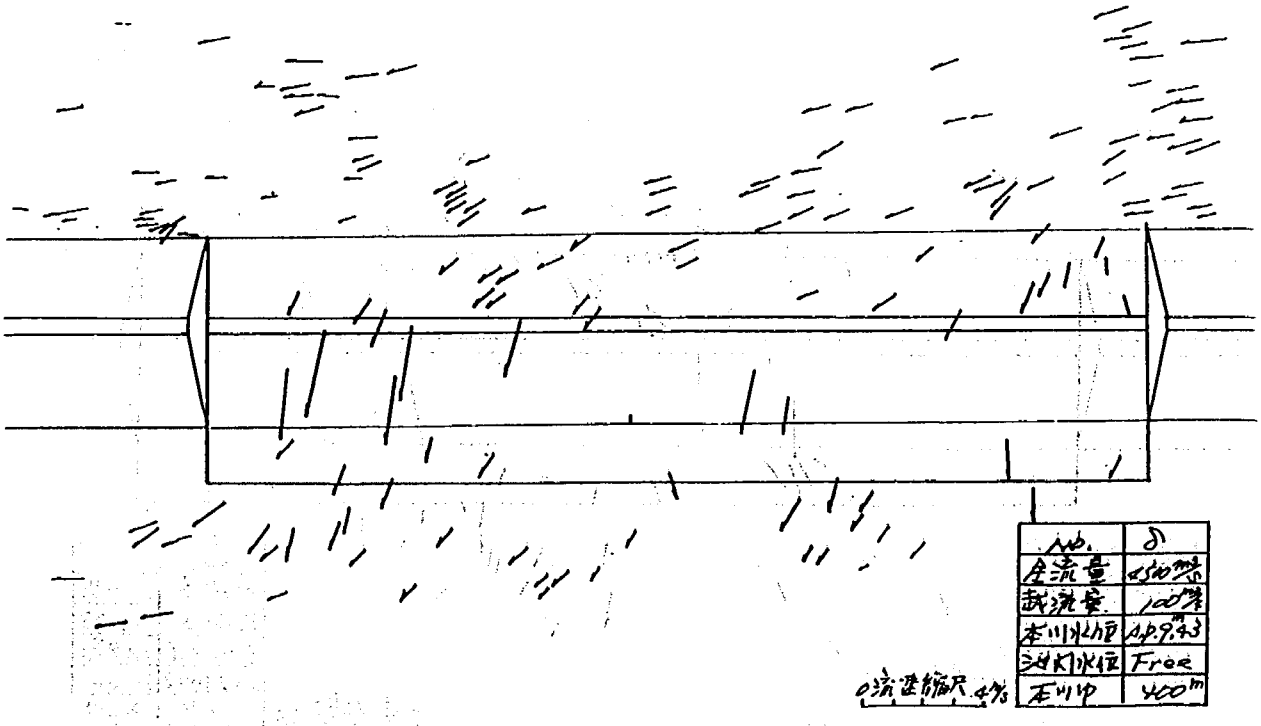
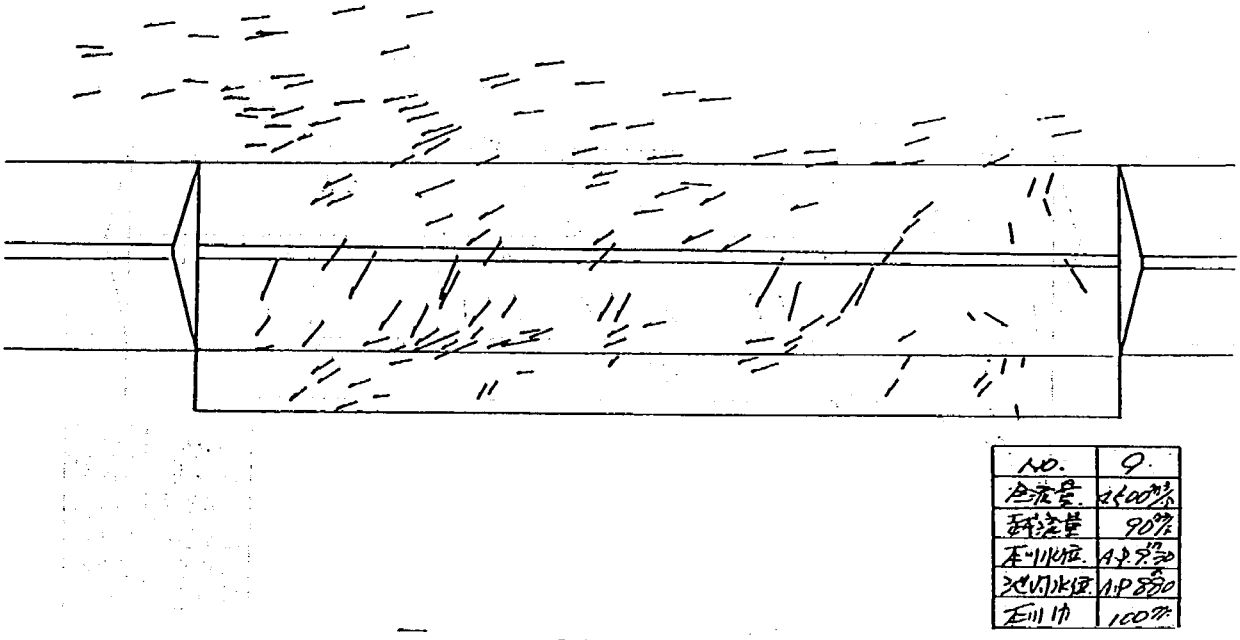
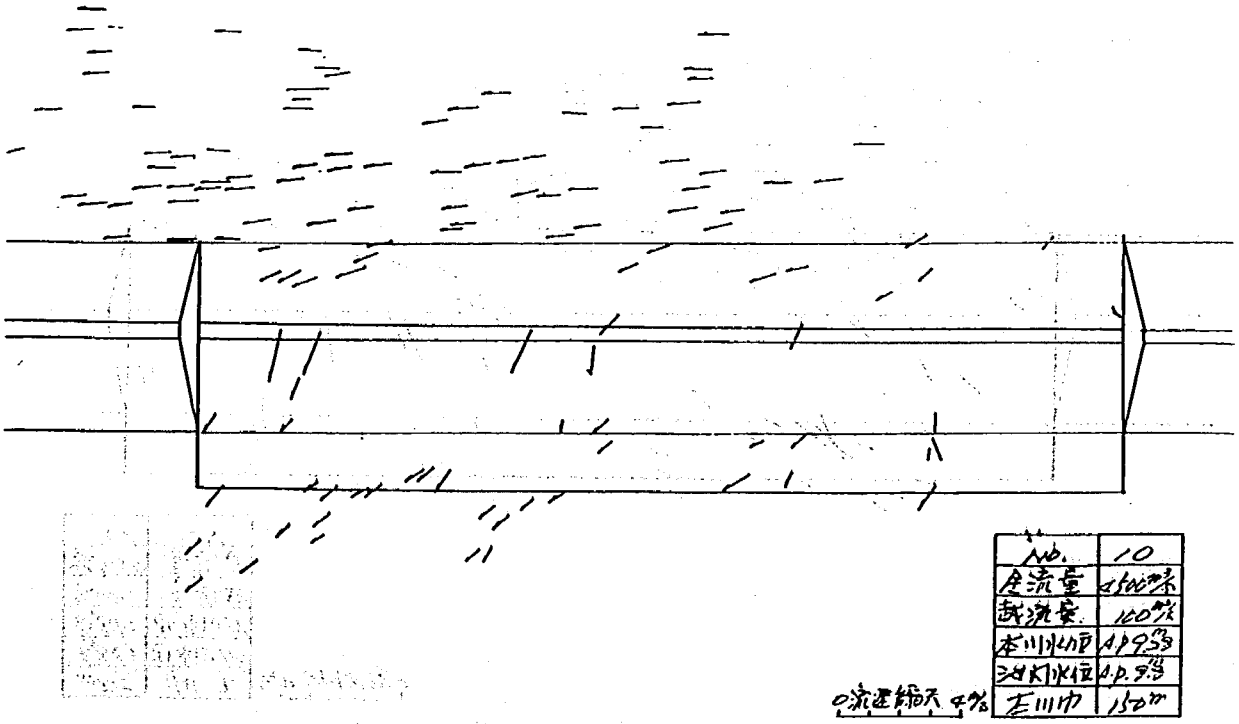


図７—36　越流堤実験PS_1—４—１hにおける流況

図7—37　越流堤実験PS1—4—2aにおける流況



No.	9
全流量	4400㎥/s
越流量	90㎥/s
本川水位	A.P.5.30
氾内水位	A.P.8.80
左川巾	100m

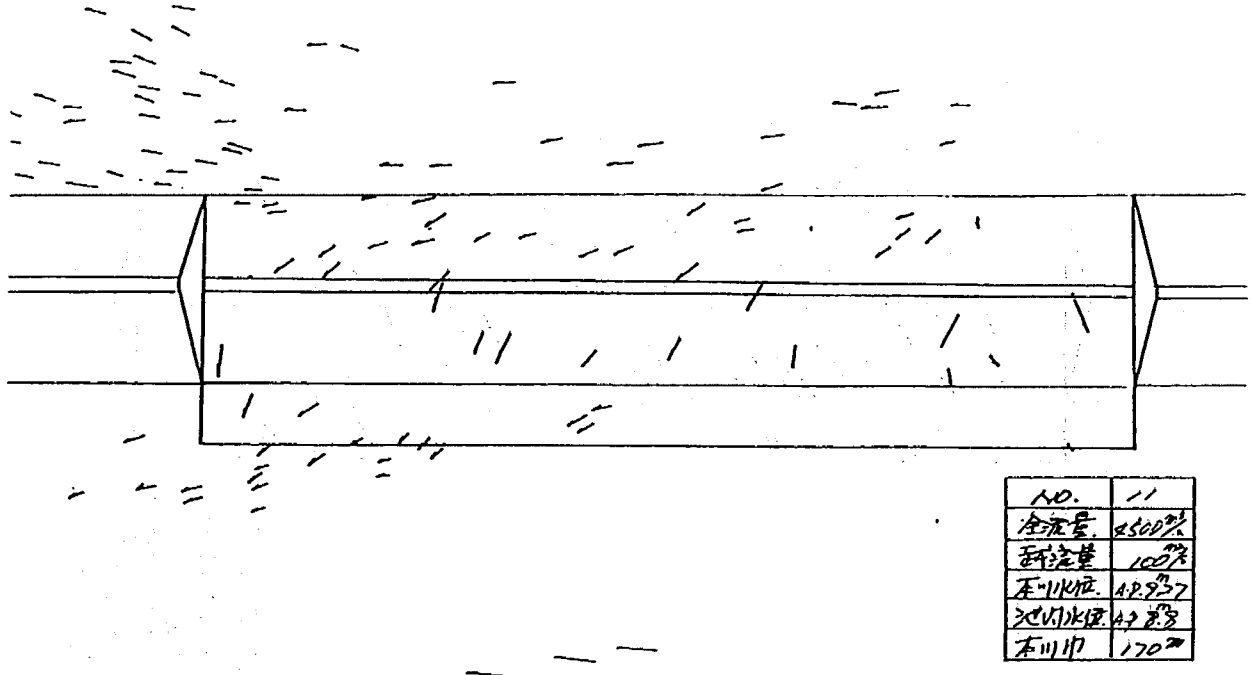


No.	10
全流量	4400㎥/s
越流量	100㎥/s
本川水位	A.P.5.33
氾内水位	A.P.5.73
左川巾	150m

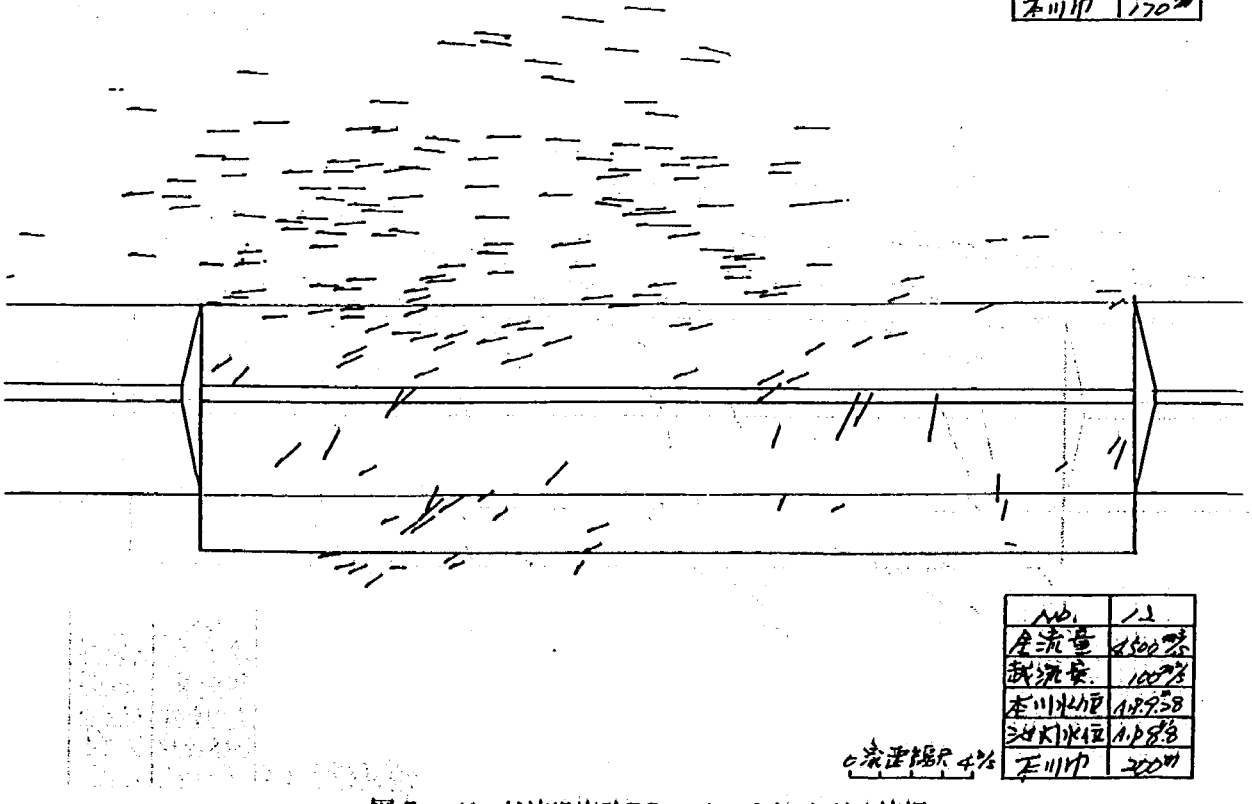
流速縮尺 4%

図7—38　越流堤実験PS1—4—2bにおける流況

図７—39　越流堤実験PS₁—４—２cにおける流況



No.	11
全流量	4500㎥/s
越流量	100㎥/s
本川水位	A.P.8.37
氾濫水位	A.P.8.8
本川巾	170m

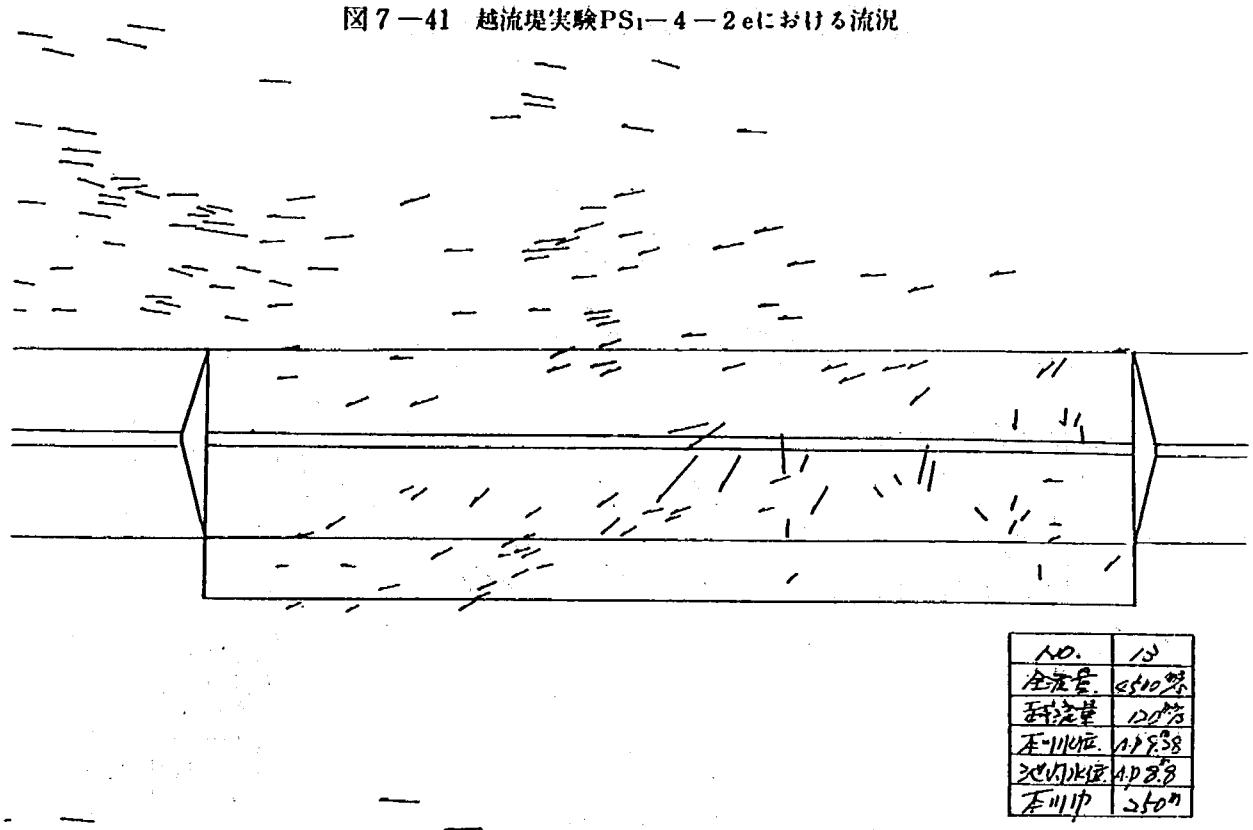


No.	12
全流量	4500㎥/s
越流量	100㎥/s
本川水位	A.P.7.58
氾濫水位	A.P.8.8
本川巾	200m

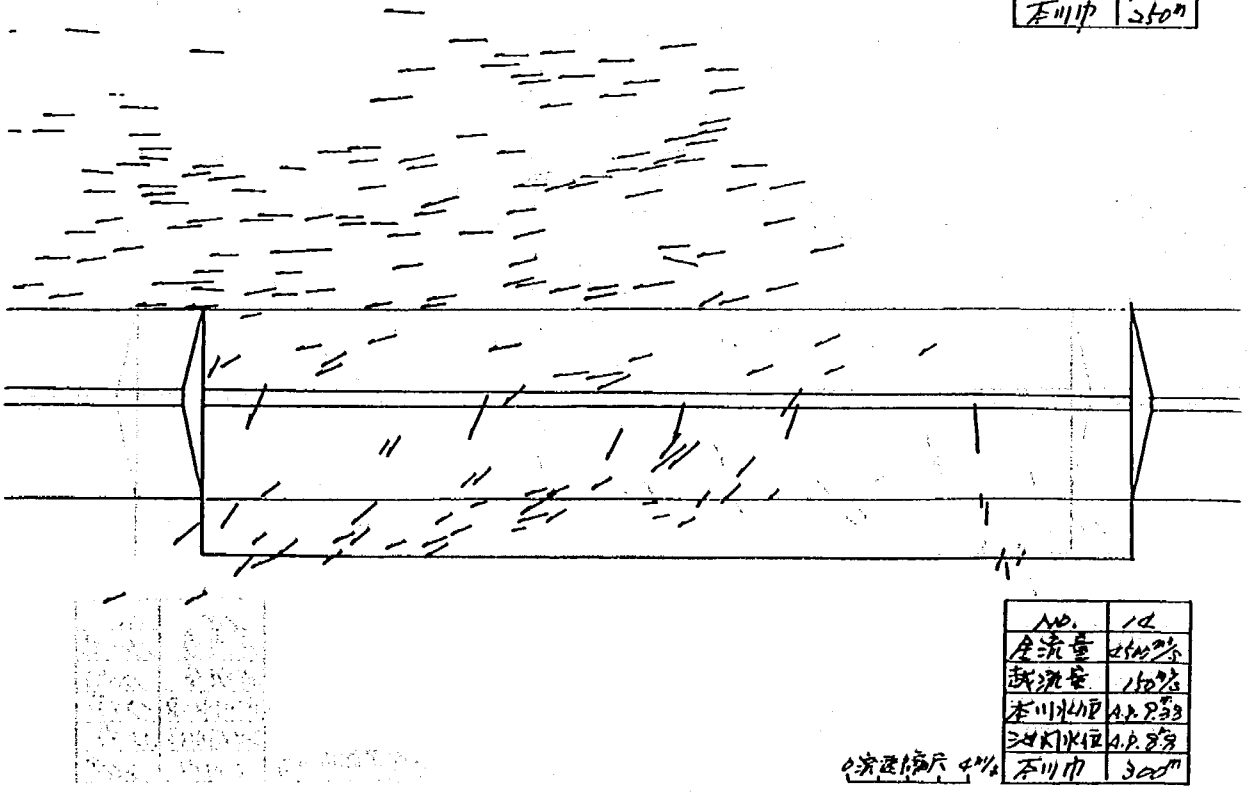
○流速指示 4m/s

図７—40　越流堤実験PS₁—４—２dにおける流況

図７－41　越流堤実験PS₁－４－２eにおける流況



No.	13
全流量	4510㎥/s
越流量	100㎥/s
本川水位	A.P 8.38
氾濫水位	A.P 8.8
本川巾	340m



No.	14
全流量	4440㎥/s
越流量	170㎥/s
本川水位	A.P 8.33
氾濫水位	A.P 8.8
本川巾	300m

図７－42　越流堤実験PS₁－４－２fにおける流況

図７—43　越流堤実験PS₁—４—２gにおける流況

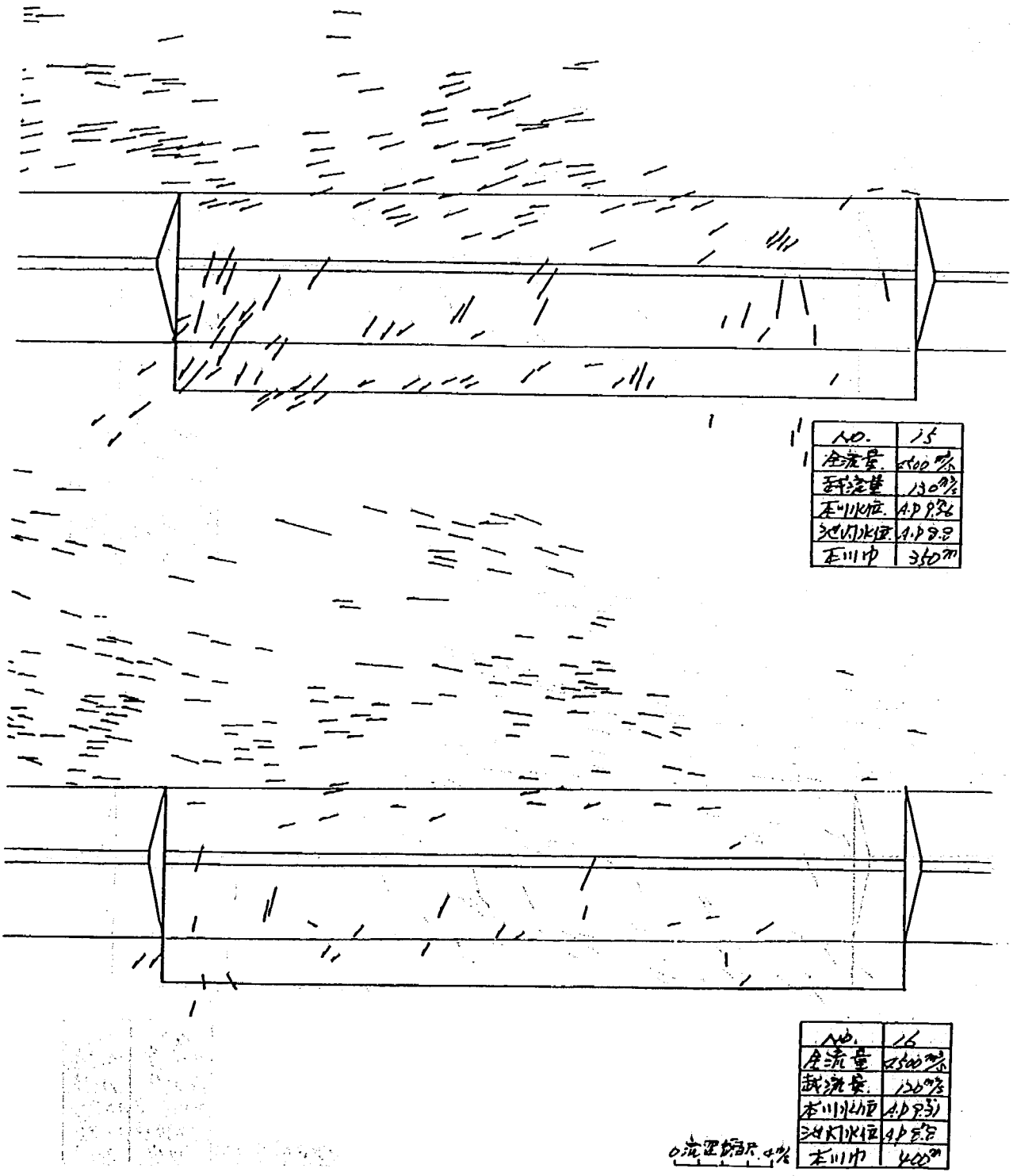
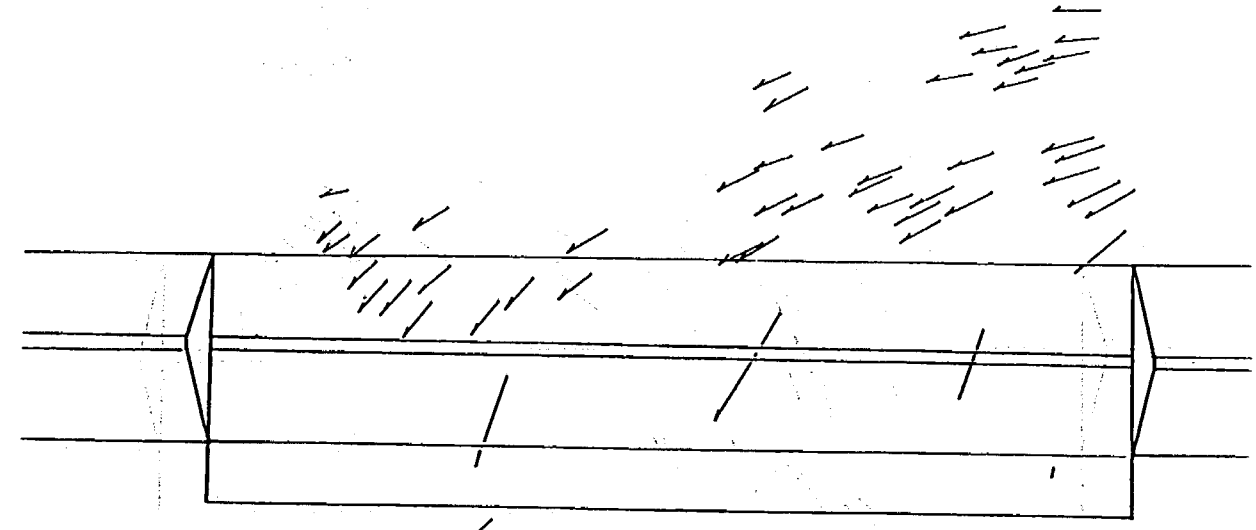


図７—44　越流堤実験PS₁—４—２hにおける流況

図７－45　越流堤実験PS1－４－３aにおける流況



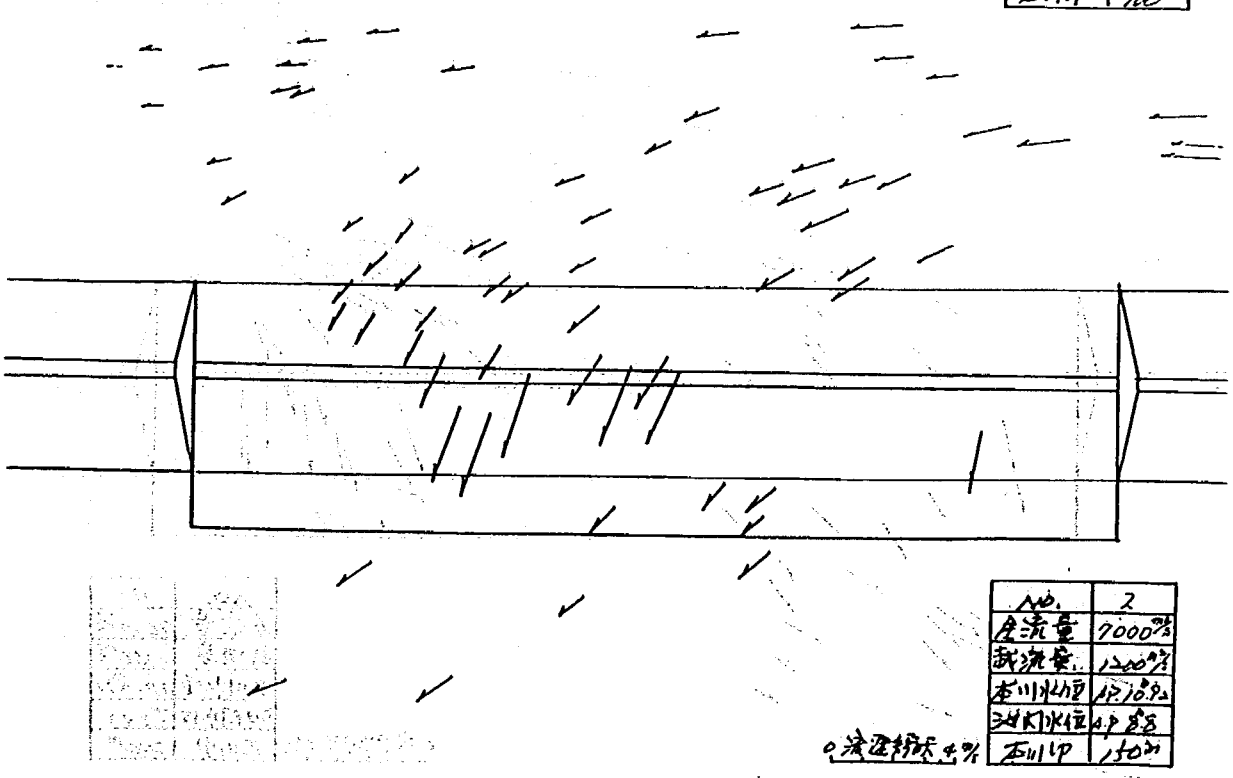


図７－46　越流堤実験PS1－４－３bにおける流況

図７—47　越流堤実験PS₁—４—３cにおける流況

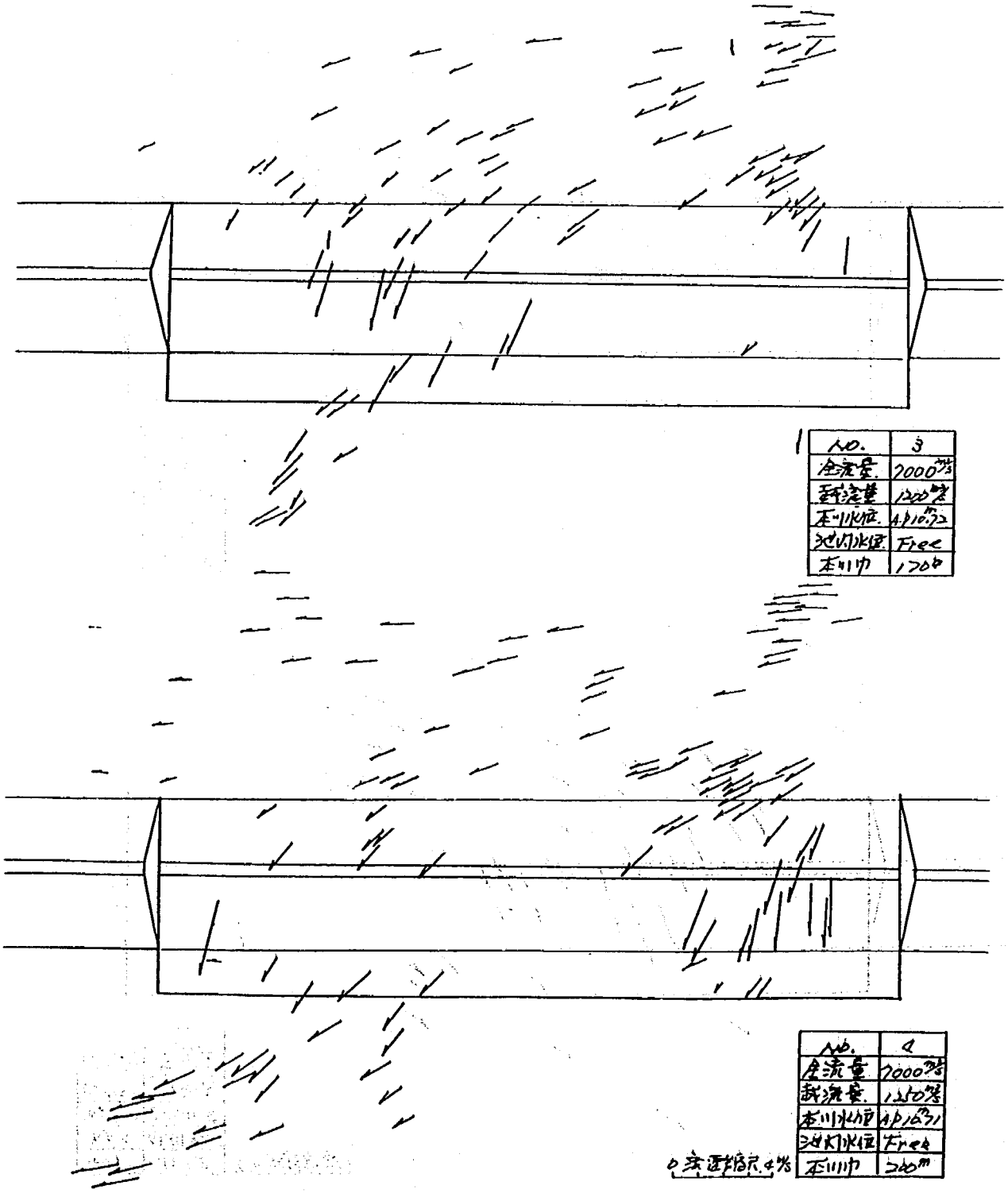
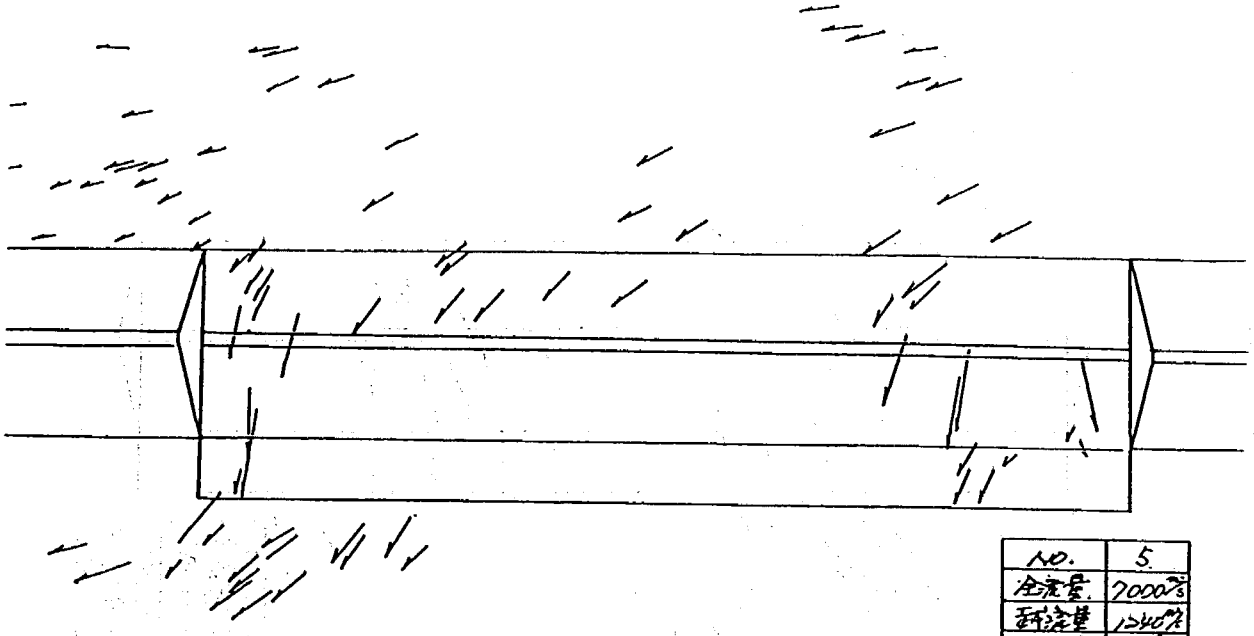


図７—48　越流堤実験PS₁—４—３dにおける流況

図７－49　越流堤実験PS₁－４－３ｅにおける流況



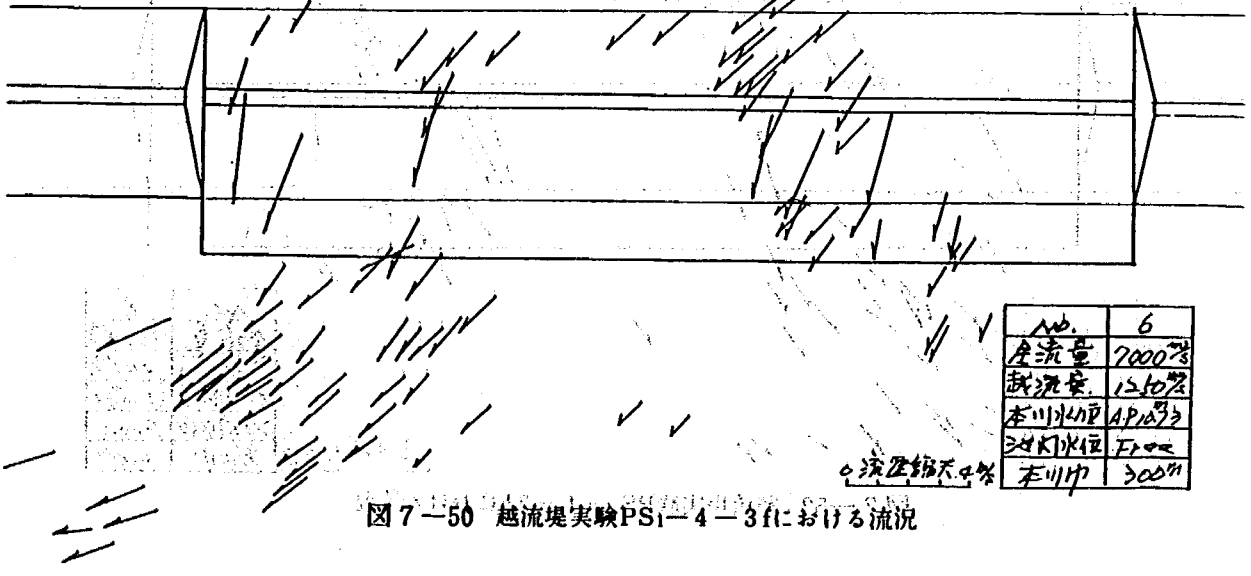
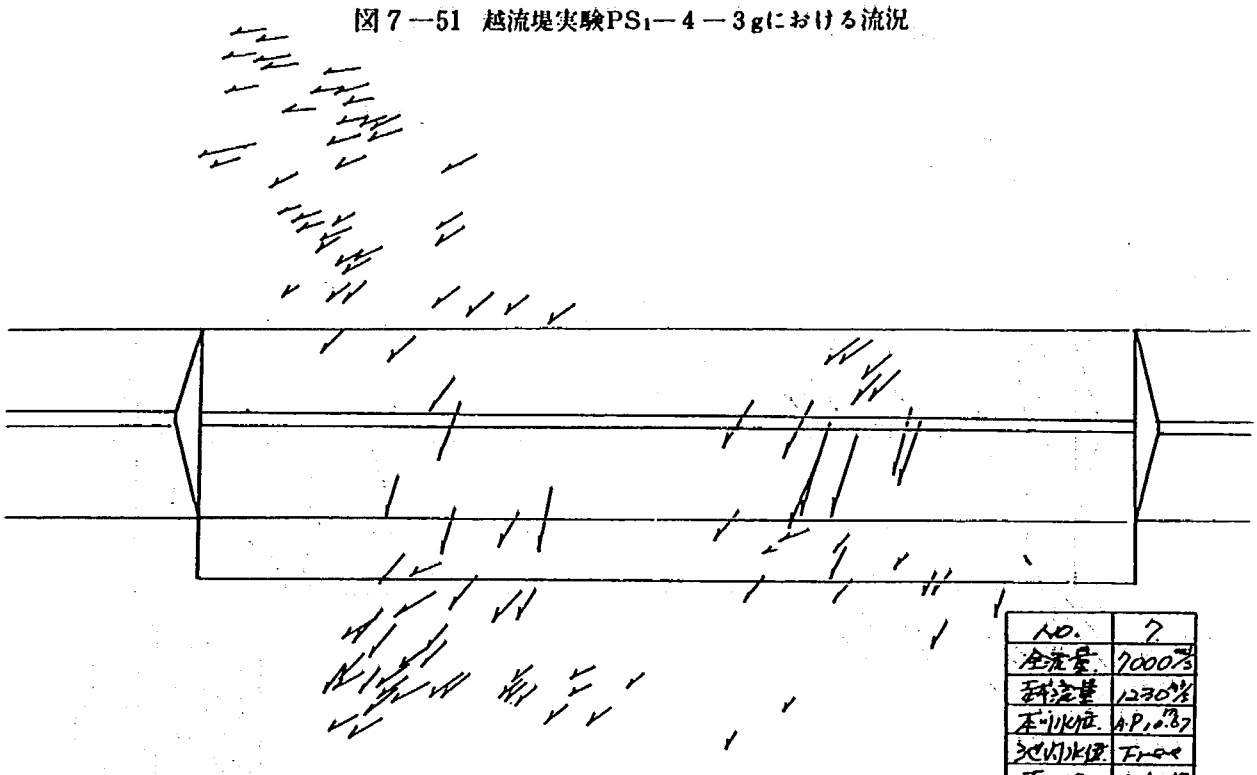


図７－50　越流堤実験PS₁－４－３ｆにおける流況

図７—51　越流堤実験PS_1—４—３gにおける流況



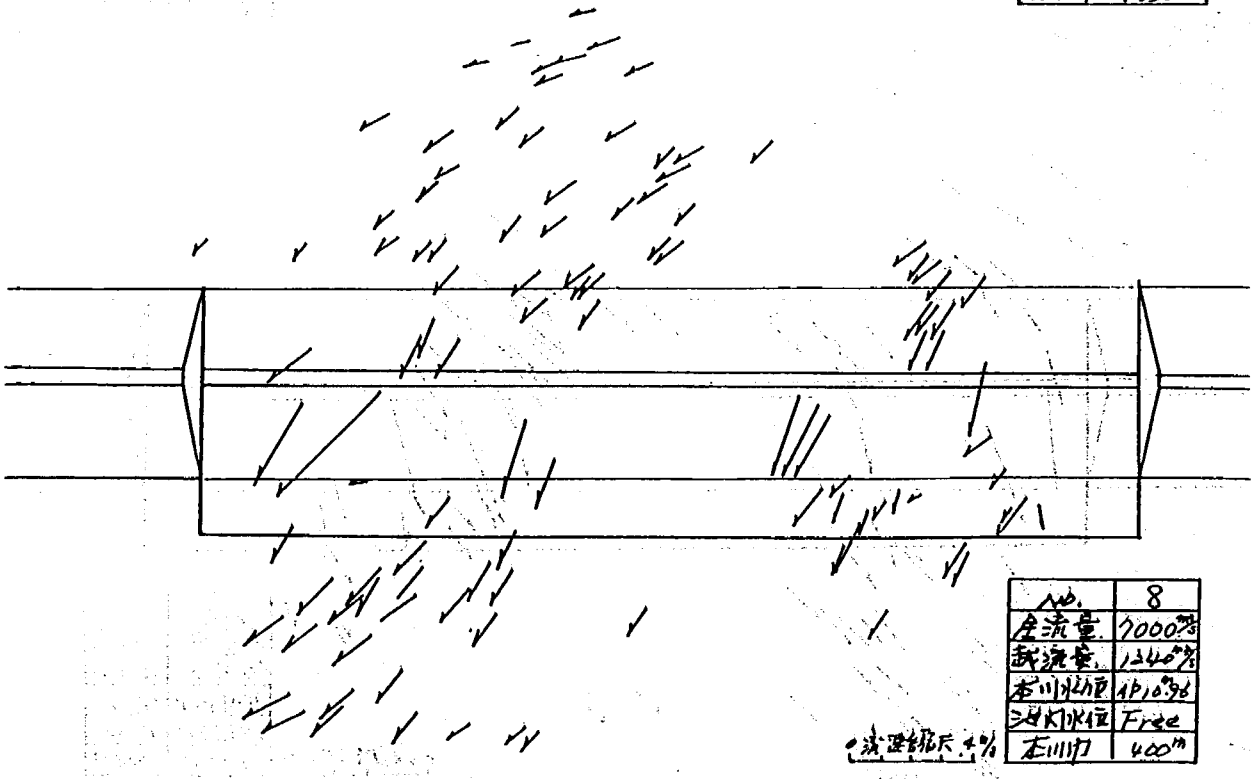


図７—52　越流堤実験PS_1—４—３hにおける流況

図7－53　越流堤実験PS1－4－4aにおける流況

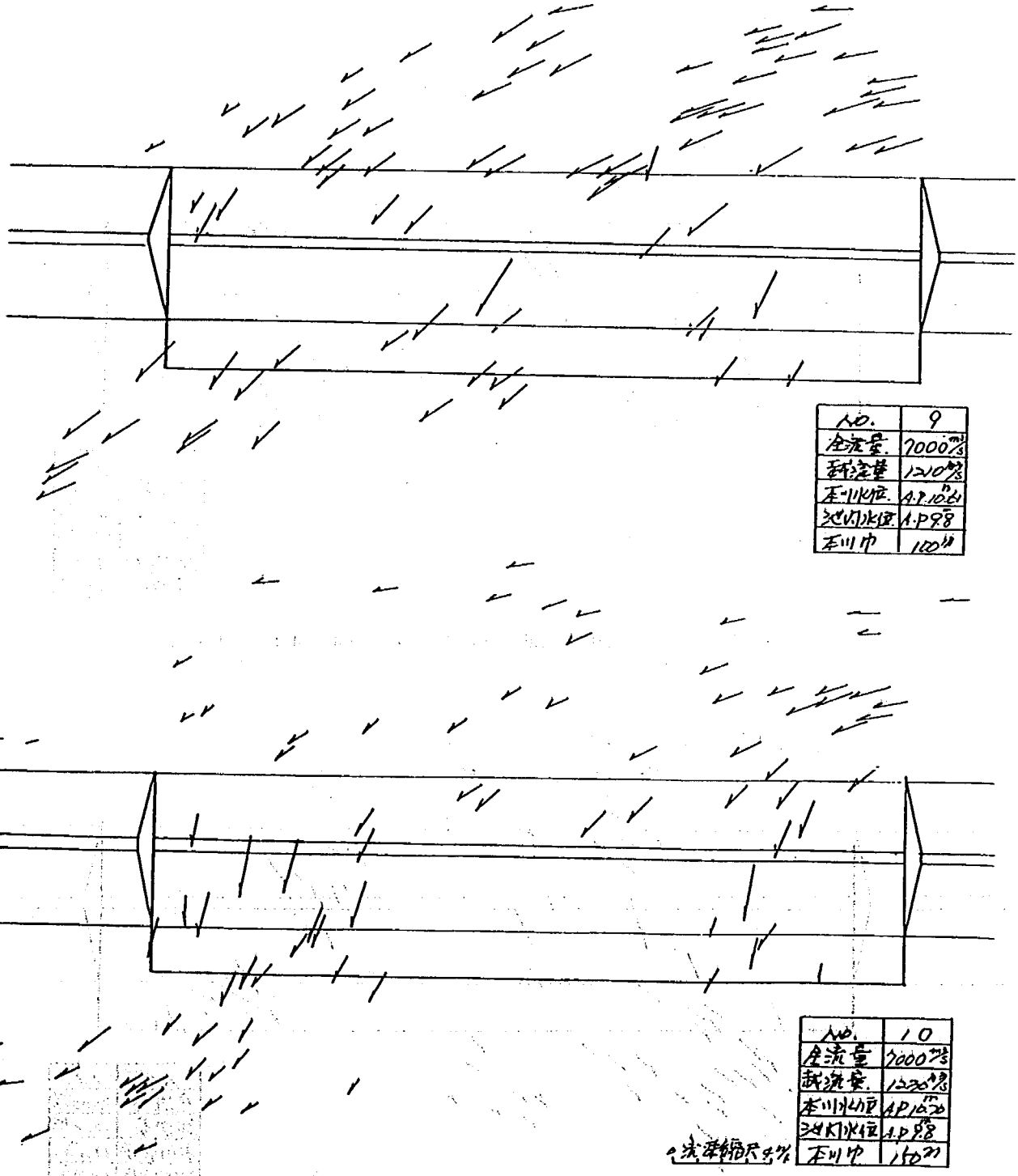


図7－54　越流堤実験PS1－4－4bにおける流況

図７—55　越流堤実験PS₁—４—４cにおける流況

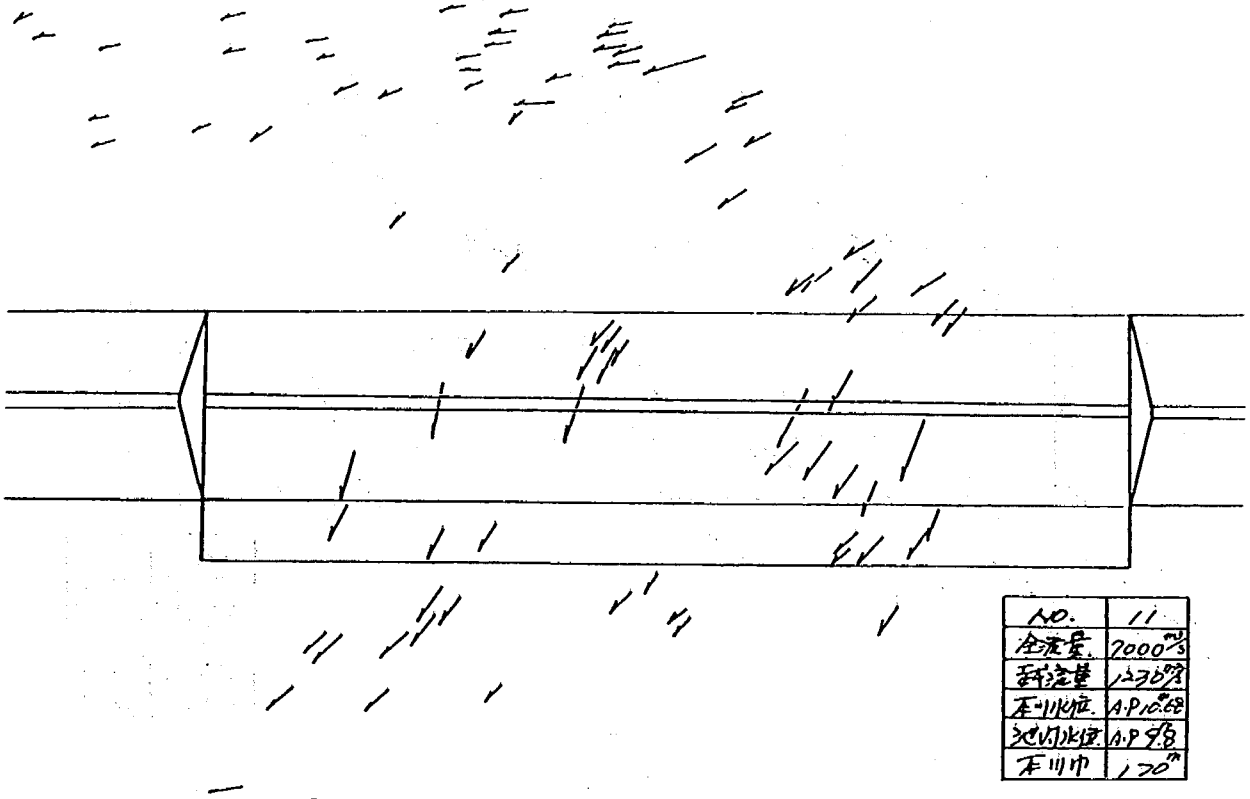


図７—56　越流堤実験PS₁—４—４dにおける流況

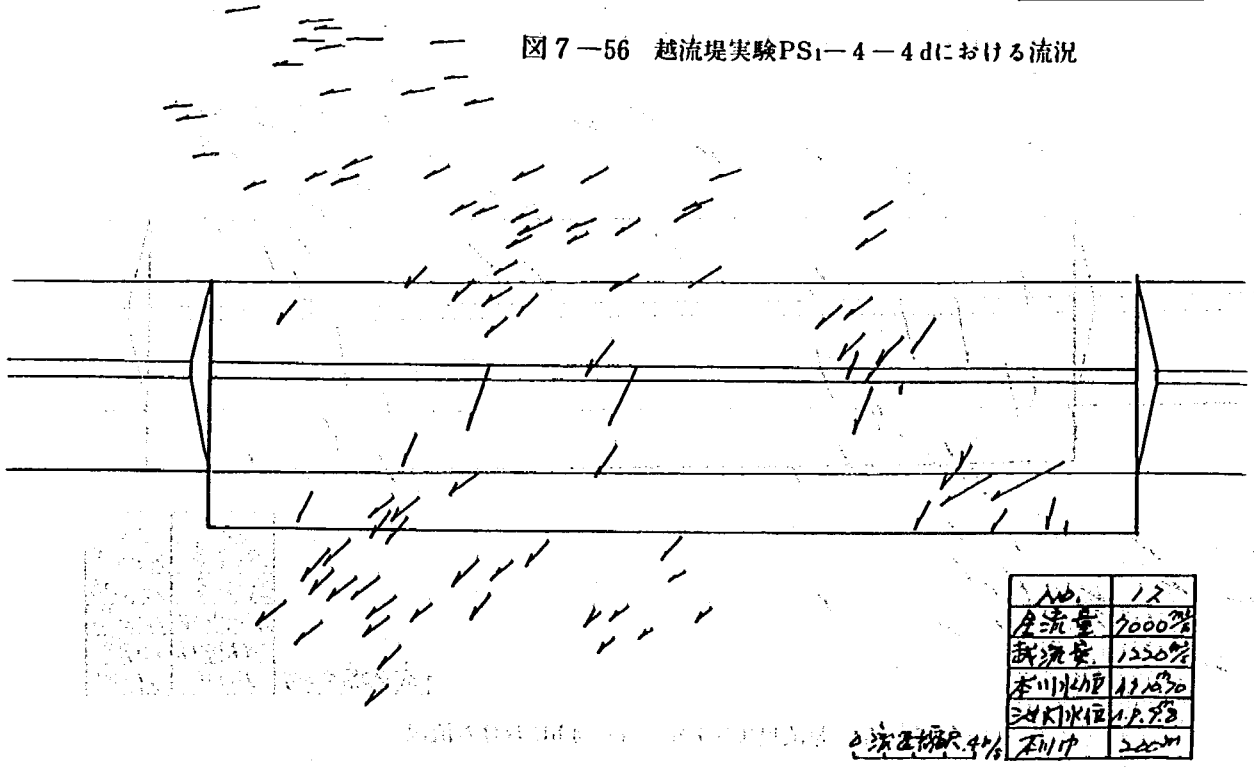


図 7 —57　越流堤実験PS1—4—4 eにおける流況

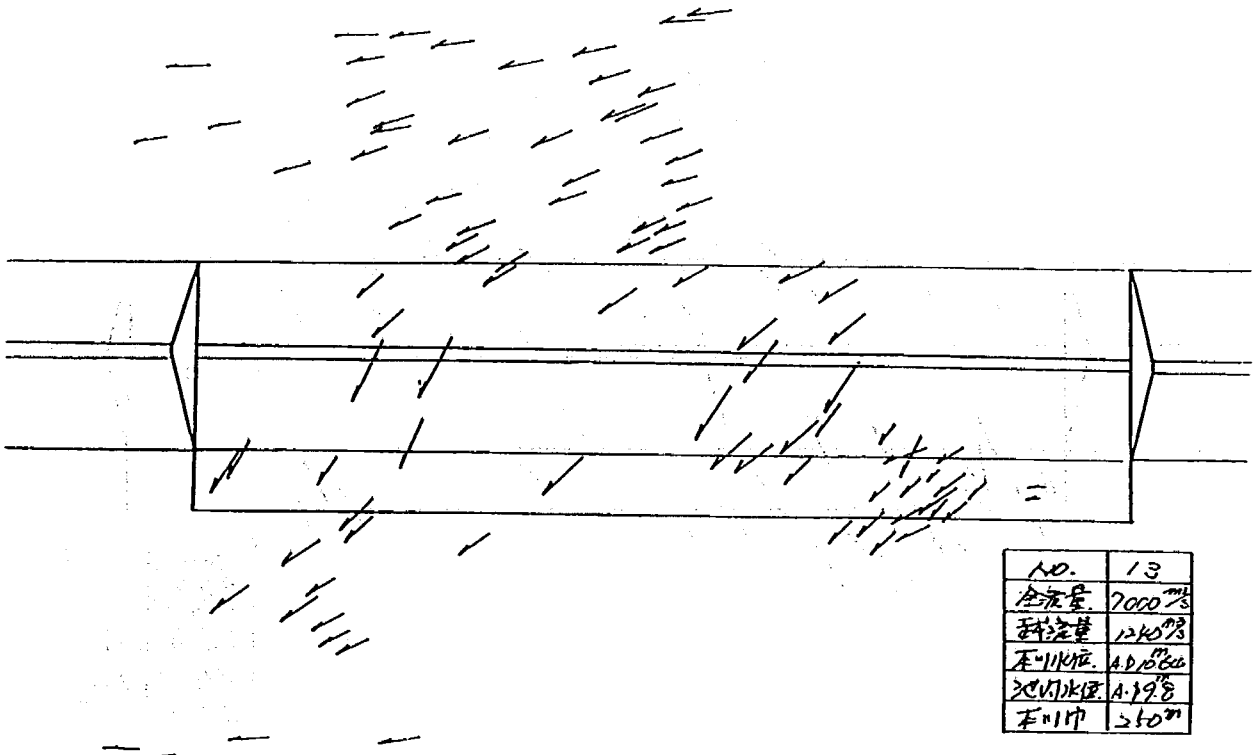


図 7 —58　越流堤実験PS1—4—4 fにおける流況

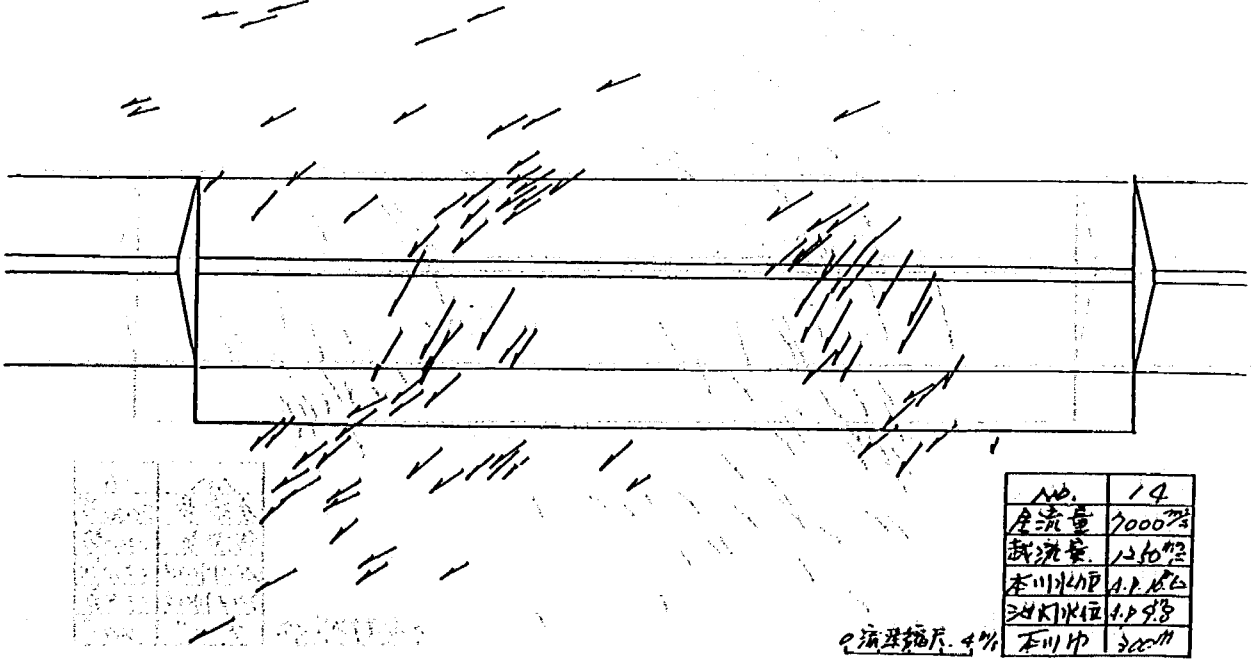


図 7 —59　越流堤実験PS1—4—4 gにおける流況

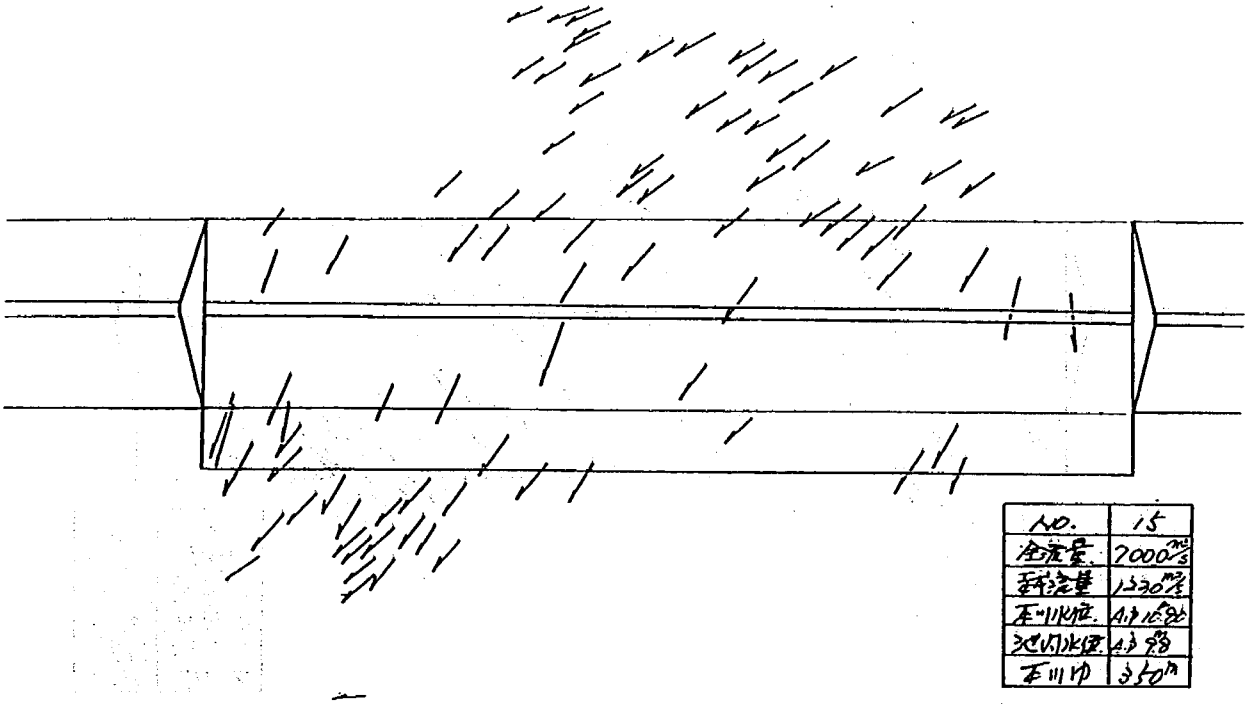
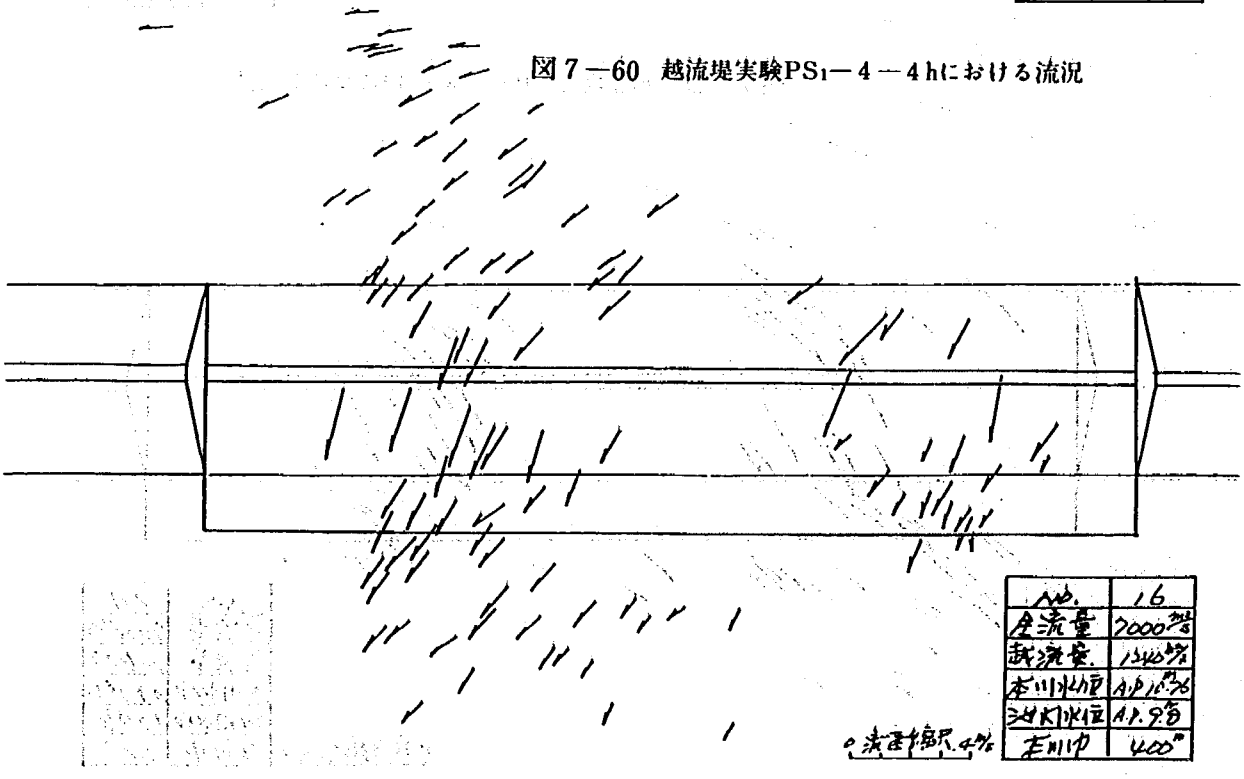


図 7 —60　越流堤実験PS1—4—4 hにおける流況



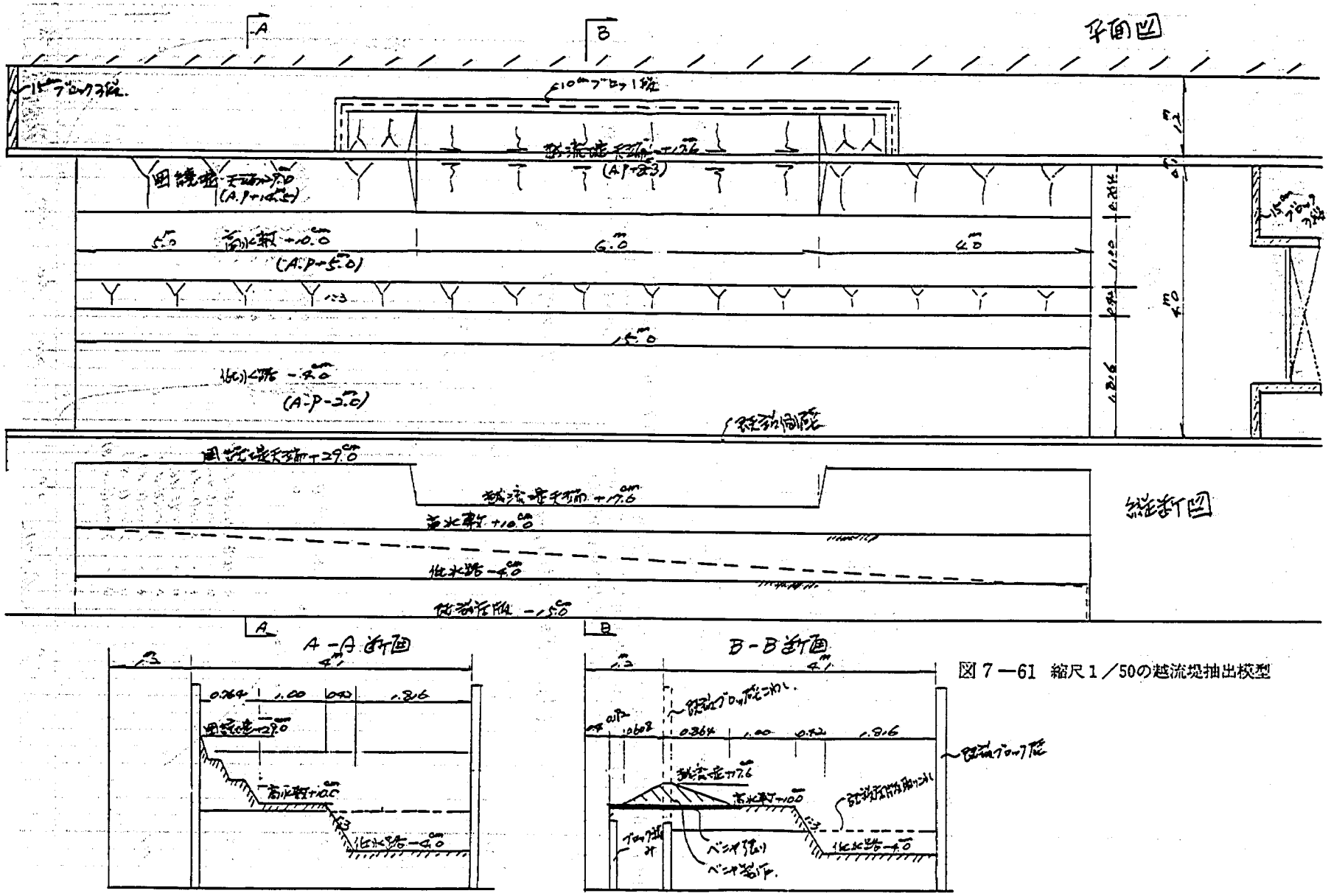


図 7－61　縮尺１／50の越流堤抽出模型

図 7 —62　越流堤実験シリーズPS₁—5及びPS₁—6における越流量と36.4km地点本川水位
（池内水位自由流出）

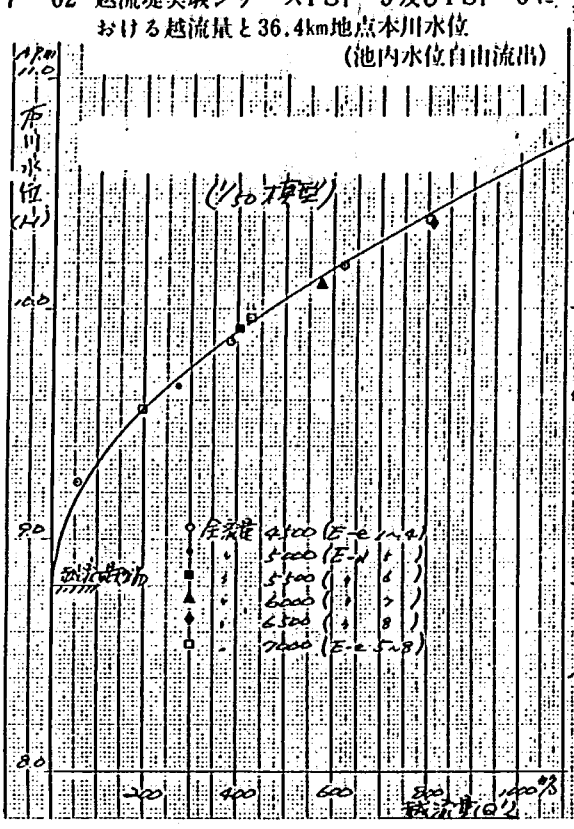


図 7 —63　越流堤実験シリーズPS₁—5及びPS₁—6における越流量と本川上流流量と本川上流流量
（池内水位自由流出）

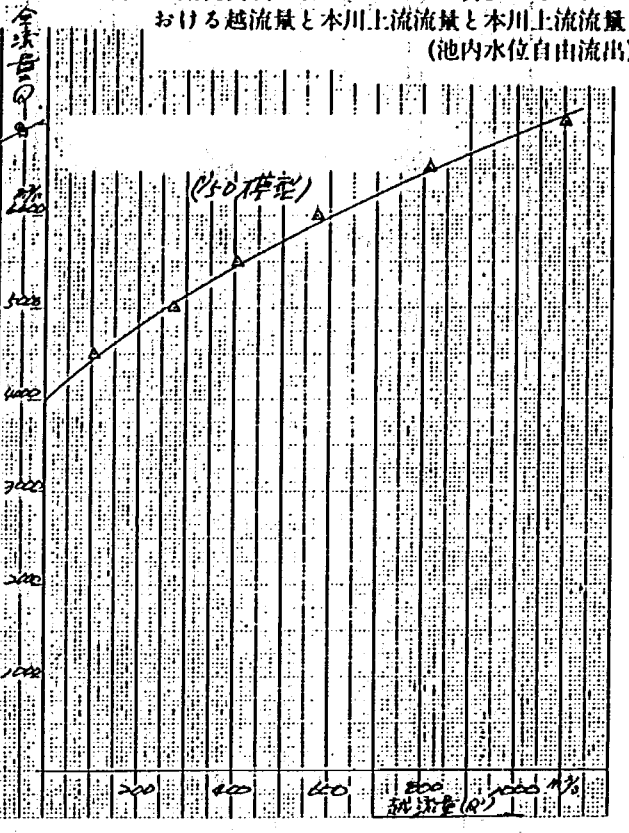


図 7 —64　越流堤実験シリーズPS₁—5及びPS₁—6における36.4km地点本川水位と越流堤天端高との差と越流係数（池内水位自由流出）

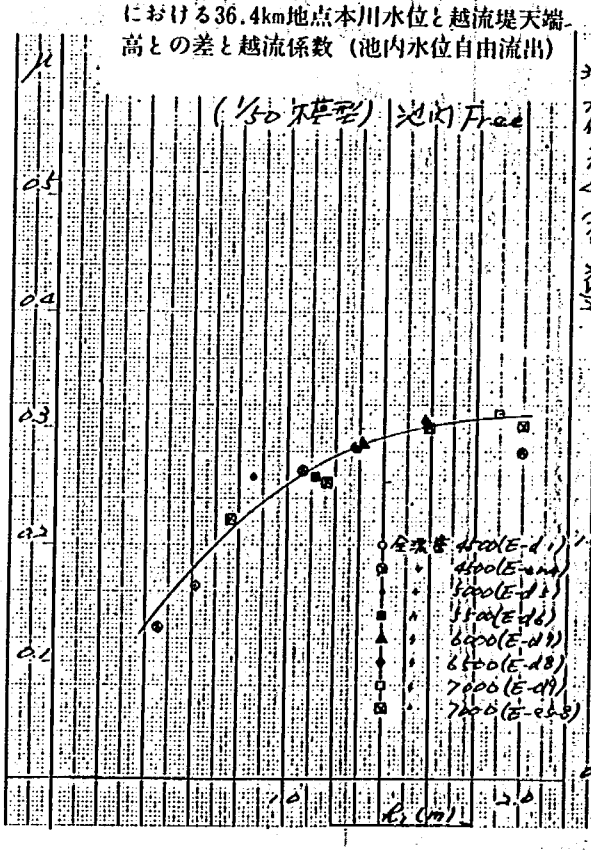


図 7 —65　越流堤実験シリーズPS₁—5及びPS₁—6における越流量と36.4km地点本川水位と池内水位との水位差

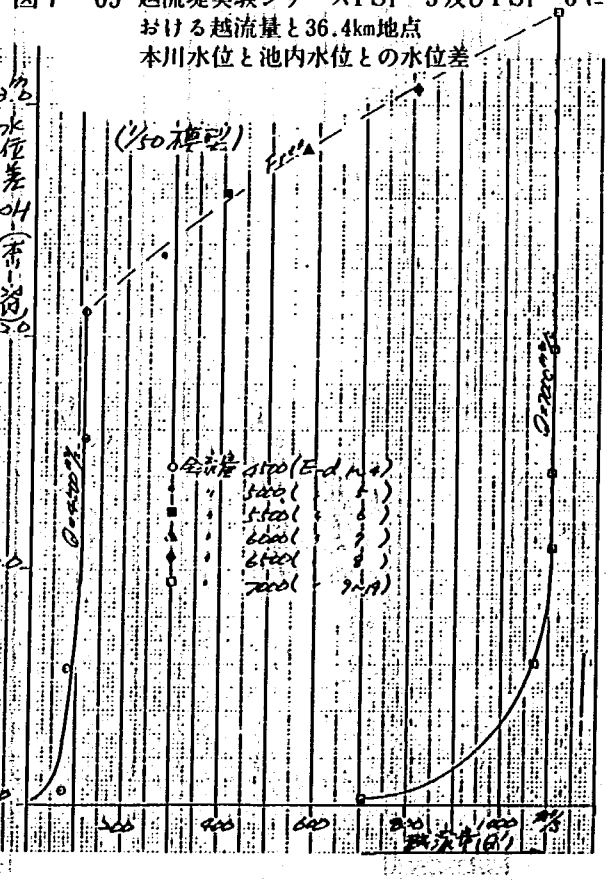
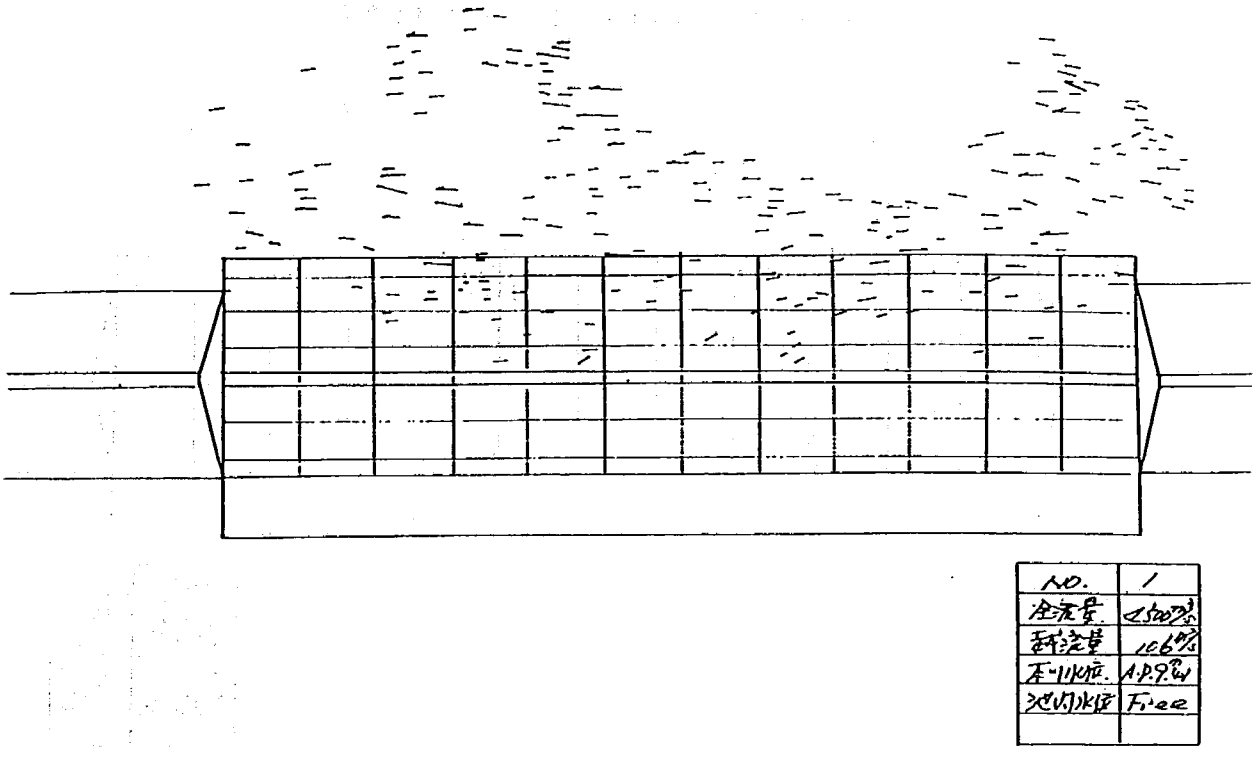
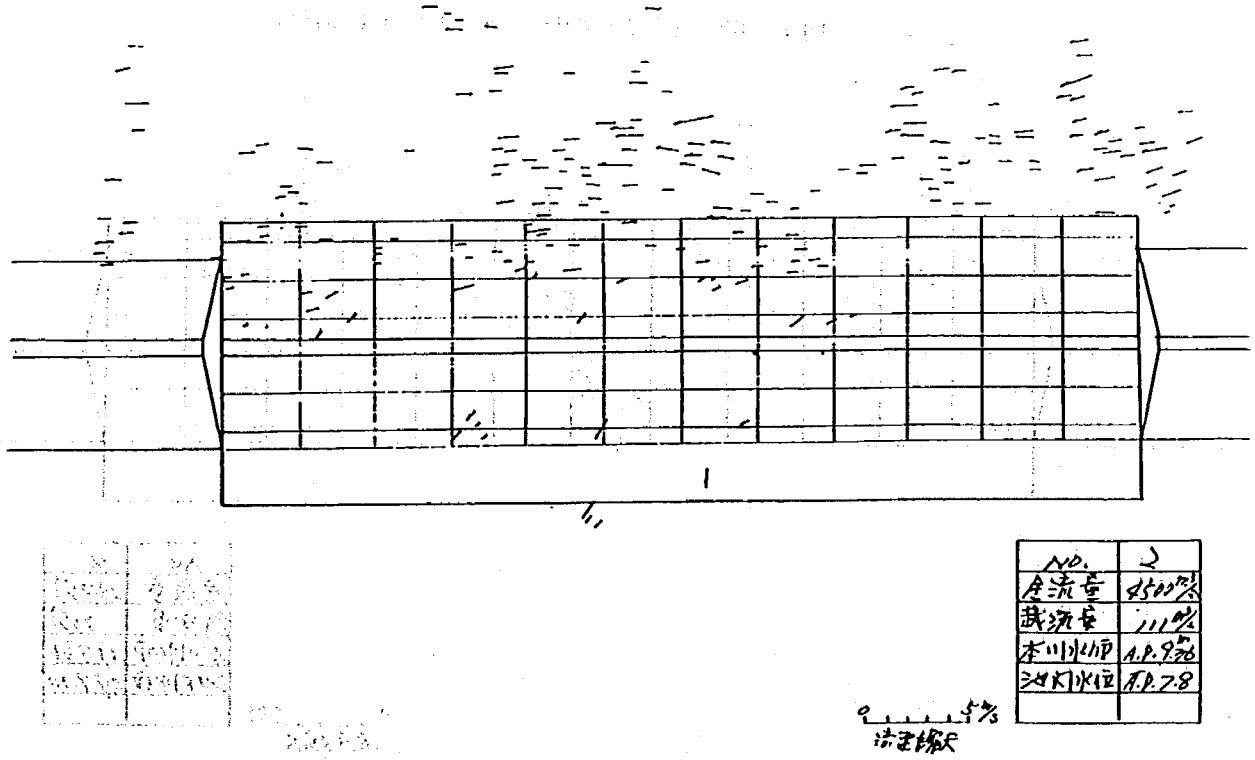


図７—66　越流堤実験PS₁—５—１aにおける流況



No.	1
全流量	4500㎥/s
越流量	106㎥/s
本川水位	A.P.9.80m
氾内水位	T.P.ea

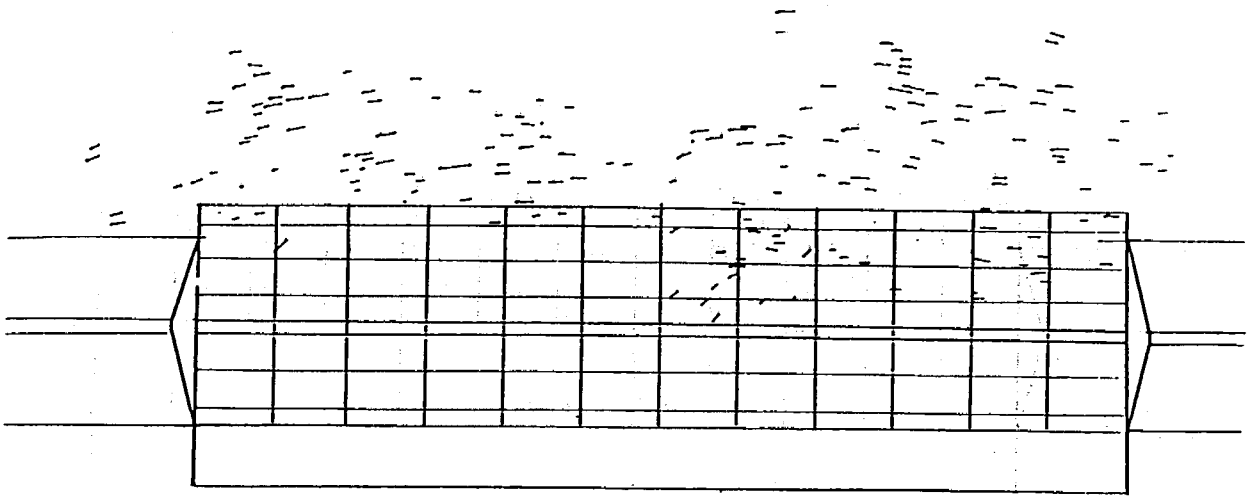


No.	2
全流量	4500㎥/s
越流量	111㎥/s
本川水位	A.P.9.86m
氾内水位	T.P.7.8

法尻縮尺

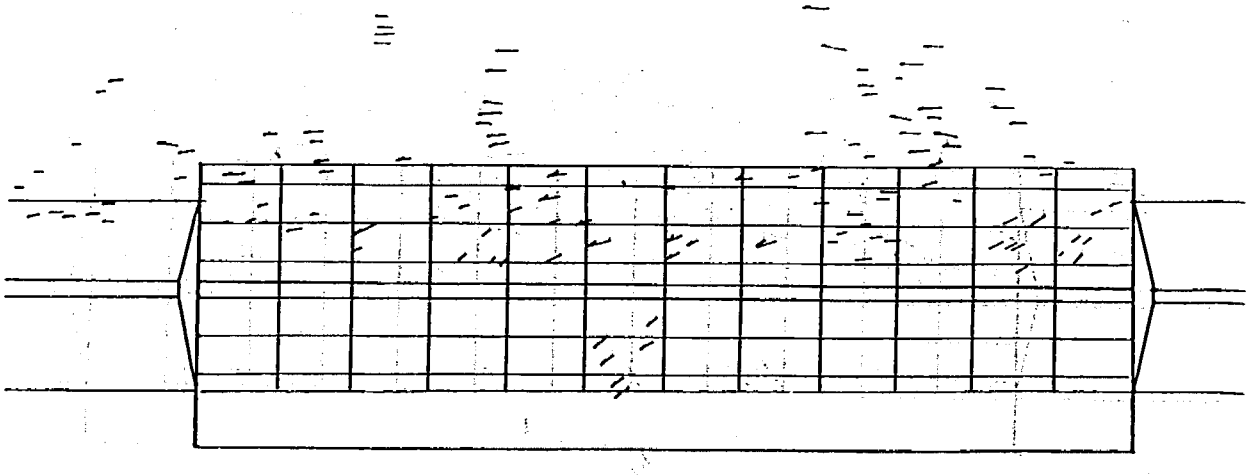
図７—67　越流堤実験PS₁—５—１bにおける流況

図 7 —68　越流堤実験PS₁— 5 — 1 cにおける流況



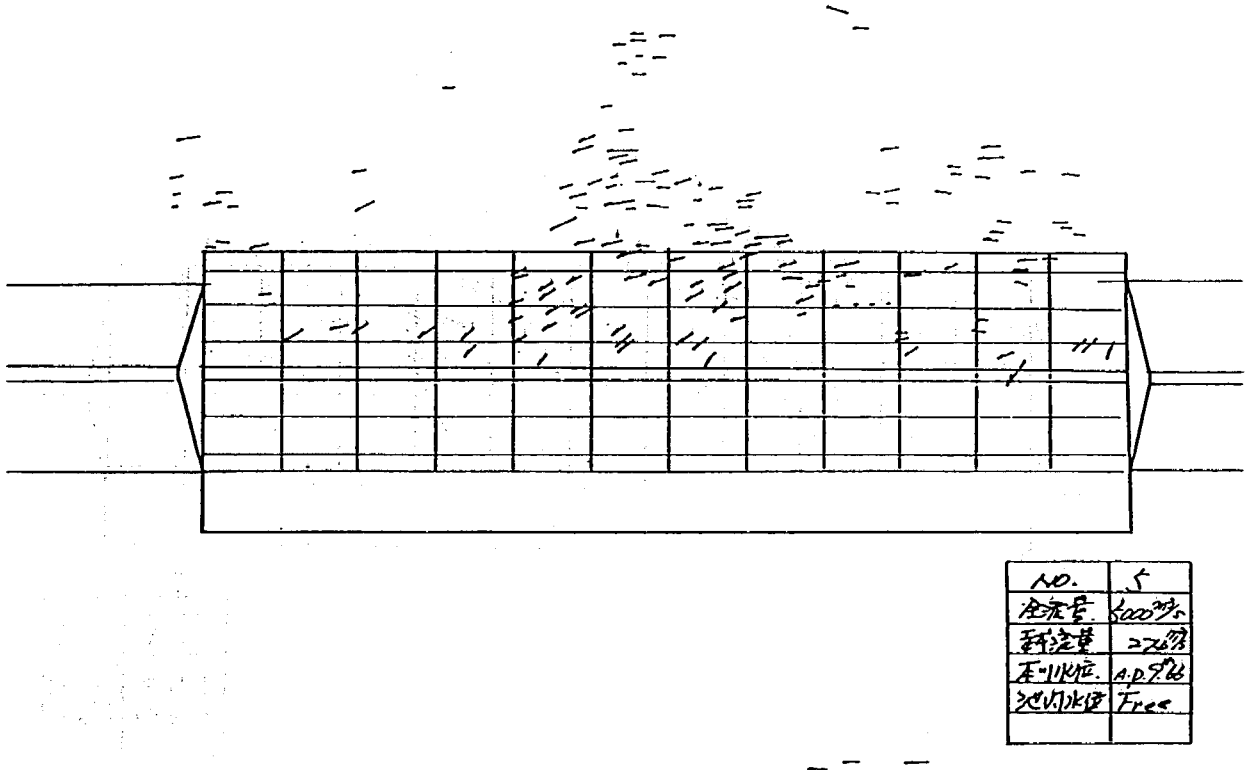
No.	3.
全流量	1500㎥/s
越流量	80㎥/s
本川水位	A.P 9.39
氾濫水位	A.P 8.8

図 7 —69　越流堤実験PS₁— 5 — 1 dにおける流況



No.	4
全流量	1500㎥/s
越流量	76㎥/s
本川水位	A.P 9.34
氾濫水位	A.P 9.30

図 7 —70　越流堤実験PS₁— 5 — 2 aにおける流況



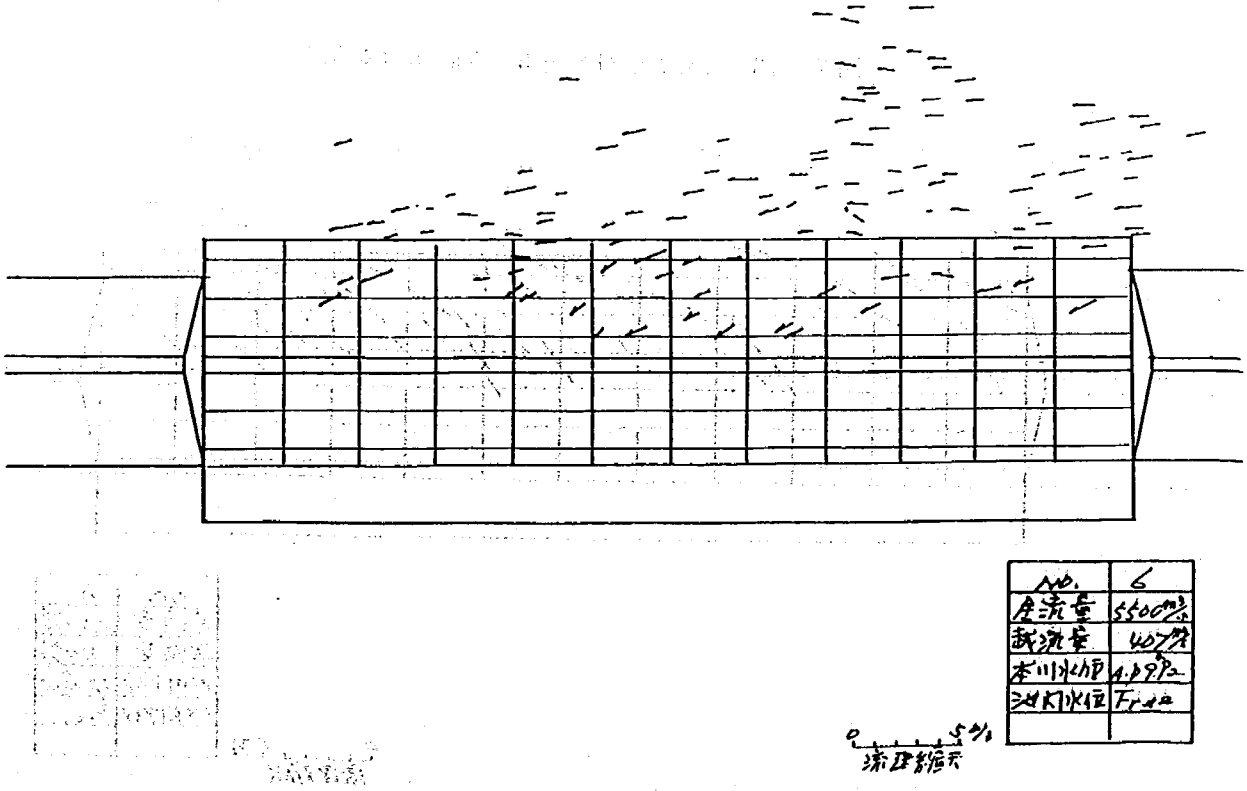


図 7 —71　越流堤実験PS₁— 5 — 3 aにおける流況

図 7 —72　越流堤実験PS_1— 5 — 4 aにおける流況

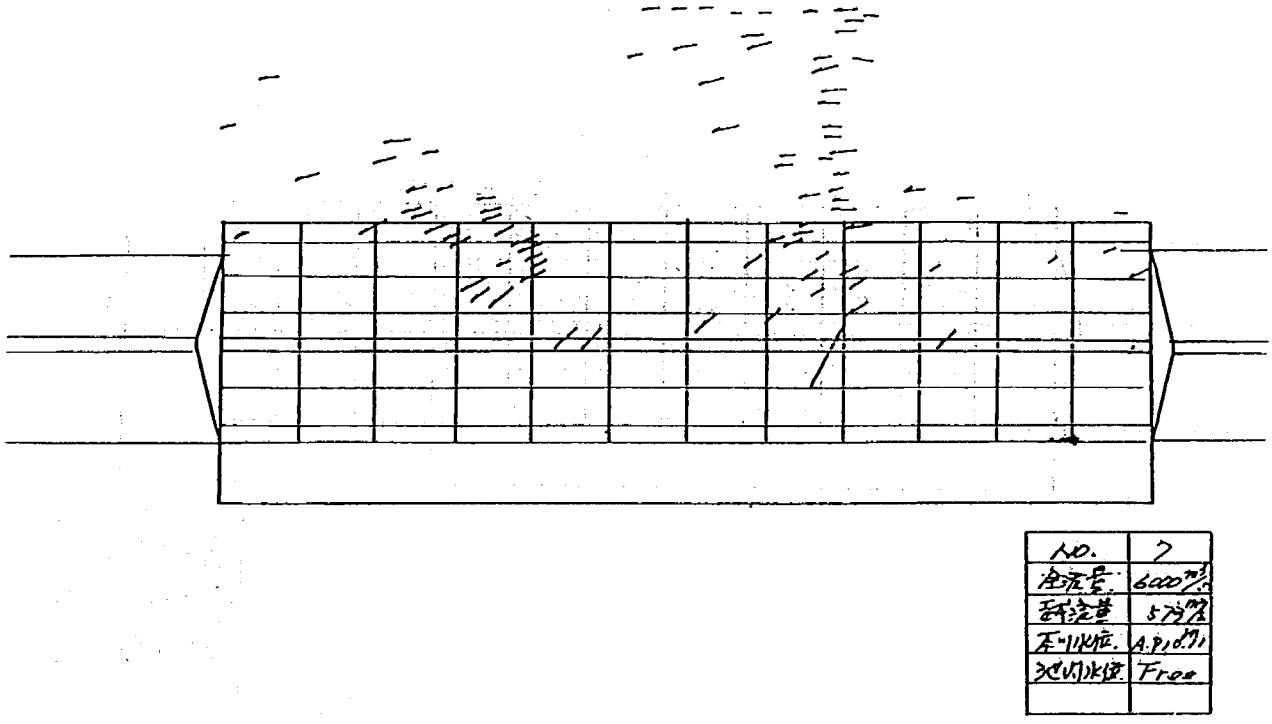


図 7 —73　越流堤実験PS_1— 5 — 5 aにおける流況

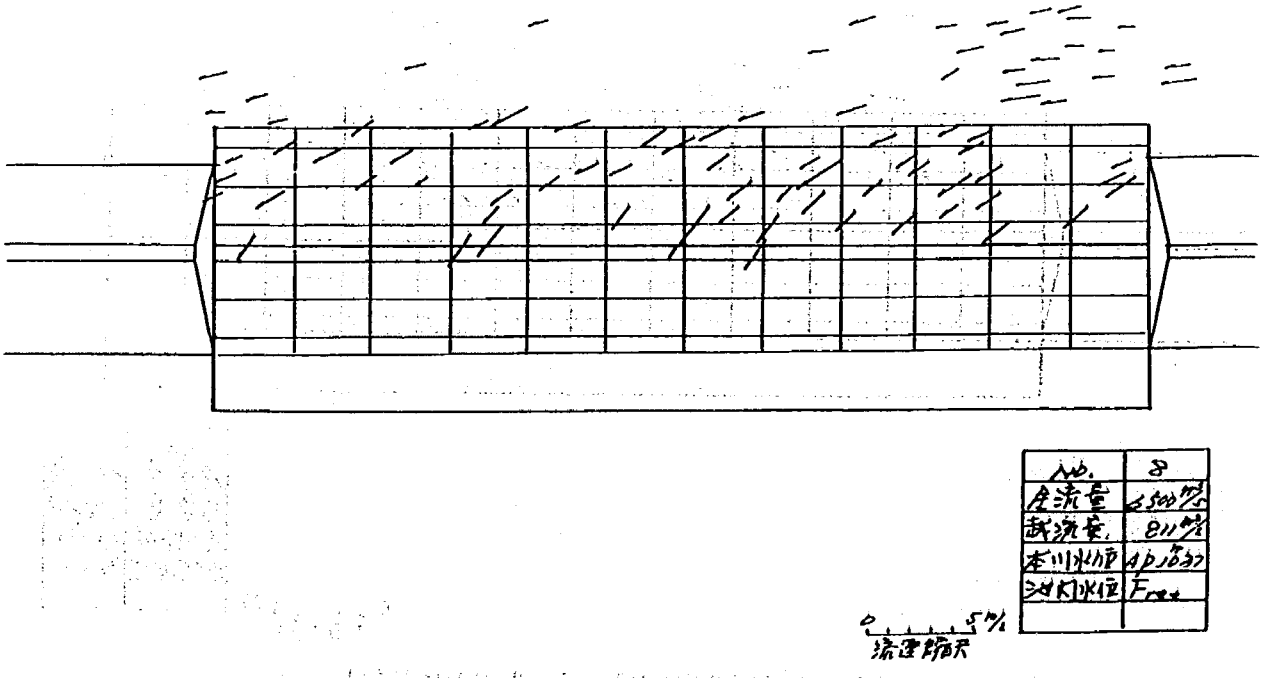
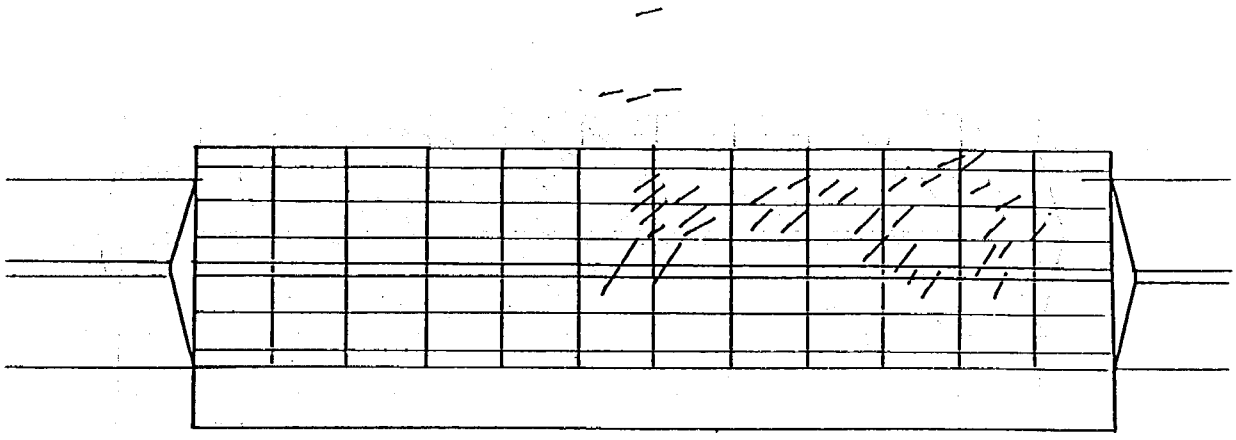
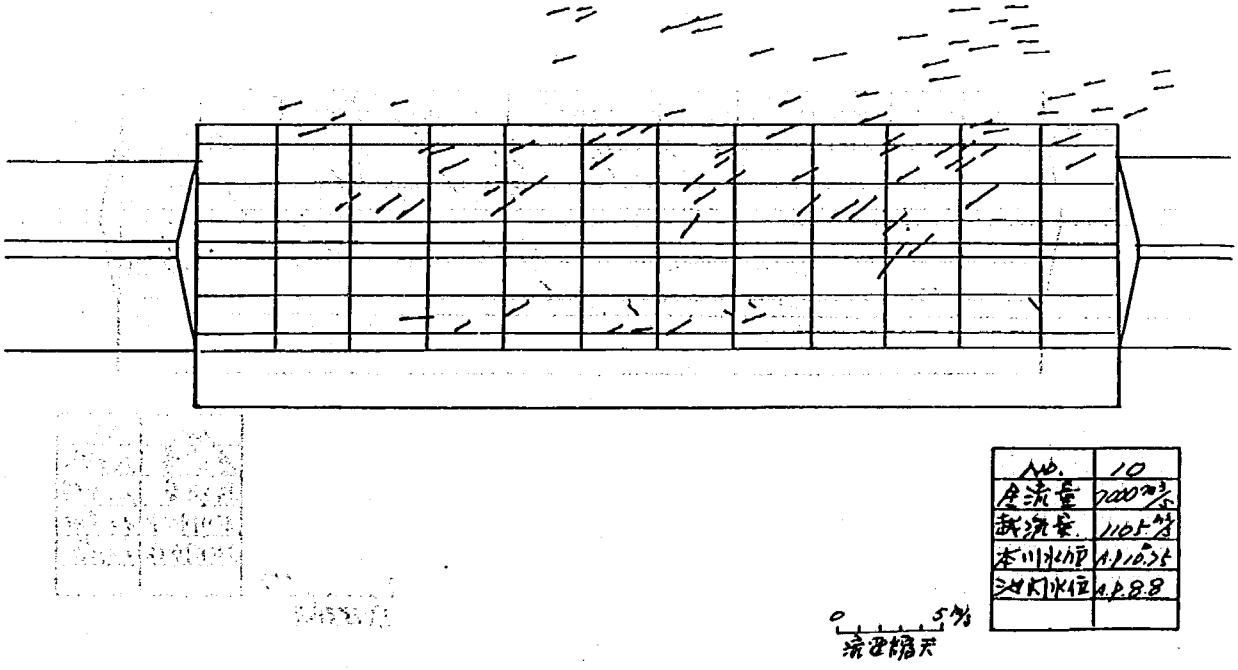


