

土木研究所資料第²⁰⁷~~201~~の1号

所内研究発表会

舗装用コンクリートの ワーカビリティーについて

養王田栄一

昭和41年10月27日

建設省土木研究所



1. 舗装用コンクリートのワーカビリティの特徴

コンクリート舗装版は厚さが薄く、通常の場合その形状はごく簡単な構造物であり、しかも打ち込み場所に対する制限もまったくなく、そのうえ挿入物も粗目の鉄網、スリップバー、タイバーのみで、一般の鉄筋コンクリートの場合のように、コンクリートが閉そくや材料の分離を起す恐れは極めて小さい。また厚さが薄いため打ち込み、締め固めが容易であるため、相当のかた練りコンクリートを用いることと相まって、ブリージングの恐れも極めて少ないものである。したがって舗装用コンクリートの適否は、十分な締め固めが容易であるかどうか、および仕上げが容易であるかどうかによつて定まるものと考えられる。仕上げの容易さについて考えてみると、締め固めには一般に表面振動機を用いるので、コンクリートの上部は比較的モルタルが多いコンクリートとなるとともに、ほぼ平面になるので、普通に用いられているコンクリートでは、仕上げの難易にそう差異が生ずるものとは考えられない。したがって舗装用コンクリートのワーカビリティの良否の主要因は、締め固めの難易、つまり締め固め仕事量の大小、すなわちコンシステンシーであるということができる。

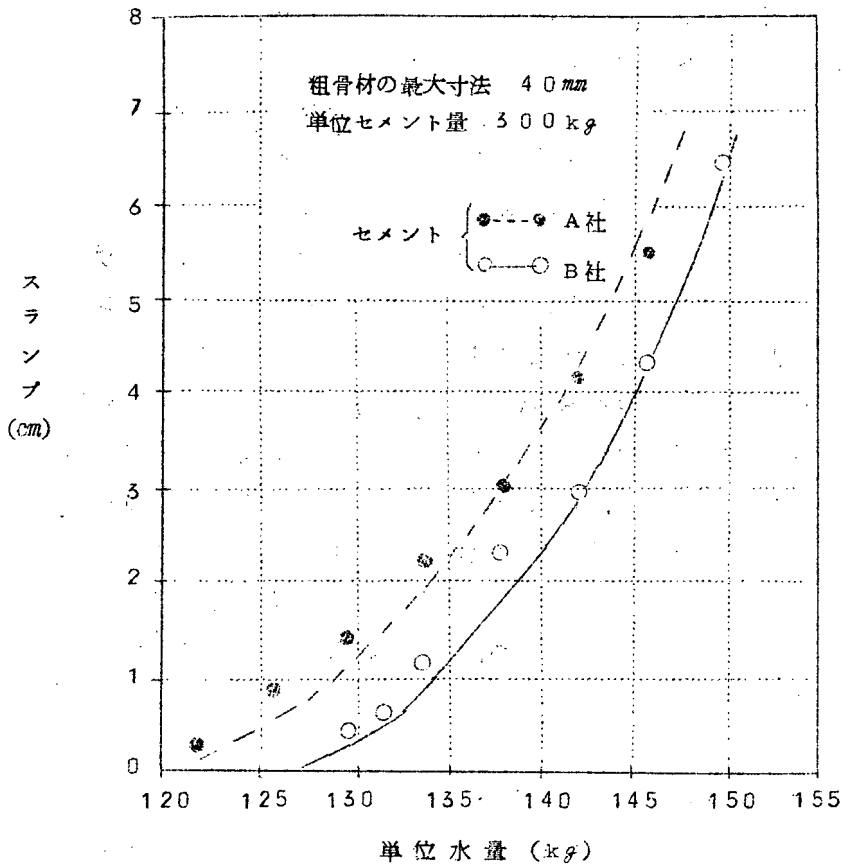
2. 従来のコンシステンシー試験方法

舗装用コンクリートのようなかた練りコンクリートのコンシステンシー試験としては種々考案されているが、その主なものについてその特徴を示し舗装用コンクリートのコンシステンシー試験方法の適否を検討すると次のごとくである。

a スランプ試験 (JIS A 1101)

スランプという言葉からもわかるように変形を起させる力と、変形に抵抗する力とが釣り合ったところの下りをコンシステンシーの尺度とするものであるから、プラスチックでワーカブルなコンクリートのコンシステンシーとしては、操作が簡単な割に比較的精度が高く有効な方法であるが、舗装用コンクリートのように多少荒々しくかた練りのコンクリートでは本質的に不適当である。また図-1に示す単位水量とスランプとの関係からもわかるように、通常の舗装用コンクリートのスランプ 2.5 cm 以下では、

図-1 単位水量とスランプとの関係



コンシテンシーの値として精度が不足し舗装用コンクリートに用いることは適当でない。

b 締固め係数試験 (BS 1881)

図-2の装置を用いる。この試験の考え方は一定の方法でコンクリートを容器に詰めた場合のコンクリートの詰り具合をもつてコンシステンシーの尺度とするもので、締固め仕事量と何らかの関係のあることは認めるが、締固め仕事量そのものではない。精度については、図-3に示す単位水量と締固め係数の実験例で判るように、かた練りコンクリートに対するスランプ試験より精度が高いが、舗装用コンクリートのコンシステンシー値としては満足すべきものとはいえない。

図-2 締固め係数試験機

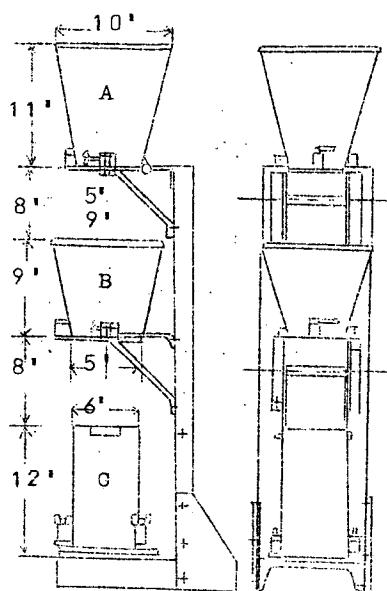
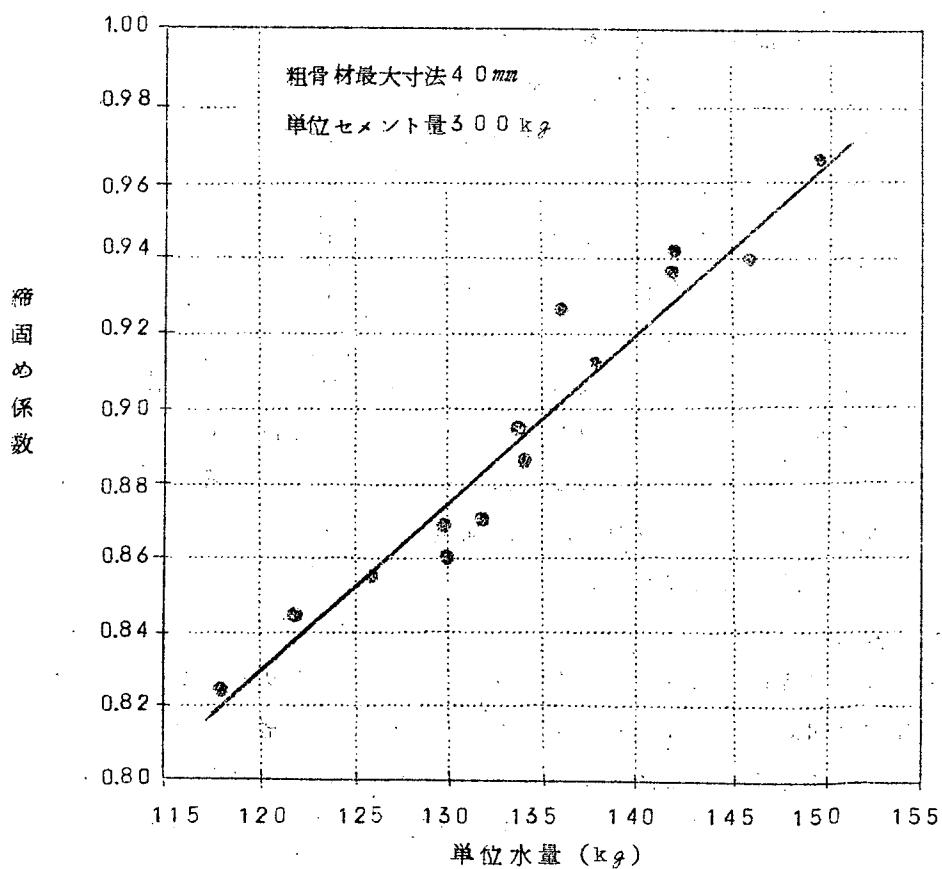


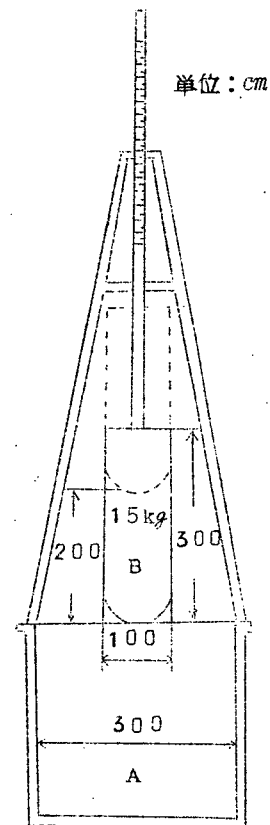
図-3 単位水量と締固め係数との関係



c 貫入試験

図-4に示す装置を用いる。この試験の考え方はコンクリート中に貫入鋼棒を落下させその貫入した深さをもつてコンシステンシーの尺度とするもので、貫入深さは締固め仕事量と何らかの関係があるものと思われるが、何を意味するのか明確でなく、またこの試験には相当の労力が必要とし、舗装用コンクリートのコンシステンシー値としては不適當である。

図-4 貫入試験機



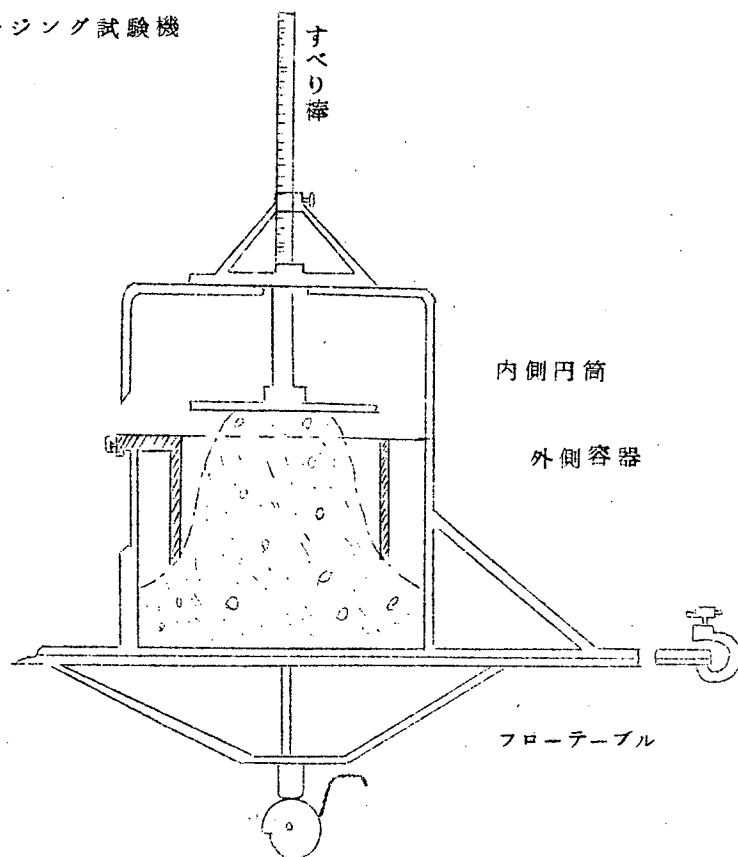
d リモルジング試験

図-5に示すように、フローテーブルの上にのせた容器中央でスランプ試験を行ない、このコンクリート頂部にすべり棒のついた円板を置き、フローテーブルに落下運動を与える。コンクリートは落下運動により流動を起し、やがて容器内側に設けた円筒内外のコンクリートが同じ高さになる。すなわちこの状態に達するまでに要したフローテーブルの落下回数をジグ数と呼びコンシステンシーの尺度とするものである。この方法はコンクリートがある形から、最後の形に変わるために要した仕事量をもつてコンシステンシーを表わすもので、これも締固め仕事量を求めているものではなく、また1回の試験の落下回数も200回以上となるため労力的にも、舗装用コンクリートのコンシステンシー値としては不適當である。

e V・F試験

図-6に示す装置を用いる。この試験はA室にコンクリートを詰め、一定時間振動を加えてコンクリートがA室の下部孔よりB室、C室にそれぞれ軟かさに応じて流出させ、A室内のコンクリート面の下りをcmで測定してコンシステンシーの尺度(V・F値)とするものである。この試験は流

図-5 リモルジング試験機

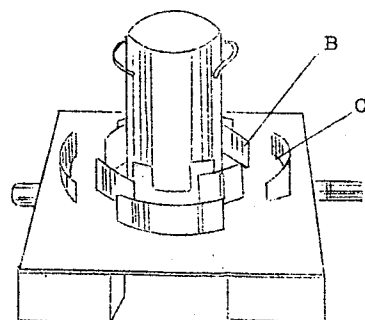


動の程度および材料分離の程度を測定するためには便利であるが、締固め仕事量に直接関係あるものを求めているため、舗装用コンクリートのコンシステンシー値としては余り適当でない。

f ビービコンシステンシー試験

円筒容器内でスランプ試験を行ないコンクリート頂面にプラスチック円板をのせることはリモルジング試験の場合と同じであるが、リモルジング試験と異なることは内

図-6 V.F.試験機



側円筒がなくまた、落下運動のかわりに振動台で振動によりコンクリートを締め固めることである。すなわちある形のコンクリートが振動により締め固められるまでに要する仕事量をコンシステンシーの尺度 ($V \cdot B$ 度) としているもので、舗装用コンクリートのコンシステンシー値としては、本質的に優れた方法であると考ええる。しかしながらビービ試験の振動台の振動数は 300 V P m と大きいため、図-7 に示すスランプと $V \cdot B$ 度との実験例からもわかるように、通常用いられる舗装用コンクリートの範囲としては $8 \sim 12$ 秒程度で現場で用いるには密すぎることで、また、スランプコーンではコンクリートの投入口が、かた練りコンクリートとしては狭すぎるため均一にコンクリートを投入することができないという2つの欠点がある。

3. 振動台式コンシステンシー試験

この試験は筆者らがビービコンシステンシー試験を改良したもので、道路協会のセメントコンクリート舗装要綱に採用されている方法である。

ビービコンシステンシー試験と異なる点は振動台の振動数を $1,500 \text{ v.p.m}$ に、またスランプコーンのかわりに上端内径 15 cm 、下端内径 20 cm 、高さ 23 cm のコーンにしたことである。

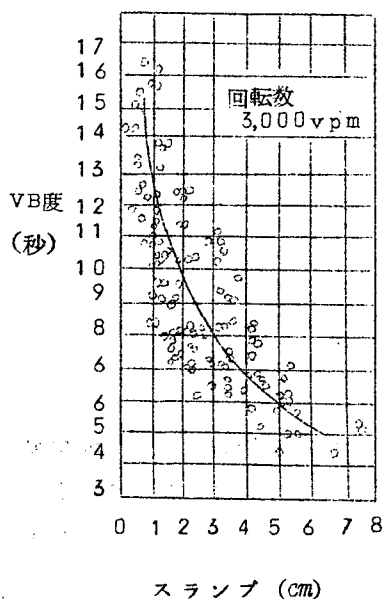
a 振動台式コンシステンシー試験方法

i この試験方法は、舗装用コンクリートのコンシステンシーを測るのに用いる。

ii 試験装置

試験装置は、図-8 に示すように大別するとテーブル振動機 (振動数 $1,500 \text{ rpm}$ 、全振幅約 0.8 mm)、容器 (金属製のもので内径 24 cm 、

図-7 スランプと $V \cdot B$ 度との関係



高さ20cm)、コーン(金属製の
もので上端内径15cm、下端内径
20cm、高さ23cm)およびす
べり棒のついた透明な円板(全重量
約1kg)より構成されている。

iii 試 験

JIS A 1115に従い採取
した試料をコーンに2層に分けて
詰める。この各層は突棒でならし
たのち35回均等に突くものとす
る。各層を突く際の突棒の突き入
れ深さは、前層によりやく達する
程度とする。コンクリートを詰め
たら、上面をコーンの上端に合せ

てならし、ただちにコーンを静かに鉛直に引き上げ、すべり棒のついた
透明な円板をのせ、テーブル振動機を運転する。

振動によりコンクリートは容器内で変形し締固められる。このためす
べり棒のついた透明な円板が下りはじめる。振動を縦続すると締固めが
進みコンクリートの表面にセメント・ペーストが浮かび上つてきて円板
下面にする。すなわち運転開始から円板下面全面にセメントペーストが
接するまでに要した振動時間を測定する。

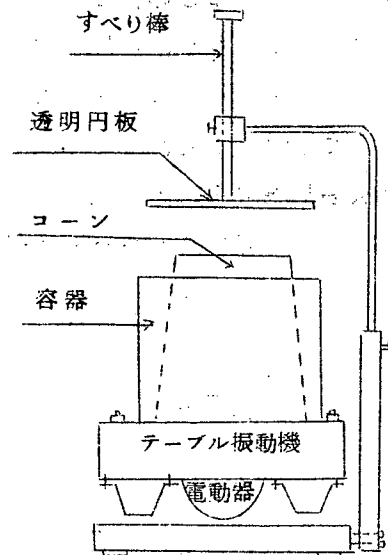
iv 表 示

コンシステンシーは、iiiで述べた振動時間を秒で測定しこれを沈下
度何秒として表示する。

b プラスチック円板下面にペースト層のできるまでの時間を沈下度とした 理由

円板下面にペースト層ができるまでの時間をもつて沈下度としたのは、
コンクリート上面にペース層ができればコンクリートは十分締め固められ
ている状態に達しているからである。このことは次のことで証明される。
すなわち沈下度を8と、プラスチック円板の沈下が認められなくなつたと

図-8 振動台式コンシステンシー
試験機



きの時間を S' との比、 S'/S を求めると、 S'/S は細骨材率、沈下度の大小に殆んど影響を受けないし、また、図-9に示す S'/S の度数分布でわかるごとく、 S'/S は $0.80 \sim 1.00$ の範囲に入り、その大部分は $0.90 \sim 1.00$ の範囲に入っていることである。なお、このことは図-10に示す沈下度測定時のコンクリートの容積 V と、このコンクリートに棒状振動機で4箇所それぞれ30秒ずつ締め固めた場合の容積 V' との比 V/V' の度数分布からも通常の締め固めがなされていることがわかる。

図-9 S'/S の度数分布

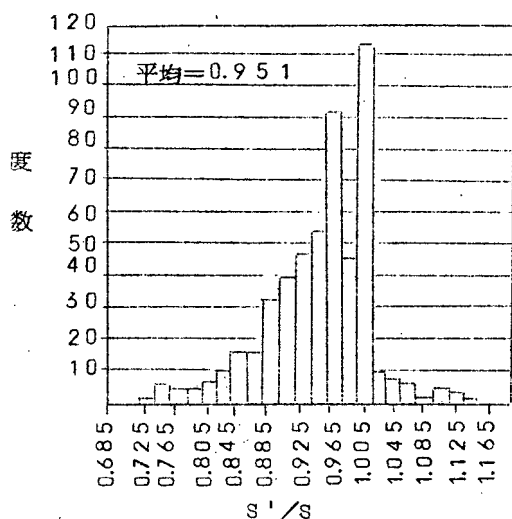
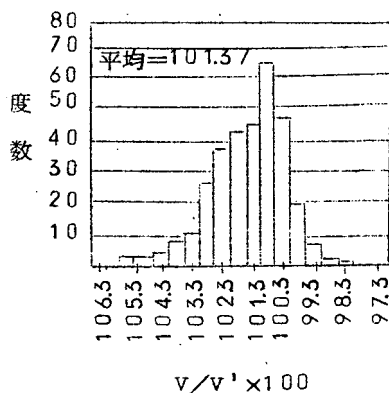


図-10 V/V' の度数分布



c 沈下度とスランプの関係

沈下度とスランプとの関係を示すと図-11のごとくで、通常用いられている舗装用コンクリートの沈下度としては20~40秒程度であり、実用上便利である。

d 沈下度と最適単位粗骨材容積

単位セメント量および単位水量を一定にして細骨材率を変えたコンクリートについて沈下度を求めると図-12に示すごとき、沈下度~細骨材率曲線がえられる。この曲線において最低沈下度を示した細骨材率は、沈下度を一定にする場合の単位水量が最小となるとともに、計量誤差等による細骨材率の変化に対しても沈下度の影響が小さくなり、この細骨材率が最適細骨材率ということになる。図-12には細骨材率とともに単位粗骨材

容積（コンクリート 1 m^3 に用いる粗骨材のかさ容積で、かさ容積とは J I S A 1 1 0 4 に示す方法で求めた粗骨材の単位容積重量を基準として求めたものである）を示してあるが、横軸に細骨材率をとると後述するごとく単位セメント量、単位水量および空気量が変わるとそのつど最適細骨材率の値が変化するが、単位粗骨材容積を用いれば、単位セメント量、単位水量および空気量が変わっても最適単

図 - 1 1 スランプと沈下度との関係

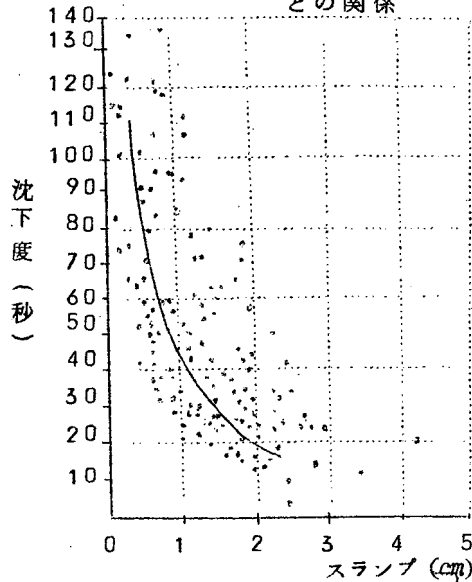
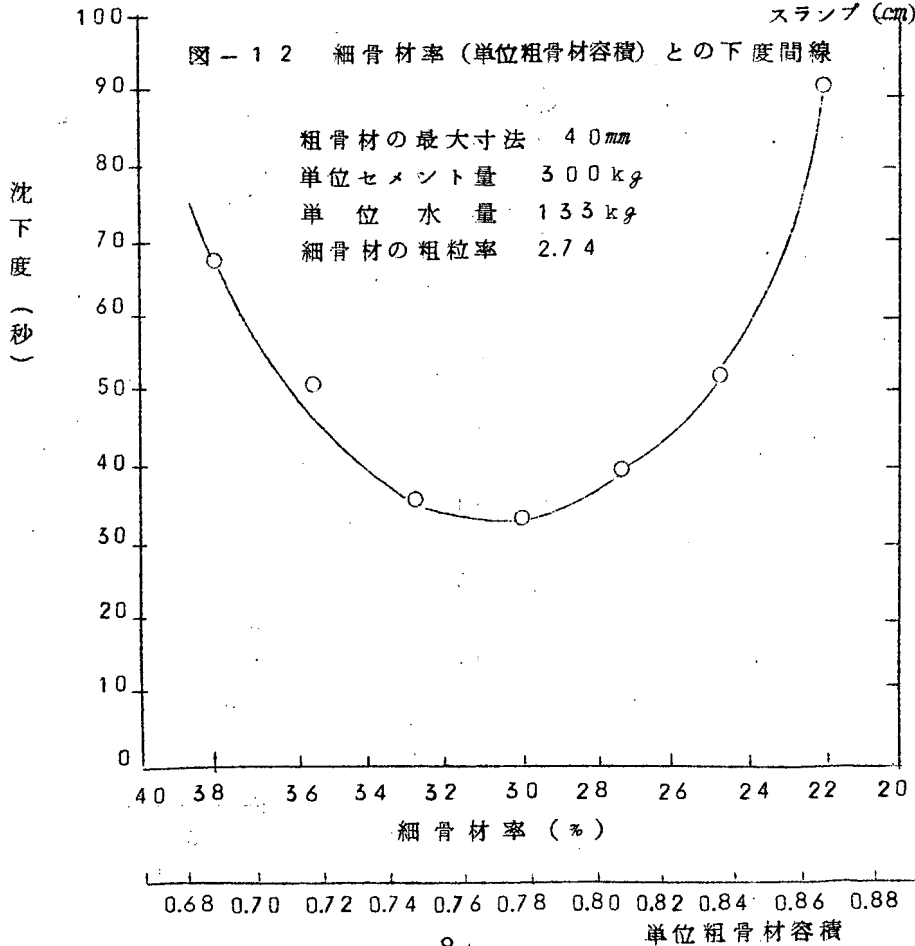


図 - 1 2 細骨材率（単位粗骨材容積）との下度間線



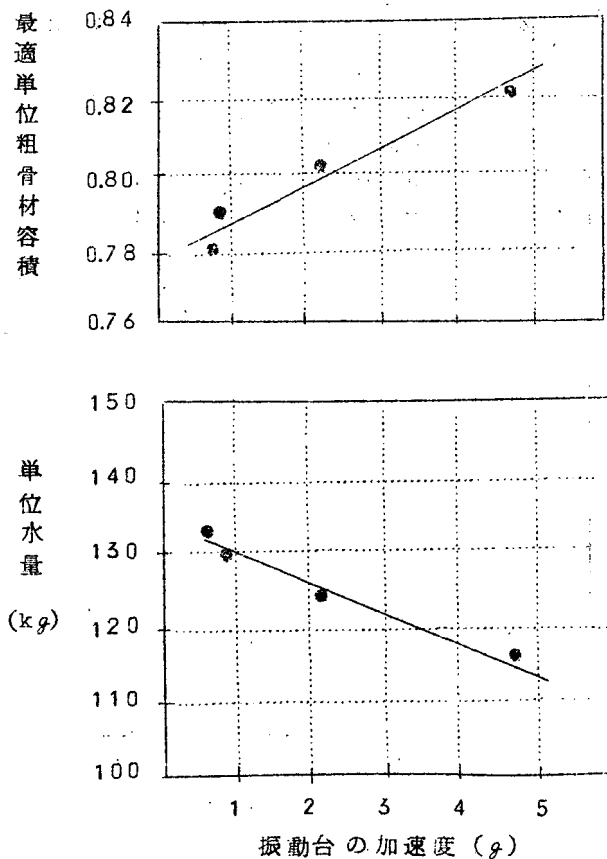
位粗骨材容積の値は変わらないので、細骨材率で示すよりも、単位粗骨材容積で示した方が便利である。

⑨ 振動台式コンシステンシー試験機の加速度と最適単位粗骨材容積

振動台式コンシステンシー試験機の振動台の加速度は約 $0.8g$ で、現在一般に用いられている国産インツシャーの表面振動式振動板の加速度 ($9 \sim 14g$) より著しく小さい値としたのは、振動板の加速度が $9 \sim 14g$ であつても、振動エネルギーは締固め作業によりコンクリートに漸次吸収され減衰してゆき、振動板直下のコンクリート内部の最低加速度は約 $1g$ 程度にまで低下することが山川・永盛氏研究から明らかにされているため、一般の現場を考慮すると、加速度が約 $0.8g$ という値は適当と考える。

図-13は振動台の加速度と、沈下度20秒をうるための最適単位粗骨

図-13 振動台の加速度の最適単位粗骨材容積
および単位水量の関係



材容積および単位水量との関係を示したものであるが、現場のフィニッシャーの振動機の性能がよく、コンクリート内部の最低加速度が $1g$ 以上を期待される場合には、図-1.2により最適単位粗骨材容積および単位水量を補正する必要がある。

g 単位水量と沈下度との関係

ある沈下度のコンクリートを作るための単位水量は、粗骨材の最大寸法、単位粗骨材容積によつて異なることは勿論であるが、沈下度～単位水量曲線の形状はほぼ一定で、片対数紙上ではほぼ一定こう配の直線的関係が成立する。沈下度25秒を基準としたときの任意の沈下度の対数すなわち

$\log \left(\frac{Sx}{S25} \right)$ と、沈下度25秒のときの単位水量を基準として示した任意の沈下度のときの単位水量すなわち $\frac{Wsx}{Ws25}$ をとると図-1.4のような関係がえられる。

図-1.4 $\frac{Wsx}{Ws25} \times \log \left(\frac{Sx}{S25} \right)$ との関係

4. 最適単位粗骨材容積に関する実験結果

a 単位セメント量、粗骨材の最大寸法と最適単位粗骨材容積との関係

i 実験範囲

細骨材 ; 川砂で表-1に示す3種類とした。

粗骨材 ; 表-2に示す6種類とした。

単位セメント量 ; 340、300、および260 kgの3種類とした。

単位水量 ・ 最適単位粗骨材容積における沈下度が、粗骨材に砂利を用いた場合20秒、粗骨材に碎石を用いた場合40秒となるように選んだ。

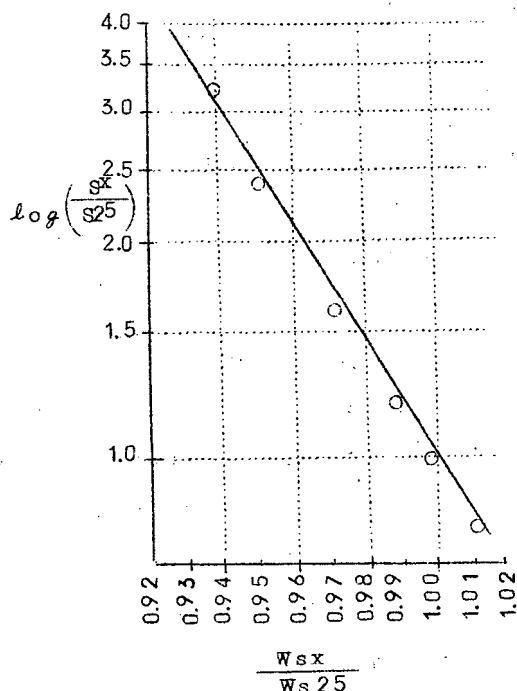


表-1 細骨材

比重	吸水量 (%)	ふるい目の開き (mm)						粗粒率
		5.0~2.5	2.5~1.2	1.2~0.6	0.6~0.3	0.3~0.15	0.15以下	
2.63	2.3	7.8	18.9	27.9	32.4	12.1	1.2	2.74
2.59	3.2	0.1	0.9	9.3	47.2	36.1	6.3	1.63
2.63	2.0	30.4	18.0	19.6	22.7	8.5	0.8	3.37

表-2 粗骨材

粗骨材 の種類	比重	吸水量 (%)	単位容積重量 (kg/m ³)	空げき率 (%)	ふるい目の開き (mm)					
					40~30	30~25	25~20	20~15	15~10	10~5
砂利	2.65	1.2	1,835	30.8	25	12.5	12.5	15	15	20
	2.64	1.4	1,805	31.7	—	20	20	17.5	17.5	25
	2.63	1.6	1,705	35.1	—	—	—	33.3	33.3	33.3
碎石	2.71	0.8	1,721	36.5	25	12.5	12.5	15	15	20
	2.70	1.1	1,690	37.4	—	20	20	17.5	17.5	25
	2.70	1.1	1,630	39.6	—	—	—	33.3	33.3	33.3

ii 結果の要約

結果を示すと表-3のとおりで、最適単位粗骨材容積は、細骨材の粒度が変わらなければ単位セメント量および粗骨材の最大寸法に関係なく一定である。

沈下度～単位粗骨材容積曲線も特に著しい変化はないが、単位セメント量260 kg、細骨材の粗粒率1.63のコンクリートでは曲線の傾斜が著しく急となつている。このことは僅かな粗骨材量の変化に対してもワーカビリティは著しく変化することを意味するものである。

b 細骨材の粒度と最適単位粗骨材容積との関係

i 実験の範囲

細骨材 ・ 川砂で図-15に示す8種類の粒度とした。

粗骨材 ・ 最大寸法40 mmの砂利とした。

単位セメント量 ・ 300 kgの1種類とした。

単位数量 ; 最適単位粗骨材容積における沈下度が25秒となるように選んだ。

コンクリートの種類 ; 普通コンクリートおよび一部に減水剤を入れたコンクリートの2種類とした。

表 - 3 試 験 結 果

粗骨材の 最大寸法 (mm)	粗骨材の 種 類	単 位 セメント量 (kg)	単位水量 (kg)	最適単位 容	粗骨材 積	沈下度 (秒)
細骨材の粗粒率 = 1.63						
40	砂 利	340	144	0.87	0.86	25
		300	140	0.85		20
		260	143	0.87		25
細骨材の粗粒率 = 2.74						
40	砂 利	340	135	0.78	0.78	25
		300		0.78		25
		260		0.77		15
	砕 石	340	145	0.76	0.77	45
		300		0.77		50
		260		0.79		30
30	砂 利	300	140	0.77	0.75	20
	砕 石		149	0.75		60
			156	0.75		30
20	砂 利	340	147	0.78	0.78	10
		300		0.80		20
		260		0.77		15
	砕 石	340	157	0.77	0.77	50
		300		0.76		40
		260		0.77		50
細骨材の粗粒率 = 3.37						
40	砂 利	340	135	0.70	0.70	25
		300	134	0.70		25
		260		0.70		20

