

# 抄 録

第 23 卷 第 12 號 昭和 12 年 12 月

応 用 力 学	頁
(173) 転動子に對するヘルツの強度式の誘導 .....	1395
(174) 四方固定された連続床版の計算 .....	1402
(175) 型枠支柱に對する許容荷重 .....	1404
土 質 工 学	
(176) 土質工学の現状、目的及其の利用 .....	1406
材 料	
(177) 木桁の強度損失に關する試験 .....	1411
施 工	
(178) 鋼板を用ひた盛土法留工 .....	1414
橋梁及構造物	
(179) Berlin-Stettin 國道の Oder 橋 .....	1413
(180) 鋼桁の横荷重試験 .....	1425
(181) 自旋式アイバーケーブル吊橋 .....	1427
(182) コンクリートで被覆された鋼梁の計算 .....	1428
河 川	
(183) 暴流溪の防禦施設 .....	1430
(184) 揚子江河口の浚渫 .....	1432
上 水 道	
(185) アメリカ水道協會第 57 回年次總會 .....	1433
(186) 漏水測定により得たる記録の解析 .....	1435
下 水 道	
(187) 都市に於ける汚水灌溉處理法 .....	1437
(188) Camarillo に於ける生物濾過設備 .....	1438
港 灣	
(189) Finland の Helsingfors 港 .....	1440
道 路	
(190) コンクリート道路に於ける地盤の隆起 .....	1442
隧 道	
(191) 隧道掘鑿の湧水に對する工作 .....	1443

## 応 用 力 学

### (173) 転動子に對するヘルツの強度式の誘導

(“Ableitung der Hertzschen Härteformeln  
 für die Walze.” Bautech. Heft 18.,  
 23. April 1937. S. 68~71; Bautech.  
 Heft 20., 7. Mai 1937. S.76~80.

一般の応力学に於ては 9 個の応力を考へれば宜しい。即ち 3 個の直接応力  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  及 6 個の剪断応力

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{xz} = \tau_{zx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}, \tau_{zx}, \tau_{zy}$$

を考へればよい。之等の作用面及方向は一般応力学の扱ひと同じとする。この各応力に對應する弾性歪を

$$\begin{pmatrix} \epsilon_x & \gamma_{xy} & \gamma_{xz} \\ \gamma_{yx} & \epsilon_y & \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} & \gamma_{zy} & \epsilon_z \end{pmatrix}$$

とする。然らば弾性学の教へる所により次の諸係關が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \epsilon_{yy} &= \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \epsilon_{zz} &= \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

$$\text{又、} \left. \begin{aligned} \gamma_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{G} \tau_{xy} \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{G} \tau_{yz} \\ \gamma_{zx} &= \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{G} \tau_{zx} \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

但し  $u, v, w = x, y, z$  方向の変位

$E, G$  : 弾性, 剛性係数

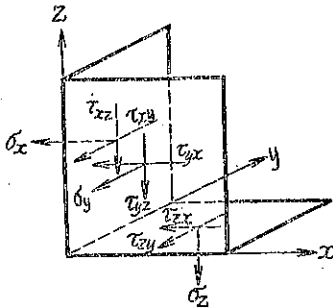
$\nu = \frac{1}{m}$  : ポアソン数

とする。以上 3 係数の間には又次の関係がある。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

前記  $\sigma, \tau, u, v, w$  は一般に  $x, y, z$  の函数である。併しこの場合は以下述べるが如き假定により議論を進めることにする。先づ変位, 応力は  $x, y$  方向のみに生ずるとする。

図-1.



そして  $\frac{\partial w}{\partial z} = 0$ , 然も  $w = \text{const.} = 0$  とおく。又  $\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial v}{\partial z} = 0$ 。然らば (3) 式に於て  $\gamma_{xz}, \gamma_{yz}$  及  $\tau_{xz}, \tau_{yz}$  は消える。故に (1) 式は変形されて次の如くなる。

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1-\nu^2}{E} \left( \sigma_x - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_y \right) \dots (5a)$$

$$\epsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1-\nu^2}{E} \left( \sigma_y - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_x \right) \dots (5b)$$

(2) 式と (3) 式とより

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{G} \tau_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} \dots (5c)$$

更に  $\tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$  と自重を無視することにより次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

即ち 
$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = -\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}, \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = -\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} \dots (7a)$$

今  $F(x, y)$  をエーリーの応力函数とすれば次の関係がある。

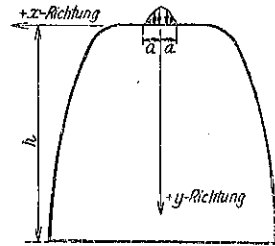
$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \dots (8)$$

(5c) 式を  $x, y$  につき微分し (8), (5a), (5b) の各式を代入すれば結局次式を得る。

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0 \dots (9)$$

ここに於て我々は  $z$  方向に軸をもつ大きな円錐状の物体を考へ、 $z$  方向には応力分布は一樣であるとする。上部の境界面を  $xz$  面にとりここにある範囲に広応力が働くとすれば、上の假定により之は  $z$  方向には一樣で  $x$  方向にのみ変化する (図-2)。

図-2.



但し  $x$  方向の载荷範囲  $2a$  は物体の高さ  $h$  に比し極めて小さいとする。即ち载荷状況は図-3 に於けるが如くであり、 $z$  方向に測つた長さ  $t$  に  $Q$  なる荷重, 単位長當り  $Q/t$  を考へる。

今點  $x_0, y_0$  に於ける応力を  $\sigma_{x_0}, \sigma_{y_0}, \tau_{x_0 y_0}$  とすれば (図-4) 次の関係が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{x_0} &= -\frac{2Q}{\pi} \frac{x_0^2 y_0}{(x_0^2 + y_0^2)^2} \\ \sigma_{y_0} &= -\frac{2Q}{\pi} \frac{y_0^3}{(x_0^2 + y_0^2)^2} \\ \tau_{x_0 y_0} &= -\frac{2Q}{\pi} \frac{x_0 y_0^2}{(x_0^2 + y_0^2)^2} \end{aligned} \right\} \dots (10a)$$

或は 
$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{2Q \sin \phi}{\pi r} \\ \sigma_\phi &= 0 \\ \tau_{r\phi} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (10b)$$

図-3.

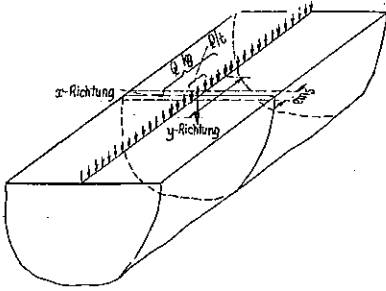
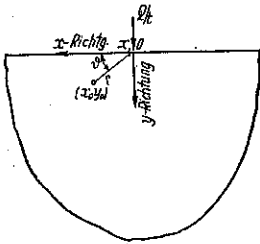


図-4.



y 方向の変位  $\epsilon_y$  は (5b) 式により

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1-\nu^2}{E} \left( \sigma_y - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_x \right) \dots (11)$$

となる。故に

$$\begin{aligned} v &= \frac{1-\nu^2}{E} \int_{y=0}^{y=h} \left( \sigma_y - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_x \right) dy \\ &= -\frac{1-\nu^2}{E} \frac{2Q}{t\pi} \int_{y=0}^{y=h} \left( \frac{y^3}{r^4} - \frac{\nu}{1-\nu} \frac{yx^2}{r^4} \right) dy \end{aligned} \dots (11a)$$

この積分を遂行し、 $x$  を  $h$  に對して微小であるとすれば結局次式を得る。

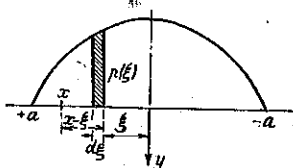
$$v = -\frac{(1-\nu^2)Q}{t\pi E} \left( \log \frac{h^2}{x^2} - 1 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \quad (12)$$

之は表面上にあり  $z$  軸から  $x$  だけ離れた點の変位を示してゐる。 $v$  は  $y$  軸に對し對稱であるから

$$v = -\frac{(1-\nu^2)}{t\pi E} \left( 2 \log \frac{h}{|x|} - 1 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \quad (12a)$$

こゝに於て  $\frac{Q}{t}$  の代りに  $y$  軸に對稱に働いてゐる或圧力分布  $p(\xi)$  を考へる。之の分布範圍は図-5 に見る如

図-5.



く、 $x$  方向に於て  $+a$  から  $-a$  迄である。然らば  $\xi$  に働らく  $p(\xi)$  なる荷重により生ずる  $x$  に於ける変位を求めるには、(12a) 式に於て  $Q/t$  の代りに  $p(\xi)$  を、 $|x|$  の代りに  $|x-\xi|$  を代入すればよい。即ち次の如くなる。

$$dv = -\frac{(1-\nu^2)p(\xi)d\xi}{\pi E} \left( 2 \log \frac{h}{|x-\xi|} - 1 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \dots (13)$$

故に荷重全体による変位  $v$  は、

$$v = -\frac{1-\nu^2}{\pi E} \int_{\xi=-a}^{\xi=+a} \left[ 2 \log \frac{h}{|x-\xi|} - 1 - \frac{\nu}{1-\nu} \right] p(\xi) d\xi \dots (14)$$

或は、

$$\begin{aligned} v &= -\frac{1-\nu^2}{\pi E} \left[ \int_{-a}^a \left( 2 \log h - 1 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) p(\xi) d\xi \right. \\ &\quad \left. - 2 \int_{-a}^a p(\xi) \log |x-\xi| d\xi \right] \dots (14a) \end{aligned}$$

$p(\xi)$  は  $y$  軸に對稱と考へれば  $p(-\xi) = p(+\xi)$  である。故に上の積分に於て  $x$  の正值だけに制限することが出来る。

$$\begin{aligned} \int_{-a}^a p(\xi) \log |x-\xi| d\xi &= \int_{-a}^0 p(\xi) \log(x-\xi) d\xi \\ &\quad + \int_0^a p(\xi) \log |x-\xi| d\xi \\ &= \int_0^a p(\xi) \log |x-\xi| d\xi + \int_0^a p(\xi) \log(x+\xi) d\xi \end{aligned}$$

右邊第 1 項を書き換へて

$$\begin{aligned} \int_0^a p(\xi) \log |x-\xi| d\xi &= \int_0^x p(\xi) \log(x-\xi) d\xi \\ &\quad + \int_x^a p(\xi) \log(\xi-x) d\xi, \end{aligned}$$

$$\text{更に } P/t = \int_{-a}^a p(\xi) d\xi \quad (\text{kg/cm}) \dots (15)$$

なる關係を使へば (14a) 式は次の如く變形される。

$$\begin{aligned} v(x) &= \frac{(1-\nu^2)P}{t\pi E} \left( 1 + \frac{\nu}{1-\nu} - 2 \log h \right) \\ &\quad + \frac{2(1-\nu^2)}{\pi E} \left[ \int_0^x p(\xi) \log(x-\xi) d\xi \right. \\ &\quad \left. + \int_x^a p(\xi) \log(\xi-x) d\xi + \int_0^a p(\xi) \log(x+\xi) d\xi \right] \end{aligned}$$

以上得た結果を長さ  $l$  に涉つて接し  $P$  なる力で働か合ふ 2 つの転動子の問題に適用せんとするのである。

2 つの転動子が長さ  $l$  に涉つて接觸すればそこに共通切平面をもつわけである。之を  $xz$  面とし長さの方向に  $z$  軸をとる。 $l$  の中央を原點に選び水平方向に  $x$  軸鉛直方向に  $y$  軸を選ぶ (図-6)。

互ひに  $P$  なる力を作用し合へば  $l$  なる接觸部分は圧縮されて面となる。但しこの場合も面は滑らかで切線方向の応力は生じないとする。故に  $P$  は転動子の両面

に或分布をなして働く  $p \text{ kg/cm}^2$  の和即ち總代力となる。併し尚長さ方向には  $P$  は一様であるとする。更に又転動子上の各点は同線の軸に直角にのみ変位するものと假定する。以上の他前にも述べた様に  $x$  方向に  $P$  の働く範囲  $2a$  は転動子の半径  $r_1, r_2$  に較べ極めて小さいとする (図-7, 8, 9)。

以上の假定により  $2a$  及応力函数  $p(\xi)$  を求め様とするのである。

図-6.

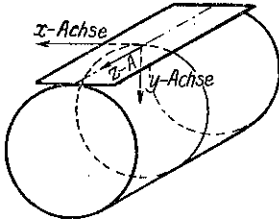


図-7.

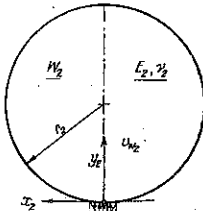


図-8.

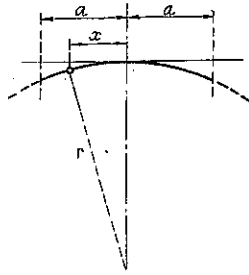


図-9.

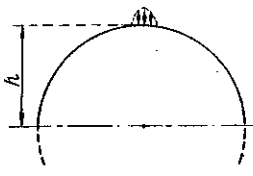


図-10.

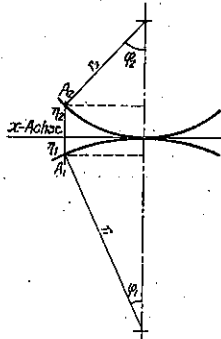


図-11.

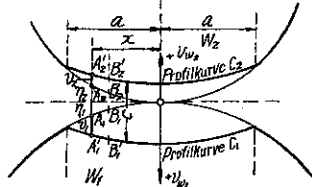


図-12.

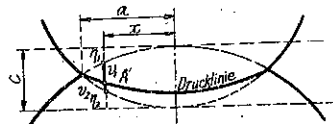


図-10 を参照すれば次式の成立するのがわかる。

$$A_1 A_2 = r_1 + r_2 = r_1(1 - \cos \varphi_1) + r_2(1 - \cos \varphi_2) \\ \doteq r_1 \frac{\varphi_1^2}{2} + r_2 \frac{\varphi_2^2}{2} \doteq \frac{x^2}{2} \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)$$

2 つの転動子が互ひに力を及ぼし合つた結果、夫々変形して  $A_1$  點は  $A_1'$  に  $A_2$  點は  $A_2'$  に来る (図-11)。y 軸の正方向を夫々転動子の内部に向つてとる。(16)式を適用するに當り、上下の転動子の弾性比、ポアソン數及変位を圖-11, 12 を参照して夫々  $E_1, \nu_1, v_1, E_2, \nu_2, v_2$  とする。又

$$A_1' A_2' = A_1 A_2 + v_1 + v_2 \dots \dots \dots (18)$$

他の對應する 2 點  $B_1, B_2$  にも同様な關係が成立する。変形しない前の転動子の半径を  $r_1, r_2$  とする時変形しても兩者の接觸面は  $2a$  の範圍を越えず一致してゐるから圖-11, 12 を参照して次の關係があることがわかる。

$$\frac{x^2}{2} \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) + v_1 + v_2 = \text{const.} = c \dots \dots (19)$$

(19) 式を  $x$  につき微分すれば

$$x \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \frac{dx}{dx} + \frac{dv_1}{dx} + \frac{dv_2}{dx} = 0 \dots \dots (20)$$

次に (16) 式を  $x$  につき微分するのであるが、之には微分學の教へる次の公式を適用する。

$$f(x) = \int_{a(x)}^{b(x)} f(\xi, x) d\xi \quad \text{とするとき}$$

$$f'(x) = \int_{a(x)}^{b(x)} \frac{\partial f(\xi, x)}{\partial x} dx + f[b(x), x] \frac{db}{dx} - f[a(x), x] \frac{da}{dx}$$

即ち

$$\frac{dv}{dx} = 0 + \frac{2(1-\nu^2)}{\pi E} \left\{ \int_0^a \frac{p(\xi)}{x-\xi} d\xi \right. \\ \left. + [p(\xi) \log(x-\xi)]_{\xi=x-0} - \int_a^x \frac{p(\xi)}{\xi-x} d\xi \right. \\ \left. - [p(\xi) \log(\xi-x)]_{\xi=x+0} + \int_0^a \frac{p(\xi)}{x+\xi} d\xi \right\} \\ \frac{dv}{dx} = \frac{2(1-\nu^2)}{\pi E} \int_0^a \left( \frac{1}{x-\xi} + \frac{1}{x+\xi} \right) p(\xi) d\xi \\ = \frac{4x(1-\nu^2)}{\pi E} \int_0^a \frac{p(\xi)}{x^2 - \xi^2} d\xi \dots \dots (21)$$

之を (20) 式に代入すれば、

$$x \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) + \frac{4x}{\pi} \left( \frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2} \right) \\ \times \int_0^a \frac{1}{x^2 - \xi^2} p(\xi) d\xi = 0$$

今簡單のために

$$k = \frac{\pi}{4} \frac{1 + \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2}} \dots \dots (22)$$

とおけば

$$\int_0^a \frac{p(\xi)}{x^2 - \xi^2} d\xi = -k \dots \dots \dots (23)$$

但し假定により応力分布は  $y$  軸に對稱であるとし  $p(-\xi) = p(+\xi)$  とすれば、總代力  $P$  は

$$P = l \int_{-a}^a p(\xi) d\xi = 2l \int_0^a p(\xi) d\xi \dots \dots \dots (24)$$

$p$  は  $\xi = 0$  に於て最大であるから、この値を  $p_0 = p(0)$  とおく。 $p$  は  $\pm a$  に於ては 0 となる。

こゝで問題は (23) 式より  $p(\xi)$  を求めればよいのであるが、解に一般性を持たせるために次の如くおく。

$$\int_0^a \frac{p(\xi)}{x^2 - \xi^2} d\xi = f(x) \dots \dots \dots (25)$$

故に

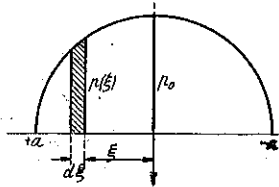
$$\int_{-a}^a \frac{p(\xi)}{x^2 - \xi^2} d\xi = \frac{1}{2} \int_{-a}^a \frac{p(\xi)}{x^2 - \xi^2} d\xi = f(x)$$

とも書ける。先づ

$$\xi = a \sin \varphi, \quad 2\varphi = \psi$$

とおけば次の如く変形される。

図-13.



$$\begin{aligned} & \frac{a}{2} \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \frac{p(a \sin \varphi) \cos \varphi}{x^2 - a^2 \sin^2 \varphi} d\varphi \\ &= \frac{a}{4} \int_{\psi=-\pi}^{\psi=\pi} \frac{p(a \sin \varphi) \cos \varphi}{x^2 - \frac{a^2}{2}(1 - \cos 2\varphi)} d(2\varphi). \end{aligned}$$

或は

$$\frac{a}{4} \int_{-\pi}^{\pi} \frac{p(a \sin \varphi) \cos \varphi}{x^2 - \frac{a^2}{2}(1 - \cos \psi)} d\psi = f(x) \dots (26)$$

次に  $p(a \sin \varphi) \cos \varphi$  を  $\psi$  なる引数をもつフーリエ級数に展開する。

$$p(a \sin \varphi) \cos \varphi = \frac{1}{2} C_0 + \sum_{n=1}^{\infty} C_n \cos n\psi \dots (27)$$

更に複素数を使ひ次の変換を行ふ。

$$\cos \psi = \frac{e^{i\psi} + e^{-i\psi}}{2}, \quad e^{i\psi} = z = \cos \psi + i \sin \psi,$$

$$\therefore |z| = 1$$

$$e^{in\psi} = z^n = \cos n\psi + i \sin n\psi$$

$$\begin{aligned} \text{又} \quad e^{-i\psi} &= \frac{1}{z} = z^{-1}, \quad \cos \psi = \frac{1}{2} \left( z + \frac{1}{z} \right), \\ \cos n\psi &= \frac{1}{2} \left( z^n + \frac{1}{z^n} \right) \end{aligned}$$

$$dz = i e^{i\psi} d\psi = i z d\psi, \quad d\psi = \frac{dz}{iz}$$

(27) 式より

$$\begin{aligned} p \cos \varphi &= \frac{1}{2} C_0 + \sum_{n=1}^{\infty} C_n \cos n\psi \\ &= \frac{1}{2} C_0 + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^{\infty} C_n \left( z^n + \frac{1}{z^n} \right) = F(z) \end{aligned}$$

故に (26) 式より

$$\begin{aligned} f(x) &= \frac{a}{4i} \oint \frac{F(z) dz}{z \left[ x^2 - \frac{1}{2} a^2 + \frac{a^2}{4} \left( z + \frac{1}{z} \right) \right]} \\ &= \frac{1}{ia} \oint \frac{F(z) dz}{z^2 + 2z \left( \frac{2x^2}{a^2} - 1 \right) + 1} \dots \dots \dots (28) \end{aligned}$$

この場合分母を 0 にする  $z$  の値が問題なのであるが上式の分母を

$$z^2 + 2z \left( \frac{2x^2}{a^2} - 1 \right) + 1 = 0 = (z - z_1)(z - z_2) \text{ とおく。}$$

$$\text{故に} \quad z_1 + z_2 = -2 \left( \frac{2x^2}{a^2} - 1 \right) = 2 - \frac{4x^2}{a^2}, \quad z_1 z_2 = 1,$$

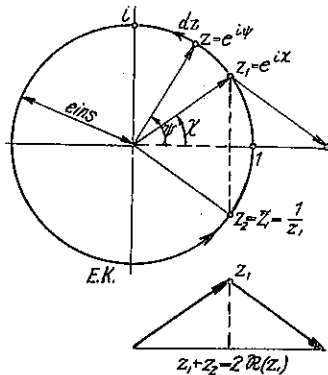
$$z_{1,2} = - \left( \frac{2x^2}{a^2} - 1 \right) \pm \sqrt{\left( \frac{2x^2}{a^2} - 1 \right)^2 - 1}$$

$$z_{1,2} = - \left( \frac{2x^2}{a^2} - 1 \right) \pm i \sqrt{1 - \left( \frac{2x^2}{a^2} - 1 \right)^2}$$

$$= \cos \chi \pm i \sin \chi, \quad |z_1| = |z_2| = 1$$

$$z_1 = e^{i\chi}, \quad z_2 = e^{-i\chi} = \frac{1}{z_1}$$

図-14.



$$z_1 + z_2 = 2 - \frac{4x^2}{a^2} = 2 \cos \chi$$

$$2x^2 = a^2(1 - \cos \chi) = 2a^2 \sin^2 \frac{\chi}{2},$$

$$x = a \sin \frac{\chi}{2}$$

$z_1, z_2$  は何れも単位円上にあり図-14 の如くである。以上により (28) 式を書き直せば次の如くなる。

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_C \frac{F(z) dz}{(z-z_1)(z-z_2)} = \frac{1}{2\pi i} \oint_{E.K.} \frac{C_0 + \sum C_n \left( z^n + \frac{1}{z^n} \right)}{(z-z_1)(z-z_2)} dz = f(x) \dots (29)$$

但し  $\oint_{E.K.}$  は単位円上の線積分を示す。上式に於て  $C_n$  は未知であるが  $f(z)$  は既知である。上の積分は結局次の 3 積分の遂行に歸する。

$$J_1 = \oint_C \frac{dz}{(z-z_1)(z-z_2)}, \quad J_2 = \oint_C \frac{z^n dz}{(z-z_1)(z-z_2)},$$

$$J_3 = \oint_C \frac{z^{-n} dz}{(z-z_1)(z-z_2)} \dots (30)$$

今ある複素函数  $f(z)$  がある時、之が積分路  $C$  の内部で正則であれば  $z_1$  が  $C$  の内部に含まれてゐる時には、

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_C \frac{f(z)}{z-z_1} dz = f(z_1),$$

$z_1$  が  $C$  の外部にある時には勿論

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_C \frac{f(z)}{z-z_1} dz = 0.$$

$z_1$  が  $C$  上にある時には

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_C \frac{f(z)}{z-z_1} dz = \frac{1}{2} f(z_1).$$

$z_1, z_2$  が共に  $C$  の内部にある時には

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_C \frac{f(z) dz}{(z-z_1)(z-z_2)}$$

$$= \frac{1}{2\pi i} \oint_C f(z) \left[ \frac{A}{z-z_2} + \frac{B}{z-z_1} \right] dz$$

$$= \frac{A}{2\pi i} \oint_C \frac{f(z) dz}{z-z_2} + \frac{B}{2\pi i} \oint_C \frac{f(z) dz}{z-z_1}$$

但し  $B = -A = \frac{1}{z_2 - z_1}$  である。故に

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_C \frac{f(z) dz}{(z-z_1)(z-z_2)} = \frac{1}{2\pi i} \frac{1}{z_1 - z_2} \oint_C \frac{f(z)}{z-z_1} dz$$

$$+ \frac{1}{2\pi i} \frac{1}{z_2 - z_1} \oint_C \frac{f(z)}{z-z_2} dz.$$

故に

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_C \frac{f(z)}{(z-z_1)(z-z_2)} dz = \left[ \frac{1}{z_1 - z_2} f(z_1) + \frac{1}{z_2 - z_1} f(z_2) \right] \dots (31)$$

もし  $z_1, z_2$  が  $C$  上にあれば右邊に  $1/2$  なる係数がつく。この結果を利用して  $J_1, J_2$  を求めることが出来る。

$J_1$  に於ては  $f(z)=1, J_2$  に於ては  $f(z)=z^n$  であるから

$$\frac{1}{2\pi i} J_1 = \frac{1}{2\pi i} \oint_{E.K.} \frac{dz}{(z-z_1)(z-z_2)}$$

$$= \frac{1}{2} \left[ \frac{1}{z_1 - z_2} + \frac{1}{z_2 - z_1} \right] = 0 \dots (32)$$

$z_1, z_2$  は積分路たる単位円周 ( $E.K.$ ) 上にある。又

$$\frac{1}{2\pi i} J_2 = \frac{1}{2\pi i} \oint_{E.K.} \frac{z^n dz}{(z-z_1)(z-z_2)}$$

$$= \frac{1}{2} \left[ \frac{z_1^n}{z_1 - z_2} + \frac{z_2^n}{z_2 - z_1} \right] = \frac{1}{2} \frac{z_1^n - z_2^n}{z_1 - z_2} \dots (33)$$

$J_3$  を計算するには複素函数論に於ける留数の定理を適用しなければならぬ。

今  $h(z)$  なる函数が  $C$  の内部の領域に於て  $z_1, z_2, \dots, z_n$  を除き正則であるとすれば次の關係が成立する。

$$\oint_C h(z) dz = \oint_{K_1} h(z) dz + \oint_{K_2} f(z) dz + \dots + \oint_{K_n} h(z) dz.$$

(図-15)

こゝに  $K_v$  は夫々の特異點  $z_1, z_2, \dots, z_n$  を含む積分路を示す。 $z=z_v$  に於ける  $h(z)$  の留数は

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_{K_v} h(z) dz$$

で表はされるが、之は  $h(z)$  を  $z_v$  の周りに於てローランの冪級数に展開した場合の最初の負冪項  $z^{-1}$  の係数  $a_{-1}$  に等しい。即ち

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_{K_v} h(z) dz = a_{-1}$$

以上の定理を使へば  $J_3$  は次の如くなる。

$$\frac{1}{2\pi i} J_3 = \frac{1}{2\pi i} \oint_{E.K.} \frac{dz}{z^n(z-z_1)(z-z_2)} = \frac{1}{2} \frac{1}{z_1^n(z_1-z_2)}$$

$$+ \frac{1}{2} \frac{1}{z_2^n(z_2-z_1)} + \text{Res} h(z)_{z=0}$$

$$= \frac{1}{2(z_1-z_2)} \left( \frac{1}{z_1^n} - \frac{1}{z_2^n} \right) + \text{Res} h(z)_{z=0}$$

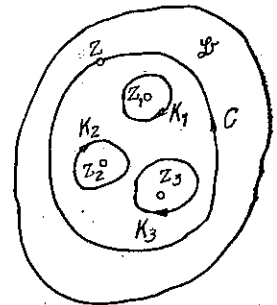
但し  $\text{Res} h(z)_{z=0}$  は  $z=0$  に於ける  $h(z)$  の留数を示す。

故に

$$\frac{1}{(z-z_1)(z-z_2)} = \frac{1}{z_1 z_2 \left(1 - \frac{1}{z_1} z\right) \left(1 - \frac{1}{z_2} z\right)}$$

$$= \frac{1}{z_1 z_2 (1-z_2 z)(1-z_1 z)}$$

図-15.



$$= \sum_{z=0}^{\infty} z_2^{\nu} z_1^{\mu} \sum_{\mu=0}^n z_1^{\mu} z_2^{n-\mu} = \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{\mu=0}^n z_1^{\mu} z_2^{n-\mu}$$

(但し  $\mu + \nu = n, \nu = n - \mu$ )

$$= \sum_{n=0}^{\infty} \left( \sum_{\mu=0}^n z_1^{\mu} z_2^{n-\mu} \right) z^n = \sum_{n=0}^{\infty} p_n z^n$$

故に  $\frac{1}{z^n(z-z_1)(z-z_2)}$  を  $z=0$  の周りに展開した時の  $z^{-1}$  の係数は  $p_{n-1}$  となる。故に

$$p_{n-1} = \text{Res } h(z)_{z=0} \dots \dots \dots (35)$$

又  $z_1 = e^{iX} = \frac{1}{z_2}, z_1 - \frac{1}{z_1} = 2i \sin X,$

$$i \sin nX = \left( z_1^n - \frac{1}{z_1^n} \right)^{1/2}$$

$$p_n = \sum_{\mu=0}^n z_1^{\mu} z_2^{n-\mu} = \sum_{\mu=0}^n z_1^{\mu} z_1^{-(n-\mu)}$$

$$= \frac{1}{z_1^n} \sum_{\mu=0}^n z_1^{2\mu} = \frac{1}{z_1^n} \frac{z_1^{2(n+1)} - 1}{z_1^2 - 1}$$

故に

$$\frac{z_1^{n+1} \left( z_1^{n+1} - \frac{1}{z_1^{n+1}} \right)}{z_1^{n+1} \left( z_1 - \frac{1}{z_1} \right)} = \frac{\sin(n+1)X}{\sin X} = p_n \quad (36)$$

結局  $p_{n-1} = \frac{\sin nX}{\sin X} = \text{Res } h(z)_{z=0} \dots \dots \dots (37)$

