土木研究所報告

第９７号

道路の吹溜り防除工法に関する実験的研究（３）
——積雪地方における道路の冬季交通対策—— ……谷藤正三 小川哲夫…（１）

追越距離に関する実験……金子　柾 谷藤正三 山田敏照…（27）

水門の水理に関する研究（１）
——江戸川行徳水門の機能設計—— ……吉川秀夫 芦田和夫 馬場　享…（39）

アーチダムの応力に関する実験的研究
——鳴子アーチダム構造模型実験—— ……村　幸雄 高田孝信 飯田隆一…（65）

道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について……田原保二 池田哲夫…(101)

510.5
3032

昭和32年10月

建設省土木研究所

土木研究所報告 第97号

正　　誤　　表

道路の吹溜り防除工法に関する実験的研究（3）
—積雪地方における道路の冬季交通対策—

頁	行	誤	正
1 (1)	上から19	kinematic	削　除
6 (6)	下から15	と従属変数ū (Z)変数とが	と従属変数ū (Z)とが
9 (9)	下から10	地表風の場合それと	地表風の場合のそれと
11 (11)	下から11	1月中，下旬の	1月中旬から下旬にかけての
19 (19)	式 (5.3) 中，上から2	$=\cdots\cdots[L]^{\beta 1}]L^{-1}MT^{1}]^{\gamma 1}$	$=\cdots\cdots[L]^{\beta 1}[L^{-1}MT^{1}]^{\gamma 1}$
20 (20)	下から18	$\pi_2=\rho_1{}^{\alpha_3} l^{\beta_3} \eta^{\gamma 3}$	$\pi_2=\rho_1{}^{\alpha_2} l^{\beta_2} \eta^{\gamma 2}$
23 (23)	表—5.6中，上から2	σ^{β_3}	σ^{β_1}
24 (24)	下から14	$\pi=hc^{\alpha\beta_2}\sigma^2 g^{\gamma 2}$	$\pi=hc^{\alpha_2}\sigma^{\beta_2} g^{\gamma 2}$
〃	下から1	使用すべき，以下	使用すべきか，以下

追越距離に関する実験

頁	行	誤	正
1 (27)	上から13	rerults	results
4 (20)	〃 8	$S=Vot+\frac{1}{2}at^2$	$S=vot+\frac{1}{2}at^2$
〃 (〃)	〃 10	$a=\frac{2}{t^2}(S-Vot)$	$a=\frac{2}{t^2}(S-vot)$
〃 (〃)	〃 22	$W=L+\frac{b}{2}+B-\Delta B+C$	$W=L+\frac{b}{2}+B-\Delta B+C$

水門の水理に関する研究（1）

頁	行	誤	正
表紙		芦田和夫	芦田和男
1 (39)	上から10	Gyotoku	Gyôtoku
〃 (〃)	〃 16	Calcvlat ling water leves	Calculating loss of energy
2頁上から5～7行は		2頁上から2行に続けて読み替える	
14 (52)	下から15	Ⅲ—〔6〕模型実験との比較	3—〔6〕実験による検照
20 (58)	〃 6	固定比による勢力	固定比による勢力損失
	〃 15	損失高水頭	損失水頭高
23 (61)	図—17の設明中	損失高と Fravd 数	損失高と Frevd 数

道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について

頁	行	誤	正
1 (101)	1下から2	合理的な，点を	合理的な点を
〃	〃 11	Newmar K.	Newmark
〃	〃 12	Westrgaard	Westergaad,
3 (103)	〃 1	$P=4p.n.v$	$P=4puv$
式 2	下から7	$g=\left\{\frac{2r}{m\pi}+(1-r)\right.$	$g=\left\{\frac{2r}{m\pi}-(1-r)\right.$
〃	〃 4	$f=\left\{\frac{2}{m\pi}\times(1-r)\right.$	$f=\left\{\frac{2}{m\pi}-(1-r)\right.$
8 (108)	上から7	$+\sinh\alpha m-\alpha m$	$+\sinh\alpha m\cosh^2\alpha m-\alpha m$
〃	〃 8	削除	
10 (115)	下から2	測定値	測定値
〃	〃 14	olsen	Olsen
25 (125)	上から4	$\left\{\frac{2}{m\pi}\right.$	$\times\left\{\frac{2}{m\pi}\right.$
27 (127)	表—30中車両進行直角の上から3項目	$\pm\frac{0.25Pl}{0.7l+1}$	$\pm\frac{0.2Pl}{0.7l+1}$
28 (128)	上から 3.7	Jensen	Jenson

道路の吹溜り防除工法に関する実験的研究（3）

——積雪地方における道路の冬季交通対策——

建設技官　谷　藤　正　三
建設技官　小　川　哲　夫

（昭和 30 年 12 月）

An Experimental Study on Snow Drift Control (3)

——Highway maintenance in snowy districts——

(December 1955)

S. TANIFUJI.
T. OGAWA

Synopsis :

It is the purpose of this experimental study to make clear the condition of snow drifting, such as caused by the various types of the fence, and to determine the relations which exist between the drift and the factors that govern its formation.

The present report deals primarily with experiments which were carried out to clarify the relations between the field observations and the wind tunnel tests. The results obtained by the experiments will be summarized as follows :

Contents

kinematic

1. Coefficient of eddy viscosity and intensity of turbulence on the snow fields. ……(2)
2. Initial velocity of the snow storm on the fields. ……(11)
3. Heights of the snow storm on the fields. ……(13)
4. On the similarity law of air flow. ……(17)
5. On the similarity law of snow drift. ……(19)

要　旨

本報告においては，まず第一に，現地の積雪面上における乱れのある（乱子）動粘性係数並びに乱れの強さの値について考察した。その結果は，現地の積雪面上において，乱れのある（乱子）動粘性係数の値は $O(1\times 10^3$ c.g.s.）であつて，従来求められている地表風の場合のそれと大差ないことを示している。また，乱れの強さの値は，現地の積雪面上において，O(10～30%) であつて，従来求められている地表風の場合の値と同程度であることを示している。

第二に，吹雪特に飛雪の始まる風速について考察した。その結果から，吹雪特に飛雪は高さ 5 m における瞬間風速が平均 6 m/sec 程度の限界風速で始まることが推定された。

第三に，吹雪の高さについて考察した。その結果，吹雪の高さは 17m 程度にまで達することが推定された。

第四に，現地の積雪面上における乱れのある（乱子）動粘性係数の値が，風洞気流の場において実現されている程度，言い換えれば，気流の相似性について考察した。その結果から，前報に述べた乱流現象における相似性はほぼ成立しているといえた。すなわち，乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\nu}$ の値に基づいた Reynolds' number $R\hat{e}$ 一定の条件は充足され，乱れの強さ I は約 1/6 程度に再現されている。

第五に，現地の吹溜り現象が，模型雪を使用した風洞模型実験において再現されている程度，言い換えれば，吹溜り現象の相似性について考察した。吹溜り現象を特に風雪作用あるいは飛雪作用に基づく吹雪現象と堆雪現象との面からその相似性構成要件を誘導し，模型雪材料を使用した場合のその該当性とその充足性とを考察したものである。その結果，模型雪材料として炭酸マグネシウムが一応適性を有することが推定されるのである。

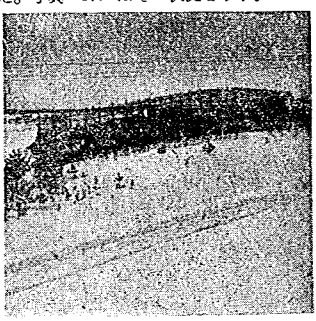
続く第 4 報においては，風洞模型実験等について述べ，本研究報告を完結する．

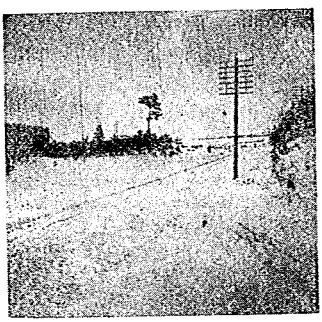
目　次

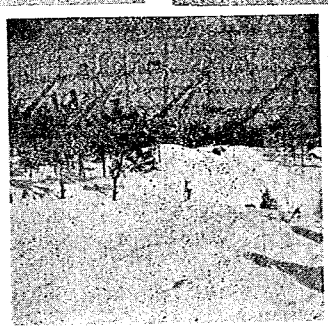
1. 現地の積雪面上における乱れのある(乱子)動粘性係数並びに乱れの強さの値……(2)
2. 吹雪特に飛雪の始まる風速……(11)
3. 吹雪の達する高さ……(13)
4. 現地の積雪面上と風洞気流の場とにおける気流の相似性……(17)
5. 模型雪を使用した風洞模型実験における吹溜り現象の相似性……(19)
結　び……(26)

1. 現地の積雪面上における乱れのある（乱子）動粘性係数並びに乱れの強さの値

現地の積雪面上における乱れのある（乱子）動粘性係数の値等を求めるために，国道5号線青秋国道（秋田県南秋田郡金足村大清水）において現地実験を行つた。積雪面上の風速の高度分布を測定する計器は，第2報に述べた極小型三風杯ロビンソン風速計等である。本現地実現においては高さ 3.60m ヨシズ張りの防雪柵を設立した。写真—1.1 はその状況を示す。





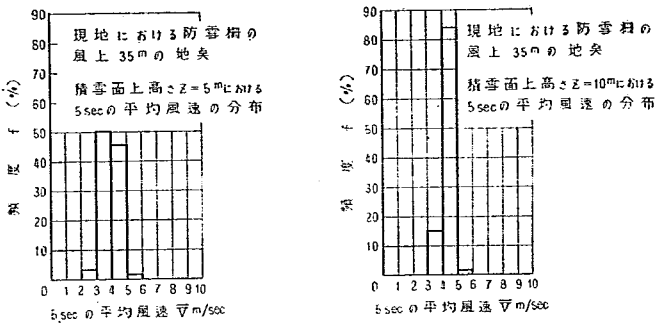


写真—1.1 現地実験において設立した高さ 3.60m ヨシズ張りの防雪柵

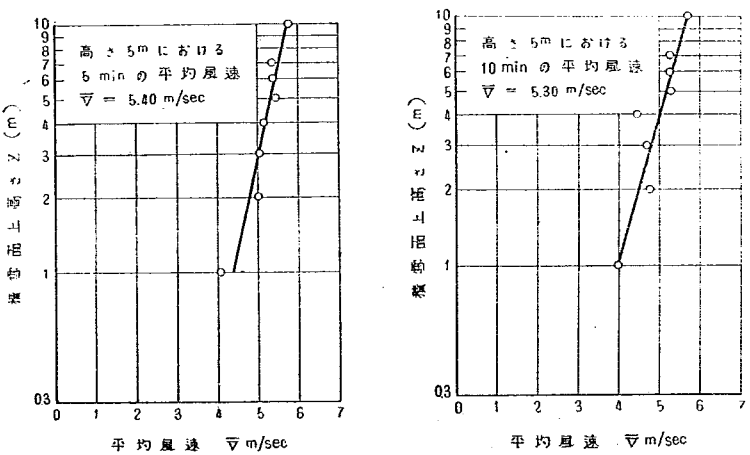
現地の積雪面上のある一定の高さにおけるある平均風速の分布型を推定するために，そのヒストグラム (histogram) を描いてみると，図—1.1 のような分布を表わしている。このような方法によつて風速の分布型を推定するためには，測定箇数を $O(10^2)$ 必要とする。この測定値は 5sec 間の平均風速を，1m/sec 区間で表わしてある。これらのデータから，従来地表風についていわれている“個個の風速測定値は 推計的に 無作為 (at random) で，しかも相互に独立な変量であると考えられ，その標本値の母集団は，ある母数（母集団常数）を持つた正規型であるとして十分近似することができる。もしその標本分布が正規型でなくても，標本の個数 N を十分大きく(30程度以上に) とれば，平均値を問題にする限り中央極限定理が実際に成り立つので，正規型を近似的に想定してさしつかえない。また，正規型に変数変換をして取り扱つてもよい。” という原則は，積雪面上の風速の高度分布にも適用できるといえる。

また，積雪面上の風速の高度分布が対数法則に従うか，近似的にその仮定が成り立つかどうかをみるために，半対数紙の x 軸に一定の高さの平均風速，y 軸に積雪面からの高さの対数をとつて，プロットしたものが図-1.2 である。これから，風速の高度分布は直線に近似され，対数法則に従つていることがわかる。

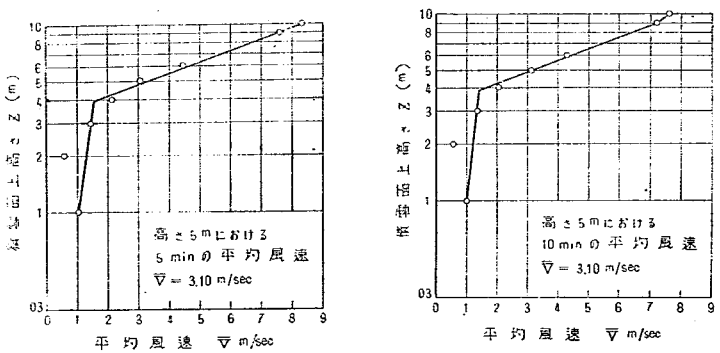
防雪柵の風上，風下において測定した結果は，図—1.2 が風上 35m，風下 11m，25m，56m の地点のものが，それぞれ図—1.3，1.4，1.5 である．これらから風下 56m の地点においても，対数法則が近似的に成り立つていることがわかる。その直線の傾斜が風上 35m の地点のものより著しいのは，防雪柵の風下側に対する影



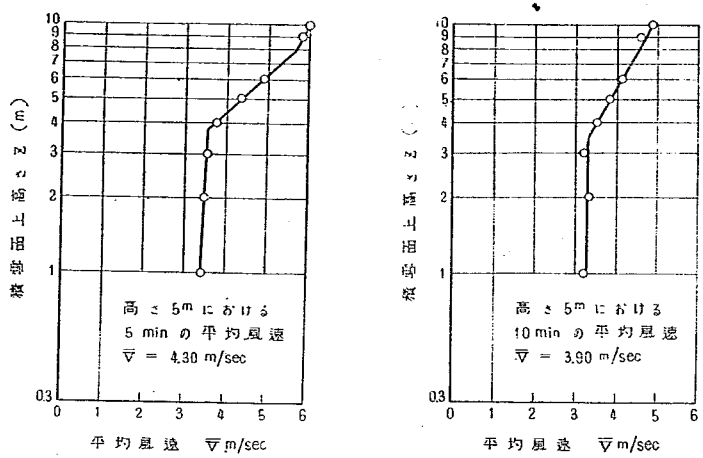
図—1.1　現地の積雪面上のある一定の高さにおけるある平均風速のヒストグラム(histogram)



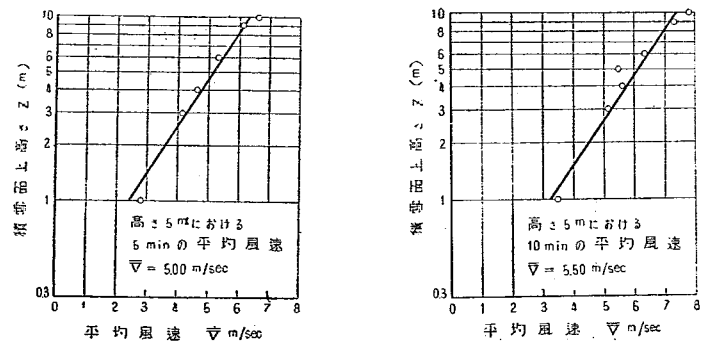
図—1.2　現地における積雪面上の平均風速の高度分布，防雪柵の風上 35m の地点



図—1.3　現地における積雪面上の平均風速の高度分布，防雪柵の風下 11m の地点



図—1.4　現地における積雪面上の平均風速の高度分布，防雪柵の風下 25m の地点



図—1.5　現地における積雪面上の平均風速の高度分布，防雪柵の風下 56m の地点

響が，風下 56m の地点にまで及んでいることにほかならない。この外の防雪柵の風下 11m，風下 25m の地点では，直線にならないで三つの折線に近似される。これは，この不連続点を境にして，積雪面の粗さを表わすそれぞれ規模の大きさの異なつた層が存在していると考えてもよい。そして，風下の各測定地点におけるこれらの折点を結んでいけば，その防雪柵によつて生ずる乱れのある空間が求められる。これは従来，渦領域等と呼ばれているものである。なお，現地における防雪柵の風上 35m の地点の積雪面上高さ 5m の平均風速に対する各地点の各高さの風速比分布とその風速比分布の変化とをそれぞれ図—1.6，1.7 に示す。

L. Prandtl の運動量輸送の理論（混合距離の理論）から，路面附近の定常状態における風速の分布は，

$$\overline{u}(z)=\frac{u_*}{\kappa}\{\log_e(z+z_0)-\log_e z_0\} \qquad (1.\ 1)$$

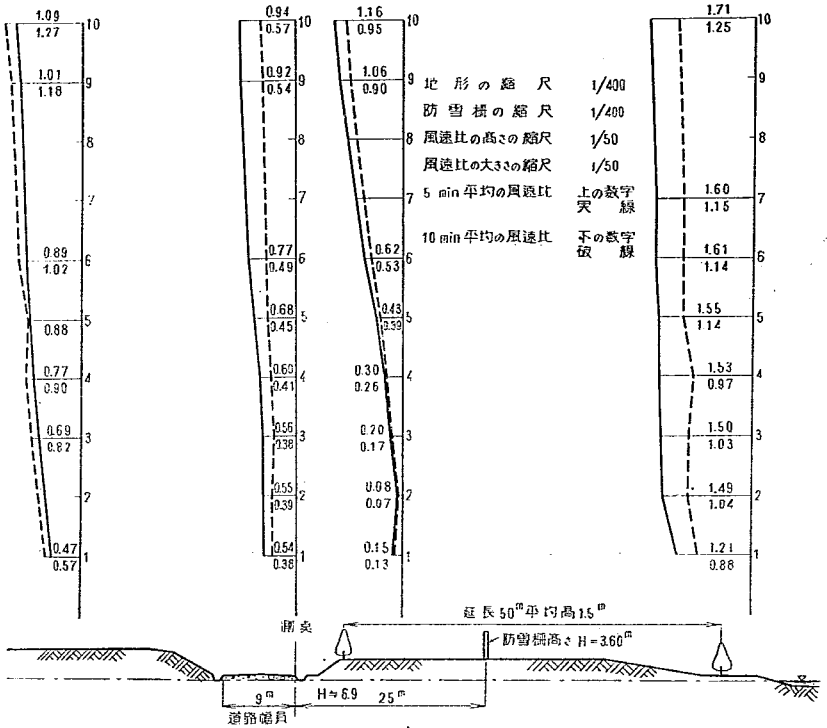
で表わすことができる。

こゝで，　$u_*=\sqrt{\frac{|\tau|}{\rho}}=\sqrt{\overline{u'w'}}=l\left|\frac{d\overline{u}}{dz}\right|\fallingdotseq\sqrt{\overline{u'^2}}$ ：摩擦速度，

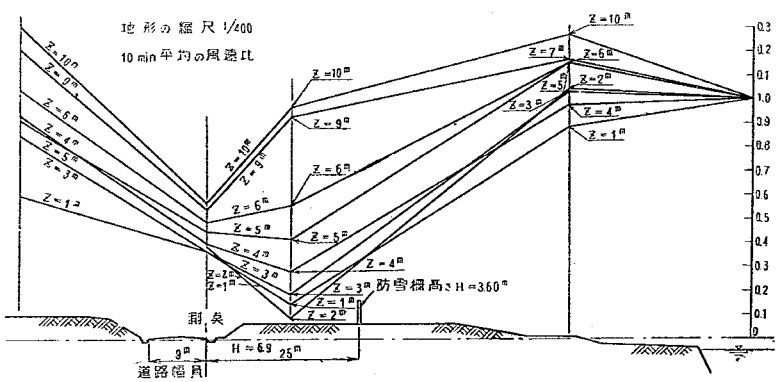
τ ：摩擦応力，

ρ ：気流の密度，

u', v', w' ：風速の x,y,z—軸方向成分の速度変動，



図—1.6　現地における防雪柵の風上 35m の地点の積雪面上高さ 5 m の平均風速に対する各地点の各高さの風速比分布



図—1.7　現地における防雪柵の風上 35m の地点の積雪面上高さ 5 m の平均風速に対する各地点の各高さの風速比分布の変化

$\kappa=\dfrac{l}{(z+z_0)}\fallingdotseq 0.4$,

l：混合距離，路面の近くにおいては，混合距離は路面からの高さの一次函数，

z：路面からの高さ，

z_0：$\dfrac{1}{\alpha}h_0$,

h_0：路面の平均の凹凸を表わす粗度，路面（田畑あるいは草地等の地表面）において，
$\alpha=7\sim8$； Paeschke：$\alpha=7.35$； Sverdrup：$\alpha=10$；
（風洞内において，Prandtl：$\alpha=30$）

である。

田畑あるいは草地等のように，長い草 z_0' が生えている地表面では，上述の風速分布の式の原点を路面上(z_0+z_0') だけ上方空間に移動しておいた方がよい。すなわち混合距離はその新しい座標に対して定義されることになる。

その結果は，

$$u(z)=\frac{u_*}{\kappa}\{\log_e(z-z_0')-\log_e z_0\} \tag{1. 2}$$

となり，

$$\left.\begin{aligned}&\kappa=0.4,\\&\log_e(z-z_0')=2.30\log_{10}(z-z_0'),\\&\log_e z_0=2.30\log_{10} z_0\end{aligned}\right\} \tag{1. 3}$$

によつて，

$$\bar{u}(z)=\frac{u_*}{0.4}\{2.30\log_{10}(z-z_0')-2.30\log_{10} z_0\}=5.75\,u_*\log_{10}\frac{z-z_0'}{z_0} \tag{1. 4}$$

とすることができる。

更に，

$$z_0=\frac{1}{\alpha}h_0=\frac{1}{7.35}h_0 \tag{1. 5}$$

として，1.4 を変形すれば，

$$\begin{aligned}\bar{u}(z)&=5.75\,u_*\log_{10}\frac{7.35\,(z-z_0')}{h_0}\\&=u_*\{4.98+5.75\log_{10}(z-z_0')-5.75\log_{10}h_0\}\end{aligned} \tag{1. 6}$$

となる。これは Paeschke の式といわれる。ここで $\alpha=7.35$ は前述のように Paeschke による値である。現地の積雪面の場合 z_0' は無視して考えられるので，1.6 は，

$$\bar{u}(z)=u_*\{4.98+5.75\log_{10}z-5.75\log_{10}h_0\} \tag{1. 7}$$

とすることができる。

つぎに，1.7 において，四つの変数の内，一つの独立変数 z_0 と従属変数 $\bar{u}(z)$ 変数とが既知であるから，つぎのように置き換えて未知変数を決定する。

$$\left.\begin{aligned}&\bar{u}(z)\equiv y,\\&u_*(4.98-5.75\log_{10}h_0)\equiv a,\\&5.75\,u_*\log_{10}z\equiv bx,\\&5.75\,u_*\equiv b,\\&\log_{10}z\equiv x\end{aligned}\right\} \tag{1. 8}$$

と置けば，1.7 は，

$$y=a+bx \tag{1. 9}$$

のように，x, y に関しての一次式に書き換えられる。そこで，1.9 における測定値 x, y に対応した係数 a, b を決定すればよいのであるが，測定誤差を考慮して，測定値 x, y の組を2組以上とり，最小二乗法を用いることにする。この場合，測定値 x には無視できない誤差はないものとして，それに基づいた計算方法を行う。（無視できない誤差が測定値 x, y の両方に含まれている場合には，W.E. Deming の推計学による方法を用いなければならない。）係数 a, b を Gauss の記号を用いで表わせば，

$$\left.a=\frac{[x^2][y]-[x][xy]}{n[x^2]-[x]^2}\right.$$

$$b=-\frac{n[xy]-[x][y]}{n[x^2]-[x]^2} \qquad (1.10)$$

となる。

これから，係数 a，b が決定されたならば，1.8 の4式から，

$$u_*=\frac{b}{5.75} \qquad (1.11)$$

が求められ，これを 1.8 の2式に代入すれば，

$$\log_{10} h_0=\frac{4.98}{5.75}-\frac{a}{b}=0.866-\frac{a}{b} \qquad (1.12)$$

によつて h_0 が求められる。

つぎに，これらの風速分布の測定値から，乱れのある（乱子）動粘性係数 ε の値を求めるには，運動量輸送の理論から，

$$\hat{\varepsilon}=\frac{\eta}{\rho}=l^2\frac{d\bar{u}}{dz} \qquad (1.13)$$

であるから，1.1 によつて 1.13 は，

$$\hat{\varepsilon}=\frac{\eta}{\rho}=u_*l=u_*\kappa(z+z_0) \qquad (1.14)$$

となり，更に前述のように

$$\hat{\varepsilon}=u_*\kappa(z-z_0') \qquad (1.15)$$

とすることができる。現地の積雪面の場合，前述のように z_0' は無視して考えられるので，1.15 は，

$$\hat{\varepsilon}=u_*\kappa z=0.4u_*z \qquad (1.16)$$

と置くことができる。この 1.16 によつて現地の積雪面上において，乱れのある（乱子）動粘性係数の値を求めたものが表—1.1 である。

表—1.1　現地の積雪面上における乱れのある（乱子）動粘性係数の値

測定地点	現地の積雪面上高さ5mまでにおける平均風速による	$\bar{V}$ m/sec	a	b	u_* cm/sce	h cm	現地の積雪面上高さ1mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\varepsilon}$ cm²/sec	現地の積雪面上高さ5mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\varepsilon}$ cm²/sec	摘　要
防雪柵の風下56m の地点	10 min 平均風速	5.50	3.2	4.1	71	122	2.8×10^3	1.4×10^4	* 現地の積雪面上高さ 5m の測定値を捨てたため，高さ4mと6mとの平均を5mにおける平均風速とみなす.
	5 min 平均風速	5.00*	2.6	3.7	64	147	2.6×10^3	1.3×10^4	
防雪柵の風上35m の地点	10 min 平均風速	5.30	4.0	1.5	26	1.6	1×10^3	5.2×10^3	
	5 min 平均風速	5.40	4.3	1.5	26	1.0	1×10^3	5.2×10^3	

つぎに，乱れの強さについて比較してみる。乱れの強さ I は，

$$I\equiv C=\frac{u}{\bar{V}_i} \qquad (1.17)$$

こゝで，

$$u=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(V_i-\bar{V}_i)^2}{N-1}},$$

$$\sum_{i=1}^{N}(V_i-\bar{V}_i)^2=\sum_{i=1}^{N}V_i^2-N\cdot\bar{V}_i^2$$

$$=\sum_{i=1}^{N}V_i^2-\frac{\left(\sum_{i=1}^{N}V_i\right)^2}{N}$$

$$=\sum_{i=1}^{N}V_i^2-\sum_{i=1}^{N}V_i\cdot\bar{V}_i,$$

I：乱れの強さ，

C：変動係数，

u：母分散の不偏推定値すなわち不偏分散の平方根，厳密には，標準偏差不偏推定値 $u_b=\left(\frac{1}{b_f}\right)u$ を用いるべきであるが，$\left(E(\frac{1}{b_f}u)=\sigma\right.$ であるから$\left.\right)$，こゝでは，簡略のため，u を代用した。乱れの強さの推定にはこの方法で十分である。

N：標本の大きさ，

V_i：個個の風速の測定値，

$\overline{V}$：その平均，

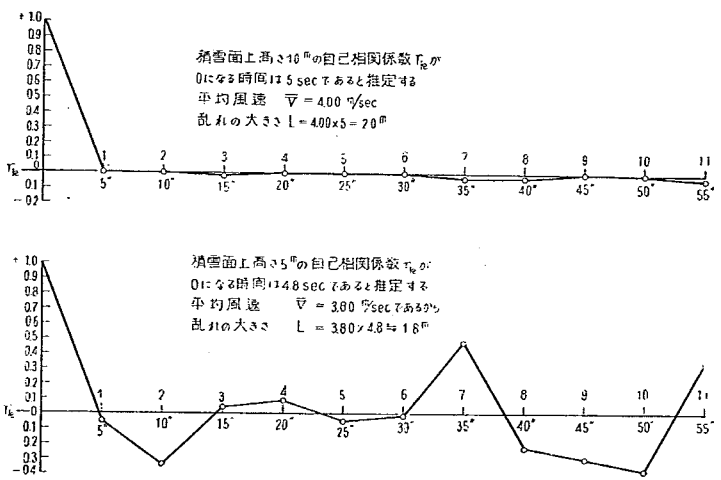
$f=N-1$：自由度，

乱れの強さを表わすこの 1.17 は変動係数と呼ばれているもので，推定値の精度すなわち信頼度を表わしている。この乱れの強さを，現地の積雪面上において推定すると，まず現地の防雪柵の前後における風速の測定値から，それらの乱れの強さとして表—1.2 の値を得た。5 sec 間に廻転した廻転数から平均風速を出して，乱れの強さを計算した値が多少強く出ているのは，極小型三風杯ロビンソン風速計の 5 sec 間の廻転数が少いために廻転数が四捨五入される影響が強く現われ（相対誤差），更にこの計器の慣性が，この方法に対しては大き過ぎるためである。積雪面上高さ 5 m でこの影響が強く現われているのは，積雪面上高さ 10 m より風速が比較的遅いためである。

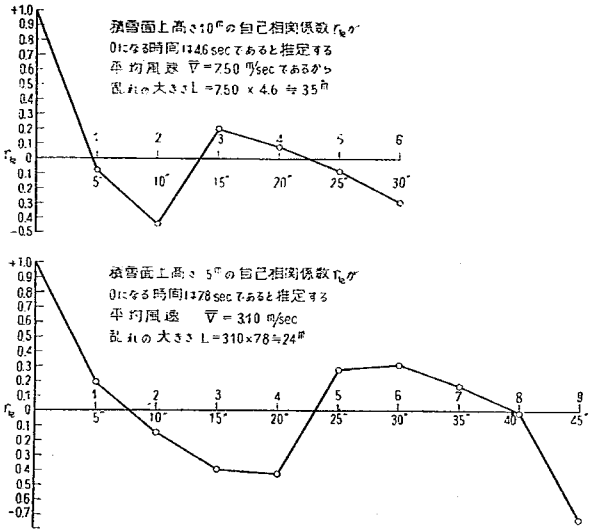
表—1.2　現地の積雪面上における防雪柵の前後の乱れの強さの値

現地の積雪面上における乱れの強さの計算方法	現地の積雪面上における高さ	防雪柵の風上35mの地点	防雪柵の風下11mの地点	防雪柵の風下25mの地点	防雪柵の風下56mの地点	摘　要
極小型三風杯ロビンソン風速計が 5 sec に回転した回転数から平均風速を算出して，乱れの強さを計算した値 I	積雪面上高さ 10m	13%	16%	14%	17%	
	積雪面上高さ 5m	15%	——	31%	21%	
極小型三風杯ロビンソン風速計が 50 回回転する時間から平均風速を算出して，乱れの強さを計算した値 I	積雪面上高さ 10m	10%	15%	22%	14%	
	積雪面上高さ 5m	8%	12%	23%	12%	

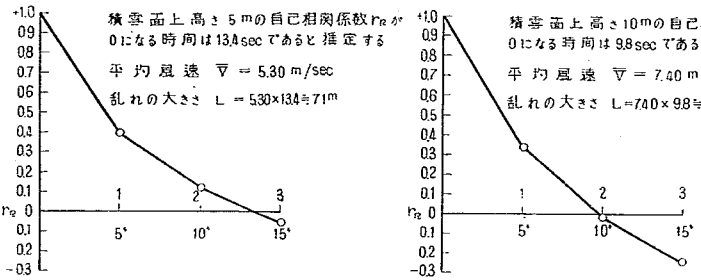
更に，乱れの大きさを推定する。雪防柵によつて生成される乱れの大きさを求めるために，極小型三風杯ロビンソン風速計を用いて，そのカップが 50 回廻転する時間を順次に読み取り，それから平均風速を出して，それらの値の間の自己相関係数 r_k を計算した。（その計算方法の詳細は省略する。）この r_k が 0 に収斂するまでの時間に，（風速計の慣性が大きい場合には，r_k は 0 にならないで，一定の最小値に近づくが，その場合にはその



図—1.8　現地における平均風速の自己相関係数，防雪柵の風上 35m の地点



図—1.9　現地における平均風速の自己相関係数，防雪柵の風下 25m の地点



図—1.10　現地における平均風速の自己相関係数，防雪柵の風下 56m の地点

一定値に収斂するまでの時間をとる。），その平均風速を乗じたものが乱れの大きさ（気塊の大きさ）であると定義する。防雪柵の風上 35m，および風下 25m，56m の各地点における積雪面上 5m並びに 10m について，r_k を求め乱れの大きさを計算したものが，それぞれ図—1.8，1.9，1.10，であり，それらの乱れの大きさを表示したものが表—1.3 である。

以上の結果から，現地の積雪面上において，乱れのある（乱子）動粘性係数の値は $O(1\times10^8$ c.g.s.）であつて，従来求められている地表風の場合それと大差ないことを示している。

表—1.3　現地の積雪面上における防雪柵の前後の乱れの大きさの値

現地の積雪面上における高さの 5sec の平均風速による	防雪柵の風上 35m の地点	防雪柵の風下 11m の地点	防雪柵の風下 25m の地点	防雪柵の風下 56m の地点	摘要
積雪面上高さ 10m における 5sec の平均風速による	20m	31m	35m	73m	
積雪面上高さ 5m における 5sec の平均風速による	18m	4m	24m	71m	

つぎに，乱れの強さの値は，現地の積雪面上において，O(10～15%) である。

なお，以上の結果から，防雪柵の風下 56m の地点では，まだ柵の防風効果の影響が残つていることがわか

る。

その後更に，異なつた地点において，積雪面上の乱れのある（乱子）動粘性係数の値を求めたものは，表—1.4 に示すとおりであるが，やはり前述の値と同程度の値を推定してさしつかえない。

表—1.4　現地の積雪面上における乱れのある（乱子）動粘性係数の値（表—1.1 と異なつた地点における測定値）

測定地点	現地の積雪面上における10 min 平均風速による	$\bar{V}$ m/sec	a	b	u_* cm/sec	h cm	現地の積雪面上高さ1mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	現地の積雪面上高さ5mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	現地の積雪面上高さ10mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	摘要
防雪柵なし	高さ10mまでの	6.40	5.24	2.14	37.2	2.6	1.5×10^3	7.5×10^3	1.5×10^4	* Hは防雪柵の高さ，したがつて，防雪柵の高さはそれぞれ1.80m，3.60mである。
防雪柵なし	高さ10mまでの	5.90	4.87	1.88	32.7	1.9	1.3×10^3	6.5×10^3	1.3×10^4	
防雪柵なし	高さ10mまでの	5.50	4.20	2.20	38.3	9.1	1.5×10^3	7.5×10^3	1.5×10^4	
風上10H=18m*	高さ5mまでの	8.20	8.28	2.16	37.6	0.1	1.5×10^3	7.5×10^3	(1.5×10^4)	
風上10H=18m*	高さ5mまでの	6.00	5.98	2.02	35.1	0.8	1.4×10^3	7.0×10^3	(1.4×10^4)	
風上10H=36m*	高さ5mまでの	5.10	5.19	1.90	33.4	1.4	1.3×10^3	6.5×10^3	(1.3×10^4)	

また，乱れの強さの値を同様に求めたものは表—1.5 に示すとおりである。これから乱れの強さの信頼限界を求めるとつぎのようになる。信頼限界とはある危険率，すなわちその反面から言い換えればある信頼度の下における母平均（すなわち母集団平均）の存在範囲をいうのである。

表—1.5　現地の積雪面上における乱れの強さの値
（表—1.2 と異なつた地点における測定値）

標準偏差 $\hat{\sigma}$ m/sec	平均風速 $\bar{V}$ m/sec	乱れの強さ I %
3.40 m/sec	11.60 m/sec	29 %
2.10 〃	8.00 〃	26 %
3.50 〃	13.40 〃	26 %
3.30 〃	13.00 〃	25 %
3.00 〃	14.90 〃	20 %
2.80 〃	16.30 〃	17 %

$$\bar{X}+\frac{t_\alpha u_b}{\sqrt{N}}\geqq m\geqq\bar{X}-\frac{t_\alpha u_b}{\sqrt{N}} \tag{1.18}$$

こゝで，

$\bar{X}$：標本平均，

t_α：自由度 $f=N-1$，危険率 α すなわち信頼度 $(1-\alpha)\times100\%$ に対応する t-分布表の値，この場合，自由度 $f=N-1=6-1=5$，危険率 $\alpha=0.05$ すなわち信頼度 $(1-\alpha)\times100\%=95\%$ に対応する t-分布表の値は $t_\alpha=2.57$ である。

u_b：標準偏差不偏推定値，1.17 に述べたように母分散の不偏推定値すなわち不偏分散の平方根 u を用いる場合には，そのカタヨリを補正する補正係数 $\frac{1}{b_f}$ を乗ずる。この場合，自由度 $f=N-1=6-1=5$ に対応する b_f 並びに $\frac{1}{b_f}$ の値はそれぞれ，$b_f=0.952$，$\frac{1}{b_f}=1.050$ である。

N：標本の大きさ，

m：母平均（すなわち母集団平均）

以上の計算過程において，場合によつて適当に仮りの原点法 Working origin method を用いると計算が簡便になる。

信頼限界を求めるのに F-分布表を用いてもよい。その場合には，上に述べた式を t-分布と F-分布との関係を利用して変形すればよい。

$$23.83+\frac{2.57\times1.05\times4.45}{\sqrt{6}}\geqq m\geqq23.83-\frac{2.57\times1.05\times4.45}{\sqrt{6}}$$

$$23.83+\frac{2.57\times4.67}{2.45}\geqq m\geqq23.83-\frac{2.57\times4.67}{2.45}$$

$$23.83+4.90\geqq m\geqq23.83-4.90$$

$$28.73\geqq m\geqq18.93$$

$$29\,\%\geqq m\geqq19\,\%$$

以上のようにして求められた乱れの強さの信頼限界から，乱れの強さは 20～30 % であると推定され，前述の値の2倍程度の強さに達している。それゆえ，現地の積雪面上においては，乱れの強さがこの程度に達することもあつて，従来求められている地表風の場合の値と同程度であることを示している。

2. 吹雪特に飛雪の始まる風速

吹雪特に飛雪は，風の息と称する現象の一つの統計的表現である風の乱れによる拡散現象であるのか，摩擦速度が飛雪を起す力の目安となるのか問題であるが，吹雪特に飛雪の始まる風速に対しては，初期速度のある一定の高さの平均風速で表現して十分である。現地の積雪面上において，ある一定の高さの平均風速を観測すると，同一の平均風速でも飛雪が起る時と起きない時とがあることが認められる。ある一定の平均風速では飛雪するかしないかが決つているものではなく，飛雪する時と飛雪しない時とがあるわけである。そこで，ある一定の高さとして便宜上 5 m の高さを選び，5 sec 間の平均風速を連続多数回測定し，その 5 sec 間に飛雪があつたか否かを観測した。勿論，飛雪が適当で雪粒がある瞬間は飛び，他の瞬間は飛ばないような条件の時を選んだのである。

前述のとおり，風速の変動の頻度曲線の分布は正規型によつて表わされることがわかつている。そこでいま，たとえば 5 sec 間ごとに（あるいはもつと短い時間ごとに）飛雪があつたか否かを観測し，なるべく $O(10^2)$ の観測値を求める。その結果，総観測回数 N 回の内 n_1 回は飛雪があつて，n_2 回は飛雪がなかつたとする。そしてそれと同時に，高さ z_u における各 5 sec 間ごとの平均風速を測定し，それをその時間の瞬間風速として代表させる。頻度曲線の分布を正規型と想定すると，飛雪の始まる風速は正規分布の確率積分，

$$\int_0^t\frac{1}{\sqrt{2\pi}}e^{-\frac{t^2}{2}}dt=\int_0^t\phi(t)dt=\frac{n_2}{N}-0.500 \qquad (2.\ 1)$$

こゝで，

$$t=\frac{V(z)-\overline{V}(z)}{u}$$

$V(z)$：高さ z における瞬間風速，
$\overline{V}(z)$：高さ z における平均風速，
z：風速測定の高さ，
u：その風速の変動の母標準偏差不偏推定値

に対応する t 値から求められる。正規分布の確率積分は統計数値表に掲載されている。その時の瞬間風速 $V(z)$ は 2.1 の式から，

$$V(z)=\overline{V}(z)+ut \qquad (2.\ 2)$$

の形で直ちに求めることができる。

前述のように，本現地実験を行つた国道5号線青秋国道（秋田県南秋田郡金足村大清水）における実例を示すと，つぎのようになる。測定件条は1月中，下旬の吹雪の日の日中で，雪質は新しい積雪の比重 0.05 程度であつた。

$$\left.\begin{aligned}&N=50,\\&n_1=21,\\&n_2=29,\\&Z=5\,\mathrm{m},\\&\overline{V}(z)=\overline{V}(5)=5.50\,\mathrm{m/sec},\\&u=1.50\,\mathrm{m/sec}\end{aligned}\right\} \qquad (2.\ 3)$$

の場合には，飛雪の始まる風速は正規分布の確率積分で，

$$\int_0^t\phi(t)dt=\frac{n_2}{N}-0.500$$

$$=\frac{29}{50}-0.500$$

$$=0.580-0.500$$
$$=+0.080 \qquad (2.\ 4)$$

に対応する t の値から求められる。この t の値は正規分布の確率積分表から，

$$t=+0.20 \qquad (2.\ 5)$$

である。この t に相当する風速は 2.3 の数値を用いて 2.2 から，

$$V(z)=\bar{V}(z)+ut \qquad (2.\ 6)$$
$$=V(5)=5.50+1.50\times(+0.20)$$
$$=5.50+0.30$$
$$=5.80\ \mathrm{m/sec}$$

となる。そしてこの高さ 5 m における瞬間風速が，飛雪が始まる限界風速である。

もう一つの実例を示すと，

$$\left.\begin{aligned} &N=57,\\ &n_1=29,\\ &n_2=28,\\ &z=5\mathrm{m},\\ &\bar{V}(z)=\bar{V}(5)=6.00\ \mathrm{m/sec},\\ &u=1.80\ \mathrm{m/sec} \end{aligned}\right\} \qquad (2.\ 7)$$

の場合には，前述と全く同様にして，

$$\int_0^t \phi(t)\,dt=\frac{n_2}{N}-0.500$$
$$=\frac{28}{57}-0.500$$
$$=0.491-0.500$$
$$=-0.009 \qquad (2.\ 8)$$

に対応する t の値は，

$$t=-0.02 \qquad (2.\ 9)$$

となる。この場合は，平均風速から $t=-0.02$ に相当するだけ小さいところに飛雪始めの限界風速がある。この t に相当する風速は，

$$V(z)=\bar{V}(z)+ut$$
$$=V(5)=6.00+1.80\times(-0.02)$$
$$=6.00-0.04$$
$$=5.96$$
$$\fallingdotseq 6.00\ \mathrm{m/sec} \qquad (2.10)$$

で，この高さ 5 m における瞬間風速が，飛雪が始まる限界風速である。

その他のデータとともにこれらの限界風速をまとめたものが表—2.1 である。これから高さ 5 m における瞬間風速の信頼限界を求めると 1.18 に述べた場合と全く同様にしてつぎのようになる。

表—2.1 吹雪特に飛雪が始まる高さ 5 m における瞬間限界風速

瞬間限界風速	9.30 m/sec
〃	6.00 〃
〃	5.80 〃
〃	5.70 〃
〃	3.40 〃

$$\bar{X}+\frac{t_\alpha u_b}{\sqrt{N}}\geqq m\geqq \bar{X}-\frac{t_\alpha u_b}{\sqrt{N}}$$

$$6.04+\frac{2.78\times1.06\times2.11}{\sqrt{5}}\geqq m\geqq 6.04-\frac{2.78\times1.06\times2.11}{\sqrt{5}}$$

$$6.04+\frac{2.78\times2.24}{2.24}\geqq m\geqq 6.04-\frac{2.78\times2.24}{2.24}$$

$$6.04+2.78\geqq m\geqq 6.04-2.78$$

$$8.82\geqq m\geqq 3.26$$

$$8.80\ \mathrm{m/sec}\geqq m\geqq 3.30\ \mathrm{m/sec}$$

これらの結果から，吹雪特に飛雪は高さ5mにおける瞬間風速が平均 6 m/sec 程度の限界風速で始まることが推定される。

3. 吹雪の達する高さ

吹雪量の高度分布の表現については，幾つかの方法が考えられているが，ここではつぎのような推計学的方法を提案する。なお，吹雪量の高度分布の実験的測定値は，その理論的分布に一部一致しない。実際に，雪面附近では，その吹雪量の高さに対する減少の割合は一層はなはだしいことが認められる。すなわち，吹雪量の高度分布は雪面附近においてその密度分布が大きいことが認められるのである。しかしながら近似的推定にはこの方法で十分である。

いま，吹雪量のない高さを確率変数 X で表わすと，その確率密度函数は，

$$\begin{aligned} f(x)&=\frac{1}{\sigma}e^{-\frac{x-\beta}{\sigma}} &&,x\geqq\beta \\ &=0 &&,x<\beta \end{aligned} \qquad (3.\ 1)$$

こゝで，

β : location parameter,

σ : decay constant

である。こゝで，$f(x)$ 軸を右の方に $\frac{1}{\sigma}$ だけズラして，座標の平行移動をする。その結果，

$$\begin{aligned} E(X)&=\int_{-\infty}^{\infty}\phi(x)dF(x) \\ &=\int_{-\infty}^{\infty}\phi(x)f(x)dx \\ &=\int_{0}^{\infty}x\frac{1}{\sigma}e^{-\frac{x}{\sigma}}dx \\ &=\frac{1}{\sigma}\frac{\Gamma(2)}{\left(\frac{1}{\sigma}\right)^2} \\ &=\sigma \end{aligned} \qquad (3.\ 2)$$

であり更に，

$$\begin{aligned} E(X^2)&=\int_{-\infty}^{\infty}\phi(x)dF(x) \\ &=\int_{-\infty}^{\infty}\phi(x)f(x)dx \\ &=\int_{0}^{\infty}x^2\frac{1}{\sigma}e^{-\frac{x}{\sigma}}dx \\ &=\frac{1}{\sigma}\frac{\Gamma(3)}{\left(\frac{1}{\sigma}\right)^3} \\ &=2\sigma^2 \end{aligned} \qquad (3.\ 3)$$

であるから，

$$\begin{aligned} V(X)&=D^2(X) \\ &=E[\{X-E(X)\}^2] \\ &=E(X^2)-E^2(X) \\ &=2\sigma^2-\sigma^2 \\ &=\sigma^2 \end{aligned} \qquad (3.\ 4)$$

となり，パラメータ σ 並びにその二乗 σ^2 によつて，平均並びに分散が特徴づけられるのである。

そこで実測値からパラメータ σ を推定するには，つぎのようにすればよい。

3.2 によつて，

$$
\begin{aligned}
E(X) &= \int_{-\infty}^{\infty} \phi(x)\,dF(x) \\
&= \int_{-\infty}^{\infty} \phi(x) f(x)\,dx \\
&= \int_{0}^{\infty} x f(x)\,dx \\
&= \frac{1}{N}\sum_{k=0}^{x} x_k f(x_k) \\
&= \bar{X} \\
&= m \\
&= \sigma
\end{aligned}
\tag{3. 5}
$$

であるから，これから σ(母平均 m) を推定することができる。

なお，母分布型の想定において，指数型（連続型）の判別法を行うとともに，その二つのパラメータ σ, β を推定するには，(以上からわかるように，β は平均並びに分散には無関係である。分布の位置を，前述のように、座標の平行移動すれば必要はない。)，つぎのようにすればよい。

3.1 において，両辺の対数をとると，(プロットするには，常用対数の方が便利である。)，

$$
\log_e f(x) = -\log_e \sigma - \frac{x-\beta}{\sigma} \tag{3. 6}
$$

であるから，

$$
\left.
\begin{aligned}
&Y_0 \equiv \log_e f(x), \\
&X_0 \equiv x, \\
&A_0 \equiv -\log_e \sigma + \frac{\beta}{\sigma}, \\
&B_0 \equiv -\frac{1}{\sigma}
\end{aligned}
\right\}
\tag{3. 7}
$$

と置き換えれば，3.6 は，

$$
Y_0 = A_0 + B_0 X_0 \tag{3. 8}
$$

となり，Y_0 と X_0 との間に直線関係があるから，それらをプロットすることによつて，指数型の判別ができる。そして同時に，A_0, B_0 の値から，二つのパラメータ σ, β を推定することもできるのである。しかしながら，前述のように座標の平行移動をすれば 3.7 は，

$$
\left.
\begin{aligned}
&Y_0 \equiv \log_e f(x) \\
&X_0 \equiv x \\
&A_0 \equiv -\log_e \sigma \\
&B_0 \equiv -\frac{1}{\sigma}
\end{aligned}
\right\}
\tag{3. 9}
$$

となつて，3.8 は同様に成立する。A_0 並びに B_0 の値から推定したパラメータ σ の二つの値は一致しない場合が多い。それは，実際的にはつぎのようなことを意味する。すなわち，B_0 の値は変換した座標における推定直線の傾斜（いわゆる勾配で $\tan\theta$）であり，A_0 の値はその推定直線の Y_0 軸との交点（言い換えれば，その推定直線 Y_0 が軸を切る縦距）であつて，それらの各から推定した二つの σ の推定値が，実際には一致しない場合が多いのである。それゆえ，指数型の判別法を行うとともに，そのパラメータ σ を推定するには，定差法（定差図を応用する方法）を用いて，つぎのようにするのがよい。

3.1 において，任意のインクリメント h に対し，離散型に固定すれば，

$$
F(x) = 1 - e^{-\frac{x-\beta}{\sigma}} \tag{3.10}
$$

であり，また，

$$
F(x+h) = 1 - e^{-\frac{x-h+\beta}{\sigma}} \tag{3.11}
$$

となるから，結局，

$$
F(x+h) = \left(1 - e^{-\frac{h}{\sigma}}\right) + e^{-\frac{h}{\sigma}} F(x) \tag{3.12}
$$

である。こゝで更に，

$$\left.\begin{aligned} Y &\equiv F(x+h), \\ X &\equiv F(x), \\ A &\equiv (1-e^{-\frac{h}{\sigma}}), \\ B &\equiv e^{-\frac{h}{\sigma}} \end{aligned}\right\} \qquad (3.13)$$

と置き換えると 3.12 は，

$$Y = A + BX \qquad (3.14)$$

となり，Y と X との間に直線関係があることがわかる。それゆえ，実測点をプロットした時，定差図上で一直線に並んでいれば，指数型を想定してよい。（すなわち，$Y \equiv F(x+h)$ を縦軸，$X \equiv F(x)$ を横軸としてプロットし，大体一直線の近傍上に分布していれば，指数型とみなしてさしつかえない。）実測点をプロットして得られた推定直線と Y，X 両軸の二等分線との交点が極限の値である。言い換えれば，その二等分線は，

$$F(x+h) = F(x) \qquad (3.15)$$

であるから，任意のインクリメント h が，

$$h \longrightarrow 0 \qquad (3.16)$$

の極限を表わしているのである。それゆえ，その推定直線の傾斜，すなわち，$X \equiv F(x)$ 軸となす角を θ とすれば，

$$\tan\theta = e^{-\frac{h}{\sigma}} \qquad (3.17)$$

$$(\equiv B,\ 3.13\ \text{から})$$

によつて，パラメータ σ を推定することができる。

なお，3.2，3.5 から，

$$\begin{aligned} E(X) &= \overline{X} \\ &= m \\ &= \sigma \end{aligned} \qquad (3.18)$$

であり，また，3.4 によつて，

$$\begin{aligned} V(X) &= D^2(X) \\ &= E[\{X - E(X)\}^2] \\ &= E(X^2) - E^2(X) \\ &= u^2 \\ &= \sigma^2 \end{aligned} \qquad (3.19)$$

の関係があるから，3.18 による σ の二乗（すなわち，$\overline{X}^2$）と 3.19 による σ^2 の値とを比較することによつても大体の適合度を知ることができる。なお，以上の計算過程において，場合によつて適当に仮りの原点法 Working origin method を用いると，その計算が簡便になることは，一般の場合と同様である。また，指数分布の適合度の検定には，各階級における度数の 10 に満たないものが，（すなわち，<10 のものが），幾つも含まれている場合が多いので，χ^2 検定法を使えないことがある。その時には，無相関検定法の応用を適用すればよい。

以上の方法によつて，国道5号線青秋国道工事事務所能代出張所で実測されたデータから，前述のパラメータ σ を推定すると，つぎのようになる。第2報に述べた内径 20 cm の採雪筒，すなわち吹雪 採取円筒（断面積 $A = 314.2\ \text{cm}^2$）が，大体，吹雪を捕捉できるとみなして，各高さに対応した単位面積当りの吹雪量は表—3.1 のとおりである。（これは，実測値をプロットして，所要高さに対応した単位面積当りの吹雪量を求めたものである。）