図-15 細骨材の粒度

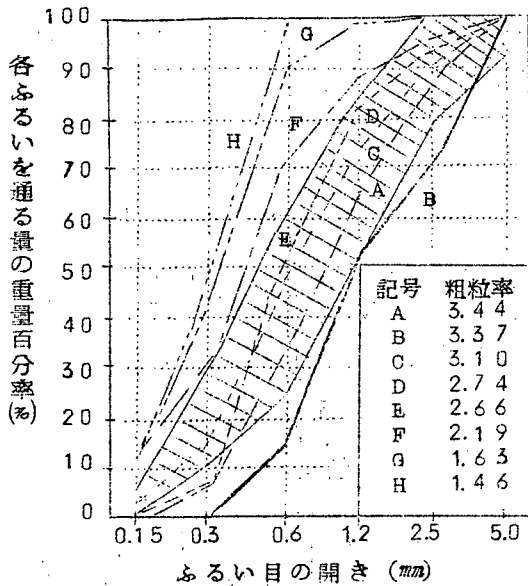
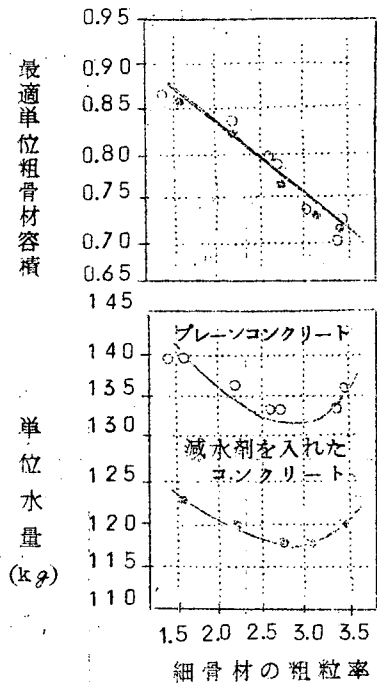


図-16 細骨材の粒度と最適単位粗骨材の容積



ii 結果の要約

結果を示すと図-16のごとくで、最適単位粗骨材容積は細骨材の粒度により異なり、粗い細骨材を用いた場合の最適単位粗骨材容積は小さい値を、細い細骨材を用いた場合には大きい値を示し、細骨材の粗粒率と最適単位粗骨材容積との間には直線的関係が成立する。

単位水量は、粗粒率3.00附近の細骨材を用いた場合がもつとも少なく、これより粒度が粗くなくても、細かくなつても単位水量は増加し、その傾向は細骨材に粗いものを用いた場合のほうが顕著である。これは減水剤を用いたコンクリートでも同じである。

c 粗骨材の粒度と最適単位粗骨材容積との関係

1 実験の範囲

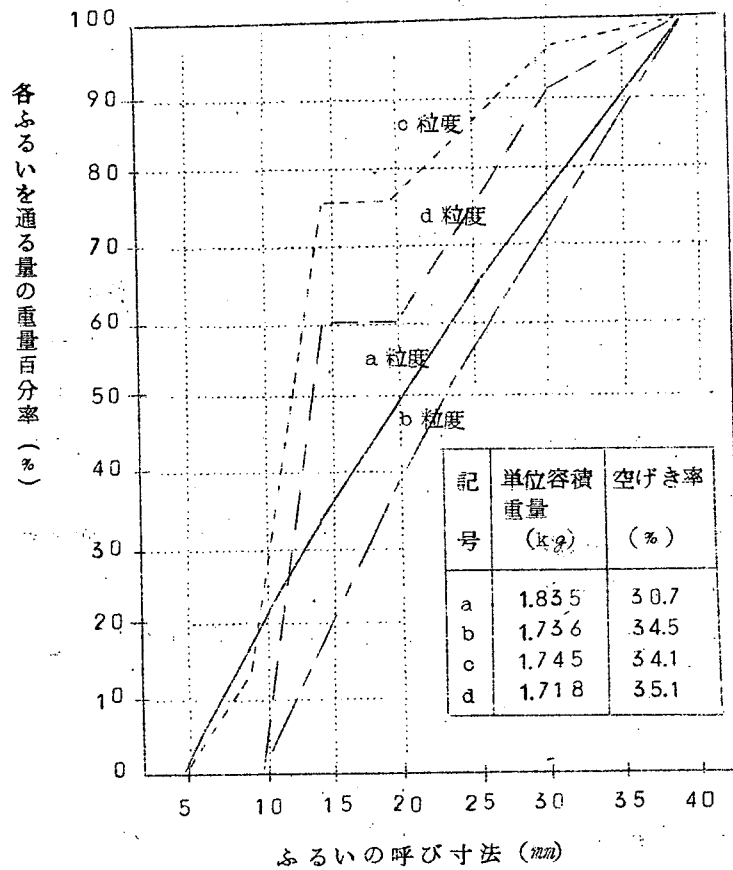
細骨材 : 川砂で粒度は粗粒率2.74の1種類とした。

粗骨材 : 図-17に示す4種類とした。

単位セメント量 : 300 kg の1種類とした。

単位水量：最適単位粗骨材容積における沈下度が25秒となるように選んだ、

図-17 粗骨材の粒度



ii 結果の要約

いずれの粒度の粗骨材でも最適単位粗骨材容積は0.78あるいは0.79で、粗骨材の粒度によつて最適単位粗骨材容積は差がないものと見てよい。

単位水量のもつとも小さいものが133 kgでもつとも大きいもので138 kgであるが、粗骨材の粒度によつてモルタルの量に変化するのであるから当然の結果である。

d 碎石の混入量と最適単位粗骨材容積との関係

i 実験の範囲

細骨材 ；川砂で粗粒率 2.4 6 の 1 種類とした。

粗骨材 ；最大寸法は 40 mm とし、砂利と碎石の混合割合を 0 : 100、
20 : 80、50 : 50、80 : 20、および 100 : 0
の 5 種類とした。なお粒度は c の a 粒度と同じである、

単位セメント量 ；300 kg の 1 種類とした。

単位水量 ；最適単位粗骨材容積における沈下度が 20 ～ 30 秒にな
るように選んだ。

ii 結果の要約

図-18 に示すごとく、最適単位粗骨材容積は碎石混入量が多くなる
に従つて直線的に小さくなつており、その関係はプレーンコンクリート
および A E コンクリートが一つの直線で表わされる。そして粗骨材に碎
石のみを用いる場合には、砂利のみを用いる場合よりも最適単位粗骨材
容積を 0.03 ～ 0.04 程度小さくする必要がある。

単位水量は、碎石の混入率が大きければ直線的に増加する。そしてそ
の割合はプレーンコンクリートでも A E コンクリートでも同じで、碎石
を用いた場合は、碎石を用いた場合よりも約 18 kg 大きい値とする必
要がある。

5. 舗装用コンクリートの配合参考表

3 : 4 の実験結果に基づき、舗装用コンクリートの単位水量および最適単
位粗骨材容積を定めるための合理的配合参考表を示すと表-4 のごとくであ
る。

図-18 碎石混入量と最適単位粗骨材容積
および単位水量の関係

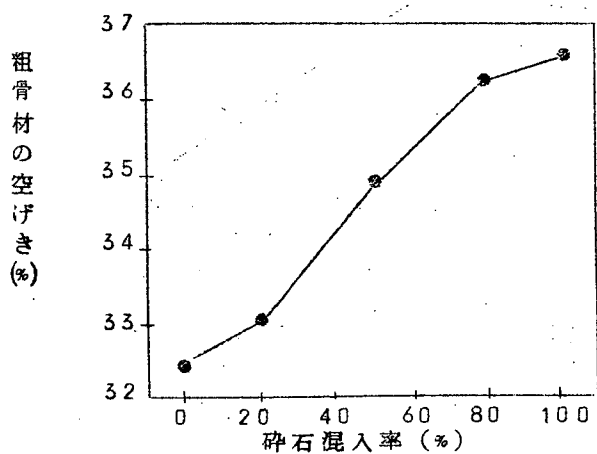
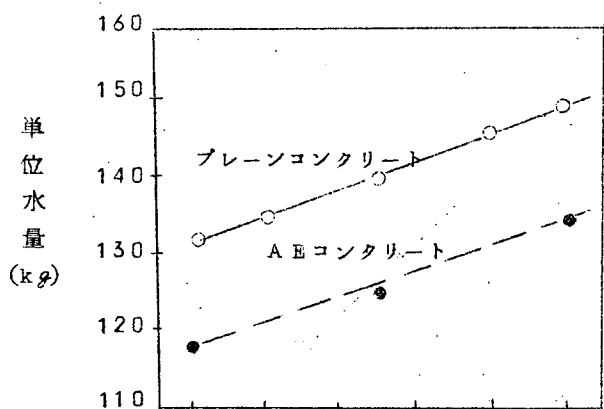
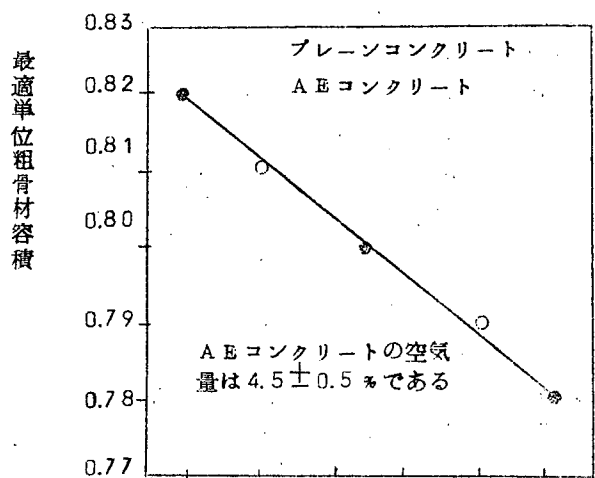


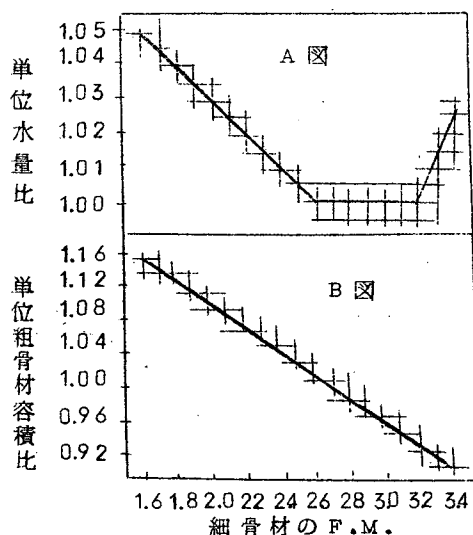
表 - 4 配 合 参 考 表

この表の値は、F.M.280の細骨材を用いた沈下度約30秒の普通コンクリートで、ミキサから排出直後のものに適用する。

粗骨材の最大寸法 (mm)	砂利コンクリート		碎石コンクリート	
	単位粗骨材容積	単位水量 (kg)	単位粗骨材容積	単位水量 (kg)
40	0.76	133	0.73	150
30		140		157
25		144		161
20		148		165

上記と条件が異なる場合に対する補正

条 件 の 変 化	単位粗骨材容積	単位水量
細骨材のF.M.の増減に対して	B図による、補正しない。	A図による、 $\pm 2.5\%$
沈下度10秒の増減に対して	補正しない。	-8%
良質な減水剤を用い空気が増減しない場合	補正しない。	$\pm 2.5\%$
空気量1%の増減に対して		



(注1) 砂利に碎石が混入している場合の単位水量および単位粗骨材容積は、直線的に変化しているものとして求める。

(注2) 単位水量と沈下度との関係は $(\log \text{沈下度}) \sim \text{単位水量}$ が直線的関係にあるため、上記のように沈下度10秒に対する単位水量の変化は、沈下度30秒程度の場合は2.6 kg、沈下度50秒程度の場合は1.5 kg、沈下度80秒程度の場合は1 kgである。

土木研究所資料 第²⁰⁷~~201~~の2号

所内研究発表会

急速に都市化していく 地域の流出に関する調査

水 越 三 郎
尊 田 継 明

昭和 41 年 10 月 27 日

建設省土木研究所



1. 概 要

流域要素の変動が流出条件に及ぼす効果の究明は水文学における重要課題の一つである。従来、植生様相の流出に対する影響については、内外諸国において試験流域を中心に研究が進められて来ている。

急激に変動する流域要素の一つとして流域の都市化があげられる。都市周辺の平地河川流域は、都市の急激な膨脹に伴つて、家屋面積の拡大・排水施設の整備等のため流出条件に変化の生ずる事が予想される。この様な都市周辺を流域とする河川の改修計画決定にあたっては、現況における洪水の流出状況を把握すると同時に、都市計画に基いて将来の流出条件の変化を十分考慮してなされるべきである。

水文研究室では以上の様な流域の都市化が流出に及ぼす効果の問題を取り上げ、昭和40年度より試験流域における水文観測を開始し、また初年度はその観測資料を用いて概略の解析計算を試みた。その結果、

- (1) 近似的な扱いであるが都市化の進行しつつある流域からの洪水流出計算法の確立
 - (2) 解決すべき問題点の所在指摘
- 等について幾つかの成果が得られた。以下はその中間報告である。

2. 都市域からの流出計算基本系統

一般に流域都市化の洪水流出に及ぼす効果としては、

- (1) 流出率の増大
- (2) 流出波形の尖鋭化

等が定性的に予想される。それらの効果を定量的に把握するためには都市域あるいは都市化の進行しつつある流域からの洪水流出計算方式を確立し、都市化の諸条件、諸段階を考慮して洪水流出量の推算を行い、それら相互を比較し、判断する必要がある。図-1はその様な目的で考案した都市域における洪水流出計算のための系統図である。

我々の周囲でも観察出来るが、都市域からの洪水流出現象を徹視的に見た場合、雨水の地表到達後の流下径路は多種、多様である。そこで研究を進める立場として、小区域からの流出を詳細に追求し積み上げて行く方向と同時

図-1 都市域における洪水流出量計算の系統図
単位流域

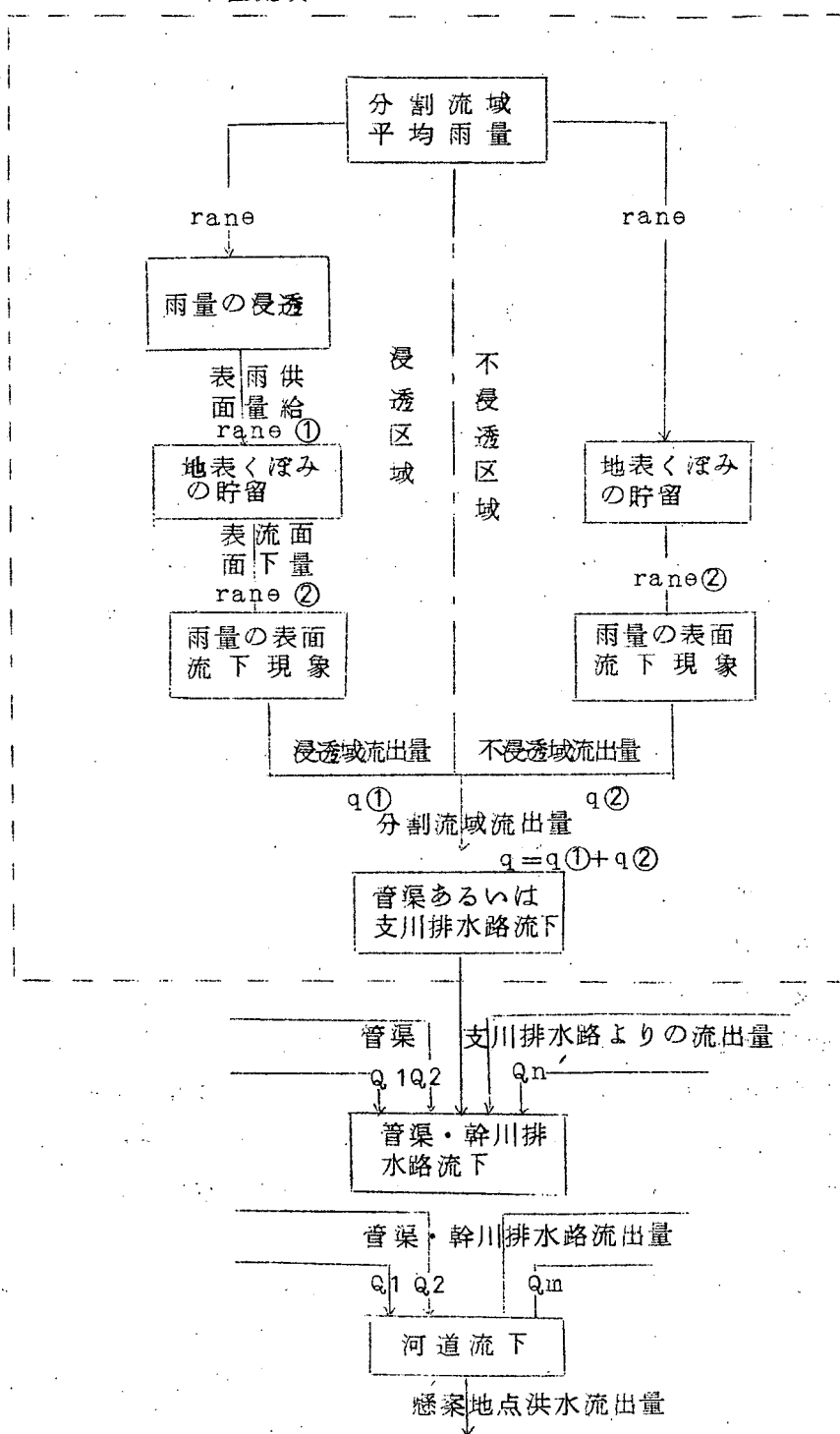


図 - 2 模式化した排水系路図

凡 例

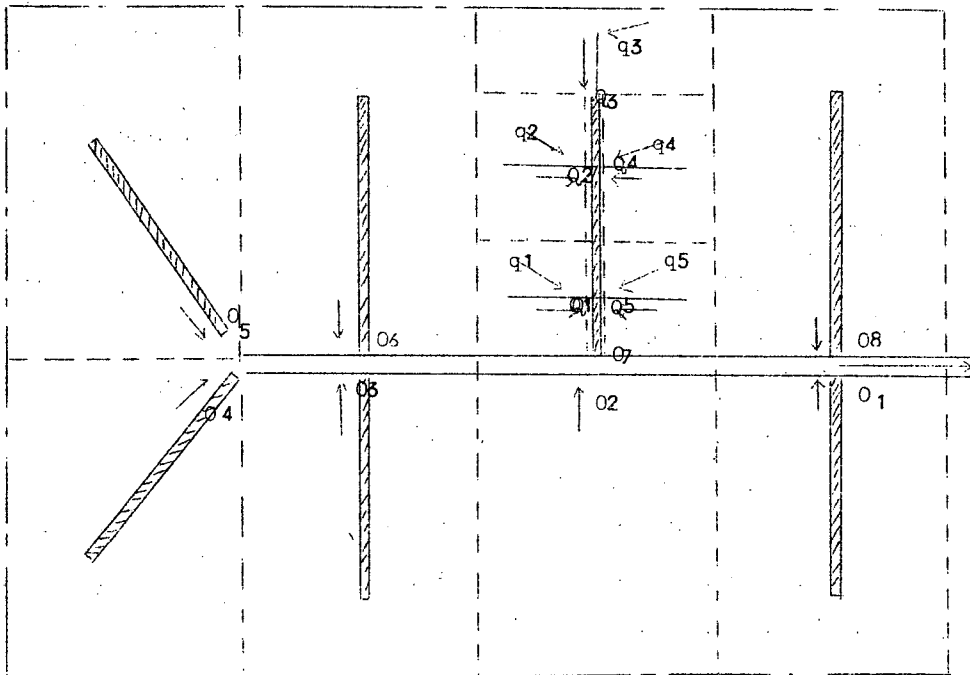
流域界

単位流域界

支川管渠

幹川管渠

排水路



に、大流域に対する実用化を考えるとすれば、流域を或る程度巨視的にモデル化して扱う事が必要になつて来る。初年度は概略の解析計算が目標であつたので、後者の立場を取り図-1に示す様な系統図を作成した。

図-1の概要は以下の通りである。図-2参照

(1) 対象とする流域を幾つかの単位流域に分割する。単位流域は地形要素を平均的に測定し、排水施設を模式化して扱う単位区域で、流域からの流出を計算するための基本流域となる。単位流域は更に田・畑・緑地等の侵

透域と建物・舗装地域等の不浸透域に分けられる。

- (ii) 一つの単位流域の浸透域に降った雨は、浸透雨量・地表くぼみの貯留等の損失が差し引かれた後、流域表面の流下現象を開始し浸透域流出量 $q①$ となる。一方不浸透域の雨は地表くぼみの貯留が差し引かれて不浸透域流出量 $q②$ となる。 $q①+q②$ によつて単位流域流出量 q が得られる。

その他の単位流域についても流出量 $q_1, q_2, \dots, q_m$ が求められる。

- (iii) 一つの単位流域内の下水管網を一本の等価下水管で置き換え、単位流域流出量 q を洪水追跡する。或は流域によつては支川排水路によつて追跡する。以上によつて分割された単位流域の管渠あるいは排水路流出量 $Q_1, Q_2, \dots, Q_m$ が計算される。

- (iv) $Q_1, Q_2, \dots, Q_m$ 等は更に幹川管渠・排水路を合流・追跡の過程をくり返し河道流入量 $O_1, O_2, \dots, O_n$ となり、これらを同様に合流・追跡する事によつて河道懸案地点流出量を求める。

以上の系統図に従つて、不浸透面積と種々変化させ、また排水施設の整備状況の段階を種々考慮して下流河道懸案地点の流出波形を計算し、相互に比較する事によつて都市化の流出に対する影響を量的に把握する。

3. 具体的計算方式および問題点

図-1の系統図に従つて具体的に流出計算を進める上での基本的考え方・問題点を述べる。詳細については土木技術資料V01.8、1969「都市域からの洪水流出計算(第一報)」参照

(1) 流域界の判定

都市域あるいは比較的平坦な地形は、河川流域界・分割流域界の判定が困難な場合が多い。例えば、

(1) 流域内下水管網現況図・計画図

(2) 航空写真図

等を利用して、対象とする河川および隣接する河川に流入する排水路・排水管を克明に追跡して大略の流域界を知り、次に主として道路によつて流域界を確定するのも一つの方法である。

(ii) 浸透域と不浸透域の分類

建築物の占有域・舗装区域等は耕作地・緑地等に比べて雨量の浸透条件雨水の表面流下に対する粗度等が異りこれらと一律に扱う事は出来ない。分類にあつて都市区域が不規則な状態では相当に近似的な扱いをせざるを得ない。後述する石神井川の例では次の様な分類基準を取つた。

(I) 家屋・建築物の密集している区域は一括して不浸透域として扱う。詳細に見ればその区域の中には裸地・緑地を含むがそれらは無視する。

(II) 家屋・建築物の散在する区域・公園・耕作地等は一括して浸透域として扱う。

(III)、(I)、(II) の中間地帯は家屋、建築物の面積とその他に分けて測定する。

(IV) 不浸透域・浸透域内で表面状態による細分はしない。

(V) 浸透域と不浸透域の位置関係は、単位流域内で(I)～(IV)の基準で求めた浸透域・不浸透域の累加区域が単位流域内で独立にあるものとして扱つた。

(iii) 浸透雨量の推定

上述の様な不浸透域の分類方法ではその中に多少の浸透性の区域を残す計算上はそれを見無視して扱つた。後述する石神井川については貯留関数法によつて定数解析を行つた報告があり、流域平均雨量と実測流出量によつて全流域平均の流入係数が数洪水について計算されている。それらを参考に浸透域の流入係数を次式によつて求めた。

$$f_p = \frac{f_T \cdot a_T - f_{imp} \cdot a_{imp}}{a_p} \quad (1)$$

f_T : 全流域の平均流へ係数

f_p, f_{imp} : 浸透域、不浸透域の流入係数 $f_{imp} = 1.0$

a_p, a_{imp} : 流域面積

(iv) 降雨の流域表面流下に伴う貯留・遅滯効果

降雨量が飽和雨量以上となり、あるいは降雨強度が浸透能を起す場合、雨水はまずくぼ地を満し、その後表面流下を開始する。表面流下に伴う貯留・遅滯効果の推定には従来いくつかの提案がある。貯留関数法の手法を用いるとすれば流域貯留関数の推定が必要になる。流域斜面を単純にモデ

ル化し、また既往の実験成果を応用すれば、雨水の流域表面流下が層流状態と考えられる時は次式のように流出量 q の $1/3$ 乗に比例する貯留関数形が予想される。

$$S = \frac{652.44 \cdot n' \cdot a^{1/3}}{i^{1/3}} q^{1/3} \quad (2)$$

S : 流域貯留量 (mm) i : 流域平均勾配

A : 流域面積 (km²) n' : 表面粗度・粘性に関する係数

q : 流出量 (mm/cm)

また、乱流状態と考えられる時は次式のように q の $3/5$ に比例する貯留関数形が予想される。

$$S = 7.35 \left(\frac{n \cdot a}{i^{1/2} \cdot B} \right)^{3/5} q^{3/5} \quad (3)$$

S 、 a 、 i 、 q : 2 式と同じ

n : Manning の粗度係数

実際の流域では(2)、(3)式の組合が考えられるので、貯留関数形を $S = k q^p$ とすれば、 $1/3 \leq p \leq 3/5$ が予想される。

後述の石神井川の例では上記のいずれの状態を応用するか判断資料もないので、とりあえず(2)式を用いた。

(2)式の n' についてはアスファルトあるいはコンクリート舗装 0.007 ~ 0.012、芝地 0.046 ~ 0.060 程度が求められているが実用的には単位流域内の浸透域・不浸透域についての各平均値が必要になる。

(v) 排水路（溝）・排水管における雨水流の流下

流域における表面流下を径た雨水は排水路（溝）あるいは排水管等の排水系統に従って集流する。その様な流下に伴う貯留・遅滞を推定する必要がある。

(1) 排水路

流域で述べた貯留関数法による洪水追跡により雨水の流下現象を把握するのも一つの方法である。L 形側溝において、側方流入量

$I_0 (f^t/s)$ より下流端流出量 $Q_0 (f^t/s)$ を追跡するための貯

留関数形として、Manning の流速公式を基に次式を与えている。

$$S = \frac{n^{3/4} \cdot Z^{1/4} \cdot L_g}{2.26 \cdot i^{3/8}} \left(\frac{4}{11} I_0^{3/4} + \frac{7}{11} Q_0^{3/4} \right) \dots (4)$$

S : 貯留量 (f^3) L_g : 側溝延長 (f^t)

i : 縦断勾配 Z = 横断勾配 n : 粗度係数

この考え方と長方形排水溝あるいは排水路に応用して貯留関数形を求めると次の結果になる。図-3 参照

(I) 上流端流入量 I_u (m^3/s)、側方流入量 I_l (m^3/s) の両者を考える場合

$$S = \frac{5 \cdot n^{3/5} \cdot B^{2/5} \cdot L_g}{8 \cdot i^{3/10}} \left\{ \frac{5}{13} (I_l + I_u)^{3/5} + \frac{8}{13} Q_0^{3/5} \right\} \dots (5)$$

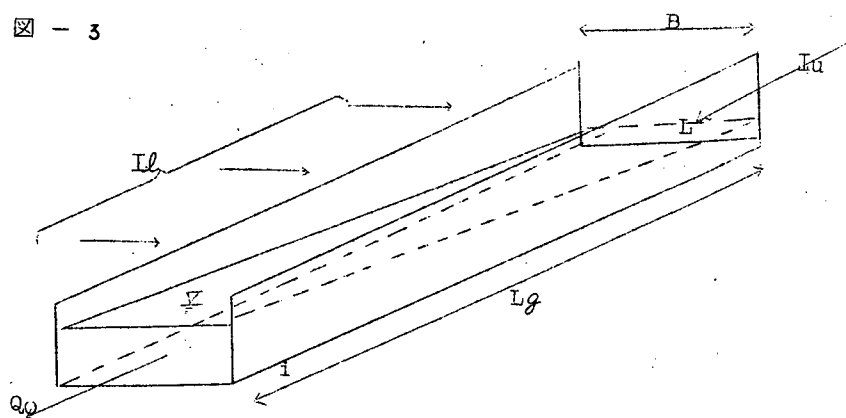
(II) 側方流入量 I_l (m^3/s) のみを考える場合

$$S = \frac{5 \cdot n^{3/5} \cdot B^{2/5} \cdot L_g}{8 \cdot i^{3/10}} \left(\frac{5}{13} I_l^{3/5} + \frac{8}{13} Q_0^{3/5} \right) \dots (6)$$

S : 貯留量 (m^3) B : 水路巾 (m) L_g : 水路延長 (m)

i : 水路勾配 n : Manning の粗度係数

図 - 3



(ロ) 排水管

複雑な排水管網はそのまま扱うより、これを貯留・遅滞効果の点で近似的に等値な一本の管渠に置き換える方が計算が簡易化される。等値管への置換えは基本的に次の様な考え方と取っている。図-4に示すように集水面積 a_A 、 a_B の排水管A、Bがありp点で合流している。二つの流域に一定強度の雨があつたとすれば、流域の地形条件・表面状態および排水管A、Bの管径 ϕ_A 、 ϕ_B ・延長 L_A 、 L_B ・勾配 i_A 、 i_B 等を与えれば管A、B管末の流出波形、従つてp点の合成波形が計算される。管A・Bに等値な管渠cを求めるとは、流域面積を $a_A + a_B$ とし平均的な地形条件・表面状態を与えた時、p点での合成波形に最も近似する状態での管径 ϕ_c 、延長 L_c 、勾配 i_c を求める事である。管A、Bに対する管値管 ϕ_c が求まれば更に下流で合流する管DとCとの等値管を計算する。この様な計算を管網全体に適用して行き最終的に全体を一本の等値管で置き換える。現在、以上の様な等値管の推定が機械的に行い得る様に、種々な合流条件に対しての等値管推定表を作成中である。

説明は前後するが排水管における洪水追跡の方法としては、管渠の各流入口の洪水波形を懸案地点までの洪水到達時間だけずらして加算するTime-offset方式あるいは(5)式の様な形で管内貯留量を考慮して行う方式等が考えられる。

(vi) 表面くぼ地の貯留量

(1)式の様な流入係数によつて浸透雨量を推定するとすれば、この量は浸透雨量の中にあわせて考えられるので後述の石神井川の計算では特に考慮しなかつた。

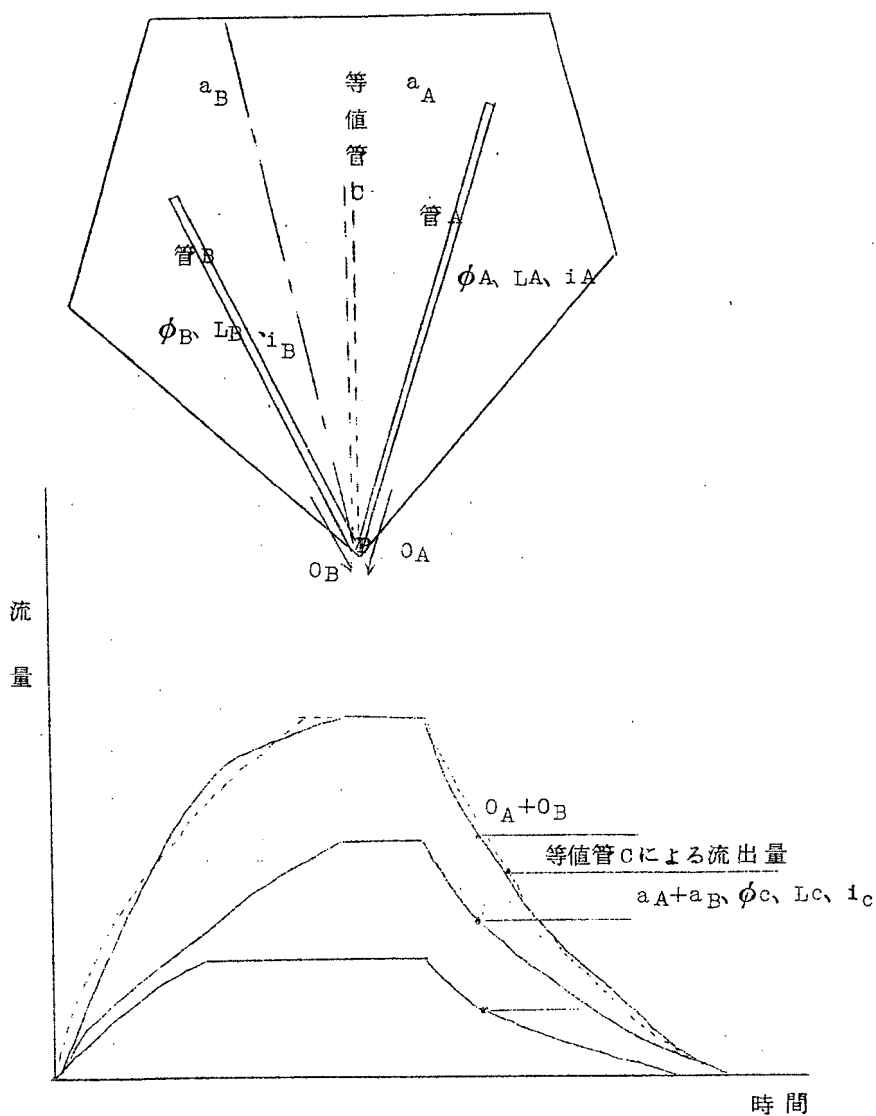
4. 石神井川での試算

(1) 石神井川試験流域における水文観測

石神井川は東京都の北区、板橋区、練馬区、北多摩郡保谷町、田無町等を流域とする平地河川で北区王子付近で隅田川に合流する。

試験流域としたのは根村橋(板橋区双葉町)上流の 4.798 km^2 で、被覆率は45%程度と推定される。水文観測施設としては、

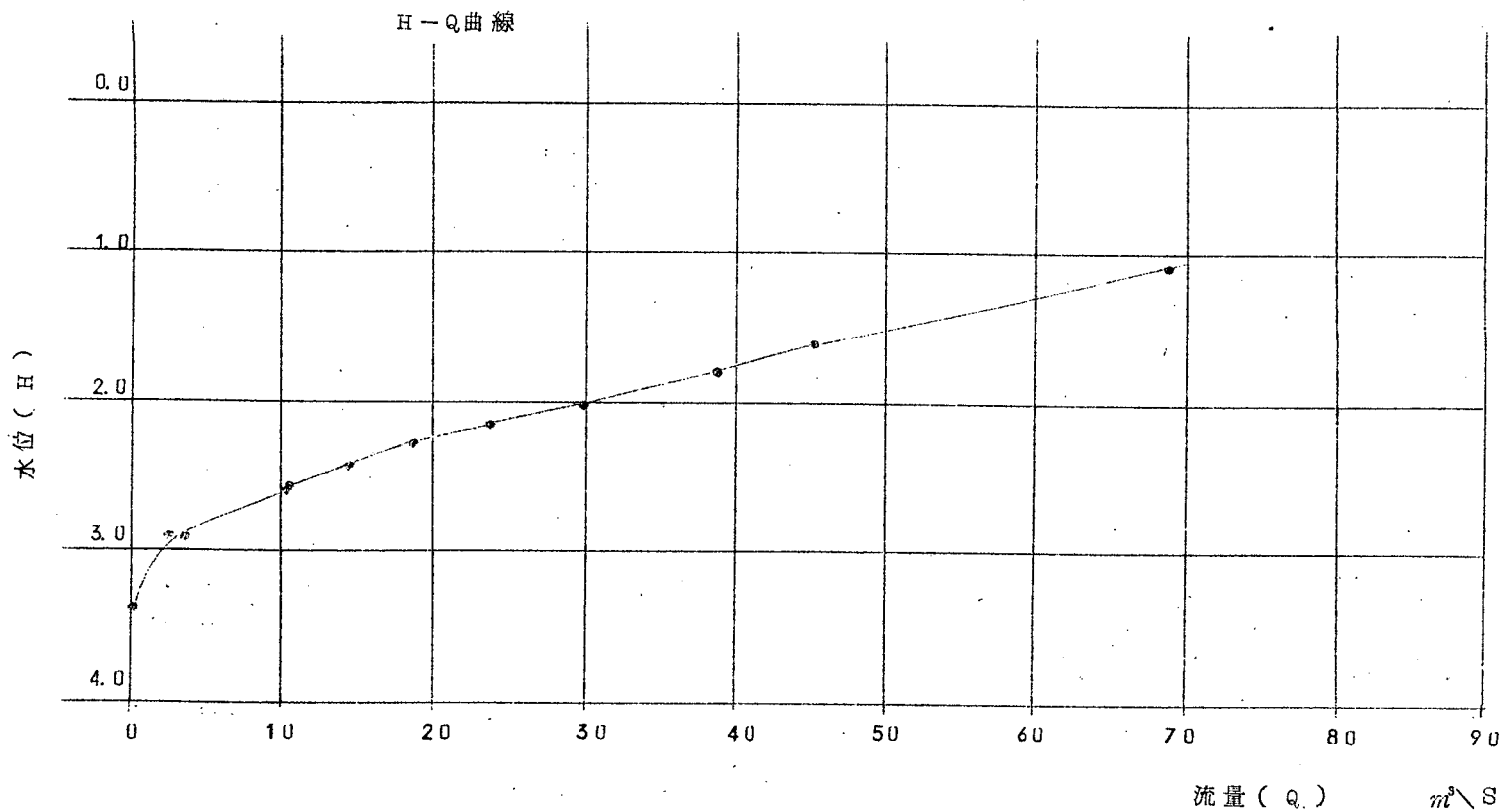
図 - 4 管鋼簡易化の考え方



- (1) 自記雨量計 2 カ所：北多摩郡田無中学校内・練馬区開進第三中学校内
- (2) 自記水位計 1 カ所：板橋区根村橋地点
- (3) 流量観測：板橋区西原橋～根村橋間

