

中部地建管内 葛川支川

下小笠川の流末処理

に関する

調査研究報告書

(昭和39年度)

昭和40年3月

建設省 土木研究所

目 次

1	序	5
2	概要と結論	6
(1)	下小笠川のしづみ水路案の概要	6
(2)	しづみ水路案の利点と問題点	7
(3)	旧川を利用する案	10
(4)	結 論	12
以下参考資料		
3	基 本 量	15
(1)	流量の検討	15
a	現在の計画流量に対するに流量の比較	16
b	計画雨量	17
c	ユニットグラフによる流量量の検討	17
d	新川下小笠川間の流量と水位相関	18
(2)	河川の状況	28
(3)	しづみ水路	31
4	計 算 内 容	34
(1)	しづみ水路の川中と河口に関する計算	34
(2)	しづみ水路の河床変動の計算	40
5	計 算 結 果	45
(1)	しづみ水路の川中と河口の検討	45
(2)	しづみ水路の河床変動の検討	69
6	床固を含めたしづみ水路の検討	69
7	しづみ水路案のまとめ	83
8	付 録	85
(1)	新川不等流計算	85
(2)	下小笠川不等流計算	85
(3)	諸 付 表 (別 冊)	90

二 対 す 三

4

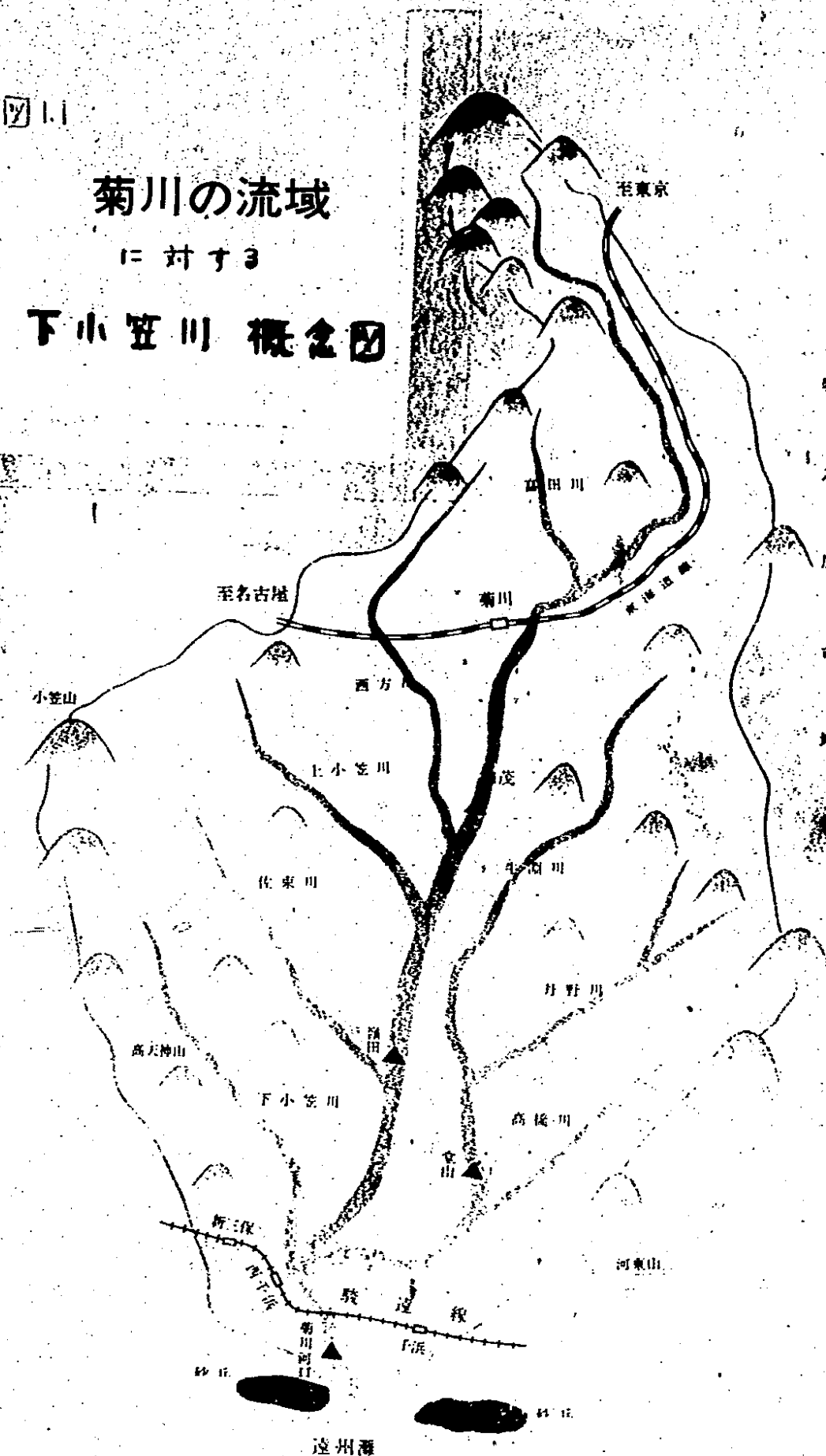
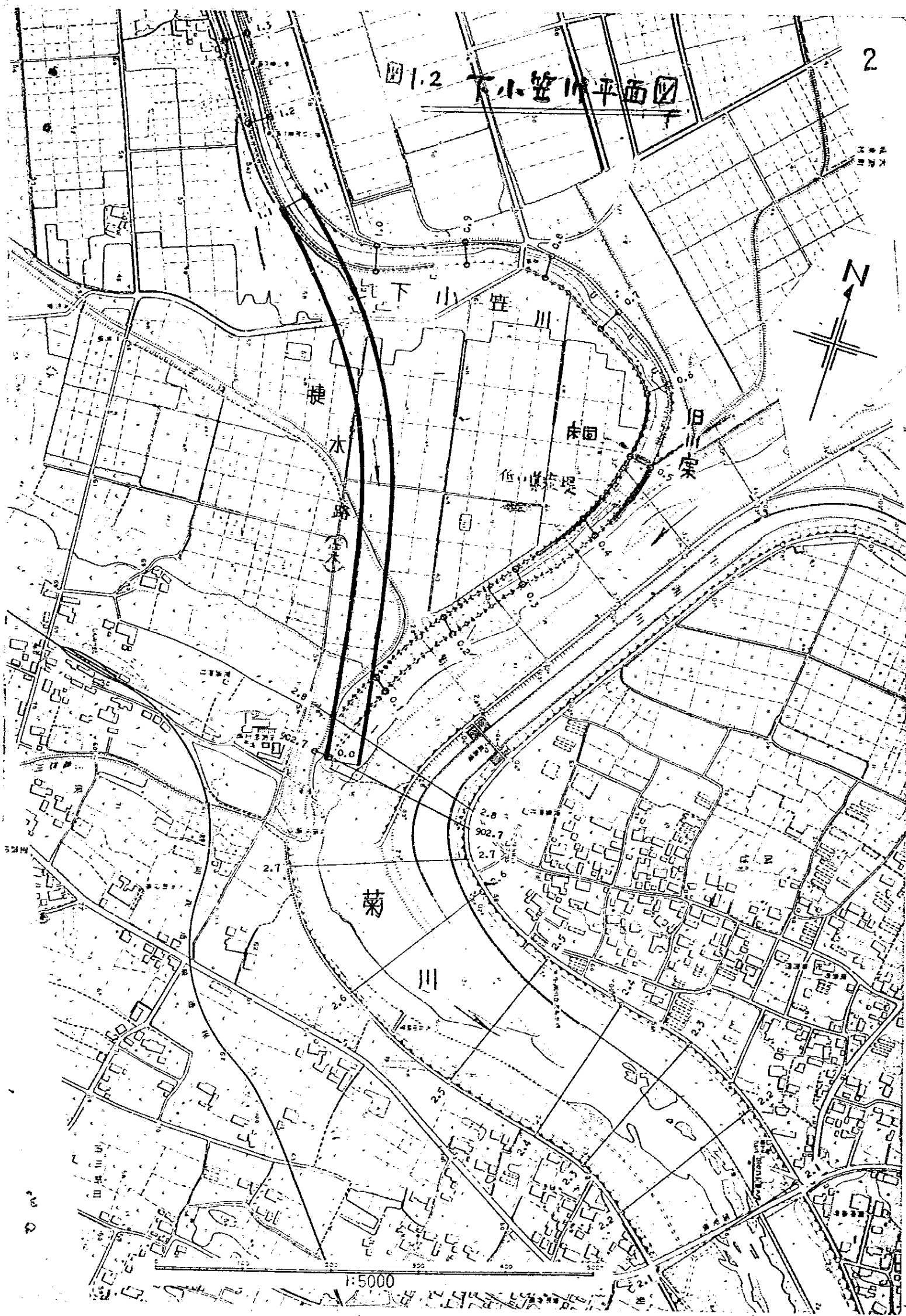


图1.2 下小笠川平面图



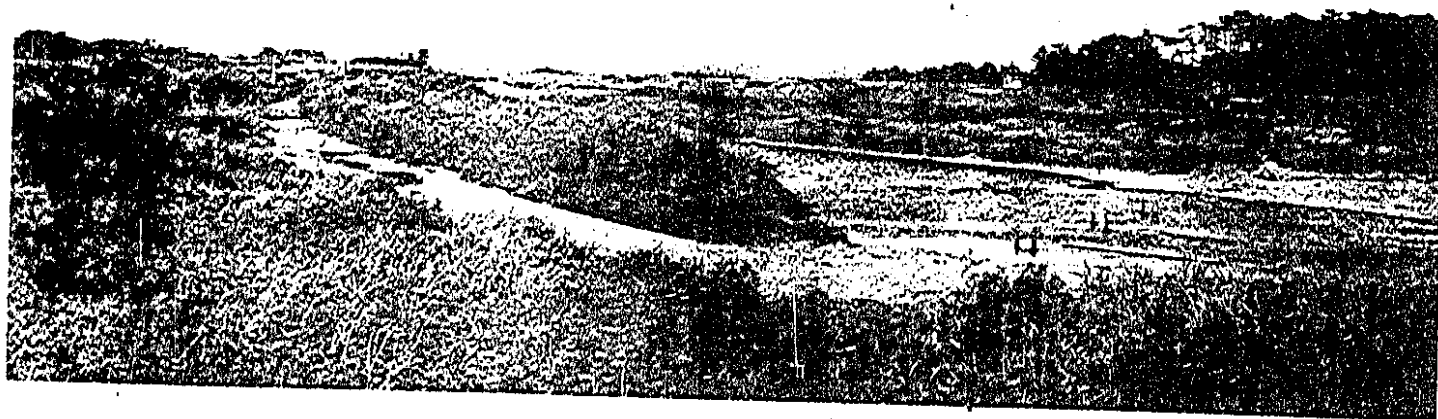


写真1 下小笠川 合流点



写真2 下小笠川 合流点

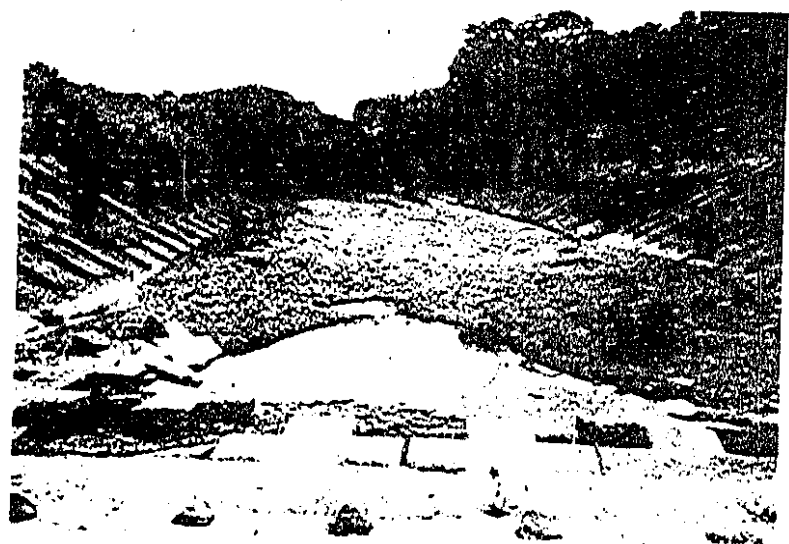


写真3 下小至川 上流



写真4 下小至川 上流

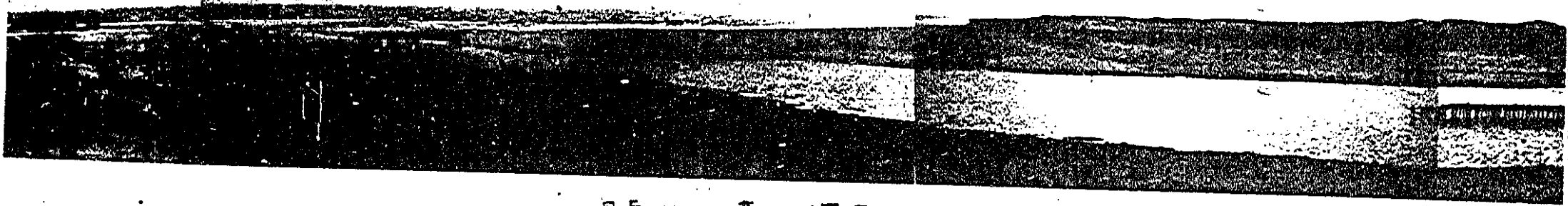


写真5 菊川 河口付近

1 序

本書は、中部地建管内荒川支川下小笠川の流末処理に
関する調査研究のうち、しゅう水路案河床計画の検討結
果について述べたものである。取扱範囲は、流路変更
に関連した諸基礎資料調査、荒川と下小笠川の排水
計算、しゅう水路の河中、分配および床面計画等の検討
であり、しゅう水路の河床変動について計算を行って
検討を加えた。

その結果、下小笠川流末のしゅう水路案は、しゅう水
路の登降する諸利便を失ふところなく、逆に、しゅう
水路河床維持の点に多少問題があることと判明した。よ
うて、河川の規模を考慮する場合、全体的に、下小笠
川流末の旧川を利用し、荒川と接近する付近において処
理する案を検討することは希望される。以下に考へらる。

なお、この研究課題に関しては、建設省土木研究所の
昭和39年度実施分として、建設省中部地建より受託した
もので、予算80万円、内訳は、水理計算外注が5万円、事
務用品1万円、賃金4万円、諸冊48万円、その他20万円
であった。

(注) しゅう水路案は、荒川と下小笠川を接続する

2. 概要と結論

本書の取扱の範囲は下小笠川のしきう水路案であつて、これについては、3節以下に詳しく述べらるが、この節に於いては旧川案についてもおそれる。

(1) 下小笠川としきう水路案の概要

下小笠川は静岡県に存在する南川の河口近く、約2.8km地裏に合流する支川で、流域面積13.26km²、計画流量200%といった規模の河川である。下小笠川のしきう水路案は南川の拓中計画に伴つて提案された。すなわち、合流点附近南川右岸の拓中を許すと共に、南川より南川右支川の成切例に於いて、しきう水路による流路を短くするものである。

しきう水路案の概要は下小笠川の1.1km以下流部を廢し、その代りに新水路を開削するもので、その水路は、スカープ曲線を描いて南川の約2.97kmに連絡し、全長約700mである。このしきう水路の設計上特徴的なのは、流路は短いが落差が大きいと、その影響を流下旧川へ及ぼすまいとすること、しきう水路河床材料が非常に細かいことである。すなわち、下小笠川の平均河床断面は約 $\frac{1}{130}$ であり、しきう水路に於いても、この割合をかせぐものとすると、いふれかの地裏に於いて約2m近くの落差を拂ひ出すことになる。下小笠川の上流部は写真より、写真中におられるしきう右岸の改修が完了している部分が多い。河川は少々大井川と云つてゐるが、現在では流出土砂が少く、かえつて河川下流部、高曲部の外側、橋脚の周囲等に少々局部的な浸堀がみられると云ふのが、問題とされる。

として行く、比較的安定した河川といえる。しかし、該岸の根入れは非常に浅い。河水上部には、河床はさける方が望ましいが、該岸はできあがっている。これを平作にするといふ莫大の費用を要する。したがって、河床は現状で維持する事も前提として、その影響が下小笠川の上流へ及ぼさないよう、しほう水路を設計することになったわけである。

設計内容のうち、主なものには、西川甲、床園のうつの問題である。しほう水路は果敢と変更するが、その必要は床園の一つの候補地となる。しかし、床園には、その工費の減額は非常に小さい問題である。下小笠川の河床材料は相当大きく、逆流型式は掃流が主となる。しかし、しほう水路は田んぼをさき開くものであり、土の粒度は非常に小さい。したがって、土がかりの土質がしほう水路の河床の表面を形成し、土質は、相当の沈降を覚悟しなければならない。本書、3節以下において、これらの問題について検討した。

(2) しほう水路案の利点と問題点

しほう水路の本来有する利点は、主なものについておくと、大いたく次のようものがあげられる。要するに

- 水位をさげ、河水上部の効果をおける。
- 内水排除改善。
- 河川の不整を正し、堤防欠壊等の危険な場所をなくす。
- 土地造成。
- 上流の河床を下げ、

① 流路変更に伴う水利用の改善

② 都市あるいは畜産地のある場所の離る。

③ etc

等である。その中には意味が多少重複するものも含まれているが、ここではこの二点について論じるものではない。

下小笠川の^{（上流部）}場合^{（照会）}を検討してみると、これらのしほ水路の利便を必ずしも生かしてはいないものがある。すなわち上流の改修が相当程度進んで、河床状態は現状維持が要求されるので、治水上の効果はあまりない。④ 内水排除^{（文）} 特筆すべき点のこともない。⑤ ⑥には関係はないから、河川の不整を正し、あわせて土地造成を行うに際して、しほ水路を建設する積極的な技術的根拠は乏しいといわなければならない。

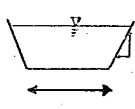
下小笠川のしほ水路案の主な問題点をこの節以下の検討の中より取り出し、列挙すると

① 跳水によって、大量のエネルギーを消耗するので、上流側のフルト数が大きく、下流側のフルト数が小さい場合に限る。② 下小笠川の場合のように、下流水位と流量とが独立に変化する条件のもとでは、常に定めた安全跳水を得ることは困難である。③ ④の床面は大量のエネルギー消耗の負担をかける場合の成功例は少ない。

⑤ エプロン上で摩擦によってエネルギーを消耗する場合、粗度係数 $n = 0.035$ のとき、1mのエネルギーに対し、約240mのエプロンが長さを必要とする。 $n = 0.05$ であると、エプロン長は約170mである。

- c. 削孔堤を設けて完全止水を起させる案は、ケムの場合などの効果は期待できない。むしろ止水と摩擦により、工和ヤーを減殺する所又は床固群の案に適するが、この数、工和の総長に依り、効果的計画案とするのが困難である。
- d. 減殺すべき工和ヤーを河床均等に受取せよと望ましい。しかし、シラウ水路予定地の地盤の構成土はシルトあるいは粘土であり、粒全が非常に細かく、特に浸透流砂によって急激に洗掘される危険がある。前川に削孔の他のショートカットの例が成功しているのは、床固群の工和ヤー分担の割合が適当であったことと、早期後の出水が適当であり、早い期間内に上流からの大きい粒全の上り砂と入れ替ったことによるのであろう。

表2-1 水路の流しう流量(%)

水深 1/10尺	19m				20"				1:0(長方形)	備 考
	1:0	1:1	1:1.5	1:2	1:0	1:1	1:1.5	1:2		
4.5m							136	191		マンニング式 $n=0.013$ $I=0.007$ 
5.0		170	144	149		197	183	189	194	
5.5						187	204	172		
6.0	105		191	212	154			263	202	
7.0		202	298	291						
8.0				382	231			459		
10.0	211									

② 床面の負担を軽減して、エゴンの長さも短かい構造とするには、レシウ水路の部分の打がひとまわ大きい水路とする。

③ レシウ水路全体をコンクリート水路あるいは張り水路とした場合にも、長さ1のエゴに有利小さい水路をすすすといふべき。

等の問題がある。なお、この中の流量や計画水位の問題は除いた。

(3) 旧川を利用する案

この案は下小笠川の現在の水路が菊川に接近する0.9K付近に於いて床面を設けて下小笠川の河床低下を防止するとともに、エネルギーを減殺して菊川につぐものである。この場合、上流河床は床面の直上流已間を除いて現状維持の最良であり、床面も地盤のゆるいレシウ水路に設けるよりは安定するべきである。また、菊川の流量条件は合流点で2.8K付近から、3.2K付近に変わるが、下小笠川の計画流量(200等)合流する水位上昇はわずかにあり合流時差を考慮すれば、ほとんど問題はない。この案の問題点は、床面に多量エネルギー減殺量と床面下流の保護等である。

この案に対する検討は、まだほとんどできていないが、地盤とそのと、河床勾配 $1/240$ のレシウ水路に設けるべき床面と同程度の規模の床面が必要となる。このことは、不等流計算を行って見れば、数量的に把握できるわけであるが、簡単に下小笠川とレシウ水路の単位長さ当り摩擦損失量を比較すれば、下小笠川の分岐点1.1Kから菊川のレシウ水路との合流点(菊川1.8Km下流点、川に902.7Kmとある)に流下するのには、レシウ水路案では2.1Kmと

のために、現川を利用する案では、下小呂川の1.1 Kmから0.9 Kmまでが60 m、菊川部分が49 m
 であるから、下小呂川の勾配を $1/130$ 、菊川の勾配を $1/80$ とすれば、床面はかかる負担が等しくなる。
 菊川の勾配は約 $1/1670$ であるから、この計算では現川を利用する案の方が29 cmだけ床面の負
 担が大きいことになる。この負担の差は、菊川の3.7 Km地長（現川を利用する案の合流点）の水位一流
 量曲線を図2-1に、合流点の南川の関係図を図2-2に示す。水位一流量曲線は、以前に実施し
 た不等流計算結果に多少問題があるが、その流量毎の水面勾配を利用し、国定観測所にあり
 る実測曲線を3.7 Km地長に移したものである。この中で、南川の揚中の影響は合流点に近いが
 小さいと単はけいである。図2-2の菊川水位は図2-1に基づいた、下小呂川水位は0.9 Km地長
 の平均河床高1.9 mに1.9 mの床面を想定し、断面を長方形と仮定した場合の限界水位を記入し
 たもので、菊川との接続の見当を与えるものに過ぎず、菊川と下小呂川の水位関係を利したものでない。
 更に限界条々の検討を行っていない。床面の高さは、これより少し上へあげた方が上流河床にと
 って望ましいとである。

以上、現川を利用する案については、水理的事項として次のような各項目について今後検討する
 必要がある。

2. 拡中後の菊川合流点水位

（菊川の粗度係数の検討と不等流計算の実施）（下小呂川の粗度係数同様、管2.5mの水深に現測した
 値に基づいて、粗度係数を算出する）

① 床面に与えるエネルギー減殺方式とエプロン

（床面の高さと地盤、背後に与える水頭差、一般にビリビリ、また、高水位で打撃力を受ける構造物に与える影響）

（床面位置と高さ、床面地盤ホーリング、エプロンの構造長さ）

② 管2.5mの水深に現測した値に基づいて、粗度係数を算出する

c. 床面直上流河床の安定

d. 南川流況に及ぼす下小川の影響

(沖積土による局所的な堆積及び侵食の検討は必要あり)

(合流角度と合流泉の調整)

(4) 結 論

下小川流来のシワ水路案は、南川の改修に伴う協定計画に付帯して生じたものとされており、この場合、シワ水路の沿道する諸利益をいかにとらふか、遂にシワ水路河床維持の点に問題があり、再検討を行った結果、右利シワ水路案に同意するといふ好ましいことと見て、下小川流来の旧川を利用し、南川とつながる付近に効いた処理する案を検討すべきと結論づけられた。

〔概算設計例〕 図2-2 と 図2-3 参照

床面位置 下小川 0.5km 付近 (下小川の工砂の増減が多ければ、比上流でしてよい)

床面敷高 $TR=2.5m$ (下小川 平均河床勾配 $1/30$ で伸上高を、比上流河床の位置と考慮して、堤防高を考慮する)

床面断面 長方形 非対称形 (試算では 巾 $15m$ の長方形とし)

導流堤 下小川 左岸より、導流堤を設け、下小川の流れを南川と合流させる。至り、水道が長くなり、(約 $170m$)

エントランス部を設け、水路をどう高度流を上流へ送り、下小川に合流させる。

床面設計例 図2-3

下小川 流量 $Q=150$ (下小川 $Q=150$, 南川 $Q=350$)

勾配 $1/30$ 距離 $1.7km$ 以外に直視下流、 $R_1=0.97$, $R_2=4.35m$ あり、

図2-3 のように、至り、水道がある場合、下小川 流量

を小さくした場合、

比上流で治水

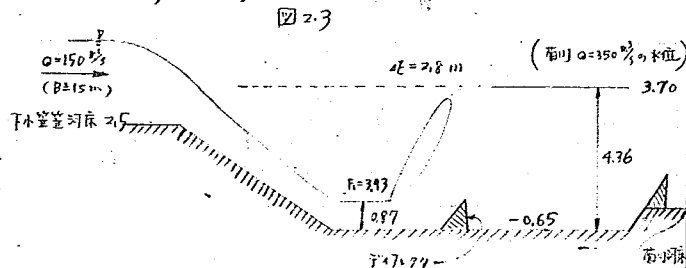
が可能となる。ただし、

異断面に異なる流量

が流入する場合は、(図2-3)

より、流況が複雑に

なる。



菊川 H-Q 曲線

図 2-1

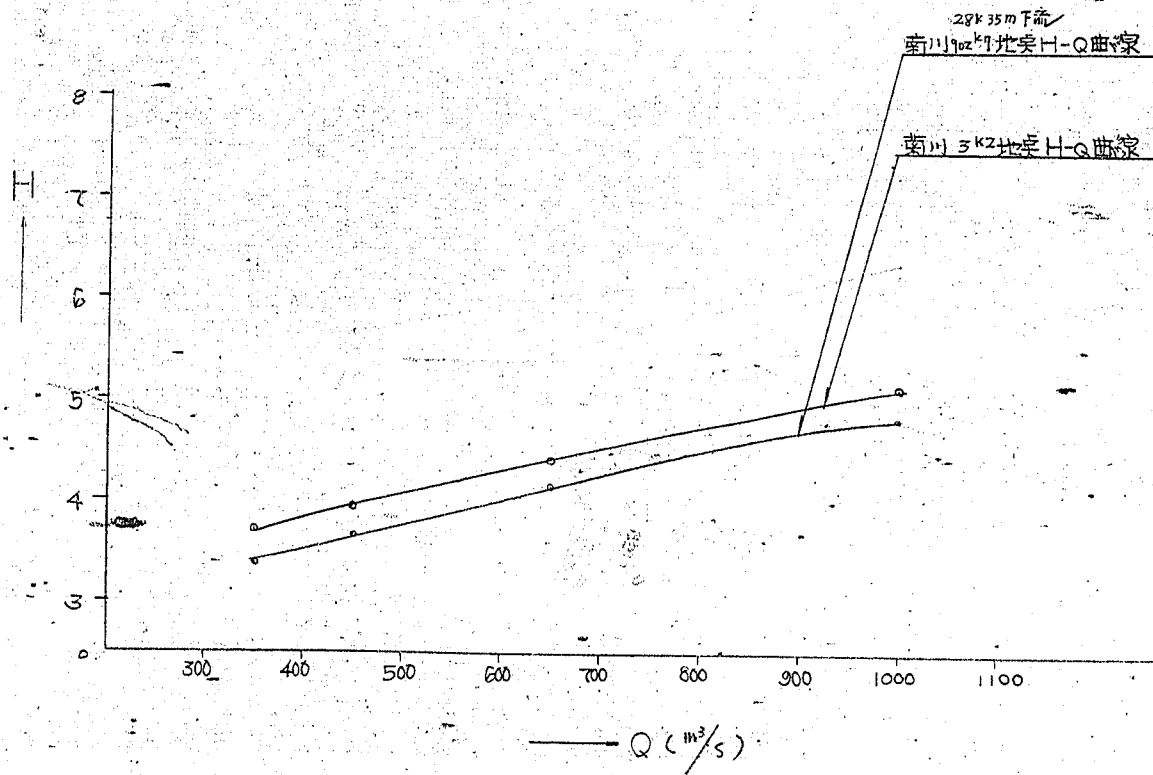
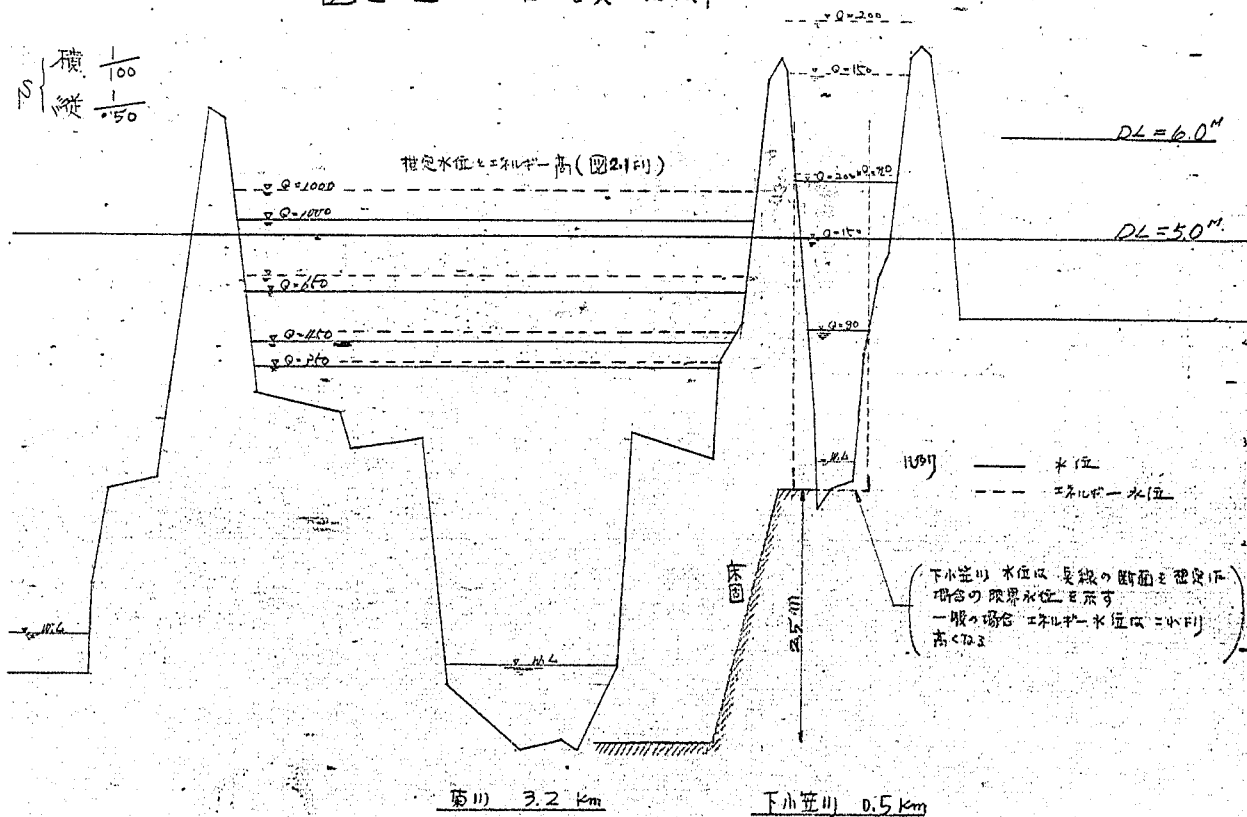


図 2-2 合流点の相関



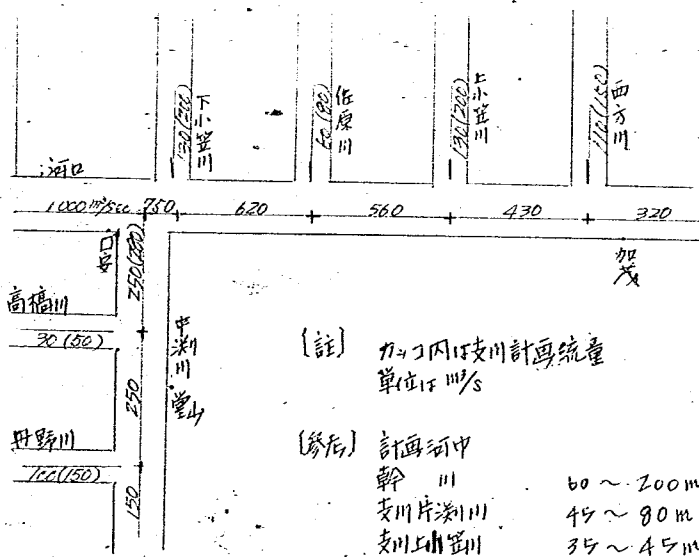
3. 基本量

(1) 計画流量の検討

① 現在の計画流量に対する流量の比較。

菊川の計画流量配分は昭和29年度に図3.1のようになされた。同図に於ては、下小笠川の計画流量は200^{m³/s}となっている。これは想定したユニットグラフから求められたいものであるが、このユニットグラフが^(河川の規模がほぼ一致して)非常によく似ていると思われる上小笠川の^(降下)

図 3.1 計画流量配分図 (S. 29. 5. 決定)



それと非常に異なっている。特に下小笠川の200^{m³/s}という流量は累年の計画流量と大
きく相異なっており、これについて検討される。下小笠川の流量は表3.1のよう
である。

表 3.1 下小笠川の比流量

流域面積	流量	比流量	換算雨量	備 考
7.8 Km ²	80.3 m ³ /s	10.3	37.1 mm	静岡県庁計画(基準資料用)
13.26 "	128.0	9.64	34.9	旧計画流量(利川の合流点)
"	150.0	11.31	40.7	(")
"	200.0	15.06	54.2	現計画流量(")

表 3.2 菊川各支川の比流量

合流点(支川)	流域面積	計画流量	比流量	備 考
本川 潮海寺	29.71	320	10.77	
支川 西片川	10.00	150	15.00	
" 上小笠川	14.80	200	13.50	
" 下小笠川	13.26	200	15.06	
" 牛浜川	30.90	280	9.06	

表 3.2 の菊川各支川の比流量と比較してみると、流域特性にもよるが、流域面積が小さいほど比流量が大きくなるのは、一般に合理的である。ところが、この比流量について、試みに全雨量が貯溜や損失なしに瞬時に流出するとした雨量に換算すると表 3.1 の換算雨量のようは値となる。これは、流出特性ともあわせていえるが、一般には、これだけの流出を期待するよりは、もっと大きな雨量を期待してはならないが通常である。したがって、表 3.3 の確率雨量からいって既往最大 56.3 mm/hr (29.6 t) から判断しても少し大きいようである。

表 3.3 確率雨量 (mm/hr)

超過確率	1/10	1/20	1/30	1/50	1/70	1/100
確率雨量	49.5	51.1	52.8	55.5	57.0	58.6

b. 計画雨量

下小笠川流域には、入込溪雨量観測所があるが、この資料は昭和28年以降のものである。一方、平田観測所では、昭和8年以降の資料がある。平田は菊川下流部標高8mの地帯に存在し、地理的にも入込溪にかなり近いが、図3.2の平田と入込溪の雨量相関図に於いてもかなりよい相関度が得られる。^(資料数に問題はあるが)すなわち、時間記録を較べても両者の間には、著しい差は認められない。そこで、下小笠川の降雨量に関しては、^(近似上)入込溪の代りに資料豊富な平田の数値を修正値として使用しようとする。図3.3は平田における年最大日雨量と時間雨量の超過確率を示す(旧掛川工事事務所資料より)。

c. ユニットグラフによる流量の検討

下小笠川新川観測所に於ける最近の高水資料に依り、ユニットグラフは図3.4のとおりである(旧掛川工事事務所、解析結果より)。参考のため計画に使用したユニットグラフと比較すると、実測に依り、ユニットグラフは、非常に小さくなっている。降雨量は計画に採用された数値^(註)(図3.5)をそのまま使用し、ハイドログラフを求めたところ、図3.6のようである。これにより、ピーク流量は10年確率で $110 \text{ m}^3/\text{s}$ 、100年確率で $140 \text{ m}^3/\text{s}$ となった。^{(註) (170.4)} ^(10.4 231.2)この値を実測値と比較してみると、図3.7に示されるように、かなり妥当であると認められると思われる。

(註) 荒野ホウコウ、時間雨量からではなく、10分程度の雨率と相関し、それに基づいて解析を行うべきである。22では流量の問題と深く関係する上図はなり。

以上の結果から下小笠川の流末処理に関する検討に用いる流量として、

豊田工事事務所との協議の結果、次のように定めた。

(注) 菊川流量 200 ㎥/s は、昭和 30 年 10 月の調査結果による。この調査結果は、菊川流量 200 ㎥/s (当時) に、河川敷の流量 100 ㎥/s (当時) を加えたものである。また、この調査結果は、菊川流量 200 ㎥/s (当時) に、河川敷の流量 100 ㎥/s (当時) を加えたものである。

表 3.4 計算流量

超過確率 (計画)	1/100	1/5	1/1	3/1
流量(%)	200	150	100	70

河床変動の計算では、図 3.6 の流量減収も考慮に入れ、 $80 \text{ m}^3/\text{s}$ で検討していることにした。

d. 菊川下小笠川間の流量・水位相関

資料数が不足するので、水利関係のことはいえないが、下小笠川新川の流量が最大のとぎの菊川国定の流量の関係は表 3.5 及び図 3.8 のようである。これだけの資料から下小笠川の任意の流量に対する菊川流量の甲を推定することは困難であり、雨の資料にもとずく流出解析を行なうことが望ましいが、ここでは極く概略の近似値を図 3.8 のみから推定するにしている。図 3.8 から下小笠川流量の大きい場合は、菊川流量は比較的小さい流量のときで、しかもその範囲はせまくなると推定される。しかし、下小笠川流量が少し小さくなっていくと、菊川流量としては、小さいときから大きいときまであると推定される。図 3.8 にあげた高水資料は図 3.9 の最高流量の相関図から判断すると平均的高水から、あまりかけはなれた高水の資料ではないと思われる。雨の降り方については、未調査であるが、仮りに図 3.8 の資料が平均的であることを