表—3.1　各高さに対応した単位面積当りの吹雪量

高　さ z m	単位面積当りの吹雪量 q gm/cm^2	摘要
5.00	0.48	
4.50	0.50	
4.00	0.52	
3.50	0.54	
3.00	0.56	
2.50	0.57	
2.00	0.57	
1.50	0.60	
1.00	0.64	
0.50	0.72	
0.00	1.51	
xk	$f(x_k)$	
$\sum_{k=0}^{x} x_k$	$N \equiv \sum_{k=0}^{x} f(x_k)$	計

3.5 によつて，

$$\begin{aligned} \sigma &= m \\ &= E(X) \\ &= \overline{X} \\ &= \frac{1}{N}\sum_{k=0}^{x} x_k f(x_k) \\ &= \frac{1}{7.21}(5.00\times 0.48 + 4.50\times 0.50 \end{aligned}$$

$$+4.00\times0.52+\cdots\cdots+0.50\times0.72+0.00\times1.51)$$

$$=\frac{1}{7.21}\times14.77$$

$$=2.05\,\mathrm{m} \tag{3.20}$$

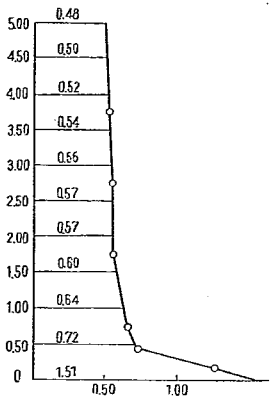
となるから，各高さに対応した単位面積当りの吹雪量 q は，先にプロットした図—3.1 から求めることができる。その値を求めれば，

$$q=0.57\ \mathrm{gm/cm^2}$$

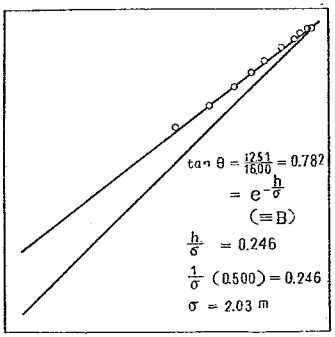
$$=5.7\ \mathrm{kgm/cm^2} \tag{3.21}$$

となる。

つぎに，定差法によつて推定する。その準備として，3.10，3.11 の関係を考慮して，つぎの表—3.2 を作る。そして更に，表—3.2 から図—3.2 を作ると，指数型の想定が適当であることがわかる。



図—3.1 各高さに対応した単位面積当りの吹雪量



図—3.2 定差法の応用

表—3.2 定 差 法 の 応 用

x	$f_1(x)$	$f_2(x)$	$F(x)$	$F(x+h)$	摘 要
5.00	0.24−0.24=0	0.000	1.000	1.000	$x\equiv x_k$,
4.50	0.25−0.24=0.01	0.010	1.000	1.000	$f(x)\equiv f(x_k)$,
4.00	0.26−0.24=0.02	0.020	0.990	1.000	$F(x)\equiv F(x_k)$,
3.50	0.27−0.24=0.03	0.031	0.970	0.990	$F(x+h)\equiv F(x_k+h)$
3.00	0.28−0.24=0.04	0.041	0.939	0.970	
2.50	0.29−0.24=0.05	0.051	0.898	0.939	$f_1(x)$ は，0.24 だけズラシてある。
2.00	0.29−0.24=0.05	0.051	0.847	0.898	
1.50	0.30−0.24=0.06	0.061	0.796	0.847	
1.00	0.32−0.24=0.08	0.082	0.735	0.796	
0.50	0.36−0.24=0.12	0.123	0.653	0.735	$N\equiv\sum_{k=0}^{x} f_1(x_k)=0.98$,
0.00	0.76−0.24=0.52	0.530	0.530	0.653	$h=0.50$

更に，3.17 によつて，図—3.2 から，

$$\tan\theta=\frac{12.51}{16.00}$$

$$=0.782$$

$$=e^{-\frac{h}{\sigma}}$$

$$(\equiv B) \tag{3.22}$$

が得られる。ゆえに，

$$\frac{h}{\sigma}=0.246 \tag{3.23}$$

となり，

$$\frac{1}{\sigma}\times 0.50=0.246$$

$$\therefore\quad \sigma=2.03\,\mathrm{m} \tag{3.24}$$

となつて，3.20 とかなりよく一致した推定をすることができる。

最後に，吹雪量の高度分布が 0 になる高さ，すなわちその高度分布の極限の高さ H_{max} を推定すると，

$$H_{max}=17.00\,\mathrm{m} \tag{3.25}$$

であることがわかる。

以上の方法によつて，吹雪の高さは 17m 程度にまで達することが推定されるのである。

4. 現地の積雪面上と風洞気流の場とにおける気流の相似性

前述の現地の積雪面に対応した 1/200 縮尺模型を風洞気流の場において作り，その乱れのある（乱子）動粘性係数の値を求めたものが表—4.1 である．測定は，風洞気流の場において，防雪柵の風上 35m の地点で行つた。表—4.2 は風洞気流の場の条件を変えた場合の測定値である。

表—4.1　現地の積雪面に対応した風洞気流の場における乱れのある（乱子）動粘性係数の値

風洞内の模型積雪面上高さ5mにおける平均風速 $\bar{V}$ m/sec	a	b	u_* cm/sec	h cm	風洞内の模型積雪面上高さ1mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	風洞内の模型積雪面上高さ5mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	現地の積雪面上に対応して換算想定した高さ1mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	現地の積雪面上に対応して換算想定した高さ5mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	摘要
8.60	7.5	1.4	24	1.3×10^{-2}	4.8	2.4×10	1.0×10^{3}	4.8×10^{3}	
7.30	6.3	1.4	24	9.5×10^{-2}	4.8	2.4×10	1.0×10^{3}	4.8×10^{3}	
7.10	6.1	1.3	23	6.2×10^{-2}	4.6	2.3×10	0.9×10^{3}	4.6×10^{3}	
6.10	5.2	1.3	23	3.0×10^{-1}	4.6	2.3×10	0.9×10^{3}	4.6×10^{3}	

表—4.2　現地の積雪面に対応した風洞気流の場における乱れのある（乱子）動粘性係数の値（表—4.1 の風洞気流の場の条件を変えた場合の測定値）

風洞内の模型積雪面上高さ5mにおける平均風速 V m/sec	a	b	u_* cm/sec	h cm	風洞内の模型積雪面上高さ1mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	風洞内の模型積雪面上高さ5mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	現地の積雪面上に対応して換算想定した高さ1mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	現地の積雪面上に対応して換算想定した高さ5mにおける乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ cm²/sec	摘要
8.50	7.7	1.1	19	3.0×10^{-4}	3.8	1.9×10	0.8×10^{3}	3.8×10^{3}	
6.50	5.8	1.0	17	4.8×10^{-3}	3.4	1.7×10	0.7×10^{3}	3.4×10^{3}	

これらの値は，つぎのようにして計算したものである。すなわち，風洞気流の場においては，1.1 によつて，

$$z_0=\frac{1}{\alpha}h_0$$

$$=\frac{1}{30}h_0 \tag{4.1}$$

であつて，1.4 はつぎのように変形される。

$$\bar{u}(z)=5.75\,u_*\log_{10}\frac{30(z-z_0')}{h_0}$$

$$=u_*\{8.51+5.75\log_{10}(z-z_0')-5.75\log_{10}h_0\} \tag{4.2}$$

風洞内の模型積雪面の場合においても，z_0' は無視して考えられるので，4.2 は，

$$\bar{u}(z)=u_*\{8.51+5.75\log_{10}z-5.75\log_{10}h_0\} \qquad (4.\ 3)$$

とすることができる。

つぎに，現地の積雪面における場合と全く同様にして，4.3 において，四つの変数の内，一つの独立変数 z と従属変数 $\bar{u}(z)$ とが既知であるから，つぎのように置き換えて未知変数を決定する。

$$\left.\begin{aligned}&\bar{u}(z)\equiv y,\\&u_*(8.51-5.75\log_{10}h_0)\equiv a,\\&5.75\,u_*\log_{10}z\equiv bx,\\&5.75\,u_*\equiv b,\\&\log_{10}z\equiv x\end{aligned}\right\} \qquad (4.\ 4)$$

と置けば，4.3 は，

$$y=a+bx \qquad (4.\ 5)$$

のように，x，y に関しての一次式に書き換えられる。

4.4 を 1.8 と比較すると，2式において常数が異なるのみである。したがつて，

$$\log_{10}h_0=\frac{8.51}{5.75}-\frac{a}{b}$$

$$=1.48-\frac{a}{b} \qquad (4.\ 6)$$

によつて h_0 が求められ，その外の誘導は現地の積雪面上における場合と全く同様である。

なお，これはこのような実験をする場合の一つの注意であるが，この場合風洞内の模型の縮尺が 1/200 であるため，cm—単位による測定値と m—単位による測定値とでは，有効数字によつ生ずる相対誤差のために，求めた結果に多少の差が現われる。(データはこゝでは省略する。) この程度の縮尺では，cm—単位による測定値の計算の方がよい結果が得られる。しかしながらこの場合最もよい方法は，風洞気流の場合においてその模型の縮尺を換算して測定することである。前掲の表—4.1，4.2 はこの方法によつたもので，この風洞模型実験に対応して表現される現地の乱れのある (乱子) 動粘性係数 $\hat{\kappa}$ が求められる。なお，cm—単位と m—単位とに関係なく，これらの相似性の比較を行おうとするには，その摩擦速度 u_*^2 を用いればよい。1.1 からわかるように u_*^2 に比例して積雪面に働く風の引張り応力 (摩擦応力) τ が大きくなり，したがつて積雪面の雪は移動しやすくなる。この測定から，一定の条件の下で一定の高さにおける乱れのある (乱子) 動粘性係数 $\hat{\kappa}$ の値は，風速にあまり関係がないことがわかる。風洞内の風速が 6.10～8.60 m/sec の範囲内では，$\hat{\kappa}$ の値 (風洞内の模型積雪面上換算した高さ 1 m における) は O(1 c.g.s.) である。つぎに，風洞気流の場の条件を変えて $\hat{\kappa}$ を測定してみると，表—4.2 の値が得られたのである。この場合においても，風速の増加に対応して $\hat{\kappa}$ の値 (風洞内の模型積雪面上換算した高さ 1 m における) はあまり変化なく，風洞内の風速が 6.50～8.50 m/sec の範囲内では，その $\hat{\kappa}$ の値は同様に O(1 c.g.s.) である。

更に，表—4.1，4.2 からわかるように，模型縮尺に基づいて換算した現地の積雪面上高さ 1 m における乱れのある (乱子) 動粘性係数 $\hat{\kappa}$ の値は $O(1\times10^3)$ であつて，表—1.1，1.4 の現地の積雪面上における値 $O(1\times10^3)$ と比較すると，同程度の値を示しており，風洞気流の場において実現されている。言い換えれば，その意味において気流の相似性が再現されているのである。

また，風洞気流の場において，防雪柵の風上 35 m の地点の乱れの強さの値を求めたものが表—4.3 である。これから乱れの強さは平均約 2％程度と考えられるので，表—1.2，1.5 の現地の積雪面におけるこの地点に対応した値平均約 12％程度に比較すると，

$$\frac{2}{12}=\frac{1}{6} \qquad (4.\ 7)$$

程度になつている。

表—4.3　現地の積雪面に対応した風洞気流の場における乱れの強さの値

風洞内の模型積雪面上における高さ	防雪柵の風上 35 m の地点	風洞気流の場の条件を変えた場合における同一の地点
風洞内の模型積雪面上高さ 10 m の位置	2％	3％
風洞内の模型積雪面上高さ 5 m の位置	0％	2％

以上の模型実験における再現性から考えて，前報に述べた乱流現象における相似性はほぼ成立しているといえる。すなわち，乱れのある(乱子)動粘性係数 $\hat{\kappa}$ の値に基づいた Reynolds' number $R_{\hat{\kappa}}$ 一定の条件は充足され，乱れの強さ I は約 $\frac{1}{6}$ 程度に再現されている。

5. 模型雪を使用した風洞模型実験における吹溜り現象の相似性

本報の最後の問題として，現地の吹溜り現象が，模型雪を使用した風洞模型実験においていかに再現されているのか，言い換えれば，吹溜り現象の相似性はいかに再現されているのかを考察する。

まず，吹雪現象における相似性を次元解析の方法によつて求めるとつぎのようになる。次元解析の形式的方法には幾つかの方法があるが，もちろん解析の本質的方法には変りはないものであるから，ここではそれらの中で最も簡便なつぎの方法による。

表—5.1　物理量と次元式

物　　理　　量	記　号	次　元　式
吹雪現象において雪粒の受ける抵抗	R	$L\ M\ T^{-2}$
雪粒の終末落下速度	v	$L\ \ T^{-1}$
吹雪現象の規模	l	L
気流の乱れのある（乱子）動粘性係数 $\hat{\kappa}$ に対応した気流の粘性係数	η	$L^{-1}M\ T^{-1}$
同様の気流の密度	ρ	$L^{-3}M$
重力の加速度	g	$L\ \ T^{-2}$
雪粒の受ける抵抗に影響を及ぼす雪粒の形状抵抗因数	r	0

この場合には，表—5.1 によつて，形状抵抗因数 r を除いても 6 個の独立変数または次元常数があり，基本単位は 3 個であるから，π 定理を適用すれば，

$$\begin{aligned}&\text{無次元積の数}=\text{独立変数または次元常数の数}-\text{基本単位の数}\\&=6\text{個}-3\text{個}\\&=3\text{個}\end{aligned}\qquad(5.\ 1)$$

の無次元積があることになる。これらの無次元積においては，R，ρ，g の指数を任意に選び，それによつて他の独立変数の指数を計算することにする。3 個の無次元積をつぎのように置く。

$$\left.\begin{aligned}\pi_1&=R\,v^{\alpha_1}l^{\beta_1}\eta^{\gamma_1},\\\pi_2&=\rho\,v^{\alpha_2}l^{\beta_2}\eta^{\gamma_2},\\\pi_3&=g\,v^{\alpha_3}l^{\beta_3}\eta^{\gamma_3}\end{aligned}\right\}\qquad(5.\ 2)$$

これからつぎの次元方程式を立てる。

$$\begin{aligned}\pi_1&=[R\,v^{\alpha_1}l^{\beta_1}\eta^{\gamma_1}]\\&=[L\,M\,T^{-2}][L\,T^{-1}]^{\alpha_1}[L]^{\beta_1}[L^{-1}\,M\,T^{1}]^{\gamma_1}\\&=[L^0\,M^0\,T^0]\end{aligned}\qquad(5.\ 3)$$

または，表形式にして表—5.2 を作る。

表—5.2　$\pi=R\,v^{\alpha_1}l^{\beta_1}\eta^{\gamma_1}$ の次元方程式の表形式化

	R	v^{α_1}	l^{β_1}	η^{γ_1}
$[L]$	$+1$	$+\alpha_1$	$+\beta_1$	$-\gamma_1$
$[M]$	$+1$	0	0	$+\gamma_1$
$[T]$	-2	$-\alpha_1$	0	$-\gamma_1$

表—5.2 から，つぎの三元連立一次方程式が得られる。

$$\left.\begin{aligned}L&:+1+\alpha_1+\beta_1-\gamma_1=0,\\M&:+1\qquad\quad+\gamma_1=0,\\T&:-2-\alpha_1\qquad-\gamma_1=0\end{aligned}\right\}\qquad(5.\ 4)$$

この方程式の解はつぎのようになる。

$$\left.\begin{aligned}\alpha_1&=-1,\\ \beta_1&=-1,\\ \gamma_1&=-1\end{aligned}\right\} \tag{5. 5}$$

したがつて，無次元積 $\pi_1=R\,v^{\alpha_1}l^{\beta_1}\eta^{\gamma_1}$ は，

$$\begin{aligned}\pi_1&=R\,v^{\alpha_1}l^{\beta_1}\eta^{\gamma_1}\\ &=\frac{R}{v\,l\,\eta}\end{aligned} \tag{5. 6}$$

となる。

つぎに，$\pi_2=\rho\,v^{\alpha_2}l^{\beta_2}\eta^{\gamma_2}$ についても，全く同様にして，つぎの次元方程式を立てる。

$$\begin{aligned}\pi_2&=[L^{-3}M][L\,T^{-1}]^{\alpha_2}[L]^{\beta_2}[L^{-}M\,T^{-1}]^{\gamma_2}\\ &=[L^0\,M^0\,T^0]\end{aligned} \tag{5. 7}$$

または，表形式にして表—5.3 を作る。

表—5.3　$\pi_2=\rho\,v^{\alpha_2}l^{\beta_2}\eta^{\gamma_2}$ の次元方程式の表形式化

	ρ	v^{α_2}	l^{β_2}	η^{γ_2}
$[L]$	-3	$+\alpha_2$	$+\beta_2$	$-\gamma_2$
$[M]$	$+1$	0	0	$+\gamma_2$
$[T]$	0	$-\alpha_2$	0	$-\gamma_2$

表—5.3 から，つぎの三元連立一次方程式が得られる。

$$\left.\begin{aligned}L:&\ -3+\alpha_2+\beta_2-\gamma_2=0,\\ M:&\ +1\qquad\quad +\gamma_2=0,\\ T:&\quad -\alpha_2\quad -\gamma_2=0\end{aligned}\right\} \tag{5. 8}$$

この方程式の解はつぎのようになる。

$$\left.\begin{aligned}\alpha_2&=+1,\\ \beta_2&=+1,\\ \gamma_2&=-1\end{aligned}\right\} \tag{5. 9}$$

したがつて，無次元積 $\pi_2=\rho\,v^{\alpha_3}l^{\beta_3}\eta^{\gamma_3}$ は，

$$\begin{aligned}\pi_2&=\frac{\rho\,v\,l}{\eta}\\ &=\frac{v\,l}{\frac{\eta}{\rho}}\\ &=\frac{v\,l}{\hat{\kappa}}\end{aligned} \tag{5. 10}$$

となる。

つぎに，$\pi_3=g\,v^{\alpha_3}l^{\beta_2}\eta^{\gamma_3}$ についても，全く同様にして，つぎの次元方程式を立てる。

$$\begin{aligned}\pi_3&=[L\,T^{-2}][L\,T^{-1}]^{\alpha_3}[L]^{\beta_3}[L^{-1}M\,T^{-1}]^{\gamma_3}\\ &=[L^0\,M^0\,T^0]\end{aligned} \tag{5. 11}$$

または，表形式にして表—5.4 を作る。

表—5.4　$\pi_3=g\,v^{\alpha_3}l^{\beta_3}\eta^{\gamma_3}$ の次元方程式の表形式化

	g	v^{α_3}	l^{β_3}	η^{γ_3}
$[L]$	$+1$	$+\alpha_3$	$+\beta_3$	$-\gamma_3$
$[M]$	0	0	0	$+\gamma_3$
$[T]$	-2	$-\alpha_3$	0	$-\gamma_3$

表—5.4 からつぎの三元連立一次方程式が得られる。

$$\left.\begin{aligned}L:&\ +1+\alpha_3+\beta_3-\gamma_3=0,\\ M:&\qquad\quad +\gamma_3=0,\\ T:&\ -2-\alpha_3\quad -\gamma_3=0\end{aligned}\right\} \tag{5. 12}$$

この方程式の解はつぎのようになる。

$$\left.\begin{aligned}\alpha_3&=-2,\\ \beta_3&=+1,\\ \gamma_3&=0\end{aligned}\right\} \tag{5.13}$$

したがつて，無次元積 $\pi_3=g\,v^{\alpha_3}\,l^{\beta_3}\,\gamma^{\gamma_3}$ は，

$$\pi_3=\frac{g\,l}{v^2} \tag{5.14}$$

となる。

これら3個の無次元積の中で，$\pi_1=\dfrac{R}{v\,l\,\eta}$ について陽函数的に解けば，

$$R=v\,l\,\eta\,\phi\left(\frac{vl}{\hat{\kappa}},\ \frac{gl}{v^2},\ \phi(r)\right) \tag{5.15}$$

となる。

すなわち，吹雪現象の相似性の完全条件（必要にして且つ十分な条件）は，5.15 の未知函数 ϕ 内の各独立変数 $\dfrac{vl}{\hat{\kappa}}$，$\dfrac{gl}{v^2}$，$\phi(r)$ が一定であることである。言い換えれば，雪粒の形状をも含めて，現地の吹雪の場と風洞内の吹雪の場において，幾何量的相似性が成立し，しかも，雪粒の終末落下速度について，Reynolds' number $R_{\hat{\kappa}}$，Froude's number F_* の逆数が相等しいという物理量的相似性が成立しなければならないのである。そこで，これらの相似性を満足させるためには，いかなる縮尺の下に，どのような模型雪を使用するべきであるかについて考察しなければならない。まず，第一条件 $R_{\hat{\kappa}}=\dfrac{vl}{\hat{\kappa}}=$const. は現地の吹雪の場において，

$$\left.\begin{aligned}v&=1\times10^2\ \mathrm{cm/sec},\\ l&=1\times10^2\ \mathrm{cm},\\ \hat{\kappa}&=1\times10^3\ \mathrm{cm^2/sec}\end{aligned}\right\} \tag{5.16}$$

であるから，

$$\begin{aligned}R_{\hat{\kappa}}&=\frac{v\,l}{\hat{\kappa}}\\ &=\frac{1\times10^2\times1\times10^2}{1\times10^3}\\ &=1\times10\\ &>1\\ &\ll1\times10^3\end{aligned} \tag{5.17}$$

となり，この場合は粘性抵抗と慣性抵抗との中間領域に属する，言い換えれば，粘性抵抗と慣性抵抗とがどちらも効果的に作用すると考えるのが妥当であろう。一方，風洞内の吹雪の場においては，

$$\left.\begin{aligned}l&=2\ \mathrm{cm},\\ \hat{\kappa}&=1\times10\ \mathrm{cm^2/sec}\end{aligned}\right\} \tag{5.18}$$

であるから，

$$\begin{aligned}R_{\hat{\kappa}}&=\frac{v\,l}{\hat{\kappa}}\\ &=\frac{v\times2}{1\times10}\\ &=1\times10\end{aligned}$$

$$\therefore\quad v=\frac{1\times10\times1\times10}{2}=50\ \mathrm{cm/sec} \tag{5.19}$$

となる。

つぎに，第二条件 $F_*=\dfrac{gl}{v^2}=$const. は現地の吹雪の場において，

$$\left.\begin{aligned}g&=980\ \mathrm{cm/sec^2},\\ l&=1\times10^2\ \mathrm{cm},\\ v&=1\times10^2\ \mathrm{cm/sec}\end{aligned}\right\} \tag{5.20}$$

であるから，

$$\frac{1}{F_*}=\frac{g\,l}{v^2}$$

$$=\frac{g\times1\times10^2}{(1\times10^2)^2}$$

$$=\frac{g\times1\times10^2}{1\times10^4}$$

$$=\frac{g}{1\times10^2} \tag{5.21}$$

となる。一方，風洞内の吹雪の場においては，

$$\left.\begin{aligned} g&=980\ \mathrm{cm/sec^2},\\ l&=2\ \mathrm{cm}\end{aligned}\right\} \tag{5.22}$$

であるから，

$$\frac{1}{F_*}=\frac{g\,l}{v^2}$$

$$=\frac{g\times2}{v^2}$$

$$=\frac{g}{1\times10^2}$$

$$\therefore\quad v^2=\frac{g\times2\times1\times10^2}{g}$$

$$=2\times10^2\qquad(\because\ g\neq0)$$

$$\therefore\quad v\fallingdotseq14\ \mathrm{cm/sec} \tag{5.23}$$

となる。

要するに，第一条件 $R\hat{e}=\frac{vl}{\hat{k}}=\mathrm{const.}$ から，風洞内の吹雪の場において，雪粒の終末落下速度 $v=50\ \mathrm{cm/sec}$，第二条件 $\frac{1}{F_*}=\frac{gl}{v^2}=\mathrm{const.}$ から風洞内の吹雪の場において，雪粒の終末落下速度 $v=14\ \mathrm{cm/sec}$ となるので，これら二つの条件の中間領域に属するものとしてこれらの平均をとると，雪粒の終末落下速度 $v\fallingdotseq30\ \mathrm{cm/sec}$ となる。これが風洞内の吹雪の場において使用するべき模型雪の終末落下速度である。すなわち，このような終末落下速度を持つた模型雪が所要の条件に適合するものであつて，このような性質を持つた模型雪材料を捜さなければならないのである。

さていま，このような要求に合致するものとして炭酸マグネシウムを考える。この粉末は，従来防雪柵に関する風洞模型実験に，模型雪材料として使用されて来たものである。粘性流体中を重力の加速度で落下する小球の運動に関する Stokes の式によつて，その終末落下速度を推定することにする。この Stokes の抵抗の式はつぎのように表現される。

$$v=\frac{(\sigma-\rho)gd^2}{18\eta} \tag{5.24}$$

こゝで，

v＝雪粒の終末落下速度，
σ＝雪粒の密度，
ρ＝気流の密度，
g＝重力の加速度，
d＝雪粒の直径，
η＝気流の粘性係数

である。

5.24 を，つぎのように変形する。

$$\sigma=\frac{18\eta v}{gd^2}+\rho \tag{5.25}$$

模型雪材料としての炭酸マグネシウムについては，

$\eta=1.80\times10^{-4}$ gm/cm sec，標準状態（乾燥空気の大気圧 $H=760$ mm，気温 $t=15°C$）において，
$v=30$ cm/sec，前述のように，
$g=980$ cm/sec^2，
$d=0.03$ cm，たとえば，Tyler の標準フルイ No. 60（フルイ口径 0.250 mm）の通過量 99.40％で，この粉末は塊りになる性質があるので各粒径が近似的に最大粒径程度になるものと考えて四捨五入し 0.3 mm とする。
$\rho=1.22\times10^{-3}$ gm/cm^3，標準状態において　(5.26)

であるから，この 5.26 の条件を 5.25 に代入する。

$$\sigma=\frac{18\eta v}{gd^2}+\rho$$
$$=\frac{18\times1.80\times10^{-4}\times30}{980\times0.03^2}+1.22\times10^{-3}$$
$$=\frac{18\times18\times3\times10^{-4}}{980\times9\times10^{-4}}+0.00122$$
$$=\frac{108}{980}+0.00122$$
$$\fallingdotseq0.110+0.001$$
$$=0.111\ \text{gm/cm}^3 \qquad (5.27)$$

これが模型雪材料として要求される雪粒の密度である。そこで，炭酸マグネシウムの密度すなわち見掛けの単位容積質量を測定してみると，

$$\sigma=0.078\ \text{gm/cm}^3 \qquad (5.28)$$

であるから与件は近似的に満足されている。

さて，以上は，吹溜り現象中，特に風雪作用あるいは飛雪作用に基づく吹雪現象に注目してその相似性を考察したのであるが，更に，堆雪現象に注目した場合，その相似性はどうなるのか，以下その相似性について考察する。

表—5.5　物理量と次元式

物理量	記号	次元式
堆雪現象に現われる剪断応力	f	$L^{-1}M\ T^{-2}$
その雪粒間の粘着力	c	$L^{-1}M\ T^{-2}$
雪粒の密度	σ	$L^{-3}M$
重力の加速度	g	$L\quad T^{-2}$
堆雪の高さ	h	L
その雪粒間の摩擦力	θ	0

この場合には，表—5.5 によつて，その雪粒間の摩擦力 θ を除いても 5 個の独立変数または次元常数があり，基本単位は 3 個であるから，π 定理を適用すれば，

無次元積の数＝5 個－3 個
＝2 個　(5.29)

の無次元積があることになる。これらの無次元積においては，f，h の指数を任意に選び，それによつて他の独立変数の指数を計算することにする。2 個の無次元積をつぎのように置く。

$$\pi_1=f c^{\alpha_1}\sigma^{\beta_1}g^{\gamma_1},$$
$$\pi_2=h c^{\alpha_2}\sigma^{\beta_2}g^{\gamma_2} \qquad (5.30)$$

これから，表形式にして表—5.6 を作る。

表—5.6　$\pi_1=f c^{\alpha_1}\sigma^{\beta_1}g^{\gamma_1}$ の次元方程式の表形式化

	f	c^{α_1}	σ^{β_2}	g^{γ_1}
$[L]$	-1	$-\alpha_1$	$-3\beta_1$	$+\gamma_1$
$[M]$	$+1$	$+\alpha_1$	$+\beta_1$	0
$[T]$	-2	$-2\alpha_1$	0	$-2\gamma_1$

表—5.6 から，つぎの三元連立一次方程式が得られる。

$$\left.\begin{aligned} L&: -1-\alpha_1-3\beta_1+\gamma_1=0,\\ M&: +1+\alpha_1+\beta_1\quad\quad=0,\\ T&: -2-2\alpha_1\quad\quad-2\gamma_1=0 \end{aligned}\right\} \tag{5.31}$$

この方程式の解はつぎのようになる。

$$\left.\begin{aligned} &\alpha_1=-1,\\ &\beta_1=0,\\ &\gamma_1=0 \end{aligned}\right\} \tag{5.32}$$

したがつて，無次元積 $\pi_1=f\,c^{\alpha_1}\sigma^{\beta_1}g^{\gamma_1}$ は，

$$\pi_1=f\,c^{\alpha_1}\sigma^{\beta_1}g^{\gamma_1}$$
$$=\frac{f}{c}$$

となる。

つぎに，$\pi_2=h\,c^{\alpha_2}\sigma^{\beta_2}g^{\gamma_2}$ についても，全く同様に表形式にして表—5.7 を作る。

表—5.7 $\pi_2=h\,c^{\alpha_2}\sigma^{\beta_2}g^{\gamma_2}$ の次元方程式の表形式化

	h	c^{α_2}	σ^{β_2}	g^{γ_2}
$[L]$	$+1$	$-\alpha_2$	$-3\beta_2$	$+\gamma_2$
$[M]$	0	$+\alpha_2$	$+\beta_2$	0
$[T]$	0	$-2\alpha_2$	-0	$-2\gamma_2$

表—5.7 から，つぎの三元連立一次方程式が得られる。

$$\left.\begin{aligned} L&: +1-\alpha_2-3\beta_2+\gamma_2=0,\\ M&: \quad+\alpha_2+\beta_2\quad\quad=0,\\ T&: \quad-2\alpha_2\quad\quad-2\gamma_2=0 \end{aligned}\right\} \tag{5.34}$$

この方程式の解はつぎのようになる。

$$\left.\begin{aligned} &\alpha_2=-1,\\ &\beta_2=+1,\\ &\gamma_2=+1 \end{aligned}\right\} \tag{5.35}$$

したがつて，無次元積 $\pi_2=h\,c^{\alpha\beta_2}\sigma^{\beta_2}g^{\gamma_2}$ は，

$$\pi_2=\frac{h\sigma\,g}{c} \tag{5.36}$$

となる。

以上は，一応次元解析法の形式に従つて解いたものであるが，ここで注意すべきことは，物理量と次元式を表わした表—5.5 から視察によつて，これら2個の無次元積の中の一つは $\pi_1=\frac{f}{c}$ であることが明らかであるから，残りの一つの無次元積 π_2 についてのみ前述の解法を行えばよいということである。

さて，これら2個の無次元積の中で，$\pi_1=\frac{f}{c}$ について陽函数的に解けば，

$$f=c\,\phi\left(\frac{h\sigma\,g}{c},\ \phi(\theta)\right) \tag{5.37}$$

となる。

すなわち，堆雪現象の相似性の完全条件（必要にして且つ十分な条件）は，5.37 の未知函数 ϕ 内の各独立変数 $\frac{h\sigma\,g}{c}$, $\phi(\theta)$ が一定であることである。言い換えれば，現地の堆雪の場と風洞内の堆雪の場において，幾何量的相似性が成立し，しかもその堆雪現象についてこの独立変数が相等しいという物理的量相似性が成立しなければならないのである。そこで，これらの相似性をも満足させるためにはいかなる縮尺の下に，どのような模型雪を使用するべき，以下これらについて考察する。

前述に引き続き，模型雪材料として炭酸マグネシウムについて検討する。堆雪現象についての相似性の条件 $\frac{h\sigma g}{c}$=const. は，現地の堆雪の場において，

$$\left.\begin{aligned} h&=1\times10^{2}\text{cm},\\ \sigma&=0.05\text{gm/cm}^{3},\\ g&=980\text{cm/sec}^{2},\\ c&=1.00\text{gm/sec}^{2}\end{aligned}\right\}\qquad(5.38)$$

であるから，

$$\frac{h\sigma g}{c}=\frac{1\times10^{2}\times0.05\times980}{1.00}$$

$$=5\times980\qquad(5.39)$$

となる。一方，風洞内の堆雪の場においては，

$$\left.\begin{aligned} h&=2\text{ cm},\\ \sigma&=0.078\text{ gm/cm}^{3},\\ g&=980\text{ cm/sec}^{2}\end{aligned}\right\}\qquad(5.40)$$

であるから，

$$\frac{h\sigma g}{c}=\frac{2\times0.078\times980}{c}$$

$$=5\times980$$

$$\therefore\quad c=\frac{2\times0.078}{5}$$

$$\fallingdotseq0.031\text{ gm/sec}^{2}\qquad(5.41)$$

となる。

要するに，堆雪現象についての相似性の条件 $\frac{h\sigma g}{c}$=const. から，風洞内の堆雪の場において，模型雪材料として要求される雪粒間の粘着力 c はこの程度でなければならないのである。いま，検討している炭酸マグネシウムについて調べてみると，c=0.06 gm/cm sec^2 程度であるから，所与の条件が近似的に満足されていることが

表—5.8　模型雪の対象となる諸材料の密度と粘着力の値

模型雪材料	密度 σ gm/cm^3	粘着力 C gm/cm sec^2
炭酸マグネシウム	0.078	0.06
鋸屑	0.228	——
白陶土(珪酸アルミニウム)	0.293	0.14
亜鉛華(酸化亜鉛，亜鉛白)	0.312	0.01
硼酸	0.319	0.07
水酸化カルシウム(消石灰)	0.330	0.07
タルク(滑石)	0.428	0.06
アルミニウム粉末	0.473	0.04
沈降炭酸カルシウム(炭酸石灰)	0.543	0.18
明礬(硫酸アルミニウムカリウム)	0.735	0.05
重曹(重炭酸ソーダ，炭酸水素ナトリウム，酸性炭酸ナトリウム)	0.799	0.40
硫黄粉末	0.829	0.30
硫酸バリウム	0.858	0.05
四三酸化鉛(鉛丹，光明丹)	2.939	0.08
石松子	——	0.005
石灰(酸化カルシウム)	——	0.04
焼製マグネシア(酸化マグネシウム)	——	0.05
ジアスターゼ(アミラーゼ)	——	0.15
澱粉	——	0.3
うどん粉	——	0.2～1.0

わかる。以上の考察から，模型雪材料として炭酸マグネシウムは，与件をすべて大体満足しており，単価からみた入手の難易性いかん，材料としての危険性の有無，また人体に対する有害性の有無等から判断して支障がないと推定されるので，以後の風洞模型実験に模型雪材料として使用することにする。

なお，近似的に以上の諸条件を満足する模型雪材料は，炭酸マクネシウムの外幾つか考えられるし，また，わが国のように地方によつて雪質が異なる所，たとえば新潟地方と北海道地方とでは，気温，湿度等の影響で雪の含水量が異なり，したがつて雪粒の密度が異なる所では，その風洞模型実験に使用する模型雪材料を選択して，雪粒の密度を変化させなければならない。この目的のために，模型雪の対象となる諸材料の密度と粘着力とをまとめたものが表—5.8 である。これらの値は実測しあるいは文献によつて調べたものである。模型雪材料を選択するに当つては，所要の雪粒の密度等の条件を考慮して，前述の相似性構成要件の該当性とその充足性とを検討しなければならないが，それには前述の諸計算を繰り返えしていけばその目的が達せられることが容易にわかるであろう。

以上要するに，現地の吹溜り現象が，模型雪を使用した風洞模型実験においていかに再現されているのか，言い換えれば，吹溜り現象の相似性はいかに再現されているのかについて，吹溜り現象を特に風雪作用あるいは飛雪作用に基づく吹雪現象と堆雪現象との面からその相似性構成要件を誘導し，模型雪材料を使用した場合のその該当性とその充足性とを考察したものである。その結果，模型雪材料として，炭酸マグネシウムが一応適性を有することが推定されるのである。

結　　び

以上本報告

においては，現地実験中特に現地における諸観測とそれに基づいた風洞模型実験の再現性について述べたものである。言い換えれば，現地における諸観測とそれに基づいた風洞模型実験において，気流の相似性と吹溜り現象の相以性とはいかに再現されているかについて述べたものである。

続く第4報においては，風洞模型実験並びに現地実験等について述べ，本研究報告を完結する。

なお，本研究に当り，現地実験並びに風洞模型実験において，終始御協力を戴いた建設省東北地方建設局各位に対し，謹んで感謝の意を表する。

追越距離に関する実験

建設技官　金子　征
建設技官　谷藤正三
建設技官　山田敏照

(昭和 31 年3月)

On the investigation of passing distance

(March 1956)

M. KANEKO
S. TANIFUJI
T. YAMADA

Synopsis :

We have many difficult problem on the geometrical highway designs by speed up of the automobiles. This report explains the rerults of the passing distance test at the field, Especially expressed for the relation between the vehicle speed and passing distance and also the required roadwidth for passing.

要　旨

道路の計画・設計に際して自動車の性能を無視することはできない。近年自動車の高度の発達に伴つて，旧構造令によつて建設された在来道路は自動車の要求を満足させることができない状態となつてきた。

これらの道路は早急に改良しなければならない。それには改良の準拠となる道路構造の規格を如何に定めるかが問題となる。建設省道路局ではこれらの実情に直面し，我国の国情に適合した道路構造令の成案に努力してきた。

この報告書はこれらの一助とするために，追越視距の問題をとりあげ追越視距の主要素である追越距離および追越を自由にするために必要とする巾員を求めるための簡単な実験を行つて，若干の検討を加えたものの報告である。この報告書では加速追越—強制復帰，定速追越—強制復帰の2つをとりあげ，次の事項について検討した。

1) 追越距離
2) 追越に必要とする巾員
3) 追越軌跡長と追越距離
4) 追越時の曲率変化

この実験は我国の自動車を代表するものではなく，実験値も極めて少数のものについての結果であるから，引続いて我国で生産されている凡ての乗用自動車を対象とし，実験方法を更に検討して実験を行い，自動車の性能を加味した追越視距計算の基礎資料を確立する予定である。

目　次

1. 実験の概要……(1)
2. 実験に用いた機械について……(2)
〔1〕 スタンプ装置……(2)
〔2〕 運転自記々録計……(3)
〔3〕 試験自動車……(3)
3. 実験に用いた機械による解析……(4)
〔1〕 スタンプ装置による解析……(4)
〔2〕 運転自記々録計による解析……(4)
4. 実験結果について……(5)
〔1〕 加速追越の結果……(5)
〔2〕 定速追越の結果……(5)
5. 実験結果の検討……(6)
〔1〕 加速追越距離について……(6)
〔2〕 定速追越距離について……(6)
〔3〕 追越に必要とした巾員……(7)
〔4〕 追越軌跡長と追越距離について…(7)
〔5〕 追越時の曲率変化について……(8)
6. 結　語……(9)
7. 附　録……(9)
〔1〕 曲率の解析……(9)
〔2〕 試験自動車のハンドル回転角と曲率……(10)
〔3〕 定速追越距離の算式……(11)

1. 実験の概要

実験は2級国道 129 号線横浜市反町地先のコンクリート舗装道（舗装巾員 9.0m，横断勾配 2.0％）の直線区間で行なつた。実験に用いた道路は相当の交通量があるため，実験中の危険をなくする目的で作業中は交通を遮断した。

追越の型としては次の4つが考えられる。

a) 加速追越—強制復帰
b) 加速追越—任意復帰
c) 定速追越—強制復帰
d) 定速追越—任意復帰

がこの場合任意復帰をどのように規定するかが問題となる。然し道路の設計には常に対向車があるものとして最小安全視距をとればよいから，常に強制復帰のみを考えればよい。従つて a) と c) の2種類について行なつた。加速追越—強制復帰とは，追越される自動車は一様な速度で走行し，追越す自動車は追越ができない間は追越される自動車に追随し，運転者が追越可能と認めたならば直ちに追越の行動に入り，全加速で追越す。追越車は追越が完了した危険のない位置でできうる限り早く自己車線に復帰するものである。定速追越—強制復帰とは，追越す自動車は危険のない限り追越される自動車の後部に接近し，速度を変更することなく追越行動に入り，追越が完了した危険のない位置で早急に復帰するものである。この場合においても追越される自動車は一様な速度で走行するものとする。以上に述べた方法によることとし，解析の容易のために追越される自動車は右側車輪が縦目地を踏む様にして走行させた。

2. 実験に用いた機械について

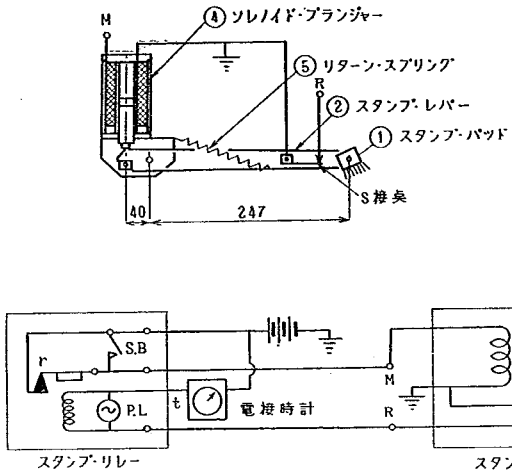
追越実験を行う場合，追越される自動車を直線等速走行させれば，追越車についての運動のみを解析すればよい。従つて追越車に必要な機械を装備すれば解決できる。測定装置としては追越車にＥＡ型スタンプ装置，運転自記々録計の2つを用いた。尚実験用自動車には追越される車としてプリンス・ワゴンを当て，追越車には道路試験車を用いた。以下にこれらの機械について簡単に説明する。

〔1〕 スタンプ装置

スタンプ装置とは走行中の自動車から必要に応じて合図を発し，それを路面に刻印する装置である。その概略を写真—1，図—1 に示す。

写真—1　スタンプ装置の概観

装置はスタンプ・レバー②を落下させる力をソレノイド④によつて与えるようにし，スタンプの刻印はスタンプ・パッド（ナイロン・ブラッシを使用）に適量のインクを備付のインク・タンクよりゴム・パイプを通じて流出させるようにしてある。このスタンプはスタンプ・パッド①が接地した瞬間に一時的に切れる接点Ｓを有しており，スタンプ・レバーの落下時間を電気的に計測することができるようになつている。配線図についてスタンプの作動状況を簡単に説明する。追越実験を行う場合，追随中にスターテング・ボタンＳＢを押すとリレーが作動して接点ｒが閉じ，パイロット・ランプが点燈し，電接時計ｔを通じて電流が流れ，スタンプ装置のソレノイド④が作動し，スタンプ・レバー②が落下し始める。②の先端に取付けられたスタンプ・パッド①が路面に突当つた瞬間に接点Ｓが一時的に開くから，この間はリレーが作動せず，接点ｒが開く。従つてソレノイド④も作動しなくなり，②はリターン・スプリング⑤によつて元の位置に復元する。電接時計の 1/2 秒接点に連結すれば，この操作が 1/2 秒毎に繰返され，1/2 秒毎の自動車の位置が路面に刻印される。本実験ではスタンプ装置を写真—1 に示すように追越す



図—1　スタンプ装置機構図

自動車のフロント・バンパーの中央に取付け，1/2 秒毎の追越の全行程における位置をスタンプさせ，路面を座標にとつて追越車の軌跡を求めた。

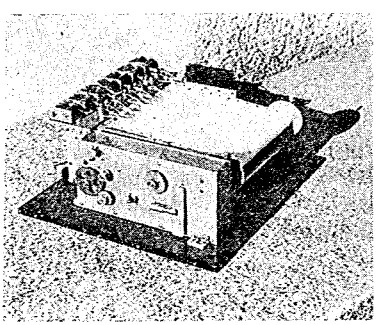
〔2〕 運転自記々録計

追越す自動車のハンドル操作状態を記録し，追越軌跡の曲率の変化を知り，併わせて曲線走行中の自動車々体に生ずる加速度の大きさを算定しようとするものである。（細部の構造については第3回日本道路会議論文集の佐藤・谷藤 "道路試験自動車の計器について" (pp. 665～668) の記事参照)。装置の概観を示せば写真—2 のようである。

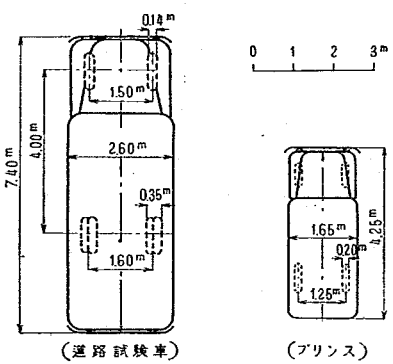
〔3〕 試験自動車

実験に用いた自動車は道路試験車（ニッサン 180 型—バス型自動車）およびプリンス・ワゴンである。一般に考えられる追越は緩速車を高速車が追越すのであるが，装備の都合上この実験ではプリンス・ワゴンを緩速車，道路試験車を高速車と定めた。

実験結果解析に必要となる平面型状を示せば図—2 のようである。



写真—2　運転自記々録計



図—2　実験用自動車

3. 実験に用いた機械による解析

〔1〕 スタンプ装置による解析

この装置による路面上のスタンプは自動車の位置を示す座標点であり，時間との関係をも示すから，追越車の軌跡をスタンプすることによつて追越中の速度変化の状態および加速度の変化を知ることができる。また軌跡そのものから追越距離および追越所要時間を求めることができる。

速度はスタンプの間隔から直接計算でき，時間と速度との関係をプロットすることによつて速度の変化を知ることができる。加速度は，自動車の加速始点より t 時間に進む距離 S が

$$S=V_0t+\frac{1}{2}at^2 \quad \cdots\cdots\text{m}\cdots\cdots \quad (3\text{-}1\text{-}1)$$

で表わされるから，S 点までの平均加速度は次式によつて計算できる

$$a=\frac{2}{t^2}(S-V_0t)=\frac{2}{t^2}\left(S-\frac{V_0}{3.6}t\right) \quad \cdots\cdots\text{m/sec}^2\cdots\cdots \quad (3\text{-}1\text{-}2)$$

こゝに　a：平均加速度　m/sec²

S：加速始点よりの距離　m

v_0，V_0：初速度でそれぞれ，m/sec，km/hr

t：S 区間を走行するに要した時間　sec

また，加速度の時間変化を計算する場合には各々のスタンプ・インターバルについて

$$a=\frac{v^2-v_0^2}{2S}=\frac{V^2-V_0^2}{25.92S} \quad \cdots\cdots\text{m/sec}^2\cdots\cdots \quad (3\text{-}1\text{-}3)$$

こゝに　v，v：終速度　m/sec，km/hr

v_0，v_0：初速度　m/sec，km/hr

によつて計算することができる。これらの値を時間を横軸にとつてプロットすれば加速度の変化を知ることができる。

なお追越に必要とした巾員は，座標のY軸を縦目地にとつているから

$$W=L+\frac{b}{2}+B-\Delta B+C \quad \cdots\cdots\text{m}\cdots\cdots \quad (\text{W}\text{-}1\text{-}4)$$

また自動車々体の純間隔は

$$N_c=L-\frac{b}{2}-\Delta B \quad \cdots\cdots\text{m}\cdots\cdots \quad (3\text{-}1\text{-}5)$$

こゝに　W：追越しに必要とした巾員　m

L：軌跡の最大正経距　m

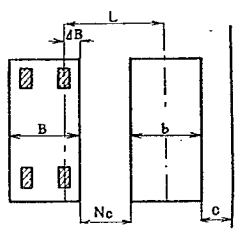
b，B：追越車，追越される自動車の巾　m

ΔB：追越される自動車の右車輪から外鈑までの距離　m

C：車輛外鈑から障害物までの距離または必要巾　m

N_c：車体純間隔　m

によつて計算され，夫々の速度に対応した値から設計速度に必要な追越所要巾員を求めることができる。



図—3

〔2〕 運転自記々録計による解析

運転自記々録計のハンドル廻転角の記録は自動車の前輪が転舵する実舵角と比例するから，ハンドルの廻転角と自動車の軌跡の曲率との関係を知ることによつて，この関係を定規として記録を曲率の記録に転化することは容易にできる。（曲率の解析および試験自動車のハンドル廻転角と曲率については附録参照）距離と時間の記録より速度を知ることができるから，車体に加わる横方向の遠心加速度 a_c は

$$a_c=Kv^2\fallingdotseq 0.07716\,KV^2 \quad \cdots\cdots \quad (3\text{-}2\text{-}1)$$

こゝに　a_c：遠心加速度　m/sec²

K：曲率

v，V：速度　m/sec，km/hr

また K—t 曲線から遠心加速度の増加率 C は

$$C=\frac{da_c}{dt}=v^2\frac{dK}{dt} \quad \cdots\cdots(3\text{-}2\text{-}2)$$

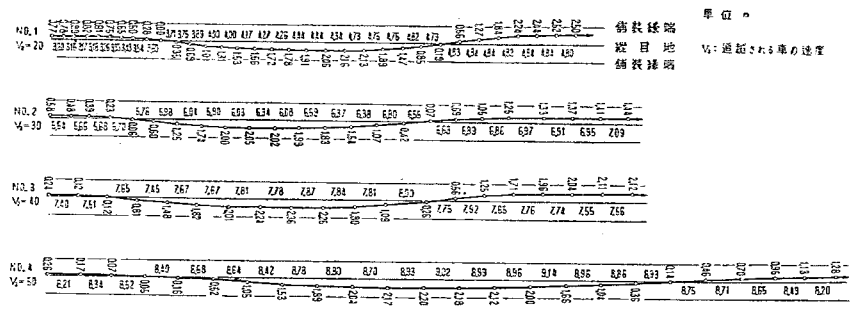
によつて計算される。

4. 実験結果について

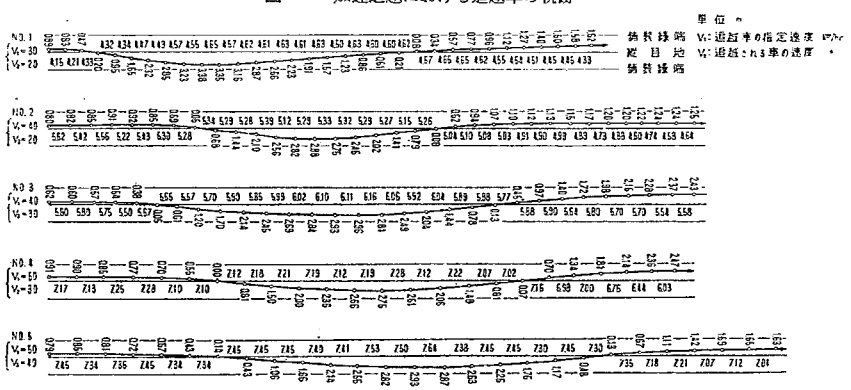
追越実験は 1. 実験の概要に記したように加速追越—強制復帰，定速追越—強制復帰の 2 種類について行なつた。

〔1〕 加速追越の結果

実験は，追越される自動車を右側車輪で縦目地を踏ませて等速走行させ，追越す自動車は前車に追随し，追越可能の位置に達した時追越開始の合図と同時に車頭間隔測定のために濡れ雑布の marking plot を行い，これと同時に Full 加速して追越を行ない，追越が終つて安全と考えられる位置で早急に自己車線に復帰した。この結果を図—4 に示す。



図—4　加速追越における追越車の軌跡



図—5　定速追越における追越車の軌跡

この図に示す点間は 1/2 sec であり，横書の数字は点間距離を縦書の数字は縦目地よりスタンプ位置までの距離を示している。縦書の数字が縦目地の右側にある場合は進行方向に向つて右に，左にある場合には左にスタンプのあることを示す。

〔2〕 定速追越の結果

この場合は追越される自動車の速度を 20. 30, 40 km/hr に与え，これに対応して追越す自動車の速度を各々

に対して +10, +20 km/hr に与えて,〔1〕の場合と同様に追越される自動車に可能な距離に接近し，途中両車とも速度を変更することなく追越すようにし，追越が終つて安全と考えられる位置で早急に自己車線に復帰した。実験結果の走行軌跡は図—5 に示す。

5. 実験結果の検討

〔1〕 加速追越距離について

追越される自動車の速度を横軸にとり，追越所要距離（以下単に追越距離という）を縦軸にとつて実験値をプロットすると図—6 に示すようである。この図に C.W. Prisk, T.M. Matson と T.W. Forbes の実測結果を修正した曲線[1] を挿入して比較してみると両者の傾向は若干異なつている。図の示す範囲では実質的には極端に異なつているとは考えられないが，今低速部の値が彼等の実測結果といくらか異なつた値となつて現われた理由を検討してみると次のことが云える。

