

抄 録

第 2 卷 第 10 號 昭和 19 年 10 月

- 1. 土木一般() 2. 應用力學(1) 3. 土質工學(6) 4. 水理(11) 5. 測量()
- 6. 材料(14) 7. コンクリート及鐵筋コンクリート(16) 8. 施工(20) 9. 橋梁及構造物(25)
- 10. 河川(48) 11. 水力發電() 12. 堰堤(49) 13. 上水道(50) 14. 下水道(53)
- 15. 港灣(54) 16. 道路(57) 17. 都市計畫() 18. 鐵道(58) 19. 隧道(59)
- 20. 雜()

()内は本號頁を示す。

2. 應用力學

偏心壓縮を受けた鋼棒の耐荷力の近似計算

(K. Jozek, "Näherungsberchnung der Tragkraft exzentrisch gedrückter Stahlstäbe", Stahlbau, 7. Juni 1935, S. 89-90.)

偏心壓縮を受けた棒の経済的な斷面決定は鋼構法の重要な問題である。最大軸應力が斯る棒の耐荷力を決定するときは、偏心は考慮される。即ち中心壓縮及び曲げを受けた鋼棒の耐荷力は一定の軸應力に依つて完まるのではなく、材料の特性に依つて條件づけられる不安定平衡に依つて決定されるものである。偏心壓縮を受けた棒の耐荷力が平衡問題に依り決定される事を始めて示したのは Kärman である。その後、Kohn, Koch-Brunner 及び Hartmann 等の研究がある。

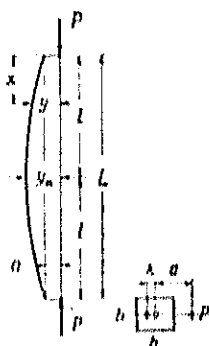
此の研究は弾性塑性變形狀態にわたつてある為、簡單な假定、例へば理想塑性の假定も、曲げを受けた場合斷面が平面のまま残ると云ふ假定の下にはじめて解析計算が可能である。此の假定は變形率が 10% 位の場合には充分正しい。著者は此の假定の下に偏心壓縮を受けた棒の平衡問題を解法的に厳密に解き、更に集中横荷重及び不均分分布横荷重を有する壓縮棒の厳密な計算を行った。此の研究は断面斷面を持つ棒は鉛支承の棒及び土質性棒の周りの曲げの場合に限つた。理想塑性の假定により硬化縮測を無視したが、之は實際上耐荷力の大きさに影響を有しない。それは硬化作用の起る前に不安定平衡に達するからである。降伏點迄 Hooke の法則に従ふ假定したことに依る誤差は中心荷重(圧縮)の場合が最大で偏心量の増すに従つて減少する。又その誤差は實際上許容出来、單に理論的興味をそそるに過ぎない。

然し乍ら、厳密な解析的解法は非常に手数を要し、實際に適しない。従つて次に理想應力變形線の假定の下に、偏心壓縮を受けた断面斷面を有する棒の解析的近似

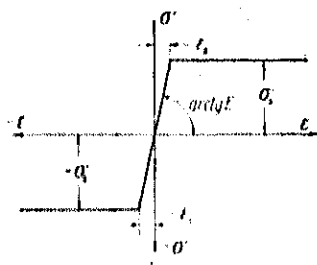
解法を示し、次に實際の構造物に對する此の近似解の應用を示す。

1. 矩形斷面に於る限界應力狀態 偏心壓縮を受けた長さ l の棒(第 1 圖)は斷面 A に於て軸方向力 P と曲げモーメント $M=Py$ とを受ける。此の場合構造物の應力變形線は第 2 圖の如く假定する。即ち降伏點迄 Hooke の法則が成立し、その後は變形が増する應力は増さぬものとする。又曲げの場合棒斷面は平面のまま残るものと假定する。

第 1 圖



第 2 圖



完全に Hooke の法則に従ふ構造物材料からなる偏心壓縮を受けた棒は平衡位置が 1 つで問題とならない。不安定平衡状態を生ずるには永久變形の生ずる事が必要である。偏心壓縮を受ける棒は荷重の増すにつれ、はじめ棒中央の内縁に於て壓縮降伏點に達し、次に棒中央の外縁に於て引張降伏點に達するに至る。従つて次に示す 2 つの應力狀態が考えられる。次の計算で壓縮應力は正、引張應力は負とし、 σ_1 は壓縮降伏點又は引張降伏點を、 σ_1 又は σ_2 は棒の内縁又は外縁の應力を、 ϵ_1 又は ϵ_2 は夫々の變形率を示す。

應力狀態 I

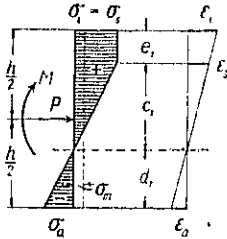
$$\epsilon_1 \leq \epsilon_s, \epsilon_2 \leq \epsilon_s, \sigma_1 = \sigma_s, \sigma_2 = -\epsilon_2 \quad (\text{第 3 圖})$$

平衡條件

$$\int \sigma t df = P, \int \sigma s df = M = Py \dots \dots (1)$$

から次の如くなる。

第 3 圖



$$\left. \begin{aligned} \frac{e_1}{h} &= \frac{3\sigma_m}{(\sigma_s - \sigma_m)} \cdot \frac{y}{h} - \frac{1}{2} \\ \frac{c_1}{h} &= \frac{9 \left[(\sigma_s - \sigma_m) - \frac{2y}{h} \cdot \sigma_m \right]^2}{8(\sigma_s - \sigma_m)^2} \cdot \sigma_s \end{aligned} \right\} \dots \dots (2)$$

$$e_1 = \left(1 + \frac{e_1}{c_1}\right) \varepsilon_s, \quad \sigma_a = -\frac{d_1}{c_1} \cdot \sigma_s$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{2h\sigma_m}{9E} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right)^3 \\ \beta_1 &= \frac{h}{2} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right) \end{aligned} \right\} \dots \dots (3)$$

とおけば、断面 (x, y) に於る棒の曲率は次式で示される。

$$\frac{1}{\rho} \doteq y'' = -\frac{\varepsilon_s}{c_1} = -\frac{\alpha_1}{(\beta_1 - y)^2} \dots \dots (4)$$

内縁が壓縮降伏點に達した時 $(\sigma_t = \sigma_s, \varepsilon_t = \varepsilon_s)$ の撓みは次式で示される。

$$\eta_1 = \frac{h}{6} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right) \dots \dots (5)$$

外縁が引張降伏點に達した時 $(\sigma_a = -\sigma_s, \varepsilon_a = -\varepsilon_s)$ の最大撓みは次式で示される。

$$\eta_2 = \frac{h}{6} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right) \left(1 + \frac{2\sigma_m}{\sigma_s}\right) = \eta_1 \left(1 + \frac{2\sigma_m}{\sigma_s}\right) \dots \dots (6)$$

従つて微分方程式 (4) の成立つ範囲は次式に依つて與へられる。

$$\eta_1 \leq y \leq \eta_2 \dots \dots (7)$$

應力状態 II

$\varepsilon_t > \varepsilon_s, \varepsilon_a \geq -\varepsilon_s, \sigma_t = \sigma_s, \sigma_a = -\sigma_s$ (第 4 圖)

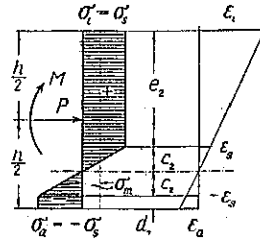
平衡條件 (1) から次の如くなる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{e_2}{h} \cdot \frac{d_2}{h} &= \frac{1}{2} \left(1 \pm \frac{\sigma_m}{\sigma_s}\right) \\ -\sqrt{\frac{3}{4} \left(1 - \frac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) - \frac{3\sigma_m}{\sigma_s} \cdot \frac{y}{h}} \end{aligned} \right\} \dots \dots (8)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{c_2}{h} &= \sqrt{\frac{3}{4} \left(1 - \frac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) - \frac{3\sigma_m}{\sigma_s} \cdot \frac{y}{h}} \\ e_1 &= \left(1 + \frac{e_1}{c_2}\right) \varepsilon_s, \quad e_a = -\left(1 + \frac{d_2}{c_2}\right) \varepsilon_s \\ \alpha_2 &= \frac{\sigma_s^3}{3hL^2\sigma_m}, \quad \beta_2 = \frac{h\sigma_s}{4\sigma_m} \left(1 - \frac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) \end{aligned} \right\} \dots \dots (9)$$

とおけば、断面 (x, y) の棒の曲率は次式で得られる。

第 4 圖



$$\frac{1}{\rho} \doteq y'' = -\frac{\varepsilon_s}{c_2} = -\frac{\alpha_2}{\sqrt{\beta_2 - y}} \dots \dots (10)$$

断面が完全に塑性化する時 $(c_2 = 0)$ の最大撓みは次式で與へられる。

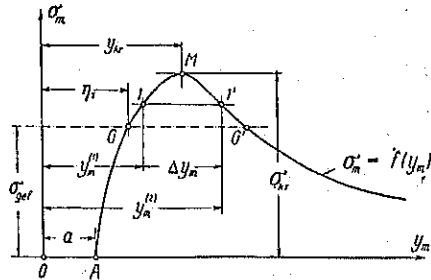
$$\eta_2 = \beta_2 = \frac{h\sigma_s}{4\sigma_m} \left(1 - \frac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) \dots \dots (11)$$

従つて微分方程式 (10) の成立つ範囲は次式で與へられる。

$$\eta_2 \leq y \leq \eta_3 \dots \dots (12)$$

2. 棒の限界荷重 (耐荷力) の算定 第 5 圖に断面寸法、長さ及び荷重の偏心率の知れた棒に就て軸方向應力 σ_m と中央の撓み y_m との關係を示した。之でわかる様に棒は 2 つの平衡位置が可能である。即ち軸方向力を

第 5 圖



同じまゝで第 1 の平衡位置 (點 1) から第 2 の平衡位置 (點 1') に移す事が出来る。一次平衡位置は安定であるが、二次平衡位置は不安定である。第 1 の平衡位置の安定度として次式を考へる事が出来る。

$$\Delta y_m = y_m^{(2)} - y_m^{(1)} \dots \dots (13)$$

此の安定度は $\sigma = 0$ の時無限大であり、或る最高應力

の時空となる。此の應力を限界應力 σ_{kr} であらばし、その時の撓みを y_{kr} とする。此の y_{kr} の大きさを決定するのに次式が用いられる。

$$\sigma_m = f(y_m), \quad \frac{d\sigma_m}{dy_m} = 0 \dots \dots (14)$$

一次平衡位置が弾性變形状態にある限度は、危険應力 σ_{ref} で與えられる。此の場合、危険荷重 $P_{ref} = bh\sigma_{ref}$ に依り棒中央の内縁は丁度屈縮降伏點 σ_s に達し、中央の撓みは y_1 となる。此の危険應力は次式に依つて得られる。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{ref}} - 1\right) \cos\left(\frac{2l}{h} \sqrt{\frac{3\sigma_{ref}}{E}}\right) - \frac{6k_1}{h} = 0 \dots \dots (15)$$

此の危険荷重は限界荷重の下限であり、撓屈荷重はその上限である ($P_{ref} \leq P_{kr} \leq P_1$)。

限界荷重を計算するには函数 $\sigma_m = f(y_m)$ を知らねばならぬ。所が厳密な解は超越函数となり、その解は時間を要する。従つて近似的解にとどめるならば棒軸の平衡形を正弦波でおきかえる事が出来る。之は中心荷重(撓屈)の場合は厳密に正しい。圖式解法の時正弦波の一部を用ひる事が出来るが、解析解法の時正弦波を用ひた方が都合よく、充分正確な結果が得られる。

正弦曲線の方程式は次式の如くなる(第1圖)。

$$y = (y_m - a) \sin \frac{\pi x}{2l} + a \dots \dots (16)$$

故に曲率は次式の如くなる。

$$\frac{1}{\rho} = y'' = -\frac{\pi^2}{4l^2} (y_m - a) \sin \frac{\pi x}{2l} \dots \dots (17)$$

此の曲率の近似式を用ひ、 y の應力状態に對し軸方向力 σ_m と中央の撓み y_m との關係を出す事が出来る。

應力状態 I

棒中央の曲率は式(4)及び式(17)から得られるから、之を互ひに等しいとおけば次式が得られる。

$$\frac{1}{\rho_m} = -\frac{\alpha_1}{(\beta_1 - y_m)^2} = -\frac{\pi^2}{4l^2} (y_m - a) \dots \dots (18)$$

従つて中央の撓み y_m に對し次の3次式が得られる。即ち、

$$\Phi_1 = (y_m - a) \sqrt{\beta_1 - y_m} - \frac{4\alpha_1 l^2}{\pi^2} = 0 \dots \dots (19)$$

限界應力の計算に必要な第2の式は式(14)に依り次の如くなる。

$$\frac{d\sigma_m}{dy_m} = 0 = \frac{\partial \Phi_1}{\partial y_m} = (\beta_1 - y_m)(\beta_1 - y_m) - 2(y_m - a) \dots \dots (20)$$

$y_m \neq \beta_1$ であるから、限界撓みは限界應力の函数として示される。即ち、

$$y_m = y_{kr} = \frac{\beta_1}{3} + \frac{2a}{3} \dots \dots (21)$$

$k = \frac{h}{6}$ を断面の核距、偏心の核距に對する比を $m = \frac{a}{k}$ 、又 $\sigma_m = \sigma_{kr}$ とすれば、式(21)及び(3)から次式が得られる。

$$\frac{y_{kr}}{h} = \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1 \right) + \frac{m}{9} \dots \dots (22)$$

之を式(10)に代入すれば限界軸方向應力が得られる。

即ち

$$\sigma_{kr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \left[\frac{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1 \right) - \frac{m}{3}}{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1 \right)} \right]^3 \dots \dots (23)$$

茲に $\lambda = \frac{2l}{i}$ 即ち棒の細長比である。式(23)は σ_{kr} の4次の方程式で、 $m=0$ の極限の場合に撓屈應力として Euler 値又は屈縮降伏點が得られる。即ち

$$\sigma_{kr} = \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{又は} \quad \sigma_k = \sigma_s \dots \dots (24)$$

式(23)から細長比を軸方向應力及び偏心度の函数として示す事が出来る。即ち

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{kr}} \left[\frac{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1 \right) - \frac{m}{3}}{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1 \right)} \right]^3 \dots \dots (25)$$

式(23)及び(25)の成立つ範圍は此の場合の應力状態を決定する最大撓み y_2 に依つて與へられる。式(6)から

$$y_{kr} = y_2 = \frac{h}{6} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1 \right) \left(1 + \frac{2\sigma_{kr}}{\sigma_s} \right) \quad (26)$$

となる。従つて

$$\frac{m}{3} = 1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} \dots \dots (27)$$

となる。之を式(25)に代入すれば此の範圍の極限細長比が得られる。即ち

$$\lambda_{\theta}^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{kr}} \left(1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} \right)^3 \dots \dots (28)$$

應力状態 II

式(10)及び(17)を等しいとおけば次式が得られる。

$$\frac{1}{\rho_m} = -\frac{\alpha_2}{\sqrt{\beta_2 - y_m}} = -\frac{\pi^2}{4l^2} (y_m - a) \dots \dots (29)$$

従つて中央の撓み y_m に對し次の3次式が得られる。

$$\Phi_2 = (y_m - a) \sqrt{\beta_2 - y_m} - \frac{4\alpha_2 l^2}{\pi^2} = 0 \dots \dots (30)$$

限界應力の計算に必要な第2の式は次の如くなる。

$$\frac{d\sigma_m}{dy_m} = 0 = \frac{\partial \Phi_2}{\partial y_m} = 2(\beta_2 - y_m) - (y_m - a) \quad (31)$$

故に限界撓みは次式の如くなる。

$$\eta_m = \eta_{kr} = \frac{2\beta_2}{3} + \frac{\eta}{3} \dots\dots\dots(32)$$

偏心率 m を代入すれば次式が得られる。

$$\frac{\eta_{kr}}{h} = \frac{\sigma_s}{6\sigma_{kr}} \left(1 - \frac{\sigma_{kr}^2}{\sigma_s^2}\right) + \frac{m}{18} \dots\dots\dots(33)$$

之を式 (30) に代入すれば限界軸方向應力 σ_{kr} が得られる。

$$\sigma_{kr} = \frac{\left(\frac{\lambda^2 \sigma_s}{\pi^2 E}\right)^2 \sigma_s}{\left[\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} - \frac{2m}{3}\right]^3} \dots\dots\dots(34)$$

式 (34) から細長比を軸方向應力及び偏心率の函数として示す事が出来る。即ち

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_s} \sqrt{\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} \left[\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} - \frac{2m}{3}\right]^3} \dots\dots(35)$$

式 (34) 及び (35) の成立つ範囲は $\eta_2 \leq \eta_{kr} \leq \eta_3$ で與へられる。下限は式 (28) と等しい。次に

$$\eta_{kr} = \eta_2 = \frac{h\sigma_s}{4\sigma_{kr}} \left(1 - \frac{\sigma_{kr}^2}{\sigma_s^2}\right) \dots\dots\dots(36)$$

であるから、式 (33) 及び (35) から $\lambda=0$ となり、限界應力は次式の如くなる。

$$\sigma_{kr}^{(0)} = \frac{\sigma_s}{3} (\sqrt{m^2 + 9} - m) \dots\dots\dots(37)$$

此の場合断面は完全に塑性化するから、 $\sigma_{kr}^{(0)}$ は偏心率 m に対する絶対最大軸方向應力である。

此の研究は硬化範囲を考慮に入れておかないから、硬化の生じない範囲に於てのみ正しい結果が得られる。今降伏點に於る變形の p 倍に等しい變形 ϵ_p の時硬化が生ずるものとすれば、之に相當する偏心率及び細長比は次の如くなる。

應力状態 I

$$m = 3 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right) \left(1 + \frac{1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}}{p-1}\right) \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)^2}}\right] \dots\dots(38)$$

$$\lambda p^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{kr}} \left\{ \frac{\left(1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)}{p-1} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2(p-1)}{\left(1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)}} - 1 \right] \right\}^3 \dots\dots(39)$$

應力状態 II

$$m = \frac{3}{2p^2} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} + 1\right) \left[p^2 \left(1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right) - \left(1 + \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right) \right]$$

$$\lambda p^2 = \frac{\pi^2 E}{p^2 \sigma_{kr}} \left(1 + \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)^3 \dots\dots\dots(41)$$

公式の總括

理想鋼 (降伏點 σ_s , 弾性係數 E) からなる偏心壓縮を受けた棒の、與へられた軸方向力 σ_{kr} 及び偏心率 m に対する平衡細長比は偏心率に應じ次の公式により計算される。

公式 (I)
$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{kr}} \left[\frac{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right) - \frac{m}{3}}{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right)} \right]^3$$

$$\dots\dots \lambda^2 - \frac{\pi^2 E m^3}{9\sigma_s(3-m)} > 0$$

公式 (II)
$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_s} \sqrt{\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} \left[\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} - \frac{2m}{3}\right]^3}$$

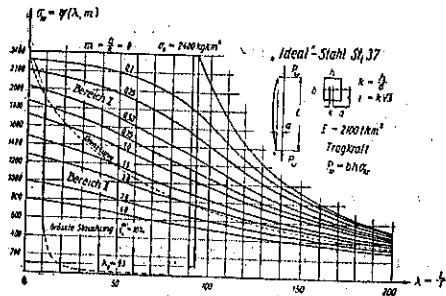
$$\dots\dots \lambda^2 - \frac{\pi^2 E m^3}{9\sigma_s(3-m)} < 0$$

3. 理想鋼 St37 及 St52 に対する限界應力圖表

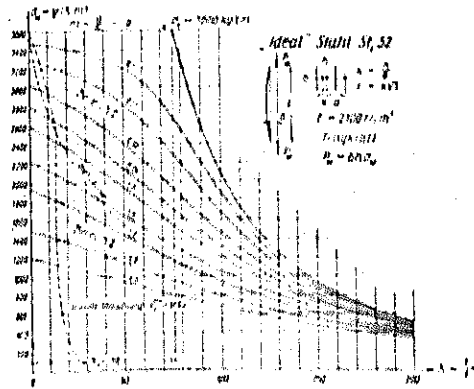
偏心壓縮を受けた理想鋼からなる棒の耐荷力を示す公式 (I) 及び (II) に依り、2つの場合に就て計算を行つた。即ち獨逸の規格にある St37 及び St52 であつて、その弾性係數は $E=210000 \text{ kg/cm}^2$, 降伏點は夫々 $\sigma_s=2400 \text{ kg/cm}^2$ 又は 3600 kg/cm^2 である。此の特性を有し第 2 圖の如き應力變形線を有するものを今後 St37 又は St52 であらはす。

計算の結果を第 6 及び 7 圖に示した。限界應力 $\sigma_{kr} = \psi(\lambda, m)$ を偏心率 $m=0.10 \sim 4.00$, 細長比 $\lambda=0 \sim 200$ に對し計算した。公式 (I) 及び (II) の有效範囲は極限曲線に依り分たれる。此の近似方法の結果は嚴密な解の結果とよく一致した。 $\lambda=0$ に對する應力値は (37) 式に依り等しい。又 $\lambda=\infty$ に對しては兩方とも $\sigma_{kr}=0$ となる。その間の細長比に對する限界應力の最大差は 3% 以下で實際上問題にならない。