図 7 —74　越流堤実験PS1—5—6 aにおける流況



No.	9
全流量	7000㎥/s
越流量	110㎥/s
本川水位	A.P.10.70
氾濫水位	Free

図 7 —75　越流堤実験PS1—5—6 bにおける流況



No.	10
全流量	7000㎥/s
越流量	110㎥/s
本川水位	A.P.10.54
氾濫水位	A.P.8.8

図 7 —76　越流堤実験PS₁— 5 — 6 cにおける流況

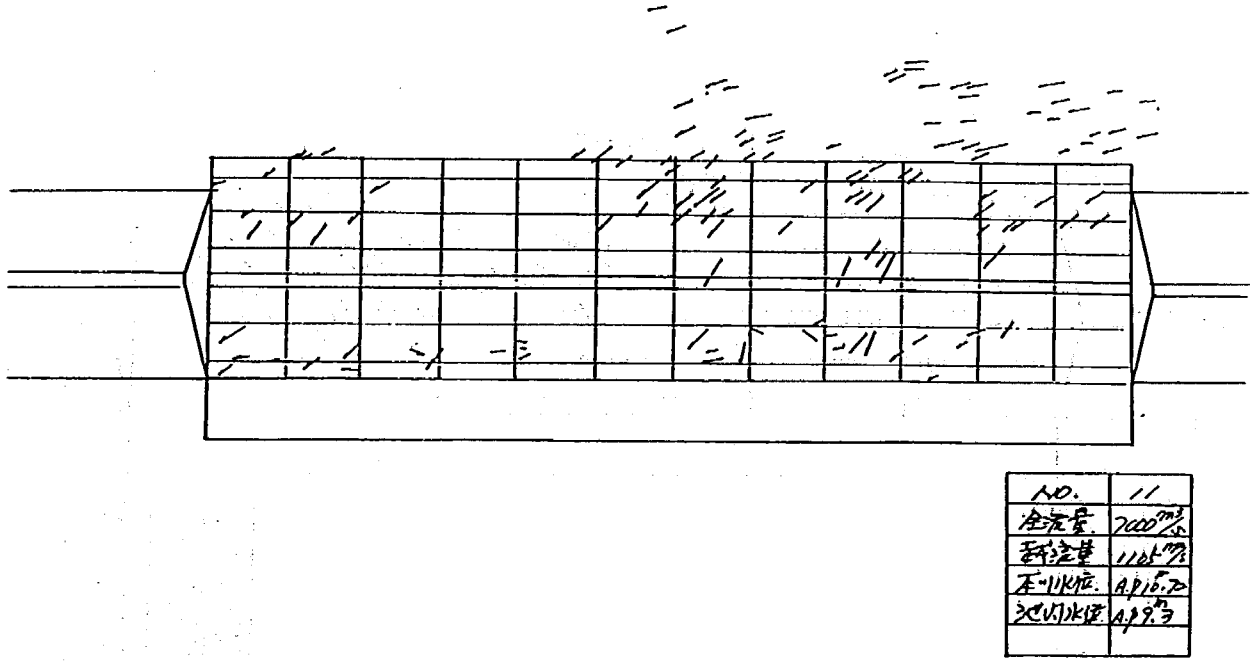


図 7 —77　越流堤実験PS₁— 5 — 6 dにおける流況

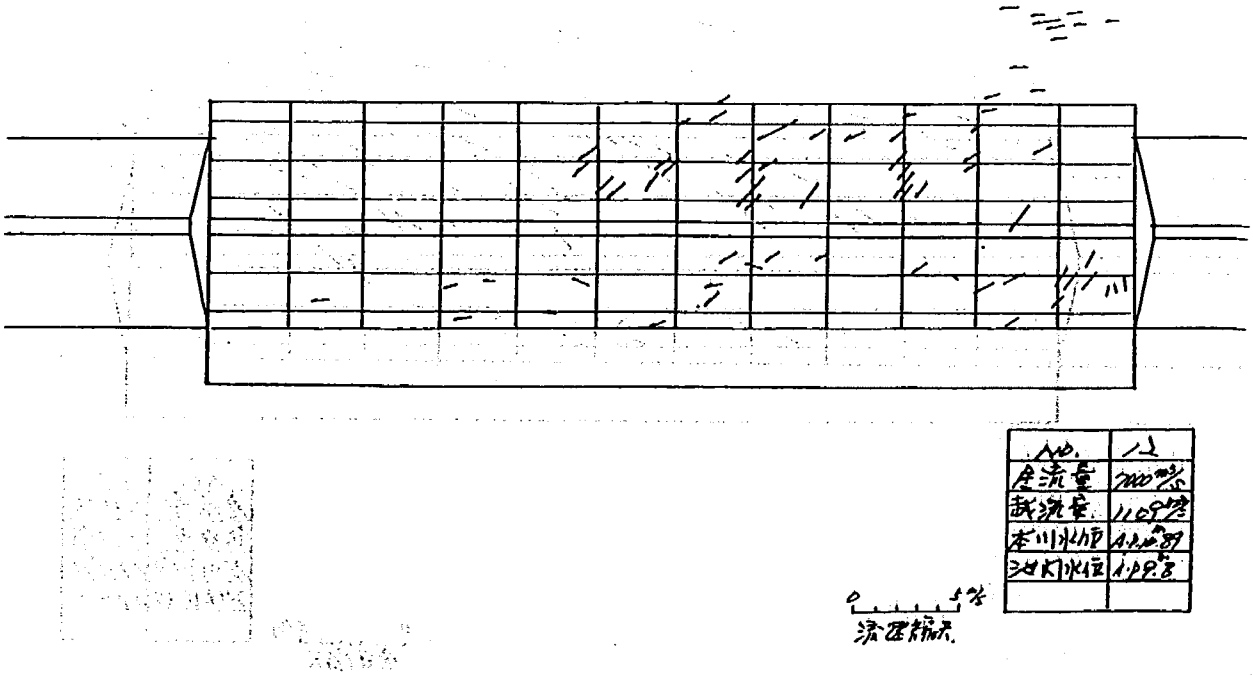


図 7 —78　越流堤実験PS1— 5 — 6 eにおける流況

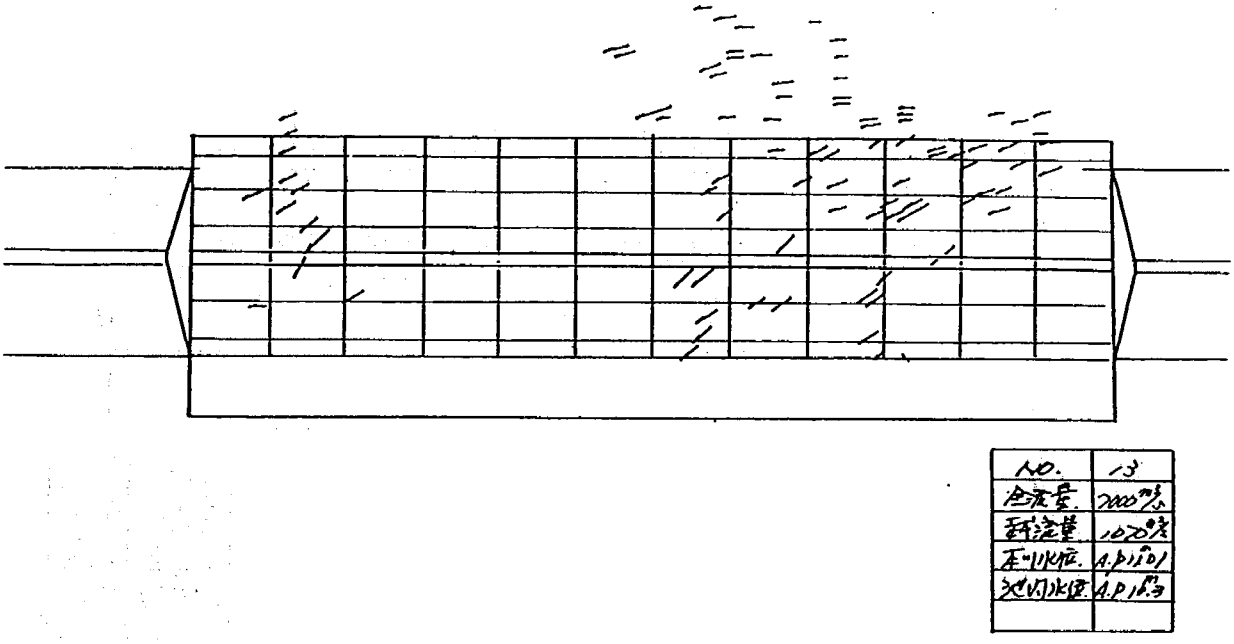


図 7 —79　越流堤実験PS1— 5 — 6 fにおける流況

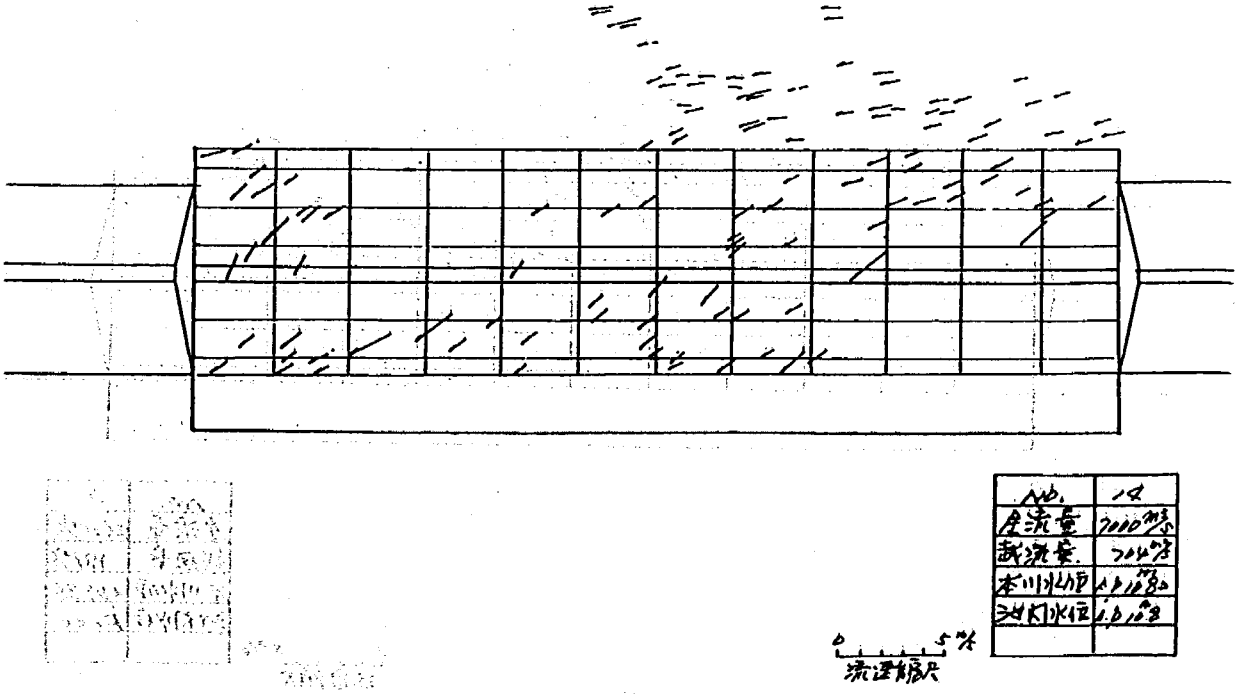
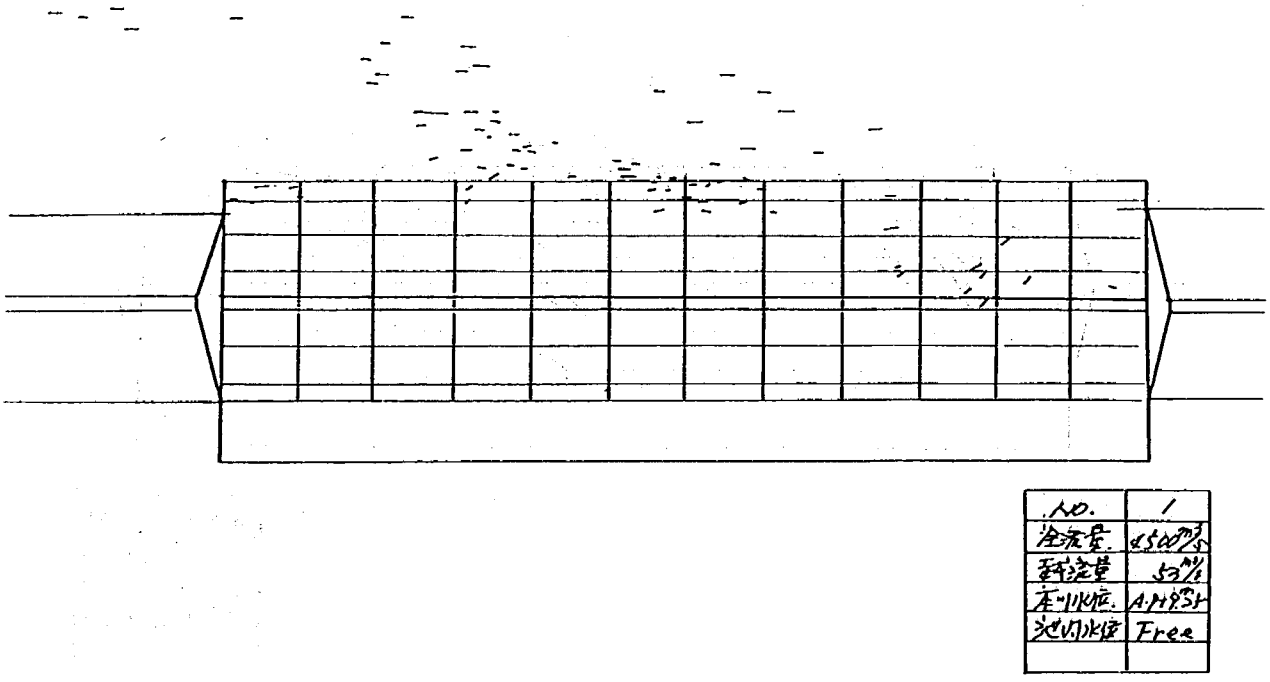
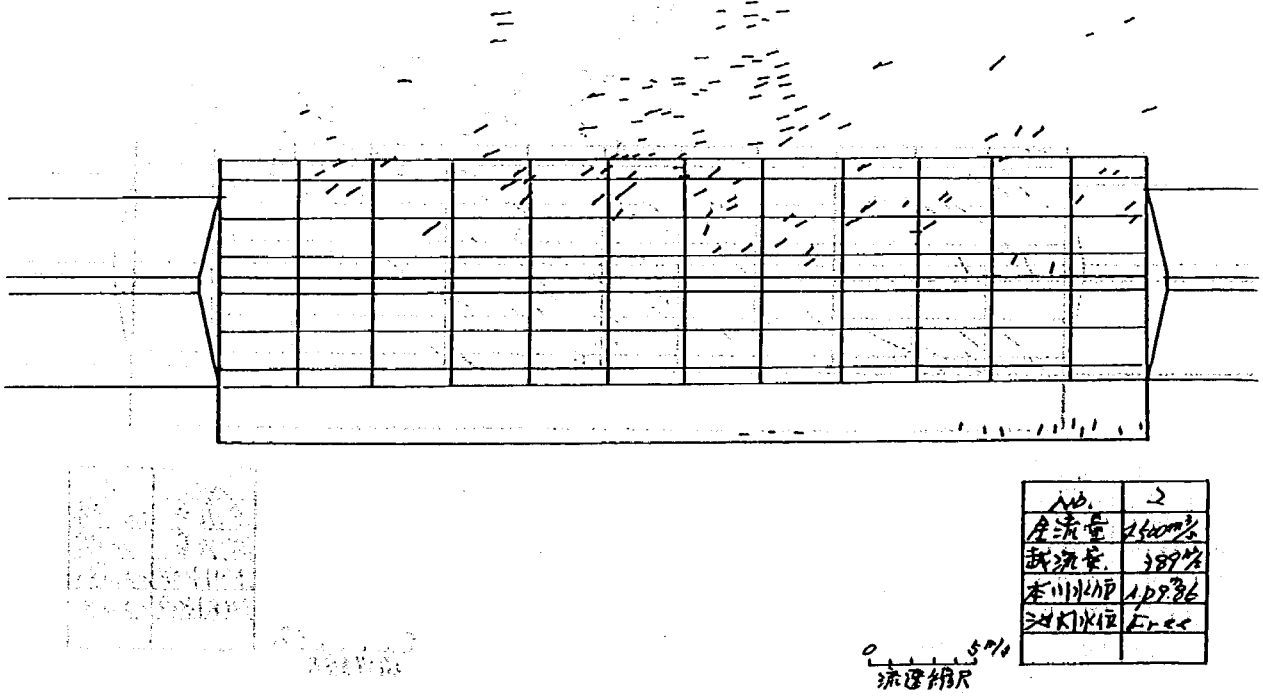


図 7 —80　越流堤実験PS_1— 6 — 1 aにおける流況



No.	1
全流量	4500m³/s
越流量	53%
本川水位	A.P.+8.5m
氾濫水位	Free

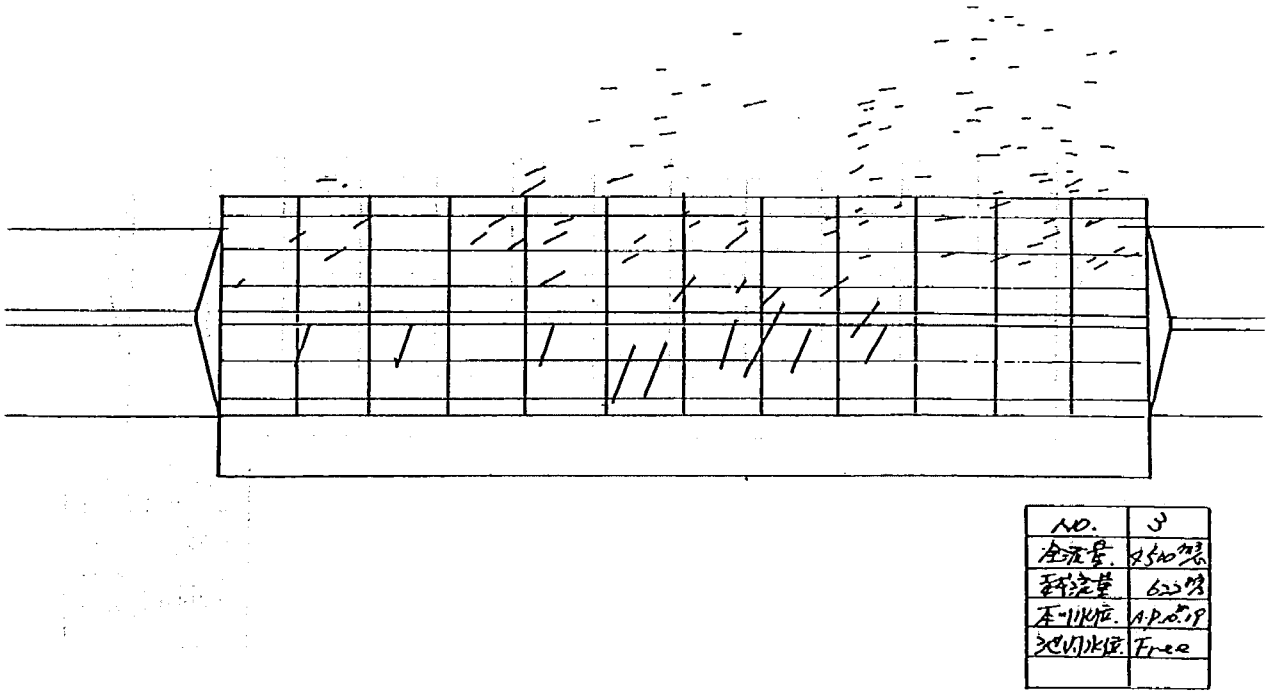
図 7 —81　越流堤実験PS_1— 6 — 1 bにおける流況



No.	2
全流量	4400m³/s
越流量	38%
本川水位	A.P.8.6m
氾濫水位	Free

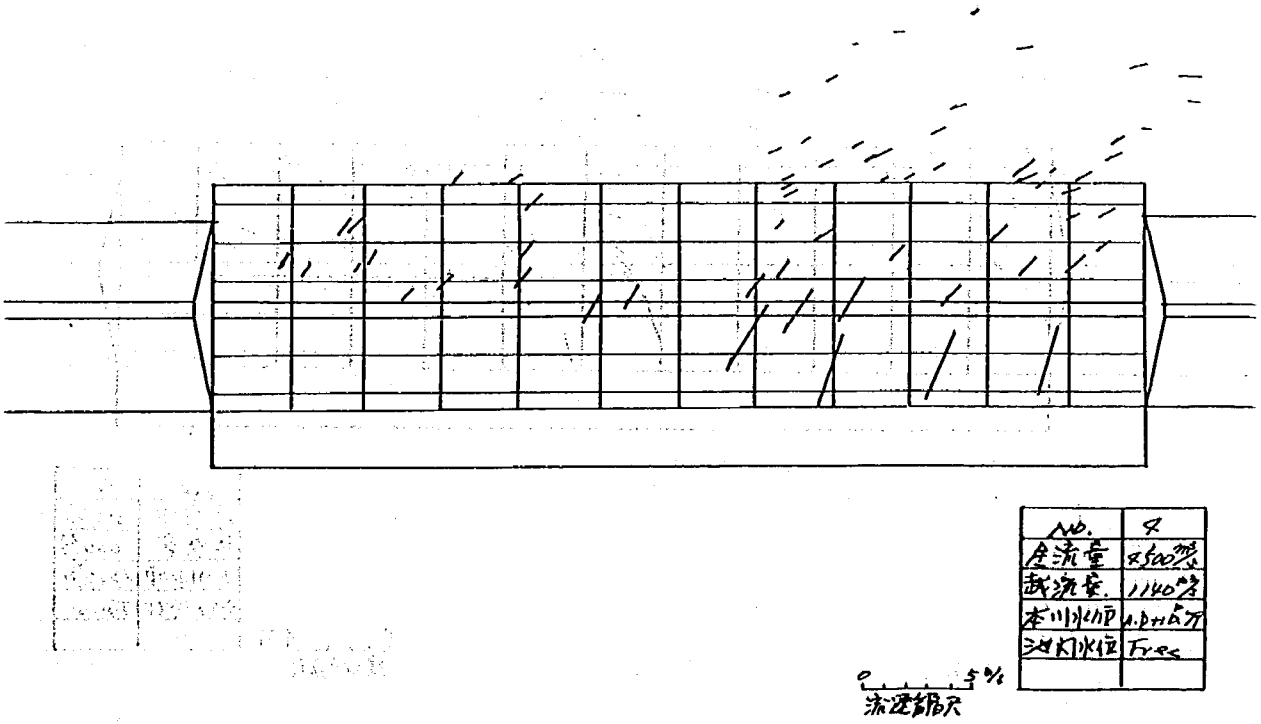
0　5m
流速縮尺

図 7 —82　越流堤実験PS_1— 6 — 1 cにおける流況



No.	3
全流量	4540㎥/s
越流量	620㎥/s
本川水位	A.P.+6.5m
氾濫水位	Free

図 7 —83　越流堤実験PS_1— 6 — 1 dにおける流況



No.	4
全流量	4500㎥/s
越流量	1140㎥/s
本川水位	A.P.+6.5m
氾濫水位	Free

0 ..... 5%
流速縮尺

図 7 —84　越流堤実験PS1—6—2aにおける流況

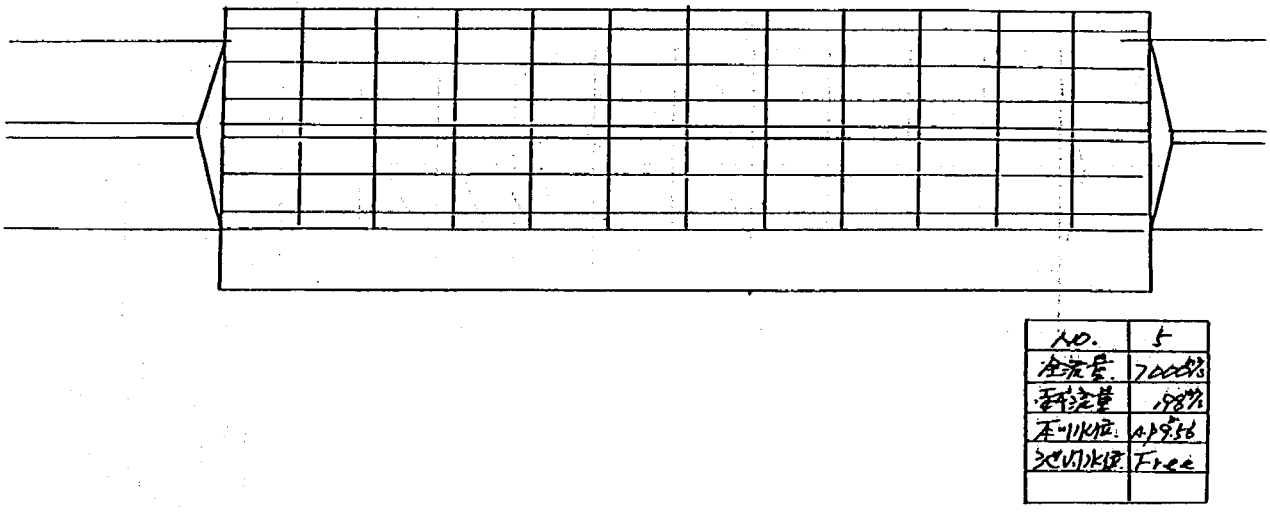


図 7 —85　越流堤実験PS1—6—2bにおける流況

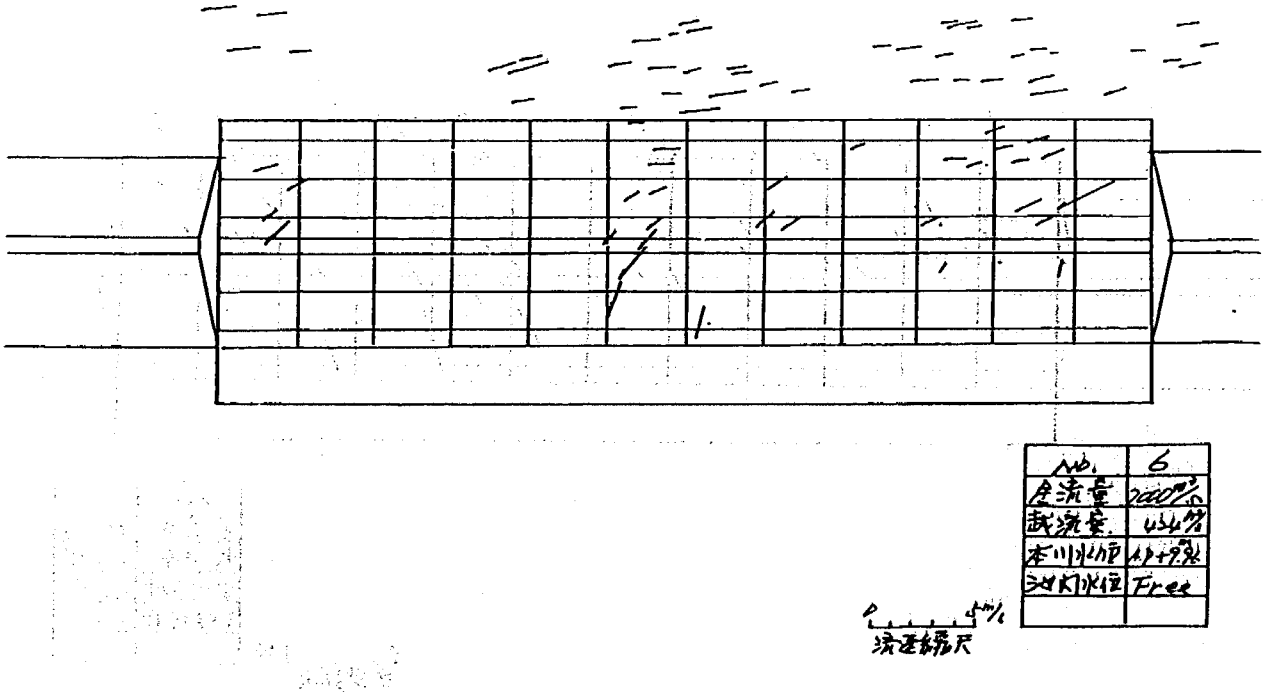
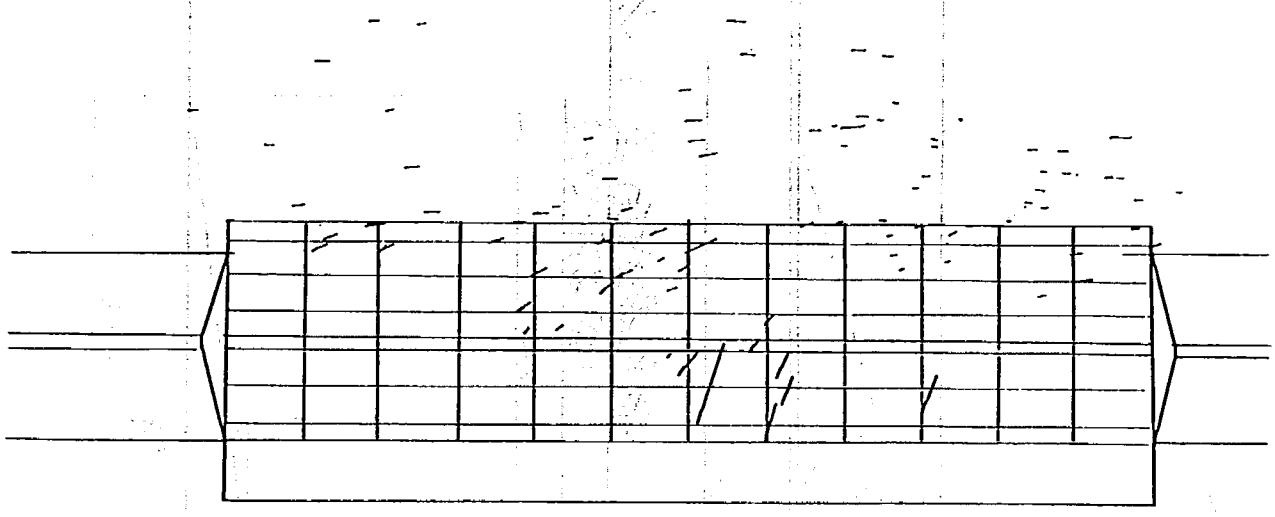
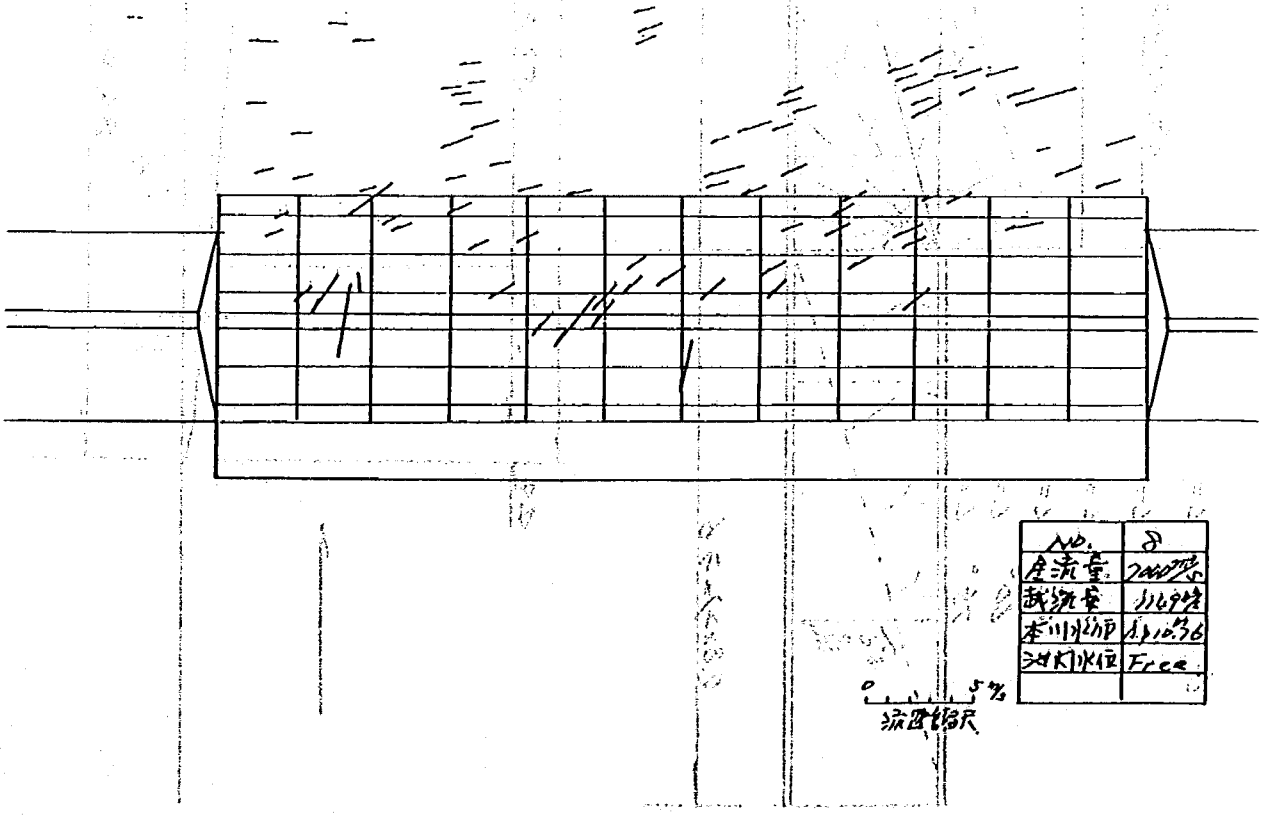


図 7 —86　越流堤実験PS₁— 6 — 2 cにおける流況



NO.	7
全流量	7000㎥/s
越流量	204㎥/s
本川水位	A.P.+0.38
氾濫水位	Free

図 7 —87　越流堤実験PS₁— 6 — 2 dにおける流況



NO.	8
全流量	7000㎥/s
越流量	1169㎥/s
本川水位	A.P.+0.56
氾濫水位	Free

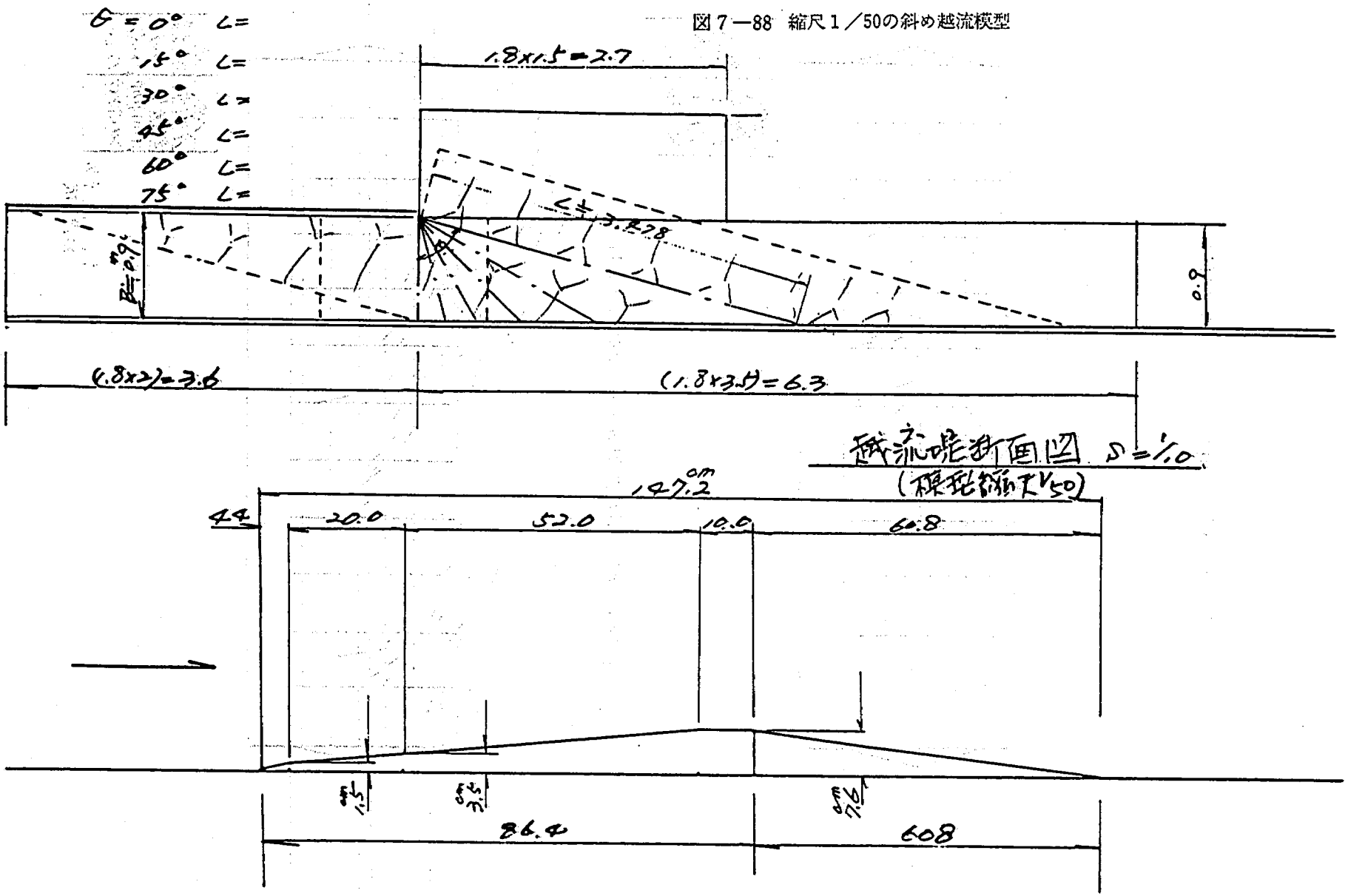


図7—88 縮尺1／50の斜め越流模型

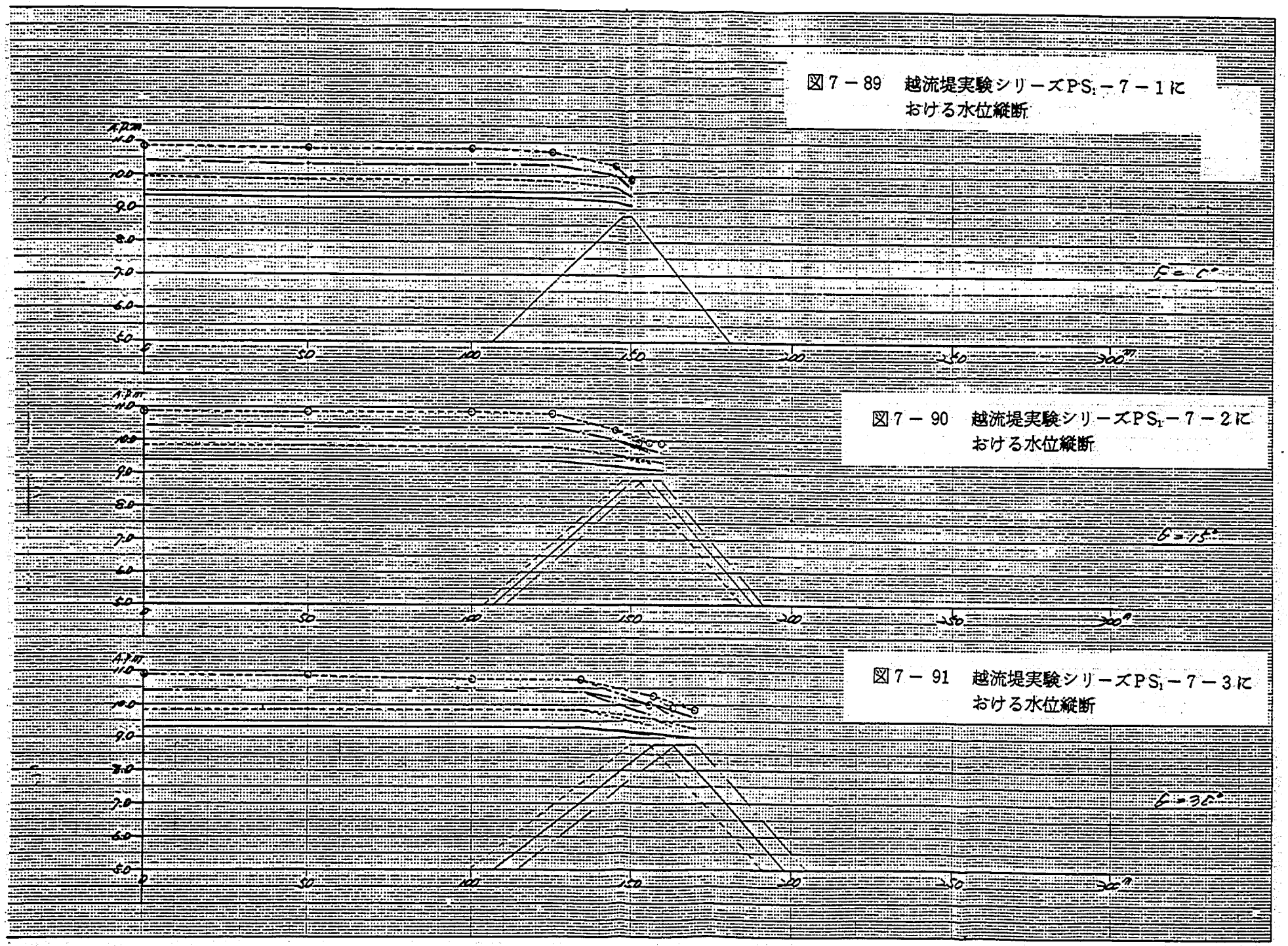


図7－89　越流堤実験シリーズPS_1－7－1における水位縦断

図7－90　越流堤実験シリーズPS_1－7－2における水位縦断

図7－91　越流堤実験シリーズPS_1－7－3における水位縦断

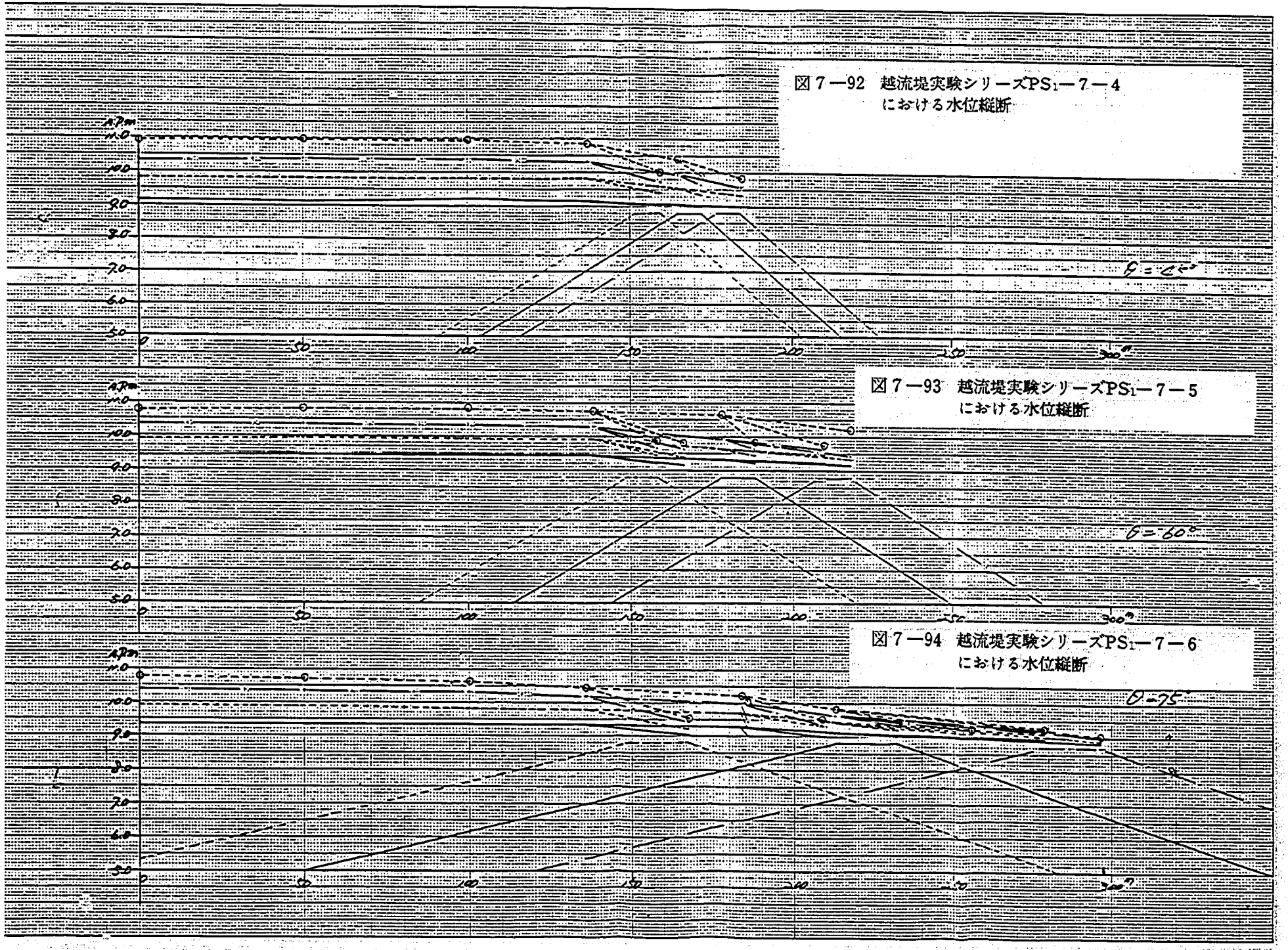


図７－92　越流堤実験シリーズPS₁－７－４
における水位縦断

図７－93　越流堤実験シリーズPS₁－７－５
における水位縦断

図７－94　越流堤実験シリーズPS₁－７－６
における水位縦断

図7—95　越流堤実験シリーズPS₁—7—1における水位横断

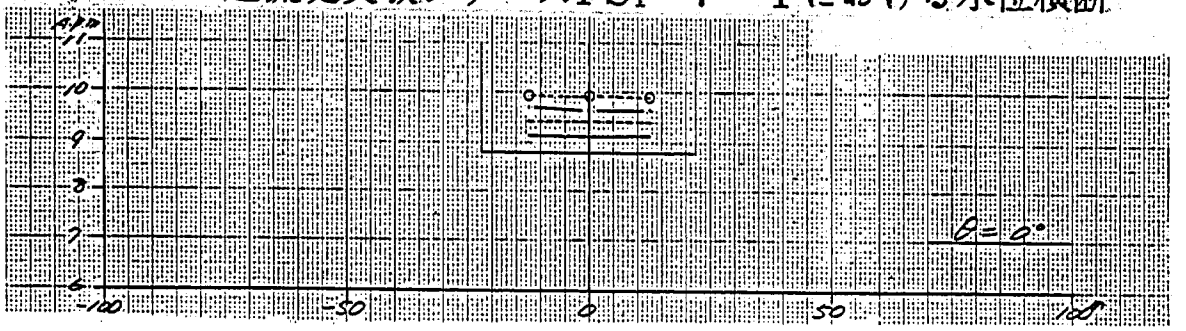


図7—96　越流堤実験シリーズPS₁—7—2における水位横断

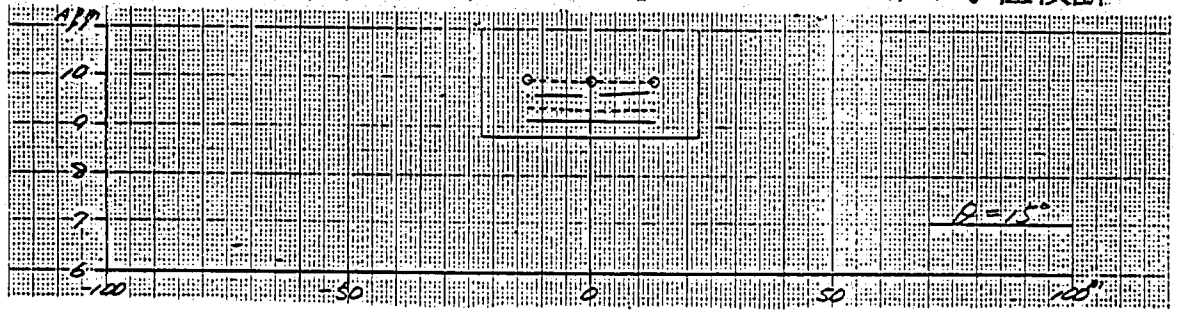


図7—97　越流堤実験シリーズPS₁—7—3における水位横断

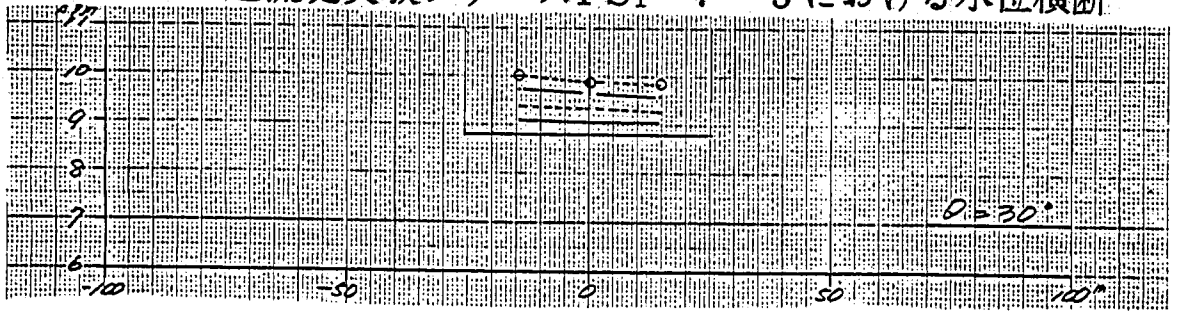


図7－98　越流堤実験シリーズPS_1－7－4における水位横断

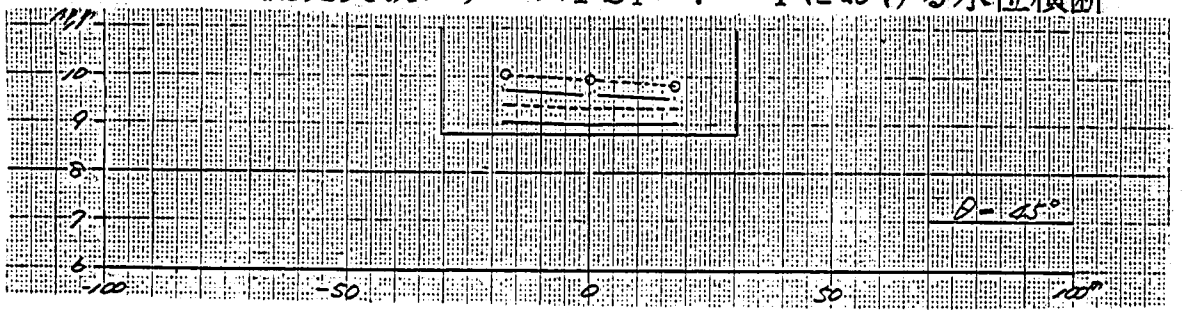


図7－99　越流堤実験シリーズPS_1－7－5における水位横断

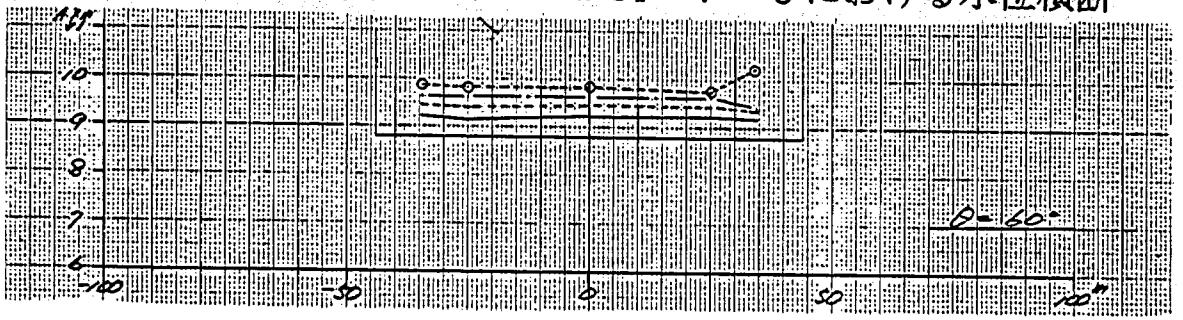
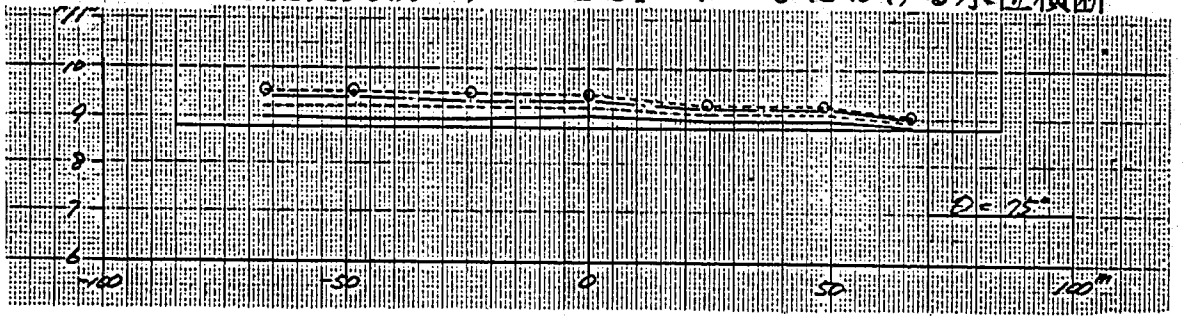