等を設置した。その他、雨量観測所として他機関のものが数ヶ所利用できる、

圖 - 5 石神井川根村地点



昭和40年度の成果としては昭和40年6月26～27日・昭和40年8月22～23日の2洪水についての雨量・水位時間分布記録が得られた。図-5は上述した2洪水の流量観により作成した根村橋地点の水位-流量曲線図である。

根村橋地点での自記水位計はフロートなし水位計である。この水位計は、水面上のある高さに検出部を設置する。この高さから、シンクロナズモータによつて一定の速度で水面に鉛直にステンレスワイヤを下し、ワイヤの端が水面にふれるとモータの回転が停止する。検出するのはモータが回転を始めてから回転が停止する迄の時間である。

本水位観測所においては、これをアナログ記録しているものである。

検出部の設置の位置は、予測される洪水位以上に設置しなければならない。下されるステンレスワイヤは正の電源に接続され、水中に負の電源がアースされる。

ワイヤの端が水面に接すると電流が流れモータの電源を切る。ワイヤは次の指令で巻きもとされ、次の観測時刻まで停止する。なお、観測時間は15分、30分、60分と切り変える事が出来る。したがつて必要な観測時間を選ぶことが出来る。

本水位観測所の記録部での水位の読みは、図-5に示す水位-流量曲線からわかる通り上昇すれば小さく、下降すれば大きくなる様にしている。

(2) 石神井川での計算

表-2に示す洪水を対象として、現況および現況程度の都市化が流域全体に進行した場合の流出計算を図-1に基づいて行つた。現況における計算は図-1の計算系統の適応性を確めるため、また計算に用いる諸定数を確定するため行つたものである。計算上の諸条件は以下の通りである。

(i) 本計算では全流域を32単位流域に分割し、3(ii)で述べた方法で各単位流域を浸透域・不浸透域に分類し、これ等の面積、および流域貯留関数を(2)式によつて推定するに必要な流域平均勾配の値も表-1に示した。流域平均勾配は交点法によつて計算した。

(ii) 2式において浸透域、あるいは不浸透域に平均的な n' の値は不明なので、浸透域についてはC. F. Izzardの実験結果を参考して $n' = 0.05$ を第一近似値とした。

表-1 単位流域の面積及び勾配表

区分 番号	浸透区域 面積 (m ²)	不浸透区域 面積 (m ²)	総区域面 積 (m ²)	流域平均 勾配
1	127,500	631,250	758,750	0.0359
2	220,000	590,750	810,750	0.0328
3	37,500	187,750	225,250	0.0328
4	37,500	303,250	340,750	0.0393
5	100,000	525,250	625,250	0.0393
6	77,500	318,750	396,250	0.0328
7	157,500	258,000	415,500	0.0298
8	120,000	237,750	357,750	0.0220
9	455,000	250,750	296,4750	0.0270
10	190,000	215,500	405,500	0.0220
11	322,500	950,500	1,273,000	0.0220
12	197,500	1,055,250	1,252,750	0.0220
13	262,500	1,261,500	1,524,000	0.0220
14	2,740,750	212,500	2,953,250	0.0107
15	5,158,800	360,000	5,518,800	0.0270
16	140,000	559,000	699,000	0.0360
17	97,500	958,000	1,055,500	0.0058
18	147,500	907,250	1,054,750	0.0328
19	85,000	1,372,250	1,457,250	0.0270
20	60,000	632,750	692,750	0.0270
21	1,006,500	297,500	1,304,000	0.0220
22	2,418,750	172,500	2,591,250	0.0138
23	145,000	823,750	968,750	0.0093
24	1,460,750	192,500	1,653,250	0.0270
25	1,097,750	245,000	1,342,750	0.0156
26	758,000	477,500	1,235,500	0.0220
27	2,864,000	177,500	3,041,500	0.0176
28	312,500	1,193,500	1,506,000	0.0220
29	375,000	957,000	1,332,000	0.0270
30	1,803,750	182,500	1,986,250	0.0220
31	3,575,000	125,000	3,700,000	0.0156
32	177,500	2,355,250	2,532,750	0.0359
合計	26,729,050	21,246,500	47,975,550	

不浸透域について同上の実験結果を見れば、浸透域の n' より1ケタ程以上小さい値が予想される。そこで表-1の不浸透面積・流域平均勾配を用いて貯留関数を推定し、試算的に流出計算を試みたが貯留効果があまり期待出来なかつた。そこで、任意時刻の流出量は前後の流出量を平均したもので代用した。参考のため、W. W. Harner による調査結果を検討してみると、不浸透域からの流出量は浸透域からのそれに比べてほとんど流域貯留効果が現われていないので、上記のような仮定も大局的に大きな間違いにならないと判断した。

(iii) 浸透域における流入係数の値は(1)式を用い、近年の大洪水である昭和33年9月25日～29日洪水の流入係数をもとに $f = 0.101$ と定めた。

(iv) 根村橋上流は、東京都の下水道計画によれば排水設備の設置は一部を除き全体的に進んでいない。現状でも流域内に相当数の排水管・小排水路があるが、試算の第一段階としては計算が煩雑となるので、それらは考慮せず、32単位流域よりの流出および図-6に示すような石神井川・支川田柄川における5分割河道における洪水追跡計算を行つた。

(v) 5分割河道の貯留関数を(5)、(6)式により推定するに必要な資料は表-2の通りである。

表-2 分割河道の諸元表

分割河道	粗度係数(n)	河道平均巾 (B)	河道長さ (L_g)	河道勾配(i)
A	0.020	5.30 m	4,700 m	1/473
B	0.015	6.75	7,650	1/452
C	0.015	8.80	4,450	1/443
D	0.0175	4.65	5,200	1/266
E	0.015	11.40	2,400	1/487

(vi) くぼ地貯留・初期損失雨量等は考えなかつた。

(vii) 流域平均雨量の時間分布形は流域内・周辺観測所の算術平均とした。

以上の諸条件を考慮しての計算結果を図-7に示す。

浸透域の平均粗度に関しては数種仮定して計算したが、図-7は $n' = 0.05$ のケースである。

図-7で根村橋地点での実測流量とを比較して見るとも良く適合していると判断される。図-7には現状での不浸透に対する計算条件と全流域に拡大適用した場合の計算結果を同時に示してある。

これによつて現況での流出波形と比較すれば都市化に伴う流量増・流出波形の尖鋭化が確認できる。

5. むすび

従来山地流域からの洪水流出を扱つてきたため、都市域からの流出に関連する諸事項の重要度の順序に関する知識も十分でないままに相当近似的な方法で都市域からの洪水流出計算を試みた。結果が比較的良好であつたことは、解析への接近方法・諸仮定等が全体的に妥当であり、また都市化に伴う流出状況を知るための方法として十分応用性のあるものと思われる。当面解決すべき問題として、次の諸項目を考えている。

(i) 今日の計算で考慮しなかつた排水管網での流出計算法を確立する。

(ii) 都市域における浸透域・不浸透域の平均粗度を実験的に、あるいは現地における水文観測資料をもとに推定する。

(iii) 今回の計算で rough な扱い方をした不浸透域の流出計算法を再検討する。

図-6 石神井川試験流域図

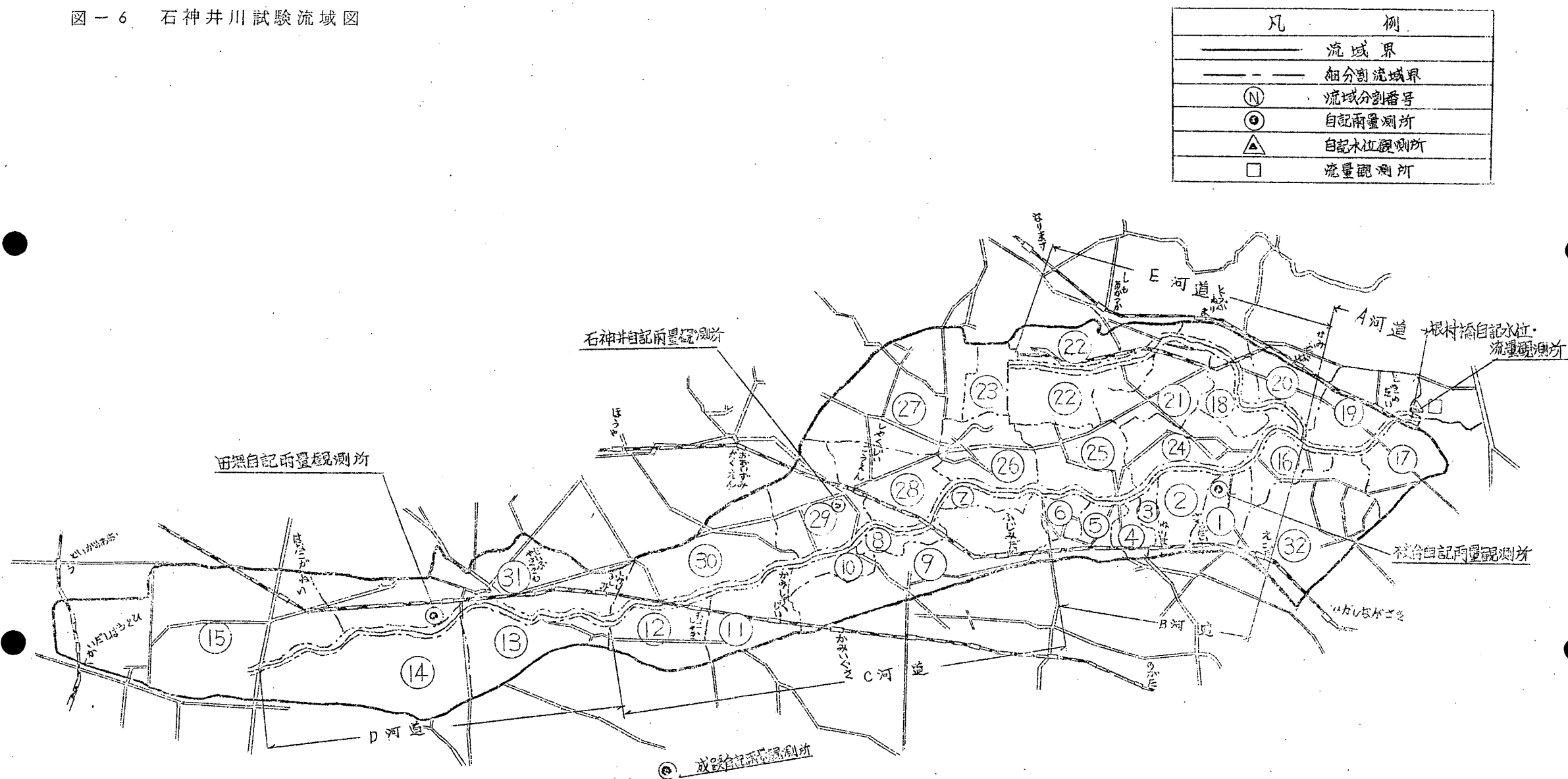
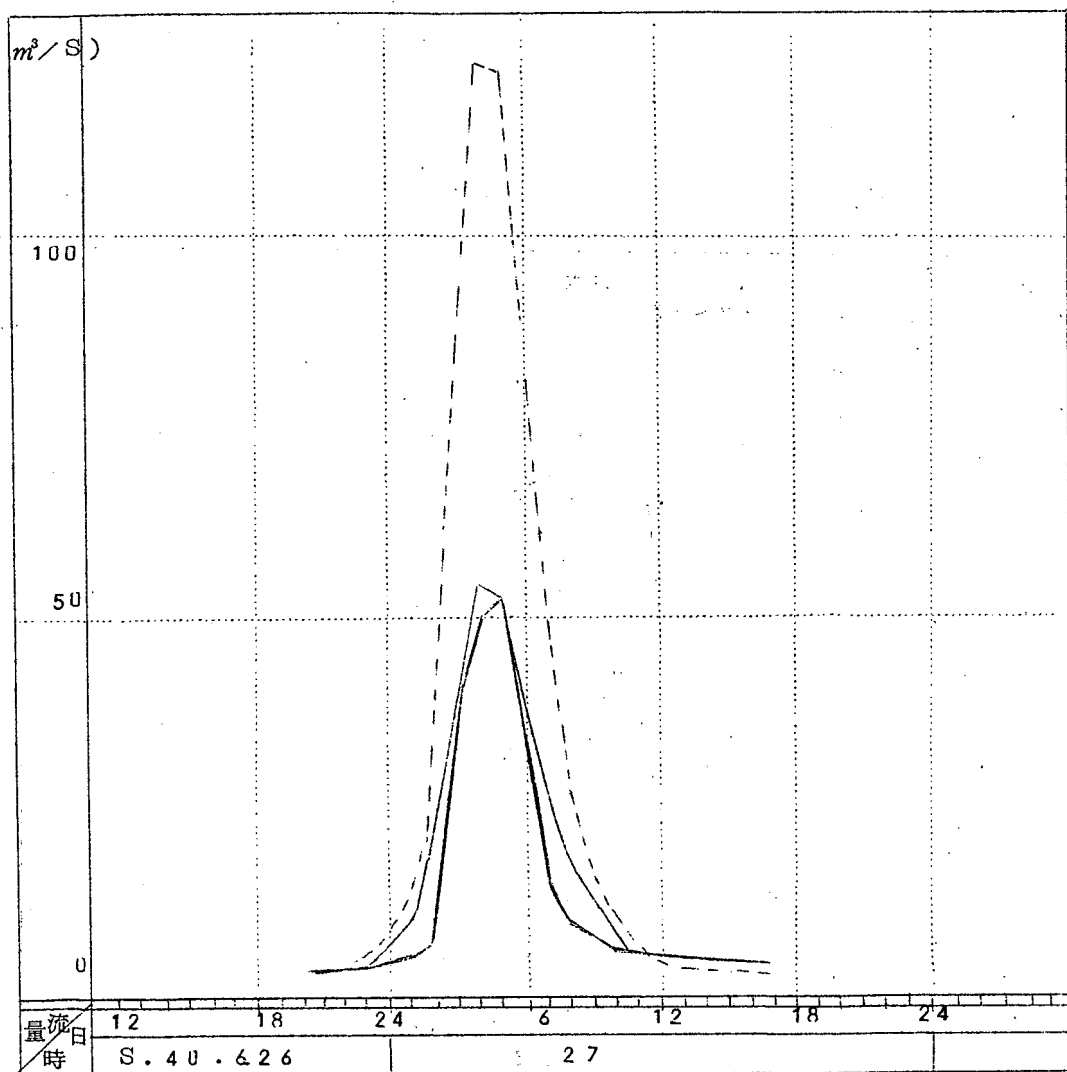
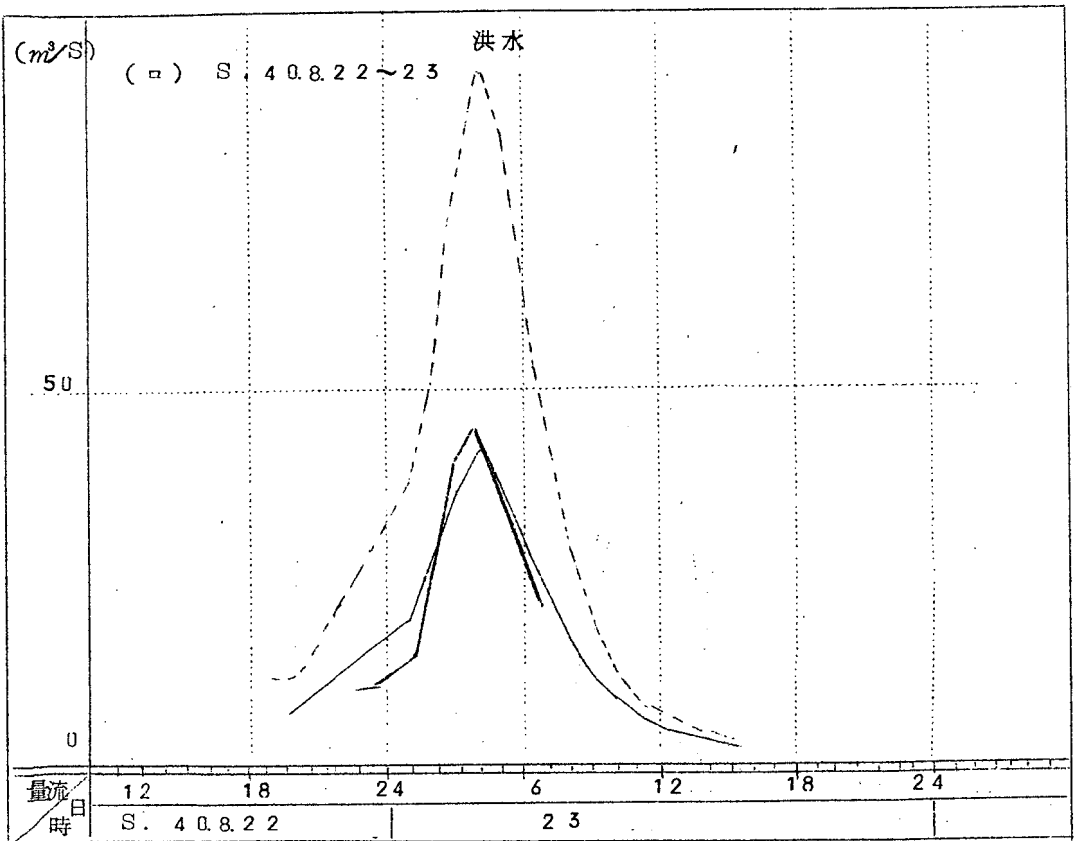


図 - 7 根村橋地点ハイドログラフの計算結果

(1) S 4 0 . 6 2 6 ~ 2 7 洪水



(注) ——— 実測 流量
 ——— 計算流量 (現況)
 - - - - 計算流量 (現況の不浸透域の流出条件を
 全流域に拡大した場合)



127
127
41.3
207
土木研究所資料 第201の3号

所内研究発表会

ブルドーザの性能について

佐々木 輝夫

昭和 41 年 10 月 27 日



建設省土木研究所

1. は じ め に

建設工事に機械が投入される目的には(1)施工速度の向上、(2)施工単価の低減、(3)施工質の向上などがある。また投入された機械を能率よく使用するためには機械の能力を正しく把握し、能率的な使用計画をたてることが必要である。

建設工事の大きな特長である現地性は、投入された機械の単位時間当りの作業量に影響する多くの条件を与える。したがって、建設機械の性能と作業能力との関係を把握し、機械の単位時間当りの作業量の増加も機械の居住性、操作性をよくして機械の能力を充分発揮させることと共に、機械のどの性能を向上させることが必要であるか明らかにすることも重要であると考えられる。

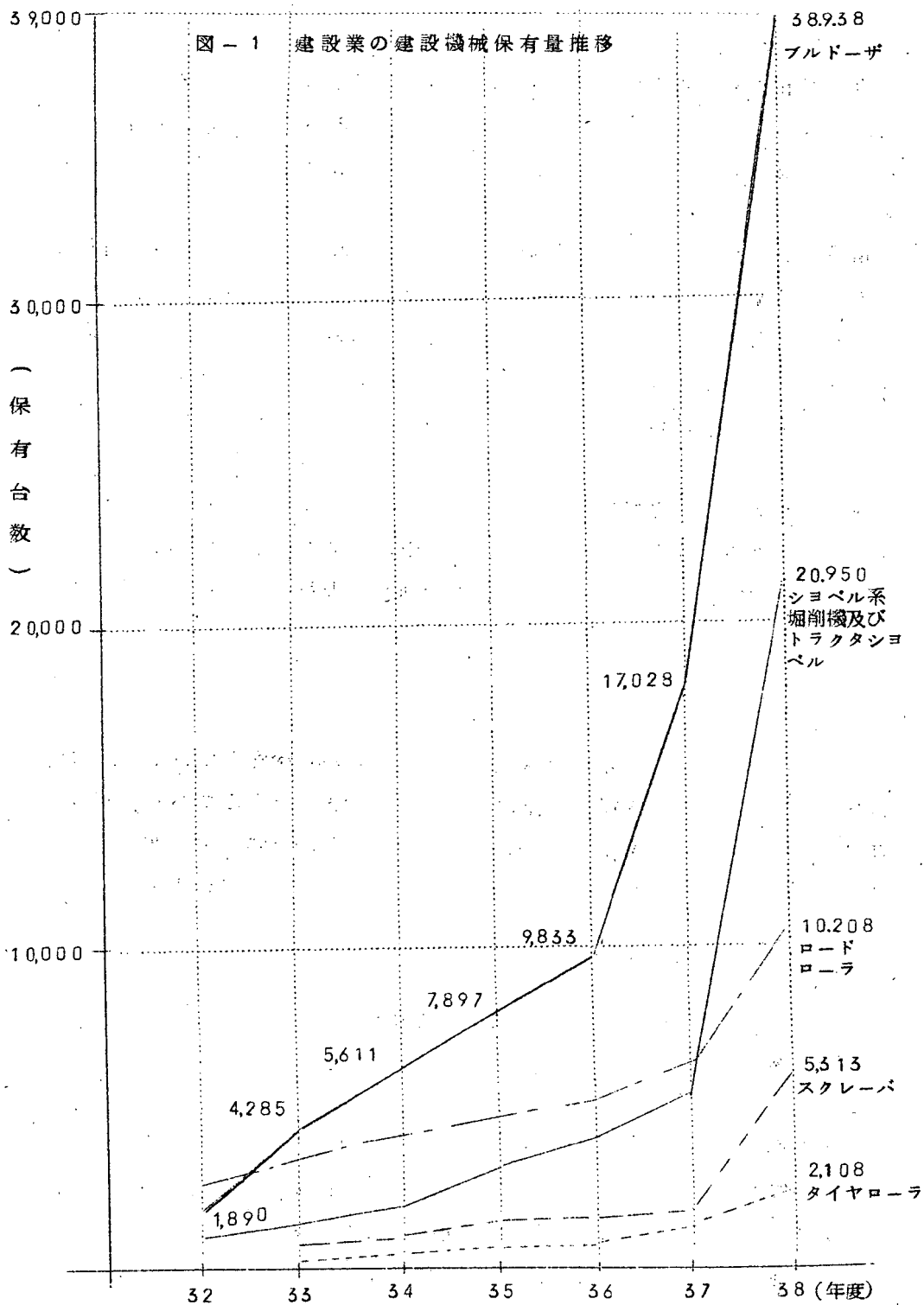
機械研究室では、昭和24年よりこれら建設機械の性能を確認するため、建設機械の性能試験を行つているが、この中からブルドーザを取りあげ、ブルドーザの性能試験の概要、ブルドーザの性能を表わす要素および性能向上の状況などとりまとめて報告する。

2. 性 能 試 験

わが国における建設工事の機械化は明治の中頃から始まつているが、本格的な機械化の推進は戦後米軍払下げの機械から始まつたものである。その後、河川改修事業、水力開発事業に続いて昭和33年以降道路事業の増大によつて、各種の機械が大きく普及した。図-1は昭和32年以降の建設業の建設機械保有量の推移を示したものであるが、特にブルドーザ、ショベル系掘削機およびトラクタショベルは36～37年に非常な伸びを示している。

しかし、一般に建設機械はその性能を何で表わすかはつきり定まつていないものが多く、したがつてその性能試験の方法も確立されていないのが現状である。

ブルドーザの性能試験はT履带式トラクタ性能試験方法(JIS D 6503)によるトラクタとしての性能試験に、ブルドーザ作業試験方法を加えて実施しているが、ブルドーザとしての性能を把握できる試験方法としては未だはつきり定まつていない。ここで、これまで実施してきた試験項目のうち、ブ



ブルドーザの性能を表わすと考えられるケン引試験と作業試験の概要を述べる。

(1) ケン引試験

ケン引試験はブルドーザの最大ケン引力の測定およびケン引出力の測定を行なう。

1) 最大ケン引力

最大ケン引力は通常速度段1速について行なう。図-2のように試験車を、制動車により制動を掛けながら走行させ、履帯がスリップを始めるか、機関が停止する状態のケン引力をけん引力計で検出し、ベンオシ

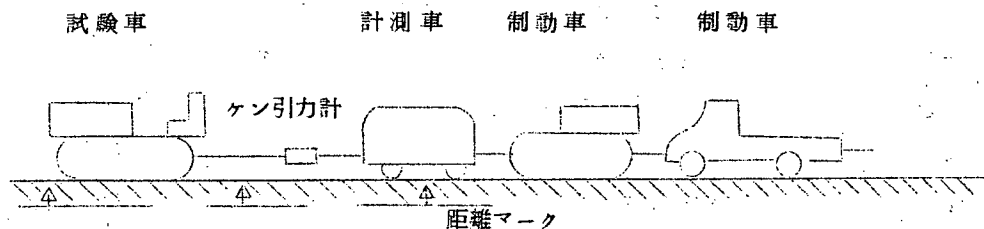


図-2 ケン引試験の方法

ロなど記録計器に記録させる。このときのケン引力の読みはケン引力最大の瞬間の読みではなく、通常は3秒間の平均値を読む。1速では履帯のスリップにより走行不能となる場合が多い。このときの最大ケン引力 F を

$$F = \alpha W \quad (1)$$

ここで F : 最大ケン引力 (kg)

W : ブルドーザ重量 (kg)

α : ケン引係数

で表わす場合があるが、ケン引係数 α は機械の性能というより路盤の土質条件によつて変る。この最大ケン引力はブルドーザで物をケン引するあるいはブルドーザがぬかるみに入つた場合の脱出力の検討の目安となるものである。

2) ケン引出力

ブルドーザのケン引性能は車両に搭載された機関の出力と実測された有効なケン引出力との比よりケン引効率として表わされる。ケン引出力

の測定は図-2のように試験車を制動車の制動によつて、各種の一定のケン引力を与えて、一定区間を走行させ、そのときのケン引力と走行速度を測定し、ペンオシロなど記録計器に記録させる。ケン引出力 P_i は次式によつて求める

$$P_i = \frac{F_i \times V_i}{75 \times 60} \quad P_s \quad (2)$$

ここで P_i : ケン引出力 (P_s)

F_i : ケン引力 (kg)

V_i : 走行速度 (ケン引速度) (m/min)

一方、ケン引出力試験時の機関出力 P_E は動力伝達系統にトルクメータなど測定機器を入れることができず、直接機関出力を測定できないので、機関台上試験時に図-3のように回転速度と燃料消費量と機関出力の関係についての検定表を用意しておき、ケン引出力試験時の機関回転速度、燃料消費量の測定記録から機関出力を推定する、

よつてケン引効率は

$$\text{ケン引効率} = \frac{\text{ケン引出力}}{\text{機関出力}} \times 100\% \quad (3)$$

で求める。

(2) 作業試験

ブルドーザの作業試験は堀削押土作業について行なうもので、作業土量 (m^3/h)、サイクルタイム (min)、1回当り押土量 ($m^3/回$)、燃料消費量 (m^3/l 、 l/h) などの測定を行なう。

作業試験は図-4のように堀削巾を試験機械の土工板巾の約1.5倍とし、作業距離はブルドーザの大きさによつて20m、40m、60m等と変えて溝堀削作業を行なう。そのほかの作業条件を示すと1) 作業時間は15~30分間、2) 作業方法は1回ごとに作業開始点までもどる、3) 作業量の測定は堀削溝の跡坪の計測による。などである。

昭和38年10月実施小松D30S
 機関 50 P.S./1,800 r.p.m)
 52

図 - 3 燃料噴射量検定曲線の例

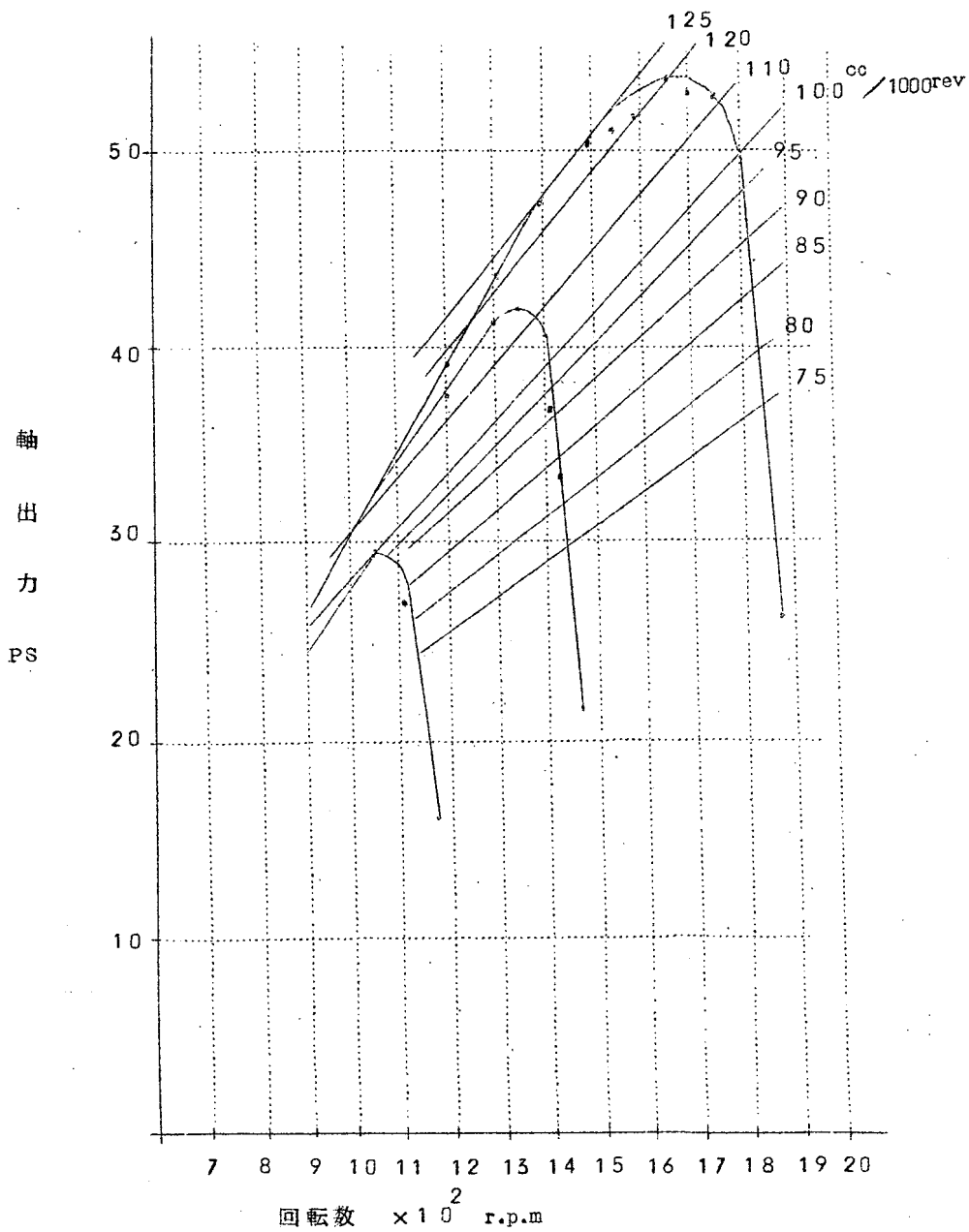
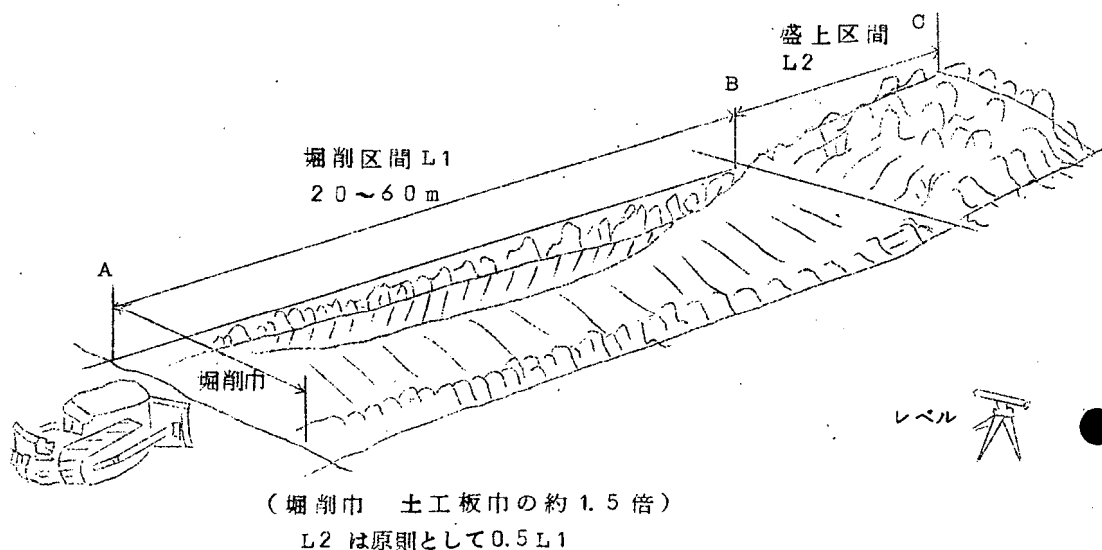


