抄　　　　録

第27卷第6號　昭和16年6月

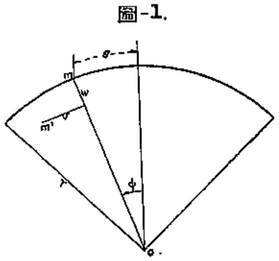
應　用　力　學

(68) 厚さの薄い圓形拱の挫屈に就て

(J. Ratzersdorfer, "The Buckling of a Thin Circular Arch." Engineering, Oct. 11 1940. p. 284～285.　岡　正義　抄)

中心線が半徑 r なる圓弧をなす厚さの薄い曲り梁を考へよう。此の梁に單位長について p なる等布壓力が作用する時，拱の接線方向に於ける力 $P=pr$ によつて拱は等布壓力と釣合つてゐる。しかし p が或る値以上になると縱方向の壓力の外に撓みが起る。壓力 p の方向は變形の際に變らぬといふ假定と關聯してその平面內に於ける中立軸の彎曲の場合を考へよう。

圖-1.



彎曲方程式と釣合に對する諸條件

圖-1 に示す如く，中心角 ϕ なる中心線上の一點 m は彎曲に依つて m′ になる。半徑方向の變位は w で，接線方向の變位は v である。

長さが不變なる故

$$w=\frac{dv}{d\phi}$$

彈性方程式は　$M=\frac{EI}{r^2}\left(\frac{dv}{d\phi}+\frac{d^3v}{d\phi^3}\right)$

玆に EI は最初の曲率に於ける梁の剛性率である。變形された軸の曲率を ρ とすれば

圖-2.

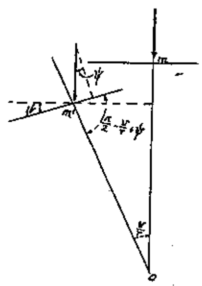
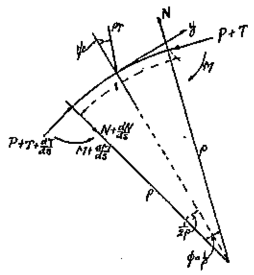


圖-3.



$$\frac{1}{\rho}=\frac{1}{r}+\frac{1}{r^2}\left(\frac{dv}{d\phi}+\frac{d^3v}{d\phi^3}\right)$$

圓弧上の接線の回轉は回轉角を ψ とすれば

$$\psi=\frac{v}{r}+\frac{1}{r}\frac{d^2v}{d\phi^2}$$

圖-2 に於て　　$\angle Mom'=\frac{v}{r}$

新らしい弧の接線と om' とのなす角は $\frac{\pi}{2}-\left(\frac{v}{r}-4\right)$ である。圖-2 及 圖-3 に於て，單位長の軸の部分を考へ x 軸及 y 軸に關する力と力率の釣合を考へ，二次以上の無限小を無視し，小角の餘弦を 1 とし，角の正弦を角の大きさに等しくおくとき，次の方程式が成立する。

$$\frac{dN}{ds}+p-(P+T)\frac{1}{\rho}=0 \quad \cdots\cdots(1)$$

$$\frac{dT}{ds}+N\frac{1}{\rho}-p\psi=0 \quad \cdots\cdots(2)$$

$$\frac{dM}{ds}+N=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

(1) 式を微分し，$\frac{1}{\rho}=K$ と置き，$P=pr$ なる故

$$\frac{d^2N}{ds^2}-(pr+T)\frac{dK}{ds}-K\frac{dT}{ds}=0 \quad \cdots\cdots(4)$$

$$pr+T=\frac{1}{K}\left(p+\frac{dN}{ds}\right),\quad \frac{dT}{ds}=-KN+p\left(\frac{v}{r}+v\frac{d^2v}{ds^2}\right)$$

$$N=-\frac{dM}{ds}=-EI\frac{dK}{ds}$$

以上の式より次の微分方程式を得る。

$$\frac{d^3K}{ds^3}+\frac{dK}{ds}\left(K^2+\frac{p}{EIK}\right)+\frac{K}{EI}p\left(\frac{v}{r}+v\frac{d^2v}{ds^2}\right)=\frac{1}{K}\frac{dK}{ds}\cdot\frac{d^2K}{ds^2}$$

K に對して $\frac{1}{r}+\frac{1}{r}\frac{dv}{ds}+r\frac{d^3v}{ds^3}$ を代入し，二次以上の項を無視すれば

$$\frac{d^6v}{ds^6}+\frac{1}{r^2}\left(2+\frac{pr^3}{EI}\right)\frac{d^4v}{ds^4}+\frac{1}{r^4}\left(1+2\frac{pr^3}{EI}\right)\frac{d^2v}{ds^2}+\frac{pr^3}{EI}\frac{v}{r^6}=0$$

$\frac{pr^2}{EI}=z^2$ と置き，一般解を求むれば

$$v=c_1\sin\frac{s}{r}+c_2\frac{s}{r}\cos\frac{s}{r}+c_3\sin\frac{s}{r}z+c_4\cos\frac{s}{r}+c_5\frac{s}{r}\sin\frac{s}{r}+c_6\cos\frac{s}{r}z$$

6 つの積分常數 c は境界條件から決定される。

兩端鉸の圓形拱

兩端では變位及彎曲率は 0 である。圓形の中心線の長さ $s=2b$ とし，棒の中央に座標軸の原點をとれば，境界條件は次の如くなる。

$$s=\pm b,\quad v=0,\quad w=\frac{dv}{d\phi}=0,\quad M=\frac{d^3v}{d\phi^3}=0$$

$\frac{b}{r}\equiv\alpha$ とおけば，次の 6 式が成立する。

$$0=c_1\sin\alpha+c_2\alpha\cos\alpha+c_3\sin z\alpha+c_4\cos\alpha+c_5\alpha\sin\alpha+c_6\cos z\alpha$$
$$0=-c_1\sin\alpha-c_2\alpha\cos\alpha-c_3\sin z\alpha+c_4\cos\alpha+c_5\alpha\sin\alpha+c_6\cos z\alpha$$
$$0=c_1\cos\alpha+c_2(\cos\alpha-\alpha\sin\alpha)+c_3z\cos z\alpha-c_4\sin\alpha+c_5(\sin\alpha+\alpha\cos\alpha)-c_6z\sin z\alpha$$
$$0=c_1\cos\alpha+c_2(\cos\alpha-\alpha\sin\alpha)+c_3z\cos z\alpha+c_4\sin\alpha-c_5(\sin\alpha+\alpha\cos\alpha)+c_6z\sin z\alpha$$
$$0=-c_1\cos\alpha+c_2(\alpha\sin\alpha-3\cos\alpha)-c_3z^3\cos z\alpha+c_4\sin\alpha-c_5(\alpha\cos\alpha+3\sin\alpha)+c_6z^3\sin z\alpha$$
$$0=-c_1\cos\alpha+c_2(\alpha\sin\alpha-3\cos\alpha)-c_3z^3\cos z\alpha-c_4\sin\alpha+c_6(\alpha\cos\alpha+3\sin\alpha)-c_6z^3\sin z\alpha$$

以上の式より次の 6 式が成立する。

$$0=c_1\sin\alpha+c_2\alpha\cos\alpha+c_3\sin z\alpha$$
$$0=c_1\cos\alpha+c_2(\cos\alpha-\alpha\sin\alpha)+c_3z\cos z\alpha$$
$$0=c_1\cos\alpha-c_2(\alpha\sin\alpha-3\cos\alpha)+c_3z^3\cos z\alpha$$
$$0=c_4\cos\alpha+c_5\alpha\sin\alpha+c_6\cos z\alpha$$
$$0=c_4\sin\alpha-c_5(\sin\alpha+\alpha\cos\alpha)+c_6z\sin z\alpha$$
$$0=c_4\sin\alpha-c_6(\alpha\cos\alpha+3\sin\alpha)+c_6z^3\sin z\alpha$$

挫屈條件は 3 つの行列式の條件に歸すであろう。

$$z(z^2-3)\sin 2\alpha+2z(z^2-1)\alpha+4\cot z\alpha\sin^2\alpha=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

$$z(z^2-3)\sin 2\alpha-2z(z^2-1)\alpha+4\tan z\alpha\cos^2\alpha=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

係數 z の 1 以上の最小値を決定し，是より危險壓力 p_k が與へられる。根 $z=1$ は $M=0$ になり，曲らないで平衡を保つ。α の種々の値に對する危險壓力 p_k は次の如く表はされる。

$\alpha=\frac{b}{r}$	30度	60度	90度	120度	150度	180度
$p_k=\frac{r^3}{EI}$	35.94	8.73	3.27	5.01	3.02	1.72

最初の 3 つの角に對する解は (6) 式によつて決定され，最後の角に對しては (5) 式によつて決定される。

兩端埋込の圓形拱

兩端の變形及び廻轉角は 0 で拱の長さは $2b$ であり，次の境界條件がある。

$$s=\pm b,\quad v=0,\quad w=\frac{dv}{d\phi}=0,\quad \psi=\frac{d^2v}{d\phi^2}=0$$

上述の場合と同樣にして挫屈の條件式は次の如くなる。

$$(z^2+1)\sin 2\alpha+2\alpha(z^2-1)-4z\tan z\alpha\cos^2\alpha=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

$$(z^2+1)\sin 2\alpha-2(z^2-1)\alpha-4z\cot z\alpha\sin^2\alpha=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

$\alpha=\frac{b}{r}$	30度	60度	90度	120度	150度	180度
$p_k=\frac{r^3}{EI}$	74.95	19.59	9.0	4.63	1.99	4.0

(8) 式の α を $\alpha=\pi$ として p_k は算出され，(7) 式の他の角に對して見出される。

完全圓形輪

圓形輪に於て變位 v は 2π の週期を有する s/r の週期函數である。v を消去する爲に c_2 と c_5 を消去せねばならぬ。そして $z=0, 1, 2,$ 等を値をとる。根 $z=0$ では $p=0$ であり，$z=1$ は撓みを伴はない變位の場合である。何となれば彎曲率 M が 0 になるからである。危險壓力は次の式によつて $z=2$ のときに生ずる。

$$p_k=\frac{4EI}{r^3}$$

兩端埋込の拱に對しては $\alpha=\pi$ であるから上式が出來る。長さの變化しない變形に際しては外力の方向が變化しないといふ假說に基いて，正多角形の輪から出發して吾々が此の解に達することは興味あることである。

全長 L の正 n 邊形に各邊等しく壓力が作用する時梁に於ける危險荷重は $n=3$ のときは $p_k=13.6\frac{\pi^2EI}{L^2}$ で決められ，

$n>3$ のときは $p_k=16\frac{\pi^2 EI}{L^2}$ で決められる。

$L=2\pi r$ なる圓形輪に對して $P_k=p_k r$ であり，

$$p_k=4\frac{EI}{r^3}$$

となり。上述の結果と正確に一致する。

Mr. Levy の有名な公式 $p_k=3\frac{EI}{r^3}$ は變形した軸の方向に常に垂直な靜水壓に對して與へられる。

E. L. Nicolai の $p_k=4, 5. \frac{EI}{r^3}$ によれば均等に分布した外力は常に拱の中心の方向に働いてゐるといふ假說を生ずるのである。

(69)　定點係數の決定に關する圖表

(F. Bäumelt, "Tafeln zur Bestimung der Rahmenkonstanten bei der Festpunktmethode." Der Bauingenieur, 20. Okt. 1940. Heft 39/40, S. 309.　伊地知 堅 一 抄)