図7－100　越流堤実験シリーズPS_1－7－6における水位横断



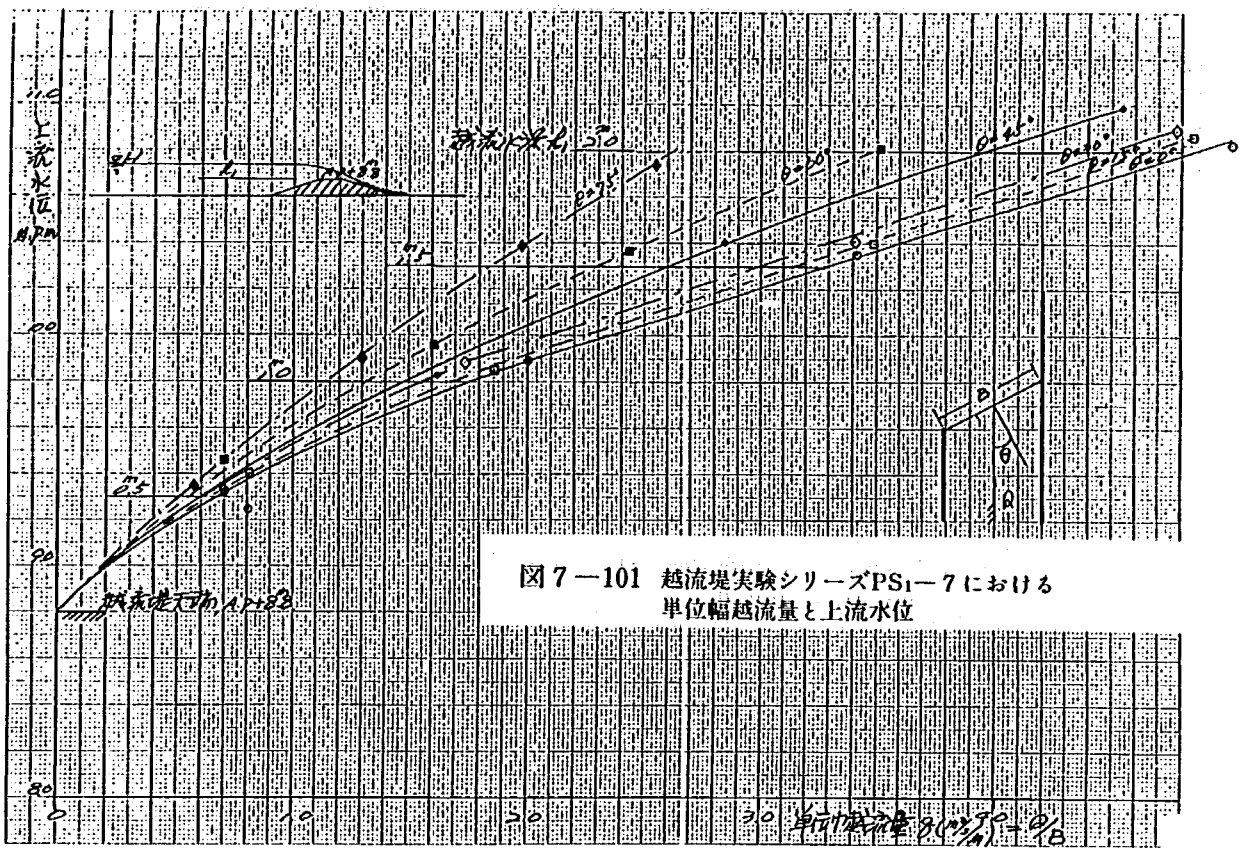


図 7 —101 越流堤実験シリーズPS_1—7における
単位幅越流量と上流水位

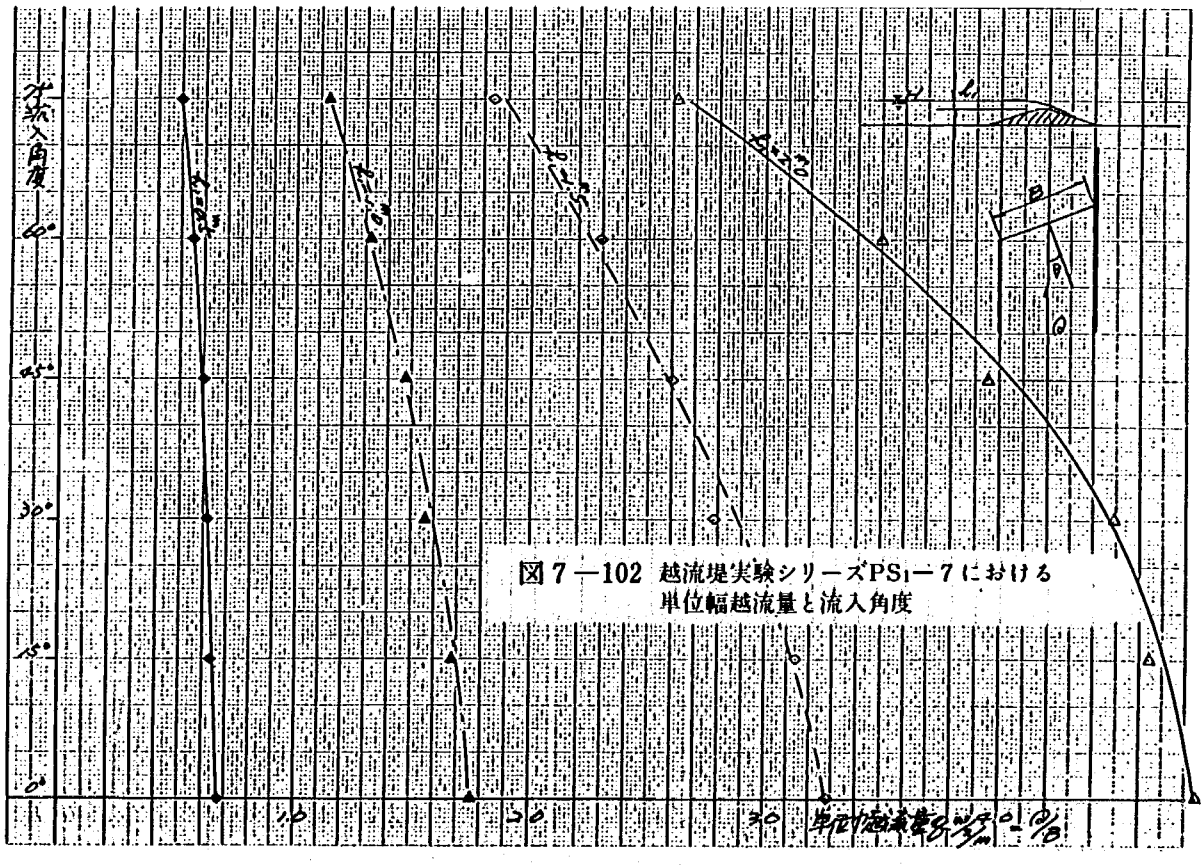


図 7 —102 越流堤実験シリーズPS_1—7における
単位幅越流量と流入角度

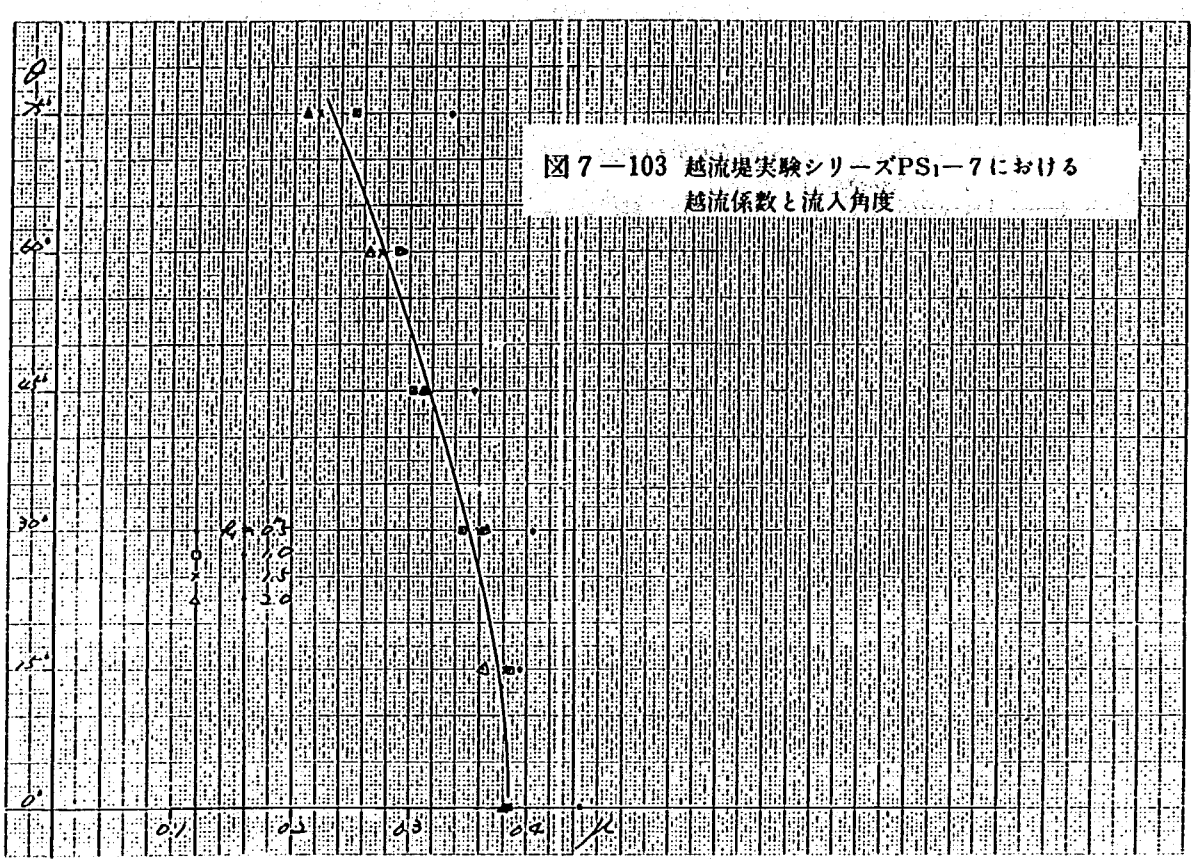


図 7 —103 越流堤実験シリーズPS_1—7における越流係数と流入角度

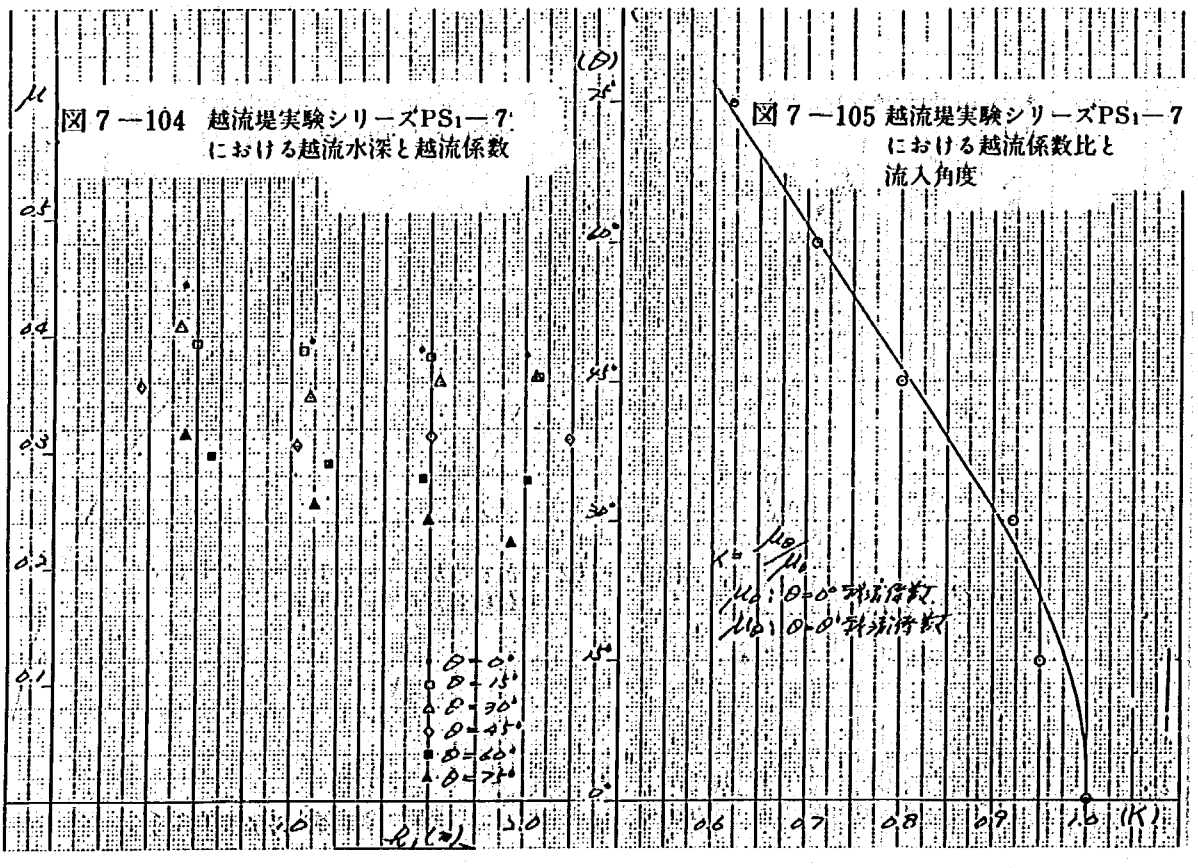


図 7 —104 越流堤実験シリーズPS_1—7における越流水深と越流係数

図 7 —105 越流堤実験シリーズPS_1—7における越流係数比と流入角度

図 7 —106 越流堤実験PS1—7—1 aにおける流況

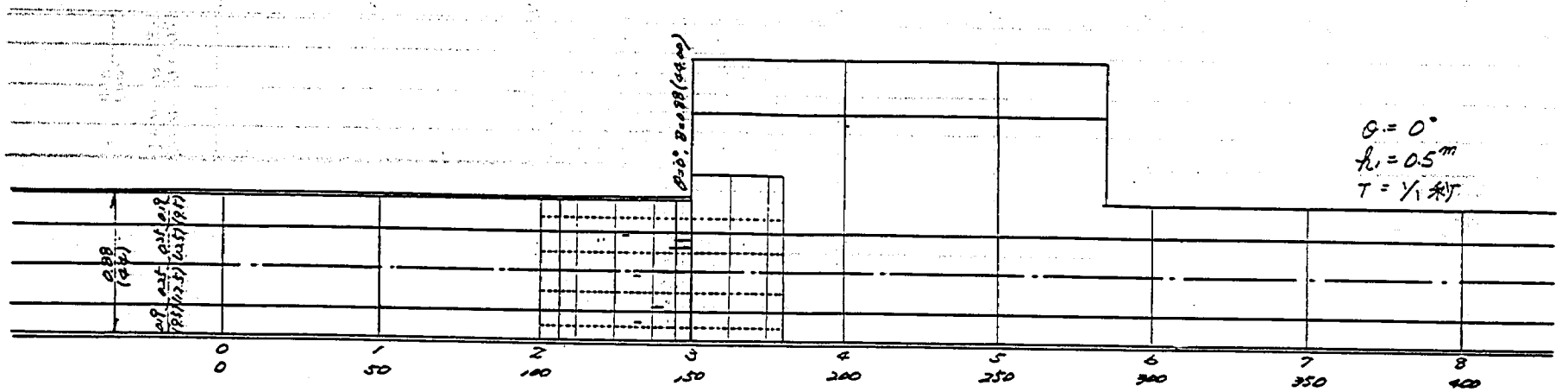


図 7 —107 越流堤実験PS1—7—1 bにおける流況

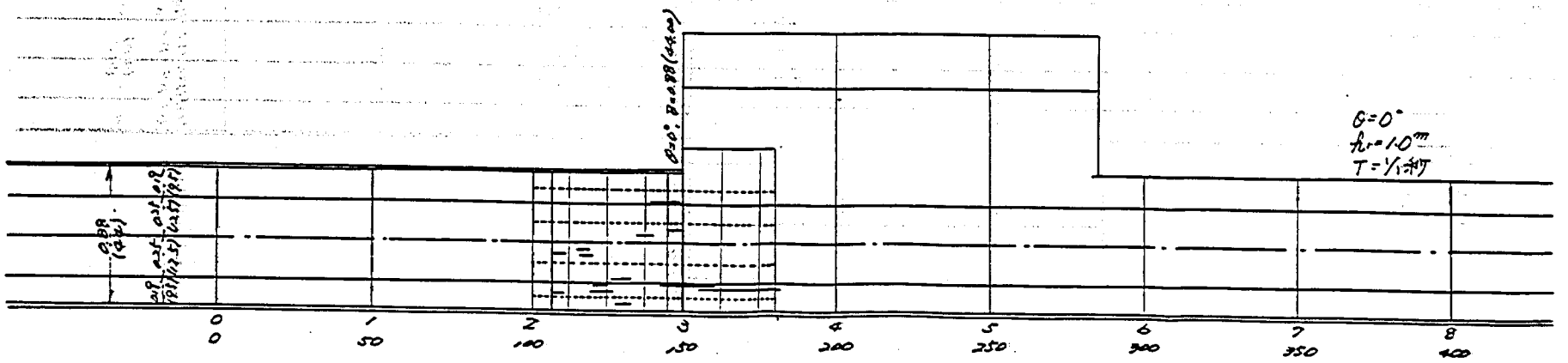


図 7 —108 越流堤実験PS₁— 7 — 1 cにおける流況

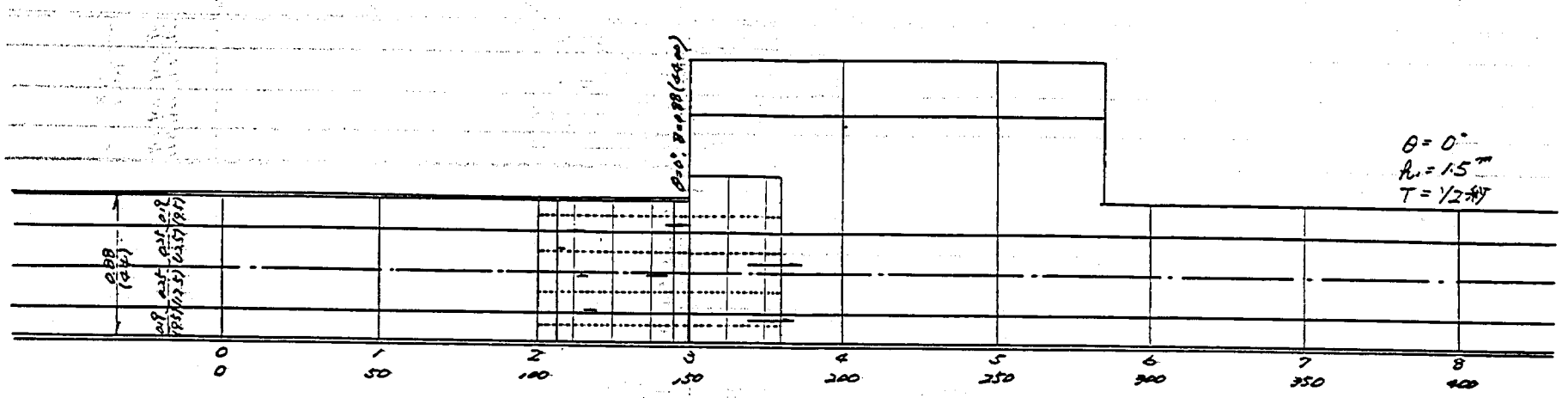


図 7 —109 越流堤実験PS₁— 7 — 1 dにおける流況

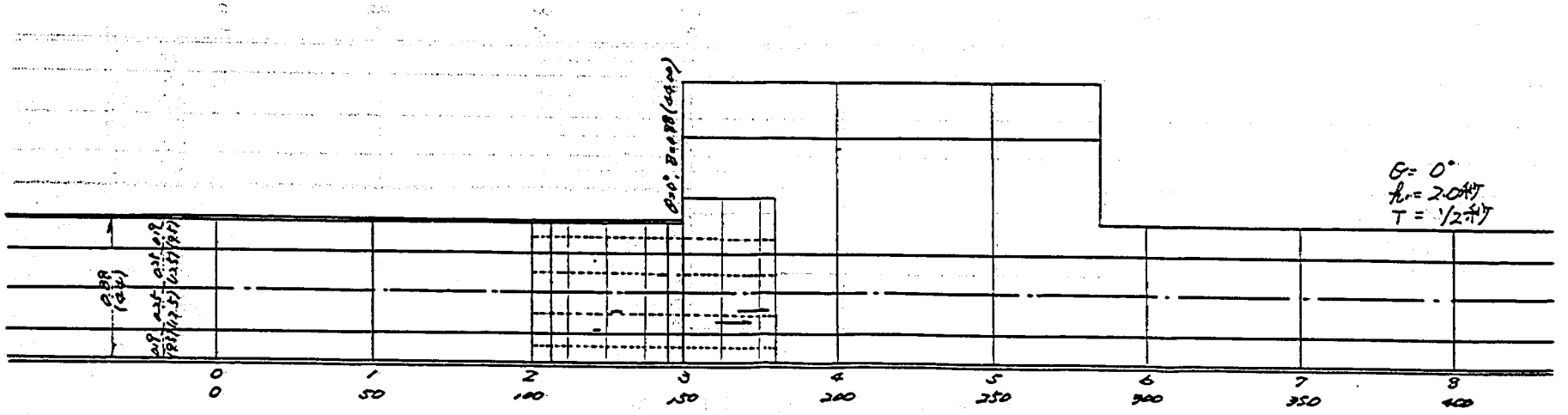


図 7 —110 越流堤実験PS₁— 7 — 2 aにおける流況

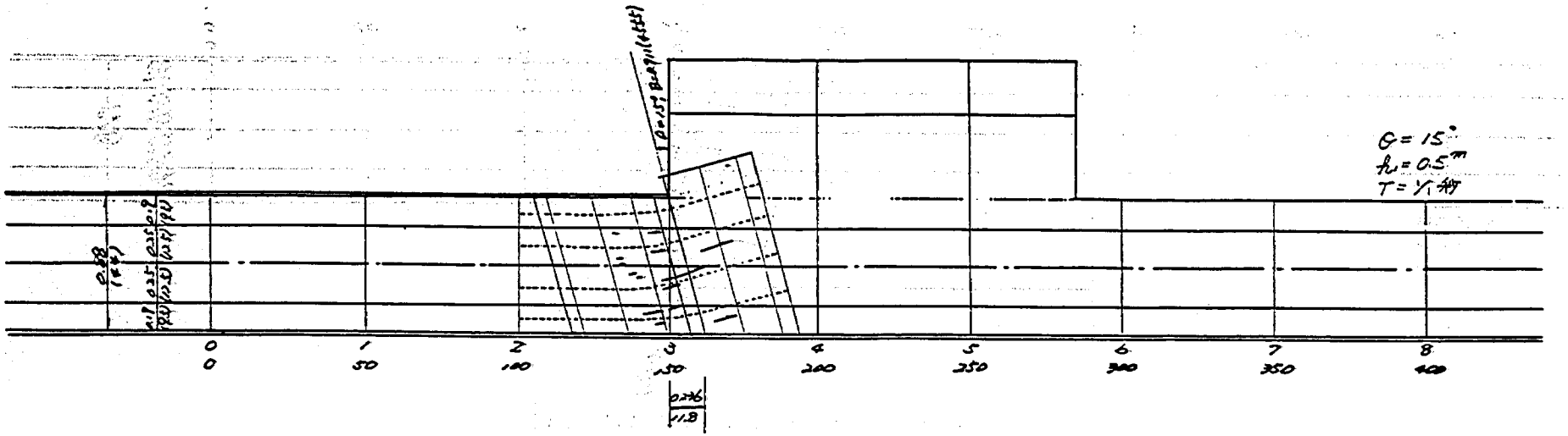


図 7 —111 越流堤実験PS₁— 7 — 2 bにおける流況

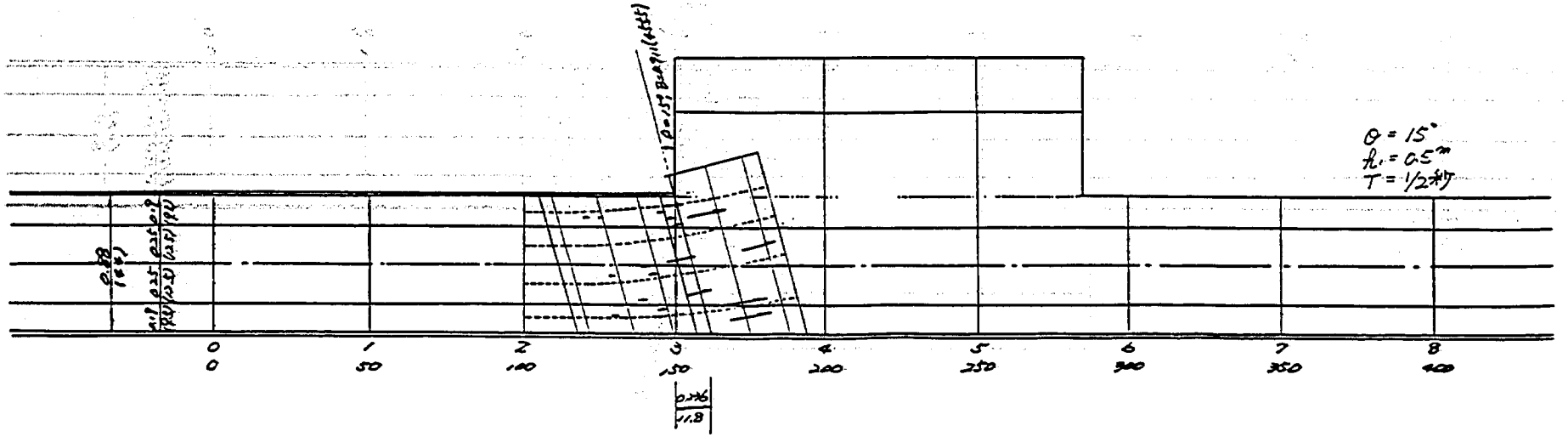


図 7 —112　越流堤実験PS1—7—2 cにおける流況

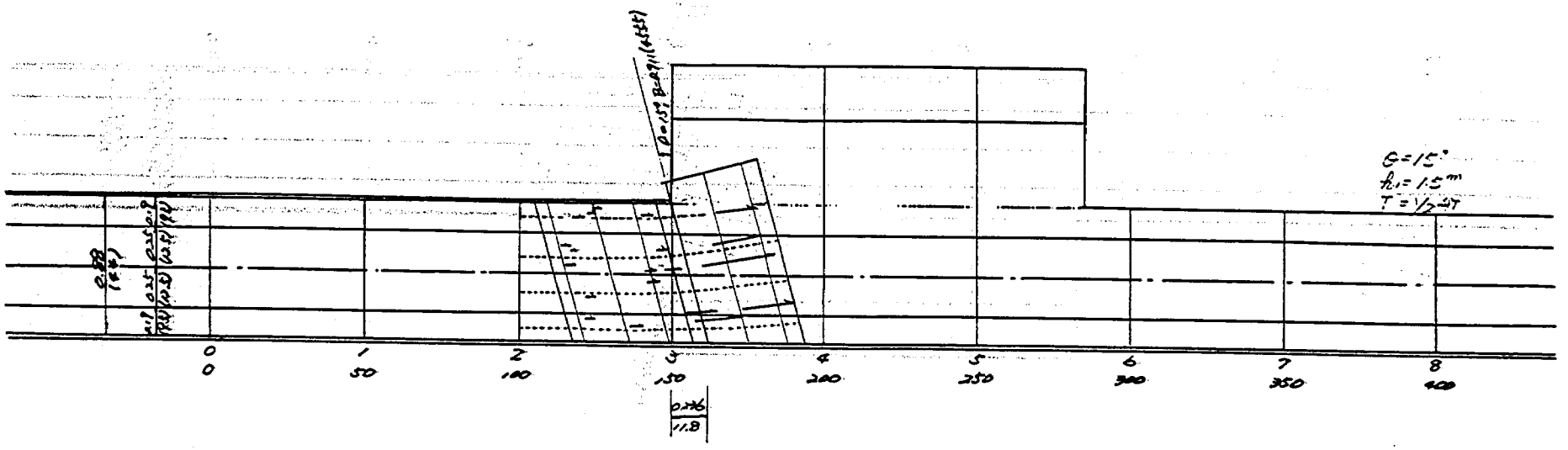


図 7 —113　越流堤実験PS1—7—2 dにおける流況

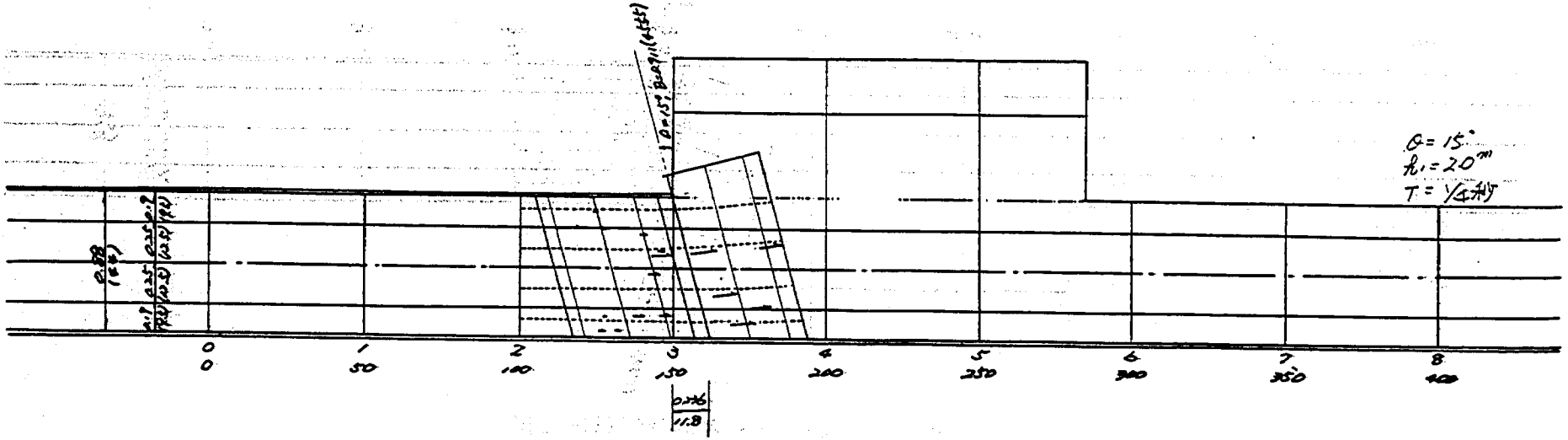


図 7 —114　越流堤実験PS₁—7—3aにおける流況

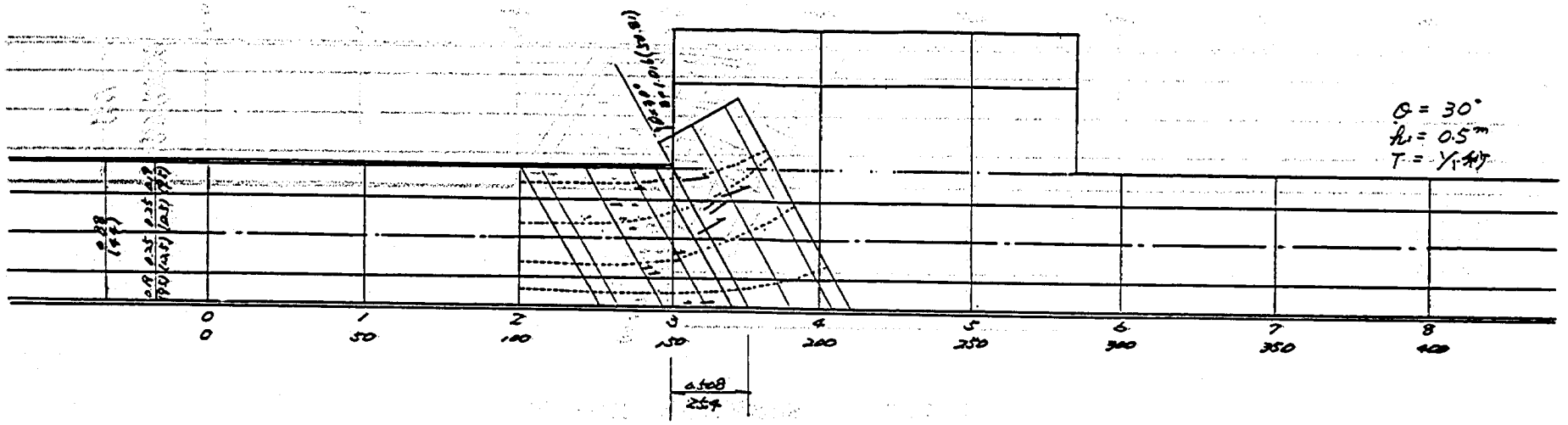


図 7 —115　越流堤実験PS₁—7—3b

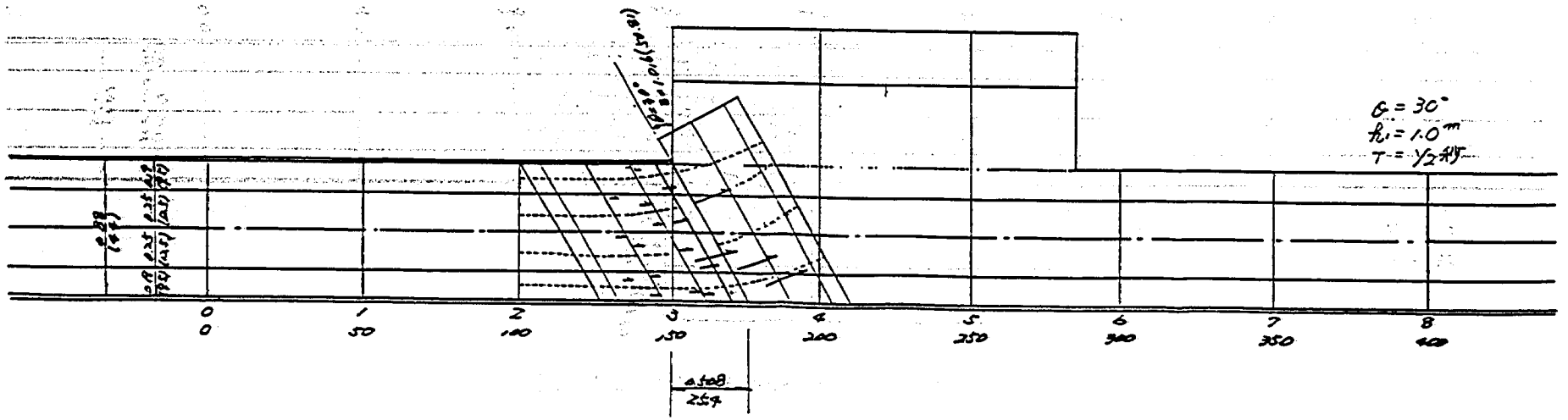


図 7 —116　越流堤実験PS₁— 7 — 3 cにおける流況

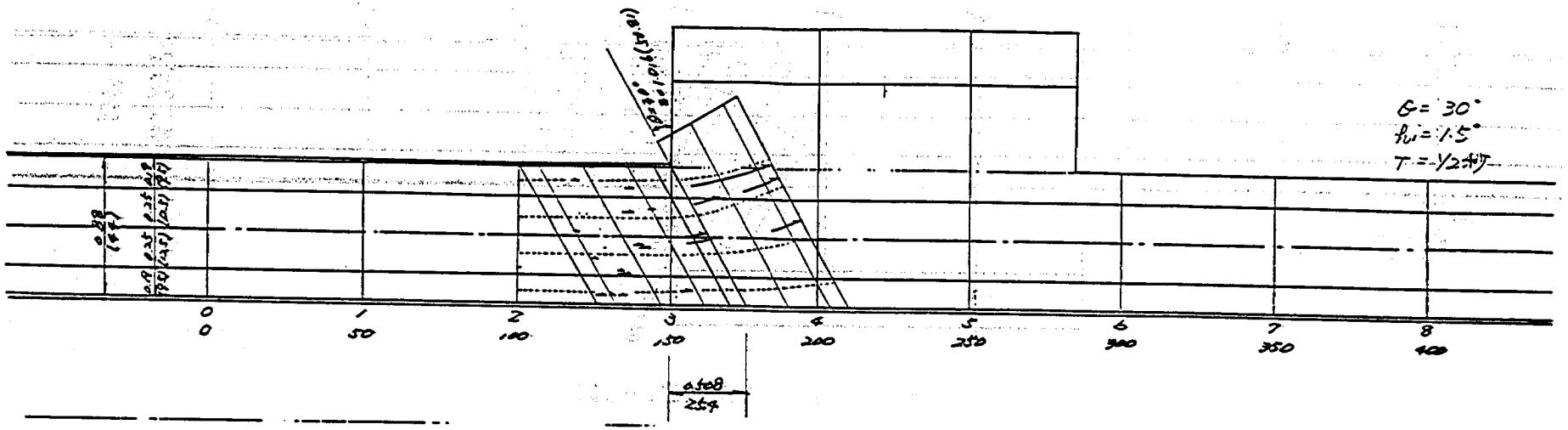


図 7 —117　越流堤実験PS₁— 7 — 3 dにおける流況

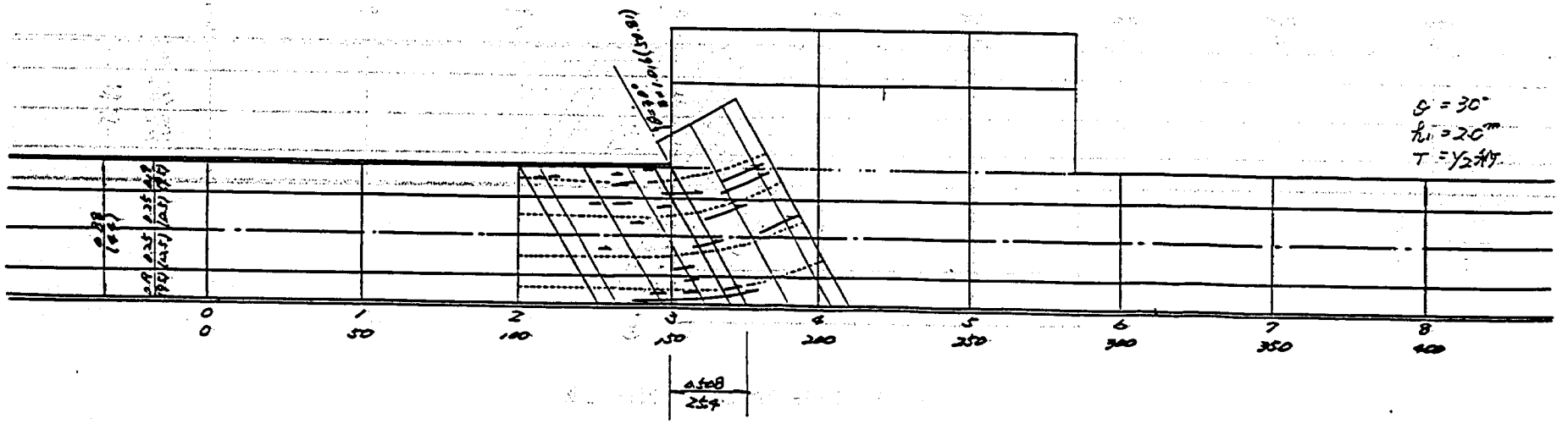


図7－118　越流堤実験PS_1－7－4aにおける流況

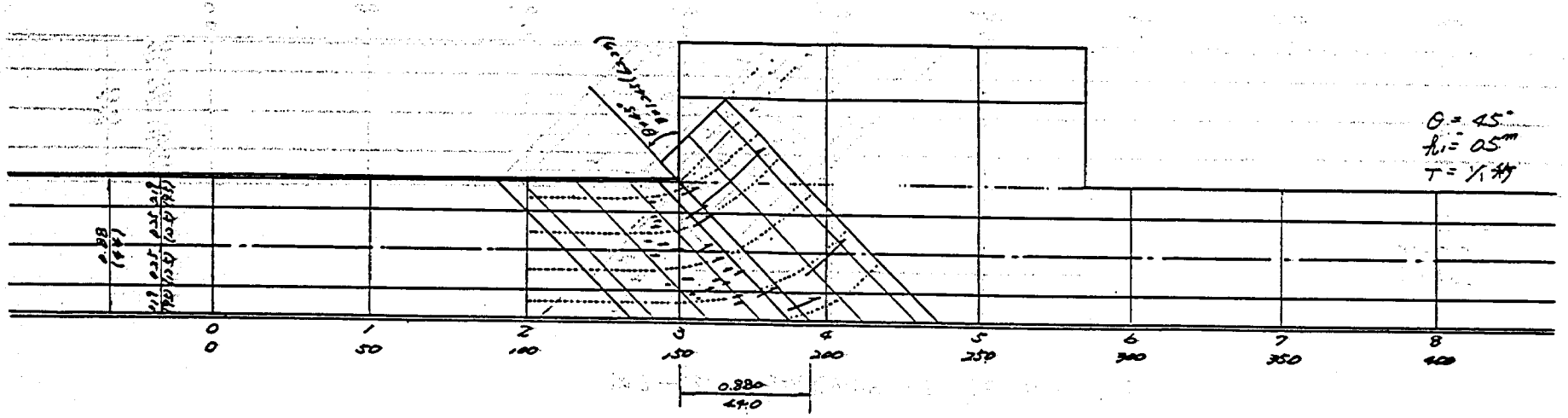


図7－119　越流堤実験PS_1－7－4bにおける流況

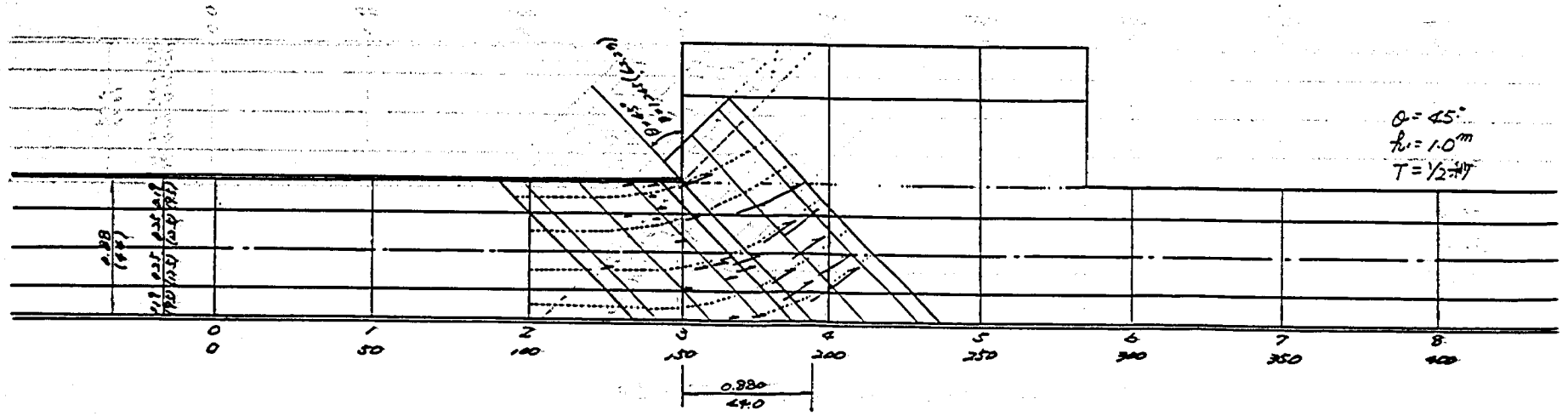


図 7 —120　越流堤実験PS1— 7 — 4 cにおける流況

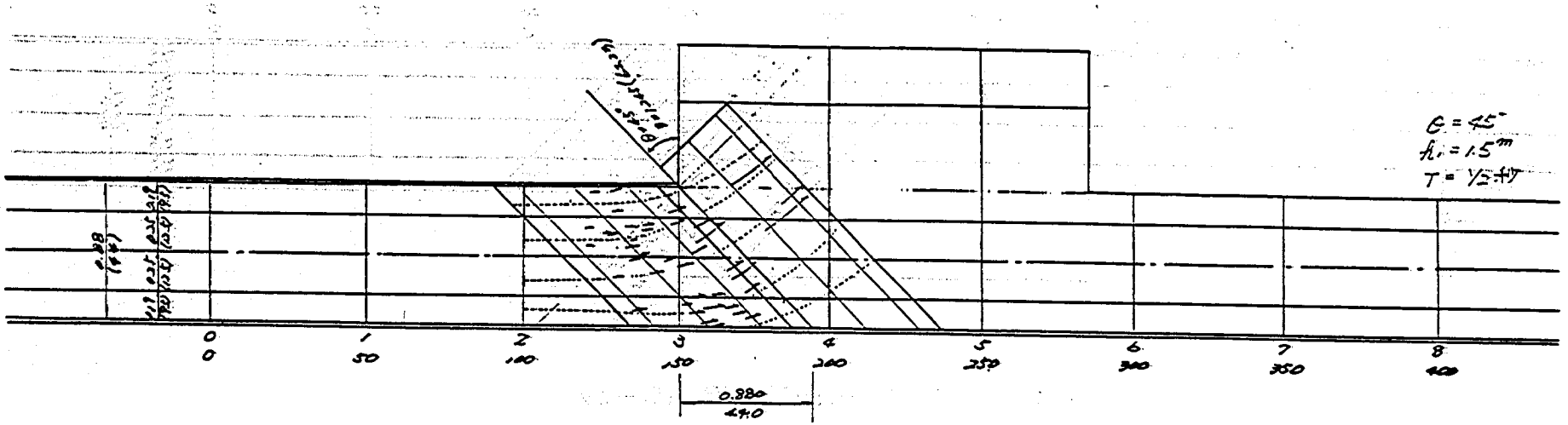


図 7 —121　越流堤実験PS1— 7 — 4 dにおける流況

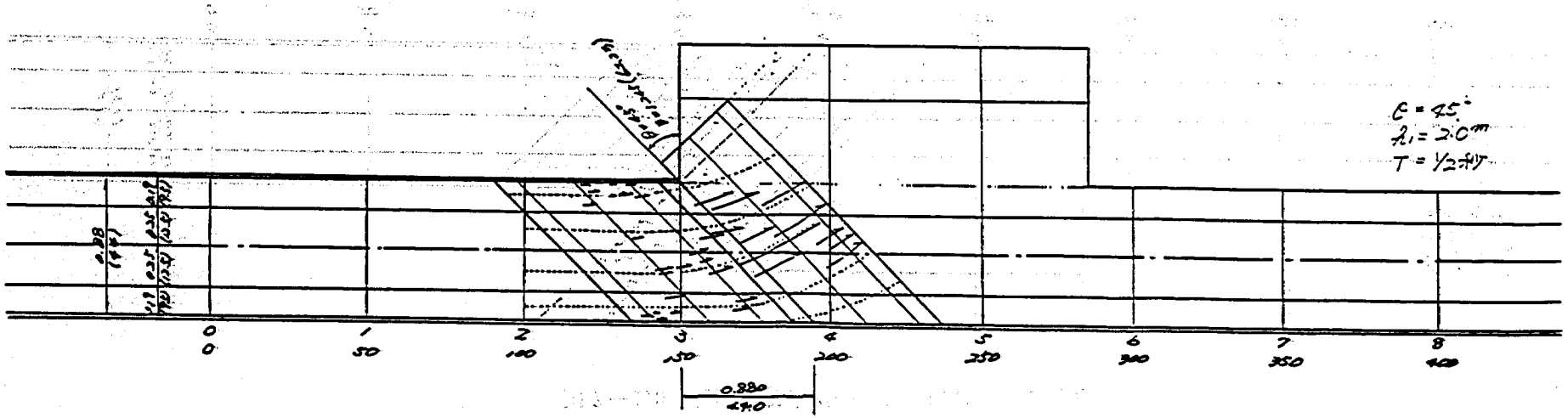


図 7 —122　越流堤実験PS_1— 7 — 5 aにおける流況

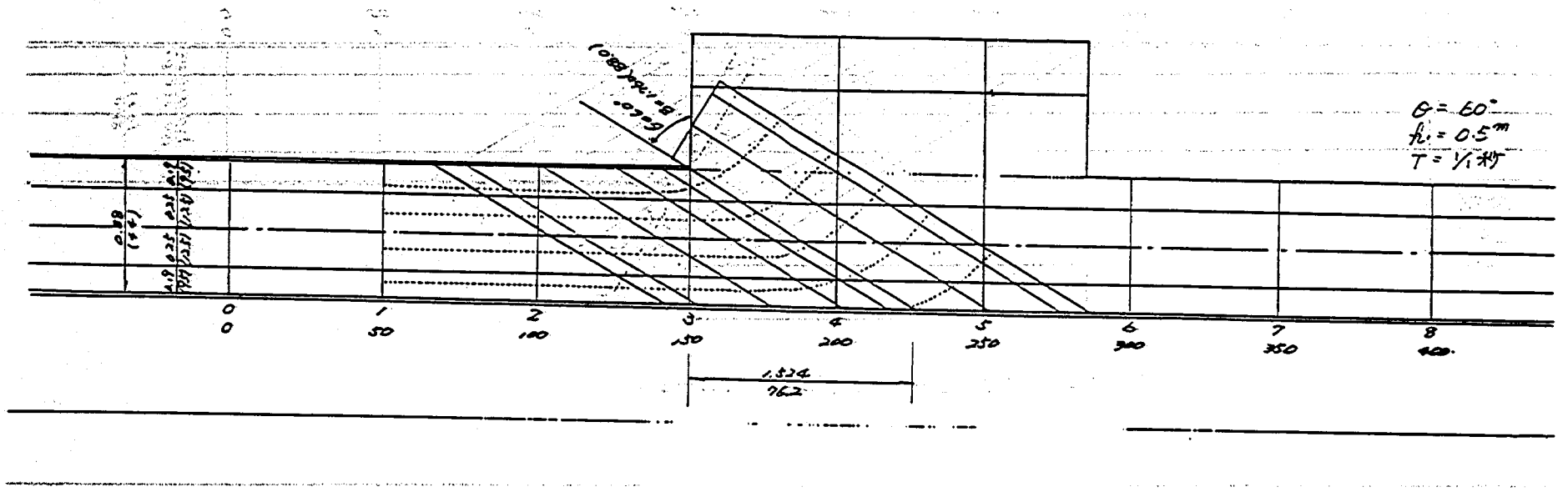


図 7 —123　越流堤実験PS_1— 7 — 5 bにおける流況

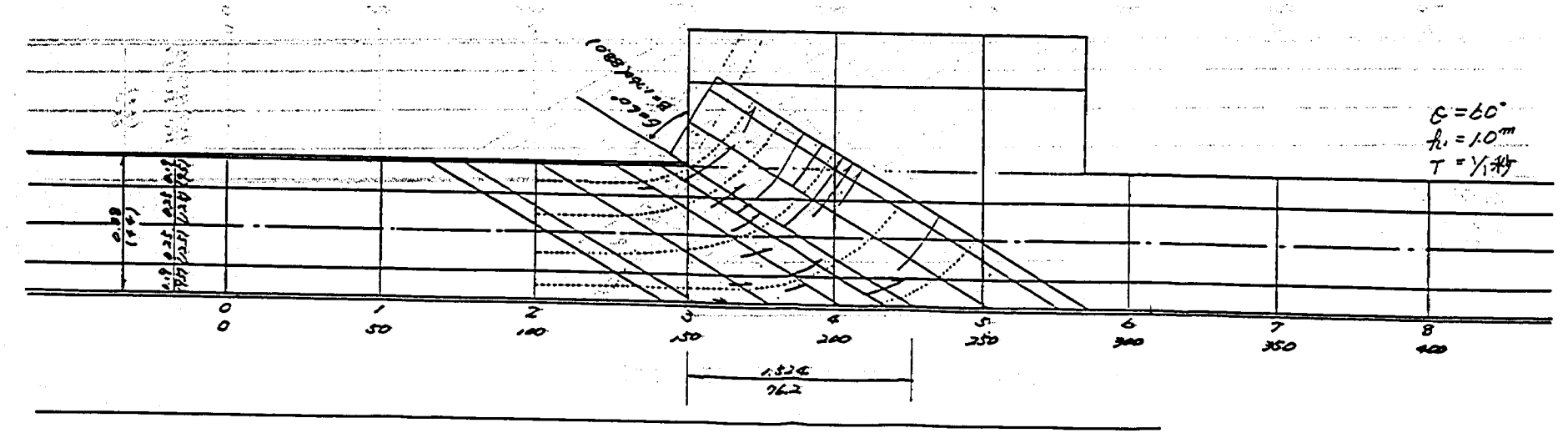


図 7 —124　越流堤実験PS$_1$— 7 — 5 cにおける流況

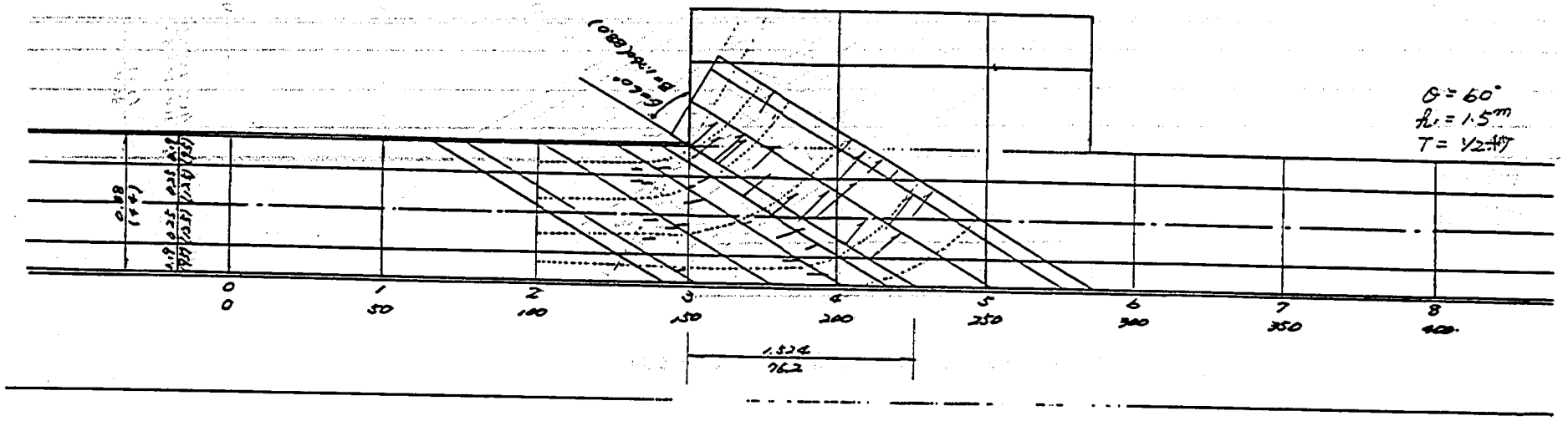


図 7 —125　越流堤実験PS$_1$— 7 — 5 dにおける流況

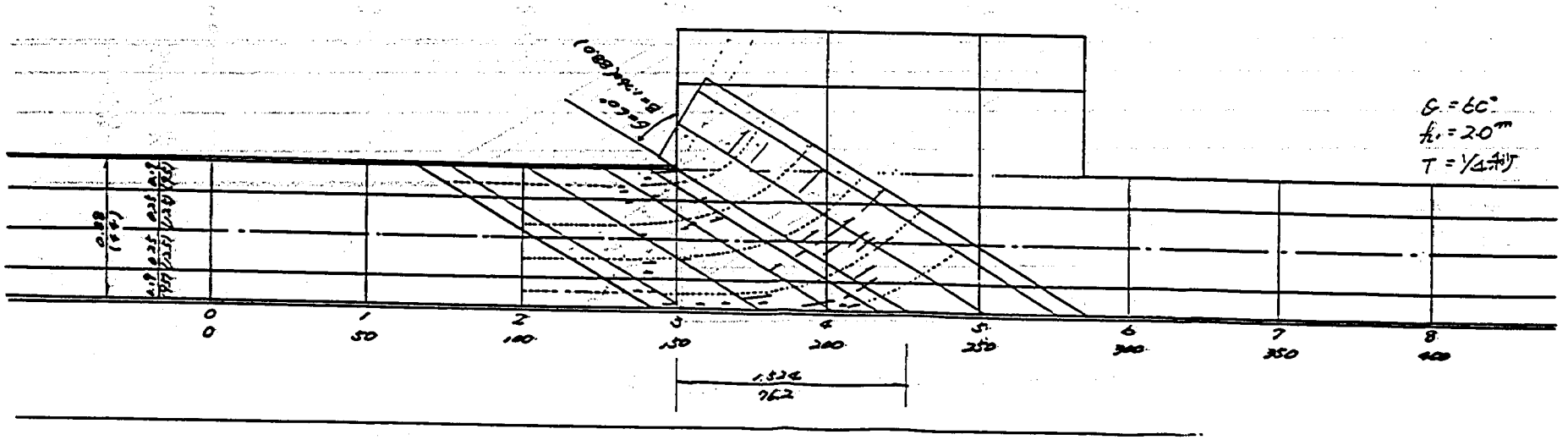


図 7 —126　越流堤実験PS$_1$— 7 — 6 aにおける流況

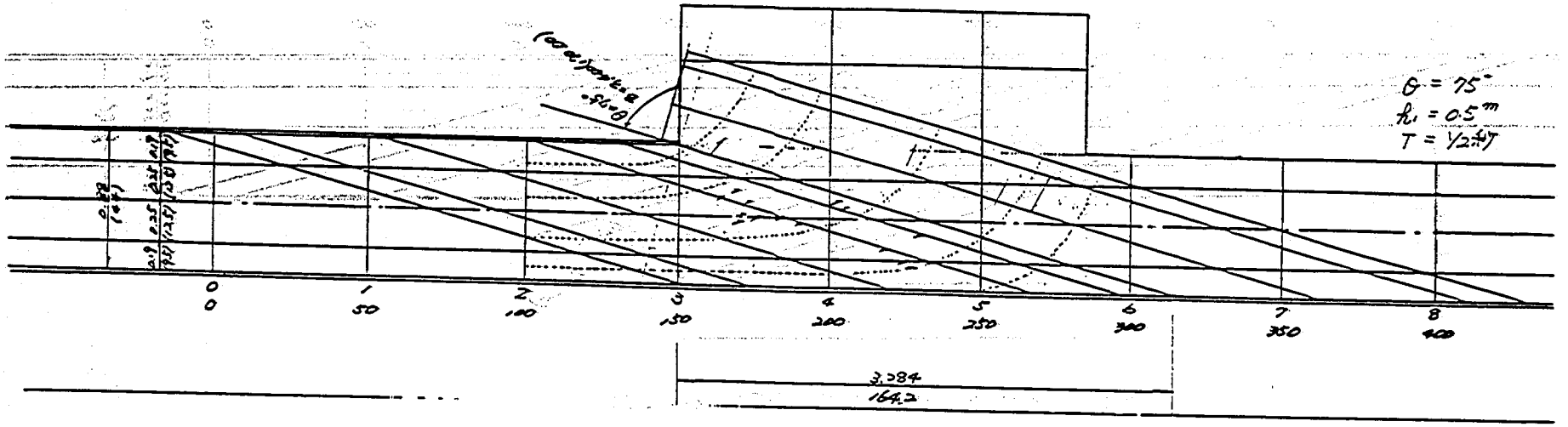


図 7 —127　越流堤実験PS$_1$— 7 — 6 bにおける流況

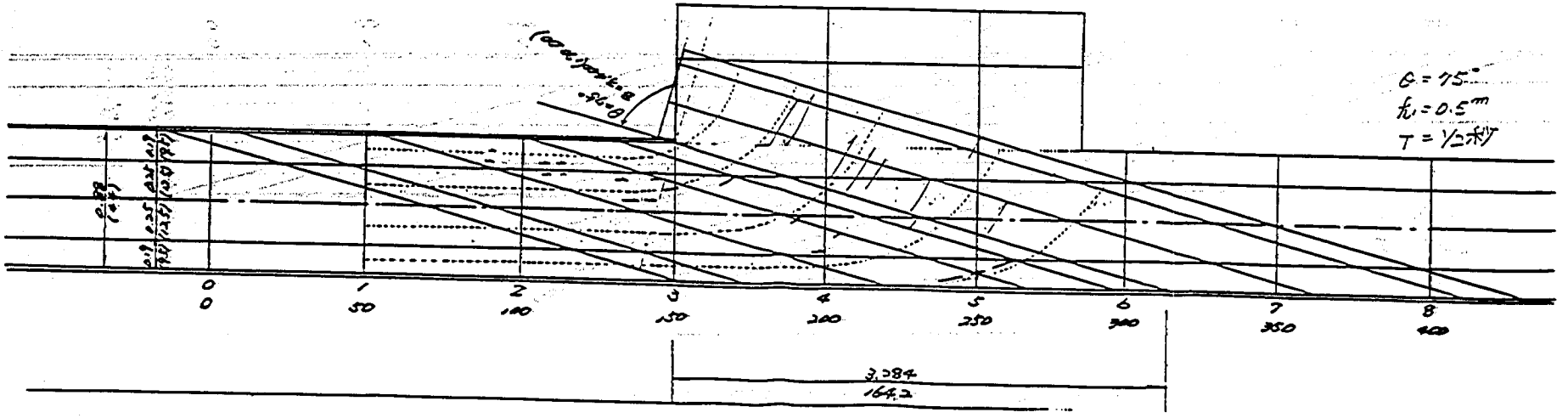


図7－128　越流堤実験PS_1－7－6cにおける流況

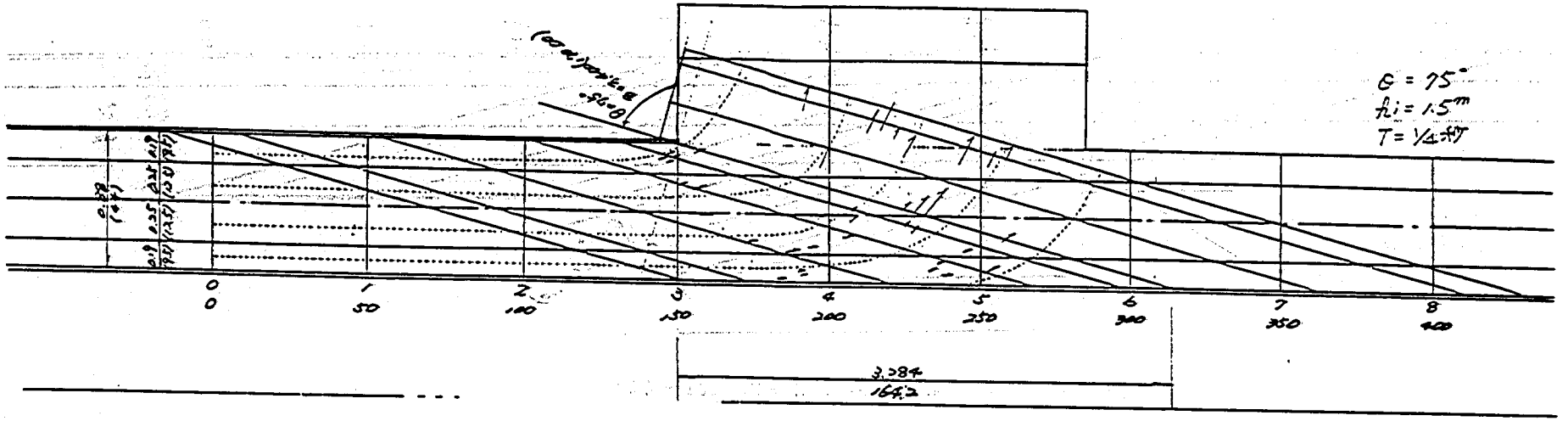


図7－129　越流堤実験PS_1－7－6dにおける流況

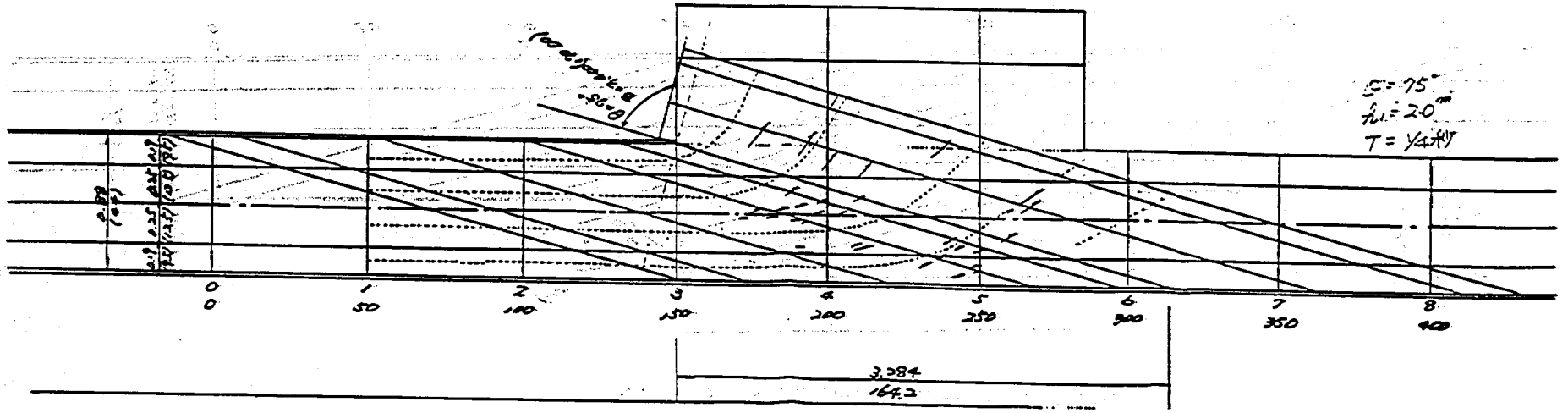




図 7 —130 鴨川小堤横断図

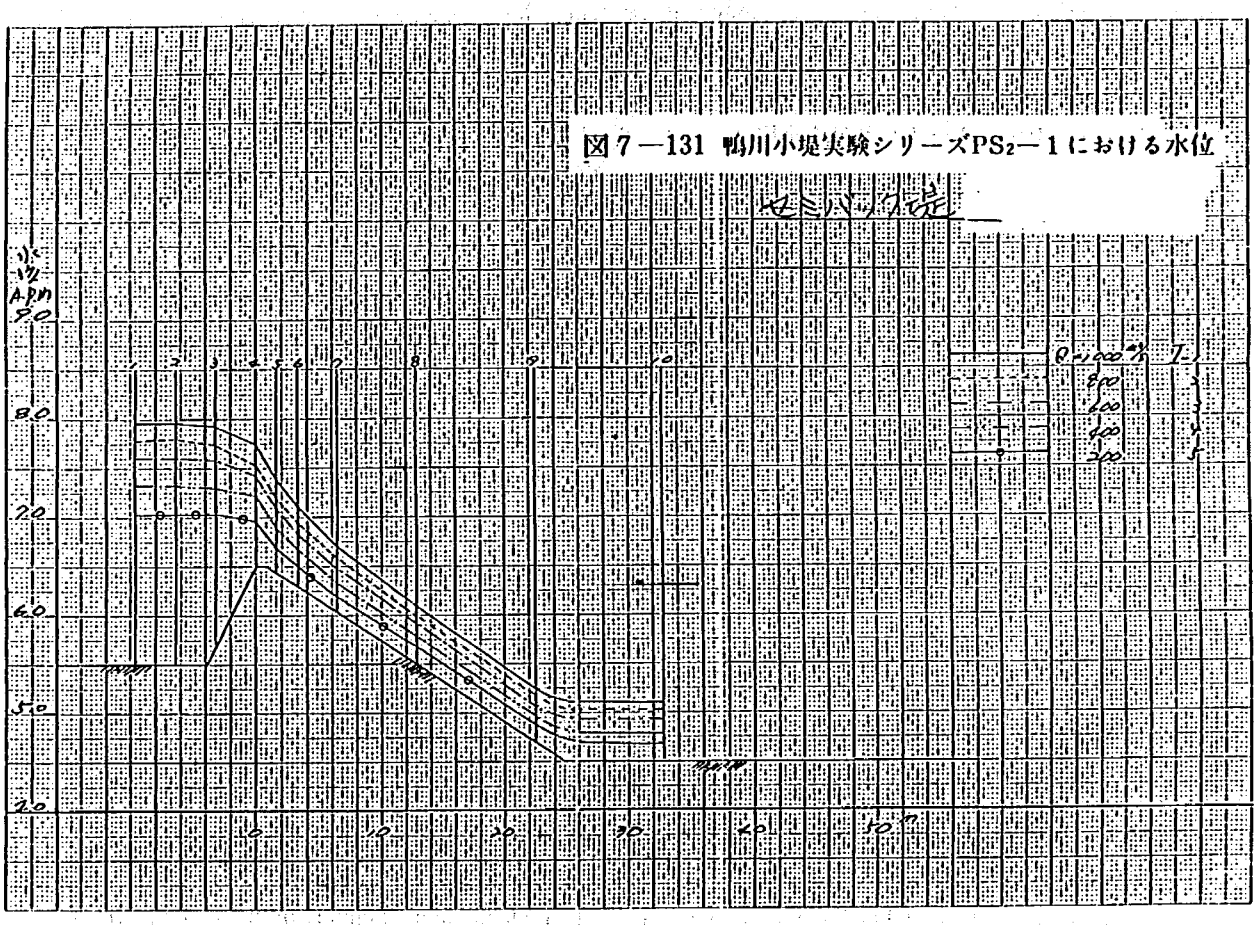


図 7 —131 鴨川小堤実験シリーズPS_2—1における水位

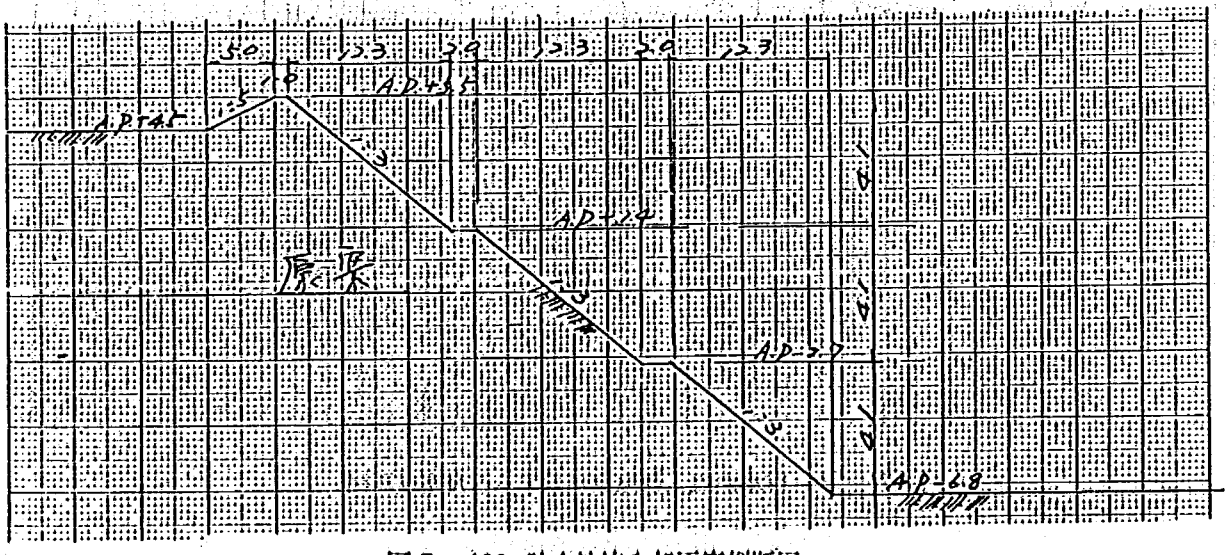


図 7 —132 貯水池流入部原案縦断図

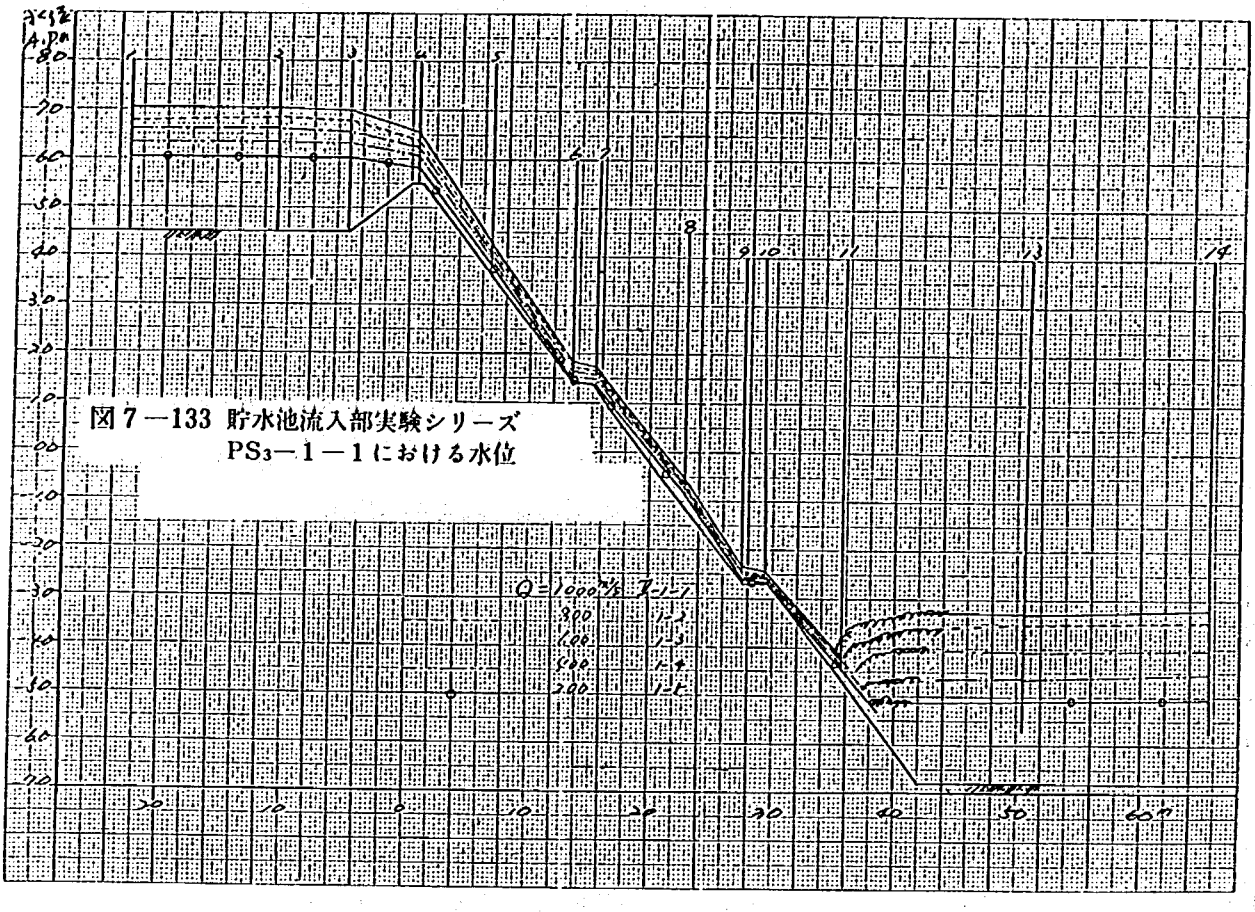


図 7 —133 貯水池流入部実験シリーズ
PS_3—1—1における水位

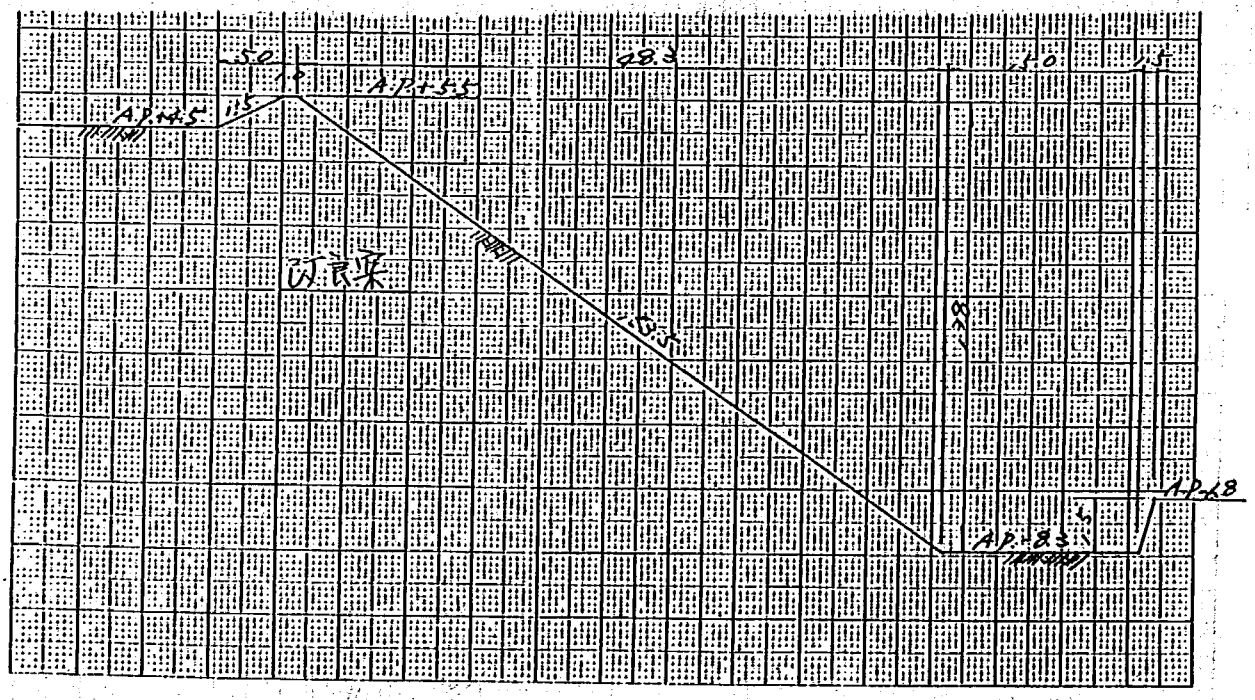


図 7 —134 貯水池流入部原案に対する改良案横断図

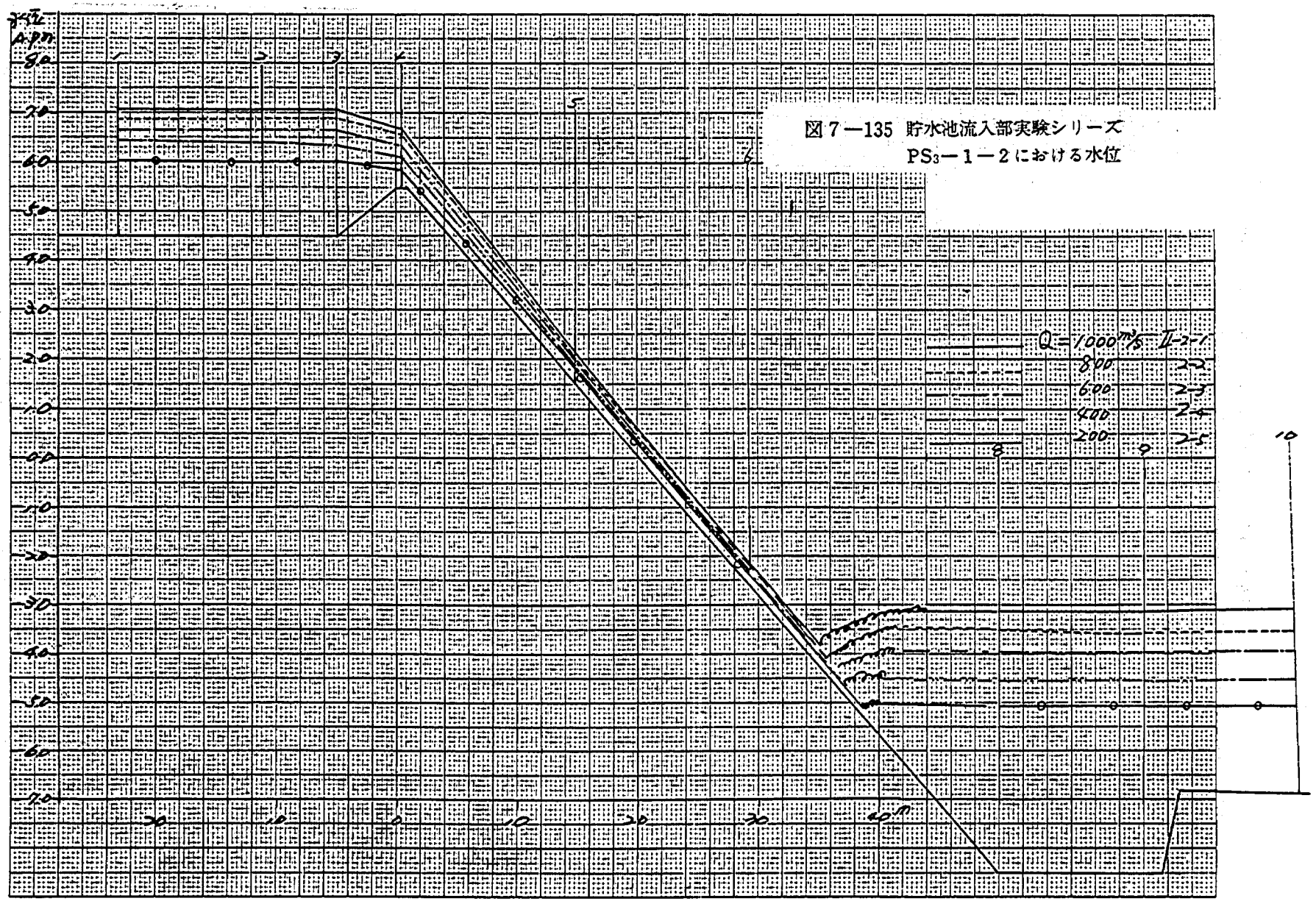
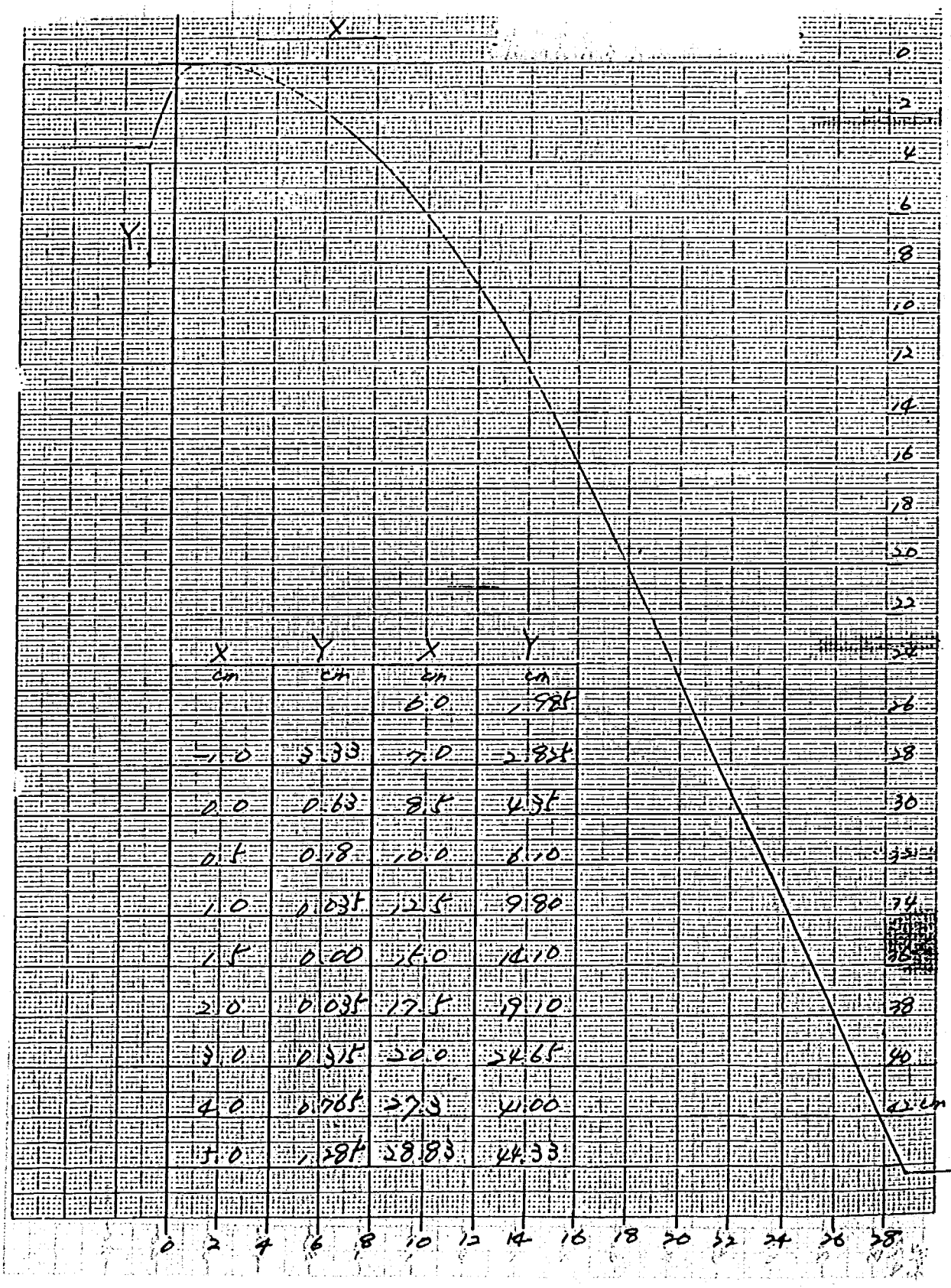


図 7－135 貯水池流入部実験シリーズ
PS_3－1－2における水位

図 7 —136 貯水池流入部標準越流頂案縦断図



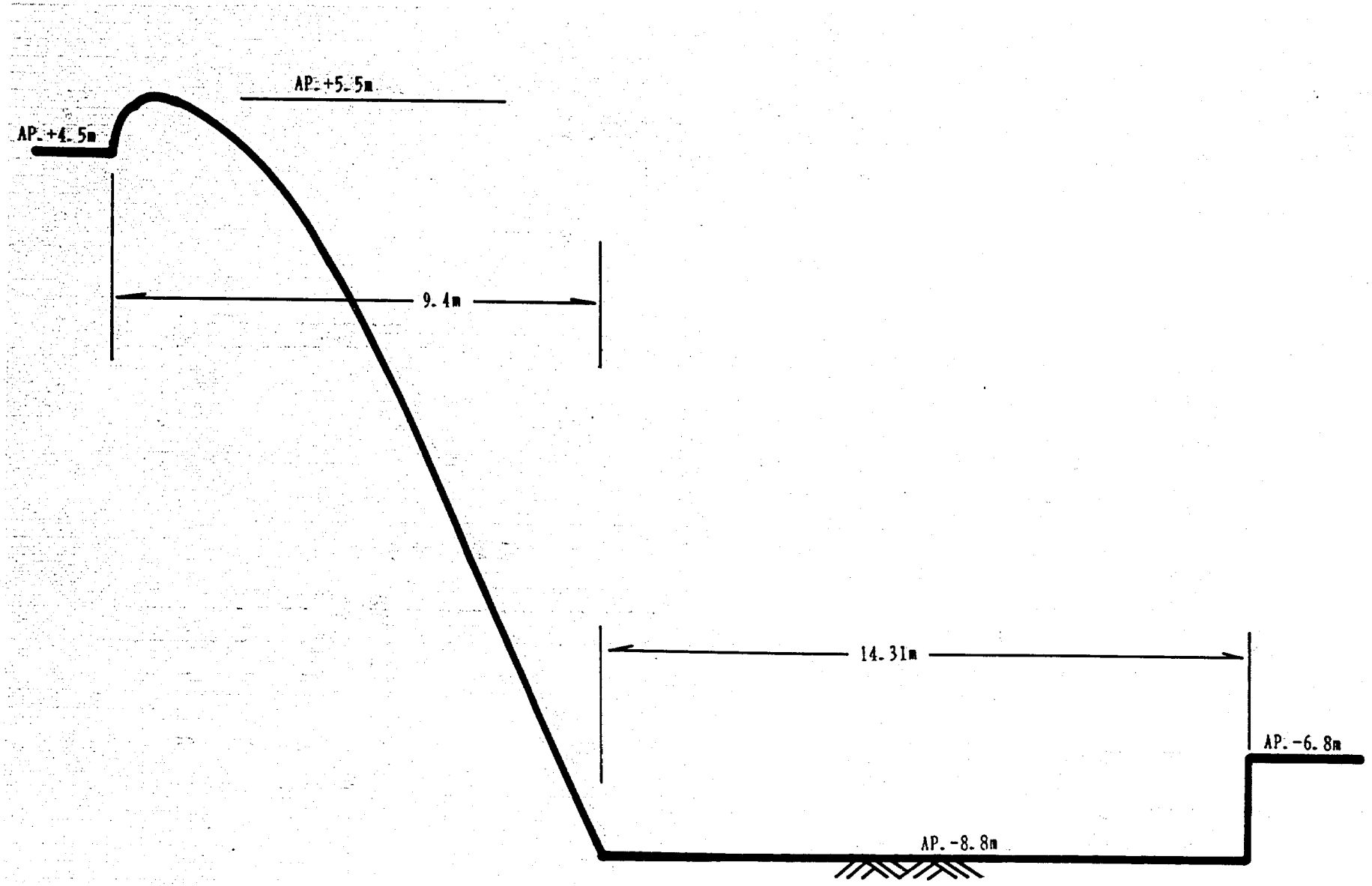
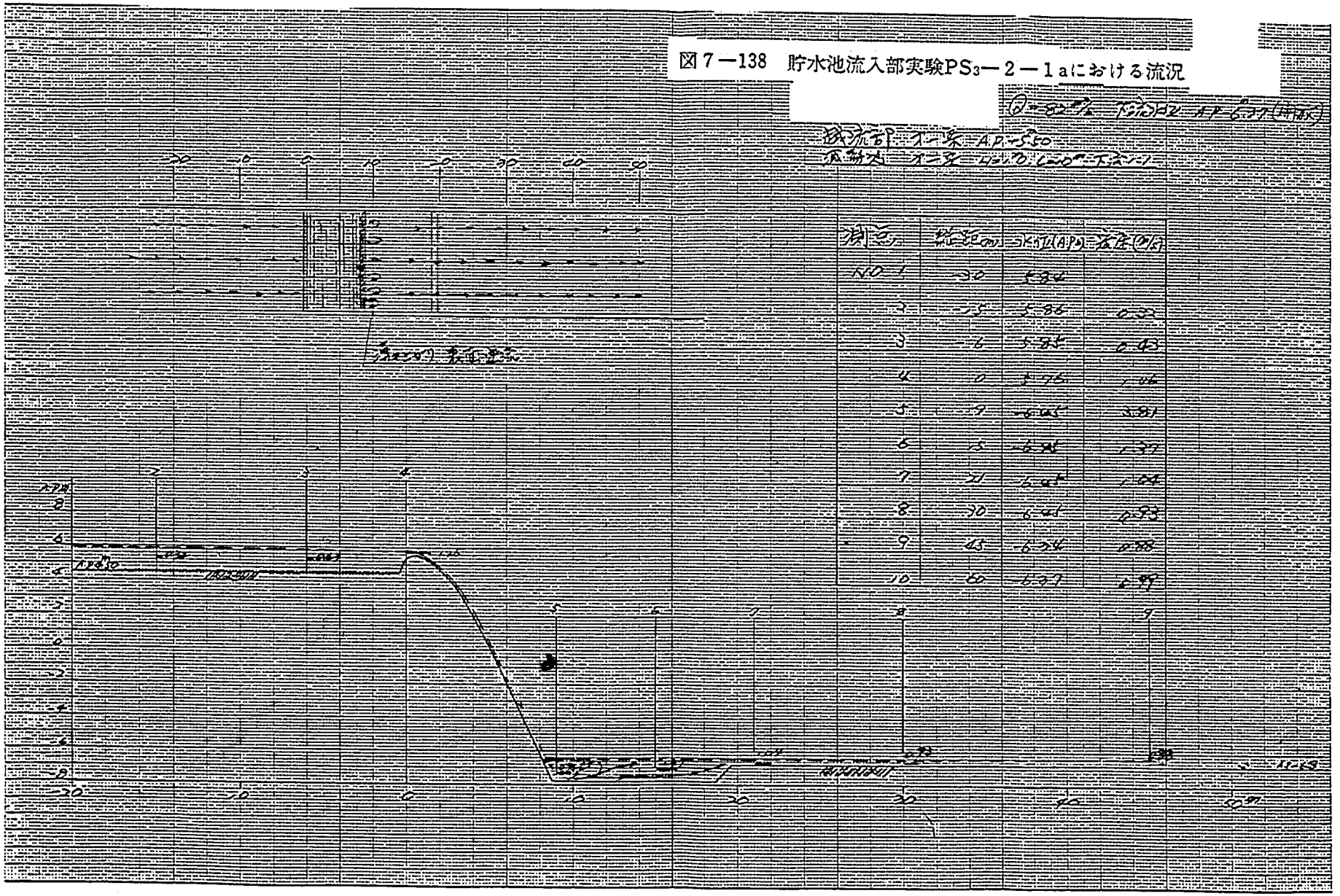


図7—137 貯水池流入部標準越流頂案模型

図7－138　貯水池流入部実験PS3－2－1aにおける流況



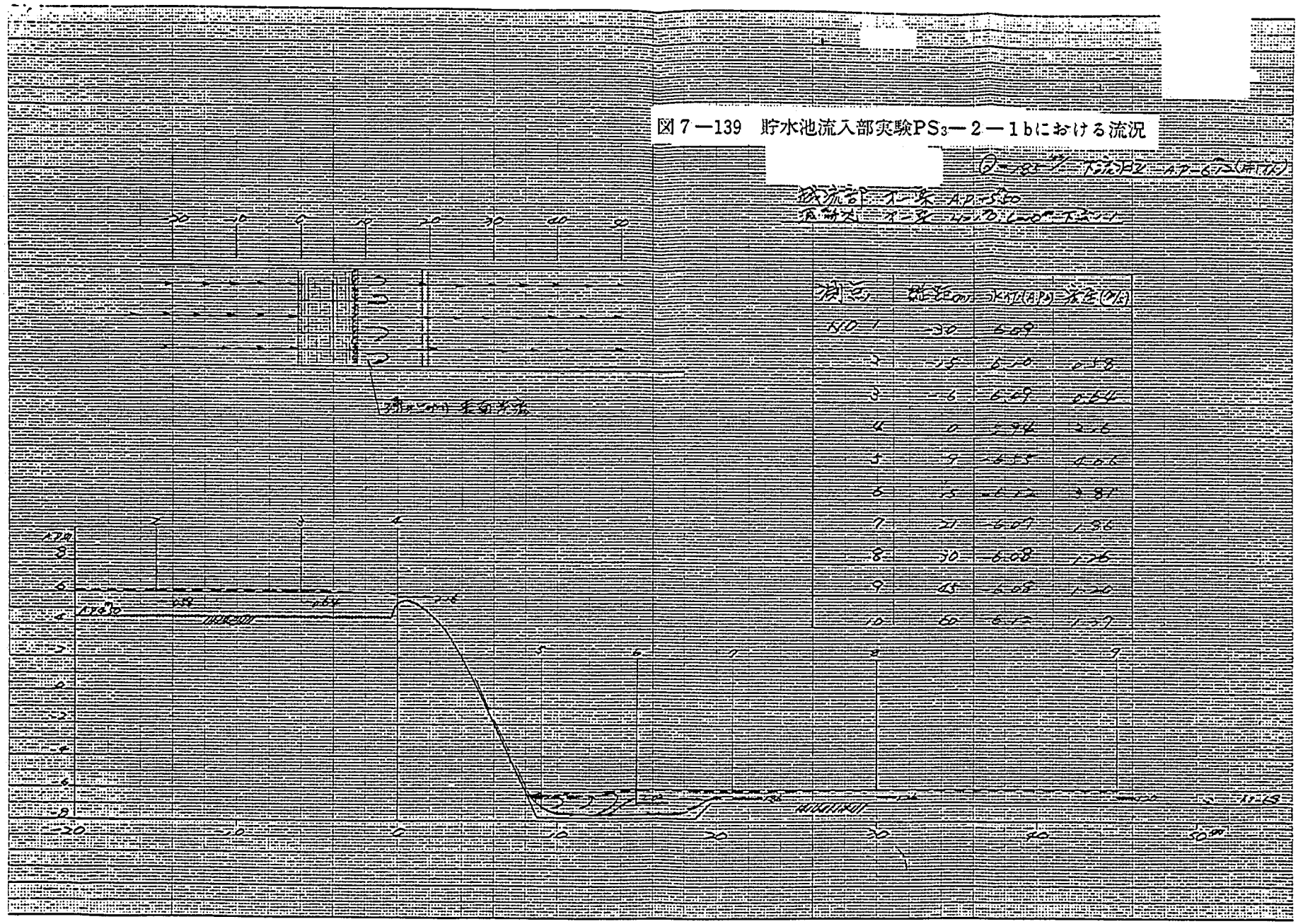


図７－139　貯水池流入部実験PS3－２－１bにおける流況

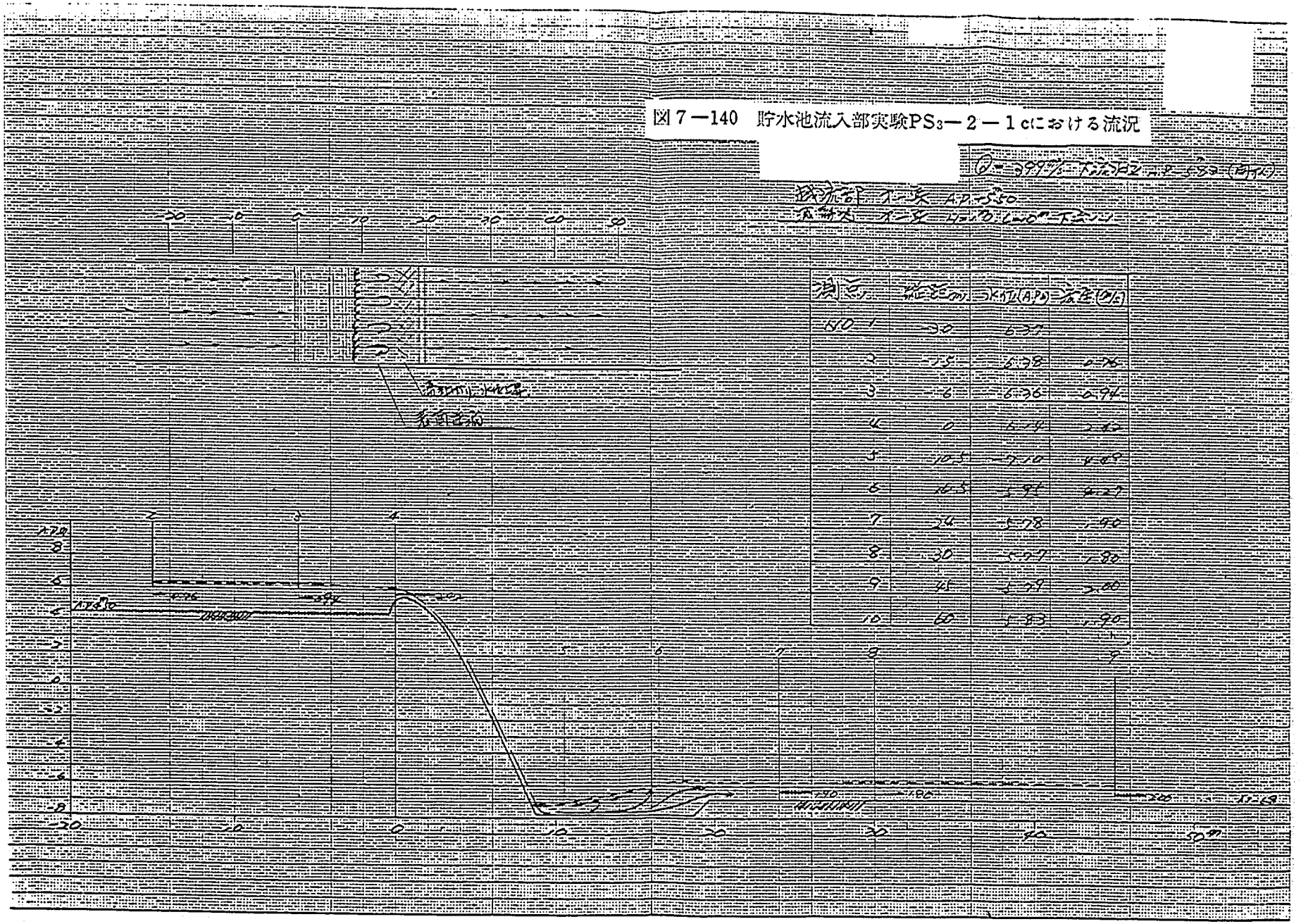


図7－140　貯水池流入部実験PS₃－2－1cにおける流況

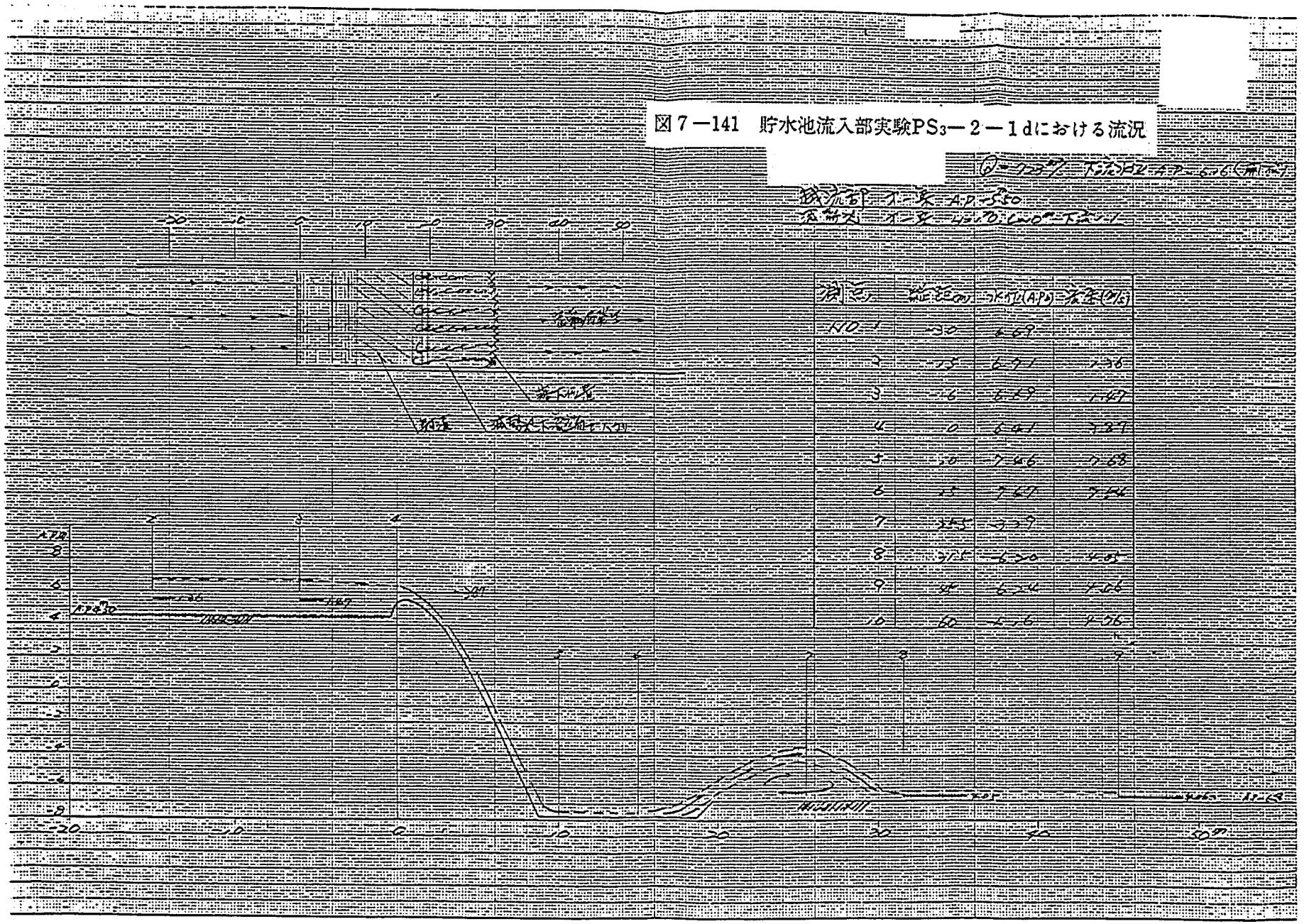
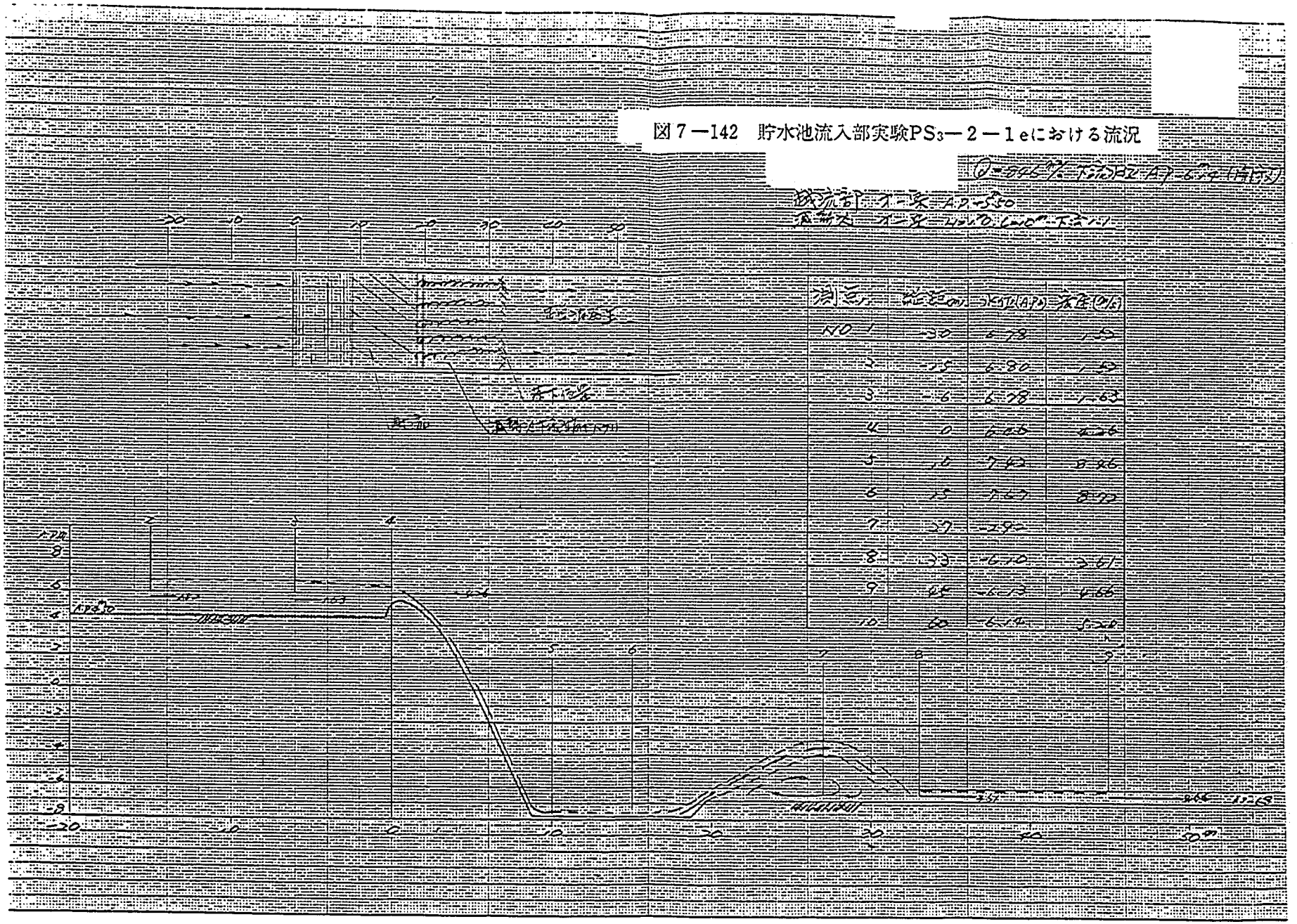