第 6 圖



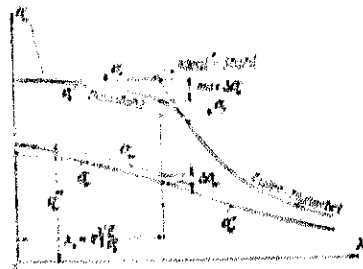
第 7 圖



硬化範囲を無視した影響を知る為、棒中央の内縁に硬化の生ずる限界平衡位置を計算した。變形 $\epsilon_r = 10\%$ の時硬化が生ずるはめるものと假定し、此の條件に相當する曲線を式 (30) 又は (41) に依り計算し、第 6 及び 7 圖に示した。斯る變形は St 37 は $\lambda < 10$ 、St 52 は $\lambda < 11$ に對し生ずる事を知る。又 $\epsilon_r = 10\%$ の時硬化を生ずはめるものとせば斯る變形は $\lambda \leq 10$ 又は $\lambda \leq 11$ に對し生ずる。従つて普通の場合 ($\lambda < 30$) は硬化のはじまる前に限界應力が得られるものと考えられる。

4. 構造鋼からなる棒の應用 構造鋼の應力變形線の限界應力に及び下影響は押屈應力の場合に最も著しい。第 8 圖の如き應力變形線を有する構造鋼に對する押屈應力線は Engesser Kármán に依れば第 9 圖の太線の如くなる。屈縮降伏點より上の點線は硬化範囲に屬するものを示す。此の限界應力線 σ_{kr} は同一鋼種でも比例限界以降伏點間の曲線の差異に依り異なるものである。例へば鋼協会の實驗せるものは實際上殆ど誤差がなかつた (最大誤差 4%)。

第 9 圖



第 9 圖に一定の偏心率に對する限界應力線 σ_{kr} (理想鋼) 及び σ_{kr}' (第 8 圖の構造鋼) を細長比の函數として示した。此の 2 つの線は $\lambda=0$ に對し同じ縦距 $\sigma_{kr}^{(0)}$ を持ち、 λ 軸を漸近線としてゐる。應力値の差 $(\sigma_{kr} - \sigma_{kr}') = \Delta\sigma_{kr}$ は偏心率 m の増すにつれ減少し、 $m \rightarrow \infty$ に對し零となる。押屈應力線に對しては $\lambda_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 E I^2}{\sigma_s}}$ の時應力差は最大となる ($\max \Delta\sigma_k$)。而して應力差 $\Delta\sigma_{kr}$ は $\max \Delta\sigma_k$ と關係がある。

實際上の目的には假想偏心率 $\bar{m} > m$ を導入し、之を與へられた偏心率に相當する $\max \Delta\sigma_k$ に應じて選び公式 (I) 及び (II) の m の代りに \bar{m} を用ひて計算すればよい。第 9 圖に σ_{kr} を示した。細長比の小なる時 ($\lambda < 30$) は可成りの誤差があるが、實際上は問題でない。Hartmann の構造鋼 St 37 ($\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$) からなる偏心率縮を受ける棒に對する結果に依れば m を次式に依つて與へる事が出来る。

$$\bar{m} = m \left[1 + \frac{6 \max \Delta\sigma_k}{\sigma_s (1+m)^2} \right] \dots \dots (42)$$

此の式は他の鋼種のものにも用ひる事が出来る。 m を m で置き換へて得た結果は $m > 0.1$ 、 $\lambda > 30$ に對し充分正確であり、第 6 及び 7 圖の依り用ひる事が出来る。他の鋼種のものに假想偏心率を應用した時の最大誤差は細長比 $\lambda \sim 30$ の時約 -10% である。

5. 偏心率縮を受けた棒の断面決定 P を使用荷重、 F を断面積、 ν を安全率とすれば次式が成立たねばならぬ。

$$\frac{P}{F} = \sigma_m = \frac{\sigma_{kr}}{\nu} \text{ 又 } \sigma_m \leq \sigma_{kr} \dots \dots (43)$$

今偏心率縮を受けた棒の安全率を中心屈縮を受けた棒の安全率と等しいものとし、

$$\kappa = \frac{\sigma_k}{\sigma_{kr}} \dots \dots (44)$$

とすれば、押屈係數 ω を用ひ中心屈縮を受けた棒に對する鋼協会の規定にらひ次式が得られる。即ち

$$\kappa \omega \frac{P}{F} \leq \sigma_{zul} \dots \dots (45)$$

κ 値の計算を行ふ場合假想偏心率 \bar{m} は次式に依る事が出来る。

$$\text{St 37} \dots \bar{m} = m \left[1 + \frac{0.675}{(1+m)^2} \right] \dots \dots (46)$$

$$\text{St 52} \dots \bar{m} = m \left[1 + \frac{1.014}{(1+m)^2} \right] \dots \dots (47)$$

(奥田秋夫)

3. 土 質 工 學

土の支持力試験に就て

(Marvin L. Davis, "Soil-Bearing Test Values on Proportional Areas" E. N. R. July 11, 1935, p. 46.)

発電所改造のために土の支持力試験を行つた結果が發表されてゐる。これは Ohio 州 Akron の Firestone Tire Rubber Co. の行つたものである。この建物は二階建てで底面から一段目の床まで 16 呎、床から屋根まで 52 呎ある。

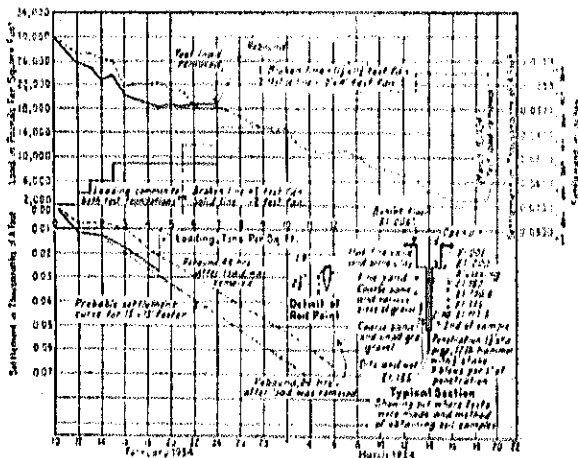
1. 改造計畫 現存構造物検査の結果屋根の構組を除き基礎及構造物は全部改造の必要があつた。新基礎の大きさは $8\frac{1}{2} \times 9\frac{1}{2}$ 呎 \sim $14\frac{1}{2} \times 14\frac{1}{2}$ 呎である。最大の柱は 16 吋 26t 封度の II 型である。この基礎に與へられたる荷重は 498 000 \sim 1 075 000 封度、土の支持すべき荷重は 473 000 \sim 1 182 500 封度である。

鋼材の組立を速めるために急硬セメントを規定した。コンクリートは 7 日試験に於て 2 500 封度/吋² の耐壓力を要し、且セメント 1 袋に竹材中の含有水分を含

第 10 圖 Ohio 発電所改造に際し土の支持力試験を行つた場所



第 11 圖 荷重と沈下及荷重による時間的沈下圖



み 6 gallon 以上の水を使ふことを禁じた。各基礎から試験片を取つて 7 日試験を行つた結果耐壓強度は平均 2 615 封度/吋² であつた。

元の構造物に對する土の支持力試験のデータが全然無かつたために、新に試験を行ひ 1934 年 2 月 10 日から 3 月 21 日までかゝつた。

2. 試験法 廣い底面下に於ける大凡の支持力を定め、全荷重の際の基礎の沈下概略を豫想するために、二方法の試験を行つた。

試験柱 1 は木杭 $11\frac{1}{2}$ 吋角であり試験柱 2 は 2×4 吋角の鐵筋コンクリートである。その柱の位置は第 10 圖の如し。この 2 種の柱には常に單位面積當りの荷重を等しからしめた。1 平方呎當りの荷重は 1 t 増加し 3 t に達して後は $1\frac{1}{2}$ t 増加した。これは沈下が止んで後に荷重を増して行つた。斯くて試験柱 1 には 12 呎² に達するまで、試験柱 2 には $4\frac{1}{2}$ 呎² まで行つた。それは第 2 柱には荷重體を乗せる場所が無かつたためである。次にこの荷重を全部除去つて 24 時間後、48 時間後、6 日後の跳ね上りを記録した。

3. 試験の結果 第 10 圖にその結果を示す。即ち荷重と沈下の關係は兩方共に直線的である。これから推定沈下曲線を求め得る。

1935 年 1 月 23 日に實際の構造物につき沈下を測定した結果平均 1/10 吋、最大 3/10 吋の沈下であつた。その中 30 呎迄は推定沈下曲線と一致してゐた。

4. 地質觀察 荷重試験を終る試験装置を取拂つて、この部分の地質を更に研究した。8 吋の鐵管を打込んで 1 呎毎に土を檢した。基礎面下 0 呎迄は粘土混り細砂で、0 \sim 13 呎は砂が鬆くなり、13 呎の處では砂何も混じてゐた。

更に $1\frac{1}{2}$ 吋の鐵管の先端を尖らして打込み 21 呎まで調査した。この際 12 封度の錐で一撃の浸入量を調べて、公式から大體の支持力を決定した。計算の結果安全率を 4 に取つて支持力は 6 516 封度/吋² と出たので、荷重は 6 000 封度にとつた。(傍島 漢)

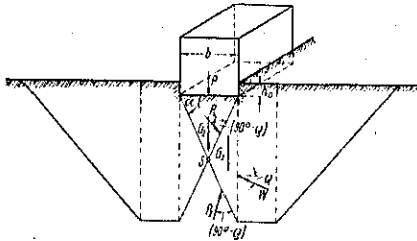
地盤の支持力と變形抵抗

(P. Müller, "Tragfähigkeit und Formänderungswiderstand des Bodens." Bautech. 19, April 1935, S. 219-220.)

地盤の變形に對する抵抗を表はす地盤の彈性係数は支持力に重大な關係があるが、之に靜力學的に扱はれた E_{stat} と動力學的に求められた E_{dyn} とがある。此の兩者は載荷の面積が等しくても異つた値を有し、夫々又載荷の面積並に地表面よりの深さに關係する。

沈下と變形抵抗との關係を検べる爲に地盤の支持力に關する Dr. Schultz の論文を引用する。

第 12 圖 Schultz の示せる地盤に働く諸力



第 12 圖で與へられる地盤の支持力 P₀ は (1) 式の P を α に就き微分して最小値を求めればよい。

$$\frac{P}{\gamma} = -\frac{b^2}{2} \cdot \tan \alpha + b \cdot \tan \alpha \left[\frac{1}{2} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \times (2h_0 + b \cdot \tan \alpha) + \cos^2 \rho \sin \rho (h_0 + b \cdot \tan \alpha) \right] \times \frac{\sin \rho + \cos \rho \cdot \cot(\alpha - \rho)}{\cos \rho - \sin \rho \cdot \tan \rho} \dots (1)$$

茲に γ は土の單位重量である。

上式の微分は六ヶ敷いので Schultz は試案によつて求めた。例へば b=20 cm, γ=1.0, ρ=30°, h₀=0 の場合には α=43° となつて P₀ は幅 1 cm に就き 4.5 kg となる。

角 α が決まると (1) 式に代入して $\frac{dP_0}{db} = p_1$ より土壓の強度を求め得る。即ち

$$\frac{p_1}{\gamma} = \frac{b}{2} \cdot \eta + h_0 \zeta \dots (2)$$

茲に

$$\eta = 2 \cdot \tan \alpha \left\{ -1 + \frac{\sin \rho + \cos \rho \cdot \cot(\alpha - \rho)}{\cos \rho - \sin \rho \cdot \tan \rho} \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) + 2 \cdot \cos^2 \rho \cdot \sin \rho \right] \tan \alpha \right\} \dots (3)$$
$$\zeta = \tan \alpha \cdot \frac{\sin \rho + \cos \rho \cdot \cot(\alpha - \rho)}{\cos \rho - \sin \rho \cdot \tan \rho} \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) + \cos^2 \rho \cdot \sin \rho \right] \dots (4)$$

壓力の分布状態は梯形を爲し縁線強度 p₀=h₀ζγ となり、端より x の點の強度 p_x=(xγ+h₀ζ) (第 13 圖参照) となる。

更に Schultz は圓の直徑 2r を b として (1) 式より (4) 式迄に代入して角 α 及び基礎の壓力を求めて差支無い事を示した。

$$P = \frac{r^2 \pi}{3} (2p_0 + p_1) \dots (6)$$

$$h_0 = 0 \text{ の場合, } p_0 = 0 \text{ 故 } P = \frac{r^2 \pi p_1}{3} \dots (5a)$$

$$(2) \text{ 式より } p_1 = r \eta \gamma \dots (2a)$$

$$\therefore P = \frac{r^3 \pi}{3} \cdot \eta \gamma \dots (5b)$$

一方 Boussinesq が誘導した直徑 2r の圓筒形物體の加壓による沈下量は

$$\delta = 0.5 \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{P}{rE}$$

地表面に於ける m=3.7 とすれば

$$\delta = 0.464 \cdot \frac{P}{rE} \dots (6)$$

鉛直に對し 35° の角度を爲して圓錐形に壓力が分布するとすれば

$$\delta' = 0.426 \frac{P}{rE} \dots (6a)$$

(5b) 式より求めた P を (6) 式と (6a) 式に代入すれば

$$\delta = \frac{0.155 \pi r^2 \eta \gamma}{E} \dots (7)$$

$$\text{又は } E = 0.486 r^2 \eta \gamma \cdot \frac{1}{\delta} \dots (8)$$

35° の角度を爲して圓錐形に壓力が擴大分布すると假定すれば

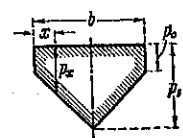
$$E = 0.446 r^2 \eta \gamma \cdot \frac{1}{\delta} \dots (8a)$$

この (8), (8a) 兩式によつて載荷面が地表面に在る時靜荷重を受けた場合の土の變形抵抗をその沈下量の測定に依て求める事が出来る。

之迄に扱つたのは靜力學の場合で、荷重が土の支持力を超過すると三角錐の交點 S がめり込んで變動を生ずるが、之に反し振動を與へると變形が彈性的に反復する。

彈性限界即ち 0 < P < P₀ に於ても勿論變形は起り得る。この P は前述の如く α の函數である。例へば ρ=30°, 2r=20 cm, h₀=0 とすれば

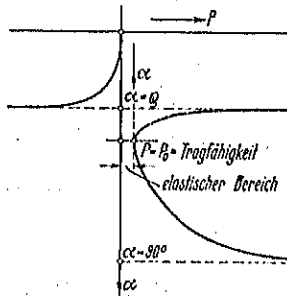
第 13 圖 壓力分布圖



$$P = \left[-0.02 \tan \alpha + 0.073 \cdot \tan^2 \alpha \cdot \frac{0.5 + 0.866 \cdot \cos(\alpha - 30^\circ)}{0.5775} \right] \cdot \gamma \quad \text{t/m} \quad \dots (1a)$$

第 14 圖は P と α の關係を圖示したものである。

第 14 圖
函數 $P=f(\alpha)$ の曲線



h_0 が増加すると變形抵抗は次式によつて變化する。

$$E = \lambda \cdot \frac{\gamma \gamma}{\theta} (r\eta + 3h_0 \xi) \quad \dots \dots \dots (9)$$

ξ を η で表はせば

$$E = \lambda \cdot \frac{\gamma \gamma}{\theta} \left[r\eta + 3h_0 \cdot \frac{e + \psi}{e + 2\psi} \left(1 + \frac{\eta}{2 \tan \alpha} \right) \right] \quad \dots (10)$$

λ は係數で Boussinesq によれば 0.480, 35° の角度を爲して土層が圓錐形に分布するとすれば 0.410 となる。

$$e = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right), \quad \psi = \cos^2 \rho \cdot \sin \rho$$

荷重試験に際しては先づ土の單位重量及摩擦角 ρ を求める。然る後 (1) 式の函數 $P=f(\alpha)$ を用ひて P の最小値 P_0 と之に該當する α を求める。 P_0 は彈性限界を示しこの荷重の下に生じた沈下量を測つて $E=f(\alpha, \theta)$ [(8)~(10) 式] を用ひて變形抵抗 E を求める。

勿論 $0 < P < P_0$ の範圍内で荷重と沈下との關係を檢べて置く。之迄の實驗の結果では兩者の比は一定では無く荷重に關係する。

判別し易くするため彈床係數を常數と假定して上述の事項を例題を以て説明して見る。

$\rho = 30^\circ, \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3, h = 2r = 0.20 \text{ m}, h_0 = 0$ とすれば $\alpha = 43^\circ$ で $\eta = 45, \xi = 23$ となる。

$$\therefore \text{軸に於る土層強度 } \eta_1 = r\eta\gamma = 0.1 \cdot 45 \cdot 1.8 = 81 \text{ t/m}^2$$

$$\text{支持力 } P = \frac{r^2 \pi \eta_1}{3} = \frac{0.1^2 \pi}{3} \cdot 81 = 0.085 \text{ t}$$

$$\text{平均土層強度 } \eta_m = \frac{P}{r^2 \pi} = \frac{0.085}{0.1^2 \pi} = 2.7 \text{ t/m}^2$$

$C = 4 \text{ kg/cm}^2$ と假定すれば

$$\theta = \frac{\eta_m}{C} = \frac{0.27}{4} = 0.0075 \text{ cm}$$

$$(8) \text{ 式より } E = 0.485 \cdot 0.1^2 \cdot 45 \cdot 1.8 \cdot \frac{1}{0.010075}$$

$$= 582 \text{ t/m}^2 = 58.2 \text{ kg/cm}^2$$

$C = 4 \text{ kg/cm}^2$ と假定して h_0 を種々にかゝると第 1 表を得る。

第 1 表

h_0 (cm)	P (kg)	η_1 (kg/cm ²)	η_l (kg/cm ²)	θ (cm)	E (kg/cm ²)
0	85	0	0.61	0.0075	58.2
10	273	0.58	1.43	0.216	58.8
23	448	1.13	2.01	0.355	59.4
49	641	1.67	2.53	0.493	59.5

第 1 表で明らかなる如く彈床係數が一定であると變形抵抗は殆ど常數である。

結論として支持力の決定には Schultz の土層説は推奨に値する。土層の分布状態に就いては何れかに假定しなければならぬが、Boussinesq の説でも圓錐形擴大の説でも結果として大差がない。

上述の根本を追究するには種々の土質の變形抵抗を検査、 E と載荷面積との關係及び支持力と載荷面積との關係を研究する必要がある。(瀧川 義)

壓氣式測定器による地盤支持力

(Otto Seitz, "Versuche mit einer neuartigen pneumatischen Bodendruckmeßblase,"
Bautsch. 14 Juni 1935, p. 329-330)

數年前既に土木技師 Detig 氏が壓氣式に依る地盤支持力に就いて發表されてゐるが、此處に據る測定器はアメリカ式のものをも併に改良し、工夫を加へたもので、圓筒型の外観を有し、可動的な銀筒と密閉せる蓋板とから成る。蓋板は接觸面となり地盤の壓力に依つて荷重を受けるもので器に輪狀の楔子で固着してある。内部に壓縮氣を注入して外側に接する地盤壓より稍高壓とし蓋板を外方に膨脹せしめる。此の時其の部分の電氣回路が遮斷され、内部に裝置した信號燈が明滅して外壓及内壓の平衡状態を表示し、之れを同じ附屬壓力計で讀み得る様になつてゐる。

此の測定器の特徴は操作の一日瞭然にして而も簡單なるにあり、加へて電氣的接觸に依る敏感さと器具の堅牢なること及び何等の經驗的諸事項を必要とせぬことにある。

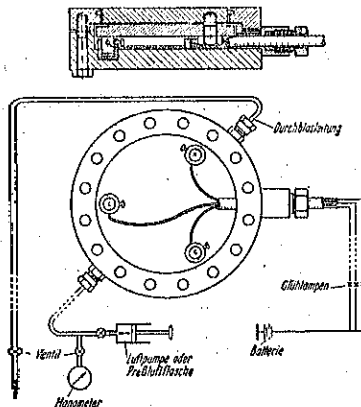
著者は以前 Niederfinow に於ける測定の際に既にこ

の測定値が實際値より高めに出的傾向を認め、之れが原因を同型接觸に於ける周邊の影響其の他にありと考へた。即ち接觸面に於ける加壓の状態は各部に對して何れの方角にも一樣ではなく従つて接觸面の隆起も一樣でないのみか、寧ろ可成偏した現象を呈し、接觸面の周邊部に於てはこの際對力を生ずる。一方充分に加壓されて隆起せる部分、即ち信號燈の消滅せる場所では氣壓の増加と共にこの對力を打消したかの如くに見える。

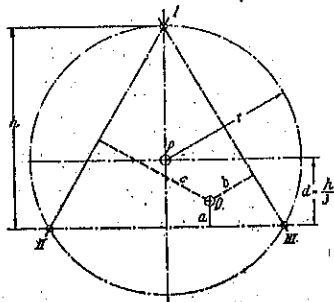
此の事實は後に他の地點に於て觀測せる際にも他の器械に依つた場合に比べて壓氣式によるものは幾分高い測定値を呈すと云ふ同様の結果が認められ、その原因も側面に作用する剪斷力、地盤の不等沈下等の蓋板に作用する偏壓にあるものと考へられた。