図 - 4 作業試験方法



3. 性能試験結果

(1) 試験機械

昭和29年より40年度までの11年間に性能試験を実施したブルドーザは36台(ダイレクト形29台、トルコン付17台)であり、これを実施年別に分類すると表-1、会社別に分類すると表-2のとおりである。

これらの試験結果を前述の図-1に示したように建設機械の保有台数の急上昇した昭和36年を境にして、36年以前と37年以後に区分し、ブルドーザの諸性能の向上について比較検討しながら、ブルドーザの性能は何で表わすことが適当であるかということについて、検討してみたい。

ブルドーザの大きさ、能力の概念をつかむ仕様には、ブルドーザ重量、機関出力、土工板形状面積、ケン引力、走行速度などがあげられる。

性能試験を実施した機械について、車両重量を基準として機関出力および土工板面積との関係を調べると図-5、図-6のとおりである。これら車両重量-機関出力、車両重量-土工板面積の関係については36年以前と37年以後とであまり変っていない。

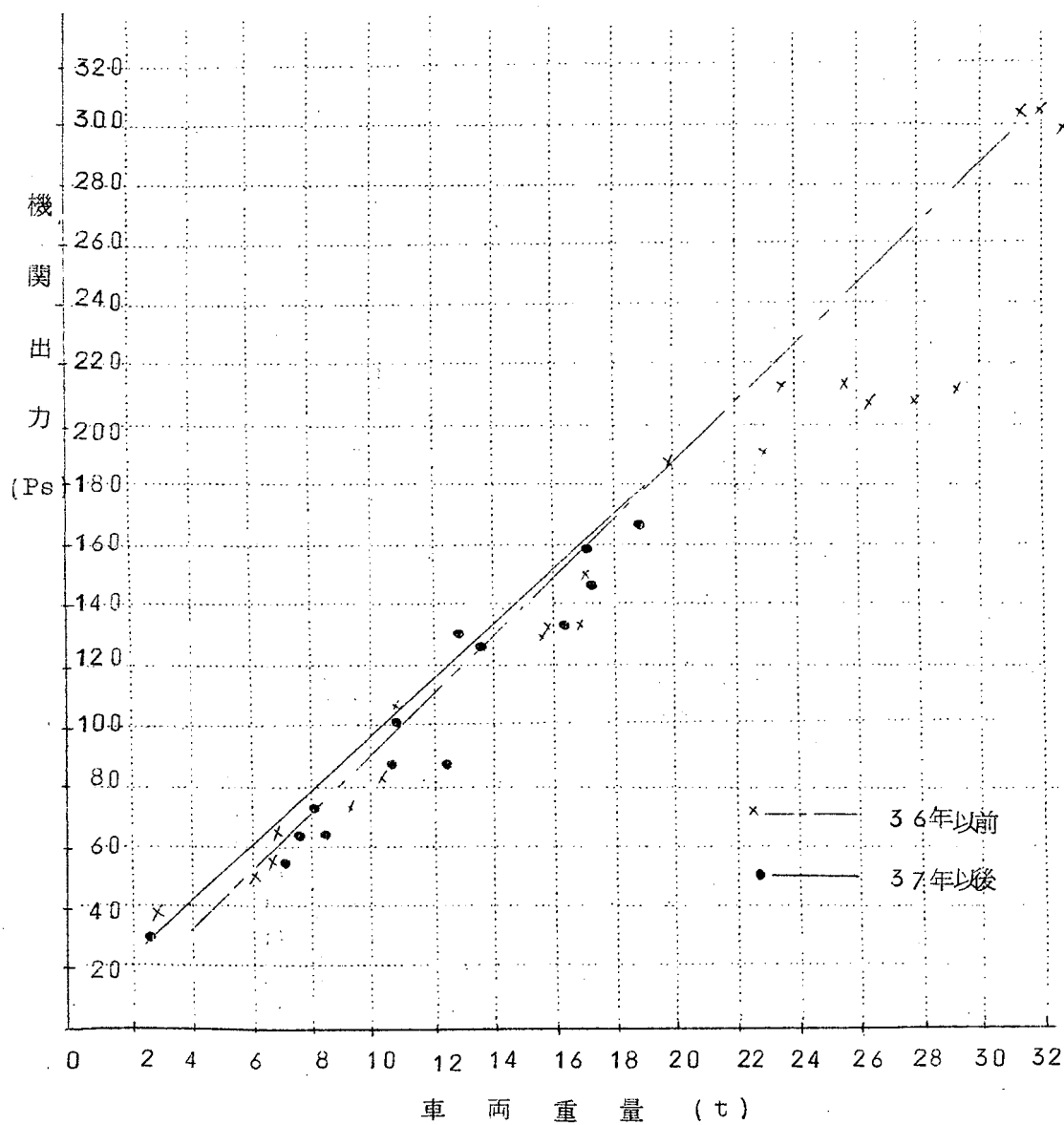
表 - 1 実施年別試験台数

年度 \ 形式	ダイレクト形	トルコン機	計	備 考
昭和29年	2	0	2	土木研究所 沼津支所
30	0	1	1	
31	1	0	1	
32	5	1	6	
33	1	0	1	
34	2	2	4	土木研究所 千葉支所
35	1	2	3	
36	5	0	5	
37	1	0	1	
38	1	0	1	
39	※ 1	0	※ 1	※印 建設機械化研究所 実施台数 41年3月まで
40	※ 5	※ 1	※ 6	
41	※ 1	0	※ 1	
計	29	7	36	

表 - 2 会社別試験台数

会社 \ 形式	A (昭29~36)			B (昭37~40)			合 計			備 考
	ダイレ クト形	トルコ ン付	計	ダイレ クト形	トルコ ン付	計	ダイレ クト形	トルコ ン付	計	
国産 A	1		1				1		1	
B	7	2	9	7		7	14	2	16	
C				1		1	1		1	
D	1	2	3				1	2	3	
E	1		1	1		1	2		2	
F	5	2	7	1		1	6	2	8	
G					1	1		1	1	
外国製	2		2	2		2	4		4	
計	17	6	23	12	1	13	29	7	36	

図-5 車両重量と機関出力



(2) ケン引性能

ケン引試験では機械自身の性能とともに、試験中の外的条件、特に試験路盤の状況、気象条件、オペレータの技術などによつて、大きくその測定値が異なることがあり、試験条件が一定となることが望まれるが、ここでは、これらの条件を考慮しないで、測定結果の最大のケン引効率と車速、車両重量などとの関係について比較すると次のようである。

1) 車速とケン引効率

図-7 は車速とケン引効率との関係を示したものである。36年以前ではケン引効率は2速の範囲で最大の値を示しているものが多いが、37年以後では1速から3速(2.3 km/h~5.5 km/h)まで最大の値を示す範囲が広くなつており、全般に最大ケン引効率の増大したことが判る。

2) 車両重量と最大ケン引効率

車両重量と最大ケン引効率の関係を示したものが図-8である。36年以前では10~20t級の機械の効率がよく、この機種が最もバランスがとれ安定していると考えられるが、37年以後では3~20tの機種に至るまでかなり安定しているように思われる。

3) 試験年月と最大ケン引効率

図-9 は試験実施年月と最大ケン引効率との関係を示したものである。試験実施年月と最大ケン引効率を比較すれば漸次機械が改良され、性能が向上していることを検討する資料になると思われるが、図-9で点線で結んだものは同一機種で最大ケン引効率が増大したことを示している。また、37年以後はバラツキが少く、全般的に安定していることを示していると思われる。

図-6 車両重量と土工板面積

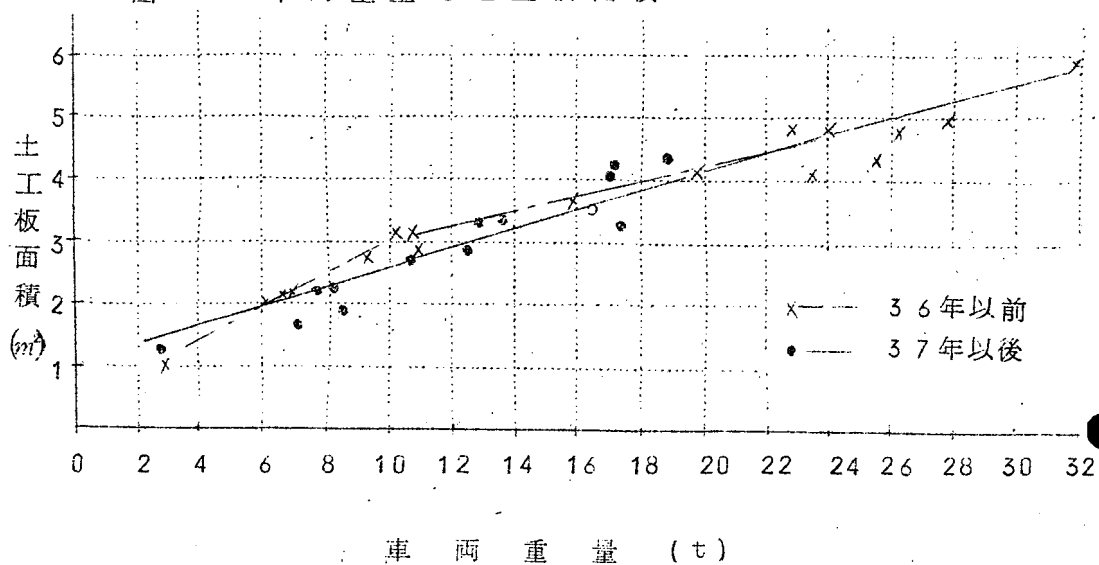


図-7 車速とケン引効率

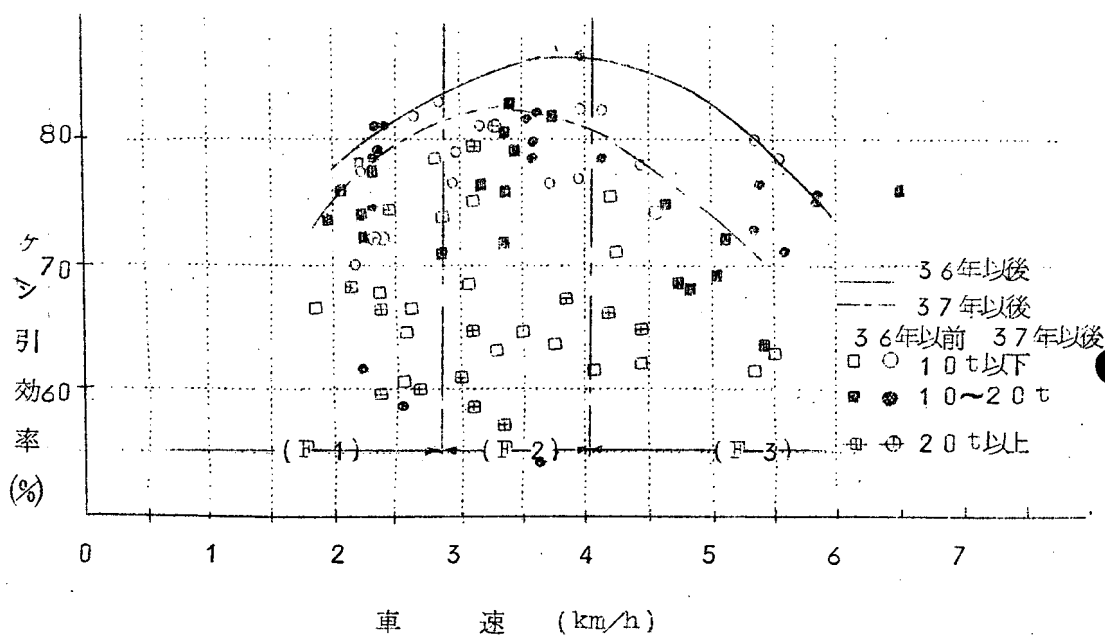


図-8 車両重量と最大ケン引効率

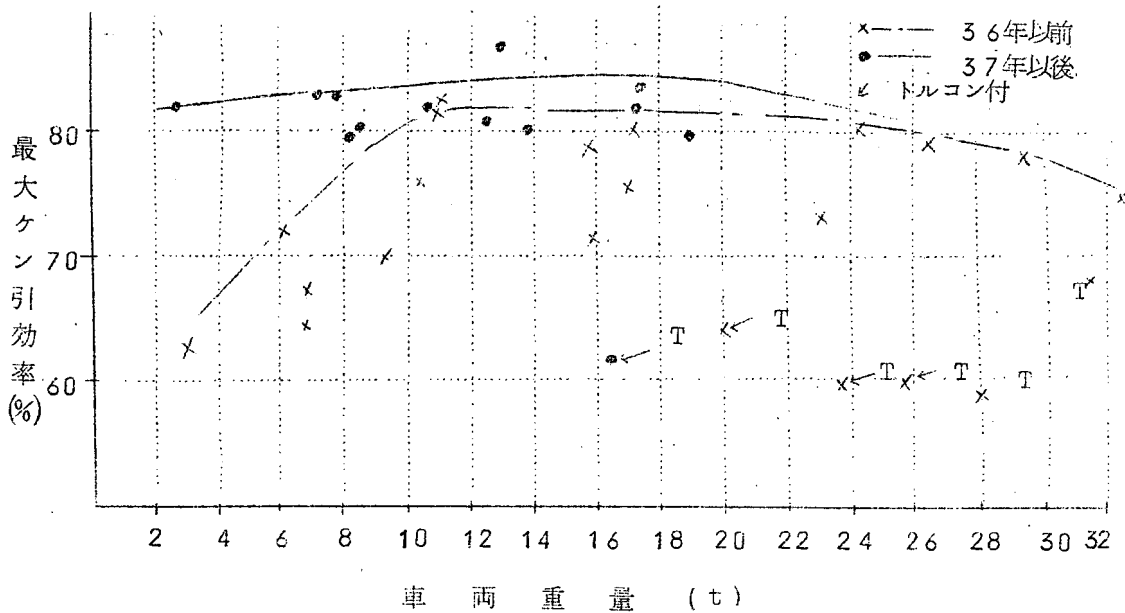


図-9 試験年月と最大ケン引効率

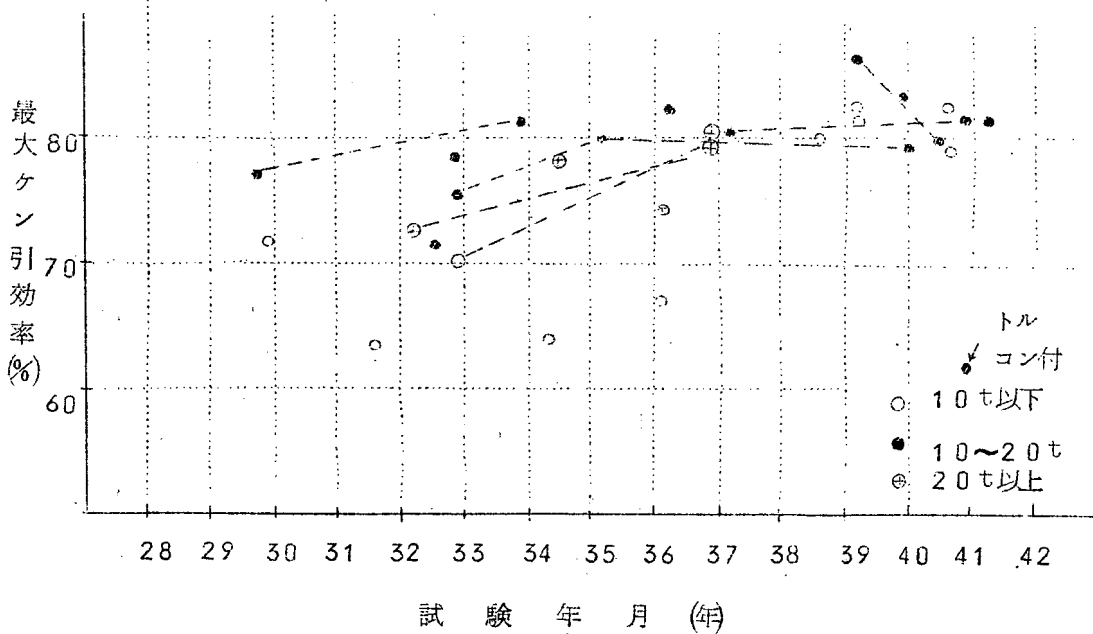


表 - 3 - 1

作業試験結果一覧表 (その1)

車両 形式	番 号	会 社 記 号	試 験 年 月	車両重量 (kg)	機関出 力 (PS)	土工板寸法 幅×高 (mm×mm)	土工板 面 積 (㎡)
ダ イ レ ク ト 形	D-1	F	29- 9	10,500	83	3,500× 900	3.15
	2	D	29-12	6,200	49	2,890× 700	2.02
	3	A	31- 8	3,050	38	1,738× 600	1.04
	4	B	32- 4	23,000	190	4,120×1,175	4.84
	5	F	32- 7	16,000	132	3,860× 950	3.67
	7	B	32-11	9,500	73	3,000× 900	2.70
	8	B	32-11	17,100	133	3,880×1,037	4.03
	9	F	33-12	10,900	107	3,500× 900	3.15
	10	B	34- 5	6,850	56	2,820× 760	2.14
	12	B	35- 4	17,200	150	3,880×1,024	3.98
	13	F	36- 2	7,000	65	2,510× 850	2.13
	14	B	36- 3	32,200	302	4,685×1,250	5.86
	15	E	36- 4	11,050	101	2,950× 960	2.86
	16	F	36-11	26,500	207	4,140×1,150	4.77
	17	B	36-12	24,200	226	4,110×1,170	4.81
	18	B	37- 3	12,575	86.2	3,300× 850	2.80
	19		38- 8	8,615	64.0	2,315× 805	1.86
	20	B	39- 3	7,250	53.9	2,532× 640	1.62
	21	B	39- 3	13,000	121.0	3,650× 888	3.24
	22	F	39- 3	2,800	30.6	2,250× 557	1.25

作業時間 (min-sec)	押土 回数	作業土量 (m^3)	1回当り 作業土量 (m^3 /回)	1時間当り 作業土量 (m^3 /h)	最大ケン引 出力 (Ps)	摘 要
28-41	27	50.0	1.85	10.4	63	
30-57	42	31.3	0.75	6.1	35	
32-12	30	16.1	0.54	3.0	24	
16-15	19	91.4	4.93	33.7	138	
19-52	20	57.5	2.87	17.3	94	
21-23	24	52.4	2.18	14.7	51	
20-44	24	85.7	3.57	24.3	100	
19-42	28	58.8	2.10	18.0	87	
20-07	24	32.9	1.37	9.8	36	
19-53	26	100.2	3.86	30.2	120	
20-56	31	38.6	1.25	11.1	43.5	
18-07	26	161.5	6.21	53.5	225	
19-52	32	66.0	2.06	19.9	83	
17-25	24	102.0	4.25	35.1	163.5	
20-15	29	151.3	5.22	45.4	180	(試験方法)
20-15	30	73.4	2.45	21.9	64.3	1. 作業の種類
30-16	33	57.4	1.74	11.4	48.0	・・・溝掘削運搬作業
19-57	32	40.0	1.25	12.0	43.3	2. 掘削運搬距離
20-07	34	89.5	2.64	26.7	101.9	・・・20m
20-13	21	17.7	0.84	5.3	23.5	3. 掘削溝の巾
						・・・土工板巾の約1.5倍

表 - 3 - 2 作業試験結果一覧表

車両 形式	番号	会社 記号	試験 年月	車両重量 (kg)	機関 出力 (Ps)	土工板寸法 幅×高 (mm×mm)	土工板 面積 (m ²)
ダイ レ ク ト 形	23	B	39-12	17,500	140.7	3,650×910	3.32
	24	B	40-1	19,015	166.6	3,906×1,100	4.30
	25	B	40-7	13,780	126.2	3,654×901	3.29
	26	C	40-8	7,865	64.5	3,088×703	2.17
	27		40-9	8,270	72.5	3,055×765	2.34
	28	B	40-11	10,790	87.0	3,214×847	2.72
	29	B	41-3	17,270	158.1	3,985×1,040	4.15
トル コン 付	T-1	D	30-10	20,000	187	4,080×1,000	4.08
	2	B	32-4	23,700	212	4,120×1,175	4.84
	5	F	35-11	28,200	207	4,140×1,190	4.93
	6	D	35-12	25,800	213	4,085×1,045	4.27
	7	G	40-12	16,537	133.5	3,842×915	3.51

作業時間 (min-sec)	押土 回数	作業土量 (m^3)	1回当り 作業土量 (m^3 /回)	1時間当り 作業土量 (m^3 /h)	最大ケン引 出力 (Ps)	摘 要
6-21	9	39.5	4.40	374	110.6	(試験方法) 4. 作業時間 土研 (D-17~22) 1.5~20分 機械化研究所 (D-23~T-7) 5~7分 5. 土質・・・砂質ローム 6. 土量の計測・・・堀削溝 の計測による堀削土量 7. 作業方法・・・1回ごと に作業開始点までもどる 試験区分 D-1~1.2、T1~6 土研 沼津支所 D-13~22 土研 千葉支所 D-23~ T-7 建 機械化研究所
5-04	7	41.7	5.96	494	129.2	
6-26	10	36.4	3.64	340	97.0	
6-07	10	17.3	1.73	170	52.5	
6-50	10	21.2	2.12	186	53.7	
7-22	10	29.4	2.94	239	70.0	
5-03	7	38.8	5.55	462	123.9	
16-25	25	66.7	2.67	246	119.5	
17-50	26	86.5	3.33	290	126	
15-04	22	67.5	3.07	269	122	
15-54	21	77.8	3.70	294	128	
7-42	10	37.2	3.72	290	80.5	

(3) 作業試験

表-3は前述の作業試験方法による試験結果を示したものである。作業試験の場合も試験時の条件（試験方法、作業時間、堀削運搬距離、土質、オペレータの技術など）によつて、試験結果に著しく影響を与えるが、ここでも試験時の条件を考慮しない計測結果の最大値を用いてブルドーザの諸能力との比較を行つてみた。なお、作業試験時間が当所では15～30分、建設機械化研究所の場合5～7分間という短時間の作業の結果であるから、実際の土工現場での実績は、これよりかなり下廻ることが考えられる。

1) 車両重量と作業土量

車両重量と作業土量との関係を示したものが図-10である。傾向としては車両重量の増加に伴つて作業土量も増加しているが、点はかなりちらばつている。これは車両重量が直接には作業性能と関係がないことを示しているものであろう。なお、37年以後は作業土量がかなり増加しているが、36年以前の車両重量に対するちらばりの傾向と似ている。

2) 機関出力と作業土量

図-11に機関出力と作業土量との関係を示しているが、機関出力の増加により作業土量も増加する傾向にあるが、多少ちらばつている。これは各機械の効率の相違により直接作業に関係する有効な動力の比が変ることによるものと考えられる。これは例えばダイレクト形、トルコン付の別ではトルコンの効率の影響がはつきり現われており両者の差異がみられる。なお、機関出力に対する作業土量も36年以前に比べ37年以後かなり増加している。

3) 最大ケン引出力と作業土量

ブルドーザの有効な動力である最大ケン引出力と作業土量との関係を示すと図-12のとおりである。動力伝達方式の相違（ダイレクト形、トルコン付の別）によらず最大ケン引出力と作業土量の間にはかなり直線的な関係がみられる。すなわち、機械、オペレータなどの各条件を包含して、ケン引性能と作業性能との間には密接な関係があることが認められる。

図 - 1 0 作業重量と作業土量

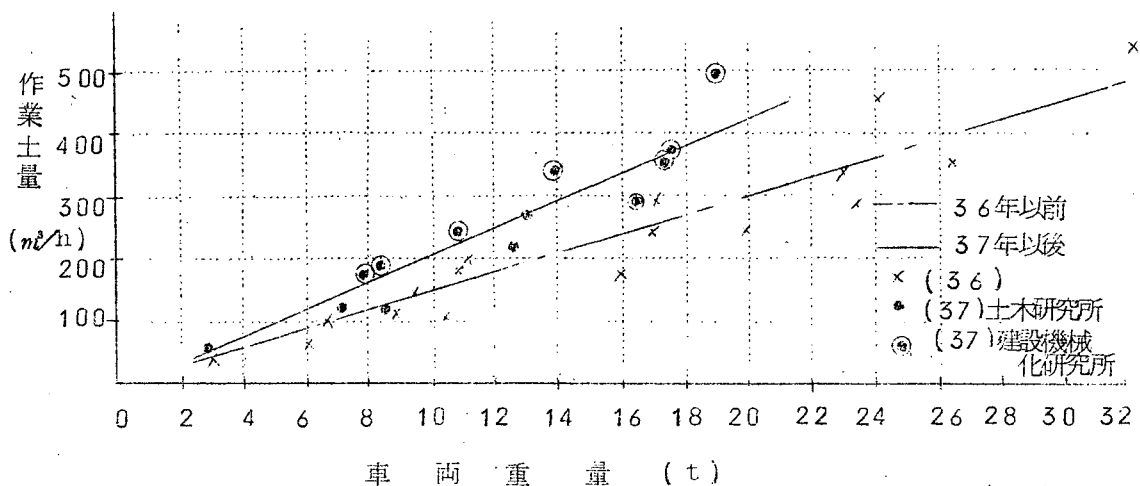


図 - 1 1 機関出力と作業土量

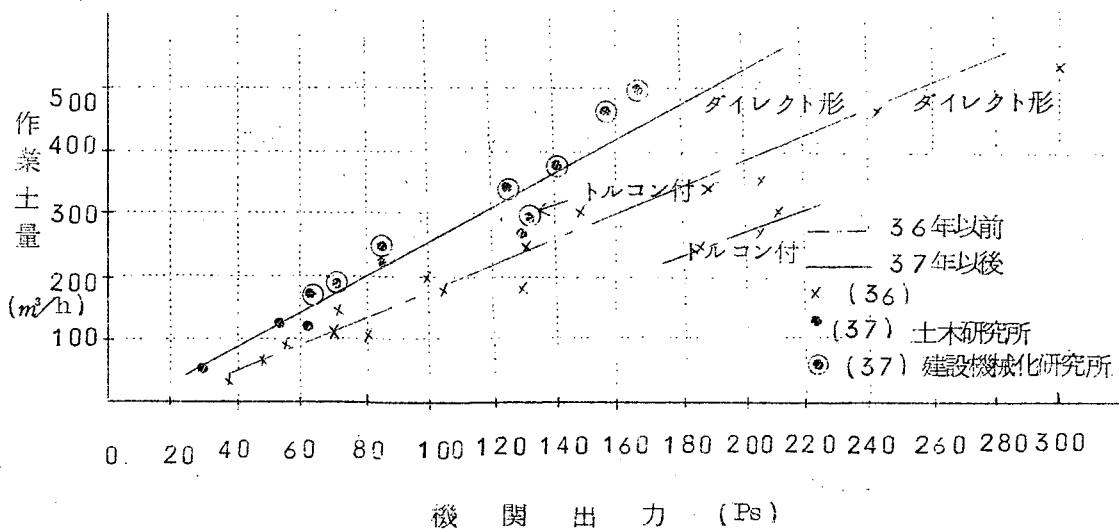


図 - 1 2 最大ケン引出力と作業土量

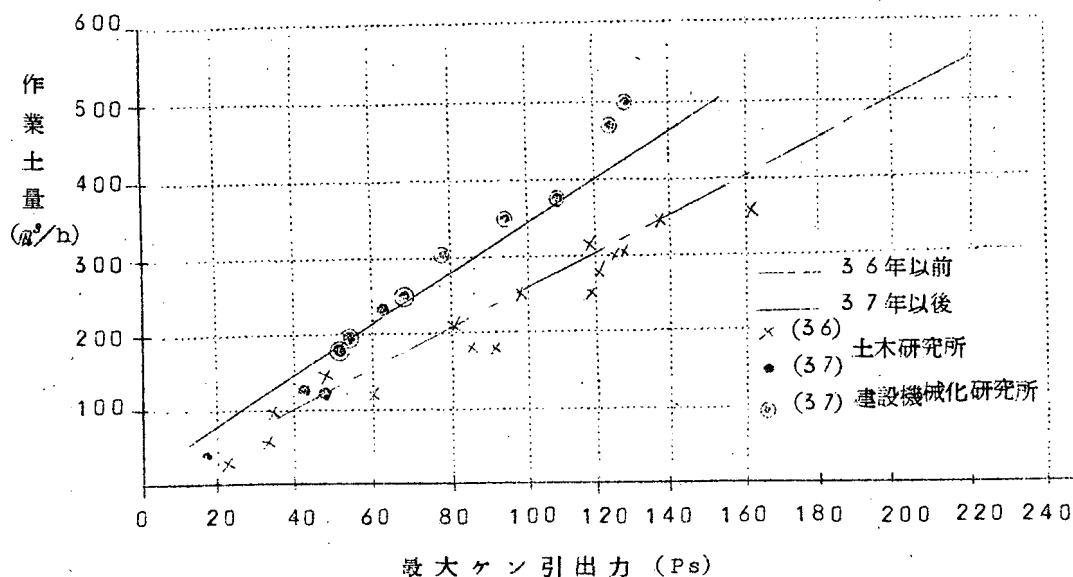


図 - 1 2

なお、作業試験結果全般に云えることであるが、当初の作業試験時間は15～30分（約30サイクル）、建設機械化研究所の場合は5～7分（7～10サイクル）であつて、作業時間によるブルドーザの作業効率の変化や土質などの各条件が異つてゐるためか、当所に比べて建設機械化研究所における作業土量が大きな傾向もみられるが、最大ケン引出力と作業土量の関係についても36年以後かなり増加しており、ブルドーザの性能の向上を示していると考えられる。

4. む す び

以上、これまで実施したブルドーザの性能試験結果をもとにして、そのケン引性能と作業性能について調べたが、両者の間には密接なる関連性があり、共にブルドーザの性能を表わす重要な要素であることが認められた。

今後、さらにブルドーザの作業量を増加するためには機械のどの性能を向上していけばよいか、また作業能力算定のために1回当り押土量（土工板容量）、堀削土の作業性の測定法ならび表示法などの検討が必要と考えられる。

土木研究所資料 第²⁰⁷~~201~~の4号

所内研究発表会

突堤状構造物周りの洗堀について

石 崎 勝 義

昭和 41 年 10 月 27 日

建設省土木研究所

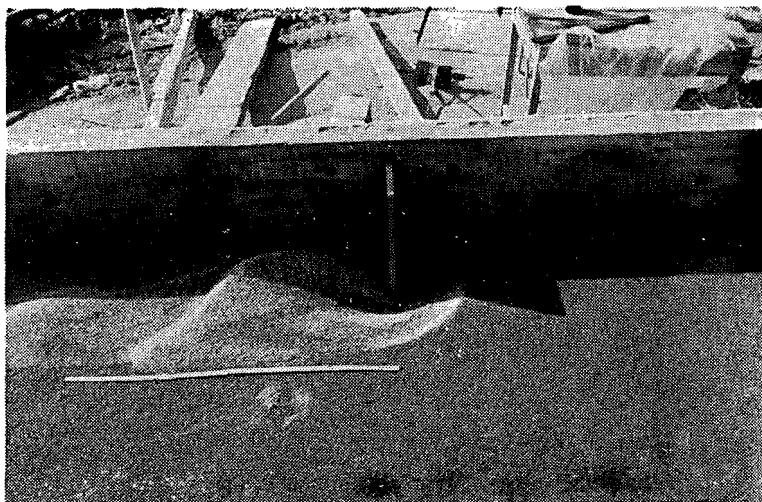


はじめに

比較的一様な流れに対し、岸から突堤状の構造物を出して流れに障害を与えると、流れは突堤の先端に集中するので局所的に掃流力が増し、洗掘をひきおこす場合がある。実用的にみると橋の取付部先端の洗掘、「出し」とよばれる水はねを目的とした水制の洗掘、海岸における突堤先端の洗掘等の現象がこれにあたる。このような流れの集中によつておこる洗掘現象を対象として、まず洗掘穴の形状及び流れの集中についてこれまでに得られている知識を簡単に説明したい。次に洗掘穴の平衡状態について考えてこれを実験と比較したい。なお洪水時の洗掘現象にこの考えを適用するにはなお検討を要するが今回は問題点を挙げるにとどまつた。