図７－141　貯水池流入部実験PS3－2－1dにおける流況

図7－142　貯水池流入部実験PS_3－2－1eにおける流況



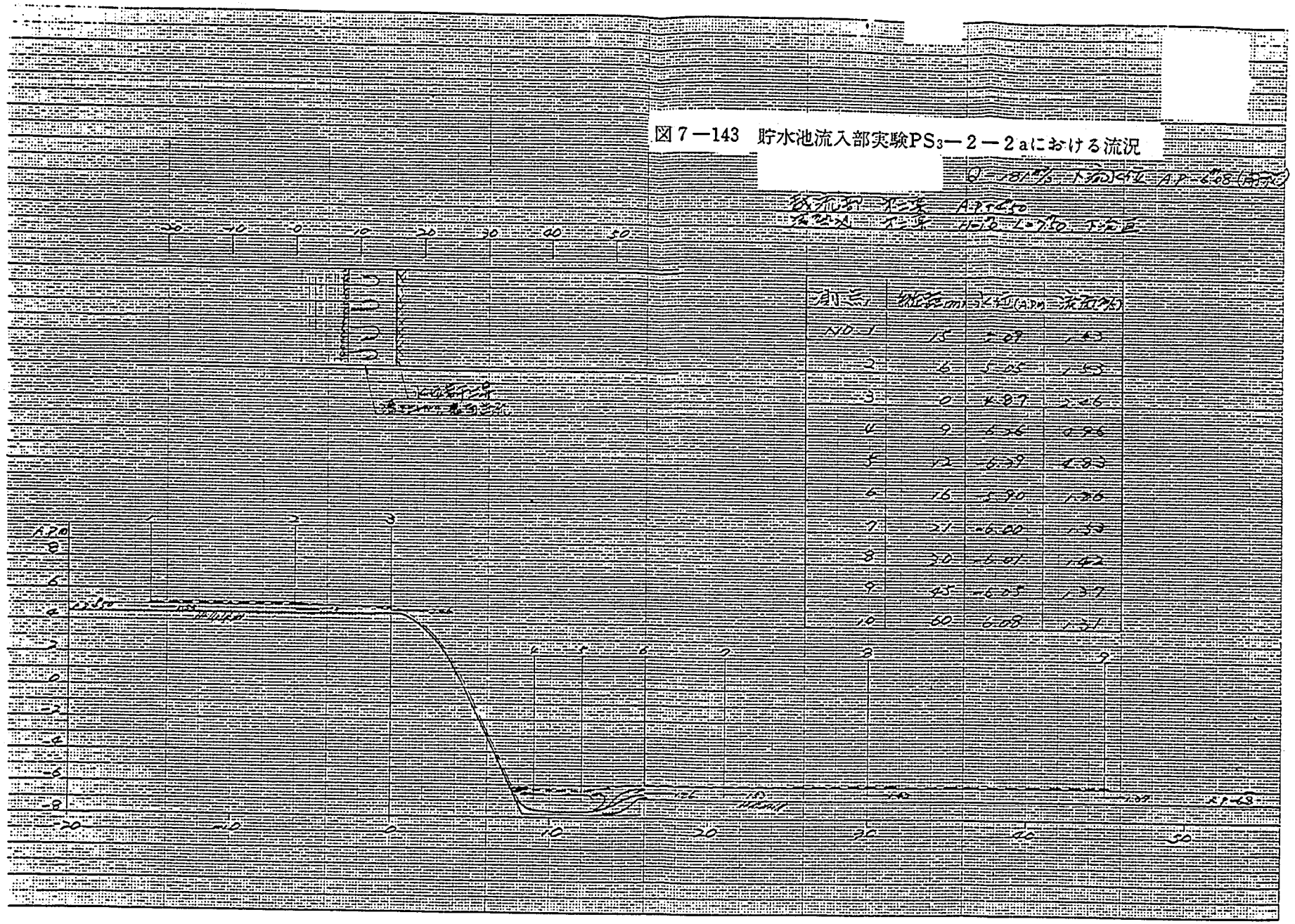


図7—143　貯水池流入部実験PS3—2—2aにおける流況

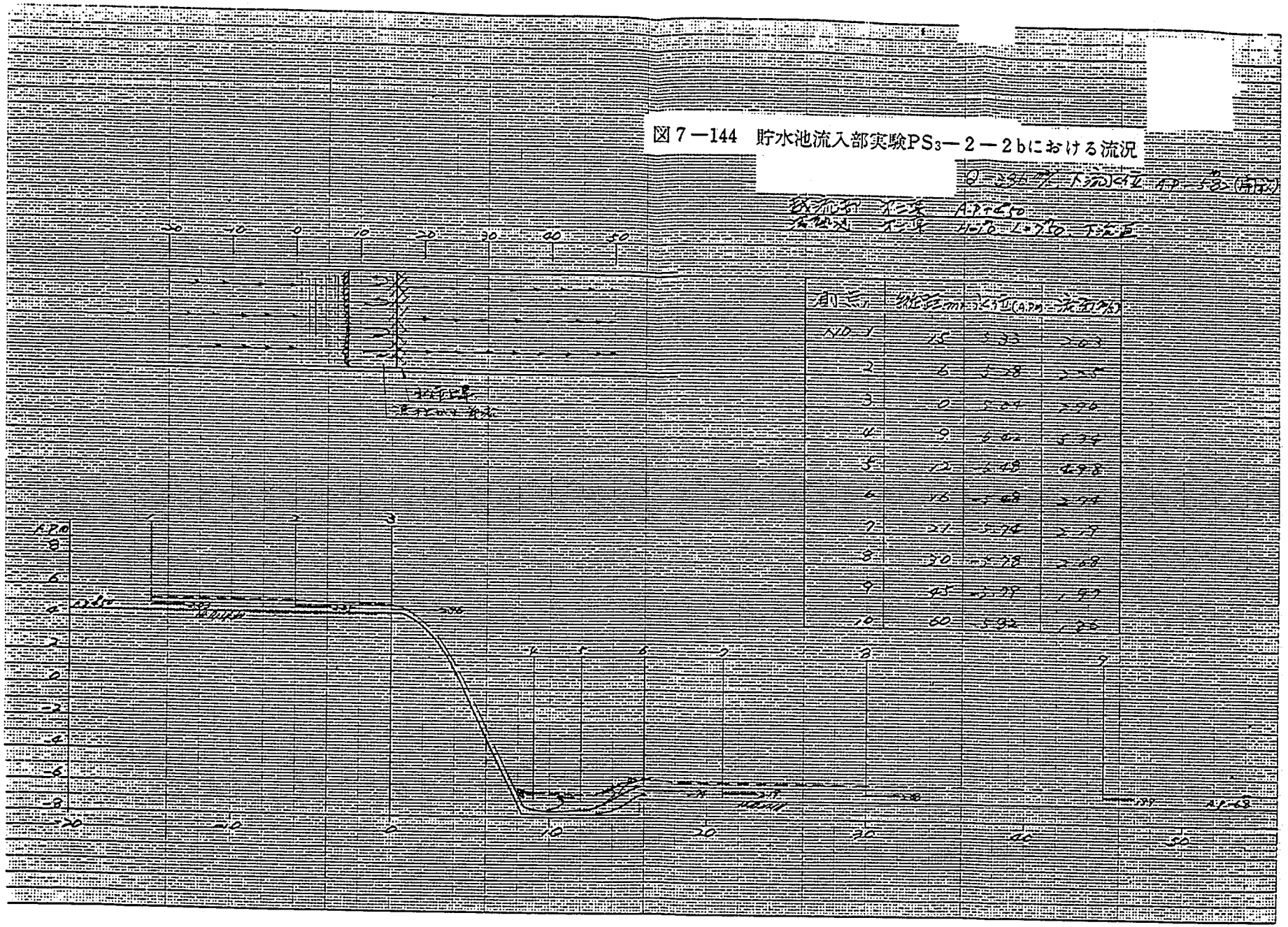


図7－144　貯水池流入部実験PS3－2－2bにおける流況

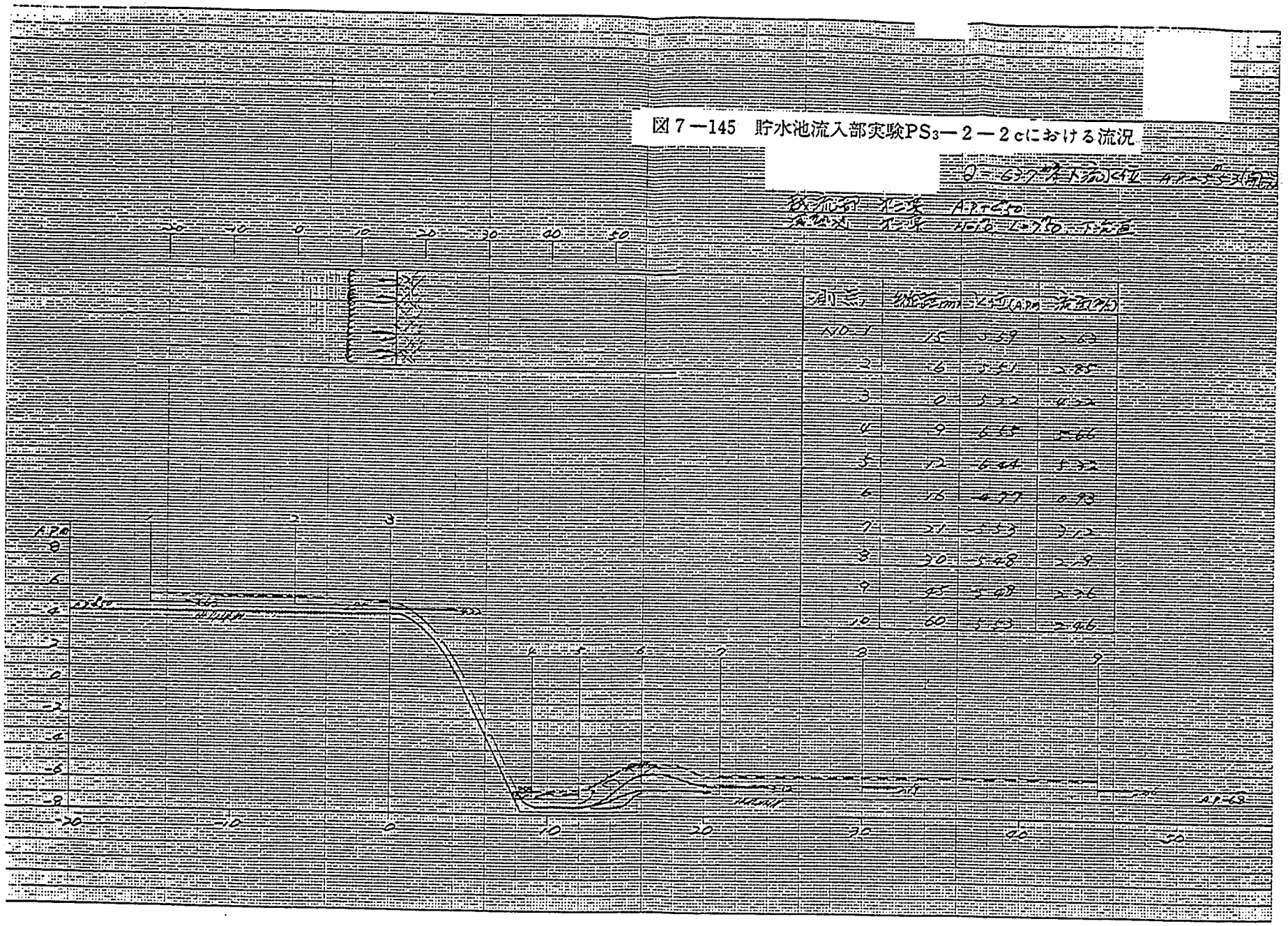


図７－145　貯水池流入部実験PS_3－２－２cにおける流況

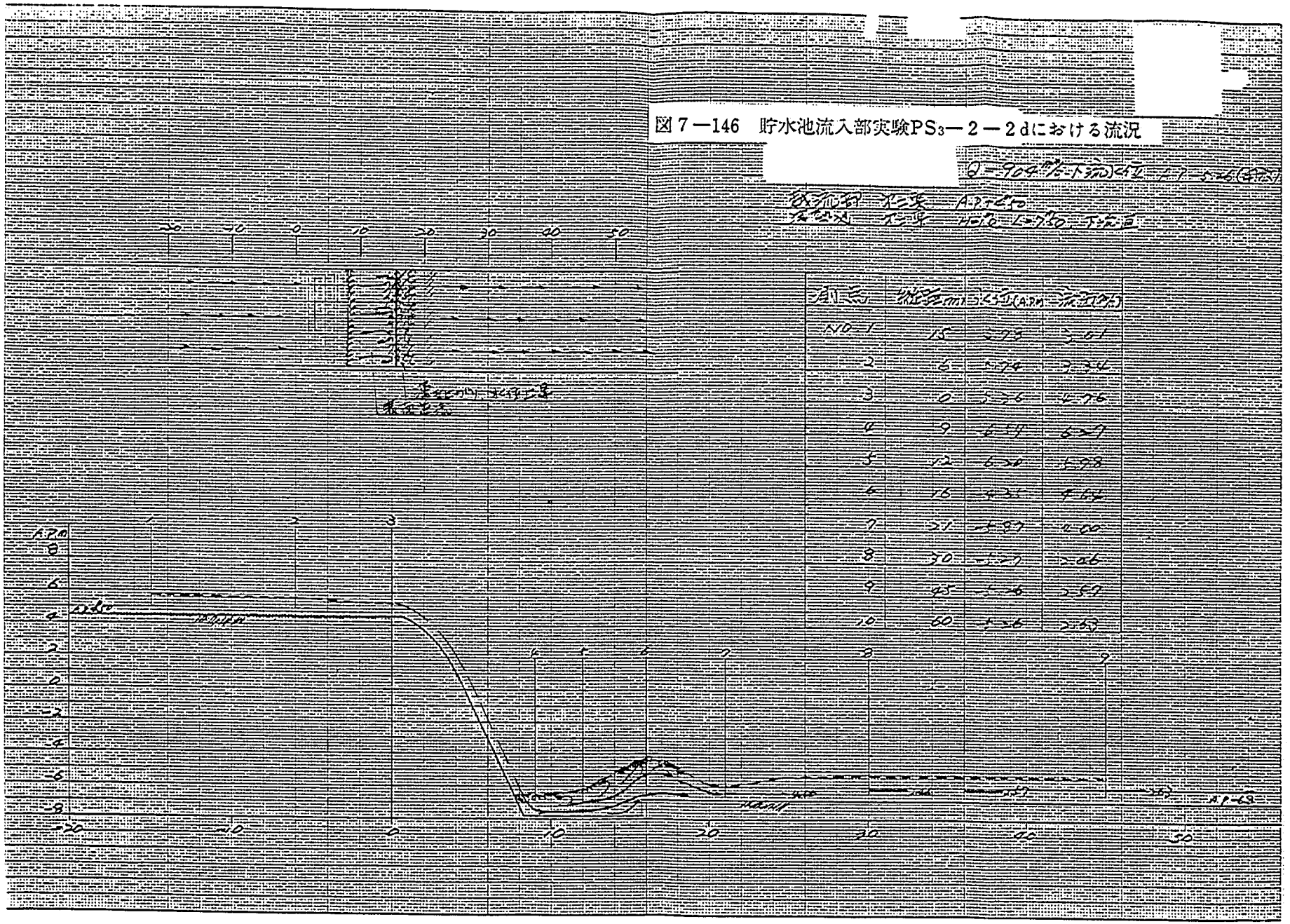


図７－146　貯水池流入部実験PS₃－２－２dにおける流況

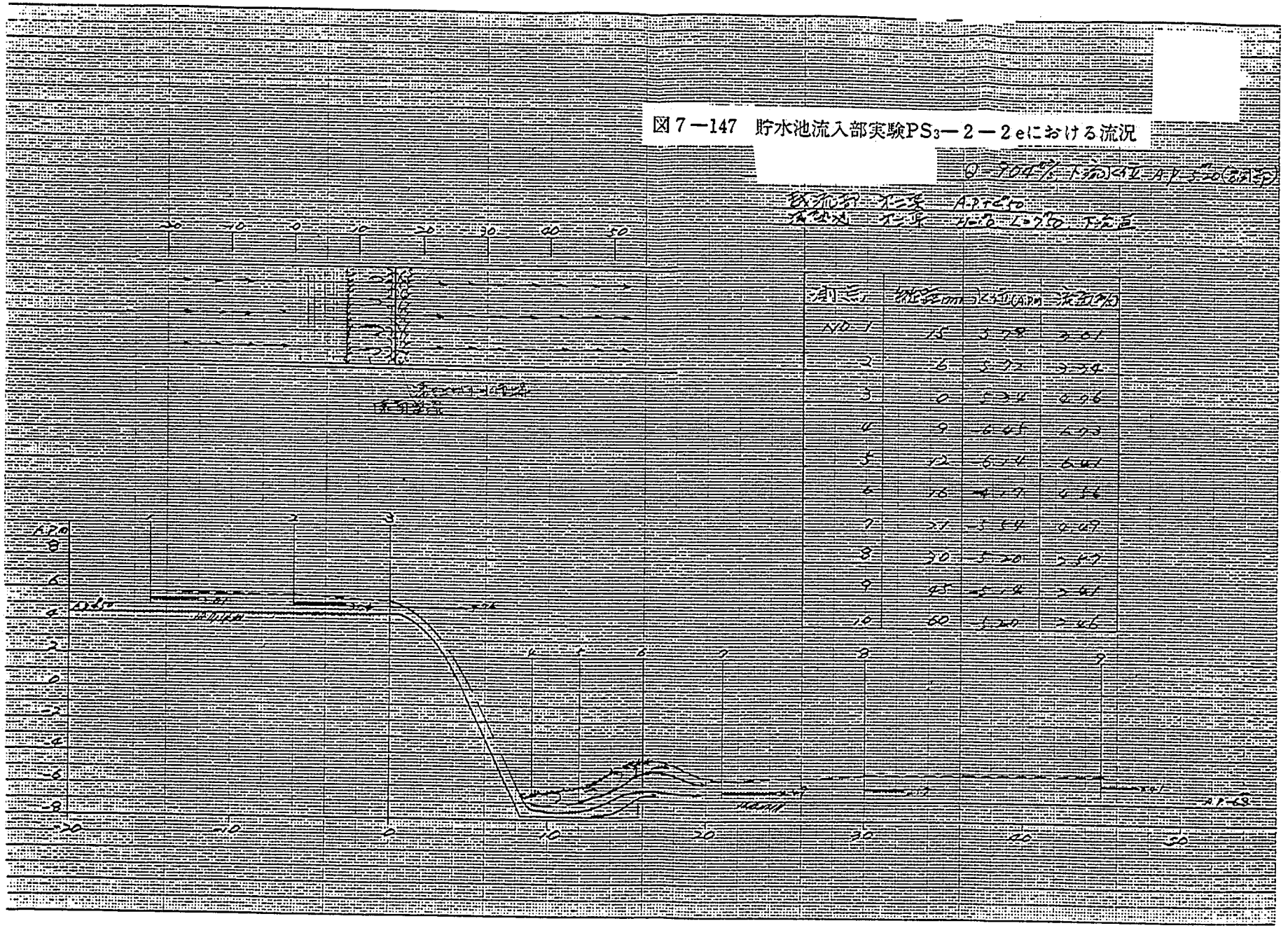


図7－147　貯水池流入部実験PS$_3$－2－2eにおける流況

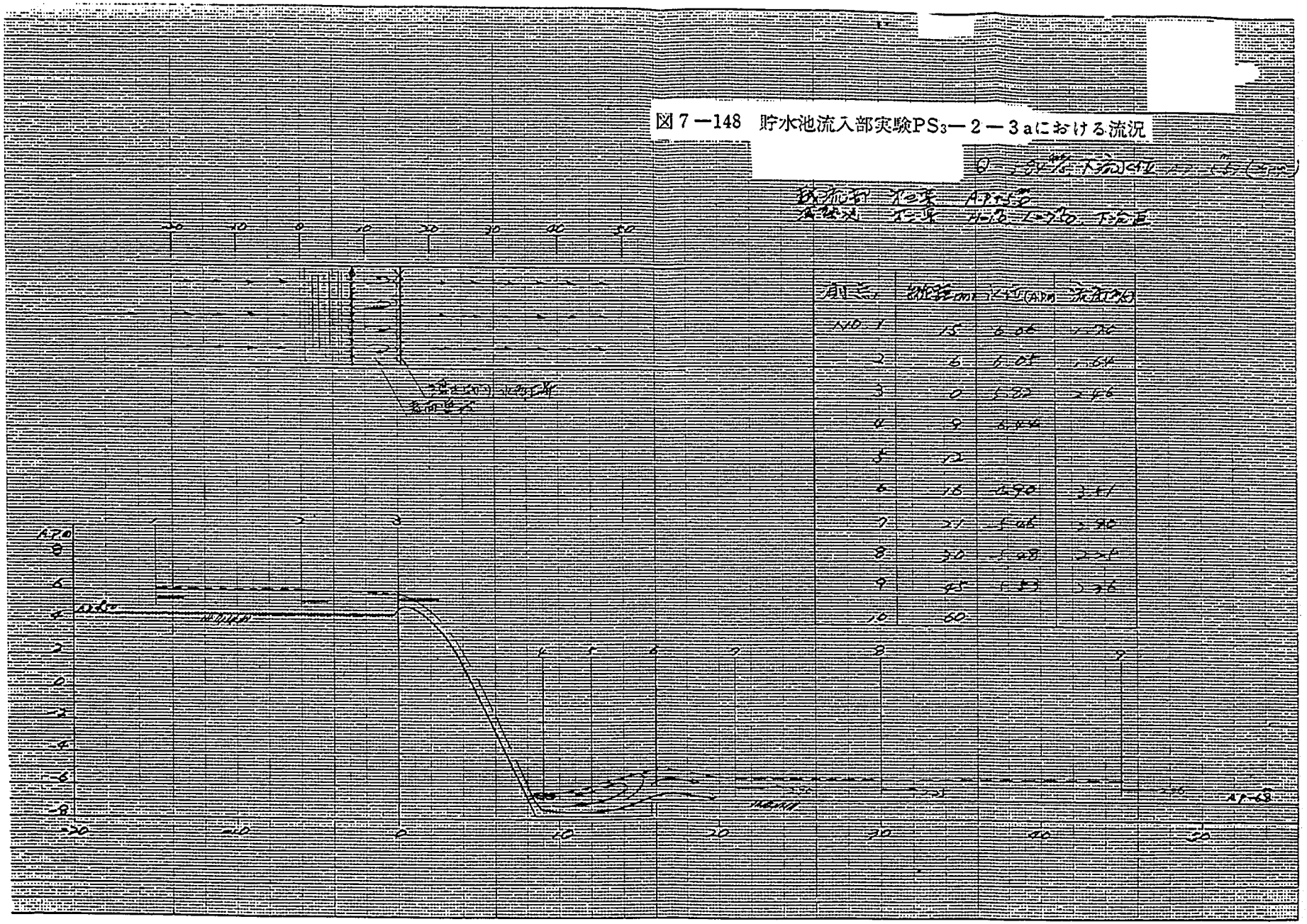


図 7 —148　貯水池流入部実験 PS_3— 2 — 3 a における流況

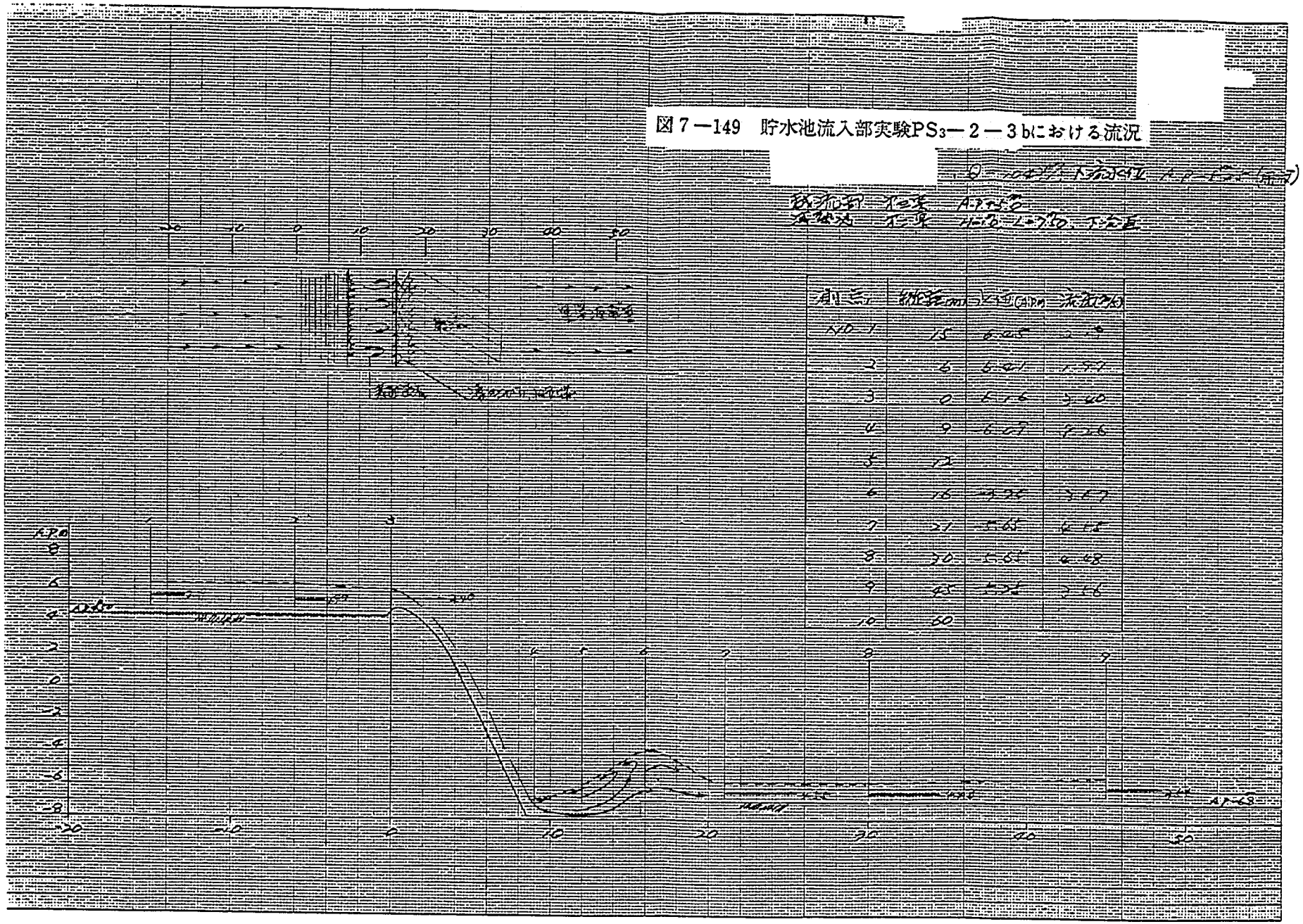


図7－149　貯水池流入部実験PS3－2－3bにおける流況

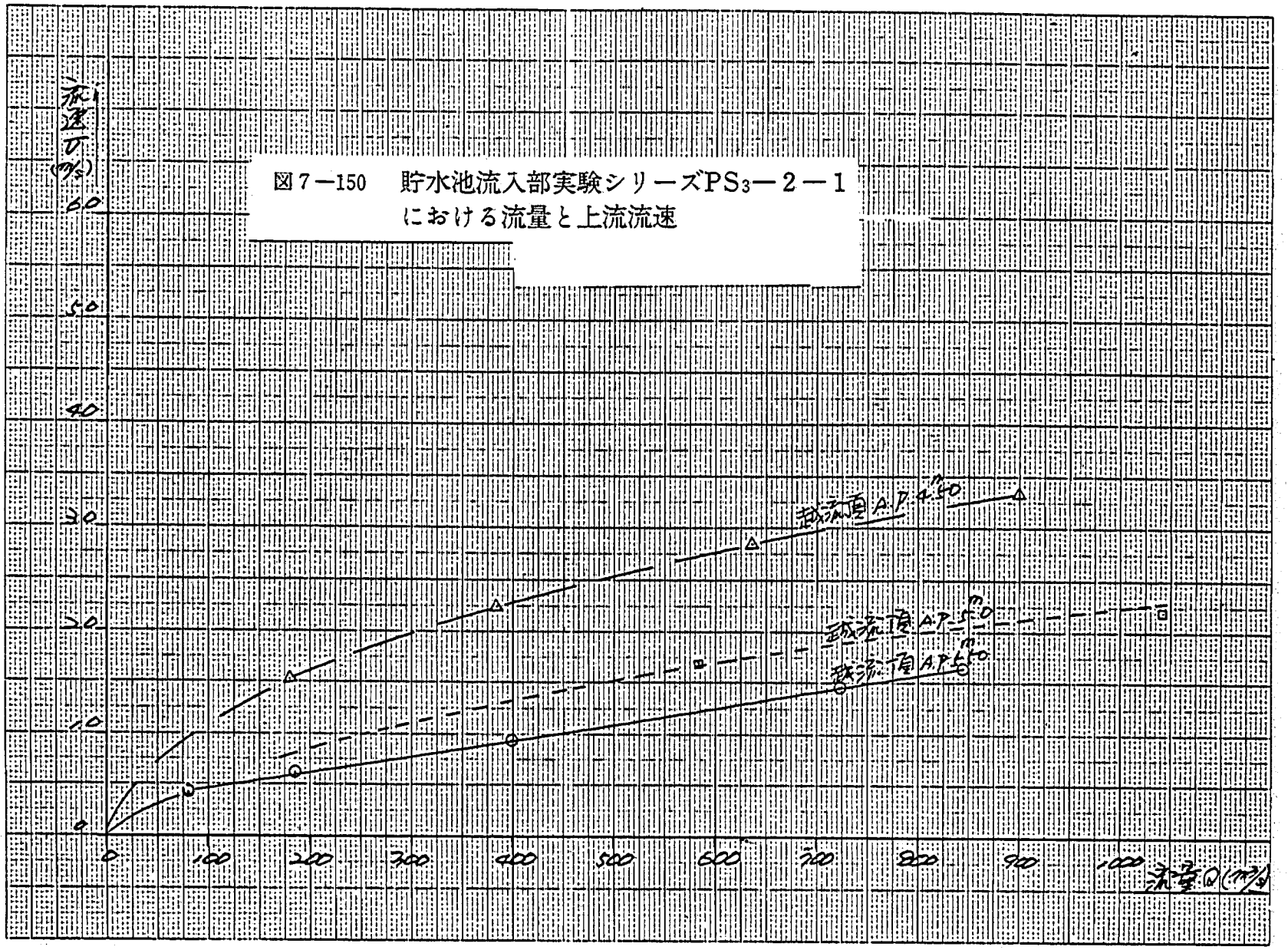


図7－150　貯水池流入部実験シリーズPS_3－2－1における流量と上流流速

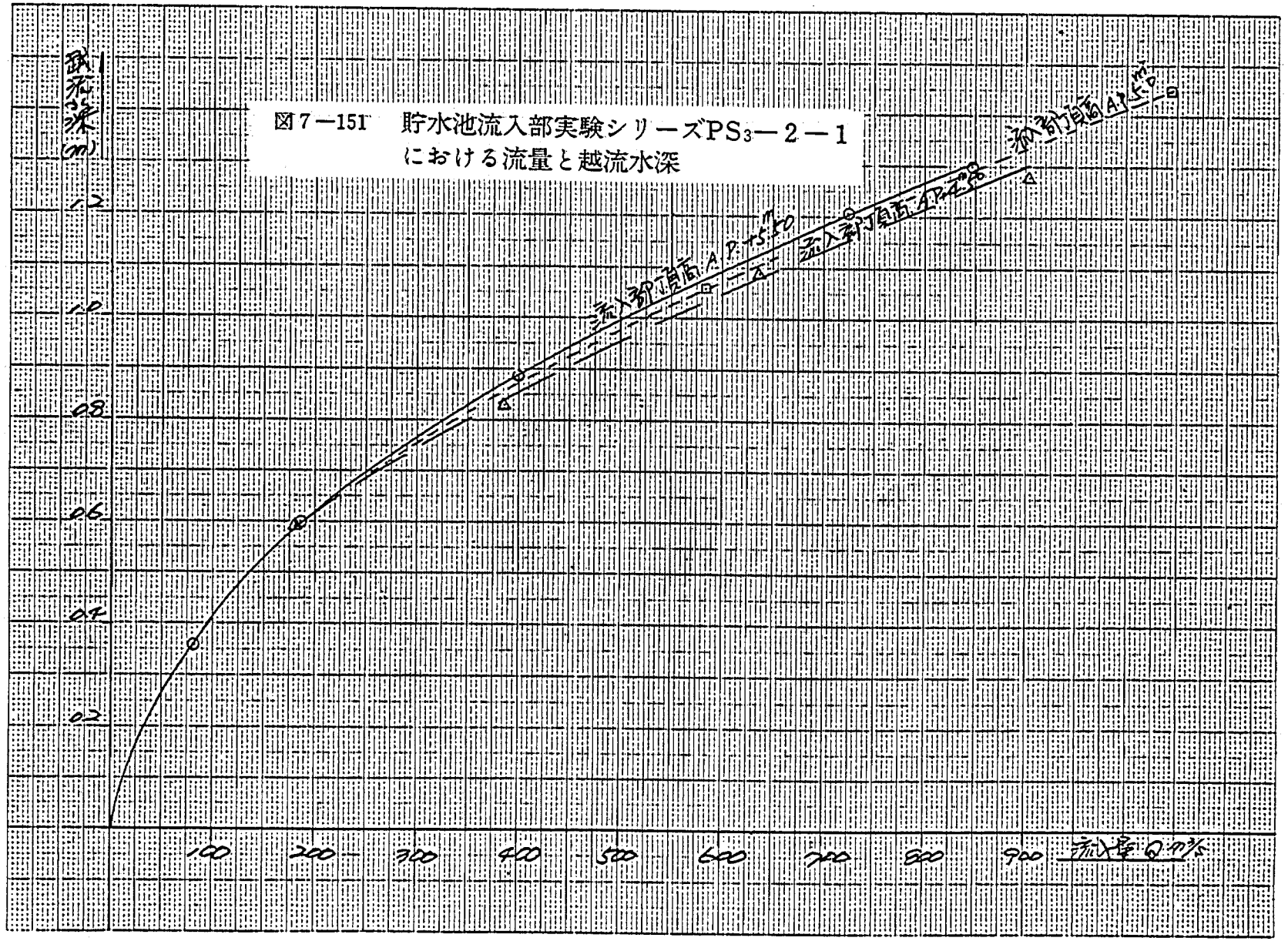


図7－151　貯水池流入部実験シリーズPS_3－2－1における流量と越流水深

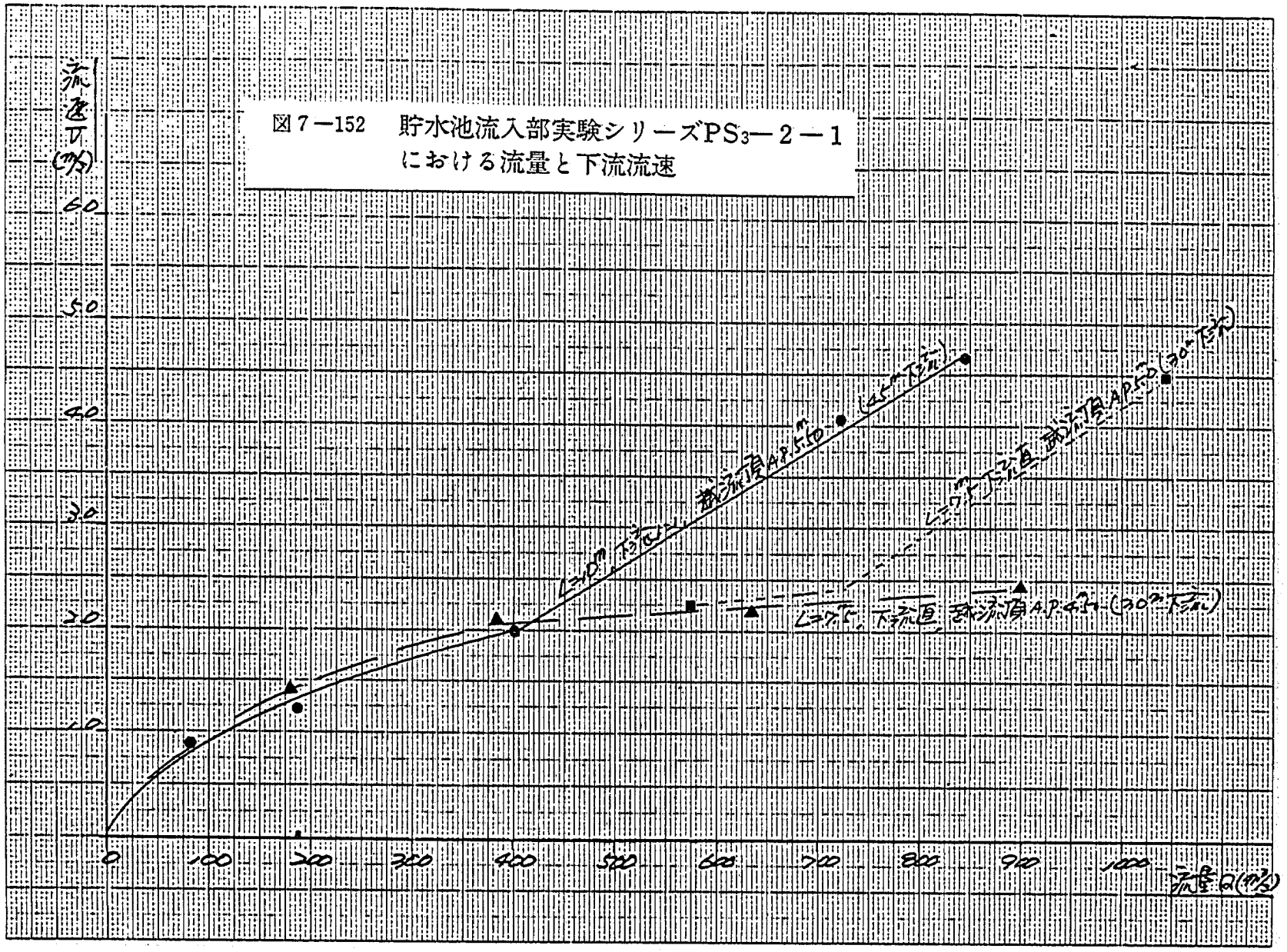


図7－152　貯水池流入部実験シリーズPS_3－2－1における流量と下流流速

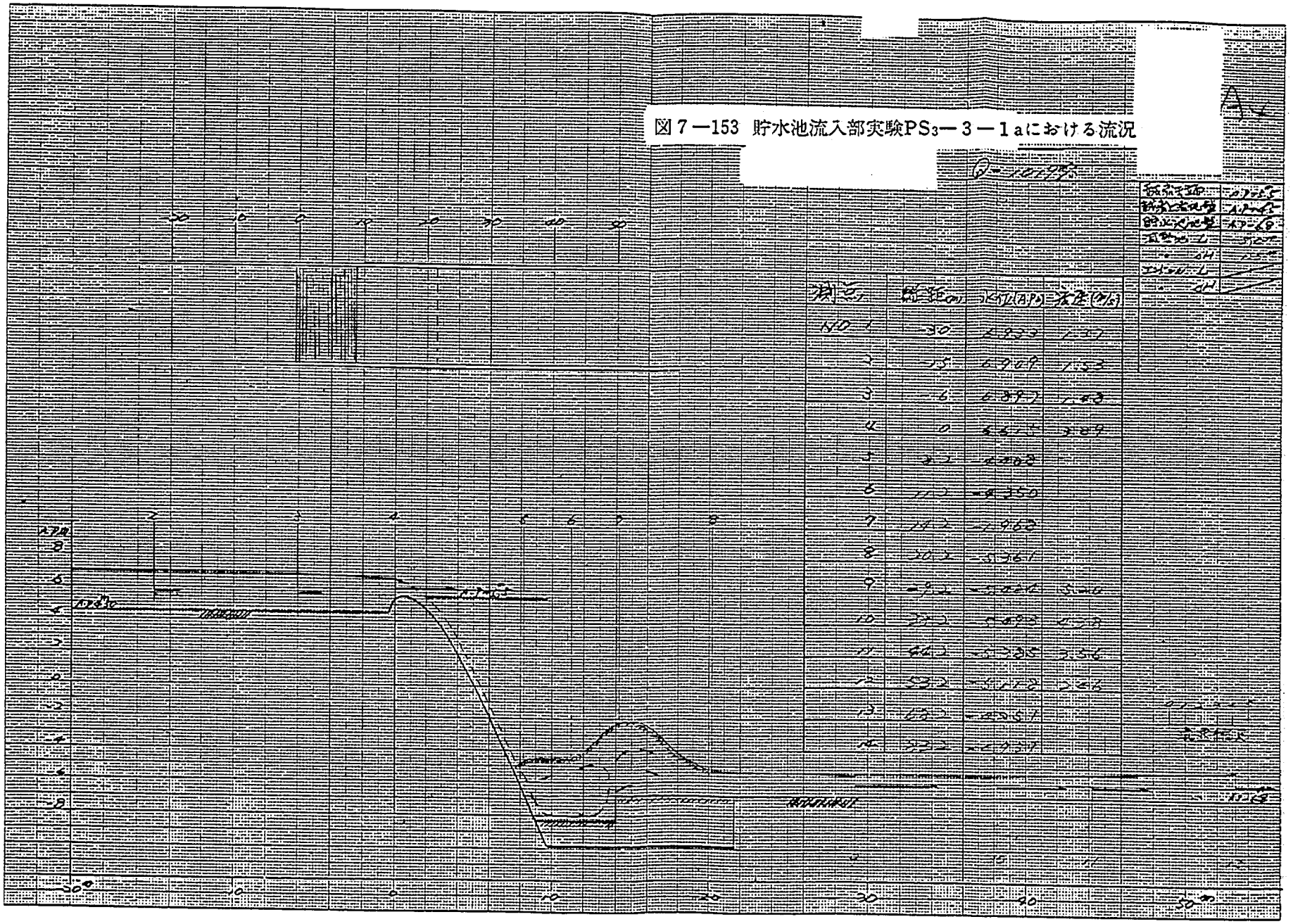


図７－153　貯水池流入部実験PS3－３－１aにおける流況

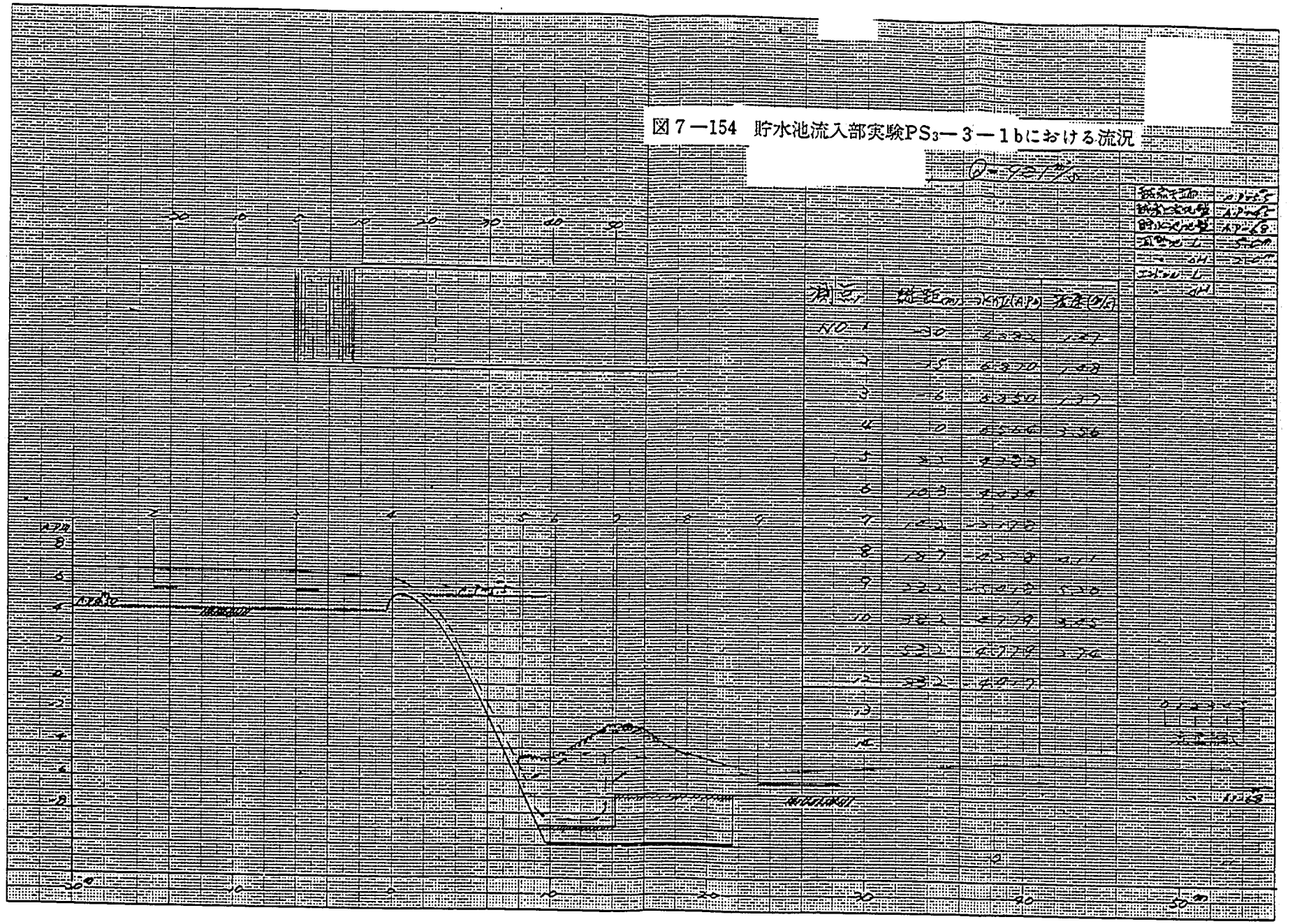


図7－154　貯水池流入部実験PS_3－3－1bにおける流況

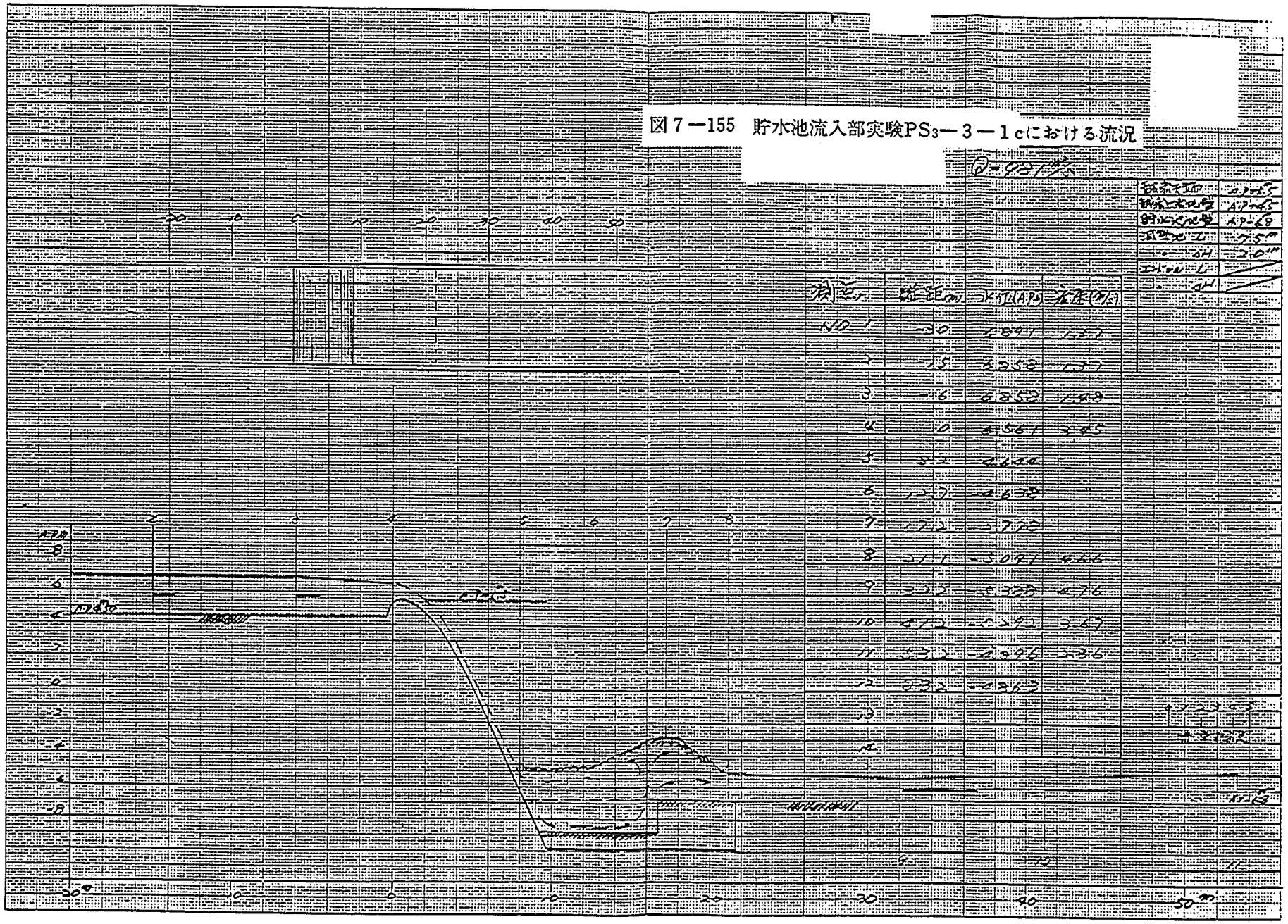


図7－155　貯水池流入部実験PS_3－3－1cにおける流況

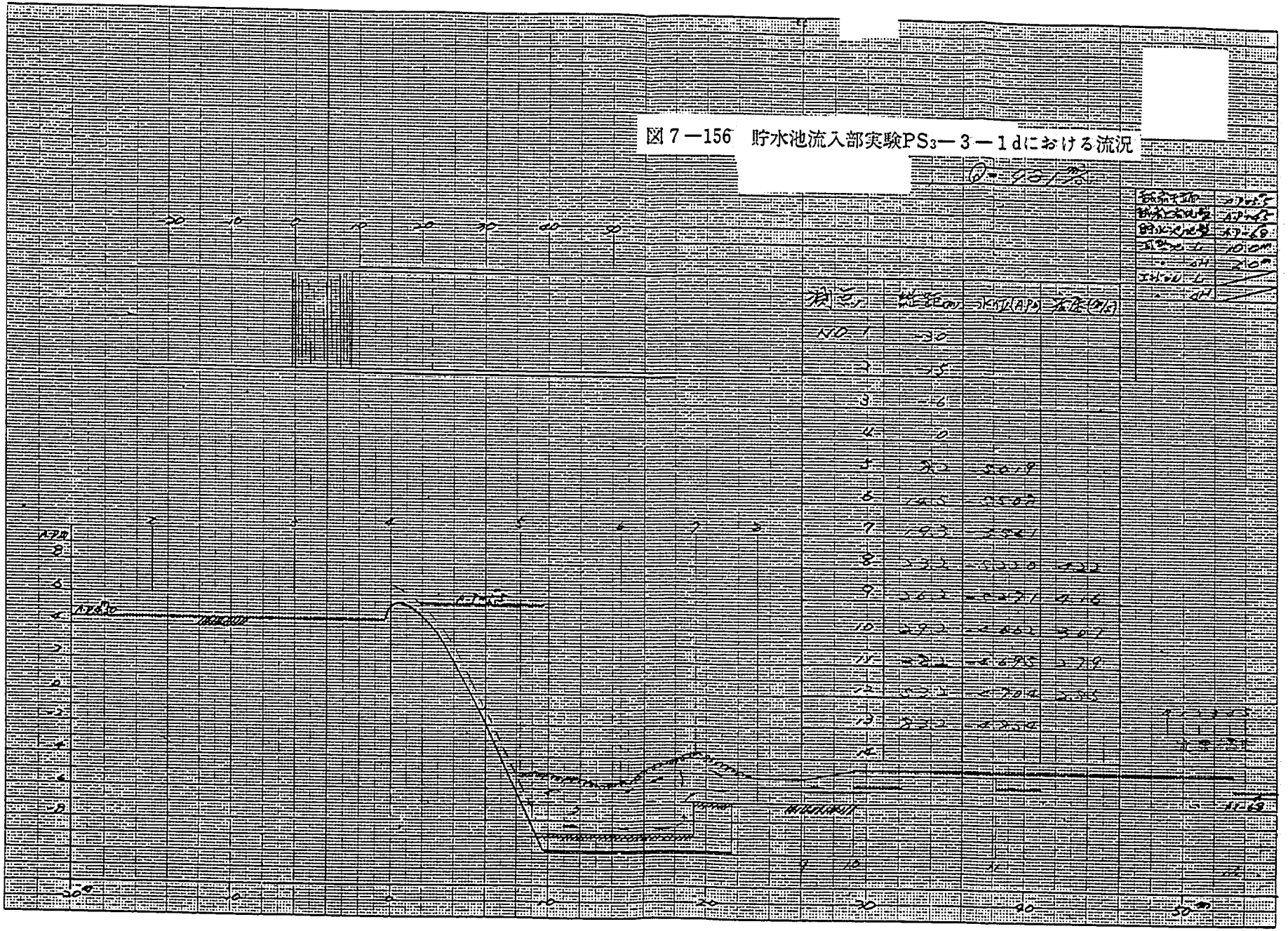


図７－156　貯水池流入部実験PS_3－３－１dにおける流況

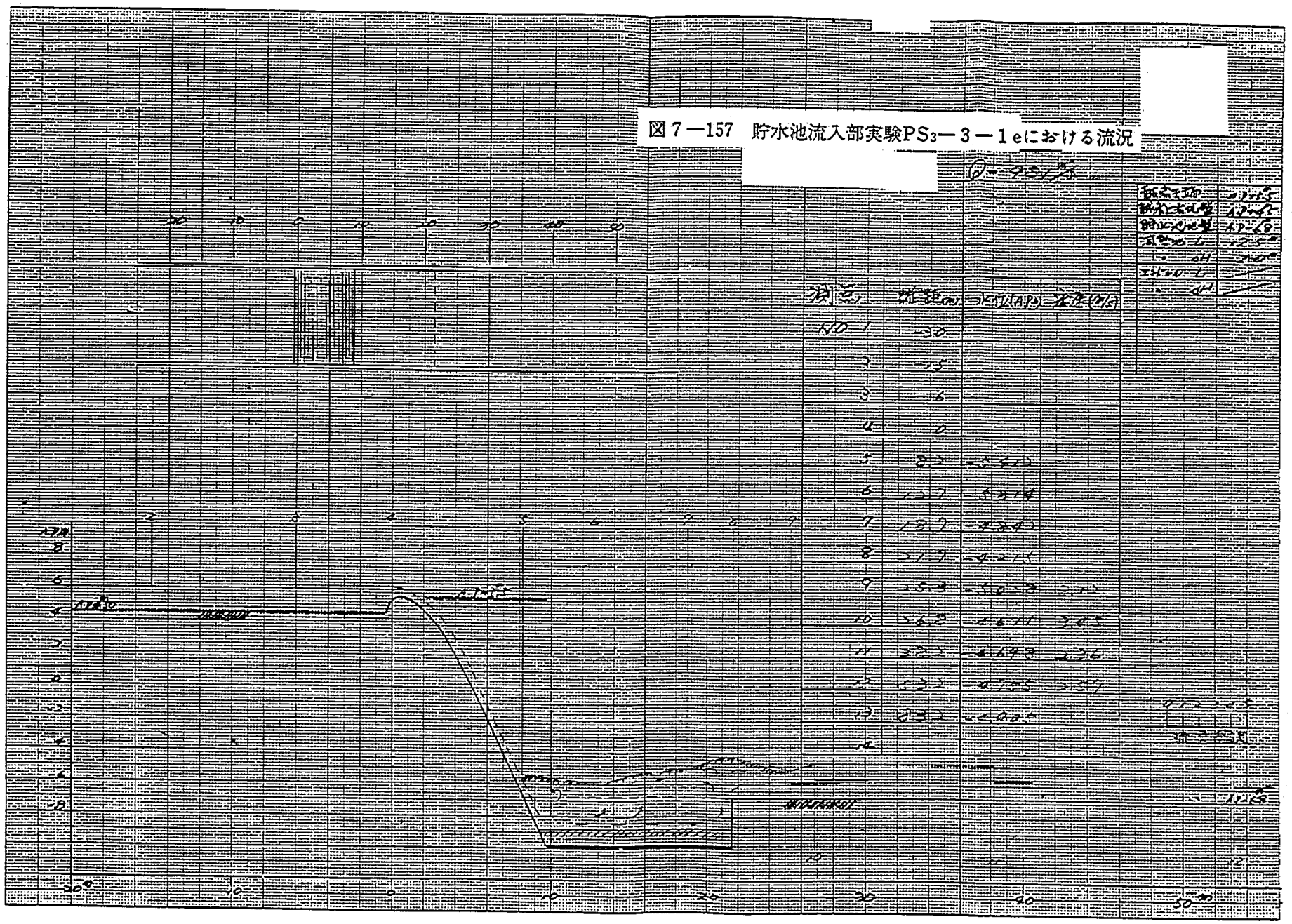


図７－157　貯水池流入部実験PS3－３－１eにおける流況

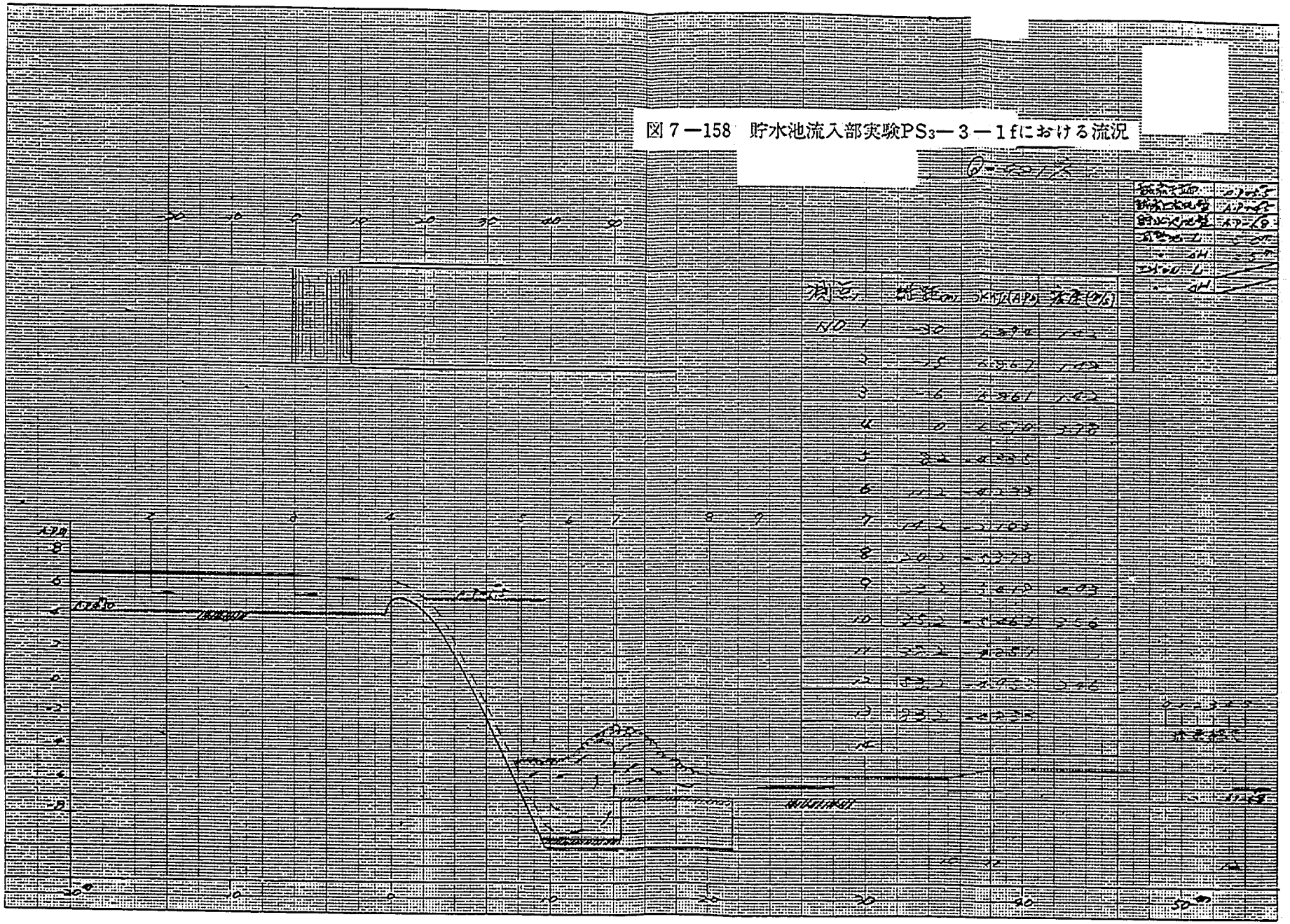


図７－158　貯水池流入部実験PS_3－３－１fにおける流況

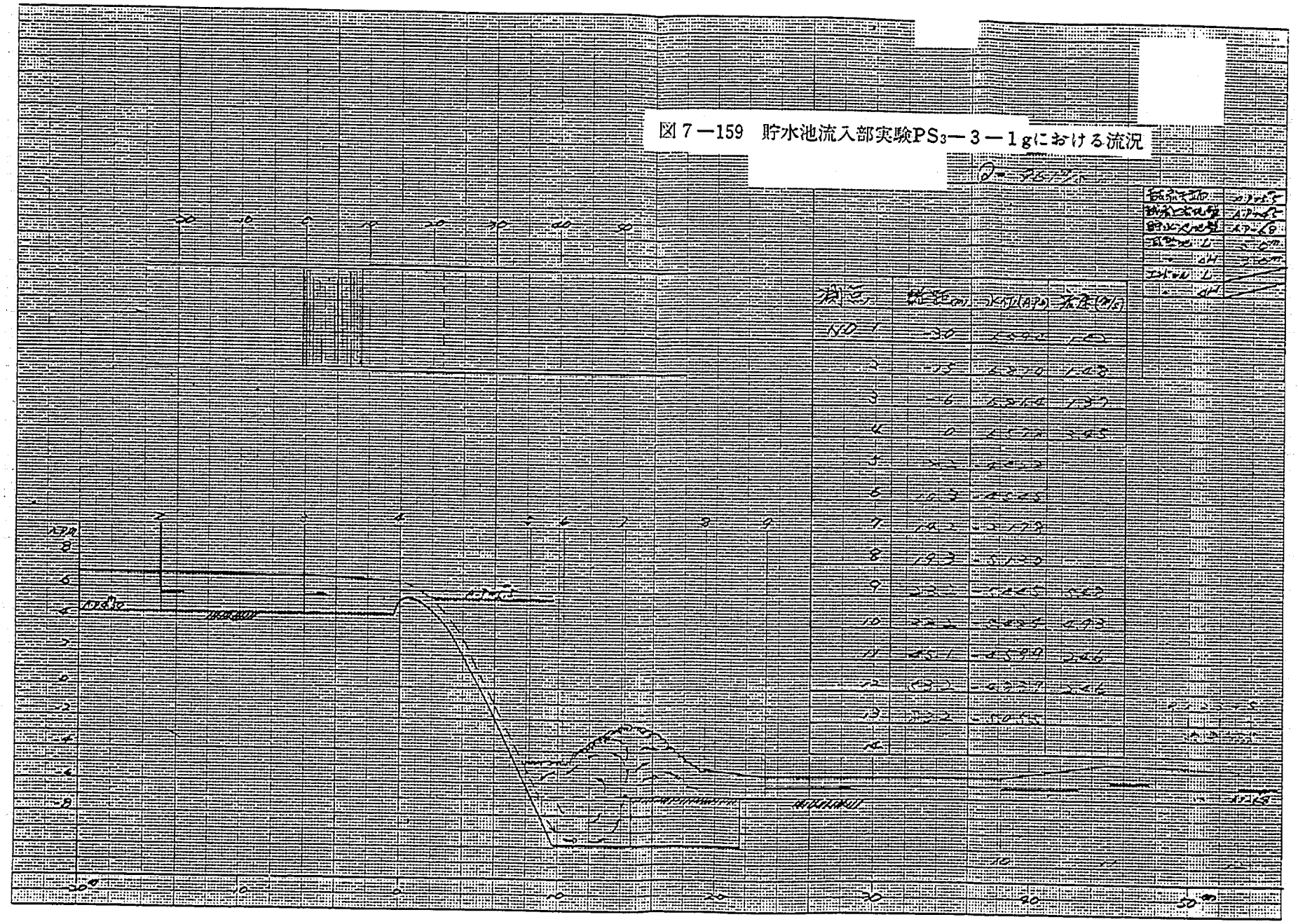


図 7－159　貯水池流入部実験PS_3－3－1gにおける流況

図 7 —160 貯水池流入部実験シリーズ PS_3— 3 — 1
における減勢池深の効果

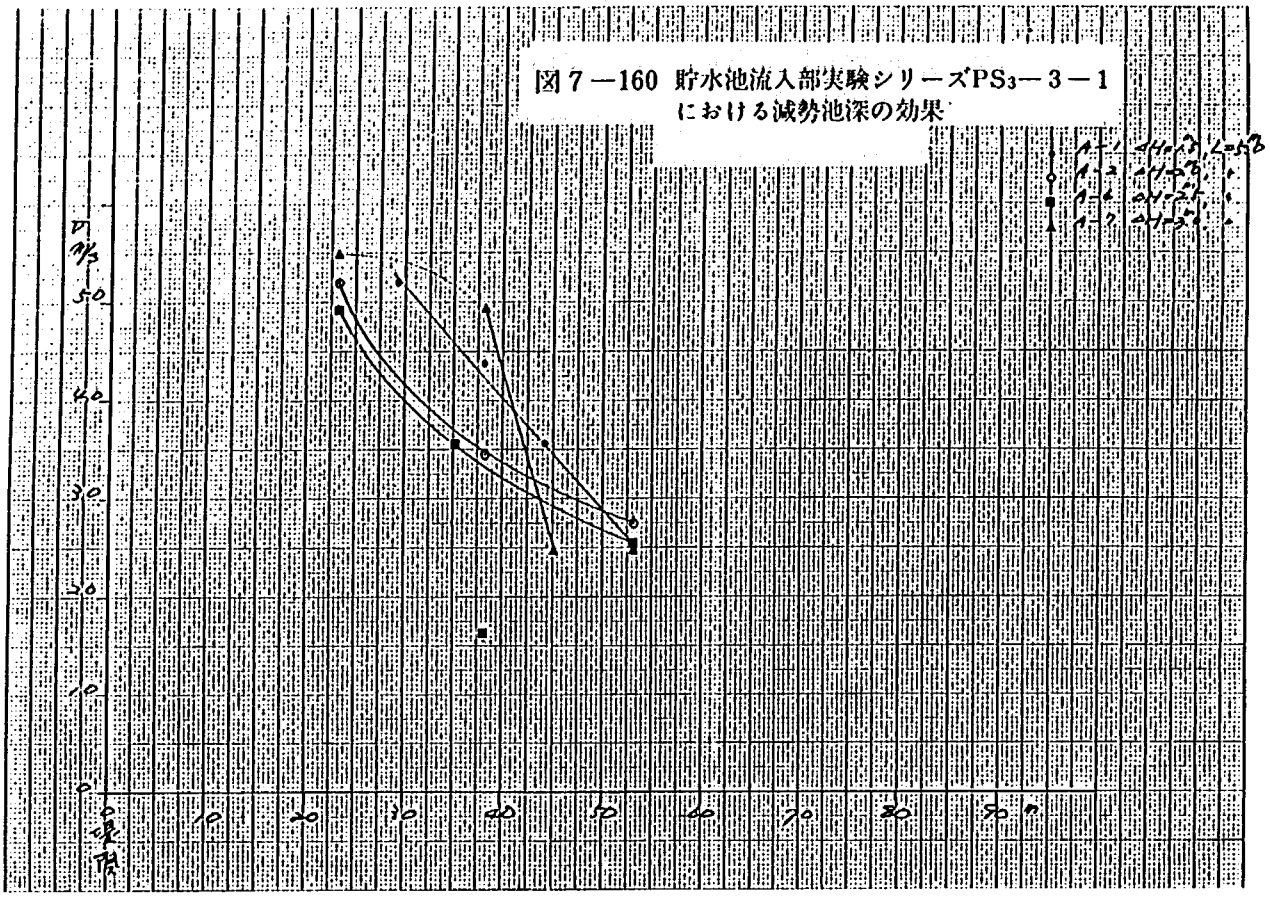


図 7 —161 貯水池流入部実験シリーズ PS_3— 3 — 1
における減勢池長の効果

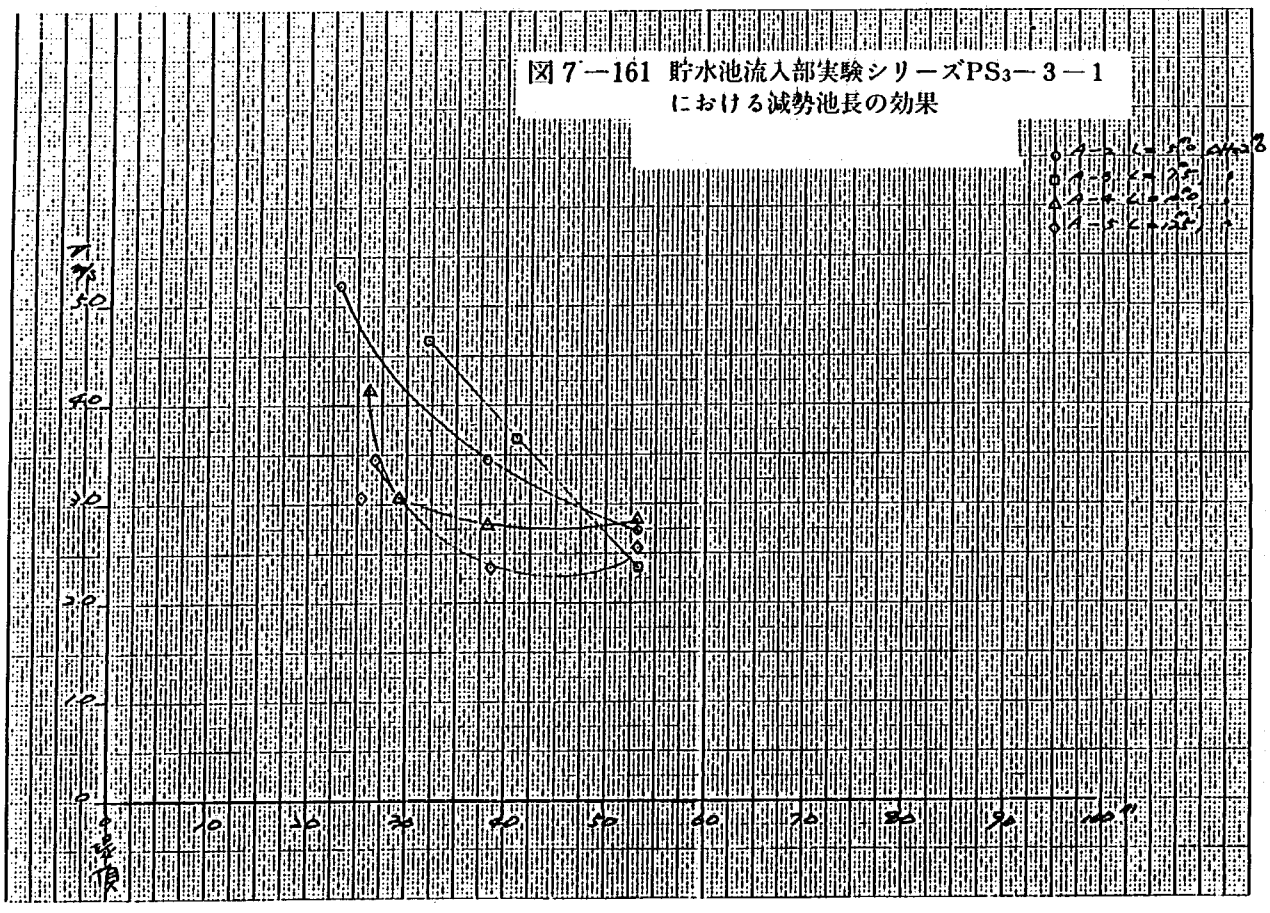


図 7－162　貯水池流入部実験 PS_3－3－2 a における流況

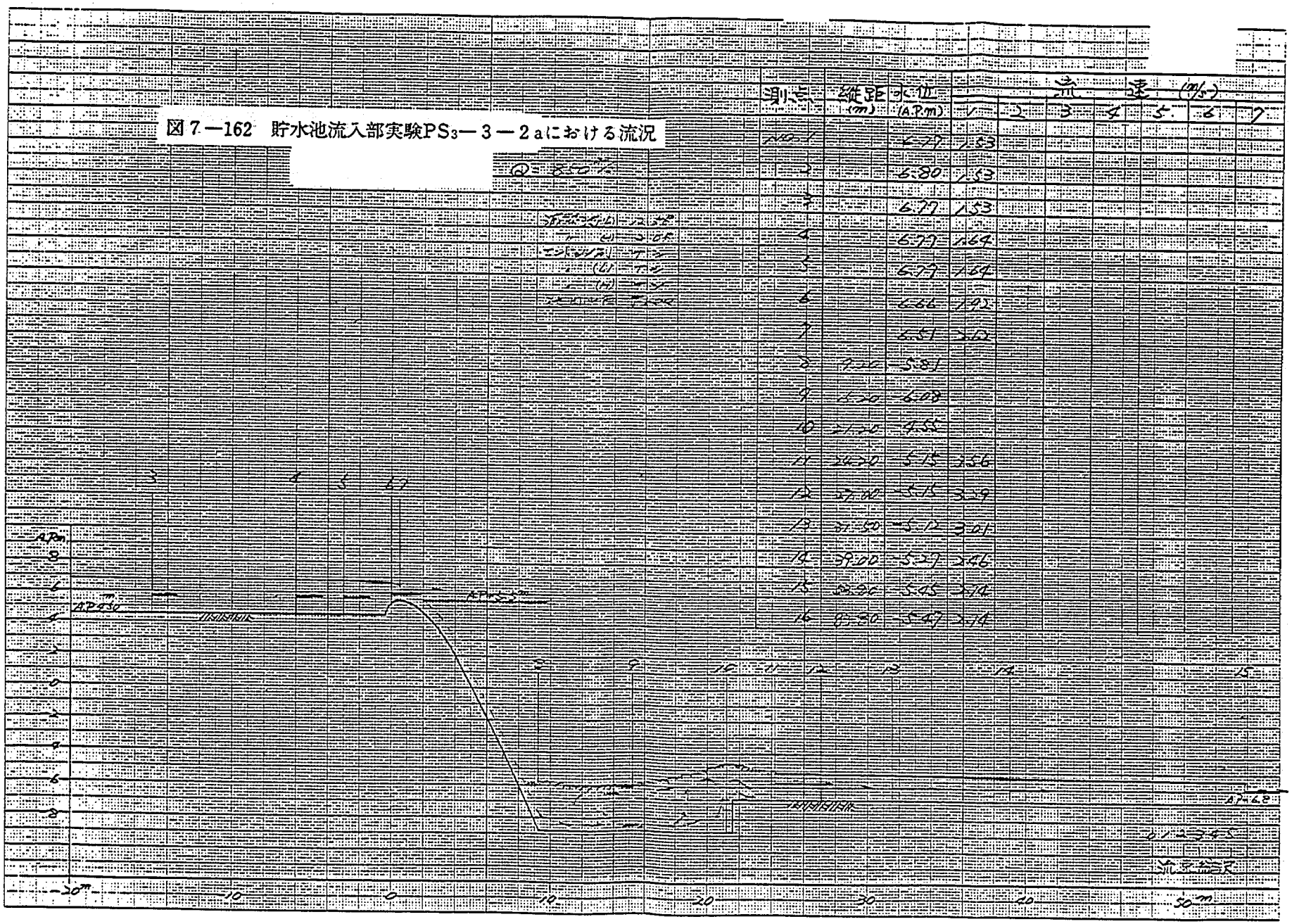


図7－163　貯水池流入部実験PS3－3－2bにおける流況

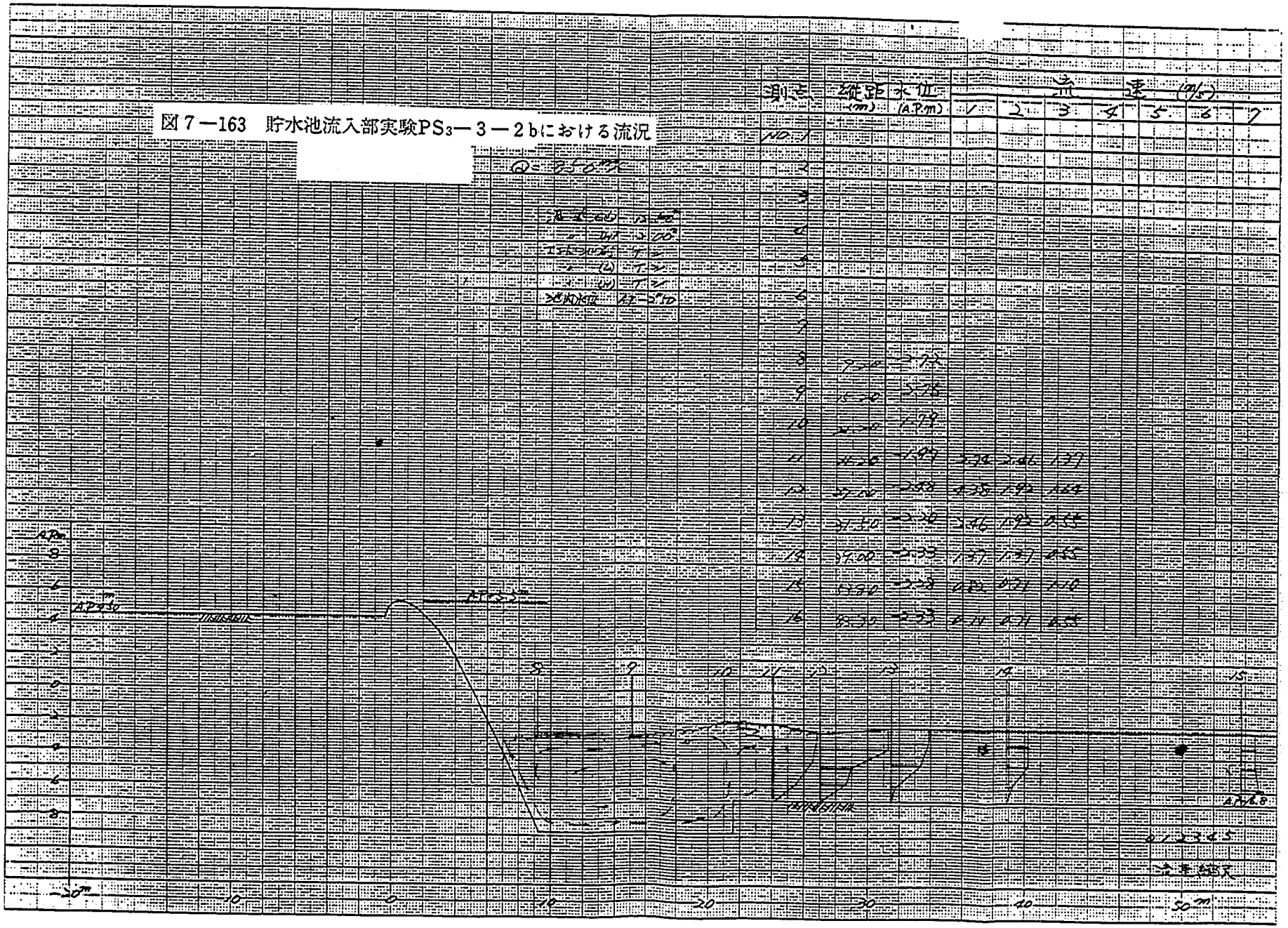


図7－164　貯水池流入部実験PS_3－3－2cにおける流況

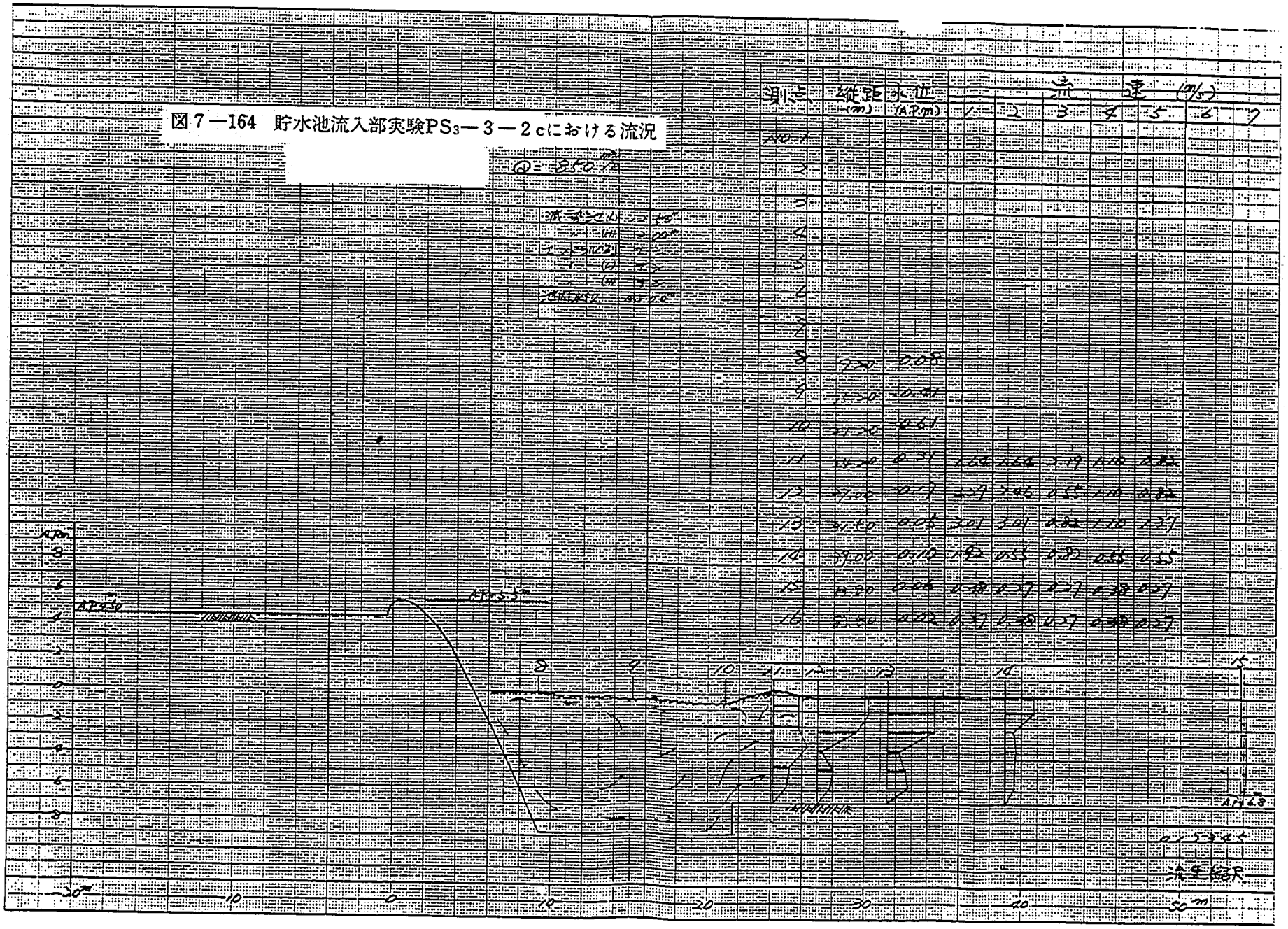
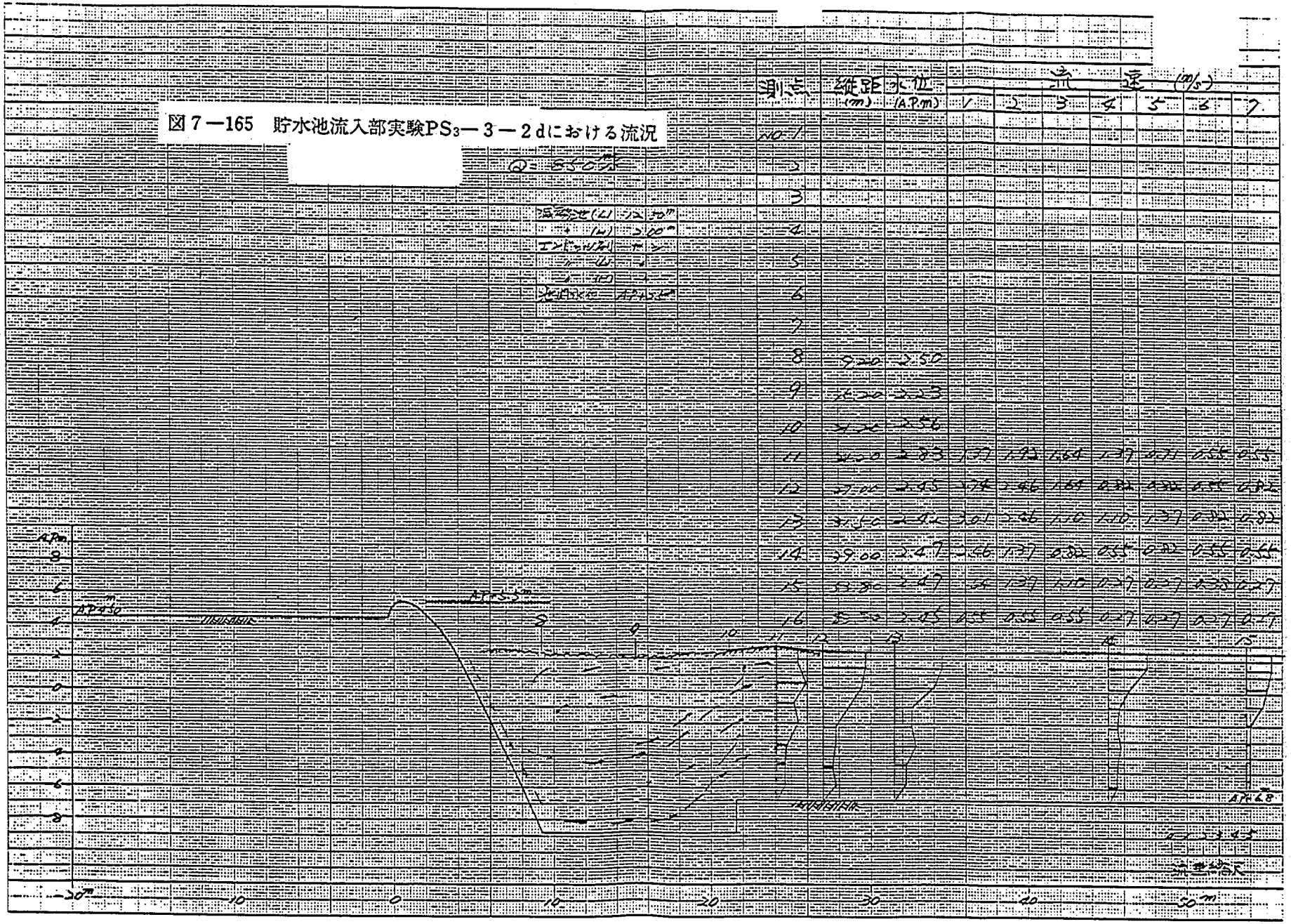


図7－165　貯水池流入部実験PS3－3－2dにおける流況



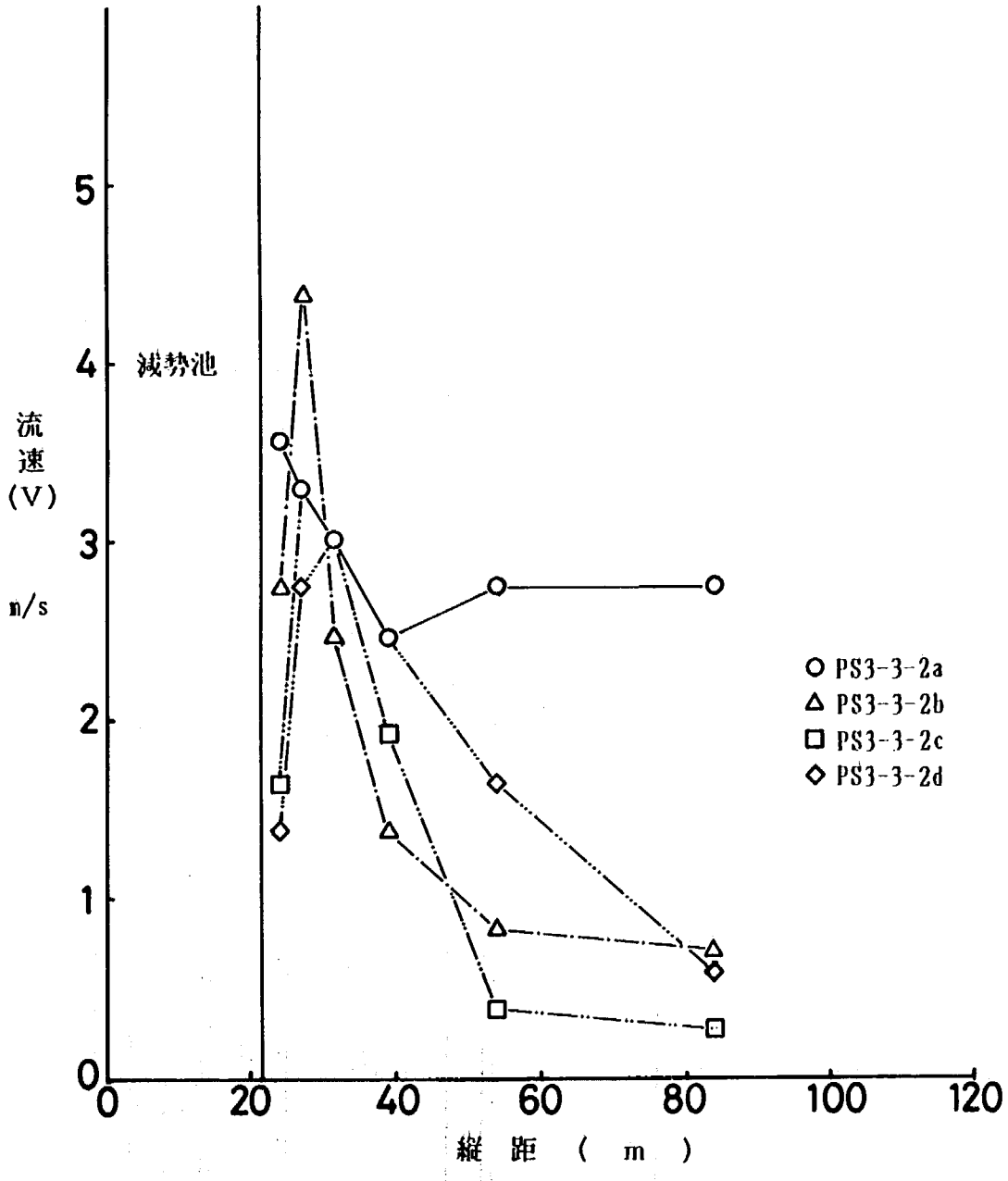


図7－166 貯水池流入部実験シリーズPS_3－3－2における河床近傍流速

図 7 —167 貯水池流入部減勢工配図（バッフル・ピア）

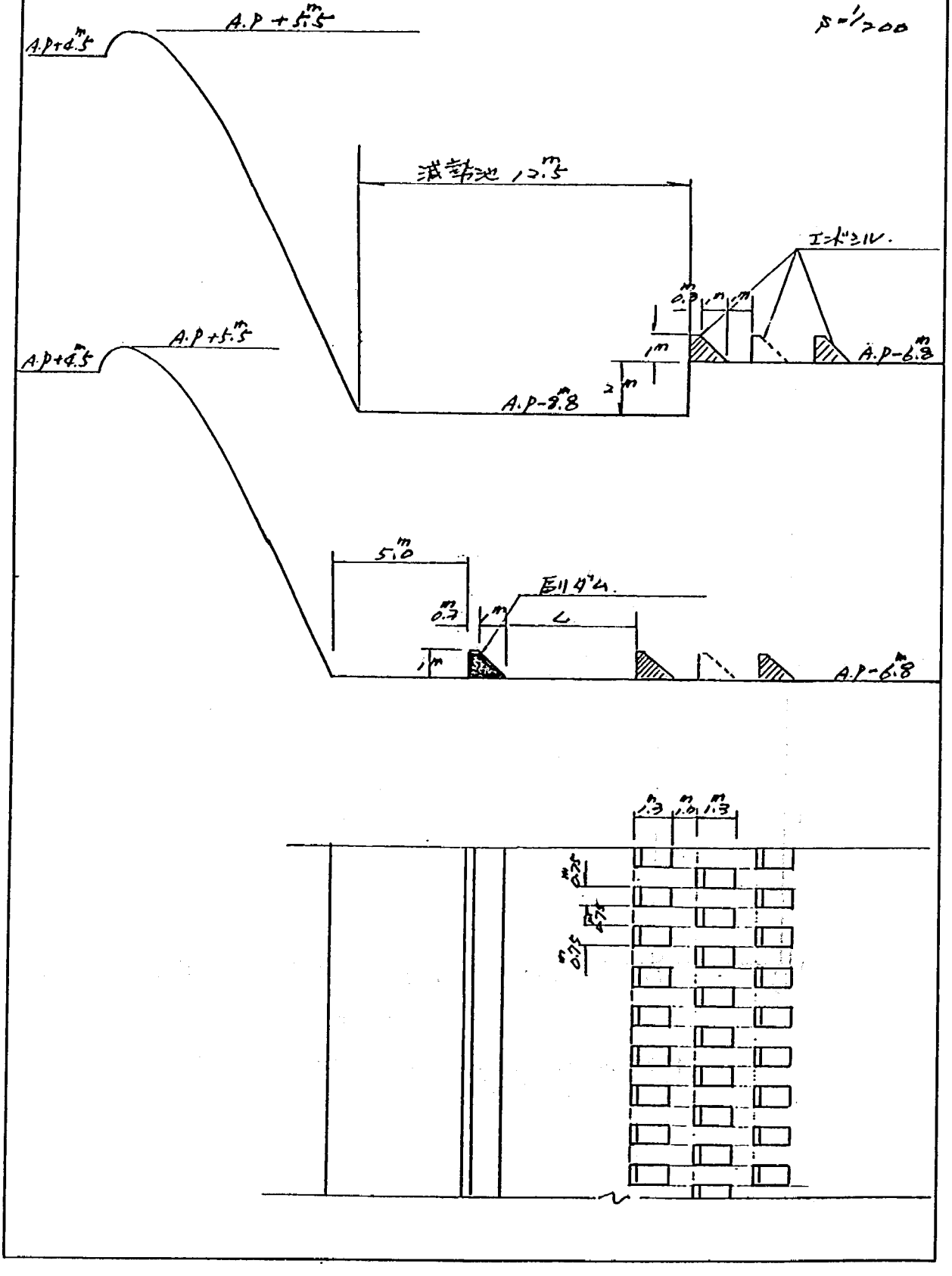


図7—168　貯水池流入部実験PS3—3—3aにおける流況

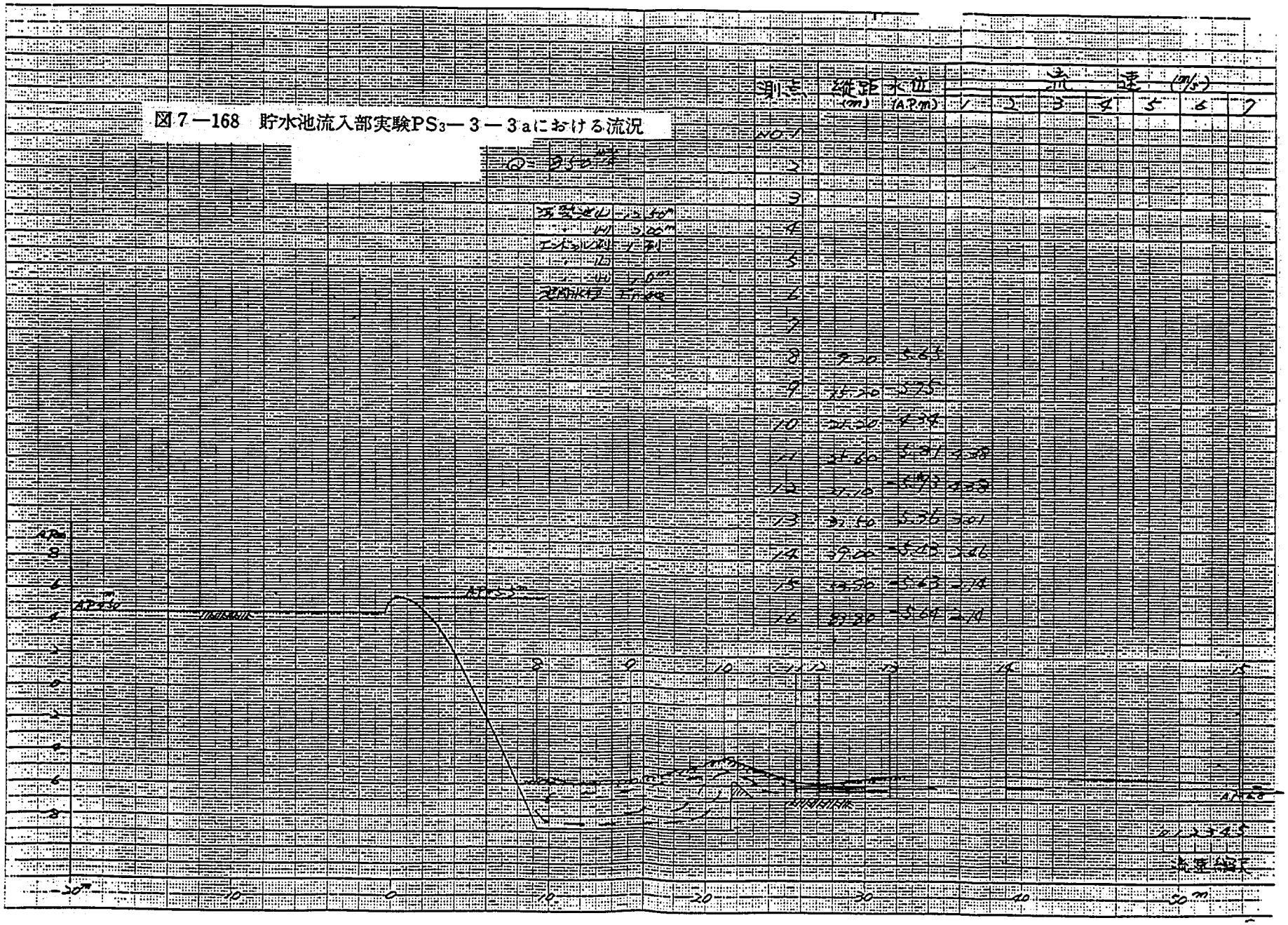


図 7－169　貯水池流入部実験 PS_3－3－3bにおける流況

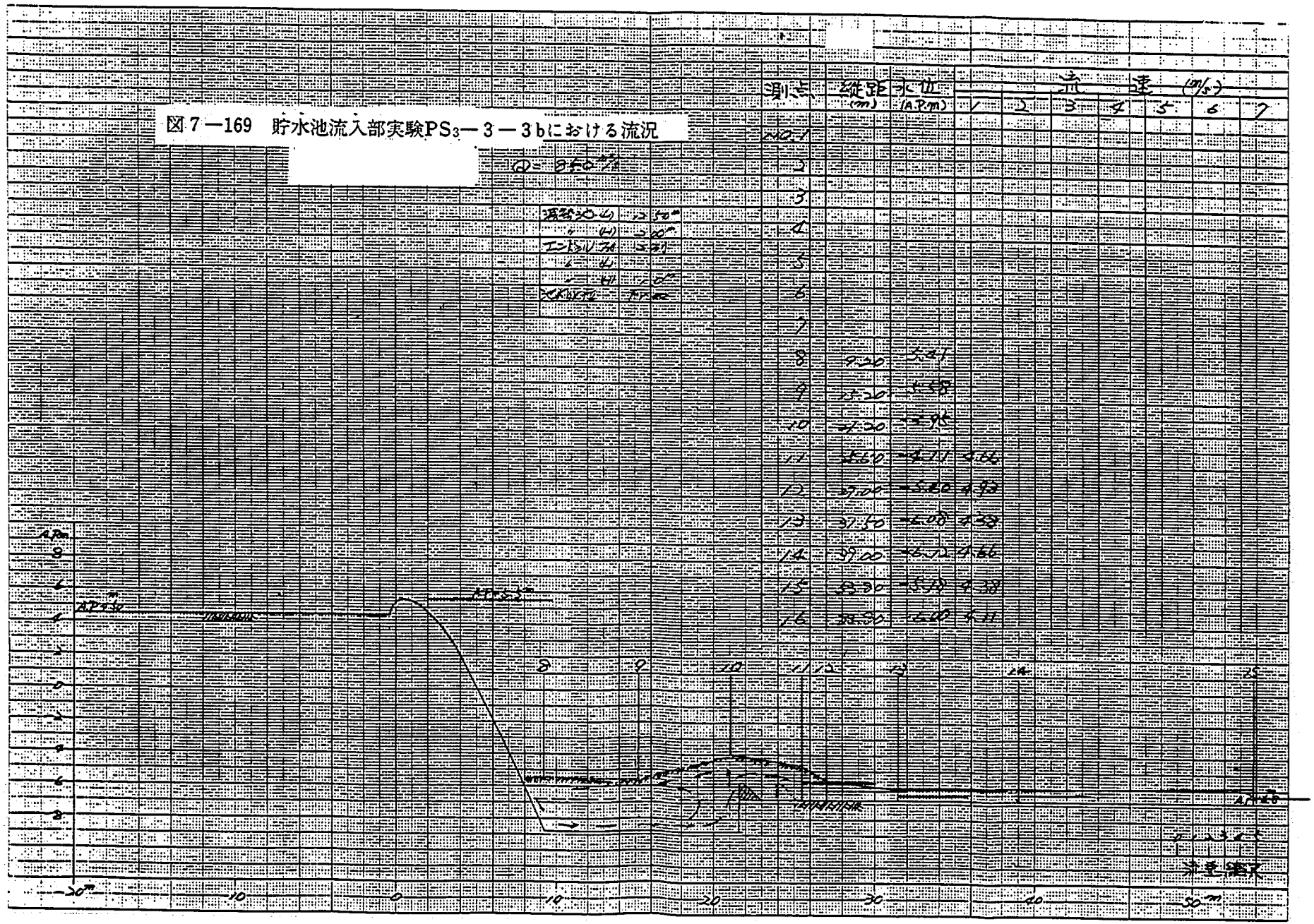


図7－170　貯水池流入部実験PS3－3－3cにおける流況

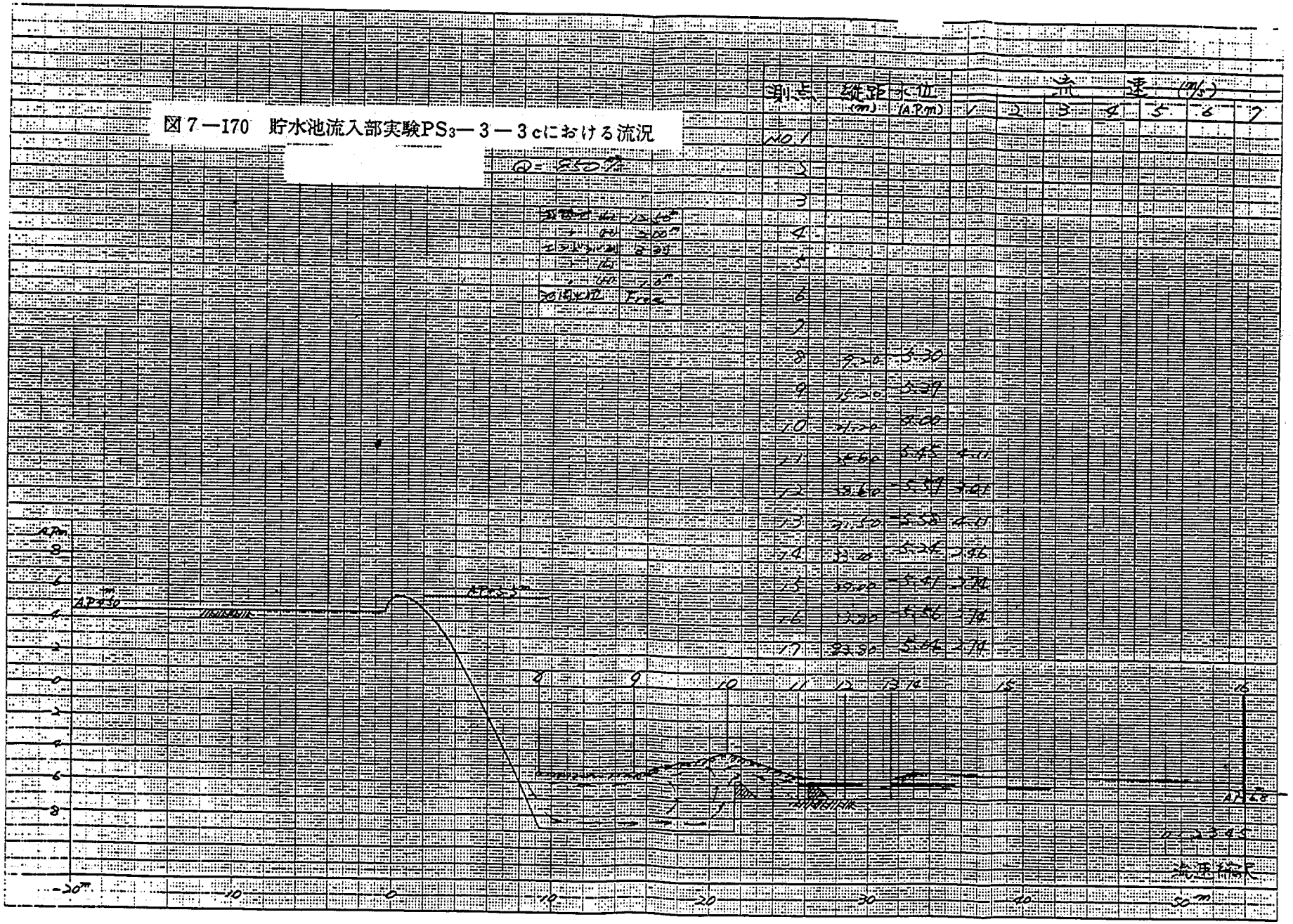


図7－171　貯水池流入部実験PS3－3－3dにおける流況

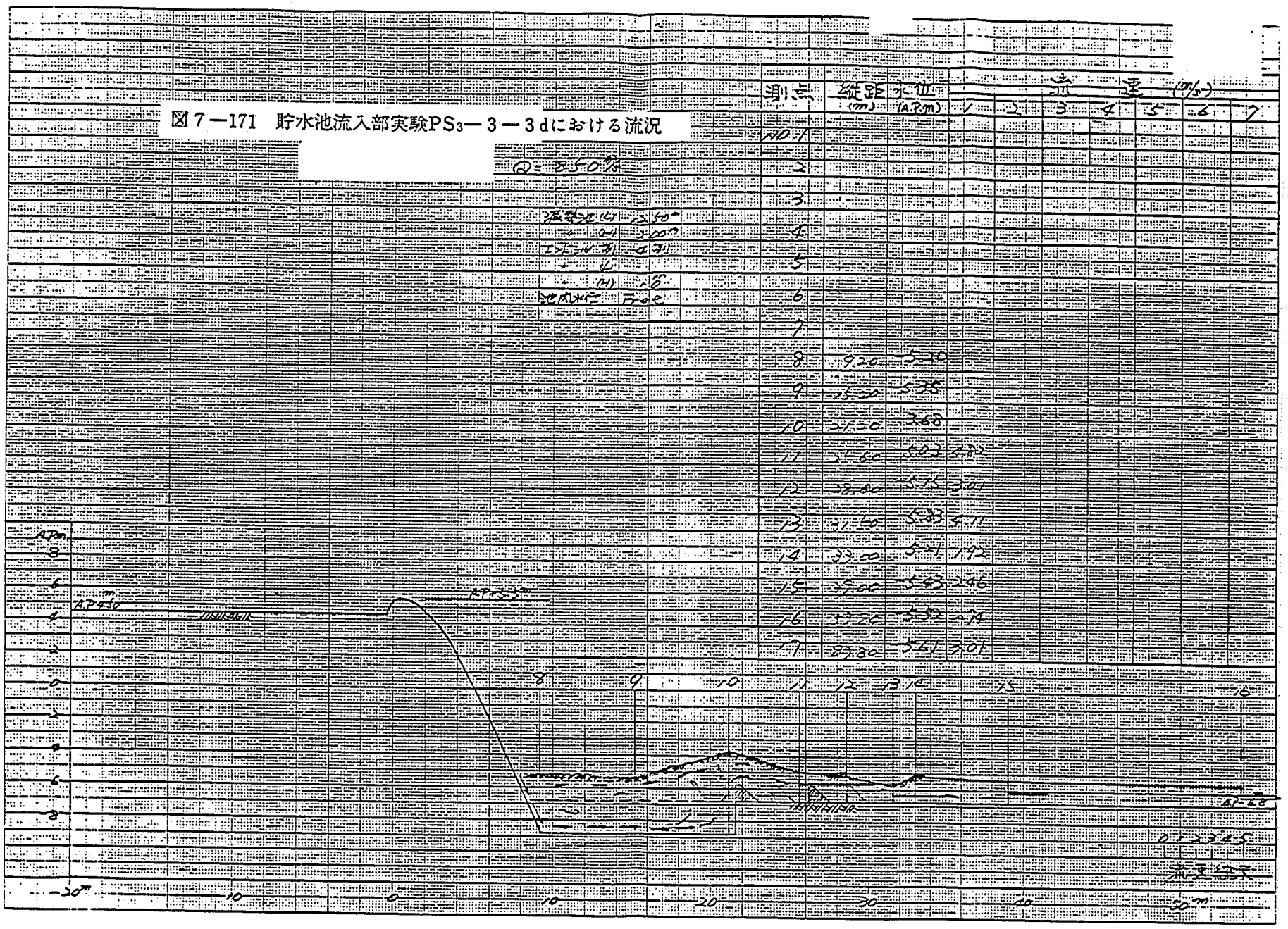


図 7 —172　貯水池流入部実験シリーズ PS_3 — 3 — 3
における流速分布

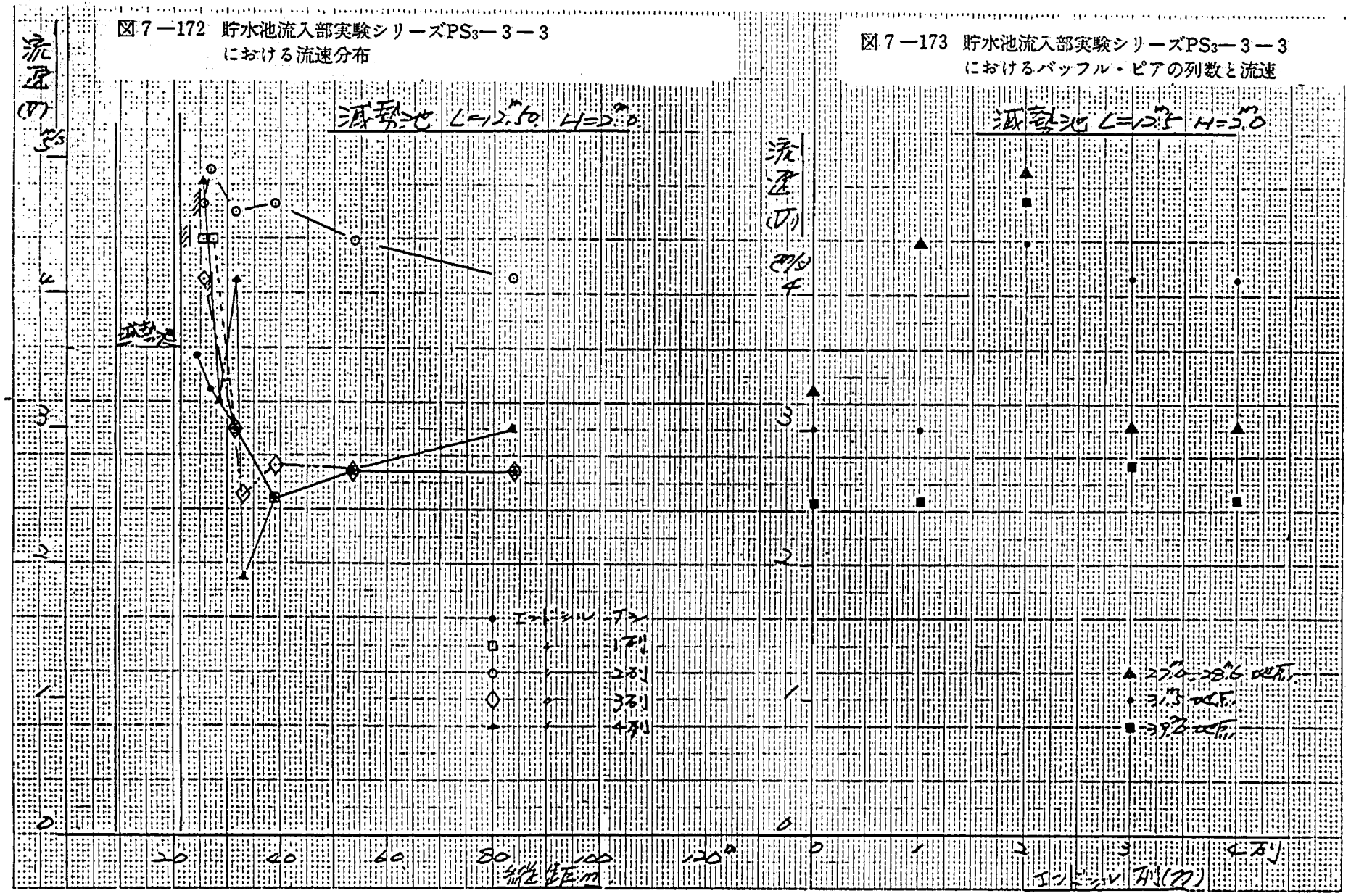
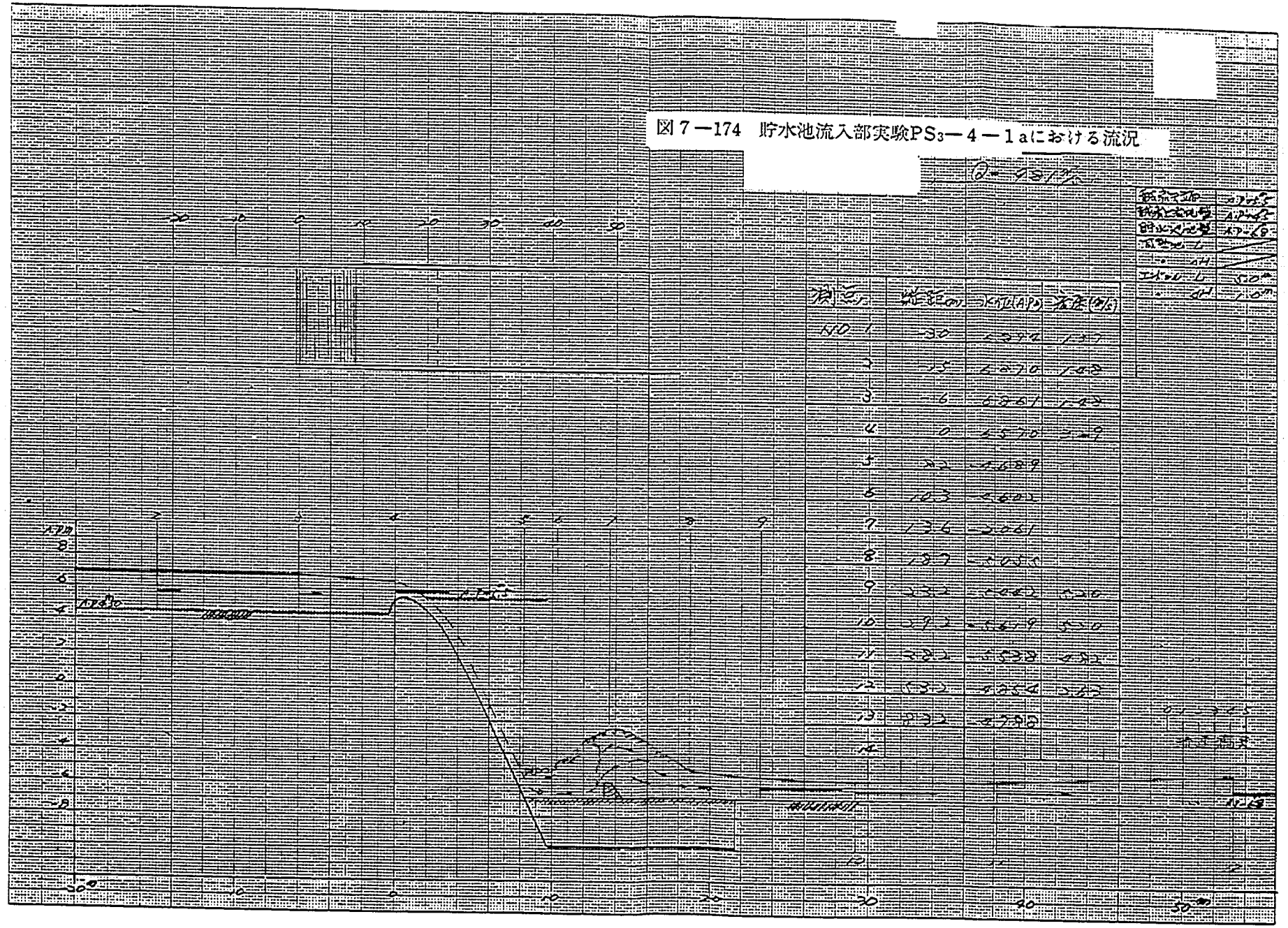