此等の缺點を補ふ爲既に Dotig 氏の提唱せる如く、三點接觸法による測定法が Hohenzollen 運河の架橋に際して用ひ頗る良好なる結果を實證した。此の方法に用ふる測定器は第 15 圖に示す如くである。接觸點を強度の大きな尖點に仕上げて而もこの 3 點で全壓力を負擔せしめることは相當困難であるので、實際には 10mm 直徑の防錆鐵釘の絶縁せるものを用ひた。各釘は信號

第 15 圖



第 16 圖



燈と電氣的に接續してある。使用法は第 16 圖に示す如くで圖中 I, II, III は互に 120° を爲す 3 接觸點で等邊三角形を形造る。外側から作用する地盤壓力を 1 個の力 Q で表はし、その作用點を 3 邊から各々に a, b, c なる距離にあるものとする。内側の氣壓合力を P とすると之れは三角形の重心を通る。先づ内壓が P₁ に等しくなつた場合に蓋板は軸 II~III に依つて廻轉せんとして、此の間に d·P₁=a·Q なる力の平衡が成立し、更に外壓が増加して P₂ に達した時には軸 I~III に對して、d·P₂=b·Q となり最後に内壓が外壓より大となつた場合には、d·P₃=c·Q となる。この 3 力を合計すると、

$$Q = (P_1 + P_2 + P_3) \left(\frac{d}{a+b+c} \right)$$

P は重心を通過する故に、 $d = \frac{h}{3}$ であるから、3 邊よりの距離の和は $a+b+c=h$ なる故に、

$$Q = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{3}$$

内壓 P₁, P₂, P₃ は各々壓力計の讀みかゝり得られるから Q は直ちに算出され、更に外壓の作用點は次の如くに見出される。

$$a = \frac{h}{3Q} \cdot P_1, \quad b = \frac{h}{3Q} \cdot P_2, \quad c = \frac{h}{3Q} \cdot P_3$$

此等の結果の實際に就いては、橋梁基礎の潜函工事に際して、充分にその正確さを立證した。即ち粘土質の基礎地盤に前述の舊式の測定器を並べて装置し、更に同じく測定弦を有する Schäfer の壓力氣測定器をも注意深く基礎地盤 60×70 cm 上に装置し、潜函の沈下後第 2 表の如き測定値を得た。

第 2 表 地盤壓力 kg/cm²

壓氣式測定器		測定法を有する Schäfer の裝置
輪狀接觸式	三點接觸式	
1.37	P ₁ =0.7 P ₂ =0.87 P ₃ =1.37 Q=1.04	0.09

尙上記の數値は實驗の結果から銀箔の抵抗に對する爲壓力の中 0.08 kg/cm² を測定値から引き去つてある。

r=4.5 cm, h=1.5r=6.75 cm とすると

$$a = b = \frac{6.75}{3 \times 1.04} \cdot 0.87 = 1.88 \text{ cm,}$$

$$c = \frac{6.75}{3 \times 1.04} \times 1.37 = 2.96 \text{ cm}$$

三點接觸式と Schäfer 式とはよく一致した數値を示し、舊式の壓氣式では稍高い値を示してゐる。是等の實

測に就いては例へ今後多くの観測の結果、同一地盤に對して良好なる數字的關係を得たとしても、更に斯る結果を廣範なる比較測定を通じて確證あるものと爲すことが必要であり、以て地盤支持力に關する此の方面の問題に對する解決の一端に資することが望ましいわけである。(糸川一郎)

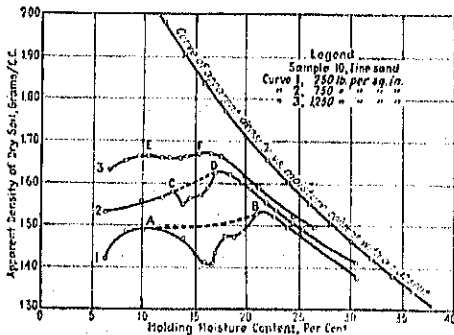
土壤の最高緊硬度の含水量の測定

(B. G. Zimmerman, "Laboratory Determination of Optimum Soil Moisture," "Little Effect of Soil Classes on Optimum Moisture" E. N. R. June 13, 1935, p. 838-839, June 20, 1935, p. 875-877.)

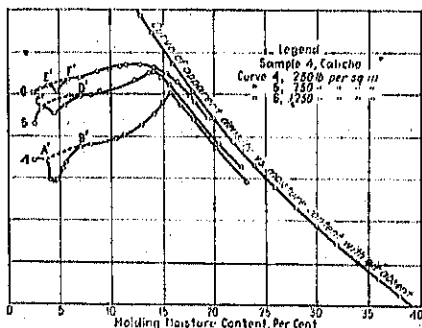
或る方法に土壤を緊密にする時、最大の見掛密度を與へる一定の湿度があるもので、之を最高緊硬度の含水量(optimum moisture)と呼ぶ。其の最高緊硬度の含水量の測定法について述べる。

第 17 圖、第 18 圖は 9 段に變化する壓力に於ける密度含水量曲線である。湿度の増加と共に初めのうちは見掛密度は増大して A に到り、後體積の膨脹——多分包含する空氣のため——に依りて密度減少し、更に増大して最大値 B に到り、其の後は略一様に減少してゐる。

第 17 圖



第 18 圖



(曲線 1)。此の B 點の含水量を最高緊硬度の含水量と云ふ。第 17 圖に用ひられた試料——No. 10——は少量の雲母を含む細粒の砂土で、第 18 圖に用ひられた試料——No. 4——は Texas の calcho である。兩者の最高緊硬度の含水量の相異は土壤の型の相違に依るものであらう。此等の曲線にて明らかなる如く、壓力が増大すると、それに於ける最高緊硬度の含水量は減少するが、その減少も壓力が高くなるに従ひ、次第に小になる。即ち第 18 圖に於て、壓力が 250 lb/in² から 750 lb/in² まで變化する時、最高緊硬度の含水量は 4.0% 減少してゐるが 750 lb/in² から 1250 lb/in² まで變化する間には 1.4% しか減少して居ない。此の事は第 17 圖のものについても云へる。

今 M = 型型にした土壤の乾燥重量 (gr)

V = 型型の體積 (c. c.), (G = 土壤の粒子の比重)

X = 含水量と乾燥重量との比 (乾燥湿度)

D = 型型にした土壤の乾燥見掛密度

とし、空隙が存在しないとすれば

$$D = \frac{M}{V} = \frac{M}{M(X+1/G)} = \frac{G}{GX+1}$$

なる關係あり。即ち空隙がないとした時は、 G を比重計にて知れば、各 X に對する D がわかるので、此の X の値を % で表したものが、第 17 圖、第 18 圖に示す無空隙の密度——含水量曲線である。又空隙の存在を無視しない場合の曲線即ち 1, 2, 3 の曲線は次の方法によりて M, V を測定して、其の時の X に對する D を求めることが出来る。

試料はアメリカ標準筒の 40 目筒を通過したものである。試料をとり、ある水量を加えてよく混ぜり 150 gr. を測つて型に入れ、水壓ピストンで壓縮して一定の壓力に 1 分間保つ。かくして出來た型型の體積を測定する。その體積が上式にある V に相當する。始めに加えた水量が多い時にはピストンで壓縮するとき水がおし出される事があるが、此の時には型型を作る前後の重量の差がおし出された水量であるから、その重量の差を c. c. で表しただけ型型の體積に加えて、それを V とす。此の型型を 120°C の爐の中に入れて、重量の減少を來さないまで熱し、その重量を測定する。此の重量が M に相當する。型型の乾燥前後に於ける重量の減少より含水量が知れ、従つてその時の X がわかる。かくて空隙の存在を無視しない時の密度——含水量曲線がわかる。而してその曲線より最大密度の點を求めればその時の含水量が最高緊硬度の含水量である。但し此處に求めたる緊

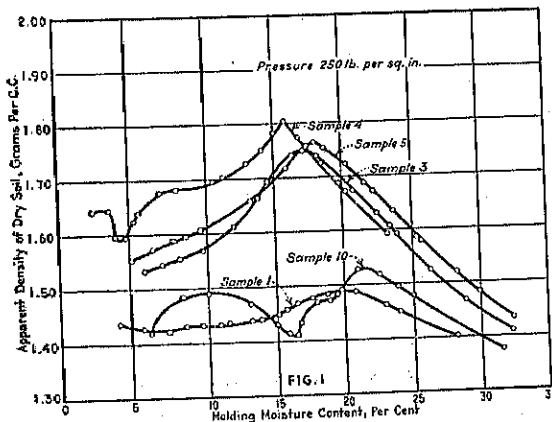
度は乾燥見掛密度であるから前の M の代りに乾燥前の重量を用ふれば濕潤見掛密度が得られる。

土壌の種類に依りて、その最高緊硬度の含水量の變化について Procter 氏は次の如く述べてゐる。

土壌の最高緊硬度の含水量はその土壌を構成する粒子によりて變化し、小なる粒子の土壌は大なる粒子の土壌より大なる最高緊硬度の含水量を有する。

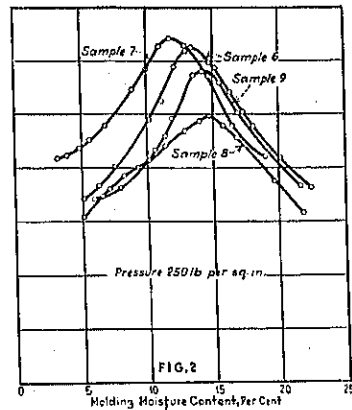
第 19 圖は密度—含水量線で、試料 No. 4 と No. 10 は前節のものである。圖より明らかな如く、1) No. 1 (砂土) は No. 3, 5 (粘土) より大なる最高緊硬度を有してゐるが、此れは粗粒の砂土が細粒の粘土より大なる最高緊硬度の含水量を有することになる。2) 又 No. 10 (細粒砂土) は No. 1 より細粒であり、大なる最高緊硬度の含水量を示す。3) No. 4 caliche は No. 3, 5 より粗粒であり、且つ最高緊硬度の含水量は小さい。即ち 1) の場合は Procter 氏の説は適用出来ないに反し、2), 3) の場合は適用出来る。筆者はこれはコロイド質によるものであると思ふ。即ちコロイド質が水によりて完全に濕されると膨張し始め、これが土壌の最高緊硬度を減少せしめるものであるから、多くのコロイド質を含む粘土は最高緊硬度の含水量は減少する。然らば No. 4 の caliche は何故 No. 3, 5 の粘土より大なる最高緊硬度の含水量を示さないかと云ふとその含むコロイド質の性質が異なる故である。

第 19 圖



第 20 圖は色々の粘土を實驗室にて混合した物の密度—含水量曲線である。No. 6 は No. 1 を 56.7%, No. 5 を 43.3% の混合土であり、No. 7 は No. 1 を 56.7%, No. 4 を 43.3% の混合土の曲線である。此の割合は No. 1 の最高緊硬度の含水量の時の空隙を充す様に計算された割合である。又 No. 8 は No. 1 を 75%, No. 5

第 20 圖



を 25%, No. 9 は No. 1 を 36%, No. 5 を 64%, 各その最高緊硬度の含水量の時の空隙には關係なく混合したものである。此の圖によりて次の事が理解出来る。

混合土の最高緊硬度の含水量はそれを構成してゐる各土壌よりも大なる最高緊硬度の含水量を表すものであり、大なる粒子の最大量を含み、その空隙が粘土や caliche の如き細粒によりて充されてゐる時は最大の緊硬度を有するものである。(高坂紫朗)

4. 水 理

Severn 河口に關する模型實驗に就て

(A. H. Gibson, "Etudes sur un modèle de l'estuaire de la Severn" Ann. d. Travaux Publics d. Belgique. Feb. 1935, p. 139~151.)

Severn 河口附近に堰を建設する事が計畫されてゐるが、その工事施行の結果は之が河床の洗掘又は沈澱、下流の水位昇降の大き、河口附近の海流等に對からの影響を及ぼす事は當然豫想される處である。従つて之に關する模型試驗が行はれる事となつたが、その鉛直縮尺 1/100, 水平縮尺 1/8 500 であつて模型の總長は 45 呎に達する。

この實驗に於て最も問題になるのは模型中の河床を形成する土砂の大きの決定であるが、之に關しては曾て Osborne Reynolds によつて行はれた Mersey 河の模型試驗に於ける資料が參考に供された。

先づ流れに關する水理學的相似律に就ては模型と實際に於ける量を夫々長さ l 及び L , 高さ h 及び H , 時間 t 及び T を以て表はせば一般に

$$\frac{t}{T} = \frac{L}{L} \sqrt{\frac{H}{h}}$$

なる関係がある時に相似律が成立するものとしてゐる。但しこの関係中には粘性、表面張力等の影響は無視してゐる。砂の大きに関しては O. Reynolds は Mersey 河の模型を作る爲に Calais にて採取された細砂を用ひたが、同氏によれば砂粒の大きは相似律に影響する處が案外に小さいのであつて、模型と實際の砂粒の平均徑を d 及び D とすれば

$$\frac{D}{d} = \left(\frac{H}{h}\right)^q, \text{ 但し } q=0.015$$

即ち $H:h=100$ の時は $D:d=1.23$ であるが、 $H:h=200$ の時は $D:d=1.27$ となると言ふ結果が與へられてゐる。之は土砂の移動によつて生じた形から定められたものであつて、土砂の運動状態に関してはそれに應じた相似律がある。例へば兩者に於ける土砂の沈澱速度の比は $\left(\frac{H}{h}\right)^{3/2} \frac{L}{L}$ によつて與へられる。(本間 4)

流水の掃流力に就て

(Egidio Indri "Sulla forza di trascinamento delle correnti liquide." L'energia elettrica, Dic. 1934, Vol. 11, No. 12, p. 988~993.)

Du Boys によれば流水の掃流力は $T = \phi h$ (ρ は水の比重、 h は水深、 ϕ は底勾配) にて表はされ、之が土砂の抵抗力と釣合にある時に河床は安定するのであつて、その時の掃流力 T_0 を限界掃流力と名付ける。

河床を作る土砂の中には徑 d なるものゝ含水量を $p\%$ とし、次の如き A_1 及び A_2 を規定する。

$$A_1 = \sum_{p=0}^{p=100} d \Delta p, \quad A_2 = \sum_{p=0}^{p=100} d \Delta p$$

この土砂の平均徑 d_m は次の様に定める。

$$d_m = \frac{\sum_{p=0}^{p=100} d \Delta p}{\sum_{p=0}^{p=100} \Delta p}$$

斯の如き土砂に対する限界掃流力を表はす従来の公式は次の形である。

$$T_0 = \frac{100}{\rho} d_m \frac{(\rho_1 - \rho)}{M}$$

但し ρ_1 は土砂の比重、 M は A_2/A_1 であつて d_m は mm、 T_0 は gr/m^2 にて表はす。

著者は各種の砂にてこの T_0 を實測し、且つ Meyer-Peter 及び Gilbert の實験結果をも参照して T_0 に対する次の公式を得た。

$$T_0 = 13.3 d_m \frac{\rho_1 - \rho}{M} + 12.16 \quad (T_0 < 100)$$

$$T_0 = 54.85 d_m \frac{\rho_1 - \rho}{M} - 78.48 \quad (T_0 > 100)$$

尙流量 q 、土砂の流量 g (何れも kg/sec) 及び土砂の徑 d (mm) に関する Meyer-Peter の公式

$$\frac{g^2}{d} = 17 + 0.1 \frac{q^2}{d}$$

より得た値とも比較的よく一致した。(本間 4)

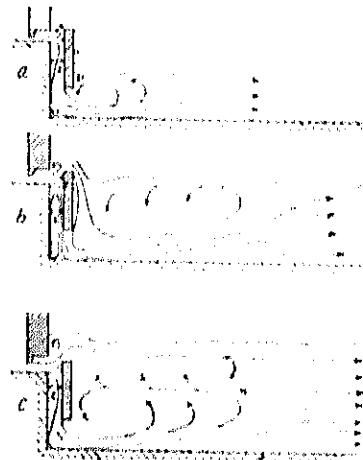
渦のない開門取水口の進歩

(Emil Burkhardt, "Die Entwicklung der Schluosse ohne Umläufe." Bautech. 12 Juli 1935, S. 407~413.)

歐洲大陸の諸河川又は運河に於ける開門の様に落差が 10m に近い大きに達する時は、取水口より流出する水の運動勢力を消滅せしめる事が必要である。その目的に用ひられる方法は流出口に面して隔壁を置き、流出せる水が之に垂直に衝突して種々の形の渦を生じ運動勢力の一部は消費される様にする。

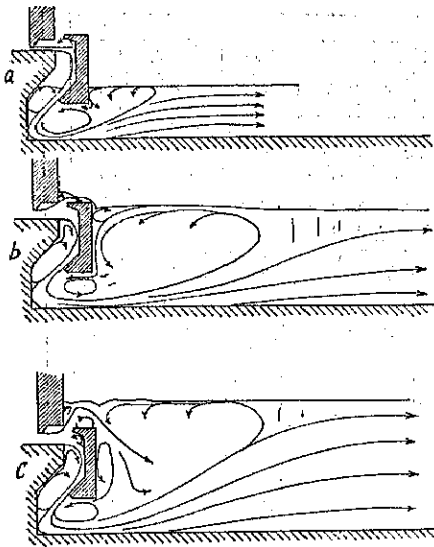
本文に記載する處はこの隔壁の形又はその位置に関する實驗的研究であつて、例へば第 21 圖の様な簡單

第 21 圖

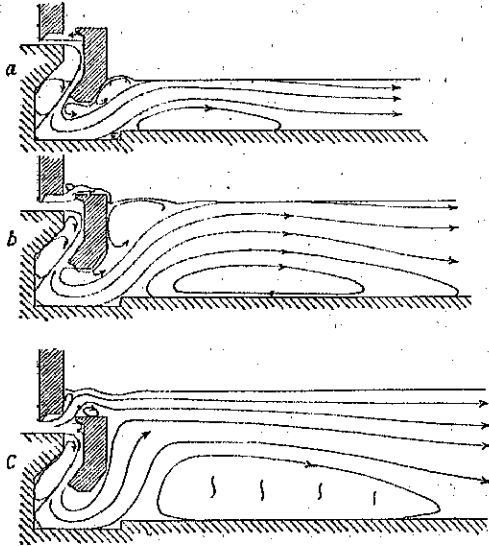


な形の隔壁を置き開室内の水位を三様に變化させた場合には、隔壁の背後に於ける渦が非常に著しい事が知られる。然し斯くの如く隔壁の背後に大なる渦を生ずる事は開室内の船舶にとっては不都合であり、隔壁に取つても大なる抵抗力が加へられる事となるから流出口開放の速度が制限される事となつて来る。先づ隔壁の形はそのまゝとして流出口と隔壁の距離 e を e_1 及び e_2 と

第 22 圖



第 23 圖



せる場合の實驗の結果を示してゐるが之は第 21 圖と大差はない。

次に第 22 圖の様な形の隔壁を用ひ水の流路を彎曲せしめた場合は隔壁の下に於て水は比較的大なる上向き分速度を有し、従つて速かに一樣の流れの状態に近づく。然し隔壁背後の渦は相當に著しいが、更に第 23 圖

の様に形を改めればこの有害なる渦は殆ど取り除く事が出来る。従つて隔壁に加はる外力も遂に減少する。

(本間 仁)

Manning 並 Lacey 公式と Kutter 公式の比較

(Montes, "Simple Chart Showing Agreement of the Manning's and Lacey's formulae with that of Kutter" Water and Water Engineering, June 1935, p. 303~305.)