1. 追越される自動車の低速部分では，追越距離が短かくて済むことを追越車の運転手が無意識の中に認めて転運を行なう傾向があるため彼等の値より大きくなつた。

2. 速度 30, 40 km/hr 附近では自動車の機関効率が比較的によく，運転手の注意力も高められているため大差がない。

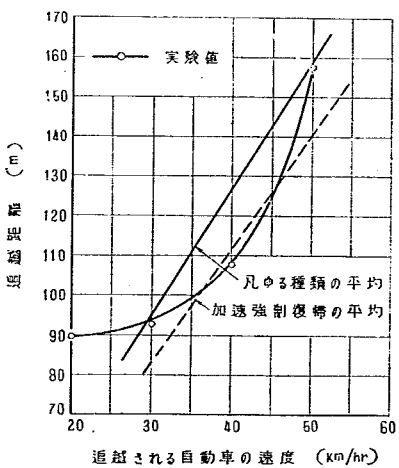
3. 速度 50 km/hr 附近では試験自動車の加速性能が限界に近く，考えたように加速できなかつたために追越距離が長くなつた。

4. 追越車の軌跡図をよく調べてみると追越を開始するときには既に追越される自動車の速度より高速であつたことが知られる。このことから若し追随を完全に行なつていたならば更に追越距離は長くなることが考えられる。

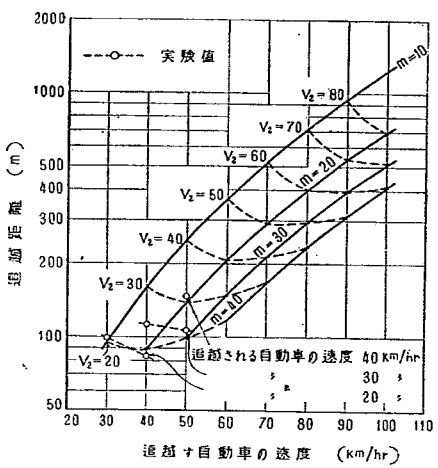
〔2〕 定速追越距離について

定速追越距離は定速という条件で追越を始めるときの車頭間隔が明らかであれば計算によつて容易に求めることができるが，この条件での車頭間隔の測定値は未だ確立されていない。計算による場合は安全制動停止距離をとつているが，これには藤井博士[2]，中沢技師[3]の計算式がある。筆者はこれらの式を修正して用いた。（附録 3 項を参照のこと）実験の結果は図—7 に示す。なお図中に計算によつて追越す自動車および追越される自動車の速度についての追越距離を示す。

この図の V_2 とは追越される自動車の速度であり，m は両車の速度の差を示す。実験および計算の結果を比較



図—6 追越される自動車の速度と追越距離の関係



図—7 追越す自動車および追越される自動車の速度と追越距離

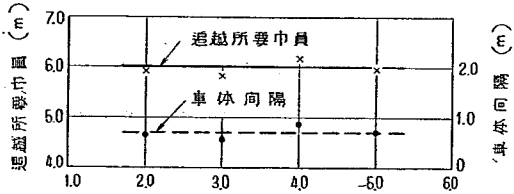
すると，追越される自動車の速度 20 km/hr についてはかなり一致するが，30，40 km/hr の場合には計算値より相当小さい値を示した。実験値の数が少ないのでこの理由について明言することは危険であるが，強いて考察すれば次のことが云える。

1. 計算に用いた車頭間隔が合理的でなく，実際の値より大きいと考えられる。

2. 実験においては追越される自動車の速度 30，40 km/hr に対応する追越車の規定速度が保持されないで，規定速度より高速で追越を行なつたためにこのような差を生じた。

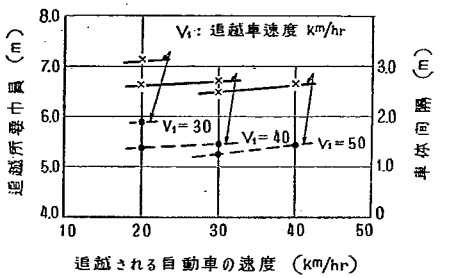
〔3〕 追越に必要とした巾員

追越に際して併走している自動車の必要とする巾員を考える場合，各々の車輛の外側に若干の余裕を考えねばならない。この余裕巾を常に 0.5 m 宛とることとする。このようにした場合の追越される自動車の速度と追越に必要とした巾員との関係を示せば図—8—a，b のようである。a は加速追越の場合であり，b は定速追越の場合についてのものである。尚各々の図中には追越される自動車と追越車の車体間隔（両車の内側外版間の）を示した。



図—8—a　追越される自動車の速度と追越所要巾員および車体間隔の関係

この計算に用いた自動車は夫々図—2 に示すものである。追越所要巾員のファクターとして速度と追越をする場合の両車の車輛全巾の 2 つが考えられる。一般の追越の場合としてトラック又はバスを乗用車が追越すというのが我々の通念である。そのためにこの実験の場合の状態を以て一般の場合に適用しても矛盾しないと考える。



図—8—b　定速追越の場合の追越所要巾員および車体間隔の関係

この実験結果から云えることは

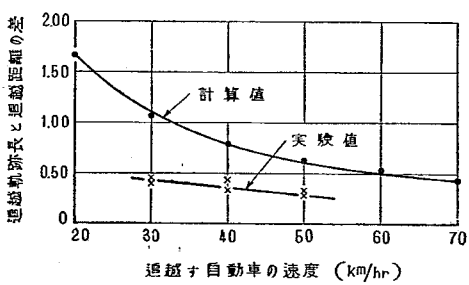
1. 加速追越の場合に較べて定速追越の方が略々 1.0 m 大きい値を示している。これは両車の相対平均速度の差によるものかと考えられるが，本質的には同程度の値となるものと考えられる。

2. 両追越状態の場合においても判然とした速度との関係はないものと思われる。殊に加速追越の場合は殆んど Const の値を示している。

の 2 点があげられるが，何れも実験値が少いので結論付けることは危険と考えられる。これらの関係については今後の実験に俟つこととしたい。

〔4〕 追越軌跡長と追越距離について

追越時，追越車は右側車線に出て追越し，追越が完了した後自己車線に復帰する。このため追越車の軌跡長は追越距離より常に長い。この差は藤井博士，中沢技師の計算[2),3)]による場合の $(2\varphi r-2r\sin\varphi)\times 2=4(\varphi r-r\sin\varphi)$ に該当する。そしてこの値は速度が増すと共に減じ，70 km/hr で約 0.40 m となる。実験値と計算値とを比較すれば図—9 に示すようである。実験の範囲では実験は計算値の約 1/2 の値を示し，実際の経路の曲率は計算による曲率より遙かに小さいことが判る。なお追越軌跡長と追越距離の差が全長の 0.5% 以下の値となるから，実測軌跡長をそのまゝ

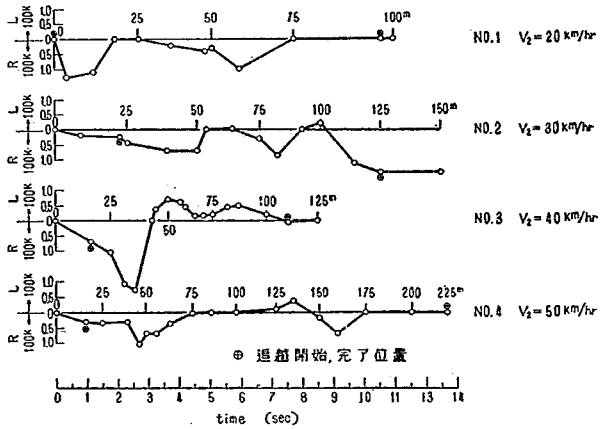


図—9　追越車の速度に対する追越軌跡長と追越距離の差の関係（定速）

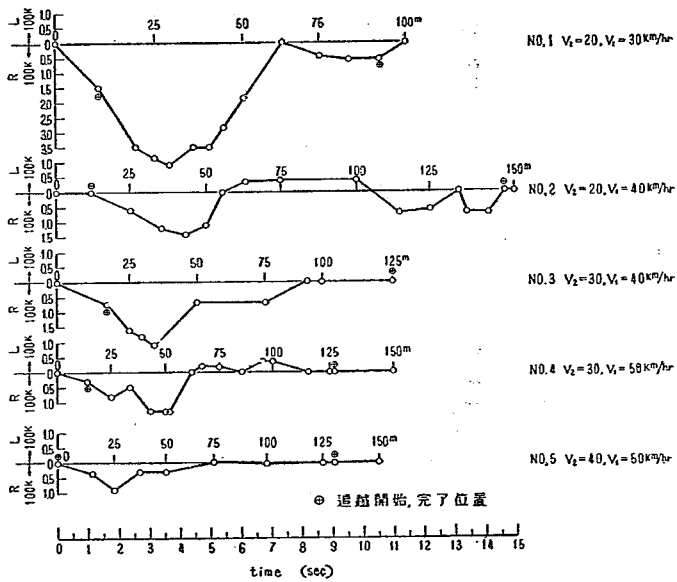
追越距離として用いても支障のないことが判つた。

〔5〕 追越時の曲率の変化について

追越車の描く軌跡はどのように変化するだろうか，車体に仂く最大の遠心加速度はどれ位か，又曲率と速度との関係を見出すことができれば遠心加速度の増加率も知ることができると考えて，運転自記々録計を用いてハンドルの動きを測定した。得られた結果を附録の〔1〕に示す定規を用い，K—t 曲線として図—10-a，b として示す。



図—10-a　加速追越における時間と曲率変化の関係



図—10-b　定速追越における時間と曲率変化の関係

図中の R, L は右廻転，左廻転の曲率を示す。この結果は最初期待したようには得られなかつた。記録結果について検討することは困難であるためにこのような結果となつたことについて記し，後日の参考としたい。理由として記録のペン・アームの長さが 45m/m であつて拡大度が小さく，誘導が機械的であるためにワイヤのフリクションが効いてバランシングがよくないこと，機械の作動の遅れ等が影響することがあげられる。この種の測定においてこれらの欠点を除くには電磁誘導による[4]のがよいと思われる。

6. 結　　語

以上に追越視距および追越所要巾員を求めるための1実験について記し，得られた結果について若干の検討を試みた。実験結果は少数の実験によつているために結論を引出すことはできなかつたが，これらについては 31 年度に実験を行なつているので後日の報告書で述べられると考える。

文　　献

(1) Matson, Smith and Hurd : Traffic Engineering p. 141

(2) 藤井，岩沢他2名：自転車道の構造に関する調査，土木試験所彙報　第 11 号　pp. 67～70

(3) 中沢安蔵：混合交通の性質並に其の経済的限度，第1回東亜道路技術会議論文報文集　昭和 17 年 pp. 12～13

(4) 近藤政市：自動車の安定性・操縦性の実験的研究，日本機械学会誌　第 59 巻　第448号 pp. 370～371

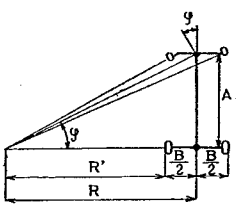
7. 附　　録

〔1〕 曲率の解析

ハンドルを廻したとき，自動車の前輪が転舵する運動をドラック・リングおよびピットマン・アームの動きから機械的に導いて記録ペンを作動させることによつてこれらの運動を記録させれば，前輪の実舵角の変化の状態が判る。前輪実舵角と後輪の描く軌跡の関係は図—11 から容易に求めることができる。Caribration の場合吾々の測定するのは内側後輪の廻転半径 R' であるから

$$\left.\begin{aligned} R&=R'+\frac{B}{2} \\ K&=\frac{1}{R} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7\text{-}1\text{-}1)$$

こゝに　B：左右後輪間の距離



図—11

従つて前輪実舵角 φ は

$$\tan\varphi=\frac{A}{R}=AK \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7\text{-}1\text{-}2)$$

こゝに　A：前後輪軸間の距離

によつて求められる。

検定の結果図—12 a に示す記録の読みと曲率の関係が得られ，この図から図—12 b の曲率定規が得られる。

この曲率定規を用いて図—13(a) の記録を (b) 図の如く K—t 曲線に変えることができる。

曲線上の一点における切線が基線（x 軸）となす角を θ とすれば

$$K=\frac{d\theta}{ds}$$

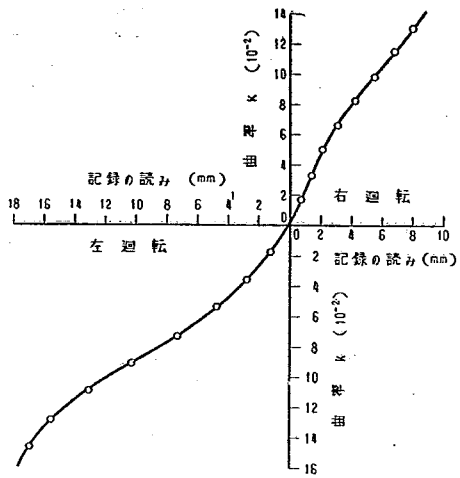
$$\theta=\int K\,ds=\int K\frac{ds}{dt}dt=\int Kv.\ dt$$

v は平均速度とすれば

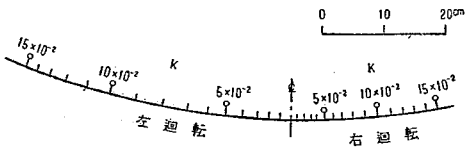
$$\theta=v\int K\,dt$$

θ を曲線経路中心線の交角 Δ に等しいとおいて

$$\Delta=v\int K\,dt$$



図—12-a　記録の読みと曲率の関係



図—12-b　曲 率 定 規

$\int K\,dt$ は K—t 曲線の面積を表わすから

$$v=\frac{A}{F}\quad\cdots\cdots(7\text{-}1\text{-}1)$$

また車体に加わる遠心加速度の最大値は

$$a=Kv^2\quad\cdots\cdots(7\text{-}1\text{-}2)$$

であるから，v が求まれば a を求めることができる。

記録には 25m ごとに距離のマークが入り，1/2 sec ごとのタイムの記録があるから K—t 曲線の面積を測らなくても容易に a の値を求めることができる。また遠心加速度の増加率は

$$C=\frac{da}{dt}=v^2\frac{dK}{dt}\quad\cdots\cdots(7\text{-}1\text{-}3)$$

で求められる。

〔2〕 実験自動車のハンドル廻転角と曲率

実験に用いた実験自動車のハンドル廻転角 θ を x 軸にとり，曲率半径 R を y 軸にとれば，$\theta=0$ で $R=\infty$，θ_{max} で $R=C$ なる最小曲率半径を示す双曲線型となる。これを両対数目盛にとれば θ と R の関係は直線となるから（図—14 参照）

$$R=n\theta^{-a}$$

で表わすことができる。最小自乗法を用いて定数 n，$-a$ の値を決定すれば

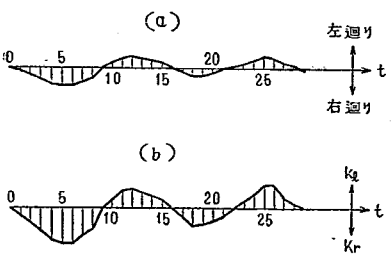
$$\left.\begin{aligned}R_r&=10,140.4\,\theta^{-1.093248}\\R_l&=5,021.9\,\theta^{-1.000945}\end{aligned}\right\}\cdots(7\text{-}2\text{-}1)$$

こゝに　θ：deg°

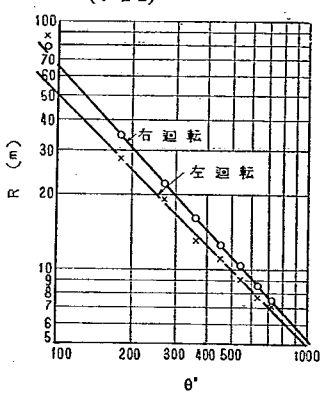
R_r, R_l：右廻転および左廻転の場合の曲率半径

よつて右廻転および左廻転の場合のハンドル廻転角と曲率 K_r, K_l は

$$\left.\begin{aligned}K_r&=\frac{1}{R_r}=\frac{1}{10,140.4\,\theta^{-1.093248}}\\K_l&=\frac{1}{R_l}=\frac{1}{5,021.9\,\theta^{-1.000945}}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(7\text{-}2\text{-}2)$$

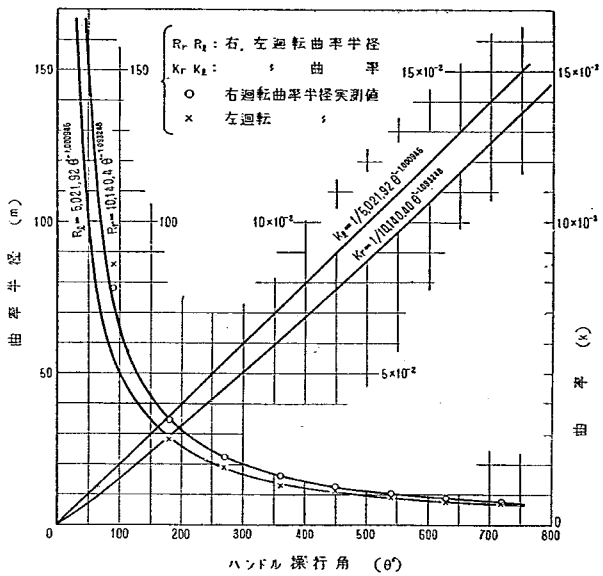


図—13



図—14　ハンドル廻転角と曲率半径の関係

で表わされ，図―15 に示すように実測値と計算値はよく一致する。なおハンドル廻転角 θ は前輪実舵角 φ に比例するようになつていて，試験自動車のこの関係は図―16 に示すようである。



図―15　ハンドル操行角と曲率，曲率半径の関係

〔3〕 定速追越距離の算式

先ず仮定として

a)　2，3 車線巾を有する道路において追越される自動車は等速直線走行をする。

b)　追越す自動車は速度を変えることなく追越される車に接近し，対向車線に出て追越すものとする。

c)　追越を始めた瞬間に対向車線上に現われた自動車とは追越が完了した位置ですれ違うものとする。

d)　対向車は追越す自動車と同じ速度とする。

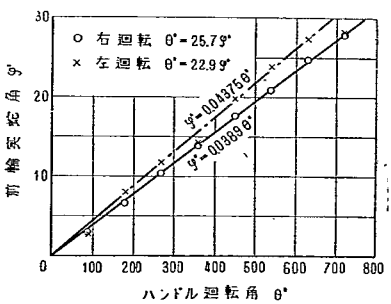
追越を始めるときの車頭間隔 s は，追越される自動車が障害物を発見して停止する場合，追越車がこれを認知して追突しないで安全に制動停止できる距離をとるものとすれば

$$s=l+\frac{V_1}{3.6}+0.00394\left(\frac{V_1^2}{f_1}-\frac{V_2^2}{f_2}\right)\cdots(7\text{-}3\text{-}1)$$

こゝに　l：1/2(追越車長＋追越される車の長さ)　6 m

V_1，V_2：追越す車，追越される車の速度　km/hr

f_1，f_2：V_1，V_2 に対応する安全ヒり摩擦係数



図―16　ハンドル廻転角と前輪実舵角の関係

次に追越が完了したときの車頭間隔 s' は追越車の安全制動停止距離の 1/2 を考える。

$$s'=l+0.5\left(\frac{V_1}{3.6}+0.00394\frac{V_1^2}{f_1}\right)\cdots\cdots\text{m}\cdots\cdots(7\text{-}3\text{-}2)$$

従つて追越車が追越を始めてから終るまでに必要とする時間 t は

$$t=\frac{3.6}{V_1-V_2}(s+s')\cdots\cdots\text{m}\cdots\cdots(7\text{-}3\text{-}3)$$

であり，従つて追越距離 S は

$$S=\frac{V_1}{V_1-V_2}(s+s') \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{m} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7\text{-}3\text{-}4)$$

によつて計算される。

水門の水理に関する研究（1）

——江戸川行徳水門の機能設計——

建設技官　工博　吉川秀夫
建設技官　芦田和夫
馬場享

（昭和 31 年3月）

Study on hydraulic characters around sluice （1）

—Functional design of Gyotoku Sluice in the Edo River—

(March 1956)

H. KIKKAWA
K. ASHIDA
T. BABA

Synopsis

This study was aimed to design Gyotoku Sluice hydraulically which had 3 spans of drum gates and weirs on each side of the sluice, and the suitable structures were proposed on the basis of model studies.

Authors obtained a general method of calculat ing water levels through the complicated structure including weirs and gates, and this method was verified by experiments.

要　旨

固定堰，水門等の構造物が組み合わされた場合についての構造物附近の水理現象を模型により調べ，さらにこれらの構造物附近の水理計算法を提案し，模型試験により検照したものである。なお本研究は江戸川行徳水門の場合であり，これにより同水門の水理設計を行い，さらに高水時における損失水頭を求めた。

目　次

1. 緒　言……（1）
2. 模型実験による検討……（2）
〔1〕 実験方針……（2）
〔2〕 模　型……（2）
〔3〕 計画の水理条件……（2）
〔4〕 検照実験……（3）
〔5〕 水門附近の形状の細部決定……（3）
〔6〕 最終案の水理状況……（3）
（a） 水　位……（3）
（b） 流　速……（11）
（c） 流　向……（11）
（d） 高水敷と低水路の流量分配…（14）
3. 水理計算による検討……（14）
〔1〕 概　説……（14）
〔2〕 水門によるエネルギー損失……（17）
〔3〕 固定堰によるエネルギー損失…（20）
〔4〕 低水路巾が拡大するために起るエネルギー損失……（23）
〔5〕 水理計算法……（23）
〔6〕 実験による検照……（23）
4. 結　論……（25）

1. 緒　　言

水門の水理設計を行うためにはその構造物のまわりの流速分布を知り，洗堀，堆積の機構を明らかにしなければならない。さらに水門による洪水時の損失水頭を求め上流の堰上げ高を知ることも水門の水理設計に対して重要な問題である。しかるに従来の研究を見ると水門附近の流速分布について実測された例は非常に少い。また損失水頭を計算するに際しても一般的な計算法が明らかにされていないため非常に困難を感ずる。我々は大型模型により水門附近の水理現象を調べることが上記問題を解明する第一歩であると考えている。たまたま昭和 29 年，関東地方建設局より，江戸川行徳水門の水理機能設計を依頼された。そこで当所大型水理実験室において模型実験

により研究を行つた。即ち損失水頭，構造物のまわりの流速分布，洗堀，堆積の問題を実験的に研究し，特に損失水頭の問題に関しては一般的な計算法を求めた。これにより江戸川工事々務所と協議の上水理設計を行つた。

2. 模型実験による検討

〔1〕 実験方針

本報告には実験結果，それに関する若干の考察および水理計算の方法を述べた。

本研究は行徳水門についての1例であり，又本報告に述べた水理計算の中に含まれる個々の問題に対してはそれぞれ将来理論的に解析し，より一般的なものにしなければならないと考えている。

先づ江戸川工事々務所の作成した設計につき模型実験を行い，若し実験の結果水理上不利のある場合には改良し，洗堀，堆積の最も少い構造を見出し，次にその改良案につき水門（可動堰）および固定堰による損失水頭，すなわち堰等の構造物による堰上げ高を実験的に求める。水理的には更に損失水頭が少く，且つ洗堀，堆積の少いものが最良であらうが，構造上或いはその他の理由のために制約を受けるので，上記の如くして求められた改良案における水門等による堰上げ背水が水門上流の計画高水位以上に及ばない限り，原案に近い構造で実験を行う方針とした。すなわち水門，固定堰の区間割，堰柱の形状，固定堰および橋脚の形状は構造上その他により関東地方建設局により決定されたものである。

この様にして細部の形状決定と水門，固定堰等による水頭損失を実験的に求めるが，行徳水門の場合，すなわち水路の両側（高水敷）に固定堰があり，その中間（低水路）に水門がある様な場合には水の流れ方が相当複雑であり，従つて模型と実物との水理的相似法測も簡単ではないと思われるので，上記の実験の他に更に固定堰，水門それぞれ別々に実験を行い，それぞれの結果を綜合して全体としての損失水頭を計算し，全体として実験した場合と比較することとした。

また水門下流の放水路法線が計画では彎曲しているが，その部分の洗堀等の問題に対しても実験的に検討する。江戸川旧川は高水時には篠崎水門により調節され，行徳水門上流水位および行徳水門の流況には殆んど影響しないと考えられるので，旧川は実験上は考慮しない。

なお河床の洗堀，堆積を調べるために移動河床とせず，固定河床で実験を行い，流速，流向を測定し，それによりこの現象を判定した。

〔2〕 模型

上記の方針に従つて模型の範囲を放水路河口 2.0km より 3.5km までの区間とした。

この実験は形状の影響を非常に受けると考えられるので，模型は歪めないで出来るだけ大きい模型によることが望ましい。然し利用出来る実験場の広さ，および使用し得る実験用流量等の関係で，模型は歪めないで，1/50の縮尺とした。

模型はモルタルにて河床を仕上げ，固定河床とし，可動堰，固定堰附近は特に入念に精確に製作した。

模型における流量は模型上流端に幅 1.3m の矩形堰を設け，之により測定し，模型下流端水位は模型下流端に水位調節板を設け，河口より不等流計算により求められた水位に調節した。

模型の相似律は流体の運動方程式中慣性項と摩擦損失項とを同時に相似ならしめる様に考慮され，且つ摩擦抵抗法則は Manning 式を使用して決定された*。この様にして決定された模型の諸縮尺は下記の如くである。

平面縮尺	1/50	流量縮尺	1/17,680
鉛直縮尺	1/50	粗度縮尺	1/1.92
流速縮尺	1/7.071		

〔3〕 計画の水理条件

計画の水理条件を列挙すれば次のごとくである。

(a) 行徳町附近における計画洪水流量5,500 m³/sec を江戸川放水路と旧川とにそれぞれ 4,500, 1,000m³/sec に分流する。

(b) 放水路の粗度係数は全区間一様とし，$n=0.020$ とする。

(c) 行徳水門の計画に対しては河口潮位を一応 Y.P.+3.5m とする。なおこの値は今後既応の潮位記録を充分検討して決定される。

(d) 旧川は篠崎水門により調節されるため，旧川への分流は上流水位に影響しない。

---

* 例えば佐藤清一：「相似律と相似限界に就いて」土木試験所報告

〔4〕 検照実験

前記のごとく粗度縮尺は 1/1.92 であるから,計画の粗度係数 $n=0.020$ に対して模型で必要な粗度係数は $n=0.0104$ である。水門，橋脚，固定堰の影響の少い区間を撰定して模型の粗度係数を実測して $n=0.0104$ を得た。それゆえ諸縮尺を前記のごとく取れば模型と実物の相似は成立する。

〔5〕 水門附近の形状の細部決定

先づ江戸川工事々務所の作製した原案（これを第1案と名づける）(図—1) について実験を行つた。この案の固定堰は旧固定堰を補修して使わんとするものであるが，実験の結果，固定堰と低水路との取りつけ部における流況が好ましくないことが知られた。これを詳細に調べるために図—2 に示すごとく固定堰と低水路との取りつけ部において水位と流速を実測した。図—3，図—4-a はそれぞれその水位及び流速の実測値を示す。図—3 から知られるごとく第1案においては甚だしい水面の波動が現われる。その波高は流量，及び場所にもよるが最大 1.0 m を越す程度である。流速も早い。比較のために 3.6 m/sec を越す流速範囲を図—4-b に示すと流量 4,500 m^3/sec，河口水位 Y.P. +2.5 m に対してほとんどの範囲にわたつて 3.6 m/sec を越している。

構造物維持の点からこれらの水面の波動，流速は出来るだけ小さくすることが好ましい。

これらの水面の甚だしい波動，高流速は固定堰と低水路の取りつけ部のでつぱりのため高水敷の水流がその箇所で低水路に急に落込むためにもよると考えられる。そこで第2案としてこのでつぱり（図—1 のA部）を取り除き 図—5 に示すごとく取りつけ部をなだらかにした。実験の結果 図—3，図—4 に示すごとく第1案をほとんど改善し得なかつた。

これらの事から固定堰と水門との相対的な位置を変えなければ，固定堰の取りつけ部の形状を多少修正したのみでは現象を著しく改善することは困難であると考えられる。

次に第1案，第2案は何れも固定堰の下流部に橋脚があるので，固定堰を越した射流のために橋脚洗堀の恐れも考えられる。この点も考慮して第3案として図—6 に示すごとく固定堰を橋脚線まで下げることにした。

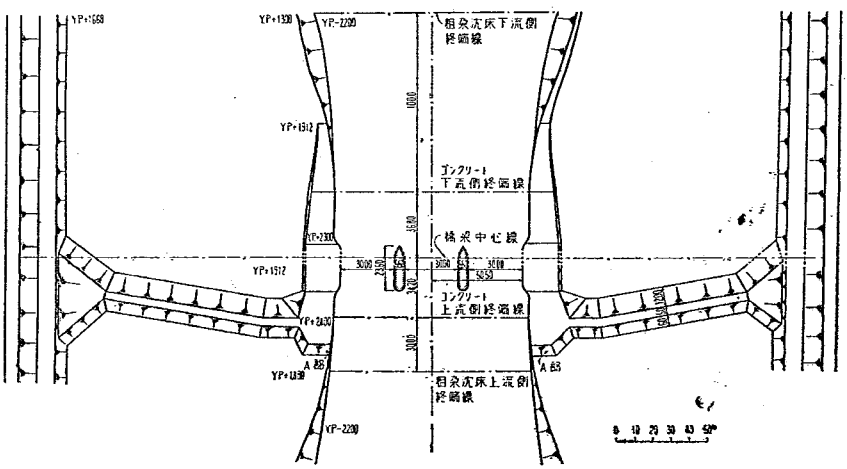
実験の結果 図—3，図—4 に示すごとく水面の波動はほとんど消失し，流速も遅くなり上記2案に対して好ましい流況を呈している。水理的にはさらに好ましいものも考えられるであろうが，施工その他の点から工事々務所と協議の上，第3案を最終案とした。

〔6〕 最終案の水理状況

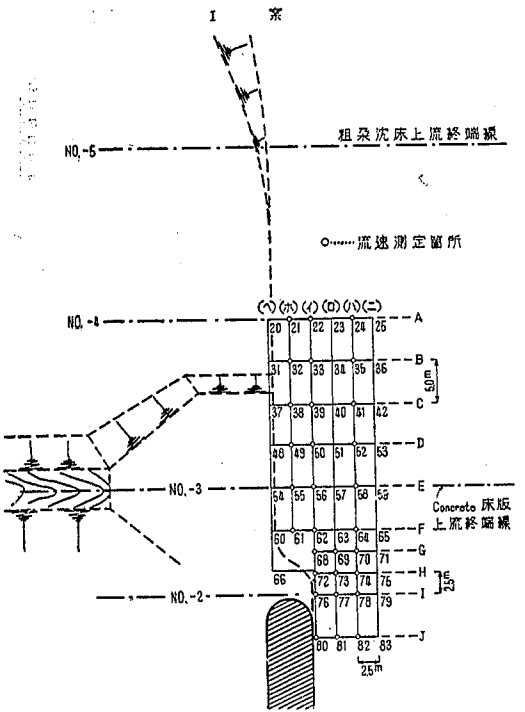
最終案に対して水位，流速，流向，固定堰と低水路の流量分配を実測した。

(a) 水　　位

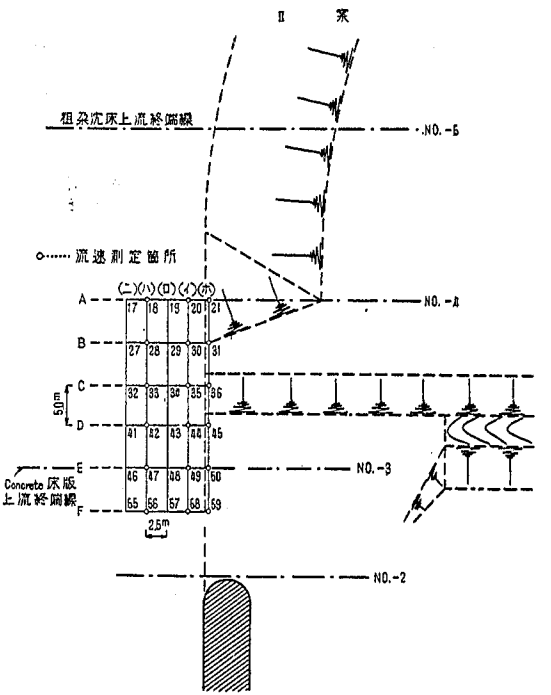
流量 4,500，3,000，1,000 m^3/sec の3種類に対して模型下流端水位を種々変化させ（河口水位 Y.P. +3.5 m



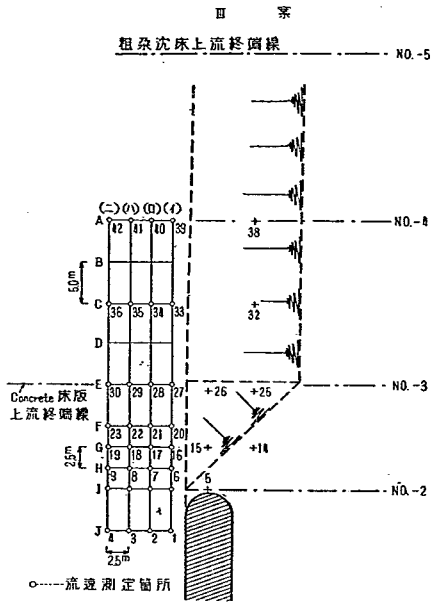
図—1. 水門附近の形状（第1案）


I 系
粗朶沈床上流終端線
NO.-5
流速測定箇所
(ヘ)(ホ)(ト)(ロ)(ハ)(ニ)
NO.-4
A
B
C
D
E
F
G
H
I
J
50m
NO.-3
Concrete 床版
上流終端線
NO.-2
2.5m
2.5m

図—2-1

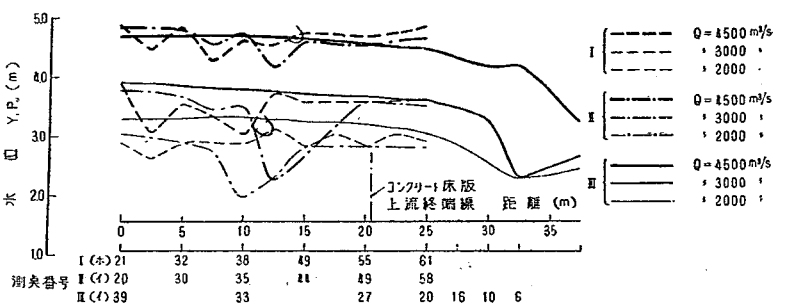

II 系
粗朶沈床上流終端線
NO.-5
流速測定箇所
(ニ)(ハ)(ロ)(ト)(ホ)
A
B
C
D
E
F
NO.-4
50m
NO.-3
Concrete 床版
上流終端線
2.5m
NO.-2

図—2-2

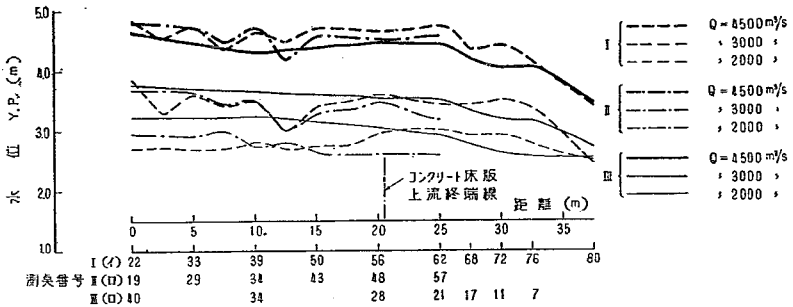


図—2-3

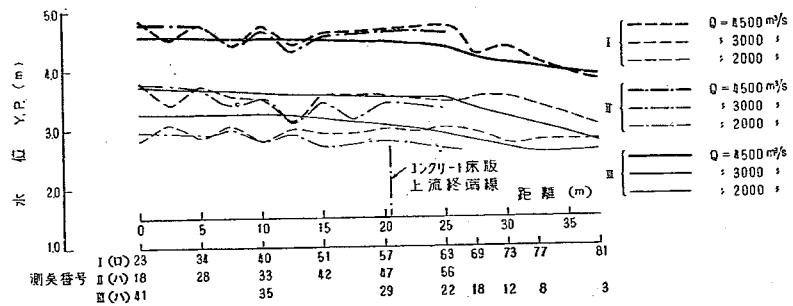
図—2.　固定堰と低水路の取りつけ部附近における測点の位置



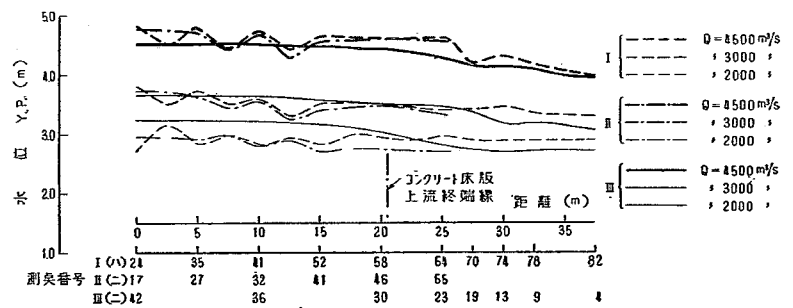
図—3-1.



図—3-2.

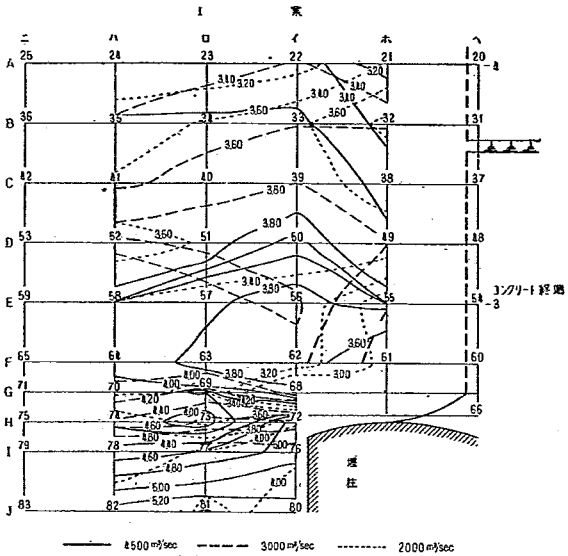


図—3-3.

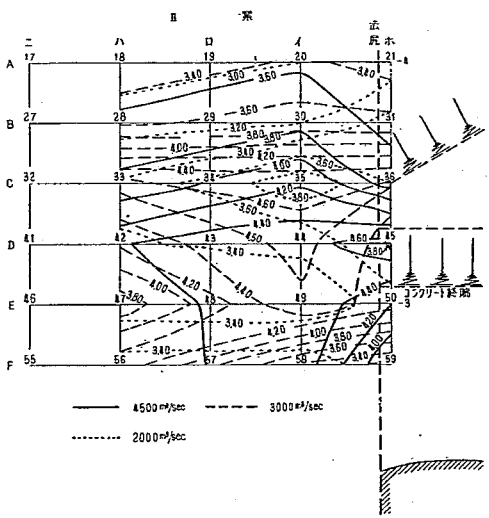


図—3-4.

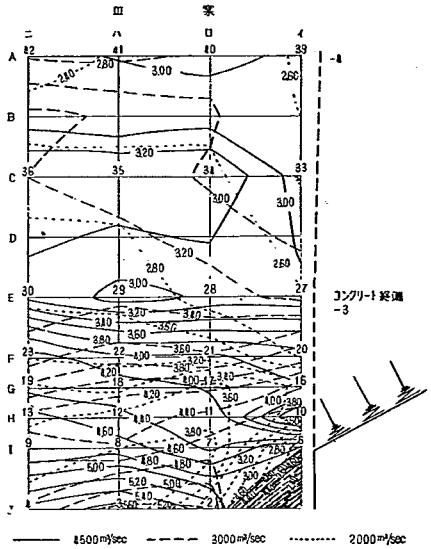
図—3. 各案水位の比較図


I 系
ニ ハ ロ イ ホ ヘ
コンクリート舗装
堰柱
4500m³/sec
3000m³/sec
2000m³/sec
（単位 m/sec）

図—4-a-1.

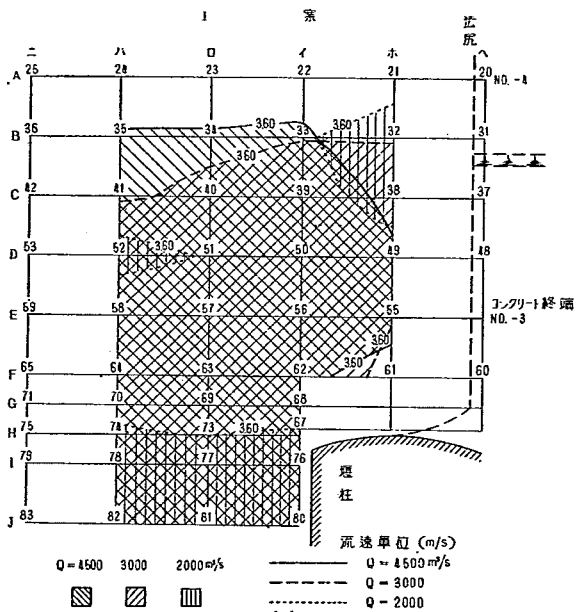

II 系
ニ ハ ロ イ ホ
コンクリート舗装
4500m³/sec
3000m³/sec
2000m³/sec

図—4-a-2.

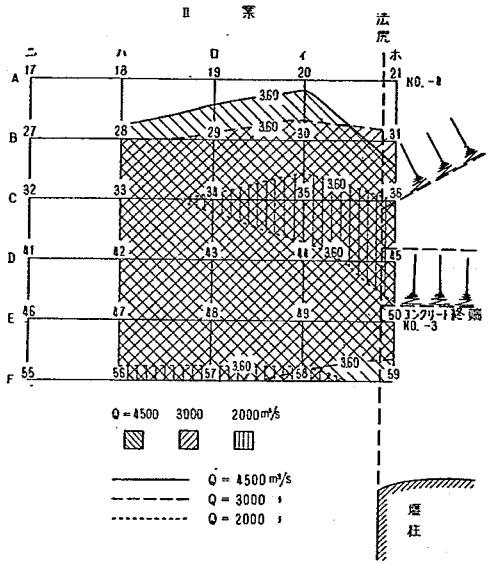


図—4-a-3.

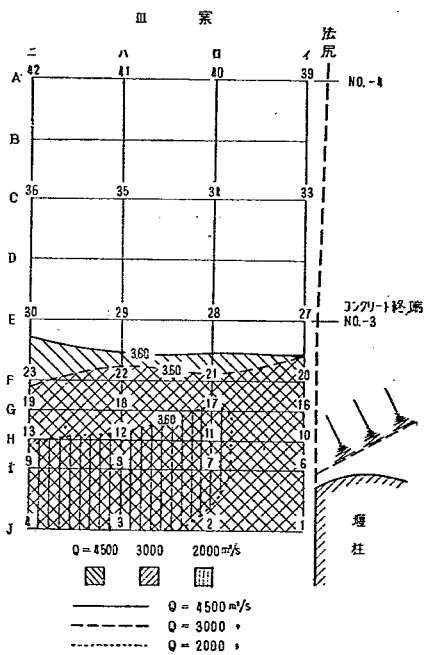
図—4-a. 各案流速の比較図



図—4-b-1.

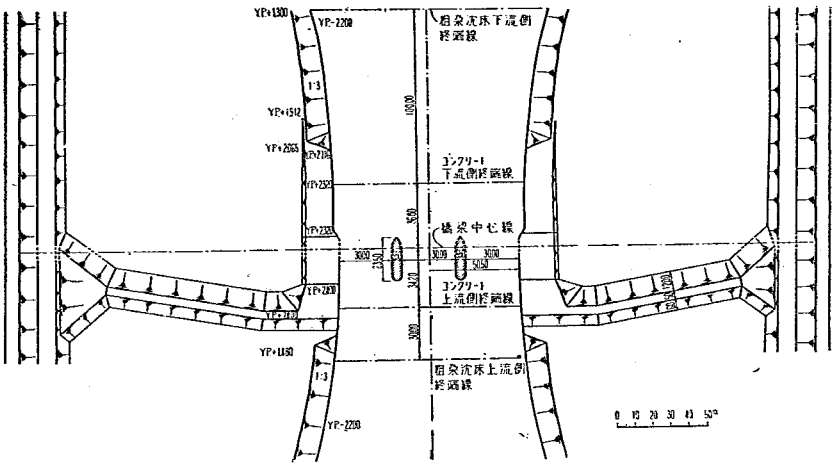


図—4-b-2.

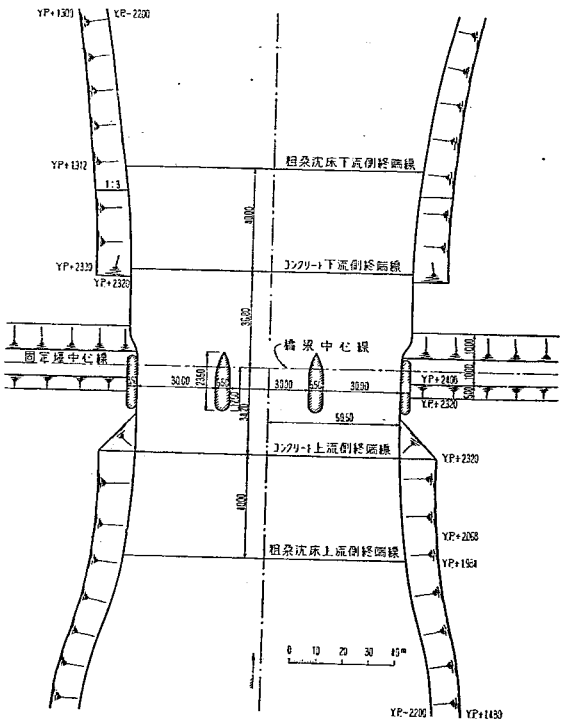


図—4-b-3.

図—4-b　各案流速以上の範囲比較図



図—5. 第 2 案 の 形 状



図—6. 第 3 案 の 形 状

～0 m の範囲に対応する) 図—7 に示すごとき測線について水位を実測した。実測結果を表—1 及び図—8 に示す。この場合の水位は左岸高水敷は図—7 において縦断方向に 3, 5, 7 の測線，右岸高水敷は 17, 19, 21 の測線，低水路は 9, 10, 12, 14, 15 の測線上について求めたものの平均である。なおこの区間の低水路河床勾配は 0 であり，水位の規準線は低水路の河床に取つた。したがつて低水路においては水位の値と水深の値は等しい。以下水位の値はすべてこの規準線で取つている。

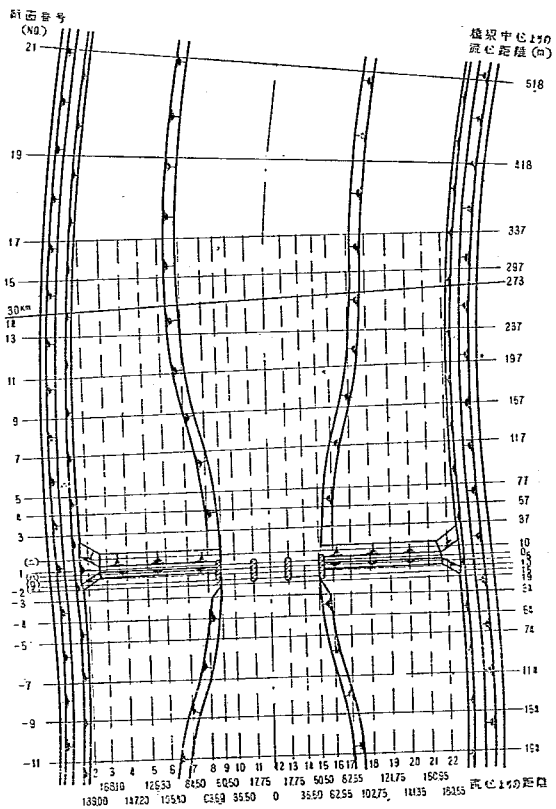
(b) 流　　速

流速は河床洗堀に対する影響を調べるため，最高流速を持つていると考えられる低水路中心に沿い縦断方向に測定した。測定結果を図—9 に示す。下流部の河床保護は計画では橋脚中心線から下流 42.8 m までの区間はコンクリート床版，さらに下流 40 m の区間は粗朶沈床となつている。模型実測の結果，粗朶沈床端附近より流速は減少している。今この関係を表—2 に示す。

次に水門の下流 40 m 程度の区間は図—8 でも知られるごとく水門の影響を特に受け，縮流のために水位は減少し，したがつて流速も早いから特に河床保護を充分にしなければならないと考えられる。

以上流速，水位の実測から計画の河床保護の長さは妥当であると考えられる。しかしさらに下流部の河床の洗堀により影響されると考えられるのでこの点充分研究して対策を立てねばならぬ。

(c) 流　　向



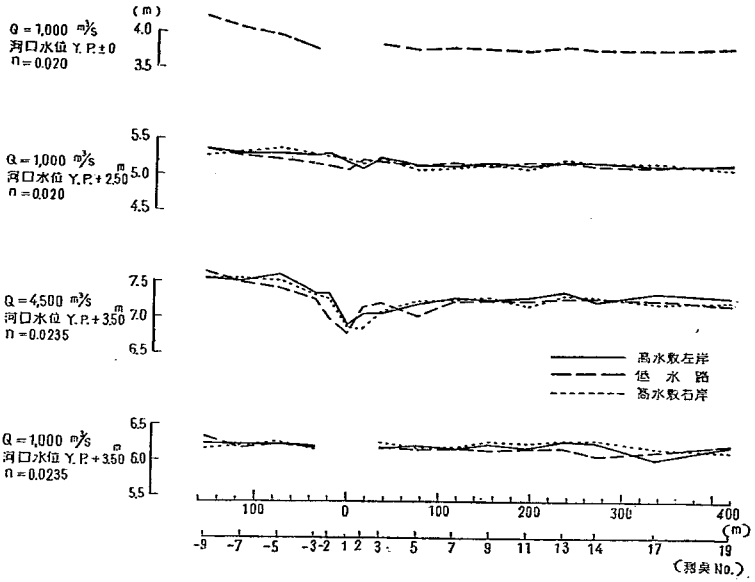
図—7. 測 定 断 面 の 位 置

表—1. 水 位 表 (全断面) 単位 m (基準面 Y.P. −2.20 河床)

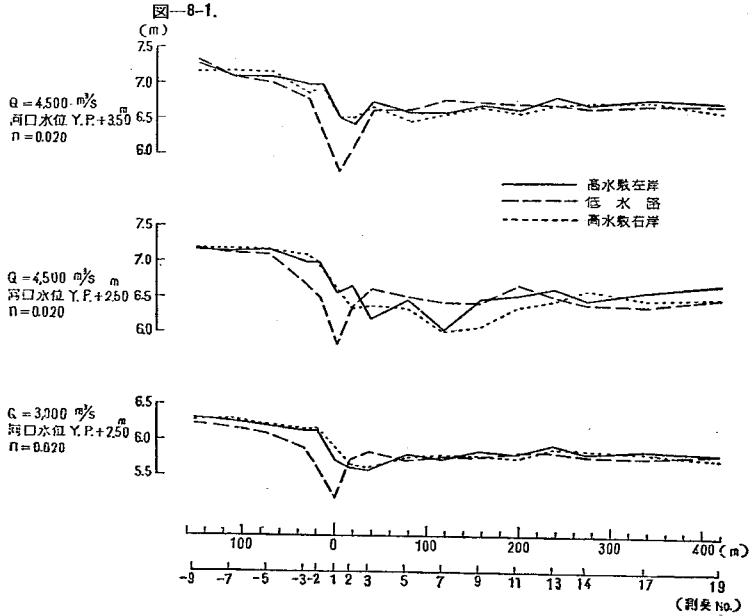
n	Q (m³/s)	断面 No. / 区分 / 河口水位 Y.P. (m)	−9 高左岸	−9 低	−9 高右岸	−7 高左岸	−7 低	−7 高右岸	−5 高左岸	−5 低	−5 高右岸	−3 高左岸	−3 低	−3 高右岸	−2 高左岸	−2 低	−2 高右岸	1 高左岸	1 低	1 高右岸
0.020	4500	2.50	7.22	7.28	7.23	7.21	7.17	7.23	7.22	7.16	7.21	7.05	6.75	7.15	7.05	6.56	7.04	6.63	5.90	6.67
〃	〃	3.50	7.31	7.37	7.19	7.13	7.12	7.21	7.14	7.06	7.19	7.02	6.82	6.91	7.03	6.40	7.00	6.56	5.81	6.56
〃	3000	2.50	6.38	6.30	6.35	6.34	6.25	6.37	6.28	6.17	6.29	6.20	5.97	6.22	6.21	5.72	6.24	5.79	5.28	5.98
〃	1000	0	—	4.00	—	—	3.84	—	—	3.75	—	—	3.56	—	—	—	—	—	—	—
〃	〃	2.50	5.15	5.15	5.06	5.09	5.06	5.11	5.10	5.02	5.17	5.07	4.96	5.08	5.10	4.92	5.07	4.97	4.87	5.01
0.0235	4500	3.50	7.36	7.44	7.35	7.31	7.30	7.35	7.41	7.22	7.34	7.15	7.06	7.13	7.15	6.80	7.08	6.71	6.60	6.69
〃	1000	3.50	6.05	6.15	5.98	6.03	6.00	6.03	6.04	6.10	6.08	6.01	5.99	5.97	—	—	—	—	—	—

2 高左岸	2 低	2 高右岸	3 高左岸	3 低	3 高右岸	5 高左岸	5 低	5 高右岸	7 高左岸	7 低	7 高右岸	9 高左岸	9 低	9 高右岸	11 高左岸	11 低	11 高右岸
6.78	6.44	6.42	6.27	6.68	6.46	6.54	6.57	6.41	6.11	6.50	6.10	6.55	6.51	6.67	6.60	6.75	6.44
6.48	6.18	6.58	6.80	6.68	6.72	6.65	6.69	6.53	6.66	6.83	6.63	6.76	6.81	6.73	6.70	6.78	6.66
5.70	5.82	5.75	5.67	5.92	5.71	5.89	5.81	5.85	5.82	5.85	5.89	5.94	5.81	5.87	5.89	5.91	5.84
—	—	—	—	3.60	—	—	3.54	—	—	3.57	—	—	3.55	—	—	3.53	—
4.89	5.01	4.95	5.02	4.98	5.02	4.93	4.91	4.88	4.92	4.97	4.90	4.96	4.93	4.95	4.93	4.97	4.89
6.87	6.95	6.65	6.87	7.04	6.90	7.00	6.84	7.04	7.08	7.04	7.09	7.05	7.06	7.09	7.08	7.05	6.98
—	—	—	5.98	5.99	6.07	6.01	5.98	6.00	5.98	6.01	6.00	6.04	5.96	6.09	5.99	5.98	6.06

13 高左岸	13 低	13 高右岸	14 高左岸	14 低	14 高右岸	17 高左岸	17 低	17 高右岸	19 高左岸	19 低	19 高右岸
6.70	6.59	6.53	6.54	6.49	6.69	6.68	6.47	6.56	6.78	6.58	6.59
6.88	6.76	6.77	6.77	6.73	6.79	6.86	6.77	6.83	6.80	6.77	6.68
6.02	5.93	5.98	5.90	5.87	5.95	5.95	5.86	5.91	5.91	5.91	5.82
—	3.59	—	—	3.55	—	—	3.55	—	—	3.59	—
4.99	4.98	5.01	4.98	4.92	4.97	4.98	4.92	4.98	4.94	4.96	4.89
7.17	7.07	7.12	7.04	7.08	7.10	7.15	7.06	7.01	7.09	6.99	7.04
6.08	6.01	6.09	6.07	5.89	6.01	5.84	5.95	6.00	6.02	6.04	5.95

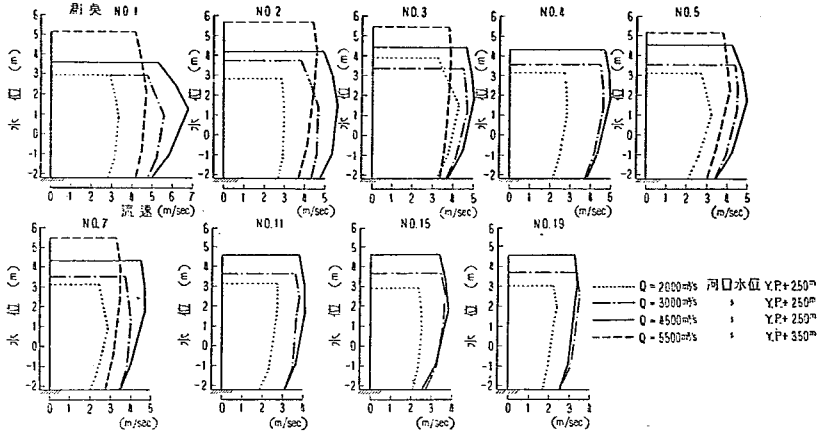


図—8-1.



