

## 抄録

第24巻第6號 昭和18年6月

応用力学	頁
(75) 無鉸拱の変形理論	625
(76) 波動運動方程式に對する Whittaker 氏の解法に關する一考察	632
<u>水 理</u>	
(77) 水理に關するノモグラム	633
(78) 開水路の水理	655
(79) 導管の抵抗に依る圧力傳達の遅れ	636
<u>コンクリート及鉄筋コンクリート</u>	
(80) 眞空コンクリート	637
<u>橋梁及構造物</u>	
(81) 1936年中の応用力学, コンクリート, 橋梁及構造物に關する主なる海外文献(其の2)	640
(82) 時勢に適する木造トラスに就て	643
(83) Hawaii の長径間ラーメン橋	646
<u>堰 堤</u>	
(84) 石塊堰堤の設計	647
(85) フランス堰堤工事に於ける進歩の段階	651
(86) Parker Dam の制壩工事	655
<u>下 水 道</u>	
(87) Middletown の下水處分	657
<u>港 灣</u>	
(88) 最近の航空港の問題	659
(89) Salt Lake 航空港	663
<u>道 路</u>	
(90) パルプ製造所の不要液体から製造した新しい路面安定材	665
(91) 道路工事に使用したセメント土砂コンクリート	667
<u>雜</u>	
(92) 故 L.N.G. Filon 教授	668

応 用 力 学

## (75) 無鉸拱の変形理論

(A. Hawranek, "Verformungstheorie des Eingespannten Bogens mit einer Stützlinienachse," Der Bauing. Heft 45/46 12. Nov. 1937 S. 719~727.)

此の論文には無鉸, 二鉸, 三鉸拱の変形理論が述べてある。荷重は固定荷重或は等分布荷重  $p$  が載つた場合, 且つ温度, 収縮の影響が各場合について考慮されて

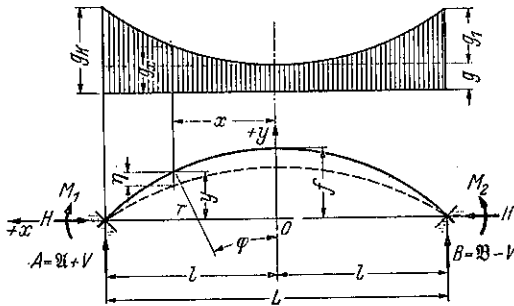
ある。

従來は拱の変形理論と云へば, 拋物線拱のものが述べられてゐた。即ち Melan は拋物線の二鉸及無鉸拱を取扱つて居り, (Melan, J: Handbuch der Ing.-Wissenschaften. Bogenbrücken, S. 513 Aufl. 1906) Müller-Breslau, Fritsche, Kasarnowsky, Fritz, Freudenthal 等は拋物線拱の基礎的研究を行つた。所が現今では鉸及鉄筋コンクリート拱は實際の固定荷重に適合した拱線を使ふ時代となつた。起拱部の固定荷重  $g_k$  は拱頂部の  $g$  の1.5~2倍もある。かゝる故に無鉸拱の変形理論は拋

物線拱によらず、この一般の場合に適合する様にすべきである。實際の状態によく適合した変形理論に依れば、繊維応力が終局の状態に於て平均の分布を保つのである。

図-1 は荷重が連続曲線状に変化すると假定したもので、拱頂より  $x$  の點の荷重を  $g_x$  とした。又座標の中心を拱の中心に置き径間を  $J=2l$ 、拱矢を  $f$  とした。

図-1.



拱環軸の方程式として図-1 の如きものを選ぶ。

$$y = f - \frac{f}{m-1} (\cos \xi k - 1) \dots \dots \dots (1)$$

この式に於て、

$$m = \frac{gk}{g} = \cos k \quad k = \alpha r \cos m \dots \dots \dots (2)$$

$$v = \frac{1}{m-1}$$

$$x = \xi l, \quad \xi = \frac{x}{l} \dots \dots \dots (3)$$

$$k = \alpha l, \quad \alpha = \frac{k}{l} \dots \dots \dots (4)$$

と置けば、  $y = f - fv(\cos \alpha x - 1) = f(1+v) - fv \cos \alpha x$  (1a)

となる。今  $(g_x - g)$  が  $(f - y)$  に比例するとすれば、

$$g_x = g + \frac{f-y}{f} (g_x - g) = g + v(\cos \alpha x - 1)g_1$$

となる。但し

$$\left. \begin{aligned} g - g_1 v &= 0, & g_1 &= gk - g \\ g_x &= g_1 v \cos \alpha x & &= g \cos \alpha x \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5)$$

$H$  を水平反力、 $M_1, M_2$  を起拱部に於ける曲げモーメントとし、 $V$  を次式の如く示せば

$$V = \frac{M_1 - M_2}{2l} \dots \dots \dots (6)$$

對稱荷重の場合は  $V=0, M_1=M_2$  となる。任意の點の曲げモーメントは撓みを  $\eta$  とすると、

$$M_x = \mathfrak{M}_x + V(l-x) - H(y-\eta) + M_1 \dots \dots (7)$$

となる。 $\mathfrak{M}_x$  は A, B を自由支持とした場合の曲げモー

メントである。

I. 温度、收縮の影響を考慮に入れ、固定荷重  $g_x$  が滿載した場合。

(1) 拱の彈性線の微分方程式： 軸応力及温度の影響を考へると、彈性線の式は次の如し。

$$\eta'' = -\frac{M_x}{EJ' \cos \varphi} + \frac{N_x}{EF' d^2 y}{dx^2} (1 + \cos^2 \varphi) + \frac{1}{EF' d^2 y}{dx^2} F \epsilon t \frac{d^2 y}{dx^2} \dots \dots \dots (8)$$

$F', J'$  は任意の點の断面積及二次率である。 $N_x$  は軸応力、 $\epsilon$  は温度係数とする。式を簡單にするため次の如く置き換へる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\gamma} &= -\dot{y} \cos^3 \varphi \\ 1 + \cos^2 \varphi &= 1 + \frac{1}{1 + (\dot{y})^2} = 2 - (\dot{y})^2 + (\dot{y})^4 \\ N_x &= \frac{H}{\cos \varphi} \\ \frac{dN_x}{dx} &= H \cdot \frac{d\left(\frac{1}{\cos \varphi}\right)}{dx} = H \left[ 1 - \frac{1}{2} (\dot{y})^2 + \frac{3}{8} (\dot{y})^4 \right] \dot{y} \dot{y} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1b)$$

すると、

$$\eta'' = -\frac{M_x}{EJ' \cos \varphi} - \frac{Hl}{EF' \cos \varphi} \mp F \epsilon t \dot{y} \dots (\epsilon a)$$

但し

$$d = fv \alpha^2 \cos \alpha x \left[ (1 + \cos^2 \varphi) + \left( 1 - \frac{\dot{y}^2}{2} + \frac{3}{8} \dot{y}^4 \right) f^2 v^2 \alpha^2 \sin^2 \alpha x \cos \varphi \right] \dots \dots (8b)$$

(1a) 式を微分すると。

$$\left. \begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= -fv \alpha \sin \alpha x \\ \frac{d^2 y}{dx^2} &= -fv \alpha^2 \cos \alpha x \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1c)$$

又 (1a) 式より

$$\cos \alpha x = -\frac{y}{fv} + \frac{1+v}{v}$$

角  $\varphi_v$  を 1/4 點の角とし  $F', J'$  の代りに  $F, J$  を定義する。

$$\text{即ち } F' = F^v \cos \varphi_v, \quad J' = J^v \cos \varphi_v, \quad c^2 = \frac{H}{EJ} \dots (9)$$

とすれば

$$\eta'' = -\frac{1}{EJ} \{ M_x - H(y - \eta) + V(l - x) + M_1 \} - \frac{Hd}{EF} \mp y \epsilon t \alpha^2 \pm \epsilon t f \alpha^2 (1 + \nu)$$

(9) 式を使つて

$$\eta'' = -c^2 \left\{ \frac{M_x}{H} - y \left( 1 \mp \frac{\epsilon t \alpha^2}{c^2} \right) + \frac{V}{H} (l - x) + \frac{M_1}{H} \right\} - c^2 \eta - c^2 \left[ \frac{dJ}{F} \mp \frac{\epsilon t f \alpha^2 (1 + \nu)}{c^2} \right]$$

となる。今

$$F(x) = \frac{M_x}{H} - y \left( 1 \mp \frac{\epsilon t \alpha^2}{c^2} \right) + \frac{V}{H} (l - x) + \frac{M_1}{H} + \frac{dJ}{F} \mp \frac{\epsilon t f \alpha^2 (1 + \nu)}{c^2} \dots (10)$$

と置けば、微分方程式は

$$\eta'' + c^2 \eta + c^2 F(x) = 0 \dots (11)$$

となる。

(2) 微分方程式の解法:  $F(x)$  は  $x$  の二次及  $\cos \alpha x$  の函数であるから (11) 式は

$$\eta'' + c^2 \eta = -c^2 (A + Bx + Cx^2 + D \cos \alpha x) \dots (a)$$

と書ける。今

$$R = \frac{\alpha^4 D}{c^2(\alpha^2 + c^2)} \dots (b)$$

と置けば

$$\eta = A \sin cx + B \cos cx - F(x) + \frac{F''(x)}{c^2} - R \cos \alpha x$$

となる。この  $A, B$  は積分常数である。

全荷重を  $G$  とすれば、

$$G = 2 \int_0^l g x dx = 2 \int_0^l g \cos \alpha x dx = \frac{2g}{\alpha} \sin k = 2W \dots (13)$$

但し  $W = \frac{g}{\alpha} \sin k$

又曲げモーメント  $M_x$  は

$$M_x = W(l - x) - \int_{\xi=x}^{\xi=l} g \xi d\xi (\xi - x) = \frac{g}{\alpha^2} (\cos k - \cos \alpha x) \dots (14)$$

今

$$\left. \begin{aligned} w &= 1 \mp \frac{\epsilon t \alpha^2}{c^2} \\ n &= \frac{dJ}{F} \mp \frac{\epsilon t f \alpha^2 (1 + \nu)}{c^2} \end{aligned} \right\} \dots (15)$$

と置けば (10) 式は

$$F(x) = \frac{M_x}{H} - fw[1 - \nu(\cos \alpha x - 1)] + \frac{V}{H}(l - x) + \frac{M_1}{H} + n \dots (16)$$

従つて

$$F'(x) = -\frac{1}{H} \left( \frac{g}{\alpha} \sin \alpha x + V \right) + fw \alpha \sin \alpha x \dots (17)$$

$$F''(x) = \left( -\frac{g}{\alpha} + fw \alpha \right) \cos \alpha x \dots (18)$$

となる。これを使へば式 (12) は

$$\eta = A \sin cx + B \cos cx - \left\{ \frac{M_x}{H} - fw[1 - \nu(\cos \alpha x - 1)] + \frac{V}{H}(l - x) + \frac{M_1}{H} + n \right\} + \left( -\frac{g}{\alpha^2 H} + \frac{fw \alpha^2}{c^2} - R \right) \cos \alpha x \dots (19)$$

対称荷重の場合には  $M_1 = M_2, V = 0$  となる。所が

$$D = -\frac{v}{\alpha} \left( \frac{g_1}{\alpha H} - fw \alpha \right) \dots (20)$$

であるから

$$R = -\frac{\alpha^2 v}{c^2(\alpha^2 + c^2)} \left( \frac{g_1}{\alpha H} - fw \alpha \right)$$

故に

$$\eta = A \sin cx + B \cos cx + fw(1 + \nu) - \frac{V(l - x)}{H} - \frac{M_1}{H} - n - \frac{g_1 v}{\alpha^2 H} \cos k + \frac{z}{\alpha^2} \cos \alpha x$$

$$\eta' = c(A \cos cx - B \sin cx) + \frac{V}{H} + \frac{z}{\alpha} \sin \alpha x$$

$$\eta'' = -c^2(A \sin cx + B \cos cx) + z \cos \alpha x$$

となる。

$$\text{但し } z = \frac{V \alpha c^2}{\alpha^2 + c^2} \left( \frac{g_1}{\alpha H} - fw \alpha \right) \dots (24)$$

である。(7), (1a), (14), (19a) 式より

$$M_x = H \left[ A \sin cx + B \cos cx - \frac{dJ}{F} + \left( fw - \frac{g_1 v}{\alpha^2 H} + \frac{z}{\alpha^2} \right) \cos \alpha x \right] \dots (25)$$

(25) 式を微分すれば、

$$Q_x = H \left[ c(A \cos cx - B \sin cx) + \alpha \left( fw - \frac{g_1 v}{\alpha^2 H} + \frac{z}{\alpha^2} \right) \sin \alpha x \right]$$

となる。

(3) 固定荷重  $g_x$  満載の場合の積分常数の決定: 未

知数は  $A, B, M_1$  であり  $V=0$  である。次の如き周遊条件より決める。

- 1.  $x=l$  の時  $\eta=0$
- 2.  $x=0$  の時  $\eta'=0$
- 3.  $x=l$  の時  $\eta'=0$

(i) (19a) 式に於て、 $x=l$  とし

$$f' = f v (1+v) - n \dots \dots \dots (26)$$

とすれば、

$$\eta = A \sin cl + B \cos cl + f' - \frac{M_1}{H} - \frac{1}{\alpha^2} \left( \frac{g}{H} - z \right) \cos k = 0$$

(ii) 式 (22a) に於て  $x=0$  とすれば

$$\eta' = A c + \frac{V}{H} = 0$$

故に  $A=0$  ( $c \neq 0$ )  $\dots \dots \dots (27)$

(iii) (22a) 式に於て  $x=l$  と置けば

$$\eta' = -B c \sin cl + \frac{z}{\alpha} \sin k = 0$$

故に  $B = \frac{1}{c \sin cl} \frac{z}{\alpha} \sin k \dots \dots \dots (28)$

$A, B$  が解つたから (26) 式より

$$M_1 = H \left[ B \cos cl + f' - \frac{1}{\alpha^2} \left( \frac{g}{H} - z \right) \cos k \right]$$

$A, B, M_1$  を (19a) 式に代入すれば、

$$\eta = B (\cos cx - \cos cl) + \frac{z}{\alpha^2} (\cos \alpha x - \cos k)$$

となる。

(4) 勢力式により水平反力の決定：水平反力は内働と外働とが相等しい事より決まる。

$$\int_0^l g x y dx = \int_0^l \frac{M_x^2 ds}{EJ'} + \int_0^l \frac{N_x^2 ds}{EI''} \dots (30)$$

之を計算して

$$\left. \begin{aligned} & \frac{B}{c^2 + \alpha^2} [g - 2Hc^2 W_3] (c \cos k \sin cl \\ & + \alpha \sin k \cos cl) + \frac{1}{2} \left( \frac{gz}{\alpha^2} - Hc^2 W_3^2 \right) \left( 1 + \frac{1}{\alpha} \sin k \cos k \right) \\ & - \frac{1}{\alpha} [g W_1 + 2Hc^2 W_2 W_3] \sin k \\ & - Hc \left[ \frac{B^2}{2} (\sin cl \cos cl + cl) + 2B W_3 \sin cl + W^2 cl \right] \\ & - \frac{c^2 H I'}{I''} \left[ 1 + \frac{f^2 v^2 \alpha^2}{2} \left( \frac{1}{\alpha} \sin k \cos k + 1 \right) \right] = 0 \end{aligned} \right\} (31)$$

$$こゝに W_1 = B \cos cl + \frac{z}{\alpha^2} \cos k$$

$$W_2 = (1+v)f(w-1) - n = -\frac{dI}{J'}$$

$$W_3 = f v - \frac{g v}{\alpha^2 H} + \frac{z}{\alpha^2}$$

となる。

この式より  $II$  を出すのである。 $II$  が決定すれば  $M_x, Q_x, \eta, M_1$  が計算出来る。

(5) 水平移動より  $II$  の算出：拱の単位部分の水平移動  $d\xi$  は次式で與へられる (Müller-Breslau: Theorie und Berechnung der Eisernen Bogenbrücken, 1880 S. 13 Gl. 22 参照されたし)。

$$\frac{d\xi}{dx} = -\omega \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{dy}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} \dots (a)$$

但し座標  $\eta$  は上方向を + とし、 $\omega$  は単位長さの変化とする。

軸圧力を  $N_x$  温度の変化を  $\pm t^\circ$  とすれば

$$\omega = \frac{N_x}{EJ''} \mp \epsilon t = \frac{II}{EJ'' \cos \varphi} \mp \epsilon t \dots (b)$$

$$d\xi = -\omega (1 + y'^2) dx + \eta' y' dx$$

$$\eta' = -f v \alpha \sin \alpha x \dots (c)$$

$$\eta' = c(A \cos cx - B \sin cx) + \frac{V}{H} + \frac{z}{\alpha} \sin cx \dots (d)$$

故に  $d\xi = -\omega (1 + f^2 v^2 \alpha^2 \sin^2 \alpha x) dx$

$$-f v \alpha \sin \alpha x [c(A \cos cx - B \sin cx)$$

$$+ \frac{V}{H} + \frac{z}{\alpha} \sin \alpha x] dx$$

全体の移動  $dI = \int_{-l}^{+l} d\xi = 0$  であらねばならない。對稱荷重の場合は  $\frac{dI}{2} = 0$   $dI$  を計算すると

$$\left. \begin{aligned} dI &= -2\omega l - f v (z + \alpha f v \alpha^2) \\ & \left( -1 + \frac{1}{\alpha} \sin k \cos k \right) \\ & - \frac{2f v \alpha c B}{c^2 + \alpha^2} (c \sin k \cos cl \\ & - \alpha \cos k \sin cl) = 0 \end{aligned} \right\} (e)$$

この式より試算で  $II$  を出すのである。

對稱荷重では、 $A=0, V=0$  である。

(e) 式に (b) 式を代入すれば、

$$-\left( \frac{II}{EJ'' \cos \varphi} \mp \epsilon t \right) l - \frac{f v}{2} \left[ z + \left( \frac{II}{EJ'' \cos \varphi} \mp \epsilon t \right) f v \alpha^2 \right] \left( -1 + \frac{1}{\alpha} \sin k \cos k \right)$$

$$-\frac{fv\alpha c B}{c^2 + \alpha^2} (c \sin k \cos cl - \alpha \cos k \sin cl) = 0 \dots\dots\dots (f)$$

この (f) 式より  $H$  を求める。(31) 式よりも容易に求まる。

(6) 固定満載荷重  $g_x$  を受けた二鉸拱: この場合は, 7, 10, 16, 17, 19, 22, 30 式に於て  $M_1=0, V=0$  と置けばよい。 $A=0$  となり  $B$  は  $x=l$  の時,  $\eta=0$  より出てくる即ち

$$B \cos cl - \frac{g}{\alpha^2 H} \cos k + f' + \frac{z}{\alpha^2} \cos k = 0$$

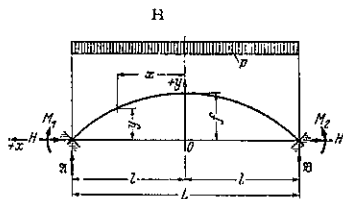
即ち  $B = \frac{1}{\cos cl} \left[ -f' + \frac{1}{\alpha^2} \left( \frac{g}{H} - z \right) \cos k \right] = 0$  (35)

水平反力は (30) 式より出てくる。

II. 等分布荷重  $\eta$  を満載した場合 (但し温度, 収縮の影響を考へる)。

この場合 (図-2 参照)  $M_x$  は

図-2. 等分布荷重を満載した場合



$$M_x = \frac{p}{2} (l^2 - x^2) \dots\dots\dots (36)$$

(17) 式より

$$F''(x) = -\frac{px}{H} + fv\omega\alpha \sin \alpha x \dots\dots\dots (37)$$

又 (18) 式より

$$H''(x) = -\frac{p}{H} + fv\omega\alpha^2 \cos \alpha x \dots\dots\dots (38)$$

(19) 式より

$$R_1 = fv\omega \left( \frac{\alpha^2}{c^2} - 1 \right) - R \dots\dots\dots (39)$$

$$\eta = B \left( \cos cx - \frac{p}{H} \left[ \frac{(l^2 - x^2)}{2} + \frac{1}{c^2} \right] + f' - \frac{M_1}{H} + R_1 \cos \alpha x \right) \dots\dots\dots (40)$$

(22a) 式より

$$\eta' = -Bc \sin cx + \frac{px}{H} + R_1 \alpha \sin \alpha x$$

(23a) 式より

$$\eta'' = -Bc^2 \cos cx + \frac{p}{H} + R_1 \alpha^2 \cos \alpha x \quad (42)$$

(25) 式より

$$M_x = H \left[ B \cos cx - \frac{p}{Hc^2} + W_2 + W_4 \cos \alpha x \right] \dots\dots\dots (43)$$

但し  $\left. \begin{aligned} W_2 &= f(1+v)(w-1) - n \\ W_4 &= fv + R_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (44)$

(26) 式より

$$Q_x = -H [Bc \sin cx - W_4 \alpha \sin \alpha x] \dots\dots\dots (45)$$

積分常数は

$$A=0, \quad B = \frac{1}{c \sin cl} \left( \frac{pl}{H} + R_1 \alpha \sin k \right)$$

となる。

従つて (29) 式より

$$M_1 = H \left[ -\frac{p}{c^2 H} + B \cos cl + f' + R_1 \cos k \right]$$

(40) 式へこの  $M_1$  及次を代入すると

$$W_1 = B \cos cl + \frac{pl^2}{2H} + R_1 \cos k$$

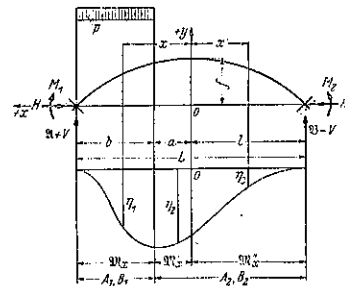
$$\eta = \frac{px^2}{2H} + B \cos cx + R_1 \cos \alpha x - W_1 \dots\dots\dots (46)$$

となる。

III. 等分布荷重を径間の一部に受けた場合 (但し温度の影響を考慮に入れる)。

図-3 より

図-3. 等分布荷重を径間の一部に受けた場合



$$M = \frac{pb}{4l} (4l - b), \quad V = \frac{pl^2}{4l} \dots\dots\dots (50)$$

又單純梁と考へた時の曲げモーメントは

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \frac{p}{2} (l-x) [b' - (l-x)] \\ b' &= \frac{b}{2l} (4l - b) \\ M_x' &= \frac{pb^2}{4l} (l+x) = M_x'' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (51)$$

となる。

従つて(7)式に従つて

- a)  $l > x > a$   $M_x = \mathfrak{M}_x + V(l-x) - H(y - \eta_1) + M_1$
- b)  $a > x > 0$   $M_x' = \mathfrak{M}_x' + V'(l-x) - H(y - \eta_2) + M_1$
- c)  $0 < -x < -l$

$$M_x'' = \mathfrak{M}_x'' + V''(l-x) - H(y - \eta_3) + M_1$$

載荷部分の積分常数を  $A_1, B_1$ , 無載荷部分の積分常数を  $A_2, B_2$  とする。

$$\left. \begin{aligned} S &= f' - \frac{V(l-x)}{H} - \frac{M_1}{H} + R_1 \cos \alpha x \\ S' &= \frac{V}{H} + R_1 \alpha \sin \alpha x = \frac{dS}{dx} \end{aligned} \right\} \dots (52)$$

と置けば

$$\left. \begin{aligned} \eta_1 &= A_1 \sin \alpha x + B_1 \cos \alpha x \\ &\quad - \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - \frac{p}{c^2 H} + s \\ \eta_2 &= A_2 \sin \alpha x + B_2 \cos \alpha x \\ &\quad - \frac{\mathfrak{M}_x'}{H} + s = \eta_3 \\ \eta_1' &= c(A_1 \cos \alpha x - B_1 \sin \alpha x) \\ &\quad - \frac{p}{2H} [-b' + 2(l-x)] + s' \\ \eta_2' &= c(A_2 \cos \alpha x - B_2 \sin \alpha x) \\ &\quad - \frac{pb^2}{4lH} + s' = \eta_3' \end{aligned} \right\} \dots (53)$$

となる。

(1) 積分常数の決定：未知数は、 $M_1, V, A_1, B_1, A_2, B_2$  である。次の6つの周辺条件より決める。

- 1.  $x = a$  :  $\eta_1 = \eta_2$
- 2.  $x = a$  :  $\eta_1' = \eta_2'$
- 3.  $x = l$  :  $\eta_1 = 0$
- 4.  $x = -l$  :  $\eta_3 = 0$
- 5.  $x = l$  :  $\eta_1' = 0$
- 6.  $x = -l$  :  $\eta_3' = 0$

積分常数は次の如くなる。

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= + \frac{1}{H \sin cl} \\ &\quad \times \left\{ \frac{p}{2c^2} [1 - \cos c(l+a)] + V'l \right\} \\ A_2 &= \frac{1}{H \sin cl} \left\{ \frac{p}{2c^2} \right. \\ &\quad \times [1 - \cos c(l-a)] + V'l \left. \right\} \\ B_1 &= - \frac{1}{2c \sin cl} \left[ - \frac{p}{cH} \sin c(l+a) \right. \\ &\quad \left. + \frac{pb}{H} - 2\alpha R_1 \sin k \right] \end{aligned} \right\} \dots (55)$$

$$B_2 = - \frac{1}{2c \sin cl} \left[ \frac{p}{cH} \sin c(l-a) - \frac{pb}{H} - 2\alpha R_1 \sin k \right]$$

起拱部の曲げモーメント  $M_1$  は式(54), 3から

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= - \frac{p}{c^2} + H(A_1 \sin cl + B_1 \cos cl) \\ &\quad + f' + R_1 \cos k \\ \text{又 } M_2 &\text{ は 4 及 } M_2 = M_1 + 2V'l \text{ より} \\ M_2 &= H(-A_2 \sin cl + B_2 \cos cl) \\ &\quad + f' + R_1 \cos k \end{aligned} \right\} \dots (56)$$

(5) 及 (6) 式より  $V$  を計算すると、

$$V = - \frac{p}{2c(1-lc \cot cl)} \left[ \cot cl (\cos ca \cos cl - 1) + \cos ca \cos cl - \frac{bc}{2l}(l+a) \right] \dots (57)$$

以上の結果から  $l > x > a$  では、

$$\left. \begin{aligned} M_x &= H \left[ (A_1 \sin \alpha x + B_1 \cos \alpha x) \right. \\ &\quad \left. - \frac{p}{Hc^2} + W_2 + (R_1 + fv) \cos \alpha x \right] \\ Q_x' &= H \left[ c(A_2 \cos \alpha x - B_2 \sin \alpha x) \right. \\ &\quad \left. + (R_1 + fv) \alpha \sin \alpha x \right] \end{aligned} \right\} \dots (58)$$