定點法は明快にして簡單であるとして非常に多く用ひられてゐる。多くの荷重を有する場合には Croß の方法よりも便利で迅速に用ひることが出來る。

定點法で計算する場合には定點係數を知らねばならない。その定點係數決定を容易ならしめるのがこの圖表である。但部材が等斷面なる場合に限り用ひられる。

定點係數の決定には定點距離に關する Suter 氏の 7 式より出發する (Suter, E: Die Methode der Festpunkt, I. Bd. S. 421 Berlin 1932)。

$$a=\frac{l\cdot\beta}{\alpha^a+\varepsilon^a}$$

但 β :　$M_a=1$ なる場合の單純梁 B 端の回轉角

α^a :　$M_a=1, M_b=1$ なる場合の單純梁 A 端の回轉角

ε^a :　半固定端に $M=1$ を加へた場合の回轉角

又定點距離の代りに直接に

$$\lambda^a=\frac{a}{l-a}\quad \text{又は}\quad \lambda^b=\frac{b}{l-b}$$

の關係を用ひるのが便利である。この定點係數より固定モーメントの計算が出來る。

斷面二次モーメント J の一定なる部材については $(\alpha^a=3\beta)$

$$\lambda^a=\frac{\beta}{2\beta+\varepsilon^a}$$

となる。

$\beta=\frac{l}{6EJ}$ にて $\frac{1}{6E}$ を省略して $\beta=\frac{l}{J}$ とすれば

$$\lambda^a=\frac{l/J}{2\frac{l}{J}+\varepsilon^a}$$

又 $\frac{J}{l}=K=\frac{1}{6E\beta}$ の關係を入れれば

$$\lambda^a=\frac{1}{2+K\varepsilon^a}$$

さらに $\varepsilon^a=\frac{1}{\delta}$ とすれば

$$\lambda^a=\frac{1}{2+K\frac{1}{\delta}}$$

圖-4 はこの關係を示すものである。

$\varepsilon=\frac{1}{\delta}$ の計算には τ に關する Suter 氏の式を變化する。但 τ は $M=1$ を加へた場合の部材端の回轉角である。$J=$Const. なる時

$$\tau=\beta(2-\lambda)=\frac{l}{J}(2-\lambda)$$

圖-4.

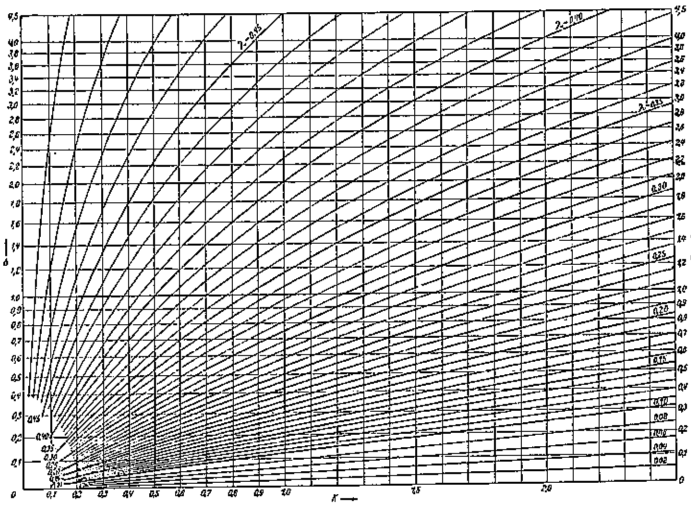
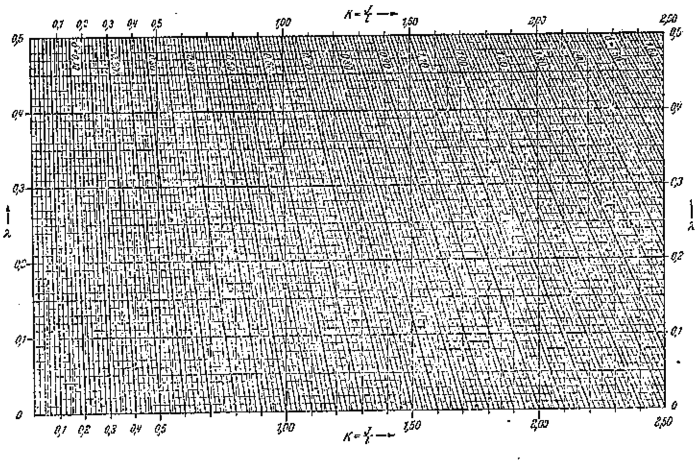


圖-5.



$$\delta=\frac{1}{\tau}=\frac{J}{l(2-\lambda)}=\frac{K}{2-\lambda}$$

圖-5 はこの關係を示す多數部材の全回轉角は

$$\left(\tau_{1,2,3,\cdots n}=\frac{1}{1/\tau_1+1/\tau_2+1/\tau_3+\cdots\cdots+1/\tau_n}\ \text{Suter 式}\right)$$

$$\delta_{1,2,3\cdots n}=\delta_1+\delta_2+\delta_3+\cdots\cdots+\delta_n\left(=\frac{1}{\varepsilon}\right)$$

各部材に對する分配率は

$$\mu_{1-n}=\frac{\tau_{1,2,3,\cdots n}}{\tau_n}=\frac{\delta_n}{\delta_{1,2,3,\cdots n}}$$

定點係數を求めるには部材剛度を K 求めることにより簡單になる。しかれば圖-5 より δ が得られる。各部材の δ を全部加へれば圖-4 より定點係數が得られる。

連續構に關しては簡單に定點常數が求まるから圖表なしに計算出來る。λ については

$$\lambda_n^a=\frac{l_n/J_n}{2\frac{l_n}{J_n}+\frac{l_{n-1}}{J_{n-1}}(2-\lambda^a_{n-1})}$$

$$=\frac{1}{2+\frac{K_n}{K_{n-1}}(2-\lambda^a_{n-1})}$$

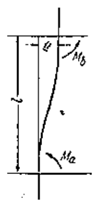
全部の斷面が一定なる場合には

$$\lambda^a_n=\frac{1}{2+\frac{l_{n-1}}{l_n}(2-\lambda^a_{n-1})}$$

結合點の位置の狂はないラーメンの場合には定點係數，分配率を求め，全構に傳播すべき固定モーメントを求める。結合點の各部材の固定モーメントの總和がその點の全モーメントとなる。

結合點の變移の起るラーメンでは計算により變移量を求めねばならない。そしてそのために起るモーメントを加算するのである。加算すべきモーメント M_a, M_b の大きさは部材の回轉角に從つてゐる。今變移量を ρ とすれば回轉角は ρ/l である (圖-6)。然るとき次の關係がある。

圖-6.



$$\frac{l}{\rho}+M_a(\alpha_a-\varepsilon^a)+M_b\cdot\beta=0$$

$$\frac{l}{\rho}+M_b(\alpha_b-\varepsilon^b)+M_a\cdot\beta=0$$

これより

$$M_a=M_b\frac{\alpha_b-\varepsilon^b-\beta}{\alpha_a-\varepsilon^a-\beta}$$

又 $M_a=-\frac{\beta}{\alpha_a-\varepsilon^a}M_b$: $\frac{M_a}{M_b}=\lambda^a$

故に

$$\alpha_a-\varepsilon^a=-\frac{\beta}{\lambda^a}$$

$$\alpha_b-\varepsilon^b=-\frac{\beta}{\lambda^b}$$

第一式より $M_b=\frac{\rho(\lambda^b+\lambda^a\lambda^b)}{l\cdot\beta(1-\lambda^a\lambda^b)}$

$J=$Const. なる部材に對しては

$$M_a=\frac{6EJ\cdot\rho\cdot(\lambda^a+\lambda^a\lambda^b)}{l^2(1-\lambda^a\lambda^b)}=k(\lambda^a+\lambda^a\lambda^b):$$

$$k=\frac{6EJ\cdot\rho}{l^2(1-\lambda^a\lambda^b)}$$

變移量の代りにそれに相當するモーメントの大きさを用ひるのである。

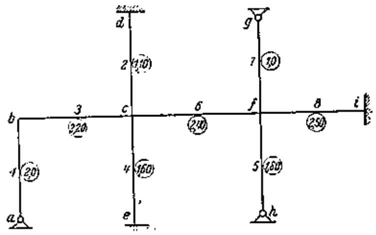
$$M_a=\frac{K\cdot\rho(\lambda^a+\lambda^a\lambda^b)}{l(1-\lambda^a\lambda^b)}$$

$$M_b=\frac{K\cdot\rho(\lambda^b-\lambda^a\lambda^b)}{l(1-\lambda^a\lambda^b)}$$

計算例

圖-7 の如き構の定點係數の計算を示す。圖中丸印は部材剛度 K の値である。圖-5 より δ, 圖-4 より λ を求むれば

圖-7.



$\delta_1^b=1.00$		$\lambda_3^b=0.238$
$\delta_3^c=1.25$		
$\delta_4^c=1.07$		
$\delta_2^c=0.733$	$\delta^c_{2,3,4}=3.05$	$\lambda_6^c=0.359$
$\delta_6^f=1.46$		
$\delta_7^f=0.50$		
$\delta_5^f=0.90$	$\delta^f_{5,6,7}=2.86$	$\lambda_8^f=0.348$
$\delta_8^f=1.67$	$\delta^f_{5,7,8}=3.07$	$\lambda_6^f=0.360$

分配率は

$$\mu^c_{6-2}=\frac{0.73}{3.05}=0.24$$

$$\mu^c_{6-3}=\frac{1.25}{3.05}=0.41$$

$$\mu^c_{6-4}=\frac{1.07}{3.05}=0.35(=1-\mu^c_{6-3}-\mu^c_{6-2})\quad \text{等}$$

例へば 6 部材に荷重項 $\mathfrak{S}=\mathfrak{N}=5\,000$ kg-m なる等分布荷重を與へれば

$$X_6^c=-0.359\times5\,000\frac{1-0.360}{1-0.359\times0.360}=-1\,320\ \text{kg-m}$$

分配率 μ^c_{6-3} により

$$X_3^c=-1\,320\times0.41=-540\ \text{kg-m}$$

又 $X_3^b=+0.238\times540=129$ kg-m

……………………………… 等

水　　理

(70) 流速測定用木製フロートに關する實驗

(S. A. Jegorow, USSR (ソヴエット), "Versuche über den der Wasserströmung voreilenden Baumstamm." Wasserkr. u. Wasserwirtsch., 15. Jan. 1941, S. 17～22.　永井莊七郎 抄)

比重が1よりも小なる固體を流水面に置くと,流水よりも大なる速度を以て流れることは古くから知られてゐた。此の現象に對する2,3の假定の内で先づ第一の,基本的な假定は du Buat の説である。

流水面に置かれた物體は先づ流水と同一の速度を得る。流水には水面勾配が在るから,物體は自重に依り勾配の方向に滑動する。然る際物體の周圍の液體に依り摩擦抵抗がある。

此の相對運動の抵抗と流れの方向への物體の自重の分力とは相等しい。而して其の抵抗は相對速度の自乗に比例する。即ち

$$GJ=\zeta\frac{\gamma}{g}Fu^2$$

茲に G は物體の重量, J は流れの勾配, u は流水に對して等速運動をなす物體の相對速度, ζ は物體の大さ及形狀に依る抵抗係數, γ は流體の比重, F は浮體の最大斷面である。從て

$$u=\sqrt{\frac{GJg}{\zeta\gamma F}}$$

此の問題を解く爲實驗室に於て,液體として水を用ひ,木製フロートに就て實驗を行つた。但し直線流の場合である。

次の5つの種類の實驗を行つた。

(1) 豫備實驗, (2) 同一質量で形の異る木製フロートの相對速度と勾配及表面流速との關係, (3) フロートの形狀抵抗の決定, (4) 流速を一定にした場合の相對速度と勾配との關係及び勾配を一定にした時の相對速度と流速との關係, (5) 相對速度とフロートの質量との關係