1 これまでの研究

- (1) 洗掘穴の形状は写真の如く突堤先端に頂点をもつ美しい逆円錐になる。斜面が水面となす角度は上流側において大きく下流側ではいく分小さい。



これらの角度は実験毎に多少異なるが大体一定であつて、突堤を含む断面内において見れば粒径 1.75 mm の場合には $26 \sim 30^\circ$ 位になる。これは砂の水中安息角（久宝の実験では粒径 1.75 mm に対し $27 \sim 30^\circ$ 位）に大体ひとしい。

- (2) 突堤先端には洗掘のあるなしに拘らず流線が集中するが洗掘が生ずれば洗掘のない場合にくらべて集中の程度が大きい。しかしある程度洗掘が進めば、洗掘深の大きさが変わっても集中の度合はあまり変化しない。
- (3) 流線の集中の度合は一様部の流れの Fr 数によつて大きく変化する。洗掘の規模を大体同じにしておいて Fr 数を変化させて流線の集中の度合の変化を調べてみると図-1 のようになつて Fr 数が増すに従つて集中がはげしくなることがわかる。

又流れの集中は突堤のすぐ近く（突堤長さの2倍程度）以内でおこり、これより遠くには突堤の影響がみられない。

- (4) 流れの集中度をあらわす目安として $\beta = q_{\max}/q_m$ ($q_{\max}$: 突堤前面の最大単位幅流量、 q_m : 一様部の単位幅流量) を調べてみると図-2 のようである。

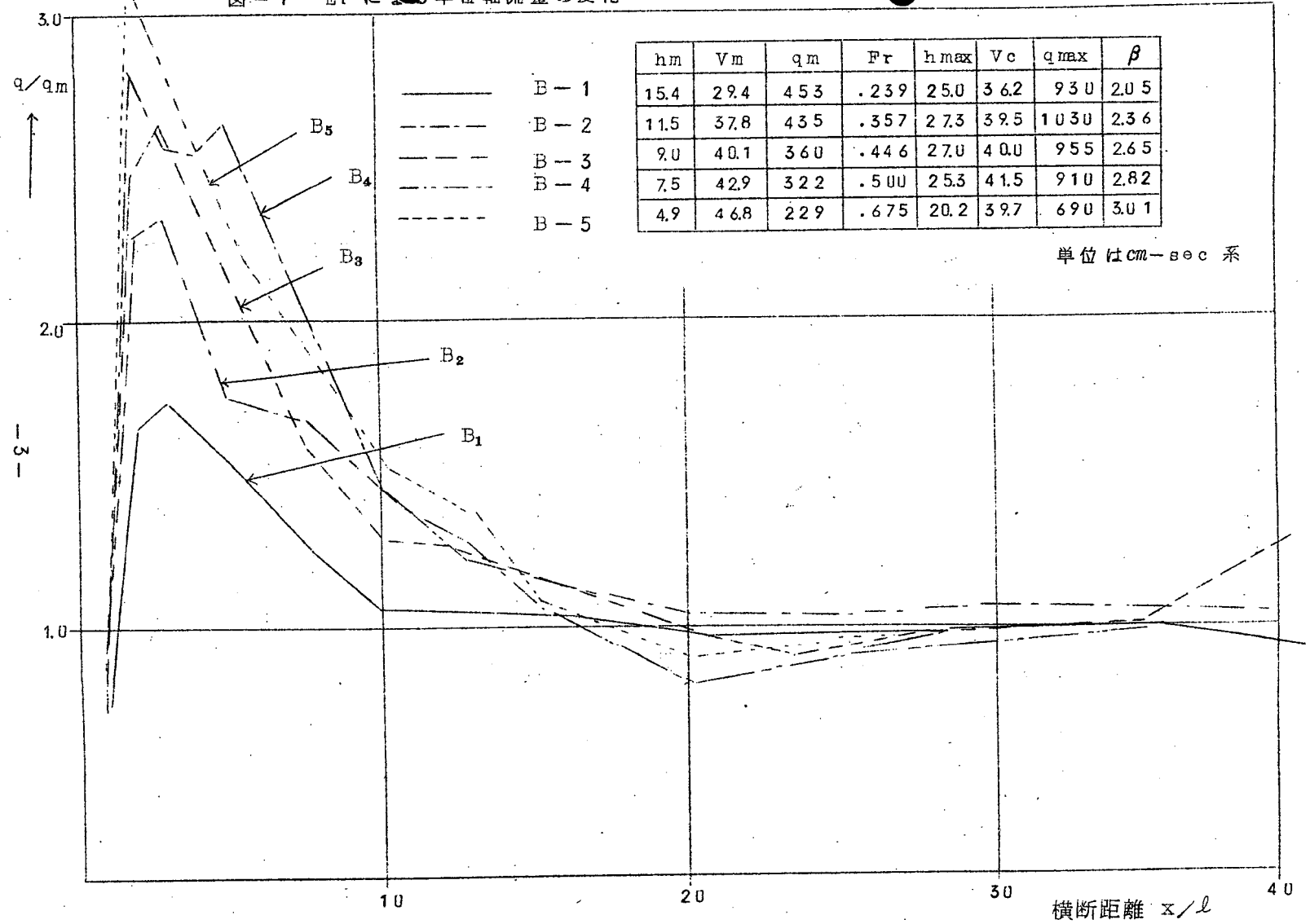
なおこの図の Fr 数は一様部流れの Fr 数であることに注意する必要がある。突堤前面の局所的な流れの Froude 数によつては一定の傾向がみられない。

以上の知識は実験的に得られたものであつて検討すべき点は残つているが一応これらの知識に基いて話を進めてゆく。

2. 洗掘の平衡状態について

突堤によつて妨げられた流れは水制先端に集中して流砂能力を増す。しかし一たん洗掘されればそれだけ河積が増大するわけだから流速が小さくなり流砂能力が減ずる。そこで洗掘の終局状態というのは、もし上流からの流砂がないならば突堤のある断面における流れの流速が減じてははや河床砂を動かさなくなつたときであり（静的平衡）、上流からの流砂があるときは突堤のある断面の流砂量が上流からの流砂量に丁度ひとしくなるような洗掘状態のとき（動的平衡）ということになる。前者は後者の特別な場合に相当する

図-1 Er に 単位幅流量の変化



hm	Vm	qm	Fr	hmax	Vc	qmax	β
15.4	29.4	453	.239	25.0	3.62	930	2.05
11.5	37.8	435	.357	27.3	3.95	1030	2.36
9.0	40.1	360	.446	27.0	4.00	955	2.65
7.5	42.9	322	.500	25.3	4.15	910	2.82
4.9	46.8	229	.675	20.2	3.97	690	3.01

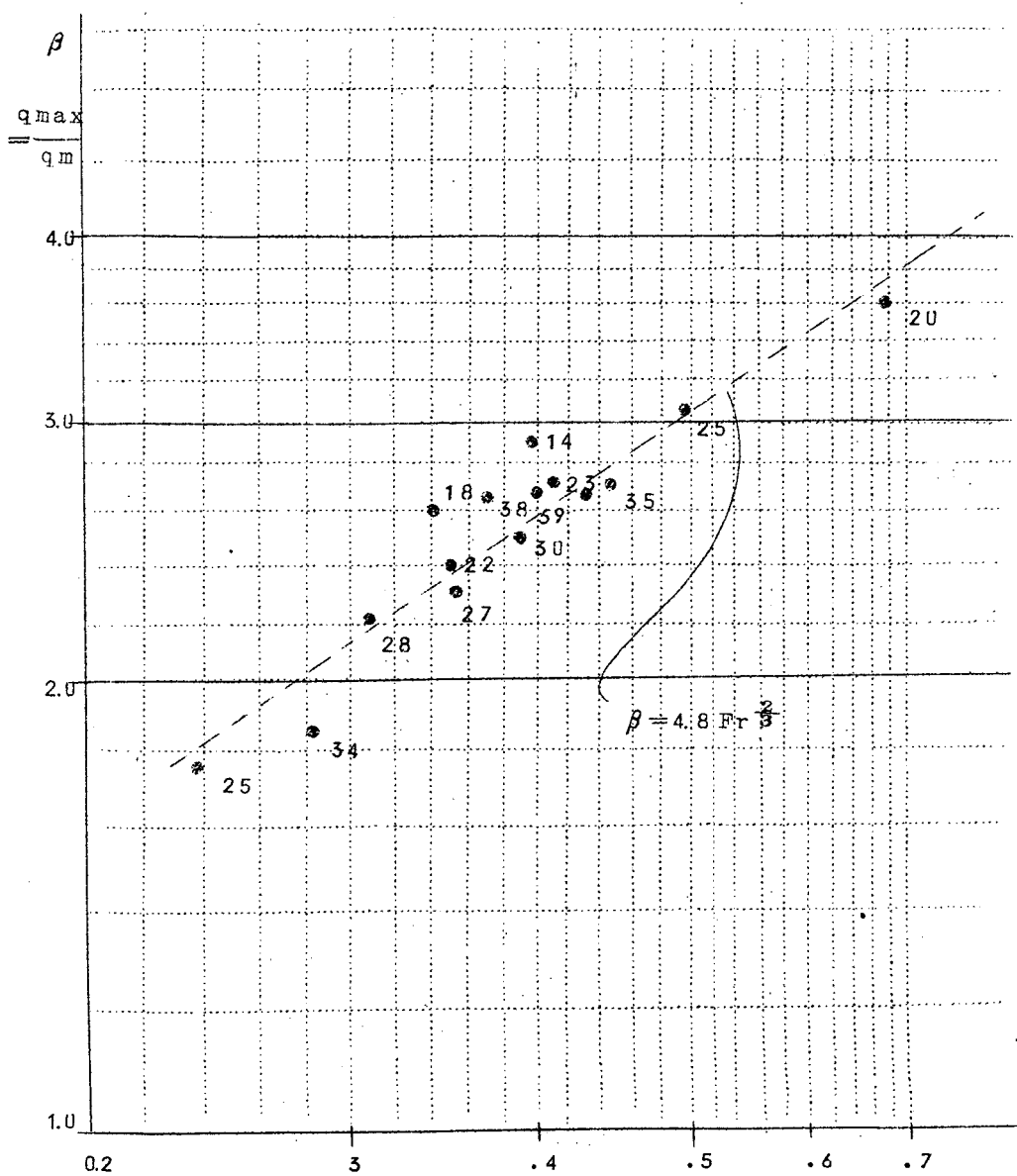


図 - 2 数字は洗堀深 cm

$$Fr = \frac{V_m}{\sqrt{g h_m}}$$

のであるが、取扱いが非常に簡単になるので一応別に扱うことにする。

a) 静的平衡（上流から流砂のないとき）の洗掘深

突堤先端において流れの掃流力 τ が河床砂の限界掃流力 τ_c に等しくなっているときの流れの鉛直方向に平均した流速を V_c とすると

$$q_{\max} = h_{\max} \cdot V_c \quad \text{..... ①}$$

一方突堤の影響のない一様部において

$$q_m = h_m \cdot V_m \quad \text{..... ②}$$

従つて

$$\frac{h_{\max}}{h_m} = \frac{q_{\max}}{q_m} \cdot \frac{V_m}{V_c} \quad \text{..... ③}$$

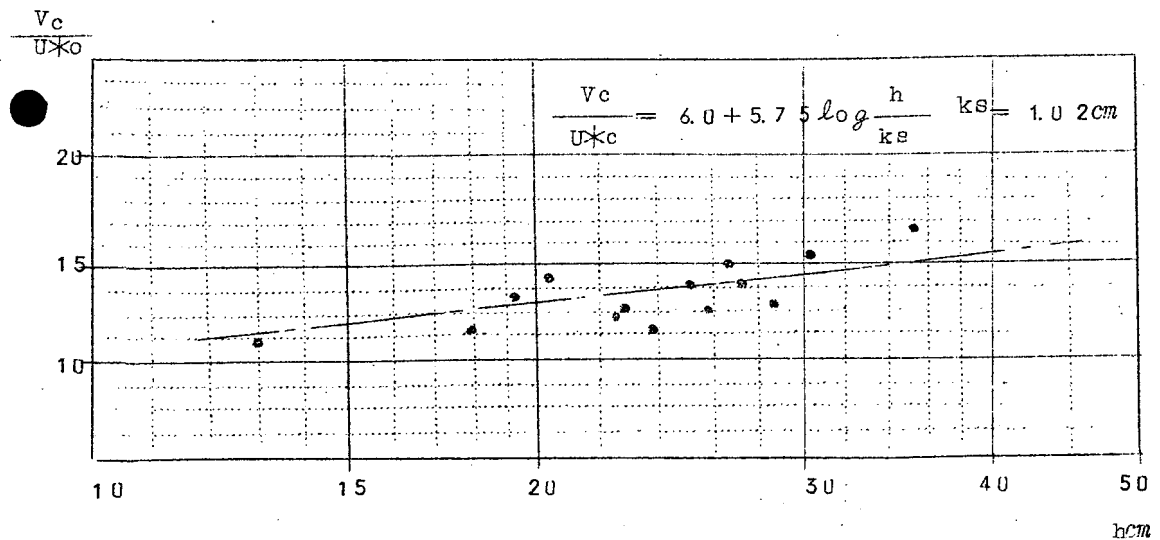
このうち h_m 、 V_m は既知量であるから $h_{\max}$ を知るには $q_{\max}/q_m$ 、 V_c を知ればよい。

$q_{\max}/q_m$ は先に述べたように大体 Fr 数によつて決定される値である。次に V_c であるが、一般に流れが等流状態のときは流れによる掃流力と鉛直方向平均流速との間には

$$V/V_c = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{k_s} \quad \text{..... ④}$$

が成立している。そこでいま考えている局所的な流れについてこの式が成立しているかどうか問題になる。図-3 は洗掘の平衡状態において流速を

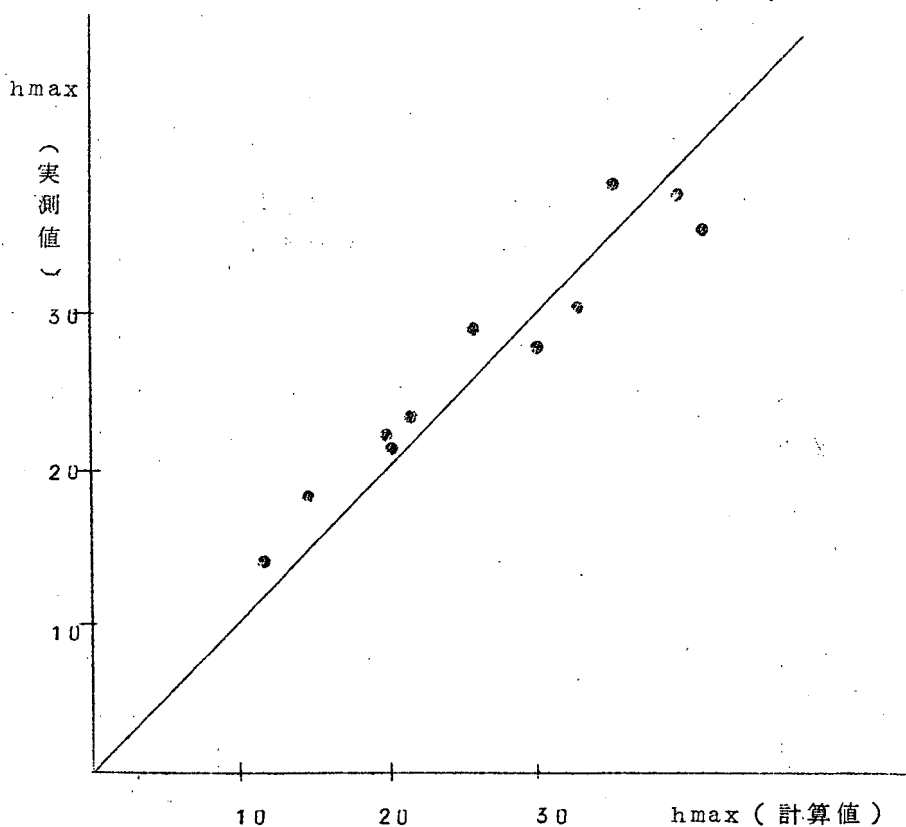
図-3 限界流速 V_c と限界掃流力 U_{*c} との関係



実測して、その値 V_c と河床砂の限界掃流力 ($d_m = 1.75 \text{ mm}$ に対し $U_{*c} = 2.77 \text{ cm/sec}$) の関係をしらべたものであつて平均流速と掃流力の関係は等流状態におけるものと大体同じであることがわかる。

以上のような考えで $\beta = \frac{q_{\max}}{q_m} = 4.8 \text{ Fr}^{\frac{2}{3}}$ として計算した洗掘深の値を実測値とくらべてみると図-4 のようになる。

図 - 4 洗掘深の実験値と計算値の比較



b) 動的平衡状態（上流より流砂あるとき）の洗掘深

突堤のある断面において横断方向の各点において単位巾流砂量が異なることを考えてその値を q_{BX} とおくと、

この断面における流砂量が上流からの流砂に等しいという条件より

$$\int_0^X q_{BX} dX = q_{Bm} (l+X) \quad \text{⑤}$$

但し l は突堤の長さ、 q_{Bm} は突堤の影響の及ばない一様部における単位巾あたり流砂量である。

ここで q_{BX} を知るためには横断面内における掃流力の分布を知らねばならない。

先に見た如く洗掘部分においても流れの鉛直方向平均流速と掃流力との間には等流状態と同様な関係、例えば式④が成立しているのであるから問題はこの断面内における X 方向流速分布を知ることには帰せられる。

しかしここで流速分布を理論的に求めるのは容易なことではない。それは厳密に言うと逆円錐形の洗掘穴をもつ突堤周辺の三次元的な流れを解くということになる。

ここでは理論的な問題に深入りしないで単位巾流量の x 方向分布について最も簡単に次式のように仮定しておく。これは図-1の単位巾流量の分布形とくらべて見ても大きな間違いはないと思われる。

$$\left. \begin{aligned} X &\leq \frac{2l}{\beta-1} : \frac{q}{q_m} = \frac{q_{\max}}{q_m} - \alpha \left(\frac{X}{l} \right) \\ X &\geq \frac{2l}{\beta-1} : q = q_m \end{aligned} \right\} \quad \text{⑥}$$

流れの連続式より

$$\int_l^X q_m dx = \int_0^X q dx \quad \text{⑦}$$

であるのでこの式に⑥を代入すると

$$\frac{q_{\max}}{q_m} = 1 + \sqrt{2\alpha} \quad \text{⑧}$$

が得られる。すなわち $q_{\max}/q_m = \beta$ という表現を用いて

$$\alpha = \frac{(\beta-1)^2}{2}$$

これらを⑥に代入して

$$\left. \begin{aligned} X < \frac{2\ell}{\beta-1} : q = q_m \left(\beta - \frac{(\beta-1)^2}{2} \frac{\ell}{l} \right) \\ X \geq \frac{2\ell}{\beta-1} : q = q_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

水深は洗掘穴の傾斜角を θ とすると次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} X < \frac{h_{\max} - h_m}{\tan \theta} : h = h_{\max} - X \cdot \tan \theta \\ X \geq \frac{h_{\max} - h_m}{\tan \theta} : h = h_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

以上の結果を用いて流速 V は次式 から求める。

$$V = q / h \dots\dots\dots (11)$$

掃流力と流速との関係についてはマニング式を用いる。

$$\text{即ち } V = \frac{1}{n} h^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}, \quad U_* = \sqrt{g h i}$$

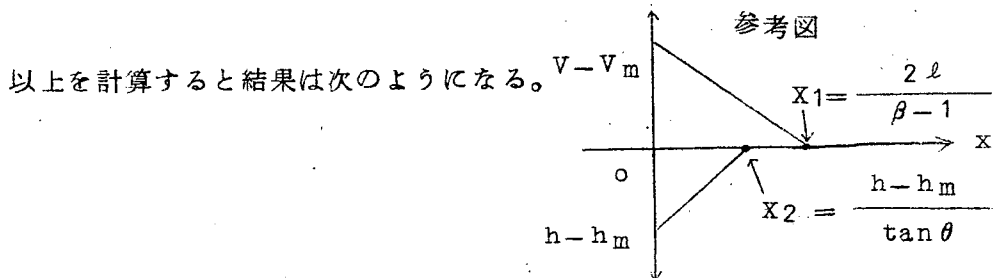
より i を消去して

$$\frac{u}{U_*} = \frac{h^{\frac{1}{6}}}{6.75 n} \quad (h, u, U_* \text{ は cm-sec 単位}) \dots\dots\dots (12)$$

又流砂量公式としては土研公式を用いることにする。

$$q_{Bx} = \frac{\varphi \cdot f \cdot \rho}{(\sigma - \rho) g} U_*^3 \dots\dots\dots (13)$$

$$\left. \begin{aligned} X_1 > X_2 : q_{Bm} (X_1 + \ell) &= \int_0^{X_2} q_{Bx} dx + \int_{X_2}^{X_1} q_{Bx} dx \\ X_2 > X_1 : q_{Bm} (X_2 + \ell) &= \int_0^{X_1} q_{Bx} dx + \int_{X_1}^{X_2} q_{Bx} dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$



$$\left. \begin{aligned}
 X_1 > X_2 \quad \frac{V_m^3 f_m}{h_m \frac{1}{2}} (X_1 + l) &= \int_0^{X_2} f_x \frac{q_m^3 \left\{ \beta - \frac{(\beta-1)^2}{2} \frac{x}{l} \right\}^3}{(h_{\max} - x \tan \theta)^{\frac{7}{2}}} dx \\
 &\quad + \int_{X_2}^{X_1} f_x \frac{q_m^3 \left\{ \beta - \frac{(\beta-1)^2}{2} \frac{x}{l} \right\}^3}{\frac{1}{h_m^2} (h_{\max} - x \tan \theta)^{\frac{7}{2}}} dx \\
 X_1 < X_2 \quad \frac{V_m^3 f_m}{h_m \frac{1}{2}} (X_2 + l) &= \int_0^{X_1} f_x \frac{q_m^3 \left\{ \beta - \frac{(\beta-1)^2}{2} \frac{x}{l} \right\}^3}{h_{\max} - x \tan \theta} dx \\
 &\quad + \int_{X_1}^{X_2} f_x \frac{q_m^3}{(h_{\max} - x \tan \theta)^{\frac{7}{2}}} dx
 \end{aligned} \right\} \textcircled{19}$$

試みに $V_m = 3.0 \text{ cm/sec}$ 、 $h_m = 1.0 \text{ cm}$ 、 $l = 2.0 \text{ cm}$ 河床材料 0.0 1、0.0 5、0.1 0、0.2 0、0.4 0 cm の場合について上式を数値計算してみると表-1 のようになる。

表-1 洗掘深の計算例

$V_m = 3.0 \text{ cm/sec}$
 $h_m = 1.0 \text{ cm}$
 $l = 2.0 \text{ cm}$
 $\tan \theta = 0.57$

d m cm	c dyn/cm ²	f m	h max cm
0.0 1	1.7	1.0	2.2.1
0.0 5	2.5	1.0	2.2.1
0.1 0	5.4	0.2 1	2.5.8
0.2 0	13.0	0	2.4.0
0.4 0	32.0	0	1.0.0

上流で $f_m \approx 0$ のときは主として粒径によつて定まり、 $f_m \approx 1$ のときは洗掘深の大きさは粒径の影響を受けないで同一水理条件に対して一定値

となる。このことはGardeの実験で疑問と思われていた事をよく説明できる。即ち彼は粒径0.29、0.45、1.0、2.25 mmの4種の砂を用いて実験したが前三者がほとんど同じ結果を与えるのに対し、粒径の大きい最後のものだけは前三者と異なる結果を出していたのである。これは前三者では $f_m = 1$ 、残りの一つが $f_m < 1$ であつたと考えればうまく説明がつくわけである。

図-5は前記水理条件を与え、粒径0.05 cmとして実験してみたものであるが、まだ十分に満足できるものではなく検討の余地がある。

3. 洪水時の洗掘について

河川や海岸の現地において実際おこっている洗掘現象を説明するためには、なお検討を要する点がある。それらを列挙してみると

- (1) 現地河川と実験水路では流れのReynolds数が大いに異なる。もしいままで考えてきた現象の中にReynolds数が変わることによつて大きく左右される要素があるとすれば、現地においては事情が異ってくるはずである。
- (2) 現地河川では、実験水路と異つて流れが直線的でない。水制などはむしろ流れが彎曲している所に設けられることが多い。

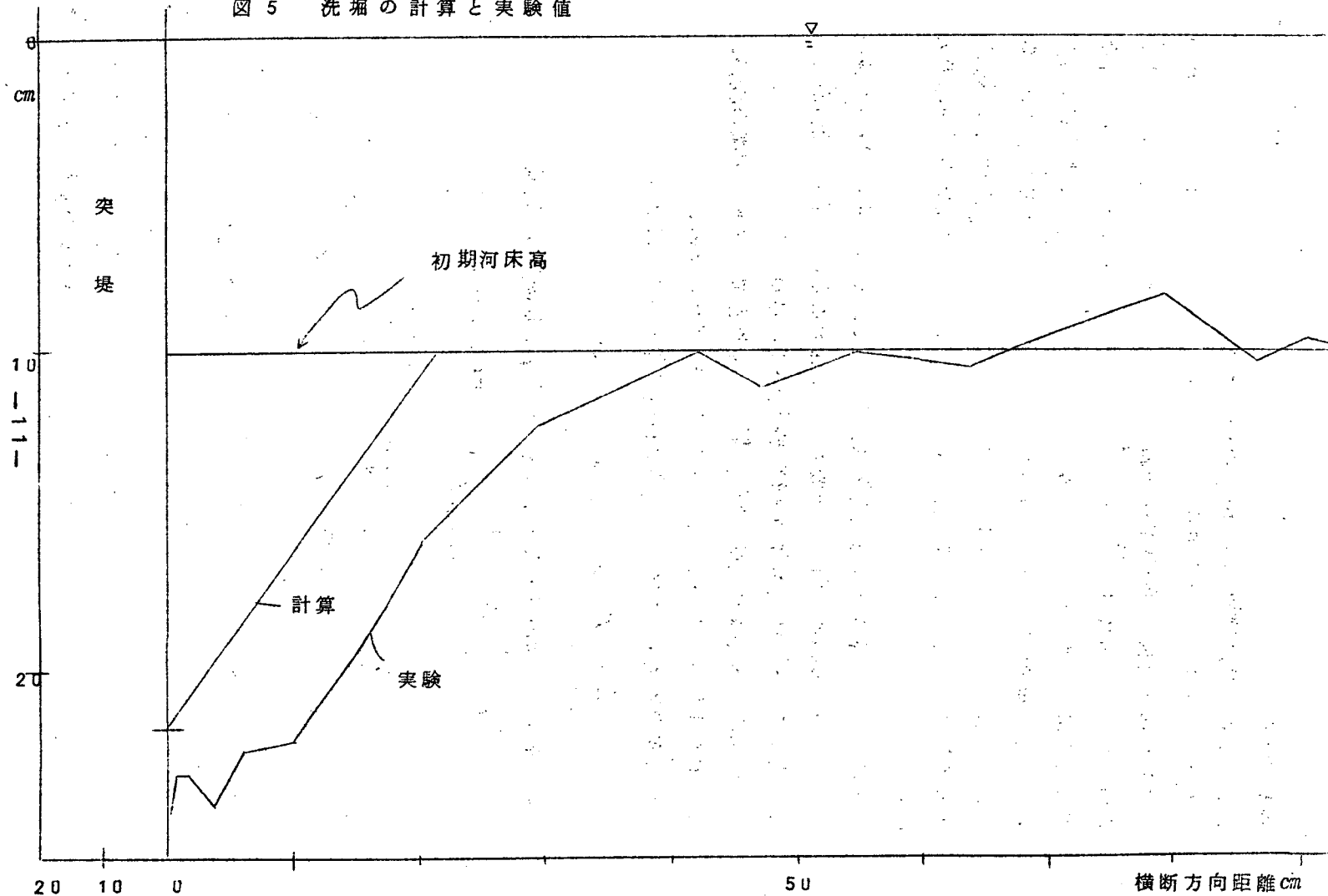
又水制自体の形を見ると多くの場合先端附近の河床を沈床又は十字ブロック等で保護していることが多い。

このように流れの境界条件が多種多様であるからそれらの影響を見積つてやる必要がある。

- (3) 次に現地河川の洪水時の流れは定常ではなく、流量や水位等の水理量が時々刻々変化してゆく。洗掘量の変化は水理量の変化に従つてゆく。このときもし水理量の変化につれて洗掘量の変化が素早く従つていれば各時の洗掘量は平衡状態のそれに等しいわけである。そうでないときは洗掘量の変化に遅れが生じ、一洪水の最大洗掘深は洪水ピークの平衡洗掘深よりかなり小さくなるはずである。そこでそれをどの程度見積るかということが問題となる。

以上思いつくままに挙げて見たがこれ以外にも重要な問題があるかも知れない。とにかく最終的にはどうしても現地観測によつて確かめることが

図 5 洗堀の計算と実験値



必要である。

しかしここでは簡単に上に挙げた点を検討してみよう。

まず(1)に挙げた Reynolds 数の影響であるが、類似の現象として流れの中におかれた円板の抵抗係数の問題がある。いままでの測定によると C_D の値は Reynolds 数が $10^2 \sim 10^6$ の範囲では変化しない、これは球などのように Re 数によつてはく離点が変わるというような現象がないためである。検討した突堤の実験の Re 数は大体 10^4 程度であり現地の突堤の Re 数は大体 $10^6 \sim 10^7$ 位だから、大体の予想としては Re 数が大きくなつてもそれほど違つた現象は出てこないのではないかと一応考えられる。

次に河川又は構造物の形状の多様性の問題であるが、現地において各種の形状に対する観測を行つて一般法則を見出すことは不可能に近いから、この問題については模型実験を行う事が必要と思われる。

(3)に挙げた洪水時の洗掘の問題を扱うには今までの平衡洗掘深の取扱ひでは不充分であつて洗掘速度を算出しなければならない。

洗掘穴の体積を V とすると流砂の連続式は下のようになる。

$$\frac{dV}{dt} = \int_0^x q_{Bx} dx - q_{Bm} (l+x)$$

一方洗掘穴を逆円錐と仮定するとその体積は下のようになる。

$$V = \frac{1}{3} Z^3 \frac{1}{(\tan \theta)^2}, \quad Z = h_{\max} - h_m$$

$$\frac{dV}{dt} = Z^2 \frac{1}{(\tan \theta)^2} \frac{dZ}{dt}$$

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{(\tan \theta)^2}{Z^2} \left\{ \int_0^x q_{Bx} dx - q_{Bm} (l+x) \right\}$$

⑧式をそのまま利用して $\frac{dZ}{dt}$ と Z との関係を調べると図-6 のようになる。 $Z = 6 \text{ m}$ が平衡洗掘深である。

いま仮に初期の洗掘深が $Z = 3 \text{ m}$ のとき前記の流れが始つたと考え $Z = 5.5 \text{ m}$ に達する時間を概算してみると約5時間かかることになる(図-7)。

即ち洪水時には水理量の変化に対して洗掘現象はかなりおくれる事が予想される。

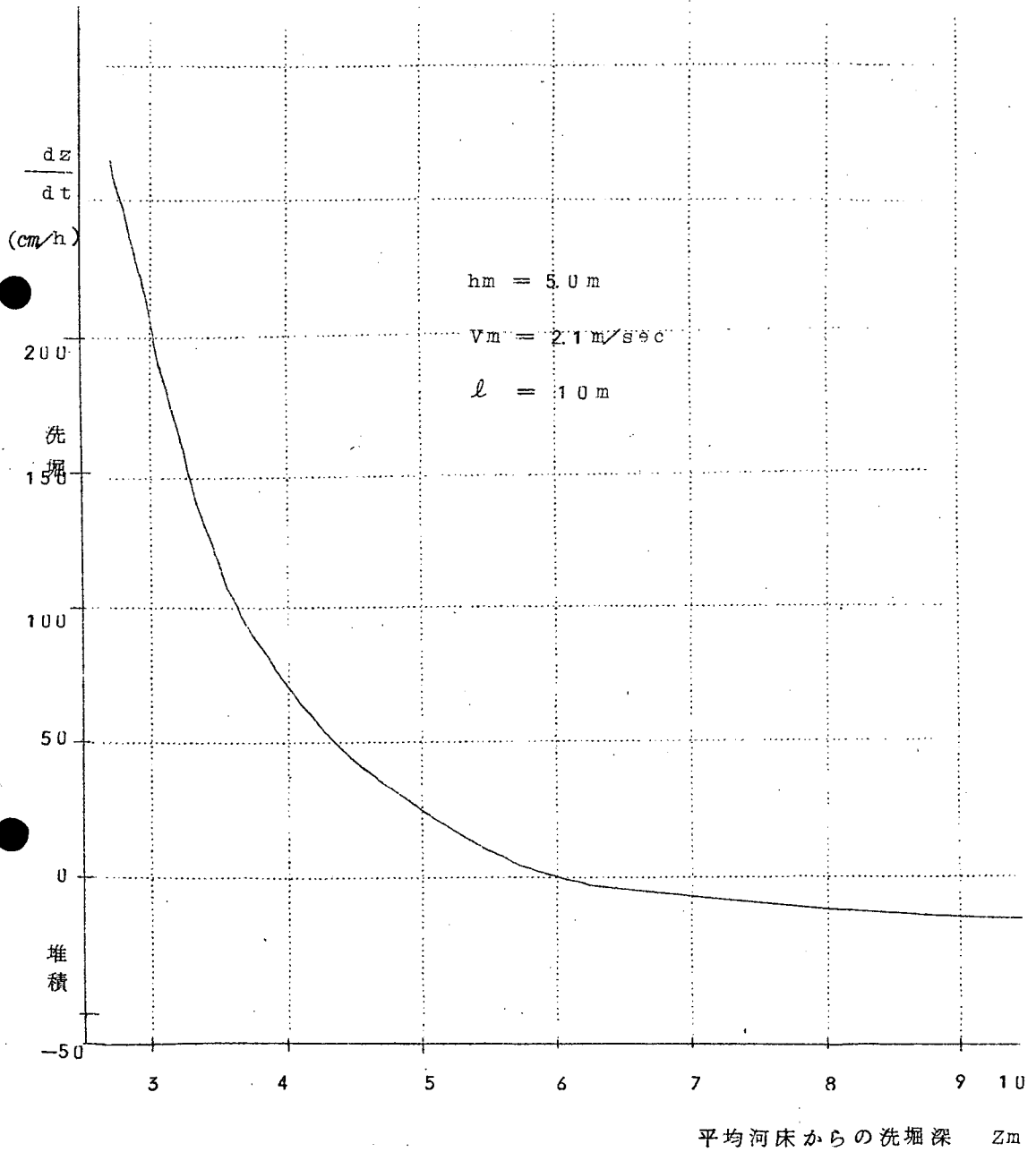
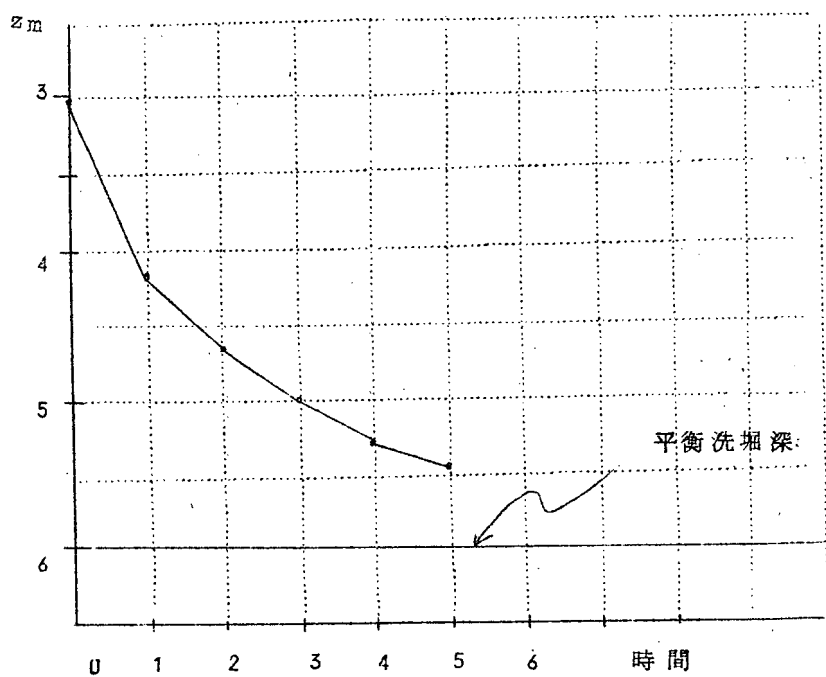