$a > x > 0$  では

$$\left. \begin{aligned} M_x' &= H \left[ A_2 \sin \alpha x + B_2 \cos \alpha x \right. \\ &\quad \left. + W_2 + (R_1 + fv) \cos \alpha x \right] \\ Q_x' &= H \left[ c(A_2 \cos \alpha x - B_2 \sin \alpha x) \right. \\ &\quad \left. + (R_1 + fv) \alpha \sin \alpha x \right] \end{aligned} \right\} \dots (58a)$$

(2) 水平反力の決定：水平移動を0と置けば、 $H$ が求まる。この場合の  $H$  は次式の如くなる(図-3参照)。

$$\left. \begin{aligned} &- \frac{2H}{EF} \left[ l + f^2 v^2 \alpha^2 \left( -l + \frac{1}{\alpha} \sin k \cos k \right) \right] \\ &\quad - (\cos k - \cos \alpha a) \frac{fvp}{H} \left[ \left( \frac{b'}{2} - l \right) \right. \\ &\quad \left. + \frac{l^2}{4l} \right] - R_1 f v \alpha^2 \left[ -l + \frac{1}{\alpha} \sin k \cos k \right] \\ &\quad - \frac{fvp}{H} \left[ l \cos k - a \cos \alpha a \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{\alpha} (\sin k - \sin \alpha a) \right] \\ &\quad - \frac{f v \alpha c}{c^2 + \alpha^2} (A_1 - A_2) [\sin k \sin cl \\ &\quad - \sin \alpha a \sin \alpha c + (\cos k \cos cl \\ &\quad - \cos \alpha a \cos \alpha c) \alpha] \end{aligned} \right\} \dots (I)$$

$$+ \frac{fv\alpha c}{c^2 + \alpha^2} [(B_1 + B_2)(-c \sin k \sin cl + \alpha \cos k \sin cl) + (B_1 - B_2)(c \sin \alpha \cos ca - \alpha \cos \alpha \sin ca)] = 0$$

$p$  を満載し温度の影響を考へた場合の  $H$  は次より求まる。

$$\left. \begin{aligned} & \left( \frac{H}{F_1 F} \mp \epsilon t \right) l + \left\{ fv x^2 \left[ \left( \frac{H}{E F} \mp \epsilon t \right) f v \right. \right. \\ & \left. \left. + \frac{R_1}{2} \right] \left( -l + \frac{1}{\alpha} \sin k \cos k \right) \right\} + \frac{fv p}{H} \\ & \left[ l(\cos k - 1) - \frac{1}{\alpha} \sin k \right] - \frac{fv \alpha B c}{c^2 + \alpha^2} \\ & \times (-c \sin k \cos cl + \alpha \cos k \sin cl) = 0 \end{aligned} \right\} \text{(II)}$$

IV. 三 絞 拱

満載荷重  $g_m$  を受けた場合: この場合は  $V=0, M_1=0$  及  $x=l, x=0$  で  $M_x=0$  の条件より積分常数が決定する。結果は次の如し。

$$\eta = B \cos cx - \frac{g}{\alpha^2 H} \cos k + f' + \frac{z}{\alpha^2} \cos \alpha x$$

$$M_x = H \left[ B \cos cx - \frac{dJ}{F} + W_3 \cos \alpha x \right]$$

$$Q_x = H [-B c \sin cx + W_3 \alpha \sin \alpha x]$$

V. 計 算 例

鉄筋コンクリート無絞拱に於て、

径間  $2l=400\text{m}$ , 拱矢  $f=100\text{m}$  (図-4 参照)

とする。

図-4. 径間 400m の無絞拱のモーメント及撓み図

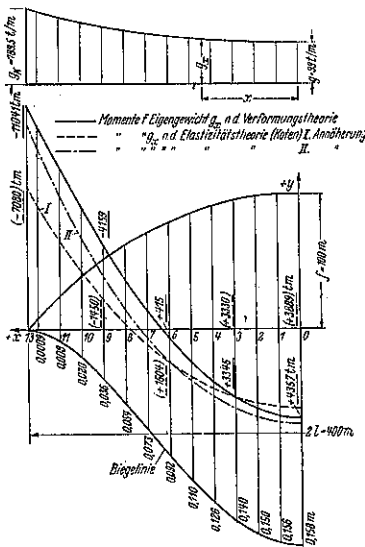


表-1. モーメント及撓み量

Bo-gen-punkt	Momente $M_x$ t/m	Momente $M'_x$ t/m	Unterschied in %	Durch-biegungen m
o/S	4357	3889	+ 12.1	0.153
1	4244	3827	+ 10.87	0.156
2	3906	3642	+ 7.25	0.157
3	3346	3330	+ 0.457	0.139
4	2572	2877	- 10.6	0.126
5	1592	2317	- 31.3	0.110
6	415	1604	- 74.0	0.092
7	- 945	745	-	0.073
8	- 2476	- 260	-	0.054
9	- 4159	- 1450	-	0.036
10	- 5983	- 2809	-	0.020
11	- 7928	- 4359	+ 32.0	0.008
12	- 9980	- 6118	+ 63.0	0.001
13/K	- 11041	- 7080	+ 56.0	0.000

又次の如き数値を用ひる。

$$g_k = 189.5 \text{ t/m}, g = 99.0 \text{ t/m}, g_1 = 90.5 \text{ t/m},$$

$$E = 2100000 \text{ t/m}^2$$

$$m = 1.91414, k = 1.265904, v = 1.093923,$$

$$\alpha = 0.00632952$$

$$\alpha^2 = 0.0000400628234, F = 35.412068 \text{ m}^2,$$

$$J = 158.946752 \text{ m}^4$$

(例 1) 拱及車道の自重がかかる ( $g_m$  の満載荷重) の場合

(31) 式より 3 回の試みの結果  $H = 22471 \text{ t}$  となる。

こゝに  $c^2 = 0.00006732113781 \text{ m}^{-2}$ ,  $c = 0.008204946 \text{ m}^{-1}$ ,

$cl = 1.6409892$ ,  $\sin cl = 0.99753749$ ,  $\cos cl = -0.07013523$ ,

$z = 0.00001449152$ ,  $B = 0.4565626$ ,  $R = -0.12810106$ ,

$H_1 = 0.660362076$ ,  $n = 0.04750257 = -H_2$ ,  $fv = 109.3923 \text{ m}$ ,  $\frac{g_1 v}{\alpha^2 H} = 109.9691791$ ,  $W_3 = fv + \frac{z}{\alpha^2}$

$-\frac{g_1 v}{\alpha^2 H} = -0.2151592$ ,  $\frac{dJ}{F} = -0.0477682$  これ等の値を使つて  $M_x, \eta_x$  を計算すると図-4, 表-1 の如くなる。

表中の  $M_x'$  は弾性理論より求めた値である。

(例 2) (例 1) の場合に更に  $-15^\circ\text{C}$  の温度の影響及収縮に對し  $-35^\circ\text{C}$  を考慮した場合

(f) 式より  $t = -50^\circ\text{C}$  と置くと  $H = 22228 \text{ t}$  となる。

$\epsilon = 0.000012^\circ\text{C}$  とす。こゝに  $c^2 = 0.00006659313 \text{ m}^{-2}$   $z = 0.00604351699$

$$c = 0.00816046 \text{ m}^{-1} \quad B = 1.377674456$$

$$cl = 1.63209228 \quad W_3 = 1.00039096$$

$$\sin cl = 0.99813339 \quad W_3 = -0.69296212$$

$$\cos cl = -0.06125757$$

$M_x$  及  $\eta$  は図-5 及 表-2 の如くなる。

図-5. 温度の影響を考慮した場合の図

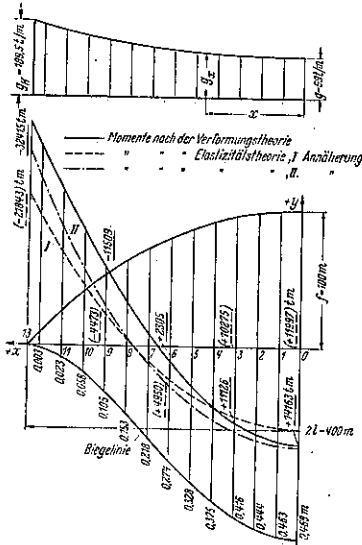


表-2. 温度の影響を考慮した場合の値

Bogenpunkt	Momente \$M_x\$ t/m	Momente \$M_x\$ t/m (Elast.-Th.)	Unterschied in %	Durchbiegung in m
0/S	14163	11997	18.1	0.469
1	13824	11807	17.1	0.463
2	12808	11235	14.1	0.444
3	11126	10275	8.5	0.416
4	8800	8875	—	0.375
5	5849	7148	—	0.328
6	2305	4950	—	0.274
7	— 1795	2299	—	0.218
8	— 6414	— 831	—	0.153
9	— 11509	— 4473	—	0.105
10	— 17032	— 8665	96.8	0.058
11	— 22038	— 13448	70.5	0.023
12	— 29181	— 18873	54.8	0.003
13/K	— 32415	— 21843	48.3	0

(山内一郎)

(76) 波動運動方程式に対する Whittaker 氏の解法に関する一考察

(Sigekata Syōno. Proceedings of the Physico-Mathematical Society of Japan, Third Series, Volume 20, No. 2, Feb., 1938.)

三次元の波動運動方程式

$$\frac{\partial^2 V}{\partial t^2} = c^2 \left( \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial z^2} \right) \dots (1)$$

に対し Whittaker 氏は次の解を得た。

$$V = \int_{-\pi}^{\pi} \int_0^{\pi} F(x \sin u \cos v + y \sin u \sin v + z \cos u + ct, u, v) du dv$$

但し, \$x, y, z\$: 直角座標. \$F\$: 任意の函数, \$c\$: 波の

速さ, 特別の場合には上記の解は次の如くなる。

$$V = \int_{-\pi}^{\pi} \int_0^{\pi} e^{ik(x \sin u \cos v + y \sin u \sin v + z \cos u + ct)} \times f(u, v) \sin u du dv \dots (2)$$

今後時刻を含む項 \$ct\$ を省略することにする。尙 Whittaker 氏は (2) 式より \$x, y, z\$ に対応する球座標 \$r, \theta, \varphi\$ を用ひ

$$\frac{1}{\sqrt{r}} J_{n+1/2}(kr) P_n^m(\cos \theta) \cos m \varphi$$

なる解を導いてあるが、之と (2) 式との間の関係を示してゐない。この関係を表はす明確な形を知ることが或る境界値問題等に必要であるから、本論文ではそれを求めて見やうとするのである。

先づ次の如き積分を考へる。

$$I = \int_{-\pi}^{\pi} \int_0^{\pi} (A \cos mv + B \sin mv) P_n^m(\cos u) \times e^{ik(x \sin u \cos v + y \sin u \sin v + z \cos u)} \times \sin u du dv \dots (3)$$

但し \$A, B\$ は常数, \$P\_n^m(\cos u)\$ は degree \$n\$, order \$m\$ の "associated Legendre function."

(3) 式を次式により球座標に直す。

$$x = r \sin \theta \cos \varphi, y = r \sin \theta \sin \varphi, z = r \cos \theta \dots (4)$$

然らば次の如くなる

$$I = \int_{-\pi}^{\pi} \int_0^{\pi} (A \cos mv + B \sin mv) P_n^m(\cos u) \times e^{ikr(\cos \theta \cos u + \sin \theta \sin u \cos(v-\varphi))} \times \sin u du dv \dots (5)$$

$$= \int_0^{\pi} P_n^m(\cos u) e^{ikr \cos \theta \cos u} \sin u du \times \int_{-\pi}^{\pi} (A \cos mv + B \sin mv) \times e^{ikr \sin \theta \sin u \cos(v-\varphi)} dv \dots (6)$$

尙 \$v\$ に關する積分を次の如く置く。

$$I_1 = \int_{-\pi}^{\pi} (A \cos mv + B \sin mv) \times e^{ikr \sin \theta \sin u \cos(v-\varphi)} dv \dots (7)$$

更に \$v-\varphi = \chi\$ とおけば,

$$I_1 = (A \cos m\varphi + B \sin m\varphi) I_1' + (-A \sin m\varphi + B \cos m\varphi) I_1'' \dots (8)$$

$$\text{但し } I_1' = \int_{-\pi}^{\pi} \cos m\chi e^{ikr \sin \theta \sin u \cos \chi} d\chi \dots (9)$$

$$I_1'' = \int_{-\pi}^{\pi} \sin m\chi e^{ikr \sin \theta \sin u \cos \chi} d\chi \dots (10)$$

(9) の被積分函数は \$\chi\$ に關し偶函数であるから次の如くなる。



$$I_1' = 2 \int_0^\pi \cos m\chi e^{ikr \sin \theta \sin u \cos \chi} d\chi$$

$$= 2\pi i^m J_m(kr \sin \theta \sin u) \dots \dots \dots (11)$$

(10) の被積分関数は  $\chi$  の奇函数であるからその積分は 0 となる。故に

$$I_1' = 2\pi i^m (A \cos m\varphi + B \sin m\varphi) J_m(kr \sin \theta \sin u) \dots \dots (12)$$

(12) を (6) に代入すれば、

$$I = 2\pi i^m (A \cos m\varphi + B \sin m\varphi) \int_0^\pi e^{ikr \cos \theta \cos u} J_m(kr \sin \theta \sin u) P_n^m(\cos u) \times \sin u du \dots \dots \dots (13)$$

こゝに於て次の関係式 (Watson, Bessel function p. 379) を使ふ。即ち

$$\int_0^\pi e^{iz \cos \theta \cos \psi} J_{\nu-\frac{1}{2}}(z \sin \theta \sin \psi) \times C_{\nu}^{\nu}(\cos \theta) \sin^{\nu-\frac{1}{2}} \psi d\theta$$

$$= \left(\frac{2\pi}{z}\right)^{\frac{1}{2}} i^{\nu} \sin^{\nu-\frac{1}{2}} \psi C_{\nu}^{\nu}(\cos \psi) J_{\nu+1}(z) \dots \dots \dots (14)$$

但し  $C_{\nu}^{\nu}(\cos \varphi)$ : Gegenbauer の函数

今  $z = kr$ ,  $r = n - m$ ,  $\nu = m + \frac{\theta}{2}$ ,  $\theta = u$ ,  $\psi = \theta$  とおけば (14) 式は次の如くなる。

$$\int_0^\pi e^{ikr \cos \theta \cos u} J_m(kr \sin \theta \sin u) \times C_{n-m}^{m+\frac{1}{2}}(\cos u) \sin^{m+1} u du$$

$$= \left(\frac{2\pi}{kr}\right)^{\frac{1}{2}} i^{n-m} \sin^m \theta C_{n-m}^{m+\frac{1}{2}}(\cos \theta) J_{n+\frac{1}{2}}(kr) \dots \dots \dots (15)$$

更に次の関係式 (Watson and Whittaker: Modern Analysis p. 529) を使ふ。

$$C_{n-r}^{r+\frac{1}{2}}(z) = \frac{(1-z^2)^{-\frac{1}{2}r}}{(2r-1) \dots 3 \cdot 1} P_n^r(z) \dots \dots (16)$$

こゝに於て  $z = \cos u$ ,  $r = m$  とおけば

$$C_{n-m}^{m+\frac{1}{2}}(\cos u) = \frac{\sin^m u}{(2m-1) \dots 3 \cdot 1} P_n^m(\cos u)$$

或は

$$\sin^m u C_{n-m}^{m+\frac{1}{2}}(\cos u) = \frac{2^m \Gamma(m+1)}{\Gamma(2m+1)} P_n^m(\cos u) \dots \dots \dots (17)$$

(17) を式 (15) 式に代入すれば

$$\int_0^\pi e^{ikr \cos \theta \cos u} J_m(kr \sin \theta \sin u) \times P_n^m(\cos u) \sin u du$$

$$= (2\pi)^{\frac{1}{2}} i^{n-m} \frac{J_{n+\frac{1}{2}}(kr)}{\sqrt{kr}} P_n^m(\cos \theta) \dots (18)$$

(13) 式と (18) 式とを比較すると次式を得る。

$$\int_{-\pi}^\pi \int_0^\pi (A \cos mv + B \sin mv) P_n^m(\cos u) \times e^{ik(x \sin u \cos v + y \sin u \sin v + z \cos u)} \sin u du dv$$

$$= (2\pi)^{\frac{3}{2}} i^n \frac{J_{n+\frac{1}{2}}(kr)}{\sqrt{kr}} P_n^m(\cos \theta) (A \cos m\varphi + B \sin m\varphi) \dots \dots \dots (19)$$

$k$  を  $-k$  と置き換へ尙次の関係式

$$J_\nu(ze^{i\pi}) = e^{i\nu\pi} J_\nu(z)$$

を使へば (19) 式は次の如くなる。

$$\int_{-\pi}^\pi \int_0^\pi (A \cos mv + B \sin mv) P_n^m(\cos u) \times e^{-ik(x \sin u \cos v + y \sin u \sin v + z \cos u)} \sin u du dv$$

$$= (2\pi)^{\frac{3}{2}} i^n \frac{J_{n+\frac{1}{2}}(-kr)}{\sqrt{-kr}} P_n^m(\cos \theta) (A \cos m\varphi + B \sin m\varphi)$$

$$= (2\pi)^{\frac{3}{2}} i^{-n} \frac{J_{n+\frac{1}{2}}(kr)}{\sqrt{kr}} P_n^m(\cos \theta) (A \cos m\varphi + B \sin m\varphi) \dots \dots \dots (20)$$

(20) 式が求めんとしてゐた所の式である。

上記の解は特異點を含まない従つて停止波の性質を有する。

成長波 (diverging wave) 或は消滅波 (converging wave) の解を得る爲には積分路を實軸上  $-\pi$  から  $\pi$  迄とらず、他の経路を通る様にしなければならぬ。  
(伊藤 剛)

水 理

(77) 水理に関するノモグラム

1. 管内の水流

(James R. Griffith, "Flow of Water in Pipes," West. Const. News, April 1937, p. 156.)

管内の水流は管の内側の粗度係數に左右される故に正確に解く事が出来ない。然かし往々速かに是を見積る必要が起る。特殊の管を使用する場合或は一般の場合に當嵌まる澤山の公式が作られ、之等澤山の公式の中で解法が容易なる爲に指數式を常に技術者が愛用してゐる。

此の方法による 1 公式にして一般的に常に使用するのは有名なる基本公式 Chézy formula 中の  $C$  の値を見出すマンニングの公式である。此の公式を応用した時の完全な式は次の様である。

$$v = 1.486/n \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

- v: 水流速度 (呎毎秒)
- R: 径深
- S: 水頭傾斜線の勾配
- n: クッターの粗度係數

図-6.  
FLOW OF WATER IN PIPES

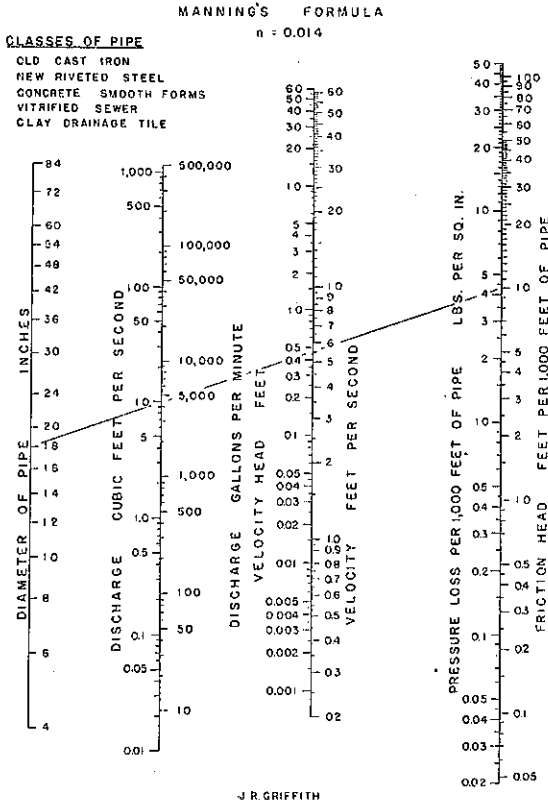


図-6 は上記公式に依り作製したるものにして、 $n$  の値は一般に種々の管に當てはまる値と云はれてゐる 0.14 を使用した。図-6 中の解法線は次の条件を示してゐる。

摩擦水頭 = 1000 呎に對し 10 呎或は水頭傾斜 10/1000  
図-6 より次の諸値が得られる。

摩擦による圧力減退 = 1000 呎長の管にて 1 呎に付き 4.3 lbs. 速度  $v = 5.5$  呎毎秒、流速水頭 = 0.46 呎  
流量  $Q = 9.8$  呎<sup>3</sup> 毎秒或は 4400 ガロン毎分

2. シボレチ堰流量

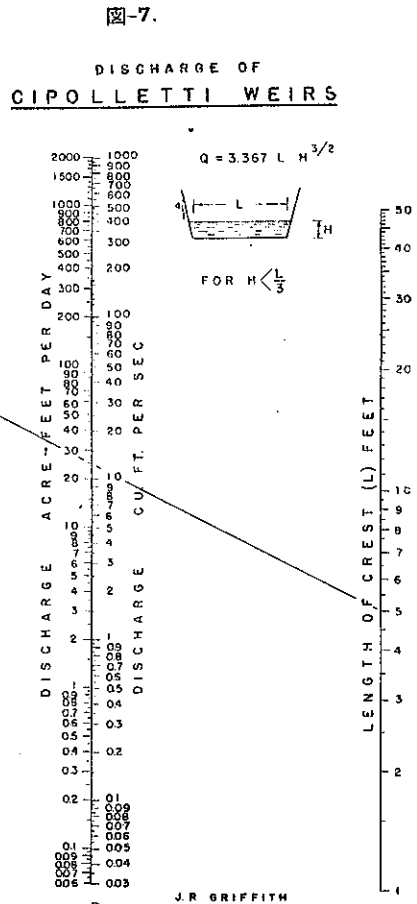
(James R. Griffith, 'Cipolletti Weir Discharge,' West. Const. News, Aug. 1937, p. 326.)

シボレチ堰公式に依り計算した流量は餘り正確でな

い事が實驗に依り證明されてゐるが、此の方法が流量の計算や測定に實際に於て多く使用されてゐる。鎮定堰を使用する事が實際的でなく又不可能なる際はシボレチ堰を使用する事が最も現場作業に適して居り又簡單でもある。多くの場合其の精確度は大抵許容範圍内にある筈である。

図-7 はシボレチ堰の流量を計算する爲作製したものである。

技術者は往々深さを讀む際呎を以てするが堰の使用者は時に吋で讀む場合があるから本図表には兩方の讀み目盛を示した。



1 日に 25 英町呎の最大假想流量を有する灌溉用溝にシボレチ堰を設置したと假定する。そして如何なる堤を築造す可きか又如何なる水の深さに量水標を設ける可きかを求めるものと假定する。

図-7 を見れば判る如く  $H$  が  $L/3$  の限度内に於ても

猶澤山の条件があるが、解法線は  $L=5$  呎と仮定した状態の場合を示すのである。深さの目盛により  $H=9.9$  呎となる事が判る。而して流量目盛を見れば仮定した状態の流量が約 12.5 呎<sup>3</sup> 毎秒なる事が知れる。

上記目盛より得たる流量を公式により照合すれば、  

$$Q = 3.367 LH^{3/2} = 3.367 \times 5 \times (9.9/12)^{3/2}$$

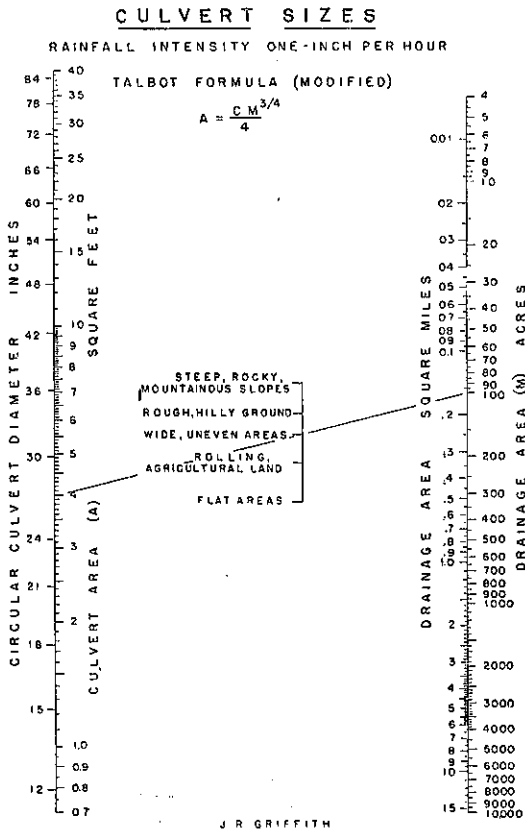
$$= 12.6 \text{ 呎}^3/\text{秒} = 25.0 \text{ 英町呎}/24 \text{ 時間}$$

接近流速の爲、訂正の必要あれば深さ  $H$  に  $(1.5 \frac{v^2}{2g})$  を加へるとよい。此の中  $v$  は接近流速 呎/秒である。接近流速が判つてゐる時はその接近流速の  $(\frac{v^2}{2g})$  の値を前掲管内流水の図表から計算出来る。同図表の左から第 3 番目の目盛により速度と速度水頭の比較が判る。大抵の水利工事には接近流速は小さくて無視しても良い程の程度である。

例するなれば、上記の假定堰が底幅 8 呎、側傾斜 1:1、水深 5 呎、断面積 65 呎<sup>2</sup> の溝に設置されたとすれば、

$$v = Q/A = 12.6/65 = 0.194 \text{ 呎/秒}$$

図-8.



之は前掲図表に示した限度以下であるから、正確なる値を得る爲には小さ過ぎる。計算すれば、

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.194^2}{64.4} = 0.000685 \text{ 呎}$$

3. 暗渠の寸法

(James R. Griffith, "Culvert Sizes" West. Const. News, Dec. 1937 p. 501.)

技術者が與へられたる排水区域に必要な暗渠の寸法を求める事は中々至難なる業である。然かし當面した場合はやり遂げねばならない仕事である。

図-8 は良い材料や記録の乏しい際に設計者が適當に假定の出来る助けともなる様に作製したものであるから、在來の暗渠の中で精密に研究して作られたものには比較出来ない。

暗渠の設計や流出量に關する公式は皆近似値を求めたものであり Talbot formula が簡單である爲常に使用される。

$$A = CM^{3/4}$$

A: 水路の必要断面, sq. ft. M: 排水面積, 英町

C: 排水区域の地形に對する係數

- C=1: 險しき岩石地域。
- C=2/3: 緩勾配の荒い丘陵地帯。
- C=1/2: 長さの割合に大麥廣く凹凸ある地帯。
- C=1/3: 長さが幅の 3-4 倍ある農耕地。
- C=1/5: 平坦なる地帯。

太平洋沿岸諸州では最大降雨量は 1 時間に 1 吋位であり Talbot 氏の式は 1 時間に 4 吋を目標としてゐるので上式を次の如く更めた。  $A = \frac{CM^{3/4}}{4}$  本図表から得られる水路断面に降雨量を掛け水路断面が得られる。図表は總ての目盛に交はる唯だ 1 本の線で解ける。

解法線は 100 英町の平坦でない幅の廣い排水區域 (C=1/2) の解法線である。即ち水路の必要断面は 3.97 呎<sup>2</sup> で暗渠の直径は 30 吋必要である。照合すれば、

$$\text{排水面積} = \frac{100 \times 43560}{(5280)^2} = 0.156 \text{ mi}^2$$

$$\text{水路断面積} = \frac{CM^{3/4}}{4} = \frac{0.5 \times (100)^{3/4}}{4} = 3.96 \text{ ft}^2$$

$$\text{必要直径} = \sqrt{\frac{4 \times 3.96}{3.1416}} = 2.25 \text{ ft.} = 27 \text{ 吋}$$

(中谷茂壽)

(78) 開水路の水理 (Chézy 及 Bazin の C)

(By F. W. Woods Engineering, Jan. 28, 1938.)