(33), (34) 及 (37) 3 式より

$$\begin{aligned} \frac{1}{2\pi i} \oint \frac{z^n + \frac{1}{z^n}}{(z-z_1)(z-z_2)} dz &= \frac{1}{2} \frac{z_1^n - z_2^n}{z_1 - z_2} \\ &+ \frac{1}{2(z_1 - z_2)} \left( \frac{1}{z_1^n} - \frac{1}{z_2^n} \right) + p_{n-1} \\ &= \frac{1}{2(z_1 - z_2)} \left( z_1^n - \frac{1}{z_2^n} - z_2^n + \frac{1}{z_1^n} \right) + p_{n-1} \\ &= p_{n-1} \quad \therefore z_1 = \frac{1}{z_2} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2\pi i} \oint \frac{z^n + \frac{1}{z^n}}{(z-z_1)(z-z_2)} dz = p_{n-1} = \frac{\sin nX}{\sin X} \dots \dots \dots (38)$$

以上の結果を利用すれば (26) 式は次の如くなる。

$$\begin{aligned} f(x) &= \frac{1}{2ia} \oint \frac{C_0 + \sum_{n=1}^{\infty} C_n \left( z^n + \frac{1}{z^n} \right)}{(z-z_1)(z-z_2)} dz \\ &= \frac{2\pi i}{2ia} \sum_{n=1}^{\infty} C_n \frac{\sin nX}{\sin X} \end{aligned}$$

故に

$$f(x) = f(a \sin \frac{X}{2}) = \frac{\pi}{a} \sum_{n=1}^{\infty} C_n \frac{\sin nX}{\sin X} \quad (39)$$

$f(x)$  を展開してみれば  $C_n$  は求められる。今の場合は

$$f(x) = \text{const.} = -k \dots \dots \dots (40)$$

であるから展開式は  $n=1$  の項迄求めればよい。(39) 式より

$$-k = \frac{\pi}{a} C_1, \quad \therefore C_1 = -\frac{ak}{\pi}$$

又  $p(a \sin \varphi) \cos \varphi = \frac{1}{2} C_0 + \sum_{n=1}^{\infty} C_n \cos n\varphi$

$$= \frac{1}{2} C_0 + C_1 \cos X$$

$$\psi = 2\varphi, \quad \cos 2\varphi = 2 \cos^2 \varphi - 1$$

故に  $p \cos \varphi = \frac{1}{2} C_0 - \frac{ak}{\pi} (2 \cos^2 \varphi - 1)$

$$\therefore \left( \frac{1}{2} C_0 + \frac{ak}{\pi} \right) - \cos \varphi \left( p + \frac{2ak}{\pi} \cos \varphi \right) = 0.$$

この式は  $\varphi$  の如何なる値でも成立するのであるから、

$$\frac{1}{2} C_0 + \frac{ak}{\pi} = 0, \quad \therefore C_0 = -\frac{2ak}{\pi}$$

$$\therefore p(a \sin \varphi) = -\frac{2ak}{\pi} \cos \varphi$$

今  $\xi = a \sin \varphi, \cos \varphi = \pm \frac{1}{a} \sqrt{a^2 - \xi^2}$  を代入すれば

$$p(\xi) = \frac{2k}{\pi} \sqrt{a^2 - \xi^2} \dots \dots \dots (41)$$

之が (23) 式の解である。  $\xi=0$  に於ける  $p$  の値を  $p_0$  とすれば

$$p(0) = p_0 = \frac{2ka}{\pi} \dots \dots \dots (42)$$

又  $p(\xi) = \frac{p_0}{a} \sqrt{a^2 - \xi^2} \dots \dots \dots (43)$

(43) 式により圧力分布は半円周状をなすことがわかる。

(24) 式より

$$P = i \int_{-a}^a p(\xi) d\xi = i p_0 a \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \varphi d\varphi = i p_0 a \frac{\pi}{2}$$

$$\therefore P = i p_0 a \frac{\pi}{2} \dots \dots \dots (A)$$

(42) 式より

$$p_0 = \frac{2ka}{\pi} = \frac{a}{2} \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \dots \dots \dots (B)$$

以上の結果を (23) 式に代入すれば

$$p_0 \int_0^a \frac{\sqrt{a^2 - \xi^2}}{x^2 - \xi^2} d\xi = -k \dots \dots \dots (44)$$

この積分を遂行するには次の如くする。

$$\begin{aligned} \int_0^a \frac{\sqrt{a^2 - \xi^2}}{x^2 - \xi^2} d\xi &= \int_0^a \frac{a^2 - \xi^2}{(x^2 - \xi^2)\sqrt{a^2 - \xi^2}} d\xi \\ &= (a^2 - x^2) \int_0^a \frac{d\xi}{(x^2 - \xi^2)\sqrt{a^2 - \xi^2}} + \int_0^a \frac{d\xi}{\sqrt{a^2 - \xi^2}} \\ \int_0^a \frac{d\xi}{\sqrt{a^2 - \xi^2}} &= \pm \frac{\pi}{2} \end{aligned}$$

残つた積分は  $\frac{x}{a} = y = \cos X$  及  $\frac{\xi}{a} = u = \cos \psi$  なる置換をすれば次の形となる。

$$\int_{-\pi \cos \psi - \cos X}^{\pi} \frac{d\psi}{\dots}$$

$$\text{尚} \quad \cos \psi = \frac{1}{2} (e^{i\psi} + e^{-i\psi}) = \frac{1}{2} \left( z + \frac{1}{z} \right), \quad dz = iz d\psi$$

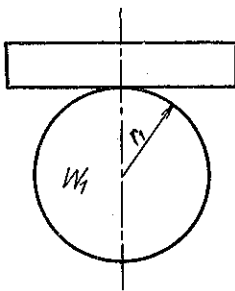
なる変換を行へば結局

$$J_1 = \oint \frac{dz}{(z-z_1)(z-z_2)}$$

となり之は (32) 式により 0 となる。(44) 式と (A) 式及 (B) 式とにより  $p_0, a$  を求めれば次の如くなる。

$$\left. \begin{aligned} a &= 2 \sqrt{\frac{P}{l\pi} \frac{1 - \nu_1^2 + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \\ p_0 &= \sqrt{\frac{P}{l\pi} \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2}}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (45)$$

図-16.

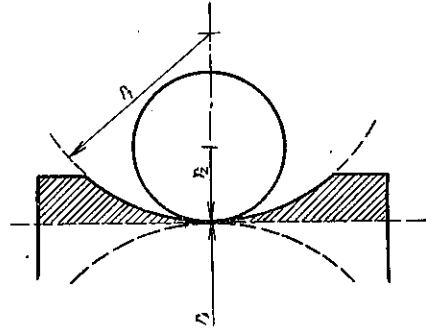


上の場合に於て  $r_2$  を無限大にとれば図-16の如く一方が板の場合となる。又  $r_1$  を  $-r_1$  とすれば 図-17の如き場合となる。そして上下の転動子が同一の物質からなるとすれば (45) 式は次の如くなる。

$$a = 2 \sqrt{\frac{2(1 - \nu^2)}{\pi} \sqrt{\frac{P}{lE} \frac{1}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}}$$

$$p_0 = \sqrt{\frac{1}{2\pi(1 - \nu^2)}} \sqrt{\frac{PE}{l} \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)}$$

図-17.



今  $\nu = 0.3$  とすれば

$$a = 1.52 \sqrt{\frac{P}{lE} \frac{1}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \dots \dots \dots (46)$$

$$p_0 = 0.418 \sqrt{\frac{PE}{l} \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)} \dots \dots \dots (47)$$

(伊藤 剛)

(174) 四方固定された連続床版の計算

(J. Färber "Beitrag zur Berechnung kreuzweise bewehrter kontinuierlicher Deckenplatten." Bauing. Heft 31/32, 6, Aug. 1937, S. 472~473.)

四方固定された床版は最近重要性を帯びて来た。かかる床版は少くとも一方向に大なる膨脹をなすから床版の区分が必要である。そのため四方固定された床版が生ずる。其れは 1 方向又は 2 方向に各床版面に於て展びるのである、鉄筋コンクリートの計算に於て次の如き簡單なる計算法が提供される。

等分布單位荷重は  $q_x$  と  $q_y$  とに分布する。そして荷重  $q_x l_x$  に對して  $l_x$  に平行なる床版帯の中點は荷重  $q_y l_y$  に對して  $l_y$  に平行なる床版帯の中點に於けると同様な撓みをなす。こゝに  $q_x + q_y = q$  である。本計算法は撓みを計算する事が必要である。そこで先づ第一に定點を求むる。各床版面に對して連続桁で用ひてゐる方法により定點を求むる。それには図式解法によるより計算法に由る方が便利である。

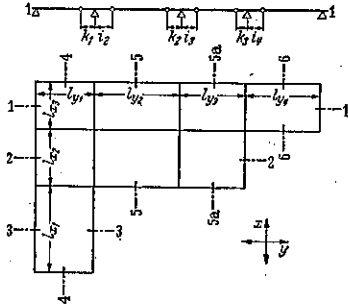
図-18 に於て次の如く規定する。

- 1~1. y 方向に於て 4 床版面よりなる連続床版帯。
- 2~2. y 方向に於て 3 床版面よりなる連続床版帯。
- 3~3. y 方向に於て自由支點の床。



4~4. x 方向に於て 3 床版面よりなる連続床版帯。  
 5~5, 5a~5a. x 方向に於て 2 床版面よりなる連続床版帯。

図-18.



6~6. x 方向に於て自由支點の床版。  
 各床版帯に對しては徑間及支點關係は既知のものである。又各床版帯は平行であるから難なく定點は求められる。例へば 1~1 床版帯に於ては

$$i_2 = \frac{l_{y2}}{3 + \frac{2l_{y1}}{l_{y2}}}, \quad i_3 = \frac{l_{y3}}{3 + \frac{l_{y2}}{l_{y3}} \left( 2 - \frac{i_2}{l_{y2} - i_2} \right)}$$

かくして定點が求められるれば等分布荷重  $q$  に對して床版の中點の撓みは次の如くなる。

$$f_m = \frac{ql^4}{384 EJ} \frac{5l - 11i - 11k + 24 \frac{i \cdot k}{l}}{l - i - k}$$

端床版面に於ては  $k=0$  (又は  $i=0$ ) なれば

$$f_m = \frac{ql^4}{384 EJ} \times \frac{5l - 11i}{l - i}$$

又自由支點床版面に於ては  $i=0$  なれば

$$f_m = \frac{5ql^4}{384 EJ}$$

今  $q=1$  とし、撓みの  $384 EJ$  倍を考へ又  $x$  及  $y$  方向の撓みを  $f_x$  及  $f_y$  とすると各床版面に於て

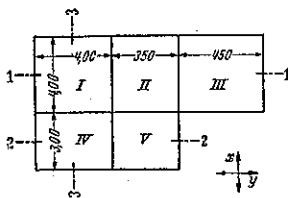
$$f_y q_x - f_x q_y = 0, \quad \text{又} \quad q_x + q_y = 1$$

故に  $q_x = \frac{f_y}{f_x + f_y}, \quad q_y = \frac{f_x}{f_x + f_y}$

以後の計算は普通の方法に従つて行へばよい。

【例】 図-19.

図-19.



1-1 床版帯 (y 方向) に於て

$$i_2 = \frac{3.50}{3 + 2 \frac{4.0}{3.5}} = 0.66; \quad 2 - \frac{0.66}{3.50 - 0.66} = 1.768$$

$$i_3 = \frac{4.50}{3 + 1.768 \frac{3.5}{4.5}} = 1.03$$

$$k_2 = \frac{3.50}{3 + 2 \frac{4.5}{3.5}} = 0.63; \quad 2 - \frac{0.63}{3.50 - 0.63} = 1.78$$

$$k_1 = \frac{4.0}{3 + 1.70 \frac{3.5}{4.0}} = 0.88$$

同様に

2-2 床版帯に於て  $i_3 = 0.66; \quad k_1 = 0.84$

3-3 床版帯に於て  $i_2 = 0.89; \quad k_2 = 0.53$

故に I 床版面に於て

$$f_y = 4.0^4 \frac{5 \times 4.0 - 11 \times 0.88}{4.0 - 0.88} = 850$$

$$f_x = 4.0^4 \frac{5 \times 4.0 - 11 \times 0.89}{4.0 - 0.89} = 840$$

$\therefore f_x + f_y = 1690$

床版面 II に於て

$$f_y = 3.5^4 \frac{5 \times 3.5 - 11 \times 0.66 - 11 \times 0.63 + 24 \frac{0.66 \times 0.63}{3.5}}{3.5 - 0.66 - 0.63} = 417$$

$f_x = 840 \quad \therefore f_x + f_y = 1257$

床版面 III に於て

$$f_y = \frac{5 \times 4.5 - 11 \times 1.03}{4.5 - 1.03} = 1320$$

$f_x = 4.0^4 \times 5 = 1280 \quad \therefore f_x + f_y = 2600$

同様にして

床版面 IV に於て  $f_y = 872$

$f_x = 301 \quad \therefore f_x + f_y = 1173$

床版面 V に於て  $f_y = 540, \quad f_x = 301,$

$\therefore f_x + f_y = 841$

かくして表-1 の結果を得る。

表-1.

床版面	I	II	III	IV	V
$q_x$	0.563	0.332	0.508	0.743	0.642
$q_y$	0.497	0.668	0.492	0.267	0.358

各床版面上の荷重に對して上記の係数を乗ずれば求める結果を得られる。一般に定點は求められて居る故図式解法よりも簡單でよい。 (筑瀬 懋)

(175) 型枠支柱に対する許容荷重

(James R. Griffith "Allowable Loads on Form Shores" Western Construction News, Aug. 1936, p. 275; Sept. 1936 P. 307.)

木柱に対する許容単位応力は細長比  $\frac{l}{d}$  が 10 から 50 までの限界内にある場合は細長比の函数である。l は柱の支間長を吋で表はしたもので、d は最小邊の長を吋で表はしたものである。細長比が 10 より小なる場合は短柱として區別され、木理に平行なる許容単位圧応力を使用される。林産實験所では細長比として 50 を最大値として推奨してゐる。

図-20. 4吋角材の型枠支柱の許容荷重

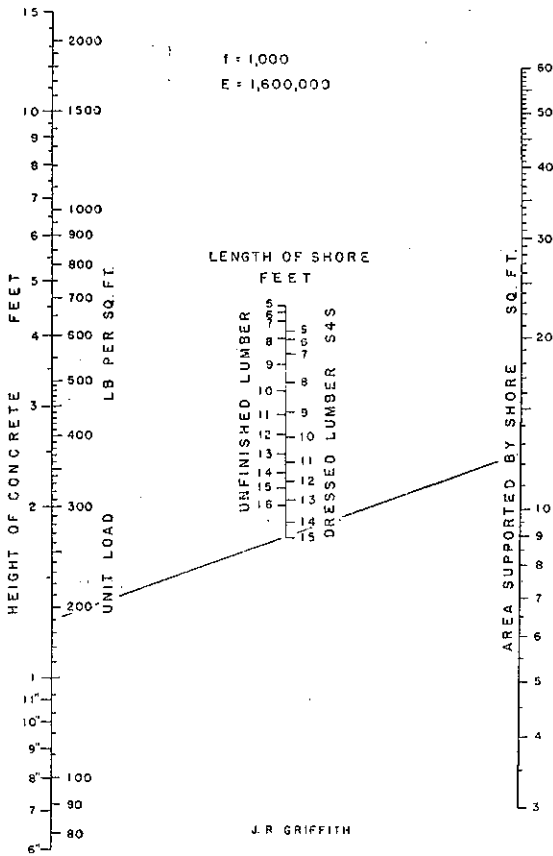


図-20 には木理に平行なる許容単位応力を  $f=1000$  lbs/in<sup>2</sup> とした。此の図表は 4吋角材にのみ使用するのであつて、解法には全目盛に交叉する 1 直線を畫けばよい。支柱により支持される全荷重は支柱により支持される面積と同面積上の単位荷重の函数である。

此の図表の使用法を示す爲次の如き状態を假定する 9 吋のコンクリート床版が中心間隔 2 1/2 呎の小桁と中

心間隔が 5 呎なる天板により支持される。

支柱により支持される面積  $A=2.5 \times 5=12.5$  ft<sup>2</sup>

荷重、9 吋床版=112, 活荷重=75, 死荷重 (天板と小桁) = 3, 總單位荷重 (lbs/in<sup>2</sup>) = 190.

解法直線は單位荷重 190 と支持面積 12.5 とを結んで畫いた。此の直線は支柱目盛に 4吋 S4S 支柱の 15 呎長さの所で交はつてゐる。之より短い長さなれば良いのである。目盛に示されてゐる如く 4 吋角支柱には最大細長比  $l/d=50$  の法則の下では加工材は 15 呎、原材は 16 呎が最大許容長である。故に此の特殊問題にあつては許容長を制限するのは  $l/d$  比にして荷重ではない。示されたる値以下なれば何れでも荷重を支持出来る。

図表の正確性を示す檢算として次の計算をした。

4×4 加工支柱の實際断面は 3 5/8 × 3 5/8 である。15 ft の長さでは  $l/d=(15 \times 12)/3.425=49.6$ , 樞の規格によれば  $l/d=49.6$  の許容単位応力は  $f=182$ , lbs/in<sup>2</sup>. 15 呎長さの 4×4 加工角材の總許容荷重は、 $P=182 \times 3.625 \times 3.625=2390$  lbs, 與へられたる面積と荷重の支柱に懸る實際荷重は

$$P=190 \times 12.5=2380 \text{ lbs}$$

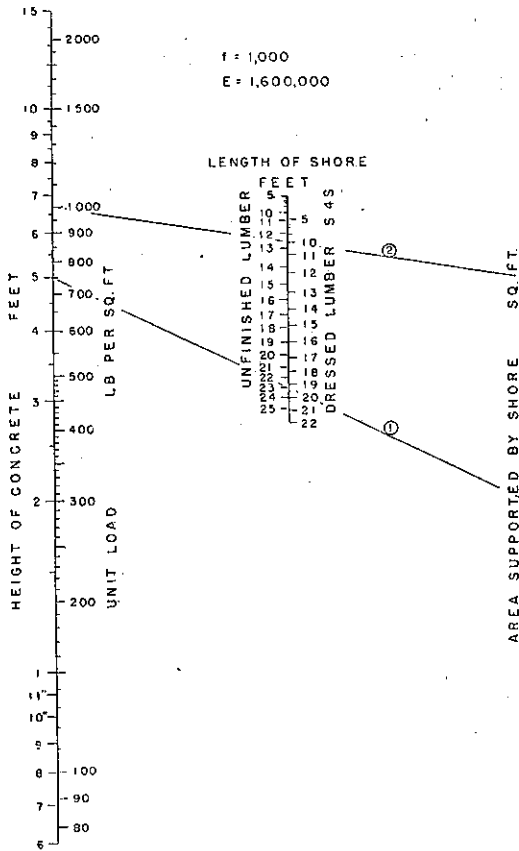
上記に於ては 4 吋角材に付いて図表を作成した。勿論支柱の大部分は 4 吋角材を以てしてゐるが時としては一層重荷重を受ける設計を必要とする事がある。故に図-21 に於て 6 吋角材の異なる長さの支柱の許容荷重を求める事にした。

外側の 2 目盛、即ち荷重と支持面積の目盛は前掲の分と全然同様であり根本応力限界も同じである。図に示されたる最大長さは最大許容比  $l/d=50$  により決定したものである。本図表の解法は全然同様である。次に問題を示して説明する。

例：幅員 24 吋、深さ 5 呎のコンクリート桁が機械振動機を使用して、即ち全コンクリートが液体として作用する様にして施工するものとする。其の中心線に沿ふて 5 呎の間隔に支柱を作るものとする。支柱の長さは 12 呎とする。如何なる大きさの支柱を必要とするか。

支柱に支持される面積  $=2 \times 5=10$  ft<sup>2</sup>, 荷重コンクリートの高さ = 5 ft, 図表の解法直線 (1) は上記の 2 値間を結び畫いた。長さの目盛を見れば與へられたる荷重で 6 吋支柱に対しては加工材は 19 ft, 原木材は 23 ft が最大長なる事が判る。故に必要長 12 ft ならば加工材も原木材も共に 6 吋角材で充分なる事が判る。是

図-21. 6 吋角材の型枠支柱の許容荷重



れに反して 4 吋角材なれば與へられたる荷重に對しては原木材さへ 10 呎が最大長なる事が判る。

例：是等の図表は又或る断面の木材支柱に對する許容荷重を決定するにも使用出来る。例へば 10 呎長さの 6 吋加工木柱は如何なる荷重を支持出来るかを知らんとす。解法直線 (2) を加工材の單位荷重 1 000 lbs と長さ 10 呎を結んで盡く。右側の目盛に見られる如く支持面積は 25 ft<sup>2</sup> 呎である。柱が支持出来る總荷重は、

$$P = 1\,000 \times 25 = 25\,000 \text{ lbs}$$

檢算：  $l/d = (10 \times 12) / 5.5 = 21.8$  縦の規格より許容單位応力は 824 lbs/in<sup>2</sup>。

$$\text{總許容荷重 } P = 824 \times 5.5 \times 5.5 = 24\,900 \text{ lbs}$$

**重ね板型枠天板** ("Plywood Form Sheathing", Western Construction News, Jan. 1937, P. 34) 撓度に於ける重ね板の作用は其の加工の性質から普通の木材と大いに異つてゐる。重ね板は常に奇數の薄板よりなつてゐる。各薄板の繊維が直角になつてゐる。徑間に對し繊維が直角になつてゐる薄板は張力に對し無

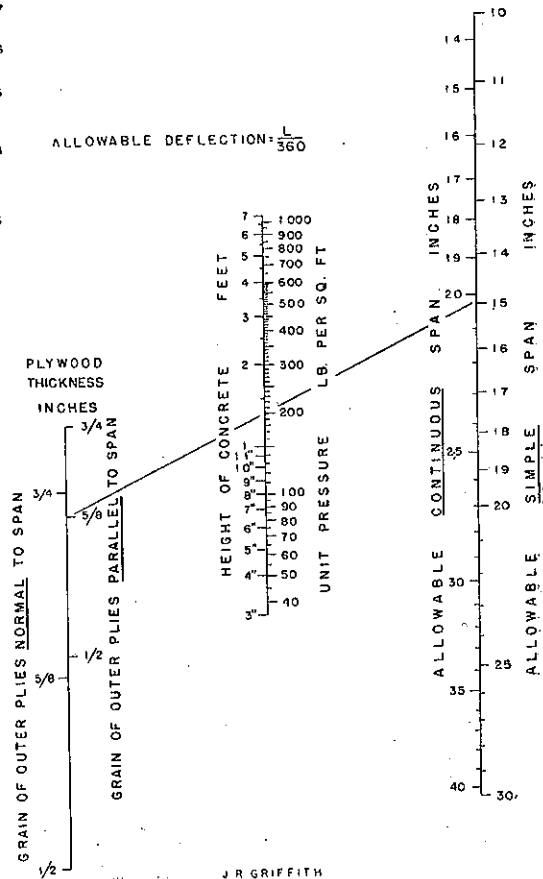
力にて荷重を支持せず。徑間に平行に纖維を有する薄板が全荷重を支持する。そして薄板が中心から遠ければ遠い程、鋼桁の突縁の場合の如く、一層有効に働く、されば重ね板は外側の薄板の纖維が徑間に平行にされた時に最大抵抗を有する。

重ね板の撓度に對する記録を調査すると種々の結論と大いに異なる結果が得られる。

図-22 は注意深く解析したる結果最も信頼出来ると思はれる記録より構成したるものである。前掲設計圖表に於けるが如く、許容撓度を  $l/360$  とし、新しいコンクリートからの等比重液体圧力を 1 ft<sup>3</sup> に付き 150 lbs と假定した。本圖表には單及連続徑間共に使用出来る様にした。

圖表は全目盛に交る 1 直線により解く事が出来る。外側薄板の纖維の方向を正しく使用する事に注意を要する。次の問題を直線を以て解いてある。

図-22. 重ね板型枠板



假説： 外側薄板の繊維が径間に平行なる 5/8 吋重ね板。荷重は圧力 200 lbs/in<sup>2</sup> を假定した。

結果： 右端の日盛上に單径間なれば 15 吋径間，連続径間なれば 20 吋を使用する事が判る。

もし同荷重に對し外側薄板の繊維が径間に直角なる必要があれば解法直線によれば連続径間と考へた場合は小荷を 16 吋間隔にすればよい事が判る。

縦材重ね板聯盟は 14 吋單径間には 265 lbs/ft<sup>2</sup>，16 吋径間には 162 lbs/ft<sup>2</sup> の單位圧力を推奨してゐる。此等の平均なる 15 吋径間なれば 213 lbs/ft<sup>2</sup> が許容圧力なる事が判る。此の數字は問題に使用した圧力 200 lbs に近似してゐる。

ロバート・ダブルニュー・ハント社により行はれたる試験によれば 5/8 吋重ね板の連続径間では 200 lbs/ft<sup>2</sup> の荷重では 19 吋が許容径間長であつた。此の場合外側の薄板の繊維は径間に平行である。

ポルトランドセメント会社では圧力が 280 lbs/ft<sup>2</sup> にして許容撓度が 1/270 なる場合 20 吋を径間長とする様にすゝめてゐる。此の場合は連続径間として考へてゐる。

図表により得たる結果には相當餘裕を見込んでゐる。荷重の要素には未知事項が多い爲、餘裕ある結果を得る事が必要であると思ふ。此の事を念頭に置いて此の図表を作成した。(中谷茂壽)

土質工学

(176) 土質工学の現状、目的及其の利用

W. Loos. "Der zeitiger Stand, Zweck und Nutzen der angewandten Baugrundforschung." B. u. E. Heft 5. März, 1937 S. 77-86.

緒言 構造物に於ては基礎に多大の努力と費用とを拂はねばならないにも拘らず、新工法等の研究が餘り行はれなかつたことは意外とする所であつたが昨年に至つて斯界のために喜ぶべき改革が起つた。

我々の仕事の目的は廣い根本に立脚した研究によつて出来る支地質判断を確實にすることである。今日に於ては豫備研究をなすことは常識であつて、之に關する装置、方法及文献は國內諸所にあるからコンクリートの現場試験と同様な注意及設備が地質調査にも必要なのは當然である。

各建築事務所や計畫技術者の總べてが詳細に個々の問題を研究する時間がなくとも、少くとも地質調査は何を何處で、何うしてやるものか就中どういふ工合に此の

仕事を行ふものであるかといふ事は知つて置く必要がある。

(1) 之等の問題に對する技術者の態度 土木殊に基礎工及水工に従事する技術者は地盤圧力のみならず、茲

圖-23. 力の協同作用に對する光弾性試験結果

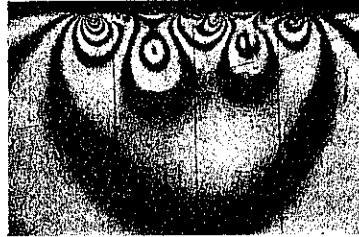
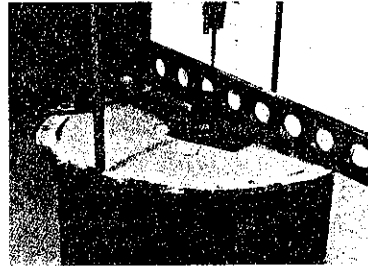


圖-24. 簡單なる荷重試験装置



に述ぶる事項に密接な關係を有する。先づ個々の力の協同作用(圖-23)、載荷面の形及大小(圖-24, 25 及 26) 及側方地盤の高さ(圖-27) は根本的な差異を與へ

圖-25.

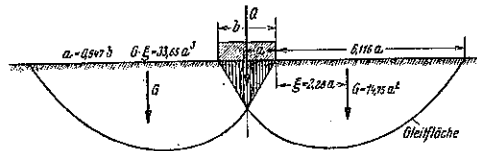
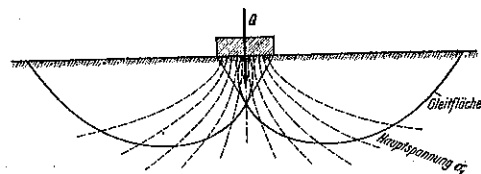


圖-26.



ることを考慮せねばならぬ。更に上層が可成り良く試験荷重が大きく出るが、然し構造物全体としては深部の悪い層に作用する場合を特に注意せねばならない(圖-28)。

適時且つ根本的の研究は次の利點を與へる。先づ設計者に對しては、

(1) 位置を適當に選び、基礎工を經濟的にし、且つ工

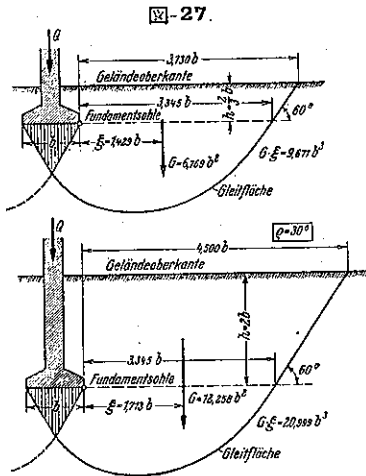


図-27.

図-28.

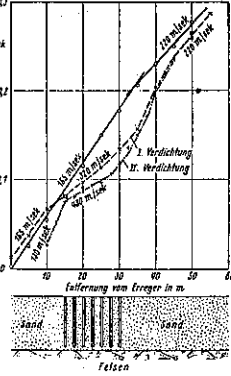
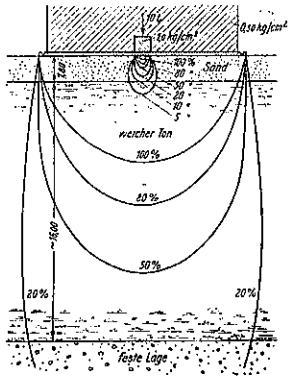


図-29.

図-30.