Ⅳ 3.2

入山・瀬一平田 相関Ⅳ

平田
日雨量

200

100

100

200

mm

入山・瀬日雨量

平田
日雨量

200

100

40 200

Ⅳ 3.3

平田・年最大・雨量超過確率

年最大雨量

日雨量

0

1/10

1/5

1/2

1/3

1/4

1/5

1/10

1/20

1/50

1/100

1/200

19

図 3.4

Unit graph

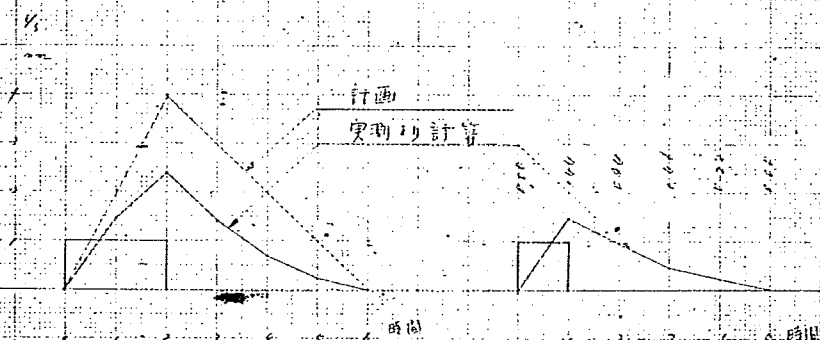


図 3.5

計画降雨

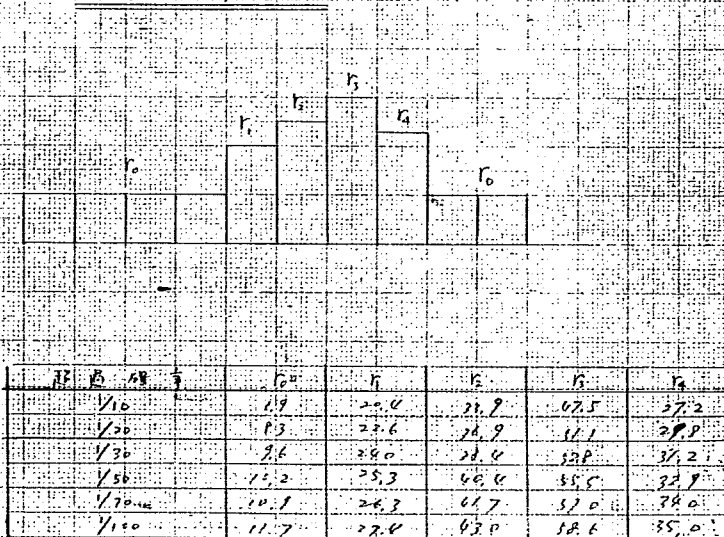


図3.6 計画洪水線形

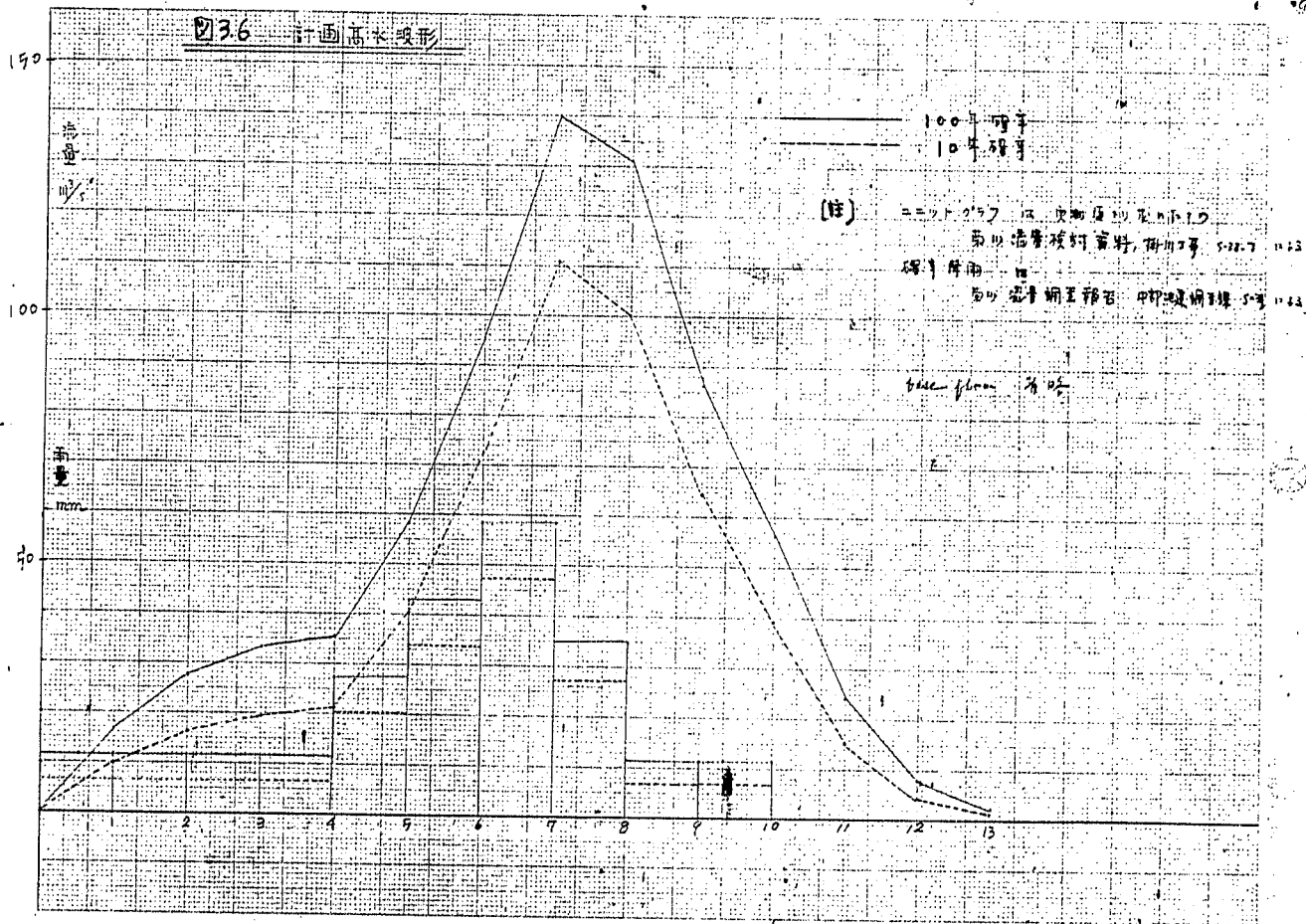
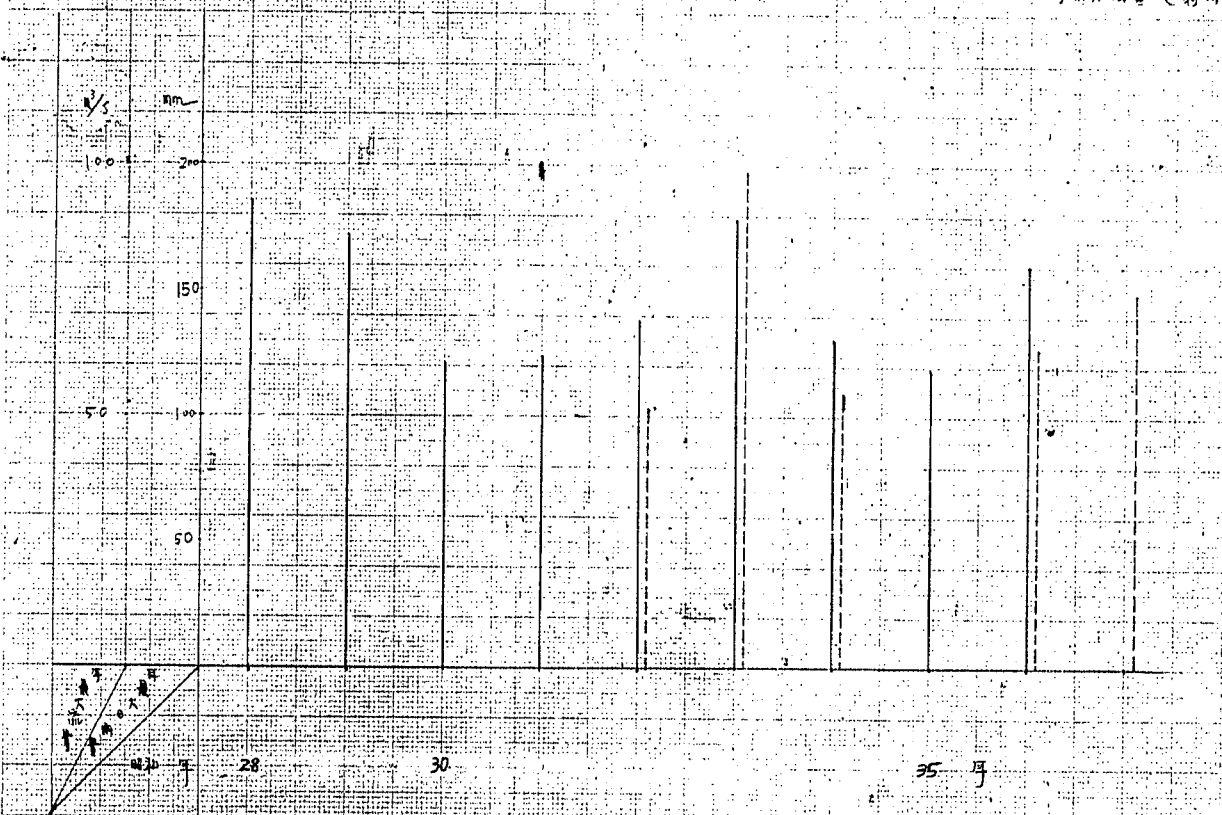


图 3.7

下水流量年最大水文、水量

—— 年最大日雨量 (入山溪)
 - - - 年最大流量 (新川)



表わしてゐると仮定して、下小笠川の流量150^{m³}/sの場合と推定すると、国
38で莫線のようにあり、すなわち床固の設計に際しては、菊川流量と
して相当広い中をとつておく方が安全である。

表35 新川 - 口安 流量相関表

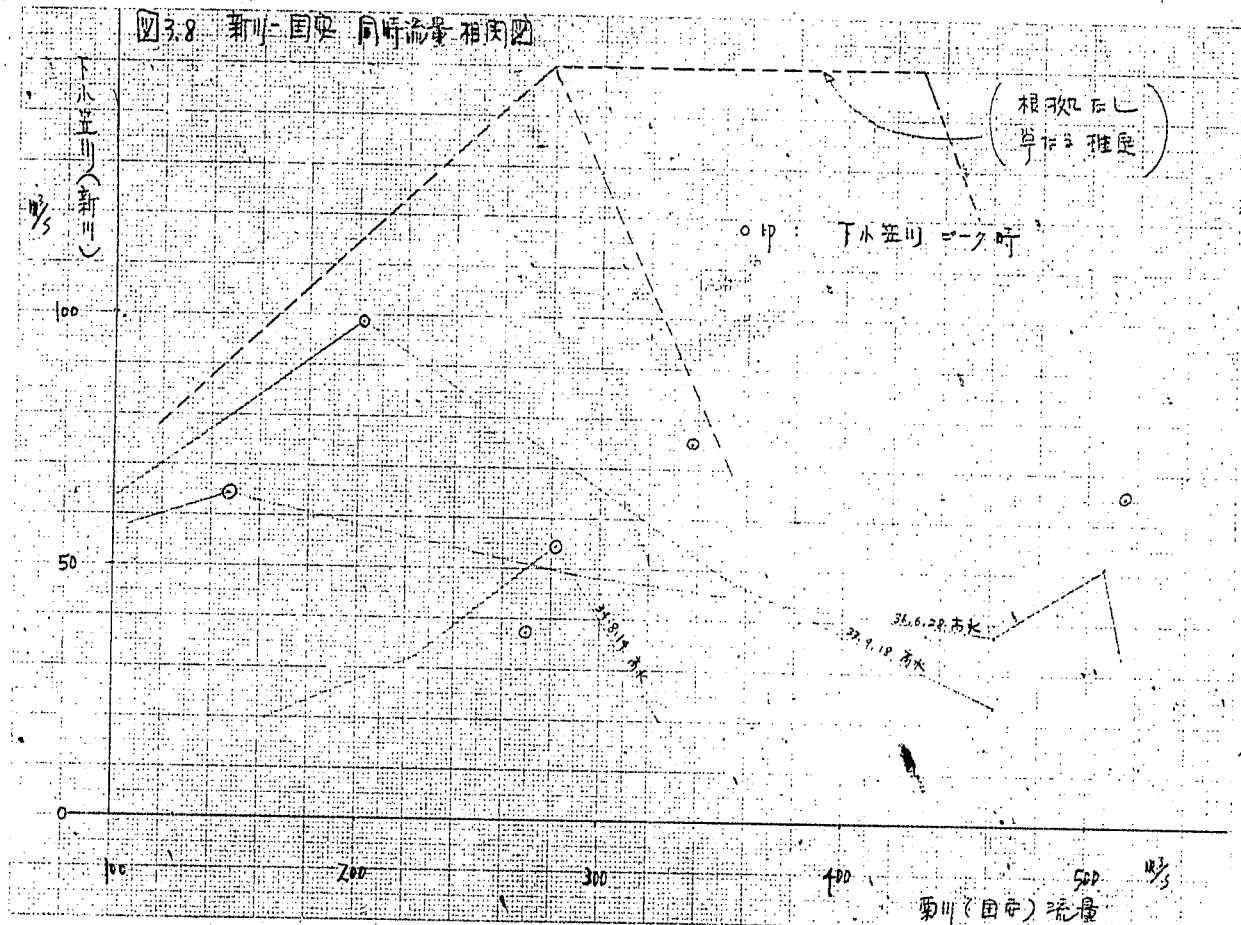
		新 川		口 安	
		水 位	流 量	水 位	流 量
33.9.18	1	1.10	20.0	0.27	41
	2	1.60	43.0	0.25	39
	3	1.80	54.7	0.48	77
	4	2.40	<u>98.7</u>	1.05	202
	5	1.70	48.7	1.52	352
	6	1.20	23.6	1.75	462
34.8.14	6	1.10	20.0	0.90	163
	7	1.40	32.5	1.13	225
	8	1.80	<u>54.7</u>	1.33	282
	9	1.10	20.0	1.44	<u>325</u>
36.6.28	11	1.60	43.0	0	0
	12	1.80	54.7	0.30	43
	13	1.95	<u>64.5</u>	0.83	147
	14	1.70	48.7	1.35	290
	15	1.50	37.5	1.75	462
	16	1.75	<u>51.3</u>	1.88	507
	17	1.45	35.2	1.90	<u>513</u>

(註) — 印はピーク流量を表す

参考のために国安観測所の水位変動値は国310のようであり、下小笠
の流量によつても異なるが、水位としては相当大きく1m以上も変動する。

これらの資料に含まれる潮位変化、河口形状の変化、および河床変動等
の影響を調べるために国安と嶺田観測所の水位相関をとり、これを
国311のごとくであり、高水波形状の影響と加へれば、より見られ、

図3.8 新川-国史 同時流量相関図



新川

图 3.9

新川 — 国电流量相关

(各离水最高值)

新川

100

50

0

200

400

600

800

500

%

国电

⑤ 33.718

⑤ 34.628

⑤ 34.814

⑤ 32.517

⑤ 37.113

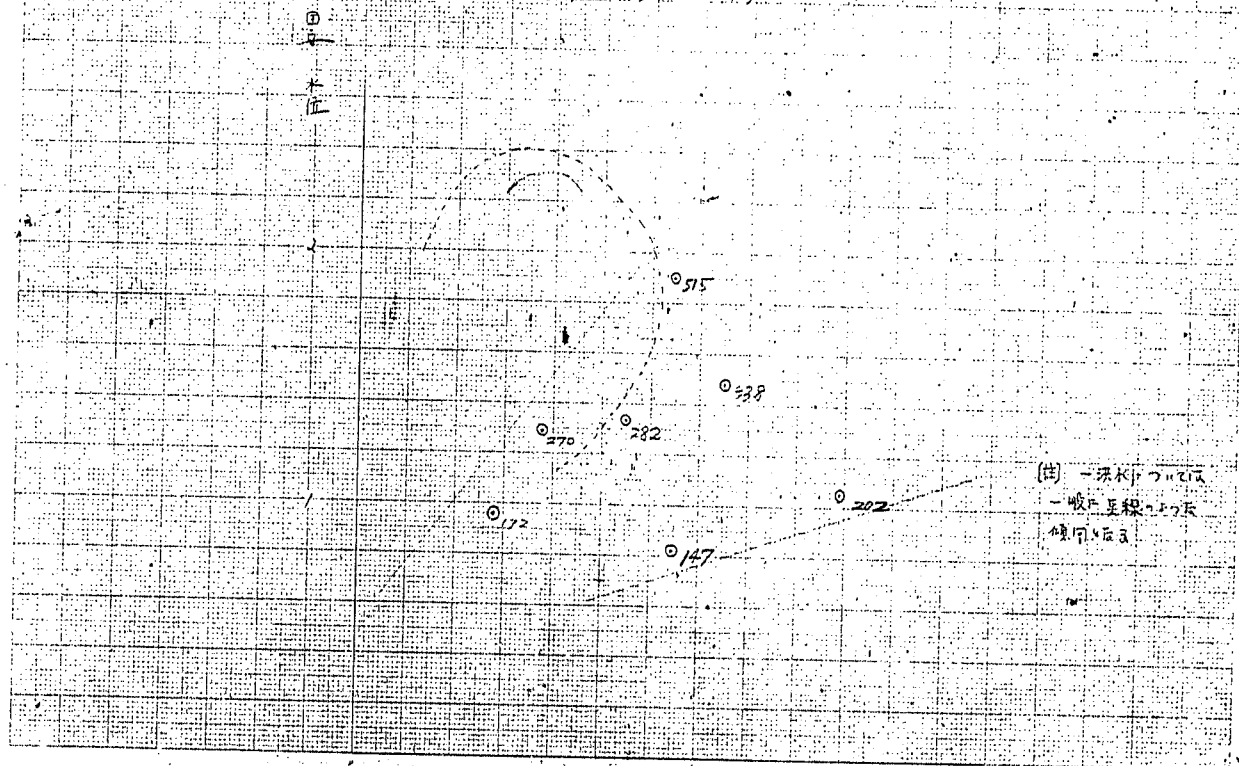
注

① 画线取 (画) 1000, 下至 150
② (画) 0, 下至 11.0, 画之
③ 输入 11.0 至 150

図3.10 下流河川流量～国中水位 相関図

(下流河川 50-7 時)

(数値は国中流量)



下流河川 流量

3.11

国中一領田 水位相関

国中一領田

- 5.23, 9.18 洪水
- 5.24, 8.14
- △ 5.26, 8.28
- 5.27, 9.28
- × 5.27, 11.3
- * 5.28, 5.17

(国中一領田 水位相関の
E 添す)

2.00

1.00

(0.982)

(0.982)

3.00

4.00

5.00

領田水位

(河) 田形
水位 河川水位
河川水位
河川水位

記諸因子の顕著な影響はまず少ないものと判断してよいのであろう。

(2) 河川の状況

菊川は改修の相当量あり、土砂の排出も少なく、数多く設置された石工群も安定している。しき水路の流末部は菊川の畠田始端外周側にあるが、この付近も安定しており、このしき水路計画で特に考慮を要する必要はないといえるのであろう。
(伊藤修 築)

菊川の河口は昔は海岸に沿って、なだらかな河川に注いでいたものであろうが、近年は東岸にせり出され、東へ海に注いでおり、また、出水時に河口が大きく開塞するということもないようである。菊川の河口から下流川合流までは、河床が配ゆなく、川幅も大きい。この間に二本の橋梁が架けられ、河川に注いでいる。河川に注いでいる上流側の河川橋のすぐ上流にある。

下小笠川は菊川下流部に合流すると、川幅が狭く急流となる。しかし、断面は石工に美しく整えられ、その護岸の改修は相当上流まで完了している。現在では土砂の排出が少なくなっているため、安定している。

表3.6 流域概要

	流域面積 km ²				幹線延長 km	平均勾配 1/230	平均河幅
	山地	平地	水路	合計			
下小笠川	7.6	5.6	0.1	13.26	10.8		
しき水路					0.7		

下小笠川の粒度分析結果は表3.7のようであり、全体に非常に大きい。数cmの石が石ボウカンで河床に落ち、つまっているわけである。一方、しき水路の方は非常に細かい。しかも微細なシルト質、粘り質の層は厚く、30mのボーリングによっても

② 3.12 (a) 合流断面

縦 1/50
横 1/1,000

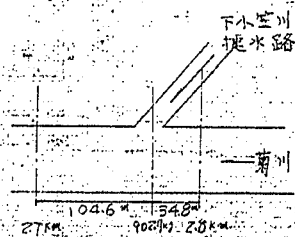
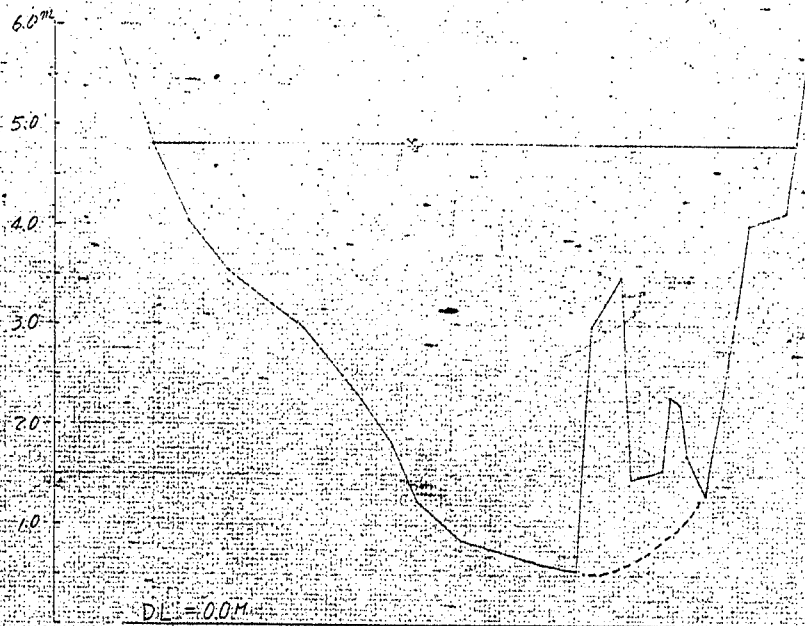


図 3-12 (6) 下小笠川 1.1 km

縦 1/50
横 1/250

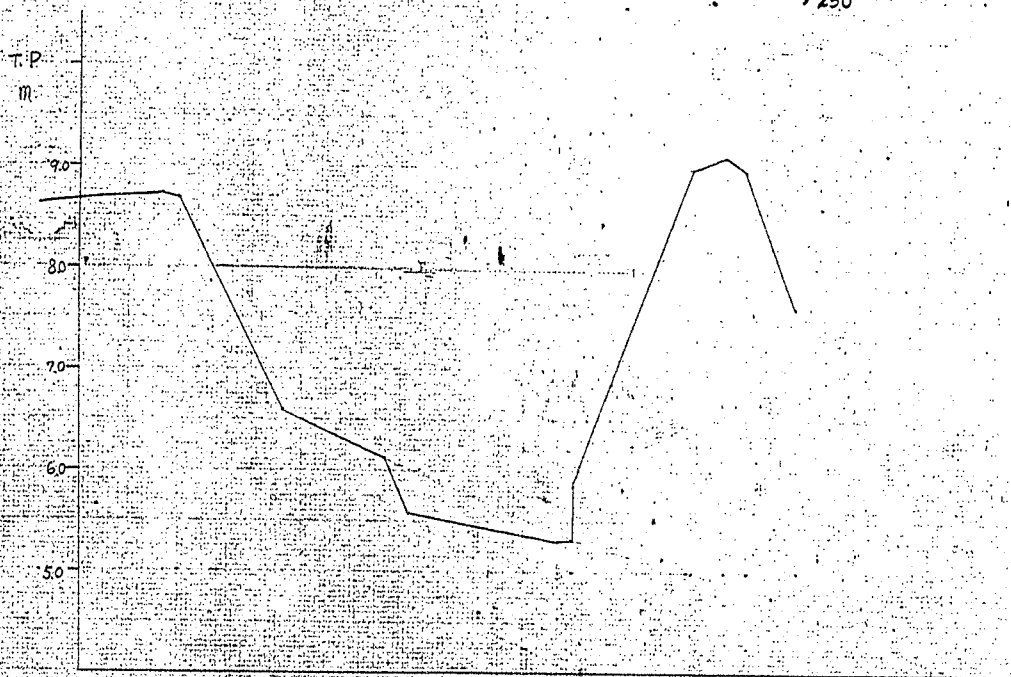


表 3.7 粒 度 分 析

	調査地点	平均粒径 (mm)	最大粒径	備 考
下小笠川	1	1.36 cm	5.0 cm	6.39.3 実測川
	2	1.98	8.0	
	3	2.09	8.0	
	4	1.73	8.0	
	平均	1.79		
ヒラ水路				2.39.8 実測川 (深き方向にエ の利変りあり)
	平均	0.0017 cm	0.05 cm	

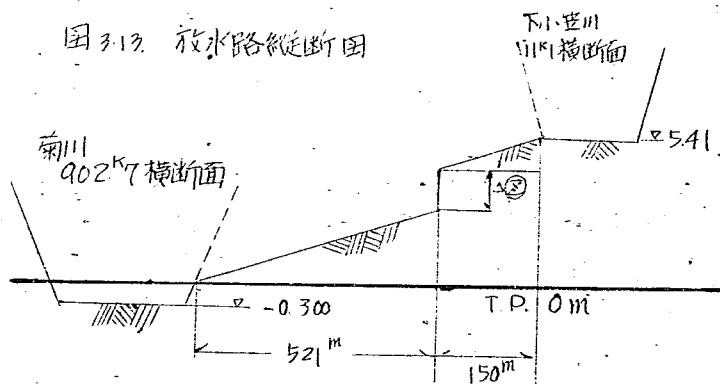
砂礫は現われなかった。これでは河床材料が上流の土砂と入れ替り手では、浮遊型式でとんとん掘れる危険がある。しかし、菊川自身がそうであるように、長い年月の後には、ヒラ水路の河床も、細かいシルト質、粘土質があらわれ流され、そのために上流の粗い土砂が堆積するようになるであろう。

(3) ヒラ水路

ヒラ水路の分岐点は下小笠川の1.1km地点であり、下小笠川は、二つ大きく弯曲するが、ヒラ水路ではほぼ直線的に流下するようになっている。ヒラ水路が菊川と合流する地点は菊川の距離標2.7と2.8の中間であり、したがって、合流点の断面は中標2 図 3.12 のように定めた。合流点の距離標番号は仮りに(90247)と名付けた。カシエの仮距離標番号は実際のものであるが、カシエの中に入っている距離標番号は計算機の都合上、仮りにつけたものである。

しほ水路の菊川合流点(902.7K)と下小笠川1.1Kmを結ぶ、全長671m(工事事務所での測定値は725mとされている。この671mは工事事務所地提表の比平面図の計画路線長である。この長さは、しほ水路路線のとけ方に若干異なる)から、その断面形は法面勾配を2割の台形とする。しほ水路が菊川の下小笠川と接続する場合、勾配の違いによって生ずる差は仮に、渠道との交差点で床面において、とせるとすると図3.13のようになる。

図3.13 放水路縦断面図



$I = \frac{1}{150}$ のとき	$\Delta \textcircled{2} = 0.937 \text{ (m)}$
" $\frac{1}{180}$ "	1.682
" $\frac{1}{230}$ "	2.493
" $\frac{1}{300}$ "	3.173

しほ水路と田んぼの地盤高との関係は図-3.14 のようである。田んぼの地盤高は高いから、掘削土量の少から床面位置を考えると、下流端であれば、堤防は大きくするが、掘削土量は小さい。これに反し、床面を上流に設ける場合

图 3.14

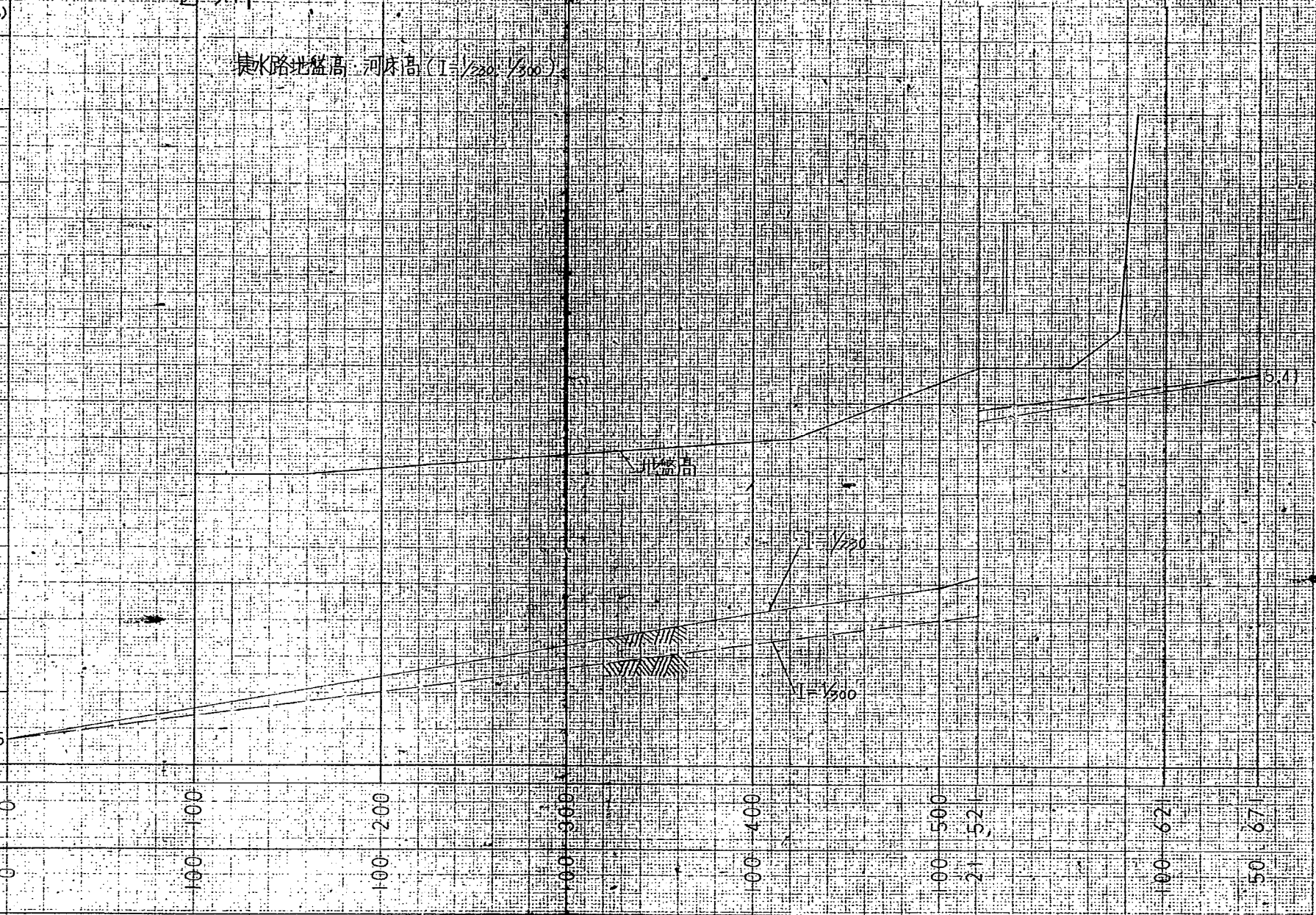
捷水路地盤高 河床高 ($I=1/220, 1/300$)

捷水路横断面
縮尺 縱五十分之一
横一十分之一

区間距離 (m)
0 100 200 300 400 500 600 700

(T.P.M.)
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0.35
0

0 100 200 300 400 500 600 700



は、堤防が小さいものでよいが、堤削土量は増える。

4. 計算内容

(1) シラ水路の川中と勾配に関する計算

シラ水路の川中と勾配は床面と密接に肉連がされるが、ここでは床面については特に考慮を払わねば、水位、掃流力、掃流土少量による比較するようには、床面を考慮する場合、床面によるエネルギー損失、水面形等の困難な問題が加わるので、川中と勾配の比較には、その影響を無視することをした。川中としては、計画からは水面中を指定するのがよいが計算上の都合上、川底中と与えることにした。工事を務所案（内の川間隔3.6m）を底中に行くと約 $B' = 20\text{m}$ である。下小笠川は高水警戒ラインからシラ水路も設けたい。最高流量 $150\text{ m}^3/\text{s}$ とすれば 15m 程度でもよいように思われるが地盤が悪いことを考慮に入れて、工事を務所案 $B' = 20\text{m}$ の前後 5m の3種の底中について検討することにした。

勾配はシラ水路の河床がわるいことを考慮される。ゆえに方がよいが、おおよそとすると、段がつきすぎる。下小笠川の平均河床勾配は $1/230$ 、シラ水路の平均河床勾配は $1/140$ （放水路長を 725m とすると $1/150$ ）とする。したがって、勾配としては、この二つの値を参考にその中間の1つと、これよりも更にゆるいものも加えて4種類について検討することにした。結局、計算した放水路と河床中は、表4-1の組み合わせとした。

表4.1 河床勾配と河床巾

河床勾配	1	1/50	1/80	1/200	1/300
河床巾	B'(m)	15	20	25	

計算は1種類の流量と2種類の歩登水位の場合について、あらかじめ計算し、その中で適当な河床勾配と河床巾の水路を選んでから、いよいよの流量について計算する予定にしていたが、大型電子計算機と使用する都合上、4種類の流量についてとびとびすべての組み合わせについて計算した(日連インテリгентマシンで計算した)

表4.2 計算ケース

(カッコ内は菊川流量 m^3/s)

水路	流量 m^3/s	歩登水位 T.P.m	河床材料 d_m cm	勾配、河床巾
放水路(ヒル)	150	4.835(1700), 4.147(1050)	179, 0.0017	B' $\times$ L 45 $\times$ S = 25 $\times$ S
"	100	4.147(1050), 3.662(725)	"	"
"	65	3.662(725), 3.291(500)	"	"
"	30	3.291(500),	"	"

表4.2で河床材料の区別は掃流石流量のみに関係するもので、粒全の小さい方は現状の河床、大きい方は上流からの土砂と入れ替ってからのものであるが、歩登水位については、菊川の不等流計算とあがった水位(宇津川が菊川と背割堤で分離されてきて、合流点直下流で合流しているが、流量の割合がわからないうので、宇津川と菊川の水位を等しいと近似し、断面を加えて、そのうち、宇津川の合流点より上流へ移してより近かつたところに近い似的に水位を計算した。)としたが、これは粗度係数($n=0.027$)が大きいところがあるいは断面が変っているためか、あるいは河口で実際には射流が起らないのに計算で起っていて、その影響が残っているためか、国安の水位、流量曲線に較べて

非常に高く行っているのを適当に行い(付録 菊川不等流計算の項参照)の上、資料
 のところがいから下小笠川150¹/₃に對しては、菊川の1000¹/₃、河口水位T.P. 2.31m
 (最高)と550¹/₃、河口水位2.30 (最低潮位)かゝる合流点水位を与え、下小笠川
 100に對しては、650、166 (河口最高潮位)、450、-80.に對する水位、下小笠川
 65に對しては菊川の450、350に對する最高、最低水位、下小笠川の30に對しては、菊
 川の350¹/₃、河口-0.80に對する水位を与えたが、これに因るを較べておれば、特に下
 小笠川の流量が小さいときの菊川の流量の範囲がせまい、下小笠川の流量が大きいときは、
 菊川の流量を小さくとらえてある。すなわち、因るをせると、下小笠川はいわれている以上
 (たゞ 2.23 の波水は 1 時間以上時間ではあるが)
 に出水が早いようである。

次に、合流点水位を國安に於ける水位・流量曲線(図4.1)から、推定すると図
 4.2のようになる。推定の方法は菊川の不等流計算の結果(付録 菊川不等流計算の項
 参照)から、2.2kmと2.7kmの間の平均水面勾配を、それぞれ流量について計算し、
 近似的にその勾配で國安のH-Q curveを合流点に移した。

表4.3 合流点の水位と流量の関係

流 量 ¹ / ₃	菊川2.2~2.7km間の平均水面勾配	合流点2.8046km水位	備 考
1000	0.0455	4.021	
650	0.05346	3.509	
450	0.04998	3.248	
350	0.0480	2.796	

図4.2から、この計算に与えた出水水位に對する流量は表4.2のカッコ内の値と

なる。

(註) 計算後、新しく測量(断面作断面では、計算に使用は断面の違ひあり、甚に入ちては、國安のH-Q曲線は現在
 正確な水位と流量とを有してはゐる。

その他の計算条件としては

しり水路の断面	台形、法面切配を割
河床高	図 3.13
粗度係数	下小川 $n=0.0364$ しり水路 $n=0.0364$

不等流時の掃流砂量の計算式は次のとおりである。

a. 不等流計算

$$-\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\alpha}{2g} \frac{dV^2}{dx} + \frac{V^2 q^2}{R^{4/3}} + C_D m \frac{q^2}{2g} \quad (1)$$

$$Q = qA \quad (2)$$

H ; 水立(T.P.M) x ; 上流から下流方向への距離(m) q ; 平均流速(m/s)

Q ; 流量(m³/s) A ; 断面積(m²) R ; 径深(m) n ; マニングの粗度係数

g ; 重力加速度(9.8 m/s²) C_D ; 抗力係数(1.5)

m ; $\frac{\text{橋脚数} \times \text{橋脚中}}{\text{水路中}}$ (橋梁係数) α ; 流速分布の補正係数(1.0)

b. 掃流砂量の計算

佐藤、吉川、芦田公式による。

$$q_B = \frac{q}{\sigma} \left(\frac{\tau_0}{\rho} \right)^{3/2} f\left(\frac{\tau_c}{\tau_0}\right) \quad (3)$$

$$\begin{cases} n \geq 0.025 ; \varphi = 0.623 \\ n \leq 0.025 ; \varphi = 0.623 (40n)^{-3.5} \end{cases}$$

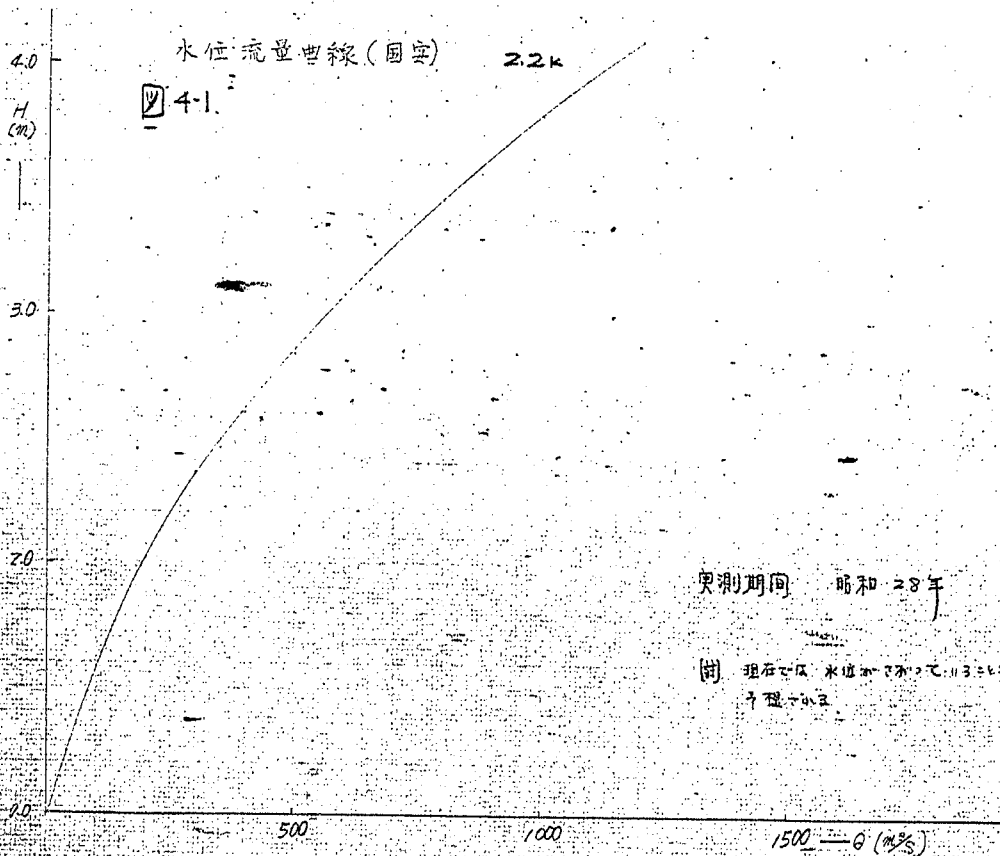
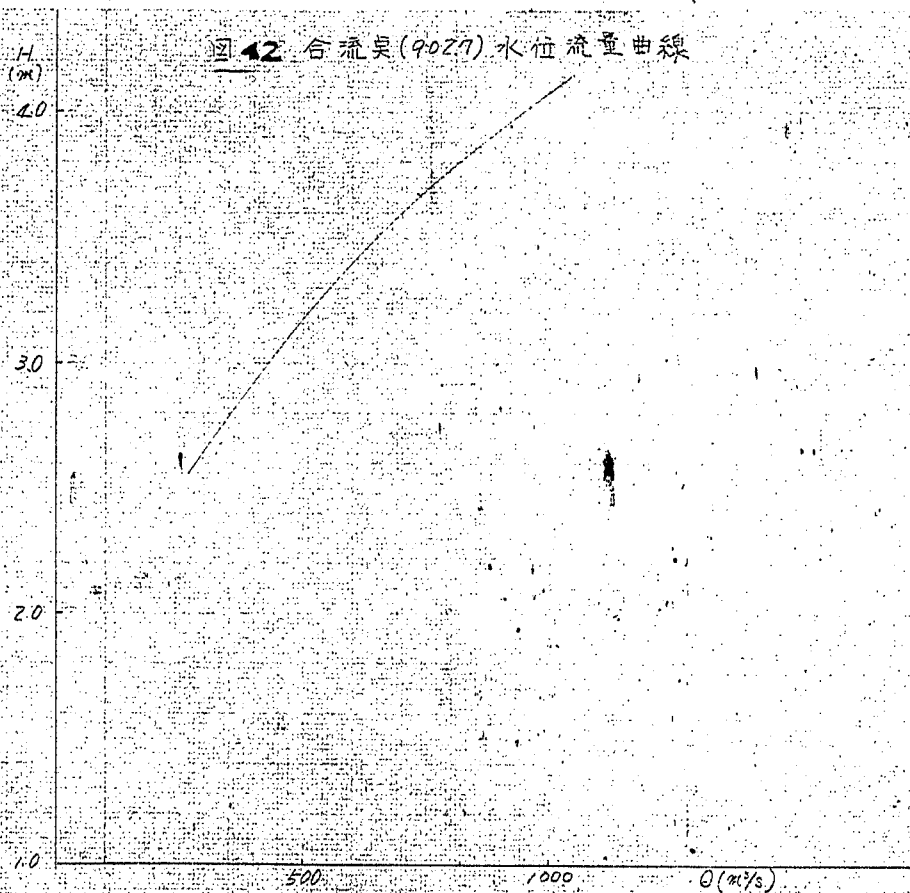


圖 12 合流吳(9027) 水位流量曲線



$$\zeta_c / f = g R l e \quad l e = \frac{11' v^2}{R^{1/3}} \quad \sigma = \frac{f_2 - f_1}{f} \quad (4)$$

c. 限界掃流力

岩地公式による。

$$\zeta_c / f = \begin{cases} 86.9 \, dm & (dm \geq 0.303 \, \text{cm}) \\ 226 \, dm & (dm \leq 0.0067 \, \text{cm}) \end{cases} \quad (5)$$

河川中砂と石の割合で用いる砂の大きい場合は、底砂中砂も多い時、 $\sigma = 2$ とし、 $B = 1/2$ とし。

(2) 土砂水路の河床変動の計算

下流管川の土流の土砂は床面を越え、土砂水路へ流下する。土砂水路の土砂は上流からの大きい粒径の土砂と入れ替わらなければ、大きく洗掘される危険がある。土砂水路の河床材料の平均粒径に変化を及ぼさないと、仮定して土砂水路の河床低下の程度を計算した。ただし、これは、簡単な式に掃流型式で算出したのに対し、計算しないことにしたが、日建コンサルタントと契約後(表17)に入れた土砂水路位置の河床の相度分析結果を見ると、浮遊の方が卓越するようである。この河床変動の計算結果は参考値という程度のものである。

a. 河床変動の計算式

河床高の変化

$$\Delta Z = \frac{Q'_B - Q_B}{B \cdot \Delta Z (1 - \lambda)} \cdot \Delta t \quad (7)$$

$$Z_{t+\Delta t} = Z_t + \Delta Z \quad (8)$$

ΔZ : Δt 時間内の河床変化量 (m)

Q_B : 1 断面に流の掃流砂量 (m³/s)

Q'_B : 掃流砂量 (m³/s) λ : 空隙率 (= 0.4)

Z : 河床高 (T. P. m)

6. 計算条件

計算区間は捷水路は 0⁰0 以下小笠川との分岐点から、下小笠川は 1⁰1 5⁰ 上流までを計算区とし、区間距離は図 4.4 に示す。

粗度係数は、

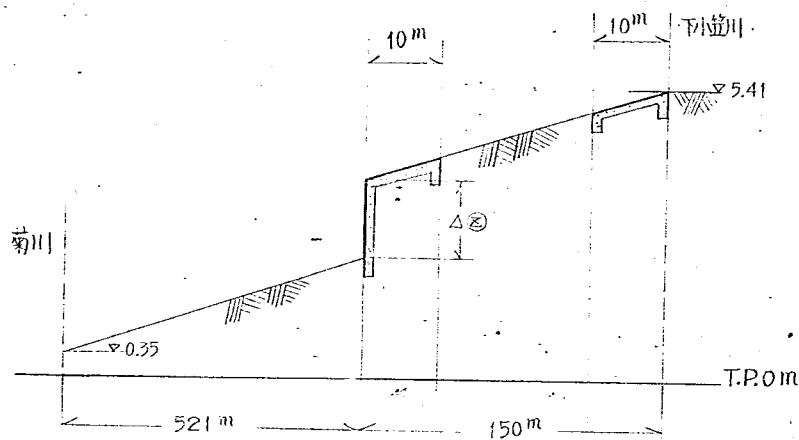
捷水路 : 0.0364

下小笠川 : 0.0364

流量は 80 m³/s とし、出発水位は蘭川との合流点 902⁰7 に於ける H-Q 曲線より $Q = 500$ m³/s のときの水位、図 4.3 より 3.142⁰ P.M. とした。ただし、床面位置では、仮に、限界水位と出発水位とを比べると、計算を行く水路は河床中 $B = 20$ m、河床面配工は 1/300 及び 1/300 の 2 ケとした。蘭川 1⁰1 5⁰ 以下小笠川との接続点、床面の位置等については図 4.3 のように扱った。上流端 2⁰0 2 の流入砂量は下小笠川の計算結果 (記録参照) より Q-Q_B 曲線 (図 4.4) を画き、対して $Q = 80$ m³/s のときの Q_B を求めた。