開渠の流量に關する Kutter 公式は、英・米を始めとし世界各國に於ける標準公式である。従つて新しい流量公式の價値は、其の式形の單純さと Kutter 式に對する近似程度によつて評價される様な状態である。Manning 公式即ち $v=1.486/n R^{49} S^{50}$ の露公式が、河川・上下水道等に廣く使用せられるのも、要するに計算の容易にして Kutter 公式とよく似た數値を示す事によるからである。但し H. W. King 教授の實驗によれば、Manning 公式は寧ろ Kutter 公式に優るとも考へられる。更に Lacey 氏は各種水路の實測に基き $v=1.345/n R^{75} S^{60}$ の實驗式を得てゐる。此の兩者の粗度係數 n は Kutter 公式に於ける n と同一である。其の後流量に關する露公式は多數の新公式が發表されてゐるが、多くは Manning 式と同型にして S の指數を 0.5 とし係數及び R の指數を變化せしめ、 $v=a/n R^{\alpha} S^{50}$ にて示す事が出来るものである。是等をよく觀察すれば、指數 α が 0.65~0.88 の範圍では係數 a との間に $a=1/\alpha$ の關係が存在してゐる。そこで一例として $v=1.22/n R^{62} S^{62}$ を作り、Manning 並 Lacey 公式と共に Kutter 公式との數値比較を行つて見た。其の際水路に於ける流量の許容誤差を約 5% とし、 n, R, S を變化して Kutter 式との差異が 5% 以下の公式を選出した。差異の更に大なるものは % をもつて示し、無記號は Kutter 公式の適用し難き範圍である。第 3 表にても明らかか如く、Kutter 式に對して Manning 式が最も廣範圍に類似してゐることがわかる。又各種の實驗により自然水路のみならず上下水道の管渠にも、Manning 式のよく適合することが認められてゐる。

以上の如き露公式も最近に於けるノモグラムの研究によつて計算が益容易となり、今後大いに利用されるべきものと思ふ。

(米屋秀三)

第 3 表

R/S	.010			.015			.020			.025			.030			.040			.100			
	.00025	.0001	.001	.00025	.0001	.001	.00025	.0001	.001	.00025	.0001	.001	.00025	.0001	.001	.00025	.0001	.001	.00025	.0001	.001	
.10	●	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
.20	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
.40	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
.60	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
.80	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1.50	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
4.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
6.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
10.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
15.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
30.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
50.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

Note: ○ Manning $v = 1486/n \cdot R^{.68} S^{.50}$
 ● Lacey $v = 1705/n \cdot R^{.75} S^{.50}$
 × $v = 1240/n \cdot R^{.92} S^{.50}$

6. 材 料

鉛の機械的性質とその塑性理論

(中原益治郎, 同上名パンフレット) 昭和10年4月

鉛の機械的性質は鐵や銅等と著しく異なる。著者は、引張り、壓縮、捩り、剪断、加工、焼鈍及時效の諸試験を行つて、試験片の標準を定め延性、展性、脆性の測定法を見出し、又鉛管の設計方法、又鉛管の内壓試験に關する必要事項を調べた。上記諸試験の結論を列記すれば下記の如くである。

- 1. 引張り試験に於て
 - 1) 抗張力は歪の増加の速さの大なる程大である。焼鈍試験片、鑄物試験片及鉛金試験片について抗張力を比較すると、前二者は大差なく、後者は最も強い。
 - 2) 全伸長率も最大荷重點に於ける伸長率も共に歪の増加の速さが大なる程大である。
 - 3) 内力は歪と歪の増加の速さとに關係する。そして伸長の途中で歪の増加の速さを變化すれば、内力も亦變化する。
 - 4) 粘性抵抗の大きさは、歪の増加の速さの外に歪の大きさにも關係する。
 - 5) 鉛も比例限を測定し得られたるが爲に、弾性限あるものと認む。

7) 荷重は一定の内力以下では止まるが、一定の内力以上では止まらぬ。

8) 粘性限以上の一定の内力に對する歪の増加の速さは、時を経て一定となる。

9) 試験中に度々荷重を除去する時は、部分の伸長が甚だしく不規則になり、伸長率は甚だしく増加する。

10) 鉛の破損の原因は剪断内力である。

11) 焼鈍試験片は鑄物試験片より引張抵抗が小である。

2. 壓縮試験に於て

1) 引張り試験に於ける 4) 5) 7) 10) 11) は壓縮の場合にも認められる。

2) 壓縮の抵抗力は、試験片の形、歪の増加の速さで異なる。

3) 鉛の屈服點は鑄鐵の破壊點に似た點のあるのを認む。

3. 捩り及剪断試験

1) 捩り及剪断試験に於ても、歪の増加の速さの大なる程、抵抗は大である。

2) 捩り試験に於て、捩りの角が相當に大になれば、それ以上の捩りに於て、捩りモーメントは一定となる。

3) 剪断試験に於て、最大剪断抵抗は僅少の遅りの生じたる時に起る。

4. 加工、焼鈍及時效試験に於て

1) 加工の硬化は加工度の少ない間は、殆ど認め難い

が、加工度の増加と共に漸次増すが或程度以上になると餘り硬化に影響しない。

2) 加工の硬化は壓縮の歪よりも、壓縮力の方に大なる關係を有す。

3) 壓縮加工されたものでは、抗張力は焼鈍後數日間に、除々に減少し、伸長率は 30 分間の焼鈍にて大に増大する。

4) 焼鈍後の常溫放置は抗張力を少し減少し伸長率を減少する。

5) 試験片に 10% の伸長を與へた後の常溫放置は、抗張力を減少し、伸長率を減少する。

6) 20% の壓縮及焼鈍の後の常溫放置は、初めの 3 日間に抗張力を減少せしめるが、其後は餘り影響を與へぬ。そして加工硬化の大部分は焼鈍と常溫放置に依つても失はれずして、殘存する。又伸長率は初めの 1 日の常溫放置に依つて大に増大される。

之等の結果に基き著者は、内部摩擦説を採用し Saint-Venant の假定 “Maximum shear and maximum slide-velocity are co-directional” を内部摩擦説に適用し得る如く修正し、其上、“基本的塑性迂りに於ては、一定量の $(\tau + \mu\sigma)_{max}$ に對して、一定量の塑性迂りをなす、但し迂りの方向は、 $(\tau + \mu\sigma)_{max}$ を含む面上に於て、其 τ の方向に等し” と云ふ假定を設けて、新しい塑性理論を提言し、前述の通り、鉛管の問題に論及した。

(最上武雄)

木材の防火剤に關する實驗報告

(Kristen u. Schulze, “Bericht über Versuche mit geschütztem und ungeschütztem Holz bei Feuerwirkung” Bauing. 24 Mai 1935, S. 252-254.)

1. 實驗の目的 所謂“必須塗料”即ち、安價で至る所で何時でも任意の量丈求め得る簡単な藥劑に就て、その木材に及ぼす防火作用を試験し、又その效力を若干の著名な化學防火剤と新しい試驗規定に従つて比較せんとするのが此の實驗の目的である。總ての家の持主が危険な時直ぐ大きな浪費なしに、又専門智識なしに小屋組に處理出来る、現在の木材構造物の處理に適當な藥劑を見出さんとするので、實驗には塗抹及び吹付方法のみを採用した。Berlin 及び北獨逸の狀況に應じ、實驗に松を用ひた。

2. 試驗法 實驗は 1934 年 8 月 30 日、プロシヤの大藏大臣の火災防止に關する構造物警察規定の告示に於て定められた試驗方法に従ひ“燃焼困難さ”の證明

を行つた。此の告示に依れば火熱の作用の下に發火し即ち炭化し得るも、大氣中に於て自ら燃え續けない構造材料は“燃焼困難”なりと云ふ。即ち構造材料の加熱を中止された部分は短時間火灼熱の状態に在り、幾分残つた焰が消え、従つて構造材料の燃焼が進行しない。“火にならぬ”と云ふ觀念は吹付又は塗抹方法を施した木材構造物では問題にならぬ。

木材は總ての實驗に對するものを同時に 1 會社から求め、出来る丈同じ性質を有する様注意した。規定に依れば木材の溫度は 8~10% でなければならぬ。後の圖に示す様な厚 2.4 cm の 1×2 m の板を作り、2 枚を 1 組とし、防火剤を 2 回塗抹又は吹付けた。此の板の他に、防火剤を施さない板を有する面積 4×2 m の 2 回塗抹した小屋組を試験した。

3. 使用した防火剤 “必須塗料”としては著名な昔から防火剤として使はれた藥劑を用ひ、比較の爲、市場販賣の化學防火剤も用ひた。此の藥劑の 1 部分にアルミニウム・ブロンズの細粉を 10% 混じた。次に防火剤と處理法を示す。

1) 石灰乳 2 回吹付、2) 石灰乳 2 回塗抹、3) 石灰乳+水ガラス 10% 2 回塗抹、14 日後試験、4) 石灰乳+水ガラス 10% 2 回塗抹、28 日後試験、5) 泥白墨 2 回塗抹、6) 泥白墨+植物膠 2 回塗抹、7) 動物鹽 (Vichsalz) (飽和溶液) 2 回吹付、8) 明礬 (飽和溶液) 2 回吹付、9) 石膏泥 2 回塗抹、10) 石膏泥 2 回吹付、11) セメント泥 2 回塗抹、12) セメント泥+Trikosal 2 回塗抹、13) 動物鹽、石灰及び水の混和 2 回塗抹、14) 泥粥 2 回塗抹、15) 水ガラス 2 回塗抹、16) 水ガラス 2 回吹付、17) 藥劑 A 2 回塗抹、18) 藥劑 A+アルミニウム・ブロンズ 10% 2 回塗抹、19) 藥劑 B 2 回塗抹、20) 藥劑 B+アルミニウム・ブロンズ 10% 2 回塗抹、21) 藥劑 C 3 回吹付、22) 藥劑 C+アルミニウム・ブロンズ 10% 2 回塗抹、23) 藥劑 D 2 回塗抹、24) 藥劑 E 2 回塗抹、25) 藥劑 F 2 回塗抹、26) 藥劑 F+アルミニウム・ブロンズ 10% 2 回塗抹、27) 藥劑 G 2 回塗抹、28) 藥劑 H 2 回塗抹、29) 防護しない松

4. 實驗方法 板を第 24 圖の様に煉瓦積の實驗室の燃焼室の戸口に差込んだ。實驗室は 2 箇の油を用ひる火口を有し、一定溫度 (最高約 750°) を保つた。規定に依つて、火は 5 及び 10 分の燃焼後 1/2 分間中断し、15 分の燃焼後消した。更に 5 分 (此の間に残つた焰は

消える)の後に板を戸口からはづし、防護した部屋に置き観察した。そして約15分の後に灼熱部分が消えた。

熱焼室の内部、板から約18cmの3箇所(第24圖A、B乃至C)で温度の變化を測り、之から平均を出した。試験は處理後14日で行つた。燃焼中の板の状態はたえず観察し、燃焼後の状態も調べた。

5. 實驗結果 最も成績の良かった薬剤の材質係数を100とし、防護されない松の材質係数を30とし、その他の薬剤はその抵抗性に應じ100と30の間に並べた。第25圖に總ての薬剤の材質係数を示す。薬剤I~IIは規定に合格する。そのうちに“必須冷料”が5つある。アルミニウムブロンズの附加は期待に反して不成績である。

第24表に示す様に材質係数を下げている。

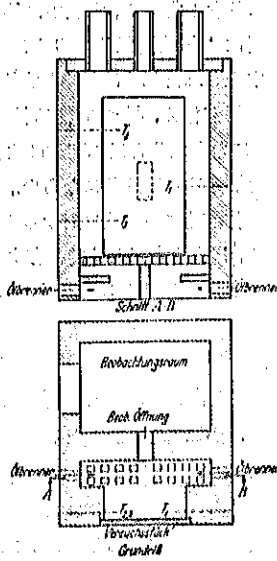
水ガラスは塗抹方法は成績よく、吹付方法は悪い。明礬及び

泥石礬は期待程でなく、石膏泥の塗抹は有効でなかつた。然し石膏板及び塗抹は非常な防火性を有してゐた。市場販賣の防火剤D、E及びIIは使用説明書通りに使つたが、アルミニウム・ブロンズを混用せずとも成績不良であつた。動物糞の他和溶液が最も良く、期待以上であつたので試験をやり直したが同じであつた。

小屋組の場合には5kgの石油をかけた木を燃したが、火は15分で消えた。防火剤を處理した小屋組は大きな防火性を示した。

6. 結論 動物糞、セメント泥、石灰乳、水ガラスの如き“必須冷料”が多い高價な化學藥劑に決して劣らず、恐らく作用期間が異なるのみであるとの實驗から

第 24 圖



第 4 表

番 號	薬 劑	材質係數
0	II AI なし	00
7	II AI あり	80
4	F AI なし	00
14	F AI あり	00
10	G AI なし	70
17	G AI あり	85
2	A AI なし	00
18	A AI あり	85

第 25 圖

Ab	Material	Art der Behandlung	Qualität
1	ausgelyt Holzbohle	ausgelyt	100
2	Alte A	ausgelyt	80
3	Alte B	ausgelyt	80
4	Alte C	ausgelyt	80
5	Semmelkorn u. Fichtel		80
6	Alte D	ausgelyt	80
7	Alte E	ausgelyt	80
8	Alte F	ausgelyt	80
9	Alte G	ausgelyt	80
10	Alte H	ausgelyt	80
11	Alte I	ausgelyt	80
12	Alte J	ausgelyt	80
13	Alte K	ausgelyt	80
14	Alte L	ausgelyt	80
15	Alte M	ausgelyt	80
16	Alte N	ausgelyt	80
17	Alte O	ausgelyt	80
18	Alte P	ausgelyt	80
19	Alte Q	ausgelyt	80
20	Alte R	ausgelyt	80
21	Alte S	ausgelyt	80
22	Alte T	ausgelyt	80
23	Alte U	ausgelyt	80
24	Alte V	ausgelyt	80
25	Alte W	ausgelyt	80
26	Alte X	ausgelyt	80
27	Alte Y	ausgelyt	80
28	Alte Z	ausgelyt	80

云えよう。従つて荷木材の防火剤に對し、總ての化學工業の研究すべき餘地があるものと考へられる。

(奥田秋夫)

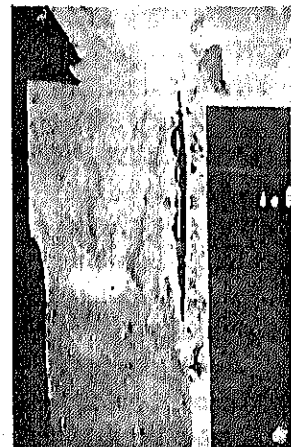
7. コンクリート及鐵筋コンクリート

二三の鐵筋コンクリート構造物の損壞と其の対策

(R. Bartsch, "Schwere Bauschäden an einigen Eisenbetonbauten und ihre Behebung" B. u. T. 5. Juli 1935, S. 201~203.)

第1例 某繊維紡績工場に於て、竣工後約3年に於て或る建物が危殆な状態になつた。柱には、その縦鐵筋の握眼に基因する縦の龜裂が無數に現れ(第26圖)、床桁や床版にも多數の龜裂が発生した。柱の縦鐵筋握眼の原因は、幅30cmの柱に對して帶鐵筋の間隔が所に依つては70cmもあつたやうに、帶鐵筋の間隔が大に過ぎたためである。全面的崩壞の原因は劣等なコンクリートにある。即ち實際の構造物から切り採つた供試體に就ての結果から、材齡28日の壓縮

第 26 圖

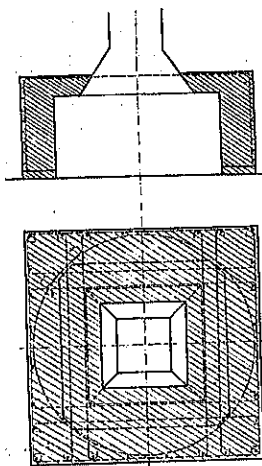


強さを推定すると $57 \sim 75 \text{ kg/cm}^2$ になつた。このやうな結果は、劣等な、そして風化したものを著しく多量に含む骨材を使用したこと、及び工場排水で汚染された水車用水路から混捏用の水を採取したことに基因する。

修理方法：柱は鉄筋コンクリートで包被した。これは床桁の径間を縮めてその負荷を軽減する意味にもなる。龜裂が著しい床版では、悪いコンクリートを新しいコンクリートで置き換へたが、大して危険でないものでは、機械油等の滲透を防ぐために龜裂を閉塞しただけである。

第2例 1921年のことであるが、某磁器工場の建築工事中、材齢6月にもなるのに、柱脚基礎のコンクリートの或る部分が依然として硬化せず、手で掻き落せる位であつた。また地下階の外壁では、硬化したコンクリートと、未だに軟くてボロボロな部分とが交互に水平の層をなして居た。此の原因がコンクリート混捏に使用した水にあることが直ちに確められた。即ち、現場附近の溪流の水を使用したのであるが、その上流にある他の工場の酸性の汚水が流入したためである。しかもその汚水は数日置きに間歇的に排水せられたものであつて、これに依つて地下階外壁のコンクリートに硬軟の水平層が現れた譯である。其の他の部分のコンクリートには井戸水を使つたので、何等の異状も認められなかつた。

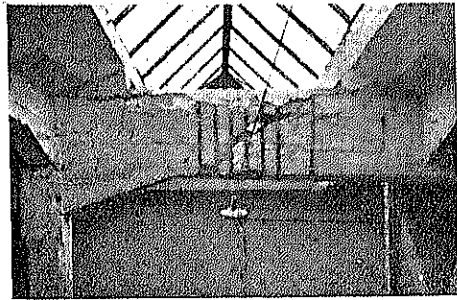
第 27 圖



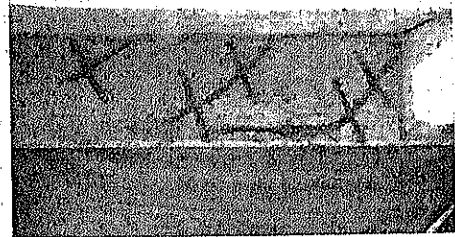
修理方法：柱脚のコンクリートは、之を取かへることは不可能なので、第27圖の如く舊柱脚を鉄筋コンクリート面で包被補強した。此の鉄筋コンクリート面の設計に際しては、内部にある舊柱脚のコンクリートがボロボロであるので、之を土砂と假定し、それに加はる上載荷重に依つて生ずる側壓及び浮力を土壓論に依つて計算し、これに充分なるやうに設計をした。

第3例 竣工後、12年の某建物が崩壊に瀕した。第1階には大した龜裂も見られなかつたが、それより上層に向ふに従つて龜裂の数が増し、殊に根屋版を支へる桁には無数の龜裂が大きく口を開いて居り、諸所方々でコ

第 28 圖



第 29 圖



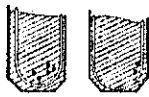
(龜裂を横切つて鐵が打つてある)

ンクリートが剥落し、床版と桁との結合も破れて居た。(第28、29圖) 支間7.85mの主桁の撓みが7cmもあつた位である。

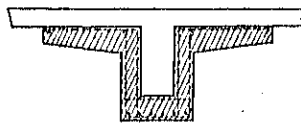
このやうな憊済たる状態になつた原因は劣等のコンクリートと設計及施工の不備にある。骨材には、風化して脆弱になつた砂利や粘土を多量に含んだものを其のまま使用し、且つ施工中霜害を蒙つたことも推測せられる。採取したコンクリートで圧縮強さを試験すると $80 \sim 90 \text{ kg/cm}^2$ しかなかつた。化學分析で配合比を調べた結果は想像し得ない位のものであつた。屋根版主桁の龜裂は、型枠取外しの際に既に發生して居たものと考へられる。それは、上塗の下に龜裂を横切つて打たれた多数の鐵を發見したからである(第29圖)。所々では鐵筋が露出して居たが、之に依つて鐵筋の配置を見ると實に出鱈目であつて、第30圖のやうに、鐵筋同志が密着したり或はまた左右不對稱になつて居た。柱では、上半部及び柱頭の部分には全然帯鐵筋がなく、それがために縱鐵筋が挫屈して角のコンクリートが剥落して居た。

修理方法：最も損壞の甚しい最上階では、全部の主桁や横桁を第31圖のやうに溝形の鉄筋コンクリート桁で補強した。この溝形桁の兩側のフランジは、床版の支間を縮少して、これを補強する意味にもなる。第28圖に示した桁は全部鉄筋コンクリートで補強した。それ

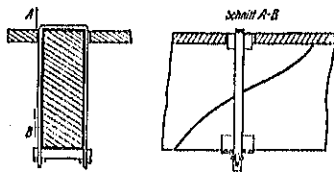
第 30 圖



第 31 圖



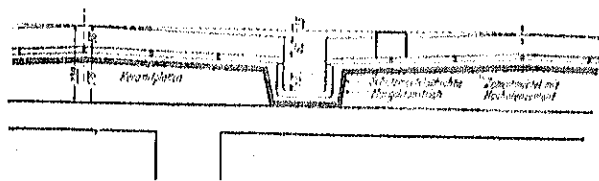
第 32 圖



より下方の階では、特に龜裂の甚だしいものは第 32 圖のやうにしたが、大して危険でないものは、第 31 圖のやうに龜裂のある部分に厚い鐵板の箍を巻いて補強した。其他柱、柱頭、伸縮目地等の補強の詳細は省略する。

第 4 例 某製鐵工場の二階の床が油に汚されて危殆になつた。床面は最初はアスファルトが塗つてあつたのであるが、紡績機から常に飛散する 炭油のために、其の當時は糊の如くになり、この油は鐵筋コンクリートの床版に完全に滲透し、更にその下の柱にまで滲透して居た。このために釘や螺を容易に數種も打ち込み得る位にコンクリートが軟くなり、鐵筋との附着力は害はれ、折は著しく揃んで居た。但し龜裂は少しも見られなかつた。炭油は一般に礦油であるが、礦油だけではコンクリートの強度は勿論弱めるが、化學變化を起すことはない。然し炭油の中には多分の脂肪油が含まれて

第 33 圖



居て、これがセメント中の石灰と化合して致命的の影響を及ぼすものである。

修理方法：油に汚された柱と床版は全部新しいもので置き換へた。但し鐵筋としては、在來のものを清潔して再び利用した。新しい床版が再び油に汚されるのを防ぐためには、第 33 圖に示すやうに、石灰分少く従つて酸に強い高爐セメントを使用した輕量コンクリートで適當な勾配を付け、この上に Margall の層を作つた。之は油には強いが、乾燥するのが速く、軟かいうちにはセメント中の水酸化カルシウムに汚されるので、保

護のために Inertol を塗つた。更にその上を高爐セメントのモルタルで押へ、Keramik 板を敷いて床面を仕上げた。(福田武雄)

コンクリートの衝撃強さと壓縮強さとの關係

(Otto Speth, "Ueber Stossfestigkeit und ihre Beziehung zur Druckfestigkeit." B. u. E. 5. Juli 1935, S. 213~214.)