點安全である。

(2) 構造物の安全性の一大保證が存在す。故に常に  
障碍となる追加的の損失を心配する必要がない。

(3) 地質に適應する構造物を作り、危険を除き得る故  
經濟的となり、又施工容易となる。

前述の諸作用は基礎が追加の荷重により壓縮される  
こと、震動によりて土が緊りその容積を減少し(圖-29)、  
地下水面の激しい変動に依り、基礎が揃つて沈下する事  
等によつて起る。之は砂は多くの場合自然の状態では  
緊つて居らず或は水を有する爲である(圖-30)。又基礎  
は地入り、膨脹、逸出をするし、水の絞出しも行はれ  
(圖-31) 上層が凍結して、路面を持上げ(圖-32)、或は  
融けて“suppe”になり(圖-33)、霜害(圖-34)を誘  
起する。之等の現象は構造物或は道路に可成りの損害  
を來す故、之を認めたる時は其の原因を明かにし、適切  
な方法を取らねばならぬ。

図-31.



図-32.



図-33.

事を中止せぬこと。

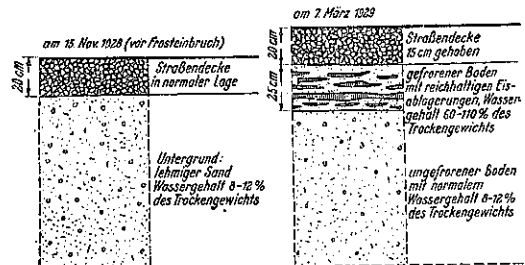
(2) 豫算超過及工期延長を心配する必要がない。

(3) 公告の場合に各申出商會は自ら地質調査を要し  
ない。

請負人に對する利點は

(1) 期限の超過は總べて間接に荷重に關するが、此の

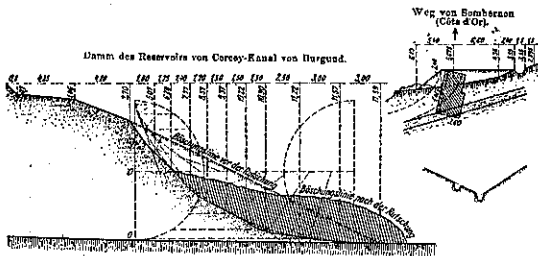
図-30.



## (2) 土質力学の發達と現状

既に150年前に佛蘭西の学者 (Coulomb 1773, Collin 1846) (圖-35) に依つて今日使用されてゐる理論が築かれ、Rankine 及獨逸の学者 Tiefembacher, von Kaven, Zimmermann, Krey 等が之に続いた。Zimmermann の此の方面の研究は餘り知られてゐないが、彼は例へば滑り面を對數蝸牛線として載荷に依る土の滑動を解いた。

圖-35.



近代の土質力学は瑞典 (凡そ1910年より)、米國 (Bureau of Public Roads), 特に Terzaghi 教授 (ウイーン) に負ふ所多大である。獨逸に於ける發達 (凡そ1926年より) は主として Kögler の Bautechnik 及 Bauingenieur に載せた論文, “水工及船舶研究及 Degebo (1929年創立) の功績に基づくものである。瑞西では1913年より1926年迄數多の被害を研究した。此の例は Terzaghi-Redlich-Kampe の “Ingenieur Geologie” に見られる。斯かる時に當つて獨逸に膨大な建設計畫あり、爲に今日尙使用さるゝ方法が速かに實施されるに至つた。之は一つの大きな進歩であり又實例に就て此の方法が完成され又確認される緒口となるであらう。

又昨年に於ては年鑑にても、又アメリカ、マサチューセッツ州ケムブリッジに開かれた第1回國際土質力学及基礎工會議の經過にても明瞭なる如く、大なる進歩を遂げた。之は E. N. R. 2, July 1936, に技術史上の “Markstein” として載つてゐる。會議の目的は各所で同じ研究を繰返さぬようにし、新しい結果を交換し、今後の研究に刺戟を與へることであつた。會議の報告は既知の事項を繰返して次に研究所に對する新しい實驗器具、二三の新採取器、特に瀝青乳劑を注入後ボーリングによ

圖-34.



つて砂を破壊せず取る器具、土堰堤の水締め工法の研究、地盤の圧密及支持力増大、沈下理論の利用及各地の構造物の觀察等を報じてゐる。此の會議によつて國際土質力学及基礎工學會の設立を見るに至つた。

獨逸に於ては自動車國道に地盤試験個所を設け、又研究を種々實地に應用し、顯著な進歩を遂げた。

車道のコンクリート板石の沈下を直すアメリカ式 “mud-jack” 法に代つて Butzer 商會によつて微粒砂の圧入が行はれて成功した。此の方法は霜害や板石の滑動の原因となるどろどろした粘土が消滅する利點を有する。

第2回國際橋梁及構造物會議は1936年10月ベルリンに開催され、1日午前中を議題 VII, “基礎研究” に費した。此の會議の内容に依つて各方面の價値ある進歩が認められる。

(3) 基礎調査に關する期待の過大 基礎調査を魔法の如く考へて一般に過大の期待が懸けられてゐるが、次の諸點に注意せねばならぬ。

(1) 短期間の調査或は現場を調査せずに、直ちに断定的な判断が屢々下される。之は同様な場合を知つて居ても良心的には不可能である。

(2) 何本ボーリングすべきか、又如何なる地質に遭遇するかが不明なれば調査費は殆ど豫算出來ぬが常に地質不詳に依る冗費或は被害復舊費より遙かに僅少である。

(3) 一つの地質或は地下水の調査結果から一般を論ずるはいけぬ。地層の激変や地下水の時間的变化は屢々認められる。

(4) ボーリングは地質調査に非ずして地質調査計畫の資料に過ぎない。殊に個々のボーリング孔は單に試金石であつて地層の規則的走行を此等の孔の間に假定することは殆ど不可能である。

(5) 地質調査の結果を出すに非常に時間のかゝる事がよくあるが、之は利用する上から云つて、大きな缺點である。

(6) 地質物理的試験が一般法則の無いものであつても、地質と其處に建てるべき、構造物との關係が詳細に記述してあれば、他の構造物にも利用することが出来る。又計畫及施工に於て、追加的変更をなすことは地質に對して非常に不利益である。

(4) 地質調査方法に關する提案 時期を適當に選んで始めるものとし、先づ第1に地質圖や地質解説の出来上つた現場 (近くにある泉とか基礎等) を詳細に觀察

する。其の場合状況に応じて悪い地質を避けることが出来る。斯くして暫定的の一般図が出来、形式、径間長自重等が分る。次にはボーリングを行ふが、用意周到に準備し記號を付け、密封を完全に行ひ、試料を保存することが必要である。図-36 は試料の密封法の良否を示す。標準的記號の附方は DIN 4021 及 4022 に従ふ。

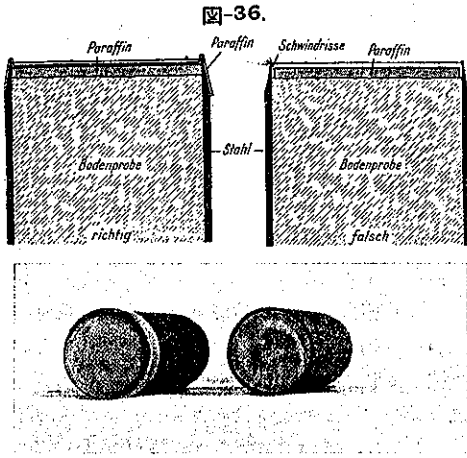


図-36.

實驗及研究に依つて地質が分れば基礎の位置、基礎工、並に設計すべき構造物が決定される。次には更に其の工事に因る特殊の影響等が研究される。最後に着工と同時に沈下及移動を観測することが重要である。之によつて地質調査より得られた豫定沈下との差異を

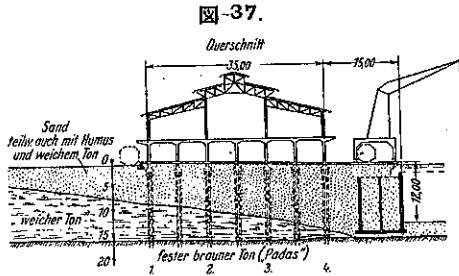


図-37.

確かめ得るばかりでなく更に將來の変化を決定することが出来る。沈下観測は構造物の体温表であり(図-37, 38

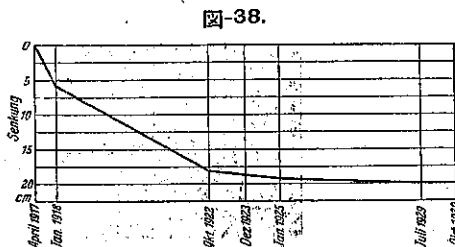
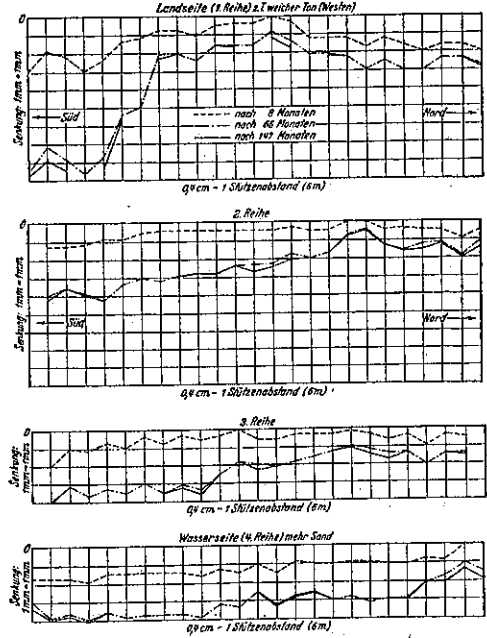


図-38.

及 39)「診断」及將來補修すべき時期、建増すべき時期等を知るために必要缺くべからざるものである。

図-39.



(5) 物理的地質試験 本試験により或る性質及指數が決定されて、地質を完全に記述する事が出来る。更に指數及計算値を本試験より得るは之をハンドブックに求むるよりも時間を要するは勿論であるが、その値は確實である。

(6) 二三の解決及推測實例 明確な數値の得られない地質に就て前述の方法殊に實驗を行ひ其の性質を深く了解することが出来る。次に若干實例を述べよう。

(1) 圧力分布に就ては昨年色々及發表された。荷重面の形及大きさの影響、側方荷重の影響等は之に關する實驗を一度行つた者は決して忘れるものではない(図-25)。それで重要なのは種々の構造物の相互的影響或は數多の載荷版の深層に於ける合作用(図-23, 40)である。又橋臺及その後にある高い堤防による二重載荷も注意すべきである(図-41)。この中橋臺自身による地盤圧力は多くの場合計算し得る。

(2) 工事すべき箇所の地質の歴史は重要である。例へば隧道工事に於て掘鑿土量より隧道重量が小ならば荷重の増加を來さぬ故靜荷重に就て大なる新しい沈下を恐れる必要はない。

図-40.

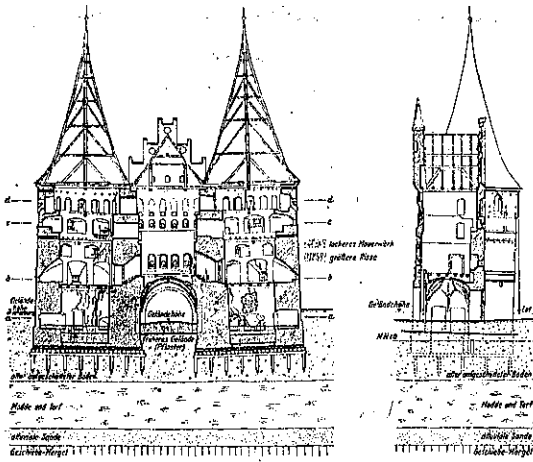
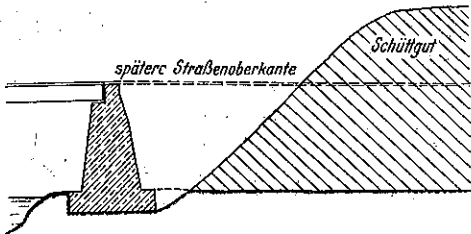


図-41.



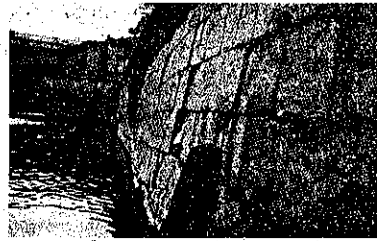
(3) 現場に於ける静荷重試験は常に二三の解決を與へる。然し此の場合にも次の様な事を考慮せねばならぬ。

- a) 載荷面の大きさの影響、沈下の場合には側方の土による破壊の場合と異なる。
- b) 載荷面の形(図-24)。
- c) 構造物自身の深部地層に對する作用。
- d) 粘着力ある土に於ては時間の影響、之は短時間の試験では分らぬ。

(4) 既述せる如く、沈下観測より二三の解決が得られる。又地質研究に基づいて観測された事項より種々の問題が研究される。

(5) 基礎杭及杭群はそれを取巻く土の大移動の全体

図-42.



的或は部分的の原因をなすものである。之が浮杭基礎の害である(図-42)。杭の試験荷重の際に、壓縮された地盤のスキンプリクシオンに依つて、追加的に大沈下を見る事が出来る(図-37, 38, 39)。又杭頭の基礎版を支持力の計算に考慮するや否やは杭を使用する場所では殆ど何處でも單に杭のみに依つて荷重を受けねばならぬことより明白である。粘着力ある地盤は長期の荷重によつてのみ圧密(間隙水の圧出)される故、斯かる地盤に杭を使用する事は無意味である。

杭を集團にせる場合は獨立の場合に比し甚だ許容荷重が小となる。時間の影響は亦短時間の試験では不明である。

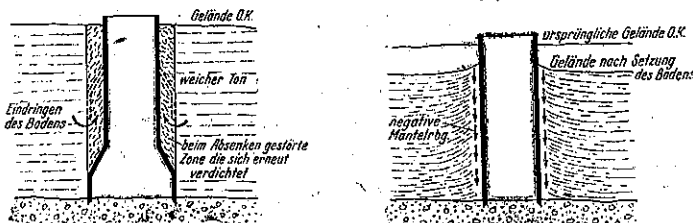
(6) 非筒基礎及潜面基礎に於ては次の事を注意せねばならぬ。

- a) 是迄屢、非筒の價値を減少せしめた地層の大破壊を圖-43に模塑的に示す。
- b) 自動車道路橋の長い潜面に於ては期待された底は何等均密な地層に出會はないことが屢々であつた。
- c) 潜面内の地耐力試験は深部の地層を明らかに出来ぬ爲、完全とは云へぬ。

以上によつて豫め安全な地層を求め、地層の厚を研究し(之は簡単な試験に依つて可能である)、壓縮試験に依つて豫め沈下の均一性を計算する事が必要である。

(7) 地盤の圧密及改良 自動車國道の建設に刺戟されて、築堤締固法が非常に進歩した。斯様な締固法の規格は特に橋臺の沈下移動に惱まされる橋の取付點に於て必要である。

図-43.





又砂利を敷く事、セメント注入及瀝青乳劑の注入(特に外國に於て)に依る地盤改良が施工された。大規模の電気化学的地盤改良の試みが目下行はれてゐる。此は地質に依つて方法を異にするものであるから、實地に先立ち根本的な豫備研究が必要である。

(7) 基礎研究の實施及判断に對する技術家の教育

昨年 10 にベルリン、ミュンヘンで行はれた國際橋梁及構造物會議に於て工科大学の教授要目中に地質工学を加へる事が考慮された。ミュンヘン及ベルリンに於ける獨逸工科大学教授會議に於ても之が亦論ぜられたが、その際教授要目は既に過剰で入れる餘地が無かつた様である。此の他に實地に携つてゐる人々に特種の系統立つた教授を施して新知識を仲介する事が試みられたが之は効果があつた。

構造物と基礎との關係が明瞭になるにつれて基礎及基礎工が益々安全且つ經濟的になるのは當然である。

(森 茂)

材	料
---	---

(177) 木桁の強度損失に關する試験

(Dr.-Ing. E. Gaber, "Der Verlust an Tragkraft hölzerner Balken bei gleichzeitigem Vorhandensein mehrerer Holzfehler" Bautech. Heft 35. 13. Aug. 1937, S. 455~459,

土木材料として吾々が普通に使用してゐる松、樅、エゾマツ等は多く桁として使はれるから曲応力を受ける。木材の強度に著しく影響するものは節穴と桁の軸の方向に斜に通つてゐる繊維であつて容易に避け得られない缺點であり而も兩者同時に存在する場合が多いから 2 つの缺點のみを有する桁に就て抗曲試験を行つた。試験計畫に充分適合した位置と大きさを有する節穴のある桁を選定する事は困難であるから、桁の張力側に隨時穿孔に依り円形の孔を穿ち節穴の代りとした。穿孔に依る円形孔は木材の繊維を切断し又はその配列を不整ならしむる節穴よりも曲応力に對して強く抵抗するが孔の縁邊より龜裂を生じ易い、故に抗曲強度に及ぼす作用は節穴と同程度と考へて差支へない。

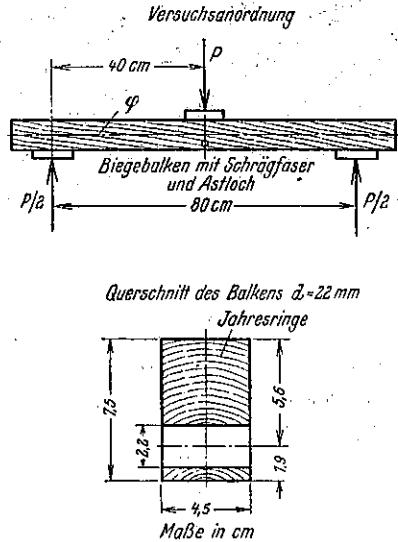
(1) 抗曲試験 供試体の大きさは 4.5×7.6×100 cm. で室内乾燥せる大なる縦材から 60 本製作した。供試体の長さの方向と繊維の方向とのなす角を  $\varphi$  とし  $\varphi$  の値に依り次の如く供試体を分類する。

$\text{tg } \varphi = 1: \infty; 1: 24; 1: 12; 1: 9; 1: 6;$

之を更にその節穴の大きさ (直径  $d=0-15-22-30 \text{ mm}$ )

に依り 4 種に分ち同種の供試体を 3 本づつ用意した。節穴の中心から桁の下縁迄の距離は凡ての供試体につき桁の高さの 1/4 即ち  $7.6/4=1.9 \text{ cm}$  とした (圖-44)。

圖-44.



供試体の含水量を同一にする爲 60 日間同一條件のもとに置き、然る後 Karlsruhe 高等工業學校内の木材、石材、鉄材試験所で 5 t. の試験機を使用して抗曲試験を行つた。供試体を 80 cm の距離にある 2 個の水平支點で支持し桁の中央に  $P \text{ kg.}$  の荷重を一樣の速度で載荷した。供試体が破壊を起すに至る迄の撓及破壊荷重  $P_B$  を測定した。繊維方向の斜の供試体に於ては張力側に生じた龜裂の増大に依り破壊を起した。  $\text{tg } \varphi = 1: 6$  の供試体に於ては突然に龜裂が生じ繊維に沿つて 2 つに割裂した。節穴のみを有し繊維方向の水平なる供試体に於ては先づ節穴の下方の繊維が切断され次に節穴の上縁から水平に節穴の兩側に 2 つの龜裂が生じ荷重の増加と共に段々長くなり遂に明かに見える様になつた。即ち桁の張力側に於ける繊維の方向に平行なる引張強さを征服する事に依り割裂が生じた。繊維方向の斜なる供試体で節穴を有する場合には最初の龜裂は節穴の下縁に生じ繊維に沿つて桁の下側迄達し、次に節穴の上縁から龜裂が生じ繊維に沿つて桁の抗圧側迄達した。

この場合の割裂は繊維に沿ふ剪断強さ及繊維に直角的な引張強さを征服して起つたものである (圖-45)。

破壊曲応力  $\sigma_B$  は破壊荷重  $P_B$  と桁の断面係數  $IV = bh^2/6$  とから求めた ( $\sigma_B = P_B \cdot 120/bh^2$ )。表-2 は 3 回づつ行つた試験の結果を平均した値を示す。同表に

図-45.

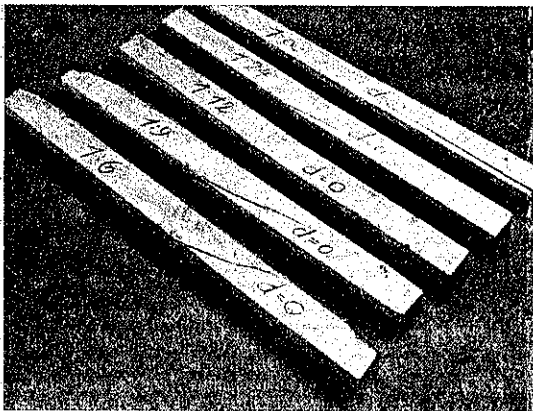


表-2.

Versuchsreihe	Bohrung $\phi d$ in mm	Biegefestigkeit $\sigma_B = \frac{P_B \cdot 120}{b h^2}$		Durchbiegung in Balken- mitte in mm
		in kg/cm <sup>2</sup>	als % des fehlerfreien Balkens	
1:∞	0	756	100	20
	15	590	78	13
	22	372	49	7
	30	220	29	5
1:24	0	629	83	15
	15	458	61	11
	22	333	44	11
	30	191	25	4
1:12	0	553	73	13
	15	411	54	8
	22	319	42	8
	30	163	22	3
1:9	0	473	63	9
	15	345	46	7
	22	238	32	7
	30	124	16	3
1:6	0	411	54	9
	15	327	43	7
	22	214	28	6
	30	98	13	3

於ては無缺點の桁 ( $\text{tg } \varphi = 1 : \infty, d = 0$ ) の抗曲強度を 100 とせる場合の各供試体の抗曲強度をも示してある。繞は缺點に依る変形の進行する状況を示す。節穴及斜繊維が同時に存在する時は節穴又は斜繊維が單獨に存在する場合よりも強度損失は大となるが、節穴又は斜繊維が單獨にある場合の強度損失を加へ合せたものより小である事は重要な事である。

無缺點の樅材の抗曲強度は平均  $\sigma_B = 756 \text{ kg/cm}^2$ 、斜繊維に平行なる抗圧強度は 12 回の試験結果を平均して  $427 \text{ kg/cm}^2$ 、試験後に測定した各供試体の含水量は自重の 12.8% であつた。故に上記の抗圧強度を標準含水量 15% の場合に換算すれば

$$\begin{aligned} \sigma_{15} &= \sigma_w + 22(w - 15) \\ &= 427 + 22(12.8 - 15) = 379 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

となる。

水平繊維の供試体にして節穴を有する場合の抗曲強

度  $\sigma_B = 1$  とおき之に對する各供試体の強度を割合を以て示せるものが表-3 である。同表から斜繊維は節穴の大きさに殆ど無關係である事が分る。併しその影響は  $\varphi$  の増加と共に大になる。  $\text{tg } \varphi = 1 : 6$  の場合には  $\text{tg } \varphi = 1 : \infty$  の供試体の強度の 1/2 に低下した。

表-3.

Lochdurchmesser $d$ in mm	0	15	22	30	Mittel	Festigkeitsabfall in %	
Biegefestigkeit bei gerader Faser $\text{tg } \varphi = 1 : \infty$	1	1	1	1	1	Mittel	
Schrägfaser $\text{tg } \varphi =$	1:24	0.83	0.78	0.89	0.86	0.84	16
	1:12	0.73	0.70	0.83	0.74	0.75	25
	1:9	0.62	0.59	0.64	0.56	0.60	40
	1:6	0.54	0.55	0.57	0.45	0.53	47

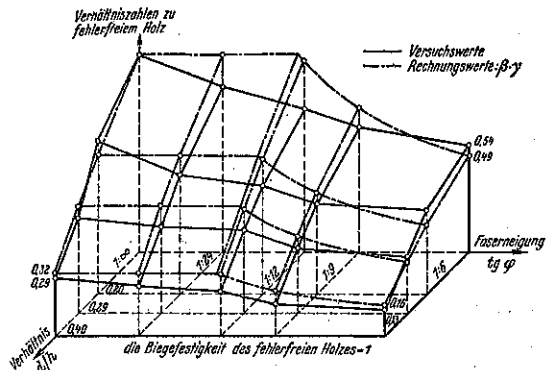
無節の斜繊維供試体の抗曲強度を  $\sigma_B = 1$  とおき之に對する各供試体の強度を割合を以て示せるものが表-4 である。或節穴の強度に及ぼす影響は殆ど同一であるが節穴の径の増大と共にその影響は著しく増加する。径 30 mm. の節穴は無節の桁の強度の 72% を減少した。

表-4.

Lochdurchmesser $d$ in mm	0	15	22	30	
Festigkeit bei gerader Faser $\text{tg } \varphi = 1 : \infty$	1	0.78	0.49	0.29	
Schrägfaser $\text{tg } \varphi =$	1:24	1	0.73	0.53	0.30
	1:12	1	0.74	0.57	0.29
	1:9	1	0.73	0.51	0.26
	1:6	1	0.80	0.52	0.24
im Mittel	1	0.76	0.52	0.28	
Festigkeitsabfall in % Mittel		0	24	48	72

図-46 は節穴及斜繊維に依る強度低下状況を图示したものである。

図-46. 節穴及斜繊維に依る強度低下



(2) 抗曲強度の計算 斜繊維を有する桁の抗曲強度を  $\sigma_1$  とすれば節穴に依り抗曲強度は  $\sigma_2 = \beta \sigma_1$  の如く低下する。無缺點の桁の抗曲強度  $\sigma$  は斜繊維に依り  $\sigma_1 = \gamma \sigma$  迄低下する。故に節穴及斜繊維に依り抗曲強度は  $\sigma_2 = \beta \sigma_1 = (\beta \gamma) \sigma$  迄低下する。

節穴の影響のみに依る抗曲強度損失は節穴のある場合の断面係数  $w'$  と無節の場合の断面係数  $W$  との関係から計算する。

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{W'}{W}$$

$\sigma$  は無欠点の桁の抗曲強度であり  $\sigma=1$  とおく。故に節、穴を有する桁の抗曲強度  $\sigma'$  は

$$\sigma' = \frac{W'}{W} = \left[ 1 - m^2 - \frac{12m(1/2 - m)^2}{1 - m} \right] \frac{1 - m}{1 - 2mn}$$

但  $m = d/h, n = t/h = \frac{1}{4}$ ,

$$d = 0 \quad 15 \quad 22 \quad 30 \text{ mm}$$

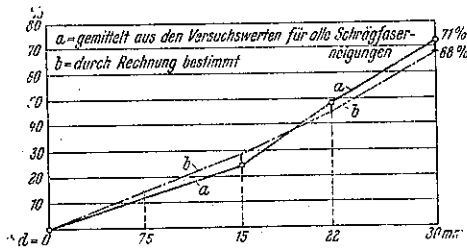
$$\sigma' = 1 \quad 0.71 \quad 0.55 \quad 0.32$$

試験の結果は表-4 から

$$\sigma' = 1 \quad 0.76 \quad 0.52 \quad 0.28$$

図-47 は計算と試験の結果とを対照して表したものである。兩曲線は満足出来る程度に一致してゐる。

図-47. 抗曲強度に対する節穴の影響



木材強度は小なる  $\varphi$  に對しては繊維に沿ふ剪断強度  $\tau'$  に關係し、大なる  $\varphi$  に對しては繊維に直角なる引張強度  $\sigma_q$  に關係する。最大の曲応力は

$$\text{小なる角 } \varphi \text{ に對して} \dots \sigma = \frac{2\tau'}{\sin 2\varphi}$$

$$\text{大なる角 } \varphi \text{ に對して} \dots \sigma = \frac{\sigma_q}{\sin^2 \varphi}$$

となる。 $\sigma_q, \tau'$  の値を再び試験して求めたる結果は次の如くである。

繊維に沿ふ張応力  $\sigma \dots \dots \dots 1$

繊維に直角なる張応力  $\sigma_q \dots \dots \dots 0.02$

繊維に沿ふ剪断応力  $\tau' \dots \dots \dots 0.08$

針葉樹に於ける上記の値は一定してゐないからして計算の結果を非常に不正確ならしめる。水平繊維の桁の抗曲強度  $\sigma=1$  とおき  $\sigma'$  を種々の  $\varphi$  に對して計算せる結果は下の如し。

$$\text{tg } \varphi = 1 : \infty \quad 1 : 24 \quad 1 : 12 \quad 1 : 9 \quad 1 : 6$$

$$\text{a) } \sigma' = \frac{\sigma_q}{\sin^2 \varphi} = 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 0.76$$

$$\text{b) } \sigma' = \frac{2\tau'}{\sin 2\varphi} = 1 \quad 1 \quad 0.97 \quad 0.73 \quad 0.49$$

往々にして  $\sigma'$  はその最小値が標準となるを以て  $\sigma'$  の値は

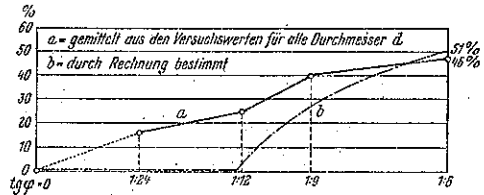
$$\sigma' = 1 \quad 1 \quad 0.97 \quad 0.73 \quad 0.49$$

試験に依る  $\sigma'$  の値は表-3 から

$$\sigma' = 1 \quad 0.84 \quad 0.75 \quad 0.60 \quad 0.53$$

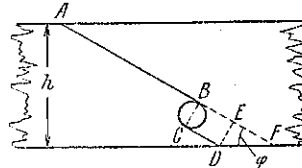
図-48 は試験と計算の結果を對照せるものである。

図-48. 抗曲強度に対する斜繊維の影響曲線



斜繊維  $\text{tg } \varphi = 1 : 12.4$  のみを有する桁に於ける龜裂は長さ  $a$  なる危険な繊維  $AF$  に沿ひ生ずる。此の桁に節穴があれば更に強度は低下し  $AB, CD$  の面に龜裂を生ずる。龜裂の長さは節穴の存在に依り  $EF$  だけ縮少される(図-49)。

図-49.



$$AF = a = \frac{h}{\sin \varphi}$$

$$EF = b = \frac{d}{\text{tg } \varphi}$$

$$\delta = \frac{a-b}{a} = 1 - \frac{d}{h} \cos \varphi$$

表-5 は  $\frac{d}{h} \cos \varphi$  及  $\delta = 1 - \frac{d}{h} \cos \varphi$  の値を示す。本試験の範囲では  $\delta$  の値は節穴の大きのみに關係し繊維角には殆ど無關係である。

表-5.

d in mm	0	15	22	30
1 : ∞	0	0,198	0,290	$0,395 = \frac{d}{h} \cdot \cos \varphi$
1 : 24	0	0,197	0,289	0,395
1 : 12	0	0,197	0,289	0,394
1 : 9	0	0,196	0,288	0,392
1 : 6	0	0,195	0,286	0,390
Gemittelt	0	0,197	0,288	$0,393 = \frac{d}{h} \cdot \cos \varphi$
Gemittelt	1	0,803	0,712	$0,607 = 1 - \frac{d}{h} \cdot \cos \varphi$

表-6 は節穴及斜繊維を有する桁の試験結果と計算の結果とを對照せるものである。

表-6.

stdurchmesser $d$ in mm	0	15	22	30		
$d/h$	0	0,20	0,29	0,40		
Gerade Faser: $\lg \varphi = 1: \infty$	1 1	0,71 0,78	0,55 0,49	0,32 0,29	Rechnung Versuch	
Schräge Faser:	1:24	1 0,83	0,71 0,61	0,55 0,44	0,32 0,25	Rechnung Versuch
	1:12	0,97 0,73	0,69 0,54	0,53 0,42	0,31 0,22	Rechnung Versuch
	1:9	0,73 0,62	0,52 0,45	0,40 0,31	0,23 0,16	Rechnung Versuch
	1:6	0,49 0,54	0,35 0,43	0,27 0,28	0,16 0,13	Rechnung Versuch

強度計算は簡単な力学を用いて行へるものであるから満足すべき値を示さなかつたが強度の数字の手がかりを失へる事は確である。試験を3回づつ行つたのみでその結果を平均したものであるから本試験の結果は全く正しいとは思はれない。小なる  $\varphi$  に對しても試験の結果は強度の低下を示したが計算では強度の低下を示さなかつた。大なる  $\varphi$  に對しては計算の方が大なる強度低下を示した。試験と計算とに依る節穴を有する桁の強度低下は殆ど一致してゐる。

許容応力  $\sigma_{zul}$  から最大曲げモーメント  $M = W_{zul}$  で表はされる。缺點に依り縮小された断面係数は  $W' = cW$ ,  $c < 1$  となる。而して最大曲げモーメント  $M$  を取らねばならぬ故に缺點のある桁は次の  $W_1$  なる断面係数を選ばねばならぬ。

$$W_1 = \frac{1}{c} \cdot \frac{bh^2}{6}$$

桁幅  $b$  が一定なる場合には更に桁の高さを増す必要がある即ち  $h_1 = h \sqrt{\frac{1}{c}}$ 。無缺點の桁の断面  $bh$  の場合の材料費は缺點に依り  $bh_1 = bh \sqrt{\frac{1}{c}}$  迄増加する。従つて木材費  $v = \sqrt{\frac{1}{c}}$  から 1 迄の関係にある。図-50 は  $\lg \varphi$  と  $d/h$  とに依り  $c$  を表したものであり、図-51 は上記の  $c$  を用ひて  $v$  の値を  $\lg \varphi$  と  $d/h$  とに依り表はせるものである。

図-50.