(1) 第一の豫備實驗には幅 1.1 m, 深さ約 0.5 m, 長さ 24 m の矩形開水路を用ひ,模型フロートは長さ 0.75～3.00 m, 直徑 0.05～0.20 m で,形狀及表面の粗度を種々に變じた。此の實驗から先づ第一に次のことが判つた。フロートを流水面に初速度零で置くと,フロートは徐々に速度を增大して流速に達し,而る後更に流速よりも速度が大となり,遂に流水に對して一定の相對速度を持つた等速運動を續ける。然るに球形のフロートでは速度は流速よりも小である。之は球は水平軸及垂直軸の周りに激しく回轉する爲に勢力を消耗し,前進運動が減退する故である。此の事は流速測定用フロートの形狀撰定する際に考慮す可きである。

大さ從て質量の小なるフロートは速かに等速運動に達し,從て等速運動の相對速度も小である。フロートの質量が增大すると共に相對速度も增大し,又フロートの表面粗度が增すと相對速度は減少する。

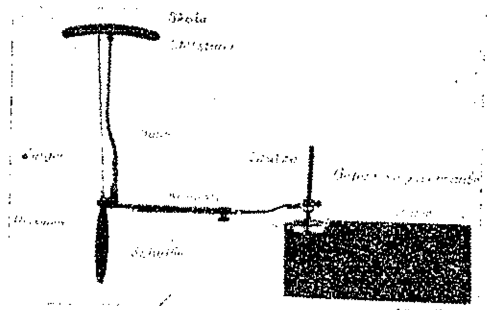
フロートは長さを流れの方向に向けた方が安定である。之は河の幅方向の流速分布が不均一であるからである。又フロートの長さを流れに向けた時の抵抗が横に流した時よりも小である。フロートの元口を下流に向けた時の方が,末口を下流にした時よりも安定である。

矩形水路では直線的な流れが得難いので深さ約 0.4 m の三角形水路 (定角＝∠R) を作り,水路長を 27 m に延長し,下部に設備したるジヤツキに依り,水路の勾配を種々に變じた。

フロートの速度は秒測計及鋼尺により,流速は流速計或はピトー管等に依り測定し,兩速度の差より相對速度を求めたが,此の方法では兩絶對速度の測定誤差が相對速度と餘り相違しない缺點があつたので,次の如き測定裝置を使用することとした。

A. A. Narkewitsch は直接相對速度を測る圖-8の如き裝置を考案した。模型フロートの一端に圓形の支へが打着けられ,その支への上に承 (Konsole) が來てゐて,承は左右に動き得るのみならず上下の方向にも位置を變へ得る。又その長さをも變へることが出來る。承の端の三角形プリズム型支への上に圓板が掛けられ,その直徑はフロートの直徑に等しい。圓板の他端には指針が附いてゐて,水平に對する圓板の傾斜角を,圓形目盛盤上に指示する如くなつてゐる。水中に於ける承の位置は,圓板の深さがフロートの深さに等しくなる樣に定め,流れのない時には圓板はフロート軸に直角である。流速がフロートの速度より大なる時は圓板は垂直

圖-8. フロートの相對速度測定裝置



の位置から前方に傾斜し,フロートの速度が流速より大なる時は後方に傾斜する。種々なる相對速度に對して同程度の測定精度を得るには,圓板の重さを種々に變へなければならぬ。

Kutschinskaja 實驗所に於て,凡ての種類の圓板に對して,圓板の傾斜角と相對速度との關係が檢定された。圖-9は靜水中に於ける檢定に依り得られた曲線を示す。渦流中に於ては相當傾斜角は恐らくより大であ

らうが,流水中に於ける検定が困難なると,相對速度測定の精度が低くなる爲に,流水中の檢定は行はなかつた。

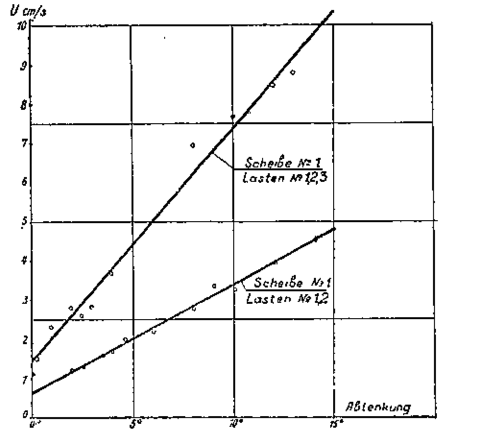
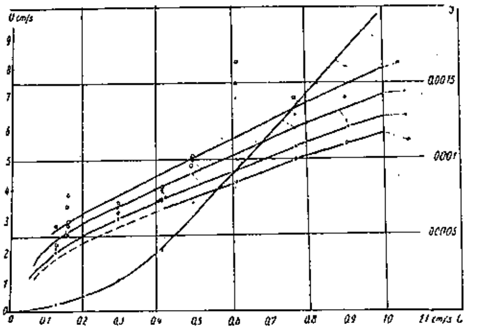


圖-9. 相對速度と傾斜角との檢定曲線

實驗の結果,相對速度 u[cm/sec] と表面流速 c[m/sec] との關係は 圖-10 の如くである。

圖-10. 相對速度と表面流速との關係

・ 圓壔形フロート,　× 薬卷形フロート
□ 先端が厚い圓錐形フロート
◇ 先端が薄い圓錐形フロート
+ C と J との曲線



使用された模型フロートは圖-11 の如きもので, a) 圓壔形フロート, 長さ 75 cm, 直徑 8 cm, 重量 2 420 gr, b) 半圓錐形, 長さ 75 cm, 直徑厚い方 8 cm, 薄い方 7 cm, 重量 2 500 gr, c) 薬卷形,長さ 75 cm, 直徑 8 cm, 重量 2 260 gr である。

圖-11. 模型フロート

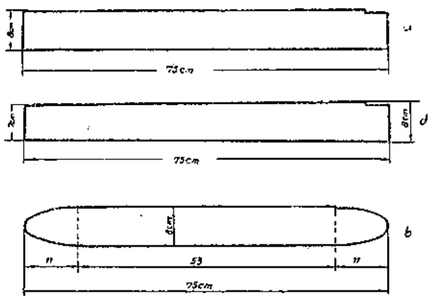


圖-10 より, 1) 相對速度は流速と拋物線的關係にある。 2) 根部が下流側にあるフロートが流水に對する抵抗は最小である。之はフロートの背後に形成される渦卷の範圍が最小であるからである。薬卷形も抵抗が小さい。

圖-12. 相對速度 u とフロート及水の絶對速度 v 及 c との關係

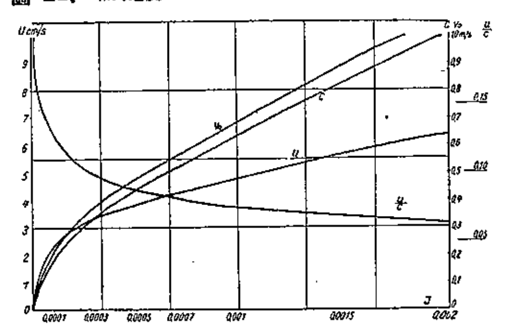


圖-12 は圓壔形フロートの相對速度 u [cm/sec] と勾配 J との關係を示す。圖中 c は水面流速, v は圓壔形フロートの絶對速度である。

幅 0.7 m, 深 0.4 m の硝子壁矩形水路に於て, 直徑 8 cm, 長さ 75 cm の圓壔形フロートに就て, 形狀抵抗を測定した。抵抗 R は

$$R=\zeta\frac{\gamma}{g}Fu^2$$

より抵抗係數 ζ を計算すると次の如くである。

u=4.2 cm/sec の時	R=4.7 gr	ζ=0.60
7.3 　〃	1.3	0.56
11.2 　〃	2.3	0.46
15.6 　〃	4.7	0.47
22.0 　〃	9 3	0 48
33.7 　〃	23.2	0.51

ζ の値は平均 0.5 で, 他の人の實驗結果と良く一致してゐる。

水路壁の粗度を種々に變じて, 圓壔形フロートに就て, 相對速度 u と勾配 J との關係を求めた。圖-13 は之を示す。壁の面は木製水路に細い目の網を張り, 更にその上に太い目の網を張つて粗度を變へた。

圖-13. 相對速度 u と勾配 J との關係

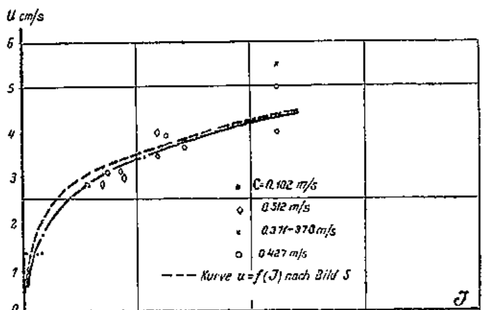


圖-13 より, フロートの等速運動に於ける相對速度は勾配にのみ關係し, 流水の絶對速度には無關係である。

次に相對速度とフロートの重量との關係を調べる爲に形狀抵抗の同一なる 3 種のフロート, 1) 長さ 75 cm, 2420 gr, 2) 56 cm, 1 800 gr, 3) 37.5 cm, 1 180 gr に就

て，三角形木製水路に於て，勾配及流速を 3 種に變じて實驗した。圖-14 はフロート重量 G と相對速度 u との關係を示す。圖より相對速度は重量の平方根に比例することが判る。今絶對流速 $C=0.2$m/sec 及 $C=0.5$m/sec の時の相對速度 u の計算値及實測値を比較すると 表-1 の如くである。

圖-14.

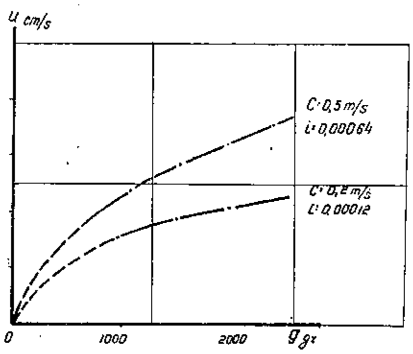


表-1.