コンクリートの材料強弱試験に於ては、從來亦現在に於ても、その壓縮強さのみが重要視されて居る。これは、今までの數多の實驗に依つて、コンクリートの引張強さ、曲げ強さ等と壓縮強さとの關係が可成り明確に知られたること、鐵筋コンクリートに於てはコンクリートが主として壓縮に抵抗し、張力は之を代つて鐵筋でとらせるといふ實際の設計方針とに基因すると思はれる。然し、最近に到つて、コンクリート又はセメントの品質試験としては、單に壓縮試験だけでは不都合であつて、構造物の種類や負荷の種類に應じて、引張試験或は曲げ試験を行ふべき必要が一般に認められて來た。

之と同じ意味に於て、コンクリート道路、鐵筋コンクリート枕木或は防空耐弾構造の如く、主として衝撃に對抗すべきものに對しては、從來の考へ方若しくは試験方法では不充分であつて、どうしても衝撃試験又は動力學的材料強弱試験を行ふ必要がある。古來、金屬材料では衝撃試験が一般に行はれ、鋼構造物でも最近盛んに振動試験が實行されて來た。

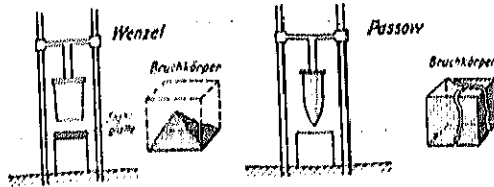
然るにコンクリート又はセメントに就ては、衝撃試験標準方法は勿論のこと、衝撃強さ (Stossfestigkeit) の定義すら定まつて居ない。この問題が始めて擧げたのは、大戦中鐵筋コンクリート船が作られたときであつて當時 (1918) Passow¹⁾ がコンクリートの衝撃實驗を行ひ、構造物又は負荷の種類に應じて、從來の靜的試験の他に動的試験をも行ふ必要があることを強調したが、最近 (1934) に至つて Wenzel²⁾ が再び此の問題に手を付けた。

Passow も Wenzel も共に第 34 圖に示すやうな落錘試験の方法を採用した。供試體は共に立方體であつて、その 1 邊は、前者では 7 cm、後者では 10 cm であ

1) Dr. Passow, "Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Zersetzungsfestigkeit." 1918, Zementverlag.

2) Dr. Wenzel, "Beitrag zur Stossfestigkeit von Beton." Dissertation, Leipzig 1934.

第 34 圖



る。此の落錘試験の方法がコンクリートの衝撃強さに對して適當であるや否やは別問題として、兩者の結論は相矛盾して居る。即ち Passow は“コンクリートの破壊強さ (Zerschmetterungsfestigkeit) と壓縮強さとの間には何等の關係もない。壓縮強さが極めて小なるもので、場合に依れば壓縮強さが大なるものより遙かに優れた破壊強さを示すこともある”と結論し、之に反して Wenzel は“コンクリートの衝撃強さはその壓縮強さに正比例する。従つて壓縮強さから 衝撃強さを判斷し得るし、衝撃強さの大きいコンクリートを得んと欲すれば、その壓縮強さが大になるやうにすればよい”と結論した。

此の兩者の上張りの間の矛盾は、一見不可解ではあるが、兩者の實驗方法の差異を考へれば、兩主張とも見認さるべきものであつて、これが矛盾することが至當なのである。

Wenzel が使用した錘は平坦な底面を有し、しかも供試験の頂面に相當の厚さの鋼板を置き、之を通じて供試験に衝撃を傳へるのであるから、衝撃のエネルギーは供試験の頂面全部に均等に傳はり、負荷状態又は壓力状態から見れば、普通の靜的壓縮試験の場合と同様である。供試験の破壊状況も普通の壓縮試験の場合と同様であつて、このやうな實驗から上記の如き結論が生れるのは當然のことである。

然るに Passow の場合には錘は尖つて居て、しかも之が直接に供試験に直接に衝撃を與へるものである。即ち供試験の頂面の一點に衝撃のエネルギーが集中して作用するのであつて、供試験は第 34 圖に示すやうに破壊し、其の破壊機構、或は單に靜力學的に考へても其の内部の應力状態は、普通の壓縮試験のそれとは根本的に相違し、従つて此の方法に依る實驗の結果、衝撃強さと壓縮強さとの間に何等の直接的關係がないといふ結論が得られるのも無理なことではない。

斯くの如くコンクリートの衝撃強さと壓縮強さとの關係は、Passow と Wenzel の實驗的研究にも拘らず、依然として未解決であり、コンクリートの衝撃試験方法そのものの研究と共に、今後に残された興味ある問題と

思はれる。尙、衝撃に對するコンクリートの抵抗力は、その衝撃の働き方に依つて非常に相違するものであつて、衝撃試験を行ふ場合或は其の結果を實際に應用する場合等に於ては充分之に注意して判斷を誤らないことが必要である。
(福田武雄)

新設計の鐵筋コンクリート樁

(Engineering in Foreign Countries, "Concrete Flume of Naval Design" E. N. R. July 4, 1935, p. 19.)

スペインの Aragon 州の Tardienta に於て、目下建造中の鐵筋コンクリート樁は全くの新設計に成るものである。

全長 880m、内徑 7.30m で、之を支持する鐵筋コンクリートラーメンは、高さ平均 10m で、15m 間隔に配置した(第 35 圖)。

ラーメンの底版は、厚さ 80~100cm で、地表面下 6m の範圍内に埋設した。

樁の横断面形狀は新月狀で、厚さは高水面の所で 15cm 底部で 70cm ある。

樁の側部は、接線方向に上部へ約 0.6m 延長し、更に内方へ幅約 1.20m の歩道用片持梁を突出せしめてゐる。

樁とラーメン間の支承面は、厚さ約 10cm の鉛板を以て保護せしめた。

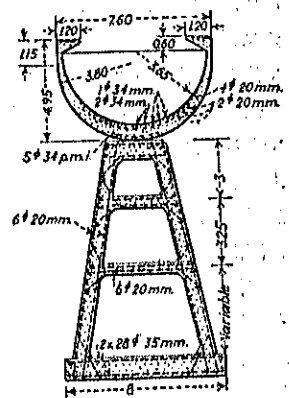
樁は約 3~6kg/cm² の接線方向の剪應力を受け、横方向及び縦方向の變形を生ずる處の連續構造として設計せられた。

之に依れば、同様の四角形樁に比し、約 20% の節約を來す。

設計者 (Professor E. Penn Boeuf) に依れば、抗張側を通じて剪斷力均等なりとする従来の假定は、全く當を得てゐないものであつて、この假定に依れば、樁の上端断面では、本設計の 3kg/cm² 處か、23kg/cm² といふ非常に莫大な値の剪斷應力に成る。

此の大膽な設計は、果然驚々たる險争の渦を捲き起したので、之を照在する爲に、最初の 5 裡間 75m に完全

第 35 圖



なる試験を施す事になった。即ち下流側の端を木製隔壁で閉鎖し、次いで高水位上約 25cm 以上も水を満し、夜通し之に耐えしめたのであるが、精密なる測定の結果は、本設計理論の正當なる事を完全に實証した。

(吉藤幸朔)

8. 施 工

回転式潜函基礎設置法

“Rotating Foundation Caissons Drive their Way to Rock” E. N. R. July 11, 1935, p. 37-41.

New York 市 Manhattan の新建築の潜函基礎に大鉄筒筒の先端を鋸状にして回転し、65~70 呎の砂、粘土、玉石等を貫いて岩盤まで達せしめた。この新方法による基礎筒筒の直径は 4~8 呎、長さは平均 60 呎で、ねぢ込まれる間にその中の土は高壓の回転する射水によって大部分掘削される。沈下速度は土質によつて違ふが普通 1 時間に 12~20 呎である (第 36 圖)。

掘削は El-4 (El 0 は平均海面；地表面は El+20 である) まで行はれた。地下水はこの底面に滲つてゐた。上部地質は粘土性砂質で、その下に砂質粘土層があり、岩盤は El-70 に凹凸をなしてゐる。下層部には大石が深山あつた。

直径 4~8 呎の潜函筒 112 個が岩盤まで達してゐる。その厚さは $\frac{3}{4}$ 吋とした。數個の潜函筒は 3500 t 以上の荷重を受けてゐる。その場所で 50 個のボーリングを行つて各潜函筒の岩盤までの深さを決定した。

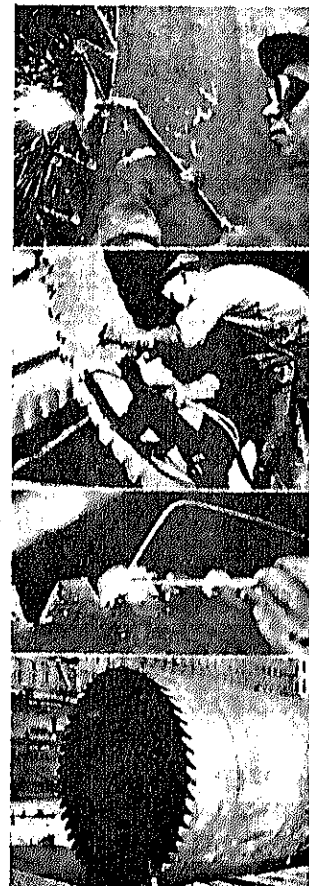
1. 筒の製作 潜函筒は Pennsylvania の工場で作られ、1 つの筒を上下略等しい長さの 2 種の断面にし

た。工場銲接により筒の大きさに應じて 2~3 枚の縦帯鋸を接合して圓筒を作つた。下方断面の底部には作業室があり、先には掘削用の刃がついてゐる。内側の補剛輪は 8 吋の曲溝形鋼又は 1x8 吋の鋼板から成り、筒に銲接してゐる。下半部の筒の内面には筒の大きさに應じて 1~2 本の山形鋼を銲接して三角形の回転する射管とし、回転中に破壊しないやうに下端から少し上の所で終つてゐる。この射水管の先端には筒に挿孔鉋塊を銲接して保護してある。

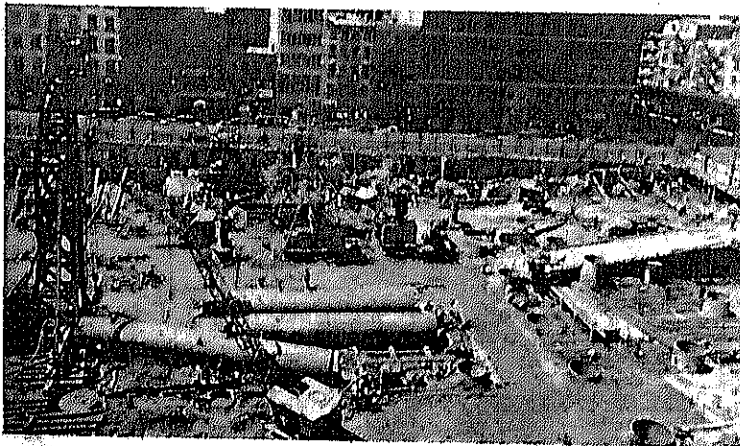
上半部の筒も大體同じであるが山形鋼の代りに 2 吋のパイプを内側に取付けて下と結合した。上端には内側に輪縁山形を銲結して回転子の頭鋸に密着するやうになつてゐる。

筒は小さい筒を大きい筒の中に入れて運搬車で搬入し、クレーンで卸し兩半部を合せて、衝合接合法により電弧銲接を行ひ 1 本の潜函筒とした。こゝで下端に齒を五斯磨で作つた。種々試みた結果第 37 圖に示す如き方法を取つた。齒は交互に内外に幾分曲げて鋸のやうにした。斯くすることによつて齒の厚きの約 2 倍の切目を作り得る。齒の磨耗を防

第 37 圖 筒の下端に齒を作りタングステン炭化物を表面に銲着す、下齒はその完成せる上の



第 36 圖 鋼筒潜函の回転式沈設を行つた工事現場

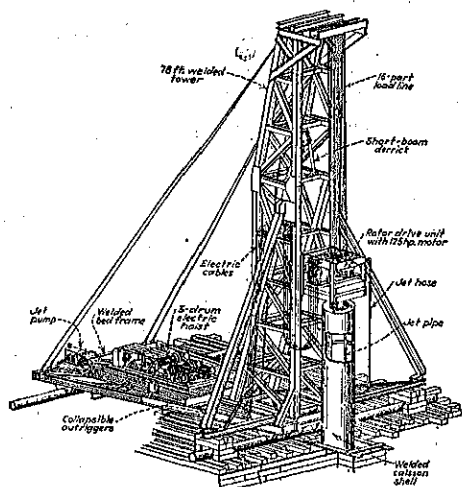


ぐために表面にダングステン炭化物を被せた。沈下後に検し得たものによれば何等磨耗の現象は表はれておなかつた。

回転子の頭板と筒の結合は種々の直径の筒に應じて大きの異つた頭板を用意して置く。この頭板には筒内の射水管に連結するホースの取付がしてある。

2. 回転装置 高さ 78 呎の全銲接構造の塔は、同じく銲接した溝床上に支へられて立つてゐる。後方には 3 個の捲上用圓筒があり、その中の 1 個は回転體に他の 2 個は潜函筒をその位置に立てるためのものである(第 38 圖)。回転體は捲上機により上下する。その總重量は 51 噸に達する。

第 38 圖 銲接塔の回転装置



125 馬力の電気電動機によつて回転子を働かせるが、ギヤの作用により 1 000 000 呎封度の偶力を與へる。

筒を立て、回転するためには地面に淺い四角の穴を掘つて木枠をかこむ。先づ筒を吊して正しい位置に建てる。その間に塔の底にある移動式臺床は動いて筒を塔の中に建込む。筒が正しい位置に立つたときに回転子は下つて筒の頭板と組合ひ、射水管を連結して沈下作業を始める。

3. 回転作業 回転作業潜函筒を地上に立てると筒は自重で幾分沈下する。回転を始める前に先づ射水ポンプを動かして水を一部に満す。次に運転夫は電流計を見ながら 100~200 アンペア以上にならないやうにモーターを動かすが、堅い地盤では 400 アンペアに達することもある。これは最大限である。常に注意しつゝ回転するが大石等に當ると沈下がおそくなる。回転速度は 1 分間 3 $\frac{1}{2}$ —11 $\frac{1}{2}$ 回である。

筒と回転體との結合は幾分中心を外してあるので、回転も少し偏心的である。

筒内の静水頭壓で射水された水は刃の下を通過して筒外に出て、土と一緒に螺旋狀に筒に沿つて出て来る。出た水は掘鑿土を含み板固ひの中に登つてきて溝を傳つて流れる。そのとき沈澱する土は直ちにショベルで出すが、浮游土は射水ポンプの吸口に行く。報告によるとこの泥水を射水に使ふ結果は清水よりも滑油材として有効に働くといふ。ポンプの軸承は泥水を使ふと自然に悪くなるので、軸承ダングステン炭化物で堅くして壽命を延ばすことが出来た。

この方法による土の損失は輕少であるといはれ、潜函筒内の静水頭壓は充分に高いので外部の土砂が下から侵入することなく、且偏心的回転をなすために射出水の登つてくるときに外の土が洗はれずに押しつけられる。砂の場合にも周圍の土が洗はれて登つてくる徴候は認められないといふ。

玉石に當つても困難なく回転筒に切斷される。石が潜函筒の最中にあるればそのまま離れて筒内に残る。

回転を止める前に筒が確實に目的の岩盤に達したか否かを判断するに注意しなければならない。回転筒の動きによつて岩盤中に幾分入つたことを判断することが出来る。併し一部の堅い層又は玉石に當つて岩盤と誤り、或ひは筒の一部が岩盤中に入つて一部が未だ達しないことがあつて、都合の悪いこともある。

4. 空氣を必要とする場合 潜函筒が岩盤に達して回轉装置及頭板を取去ると、筒内の土砂の 65-75% は射水と共に洗はれてゐるが玉石や岩片等は残つてゐる。これらはバケツ又は其の他のもので取出し、水はポンプで排水するが、底の綿密な掘鑿は人手を用ふる。もし筒が岩盤中に侵入出来ず人が入つて更に掘らなければならない場合には、作業を中止して空氣を筒内に送る。

最後の封塞のためには筒の半分位まで空氣を入れなければならない。筒内を空にして岩盤に入つてゐない部分には I 指を支へ用として使用する。

筒を封塞するコンクリートは空の間に 25 呎の厚さにする。併し 10 呎の場合もある。(傍島 凌)

Kleine Belt 橋の基礎工事に就て

(Anker Engelund, "Danes Introduce New Caisson Practice at Little Belt Bridge" E. N. R. June 13, 1935, p. 841-845.)

建設箇所: デンマーク國 Little Belt 海峡 (第 39 圖)。

第 39 圖 橋梁架設位置



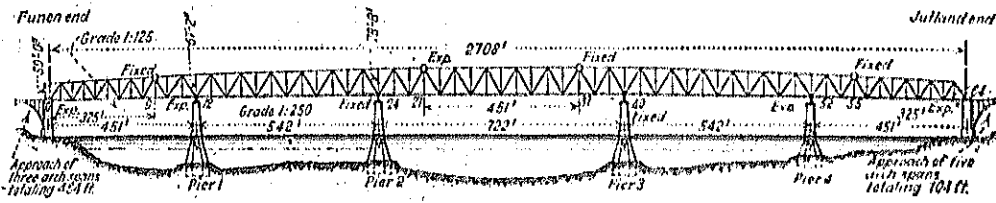
現場状況：水深は海岸に於て 65 呎，中央に於て 130 呎，幅員 2700 呎，尙時速 6~8 哩の潮流あり，基礎地盤は青緑色粘土質で深く且同質にして水密性水面上高は 110 呎。

橋梁構造：5 徑間の片持梁橋で兩側に 454 呎と 704 呎の側徑間を有す（第 40 圖）。

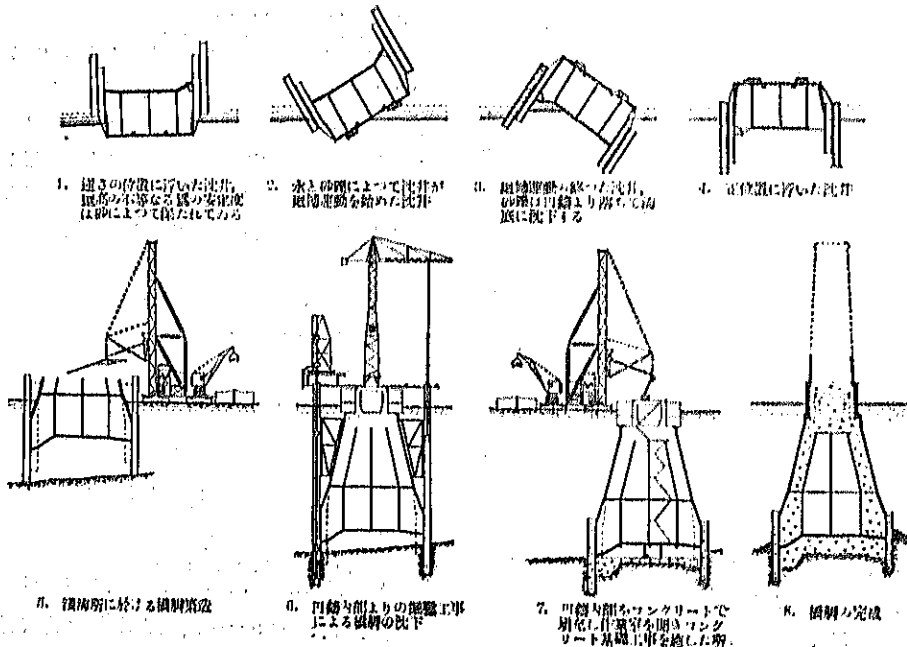
工 事：請負工事で上部構造と下部構造を別々に契約工事した。

1. 基礎構造並建設方法 直徑 3 呎 10 吋の鋼管を以て廻りを不透水性に張りめぐらした高 23 呎もある作業室を有する沈井を，木製の骨太上に逆さまの位置に作製し，容易に通水出来る様に砂袋によつて支へておく。所要壓力は作業室を形成する 23 呎の段について求められ鋼管は附加分の骨材として働らく様に考へられた。此砂袋を空にして通水させ，之を現場に引き廻轉せしめて之に水を載荷して沈下した後，所要深迄沈下せしめる爲に沈井の上部に鉄筋コンクリートの作業場を

第 40 圖 Kleine Belt 橋



第 41 圖



1. 逆さの位置に浮いた沈井，地盤の不平等な爲の不安定度は砂によつて保たれてゐる

2. 水と砂の間に沈井が傾動運動を始めた沈井

3. 傾動運動を終つた沈井，砂袋は引取り落して海底に沈下する

4. 正位置に浮いた沈井

5. 橋脚内に於ける橋脚架設

6. 鋼筋と骨太の設置工事による鋼筋の沈下

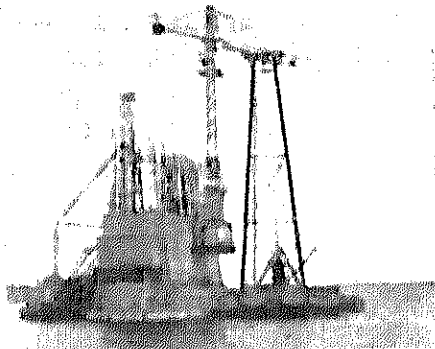
7. 鋼筋と骨太をコンクリートで埋込んで作業室を閉じコンクリート基礎工事を終した時

8. 橋脚の完成

作り之の上に2機の格式廻轉起重機を建設し、既の鋼管の水面上に出てゐる部分より内部を通じて機に沿ふて廻りながら起重機の先に付けられた特種な掘鑿機を用ひて掘鑿を行った。此掘鑿工事は非常な好成績で行はれた。上層土壤に於て玉石があつた爲大變防害されたが、之等は特種な掘鑿機で除去する事が出来た。作業室の屋根が海底に達した時、即所要の深さまで沈井が沈下した時に、容積1立方碼のパケツで水中コンクリート工事が施された。同場内は之によつて完全に水密に密閉されたわけである。此コンクリートの硬化を持つて作業室が固かれ水を排出し海底の上層土壤を掘鑿しその空地をコンクリートで密閉し基礎工事を完成したが、之等作業室内の仕事は全然揮汗中氣を用ひないで行はれたと云ふ事が沈井工事の特長の一つである。

2. 橋脚構造寸法並に工程 河底上層土壤深度 51-100 呎基礎深度 51-130 呎、最高橋脚高 22 呎、完成後の橋脚重量 60000 斤、橋脚の土壤に及ぼす壓力 5300 lb/ft²、全荷重に對する最大許容壓力 11200 lb/ft²、最底部橋脚寸法 145 呎×73 呎、水面換機部 115 呎×33 呎、頂上で 70 呎×30 呎、進水時の沈井の高さ 50 呎-60 呎、

第 42 圖 橋脚建設工事現場



重量 7000 斤、完成後 120 呎である。1 本の橋脚完成迄要した期間は 2 箇年であるが、之を大別すると

- 1) 橋水筒の沈井製作迄 …… 5 箇月、
- 2) 沈井仕上げ及掘付迄 …… 6 箇月、
- 3) 沈井掘鑿の上層掘迄 …… 3 箇月、
- 4) 掘鑿及圓錐完成迄 …… 3 箇月、
- 5) 作業室内の仕事 …… 1 箇月、
- 6) 橋脚仕上げ迄 …… 6 箇月。

(橋島 漢)

水深 60 呎の一重鐵矢板樁切工

(N. F. Helmers, "Coffordam for 60-Ft. Head With One Line of Sheet-piling" E. N. R. July 4, 1935, p. 14-15.)