圖 - 7



土木研究所資料 第²⁰⁷~~201~~の5号

所 内 研 究 発 表 会

トンネル用鋼アーチ
支保工の強度について

長 友 成 樹
今 田 徹
大 内 英 吉 郎

昭和 41 年 10 月 27 日

建 設 省 土 木 研 究 所



1. ま え が き

最近のトンネル工事では、鋼製支保工が全面的に利用されている。これは、鋼製支保工が、作業の安全性、空間の利用、施工速度等の点においてすぐれているためである。

トンネル構造物は、一般の地上構造物と異り、地山の変形特性と構造物の力学的特性との相互関連において、構造物に生じる応力および変形が規定される。したがって、トンネル用鋼アーチ支保工に対する設計荷重を決定するためには、地山と支保工の力学的特性を、現位置試験、支保工載荷試験および現場測定などから推定していく必要がある。

また、鋼アーチ支保工だけについても、その断面形状、線形、継手構造、基礎支持方式、材質および加工法などに、まだ検討すべき問題を有している。以上の問題を現実的に解明するため、支保工の実物載荷実験装置を設け、東名高速道路のトンネル用鋼アーチ支保工を対象として、H-200級の各種支保工について実物試験を行つた。ここでは、その試験結果を、破壊試験を中心に紹介する。

2. 試 験 方 法

a 試 験 装 置

支保工載荷試験装置は、図-1および図-2に示すように、内径13mの円形鉄筋コンクリート製反力受駆体、18台の50 ton 油圧ジャッキ、油圧発生装置および油圧制御装置からなる。油圧制御装置は、各ジャッキに対して、任意の一定荷重を、他の荷重点からの影響と無関係に、載荷できるようになっている。載荷点は18点で、その位置は図-3に示すようである。

b 測 定 項 目

① ひずみ測定

ひずみ測定点は、原則として載荷点の中間とした。その測定位置を図-3に示す。ひずみは、主としてワイヤーストレインゲージを用いて測定した。

② 変形測定

載荷点、支点および拱頂継手部において、支保工に直角な方向の変位をダイヤルゲージにて測定した。

③ 載荷重測定

載荷重は、制御装置内のブルドン管式油圧ゲージで調整し、さらにジャッキ近くに配したブルドン管式油圧ゲージにて検測した。

c 試験材の種別

昭和40年度に行なつたものは、材質はすべてSS41で、断面はテーパー付H型钢 (TH-175)、平行型H型钢 (H-200) およびパイプ (P-216.3/7) の3種である。線型は、拱頂付近に直線部を有し継ぎ板上部間隙が10mmのもの、曲線部のみからなり継ぎ板間隙のないもの、拱頂付近および脚部に直線部を有し継ぎ板間隙のないものの3種である。加工法は、冷間ローラー曲げ加工、冷間引張り曲げ加工、溶接組立てのものの3種である。これらを分類して、表-1のような記号を付すことにする。

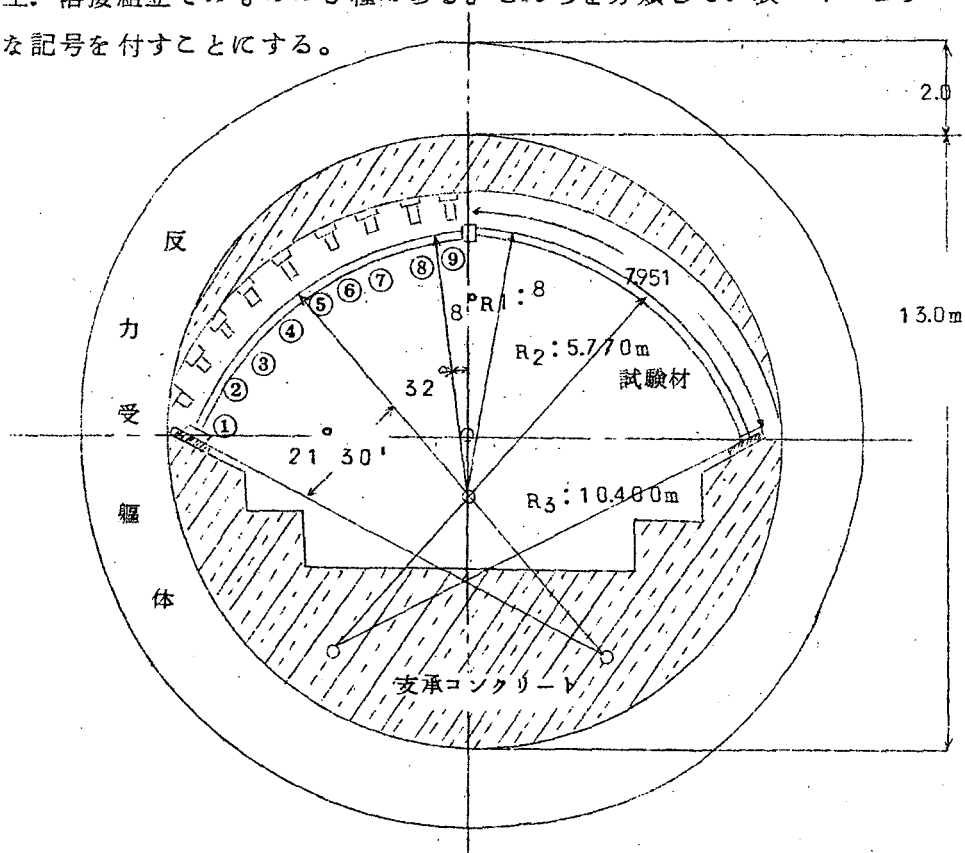


図-1 支保工載荷試験装置説明図

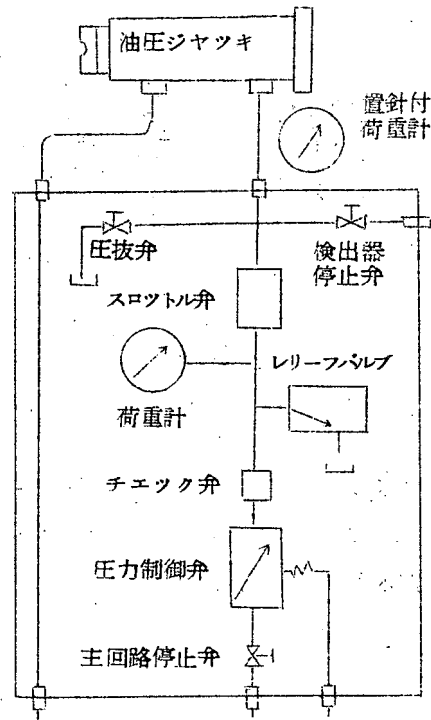


図-2 油圧制御装置系統図

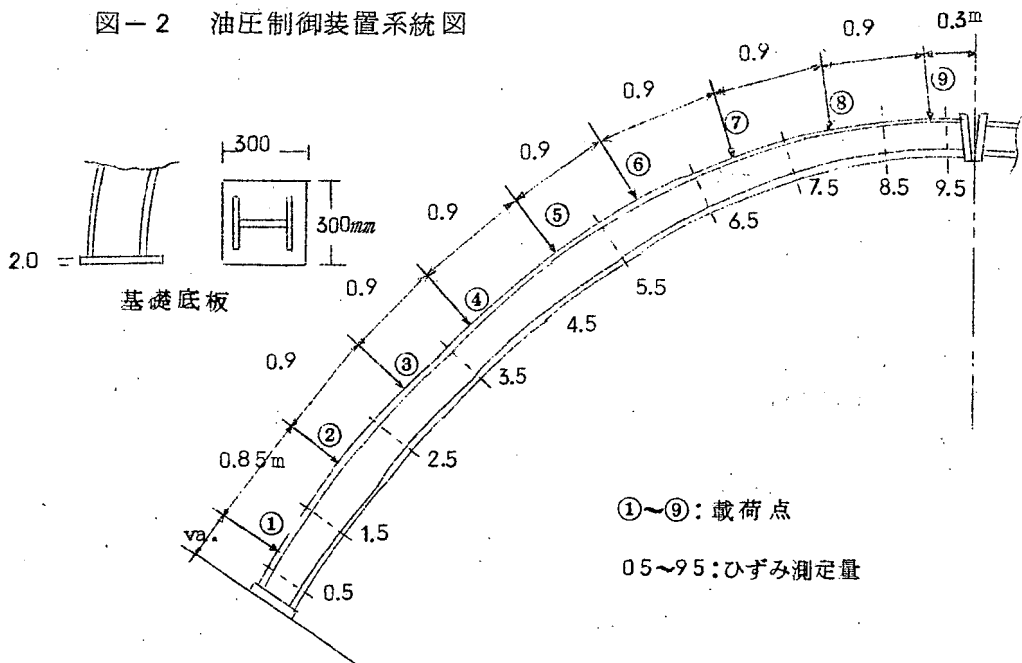


図-3 載荷点およびひずみ測定点位置図

表-1 試験材の種別

試験材種別	断面寸法	線形	拱頂継手構造	加工法
A	TH-175×175×8×13	拱頂付近に直線部を有す	継ぎ板上部間隙10mm	冷間ローラー曲げ加工
B	I	全上	全上	全上
	II	全上	全上	冷間引張り曲げ加工
	III	全上	全上	溶接組立て
C	全上	曲線部のみからなる	継ぎ板間隙なし	冷間引張り曲げ加工
D	P-216 ³ /7	拱頂付近および脚部で直線部を有す	全上	冷間ローラー曲げ加工

以上の各支保工試験材の軸線形状図を、図-4 (A型)、図-5 (B-I型)、図-6 (B-II型)、図-7 (C型) および図-8 (D型) に示す。
また、図-9 に各型の拱頂部継手構造を示す。

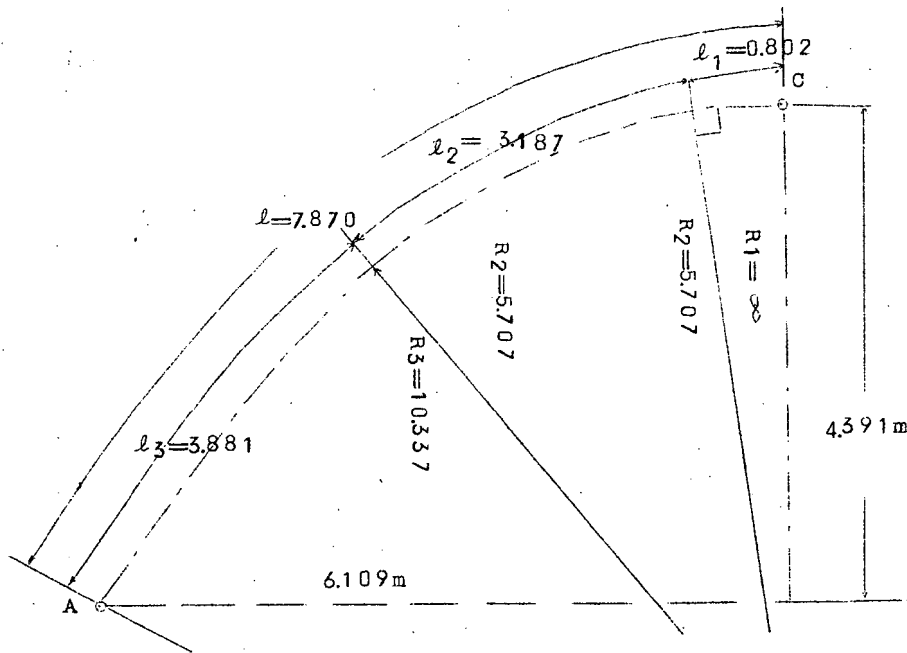


図-4 A型試験材軸線形状図

圖-5 I、II型試驗材軸線形狀圖 (H-200×200×8×12)

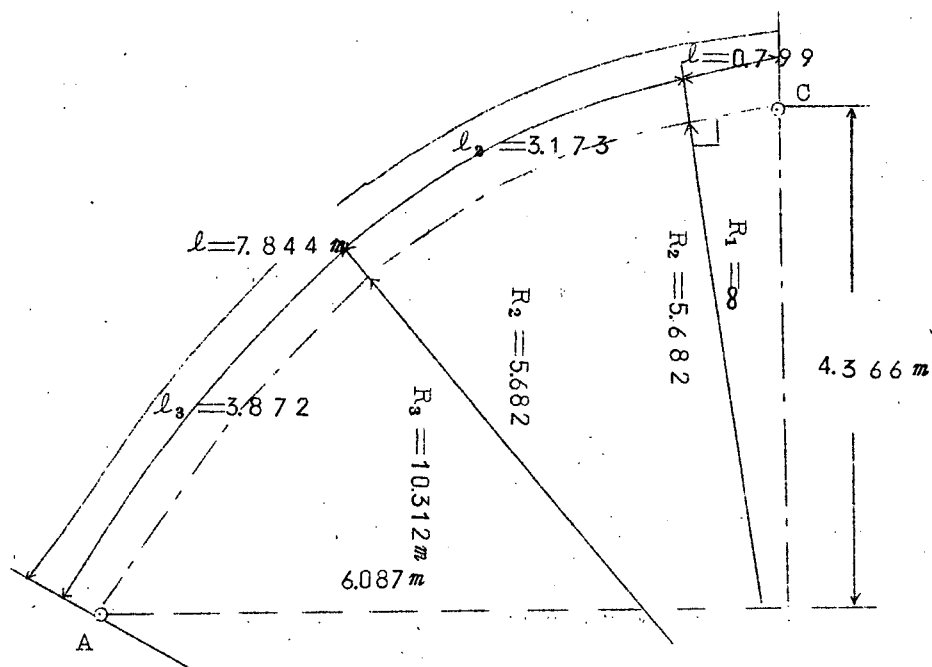
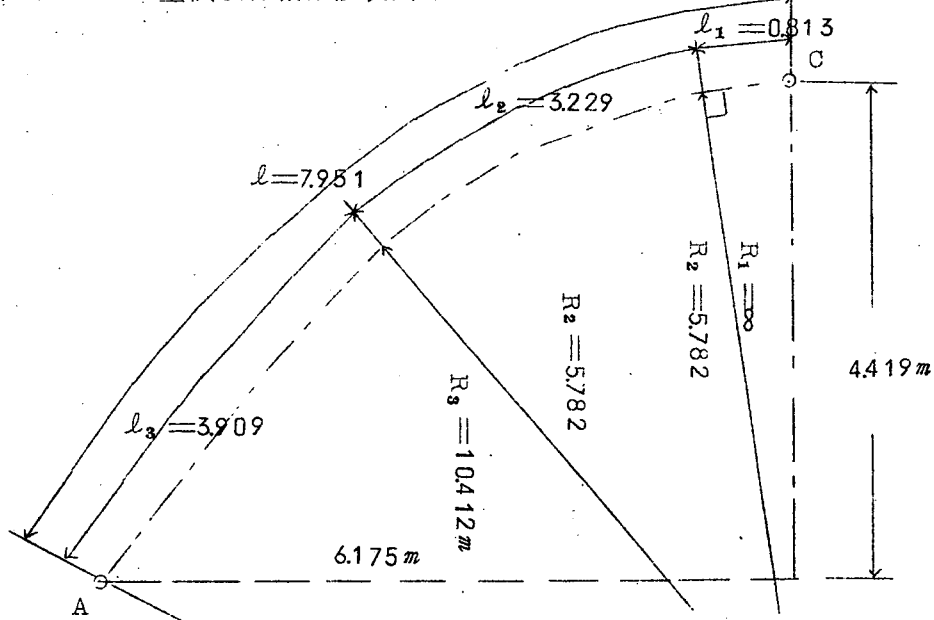


圖-6 B-III型試驗材軸線形狀圖 (H-200×200×8×12)



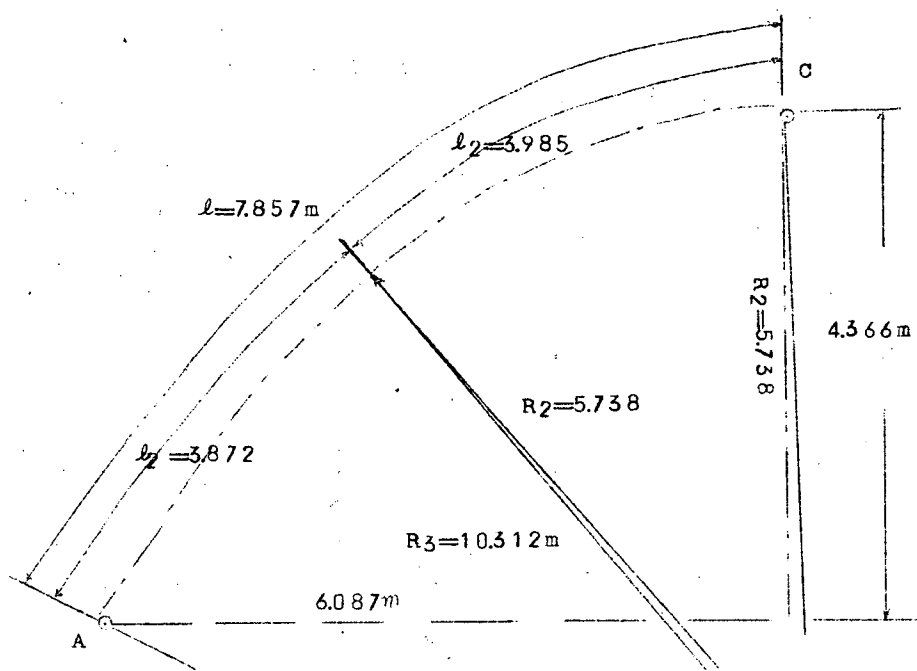


图-7 C型試驗材軸線形狀圖 (H-200×200×8×12)

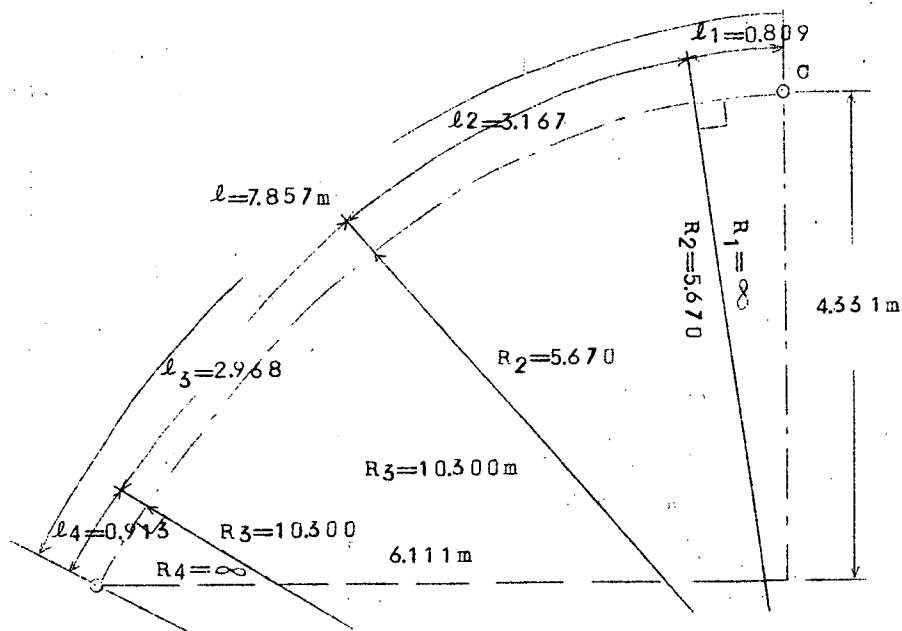
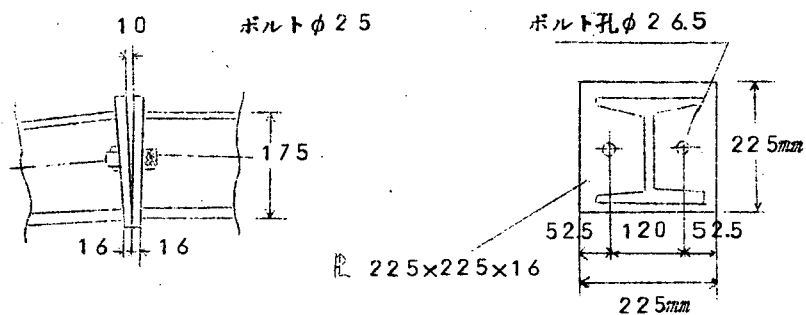
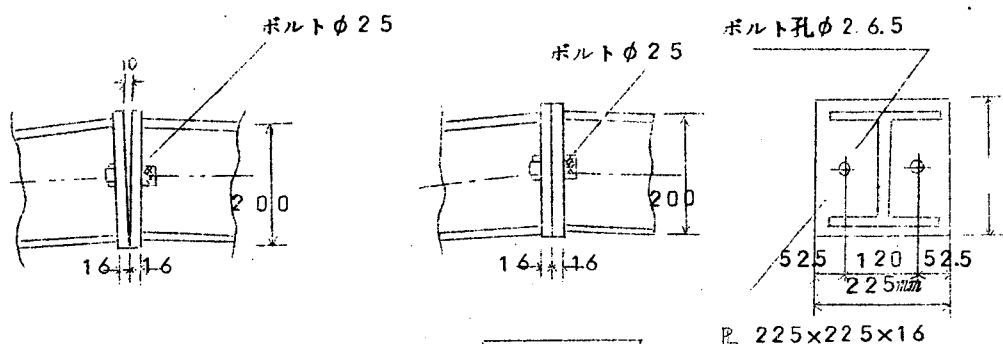


图-8 D型試驗材軸線形狀圖 (P=216.3/7)

図 - 9 拱頂継手詳細図

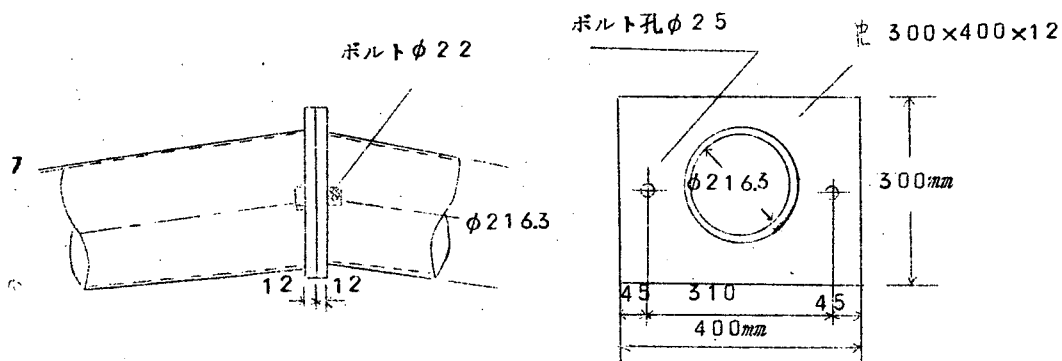


A型支保工

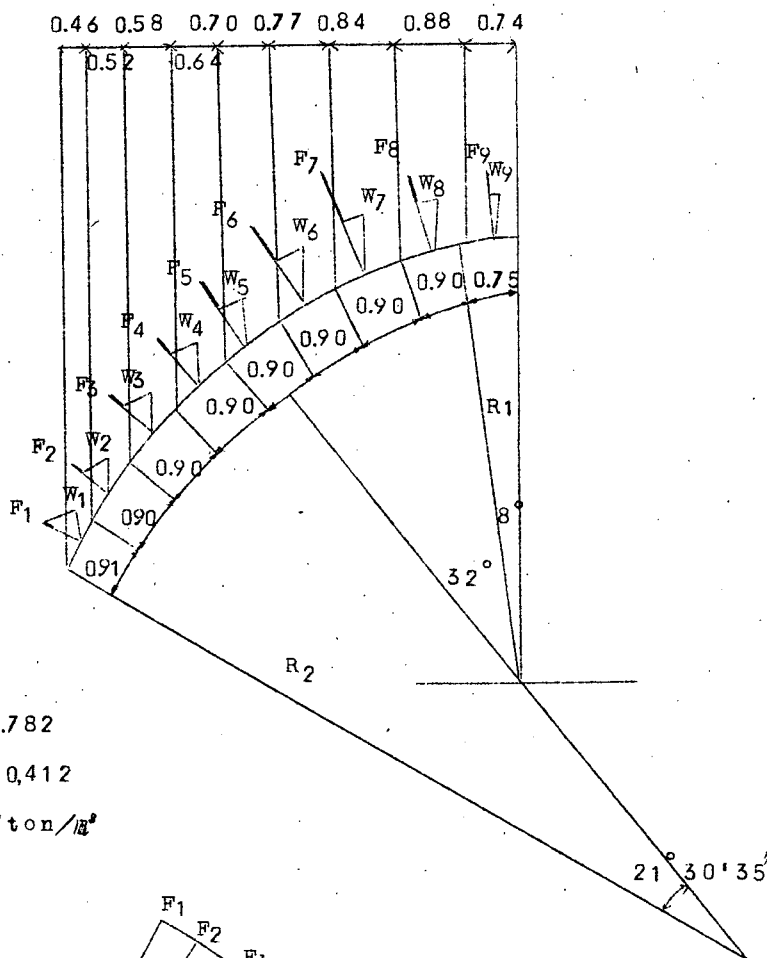


B-I, II, III型支保工

C型支保工



D型支保工



$$R_1 = 5.782$$

$$R_2 = 10.412$$

$$r = 2.7 \text{ ton/m}$$

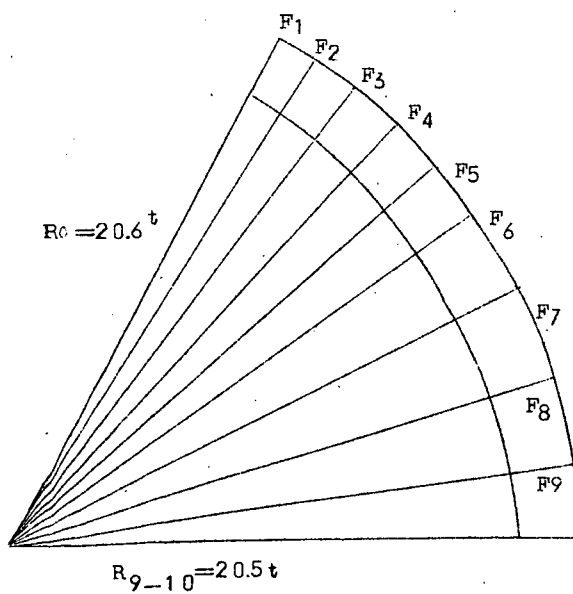


図-10 荷重パターン

No	W	1mのゆるみ高さに対する荷重		
		主 動	受 動	F
1	1.24	1.65	—	1.65
2	1.40	1.43	0.41	1.84
3	1.57	1.54	0.46	2.00
4	1.73	1.65	0.24	1.89
5	1.89	1.76	0.64	2.40
6	2.08	1.92	1.16	3.08
7	2.27	2.11	1.43	3.54
8	2.38	2.35	1.94	3.29
9	2.00	2.00	0.43	2.43

d 載荷重パターン

トンネル内に建込んだ鋼アーチ支保工に加わる荷重は、地質条件、施工条件および支保工の剛性により異り、また、時間的にも変動する。したがって、支保工設計の基準とする耐荷強度の試験に際して、どのような荷重パターンを採用すべきかは、最重要な問題である。しかし、これも、地山、くさびおよび支保工の変形特性と関連するもので、その組合せにより多数のパターンが存在する。そこで、40年度の試験では、この本質的問題解明への足掛りを付ける意味から、現在、最も普通に用いている Proctor & White の考え方による荷重パターンを使うこととした。この荷重パターンは、受働荷重の完全な発動を期待し、主働および受働荷重の合力の力線が、支保工の形状と一致するように受働荷重の大きさを選ぶ方法である。この方法では支保工の強度にとつては好都合な理想的荷重分布が得られる。主働荷重としては、これまた最も一般的なテルツアギーのトンネル上部等ゆるみ高さ (H_p) を採用し、地山の単位体積重量を $\gamma = 2.7 \text{ t/m}^3$ とした。また、地山の内部摩擦角は Proctor & White の 25° をそのまま用いることとした。

図-10に、破壊試験に用いた載荷重パターンを示す。荷重点の位置は、図-3に示す計18点である。

e 載荷方法

破壊試験では、荷重を段階的に加え、降伏荷重に較べて荷重が小さい間は、ゆるみ荷重高さ1mごと、降伏荷重に近付いてからは、ゆるみ荷重高さ0.5mごとに、載荷重を増加した。なお、今回の試験は2次元における耐荷強度試験を目的としたので、面外に対しては弱い拘束を与えた。

3. 試験結果

破壊試験の成績を表-2に示す。ここで、破壊荷重とは、ゆるみ荷重高さ0.5mごとに載荷していく場合、表に示したゆるみ荷重高さの載荷重を加えたところ変形が過大となり加圧不能となつたことを表わす。()内の数字は、このときの設定載荷重の総和を示すものである。〈 〉内に記す試験番号は、破壊試験の一連番号である。なお、最後の〈20〉は、セミキルドハ

イテンション鋼いわゆる新50キロ鋼を用いたパラレルH-175×175であり、線形はA型である。

破壊発生点は、ほとんど拱頂部で、2、3の支保工では拱頂部に続いて脚部変曲点付近で変形が著るしくなつた。また、図-11~16に、破壊試験の各段階において測定した変位量(δ)と、ひずみより求めた軸力(N)および曲げモーメント(M)を示す。NおよびMは、実測ひずみに鋼の弾性係数を2100,000 kg/cm^2 と仮定して出したもので、弾性限度内では妥当な値を示すが、塑性領域では過大な値を示すものである。なお、各国は左右の支保工における測定値の平均を示している。

曲げモーメントおよび変形を比べてみると、拱頂継ぎ板に間隙を付したものの(A、B型)と、継ぎ板間隙のないもの(C、D型)との間には、明らかな相違が認められるが、破壊荷重には差を認め難い。

4. 試験結果の考察

① 破壊荷重

表-2の破壊試験成績一覧表により、理想的荷重分布の下で、加工の良好な支保工の2次元耐荷強度は、破壊状況を考慮して荷重高さで表わせば、次のようである。

(I) テーパー付H型鋼 175×175は、 $H_p = 6.0 \text{ m}$

(II) パラレルH型鋼 200×200は、 $H_p = 7.0 \text{ m}$

(III) パイプF-216/7は、 $H_p = 5.5 \text{ m}$

(IV) セミキルドハイテンション鋼を用いたパラレルH型鋼

175×175は、SS-41を用いたパラレルH型鋼200×

200相当、または、これ以上である。

② 軸力および曲げモーメント

破壊試験の各段階において、軸力はほぼ計算どおり一様に生じており、 $H_p = 1 \text{ m}$ に対して20.5 tons程度となつている。

曲げモーメントは、支点の拘束状態などにより変動しているが、図-11~16にみるように、ある傾向は認められる。拱頂継手の構造によつて、曲げモーメントに大きな差異が生じており、弾性限度以内に対しては、

拱頂継ぎ板間隙のないものが有利といえる。パイプ支保工では、脚部を除けば曲げモーメントが非常に小さいが、これは $P-216/7$ 程度であつたため可撓性に富んだことによると考えられる。

③ 変 位 量

変位量は、図-11~16にみるように比較的明瞭な傾向が認められる。TH-175とH-200および $P-216/7$ との変位量は、ほぼ、EIに比例することが認められる。変位曲線は、拱頂継手構造によりその形に相違がみられる。いづれにしても、変位量が20mmをこせば、弾性限度に達することから、くさびなどによる変形の拘束を過大に期待することは、現場の施工条件によく検討を加えなければ、適当を欠くおそれが強い。

④ 拱頂部継手構造

破壊は、ほとんどの部分から発生した。継ぎ板間隙のあるA、B型と、間隙のないC、D型とを比べると、間隙のないものの方がより大きな荷重に対して応力が弾性限度内に収まり、有利であることが認められるが、破壊荷重の点からは、むしろ逆で、間隙のあるものの方が長持ちした。この理由は不明であるが、間隙を付した構造が一種の安全弁的役割を果たしたのかも知れない。しかし、次の線形と関連して考えれば、継手は一般に間隙をもたぬものの方が、支保工の強度を充分に発揮し、有利であるといえよう。