		$G=$	1 000 gr	1 500gr	2 000 gr	2 500 gr
$C=0.2$ m/sec	實測値	$u=$	0.016	0.019	0.021	0.023
	計算値	$u=$	0.015	0.018	0.021	0.023
$C=0.5$ m/sec	實測値	$u=$	0.0235	0.0285	0.033	0.037
	計算値	$u=$	0.0235	0.0286	0.033	0.037

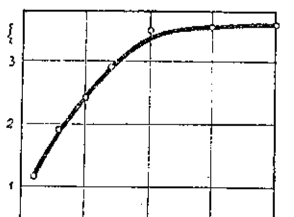
但し $u=K\sqrt{G}$ にて計算し，$G=2\,000$ gr で $u=0.021$ m/sec 及 $u=0.033$ m/sec にて，實測値に合はせたものである。

次表及 圖-15 に於て，抵抗係數の計算値と勾配との關係を示す。

$J=0.0001$	0.0003	0.0005	0.0007	0.001	0.0015	0.002
$u=0.025$	0.034	0.039	0.043	0.046	0.056	0.064
$\zeta=1.17$	1.90	2.41	2.91	3.48	3.52	3.58

此の ζ の値は實驗値の 3~7 倍に相當する。但し此の實驗は相對速度が絶對流速に等しい時である。

圖-15. 抵抗係數 ζ と勾配 J との關係



(71) 沈泥の浮游機構に關する實驗

(H. Rouse, "Experiments on the Mechanics of Sediment Suspension." Proc. 5th. Intern. Congr. Appl. Mech. Sept., 12~16, 1938. p. 550~554. 佐藤清一 抄.)

w を沈泥の沈降速度，c を浮游沈泥の單位體積についての濃度とし，坐標を水平に x 軸，垂直に y 軸をとりて，v' を y 軸方向の速度變動の平均絶對値，又 l を混合距離とすれば，沈泥が渦亂作用によつて垂直方向に運搬される平均の割合と沈泥がその自重によつて沈降する割合とが平衡を保つ時に浮游現象が起つてゐるといふ考へのもとに次の式が考へられる。

$$cw=-\beta v'l\frac{dc}{dy} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

玆に β は比例常數である。之をある水平基面 a を考へて積分すれば

$$ln\frac{c}{c_a}=-\frac{w}{\beta}\int_a^y\frac{dy}{v'l} \quad \cdots\cdots\cdots(2)$$

玆に $v'l$ は一般に場所の函數で時としては之を常數と見做して計算する事もあるが，例へば運動量輸送の理論によれば之は平均流速の勾配によつて表はされ，又 von Kármán の流速分布に關する一般法則を管路に於けると同樣，開水路にも適用するとせば，之に相當した分布函數を解析的に定める事が出來る。

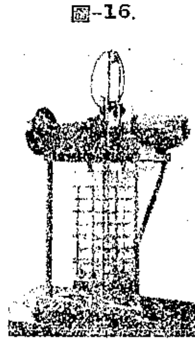
そこで今實驗としては $v'l$ を y について一定ならしめ，(2) 式を書きかへた

$$\frac{c}{c_a}=e^{-\frac{w}{\varepsilon}(y-a)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

なる式によつて表はされる分布法則が實際に行はれ得るや否や，又 $\varepsilon=\beta v'l$ は（此の場合には β が）如何なる性質のものであるかを檢する爲めに次の實驗を行つた。

實驗裝置は圖-16 の如く，水の流動によりて起る渦亂を流動せしめずにガラスの水槽内に於て一定形の格子を一定振幅丈振動させて卽ち l は一定，又 $v'l$ はについて一定人工的に渦亂を起さしめた。而して振動數を變へる事によつて $v'l$ の値を變へる事にした。

圖-16.



使用した沈泥は 4 種類で表-2 及び 圖-17 に示す通りである。之等の沈泥を水槽に量を數種に變へて加へ，圖-18 の如き試料採取器で任意の y に對する試料を採取してその含有量を求めた。その結果は 圖-19 の如く，一定の ε に對しては (3) 式なる布分布法則が成立する事が證明された。

表-2. 試驗用沈泥

名稱	粒徑 (mm)	篩目	沈降速度 (cm/sec)	Reynolds 數
1/4	0.351~0.246	42~60	3.69	11.0
1/8	0.175~0.124	80~115	1.75	2.6
1/16	0.088~0.061	170~250	0.675	0.5
1/32	0.053~0.037	—	0.131	0.06

又比例常數βは一つの流體については一定値を有するものであらうが，沈泥については (a) 沈泥の混合狀態が實際上流體のそれと一致しないならば，又 (b) 沈泥の存在が流體の渦亂狀態を變へるならば，その大さが變化す

圖-17.

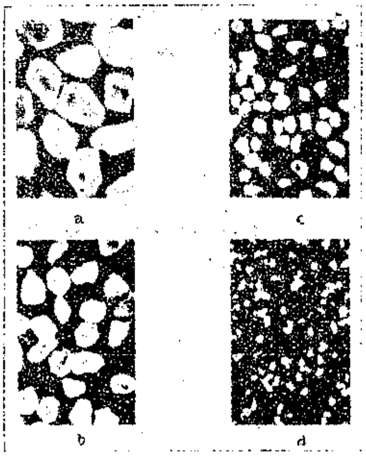


圖-18.

圖-19.

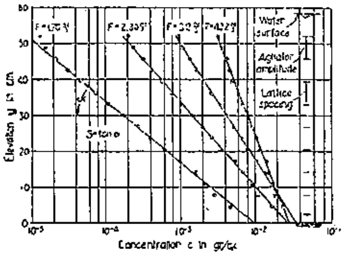


圖-20.

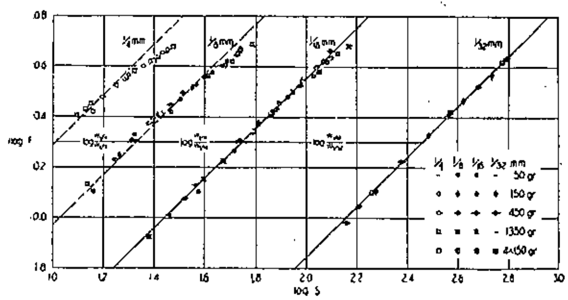
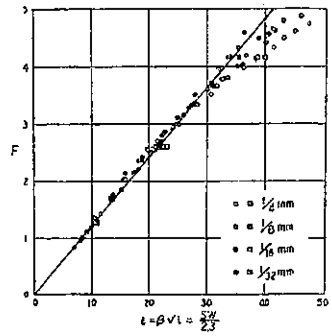


圖-21.



るであらうといふ事が考へられるが，1/31 及び 1/16 mm の沈泥に對する資料は 圖-21 に於て原點を通る一直線上に分布する事からして $\varepsilon=\beta v'l$ なる積は F(振動數)に直接比例する事が分り，而も β はこの 2 つの場合に對しては同一である事が判る。然るに 1/8 及び 1/4 mm なる比較的粒徑大なる沈泥に於ては，此の直線から偏倚してゐるので之等については β は最早や一定ではない事が判る。又 圖-20 に示す如く水槽内の沈泥の量を變へてもその爲めの影響が見受けられない事からして，沈泥の存在が渦亂の機構を變るものではなささうである。從つて，粒徑の大なる沈泥に於ては，その混合はもはや全く流體の渦亂のみにより支配されるものではなくして粒子の慣性が相當に大なる影響をもたらしてくるのではないかと考へる。所が偶然にも粒徑の小なる 2 種は Stokesの法則の範圍内にあるものであり，大なる2種はその範圍外にあるので，之は沈降に對する Reynolds 數にも關係をもつてゐるものではないかとも考へる。

コ ン ク リ ー ト

(72) Possum Kingdom 堰堤に於ける コンクリート塊中の水和溫度

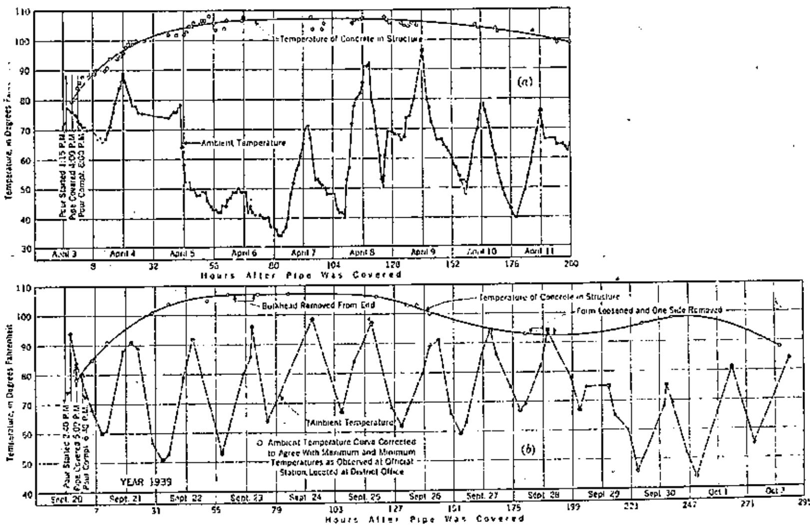
(C. P. Williams, "Possum Kingdom Dam and Power House." Civ. Eng., Feb. 1941, p. 96～100. 永井莊七郎 抄)

Possum Kingdom 堰堤は Texas 州の重要河川の一つである Brazos 河に築造された Ambursen 式扶壁堰堤で，尙中央部に長さ 720 ft の Ogee 型溢流堰堤を有してゐる。溢流堰堤の下流端には 高さ 8 ft の 連續 deflector が造られてゐる。

此の堰堤は低熱セメントで且貧配合のコンクリートで造られ，混合水は good workability を得るに必要なだけに限られた。氣溫の高い時には，混合水は冷却され骨材も水をかけ，突棒で掻き交ぜて冷し，コンクリートは施工後 14 日間水で冷却された。2 種のコンクリート塊の中心附近で測定された内部溫度及周壁の溫度は 圖-22 の如くである。圖-22 (a) は deflector に於ける，長さ 40 ft，斷面の上邊長 2 ft，下邊長 19 ft，高さ上流側 2 ft，下流側 12 ft の梯形塊の內部溫度を示し，此のコンクリート塊を築造する時は冷却所が設置されてゐなかつた。圖-22 (b) は扶壁に於ける，底面長 39 ft 9 in，上面長 38 ft 6 in，高さ 12 ft，厚さ 9 ft の塊の內部溫度にして，此の塊が築造される時は冷却所が運轉されてゐた。

兩塊共最高溫度は大體施工後 3～4 日目に起つてゐる。又扶壁に於ける塊の方が deflector に於ける塊より容積が大であるに拘らず水和溫度は低い。之は deflector 塊の時は冷却所がなく，周圍の溫度が高く，從て混合水及骨材の溫度が高かつた爲である。

圖-22. コンクリート塊内部水和溫度と周圍溫度との比較

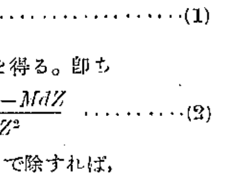


(73) 楔形鐵筋コンクリート梁の剪應力及附着應力

(Robert B. B. Moorman, "Shear and Bond Stresses in Wedge-Shaped Reinforced Concrete Beams." Civil Eng., Feb. 1941. p. 114 神 勤 抄)

近年種々の厚さの鐵筋コンクリート梁の用途の擴大に伴つて，楔形梁の單位剪應力を導く事は興味ある事になつた。圖-23 は楔形梁の一部を示すものであるが，この場合彎曲率 M がこの斷に面作用するものとする。今 T を鐵筋に於ける引張應力の水平分力とすれば，考へてゐる斷面で彎曲率を取る事に依り次式を得る。

圖-23.



$$M=ZT \quad \text{or} \quad T=\frac{M}{Z} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

(1) 式を微分すれば次式を得る。即ち

$$dT=\frac{ZdM-MdZ}{Z^2} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

(2) 式より兩邊を微分 dx で除すれば，

$$\frac{dT}{dx}=\frac{dM}{dx}\frac{1}{Z}-\frac{M}{Z^2}\frac{dZ}{dx} \qquad \cdots\cdots\cdots(3)$$

任意の斷面に於ける彎曲率の變化を dM/dx とすれば，これはその斷面の剪應力 V に等しい。定義により $Z=jd$ であるから上の關係を (3) 式に入れると

$$\frac{dT}{dx}=\frac{V}{jd}-\frac{M}{(jd)^2}j\frac{d}{dx}(d) \qquad \cdots\cdots\cdots(4)$$

然るに

$$\frac{d}{dx}(d)=\tan\alpha_c+\tan\alpha_t$$

$$dT=vbdx$$

$$\text{or} \qquad \frac{dT}{dx}=vb$$

茲に "v" は單位水平剪應力

"b" は梁の幅

であるから (4) 式は次の如く書換へられる。

$$vb=\frac{V}{jd}-\frac{M}{jd^2}(\tan\alpha_c+\tan\alpha_t) \qquad \cdots\cdots\cdots(5)$$