米國 Mississippi 及 Irrawadi 兩河川に於ける實測

表-3.

観測所	河口からの距離(呎)	Q(圓)	平均水深呎	径深 R 呎	勾配 One in :	観測流速 呎/秒	Chezy's constant	Bazin's constant
Carrollton	100	730 000	79.0	74.0	250 000	4.00	235	105
Vicksburg	470	760 030	64.0	52.1	33 000	5.56	141	104
Natches	380	756 000	37.5	36.9	15 600	4.40	90	103
New Madrid	1 020	748 000	33.5	38.0	8 200	4.75	70	103
R. Irrawadi	218	757 000	33.4	31.7	11 000	4.90	86	102
Carrollton	100	1 075 000	77.0	72.6	62 000	5.56	175	105
Vicksburg	470	1 639 000	62.4	59.5	21 000	6.40	121	105
Fulton	—	1 013 000	55.8	53.5	16 100	7.47	130	104
Columbus	1 060	1 030 000	70.0	65.0	14 700	6.96	104	105
R. Irrawadi	218	1 100 000	41.0	39.0	10 760	5.33	89	103

結果より Chezy's constant 及び Bazin's constant を逆算して見た所表-3 の結果を得た。

(伊藤 剛)

連続式は

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + u \frac{\partial \rho}{\partial x} + f \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(3)$$

状態の変化が断熱的であるとすれば密度  $\rho$  と圧力  $p$  との関係は

$$\frac{p}{\rho_0} = \frac{\rho^{\gamma}}{\rho_0^{\gamma}} \dots\dots\dots(4)$$

但し  $p_0$  及  $\rho_0$  は標準状態の圧力及密度である。圧力及密度の変化が  $p_0$  及  $\rho_0$  に比して極めて小であるとすれば (4) 式より

$$d\rho = \frac{\rho_0}{\gamma p_0} dp \dots\dots\dots(5)$$

(5) 式により (3) 式を書換へると

$$\frac{1}{\gamma p_0} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{1}{\gamma p_0} \bar{u} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} = 0$$

第 2 項は他に比し小であるから省略すると

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} = -\frac{1}{\gamma p_0} \frac{\partial p}{\partial t} \dots\dots\dots(6)$$

(2) 式を変形すれば (左邊第 2 項を省略し)

$$\frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial x \partial t} = -\frac{1}{f_0} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} - \frac{8\mu}{\rho_0 \alpha^2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x}$$

更に (6) 式を代入すれば

$$-\frac{1}{\gamma p_0} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = -\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{8\mu}{f_0 \alpha^2 \gamma p_0} \frac{\partial p}{\partial t}$$

結局  $\frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + \frac{8\mu}{\rho_0 \alpha^2} \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\gamma p_0}{f_0} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} \dots\dots\dots(7)$

本式を適當なる条件の下に解けばよいわけである。第 1 項は慣性式を第 2 項は粘性抵抗力を表はす。計器に接続する管の中の現象に於ては通常第 1 項は第 2 項に比し小であるから更に簡單な式

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\gamma p_0 \alpha^2}{8\mu} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} \dots\dots\dots(8)$$

を得る。 $\kappa^2 = \frac{\gamma p_0 \alpha^2}{8\mu}$  を圧力傳達率と云ふことが出来る。之によれば圧力の傳達は管径の自乗に比例し、圧力に

(79) 導管の抵抗に依る圧力傳達の遅れ

(武田晋一郎著 東京帝大、航空研究所彙報、) 第 161 號、昭和 13 年 1 月

圧力に依り作働する計器等の如く受圧部と指示部との間の距離が大なる場合には比較的直径の小さな導管で連絡するを常とする。従つて測定圧力が時間的に相當速く変化する時には導管壁の摩擦抵抗の影響を受けて圧力の傳達に遅れを生じ指示の誤差が現はれる。この間の関係を求めんとするのである。

1. 管の中の圧力の傳播： 曲率が餘り大きくない滑らかな半径  $a$  の円管中の圧力の傳達に就て考へる。管の軸方向を  $x$  軸とすれば、流れの速度  $u$  に對しての運動方程式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\mu}{\rho} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)$$

となる。 $u \frac{\partial u}{\partial x}$  及  $\frac{\mu}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$  の項は他の項に比して小さいから省略する。圧力の時間的変化が餘り急激でなく、層流中の速度分布が定常層流の場合と大差なしとすれば圧力勾配  $\frac{\partial p}{\partial x}$  と平均流速  $\bar{u}$  との間には次の関係がある (Lamb, p. 553)。

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{8\mu}{a^2} \bar{u} \dots\dots\dots(1)$$

運動方程式を平均速度  $\bar{u}$  に對して書換へる時、最後の 3 項は上式の關係により  $-\frac{8\mu}{a^2} \bar{u}$  に等しいと考へて差支へないから、

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{8\mu}{f_0 a^2} \bar{u} \dots\dots\dots(2)$$

比例して大きくなるのがわかる。

2. 閉端管の場合： 管の一端  $x=0$  の圧力  $F(t)$  が與へられ、他端  $x=l$  に於ける圧力を求める時その終端が管径を変化することなしに閉ぢられてある場合。之は終端に連結した圧力計が殆んど容積を持たぬ、例へば液体圧力計に連絡した場合に相當する。

初期条件は  $t=0$  に於て  $p=\text{const.}$

境界条件は  $x=0$   $p=F(t)$

$$x=l, \bar{u}=0 \text{ より (2) 式に於て } \frac{\partial p}{\partial x}=0$$

である。(8) 式を上条件の下に解きて  $x=l$  に於ける圧力  $p_l$  を求めると

$$p_l = \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{\kappa^2}{l^2} (2n+1) \frac{\pi}{2} \times \int_0^l F(\lambda) e^{-\frac{\kappa^2}{l^2} (2n+1)^2 \frac{\pi^2}{4} (l-\lambda)} d\lambda \dots\dots (9)$$

を得る。 $x=0$  の圧力が週期的に変化する場合には  $F(t) = A \sin \omega t$  であるから之を上式に代入し準定常状態に關する項のみを求めると、

$$p_l = B \sin(\omega t - \beta) \dots\dots\dots (9')$$

但し

$$B = A \frac{\kappa^2}{l^2} \pi \sqrt{\left\{ \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n (2n+1) \frac{\kappa^2 (2n+1)^2 \pi^2}{4l^2}}{\left( \frac{\kappa^2 (2n+1)^2 \pi^2}{4l^2} \right)^2 + \omega^2} \right\}^2 + \left\{ \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n (2n+1) \omega}{\left( \frac{\kappa^2 (2n+1)^2 \pi^2}{4l^2} \right)^2 + \omega^2} \right\}^2}$$
$$\beta = \tan^{-1} \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n (2n+1) \omega}{\left( \frac{\kappa^2 (2n+1)^2 \pi^2}{4l^2} \right)^2 + \omega^2}}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n (2n+1) \frac{\kappa^2 (2n+1)^2 \pi^2}{4l^2}}{\left( \frac{\kappa^2 (2n+1)^2 \pi^2}{4l^2} \right)^2 + \omega^2}}$$

となる。従つて終端の圧力変化の振幅  $B$  は大体長  $l$  の自乗に逆比例して減少し、位相は遅れるが矢張正弦的变化をすることがわかる。然しそれらの大きさは判定し難い。 $l$  が極めて大ならば  $l=\infty$  として問題を解き終る後  $x=l$  に對する  $p$  の値を計算するも大差ない。この場合微分方程式 (8) を次の条件の下に解けばよい。

$$x=0 \dots p=F(t), t=0 \dots p=0$$

この解は

$$p = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\infty} F'(\lambda) t - \frac{x^2}{4\kappa^2 \lambda^2} e^{-\lambda^2 d \lambda} \dots (9'')$$

$F(t)$  を一般的に

$$F(t) = \frac{b_0}{2} + \sum_{m=1}^{\infty} \rho_m \sin(m\omega t + \lambda_m)$$

なる Fourier 級數に展開出来たものとすれば準定常態に達した後の解は

$$p = \frac{b_0}{2} + \sum_{m=1}^{\infty} \rho_m e^{-\frac{x}{\kappa} \sqrt{\frac{m\omega}{2}}} \sin\left(m\omega t - \frac{x}{\kappa} \sqrt{\frac{m\omega}{2}} + \lambda_m\right)$$

3. 有容積端管の場合： 終端が容積  $V_0$  の室に連絡せる場合を考へる。之は相當大なる容積部を有する液体圧力計、空盒等を有する静圧室等の場合に相當してゐる。先づ終端が容積  $V_0$  を有することを表はすべき境界条件を求める。容積室の空氣の密度の変化は導管より空氣が流入することに依るから

$$dp = \frac{\rho_0 \pi a^2}{V_0} \bar{u} dt$$

之と圧力の密度による変化の關係 (5) 式を用ふれば

$$\left(\frac{\partial p}{\partial t}\right)_{x=l} = \frac{\gamma \rho_0 \pi a^2}{V_0} \bar{u}_{x=l}$$

$\bar{u}_{x=l}$  は (1) 式により  $-\frac{\alpha^2 \partial p}{8\mu \partial x}$  に等しく、 $\left(\frac{\partial p}{\partial t}\right)_{x=l}$  は (8) により  $\frac{\gamma \rho_0 \alpha^2}{8\mu} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial x^2}\right)_{x=l}$  に等しき故結局

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} = -\frac{\pi a^2 \partial p}{V_0 \partial x}, x=l \dots\dots\dots (10)$$

が境界条件となる。上の条件の下に (8) 式を解けばよいのであるがこの式では  $p_{x=0} = Rt$  の場合の定常解のみを求めることにする。それには  $p = Rt - \alpha(x)$  とおき  $d(x)$  を決定すればよい。即ち

$$p = Rt - \frac{8\mu}{\gamma \rho_0 \alpha^2} R \left\{ lx - \frac{x^2}{2} + \frac{V_0}{\pi a^2} x \right\} \dots (11)$$

を得る。之と閉端管即ち  $V_0=0$  の場合とを比較すれば圧力の管に沿つての分布の様子は長さが  $\left(l + \frac{V_0}{\pi a^2}\right)$  の管の終端が閉ぢられてある場合と相等しきことがわかる。 $x=l$  として空氣室の圧力を求めれば

$$p = Rt - \frac{8\mu}{\gamma \rho_0 \alpha^2} R \frac{l^2}{2} - \frac{8\mu}{\gamma \rho_0 \alpha^2} R \frac{V_0}{\pi a^2} l \dots (12)$$

となる。遅れの第 1 項 (右邊第 2 式) は導管自身によるもの、第 2 項 (右邊第 3 式) は容積の影響を表はし導管を單なる毛細管抵抗体と見做した場合の値に等しい。(伊藤 剛)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(80) 眞空コンクリート

(William F. Lockhardt, "Vacuum Concrete" Journal of A. C. I. Jan.-Feb. 1938, p. 305-319.)

眞空コンクリートは施工上並に經濟上許し得る最小

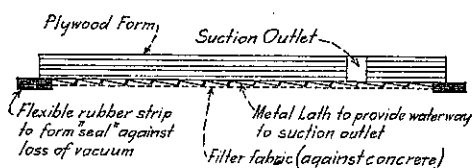
限度の水セメント比を以てコンクリートを作成する最近の一つの試みであつて、本方法は従來の如くコンクリートを混合する際に使用水量の低減を計る代りにコンクリートが型枠に打込まれてから餘分の水を排除するものである。本方法ではコンクリートを圧密すること、其の實際硬化用水量（水セメント比）を低減することが全く同時に行はれ得るのであつて、此の兩作用が同時に行はれる點に極めて重要な意義が存在するものと云へる。何故なれば水隙を減ずることなく只單に水のみを排除するのならば本方法も大して効果的なものとは云へないからである。

當初の水セメント比を等しくする普通コンクリートと真空コンクリートとを比べて見ると後者は圧縮強度に於て 40~100% 以上大であり、又其の實際硬化用水量は普通約 30% 減ぜられる。圧縮強度に於ける最も顯著な増加は當初混合時に最大量の水を使用したコンクリートに於て始めて認められる理であるが、然しすべての場合を通じて、強度増加の跡は當に歴然たるものがある。

(1) 作業の詳細：本真空コンクリート施工法がどんな風に従來のコンクリート打作業に折込まれるかと云ふことを説明するために、茲に作業の詳細を記述する。コンクリートに施工軟度を與へるために加へられた餘分の水はサクシオンマットの働きに依つて吸出されるのであつて、此のマットは適當な方法に依り真空ポンプに連絡されて居る。マットはコンクリートと直接接觸する型枠の一部であつてもよし、水平若しくは傾斜した面（例へば床、道路及家根）等の場合は携帶可能でコンクリート打の進抄につれて其の頂面に順次當てがついてける様な形をとつても良い。

マットの構造は其の用途に応じて異なる理であるが、然し原則として緊密な不透性のゴム、木材、或は金屬の背部を有し、コンクリートに接する面には濾過布を有して居る。濾過布の背面には一翳の溝形鋼を配列し、排水の通路を形成するものであつて、吸出された水は之を通り出口の方へ流出する。マットの標準型式は大體圖-9 に示す様である。

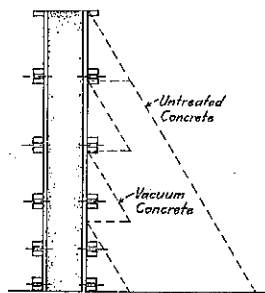
圖-9. サクシオンマットの断面



鋼製或は木製の堅牢な型枠の場合は上記の水路は型枠の表面に軽い形鋼を取付け、其の上に濾過布を貼ることにより構成することが出来る。床の様な水平面に對しては、フレキシブルマットを使用するのが得策であつて、約 3 呎×10 呎のゴム板を使用し、其の表面に水路を構成するために表面木型を取付ける。尙其の上は濾過布を以て蔽ひ、此の濾過布はゴム板の周邊に膠結される。マットの周邊にあるゴムのバンドは密封即ち空氣の漏入を防ぐ作用をする。

真空コンクリートは普通コンクリートに比し型枠構造を遙かに軽量ならしめ、同時に其の建込みを簡單ならしめる。例へば、上記の密封用ゴムバンドは任意の個所に使用する事が出来るから、幅 3 呎高さ 8 呎の型枠面に於ては 3 個の中間密封バンドを使用する事により實際上 2 呎×3 呎の 4 個の面積に區分する事が出来る。コンクリート打が進行してコンクリートが下から第 1 の密封バンドに到達した際真空法が直ちに適用せられ、次いで次の 2 呎に對して逐次真空法が適用される。真空法によつて水を排除するとコンクリートが液体から固体の状態に移り、型枠に對する圧力が解消するから型枠は 8 呎高さの代りに約 3 呎高さの圧力に耐えれば良いことになる。此の關係は圖-10 に示す様であつて、真空コンクリートの場

圖-10.

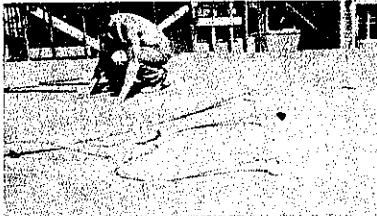


合型枠に働く圧力は圖中小形三角形で示され之に對し普通コンクリートの場合は大形三角形で示される。真空コンクリートでは實際の場合型枠を頂點及底部で一直線に保つためには普通の場合より幾分強い間柱のみを使用すれば足りるから、水平貫材連結針金及ボルト等の大部分を省くことが出来る。従つて型枠を取外した際軀体に於けるボルトの孔埋めや表面の補修等をする必要がない。

尙今日迄に漸次本装置附屬品の改良進歩が計られて來たが、就中重要なのは吸出し本管の可撓ゴム連結である。之は真空ポンプと分岐管との間を連結するもので、輕金屬の管片から成り、各管片は兩端に可撓ゴム連結を施されて居る。此の連結は真空時に完全に氣密であり、装置を迅速且安價に据附けんとして起る無理をなくするために可折可能な様に設計せられて居る。

(2) 床版への適用： 先づ仕事上便利な場所に真空ポンプを据附け、之と1個若くは數個の分岐管頭との間は前記の吸出し本管を以て連結する。各分岐管からは6~8本の1吋ホースがサクシオンマットの方へ出て居る。ホース端にはコップ型の柔いゴム製吸出しがあり、コップのすぐ背部に止栓を附して常時閉鎖の状態を保つ。床版のコンクリートが大体打滑らされるや否や3呎×10呎のフレキシブルマットが其の上に置かれる。各マットは背部に周端から約2呎の位置に1個の孔があり、之に上記のコップを押附けて栓を開けば真空状態が発生してコップは忽ちマットに密着する。同様なマットが相次いで隣接的に置かれ、約200呎<sup>2</sup>に對し6~8個のマットが同時に使用せられる。其の作業状況は図-11に示す様である。約5分の後先づ第1マッ

図-11. 床版への適用例



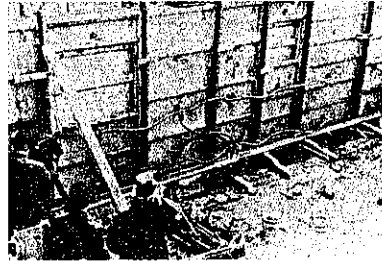
(コンクリートは20分前に打たれたもの)

トの栓が閉され以下之に次ぐ。本作業は極めて高度の真空の下にも行はれ得ることが解つたので、マットは作業中時として1000~1500封度/呎<sup>2</sup>の氣圧を受けることになる。厚さ7吋の屋根版の場合(施工時のスランプ8吋)此の程度の圧力では約3/4吋だけ圧寄せられた床面或は道路面の再仕上げに際しては、此の圧力は新舊コンクリートの附着に極めて有効に働くものであつて、従つて他の方法に依るより遙かに薄い寸法で済ませ得ることになる。又同時に水量の大部分を排除することは新コンクリート中の収縮応力を激減せしめ得ることになると思ふ。

(3) 壁への適用： 壁に於ては其の厚さ及施工の所要速度等に応じて一方側若くは兩側から本方法を適用する。普通12吋以下の壁では型枠が取外される迄の所要時間は20~30分を出でないものである。高さ2呎、厚さ4吋の壁では本方法適用10分にして型枠を外し1人の男が安全に乗り得る程度になる、

本方法の吸出し作業がセメント量の幾分を失はしめる惧れはないか又セメント水化のための必要水量をも排除しないかといふ質問が屢、起つたのであるが、從來の實驗結果では排出水は清透無色で、セメントの極微量

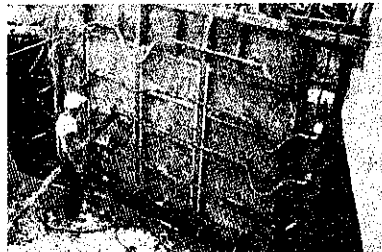
図-12. 壁への適用例



(釘材やボルトを認めず)

も排出された形跡なく、又セメントの水化に必要な水量は常に充分残されて居ることを確かめ得た。

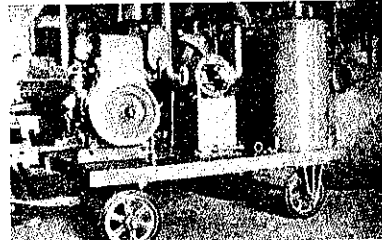
図-13. 橋梁翼壁の場合



(4) 其他への適用： コンクリート公道の再舗装、橋梁の床版、人造石、コンクリート管類、床版並に壁の再仕上及暗渠等。

本方法の工費としてすべての場合に於てはまる様な一般的數字を茲に擧げることは困難である。然し今日までの實績に徴するに普通程度の工費で充分行はれ得

図-14. 真空ポンプ(ガソリン動力)



る。即ち本方法の工費は從來の普通方法を、超過することなし(寧ろ或場合にはより安く)而も多くの場合より良き外觀、より高い強度、より低い吸濕性及収縮性、附着強度の増加等幾多の利點を伴つて居る。品質向上の問題は別として、單に經濟的見地のみからしても明らかに本方法が良いと思はれるのは高さ、長さ流用型枠の數、工事進捗速度等が重要因子をなす場合、即ち擁壁、堰堤等の如き垂直若くは之に近い面の表面再仕上、コンクリート道路の再舗装、暗渠の現場築造及杭、管、其他のコンクリート製品等の場合である。(内山 賢)

## 橋 梁 及 構 造 物

(81) 1936年中の応用力学, コンクリート,  
橋梁及構造物に関する主なる  
海外文献(其の2)(Mitteilungen der Intern. Vereinigung  
für Brückenbau und Hochbau, Nr. 5  
1. Dez. 1937.)(101) J. Mclan: Die Biegebruchspannungen  
des Eisenbetonbalkens. (B. u. E. 1936, H. 19, S.  
315)鉄筋コンクリート桁の曲げ破壊応力。著者は一定の桁  
によるこの種曲げ破壊応力が最もコンクリートの性質  
を判定する好資料なることを理論的及実験的結果より  
力説してゐる。(102) H. Meyer: Spannungsoptische Unter-  
suchung ebener Schwingungsvorgänge (Ing.-Archiv.  
1936, H. 5, S. 273)弾性的相似の法則が動力学の場合にも成立するもの  
として理論的の基礎の上に立つて平面の振動に對する  
応力の光学的解法を述べたものである。(103) A. Milot: Essais de flambage exécutés  
sur des cornières (Annales des Ponts et chaussées,  
août 1936, tome II, p. 232.)

山形鋼の捩屈を各種の長柱理論より検討したものを。

(104) W. Mudrak: Ermittlung der Eigensch-  
wingzahlen von durchlaufenden Trägern mit feld-  
weise veränderlicher Längskraft. (Ing.-Archiv.  
1936, H. 5, S. 293)径間内部に於ける可変断面連続桁の振動週期の決定  
を論じたものでノモグラムによつてその結果を示して  
ゐる。(105) W. Muhrak: Zur Ermittlung der grun-  
dschwingungszahlen von durchlaufenden Trägern.  
(Ing.-Archiv. 1936, H. 1, S. 51.)連続桁の振動自然週期の決定法を論じたもので、各ス  
パン内では断面は一様なるものとした時の略算法であ  
る。(106) O. Mund: Die Berücksichtigung der  
Ecksteifigkeit bei der Berechnung von Rechteck-  
rahmen. (B. u. E. 1936, H. 8, S. 139)矩形ラーメンの隅角の剛性の影響に就て算及と計算  
の結果とを比較論及したものである。(107) A. Nasarow: Zur Frage der Knicksich-  
erheit eines Bogens (Bautech. 1936, H. 7, S. 114)捩屈に對する拱の安全度の問題を取扱つたもので、三  
鉸拱の場合の限界荷重に關する略算式を與へてゐる。(108) H. Neutkirch: Die elastisch gestützte  
Druckgürtung. (Stahlbau 1936, H. 1, S. 1.)弾性的に支持した抗压柱に就てその捩屈荷重、格點撓  
度等の決定法を述べたものである。(109) V.-A. Nico'sky: L'expression algebrique  
de la ligne élastique de la pièce droite fléchie.  
(Génie Civil 109: n° 23, 5 déc. 1936, p. 504)曲げを受ける直材の影響線の代數的解析。著者は Po-  
dolky の發表せる式に對して代數的符號を適用して一  
般化したものである。(110) L. Nolte: Beitrag zur Berechnung von  
Eisenbetonquerschnitten auf schiefe Biegung mit  
und ohne Normalkraft. (Bauing. 2, Okt. 1936, H.  
39/40 S. 413)曲げ及曲げと軸圧力を受ける鉄筋コンクリート断面  
の設計に關する一論文で、1%の配筋を有する矩形桁に  
對して對稱面外から外力が作用した場合の一様式を示  
す。(111) W. Olszak: Beiträge zur Statik von  
polarorthotropen Scheiben und Zylinderorthotro-  
pen Röhren. (Bauing 7, Aug. 1936, H. 31/32)版及管に就て最も簡単な載荷の場合のその応力及歪  
の研究の方法を述べてゐる。(112) W. Olszak: Der ebene Formänderungs-  
und Spannungszustand der Elastizitätstheorie.  
(Zeitschr. d. Österr. Ing.-u. Arch.-Verrens. 1936,  
H. 15/16. S. 90)弾性理論による応力と歪との關係を2次元の問題に  
限つて例を擧げて説明せるものである。(113) W. Olszak: Über einen einfachen, prak-  
tisch wichtigen Zusammenhang von Spannungsz-  
uständen (B. u. E. 1936, H. 18, S. 304.)實際的重要性を有する応力の狀況の諸關係を述べた  
もので無限長又は有限の円板の応力に關する觀察であ  
る。(114) E. Patton und B. Gorbunow: Tragfä-  
higkeit von geschweissten Trägern, welche bei  
wiederholter Belastung plastische Verformungen  
erfahren, (Stahlbau 1936, H. 1, S. 3)



繰返し荷重を受けて塑性の変形をなす溶接桁の載荷力に就て弾性理論及塑性理論の兩者より決定される限界荷重を種々の桁に實驗的に作用せしめた場合の結果の比較を述べたものである。

(115) A. Piamonte: Contributo allo studio della trave ad arco di cerchio, di piccola curvatura, con carichi normali al suo piano. (Il Cemento armato, marzo 1936, fasc. 3, p. 33.)

円弧又は僅少なる曲率を有する桁がその面に直角に荷重を受けた場合の研究で、對稱、集中又は不等分布荷重を有する拱の一般的解法である。

(116) M. Plasse: La torsion dans quelques cas pratiques. (Le constructeur de ciment armé, Nov. 1936, p. 165, déc. 1936, p. 185.)

扭りに關する實際的諸問題の解説であつて、例へば桁、露臺、階段等に關してこの問題を検討したものである。

(117) J. Podolsky: Formule générale pour le calcul de la ligne élastique d'une poutre droite. (Génie Civil 109; n° 11, 12 Sept. 1936, p. 220; n° 12, 19 Sept. 1936, p. 244.)