⑤ 線 形

アーチとしての働らきを期待する限り、直線部はないにこしたことはないが、加工および施工上から、脚部および拱頂部に直線区間を残すことが望まれる。破壊試験では、A、B型の拱頂部に約0.9mの直線部、D型の拱頂部および脚部に約0.9mの直線部を付したが、D型脚部に直線とした影響らしきものが認められるのみで、この程度の長さでは、大きな差異は認められない。曲げ加工法を考慮すると、拱頂および脚部には0.6m以下程度の直線部を残しても、実用上は支障なきものと推測される。また、拱頂部の軸線交角を 180° 、すなわち水平とし一致させるか、やや 180° より小さくし、すなわち、ビリケンとして側圧が加わった場合に拱頂のつき上げを招くようにすべきかは、今回の試験がすべてつき上げ構造とした

ため、強度を比較する資料が得られていない。しかし、現場の施工条件を考慮すれば、多くの場合には、拱頂部軸線の交角を 180° よりやや小さくすべきであるとする。

⑥ 基礎底板の拘束度

実験では、支承コンクリート面と底板との間に、鉄板を介して加圧したので、完全なヒンジではなく、ある程度、回転に対する拘束力が生じている。しかし、現場では、ウォールプレートを用いるか、側壁コンクリート上に建込む場合を除き、支点はヒンジと考えるべきであろう。

⑦ 断面形状

H-200×200×8×12 について、断面内のひずみ分布を検討したところ、 100×100 (mm) のユニバーサルジャッキヘッドで加工した場合には、ひずみは直線分布をしていることがわかった。したがって、矢板などの施工状態が良好であれば、現在一般に用いている断面形状で何ら支障はないと考える。しかし、H型などのいわゆる開放断面は捩れに比較的弱く、また、 Z_y が小さければ面外の曲げに弱いのは当然である。これらの点からは、パイプ支保工には利点が認められる。また、表-2から除いてある破壊試験<19>として最近行なつたもので、H-200×200×8×12のフランジを外側にはね上げたH型の試験では、 $H_p=8.0$ mの破壊荷重を記録し、捩れに対しても強いようであつたが、支保工としての実用上からは疑問である。

⑧ 加工法

冷間曲げ加工によるものと溶接組立てによるものの間には、強度の差異はみられず、従来からいわれてきた、冷間曲げ加工による降伏点強度および破断強度の向上効果なるものは認められない。むしろ、溶接組立てのものは、加工精度が良く製品の捩れなどが小さいため、比較的大きな強度が得られた。冷間ローラー曲げ加工と冷間引張り曲げ加工とを比べると、今回の試験では後者の加工精度がやや劣つたため、引張り加工が若干小さな強度となつている。加工によるフランジの軽度の波打ちはたいした強度低下を来たさぬようであるが、フランジの倒れ込み(H)、捩れ、および面外の屈曲は、強度低下の大きな原因となる。

⑨ 材 質

今回の試験は、ほとんどSS-41のものであり、ただ一例のみ高張力鋼の試験を行なった。破壊試験<20>に用いたのは、セミキルドハイテン鋼いわゆる新50キロ鋼を用いたH-175×175で、破壊荷重は $H_p = 7.0 \text{ m}$ であつたが、これは部分的捩れにより加圧が困難となつたものであり、荷重を抜くとほぼ原形に復したことから推測すると、二次元強度は 7.0 m 以上と考えるのが妥当であらう。変位量は、TH-175およびH-200に比し大きく、ほぼ、 I に比例することが認められる。SS-41を用いたH-200と較べると、二次元強度は充分匹敵するが、面外の曲げに対する強度には疑問がある。新50キロ鋼を用いた支保工としては、H-175よりも、むしろ、H-200を坑口部などの強圧区間にトンネル縦方向のつなぎを強化して利用することが、比較的大断面のトンネルに対して考えられるのではとの感を得た。

以上は、Proctor & White の載荷重パターンを用いた実物2次元破壊試験結果に対する考察であるが、実際のトンネル内に建込んだ支保工の強度を検討する場合には、荷重パターン、基礎支点の沈下移動、およびトンネル縦方向のつなぎなどを考慮する必要がある。以下に、まとめとして、これらの点について記す。

鋼アーチ支保工の耐荷強度を左右する最大の要素は、その変形に対する拘束度である。これは、地山と支保工との相互作用によつて決まり、通常、くさびなどを介して力の伝達が行われる。したがつて、くさびが均等かつ十分に締付けられていなければ、受動荷重の発動は期待できず、荷重パターンとしては、いわゆる、偏圧状態を考えなければならない。くさびが不十分で、拱頂部の荷重が大きければ支保工のたれ下り現象を生じ、また側圧が大きい場合には支保工の内空側への彎曲がみられる。

今回の破壊試験に用いた載荷重パターンは、地山およびくさびを剛体と仮定した一種の理想的荷重パターンであり、ここに示す破壊荷重は、トンネル内に建込んだ支保工の耐荷強度そのものを示すものではない。現場の施工状況などから割引いて使用すべきものである。

支保工基礎の支持力不足による支点の沈下および水平移動は、地山と支保工

との相対変位をこし、地山をゆるめるだけでなく、くさびの拘束力を減ずることにもなる。したがって、一般に、不利な荷重パターンを招き、落盤などの事故原因となるものである。

トンネル縦方向のつなぎが不充分であれば、支保工の弱点である捩れや面外の曲げに対する抵抗力をさらに低下させるとともに、支保工相互の協同支持を乱して荷重の集中を招くこととなる。このようにして、ある支保工の過大な変形が隣接支保工の倒壊をひきおこし、大事故の原因となつた例がみられる。とくに、坑口部などのように地山の滑動を起し易い区間には、つなぎを強化し、通常使用しているつなぎボルトと内梁の組合せに代え、鋼製のつなぎ部材を利用するか、アングルを溶接するなどの対策が必要である。

表-2. a. 破壊試験成績一覧表

試験番号			< 1 >	< 2 >	< 3 >	< 4 >	< 5 >	< 6 >
試験材種別			A	A	A	A	A	A
			TH-175×175×8 ×13×7.915	全 左	全 左	全 左	全 左	全 左
寸 法	ラ イ ズ	4.391(m)	全 左	全 左	全 左	全 左	全 左	全 左
	ス パ ン	12.218	"	"	"	"	"	
	R ₁	∞ : 0.802	"	"	"	"	"	
	R ₂	5.707 : 3.187	"	"	"	"	"	
	R ₃	10.337 : 3.881	"	"	"	"	"	
加 工 法		ロールH 冷間ローラー曲げ加工	全 左	全 左	全 左	全 左	全 左	全 左
破 壊 荷 重		6.0m (265tons)	6.0m (265tons)	6.0m (265tons)	6.0m (265tons)	6.0m (265tons)	6.0m (265tons)	6.0m (265tons)
破 壊 点		拱 頂 部	拱頂部および荷重 点④付近面外挫屈	拱頂部	拱頂部	拱頂部	拱頂部	拱頂部
＊材料試験成績	引張り試験	降 伏 点	3 2 Kg/mm ²	全 左	全 左	3 2 Kg/mm ²	全 左	全 左
		引張強さ	4 3 Kg/mm ²			4 7 Kg/mm ²		
		伸 び	3 1 %			2 9 %		
	化学成分試験	C×100	2 0 %			1 8 %		
		Si×100	7 %			6 %		
		Mn×100	4 4 %			4 3 %		
		P×1000	7 %			7 %		
		S×1000	3 4 %			2 8 %		
		Cu×100	9 %			8 %		
		備 考				単位重量 4 6.7 Kg/m A=59.52cm ² Z x=376cm ³		

表-2. b. 破壊試験成績一覧表

試験番号		< 7 >	< 8 >	< 9 >	< 10 >	< 11 >	< 12 >	
		B-1	B-1	B-1	D	D	B-Ⅲ	
試験材種別		H-200×200×8 ×12×7.915	全 左	全 左	P-216.3/7 ×9.941	全 左	H-200×200×8 ×12×8.018	
寸法	ライマ	4.366m	全 左	全 左	4.331m	全 左	4.419(m)	
	スパン	12.174	"	"	12.222	"	12.350	
	R ₁	∞ : 0.799	"	"	∞ : 0.809	"	∞ : 0.813	
	R ₂	5.682 : 3.173	"	"	5.670 : 3.167	"	5.782 : 3.229	
	R ₃	10.312 : 3.872	"	"	10.300 : 2.968	"	10.412 : 3.909	
加工法		ロールH 冷間ローラー曲げ加工	全 左	全 左	電縫鋼管冷間 ローラー曲げ加工	全 左	溶接組立て	
破壊荷重		7.0m (310tons)	6.5m (288tons)	7.0m (310tons)	6.0m (265tons)	6.0m (265tons)	7.5m (332tons)	
破壊点		拱頂部	拱頂部(捩れ大)	拱頂部	拱頂部	拱頂部	拱頂部	
材料試験成績	引張り試験	降伏点	全 左	全 左	32Kg/mm ²	全 左	29Kg/mm ²	
		引張強さ			43Kg/mm ²		45Kg/mm ²	
		伸び			32%		35%	28%
	化学成分試験	C×100			18%		24%	18%
		Si×100			7%		—	tr%
		Mn×100			61%		48	43%
		P×1000			9%		14	12%
		S×1000			20%		19	25%
		Cu×100			—		—	
備考		単位重量 49.9Kg/m A = 63.53cm ² Z x = 472cm ³		単位重量 36.1Kg/m A = 46.03cm ² Z = 235cm ³		単位重量 49.9Kg/m A = 63.53cm ² Z x = 472cm ³		

表-2. C. 破壊試験成績一覧表

試験番号			<13>	<14>	<15>	<16>	<17>	<20>
試験材種別			B-Ⅲ	B-Ⅱ	C	C	B-I	セキルドイテン鋼 (KH-36)
			H-200×200×8 ×12×8.018	H-200×200×8 ×12×7.915	H-200×200×8 ×12×7.928	全 左	H-200×200×8 ×12×7.915	H-175×175 ×7.5×11
寸 法	ライズ		4.419(m)	4.366(m)	4.366(m)	全 左	4.366(m)	
	スパン		123.50	12.174	12.174	"	12.174	
	R ₁		∞ : 0.813	∞ : 0.799	∞ : 0	"	∞ : 0.799	∞
	R ₂		5.782 : 3.229	5.682 : 3.173	5.738 : 3.985	"	5.682 : 3.173	5.682 :
	R ₃		10.412 : 7.951	10.312 : 3.872	10.312 : 3.872	"	10.312 : 3.872	10.312 :
加工 法			溶接組立て	ロール H 引張り 曲げ加工	全 左	全 左	ロール H 冷間ローラー曲げ加工	全 左
破 壊 荷 重			7.5 m (332 tons)	7.0 m (310 tons)	6.5 m (288 tons)	6.0 m (265 tons)	6.5 m (288 tons)	7.0 m (310 tons)
破 壊 点			拱頂部および ④附近	⑧附近面内外 挫 屈	⑦~⑧で面 外に 挫屈	拱 頂 部 (破壊急激)	拱 頂 部	⑤~⑦の間で 捩 れ
* 材 料 試 験 成 績	引 降 伏 点		29 Kg/mm ²	29 Kg/mm ²	全 左	全 左	29 Kg/mm ²	42 Kg/mm ²
	引張強さ		45 Kg/mm ²	46 Kg/mm ²			45 Kg/mm ²	53 Kg/mm ²
	伸 び		28%	30%			31%	30%
	C×100		18%	21%				16%
	Si×100		tr%	7%				4
	Mn×100		43%	62%				111
	P×1000		12%	19%			22%	15
	S×1000		25%	16%			16%	26
	Cu×100							Nb×1000 19 Cr×100 21
			単位重量 49.9Kg/m A = 63.53cm ² Zx = 472cms					単位重量 40.2Kg/m A = 51.21cm ² Zx = 330cms

*各メーカーの検査証明書による

tr : 微量

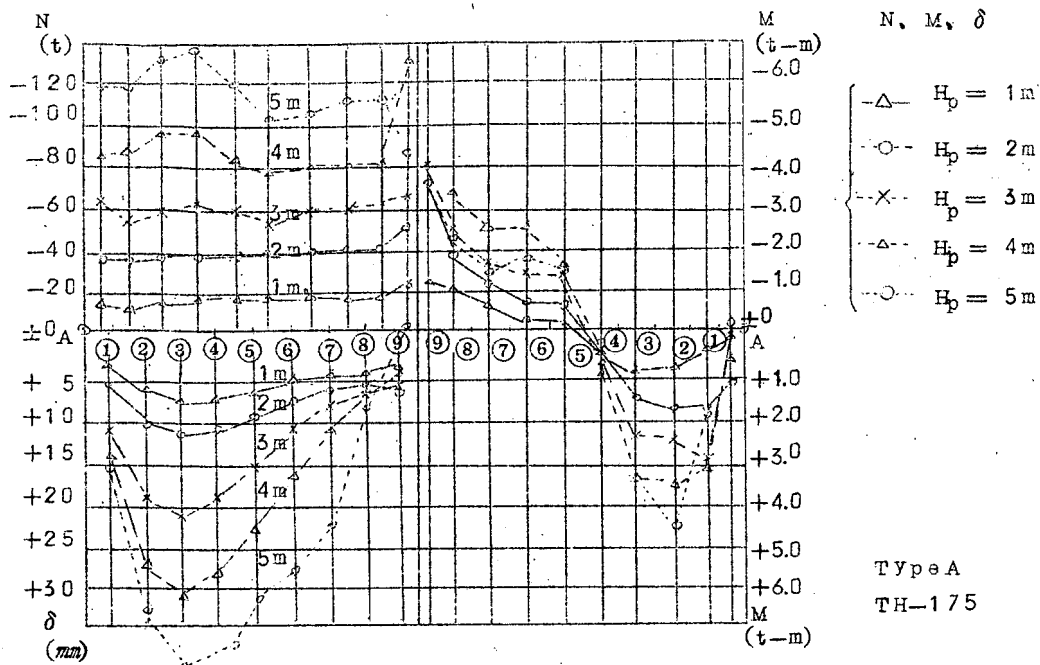


图 - 1 1

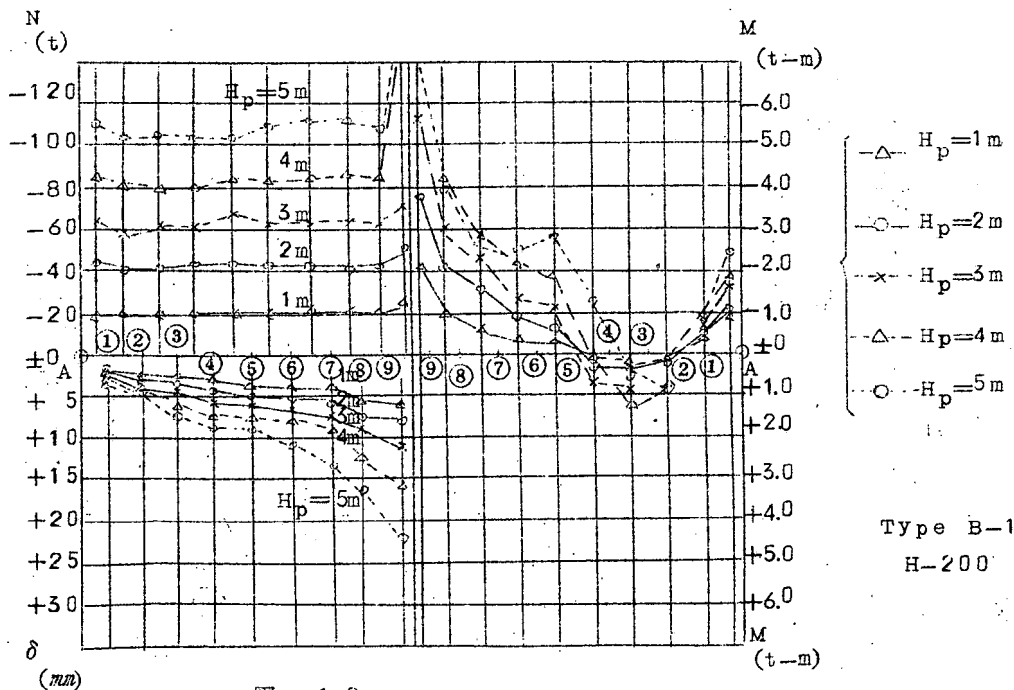


图 - 1 2

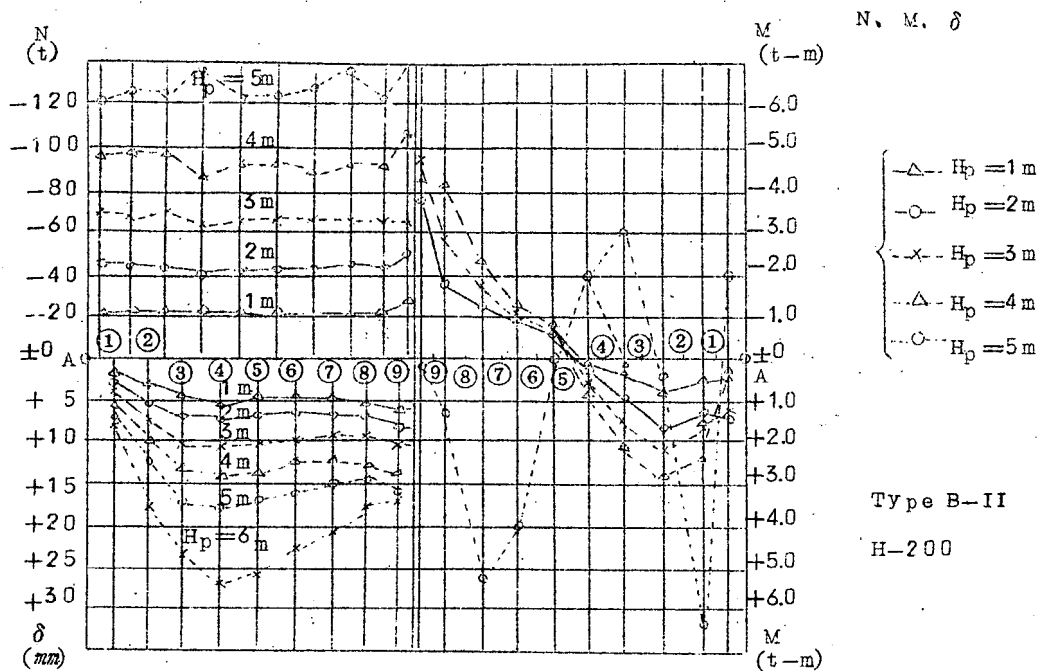


图 - 1 3

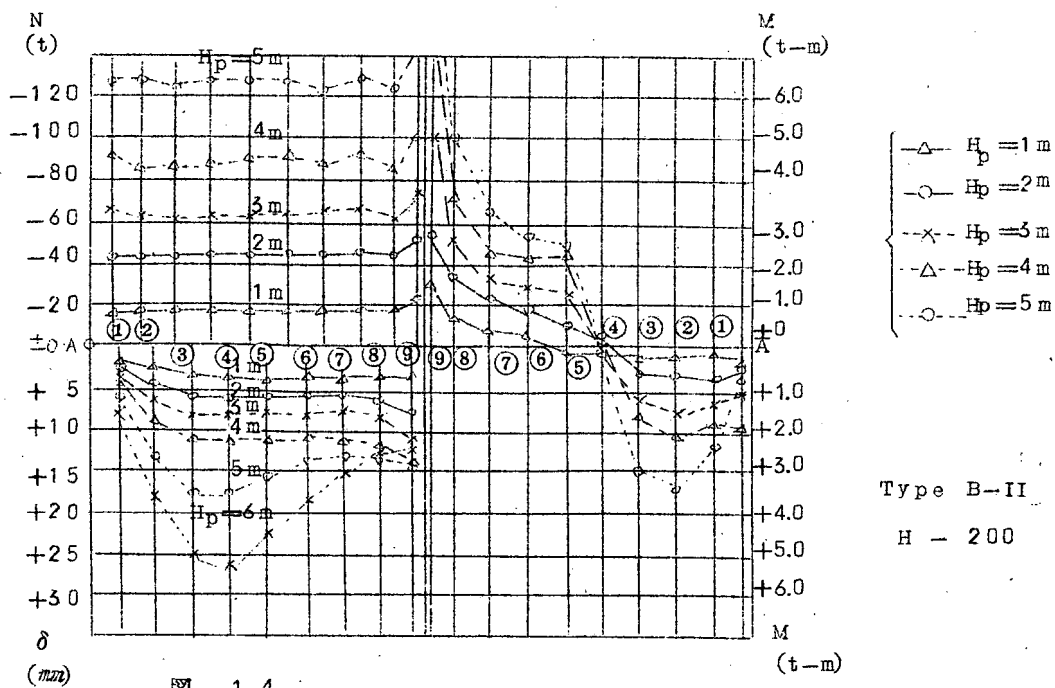


图 - 1 4

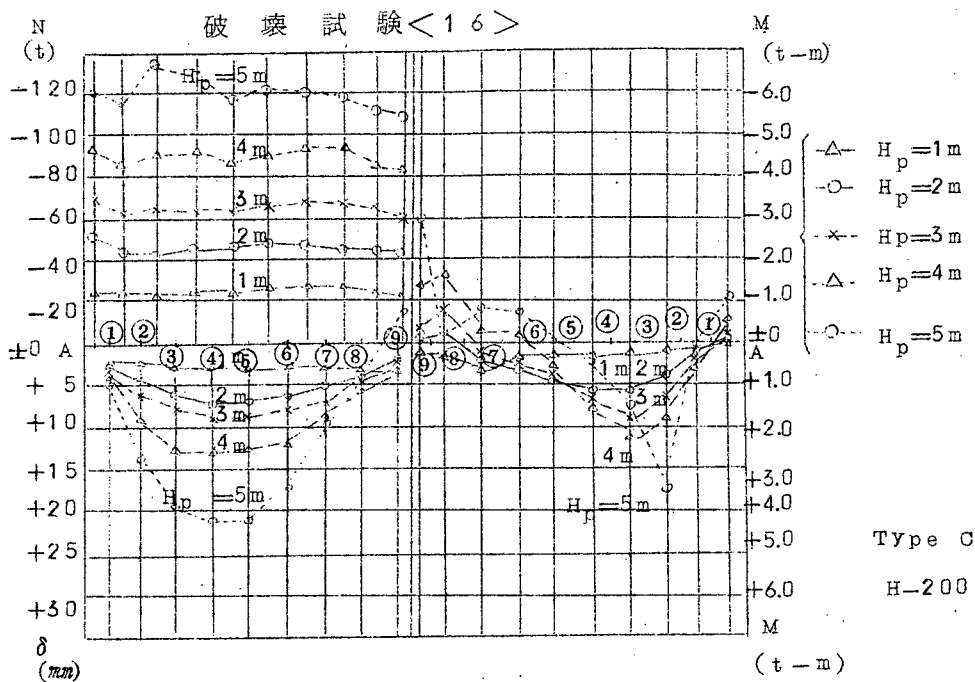


図 - 1 5

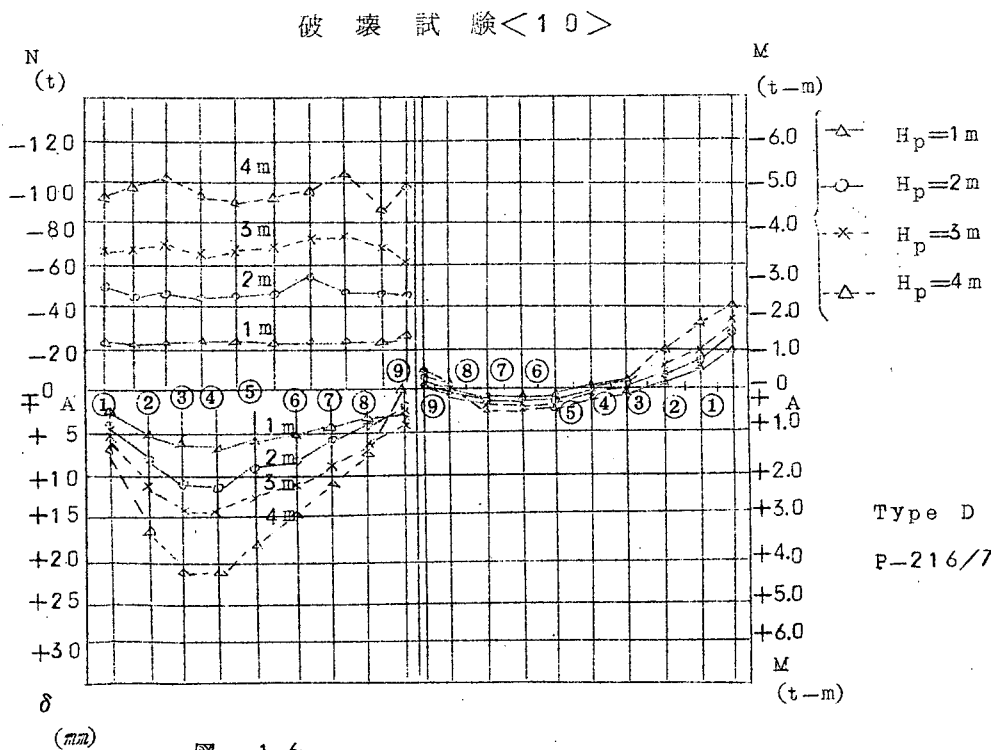


図 - 1 6

土木研究所資料 第²⁰⁷~~201~~の6号

所内研究発表会

川保ダム 高压放水管の放流水脈 による水褥地底面圧力の実測

佐々木 勝夫

昭和 41 年 10 月 27 日

建設省土木研究所

1. 目 的

本観測は、自由落下型余水吐から水褥池内に落下した水脈が、水褥池の底面に加える圧力を測定しようとするものであり、空中における水脈の空気連行現象、あるいは水褥池内のウォータークッションによるエネルギーの減勢効果を現場のダムについて調査すること、さらに実物と模型との相似の関係について調査することを目的とする。

2. 観 測 施 設

観測の対称とする川俣ダムは、栃木県の鬼怒川上流に、堤高 120 m 、貯水池容量 8760 万 m^3 のアーチ式コンクリートダムとして構築され、昭和40年に完成した。高圧放水管の呑口中心標高は $\text{E L } 920\text{ m}$ 、水褥池底面の標高は $\text{E L } 865.5\text{ m}$ で、その標高差は 54.5 m である。

圧力の測定は最大 10 kg/cm^2 まで測定出来る波圧計を用い、水褥池の底面に、測定を行なう右岸側放水管の中心線方向に18個を 1.5 m 間隔で1列に配置した(図-1参照)。これらの波圧計の導線は水褥池底面の内部にコンクリートの打設と同時に埋設され、導流壁の天端まで導びかれたのち、山肌に沿わせてダムの天端附近に設けられた観測小屋に導びかれた。1本の導線の長さは、波圧計から歪計まで約 240 m である。圧力歪の測定は歪計を使用、さらに電磁オッシログラフによつて記録した。

観測項目は

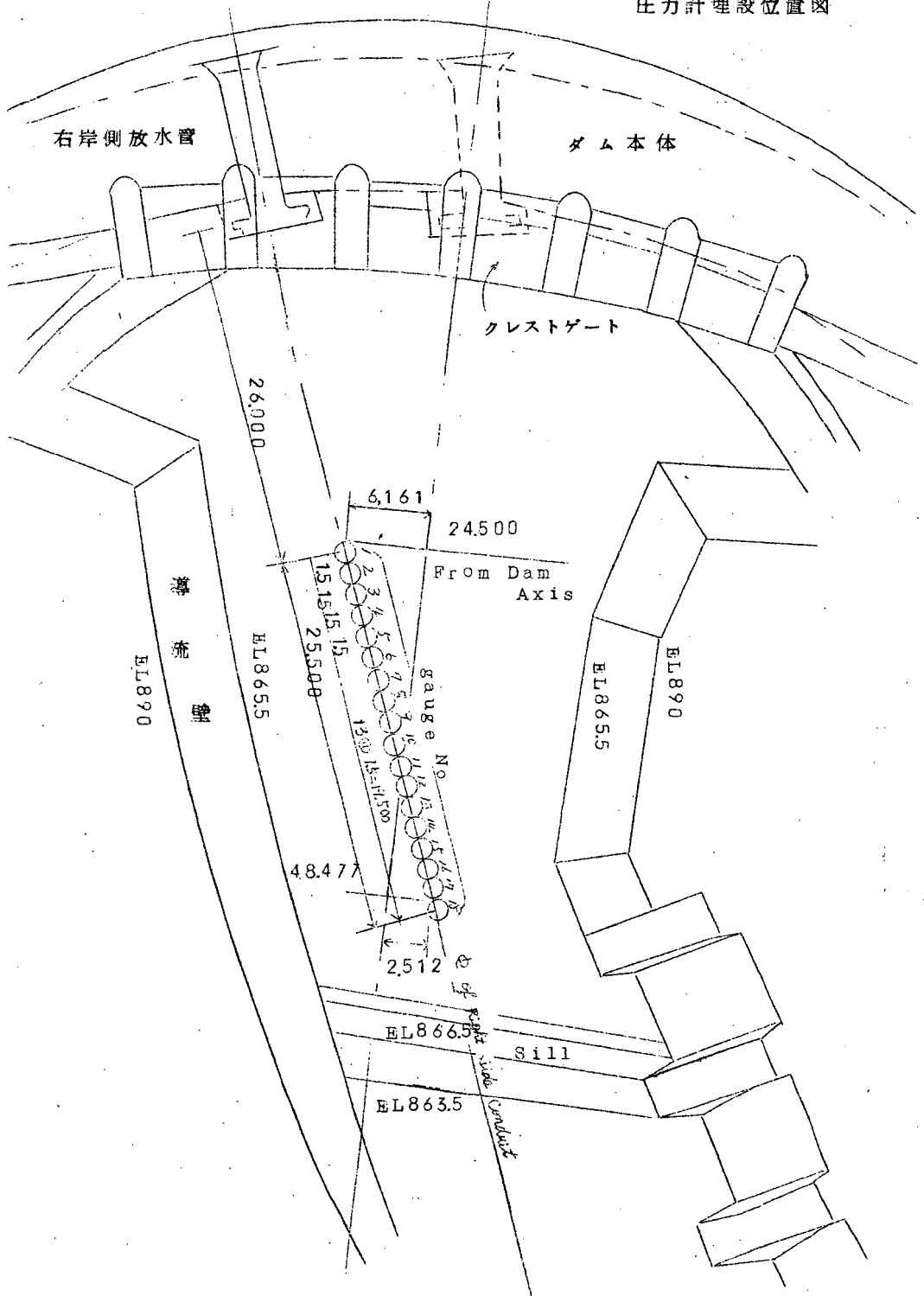
- i) 貯水池水位
- ii) ゲート開度
- iii) 放流量及び放流時間
- iv) 底面圧力
- v) 下流水位

等である。

3. 観 則

観測の対称放流量として、当初は $50\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $100\text{ m}^3/\text{s}$ および $150\text{ m}^3/\text{s}$ の3通りを予定していたが、昭和39年の洪水期は貯水池内の水位が

圧力計埋設位置図



予想どおり上昇しなかつたため、予定通りの観測を行うことが出来なかつた。そのため、小流量の放流によつて、計測器類の調整および試験、高圧放水管からの放流の現象を把握するため等を主とした予備的な観測を行うこととした。観測は昭和39年11月5日に行なわれた。観測当時の貯水位は $EL\ 93.2.7\ m$ で、放水管呑口中心までの水頭は $12.7\ m$ である。放流量は 20.30 、 40 、および $50\ m^3/s$ の4通りとした。そして大流量の場合については改めて実施することにした。観測当時は、まだ副ダム及びシルの打設が完了していなかつたので、下流水位はダムの下流約 $200\ m$ の位置にある東京電力KKの発電用の取水堰堤による背水位とした。この取水堰堤の天端高は $EL\ 86.9.4\ m$ である。なお、下流河川の安全に対する配慮から、直接下流へ流れる流量を減らすため、東電側の協力を得て、取水堰堤における取水口から取水を行い（最大取水量 $30\ m^3/s$ ） 20 、 30 および $40\ m^3/s$ の場合は $10\ m^3/s$ 、 $50\ m^3/s$ の場合は $20\ m^3/s$ だけを取水堰堤より越流させるよう取水口のパルプを調節した。

放流の方法は、上記の取水堰堤までの区域に満水するまでは $50\ m^3/s$ 放流し、満水ののち一旦ゲートを閉じ、改めて 20 、 30 、 40 、および $50\ m^3/s$ の各流量について20分間放流して観測を行つた。

観測時の時間一放流量関係図、時間一下流水位関係図および時間一全放流量、貯水位関係図を図-2～4に示す。なお、この時の下流水位は、水罨池内の水位が放流水脈による水しぶきで観測不可能であるため、前述の取水堰堤の位置における水位を観測したものである。

圧力の測定結果を表-1に示し、図-5および6に図示する。なお、18個の測点のうち動水圧の記録があらわれたのは中央の6個についてのみで、前後の12個には記録がとれなかつた。さらに、測点10については波圧計不良のため動作せず測定不可能であつた。

第2回目の観測は昭和41年5月10日に行なわれた。観測当時の貯水位は $EL\ 97.5.58\ m$ で、ほぼ常時満水位（ $EL\ 97.6.0\ m$ ）であり、観測には十分な水位であつた。放流はゲート開度で $1/4$ 、 $1/2$ 、 $3/4$ 、および全開放流と4段階に分けた。放流量は上記の水位で、 $1/4$ 開度は $57\ m^3/s$ 、 $1/2$ 開度は $118\ m^3/s$ 、 $3/4$ 開度は $185\ m^3/s$ 、および全開では