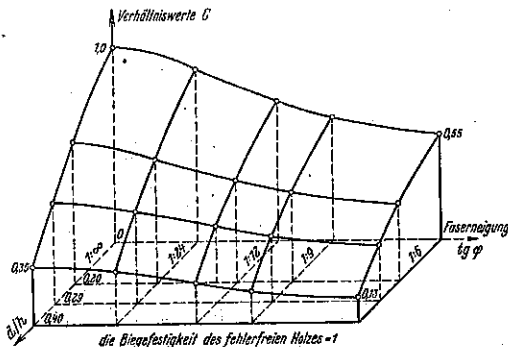


図-51.

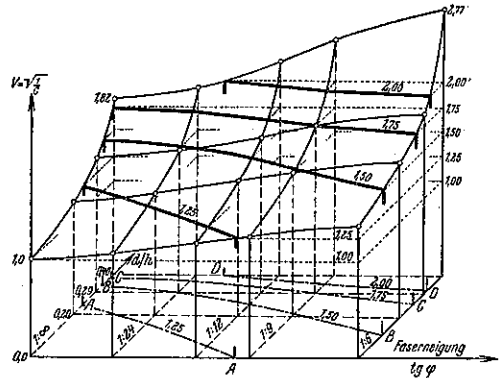
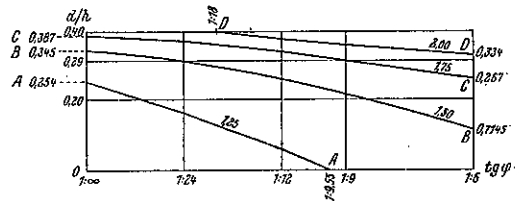


図-51 に於ては無缺點の桁に對して 1.25, 1.50, 1.75, 2.00 倍の木材量を要する場合に許さる可き節穴の大きさと斜繊維の傾斜角  $\varphi$  の限界を太線を以て表してある。之を分り易くしたものが図-52 である。

図-52.



將來木材を土木材料として用ふる場合にその強度に依り次の3級に分類する時代が来るものと思ふ。即ち危険側にある凡ての缺點に依りその強度は無缺點の桁の強度の2/3以下に低下せざるものを第1級品とし、1/2以下に低下せざるものを第2級品とし、1/3以下に低下せざるものを第3級品とする。(中村詩照)

施 工

(178) 鋼板を用ひた盛土法留工

(G. H. Allen "Steel Baffles Stop Sliding Fill")  
E. N. R. July 1. 1937 P. 32-33.

北米合衆國インディアナ州の東南部では道路、鉄道等の地送りによる災害が頻りに起つて居る。此所に同州の州道に於て法にある簡単な工作を施し既に3年間災害を起さずに来て居る、その方法に就て述べやうと思ふ。

州道 66 號線の東終點 Troy 附近では山腹を切開くやうな路線をとつて居る爲、道路の半分は地山に載つて居るが半分は皮層土にあり地滑りには、極めて條件が悪

い路線になつて居る。

此の対策については、別の路線を選定する方法とか、滑り去つた土をそのまま又盛土する方法とかが考へられたが、前者は費用がかさみ、後者は技術的に見て面白くなく更に色々と研究が行はれた。その結果特許になつて居る鋼板を用いた法留を行ふことになつた。

計畫の概要： 図-53 に大体鋼板法留工の配列状況を示してある。切取法尻にある礎着點から道路を横切つてのびて居るアンカーバーは盛土法に沿ふて、12 ft 間隔に置かれる法留鋼板を支持して居る(図-54)。盛土法

図-53. 一般計畫圖

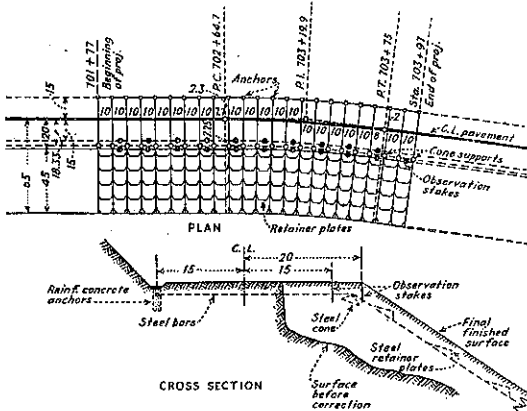


図-54. 現存道路を横切つてアンカーバーの敷設

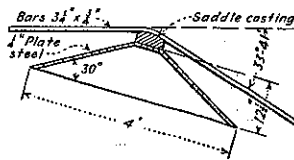


肩には図-55 に示すやうな田舎形の支持臺を設け此の點で合力をとつて居る。此の法留は 1 割 5 分(此處に用ひられた勾配)

と 2 割 5 分(土壤の假定安息角)の間の勾配に就て計畫されて居る。尙鉄板の腐蝕についても文献を調べ

その土壤に就て研究し、60 年は持つ計畫のもとにその

図-55. 法尻に設けられる鋼板田舎形支持臺



厚さが決定された。尙アンカーバーは 120 年の壽命で計畫されて居るが、之は鋼板の取かへは簡單であるが、アンカーバーの取換は非常に金がかかるからである。

施工方法： 此の鋼板法留を用ふる事に決定したのは Nov. 20, 1933 で完成したのは Jan. 10, 1934 であつたアンカーバーの礎着は道の北側即ち切取法尻の岩盤に穴をあけて鉄筋コンクリートを使用し相當しつかりしたものである。

道路を横切つて、アンカーバーを敷設した後例の法留の支持臺と斜面のバーを設置し得るまで盛土を行ひそれから法留工に取かゝつた。即ち此の斜面のバーに法留鋼板をとりつけ上に土をかぶせ、此の盛土は完成したのである(図-56)。



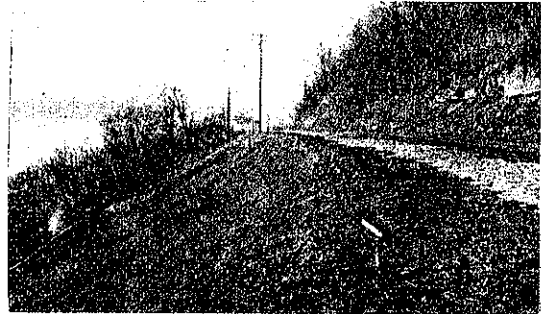
図-56. 設置された法留鋼板

最後にかぶせる土壤は、法留鋼板の側圧に對する對重となり又植樹するための土にもなるので 12 吋厚に腐蝕土を用ひた。

鋼板はすべて地方の構造用鋼材店で作り現場に運んだ。その製作は州の示方書により highway department laboratory で試験を行つて納入せしめた。鋼板は防錆のためアスファルトを塗裝した。

此の仕事が完成した時中心線から 15 ft 及 20 ft の位置に法に長い杭を打込み盛土の沈下の観測用とした。April 28, 1936 の観測では、殆ど沈下は認められず、観測の必要なしとして、観測はこれで打切られる事となつ

図-57. 完成した盛土



た。何回かの豪雨と 1935~1936 の冬の非常に深く達した凍結にあつても最大の沈下 11% 時で、此の高きの粗末な盛土では優秀な結果と云ふべきである。図-57 は

完成された盛土ですすでに 3 年以上経過して居るが殆ど動き出しのきざしは現れて居ない。(片平信貴)

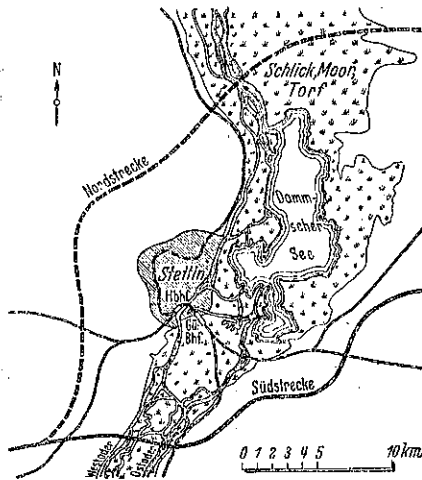
橋梁及構造物

(179) Berlin-Stettin 國道の Oder 橋

(Günter Worck: "Die Oderbrücke im Zuge der Reichsautobahn Berlin-Stettin" Bauing. 8. Mai. 1937 S. 247~253; 21. Mai 1937, S. 302~314.)

Stettin 市南方に於て Berlin-Stettin 國道が Oder 河を横断する處に 2 つの鋼橋を架設したが、西 Oder 河は橋長 204 m、こゝに述べんとするものは Oder 本流(即ち東 Oder 河)のもので全長 225 m のゲルバー鋼桁橋である。

図-58. 位置圖



本工程は Berlin-Stettin 國道中最困難な工事箇所と見られ、南北 2 本の比較線に就き検討した、北方線(図-58 の點線)は Oder 河を 1 ヶ所で横断出来るが、外洋汽船の航行がある爲桁下を高く取る必要がある、南方線では河船だけが航行するが、通航可能な西 Oder 河と本 Oder 河(東 Oder 河)に分れ且其の間に多くの支流が存在する。

地盤は兩線共 Oder 低地の爲極めて不良で、支持力大なる地層は深く、厚い泥炭と腐植土の層で蔽はれて居り、この沼澤地の幅は北方線で約 10 km、南方線で約 4 km に及ぶ。

検討の結果は南方線が採用され、Oder 河改修事務所と河川管理局とに協議して、兩岸の改修に伴ひ橋軸は河心に直方向となる如く決定した。図-59 は方線の縦断と地質圖を示す。東西兩橋架設地點の外況は極めて似て

居て橋梁型式も自然同じくやつた。

當初設計案：1934 年に計畫したものは上路橋で地質の點より桁橋が選ばれ、平坦な Oder 平野の風物との調和も充分考慮されて居た。

Oder 河の平水位は N. N. 上 0.15 m、最高洪水水位は +1.84 m、で所要通水断面幅は 235 m である。通航區間 100 m 中、中央 20 m は桁下高平水上 12 m を要するが、之を 24 m とし縦断勾配は R=10 000 m の円弧とした、図-59 の如く兩岸は全く平坦で、取付道路の築堤は高くなり、コンクリート鋪裝の沈下を防ぐ爲基礎を深くする必要があるが、橋梁構造高は出来るだけ低める必要が極めて大きいのである。

當初設計は OBK (Stettin) と Stahlbau-Werk I. Gollnow u. Sohn. (Stettin) の協同に成る図-60 及 61 の如きもので、図-60 は平行並連続桁橋を 2 連平行して架設するもの、図-61 は上路鋼桁橋(主桁 4 通)で下突縁は弧狀をなし、桁高は支間中央で最小橋脚上で比較的大きくなつて居る。

図-59. 路線の縦断面圖

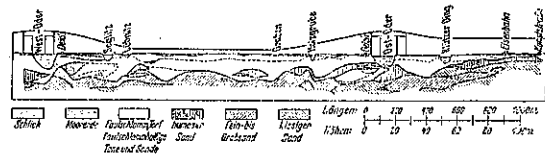


図-60 當初設計(1)

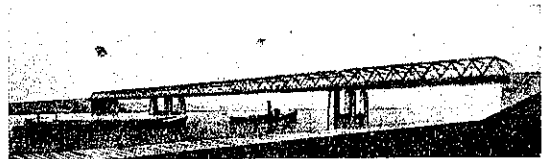
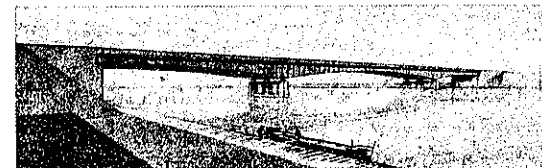


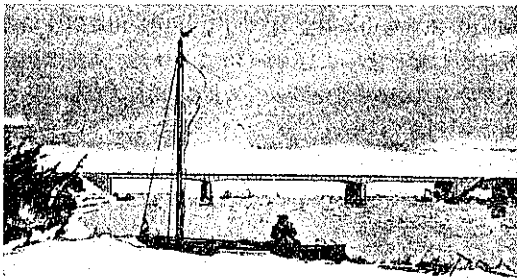
図 61 當初設計(2)



美觀の點より云へば殊に街路橋や國道橋では確かに上路橋の方が勝れて居る。製作会社の競争設計にも良案が無かつたので、上の 2 案を Todt 博士が審査した上、上路鋼桁橋案を採用し只下突縁を國道橋にふさはしい簡明な直線にした。

各径間の下突縁は水平とし、橋脚上での大きな支點モーメントに對し直線狀拡大(ハンチ)を附した爲構造高は 1 m 近く増じた、図-62 が實施設計の見取圖で四周

図-62. 實施設計



従つて 63m と決定した、吊桁腹板高は一様に 3.10 m  $= \frac{63.0}{20}$  とした。幅員は道路と等しく車道幅員 23m とし、両側に各 0.5m の歩道を設け總幅員 24m とした。主桁間隔は 2.90m であるが、只中央主桁 D, E 間だけ 3.80m ある。但しこの部分は荷重を受ける事が割に少ない。

床版は軽く且低く作る爲バックルプレート (3.0×1.5 = 4.5m<sup>2</sup>) 上にコンクリート版を用ひた、縦桁は標準 I 形桁で間隔 1.5m、横桁は間隔 3m、均しコンクリー

図-63. 側面及平面図

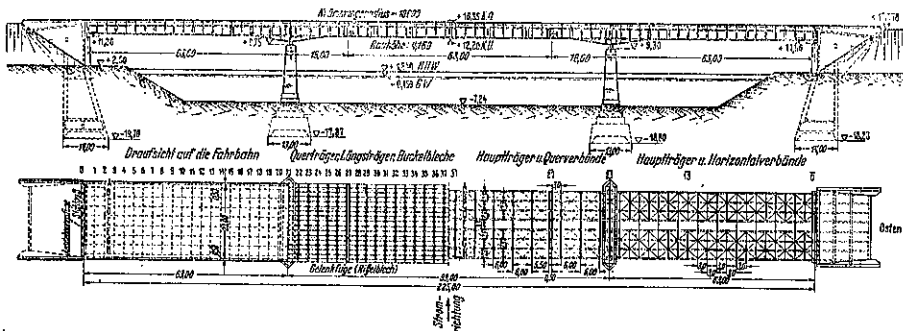
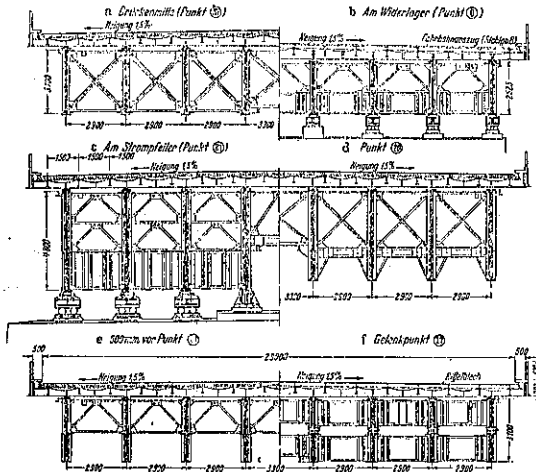


図-64. 横断面図



トを省く爲上突縁を横断勾配に合せた屋根形の溶接鋼桁とし、主桁上の支承は転動鋳を用ひて床版の橋軸方向の変位を可能ならしめた。橋面の雨水は綿目鋳下の縦溝より横桁に取付けた雨水枡に導かれる。

風圧面積は割に小さい。床版と交通の受ける風圧に對する上横構にはバックルプレート板を利用し、下横構は主桁 A-D, 及 E-H 間に主桁下突縁面高に設けた。橋脚附近では水平補剛材を横構の突縁とした。応力上からは下横構は對材のない 3 層ゲルバー式トラスである。

對傾構は横桁 1 本置即 6m 間隔に設け、構造は特に堅固にして 4 本の主桁が共同して撓度と荷重を受ける様にした。又風圧力を下横構に傳へ主桁抗圧突縁の撓屈を防ぐに役立つ。點 0, 21, 27 即支承及鉸點では對傾構を一部鋼鋳構造とし、架設の際水圧器をかけるのに応用した。外側桁 A, H の側方及中間桁 D, E 間に検査用車を備へ軽い梯子を吊下げ得る様にした。

構造用鋼は主桁には St 52 を、床組及横構及對傾構には St 37 を用ひ、支承及鉸には鑄鋼 St 52.81S を用ひた。荷重は DIN 1072, I 等橋とし、2 連を並列し、各車道の活荷重は 24t 輾圧機 1 臺、12t 貨物自動車 2 臺を並べ、前後に群衆荷重を配置した。計算と設計細目は DIN 1072 と 1073 に依り、尙 BE, GE を參考とした。

との調和をも示した。

實施設計：側面図、平面図及各種横断面図は図-63 及 64 に示す。4 本の鋳桁よりなる橋体 2 部に分れ互に對傾構で連結してある。支間は 63.0+99.0+63.0m、全長 225m である、主桁は鉸結鋳桁で互に強固な對傾構で連結し(図-64)、 $R=10000m$  の縱断勾配を附す。地盤不良なるを考慮し中央径間に鉸を設けゲルバー式とし、鉸の位置は最大モーメント桁高より決定し、尙撓度が規定内にある様注意した。突桁長 18m、吊桁長は





横桁の溶接は先づ突縁鋼と腹鋼を假付溶接して自動溶接機にて完全に溶接し(図-68),最後に補剛材を取付ける。

横桁の最大モーメントは最外側主桁上に生ずるから上突縁鋼2枚を用ひ、之をバックプレートと一緒に銲接した。

鋼桁は橋幅の半分づゝ架設した爲、横桁の主桁 D, E 間に固定點に近く現場接手を設けた。接手は腹鋼及下突縁は接目鋼を用ひ、上突縁には衝合溶接(V溶接)を行つた。主桁上の横桁支承は既述の如く転動鋼を用ひたが、只横桁 13, 37, 13 は固定してある。転動鋼は図-69 に詳細を示したが、横桁下突縁に厚  $a$  が 11~48mm の鋼片を溶接して高さを調節する如くした、転動鋼の側方の突起は車道面よりの水平力を主桁に傳達し、主

図-69.

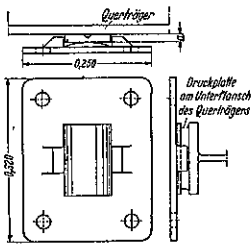
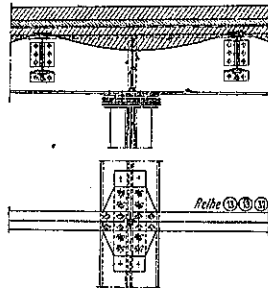


図-70.

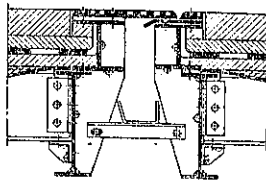


桁抗王突縁を支持する役目をなす、横桁支承に負反力は生じない、又側方への倒崩は縦桁で支えられる。

横桁 13, 37, 13 と主桁の固定取付は図-70 に示す。點 37 (橋中央) では銲長大なる爲レンズ型血銲を用ひねばならなかつた。橋臺端横桁は構造上普通横桁と同様とし、0.5m 置きに 2 本並列した、27, 27 の銲點も同様である。

図-71. 銲點の詳細

銲點 27, 27 で車道, 歩道, 高欄は中斷されるが、銲は固定銲であるから伸縮は小さく図-71 の様に招動鋼で充分である。橋臺上の伸縮は殊に橋臺 B で大きく(図-72) 温度変化に依るもの  $\pm 0.000012 \cdot 16200 \cdot 35 = \pm 6.8 \text{cm}$  活荷重に依るもの  $\sim 2 \text{cm}$  となるから、図-73 の如き櫛齒形伸縮目地鋼を用ひた、 $\pm 10 \text{cm}$  の変位をなし得る、空隙は 34mm で小型自動車通過にも支障ない、簡單の爲兩橋臺共同じものを使用した。



主桁 桁数は桁高の制限より 8 本となり中心間隔は

図-72.

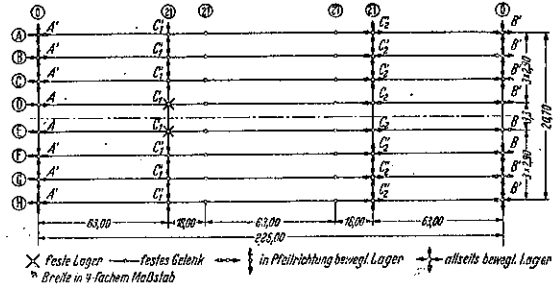
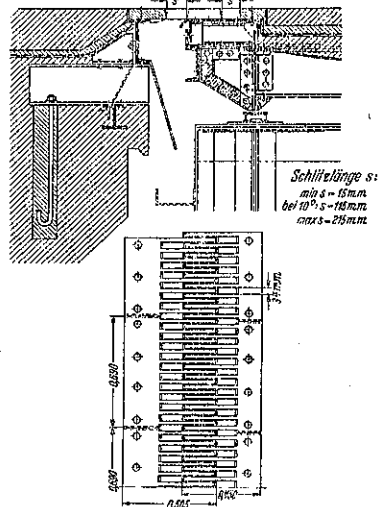


図-73. 橋臺に於ける伸縮目地



中央 D-E 間 3.30m, 他は 2.00m とし構造は何れも大体同じである。縦斷曲線は  $R=10000 \text{m}$  とし上突縁は之に沿ふた折線とし下突縁は橋脚上でハンチを附したる外、水平とし桁高は  $3.10 \text{m} \sim \frac{63.0}{20}$ ,

図-74 は桁高を示す、腹鋼厚 20mm, 突縁山形鋼は L 200x200x16, 蓋鋼斷面 450x18 を用ひた、静荷重は主桁 1m 當  $g \sim 3.8 \text{t/m}$  となり、活荷重は DIN1072 (I 等橋) を、衝撃係数は  $\phi = 1.30$  を採用した。

DIN 1072 に依れば支間 30m 以上では等値分布荷重を考へ 24t 輾圧機に對し  $1.6 \text{t/m}^2$ , 12t トラックに對し  $0.8 \text{t/m}^2$  とし、群衆荷重は  $0.525 - 0.001 l = 0.525 - 0.001 \times 63 = \sim 0.46 \text{t/m}^2$  とした。主桁 1m 當活荷重は図-76 より群衆荷重によるもの  $p_1 = 1.34 \text{t/m}$ , 輾圧機及トラックによるもの  $p_2 = 3.90 \text{t/m}$  となつた。

モーメントの算出に用ひる荷重系は図-76 の如くなり、點 a, b, c の曲げモーメント影響線は図-77 の如くなる。之等に依り求めたモーメント曲線は図-78 の如し。風荷重応力は BE に依れば鋼板桁では考へないで



静荷重  $g=3.8\text{t/m}$  による撓度は図-86 の通りで之より反り量を求める。

横構 橋体は 2 部より成るので對風構と繋材はあつても獨立した 2 部より成ると考へ、夫々反對方向の風圧のみを受持つ事とした。其の形狀は図-87 に示す通

図-81.

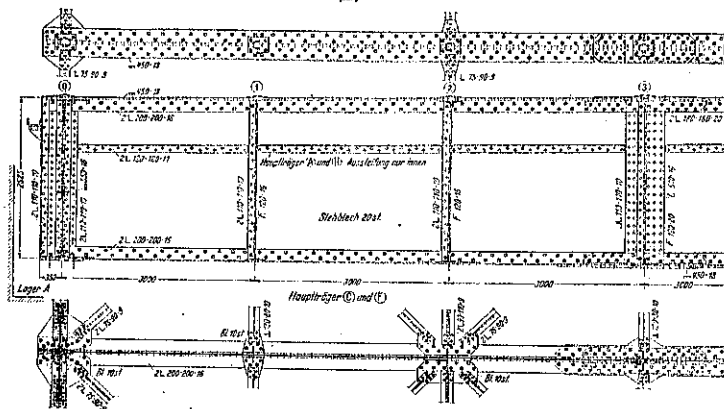


図-82.

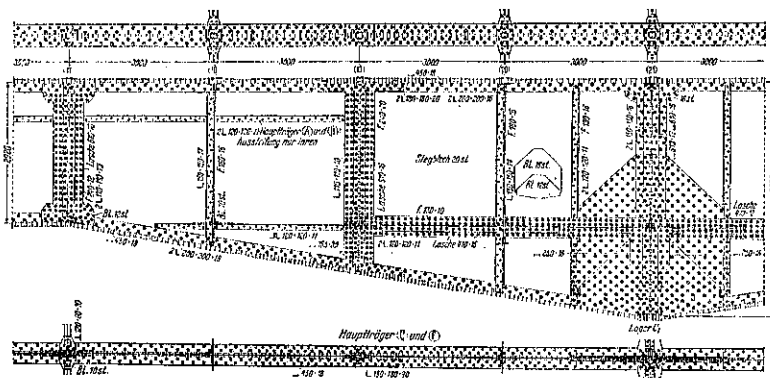
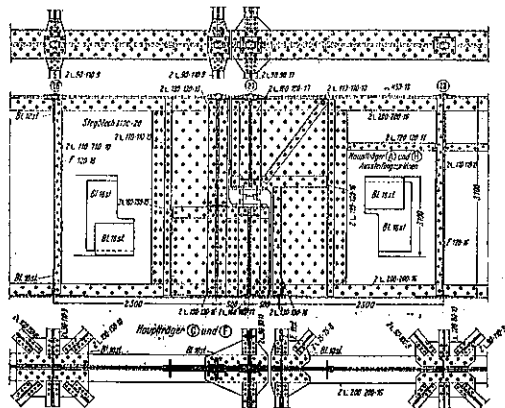


図-83.



り下突縁の面に組まれ突桁の形式を取り、點 27 27 に鉸を設け、3 層ワーレン形をなす、斜材は  $D=Q/3\sin\phi$  に依り抗压材所要断面を採り不等邊山形鋼 2 を用ひた。垂直材は點 1, 3, 5... 等横構なき點では 1 形鋼 120-80-10 を用ひ、其の他では横構の下水平材を共用した、

吊桁より突桁に傳達すべき風圧力は  $\sim 26\text{t}$  で、この爲図-88 に示す様な突片 II を吊桁より突出させた。

横構の配置は図-87 の通りで間隔は一般に 6m、其の構造は図-64 に示す。横構の役目は横構の荷重を出来るだけ一様に各主桁に分布せしめるのであるから図-89 の如き荷重配置に於ける剪力を計算して得た値  $15.7\text{t}$  (但  $\phi=1.40$ ) に依り群衆荷重を無視して求める。夫と同時に横構は主桁上半部の風圧を下對風構に傳達するので斜材は廣幅 1 形鋼 16.8 を水平材には山形鋼 9-110-9 を用ひた。格點 20 即ちハンチ部の横構は図-64(d) に示す如く其の下水平材は主桁の下突縁まで剛構々造をなし、之には突縁応力の  $1/100 = \sim 7\text{t}$  と算定した側捩り力がかかる。

橋臺(點-0)と橋脚(點-21)では主桁を支持する爲下側に鉸桁を設けた(図-64, b, c) この鉸桁は桁上半部の風圧力を支承に傳達させる役に

図-84

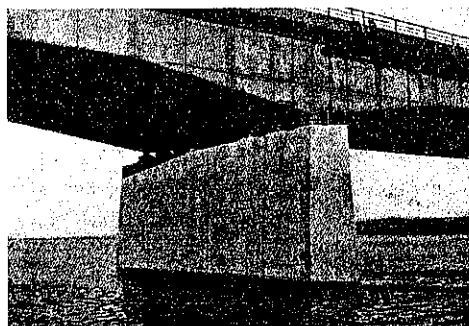


図-85.