図 43 水路縦断面図

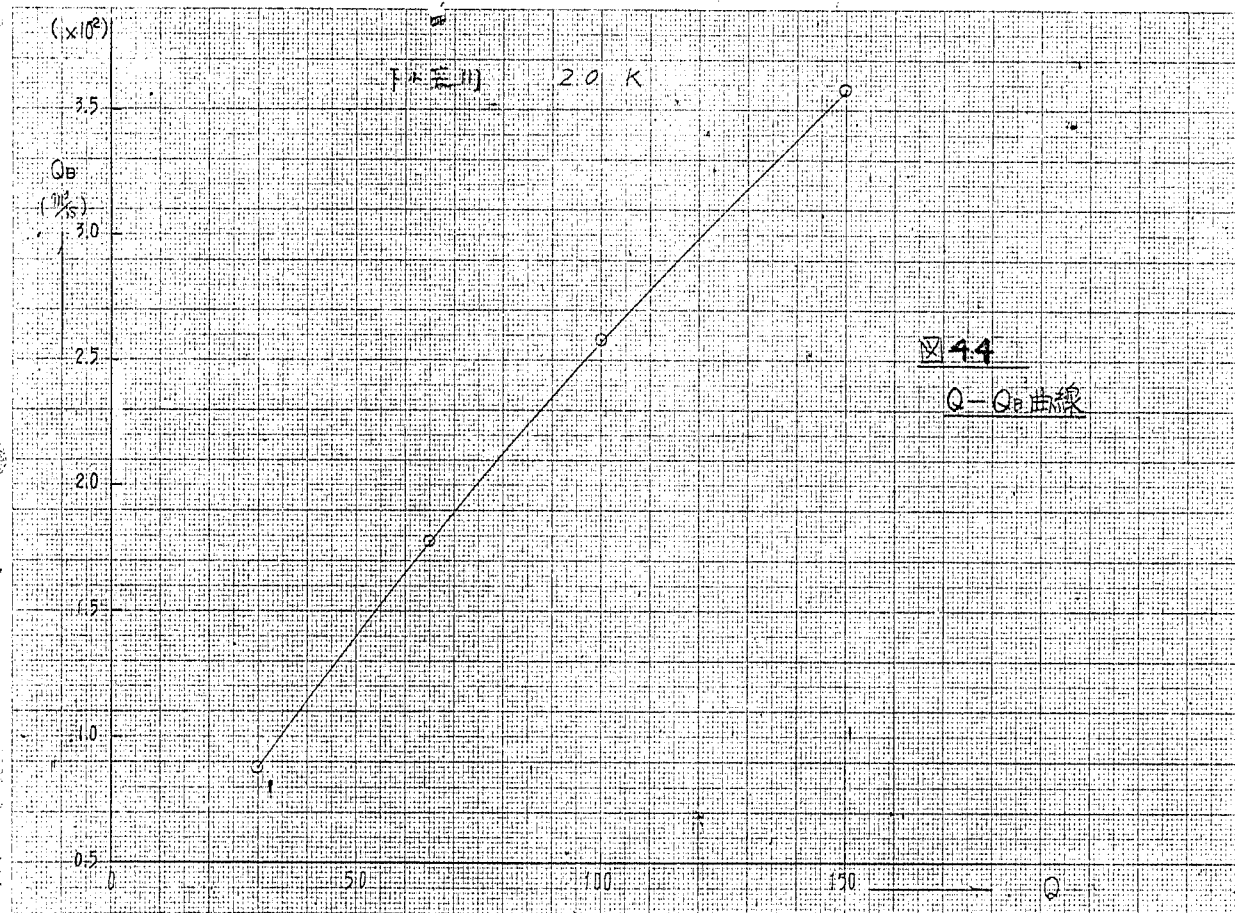
42



距離標	区間距離 (m)	通口距離 (m)
0.0	0	0
0.1	100	100
0.2	100	200
0.3	100	300
0.4	100	400
0.5	100	500
0.6 (10.0)	21	521
10.1	1	522
10.2	3	525
10.3	6	531
10.4	10	541
10.5	30	571
10.6	90	661
1.1 (10.0)	10	671

$$\Delta \textcircled{2} = 2.143^m \quad (I = 1/230 \text{ のとき})$$

$$= 2.823 \quad (I = 1/300 \text{ のとき})$$



$$Q_B = 2.13 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$$

計算上の時間毎に河床を更新して、同線に返すことにした。

5. 計算結果

(1) レイ水路の川中と勾配の検討

レイ水路の川中の最大値を検討するレイ水路に床面が既の場合に、下小笠川の掃流力と等しい掃流力を有するレイ水路の川中では

$$|gh| = \text{const.} \quad I_{old} = 1/230 \quad I_{new} = 1/150$$

とすれば、 $k_{new}/k_{old} = 0.65$ から Manning 式を用いると

$$\frac{B_{new}}{B_{old}} = \left(\frac{k_{old}}{k_{new}} \right)^{\frac{5}{2}} \left(\frac{I_{old}}{I_{new}} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{23}{15} \right)^{\frac{7}{2}} = 1.646$$

となる。すなわち、勾配が $1/230$ から $1/150$ に変わった場合には川中が 1.646 倍に増え、河床の受け方と断りかけ等しいといふことである。河川幅を広げると、堤内航行の傾向があり、好ましくないから、レイ水路の地盤がゆるいからといって、旧川の 1.65 倍以上広げる必要はないとわかる。その他、当然川中には経済上の制限も加わる。

すなわち 4 の述べたように川中の勾配の決定は床面と密接な関係にある。床面に制限を及ぼす工組では、河川が大きく航行できないから、床面の数を制限する場合、勾配は河川ゆかるとしてよい。川中と上記の制限内で許可がより大きくして、勾配を大きくし、工組ではできるだけ河床が均一に受け持つように、床面を整理し、軽くする方向が最も望ましいわけである。

表 5-1 (1) (2) は各川中の勾配の組合せによるレイ水路の不等流計算の結果と、同

表の計算番号は表 5.2 に示す通りである。これらは計画水位 70 歳に上げられる予定の床面について係数状態といわれるが、直線的な水路として計算されたものである。

表 5.2 計算番号の説明(表 5.1)

計算番号	1	4	5	6	7	8	9
流量 m^3/s	150	100	150	65	100	65	30
水路水位 m	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.281	3.281
河川流量 m^3/s	1750	1050	1050	735	735	590	590

このように、大抵多くの計算機で瞬時に計算して与えられる。果實は、この計算結果の各水路の水位であるが、河川と川幅の組合せを比較し、図 5.1(1)~(4)~図 5.2(1)~(4)に示すように、河川、河川別配ととり出して比較したものである。水路の検討については、本章の計画の仕方で行ったこととして、ここでは、各水路の河川と底中の比較の仕方を示しておく。図 5.3 は計算水路の組合せ、分岐点(しり水路始端)の水位に与える水路底中の影響を流量 100 m^3/s の場合に示す。これは、河川と水路の同様に水路河川別配の影響を示すものである。いまだ、下小笠川の 1.1 km 地点(しり水路始端)の水位(後述)に対して相当だが、川幅と河川の影響の比較は、見当を附けるに過ぎない。(実際には、河川と等流水深に行っており、図 5.4、図 5.5 の限り、不等流計算を行わなければならない。行わなければならない。)

以上の水位計算の結果、この程度の川幅の変化の影響は、河川と水路の同様に水路河川別配の影響を示すものである。いまだ、下小笠川の 1.1 km 地点(しり水路始端)の水位(後述)に対して相当だが、川幅と河川の影響の比較は、見当を附けるに過ぎない。(実際には、河川と等流水深に行っており、図 5.4、図 5.5 の限り、不等流計算を行わなければならない。行わなければならない。)

次に、河川、水路と与える水路、果流、河川別配の計算を行って、河川別配の

表 5.1 1) 水路 水位 計算 結果

(1)

水深 1.5 m (I = 1/50 の場合)

距離 標 (m)	流心距離 (m)	追加距離 (m)	計算 結果						
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.850	4.162	4.182	3.680	3.697	3.409	3.395
0.2	100	200	4.884	4.199	4.267	3.721	3.772	3.460	3.406
0.3	100	300	4.964	4.298	4.480	3.814	3.935	3.629	3.451
0.4	100	400	5.166	4.572	4.945	4.127	4.472	4.074	3.665
0.5	100	500	5.616	5.132	5.602	4.740	5.142	4.751	4.216
0.6	21	521	5.751	5.275	5.742	4.883	5.282	4.891	4.370
0.7	100	621	6.408	5.948	6.408	5.555	5.947	5.554	5.046
0.8	50	671	6.741	6.280	6.741	5.888	6.280	5.887	5.375

(2)

I = 1/80 (B = 15 m の場合)

距離 標 (m)	流心距離 (m)	追加距離 (m)	計算 結果						
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.856	4.166	4.190	3.682	3.702	3.411	3.395
0.2	100	200	4.892	4.202	4.272	3.711	3.770	3.455	3.405
0.3	100	300	4.960	4.276	4.435	3.779	3.919	3.562	3.430
0.4	100	400	5.092	4.438	4.730	3.947	4.217	3.818	3.516
0.5	100	500	5.344	4.756	5.190	4.301	4.694	4.273	3.782
0.6	21	521	5.420	4.853	5.302	4.408	4.809	4.390	3.879
0.7	100	621	5.865	5.361	5.844	4.947	5.359	4.948	4.405
0.8	50	671	6.131	5.639	6.122	5.225	5.637	5.226	4.687

(3)

 $I = \frac{1}{330}$
 ($B = 15m$ の場合)

距離標 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.861	4.169	4.198	3.684	3.706	3.413	3.396
0.2	100	200	4.900	4.205	4.278	3.710	3.769	3.452	3.404
0.3	100	300	4.959	4.263	4.405	3.758	3.876	3.524	3.420
0.4	100	400	5.050	4.361	4.594	3.847	4.054	3.658	3.456
0.5	100	500	5.192	4.525	4.868	4.011	4.325	3.894	3.541
0.6	21	521	5.231	4.571	4.937	4.060	4.395	3.959	3.569
0.7	100	621	5.464	4.846	5.300	4.358	4.767	4.322	3.796
0.8	50	671	5.613	5.020	5.502	4.547	4.974	4.529	3.970

(4)

 $I = \frac{1}{300}$
 ($B = 15m$ の場合)

距離標 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.865	4.172	4.205	3.685	3.710	3.415	3.396
0.2	100	200	4.905	4.206	4.284	3.710	3.769	3.451	3.404
0.3	100	300	4.958	4.255	4.388	3.748	3.854	3.504	3.416
0.4	100	400	5.029	4.324	4.526	3.805	3.973	3.588	3.436
0.5	100	500	5.124	4.423	4.703	3.893	4.136	3.713	3.471
0.6	21	521	5.148	4.449	4.746	3.916	4.178	3.747	3.481
0.7	100	621	5.283	4.595	4.977	4.059	4.402	3.941	3.555
0.8	50	671	5.364	4.687	5.106	4.154	4.531	4.062	3.613

(5)

 $I = \frac{1}{150}$
 ($B = 20m$ の場合)

距離標 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.845	4.156	4.167	3.675	3.685	3.401	3.393
0.2	100	200	4.864	4.178	4.214	3.694	3.730	3.432	3.400
0.3	100	300	4.912	4.239	4.349	3.757	3.867	3.542	3.427
0.4	100	400	5.038	4.423	4.685	3.985	4.241	3.895	3.581
0.5	100	500	5.360	4.881	5.291	4.525	4.886	4.538	4.076
0.6	21	521	5.474	5.024	5.433	4.675	5.027	4.680	4.235
0.7	100	621	6.100	5.697	6.106	5.352	5.697	5.351	4.910
0.8	50	671	6.436	6.030	6.439	5.683	6.029	5.683	5.240

(6)

 $I = \frac{1}{180}$
 ($B = 20m$ の場合)

距離標 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.848	4.158	4.174	3.676	3.688	3.403	3.393
0.2	100	200	4.871	4.180	4.223	3.694	3.730	3.429	3.399
0.3	100	300	4.912	4.226	4.323	3.735	3.823	3.496	3.415
0.4	100	400	4.994	4.329	4.527	3.846	4.036	3.677	3.469
0.5	100	500	5.163	4.563	4.898	4.124	4.440	4.069	3.674
0.6	21	521	5.217	4.640	5.001	4.217	4.551	4.183	3.755
0.7	100	621	5.577	5.100	5.526	4.729	5.094	4.732	4.257
0.8	50	671	5.824	5.375	5.804	5.009	5.372	5.010	4.544

(7)

 $I = \frac{1}{30}$
 (B=20%の場合)

距離標 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.951	4.161	4.179	3.678	3.691	3.404	3.394
0.2	100	200	4.875	4.182	4.228	3.694	3.730	3.428	3.399
0.3	100	300	4.913	4.218	4.306	3.723	3.796	3.472	3.409
0.4	100	400	4.970	4.280	4.435	3.779	3.916	3.560	3.430
0.5	100	500	5.063	4.390	4.635	3.892	4.119	3.734	3.485
0.6	21	521	5.089	4.422	4.691	3.926	4.177	3.786	3.504
0.7	100	621	5.254	4.633	5.002	4.166	4.507	4.108	3.678
0.8	50	671	5.369	4.781	5.187	4.337	4.704	4.307	3.832

(8)

 $I = \frac{1}{30}$
 (B=20%の場合)

距離標 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.854	4.162	4.183	3.679	3.694	3.406	3.395
0.2	100	200	4.879	4.184	4.232	3.694	3.730	3.427	3.400
0.3	100	300	4.912	4.214	4.299	3.717	3.784	3.461	3.408
0.4	100	400	4.958	4.258	4.391	3.753	3.862	3.514	3.421
0.5	100	500	5.021	4.322	4.517	3.810	3.977	3.599	3.442
0.6	21	521	5.037	4.339	4.550	3.825	4.007	3.623	3.449
0.7	100	621	5.129	4.442	4.726	3.926	4.181	3.770	3.496
0.8	50	671	5.186	4.510	4.832	3.997	4.290	3.869	3.535

(9)

 $I = \frac{1}{25}$
($B = 25\%$ の場合)

距離係 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.841	4.153	4.161	3.673	3.679	3.393	3.392
0.2	100	200	4.855	4.167	4.193	3.685	3.709	3.418	3.397
0.3	100	300	4.886	4.207	4.282	3.727	3.803	3.494	3.415
0.4	100	400	4.970	4.338	4.531	3.900	4.099	3.781	3.532
0.5	100	500	5.209	4.720	5.066	4.381	4.699	4.388	3.984
0.6	21	521	5.300	4.855	5.210	4.533	4.844	4.536	4.144
0.7	100	621	5.872	5.514	5.884	5.210	5.517	5.210	4.816
0.8	50	671	6.214	5.847	6.216	5.541	5.850	5.541	5.147

(10)

 $I = \frac{1}{80}$
($B = 25\%$ の場合)

距離係 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.844	4.155	4.165	3.673	3.681	3.399	3.394
0.2	100	200	4.859	4.169	4.198	3.685	3.709	3.416	3.397
0.3	100	300	4.887	4.199	4.265	3.721	3.772	3.462	3.408
0.4	100	400	3.942	4.270	4.411	3.790	3.929	3.595	3.445
0.5	100	500	5.061	4.446	4.708	4.013	4.268	3.391	3.607
0.6	21	521	5.100	4.506	4.799	4.091	4.374	4.039	3.675
0.7	100	621	5.388	4.916	5.295	4.576	4.906	4.581	4.155
0.8	50	671	5.610	5.189	5.572	4.860	5.184	4.860	4.448

(11)

 $I = \frac{K}{230}$
 ($B = 25m$ の場合)

距離標 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.846	4.156	4.168	3.674	3.683	3.400	3.394
0.2	100	200	4.962	4.171	4.201	3.685	3.709	3.416	3.398
0.3	100	300	4.887	4.195	4.255	3.705	3.754	3.445	3.405
0.4	100	400	4.927	4.237	4.346	3.743	3.838	3.507	3.419
0.5	100	500	4.992	4.314	4.497	3.823	3.994	3.639	3.457
0.6	21	521	5.011	4.338	4.539	3.849	4.040	3.681	3.470
0.7	100	621	5.132	4.502	4.798	4.044	4.327	3.962	3.607
0.8	50	671	5.220	4.624	4.965	4.195	4.512	4.152	3.740

(12)

 $I = \frac{K}{300}$
 ($B = 25m$ の場合)

距離標 (%)	流心距離 (m)	追加距離 (m)							
			1	4	5	6	7	8	9
0.0	0	0	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	100	100	4.848	4.158	4.171	3.675	3.685	3.401	3.394
0.2	100	200	4.865	4.172	4.204	3.686	3.710	3.415	3.397
0.3	100	300	4.888	4.193	4.250	3.701	3.746	3.438	3.403
0.4	100	400	4.919	4.223	4.315	3.725	3.801	3.474	3.412
0.5	100	500	4.963	4.267	4.406	3.765	3.884	3.535	3.426
0.6	21	521	4.974	4.279	4.430	3.775	3.907	3.552	3.431
0.7	100	621	5.039	4.353	4.567	3.848	4.042	3.665	3.463
0.8	50	671	5.082	4.404	4.653	3.902	4.133	3.745	3.491

2.5.1 水路水位縦断面図 (リウの比較)

計算番号	I	B	出水水位	Q
(6)	1/150	17 (m)	4.147 (m)	100 (%)
(1)	"	"	3.668	"
(2)	"	20	4.147	"
(3)	"	"	3.668	"
(2)	"	25	4.147	"
(3)	"	"	3.668	"

(1) $I = 1/150$

水路縦断面図
縮尺横断
1分
1分

区間距離 (m)

0 100 200 300 400 500 600 700

4.147 $Q_{50} = 1050 \text{ m}^3/\text{s}$

3.668 $Q_{50} = 735 \text{ m}^3/\text{s}$

(6)
B=17

(2)
B=20

(1)
B=17

(3)
B=20

(2)
B=25

(T.P.M)
7

圖-5.1 (2) $I = 1/180$

計算番号	I	B	出流水位	Q
⑩	1/180	15 (m)	4.147 (T.P.M)	100 (%)
⑪	.	.	3.668	.
⑫	.	20	4.147	.
⑬	.	.	3.668	.
⑭	.	25	4.147	.
⑮	.	.	3.668	.

捷水路縦断面縮尺
縦 二十分之二
横 十分之一

区間距離 (m)
出口距離 (m)

4.147
3.668

⑬ B=15
⑫ B=20
⑭ B=25
⑩ B=15
⑪ B=20
⑮ B=25

0 100 200 300 400 500 521 621 671
0 100 100 100 100 100 21 100 50

例 5.1 (3) $I = 1/230$

(TPM)

7

6

5

4

3

計算番号	I	B	出箱水位	Q
20	1/230	15 (mm)	4.147 (TPM)	100 (mm)
21			3.668	
22		20	4.147	
23			3.668	
24		25	4.147	
25			3.668	

排水路縦断面図
縮尺 縦 1/100
横 1/100

排水路縦断面図
(mm)

0

0

100

100

200

100

300

100

400

100

500

100

52

2

600

100

700

50

67

4.147

3.668

20 15

20 20

20 25

20 15

20 20

20 25

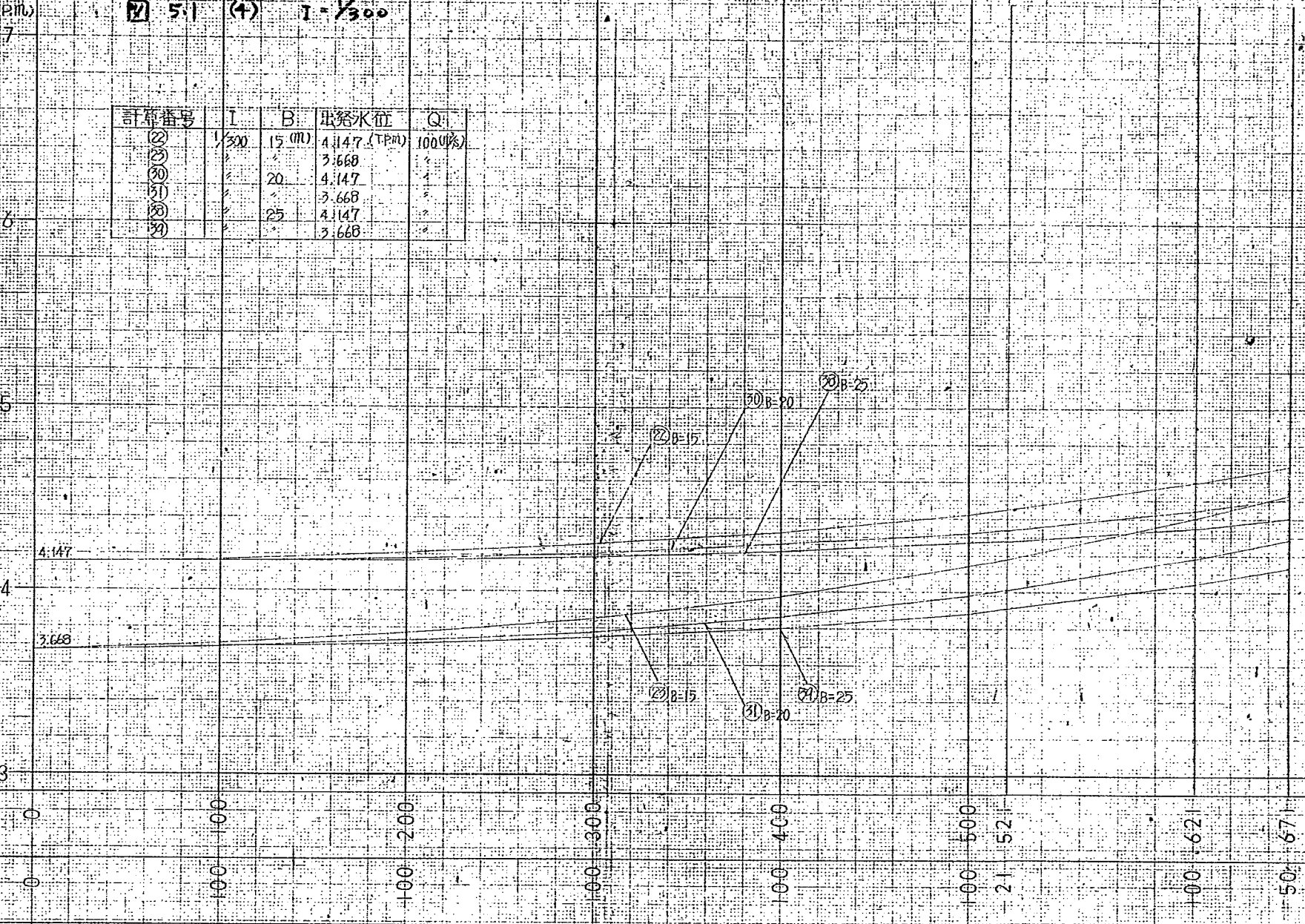
(TPM)
7

② 5.1 (4) $T = 1/300$

計算番号	I	B	出水水位	Q
②	1/300	15 (mm)	4.147 (TPM)	100 (l/s)
③	1/300	15	3.668	1
④	1/300	20	4.147	1
⑤	1/300	20	3.668	1
⑥	1/300	25	4.147	1
⑦	1/300	25	3.668	1

提
水
路
線
断
面
縮
尺
横
尺
1
分
之
1

区間距離 (mm)
0 100 200 300 400 500 600 700



(T.P.M.)
7-

④ 5.2 1.2水路 水位縦断面図 (河床勾配の比較)

(1) $B = 15\text{ m}$

捷水路縦断面図
縮尺
横 二
縦 十分
二 分
千 之
分 一

区間正横断 位置 (m)	距離 (m)
0	0
100	100
200	200
300	300
400	400
500	500
600	600
671	671

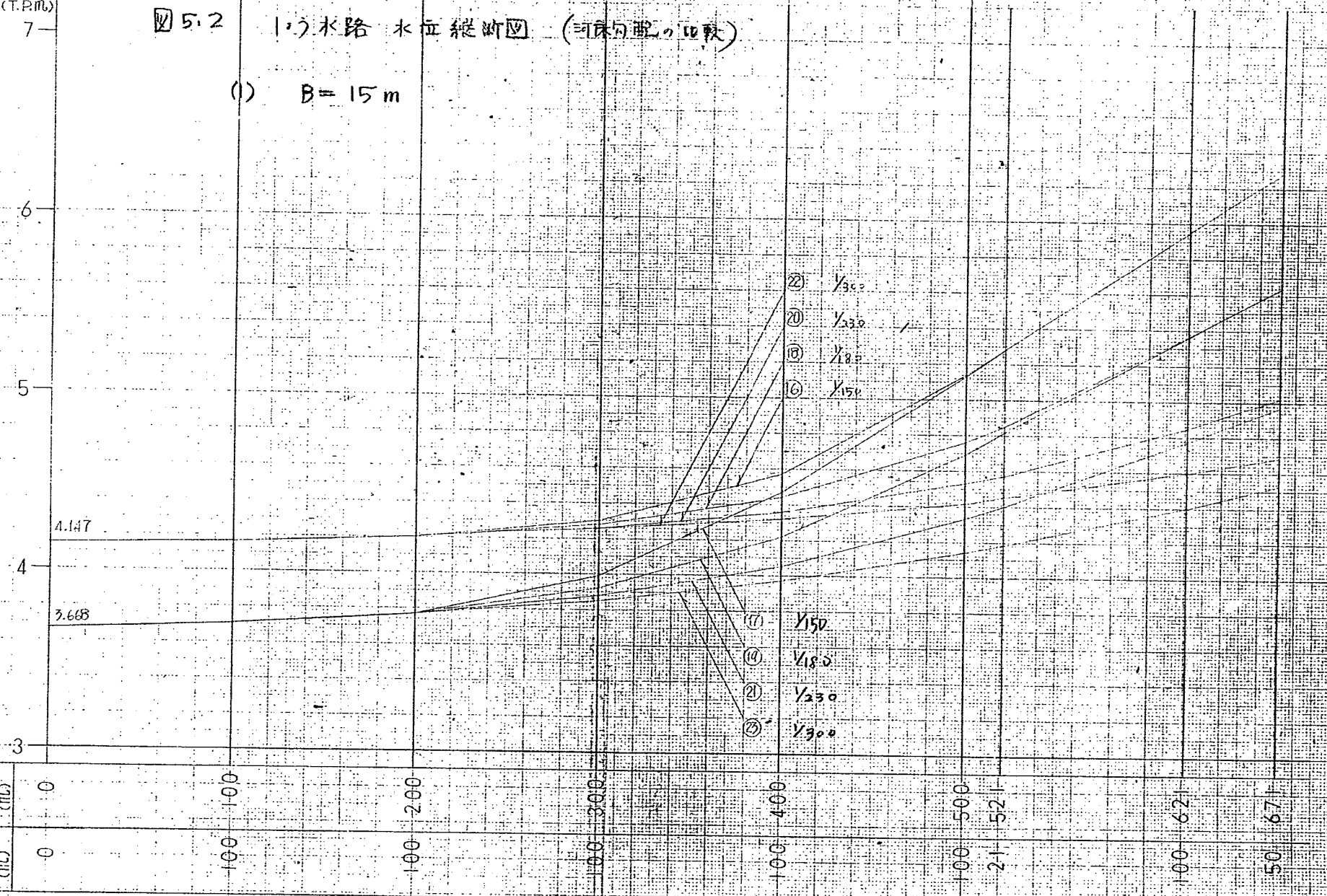


图 5.2 (2) $B=20m$

提水路縦断面図
縮尺 横 1/1000 縦 1/100

(T.P.M.)

7

6

5

4

3

4.147 (0.5% = 1000%)

3.650 (7.35%)

流量

1000
900
800
700
600
500
400

区間距離 (m)

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 200 400 600 800 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

計算水位 (1等流)

等流水位

24

26

28

30

25

27

29

31

1/150

1/180

1/230

1/300

1/150

1/180

1/230

1/300

21

52

100

62

100

50

64

圖 5.2 (3) $B = 25\text{ m}$

捷水路橫斷面縮尺十分之一

距離 (m)

(T.P.M.)

7

6

5

4

3

4.147

3.668

0

100

200

300

400

500

600

700

② $1/50$
③ $1/80$
④ $1/230$
⑤ $1/300$

21

52

62

67

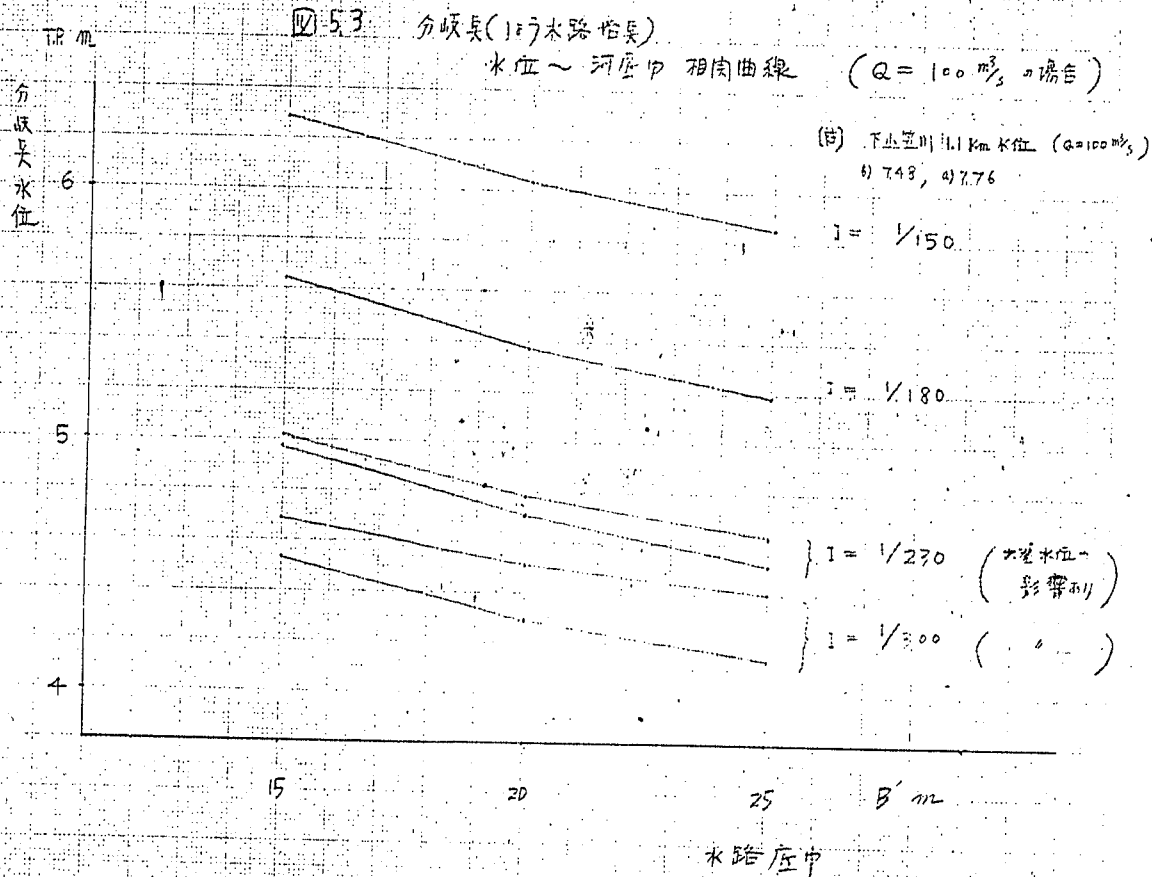
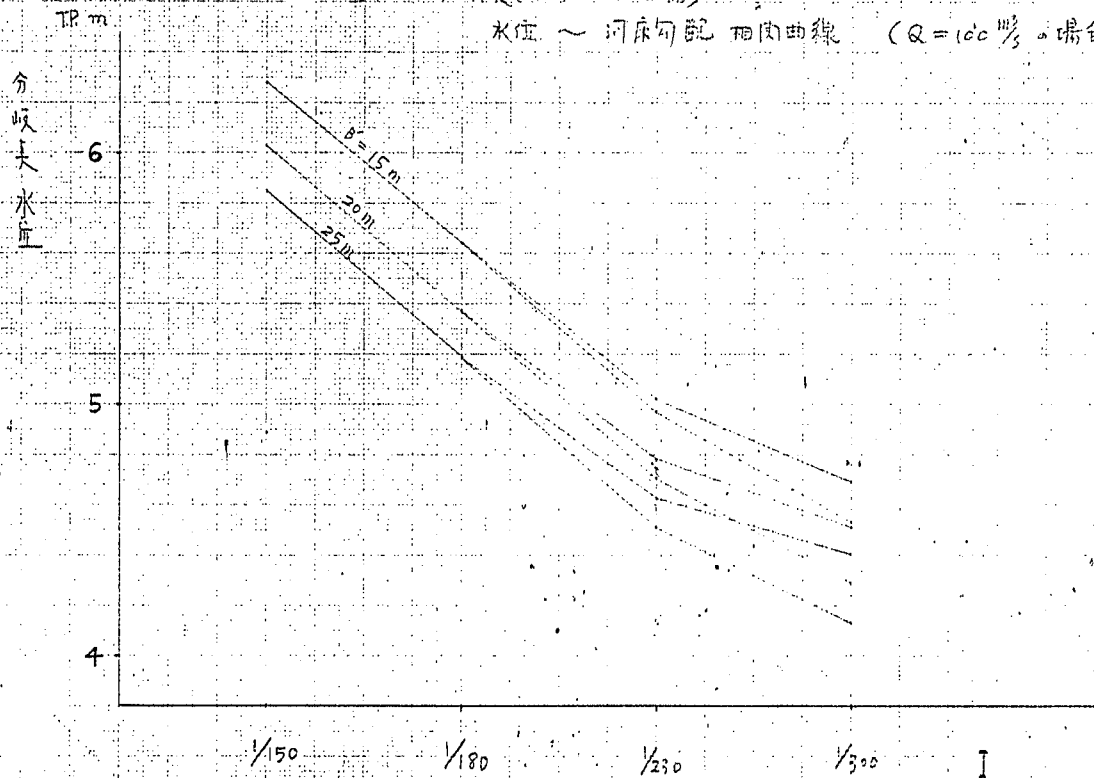


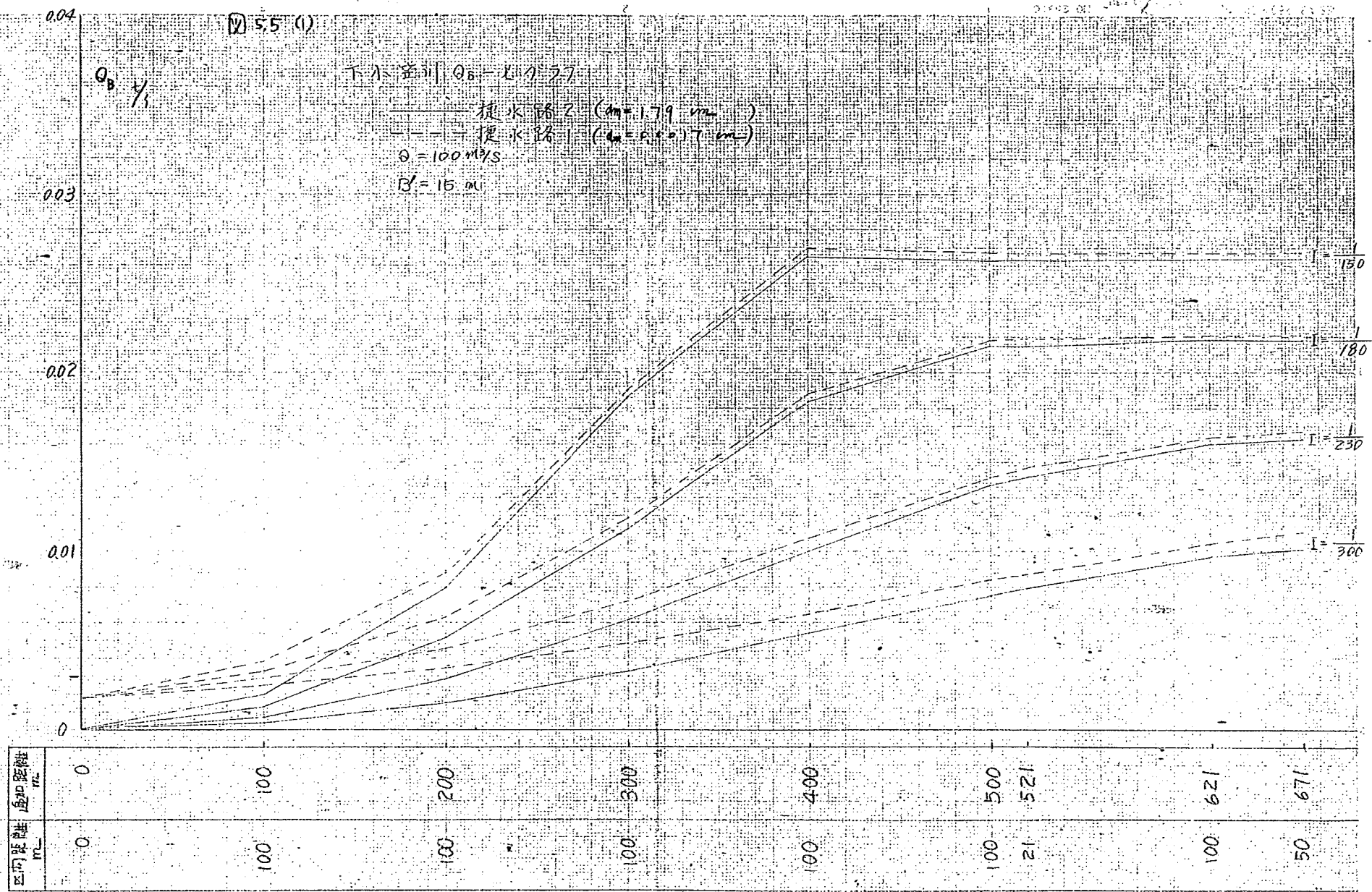
图 5.4

分岐是(1行水路始端)

水位 ~ 河床勾配 相同曲线 ($Q = 100 \frac{m^3}{s}$ 場合)



水路河床勾配



7) 5.5 (2)

Q_0 γ_s

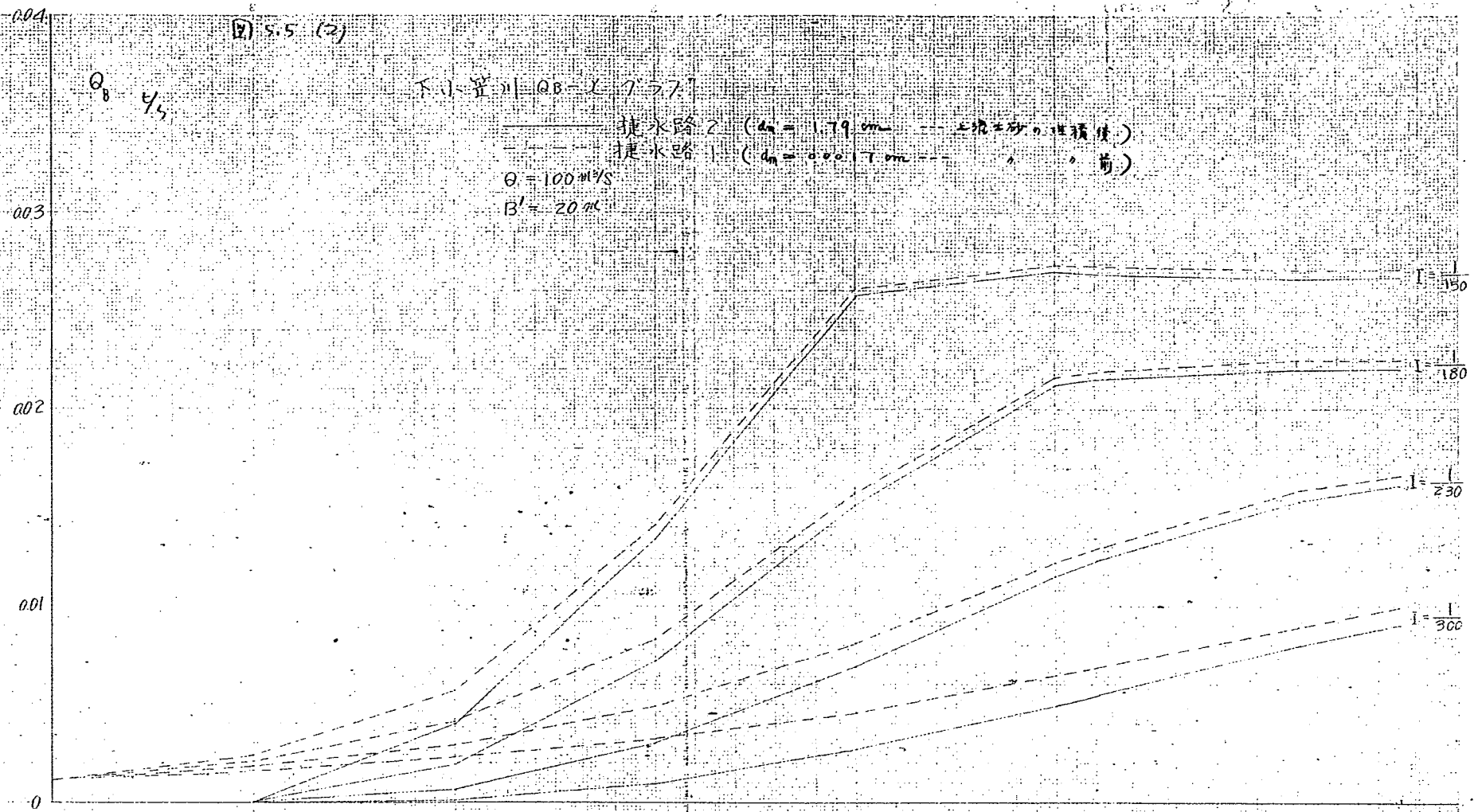
下小置 11-10B-2 7-7-7

捷水路 2 ($d_m = 1.79 \text{ cm}$ 上泥+砂の堆積後)

捷水路 1 ($d_m = 0.0017 \text{ cm}$ 前)