直桁の弾性線の計算に關する一般式を述べたもので、各種の載荷法と各種の直桁に就て基本微分方程式を適用してこれが解法を求めたものである。

(118) T. Pöschl: Über die Minimalprinzipie der Elastizitätstheorie (Bauing. 1, Mai 1936, H. 17/18, S. 160)

弾性理論に於ける最小仕事の原理を説明したもので、二つの原理の他の形から即ち平衡又は挫屈に關する問題の一つとしてエネルギーの見地から解析したものである。

(119) R. Pris: L'action du vent sur les bâtiment et constructions. (Travaux, Jan. 1936, n° 37, p. 19; Fév. 1936, n° 38, p. 71)

建築その他の構造物に於ける風の作用に就て、その實驗的方法及建造物、円筒及構橋の場合の調査の結果を掲げたもの。

(120) G. Prudon: Répartition des pressions sur un radier circulaire élastique. (La Technique des Travaux Juillet 1936, n° 7, p. 387)

弾性的な円型インバートに於ける圧力分布で撓度の影響線の性質を説明してゐる。

(121) M. G. Puwéin: Die Knickfestigkeit des Stockwerkrahmens. (Stahlbau 1936, H. 26, S. 201.)

挫屈に對する構造物の結構の安全性に就て概算式を求めてゐる。

(122) A. Rainspeck und R. Müller; Fortschritte der Baugrunduntersuchungen. (Zeitschr. des V.D.I. 1936, Nr. 37, S. 1125)

土の研究に於ける進歩に就て述べたもので、動力学的方法(波動の傳播の測定)や杭に關する實驗を掲げてゐる。

(123) F. Reinitzhuber: Zur Berechnung der niedrigsten Eigenschwingzahl von Stabwerken, (Bauing. 21, Aug. 1936, H. 33/34, S. 344.)

棒を組合せて造つた体系の振動に生ずる最小自然週期の計算法を述べ、Rayleighの方法及計算例を加へてゐる。

(124) E. Reißner: Über die Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit bei der Berechnung der "Mittragenden Breite." (Schweiz. Bauzeitung 108, 31. Okt. 1936, Nr. 18, S. 191.)

突縁の剛性に關する考察で、理論的な考へ方と2の計算例とを述べてある。

(125) F. Rinagl: Über die Fließgrenzen bei Zug- und Biegebeanspruchung. (Bauing. Oct. 1936 H. 41/42, S. 431)

応張及曲げを受ける部材の降伏點に就て記したもので、各種の異なる断面に對して理論的に求めた曲げに關する特性曲線を誘導し、これらに關聯して鋼材の降伏點の上限値の存在を説明してゐる。

(126) H. Ristau: Berechnung der Fehler von Rechenslabrechnungen. (Zeitschr. f. angew. Math. u. Mech. 1936, H. 1, Febr., S. 33)

計算の誤差に就て、誤差の確率及之が計算の結果に及ぼす影響に就て詳細に述べたものである。

(127) M. Ros: Die Knickung von Eisenbetonsäulen. (Zeitschr. d. V.D.I. 1936, Nr. 43, S. 1297)

鉄筋コンクリート柱の挫屈に關して、試験の結果を述べたもの。

(128) F. Rötcher und G. Fischer: Kerbwirkung an auf Biegung beanspruchten Holzbalken. (Zeitschr. d. V.D.I. 1936, Nr. 16, S. 470)

曲げを受ける木桁の節の影響に關する理論と實驗の結果。

(129) R. Saliger: Bruchzustand und Sicherheit im Eisenbetonbalken (B. u. T. 1936, H. 19, S. 317;

H. 20, S. 339)

鉄筋コンクリート桁の破壊条件とその安全度。実験の結果より決定した所の破壊の際の応力の状況に基礎をおく新しい計算を以つて鉄筋コンクリート桁の設計を進めてゐる。

(130) A. Scherenziß: Berücksichtigung der räumlichen Tragwirkung von Eisenbetonkonstruktionen. (B. u. E. 1936, H. 7, S. 121)

鉄筋コンクリート構造物に於ける 3 次元の考察で捩りモーメントを勘定することによる垂直荷重の作用せる場合の 3 次元の体系の簡易計算法を述べたものである。

(131) F. Schultz: Zur Schalentheorie. (Schweiz. Bauzeitung 107, 13, Juli 1936, Nr. 24, S. 265)

曲面の応力に関する理論。その計算の簡便なる方法を誘導し、精度の程度及正確なる理論に比較した場合のその関係、応用の方面等に就て論じたものである。

(132) W. L. Schwalbe: Simultaneous Equations in Mechanics solved by Iteration (Proceedings of A.S.C.E. Aug. 1936, No. 6, p. 861)

3 力率の方程式の解法の一方法を示したものである。

(133) L. K. Silverman: Stresses around Circular Holes in Dams and Buttresses. (Proceedings of A.S.C.E. Nov. 1936, No. 9, p. 1361)

静水圧及構造物の自重によつて生じた応力の研究である。

(134) O. Stein: Stabilität ebener Rechteckbleche unter Biegung und Schub. (Bauing. 24, Juli 1936, H. 29/30, S. 308)

曲げ及剪断力を受ける矩形板の平衡に關して、著者はその典型的な応力の算定法及純曲げの場合、單一剪断力の場合の特別な場合の研究を示してゐる。

(135) R. Stasse: Constructions à angles rigides. (Le constructeur de ciment armé, août 1936, p. 117; Sept. 1936, p. 140)

Bresse の方法による結構々造の解法を説いたものである。

(136) F. Stübi: Der Formänderungseinfluß beim versteiften Stabbogen. (Schweiz. Bauzeitung 108, 8, Aug. 1936, Nr. 6, S. 57)

bowstring 桁に於ける変形の影響に就て著者は弾性理論を用ひた場合よりも正確な簡易計算法を説明してゐる。

(137) L. Süßenberger: Kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten un'er Teilstreckenlasten. (B. u. E. 1936, H. 3, S. 45)

部分的等分布荷重を受ける縦横鉄筋を有する床版に就て、その荷重の分布、曲げモーメントを応力の 2 方向に關して版の撓みから計算してゐる。

(138) F. Szeps: Etude des constructions reposant sur un sol élastique. (Revue Universelle des Mines, Mars 1936, fasc. 3, p. 96)

弾性基層上の構造物の研究で、先づ基層を可撓物質と考へた場合及之を無限の剛性を有するものとした場合に就て構造物の応力の計算の比較をしたものである。

(139) F. G. Thomas: Cracking in Reinforced Concrete. (Structural Engineer, July 1936, p. 298)

鉄筋コンクリートに於ける龜裂とその傳播及收縮と龜裂に關する実験の結果を述べたものである。

(140) A. Thomas: Die Berechnung mehrfach symmetrischer Trägerroste mit Hilfe von Sinusgewichten. (Der Stahlbau 1936, H. 18, S. 138; H. 19, S. 147)

多層對稱結構が正確荷重を受ける場合の計算に就ての一方法である。

(141) E. Wiedemann: Der Formänderungszustand einer quadratischen Platte mit quadratischer Öffnung. (Ing.-Archiv 1936, H. 1, S. 56; H. 3, S. 196)

矩形板に矩形孔を開けた場合の歪の状態に就て、之が近似計算の例と共に説明してゐる。

(142) J. F. Williams: A Method for the Estimation of Compressive Strength of Concrete in the Field. (Structural Engineer, July 1936, p. 321)

現場に於けるコンクリートの抗压強度の測定に關する一方法で Brinnell の弾丸をコンクリートに打込む方法に類似した方法である。

(143) H. A. Williams: Dynamic Distorsions in Structures subjected to sudden Earth Shock. (Proceedings of A.S.C.E. May 1936, No. 5, p. 688)

模型による試験の結果及理論的の解明である。

(144) C. D. Williams: Rigid-Frame Design by Elementary Mechanics. (E.N.R. Jan. 2, 1936, p. 18)

單徑間鉄道橋の設計に於ける一手法を記したものである。

(145) C. V. Wolff: Pièces entièrement ou partiellement enfoncés dans le sol et soumises à

une force latérale. (Le Constructeur de Ciment armé, avril 1936, p. 58.)

全体的又は部分的に地盤に固定した棒に水平力が作用した場合の理論的取扱ひ及び例題である。

(146) D. Young: Analysis of Vierendeel Trusses. (Proceedings of A.S.C.E. Aug. 1936, No. 6, p. 833)

ファイレンデル桁の固定モーメントの決定に関する實際的にして正確な方法を假想働の原理から導いたものである。(糸川一郎)

### (82) 時勢に適する木造トラスに就て

(W. Greim, "Zeitgemässe Betrachtung über Holztragwerke" Die Bautech. Heft 1, 7. Jan. 1938, S. 12~15)

4箇年計畫による原料管理の爲に建築市場では鋼鉄缺乏が目立つて來た。その代用物として木材の需要が昂つて來た。斯様な、鋼鉄を木材に換へることは、世界大戰の間、多量の鋼鉄が戦争準備計畫の爲に抑制された時、即ち 23 年前に既に起つて居た。今日の木造建築はこの數世紀の重大な發展時期に負ふ所が大である。發明的になされたのでもないし、當時の市場が刺戟され活氣附けられて新しい行動に進まされたのではない。

19 世紀の大膽な木造建築を見れば 1915 年から 1925 年までは新時代の技術家的木造建築の誕生時代として知られる。木造建築に對して問題を提出したのは初めは靜荷重を有する長支間の土屋や廣間の屋根であつた。トラスの支間を擴大することと共に鉄建築に於て失敗した架橋術を再び使用しやうと試みたがその際には靜定條件を持つ確實なるアーチが常に建築者達の注目の的となつて居た。更に、木材の腐朽防止の研究が進む程大支間の架橋に際して動荷重の採用に對して平と衡言ふことが考へられて來た。

その時の木造建築の發展を概要的に調査しても無駄なことである。木材保護に考慮を拂ひ自然淘汰する小工場仕事をよく監督したので戦争勃發のときに Holzler の木鋸桁は注目すべき効果を示して居る。戦争の間に 2 つの前提は忘れられてしまつた。トラスはアメリカの慣習的構造のハウトラスが適當した例である。不靜定トラスの割合に大きい木材と鋼鉄の消費は靜定トラスに於ける急速に發展せる木材の連絡手段を使用することに依つて抑制された。鋼鉄構造物から鑿鋸をそのまま使用し鋼鉄の所へ横木を置いた。一世紀前の發明であるところの古いアメリカの木釘はトラスの格點の部材応力を傳

達することについて 12 程もある木釘の特許の出發點となつた。

だが是等の釘は單なる補助手段に過ぎる。建築材料たるに木材より起るトラス建築に於ける困難きに對する何等の的確なる解決方法をも示さない。大切な問題は木材建築者が發達しつつある建築材料の不愉快なる性質、則ち筋あることや横方向の強きの少い事等を論究しなまればならぬ事である。ドイツの木材建築者は多くの失敗に依る緩慢なる發達に於て特殊な建築材料から靜力学的に非難する所無きトラスを作り出す様に教育された。1925 年にドイツの國有鐵道では木造トラスに對する一時的の規定を制定して、その原理に基いて 1933 年に重要な決定として DIN 1052 を作り出した。それに依つて計算基礎の多くの不明瞭さが取除かれたが是も最も古い木材連絡手段たる釘、即ち Stog 博士の長年に亘る努力によるのである。

1930 年から 1934 年に亘る戦争年間に鋼鉄の木材との間に猛烈な競争が行はれた後、約 1 年で膨大な建築物を實施することに依つて再び技術者の木造建築が世に出て來た。そして其れは木材建築者にとつては當面の問題を解決するに適當した桁としての要素である様に思はれる所のトラスである。之まで知られた建築方法に於ては木鋸桁は殆んど考慮の余地が無い。DIN 1074 からこの様な鋸桁の無視の根拠は木釘を用いた桁の計算に於ける 2, 3 の條件に依つて明らかである。この様な桁を使用する事に依る要求せる断面係數の減少は 20~40% の差異になる。この桁は大部分は剪断力に對する抵抗力が不十分な爲に使用されない。だが亦同時に計算の原理は規定に對する老練な注意を拂つて決定される。Navier の方程式は彎曲に於ては応力が比例するものと假定して居る。之は木桁の時には初めの荷重段階に於てのみ存在する。木材が鋸桁の道を開くには現在は尙ほ基礎的研究が不足して居る。

23 年前の木造建築の發達した時の條件や假定と現在の夫れとを比較すると根本的相違があることが分る。ドイツの 1 年の木材消費の概數を示せば下の様になる。

1	薪用木材	23~28.7 (100 萬 m <sup>3</sup> )
2	建築用木材	18~25 "
3	鐵山用木材	5~6 "
4	セルローズ	5~6 "
5	細工用木材	2~5 "
6	枕木用木材	1~1.2 "
7	橋用木材	0.1~0.1 "
8	他の木材	0.9~2.0 "

この廣範圍に亘る木材消費の傾向は強化する一方で制止し難い勢にある。1865 年以來ドイツは木材の輸入

國となつた。木材の使用方法が進んでゐるので薪の需要は殆んど国内生産で満されて居る。建築用材は10~15(100萬m<sup>3</sup>)からの輸入に依つて常に補充されねばならぬ。

現在のドイツでは完全なる木材アウトルキーに達しなければ木材の無思慮な使用に禁止を命ずること、そして建築物に於ては多量に使用する木材は設計通り計算する様に建築経営にては命令されることだらう。技術家的木材建築はこの要求に適して居るが一般に桁の位置、屋根の連結、板張り、床などの計算は行はれて居ない。

ドイツでは23年前には充分多量の建築材料の木材が自由になつたが今では缺乏が感じられる。木材表の調整は今日建築者にとつて重要であり、多くの時間と努力を要する。木造トラスの時に鋼鉄の要求が比較的小ならば木造建築技術者は最大の經濟に努力すると言はれて居る。技術者は高まり行く要求に応ずる様に努力するものであるから2つの實例を次に示さう。

1903年 Königsberg Siemens 建築會社は機關室の屋根を建てた。その時は支間45mで4支柱を有する木造トラスであつた(圖-15)。格間長5.45mでゲルバー桁が完成された。其のゲルバー桁は中間支柱の間は16.78m

あり、兩側の2つは支間13.7mあつた。其の施工は Siemens 會社の鋼鉄に依る連結方法で行はれた。

圖-15.

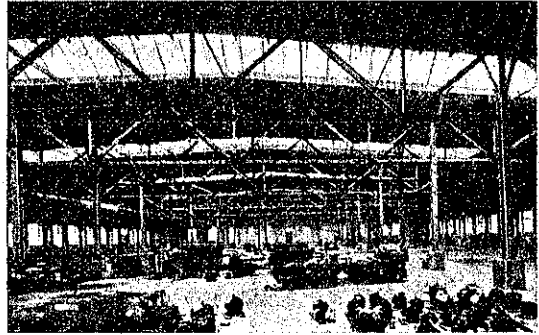
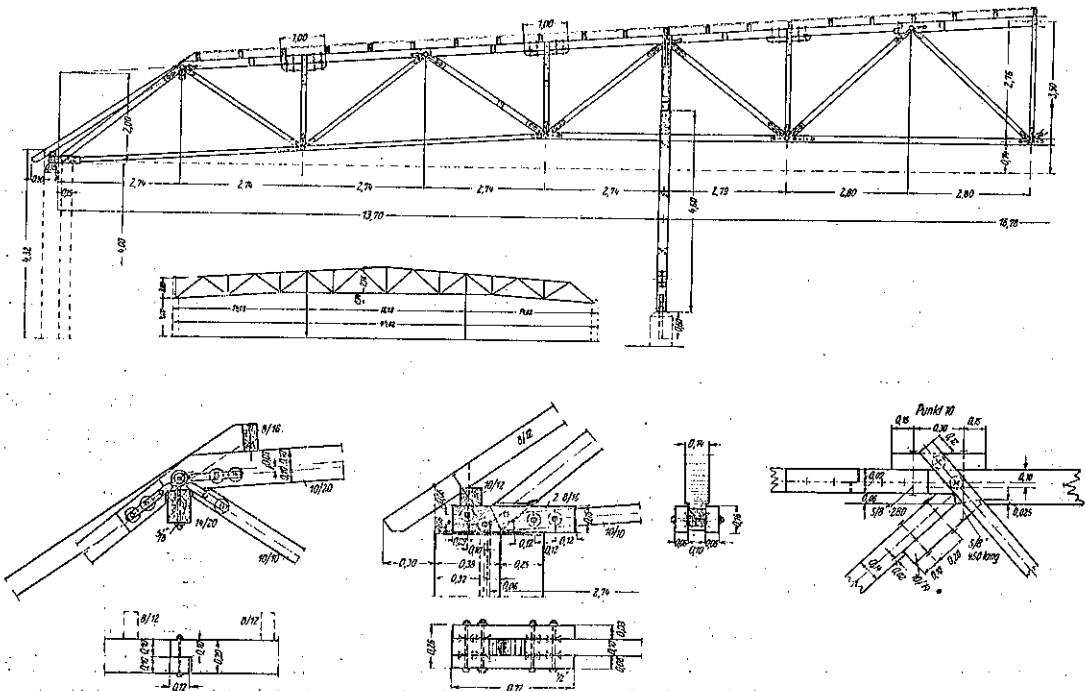


圖-16はトラスの半分の断面圖を示す。其れに依つて構造の詳細が分る。

同會社に依つて Hamburg で1937年に上屋が完成された。此の上屋は全体の構造並に支間は Königsberg で實行されたものと非常に良く似て居る。約43mの支間を有する木造トラスは同様に4支柱を有し、而もゲルバー桁として造られた。格間長は確かに僅かに長くて Königsberg の5.45mに對して6.2mであつた。中央

圖-16.



支柱間は支間 17.16m で両側の 2 つは 12.85m であつた。それ故に桁割に於ける 2 つの實例の相違はセンチメートルにしかならぬ。

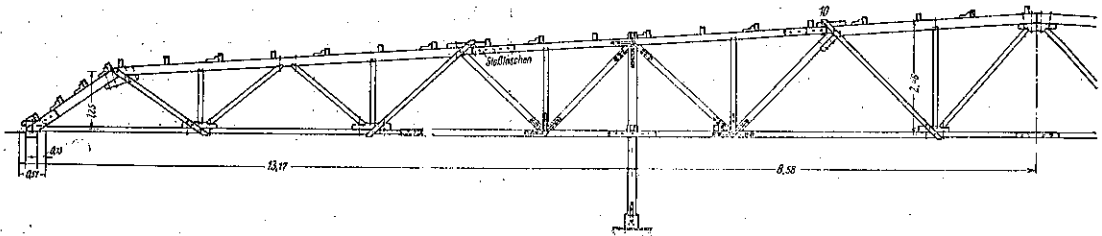
Hamburg の實例は 図-17 に同様に桁の半分の断面を示して居る。2 つの實例では雨樋に並行な桁がゲルバー桁として配置されて居る。こゝにも構造の一致がある。

2 例の中 Hamburg の構造問題の方が重要である。

Hamburg の實行例は横構の配置に於て新奇な構造問題の解決をもたらした。図-18 には建築工事の平面図を示す。その堅壁は側面からの風力を取る爲に平拱を取付けてある。

周囲の壁に連結する爲に特別のコンクリート支承を使用して居る。その支承部のまはりに横構が取付けてあ

図-17.



Schnitt durch die Schuppenhälfte in Hamburg.

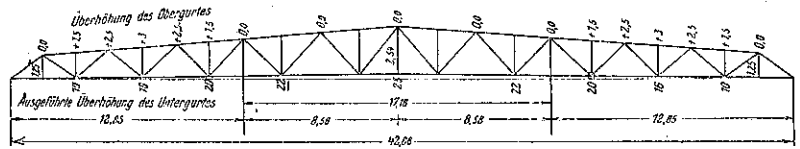
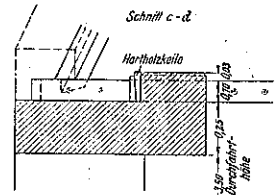
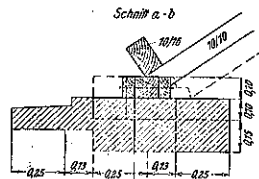
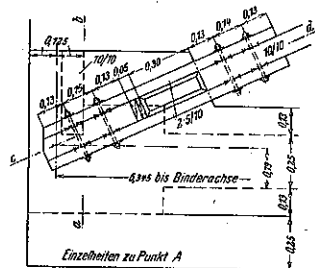
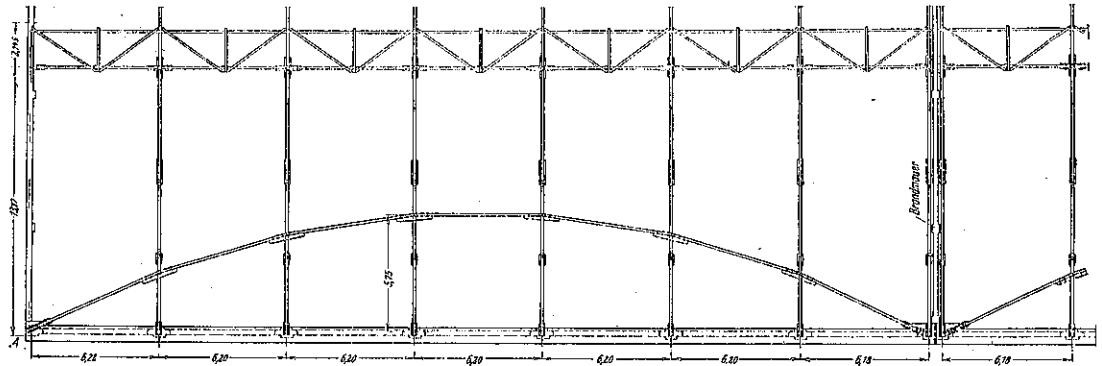


図-18.



り、硬い木の楔で締めつけてある。拱はトラストの下弦の下に吊られてある。

型態に對する圧迫から 20 年間に合法な木造トラスが現はれて來た。先づ専門家が條件付で示した。そして木造建築の要求が高まりつゝある時代から、4 箇年計畫實行に對しては、人々に奉仕をなし得る様に振興されることを希望して居る。(新妻幸雄)

(83) Hawaii の長径間ラーメン橋

(William R. Bartels "Hawaii builds Long Rigid Frame" E.N.R. Jan. 27, 1938, p. 155-156)

最近數年間に Hawaii 諸島に於て注目し値する幾多の橋梁が架設されたが、その内 Kauai 島の Wahiawa Gulch の橋梁は主径間 125 呎、兩側突桁径間 23.5 呎のコンクリートラーメン橋で全長 182 呎である。一般地形上より此の型式が選擇されたもので車道幅員は 24 呎、歩道幅員 5 呎である。設計荷重は H-15、許容応力とし

てはコンクリート 650 lbs/in<sup>2</sup>、鉄筋 18 000 lbs/in<sup>2</sup> を採り、±30°F の溫度変化並に收縮の影響を考慮に入れた。

主桁は 3 列で中心間隔は 11.5 呎、桁の幅は一様に 2 呎高きは主径間に於て 4.5 呎からハンチにて 9 呎に、空桁径間に於ては 3.5 呎から 8 呎に変化してゐる。主桁には長さ 40 呎の拋物線ハンチを附し、中央部分 40 呎は均一の高さを有し、輕快にして優美なる外觀を與へる。

支點に於て負のモーメントが頗る大となるから下部に突縁を有する桁となすを要し、此の突縁の厚さは 12 吋で、支點に於て桁の兩側に 18 吋の幅を有し、ハンチの終りで此の幅がに零なる様に次第に減じてゐる。此の突縁は 6 吋の幕壁にかくされて側面からは見えない。幕壁の頂部には 1 吋の空隙目地があつて之へ応力が傳達されない。突桁径間を包むためにも亦、幕壁が用ひられて、之は橋臺の外觀を呈する。

曲線形をなす框擁壁も亦、最新の特徴を有する設計である。其の安定度は基礎地盤への圧力が略、均一に礎段の面積に分布するから、通常の型式の鉄筋コンクリート

圖-19.

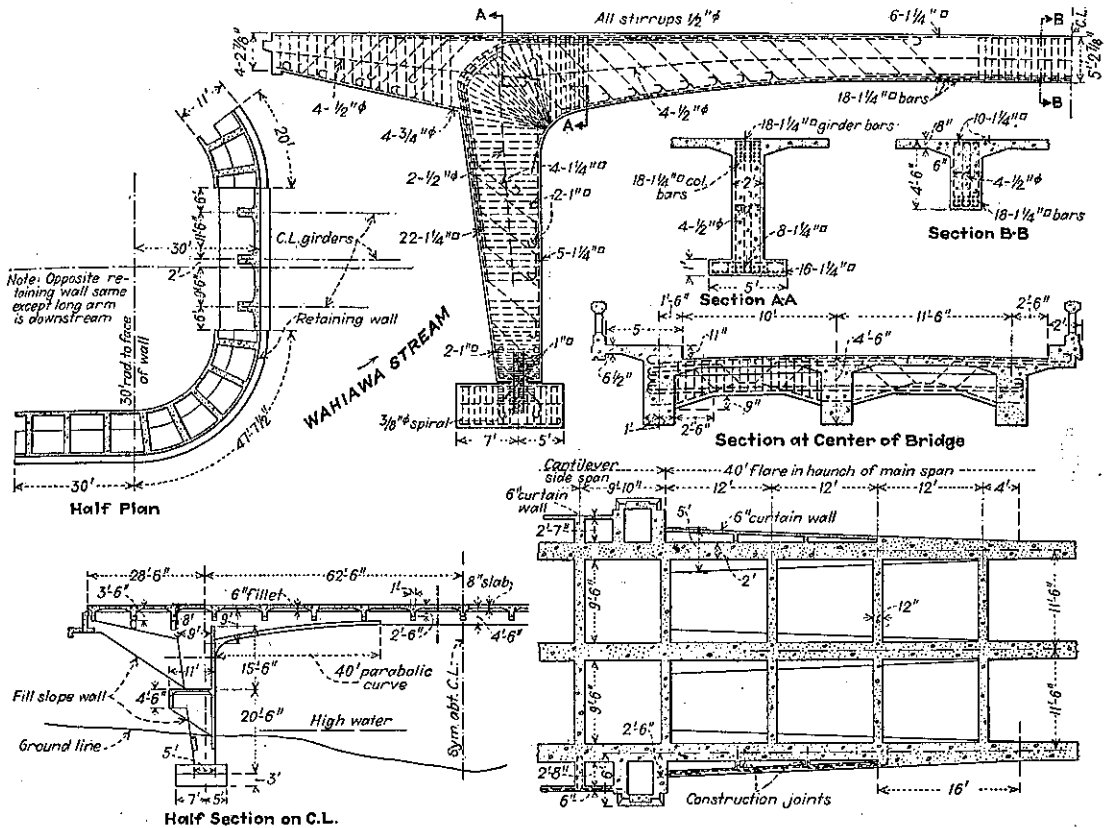
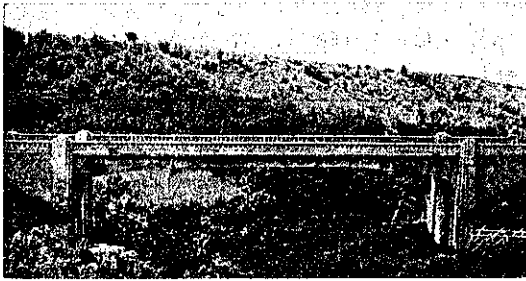


図-20.