及び

$$\left.\begin{array}{l} v=\dfrac{V}{bjd}-\dfrac{M}{bjd^2}(\tan\alpha_c+\tan\alpha_t) \\ \text{又は} \\ v=\dfrac{1}{bjd}\left[V-\dfrac{M}{d}(\tan\alpha_c+\tan\alpha_t)\right] \end{array}\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots(6)$$

(6) 式は求むる楔形梁に於ける應剪力である。

次に單位附着應力を求める爲に，鐵筋内の應力の微小長 dx に於ける變化を考へる。この變化量の水平分力は dT であるから，挿入せる鐵筋の方向の變化は $dT/\cos\alpha_t$ で表され，又その方向の變位は "$dx/\cos\alpha_t$" で表される。今 Σ_0＝任意の斷面の全鐵筋の周長の和

u＝平均單位附着應力（附着應力の强度）

とすれば

$$\frac{dT}{\cos\alpha_t}=\frac{\Sigma_0 u dx}{\cos\alpha_t} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

$$u=\frac{dT}{dx}\frac{1}{\Sigma_0} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

$\dfrac{dT}{dx}=vb$ であるから，(5) 式を (8) 式に代入すれば

$$u=\frac{1}{\Sigma_0 jd}\left[V-\frac{M}{d}(\tan\alpha_c+\tan\alpha_t)\right] \qquad \cdots\cdots(9)$$

(9) 式は求むる附着應力の强度を示す。

(74) 米國に於けるコンクリー界の現況

("Latest Concrete knowledge Reviewed by Am. Concrete Institute." E. N. R., Vol. 126. No 9. Feb. 27. 1941 p. 31～33. 木村與四松 抄)

A. C. I. の第 37 回年次集會は 2 月 18～20 日に亘つて Washington に於て開かれたが，特に目立つたものとしては Parker 堰堤の龜裂の問題，Texas に於ける鋪裝用貧配合コンクリート，Baffalo に於ける火災を受けたコンクリート及び建築物の支壁構造に代る結構々造の使用に關する討議であつた。

新會長には海軍少將 Ben Moreel が選ばれた。

Wason 賞は R. E. Copeland 及び C. C. Carlson (雨に對する壁の抵抗に關する實驗), G. W. Washa (手突き及び振動コンクリートの研究) に對して與へられた。

Parker 堰堤に於ける龜裂 H. J. Merssner 及び R. F. Blanks の報告に依ると, 1938 年竣功した Parker 堰堤の外面に昨夏以來龜裂が發生し, 大部分は毛狀性であるが, 中には指が入る位のものもあるとのことである。拔取供試體についてヤング係數を測定した結果は施工當初の 4 800 000 lb/in² に比し 2 200 000 lb/in² であり, 壓縮强度も幾分減少してゐることが分つた。兩氏の說に依ると, 使用骨材とセメント中のアルカリとの間に化學作用があつて, このために濕氣に當つて膨脹する Jell を形成し, かくて未だ濕氣を有してゐる堰堤の內部は膨脹し, 一方乾燥せる外部は收縮し, この變位の相異のために龜裂が發生するとのことである。尙 R. W. Carlson はこの作用に對する促進試驗に關して M. I. T. にて目下實驗中である。

最近に於ける 2, 3 のコンクリート工事 Delawase Aquedust 隧道は特別な示方書に從つて製造した 2 250 000 樽のセメントで捲立てた。この示方書は特にアルカリ量を制限し, クリンカーの十分なる燒成と防濕とを規定してゐる。不透水性コンクリートはセメント使用量の大きな配合 —2 樽/yd³— に依つて得られた。他の工事に於て C. E Andrew は不透水性コンクリートは 1.5 樽/yd³ のセメントを使用し, 0.73 の水セメント比を採用することに依つて得られると云つてゐる。昨年の今一つの大工事は Pensylvania に於ける通行稅取立道路工事であつて, 2 000 000 樽以上のセメントを使用した。このセメントはセメントの細かさ (1 600 cm²/g), 安定度及び溫暖なる天候の場合には凝結開始の時間を少しく遲らせると云ふ規定を除いては普通の示方書に從つて購入した。

C. A. Merz 及び M. Gunderson に依つて Chicago に於て Ido B. Wells の最小工費建築設計法に從つて 125 の 2 階及び 4 階の建物が設計された。

之等は支壁構造の代りに結構々造を用ひたもので, Merz は速く建造し得て壁に龜裂を生ぜず, 煉瓦工又は石工を節約し得る點有利であると云つてゐる。討議に於て, A. M. Korsmo は結構々造は現今行はれてゐる支壁構造よりも費用が少くて濟み, U. S. H. A. が設計した建物は龜裂が入らなかつたと述べた。

火災を受けたコンクリート コンクリート構造は一般に耐火的であると云はれてゐるが, この特質は絕對的のものではない。Buffalo に於ける 1940 年 2 月の大火の際の General Mills 會社の 9 階の倉庫の破壞もその一例である。火災の作用, 被害高, 建物の復舊に關しては T. F. Baum が詳細に報告してゐる。コンクリートの被むる溫度は 10~12 時間に亘つて 2 000°C にも達し, ある斷面は 18 時間の間 1 400°C に達した。石灰化の形跡は熱せられた部分に認められた。剝脫は床及び柱に生じた。Baum の意見に從へば之は火を受けて急速に膨脹するチャート 10%, 石英 30% を含んでゐる粗骨材の性質に依るのである。コンクリートの强度の減少は 10~65%, 鋼の彈性限界の減少はある場合には 20% であつたが 11% も增加した場合があつた。鋼の耐伸性及び破壞强度は一般に減少し, 最大 20% の減少が火熱を最も餘計に受けた部分に生じた。

鋪裝コンクリート 起草委員長 H. F. Clemmer に依つて, "普通の狀態の下で安全なる結果を得るための最小要求" を示す, コンクリート鋪裝及び基盤に對する示方書が紹介された。

Texas に於ける國庫補助の道路工事に於ては 5 袋/yd³ 以下のコンクリートの使用を P. R. A. (Public Road Administration) に依つて承認されてゐる。配合は使用材料について實驗的に設計する。最初に所要の强度を與へる水セメント比を定め, 次いで最も良好な粗骨材と砂の割合を以てウオーカブルなコンクリートを造るセメントの最小量を決定するのである。

この原則の下に Texas 州では $2\frac{1}{2}$ 袋/yd³ のコンクリートで 23 哩, $3\frac{1}{2}$ 袋/yd³ のもので 69 哩, 4 袋/yd³ 又はそれ以下のもので 700 哩の道路を築造し, それ等の大部分は 8~10 年の長期に亘つて安全に交通を許してゐる。併し表面は骨材が露出し, 又豆板狀の外觀を呈して急速に磨耗されたが, 磨耗はこの程度で止まり, 優秀な滑らない面が形成されてゐる。H. Jackson は之は Texas に於て使用したセメント及び骨材の品質の良好なること及び氣象狀況の良いことに原因してゐると云つてゐる。討議に於て, 氣象狀況の良好でない Washington に於ても $3\frac{1}{2}$ 袋/yd³ の道路は安全に使用されてゐることが分つた。

採用される建築用語 建築用語は 1936 年の假譯から本質的修正を施されて, 一應決定を見, 全會員の郵便投票を待つのみとなつた。會合の席上, コンクリートの定義には天然セメント, 水硬性石灰, プゾラナを使用したものをも廣義に含めるべきであると云ふ意見が出たが, 採用とはならなかつた。新しい平版に關する節に反對の委員もあつたが, 何れも採用とはならなかつた。

セメント及びコンクリートの研究 セメント中のアルカリ量の測定の問題はセメント製造の際の粉碎補助物の使用の效果と共に目下標準局に於て研究中である。

Ohio 州の試驗道路に於て 0.18 lb/樽の牛脂を加へて粉碎したセメントは bleeding の傾向を減じ, 空隙を大にし, 引張强度の低いコンクリートを造つた。牛脂の代りにベンゾールを用ひたものも略同樣な結果を示した。

J. G. Pearson はある種の白雲岩質大理石及び石灰石を骨材として使用すると極めて急速な破壞の原因と

なり，之はそれ等が低溫度では低い，時には反對の符號を持つ膨脹係數のためであると云つてゐる。

アーチの設計　C. S. Whitney を委員長とするアーチに關する委員會は，容積變化を考慮に入れた場合には無意味であると云はれてゐる强度計算を使用しない，新しい鐵筋コンクリートアーチ設計方法を討議に出した。新しい方法に依ると，軸力及びモーメントは彈性理論に依つて計算し，アーチ斷面はこの軸力及びモーメントが斷面の有效强度を超えないように適宜に決定する。有效强度は所要の安全率及び許容する龜裂の程度に從つてコンクリートの破壞强度から決定する。新しい方法の利點とする處は材料の經濟及び設計の簡明なることである。

その他の報告　H. F. Clensmer は現在の如き硬練りコンクリートを使用するには機械的施工設備を必要とすると述べ，L. Gardner は同一設備費を以てしても 1918 年頃には現在の約 1/3 の打上り高しか得られず Pensylvania の通行稅取立道路は 1918 年頃には約 2 倍の工費を必要としたであらうと述べた。彼の言に依ると目下の處 10 州が鋪裝コンクリートの締固めに振動機を使用することを規定してゐるとのことである。

C. R. Chroft 及び H. R. Anderson は屋根板に凝花の生ずるを防ぐために二酸化炭素で處理する方法を發表した。之は表面のみを處理すれば良いのであつて，施工後 5 日目に室溫程度の溫度で 54～63% の CO_2 液で處理すれば最良の結果が得られる。

T. C. Creagan は貧配合コンクリートを使用したゝめに破損し始めた Canadian 水力堰堤に行つた修理方法について述べた。その方法は先づ小量の炭酸ソーダ（之は凝結を遲らせる目的のために入れる）を混じたセメント糊を水の流れを止めるために下流側から注入し，次いでステアリン酸カルシウムの混和物（之は凝結を早めるために入れる）を混じたセメント糊を注入するのである。

T. Germundsson は寸法の大きい高降伏點鋼（A. C. I. が許してゐるのは許容强度 3 000 lb/in² である）の有利なることを强調して之を使用した柱の設計について述べた。柱は 20in 角にして費用は從來の設計に依るもの 134 ドルに比して 88 ドルであつた。M. O. Withey 教授はこの種の設計に於ては附着力に注意しなければならないと指摘した。

尙 41 ft の中空梁が H. M. Hadly に依つて設計された。

道　　路

(75)　米國に於ける最近の道路工事統計

("What the Figures Show." E. N. R., Jan. 16. 1941, p. 98～100.　志村一雄抄)

米國 48 州中 46 州の 1940 年に於ける道路の建設費及維持費の總額は \$ 667 295 000 であつて，1937 年の \$ 685 084 000 に比すると 2.5% の減少である。1940 年の初めに道路局より提出されたる豫算資料に依ると 1940 年の豫算は 1939 年のそれを約 6% 凌駕するものであつた。然るに 1940 年の後期に於て政府が國防道路の建設の必要か否かに迷ひこの大計畫の遂行を躊躇した爲，結果に於ては增加せず却つて減少を示した。

米國全國の 1940 年の道路建設費は \$ 452 902 000 で前年に比して 1.5% の減少であり，且本年の道路費總額 \$ 667 295 000 の 68% に當るものである。此の建設費を地方別に示すと 表-3 の如くである。