$\theta = 100 \text{ m/s}$

$B' = 20 \text{ m}$



距離 m	距離 m
0	0
100	100
100	200
100	300
100	400
100	500
21	521
100	621
50	671

5.5 (3)

下小笠川 $Q_0 - x$ グラフ

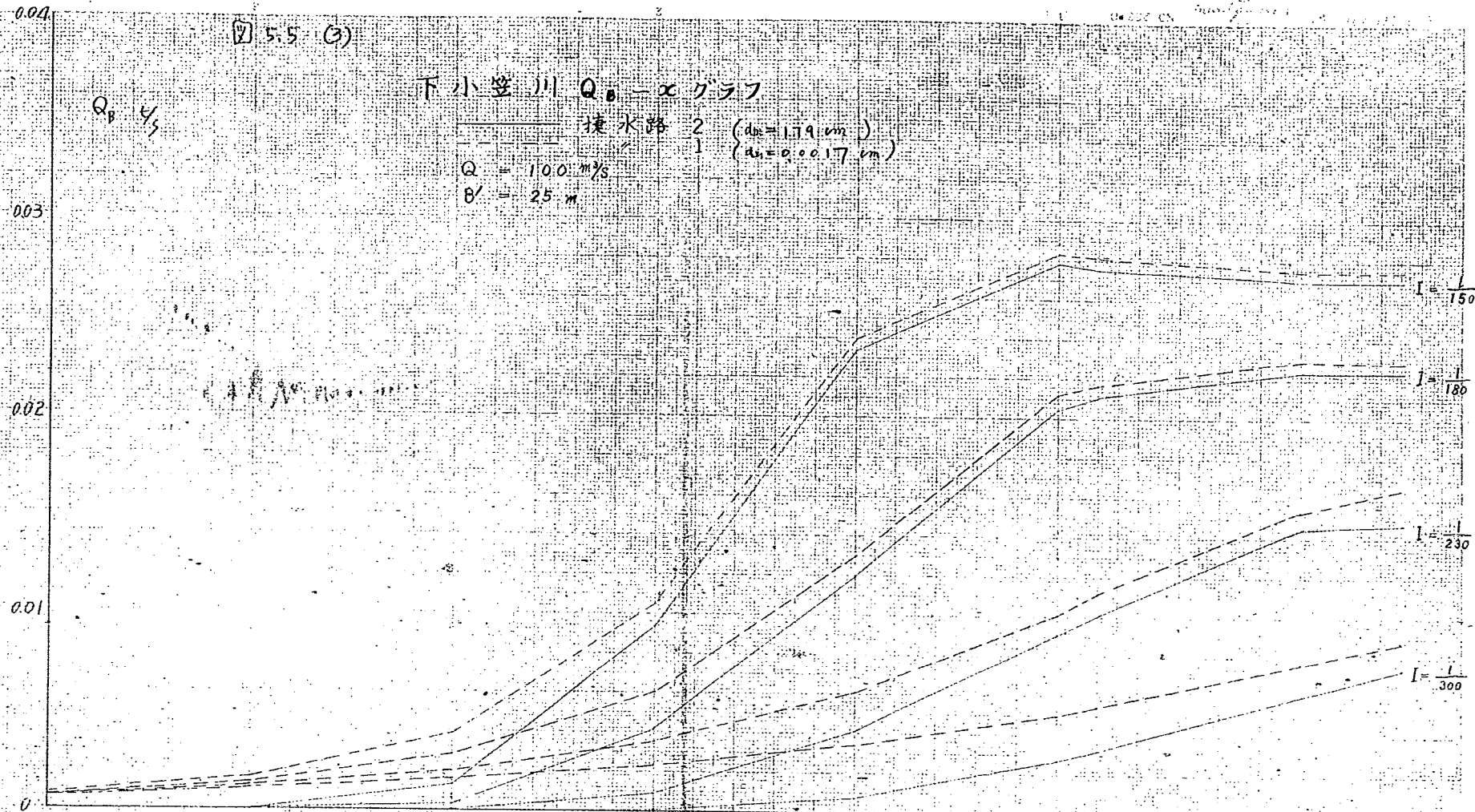
捷水路 2 ($d_{b2} = 1.79 \text{ m}$)
1 ($d_{b1} = 0.0017 \text{ m}$)

$Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$

$B' = 25 \text{ m}$

$Q_0 \text{ } 1/5$

2 門 距離 地点 距離	0	100	200	300	400	500	521	529	571
m	0	100	100	100	100	100	12	001	50



計算は予ていへい。下小笠川の流量 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、瀬川流量 $75 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、18号水路の掃流砂量の経断変化の様子を国5(ア)～(カ)のようとした。これをもとの河床中の水路に対する河床勾配の影響を比較した。河床勾配の程度が小さいほど、影響は、掃流砂量には顕著に現れぬが、掃流砂量には佐藤・吉川・芦田方式の $F=1$ と仮定した。これ以上いかに細かく行、ても不変とした。なお、下小笠川に流れ掃流砂量は同じ条件のとき、例えば 11.9 km では 0.016 と行、21号、21号から、掃流砂量から判断すると、川中の影響は、この程度の範囲がほぼ同様におおむね、河床勾配は $1/200$ 程度が適当とされた。

(ハ) 18号水路の河床変動の検討

河床変動の計算は、この場合、掃流砂量と仮定に入れたい。下小笠川流量 $Q=90 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、瀬川流量は $100 \text{ m}^3/\text{s}$ あり、もう少し小さい流量の方が平均に近いと思われるが、この点を念じておくと、多少の差は、定性的には河床変動の様子がわかる。

これによると、非常に具体的な例でも、累道に設けた床面では、所定のエネルギーは、減殺されると仮定している。これは、床面の局部洗掘の問題である。これは、このおりに議論を述べた。国5(ハ)の(ア)～(カ)は、河床勾配 $1/200$ から $1/300$ に対する18号水路の河床変動の様子。国5(ア)～(カ)は、国5(ア)～(カ)の(ア)～(カ)の中に入っている。河床変動の影響を計ったものである。

これにより、床面で限界水深が現われる場合は、床面上流では、平均以上のエネルギー減殺量が期待できるといって、床面に流れる。当然、その程度は、河床が

圖 5-6 (1) L12 水路河床變動
縱斷面線

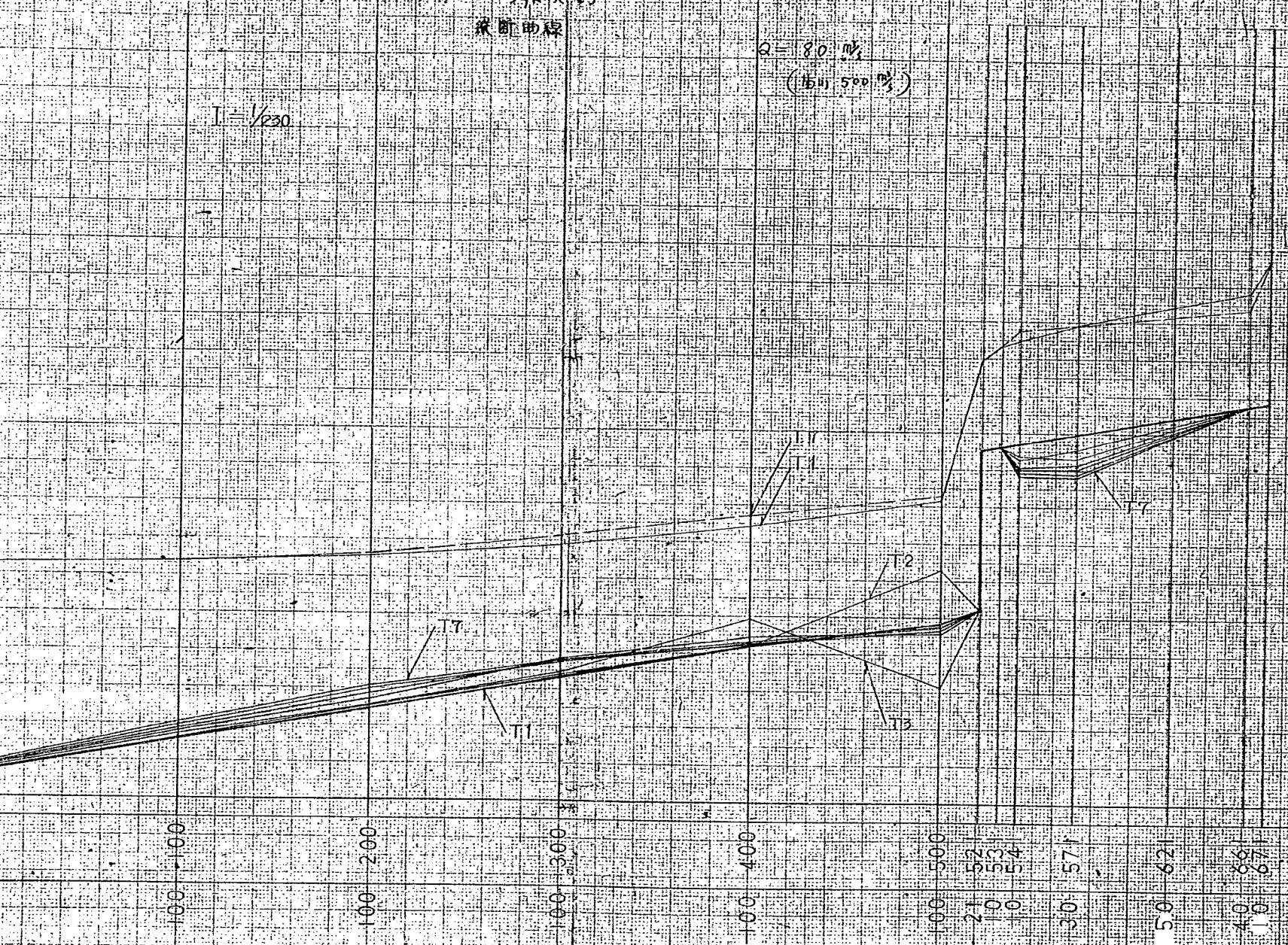
$Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$
(流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$)

$I = 1/230$

縮尺
縱 五十分之一
橫 二千分之一

站號
C.M.D.
C.M.D.

(T.P.M.)
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0



捷水路紙斷圖
縮尺
縱五十分之一
橫一千分之一

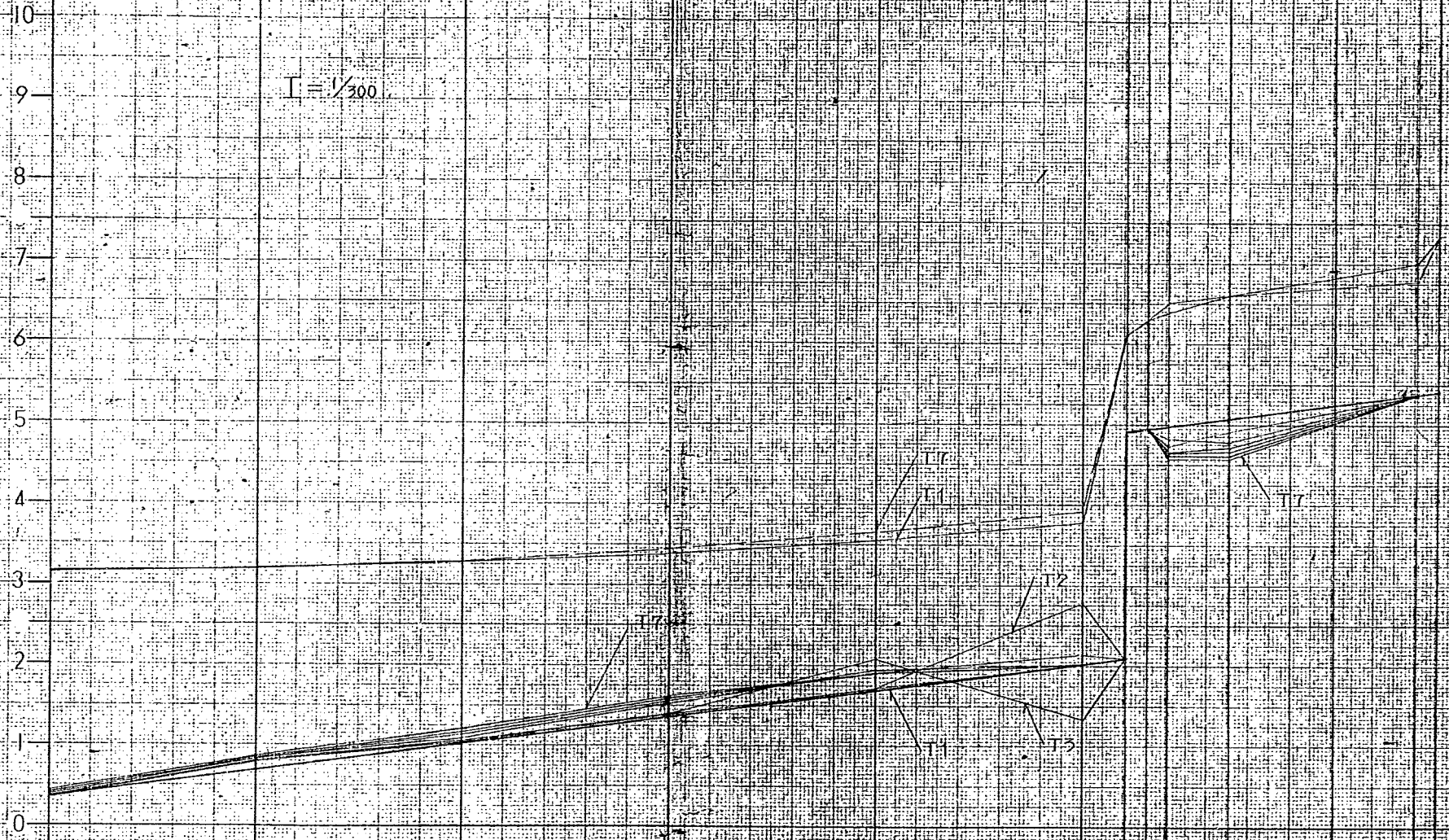
(T.P.M.)

② 5.6 (2)

$$I = 1/300$$

區間距離 (m)
C.M.D.

0	0
100	100
200	200
300	300
400	400
500	500
521	21
531	31
541	41
571	71
621	121
661	161
671	171



掘削する。分岐点と帯工と取交えて行く所では、分岐点の床面上流の所が距離に依
 った水位の異なる部に入っているから、先に前床の下った状態と取交えて行く
 のがよいように思われる。次に合流点に近い部分では、その計算では堆積を計るので、
 したがって、出水水位の平均値をもつて下ったと仮定するとよい。実際はその傾向はゆら
 めがでるので、先ほど前床より上流から流れてくる粒を大きい石や利と入れ替るべ
 い。また、水路の勾配の影響として $1/200$ と $1/300$ の差は判別顯著でない。したがって、
 浮遊による洗掘を考慮しておかれば十分である。
 前床勾配は $1/200$ 以下である必要もなさそうである。

① 床固を念めしし水路の検討

河川の寸法は下流水位と流量が大きく変化する場合には、床固下流のエネルギーを有効に減衰させることは非常に困難である。^{床固に大きい}エネルギー減殺を期待する寸法の設計は特殊な場合を除いて好ましくないといえる。床固下流のエネルギー減殺の寸法で最も効果的のもは排水によるものであり、射流のフルード数が相当大きく行われないと、その効果は現われにくい。射流のフルード数が $F=1 \sim 2$ では減殺されるエネルギーは小さく、また、下流常流側のフルード数が 0.5 以上では、同様に排水の効果が少ない。

下小笠川の場合は、川中を大きくして断面をも大きくし、できる限り床固の高さを小さくすることを目指す。床固下流の洗床を問題にする限り、地盤の軟弱性を考慮すると、床固は最下流端へもつくるのが最もよいが、この場合は射流が現われにくい寸法で小さい床固では床固自身に関する限りエネルギー減殺の程度は小さい。大きい床固をつくと下流の洗床のほか、与惣川をしよう水路の途中に合流せしめなければならない。累進的な大きな床固をもつと、床固下流の河床は後述べるように相当に凹みわたる必要があるのである。

はいわししよう水路の全体計画を検討するために必要な資料とをそろえ、しよう水路の分岐点水位は下小笠川の 1.1 km 水位とほぼ等しいが、河床が安定な範囲内では、それよりも低くする。また、下小笠川の 1.1 km 水位は不等流計算の結果では高付れ過ぎているので、 1.5 km の新川観測所に与惣川水位値と参考に推定するものとする。

図6は新川観測所に1917年昭和36年7月の観測をもとに作製された水位～流量曲線である。下小笠川の河床は比較的安定していると考えられるので、このH-Q curveは現在においても有効であると考えられ、図6、2の河床勾配にない場合、不等流計算結果の水面勾配に基づいて、新川のH-Q curve から推定したものである。不等流計算の結果は、この付近は特に大きな流量の範囲では餘々にすいついていゝ区間であり、水面勾配はゆるやかである。これを考慮すると、むしろAの下小笠川の平均河床勾配から推定値の方が実案に近いと思われる。下小笠川の河床勾配はそれと、それと直線的であるから、すなわち、下小笠川の1.1km水位がかなり高くなつてゐるのは下小笠川がこれより下流の区間でかなり断面狭小になつてゐるからであると思われ、この点については争議から判断すると下小笠川1.1kmの水位は図6、2の曲線よりも低い、その曲線よりも多少高めるとした方がよいと判断される。

次に各種しゅう水路の不等流計算結果あるいは掃流砂量計算から判断されることであるが、河床勾配が大きいから比較的短い区間で等流状態になる。一例として、底中20mの計算水路に流量100 m^3/s を流した場合の等流状態にあるこのしゅう水路の距離を図5、2(2)から推定すると、1.1km図6の5つに過ぎない。同図で菊川流量はしゅう水路の出水水位に一致する菊川の流量のことである。この関係は水路の中にいゝ方が、大きく変化する。特に流量が小さくなれば、すなわち距離は小さくなるが、その量も図6、3から大きくずれることが考えられる。しゅう水く

路の長さはいくつあるかを、渠道との交差点を100m 余りとしておき、勾配が小さく傾斜がほとんど等流状態に近づくものとして、等流状態では、エネルギーの消費率が水路の方向に向いておき、これが合流点付近に図4.2(2)から判明されるように、いまだの場合も等流状態よりエネルギーの消費^率が小さく、堆積傾向である。エネルギーを均等配分するに近づく水路の合流点(近づく)は、水路の河床を全体に対して早くありつくる方法とがある。この場合、水位が上がりすぎると、水路途中の与廻川の合流に障害を講ずる必要が生じ、特に、水路の末端で急激に河床を落し、下流に接続するに近づく、前川の流量、小川小流量のときの流路を定め、取り必要がある。

これらの方法より、短距離で等流状態に近づく、エネルギーを均等配分するに近づく、これは河床安定上好都合であるから、床面の負担が軽減されるわけであるから、大いに検討するべきである。

等流水深はマンンリ式に近づく、2割の台形断面のときは

$$Q = \frac{(B + 2h)}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \approx \frac{(B + 2h)}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

と求められる。この式では $R = (B + 2\sqrt{5}h)/4 \approx h$

と近似した。水路の河床が水深 h に近いとき、99%の誤差がある。水路の粗度係数 $n = 0.034$ 、底幅 $B = 20m$ 、河床勾配 $I = 1/230$ とすれば

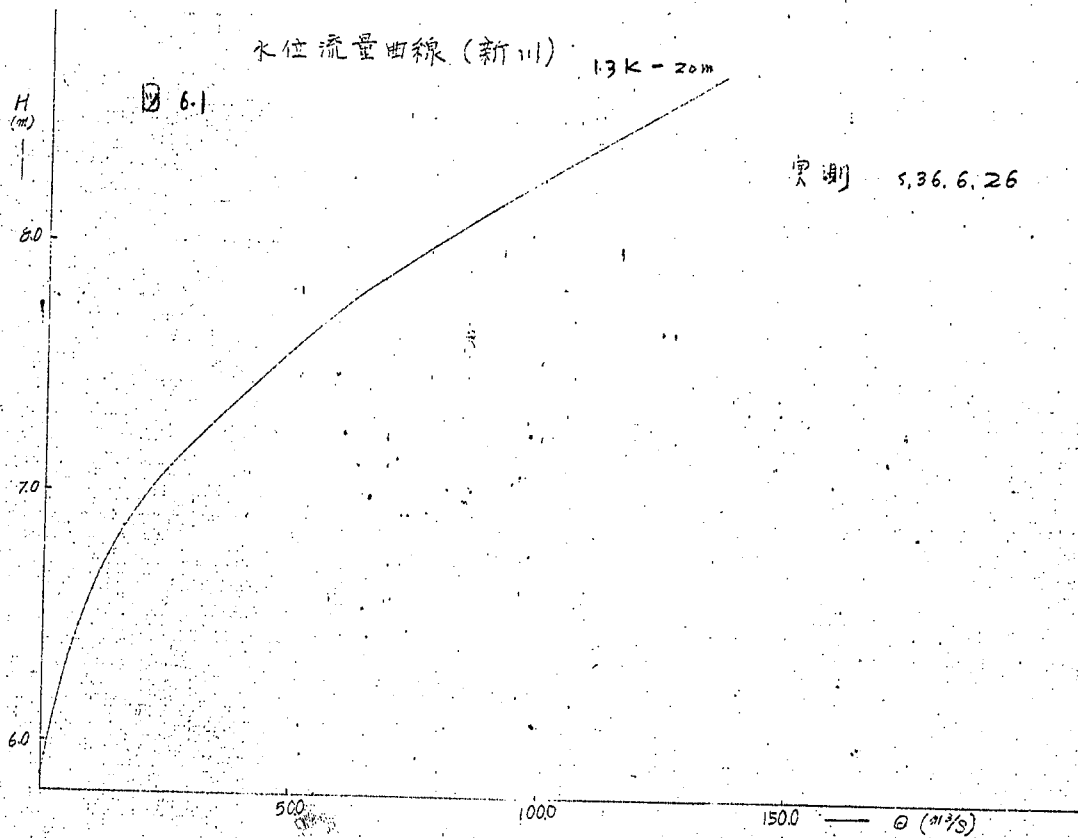
等流水深 h と流量 Q との関係は近似式に近づく、図4.4のようである。

水位流量曲線 (新川)

13K-20m

④ 6.1

実測 5.36.6.26



T.P.
(m)

図 6.2

下小笠川 1.1 km 間 (分岐点)
H ~ Q 曲線

8.0

7.0

6.0

0

50

100

150

$Q = m^3/s$

a. 下小笠川 平均河床勾配 1/30.0 と水平勾配 1/30.0
1/30.0 に仮定して、新川 H-Q curve の求取

b. 不平均流計算結果より勾配 1/30.0 で、新川 H-Q curve
を合流点 (新水路の上流端) に移動

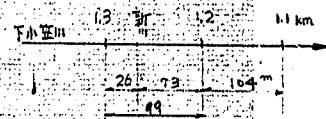


図 6.3

平流状態に下りつくまでの 1つ水路の距離と

流量(水位)との関係

下小並川 流量 $100 \frac{m^3}{s}$
 (両水路 幅巾 20m)
 のと
 I は 水路河床勾配

流量
 Q

1000

$I = 1/150$

$1/180$

$1/250$

$1/300$

500

(註) 図 5.2 (2) 用推定

0

0

200

400

600

800

m

1つ水路の 合流点からの 距離

例 6.4

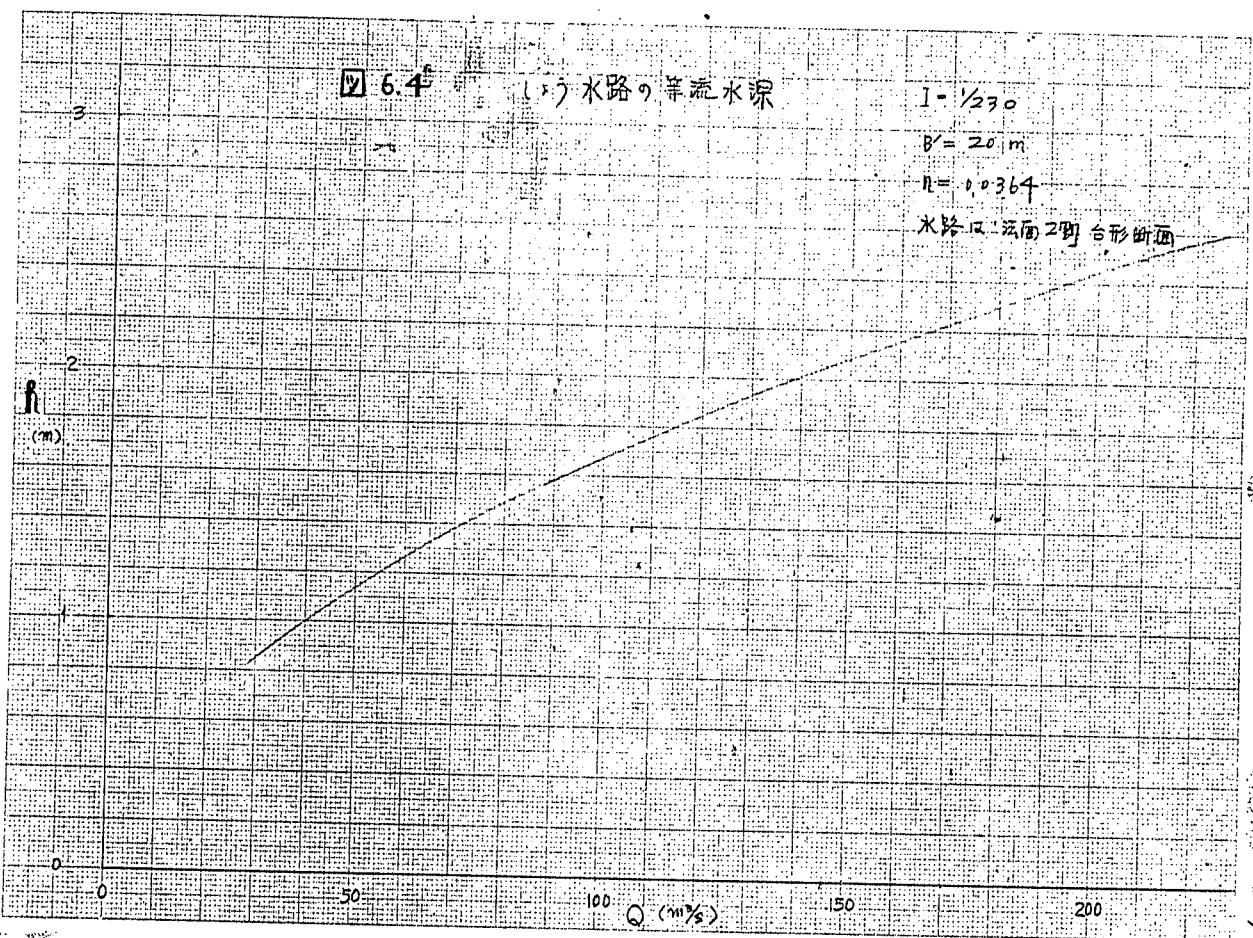
水路の等流水深

$$I = \frac{1}{270}$$

$$B = 20 \text{ m}$$

$$n = 0.0364$$

水路は法面2割台形断面



床面位置で常に等流が得られる行はす、床面下流で跳水水が起る条件は、水平河

床長方形断面の跳水水の条件式

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right\}$$

と下流等流水深 h_2 の式とを連立せしむることにより得られる。 h_2 を近似式を用い

床面位置で長方形断面(水路中B.)とすれば、跳水式を変形して関係、

$$h_1 = \frac{\sqrt{h_2^4 + \frac{8Q^2 h_2}{g B^2}} - h_2}{2h_2}$$

に図6-4の Q と h_2 の組を代入することにより、射流水深 h_1 が計算される。表6-19-26
n=0と仮定した場合の計算値である。

表6-1 射流水深とエネルギー高

$Q (m^3/s)$	$h_2 (m)$	$h_1 (m)$	$V_1 (m/s)$	F_1	$E_1 (m)$	$h_c (m)$	$\Delta E (m)$	$\Delta E (m)$
30	0.85	0.28	4.12	2.49	1.15	0.51		0.26
65	1.33	0.56	4.46	1.91	1.57	0.86		0.15
100	1.67	0.75	5.13	1.89	2.09	1.15		0.15
150	2.03	1.05	5.49	1.71	2.99	1.84		0.13

この表で V_1 は射流の平均流速、 F_1 は射流のフルード数、 E_1 はエネルギー高さで $E = h_1 + V_1^2/2g$

と表わされ、床面を越えたときの摩擦損失は無視すれば、床面に流れるエネルギー高は

h_{us} 限界水深

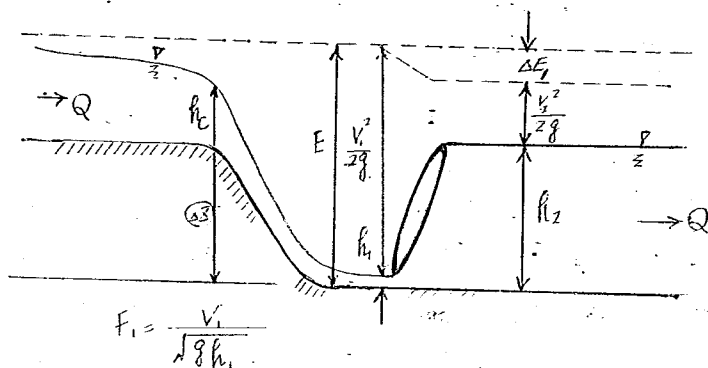
$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}}$$

とす。 ΔE は跳水によるエネルギー損失

$$\Delta E = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_1 h_2}$$

と表わされる。これら関係は図6.4に示す。

図6.4 床面付近の流れのスケッチ



で限界水深が現われねばならない。②を床面の高さとし

$$h_c = \frac{2}{3} (E - \textcircled{2})$$

であるから、限界水深を出発条件として不斉流の水位曲線を計算し、合流点の水位に合わせるように高さを調節される。表6.1の関係から、各流量に対する床面の高さが計算される。ところが、表6.1を見ると、下流側が等流水深と行っている場合の跳水の起る条件は、流量が大きければつれづれフルネ数が小さければいい。満足するエネルギーの減殺量が得られたい。下流水深が大きければ、もう少し大きいフルネ数で行く。エネルギーの減殺量も増えるが、その程度は大きくはない。結局、下流側の場合には

跳水に依りエネルギーの減殺を期待する所を充分に適當な位と思われ、跳水に依り
 1. は減殺されたいエネルギーは通常工プロンの粗度(阻性, フロッグ etc.) によつて処理さ
 れる。フロッグ等による減殺量は、流況が複雑な所ならば、簡単な算定法は行ない、反
 りにマンニンガ式で近似するものに依り、工物の台形断面では、

$$\Delta E_z = L f_1 = \frac{Q^2 n^2}{(B + z h)^2 h^{15/2}} L$$

とす。マンニンガの粗度係数 $n = 0.05$ 、水路の底中 $B = 20m$ とすれば、床面
 下流が等流水深に行つてゐるときは、減殺すべきエネルギー ΔE_z に対する工プロン
 の長さ L は図6bのようにならねば、この場合 ΔE_z の中には跳水に依るものは含
 まれてゐない。これをみると、流量の影響はほとんどないやうである。この場合は粗
 度係数 $n = 0.05$ とし、この影響は2乗で表わしてゐるから、 $n = 0.035$ 程度と
 するならば、その2倍の長さの工プロンが必要となる。フロッグ等の粗度に関する実験結
 果をみると、これに例へて最もよいやうであるが、その値については、これを大きくするといふ
 必要はないやうである。

工プロンの負担を軽減し、エネルギーを河床に寄せて配分するは、河床を全体にわたる
 ことが、有力な対策であることは述べた。これは、南川と合流点の流路と、与惣川との
 合流条件を悪くしないという制限が加わった。図6cは、これらの関係を表わしたもので、
 検討の結果に計算した流量は下小笹川3011%の増であるが、これは、下方の伝播が、

図 6.6 エネルギー減衰率とエネルギー長との関係

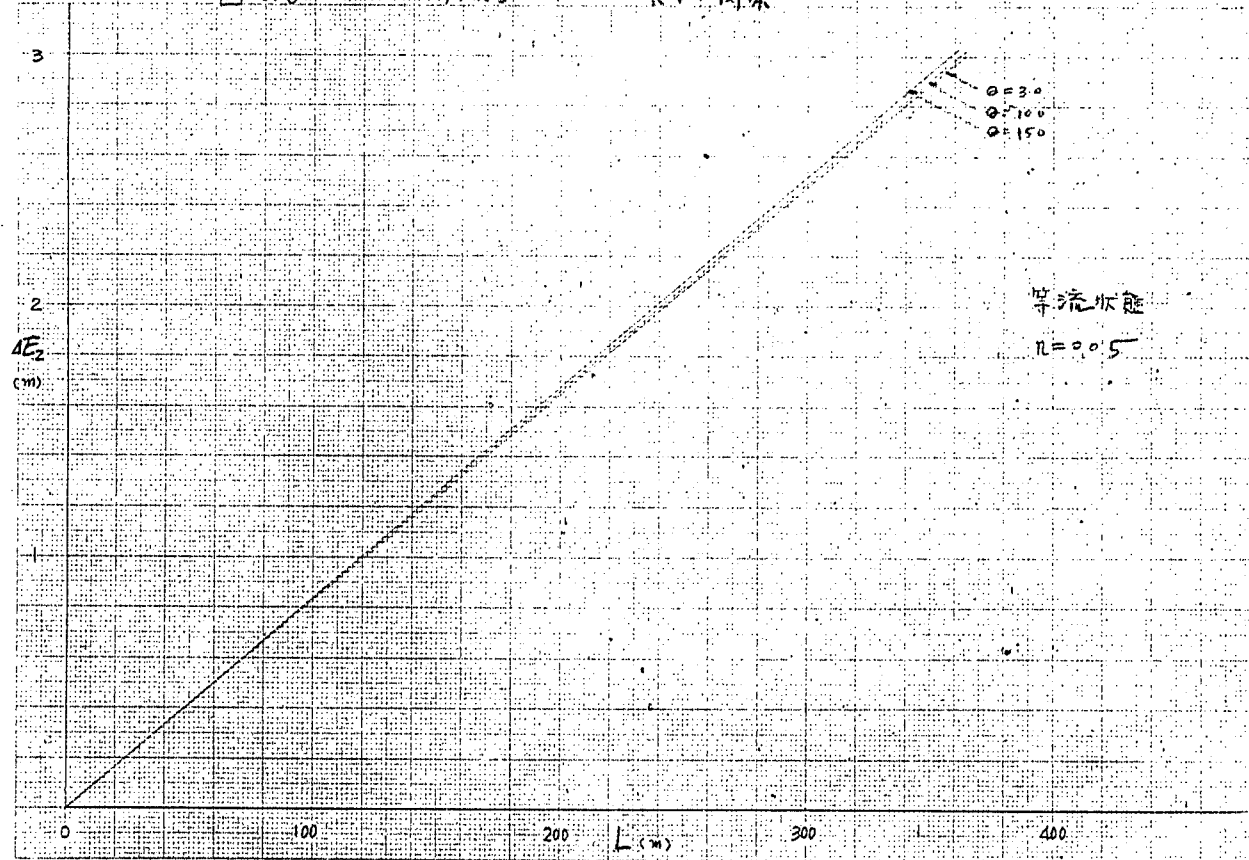
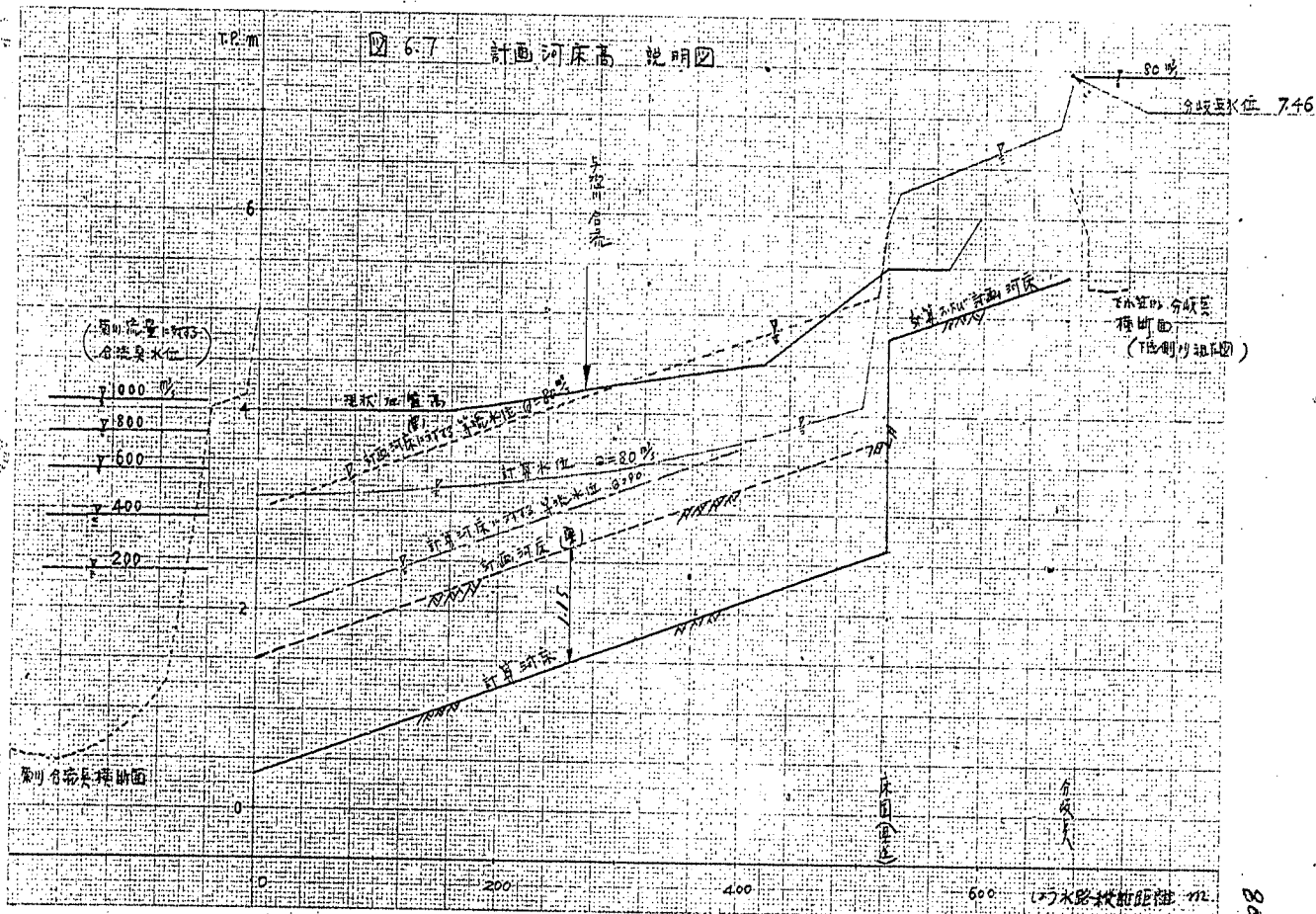


圖 6.7 計畫河床高 說明圖



、これに異なった流量のものについては等流水深が示されているから概略の比較はなされる
 推定は可能である。

渠道との交差位置の床面上に流石、さらに上流側下小笹川の河床りをそのまま延長
 したような形と行ない、床面位置を限界水深が現われるとする。これより
 数100mは低下箇所の間と行なう。この間は洗堀をせよ。河床の洗堀の進行と同時に
 は、低下箇所が延長されていくが、これは床面を設ける限りやむを得ないことである。
 しかし、洗堀の程度はそれより大きくせよものと考えられるので、多少、護岸の根入れを深
 くしてゆく程度でよいように思われる。分岐点で背水箇所に入っているから、分岐点の
 水位を合わせる必要はない。多少、低くしてよいから、手に掃流力があるいは流石の
 能力を一致させることは別問題である。

床面下流側河床の高さ(計算河床)は示しているから可能である。菊川の水位の変化
 に対してはとも等流区間が長く、いかほどの条件のもとでも合流点付近で著しい低下箇所の
 生じない。かつ惣川合流に支障のないように、計算河床を約1m余り下げ、この計算
 河床(案)程度でよいように思われる。この場合床面に於けるエネルギー減殺量の負担分
 は約1mである。これは摩擦に依りて得られるエネルギーの場合に比しては約
 120mのエネルギーを必要とする。故に排水に要する減殺量が加わるから、エネルギーの長さも多
 少なにかゝることもできよう。

合流点では、菊川水位が低いとき、低下箇所となるので帯工を設け、河床を保護する

と同時に、この構造物の粗度上、工事を限り、工率と減額を要する上に可成り望ましい。

7. しょう水路案のまとめ

下小笠川の流末処理に關し、主としてしょう水路の計画について検討した。いまだ十分の感得が得られないうが、検討結果の主要ものを列挙すれば、その大體が次のようである。

- (1) 最近の吳沢川図にもなくユニットグラフから下小笠川の流量を検討した結果、超過確率 $1/100$ で流量は $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $1/50$ で 100 、 $1/10$ で 60 程度である。
- (2) 下小笠川と南川の流量相関は図 3 に示す通りである。下小笠川の流量が小さいときは、殊に南川の流量は小さいと見られる。大きいときは、南川の流量は前面にわたる。
- (3) 水理計算の結果をみると、しょう水路が川中の影響は水かさ、掃流量ともにあり、おそれ多い。川中を有利にする必要はないが、敷地余裕があれば、底中では 2 m が望ましいが、余裕がなければ 1 m であることもできる。

本書の検討は底中 2 m とした。

- (4) 河床断面の影響は大きい。水かさ、レイアウト、できる限り急勾配としたい。掃流量に与る河床変動の見地からレイアウトと下小笠川上流の平均河床勾配 $1/230$ より、ゆるくする必要はないが、おそれ多いこともできる。しょう水路では河床材料が非常に細かいから、急勾配に与る洗掘を考慮して、おそれ多いと見られる。浮遊について計算を行ないたい。したがって、河床勾配としては、ゆるくすると床面の負担も大きく与るので、 $1/230$ 程度がよいとされている。

- (5) 床面に与るエネルギーの減殺のうち大部分を排水に期待するといふ無理である。

工法の精度を大きくして、必要となる工法にすべきである。

- (6) 床面の負担を軽減する他の工法としては、河床にエサレキ一を均等に配分するものが、最も有効な水路の河床を削る方法である。図6.7の程度で行う可能性を考慮すべきである。