図—8-2.

図—8. 最終案の水位縦断図



図—9. 橋脚下流部の流速分布図

表—2. 沈床端より上，下流の流速

Q (m³/sec)	沈床端より上流流速 (m/sec)	沈床端より下流流速 (m/sec)	河口水位 Y.P. (m)
2,000	3.0	2.0～2.5	+2.5
3,000	4.0～4.5	3.0～3.5	+2.5
4,500	4.5～5.5	3.5～4.0	+2.5
5,500	3.5～4.5	3.0	+3.5

4,500 m³/sec，1,000 m³/sec の2種類について表面及び河床附近の流向を調べると 図—10 のごとくである。固定堰直上流から低水路に多少流れが落ち込んでいる点を除いては比較的好ましい流況を呈している。

下流部の彎曲角は 5° 以内であるので，Nikuradse の実験等から考えて彎曲の影響は現われない事が予想されるが実測の結果もこの事を示している。

(d) 高水敷と低水路の流量分配

水門附近において低水路と高水敷に分配される流量の比率を水門の上下流 No.(−5) と No.(+3) の断面で流速の実測より求めた。両者はあまり違わないのでこの平均を用いた。実測の結果を Ⅲ-[6] 模型実験との比較の所で図—18 に示す。

この結果及び流向図より知られるごとく No.(−5) と No.(+3) の間では高水路流量と低水路流量との間には相互の交換は非常に少ない。

3. 水理計算による検討

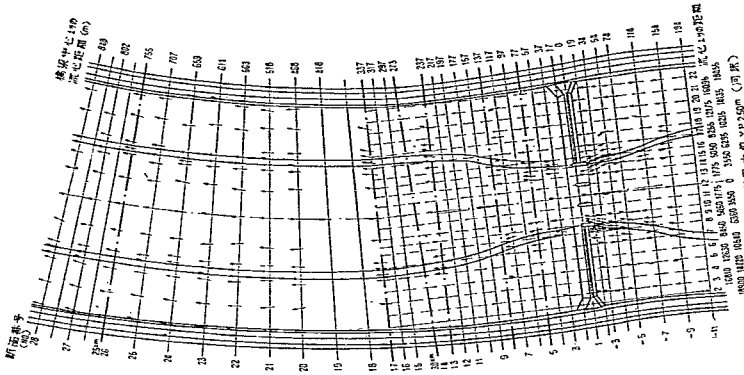
〔1〕 概　　説

水門附近の構造物の状況は前記のごとく低水路に水門3門があり，その両側の高水敷には低い固定堰がある。低水路は水門附近において巾が最も縮小され，上下流に適当な approach によつて巾が拡大され，標準断面にすりつけられている。

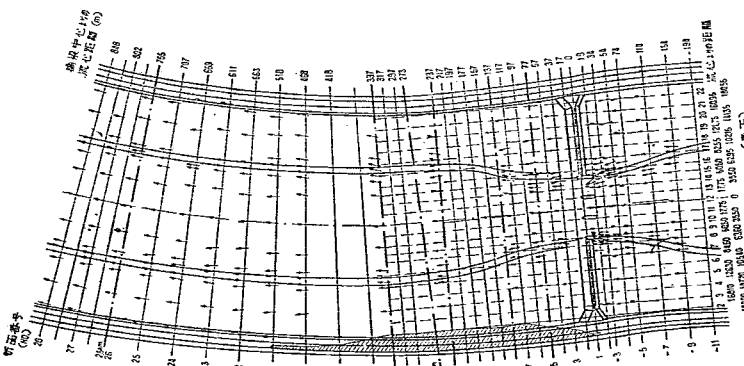
このために起こる水理的問題として，水門による勢力損失，固定堰による勢力損失，低水路巾の拡大による勢力損失等の問題がある。

さらに高水敷，低水路への流量分配はそれぞれによる勢力損失の割合と横断形状とにより決定される。

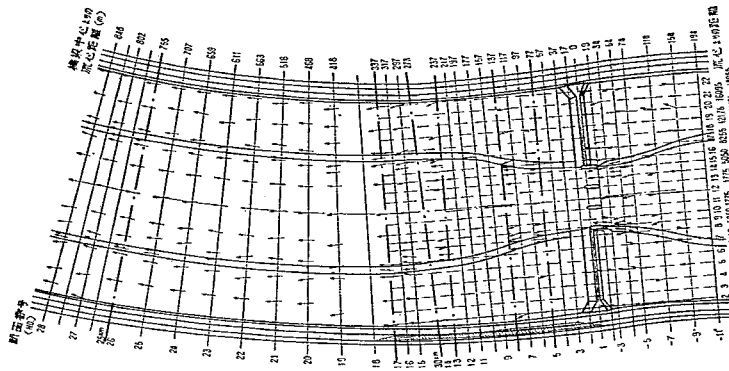
水門及び固定堰を持つ本文のような場合にはこのように問題が非常に複雑であり，水門下流の水位から水門上流の水位を計算により求めることは困難である。これを模型実験のみにより求めても相似律の検照をかくきらいがあると考えられる。



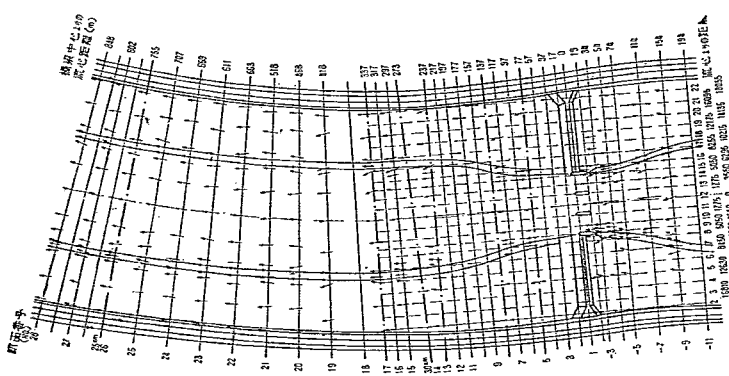
図—10-2.



図—10-1.



図—10-4. 図—10. 流 向 図



図—10-3.

さらに模型実験で行なつた条件以外の条件に対して水理計算を行う場合にも一段的な計算法を求めておく必要がある。そこで我々はこゝに含まれている主要な問題，すなわち低水路水門による勢力損失，高水敷固定堰の溢流係数の問題を取り上げ別々に実験を行つた。これによりそれぞれの法則性を求め，水門の上流にある程度の距離離れると有効水頭 $(h+U^2/2g+P/pg)$ が低水路と高水敷で等しくなるという条件で計算法を求め，模型実験の結果と比較し計算法の妥当性を確かめた。これによつて本文のような場合にも模型実験により充分な相似を得られると共に，この計算法が充分使用し得るものであることを明らかにした。

〔2〕 水門による勢力損失（有効水頭の損失）

水門のみによる勢力損失を求めるために水門の上流は低水路にそつて，水門の下流は低水路の最小巾で，高水路と遮断した場合の実験を行つた。実験結果を表—3 及び図—11 に示す。図—11 から水門による勢力損失水頭が知られる。水門のごく近くにおいては図に見られるごとく勢力線が相当乱れている。これは圧力が静圧分布をしていないためと，有効水頭計算のための断面の取り方が適当でないためであると考えられる。それ故水門附近の勢力損失水頭として比較的勢力線の乱れていない No. (−5) と No. (+4) における有効水頭の差を取ることにした。この有効水頭の差からその区間の粗度による損失水頭を差し引いたものは水門による形状損失水頭と考えられる。

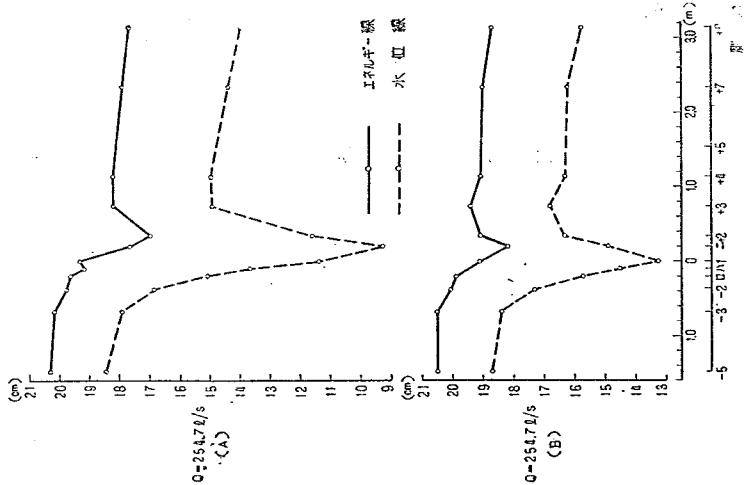
No. (+4)～No. (−5) の区間の粗度による損失水頭と水門下流 No. (+4) の点の Froude 数の関係は図—12 のごとくである。

表—3-1. 各断面における水深 (堰下流側締切) (単位 cm)

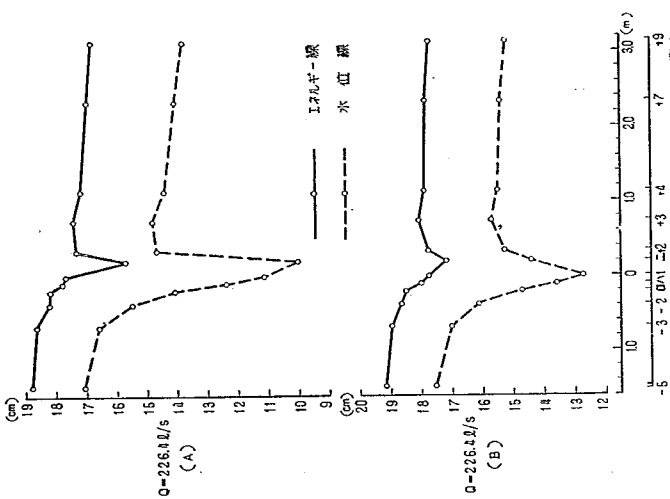
流量 Q(l/s) \ 断面 No.	−5	−3	−2	ロ	ハ	1	ニ	2	3	4	7	9
254.7 (A)	18.42	17.90	16.85	15.07	13.65	11.35	9.29	11.60	14.91	14.95	14.40	14.00
(B)	18.69	18.38	17.30	15.71	14.50	13.26	14.88	16.31	16.79	16.30	16.23	15.77
226.4 (A)	17.06	16.57	15.48	14.05	12.37	11.12	9.98	14.65	14.80	14.41	14.05	13.77
(B)	17.52	17.01	16.13	14.71	13.57	12.71	14.41	15.27	15.69	15.49	15.41	15.23
(C)	18.13	17.80	16.95	15.74	14.93	14.76	17.16	15.64	16.65	16.87	16.07	16.24
169.7 (A)	14.64	14.26	13.34	11.89	10.74	9.55	10.33	12.65	12.71	12.63	12.16	12.06
(B)	15.21	14.84	14.16	13.05	12.27	12.01	14.22	13.01	14.02	13.80	13.77	13.26
(C)	15.96	15.62	15.18	14.39	14.03	14.30	14.37	14.99	15.10	14.96	14.86	14.91
(D)	17.45	17.20	16.93	16.37	16.28	16.38	16.98	16.56	16.68	16.66	16.61	16.61
113.2 (A)	11.97	11.68	11.40	10.72	10.72	10.96	11.23	11.19	11.44	11.35	11.33	11.04
(B)	12.90	12.67	12.79	12.18	11.92	12.07	12.40	12.48	12.67	12.52	12.42	12.22
(C)	14.54	14.43	14.26	13.91	13.83	13.96	14.18	14.19	14.42	14.24	14.27	14.06
56.6 (A)	11.03	11.08	10.95	10.89	10.77	10.80	10.97	11.12	10.98	10.83	10.93	10.78
(B)	12.09	12.16	12.11	11.99	11.90	11.98	12.16	12.11	12.15	11.84	12.11	11.97
(C)	8.25	8.15	8.04	7.86	7.81	7.91	8.06	8.04	8.21	8.02	7.96	7.81
(D)	9.11	8.99	8.93	8.81	8.68	8.84	9.01	8.88	8.98	8.81	8.82	8.71
20.0 (A)	9.19	9.22	9.27	9.18	8.96	9.14	9.29	9.18	9.19	9.22	9.28	9.11
(B)	6.04	6.02	6.09	5.96	5.94	5.95	6.06	5.97	6.01	5.88	5.96	5.83

表—3-2. 各断面 H_M 表 (堰下流側締切) (単位 cm)

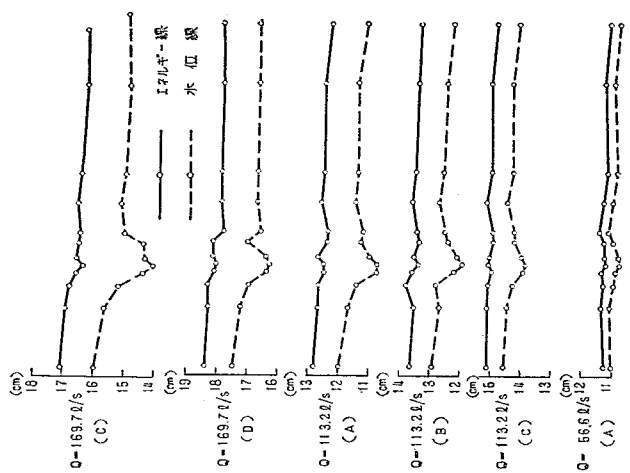
流量 Q(l/s) \ 断面 No.	−5	−3	−2	ロ	ハ	1	ニ	2	3	4	7	9
254.7 (A)	20.29	20.14	19.76	19.61	19.16	19.30	17.65	16.98	18.19	18.21	17.90	17.71
(B)	20.50	20.51	20.05	19.87	19.40	19.10	18.17	19.05	19.39	19.05	19.00	18.70
226.4 (A)	18.77	18.61	18.19	18.17	17.77	17.66	15.64	17.31	17.41	17.18	16.95	16.80
(B)	19.14	18.95	18.63	18.49	17.98	17.73	17.17	17.74	18.03	17.89	17.84	17.71
(C)	19.65	19.59	19.23	19.03	18.58	18.49	19.12	17.99	18.74	18.90	18.30	18.49
164.7 (A)	15.96	15.77	15.39	15.14	14.68	14.52	13.43	14.67	14.71	14.65	14.35	14.28
(B)	16.40	16.24	15.99	15.72	15.29	15.26	15.82	14.90	15.66	15.49	15.48	15.09
(C)	17.05	16.90	16.77	16.56	16.34	16.53	16.47	16.42	16.51	16.41	16.32	16.37
(D)	18.37	18.27	18.28	18.08	18.01	18.09	18.11	17.75	17.84	17.83	17.78	17.79
113.2 (A)	12.79	12.65	12.64	12.47	12.48	12.65	12.36	12.32	12.53	12.46	12.44	12.21
(B)	13.62	13.50	13.77	13.55	13.35	13.47	13.33	13.40	13.56	13.43	13.35	13.28
(C)	15.11	15.09	15.06	14.96	15.06	15.01	14.89	14.90	15.11	14.95	14.97	14.79
56.6 (A)	11.27	11.35	11.29	11.32	11.21	11.23	11.26	11.41	11.27	11.13	11.22	11.09
(B)	12.29	12.38	12.38	12.34	12.26	12.33	12.40	12.35	12.39	12.09	12.35	12.32
(C)	8.66	8.62	8.66	8.68	8.63	8.71	8.66	8.59	8.84	8.57	8.52	8.39
(D)	9.45	9.37	9.43	9.37	9.35	9.49	9.20	9.33	9.42	9.27	9.27	9.17
20.0 (A)	9.23	9.27	9.33	9.25	9.04	9.22	9.34	9.23	9.24	9.27	9.33	9.16
(B)	6.13	6.13	6.22	6.14	6.12	6.12	6.18	6.09	6.13	6.01	6.08	6.17


(cm)
Q=254.7ℓ/s
(A)
Q=254.7ℓ/s
(B)
エネルギー線
水位線
測点 NO.

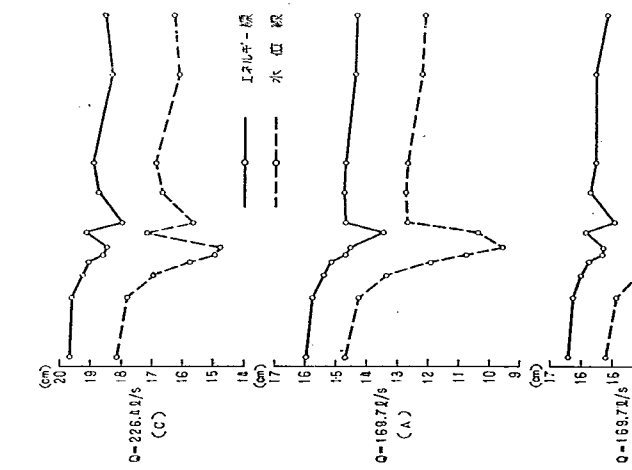
図—11-1.


(cm)
Q=226.8ℓ/s
(A)
Q=226.8ℓ/s
(B)
エネルギー線
水位線
測点 NO.

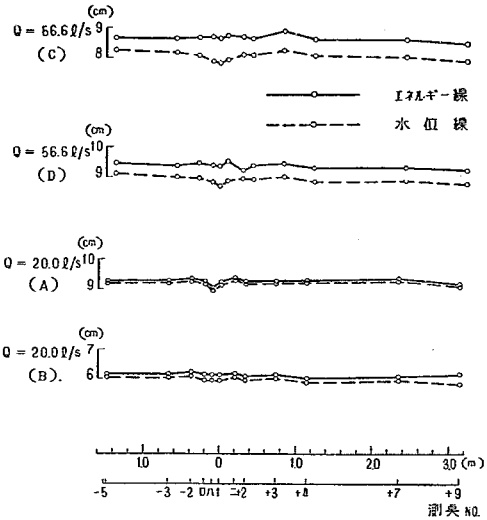
図—11-2.



図—11-4.

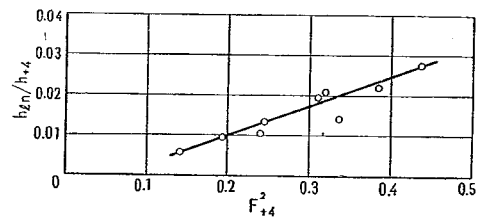


図—11-3.



図—11-5.

図—11.　水門のみの実験に対する水位及び勢力線図



図—12.　No. (+4)～No. (−5) 区間の粗度による損失水頭と Froude 数の関係

こゝに　h_{tn} :　No. (+4)～No. (−5) 区間の粗度による損失高水頭

h_{+4} :　No. (+4) における水深

F_{+4} :　No. (+4) における Froude 数

次に形状損失水頭を求めると表—4 及び図—13 のごとくである。

こゝに　h_t :　水門による形状損失水頭

図—13 によれば h_t/h_{+4} が $F_{+4}{}^2$ に比例している。この比例常数は当然水門の形状により異る。図—13 の関係を式に表わすと

$$h_t/h_{+4}=0.325(F_{+4}{}^2-0.291^2) \qquad F_{+4} \geqq 0.291 \qquad \cdots\cdots(1)$$

$$h_t/h_{+4}=0 \qquad F_{+4} \leqq 0.291 \qquad \cdots\cdots(2)$$

〔3〕 固定堰による勢力

固定堰による勢力損失水頭を求めるために水門の位置における高水敷の巾で低水路と遮断し，固定堰のみの実験を行つた。固定堰は図—14 に示すごとくその高さも低く勾配もゆるやかであるが、No. (+3)～No. (+7) の堰の勾配は 1/100 であり，計算による固定堰附近における限界勾配は 1/200 よりも小さいから常に限界勾配を越えている。それ故こゝでは堰として取り扱う事にする。実測値を表—5 に示す。

図-14に示すごとく

表—4. 水門よる形状損失水頭

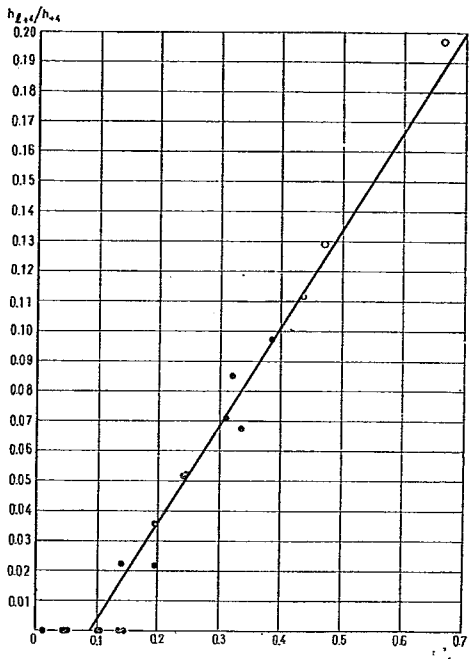
Q(m³/s)	h_{+4}(m)	F_{+4}^2	h_{l+4}(m)	h_{l+4}/h_{+4}
0.2547(A)	0.1495	0.4364	0.0171	0.1155
(B)	0.1630	0.3373	0.0110	0.0675
0.2264(A)	0.1442	0.3850	0.0140	0.0972
(B)	0.1549	0.3100	0.0110	0.0710
(C)	0.1687	0.2405	0.0087	0.0516
0.1647(A)	0.1263	0.3203	0.0107	0.0850
(B)	0.1380	0.2455	0.0072	0.0522
(C)	0.1496	0.1936	0.0053	0.0358
(D)	0.1666	0.1405	0.0037	0.0223
0.1132(A)	0.1135	0.1951	0.0025	0.0220
(B)	0.1252	0.1459	0	0
(C)	0.1424	0.0997	0	0
0.0566(A)	0.1083	0.0552	0	0
(B)	0.1184	0.0423	0	0
(C)	0.0802	0.1377	0	0
(D)	0.0881	0.1040	0	0
0.0200(A)	0.0922	0.0113	0	0
(B)	0.0588	0.0434	0	0

h_{-5} : 堰頂より充分上流に離れた場所 No. (−5) の水深

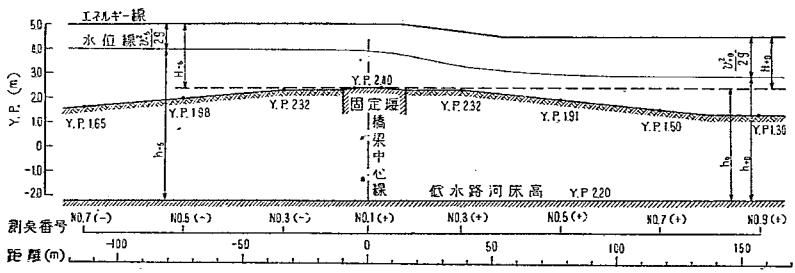
h_{+9} : 堰下流側の水深

h_0 : 堰の低水路河床よりの高さ

v_{+5} : No. (−5) の場所の流速



図—13. 水門による形状損失水頭と Froude 数の関係



図—14. 固定堰の縦断図

v_{+9} : No. (+9) の場所の流速

$$H_{-5}=h_{-5}+ v_{-5}^2/2g - h_0$$

$$H_{+9}=h_{+9}+ v_{+9}^2/2g - h_0$$

とすれば

完全溢流の場合には溢流量は

$$Q=m\cdot B\cdot\sqrt{2g}\ H_{-5}^{3/2} \qquad \cdots\cdots(3)$$

によつて表わされ，係数 m は H の函数となる事は周知のとおりである。さらに潜堰の場合には

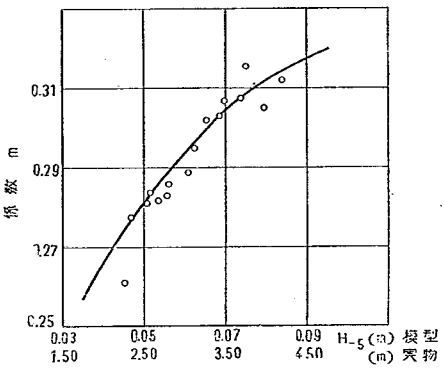
$$Q=m'B\sqrt{2g}\ H_{-5}^{3/2}$$

によつて表わせば m' は潜度の函数となる事も良く知られている。

表—5. 固定堰の溢流係数の実測値

$Q(m^3/s)$	$H_{-5}(m)$	$H_{+5}(m)$	H_{+4}/H_{-5}	m'
0.1265	1.0923	0.0851	0.922	0.321
0.1175	0.0890	0.0821	0.922	0.316
0.1100	0.0861	0.0821	0.954	0.312
0.0972	0.0815	0.0785	0.963	0.300
0.0890	0.0772	0.0738	0.890	0.299
0.0780	0.0713	0.0684	0.959	0.296
0.0630	0.0689	0.0680	0.965	0.252
0.0695	0.0699	0.0665	0.830	0.273
0.0557	0.0670	0.0652	0.975	0.233
0.0465	0.0618	0.0608	0.984	0.221
0.0395	0.0602	0.0579	0.962	0.195
0.0350	0.0462	0.0406	0.876	0.260
0.0275	0.0391	0.0358	0.926	0.264
0.0192	0.0328	0.0303	0.924	0.261
0.1067	0.0844	0.0588	0.647	0.312
0.0960	0.0797	0.0546	0.685	0.305
0.0855	0.0738	0.0489	0.663	0.308
0.0780	0.0698	0.0450	0.645	0.307
0.0690	0.0651	0.0400	0.614	0.302
0.0597	0.0610	0.0372	0.610	0.289
0.0505	0.0556	0.0313	0.563	0.283
0.0450	0.0514	0.0278	0.541	0.284
0.0380	0.0468	0.0233	0.498	0.277
0.0477	0.0536	0.0289	0.539	0.282
0.1033	0.0854	0.0710	0.831	0.296
0.0343	0.0455	0.0353	0.776	0.261
0.0435	0.0507	0.0358	0.706	0.281
0.0522	0.0563	0.0417	0.741	0.286
0.0635	0.0626	0.0470	0.751	0.295
0.0748	0.0684	0.0506	0.740	0.303
0.0898	0.0749	0.0576	0.769	0.316
0.0898	0.0769	0.0675	0.878	0.304
0.0762	0.0692	0.0614	0.887	0.303
0.0627	0.0625	0.0528	0.845	0.292
0.0527	0.0567	0.0482	0.850	0.286
0.0527	0.0558	0.0422	0.756	0.293

本文の場合には堰高が非常に小さいので完全溢流の実験を行うことは困難である。そこで潜の影響が余り現われていない範囲を取つて(3)式に代え m と H_{-5} の関係を示すと図—15のごとくである。図に示す範囲に限れば m は H_{-5} に対して単調



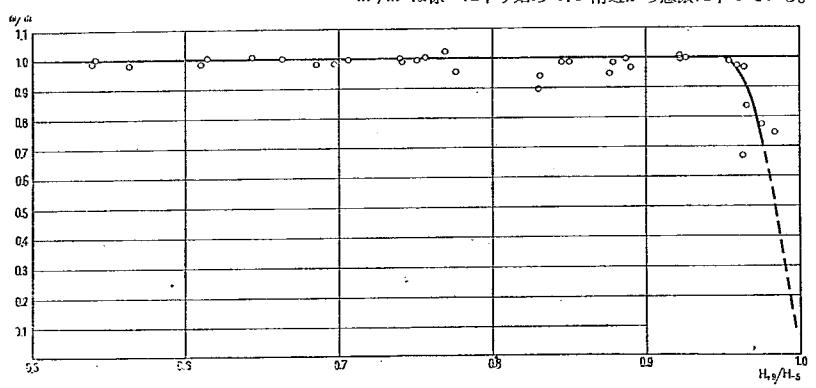
図—15. m と H_{-5} の関係

に増加する H_{-5} の函数と考えてよい。この関係は大野川の溢流堰の実験* の場合と同様に

$$m = a \log H + b$$

なる関係で表わすのが適しているようである。

次に図—15に示す関係式に従つて m'/m の値を求め H_{+9}/H_{-5} との関係を示すと図—16のごとくである。$H_{+9}/H_{-5}=0.95$ 附近までは m'/m の値は1.0であり，潜の影響が現われていない。前記の大野川の例では $H_{下流}/H_{上流}$ の値が0.6附近から m'/m は徐々に下り始め0.8附近から急激に下つている。



図—16. m'/m と H_{+9}/H_{-5} との関係

さらに Edwin Crump** が種々の堰の形に対して実験した所によると堰下流側の勾配がゆるい程 $H_{下流}/H$

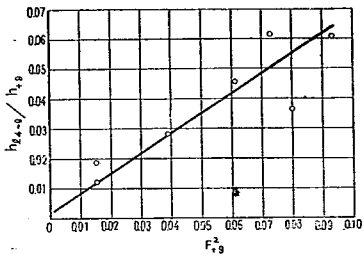
* 佐藤清一，吉川継夫，山下泰三「河川の分流に関する研究（2）—大野川分流の機能設計」：土木研究所報告92号

** Edwin Crump "A new method of gauging stream flow with little affux by means of a submerged weir of triangular prafile" C.I.E.

上流 のより大きい所まで潜の影響が現われていないが，これについてはさらに研究しなければならぬ。

〔4〕 低水路巾が拡大するために起る勢力

低水路巾が拡大するためにおこる勢力損失水頭は別けて実験を行うことが困難であつたため止むを得ず全体の模型実験から No.(+4)～No.(−9) における有効水頭の差として求めた。この損失水頭は粗度による損失も含まれている。図—17にこの損失水頭と No.(+9) における Froude 数の関係を示す。点はかなり散つており資料の数も少ないが一応図に示すごとき直線関係を用いることにした。



図—17. No.(+4)～No.(+9) 区間の損失高と Fraude 数の関係

〔5〕 水理計算法

低水路の水門の位置において縮められた水流は下流に向つてその巾が拡がり漸時流線が一様になる。流線が充分に一様になつた場所においては河岸に垂直な断面内における有効水頭は等しい。今実験によりこの断面を求めれば上流は No.(−5)，下流は No.(+9) で充分である。又，実験の結果低水路と高水敷相互の水流の入り交りは比較的少ないことが分つたので，それぞれを一つの流管として取り扱うことにする。高水路，低水路の流量分配を仮定し，〔2〕，〔3〕，〔4〕項に述べた諸損失を計算し，下流 No.(+9) の水位から上流 No.(−5) の有効水頭を求める。高水路，低水路の有効水頭が等しくなるまで流量分配を仮定しなおし計算を繰返す。有効水頭が求まるとその点の水位は容易に計算し得る。

以上の事を計算方法として整理して列挙すれば次のごとくである。

(i) 与えられた流量と河口水位及び粗度係数を用い，不等流計算により No.(+9) の水位を求める。

(ii) No.(+9) の Froude 数と有効水頭を求める。

(iii) 高水敷と低水路の流量分配を適当に仮定する。この場合の高水路低水路というのは水門の所の低水路巾で縦断方向に真直に切つたものに対応する。すなわち高水路，低水路の巾を変えないような取り方をする。

(iv) 仮定した流量を用い低水路に対して No.(+9) から No.(−5) までの勢力損失水頭を求める。すなわち図—17 により No.(+9) から No.(+4) の有効水頭及び水位を求め，次にこの値を用いて図—12，図—13により No.(−5) の有効水頭を求める。

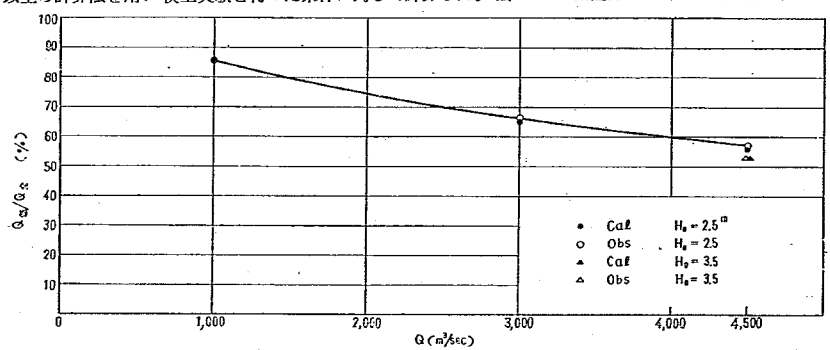
(v) 仮定した流量を用い固定堰に対して No.(+9) の有効水頭から図—15，図—17 により No.(−5) の有効水頭を求める。

(vi) (iv) 及び (v) で求めた No.(−5) の有効水頭が等しくなければ流量分配を仮定しなおし，これが等しくなるまで計算を繰返す。

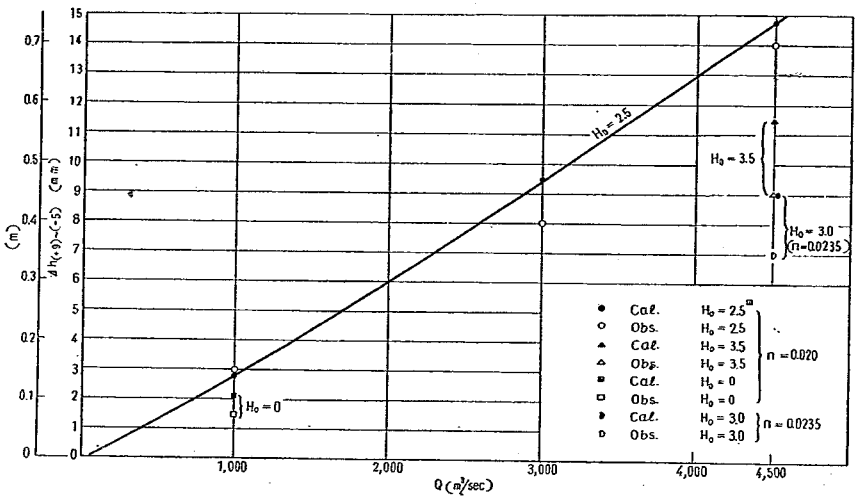
(vii) No.(−5) より上流の水位は No.(−5) の断面の有効水頭を用い，全断面一様流れとして不等流計算により求めればよい。

〔6〕 実験による検照

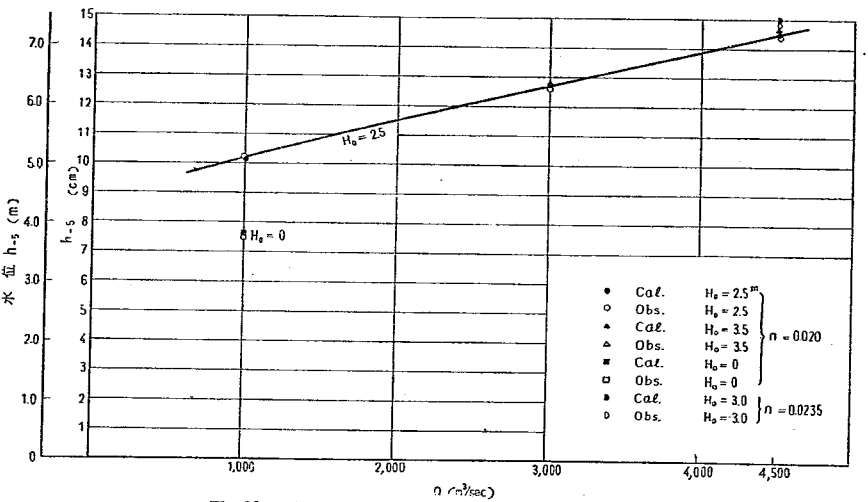
以上の計算法を用い模型実験を行つた条件に対して計算した。図—18 は流量分配に対する計算値と実測値と



図—18. 流量分配の計算値と実測値との比較



図—19. No. (+9) から No. (−5) までの水位堰上げ高に対する計算値と実測値との比較



図—20. No. (−5) の水位の計算値と実測値との比較

の比較，図—19 は No. (+9) から No. (−5) までの水位の堰上げ高の計算値と実測値との比較である。

No. (−5) の水位は高水敷と低水路とで，実測値においても計算値においても多少異り，高水敷の方が大体模型にして 2～3 mm 程度高い。図に示したのは高水敷の水位である。No. (+9) から No. (−5) の水位の堰上げ高は流量 4,500 m³/sec，河口水位 Y.P. +2.5 m に対して約 70 cm，Y.P. +3.5 m に対して約 60 cm である。

次に No. (−5) の水位を計算値と実測値で比較すると 図—20 のごとくである。計算値と実測値は割合に良く一致し，この計算法は充分使用し得る方法である事が分る。

以上の計算法は半実験的なもので充分ではないが，本文のように複雑な場合でも模型実験によつて充分に相似

が得られることを明らかにし得たと思う。今後それぞれの勢力損失水頭を計算する方法がさらに明らかになればこれを組み合せて簡単に計算し得ることができる。

4. 結　　論

縮尺 1/50 の大型模型実験により江戸川行徳水門の水理研究を行つて明らかにし得た諸点を次に示す。

A. 模型実験により得た結論は次のごとくである。

〔1〕 固定堰の位置及び低水路への取つけ部の形状は流速分布，流況の実測により第3案（図—6）が最も好ましい。

〔2〕 水門下流の河床洗堀に対してはコンクリート床版及び粗朶沈床が計画されている。流速測定の結果ではこれより下流の河道の状況に変化がなければこの長さは妥当と考えられる。然しこの長さはさらに下流部よりの河床洗堀により影響されると考えられるので，この点さらに充分研究して対策を立てねばならない。

〔3〕 下流部の彎曲部に対しては特に問題はない。

B. 低水路に水門を有し両側の高水敷に固定堰を有するような場合には相似律が複雑であると考えられるので水門及び固定堰をそれぞれ別々に分ける実験を行つた。これによつて得た結論は次のごとくである。

〔1〕 水門による形状損失高は水門下流水深で除して無次元化すれば下流の Froude 数の2乗に比例する。

〔2〕 固定堰の溢流係数は，この堰では潜度が 0.95 附近までは完全溢流の係数とほゞ同じであるが，それより大きくなると急激に減少する。

〔3〕 水門及び固定堰を有するような場合の水理計算はそれぞれに流れる流量を仮定し，上流で両者の有効水頭が等しくなる条件で繰返し計算すればよい。

〔4〕 計算及び実験の結果が一致することにより，低水路に水門を有し，高水敷に固定堰を有するような場合でも相似律は充分成立していると考えられる。

〔5〕 水門及び固定堰による水位の堰上げ高 (h_{+9}～h_{-5}) は，流量 4,500 m³/sec で河口水位 Y.P. +2.5 m に対し約 70 cm，河口水位 Y.P. +3.5 m に対して約 60 cm である。

〔6〕 下流条件が本報告の条件と異つた場合には，この条件に対して No. (+9) の水位を不等流計算により求め，本文に記した計算法を用いればよい。

(7) No. (−5) より上流の水位は不等流計算により求めて充分である。

C. 今後の問題，上記した方法をより発展させるためさらに研究すべき事項は次のごとくであると考えられる。

〔1〕 水門のみによる勢力損失を解析的に求めること。

〔2〕 潜堰の溢流係数を求める一般的方法。

〔3〕 常流流れにおける漸拡流の勢力損失の計算法。

アーチダムの応力に関する実験的研究

——鳴子アーチダム構造模型実験——

建設技官　村　幸雄
建設技官　高田孝信
建設技官　飯田隆一

(昭和 31 年8月)

Experiment Study on Stresses in Arch Dams

——Structural Model Study for Narugo Arch Dam——

(August 1956)

Y. MURA
T. TAKADA
R. IIDA

Synopsis :

This report desribes the processes and results of the experimental study on Narugo Dam, asked by Tôhoku Construction Division. Recentry arch dams have been constructed in Japan. We have encountered many problems of analysing the stress distribution in arch dams. This experiment has been done for the purpose of analysing the structural be havier of on arch dam, and the effects of the deformation of foundation rock and the other factors on the stress distribution.

要　旨

本報告は東北地方建設局の依頼により行われた鳴子アーチダムの構造作用についての実験的研究の報告である最近アーチダムが建設されるにともない，わが国でもアーチダムの応力解析が問題とされるに至つた。本実験はアーチダムの構造作用を明らかにするとともに，基礎岩盤の変形およびその他の要因が応力分布に与える影響を明らかにする目的で行われたものである。

目　次

1. 総　説……(1)
〔1〕 堰堤の概要……(1)
〔2〕 構造模型実験の歴史的考察…(3)
〔3〕 実験の目的……(3)
2. ゴム模型による載荷模型実験……(4)
〔1〕 相似律および模型材料に関する考察…(4)
〔2〕 材料実験……(4)
〔3〕 模型製作……(7)
〔4〕 載荷装置……(7)
〔5〕 実験結果……(7)
3. 三次元光弾性実験……(26)
〔1〕 概　説……(26)
〔2〕 実験結果……(27)
4. 実験結果に対する検討……(29)
〔1〕 載荷模型実験結果と光弾性実験結果との比較検討…(29)
〔2〕 上部に重力壁を設けた場合に対する検討…(33)
5. 結　論……(35)

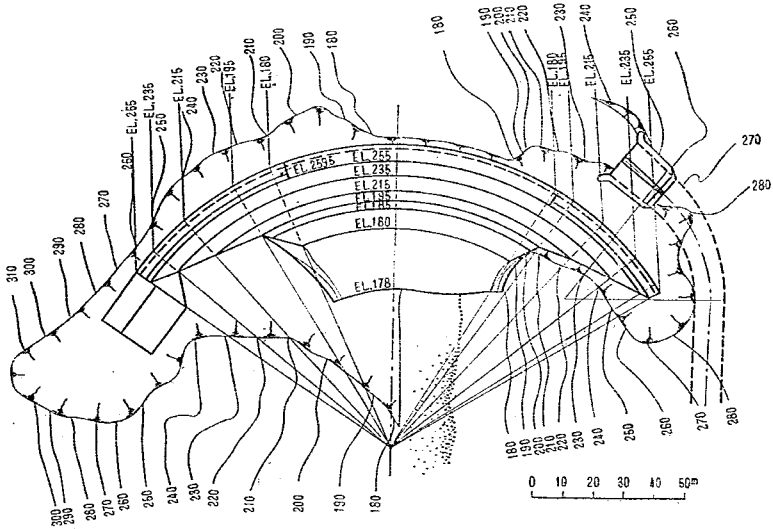
1. 総　説

〔1〕 堰堤の概要

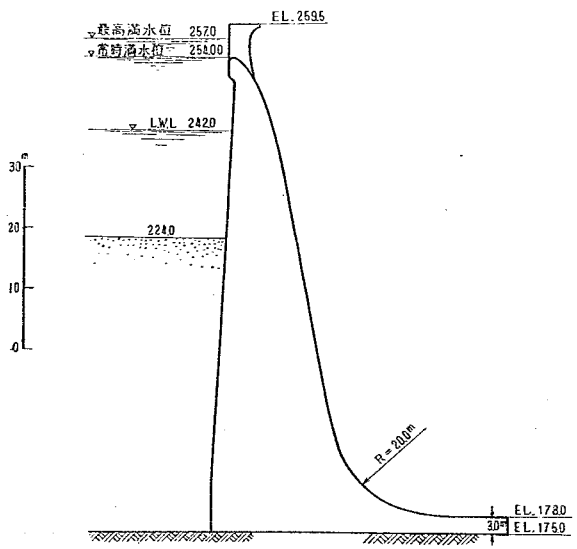
鳴子堰堤（宮城県玉造郡鳴子町）は江合川改修計画の一環をなすもので，江合川上流に位し，洪水調節，発電及び灌がいの機能を兼ねた多目的ダムである。発電計画としては最大発電力 20,000 KW 年間電力は，81,100,000 KWH となつている。灌がい計画としては用水補給田 10,000 町歩を目標とするものであり，洪水調節計画としては計画洪水量 1,800 m³/sec を 1,100 m³/sec に調節して下流に放流する目的を有する。

本堰堤は上椎葉堰堤に次ぐ本邦二番目の arch dam であつて，高さ 84.50 m，堤頂長 216.40 m，最大厚 28m 堤体積 150,000 m³ のものである。

本地点は河床および両岸は内緑花崗岩からなり，両岸は急峻な谷を形成しているが，所々に玢岩の薄い岩脈が存在し，さらに右岸には石英粗面岩の大きな岩脈が存在している。この石英粗面岩は概して強度が低く，これが右岸標高 230 m 以上において顕著に現われているため，この部分には thrust block が設けられた。また岩盤の弾性係数は実測によると平均して 40,000 kg/cm² 前後であつた。



図—1(a) 鳴 子 堰 堤 平 面 図



(b) 鳴 子 堰 堤 断 面 図

〔2〕 構造模型実験の歴史的考察

一般に arch dam は極わめて不静定度の高い構造物であつて，その計算法は多くの仮定と省略の上になり立つている。したがつて真の応力状態を知り，合理的な設計をなすためには模型実験は大きな意義を有するものである。このような観点に立つて，1922年米国に Engneering Foundation Arch dam Committee[1] が設立され Arch dam に関する研究が本格的にとり上げられた。

その中で最も重要な事は純粋に実験的な目的で，Stevenson Creek Dam が建設されたことであつて，さらに委員会との密接な連繋の下に開拓局において 1/12 のコンクリート模型の実験が行われ比較検討された。その後1930 年開拓局において Boulder Dam の Trial Load Analysis の結果に対する検討のために石膏模型実験とゴム模型実験が行われた[2]

一方欧洲においては 1929 年 A. Mesnager と J. Veyrier により La Bromme および Maréges Dam の石膏模型実験が行われ，1935 年には Oberti 教授により Rochetta Dam の模型実験が行われた。さらに 1940 年には M, Rocha により Santa Luzia Dam の模型実験が行われ，計算結果と実験結果と実測結果とが比較検討された[3]。これ等の一連研究の結果，arch dam の設計法についても著しい進歩を見るに至つた。

その後米国においては Trial Load Analysis の結果は，正しいものとして是認せられ，模型研究の進歩は顕著ではないが，欧州においては計算によるよりも，むしろ実験を主体として設計されるという傾向が強く現われている。

これらの一連の実験をその目的により大別すれば[4]

i). 弾性材料を用いて応力解析を行うこと

ii). 応力測定をおこなうのみならず，模型の破壊実験により構造物の安全性を検討すること，に分けられる。

前者は実際の堰堤コンクリートならびに模型材料に Hook の法則が成立するという仮定に立脚して，模型を一種の正確な計算器とみなして，応力解析を行わんとするものである。これに属するものとしては米国の Bouder Dam，フランスの Tignes Dam，ドイツの Oker Dam 等があげられる。また後者は模型材料がコンクリートとまつたく同型の Stress strain curve を描き，且つ引張強度と圧縮強度との比が同じであるという条件のもとに応力解析をおこなうとともに，その可撓力およびクラック発生の状況を調べんとするものである。これに属するものとしては，イタリヤの Lumiei Dam，Pieve di Cadore Dam，Mulrgia Dam 等の模型実験があげられる。これは前者に比し，塑性変形後の状態および堰堤の可撓力を調べた上で設計を進めんとする点において大きな進歩であると思われる。しかし堰堤において外荷重および自重が n 倍になるということは考えられない以上，堰堤の安全率は幾多の未知要因に対するものと思われる。このような観点に立つときは，堰堤の安全率を可撓力により求めるよりも，発生する応力により求める方がより合理的であるという考え方も成立する。しかも実際の堰堤に生ずる応力の範囲においては，十分 Hook の法則が成立するとみなし得る点を考え合わせれば，前者もその意義を失わないと思われる。また近年高分子化学のいちじるしい進歩により三次元光弾性実験が実用化され，arch dam の応力解析にも種々利用されるに至つた。三次元光弾性実験は，内部応力および局部応力の解析に極わめて有利であり，今後さらに開拓される可能性のある分野であると思われる。

〔3〕 実験の目的

本実験は鳴子工事々務所により提案された原案について水圧荷重による応力及び撓みを測定し，より合理的経済的な設計を行うことを目的として行われた。その目的を細分すれば

1) 応力およびたわみの測定をおこない計算結果との比較検討
2) 基礎岩盤の変形の影響に対する検討
3) 局部応力の検討
4) 改善方法の検討

以上を目的として本実験は

1) 1/200 のゴム模型による載荷模型実験
2) 1/500 の Araldite 模型による三次元光弾性実験

をおこなつた。すなわち載荷模型実験においては堤体と岩盤の，弾性係数の比を実際の状況に合わせて全体の応力分布を求めることを主目的としておこない，三次元光弾性実験においては堤体と岩盤の弾性係数が同一であるとして局部応力の測定を主目的としておこない，さらに両実験を比較することにより基礎岩盤の変形の影響について検討することにした。

なお計算結果についてはまだ十分に整理されていないので，計算結果との比較については次回におこなうこと

にした。

2. ゴム模型による載荷模型実験

〔1〕 相似律および模型材料に関する考察

一般に模型実験の相似性は

i) 実物および模型材料がともに均一であること
ii) ともに等方性体であること
iii) Stress strain curve が発生する応力の範囲において同形であること。
iv) Poisson 比が等しいこと
v) 幾何学的に相似であをこと
vi) 境界条件が同じであること

の条件のもとに成立する。外荷重のみを対象とする時は，その相似関係を示すと[5]

$$\sigma_m=\frac{G}{n}\sigma_p$$

$$\delta_m=\frac{G}{n^2}\frac{E_p}{E_m}\delta_p$$

$$e_m=\frac{G}{n}\frac{E_p}{E_m}e_p$$

ここに σ_m, δ_m, e_m, E_m, はそれぞれ模型の応力，たわみ，歪，弾性係数を示し，σ_p, δ_p, e_p, E_p それぞれ実物のそれを示すものとする。また n は縮尺，G は模型と実物との荷重強度の比を示すものとする。