表-3.　1940 年に於ける米國の道路費一覽表

地方別	建設費 ($)	維持並に設備費 ($)	全道路費 ($)	建設費の全道路費に對する百分率	維持並に設備費の全道路費に對する百分率
New Eng.	25 142 000	19 028 000	44 170 000	57.0	43.0
Mid. Atl.	69 151 000	31 813 000	100 964 000	68.5	31.5
South	120 737 000	49 014 000	169 751 000	71.5	28.5
Mid. West	80 322 000	40 639 000	120 961 000	66.0	34.0
W. of Miss.	113 117 000	46 838 000	160 015 000	71.0	29.0
Far West	44 373 000	27 061 000	71 434 000	62.0	38.0
合　計	452 902 000	214 393 000	667 295 000	68.0	32.0

維持並に設備費總額は \$ 214 393 000 で，前年 1939 年の \$ 225 582 000 より 5% の減少であり道路費總額の 32% を占めてゐる。地方別の維持並に設備費を 表-3 に示す。尙各地方の建設費及維持並に設備費と道路費總額（建設費並に維持設備費を加へたるもの）との百分比も 表-3 に示した。

全國平均の維持設備費の道路費總額に對する比率 32% は 1939 年の 32.4%，1938 年の 33% に比すると減少して居るが，1936 年及 1937 年の夫々 27% 及 29% に比すと增加を示してゐる。

以上の如き巨額の道路費を 1940 年の國勢調査に依る米國全人口に割當てゝ見ると建設費は人口 1 人當り \$ 3.59，維持設備費は \$ 1.70 で合計 \$ 5.29 となる。尙この人口 1 人當りの道路建設費及維持設備費を地方別に示すと表-4 の如くである。

表-4.　1940 年に於ける米國の人口 1 人當り道路費

地方別	1 人當り建設費 ($)	1 人當り維持設備費 ($)	1 人當り道路費總額 ($)
New Eng.	2.98	2.26	5.24
Mid. Atl.	2.42	1.12	3.54
South	4.27	1.73	6.00
Mid. West	3.01	1.53	4.54
W. of Miss.	4.67 (最高)	1.93	6.60 (最高)
Far West	3.88	2.37 (最高)	6.25
全國平均	3.59	1.70	5.29

表面處理の型式　米國の 1940 年に於ける道路建設總延長は 33 128 哩で 1939 年のそれに比して 11% の增加である。この全延長 33 128 哩の內 3 817 哩は所謂

高級鋪裝(Pavement)であつてこの延長は全延長の 11.5％に當りこの内にはコンクリート，煉瓦，石材，木塊，アスフアルトブロック，シートアスフアルト，ロツクアスファルト，アスフルトコンクリート，其の他が含まれて居る。又 17 195 哩(全延長の 52％)は所謂中級鋪裝(dustless surface)であり，この内には正確な操作に依らざるプラント混合及現場混合に依るアスフルト表面處理を施せる鋪裝を含むものである。尙純マカダム道，砂利道，自然轉壓に依る碎石道，鑛滓，鉱鑛其の他に依る所謂砂利道(nondustless surface)の延長は 5 793 哩で全延長の 17.5％となり，結局殘る 19％の 6 322 哩は排水並に路盤拵のみ施せるもの(graded an drained)である。

次に此等各種鋪裝延長を地方別に示すと表-5の如くである。

表-5. 1940 年に於ける米國の道路築造延長（單位哩）

地方別	高級鋪裝 (Pavement)	中級鋪裝 (Dustless)	砂利道 (Non-Dustless)	排水及路盤工 (Graded & Drained)	全延長
New Eng.	138.5	498.1	73.0	11.4	721.0
Mid. Atl.	664.6	1 783.8	21.4	68.2	2 538.0
South	1 159.5	3 928.2	1 352.3	2 466.6	8 907.0
Mid. West	1 069.5	3 941.0	543.0	494.0	6 047.0
W. of Miss.	627·6	5 143.2	2 839.9	3 019.0	11 627.7
Far West	157.2	1 901.1	963.5	263.2	3 285.0
全國合計	3 816.8	17 195.4	5 793.1	6 322.4	33 127.7

1941 年の形勢　1941 年の米國の道路費豫算は總額 $ 663 054 000 であつて，1940 年と殆ど同じで同年の $ 660 151 000 に比し僅かに 0.4％の增加である。1942 年度(1941 年の 7 月 1 日に始まり 1942 年の 6 月 31 日に終る會計年度)の道路費國庫補助總額は $ 134 042 500 であつて，例年に比し相當の削減であるが豫算面に現れたる各地方の數字は非常に有望なものであり，尙之に加ふるに軍關係施設への軍用道路の建設及國防的見地より見て軍用價値のある現在道路の改修等を考へると 1941 年の米國道路建設に對する見透しは誠に輝しいものである。

譯者註：米貨ダラー($)は日本の約 4.50 圓であるが米國の物價指數が日本のそれに比して非常に高き故 1 億 $ は直に 1 億圓と考へて差支へない程度である思はれる。

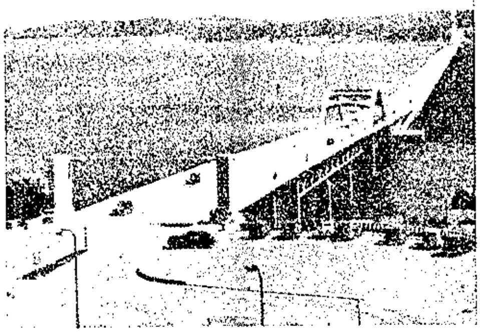
(76)　1940 年度に於けるコンクリート道路の進步

(C. M. Barfer, "Concrete in Highway and Street Development," Roads and Streets, Jan. 1941. p.59～61. 池田克已抄)

新工法について　1940 年の最も素晴しい道路改良の一つは Washington 通行料徵收橋梁當局に依る Seattle に於ける Washington 湖浮橋であつた。此の設計は，長 350 ft (106.7 m)，幅 59 ft (18 m) 及び深さ 14 ft 3 in (4.34 m) の鐵筋コンクリートのポンツーンの連續より成るコンクリート浮構造物である。夫等は區劃式の扁平底船で，側面，天井及び底部床版は 8 in (20.3 cm) 厚であり，末端壁，縱方向結構，內部結構及び隔壁は 6 in (15.2 cm) 厚である。

之は近代化された道路の必要に應じて，異常なる構造

圖-24. Washington 湖浮橋



物にコンクリートを適應せしめた重要な例である。此のポンツーンに支持された長さ 6 561 ft (1 999.8 m) の橋によつて，Washington 湖橫斷は，從來の路線に依る距離より 14 哩 (22.53 km) 減縮せしめられた。

調査研究について　コンクリート鋪裝に於ける最も實際的な設計原則を見出さんが爲，米國道路局は大いに努力した。多數の調査の結果，コンクリート鋪裝の龜裂發生は基本的設計の特徵に多少とも起因するものであると云ふ結論に達した。

目地——多くの實驗的目地の試驗計畫が全國を通じて代表的な州に於て着手された。此の實驗の目的は，コンクリート鋪裝に於ける膨脹橫目地の合理的間隔を求めんとするもので，構造及び觀測計畫を嚴密に統制して研究することとした。此の計畫には，收縮盲目地の效果に關して，荷重を傳播する爲のダウエル又はその類似工法の效果に就いての研究が含まれてゐる。

此の計畫は次の點に關する資料を與へることが豫期された。

1. 普通の膨脹性を有するコンクリート鋪裝に於て，收縮目地が龜裂發生を抑制する如き間隔で置かれ，又固形材料が侵入するのを防ぐやうに維持されるならば，膨脹に對する設備は殆ど不要である。

2. 膨脹目地を使用する時には，伸びに對して充分なる膨脹間隔を設ける必要は無くて，構造上の見地からは，壓縮應力を安全限度以內に保つに十分なる間隔を設けるだけでよい。

3. 龜裂發生を防ぐために適當な間隔で配置された溝型盲目地に於ては，ダウエル又は他の荷重傳播の方法を用ひる必要がなく，特に膨脹目地が省略されるか，又は長い間隔にのみ用ひられてゐる時には不必要である。

之等の試驗計畫に於けるコンクリートの配合は其の州の標準に依つたものであつて，粗骨材の最大寸法が $1\frac{1}{2}$ in (3.8 cm) より少からざる如く計畫された。全膨脹目地は押出されない塡隙材を有し，或る區間に於ける特殊の荷重傳播方法を施した目地を除いて，3/4 in (1.9 cm) 幅であつた。收縮目地は溝形盲目地であつて，間隔は 15, 20 又は 25 ft (4.57, 6.10 又は 7.62 m) であつた。

試驗計畫を全からしめんが爲に，築造中注意深い觀測が爲された。種々の現象特に發生する總ての龜裂に關して，定時の調査が爲された。鋪裝の溫度と膨脹及び收縮目地に於ける縱方向移動の測定が，多くの點に於て爲される。之等の測定は溫度變化及び床版移動の日及び年週期の範圍を確定するに十分役立つであらう。

配合――此の年の間に，コンクリートの配合，種々の骨材の適應性及び夫の鋪裝の耐久性との關係に關して廣範圍の現場調査及び研究も亦實施された。

ペーバー――コンクリート鋪裝敷設――機械の發展は注目に値し其の內特に双ドラム型混合機は費用及び馬力の比較的少い增加に依つて，著しく生產速度を高める。

安全交通方法について　多くの新考案の內，比較的著明な數個の特徵を簡單に回顧するに，先づ全國で最も安全な都市の一つである Rhode 島の Providence に於て作られた白色セメント橫斷步道がある。之等の街路の交叉點橫斷步道は街路と對稱を爲す灰色コンクリートで全幅に涉り作られた。此の白色橫斷步道は仕上げ面の $1\frac{1}{2}$ in (3.8 cm) 以內で街路鋪裝を止め，夫から白色ポルトランドセメント，珪砂及び白色大理石碎片より作られた白色ポルトランドセメントコンクリートを打つことに依り作られる。

圖-25. Providence に於ける白色ポルトランドセメントコンクリート橫斷步道

常置中央帶を有する幾哩もの鋪裝が作られた。之等に於ては交通車線筋は白色ポルトランドセメントコンクリート，黑色磁鐵鑛，着色骨材等の如き材料で作られてゐる。

圖-26　黑色磁鐵鑛に依る中央筋の敷設

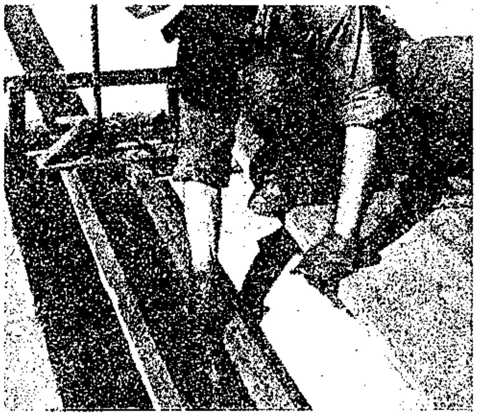
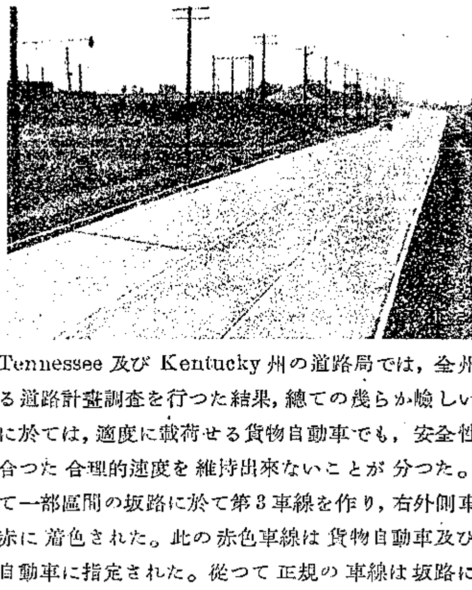