- (7) 計画水位については別途計算と実施が必要であるが、比較的短距離に等流状態となるから、概略値は推定する事ができる。

- (8) 図1.1.12の「下小笠原」高水位より、粗度係数から断面形（管状河川）の断面形状、下小笠原の断面形、下小笠原の断面形）を模倣する。この精度は高くないが、ある。

8. 付録

(1) 蘭川不等流計算

蘭川改修後、河口付近の河の流況が、変つてゐるので、現状の狀態の水位を求めると、下小笹川の合流處水位を調べた上、蘭川の不等流計算を果した。

計算箇所は河口(OKO、海岸江線から右岸約10m、左岸30mの位置、下流に近づく時、河床面は出る)から、2×8地帯に、断面特性は昭和36年測量横断面から作製(図8.1(1)~(30)の5区別計算数値表参照)、断面間隔は、ほぼ100mである。蘭川には橋梁が二本(駿遠線鉄橋、固定橋)架してゐるので、これを考慮して、橋脚に与る比上高 ΔH は抗力係数にむづみ式で計算した。

$$\Delta H = C_D \frac{t}{B} \frac{V^2}{2g}$$

すなはち

ΔH : 比上高(エネルギー損失水頭)

t : 橋脚数 $\times$ 橋脚巾

B : 水路巾

C_D : 抗力係数 1.5

駿遠線鉄橋、固定橋は低水路と高水路の平均をとつた。この式は多少小さくはなるので、抗力係数を少し大きくして、ととした。

表2.1 橋梁係数表

橋梁名		橋脚数	平均橋脚巾 (m)	平均水路巾 (m)	抗力係数	橋梁係数	平均橋梁係数
		(本)	(m)	(m)			
駿遠線 鉄橋	低水路	8	1.20	82.8	1.5	0.174	0.165
	高水路	15	1.20	173.0	1.5	0.156	
固定橋	低水路	3	1.55	44.4	1.5	0.156	0.168
	高水路	5	1.55	77.7	1.5	0.180	

粗度係数は国定河川の新水量水標の同時記録を調べたところ、エルク-カ逆勾配に
 なることが多く、不明であるが、国定水量水標地点における実測値 $n=0.027$ を用い
 ることにした。計算ケースは表8.2の通りである。シム出排水位

表8.2 計算ケース

計算番号	新川名 (計算範囲)	流量 (ℓ/s)	出排水位 (T.P. m)
1	新川 (C ~ Z ^{kg})	1000	2.31
2	"	"	1.66
3	"	"	-0.80
4	"	650	1.66
5	"	"	-0.80
6	"	450	1.66
7	"	"	-0.80
8	"	350	-0.80

T.P. 2.31mは計画高水位、T.P. 1.66mは最高潮位、T.P. -0.80mは最低潮位である。

計算結果は表8.3及び図8.2 (線の中) のようである。図8.3は国定水量水標位置に於
 けるH-Q curveで実測と比較したもので、図8.4は下水路合流位置におけるH-Q
 curveである。

計算水位は実測よりかなり高くしている。この原因としていえると思われるの
 こは、疑念の并列挙しておく。

- a. 新川河口では、射流は長山川に注いでいるが、計算では横断面が埋没状態にあり
 (注)
 であるために、射流が現れずにいるから。つまり、計算断面測量時と
 国定流量曲線作製時とはずれており、断面は異なっているであろう。
- b. 新川の下流 (新川合流後) は粗度係数のむだ小さいから。

(注) 昭和37年実測断面は、図8.1 (1) ~ (10) の通りで、昭和36年断面測量資料にも記載されている。
 粗度係数の検討も行って、新川断面で再計算する必要がある。建設省土木研究所

菊川計算水位一覽表

表 8-3

87

距離標	区間距離 (m)	通加距離 (m)	最深河床高 (T.P.m)	水 位 (T.P.m)							
				計算番号1	計算番号2	計算番号3	計算番号4	計算番号5	計算番号6	計算番号7	計算番号8
0.0	0	0	- 1.262	2.310	1.839	1.839	1.660	1.373	1.660	1.068	0.854
0.1	105.0	105.0	- 1.220	2.600	2.601	2.601	2.216	2.216	1.935	1.935	1.734
0.2	95.0	200.0	- 1.182	3.180	3.179	3.179	2.799	2.799	2.523	2.523	2.364
0.3	92.0	292.0	- 1.146	3.463	3.463	3.463	2.978	2.978	2.645	2.645	2.645
0.4	94.0	386.0	- 1.108	3.582	3.582	3.582	3.066	3.066	2.707	2.707	2.504
0.5	90.0	476.0	- 1.072	3.606	3.605	3.605	3.084	3.084	2.723	2.723	2.518
0.6	95.0	571.0	- 1.034	3.615	3.615	3.615	3.087	3.087	2.724	2.725	2.520
0.7	96.0	667.0	- 0.996	3.653	3.653	3.653	3.121	3.121	2.760	2.760	2.556
0.8	102.0	769.0	- 0.954	3.832	3.832	3.832	3.274	3.274	2.893	2.893	2.677
0.9	106.0	875.0	- 0.912	3.849	3.849	3.849	3.302	3.302	2.921	2.921	2.703
1.0	131.0	1006.0	- 0.860	3.906	3.906	3.906	3.394	3.394	2.998	2.998	2.770
1.1	99.5	1201.4	- 0.820	4.044	4.044	4.044	3.460	3.460	3.053	3.053	2.817
1.2	95.9	1201.4	- 0.872	4.087	4.087	4.087	3.494	3.494	3.080	3.080	2.840
1.3	90.4	1291.8	- 0.746	4.156	4.156	4.156	3.546	3.546	3.121	3.121	2.874
1.4	85.9	1377.7	- 0.711	4.170	4.170	4.170	3.560	3.560	3.134	3.134	2.886
1.5	85.3	1463.0	- 0.677	4.185	4.185	4.185	3.572	3.572	3.145	3.145	2.895
1.6	85.5	1548.5	- 0.643	4.232	4.232	4.232	3.611	3.611	3.179	3.179	2.925
1.7	83.6	1632.1	- 0.610	4.258	4.258	4.258	3.633	3.633	3.198	3.198	2.941
1.8	80.0	1712.1	- 0.578	4.284	4.284	4.284	3.656	3.656	3.218	3.218	2.960
1.9	83.0	1795.1	- 0.544	4.324	4.324	4.324	3.690	3.690	3.249	3.249	2.998
2.0	91.9	1887.0	- 0.508	4.376	4.375	4.375	3.734	3.734	3.228	3.228	3.024
2.1	92.6	1979.6	- 0.471	4.455	4.455	4.455	3.800	3.800	3.345	3.345	3.077
2.2	91.6	2071.2	- 0.434	4.510	4.509	4.509	3.847	3.847	3.387	3.387	3.116
2.3	83.9	2155.1	- 0.400	4.537	4.537	4.537	3.875	3.875	3.415	3.415	3.144
2.4	83.0	2238.1	- 0.369	4.577	4.577	4.577	3.912	3.912	3.450	3.450	3.178
2.5	107.6	2345.7	- 0.348	4.621	4.621	4.621	3.955	3.955	3.490	3.490	3.219
2.6	132.5	2478.2	- 0.321	4.745	4.745	4.745	4.059	4.059	3.586	3.586	3.311
2.7	132.4	2610.6	- 0.295	4.814	4.814	4.814	4.123	4.123	3.645	3.645	3.364
902 7	104.6	2715.2	- 0.274	4.835	4.835	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391
2.8	34.8	2750.0	- 0.267	4.842	4.842	4.842	4.156	4.156	3.676	3.676	3.401

図 8.3

東京 2'2 地盤 H-Q 曲線

(国史)

□
(TP11)

封品用 (H=90.27)

国史 更替

300 400 500 600 700 800 900 1000 1100

Q (m³/s)

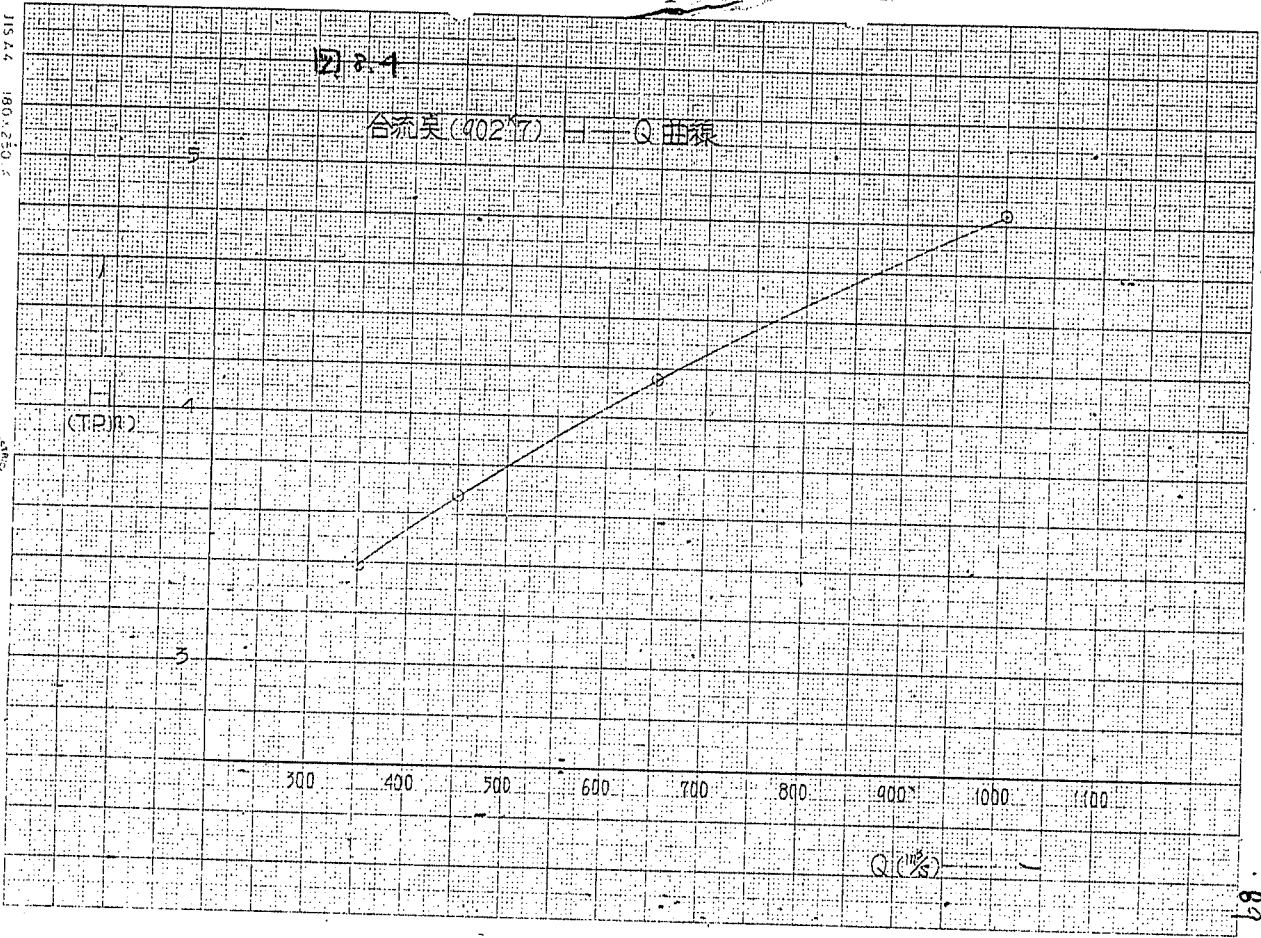
図 2.1

合流点(402.7) H—Q 曲線

(TP)R

300 400 500 600 700 800 900 1000 1100

Q (m³/s)



⑤ 射流に付いた泉では、フルト数0.9と与えて計算を継続しているが、これが正しいのか。ただし $f=0.9$ のときは、水位も高い。

⑥ 横断がとんとん非常に小さく行っているため、図8と利口の同時水位と比較すると、エ利マと逆に行っている。これは、水面が要ては、原因の1つであるのであろう。

(2) 下小笹川不等流計算

下小笹川は兩川の合流泉(0.0K)より、2.0Km 代表地計算した計算間隔は、約100m、粗度係数 $n=0.0364$ (新川量水標地実測値)、断面特性は図8.5

(昭和39年1月実測)のとおりである。但し下小笹川では、急流河川であるため、床面(第1)部は、橋脚の影響を考慮した。

表8.4 計算ケース				
計算番号	河川名(計算断面)	流量(ℓ/s)	出発水位(T.P. 111)	
9	10 下小笹川(0~20K)	150	計算番号	1.5m 合流泉水位
11	12 "	100	"	4.7 "
13	14 "	65	"	6.8 "
15	"	30	"	8 "

表8.4のケースに基づき計算した結果は、表8.5のとおり図8.6(第1部)のとおりである。図8.7.8.8.9は、これより下小笹川の2.0K、1.3(新川量水標)、1.1(シラ水路分岐点)に於ける $H-Q$ curve である。これらと図8.9の新川量水標地実測値と比較すると、やはり計算値は相当高く、2.0K、1.1より300~500cm以内の断面が小さく水位が上げ、影響が米田消水河、龍田、おろし、粗度係数は疑問があるが、~~計算値は、高水時の値である~~と思われる。

下小笠川計算水位一覽表

表 8.5

距離標	区間距離 (m)	追加距離 (m)	最深河床高 (T.P.m)	水 位 (T.P.m)						
				計算番号 9	計算番号 11	計算番号 10	計算番号 13	計算番号 12	計算番号 14	計算番号 15
0.0	0	0	0.25	4.835	4.147	4.147	3.668	3.668	3.391	3.391
0.1	105	105	1.24	4.882	4.230	4.740	3.749	3.938	3.524	3.421
0.2	102	207	1.40	5.602	4.862	5.578	4.242	4.850	4.206	3.601
0.3	100	307	1.61	6.378	5.501	6.370	4.767	5.497	4.754	3.911
0.4	98	405	1.98	8.147	6.804	8.147	5.762	6.804	5.762	4.598
0.5	96	501	2.26	9.088	7.727	9.088	6.674	7.727	6.674	5.485
0.6	91	592	3.19	9.278	7.883	9.278	6.798	7.883	6.798	5.565
0.7	97	689	3.20	9.304	7.925	9.304	6.870	7.925	6.870	5.695
0.8	95	784	4.02	9.357	8.004	9.357	7.001	8.004	7.001	5.923
0.9	97	881	4.32	9.426	8.114	9.426	7.176	8.114	7.176	6.185
1.0	103	984	4.54	9.566	8.307	9.566	7.426	8.307	7.426	6.516
1.1	119	1103	5.41	9.660	8.479	9.660	7.703	8.479	7.703	6.923
1.2	104	1207	5.60	9.775	8.737	9.775	8.069	8.737	8.069	7.357
1.3	99	1306	6.03	9.982	9.033	9.982	8.411	9.033	8.411	7.671
1.4	99	1405	6.26	10.175	9.311	10.175	8.719	9.311	8.719	7.972
1.5	100	1505	6.31	10.398	9.594	10.398	9.012	9.594	9.012	8.254
1.6	100	1605	7.03	10.650	9.888	10.650	9.308	9.888	9.308	8.538
1.7	112	1717	7.33	10.901	10.155	10.901	9.574	10.155	9.574	8.828
1.8	104	1821	7.76	11.157	10.462	11.157	9.917	10.462	9.917	10.462
1.9	110	1931	8.23	11.556	10.914	11.556	10.397	10.914	10.397	9.733
2.0	103	2034	9.00	11.896	11.311	11.896	10.833	11.311	10.833	10.216

圖 8-7

下小笠原 2.0^k 地奥 H-Q 曲線

H
(T.P.M)

1.2

1.1

1.0

0

20

40

60

80

100

120

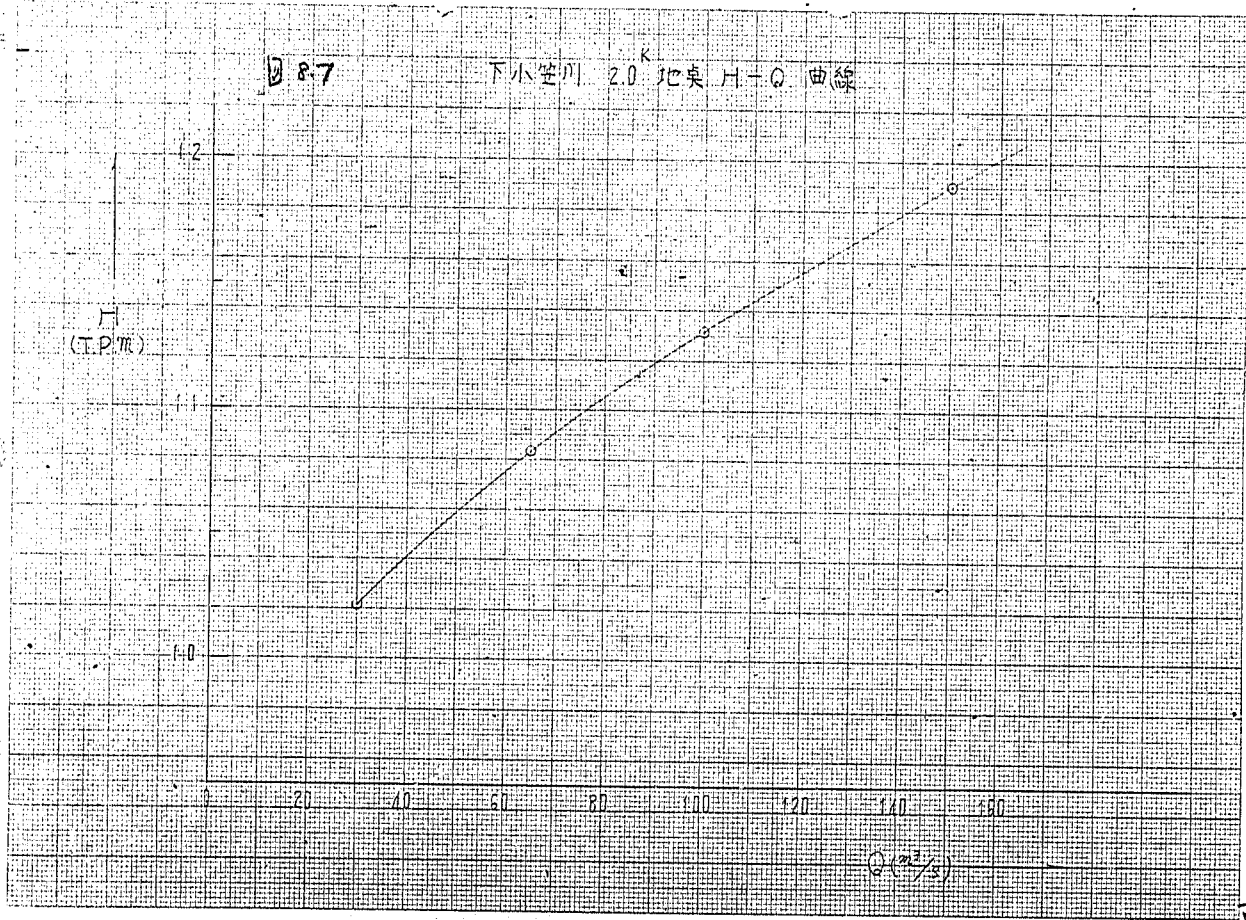
140

160

Q (m³/s)

42

11255.00 24.21



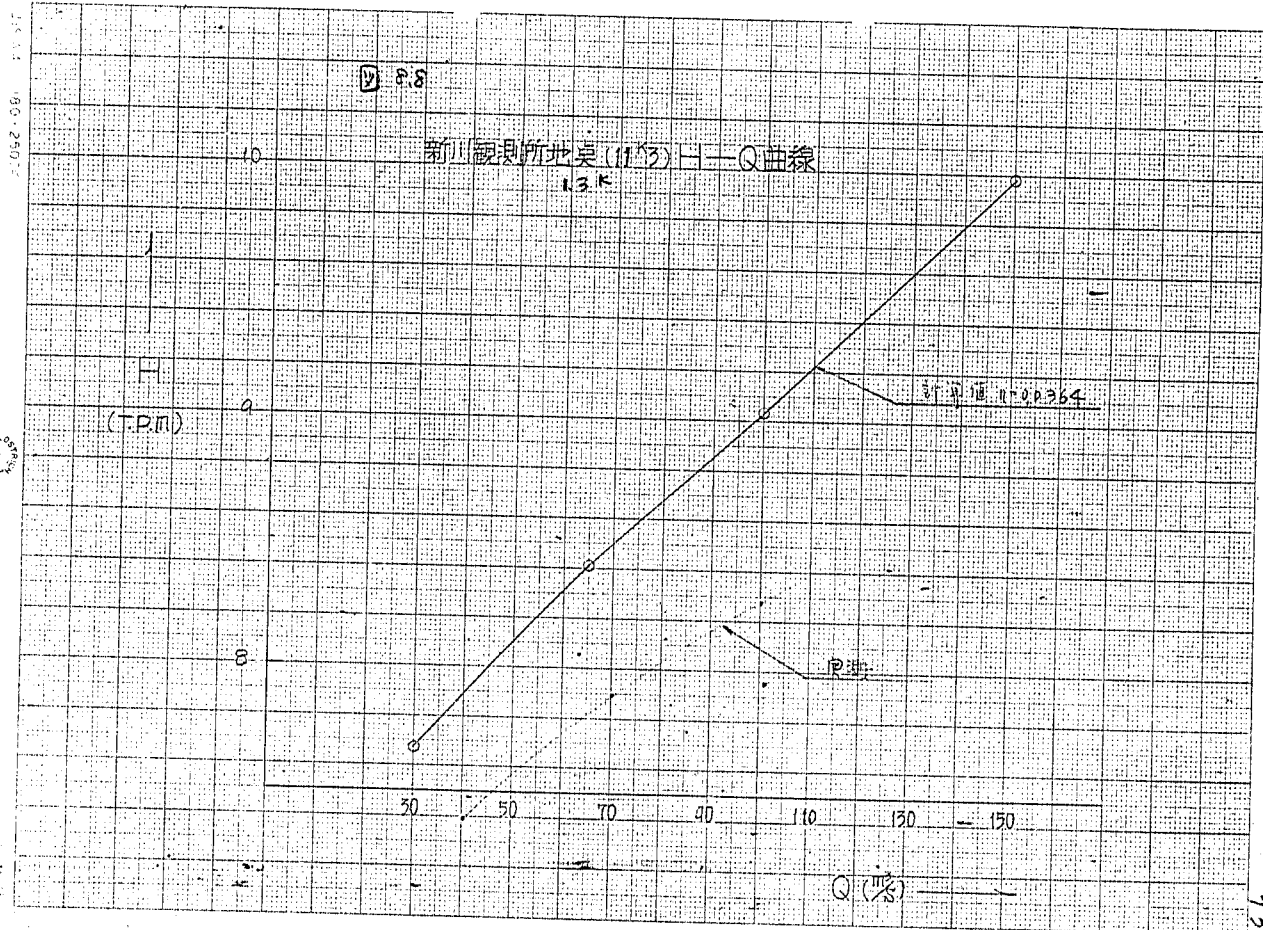


図 2.9

分水路分岐点 (11%) H—Q 曲線

1.1 K

H
(T.P.m)

8

7

30

50

70

90

110

130

150

Q (m³/s)

94



7 8.1

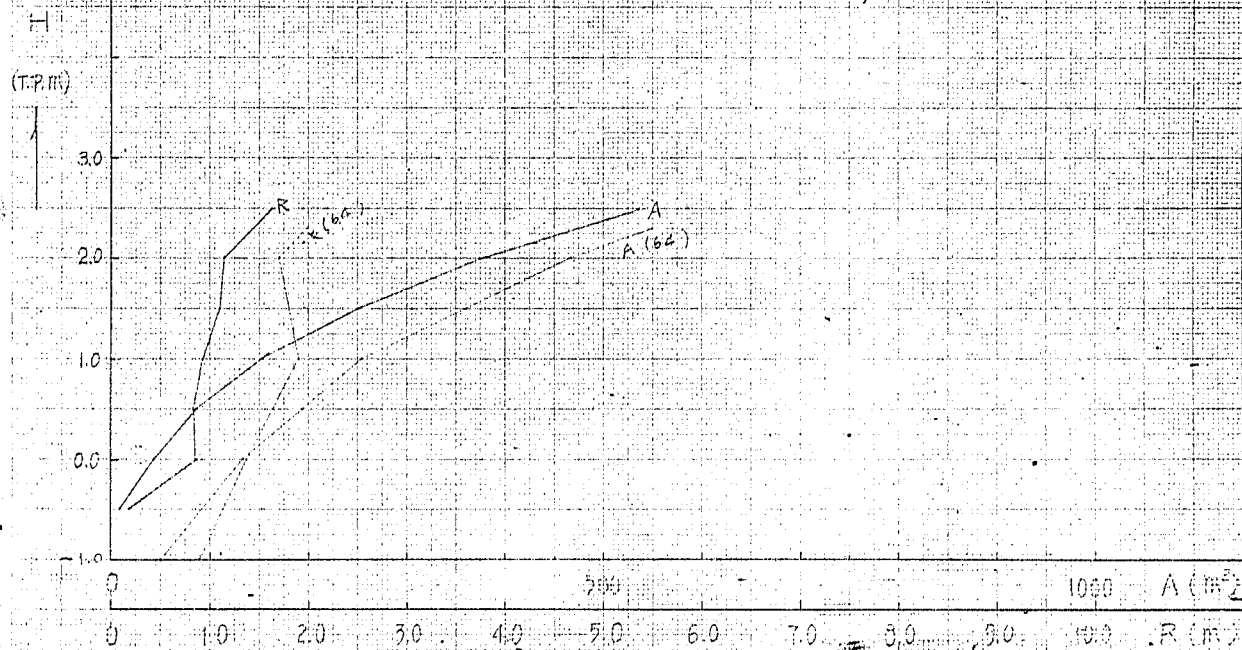
(1)

菊川 NO.0K0

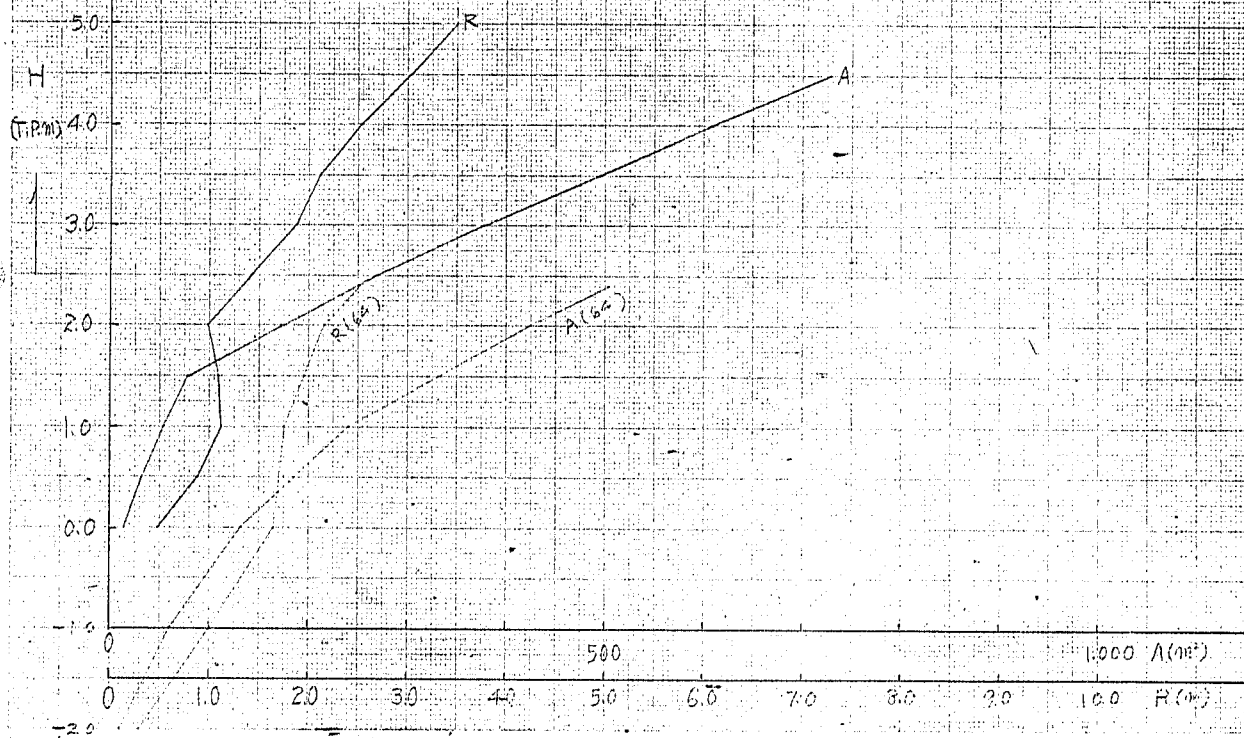
断面特性図

(64) 日 1964年(昭和39年)6月30日 奥測

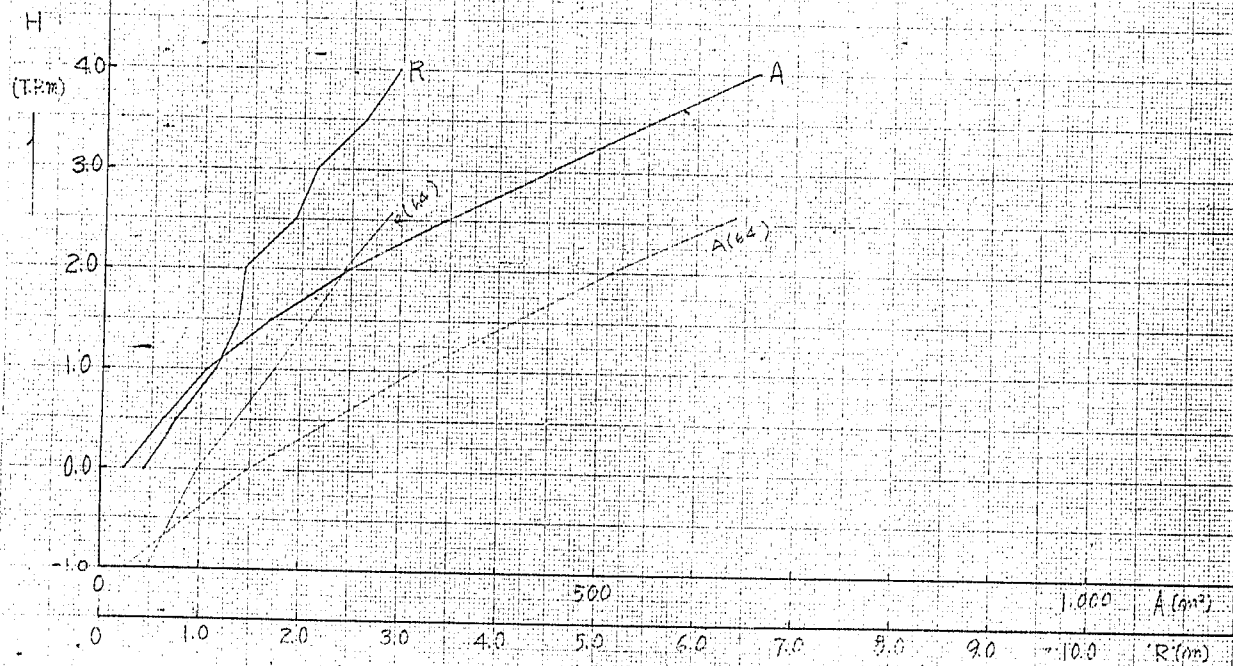
ア+12.2 1961年(昭和36年) 夕



(2) 第 III NO. OKI



(4) 鹽田 NO. CK3



(5) 菊川 OK4

H

(TPM)

1

40

30

20

10

0.0

-1.0

0

1.0

2.0

3.0

4.0

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

10.0

11.0

12.0

13.0

14.0

500

1000

A(m²)

R(m)

$\rho(10^4)$

$A(10^4)$

R

A

06

(6) 第II OK5

H

(T.P.m)

40

30

20

10

0.0

0

1.0

2.0

3.0

4.0

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

1.000 A(m²)

10.0 R(m)

R

A

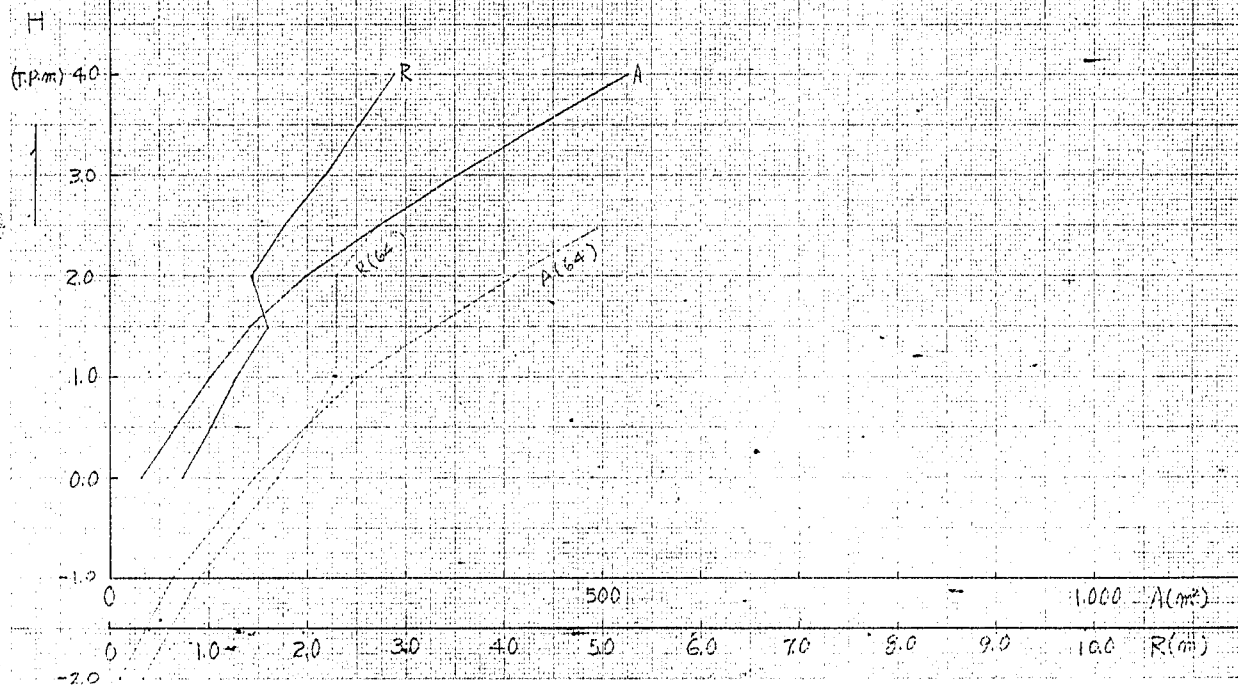
R(m)

A(m²)

- 500

66

(3) 第 11 号 0k2



(7) 菊川 OK6

H

(T.P. 標)

5.0

4.0

3.0

2.0

1.0

0

R

A

R(64)

A(64)

500

1000 A(m)

0

1.0

2.0

3.0

4.0

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

10.0

0.0 R(m)

101

(8) 菊川 OK7

H

(T.P.m)

4.0

3.0

2.0

1.0

0.0

0

1.0

2.0

3.0

4.0

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

10.0

11.0

12.0

13.0

14.0

15.0

16.0

500

1,000 A (m²)

R (m)

R

R (km)

R (km)

A

R

R

(9) 菊川 OK8

H
(r.p.m.)

40

30

20

10

0.0

-1.0

R

A

R(64)

A(64)

500

1000 A(m²)

0

10

20

30

40

50

60

70

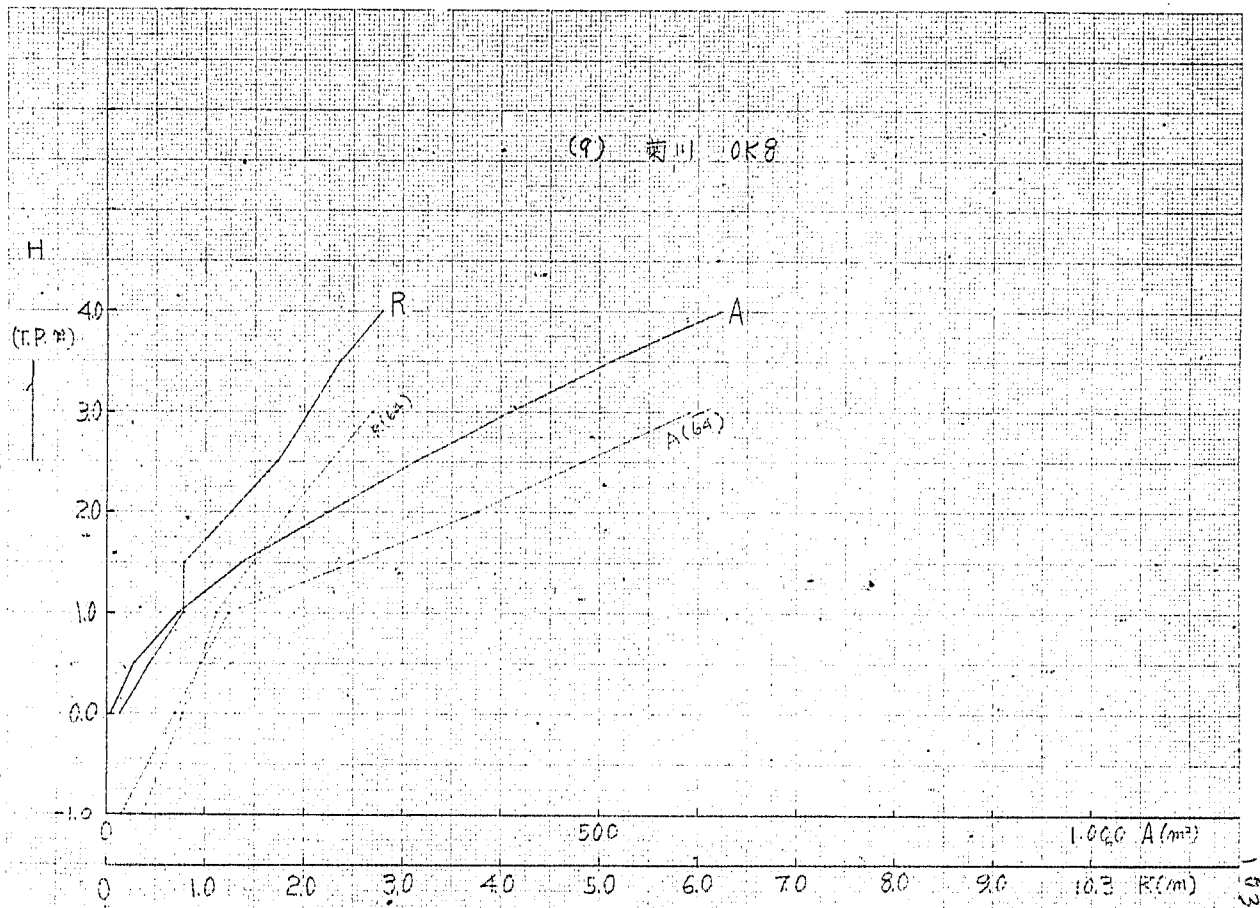
80

90

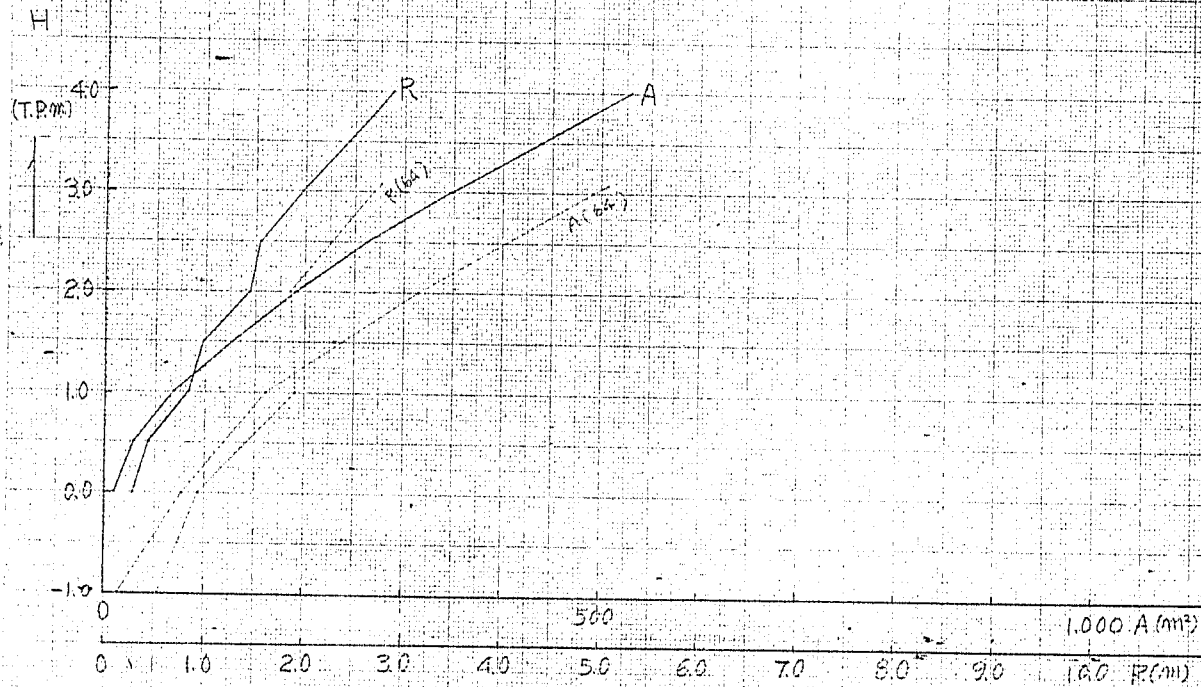
100

10.3 R(m)

103



(10) 鋼 0.9



(II) 菊川 1K0

H

(TPM)

40

30

20

10

0

0

10

20

30

40

50

60

70

80

90

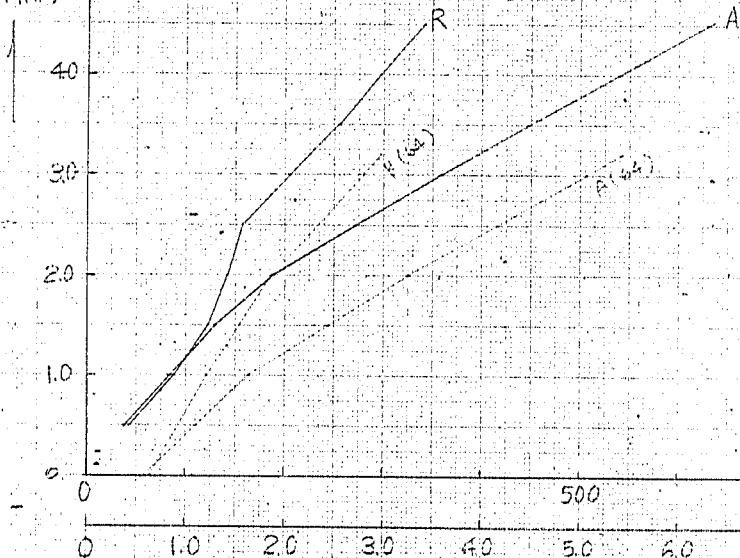
100

500

1000 A (mm)

500

1000



(12) 時間 [K]