一般に応力測定は歪測定に依り行われるため，十分な精度を以つて測定されるためには，さらに模型材料の弾性係数が低いことという条件が加付されてくる。これらの条件を満足するものとして，従来模型材料として用いられてきたものをあげると，

i) 石膏と硅藻土との混合物
ii) ゴム
iii) Alkathene
iv) 軽石コンクリート

などがあげられる。しかしこれらの材料の選択は，その実験の目的とするところにより異なり，単に応力測定のみを目標とするときは，石膏と硅藻土との混合物，ゴム，Alkathene などが用いられ，破壊実験を目的とするときは軽石コンクリートが用いられている。石膏硅藻土の混合物は模型材料としては，最適のものの一つであるが湿気に対し相当の苦心が払われ，かつ材料の乾燥期間の長いこと等の難点がある。ゴムは Poisson 比が大きいことと非等方性があることなどの欠点が指摘されているが[6] Poisson 比の異なるための影響は小さいといわれ[7]，また非等方性は後述する材料試験の結果によれば，弾性係数の高いゴムにおいては観察されなかつた。しかしゴムは，模型製作が容易で，かつ弾性係数が低いため，比較的小規模のものに適している。 Alkathene は欧州においては広く用いられているようであるが，未だわが国では，販売されていない。一方軽石コンクリートは模型材料としては理想的なものであるが，弾性係数が高いため高さ 2m 前後の比較的大規模なものに用いられており，その載荷装置も oil jack による大仕掛なものに用いられている。

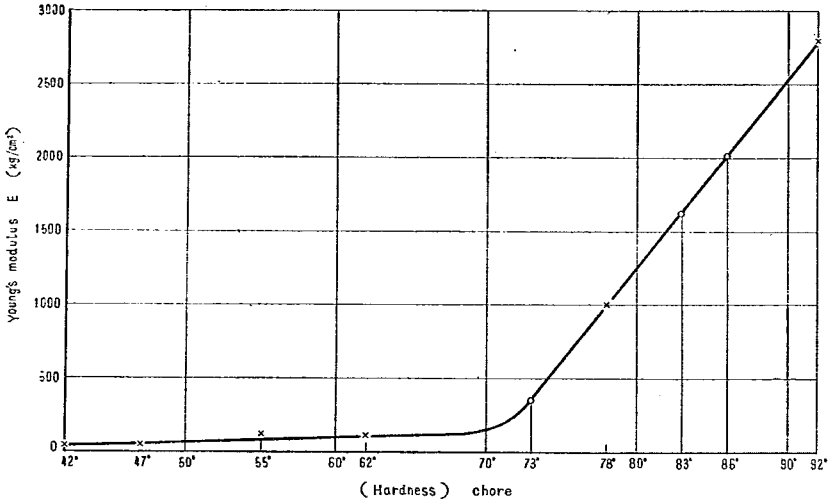
以上から当初に予定されたような比較的小規模のものに対しては，ゴムは最も適するものと思われたので，まずゴムにより 1/200 の模型を製作し実験することにした。

〔2〕 材 料 試 験

模型実験を行うに当り，根本的な問題として，その模型材料の諸性質を十分調査しておく必要がある。このような観点に立つて，模型実験に最適な弾性係数を求めることを目的とした予備材料試験と，模型材料の弾性係数を求めることを目的とした材料試験とに分けて行つた。

(1) 予備試験

計画された模型は縮尺 1/200 で，堤高 42.25 cm 最大厚 14 cm の比較的小規模のものである。したがつてこれの各部の応力を十分な精度をもつて測定し得るためには 10 mm 前後の gauge length の歪計を必要とすることが予想された。このためには電気抵抗線歪計が最も適するが，本来電気抵抗線歪計は鉄材のごとく弾性係数の



図—2　硬度——弾性係数曲線

高いものに用いられるもので，ゴムのごとく弾性係数の低いものに対しては gauge 自身の剛性の影響が現われて，正確に測定し得ない恐れがあることが予想された。また，ゴム製造業者においては，弾性係数の概念を有せず，Shore 硬度のみによつてゴムの剛性の類別基準としているため，硬度と弾性係数との関係を調査する必要があつた。

以上から，次の目的をもつて材料の予備試験が行われた。

1)　電気抵抗線歪計の剛性の影響を受けないゴムの弾性係数の範囲を求めること。

2)　Shore の硬度と弾性係数との関係。

3)　以上の結果から模型に最適の弾性係数および硬度を求めること。

以上の目的をもつて硬度の異なる6箇の供試体に対し，dial gauge と電気抵抗線歪計により圧縮試験および引張試験を行つた。

その結果を述べると

i)　$E=1000\ \mathrm{kg/cm^2}$ 以下にては，電気抵抗線歪計の剛性の影響が現われているが，それ以上では歪計の剛性の影響が観察されなかつた。

ii)　Shore の硬度と弾性係数との関係は図—2 に示すごとくである。

iii)　以上から模型材料として，次のような硬度および弾性係数のものを決定し，業者に発注することにした提体用ゴム，硬度 86° 附近弾性係数約 $2000\ \mathrm{kg/cm^2}$，岩盤用ゴム，硬度 73° 附近弾性係数約 $400\ \mathrm{kg/cm^2}$

(2)　材料試験

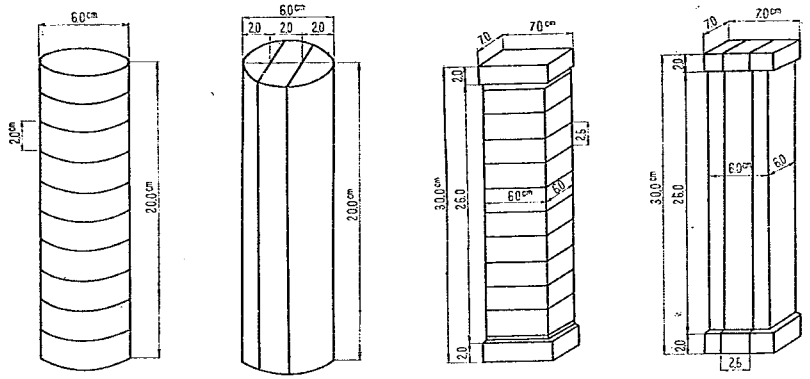
予備試験の結果に基づいて，発注された提体用ゴムおよび岩盤用ゴムに対して材料試験をおこなつた。すなわち提体用ゴムより圧縮試験用として，直径 60 mm，高さ 200 mm のものを6箇，引張試験用として 60×60×300 mm のものを4箇，また岩盤用ゴムより圧縮試験用として直径 60 mm，高さ 200 mm のものを4箇製作して試験をおこなつた。

なおこの際ゴムの非等方性についても検討を加えるために，ゴム板の継目が縦方向にあるものと，横方向にあるものと，二種類製作して比較検討した測定計器は提体材料に対しては電気抵抗線歪計と，dial gauge とを併用し，岩盤材料に対しては dial gauge のみを用いた。

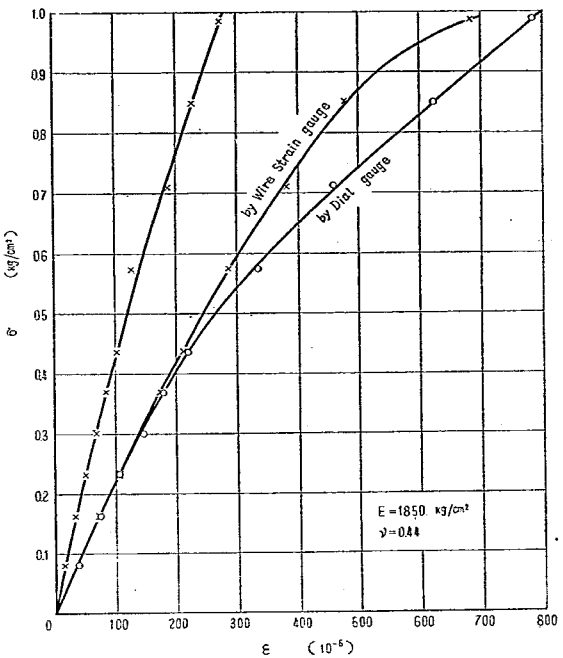
その結果を述べれば

i)　非等方性は認められなかつた。

ii)　決定された弾性係数および Poisson 比は



図—3 (a), (b) 圧縮用供試体 (c), (d) 引張用供試体



図—4 Stress-strain Curve

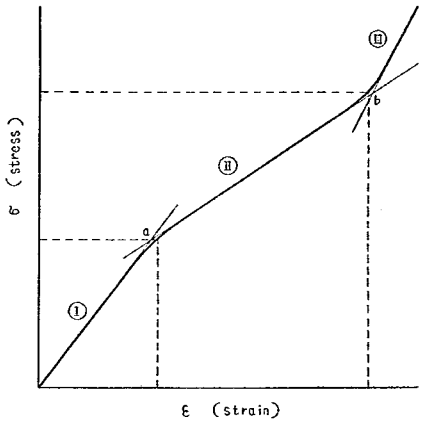
提体 $E_\sigma = 1860\ \mathrm{kg/cm^2}$ $\nu = 0.45$

岩盤 $E_R = 330\ \mathrm{kg/cm^2}$

すなわち提体コンクリートの弾性係数を 200,000 kg/cm² とすれば岩盤の弾性係数は 35,500 kg/cm² の場合に相当し，これは現地の状況とほゞ一致する。

iii) 圧縮に対する弾性係数と引張に対する弾性係数とは同じであつた。

iv) 比例限界は 0.5 kg/cm² であつた。すなわちゴムは一般に図―5に示すごときS字型の stress-strain curve を描くことが知られている。① の領域における歪はゴム分子の分子間距離の変化による変形で，応力の増加に対する歪の増加する割合は比較的小さい。② の領域はゴムの鎖状高分子自身の変形によるものでこの領域では変形は大きい。③ の領域は分子が，伸び終つた後の分子間距離の変化による変形で，此の領域で破壊が生ずるのが一般である。一般に用いられるゴム材の変形は②の領域における鎖状高分子の変形によるものであるが，本実験における stress-strain curve を見るに，$\sigma=0.5$ kg/cm² 附近を境に，①から②とその変形に対する性質が変化している。さらに $\sigma=0.5$ kg/cm² 附近までは dial gauge と電気抵抗線歪計との測定値がよく一致しているが，0.5 kg/cm² 以上にては電気抵抗線歪計の剛性が影響してくることが観察される。



図―5

〔3〕 模型製作

模型を製作するに当たつて，先ず問題となるのは基礎岩盤の大きさの決定である。これに対して，本実験においては二次元光弾性実験により応力の影響範囲を調査した。すなわち標高 175m のアーチを対象として，岩盤の厚さを種々に変化せしめて実験を行つた。その結果によると，岩盤の厚さを提体の厚さの2倍以下にすると提体応力に影響を与えることが判明した。したがつて基礎岩盤の厚さは提体の厚さの2倍以上にとることにした。また模型は図―6 に示すようなコンクリートの台の中に固定した。

〔4〕 載荷装置

測定が十分に確かに行われるためには，荷重強度が大きいことが望ましいことは明らかである。しかし材料試験の結果から明らかなように，実験に用いられたゴムは，0.5 kg/cm² 以上では，その変形に対する性質が変化し歪計の剛性の影響が現われる。したがつて，模型内の最大応力を 0.5 kg/cm² 以下にするためには，荷重強度は水圧の3倍前後が最も適当するものと思われた。

しかるに，比重3前後の液体としては，四臭化エタン，二沃化メチレンなどがあるが，これらはいずれも高価であるため，圧縮空気による載荷方法を考案した。

すなわち，上流面に沿つて水平な八つの Chamber を仕切り各アーチ型の Chamber に薄いゴム tube を入れその tube の中に圧縮空気を送入する方法である。液体により載荷した場合にはその荷重分布は三角形であるが，この方法によると，荷重分布は階段状になつている。したがつて，この影響を消すために，tube を直接提体上流面に接触させずにその間に 2cm のスポンジを挿入した。また各 tube 内の圧力はU字管により測定した。

〔5〕 実験結果

一般に arch dam は片持梁作用のみならず，アーチ作用によつてその安定性を保つ構造物である。したがつてアーチ作用が確実に作用するためには，収縮継手を，grout して，一体として作用するようにする必要がある。したがつて収縮継手が grout されないときは，水平方向のアーチ作用は生ぜず重力壁として作用する。

本実験は初め，原案に基づき，提頂まで grout した場合に対して実験をおこなつた。その結果下流面標高 215m 附近の拱頂部に鉛直方向の大きな引張応力が発生したため，これに対する対策として標高 250m 以上を重力壁とした場合および標高 245m 以上を重力壁とした場合について実験を行つた。実験は最高満水位標高 257mm の場合に対してのみおこなつた。たわみ測定は基礎との取付部および，両岩取付部に対しては 1/1000 m の dial gauge を，その他の部分に対しては 1/100 mm の dial gauge を用いておこなつた。応力測定は gauge length 9mm の電気抵抗線歪計により行われた。測点の位置は図―8 に示す。

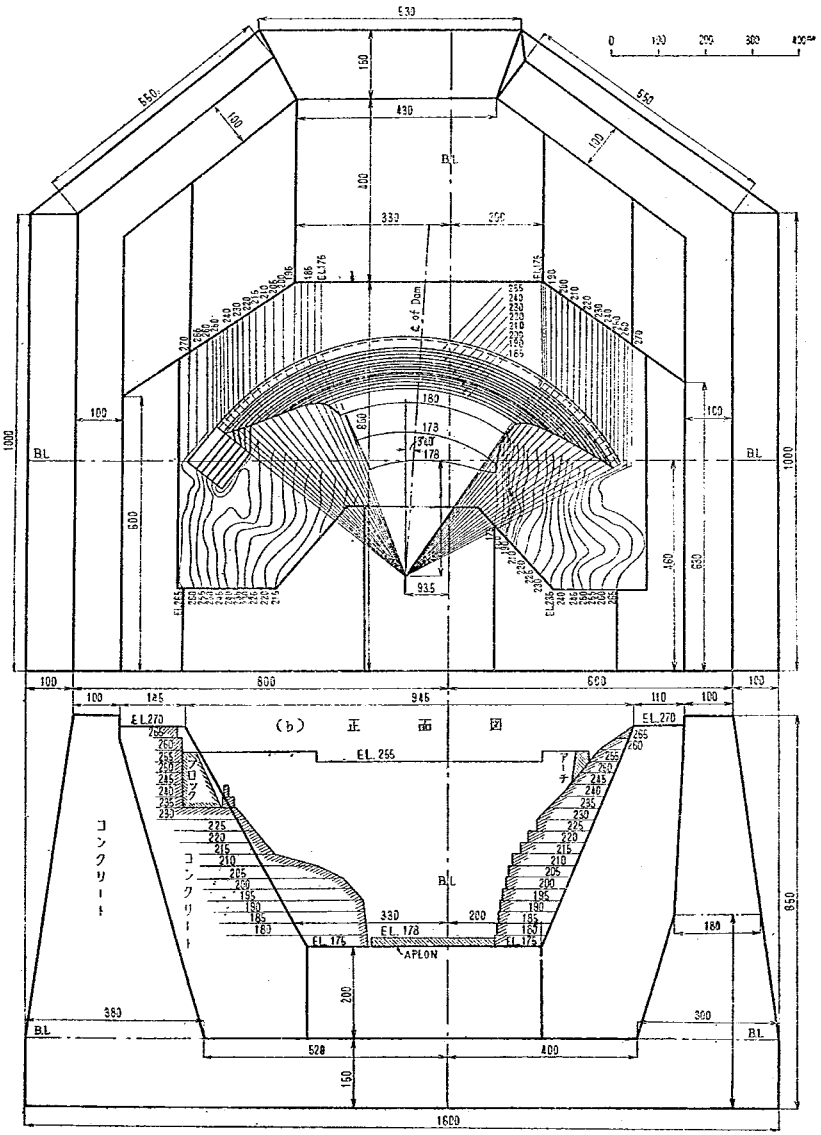
（1） 提頂迄 grout し上部を重力壁としない場合

たわみ測定は半径方向変位のみを対象として行いその結果を示すと，表―1 および図―9 のごとくである。

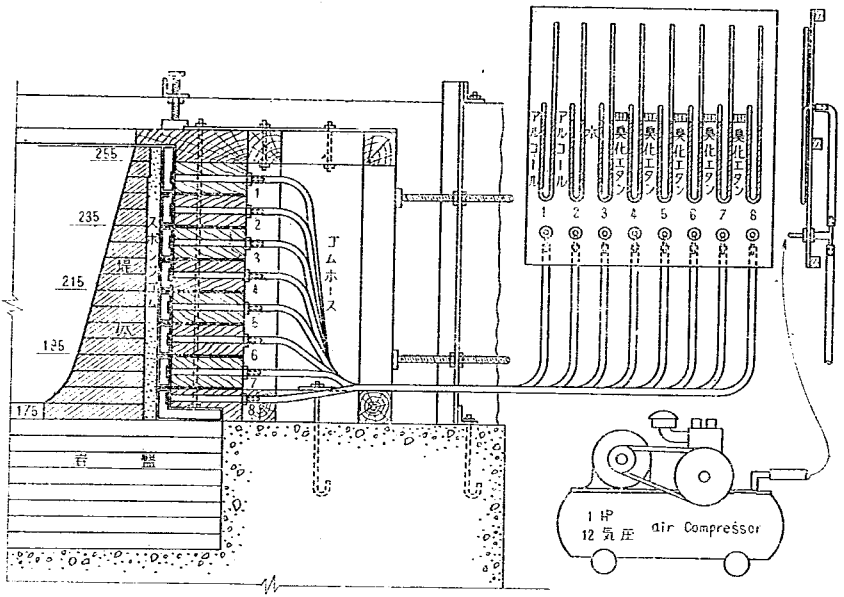
応力測定の結果を示すと，表―2，図―10 のごとくである。なお自重応力は計算により求め，加算された。

i） 下流面標高 215m 附近の拱頂部に鉛直方向に，許容応力以上の引張応力（約 −11 kg/cm²）が発生して

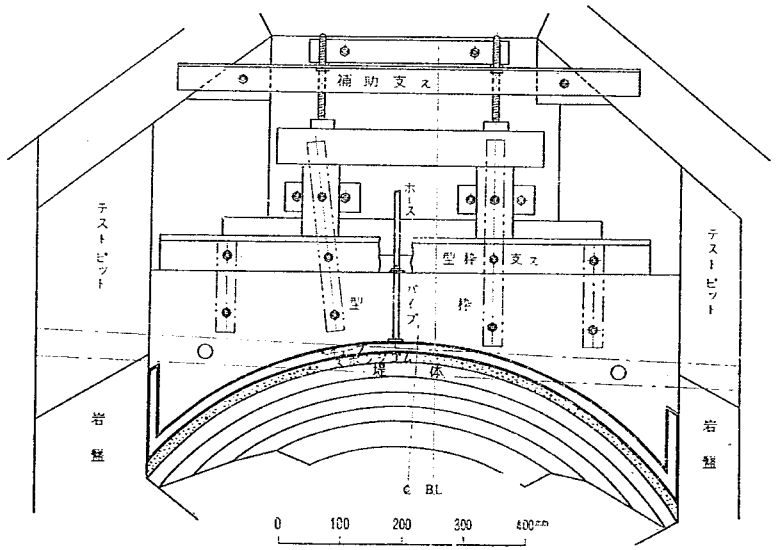
(a) 模型及び台の平面図



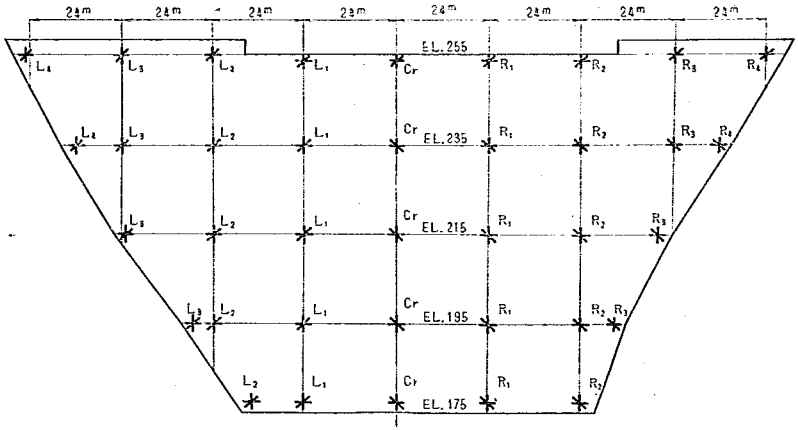
図—6 模型および台



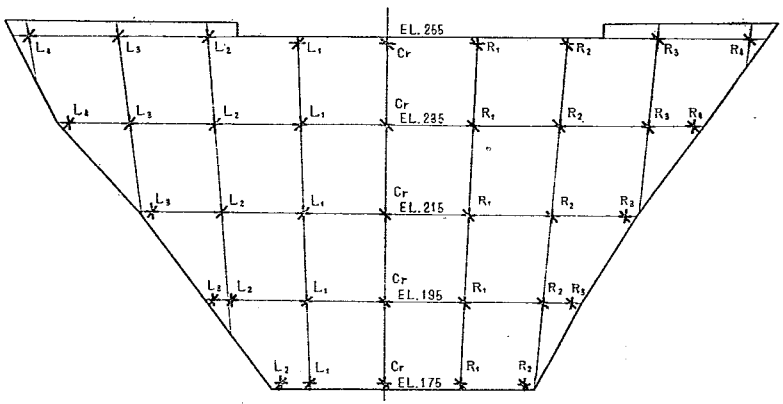
図—7（a） 載荷装置断面図



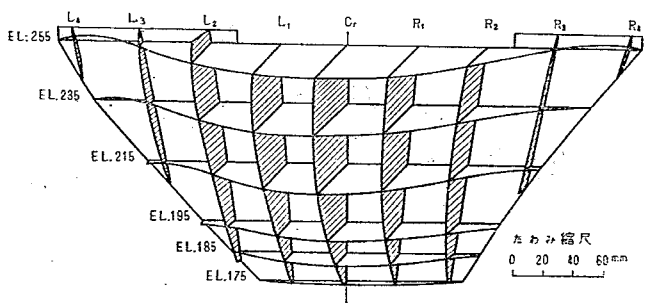
（b） 載荷装置平面図



図—8 (a) 上流面測定位置図



(b) 下流面測定位置図



図—9 たわみ図

表—1 たわみ表 (m.m) Load intensity 3

EL	L_4	L_3	L_2	L_1	C_r	R_1	R_2	R_3	R_4
255	−1.3	2.6	17.3	27.3	30.1	26.8	14.2	1.1	−1.3
235	−0.3	4.8	16.8	26.4	29.8	25.5	15.7	3.9	−0.1
215		2.7	13.5	23.2	26.5	22.9	13.9	2.5	
195		1.2	6.6	13.7	16.8	13.9	6.4	2.9	
185				8.1	10.6	8.3	3.3		
175				0.8	2.3	1.4	0.9		

表—2 (a) 上流面応力表 (自重加算)

EL	測点	水平応力 σ_{xu} (kg/cm²)	鉛直応力 σ_{zu} (kg/cm²)	切線応力 τ_{zxu} (kg/cm²)	主応力Ⅰ σ_1 (kg/cm²)	主応力Ⅱ σ_2 (kg/cm²)	方向角 α ⊕
255	L_4	7.6	3.1	−0.4	7.6	3.1	−5°02′
	L_3	6.9	0	0	6.9	0	0°
	L_2	14.2	−0.4	0	14.2	−0.4	0°
	L_1	19.6	−0.5	0	19.6	−0.5	0°
	C_r	22.7	0.3	0.4	22.7	0.3	1°01′
	R_1	20.5	−0.2	0.4	20.5	−0.2	1°06′
	R_2	15.2	−0.6	0.2	15.2	−0.6	0°44′
	R_3	6.6	0	0.2	6.6	0	1°44′
	R_4	9.1	3.6	1.3	9.4	3.3	12°38′
235	L_4	5.5	6.0	−1.8	4.1	7.4	40°51′
	L_3	7.2	7.0	−3.0	10.1	4.1	−44°08′
	L_2	13.5	9.8	−2.6	14.5	8.5	−27°21′
	L_1	24.1	11.5	−1.4	24.4	11.4	−6°16′
	C_r	26.9	10.6	0	26.6	10.6	0°
	R_1	19.5	8.5	1.5	19.3	8.3	7°39′
	R_2	10.0	6.5	2.0	10.6	5.6	24°31′
	R_3	3.7	7.9	2.1	2.8	8.8	−22°26′
	R_4	4.1	6.4	1.6	3.2	7.2	−27°02′
215	L_3	−1.9	−0.1	1.2	−2.5	0.5	−26°43′
	L_2	8.9	10.2	−1.7	7.2	10.9	34°41′
	L_1	16.4	14.6	−1.4	17.2	13.8	−28°38′
	C_r	22.2	19.2	0.3	22.2	19.2	5°39′
	R_1	18.7	19.6	2.1	17.0	21.3	−38°57′
	R_2	9.1	14.8	2.7	8.0	15.9	−21°43′
	R_3	−0.6	3.7	0	−0.6	3.7	0°
195	L_3	−0.7	5.4	−0.2	−0.7	5.4	1°53′
	L_2	4.6	13.8	−1.9	4.7	14.2	11°14′
	L_1	11.4	15.6	−1.8	10.7	16.3	20°10′
	C_r	14.7	16.8	−0.6	14.5	17.0	14°38′
	R_1	11.1	15.2	1.5	10.6	15.7	−17°58′
	R_2	6.7	14.7	2.7	5.9	15.5	−16°56′
	R_3	−1.4	7.1	0.3	−1.4	7.1	−2°03′
178	L_2	−7.0	5.5	0	−7.0	5.5	0°
	L_1	−3.0	5.3	−0.3	−3.0	5.3	1°23′
	C_r	−0.5	2.7	0	−0.5	2.7	0°
	R_1	−1.9	4.6	0.9	−2.0	4.7	−7°44′
	R_2	−5.2	4.3	1.3	−5.4	4.5	−7°39′

表—2 (b) 下流面応力表 (自重加算)

EL	測点	水平応力 σ_{xD} (kg/cm²)	鉛直応力 σ_{zD} (kg/cm²)	切線応力 τ_{zxD} (kg/cm²)	主応力Ⅰ σ_1 (kg/cm²)	主応力Ⅱ σ_2 (kg/cm²)	方向角 α ⊕
255	L_4	9.8	1.9	−2.1	10.3	1.4	−14°03′
	L_3	16.0	3.1	−0.9	16.1	3.0	−3°59′
	L_2	11.8	1.6	−0.3	11.8	1.9	−1°49′
	L_1	10.1	1.8	0.1	10.1	1.8	0°42′
	C_r	9.8	1.4	0	9.8	1.4	0°
	R_1	7.8	0.8	0	7.8	0.8	0°

	R_2	12.5	1.3	0	12.5	1.3	0°
	R_3	18.5	4.1	1.4	18.6	4.0	5°30′
	R_4	13.0	3.2	3.0	13.8	2.4	15°46′
235	L_4	21.3	6.8	0.7	21.3	6.8	2°46′
	L_3	19.0	1.6	−0.4	19.0	1.6	−1°19′
	L_2	11.8	−1.1	−0.3	11.8	−1.1	−1°20′
	L_1	6.4	−1.8	0	6.4	−1.8	0°
	C_r.	5.2	−3.0	0.4	5.2	−3.0	2°48′
	R_1	7.2	−0.8	0.4	7.2	−0.8	2°53′
	R_2	14.9	0.9	0.3	14.9	0.9	1°14′
	R_3	18.0	1.7	−0.3	18.0	1.7	−1°04′
	R_4	18.5	5.7	−1.0	18.6	5.6	−4°27′
215	L_3	18.8	12.0	4.5	21.0	9.8	26°29′
	L_2	4.4	−2.4	3.2	5.7	−3.7	21°38′
	L_1	−2.6	−7.9	1.8	−2.0	−8.5	17°03′
	C_r	−5.3	−11.1	−0.3	−5.3	−11.1	−2°59′
	R_1	−3.0	−9.6	−2.2	−2.3	−10.3	−16°52′
	R_2	4.6	−2.5	−3.3	5.9	−3.8	−21°29′
	R_3	18.5	8.8	−4.4	20.1	7.2	−21°04′
195	L_3	16.6	9.7	7.2	21.1	5.2	32°14′
	L_2	9.2	7.7	4.7	13.2	3.7	40°19′
	L_1	0.1	5.8	2.6	−0.9	6.8	−21°07′
	C_r.	−1.5	6.4	0.6	−1.5	6.4	−4°10′
	R_1	0.5	6.7	−2.4	−0.3	7.5	18°53′
	R_2	6.0	6.1	−5.7	0.3	11.8	44°53′
	R_3	18.0	10.6	−8.5	23.6	5.0	−33°13′
178	L_2	7.4	7.1	2.1	9.3	5.2	42°37′
	L_1	3.3	10.3	1.1	3.1	10.5	−8°43′
	C_r.	0.7	10.1	1.4	0.5	10.3	−8°18′
	R_1	2.2	10.4	−1.2	2.0	10.6	8°09′
	R_2	5.6	6.9	−3.4	2.8	9.7	39°35′

いる。またこの附近では水平方向にも約 $-5\,kg/cm^2$ の引張応力が発生している。

ii) 上流面標高 178m 附近の両岸取付部に水平方向に約 $-7\,kg/cm^2$ の引張応力が発生している。

iii) 上流面標高 175m 附近の基礎との取付部においては図—10 には示さなかつたが，いちじるしい鉛直方向の，局部引張応力が発生している。すなわちこの附近の鉛直方向の歪測定の結果を示すと表—3 のごとくである。以上を換算すると，標高 176m で $-17.6\,kg/cm^2$，標高 185m にて $-16\,kg/cm^2$ となる。また自重応力は計算によれば標高，185m にて $18.4\,kg/cm^2$，標高 175m にて，$20.9\,kg/cm^2$ である。以上から明らかな通り標高 176m にて測定された鉛直応力は，隅角部に発生する局部応力によるものである。すなわちこの部分には水平荷重により鉛直方向にかなり大きな局部応力が発生する可能性がある。しかし本実験においては，自重による応力に対しては測定されなかつたが，この部分には自重により逆に圧縮の局部応力が発生し，相殺される可能性もある。

なほ，下流面標高 175m 附近にては，局部応力は，観察されなかつた。

表—3 上流面標高 175m 附近の歪測定値

模型における gauge 中心の Base よりの距離	標高 (m)	L_2	L_2	C_r	R_1	R_2
5 =	176	−195	−268	−286	−273	−180
15=	178	−100	−110	−140	−120	−110
50=	185	−75	−112	−122	−116	−96

但し歪の単位は 1×10^{-6}

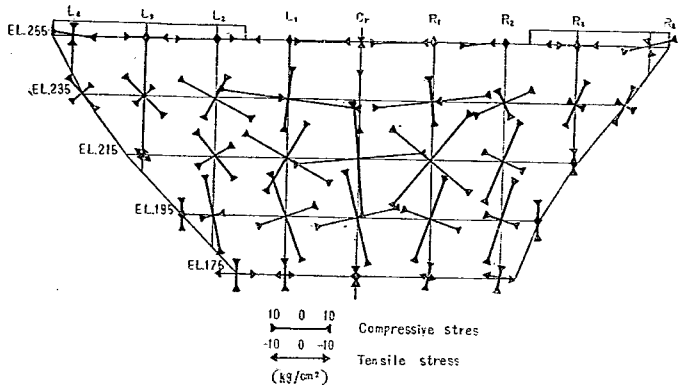
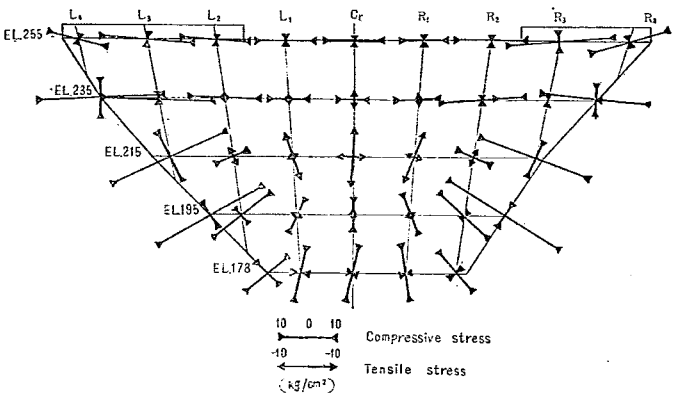
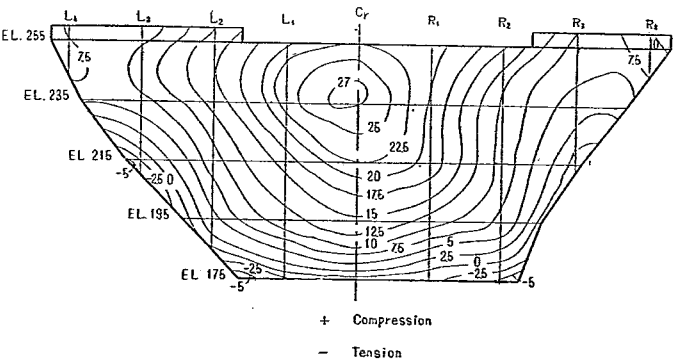


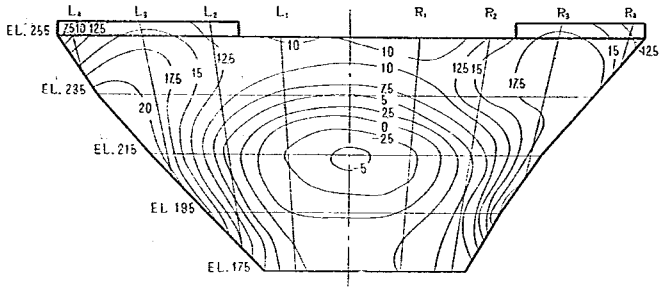
図--10 (a) 上流面主応力図



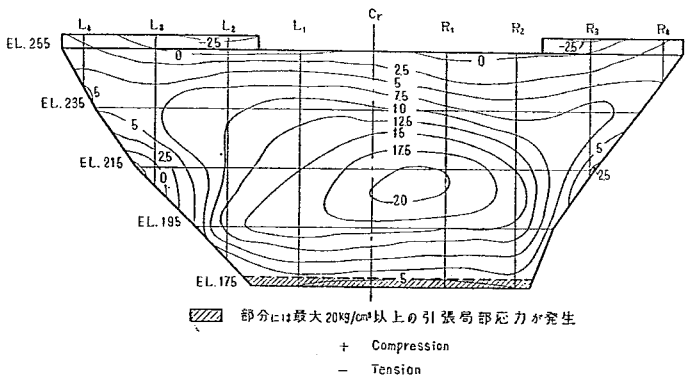
(b) 下流面主応力図



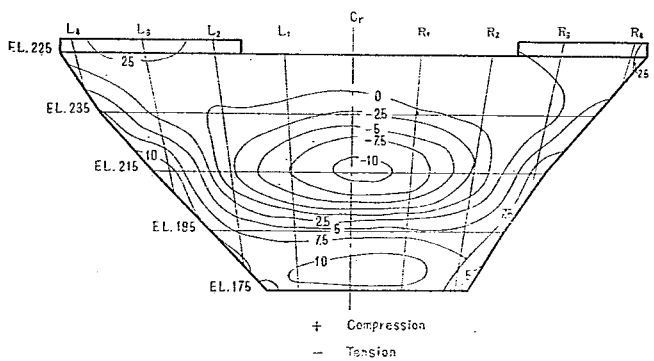
(c) 上流面水平応力等高線



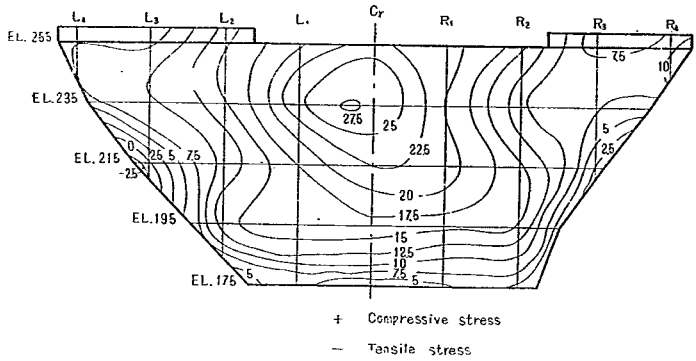
(d) 下流面水平応力等高線



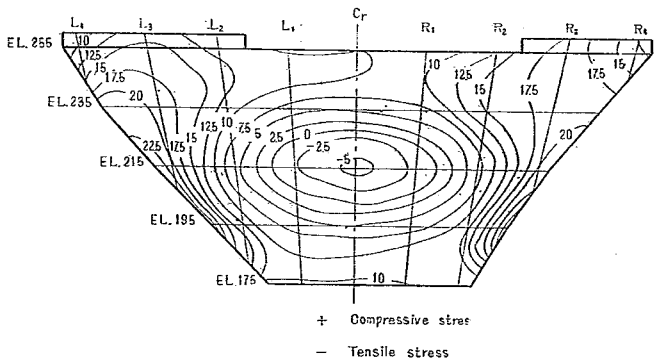
(e) 上流面鉛直応力等高線



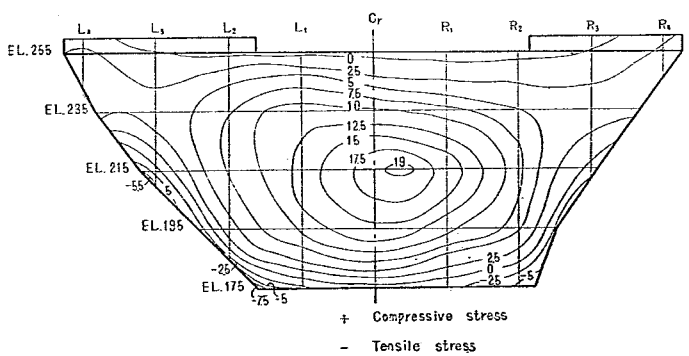
(f) 下流面鉛直応力等高線



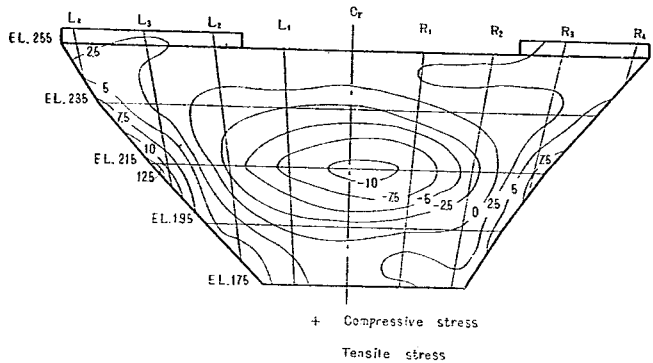
(g) 上流面最大主応力等高線



(h) 下流面最大主応力等高線



(i) 上流面最小主応力等高線



(j) 下流面最小主応力等高線

iv) 最大圧縮応力は上流面標高 235 m 附近の拱頂部（約 27 kg/cm²）および下流面標高 235～195 m の両岸取付部（約 22 kg/cm²）に発生している。

v) 一般的傾向として，アーチ応力は圧縮については上流面拱頂部の方が下流面両岸取付部に比して大きい。

(2) 標高 250 m で grout をとめ，これ以上を重力壁とした場合

応力測定の結果を示すと，表—4 および図—11 のごとくである。

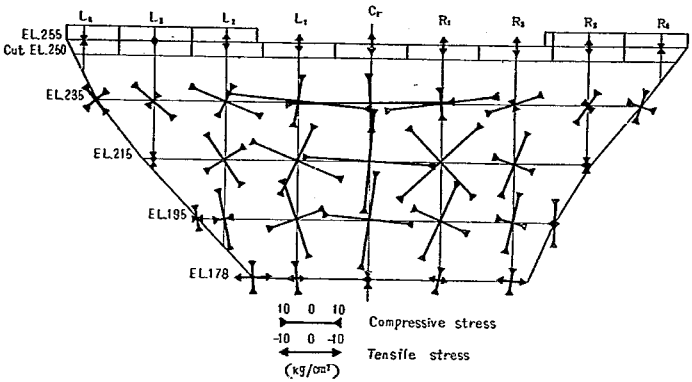
表—4 (a) *EL.* 250 以上を重力壁とした場合上流面応力表（自重加算）

EL	測点	水平応力 σ_{xu} (kg/cm²)	鉛直応力 σ_{zu} (kg/cm²)	切線応力 τ_{xzu} (kg/cm²)	主応力 I σ_1 (kg/cm²)	主応力 II σ_2 (kg/cm²)	方向角 α ⊕
255	L_4	0	1.2	0	0	1.2	0°00′
	L_3	0	1.2	0	0	1.2	〃
	L_2	0	1.2	0	0	1.2	〃
	L_1	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	C_r	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	R_1	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	R_2	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	R_3	0	1.2	0	0	1.2	〃
	R_4	0	1.2	0	0	1.2	〃
250	L_4	0	2.9	0	0	2.9	0°00′
	L_3	0	2.9	0	0	2.9	〃
	L_2	0	2.9	0	0	2.9	〃
	L_1	0	0.8	0	0	0.8	〃
	C_r	0	0.8	0	0	0.8	〃
	R_1	0	0.8	0	0	0.8	〃
	R_2	0	0.8	0	0	0.8	〃
	R_3	0	2.9	0	0	2.9	〃
	R_4	0	2.9	0	0	2.9	〃
235	L_4	5.3	5.4	−0.6	4.8	5.9	41°12′
	L_3	6.4	5.2	−3.2	9.0	2.6	−39°37′
	L_2	12.1	6.7	−2.5	13.0	5.8	−21°31′
	L_1	23.8	9.2	−1.4	23.9	9.1	−5°19′
	C_r	27.8	9.7	0.7	27.8	9.7	2°10′
	R_1	18.3	5.2	1.6	18.5	5.0	6°58′
	R_2	8.7	3.1	2.1	9.5	2.3	19°56′
	R_3	3.3	6.5	1.8	2.5	7.3	−24°00′
	R_4	4.4	6.3	0.6	4.3	6.4	−16°16′
215	L_3	−0.9	2.0	0.1	−0.9	7.0	−1°46′
	L_2	8.9	10.2	−1.7	7.7	11.4	34°53′
	L_1	16.1	14.0	−1.0	16.5	13.6	−22°10′
	C_r	21.8	18.3	−0.2	21.8	18.3	−2°46′
	R_1	17.8	17.7	1.2	19.0	16.5	43°56′
	R_2	7.4	12.0	1.8	6.8	12.6	−19°09′
	R_3	−1.0	2.5	0.3	−1.0	2.5	−5°32′

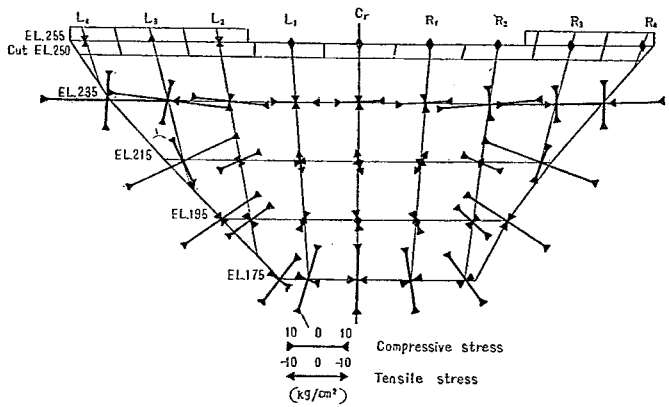
195	L_1	1.1	4.5	−0.6	1.0	4.6	3°41′
	L_2	3.2	10.6	−1.2	3.0	10.8	8°54′
	L_1	12.4	13.7	−1.5	11.5	14.6	36°57′
	C_r	16.2	17.0	0.2	16.1	17.1	8°57′
	R_1	12.7	13.7	1.5	11.0	14.3	36°31′
	R_2	4.8	10.7	1.2	4.6	10.9	−11°10′
	R_3	−0.9	8.3	0.2	−0.9	8.3	−1°04′
178	L_2	−6.1	5.9	−0.8	−6.1	5.9	3°41′
	L_1	−2.1	5.8	−0.8	−2.2	5.9	5°33′
	C_r	−1.1	2.4	0.2	−1.1	2.4	−2°44′
	R_1	−2.2	4.4	1.0	−2.3	4.5	−8°39′
	R_2	−4.6	4.6	0.9	−4.7	4.7	−5°47′

表—4 (b)　*EL.* 250 以上を重力壁とした場合下流面応力表（自重加算）

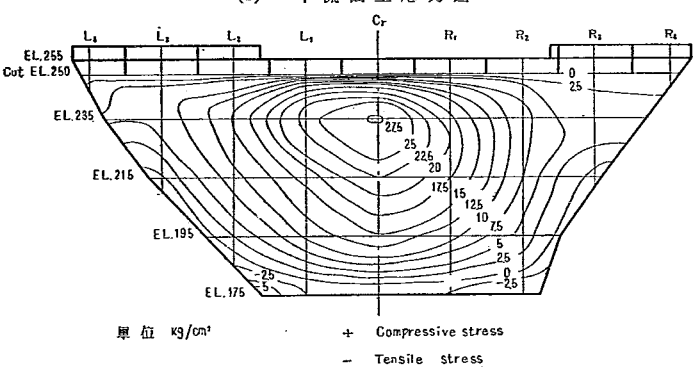
EL	測点	水平応力 σ_{xD} (kg/cm²)	鉛直応力 σ_{zD} (kg/cm²)	切線応力 τ_{xzD} (kg/cm²)	主応力Ⅰ σ_1 (kg/cm²)	主応力Ⅱ σ_2 (kg/cm²)	方向角 α ⊕
255	L_3	0	0.7	0	0	0.7	0°00′
	L_4	0	0.7	0	0	0.7	〃
	L_2	0	0.7	0	0	0.7	〃
	L_1	0	0.03	0	0	0.03	〃
	C_r	0	0.03	0	0	0.03	〃
	R_1	0	0.03	0	0	0.03	〃
	R_2	0	0.03	0	0	0.03	〃
	R_3	0	0.7	0	0	0.7	〃
	R_4	0	0.7	0	0	0.7	〃
255	L_4	0	1.1	0	0	1.1	0°00′
	L_3	0	1.1	0	0	1.1	〃
	L_2	0	1.1	0	0	1.1	〃
	L_1	0	1.6	0	0	1.6	〃
	C_r	0	1.6	0	0	1.6	〃
	R_1	0	1.6	0	0	1.6	〃
	R_2	0	1.6	0	0	1.6	〃
	R_3	0	1.1	0	0	1.1	〃
	R_4	0	1.1	0	0	1.1	〃
235	L_4	22.9	9.9	−0.2	22.9	9.9	−0°45′
	L_3	20.5	7.3	−1.8	20.7	7.1	−7°38′
	L_2	12.3	2.9	−1.1	12.4	2.8	−6°34′
	L_1	8.2	2.2	−0.4	8.3	2.1	−4°02′
	C_r	7.6	2.4	0.5	7.6	2.4	5°32′
	R_1	8.7	2.6	0.6	8.7	2.6	5°36′
	R_2	17.3	6.2	1.2	17.4	6.1	6°08′
	R_3	19.4	6.6	0.4	19.4	6.6	1°55′
	R_4	19.5	7.8	0.2	19.5	7.8	0°50′
215	L_3	18.5	11.4	4.7	20.8	9.1	26°33′
	L_2	6.2	1.7	2.4	7.2	0.7	23°22′
	L_1	−0.2	−2.8	1.4	0.5	−3.4	23°33′
	C_r	−1.2	−4.5	0.6	−1.0	−4.2	9°35′
	R_1	−0.2	−3.9	−1.4	−0.5	−4.2	−18°00′
	R_2	6.0	0.6	−2.7	7.1	−0.5	−22°54′
	R_3	18.5	8.7	−4.2	20.1	7.1	−20°16′
195	L_3	10.9	6.1	6.8	15.7	1.3	35°17′
	L_2	6.6	4.9	3.0	8.9	2.6	36°51′
	L_1	−0.1	3.0	1.5	−0.7	3.6	−21°38′
	C_r	−2.1	3.1	0.1	−1.1	3.1	−1°15′
	R_1	0	3.3	−1.5	−0.6	3.9	21°28′
	R_2	5.1	4.6	−2.2	7.6	2.1	−42°39′
	R_3	12.4	6.8	−6.5	16.3	2.5	−33°24′
178	L_2	6.3	8.4	3.1	4.1	10.6	−35°53′
	L_1	4.5	11.1	2.0	4.0	11.6	−15°25′
	C_r	3.3	11.8	−0.2	3.3	11.8	1°09′
	R_2	4.5	11.6	−1.6	4.1	11.9	12°15′
	R_1	6.3	7.9	−3.8	3.3	10.9	39°10′



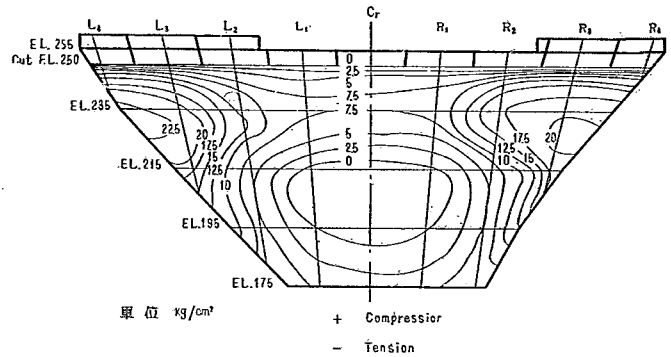
図—11 (a) 上流面主応力図



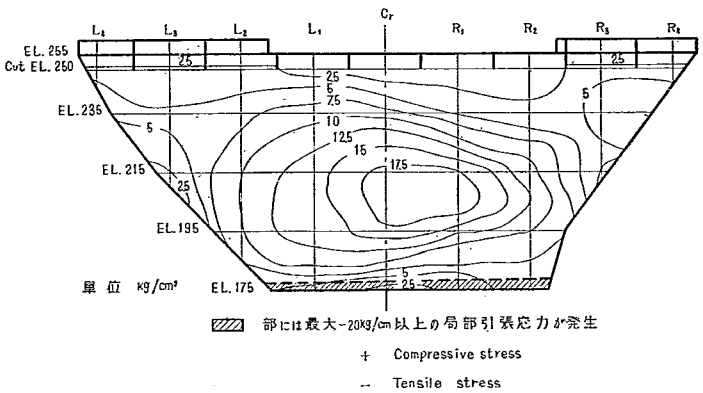
(b) 下流面主応力図



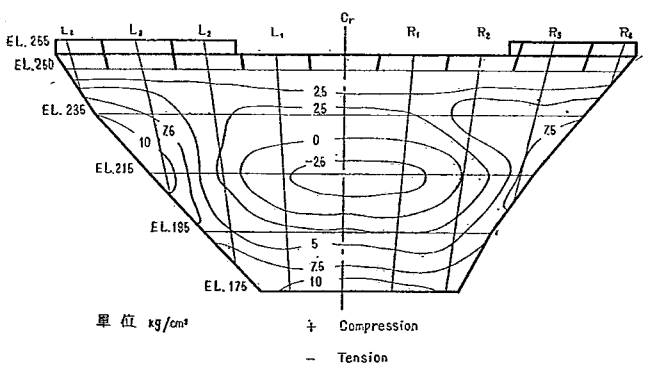
(c) 上流面水平応力等高線



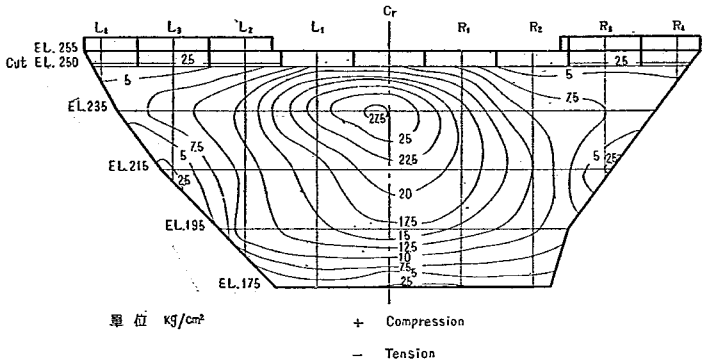
(d) 下流面水平応力等高線



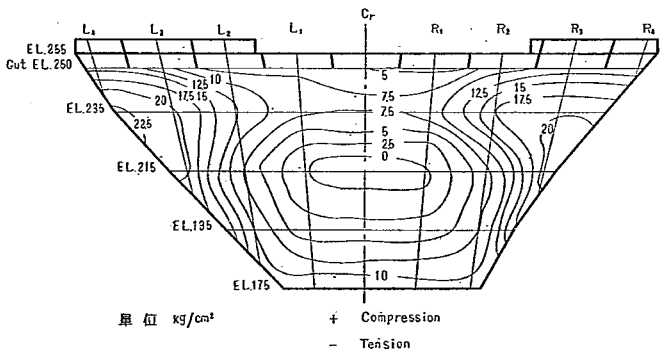
(e) 上流面鉛直応力等高線



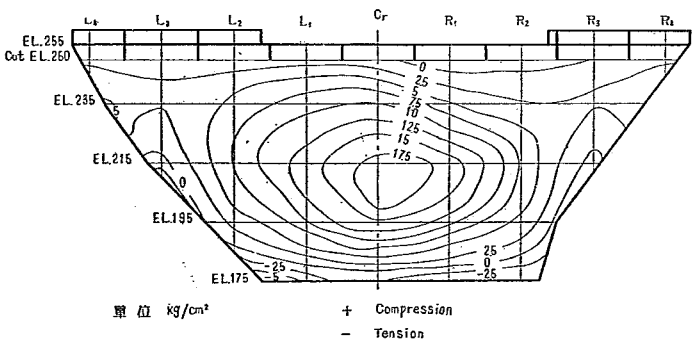
(f) 下流面鉛直応力等高線



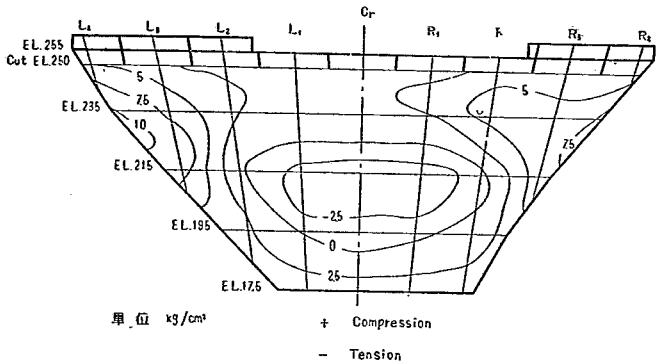
(g) 上流面最大主応力等高線



(h) 下流面最大応力等高線



(i) 上流面最小主応力等高線



(j)　下流面最小主応力等高線

i）下流面標高 215m 附近の拱頂部の鉛直引張応力は $-4.5\,kg/cm^2$ と前者に比しいちじるしく減少している。またこの部分の水平引張応力の値も $-1.2\,kg/cm^2$ とやゝ減少している。

ii）その他の応力については前者と大差ない。このように上部を重力壁としたときは，標高 178m 附近の上流面の基礎との取付部の鉛直応力に対し，最も注意を払う必要があると思われたが，この場合には大きな変化は現われていない。また水平応力についても大きな変化はない。