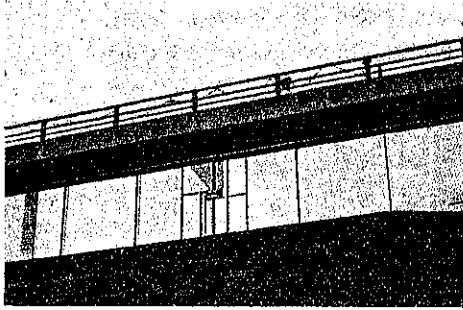


図-86. 主桁の反り

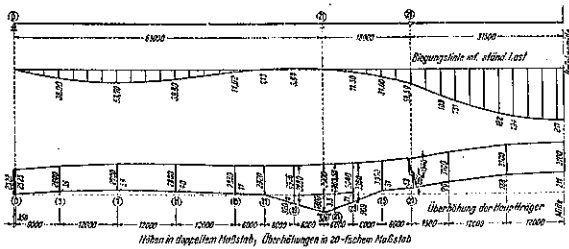
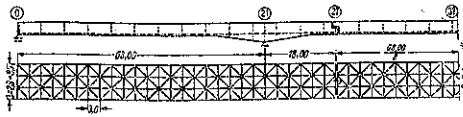


図-87. 対風構



も役立つ、鉸桁の許容応力はBEに依り破壊強度の半分とし、橋臺ではSt 37を、橋脚上ではSt 52を用ひ死荷重に依る支點反力は主桁1本當橋臺で70t、橋脚で352tとなつた鉸點27では鉸桁を上下に並列した(図-04.f), 死荷重に依る吊桁の反力は約120tである鉸點27附近突桁上突縁を支持する爲図-64.oの如き横構を設けた。

支承脊及鉸 各

図-88. 對風構のピンチ

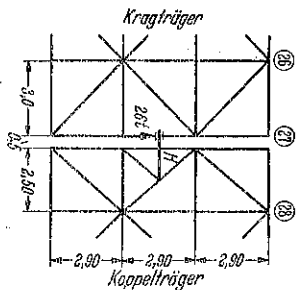
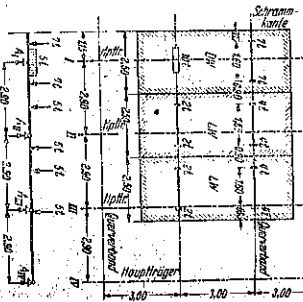


図-89. 横桁設計の荷重配置



支點に於ては負反力を生ずる事はない。無載荷時に風圧に依り生ずる水平力は支承A及Bで24.3t, Cで112.8tとなり, BEに依り可動支承は摩擦抵抗の

図-90. 支承脊

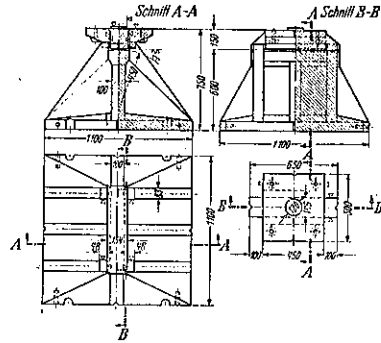
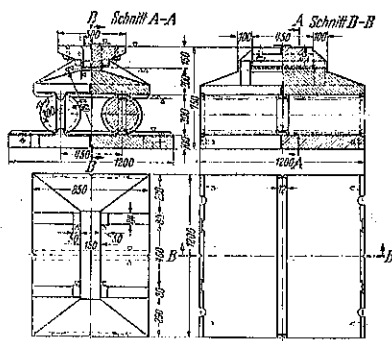


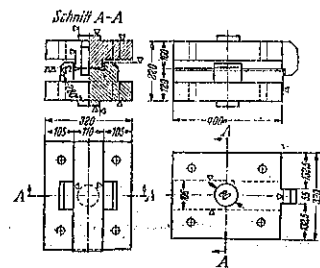
図-91. 支承脊



半分を受持つものとする, 1支承の受ける水平圧力はA, Bに對し10.5t, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>に對し48.5tとなる, 制動荷重は主桁1本に就き13tとなる, 支承脊はSt 52.81 Sより成り許容応力1800 kg/cm<sup>2</sup>, 許容接觸応力8500 kg/cm<sup>2</sup> (Hertz公式に依る)である。支承C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>2</sub>'の構造並に柵の詳細は図-90, 91の通りである, 最大変位の時最大縁応力は支承B'で起り52 kg/cm<sup>2</sup> (許容80 kg/cm<sup>2</sup>)となつた。

鉸は凡て固定支承とし(図-92), 反力は死荷重に依るもの120t, 活荷重に依るもの74t, 風圧に依るもの12tで鉸の高は出来得る限り低くする必要があり220mmとした。

図-92. 鉸



・基礎工事 架設箇所の地質は不良で水面下 16m で細砂の支持力大なる地盤に到達するが、その上は腐蝕土とモールより成る。基礎は凡て鉄筋コンクリート製潜函を用ひ築島上に据へてから沈下した。

鋼桁架設 架設方法は図-93 に示した順序で行ひ、先づ側径間の橋幅の半分だけ木造足場を設け(図-93 a, b) 20t 門構起重機を用ひて主桁 4 本を組立て(図-93 c) 突桁の組立は別に鋼製デリックを用ひた(図-93 d, 94)。橋臺橋脚上には豫め軌條を敷き組立てた桁を横に移動して所定の位置に据へる(図-93 e, f)。空いた足場上に側径間主桁の残りを組立て、その上に吊桁を組立て 1 對づゝ横構を取付ける(図-93 g), 對岸でも同様にやるが只上下流反對にする(図-93 b, e), 吊桁を架渡すには浮足場を用ひた。図-95 は吊桁を支持する浮足場を示す、吊桁 1 對の重量は 172t, 内 94t を浮足場で

78t を臺車で支へた。架設中の風力は Beaufort 5 と推定して全風圧 1200 kg とした。

図-94.

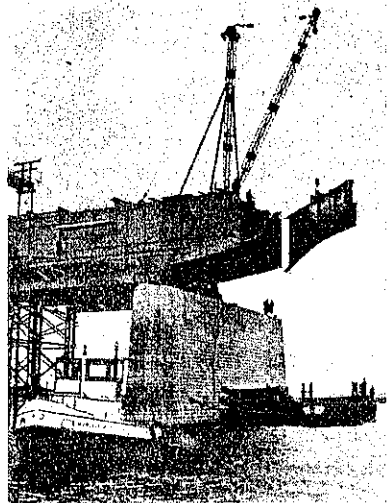
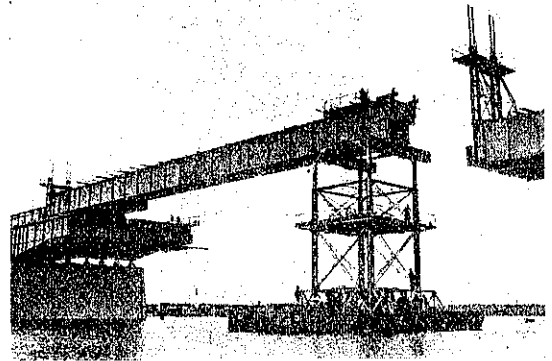
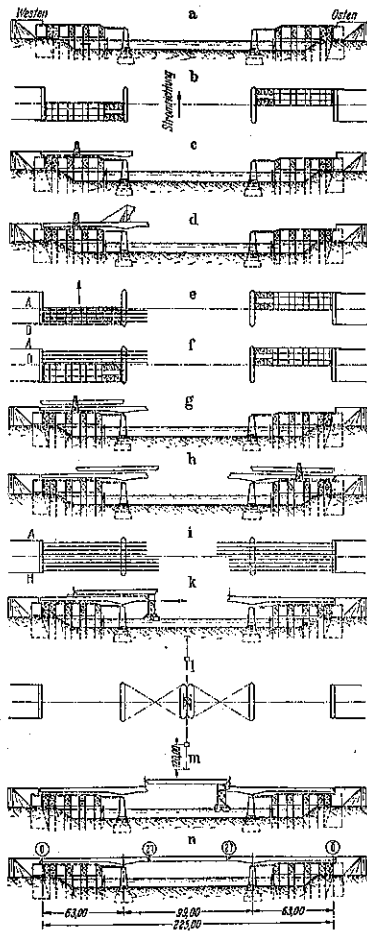


図-95. 浮足場

図-93. 桁架設順序



浮足場は長 23m, 幅 6m, 載荷力 162t の鋼製船 2 艘を連結したものゝ上に組立てられ水面上高約 16m, 足場の構造は望遠鏡の如くなつて居り 4 箇の二重壁 100t ジャッキを備へて居る。足場を 0.6m 上げるに約 1 時間かゝる。

吊桁吊上作業は図-96 に示す順序で行ひ図-97 の如き鋼製楔を巧みに利用した。吊桁の吊出しは對岸橋臺

図-96.

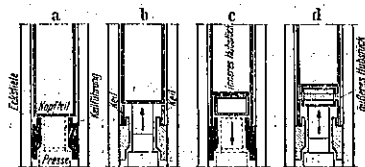
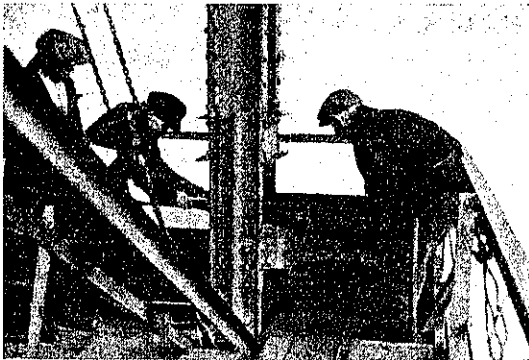


図-97. 鋼製楔



に固定した電動ウインチにチェーンブロックを用ひて引いたが無理がかゝらぬ様中間に弾力計(図-98)を挿入した、鋼索張力は普通 1-1.5t で軌條継目を通過する際 2-3t となつた、吊出速度は 3m/min であつた。不慮の事故に備へ逆捲のウインチも用意した。

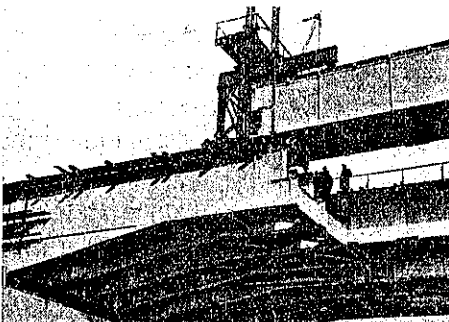
吊桁の横振れを防ぐ爲上下流に脚を配置し(図-93)の如く十字にも曳索を張り廻した。横振れの最大は 0.5m 以下だつた。最後に吊桁を所定位置に 3.8m だけ吊下げる爲(図-98)の如き特殊な

図-98. 弾力計



装置を用ひた。この装置には水圧器 2 箇(揚程 15cm)を備へ 27 回で 5 時間かゝつて吊下げた(図-99)。

図-99. 吊桁の吊下げ

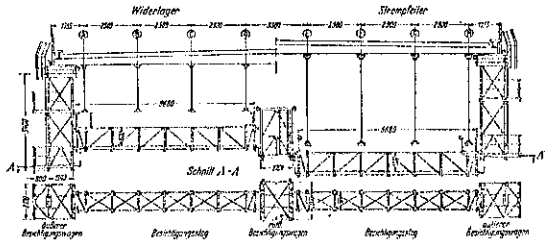


吊桁吊出作業中 側径間主桁の支承は未だ製作されて居なかつたものもあり、之を斜材又は鋼索で固定し可動支承の轆子は楔で止めた、引出用ウインチは橋臺に碇着し外力を桁に與へない様に注意した。

吊桁の架設を終つて後は横桁取付、橋面高の整正、高欄据付を行つた。

検査車 主桁 A, H の外側に 1 輛づゝ中央 D, E 間に 1 輛計 3 輛の検査車を設備した(図-100)。中間の

図-100. 検査車



主桁 B, C, D, E に達するには各径間に幅 1m の軽い梯子を用意し、車に架渡す事が出来る様になつて居る。橋脚附近に於ては主桁のハンチがあるから梯子はハンドルで上下出きる様装置する。使用せぬ時は梯子は主桁に吊下げて置く。

鋼重 St 52, St 37, 鑄鋼に分類した鋼重表を掲げる、

表-7. 鋼重表

Bauteil	1	2	3	4	5	6
	St 52 t	St 37 t	Stahlguß t	Summe t	t/m	kg/m <sup>2</sup>
Hauptträger	2401,2	32,1	—	2433,3	10,80	450
Querträger nebst Auflagerplatten	—	186,4	—	186,4	0,85	35
Längsträger und Buckelbleche	—	567,6	—	567,6	2,52	105
Querverbände	18,8	176,7	—	195,5	0,87	36
Windverband	—	58,5	—	58,5	0,26	11
Fußsteg, Geländer, Laufträger für Besichtigungswagen, Leitern	—	168,9	—	168,9	0,75	31
Lager	—	1,0	101,2	102,2	0,45	19
Abschlußplatten am Widerlager	—	—	13,5	13,5	0,06	3
Entwässerung	—	11,1 <sup>1)</sup>	—	11,1	0,05	2
Summe	2420,0	1202,3	114,7	3737,0	16,61	692

<sup>1)</sup> St 37 und St 00.21 mit 0,2—0,3% Kupfer.

表-7 の第 5 列は橋長 1m 當、第 6 列は橋面積 1 m<sup>2</sup> 當を示す、但橋長 225m, 橋面積 225.24=5400 m<sup>2</sup> とした。桁高を特に小さく取つた點とバックルプレート及薄板を加へてある事は注意すべきである。

(星 塾 和)

(180) 鋼杭の横荷重試験

(Howard A. Vierheller "Lateral Loading Test made on Steel Bearing Piles" E. N. R. May 6. 1937. P. 667~669.)

鋼支持杭上の構造物に作用する横荷重による杭の實際撓度に就ては殆ど報告なく、此の事はたとへ荷重や基礎の状態、土壌の受動的土圧、支持杭の形状重量、載荷方法等その撓度に影響する深山の要素のある事が知られて居るにしても、横荷重を考慮する人々にとつて何かと不便宜である。偶々機会を得た筆者は、ペンシルバニア州ピッツバーグ近くのオハイオ河の Emthworth Dam に於ける鋼支持杭について、横荷重による受動的土圧 (passive resistance) と杭の移動とを實驗してみた。

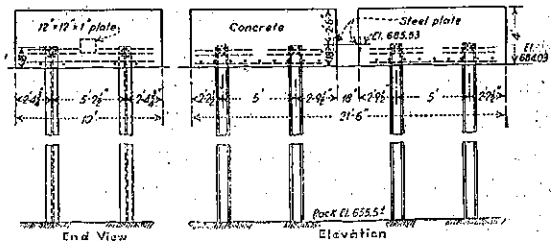
Emthworth Dam に就ては前項 (同誌 p 665~667) に簡述してあるが、此の設計の当初には基礎杭として木杭が考へられたが然し研究の結果、鋼杭の方が經濟的である事を知つたので之を用ふる事とした。その杭は全長を通じ十分緊りのある砂及砂利層を貫いて下の岩盤迄打込まれたので、岩盤の破壊強度を考へて杭1本當り許容垂直荷重を計算する事が出来た。然し各杭が負ふ横荷重又は推力は左程簡単には決定出来なかつたので、計算に用ひた假定を照査する爲に茲に述べる試験を企てたのである。

推力としては此の堰堤の頂門扉 (crest gate) を支へる1脚 (pier) にて二つの扉を下した場合 1033000 lb. なりと假定した。設計には杭1本當 12000 lb. の許容横荷重と定めたので各脚に對し、86本の支持杭を用ひた。此の 12000 lb. の數字は普通同様な工事に於ける木杭の許容荷重より 4000 lb. 多く、之は木杭に對して鋼杭が、より大なる剛性によつて、より深所迄荷重を分布せしめるから、少く共 50% 多く横荷重を支へ得ると考へたからである。

試験は新堰堤の締切工の内部で垂直荷重が少なかつた外は、完成後の堰堤内で遭遇するのと同様な状態の下で行つた。

試験装置： 先づ現場に 10×10×4 ft. のコンクリート製試験方塊 (test monoliths) を2ヶ、18 in. 離して作つたが、各方塊は砂及砂利層を貫いて岩盤迄打込んだ。各4本の 10×10 in. 4.2 lb. 長さ 30 ft. の II-形鋼支持杭 (Carnegie-Illinois CBP 103) で支へしめた。杭頂部及底面上 6 in. の所に鉄筋を縦横に置き方塊と杭とを緊結せしむるに努めた。而して各杭は頂部を 1.5 ft だけ方塊中に埋込んで固定した。杭中心間隔は 5 ft. で

圖-101. コンクリート試験方塊



ある。

杭の打込には 9-B2 McKiernan-Terry の複動式蒸氣錘を用ひたが、その錘重は 1500 lb. 行程 16 in., 圧力 100 lb/sq. in. の蒸氣によつて操作され、各打撃毎に 8200 ft. lb. のエネルギーを出す。此の錘にて最後の 1 in. の打込には 25~30 打を要し全打込長は 28.5 ft. である。

試験塊には早く高い強度をもたせる爲に比較的富配合のコンクリートを使用したので打終の後1週間目には試験を始める事が出来た。現、以上の装置に横荷重をかけるのであるが、それには 60 t 能力の手動式水圧ジャッキを用ひ、荷重の大きさはジャッキに取付けた圧力計で計測する事とした。此のジャッキを圖-103 に見る

圖-102. 移動測定装置

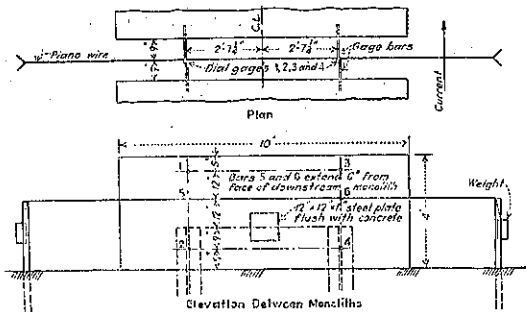


圖-103. 圧力計及ジャッキ



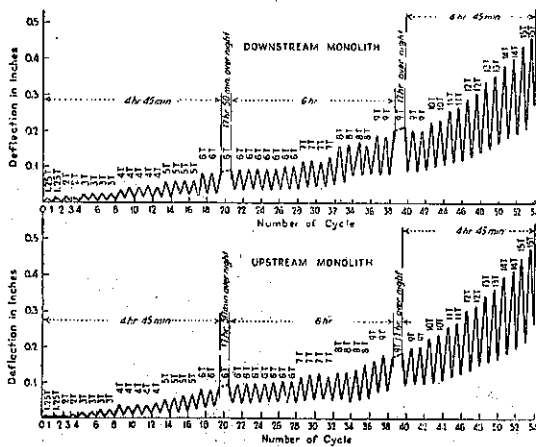
如く二つの方塊の間で中心を底面から 1.5ft. 上、即ち杭の頂部線に埋めた各 12×12×1 in. の 2 枚の鋼板に當て、横荷重を加へんとした。而して図-102 に示す如く兩方塊に 1, 2, 3 及 4 と番號づけた 4 本の鉛を一部分宛埋込み、その對應する各 1 對に 1/1 000 in. 目盛の Amès-dial gage を取付けた。此の gage によつて横荷重を加へた場合、兩方塊の slipping action と 2 群の杭の全移動量を測定した。5 及 6 番とした他の 2 本を圖-102 及圖-103 に示した如く一方の方塊の中に取付け之に 1 本の piano 線を試験によつて攪亂される事のない外部 2 點より張渡し、鉛と piano 線との間で内側の微動計によつて杭の 1 群と定點間の相對的移動量を讀得た。かくして 4 本の杭の各群の移動量を決定し得たのである。

試験の経過： 以上の装置によつてジャッキを働かせて荷重をかけた時及之を去つた後に dial-gage と micrometer の讀をとり 1 回の操作を終へた。

荷重は杭 1 本當り 6t になる迄 1t 宛増してゆき、此の 6t 荷重で夜を明かした。翌日は 9t 迄上げて試験を行つた後此の荷重 (9t) で夜を越し、翌第 3 日にはジャッキの全能力即ち各杭當り 15t 荷重迄上げて試験を終へた。

各荷重はそれによる撓度の Kneading action の様子を見んが爲且同一荷重の度々の反覆によつて全撓度及永久歪が一定となるや否やを見んとして相當時間継続して同一荷重をかけてみた。

圖-104. 撓 度



實測によると全撓度より永久歪は減じて居て、之を各荷重毎に反覆試験の結果は、圖-104 の如く波状をなし、漸時昂上する曲線となつた。而して荷重を各杭當

4t. 迄上げる間、曲線に僅かの不規則さが見えるが之は多分試験場所の周圍で基礎杭の打込をした爲に、その振動によつたものと思はれた。それで杭打を止めさせた後は何等攪亂を生じなかつた。

概観するに各方塊の移動、從つて杭の全撓度は荷重が各杭 8t 迄は殆ど同様であつた。8~9t. にて下流側の方が僅かに大きい事が見える。各杭 10~11 t. の荷重では兩方塊の移動は再び一樣となり、それ以上最大荷重の 15t 迄は上流側がより大きい撓みを示した。永久歪は各杭 5t. 迄は下流側の方が高く 5t で兩者同様となり 5~15t にては下流方塊が僅かに大きかつた。

杭 1 本當り 6t の荷重で夜を明かした所 (此の間 17 時 50 分) その間の全撓度は下流側で 0.06 in. 上流側で 0.007 in の増加であつた。その間の永久歪の方は下流側 0.01 in. 上流側 0.007 in 増加であつた。第 2 夜は 9t. 荷重で明かしたが (この間 17 時) その間の全撓度は下流側 0.007 in. 上流側 0.013 in 増加であつた。同じく永久歪は下流側 0.13 in. 上流側 0.016 in. 増加であつた。

同量荷重の反覆による永久歪についてみるに、例へば各杭 6t. 荷重反覆の最後には一定となつた。

斯くて撓度及永久歪の全量は各荷重を通じて幾分宛増加した。此の事は荷重をかけた時、各杭の後方の砂がその間隙に落込む事による事も考へられ、それが幾分かその固性に戻る事を妨げたものである。

結論： 以上試験の結果は勿論 Emlthworth Dam に於ける土質の状態と此の試験を行つた杭の配置法其の他の装置によつたものである事を念頭に置かねばならないが、之を次の如き結論に纏上げる事が出来る。

- (a) 若し構造物の横移動に最大 1/4 in が許されるとすれば、荷重の頻繁な反覆又は一荷重を長く支へしめる場合に (sustain load) 各杭當り 6t の最大横荷重が安全に使用出来る。此の荷重に於て安全率は 1 1/2 である。
- (b) 若し横移動を 1/8 in 迄許すとすれば安全率を 1 1/2 とする時最大横荷重は 4.5t. である。
- (c) 横荷重の頻繁な反覆による場合は同量の静的支持荷重より僅かに大きい横変移が見られる。

斯くして到達し得た結論は單に軽い垂直荷重 (凡そ 11 000 lb. 各杭當) を負ふて居る上に水平荷重を加へて行つた此の試験の事實に鑑みて確かに記録すべきものと思ふが、此の場合鋼支持杭の極く僅かな短縮に伴ふ杭の周圍の土壤の密度増加、從つて土壤の受動的土圧の



増大を考へて、標準設計にはその垂直荷重を 80 000 lb. に上げ得ると考へられる。(齋藤哲市)

(181) 自碇式アイバーケーブル吊橋

(“Self-Anchored Eyebar Cable Bridge”) E. N. R. June 17, 1937. p. 912~913.

合衆國政府と中央アメリカ政府との協同計畫による中部アメリカの道路の3大橋梁のうち、最後のものは目下建造中の Guatemala の Rio Tamasulapa に架せられるものである。

Panama の Rio Chiriqui 橋 (E. N. R. Nov. 26, 1936. p. 757) や Honduras の Rio Choluteca 橋 (E. N. R. Jan. 21, 1937, p. 87) の如く、この橋梁も吊橋である。この Rio Tamasulapa 橋はワイヤーケーブルのかかりにアイバーチェーンを用ひて肩り、自碇式 (self-anchored type) である。その上、塔及手摺にはつきりした Mayan 意匠を用ひてゐる點で、以上の3橋梁の中で異色を示してゐる。河川は乾季に於ては静かな流れであるが、雨季になると大なる流速を作つて殆ど 3/4 km の幅に増水する。この状況に適する様に図-105 に示す如き様式が選ばれたのである。中央主径間は 200

呎、側径間は 100 呎づつの吊橋で、そのアイバーケーブルの張力の水平分力は2つの15吋、40磅の溝型鋼と2つの  $16 \times \frac{5}{16}$  吋の鉄とで構成されてゐる補剛トラスの下弦材によりとられてゐる。補剛トラスは連続で下弦材は塔に固定せられ、その一方は水平運動が自由に出来る様にローラーの上につてゐる、車道の有効幅員は 20 呎である。そして架橋地點は村落から遠く離れてゐるので徒歩交通に對しては何等の施設もない。歩道は若しその必要が起つた場合にはトラスの外側に増設出来るやうになつてゐる。

Rio Tamasulapa 橋の橋脚及橋臺は鋼製の H 型梁の杭打の基礎の上につくられてゐる。橋臺は片持梁として設計された眞直な背部の翼壁を有して居る。併しこれには施工上、その各外端に支持杭が打込んである。最初の設計荷重は1つの杭につき40tであつたが、その建造中最初の基礎調査でわからなかつた柔い地質を發見したので、この支持に耐へられないことが判明した。そこで基礎の抵抗を増大する爲に更に木の杭を用ひた。

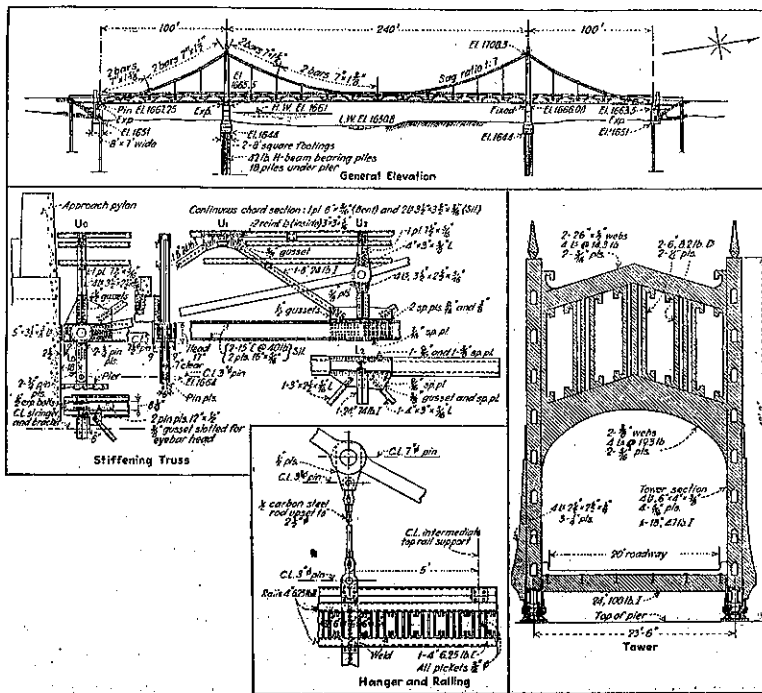
橋梁設計には標準の H-15 荷重が用ひられた。ピンをも含むアイバーチェーンの部分には熱處理された構造用炭素鋼が用ひられて肩り、補剛トラスの弦材及床組

には珪素鋼が用ひられた。その他の部分には普通の構造用炭素鋼が用ひられてゐる。

許容応力は炭素鋼に對しては 18 000 lbs/in<sup>2</sup> とし、珪素鋼及熱處理された炭素鋼に對しては 25 000 lbs/in<sup>2</sup> としてゐる。而して、静荷重、動荷重、衝撃、溫度を一緒に考へた時、及静荷重、1/2 動荷重、衝撃、風力を一緒に考へた時には許容応力を 25% 増加することにした。このやうな応力は補剛トラスに對しては更に 10% の増加を許した。

Rio Tamasulapa 橋の建築意匠は獨特のもので異色を示してゐるが、理論的なものである。Guatemala は Mayan の舊帝國の中心地であつ

圖-105.



た。それ故現在の Guatemala には今なほ Mayan の影響があり、又それは最も誇とすべき傳統となつてゐる。それ故、橋梁の意匠にも、たとへそれが極くかすかであつても Mayan 調を浮び出させるといふことは適當であらうと思はれる。

塔の設計に際し、その上部薬材及中間にある上部の柱の輪郭に Mayan 意匠を行つてゐる。これと同様の意匠が鋼製の高欄の設計にも用ひられ、又コンクリートの手摺にも用ひられてゐる。 (前島健雄)

### (182) コンクリートで被覆された鋼梁の計算

(H. Rogoff: "Le calcul des poutres métalliques enrobées de béton" Le Génie Civil, 7, Août, 1937. p. 126~129.)