図 7 —173　貯水池流入部実験シリーズ PS_3 — 3 — 3
におけるバッフル・ピアの列数と流速

図７－174　貯水池流入部実験PS3－４－１aにおける流況



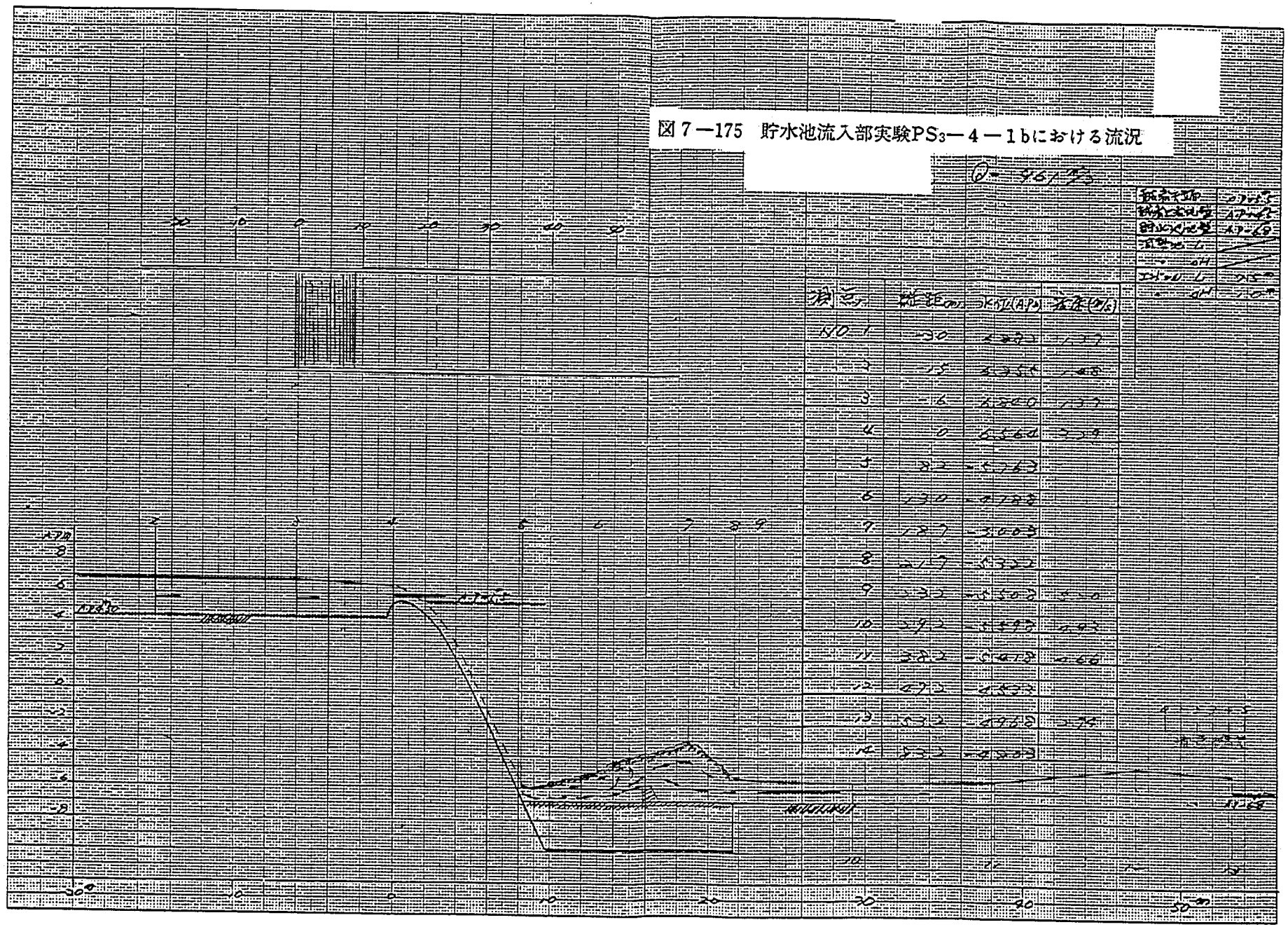


図 7－175　貯水池流入部実験 PS_3－4－1bにおける流況

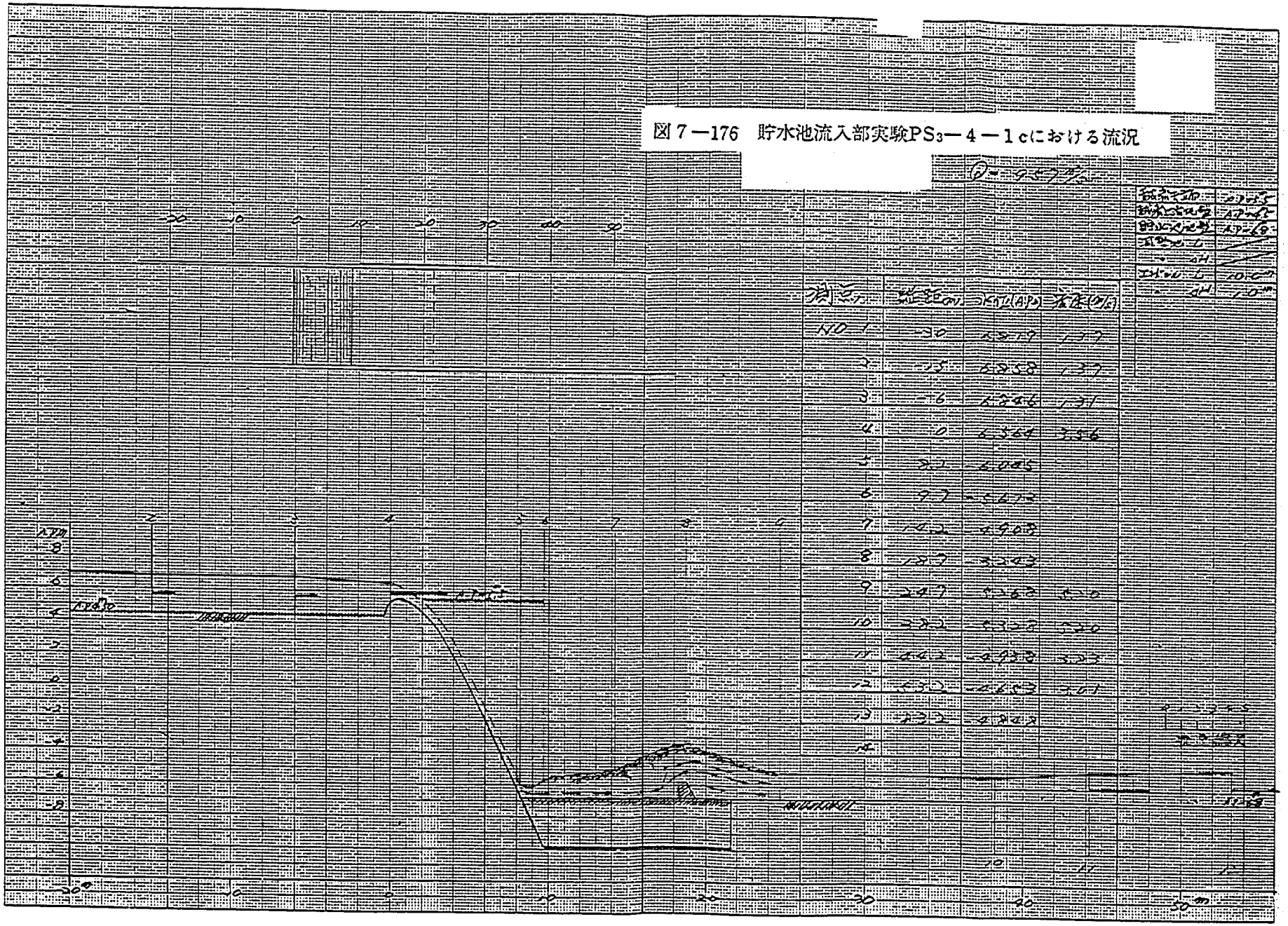


図7－176　貯水池流入部実験PS_3－4－1cにおける流況

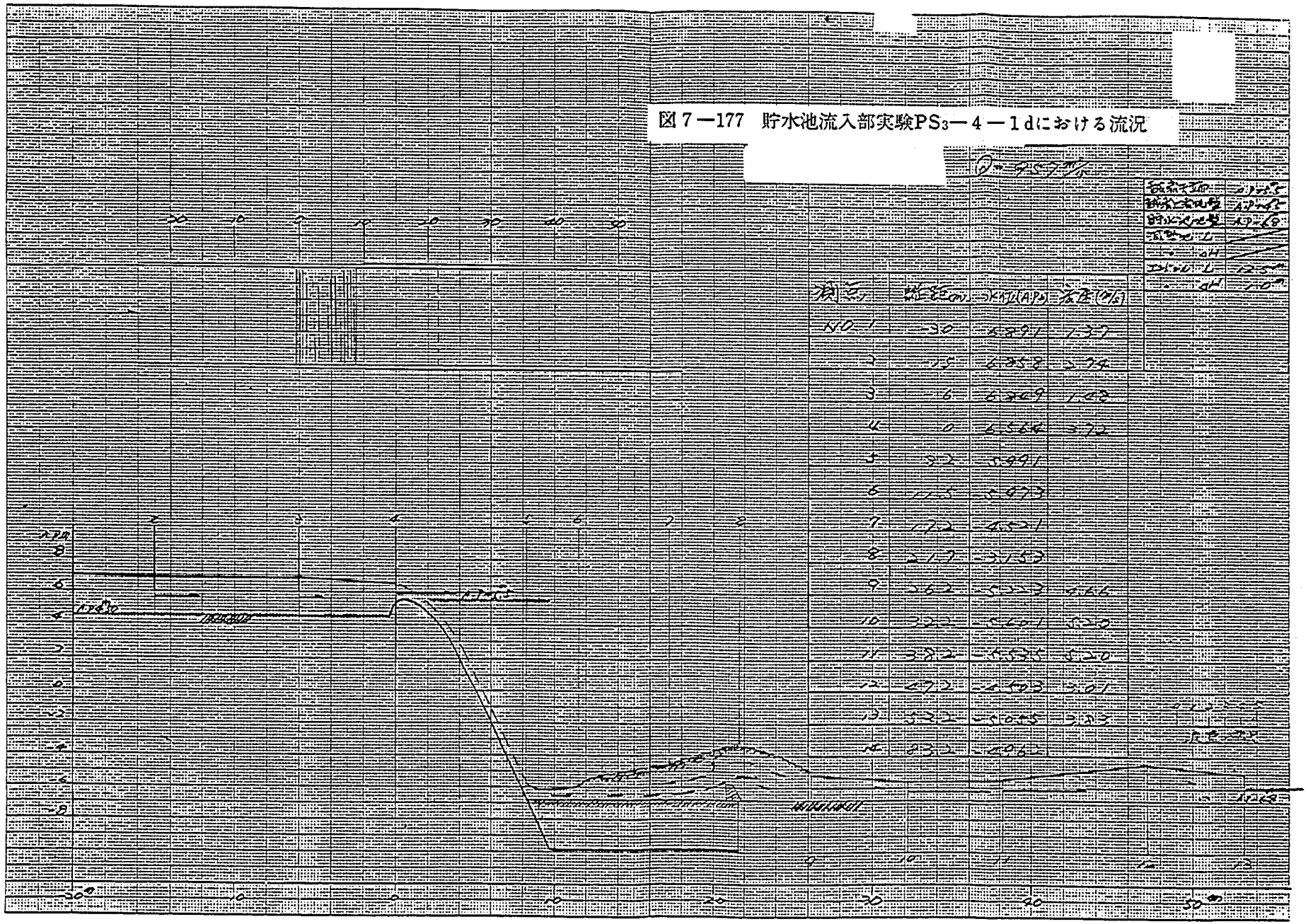


図７－177　貯水池流入部実験PS3－４－１dにおける流況

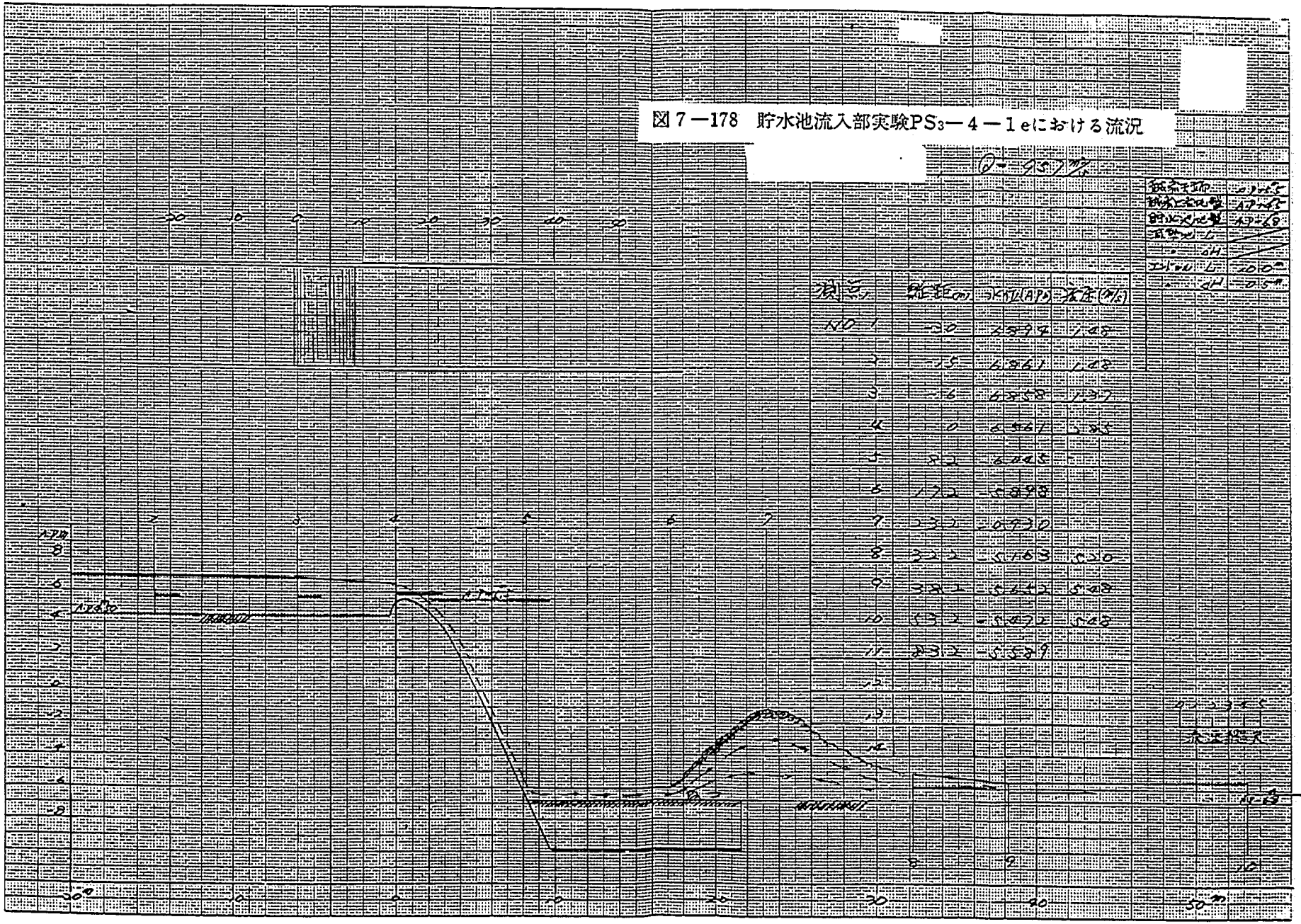


図７－178　貯水池流入部実験PS3－４－１eにおける流況

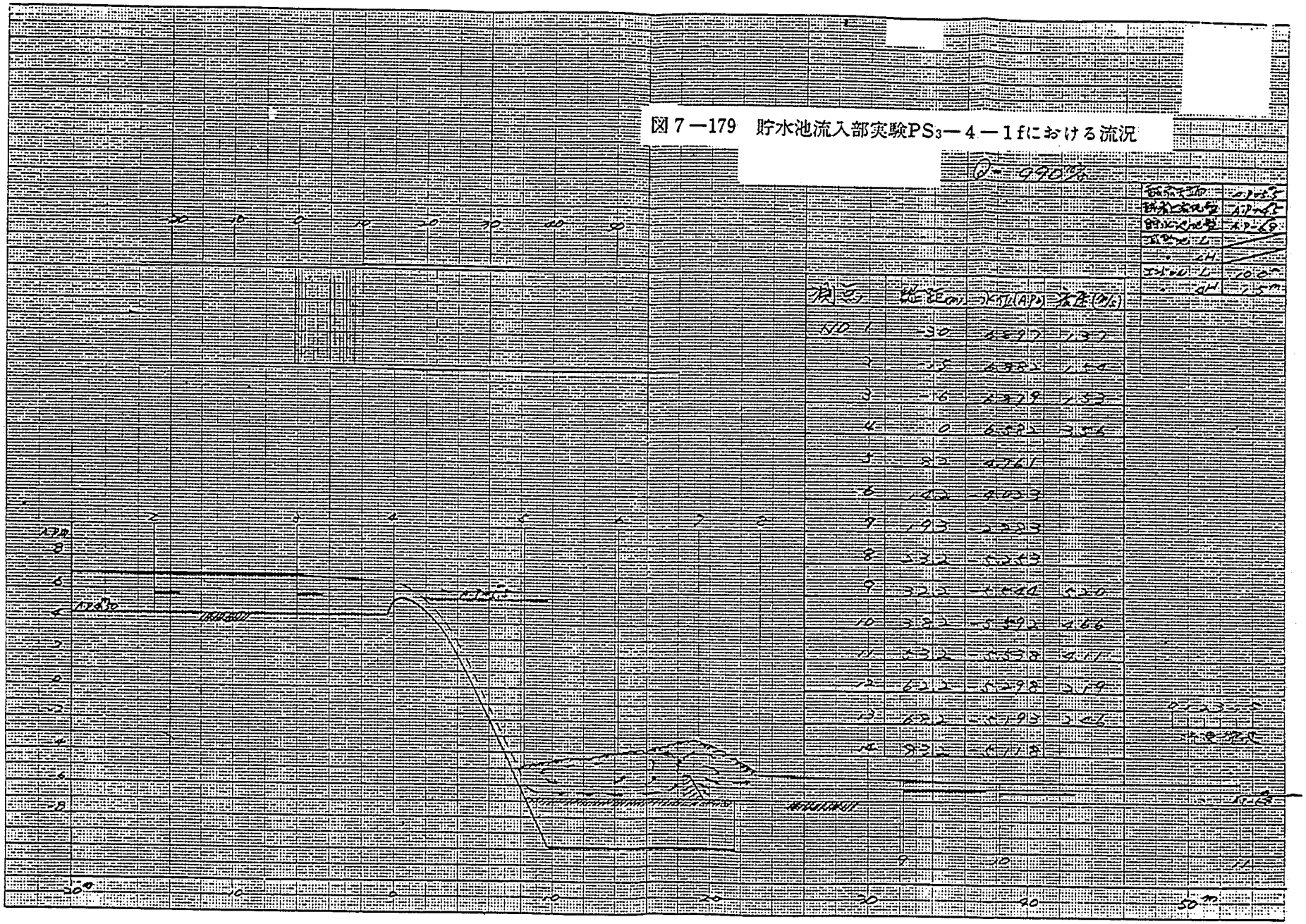


図７－179　貯水池流入部実験PS_3－４－１fにおける流況

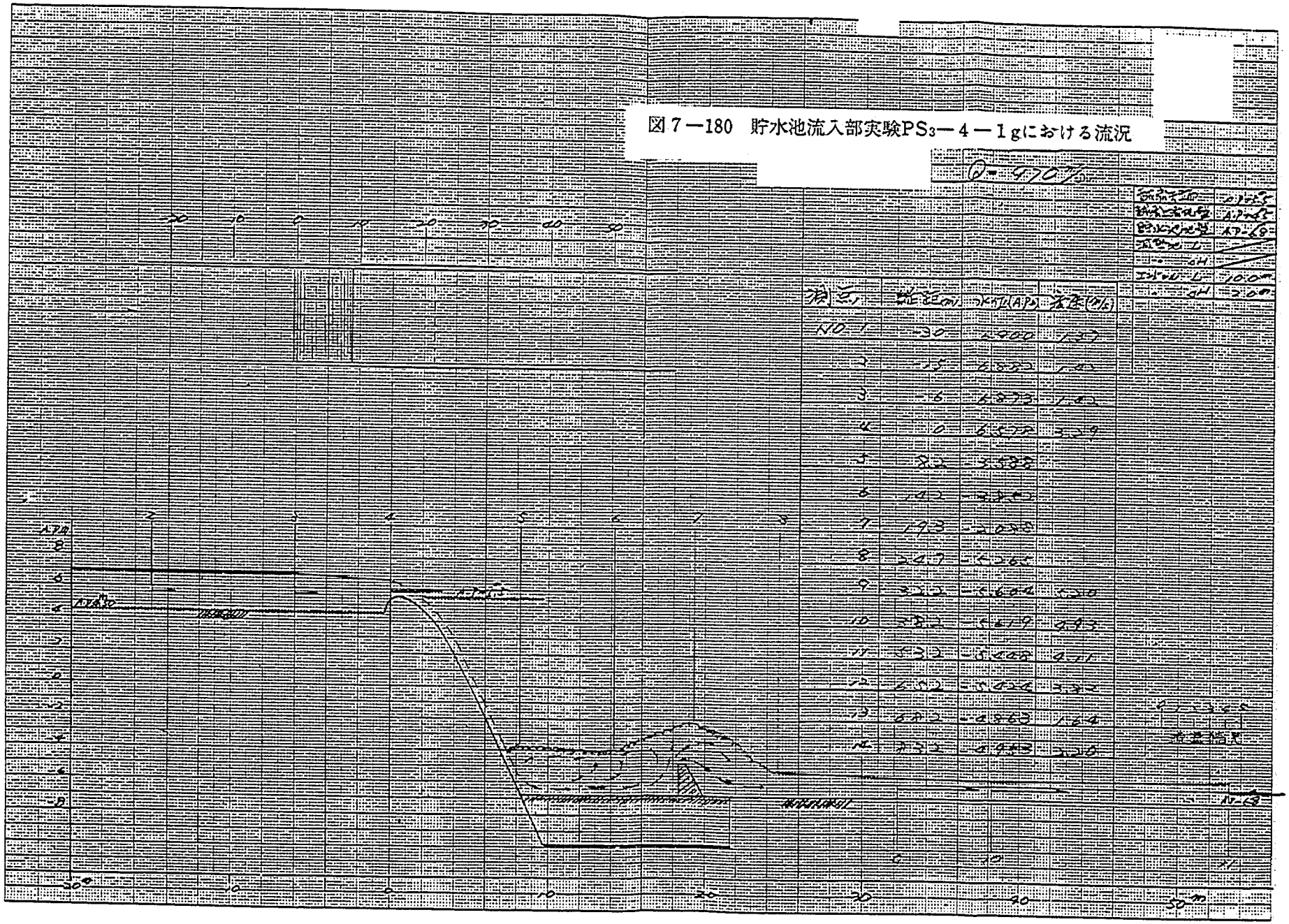


図７－180　貯水池流入部実験PS3－４－１gにおける流況

図 7－181　貯水池流入部実験シリーズPS3－4－1におけるシル高の効果

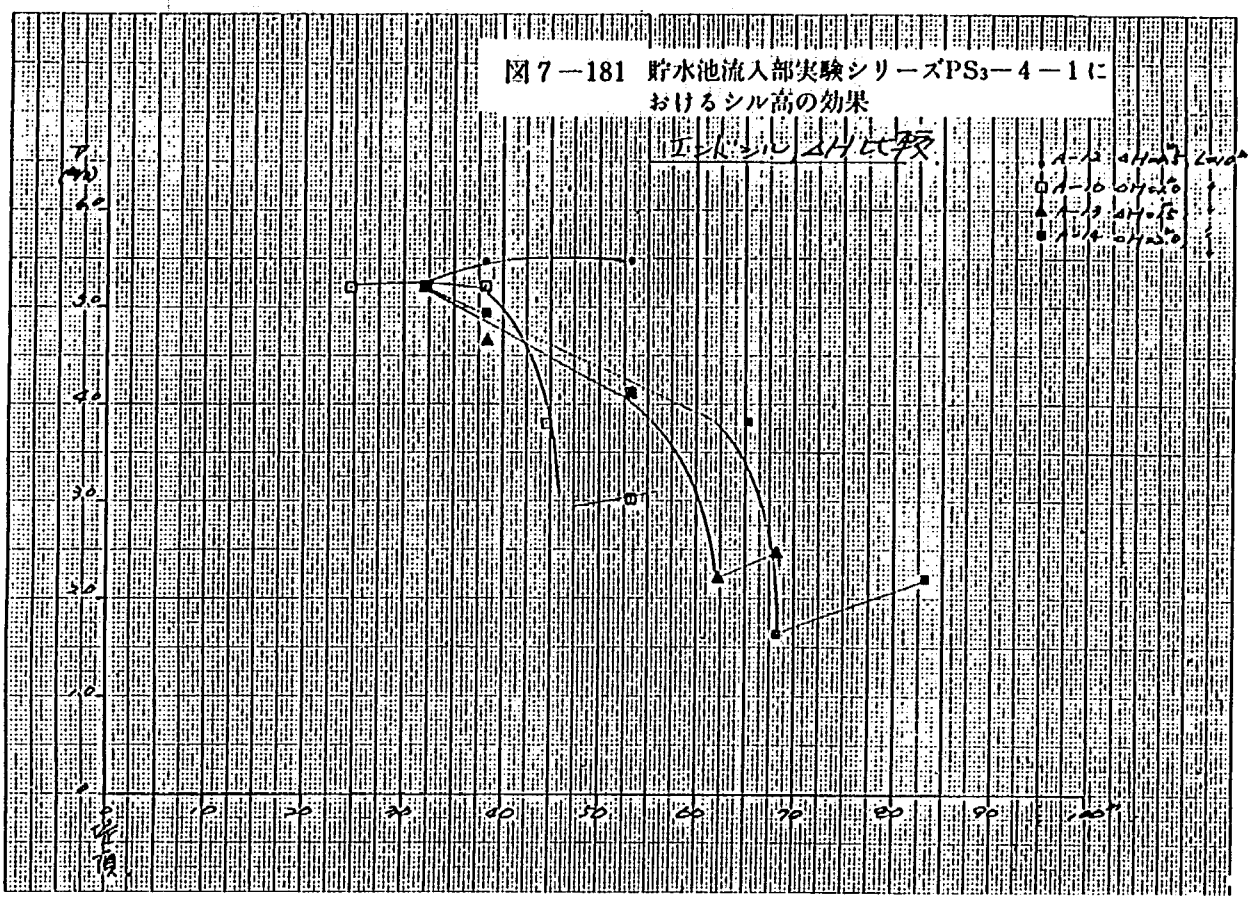


図 7－182　貯水池流入部実験シリーズＰＳ3－4－1におけるシルまでの距離の効果

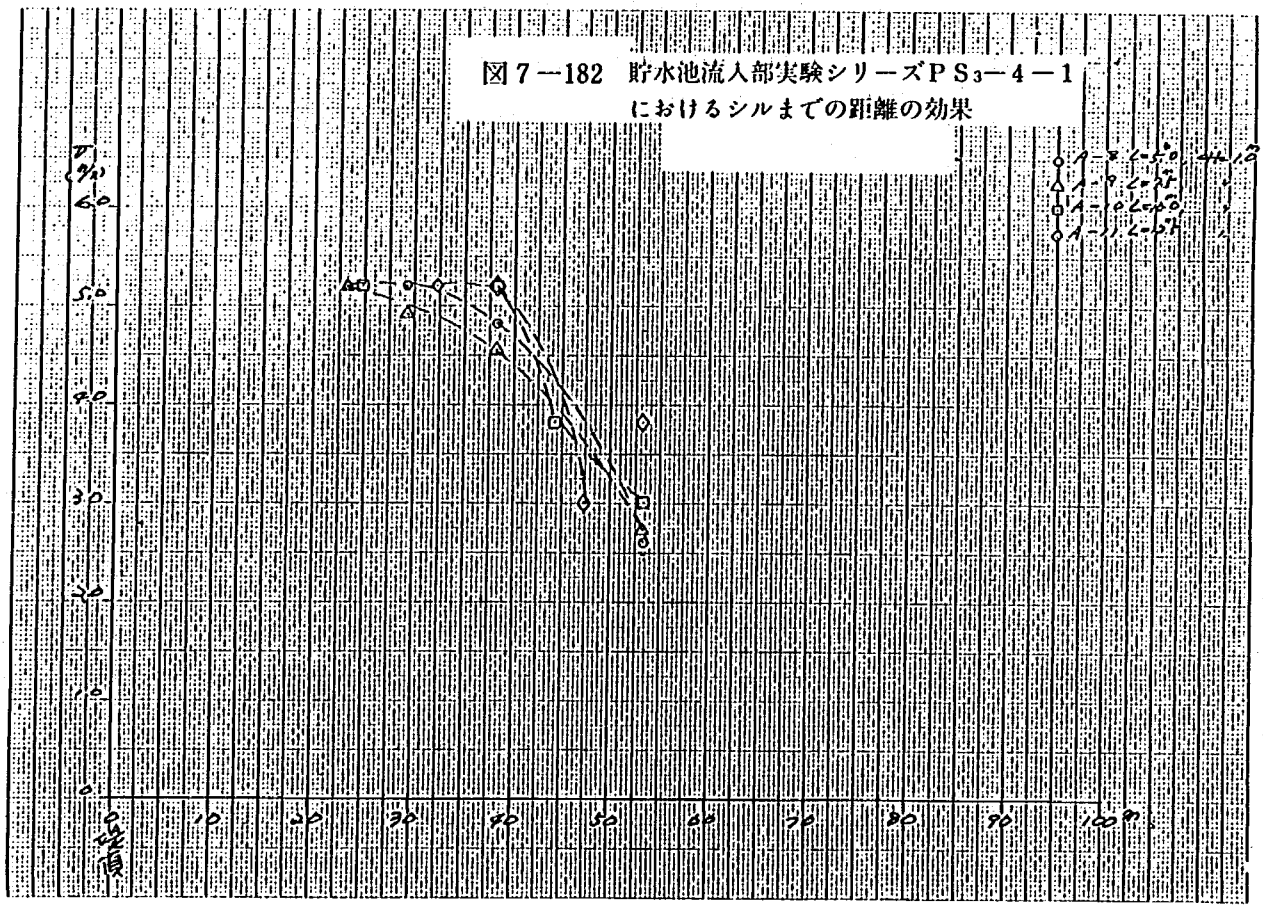


図7－183　貯水池流入部実験PS_3－4－2aにおける流況

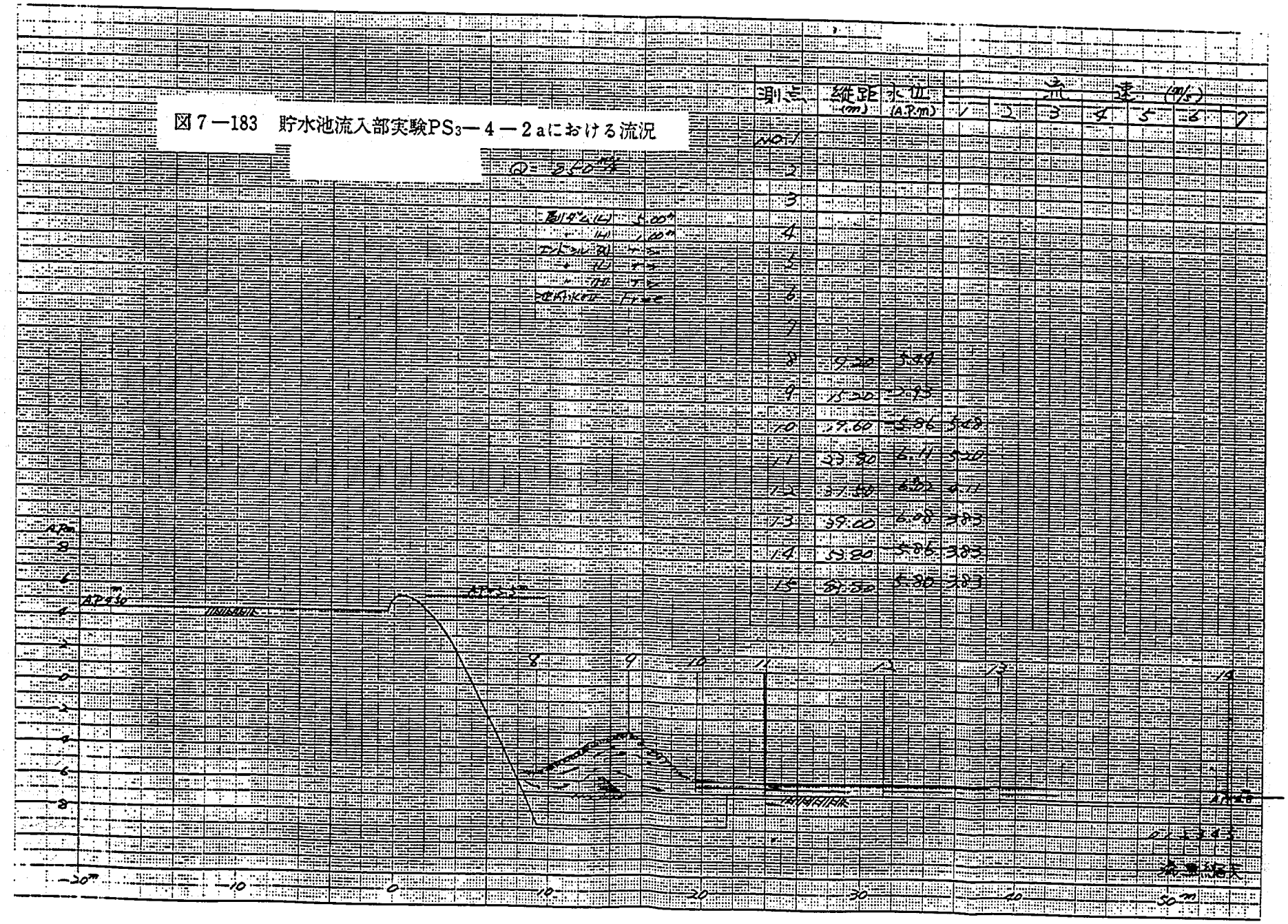


図7—184　貯水池流入部実験PS_3—4—2bにおける流況

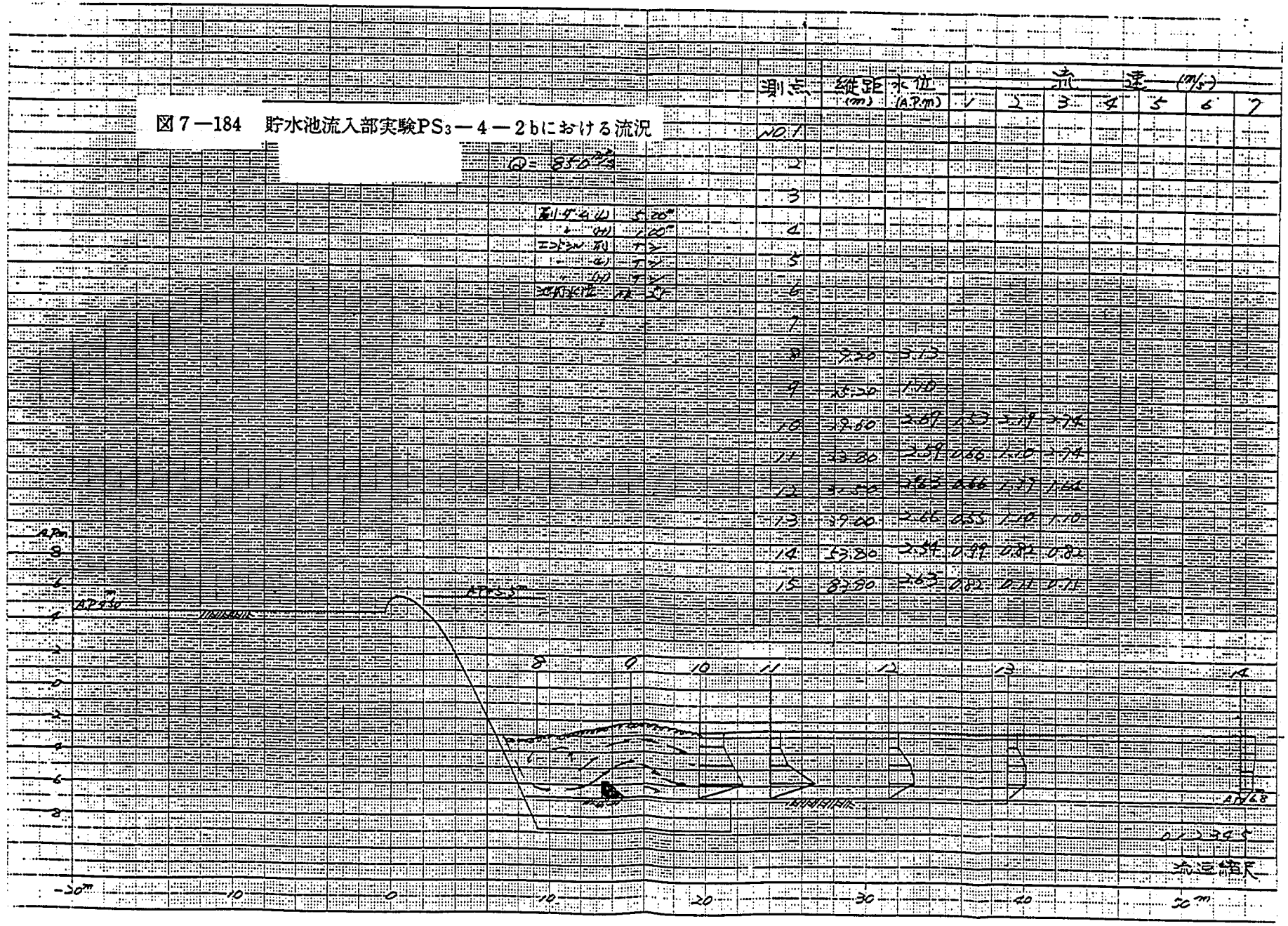


図7—185　貯水池流入部実験PS3—4—2cにおける流況

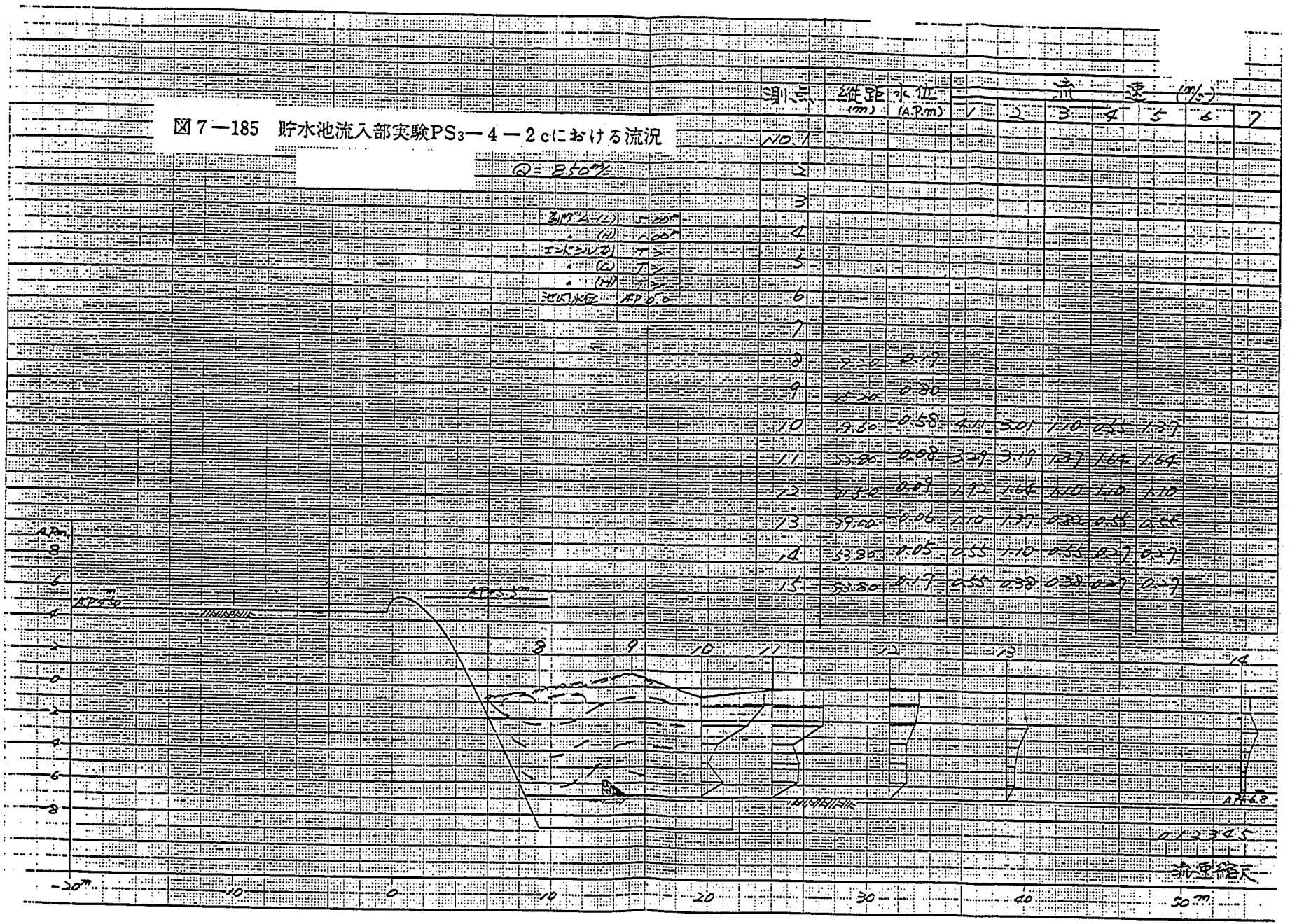


図7－186　貯水池流入部実験PS_3－4－2dにおける流況

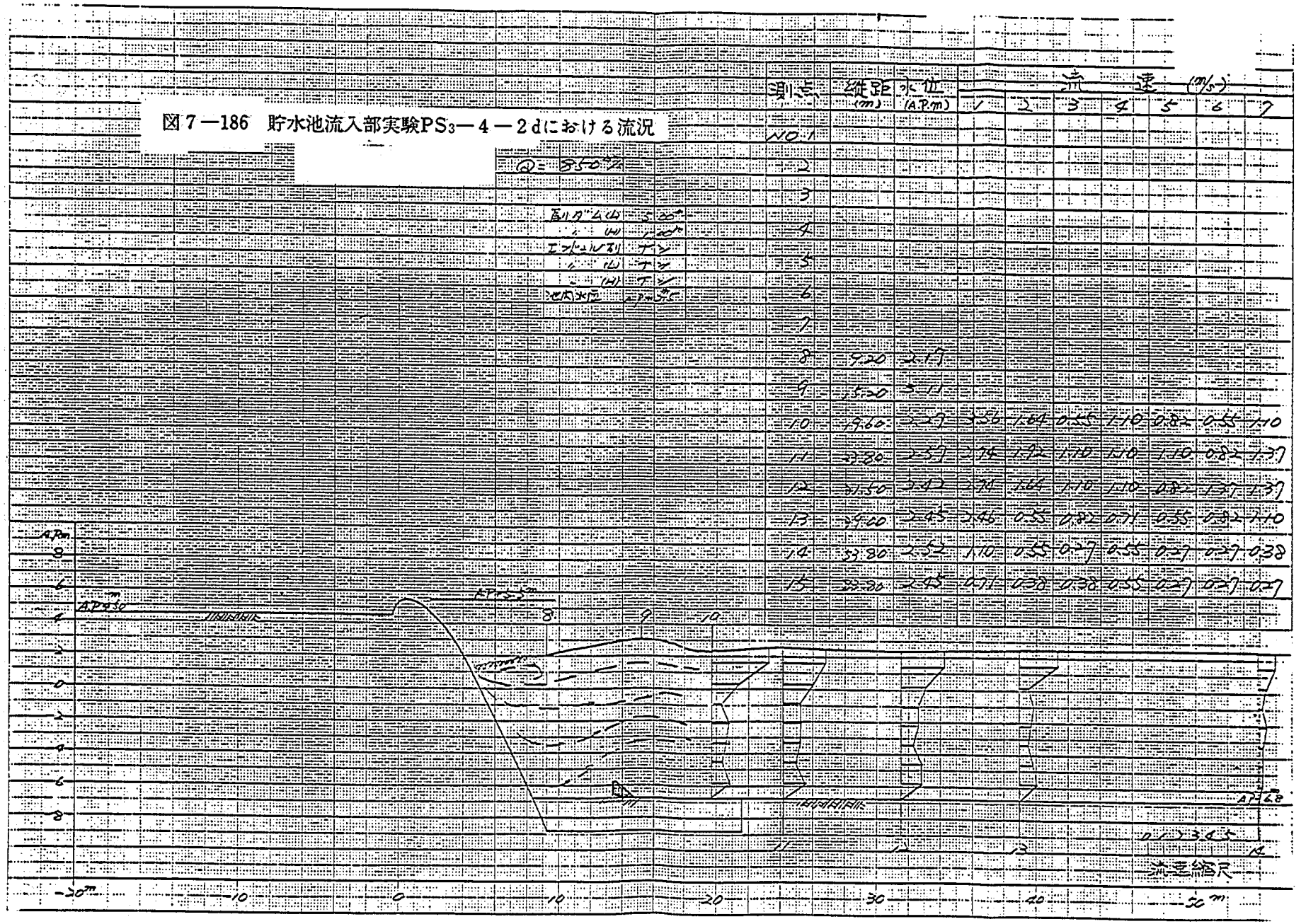


図7－188　貯水池流入部実験シリーズPS_3－4－2
における流速分布

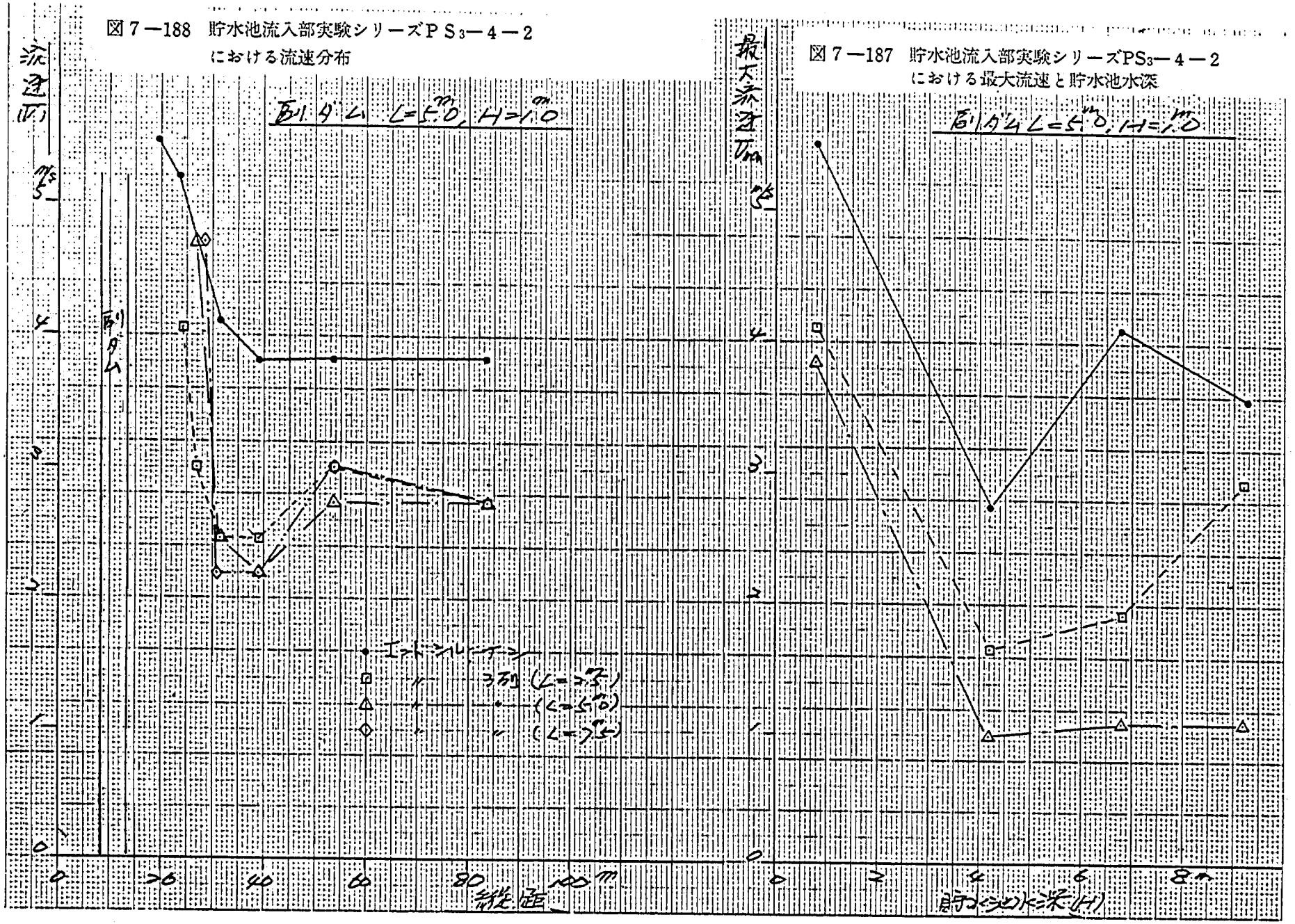


図7－187　貯水池流入部実験シリーズPS_3－4－2
における最大流速と貯水池水深

図 7—189　貯水池流入部実験 PS_3—4—3aにおける流況

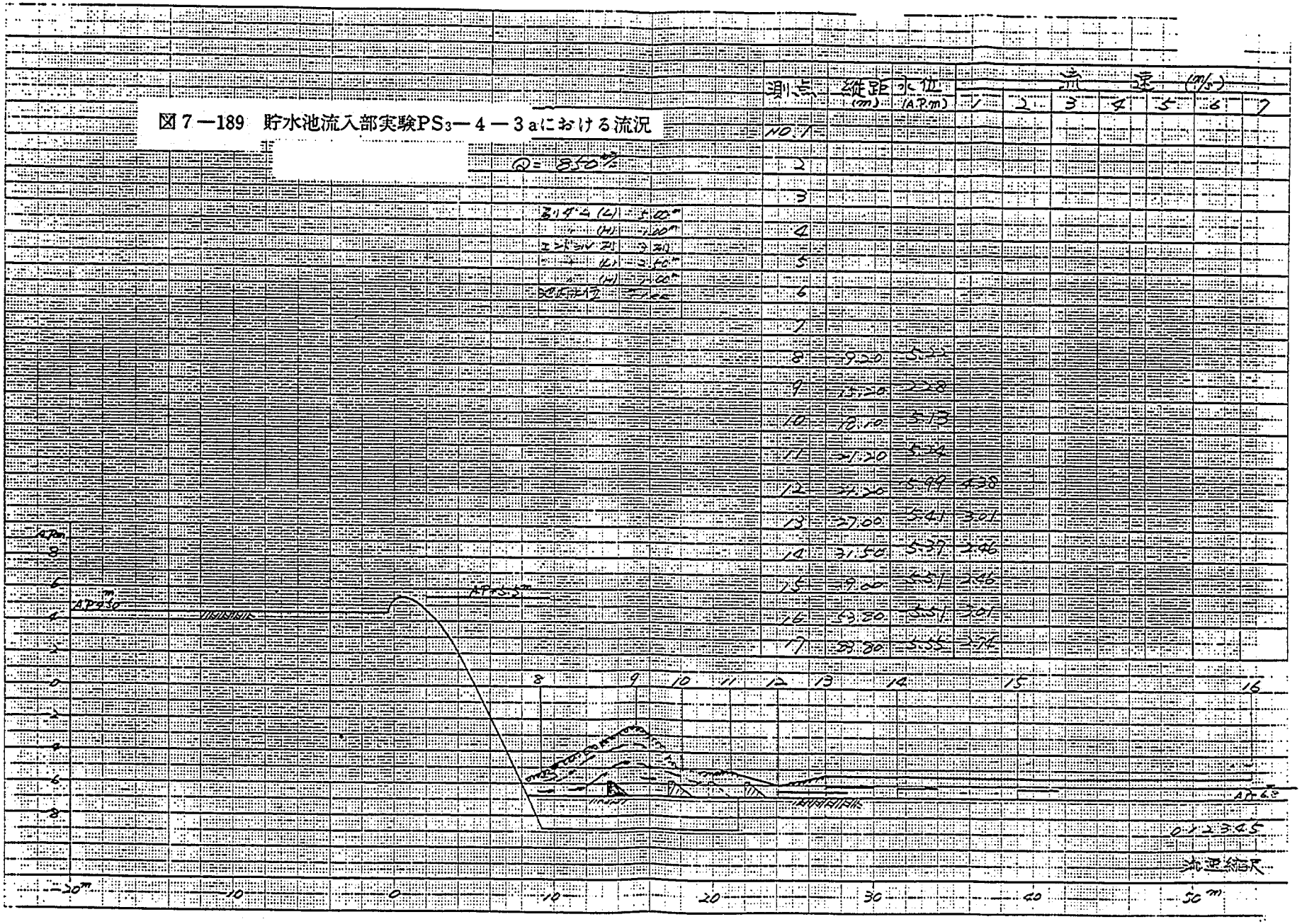


図7－190　貯水池流入部実験PS3－4－3bにおける流況

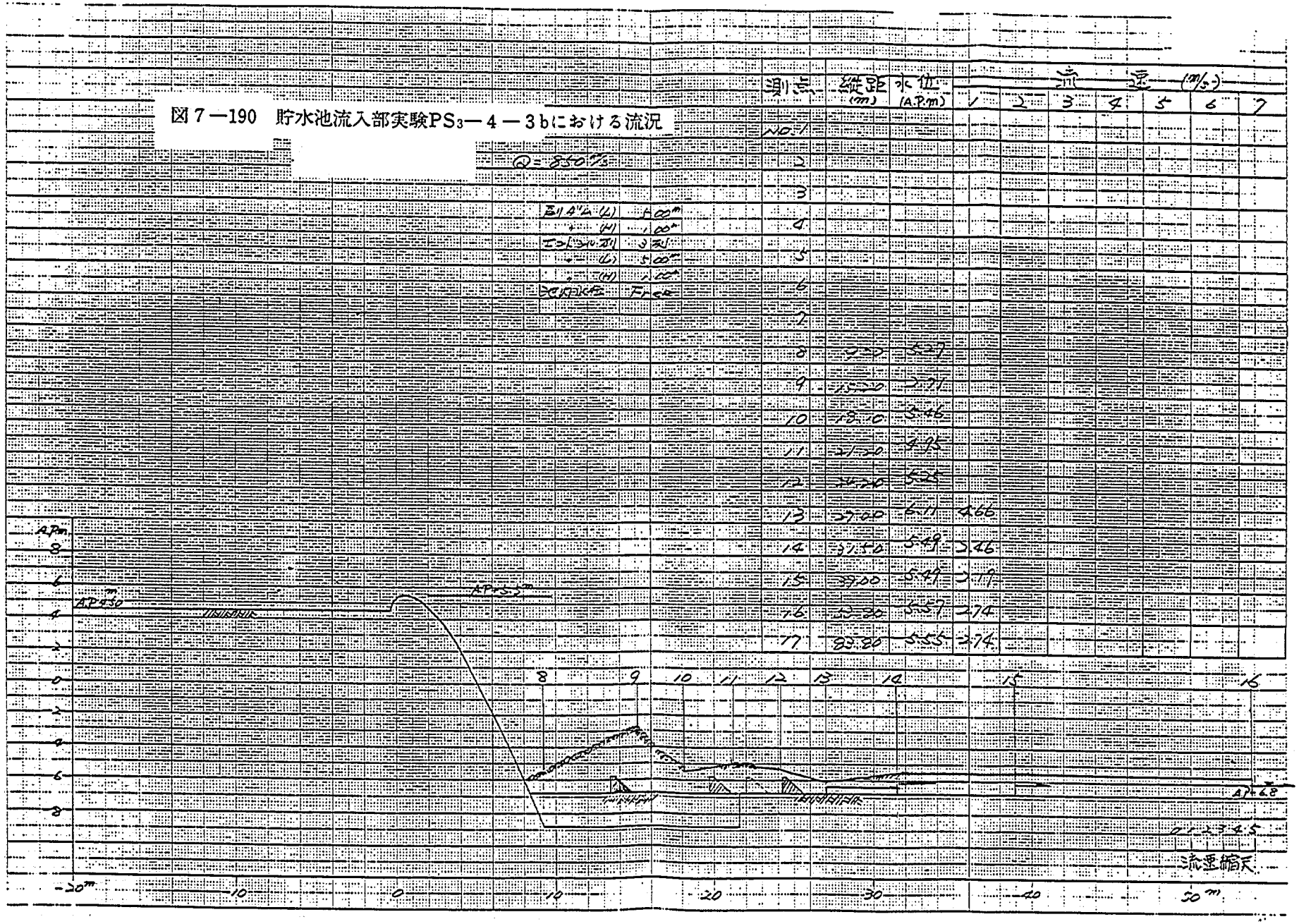


図7－191　貯水池流入部実験PS_3－4－3cにおける流況

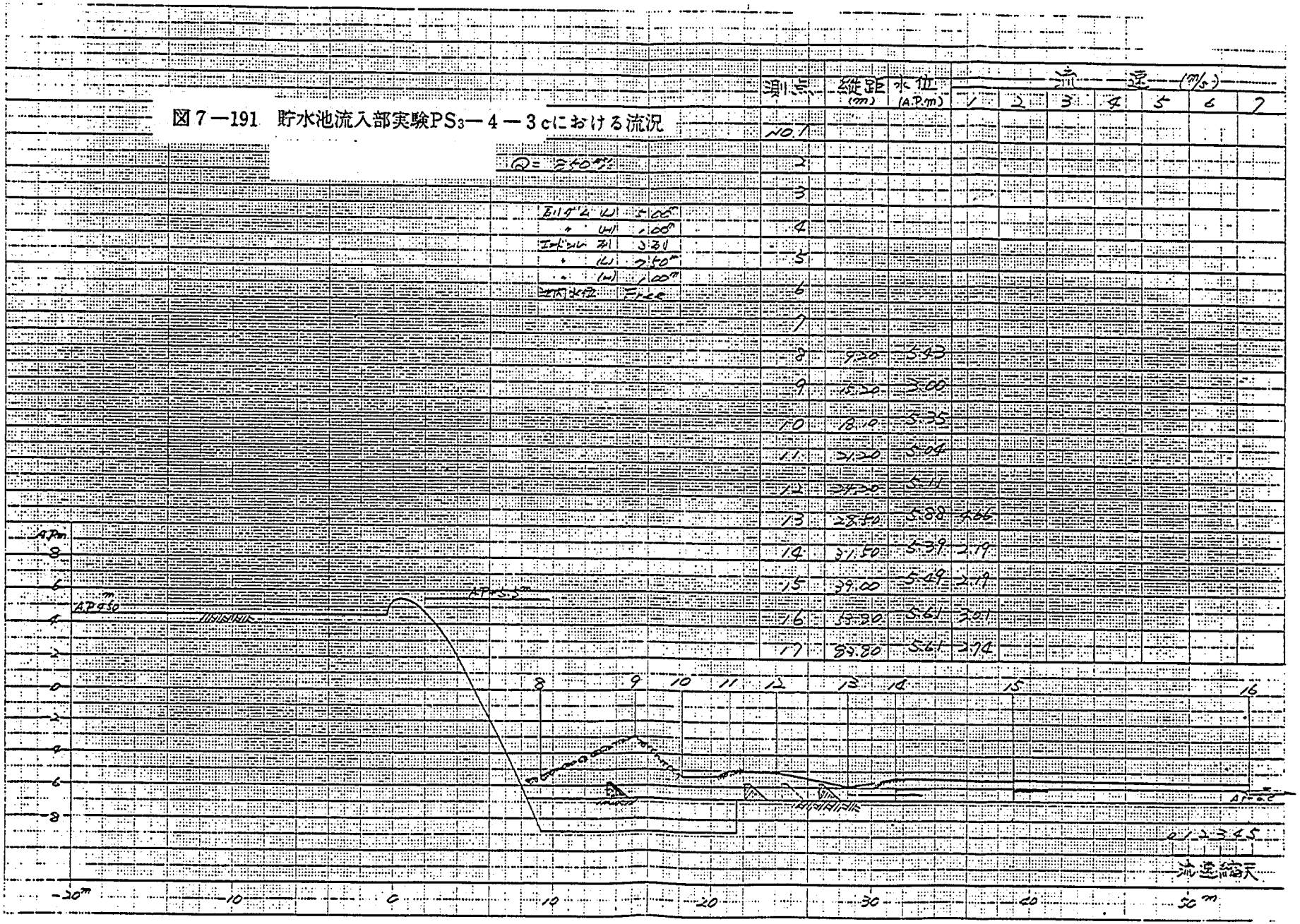
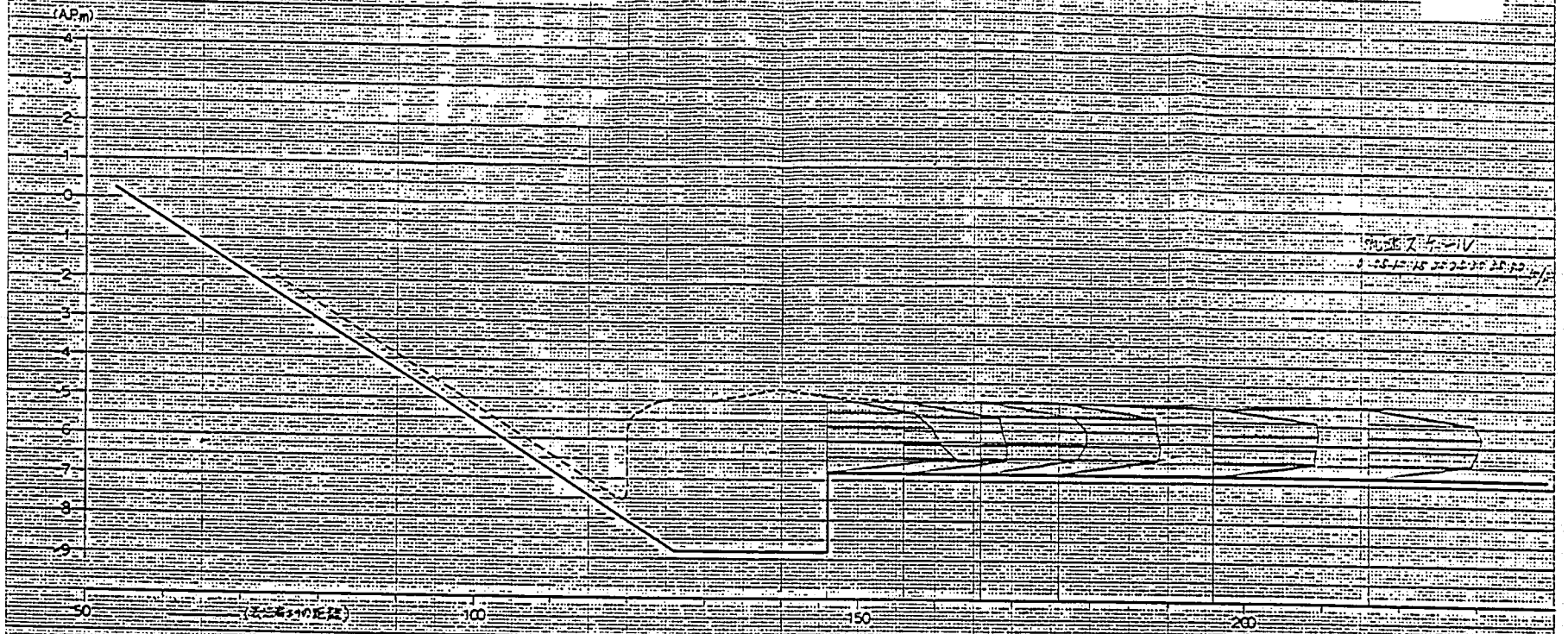


図 7－192 貯水池流入部実験 PS_3－5－1 における流況

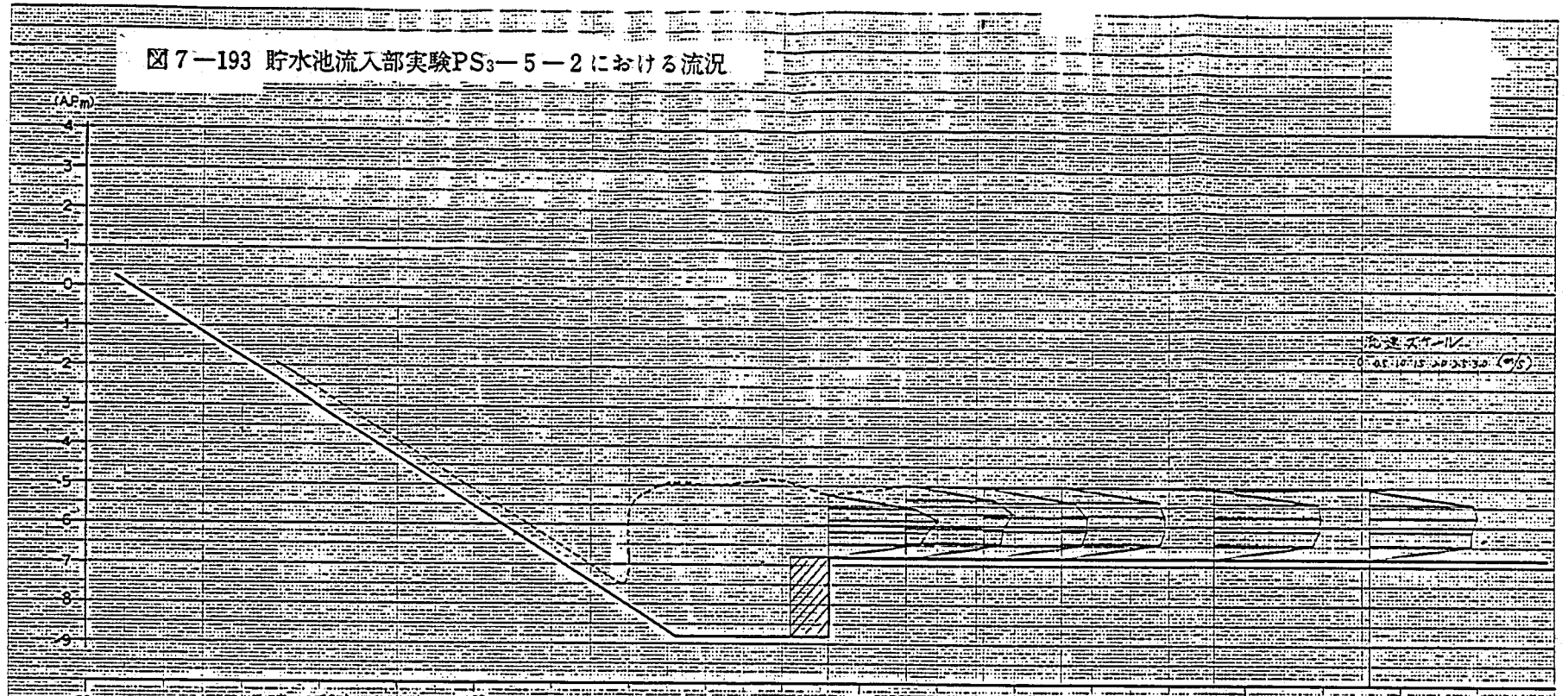


測定位置 / 水位・流速		測定位置（取水塔法有よりの距離）													
		-120	-80	-30	-10	20	120	130	140	146	156	164	176	196	206	276
水位 (A.P.m)		-2.57	-2.55	-2.55	-2.55	-2.64	-3.26	-4.12	-4.68	-4.88	-4.78	-4.74	-4.72	-5.07	-5.10	-5.05
水深	1(m)全水深									1.89	1.80	1.92	1.86	1.85		1.93
	2割									2.39	2.28	2.38	2.29	2.29		2.24
	4割									2.73	2.53	2.72	2.56	2.71		2.94
流速	6割									2.93	2.69	2.72	2.62	2.47		2.80
	8割									3.32	2.84	2.92	2.78	2.66		2.66
平均流速(%)										2.85	2.45	2.76	2.43	2.53		2.45

CASE INDEX

流量 (m³/s)	導水路の距離 (m)	下流端水位 (A.P.m)			
		-6.80	-2.00	0.00	1.65
850	20	10－1			
	15	10－2	10－4	10－5	10－6
	10	10－3			
600	15	10－8			
400	15	10－7			

図7－193 貯水池流入部実験PS3－5－2における流況

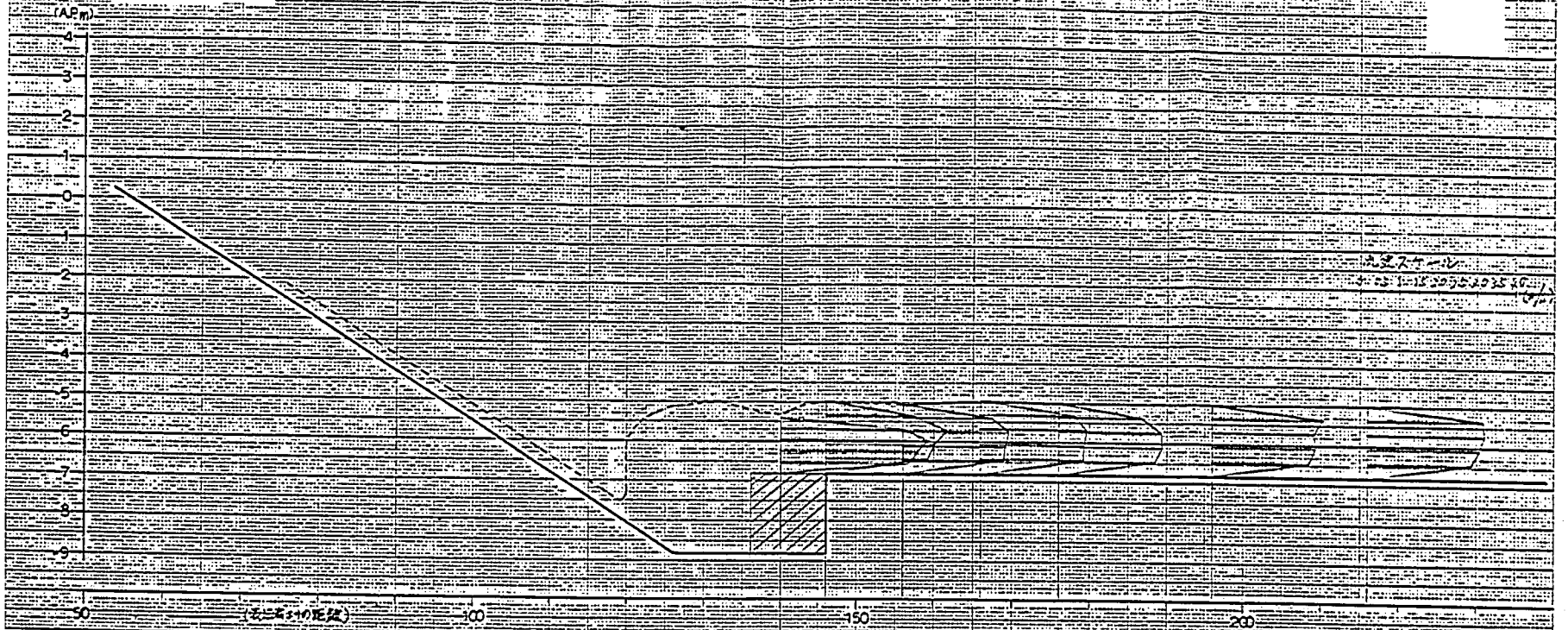


測定位置 / 水位変化	測定位置（底流定法有よりの距離）														
	-120	-60	-10	40	80	110	120	130	140	146	155	165	176	196	216
水位 (A.P.m)	8.853	8.850	6.453	2.508	2.64	6.234	5.408	4.98	4.831	5.22	4.98	5.028	5.01	5.051	5.082
水深 (m) 全水深										1.86	1.83	1.80	1.80	1.86	1.77
水深 2割										2.24	2.30	2.36	2.54	2.70	2.73
水深 4割										2.82	2.94	2.69	2.67	2.76	2.81
流速 6割										2.55	2.50	2.68	2.70	2.72	2.63
流速 8割										2.36	2.48	2.52	2.57	2.57	2.63
平均流速(1/7)										2.31	2.47	2.41	2.48	2.55	2.47

CASE INDEX

流量 (m³/s)	調整池の距離 (m)	下流端水位 (A.P.m)			
		-6.80	-2.00	0.00	1.65
	20	10－1			
850	15	10－2	9－4	10－5	10－6
	10	10－3			
600	15	10－8			
400	15	10－7			

図７－194　貯水池流入部実験PS3－５－３aにおける流況



測定位置 ＼ 水位	測定位置（越流堤法肩よりの距離）														
一定	-120	-60	-10	40	80	110	120	132	140	146	156	168	176	196	216
水位(A.P.m)	-5.85	-6.25	-6.70	-7.18	-7.52	-6.36	-5.32	-5.25	-5.42	-4.78	-5.04	-4.98	-5.03	-5.04	
流速(m/s) 全水深									1.44	1.46	1.0	1.49	1.47	1.46	1.46
流速(m/s) 7割									1.23	1.27	1.37	1.45	1.54	1.58	1.57
流速(m/s) 4割									1.24	1.26	1.32	1.42	1.46	1.48	1.46
流速(m/s) 6割									1.28	1.32	1.40	1.46	1.49	1.48	1.47
流速(m/s) 8割									1.27	1.26	1.34	1.43	1.47	1.46	1.46
平均流速(m/s)									1.25	1.24	1.41	1.43	1.45	1.45	1.45

CASE INDEX

流量 (m³/s)	導流堤の距離 (m)	下流端水位 (A.P.m) -6.30	-2.00	0.00	1.65
850	20	10-1			
	15	10-2	10-4	10-5	10-6
	10	10-3			
600	15	10-8			
400	15	10-7			

図７—195　貯水池流入部実験シリーズPS3—５における減勢池長と平均流速

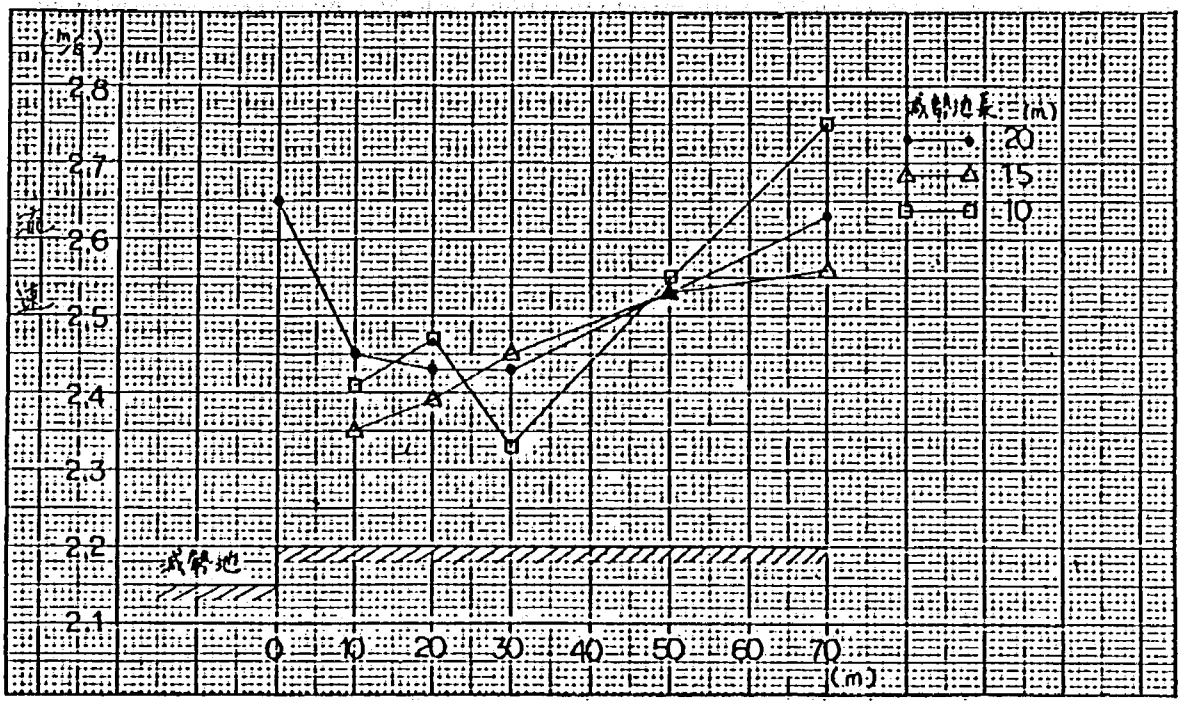


図７—196　貯水池流入部実験シリーズPS3—５における減勢池長と河床近傍流速

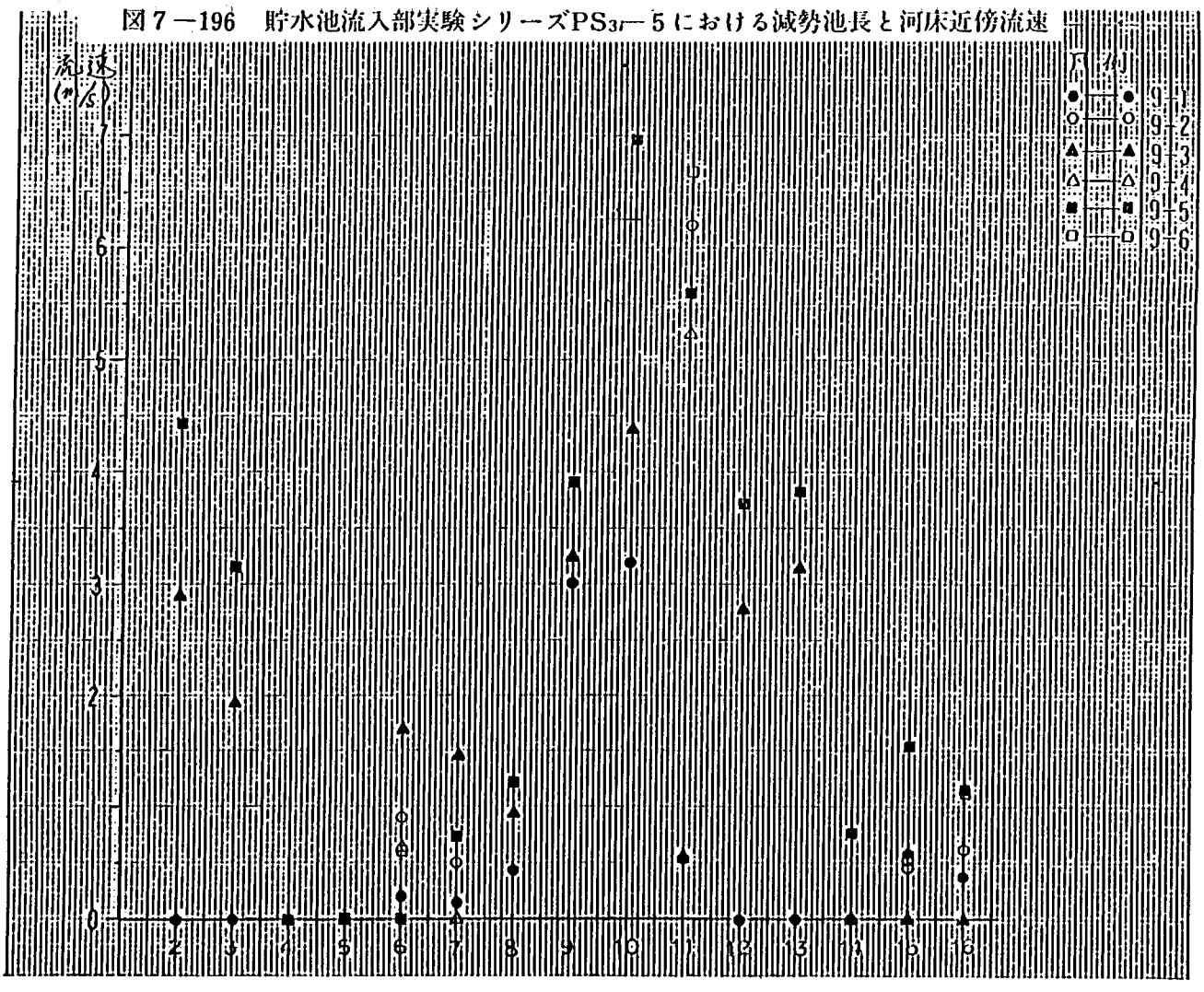
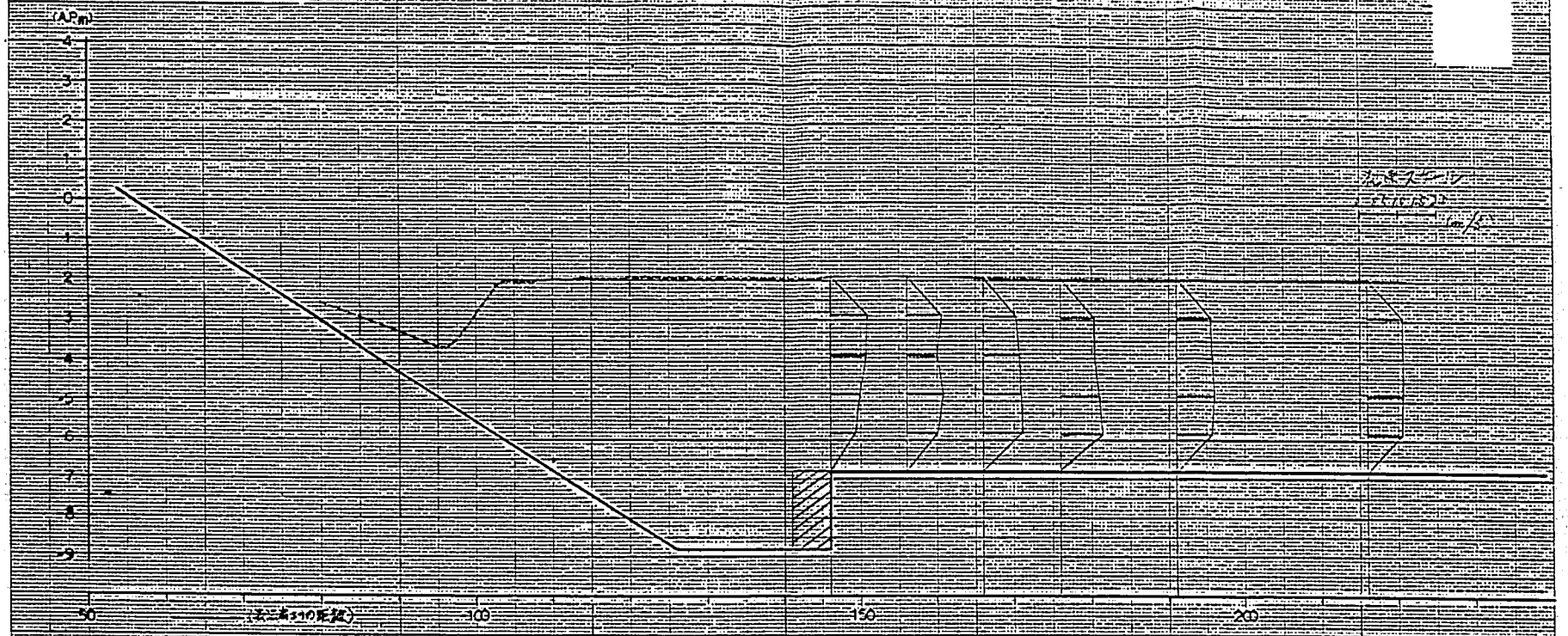


図 7－197　貯水池流入部実験 PS_3－5－3b における流況

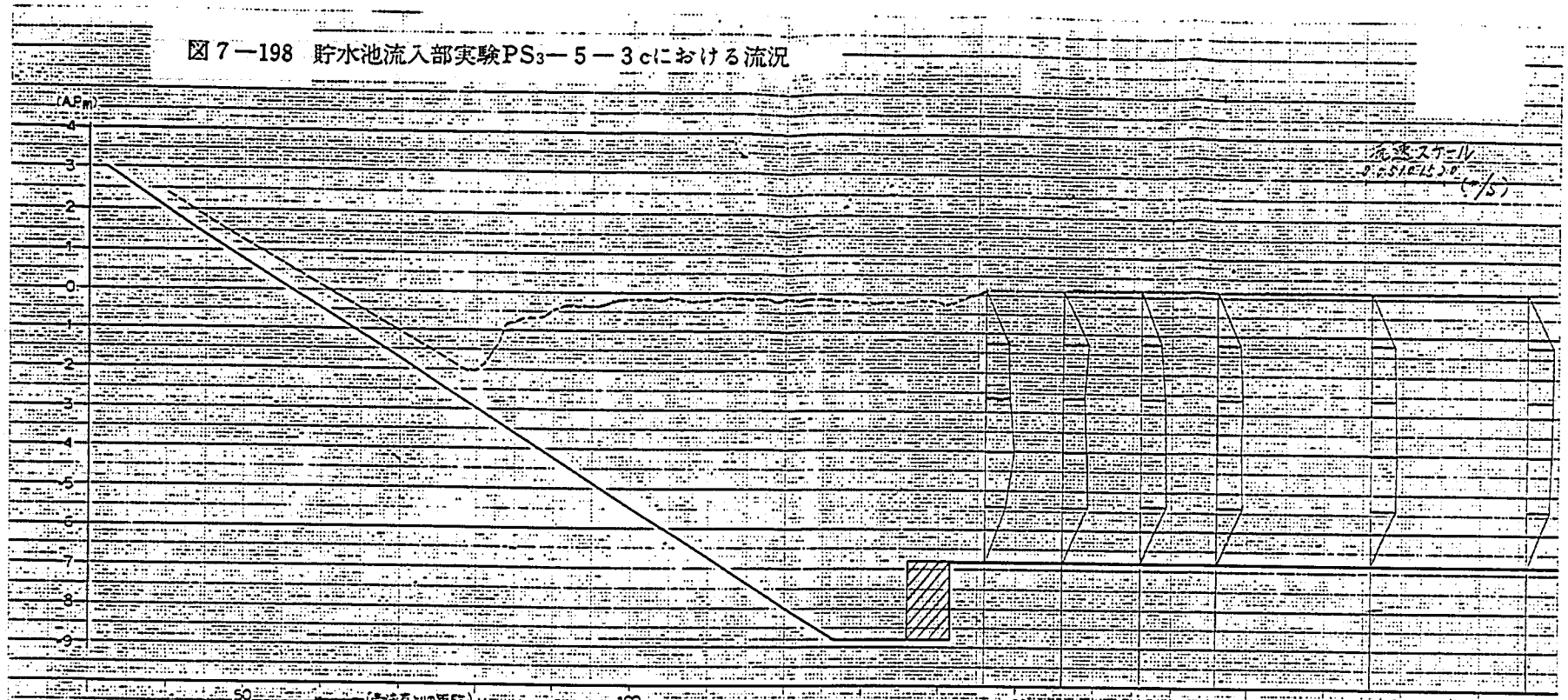


測定位置（粘流境界からの距離）														
測定水位	120	60	40	80	100	110	120	130	140	146	156	166	176	196	216
水位(A.P.m)	2.305	2.296	2.581	2.60	2.193	2.159	1.980	1.848	1.837	1.829	1.826	1.920	1.937	1.946	1.953
水深(m)										4.92	4.89	4.89	4.92	4.95	4.95
流速 7割										0.97	0.91	0.86	0.87	0.95	0.97
流速 4割										0.74	0.80	0.96	0.81	0.99	0.96
流速 1割										0.29	0.38	1.00	1.01	1.01	2.15
流速 8割										0.69	0.81	1.04	1.10	0.94	0.90
平均流速(m/s)										0.82	0.85	0.97	0.97	0.97	0.88

CASE INDEX

流量 (m³/s)	貯水池の距離 (m)	下流端水位 (A.P.m)			
		-6.80	-2.00	0.00	1.65
	20	10-1			
350	15	10-2	10-4	10-5	10-6
	10	10-3			
600	15	10-8			
400	15	10-7			

図 7—198　貯水池流入部実験 PS_3—5—3 c における流況

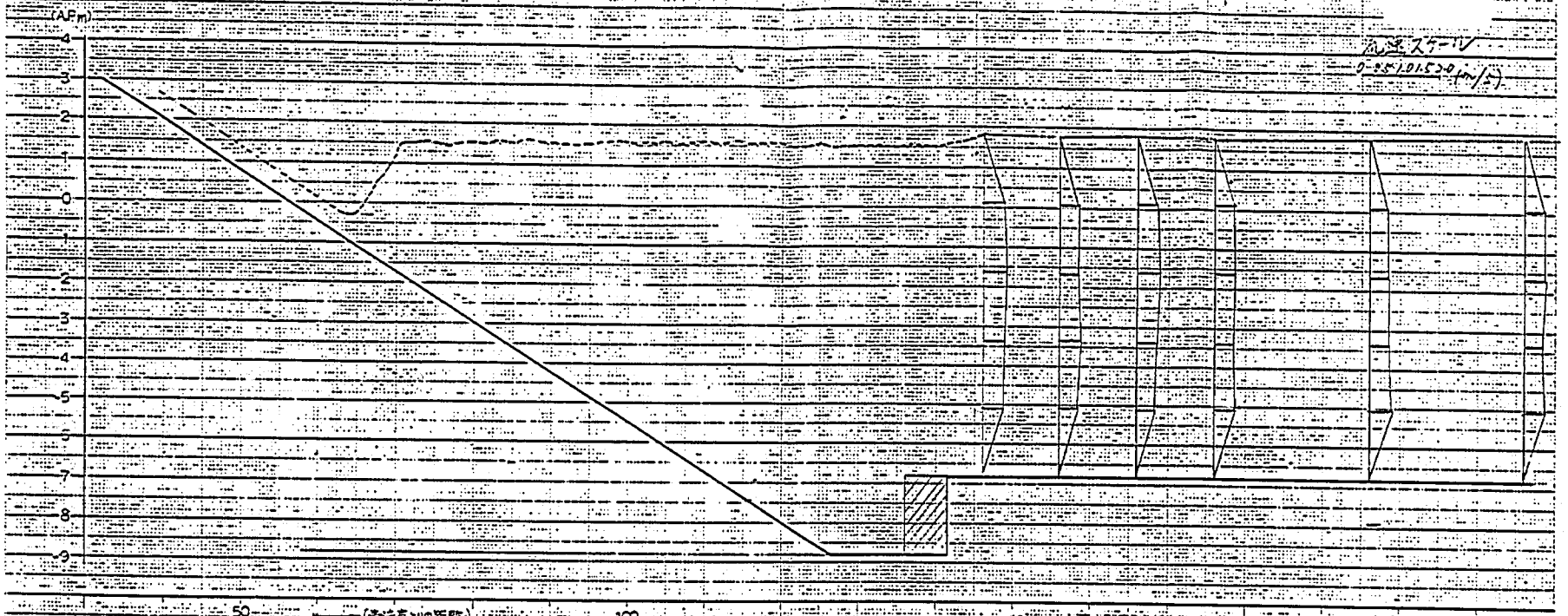


測定位置 / 水位 流量	測定位置（放流表法肩よりの距離）														
	-120	-60	-40	-80	-100	-110	-120	-130	-140	-146	-156	-166	-176	-196	-216
水位 (A.P.m)	0.820	0.125	2.94	0.915	0.123	0.168	0.156	0.125	0.139	0.141	0.126	0.156	0.153	0.157	0.177
水深 (m) 全水深	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.76	0.96	1.96	2.02	0.99	0.59
流速 2割	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.62	0.67	0.57	0.61	0.61	0.44
則 1割	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.63	0.57	0.63	0.67	0.63	0.66
流速 6割	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.76	0.61	0.65	0.63	0.66	0.63
8割	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.53	0.44	0.48	0.67	0.64	0.59
平均流速 (m/s)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.60	0.49	0.59	0.61	0.60	0.59

CASE INDEX

流量 (m³/s)	遠隔地の距離 (m)	下流端水位 (A.P.m)			
		-6.80	-2.00	0.00	1.65
	20	10—1			
850	15	10—2	10—4	10—5	10—6
	10	10—3			
600	15	10—8			
400	15	10—7			

図７—199　貯水池流入部実験PS_3—５—３dにおける流況



測定位置 / 水位・流速	測-120	-60	-40	-80	-100	-110	-120	-130	-140	-146	-156	-166	-176	-196	-216
水位 (A.P.m)	8.638	8.624	2.332	1.898	1.830	1.831	1.836	1.887	1.961	1.827	1.794	1.821	1.797	1.772	1.831
水表 (m/s)															
表1則										0.52	0.50	0.50	0.47	0.48	0.52
中1則										0.59	0.47	0.59	0.52	0.48	0.52
流速 底1則										0.51	0.58	0.51	0.50	0.52	0.50
底1則										0.49	0.47	0.48	0.54	0.53	0.53
平均流速 (m/s)										0.50	0.48	0.49	0.49	0.49	0.49

CASE INDEX

流量 (m³/s)	温排池の距離 (m)	下流端水位 (A.P.m) -6.80	-2.00	0.00	1.65
	20	10-1			
850	15	10-2	10-4	10-5	10-6
	10	10-3			
600	15	10-8			
400	15	10-7			

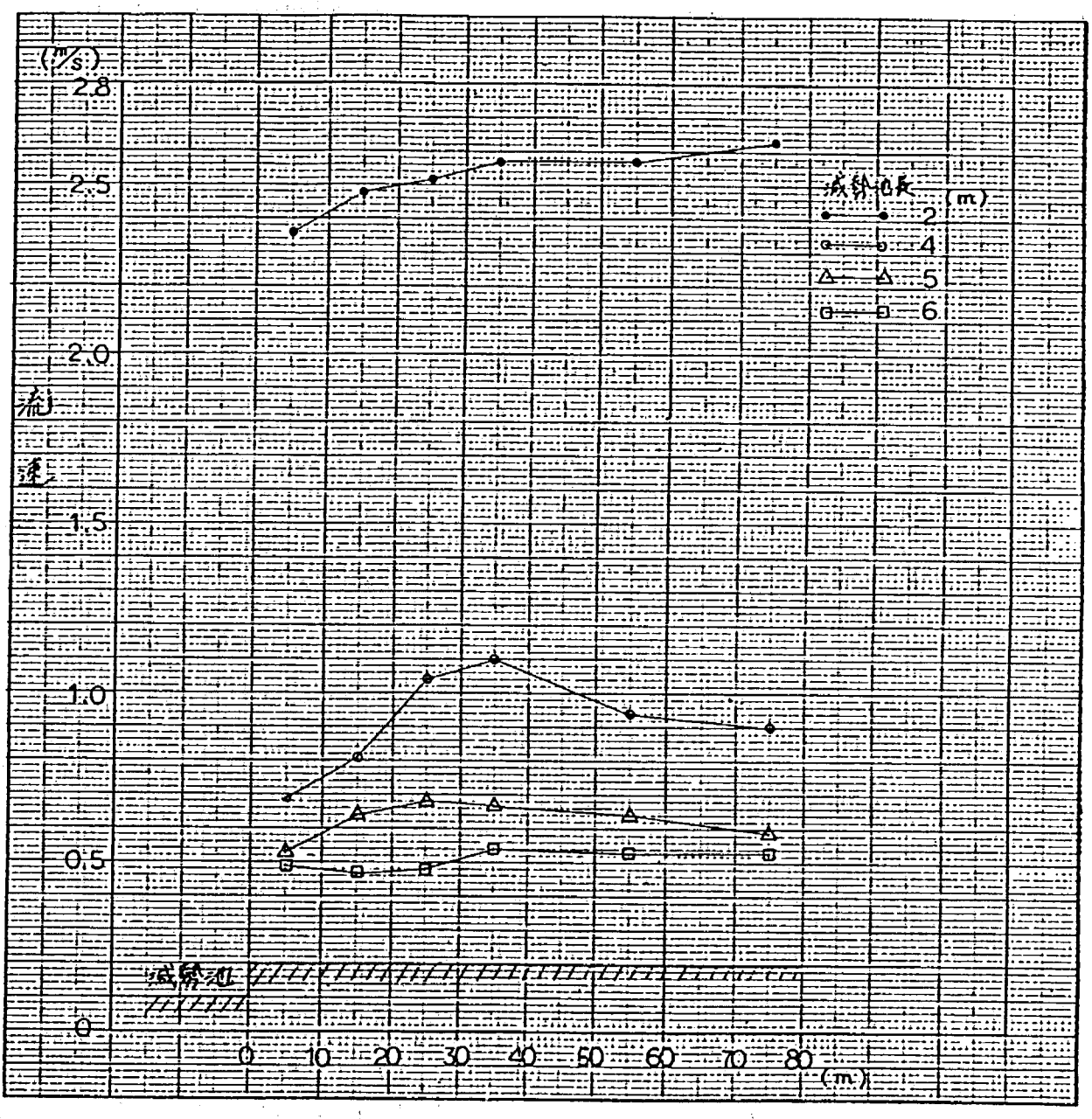
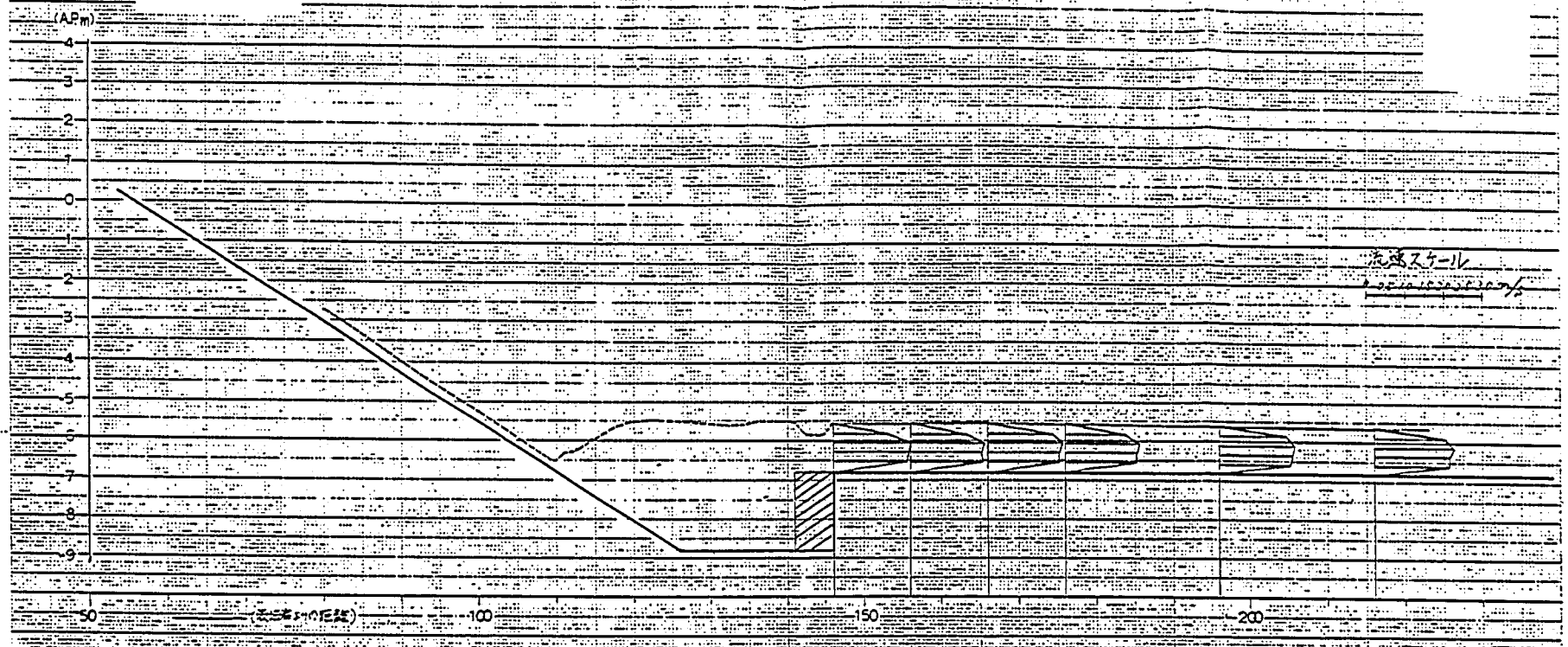


図 7—200　貯水池流入部実験シリーズ PS_3—5 における初期貯水池水位と平均流速

図７－201　貯水池流入部実験PS₃－５－３eにおける流況

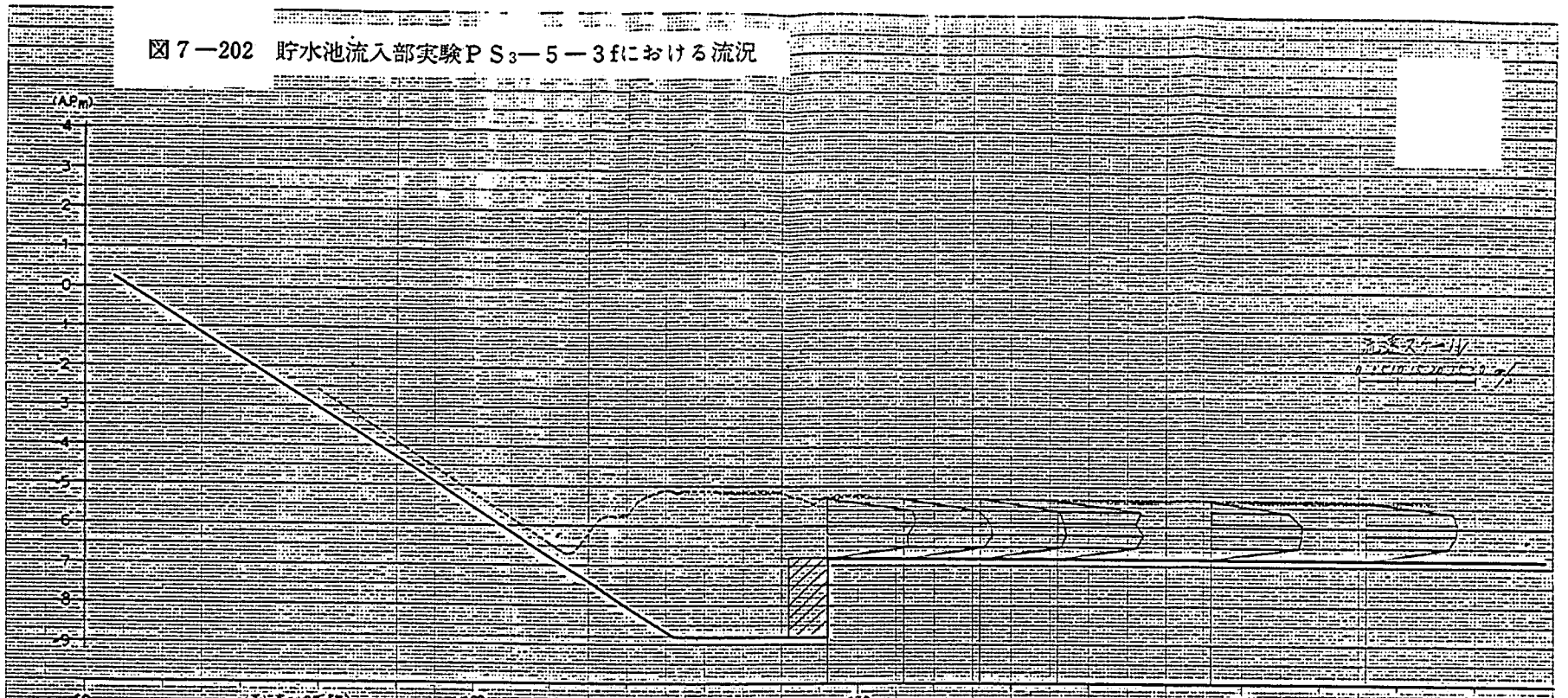


測定位置 / 水位 走行	-120	-60	-40	-80	-100	-110	-120	-130	-140	-146	-156	-166	-176	-196	-216
水位(A.P.m)	8.139	8.157	2.304	-2.748	-5.262	-6.507	-5.409	-5.583	-5.365	-5.572	-5.592	-5.574	-5.592	-5.618	-5.631
水深 (m) 全水深										1.20	1.23	1.20	1.26	1.23	1.20
流速 2割										1.43	1.44	1.68	1.57	1.75	1.86
流速 4割										2.09	1.90	1.93	1.93	1.94	2.06
流速 6割										1.97	1.85	1.94	1.86	1.90	1.98
流速 8割										1.92	1.86	1.87	1.85	1.84	1.93
平均流速(m/s)										1.72	1.65	1.75	1.69	1.75	1.85

CASE INDEX

流量 (m³/s)	貯留池の距離 (m)	下流端水位(A.P.m)			
		-6.80	-2.00	0.00	1.65
	20	10-1			
850	15	10-2	10-4	10-5	10-6
	10	10-3			
600	15	10-8			
400	15	10-7			

図７－202　貯水池流入部実験ＰＳ$_3$－５－３fにおける流況



測定位置 / 水位	測定位置（取水塔法面よりの距離）													
変遷	-20	-0	40	80	100	110	120	130	140	146	154	162	174	186	198
水位(A.P.m)	-4.64	-5.16	-5.32	-5.03	-5.26	-5.47	-5.39	-5.24	-5.01	-3.64	-3.47	-3.31	-3.34	-3.37	-3.36
水深(m) 鉄線										7.50	7.43	7.50	7.63	7.50	7.53
表層 2割										2.25	2.14	2.26	2.26	2.07	2.25
1割 4割										2.17	2.18	2.16	2.12	2.15	2.26
流速 6割										2.11	2.09	2.14	2.08	2.09	2.12
8割										2.13	2.11	2.13	2.02	2.13	2.14
平均流速(m/s)										2.09	2.07	2.13	2.02	2.10	2.16

CASE INDEX

流量 (m³/s)	玉積池の距離 (m)	下流端水位(A.P.m) -6.80	-2.00	0.00	1.65
	20	10-1			
850	15	10-2	10-	10-	10-6
	10	10-3			
600	15	10-			
400	15	10-			

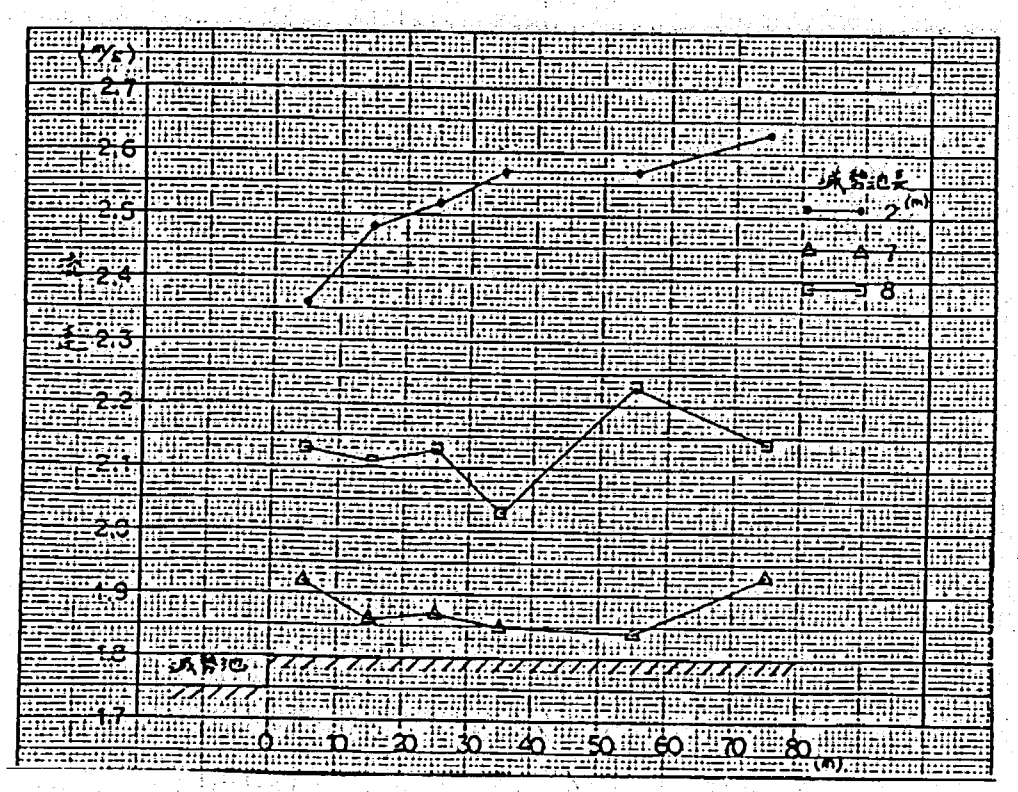


図 7 —203 貯水池流入部実験シリーズPS_3— 5 における流入量と平均流速

8．不定流実験による総合的検討

8.1　はじめに

第一調節池の縮尺1/100の全体模型は，本来流況の検討を目的として製作されたものであって，水位あるいは越流量の検討に対しては，縮尺が1/100と小さいことに基づく水位計測の精度に対する信頼性，越流水深が小さいことに基づく越流係数の相似性，模型整流部の存在あるいは洪水波形設定点の相違に基づく洪水波形の相似性，模型下流端水位の設定の困難性等に起因する実験精度の低下に対し疑義が生じる。たとえば，後二者に対しては，実験条件として与えられる洪水波形が37.2km地点であり，実験では模型上流の量水槽でしか洪水波形を与えることができず，整流部及び河道42.0kmから37.2kmまでに洪水波形が変形してしまうこと，さらに模型下流端では流量の測定と水位の設定とを同時に行う必要があるにもかかわらず，両者は相互に関連をもつため，試行錯誤により水位の設定と流量の測定とを行わざるを得ない。したがって，第一調節池の洪水調節効果の検討にあたっては，むしろ不定流計算により検討することが好ましい。しかし，模型実験によっても，第一調節池の洪水調節効果の確認を行うことが好ましく，定性的な特性，すなわち，本川粗度係数の相違，下流河道改修の条件の相違，越流堤天端高の相違及び洪水波形の相違による洪水調節効果の比較検討を行うと以下のようである。

実験ケースは表2－7に示されるようなケースであって，これらを表8－1のように組合わせることにより，粗度係数の影響，下流河道改修条件の影響，越流堤天端高の影響，洪水波形の影響について比較検討することができる。なお，越流堤天端高A.P. 9.914mは，変更された計画粗度係数 n = 0.038 を用いるとともに，下流河道が計画河道に改修された条件のもとで，図1－7に示された計画洪水波形を対象とした不定流計算により，37.2km地点流量がQ = 4500m³/s のとき越流が開始されるように設定されたものであり，天端高A.P. 8.4mは，現況粗度係数とされる n = 0.030 を対象として，下流が計画河道の条件のもとで，計画洪水波形を通水した実験P－1－1において，同じくQ = 4500m³/s で越流が開始されるように設定したものである。また，本実験では，調節池下流排水門のゲート操作は行わないこととし，水位減少期においても，排水門からの排水はさせていない。さらに，貯水池の初期湛水位は，いずれの実験においても，A.P. 4.38mとされている。また，第一調節池の上流側には，第二調節池の囲繞堤を設置するとともに，右岸高水敷上の南畑横堤及び宗岡第二横堤については，いずれも現況としている。

不定流実験においては，実験実施上の制約から，まず模型上流より定流を通水させ，模型範囲内のすべての地点において，流れが定常となった後，上流端の流量を増加させ，不定流状態に移行することが多い。このとき，模型区間が非常に長く，また洪水流量の増加速度が速い場合，実験結果は初期定流流量に影響を受けることもある。本実験でも，洪水波形の初期流量増加速度が600m³/h 程度の計画洪水波形の場合に対し，初期増加速度が約1000m³/hの暫定洪水波形の場合には，実験開始定流流量を3000m³/s とした実験P－5－1あるいは実験P－5－2と，2000m³/s とした実験P－5－①あるいは実験P－5－②との比較に関する図8－1～図8－3より，実験開始定流流量の重要性がうかがわれる。たとえば，図8－3において，下流流量が3500m³/s に達するときの上流流量は，実験開始定流流量を約3000m³/sとした実験P－5－1では約5600m³/s であるのに対し，開始流量を約2000m³/s

とした実験P－5－①では約6400 m³/s となり，流量差で800 m³/s，時間差で1時間となっている。さらに，下流流量が4500 m³/s に達するときの上流流量は，開始流量を約3000 m³/s とした場合の7000 m³/s に対し，2000 m³/s とした場合には7300 m³/s と，その差は，300 m³/s，時間差で20～30分に縮まっている。このように，実験開始定流流量の相違に基づく影響は，上流流量の増加とともに減少していく。このような状況に鑑み，実験シリーズP－6の実施にあたっては，初期流量増加速度が小さい計画洪水波形を対象とした実験シリーズP－1，P－2，P－3，P－4に対し，実験開始定流流量を3000 m³/s から2000 m³/s に減じている。

8.2 流況と水位・流量の変化特性

不定流実験の目的は，8.1で述べたように，各ケースの現象把握とともに，粗度係数，下流河道の改修程度，越流堤天端高，あるいは洪水波形の相違による各種現象を比較検討することにある。したがって，本節では各実験ケースごとの現象説明を簡単に行うこととし，実験ケース間の比較については，次節以下で行うこととする。

(1) 実験ケースP－1－1

流量ピーク時付近における流況は，図8－4に示されるようであって，41.2 kmから39.2 kmにかけて，主流部は低水路内に存在し，低水路法線にほぼ並行に流下している。39.2 kmから38.0 kmにかけて低水路は左岸側から右岸側へ，さらに左岸側へと大きくわん曲しており，主流は，左岸側の高水敷部へのり上げ，低水路を短絡するかのように流下していく。37.2 km右岸には，南畑横堤があり，38.0 kmから37.2 kmにかけての右岸高水敷部は死水域となり，右岸低水護岸沿いに主流が流下している。37.2 kmで縮流となった流水は，36.4 kmまで，他の区間に較べ，急勾配の流れとなって流下している。右岸側にはさらに宗岡第二横堤が存在し，34.4 km付近まで右岸側高水敷部の本川堤側半分は死水域となり，主流部は34.0 kmまで右岸側低水護岸付近となっている。34.0 kmより32.0 kmまでの区間においては，低水路は右岸側から左岸側へとその位置をかえ，堤防法線も大きくわん曲している。この区間において，主流は右岸側の高水敷部へのり上げ，39.2 kmから38.0kmまでと同様に，低水路を短絡するかのように流れている。さらに，32.0kmから30.0kmにかけても，主流は，低水路を短絡するように，左岸側高水敷部上を流れている。29.2 kmの調節池下流排水門付近では，主流は低水路内を直進している。

本川水位の変化特性は，図8－5及び図8－6に示されるように，いずれの地点においても，流量の第一ピーク付近から第二ピーク付近まではほぼ一定水位が記録され，たとえば36.4 km越流堤付近では約A.P. 11.0 mの値が持続されている。越流は，上流流量が6400 m³/s付近で開始し，4200 m³/s まで低減したとき越流が停止している。

池内に流入した流れは，サイクリング道路と囲繞堤とによって囲まれた池内水路を流下し，土合第一横堤先端と囲繞堤との間につくられた小堤によって一時せきとめられ，上流へ湛水する。さらに，流入が続き，越流開始約30分後，サイクリング道路から越流が始まり，池内全体に湛水が始まる。さらに，越流開始約2時間30分後，小堤より越流が開始し，鴨川左岸堤と土合第一横堤との間に湛水が始まり，越流開始約6時間後に貯水池への流入が開始する。なお，本ケースにおいては，越流堤付近の調節池内最高水位は，A.P. 8.15 mであって，これは越流堤高よりも低く，洪水末期に調節池側から本川側への逆流はみられない。

なお，26.4 km地点流量は，上流と同様二山の波形を示し，その最大値を平滑化すると，約6300 m³/s

程度となり，流量調節量は約700㎥/s と推定される。

(2) 実験ケースP－1－2

流量ピーク時付近における流況は，図8－7に示されるように，41.2kmから38.8kmにかけて，主流は右岸低水護岸付近を流下し，38.8kmから38.0kmにかけての低水路わん曲部においては，左岸高水敷をのり越えるように流下している。38.0kmから37.2kmにかけて，及び37.2kmから35.6kmにかけて，右岸高水敷上は死水域となり，主流部は33.6kmまでほぼ低水路内に存在している。33.6kmと32.0kmとの間に存在するわん曲部においては，主流部が，右岸高水敷上にあり，低水路を短絡するように流下している。

しかし，32.0kmと30.4kmとの間に存在するわん曲部では，ほぼ低水路沿いに主流が流下し，さらに30.4kmより下流部では右岸低水護岸沿いに主流が流下している。

洪水波形の流量変化に較べ，本川内各地点の水位変化は，図8－8及び図8－9に示されるように，極めて緩慢な変化を示し，たとえば36.4km越流堤付近では流量の第一ピークから第二ピークにかけて，ほぼ一定の水位A.P. 11.3mを記録している。越流は上流流量5600㎥/s において開始し，流量低減期の3500㎥/s において逆流が生じ，これは実験を終了した3000㎥/s においても継続していた。なお，逆流開始後，越流堤付近の水位差は，少なくとも流量が3000㎥/s となるまでは増加しており，逆流量は時間とともに増大していることが知られる。

池内への越流量が多いため，越流開始2時間半後には，土合第一横堤先端の小堤から越流が始まり，さらに2時間後，すなわち越流開始4時間半後には，貯水池内への流入が始まっている。

26.4km地点流量は，大きなバラツキをみせているものの，ほぼ一山の波形とみなされ，その最大値は5800㎥/s 程度と推定される。

(3) 実験ケースP－2－1

図8－10は，流量ピーク時付近における流況を示したものであって，主流は，ほぼ低水路に沿って流下しているが，38.8kmと38.4kmとの間の低水路わん曲部において，左岸高水敷先端をかすめるように流下している。また，31.6kmから30.4kmにかけてのわん曲部においては，主流が外岸側を流下するようになる。一方，38.0kmから37.2km，37.0kmから35.6kmにかけての右岸高水敷上の死水域は，それほど大きくなく，死水域は河道条件によって変化することが知られる。

本川内の水位変化は，図8－11及び図8－12に示されるように，極めて少なく，流量ピーク付近ではそれぞれ一定値が保たれている。越流は，流量5300㎥/s から開始し，低減期4400㎥/s には逆流が始まっている。36.4km越流部付近本川側水位は，流量第二ピーク後にもっとも高く（第一ピーク時に較べ0.1m高）なり，その後の低下傾向は緩慢となっている。したがって，逆流開始後における調節池側と本川側との水位差はそれほど大きくなく，逆流は長時間続くものと予想される。また，越流開始1時間半後には，小堤からの越流が始まり，4時間後には貯水池内への流入が始まっている。

26.4km地点流量は，ほぼ一山波形とみなされ，その最大値は，5700㎥/s 程度とみうけられる。

(4) 実験ケースP－2－2

流量ピーク時付近における流況は，図8－13にみられるように，39.2kmから38.0kmにかけて，主流は低水路わん曲部を短絡するかのように，左岸側高水敷上を流下するものの，他の区間においては，ほぼ低水路沿いに主流が流下している。主流が堤防にもっとも近づく箇所は，31.2kmから30.4kmにかけてのわん曲部外岸側であって，ここでは主流が堤防沿いを流下している。また，38.0kmと37.2kmと

の間，及び37.2㎞と35.6㎞との間の右岸高水敷上の死水域はそれほど大きくない。

本川水位の状況は，図８－14及び図８－15に示されるようであって，各点の水位は，流量第二ピーク後に最大値をとる傾向が現れ，たとえば36.4㎞越流堤付近本川側では，流量第一ピークから第二ピークにかけてほぼ一定であった水位が，第二ピーク後には約0.6m上昇している。

越流は上流流量5000㎥/s時に始まり，低減期5800㎥/sには逆流が開始している。逆流時における越流堤付近の池内及び本川側の水位は，ほぼ同程度の値を示し，逆流は長時間続くものと予想される。調節池内小堤からの越流は，越流開始２時間後，貯水池内への流入は越流開始４時間半後に始まっている。

26.4㎞地点の流量波形は，二山とみなされ，とくに越流堤で逆流が始まる第二ピークにおいて5900㎥/s程度の値を示している。

(5) 実験ケースP－3

図８－16は，流量ピーク時付近における流況を示したものであって，主流は，低水路直線部においてほぼ低水路沿いに流下するものの，低水路わん曲部においては，低水路を短絡するかのように流下している。とくに，38.8㎞から38.0㎞にかけて，33.6㎞から32.4㎞にかけて，このような傾向が顕著となり，それぞれ，左岸高水敷上，右岸高水敷上を流下している。また，38.0㎞から37.2㎞，37.2㎞から35.6㎞にかけての右岸高水敷上の死水域は大きいようである。低水路わん曲部及び死水域に関するこのような特性は粗度係数が小さく，また下流水位が低いため，主流流速が大きいということにより説明されよう。

本川水位の状況を示すと図８－17及び図８－18のようであって，各点の水位は，流量第一ピーク時付近及び流量第二ピーク終了後において，それぞれ最大置を示すとともに，後者の方が高くなる傾向があり，たとえば36.4㎞越流堤付近本川側では，両者の差が0.8mにも達している。越流堤高がA.P.8.4mと低いため，越流は上流流量4300㎥/s から始まり，低減期5900㎥/s 時に逆流が開始している。本実験ケースにおいても，36.4㎞本川側水位と池内側水位とは，ほぼ同程度の値を示しながらゆるやかな減少を続けている。

調節池内小堤からの越流は，越流開始３時間後，貯水池内への流入は越流開始４時間半後に始まっている。

26.4㎞地点における流量は，二山の洪水波形を呈し，とくに越流堤で逆流が開始される頃を中心とする第二ピークは，約6000㎥/sにも達し，また，7時間も逆流がつづいている。

(6) 実験ケースP－4

流量ピーク時付近における流況を示すと，図８－19のようであって，39.2㎞から38.0㎞までの低水路わん曲部を除き，主流は低水路沿いに流下し，33.6㎞と32.0㎞との間の区間，及び31.6㎞と30.4㎞との間の区間では，それぞれ左岸囲繞堤沿い及び右岸堤沿いを主流が流下している。37.2㎞南畑横堤あるいは35.8㎞宗岡第二横堤による右岸高水敷上の死水域は，それほど大きくない。図８－20及び図８－21は，本川水位の状況を示したものであって，流量第一ピーク時付近の水位と，流量第二ピーク後の最高水位とは，いずれの地点においても大きく異なり，たとえば36.4㎞越流堤付近の本川水位について見ると，その差が1.3mにも達している。

越流は，上流流量3900㎥/s時に開始し，流量第二ピーク直後の6600㎥/s時には逆流が開始している。36.4㎞付近における本川側水位と池内側水位とは，流量第一ピーク後にすでに一致してしま

い，以後両者は同程度の値を示しながら，増加・減少を呈している。したがって，流量第二ピーク時における流量調節効果はそれほど大きくなく，26.4㎞地点の流量は，上流ピーク発生時に較べかなり遅れて生じ，越流堤で逆流が生じた頃より最大値に達するようである。

調節池内小堤からの越流は，越流開始2時間半後，貯水池への流入は，越流開始4時間半後に，それぞれ開始している。26.4㎞地点の流量波形は，一山であって，越流堤で逆流が開始する頃を中心として，約6100㎥/sの流量が3～4時間継続している。

(7) 実験ケースP－5－1及びP－5－①

流量ピーク時付近における流況は，図8－22に示されるようであって，42.0㎞から37.2㎞にかけて，主流は低水路内を河道法線に沿って流下しているが，38.0㎞から37.2㎞にかけての右岸高水敷上は，南畑横堤により死水域となり，低水路内左岸側に主流がかた寄る傾向を呈している。37.2㎞断面で急縮した流れは，越流堤付近までやや急な勾配で流下したのち，その下流ではゆったりとした流れへと変化している。一方，右岸高水敷部は，南畑横堤と宗岡第二横堤とにはさまれ，そのほとんどが死水域となっている。34.4㎞から31.6㎞にかけては，主流は低水路内を河道法線沿いに流下し，とくに流線が乱れるような箇所は存在していない。しかし，31.2㎞から30.8㎞の右岸には流れが集中し，水衝部を形成している。さらに，この影響を受け，下流29.6㎞から29.2㎞にかけての左岸側にも，流れが集中している。

実験開始定流流量をQ＝3200㎥/sとした実験P－5－1における水位・流量時間曲線及び水位縦断は，それぞれ，図8－23及び図8－24に示されるようであって，越流は上流流量がQ＝6700㎥/sのとき開始し，上流流量がQ＝4400㎥/sになるまで継続している。36.4㎞地点本川水位の最高値は，上流流量が最大となった後において生じ，約A.P. 11.2mとなっている。一方，36.4㎞地点池内水位の最高値は，約A.P. 8.7mであって，池内計画水位A.P. 11.925mには3.0m以上の余裕があり，調節池が有効に活用されていないことが知られる。なお，この場合，池内最高水位が越流堤天端高A.P.9.914より低いため，調節池から本川側への逆流は生じていない。

越流水は，池内水路から池内全体へと湛水し，越流開始3時間半後には小堤を越流し，さらに越流開始4時間半後には貯水池への流入が開始する。また，本川下流の26.4㎞地点における最大流量は，約6350㎥/sであって，本川上流流量の最大値7800㎥/sに較べ小さく，この特性からも調節機能が充分でないことが知られる。これに対し，実験開始定流流量をQ＝2200㎥/sとした実験P－5－①では，図8－25に示されるように，越流は上流流量がQ＝7000㎥/sのとき開始し，実験P－5－1に較べ，上流流量が300㎥/s増加した後となっている。しかし，越流停止時の上流流量は，Q＝4400㎥/sと，また36.4㎞の本川及び池内の最高水位は，それぞれ，約A.P.11.2m及び約A.P.8.5mと，いずれも実験P－5－1とほぼ同様であって，実験開始定流流量の相違は，洪水波形の立ち上がり部においてのみ影響するようである。さらに，小堤からの越流は，越流開始3時間後に，また貯水池への流入は，越流開始4時間後に生じ，また本川下流26.4㎞地点の流量の最大値は，約6200㎥/sとなっている。したがって，実験P－5－1と実験P－5－①とでは，諸量に若干の差があるものの，その相違は著しくなく，実験の再現性についてはある程度認められ，実験値の信頼性はある程度高いものと判断される。なお，両実験における諸量の優位性については，その実施方法の相違より，実験P－5－①の方がより妥当であるものとされよう。

(8) 実験ケースP－5－2及びP－5－②

図8－26は，本川流量ピーク時付近の流況であって，42.0kmより38.0kmにかけて，主流は低水路部にあって，流線は河道にほぼ並行となっている。37.2km右岸の南畑横堤の影響は，38.0km付近にまで及び，この間の右岸高水敷上は死水域となり，主流部は左岸側に寄ってくる。37.2km断面で急縮した後，囲繞堤法尻より50～60mの領域の流れが越流堤より池内へ流入していくのに対し，右岸高水敷上は，南畑横堤と宗岡第二横堤との影響を受け，そのほとんどが死水域となっている。34.4km付近より，主流は，低水路のやや右岸側を流下し，とくに31.2kmから30.4kmにかけては，流れが右岸に集中し，主流が右岸本堤沿いに流下している。さらに，29.6kmから29.2kmは，逆に左岸側に流れが集中し，水衝部となっている。

図8－27及び図8－28は，それぞれ，実験P－5－2における水位・流量時間曲線及び水位縦断を示したものであって，粗度係数がn＝0.038と大きいため，本川の水面勾配は1/3000～1/5000とn＝0.030に較べ急になっている。越流堤からの越流は，本川上流流量がQ＝6300㎥/sのときに始まり，流量がQ＝4900㎥/sまで減少した時点において，逆流に転じている。36.4km地点の本川最高水位は，約A.P. 11.8mであって，本川上流流量ピーク時の約1時間後において生じている。

池内小堤からの越流は，越流開始1時間半後には開始し，また貯水池への流入も，越流開始2時間後には始まり，越流初期における越流量が極めて大きいものと推測される。なお，貯水池への流入が開始する頃，本川上流流量は最大値に達するが，このとき36.4km地点の本川水位は約A.P.11.5m，池内水位は約A.P.9.5mであって，水位差は約2.0mもあり，越流は完全越流の様相を呈している。なお，36.4km地点の池内最高水位は約A.P.11.1mとなっている。

また，本川下流26.4km地点の最大流量は，5600㎥/s程度と小さい。

一方，実験開始定流流量を実験P－5－2に較べ，約1000㎥/s小さくした実験P－5－②においては，図8－29に示されるように，越流は上流流量がQ＝6200㎥/sのときに始まるものの，逆流は生じず，上流流量がQ＝3500㎥/sのときに越流が停止している。また，36.4km地点本川最高水位は約A.P. 11.8mと，実験P－5－2の場合と等しいものの，36.4km地点池内最高水位は約9.3mと著しく小さい。さらに，小堤からの越流及び貯水池への流入は，それぞれ，越流開始3時間後及び4時間後と，実験P－5－2の場合に較べ，著しく遅く，本川下流26.4km地点流量の最大値も5950㎥/s程度と，それほど小さくない。このような差異は，実験P－5－1と実験P－5－①との差異よりも大きく，粗度係数が大きく，全体的に水位が高い実験P－5－2と実験P－5－②との場合の方が，実験初期における下流端水位の差が大きく反映されたものも解される。したがって，実験諸量の検討にあたっては，実験P－5－②における諸量を採用した方が妥当と判断される。

(9) 実験ケースP－6－①

本川流量が最大となる頃の流況は，図8－30に示されるように，先の実験の場合とほとんど変わりなく，とくに相違点をあげると，34.4kmから32.8kmにかけて，主流は左岸寄りとなり，左岸囲繞堤に水衝部を形成していることが指摘されよう。

図8－31及び図8－32は，それぞれ，水位・流量時間曲線及び水位縦断を示したものであって，越流堤からの越流は，本川上流流量がQ＝5000㎥/sのときに始まり，越流は逆流に転じる流量Q＝5600㎥/s時まで継続している。36.4km地点本川水位は，本川上流流量が最大となった直後，最高値A.P.10.6mに達し，また36.4km地点池内水位は，逆流開始時付近において，最高値A.P.10.5mを示している。

池内において，小堤からの越流は，越流開始2時間半後に始まり，貯水池への流入は，越流開始3時間半後に開始している。貯水池への流入が始まる頃，本川上流流量は最大値に達し，また36.4km地点における本川水位と池内水位との差は1m程度まで減少しており，以後不完全越流の様相を呈するようになる。

また，本川下流26.4km地点における最大流量は，越流堤からの逆流が始まる直前において生じ，その値は5600 m^3/s 程度と小さく，調節池による洪水調節効果が大きいものと推測される。

(10) 実験ケースP－6－②

図8－33は，本川流量が最大となる頃の流況を示したものであって，実験P－6－①と同様の様相を呈し，とくに異なる点はほとんどない。

水位・流量時間曲線あるいは水位縦断は，図8－34あるいは図8－35に示されるようであって，越流堤からの越流は，上流本川流量がQ＝3500 m^3/s のときに始まり，本川上流流量が最大となる頃には，36.4km地点本川水位と池内水位とがほぼ等しくなってしまい，以後5時間程度，両者はほぼ同じ水位をとりながら上昇し，本川上流流量がQ＝5600 m^3/s 程度に減少した頃，本格的な逆流が生じている。このように，本実験においては，本川上流流量が最大となる頃，調節池は満水となり，以後においては，逆流により，本川下流流量を増加させ，下流に対しては洪水継続時間の長期化をまねいている。なお，36.4km地点本川及び池内の最高水位は，ほぼA.P.12.0mに達しており，これは池内の計画水位A.P.11.925mを上回っている。

池内では，小堤からの越流及び貯水池への流入が，いずれも上流流量が最大値に達する以前において始まっており，その開始時間は，それぞれ，越流開始3時間後及び3時間半後となっている。

また，本川下流26.4km地点の流量は，越流堤からの逆流が生じる頃最大となり，その最大値 5600 m^3/s は，数時間継続している。

8.3 粗度係数の影響

粗度係数の影響は，計画洪水波形を対象として，下流が計画河道で越流堤天端高がA.P.9.914m の場合については，実験P－1－1と実験P－2－1との比較より，下流が計画河道で越流堤天端高がA.P.8.4mの場合については，実験P－3と実験P－4との比較より，下流が現況河道で越流堤天端高がA.P.9.914mの場合については，実験P－1－2と実験P－2－2との比較より，また実績洪水波形を対象として，下流が現況河道で越流堤天端高がA.P.9.914mの場合については，実験P－5－①と実験P－5－②との比較より，さらに越流堤天端高がA.P.8.4mの場合については，実験P－6－①と実験P－6－②との比較より，それぞれ明らかにされる。

(1) 36.4km地点本川水位（図8－36及び図8－37参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－2－1との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

粗度係数n＝0.030の実験P－1－1の水位波形は，上流流量波形と同様に，二山のピークをもち，第一及び第二ピーク時付近の最高水位はほぼ同程度である。これに対し，粗度係数n＝0.038 の実験P－1－2では，第一ピーク時付近の最高水位に較べ，第二ピーク時付近の最高水位は約0.3mほど高い傾向にある。ケース間の比較を行うと，n＝0.030の場合に較べ，n＝0.038の場合の方が，第一ピーク時付近で約0.3m，第二ピーク時付近で約0.7m，それぞれ高くなっている。流量低減時においては，

両者の水位差は，時間とともに増大し，上流流量Q＝3000㎥/s 時には，1ｍ以上にもなっている。すなわち，n＝0.038の場合の方が，水位低下速度が小さくなっている。これは，後述するように，n＝0.038の場合には，流量低減時において越流堤からの逆流が生じ，本川下流流量が，n＝0.030 の場合に較べ，大きいことに起因している。

(b) 実験P－1－2と実験P－2－2との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

粗度係数がn＝0.030の実験P－1－2の水位波形は，ほぼ一山とみなされ，流量第一ピークから第二ピーク過ぎにかけて，ほぼ一定の水位が継続されている。これに対して，n＝0.038の実験P－2－2において，流量第二ピーク時付近では，流量第一ピーク時付近に較べ約0.6mも高くなっている。流量第一ピーク時及び第二ピーク時付近において，n＝0.038の場合，n＝0.030の場合に較べ，それぞれ，0.2m程度及び0.7m程度水位が高く，その後は急速に水位が低下し，上流流量がQ＝3000㎥/sのとき，両者はほぼ一致するほどになってしまう。

(c) 実験P－3と実験P－4との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.8.4m，計画洪水波形）

粗度係数がn＝0.030の実験P－3及びn＝0.038の実験P－4のいずれにおいても，流量第一ピーク時付近の水位はそれほど高くなく，流量第二ピーク以後極端に高い最高水位を記録している。n＝0.038の場合，n＝0.030の場合に較べ，水位は流量第一ピーク時付近において約0.4m，流量第二ピーク時付近において約0.8m高くなっている。流量低減期における両者の水位低下速度は，ほとんど同程度であり，約0.5mの差が継続されている。

(d) 実験P－5－①と実験P－5－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m，実績洪水波形）

実績洪水波形を対象とした場合，水位時間曲線はいずれにおいても一山であって，粗度係数がn＝0.030の実験P－5－①では、上流流量波形のピーク時より若干遅れて本川水位は最大に達し，その値は約A.P.11.2mとなっている。これに対し，n＝0.038の実験P－5－②では，上流流量波形のピーク時とほとんど同じ頃，最大値A.P.11.8m程度に達している。なお，いずれの時点においても，n＝0.038の場合の方が水位は高く，さらに両者の水位差は，流量上昇期においてもっとも著しく1ｍ以上にも達している。越流堤からの越流が開始すると，両者の水位差は減少し始め，流量減少期には約0.5mの差が持続している。

(e) 実験P－6－①と実験P－6－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.8.4m，実績洪水波形）

粗度係数がn＝0.030の実験P－6－①においては，上流流量のピーク直後に最高水位A.P.10.6mに達しているが，n＝0.038の実験P－6－②においては，流量ピーク後約3時間半を経過して最高水位A.P.12.0mに達している。したがって，両者の水位差は，n＝0.038の場合に水位が最高となる頃もっとも大きくなり，1.6mにも達している。このような水位差は，その後も持続され，流量上昇期に較べ，流量減少期の方が著しく大きくなっている。

(f) まとめ

計画洪水波形の場合，粗度係数の影響は，とくに流量第二ピーク時付近の差が大きく，下流の河道条件あるいは越流堤天端高にかかわらず，本川36.4㎞地点で0.7～0.8ｍの水位差となって現れている。詳細にみると，下流が計画河道の場合，越流堤天端高がA.P.9.914ｍでは最高水位差が約0.7ｍ，

A.P.8.4mでは約0.6mとなり，越流堤天端高が高い方がやや大きな水位差となっている。また，越流堤天端高がA.P.9.914mの場合，下流が計画河道では水位差が約0.8mとなり，現況河道の場合の方がやや大きな水位差を生じている。

一方，下流が現況河道で実績洪水波形を対象とすると，粗度係数の相違による水位差は，越流堤天端高がA.P.9.914mの場合0.6m，天端高がA.P.8.4mの場合1.4mとなっている。すなわち，粗度係数の相違による影響は，越流堤天端高が低い場合A.P.8.4mの方が著しく，天端高が高いA.P.9.914mの場合には，計画洪水波形を対象とした場合とほとんど同じであることが知られる。

したがって，ここで対象とした条件下において，粗度係数の影響は，とくに実績洪水波形を対象として，下流が現況河道，越流堤天端高A.P.8.4mの場合がもっとも著しく，最高水位差1.4mとなって現れ，他の場合の2倍近くに達することが知られる。

(2) 36.4km地点調節池水位（図8－38及び図8－39参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－2－1との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

最高水位は，いずれも流量第二ピーク後に発生し，粗度係数n＝0.038の実験P－2－1では，n＝0.030の実験P－1－1より約1時間早く，また逆流が開始する時期より約2時間前に最高水位に達している。また，最高水位そのものは，n＝0.038の方が約3.3mも高くなっている。

(b) 実験P－1－2と実験P－2－2との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

最高水位は，いずれも流量第二ピーク後に発生し，粗度係数n＝0.030の実験P－1－2では，越流堤からの越流開始2時間程前，n＝0.038の実験P－2－2ではほぼ越流開始時に最高水位に達している。両者の水位差は約2.1m，最高水位に達するまでの時間差は約2～3時間である。

(c) 実験P－3と実験P－4との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.8.4m，計画洪水波形）

最高水位は，いずれも逆流開始時において生じ，粗度係数がn＝0.038と大きい実験P－4の方が，1時間程度早いようである。また，最高水位そのものの差は約0.7mである。

(d) 実験P－5－①と実験P－5－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m，実績洪水波形）

実績洪水波形を対象とした場合にも，最高水位は上流流量のピーク後に発生しているが，粗度係数がn＝0.030の実験P－5－①に較べ，n＝0.038の実験P－5－②の方が1時間程度早く最高水位に達している。両者の最高水位は，n＝0.030の場合A.P.8.5m，n＝0.038の場合A.P.9.3mであって，いずれも越流堤天端高よりも低く，調節池にはまだ余裕があり，さらに調節効果をあげることができるものと推測される。

(e) 実験P－6－①と実験P－6－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.8.4m，実績洪水波形）

粗度係数がn＝0.030の実験P－6－①では，越流堤からの逆流が開始する頃，最高水位が生じているが，n＝0.038の実験P－6－②では，逆流開始時よりも早く最高水位に達している。これは，後者において，本川水位と調節池内水位とがほぼ一致している時間が長く，明確な逆流が生ずる時間が遅れることによるものと判断される。最高水位そのものは，n＝0.030の場合A.P.10.5m，n＝0.038の場合A.P.12.0mとなり，その差は1.5mにも達している。

(f) まとめ

計画洪水波形を対象とすると，粗度係数の影響は，下流が計画河道の場合，越流堤高が高い方が著しく，最高水位差で評価すると、越流堤高がA.P.9.914 mのとき約 3.3 m，A.P.8.4 mのとき約0.7 mとなっている。また，越流堤高がA.P.9.914 mの場合，最高水位は下流が計画河道のとき約3.3 m，現況河道のとき約1.2 m となり，計画河道の場合の方が大きな影響を受けている。

また，実績洪水波形を対象とした場合，下流が現況河道という条件のもとで，粗度係数の相違に基づく最高水位の差は，越流堤天端高がA.P.9.914 mのとき 0.8 m，天端高がA.P.8.4 mのとき 1.5 mとなり，天端高が低い場合の方が大きな水位差となっている。

このように，粗度係数の相違は，36.4 km地点調節池水位に対して，下流が計画河道，越流堤天端高がA.P.9.914 m，計画洪水波形の場合が，もっとも著しく影響し，最高水位の差で表すと 3.3 mとなっている。逆に，粗度係数の相違があまり影響しない条件は，下流が計画河道，越流堤天端高がA.P.8.4 m，計画洪水波形，あるいは下流が現況河道，天端高がA.P.9.914 m，実績洪水波形であって，最高水位の差は0.7～0.8 m である。

(3) 越流開始流量，越流停止あるいは逆流開始流量（表 8 － 2 参照）

(a) 実験P － 1 － 1 と実験P － 2 － 1 との比較（下流計画河道，越流堤天端高 A.P.9.914 m，計画洪水波形）

表 8 － 2 に示されるように，粗度係数 n ＝0.030の実験P － 1 － 1 では上流流量Q＝6400 m^3/s 時に，またn ＝0.038の実験P － 2 － 1 ではQ＝5300 m^3/s 時に，それぞれ越流が開始し，n ＝ 0.038 の場合の方が約 1 時間半早く越流が始まっている。n ＝0.030の場合，上流流量がQ＝4200 m^3/s まで低減したとき越流が停止し，逆流は生じていない。これに対し，n ＝0.038の場合，上流流量が Q ＝4400 m^3/s まで低減した時間に逆流が開始し，これはQ ＝3000 m^3/s まで低減した時点においても続いている。なお，越流継続時間は，n ＝0.030の場合15時間，n ＝0.038の場合16時間となっている。

(b) 実験P － 1 － 2 と実験P － 2 － 2 との比較（下流現況河道，越流堤天端高 A.P.9.914 m，計画洪水波形）

粗度係数n ＝0.030の実験P － 1 － 2 では，上流流量Q ＝5600 m^3/s 時に越流が開始し，Q ＝3500 m^3/s 時に逆流が始まっている。これに対し，n ＝0.038の実験P － 2 － 2 では，n ＝0.030 の場合に較べ，いずれも早い時期に越流あるいは逆流が始まっている。すなわち，越流は上流流量Q ＝5000 m^3/s 時に，逆流はQ ＝5800 m^3/s 時に始まり，越流開始時刻は30分，逆流開始時刻は 4 時間30分それぞれ早まり，越流継続時間は，n ＝0.030の場合18.5時間，n ＝0.038の場合14.5時間となっている。

(c) 実験P － 3 と実験P － 4 との比較（下流計画河道，越流堤天端高 A.P.8.4 m，計画洪水波形）

越流あるいは逆流開始流量は，それぞれ，粗度係数がn ＝0.030の場合Q ＝4300 m^3/s あるいは 5900 m^3/s，n ＝0.038の場合Q ＝3900 m^3/s あるいはQ ＝6600 m^3/s であって，いずれも粗度係数の増加とともに開始時刻が早まっている。すなわち，越流については30分，逆流については 1 時間30分早まり，越流継続時間は，n ＝0.030の場合16.5時間，n ＝0.038の場合14.5時間となっている。

(d) 実験P － 5 －①と実験P － 5 －②との比較（下流現況河道，越流堤天端高 A.P.9.914 m，実績洪水波形）

粗度係数がn ＝0.030の実験P － 5 －① では，上流流量がQ ＝7000 m^3/s のとき越流が始まり，Q ＝4400 m^3/s のとき越流が停止している。粗度係数が大きいn ＝0.038の実験P － 5 －②では，n ＝0.030

の場合に較べ，越流開始時期は1時間早まり，Q＝6200㎥/sのとき越流が開始し、越流停止時期は3時間遅れ，Q＝3500㎥/sになったとき越流が停止している。すなわち，粗度係数が小さい n＝0.030の場合の方が，本川水位が低く，越流継続時間は9.5時間程度と短い。これに対し，n＝0.038の場合には，本川水位が高く，また池内水位も越流堤天端高より高くはならないため，越流継続時間は13.5時間と長い。なお，いずれにおいても逆流は発生していない。

(e) 実験P－6－①と実験P－6－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.8.4m，実績洪水洪形）

いずれの実験においても，越流堤から越流が始まった後，上流流量がQ＝5600㎥/sに減少したとき逆流が開始し，この逆流はQ＝2000㎥/sになっても継続している。しかし，越流開始流量は，粗度係数によって異なり，n＝0.030の実験P－6－①ではQ＝5000㎥/s，n＝0.038の実験P－6－②ではQ＝3500㎥/sのときに，それぞれ越流が始まっており，時間にして1時間半の差となっている。したがって，越流継続時間は，n＝0.030の場合8時間，n＝0.038の場合9.5時間と，粗度係数が大きい場合の方が長時間越流している。

(f) まとめ

計画洪水波形の場合，越流開始流量に及ぼす粗度係数の影響は，実験P－1－1と実験P－2－1との差，及び実験P－3と実験P－4との差を比較することにより，下流が計画河道の場合，越流堤天端高が高いA.P.9.914mの場合の方が著しく，また実験P－1－1と実験P－2－1との差，及び実験P－1－2と実験P－2－2との差を比較することにより，越流堤天端高が同じA.P.9.914mの場合，下流が現況河道より計画河道の場合の方が著しいことが知られる。すなわち，当該地域下流端の水位が低いほど，また越流堤天端高が高いほど，越流開始流量に及ぼす粗度係数の影響は顕著となっている。

また，下流が計画河道で越流堤天端高A.P.9.914mの場合，逆流は生じないが，他の場合には調節池内水位の上昇が著しく，流量第二ピーク時付近で逆流が開始している。逆流開始流量に及ぼす粗度係数の影響は，上記と同様の比較を行うことより，下流が計画河道，すなわち下流水位が低い方が，また越流堤天端高が高い方が著しいことが知られる。

一方，実績洪水波形を対象とした場合，下流が現況河道という条件下において，越流開始流量に及ぼす粗度係数の影響は，越流堤天端高がA.P.9.914mの場合，流量差にして800㎥/s，時間差にして1時間であるのに対し，天端高がA.P.8.4mの場合，流量差にして1500㎥/s，時間差にして1時間半となって現れている。すなわち，実績洪水波形に対しては，計画洪水波形の場合とは逆に，越流堤天端高が低い方が，粗度係数の影響は著しいことが知られ，粗度係数の影響は，流量波形によって異なることがうかがわれる。また，越流堤天端高が高いA.P.9.914mの場合には，逆流が生じず，粗度係数の相違は，越流停止流量の差となって現れるが，天端高が低いA.P.8.4mの場合には逆流が生じ，その開始流量は，粗度係数の値にかかわりなく，ほぼQ≒5600㎥/sとなっている。

(4) 越流堤からの単位時間越流量（表8－3参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－2－1との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

越流堤より越流が始まった時刻から，上合第二横堤先端の小堤より越流が生じるまでの時間，及びその後貯水池に流入が開始するまでの時間を比較すると，表8－3のようであって，いずれも粗度

係数がn＝0.030の実験P－1－1の方が，1時間ほど長くかかっている。すなわち，両者を比較した場合，粗度係数が小さい方が，越流堤からの単位時間越流量は小さいものと推測される。

(b) 実験P－1－2と実験P－2－2との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

越流堤からの越流後小堤越流までの時間は，粗度係数がn＝0.038の実験P－2－2の方が30分短く，小堤越流後貯水池流入までの時間は，逆にn＝0.030の実験P－1－2の方が30分短くなっている。したがって，越流堤からの単位時間越流量は，越流堤からの越流直後では粗度係数が大きいn＝0.038の場合の方が大きく，ほぼ2時間後以降は，粗度係数が小さいn＝0.030の方が大きくなるようである。

(c) 実験P－3と実験P－4との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.8.4m，計画洪水波形）

実験P－1－2と実験P－2－2との比較の場合と同様に，越流堤からの越流後小堤越流までの時間は，粗度係数が大きいn＝0.038の場合の方が短く，小堤越流後貯水池流入までの時間は，逆に粗度係数が小さいn＝0.030の場合の方が短くなっている。したがって，先と同様に，越流堤からの単位時間越流量は，越流堤から越流直後では，粗度係数が大きいn＝0.038の方が大きく，ほぼ3時間後以降では，粗度係数が小さいn＝0.030の場合の方が大きくなるようである。

(d) 実験P－5－①と実験P－5－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m，実績洪水波形）

下流が現況河道で実績洪水波形を対象とした場合，粗度係数がn＝0.030の実験P－5－①においても，n＝0.038の実験P－5－②においても，同様の様相を呈している。すなわち，いずれにおいても越流堤越流開始から小堤越流開始までの時間は3時間，小堤越流開始から貯水池流入開始までの時間は1時間とそれぞれ等しく，単位時間越流量に対して，粗度係数の相違はほとんど関係ないようである。

(e) 実験P－6－①と実験P－6－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.8.4m，実績洪水波形）

粗度係数がn＝0.030の実験P－6－①では，越流堤越流開始2時間半後に小堤からの越流が始まり，さらに小堤越流開始1時間後に貯水池への流入が始まっている。これに対し，n＝0.038の実験P－6－②では，越流堤越流開始3時間後に小堤からの越流が始まり，小堤越流開始30分後に貯水池への流入が始まっている。したがって，調節池への流入初期においては，粗度係数が小さいn＝0.030の方が単位時間越流量が多く，流入後期においては，粗度係数が大きいn＝0.038の方が単位時間越流量が多いようである。

(f) まとめ

計画洪水波形を対象とすると，下流が計画河道で，越流堤天端高がA.P.9.914mの場合，越流堤からの単位時間越流量は，粗度係数が大きい場合の方が大きい。しかし，下流が計画河道でも越流堤天端高がA.P.8.4mの場合，あるいは下流が現況河道で越流堤天端高がA.P.9.914mの場合には，越流開始2～3時間後までは，粗度係数が大きい方が単位時間越流量は大きいが，以降は粗度係数が小さい方が単位時間越流量は大きくなる傾向が認められる。しかし，現象の測定間隔が30分間隔であること，越流堤越流開始から貯水池流入開始までに要する時間はいずれにおいても4時間半と等しいことを考慮すると，越流堤からの単位時間越流量に対して，粗度係数の相違はほとんど影響しないものとみなされる。

一方，実績洪水波形を対象とした場合にも，下流が現況河道という条件下において，越流堤からの単位時間越流量は，越流堤天端高がA.P.9.914mの場合，粗度係数の相違は全く影響せず，また天端高がA.P.8.4mの場合にもほとんど影響しないことが知られる。

したがって，粗度係数の相違は，下流が計画河道，越流堤天端高がA.P.9.914m，対象流量を計画洪水波形とした場合にのみ，越流堤からの単位時間越流量に影響し，粗度係数が小さい方が単位時間越流量が小さくなる。

(5) 26.4km地点流量（図8－40及び図8－41参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－2－1との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

粗度係数がn＝0.030の実験P－1－1では，流量が大きなバラツキをみせているが，これは実験P－1－1が最初の不定流実験であったことにより，下流端水位・流量の設定が不充分であったことに起因するものであろう。流量ピーク時付近における測定値を平均することにより，26.4km地点最大流量は6300㎥/s程度と推定される。これに対し，粗度係数が大きいn＝0.038の実験P－2－1の最大流量は5700㎥/s程度とみなされ，流量低減量は，n＝0.030の場合の750㎥/s程度に較べ，1350㎥/s程度と大きくなっている。すなわち，粗度係数が大きいn＝0.038の場合の方が大きな低減効果を有している。

(b) 実験P－1－2と実験P－2－2との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

実験P－1－2においても流量のバラツキは大きいが，おおむね粗度係数がn＝0.030の実験P－1－2及びn＝0.038の実験P－2－2における26.4km地点最大流量は，それぞれ，5800㎥/s及び6000㎥/s程度と推定され，1250㎥/s及び1050㎥/s程度の流量低減量が見込まれる。すなわち，粗度係数が小さいn＝0.030の場合の方が大きな効果を発揮しているが，その差はあまり大きくない。

(c) 実験P－3と実験P－4との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.8.4m，計画洪水波形）

粗度係数がn＝0.030の実験P－3及びn＝0.038の実験P－4では，いずれにおいても26.4km地点の最大流量は6000㎥/s程度であって，粗度係数の相違による両者の差は認められない。

(d) 実験P－5－①と実験P－5－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m，実績洪水波形）

下流が現況河道において，実績洪水波形を対象とした場合，粗度係数がn＝0.030の実験P－5－①では，最大流量は6200㎥/sと，n＝0.038の実験P－5－②の5900㎥/sに較べ，若干大きいようである。したがって，調節効果は，粗度係数がn＝0.038の方が大きいと言えよう。なお，最大流量は，いずれにおいても36.4km地点が最高水位に達した直後に生じており，発生時刻に対する粗度係数の影響は認められない。

(e) 実験P－6－①と実験P－6－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.8.4m，実績洪水波形）

26.4km地点の流量は，粗度係数n＝0.030の実験P－6－②の場合に較べ，n＝0.030の実験P－6－①の場合の方が早く最大値に達し，その継続時間も短かい。

しかし，最大流量そのものの値については，いずれも5600㎥/s程度と見込まれ，調節効果もほぼ等しいものと推定される。したがって，この場合，粗度係数の相違は，最大流量の継続時間となって現れている。

(f) まとめ

計画洪水波形を対象とすると，下流が計画河道で，越流堤天端高がA.P.9.914 mの場合にのみ，粗度係数が大きい場合の方が，下流の最大流量は小さく，流量低減に対して，より効果的であることが知られる。他の場合，すなわち下流が計画河道で，越流堤天端高がA.P.8.4 mの場合，あるいは下流が現況河道で，越流堤高がA.P.9.914 mの場合には，26.4 km地点の流量低減に対する粗度係数の影響はほとんどない。

また，実績洪水波形を対象とすると，下流が現況河道という条件下では，越流堤天端高が高いA.P.9.914 mの場合にのみ，粗度係数が大きい場合の方が，下流の最大流量は小さく，調節効果が大きいものと推定される。

したがって，26.4 km地点の流量低減効果に及ぼす粗度係数の影響は，越流堤天端高がA.P.8.4 mの場合には，ほとんど認められず，天端高がA.P.9.914 mの場合にも，計画洪水波形を対象として，下流が現況河道の場合には，ほとんど認められないことが知られる。

(6) 本川流況

(a) 実験P－1－1と実験P－2－1との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.9.914 m，計画洪水波形）

粗度係数がn＝0.030の実験P－1－1では，39.2kmから38.0km，34.0kmから32.4km，31.6kmから30.0 kmの3箇所の低水路わん曲部において，主流が低水路を短絡するかのように高水敷上を流下するのに対し，n＝0.038の実験P－2－1では38.8kmから38.0kmにかけてのみ主流が高水敷の先端をかすめて流下し，他のわん曲部では低水路沿いに流下している。とくに，31.6 kmから30.4 kmにかけては，外岸の右岸堤沿いを主流が流下している。南畑横堤あるいは宗岡第二横堤による右岸高水敷上の死水域は，粗度係数が大きいn＝0.038の場合の方が小さいようである。以上のような特性は，粗度係数が小さいn＝0.030の場合流速が速く，流れがより直線的な様相を呈することによるものであろう。

(b) 実験P－1－2と実験P－2－2との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914 m，計画洪水波形）