H

(TPM) 40

30

20

10

0.0

0

500

1.000 A (mm)

0

1.0

2.0

3.0

4.0

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

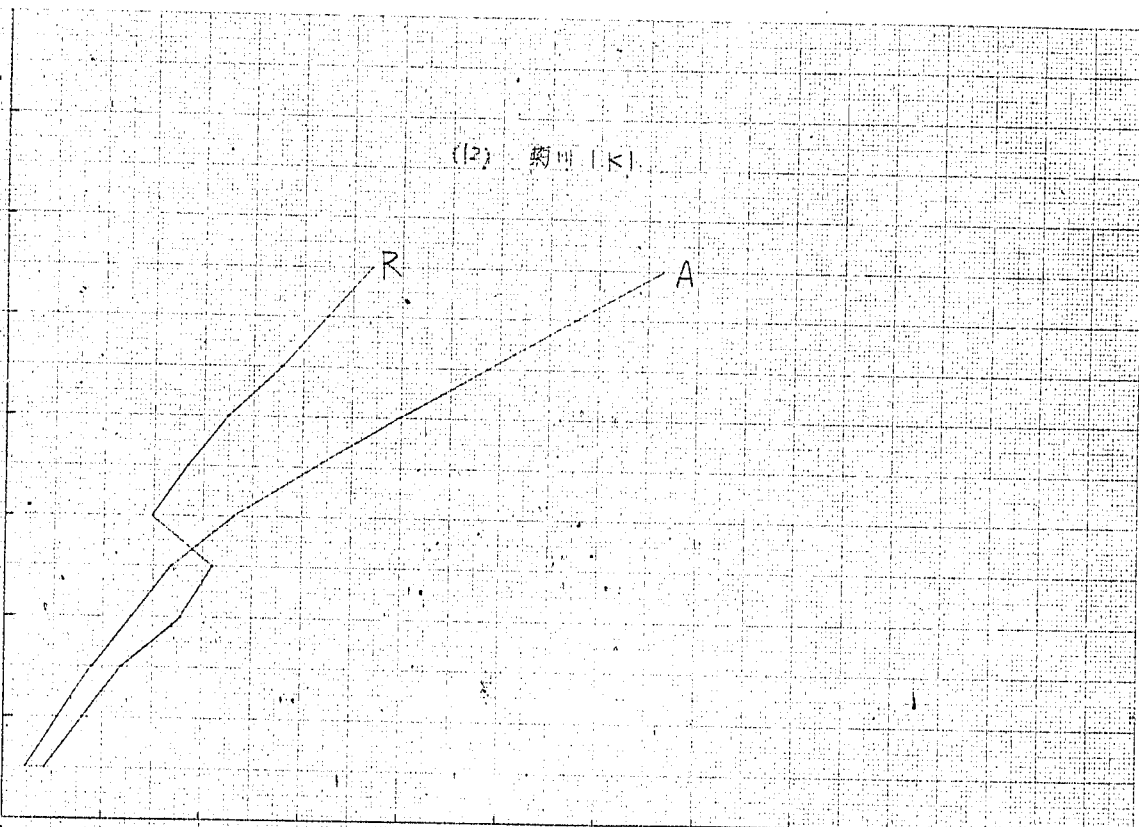
10.0

R (mm)

90

R

A



(15) 菊川 1K2

H

(T.P.m)

4.0

3.0

2.0

1.0

0.0

0

0

1.0

2.0

3.0

4.0

500

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

1000 A(m)

100 R(m)

107

R

A



(14) 第11 1K3

H
(T.P.m)

4.0

3.0

2.0

1.0

0.0

0

1.0

2.0

3.0

4.0

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

10.0

500

1000 A(mh)

100

80

R

A

0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 9.0 10.0 R(mh)

(15) 菊川 1K4

H
(r.P.m)

5.0

4.0

3.0

2.0

1.0

0

500

1,000 A(mt)

0

1.0

2.0

3.0

4.0

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

10.0

R(m)

100

5.0

4.0

3.0

2.0

1.0

0

0

1.0

2.0

3.0

4.0

5.0

6.0

7.0

8.0

9.0

10.0

11.0

12.0

13.0

14.0

15.0

16.0

17.0

18.0

19.0

20.0

21.0

22.0

23.0

24.0

25.0

26.0

27.0

28.0

29.0

30.0

31.0

32.0

33.0

34.0

35.0

36.0

37.0

38.0

39.0

40.0

41.0

42.0

43.0

44.0

45.0

46.0

47.0

48.0

49.0

50.0

51.0

52.0

53.0

54.0

55.0

56.0

57.0

58.0

59.0

60.0

61.0

62.0

63.0

64.0

65.0

66.0

67.0

68.0

69.0

70.0

71.0

72.0

73.0

74.0

75.0

76.0

77.0

78.0

79.0

80.0

81.0

82.0

83.0

84.0

85.0

86.0

87.0

88.0

89.0

90.0

91.0

92.0

93.0

94.0

95.0

96.0

97.0

98.0

99.0

100.0

101.0

102.0

103.0

104.0

105.0

106.0

107.0

108.0

109.0

110.0

111.0

112.0

113.0

114.0

115.0

116.0

117.0

118.0

119.0

120.0

121.0

122.0

123.0

124.0

125.0

126.0

127.0

128.0

129.0

130.0

131.0

132.0

133.0

134.0

135.0

136.0

137.0

138.0

139.0

140.0

141.0

142.0

143.0

144.0

145.0

146.0

147.0

148.0

149.0

150.0

151.0

152.0

153.0

154.0

155.0

156.0

157.0

158.0

159.0

160.0

161.0

162.0

163.0

164.0

165.0

166.0

167.0

168.0

169.0

170.0

171.0

172.0

173.0

174.0

175.0

176.0

177.0

178.0

179.0

180.0

181.0

182.0

183.0

184.0

185.0

186.0

187.0

188.0

189.0

190.0

191.0

192.0

193.0

194.0

195.0

196.0

197.0

198.0

199.0

200.0

201.0

202.0

203.0

204.0

205.0

206.0

207.0

208.0

209.0

210.0

211.0

212.0

213.0

214.0

215.0

216.0

217.0

218.0

219.0

220.0

221.0

222.0

223.0

224.0

225.0

226.0

227.0

228.0

229.0

230.0

231.0

232.0

233.0

234.0

235.0

236.0

237.0

238.0

239.0

240.0

241.0

242.0

243.0

244.0

245.0

246.0

247.0

248.0

249.0

250.0

251.0

252.0

253.0

254.0

255.0

256.0

257.0

258.0

259.0

260.0

261.0

262.0

263.0

264.0

265.0

266.0

267.0

268.0

269.0

270.0

271.0

272.0

273.0

274.0

275.0

276.0

277.0

278.0

279.0

280.0

281.0

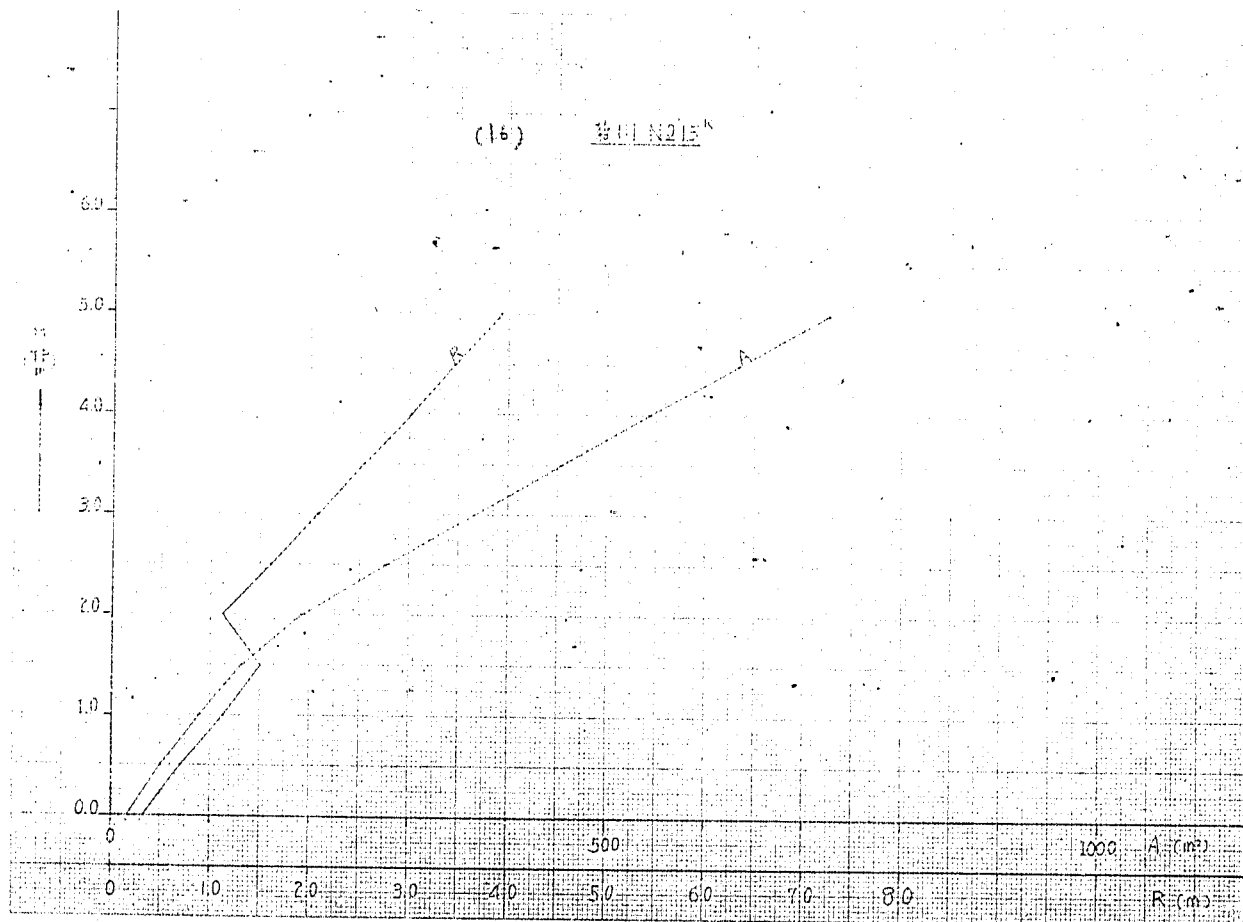
282.0

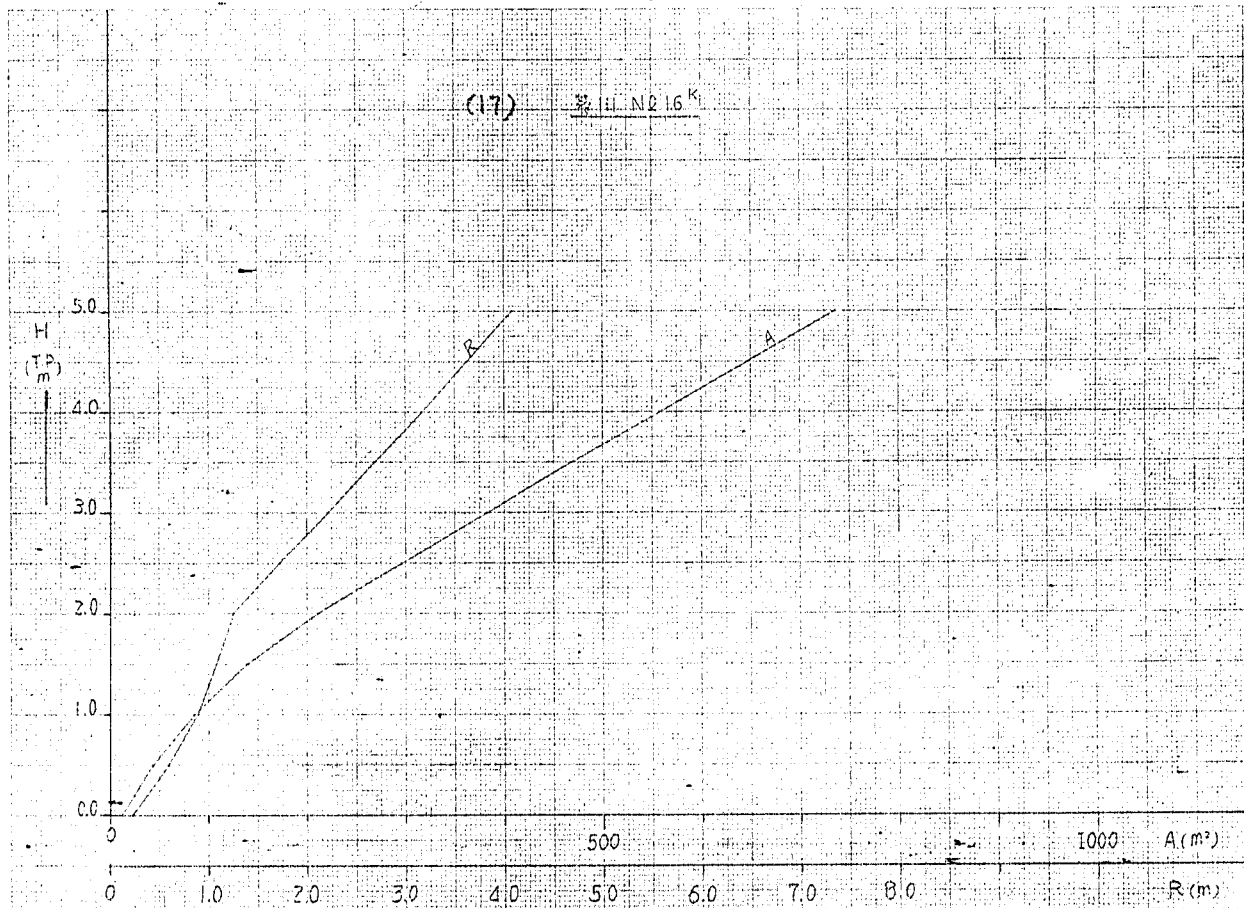
283.0

284.0

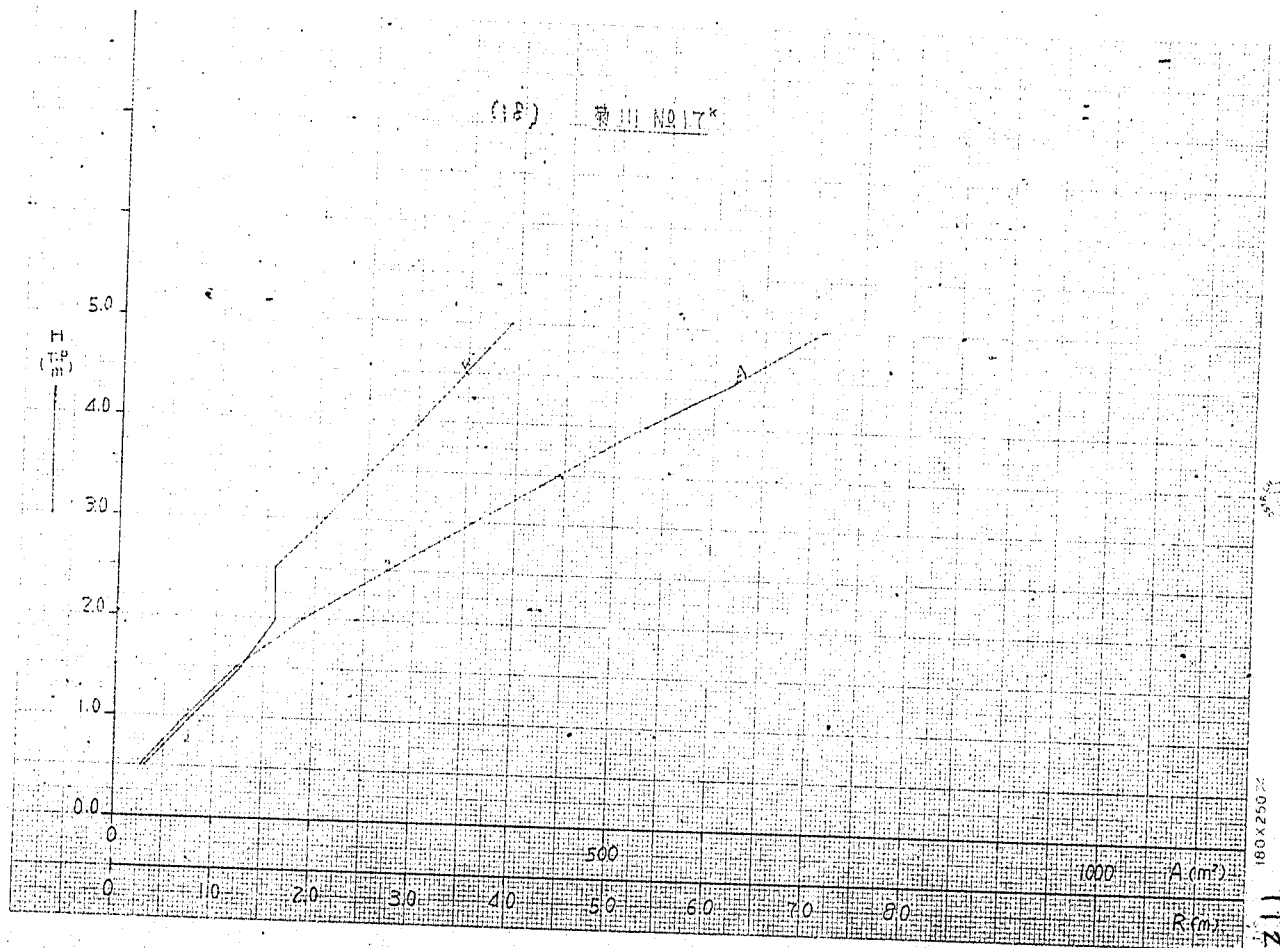
285.0

(16) 111 N215^k





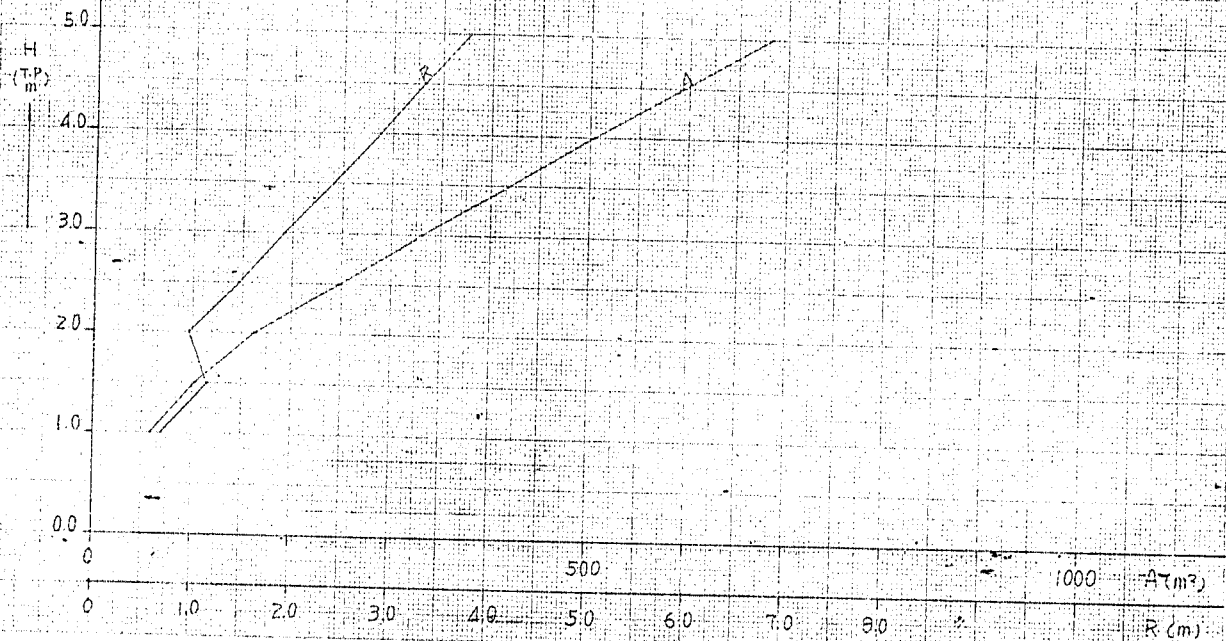
(18) 第 III 号 17*



180 x 250 mm

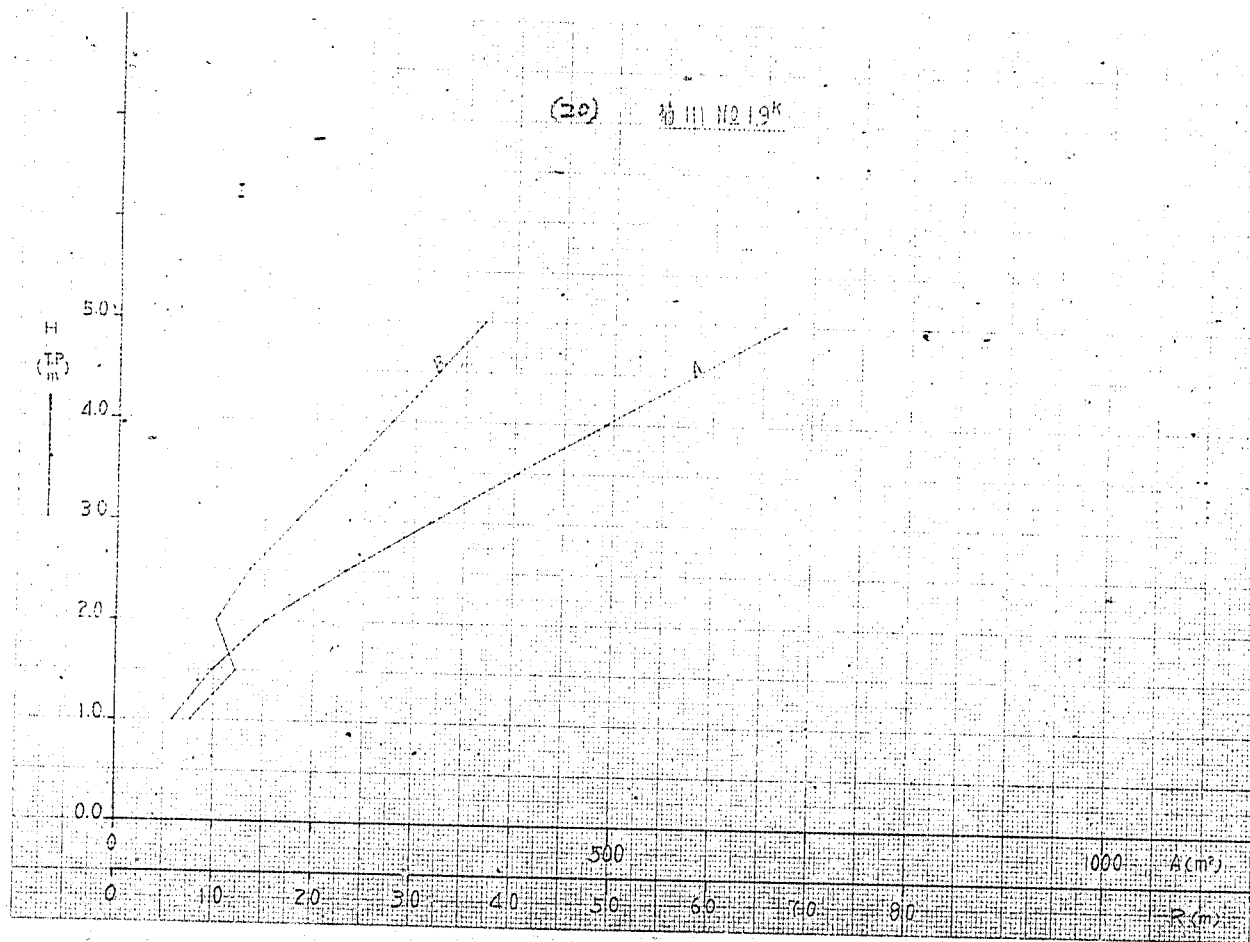
211

(19) 2011.08.18

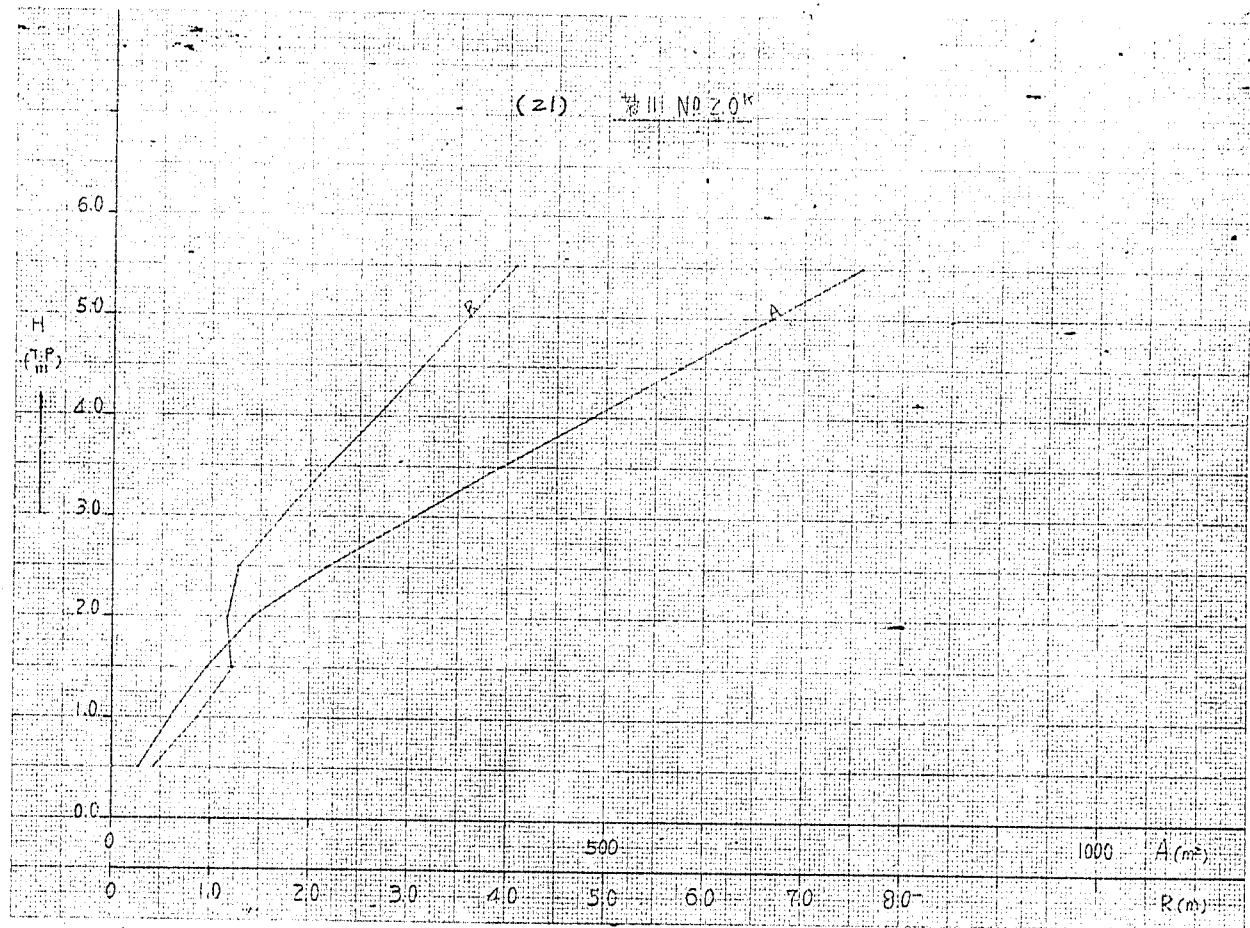


(20)

10 III W219K

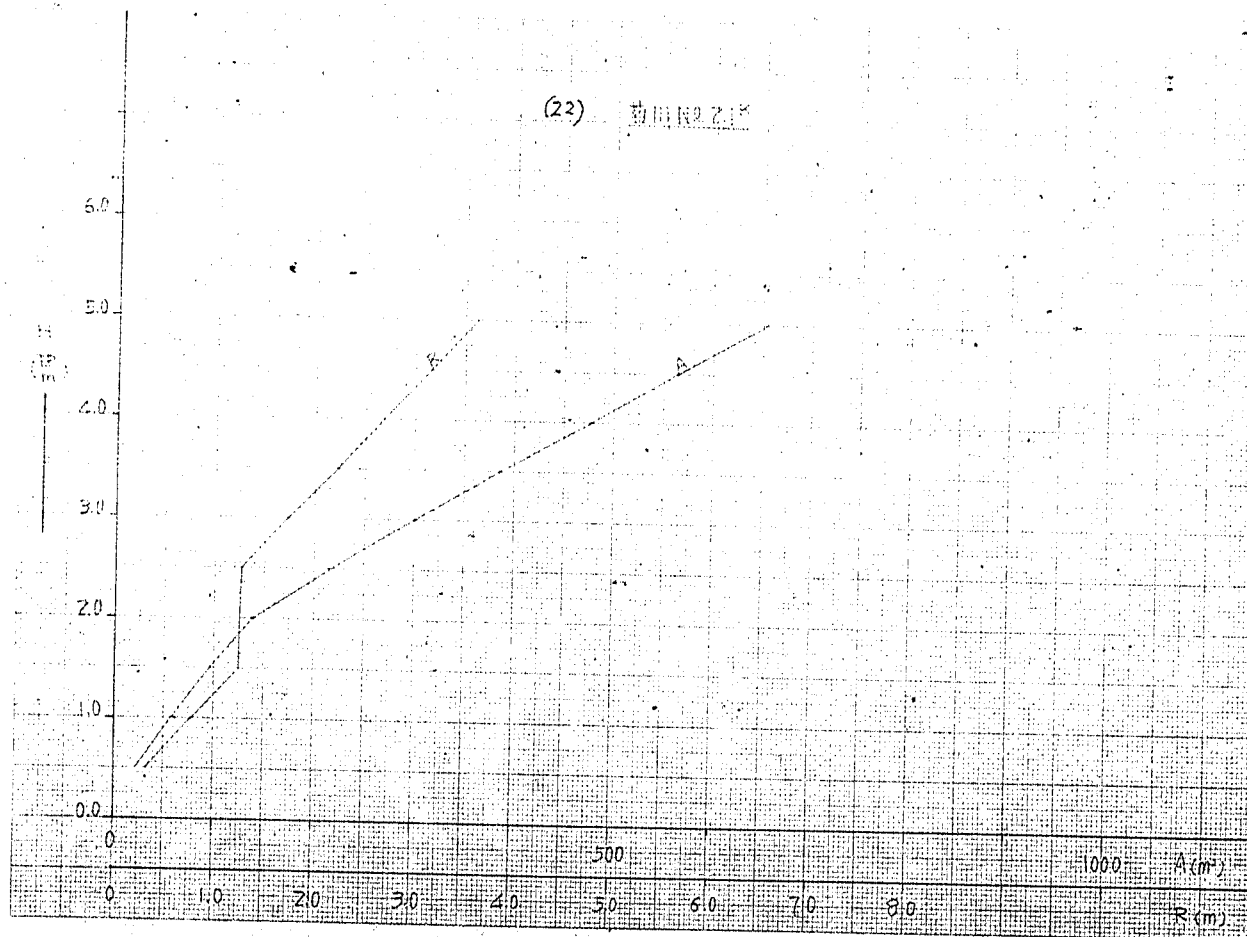


0.052 x 0.81



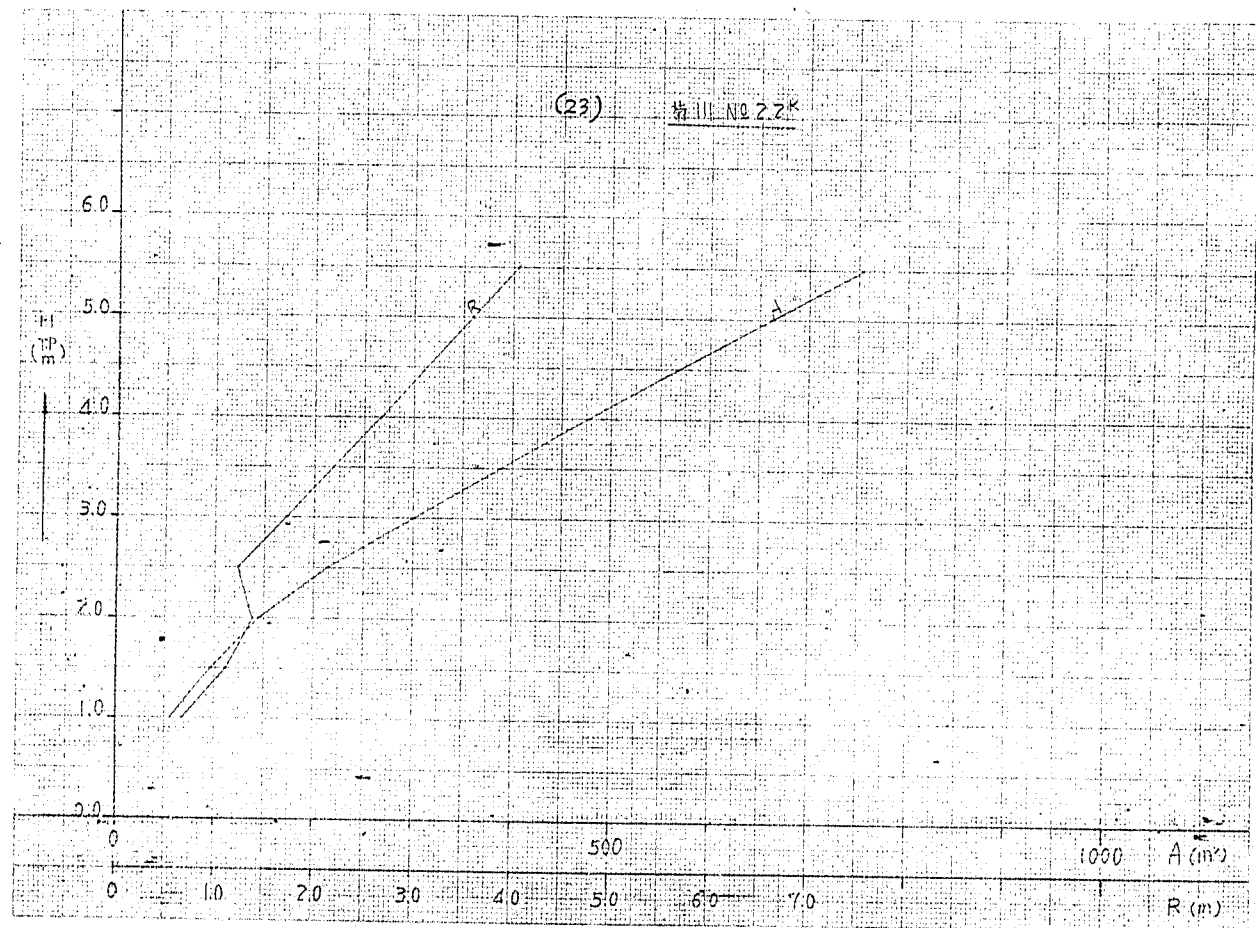
60 x 250

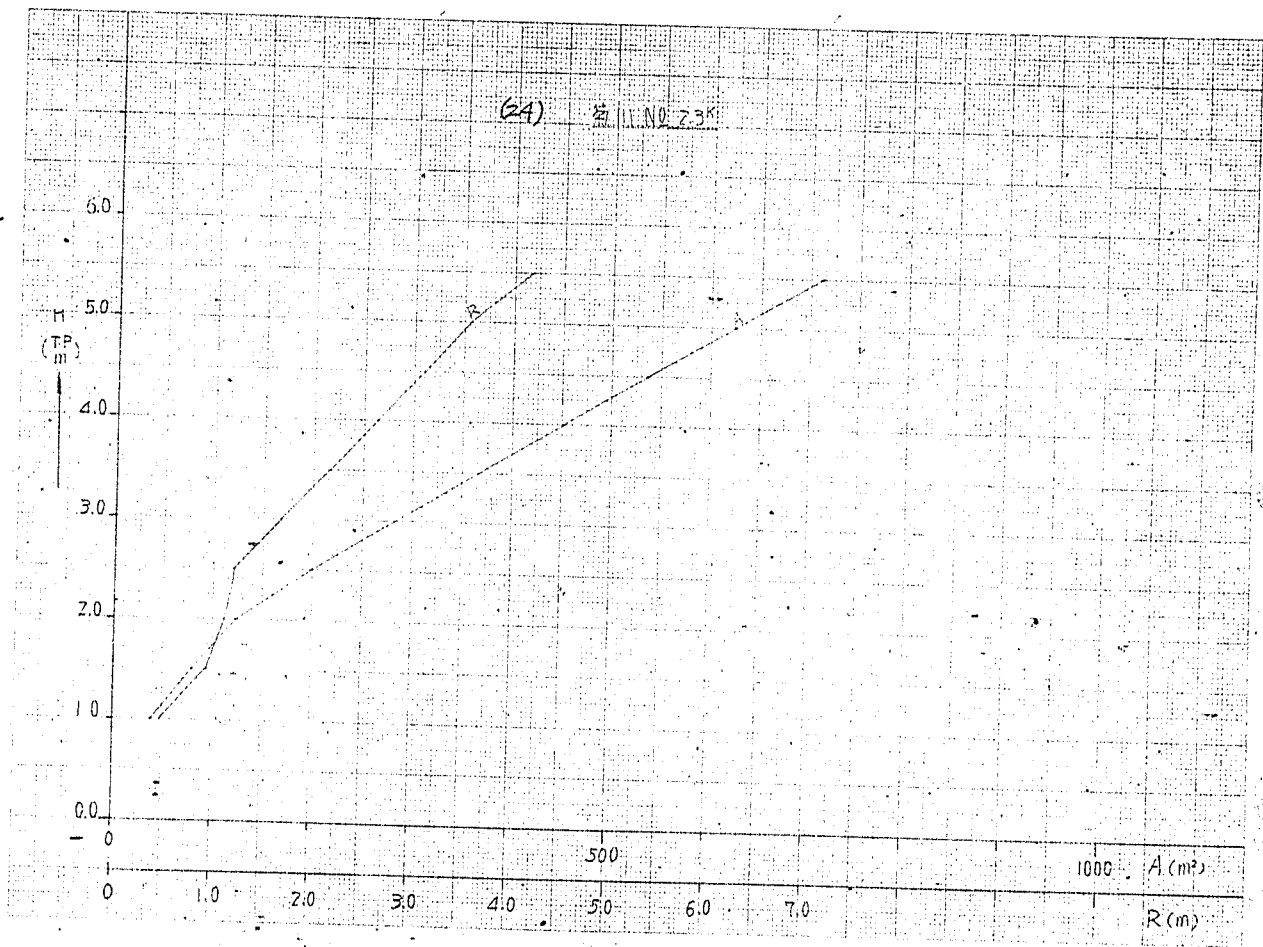
(22) 断面2.1%



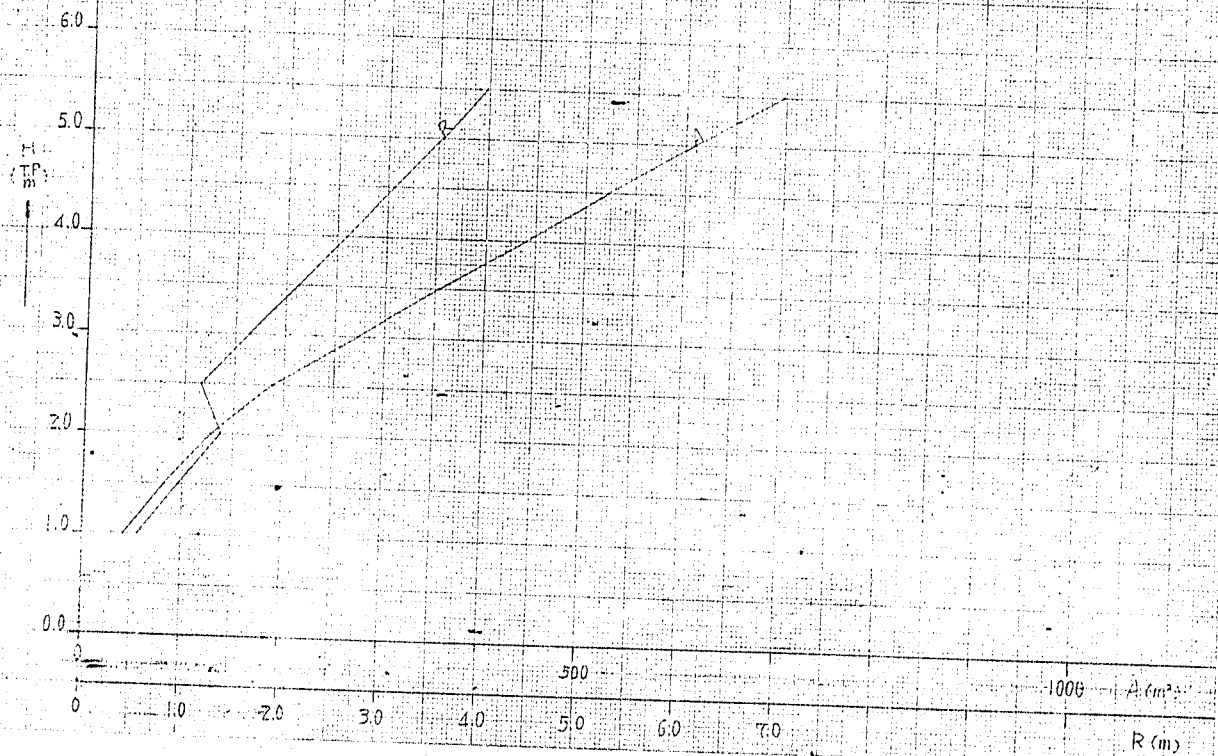
80 X 250

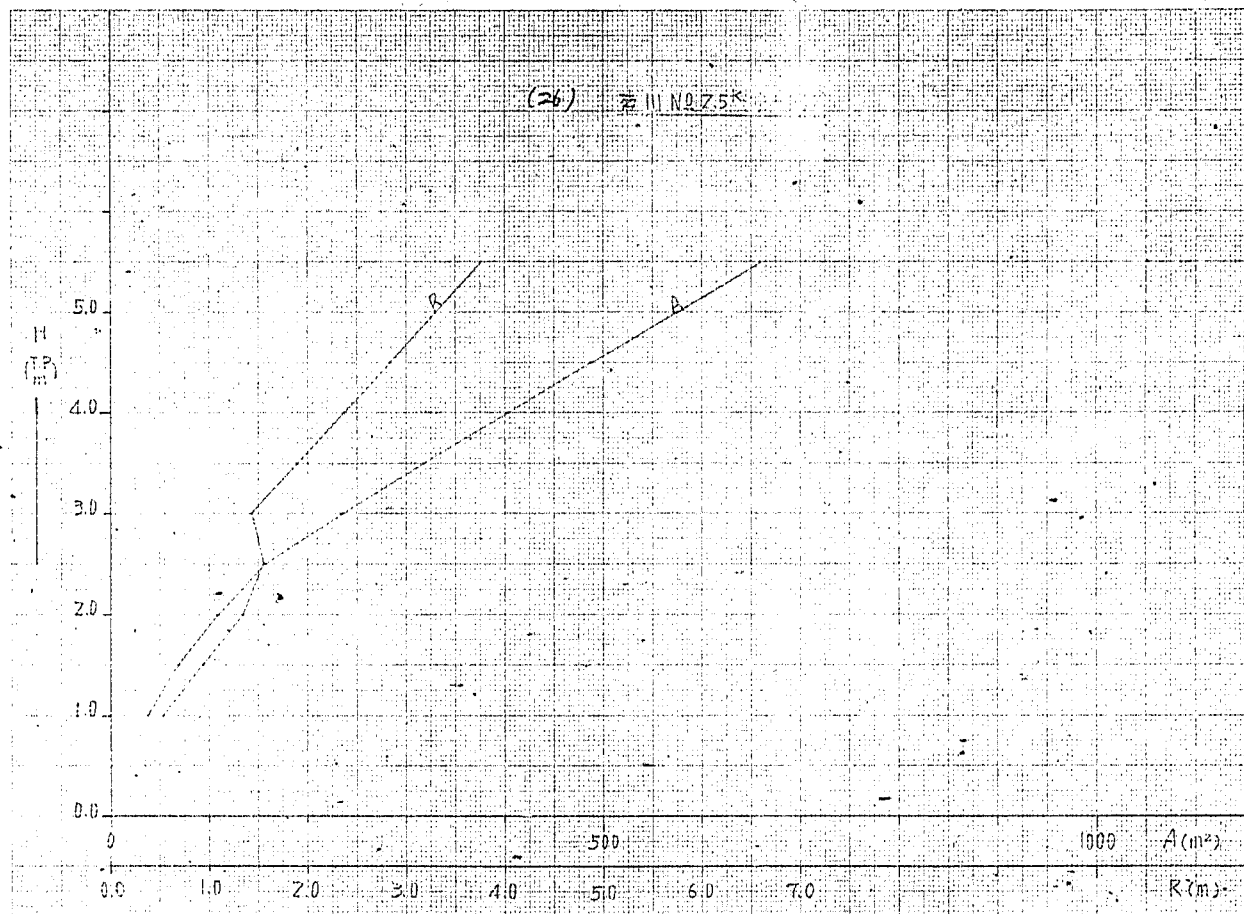
9/1





(25) 荷重 NO. 24K





(27)