（3）標高 245m で grout をとめ，これ以上を重力壁とした場合

応力測定の結果を示すと表—5 および図—12 のごとくである。

表—5 (a)　*EL.* 245 以上を重力壁とした場合上流面応力表（自重加算）

EL	測点	水平応力 σ_{xu} (kg/cm^2)	鉛直応力 σ_{zu} (kg/cm^2)	切線応力 σ_{xzu} (kg/cm^2)	主応力Ⅰ σ_1 (kg/cm^2)	主応力Ⅱ σ_2 (kg/cm^2)	方向角 α ⊕
255	L_4	0	1.2	0	0	1.2	0°00′
	L_3	0	1.2	0	0	1.2	〃
	L_2	0	1.2	0	0	1.2	〃
	L_1	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	C_r	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	R_1	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	R_2	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	R_3	0	1.2	0	0	1.2	〃
	R_4	0	1.2	0	0	1.2	〃
245	L_4	0	1.6	0	0	1.6	0°00′
	L_3	0	1.6	0	0	1.6	〃
	L_2	0	1.6	0	0	1.6	〃
	L_1	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	C_r	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	R_1	0	−0.03	0	0	−0.03	〃
	R_2	0	−0.02	0	0	−0.03	〃
	R_3	0	1.6	0	0	1.6	〃
	R_4	0	1.6	0	0	1.6	〃
235	L_4	7.4	6.4	−1.5	8.5	5.3	−35°40′
	L_3	7.7	1.6	−2.4	8.6	0.7	−18°54′
	L_2	14.6	1.5	−2.0	14.8	1.3	−8°20′
	L_1	27.7	3.5	−1.4	27.8	3.4	−3°14′
	C_r	31.3	3.9	0.8	31.3	3.9	1°36′
	R_1	21.5	−0.3	1.5	21.6	−0.4	4°01′
	R_2	9.7	−1.1	2.6	10.3	−1.7	12°42′
	R_3	5.2	3.7	2.6	6.6	2.3	11°58′
	R_4	7.2	7.0	1.0	8.1	6.1	42°21′
	L_3	−1.9	−0.1	1.0	−2.4	0.4	−24°40′
	L_2	10.3	8.8	−1.8	11.5	7.6	−33°49′
	L_1	21.4	14.6	−2.0	21.9	14.1	−15°08′

215	C_r	26.3	20.1	0.7	26.4	20.0	6°09′
	R_1	22.3	19.5	2.0	23.4	18.4	27°44′
	R_2	11.0	13.7	2.6	9.5	15.2	−31°22′
	R_3	0.1	3.7	0.1	0.1	3.7	−1°25′
195	L_3	−0.6	2.2	0.4	−0.7	2.3	−8°24′
	L_2	5.5	11.4	−1.6	5.1	11.8	14°20′
	L_1	14.0	15.1	−1.9	12.6	16.5	37°12′
	C_r	18.3	18.4	0	18.3	18.4	0°00′
	R_1	14.3	16.1	1.8	14.1	16.3	−31°05′
	R_2	5.4	11.9	1.5	5.1	12.2	−12°38′
	R_3	−0.2	8.6	0	−0.2	8.6	0°00′
178	L_2	−6.0	5.9	−0.8	−6.4	6.4	3°41′
	L_1	−2.1	5.7	−0.8	−2.8	5.8	5°35′
	C_r	−1.1	2.4	0.2	−1.4	2.4	−2°45′
	R_1	−2.2	4.4	1.0	−2.6	4.6	−8°39′
	R_2	−4.6	4.6	0.9	−4.7	4.7	−5°47′

表—5 (b) *EL.* 245 以上を重力壁とした場合下流面応力表（自重加算）

EL	測点	水平応力 σ_{xD} (kg/cm²)	鉛直応力 σ_{zD} (kg/cm²)	切線応力 σ_{xzD} (kg/cm²)	主応力Ⅰ σ_1 (kg/cm²)	主応力Ⅱ σ_2 (kg/cm²)	方向角 α ⊕
255	L_4	0	0.7	0	0	0.7	0°00′
	L_3	0	0.7	0	0	0.7	〃
	L_2	0	0.7	0	0	0.7	〃
	L_1	0	0.03	0	0	0.03	〃
	C_r	0	0.03	0	0	0.03	〃
	R_1	0	0.03	0	0	0.03	〃
	R_2	0	0.03	0	0	0.03	〃
	R_4	0	0.7	0	0	0.7	〃
	R_3	0	0.7	0	0	0.7	〃
245	L_3	0	3.7	0	0	3.7	0°00′
	L_3	0	3.7	0	0	3.7	〃
	L_2	0	3.7	0	0	3.7	〃
	L_1	0	4.2	0	0	4.2	〃
	C_r	0	4.2	0	0	4.2	〃
	R_1	0	4.2	0	0	4.2	〃
	R_2	0	4.2	0	0	4.2	〃
	R_3	0	3.7	0	0	3.7	〃
	R_4	0	3.7	0	0	3.7	〃
235	L_4	29.4	12.8	−1.1	29.5	12.7	−3°48′
	L_3	26.8	9.6	−1.7	26.9	9.5	−5°38′
	L_2	15.6	4.6	−0.9	15.7	4.5	−4°27′
	L_1	9.8	2.9	−0.3	9.8	2.9	−2°48′
	C_r	8.7	3.1	0.3	8.7	3.1	3°30′
	R_1	12.1	4.2	0.9	12.2	4.1	6°06′
	R_2	22.1	8.6	2.0	22.4	8.3	8°30′
	R_3	25.0	9.1	1.1	25.1	9.0	3°58′
	R_4	25.4	10.5	0.3	25.4	10.5	1°00′
215	L_5	22.7	15.3	3.2	23.9	14.1	20°14′
	L_2	7.4	2.2	2.6	8.5	1.1	22°17′
	L_1	−0.3	−2.2	1.9	0.8	−3.3	31°32′
	C_r	−1.0	−2.8	−0.4	−0.9	−2.9	−13°13′
	R_1	0.4	−2.4	−2.0	1.4	−3.4	−27°27′
	R_2	7.6	1.6	−3.2	9.0	0.2	−23°38′
	R_3	20.1	9.4	−3.6	21.2	8.3	−16°58′
195	L_3	12.1	6.9	6.8	16.8	2.2	34°40′
	L_2	6.1	3.5	4.4	9.3	0.3	36°44′
	L_1	−2.0	3.3	2.4	−2.9	4.2	−20°54′
	C_r	−4.7	−0.9	−0.3	−4.7	−0.6	3°41′
	R_1	−1.2	−1.1	−1.7	−2.9	0.6	44°11′
	R_2	5.4	4.2	−4.3	9.1	0.5	−40°47′
	R_3	16.2	9.6	−5.9	19.7	6.1	−30°12′

178	L_2	7.9	8.2	3.1	4.9	11.1	−43°28′
	L_1	5.2	12.6	1.9	4.8	13.1	−13°23′
	C_r	4.2	12.7	0.1	4.2	13.7	0°33′
	R_1	5.2	13.1	−1.7	4.8	13.5	11°38′
	R_2	7.7	8 8	−3.2	5.0	11.5	39°58′

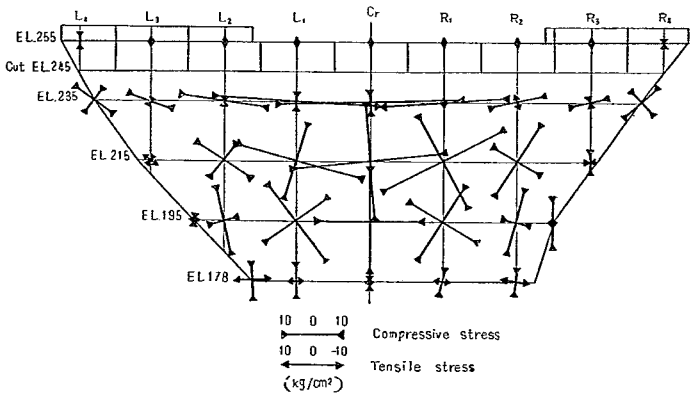
i）下流面標高 215m 附近の拱頂部の鉛直引張応力は標高 250m 以上を重力壁とした場合に比し減少している。またこの部分の水平引張応力もほとんど消滅している。

ii）逆に下流面標高 195m 附近の拱頂部に −4.7 kg/cm² の水平引張応力が発生している。

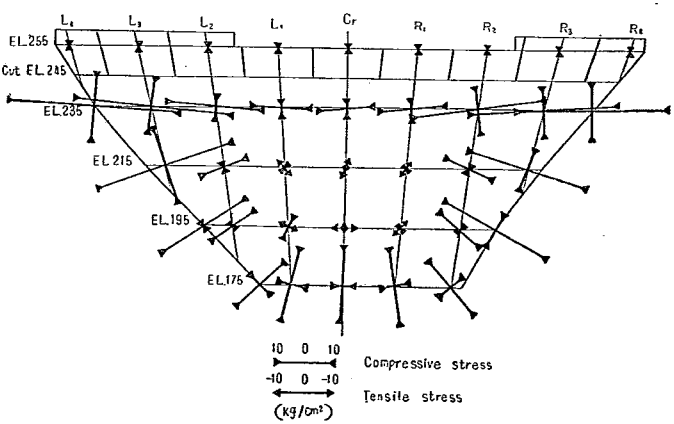
iii）下流面標高 235～215m の両岸取付部および上流面標高 235m 附近の拱頂部の圧縮応力は，前二者に比してやゝ増大している。

iv）上流面標高 178m 附近の基礎との取付部の鉛直応力の変化は小さい。

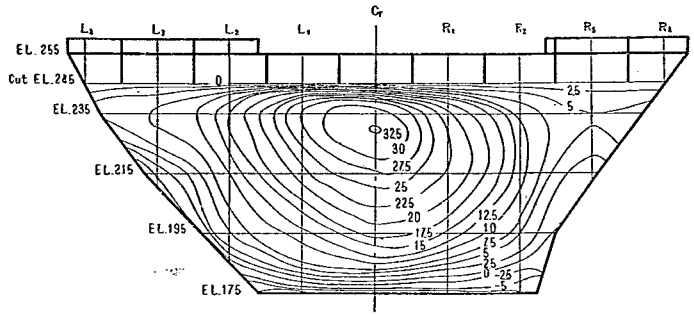
v）その他については前二者と大差ない。



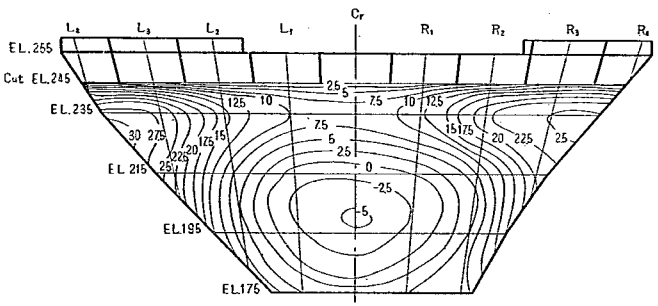
図—12 (a)　上流面主応力図



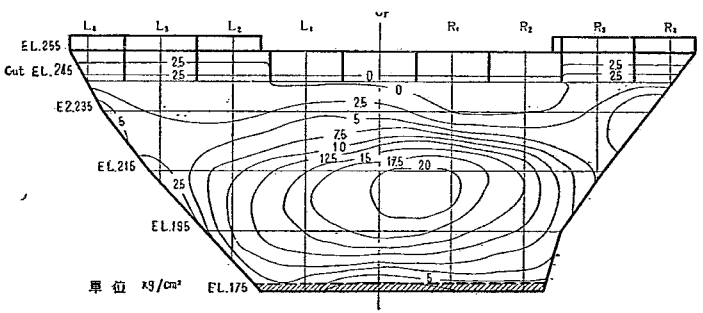
(b)　下流面主応力図



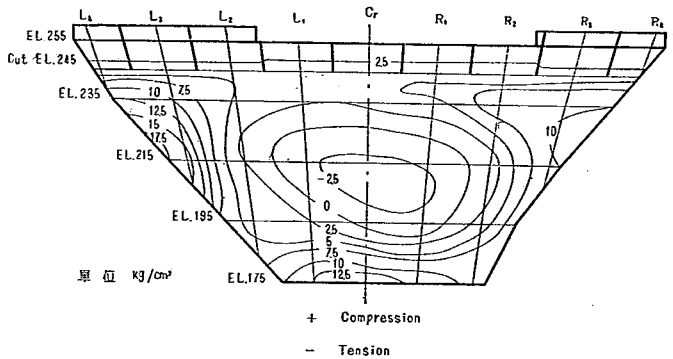
(c) 上流面水平応力等高線



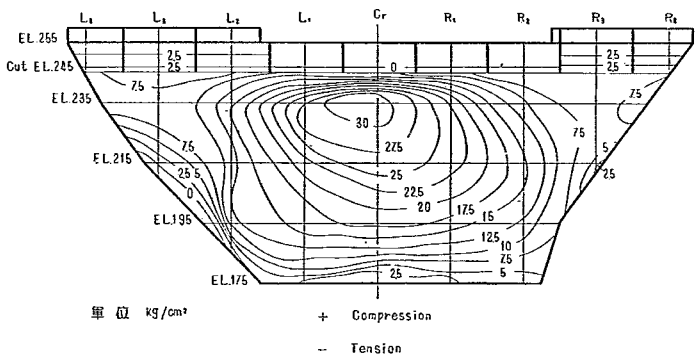
(d) 下流面水平応力等高線



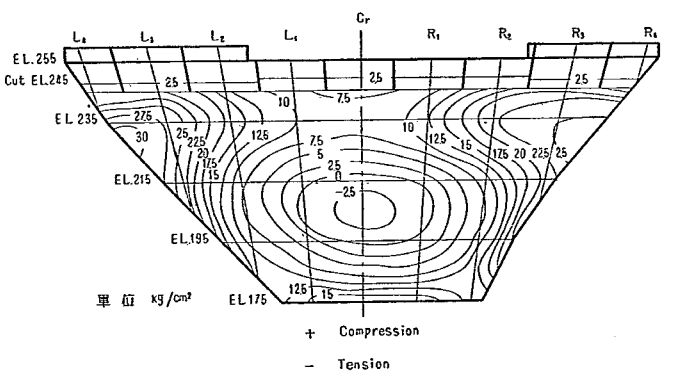
(e) 上流面鉛直応力等高線



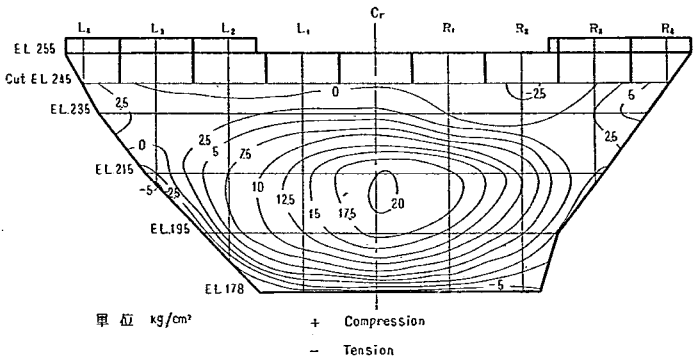
(f)　下流面鉛直応力等高線



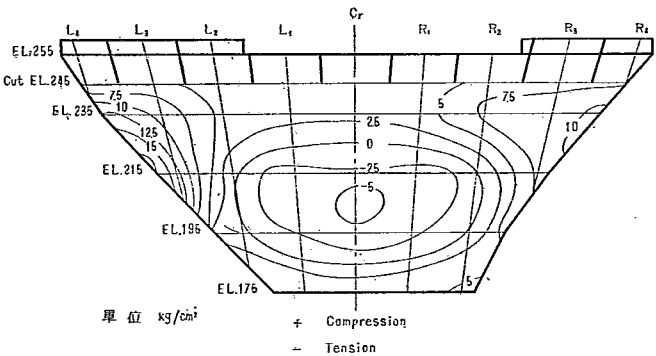
(g)　上流面最大主応力等高線



(h)　下流面最大主応力等高線



(i) 上流面最小主応力等高線



(j) 下流面最小主応力等高線

3. 三次元光弾性実験

〔1〕 概 説

応力凍結法による三次元光弾性実験は三次元応力解析の一方法として 1936 年 G. Oppel により提案されて以来二，三の実験が行われたが，しばらくの間は適当な材料がないために，広く実用化されなかつた。しかし第二次大戦以降高分子化学および物性論のいちじるしい進歩により応力凍結法の物性論的基礎が明らかにされ，かつ適当な凍結用光弾性材料がもたらされ，広く実用化されるに至つた。

これ等の材料の中 Epoxy 系樹脂が最も適当するものとされているが，本実験においては Epoxy 系の Araldite Casting Resin Type D を用いて行つた。この物理的性質については土木研究所報告第 95 号高田孝信「光弾性によるアーチダムの応力測定法について」を参照されたい。

三次元光弾性実験は載荷した模型を 120～130°C に熱し二～三時間この状態を維持した後，漸冷して応力の凍結を行う。したがつて堤体と岩盤の弾性係数を変えるために堤体と岩盤の材料を変えて実験を行うと，膨脹係数が異なるために熱応力が発生する可能性がある。そのため岩盤と堤体とは同じ弾性係数のものを用いた。模型の縮尺は 1/500 とし，荷重強度は水圧の 68 倍とした。載荷は 34 箇の挺子により行つた。また当初に提出された原案によると，右岸標高 230m 以上に thrust block が設けられ，上流面標高 250m 以上に 1m の張出が設けられていたがこれらは模型製作及び載荷を極めて複雑にするために設けられなかつた。また標高 250m 以上の持出部 (corbel) を設けられなかつた影響を相殺するために溢流部も設けずに行つた。なお水叩部が堤体一体とし

て作用する時の作用を検討するために，水叩部を取りつけて行つた。

以上載荷模型実験に用いられた模型と三次元光弾性実験に用いられた模型との主な相違を要約すれば，三次元光弾性実験においては

i）岩盤と堤体とは同じ弾性係数のものを用いたこと。

ii）右岸標高 230m 以上の thrust block は設けなかつたこと。

iii）標高 250m以上の上流側への持出部（corbel）は設けなかつたこと。

iv）溢流部は設けなかつたこと。

v）水叩部を堤体に取り付けたこと。

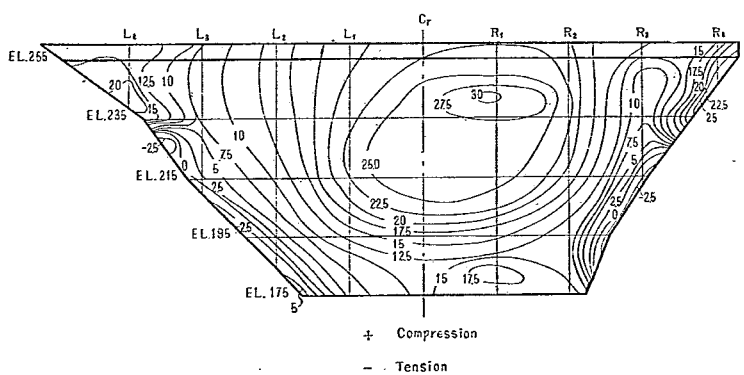
〔2〕 実験結果

実験は水平及び鉛直応力のみを対象として行つた。即ち凍結した模型上 1cm 間隔に鉛直及び水平の厚さ，6 mm の板に切り，これを光弾性装置に取り付け，偏光をあて．等色線の分布により応力を求めた。

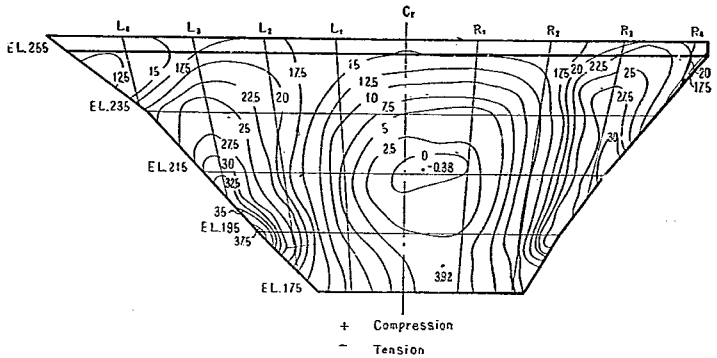
載荷模型実験において対象となつた arch element 及び cantilever element の応力を示せば，表—6 の如くである。

表—6

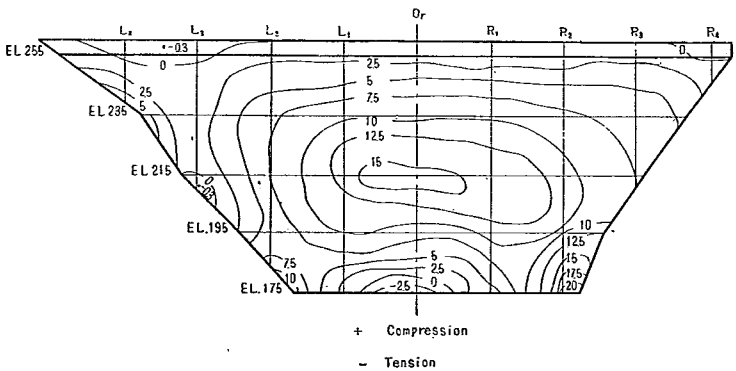
EL	測点	上流面応力 水平応力 σ_{xu} (kg/cm²)	上流面応力 鉛直応力 σ_{zu} (kg/cm²)	下流面応力 水平応力 σ_{xD} (kg/cm²)	下流面応力 鉛直応力 σ_{zD} (kg/cm²)	EL	測点	上流面応力 水平応力 σ_{xu} (kg/cm²)	上流面応力 鉛直応力 σ_{zu} (kg/cm²)	下流面応力 水平応力 σ_{xD} (kg/cm²)	下流面応力 鉛直応力 σ_{zD} (kg/cm²)
	L-5	13.7		12.3		215	L-3	0	1.20	32.0	21.7
255	L-4	10.8	0.73	13.6	1.1		L-2	9.5	8.00	19.3	10.3
	L-3	9.2	−0.10	16.3	1.0		L-1	19.0	12.90	7.1	3.8
	L-2	13.7	1.30	17.4	0.3		C_r	23.9	13.10	0	1.6
	L-1	19.6	1.80	15.7	−1.0		R-1	23.5	13.50	0.9	3.4
	C_r	22.8	1.70	14.7	−0.4		R-2	17.4	11.20	11.0	6.2
	R-1	23.6	1.80	14.8	−0.7		R-3	−2.0	8.00	25.5	4.3
	R-2	21.9	1.30	13.7	0.3	195	L-3	−4.0	1.70	38.2	29.6
	R-3	14.0	3.30	11.5	−0.5		L-2	6.5	6.10	25.6	24.5
	R-4	17.3	0.40	13.3	0.1		L-3	11.6	11.00	9.3	14.2
235	L-4	20.0	4.40	22.8	8.0		C_r	16.5	9.10	3.2	13.2
	L-3	9.1	2.60	26.5	7.2		R-1	15.7	12.70	1.6	14.3
	L-2	14.8	8.10	19.3	3.7		R-2	11.2	13.60	14.2	16.5
	L-1	21.6	10.00	10.5	−3.0		R-3	−2.3	9.50	27.8	21.6
	C_r	28.0	10.50	5.3	−2.0	178	L-2	−0.1	11.33		27.5
	R-1	27.6	10.30	3.7	−1.5		L-1	1.2	3.39		42.1
	R-2	23.7	8.70	11.2	−0.4		C_r	12.0	1.80		48.2
	R-3	8.5	7.30	27.5	4.2		R-1	16.0	6.00		46.3
	R-4	26.5	3.90	18.6	1.6		R-2	15.5	12.1		32.7



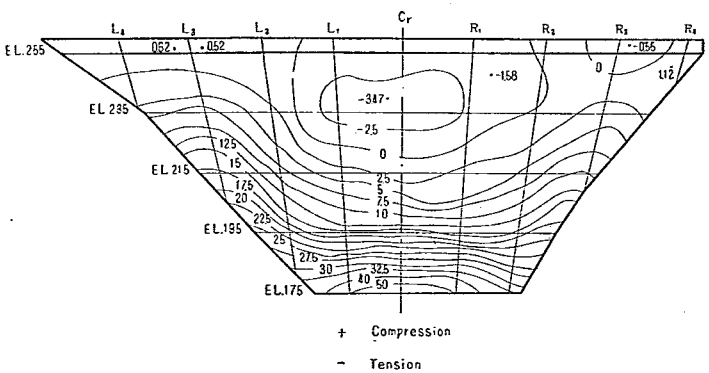
図—13 (a)　光弾性実験上流面水平応力等高線



(b) 光弾性実験下流面水平応力等高線



(c) 光弾性実験上流面鉛直応力等高線



(d) 光弾性実験下流面鉛直応力等高線

i）下流面標高 235m 附近の拱頂部に約 −3.5 kg/cm² の鉛直引張応力が発生している。即ち載荷模型実験結果に比して下流面鉛直引張応力の値は著しく小さく，その発生する領域は上にずれている。

ii）上流面標高 195m 以下の両岸取付部に −2.5～−5 kg/cm² の引張応力が発生している。

iii）上流面標高 235m 附近の拱頂部に約 30 kg/cm² の大きな圧縮応力が発生しているが，これ等は，載荷模型実験に於けるそれとほゞ同程度のものである。

局部応力については，

iv）下流面標高 178m 附近の水叩との取付部に 60 kg/cm² 以上の極めて大きな局部応力が発生している。これは許容値以上のものであつて，水叩部を堤体と一体として作用するものとしたゝめと思われる。

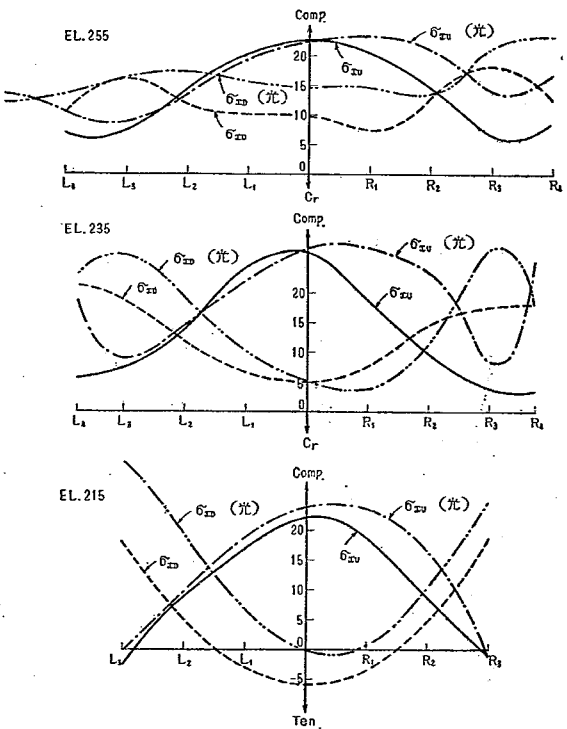
v）上流面標高 235m 以上の両岸取付部及び下流面標高 225m 以下の両岸取付部に 30～37.5 kg/cm² 程度の圧縮の局部応力が発生している。

vi）その他の部分には　大きな局部応力は認められなかつた。

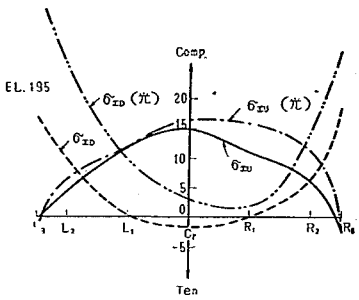
4.　実験結果に対する検討

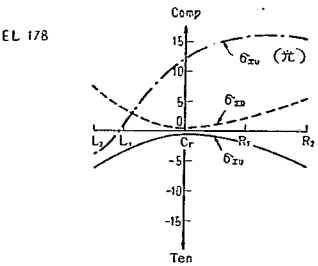
〔1〕 載荷模型実験結果と光弾性実験結果との比較検討

載荷模型実験結果と光弾性実験結果とを各 element について表面応力を比較すれば図—14 及び 図—15 の如くである。また応力の直線分布を仮定してモーメント及び推力を比較すると，図—16 の如くである。



図—14 (a)　載荷模型実験結果と光弾性実験結果とのアーチ応力の比較図



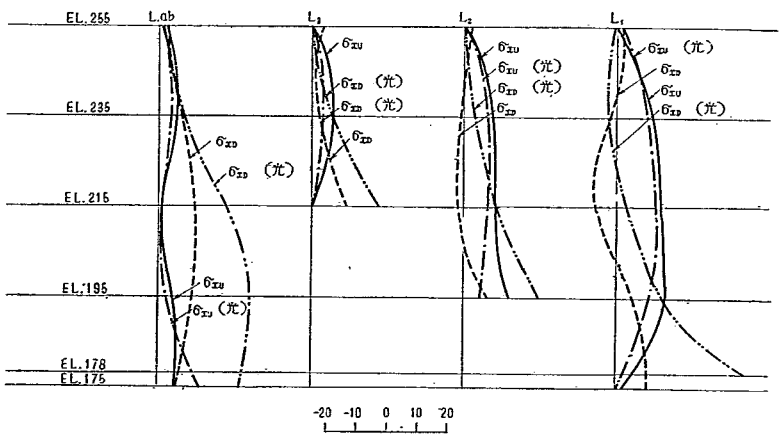


図—14 (b)

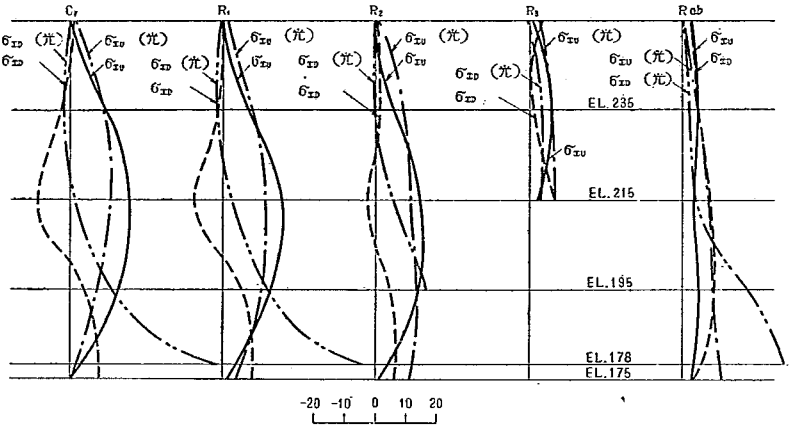
(1) アーチ応力について考察すると

i). 標高255mのアーチについてはその分布曲線の形状は上下流面とも類似しているが上流面両岸取付部及び下流面全般にわたり光弾性実験結果の方が大である。しかしこれをモーメント及び推力で比較すると両者はほとんど一致している。載荷模型実験においては標高250m以上に，上流側へ1mの持出部(corbel)が設けれているため，この標高では光弾性実験の模型よりも厚さが大であつた。Lienrance の表[8]によればこの程度のアーチにおいては t/rm 及び中心角の僅かな変化に対して，モーメント推力及び変位は殆んど変化していない。このため，両実験結果がモーメント及び推力で一致し，表面応力で相違した。したがつて両実験において標高255mのアーチの分担荷重及び半径方向変位はほぼ同一であつたと解釈される。

ii). 標高235mのアーチについては，拱頂部から3/4点附近迄は，拱頂部の最大応力及び最小応力の位置が光弾性実験の方が左岸側に移動している以外は，上下流共大差ない。しかし両岸取付部においては，応力は著しく異なつており，載荷模型実験では両岸取付部で著しい変化は起つていないが，光弾性実験では，abutment に近づくにしたがつて上流面では急激に応力が増加し，下流面では急激に応力が減少している。このような傾向は標高255mのアーチにおいては両実験共，観察されるが，これは両岸取付部でアーチの分担荷重が著しく減少する thin arch で現われる傾向である。光弾性実験に於ては標高235m以上に thrust block が設けられなかつたために，標高235m以上の arch の span がゴム模型に比して大となり，この結果標高235m以上の岩盤を基礎とする片持梁の分担荷重が大となり，この様な傾向が強く現れたものと思われる。尚この傾向は左岸側に著しく，また光弾性実験の上流面最大応力及び，下流面最小応力が左岸側に移動していることからすれば，光弾性実験においては左岸側の荷重が稍強かつたのではないかと解せられる。またモーメント及び推力により比較すれば，モーメントは両岸取付部をのぞいて比較的よく一致し，推力は拱頂部はよく一致しているが，両岸取付部では光弾性実験の方が稍大である。以上から標高235m附近のアーチにおいては岩盤の弾性係数の異るための影響は現われている



図—15 (a) 載荷模型実験結果と光弾性実験結果との片持梁応力の比較図

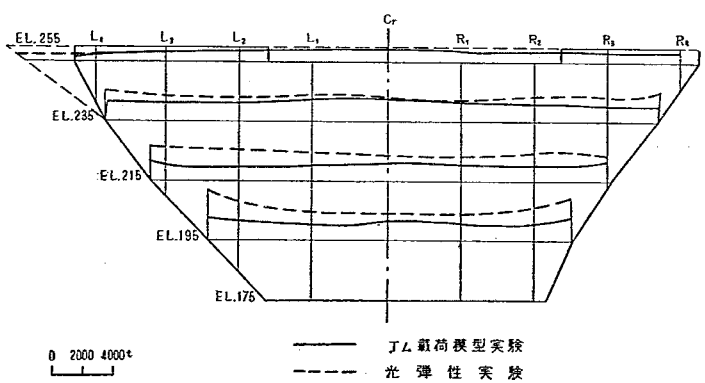


図—15 (b)

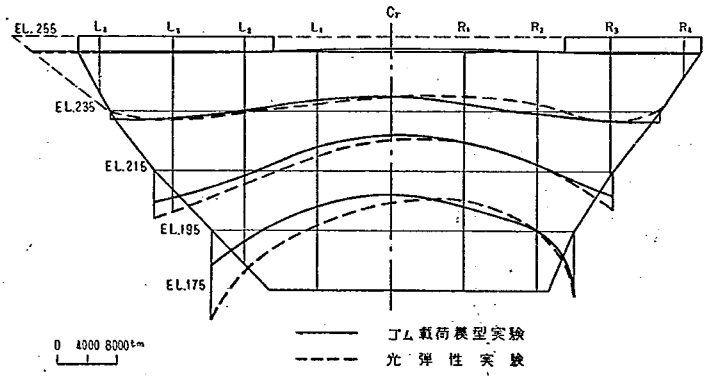
が，この程度のアーチ（t/rm=0.09）では比較的小さく thrust block の有無の影響の方が著しく現われている。またモーメント及び推力がほゞ一致することは，この標高のアーチは両実験共分担荷重及び変位がほゞ一致していることを示している。

iii). 標高 215m 及び 195m のアーチについては，その分布曲線の形状は上下流面共類似しているが，下流面応力が光弾性実験の方が全体的に圧縮側に移動している。これをモーメント及び推力により比較すれば，拱頂部のモーメントの大きさはほゞ一致するが，推力及び両岸取付部の負のモーメントは光弾性実験結果の方が大きい。一般に岩盤の弾性係数が低くなることにより，アーチの推力及び両岸取付部の負のモーメントが減少し，拱頂部の正のモーメントが増大することが知られているが，標高 215m 以下のアーチに於てこの様な相違が現われた事は岩盤の弾性係数が異なるための影響が強く現われていることを示している。なお拱頂部の曲げモーメントがほゞ一致することは光弾性実験の方が分担荷重が大きいことを示している。

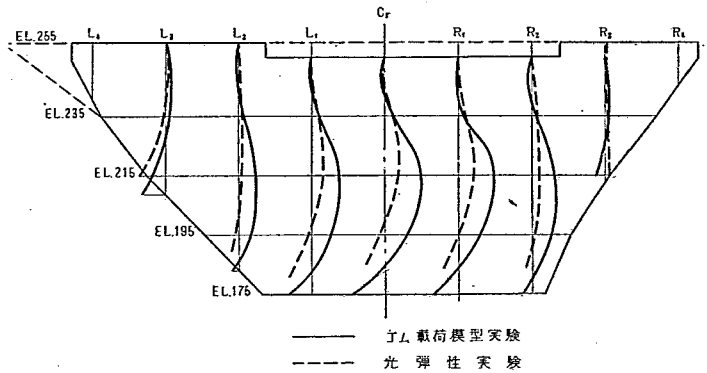
以上を要約すれば標高 215m 以下のアーチにおいては岩盤の弾性係数の影響が強く現われており，載荷模型実験に於ては岩盤の弾性係数が低いため推力は一様に減少し，両岸取付部の負の曲げモーメントは減少している。また岩盤の拘束が小さいため光弾性実験に比し，半径方向変位は大きく，アーチの分担荷重は減少している。



図—16 (a)　載荷模型実験結果と光弾性実験結果とのアーチ推力比較図



(b) ，載荷模型実験結果と光弾性実験結果とのアーチモーメント比較図



(c) 載荷模型実験結果と光弾性実験結果との片持梁モーメント比較図

（2） 片持梁応力について考察すると

下流面応力は拱頂部及び両岸取付部とも比較的よく一致するが，一般的に見て載荷模型実験結果の方が稍大である。この傾向は拱頂部標高 215～195m において著しい。又上流面応力は一般的に光弾性実験結果の方が大きい。この傾向は標高 195m 以下において著しい。これを曲げモーメントにより比較すれば拱頂部において，載荷模型実験結果の方が拱頂部に大きな正の曲げモーメント（上流面に圧縮応力を生ずるものを正とする）が発生しており，且つその発生する領域が下に移動している。この傾向は標高 215～195m において著しい。これは前述した通り載荷模型実験に於ては岩盤の弾性係数が低いため光弾性実験に比し標高 215m 以下のアーチの半径方向変位が大きくなつており，また標高 235m 以上のアーチは比較的薄いため岩盤の弾性係数の影響が少なく半径方向変位がほゞ等しいため，標高 195～215m に正の曲げモーメントが強く生じたものと解せられる。この場合光弾性実験においては標高 235m 以上に thrust block が設けられず，これがこのような傾向を更に助長しているものとも思われるが，拱頂部標高 235m 附近において片持梁曲げモーメントがほゞ一致していることからすればその影響は，拱頂部片持梁に対しては小さいものと思われる。

（3） 局部応力について考察すると

i）. 標高 175m 附近の基礎との取付部の局部応力について見れば載荷模型実験においては上流面に著しい引張の局部応力が発生し，下流面には局部応力は観察されなかつたが，光弾性実験においては逆に，下流面に著しい圧縮の局部応力が発生し，上流面の引張の局部応力は比較的小さい。これは光弾性実験においては水叩部が堤

体と一体として作用するように取付けられたためと思われる。尚載荷模型実験において観察された上流面の引張局部応力について云えば，この部分には自重応力により圧縮の局部応力が発生し，かなり相殺されるものと思われる。

ii) 他の部分の局部応力について云えば，光弾性実験結果によれば上流面標高 235m 以上の両岸取付部及び下流面標高215m 以下両取付部に水平方向の圧縮の局部応力が発生している。本来電気抵抗線歪計は，局部応力の測定には不向であるため，両実験結果を比較することは困難であるが，前述したように載荷模型実験では岩盤の弾性係数が低いため標高215m 以下のアーチの推力及び両岸取付部の負の曲げモーメントが減少することから，下流面標高215m 以下の両岸取付部の圧縮局部応力は稍々減少しているものと思われる。又上流面標高 235m 以上両岸取付部圧縮局部応力も載荷模型実験に於ては thrust block が設けられたために，稍々緩和されているものと思われる。

(4) 以上要約すると

i) 光弾性実験結果と載荷模型実験結果とはかなりの相違が現れているが，これは主に岩盤の弾性係数が異るためであつて，実際に生ずる応力分布は載荷模型実験結果に近いものが予想される。即ち鳴子工事々務所より提案された原案に於て水圧荷重及び自重により生ずる応力としては，

(a) 下流面標高215m 附近拱頂部には鉛直方向に約 $-11\,kg/cm^2$ の引張応力が発生している。これは明らかに許容値以上のものである。

(b) 下流面標高215m 附近拱頂部及び上流面標高 178m 附近両岸取付部に水平引張応力が発生しているが，これらは充分許容し得る程度のものと思われる。

(c) 最大応力は上流面標高235m 拱頂部に発生しており約 $27\,kg/cm^2$ である。

(d) 局部応力については上流面標高235m 以上の両岸取付部及び下流面標高215m 以下の両岸取付部に圧縮の局部応力が発生している。これ等の値は高々 $30\,kg/cm^2$ であつて，十分許容し得る程度である。

ii) 岩盤の弾性係数が低くなるための影響としては先ず $t/r_m > 0.1$ のアーチに現れ，標高 215m 以下のアーチの推力が減少し，両岸取付部の負の曲げモーメントが減少している。更に片持梁に於ては標高 195～215m の正の曲げモーメントの著しい増加として現われている。本実験に於ては岩盤の弾性係数の変化の影響は，アーチ応力に対するより，むしろ片持梁応力に於て著しい。

iii) 標高 235m 以上に thrust block を設けたための影響としては，標高 235m 以上のアーチの径間が減少するため標高235m 以上の両岸取付部に於て上流面では圧縮応力が稍々減少し，下流面では圧縮圧力が稍々増加している。

iv) 水叩部を堤体に取付けたための影響としては，基礎との取付部の局部引張応力は減少するが，水叩との境界附近に許容値以上の圧縮局部応力が発生している。

〔2〕 上部に重力壁を設けた場合に対する検討

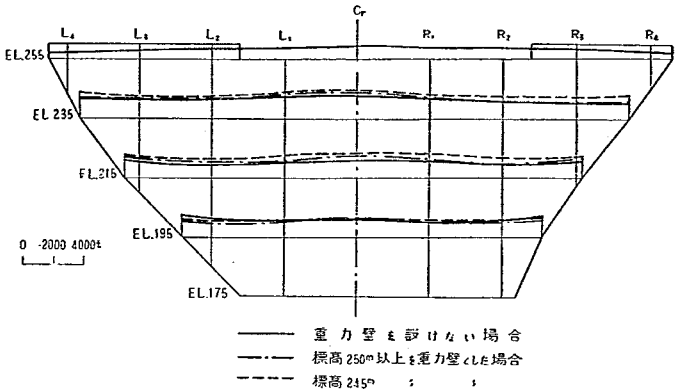
載荷模型実験に於て行われた三つの場合に対して，応力の直線分布を仮定してモーメント及び推力により比較すれば図—17 の如くである。

(1) 片持梁応力について考察すると

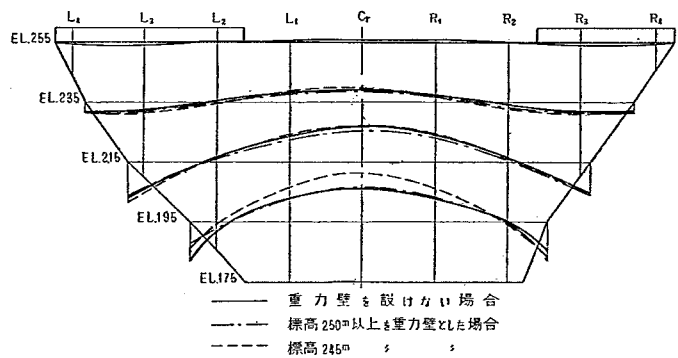
上部に重力壁を設けた場合には，標高 235～195m の拱頂部に生ずる片持梁の正のモーメントはその絶対値は変化しないが，その発生する領域は下に移動している。即ち標高 235～215m においては重力壁を設けたために正のモーメントは減少しているが，標高 195m においては逆に増加している。また基礎との取付部においてはモーメントはほとんど変化していない。このことは上部に重力壁を設けたために重力壁の部分の片持梁の分担荷重は増加し，それ以下標高 195m の間では，分担荷重が一様に減少したためと解せられる。このように上部に重力壁を設けることにより標高 235～195m の拱頂部に生ずる正の片持梁モーメントは自重応力が大きく，且つ厚さが大きい領域に移行するために下流面の鉛直引張応力は著しく減少している。また両岸取付部の鉛直応力に及ぼす影響は小さい。

(2) アーチ応力について考察すると

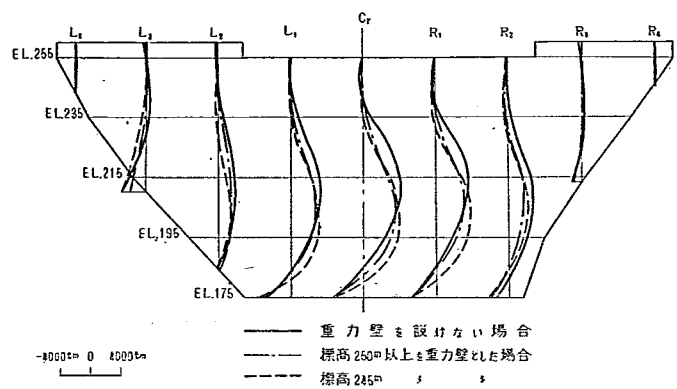
上部を重力壁としたゝめのアーチ応力に及ぼす影響は一般に著しくなく，標高 195m 以上のアーチの推力及びモーメントが一様な増加として現われている。これは前述した様に標高 195m 以上のアーチの分担荷重が一様に増加するためと解せられる。尚上部に重力壁を設けた際に，標高 235m 及び 215m のアーチは拱頂部の曲げモーメントの増加に比して推力の増加が大であるが，標高 195m アーチに於ては拱頂部の曲げモーメントの増加の方が大である。これは標高 195m のアーチが上部のアーチに比して厚く中心角が小であるためと解せられるが，こ



図—17 (a) 上部に重力壁を設けた場合のアーチ推力比較図



(b) 上部に重力壁を設けた場合のアーチモーメント比較図



(c) 上部に重力壁を設けた場合の片持梁モーメント比較図

れは更に検討を要するものと思われる。

（3） 以上要約すると以上上部に重力壁を設けたための影響としては

i） 片持梁応力の変化は著しく，標高 235～195m の拱頂部に生ずる正の片持梁モーメントはその絶対値は変らないがその発生する領域は，下に移動しそのため下流面鉛直応力は減少している。又基礎との取付部のモーメントも殆んど変化していない。

ii） 両岸取付部の鉛直応力には著しい変化は現れていない。

iii） アーチ応力の変化は一般に小さく，標高 235m 及び 215m のアーチにおいては推力の僅かな増加として現れ，標高 195m のアーチに於ては拱頂部曲げモーメントの僅かな増加として現われている。

5. 結　　論

（1） 一般に圧縮応力は当初に予想されたものより小さく，上流面拱頂部の最大圧縮応力は約 30 kg/cm² であり，両岸取付部の局部応力の生ずる部分においても最大圧縮応力は高々 30 kg/cm² 程度である。したがつて，堤体と岩盤との取付部全体に渡りフィレット又はサドルを付けることにより局部応力の緩和を計るならば更に堤体厚を減少させることが可能であると思われる。

（2） 岩盤の変形が大きいための影響は，標高 215m 以下の比較的厚いアーチ（t/rm=0.1）及び片持梁に現れ，アーチにおいては推力及び両岸取付部の負の曲げモーメントの減少として現われており，片持梁においては標高 215m 附近の拱頂部に強い正の曲げモーメントの発生として現れている。このため下流面標高 215m 附近の拱頂部に許容値以上の引張応力が生じている。これに対する対策としては上部を重力壁とする事がよい事が立証された。上部を重力壁としたための影響としては，下流面標高 215m 附近の拱頂部の鉛直引張応力が著しく減少し，水平応力が全体的に僅かに変化する以外に大きな変化はない。尚重力壁最下端のアーチ部分との境界面には局部応力が発生する可能性があるが，この部分では上下流面共圧縮応力が作用しているから，クラックが発生する可能性は少ないものと思われる。

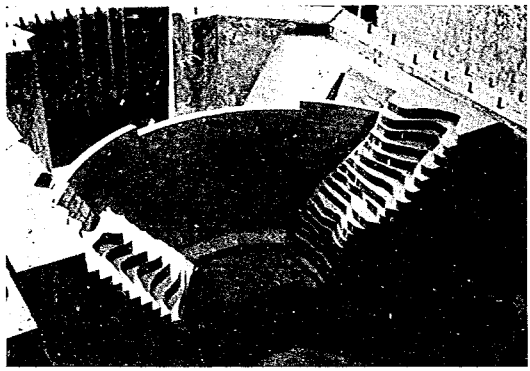
（3） 標高 175m 附近に於ては，載荷模型実験に於ては上流面内の基礎との取付部に引張局部応力が，光弾性実験に於ては水叩との取付部に著しい圧縮の局部応力が夫々観測された。特に載荷重模型実験に於ける上流面の引張局部応力は，この部分には自重により圧縮局部応力が発生し相殺される可能性もあるが，安全のためには水叩部を堤体と切り離して施工すると共に上流面の基礎との取付部に小さなフィレットを付ける必要があると思われる。

（4） 下流面標高 215m 以下及び上流面標高 235m 以上の両岸取付部には圧縮の局部応力が発生しているが，これ等は許容し得る程度のものと思われる。更に堤体と基礎との取付部にフィレット又はサドルを設ければこれ等の局部応力はかなり緩和されるものと思われる。

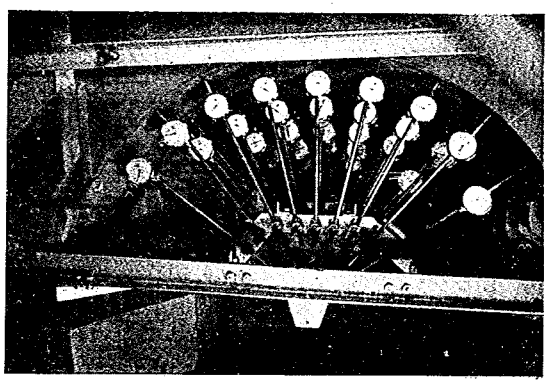
（5） 下流面標高 215～195m の拱頂部には水平引張応力が発生するため，この部分の収縮継手に対しては，特に入念に grout する必要がある。

参　考　文　献

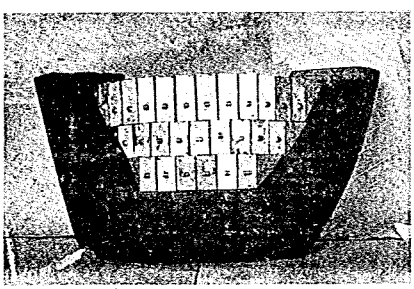
1) "Arch Dam Investigation" Reports by Committee of Engineering Foundation. Vol Ⅰ. Ⅱ. Ⅲ.
2) "Model Tests of Boulder Dam" Boulder Canyon Project, Bulletin 3 Bureau of Reclamation
3) M. Rocha, Serafim "Model Test of Santa Luzia Dam" Trans. Ⅲ Congress Large Dams C. 5 Stock holm 1948.
4) "Modellvesuche zur Erforschung des Spungzustandes in Talsperren" Bauingnieur 1954 Heft 6
5) "Model Test of Boulder Dam". pp. 21
6) A.V. Karpor, R.L. Templin "Model of Calder wood Dam" Trans A.S.C.E 1935 pp. 185～262 "Model Test of Boulder Dam" pp. 249～277.
7) M. Rocha, "Model Test, Analytical Computation and Observation of an Arch Dam" Proc, A.S.C.E 1955. pp. 696, Vol 81, No. 696
8) Treatise on Dams chapter 10 "Arch Dam" Reclamation Mannal Bureau of Reclation. 及び R.S. Lieurance "Designof Arch Dam' Tsans, A.S.C.E 1941. pp. 1138—1151



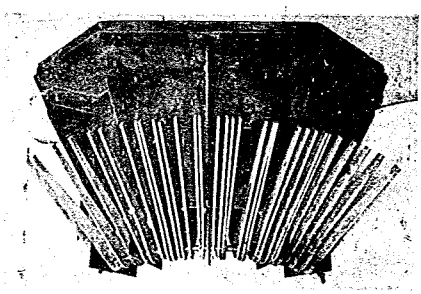
写真—1



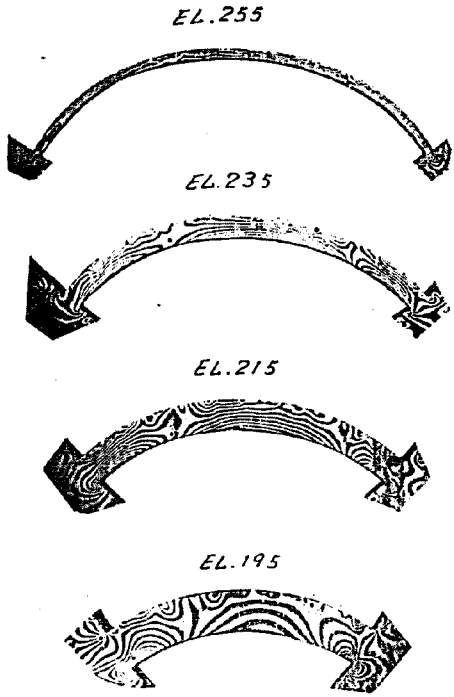
写　真—2



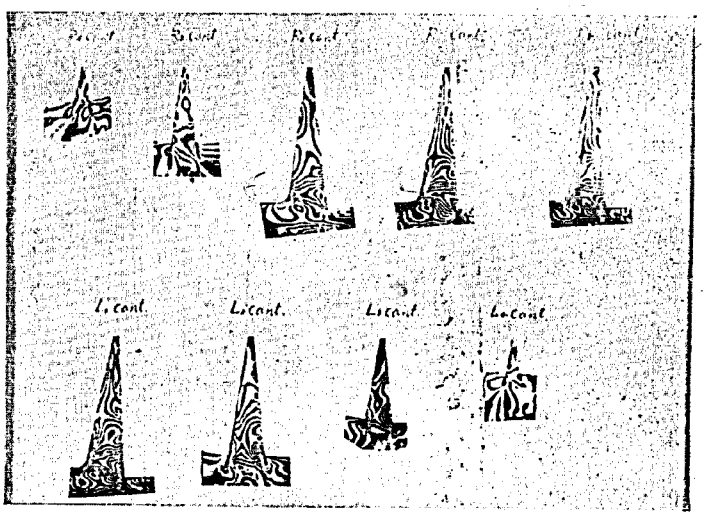
写　真—3



写　真—4



写 真—5



写 真—6

道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について

建設技官　田　原　保　二
建設技官　池　田　哲　夫

（32 年 3 月）

On the designing methods for the reinforced concrete slab of highway bridge

March 1957

Y. TAHARA
T. IKEDA

Synopsis :

In order to rectify complication and irrationality of the designing methods of recinforced concrete slab which are explained in the specification established in 1930, the authors have conducted a few experiments about actual behaviors of reinforced concrete slab during the wheel loading.