直梁又は曲梁の鋼梁をコンクリートで被覆する工法は現今盛に用ひられてゐる。その応用範圍も現在ある構造物の補強ばかりでなく橋梁建築物堰堤等に及んでゐる。特に活荷重の増加によつて強度が不足となつた橋梁の補強に有效である。この工法の優れてゐる點は補強工事中その橋梁の一部を使用出来ること。足場の不用なこと。施工容易にして迅速なこと。鋼とコンクリートを合理的に使用出来る點である。この一部或は全部をコンクリートで被覆された鋼梁は鉄筋コンクリート梁と同様にして計算することが出来る。之に就て 1932 年 Paris で開かれた第 1 回國際橋梁構造物會議に於て發表された Emperger, Cambournac, Baes 氏等の論文がある。

鋼梁によつて出来てゐる鉄筋はその剛性や寸法の大なる點に於て普通の鉄筋とは異なる。このため梁の周圍に於て一様な附着度を許すことは出来ず又剪断歪も受ける。これらの許容限度を超過しない爲には局部的の附着力及剪断応力の分布を定める必要があり、同様に被覆コンクリートの収縮の影響を決定することが有益且つ必要である。コンクリートの使用は實際強度に協力することが合理的であるから一部分をコンクリートで被覆する場合もある。又鋼梁の強さに對しコンクリートが応力を受けることを無視することが多いが之は必ずしも安全率を増すことにはならずある場合には減少せしめることがある。コンクリート填充に際しては鋼梁に一時的の荷重を與へコンクリートが硬化した後に荷重を徐々に取除く。かくすれば鋼梁に初応力を與へてコンクリートの収縮による影響を除く事が出来る。

荷重にはジャッキや鋼索の張力を利用する。之は剛性の相當大なるものに對してのみ用ひられるから普通の鉄筋コンクリートには利用出来ない。

**被覆鋼梁の計算法**  $S_p$  を断面積,  $I_p$  をその中立軸に關する慣性モーメント,  $D_p$  を被覆鋼梁の重心から圧縮側表面までの距離,  $m_b$  を被覆鋼梁の中立軸に關する圧縮コンクリート部の幾何モーメント,  $y_1$  を圧縮側表面と中立軸との距離とすれば

$$m_b + m S_p (y_1 - D_p) = 0$$

上の式は梁の一部が圧縮せられる場合にも適用出来る。

圧縮コンクリート部が幅  $b$  の矩形の場合には

$$b y_1^2 + m S_p (y_1 - D_p) = 0$$

$i_b$  を被覆鋼梁の圧縮コンクリート部の中立軸に關する慣性モーメントとすれば矩形の場合には

$$\begin{aligned} I &= i_b + m S_p (y_1 - D_p)^2 + m I_p \\ &= \frac{b y_1^3}{3} + m S_p (y_1 - D_p)^2 + m I_p \\ &= I_b + m I_p \end{aligned}$$

鋼梁に働く合力  $R$  の通る點  $p$  と鋼梁の重心との距離  $\delta$  は  $\delta = r^2 / (D_p - y_1)$

$r$  は鋼梁の回轉半径。

$y$  を鋼梁の重心から中立軸までの距離とすれば  $p$  より中立軸までの距離は

$$\begin{aligned} \delta + y_s &= \delta + D - y_1 \\ S y^2 ds / S y ds &= (I_p + y_s^2 S_p) / y_s S_p \\ &= y_s + r^2 / y_s = y_s + r^2 / (D_p - y_1) \end{aligned}$$

合力  $R$  は

$$R = M (D_p - y_1) S_p / I = M y_s S_p / I$$

$M$  は曲げモーメント。

次に鋼梁が綫構又は複鉄筋式になつてゐる場合は,  $h$  を梁の弦材又は鉄筋の重心間の距離,  $d$  を弦材又は圧縮鉄筋から圧縮側表面までの距離,  $k$  を考へてゐる鉄筋と全鉄筋の断面積の比,  $\alpha y_1$  をコンクリートの圧縮合力と圧縮側表面との距離とすれば

$$\begin{aligned} D &= d + k h, \quad r^2 = k(1-k)h^2 \\ Z &= D + r^2 / (D - y_1) - \alpha y_1 / 3 \\ &= d + k h + [k(1-k)h^2] / (d + k h - y_1) - y_1 / 3 \end{aligned}$$

(但  $\alpha = 1$  として)

$z$  はコンクリートの圧縮合力と鉄筋の受ける合力とより生ずる偶力の臂の長さ,  $R$  は一つの張力, 圧縮コンクリート断面が矩形の場合には  $\alpha = 1$  である。

合成曲げモーメントを受ける場合には  $c$  を圧縮又は張力の中心からの距離  $y_1 = y_2 + c$  とすれば矩形の圧縮

コンクリート断面に対しては

$$\begin{aligned} y_2^3 + p y_2 + q &= 0 \\ p &= -3c^2 + 6(m S_p) / b(D_p - c) \\ q &= -2c^3 - 6m S_p(D_p - c)^2 / b - 6m I / b \\ \frac{N}{K} &= \frac{b y_1^2}{2} + m S_p(y_1 - D) \end{aligned}$$

矩形圧縮コンクリート断面に何か餘分なものがついてゐる場合には  $p$  に對し  $+(6/b)\Sigma s(d-c)$ ,  $q$  に對し  $-(6/b)\Sigma s(d-c)^2 - (6/b)\Sigma I$  をつけ加へればよい。こゝで  $S, d, I$  は夫々附加部分の面積重心距離, 慣性モーメントである。

又  $y_1$  の決定には

$$y_1 \Sigma s(d-c) - \Sigma d(d-c)s - \Sigma i = 0$$

を用ひる。この  $s$  は圧縮コンクリート部を細く分けた一つの面積,  $d$  は夫々の小部分の重心と圧縮側表面までの距離,  $i$  は夫々の中立軸に關する慣性モーメント。かくして

$$\frac{N}{K} = y_1 \Sigma s - \Sigma s d$$

尙計算に用ふべき  $m$ , 即ち鉄筋及コンクリートの彈性率の比は鉄筋コンクリートに對するものより不確かである。が Mesnager 氏が鉄筋コンクリートに對して推薦した  $m=10$  にすればよい様に思はれる。

**附着力の計算法** 被覆鋼梁を普通の鉄筋コンクリートと同様に考へて計算するのは附着力があるからで、このためコンクリートと鋼梁の接觸は到る處十分であらねばならぬ。

今  $p_c$  を鋼梁の周長,  $e$  を鋼梁の重心から軸応力  $N$  の通る點  $p$  までの距離,  $I_a$  を鋼梁の重心を通る軸に關する慣性モーメントとすれば鋼梁の重心を通る軸から  $r$  なる距離にある鋼梁周囲の部分の附着応力は

$$R_b' = \frac{N}{p_c} + \frac{N e v}{I_a} = \frac{N}{I_a} (r a^2 + e v)$$

$$\text{但 } r a^2 = I_a / p_c$$

重心を通る軸と中立軸の距離は  $r^2/e$  で  $u$  を中立軸と考へてゐる部分との距離とすれば  $R_b' = N e u / I_a$  で  $e=0$  に對して  $R_b' = N / p_c$  となる。故に  $T$  を剪断応力とすれば

$$N = T(D_p - y_1) S_p / I$$

$$R_b' = T(D_p - y_1) S_p e u / I I_a$$

部分的にコンクリートによつて被覆されてゐる場合には  $R_c$  をコンクリートの圧縮合力,  $D_b$  を中立軸決定の際考へる有効コンクリートの重心から圧縮側表面までの距離,  $S_b$  を有効コンクリートの断面積,  $I$  を被覆

梁の慣性モーメントとすれば滑動力  $N$  は

$$N = R_c(D_b - y_1) S_b / I$$

合成滑動力の作用點は有効コンクリートの重心から  $r_b^2/(D_b - y_1)$  の距離にある。 $r_b$  はコンクリートの曲率半径。

附着応力は全部被覆した場合と同様で

$$R_b' = T(D_b - y_1) S_b e u / I I_b$$

$I_b$  はコンクリートの中立軸に關する慣性モーメント。

**剪断応力の計算** 被覆鋼梁においては剪断応力はコンクリートと鋼梁とを分けて考へねばならない。幅が  $b$  なるコンクリートに對しては

$$t_b = T \mu_b / (b I) + \Sigma R_b' p_b / b$$

幅  $e$  の鋼梁に對しては

$$t_a = T \mu_a / (e I) - \Sigma R_b' p_c / e$$

$\mu_b, \mu_a$  は有効コンクリートの中立軸に關する夫々有效コンクリート及有効コンクリート内にある鋼梁の部分の幾何モーメント。 $R_b'$  は中立軸上のコンクリートと鋼梁の接觸部分  $p_c$  の附着力。

以上は中心に鋼梁がある場合であるが複鉄筋式又は緩構になつてゐる鋼梁に對しても同様に計算出来る。

即ち剪断力は  $V = T \mu_a / I - \Sigma R_b' p_c$  なる大きさをもつて部材に働く。 $\mu_a$  及  $p$  は 2 つの部材の一つにあたる。 $V$  は 2 つ部材に對して大き等しく符號相反するから  $T/I(\Sigma \mu_a) - \Sigma R_b' p_c = 0$ 。 $V$  は一般に小である。コンクリートの受ける応力は中心に梁があるものと同様で

$$t_b = T \mu_b / I - \Sigma R_b' p_c$$

剪断応力に對しコンクリートの強きが不十分の時は垂直又は斜めの鉄筋を挿入して補強す, 又  $r^2 + e u \leq 0$  即ち鋼梁が眼方のみを受ける場合にはコンクリートの応力に對して  $t_b \leq T / b z$  なる制限を設ける。

**附着力の改良合理化法** 梁の軸方向の滑動を防止するため滑動方向に直角にエプロンをとりつけるとか, その他の工法を用ひるのが合理的である。 $n$  をコンクリートの圧縮強さと引張強きの比とすれば, 滑動の際コンクリートとエプロンとの接觸面は軸方向の接觸面の  $n$  倍と假定し單位の附着力は  $n s / d$  となる。

但し  $s$  はエプロンとコンクリートの接觸面,  $d$  はエプロンの軸方向の間隔とする。かようにエプロンを使用することにより部分的の附着応力を減せしめ剪断応力の分布を適當にすることが出来る。

尙被覆鋼梁に於てはコンクリートの收縮による影響が普通鉄筋コンクリートに比し大である。即ちコンク

リートの収縮にもづく引張応力を  $R_b'$  とすれば

$$R_b' = E_a \delta l / \left( \frac{1}{p} + m \right)$$

$\delta l$  は無筋コンクリートの収縮,  $p$  は鉄筋比

例へば  $p=0.01$ ,  $E_a=2 \times 10^6$ ,  $\delta l=2 \times 10^{-4}$ ,  $m=20$  とすれば

$$R_b' = 3.3 \text{ kg/cm}^2, R_a = 330 \text{ kg/cm}^2 \text{ となる。}$$

鉄筋が偏在する場合には曲げモーメントを生ずる。

かような影響は鉄筋量の多い場合に考慮すべきことである。  
(篠原謹爾)

河 川

(183) 暴流溪の防禦施設

(R. E. Cruse, "Structures to Control Torrents" E. N. E. July 8, 1937, p. 67~72.)

Los Angeles 州の洪水調節事業に於ける土木工事は 2 大別される。即ち、

- (1) 峡谷に於ける溜池堰堤及水路工事
- (2) Los Angeles River の一部及其の支川並に Ballona Creek の改修工事

工事の概略は大体下記の如し

鋪装された梯形断面の運河 .....	21.8 哩
鉄筋コンクリートの矩形断面の運河 .....	30.2 哩
煉瓦造の楕円形的水路 .....	2.9 哩
コンクリート巻立の隧道 .....	0.1 哩
新設の街路橋 .....	38
新設の鉄道橋 .....	13
運河上を横断するスラブ橋 .....	78
架替をした橋梁 .....	6
歩道橋 .....	4
ポンピングプラント .....	2
制水門を有する堰堤 .....	1
溜池堰堤 .....	8

此の數字は工事の規模を完全に表はしてゐない。例へば運河は都會が密集した所にある關係上、ガスマン、上下水管、電線、電話線或は其の他幾多の管路が運河に交叉してゐることは細部設計に莫大な工費を必要とした。

最も困難なる問題は分水路に導くための取入口の位置、標高及構造を決定することである。

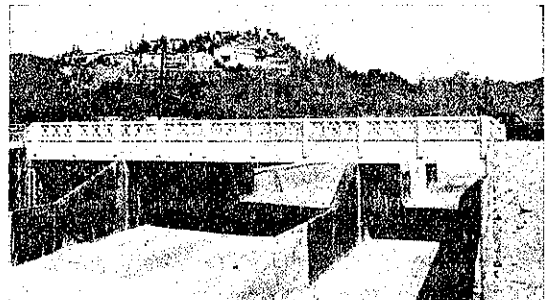
運河に於ては最高計畫水位に對して少くとも 2 呎の乾舷が必要であるが、尙彎曲部に於ては外側に更に多少の餘裕を見積つた。

運河は石塊鋪装の梯形断面とすべきか或は鉄筋コンクリートの矩形断面とすべきかは、用地の幅員に応じて工事の難易を考慮して適當に設計した。矩形断面の運

河は多くの場合に於てインバートスラブを有する 2 つの壁とし、壁の兩側に作用する圧力に對する強度及構造上の安定を考慮し T 型の突桁を用ひ、又或 T 型の壁は控壁擁壁とした。底部は特に綿密に設計され可成の材料の節約をした。

Verdugo Channel に於ては不適當な容量を有する既設の矩形のコンクリート水路があつた。路面との交叉點に於て路面の高さを上げ得る様な運河の上流部に於ては既設の運河の兩側に夫々 1 個の新運河を布設した。斯くしてインバートの一部として既設の運河を利用し、二つの内壁を有する 87 呎 (幅) の新運河をつつた。

圖-106.



然し下流部に於ては路面との交叉點を立体的ならしめる事が出来ないので、新しいインバートを布設するためには既設の水路を全く移動せしめねばならなかつた。梯形運河の標準断面は 1:3 勾配となし、石塊鋪装は堤防の法先から最高水面まで施工され最高水面から堤防の頂上迄は石くづを以て施工した。

堤防の法先に於ける石塊は安全のために特に側溝を設けて施工された。暗渠は路面との交叉地點及地形上止むを得ざる地點に使用された。その断面は 1~3 スパンを有する函渠とし、ラーメンとして設計した。

水路橋は 129 個の街路交叉に於て街路の勾配を変更することなく架設することが出来た。スパン約 50 呎までは 1 スパンの木橋、鉄筋コンクリート橋、コンクリートスラブ等が採用され、比較的長いスパンに對しては鉄桁が使用された。多くの場合街路面の乾舷線上の高さに餘裕がないから非常に浅い桁か或はガーダーが要求された。Glendale の Verdugo Wash Channel に於ける街路の交叉の中スパン 100 呎の第 9 番目の交叉點に於て街路の勾配を変更せしむることなく、又街路から橋梁上の交通に視野を與へ、附近一帯の高級住宅地域に對して外観上適當であり、更に上部綫構を省く爲フイーレンデルガーダーを使用した。

試験所：—試験所に於ては工事用材料の試験、コンクリートの設計及土堰堤に使用される土壌の水密性の程度、輾圧方法並に適宜な含水量の決定等の試験を行った。使用されたコンクリートは材齢 28 日の強度 3400 lbs 以上とした。

施工：—工事が大規模で分業化されてゐるためにコンクリート工事は 3 個所の現場に於て夫々監督せしめた。各現場は中央ヤードをもち、そこで型枠の製作、鉄筋の加工、コンクリートの骨材の運搬等を行った。或現場は更に此の地方の野面石の切出し及加工をなし、それを必要とする現場に運搬するといふ様な作業をした。

プラント及従事員：—工事竣工期限を 1936 年 11 月 1 日と豫定し計畫を構立して、掘鑿設備、コンクリートミキサー、トラック其の他のプラントがこの計畫通りに目論まれた。

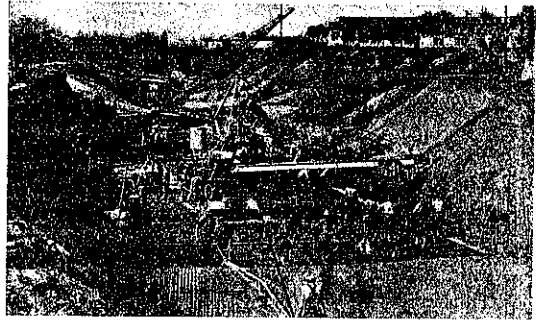
工事は竣工を早めるために 24 時間連続作業を行ひ、同時に多数の人夫が工事に従事した。全従業員の 90% が職業紹介所から雇入れることが出来たが、仕事に不熟練であるといふ缺點をもつてゐた。更に或種の工事例へば堤防の石塊鋪装は工事着手當時は使用されなかつたが工事の進むにつれて他の地方から鋪装人夫を雇入れ熟練工に依つて指導せしめて施工した。

掘鑿：—掘鑿土砂は土捨場に捨てるか或は 1 ヶ所に運搬し堆積して必要に応じ裏込に使用した。大運河に於ては容量 2 yd<sup>3</sup>、小運河に於ては 1 1/4 yd<sup>3</sup> のショベルを有する掘鑿機が使用された。又 4 yd<sup>3</sup> 及 2 yd<sup>3</sup> の容量を有するダンプトラックを用ひた。

Ballona Creek の下流 2 哩は 10 yd<sup>3</sup> 入りのバケツを有する移動式の掘鑿機を使用して驚くべき記録を以て工事を完成した。即 1 yd<sup>3</sup> 12 1/2 C の單價で 1 日に 7500 yd<sup>3</sup> の土壌を掘鑿した。

コンクリート作業：—502 600 yd<sup>3</sup> の鉄筋コンクリートを使用し、その大部分は薄い壁に用ひた。コンクリートの骨材は各現場に於て中央ヤードで水を加へずにバッチされバッチトラックに依つて工事場のコンクリートミキサーに運んだ。セメントは必要な丈バッチトラックに載せて紙袋の儘バッチングプラントに運搬され現場で開かれた。ミキサーは混合容量 1/2 yd<sup>3</sup> 及 1 yd<sup>3</sup> のものを使用した。骨材はバッチングプラントに運搬され、そこでバケツエレベーター若しくはベルトコンベアーに依つてバッチ貯蔵倉庫に運搬出来る様な装置になつてゐる。鉄筋は貯蔵出来る長さにして軌道より現場の材料置場に運搬された。鉄筋加工工場は現場に設備した。

圖-107. ベーバに依り施工中の Alhambra Wash に於ける鉄筋コンクリート運河工事



運河の底部から作業の出来る様な場合には 50 呎のブームを有する混合容量 1 yd<sup>3</sup> のミキサーが各断面に於けるインバートに注入するために用ひられた。一方高さ 16 呎迄は壁の断面はクレーンとボトムダンプコンクリートバケツに依つてコンクリート打が行はれた。堤防から作業されねばならぬ様な比較的小さな運河に於てはインバートはシュート又はクレーンによりコンクリート打が行はれた。すべてのコンクリート打はエレクトリックバイブレーター若しくはエアバイブレーターに依つて全面的にゆすり込んだ。型枠はコンクリート打後 25 時間以内に外され養生を効果的ならしむるため媒溶アスファルトは型枠が外された後直ちに適用された。

野面石施工作業：—良質の岩石は Los Angeles の附近には非常に乏しかつたが Santa Monica Mountain の Santa Ynez Canyon に於て工事に必要な野面石 100 萬噸を産出する事が出来た。

工事のピークに於ては日に野面石 6000 噸を切出し平均長さ 15 哩の搬程に於て異りたる工事にむけられた。良質の砂岩は峡谷の河底部に石灰岩は山頂附近に層状をなしてゐた。鋪装用の石塊は 3 種類の大きさ即ち 1 邊 18 吋、12 吋、8 吋の正方形に加工され之等の石塊は運河の流速に応じて適當に使用した。破碎された岩石は容量 2 yd<sup>3</sup> の鋼鉄製スキップに依り、クレーンに依つてスキップからトラックに載せられた。梯形断面の運河に於ては法尻部分に据ゑ置かれる石塊は容量 3 yd<sup>3</sup> のショベルを有するトラックに直接に載せられた。

作業のピークに於ては 5 個のショベルと 9 個の圧搾空気設備、5 個の 5 噸のクレーン、36 個のジャックハンマー 174 個の容量 4 yd<sup>3</sup> のダンプトラック等の設備が野面石施工作業に於て 24 時間絶間なく用ひられた。

工事費單價は大体次に示す通りである。

掘壁 .....	0.19 \$/yd
薄い壁の鉄筋コンクリート .....	12.00 //
コンクリートインバートスラブ .....	9.00 //
鉄筋(現場) .....	0.04 //
12 時平方の石塊鋪装 .....	25.00 \$/100 ft <sup>2</sup>
鋼鉄構造物建設費 .....	18.00 \$/t

(篠原謙爾)

## (184) 揚子江河口の浚渫

(Herbert Chatley, "The Dredger Chien-She"  
The Dock and Harbour Authority,  
Aug. and Sept. 1937.)

揚子江を溯航する船舶及上海に入港する船舶の最も苦痛とする處は揚子江の河口砂洲である。之が對策には支那當局も從來相當苦心をしてゐるが、現在は Whangpoo Conservancy Board (黃浦江改修委員會) の手で航路の浚渫が施行されてゐる。

河口附近の河底の土質は細い粘土に少量の細砂の混じたもので、粘土は見掛比重 1.8, 間隙率 50%, 剪断抵抗 300 lb/ft<sup>2</sup> (1.5 t/m<sup>2</sup>), 砂は見掛比重 1.9, 剪断抵抗 600 lb/ft<sup>2</sup> (3 t/m<sup>2</sup>) である。而して河口に於ける潮差最大 16 呎 (4.8 m) 潮流最大 6 節 (11 呎/時) に及ぶ。又河水中の泥土量は重量比にて 0.2% を含有する。土捨場は Bar より約 2 哩の深部を利用する。以上の如き殆ど泥土である上に潮流も大なる爲、之が浚渫は Bucket 浚渫船或は Pristman 浚渫船では到底効果を擧げる事は出来ない。従つてどうしても吸揚式浚渫船により濃度の異なる泥水として之をホッパーに納めねばならぬ。

之の問題に關しては 1921 年上海港研究調査會 (Shanghai Harbour Investigation) に於ける技術専門委員會 (委員廣井博士, Messrs, Black, de Vries, Hornell, Palmer, Perrier, Heidenstan の 8 氏) も浚渫による水深維持は不可能でない事を言明して居る。

浚渫すべき航路は延長 25 哩で最小底幅 600 呎 (180 m) 河底以下 9 呎 (2.7 m) を浚渫する事により、最干潮時 17 呎 (5.1 m), 最満潮時 33 呎 (10 m), 平均 25 呎 (7.5 m) の水深を保たんとするものである。航路の選定は最も水深大で浚渫土量少き位置を選んで居るが、夫でも毎年大約 4 000 000 m<sup>3</sup> の土量を浚渫せねばならない。

自航式の suction 式浚渫船を使用するとすれば、前記の土捨場に土砂を放棄するまでの全作業を合算して、1 年間の就役時間は約 2 000 時間である。その内半分の

み純浚渫に費され後は運搬と土捨に要する時間である。年 2 000 時間とは石炭、用水等の積込、船体修理、各年の定期船体検査等に依る不就役時間を除いた数である。尙夜間の作業は色々の條件で晝間に比し 90% しか効果を擧げ得ない。

ポンプ船の吸揚力はポンプの水頭の如何に依るのである故、吸込む泥水の土砂含有量即ち單位重量に依る。揚子江河口では 50% の含水量にて單位重量 1.53, 25% で 1.64 である。假に今 1.60 とすれば 45 呎の水深に吸泥管頭があれば、水頭は (1.6-1.0) 45=27 呎となるわけである。又土砂の量が多くなれば次第に吸泥管内の摩擦が大となるのは勿論である。

又 cutting edge が土砂内に突入時の土砂の抵抗は次の如くである。刃先が 2 呎入り込み、その作用する幅 10 呎、土砂の崩れる勾配を 1:3 とすると、之の断面積は 60 平方呎である。剪断抵抗 300 lb/ft<sup>2</sup> (1.5 t/m<sup>2</sup>) であるから、全体で 18 000 lb. 即ち約 8 t である。今船が 3.4 呎/秒の速度で動けば、之に依る馬力は、18 000×3.4/550=111 IP., 而して潮流は最大 6 節なる故推進器の機關は少くとも之の兩方の合計に打勝つを要する。例へば 11 節を出すものを要すれば、之の機關は 3 000 IP. 132 r.p.m. である。

Whangpoo Conservancy Board は以上の目的に適する吸揚式浚渫船 Shien-She 號を獨逸にて建造 1935 年以來浚渫を實施中である。Shien-She 號は船長 109.726 m, 幅員 18.288 m, 吃水 5.486 m, 總噸數 4 774 t, 純噸數 1 887 t, 重量噸數 4 572 t, ホッパー容積 2 828 m<sup>3</sup>, 浚渫可能水深 13.615 m (45 呎), 浚渫能力は 1.8 t/m<sup>3</sup> の泥水 2 哩離れた土捨場に棄て 1 日就業 10 時間とすれば 19 110 m<sup>3</sup>/日である。尙ほ石炭 605 t, 用水 272 t, 水バラスト 310 t を積載出来る。船員は船長、技師、事務員等の高級船員 9 名其他 97 名、計 106 名である。1935 年 2 月 9 日 Danzig を發し 64 日を自航して上海に到着したものである。其の後 dock にて修理し河口 Tungsha Bar (銅沙門沙) で性能試験を終了し 7 月 3 日支那側に引渡した。7 月 8 日より同 Bar を浚渫し始め、1936 年 7 月末までの約 1 年間に 271 日就業し 3 284 800 m<sup>3</sup> を浚渫した。之に依り銅沙門洲は從來より 3 呎 (0.9 m) 水深の増加を見た。その施工延長は約 3 哩である。

終に現在世界に於ける優秀吸揚式浚渫船を擧げて比較して見る。

表-8.

船 名	Leviathan	Obion She	Pierre Lefort	M.O.P. 217 C	Riétbok
作 業 地 點	Mersey Bar	仰子江門洲	Bordeaux Bar	Punto Indio	Durban Bar
型 式	Moored suction flexible head.	Drag suction scooping head	Trailing suction flexible head	Drag suction scooping head	Moored suction flexible head
機 關	蒸 氣	蒸 氣	ダイゼル エレク トリツク	蒸 氣	蒸 氣
船 の 長	465'-9"	380'-0"	337'-0"	325'-0"	374'-0"
吃 水	23'-0"	18'-0"	19'-0"	18'-0"	18'-0"
浚 掘 土 砂 類 別	砂	泥 土	各 種	泥 土	砂
ホ ッ パ ー 容 量	6 700 碼 <sup>3</sup>	3 700	2 610	2 610	3 700
能 力	8 000 碼 <sup>3</sup> /時	8 000 (設計)	3 300	8 000	4 000
吸 泥 管 敷 及 径	4@ 42"	1@ 43"	2@ 25.5"	1@ 37"	1@ 42"
ポ ン プ 馬 力	I.H.P. 2 800	2 400	2 000	2 000	1 350
推 進 機 關 馬 力	I.H.P. 4 000	3 000	3 000	3 000	3 000
航 行 速 度	滿 載 荷 重 に て 10.5 節	11.0	11.0	9.0	11.5
浚 掘 可 能 水 深	70'	45'	65'	50'	—
建 造 年 度	1909	1935	1934	1929	1930

1' = 0.3048 m, 1 碼<sup>3</sup> = 0.7646 m<sup>3</sup>, 1'' = 2.54 cm.

(比田 正)

上 水 道

(185) アメリカ水道協會第 57 回年次總會

(“A. W. W. A. Convention at Buffalo.”)  
(E. N. R. June 24, 1937. p. 949-954.)