275 m³/s である。下流水位はダム下流約150 mの副ダム地点で観測した。副ダムの高さはEL 873 mで水褥池底面から7.5 mの高さである。放流の方法は前回と同様水褥池に満水になるまで放流し、一旦ゲートを閉じ、改めて1/4、1/2、3/4、および全開と各々のゲート開度について5分間放流し観測を行なった。埋設されている波圧計については、設置して1年半以上経過しているのに、絶縁不良やダム工事中の落石等により使用に耐えないものも6箇所あった。測定値を表-2に示す。ここで平均圧力(P₀)というのは、記録においてほぼ定常的にあらわれている圧力であり、最大圧力(P)は各流量について放流継続中にあらわれた圧力記録中で最高の値である。

表-1. 水褥池底面圧力測定値(水頭)第1回実測時

放 流 番 号	測点 7 平均P ₀ 最大P	測点 8 平均P ₀ 最大P	測点 9 平均P ₀ 最大P	測点 11 平均P ₀ 最大P	下流水位 (取水堰堤) 位置	ゲート 開度	
(m ³ /sec) 20	9.0(m) 20.9	10.2(m) 37.5	30.5(m) 53.5	4.8(m) 14.7	EL(m) 868.75	(m) 0.53	貯水位 EL932.7~5m
30	5.1 18.2	16.9 44.0	22.7 57.3	4.8 20.5	868.85	0.79	水褥池底面 EL865.5m
40	4.6 18.2	45.8 61.1	20.9 43.9	9.8 20.5	868.90	1.05	
50	9.6 29.0	43.9 62.5		5.8 30.1	869.10	1.31	

表一 2. 水罾池底面压力測定値 (水頭) 第 2 回実測時

貯 水 位 EL97.5.8 m

水罾池底面 EL86.5.5 m

測点 ゲート 番号 開度 及び放流量	5 (平均P ₀ 最大P	7 (平均P ₀ 最大P	9 (平均P ₀ 最大P	11 (平均P ₀ 最大P	13 (平均P ₀ 最大P	15 (平均P ₀ 最大P	16 (平均P ₀ 最大P	下流水位 (副ダム地点)
1/4 (m ³ /sec) 57	(m) 10.0	(m) 9.0	(m) 13.5	(m) 17.0 19.0	(m) 22.0 54.0	(m) 42.0 74.0	(m) 54.0 70.0	EL (m) 874
1/2 118	8.0	7.0	12.5	17.0 22.0	21.0 50.0	41.0 72.0	52.0 69.0	875
3/4 185	8.0	7.8	13.0	15.0 20.0	18.0 46.0	31.0 68.0	58.0 78.0	875.6
全 開 275	8.6	8.0	8.5	10.0 13.0	15.0 35.0	20.0 36.0	43.0 76.0	877.5

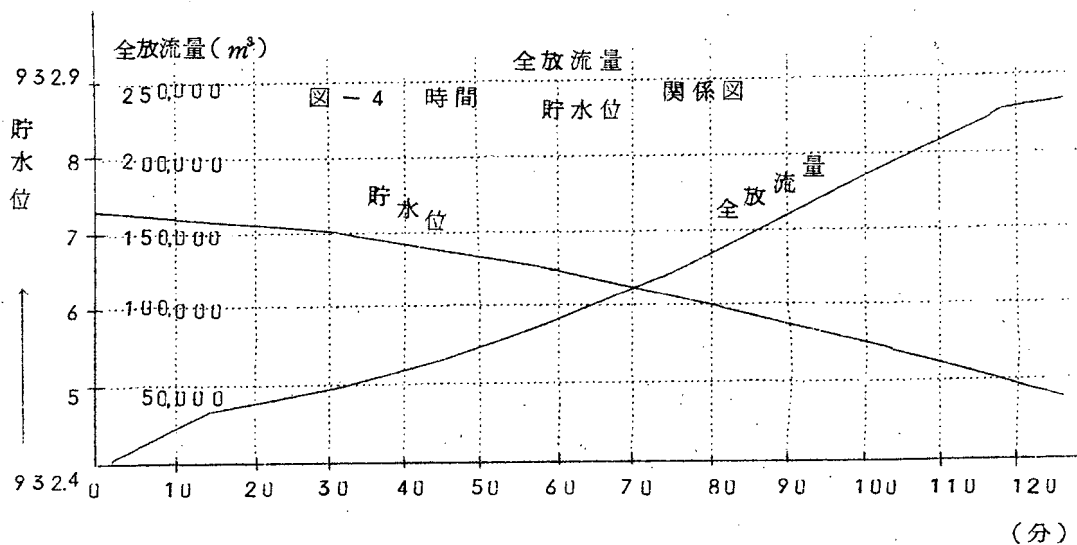
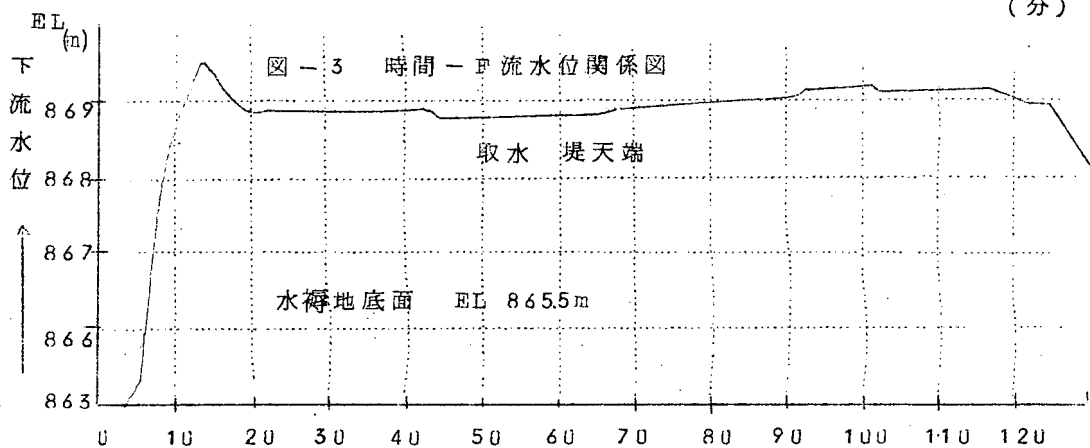
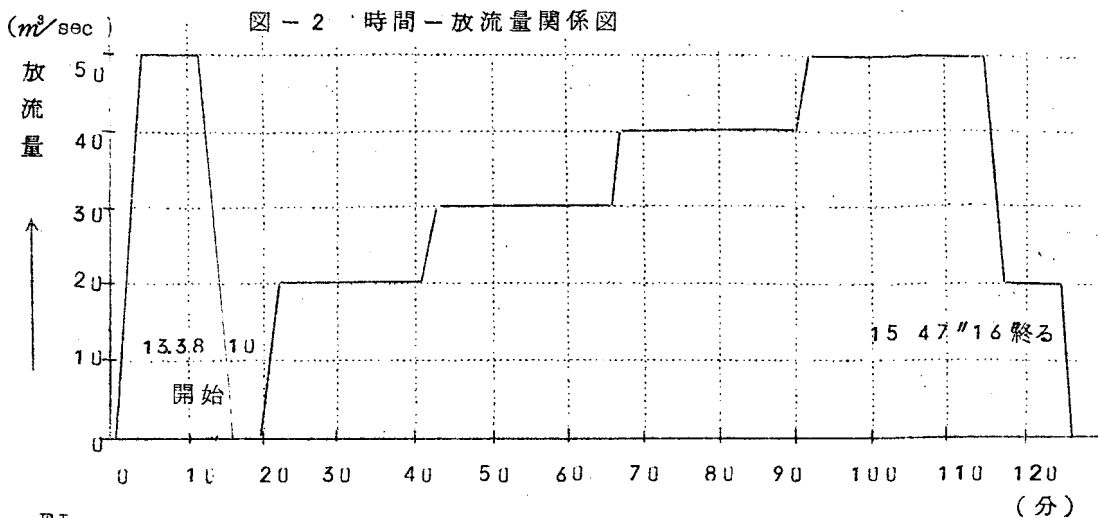


图 - 5 平均压力值 (P_o)

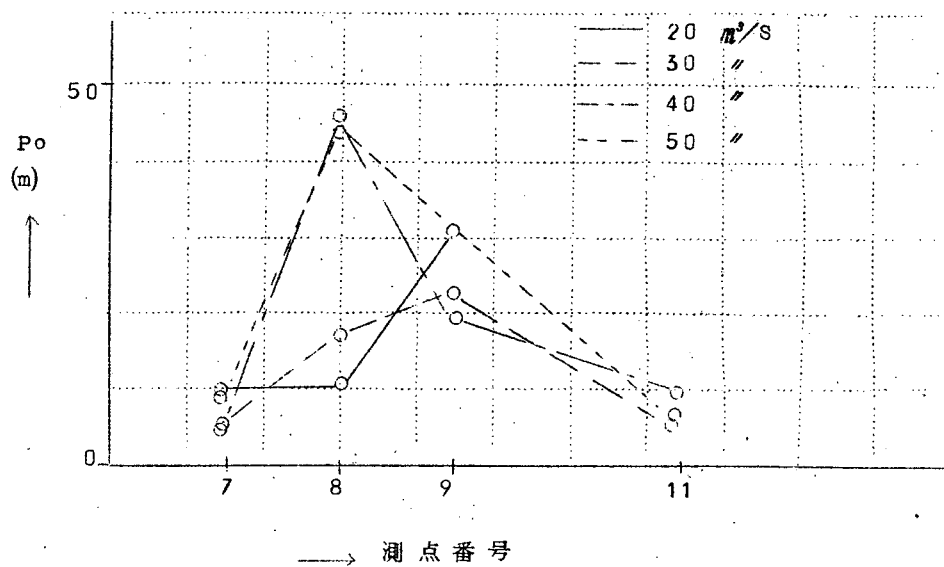
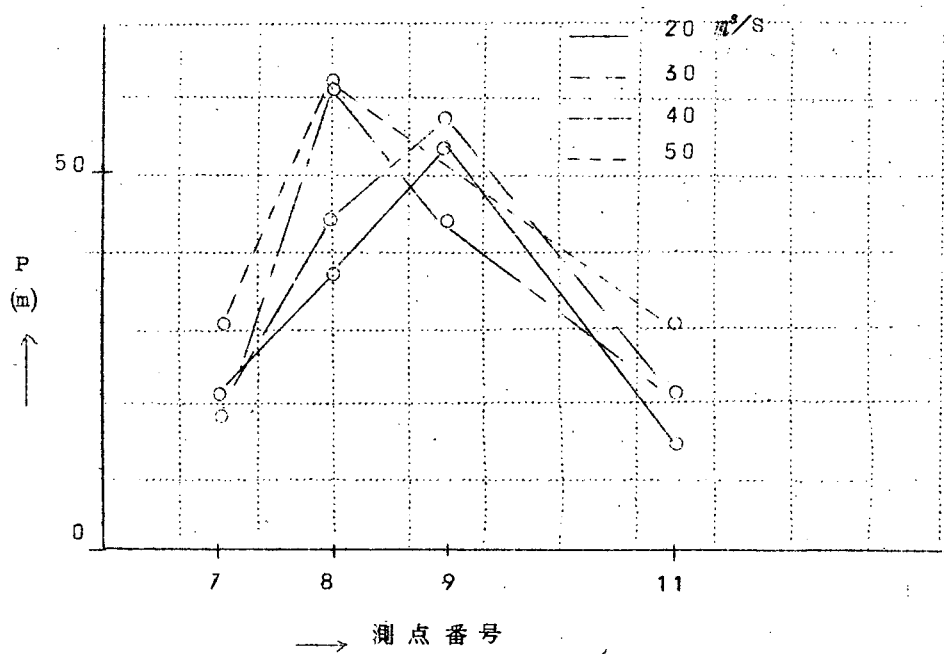


图 - 6 最大压力值 (P)



4. 小流量の場合

表-1を見ると平均値、最大値とも20および30%の時は測点9(放水管出口から水平距離で38mの位置)に、40および50%の時は測点8(放水管出口から水平距離で36.5m)に最高値があらわれている。

流量が大きくなっているにもかかわらず圧力の最高値が上流側にあらわれていることに疑問があるが、これについては次のことが考えられる。

- i) 流量は大きくなっているが、放流することによつて貯水位が低下しているため、同じ条件における比較ではないこと。
- ii) 波圧計の間隔が1.5mあるので正確な最高値をつかんでいるとはいひ難く、最高値の位置が測点8と9の間にあると考えれば、ずれは小さくなる。
- iii) 40および50%の時は、20および30%の時に比べて、やや下流水位が高い(表-1参照)ため水脈が早く水面に到達するため、圧力は上流に移動する。

以上のことが考えられるが、いずれも決定的な原因とは考えられず、しいて考えれば(iii)の下流水位の相違が大きな影響をもつものと考えられる。

個々の記録を見ると、最高値については20%における最高値30.5mよりも30%の最高値が22.7mと小さくなっていることが認められるが、これも真の最高値が測点間にあると考えれば理解できる。

40および50%の時の最高値はほぼ同じ値を示しているが、やはり前記同様わずかに40%の方が大きい。これも同じ理由によるものと考えられる。

各流量に対するゲート開度は前出の表に示した通りであり、放水管の出口から水面に到達する間に、水脈の厚さが広がつてはいるが、測点間の間隔が1.5mあるので真の最高値をうまく測定点にとらえることは困難であると考えられる。したがつてこの値を求めるには、実測値と模型実験値との対応によつて相似性について検討した後、模型実験によつて求めるほかはない。

さらに、各流量と平均値の中の最高値および最大値の中の最大圧力との関係を図-7に示す。

これを見ると平均値の最高値は流量に対して不規則な関係が見られるが、最大圧力値の最高値と流量はスムーズな関係を示しており、流量が増加する

にしたがつて最高値も増大する傾向を示している。

なお、図-7について注意せねばならないことは、下流水位の影響が無視されていることである。これは下流水位の測定地点が前記したように、ダムから200 m下流の位置における水位であり、水褥池における水位との時間的差を考慮すれば記録された値をそのまま水褥池水深として使用することは出来ない。これについては、模型についてその間の水位差を求めた上で処置をとる必要がある。したがって、図-7には各流量について下流水位を等しいと考えて（実際には最大0.35 mの差がある。動水圧と静水圧との和の値を示したものである。

最大圧力の最高値について見ると、最大が50%の場合の62.5 mとなっており、水褥池底面（E L 865.5 m）と観測時の貯水位（E L 932.5 m）の差67.2 mにほぼ等しい値を示していることがわかる。これは、放流量が50%の場合、流況を見ると水褥池内の水が水脈によつてはねとばされ、水脈が直接底面に当っている様子が観察されたことと関係があるものと考えられる。すなわち、放流量に対して水褥池水深が充分でない場合には、水褥池の底面に加えられる最高の圧力はほとんど静水頭に近い値を示すことが実証されたわけであり、水脈が厚くなつて、空気を含み持たない水の実質部分が落下する時は、空中におけるエネルギーの減勢効果も期待出来ないことがわかる。

5. 大流量の場合

この観測は第1回目の観測と比較すると、1) 貯水位はE L 932.7 mに対してE L 975.58 mで約43 m高くなっていること、2) 水褥池水深が前回の場合の東電取水堰堤（高さ3.9 m）による背水位に対して、その後に完成した副ダム（高さ7.5 m）による背水位であること、3) 放流量が多くなっていることなどと条件が異つている。

平均値、最大値ともに測点15～16（放水管出口から水平距離で47～48.5 m）に現われているが、全開放流の場合については、（測点17が故障で測定不能）測点16ではなく17の方に現われているものと推測される。最大値の真の値が測点間にあるかも知れない、と考えられることも前述小流

量の場合と同様である。

水罨池内の水深については、放流量により越流水深が変つて来るので、その背水位も当然変る。今回は $57\frac{2}{5}\%$ から $27\frac{5}{6}\%$ まで約 3.5 m の差があつた。

水罨池の底面に加わる圧力変動については、前回の $50\frac{1}{5}\%$ 前後の圧力変動に対して今回は大体 $\frac{2}{5}\sim\frac{3}{5}$ 近くに減少している。次に最高値に近い圧力の頻度は小流量の場合に比較して $\frac{1}{5}\sim\frac{1}{6}$ 位に減つてゐる。参考のためオシログラムの1部分を(図-12)に示す。

平均値については流量に対応して比較的スムーズな変化を示している。以上の考察から水罨池水深におけるウォータークッションの効果は相当期待してよいことが実証される。

次に昭和35年度から37年度に亘つて、当研究室で行われた川俣ダム水理模型実験との比較は、1) 各々の場合の測定点の位置が一致していないため直接比較することが出来ないこと、2) 副ダムの高さが水罨池底面から 7.5 m であるのに対し模型では 13.1 m であつたこと、4) 放水管は左右2門の同時放流で相互干渉があつて相殺された圧力しか取つてない、などの点で比較は困難である。後日項を改めて実測に対応させた模型実験を行い、種々の現象を検討し乍ら研究を進める予定である。

图 - 7 最高压力值

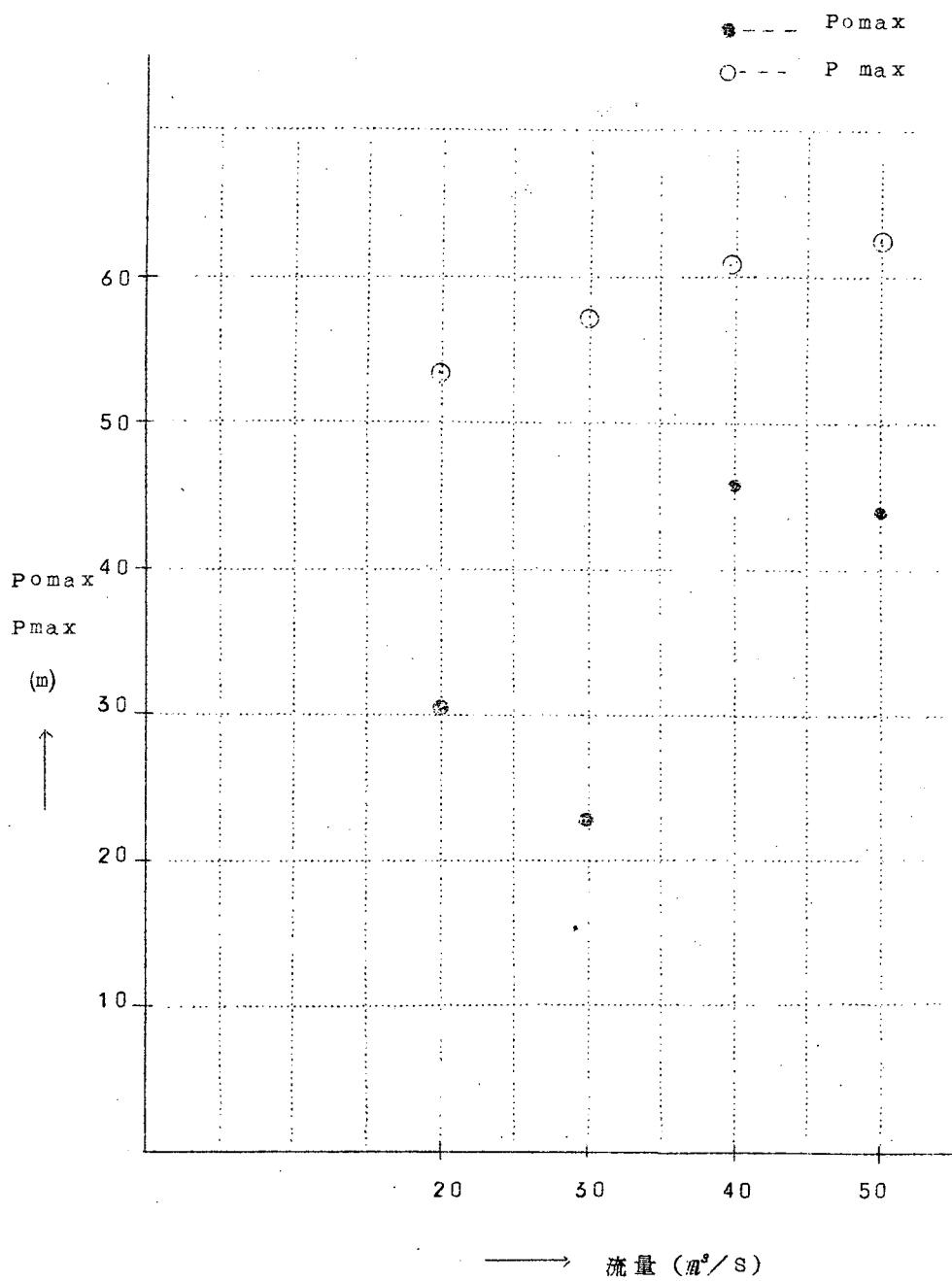


図 - 8 時間 - 下流水位 関係図

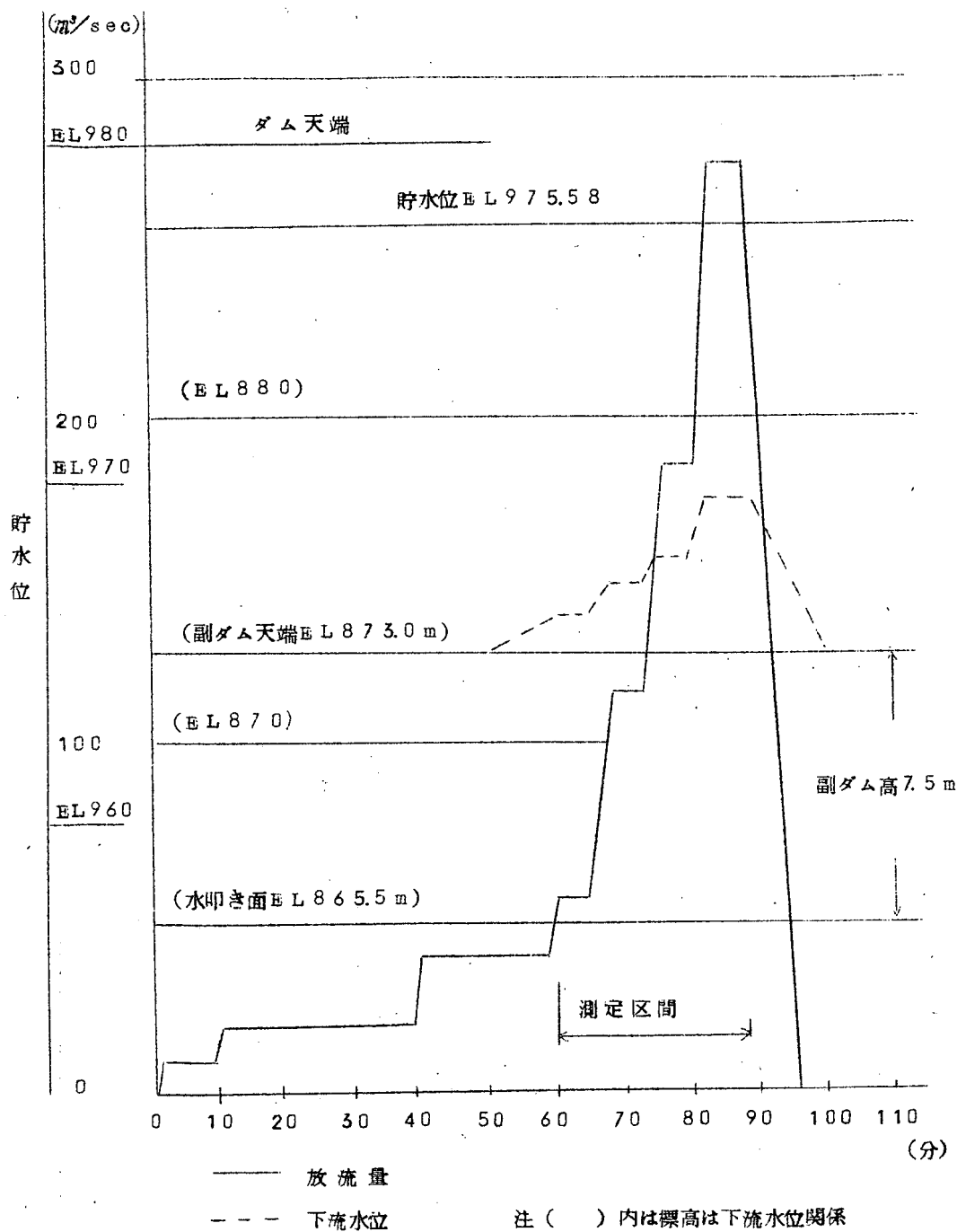


图 - 9 平均压力值 (P_0)

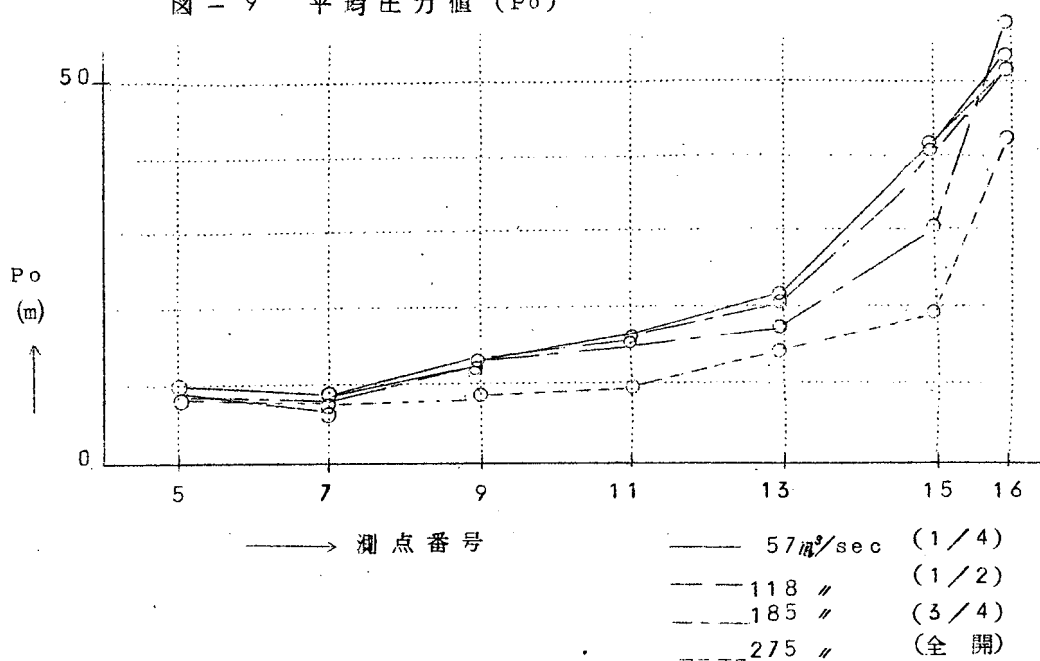


图 - 10 最大压力值 (P)

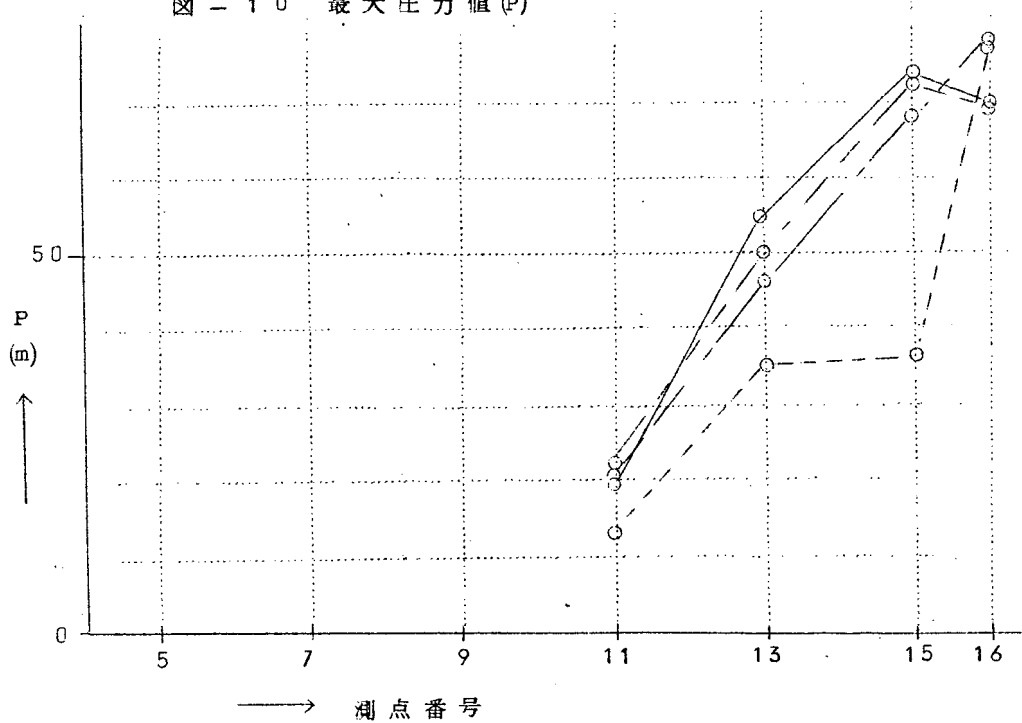


图 - 11 最高压力值

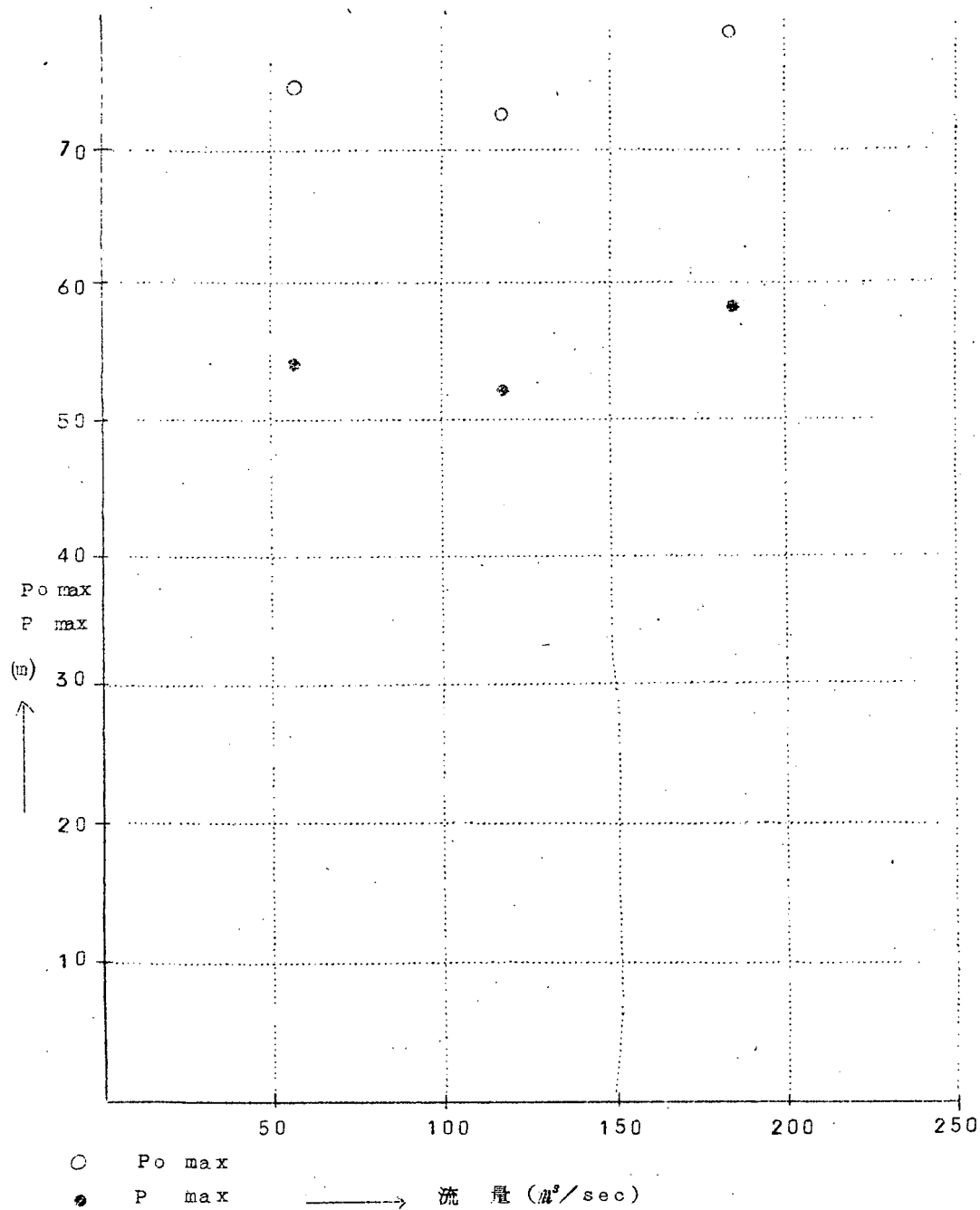
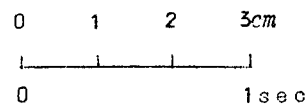
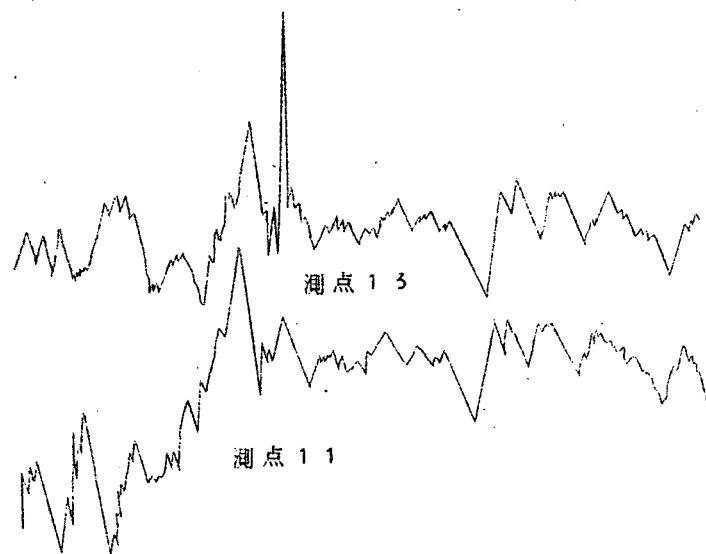


図 - 1 2 実測値オッシログラム

第 2 回 (大流量時)

$$Q = 57 \text{ m}^3/\text{sec}$$

-15-



第 1 回 (小流量時)

$$Q = 50 \text{ m}^3/\text{sec}$$