実験P－1－1と実験P－2－1との比較の場合と同様に，とくに33.6 kmから32.0 kmの低水路わん曲部において，粗度係数が小さい実験P－1－2の方が，より直線的に主流が流下し，また南畑横堤あるいは宗岡第二横堤による死水域は大きい。

(c) 実験P－3と実験P－4との比較（下流計画河道，越流堤天端高A.P.8.4 m，計画洪水波形）

実験P－1－2と実験P－2－2との比較の場合と同様に，33.6 kmから32.4 kmのわん曲部において，粗度係数が小さい実験P－3の方がより直線的に主流が流下している。

(d) 実験P－5－①と実験P－5－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914 m，実績洪水波形）

粗度係数がn＝0.030の実験P－5－①あるいはn＝0.038の実験P－5－②のいずれにおいても，主流は低水路に沿って流下している。とくに，相違点をあげれば，南畑横堤先端付近と越流堤直上流との間の低水路わん曲部において，n＝0.030の場合主流は低水路に沿って流下しているが，n＝0.038の場合主流は左岸高水敷にのり上げて流下している程度である。

(e) 実験P－6－①と実験P－6－②との比較（下流現況河道，越流堤天端高A.P.8.4 m，実績洪水波形）

いずれにおいても，主流は低水路に沿って流下し，ほとんど同様の流況を呈している。とくに，相違点を指摘すれば，30.8㎞の右岸水衝部の流れは，粗度係数がn＝0.030の実験P－6－①の方が，より著しいことがあげられよう。

(f) まとめ

計画洪水波形を対象とすると，粗度係数が小さい場合，主流はより直線的に流下し，低水路わん曲部では低水路を短絡するかのように高水敷上を流れ，横堤による死水域は大きくなるのに対し，粗度係数が大きい場合，主流は低水路沿いに流下し，わん曲部では外岸側の堤防沿いに主流が流下し，外岸側の局所洗掘に注意を要するとともに，横堤による死水域は小さくなる傾向がある。このような粗度係数による相違は，下流が計画河道で越流堤天端高A.P.9.914mのとき，もっとも顕著となる。

これに対し，実績洪水波形を対象とすると，粗度係数の相違による流況の変化はほとんど認められず，粗度係数の影響はないものと推測される。

8.4 下流河道の改修条件の影響

粗度係数がn＝0.030の場合については，実験P－1－1と実験P－1－2との比較より，粗度係数がn＝0.038の場合については，実験P－2－1と実験P－2－2との比較より，それぞれ下流河道が計画河道の場合と現況河道の場合との比較が可能となる。なお，越流堤高はいずれにおいてもA.P.9.914mである。

(1) 36.4㎞地点本川水位（図8－36参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－1－2との比較（粗度係数n＝0.030，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

下流が計画河道の実験P－1－1では，流量波形と同様に，水位波形は二山の様相を呈し，最高水位は両者でほぼ等しいのに対し，下流が現況河道の実験P－1－2では，ほぼ一山の波形を示し，流量第一ピークから第二ピークにかけて，ほぼ一定の値となっている。最高水位は，下流が計画の場合の方が低く，現況の場合との差は約0.4mである。

(b) 実験P－2－1と実験P－2－2との比較（粗度係数n＝0.038，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

いずれの実験においても，流量第二ピークに対して，水位は最高水位に達している。両者の差は流量第一ピーク直後で約0.1m，第二ピーク直後で約0.4mとなっている。

(c) まとめ

越流堤天端高がA.P.9.914mの場合，計画洪水波形に対しては，粗度係数にかかわらず，36.4㎞地点本川最高水位は，下流が計画河道の場合に較べ，現況河道の場合の方が約0.4m高くなる。

(2) 36.4㎞地点調節池水位（図8－38参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－1－2との比較（粗度係数n＝0.030，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

下流が計画河道の実験P－1－1では，調節池が越流水で満杯になる前に本川水位が低下し，越流堤からの逆流は生じない。これに対し，下流が現況河道の実験P－1－2では，流量第二ピーク後に調節池内の水位は本川側と一致するほど高くなり，以後逆流が生じている。したがって，両者の最高水位は大きく異なり，下流が現況河道の場合の方が約2.6mも高くなっている。

(b) 実験P－2－1と実験P－2－2との比較（粗度係数n＝0.038，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

両者の水位・時間曲線は，ほぼ相似形を呈し，最高水位は下流が現況河道の実験P－2－2の場合の方が約0.5m高くなっている。また，ピーク発生時刻は，越流堤からの逆流も早く始まる現況河道の場合の方が約1時間早いようである。

(c) まとめ

越流堤天端高がA.P.9.914mの場合，計画洪水波形に対しては，下流の河道改修条件の影響は，最高水位差で比較すると，粗度係数がn＝0.030の場合約2.6mに達し，n＝0.038の場合の約0.5mと較べると，粗度係数が小さい場合の方が著しい。

(3) 越流開始流量・越流停止あるいは逆流開始流量（表8－2参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－1－2との比較（粗度係数n＝0.030，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

下流が計画河道の実験P－1－1では，流量Q＝6400m^3/s時になって越流堤からの越流が開始し，これは流量Q＝4200m^3/s時まで継続し，逆流は生じていない。これに対し，下流が現況河道の実験P－1－2では，流量Q＝5600m^3/s時に越流が始まり，流量がQ＝3500m^3/sまで低減したときに逆流へと移行している。

(b) 実験P－2－1と実験P－2－2との比較（粗度係数n＝0.038，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

下流が計画河道の実験P－2－1では，流量Q＝5300m^3/s時に越流堤からの越流が始まり，Q＝4400m^3/s時からは逆流となっている。一方，下流が現況河道の実験P－2－2では，計画河道の場合に較べ，いずれも早い時期から越流あるいは逆流が開始し，越流はQ＝5000m^3/s時に，逆流はQ＝5800m^3/s時に，それぞれ始まっている。時間差でみると，逆流開始時間の差の方が大きく，2時間の差となって現れている。

(c) まとめ

越流開始流量及び越流停止あるいは逆流開始流量に与える下流河道の改修条件は，粗度係数がn＝0.030の場合の方が著しく影響し，逆流の有無（下流が計画河道の場合逆流無し，現況河道の場合逆流有り）となって現れている。粗度係数がn＝0.038の場合には，主として逆流開始流量の差として現れ，下流が現況河道の場合，流量第二ピーク直後のQ＝5800m^3/s時に逆流が開始しているが，計画河道の場合これより2時間後のQ＝4400m^3/s時に始まっている。

(4) 越流堤からの単位時間越流量（表8－3参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－1－2との比較（粗度係数n＝0.030，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

越流堤より越流が開始してから土合第二横堤先端の小堤より越流が始まるまでの時間は，いずれの実験においても2時間半と等しく，この段階での単位時間越流量はほぼ同様であると考えられる。小堤越流後貯水池流入までの時間は，下流が現況河道の実験P－1－2の方が約1時間半も短く，この段階で下流が現況河道の場合の単位時間越流量は，計画河道の場合の約2倍であることが知られる。

(b) 実験P－2－1と実験P－2－2との比較（粗度係数n＝0.038，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

越流堤で越流が始まってから小堤を越流するまでの時間は，下流が計画河道の実験P－2－1の方が現況河道の実験P－2－2より30分短いが，水位の結果を参考にすると，両者の差はないものとした方が妥当のようである。また，小堤越流後貯水池流入までの時間は両者とも等しく，下流河道の改修条件はあまり影響していない。

(c) まとめ

下流河道の改修条件に基づく相違は，粗度係数により異なり，粗度係数がn＝0.030の場合には，調水池流入後半において，下流が現況河道の場合の方が単位時間越流量が多く，粗度係数がn＝0.038の場合にはあまり大きな影響を与えていない。

(5) 26.4km地点流量（図8－40参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－1－2との比較（粗度係数n＝0.030，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

両者とも，計測値に大きなバラツキをみせているが，上流流量第一ピークから第二ピークにかけて，それぞれほぼ同程度の流量とみなされ，最大流量は下流が計画河道の実験P－1－1で約6300m^3/s，下流が現況可道の実験P－1－2で約5800m^3/s程度と見込まれる。したがって，下流が現況河道の方が大きな低減効果をもっているものと判断される。

(b) 実験P－2－1と実験P－2－2との比較（粗度係数n＝0.038，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

上流流量第一ピークに対応した時点において，両者はほぼ同じ値を示しているが，第二ピークに対応した時点における最大流量は，下流が計画河道の実験P－2－1で5700m^3/s程度，下流が現況河道の実験P－2－2で6000m^3/s程度と異なっている。したがって，下流が計画河道の方が若干ではあるが大きな低減効果をもっているものと解される。

(c) まとめ

流量の低減効果は，粗度係数によりその特性が異なり，n＝0.030の場合には下流が現況河道の方が大きな低減効果があり，逆にn＝0.038の場合には計画河道の方が大きな低減効果を有している。

(6) 本川流況

(a) 実験P－1－1と実験P－1－2との比較（粗度係数n＝0.030，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

下流が計画河道の実験P－1－1では，31.6kmから30.0kmのわん曲部において，主流は低水路を短絡するかのように左岸側高水敷上を流下しているが，下流が現況河道の実験P－1－2では，ほぼ低水路に沿って流下し，下流水位の影響が現れている。

(b) 実験P－2－1と実験P－2－2との比較（粗度係数n＝0.038，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形）

主流部の位置あるいは死水域の大きさについて下流が計画河道の実験P－2－1と現況河道の実験P－2－2との相違は，ほとんど認められない。

(c) まとめ

下流河道の改修条件は，粗度係数がn＝0.030の場合にのみ現れ，とくに31.6kmから30.0kmのわん曲

部において，下流が計画河道の場合，主流が直線的にわん曲内岸側を流下している。これに対し，下流が現況河道の場合，わん曲部外岸側を流下している。

8.5. 越流堤天端高の影響

下流が計画河道に改修された場合，計画洪水波形を対象として，越流堤天端高A.P.9.914 mとA.P.8.4 mとの相違が種々の水理量に及ぼす影響は，粗度係数がn＝0.030の河道に対しては実験P－1－1と実験P－3との比較より，また粗度係数がn＝0.038の河道に対しては実験P－2－1と実験P－4との比較より，それぞれ明らかとなる。また，実績洪水波形を対象として，越流堤天端高の影響は，粗度係数がn＝0.030の河道に対しては実験P－5－①と実験P－6－①との比較より，また粗度係数がn＝0.038の河道に対しては実験P－5－②と実験P－6－②との比較より，それぞれ明らかとなる。

(1) 36.4 km地点本川水位（図8－36及び図8－37参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－3との比較（粗度係数n＝0.030，下流計画河道，計画洪水波形）

越流堤天端高がA.P.9.914 mの実験P－1－1では，流量第一ピーク時と第二ピーク時の水位とはほぼ同程度の値であるが，天端高がA.P.8.4 mの実験P－3では，前者の時点で約A.P.10.3 m，後者の時点で約A.P.11.1 mと大きく異なっている。しかし，最高水位の差で比較すると，越流堤天端高がA.P.8.4 mの方が0.1 m程度しか高くなく，両者の差は主として流量第一ピーク時に現れている。

(b) 実験P－2－1と実験P－4との比較（粗度係数n＝0.038，下流計画河道，計画洪水波形）

実験P－1－1と実験P－3との比較の場合と同様に，流量第一ピーク時付近では，越流堤天端高がA.P.9.914 mの実験P－2－1の方が約0.7 m高いが，第二ピーク時付近では，逆に天端高がA.P.8.4 mの実験P－4の方が約0.2 m高くなっている。

(c) 実験P－5－①と実験P－6－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，実績洪水波形）

越流堤天端高がA.P.9.914 mの実験P－5－①の水位は，天高端がA.P.8.4 mの実験P－6－①において越流が開始した以降，A.P.8.4 mの場合の水位より高くなり，その差は上流流量のピーク後両者が最高水位に達した頃最大となり，その最大水位差は約0.6 mとなる。その後，両者の差は次第に小さくなり，天端高がA.P.9.914 mにおいて逆流が生じる頃，両者の水位は一致し，以後においてはA.P.8.4 mの場合の方が高い水位となっている。

(d) 実験P－5－②と実験P－6－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，実績洪水洪形）

上流流量の増加とともに，本川水位も上昇するが，越流堤天端高がA.P.8.4 mの実験P－6－②において越流が開始した後は，天端高がA.P.9.914 mの実験P－5－②の水位上昇速度の方が大きく，A.P.9.914 mにおける水位は，上流流量のピーク時付近において，最高水位A.P.11.8 mに達し，その後は減少していく。一方，A.P.8.4 mにおける水位は，A.P.9.914 mにおける水位が最高値に達した時点においても，上昇を続け，A.P.9.914 mの場合の水位より高くなり，最高値A.P.12.0 mに達した後，減少を呈するようになる。したがって，越流堤天端高の相違は，とくに最高水位に達する時刻の差となって現れ，最高水位差は0.2 mとそれほど大きくない。

(e) まとめ

下流が計画河道で計画洪水波形を対象とした場合，越流堤天端高の相違が水位に及ぼす影響は，流量第一ピーク時付近において著しく，本川水位は越流堤天端高が高いA.P.9.914 mの場合の方が，A.P.8.4 mの場合よりもかなり高く，その差は0.6 m～0.7 mとなっている。一方，流量第二ピーク時付近で

は，越流堤天端高が低いA.P.8.4mの方が高くなるが，その差は0.1m～0.2mとあまり大きくない。

一方，下流が現況河道で実績洪水波形を対象とした場合，越流堤天端高の影響は，粗度係数によって異なっている。すなわち，最高水位は，n＝0.030の場合，天端高がA.P.9.914mの場合の方が，A.P.8.4mの場合よりも約0.6m高いのに対し，n＝0.038の場合，A.P.8.4mの場合の方が，A.P.9.914mの場合よりも約0.2m高くなっている。

(2) 36.4km地点調節池水位（図8－38及び図8－39参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－3との比較（粗度係数n＝0.030，下流計画河道，計画洪水波形）

いずれの時点においても，越流堤天端高がA.P.8.4mの実験P－3の方が調節池内水位ははるかに高く，最高水位の差は約2.9mにも達している。

(b) 実験P－2－1と実験P－4との比較（粗度係数n＝0.038，下流計画河道，計画洪水波形）

いずれのケースにおいても，流量第二ピーク後に最高水位に達するが，最高水位後両者の水位は一致し，以後は水位一致前と異なり，越流堤天端高がA.P.9.914mの実験P－2－1の方が高い状況が続く。なお，最高水位の差は約0.3mで，天端高がA.P.8.4mの実験P－4の方が高い。

(c) 実験P－5－①と実験P－6－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，実績洪水波形）

いずれの時点においても，越流堤天端高がA.P.8.4mの実験P－6－①の場合の方が，A.P.9.914mの実験P－5－①の場合の方よりも36.4km地点調節池水位は高く，最高水位にはA.P.9.914mの場合の方が早く達している。最高水位は，越流堤天端高がA.P.9.914mの場合A.P.8.5m，A.P.8.4mの場合A.P.10.5mであって，その差は2.0mとなっている。

(d) 実験P－5－②と実験P－6－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，実績洪水波形）

越流堤天端高がA.P.9.914mの実験P－5－②とA.P.8.4mの実験P－6－②の場合との相対関係は，実験P－5－①と実験P－6－①との相対関係とまったく同じであって，最高水位差は2.7mにも達している。

(e) まとめ

下流河道の条件が計画河道で，また計画洪水波形を対象とした場合，越流堤天端高の相違は，粗度係数がn＝0.030の場合に大きく影響し，池内水位は越流堤天端高が低いA.P.8.4mの方が極めて高く，最高水位の差は約2.9mにも達している。一方，粗度係数がn＝0.038の場合には，最高水位の差が約0.3mとそれほど大きくないものの，洪水末期には越流堤天端高が高いA.P.9.914mの方が池内水位が高くなるという現象が生じている。

一方，下流河道の条件が現況河道で，実績洪水波形を対象とした場合，越流堤天端高の相違は，粗度係数がn＝0.038の場合の方が若干大きく影響し，最高水位の差は約2.7mに達している。粗度係数がn＝0.030の場合にも，最高水位の差は約2.0mであって，越流堤天端高は，下流が現況河道で実績洪水波形を対象とした場合の方が，大きな影響を及ぼしている。

(3) 越流開始流量，越流停止あるいは逆流開始流量（表8－2参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－3との比較（粗度係数n＝0.030，下流計画河道，計画洪水波形）

越流堤からの越流開始流量は，越流堤天端高がA.P.9.914mの実験P－1－1で6400m³/s，天端高がA.P.8.4mの実験P－3では4300m³/sと大きく異なり，時間差にして約4時間の差となっている。また，天端高が高いA.P.9.914mの場合逆流が生じず，流量4200m³/s時に越流が停止しているが，天端高が低いA.P.8.4mの場合，5900m³/s時に逆流が始まり，これは実験終了時の流量3000m³/sにおいてもまだ継

続されている。

(b) 実験P－2－1と実験P－4との比較（粗度係数n＝0.038，下流計画河道，計画洪水波形）

越流堤からの越流開始流量は，越流堤天端高がA.P. 9.914mの実験P－2－1の場合5300㎥/s 天端高がA.P. 8.4mの実験P－4の場合3900㎥/s，逆流開始流量は天端高がA.P.9.914mで4400㎥/s，低いA.P. 8.4mで6600㎥/sと，いずれも天端高が低いA.P. 8.4mの場合の方が早い時期に越流あるいは逆流を開始している。時間差にすると，越流で2時間，逆流で3時間半程度であり，越流堤天端高が低いA.P. 8.4mの場合，36.4㎞本川及び調節池内水位が最高水位に達したとき逆流が始まっているのに対し，天端高が高いA.P. 9.914mの場合最高水位後に始まっている。

(c) 実験P－5－①と実験P－6－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，実績洪水波形）

越流堤からの越流開始流量は，越流堤天端高がA.P. 9.914mの実験P－5－①の場合7000㎥/s，天端高がA.P. 8.4mの実験P－6－①の場合5000㎥/sと大きく異なり，時間差にして約2時間の差となっている。また，天端高がA.P. 9.914mの場合，逆流が生じず，上流流量が4400㎥/sまで減少したとき，越流が停止している。これに対し，天端高が低いA.P. 8.4mの場合，流量が5600㎥/sまで減少したとき逆流が始まり，これは流量が2200㎥/sまで減少してもなお継続している。

(d) 実験P－5－②と実験P－6－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，実績洪水波形）

越流開始流量は，越流堤天端高がA.P. 9.914mの実験P－5－②の場合6200㎥/s，天端高がA.P.8.4mの実験P－6－②の場合3500㎥/sであって，A.P. 9.914m の場合の方が2時間半も早く越流が始まっている。粗度係数がn＝0.030の場合と同様に，n＝0.038の場合にも，天端高がA.P. 9.914mの実験において，逆流は生じず，流量が3500㎥/s に減少したとき越流が停止している。一方，天端高がA.P. 8.4mの場合には，n＝0.030とまったく同じように，流量が5600㎥/s まで減少したとき，逆流に転じている。

(e) まとめ

計画洪水波形を対象として，下流が計画河道の場合，越流堤からの越流停止あるいは逆流のいずれについても，越流堤天端高が低いA.P. 8.4mの方が早い時期から始まっており，この傾向はとくに粗度係数が小さいn＝0.030の場合の方が著しい。

これに対し，実績洪水波形を対象として，下流が現況河道の場合においても，越流堤からの越流及び越流停止あるいは逆流とも，越流堤天端高が低いA.P. 8.4mの方が早く始まっている。このような傾向を時間差で表すと，粗度係数がn＝0.038の方が若干大きくなっている。

(4) 越流堤からの単位時間越流量（表8－3参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－3との比較（粗度係数n＝0.030，下流計画河道，計画洪水波形）

越流堤から越流開始後小堤越流までの時間は，越流堤天端高がA.P. 9.914mの実験P－1－1において2時間半，A.P. 8.4mの実験P－3において3時間とあまり大きな差はないが，小堤越流後貯水池流入までの時間は天端高がA.P. 9.914mの場合3時間半，A.P. 8.4mの場合1時間半と，越流堤天端高が低いA.P. 8.4mの場合著しく短くなっている。したがって，調節池流入後半において，単位時間越流量は天端高が低いA.P. 8.4mの方がかなり大きいことが知られる。

(b) 実験P－2－1と実験P－4との比較（粗度係数n＝0.038，下流計画河道，計画洪水波形）

実験P－1－1と実験P－3との比較の場合とは逆に，越流堤から越流開始後小堤越流までの時間は，越流堤天端高がA.P. 9.914mの実験P－2－1で1時間半，A.P. 8.4mの実験P－4で2時間半と，越流堤天端高がA.P. 8.4mの方が長いものの，小堤越流後貯水池流入までの時間は両者ともあまり変わら

ない。したがって，調節池流入前半において，越流堤天端高が高いA.P.9.914mの方が単位時間越流量が大きくなっている。

(c) 実験P－5－①と実験P－6－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，実績洪水波形）

越流堤越流後小堤越流開始までの時間は，越流堤天端高がA.P.9.914mの実験P－5－①で3時間，天端高がA.P.8.4mの実験P－6－①で2時間半と，それほど大きな差はない。また，小堤越流後貯水池流入までの時間は，いずれにおいても1時間であって，越流堤からの単位時間越流量に及ぼす天端高の影響は，あまり顕著でない。

(d) 実験P－5－②と実験P－6－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，実績洪水波形）

越流堤越流後小堤越流開始までの時間は，いずれにおいても3時間と等しく，小堤越流後貯水池流入開始までの時間は，越流堤天端高がA.P.9.914mの実験P－5－②で1時間，天端高がA.P.8.4mの実験P－6－②で30分と，その時間差は最小測定間隔の30分しかない。したがって，大略的には，両者の越流堤からの単位時間越流量はほぼ等しいものとみなされる。

(e) まとめ

下流が計画河道で計画洪水波形を対象とした場合，越流堤からの単位時間越流量に及ぼす越流堤天端高の影響は，粗度係数によって異なり，粗度係数がn＝0.030の場合には，調節池流入後半において，越流堤天端高が低いA.P.8.4mの方が単位時間越流量は多く，逆に粗度係数がn＝0.038の場合には，流入前半において，越流堤天端高が高いA.P.9.914mの方が多くなっている。

しかし，下流が現況河道で実績洪水波形を対象とした場合，越流堤からの単位時間越流量に及ぼす越流堤天端高の影響は，粗度係数に係らず，ほとんどないものと推定される。

(5) 26.4km地点流量（図8－40，及び図8－41参照）

(a) 実験P－1－1と実験P－3との比較（粗度係数n＝0.030，下流計画河道，計画洪水波形）

越流堤天端高がA.P.9.914mの実験P－1－1では，上流流量第一ピークから第二ピークにかけてほぼ同程度の流量がつづいているが，天端高がA.P.8.4mの実験P－3では，第一ピーク付近では流量が大きく低減され，第二ピーク付近において最大流量が発生している。最大流量そのものは，天端高が高いA.P.9.914mの場合6300㎥/s程度，天端高が低いA.P.8.4mの場合6000㎥/s程度と，その差はあまり大きくない。

(b) 実験P－2－1と実験P－4との比較（粗度係数n＝0.038，下流計画河道，計画洪水波形）

実験P－1－1と実験P－3との比較の場合と同様に，上流流量第一ピークから第二ピーク後にかけて，越流堤天端高がA.P.9.914mの実験P－2－1ではほぼ同程度の流量がつづき，第一ピーク時付近では天端高が高いA.P.9.914mの方が大きな流量となっている。しかし，第二ピーク後には，天端高が低いA.P.8.4mの実験P－4の方が大きな流量を示すようになるが，最大流量の差はあまり大きくない。

(c) 実験P－5－①と実験P－6－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，実績洪水波形）

最大流量は，越流堤天端高がA.P.9.914mの実験P－5－①の場合6200㎥/s，天端高がA.P.8.4mの実験P－6－①の場合5600㎥/s程度であって，天端高が高いA.P.9.914mの場合の方が600㎥/s大きい。したがって，流量低減効果は，天端高が低いA.P.8.4mの方が大きいものと期待される。

(d) 実験P－5－②と実験P－6－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，実績洪水波形）

越流天端高がA.P.9.914mの実験P－5－②の場合，最大流量は5950㎥/s，天端高がA.P.8.4mの実験

P－6－②の場合，最大流量は5600 m^3/s であって，粗度係数がn＝0.030の場合と同様に，天端高が高いA.P.9.914 mの方が，最大流量はやや大きい。したがって，流量低減効果は，天端高が低いA.P.8.4 mの方が，若干大きいものと推測される。

(e) まとめ

下流計画河道において計画洪水波形を対象とした場合，越流堤天端高の相違は上流流量第一ピーク時付近において大きく影響し，粗度係数に係りなく，越流堤天端高が低いA.P.8.4 mの方が大きな最大流量低減効果をもたらしている。しかし，第二ピーク後においては，大きな流量差はないようである。

一方，下流現況河道において実績洪水波形を対象とした場合，越流堤天端高の相違は，粗度係数がn＝0.030の場合の方が大きく影響し，天端高が低いA.P.8.4 mの場合の方が，大きな流量低減効果をもたらしている。

(6) 本川流況

(a) 実験P－1－1と実験P－3との比較（粗度係数n＝0.030，下流計画河道，計画洪水波形）

上流流量第一ピーク時付近においては，31.6 kmから30.0 kmまでのわん曲部において，主流は越流堤天端高がA.P.9.914 mの実験P－1－1の方がわん曲部内岸側の高水敷上を流下し，天端高がA.P.8.4 mの実験P－3では主流が低水路沿いに流下している。

(b) 実験P－2－1と実験P－4との比較（粗度係数n＝0.038，下流計画河道，計画洪水波形）

主流の位置あるいは死水域の大きさとも，両者による大きな差は認められない。

(c) 実験P－5－①と実験P－6－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，実績洪水波形）

越流堤天端高がA.P.8.4 mの実験P－6－①の方が，主流は34.4 kmから32.8kmにかけて，より左岸側を流下している。

(d) 実験P－5－②と実験P－6－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，実績洪水波形）

34.4 kmから32.8 mにかけては，越流堤天端高がA.P.8.4 mの実験P－6－②の方が，主流は左岸寄りとなり，31.2kmから30.4kmにかけては，天端高がA.P.9.914 mの実験P－5－②の方が，主流は右岸本堤沿いとなっている。

(e) まとめ

下流が計画河道で計画洪水波形を対象とした場合，越流堤天端高そのものの相違が本川流況に及ぼす影響はほとんどなく，流量による流況の違いが現われている。

また，下流が現況河道で実績洪水波形を対象とした場合にも，越流堤天端高の相違に基づく流況の変化はほとんどなく，33.4 kmより下流では，下流流量が大きいほど，主流はやや右岸寄りとなる傾向があるにすぎない。

8.6 洪水波形の影響

洪水波形の相違が諸現象に及ぼす影響は，下流が現況河道で越流堤天端高がA.P.9.914mの場合を対象として，本川河道の粗度係数がn＝0.030の場合については，実験P－1－2と実験P－5－①との比較により，またn＝0.038の場合については，実験P－2－2と実験P－5－②との比較により，それぞれ明らかにすることができる。

(1) 36.4㎞地点本川水位（図8－42及び図8－43参照）

(a) 実験P－1－2と実験P－5－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m）

計画洪水波形は，流量の最大値は小さいものの，継続時間が長く，36.4㎞地点本川水位は，計画洪水波形を対象とした実験P－1－2では，A.P.11.3m程度の値が8時間も継続し，その水位も，実績洪水波形を対象とした実験P－5－①よりも0.1m程度高くなっている。これに対し，実績洪水波形を対象とした場合，水位波形は，洪水波形と同様に，最大値の継続時間は短いようである。

(b) 実験P－2－2と実験P－5－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m）

粗度係数がn＝0.030の場合と同様に，計画洪水波形を対象とした実験P－2－2の場合には，流量の最大値が小さいにもかかわらず，洪水継続時間が長いため，水位の最高値は，A.P.12.0m程度となり，実績洪水波形を対象とした実験P－5－②の場合よりも約0.2m高くなっている。

(c) まとめ

36.4㎞地点本川水位は，洪水波形の影響を大きく受け，洪水継続時間が長いと調節池の水位も著しく上昇し，その結果本川水位も上昇するという様相を呈する。すなわち，計画洪水波形は，流量の最大値は小さいものの，その継続時間が長いため，実績洪水波形を対象とした場合よりも水位の最大値は高くなる。最高水位の差は，粗度係数の値にあまり関係なく，0.1m～0.2m程度である。

(2) 36.4㎞地点調節池水位（図8－44及び図8－45参照）

(a) 実験P－1－2と実験P－5－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m）

計画洪水波形を対象とした実験P－1－2においては，洪水継続時間が長いため，越流堤からの越流継続時間も長く，その結果池内水位は，流量第二ピーク後においても上昇をつづけ，逆流を始める頃最高値A.P.10.8m程度に達する。これに対し，実績洪水波形を対象とした実験P－5－①においては，本川上流流量ピーク後3時間半頃の越流停止時付近において最高値A.P.8.5mに達し，その後低下していく。

(b) 実験P－2－2と実験P－5－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m）

粗度係数n＝0.030の場合とまったく同様の様相を呈し，計画洪水波形を対象とした実験P－2－2の最高水位は，A.P.12.0mにも達しているが，実績洪水波形を対象とした実験P－5－②では，A.P.9.3m程度にしか達していない。

(c) まとめ

計画洪水波形を対象とした場合，洪水継続時間が長く，越流堤からの越流継続時間も長く，池内最高水位は，最大流量が小さいにもかかわらず，計画洪水波形を対象とした場合の方が高くなる。なお，計画洪水波形と実績洪水波形の場合との最高水位差は，粗度係数がn＝0.030の場合2.3m，n＝0.038の場合2.7mとなり，粗度係数が大きい方が，最高水位差は大きくなる。

(3) 越流開始流量，越流停止あるいは逆流開始流量（表８－２参照）

(a) 実験Ｐ－１－２と実験Ｐ－５－①との比較（粗度係数ｎ＝0.030，　下流現況河道，越流堤天端高 A.P.9.914ｍ）

計画洪水波形を対象とした実験Ｐ－１－２では，上流流量がＱ＝5600㎥/ｓになったとき，越流堤からの越流が始まっているが，実績洪水波形を対象とした実験Ｐ－５－①では，Ｑ＝7000㎥/ｓになってから，越流が始まっている。これは，実績洪水波形の方が流量増加率が大きく，上流流量が等しい時点においても，下流流量は計画洪水波形の場合の方が大きく，したがって下流水位も高いということによるものである。さらに，実績洪水波形の場合には，洪水継続時間が短いため，越流停止後逆流は生じず，Ｑ＝4400㎥/ｓの時点で越流が停止している。これに対し，計画洪水波形の場合には，洪水継続時間が長いため，Ｑ＝3500㎥/ｓに上流流量が減少した時点において，逆流が始まっている。

(b) 実験Ｐ－２－２と実験Ｐ－５－②との比較（粗度係数ｎ＝0.038，　下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914ｍ）

粗度係数がｎ＝0.030の場合とまったく同様に，実績洪水波形の実験Ｐ－2－2では，上流流量が大きなＱ＝6200㎥/ｓの時点で越流が始まり，Ｑ＝3500㎥/ｓの時点で越流が停止し，逆流は生じていない。これに対し，計画洪水波形の実験Ｐ－５－②では，Ｑ＝5000㎥/ｓの時点ですでに逆流が始まり，Ｑ＝5800㎥/ｓに減少した時点で逆流が始まっている。

(c) まとめ

実績洪水波形は，流量増加速度が速く，また継続時間も短いため，越流堤からの越流は上流流量が大きくなってから始まり，また逆流は生じていない。これに対し，計画洪水波形は，継続時間が長いため，逆流が生じている。

(4) 越流堤からの単位時間越流量（表８－３参照）

(a) 実験Ｐ－１－２と実験Ｐ－５－①との比較（粗度係数ｎ＝0.030，　下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914ｍ）

計画洪水波形の実験Ｐ－１－２では，越流堤越流開始後小堤越流までの所要時間は２時間半，小堤越流開始後貯水池流入までの時間は２時間であるのに対し，実績洪水波形の実験Ｐ－５－①では，前者が３時間，後者が１時間となっている。したがって，小堤からの越流が始まるまで，単位時間越流量は計画洪水波形の方がやや大きく，その後貯水池に流入が始まるまでは，実績洪水波形の方がかなり大きいものと推測される。

(b) 実験Ｐ－２－２と実験Ｐ－５－②との比較（粗度係数ｎ＝0.038，　下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914ｍ）

越流堤越流開始から小堤越流までの所要時間は，計画洪水波形の実験Ｐ－２－２で２時間，実績洪水波形の実験Ｐ－５－②で３時間，また小堤越流後貯水池流入までの時間は，前者で２時間半，後者で１時間となっており，その傾向は，粗度係数ｎ＝0.030の場合とほとんど同じである。

(c) まとめ

越流堤越流開始後小堤越流までの間については，計画洪水波形の場合の方が，単位時間越流量は大きく，また小堤越流開始後貯水池流入までの間については，実績洪水波形の場合の方が大きい。

(5) 26.4㎞地点流量（図8－46及び図8－47参照）

(a) 実験P－1－2と実験P－5－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m）

計画洪水波形を対象とした実験P－1－2において，最大流量は5800㎥/sとなり，流量調節量は1250㎥/sと見込まれる。一方，実績洪水波形を対象とした実験P－5－①において，最大流量は，6200㎥/sであって，調節量は1700㎥/sに達している。両波形の最大流量は，それぞれ，7050㎥/sと7900㎥/sとであって，その流量差850㎥/sのうち，450㎥/sは調節池により流量低減が図られたことになり，調節池は実績洪水波形に対して，より有効と言えよう。

(b) 実験P－2－2と実験P－5－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m）

計画洪水波形を対象とした実験P－2－2及び実績洪水波形を対象とした実験P－5－②において，最大流量は，それぞれ，5900㎥/s及び5950㎥/sとなり，洪水調節量は，それぞれ，1150㎥/s及び1950㎥/sと見込まれる。したがって，洪水波形の相違による流量増850㎥/sのうち，800㎥/sまでが調節されたことになり，調節池は実績洪水波形に対して，その機能を充分に発揮している。

(c) まとめ

洪水波形の相違による最大流量の差850㎥/sのうち，粗度係数がn＝0.030の場合には450㎥/sが，またn＝0.038の場合には800㎥/sが，それぞれ調節池により調節され，調節池は実績洪水波形に対してより有効的となる。

(6) 本川流況

(a) 実験P－1－2と実験P－5－①との比較（粗度係数n＝0.030，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m）

主流はいずれの場合にもほぼ低水路に沿って流下しているが，計画洪水波形を対象とした実験P－1－2では38.8㎞から38.0㎞，及び33.6㎞から32.0㎞の低水路わん曲部において，主流は高水敷上を短絡するように流下している。

(b) 実験P－2－2と実験P－5－②との比較（粗度係数n＝0.038，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m）

粗度係数がn＝0.030の場合と同様に，両者の流況はほとんど同じであるが，計画洪水波形を対象とした実験P－2－2では，38.8㎞から38.0㎞の低水路わん曲部において，主流は高水敷上を短絡するように流れている。

(c) まとめ

洪水波形による流量ピーク時付近の流況の相違はほとんどなく，わずかに計画洪水波形を対象とした場合，38.8㎞から38.0㎞，あるいは33.6㎞から32.0㎞にかけての低水路わん曲部において，主流が高水敷上を短絡する傾向をもっている。

8.7 まとめ

(1) 粗度係数の影響

越流堤付近36.4㎞地点の本川水位は，河道の粗度係数によって大きく左右され，計画洪水波形を対象とした場合には，下流河道条件あるいは越流堤天端高に係らず，粗度係数がn＝0.038の場合

の方が，n＝0.030の場合より高く，最高水位差で表すと0.7～0.8mの差となっている。このような傾向は，実績洪水波形を対象とした場合にもほぼ同様の差となっているが，とくに下流が現況河道で越流堤天端高がA.P.8.4mの場合には，さらに著しく，最高水位差は1.4mにも達している。

一方，越流堤付近の池内水位に対する粗度係数の影響は，下流河道条件，越流堤天端高，洪水波形の相違によって大きく異なっている。これは，池内水位が越流堤からの越流総量だけでなく，本川水位の影響も受けることによるものであって，粗度係数による池内最高水位差がもっとも大きい組合せは，下流計画河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形であって，その値は3.3mにも達している。逆にもっとも小さい最高水位差は，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914mの0.7m（計画波形），あるいは0.8m（実績波形）であって，他の場合には1～2mである。

越流堤からの越流開始流量は，粗度係数が大きいn＝0.038の場合の方が早く，流量差で評価すると，計画洪水波形の場合400～1100㎥/s，実績洪水波形の場合800～1500㎥/s，また時間差で評価すると，計画洪水波形の場合0.5～2.0時間，実績洪水波形の場合1～1.5時間となっている。また，越流堤からの逆流が生じる場合には，その開始時期は，越流開始のときと同様に，粗度係数が大きいn＝0.038の方が早くなっている。その差は，計画洪水波形の場合，流量差で700～1300㎥/s，時間差で1.5～2.0時間となっている。しかし，実績洪水波形の場合，逆流開始はほとんど同じ時期に始まっている。

また，越流堤越流開始から池内小堤越流までの所要時間，あるいは小堤越流開始から貯水池流入までの所要時間に対する粗度係数の影響は，下流が計画河道，越流堤天端高がA.P.9.914m，計画洪水波形の条件のもとでのみ現れ，他の場合にはほとんど認められない。したがって，上記条件の場合を除き，越流開始から貯水地流入までの間における単位時間越流量に対して，粗度係数はほとんど影響していない。

第一調節池による流量低減効果に対する粗度係数の影響は，それほど顕著でなく，わずかに下流計画河道，越流堤天端高A.P.9.914m，計画洪水波形の場合6000㎥/s，また下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914m，実績洪水波形の場合250㎥/sの差となって現れているのみである。この場合，調節流量は，粗度係数が大きいn＝0.038の場合に大きくなっている。

さらに，粗度係数が本川流況に及ぼす影響は，それほど顕著でなく，計画洪水波形を対象にしたときのみ，粗度係数が小さいn＝0.030の場合，流れはより直線的となり，低水路わん曲部では，高水敷上を短絡するような流れが生じている。

(2) 下流河道の改修条件の影響

下流河道の改修条件の相違，すなわち，下流が計画河道と現況河道の場合との相違を，計画洪水波形を対象として，越流堤天端高A.P.9.914mについて検討するとつぎのようである。

36.4km越流堤付近本川水位は，粗度係数に係らず，下流が現況河道の場合の方が計画河道より約0.4m高くなるが，下流河道の相違に基づく調節池内の最高水位の差は，粗度係数が小さい場合の方が著しく，粗度係数がn＝0.038では最高水位差が0.5m程度であったものが，粗度係数をn＝0.030とした場合には，水位差が約2.6mにも達している。

越流堤からの越流開始流量は，粗度係数に係りなく，現況河道の場合の方が早く，流量差で300～800㎥/s，時間差で0.5～2.0時間となっている。また，いずれにおいても逆流が生じている粗度係数n＝0.038の場合についてみると，逆流も現況河道の場合の方が早く生じており，その差は流量で1400㎥/s，時間差で3時間にも達している。

また，越流堤越流開始から池内小堤越流までに要する時間に対する下流改修条件の差は，ほとんど認められないが，小堤越流から貯水池流入までに要する時間については，粗度係数がn＝0.030 の場合についてのみ，下流が計画河道の場合の方が長時間を要している。したがって，この段階では，計画河道の場合の方が，単位時間越流量が大きいと言えよう。

また，調節池による流量の低減効果は，粗度係数により異なり，n＝0.030の場合には下流が現況の方が大きな低減効果があり，逆にn＝0.038の場合には計画の方が大きな低減効果を有している。低減効果そのものは，粗度係数が小さいn＝0.030のときより顕著となり，約1200m^3/s程度の低減が見込まれる。

本川の流況に対しては，粗度係数がn＝0.030の場合にのみ，下流条件による相違が現れ，とくに31.6kmから30.0kmのわん曲部において，下流が計画河道の場合，主流が直線的にわん曲内岸側を流下しているのに対し，現況河道の場合，わん曲部外岸側を流下している。

(3) 越流堤天端高の影響

越流堤天端高の相違に基づく36.4km越流堤付近本川の水位差は，下流が計画河道で，計画洪水波形を対象とした場合，流量第一ピーク時付近において著しく，A.P.9.914mの場合とA.P.8.4mの場合との差は粗度係数に関係なく0.6m～0.7mとなる。しかし，第二ピーク時付近では逆にA.P.8.4mの場合の方が高くなるものの，その差は0.1m～0.2mとあまり大きくない。しかし，下流が現況河道で実績洪水波形を対象とした場合，越流堤天端高の影響は，粗度係数によって異なっている。すなわち，最高水位は，n＝0.030については，天端高がA.P.9.914mの場合の方が，A.P.8.4mの場合よりも約0.6m高いのに対し，n＝0.038については，A.P.8.4mの場合の方が，A.P.9.914mの場合よりも約0.2m高くなっている。

調節池内水位は，越流堤天端高が低いA.P.8.4mの場合の方が高くなる傾向があり，最高水位差で表すと，下流計画河道，計画洪水波形の条件下においては，粗度係数がn＝0.030の場合2.9m，n＝0.038の場合0.3m；また下流現況河道，実績洪水波形の条件下においては，n＝0.030の場合2.0m，n＝0.038の場合2.7mとなっている。したがって，天端高が低いA.P.8.4mの方が，調節流量は大きくなる。

越流堤天端高は，越流開始流量に大きく影響し，天端高が低いA.P.8.4mの場合の方が，いずれにおいても早く越流が始まっている。下流が計画河道で計画洪水波形を対象とした場合には，開始流量で1400～2100m^3/sも違っており，これを時間差にすると2～4時間となる。また，下流が現況河道で実績洪水波形を対象とした場合にも，開始流量は2000～2700m^3/sも異なり，2～2.5時間の差となって現れている。さらに，越流堤天端高が低いA.P.8.4mの場合には，いずれにおいても逆流が生じ，調節池は満杯となっているが，天端高がA.P.9.914mの場合には，粗度係数がn＝0.038，下流が計画河道で計画洪水波形を対象とした場合を除き，逆流は生じていない。したがって，このような場合，調節池容量にまだ余裕があり，調節効果は不充分とみなされよう。

越流開始後小堤越流までに要する時間に及ぼす越流堤天端高の影響は，計画洪水波形を対象とした場合にのみ若干現れており，天端高が高いA.P.9.914mの場合の方が要する時間は短く，単位時間越流量は多いようである。小堤越流から貯水池流入までに要する時間に及ぼす影響は，さらに顕著でなく，わずかに粗度係数n＝0.030，下流計画河道，計画洪水波形という条件下においてのみ，天端高が低いA.P.8.4mの方が短くなっている。

さらに，越流堤天端高の相違に基づく調節池による流量低減効果の差違は，計画洪水波形を対象とした場合，上流流量第一ピーク時付近において大きく現れ，粗度係数に係りなく，越流堤天端高が低いA.P. 8.4 m の方が大きな流量低減効果をもたらしている。しかし，第二ピーク後も含めた流量低減量の最大値で比較すると，粗度係数が n ＝0.038 の場合には，逆に天端高がA.P.9.914 mの方が大きな低減量を示している。一方，下流が現況河道で実績洪水波形を対象とした場合には，粗度係数に係りなく，天端高が低い A.P. 8.4 m の方が大きな低減量を示しており，洪水波形が一山の場合，あるいは洪水継続時間が短い場合には，天端高が低いA.P.8.4 mの場合の方が，大きな低減効果が期待される。

本川流況に対しては，越流堤天端高はほとんど関係ないようである。

(4) 洪水波形の影響

洪水波形の影響については，下流現況河道，越流堤天端高A.P.9.914 m の条件下においてのみ検討可能であり，その要点を記すと以下のようである。

36.4 km 地点本川水位は，洪水波形の影響を大きく受け，洪水継続時間が長いと調節池の水位も著しく上昇し，その結果本川水位も上昇するという様相を呈する。すなわち，計画洪水波形は，流量の最大値は小さいものの，その継続時間が長いため，実績洪水波形を対象とした場合よりも，水位の最大値は高くなる。最高水位の差は，粗度係数の値にあまり関係なく，0.1～0.2 m 程度である。

また，調節池水位は，計画洪水波形を対象とした場合，洪水継続時間が長く，越流堤からの越流継続時間も長く，池内最高水位は，最大流量が小さいにもかかわらず，計画洪水波形を対象とした場合の方が高くなる。なお，計画洪水波形と実績洪水波形との最高水位差は，粗度係数が n＝0.030 の場合 2.3m，n＝0.038 の場合 2.7m となり，粗度係数が大きい方が，最高水位差は大きくなるようである。

実績洪水波形は，流量増加速度が速く，また継続時間も短いため，越流堤からの越流は上流流量が大きくなってから始まり，また逆流は生じていない。これに対し，計画洪水波形は，継続時間が長いため，逆流が生じている。なお，越流開始流量は，洪水波形の相違により，1200～1400 m^3/sの差異が認められる。

さらに，越流堤越流開始後小堤越流までの間については，計画洪水波形の場合の方が，単位時間越流量は大きく，また小堤越流開始後貯水池流入までの間については，実績洪水波形の場合の方が大きい。

26.4 km 地点本川流量に基づき，洪水波形が流量低減効果に及ぼす影響を検討すると以下のようである。すなわち，洪水波形の相違による最大流量の差 850 m^3/s のうち，粗度係数が n＝0.030 の場合には 450 m^3/s が，また n＝0.038 の場合には 800 m^3/s が，それぞれ調節池により調節され，調節池は実績洪水波形に対してより有効的となる。また，洪水波形により流量ピーク時付近の流況の相違はほとんどない。

図８－１　不定流実験における実験開始定流流量が
本川36.4km地点水位に及ぼす影響
(粗度係数 n ＝0.030)

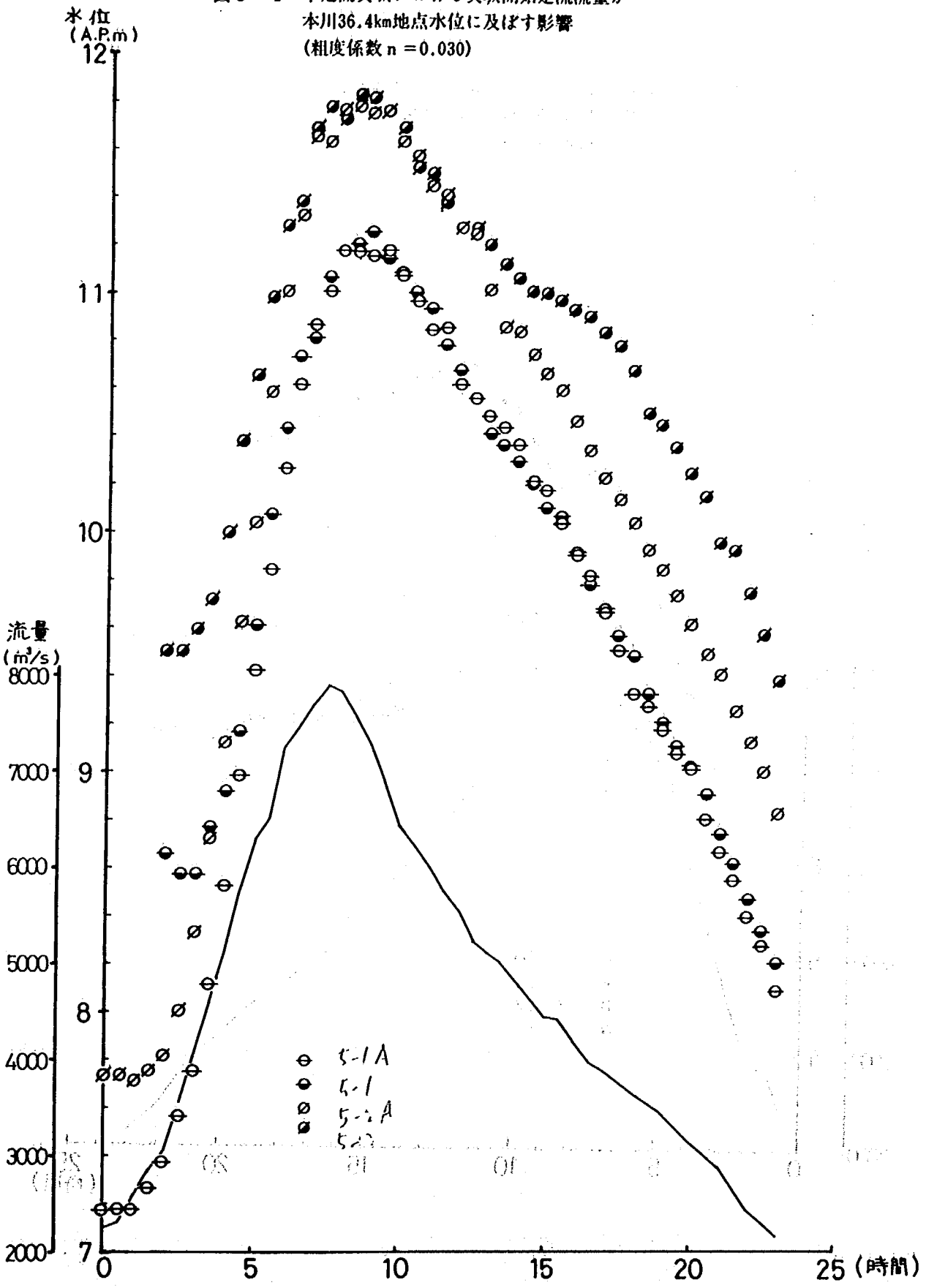
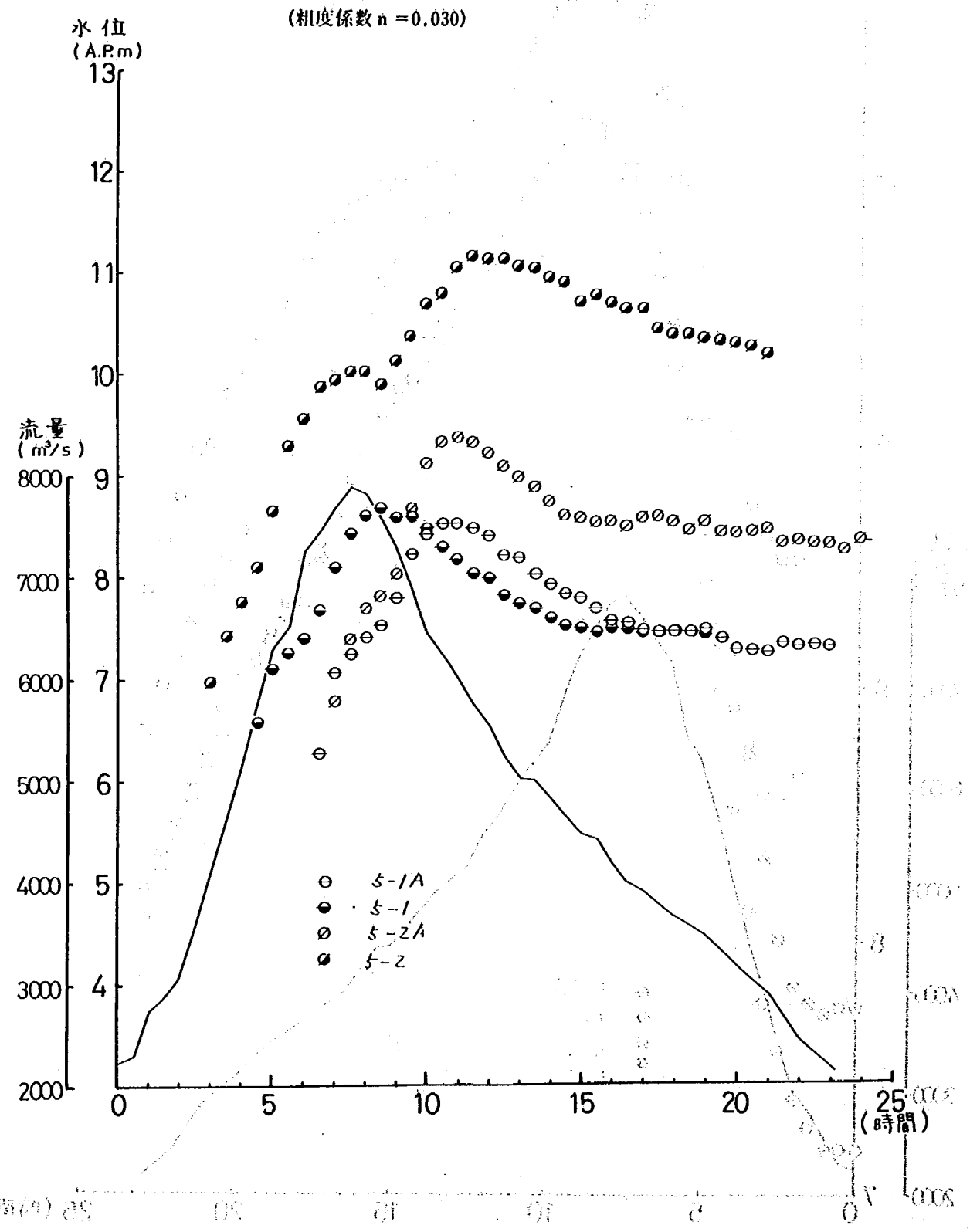


図８－２　不定流実験における実験開始定流流量が
池内36.4km地点 水位に及ぼす影響
(粗度係数 n ＝0.030)



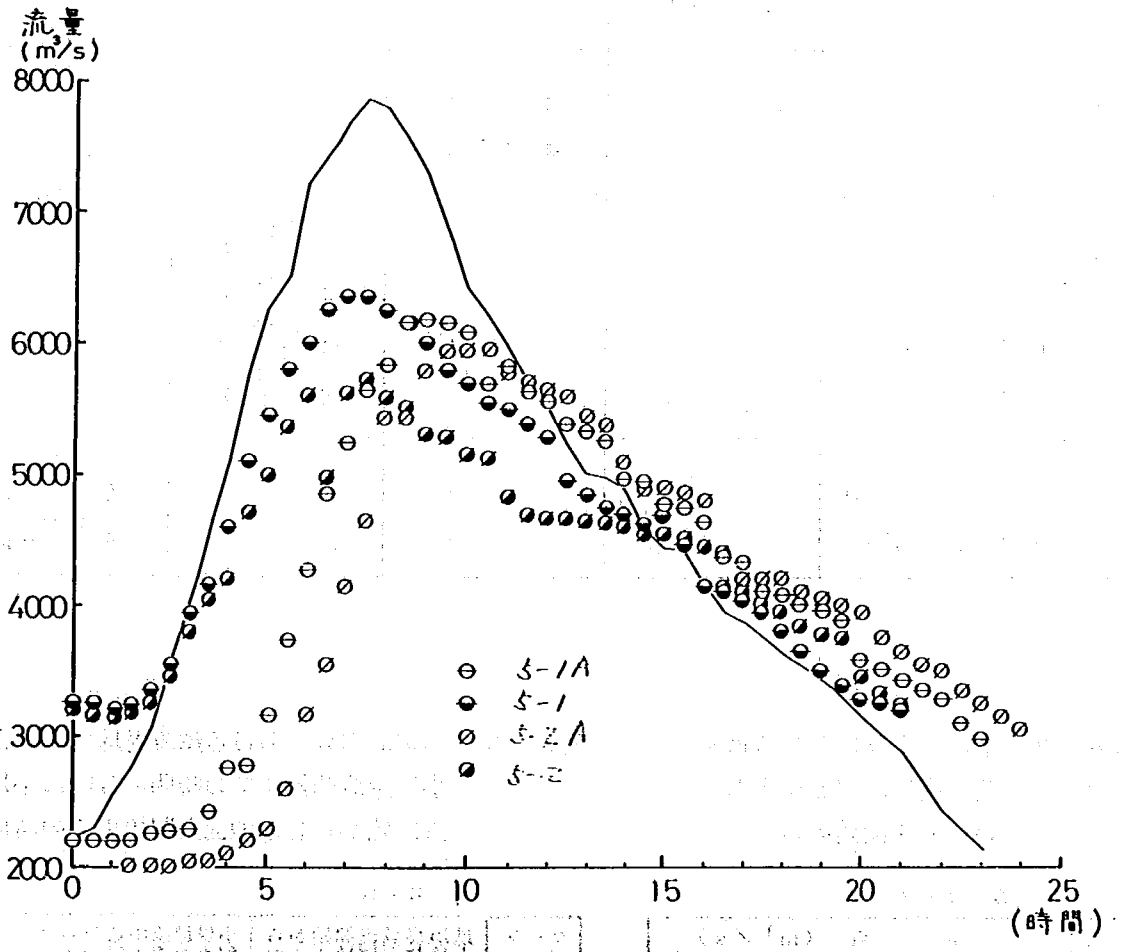


図8－3　不定流実験における実験開始定流流量が
模型下流端流量に及ぼす影響（粗度係数 n＝0.030）

表８－１　不定流実験ケースの比較項目

実験ケース	粗度係数		下流河道		越流堤天端高		洪水波形	
	n＝0.030	n＝0.038	計画	現況	A.P.9.914m	A.P.8.4m	計画	実績
P－1－1 と P－2－1	比較		○		○		○	
P－1－2 と P－2－2	比較			○	○		○	
P－3 と P－4	比較		○			○	○	
P－5－① と P－5－②	比較			○	○			○
P－6－① と P－6－②	比較			○		○		○
P－1－1 と P－1－2	○		比較		○		○	
P－2－1 と P－2－2		○	比較		○		○	
P－1－1 と P－3	○		○		比較		○	
P－2－1 と P－4		○	○		比較		○	
P－5－① と P－6－①	○			○	比較			○
P－5－② と P－6－②		○		○	比較			○
P－1－2 と P－5－①	○			○	○		比較	
P－2－2 と P－5－②		○		○	○		比較	

表８－２　不定流実験における越流開始流量，越流停止あるいは逆流開始流量

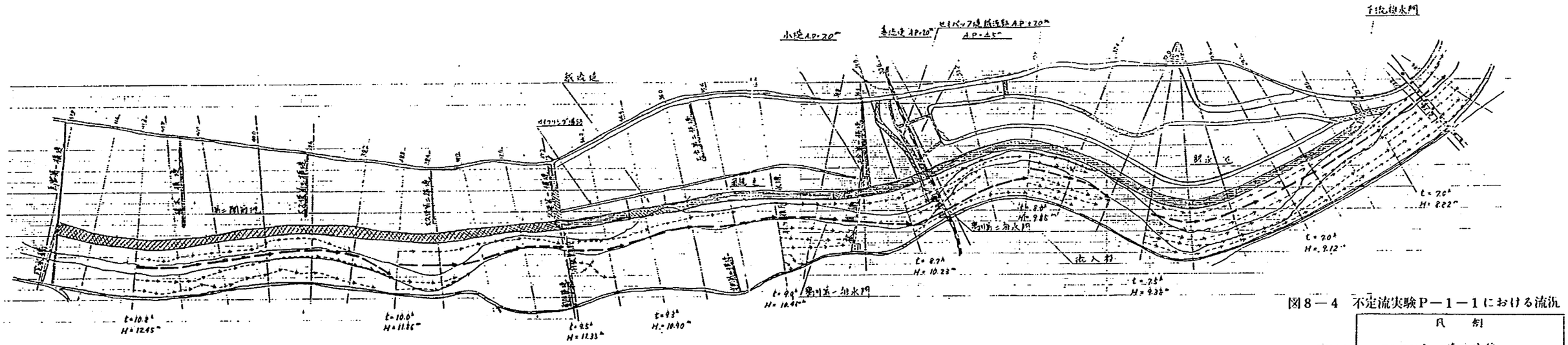
表　８－２

ケースNo.	流量（m^3／s）		
	越流開始	逆流開始	越流・逆流停止
P-1-1	6400	—	4200
P-1-2	5600	3500	3200m^3/Sまでは停止せず
P-2-1	5300	4400	
P-2-2	5000	5800	
P-3	4300	5900	
P-4	3900	6600	
P-5-①	7000	—	4400
P-5-②	6200	—	3500
P-6-①	5000	5600	3200m^3/sまでは停止せず
P-6-②	3500	5600	

表８－３　不定流実験における越流堤越流開始から小堤越流開始までの時間あるいは小堤越流開始から貯水池流入開始までの時間

表　８－３

ケースNo.	越流堤越流開始から小堤越流開始までの時間	小堤越流開始から貯水池流入開始までの時間	
P-1-1	2．5時間	3．5	6．0
P-1-2	2．5	2	4．5
P-2-1	1．5	2．5	4．0
P-2-2	2	2．5	4．5
P-3	3	1．5	4．5
P-4	2．5	2	4．5
P-5-①	3	1	4．0
P-5-②	3	1	4．0
P-6-①	2．5	1	3．5
P-6-②	3	0．5	3．5

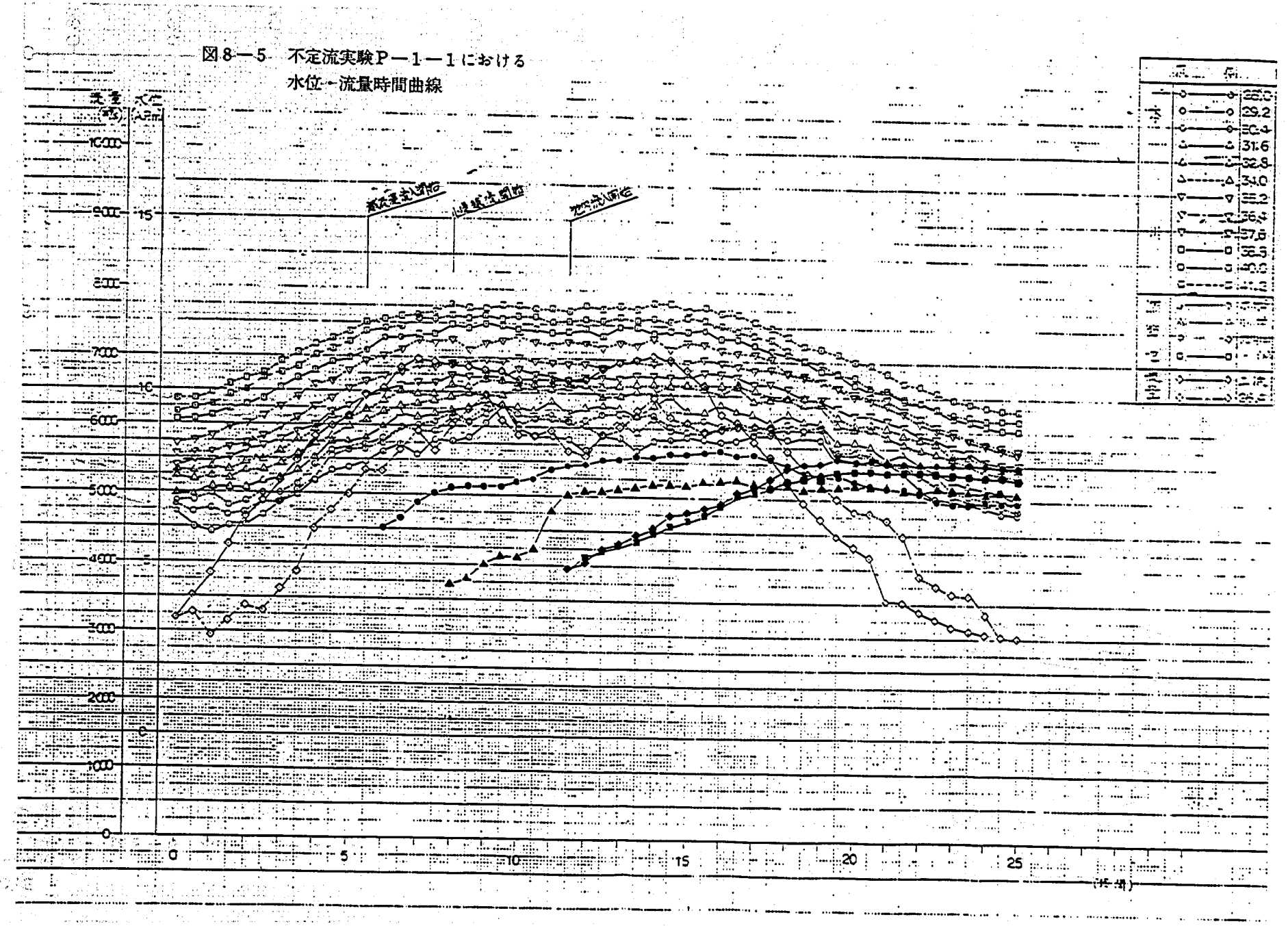


縮尺 現地 0 500 1000 2000(m)
模型 0 5 10 20(cm)

凡例
- ------→ 流下流線
- ━━→ 主流位置
- t 計画洪水波形の320分流水後の時間(h)
- H 水位(A.P.m)

図8－4 不定流実験P－1－1における流況

図8－5　不定流実験P－1－1における
水位－流量時間曲線



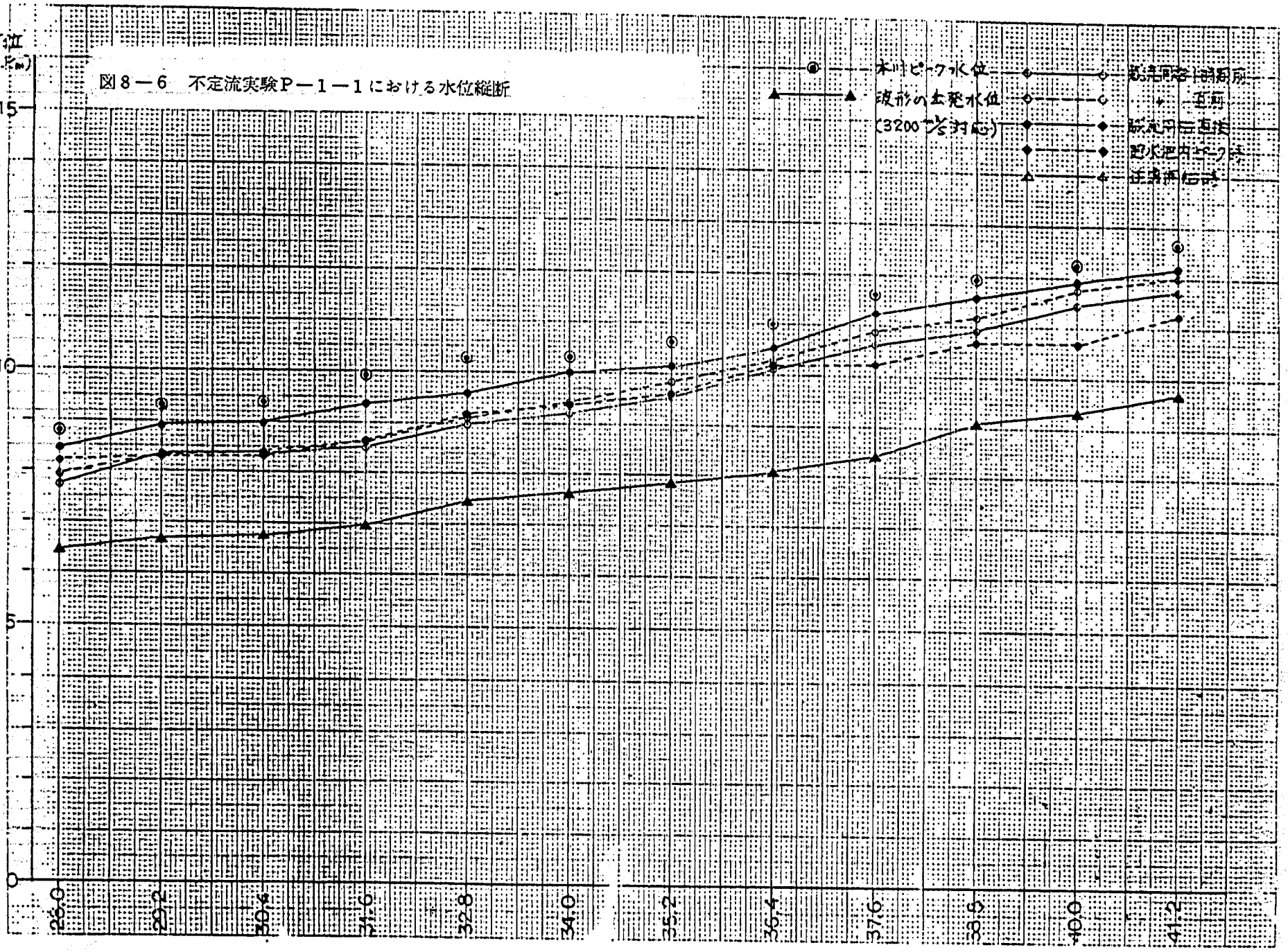


図８－６　不定流実験Ｐ－１－１における水位縦断

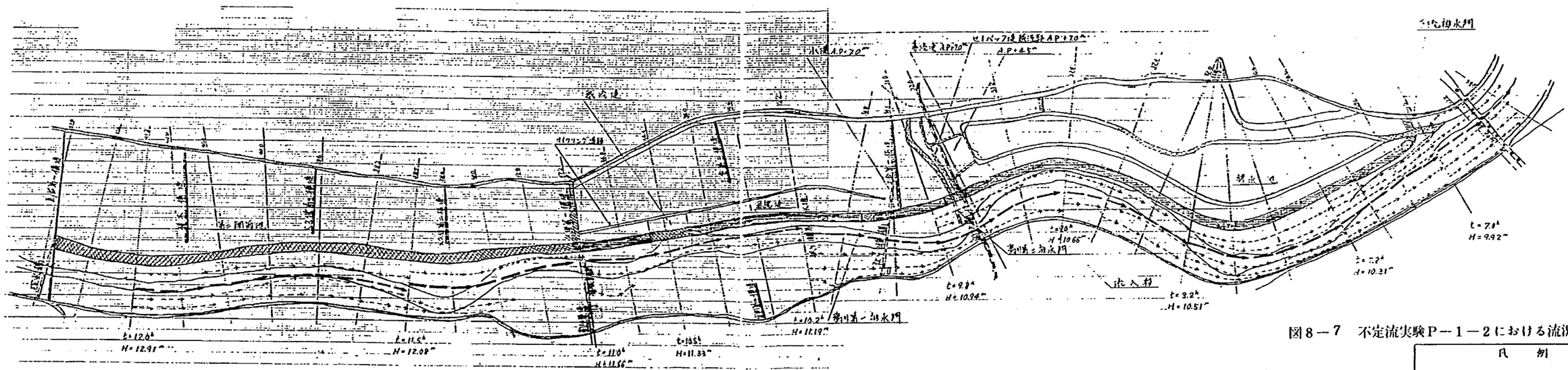


図8－7　不定流実験P－1－2における流況

縮尺　現地　0　500　1000　2000(m)
　　模型　0　5　10　20(m)

凡例

- ------→ 流下流線
- ━━━→ 主流位置
- t　計画洪水波形のピーク通水後の時間(h)
- H　水位(A.P.m)

図８－８　不定流実験Ｐ－１－２における
水位・流量時間曲線

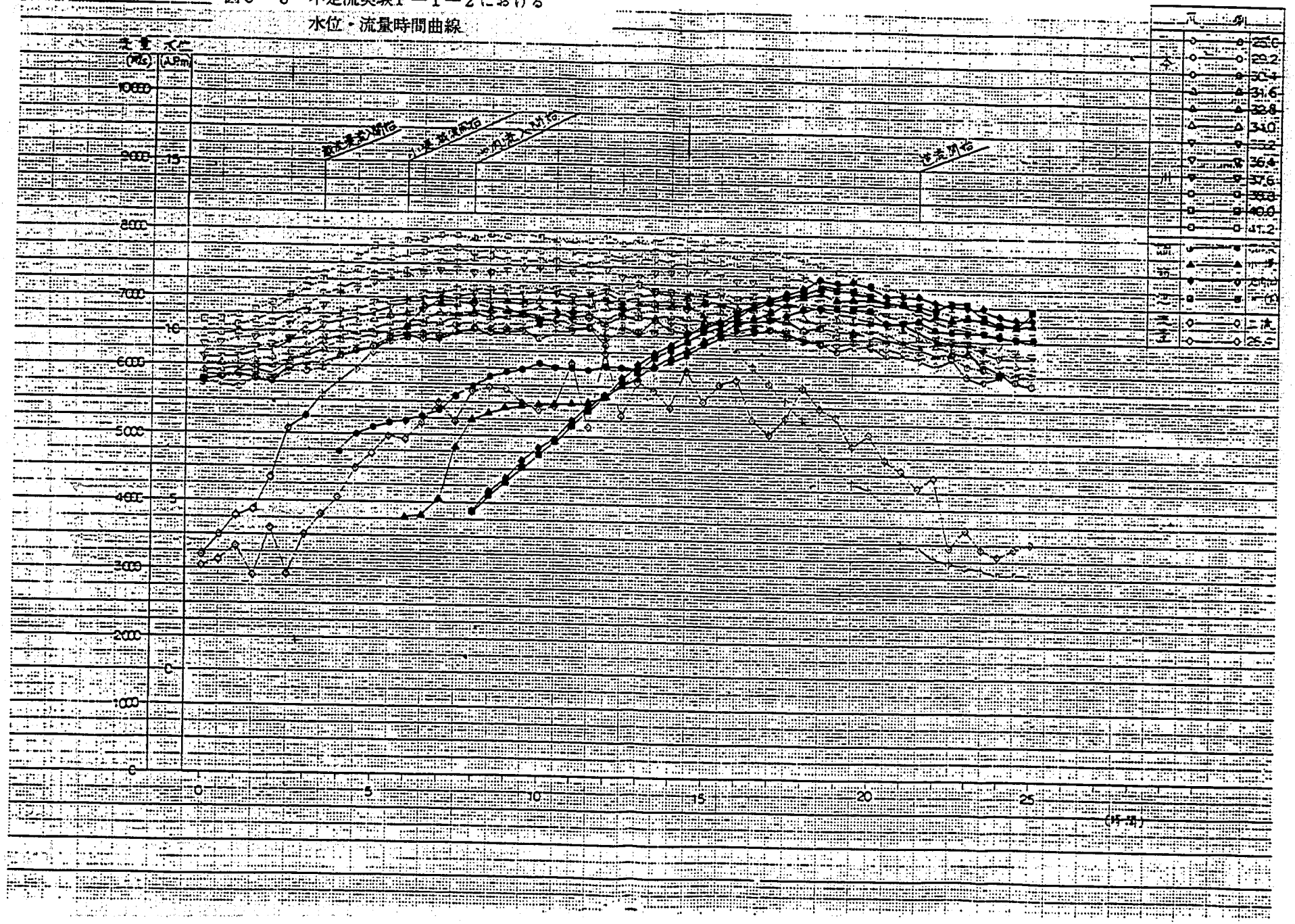


図8－9 不定流実験P－1－2における水位縦断

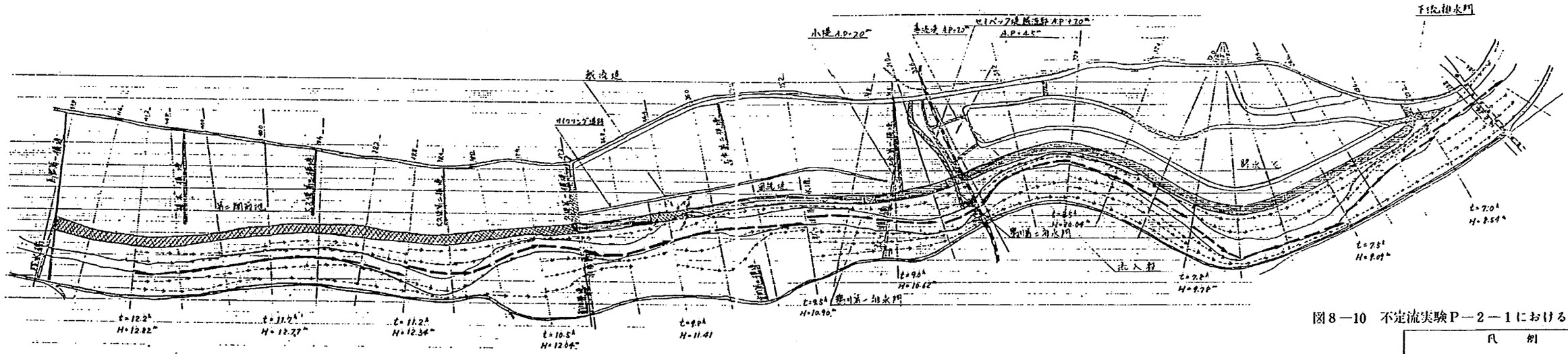
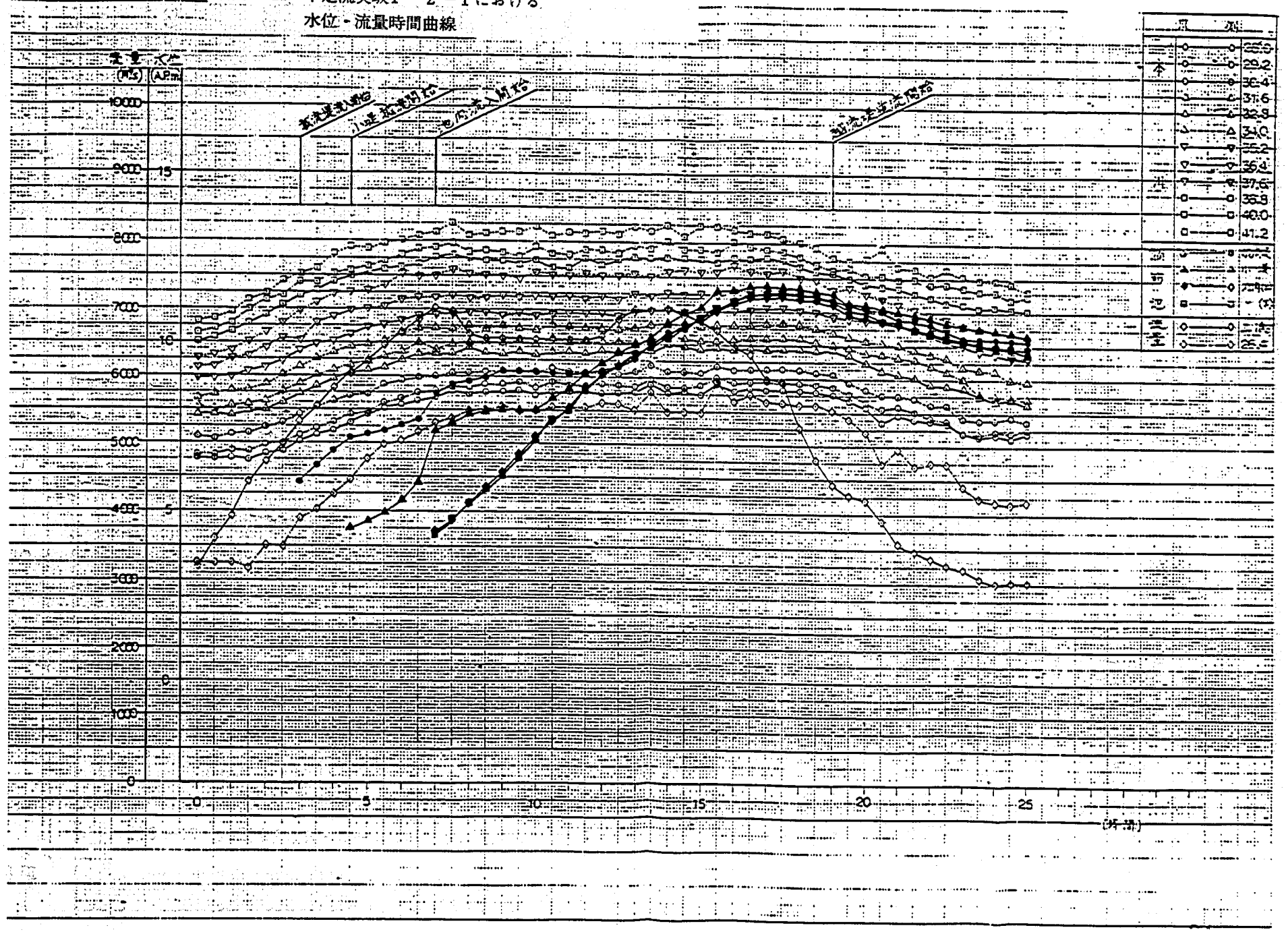


図8－10　不定流実験P－2－1における流況

図8－11　不定流実験P－2－1における
水位・流量時間曲線



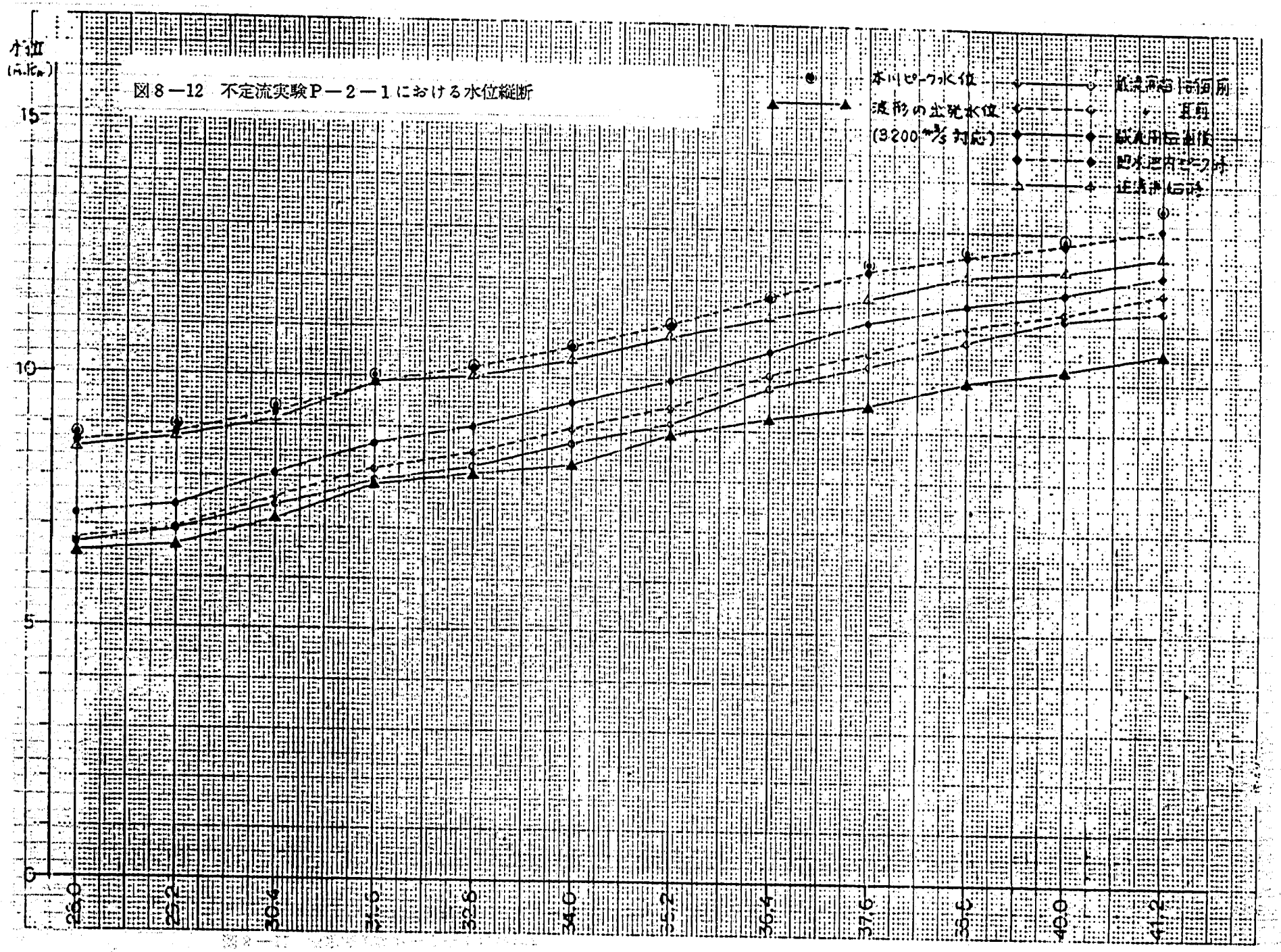


図8－12　不定流実験P－2－1における水位縦断

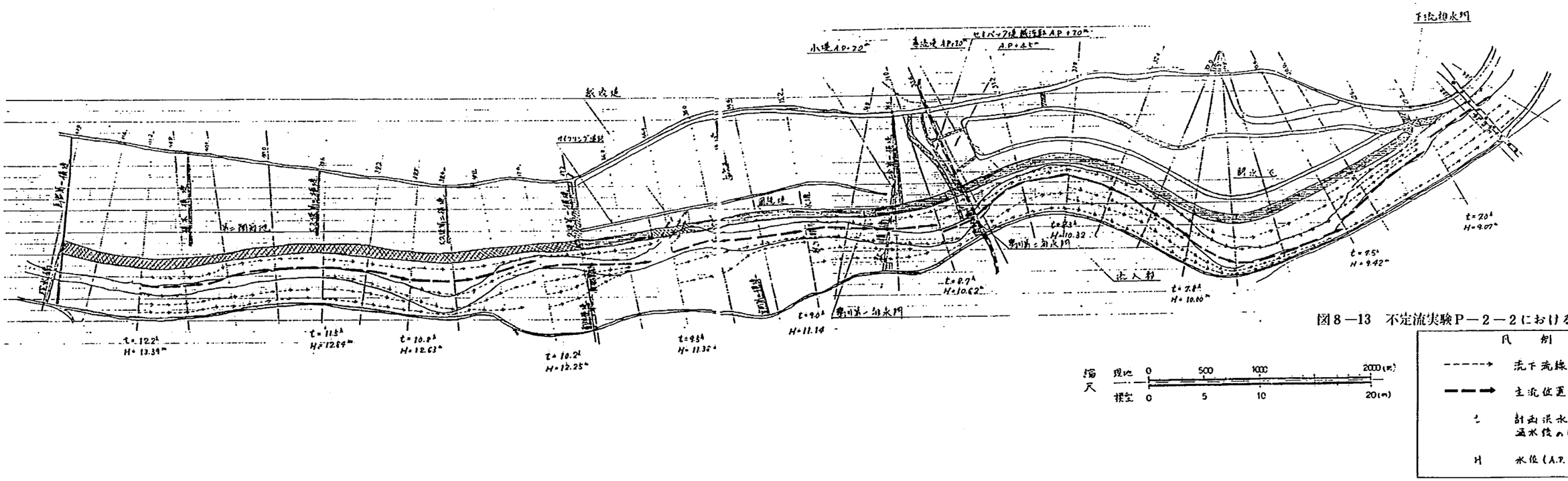
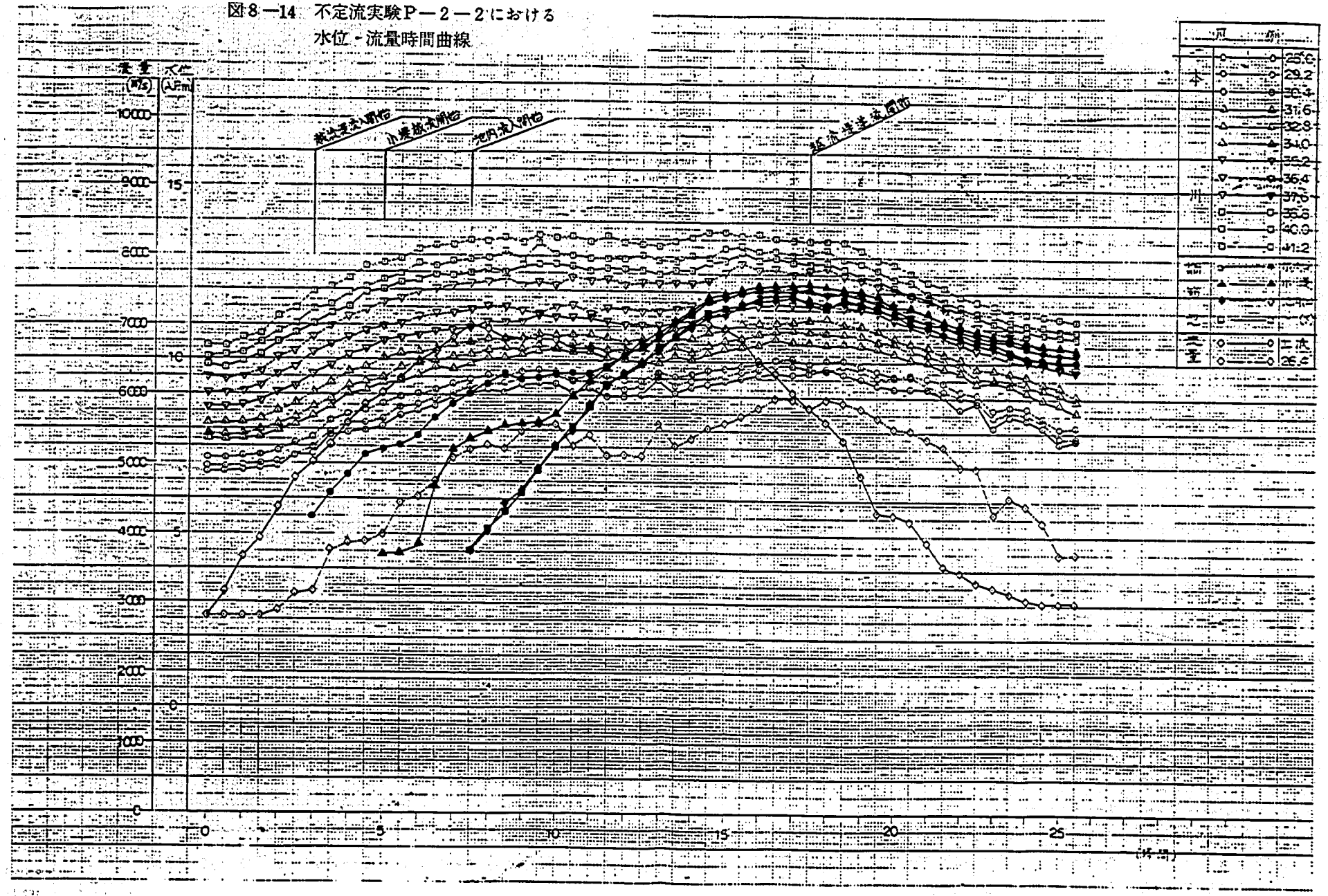


図8－13　不定流実験P－2－2における流況

縮尺　現地　0　500　1000　2000(m)
　　模型　0　5　10　20(m)

凡例
- 流下流線
- 主流位置
- t　計画洪水波形の1/20ピーク通水後の時間(h)
- H　水位(A.P.m)

図8－14　不定流実験P－2－2における
水位・流量時間曲線



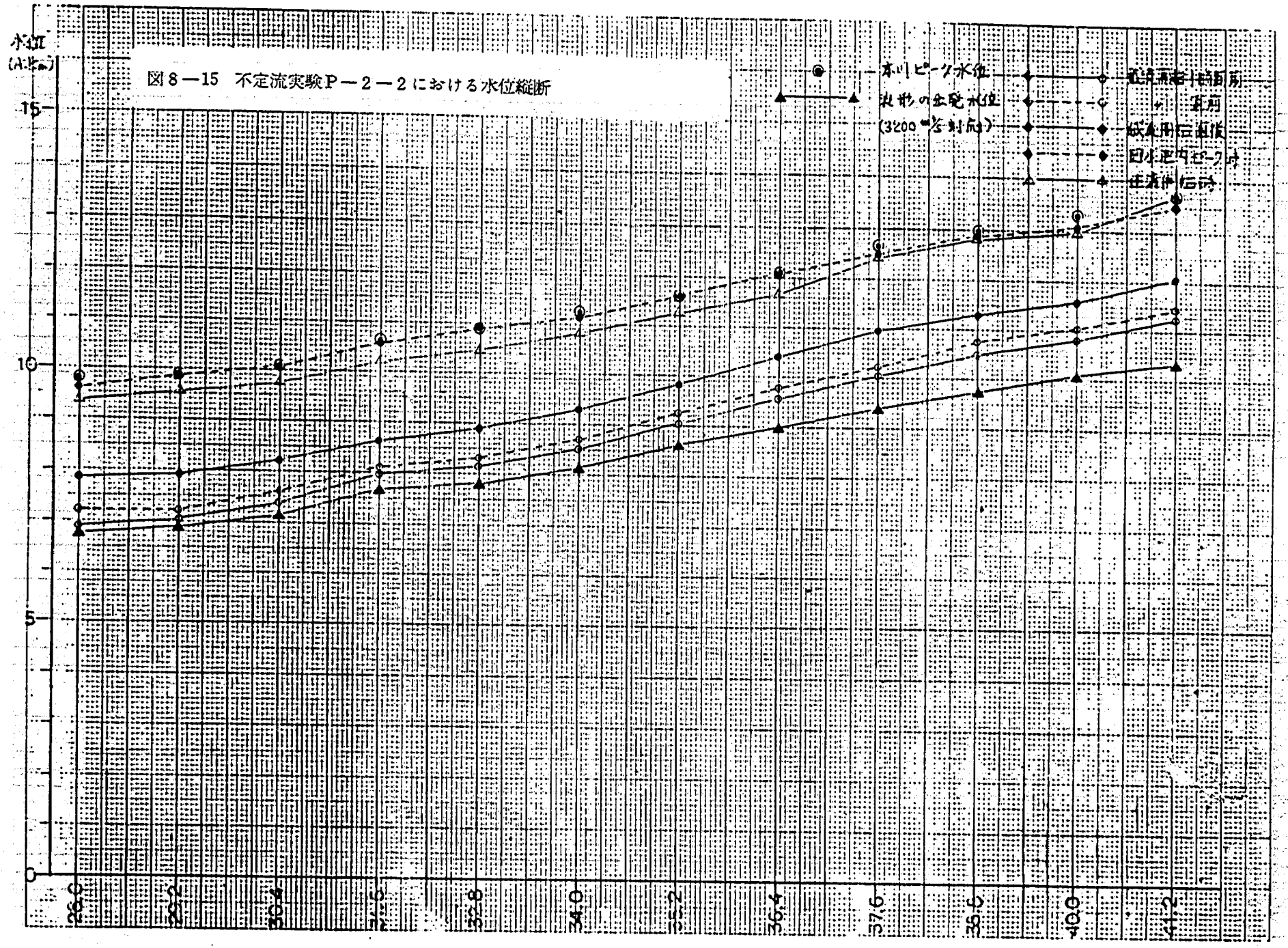


図8－15　不定流実験P－2－2における水位縦断

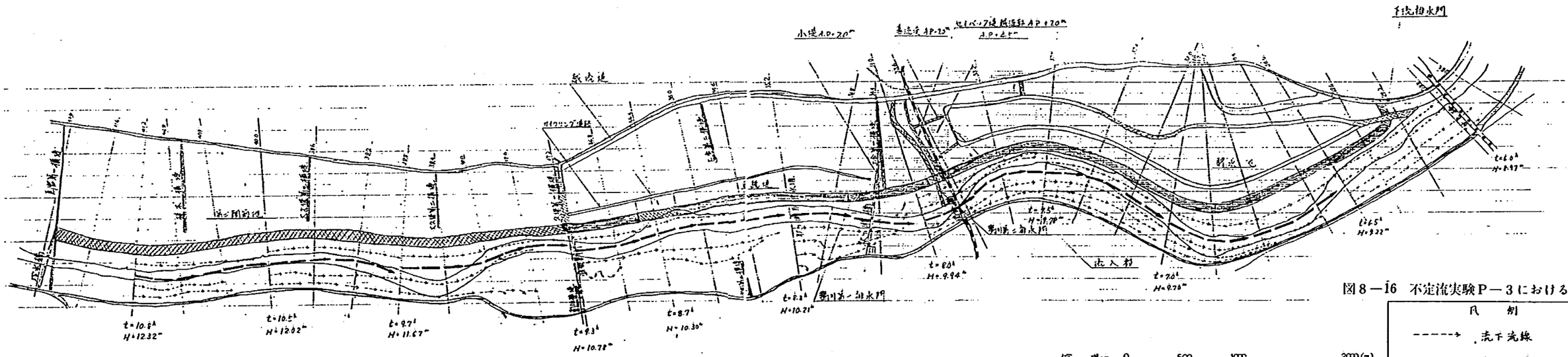
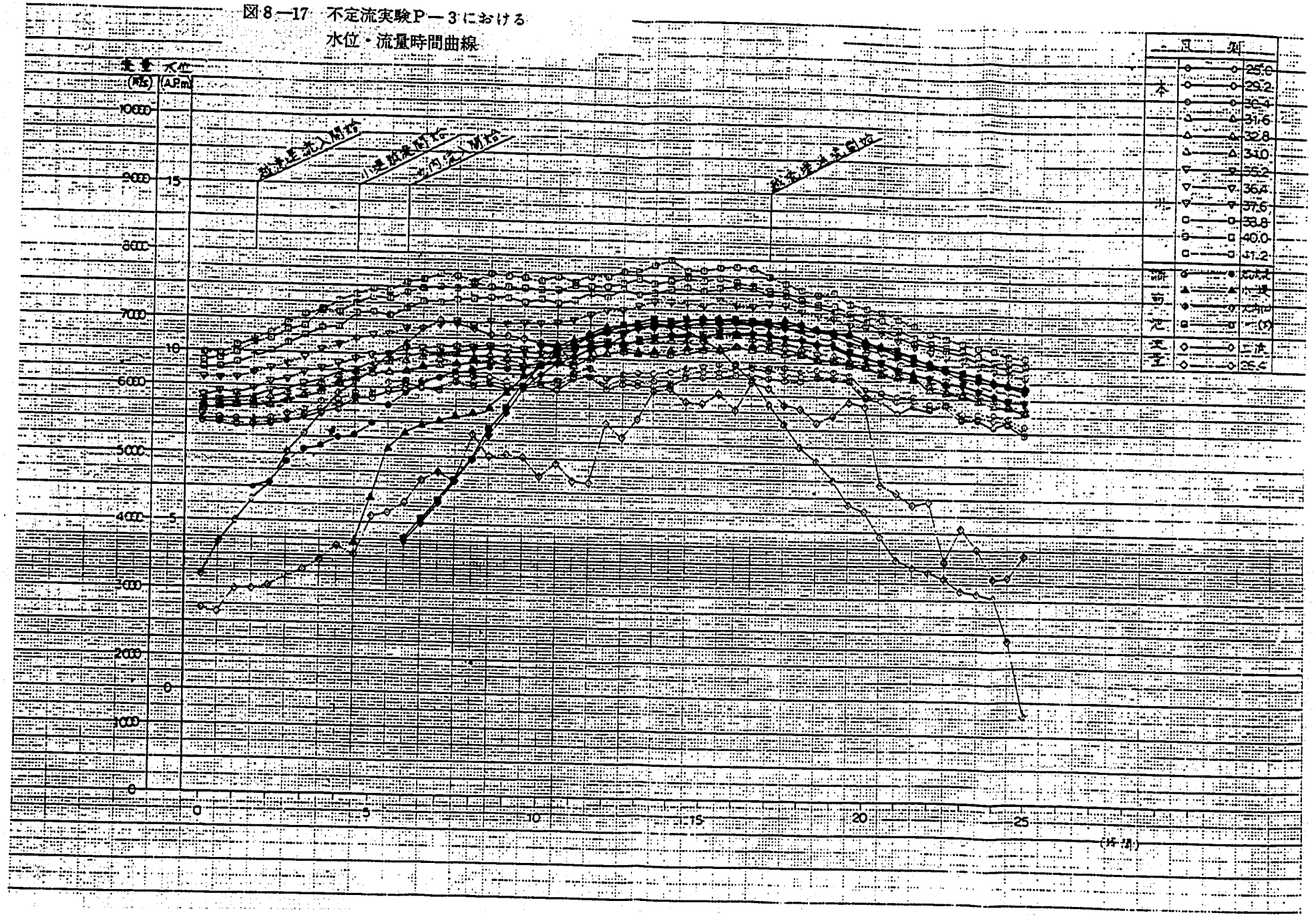


図8－16　不定流実験P－3における流況

図 8—17　不定流実験P—3における
水位・流量時間曲線



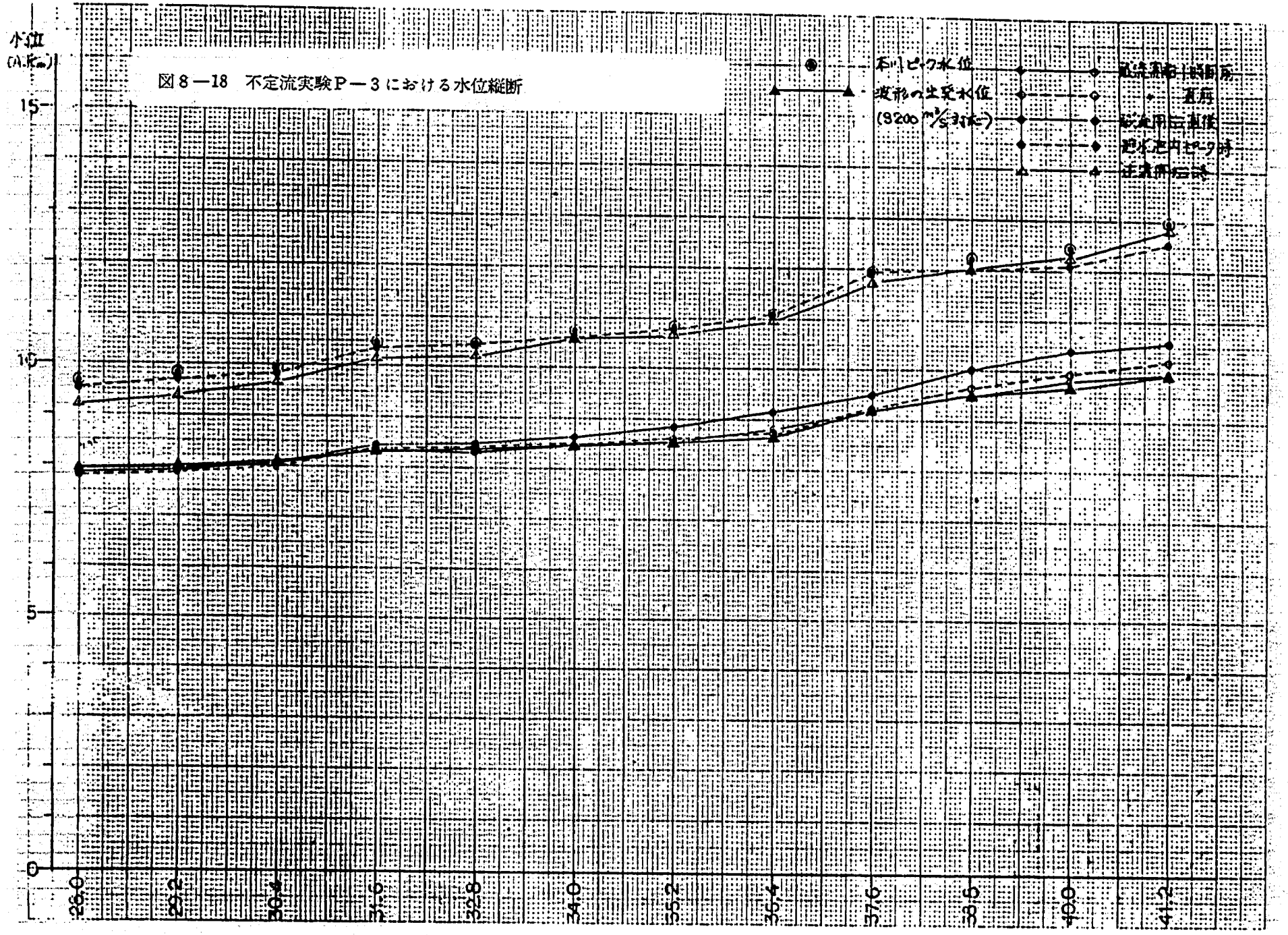


図８－18　不定流実験Ｐ－３における水位縦断

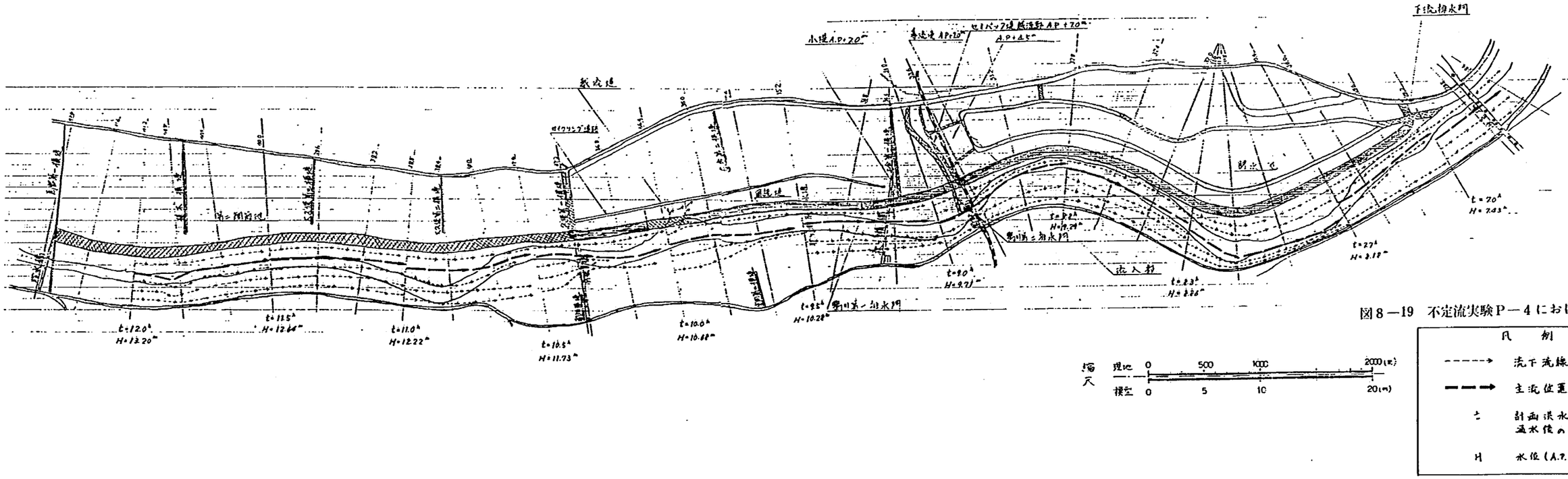
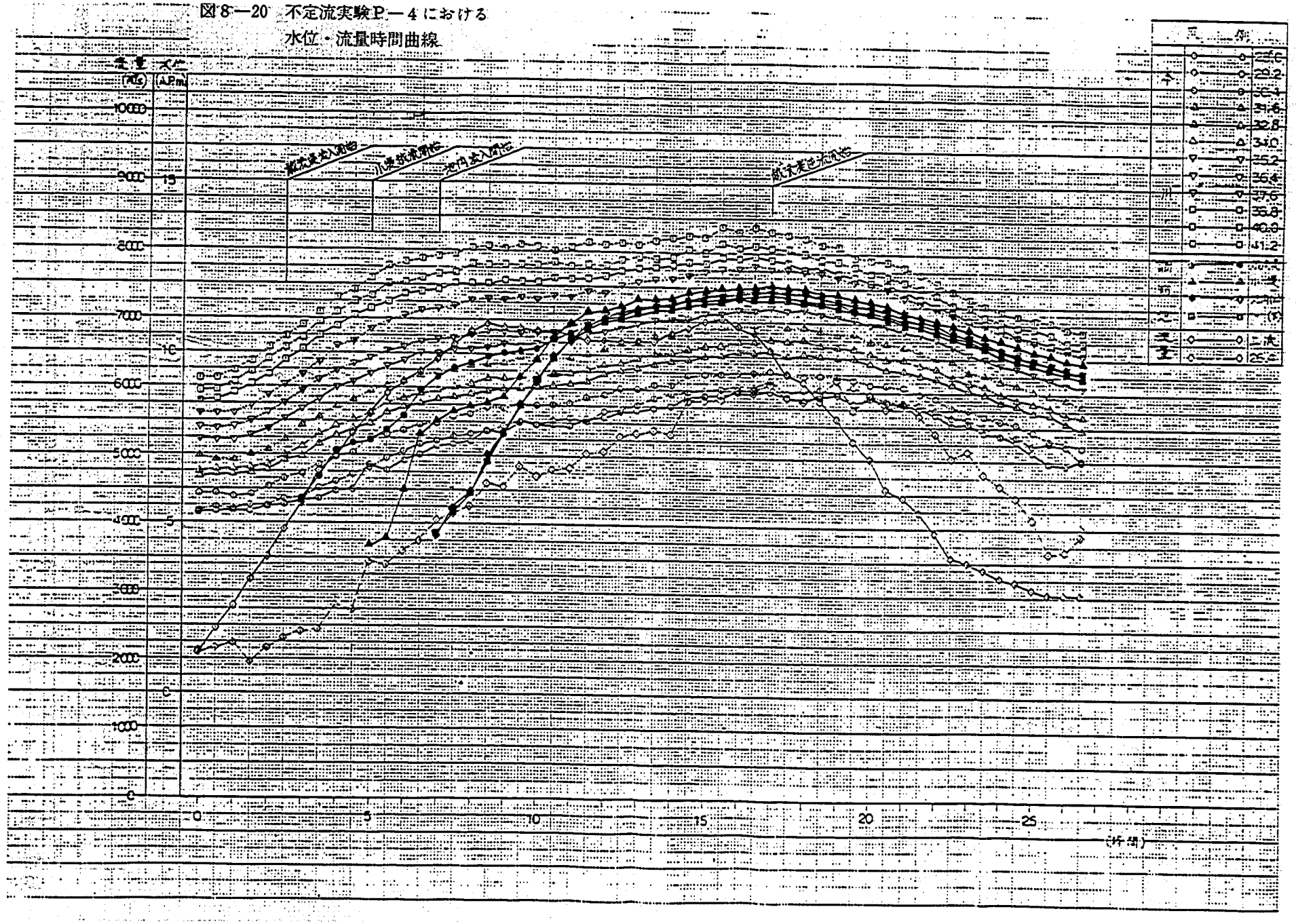