アメリカ水道協會第 57 回年次總會は 6 月 7~10 日に亘り Buffalo に於て舉行された。參列者 1 200 名を算し 50 有餘の研究論文の發表あり、プログラム中特に水源保存並に汚染防止の行政的方面に對する論究、軟水法に就ての談話會、上水道と消化器系傳染病との關係に就ての円卓討論會は本大會に一段の光彩を添へた。尙本會次期會長として Eugene F. Dugger 氏が選任された。

水の國家統制問題： 水源開發並に河川の汚染防止に關する複雑なる行政事項が夫等の國際、聯邦並に州的統制手段の立法方面に關する談話會に於て討究せられた。合衆國保健局技師 J. K. Hoskins 氏は聯邦政府に依る國際立法手段の實例として 1889 年の Mexico との條約並に 1909 年の Canada との條約を引照して汚染防止問題解決の鍵を示唆し、又各州間の水面汚染問題に對しては州の相互協定の成立を促した。後者に關する限り現行法律は聯邦政府の容喙を一般に許容しないが、然し目下議會提案中の Barkley-Vinson 案は河川の汚染防止助成の爲不可欠の 2 要素を具備して居る、即ち本法案は聯邦政府の諮問機關を創設して州保健當局の努力を強化整合し併せて所期の計畫に着手する爲財政的援助を賦與せんとするものである。

D. A. Minard 氏は將來に於ける水源の割當て並に

開發は聯邦並に州機關の協力を俟つて始めて完きを期し得られ、斯の如き事業は National Resources Committee の如き國家機關を以て遂行せらるべきものなりと論じ、一方 Williard Chevalier 氏は聯邦集權化は水源開發問題解決への捷徑たるは事實とするも單なる聯邦機關の設立を以て従前の行政的缺陷を補足し得るものに非ず、寧ろ重要なのは政府機關に於ける公平不偏の職員の選定、その職務擔任の決定、政治的干涉に對する身分保障の實施の如き派生的問題の解決にあることを明かにした。

軟水法に就て： Columbus 淨水場の C. H. Hoover 氏は過去 30 年間に於ける石灰-曹達軟水法改善の道程を次の如く列擧した：機械的藥品取扱裝置並に注入裝置の發達；流量に比例する藥品の自動的添加；軟水用に特に改良された石灰窯の採用；飽和石灰水の使用放棄；藥品の最適添加點に對する理解の増進；沈澱池に於ける汚泥の機械的除去裝置。

Hoover 氏は軟水法に於ける喫緊の問題は膠狀炭酸鹽の迅速なる除去法を考案するにあると述べた。

膠狀炭酸鹽の除去： Springfield の淨水場管理者 C. H. Spaulding 氏は膠狀炭酸鹽除去の新しい實驗結果を報告した。此の方法は炭酸鹽除去媒体として水中に於ける懸垂物質を利用せんとするもので、最初の實驗は先づ水を藥品と 30 分間混合して十分に反応を起さしめ然る後處理水を漏斗狀沈澱室の底部より流入せしめる。漏斗の底部には炭酸カルシウムの浮游層が形成せられ水は是を通つて上方に流れる。是に依つて飽和點以上の炭酸カルシウムを完全に除去するを得良好な結果を得た。其の後の實驗により Springfield の新設備に實現された如き双円錐型沈澱室を生ずるに至つた。

**Zeolite 軟水法**：S. T. Powell 氏に依れば zeolite 軟水法は非炭酸鹽硬度の除去に對しては他の方法より幾分廉價である。1000 グレーンの硬度を除去するのに zeolite 生成の爲普通 0.50 lb. の鹽を要し、注意深く操作すれば是を 0.35 lb. 迄節減し得る。設備費は7箇所 of zeolite 處理場の賃額に徴すれば 1 m. g. d. 容量に對し平均 90000 弗である：尤も此の値は或1個所の爲高くなつて居り標準平均値としては 30000~40000 弗である。プラントの設備費は處理せらるべき水の硬度に依り異なる是等の操作費は處理水 1 m. g. 當り 2.47~8.89 弗、平均 5.59 弗である。

新しい carbonaceous zeolite が S. C. Appleman 氏に依つて紹介された、是は水から炭酸ナトリウムを除去するもので此の際生ずる炭酸は曝氣に依つて除去することが出来る。

**上水道と傳染病**：消化器系傳染病流行の際は管線の有無に拘はらず水道に疑念が投げかけられる。此の討論會に於て兩派の意見即ち現行の分析的な水質試験法は餘りに粗雑にして改正の要ありとする一派と、試験が適宜に応用される限りに於て現行試験法の適正を支持する一派とが現はれた。C. R. Cox 氏は水中に於ける藻類の分解や腐敗有機物並に crenothrix 分解が傳染病の勃發と或場合には確かに關係あるも然らざる場合も亦實在することを説明した。

**臭味の調整**：Michigan 湖から取水する水の殆ど時間的に變化する臭味の活性炭素に依る調整實驗が Hammond 淨水場の J. D. Vaugan 氏に依つて報告された。同淨水場の取水口は防波堤と砂洲で囲まれた靜かな水域に設けられ、此の部分には多量の下水特にフェノールに富む工場汚水が流入して居る。炭素使用量は水 1 m. g. 當り約 515 lb. である。本研究より得たる結果は次の如くである：

- (1) フェノール吸着試験は炭素の効率評價に對する最良の基準である。
- (2) クロラミンが増加すれば炭素の効率が減少する。
- (3) 炭素が臭味を除去し得る能力は源水中の臭味が増加する程大である。

**上水道と洪水**：1937年1月のOhio 溪谷氾濫時の淨水場に於ける体験に關する談話會に A. S. Hibbs 其他諸氏からも稿が寄せられた。1937年の氾濫は未曾有のもので或場所に於ては河水位が過去200年の記録を約 10.5 ft. も突破した。従つて從來淨水場に於て用

ひ來つた 1884年の洪水位は少く共 10 ft. だけ上げなければならぬ。本談話會の結論は次の如くである、即ち氾濫區域内の上水道に即座に防護手段が講ぜらるべきは論を俟たず、就中 (1) 凡ゆる露出構造物の周圍に堤防並に防壁を築造すること、(2) 唧筒場に補助動力を設置すること、(3) 戸口其の他の開孔は凡て水密隔壁を備ふること、(4) 重要な弁は浸水の際直ちに發見しうる位置に設けること、(5) 下水渠其の他浸水の虞ある管渠には弁を設けること。

**工業用給水處理**：Florida 大学の A. P. Black 教授に依れば工業用給水に對する理想的な沈澱劑(特にシリカ除去に對する)の研究は未だ成功の域に達して居ない。沈澱劑としては多年明礬及鉄化合物が用ひられたが實際上最初の進歩は sodium aluminat に依つて齎された。bentonite は廣範圍の pH 價に對して凝集作用可能且急速濾過可能と云ふ長所を有する新しい沈澱劑であるがシリカ除去の點に於ては有效でない。

**Silicate と凝集作用**：John R. Baylis 氏の研究に依ればシリカは凝集作用を促進し聚落の生成を授ける機能がある。天然水に於ける凝集作用が合成水のそれに比して容易なのは天然水にのみ存在するシリカの積極的な働きに依るのである。水に明礬の如き沈澱劑を加へる前に 2~4 p. p. m. のシリカを加へると聚落の生成速度を早め、聚落の大きさ、重さを増すことが判明した。此の方法の適確な応用範圍は未だ決定せられないが或種の水の處理は是に依つて益する所があると信ぜられる。

**貯水池並に配水管**：L. R. Howson 氏は昨年度に於ける貯水池の發達を顧み土及石塊堰堤は現在最も好んで用ひられるタイプであると述べ、又配水系統に於ける次の如き進歩を指適した：(1) 高架水槽の使用増大其の中には 1 m. g. 以上の容量を有するもの 50 を數ふ、(2) 比較的高圧の相當長い管路に對し鉄筋コンクリート管及既製コンクリート管の使用、(3) bitumastic lining を有する鋼管の使用増大。

**水衝の研究**：F. Logan Kerr 氏に依れば Joukovsky 及 Allievi 兩氏の彈性理論に基く水衝の合理的解法が剛体力學に基く所の近似式に取つて代つて漸次採用されつゝある。この理論は實驗的にも照査せられて居り、近似式の適用範圍の限定にも亦實際設計にも応用せられ得るものである。Kerr 氏は解析的方法に依れば僅に 2~3 年を要する如き複雑なる系統の合理的解法を 7~10 日で行ひ得る圖式的方法を發表した。



**鋼管の腐蝕：**Russel Barnard 氏は鋼管は引張強さより寧ろ耐蝕抵抗に基いて設計せらるべきものであると唱道し、U. S. Bureau of Standards の研究より導ける一つの實驗式を提供した：

$$\text{管壁厚 (mil)} = \kappa T^n F - C/F$$

茲に  $\kappa$  は土壤の腐蝕性を表す常數； $T$  は管の設計耐久年數； $n$  は土壤の含水率； $F$  は管径により変る安全率； $C$  は塗裝の防護價値を表す常數にして無塗裝管に對しては零。

**鉄及マンガン除去：**Lincoln に於ける鉄及  $Mn$  除去設備の設計並に操作狀況が D. L. Erickson 及 N. T. Veatch 氏に依つて報告された。井から導く原水中には 0.25~1.25 p. p. m. の  $Mn$  及 0.3~0.6 p. p. m. の鉄を含有す。原水は曝氣及鹽素處理並にコークス濾過機を經た後沈澱及砂濾過を受け、是に依つて  $Mn$  95% と殆ど全部の鉄を除去する。この中  $Mn$  はコークス濾過機で 35%、沈澱池で 15%、砂濾過機で 45% 除去される。

**濾過池試驗：**C. W. Klassen 氏に依れば濾過床上層に於ける mudball の測定は濾過能率の指數として役立つ。氏は mudball 生成は濾過池の操作と關係があると信じて居る。氏の研究に依れば適度の凝集と沈澱は mudball 生成を最少ならしめ、適度の洗滌が必要であり且表面攪拌を以て補足せる洗滌は顯著な利點を有し、又豫備鹽素處理は有效なる保護策である。

**沈澱理論：**J. J. Slade 教授は沈澱の特性を數學的見地より解明せんと試みた。此の解法は、物質粒子は外力を受けざる限り與へられたる方向の等速運動を続けると云ふ力学の基本原りに基いたもので、懸垂粒子の沈降速度が此の方法に依つて決定される。Carpenter 氏は Slade 教授の研究は粒狀物質のみを對照とするもので聚落性物質に對しては成立しないと論難し、沈澱に影響する多種多様の要素がその數學的解明を困難ならしめると陳べた。

**Los Angeles 水路橋：**Los Angeles 水路橋の 25 年間に亘る操作狀況が J. E. Phillips に依つて報告された。本水路橋は Los Angeles 北方 250 哩 Sierra-Nevada 山脈東斜面の Owens 河より導水するもので、運河、暗渠、隧洞及銜接鋼管サイホンを含む。多年の經驗に依れば維持及検査の爲水路橋は時間的に約 10% 即ち 1 年に付 30~40 日休んで居る。豪雨は水路橋の open section に於ける事故の主要原因の一である。直径 9½ ft. の鋼管サイホンの一つが 1913 年に破壊し、この時管

路中に部分的真空が生じ厚さ 1¼ in. の鋼管が 14 #/sq" の真空圧に依り破壊した。修理後管の銜接接合部に若干の漏水を見た。(野中八郎)

### (186) 漏水測定により得たる記録の解析

(C. P. Harnish, "Analysis of Data Produced by a Water Leak Survey," Western Construction News, July 1937, p. 265)

南加州水道会社のベニス市水道組織の測定が最近ピトミター會社により行はれた。此の測定は日々の需要水量の分布と漏水及冗水に關する組織の狀態を決定する記録を與へる相當の成績を得た。總漏水量は總消費量の 7.5% であり、其の 60% は 1 主導管の漏水であつた爲、直ちに修理された。會社は今では有效なる作業と維持を確保したと確信してゐる。

ベニス水道會社は其の運河の存在により米國のベニスとして知られたる都會に給水してゐる。此の都邑は今ではロスアンゼルス市に合併され其の運河は被はれて其の表面は道路となつた。

數個の水道會社が此の地域に從來給水してゐたが漸時合併し配水管も整理され現在の組織になつた。此の地域の大部分が油田と化し街路は管を以て縦横に張り廻らされてゐる。又此の地域は海水浴場であり娛樂場、アパート及密集住宅區域となつてゐる。住宅の大部分とアパートの周圍は廣い芝生を廻らして撒水が盛んである。以上の如く此の土地は種々豫期せざる水の需要を發見する爲充分なる測定をする價値がある。

ベニス給水組織は現在ではカルバー市とパーム海岸に給水する大配水組織の一部をなしてゐる。此の供給は 5 ケ所の設備場で井戸から吸ひ揚げて送水してゐるのである。2000000 ガロン貯水池を貯水と組織の平均化の爲に設備してあり、2 本の鑄鉄主導管でベニス地域に給水してゐる。1 本は直径 16 吋で他は直径 12 吋である。此の測定にはリンコン大道から西の區域で 52 哩の主導管と 5000 或は 6000 本の配水管を含んでゐる。此處には澤山の大型工業用需要者を含み、市の南部の精油場を含んでゐる。

次に示すが如き方法を以て測定を行つた。

- (1) 總消費水量の計量
- (2) 市を數區域に區分し各區分の 24 時間中の水の需要を計量する
- (3) 各區分を又細分し、夜の最も需要の少ない時に各細區分内の水量の流量を計量する

- (4) 最も需要の大なる時に此の細区分内の流量を検出し更に漏水や他の原因による消費量を検出する
- (5) 大需要者の不法使用量を検査し又大量水器を設置して試験した
- (6) 此の作業の精密なる報告書を作成し組織を明示する地図と共に提出された。

此の測定期間中毎週其の結果が報告された。

ベニスが其の 1 部なる全組織の總需要量は永久的量水器を其のポンプ場に設置して記録されてゐる。ベニス内の需要量を知る爲には此の區域を獨立させる必要があつた。之が爲市では 12 吋主導管や他の小導管を止め 16 吋主導管のみにより供給した。16 吋管の検量場所はワルゲローブ街の東オーションパーク街に設備した。金曜日の午前 10 時から次の火曜日の午前 10 時に至る 4 日間の計量をなし表-9 の結果を得た。

表-9.

期 間	最大速度	總流量	最小速度	速度は 1 000 ガロン毎 24 時間
金曜から土曜	2 320	1 600	900	
土曜から日曜	2 470	1 730	940	
日曜から月曜	2 680	1 765	1 020	
月曜から火曜	2 580	1 655	985	

最高 1 時間流量は總流量の平均 1 時間流量の 150% で最低は 55% であつた。55% は少し大に過ぎるのであるが夜間に大需要者が失張使用してゐるからである。日曜日の計量は週間の日と同様であるが、之は工業使用者が割合に一定して連続的である事を示してゐる。

市を 4 地域に大区分した。非常使用即ち火事用の如きに事案かぬ様に地域の境界を定めた。又地域の直ぐ続きの管内と此の地域内の管内の圧力を同じくした。之は隔壁から漏入又は漏出する事を防ぐ用心の爲である。地域が完全に隔離され獨立すると導管内に検量器を設備し 24 時間の流量を計算した。大使用者に使用したる量水器は工業需要を分離して計量する爲であつた。表-10 に計量の結果を其の速度 1 日宛 1 000 ガロンで表示してゐる。

表-10.

地域	地域状態	最大速度	總流量	最小速度	最小と最大の%
1	住宅區	650	430	160	38.0
2	工業區	595	446	360	81.0
3	商業區	588	403	185	46.0
4	住宅區	395	178	82	46.0

夜間に於ける流量の分布を研究する爲に上記の地域をバルブの所在に従ひ細区分した。バルブを閉ざしてから防火栓を開きて検査した後バルブを開き此の細区分内の流量を計量した。

總てバルブの運行は寫眞表示式により時間と計量とを示す様に設置し、之により各細区分内の流量を計算した。

各区分内の記録は餘りに多く本文に記載出来ないから表-11 を示し細区分内の流量の大略を示すに止める。

表-11.

夜間流量	細区分の數
零	320
1 000 ガロン毎日以下	350
1 000 から 5 000 ガロン毎日	100
5 000 ガロン以上	80

本表中後の 2 項に於ける高流量の原因は次の如くであつた。

工業使用	250 000 ガロン毎日
商業、アパート、旅館	150 000 ”
漏水	110 000 ”

工業或は商業量水器の不正確による損失が認められなかつた。漏水を探究せるにそれは管の腐蝕による事が判明した。最大の導管漏水は地域に於て 16 000 ガロンの損失をなしてゐた。

大使用者たる油田地方では 1 地域に付き 88 000 ガロンの計量差があつたが之は漏水による 77 000 ガロンが含まれてゐる事が判明した。

表-12.

District	Summary of Data Obtained by the Survey						
	Total Consumption	Minimum Night Rate	Night Rate to Total	Miles of Main	Industrial Use	Under-ground Leaks	All Other Uses and Waste
1	430,000	160,000	38%	14	.....	16,000	414,000
2	446,000	360,000	81%	15	280,000	88,000	78,000
3	403,000	185,000	46%	12	.....	6,000	397,000
4	178,000	82,000	46%	11	.....	0	178,000
Total	1,457,000	787,000	54%	52	280,000	110,000	1,067,000

結論：此の報告には上表の如き結果の概略が示されてゐる。總地下漏水中、1 地域に付き 66 000 ガロンは 6 吋鋼導管の 2 箇所からの漏水である。本市内の夜間の大需要量は第 2 地域の状態に原因してゐる。此の地域では消費量の 63% は大量水器に記録されて居り約 20% は漏水に原因してゐる。第 2 地域は 12 吋鑄鉄管により供給されて大需要者にもかまはず流速は平均水頭を失ふ程に低かつた。

此の研究計量中 966 バルブの使用を必要とした。斯くして組織内の約 85% のバルブの状態が判明した。即ち各バルブは機械的に優秀状態にある事が判明した。

12 箇所永久的流量測定點が設置された。9 箇所は主導管に設け地域計量と細区分測定に供し、3 箇所は配水管に設置して計量器の検定に供した。各流量測定點に於ける管の係数を測定した。此等の管係数は管中心速度と他部分の速度の割合であつて平均 0.84、最高記録

0.93, 最低は 0.79 であつた。

會社の地図は此の計量の結果により修正された。之は本測定より得たる最も重要な利益の一であつた。即ち導管は從來何等の記録や豫算なしに埋設され増加されたもので正確なる記録が判明しないのであつた。

(中谷茂壽)

下水 道

(187) 都市に於ける汚水灌漑處理法

(George A Mitchell "Municipal Sewage Irrigation" E. N. R. July 8, 1937, p. 63~66.)

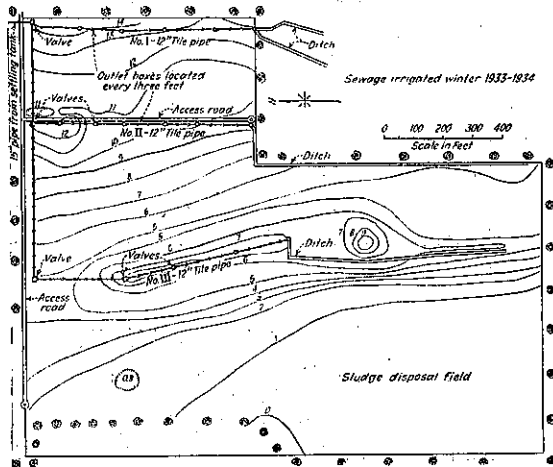
灌漑法に依る汚水處分は New Jersey 州の數公會堂に於ては 20 年來, Vineland (人口 8000 人) では 9 年前より行はれて成功して居る。Vineland では灌漑法の實用に關し種々實驗を行ひ好結果を得た。

過去に於ける灌漑法の失敗の主原因は方法の杜撰と注意の不足の爲である。適當な土壤を得る事が最良であるが又同時に或程度の注意が必要である。

市當局の採用: 灌漑法採用の可否の研究は 1928 年迄 10 年間著者と農務省の技師とで行つた。市は當時砂濾法を用ひて居たが、既に過負擔で且持餘して居たが近隣の工業學校や都市に於ける灌漑法の成功に刺戟され、市から 2.5 mile 離れた 40 acre の土地を擇び幅 60 ft, 長 100 ft, 深 15 ft で 4 室に分れたコンクリートの沈澱槽と汚泥唧筒を作り土地の片側に流出水路を設けた。

農耕地約 14 acre 汚泥處分地, 撒布管の配置は図-

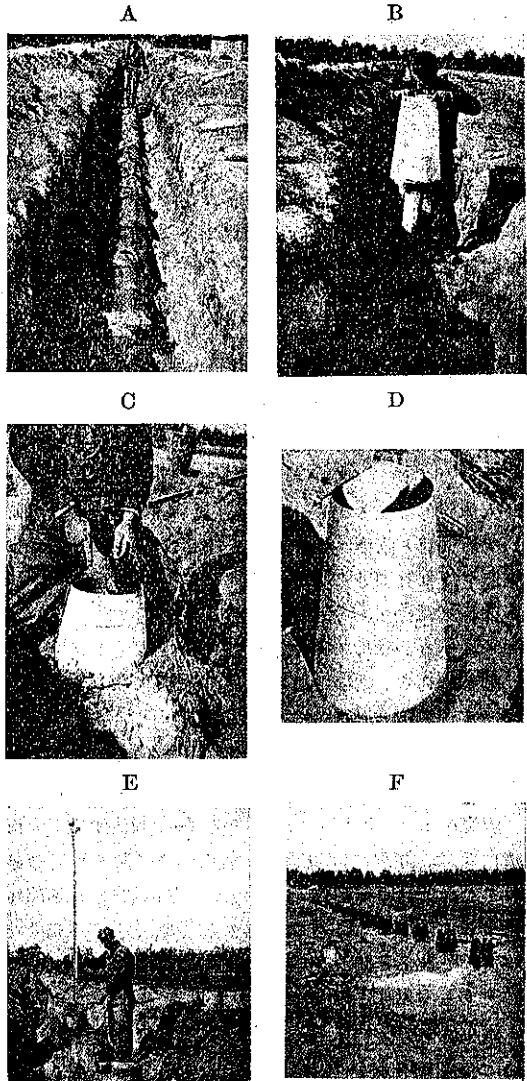
圖-103. Vineland 汚水灌漑處分場配置圖



108 の如く, 最初 I, II, III の位置に溝を作り後流出孔のある 12 in のタイル管に改造した。溝の難點は時々洗滌を要し, 若し遅れると不規則に汚水が横がり作物及土地を害し且外觀臭氣が望しくない。

撒布組織細部: 沈澱槽は容量 500 000 gal, 滯留時間 2 時間で流出水は北側の 15 in 管を自然流下する。之より最大流量毎秒 850 gal, 直径 12 in の管が 3 本出

圖-109. 撒布管外部構造



- (A) 12 in 管の流出孔
- (B) 噴出管と鉄筋コンクリート型枠
- (C) 鑄物製の放流孔
- (D) コンクリート打の用意
- (E) 放流孔の高さの調整
- (F) 放流孔の外観

る。各管は 3 ft 間隔に 2 方への流出孔があり各部への入口には閉塞瓣がある。

撒布管の構造細部は図-109 の通り。瓣室間の各流出孔は同高で誤差は 0.02 ft 以下なる事を要するが小流量の時は特に必要である。各孔は同高でも猶各畦に於ける流速を等しくする事は困難で此の調節に流出孔にコンクリート棒を横へる。

**土地勾配と流れ：** 勾配は 0.5~3% なる事が必要で當地では 0.7~1.5% が最良であつた。重い土壤では緩勾配が良い。急勾配では貧土でも各部の流れを變へるのが難しい。然し之は主流を數個に分れば防ぎ得る。1/200 以下の勾配では使用面積が小となる。耕作をせぬ時は雑草さへ取れば緩勾配が良い。管 I, II, III の配置は大体次の方針で定めた。(1) 晴天時砂地の畦の流速が約毎分 15 gal なる事 (2) 急勾配の所で流量を小にし得る事 (3) 隣れる流出孔の高低差が 6 in 以下なる事。之は實際には實行出来なかつた。各部に適當な高低差のない時には太い管を使ふか又は孔を塞いで流量を調節する。

理想的なのは汚水が同時に各畦の端に達する事で、その爲には (1) 一部分の流出孔の高低差は 0.02 ft 以下なる事 (2) 各畦は同巾で雑草石塊が散亂せぬ事 (3) 各畦は大体同勾配なる事。

**土地準備と收穫：** 土地の勾配は必要である、周圍には土堰を作り且排水溝を掘り土地の吸水力の減退を防ぐ。

作物に依つては別な方法が良い。冬期には汚水を氾濫させ得る。砂地では畦から 3 ft 離して麥を播き汚水は畦を流れる。當地では晩秋に畦を作り早春葱を片側に播き 6,7 月に麥を他の側に播き麥の小さい中に葱をとり芥子を 6 ft 離れた浅い畦の片側に播く。灌溉用の畦は次第に遠ざけ收穫の時には 3 ft 離れて居る。

**灌溉法：** 汚水は週 1 回よりも 2~3 回流す方が大面積に及ぶ。頻りに灌溉すると表面が硝子状となり粗砂地を不滲透性にし流速が大となる。然し之は 1 週間休止すると恢復する。又雨に依り粗砂地では水が充分な時耕作しない土地に灌溉する代りに降雨中又は直後に灌溉する方が良い程度になる。

衛生技術者は汚水処分には出来得る限り小面積の土地の使用を主張するが灌溉法では汚水中の水分及肥料を有効に使ふため出来得る限り大面積の土地を使用せねばならぬ。當地では晩秋と冬は汚水の大部分は林又は未耕地に流す。1933~34 年の冬には 20 日間に互り自動的に林の 2½ acre の土地に流した。良い土地では

冬でも肥料に利用し得る。

不毛の粗砂地では汚水の肥料分中燐分丈が土壤中に貯へられ作物の無い時には窒素、苛性加里は直ちに流失する。灌溉法に於て人造肥料を數年間粗砂と結合させて置いたが別に利益はなかつた。

**作物の生産：** 農耕に不適の土地では肥料石灰のみでは失敗した。例へば麥は 1 acre 當り灌溉法では 70 bushel 産し肥料のみでは 7 bushel しか産せず Asparagus のみが稍普通であつた。

灌溉法と肥料、石灰を併用すると生産額は増すが収支償はぬ。開墾後石灰を興へると芥子以外の作物には有効である。上述以外の多數の作物でも成功した。

**美的考察：** 灌溉法は適常に行へば健康に有害であると云ふ懸念は無い様である。生で食する物には不適である。然し果樹、粟には廣く用ひられるが注意を拂へば安全である。或る處分場は住宅道路の近くにあるが別に苦情を聞かない。市下水は腐敗し沈澱槽には臭氣があるが流出水には殆どない。臭氣は鹽素で防げるが現在は其の必要はない。

**収支記録：** 生産物は賣る。1936 年の収入は他に比し良好だつた。之に依り農夫が之を借り流出水を 1 年中處分しその代償に耕作をする事が可能である。

處分の監督は農耕者の義務で汚泥處分と沈澱槽の注意は市が擔當する。一部消化状態の汚泥は年々 1,2 回取出し地上に擴げ鋤いて地中に入れるか又は乾して焼く。

1927~28 年内の處分場工費總額は \$ 146 472.29 でその内容は

沈澱槽迄の管渠	\$ 68 134.15
沈澱槽	21 873.00
唧筒設備	5 266.11
土地及家屋	21 210.00
沈澱槽より農場迄の管渠	11 072.66
撒布設備	2 671.00

全工費は 30 年賦償還の公債に依つた。今後は年 \$ 600 の作業費丈で耕作させぬ場合には年 \$ 1 450 内外である。

作物を收穫して利益があればその方法を守らねばならぬ。New Jersey 州の過去 20 年間の結果に依れば汚水灌溉處分法は土地の農耕に適すると否とに關せず衛生的經濟的に行ひ得られ都市にも適用し得る處分法である。(別所正夫)

### (188) Camarillo に於ける生物濾過設備

(Harry N. Jenks, "Bio-Filtration at Camarillo, Calif." E. N. R. July 29, 1937. p. 183~187.)

粗碎石濾床に下水を循環濾過せしめて處理する方法

を創業者たる著者は生物濾過 (bio-filtration) と名付け、同法に依る下水處分施設が最近加州 Camarillo の州立病院に於て完成した。本設備は主として最初沈澱槽、粗碎石濾床、滯溜沈澱槽、分離汚泥消化槽より成り淨化下水は面積 1700 acre の病院用地の灌漑に供せらる。

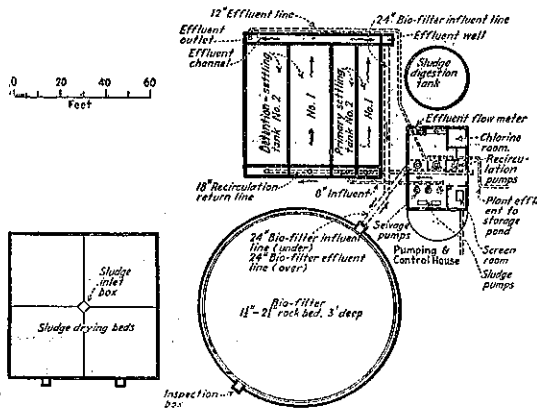
本處理場は家庭汚水と共に莫大なる量の洗濯場廢水並に酪農場廢水を處理するもので、其の設計に當つては病院廢水の甚しき量的変化と濃度の特異性に堪へ得、而も操作の確實性とプラント調節の安易を具備し、併せて促進汚泥法に比肩し得、而も撒水濾床法の確實性と經濟を兼備せる處理程度を要求した。斯の如き要件を考慮に入れる時は生物濾床 (bio-filter) の極めて適切なる事は自ら明かであり、更に費用の點から見ても生物濾過設備は築造費に於て撒水濾床より安く操作費に於て促進汚泥法より低廉なのである。

表-13. 設計人口並に下水量

	最 初	最 終
人口	2 300 人	7 000 人
1 人 1 日 常 用 下 水 量	80 gal.	80 gal.
1 日 全 下 水 量	184 000 gal.	560 000 gal.
下 水 流 入 率 (14 時 間)	0.33 m.g.d	1.0 m.g.d.

處理操作概要： 最初沈澱槽に於て沈澱せる下水は還流下水と混合し廻転式撒水機に依つて碎石濾床に散布せらる。生物濾床よりの流出下水は唧筒に依つて滯溜沈澱槽に送られ是を流過せる後大部分の下水は最初沈澱槽の流出下水と混和せられて生物濾床に返送され、殘餘の滯溜槽流出下水即ち處理場流入量に等しい量だけ調節弁と管路に依り貯水池に流れ去る (圖-110)。滯溜沈澱槽汚泥は最初沈澱汚泥と共に消化槽で處理し又生物濾床に返送する場合もある。

圖-110. 處理場一般平面圖



塵除並に最初沈澱槽： 流入下水は幅 2 ft. 高 4 ft. 篩目 1 in. の棒塵除を通過せる後 2 臺の唧筒に依つて最初沈澱槽に揚水せらる。滯溜量毎時 1.5 ft<sup>3</sup>, 沈砂量毎時 1 ft<sup>3</sup>, 唧筒容量は總揚程 22 ft. に對し各 400 g.p.m. である。最初沈澱槽は各長 54 ft. 幅 10 ft. 深さ 10 ft. の並列の 1 對の槽より成り之等は各汚泥掻き機及浮渣遮斷装置を有す。實際の沈澱時間は還流下水の一部を之等の槽に流過せしめて調節する (圖-110 参照)。斯の如き生物濾床流出下水の一部返水は生物学的並に水理上の見地より共に有利である。即ち是に依つて生下水を還流下水を以て豫備播種する事を得、且一定の流速並に沈澱時間を保たしめ得るのである。

滯溜槽： 生物濾過法に於ける滯溜槽 (detention tank, detention-settling tank) は促進汚泥法に於ける曝氣槽に類似し下水をして生物化学的酸化作用を完全に遂行せしめるに充分なる時間をもたしめる機能を有する。然し此の兩者の間には重要な差異あり、即ち生物濾過の場合には曝氣の機能は生物濾床に移行されその代りに、恰も促進汚泥法に於ける最終沈澱槽に對照し、沈澱の機能が附加されるのである。還流時間は促進汚泥法に於ける曝氣時間に類似し標準強度の下水に對し 6 時間である。表-14 は滯溜槽の設計要項を示す。Camarillo のプラントに於ては長 54 ft, 幅 13 ft, 深さ 10 ft. の一雙の並列滯溜槽が設けられた。

表-14.

	最 初		最 終	
	1 槽	2 槽	1 槽	2 槽
滯 溜 時 間	5.3	10.6	3.5	7.0
沈 澱 時 間				
min Re (1 200 g.p.m.)	1	2	1	2
max Re (3 000 g.p.m.)	0.4	0.8	0.4	0.8

Re: 還流速度 (Rate of recirculation)

生物濾床： 淨化下水を繰返し濾床に通過せしめる爲生物濾床は普通の撒水濾床の 8~10 倍の濾過速度が可能である。下水中の有機物の生物化学的酸化作用が滯溜槽に於て起る所の二次的反應と共に生物濾床に於て行はれる。滯溜槽沈澱汚泥の返送に依り濾床の生物学的活動を更に促進せしめ得る。Camarillo 處理場の生物濾床は直径 85 ft, 純面積 5 600 ft<sup>2</sup> にして濾材は大き 1 1/2 in. ~ 2 1/2 in. の碎石より成り濾床深さ 36 in. あり、最終下水量の單段處理に對して設計せられた。

濾床下排水設備は圖-111 に示す如く 2 ft. 間隔のコンクリート小桁に支へられた既置コンクリートブロック格子より成る。此の構造は排水が完全で且濾床底部の通

表-15.