圖-27. 白色セメントに依る車線標識



Tennessee 及び Kentucky 州の道路局では，全州に涉る道路計畫調査を行つた結果，總ての幾らか嶮しい勾配に於ては，適度に載荷せる貨物自動車でも，安全性に釣合つた合理的速度を維持出來ないことが分つた。依つて一部區間の坂路に於て第 3 車線を作り，右外側車線は赤に着色された。此の赤色車線は貨物自動車及び乘合自動車に指定された。從つて正規の車線は坂路に於て高速交通に對し自由である。着色車線の敷設は，Tennessee 州に於ては鋪裝の表層 2 in (5.1 cm) に赤色酸化鐵が混加され，一方 Kentucky 州に於ける鋪裝は普通の方法で仕上げ，夫から赤色酸化鐵混合物を鋪裝上に撒布し表面を鏝で均した。

New Jersey 州道路局では，夜間自動車操縱に安全性を增大する爲に反射緣石の發展と其の改善に顯著な進步を爲した。之等の反射緣石は白色ポルトランドセメントコンクリートで既塑したものが，幾哩もの分布せる道路に敷設された。

今日の十分近代的な道路の最も顯著な例は 1940 年に完成された Pennsylvania 通行稅徵收道路で，160 哩制限道路である。此のコンクリート道路は 4 車線に分れ，且つ 10 ft (3.05 m) 分割帶により分離された 2 つの 24 ft (7.32 m) 車線から成り立つてゐる。隧道に於ては例外

圖-28. 反射線石

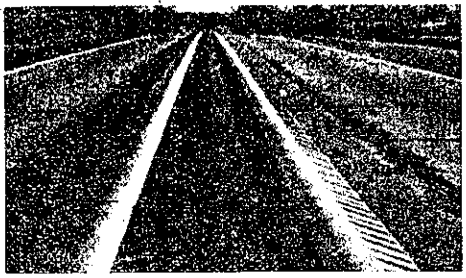
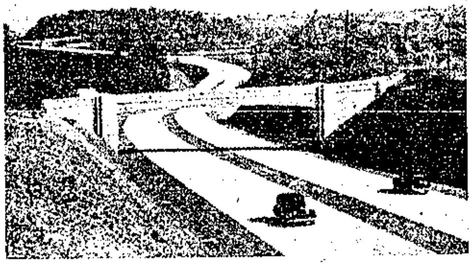


圖-29. Pennsylvania 通行稅徵收道路の一部



で, $11\frac{1}{2}$ ft (3.51 m) 車線 2 つに挾まつてゐる。自由通行權敷地は最少 200 ft (60.69 m) 幅である。盛土に於ては斜線間に 2 つの 10 ft (3.05 m) 幅の犬走りがあり, 切取に於ては, 其の犬走りは 7 ft (2.13 m) 幅であり, 犬走りの外側に排水溝がある。最大勾配は 3% を超過せず, 平面曲線は, 平均して 1 哩毎に 1 つとし, 主として 4 度に限られて居り, 2 つだけ 6 度のものがある。此の通行料徵收橋は其の戰略的位置の爲に又其の設計の妥當性の爲に軍事上重要である。

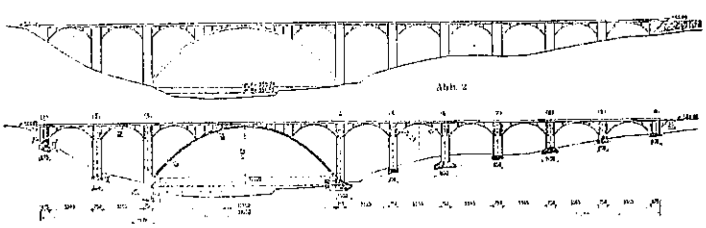
橋梁及構造物

(77) 中歐に於ける長徑間の大拱橋の計畫

(A. Brebera, "Projekt der weitestgespannten Massivbogenbrücke Mitteleuropas." Prag. B & E., November 1940, Heft. 22. S. 309. 日賀幸雄 抄)

歐洲に於ける最大の而も最も美術的な橋梁の一つとも成り得べき橋梁が目下計畫されつゝある。該橋梁は

圖-30.



之に依つて從來の勾配及び急曲線の多い路線を改良し, 且つ從前の老朽した幅員の狹隘な載荷力の小さい吊橋に取つて換る可く架橋されるもので, 而も之に依つて國道を約 2 147 m 短縮出來るのである。

圖-30 に示せる如く新橋梁は全長約 510 m にして, 150 m の主徑間に依つて河身を渡り左岸に 2 箇右岸に 6 箇の側徑間を連ね, 側徑間は何れも 35.65 m としてある。平水位上道路面に到る高さは 56.45 m に達する。之は舊來の道路勾配を除去する目的の爲めである。各徑間の構造は鐵筋コンクリートの拱橋にして, 主徑間の兩端部に於いては不利に高支壁を避ける爲め, 側徑間と同一の扶拱を用ひてゐる。該橋の有效幅員は 8.5 m にして, 6 m の車道と 1.25 m の兩側の步道とに分れてゐる。

主徑間として最初は徑間 150 m の鐵筋コンクリート無鉸拱を撰び, 其の斷面は變化する中空斷面とし兩側に 35.65 m の補助拱を設ける豫定であつた。溫度, クリープ, 振動及び風荷重等に依る二次應力を輕減する目的には此の大拱の起拱點に鉸を設ける事が望ましいのであるが, 斯くては死活荷重に依る影響が增大するのみならず, 殊に斯樣な長大拱に於ける鉸の施工は相當の困難を伴生する。依つて中空斷面を斷念し起拱點を幾分纖細にせる固定拱とした。此の不等斷面の固定拱に關し最初に起拱點の厚を必要な拱頂厚の半分とした場合に就いて, 次に佛國に於ける先例に倣つて, 支間の約 1/10 點の斷面の最少厚に就いて研究せる結果此の場合に於てすら起拱點並びに拱頂の厚さは 3 m 以上となつた。依つて圓形の主拱とする事は放棄して, 拱の形は自重に依る壓力線に一致する如く定める事とした。上述の樣にして斷面一樣なる兩端固定の單一拱とする事に決定を見たのである。補助拱が主拱に結合さるゝ點では 530 t に達する大集中荷重が載荷されるので, 此の點に於て壓力線が著しく屈曲する。併し必要な斷面厚は 1.60 m に過ぎない。依つて主拱は 2 m 厚の一樣斷面として其の軸線には補助拱の結合點で共通の切線を持つ 2 種の三次拋物線を用ひた。

扶拱は橋脚との接續を好都合にする爲圓孤とし又起拱點に鉸を挿入した。拱矢と徑間との關係は次の樣に主徑間と類似させてある。

$$\frac{f}{l}=\frac{10.26}{36.30}=\frac{1}{3.538} \qquad \frac{F}{L}=\frac{42.80}{150.00}=\frac{1}{3.505}$$

拱の幅員は拱頂では 7.50 m で拱頂から垂直距離に應じて直線的に漸增して, 起拱點では 9.50 m となつて居る。

主拱は左右の補助拱に於ても同樣であるが 7.26 m の等間隔に配置された支壁に依つて, 5 本の縱桁から成る床組及床版を支へてゐる。拱頂に於ては縱桁は直接

主拱に結合され且つ荷重を分布させる爲に横桁が設けてある。高い橋脚或は支壁は風荷重に對して廣い表面を與へ不利であるから，斯の樣な比較的幅員の狹い高い拱では風力に依る應力を輕減する爲に兩側に補助拱を用ひる事が望ましい。該設計に依つて約 40 m にも及ぶ可き支壁が最長のもので，10 m に短縮され又更に主拱に作用する死荷重が兩側併せて 76 t 輕減された。

厚さ 75 cm の小拱の拱軸線は圓弧が採用されてゐるが自重に依る壓力線が寧ろ二次抛物線に近いので，比較的大きな曲げモーメントを受ける。併し使用鐵筋は丸鋼 C 37 で鐵筋比は 0.76% 以下に止つてゐる。但し補助拱に於ては鐵筋比が 1% 弱增加してゐる。之は橋脚頭部の偏位に起因するもので，卽ち起拱點に於けるモーメントは，端部固定點で消滅するものではなく橋脚に傳達されて其の頭部の偏位となつて再現するのである。

主拱には高級 Roxarstahl を使用し，其の表面摩擦が大きい爲鐵筋端に鉤を必要としなかつた。中央に於ける鐵筋比は 0.95% である。

厚さ 15 cm の支壁は各縱桁の部分では桁の幅だけ 50 cm の厚さに擴大され柱狀を成し，兩端は夫々拱及び縱桁に剛結されてゐる。唯兩端の低い支壁の下部のみが鉸構造となつてゐて，彈性變形を受けた際に龜裂の發生を防止してある。

床版は支間中央に於て 14 cm 厚で 14×30 cm のハウンチが附してである。1.74 m 間隔に配置された縱桁は高さ 75 cm，幅 30 cm である。

構造を精密にし且つ主徑間が大なる事も考慮して構造計算は非常に詳細に行つた。次に其の最も重要な構造の研究及び其の結果に就いて述べる。

動荷重としては 1937 年の橋梁構造令の 1 級道路橋に依る荷重，卽ち 24 t のロードローラー及び $(530-l)=380\doteqdot400\ \mathrm{kg/m^2}$ の群集荷重を用ひた。

縱桁は最初に支間 7.26 m の等四徑間連續桁として計算し (表-6)，橋脚の代用をなしてゐる支壁は 圖-31 に示される樣な脚部固定の連續ラーメンの一部として計算した (表-7, 8)。

表-6.

Momente in kgm des mittleren Fahrbahnlängsträgers im Querschnitt	0,4 l	1,0 l
Ständige Last	+ 6,335	− 8,789
max + M	+ 17,748	+ 2,290
Nutzlast max − M	− 3,393	− 11,332
Grenzwerte in kgm	+ 24,083 + 2,942	− 6,490 − 20,121

表-7.

Moment in kgm im Ständerkopf	16	14	12	10	3
Ständige Last	0	0	0	0	0
Nutzlast	1879	1456	946	685	1 414
Temp. (− 25° C)	6835	338	1466	1573	9 803
Insgesamt in kgm	8714	1894	2412	2258	11 217

玆に注意すべき事は脚柱の下端の活荷重に依るモーメントが夫々其の上端のモーメントの半分に等しく，溫度に依るモーメントは多少大きい點である。

主拱は最初に補助拱の作用を無視して計算した。補助拱の主拱に及ぼす垂直及水平反力は夫々 530 t 及び

表-8.

Axialkraft in kg	16	14	12	10	3
im Ständerkopf	30 489	30 489	30 489	30 489	30 489
im Ständerfuß	32 211	33 994	36 515	39 220	33 107

圖-31.

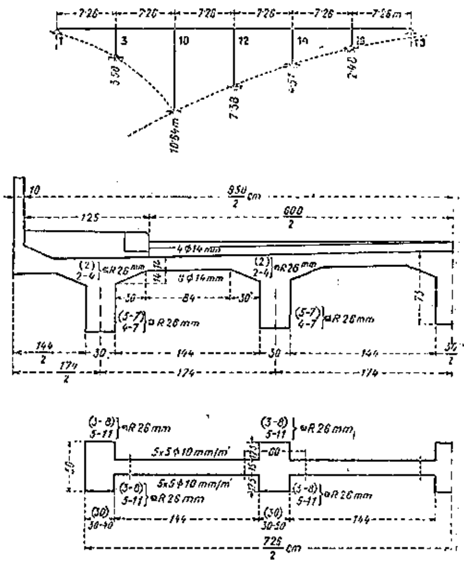


圖-32.