図8－19　不定流実験P－4における流況

図 8—20　不定流実験P—4における
水位・流量時間曲線



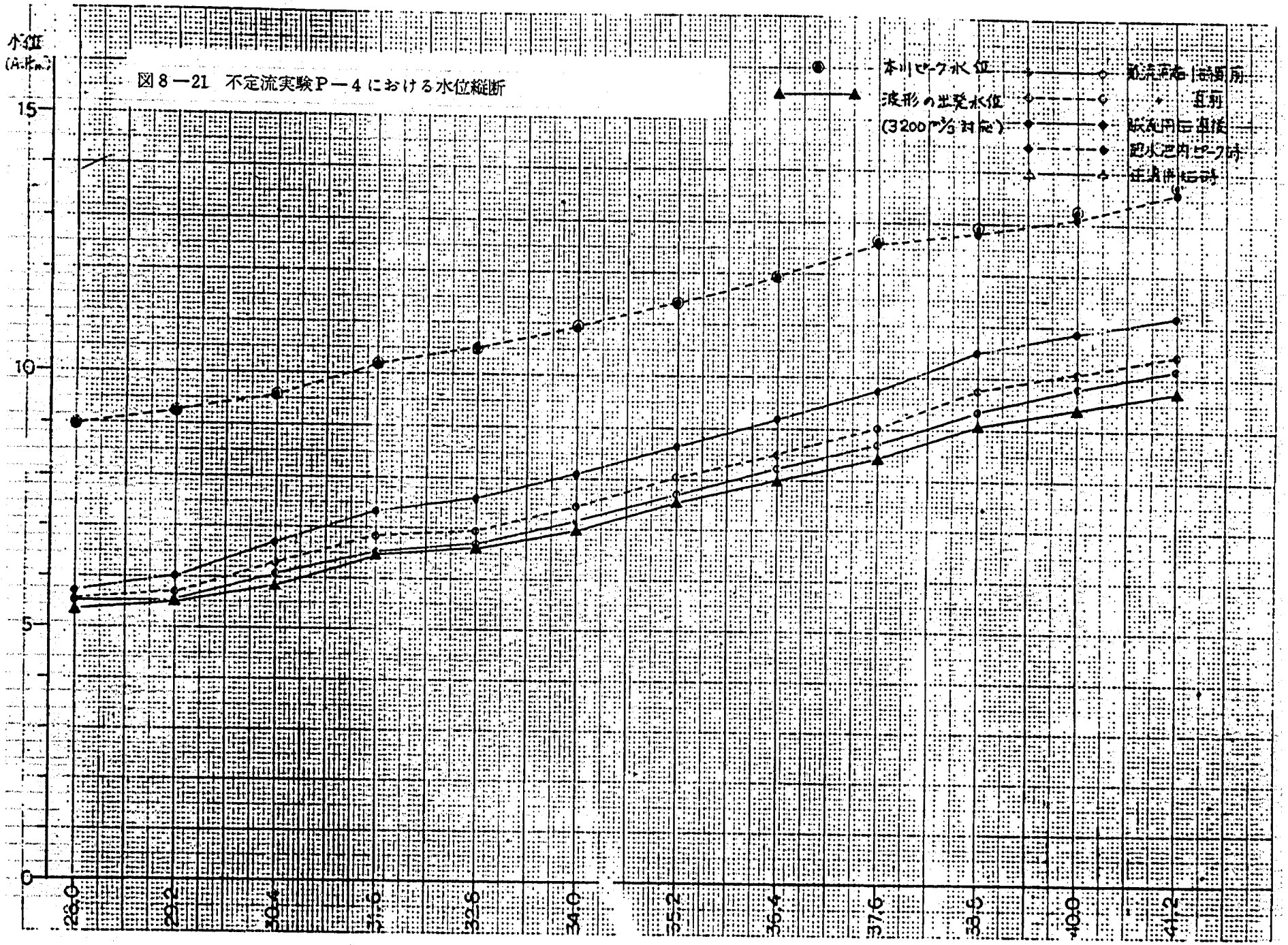
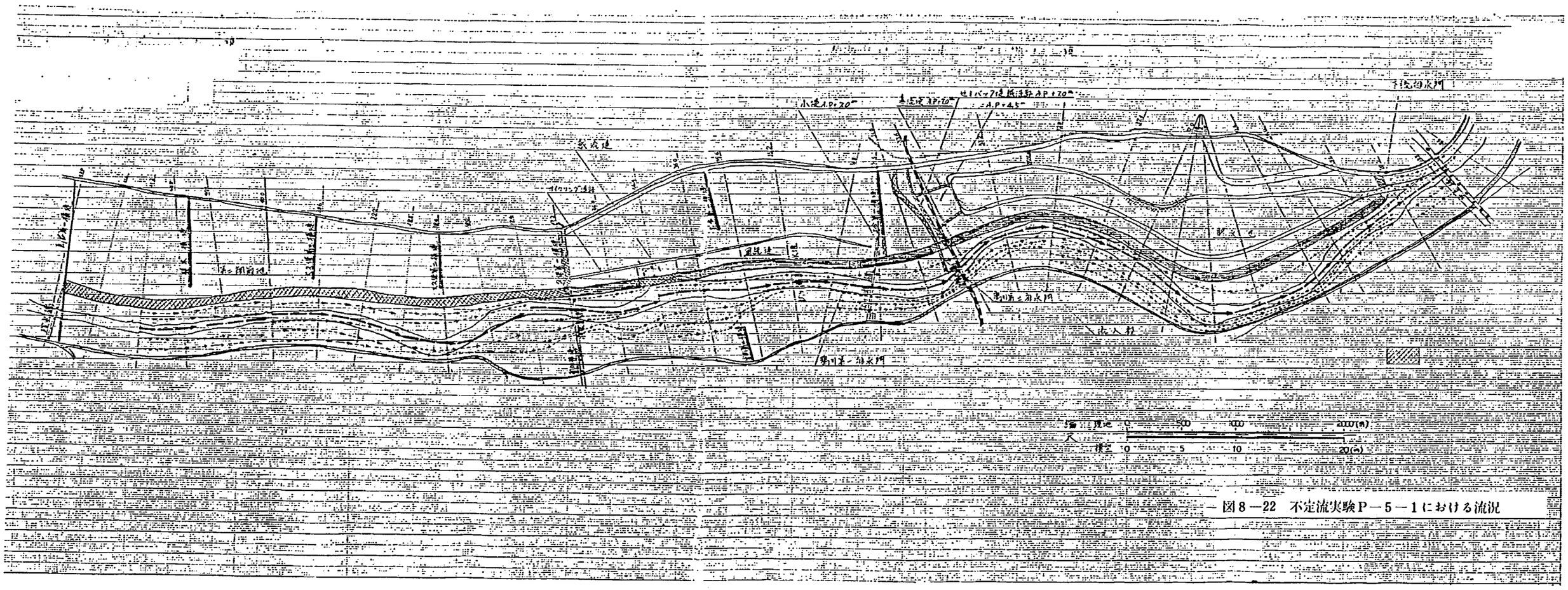


図8－21　不定流実験P－4における水位縦断



－図8－22　不定流実験P－5－1における流況

図8－23 不定流実験P－5－1における
水位・流量時間曲線

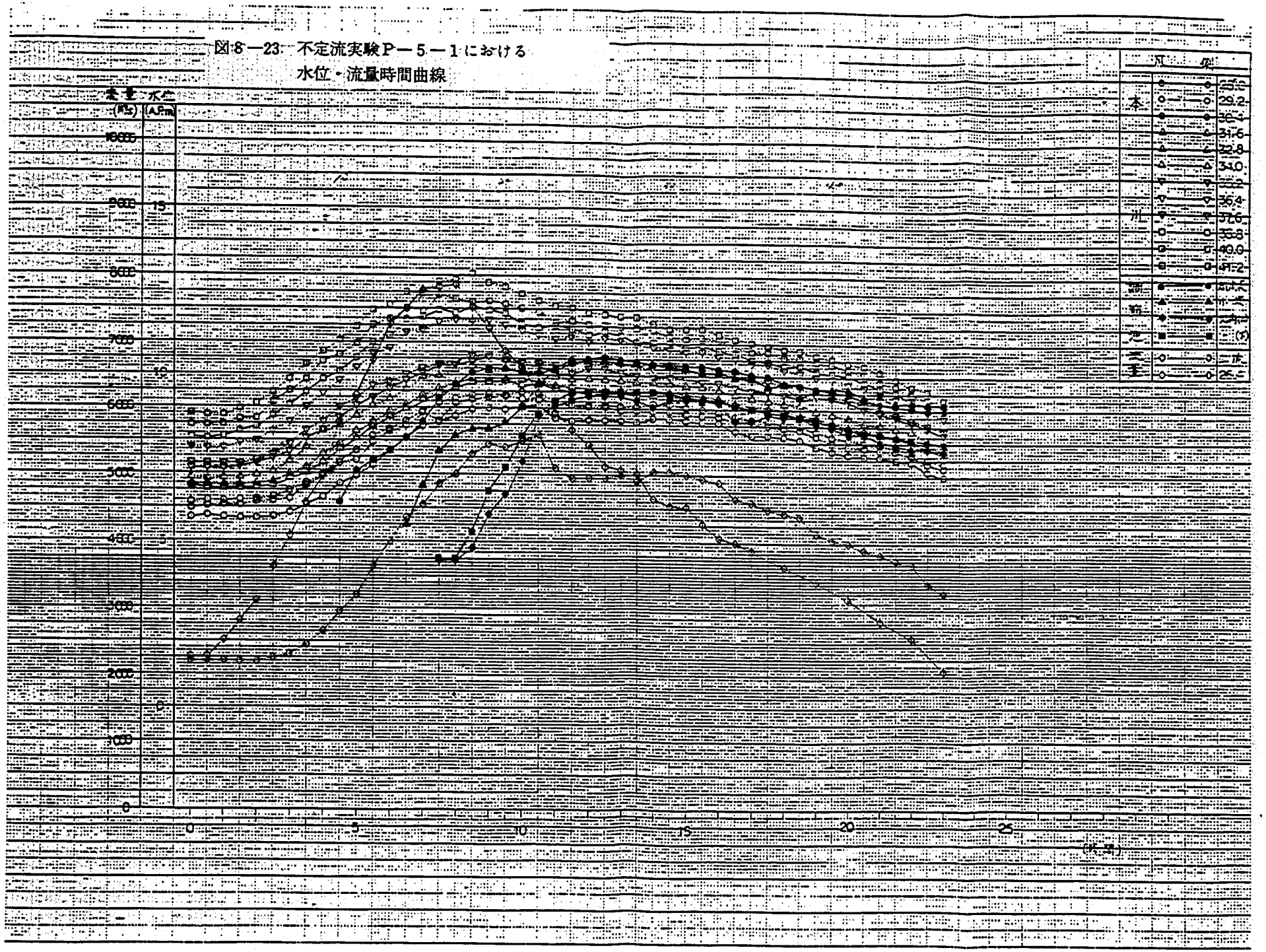
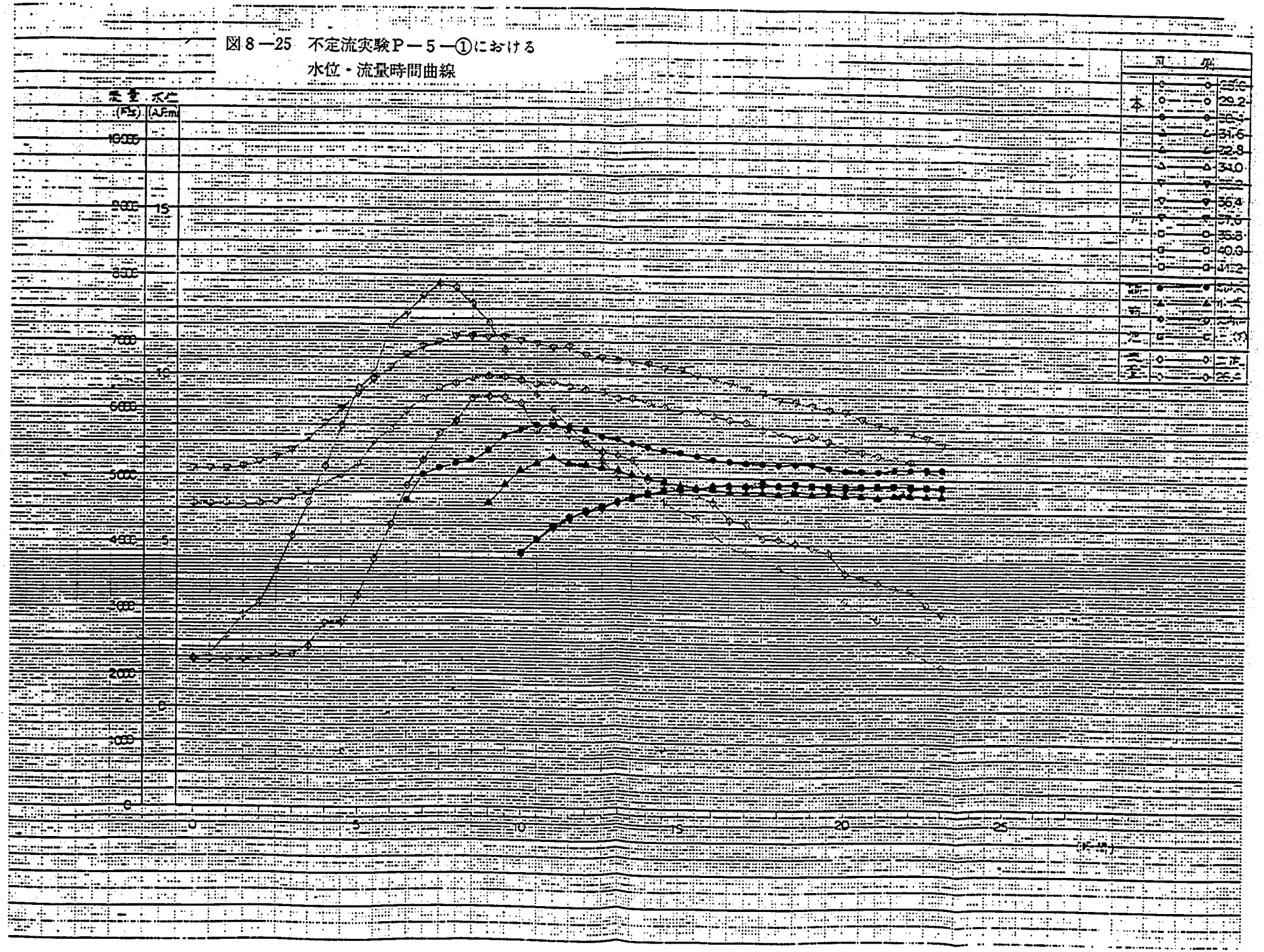


図８—24　不定流実験Ｐ—５—１における水位縦断

図８—25　不定流実験Ｐ—５—①における
水位・流量時間曲線



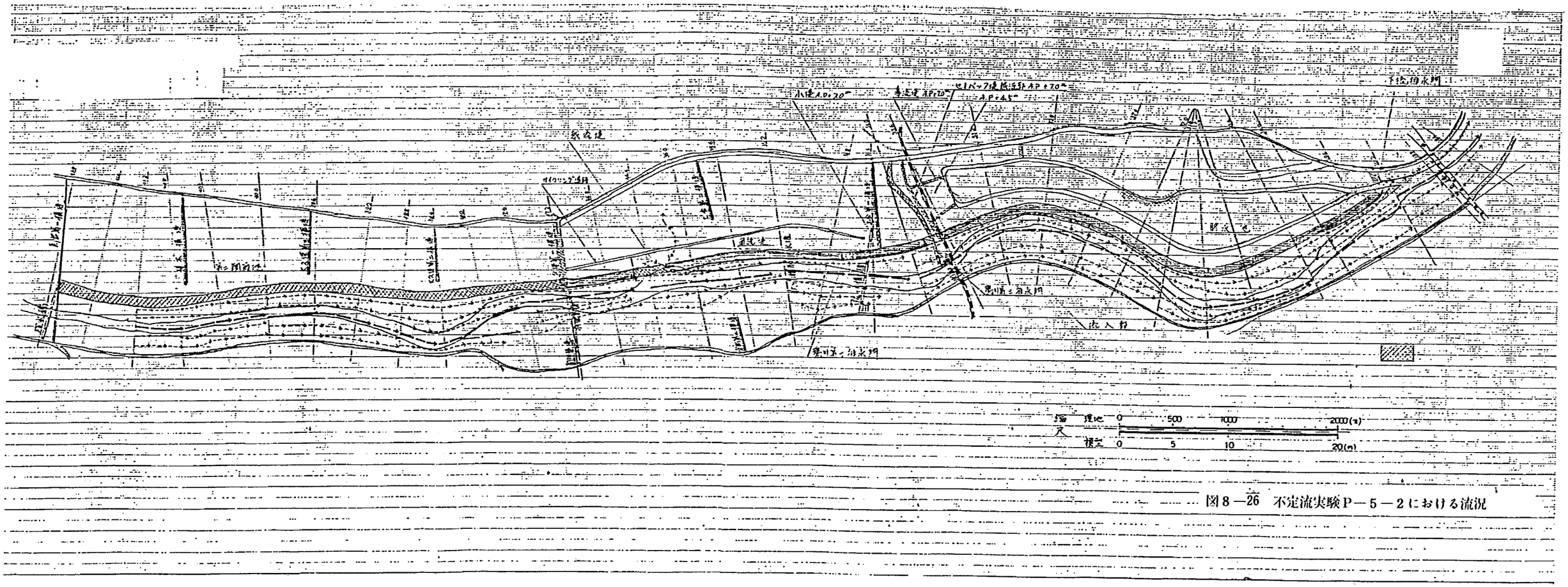


図8－26　不定流実験P－5－2における流況

図8－27　不定流実験P－5－2における
水位・流量時間曲線

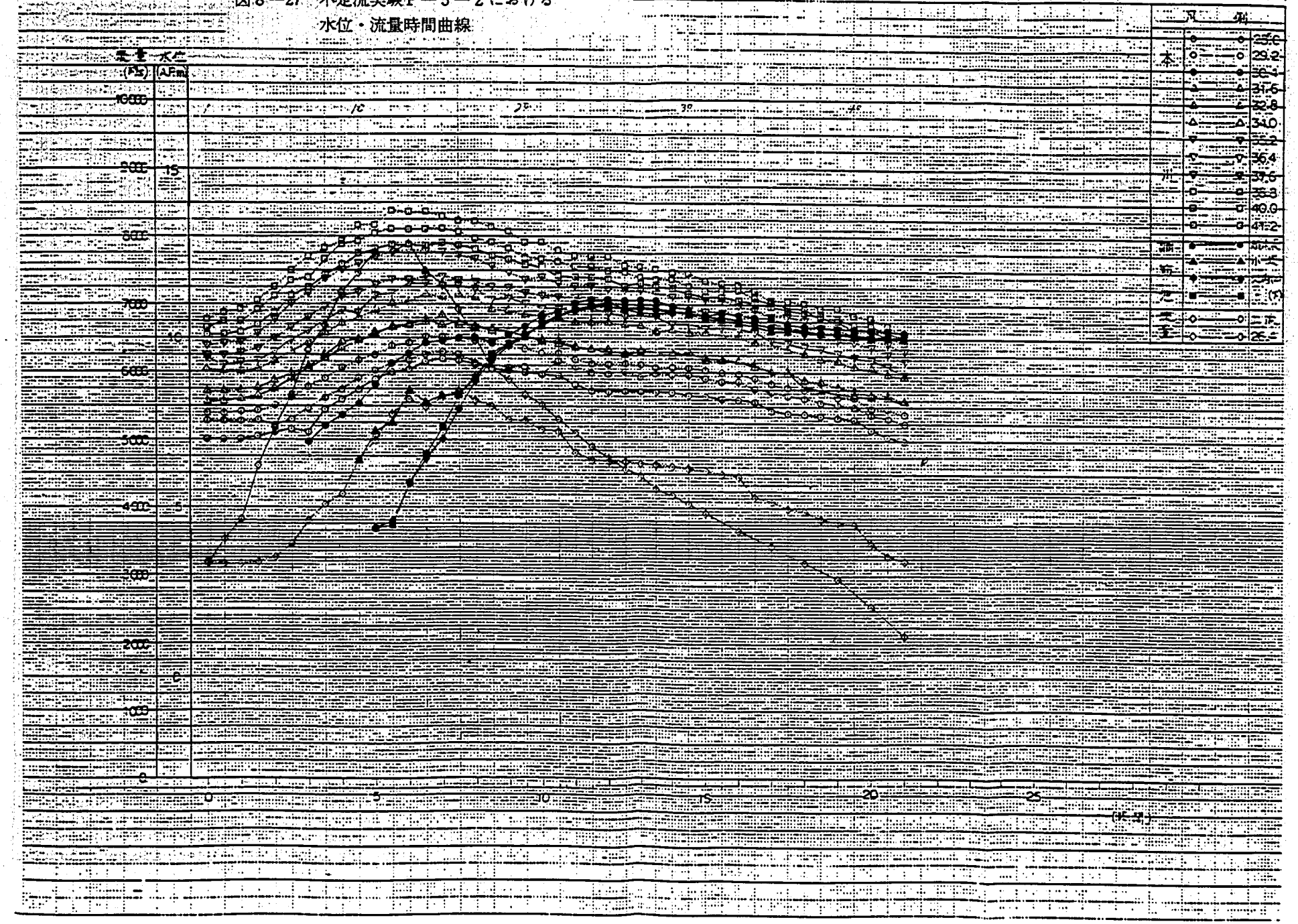
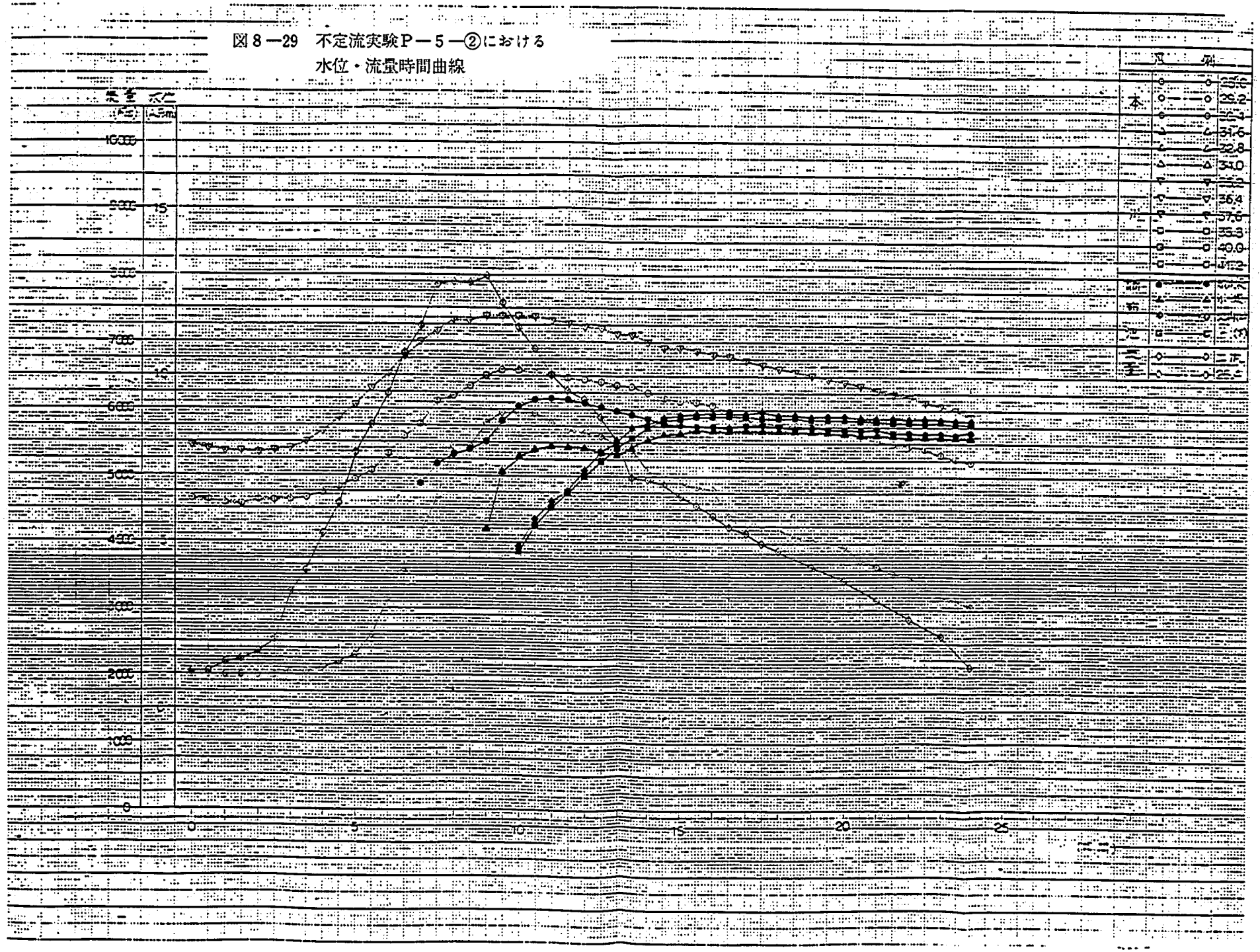


図8－28　不定流実験P－5－2における水位縦断

図８－29　不定流実験Ｐ－５－②における
水位・流量時間曲線



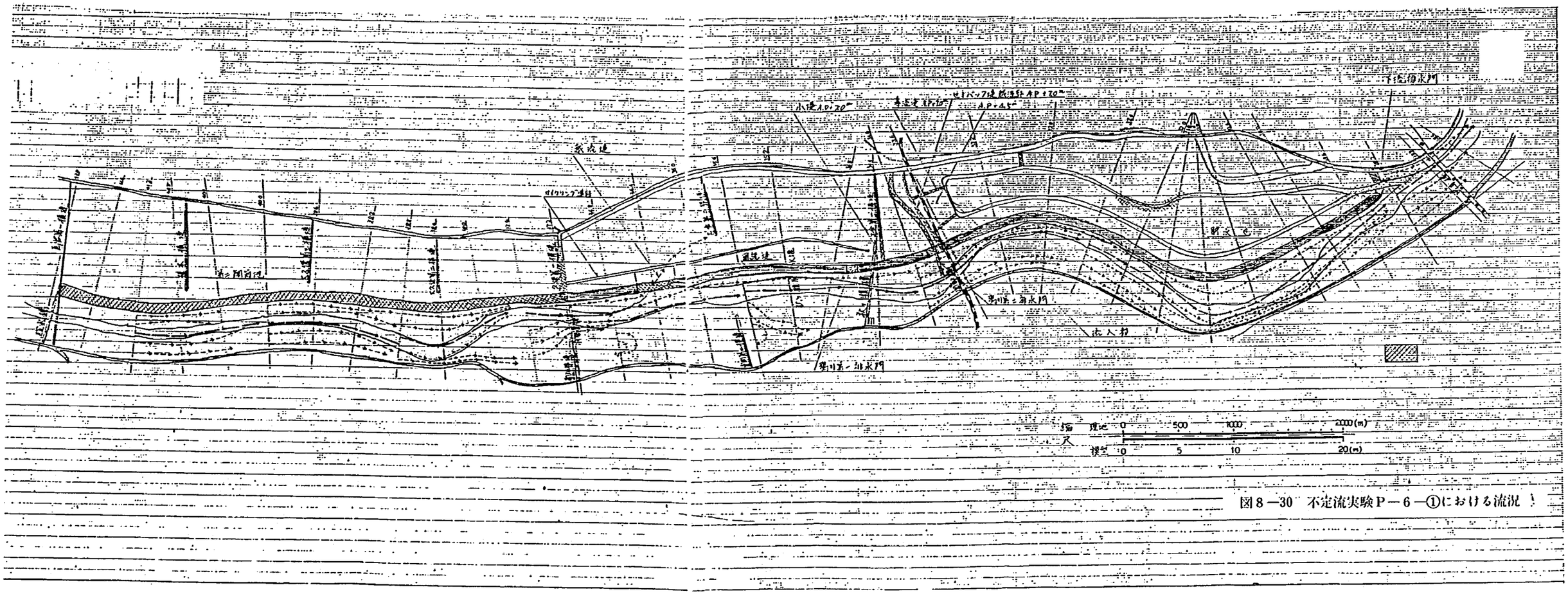


図8－30　不定流実験P－6－①における流況

図8—31　不定流実験P—6—①における
水位・流量時間曲線

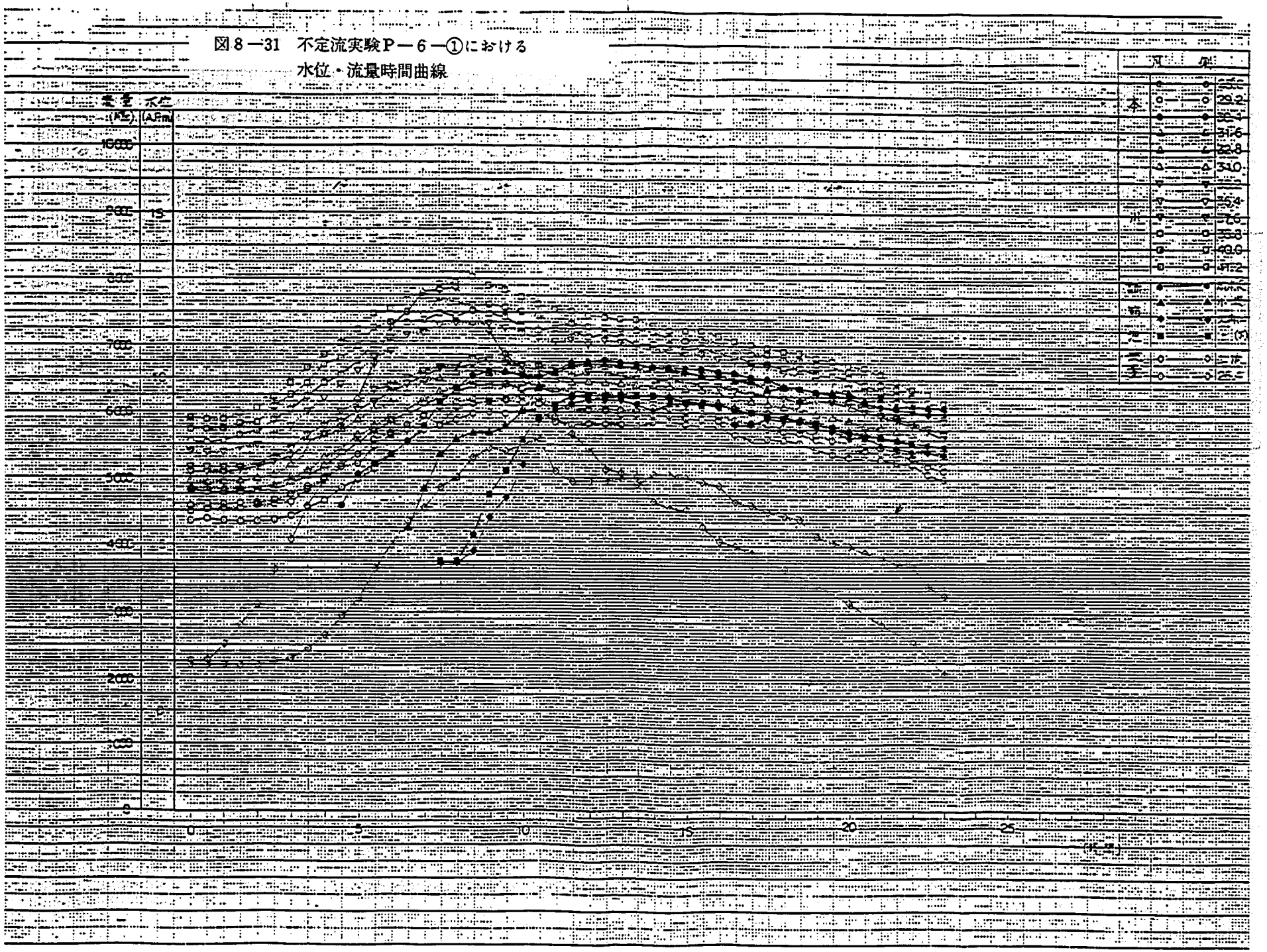
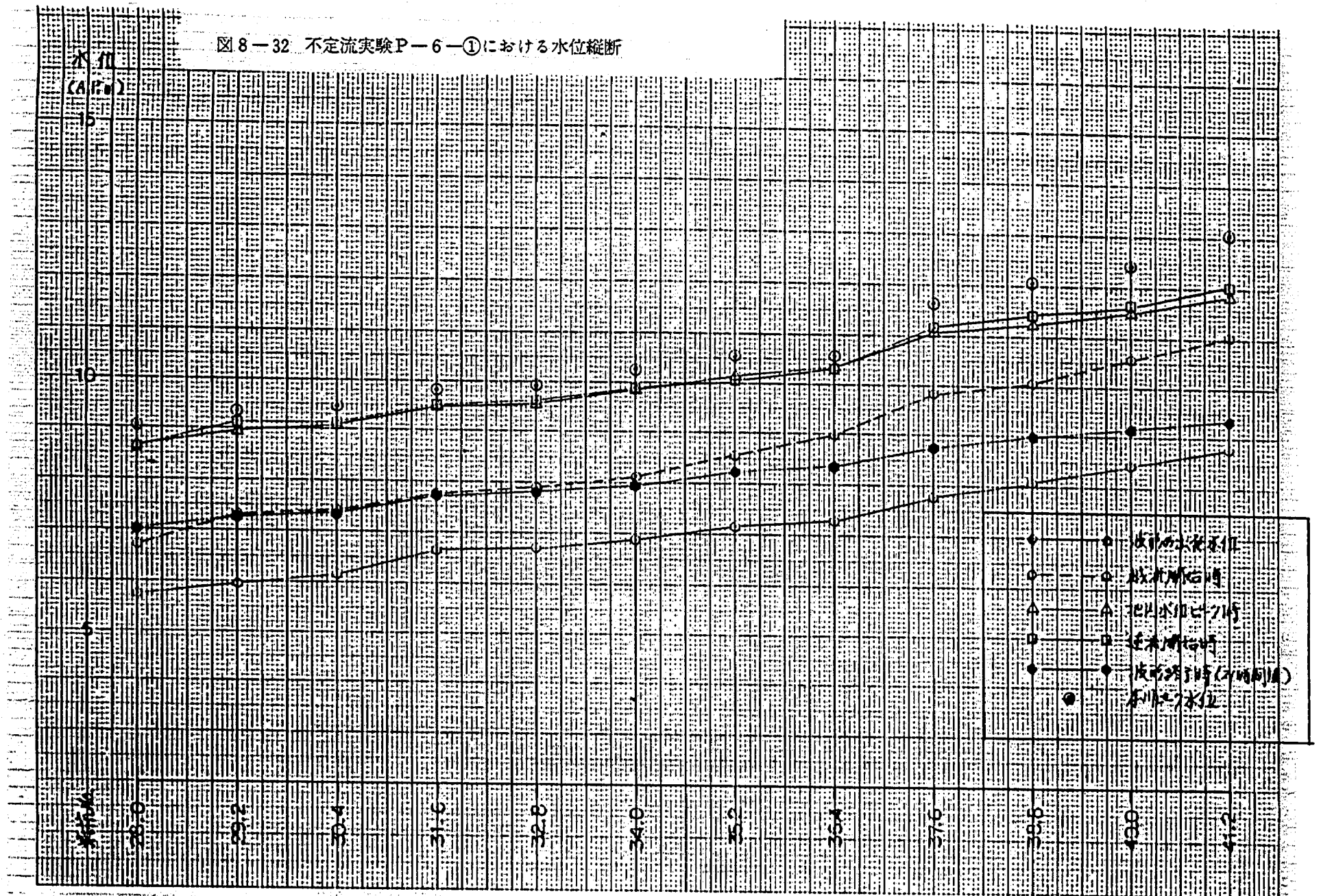


図８－32　不定流実験Ｐ－６－①における水位縦断



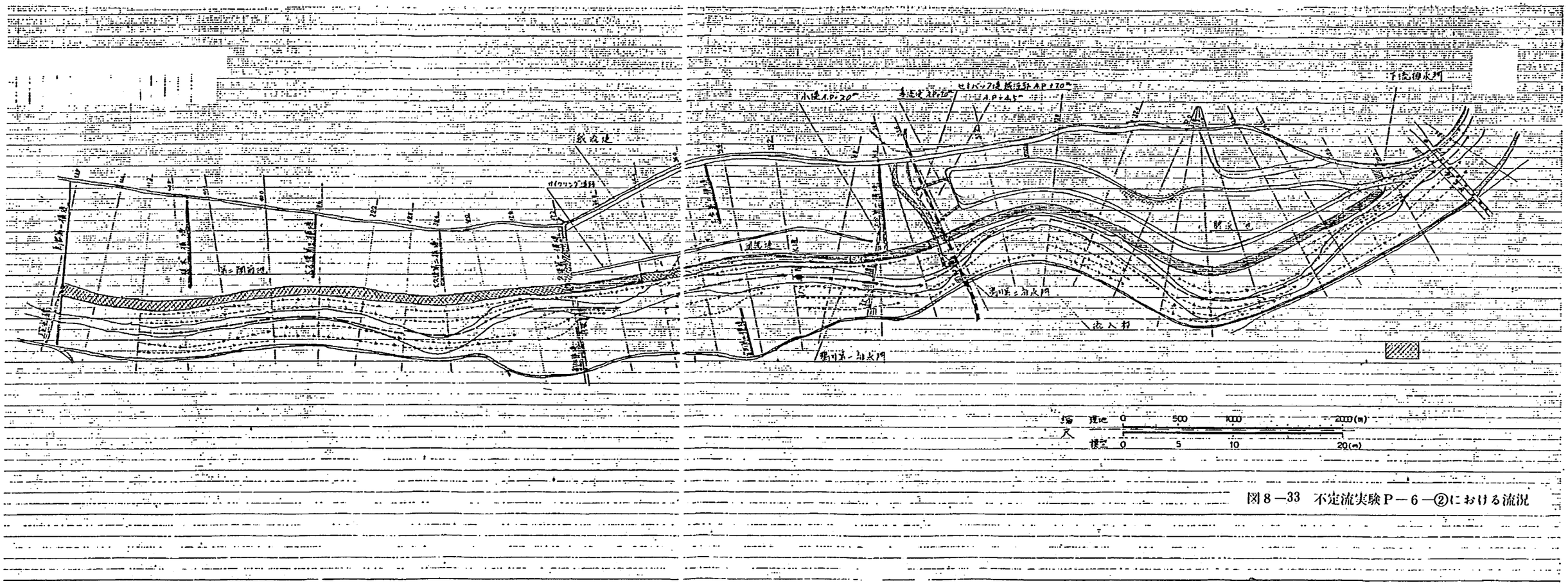


図8－33　不定流実験P－6－②における流況

図8－34　不定流実験P－6－②における
水位－流量時間曲線

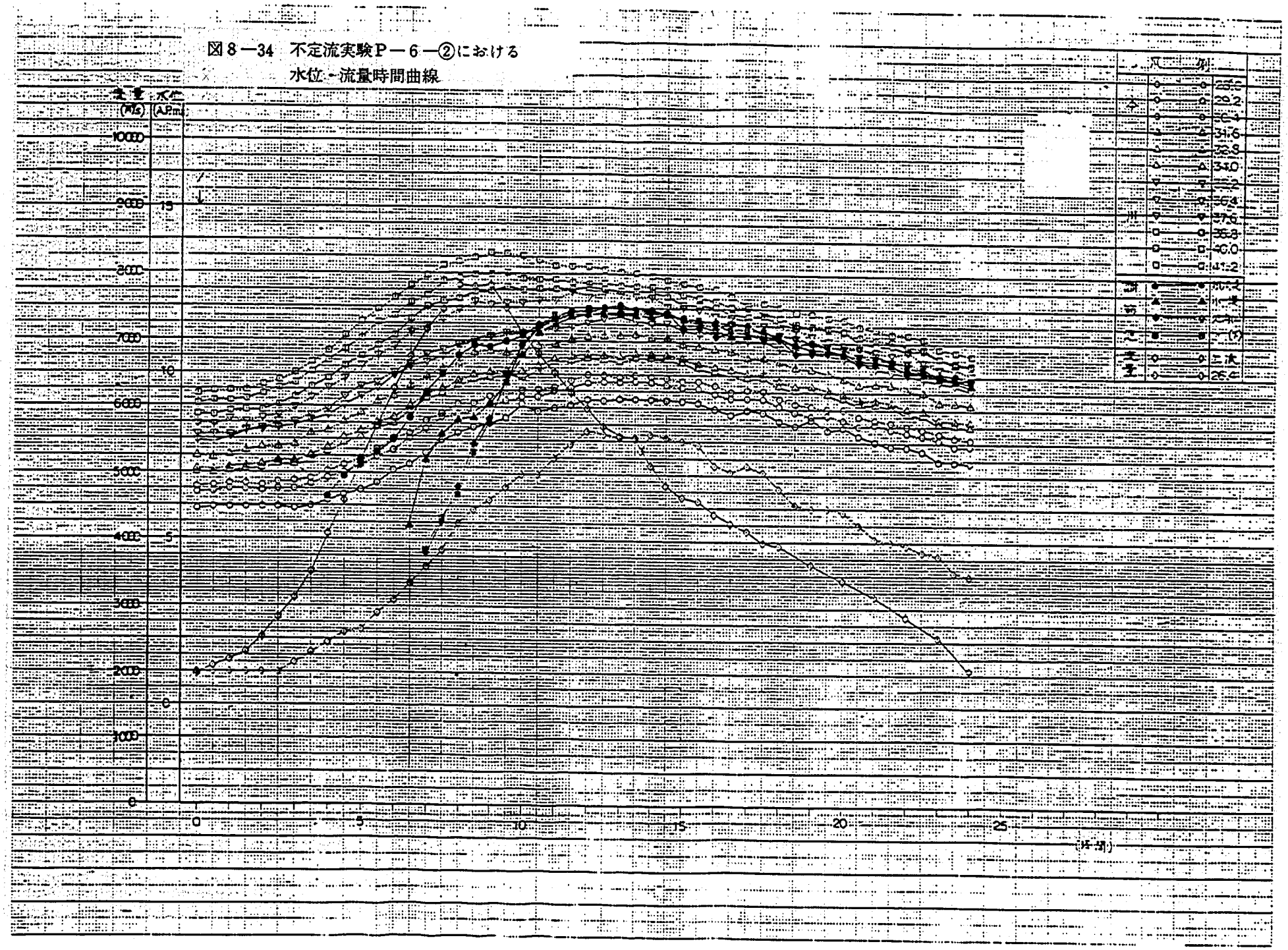


図8－35　不定流実験P－6－②における水位縦断

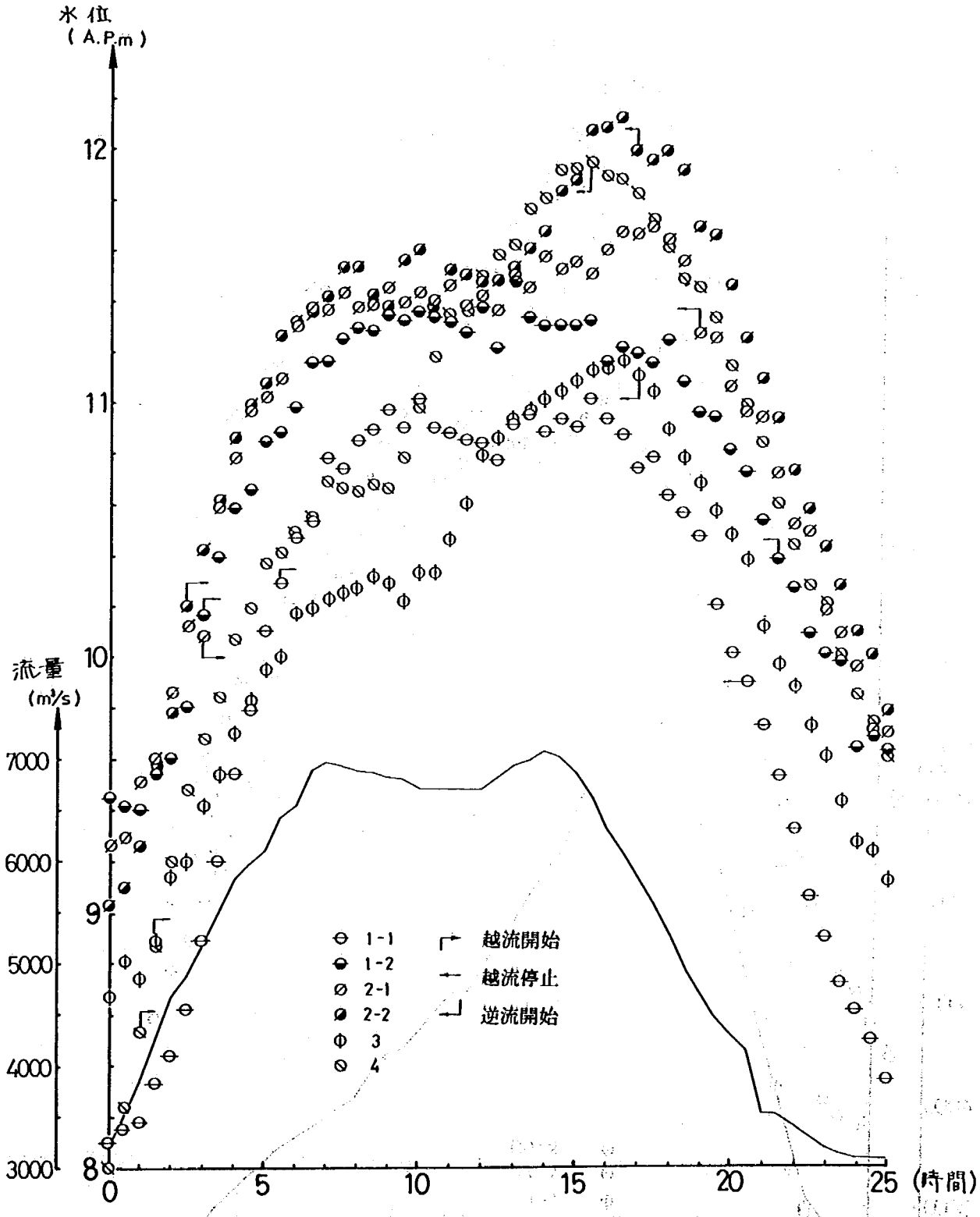


図8－36. 不定流実験における36.4km本川水位時間曲線
(計画洪水波形)

図８—37　不定流実験における36.4km本川水位時間曲線
(実績洪水波形)

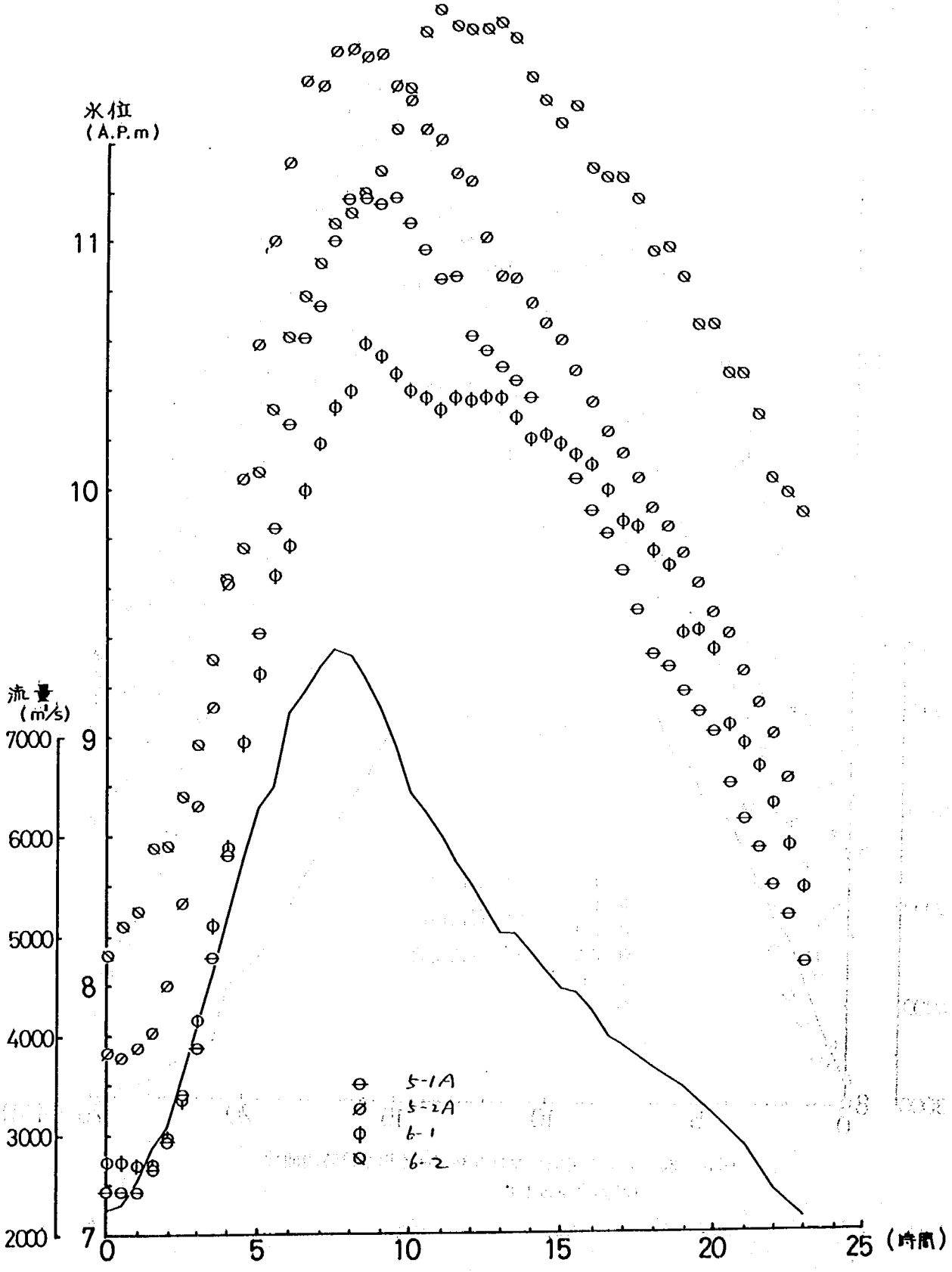


図８－38　不定流実験における36.4km地点調節池水位
時間曲線（計画洪水波形）

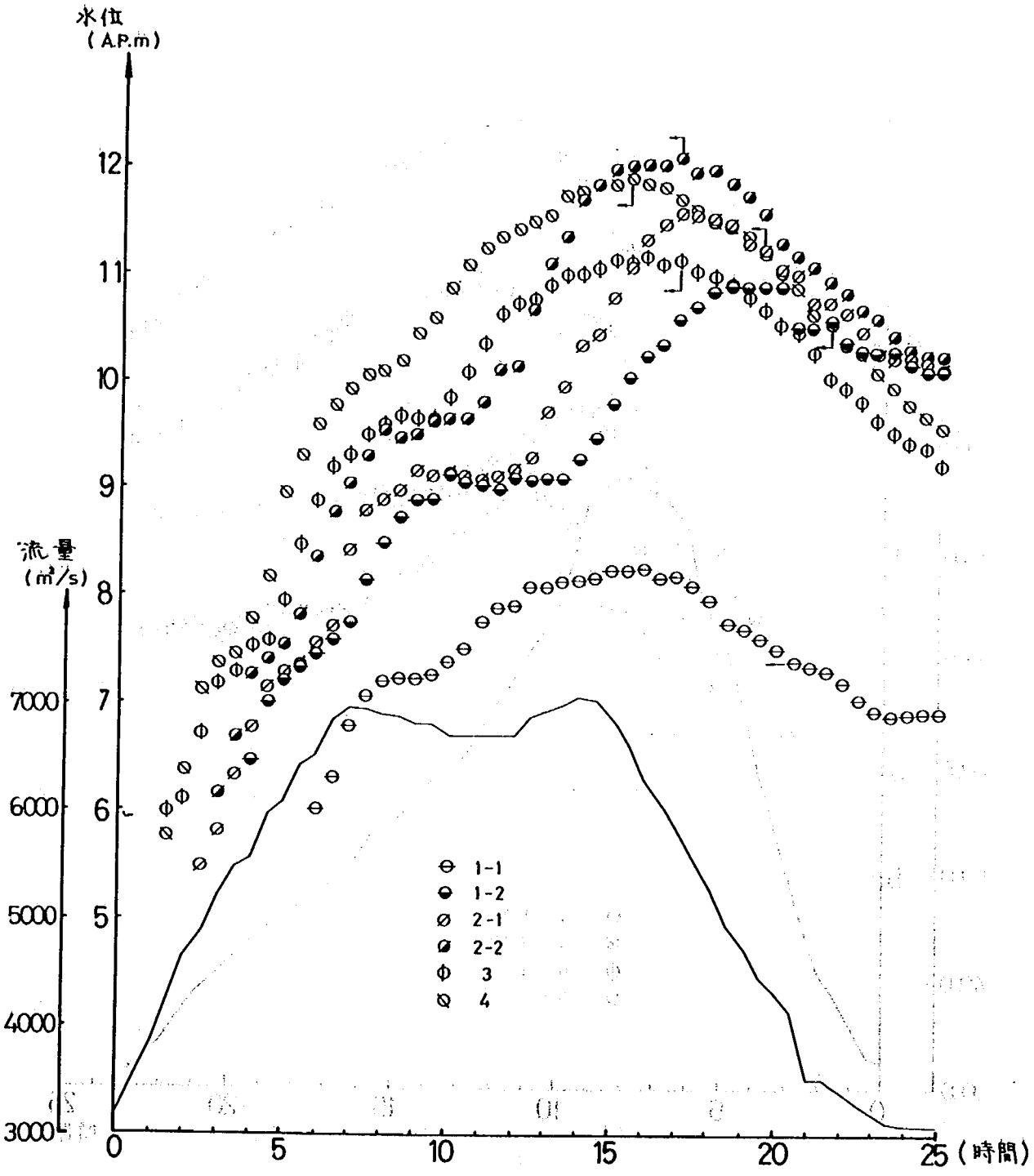
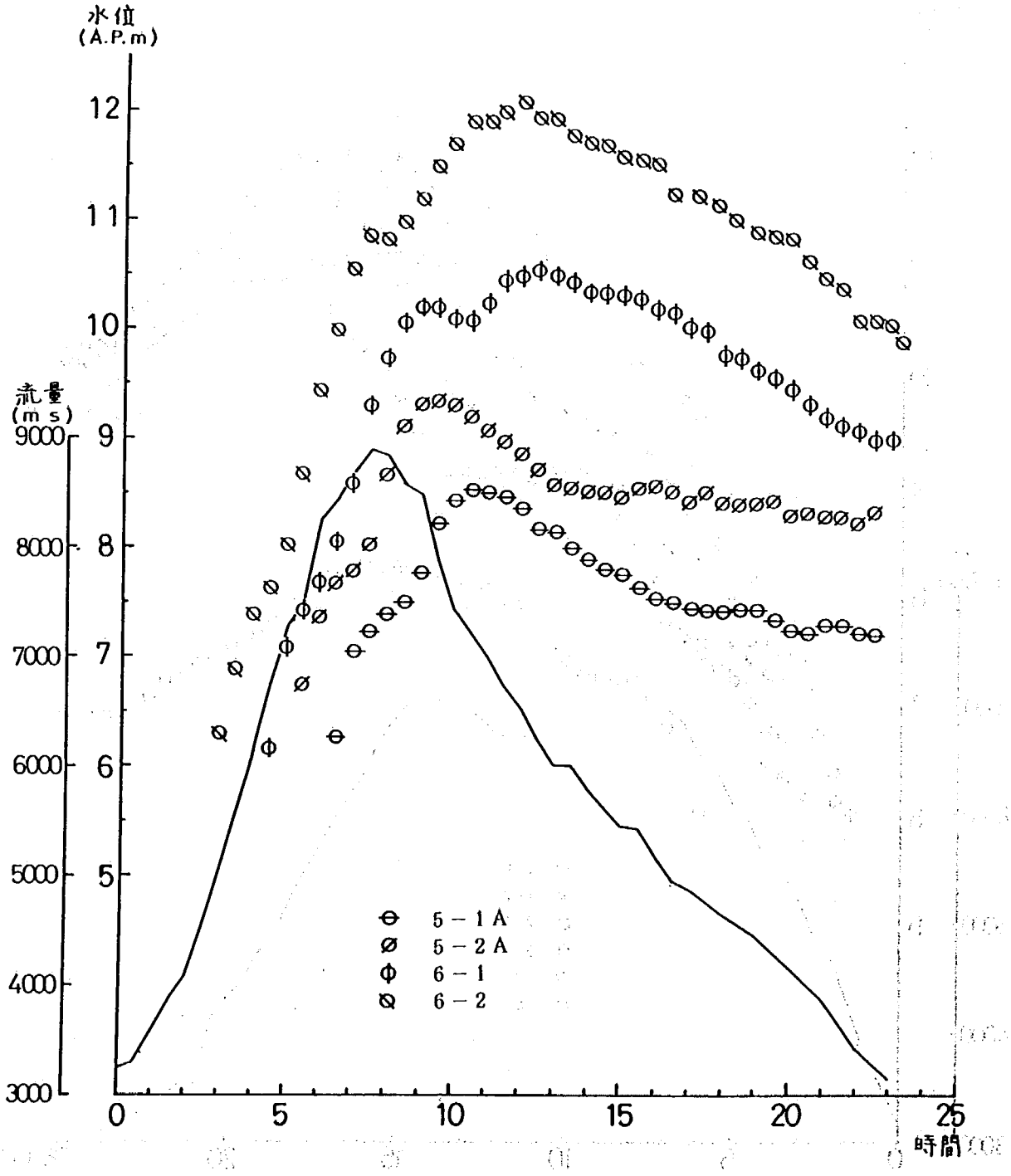


図８－39　不定流実験における36.4km地点調節池
水位時間曲線（実績洪水波形）



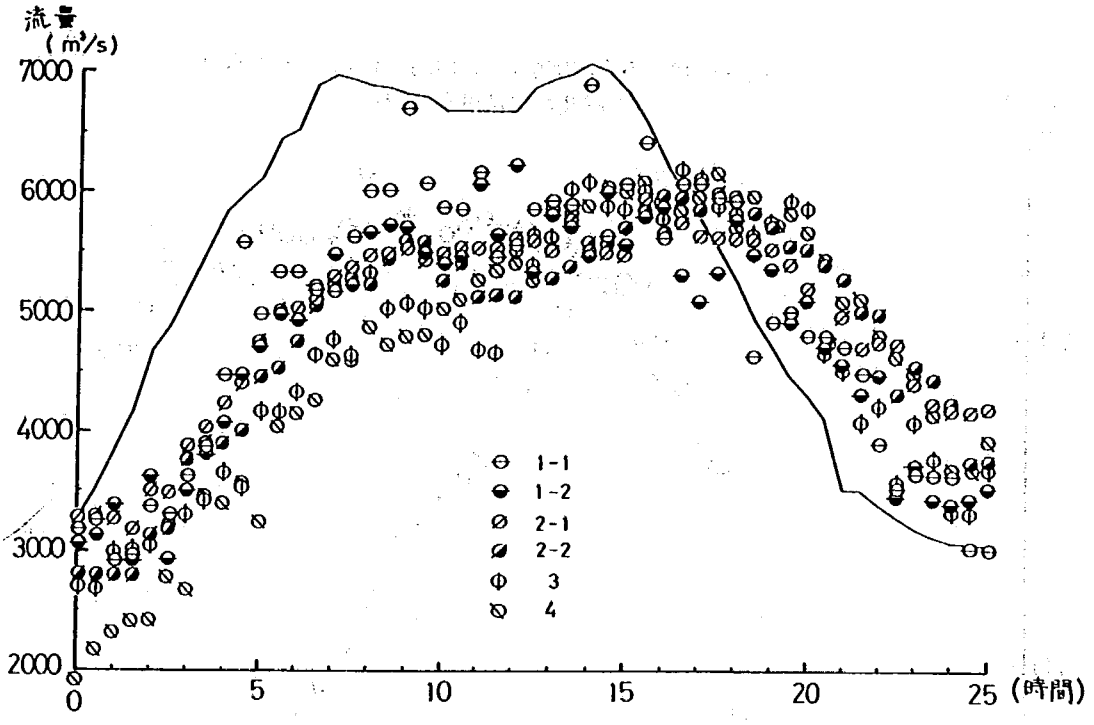


図８－44　不定流実験における26.4km地点流量
(計画洪水波形)

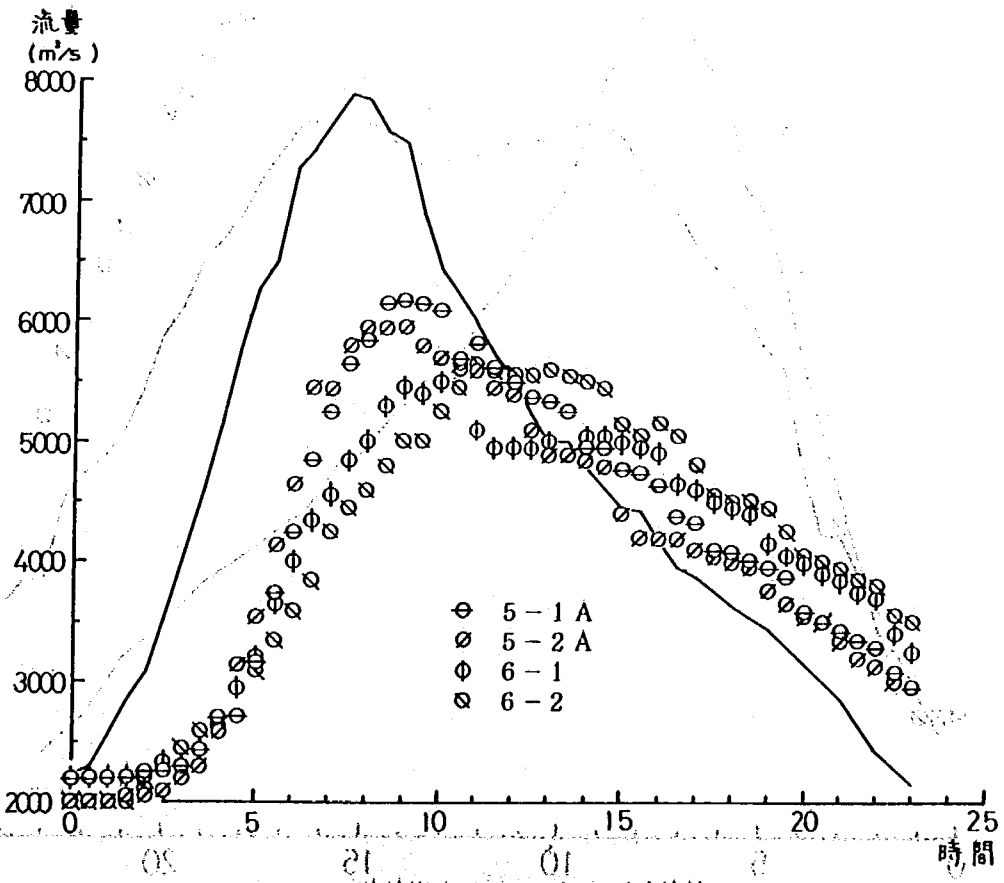
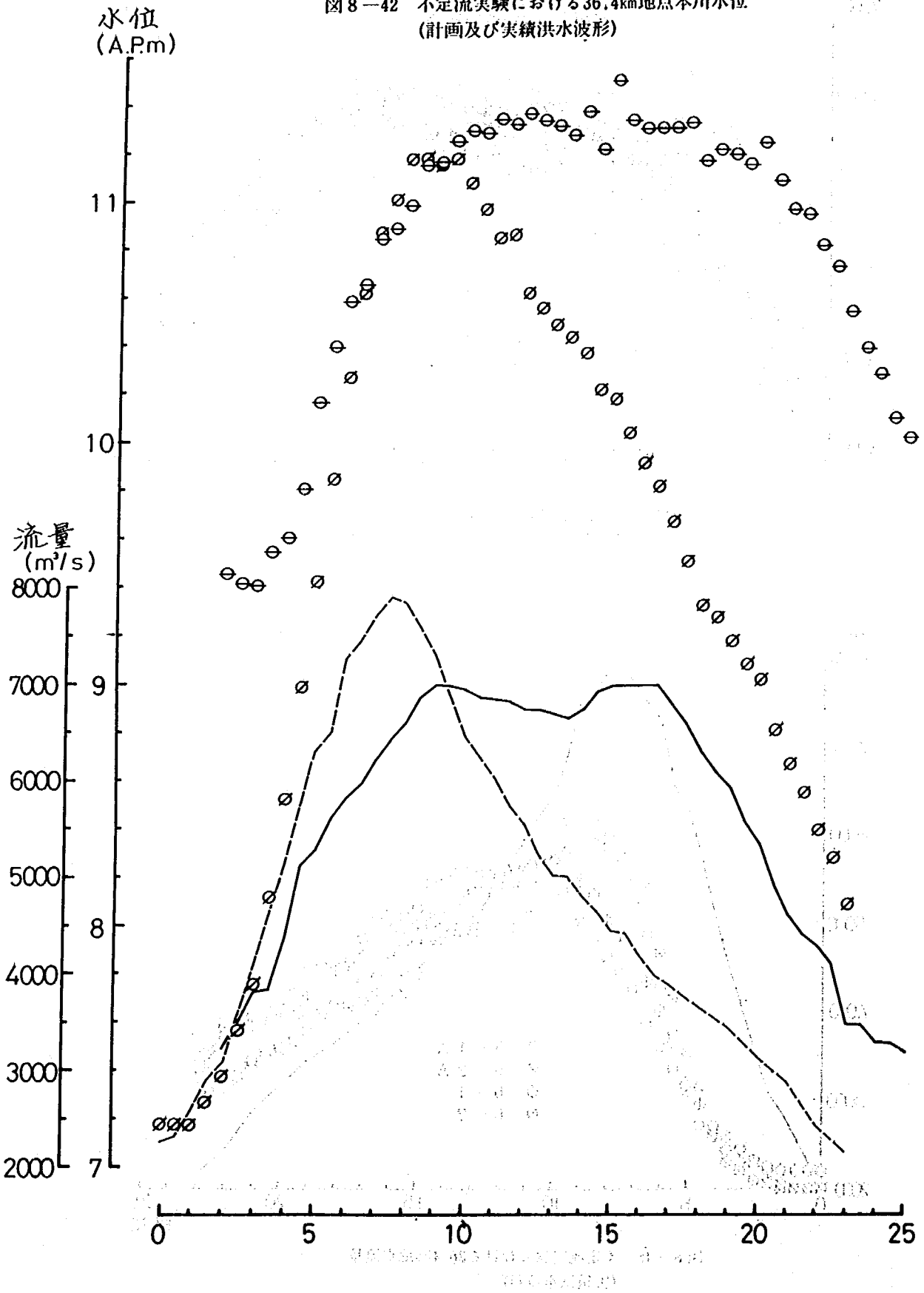


図８－45　不定流実験における26.4km地点流量
(実績洪水波形)

図8－42　不定流実験における36.4km地点本川水位
(計画及び実績洪水波形)



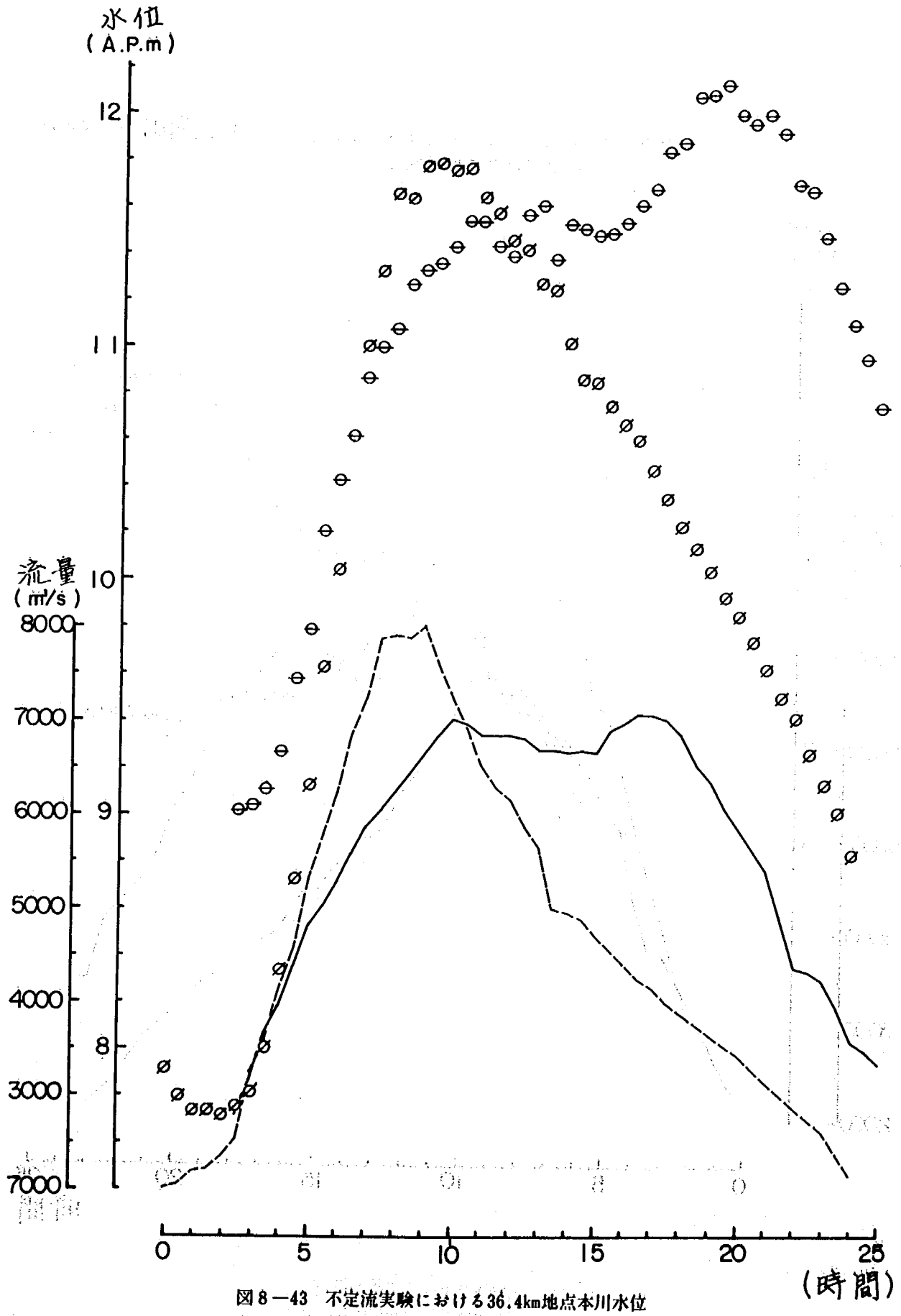


図8－43　不定流実験における36.4km地点本川水位
(計画及び実績洪水波形)

図８－44　不定流実験における36.4km地点調節池水位（計画及び実績洪水波形）

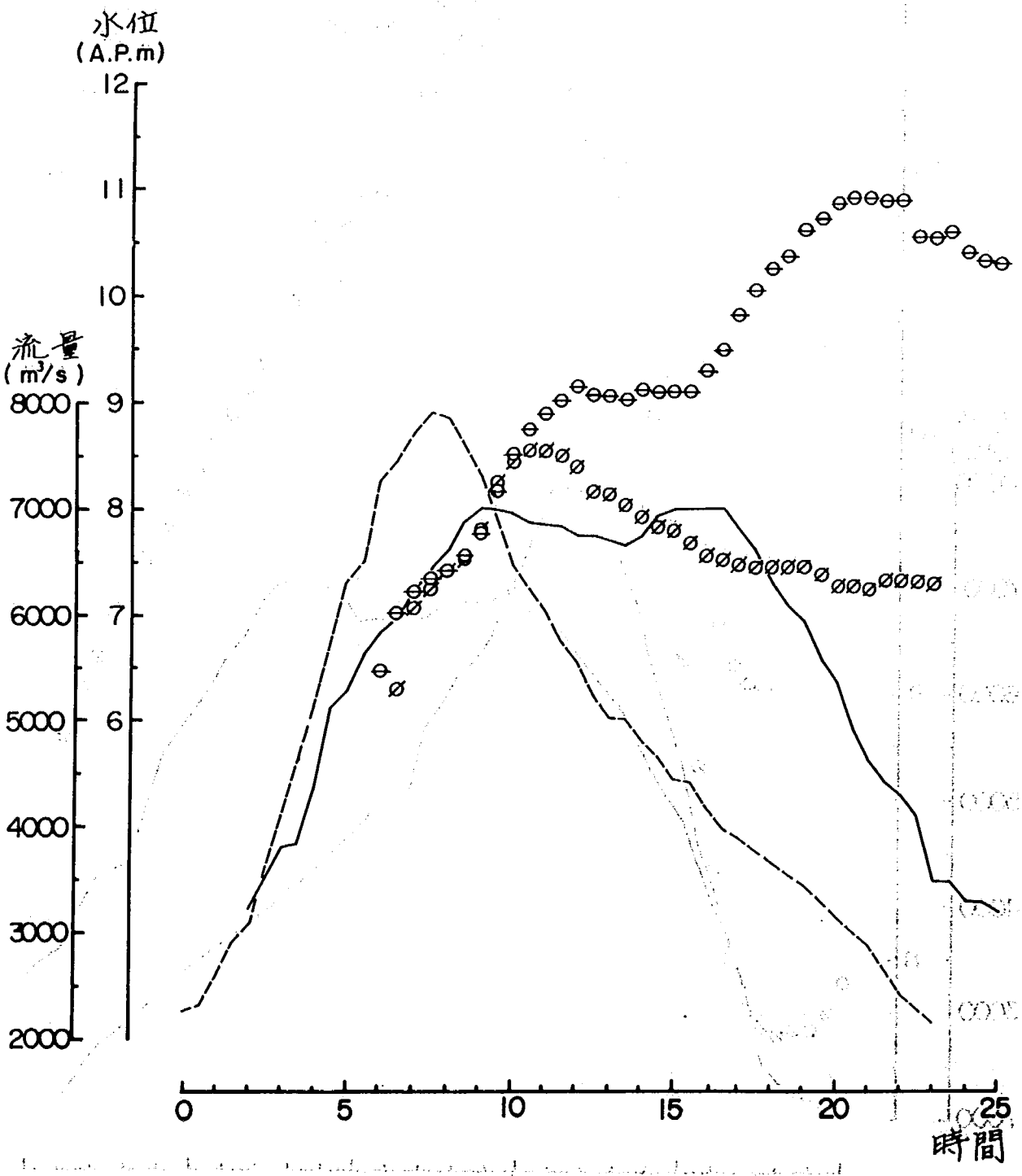
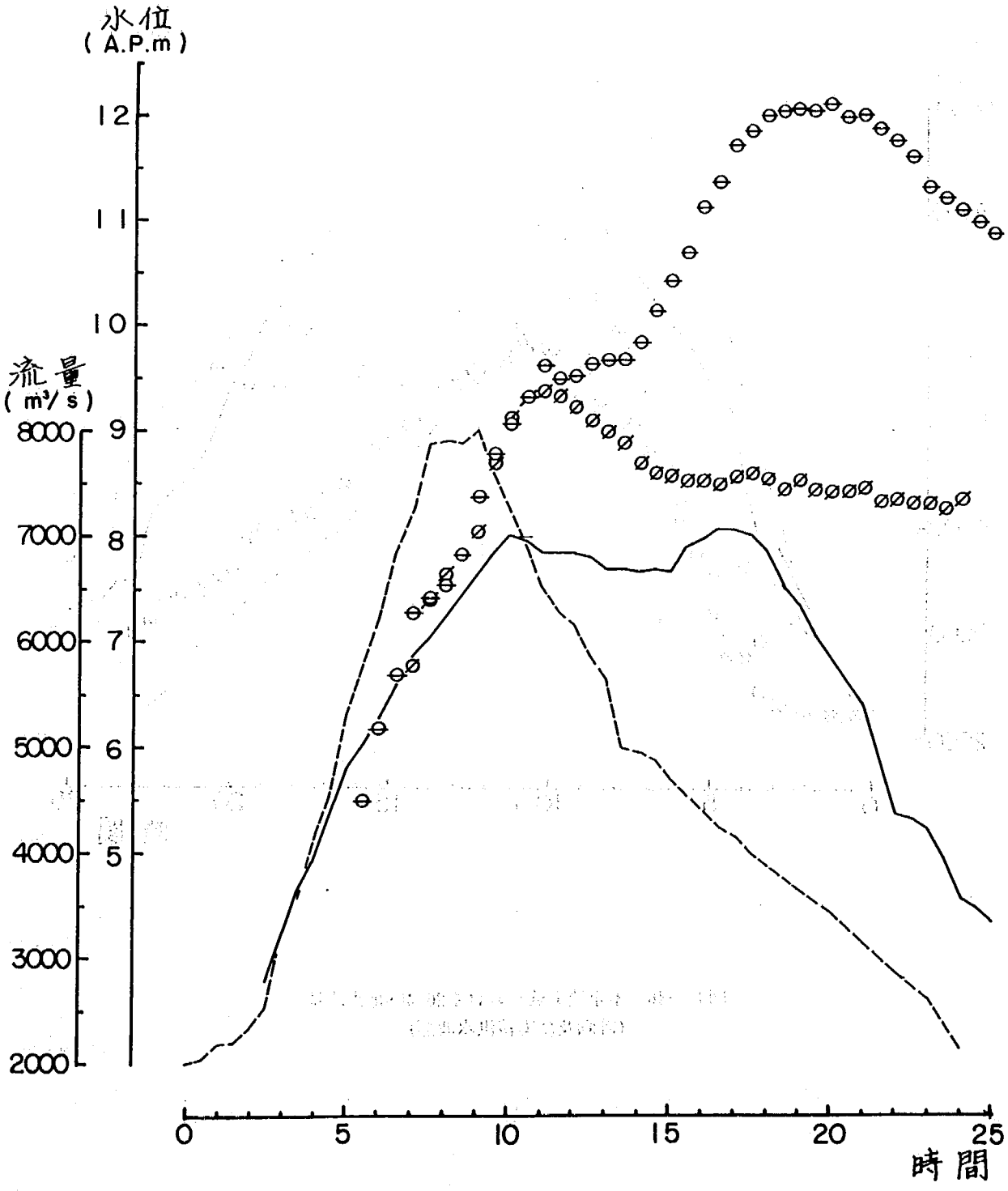


図８－45　不定流実験における36.4km地点調節池水位
（計画及び実績洪水波形）



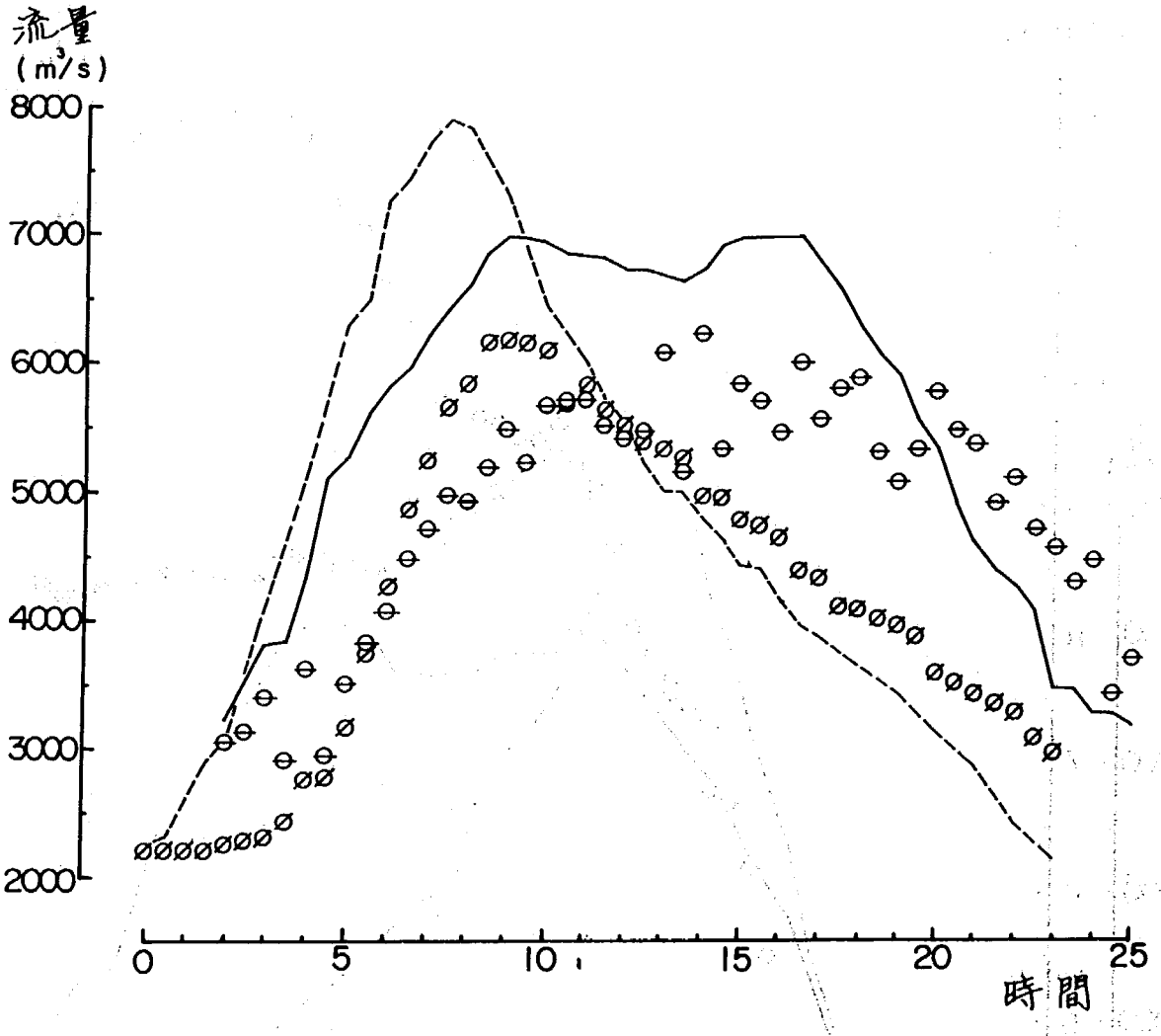


図８－46　不定流実験における26.4km地点流量
(計画及び実績洪水波形)

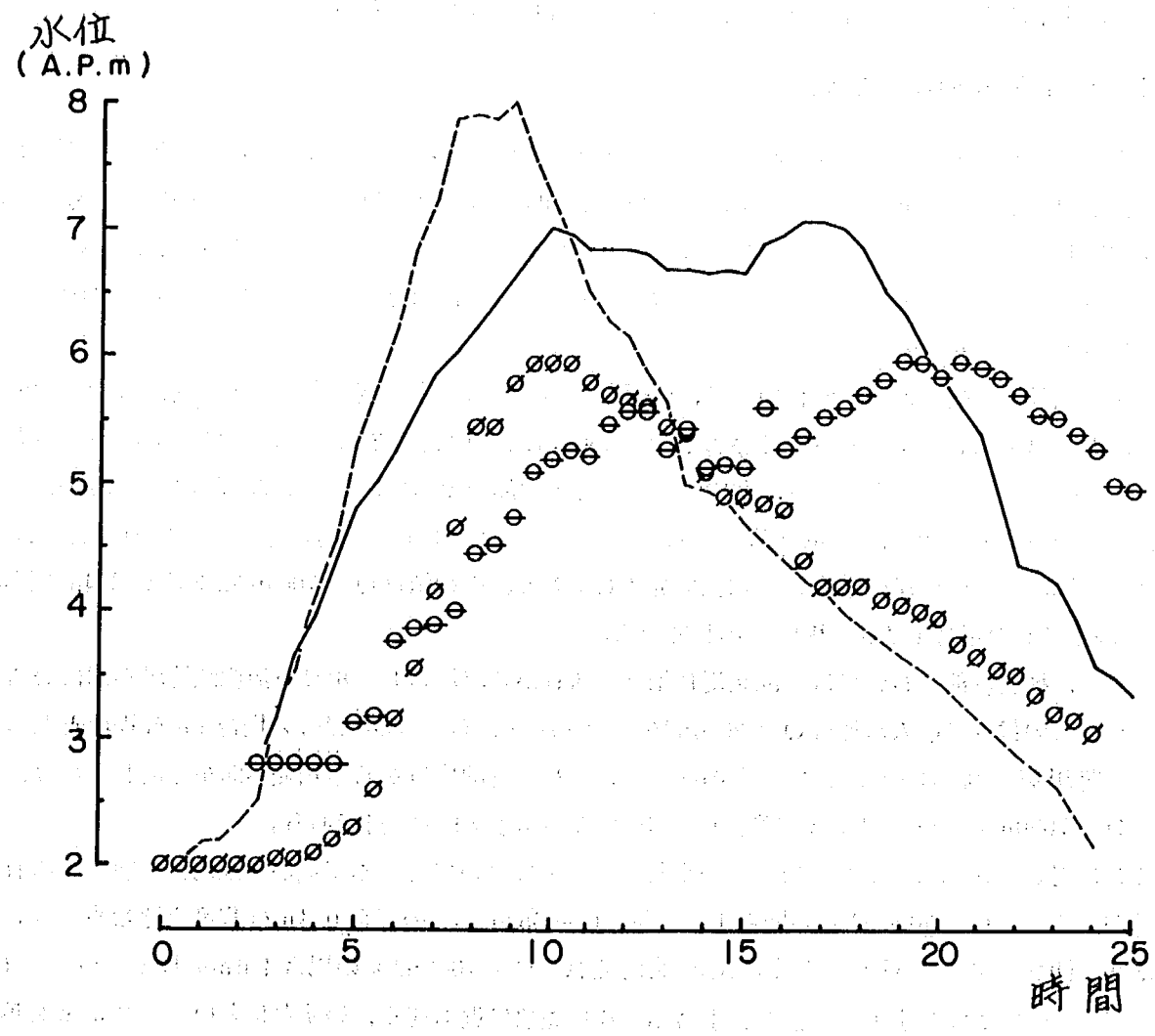


図8—47　不定流実験における26.4km地点流量
(計画及び実績洪水波形)

9. 暫定時における流況

荒川第一調節池の建設にあたっては，まず貯水池を掘削し，つぎにこの掘削土を用いて囲繞堤を築造し，最後に37.2km久保第一横堤先端の締切り，越流堤の築造，鴨川第一及び第二排水門の建設，下流排水門の建設を行うことになる。したがって，最後の5種の築堤あるいは建設を始める前の暫定時についても，出水時の流況を事前に検討し，その対策を講じておくことが好ましい。

9.1 囲繞堤5箇所暫定時

囲繞堤のうち，図9－1に示されるように，久保第一横堤先端，越流堤，鴨川第一及び第二排水門，下流排水門が未完成の暫定時において，流量Q＝7000m³/s あるいはQ＝4500m³/s の出水があった場合を想定し，流況を検討すると以下のようである。図9－2及び図9－3は，それぞれ，実験T－1－1（Q＝7000m³/s）及び実験T－1－2（Q＝4500m³/s）における流況を，図9－4及び図9－5は流速分布を示したものである。

まず，久保第一横堤先端部においては，いずれの場合にも，上下流方向の囲繞堤近傍において2m/s強の最大流速を示し，囲繞堤沿いでは流量Q＝7000m³/s の場合1.8m/s程度，Q＝4500m³/sの場合1.4m/s程度となっている。一方，左岸側の囲繞堤先端部の流速は，Q＝7000m³/s の場合2.0m/s程度，Q＝4500m³/s の場合1.5m/s程度となっている。なお，上下流方向の囲繞堤沿いの流速の最大値は，先端から200m程度下流の池内側で発生しており，その値はQ＝7000m³/s の場合2.4m/s程度，Q＝4500m³/s の場合1.7m/s程度に達している。

つぎに，越流堤部においては，囲繞堤に沿った流れが合流混合し，再び下流側囲繞堤両側に分流していく。この付近の最大流速はQ＝7000m³/s で2m/s弱，Q＝4500m³/s の場合1m/s程度となっている。鴨川第一排水門では，いずれのケースにおいても池内側から本川側へ向かう流れとなり，流速はQ＝7000m³/s の場合1m/s程度，Q＝4500m³/s の場合1m/s弱である。

これに対し，鴨川第二排水門では，いずれのケースにおいても，本川側から池内側へ向かう流れとなるが，流速はQ＝7000m³/s の場合1m/s弱，Q＝4500m³/s の場合0.4m/s程度と比較的小さい。しかし，囲繞堤沿いは速く，とくに上流池内側は，Q＝7000m³/s の場合1.6m/s程度，Q＝4500m³/s で1m/s程度にも達する。また，土合第一横堤先端付近も速く，いずれにおいても2m/sを越える流速となっている。

最後に，下流排水門暫定部では，この地点で池内の水位は堰上げられて，この開口部で流速はかなり速くなっている。いずれにおいても，流速は2m/s程度に達し，29.2km付近の本川左岸堤の安全性に対する考慮が必要となる。なお，この開口幅を拡げると，上流部において本川から池内側へ流入する流量が増し，結局この付近の流速はあまり低減しないものと推測される。

さらに，水位について検討すると図9－6のようになり，いずれにおいても本川側の方が低くなっている。

また，本川側と池内側との分流比は，37.2km断面において，Q＝7000m³/s の場合2：1，Q＝4500m³/s の場合3：1となっている。なお，南畑横堤及び宗岡第二横堤を，それぞれ，80m及び170m撤去した場合にも，この分流比はほとんど変わらないようである。

9.2 囲繞堤5箇所暫定時第2案及び第3案

囲繞堤暫定5箇所のうち，下流排水門部については，図9－7に示されるように，原案（第1案）の開口幅120mの案のほか，開口幅160mの第2案及び開口幅340mの第3案が提案されている。以下においては，第2案に関する実験T－2と第3案に関する実験T－3の結果とを比較しながら，検討を加えることとする。なお，実験T－2及び実験T－3に関する流況，流速分布，水位は，それぞれ，図9－8及び図9－9，図9－10及び図9－11，図9－12のようである。

調節池内への流入は，その大部分が久保第一横堤先端開口部からであって，越流堤部については，本川と池内との間で水の混合がみられる程度で，流水の出入りはないようである。鴨川第一排水門からは，本川へ若干排水されているが，鴨川第二排水門からは，池内への流入がみられる。以上のような流況は，第2案あるいは第3案のいずれについても同様であるが，久保第一横堤先端開口部における流速は，第3案の方が大きいようである。流速分布の結果を用いて，久保第一横堤先端開口部における流入量を算定すると，第2案の場合2130m³/s，第3案の場合2380m³/sとなり，原案の流量Q＝7000m³/sにおける2280m³/sと同程度の流入量と見込まれる。

池内流況については，第2案，第3案とも大差なく，とくに流速が大きい地点としては，土合第一横堤先端部付近があげられる。横堤先端部の流速は，2m/s以上にも達しており，先端部付近の洗掘防止には充分な対策が必要である。

下流排水門からの流れは，全体的にかなり速く，とくに左岸本堤沿いについては，下流28.8km付近まで高流速が持続されており，護岸沿いの洗掘に対して充分に配慮しなければならない。第2案と第3案とを比較した場合，開口幅の広い第3案の方が，開口部の流速は大きく，囲繞堤を第3案の形状に築堤するまでについても，出水時には大きな流速が生じるものと推定される。また，下流排水門からの流出は，排水路だけでなく，排水路両側の高水敷からも，本川低水路へ向かって，流出している。したがって，左岸本堤だけでなく，排水路両側の高水敷，さらには本川左岸低水路護岸についても，洗掘，侵食に対する保護が必要となる。

9.3 囲繞堤4箇所暫定時

囲繞堤暫定5箇所のうち，久保第一横堤先端が締切られた暫定時を対象とした流量Q＝7000m³/sの実験T－4－1及びQ＝4500m³/sの実験T－4－2について，流況，流速分布，水位を図示すると，それぞれ，図9－13及び図9－14，図9－15及び図9－16，図9－17のようである。

4箇所の囲繞堤未完成部分のうち，越流堤部，鴨川第一及び第二排水門部の3箇所からは，いずれも本川から調節池側に向かって流入している。とくに流入量が多いのは，最上流部の越流堤部分であって，流入最大流速は，流量Q＝7000m³/sの場合2.3m/s，Q＝4500m³/sの場合1.1m/sとなっている。鴨川第一及び第二排水門部における流入速度は，越流堤部よりは遅く，流勢は弱いようである。

調節池内における流れは，土合第二及び第一横堤によって流水幅が規制され，流速はこれら横堤の先端部で大きくなっている。すなわち，土合第二横堤先端上流部では，Q＝7000m³/sのとき2.2m/s，Q＝4500m³/sのとき1.1m/sとなり，また土合第一横堤先端部では，Q＝7000m³/sのとき1.6m/s，Q＝4500m³/sのとき1.4m/sとなっている。土合第二横堤上流側及び横堤と横堤との間の領域は，死水域となっており，左岸本堤への影響はほとんどない。土合第一横堤から貯水池までの間では，上

流からの流れと鴨川第二排水門部から流入した流れとが合流し，囲繞堤寄りでは，Q＝7000㎥/s 及びQ＝4500㎥/sのいずれにおいても，1.4m/s程度の流速が発生している。

本川側の流れについては，第一調節池上流端37.2kmから越流堤部にかけて，流速が大きくなる傾向があるが，越流堤部より下流については，流量が減少することからも，あまり大きな流速は認められない。

9.4　下流排水門暫定時

図9－18に示されるように，下流排水門のみが暫定の場合，出水時において，幅160mの開口部から逆流が生ずる。本実験は，このような状態を想定して実施したものであって，本川流量としてはQ＝2000m³/s，3000m³/s及び5000m³/sの3種を対象とし，それぞれについて，貯水池湛水位を自由流出水位及びA. P. 1.65mとした場合の流況について検討を加えると以下のようである。なお，囲繞堤先端部については，図9－18にみられるように，現地盤との間にすりつけ部を設けた改良案としている。また，各実験における流況を示すと，図9－19～図9－24のようである。

(1)　本川流量Q＝2000m³/sの場合

下流排水門部のみ暫定の場合，出水時には本川29.6kmから29.2kmの左岸高水敷上の流れが貯水池へと逆流するが，水位が低いためほとんどが排水路から逆流し，その逆流量は250m³/s程度と見込まれる。なお，排水路右岸側の高水敷からも若干逆流してくるが，その水深は約0.2mと浅く，また流速も0.1m/s程度である。

排水路及び右岸護岸部から池内へ逆流する流れは，射流であって，池内水位による流況の変化は池内のみにおいて認められる。池内水位がA.P.1.65mの実験T－5－1aにおいては，流れは貯水池左岸側に向かう傾向が強いが，池内水位が低い実験T－5－1bの場合には，池内中央に向かうようである。これは，池内水位が低い方が射流区間が長く，流速も大きくなるためと推測される。

図9－25は，図9－18に示された各点における流速を比較したものであって，排水路内の流速は，池内水位に係らず，狭窄部№9あるいは貯水池№10において，かなり速く，3m/s程度に達している。なお，貯水池流入部の流速は，水位の影響を大きく受け，水位が低い場合には6m/sにも達している。さらに，貯水池護岸前面の流速は，とくに右岸側において池内水位の影響を受け，水位が低い場合には1m/sに達するところもある。

(2)　本川流量Q＝3000m³/sの場合

本川流量がQ＝3000m³/sの場合にも，逆流はそのほとんどが排水路から貯水池へと流入し，逆流量は540m³/s程度と見込まれる。なお，排水路両側の高水敷上からの逆流も，Q＝2000m³/sの場合よりは増加し，この流れは貯水池両岸の護岸天端上を30.0km付近まで逆流し，護岸部より貯水池へと流入していく。

図9－18に示された各地点における流速について検討すると，以下のようである。すなわち，排水路内の流速は，流量の増加とともに増加しているが，とくに貯水側の№10では4m/sを越えるようになっている。また，貯水池護岸前面については，池内水位が低い場合には，とくに左岸側での増加が著しく，また池内水位が高い場合には，とくに右岸側での増加が著しい。これは，池内水位による流況が，Q＝2000m³/sの場合と同様の傾向を呈することによるものと推測される。さらに，Q＝3000m³/sの場合には，囲繞堤法尻部においても高流速が生ずるようになり，とくに囲繞堤開口部の狭窄部

No.2，No.12及び左岸囲繞堤法尻部No.13では，3m/s程度に達する高流速が発生している。

(3) 本川流量Q＝5000m³/sの場合

本川からの逆流は，排水路だけでなく，左右岸の高水敷からも著しくなり，逆流量は1400m³/s程度にも達するようである。しかし，貯水池左右岸の護岸天端上の逆流域は，Q＝3000m³/sの場合と変わらず，30.0km付近までとなっている。

排水路内の流速は，図9－25に示されるように，著しく増加し，貯水池側No.10では7m/sにも達している。また，貯水池護岸前面については，とくに左岸側の増加が著しく，No.15では池内水位に係らず，1.5m/s前後まで増加している。さらに，囲繞堤法尻部においても，流速の増加は著しく，Q＝3000m³/sの場合と同様の開口部狭窄部のNo.2，No.12及び左岸繞堤法尻部No.13では，4m/s前後の高流速が発生するようになる。