W111 N2 2.6°

H
(TP)

5.0

4.0

3.0

2.0

1.0

0.0

0.0

1.0

2.0

3.0

4.0

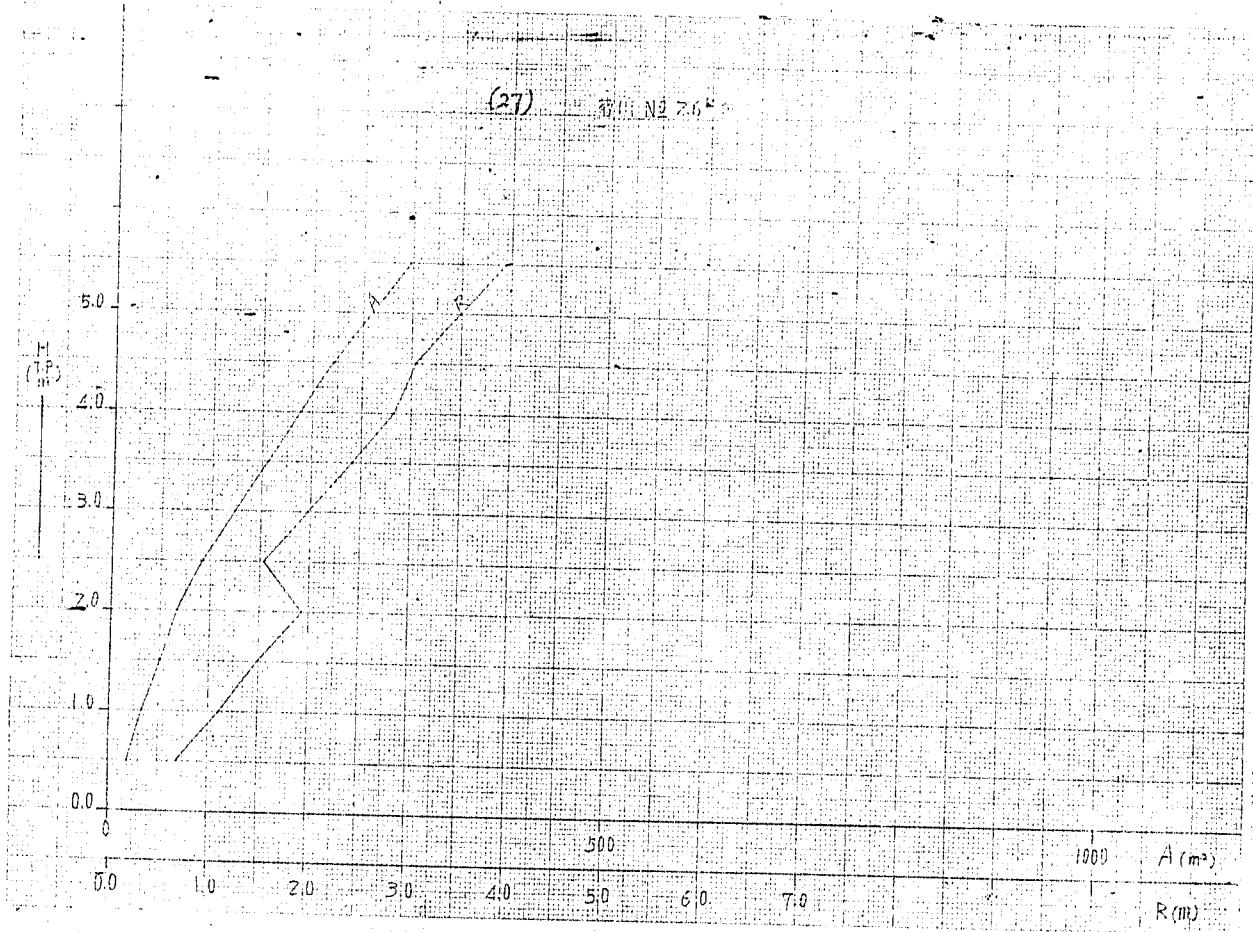
500

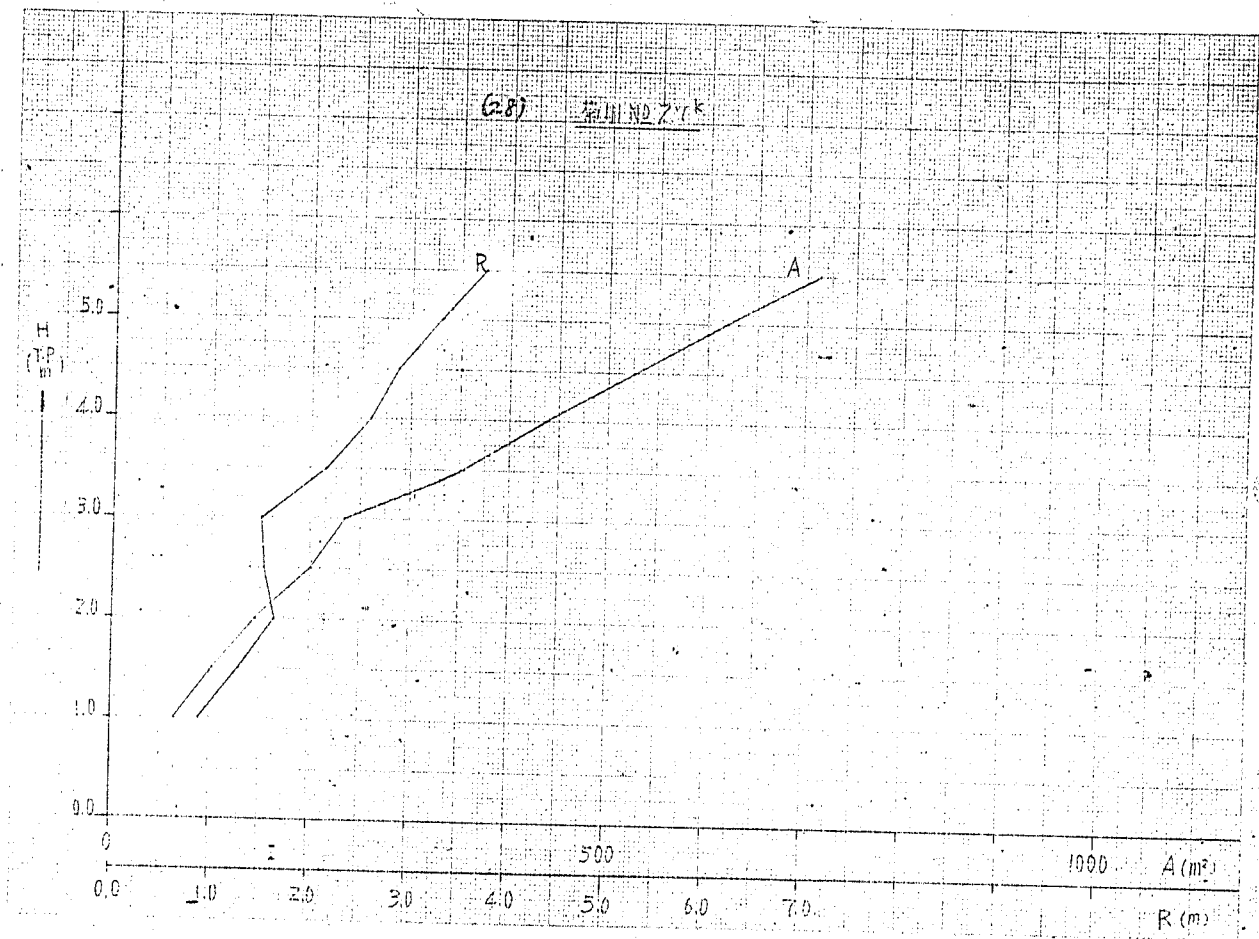
1000

A (m²)

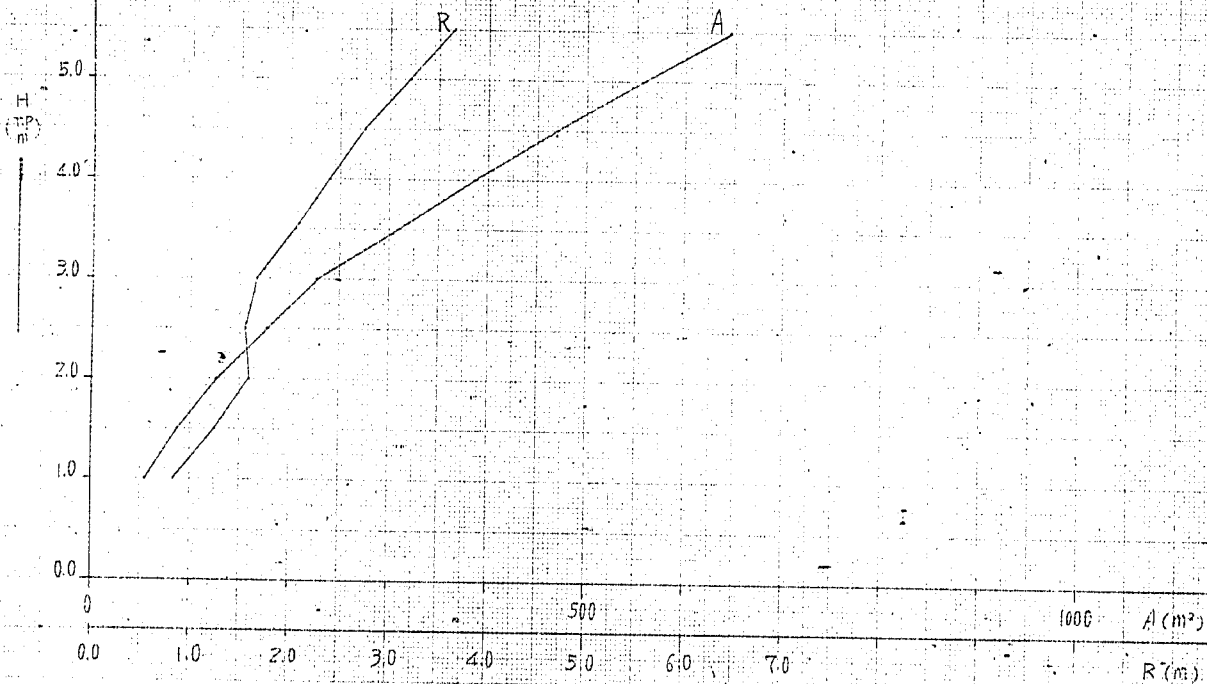
R (m)

121

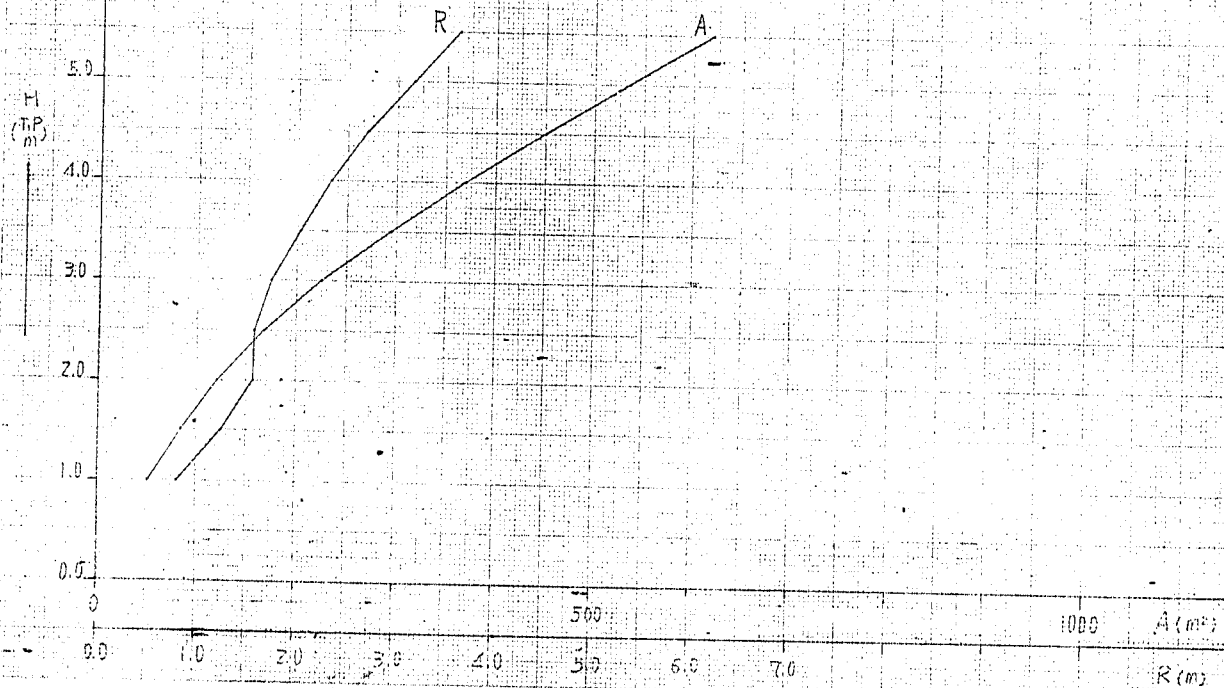




69) Mill No 90257

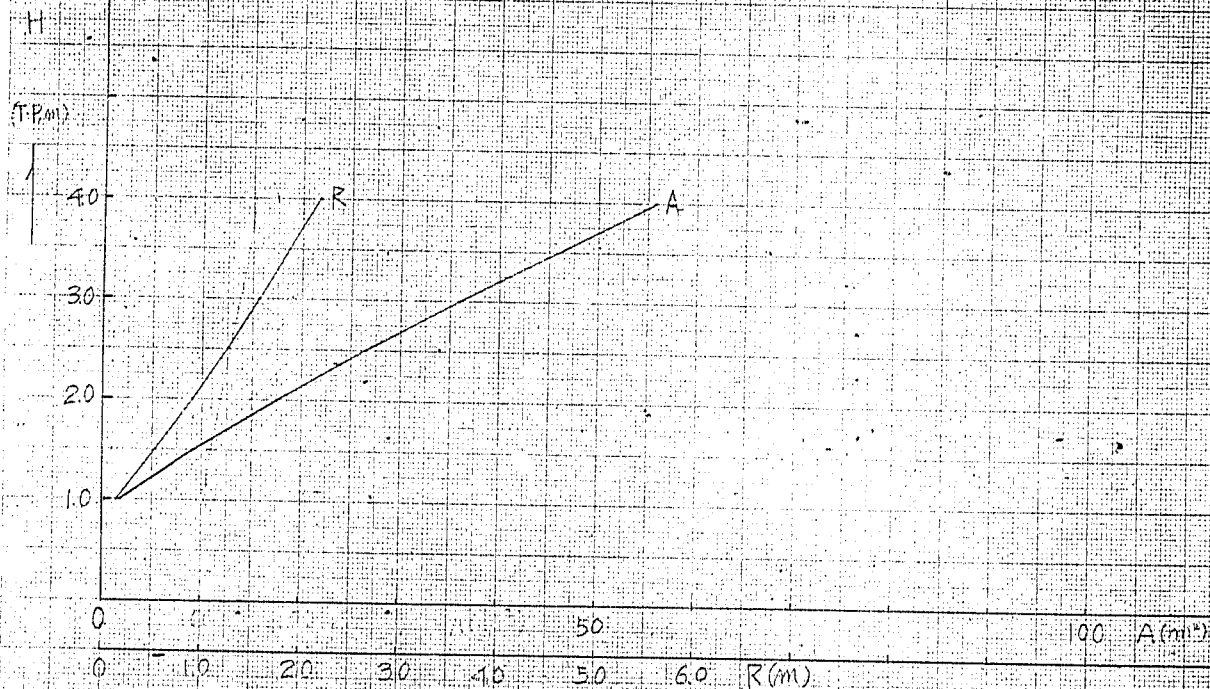


(30) 荷 III No 20k



例 8.5 断面特性图

(1) 断面特性图



(2) FINISH OK

H

(TP/M)

5.0

4.5

3.0

0

50

100 A(m²)

0

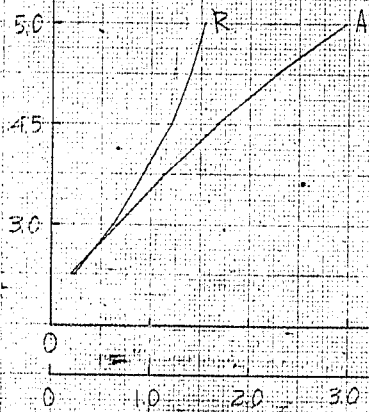
1.0

2.0

3.0

R(m)

126



(3) FINE M OK2

H

(TP_{ml})

40

30

20

0

10

20

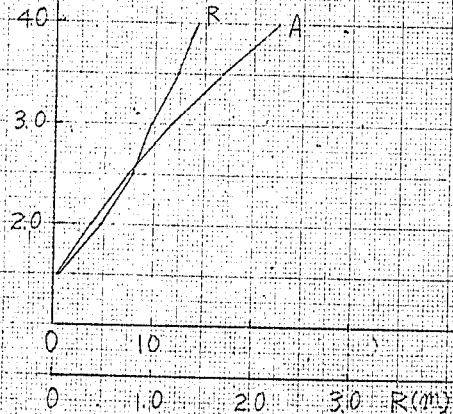
30

R(m)

50

100 A(m²)

127



(4) 下小生11 OK3

H

(I.P.M.)

50

40

30

20

0

10

20

30

40

50

100 A (m²)

0

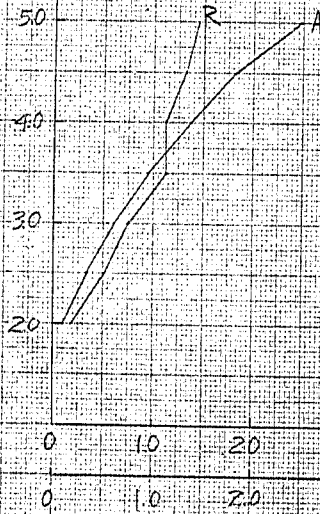
10

20

30

R (m)

86



(5) 下小並川 OK4

H

(TP.m)

50

40

30

20

0

50

100 A (mm²)

10 R (mm)

129
69

A R

0

10

20

30

40

50

60

70

80

90

100

110

120

130

140

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

34

35

36

37

38

39

40

41

42

43

44

45

46

47

48

49

50

51

52

53

54

55

56

57

58

59

60

61

62

63

64

65

66

67

68

69

70

71

72

73

74

75

76

77

78

79

80

81

82

83

84

85

86

87

88

89

90

91

92

93

94

95

96

97

98

99

100

101

102

103

104

105

106

107

108

109

110

111

112

113

114

115

116

117

118

119

120

121

122

123

124

125

126

127

128

129

130

131

132

133

134

135

136

137

138

139

140

141

142

143

144

145

146

147

148

149

150

151

152

153

154

155

156

157

158

159

160

161

162

163

164

165

166

167

168

169

170

171

172

173

174

175

176

177

178

179

180

181

182

183

184

185

186

187

188

189

190

191

192

193

194

195

196

197

198

199

200

201

202

203

204

205

206

207

208

209

210

211

212

213

214

215

216

217

218

219

220

221

222

223

224

225

226

227

228

229

230

231

232

233

234

235

236

237

238

239

240

241

242

243

244

245

246

247

248

249

250

251

252

253

254

255

256

257

258

259

260

261

262

263

264

265

266

267

268

269

270

271

272

273

274

275

276

277

278

279

280

281

282

283

284

285

286

287

288

289

290

291

292

293

294

295

296

297

298

299

300

301

302

303

304

305

306

307

308

309

310

311

312

313

314

315

316

317

318

319

(6) 下ノリ 0.5

H
(mm)

5.0

4.0

3.0

2.0

0

10

50

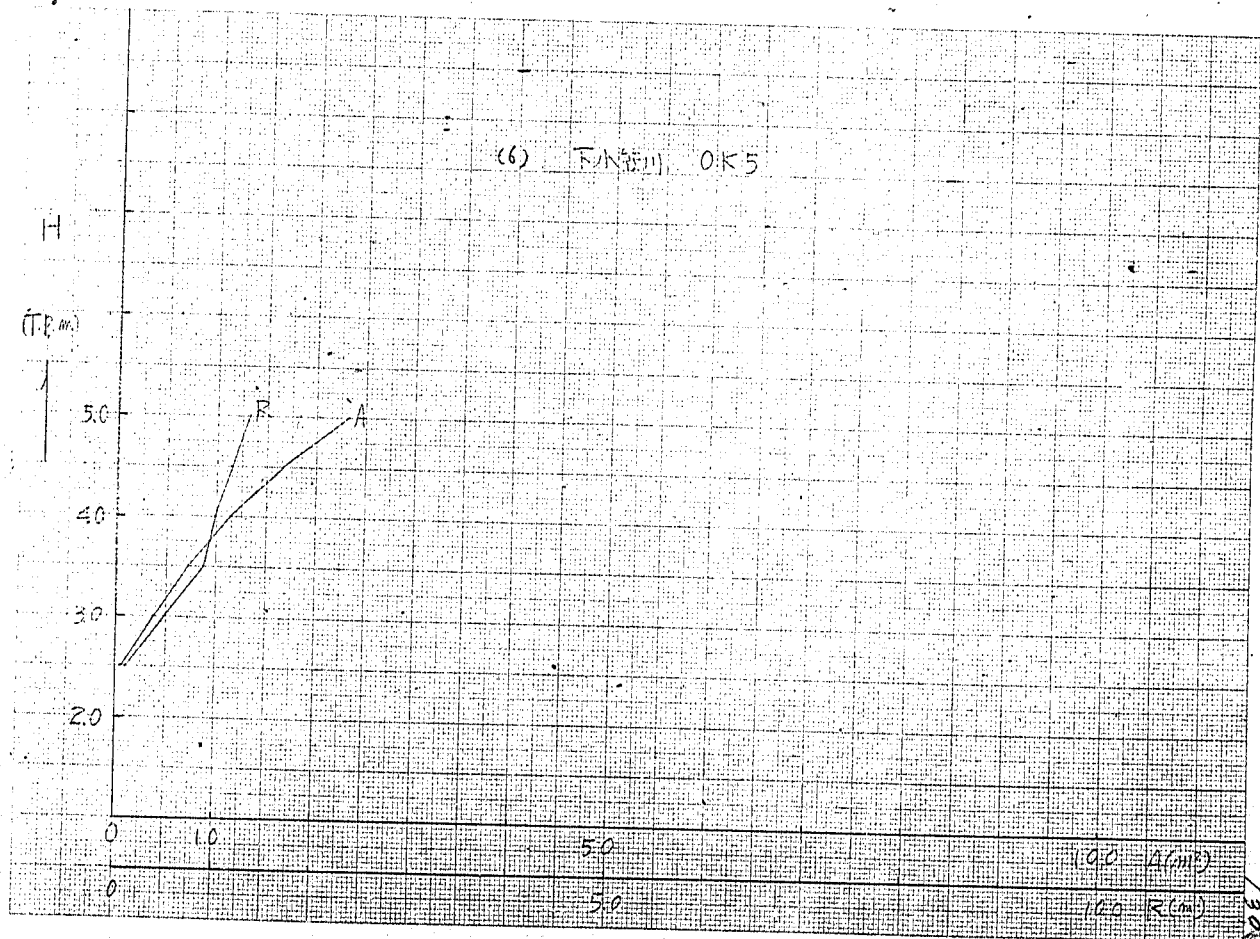
100 A(mm)

0

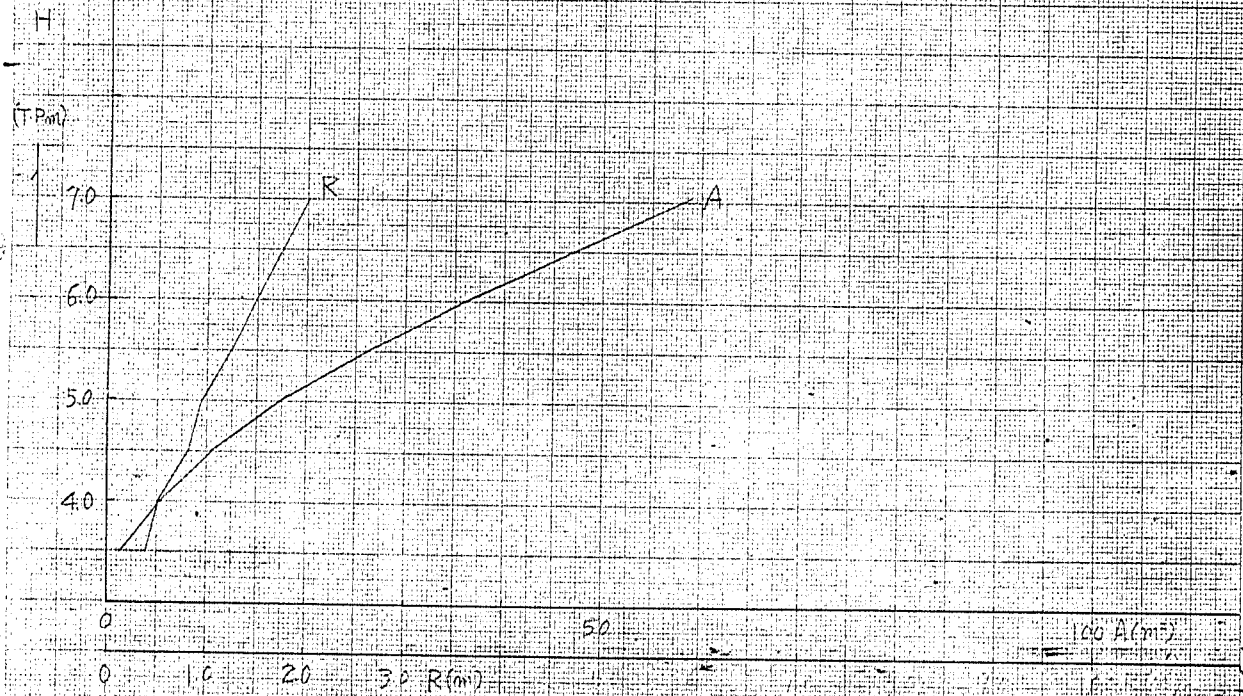
50

100 R(mm)

100



(7) 下小並川 OK6



(8) 下小笠川 (R7)

H
(T.P.m)

7.0

6.0

5.0

4.0

0

10

20

30

40

50

60 A (m²)

0

10

20

30

40

50

60 R (m)

132

(9) 下小生川 OK8

H

(T.P.m)

8.0

7.0

6.0

5.0

0

50

A(m²)

0

10

20

30

R(m)

33

R

A

(10) 下小笠川OK9

H

(T.P.m)

8.0

7.0

6.0

5.0

0

0

10

20

30

40

50

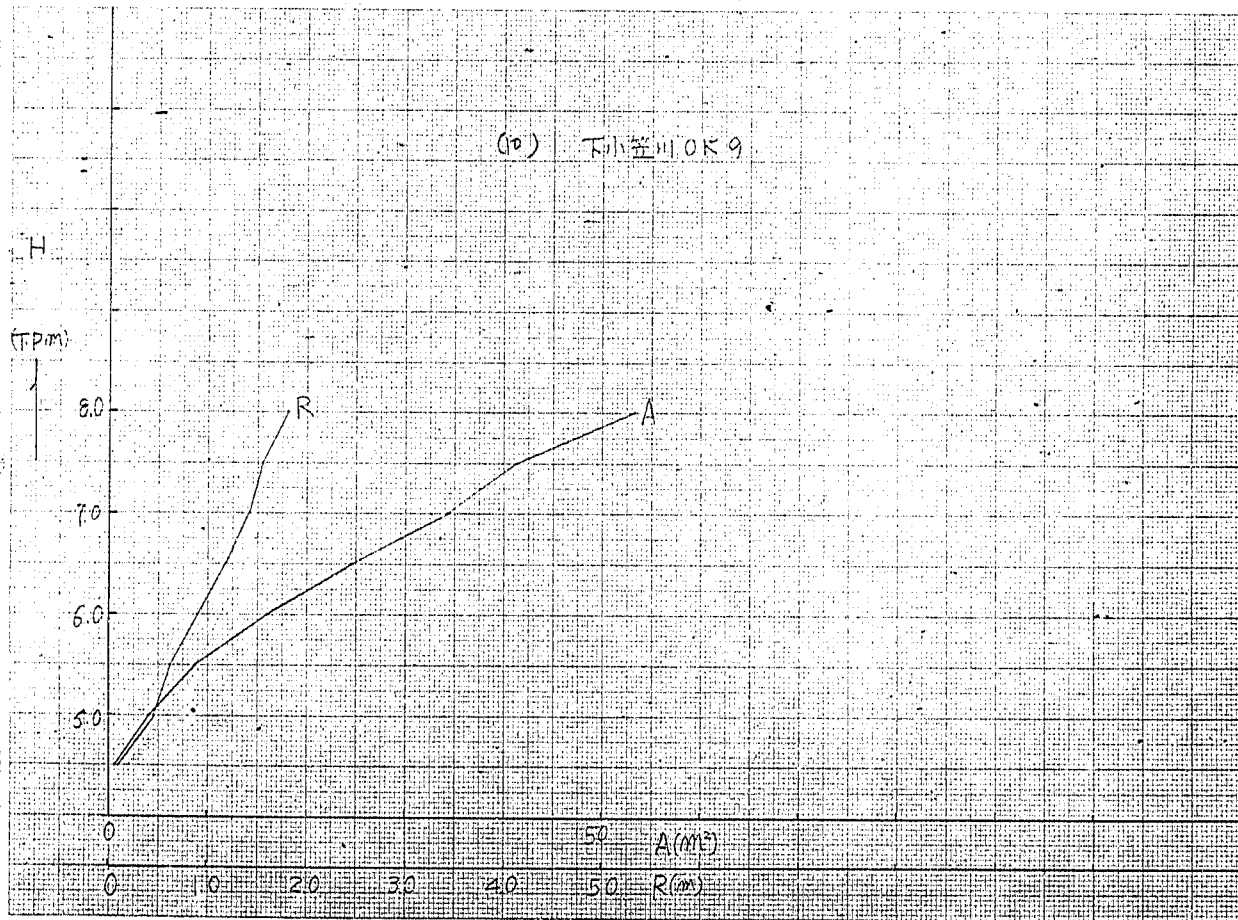
A(m)

R(m)

R

A

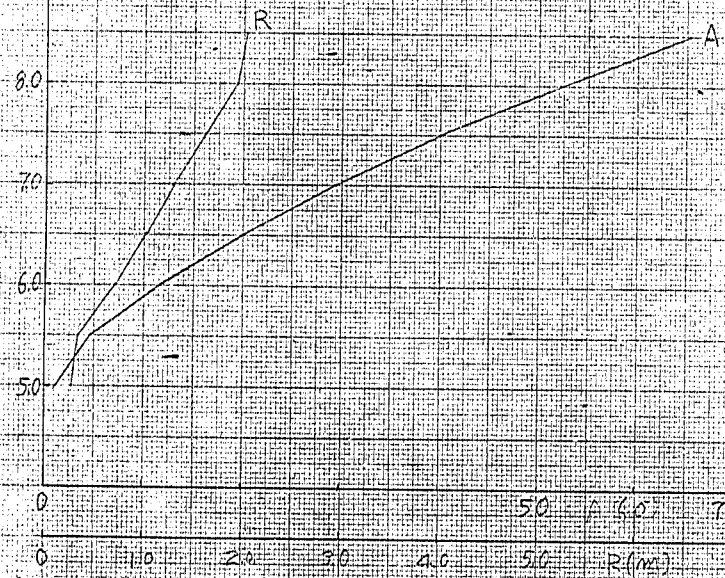
34



10 下小室H1K0

H

(T.D.m)



(22) FASION I K I

H

(P.m)

9.0

8.5

7.0

6.0

0

50

60

A (mm)

0

10

20

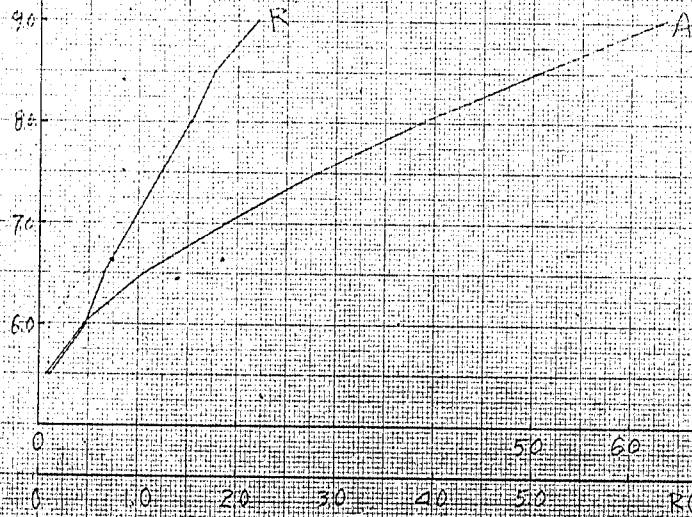
30

40

50

R (mm)

136



(13)

下小笠原 1 K 2

H

(T.P.m)

90

80

70

60

0

50

A (m')

0

10

20

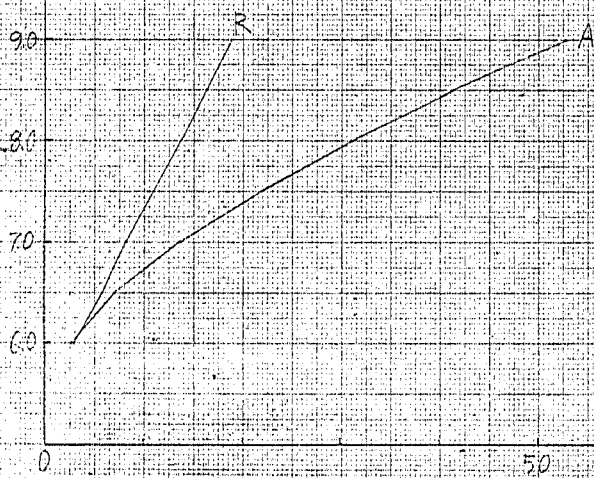
30

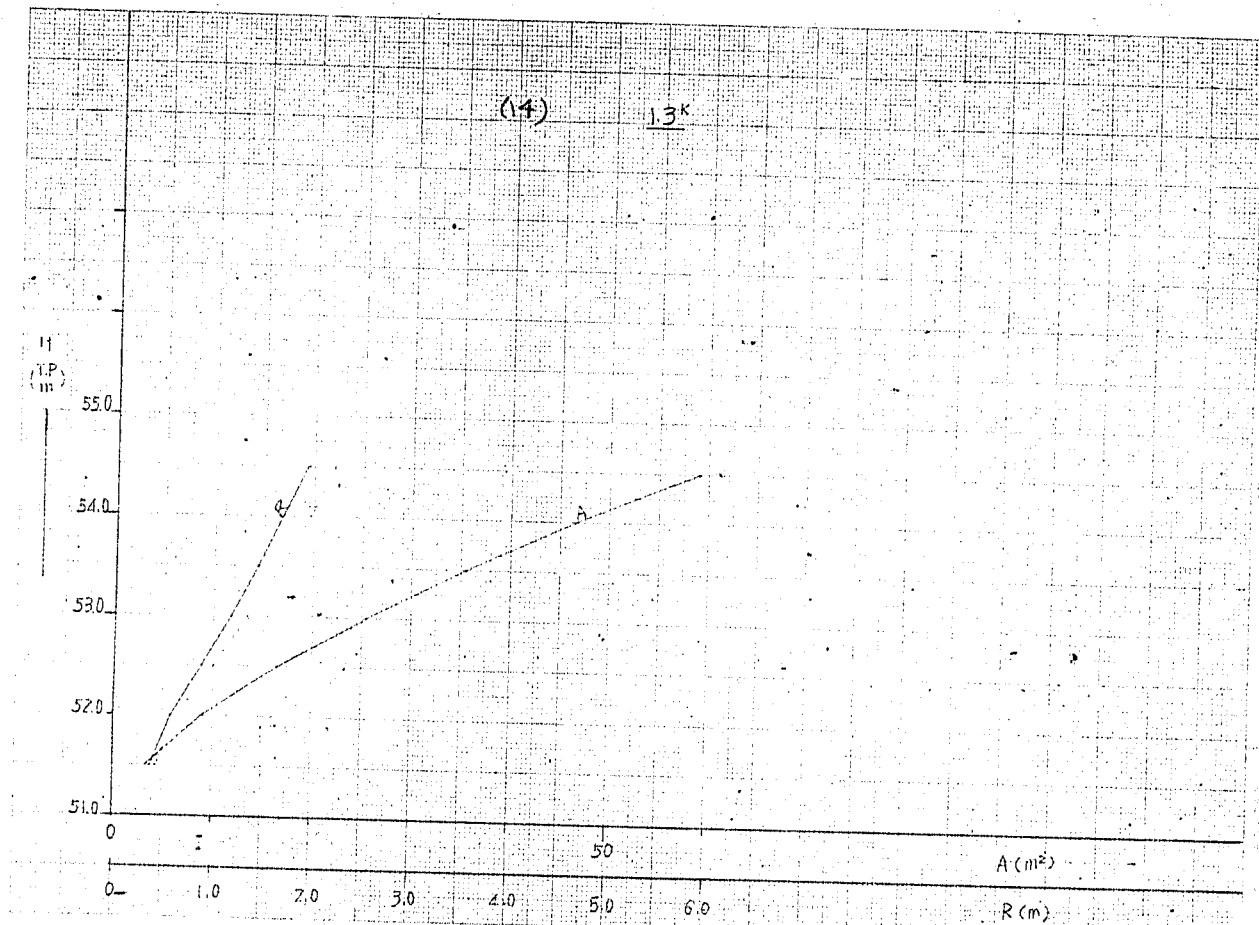
40

50

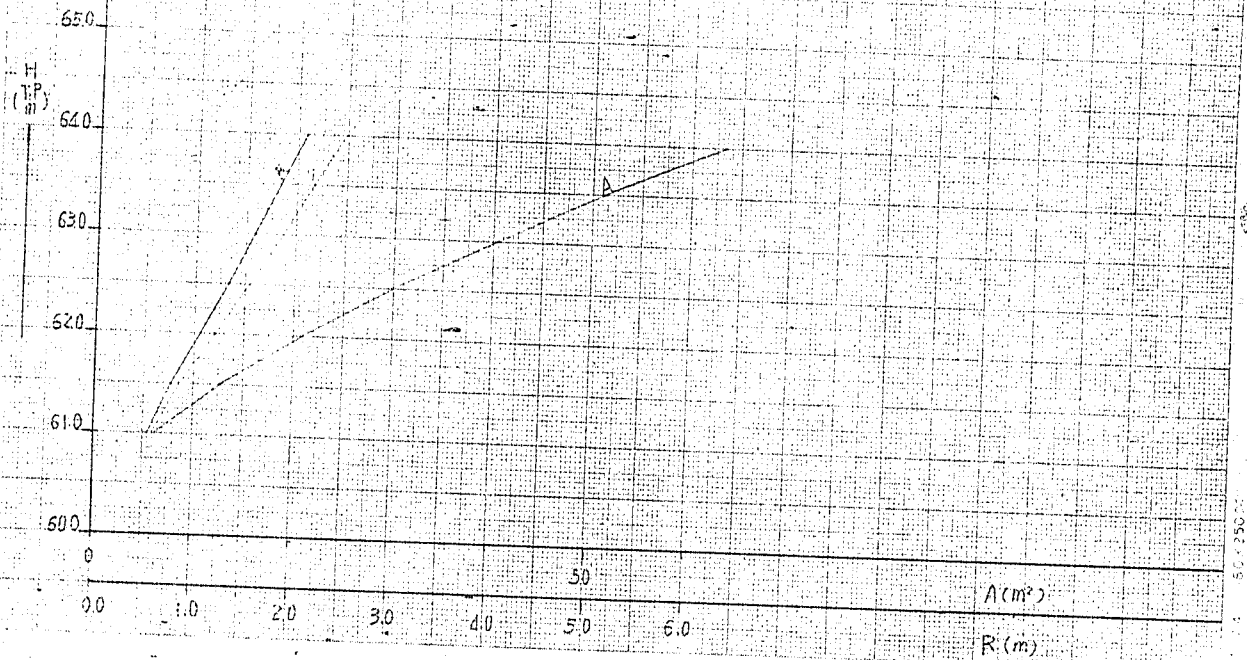
R (m')