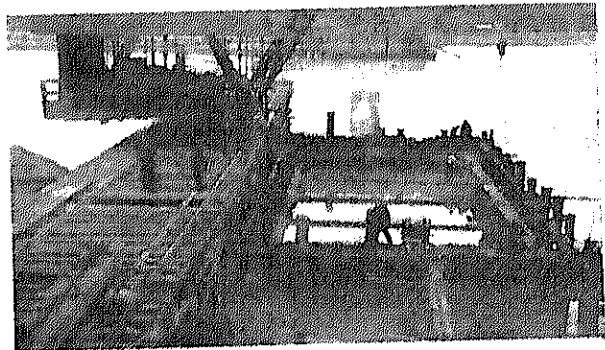
1933 年 12 月、Washington の Cowlitz 河の大洪水の爲、L. P. & N 鐵道橋の中央木製橋脚が洗去られ、旋回徑間が墜落してしまつた。

鐵道會社の事故の爲に、流路徑間に 185 呎の通轉跳上げ橋 (rolling lift bridge) を架する事にした。設計としては、橋脚を火山灰層中に 2 個設け、その封絨層の底部を水深 60 呎の位置にあらしめる事にした。尙之の築造には、鐵矢板樁切工に依る事にした。

跳上徑間の支持橋脚 (第 1 橋脚) は、河の南岸に位し、37'×69' の底版土に、中心線間 42 呎のコンクリート、シャフト 2 基を設置したものとす。他方の橋脚 (第 2 橋脚) は、底版 24'×37' で、シャフトは 1 基である。

樁切工に對する木製絞樁の細部構造は、第 43 圖に明示する如くである。第 1 橋脚の場合、6 組の木樁を用ひた。各樁は 12'×24' の樹材と 10'×12' の抗壓

第 43 圖



材で形成せしめた。6 組の中、5 組は 0'×12' の垂直材に依つて兩體を粘縛し、後の 1 組即ち最下層のものは、落し棒 (drop rod) として設計した。第 2 橋脚では、第 1 橋脚のものに比し、樁切高が 5 呎高いため、木樁が 1 組多いだけで他は之と同様である。

各鐵矢板は、複備式鉋機で打込んだ。矢收壁は、4 枚毎に外から 7/8 吋ボルトで、上部外方に誘導板を取付けた。

掘鑿が -20 呎に達した時、鐵矢板が僅かに内側に傾斜する傾向のあるのが観測されたので、掘鑿を中止し、落し棒を樁切内に入れて、掘鑿個所の底部迄降した。残り

の木枠は垂直材に依つて函體を形成せしめ、落し枠の上部に重垂を附して沈下せしめた。斯くして掘鑿を続行し、掘鑿の進むに従ひ、落し枠及び函體を順次沈下せしめて行つた。掘鑿が -30 呎に達した時、矢板壁の内側は傾斜が可成り著しくなり、函體は最早重垂を附す位では沈下しなくなつた。仍つて、之を所定位置に沈下せしむる爲、締切を横ぎつて木材を配置し、之を鈎付ボルトで矢板に連結し、35t 水壓ジャッキ 8 臺の助けと、蒸氣鎖機の使用に依り、漸く函體を所定位置から 9 吋内の點迄壓下せしむる事が出来たが、之以上は實際上沈下せしむる事が出来なかつた。

水替中、第 3 木枠が水面上に現れた時、この枠の側面に木理を横切る壓潰が生じた。仍つて直ちに、その木枠の直上に別の木枠を敷置して、過剩壓力に對抗せしめた。

元來この締切工の設計には、從來多數の工事に施して成功した時の假定と同一假定を用ひたのに關らず、この事故を起した事は、如何に火山灰の外壓が大であるかを示すものとして極めて興味深いものがある。

上述の過程に於て偉力を示した、堤防の荷重と、橋脚を取巻く火山灰の特性に依る強大なる壓力は、矢板引抜作業をも著しく困難ならしめたのであつて、引抜いた際、繼手下方を剪断せられたものが數枚もあつた程である。
(吉路幸朔)

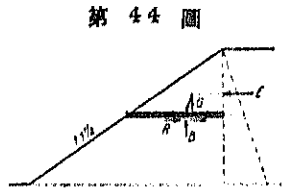
棚附擁壁の原理と應用方法

(Alfons Schroter, "Das Gitterwandprinzip und seine Anwendungarten" B. u. B. Juli 20, 1935, S. 222-226.)

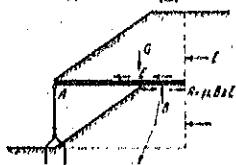
第 44 圖に於て、表面の粗な板を土中に挿入すると土壓力が水平に働いて板の下側に作用する摩擦抵抗と鈎合ひを保つ。その限界に於ては次の條件が成立する。

$$B = \mu \cdot B \quad \text{茲に } \mu: \text{摩擦係数}$$

第 45 圖は棚附擁壁 (Gitterwand) の基本の第 1 形式を示す。水平に置いた板を一端は自由に廻轉される支壁に支持させ、他端は土の面に載せてある。この



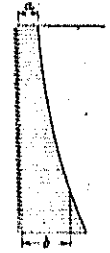
第 44 圖



第 45 圖

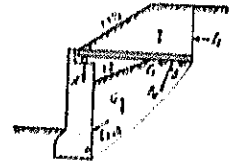
面に於て前述の如き條件が充されて居る。板の上に載る土の重量の一部は支壁に反力 A として働き、他の大部分 B は土壓と鈎合ふ摩擦力 C と共に板を通して下の土に傳達される。今板が深山集つた場合を考へると、土壓は理論上深さに比例して拋物線狀に増加するが支持反力 B は直線的にしか増さぬから、板の長さを次第に増大しその後端を結ぶ線が土壓の分布圖と同じ拋物線とする必要がある。その極端な場合第 46 圖に示す様なそれ自身安定を保つ擁壁となる。此の如く擁壁及び基礎は棚附擁壁の原理によつて土壓を除去する事が出来る。實驗の結果この原理の正しい事が判つた。

第 46 圖



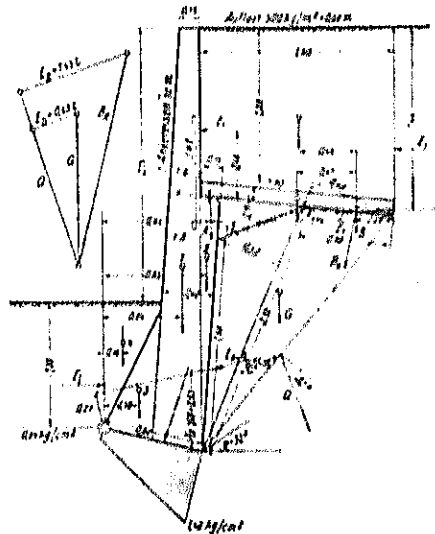
次に第 47 圖は基本の第 2 形式を示す。第 1 のものと異なる處は板の長さが短い事で、第 1 のものは板が自然勾配の奥に深く達して居るに

第 47 圖

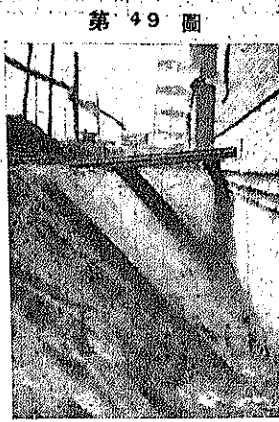


反し第 2 のものは漸く滑り面に届く程度である。この形式も亦充分土壓の軽減を計り得る。第 47 圖に於ては板は力 B 及び C を擁壁と滑り面に挟まれる土塊に傳へ、土塊より生ずる土壓と一緒に於て擁壁に働く。第 48 圖にしばしば應用される實例の一を掲げ反力の求め方を示す。滑り面上の土塊は板及び上の土と一體となつて働き載荷重が大きくなる程愈々擁壁安定となる。板より直に壁に傳はる垂直力 A は擁

第 48 圖



壁を後方に廻轉する如く働き、土壓 $E_{R, n, a}$ は板の影響を受けて著しく低い作用點を有する結果、基礎に於ける合力は中央より後方を廻り反力の分布は前方より後方が大となる。この事實は擁壁の安全度を著しく高める。



第 49 圖

棚附擁壁は 1933 年 Berlin で始めて實現を見て以來広く用ひられ、その應用は擁壁橋梁は勿論の事、電柱、マスト、隧道の構築に迄及んで居る(第 49 圖)。その特徴とする處は、土壓を除去して安定をよくする外震動を防止し空間の利用にも適する事である。基礎容積の節約が出来るから經濟的でもある。

(瀧山 葵)

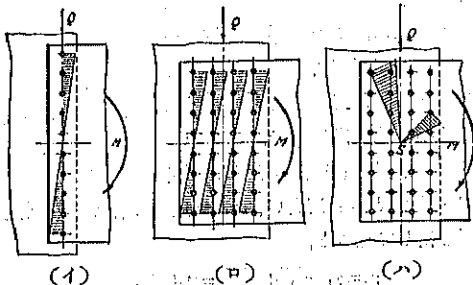
9. 橋梁及構造物

ノモグラムに依る腹板鉚配列の決定法

G. Baurat, "Die Berechnung der genieteten Stegblech-Stoßverbindungen mit einem Nomo-gramm zur Ermittlung des günstigen Nietbildes" Bauing. 7. Juni 1933, p. 313-316.

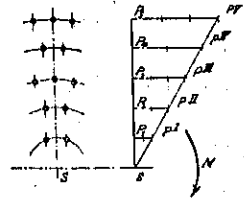
腹板の鉚結合に普通用ひられる計算法は曲げモーメント M (第 50 圖 (イ)) を傳へる各鉚の應力が中立軸からの距離に比例して増加すると云ふ事から出發して、計算を簡單にする爲に多數列の鉚結合の際にもこの假定は用ひられてゐる(第 50 圖 (ロ)) が、その増加は中立軸からの距離に比例するのではなく、鉚配列の重心 S (第 50 圖 (ハ)) からの距離に比例すると假定した方

第 50 圖



が實際の應力により適切であらう。この考へ方を矩形をした普通の鉚の配列に用ふると、實際に用ふるには、少し複雑となるが、重心 S に関する鉚の配置と鉚が S を中心とする圓周上に配列する事にすれば、極めて簡單なる公式を得るのみならず、製作に際しても鑽孔等にさして困難を感じる事なく、鉚断面をよりよく利用する事が出来る。

第 51 圖
同心圓上の鉚配列



第 51 圖に於て $r_1, r_2, r_n, \dots, r_n$ は鉚配列圓の各々の半徑, $z_1, z_2, z_3, \dots, z_n$ は各鉚配列圓上の鉚數, $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$ は鉚配列圓の 1 鉚が受け持つ應力, $P^I, P^II, P^III, \dots, P^N$

は各腹板帶狀片の受ける應力とする。

即ち $P^I = z_1 P_1, P^II = z_2 P_2, P^N = z_n P_n$

M : 腹板に生ずるモーメント, Q : 腹板結合場所に生ずる剪斷力とせば

$$M = P^I r_1 + P^II r_2 + \dots + P^N r_n \dots (1)$$

$$\text{又は } M = z_1 P_1 r_1 + z_2 P_2 r_2 + \dots + z_n P_n r_n \dots (2)$$

各鉚の應力は其の S からの距離に比例して増加すると云ふ事實から出發すれば、

$$P_1 = P_n \frac{r_1}{r_n}, P_2 = P_n \frac{r_2}{r_n}, \dots$$

第 52 圖は、 S からの距離に比例して應力が増加するとすれば、鉚配列圓上の鉚數の變化による腹板に於ける應力分布が如何になるかを示したものである。(2) 式より、

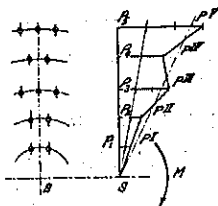
$$M = \frac{P_n}{r_n} (z_1 r_1^2 + z_2 r_2^2 + \dots + z_n r_n^2) \dots (3)$$

茲に單位鉚數 z_1, z_2, \dots, z_n は任意に取る事が出来る。

第 52 圖に示す様に各帶狀板の荷重 P^I, P^II, \dots, P^N の連續性は各鉚配列圓上の鉚數が變化する事によつて著しく妨げられ、従つて配列圓上の小數の鉚(例へば z_1, z_2 及び z_4) は計算上より高いものに相當し、配列圓上多數の鉚(例へば z_3 及び z_5) は少なく相當した應力を受ける如き状態で平衡を保つことになる。

即ち各鉚の應力が S からの距離に關係すると考へるよりも、寧ろ帶狀板の應力 $P^I, P^II, P^III, \dots, P^N$ がその S からの距離に比例して増加するものと假定する

第 52 圖



方が適切と思はれる。それ故

$$PI = P_N \frac{r_1}{r_n}, \quad PII = P_N \frac{r_2}{r_n}, \quad \dots$$

$$\text{又は} \quad P_I = \frac{z_n}{z_1} P_N \frac{r_1}{r_n}, \quad P_{II} = \frac{z_n}{z_2} P_N \frac{r_2}{r_n}, \quad \dots$$

此の値を各々式 (1) 及び (2) に代入すれば

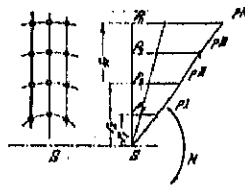
$$M = \frac{P_N}{r_n} (r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_n^2)$$

$$\text{又は} \quad M = \frac{z_n P_N}{r_n} (r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_n^2) \quad \dots (4)$$

この方程式では唯最大配列間の単位鉄数が入つてゐる

だけで、其の他の配列間の単位鉄数は總體の結果としては何等影響を及ぼさない。この計算方法に依つて現はされた同然の例を第53圖に示した。即ち鉄結合に實際に生ずる應力状態をより一層よく表はす事が出来た。

第 53 圖



若し $z_1 = z_2 = \dots = z_n$ とおけば (3) は (4) の形となるが、これは勿論實際に最も廣く出て来る場合である。

P_N を全應力を受ける鉄によつて分擔された應力とすれば、其の他の配列間に対する最小単位鉄数は、

$$P_1 = \frac{PI}{z_1}, \quad \frac{P_{II}}{z_2} = \frac{r_n}{r_1} \quad \text{及び} \quad \frac{P_N}{z_n} = z_n q_n \quad \text{より}$$

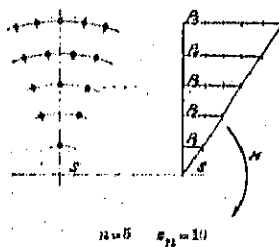
$$z_1 = r_1 \frac{z_n P_N}{r_n P_1}, \quad z_2 = r_2 \frac{z_n P_N}{r_n P_2}, \quad \dots \quad \text{を得る。}$$

又 $P_1 \leq P_2 \leq P_3 \leq \dots \leq P_n$ なるにより、従つて、

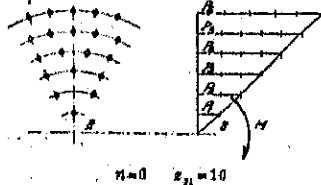
$$z_1 \geq r_1 \frac{z_n}{r_n}, \quad z_2 \geq r_2 \frac{z_n}{r_n}, \quad \dots$$

第54、55圖は何れも一様な鉄配列間に於て凡ての鉄が應力を受ける時の配置である。即ち z_1, z_2, \dots が整数である様な同一鉄距に於ては正確に凡ての鉄が全應力に達し得る。腹鉄と添鉄の接合

第 54 圖

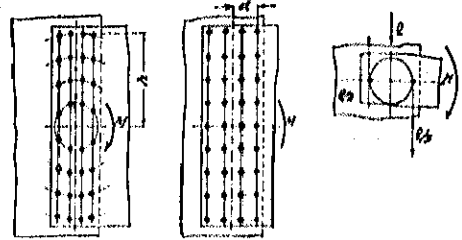


第 55 圖



等の簡單な形は出来る限り凡ての配列間上に同数の鉄を置く事である。

第 56 圖



尚この上に更に簡單のために同一鉄距を用ふる。即ち $r_1 = l, r_2 = 2l, r_3 = 3l, \dots$ とする。 l を h で表はすと、 $l = \frac{h}{n}$ となり、(4) 式は

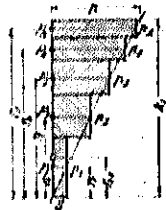
$$M = z_n P_N \frac{h}{z_n} (1^2 + 2^2 + \dots + n^2) \\ = z_n P_N h \left[\frac{1}{6n} (n+1)(2n+1) \right] \quad \dots (5)$$

$$\text{又は} \quad z_n = \frac{M}{P_N h (1+2^2+3^2+\dots+n^2)} \\ = \frac{M}{P_N h (n+1)(2n+1)}$$

この方程式は $n=1$ 即ち $r_n = r_1$ 及び $z_n = z_1$ 適用される。多数列の結合の際には最外部の配列間 (r_n) 上にある鉄は凡て全應力を受ける。例へば4列の間に8鉄が全應力を受ける。然るに扇形に鉄が配列された時には何れに鉄配列のうちの間にある鉄が全應力を受けるのであつて、尚この際、何れの鉄は普通の計算方法によつては、この計算に基づくものよりも實際には $\frac{\sqrt{a^2+b^2}}{h}$ だけ餘計の應力を受ける事になる。

腹鉄を帯鉄に分けて各帯鉄面積にその平均應力が帯鉄に一定の應力 ($P_{I1}, P_{I2}, \dots, P_{IN}$) を生ずるものと考ふるならば、この各帯鉄鉄應力の中立軸からの距離から鉄配列間の半徑を得る。三角形の全應力を扇形及び一つの三角形に分割し、この各々の面積を矩形に變へても全面積は等しい故に、この扇形の重心の中立軸からの扇形が鉄配列間の半徑となる。唯 P_1 に対しては力の作用點が極く不正確に出るので、こゝで配列間の半徑 r_1 を稍大きくして出して $4/3 r_1$ とすれば良い。 r_1 を以つて各々の配列間の半徑を出して見ると、