したがって，暫定期においても，排水路及び囲繞堤開口部の狭窄部，さらには左岸囲繞堤の貯水池側については，ある程度の洗掘対策が必要となろう。

図９－１　囲繞堤暫定部５箇所

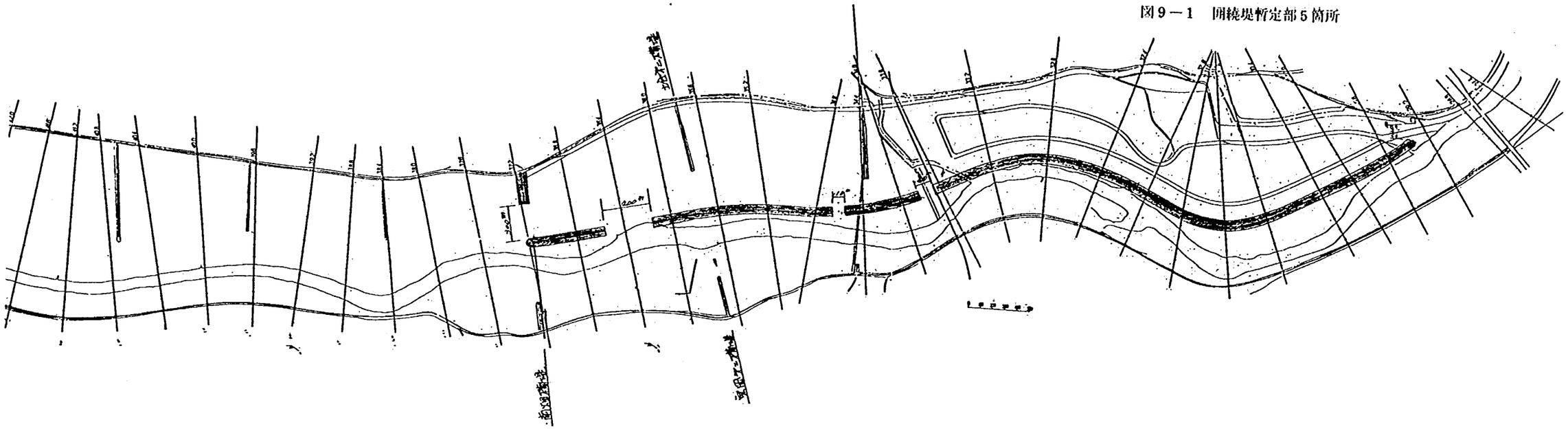


図９－２　暫定実験Ｔ－１－１における流況

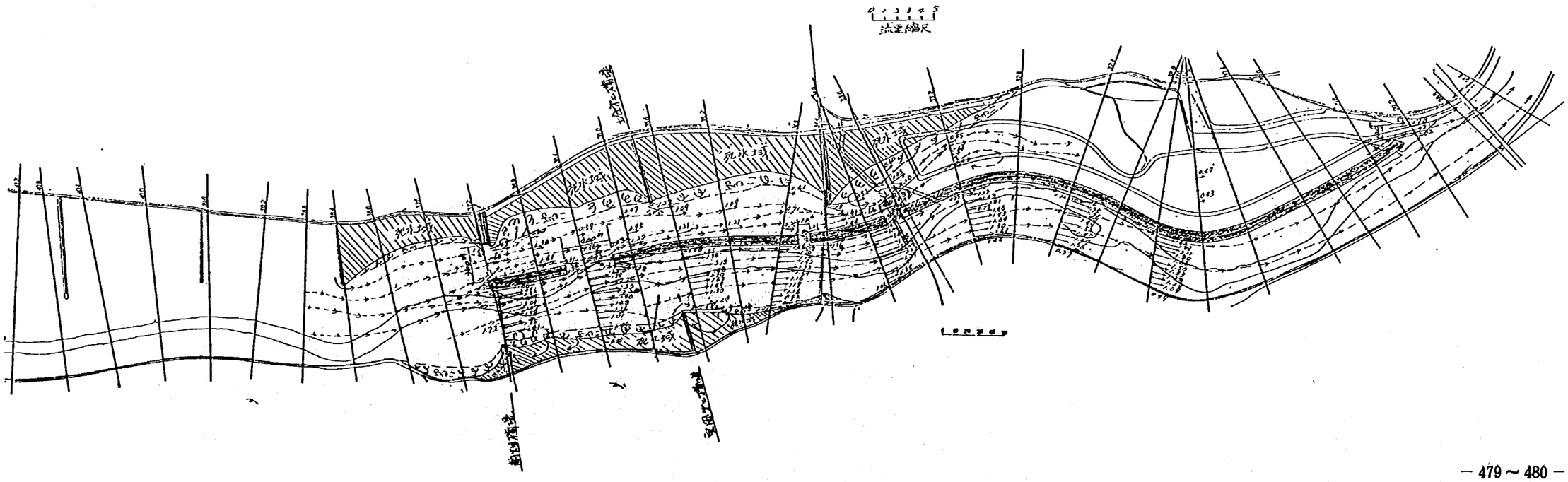


図９－３　暫定実験Ｔ－１－２における流況

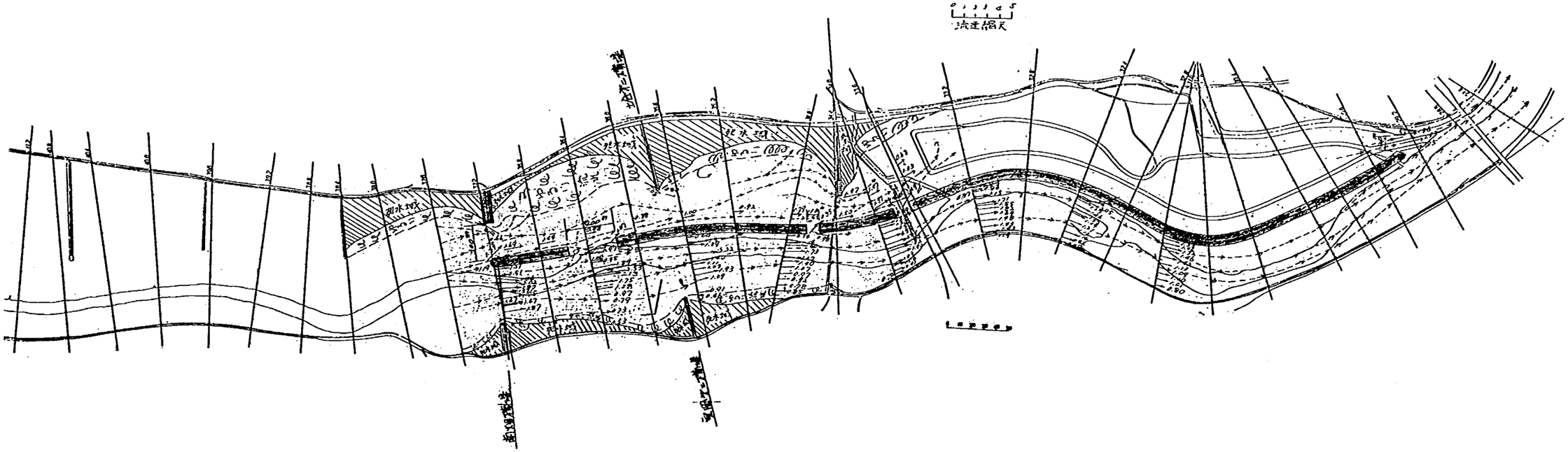


図９－４(1)　暫定実験Ｔ－１－１における流速分布

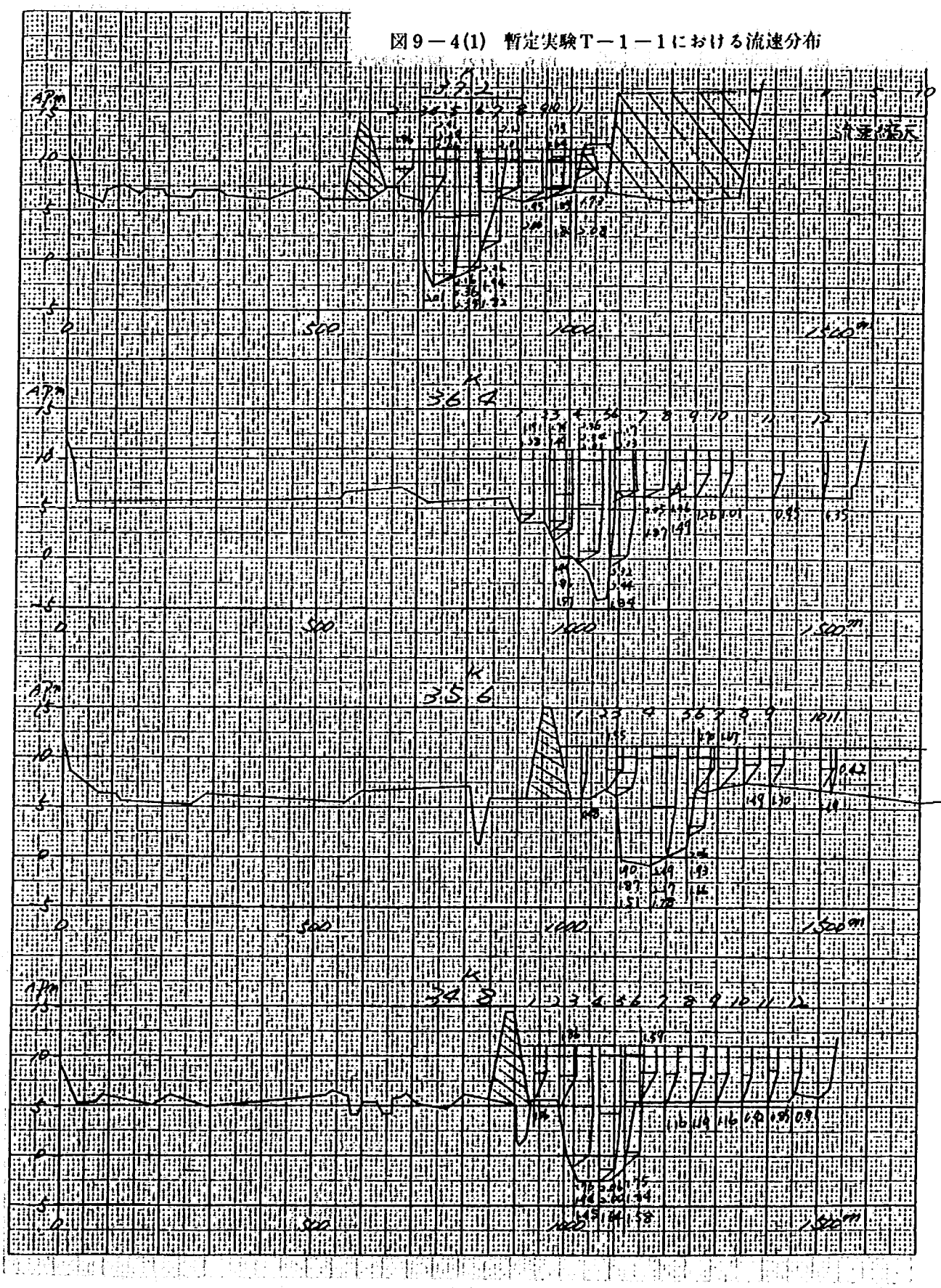


図9－4(2)　暫定実験T－1－1における流速分布

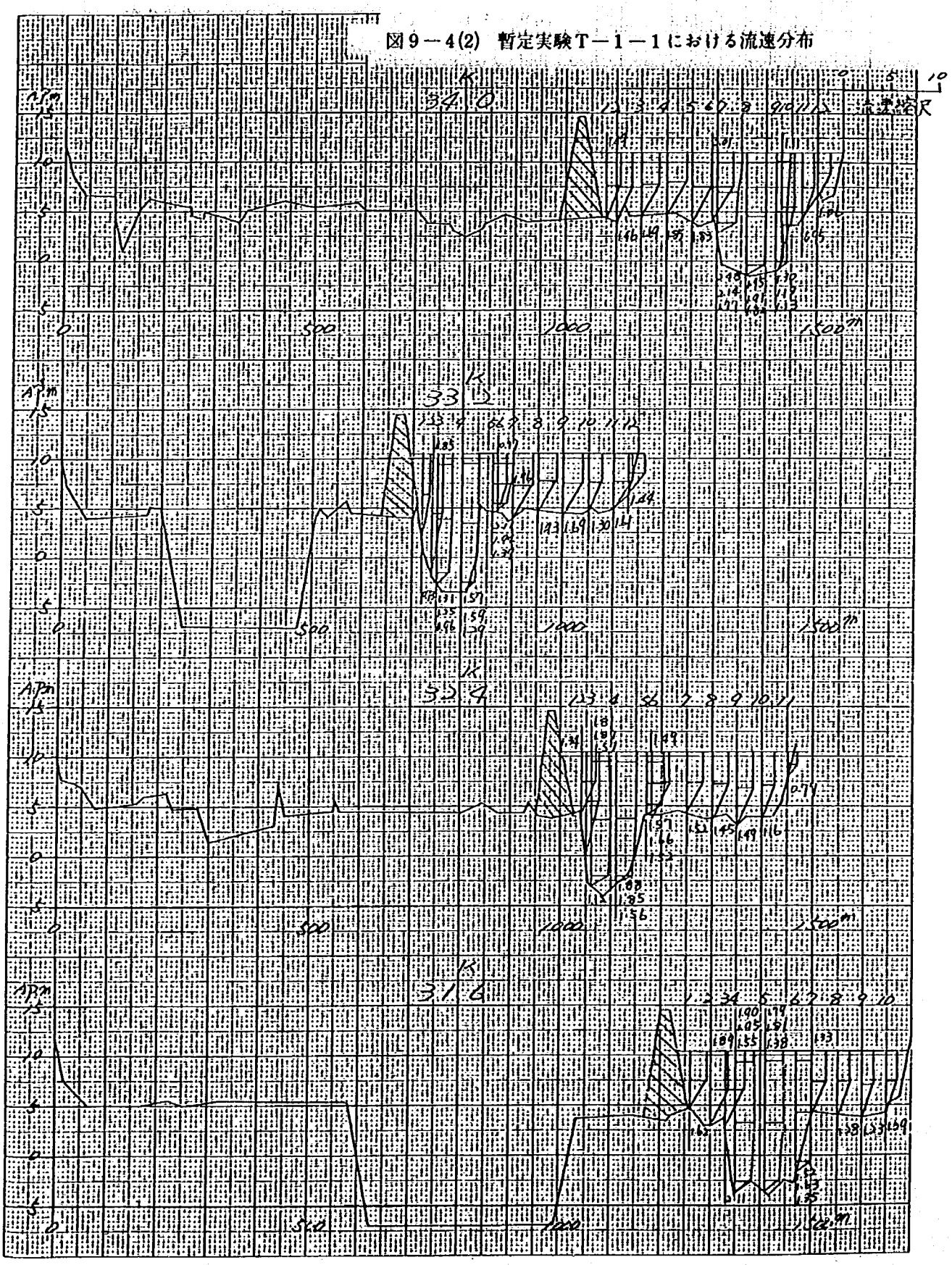


図9－5(1)　暫定実験T－1－2における流速分布

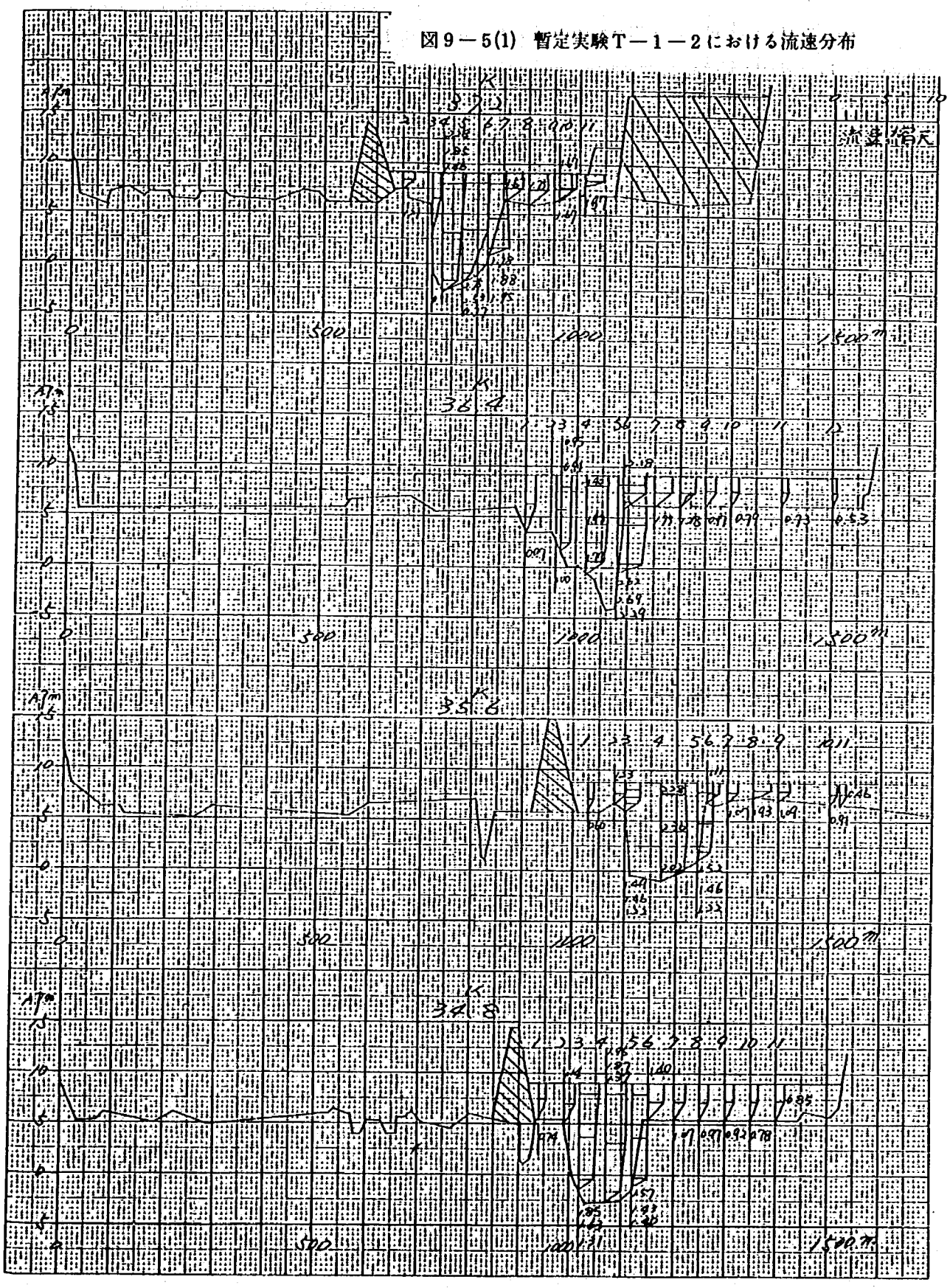
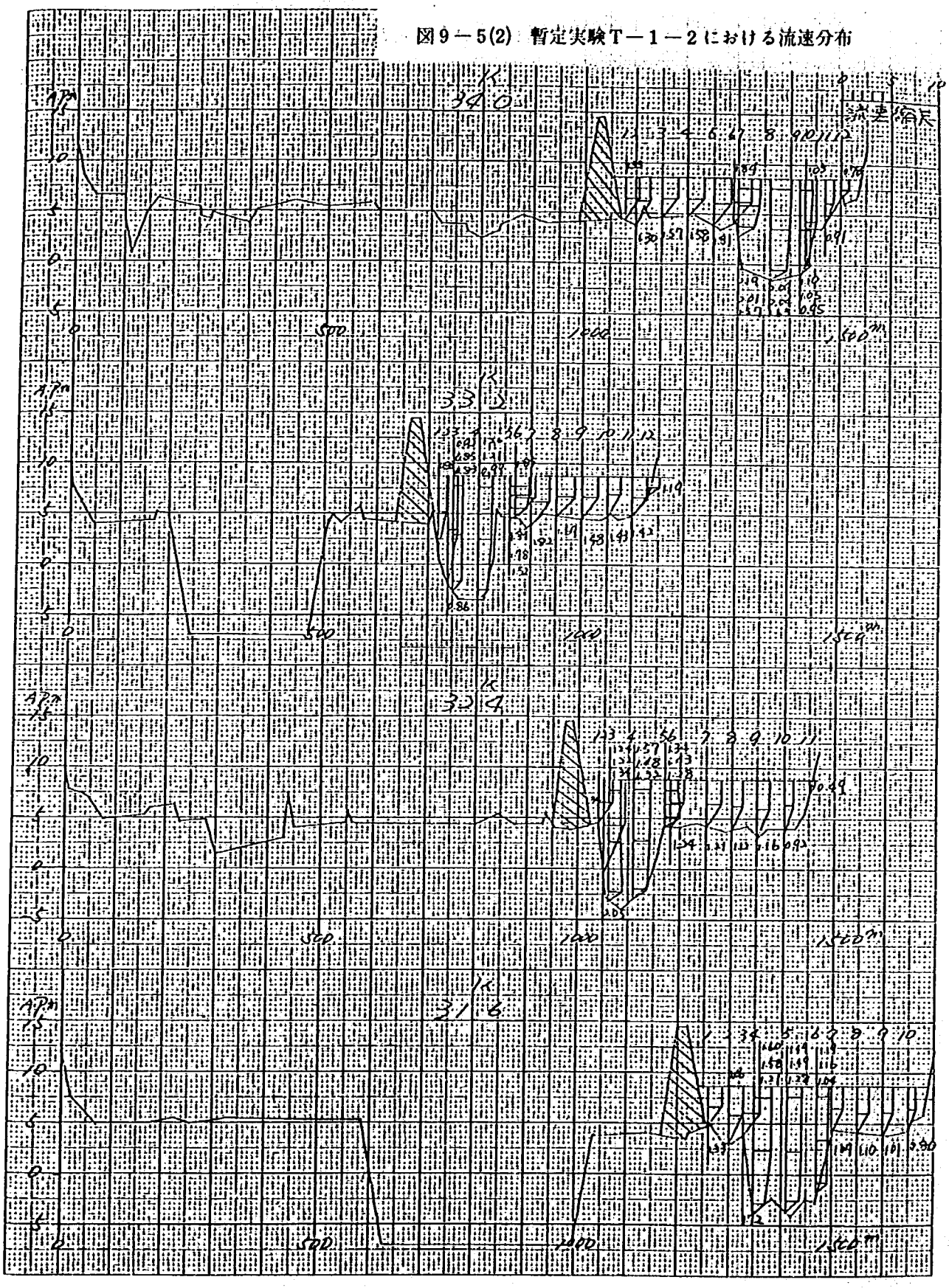


図9－5(2)　暫定実験T－1－2における流速分布



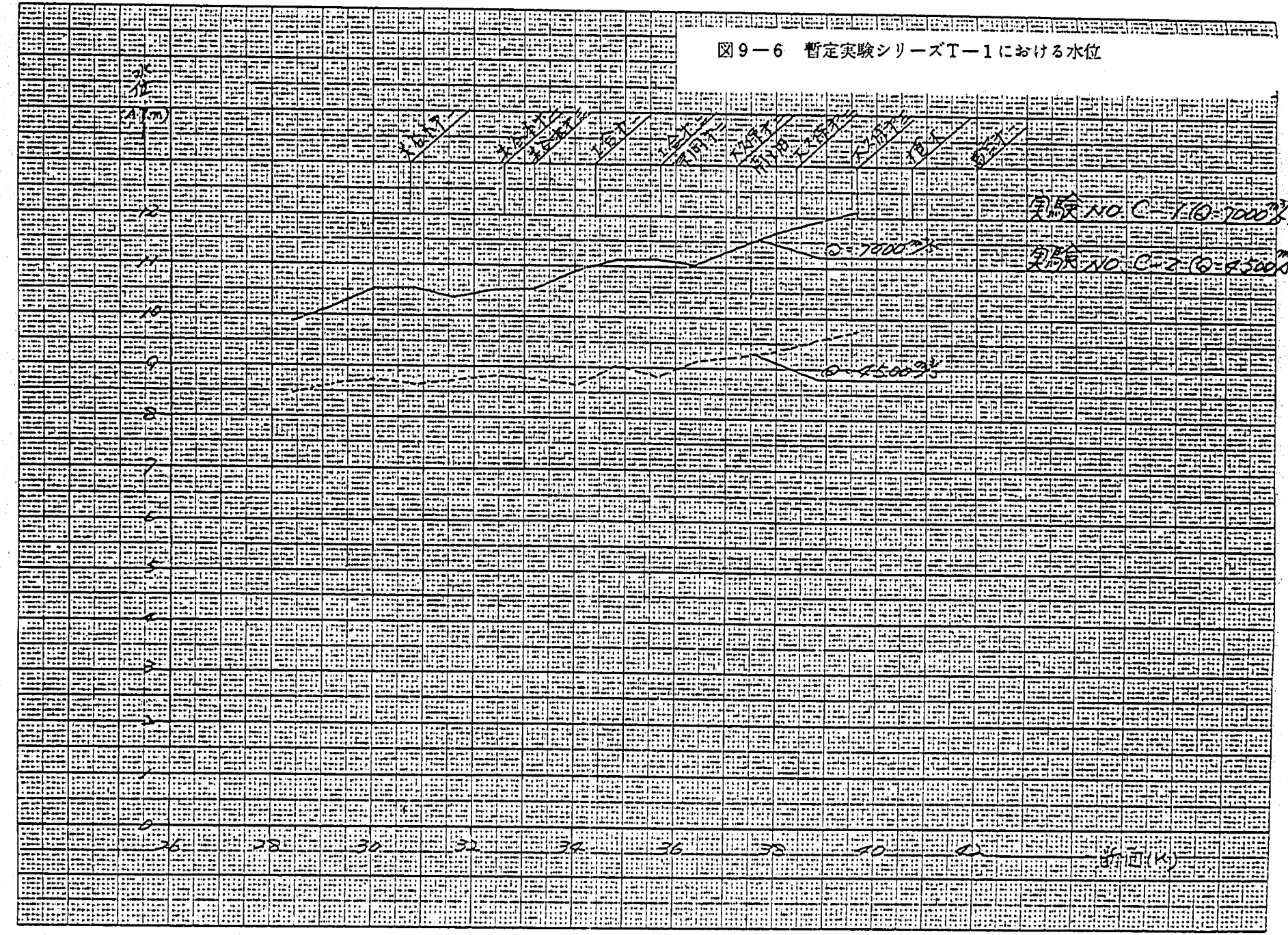


図9－6　暫定実験シリーズT－1における水位

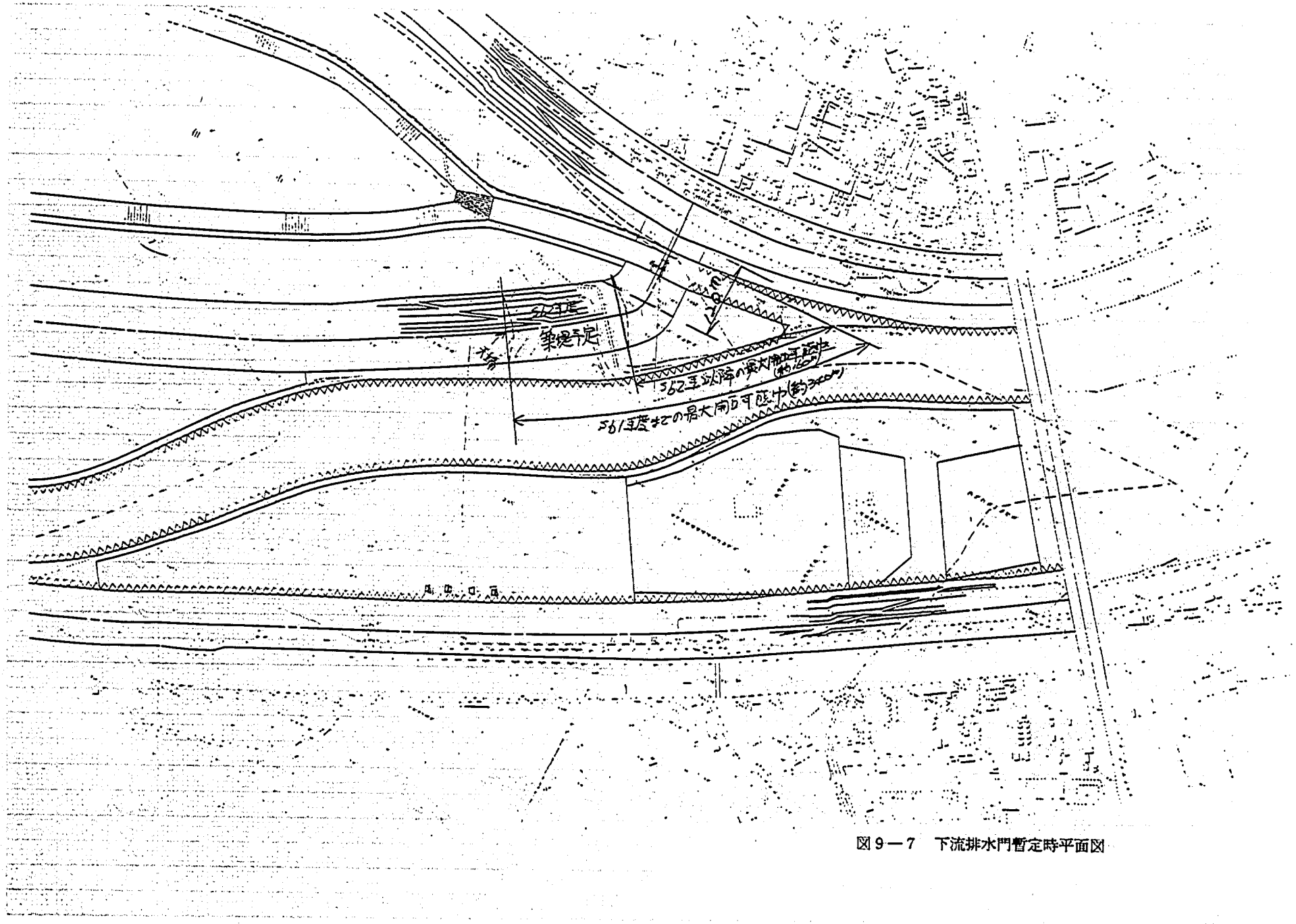


図９－７　下流排水門暫定時平面図

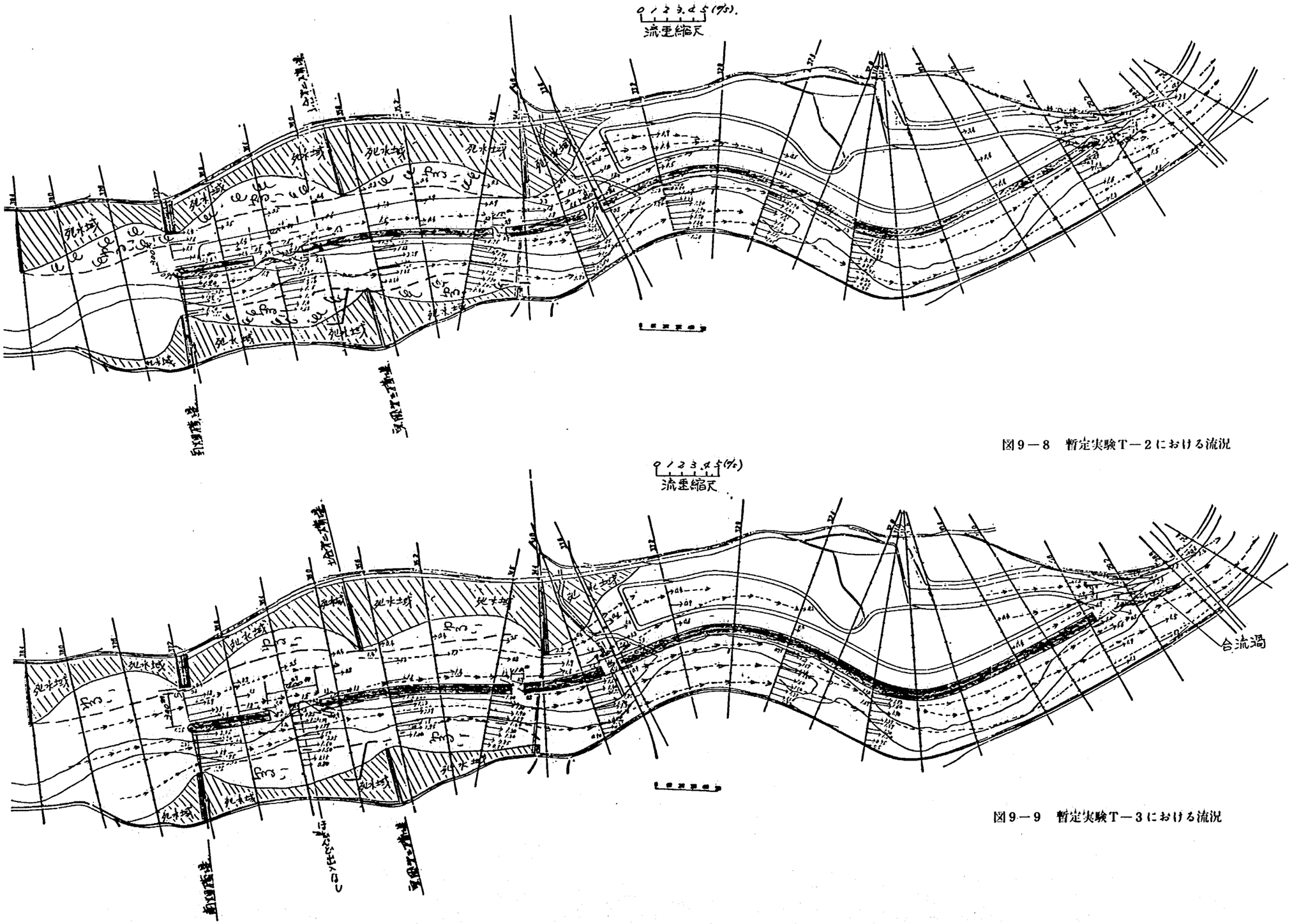


図9－8　暫定実験T－2における流況

図9－9　暫定実験T－3における流況

図9－10(1)　暫定実験T－2における流速分布

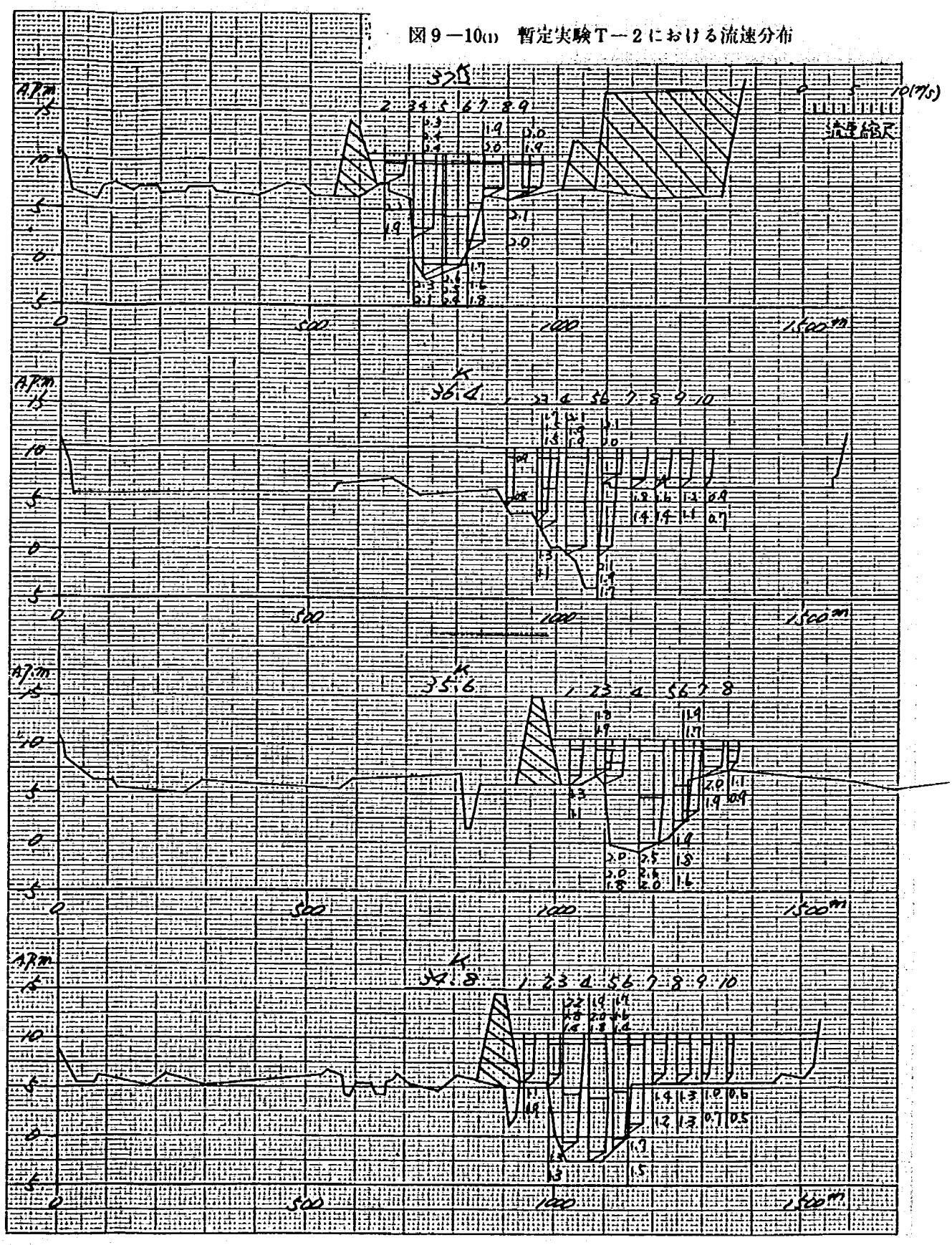


図9－10(2)　暫定実験T－2における流速分布

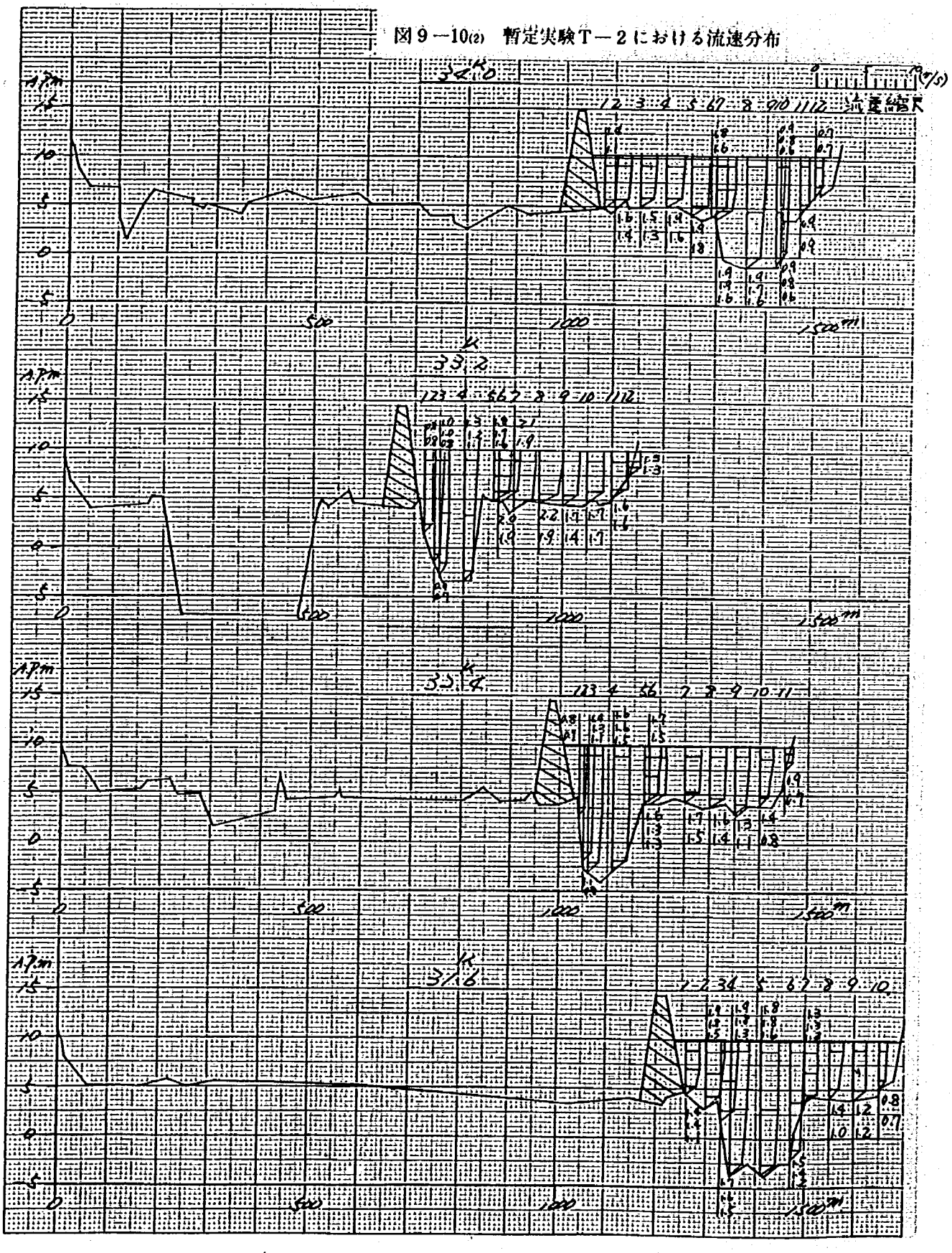


図9－11(1)　暫定実験T－3における流速分布

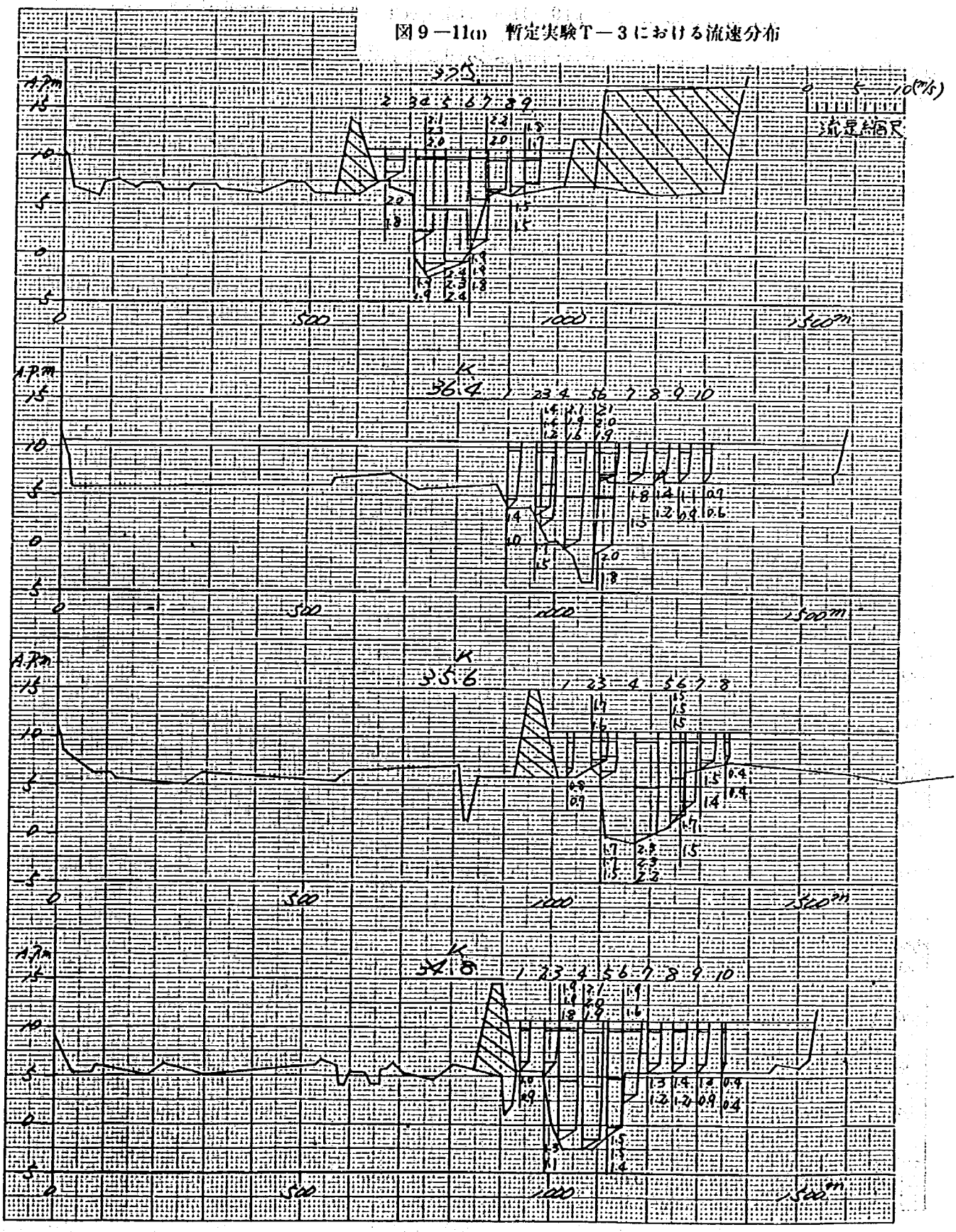
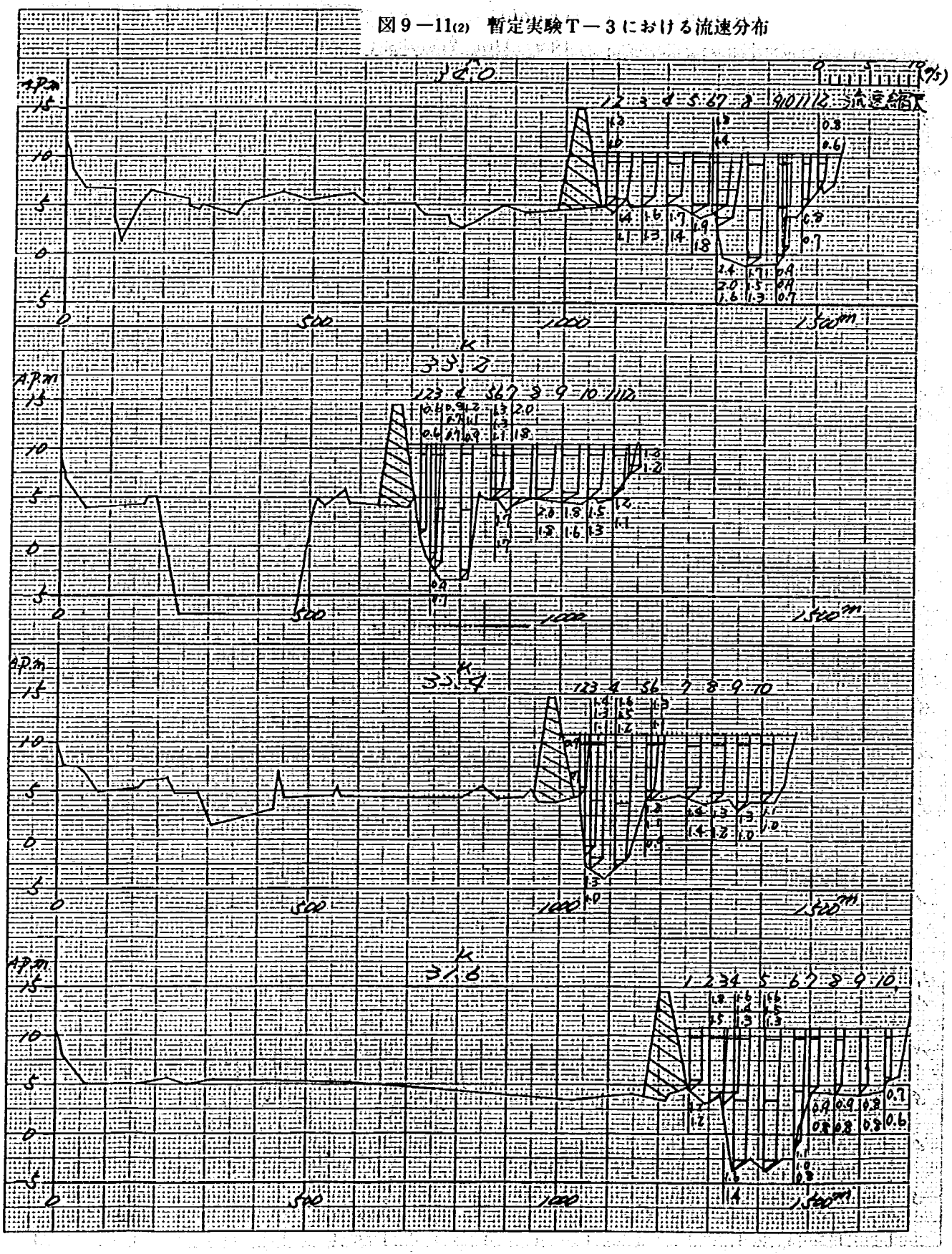


図９－11(2)　暫定実験Ｔ－３における流速分布



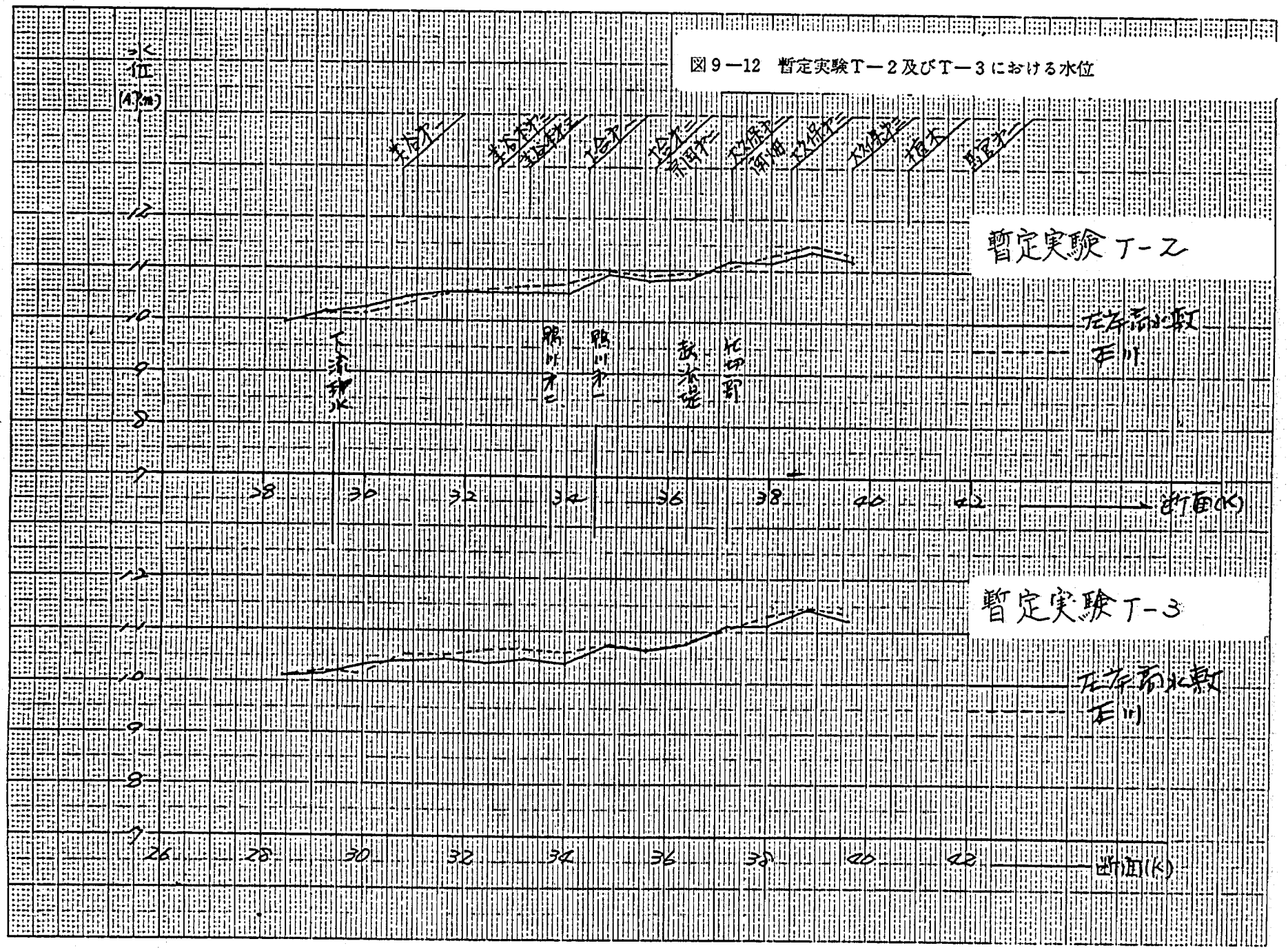


図9－12　暫定実験T－2及びT－3における水位

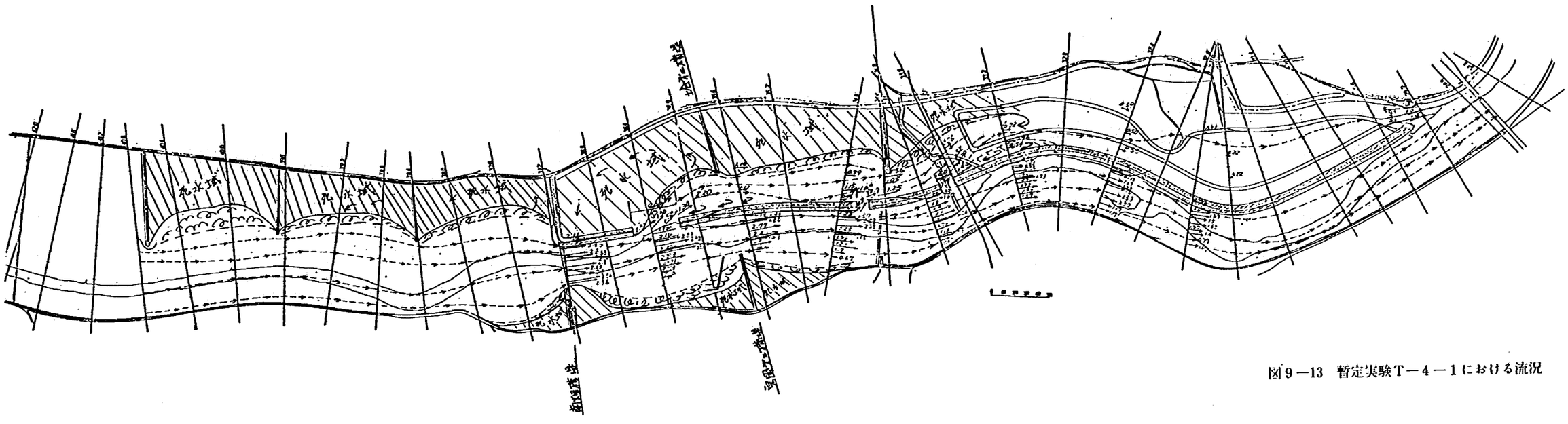


図9－13　暫定実験T－4－1における流況

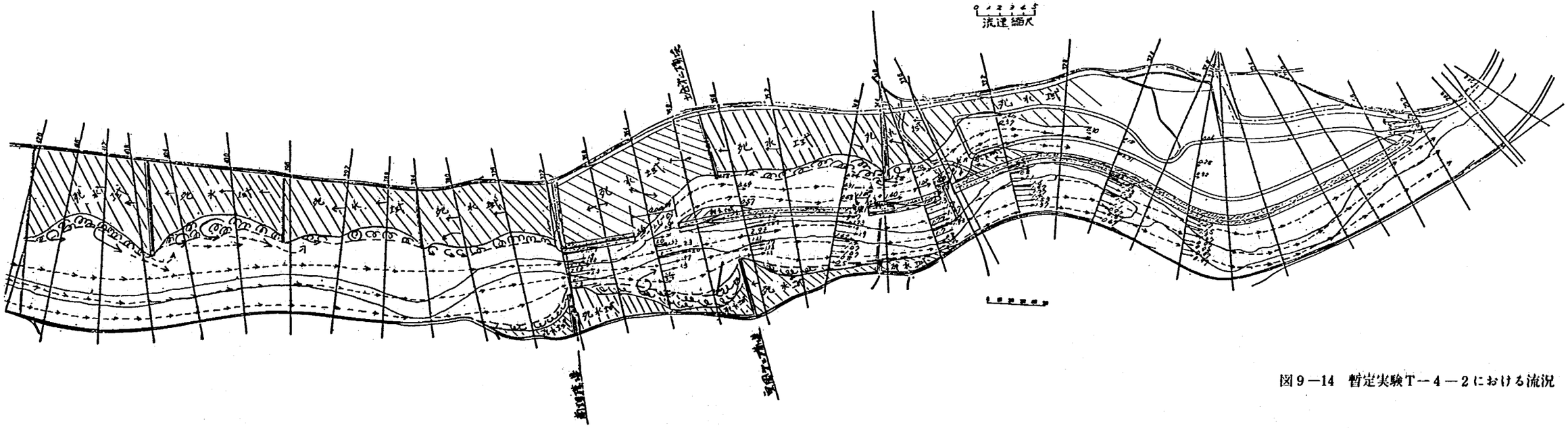


図9－14　暫定実験T－4－2における流況

図9－15(1)　暫定実験T－4－1における流速分布

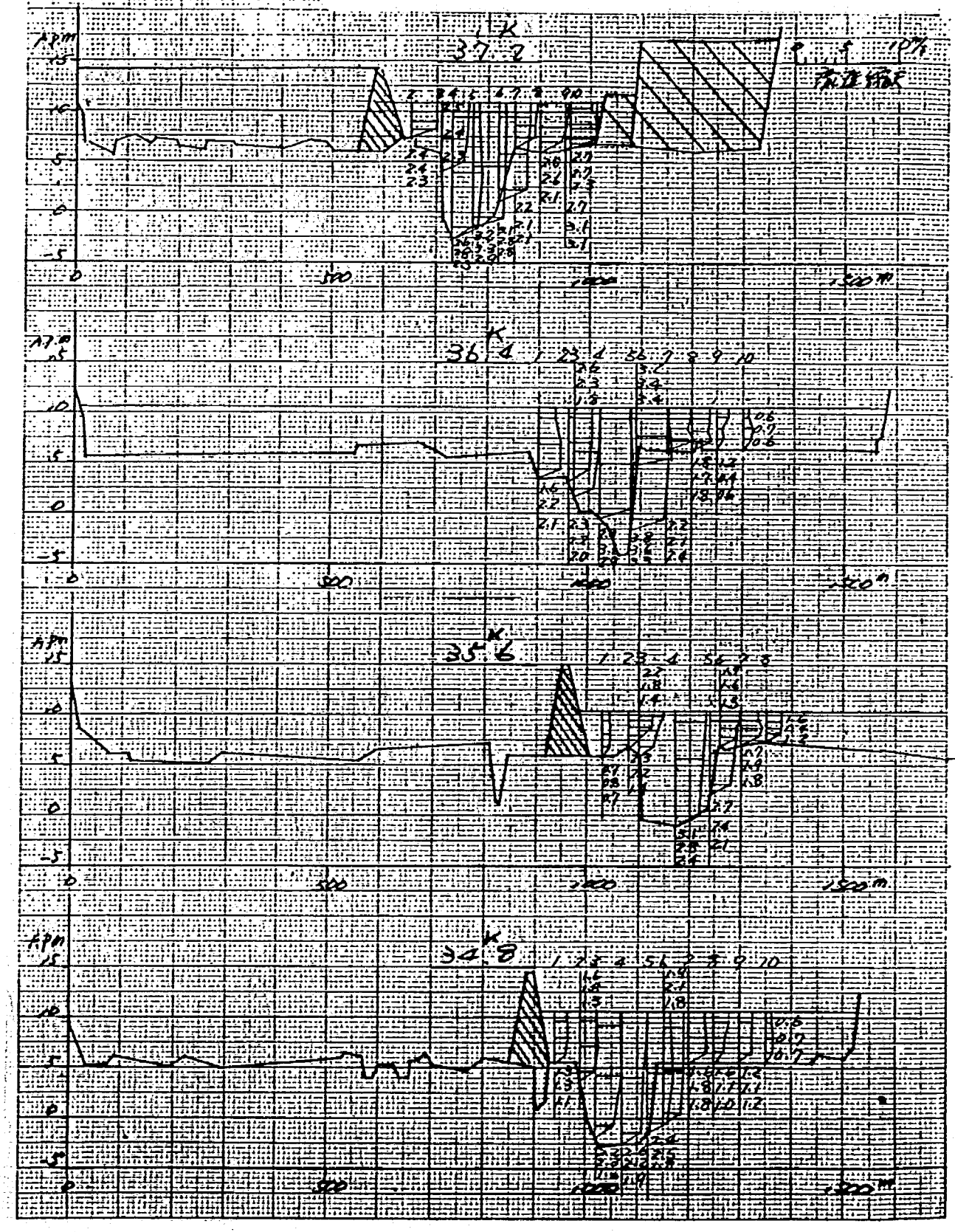


図9－15(2) 暫定実験T－4－1における流速分布

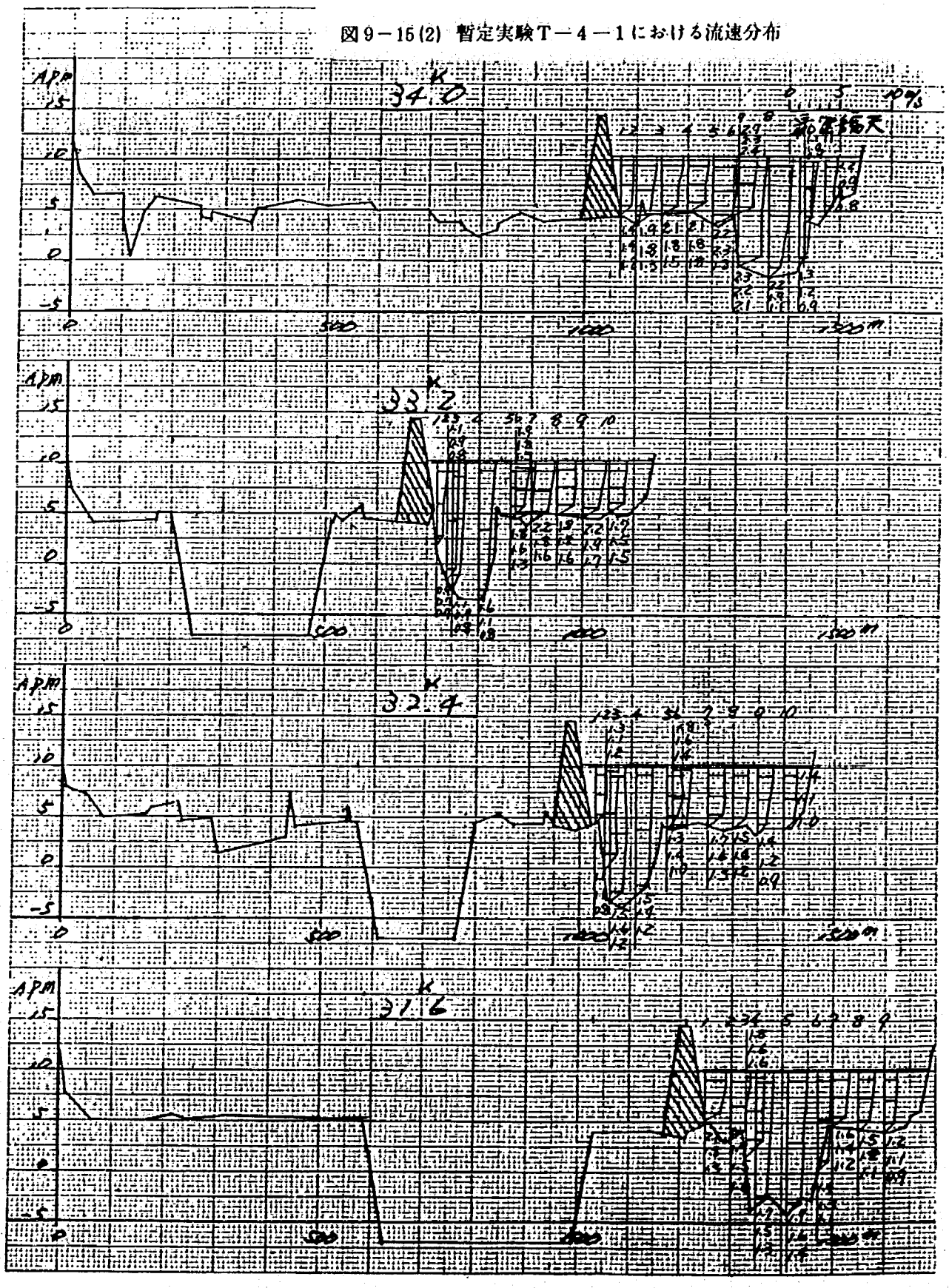


図9－16(1) 暫定実験T－4－2における流速分布

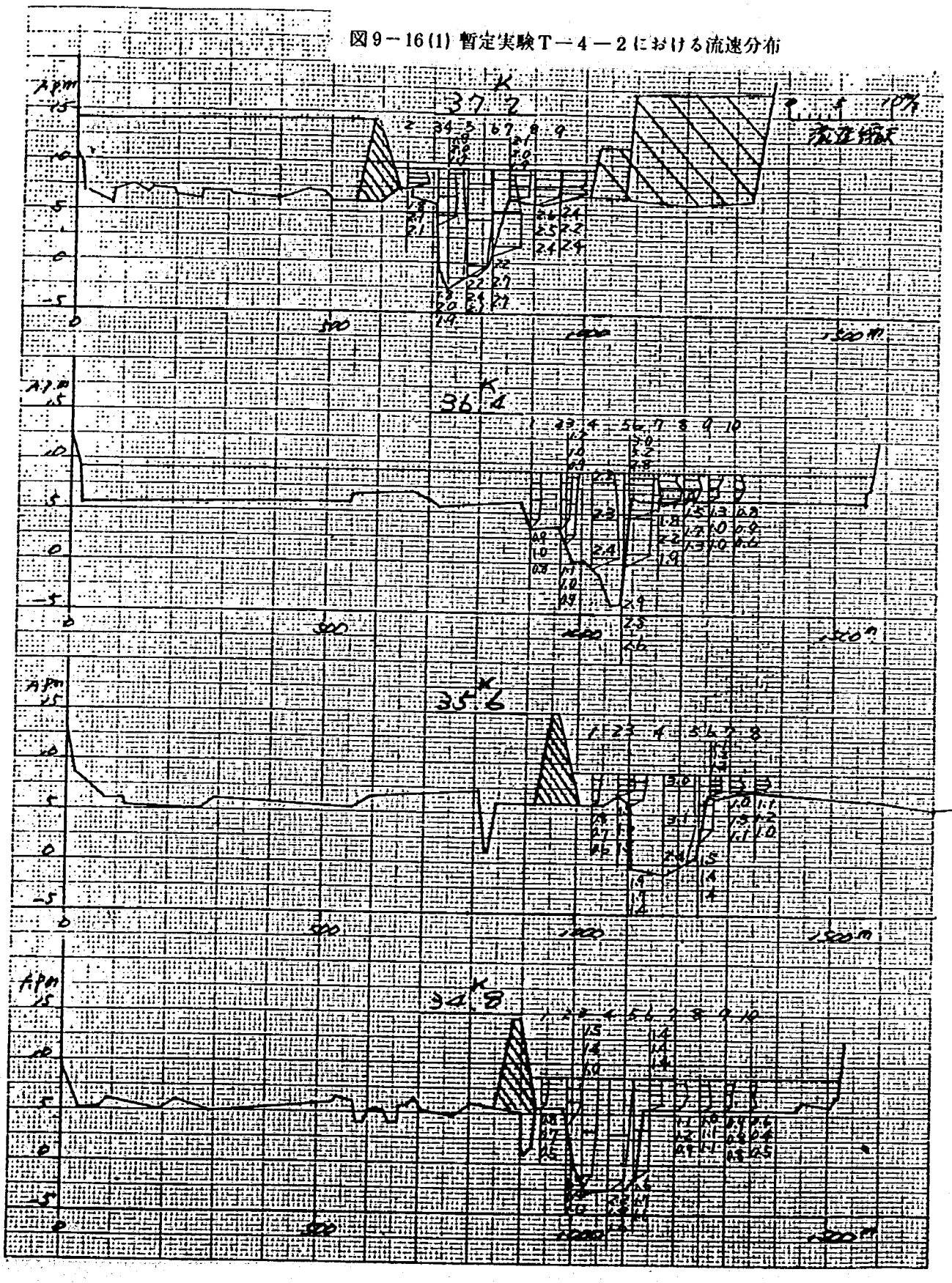
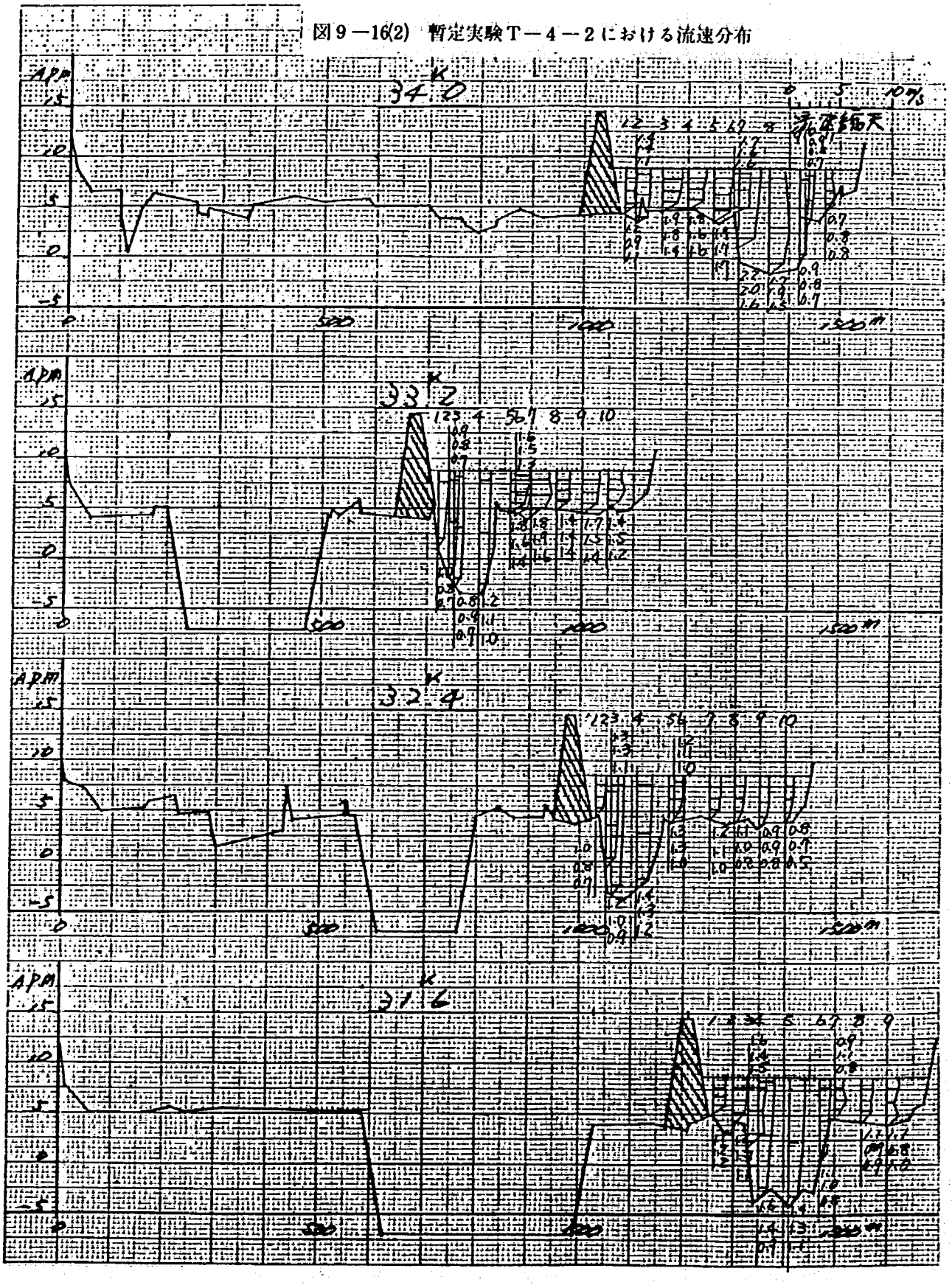


図９－16(2)　暫定実験Ｔ－４－２における流速分布



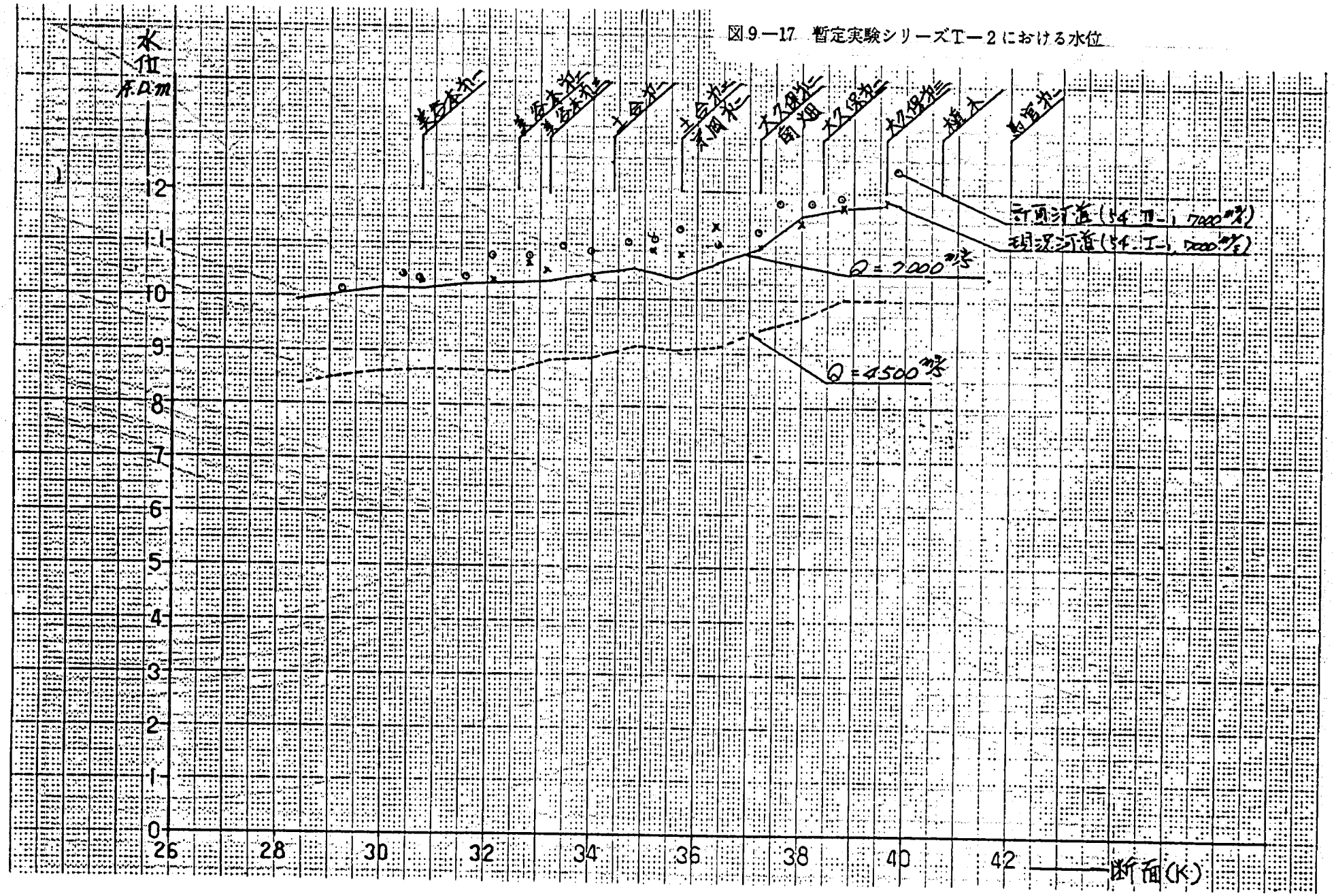


図 9－17　暫定実験シリーズT－2における水位

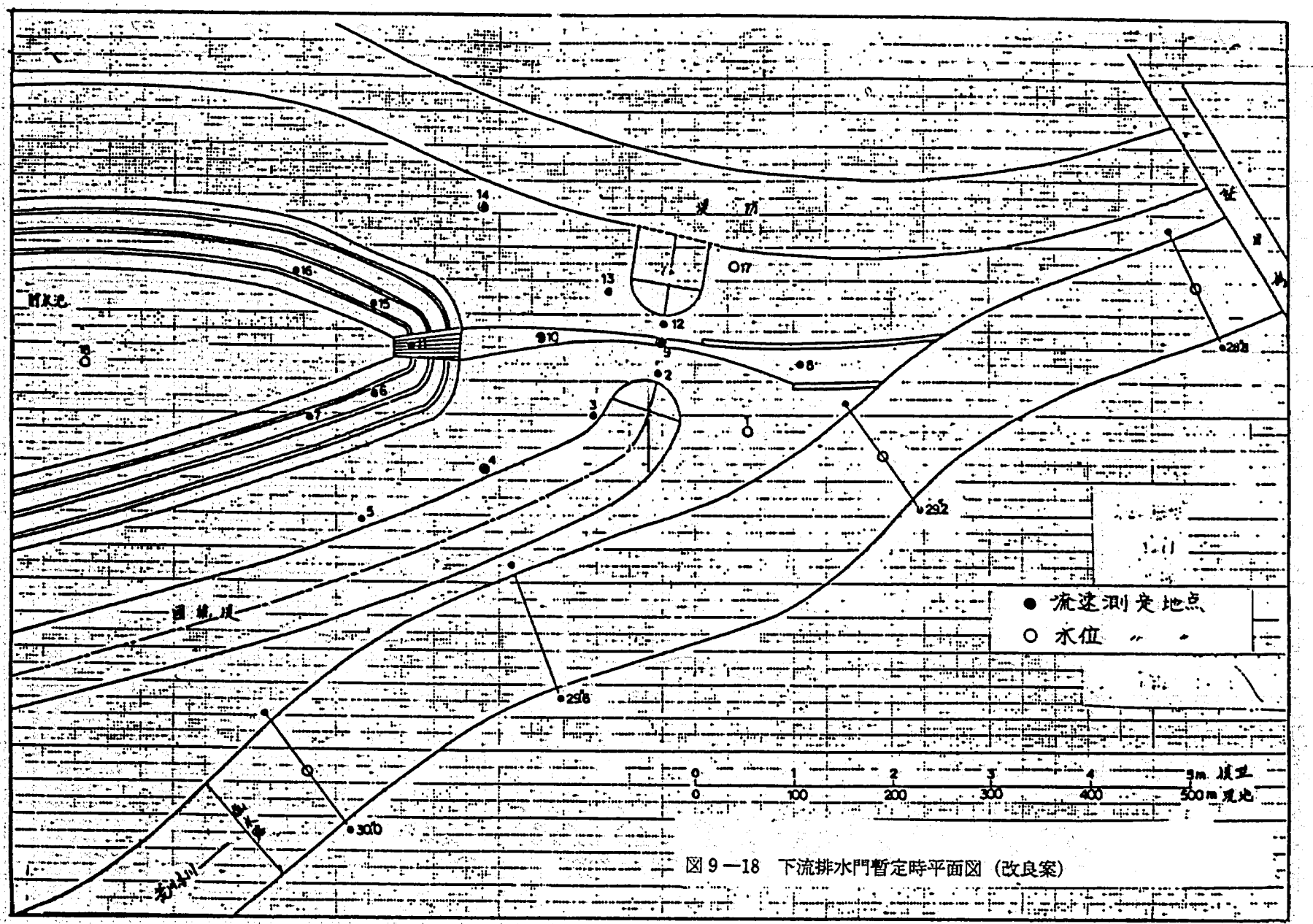
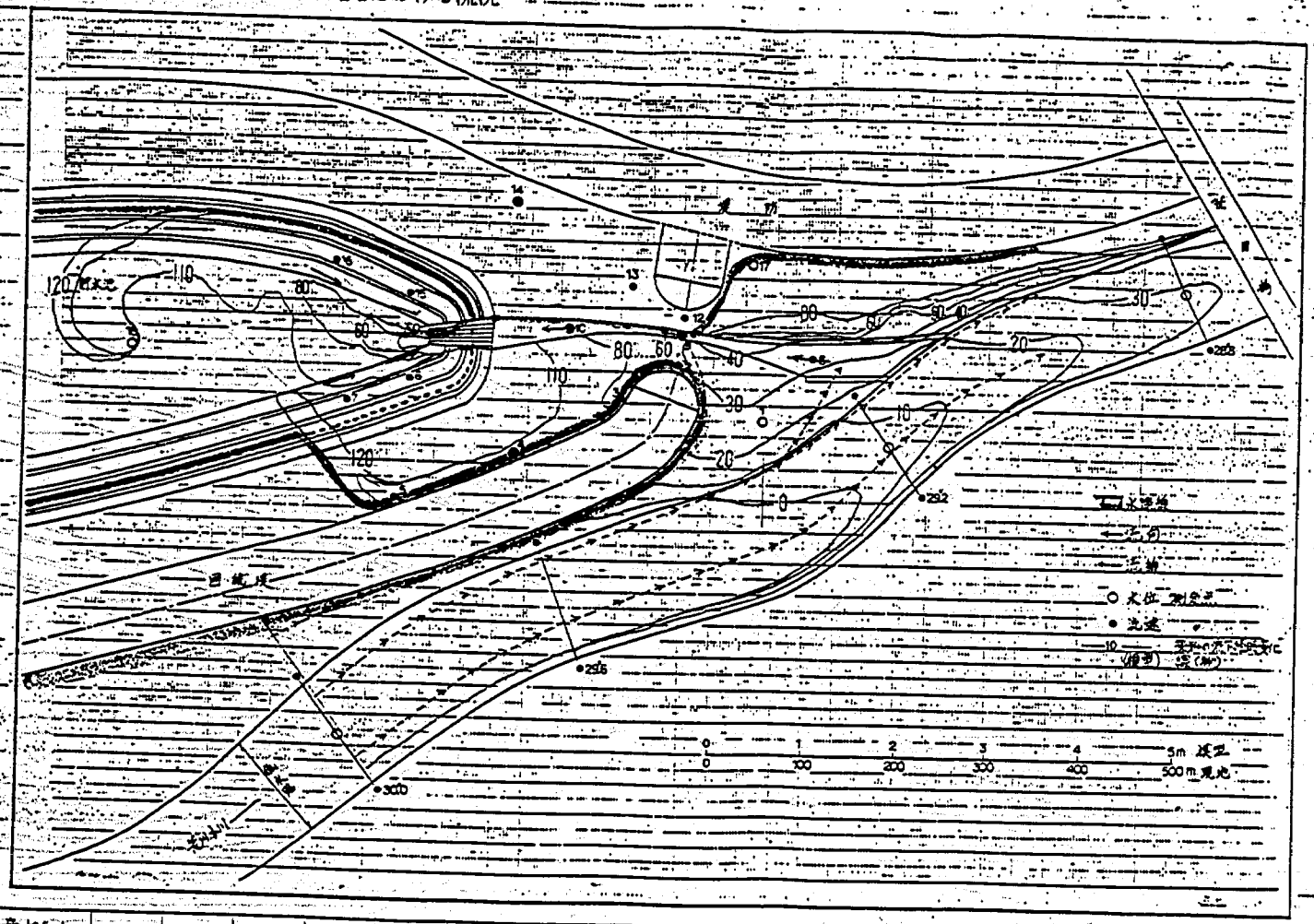


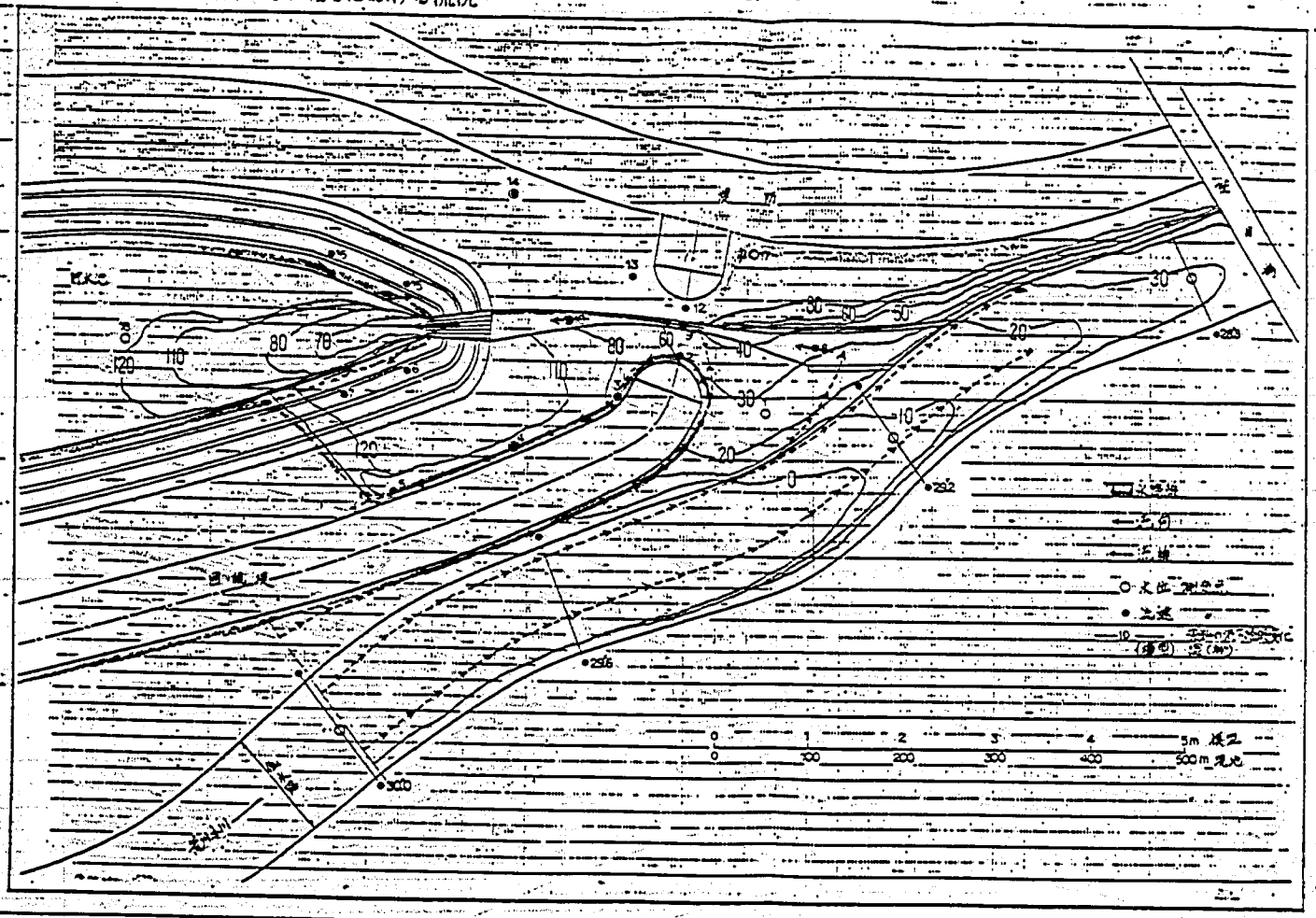
図9—18　下流排水門暫定時平面図（改良案）

図9－19 暫定実験T－5－1aにおける流況



測定ポイント	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	30K0	29K6	28K8	池内
水位(A.P.m)	4.92	—	—	4.71	—	—	—	—	4.08	2.92	—	—	—	水なし	—	—	4.92	1.64	5.05	4.92	4.78	1.60
含水深(cm)	—	0.80	1.00	0.20	0.30	2.60	2.50	5.20	2.80	1.50	7.30	水なし	水なし	水なし	4.5	3.5	—	—	—	—	—	—
流速(m/s)	—	測定不能	測定不能	測定不能	測定不能	0.20	0.15	0.43	3.01	3.20	0.54	測定不能	測定不能	測定不能	0.58	0.38	—	—	—	—	—	—

図9—20　暫定実験Ⅰ—5—1bにおける流況



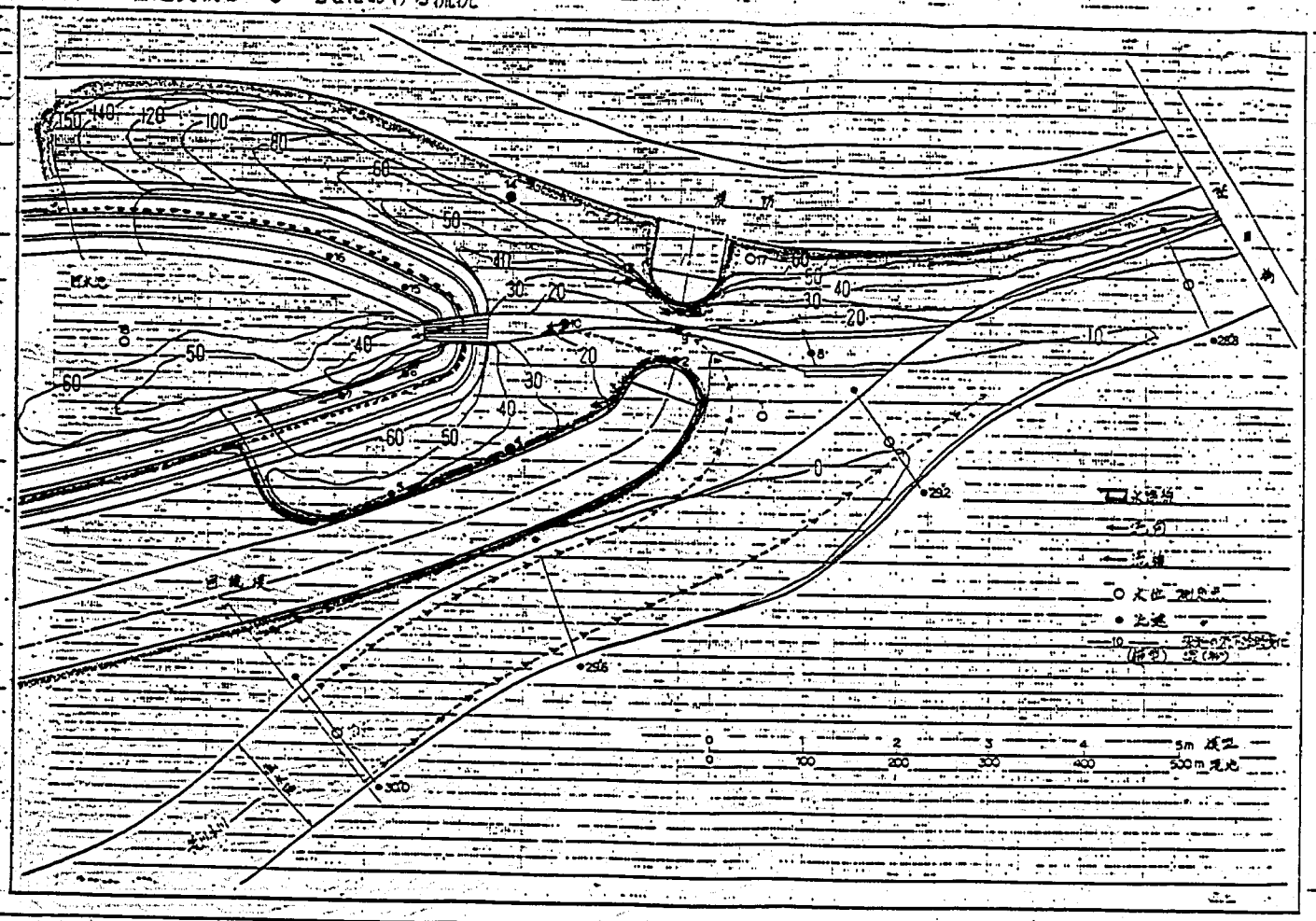
CASE INDEX

		池内水位	
		1.65m	-6.30m
流	2000	9-1	9-2
	3000	9-3	9-4
量	5000	9-5	9-6

上流水槽 (m/s)		1640
下流水槽 (m/s)		1430
26K.1	水位 (m/s)	2.68
	流量 (m/s)	1310

測定ポイント	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	30K.0	29K.6	28K.8	池内
水位 (m/s)	4.64	—	—	4.43	—	—	—	—	4.08	2.92	—	—	—	水なし	—	—	4.92	-5.13	5.05	4.92	4.78	-5.56
含水深 (m)	—	0.50	0.50	0.10	0.20	2.30	2.20	5.20	2.80	1.50	1.00	水なし	水なし	水なし	1.60	1.30	—	—	—	—	—	—
流速 (m/s)	—	測定不能	測定不能	測定不能	測定不能	0.90	0.50	0.43	3.01	3.20	6.21	測定不能	測定不能	測定不能	0.46	0.61	—	—	—	—	—	—

図9－21　暫定実験T－5－2aにおける流況



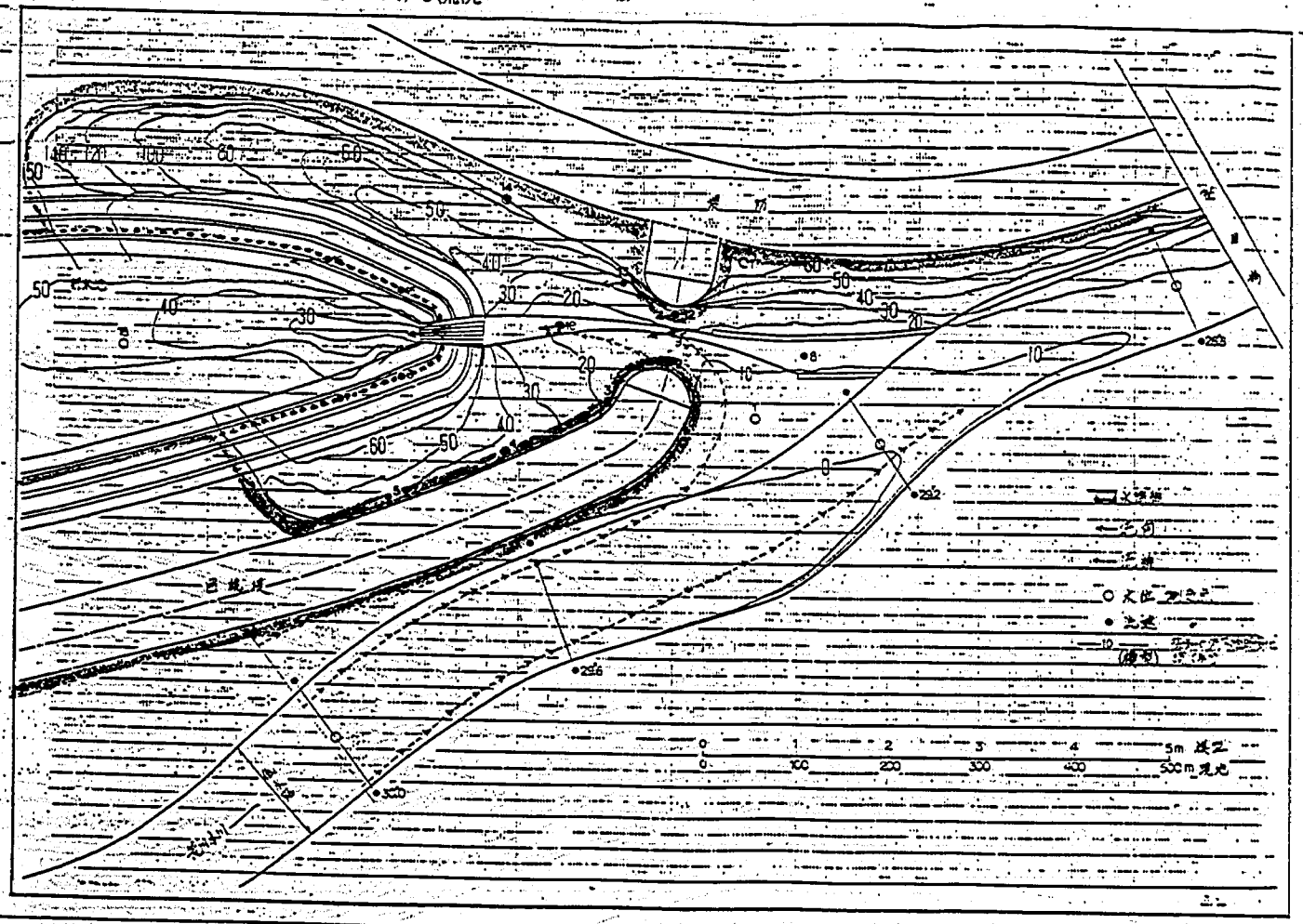
CASE INDEX

		池内水位	
		1.65m	-6.30m
流量	2000	9－1	9－2
	3000	9－3	9－4
	5000	9－5	9－6

上流量水槽 (m³/s)		3.000
下流量水槽 (m³/s)		2.460
25K4	水位(A.P.m)	6.05
	流量(m³/s)	2.450

測定ポイント	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	30K0	29K6	28K8	池内
水位 (A.P.m)	6.21	—	—	5.12	—	—	—	—	5.65	4.48	—	—	—	4.98	—	—	6.34	1.61	6.44	6.25	6.13	1.27
全水深 (m)	—	1.40	1.40	0.90	1.00	2.80	3.00	4.50	4.00	3.30	7.60	1.40	1.90	4.20	4.30	3.00	—	—	—	—	—	—
流速 (m/s)	—	2.92	1.94	測定不能	測定不能	1.70	1.46	0.94	3.26	4.39	0.58	2.78	3.15	0.00	0.00	0.00	—	—	—	—	—	—

図9－22　暫定実験T－5－2bにおける流況



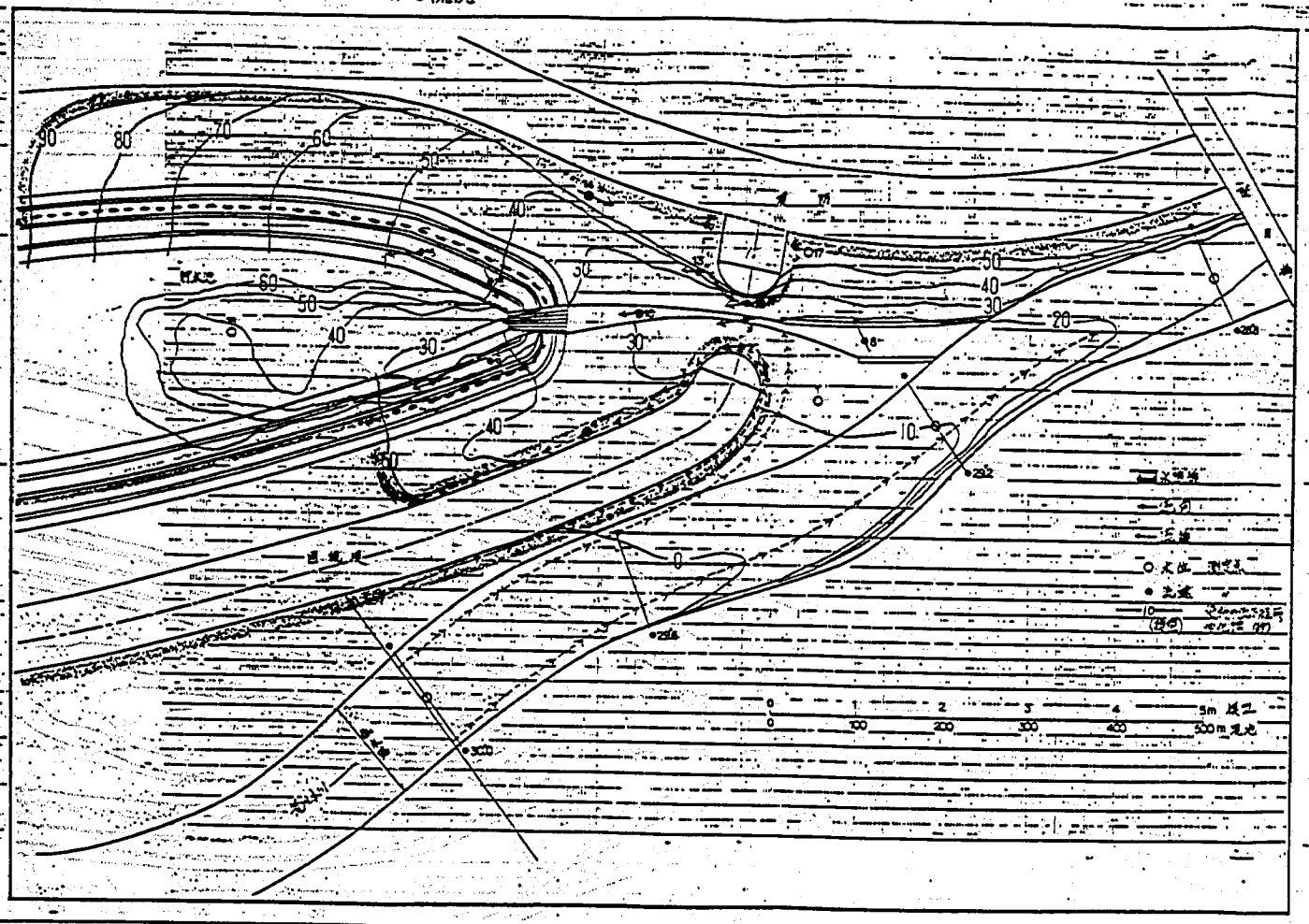
CASE INDEX

		地内水位	
		1.65m	-6.30m
流	2000	9-1	9-2
	3000	9-3	9-4
量	5000	9-5	9-6

上流量水槽(m³/s)		3.000
下流量水槽(m³/s)		2.460
25K4	水位(kPa)	6.05
	流量(m³/s)	2.450

測定ポイント	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	3000	2526	2959	地内
水位(kPa)	6.21	—	—	5.12	—	—	—	—	5.65	4.46	—	—	—	4.96	—	—	6.34	-4.52	6.44	6.25	1.15	-4.86
全水深(m)	—	1.40	1.45	0.80	0.90	2.90	2.70	6.50	4.00	3.30	1.20	1.40	1.90	4.20	2.70	2.00	—	—	—	—	—	—
流速(m/s)	—	2.92	1.94	測定不能	測定不能	0.63	0.48	0.94	3.26	4.39	5.23	2.78	3.15	0.00	0.81	1.17	—	—	—	—	—	—

図-9－23 暫定実験T－5－3aにおける流況



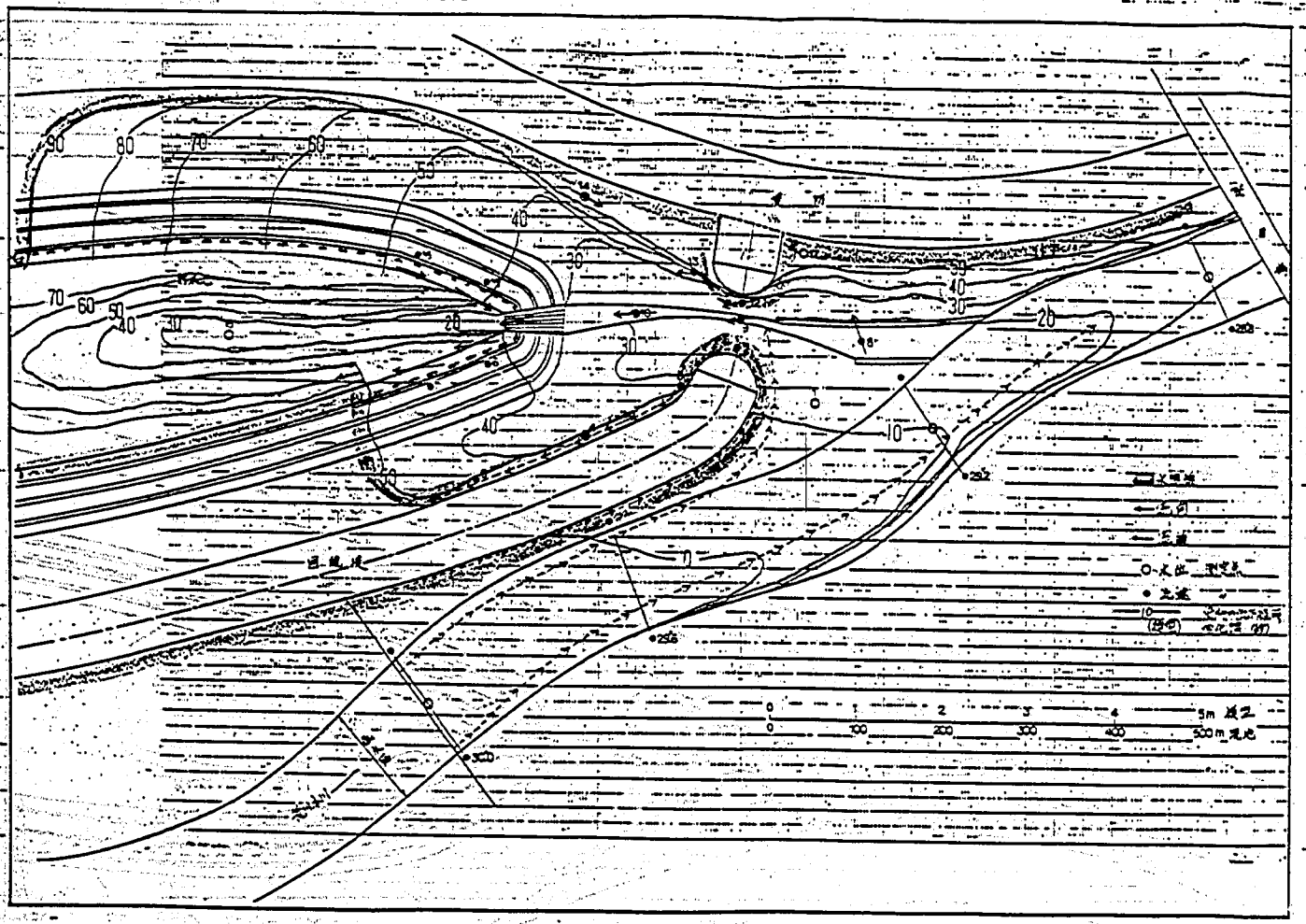
CASE INDEX

		池内水位	
		1.65m	-6.30m
流量	2000	9－1	9－2
	3000	9－3	9－4
	5000	9－5	9－6

上流量水槽 (m³/s)		4,790
下流量水槽 (m³/s)		3.580
26K4	水位(A.P.m)	7.29
	流量(m³/s)	3,600

測定ポイント	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	30K0	29K6	28K8	池内
水位 (A.P.m)	7.35	—	—	5.16	—	—	—	—	6.62	4.05	—	—	—	4.95	—	—	7.55	7.85	7.77	7.54	7.40	1.72
全水深 (m)	—	2.10	2.20	1.10	1.60	3.30	3.90	3.00	5.90	3.90	8.40	2.80	2.40	3.20	5.40	4.20	—	—	—	—	—	—
点流速(m/s)	—	5.44	3.15	測定不能	測定不能	0.08	0.26	1.21	3.21	6.96	0.84	3.71	3.82	0.76	1.53	1.11	—	—	—	—	—	—

図9—24 暫定実験T—5—3bにおける流況



CASE INDEX

		池内水位 1.65m	池内水位 -6.30m
流量	2000	9-1	9-2
	3000	9-3	9-4
	5000	9-5	9-6

上流量水槽 (m³/s)		5.000
下流量水槽 (m³/s)		3.580
26.4K	水位(A.P.m)	7.21
	流量(m³/s)	3.500

測定ポイント	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	30.0	29.6	28.8	池内
水位(A.P.m)	7.33	—	—	5.22	—	—	—	—	6.84	4.21	—	—	—	5.16	—	—	7.37	-3.87	7.21	7.45	7.40	-3.85
全水深(m)	—	2.10	2.20	0.90	1.00	4.00	4.00	8.05	5.90	3.90	3.50	2.80	2.40	2.70	4.80	3.60	—	—	—	—	—	—
流速(m/s)	—	4.64	3.15	測定不能	測定不能	0.64	0.96	1.21	3.91	5.96	6.68	3.71	3.82	0.76	1.60	1.15	—	—	—	—	—	—

図9－25　暫定実験シリーズT－5における流速分布

10. 結　論

本実験においては，縮尺 1/100 の全体模型及び縮尺 1/20，1/30，1/50 の部分模型を用いて，以下のような検討を行った。

① 現況河道の特性
② 第一調節池囲繞堤設置後の本川流況
③ 第一調節池内流況
④ 第一調節池内構造物の越流特性
⑤ 不定流実験による総合的検討
⑥ 暫定時における流況

以上の検討結果を簡単にまとめると，次のようである。

まず，現況河道の流れは，横堤の存在により特性づけられているようである。すなわち，約1.2 km 間隔で設置されている横堤により，河道は約半分に狭められ，横堤の陰になる部分では流速が極めて小さくなり，ほとんど死水域とみなされる状態になっている。したがって，横堤は洪水を現低水路に集め，下流側の高水敷を保護する役割を果している。しかし，流量が大きい場合，流水の蛇行波長は現低水路の蛇行波長よりも長い傾向があり，必ずしも横堤の効果が充分に発揮されているとは限らないようである。横堤が存在しない場合，相対的に高水敷上の流れが増し，流水は現低水路の蛇行とは全く無関係に河道全面を流下するようになる。なお，流量が小さい場合には，横堤の有無による水位の相違はあまり明確でないが，流量が大きい場合，36.0km より上流側では横堤の存在により水位が高くなる傾向があり，とくに 41.0km 付近ではその差が 1 m程度に達している。

囲繞堤の設置による本川流況の変化としては，水位の上昇，流速の増加，水衝部の発生等があげられる。まず，水位については，囲繞堤が設置されても，越流堤から調節池への越流により，本川下流流量は減少し，その結果本川下流水位の低下が期待される。したがって，流量が大きい場合には，囲繞堤区間だけでなく上流部においても，水位低下が予想され，流量が $Q_0 = 7000\,m^3/s$ のとき，このような低下量は約 0.5 m となっている。しかし，流量が小さい場合には，越流量も小さく，囲繞堤設置による水位上昇の影響の方が相対的に著しくなる。たとえば，$Q_0 = 4500\,m^3/s$ の場合には，全体的に水位上昇の傾向が認められる。また，調節池の建設に伴う本川内の同一測線における水深平均流速の変化は，流量にかかわらず最大で約 2 倍，平均で約 1.5 倍の増加となって現れている。なお，調節池の建設に伴う諸量の変化については，建設後南畑横堤は 80 m，宗岡第 2 横堤は 170 m 撤去した状況下において得られたものである。さらに，調節池の建設後においては，以下の箇所について水衝部対策が必要と考えられる。

左岸囲繞堤	32.0 ～ 31.2 km：護岸工の強化
左岸低水護岸	32.2 ～ 31.2 km：捨てブロック根固工
右岸低水護岸	33.8 ～ 33.0 km，31.0 ～ 30.0 km：捨てブロック根固工
右岸本堤	33.8 ～ 33.0 km，31.2 ～ 30.2 km：根固水制

また，越流堤付近については，囲繞堤設置後狭窄部となるため，現況に較べ流速は 2 割以上の増加となり，低水路及び囲繞堤前面の洗掘，横堤先端の崩壊等に対する対策が必要となろう。

一方，池内流況に関する検討により明らかになった事項は，以下のようである。まず，越流堤下流側については，越流開始直後における減勢効果を増すために，シルの下流側に深さ１ｍ，長さ５ｍ程度の減勢池を設けた方が良さそうである。また，左岸側の側壁については，池内水路末端の流速を減じるとともに，越流水を早く池内へ広げるという観点から，撤去した方が好ましい。つぎに，サイクリング道路については，原案の場合，池内水路末端近傍における流速が大きくなることより，池内水路床及び囲繞堤法面保護の観点から好ましくない。したがって，サイクリング道路下流部を低くして周辺地盤にすり付ける代替案，あるいはサイクリング道路を土合第一横堤先端に取り付ける代替案の方が優れているようである。土合第一横堤先端の小堤については，越流堤の様相を呈するため，小堤全体の保護が必要となり，さらに土合第一横堤あるいは囲繞堤との取り付け部付近においてはとくに流速が大きく，充分な保護工が望まれる。また，下流側については，たとえ初期湛水位がA.P. 7.0mであっても，小堤越流直後には高流速が発生し，囲繞堤法面の保護及び法先の洗掘防止に対する配慮が必要になる。なお，田島ケ原の桜草自生地に対しては，とくに第二自生地についての保護工が必要となるが，その案として，小堤の土合第一横堤側の半分をA.P. 8.0ｍにかさ上げする対策があげられる。このような対策工により，第二自生地は完全に保護されるが，囲繞堤法面・法先の流速をさらに増大させることになり，囲繞堤側の保護工についてはより強固なものが要求される。鴨川左岸堤については，これを貯水池流入部まで後退させる場合，流入部の天端高をA.P. 7.0ｍとし，流入部の両側についてはA.P. 11.925ｍとして，左右小堤からは越流しないようにした方がよい。ただし，この場合，貯水池内の流速は著しく増大するため，とくに左岸側の法面については長い区間にわたって保護が必要となる。

調節池内構造物に関する検討は，越流堤の越流係数に関するものと，貯水池流入部の減勢工に関するものとに大別される。越流堤からの越流は，本川水位と池内水位との差が１ｍ以上の場合完全越流となり，１ｍ以下の場合不完全越流となるようである。完全越流の場合，越流係数は本川の断面平均流速にかかわりなく，ほぼ以下のような値となる。

越流水深　$h_1 = 0.5$ ｍの場合　　越流係数　$\mu = 0.18$
越流水深　$h_1 = 1.0$ ｍの場合　　越流係数　$\mu = 0.25$
越流水深　$h_1 = 1.5$ ｍの場合　　越流係数　$\mu = 0.30$
越流水深　$h_1 = 2.0$ ｍの場合　　越流係数　$\mu = 0.31$

貯水池流入部については，斜面勾配を８割とした場合，減勢池の長さを10ｍに減ずることができるようであるが，バッフル・ピアの併設はあまり効果的ではなく，池内底面保護の観点からは，初期流入量を減ずるか初期湛水位を少なくともA.P. －2.0ｍ以上にすることが好ましいようである。

さらに，不定流実験により，第一調節池の治水機能に及ぼす種々の影響について検討すると以下のようである。まず，本川の粗度係数が$n = 0.038$と$n = 0.030$の場合とを比較すると，$n = 0.038$の場合の方が早く越流堤から越流が始まり，また池内から本川への逆流も早く始まるようである。調節池による下流流量の低減効果に対する粗度係数の影響は，それほど顕著でない。また，下流河道が現況あるいは計画河道かによる影響については，次のようである。すなわち，越流あるいは逆流は現況河道の場合の方が早く始まっているが，調節池による流量低減効果は粗度係数によって異なり，$n = 0.030$の場合には下流が現況の方が，また$n = 0.038$の場合には下流が計画の方がより大きな低減効果を有している。越流堤天端高は，越流開始流量に大きく影響するだけでなく，A.P. 8.4ｍの場合にはい

ずれにおいても逆流が生ずるのに対し，A.P.9.914 mの場合にはほとんど逆流が生じていない。したがって，後者の場合調節池容量にはまだ余裕があり，調節効果は不充分とみなされよう。さらに，越流堤天端高の相違に基づく調節池による流量低減効果の差違は，計画洪水波形を対象とした場合，上流流量第一ピーク時付近において大きく現れ，A.P.8.4 mの場合の方が大きな流量低減効果をもたらしている。しかし，第二ピーク後も含めた流量低減量の最大値で比較すると，逆にA.P.9.914 mの場合の方が大きな低減量を示すこともある。一般的には，洪水波形が一山の場合，あるいは洪水継続時間が短い場合には，A.P.8.4 mの場合の方が大きな低減効果が期待される。また，洪水波形の相違による調節効果の差異については，継続時間が長い計画洪水波形に対するよりも，最大流量は大きいものの継続時間が短い実績洪水波形に対する場合の方が，より大きな低減効果がもたらされる。

囲繞堤暫定時に関しては，越流堤部・鴨川第一及び第二排水門部・下流排水門部・久保第一横堤部の5箇所暫定の場合と，下流排水門部だけが暫定の場合とについて検討を行った。5箇所暫定の場合，調節池内通過流量は，流量がQ＝7000 m³/s の場合 1/3 程度，Q＝4500 m³/s の場合 1/4 程度と見込まれる。このような通過流量は，下流排水門部の開口幅を変化させてもあまり変わらないようである。越流堤部においては流水の出入があまりないのに対し，鴨川第一排水門部では池内側から本川側へ，また鴨川第三排水門部では本川側から池内側へ向かう流れとなっている。下流排水門部からの流出流速は大きく，開口幅を広げても流速の低減はあまり期待されない。したがって，囲繞堤末端部の保護に対する考慮が必要となる。また，下流排水門部のみが暫定の場合，本川流量が3000 m³/s を越えると，排水路の逆流流速は4 m/s を越えるようになり，また囲繞堤末端部法尻の流速も3 m/s を越えるようになる。したがって，このような逆流に対する考慮も重要となる。

荒川第一調節池水理模型
実験報告書

ISSN 0386－5878
土木研究所資料第2345号
昭和61年3月(1986)

河川研究室　橋本　宏　福岡捷二
浅野富夫　林　正男

要　旨　荒川第一調節池は，洪水流量の低減と新規水資源の開発を目的としたものであって，河川研究室では昭和53年以来種々の模型実験を行ってきた。本報告は，これらの実験結果をとりまとめたものであって，11章より構成される。主な検討内容は，第一調節池建設に伴う本川諸水理量の把握，第一調節池間の諸水理量の把握，越流堤の越流係数・貯水池流入部の減勢方法等に関する詳細検討，暫定時における問題点の把握とその対策に関する検討等である。

キーワード：荒川，調節池，河道計画。

郵便はがき

40円切手をはって下さい

3 0 5 - □□

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　御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2345号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印