	最 初	最 終
濾過速度	2.5 m.g.a.d.	8 m.g.a.d.
還流速度 (Re)	最小 5.5 Q (14 m.g.a.d.)	2 Q (16 m.g.a.d.)
	最大 14 Q (35 m.g.a.d.)	4.5 Q (36 m.g.a.d.)

(Q: 下水流入量)

図-111. 濾床排水設備

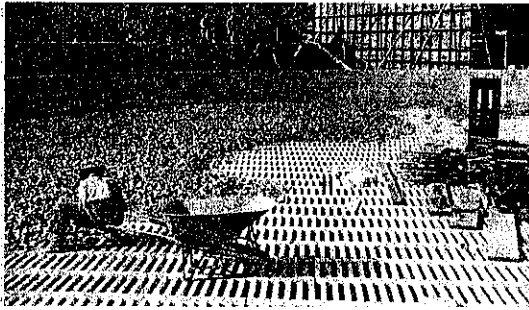
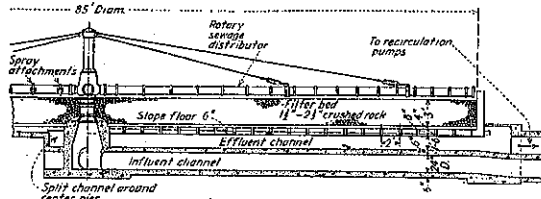


図-112. 濾床詳細図



氣に極めて好都合である。

普通の撒水濾床に比して生物濾床の著しき特徴の一はその深さの浅い事である(図-112)。實驗的研究に依れば一般に適當なる深さは3呎である。従つて濾材容積の著大なる節減に加ふるに濾床底部の面積並に周壁(本設計では高さ4.5ft.)の點からも經濟的である。下水撒布機はその容量が撒水濾床の數倍になつてゐる點を除き凡て普通標準通りの設計であり現在の容量は水頭24in.以下に於て約3500g.p.m.である。尙下水循環用に2臺の唧筒を設備し現在は1臺のみ運転す。

此のプラント全体の建設費は84900弗を要した、尤も此の中には調整費及灌溉用貯水池(容量約2 acre-ft.)等の特種費目も含まれて居り、プラント其のもの純建設費は1m.g.d.當り75000弗である。

(野中八郎)

港 灣

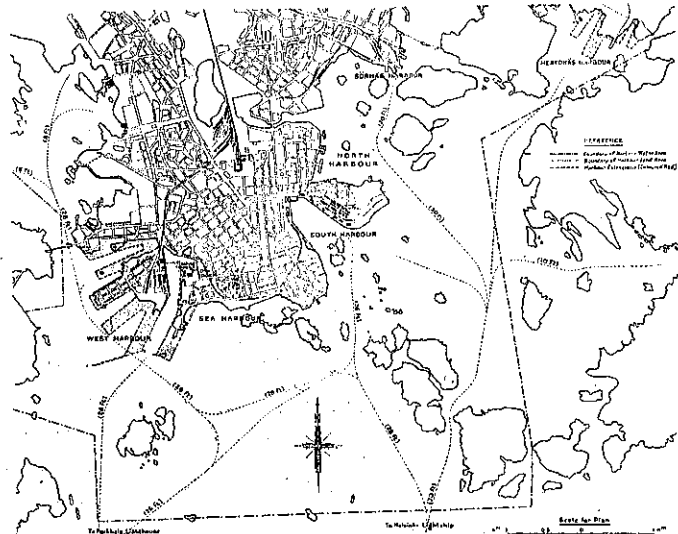
(189) Finland の Helsingfors 港

(S. Randelin and W. Westerholm. "The Port of Helsinki (Helsingfors)" The Dock and Harbour Authority, Aug. 1937.

概況: Helsingfors (一名 Helsinki) は Finland の首府で人口 29 萬を有し、國內木材及木材製品パルプ等の輸出港であると同時に、同國最大の工業地帯を後方地域とする Finland の最重要港である。1936 年中に於ける港勢の大要は、入港船舶 220 萬噸(純噸數)大型船用岸壁 5000 m, 輸出金額は全國の 12% で同國第 2 位, 輸入は全國の約 50% の 27 億マルクで國內第 1 位を占める。歐洲諸國及米國大陸が主なる取引先であるが、就中 London, Hull, Liverpool が多く次では Scandinavia, Baltic 海諸港, 獨逸, ベルギー, フランス, 地中海地方, 南北アメリカである。

本港の發展は 1895 年臨港鐵道開通以來頗る隆盛となり、従來は西港, 南港のみであつたのが今日では北港, Sörnäs 港も利用せられ、更に西港, 南港, Hertonäs の 3 個處に擴張が必要となつた。岸壁延長に於て之を見るに 1878 年には 677 m (水深-3m 以上のもの) であつたが、1936 年は 5000 m の大型船岸壁 8000

図-113. Helsingfors 港平面図



m の小型船岸壁を有する。又現在上屋倉庫の延面積は 109000 m<sup>2</sup>, 起重機 38 基, 臨港鐵道延長 43000 m である。

**潮差：**Finland は大西洋側を除けば潮差は極めて少ない。Helsingfors では干満差によるよりも、気圧、風に依るものが遙に多い。之による従来の最高潮位は平均水位上 1.27 m、最低潮位は平均水位下 0.85 m である。尙注意すべきは Finland の陸地が全般的に隆起しつつあり本港に於ては 1 年間に 2.5~5.0 mm 上昇する。

**結氷：**冬期は 12 月末より翌年 2 月末頃まで海面の凍結を見る。1910 年~1937 年の統計に依れば殆ど凍結無き冬は 16 回で、凍結する年でも交通不能の日は 2 週間乃至 5~6 週間である。政府では碎氷船を建造して碎氷に専心して居るが、都合の悪いことは碎破された水片が西方より東方に流れて密集する爲、東側の航路を妨碍する。従つて此の期間の出入は西側の航路に依らねばならぬ。

**水深面積：**Baltic 海より入る航路は前記の 2 通路であるが、西側は水深 7.9 m、東側航路は 9.1 m、港内水深は 8~8.5 m、港内水面積は 7769 ha、陸上臨港地帯 77 ha である。

**南港：**South Harbour は最も古くから設備がある。市街中央に近く旅客及一般貨物を取扱ふ。岸壁延長 1811 m で内 250 m は水深 10 m である。現在倉庫敷は 72328 m<sup>2</sup>、起重機 11 基、(廻転半径 19 m の最新式のもの 1 基、固定 25 t 1 基)、岸壁の構造は普通と異

図-114 西港新岸壁

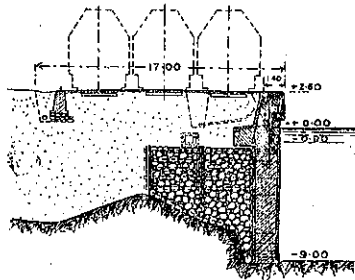
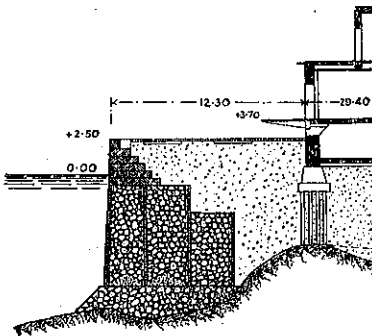
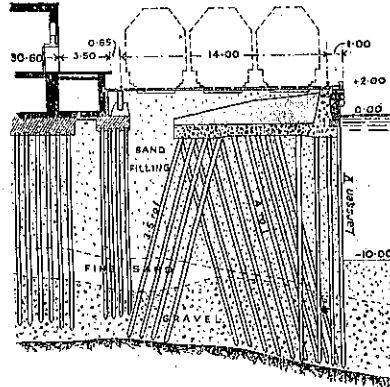


図-115. 西港岸壁



り大部分は捨石上に木枠を置き中詰にはコンクリートを用ひてゐる。10 m 岸壁は 1933~34 年に新築されたもので、前面にラルゼン鋼矢板 V 號及 IV 號を打ち込んだ杭打擁壁式岸壁である (図-116)。

図-116. 南港岸壁



**西港：**市内西部にある最も近代的な大規模のものである。主として輸入貨物を取扱ふ。セミポータル・クレーン 12 基、鉄道引込線は複線である。岸壁は比較的最近出来たのであるが、図-114, 115 の如く基部に捨石して其の上に 2 室よりなる木枠を据ゑ中詰はコンクリート或は粗石を使用する。水深は 10~7.2 m である。之の西方には延長 475 m の石炭岸壁がある。長 83.5 m のガントリー・クレーン 4 基、長 81 m のコンベイング・ガントリー 3 基を有する。各能力は 90 噸/時 (本船より貯炭場まで) である。又本船より直接貨車に積込む装置としては鉄道岸壁に 3 線、廻転半径 16.5 m 抵抗力 5.2 t のポータル・クレーン 7 基がある。岸壁構造は前述のものと殆ど同様の木枠に依る。1932 年更に 116 m の杭打擁壁式岸壁を新造した (図-116 の南港のものと略同一構造)。現在西港の岸壁總延長は 2100 m 倉庫敷 37233 m<sup>2</sup> である。

**Sörnäs Harbour：**市東部の半島部に在る。主に輸出を取扱ふ、鉄道引込線 2~3 線、木柱の上にコンクリートの床を有する棧橋で全延長 1100 m、水深 3.7~5.4 m、一般貨物の他に石油も取扱ふ。

**Hertonäs Harbour：**石油、木材用岸壁を主とす。工事中。

**Sca Harbour, North Harbour：**沿岸航路の小型船の發着場である。

**船舶修理場：**西港に長 108.5 m、入口幅 16.3 m、深 5.5 m の乾船渠 1 及 2750 t の浮船渠がある。之等は

私營で、國營のものは Sveaborg に長 130 m, 入口幅 12.5 m, 深 4.5 m のもの及長 115 m, 入口幅 20 m, 深 6.5 m の乾船渠 2 を有する。別に北港に 1800 t の浮船渠及 60 t の浮起重機を有する。

図-113 の平面図中點線部分は Helsingfors 港の大擴張計畫の豫定線である。(比田 正)

道 路

(190) コンクリート道路に於ける地盤の隆起

(“Fighting Subgrade Swelling On Kansas Roads” E. N. R. March 18, 1937 p. 405~409.)

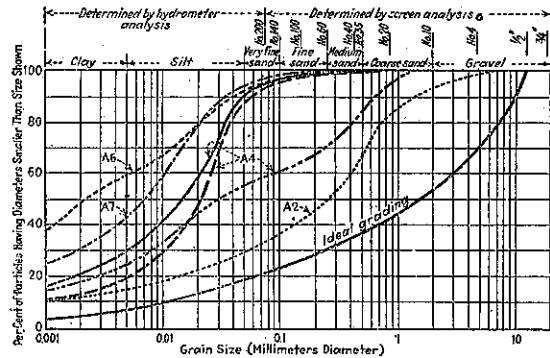
吸水性土壤と地盤隆起 (H. D. Barnes “Absorptive Soils Cause Heaving”) コンクリート版の反りは 1928 年、始めて Kansas 州にあらはれ、當時は調査も貧弱なものであつたが、1931 年になつて土壤の種類と鋪裝版の反りとの間に或關係があると認められるに至つた。時として鋪裝面にあらはれなくとも縁に沿ふて切り取つて見ると横龜裂が版の全厚に横がつて居るものもあつた。底部の相當の面積にわたつてある小龜裂は版と路盤との接觸不良の爲に起るものである。

1931~1932 年に反りの原由を決定するため土壤試験が行はれたが、其の結果反りを起す路盤の土壤は米國國道局の A-7 組に屬するか或は夫に極接近した特質を有してゐる事を示した。次に自然状態と略々同一状態の湿度及密度にして實驗室試験を行つた結果水を充分吸収して体積変化をなす様になると反りが認められる様になる事も知られた。

更に又之に附隨的に、(1) 實驗室に於ける試験用床版を造るには現場と同一反りを生ずる様に努め、(2) 路盤に水を加へて生じた反りを眞直にする事、(3) 土壤隆起を決定する實驗室試験と現場試験、(4) 自然状態の土壤柱の現場試験、(5) 土壤の膨脹力を決定する實驗室試験、(6) Laurence 試験道路の觀察等を行つた。調査を通じてコンクリートの質及配合が反りに及ぼす關係を決定するに努めたが有意義な結果を得るに至らなかつた。

現場並に實驗室に於ける試験結果、目地の縁上り或は反りの現象は大体目地若しくは版端から侵入する水に依つて土壤が隆起作用を起すのであつて、 $A_4$ 、 $A_6$ 、 $A_7$  (図-117) の如き膨脹性土壤であつた。膨脹量は土壤自身の特質、自然状態に於ける土壤の構成状態、密度及湿度に關係する。即ち反りは砂及砂利地盤 ( $A_3$  群)、砂質

図-117. 粒度分析



ローム ( $A_1$  群)、砂質土砂 ( $A_2$  群)、砂質ロームで粘性沈泥の小さいもの及濕氣を含んで粘性限度に達してゐる粘性土壤が均一に分布してゐる場合は反りは起らず、濕氣のある中は粘性を有する様な膨脹性土壤、沈泥粘土及  $A_6$ — $A_7$  群の粘土に反りが現はれ、最も甚しいのは  $A_4$ 、 $A_6$ 、 $A_7$  線の間に挿まれる土壤である。

隆起量は (1) 土砂の物理的性質、(2) 凝結時に於ける土砂の含濕量及密度、(3) 鋪裝版の目地及端部の吸水量等に關係する。地盤に就て言へば最良の状態は充分輾圧して最大密度にし、吸水蒸發現象の起きない程度に緻密に出来てゐることである。

土壤調査も實用になつて來て、平面測量と平行して行ひ、ボーリング、試料採集、縦斷的土砂比較調査をなし、不良土置換其の他處理法を考へ、築堤基礎の確立、地下の排水溝の位置の決定、勾配低點の處理法、築堤土砂の築積、土砂を崩壊しない程度の運河の斷面決定、溝の處理等考慮して設計が組まれるに至つた。

現場に於ける安定法 (Harold Allen “Field method of Stabilization”) 前節の如く諸種の土質調査を行つて現場に活用出来る様にするわけであるが、今次に標準示様書を記して参考とする。

標準密度試験：本試験は圧縮極限に於ける含濕量並に其の状態に於ける密度 (單位体積に於ける乾燥重量) を決定せんとするものにして試料は径 4 in, 容積 1/30 呎<sup>3</sup> の型に 3 層に填充し、各層毎に径 2 in の槌にて 25 回搗とし 18 in のスペースを通じて 5 1/2 lb の槌を落下させるに等しい衝撃を加へる。土砂の粘性指數が 25 より大きい (重い粘土) の時には土砂は 4 層搗とする。試験に依つて得られたる最大密度は土砂の標準圧縮とする。

築堤に當つては輾圧前に均一厚にし、ローラーは總



て 10t 以上の動力輾圧機を使用し、各層毎に充分に而も全面的に標準含濕量の土壌の標準密度の 90% 若しくは夫以上に圧縮される迄輾圧する。層厚は充分輾圧出来る様 6in 止りとす。築堤高が 4 呎又は夫以下で含濕量が標準圧縮に依つて決定した最大密度を得るに不足する時には適宜加水して最大密度を得る様にし、築堤高が 4 呎以上の場合は其の高部の下側で標準圧縮の 90% となる様にして置けば 4 呎の所の含濕量は 4 呎若しくは夫以下の所と同一程度になる。

湿度を増す時は一樣になる様に努め、輾圧前に混和させなければならない。要するに總ての築堤は良く輾圧し、其の含濕量は築堤圧縮に極めて重要なものである。

試験道路に依る研究 (H. D. Barnes & Harold Allen "Verification Sought From Test Road.") 以上の事を實際的に證明し、併せて他の重要な事項を研究する爲に Kansas 州 Laurence の東方州道 No. 10 に 5 哩に亘る試験道路を 1935 年 7 月 22 日より 1936 年 8 月 21 日の期間に築設し之を長 600~3400 呎の 20 區に分けた。舗装版は幅員 20ft, 断面は 9:7:9 in にした。

研究せんとする事項は ④, (1) 飽和或は乾燥状態の路盤, (2) 膨脹目地を造つた場合, (3) 多少容積変化をなす土壌を含む路盤, (4) 版の底と路盤との間にアスファルト膜を置いた場合等のコンクリート舗装版の反りを決定する事, ⑤, コンクリート舗装版の反りを防ぐために路盤にポルトランドセメントを混和材として用ひた場合の影響, ⑥, 飽和或は乾燥状態の路盤に造られたコンクリート舗装版の目地の影響, ⑦, 乾燥路盤にコンクリート舗設前に其の最大吸水點迄撒水した時の影響, ⑧, 骨材の種類及水セメント比を異にした場合のコンクリートの体積変化, ⑨, 養生方法の影響, ⑩, 各種目地の特徴, ⑪, コンクリート舗設に関する Jhonson 法の特徴及舗装版と路盤との間の摩擦等である。

測定器具: 25t jack, Ames dails, straingage, Goldbeck pressure cell, thermometer, humidigraph, barometer, raingage, presise level 等である。

(谷藤正三)

## 隧 道

### (191) 隧道掘鑿の湧水に對する工作

("Fight Continues against Water Flows in Tunnel Driving at San Jacinto" Western Construction News, July, 1937 p.246.)

コロラド河水をロスアンゼルス及其の近郊都市に誘

導する工事中の重要な一部なるサンジャシント隧道の中央部分 8.43 哩の掘鑿に湧水多量なる爲、難工事を進めつゝある。過去 3 ケ年間続けられた此の工事の特殊なる點は (1) 遭遇したる出水の量, (2) 工事の進行計畫と特別困難なる部分の廻路掘鑿とである。現在ではポトレロから西へ 2.93 哩だけ完成し、既にコンクリート裏付も終つた。カバドン堅坑より東の部分 1.68 哩は殆ど掘鑿終了し拱羽目を設置した。2 堅坑から向ひ合つての掘鑿は既に 21850 呎終了し、22637 呎残つてゐる。新しいローレンス堅坑の 4366 呎は隧道線に到着する様に掘り進められ 1285 呎を残すばかりである。

サンジャシント隧道は同名の山を貫く 13.04 哩のものである。隧道線の上は種々の岩石よりなり 3000 呎の高さに達してゐる。

工事はミルウォーキー市のウエンゼル及ヘノック会社が 1935 年 2 月 10 日請負金額 7339100 弗で請負つた。請負業者はポトレロ堅坑を 796 呎、カバドン堅坑は 246 呎掘り進めた。2 年の終には (1935 年 2 月) 掘鑿は次の如くに進行してゐた。1935 年 2 月にはカバドンから東へ 1821 呎、西へ 4874 呎、ポトレロから東へ 160 呎、西へ 1137 呎、西入口では 4661 呎。

此の期間中に突然大出水に遭遇した(ポトレロの東部では 7500 ガロン/分、カバドンの西部では 4000 ガロン/分と見積られた)、之は 3 回ポトレロ堅坑を溢れ、兩坑道共より大なるポンプを設置する必要を生じた。

1935 年 1 月中に總支配人の F. E. ウエイマウス氏は請負人に請負期限の 34% が経過したが工事は唯だ 18% しか完成してゐないと通達し、1935 年 2 月 12 日には遂に執行者たる会社が工事を施行し始めた。1934 年 7 月から 1935 年 2 月までの期間にはポトレロの東坑道は少しも進行してはゐなかつた。

会社の第一にやつた事は技術顧問を任命し、各坑道の底の水溜中にポンプを設計建造し、ポトレロ坑道の東の決潰箇所廻路坑道を掘鑿するにあつた。

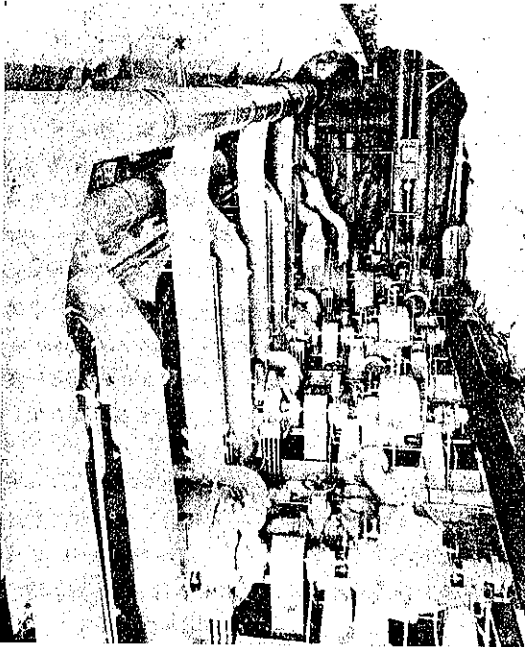
永久的ポンプ設備が会社によりポトレロ堅坑底に設置された。5 個の 2600 ガロン/分のものと 2 個の 1000 ガロン/分の水平ポンプを 850 呎の水頭に設計した。5 個の 700 馬力と 2 個の 300 馬力のモートルも設計された。

此等の設備は特別のポンプ室(幅 20 呎、長さ 95 呎)で岩石中に隧道線に直角に掘り込んだ中に納められた。

此の岩石のまゝの室の入口はコンクリートの栓と防水戸を以て閉され 800 呎坑道が完全に水で満されてもポンプ作業が続け得られる様に設計されてゐる。14 の吸水口及排水口管が此のコンクリート栓を通して導かれてゐる。モートル室には機械冷房装置が設けられ、小ポンプが漏水を吸ひ出す爲に設置されてゐる。

カバドン堅坑の下にも同じ様なポンプ場が設置された。4 個の 2500 ガロン/分と 2 個の 1000 ガロン/分で 275 呎の水頭である。此處では補助坑道がポンプ室に通じ主坑道が満水しても大丈夫の様に出来てゐる。此の室の大きさは 15 呎幅員で長さ 60 呎である。後程此の外に 10000 ガロン/分のポンプがカバドン堅坑中に設備された。

図-118. ポンプ設備



是等 2 ポンプ場は 1935 年 6 月には既に使用されポンプは運転を開始した。各設備場は隧道内吸上ポンプと 30 吋鋼管を以て連絡してゐる。此の完成時分にはポトレロでは 4500 ガロン/分、カバドンでは 4000 ガロン/分を處理した。1935 年 12 月にはポトレロでは 15500 ガロン/分を、1937 年 4 月にはカバドンでは 24000 ガロン/分を處理せねばならなかつた。

此等の充分なるポンプ装置が準備出来るまでは出水の多い部分を掘鑿するのは賢明な策でないと思へ、ポンプ設置中は注意してゆるゆる掘鑿したが完備後は最大能力を以て掘鑿を進行した。

2 堅坑間の岩石の性質が重要である、即ち花崗岩で片麻岩を含んでゐる。岩は普通或は夫以上の質である。長い部分の掘鑿には普通の方法と器具を以て進行した。數百呎の距離は岩に支保を設けず、或は一吋した鋼拱を必要としたばかりであつた。

図-119. 湧水状況



困難は所々粉碎された物質の所で起つた。かゝる場所では量り知れざる量で隧道線以上の高さにまで水が溜まつてゐて、又花崗岩は殆ど砂の状態であつた。片麻岩の場所では断層は粘土で満され其の上に澤山の水を持つてゐた。そして時々此の水が決潰して坑道内に流入する。

粉碎花崗岩の所で水圧が數百封度に達する所では水流は 6000 ガロン/分に達し、100 貨車に達する花崗岩を含んでゐた。是れが爲、新しい方法と技術を必要とした。

第 1 の掘鑿方法は主掘鑿口より 20 から 40 呎の導坑を使用する事であつた。普通 8 本の導坑が使用された。導坑が水に際會した時には第 1 の方法として圧力式グラウトが使用された。2 吋直徑の管を挿入其の周圍を鉛で防水した。總ての管が設置され瓣を装置し終ると圧力 1600 封度の能力あるポンプで早凝固セメントを注入した。圧力を漸次高め水頭 600 封度に達する水に向つて注入した。時としては數千袋のセメントを 1 ケ所に要した。

グラウトが凝固すると主坑道が丸く掘られ、導坑が更に前方へ進められた。

出水が主坑道の後の方で断層から流入する場所、或は断層が廣過ぎてグラウトが用を爲さなかつた所を突き通して進行した箇所では、泥土を支持しグラウトを留まらず特別な重いガナイト裏付が施工された。

少なく共 1 ケ年間に 12 回も導坑では判明しなかつ

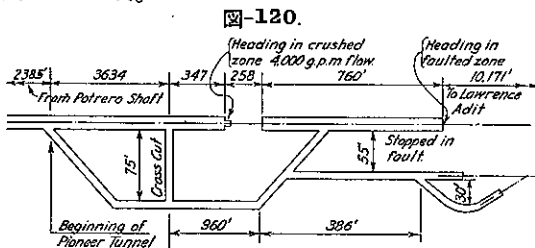
た所の大出水が主坑道口に流れ出た。之は隧道内に分壁を設置して処理し、次いで分壁を通してグラウトした。之に要する時間と工費が餘りに大であるから此の方法は最後の方法として使用された。此の方法を簡単に述べると砂俵を築き上げる事である。一度はコンクリート分壁を掘鑿面に出来得る限り近く設け、此の分壁を通したる流水を排水管で排出した。此等の分壁は厚さ8呎から20呎にも達した。次に木製分壁が築造され隧道中の岩石に張り立てられた。此の木材は分壁の後に排水管を閉じた時に築かれる圧力を支へる様に設計されたのである。此等の準備が終つてからグラウトされた。

グラウトが凝固する24時間後に分壁は取り除かれ掘鑿が進められた。此の方法中の主要問題は粘土を満したる断層がグラウトの浸入を妨げた。導坑と餘分のグラウトを斯かる場所を掘鑿する以前に要した。

通風は各坑道共22吋の金属管を通じて行はれた。圧搾空気と電力は普通の方法で送られた。水は両側の溝に流され30吋管を通して坑道に運ばれポンプで吸ひ出される。

一時的支持法は其の地質に依り種々異なつてゐる。單に普通の支持が必要な3ヶ所では6吋H-桁を拱環に使用した。之で充分でない時は木材を使用した。所々に必要な所では此等の支保樑の中に又補助樑を造つた。

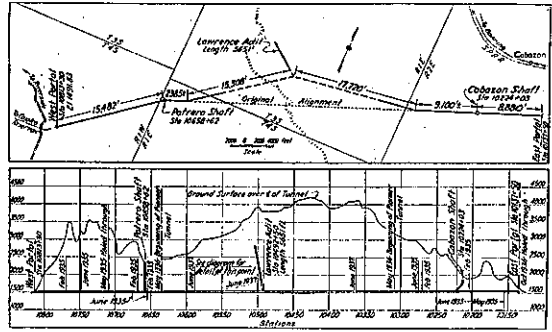
1935年6月から1936年5月に至る間に次の如き進捗を見た。カバドンから東へ4687呎、同西へ3400呎、ポトレロから東へ2069呎、同西へ3334呎、西入口3690呎。



1936年5月に重要な変更がサンジャシント隧道計畫に行はれた。高圧下の連続出水の爲、2坑道間の部分の進行は1935年6月から1936年5月までに單に5400呎で、全終了部分の總長は11000呎で33500呎が残されてゐる。此の部分が全水道完成の鍵であるので他に尙2坑道口を掘鑿した。

前述せる如き困難に遭遇しては主坑道に平行なる導坑を先づ掘鑿して進むのも止むを得ない。是等導坑に

図-121. 平面及縦断面図



より ① 地質を調査し、② 主坑道に横坑を以て連絡して主坑道を掘り進めることが出来、③ 搬出を容易にし④安全率を増加し、⑤ 主坑道の溢水ヶ所の排水を助ける。

最初の計畫ではサンジャシント隧道はカバドン堅坑からポトレロへ直線の8.2哩になつてゐた。他の入口は工費の點より考慮されなかつたが、1936年3月には期日の問題が重要となり極端な方法を使用する必要に迫られた。

主坑道の中心線は2堅坑の所から少々北へ移動した。新中心線は舊計畫よりも1028呎長いが2個の掘鑿口を餘分に與へる。又地質研究の結果新線では岩質が良くなり含水状態も有利となる筈である。

ローレンス堅坑の掘鑿は1936年3月23日に始め既に4366呎を終つた。此の速度でやれば1937年10月には隧道に達する筈である。

第2の重要変更は主坑道に平行して其の75呎南に導坑を掘鑿した事である。是れ等は出来得る限り主坑道よりも前方へ進められた。此の断面は10×10呎で速かに進行出来る、特に悪地質の箇所では速かであつた。

カバドンでは主坑道は下勾配であるから導坑は上り勾配に進行して排水に便ならしめた。是れには最初の100或は200呎は急勾配で隧道より3或は4呎低くなるまで下り、それから0.13%の上り勾配を以て隧道の高さまで上る。是の低い所に排水器を設置する。隧道の高さに達すると又々100或は200呎急勾配で下る。是れを繰り返して導坑を掘鑿した。

現在ではポトレロとカバドンから導坑も主坑道も掘鑿をやつてゐる。ポトレロ側では獨出水と土砂流出の困難に遭遇してゐる。導坑から横坑を作り5000ガロン/分の出水ある崩壊箇所を避けて其の前方を掘鑿してゐる。

此の状態は図-120 の通りである。ポトレロに於ける出水量は現在約 16 000 ガロン/分で堅坑と西口との間の完成したる部分から流出してゐる。ポトレロの東の部分にインバートを施工する準備をしてゐる。此のインバートには普通以上に高い藤石を使用して特別の裏付装置が出来る様にし又水流に便ならしめるのである。

〔カバドンに於てはポトレロと同じ方法を使用してゐ

る。導坑は主坑道より 200 から 400 呎先きに進んでゐる。此の方に於ける出水はポンプで吸ひ上げて堅坑から排水してゐる。此のポンプ作業は東入口と連絡が取れるまでは続けねばならない。此處では現在 10 000 ガロン/分である。

此の部分の 8 880 呎の拱の中約 400 呎だけの裏付が残つてゐるばかりである。そしてインバートが直ちに開始される筈である。 (中谷茂壽)