擁壁よりも遙かに大である。框の頂部床版及片持梁の垂直荷重と著しく減少せる土圧との合力を礎段の中心に導くことが出来るから基礎地盤への圧力は減ずる。其の結果標準型の擁壁よりも甚しく小さい礎段の幅で足りる譯である。

床版の厚さは 8 呎で兩方向に  $\frac{1}{2}$  呎の角鋼を 6 呎間隔に挿入した。

横桁の間隔は主径間では 12 呎、側径間では 9 呎 10 吋である。

鉄筋は中級品を用ひ、長さ 80 呎を超える主鉄筋は全て電弧熔接とし、鉄筋の継目は最小の応力を生ずる箇所には置いた。

床版のコンクリートは 2 部分に分けて填充し、径間の中央に近く施工接合をなした。

最大死荷重に依る撓は 径間の中心で 5/8 吋であつた。

本橋梁は 1936 年中に施工され、1937 年 2 月に開通したものである。(長瀬 新)

## 堰 堤

### (84) 石塊堰堤の設計

(J. D. Galloway, "The Design of Rock-Fill Dams")  
(Proceedings of A.S.C.E. Oct. 1937, p. 1451-1474)

石塊堰堤は California 州及西亜米別加地方に於て最近 75 年間に著しき進歩を遂げたるものにして、堰堤高は California 州の Salt Spngs Dam 328 呎、Kentucky 州の Dix Dam は 270 呎に及ぶ。石塊堰堤は石塊積、水密性幕壁及兩者の緩衝帯となる割栗石積の 3 要素より成りその特徴は水圧に抵抗する部分が石塊積の部分なることにして多くの場合石塊はルーズに置かれ一定せる配列もなければ、又石塊相互を結合すべきセメンチングマテリアルを用ひず、堤体を耐水的ならしむるために下記の如き方法が用ひられる。

- (i) 石塊積の上流側に土壌を盛り土堰堤の如き構造とし水密性を保持せしめる。
  - (ii) 堤体中央部に耐水性幕壁を使用する。
  - (iii) 堤体上流側に耐水性幕壁を使用する。
- 幕壁としてはコンクリート特に鉄筋コンクリート、鋼鉄、アスファルトコンクリート等が使用される。

#### 石塊堰堤各部の設計

(1) 基礎： 堰堤基礎は他の型式の堰堤基礎に於けると同様のことが要求される。石塊堰堤はその構造上基礎に炭盤を得られぬ場合、堅固な砂層又は砂利層にして充分の支持力を有するものなれば差支ないと云はれる。又石塊堰堤の特徴は水密性幕壁と止水壁とにより完全に基礎地盤に透水せざるものと考へ得るから他の堰堤ほど基礎の岩質は重要視する必要がない。但し流出土砂が河底に堆積してゐる場合は之を除去する必要がある。要するに石塊堰堤基礎は侵蝕を受けざること、沈下せざること、容易に信頼し得る止水壁を築造し得る地盤なることが必要である。

(2) 石塊積： 石塊積に使用する石塊は堅牢なること断層土圧力等の影響を受けた割裂を生じ易き面を有せざること風化作用の影響を受け易く爲に分解を起し易きものは不適當である。花崗岩にも強度及耐久力に富むものもある。一般に地殻の大変動を受けたものは龜裂に富み風化作用を受くる傾向がある。完全に變質を受けた硬い安山岩、閃綠岩及砂岩、石灰岩等の水成岩は石塊堰堤に適す。石塊の大きさは一樣であることが望ましい。何となれば荷重は石塊から石塊へと傳達され従つて石塊の大きさが不揃なれば不等沈下を惹起する原因となるからである。次に石切作業に當り、石塊に附着せる岩層は除去せねばならぬが或程度の岩層は却つて有效である。尙石塊積作業に於て此の岩層を石塊積の中へ適當に洗ひ込む必要がある。石塊積作業の各段階に於て上部に生ずる岩屑層は必ず石塊積中に洗ひ込むか之を除去する必要がある。大堰堤に於ては石塊積は峡谷の西岸から施工される傾向があるが各段階に於て石塊積の高さを略等しく施工する様心懸く可きである。

(3) 沈下： 石塊堰堤は例外なく沈下するものと考へられる。

- (i) 沈下の原因： (イ) 石塊同志の支點が荷重の増加等に因り破壊する場合。(ロ) 大石塊のために小石塊が移動する場合。(ハ) 風化作用に依り石塊の碎ける場合特に嚴寒の地方に於て顯著

なり。(ニ) 施工に當り岩層層を造りたる場合

(ii) 沈下量: 沈下は築造後數ヶ月間が最も顯著である。堤高の 5% の沈下を豫期すべきである。更に沈下は後數年繼續するのが普通である。

例 Bowman Dam (堤高 100 呎) の沈下は 50 年繼續し總沈下量は最高の 1.25% なり。

(iii) 沈下の模様: 堰堤の中央に向ふ沈下と水圧に因る水平方向の移動とあり (図-21 参照)。例へば Dix Dam (堤高 270 呎) は築造後 3 年間に中央部は垂直方向に 1.75 呎, 水平方向に 1.50 呎の沈下を生ぜり。

図-21.

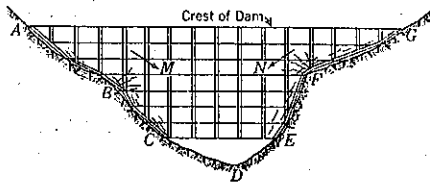


図-21 図の E, F に於ける沈下の相違はこの部分のコンクリート面に龜裂を生ぜしめる。

(4) 石塊堰堤の断面形: 古い堰堤に於ては石塊を節約するために 0.75:1 乃至 0.5:1 の如き急勾配の断面を用ひた。然し大石塊のみを以ては 1:1 の勾配は可能なるも實際には大きさは種々雜多で一般に石塊積は 1.3:1~1.4:1 の自然安息角を持ち之を急勾配に積込まんとすれば 2 重手間となる。

上流側法面勾配に就ては表-4 の如く一定せざるも勾配決定の一要素として水圧の水平分力に對して抵抗し得るだけの充分な底面は是非共必要なり。

表-5 は最近の堰堤断面の高さと底面との比を示す。自然安息角よりも急勾配の法面に於てはデリックを置いて作業することが困難である。

Salt Springs Dam に於て上流面勾配は研究の結果 1.3:1 の如き自然勾配を使用せり。其の根據は

(i) 石塊積は割栗石積施工前に適當な期間だけ放置し

表-4. 米國に於ける重なる石塊堰堤

Item	Dam	River	State	Date constructed	Height, in feet	Crest length, in feet	RATIO OF HORIZONTAL TO VERTICAL		Facing	THICKNESS OF RUDDS, IN FEET		Volume, in cubic yards
							Down stream	Water face		At bottom	At top	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	
1	First Bowman	South Yuba	California	1872-76	190	425	1:1	1:1	Timber	18	6	55 000
2	First Fordyce	South Yuba	California	1873	75	650	1:1	1:1	Timber	...	...	...
3	French Lake	South Yuba	California	1873	68	250	0.5:1	1:1	Timber	...	...	...
4	Walnut Grove	Havasayampa	Arizona	1887-88	110	400	1:1.55	1:2.35	Timber	14	1	46 000
5	Castlewood	Cherry Creek	Colorado	1890	70	600	1:1	1:10	Rubble	6	1	6 025
6	Chatsworth	Marion Creek	California	1895	41	159	1:1.15	1:2	Timber	15	5	37 150
7	Becondido	San Ildefonso	California	1895	70	350	1:1 and 1.25:1	1:2	Concrete	15	5	37 150
8	West Otay	Otay	California	1894-07	180	615	1.5:1	1.5:1	Steel core	None	None	39 000
9	East Canyon	East Canyon	Utah	1899-1902	93	100	2:1	4:1	Steel core	None	None	39 000
10	Bear River	Mokelumne	California	1900	80	748	1:1, 0.75:1, and 0.5:1	0.75:1 and 0.5:1	Timber	16	8	43 513
11	Meadow Lake	Mokelumne	California	1899-1903	61	775	0.5:1 and 1:1	0.75:1 and 0.5:1	Timber	6	7	46 148
12	Crane Valley	San Joaquin	California	1910	130	1 889	1.3:1	2:1	Concrete core	...	...	47 023
13	Sobrian	Bishop Creek	California	1907-09	70	1 065	1.25:1	0.75:1	Timber	...	...	74 750
14	South Lake	Bishop Creek	California	1909-10	80	650	1.25:1	0.75:1	Timber	...	...	300 000
15	Morena	Cottonwood	California	1909-12	107	520	1:5:1	9:10 and 1.2:1	Rubble in cement mortar	50	10	138 094
16	Relief	Stanislaus	California	1907-10	140	605	1.5:1	0.5:1	Reinforced concrete	103	13	105 000
17	Cueharas	Cueharas	Colorado	1911	125	650	1.5:1	0.5:1	Reinforced concrete	30	4	325 040
18	Swift	Birch Creek	Montana	1914	165	370	1.25:1 and 1.5:1	1:1	Reinforced concrete	6	4	1 885 000
19	Strawberry	Stanislaus	California	1913-16	140	612	1.5:1	1.2:1 and 1:1	Reinforced concrete	16	5	417 000
20	Beaver Park	Beaver Creek	Colorado	1914	87	370	1.5:1	0.5:1	Reinforced concrete	2	7	317 000
21	Dix	Kentucky	California	1924-25	270	1 032	1.4:1	1:1	Reinforced concrete	6	4	417 000
22	Second Fordyce	Yuba	California	1923-26	140	410	1.3:1	1:1	Reinforced concrete	20	5	309 000
23	New Bowman	Yuba	California	1923-27	103	700	1.5:1	0.75:1 and 0.5:1	Reinforced concrete	7	3	317 000
24	Bucks	Feather	California	1923-23	118	1 200	1.4:1	1.3:1	Reinforced concrete	20	15	1 200 000
25	Salt Springs	Mokelumne	California	1928-30	328	1 300	1.4:1	7:6	Reinforced concrete	20	11	140 000
26	Bonito	Rio Bonito	New Mexico	1931	102	440	1.4:1	7:6	Reinforced concrete	15	6	1 200 000
27	San Gabriel No. 2	San Gabriel	California	1932-33	280	600	1.3:1	1.35:1	Laminated concrete	12.5	4	...
28	Skaguay	Beaver Creek	Colorado	1901	70	405	0.8:1	0.5:1	Steel	...	...	...
29	Penrose-Rosemount	Beaver Creek	Colorado	1932	100	650	1.4:1	0.5:1	Steel	...	...	...

Strawberry Dam (堤高 145 呎) は築造後 7 年間に垂直方向に 1.62 呎, 水平方向に 0.95 呎即ち 1:1 勾配の上流側法面に對し略 75° の方向に沈下移動せり。

水密性帷幕の設計に當り石塊堰堤に於ける沈下の模様を考慮する要あり。即中央に向つて移動する現象は中央部の伸縮接合間隔を縮小せしめ一方兩翼部の接合は擴大される傾向があるから豫め之を考慮して設計する。

表-5. 堰堤断面の高さと底面との比

No.	Dam	Height, in feet	Width of base, in feet	Ratio Height to base
20	Dix	270	601	1:2.25
23	New Bowman	103	376	1:3.25
24	Bucks	118	310	1:2.60
24	Salt Springs	328	430	1:2.84

て充分沈下せしめる。石塊積の沈下は時間と上部の荷重に關係あり, 最初の 3~4 ヶ月間に於て顯著



なり。

- (ii) キヤタビラーデリックを使用することが出来る。割栗石積用の石塊はトラックで現場に運搬され適当な場所へキヤタビラーデリックに依り石塊積上に積まれる。

尙上流面は貯水池側に對し凹状をなす様勾配を加減して沈下に依るコンクリート幕壁のバックリングを防止する。結論として下流面は 1.3:1~1.4:1, 上流面は自然安息角とし貯水池側に對し凹状となる様勾配を加減すること尙天端幅は 15 呎以上とする。従て底面の幅  $\times 2.7 \times$  高 + 天端幅。

(5) 割栗石積：幕壁部分と石塊積部分との中間を占むる部分にして幕壁を一様に支持する作用をなす。特に大きな石塊を使用し石塊同志充分の接觸面を有せしめ空隙は小石塊又は岩屑を以て充分入念に填充する。割栗石積部分の厚さは表-4 の如く様々である。

Morena 及 Relief Dam は底部最も厚く頂部は薄くし水圧に比例せしめた。

Beaver Parker Dam は割栗石積を形式的ものを用ひた。

Salt Springs：水圧は下部程大なるも沈下は上部程大なりと云ふ事實に依り厚さを一様とし面に直角 15 呎, 水平方向に 25 呎とした。

図-22. Salt Springs Dam の割栗石積



施工上からはデリックを使用する關係上(図-22)又水圧を石塊積部に一様に分布せしめ又不等沈下に對しても過度の變形を生ぜしめぬ様にするためにも、厚さは適當に大にとり且一様の厚きとなすことが望ましい。

(6) 止水壁：富配合コンクリートを使用し、止水壁の幅は幕壁より相當大となすことが望ましい。尙止水壁部の岩盤は龜裂あるものは取除き相當高圧のセメント注入の可能なる基礎なることを要す。注入圧力は 100 lb/in<sup>2</sup>以上としグラウトホールは基礎深く穿入せしむる

必要がある。

(7) 幕壁：水密性幕壁の位置に就ては

- (i) 堰堤の中央に鋼板又はコンクリート幕壁を使用する場合

例 (Low Otag Dam)

この場合は上流側石塊積は浸水しこの部分の石塊積は浮力のため水圧に抵抗する作用を失ふ缺點あり、又石塊積は堤体自重と水圧との略合力方向に沈下移動する故水密性幕壁を變形し破壊せしめる虞あり、又監視及修繕は極めて不便なり。

- (ii) 上流面に水密性幕壁を使用する場合

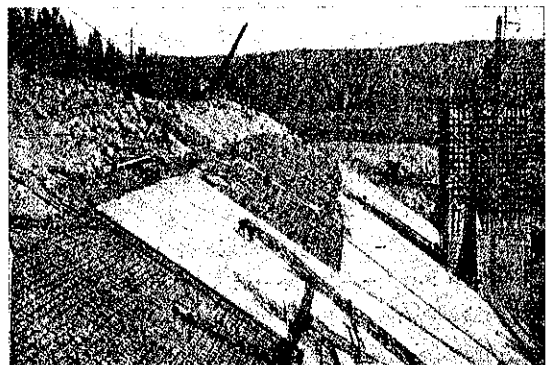
この場合は全石塊が水圧に抵抗し得るのみならず監視及修繕は前者に比し遙に容易なること及石塊施工後相當時日を経過し相當の沈下を終了したる後に幕壁を施工するといふ長所がある。

水密性幕壁の設計に當り考慮すべきことは

- (i) 堤体は築造後相當沈下し移動するから幕壁は割栗石積と分離せしめ沈下に從ひ幕壁が割栗石積の法面を自由に動き得る様に施工すること。
- (ii) 氣溫の變化に応じ幕壁の伸縮する場合、水平方向の移動は可能なるも垂直方向の移動は困難なり。即ち氣溫低き場合幕壁は收縮して下方に移動するが可氣溫上昇せる場合幕壁はそれ自身の重量と割栗石積面との摩擦抵抗及幕壁が兩岸の側壁に固着されてゐる爲に上方に移動することが困難となる。比較的低い堰堤では木材の幕壁を使用することもあるが木材は堰堤沈下及溫度變化に際し可撓性を有する長所がある。

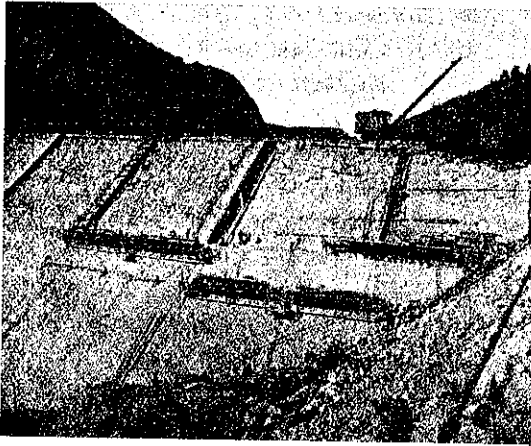
沈下に當り幕壁は割栗石積の沈下に從つて沈下し局部的沈下に基づく応力に對しては鉄筋を以て抵抗せしめる。

図-23. Bucks Dam のコンクリート表面張工



Bucks Dam (図-23) は長さ 1000 呎以上のコンクリート幕壁が割栗石積に直接施工され伸縮接合無きも築造後 8 年間は龜裂の發生を見なかつた。

図-24. Salt Springs Dam コンクリート張工



Salt Springs (図-24) は直接コンクリートを割栗石積の上に施工せり。築造後多少の龜裂發生を見た。

Strawberry Dam - 幕壁の上部の 100 呎はコンクリート幕壁と割栗石積とは全然分離した設計である。割栗石積の法面にはセメントモルタルを以て被覆してスムーズに造り、ルーフィングペーパーを用ひた。幕壁としては良い条件であるが、伸縮接合が堰堤の両端部は擴大し中央部は縮少する傾向がある。鋼鉄製の幕壁についてもコンクリート幕壁と同様のことが云へる。

(i) 木材幕壁——Chatsworth Dam を除く古い石塊堰堤は木材幕壁を用ひた。大きき 12×12 吋以上の木材の床固めを割栗石積の中に埋込む。床固めの中心間隔は 6 呎とし床固めは大きなボルトを以て岩石の中へ固着せしめる。深い部分の幕壁は厚さ 2~3 吋の板 3 枚を床固めにスパイクで打付け浅い部分は 2 枚の板を使用する。板と空石積の間隙は注意深く岩層を以て填充し、すべての施工接合は粗麻を以て填充した。その結果少くも 20 年位は一寸した修繕で充分よく水密性を保つことが出来た。木材幕壁はコンクリートが安價に得られぬ様な山間僻地に於て木材が豊富に得られる様な場合には有利である。木材幕壁は低廉にして且幕壁として可撓性を有すると云ふ長所がある。

(ii) コンクリート幕壁——最近の高い石塊堰堤に於ては鉄筋コンクリート幕壁が一般に使用される。その最初の例は 1896 年に Southern California の Catswork Park に於ける小堰堤に使用された。コンクリート幕壁

は 140 呎以下の水圧に於ては水密性を保持する。

Dix Dam 及 Salt Springs Dam に於て 300 呎迄はコンクリートは充分水密性を保つことがわかつた。コンクリートの厚さに就ては決定する方法はない。

Dix Dam は水圧 260 呎の箇所は 18 吋の厚さを持ち Salt Springs Dam は 300 呎の箇所が厚さ 3 呎である。概して幕壁は水頭の 1% の厚さを有すればよい様である。且堰堤の頂部に於ける厚さは最低 12 吋を必要とする。石塊堰堤のコンクリート幕壁は約 50~60 呎の正方形のスラブとし伸縮接合は收縮と堰堤の沈下等を考慮して適當に設置する。

(iii) 鋼鉄幕壁——Colorado 峡谷の 2 つの堰堤に使用された。

(イ) Skagway Dam (1901 年築造) 高さ 70 呎、上流法面傾斜は垂直に對して 30 度、堤長 405 呎、50 呎×15 呎の鋼鉄を使用し底部の厚さ 0.5 吋、頂部には 0.25 吋水平の接手には衝頭接合、垂直の接手には 5 吋×4 吋×5 吋のアングルを使用した。アングルの間は 2 吋× $\frac{3}{4}$  吋の填材を以つてリベットされアングルの可撓性により伸縮自在とす。

この堰堤は築造後 35 年にして鋼鉄の腐蝕が發見された。

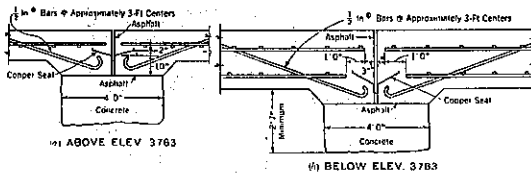
(ロ) Peurose-Rosemont Dam (1932 年築造)

堤高 100 呎、堤長 580 呎、上流面勾配 0.5 : 1、鋼鉄は 8.5×20 吋、底部の厚さは  $\frac{3}{4}$  吋、頂部の厚さは  $\frac{1}{4}$  吋、水平の接手は製接合としそれ等を 18 吋宛ボルトして熔接した。垂直方向は T 型钢を用ひて接合し長さ 40 呎の鋼鉄とした。之を半月形にロールした伸縮接手即鋼鉄にて結合す。鋼鉄は割栗石積にボルトに依り固着する。

石塊堰堤は沈下に際しては石塊の移動は堰堤の兩側より中央に向ふ傾向があるから中央部の接手間隔は縮少し兩翼部接手は擴大する傾向あり (図-21 の F) それ故に中央部の伸縮接手の間隔は廣目に兩翼部は狭目に施工する。施工接手は一時にコンクリートの幕壁を施工し得る限度に留め、その次に打つコンクリートは先のコンクリートに密着せしめて施工する。コンクリート幕壁とコンクリート止水壁の境界線に於ては兩者を鉄筋で充分結合する必要がある。沈下に基く幕壁の移動はその境界線附近に曲げ応力を惹起せしめる。故にこの部分には相當伸縮接手を増加してコンクリートの破壊を防止する必要がある。

重要な堰堤は図-25 の如き接手が使用される。

図-25.



石塊堰堤は洪水時に堤頂を溢流せしめることは絶対に禁物であるから 餘水止は充分餘裕ある設計とすべきである。(篠原 清)

(85) フランス堰堤工事に於ける進歩の段階

(Prof. Dr.-Ing. F. Tölke, "Meilsteine des Fortschritts im Französischen Talsperrenbau." Bauing. 18 Feb. 1938, S. 115~120.)

フランツェス氏の説に依ると我國(獨逸國)には1000に餘る堰堤豫定地が存在するが之等工事を實行して我國の水力發電施設を完備し國家的經濟價値を發揮せしめんとするならば吾々は廣く諸外國の堰堤工事の發達過程を充分研究しなければならない。

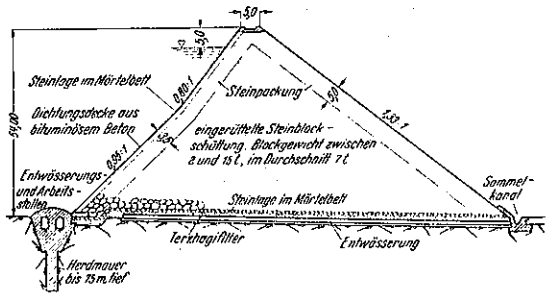
アメリカに於ける堰堤技術專家がヘルムート堰堤工事の施工方法及ボールドー堰堤工事の處理方法等を廣く發表した事は誠に結構な事である。

工事の施行方法及施行設備に關しては吾國の計畫方法は進歩的だとか良好だとかと言ふ事は如何なる場合にも斷言する事は出来ないと言つても誇張ではない。目下建設中のホーヘンワルテ工事は今日のコンクリート施工方法としては最も卓越した一例であるし又ゾルベ及オットマホーに於けるが如き我國の大土堰堤工事は非常に價值あるものではあるが未だ他國に學ぶべき點多々ある。諸外國に比較して我國の計畫の変つて居る事は残念乍ら其の安全率がアーチダムに於て非常に大きいと云ふ事である。各國とも今日到る處堰堤工事が施行されて居るが特にフランスに於ては急速な進歩をなして居る事を知る事が出来る。之は一にフランス堰堤技術者の不斷の努力研鑽に俟つ所大なるものがあると考へねばならない。最近10年間にフランス國及其の領土内に於て發達したものは重力堰堤を除くと石塊堰堤、拱堰堤及多拱堰堤の3種の型体が存在して居る。石塊堰堤としては北アフリカ地方にあり Grib, Bakhada, Bou-Hanifia 及 Foum-el-Gueiss 堰堤等で最近の堰堤築造技術の傑作として知られて居る。特に模範的なものとして知られて居る Bou-Hanifia 堰堤(図-26)は平均重量7.0tを有する石塊を廻轉クレーンで注意深く運搬處理

された。此の堰堤は高さ54.0mで石塊は十分密に築かれて居るので堤頂の移動は垂直及水平共に40cm程度に過ぎない。

Gribb 堰堤工事に際しては水面側の防水設備は鉄筋コンクリートで施行され收縮に對しては横目地を設けた。Bakhada 堰堤工事に於ては最初に假設的なものと最終に決定的なものとして種類の鉄筋コンクリート被覆

図-26. Bou-Hanifia 石塊堰堤横断面

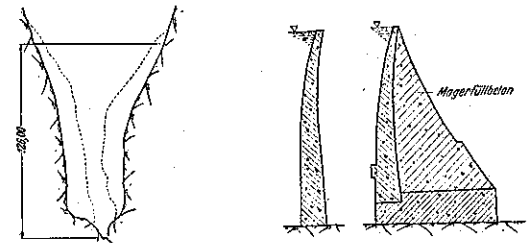


工が施行された。Bou-Hanifia 堰堤は最初の石塊及土堰堤であつて鉄筋コンクリート被覆工の箇處に瀝青質塗裝工が施行されて居る。之は數年經過して居るが水密性を充分發揮して居る。因つて水密性に對する主眼點は水密工が充分基礎迄徹底して居ると言ふこと及溫度變化に對する保護施設が十分施行されて居ることである。一体北アメリカ地方は非常に溫度變化の甚しき所であるが、瀝青質被覆工が充分水密であると言ふ事は目地が非常に立派に施行されて居る事に歸因する。

次にフランスに於けるアーチダムは堤高126mのSautée堰堤及堤高90mのMaréges堰堤を第一に擧げる事が出来る。稀に見る狭谷に建設されたSautée堰堤は底幅15m程度であるから之に相當する重力堰堤と比較すると約85%の材料の節約を示すに至つたものである。然し後に實施するに當り横支柱を設ける必要を生

図-27. Sautée 拱堰堤

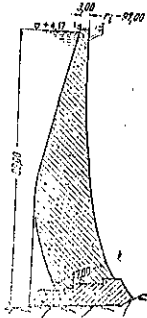
図-28.