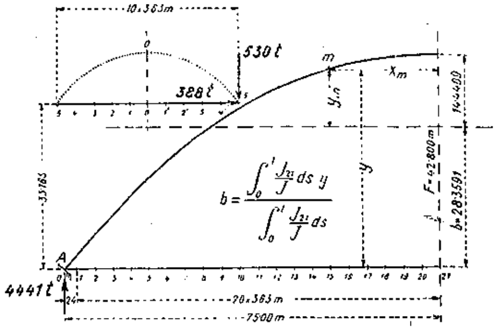
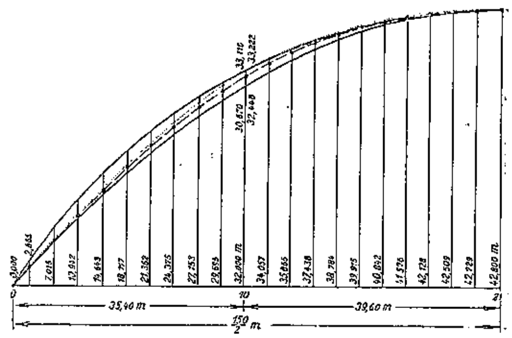


圖-33.



388t である。

次に拱矢を 42.8 m としモーメントの分布を用ひて，各格點の縱距は次の式から

$$y_n = 42.800\,\frac{M_n}{M\,(\text{中央})}$$

補助拱の水平反力を考慮せぬ場合と，考慮せる場合に就いて計算した（圖-33)。斯くて補助拱の結合點 10 に於て求められた縱距が夫々 $y_{10}=32.448$ 及び $y_{10}=33.222$ となり大體一致してゐるから，格點 10 の縱距を 32.000 m と押へる。依つて軸線は 10 に於て共通の切線を有する 2 つの三次曲線を用ひる。圖-33 は軸線の撰擇を示す。

此の軸線に據つて次の公式から 3 つの不靜定値 $H, \mathfrak{A}_e$ 及び H_{zm} が決定され獨立した無鉸拱としての主拱の不靜定値即ちモーメント，軸力及剪力の影響線が求められる。

$$M = M - H y_m - \mathfrak{A}_e x_m - H z_m$$

$$N = H\cos\varphi - P\sin\varphi$$

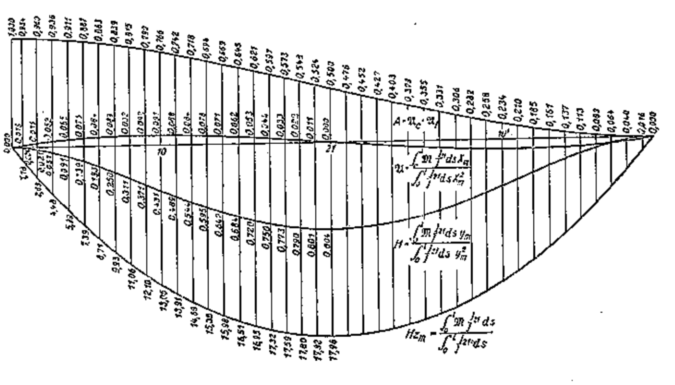
$$T = H\sin\varphi + Q\cos\varphi$$

次に兩側の補助拱が同時に作用し，上部の床組構造が無い場合に就いて計算する。

補助拱は格點 10 に於て垂直方向に 1.20 m の偏心を以つて主拱に作用する。共に作用する事に對する條件としては，主拱の格點 10 に於ける變位と補助拱の起拱點の夫とが等しい事である。之の爲に主拱の格點 10 に垂直力，水平力及びモーメントが作用した場合の 10 點の單位變位量を求める事が必要である。

最初に主拱の格點 10 に水平力が作用した場合の影響を求め，次にマツクスウエルの法則に基いて主拱に水平力が作用した場合の 10 點の水平變位の影響線が求められる。同樣にして垂直荷重及びモーメントに依る影響に就いて計算する。

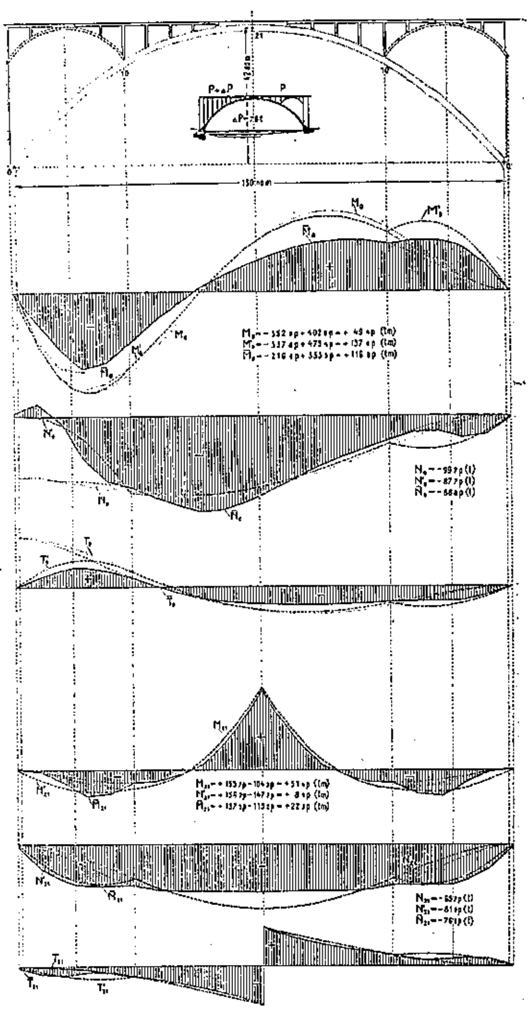
圖-34.



更に移動集注荷重が作用した場合の補助拱の水平力を定め，以上の結果を利用して最後に補助拱及び主拱が別々に存する場合の影響線を合して三重拱の影響線が求められる。

同時に 15°C の溫度降下が主拱のみ，及び三重拱に及んだ場合の影響に就いて計算する。

圖-35.



次に Beggs-Blazek の Modelmethode を用ひて全系（上部構造の剛性をも考慮せる）の影響線が決定される。斯くて個々の系に對する，主拱の 10 點の曲げモーメントの影響線が水平變位の夫と同樣にして求められる。

以上の如くして求められた影響線群は圖-35 及び 圖-36 に示してある。同圖中點線で示したものは主拱のみの影響線，破線のものは，三重拱の影響線而して實線は全系を併せ考へた場合の影響線である。

以上の影響線を用ひて死活荷重に對して計算した値は圖-37 及び 表-9 に示してある。

溫度變化及び風壓の影響は比較的少い。橋梁全體に亙つて一樣に溫度が上昇した場合の拱頂に於けるコンクリートの壓縮應力は 56 kg/cm² に過ぎない。−25°C の溫度降下の場合に起拱點及び 10 點に於ける最大コン

圖-36.

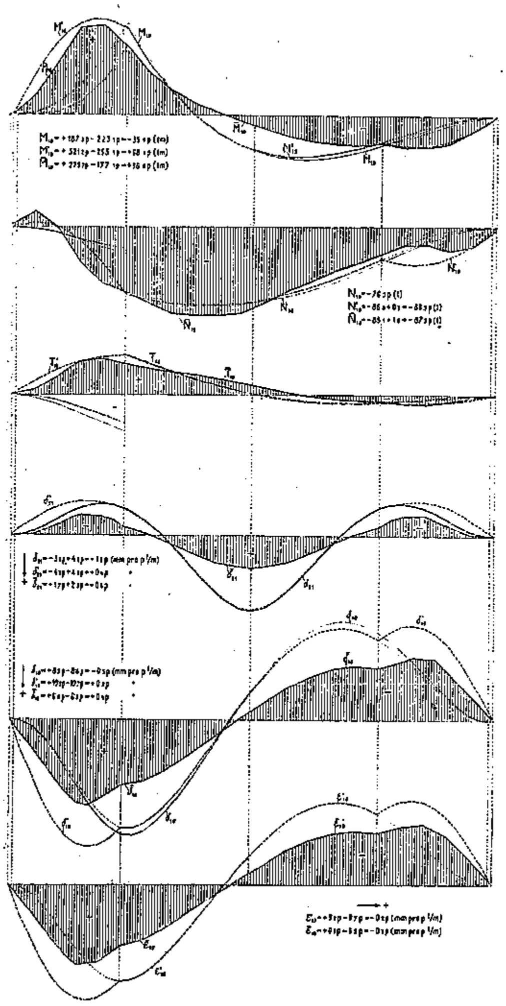
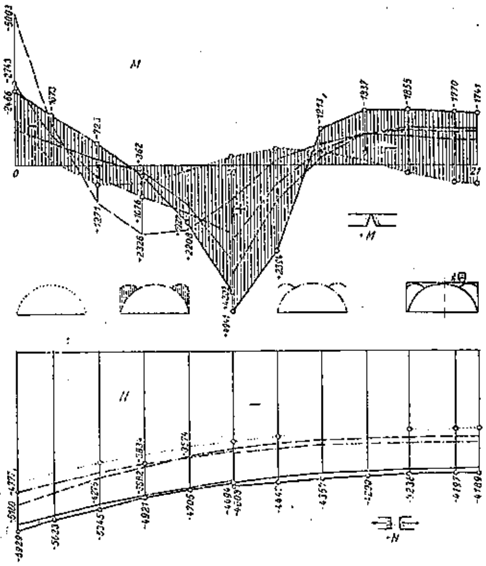


圖-37.



クリート壓縮應力度は夫々 59 kg/cm² 及び 58 kg/cm², 又鐵筋の引張應力度は 908 kg/cm² に過ぎない（許容應力は夫々 70 kg/cm² 及び 1 900 kg/cm² である）。150 kg/m² の風が活荷重と同時に作用した場合には起拱點に於けるコンクリート及び鐵筋の應力度は夫々 67 kg/cm² 及び 865 kg/cm² となる。

表-9.

Querschnitt	Gesamteinflüsse für Hauptbelastung auf 1 m Gewölbebreite		Bewehrung mit Roxorstäben ø R 65 mm		Beanspruchung für Hauptbelastung in kg/cm²	
	M tm	N t	oben	unten	auf Druck (zul. 58 kg/cm²)	auf Zug (zul. 1900 kg/cm²)
0	− 260	− 624	6	6	53	—
2	− 182	− 614	3	3	50	—
4	− 83	− 607	3	3	38	—
6	+ 43	− 580	3	3	32	—
8	+ 234	− 572	3	3	56	23
9	+ 386	− 567	7	3	55	342
10	+ 616	− 575	15	6	57	868
11	+ 461	− 572	10	3	58	652
12	+ 306	− 568	6	3	56	120
14	− 158	− 567	3	3	26	—
16	− 242	− 566	3	3	57	40
18	− 247	− 563	3	3	56	43
20	− 236	− 560	3	3	55	15
21	− 232	− 558	3	3	54	15

[1] − *N* Normalkraft (Axialkraft) Druck,
+ *N* Normalkraft (Axialkraft) Zug,
+ *T* Tangentialkraft (Querkraft) nach aufwärts,
− *T* Tangentialkraft (Querkraft) nach abwärts.