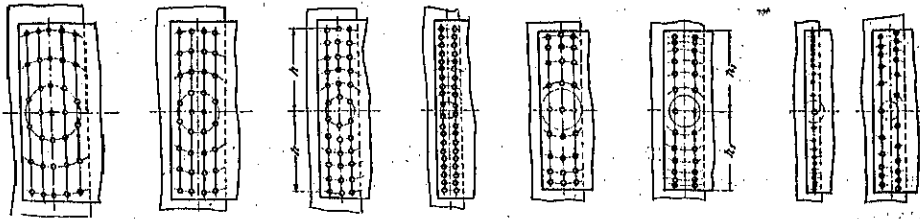
第 57 圖



別面に生ずる應力を各帯鉄面積で密に集めて見たもの

$$r_1 = r_1 (\sqrt{1+\gamma^2}) = 2.414 r_1$$

第 58 圖



(1) $n=3$
 $z_n=10, 30$ 錠
(2) $n=4$
 $z_n=8, 32$ 錠
(3) $n=6$
 $z_n=0, 30, 60$ 錠
(4) $n=10$
 $z_n=4, 40$ 錠
(5) $n=4$
 $z_n=0, 24$ 錠
(6) $n=0$
 $z_n=4, 24$ 錠
(7) $n=11$
 $z_n=2, 22$ 錠

$$r_n = r_1(\sqrt{2} + \sqrt{3}) = 3.146r_1$$

$$r_4 = r_1(\sqrt{3} + \sqrt{4}) = 3.732r_1$$

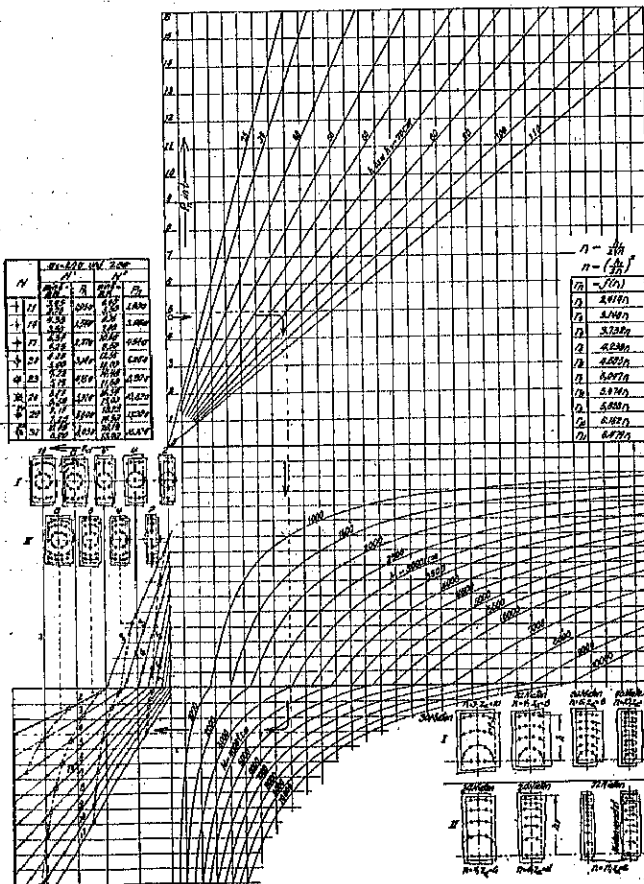
$$r_n = r_1(\sqrt{n-1} + \sqrt{n})$$

結合の配列間の最も外側の圓 r_n からの距離は

$$h_1 - r_n = r_n - 2r_{n-1} + 2r_{n-2} + \dots + 2r_1$$

$$= r_1(\sqrt{n} - \sqrt{n-1}) \dots \dots \dots (7)$$

第 59 圖



従つて $r_n = h_1 - r_1(\sqrt{n} - \sqrt{n-1}) = r_1(\sqrt{n-1} + \sqrt{n})$.

$$\text{これより } r_1 = \frac{h_1}{2\sqrt{n}} \dots \dots \dots (8)$$

茲に $P^I = P^{II} = P^{III} \dots = P^N, z_1 = z_2 = z_3 \dots = z_n = z_a, P_1 = P_2 = \dots = P_n$ なる故に

$$M = z_a P_n r_1 \{ 4/3 + (\sqrt{1} + \sqrt{2}) + (\sqrt{2} + \sqrt{3}) + \dots + (\sqrt{n-1} + \sqrt{n}) \}$$

$$= z_a P_n \frac{h_1}{2\sqrt{n}} \{ 4/3 + (\sqrt{1} + \sqrt{2}) + (\sqrt{2} + \sqrt{3}) + \dots + (\sqrt{n-1} + \sqrt{n}) \} \dots \dots \dots (9)$$

配列間の数は (8) 式から導かれる次式によつて與へられる。

$$n = \frac{2 M}{3 P_n h_1 z_a} \dots \dots \dots (10)$$

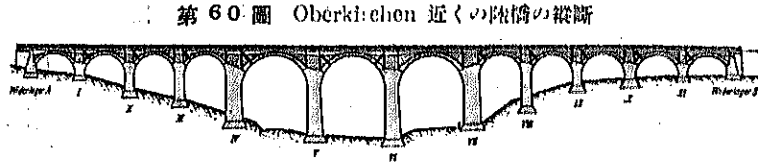
茲には n は最大許容距離 $4/3 r_1$ から初まつてゐる。

第 58 圖は $P_n = 5t, M = 6000t \cdot \text{cm}, h = h_1 = 80 \text{ cm}$ に対して色々異つた鉄配置を (8) 式及 (9) 式によつて求めた。

圖で見る様に (9) 式で計算した鉄結 (第 58 圖 (5)~(7)) は、式 (6) によつて求めた鉄結 (第 58 圖 (1)~(4)) に比して鉄数が著しく少ない。併し唯 22 錠のみからなる 1 列の結合 (第 58 圖 (7)) では外方の鉄は距離が小さくなつてゐる。この配列を 2 列の置換鉄に分解すれば同一鉄距に対する計算に比べて著しい鉄の節約を爲し得る (45% 迄)。尙普通の計算方法に依る時はこの差が大きくなるであらう。

尙腹鉄の接合箇處では今一つの剪斷力 Q が作用するが、これは結合鉄によつて負擔される。以下 Q は全鉄に等分されてゐるものと考へる。各鉄の全應力は Q と M か

ら生ずる應力の幾何學的合力として生ずる。普通には外側の鉄配列間 m 上にある鉄、又多數列の場合には隅角の鉄が Q の分力によつて、最も大なる應力をうける事になる。凡ての鉄が曲げモーメント M によつて全應力を受ける様な鉄結合を問題としてみるから中立軸上では Q によつてその近邊の鉄が最も強く荷重がかかることになる。



結果を吟味し、又拱背石工のアーチの應力に及ぼす影響を決定せんとした。更に又アーチ列の弾性々質を研究した。

第 59 圖のノモグラムは式 (8) 及 (9) による最も合理的な鉄配列を選択せしむるものである。

I. 配列重心に對して漸減的に鉄が應力を受ける場合、

$$z_a = \frac{M}{P_n h} \frac{n^2}{1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + n^2}$$

II. 凡ての鉄が同一強さの應力を受ける場合、

$$z_a = \frac{M}{P_n \frac{h_1}{2\sqrt{h}} [4\sqrt{1} + (\sqrt{1} + \sqrt{2}) + (\sqrt{2} + \sqrt{3}) + \dots + (\sqrt{n-1} + \sqrt{n})]}$$

M = 腹鉄の曲げモーメント (t.cm), $P_n = 1$ 鉄の受ける應力 (t), n = 鉄配列の数, z_a = 各鉄配列同上の鉄数, h = 最外部の鉄配列間の距離 (cm), h_1 = 鉄配列の重心より腹鉄端までの距離 (cm)

$t = \frac{h}{n}$: 鉄距 (I に於て), δ (mm) = 鑽孔の深さ, 但しこの場合單剪鉄 (N') 並に複剪鉄 (N'') は τ 及 σ_t によつて全應力を受ける。こゝに $\frac{\sigma_t}{\sigma} = 2.0 \sim 2.5$, σ_t = 支應力 (kg/cm²), σ = 直應力 (kg/cm²), τ = 剪應力 (kg/cm²), $\tau = 0.8\sigma$.

例 $P_n = 5t$, $h = h_1 = 80$ cm, $M = 6000$ t.cm なる時求むる鉄数及配列は

I	$n = 3$	4	0	10	II	$n = 4$	0	11
	$z_a = 10$	8	0	4		$z_a = 0$	4	2

(糸川一郎)

アーチ列の静力學作用に関する模型實驗

K. Schaechterle, "Modellversuche zur Erkundung des statischen Verhaltens von Gewölbereihen. Ergebnisse der Untersuchung der Talbrücke bei Oberkirchen auf der Strecke Türkismühle-Kusel" Bauing. 24. Mai 1935, S. 243-247.

1. Türkismühle-Kusel 線の Oberkirchen 近くの切石拱の陸橋 (第 60 圖) に就て, Zeiß の撓角撓度計を用ひ、著者の考案せる模型實驗を行ひ、不靜定値並びにその影響線を決定した。模型實驗に依り解析計算の

一般に拱背石工はアーチの應力を減ずる作用を有する。亦拱背石工は集中荷重を廣く分布し、移動荷重の衝撃を減少する。昔のアーチでは拱背石工に伸縮目筋を存せず、アーチの剛度を増し、撓みを減少した。従つて車輛荷重の増加したる後も尙も良く荷重に堪へ、その有利な事を示して居る。又昔のアーチでは石灰モルタルを用ひ、その強靱さの爲、損傷を受ける事なく大きな變形に堪へる事が出来た。

今日に於ては、脆いセメントモルタルを使用するから、拱背石工の龜裂をなくする爲、アーチの頂點及び起拱點に目筋を設け、又支間大なる時はアーチの 1/4 點にも目筋を設ける。此の場合も、アーチと拱背石工とは協力し、断面變化の甚しい盤狀部分からなるものと考へられる。その應力の大なる箇所は目筋の下であつて、頂點の下縁に可成り大きな張應力を生ずる。此の應力分布は歪の測定又は應力光學方法に依り、載荷模型から知る事が出来る。歪を測定する方法は、歪を生ずる場合斷面が平面のままに残ると考へられる棒狀のものにしか精確には成立たない。然し、目筋の下の斷面では、Zeiß の撓角撓度計を用ひ、核心モーメントの影響線を充分精確に知る事が出来る。

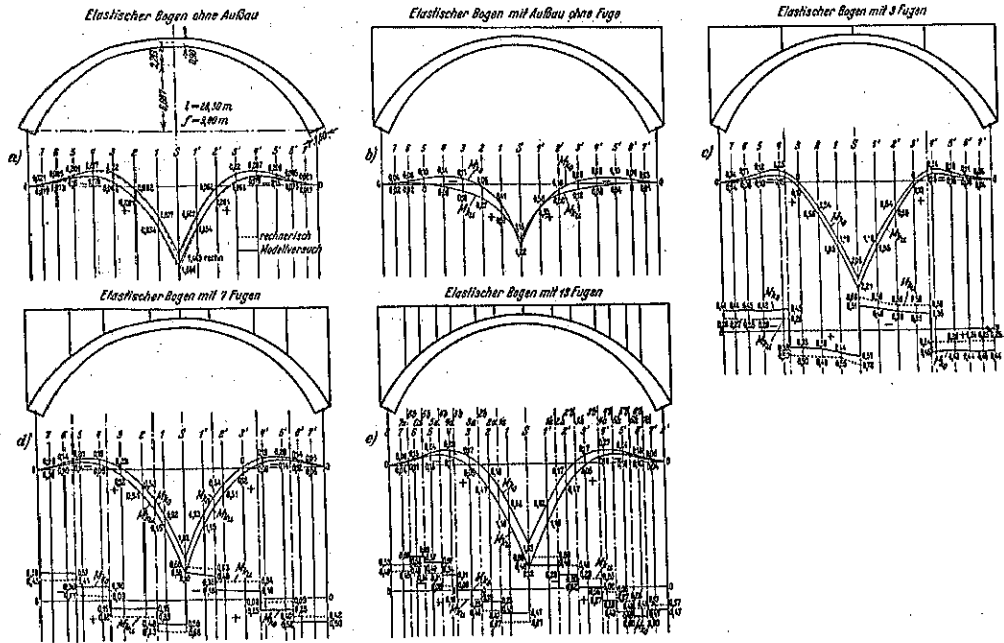
高い橋脚上の弾性アーチは沈下せぬ橋臺上に固定せるアーチよりも、活荷重に依り大なる變形をうける。又一つのアーチが荷重を受ける場合、總てのアーチ列は影響を受け橋脚の方がアーチより剛度小なる程大である。弾性理論に依るアーチ列の計算は面倒で時間を要するから、模型に依る方が早く目的を達する。

2. 第 61 圖は實驗裝置を示し、第 62 圖は種々のア

第 61 圖 實驗裝置



第 62 圖 種々のアーチの模型実験結果



アーチに対する模型実験の結果を示す。第 61 圖に示す様に、模型をアーチ頂點に於て切断し撓度計を挿入し、移動集中荷重 $P=1$ 並びに床の高さに於て加へられた制動荷重 $B=1$ に對する頂點斷面に於ける核心モーメントの影響線を決定した。第 62 圖 a) の如き拱背石工のない弾性アーチでは計算の結果と良く一致する。目地のない拱背石工を有する時は第 62 圖 b) の如く影響面積が減少する。アーチ頂點に目筋を有する時は弾性撓み比較的最も弱い部分即ち頂點に集中し不利な影響線を生ずる。目筋の多い程、拱背石工のないものに近くなる (第 62 圖 c)~e))

床の高さに於て加へられた制動荷重に對する影響線は、理論上アーチの兩半分に於て連続せる線分が得られるが、拱背石工に目筋を有する場合の模型実験では階段状となる。影響面積は目筋の數に依り異なる。

橋臺斷面又は拱背石工の目筋の下の中間斷面の核心モーメントの移動集中荷重 $P=1$ 及び制動荷重 $B=1$ に對する影響線も同じ方法で決定される。之に反し目筋間の任意の斷面に對する

第 63 圖 拱背石工を有せざるアーチ



3. 上記の單軌陸橋は支間 23.21m、拱矢 6.30m の半圓形アーチで、獨逸

國有鐵道會社の荷重列車 N に對し設計されてゐる。アーチの幅は 4.80m、厚さは頂點で 1.20m 起拱點で 2.00m である。頂點及び起拱點に目筋を有して居る。

豫備設計に際し、第 63 圖に示したアーチを壓力線方法に依り研究し、次の線應力が得られた。

死荷重に對し 頂點: $\sigma_1 = +11.7 \text{ kg/cm}^2$,
起拱點: $\sigma_1 = +15.8$,,

死荷重及び滿載活荷重に對し 頂點: $\sigma_2 = +17.2 \text{ kg/cm}^2$,
起拱點: $\sigma_2 = +20.6$,,

死荷重及び片側の活荷重に對し 頂點: $\sigma_3 = +8.1 \text{ kg/cm}^2$, 起拱點: $\sigma_3 = +20.0 \text{ kg/cm}^2$

實施設計に對しアーチに生ずる線應力は、橋臺に固定せるものと假定し弾性理論に基いて計算した。頂點斷面の線應力は次の如し。

死荷重に對し $\sigma_0 = +8.8 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = +4.1 \text{ kg/cm}^2$

活荷重に對し $\sigma_0 = +8.4 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = -4.2 \text{ kg/cm}^2$

死荷重+活荷重に對し $\sigma_0 = +17.2 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = -0.1 \text{ kg/cm}^2$

頂點斷面に於ける核心モーメントに對し計算された影響線を第 64 圖に示す。弾性理論に基いた解析計算の結果を模型実験に依り吟味した。

實驗 1, 靜力學計算と模型實驗とを比較する爲、固定せる橋臺を有する拱背石工のない弾性アーチを實驗

した。
そして得たアーチ頂
點に於ける核心モー
メントの影響線を第
64 圖に示した。

荷重列車 N に對し
計算すれば次の如し。

活荷重に對し $\sigma_0 = +0.3 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = -5.3 \text{ kg/cm}^2$
故に死荷重+活荷重に對し

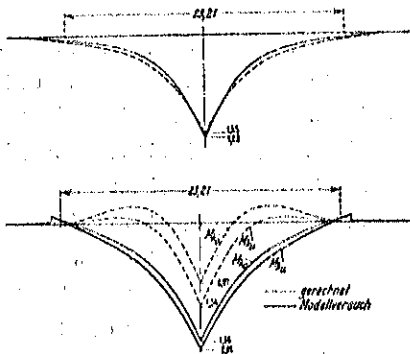
$$\sigma_0 = +18.1 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_n = -1.2 \text{ kg/cm}^2$$

従つて計算と可成り一致してゐる。

實驗 2. 第 65 圖に示すアーチに就て行つた。その
一つは拱背石工に目筋なく、他の一
つは頂點及び起拱點に目筋を有す。
その模型實驗に依り得た影響線を第
66 圖に示す。荷重列車 N に對する
頂點斷面の縁應力は次の如し。

實驗 2a. (目筋なき場合)

第 66 圖 アーチ頂點の核心モーメント



上 拱背石工に目筋なき場合
下 起拱點及び頂點に目筋のある場合

活荷重に對し $\sigma_0 = +0.4 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = -7.8 \text{ kg/cm}^2$
死荷重+活荷重に對し

$$\sigma_0 = +18.2 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_n = -3.7 \text{ kg/cm}^2$$

實驗 2b. (起拱點及び頂點に目筋を有する場合)

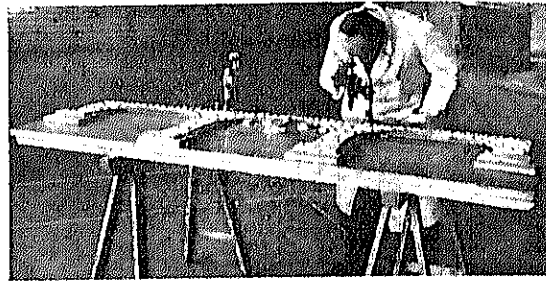
活荷重に對し $\sigma_0 = +23.5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = -20.3 \text{ kg/cm}^2$
死荷重+活荷重に對し

$$\sigma_0 = +33.3 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_n = -10.3 \text{ kg/cm}^2$$

實驗 2b の縁應力の大きなは橋脚の拱みの大きき爲
で、實驗 2a の有利なのは目筋なき拱背石工の爲である。
橋梁及び橋脚斷面の中に於ては兩場合共、模型に依り決
定された縁應力は計算値より有利である。

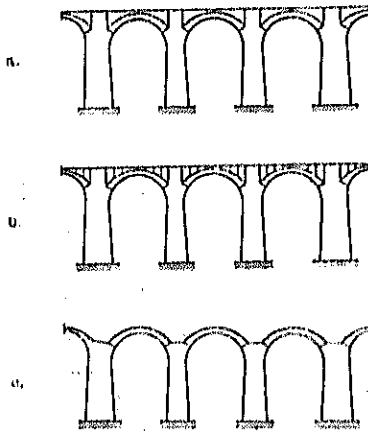
實驗 3. 第 67 圖のアーチ列に就て、アーチに於け

第 67 圖 アーチ列の模型



る應力關係に及ぼす目筋の影響を調べたもので、a) 各
アーチの拱背石工に 3 目筋を有する場合 (第 68a 圖)、
b) 各アーチの拱背石工に 0 目筋を有する場合 (第 68b
圖)、c) 拱背石工なきアーチ (第 68c 圖) の 3 場合に

第 68 圖



對する影響線を第 69 圖に示した。荷重列車 N に對し
計算すれば次の如し。

實驗 3a.

活荷重に對し $\sigma_0 = +21.3 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = -17.0 \text{ kg/cm}^2$
死荷重+活荷重に對し

$$\sigma_0 = +30.1 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_n = -13.8 \text{ kg/cm}^2$$

實驗 3b.

活荷重に對し $\sigma_0 = +21.3 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = -17.0 \text{ kg/cm}^2$
活荷重+活荷重に對し

$$\sigma_0 = +31.0 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_n = -13.5 \text{ kg/cm}^2$$

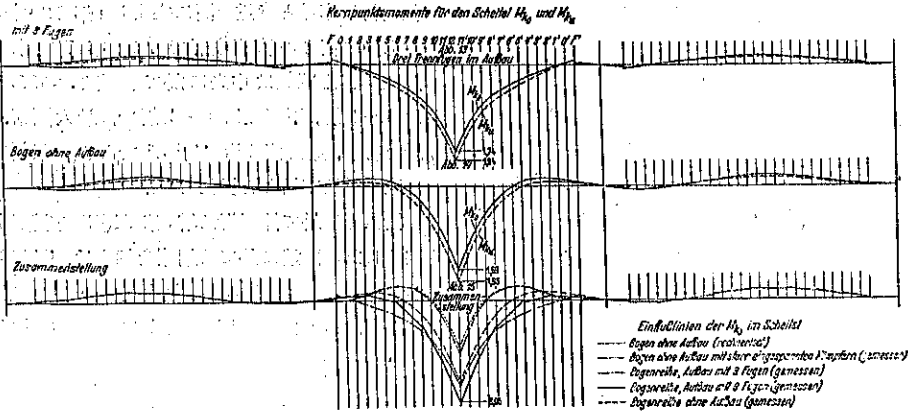
實驗 3c.