じた、夫は図-28に示される様にアーチダムの後にアーチコンクリート打ちをして施行された。Maréges 堰

堤は堤頂半径 100 m に及び其の溪谷状況は堰堤築造には餘り好地點ではないが、然し堤頂幅 3.0 m、堤中底幅 17.0 m といふ誠に細長い断面で之は注目し得るものである。之に相當する高さの重力堰堤に比し約 70% の材料の節約を計る事が出来た(図-29)。此の好結果は許容応力を  $55\text{kg/cm}^2$  に上げた事にも依るし又水圧側の堤底を分離せしめた事に因る。図-31 は右岸側が計畫高の 60% 竣功せる状況を示す。此の図に依り此の堰堤が非常にスレンダーなる事を知る事が出来る。

図-29. マラーヂエ堰堤



A. Coyne 氏はマラーヂエ堰堤建設工事中に設備した電氣的伸長測定器(図-32)を用ひて堰堤の伸長応力を算出して居る。

図-30. マラーヂエ堰堤

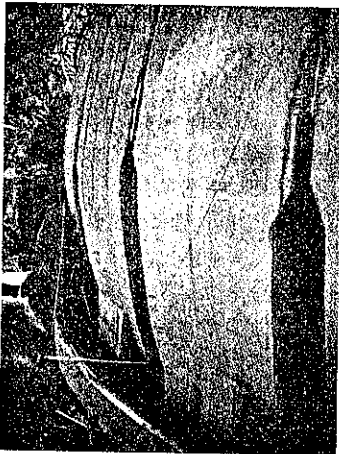


図-31. 建設中のマラーヂエ堰堤



図-32. 電氣伸長測定器

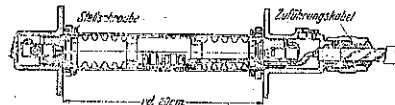
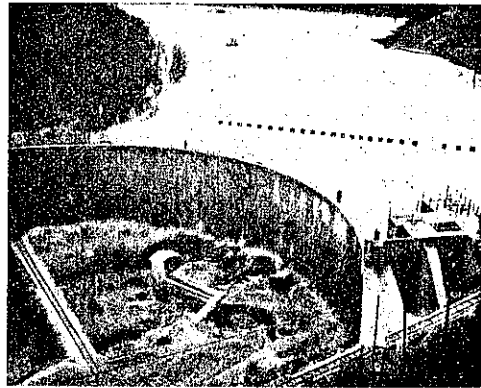


図-33. St. Etienne-Cantales 拱堰堤



堤高は幾分低いが堤長の可成りある拱堰堤として St. Etienne-Cantales 堰堤(図-33)を擧げる事が出来る。此の堰堤は堤頂の長さが 75 m、堤高 15 m、3 箇年の工期を要した。

Coyne 氏の報告に依ると此の堰堤には大々的な實驗が行はれ技術的に種々研究された事が特徴である。此の測定結果に多大の興味を以つて期待して居る。

次にフランスに於けるマルテキブル・アーチダムは目下工事中及竣功したものが 3 つある。之に屬するものとしては堤高 40 m の Vezin 堰堤(図-34)及堤高 26 m の Rophomel 堰堤(図-35)で此等は扶壁間隔は狭い。然し堤高 55 m の Beni-Bahdol 堰堤(図-36)は扶壁間

図-34. Vezin 多拱堰堤



図-35. Rophomel 多拱堰堤

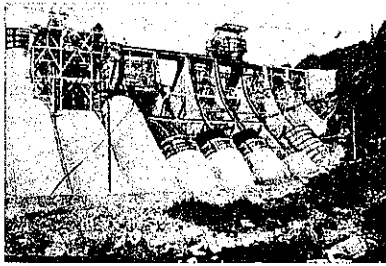


図-39.

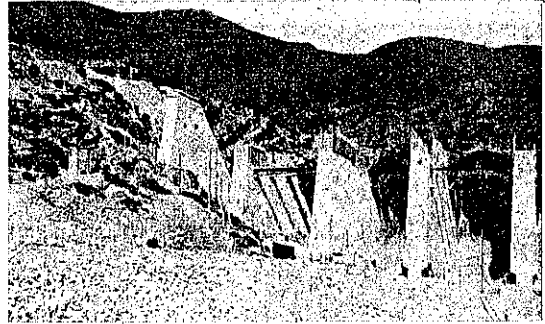


図-36. Beni-Bahdel 多拱堰堤



隔に 20 m に及可成り廣いものである。前 2 つの堰堤は鉄筋コンクリートの径 5.0m の円筒で 45° 傾斜してゐる（図-37 参照）拱部と扶壁脚との鉄筋は支臺に於て實に立派に交叉施行されてゐるから各部に生じる堰堤応力は十分保證されてゐる。

図-37. Rophomel 堰堤

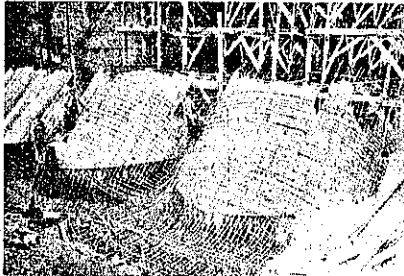
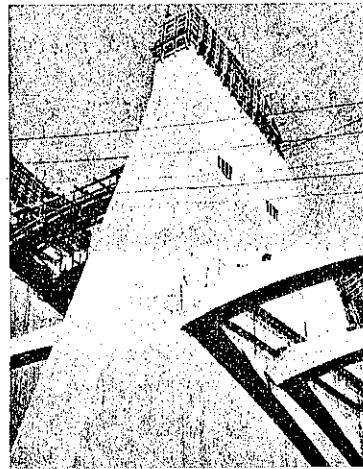


図-40.



此の Beni-Bahdel 堰堤はクーリツチ堰堤を除いては世界では最長の扶壁間隔距離を有し即ち 20 m に及ぶ。円筒の厚さはクラウンに於て 70 cm で 1 m 毎に 1.5 cm を増し支點に於ては 1.7 m である。円筒は 180° の中心角を有してゐるが、かゝるものは稀にしかない。扶壁厚は頂部で 2 m 底部で 4 m である。

図-38.

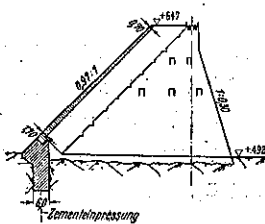


図-39 又 図-40 に示す様に掘削に對抗する爲に連続縦桁が補強材として使用されてゐる。

円筒の鉄筋はメランアーチの様にリングの方向に補強鉄筋として用ひられた。図-41 は施行設備及方法を示す図である。

此の現場ではポンプコンクリートの施行が行はれた。同寫眞の左上に見へるはコンクリート工場である。ポンプコンクリート設備は足場の左終點に見られる。最も至難と思はれる基礎岩質關係に關しては大規模の支持力及岩盤の調査が行はれた。其の結果は 図-44 に明示さ

図-41.

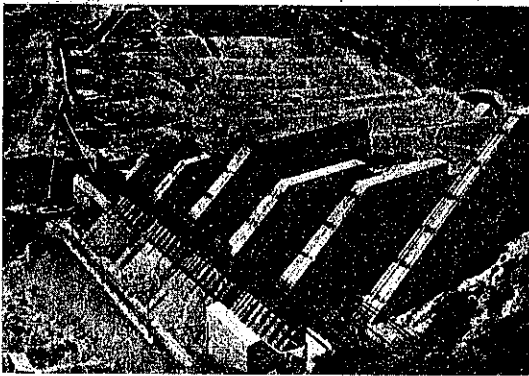


図-44. Beni-Bahdel 堰堤基礎地盤

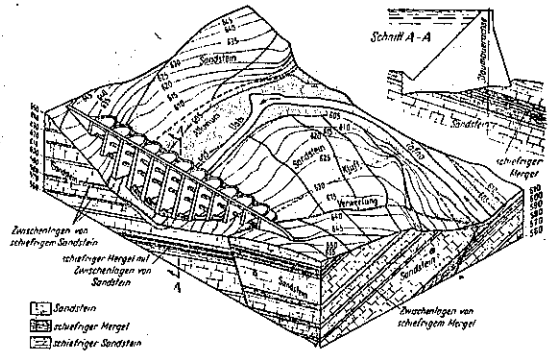


図-42.

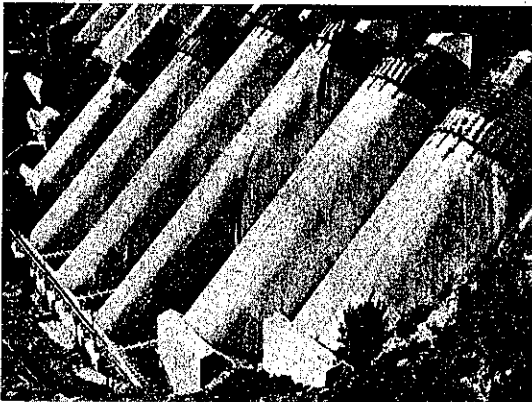


図-45. Beni-Bahdel 堰堤基礎支持力及岩質調査設備

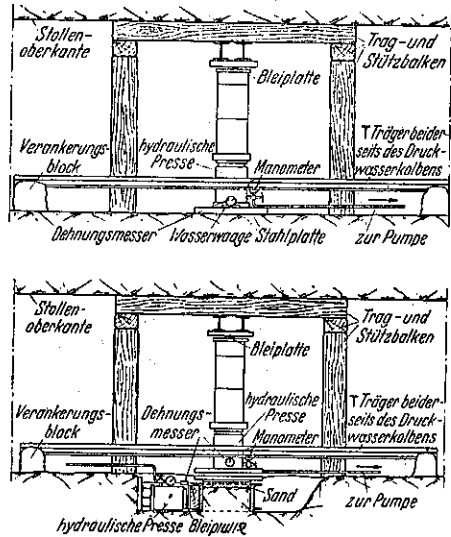


図-43.



れたもので大体分明する事が出来るから説明を省く。  
 採用された試験装置は図-45に示す。其の結果豫想された通り岩床の非常に弾性的な影響を知り且亦其の他に非常に價値ある説明を與へて居る。

他の地點にも此の結果を応用された諸調査は基礎の關係を明瞭にするに役立つた。かくして Beni-Bahdel 堰堤は模範的方法に依り最も經濟的に最も確實に努力が拂はれて完成したものである。壁の強度は温度變化の影響を何等受くる事なく斷乎として聳へ立つて居る。

10年以前のフランス堰堤工事と今日の夫とを比較する時到處に進歩の段階著しきものあるを發見する事が出来る。  
 (矢野勝正)

(86) Parker Dam の掘鑿工事

(“Deep Excavation for Parker Dam”) E. N. R. Nov. 25, 1937, p. 853~856.

Los Angeles 市上水道用水源として Colorado River に築造中の貯水池堰堤 Parker Dam の岩盤の掘鑿は未曾有の困難に遭遇した。Parker Dam の高さは 320 呎であるが河床上の高さは 85 呎河床以下岩盤迄貫に 235 呎といふ掘鑿の深いものである。本堰堤の工事中は左岸 Arizona 側に設置せる内径 29 呎、互長 1730 呎の 2 本の馬蹄型コンクリート巻附替隧道に依り本川の水を流過せしめ堰堤築造後はコンクリートを以て填充閉塞せしむるもので附替隧道は堰堤基礎の掘鑿中上流 Boulder Dam に於ける毎秒 4000~11000 呎<sup>3</sup>の調整流量と本堰堤直上流に入る、其間は僅少なも夜間は最大 100000 呎<sup>3</sup>に変動する支流 Bill Williams River の流量との合計を通過せしむるに充分なものとした。

上流側及下流側の假締切は洪水時に於ても安全なる様に設計され、其の材料は堰堤位置の掘鑿土砂を使用し河床以下約 15 呎掘鑿された基礎の上に堰工施工された。締切用材料は倫分をなし比較的微細なるものを水

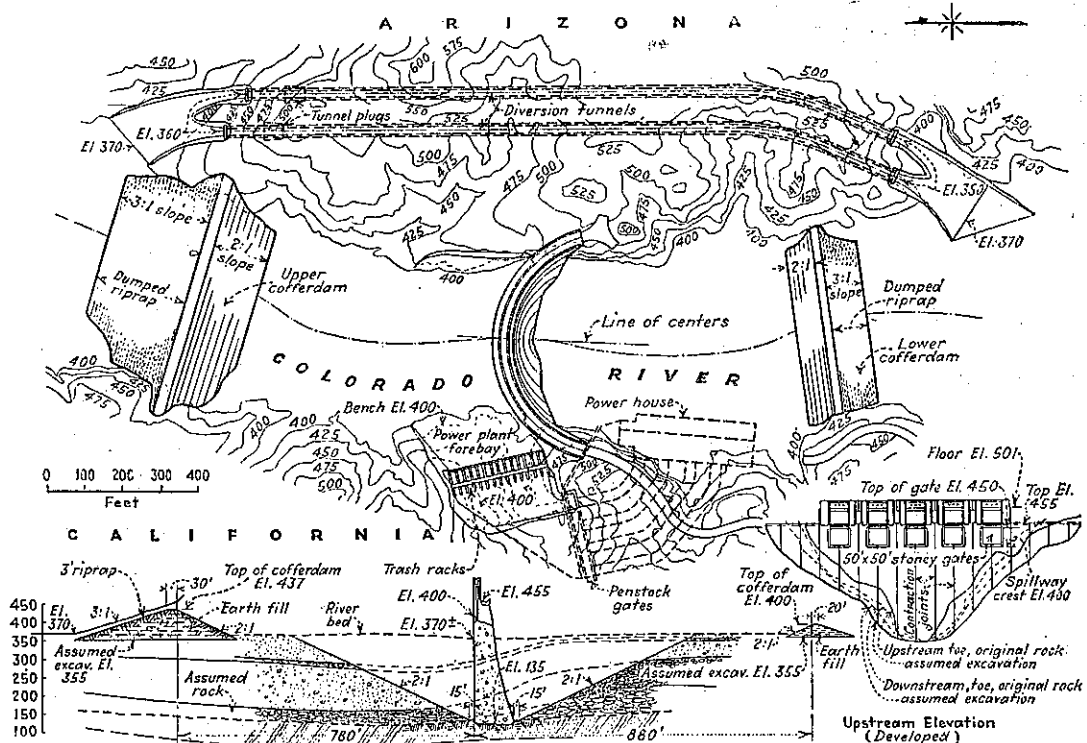
而側に組織なるものを反対側に施工した。即ち微細な材料は締切の水面側に 4~6 呎の厚さに施工し 3 呎の捨石工で保護した河川の水は全く附替隧道を流過し堰堤位置の附近 1500 呎の間は上下流の假締切に依つて完全に Colorado River を遮断した。

掘鑿の當初はドラッグライシに依り掘鑿しダンプトラックで運搬したが掘鑿の進むにつれて掘鑿土砂の大

図-46. 上流側假締切

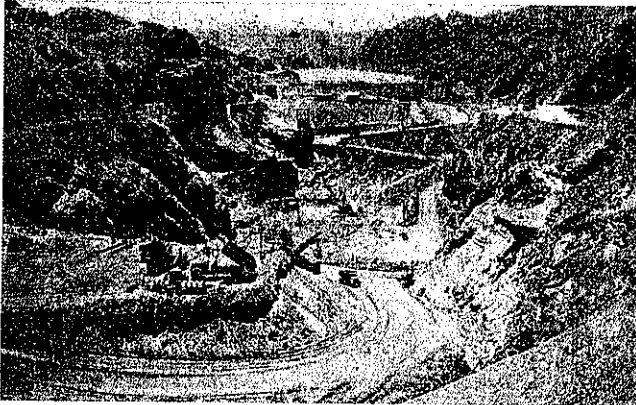


図-47. Parker Dam 附近平面並縦断面図



部分は5碼<sup>3</sup>入のスキップに入れて索道により運搬しスタンダードゲージの30碼<sup>3</sup>入ダンプカーに積込んだ。堰堤位置の掘鑿に依つて全掘鑿量1,400,000碼<sup>3</sup>の約1/4は假締切に運搬使用し、残部は主として本堰堤より上流 California 州沿岸の土捨場に運搬した。堰堤位置の兩岸は屹立してゐるために材料の運搬は上下流の掘鑿斜面を利用した。運搬道路は約10%勾配のヘヤピンカーブである。

圖-48. 運搬道路及索道



此の現場では曩に Boulder Dam に於て使用された25tのケーブルクレーンを設備した。支持塔径間は1500呎で California 側の支持塔は固定塔とし Arizona 側の支持塔は延長500呎の弧狀軌道上を移動する可動塔としたものである。

**締切滲透水の處置：**掘鑿の最初から意外に多量の滲透水を見た。透水性の河床を通して滲透する水は電動機直結の渦巻ポンプに依つて中央の唧筒井から汲出された。之等のポンプは最初の段階に於ては小舟の上から操作されたので水位の変化に依り支障を受けることなく作業が出来た。掘鑿が進むにつれて滲透する水は地盤を不安定ならしめ掘鑿したまゝでは計畫通りの2:1勾配に保つことが困難となつたので掘鑿面を安定にするために殆ど基礎岩盤に達する上流側掘鑿面2箇下流側2箇合計4箇の直径26吋の水位低下用井孔を設置した。之等の井孔は各毎秒10呎<sup>3</sup>の渦巻ポンプが設備され之に依つて滲透水の水位は有効に低下された。之等の井孔のポンプに依る最大の汲出量は毎秒25呎<sup>3</sup>に達した。

下流側掘鑿面に於ける2列の矢板は地盤の支持と滲透水の防禦とに對して有効であつた。矢板の上部は4呎×4呎の断面を有する水平なコンクリートアーチに

よつて支持された。此のコンクリートアーチは矢板が打込まれるにつれて之を誘導し支持することが出来た。上流面はコンクリートアーチ及矢板を使用せずに施工することが出来た。掘鑿が完全に行なはれた時に2つのアーチ形の擁壁が掘鑿法面の趾部即ち堰堤の脚部に於て築造された。之等擁壁は岩盤の洗滌を可能ならしめ基礎コンクリートの施工を容易ならしめた。總てのポンプは3箇の直径22吋の主要鉄管に連絡され、

Colorado River に排出された。ポンプの排水量は掘鑿當初に於ては約毎秒14呎<sup>3</sup>、基礎地盤に到達した時は毎秒37呎<sup>3</sup>に達した。ポンプの動力の供給を確保するために Metropolitan Water District の送電線に連絡せしめた。去る6月新規の電源に連絡せしむるために僅か35分間、停電した時にポンプが止まり河底の地盤は凡そ1500呎<sup>2</sup>法面から崩壊した。Bill Williams River は本年2月降雨と雪解の爲に極めて急激な大洪水があつた。流量は僅か毎秒5~6呎<sup>3</sup>から増加して最大93,000呎<sup>3</sup>に達した。上流側假締切に依つて生ずる貯水池はこの洪水を

貯溜して急激な洪水を緩和し實際の流量の半分以下の42,000呎<sup>3</sup>を假排水路によつて流下せしめた。當時上流

圖-49. 掘鑿完了





図-50. 1937年9月下旬に於ける工事状況



側假締切は El. 413 呎に達し最高洪水位以上尙 8 呎の餘裕があつたので、さしたる被害を蒙らなかつた。下流側假締切は附岩隧道から流出する渦流に依り洗掘されたので假締切の下流面に岩石を投下した。其の後締切頂は 10 呎嵩上げて溢流を防止した。

工事の現況：堰堤より上流側にある Arizona 側に於けるコンクリートプラントには 4 碼<sup>3</sup> 練りミキサー 2 臺を設備す。セメント及骨材は上部にある堅筒形倉庫及ビンから重力を利用しバッチャープラントに入り計量される。ミキサーにより作られたコンクリートは架空索道により運搬される。索道は 8 呎<sup>3</sup> 入バケットを懸吊し堤体施工個所任意の位置にコンクリートを配給するもので本機の運搬状況は 1937 年 7 月 31 日始工以來 1 日平均 1700 碼<sup>3</sup>、10 月 22 日迄に總コンクリート 280 000 碼<sup>3</sup> の半分以上が堰堤に施工された。此の現場に於けるミキサープラント等は曩に Boulder Dam に於て使用されたものである。

(篠原 清)

下 水 道

(87) Middletown の下水處分

(Thomas F. Bowe, "Sewage Disposal at Middletown," E. N. R. Dec. 23, 1937, p. 1011~1015.)

最近完成した Connecticut 州 Middletown の下水處理場は、處理能率の促進と操作の安易を企図して幾多の新型機械設備を採用した。本處理場は計畫下水量 3 m.g.d. を沈澱處理するもので沈澱槽、分離汚泥消化槽、真空濾過機、汚泥焼却機等の設備を有す。下水道系統にも同時に改良が加へられ 1 唧筒場と延長 3.5 哩の遮集渠が築造された。

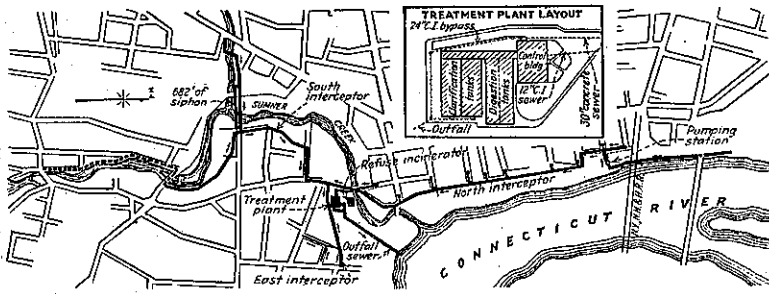
Middletown は人口 24 500 にして州の中央、Connecticut 河の西岸に位す(図-51)。本處理場開設前は下水は大部分未處理のまま 16 箇所の吐口より Connecticut 河又はその支流に放流されて居た。一部分の下水がインホッフタンクに依つて處理されて居る。

市の大部分の下水が自然流下に依り處理場に流入し得る様遮集渠が設計され、之が爲下水管路及處理場を河川の常洪水位以上に設置する必要を生じ、種々困難を來した。枝線渠流末は凡て北、南、東の 3 遮集渠に依つて遮集される。北遮集渠は河に沿ふた幹線渠で市の相當發展した部分の下水を排除し、その延長約 7 700 呎。時間的最大の汚水量以上の雨水は之を 10 箇所の分水口より

表-6. 1937年10月22日に於ける工事状況

種 別	單位	數量總計	今盟の分	終了の分	百分率
水路工事					
取水庭					
掘 鑿	呎 <sup>3</sup>	220 000	0	207 176	94
假除格子					
コンクリート	呎 <sup>3</sup>	5 000	100	3 522	70
鉄 材	ポンド	948 000	0	118 154	13
鉄 筋	ポンド	350 000	0	207 613	59
堰 堤					
掘 鑿					
土 砂	呎 <sup>3</sup>	1 400 000	0	1 375 209	98
岩 盤	呎 <sup>3</sup>	83 000	0	82 170	99
餘水吐前面及 道路	呎 <sup>3</sup>	19 200	0	17 000	87
掘鑿面平均標 高	呎	140			
コンクリート					
堤 体	呎 <sup>3</sup>	270 000	15 131	141 934	51
橋脚橋梁作業 臺等	呎 <sup>3</sup>	17 900	0	0	0
コンクリート 平均標高		315			
鉄 材	ポンド	3 125 000	0	0	0
發電所基礎					
掘 鑿 岩 盤	呎 <sup>3</sup>	25 000	1 000	24 700	99
掘 鑿 土 砂	呎 <sup>3</sup>	33 000	0	31 700	96
コンクリート	呎 <sup>3</sup>	14 000	0	0	0
掘鑿面平均標 高	呎	368			

図-51. 遮集渠敷設並處理場一般配置図



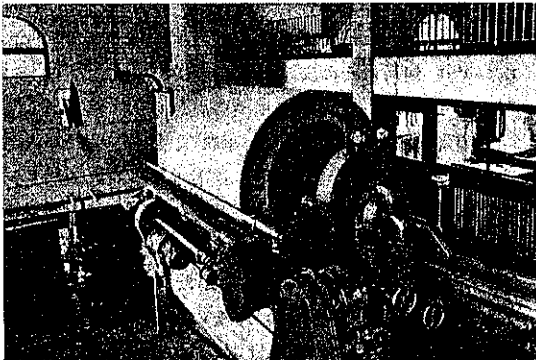
分水せしめる。市の北端の下水は小唧筒場に於て揚水し遮集渠に送る。南遮集渠は延長 10 000 呎にして 2 橋梁、1 サイホンを有す。東遮集渠は草原を横切つて木杭上に支へられた延長 10 000 呎の鑄鉄管路を有す。河川横断部は鋼管並に鑄鉄管を用ひ、残餘の下水渠系統には鉛管及鉄筋コンクリート管を使用した。

處理場は Sumner クリークに隣接せる低い草原に位し、その敷地表層は沈泥、砂、粘土の沖積層である。従て構造物は凡て杭打基礎を必要とし、この爲 33 呎の現場打コンクリート杭を打込んだ。又流入及流出渠支持用には木杭を使用した。猶杭は支持力を持たせる外洪水時の揚圧作用に抵抗せしめるもので、建築物の地下室床及壁は 26 呎の水圧に抵抗する様設計された。

Middletown の下水、河川水量並に稀薄度調査の結果は沈澱處理にて充分なる事が判明した。計畫下水量は 1946 年の想定流量 8 m.g.d. を探り、豫想人口 26 500 人に對し 1 人當り 113 ガロンに相當す。下水は家庭汚水、工場汚水及相當の滲透水を含む。

3 遮集渠より來る下水は集水井に集められた後機械掻上げの沈砂兼スクリーン槽に流入する(図-52)。沈砂槽内の平均流速 1 呎/秒、棒スクリーンの節目 1 吋。沈砂及篩渣は之を類別せる後、ベルトコンベヤーに

図-52. 沈砂及篩渣掻上げ機と真空汚泥濾過機



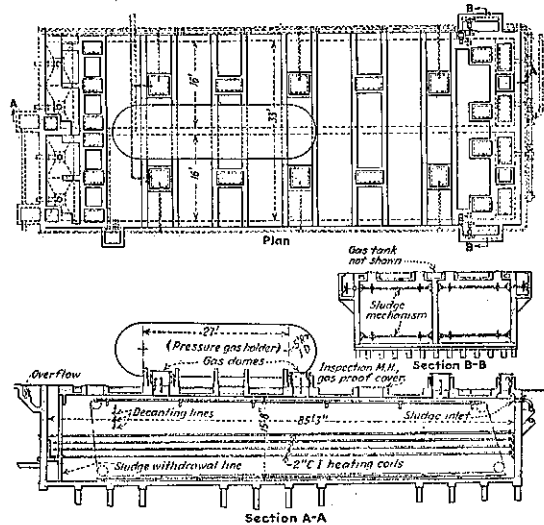
依つて汚泥焼却機に運ばれる。

下水はそれより 9×18 吋のベンチュリ管を経て 2 個の沈澱槽に流入する。沈澱槽は 75×25 呎の長方形槽にして平均水深 9 呎、沈澱時間は計畫下水量に對し 2 時間、且各槽は 2 列の chain & flight 型汚泥掻寄機を備へて居る。

沈澱槽流出下水は 24 吋鑄鉄製放流渠により河川に放流され、沈澱汚泥は消化槽に唧筒送す。

汚泥消化槽は 16×85.25 呎の長方形槽で深さ 16 呎、全容量 41 780 呎<sup>3</sup>、貯留期間 60 日。各槽に鋼製の汚泥掻集機と浮渣破砕機を備ふ。本槽には又 6 個の瓦斯ドーム槽を温水にて 83°F 以上に暖める爲の 2 吋鑄鉄管

図-53. 汚泥消化槽詳細図

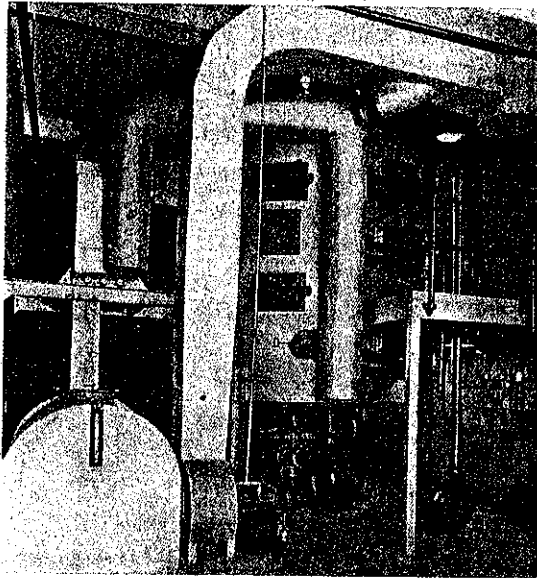


昇温コイル並に餘剩瓦斯を 25 lb. 圧の下に蓄積する爲の 2 650 呎<sup>3</sup> 容量の鋼製瓦斯貯藏タンクを有す(図-53 参照)。消化槽の脱離液は流入下水に返送せしむ。

處理場に於ける其の他の附屬設備は凡て廣さ 36×55 呎の操作室内に收容されてゐる。この建物の地下室には汚泥焼却機を始め瓦斯装置、2 臺の汚泥唧筒、1 對の汚泥調整槽、消化槽暖房用温水罐、建物の暖房装置、真空汚泥濾過機の操作に必要な種々の附屬設備並に瓦斯圧搾機が設置されて居り、又地階には真空濾過機、沈砂及スクリーン設備、主要配電盤並に事務所、實驗室、藥品供給及貯藏室を置く。

真空濾過機は連続廻転ドラム型にして純面積 96 呎<sup>2</sup>を有し、濾過面積 1 呎<sup>2</sup> 當り 1 時間 3 lb. の乾燥固形物を生産する能力あり、汚泥ケーキはベルトコンベヤに依つて焼却機に運ばれる。汚泥焼却機は径 9.25 呎の複爐型にして 4 個の爐を有し、8 時間に乾燥固形物 1 t を焼却し得る能力あり、且煙や臭害を生ずる事なし(図-54)。この能力は含水率 75% 以下の汚泥ケーキの焼燃を基とし、且乾燥固形物 1 lb. 當り 4000 B.t.u. の熱量を發生するものとす。焼却爐内の汚泥は 1200° F の熱を受ける。

図-54. 汚泥焼却機



汚泥消化の副産物として發生する可燃瓦斯は、消化槽及操作室の暖房用バーナー並に汚泥焼却機用燃料瓦斯として利用し得る。焼却機には燃料油も補足的に使用する。瓦斯設備は消化槽覆蓋に在る瓦斯ドーム、瓦斯圧搾機、瓦斯貯藏タンク及フレイムトラップより成る。

只今迄の處理操作の示す所に依れば處理場への下水流入量は季節的变化が甚しい。又汚泥處理の結果は沈澱可能な固形物を約 95%、懸垂物質を 50% 減少せしめ得た。

(野中八郎)

## 港 灣

### (88) 最近の航空港の問題

(Oberreg.-Baurat Dr.-Ing. Bilfinger und  
Dipl.-Ing.-Rapp. "Über die Anlage von  
neuzzeitlichen Verkehrsflughäfen in  
Auslande." Der Bauing. Heft  
49/50, 10. Dez. 1937, S. 780-787.)