In this peper, we conclusively proposed the new practical designing formulas of reinforced concrete slab, which are founded on the theory of isotropic elasticity of slab, and proved a high utility of those formulas comparing with the experimental results.

目　次

1. まえがき……（1）
2. 鉄筋コンクリート床版の自動車荷重による曲げモーメント……（2）
3. 1方向単純版の曲げモーメント……（3）
4. 1方向連続版の曲げモーメント……（6）
5. 片持版の曲げモーメント……（7）
6. 2方向版の曲げモーメント……（10）
7. 実験の概要……（12）
8. 実験結果とその考察……（15）
9. むすび……（27）

1. まえがき

この研究は，道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計を合理化するとともに，実用的設計公式を求め，設計を簡易にしようとする目的で行われたものである。

わが国の道路橋の鉄筋コンクリート床版は，鋼道路橋設計示方書案（昭和 15 年制定）によつて設計されていたが，この示方書の規定は幾分複雑であるとともに，不合理な点も含まれていたので，改正の必要を論じられてきていた。昭和 28 年に鋼道路橋示方書を改正するため，日本道路協会内に鋼道路橋示方書改正委員会が設けられ，改正案は昭和 30 年にまとまつた。

この委員会での審議に際して，鉄筋コンクリート床版の設計に関する原案を作製する必要があつたが，この研究はそのために行つた研究の一部である。

道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計については，アメリカにおける H.M. Westrgaard, Vernon P. Jenson Nathan M. Newmar K. C.P. Siess等[1-6]の研究が有名であり，アメリカの道路橋標準示方書中の鉄筋コンクリート床版に関する規定の基礎になつている。わが国の今までの規定は F. Bleich[7]の理論によつたものであり，これについては斉藤，一木，池田[8,9]の実験がある。F. Bleich の理論では自動車の輪帯幅の取扱いに不合理な点があり，したがつてこの理論に基礎をおいたわが国の規定にも不合理な点を含んでいたが，これについては成岡，米沢の理論的研究[10-14]がある。

鉄筋コンクリート床版は一般に等方性弾性板として，取扱れているが，この理論は実験の結果とよくあつており，設計理論の基本仮定として一般に認められているものである。この研究でもこの仮定を採用し，床版を等方性弾性板として取扱い，実験によつて理論の正しいここを確めるとともに，上記の輪帯幅の取扱い等に関する不合理な点，を取りのぞいた実用的設計公式を導き，最後にこの公式で設計した床版の安全度が充分であることを実験によつて確めた。

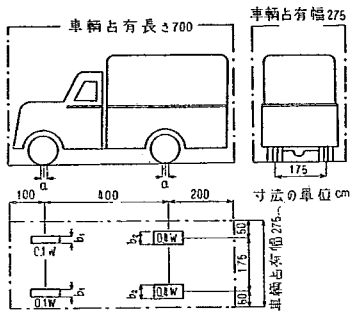
2. 鉄筋コンクリート床版の自動車荷重による曲げモーメント

道路橋の床版に作用する荷重として改正案で採用した自動車荷重は図—1，表—1 のようなものであり，この自動車の輪荷重が表—1 に示した寸法のク形面上に等分布するものと仮定した。床版上に舗装のある場合には荷重は図—2 に示すように分布するものと仮定する。

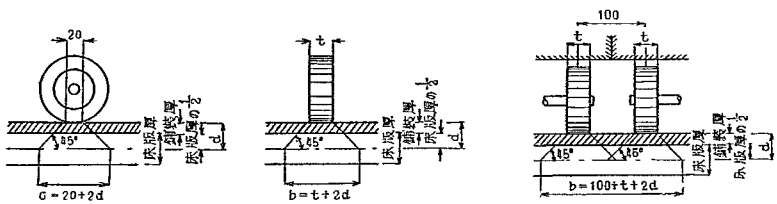
輪荷重の床版上への分布に関する以上の仮定は，実際とは幾分異なつているが，荷重の大きさ，分布面の大きさ等と関連し，また計算を容易にするため採用したものであり，床版の設計荷重として適当な仮定と考えられる，なお，アメリカでは，輪荷重の分布を円形と仮定しており，この点がわが国と異つている。

表—1

橋の等級	荷　重	総重量 W t	前輪荷重 $0.1W$ kg	後輪荷重 $0.4W$ kg	前輪々帯幅 b_1 cm	後輪々帯幅 b_2 cm	車輪接地長 a cm
一等橋	T—20	20	2,000	8,000	12.5	50	20
二等橋	T—14	14	1,400	5,600	12.5	50	20



図—1



図—2・1　　図—2・1

さて，道路橋の鉄筋コンクリート床版は普通次のように分類される。

（1） **1 方向版**（1方向にだけ主鉄筋がある床版）

（i） 単純版

（a） 主鉄筋が車輌進行方向に直角な場合

（b） 主鉄筋が車輌進行方向に平行な場合

（ii） 連続版

（a） 主鉄筋が車輌進行方向に直角な場合

（b） 主鉄筋が車輌進行方向に平行な場合

（iii） 片持版

（a） 主鉄筋が車輌進行方向に直角な場合

（b） 主鉄筋が車輌進行方向に平行な場合

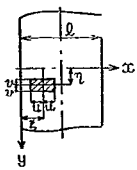
（2） **2 方向版**（2方向に主鉄筋がある床版）

（i）単純版
（ii）連続版

ここでも以上の分類にしたがうことにし，それぞれの場合について，自動車荷重による曲げモーメントを計算し，設計に用いる曲げモーメントの実用公式を導いた。以下これについて述べる。

3. 1方向単純版の曲げモーメント

1方向版とは，1方向にだけ主鉄筋のある床版をいうのであるが，1方向版として設計する床版（片持版は別とする）は，長支間と短支間の比が約2以上のものである。この場合，主鉄筋はもちろん短支間方向に配置され，長支間方向には配力鉄筋が配置される。したがつて曲げモーメントとしては，短支間方向のものが問題になるのである。ところで長支間と短支間の比が2以上になると，その曲げモーメントは短支間に等しい支間で単純に支持された無限版の曲げモーメントにほとんど等しくなるので，1方向版の曲げモーメントとしては無限版のそれをとることにした。



図—3

支間が l の単純無限版に $2v\times 2u$ のク形面上に分布する荷重が図—3 のように作用する場合の曲げモーメントは次のようになる[15]。

$$\left.\begin{aligned}(M_x)_{y=0}&=\frac{2Pl^2}{\pi^2}\sum_{m=1}^{\infty}\frac{1}{m^2}\sin\frac{m\pi\xi}{l}\sin\frac{m\pi u}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}\\&\quad\times\left\{\frac{2}{m\pi}-\left\{\frac{2}{m\pi}+(1-\nu)\frac{v}{l}\right\}exp\left(-\frac{m\pi v}{l}\right)\right\}\\(M_y)_{y=0}&=\frac{2Pl^2}{\pi^2}\sum_{m=1}^{\infty}\frac{1}{m^2}\sin\frac{m\pi\xi}{l}\sin\frac{m\pi u}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}\\&\quad\times\left\{\frac{2\nu}{m\pi}-\left\{\frac{2\nu}{m\pi}-(1-\nu)\frac{u}{l}\right\}exp\left(-\frac{m\pi v}{l}\right)\right\}\end{aligned}\right\}\quad(1)$$

また，図—3 で，$y=\eta\geqq v$ の部分に対する曲げモーメントは次のようになる。

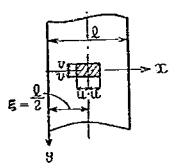
$$\left.\begin{aligned}(M_x)_{y=\eta}&=\frac{Pl^2}{\pi^2}\sum_{m=1}^{\infty}\frac{1}{m^2}\sin\frac{m\pi\xi}{l}\cdot\sin\frac{m\pi u}{l}\cdot\sin\frac{m\pi x}{l}\cdot f\left(m,\nu,\frac{\eta}{l},\frac{v}{l}\right)\\(M_y)_{y=\eta}&=\frac{Pl^2}{\pi^2}\sum_{m=1}^{\infty}\frac{1}{m^2}\sin\frac{m\pi\xi}{l}\sin\frac{m\pi u}{l}\cdot\sin\frac{m\pi x}{l}\cdot g\left(m,\nu,\frac{\eta}{l},\frac{v}{l}\right)\end{aligned}\right\}\quad(2)$$

ただし

$$\begin{aligned}f&=\left\{\frac{2}{m\pi}\times(1-\nu)\left(\frac{\eta}{l}-\frac{v}{l}\right)\right\}exp\left\{-m\pi\left(\frac{\eta}{l}-\frac{v}{l}\right)\right\}\\&\quad-\left\{\frac{2}{m\pi}+(1-\nu)\left(\frac{\eta}{l}+\frac{v}{l}\right)\right\}exp\left\{-m\pi\left(\frac{\eta}{l}+\frac{v}{l}\right)\right\}\\g&=\left\{\frac{2\nu}{m\pi}+(1-\nu)\left(\frac{\eta}{l}-\frac{v}{l}\right)\right\}exp\left\{-m\pi\left(\frac{\eta}{l}-\frac{v}{l}\right)\right\}\\&\quad-\left\{\frac{2\nu}{m\pi}-(1-\nu)\left(\frac{\eta}{l}+\frac{v}{l}\right)\right\}exp\left\{-m\pi\left(\frac{\eta}{l}+\frac{v}{l}\right)\right\}\end{aligned}$$

（1）主鉄筋（短支間）が車輪進行方向に直角な場合

これは縦ゲタ上に床版を支持した場合に相当する。短支間，l が2m以下の場合には，床版の最大曲げモーメントは図—4 のような載荷状態で支間中点におこる。荷重としては前述の自動車の後輪荷重を用い，舗装厚さを5cm と仮定し，床版厚さを適当に仮定して曲げモーメントを式—1 によつて計算すると表—2 のようになる。なお，この計算では $\nu=0.15$ とし，また，$P=4p.u.v$ で，輪重を意味している。



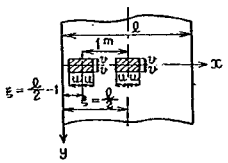
図—4

表—2

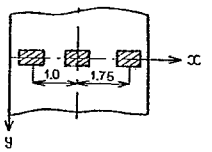
l(m)	d(cm)	$2u$(cm)	$2v$(cm)	M_x/P (m/m)	e(m)
1.00	14.4	74.4	44.4	0.127	1.97
1.50	16.1	76.1	46.1	0.162	2.32
2.00	17.6	77.6	47.6	0.183	2.73

したがつて M_x/P は，単位輪重に対する曲げモーメントを意味している。次に $M_x=\frac{1}{4}P.\frac{l}{e}$ とおくと，e はいわゆる床版の有効幅であるが，M_x から計算した e を表—2 に示す。

l が2m をこえると，図—5 に示すような載荷状態すなわち，2台の自動車の後輪が，できるだけ接近して並んだときに，支間中点の曲げモーメントは最大になる。支間が約 3.0m 以上になると，図—6 のように車輌がもう1輪ふえることになるが，この1輪の影響は非常に小さいので無視することにし，支間が4m までは図—5 の載荷状態と考えた。この載荷状態に対して，支間中点の曲げモーメントを前と同様にして式—1 から計算すると表—3 のようになる。



図—5

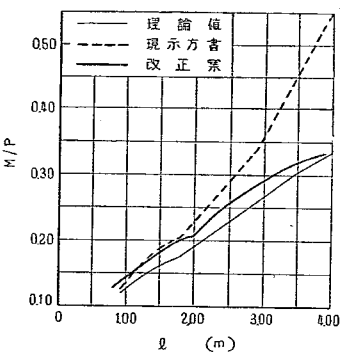


図—6

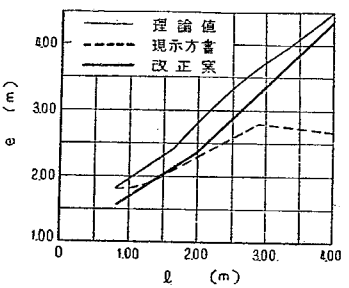
次に $M_x=1/2\,P(l-1)/e$ とおき，e を計算すると表—3 に示すような値になる。表—2 および3を図示すれば，図—7 および8のようになる。図—8 において，理論値に多少の安全側の余裕を見込んで e を次のように決定した。

表—3

l (m)	d (cm)	$2u$ (cm)	$2v$ (cm)	M_x/P	e (m)
2.00	17.6	77.6	47.6	0.183	2.73
2.86	20.1	80.1	50.1	0.255	3.65
3.33	21.2	81.2	51.2	0.290	4.02
4.00	22.4	82.4	52.4	0.334	4.50



図—7



図—8

$$\left.\begin{aligned} l\leqq 2\text{m に対して } e=0.7l+1 \\ 2\text{m}<l\leqq 4\text{m に対して } e=l+0.4 \end{aligned}\right\} \qquad (3)$$

ただし，e およびの l 単位は m とする。

このようにして，曲げモーメントの実用公式を次のように決定した。

$$\left.\begin{aligned} l\leqq 2 \text{ に対して } M=\frac{0.25\,Pl}{0.7l+1} \\ 2<l\leqq 4 \text{ に対して } M=\frac{0.5P(l-1)}{l+0.4} \end{aligned}\right\} \qquad (4)$$

ただし，M の単位は kg m/m であり，l の単位は m である

以上のようにして求めた M/P および e を図示すれば，図—7，8 の太実線のようになる。なお，図—7，8 には，現行示方書の規定による値も点線で示しておいたが，改正案の方が現行規定にくらべて一般に曲げモーメントは少ない。

なお，現行規定の e として図示した値は，示方書に示されている値そのものではなく，次のようにして，計算した値である。すなわち，まず，現行示方書にしたがつて設計曲げモーメント，M を計算し，次に

$$l \leqq 2 \text{ に対して } M=\frac{0.25\,Pl}{e}$$

$$2 < l \leqq 4 \text{ に対して } M=\frac{0.5P(l-1)}{e}$$

とおいて有効幅 e を計算した。これは設計曲げモーメントを計算する場合に，輪荷重を分布荷重として取扱う現行規定の有効幅を輪荷重を集中荷重とした場合の有効幅に換算するためである。

以後，現行規定の e として図示した値は，すべて以上のような考え方によつて，計算した値である。

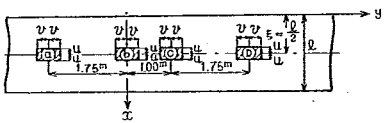
表—4 は，有効幅について理論値，改正案，現行示方書の値を比較したものである。

表—4

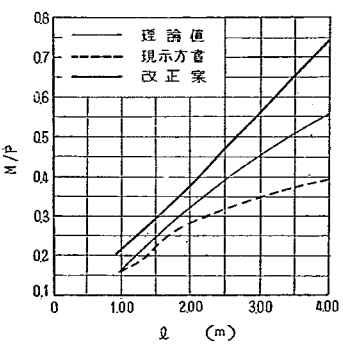
l (m)	e (m) 理論値 Ⓐ	改正案 Ⓑ	現行示方書 Ⓒ	B/A (%)	C/A (%)
1.00	1.97	1.70	1.82	86	92
1.50	2.32	2.05	2.02	88	87
2.00	2.73	2.40	2.33	88	85
2.86	3.65	3.26	2.80	89	77
3.33	4.02	3.73	2.76	93	69
4.00	4.50	4.40	2.72	98	60

（2） 主鉄筋が車輌進行方向に平行な場合

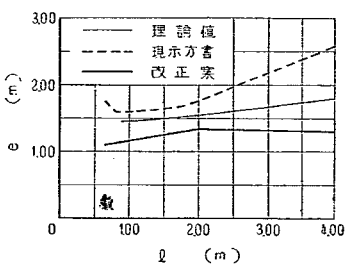
これは床ゲタで床版を支えた場合に相当する。無限版の場合には自動車が無限に並列できるのであるが，実際にはそれ程の荷重は考えられないので，この場合には図—9 のように自動車2台が並列する状態を考えることにし輪重 ⓑ の中心の曲げモーメントを対象にして設計することにした。この場合の曲げモーメントおよび有効幅を前とおなじ要領で，式—1 から計算すると表—5 のようになる。なお最大支間は 4.0m におさえることにした。表—5 を図示すると図—10 および 11 のようになる。次に，有効幅の実用値として理論値に多少の安全側の余裕を見込み次の式を採用した。



図—9



図—10



図—11

表—5

l (m)	d (cm)	$2v$ (cm)	$2u$ (cm)	M_x/P (m/m)	e (m)
1.00	16.0	76.0	46.0	0.171	1.46
1.25	17.1	77.1	47.1	0.213	1.47
1.67	18.7	78.7	48.7	0.275	1.52
2.50	21.0	81.0	51.0	0.390	1.60
4.00	32.0	92.0	62.0	0.550	1.80

$$\left.\begin{array}{l} l \leqq 2 \text{ に対して } e=0.175l+1 \\ 2<l \leqq 4 \text{ に対して } e=1.35 \end{array}\right\} \quad (5)$$

そうして，曲げモーメントは

$$\left.\begin{array}{l} l \leqq 2 \text{ に対して } M=\dfrac{0.25\,Pl}{0.175l+1} \\ 2<l \leqq 4 \text{ に対して } M=\dfrac{0.25\,Pl}{1.35} \end{array}\right\} \quad (6)$$

式—5 および 6 を図示すると，それぞれ図—10 および 11 の太実線のようになる。図中の点線は現行規定であるが，上記の案では，曲げモーメントは現行規定より幾分大きくなつている。表—6 は有効幅の比較である。

表—6

l (m)	e (m) 理論値 (A)	改正案 (B)	現行示方書 (C)	B/A (%)	C/A (%)
1.00	1.46	1.18	1.60	81	110
1.25	1.47	1.22	1.70	83	116
1.67	1.52	1.29	1.72	85	113
2.50	1.60	1.35	1.98	84	123
4.00	1.80	1.35	2.56	75	142

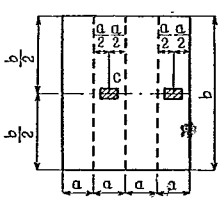
4. 1方向連続版の曲げモーメント

連続版では，支間曲げモーメントおよび支点曲げモーメントが問題になるが．径間数，支間長，荷重の位置，支持条件等を種々変化させて曲げモーメントを正確に計算し，その最大値を求めることは容易でないため，次のように考えることにした。すなわち，連続版の最大曲げモーメントとしては，単純版の最大曲げモーメントを基準とし，これに適当な係数を掛けて求めることとした。ところで，この係数も径間数，支間長，支持条件等によつて変化し，正確な値を詳しく求めることは容易でなく，また実用上にはその必要もないと考えられるので，以下にのべるように普通に現われる連続版について計算し，その結果を参考にして決定することとした。

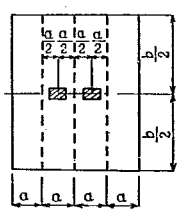
（1） 主鉄筋が車輛進行方向に直角な場合

連続版としては，4支間連続版を考えることにする。（5支間以上になつた場合でも，その中の4支間を連続と考えて計算すれば大差ないと考えられる。）床版は等支間で，長支間と短支間の比は 5：1，縦方向の 5本のケタおよび，横方向の2本のケタで単純支持とし，ケタは剛と仮定する。

連続版の曲げモーメントとしては，支間中点C点の支間曲げモーメントおよび支承上のS点の支点曲げモーメ



図—12



図—13

ントをとることにする。C点の支間曲げモーメント，S 点の支点曲げモーメントの最大値は，それぞれ図—12 および 13 のような載荷状態のとき最大値が生じるものとし，これをそれぞれ M_C および M_S とする。

次に連続版と同一支間の単純版（主鉄筋が車輛進行方向に直角な場合）の最大支間曲げモーメントを M_0 とし

$$\alpha = M_C/M_0$$
$$\beta = M_S/M_0$$

とおくとき，α および β は，表—7，8 のようになり，大体 α=83～66%，β=131～62% になつている。ところで，実際の床版では，支持ゲタは剛でないため，α は幾分大きくなり，β は小さくなる傾向にある。そこで，設計曲げモーメントの値としては，実用上，α=0.8，β=0.8 として，次の式を採用した。

$$\left.\begin{aligned} l \leqq 2 \text{ に対して } M = \pm\frac{0.2\,Pl}{0.7l+1} \\ 2 < l \leqq 4 \text{ に対して } M = \pm\frac{0.4P(l-1)}{l+0.4} \end{aligned}\right\} \quad (7)$$

表—7　$\alpha = M_C/M_0$

l(m)	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
α(%)	73	79	82	83	72	66

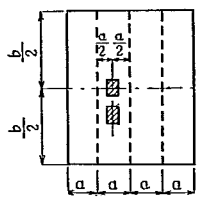
表—8　$\beta = M_S/M_0$

l(m)	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
β(%)	131	111	101	90	70	63

（2）　主鉄筋が車輛進行方向に平行な場合

連続版としては，(a) の場合とおなじような4支間連続版を考えることにし連続，版の曲げモーメントとしては，支間中点 C 点の支間曲げモーメントおよび，支承上の S 点の支点曲げモーメントをとることにする。C 点の支間曲げモーメント，S 点の支点曲げモーメントをとることにする。C 点の支間曲げモーメント，S 点の支点曲げモーメントの最大値は，図—14 のような載荷状態のときに生じるものとするとし，これをそれぞれ M_C および M_S とする。次に連続版と同一支間の単純版(主鉄筋が車輛進行方向に平行な場合）の最大支間曲げモーメントを M_0 とし，

$$\alpha = M_C/M_0$$
$$\beta = M_S/M_0$$



図—14

とおくとき，α および β は，表—9，10 のようになり，大体 α=70～78%，β=64～56% になつている。図—14 では車輪2輪だけを考えたが，図—9 のような4輪の場合にも，α，β の値は，ほぼ表—9，10 で示されると考えられる。そこで，設計曲げモーメントの値としては，実用上，α=0.8，β=0.8 として，次の式を採用した。

$$\left.\begin{aligned} l \leqq 2 \text{ に対して } M = \pm\frac{0.2\,Pl}{0.175+1} \\ 2 < l \leqq 4 \text{ に対して } M = \pm\frac{0.2\,Pl}{1.35} \end{aligned}\right\} \quad (8)$$

表—9　$\alpha = M_C/M_0$

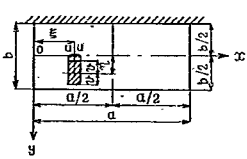
l (m)	1.00	1.50	2.00	2.50
α(%)	70	73	76	78

表—10　$\beta = M_S/M_0$

l (m)	1.00	1.50	2.00	2.50
β(%)	64	58	56	56

5.　片持版の曲げモーメント

片持版の場合には，無限片持版について理論値を求めるは困難なので，図—15 に示すように，一辺固定，その対辺自由，他の 2 辺単純支持の ク形版で，長辺（固定辺と自由辺）と短辺（単純支持辺）の 比が，5：1 である場合について計算したものである。図—15 のような載荷状態では，固定辺上の曲げモーメントは次式で求めることができる[15]。



図—15

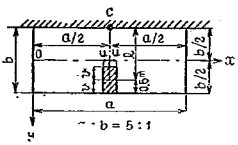
$$M_y=-\sum_{m=1}^{\infty}\frac{\beta_m}{2\Delta}\cdot f(\alpha_m,\gamma_m)\cdot\sin\frac{m\pi x}{a}$$

$$\beta_m=\frac{4Pa^2}{\pi^3 m^3}\sin\frac{m\pi\xi}{a}\cdot\sin\frac{m\pi u}{a}$$

$$\alpha_m=\frac{m\pi b}{2a}\qquad \gamma_m=\frac{m\pi\eta}{2a}$$

$$\Delta_m=\sinh^2\alpha_m\cosh^2\alpha_m-\alpha_m^2-(\cosh^2\alpha_m+\sinh^2\alpha_m)^2$$

$$\begin{aligned}f(\alpha_m,\gamma_m)=&2\gamma_m\sinh 2\gamma_m(\cosh^2\alpha_m+2\cosh\alpha_m\sinh^2\alpha_m-\alpha_m\sinh\alpha_m)\\&-2\gamma_m\cosh 2\gamma_m(\sinh^3\alpha_m+2\sinh\alpha_m\cosh^2\alpha_m+\alpha_m\cosh\alpha_m)\\&-\alpha_m\cosh 2\gamma_m(2\sinh^3\alpha_m+\sinh\alpha_m-\alpha_m\cosh\alpha_m)\\&\sinh\alpha_m\cosh^2\alpha_m-\alpha_m\cosh\alpha_m\\&+\alpha_m\sinh 2\gamma_m(2\cosh^3\alpha_m+\cosh\alpha_m\sinh^2\alpha_m+\alpha_m\sinh\alpha_m)\\&-3\cosh 2\gamma_m\sinh^2\alpha_m\cosh\alpha_m+3\sinh 2\gamma_m\sinh\alpha_m\cosh^2\alpha_m\end{aligned}\qquad (9)$$



図—16

(1) 主鉄筋が車輛進行方向に直角な場合

このときは図—16 のような載荷状態を考え，C 点の曲げモーメントを式—9 から計算すると表—11 のようになる。また $M_y=-Pl/e$ として e を求めると表に示す値になる。表—11 の M_y/P および e を図示すれば図—17 および 18 のようになる。

そこで，図—18 において，有効幅の理論値に多少の余裕をとり，実用的有効幅として

$$e=2l+0.4 \qquad (10)$$

と定め，曲げモーメントとしては次式を採用した。

$$M=-\frac{Pl}{2l+0.4} \qquad (11)$$

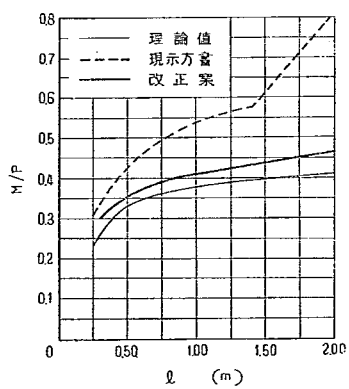
式—10 および 11 を図示すればそれぞれ図—17 および 18 の太実線のようになる。図中の点線は現行規定である

表—11

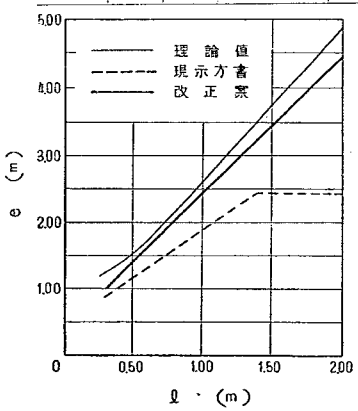
b(m)	l(m)	d(cm) 荷重の中心において	$2v$ (cm)	$2u$ (cm)	M_y/P	e(m)
0.75	0.25	15	75	45	0.203	1.23
1.00	0.50	〃	〃	〃	0.331	1.51
1.25	0.75	〃	〃	〃	0.367	2.04
1.50	1.00	〃	〃	〃	0.385	2.60
2.50	2.00	〃	〃	〃	0.415	4.82

表—12

l(m)	e (m) 理論値 Ⓐ	改正案 Ⓑ	現行示方書 Ⓒ	B/A %	C/A %
0.25	1.23	0.90	0.80	73	65
0.50	1.51	1.40	1.15	93	76
0.75	2.04	1.90	1.50	93	74
1.00	2.60	2.40	1.85	92	71
2.00	4.82	4.40	2.45	91	51



図—17

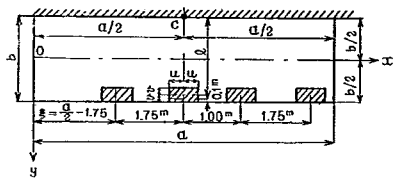


図—18

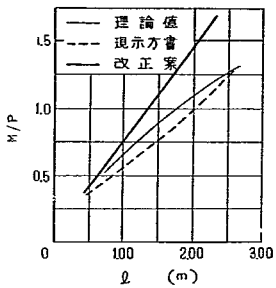
るが，上記の案では現行規定にくらべて曲げモーメントは相当小さくなつている。理論，改正案，現行示方書の有効幅を比較すれば表—12 のとおりである。

（2） 主鉄筋が車輛進行方に平行な場合

このときは図—19 のような載荷状態を考え，C 点の曲げモーメントを式—9 から計算すると表—13 のようになる。また $M_y=-Pl/e$ として e を求めると，表に示す値になる。表—13 の M_y/P および e を図示すれば図—20 および 21 のようになる。なお計算を簡単にするため $l=b/2+\eta=b-0.1$ とした。図—20 に示した有効幅の理論値に余裕を見込んで



図—19



図—20

表—13

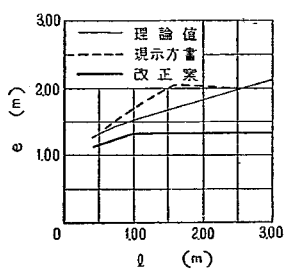
b (m)	l (m)	d(cm) 荷重の中心において	$2u$ (cm)	$2v$ (cm)	M_x/P	e (m)
1.00	0.90	15	75	45	0.600	1.50
1.25	1.15	〃	〃	〃	0.731	1.57
1.67	1.57	〃	〃	〃	0.916	1.71
2.50	2.40	〃	〃	〃	1.230	1.95

$$\left.\begin{aligned} l\leqq 1 \text{ に対して } e=0.35l+1 \\ 1<l\leqq 2 \text{ に対して } e=1.35 \end{aligned}\right\} \qquad (12)$$

とし，曲げモーメントとしては次式を採用した。

$$\left.\begin{aligned} l\leqq 1 \text{ に対して } M=-\frac{Pl}{0.35l+1} \\ 1<l\leqq 2 \text{ に対して } M=-\frac{Pl}{1.35} \end{aligned}\right\} \qquad (13)$$

式—12 および 13 を図示すれば，それぞれ図—20 および 21 の太実線のようになる。図中，点線で示す現行規定にくらべて曲げモーメントは幾分大きくなつている。理論，改正案，現行示方書の有効幅を比較すれば表—14 のとおりである。



図—21

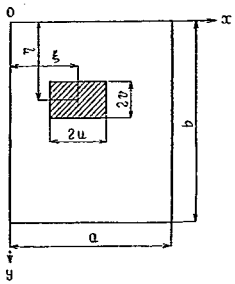
表—14

l (m)	e (m) 理論値 Ⓐ	改正案 Ⓑ	現行示方書 Ⓒ	B/A (%)	C/A (%)
0.90	1.50	1.31	1.65	87	110
1.15	1.57	1.35	1.79	86	114
1.57	1.71	1.35	2.03	79	119
2.40	1.95	1.35	1.98	69	101

6. 2方向版の曲げモーメント

1方向単純版のところでのべた式—1, 2は，1辺が無限長の版に対するものであるが，長支間と短支間の比が2以上の場合には，この式を用いて計算できることは既にのべたとおりであり，床版は1方向版として設計されるのである。しかし長支間と短支間の比が2未満の床版は2方向版として設計することとなる。したがつて床版の支間を a および b とし，$\alpha=a/b$ とおけば，2方向版として設計する範囲は $0.5<\alpha<2$ となる。なお $\alpha=0$ の場合とは主鉄筋が車輌進行方向に直角な1方向版の場合に $\alpha=\infty$ の場合とは主鉄筋が車輌進行方向に平行な1方向版の場合に相当すると考えることができる。

さて，4辺を単純に支持された床版の曲げモーメントは図—22 のような荷重に対して Navier の理論式を適用して次のように計算することができる。



図—22

$$M_x=\frac{16P}{\pi^4}\sum_m\sum_n\frac{\left(\frac{m^2}{a^2}+\nu\frac{n^2}{b^2}\right)}{mn\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n}{b^2}\right)^2}\sin\frac{m\pi\xi}{a}\sin\frac{m\pi u}{a}\sin\frac{n\pi\eta}{b}\sin\frac{n\pi v}{b}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}$$

$$M_y=\frac{16P}{\pi^4}\sum_m\sum_n\frac{\left(\nu\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)}{mn\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)^2}\sin\frac{m\pi\xi}{a}\sin\frac{m\pi u}{a}\sin\frac{n\pi\eta}{b}\sin\frac{n\pi v}{b}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}\qquad(14)$$

そこで，いま短支間を 1.5, 2, 3, 4m として M_x/P および M_y/P と α の関係を計算して図示すると図—23 24, 25, 26 のようになる。

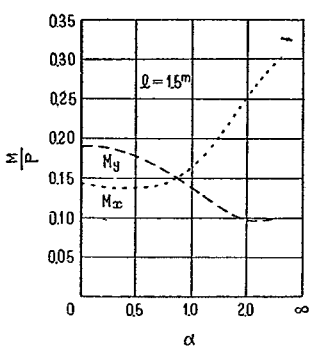
この図からわかることは，短支間が 1～4m の程度では，

$$\alpha=0 \text{ で } \frac{M_y}{M_x}\fallingdotseq 0.8$$

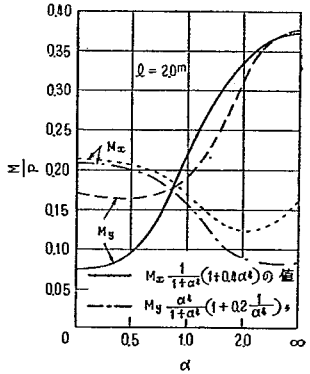
$$\alpha=\infty \text{ で } \frac{M_x}{M_y}\fallingdotseq 0.45$$

となつていることである。

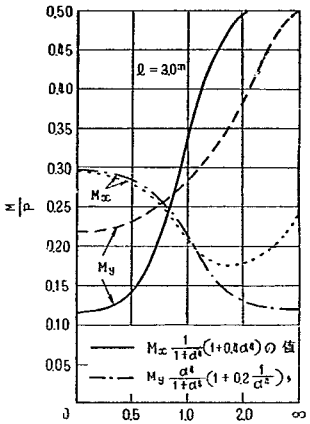
普通の場合，1方向版で主鉄筋に直角方向に入れる配力鉄筋量は，主鉄筋量のせいぜい 25～40％であるから上記の M_x と M_y の関係を考慮すると，$\alpha=0$ における M_y，$\alpha=\infty$ における M_x に対する配力鉄筋の応力度は死荷重の影響を考慮しても許容応力度を相当上廻つていることがわかる。1方向版の配力鉄筋量をこの程度にとどめ，応力度の増加を求めるものとし，2方向版に対してもこの原則を適用するものとすれば，図—27のような



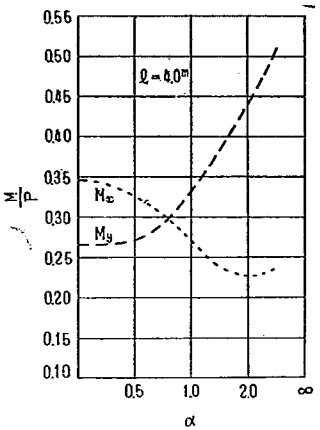
図—23



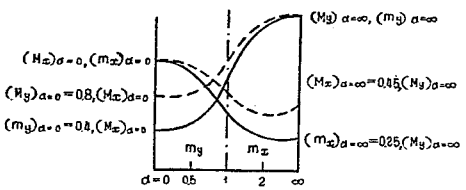
図—24



図—25



図—26



図—27

m_x, m_y 曲線が得られる。m_x, m_y は設計曲げモーメントであつて，近似的には α^4 を変数として次式で表わすことができる。

$$m_x=0.25\,M_y+(M_x-0.25M_y)\frac{1}{1+\alpha^4}$$

$$=M_x\frac{1}{1+\alpha^4}\left(1+0.25\frac{M_y}{M_x}\alpha^4\right)$$

$$=M_x\frac{1}{1+\alpha^4}(1+0.25\times1.81\alpha^4)$$

$$\fallingdotseq M_x\frac{1}{1+\alpha^4}(1+0.4\alpha^4) \qquad (15)$$

$$m_y=0.4M_x+(M_y-0.4M_x)\frac{\alpha^4}{1+\alpha^4}$$

$$=M_y\frac{\alpha^4}{1+\alpha^4}\left(1+0.4\frac{M_x}{M_y}\frac{1}{\alpha^4}\right)$$

$$=M_y\frac{\alpha^4}{1+\alpha^4}\left(1+0.4\times0.56\times\frac{1}{\alpha^4}\right)$$

$$\fallingdotseq M_y\frac{\alpha^4}{1+\alpha^4}\left(1+0.2\frac{1}{\alpha^4}\right) \qquad (16)$$

ただし

$$\alpha=\frac{l_x}{l_y}=\frac{\text{車輛進行方向に直角な支間}}{\text{車輛進行方向に平行な支間}}$$

また M_y/M_x, M_x/M_y の値としては，次のように l_x=1～4m に対する平均値を採用した。

l_x (m)	1	2	3	4	平均
M_y/M_x	1.45	1.78	1.89	2.10	1.81
M_x/M_y	0.69	0.57	0.53	0.48	0.56

式—15, 16 を短支間が 2m および 3m の場合について計算すると図—24 および 25 のようになる。上記のようにして，結局2方向版の曲げモーメントは次のように決定した。

車輌進行方向に直角な支間の曲げモーメント	車輌進行方向に平行な支間の曲げモーメント
$M_x\frac{1}{1+\alpha^4}(1+0.4\alpha^4)$	$M_y\frac{\alpha^4}{1+\alpha^4}\left(1+0.2\frac{1}{\alpha^4}\right)$

M_x＝車輌進行方向に直角方向の1方向版（単純版，連続版）としての曲げモーメント

M_y＝車輌進行方向に平行方向の1方向版（単純版，連続版）としての曲げモーメント

$\alpha=\frac{\text{車輌進行方向に直角な支間}}{\text{車輌進行方向に平行な支間}}$　ただし　$0.5<\alpha<2$

M_x, M_y の計算に用いる l は常に短支間をとる。

7. 実験の概要

前数節でのべてきた鉄筋コンクリート床版，の曲げモーメントの理論を検証するとともに，提案した実用公式で設計した床版の安全度を確かめるため，道路橋で最も普通に用いられている基本的床版である1方向単純版の表—15 に示すような4種類6箇の供試体について昭和 29 年1月～4月に実験を行つた。

表—15

記号	支間 短	支間 長	幅	長	厚さ 有効	厚さ 全	鉄筋量	支持条件
AC 1	160cm	480cm	175cm	500cm	13.5cm	16cm	1.13%	4辺単純支持
BC 1	96	480	115	500	9.5	12	1.21	〃
CC 1, 2	50	160	175	50	13.5	16	1.13	2対辺単純支持
DC 1, 2	50	96	115	50	9.5	12	1.21	〃

実験は各供試体とも，まず引張側コンクリートに，キレツが発生していない状態で行い．次に破壊実験を行つて破壊の進行過程を観察した。

(1) 供試体の設計

1方向単純版の長短支間比は普通 3：1～6：1 であるので試験機の都合も考慮して供試体 AC は 3：1 BC は 5：1 を採用し，前述の実用公式によつて一方向版で主鉄筋が車輌進行方向に直角の場合として設計した。設計荷重は AC に対しては 10t，BC に対しては 6t である。主鉄筋は 13mm φ，配力鉄筋は，9mm φ で，設計細部は土木学会制定の鉄筋コンクリート標準示方書に準拠した。設計の大要は次のとおりである。

AC 1　の設計

設計条件

支　　間　160 cm

形　　式　1方向単純版

荷　　重　P=10 t

許容応力度　σ_C=60 kg/cm²　　σ_S=1200 kg/cm²

設　計

全厚を 16 cm と仮定すれば，死荷重は

$$w=2,400\times0.16=384\ \text{kg/m}^2$$

死荷重による支間中央の曲げモーメントは

$$M_d=\frac{wl^2}{8}=\frac{384\times1.6^2}{8}=123\ \text{kgm}$$

活荷重による曲げモーメントは

$$M_l=\frac{0.25Pl}{0.7l+1}=\frac{0.25\times10,000\times1.6}{0.7\times1.6+1}=1,887\ \text{kgm}$$

曲げモーメントの合計は

$$M=M_d+M_l=2,010\ \text{kgm}$$

必要な床版の有効厚さおよび鉄筋量は

$$d=0.301\sqrt{M/b}=13.5\ \text{cm}$$

$$A_S=0.00323\sqrt{Mb}=14.48\ \text{cm}^2$$

これに対して，断面は次のように決定する。

$d=13.5$ cm　　$h=16.0$ cm

$A_S=13$ mmϕ cto c 7.5 cm$=17.7$ cm^2/m

実際の供試体では鉄筋径が 12.6 mm，11.6 mmϕ になり $A_S=14.7$ cm^2 になつた。

BC 1の設計

設計条件

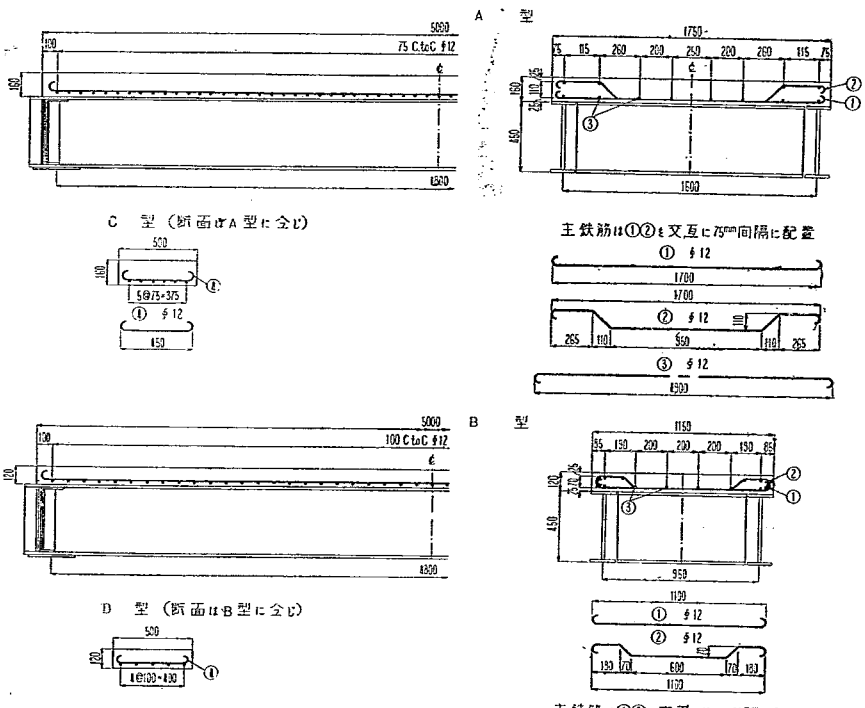
支　　間　192 cm，長さ 960 cm の 1 方向単純版を縮尺 1/2 で作製する。

荷　　重　$P=5$ t

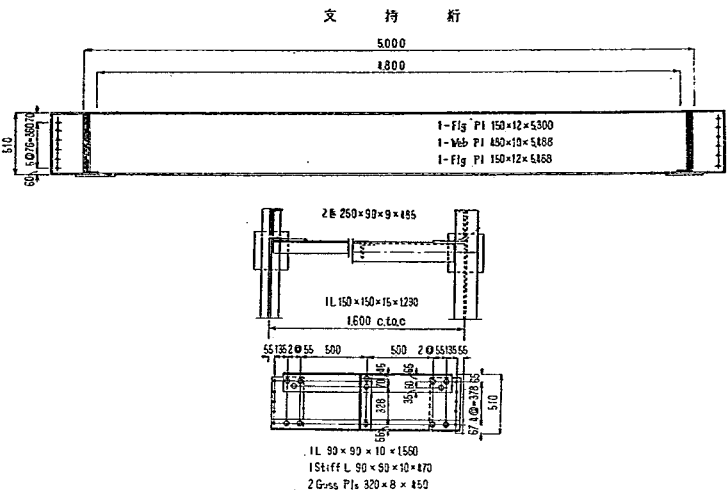
許容応力度　$\sigma_c=60$ kg/cm^2　　$\sigma_S=1200$ kg/cm^2

設　　計

床版の支間$=96$ cm　　長さ$=480$ cm



図—28-1



図—28・2

全厚を 12 cm と仮定すれば，死荷重は

$$w=2,400\times0.12=288\ \mathrm{kg/m^2}$$

死荷重による支間中心の曲げモーメントは

$$Ma=\frac{wl^2}{8}=\frac{288\times0.96^2}{8}=33\ \mathrm{kgm}$$

活荷重による曲げモーメントは

$$Ml=\frac{0.25Pl}{0.7l+1}=\frac{0.25\times5,000\times1.92}{0.7\times1.92+1}=1,023\ \mathrm{kgm}$$

曲げモーメントの合計は

$$M=Ma+Ml=1,056\ \mathrm{kgm}$$

必要な床版の有効厚さおよび鉄筋量は

$$d=0.301\sqrt{M/b}=9.7\ \mathrm{cm}$$

$$As=0.00323\sqrt{Mb}=10.54\ \mathrm{cm^2}$$

これに対して，断面はこのように決定した。

$d=9.5$ cm　　$h=12.0$ cm

$As=1.3$ mm ϕ cto c 10 cm $=13.3\ \mathrm{cm^2/m}$

実際の供試体では，鉄筋径が 12.6 mm，11.6 mmϕ になり，$As=10.9\ \mathrm{cm^2}$ となつた。

供試体ＣＣはＡＣと同断面で，ＡＣから長さ 50 cm をとり出したものに相当し，供試体ＤＣはＢＣと同断面で，ＢＣから長さ 50 cm をとり出したものに相当する。供試体の断面，寸法は図—28 のとおりである。

（2） 供試体の製作

試験設備の都合上 AC，BC は溶接Ｉビームで支持することにしたので，供試体 AC，BC は直接Ｉビームの上で製作した。型枠は木製で，コンクリートと接触する面はカンナ仕上げとし，型枠組立後マシン油を塗布した。セメントは浅野普通ポルトランドセメントを使用した。細骨材は多摩川産の川砂で，粗粒率 2.82 比重 2.60 であり，粗骨材は多摩川産の川砂利で，粗粒率 7.14，比重 2.67 である。

コンクリートの設計強度は $\sigma_{28}=200\ \mathrm{kg/cm^2}$ とし，実験によつて表—16 の示方配合を定めた。

ミキサーで練り混ぜたコンクリートを鉄棒で十分突固め，ぬれ莚で覆い，10 日間撒水養生した。

コンクリート供試体の圧縮試験の結果は表—17のようであつた。現場養生の供試体についてマルテンス・エクステンションメーターで測定した弾性係数は約 210,000 kg/cm² であつた。

鉄筋は JIS G 3101 に規定された SS 41 で，試験結果は表—18 のとおりである。

表—16

粗骨材の最大寸法	スランプの範囲	水セメント重量比 W/C	コンクリート 1 m³ に用いるセメント量	コンクリート 1 m³ に用いる水量	粗細骨材重量比	セメント 1 袋 (50kg) に対する表面乾燥飽和状態の骨材重量 (kg)		
mm	cm	%	kg	kg	G/S	全　量	細骨材	粗骨材
40	10～13.5	50	300	150	1.9	333	115	218

表—17

供試体番号	重　量 (kg)	圧縮強度 σ_{28} (kg/cm²)	摘　要
4	12,840	301	標準養生
5	12,820	305	〃
6	12,820	297	〃
10	12,920	327	〃
11	13,070	322	〃
12	12,860	367	〃
平均	12,888	311.5	〃
1	——	253	現場養生
2	12,580	263	〃
3	——	262	〃
7	——	221	〃
8	——	226	〃
9	——	228	〃
平均		242.1	〃

表—18

試験片番号	降伏点 (kg/mm²)	引張強さ (kg/mm²)	伸　び (%)
NO. 1	33	45	27
NO. 2	31	46	
NO. 3	32	48	
平　均	32	46.3	

表—19

型	標点距離	抵抗値	ゲージファクター
K—10	160 mm	350±0.8Ω	約 2.1
K—8R	60	120±0.3	〃 2.1
K—1	18	120±0.3	〃 2.1

(3)　実験の方法

AC，BC は 4 辺単純支持で，CC，DC は 2 対辺単純支持（他辺自由）で，種々の載荷状態に対して床版諸点のヒズミ及びタワミを測定した。

ヒズミは電気抵抗線ヒズミ計で測定した。ヒズミ計は共和無線社製で，その種類は表—19 のようなものである。ヒズミ計の貼付けには，共和無線社製のゲージ接着材 BC—1 を用い，接着材の乾燥後，防湿のためワセリンをぬった。

供試体 AC，BC は本研究所の床版試験機によつて実験した。この試験機は支間 480 cm，幅 320 cm 以下の床版の曲げ試験を行うことができ，最大能力 75 t の油圧式ジャッキ 2 台を備え，幅の中央で長さの方向には任意点に載荷することができる。また等分布荷重載荷装置がある。荷重の測定は油圧ポンプの圧力計によるとともに，ジャッキと載荷用ブロックの間にリングゲージを装置して正確を期した。なお載荷板としてはコンクリートブロックと厚鋼板を使用した。

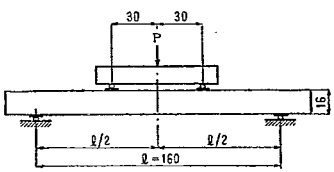
CC，DC は olsen 会社製の 100 t 試験機によつて実験した。

8.　実験結果とその考察

(1)　供試体 C,C の実験

CC は 2 対辺単純支持，2 線荷重の状態で載荷し，床版諸点のヒズミおよびタワミを測定した。

載荷状態は図—29，写真—1 のようであるが，荷重分布を均一にするため支点と床版，載荷棒と床版の接触部にはゴム板を挿入した。

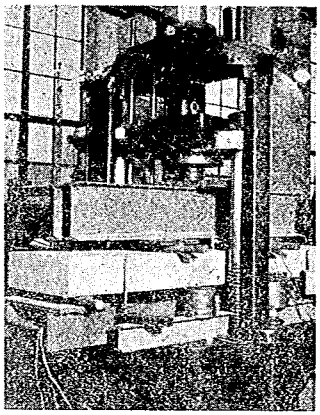


図—29

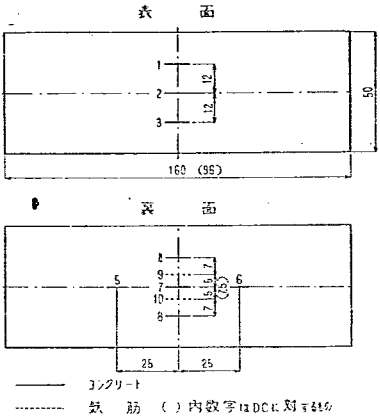
ヒズミは図—30 に示すコンクリート表面および，鉄筋表面で測定した。

荷重は 2—0—4—0…… のように 0 にもどしながら 2 t とびに載荷した。

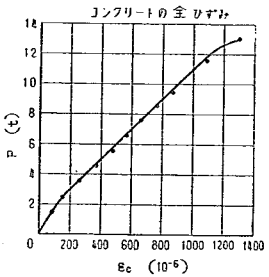
コンクリートおよび，鉄筋のヒズミの測定値は図—31，32，33 のとおりである。なお，側定値は 2 個の供試体について大体一致しているので，図は C C 1 について示した。破壊実験の結果，キレツ強度は 3,750 kg，降伏強度は 12,000 kg，破壊強度は 13,000 kg（供試体 2 個の平均値）