37



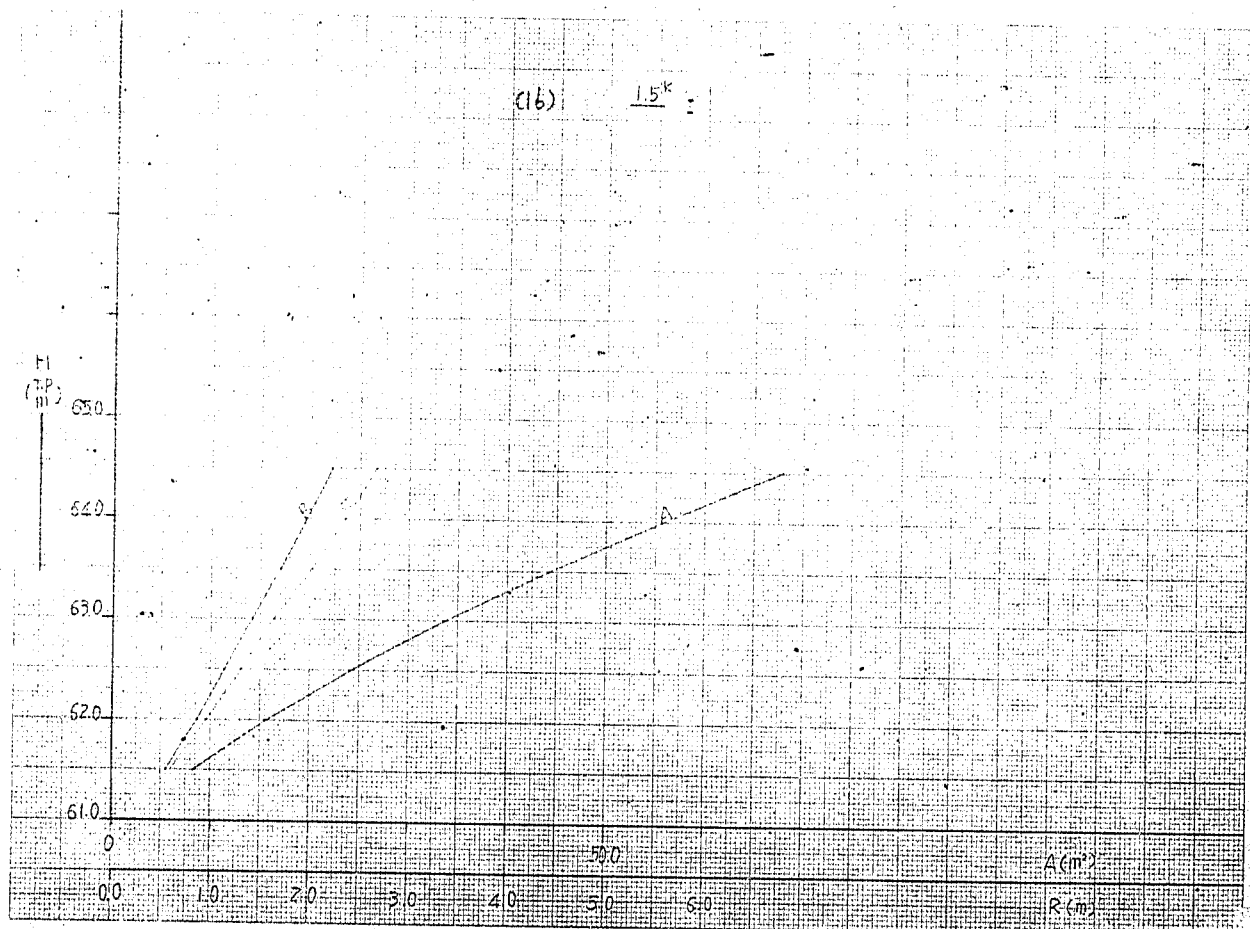


(15) 1.4¹⁸



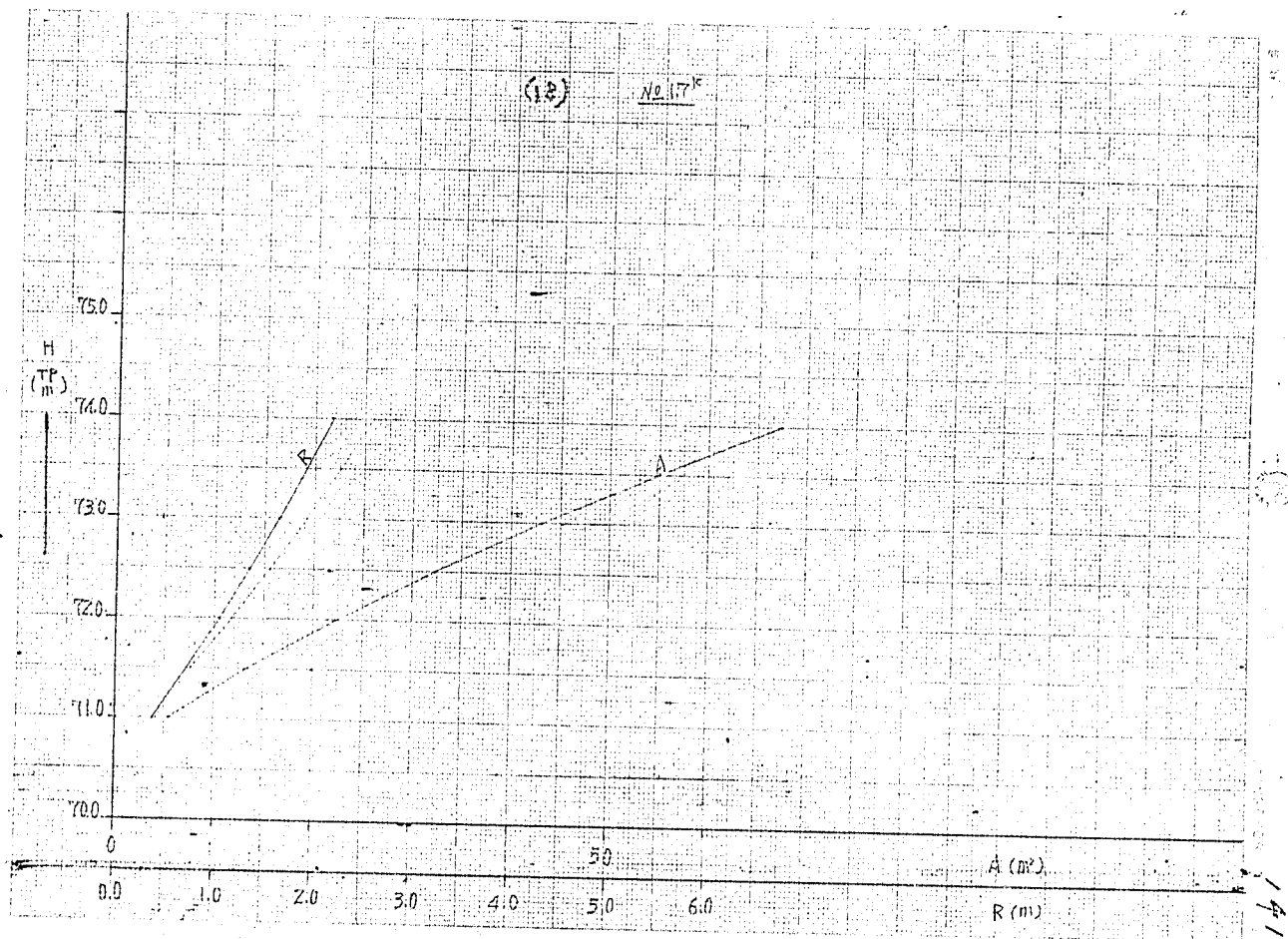
(16)

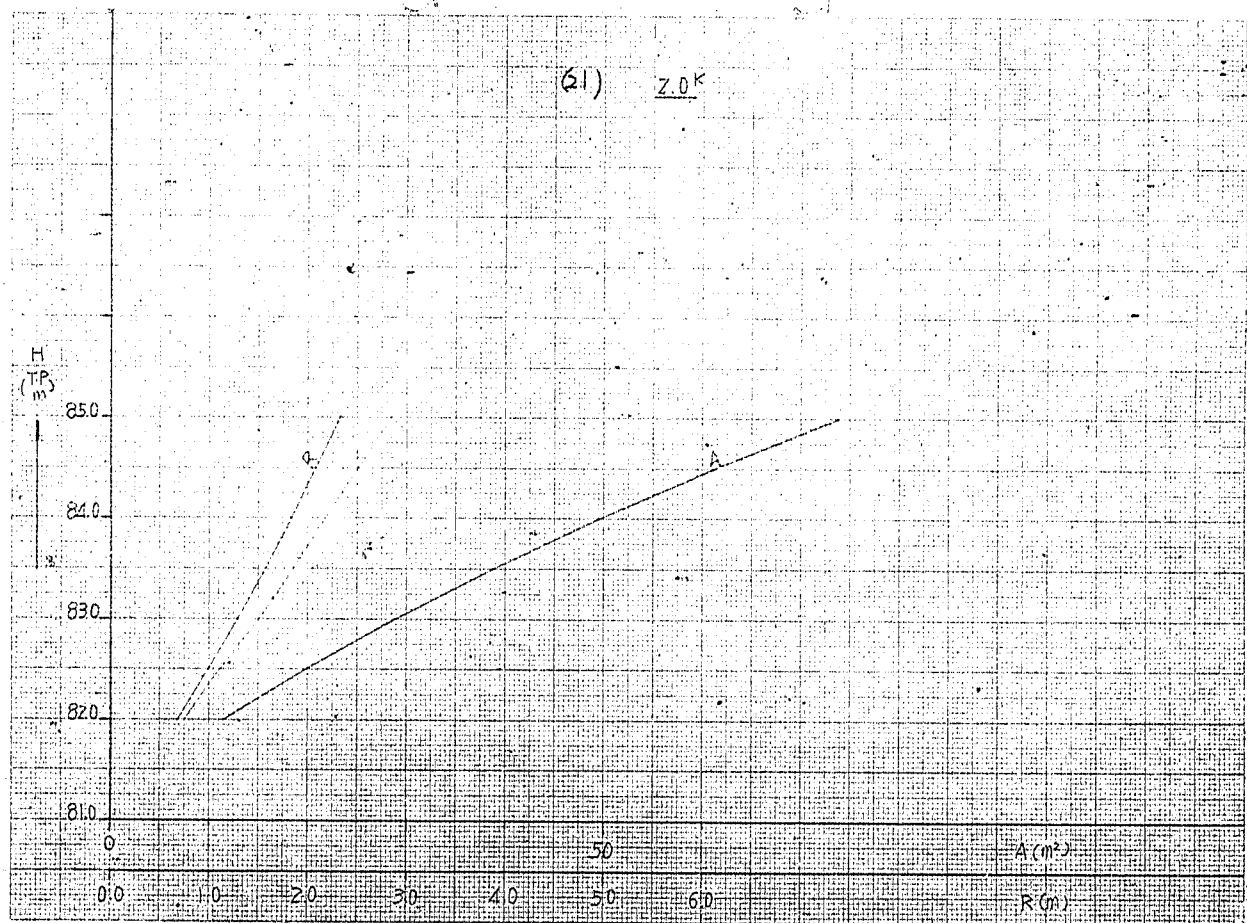
1.5^k



20527081

140





2052/081

2052

142

97)

16° 新量格

H
(MPa)
m

74.0

73.0

72.0

71.0

70.0

0

0

10

20

30

40

50

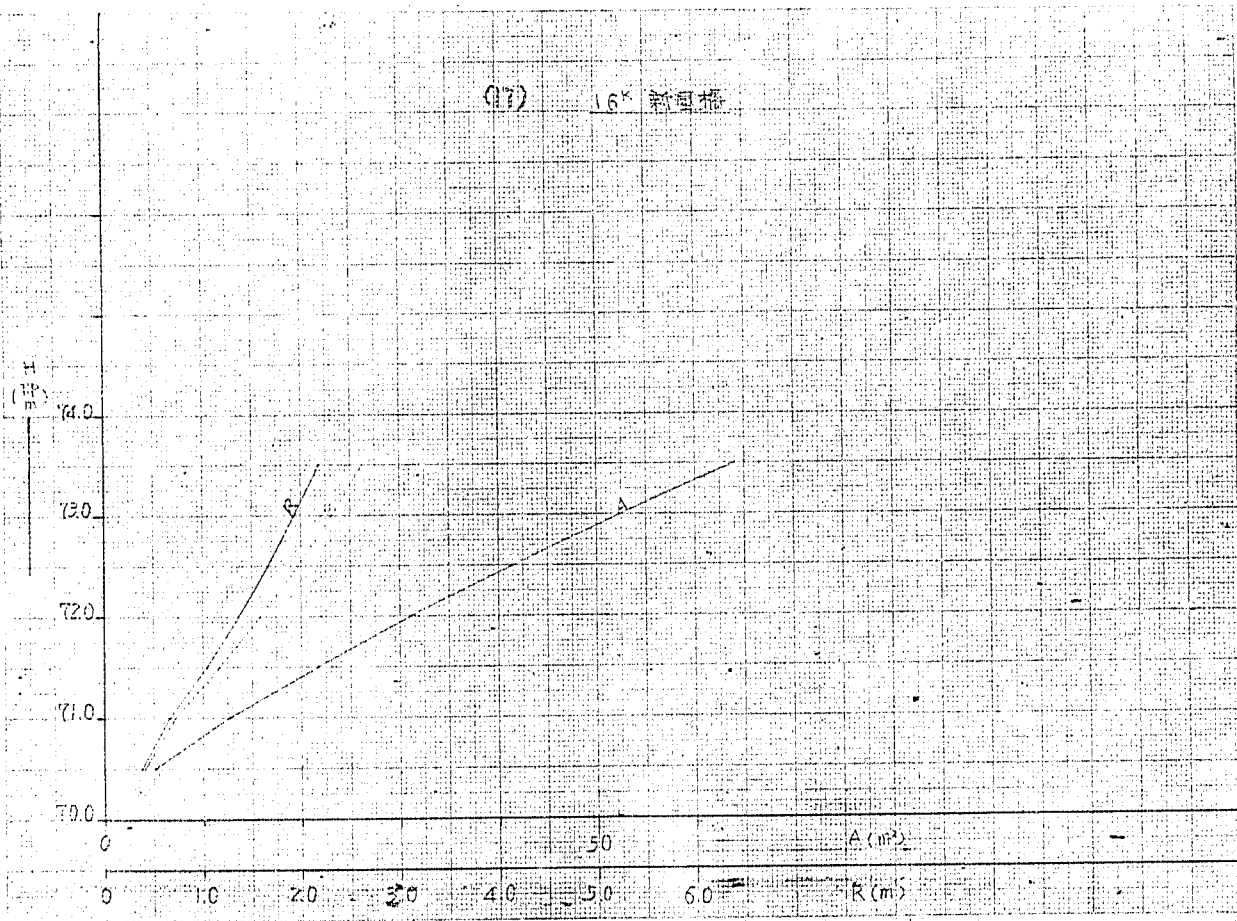
60

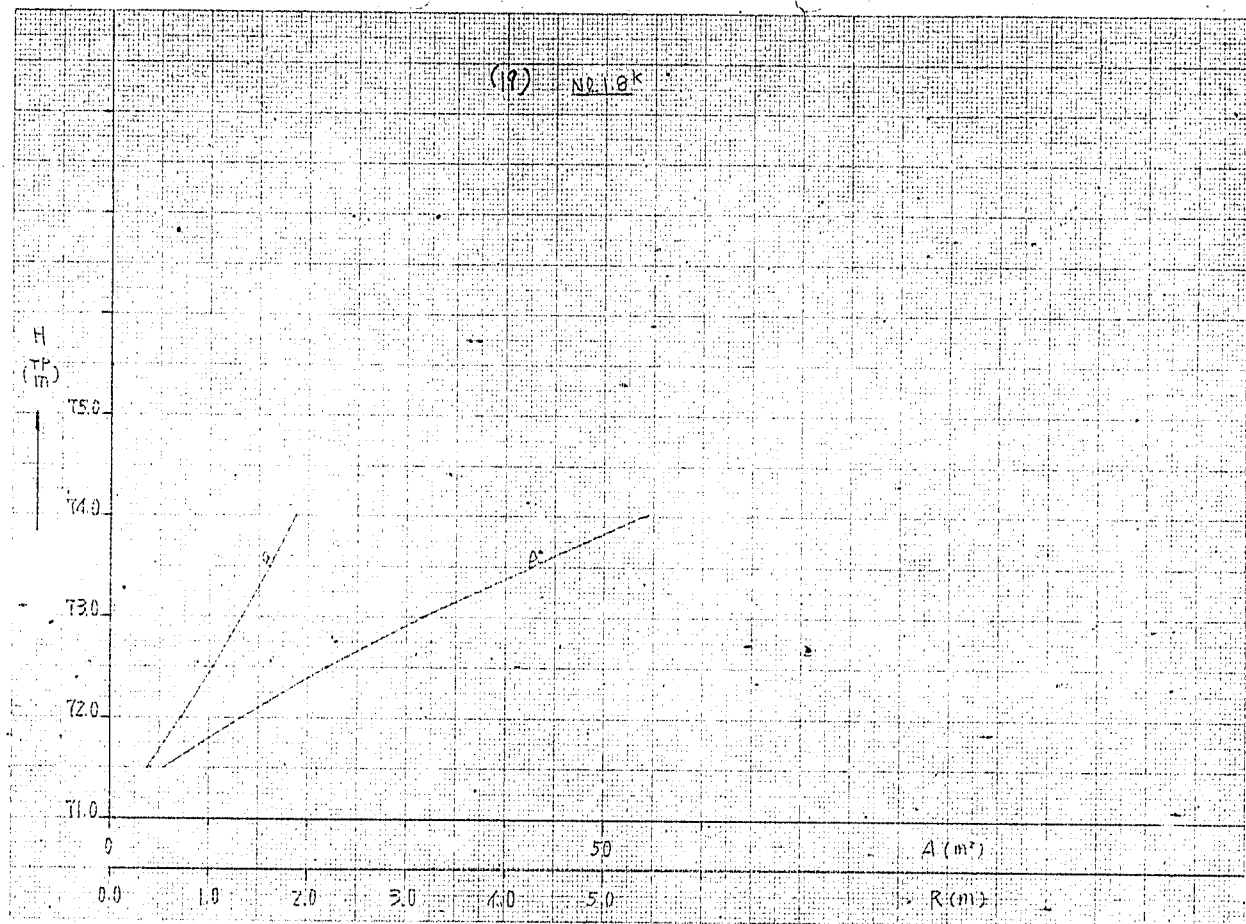
A (MPa)

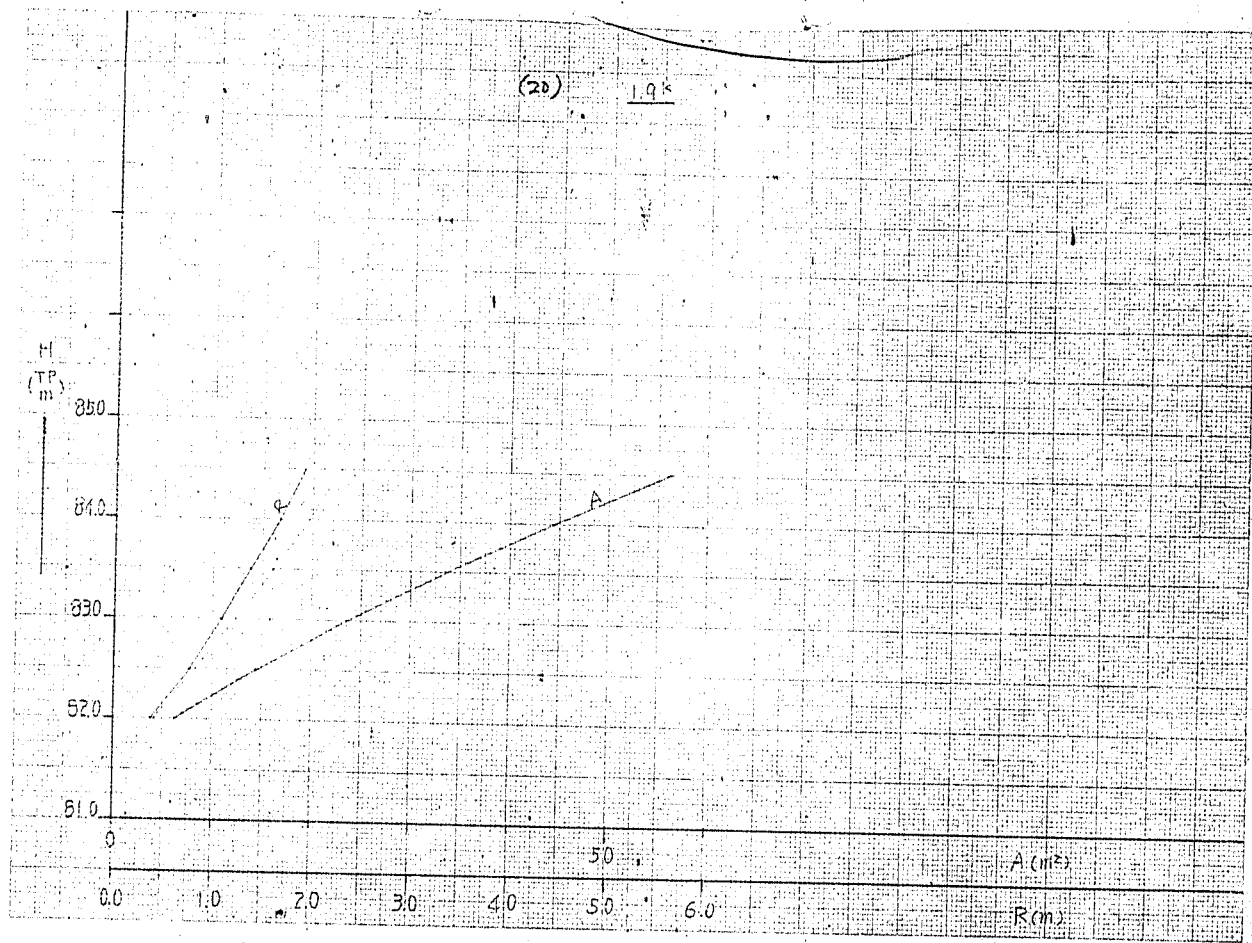
R (m)

15

143







14 图 8.6 下小笠川 水位断面图

水
(T.P.M)2

計算番号 19, 10 (Q=150)

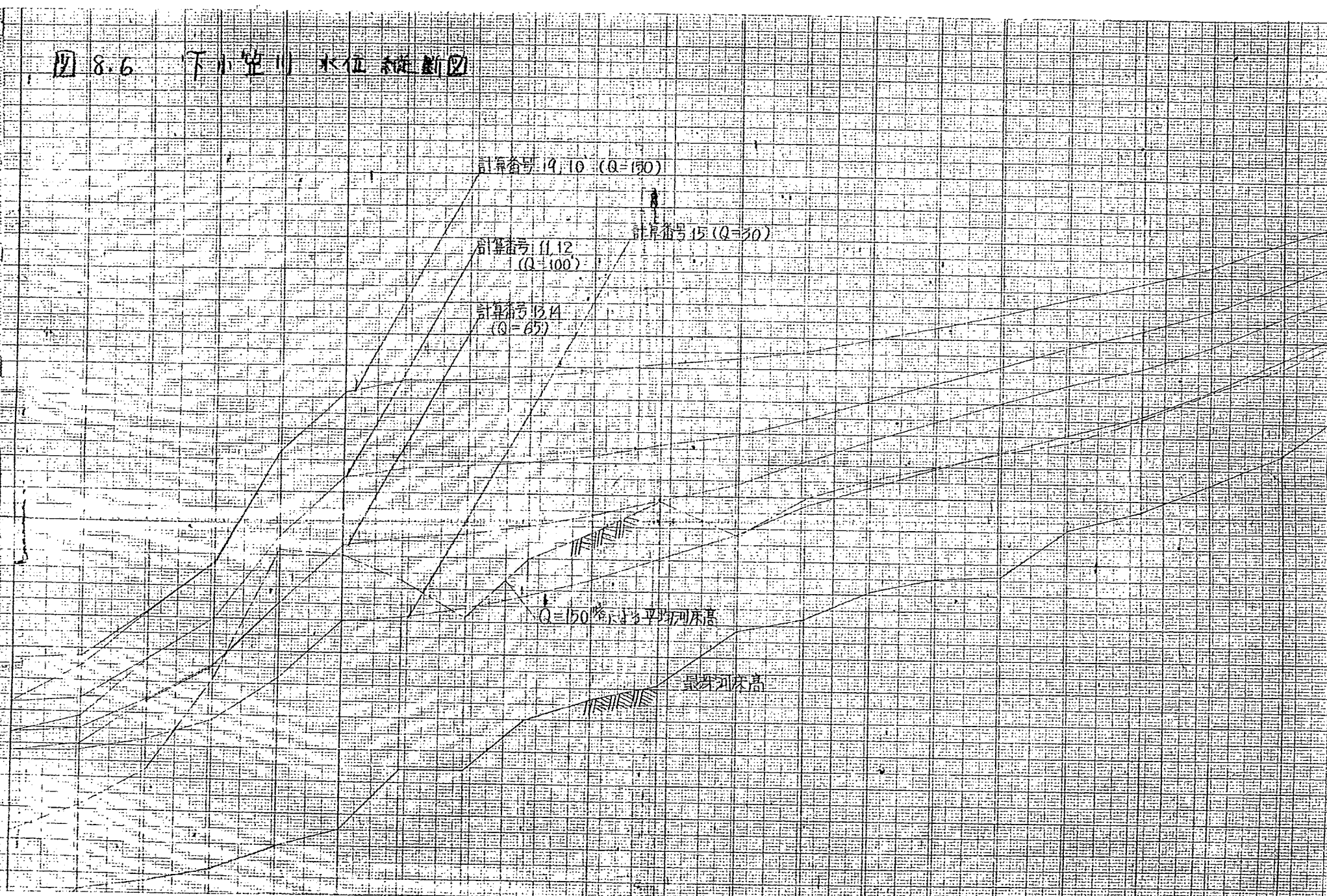
計算番号 11, 12
(Q=100)

計算番号 15 (Q=30)

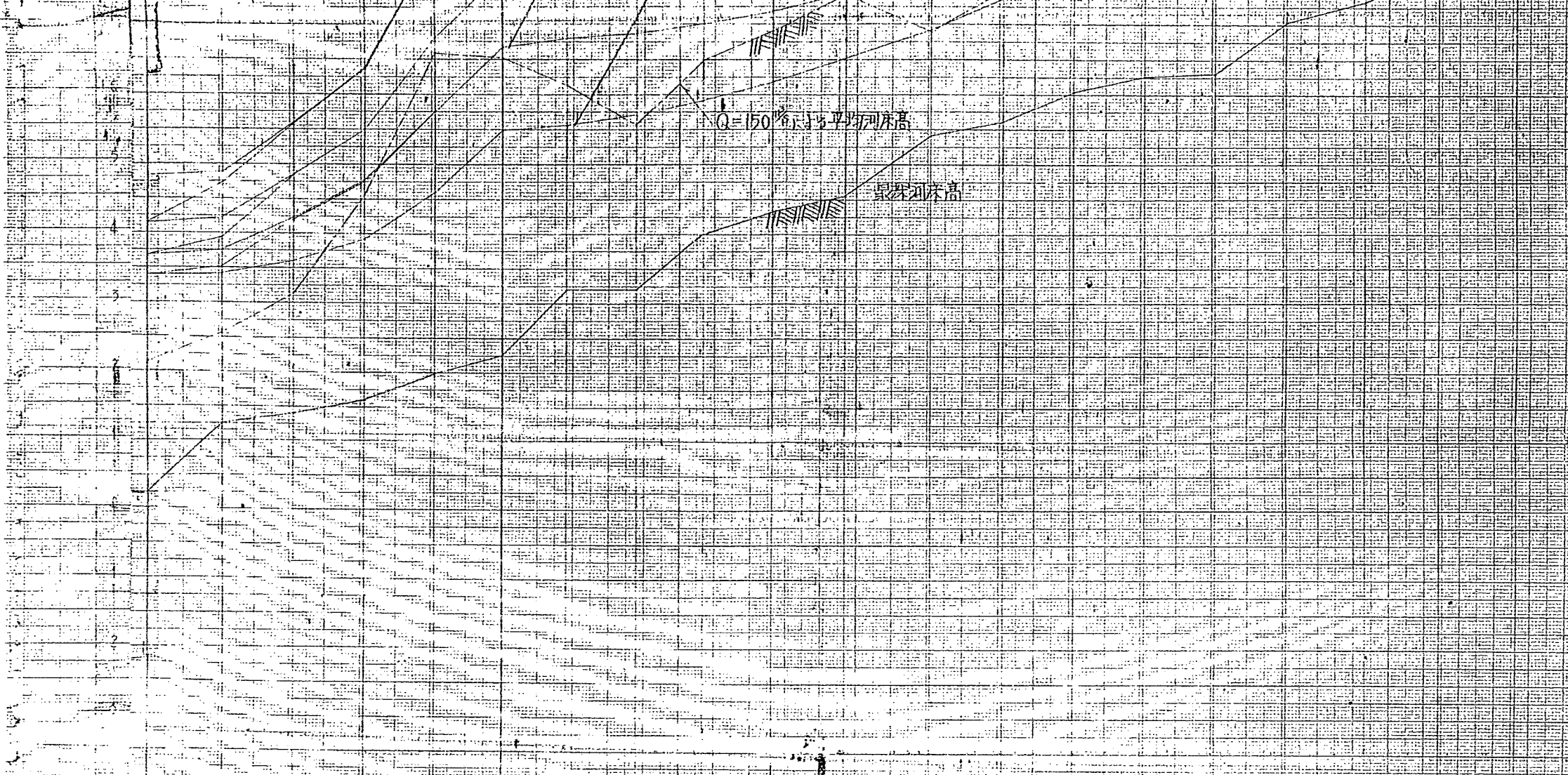
計算番号 13, 14
(Q=65)

Q=150 表示する平均河床高

最低河床高



距壩口 No	壩距 (%)	壩加距離	最深河床高 (TEH)	計算各號9	計算各號11	計算各號12	計算各號14
0.0			4.25	4.25	4.25	4.25	4.25
0.1	1.50	1.5	4.2	4.34242500	4.3429	P2	
0.2	1.00	2.00	4.15	5.60248521	2.24	U.	
0.3	1.00	3.00	4.1	5.378558	4.7	5.54	
0.4	0.50	4.00	4.05	5.1125352			
0.5	0.50	5.00	4.00	4.908877	5.673	6.674	
0.6	0.1	6.00	3.9	4.92787	5.1	6.798	
0.7	0.7	6.80	3.80	4.9155970	6.870		
0.8	0.5	7.80	4.02	4.9558000	7.004	7.011	
0.9	0.7	8.60	4.32	4.92581	7.7	7.776	
1.0	1.00	9.60	4.54	4.9666307	7.767	7.726	
1.1	1.90	10.50	5.41	4.9508497	7.703	7.703	
1.2	1.00	12.00	5.60	4.9758707	8.009	8.009	
1.3	0.90	13.00	5.65	4.9829005	8.471	8.471	
1.4	0.90	14.00	5.66	4.9759317	8.779	8.779	
1.5	1.00	15.00	6.35	4.9388592	9.012	9.012	
1.6	1.00	16.00	6.35	4.9600988	9.308	9.308	
1.7	1.12	17.00	7.33	4.97160155	9.524	9.524	
1.8	1.00	18.00	7.76	4.9570452	9.717	9.717	
1.9	1.10	19.00	8.25	4.9556024	10.277	10.277	



(T: P.m)
 10
 9
 8
 7
 6
 5
 4
 3
 2
 1
 0
 水位
 河床变化图
 ($I = 1/230$
 $Q = 60\%$)

图 5.7 (1) (1) 水路河床变动 纵断面图

里程桩号 N0	区间长度 (m)	区间平均坡度 (%)	区间平均流速 (m/s)
0.0	0	0	
0.1	100	100	
0.2	100	100	
0.3	100	100	
0.4	100	100	
0.5	100	100	
0.6	100	100	
0.7	100	100	
0.8	100	100	
0.9	100	100	
1.0	100	100	
1.1	100	100	
1.2	100	100	
1.3	100	100	
1.4	100	100	
1.5	100	100	
1.6	100	100	
1.7	100	100	
1.8	100	100	
1.9	100	100	
2.0	100	100	

分线水位

新川水底

T1

T2

T3

T4

T5

T6

T7

T8

T9

T10

T11

T12

T13

T14

T15

T16

T17

T18

T19

T20

T21

T22

T23

T24

T25

T26

T27

T28

T29

T30

T31

T32

T33

T34

T35

T36

T37

T38

T39

T40

T41

T42

T43

T44

T45

T46

T47

T48

T49

T50

T51

T52

T53

T54

T55

T56

T57

T58

T59

T60

T61

T62

T63

T64

T65

T66

T67

T68

T69

T70

T71

T72

T73

T74

T75

T76

T77

T78

T79

T80

T81

T82

T83

T84

T85

T86

T87

T88

T89

T90

T91

T92

T93

T94

T95

T96

T97

T98

T99

T100

T101

T102

T103

T104

T105

T106

T107

T108

T109

T110

T111

T112

T113

T114

T115

T116

T117

T118

T119

T120

T121

T122

T123

T124

T125

T126

T127

T128

T129

T130

T131

T132

T133

T134

T135

T136

T137

T138

T139

T140

T141

T142

T143

T144

T145

T146

T147

T148

T149

T150

T151

T152

T153

T154

T155

T156

T157

T158

T159

T160

T161

T162

T163

T164

T165

T166

T167

T168

T169

T170

T171

T172

T173

T174

T175

T176

T177

T178

T179

T180

T181

T182

T183

T184

T185

T186

T187

T188

T189

T190

T191

T192

T193

T194

T195

T196

T197

T198

T199

T200

T201

T202

T203

T204

T205

T206

T207

T208

T209

T210

T211

T212

T213

T214

T215

T216

T217

T218

T219

T220

T221

T222

T223

T224

T225

T226

T227

T228

T229

T230

T231

T232

T233

T234

T235

T236

T237

T238

T239

T240

T241

T242

T243

T244

T245

T246

T247

T248

T249

T250

T251

T252

T253

T254

T255

T256

T257

T258

T259

T260

T261

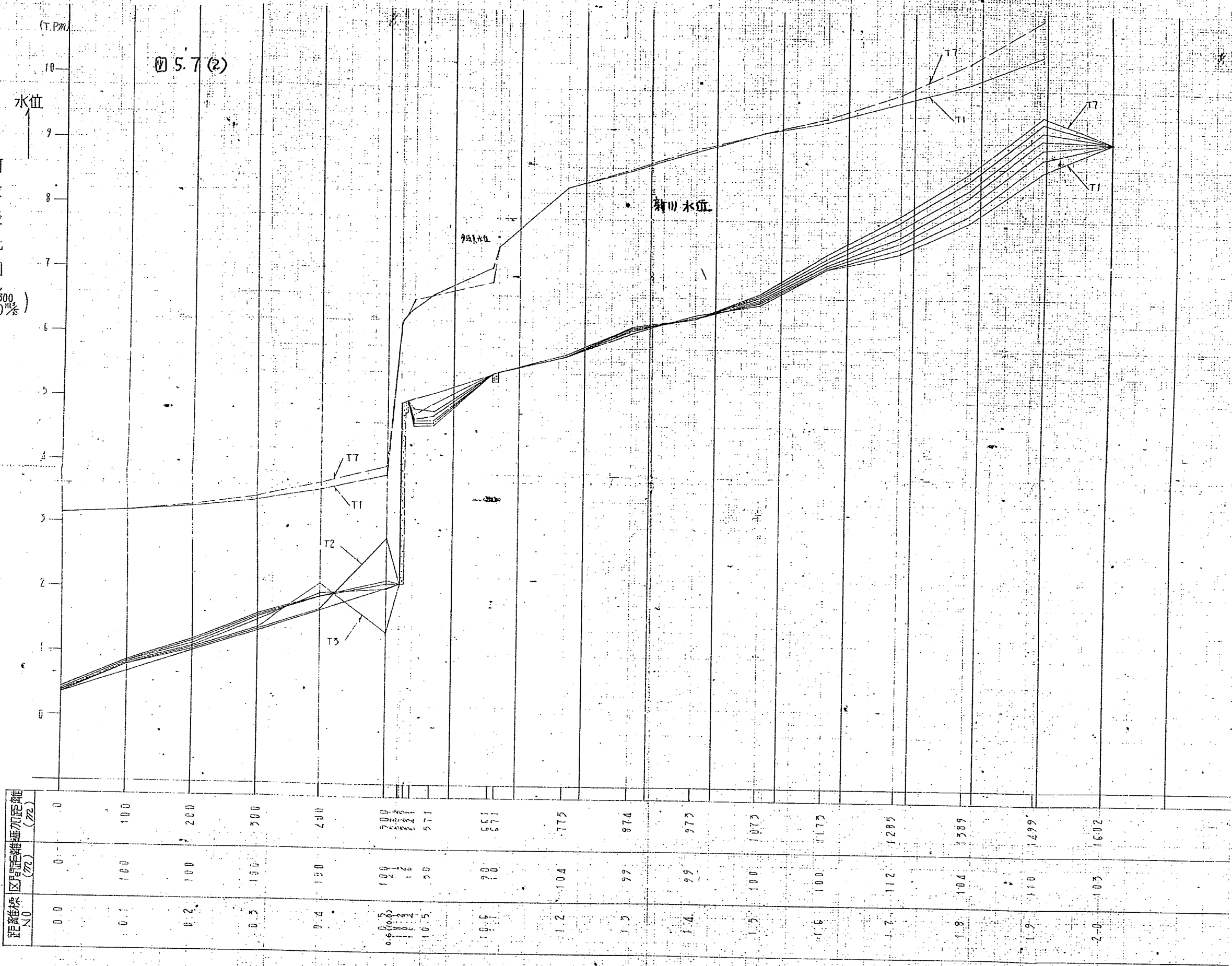
T262

T263

T264

T265

河床变化图
($I = \frac{1}{500}$
 $Q = 80 \text{ 公方/秒}$)



距基准点 NO	距基准点 距离 (72)	距基准点 距离 (72)
0.0	0	0
0.1	100	100
0.2	100	100
0.3	100	100
0.4	100	100
0.5	100	100
0.6	100	100
0.7	100	100
0.8	100	100
0.9	100	100
1.0	100	100
1.1	100	100
1.2	104	104
1.3	99	99
1.4	99	99
1.5	100	100
1.6	100	100
1.7	112	112
1.8	104	104
1.9	110	110
2.0	103	103

圖 8-2

菊川 水位 縱斷圖

水位
(T.P.M)

↑

距離標 NO.	區間距離 (m)	追加距離 (m)	最深河床高 (T.P.M)	水位 計號 1	水位 計號 4	水位 計號 6	水位 計號 8
0	0	0	1.262	2.310	2.161	2.160	2.160
0.1	0.5	1.05	1.220	2.600	2.216	1.955	1.776
0.2	0.5	2.00	1.162	3.180	2.739	2.523	2.314
0.3	0.2	1.22	1.116	3.463	2.978	2.645	2.454
0.4	0.4	3.96	1.108	3.582	3.066	2.707	2.504
0.5	0.0	4.76	1.072	3.606	3.084	2.723	2.518
0.6	0.5	5.27	1.034	3.615	3.087	2.724	2.500
0.7	0.6	6.67	1.0996	3.553	3.121	2.706	2.566
0.8	1.02	7.69	1.054	3.852	3.274	2.893	2.677
0.9	1.06	18.75	0.912	3.819	3.302	2.921	2.703
1.0	1.71	10.16	0.850	3.960	3.394	2.998	2.740
1.1	1.00	11.86	0.820	4.047	3.450	3.053	2.817
1.2	1.16	12.14	1.0782	4.067	3.474	3.080	2.840
1.3	1.70	12.92	0.746	4.150	3.515	3.121	2.870
1.4	0.86	13.78	0.711	4.170	3.510	3.154	2.886

計算番号1.2.3. (Q=1000)

計算番号4.5 (Q=650)

計算番号6.7 (Q=450)

計算番号8 (Q=350)

Q=1000 以下平均河床高

最終河床高

2	1.0	1.202	0.746	4.067	3.203	3.080	2.810
3	1.0	1.202	0.746	4.067	3.203	3.121	2.814
4	0.6	1.178	0.711	4.170	3.500	3.154	2.856
5	0.5	1.153	0.677	4.185	3.572	3.155	2.875
6	0.6	1.519	0.609	4.262	3.544	3.179	2.925
7	0.4	1.672	0.510	4.258	3.653	3.198	2.911
8	0.0	1.712	0.578	4.284	3.656	3.218	2.910
9	0.2	1.765	0.544	4.324	3.690	3.219	2.928
10	0.2	1.887	0.508	4.376	3.702	3.288	3.074
11	0.3	1.980	0.473	4.455	3.800	3.345	3.077
12	0.2	2.047	0.438	4.510	3.847	3.367	3.116
13	0.4	2.155	0.400	4.557	3.873	3.415	3.144
14	0.3	2.258	0.369	4.587	3.912	3.450	3.178
15	0.8	2.346	0.388	4.621	3.955	3.490	3.219
16	0.3	2.478	0.321	4.745	4.059	3.586	3.311
17	0.2	2.611	0.295	4.874	4.123	3.645	3.314
18	0.5	2.715	0.274	4.855	4.147	3.668	3.371
19	0.5	2.750	0.263	4.842	4.166	3.676	3.401