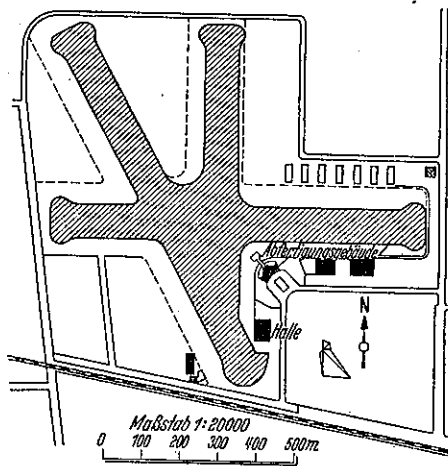
(1) 緒言 最近の時間と空間の絶え間なき征服の熱望はヨーロッパの各國の交通政策や各國の經濟的境界が航空路に非常な障害とはなつたにも拘らずヨーロッパの航空路を豫想外に勃興せしめた。之と反對に、アメリカ大陸の航空路は特に合衆國內に於ては、廣大な土地に授けられて支障なく發展した。今日アメリカの航空路の數が第一にあるのも當然である。又航空港の設計に於ても常に新しい設計が行はれて居るので、航空港設計も明かに第 1 位にある事を認めなくてはならない。滑走路を完全な形にしなければ交通の頻繁に際しては、發着陸の安全は得られないから、先づ此の問題から解決しなくてはならない。高速度の最近式運輸機は現在の發着設備にも拘らず尙大きな發着滑走路の長さが必要である。然も悪天候の爲に墜落する事のない様に飛行機は益々重くなりつゝある。此の爲に危険を防止するに必要な着陸設備に費用をかける事が飛行機の設計選擇に際して廣汎な注意を要する點である。離陸路はドイツではあまり有名ではないが良好である。一方外國では既に此の難問題は他の氣象關係の解決に圧せられてしまつた。

ドイツに Berlin の Tempelhof, München の Riem Stuttgart の Echterdingen 等の 3 大航空港の新設に關聯して近代的航空港建設の發展狀態を外國航空港の著名な例を引き説明する。

(2) 各國の航空路 (A) Los Angeles-Burbank: アメリカ合衆國の最も交通頻繁な最も有名な航空港の一つは Los Angeles の Burbank である。之は新設後既に數年経過して居る。その計畫の際に立てられた原理は今日尙航空港の指針となつて居るものであるが當時はヨーロッパの發展の爲に促進されたのである。ヨーロッパでは航空港の原則的形狀は円形又は円に接した方形或は一部では矩形と考へられて居た。そして郵便局 飛行機修理場格納庫その他の技術的建築物はその周圍の餘地に並べるのである。此の形狀はアメリカの航空路の開始と共に根本的に放棄された。図-55 に示す様に航空港の新しい形狀は、滑走路によつて決定されその形狀位置は楔形である。此の形狀は元來航空港を高連交通機關の營業所であると云ふ考へから生じたものであり、發着陸を完全に安全なものにする爲に滑走路に交通技術的に完全な處理をとらんとして居るのである。此の要求は此の整理によつて實現され同時に天候條件によつて左右されない様な或る一定の方式を確定した。カリフォルニアの天候は降雨が稀であるから芝生の成育

に適しない。その爲に芝生は夏季は焼けつく様な日光にやかれてしまはなくとも交通の爲に完全に荒されてしまふ。Burbank 飛行場では、滑走路として必要な部分には、最初から芝生を用ふる事を放棄し、その代り図-55 に示す様な滑走路組織を計畫した。滑走路は風向図を基礎として計畫されて居るから、最も度数の多い風向が考慮されて居る。氣候地勢的關係によつて影響された風向図によれば南東の風が最も多い。又恒風の方に相對的に南及北の風を伴ひ稀に東及北東の風が吹く。此等の風向と滑走路とを比較すれば、北東又は南西の風向を除く他の總べての 8 つの主要風向が考慮されて居る。北東及南西の風向は、恒風の約 12% に過ぎなく而も強度が弱いから問題にはならない。上述の試みは亦必要な航空港建築物が飛行妨害を起さない様な滑走路方式に適して居る。建築物を楔形に前進させる事が出来るから、周圍に建築するのに比し二重の利益がある。第一には交通の重心が一點に集り滑走路の短縮によつて經濟的にも交通上にも有利である。第 2 には斯かる配置によつて建築物は、あらゆる方向の發着に支障ないから、交通頻繁な時でも混亂する事がない。

図-55. Los Angeles-Burbank 飛行場

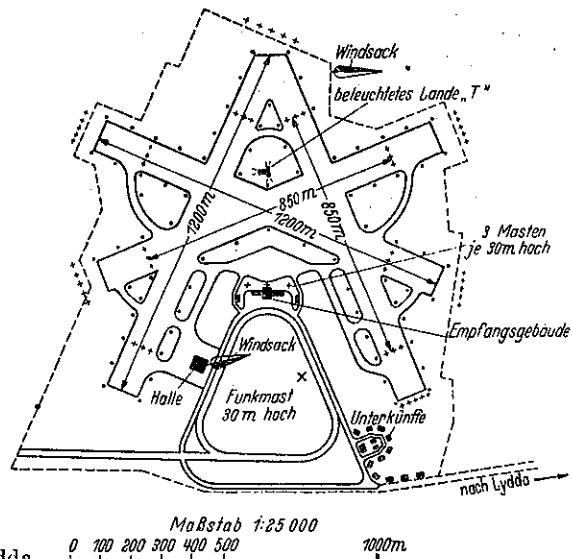


(B) Lydda-Haifa: 英領植民地の航空港 Lydda (図-56) 及 Haifa (図-57) 及 Singapore は英國-印度航空路の中間着陸地として重要であり、建築物の配置に關して上述の例の整然たる發展を示して居る。建築線設計図は、Los Angeles の Burbank では 90° の交角であるが Lydda では 45° に減らされて居り、斯くして飛行技術から云つても發着陸に對して滑走路に何か無駄な地帯を生ずると云ふ様な缺點がない。建築線

は大規模に計畫されて居るから、何等障害を伴ふ事なく現存の大きの格納庫を 5 個増設が出来る。郵便局は更に良好な交通の重心に移し、此處で上述せる様に周圍の建築物に對し極めて交通的な改正が與へられる。Lydda の滑走路組織は巾廣い滑走路が現在 4 個に分れて居り 8 種類の異つた風向に用ひられて居る。Haifa の航空港は Lydda と同様の形をとつて居る。

然し滑走路は一時的需要に応じて切斷されて居る。滑走路の長さは平均 600 m であるが、之は必要に応じて豫定した土地の中で 1 000 m に擴張する事が出来る様に計畫されて居る。航空港の輪廓は図に見る様に交通に左右されて円形でもなく方形でもない。故に現今の滑走路の設計概念にならふ必要はない。然し乍ら Haifa の航空港が著しく New Orleans (U.S.A.) の設計の影響を受けて居るのは注目すべき事である。一方事務所は楔形に設置されて居るから、風のない時に離陸しなくてはならないが、滑走路の有効な面積には關係して居ない。故に格納庫の擴張に際しては、滑走路やその他の側道には影響ない。發着陸の際に滑走路を越えな

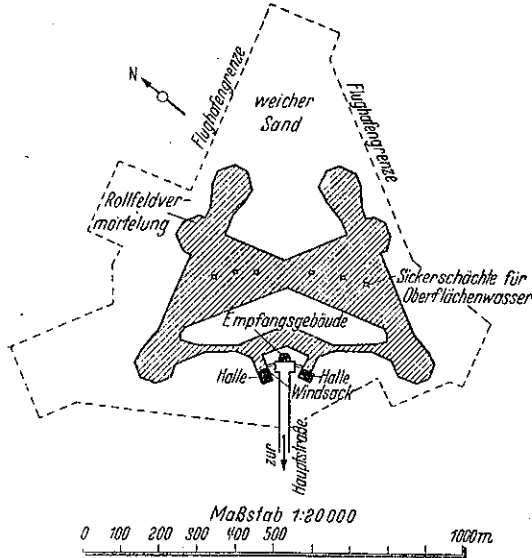
図-56. Lydda 飛行場



い様に保證してある。廣汎な建設規準によつても發着路の延長が妨害されるのは注目すべきである。さもなくば高價な高速の飛行機は特に大きな航空港でなくては、使用出来ない様な場合が起るかもしれない。

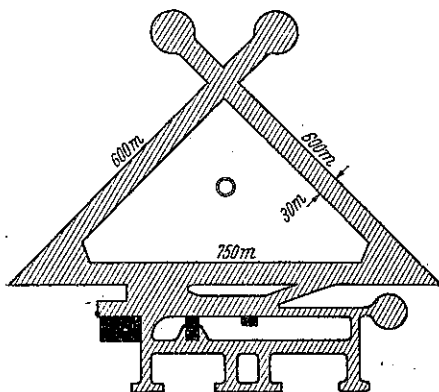
アメリカの Abilene (図-58) 及 Indianapolis (図-59) もその滑走路の形狀に關しては、注目すべきものである。之等の航空港では滑走路は、三角形であ

図-57. Haifa 飛行場



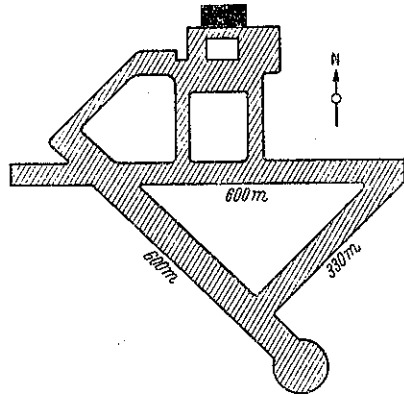
つて、所謂三角式であり、之は滑走の安全及明瞭である事及経済的な點で極めて利益がある。兩飛行場は三角式の理想形とは云へないが、交通が摩擦なく流通し3つの滑走路の中の2つは、往々飛行機の運搬路として使用する事が出来る。勿論此の場合に着陸する飛行機は、左或は右に分岐した滑走路を進み同時に直ちにすぐ近くの發着場に分れる迄は滑走路をすゝむものと假定しなくてはならない。原則的には次の事に注意すべきである。如何なる場合も逆行はきなくてはならない。さもなければ衝突の危険がある爲に航空港の能力は通常の1/3に低下する。事故を避ける爲に發着路は舗装した土地の中央に滑走路を標示出来る様な幅員に設計しなくてはならない。一つの滑走路を使用してゐる間

図-58. Abilene 飛行場



は他の2つの滑走路はその發着に必要なから附隨的な滑走路とするのである。兩飛行場の設計は、その形骸の他には注目すべき所はない。

図-59. Indianapolis 飛行場



Basrah (Marzil) Irak (図-60) 及 Rhode Island State Airport (U.S.A) (図-61) の滑走路組織は之等の兩飛行場とは逆である。Schorensystemは何れも次に見る様に横の方向の滑走路がない爲に環狀交通が不可能であるから一つの同じ滑走路を兩方向の交通に使用しなくてはならないといふ缺點がある。Basrahの滑走路は45°の交角で交叉して居るから横方向から風が吹いても最大22.5°である。強風は同時に滑走路の短縮を意味するから幾らか傾斜した發着も考へる事が出来る。此の問題の研究は目下継続中でありその結果は恐らく將來の飛行場形状に決定的な重要性をもつであらう。

図-60. Basrah, Irak 飛行場

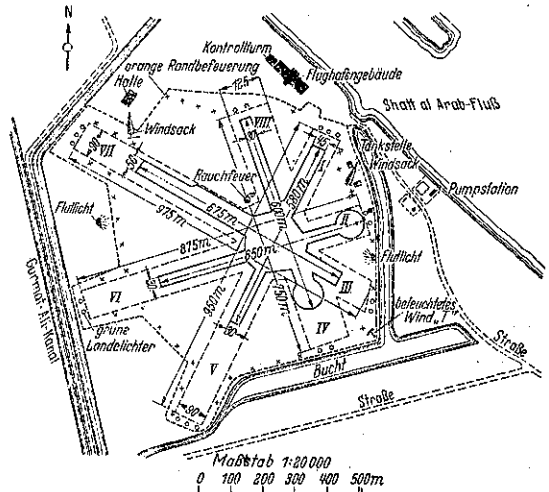
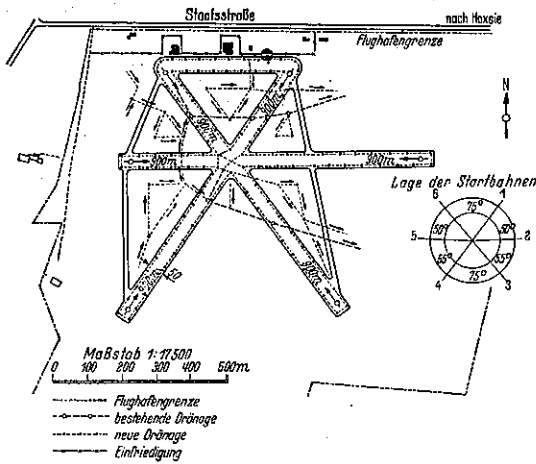


図-61. Rhode Island State 飛行場



Basrah は高熱の氣候を考慮して延長 580~675 m, 幅員 30 m. の滑走路に一時的に造改すれば、之によつて制限を受けて居た飛行機の悪い出発條件は少くなる。然し其處で現在支障なく飛行しうる爲には、滑走路の全長を悉く使用しなくてはならない。而して最後の改造として 750~975 m, 平均 890 m., 幅員 125 m にする計畫を立て、居り、斯くすれば恐らく他のすべての要求が増加するものも止むを得ない。此の最後の改造で既に同地の發展能力は使ひつくされて居る。同地は殆ど各方向水路に限られて居り、同時の經濟的存続の爲に交通的重要性を放棄する事は出来ないから、各方向の水路を高額の費用で移転しなければもはや擴張の余地はない。

(C) Rhode Island State Airport: Rhode Island 州航空港は、現在米國に於ける最新の飛行場である。現在の形のものが計畫されたのは、以前は雨期には使用を中止しなければならなかつた爲である。此の爲に政府は 1933 年に 450 000 弗を投じて滑走路を擴張した。此の工事は、米國に於ける最も有名な航空港設計者の 1 人である A. P. Taliaferro, Jr. によつて完成された。彼は 1929 年から 1934 年迄米國交通部の航空局長官であつたが航空港の問題に最も活動した人である。彼の數多の各種の發表の中此處にその二つを挙げれば、"Rhode Island 州航空港の新形状" (Aero Dig. 2. 1935, S. 24~26) 及 "着陸場の選擇及設計" (Aero Dig. 10. 1935, S. 30) がある。著者は之に Rhode Island 航空港のすぐれた設計に用ひられた原則を記載して居る。恐らく航空港の設計に斯くの如く交通技術又土木技術上慎重に且つ精密に完成されたものはあるまい。此處

には同計畫實施に先立つて行はれた慎重な交通技術的、氣象学的、地理学的、土木技術的調査について寸言するが之等の多くの項目に互つて詳述する事は出来ないから指名の文獻を参照され度い。

Taliaferro が未だ建物の配置をあまり深く研究しない時にはアメリカの航空路は、周知の如く分集して居る爲に大きな終端飛行場を造るのを避け同時にヨーロッパ大陸に於ける様に一箇所に多數の飛行機を收容して置く必要がないと云ふ事に気がついた。例へばロスアンゼルスには 14 個の航空港があり一部は公の航空路であり一部は北アメリカに著しく發展して居る私的航空路に使用されて居る。デトロイトには約 12 個の航空港、ニューヨークは 7 個の航空港があり、一方ヨーロッパではロンドンには 6 個、ベルリンには 3 個、パリには 3 個の航空港がある。その爲にアメリカの飛行場の格納庫の面積は、比較的少く交通技術的飛行技術的には餘り障害は起らない。故に Rhode Island には 2 つの小さな格納庫と一つの發着所があるだけである。ロスアンゼルスの Burbank には 3 つの格納庫と一つの發着所があるが建物によつて飛行を妨げない爲に楔形處理法を用ひて居る。

滑走路の設計に際しては、放射状のものが用ひられ之は Basrah の處理の缺點を除く爲に連絡滑走路によつて能力をよくしてある。東西の滑走路は Taliaferro の言によれば東端の計畫は地形の關係上莫大な工費を要するから結ばれて居ない。滑走路の延長は 900 m, 幅員は 50 m である。連絡滑走路は幅員約 16 m である。此の値は大體ドイツのものと同様に居る。滑走路の交角は 50°, 55°, 75° である。此の比較的大きな交角は大航空港の設計に用ふる最大限である。舗裝は發着滑走路はコンクリートを用ひ連絡滑走路はアスファルトマカダムで乳劑により 15 cm の厚さの表面處理を行つて居る。Taliaferro は維持費が低廉で上部から明瞭に見える土地の状況にも最も適して居るコンクリートを使用した。之はドイツでは往々にしてコンクリート舗裝の維持費はターフ或はアスファルト舗裝よりも高價であるからドイツには適しない。此處では舗裝及計畫細目の適否については云々しない。

Descriptions of Airport and Landing Fields in the United States, Washington 1937 に發表されて居る次の數値は重要である。2 253 の飛行場の中約 700 は航空港であり残りのものは不時着陸場としての性質をもつて居る飛行場であるが、全体で 606 の滑走路があ

る。殆ど總べての航空港が滑走路をもつて居ると云ふ事は、重要な事である。然し此の 606 航空港の中 148 の舗装の種類をあげれば 22% はコンクリート他はアスファルトその他であるが、他の航空港についても推して知るべしである。滑走路の排水はしばしばその重要性を軽視されるが地表面の排水よりも完備して居る。之は地下及地表の状態を考慮して定められるから此處で簡単に記載する事は出来ない。

(D) Paris-Versailles: 將來のパリーの國際航空港を U. Cassan によつて設計された Paris-Versailles (図-62) とする事は、フランス政府の關係官廳も氣象交通技術上異議ない。パリーの近郊の霧の多い事について永年詳細に研究したる結果之はパリーの近郊で種々異り大都市の霧やセーヌ河、マルヌ河、オイス河の水蒸氣の影響をうけとくに霧の多い地方があり、他方パリーの都心から突出した地帯は霧が少い。此の航空港敷地の特性は、大都市の霧に悩んで居る航空港に極めて重要なものであり且又盲目飛行の長足の進歩によつても補ひ切れないものである。故に此の大きな交通的の長所はパリーから 27 km はなれて居ると云ふ缺點を遙かに凌駕して居る (図-63)。然し距離を考へる際に km で考へるのは根本的誤謬である。今日問題となるのは出發點から到着點迄に必要な時間である。之は單に距離の問題であるのみでなく専ら自動車交通による都市内の交通機關によるのである。此の意味に於て Paris-Versailles の計畫は鉄道で 15 分間でパリーの Invalide 停車場に到着しうるから全く別個の状態にある。パリーの重要放射線に連絡する特殊の自動車道路の建設によつて鉄道と同時間で自動車でパリーに達する事が出来る。

図-62. Paris Versailles 國際飛行場の設計

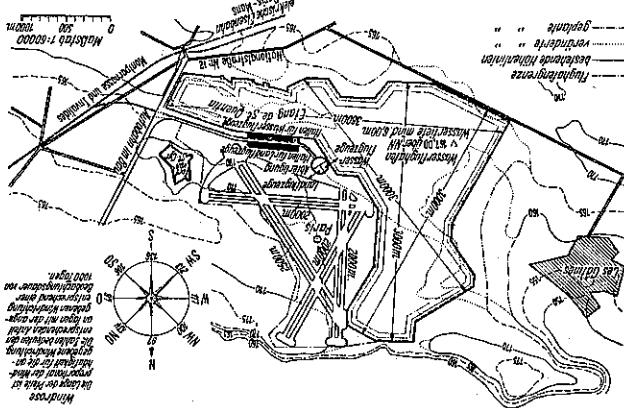
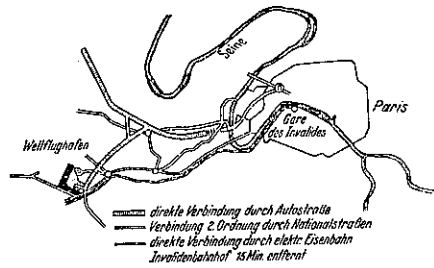


図-63. Paris-Versailles 國際飛行場の位置図



Lage des Weltflughafens Paris-Versailles zum Verkehrsgebiet mit Zubringerlinien.

飛行場の計畫は、第一に交通的見地から處理されて居る。其の計畫は大陸航空用の陸上飛行機に對しても亦大陸横断及海洋横断航空用の水上飛行機に對しても利用出来る。長距離飛行機は、航続力の大なる爲又高度の積載力の爲に夫相応の長い離陸路及着陸路が必要である。之は離陸に際しては、今日の通常の値の數倍になるかもしれない。故に Paris-Versailles 航空港では 2000 m 又は 3800 m の長さを計畫したのである。飛行機製作の發展も之以上航空路の擴張を要求する様な事はないであらう。陸上飛行場と水上飛行場との連絡はうまく出来て居る。各風向に必要な滑走路は組織的に出来て居り全体の形は、奇異な形状をなして居るが極めて簡單なものである。能率増加の爲に發着路に對する連絡路は分離されて居るので交通が妨害される事がない。此の配置はアメリカの航空港に於ては既に考慮されて居り既に完成して居るものもある。殊にシゴヤデトロイトの様な工業中心地に於ては、交通密度が大きいから此の方式の設計が必要となつたのである。

格納庫の位置は、水陸飛行場の間の交通に便の爲に兩飛行場の間にある。税關及格納庫は如何なる風向に於ても發着を妨害しない様に計畫されて居る格納庫の位置は特に良い。

(山田正男)

(89) Salt Lake 航空港

(“Salt Lake solves Airport Problem”) E.N.R. Jan. 6, 1938, p. 29-31.

聯邦政府、縣及市の協力によつて數箇月後に就航する 40 人乗新型旅客機に適する様に、Salt Lake 市の航空港を擴張した。同航空港は主要大陸横断航空路と 5 つの政府航空路との接続點である。延長 3 哩の滑走路を舗装し——之には標準幅員の國道 25 哩の舗装費

図-64.

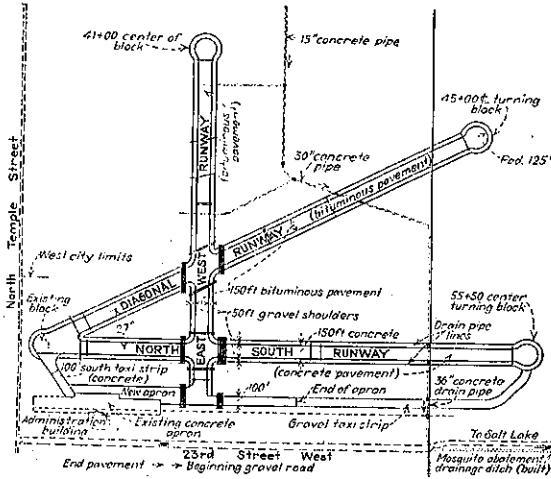


図-65.