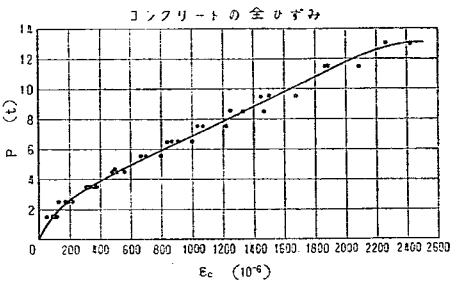
写真—1



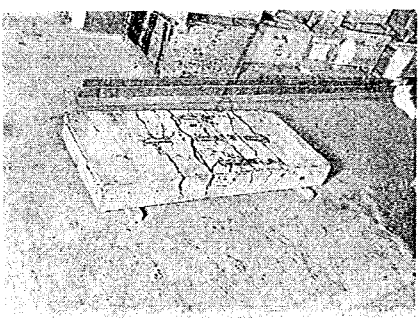
図—30 ヒズミの測定点



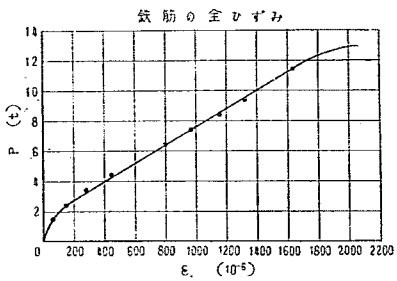
図—31



図—32



写真—2



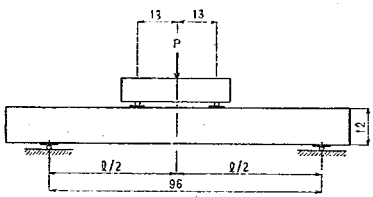
図—33

であつた。

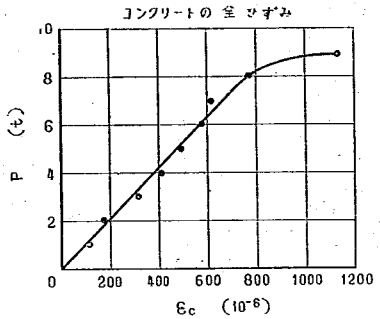
(2) 供試体 DC の実験

DC は CC とおなじ要領で実験した。載荷状態は，図—34 のとおりであり，ヒズミの実測値は図—35，36 のとおりである。この場合も2個の供試体についての測定値は大体一致しているので，図は DC 1 について示した。

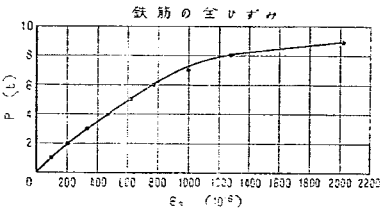
破壊試験によるキレツ強度は 3.050 t，降伏強度は 7.500 t，破壊強度は 9.000 t（供試体2個の平均値）であつた。



図—34



図—35



図—36

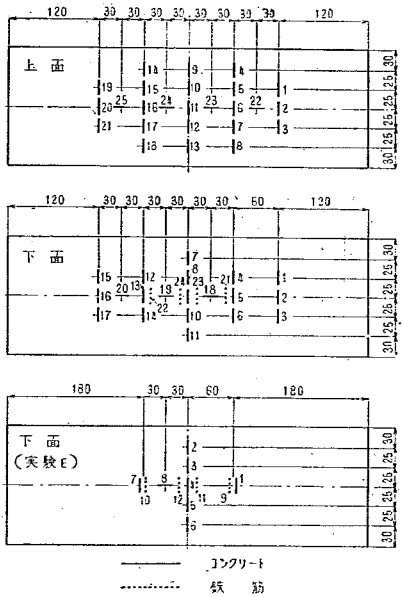
（3） 供試体 AC の実験

供試体ACは，4辺単純支持の状態で，表—20に示すような数種の弾性実験および破壊実験を行つた。

表—20

区　分	載荷点	載荷板の大きさ $(2u\times 2v)$	摘　要
A	中心	60×30	弾性実験
B	〃	47×23	〃
C	〃	27×12	〃
D	〃	30×60	〃
E	〃	60×30	破壊実験

上記の大きさのコンクリートブロックを，床版上に敷いた厚さ約 1 cm のゴム板上にのせて，これに載荷した。写真—3，4)

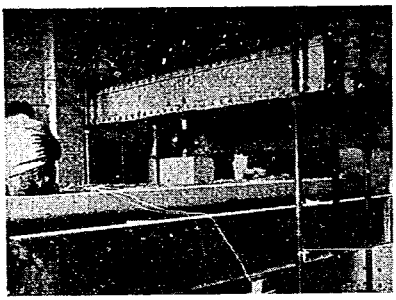


図—37　ヒズミノ速定点

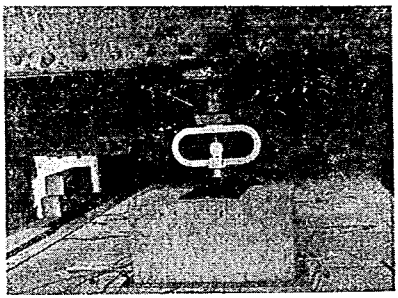
実験A～Dでは，荷重を 0--2—0—4—0…… のように 0 にもどしながら 2 t とびに 10 t まで載荷し，載荷の度毎に床版諸点のヒズミおよびタワミを測定した。ヒズミおよびタワミの測定点は図—37 および，38 のとおりである。

まず実験Aについてのべる。この場合のヒズミの測定結果は図—39，40 のようである。図—39 は床版上面のコンクリートのヒズミで，図—40は床版下面の鉄筋のヒズミである。中心載荷のため，荷重に対して対称な位置にある点の測定値を平均して図示してある。タワミの測定値は，載荷板の大きさを変化してもほとんど変わらなかつたので，破壊実験の項で示すこととする。

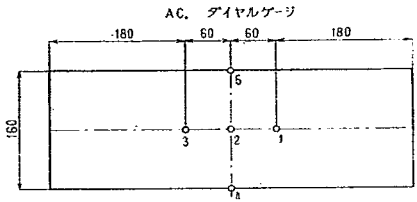
実験 B，C，D におけるヒズミ分布の状態は，実験 A と大体おなじ傾向を示したので，ここでは床版中心の測定値だけを示すと図--41，42 のようになる。



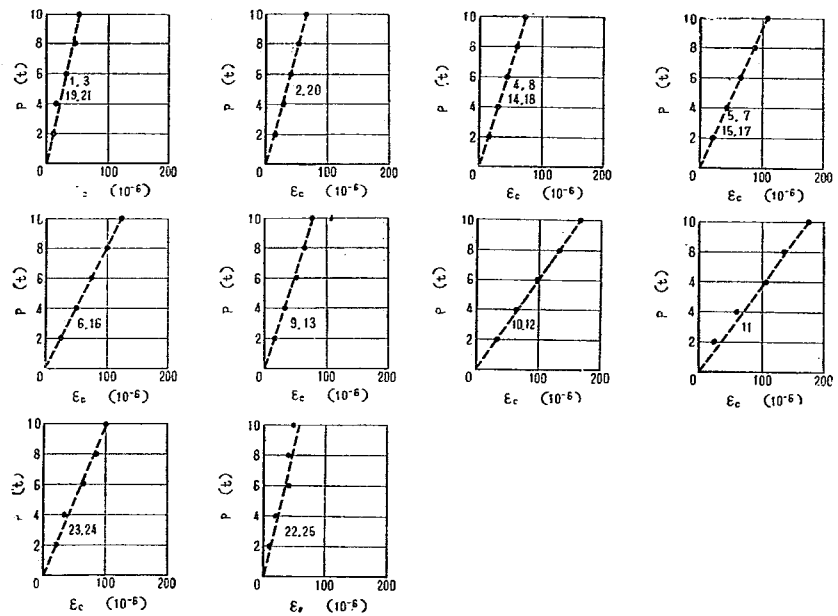
写真—3



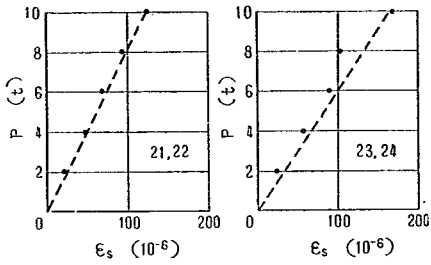
写真—4



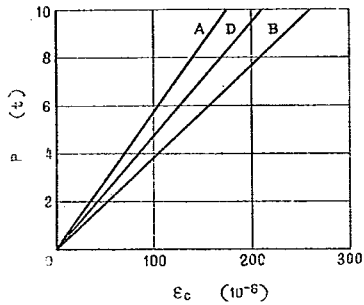
図—38　タワミの測定点



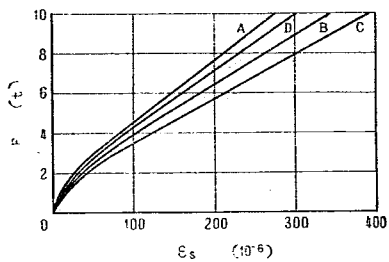
図—39　実測ヒズミ



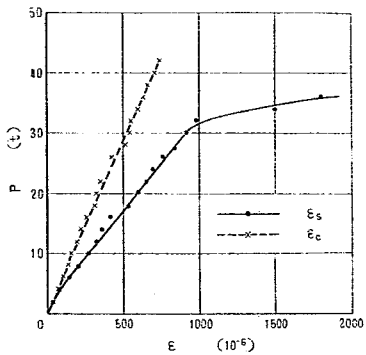
図—40　実測ヒズミ



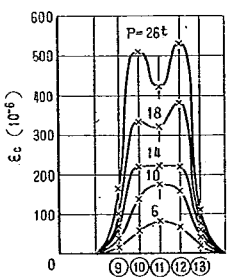
図—41　実測ヒズミ



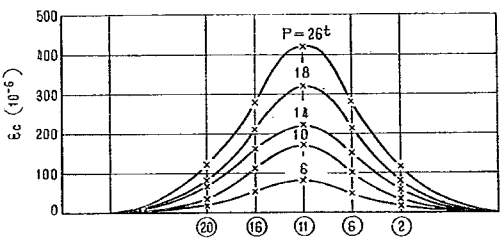
図—42　実測ヒズミ



図—43



図—44

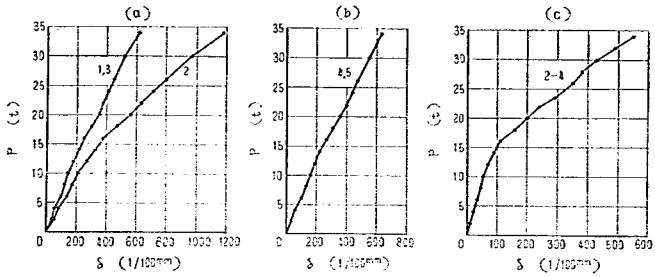


図—45

図—41 は床版上面のコンクリートのヒズミであり，図—42 は床版下面の鉄筋のヒズミである。

破壊実験Eは，実験Aとおなじ大きさの載荷板を使用して行つた。この載荷板の大きさは，鋼道路橋設計示方書に規定される自動車荷重の，車輪の接地面積に相当している。(舗装厚 5cm によるひろがりを考えて)

破壊実験は載荷板Aによつて中央載荷の状態で行つた。実験の結果，荷重 15,000 kg のとき載荷板直下にキレツが発生し荷重の増加とともにキレツが発達していつたが 32,000 kg で鉄筋の降伏が始まつた。その後荷重が増加して 42,000 kg に達した頃，床版を支持している桁のクワミが急速に大きくなり，床板四隅が浮上つてきたので床板を破壊することができなかつたが，実験を中止した。



図—46

このときのヒズミの測定値は図—43, 44, 45 のようである。図—43 は床版中心の床版上面のコンクリートおよび下面鉄筋のヒズミである。図—44 および 45 はそれぞれ床版中心をとおる短支間方向および長支間方向の断面における床版上面コンクリートのヒズミである。

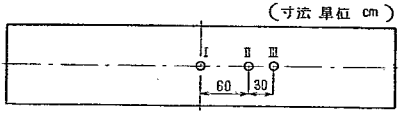
タワミの測定値は図—46 のようである。図中 (a) は測点 1, 2, 3 のタワミ, (b) は測点 4, 5 のタワミである。また (c) は測点 2 のタワミと 4 のタワミの差を示してあり，床版中心を通る短支間方向断面中での支間中点の支点に対するタワミを表している。

(4) 供試体 BC の実験

供試体BCはACの場合と同様に，4 辺単純支持の状態で，載荷位置および載荷板の大きさを変化させて弾性実験を行つた後，破壊実験を行つた。実験の種類は表—21，図—47 のとおりである。実験 A～D は大きさの異なる載荷板で床板の中心に載荷し，載荷板の大きさ，の応力に対する影響を知るためのものであり，実験 D～F は載荷位置と応力の関係を知るためのものである。

表—21

区 分	載荷点	載荷板の大きさ	摘 要
A	I	50×36cm	弾性実験
B	〃	50×18	〃
C	〃	25×27	〃
D	〃	25×18	〃
E	II	〃	〃
F	III	〃	〃
G	I	〃	破壊実験



図—47 載荷点（寸法単位 cm）

この実験の載荷板には厚鋼板を使用し，載荷板と床版の間にはACの場合と同様にゴム板をはさんだ。ACの場合に使用したコンクリートの載荷ブロックは，床版のタワミが大きくなると床版との接触が悪くなることがわかつたので，鋼板に変更した。

弾性実験（実験A～F）では，荷重は 0—1—0—2—0…… のように 0 にもどしながら 1t とびに 8t まで載荷し，その度に床版諸点のヒズミを測定した。ヒズミの測定点は図—48 のとおりである。

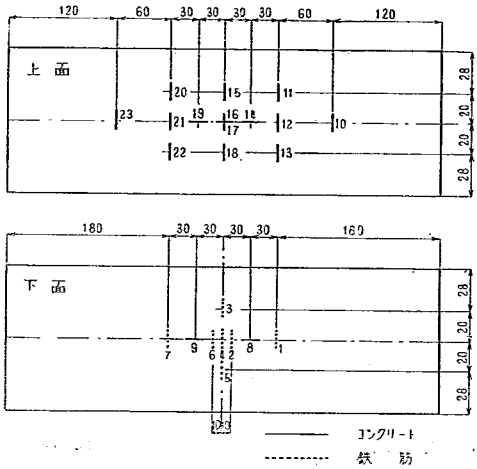
実験Aの場合の，全ヒズミの測定値は図—49 のとおりである。なお図には主要点の測定値だけを示した。この場合も大体荷重に比例してヒズミは直線的に増加している。

実験B～Dの場合のヒズミの測定値は，実験Aの場合のものとおなじ傾向を示しているので，床版中心の測定値だけを示すと図—50, 51 のとおりである。図—50 は床版下面の鉄筋のヒズミで，図—51 は床版上面のコンクリートのヒズミである。

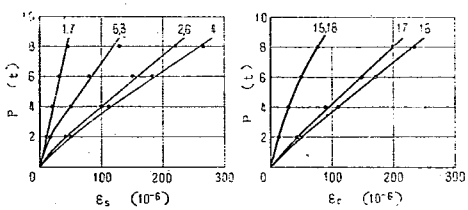
実験Eは，床版中心から 60cm の点に載荷した場合であるが，このときのヒズミの測定値は図—52 のとおりである。

実験Fは，床版中心から 90cm の点に載荷した場合であるが，このときのヒズミの測定値は図—53 のとおりである。

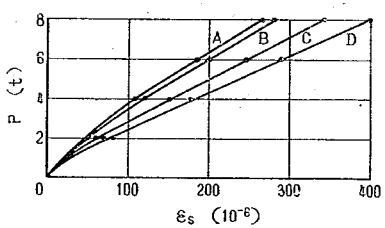
実験Gは，中心載荷による破壊実験である。この場合の荷重は 1, 2, 3,……10, 12, 16, 20t→破壊荷重とした。この場合の床版中心の上面コンクリート，下面鉄筋の実測ヒズミは図—54, 55 のとおりである。荷重 10t で床版下面中央部にキレツが発生し，19.8t で鉄筋が降伏を始めた。荷重 27t になつたころ 床版支持ゲタのタ



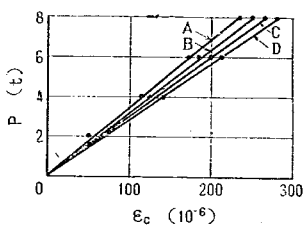
図—48　ヒズミ測定点



図—49　実測ヒズミ



図—50　実測ヒズミ

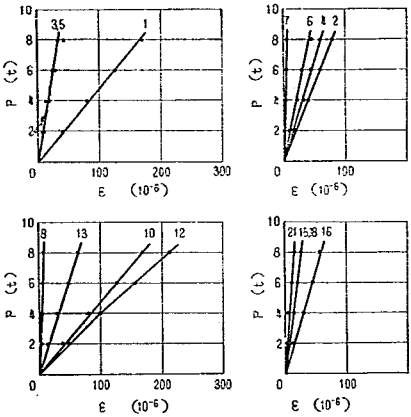


図—51　実測ヒズミ

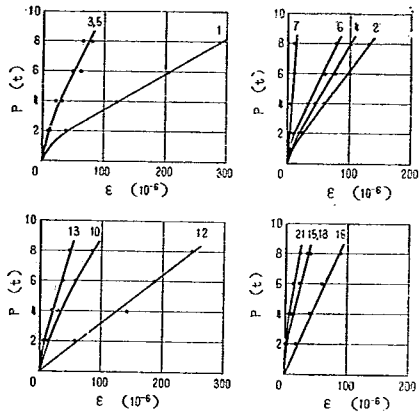
ワミが急激に増加し，床版の4隅がゲタから浮上り出したので，床版を破壊することができなかつたが実験を中止した。なお，破壊実験に使用した載荷板の大きさは，支間 1.92 m の床版に，設計用の自動車がのつた場合の，荷重分布面を 1/2 に縮尺して定めたものである。写真—5 は，床版下面のキレツ発生状態である。

（5）実験結果の考察

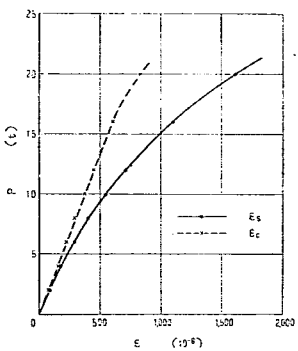
CC，DC，のキレツ，降伏，破壊強度の実測値と理論値を比較すれば表—22 のようになり，実測値と理論値が非常によくあつている。ここで理論値とは，このような近似式で求めた曲げ強度を，試験時の載荷状態に対する荷重に換算したものであり，床版の自重による曲げモーメントも考慮して計算した値である。



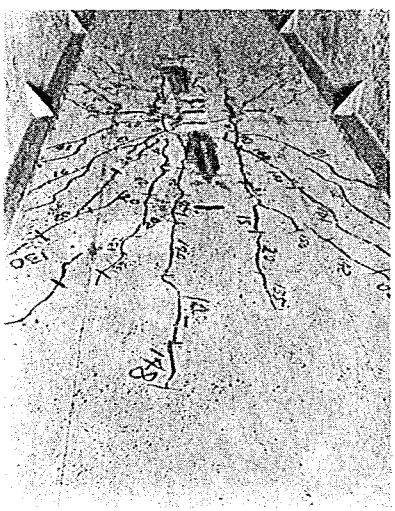
図—52 実測ヒズミ



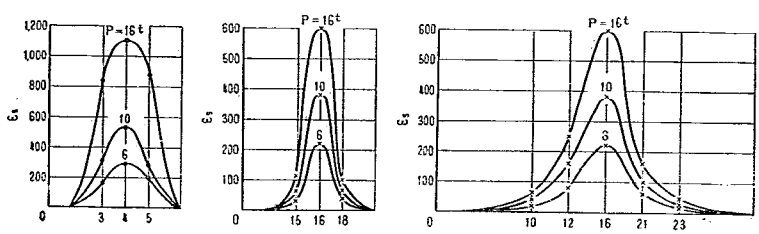
図—53 実測ヒズミ



図—54 実測ヒズミ



写真—5



図—55 実測ヒズミ

表—22

区分	キレツ強度 (kg)			降伏強度 (kg)			破壊強度 (kg)		
試験片	実測	理論	比	実測	理論	比	実測	理論	比
CC	3,750	3,880	97%	12,000	11,300	106%	13,000	12,000	108%
DC	3,050	3,000	102	7,500	7,950	94	9,000	8,900	101

(i) キレツ強度

$$M=0.28\,bh^2\sigma_{ct}+315\,A_S(2d-h)\left(\frac{d}{h}-0.167\right)$$

式中　M＝キレツ曲げモーメント (kg cm)
σ_{ct}＝コンクリートの引張強度 (kg/cm²)

(ii) 降伏強度

$$M=A_S\left(d-\frac{x}{3}\right)\sigma_{sy}$$

式中　M＝降伏曲げモーメント (kg cm)
σ_{sy}＝鉄筋の降伏強度 (kg/cm²)

(iii) 破壊強度

$$M=A_S\left(d-0.4\frac{A_S\sigma_{sy}}{b\ \sigma_{cc}}\right)\sigma_{sy}$$

式中　M＝破壊曲げモーメント (kg cm)
σ_{cc}＝コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)

次にCC，DC各床版について設計強度の実測降伏強度（これらの床版では鉄筋の降伏が床版の強度を支配しているので降伏強度を採用した。）に対する安全率を計算すれば表—23 のようになり，安全率はそれぞれ 2.9 および 2.6 となつている。

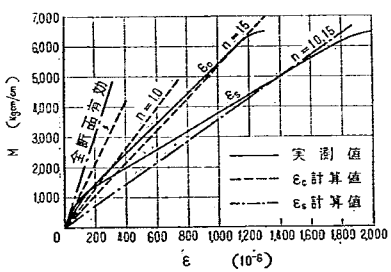
表—23

供試体	設計強度 ①	実測降伏強度 ②	②/①
CC	4,100kg	12,000kg	2.9
DC	2,900	7,500	2.6

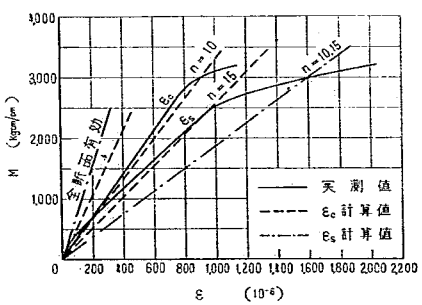
次に実測した荷重—ヒズミ曲線から，曲げモーメントヒズミ曲線を求めると図—56，57 のようになる。

鉄筋コンクリート構造物の応力度の正確な値を理論的に求めることは困難であり，作用している断面力を応力度あるいはヒズミの測定値から推定すると，相当の誤差を伴うおそれがある。そこで，ここでは，既知の曲げモーメント—ヒズミ曲線を利用して，実測したヒズミに対して断面力を推定する方法を採用することとし，この方法に対して図—56，57 を利用する。なお参考のため，コンクリートの全断面を有効とした場合およびコンクリートの引張強度を無視する慣用法によつて，n=10，15 とした場合の，ヒズミを計算してみると図—56，57 に示すようになり荷重の段階に応じコンクリート全断面を有効と考える計算法，n=10 の慣用計算法，n=15 の慣用計算法がその大体の値を示していることがわかる。

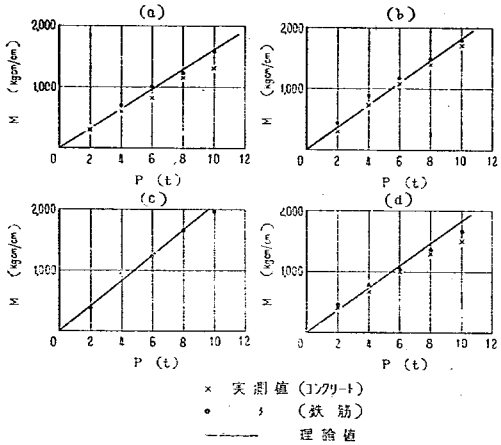
次に供試体ACの実験における図—41，42 と図—56 から床版中心の荷重—曲げモーメント図をつくると，図



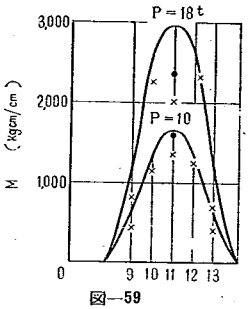
図—56



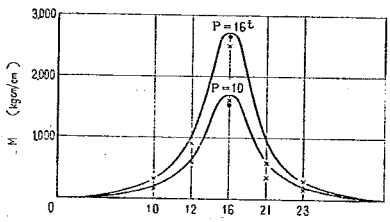
図—57



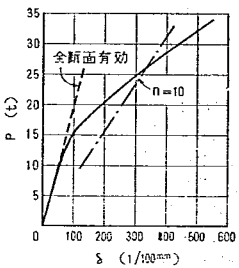
図—58



図—59



図—60



図—61

—58 のようになる。すなわち図—41, 42 からある荷重に対する実測ヒズミを求め，このヒズミに相当する曲げモーメントを図—56 から求めるのである。供試体ACの場合には，床版中心で床版の長さの方向（y 方向にも大きいヒズミ ε_y が生じており，実測ヒズミから断面力を求める場合には，この影響を考慮する必要があるが，図—58ではこれを無視している。したがつてコンクリートの実測ヒズミから求めた曲げモーメントは実際のものより幾分小さくなつている。以上の実測から求めた曲げモーメントと等方性弾性理論による理論値（式—1）を比較すると 図—58 および表—24, 25 のようである。表—24, 25 は荷重 10 t における理論値と実測値の比較であるが，実測値と理論値の比は，鉄筋の方で平均 95％，コンクリートの方で平均 86％となつており，理論と実際はよく一致している。

表—24

区分	α	β	モーメントの実測値	モーメントの理論値	実測値/理論値
			kgcm/cm	kgcm/cm	%
A	0.49	0.30	1,550	1,630	95
B	0.40	0.26	1,780	1,820	98
C	0.28	0.19	1,950	2,080	94
D	0.30	0.49	1,660	1,820	91

表—25

区分	モーメントの実測値	モーメントの理論値	実測値/理論値
	kgcm/cm	kgcm/cm	%
A	1,300	1,630	80
B	1,740	1,820	96
C	——	2,080	—
D	1,500	1,820	82

次に破壊実験の際の実測ヒズミ，図—44, 45 と図—56 から床版中心を通る短支間方向断面および長支間方向断面の曲げモーメント図をつくると，図—59, 60 のようになる。曲線で示したのは理論値であるが，コンクリートの ε_y を省略していることを念頭におけば，理論値と実測値はよくあつていることがわかる。なお図—44の実測ヒズミ中，中心（測定点 11）の値が両側のものより小さくなつているのは，床版のタワミが大きくなり，載荷

ブロックと床版の接触が悪くなつたためではないかと考えられる。

さて破壊実験の際の床版中心のタワミを次式で計算し，図—46(c) と比較すれば，図—61 のようになる。

$$(W)_{y=0}=\frac{2Pl^3}{\pi^4 N}\sum\frac{1}{m^4}\sin\frac{m\pi\xi}{l}\sin\frac{m\pi u}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}$$
$$\left[\frac{2}{m\tau}-\left(\frac{v}{l}+\frac{2}{m\tau}\right)exp\left(-\frac{m\pi v}{l}\right)\right]$$

なお上式中 N は版の曲げコワサを表わしているが鉄筋コンクリート床版の場合には応力状態によつて変化するので，ここでは，コンクリート全断面を有効とした場合および $n=10$ とした慣用法の場合について計算した。図—61 からわかるように荷重の小さい全断面有効とした理論値と実測値は非常によくあつており，荷重が増加するにつれて $n=10$ の理論値に近づいている。

供試体BCの実験について上記ACの場合と同様の方法で，床版中心の曲げモーメントの実測値と理論値を比較すれば図—62，表—26，27 のようになる。なおこの場合は ν の影響を考慮して ($\nu=0.15$ とした) 計算した。表—26，27 は荷重 8t における理論値と実測値の比較であるが，実測値と理論値の比は，鉄筋の方で平均 85%，コンクリートの方で平均 91% となつており，この場合も理論と実際はよく一致している。

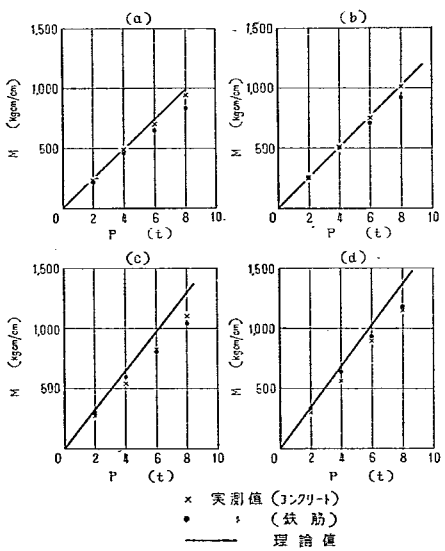
載荷点が中心から 60 cm の位置にある実験 E について，床版中心を通る短支間方向断面および長支間方向断面の曲げモーメント図を，図—52 からつくると，図—63，64 のようになる。これをみると長支間方向断面中では，理論値と実測値はよくあつているが，短支間方向断面中（特に測定点 11，13）では相当違いがある。これは床版の支間として，支持ゲタのフランジ幅を無視し，その中心間をとつて計算したことによるのではないかと思われる。

表—26

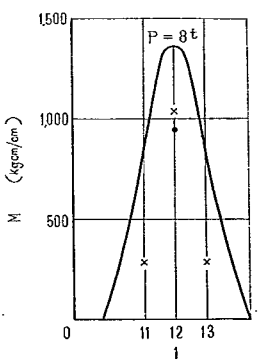
区分	α	β	モーメントの実測値	モーメントの理論値	実測値/理論値
			kgcm/cm	kgcm/cm	%
A	0.69	0.54	830	980	85
B	0.69	0.36	920	1,020	90
C	0.43	0.45	1,030	1,310	79
D	0.43	0.36	1,180	1,360	87

表—27

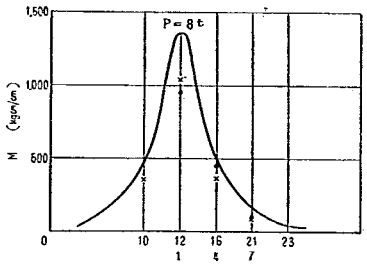
区分	モーメントの実測値	モーメントの理論値	実測値/理論値
	kgcm/cm	kgcm/cm	%
A	940	980	96
B	1,010	1,020	99
C	1,100	1,310	84
D	1,150	1,360	85



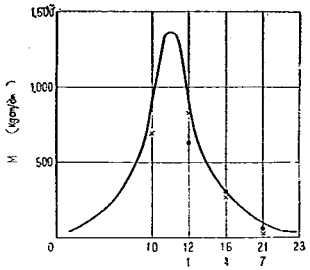
図—62



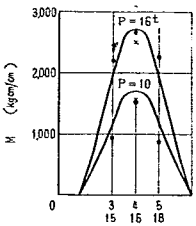
図—63



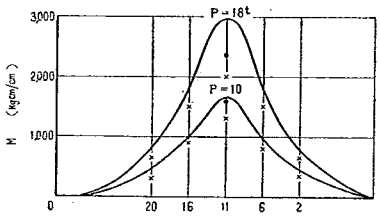
図—64



図—65



図—66



図—67

載荷点が中心から 90 cm の位置にある実験 F について床版中心を通る長支間方向断面の曲げモーメント図を図—53 からつくると図—65 のようになる。この場合も実測値と理論値はよくあつている。

破壊実験の際の実測ヒズミ，図—55 から床版中心を通る支間方向断面および長支間方向断面の曲げモーメント図をつくると図—66，67 のようになるが，実測値と理論値はこの場合もよくあつている。

次に，表—28 は実測強度と設計強度の比を示している。降伏強度に対する比は，ACの場合 3.20，BC の場合 3.96 で，表—23 に示した CC，DC，の場合のものより相当に大きくなつており，充分安全であることがわかる。

表—28

供試体	設計強度 ①	キレツ強度 ②	②/①	降伏強度 ②	③/①	破壊強度 ④	④/①
AC	10,000kg	15,000kg	1.50	32,000kg	3.20	>42,000kg	>4.20
BC	5,000	10,000	2.00	19,8000	3.96	>27,000	>5.40

表—29

区分 / 供試体	キレツ強度 (kg)			降伏強度 (kg)			破壊強度 (kg)		
	実測	理論	比	実測	理論	比	実測	理論	比
AC	15,000	11,900	126%	32,000	34,600	93%	>42,000	36,800	114%
BC	10,000	7,700	130	19,800	20,400	97	>27,000	22,800	119

なお参考のため，CC，DC のキレツ，降伏，破壊強度の理論値を求めた場合と同様にして，曲げ強度を求め，試験時の載荷状態に対する荷重に換算して床版のキレツ強度，降伏強度，破壊強度を求めると表—29 のようになる。これをみると，AC，BC，ともに，降伏強度については実測値と理論値はよくあつているが，キレツ，破壊強度は理論値にくらべて実測値がずつと大きい。実測値が理論値より大きいことは理論式として，ケタに対する近似公式を用いたことによる当然の結果であるが，降伏強度は実用上充分正確であると考えられることができるようである。

以上の実験結果を総合すると次のようになる。

表—30

版の区分	適用支間	主鉄筋の方向		摘要
		車両進行方向に直角	車両進行方向に平行	
単純版	$l \leqq 2$	$+\frac{0.25\,Pl}{0.7l+1}$	$+\frac{0.25\,Pl}{0.175l+1}$	+は支間曲げモーメントを −は支点曲げモーメントを示す。
	$2 > l > 4$	$+\frac{0.5\,P(l-1)}{l+0.4}$	$+\frac{0.25\,Pl}{1.35}$	
連続版	$l \leqq 2$	$\pm\frac{0.25\,Pl}{0.7l+1}$	$\pm\frac{0.2\,Pl}{0.175l+1}$	
	$2 < l \leqq 4$	$\pm\frac{0.4\,P(l-1)}{1+0.4}$	$\pm\frac{0.2\,Pl}{1.35}$	
片持版	$l \leqq 1$	$-\frac{Pl}{2l+0.4}$	$-\frac{Pl}{0.35l+1}$	
	$1 < l \leqq 2$		$-\frac{Pl}{1.35}$	

曲げモーメントの単位は　kg—m
l=床版の支間（m）
P=自動車1後輪の輪荷重（kg）

（i）　輪荷重の分布を前述のように仮定し等方性弾性理論によつて求めた曲げモーメントおよびタワミの理論値は，実測値とよくあつており，実用的理論値としては充分正確である。

（ii）　ここで提案した床版設計用実用公式によつて設計した床版は，充分な安全度をもつている。

9. むすび

鉄筋コンクリート床版の設計に関する理論的実験的研究の結果次のような結論をえた。

（i）　道路橋で普通に用いられる鉄筋コンクリート床版は，等方性弾性理論によつて設計すれば実用上十分である。

（ii）　道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計は次のような実用公式で行うことができる。

（a）　1方向版の曲げモーメント

床版を1方向として設計する場合T荷重（自動車荷重）による床版の単位幅（1m）当りの最大曲げモーメントは，表—30 に示す式で計算することができる。

（b）　2方向版の曲げモーメント

床版を2方向版として設計する場合，それぞれの支間方向のT荷重による曲げモーメントは表—31に示す式によつて計算することができる。

表—31

車輌進行方向に直角な支間の曲げモーメント	車輌進行方向に平行な支間の曲げモーメント
$M_x \frac{1}{1+\alpha^4}(1+0.4\alpha^4)$	$M_y \frac{\alpha^4}{1+\alpha^4}\left(1+0.2\frac{1}{\alpha^4}\right)$

M_x=車輌進行方向に直角方向の1方向版（単純版，連続版）としての曲げモーメント
M_y=車輌進行方向に平行方向の1方向版（単純版，連続版）としての曲げモーメント

$\alpha = \frac{\text{車輌進行方向に直角な支間}}{\text{車輌進行方向に平行な支間}}$　ただし　$0.5 < \alpha < 2$

M_x，M_y の計算に用いる l は常に短支間をとる。

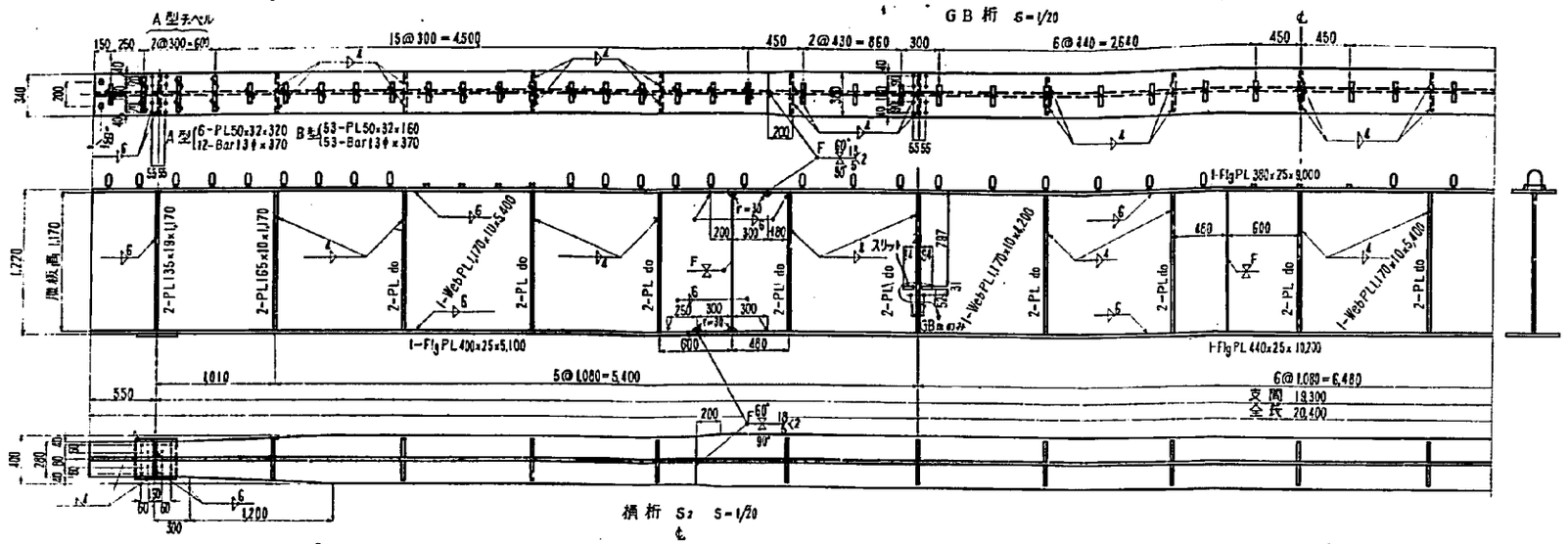
（iii）　上記の実用公式によつて設計した床版は充分な安全度をもつている。

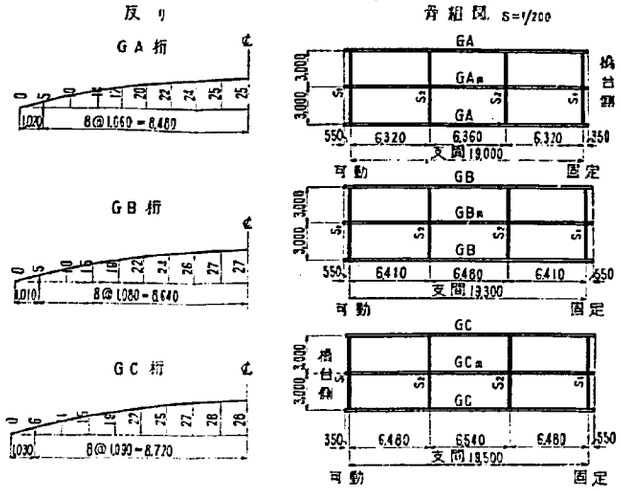
附　記

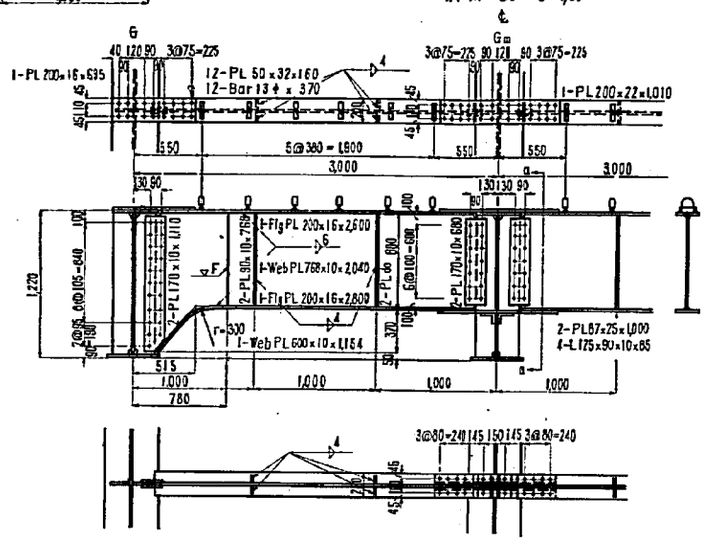
この研究に際して鋼道路橋示方書改正委員会の青木委員長および各委員並びに当所，材料研究室長山田技官の有益な御助言，関東地方建設局京浜工事事務所および東京鉄骨株式会社の御協力に対して感謝の意を表する。

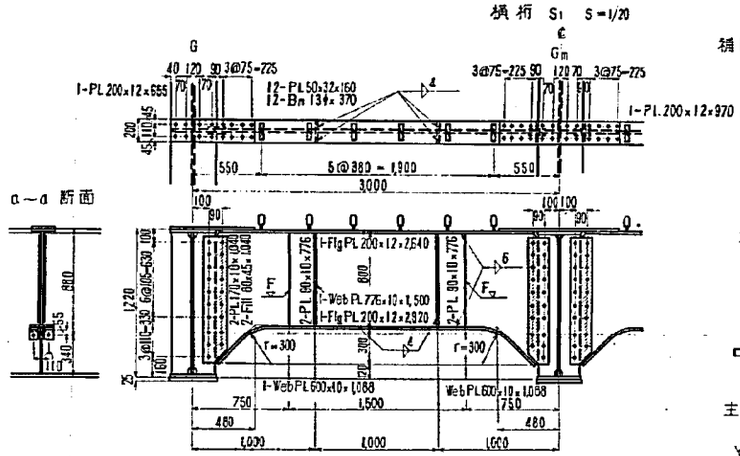
参考文献

1. H.M. Westergaard ; Computation of stresses in bridge slabs due to wheel loads, Public Roads, Mar. 1930
2. V. P. Jensen ; Solutions for certain rectangular slabs continuous over flexible supports, Univ. of Illinois Bulletin NO. 303.
3. N. M. Newmrk ; A Distribution procedure for the analysis of slabs continuous over flexible beams, Univ. of Illinois Bulletin No. 304.
4. V. P. Jensen ; Moments in simple span bridge slabs with stiffened edges, Univ. of Illinois Bulletin NO. 315.
5. F.E. Richart and R.W. Kluge ; Tests of reinforced concrete slabs subjected to concentrated loads. Univ. of Illinois Bulletin 314
6. N.M. Newmark, C.P. Siess, and R.R. Penman ; Studies of slab and beam highway bridges, Univ. of Illinois Bulletin 363.
7. F. Bleich ; Theorie und Berechnung der eiserne Brücken.
8. 斎藤義治，一木保夫，池田克己 ；鉄筋コンクリート床版の載荷試験並に之に基く設計示方，建設省土木研究所報告，59 号.
9. 斎藤義治，一木保夫，池田克己 ；鉄筋コンクリート片持版の載荷試験並に之に基く設計示方
10. 米沢 博 ；鉄筋コンクリート単純版の荷重分布有効幅に関する研究，土木学会誌 36—10
11. 成岡昌夫，米沢 博 ；鋼道路橋鉄筋コンクリート片持版の荷重分布有効幅に関する研究，土木学会誌 36—11
12. 成岡昌夫．米沢 博 ；鋼道路の鉄筋コンクリート連続版の設計用曲げモーメントについて，土木学会誌 36—12，37—1.
13. 成岡昌夫，米沢 博 ；鉄筋コンクリート単純版の剪断力に対する輪荷重の分布有効幅に関する研究，土木学会誌，37—4.
14. 米沢 博 ；鋼道路橋鉄筋コンクリート片持版の剪断力に対する荷重分布有効幅に関する研究，土木学会誌，37—5.
15. S. Timoshenko ; Theory of plate and shells.

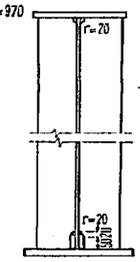




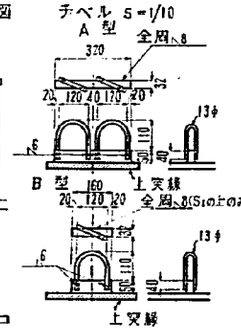




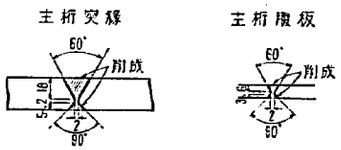
補剛材詳細図

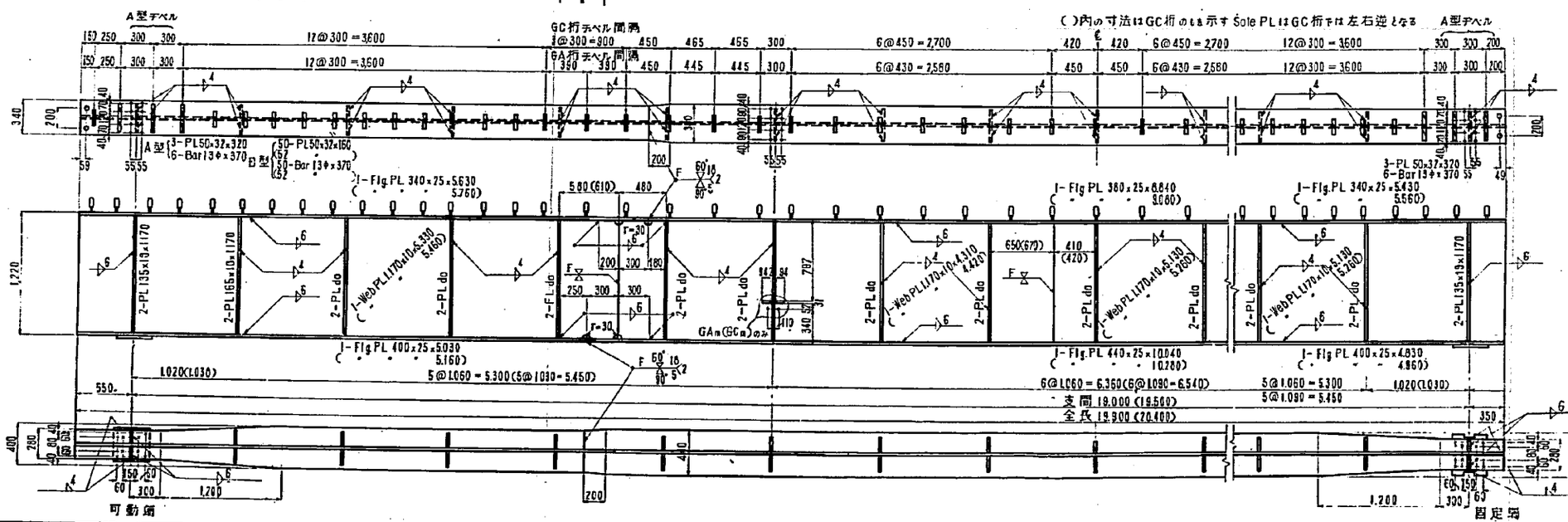


チｪﾍﾞﾙ S=1/10



X 接手詳細図

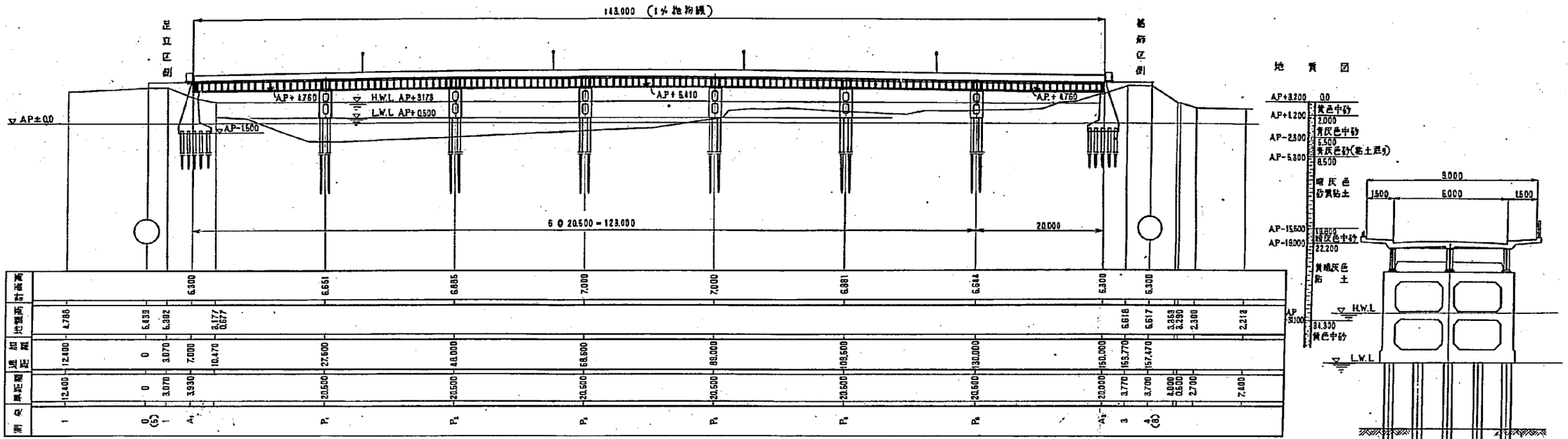




記号

- 工場溶接
- 現場溶接
- a 表側 / 裏側 連続平隅肉溶接
- a：脚長
- X 型衝合溶接
- F：仕上
- V 型衝合溶接
- ● 現場締メ力鉄22φ
- × 裏ﾏｻ鉄 22φ
- ○ 19φボルト孔

材質：主桁の突縁板及び腹板は高抗張力鋼
それ以外はSS41


143.000 (1ヶ所物揚)
AP±0.0
AP-1.500
AP+4.760
H.W.L AP+3.173
L.W.L AP+0.500
AP+5.810
AP+4.760
6 @ 20.500 = 123.000
20.000
地質図
AP+3.200 0.0
黄色中砂
AP+1.200 2.000
青灰色中砂
AP-2.300 5.500
青灰色砂(粘土混り)
AP-5.300 8.500
暗灰色砂質粘土
AP-15.500
AP-19.000
暗灰色中砂
22.200
黄褐灰色粘土
H.W.L
34.300
黄色中砂
L.W.L
9.000
1.500
6.000
1.500
地盤高
地質断面
基礎形式
基礎底面
測点
6.300
6.651
6.895
7.000
7.000
6.881
6.644
6.300
6.300
4.785
5.639
5.302
3.177
0.677
5.618
5.617
3.953
3.290
2.300
2.213
12.400
0
3.070
7.000
10.470
27.600
48.000
68.600
88.000
108.500
130.000
150.000
163.770
157.470
12.400
0
3.070
3.930
20.500
20.500
20.500
20.500
20.500
20.000
3.770
3.700
4.000
0.500
2.700
7.400
1
0 (G)
1
A1
P1
P2
P3
P4
P5
P6
A2
3
4 (G)
中
川
(NO.5)
(NO.6)
試掘箇所
1500
6000
1500
予加仕様
9000
凡例
水面及び上部分

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction.

Vol. 97, October 1957.

CONTENTS

S. Tanifuji, T. Ogawa : An Experimental Study on Snow Drift Control (3)
——Higzhway maintenance in snowy districts—— ……(1)
M. Kaneko, S. Tanifuji, T. Yamada : On the iuvestigation of passing distauce……(27)
H. Kikkwa, K. Ashida, T. Baba : Study on hydraulic charactero around sluice (1)
——Functional desigu of Gyotoku Swice in the Edo River——……(39)
Y. Mura, T. Takada, R. Iida : Experiment Study on Stresses in Arch Dams
——Structural Model Study for Narugo Arch Dam—— ……(65)
Y. Tahara. T. Ikeda : On the designing methods for the
reinforced concrete slab of highway bridge ……(101)