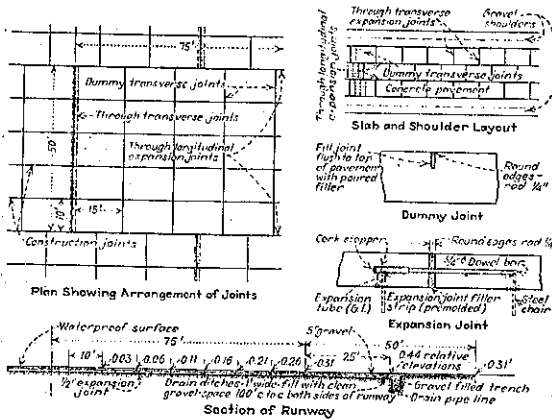
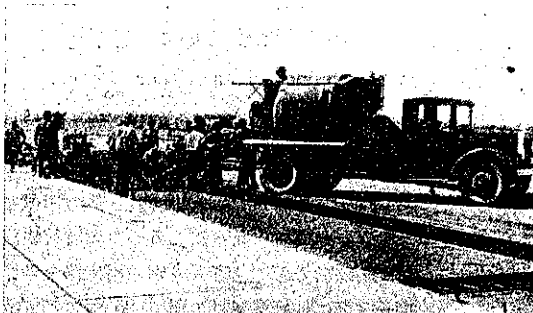


図-66.



を要した——事務所を改修した結果、此の重要な航空路の中心は航空機愛用者の名所となつた。

航空港は比較的平坦な低濕地で一部は市内に入つて居り、Main St. 及 North Temple St. の西 3½ 哩は飛行場の南の境界であり、面積 823 エーカーにして改良したコンクリートのエプロンが事務所及砂利の滑走路を持つた格納庫の前にある。新工事は幅員 150 呎、延長 5640 呎の滑走路の舗装を含んで居る。斜の滑走路及東西の滑走路はアスファルト舗装を行ひ、南北の滑走路はコンクリート舗装である。大擴張を行つたエプロンはコンクリート舗装をした。豫備工事として地均し、滑走路や路肩の勾配及基礎砂利の転圧を行つた。コンクリートはトラック・ミキサで混合し、アスファルト材料は 12½ 哩はなれた Parley 峡谷から運んだ。

Salt Lake 航空港の改良は W.P.A. と市、縣の協力によつて行はれ、市、縣は 75 000 弗を支出したが、その他計費、土木工事、監督、材料試験及 150 000 cu.yd. に及ぶ排水及滑走路の基礎の爲の砂利設備に市は 70 000 弗を要した。總工費は政府の支出 852 000 弗を合して總計 1 072 000 弗である。

工事は市委員會が W.P.A. と協力して立案した計畫に従つて W.P.A. が行つた。

**排水** 排水系統は飛行場の西側から東側の排水溝に至る排水管幹線よりなつて居る。之はコンクリート管で西端では直径 15 吋、東端では 30 吋である。之は接目を閉塞せず、砂利で包む。水溝は地表面迄砂利をつめる。滑走路の兩側及エプロンの下にはガラス質タイルの排水架を設け砂利で包む。排水組織は 30 分間に ½ 吋の雨に充分である様に設計されて居る。流入口は約 200 呎間隔である。

滑走路の路肩は 5 吋の砂利で蔽ひ、舗装は 6~8 吋の砂利層を 3 吋の層に転圧して基礎とす。使用した 150 000 cu.yd. の砂利の中 35 000 cu.yd. を排水及基礎に使用した。

**舗装** アスファルト舗装は 4½ 吋のアスファルト基層の上に 1½ 吋のアスファルト・コンクリート表層を設け更に ½ 吋のシート・アスファルトの被覆層を施す。現場より 12½ 哩はなれた Parley 峡谷の口にあるアスファルト製造機を用ひ、1 日に 1200 t のアスファルトをつくり、道路と同様の工法で転圧した。使用したアスファルト量は基礎に 39 500 t、表層被覆層に夫々 15 000 t、2 500 t を要した。

南北の滑走路及エプロンのコンクリートは飛行場の



南端から鉄道に沿つて 1/2 哩南にある 2-yd 自動製造機で作つた。1 日に 250~300 yd のコンクリートが作られ、之を幅 10 呎、長さ 1500 呎のスラブとした。使用コンクリートは約 25000 cu.yd. である。

幅員 150 呎の滑走路は 15 の幅 10 呎のスラブからなり、75 呎毎に伸縮接目を設け 15 呎毎に見掛けの目地をつくる。10 呎の幅員は通常の道路に使用する装置を利用するのに便利である。横の接目は 1 吋の厚さのアスファルト・フェルトより成り、縦の接目は 1/2 吋の厚さのものをを用ふ。

事務所 1932 年から 1936 年迄に 1 日の旅客は 34 人から 180 人に増加し之等は總べて 4 時間の間に處理されるから 4 年前に建築した事務所の擴張が必要となり、郵便物も増加した爲に郵便局も擴張を要するに到つた。

その他此處は接続點であるから途中下車の旅客の爲に寢室を新設した。現在三階にある信號室は米國商務省の規定に合する様にあらためられた。(山田正男)

## 道 路

### (90) パルプ製造所の不要液体から製造した新しい路面安定材

(Elmer B. Westlund, "New Road Stabilizer produced from Waste Liquor of Wood Pulp Mills" West. Const. News, Nov. 1937 p. 419~422.)

人絹及パルプ製造工業の殘滓として生ずる木質液体 Raylig が路面結合劑として米國北西太平洋岸で使用されてゐる。これは砂利道、碎石道又は舗裝基層の 1 碼<sup>2</sup>に對して 1/2~1 1/2 ガロンを使用し路面處理として次の 3 の場合に分け考へられる。

- (1) 防塵及簡易路面處理
- (2) 厚 1~1 1/2 吋浸透せしめたる路面磨耗層の築造
- (3) 厚 1 1/2 吋以上浸透せしめたる路面固定

木質原料を道路結合劑として使用する事は約 50 年前 Sweden に於て初めて行はれ米國に於ても從來木材纖維工業を持つ都市附近に於て防塵用として道路に撒布してゐたが興味を以て研究されるには至らなかつた。

Raylig は粘性の膠質性濃い木質道路結合材であつて人絹及製紙用パルプを硫酸法により製造する際の殘滓たる本來の木質液体は約 8% の固体溶液にして之を道路結合材にするには、先づ蒸發せしめて 46% の溶液となし酸を化学的に中和せしめ、次に必要なる結合質を供へ

る様に精製する。これは木材の纖維を結合してゐる自然の凝固濟であるから結合材に変化するの容易である。現在では Raylig は濃液体として製造されてゐるばかりであるが道路に使用する爲に粉末にして製造する研究も進められてゐる。

Raylig は商業的には 60°F に於て 1 ガロンに付き 4.8 ポンド以上の固体を含む 46% 木質固体溶液として撒布されてゐる。此の濃溶液は塗布の際に同量の水を以て約 26% の固体溶液として常溫のままで路面處理の程度に応じて適量を道路面に使用する。之を用ふるに當つて圧力式撒布器を使用すれば最も有效であるが、人力撒布又は重力式撒布器を使用してもよい。

Raylig は道路の土砂に速かに作用して晴天には厚さ 1/2 から 3 吋位までは速かに浸透し撒布転圧後 2~4 時間で凝固し普通の骨材の道路では直ちに交通に適する。色は黒褐色にして新しく塗布したものと雖も車輪に附着しない。稀酸性液体を使用しても安定したる基層が得られるが、濃くした精製レイリグを科学的施工法により使用すれば速かにして簡単に有效にして安價にあらゆる破壊作用に抵抗出来る表裝或は基層が得られる。

Raylig 施工の際に於ける必要なる事項は路床の中に雨水の浸透しない様に 1 呎に付き 1/2 吋から 1 吋の横断勾配を付ける事である。又道路を充分濕潤ならしめ結合材をして平均して浸透せしめ充分なる転圧をする必要がある。

防埃用に Raylig を使用する場合は厚 1 吋に浸透する迄萬邊なく圧力式撒布器で施工する。1 碼<sup>2</sup>に付き 26% 溶液を 1 呎用ひ之を 2 回行ふ、碎石が粗粒の場合は夏季に更に 1 回 1/2 呎/碼<sup>2</sup>を撒布する必要がある。此の方法にする施工では單に 1 季間しか有効でなく次季に又々撒布せねばならない。

次に複浸透式方法は路床土砂の粒度が適當なる場合には極めて有效で防埃用の場合と同様に行ひ唯藥劑を多量に撒布するのであつて最初の施工後に冬季の間充分なる Raylig が表面に留まつてゐるものと期待され、次の春の季節には單に少量の撒布をすればよい。此の方法では適當なる骨材粒を使用して 26% Raylig を 1/2~1 呎/碼<sup>2</sup>を施工すれば普通厚さ 1 吋或は 1 1/2 吋の被覆を得て相當の交通量に耐え得られる。

浸透性が 1 1/2 吋以上に達する必要がある場合には疊積工法が使用される。先づ碎石を厚 1 1/2 吋に敷き均し均等に混合して充分混氣を含ませ勾配を付ける。此の基層に全撒布量の 1/3 或は 1/4 の Raylig 結合材を施工し其の上

厚約 1 時に碎石を均等に散布する。次に同量の Raylig を散布し転圧し更に残部 Raylig を散布し充分に転圧する。此の方法によれば Raylig の使用量は 26% 溶液で 1 碼<sup>2</sup> に付き 1 或は 1½ 噸が必要である。暑氣の甚だしい個所では各 Raylig 施工の間に軽い撒水を行ふ必要がある。

道路混合法を使用するのは 3 吋以上の浸透を必要とするか或は基層の深い固定を欲する場合に限られる。Raylig の使用量は 1 碼<sup>2</sup> の磨耗層或は基層の厚 1 吋に對して Raylig の含む固体が 1 lb. になる割合である。基層は前同様にして作り表面の物質を掻き集め道路の中央に縦に積み上げ、道路の片側に 1 碼<sup>2</sup> に ¼ 噸の Raylig を散布し先に掻き集めた物質を再び其の上に散布し厚 1 時に敷均す。之に再び Raylig を加へ土砂を覆せては又散布し 1 回づつ、數回行ふのである。次に他の片側を同様にして施工する。斯くして得たる混合物質を前後左右に掻き充合混合せしめ必要厚と必要幅員を敷き均し、次に充分に転圧して安定せしめる。此の様に施工した時は Raylig は永続して路床に留まる。

図-67.

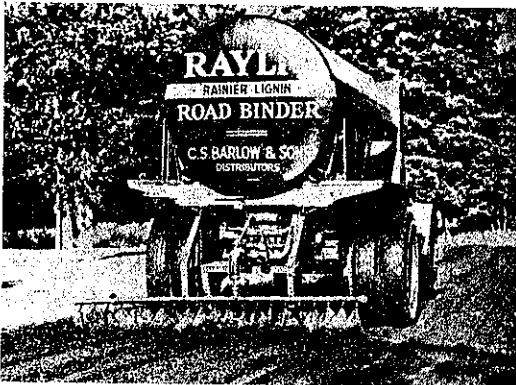


図-68.

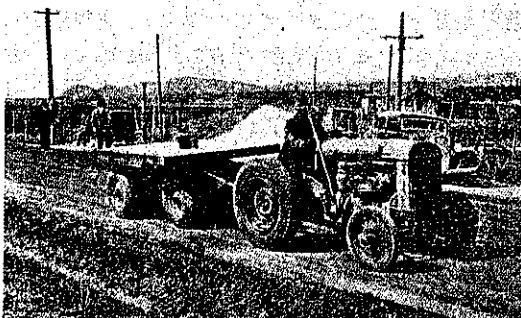
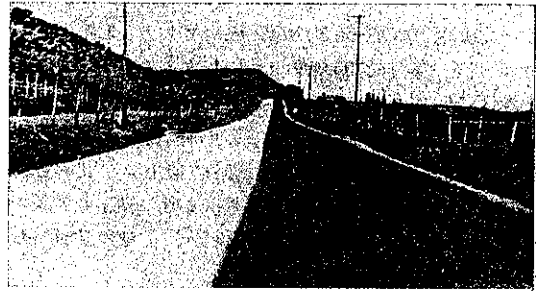


図-69.



防埃以外の施工に於ける骨材は表-7 に示すものが適當である。

表-7. 骨 材

材 料	大 き さ
粗 骨 材	1 in-No. 10
細 骨 材	No. 10~No. 270
ミルト及粘土	No. 270 以下

篩 の 大 き さ	通 過 量 (%)
1 吋 角 目	100
¾ 吋 角 目	85-100
No. 4	55-85
No. 10	40-65
No. 40	25-50
No. 270	10-25

試験片により決定したる土砂と骨材混合割合を考慮した結果によると次の如き性質を有する物質が最も適當の様である。

- (1) 液体限界即ち毛管現象の計量が 35 を過ぎざる事。
- (2) 現場湿度が 25 以上ならざる事, 20 以下なれば上等である。
- (3) 塑性指數は凝固力の程度を示すものであり各季節の湿度変化に對して充分な磨耗層を有する様制禦されねばならぬ。

ワシントン州のキング郡では Raylig を最も多量に使用してゐるが好成绩を収めてゐる。防埃用施工法以外の方法を以て施工したる部分は過去 1 年間に一度も修繕を行はず減に交通に耐えてゐる。防埃用施工法に依つた所では小部分の修繕を必要としたが將來之を基層として其の上層を重ねて施工すれば良好なる道路舗装が得られる事が判明した。

1937 年に於ける Raylig 施工は一層好條件に恵まれてゐる。即ちより適當なる骨材混合割合及粒度の發見、基層の適當なる勾配と排水、施工面に對するゴム輪転圧器や施工前に於ける基層の転圧、適度含水割合による

Raylig の浸透の促進、及 20 封度/時<sup>3</sup> の圧力下に作業する撒布器の使用等に依る結果である。

Raylig 使用による基層上に瀝青舗装を施工する試験も行はれてゐる。ワシントン州オリムピヤの近郊に於て基層に防埃用 Raylig 施工を施したる上に RG4 油の複被覆層が施工された。アスファルト被覆が基層に良く密着し過去 1 箇年間良好状態を継続してゐる。

Raylig 使用の既成道路の状態の観察によつて次の条件を供へる場合には Raylig 施工により硬く平滑な而も充分緻密な道路舗装が得られる事が結論として導き出される。

- (1) 適当なる粒度を有する表装物質を得る場合
  - (2) 排水に適當に勾配を設けたる場合
  - (3) 表面物質が適當なる濕氣を含む場合
  - (4) 施工後に於て交通或は転圧機により充分転圧された場合而して転圧にはゴム輪転圧機が最も適する
- 尙 Raylig はワシントン州シエルトンのレイニーヤパルプ及紙會社の Raylig 分工場で製造され販賣されてゐる。
- (中谷茂壽)

### (91) 道路工事に使用したセメント土砂 コンクリート

“Portland Cement Soil Concrete used on First Western Highway Project.” Western Const. News, Nov. 1937 p. 441~443

ポルトランドセメントと土砂との混合物を使用する低單價道路工事の計畫は米國南部及西部各州に於て立案されてゐたが最近加州 San Bernardino 國有林地帯に合衆國林野局の手により試験道路工事が實施された。

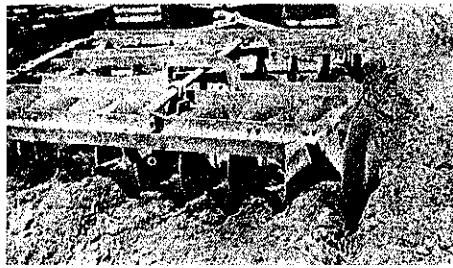
同地域は Arrowhead 湖を巡る觀光銷夏地にして毎年夏季には多數の旅行者の訪れる所であるが一帶の地質は花崗岩質で粉狀質を多量に含みこの爲に夏季は塵埃が多く冬季には凹凸甚しい道路となる。この地質を安定させ同時に塵埃防止に役立たせる爲にセメントと土砂の混合施工の試験道路が作られたのである。本計畫は全長 3840 呎にして 1280 呎は幅 10 呎、2500 呎は幅 18 呎の舗装をするのであつた。地質は花崗質の砂質ロームでこの試料を篩にかけると 10 番篩を通過するものが 70%、200 番篩を通過するものが 20% も含まれてゐる、南加州山岳地帯特有の性質のものである。

工事着手に先立つてこの土壤にセメントを混合すべき事の經濟的適應性及に必要な安定度を得るに要するセメント混合量の豫備試験が行はれた。此の土壤は固定

状態では乾燥時の重量の 14% の水分を含んで居るが試験の結果セメントを土壤容積の 7% 混合すれば良好な結果を得る事が明にされた。而して工事に當りては約 100 呎間隔で基層の物質の密度を測定して基層の弱點を検出し軟弱なる箇所では表土を取り去り基層に撒水して転圧し全部一樣なる密度を保つ堅硬なる層にした。土壤コンクリートの工事は 1937 年 9 月より開始された。

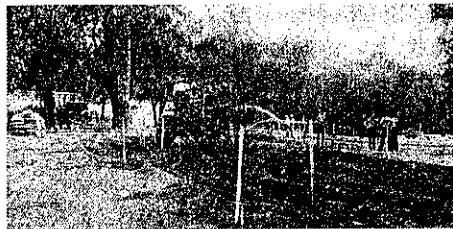
工事の順序は先づ路床を所定縱横断勾配に造りたる上 1 転圧の後厚 6 吋の安定層が得らるゝ様路床を掘起す。これは 7 $\frac{1}{2}$  吋の深さ迄行はれ次に耕耘機を往復せしめて土塊を充分破碎した。

図-70.



この耕耘された土壤は平均 2 $\frac{1}{2}$ % の水分を含んで居つたので實驗の際の最適の含水量にする爲、蒸發を考慮したる撒水必要量を計算して撒布した。最初は此の水をセメント混加後に撒布したが、是は不成績だつたので 1 日以前に水を撒いた。撒水したる水は再び耕耘機を使用し攪き混ぜ含水量が平均 10% になる様にした。

図-71.



斯くして翌日までに此の撒水は土砂中に等分に浸透しセメントを混入するに適當になつてゐる。

図-72.

次に袋詰セメントを道路面上に 4 列に配置し、セメントが土砂の 7% に相當する様路面に撒き其の上を直ちに又再び耕耘機を使用し土砂とセメントとを充分



に混合した。次に更に撒水し含水量 14% に達せしめ均一なる含水量を保つ様充分混合した。

図-73.

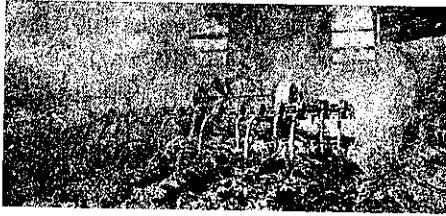


図-74.

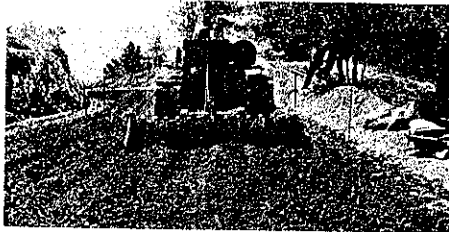
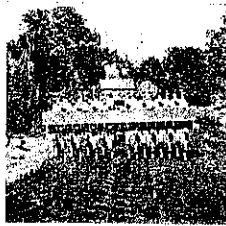
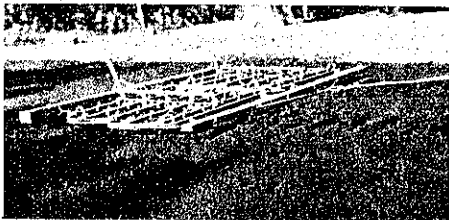


図-75.



混合作業が終了すると混合物質を均して大体の道路断面形に造り転圧を開始する。之には先づ 190 #/ロ<sup>2</sup> の重量を有する羊蹄型ローラーを使用して荒均しを行つた。此の転圧作業中に人夫は不純物や岩塊を除去した。次にスパイク型均し機械で 1 吋深さに表面を掻き(図-76) 不規則の部分の手直しを行ひ均等なる土砂の覆を作る。これを設計断面に盛り上げ tandem roller の 10t のものを以て表面転圧をした(図-77)。施工後約 3 吋の濕潤土砂を被せて約 7 日間養生を行ひたる後被覆土を除去して交通開始を許した。

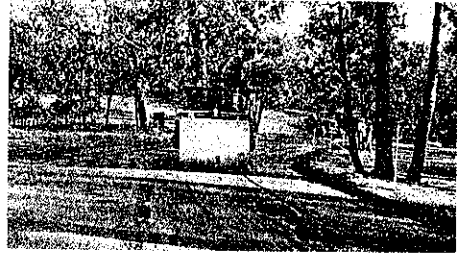
図-76.



此の土砂セメントの上に薄い磨耗層を施工するの適否は未だ判明しない。即ち此の試験道路が今年の冬季を通過する様子によるのであるが現在迄の成績によると

其の必要が無い様子である。仕上げ路面に就て密度試験を行ひたる所によれば 110~120 #/ロ<sup>3</sup> であつた。

図-77.



本工程は純粹の試験工事である爲其の工費の標準には出来ないが、然かし材料、機械、器具及人夫賃の合計は機械使用の場合には 1 碼<sup>3</sup> に付き 40 セントで、機械を使用しない場合には 1 碼<sup>3</sup> に付き 75 セントであつた。材料ばかりでは 1 碼<sup>3</sup> に付き 16 セント位であつた。本試験は林野局により施工後その結果を観測して居り他地方にも使用出来るや否やに就いて研究してゐる。

(中谷茂壽)

## 雑

### (92) 故 L.N.G. Filon 教授

(Engineering, Jan. 14, 1938)

各國の技術者並に科学者は、純粹科学及応用科学に關して、すぐれた貢獻をなした Prof. L.N.G. Filon C.B.E., F.R.S. が、1937 年 12 月 29 日になつた事に依り深い哀悼に包まれてゐる。享年 62 歳で、(外國流にて)なくなつた時には、London 大学の応用数学及力学の Goldsmid Professor であり、大学實驗室の長を兼ねてゐた。次に大学の副總長となつたであらうことは Prof. Filon の個性のために懐かれた大きな名望として考へられて良いことである。又、彼は、その生涯に於て the Board of Visitors of Greenwich Observatory の會員であり、Royal Society の副會長であつた。大戦で負傷してフランスから歸つてから Admiralty Air Service 及 Air Board の技術部員に任命された。上記の如き任務が“射影幾何学入門”(An Introduction to Projective Geometry) から初まつて“技術家用光弾性便覧”(A Manual on Photo-Elasticity for Engineers) に至るまでの著書の著者に依つて、有能に占められたと云ふことは、すばらしい事である。Filon 教授の応力解析に關する光学的方法の応用に對す

る興味は、1902年に Cambridge Philosophical Society に提出された “On the Variation with the Wavelength of the Double-Refraction in Stained Glass” に初まると云つて良いであらう。E. G. Coker 教授と同じ大学の人として、知り合つた事は、非常に幸福な事であり、この良い境遇から、これらの研究者に依つて建てられた研究室の間で光弾性学に於ける密接な共同研究がなされた。この研究に依つて、1931年に刊行された “Treatise on Photo-Elasticity” が生れた。問題の研究室には他の色々の國から研究生が集まり、彼等が歸國して、そこで又研究室を持つので、この方面の研究は最近實に有益な貢献をなして居り、従つて Filon 教授の仕事は、今では國際的な性格を帯びて來てゐる。

技術家に対する光弾性学の重要さは、大変大きい。そして、この題目に関する報告は時々本欄にも報ぜられてゐる。時を経るに従つて、この研究方法は技術家に認められて來、これに関する實驗室は、工学的仕事の大部分に對する缺くべからざるものとなるであらう。だが、この重要さは物理学者に取つても、分子の間の作用や副射をなす原子を研究する場合に、それが、物質の固態の状態を説明する場合には、一つの助けとなるからして甚だ重要なものである。この爲めだけでも技術家や物理学者は、Filon 教授の仕事は、複雑な構造物内の応力分布を決定するために、光学的方法を用ひることに關する基礎的なものと認めるであらう (以上 Engineering Jan. 14 より)。

譯者がこれに蛇足を加へることを許して戴けば Filon 教授は英吉利の數學的彈性論に關する有数の學者であつた事を Engineering の譯者は、忘れてゐる様である。Filon 教授の數學的彈性論で有名なものをあげて見れば、1902年に出た円錐形物体の一般理論、今手許にその雑誌を持つてゐないから年代は一寸はつきりしないが、所謂 Generalised Plane Stress の考へを初めて導入したもの及それを使つて梁の理論を取扱つたもの、multi-connected Region に關する一般理論、又最近出した Anti-Plane Stress の理論等であり一つ一つが劃期

的な大論文である。円錐形物体の理論は、引張り、圧縮、捩り等の工学的材料實驗に、關する基礎的研究として各所で (例へば Searle “Experimental Elasticity”) 引用されてゐる。故木村二郎氏も之に據つて面白い論文を書いてゐる。Generalised Plane Stress の考へ方は今でこそ常識的に専門家は誰でも知つてゐる程重要なものであるが、Filon 以前には誰も氣が付かなかつた。このために二次元応力の問題のみでなく板の問題、梁の問題に於て一次進歩を促し、この梁の問題は Filon 教授自身の手によつてなされたものであり、それまでは非常に簡単な場合しか解けず、しかも甚だ複雑であつた梁の問題を、ある場合には複雑な一般の場合も、比較的簡単に調べられるやうになつた。この方面は後に、これも先年なくなつた Howland に依つて研究が進められた。Multi-connected Region の一般理論は Institute of Civil Engineering の雑誌の特別號に出てゐるのださうだが、彼の Photoelasticity にも再録されてゐるが、數學的彈性論の重要な論文の一つになつてゐる。Anti-Plane Stress に關するものは發表された當時私が、抄録して土木學會誌に載せ、そこでも述べたと思ふが、引張り、圧縮、捩り、撓みの問題を打つて一丸として一つの体系にまとめ上げた手腕と、思想的な深さとは、敬服の外はない。尙ほこの場合に、新しい問題一つ提出してゐる。それはコンクリートの中に鉄筋を埋め込んで、それを引き抜く様な場合の応力の問題である。まだ Filon 教授の彈性に關する論文があるかも知れないが、不明にしてこれしか知らない。Saint-Venant, Lord Kelvin 等に依つて開拓し盡された如く見える數學的彈性論の分野に、一つの大きな新しい方向の窓をあげ放つて、清新な空氣を入れながら、實用的な方面との接觸を常に忘れないで、しかも學問の現實を良くわきまへて、それを活用し、淺薄な夢を懐くことなく、孜々としてその方面の開拓に力を致した事を見れば Filon 教授に對して、尊敬の念の自から、胸に湧き上るのを覺えるのである。かゝる人傑を失つた事は、學界のため又人類の爲め惜しみても餘りある事である。 (最上武雄)