活荷重に對し $\sigma_0 = +15.4 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_n = -12.0 \text{ kg/cm}^2$
死荷重+活荷重に對し

$$\sigma_0 = +24.2 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_n = -7.0 \text{ kg/cm}^2$$

4. 模型實驗に依り決定された縁應力と計算に依り

第 69 圖 第 68 圖の場合のアーチ頂點に於ける核心モーメントの影響線



得られた値と比較する爲、頂點断面の縁應力を第 5 表に示す。

第 5 表 頂點に於る縁應力の表

決 定 法	σ_0 kg/cm ²	σ_n kg/cm ²
壓力線方法	+17.2	—
Strasser の計算法	+17.9	- 0.1
模型實驗 1	+18.1	- 1.2
” 2a	+18.2	- 3.7
” 2b	+32.3	-16.2
” 3a	+30.1	-13.8
” 3b	+30.0	-13.5
” 3c	+24.2	- 7.0

固定橋臺を有する弾性アーチの場合(拱背石工なし) Strasser に依る縁應力は模型實驗 1 の結果と比較的良く一致する。拱背石工に目筋のない橋脚上のアーチの場合(2a)は頂點の縁應力が幾分大きくなる。然るに頂點及び起拱點に目筋を設ける時は(2b), 之が非常に増大し, 自重及び活荷重に依る縁應力は計算値より非常に大になる。

橋脚群間に 3 アーチ徑間を有する實驗によれば, 拱背石工の目筋の多少は餘り影響がない。3a 及び 3b の拱背石工を有する場合は, 頂點断面下腹の張應力が非常に大であり, 之を有しない場合は可成り減少する。

模型實驗に當り, アーチの放射目筋と拱背石工の水平目筋とから生ずる弾性の相違並びにアーチ背面と拱背石工との間の目筋とを考慮しなかつた。兎も角拱背石工に目筋を有しない方が良い事が判然した。拱背石工に水硬石灰モルタルを用ひれば目筋を用ひる必要なく, アーチは充分補剛せられ, 實驗 2a に依り知る如く, 普通の計算の結果と殆ど一致する。

實驗 1 と 3c を比較すれば, 可撓橋脚の影響を知る事が出来る。アーチ頂點下腹の張應力では實驗 1 では

1.2 kg/cm², 實驗 3c では 7.9 kg/cm² に増大する。之が實際に生じる事は殆ど總ての昔のアーチ鐵道橋で頂點に龜裂のある事で解る。半圓形アーチの代りに自重の壓力線に従つて形を定めた非常に高いアーチを用ふれば張應力を減少せしめる事が出来る。

5. 總括して言へば, アーチ列中のアーチは橋脚の彈性可撓性により, 橋臺に固定せる場合より, 桁作用が大きき, アーチ作用が小くなる。従つて普通の計算に比し, アーチ頂點に於ては縁應力が大となり, 橋脚に於ては有利な應力状態となる。

石工からなる高い陸橋の場合には, アーチの拱矢を大にし, 自重の壓力線にならつて, 一群のアーチを拱背石工なしに架設すれば一様な應力状態が得られる。次にアーチ及び中間橋脚上に, 目筋を設ける事なく水硬モルタルで拱背石工を施行する時は, 危険な張應力を極度に減少し, アーチ頂點の龜裂を避ける事が出来る。

(奥田秩夫)

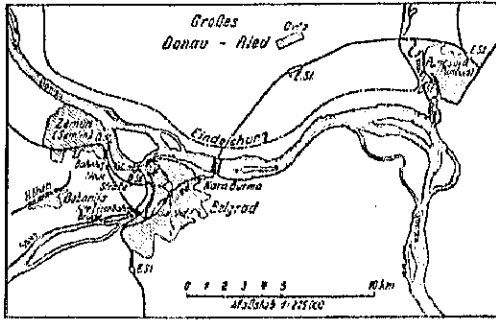
Belgrad 市 Save 河に架設された新道路橋

(F. Bohny, "Die neue Strassenbrücke über die Save in Belgrad" Bauing. 24. Mai 1935, S. 248-251.)

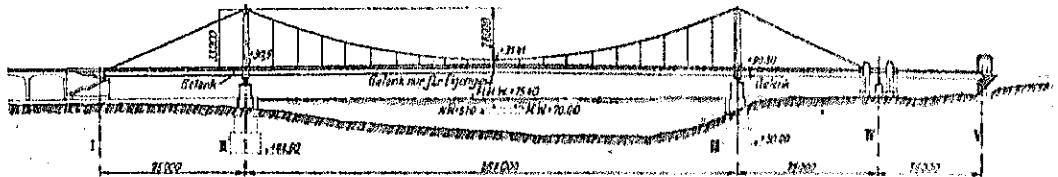
1934 年 12 月 16 日にユーゴスラビヤの首都 Belgrad の Save 河に架設せられた新道路橋の開通式が行はれた。此の Alexander 一世橋は首都 Belgrad と國境都市 Zemun を結び付けたものである(第 70 圖)。

橋梁の主要寸法は第 71 圖に示す。中央徑間の格間長は 13.05 m. 及び 6.525 m で, 側徑間の格間長は 6.25 m である。橋梁中央には 1.00 m の距離に 2 重の横桁を有し, 又鋼索の吊材は 2 重になつて居り, 剛度大であつて,

第 70 圖 新架橋位置



第 71 圖 一般圖

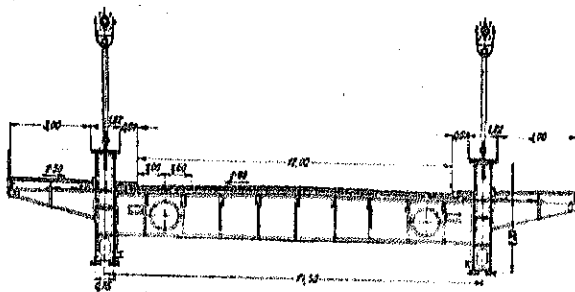


鋼索を風荷重に對し支へてゐる。その間の補剛桁に一時的の中央鉸を有して居る。補剛桁の永久的の鉸は側徑間に主橋門に極めて近く設けられてゐる。従つて、鋼索の兩端が補剛桁に固定されてゐるから、橋梁は死荷重に對し靜定、活荷重に對し一次の不靜定である。鉸及び背控鋼索の橋梁端に於ける支點垂線との交り、水平張力に依る曲げモーメントを減ぜしめる爲、補剛桁の中心線より 0.75m 下にした。

計算には不靜定係として鋼索中の水平張力を採つた。與へられた事情の場合、 $II=1$ に對し、橋梁の支承張力及び橋門の支承壓力は ± 0.457 、塔壓力は -0.872 であるから、補剛桁の負反力は $0.872 - 0.457 = 0.415$ となる。

完成せる橋梁の II の値は死荷重に對し $+3.547$ 、活荷重に對し $+1.220$ 、溫度に對し ± 13 、計 $+4.780$ (II_{max}) となる。従つて鋼索の最大應力は次の如くなる。

第 72 圖 橋梁断面



$$S_{max} = 1.1024 \times 4786 = 5270$$

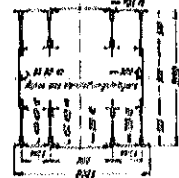
補剛桁は車道と歩道の間突出し(第 72 圖)、全橋長を通じ同じ高さの複腹鉸桁である。第 73 圖に示す様に、腹鉸及び上蓋鉸は中央に於て添接されてゐる。上蓋鉸は 1~4 層、下蓋鉸は 0~6 層で、最大斷面は合せて 9 層を有し、斷面積は約 41 dm^2 である。蓋鉸は曲げ應力に應じ數及び長さを變化した。

橋脚上に於て補剛桁は塔(第 74 圖)を貫通する爲幅を狭くした。兩端に於ては鋼索を通す爲、間隔を 730mm から 1520mm に狭げた。格點間で一體の抗壓材として働く爲、補剛材の兩腹鉸は互ひに強固に結合されてゐる。

第 73 圖 補剛桁断面



第 74 圖 塔断面

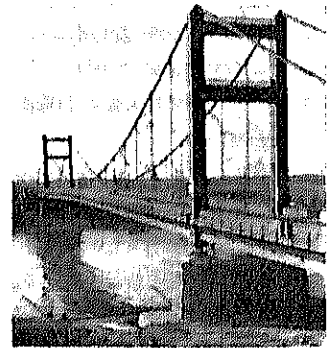


る。分離してゐる下突條は短距離に複鉸を用ひ壓力に堪へる様にした。

2つの橋門は尖を3つの横腹梁を持った2鉸ラーメンである(第 75 圖)。計算に當つては先づ脚鉸を變位し得るものと假定し、上部を兩形ラーメンと考へた。

そして次に2つの脚鉸も固定鉸なりとし、實際のものが得られた。橋門に働く總ての荷重、鋼索及び補剛桁からの反力、鋼索及び橋門自身にかゝる風荷重並び

第 75 圖 完成後の橋梁

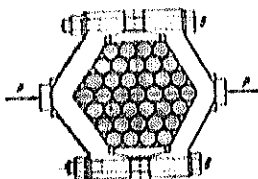


に熱應力を考慮した。橋門垂直材の断面は角形で約2m角である(第74圖)。断面積は直應力とモーメントに應じ約 25~32dm²間に變化する。横梁の高さは曲げモーメントに應じ選ばれ、上横梁は 1.0m、下横梁は 2.4mである。

各鋼索は三角形に撻られた直径 60mm の子索から成立つてゐる。従つて鋼索の大きさは角から角迄 7×60=462mm、邊から邊迄 400mm である。子索の受ける最大應力は $\frac{5170}{37} = 142.7$ である。子索は心に 37本の丸針金を有し、その上に 55本の楔針金を3層、63本の型針金を3層有してゐる。丸針金は 145kg/cm²、楔針金及び型針金は夫々 195kg/cm²の抗張強度を有し、子索の断面 20.4cm²に對し計算の破壊荷重は 400tである。然るに實際の破壊強度は 357tで、子索の安全率は $n = \frac{357}{142.7} \approx 2.5$ 倍である。

鋼索と補剛桁の結合、吊材、上下の結合並びに桁端に於る鋼索の配置は普通の方法に依り行はれた。鋼索締具は第76圖に示す様に2つの鎖及び2つの楔からなる。架設の際兩方の鎖を計算した應力 Pで張し付け、上下の突起部をボルトで締める。Pの計算には摩擦係数を 0.12、締具の滑りに對する安全率を n=1.5 とする。Pの最大値は 250tであつた。

第76圖 鋼索締具



構造物の静力學計算は解析方法に依つた。活荷重は DIN 1072 第1級の規定に依り、夫々 1.75t/m の市街鐵道車線列を2列附加した。構造材料の選擇及び許容應力は DIN 1073 に依つた。補剛桁、塔、車道の横桁及び縱桁は主として St52 を用ひた。その残り例へば、横構、歩道部分及び鋪設は St37 を用ひた。ターンバックル吊材の丸鋼、眼棒及びボルト、索頭、鉸及び可動支承の輻子は鋼鋼 StC 35.61 を用ひ、鋼索締具及び支承體は普通の鑄鋼 St 50.81 R (今の St 50.81 S) を用ひた。

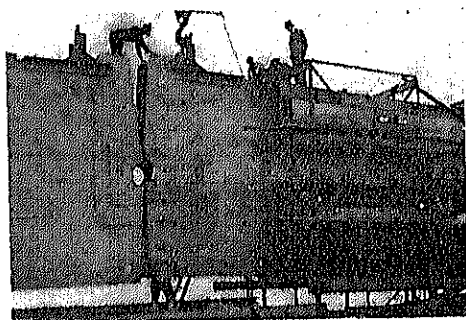
Sava 河の Belgrad 側は水深が深く、船の通航も活潑で、徑間 60m の通路2つが要求された。交渉の結果通路を1つ丈とし徑間を大にし、足場を對稱ならしめ工事(兩岸から同時にはじめる事になつた)。Belgrad 側の橋脚、0~24 及び 0~24 の補剛桁の架設は固定足場上で行つた。中央鉸點 32 迄のばすのは片持梁式に依つた。24 及び 24 に構造物を支える振り懸を設けた。

固定足場上の架設に能力 25t のゴライアスをを用ひ、船

で來た鋼材を足場上に揚げた。架設自體には扛重力 25t の特殊の突桁起重機及びデリックを用ひた。塔は上に能力 23t の移動起重機を有する足場に依り架設した。出來上つた塔は鋼索のかけられる迄、控綱により補剛桁にしばりつけた。尙 2 つの高い起重機に軽い籠を取付け、鋼索締具の取付け締付けの装置を設けた。

此の架設法によれば、工事の各状態に於て撻みの状態を精確にしらべ、又絶えず撻みを測る必要があつた。24 の支點に於ては中央鉸を連結する迄 2.25m 以上揚げておかねばならず、後に足場をとつた時 1.80m 下る管で

第77圖 橋梁中央の迫め



あつた。橋梁中央の連結後足場をはづすのであるが、之には豫め側徑間の鉸をゆるめ、最も長い吊材から中央に向つて進めた。工事は始め 1933 年 6 月完成する豫定であつたが、途中 Hoover のモロトリアム等の爲延期され同年 11 月中央の架設が完成し(第 77 圖)、1934 年秋工事を終つた。

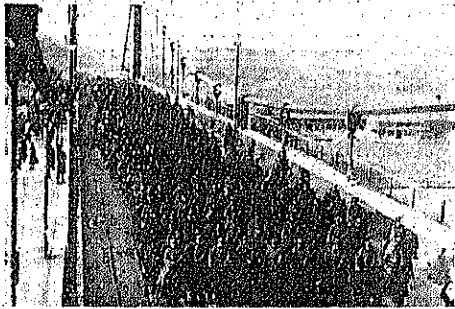
橋梁の鋼重は鋼索を除き約 7200t である。

主桁の型式は自懸吊橋で、直應力及びモーメントに彈性變形の影響をなくし、橋脚及び橋案に垂直荷重のみを及ぼす大きな利益を有して居る。

Zemun 側に於ては、鐵筋コンクリートの橋床を有する橋長約 300m の陸橋が橋案につながり、次に約 3km の長さの上手を經て Zemun の停車場に通じて居る。Belgrad 側に於ては廣い並木道として都心に連絡して居る。鋼構造の終りに河岸に通じる供い階段を有して居る。橋梁の勾配は死荷重及び活荷重の半分に依り強度計算の形になる様に定めた。

橋梁開通の前 1934 年 12 月 11~13 日に橋梁の載荷試験を行つた。重車 8.7~10t の自動車 10 臺及び Belgrad 守備隊の騎兵 700 騎を使つた(第 78 圖)。自動車は床の載荷及び主桁の影響線の吟味に用ひ、騎兵は主桁の載荷に用ひた。示方書には測定せる撻みと計算の撻みと

第 78 圖 載荷試験



比較すればよい事になつて居た。その外に多くの助手と測定機と共に Belgrad へ來られた Zürich の Prof. Dr. Roß の指導の下に、撓み、振動、傾斜及び應力の測定を詳しく行つた。その結果は良好であつた。荷重を減ずれば彈性的變形はもとに戻り、振動は非常に小さかつた。主徑間の中央、1/4 點及び側徑間の中央に於て測定を行つたが、橋梁中央の結果は、261 m の長さに 700 人の騎兵を 1 列に 10 騎宛配置した状態では、騎兵 1 人馬 1 匹で 250 kg であるから、主桁 1 本の荷重は

$$\frac{700 \cdot 0.52}{2 \cdot 261} = 0.7 \text{ t/m}$$

撓度は點 32 に於て測定が 117 mm、計算が 121 mm であつた。

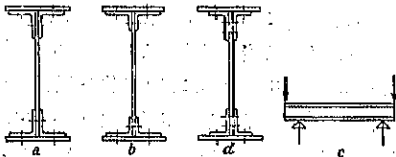
(奥田秋夫)

銲接鋼桁の發達

(H. Gottfeld, „Die Entwicklung des geschweißten Vollwandträgers.“ Bauing. 24. Mai 1935, S. 254-258.)

第 70 圖に示す銲接鋼桁断面は 構造材料使用の點から見て完全とは云はれない。即ち突縁山形の腹鋼側の間は有効に働いてゐない。然し直角に存在する構造部分を連

第 79 圖 銲接鋼桁



結するのに、銲接方法では山形鋼を用ひるより他の方法がない。薄い不等邊山形鋼を用ひ短脚を腹鋼側にすれば上記の缺點を減じ得る (第 79 b 圖)。所が第 79 c 圖の如く桁に大きな剪斷力の働く時は多くの銲を必要とする爲、第 79 d 圖の様な構造も行はれる。此の場合山形

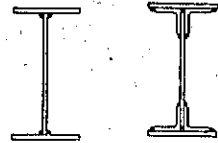
鋼は殆ど完全に結合の爲用ひられてゐる譯である。

鋼構造物に銲接が行はれ初めた時から、山形鋼が餘分であり不合理な事が明かであり、總ての突縁断面を突縁

鋼に集めるのが理想的の I 断面であるとされてゐた (第 80 圖)。然るに始めは第 81 圖の如く、銲結桁と同様の断面が用ひられた。

夫は新しい構造の確實さが不明で、殊に橋梁の場合衝撃に對し不安であつたからである。

第 80 圖 普通の銲接桁 第 81 圖 古風な銲接桁



然るに第 80 圖の正しい方法に對する信頼が急に増し、今や此の種の多くの鋼桁が、建築構造にも、道路橋にも、鐵道橋にも數多く用ひられ、非常に大きな支間に迄及んでゐる。

然るに第 80 圖の如き断面の缺點を指し、銲接技術的にもつと有利な構造を提案せんとするものがある。その缺點と云ふのは、第 1 に突縁鋼が接合線の横收縮に依り曲る事 (第 82 圖)、第 2 に接合線の實際の應力が不確實な事である。銲計算と同じく腹鋼と突縁間の接合線を單に剪斷力を次の公式

第 82 圖 横收縮の影響



$$p = \frac{Q \cdot S}{2a \cdot J} \dots \dots \dots (1)$$

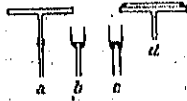
に依り考慮し設計する 計算法に對する 非難は今迄に生じてゐない。然し乍ら 收縮應力の 問題が 明かでない上に、前記の公式が接合線の應力を完全には表はしてゐない事は言ふ迄もない。銲は箇々の點狀の結合箇所を與へ、他の部分の應力には無關係である。然るに通常全長にわたり連續する 接合線は桁の 構成分子で その變形に關係する。又縁維に近く 構造材料の 許容應力に近い 垂直應力を 曲げモーメントに 依り受ける。従つて此の 垂直應力と式 (1) に 依る 剪斷應力とから 換算應力を 算定するのが 合理的である。但し此の場合 DIN 4100 の 許容應力を 探る事は 出來ない。近頃出版された DIN 4100 の 新版にも 新らしい 正しい 考へ方をしてゐないが、之は 明かに 不合理である。

銲接鋼桁の構造に對する 新らしい 提案は 2 つの 目的を 有してゐる。第 1 に 突縁鋼の 腹鋼と の 結合點を 相剛する。第 2 に 接合線を 腹鋼と 突縁間の 危險な 遷移點から 出來る 丈遠くする。

先づ最初に Ubricht は 突縁を 2 つ 切り の I 桁 又は IP 桁 から つくり (第 83 圖)、接合線を 桁中心の方へ移

第 83 圖

2 つ切りの I 桁又は II 桁からなる突縁を有する鋸接桁



した。腹鋸と突縁間の接合は、軽小なものでは第 83 圖の如く行ふ事が出来、大きな突縁断面と薄い腹鋸の場合には亦情に依り第 83b 圖に依つて良いが、第 83c 圖の X 接ぎが最も良い。うまく内部迄鋸接すれば第 80 圖の断面と異り龜裂を生じ難い利益がある。第 84 圖の如く複斜接ぎにするも鋸接はうまく出来ない。此の提案の缺點は突縁断面の選擇が可成り制限される ($b \leq 300 \text{ mm}$, $d \leq 30 \text{ mm}$) 事である。勿論第 83a 圖の様突縁を補剛する事は出来るが、鋸接鋸桁の場合、少くも中小の桁に於ては、或る程度材料の浪費を來すも、唯一板の大きな突縁鋸を用ひるのが今日の傾向である。

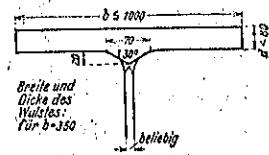
第 84 圖

腹鋸を複斜接ぎとし、疲労強度を高める



又最近第 87 圖の隆肉断面があらはれた。Peiner Walzerk の Dörrien の提案に依り供給されたものである。之は今迄述べた缺點なく、又最近變つた鋸接接手の有利な形に對する見解と一致してゐる。

第 87 圖 隆肉断面



第 88 圖の隅肉鋸接

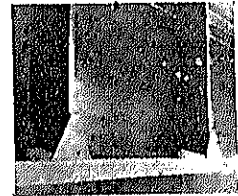
第 88 圖

隅肉鋸接の切欠作用



第 89 圖

補剛材と下突縁間の合理的結合



尖々の目的により適せしめる爲、V. St. W. の鼻断面

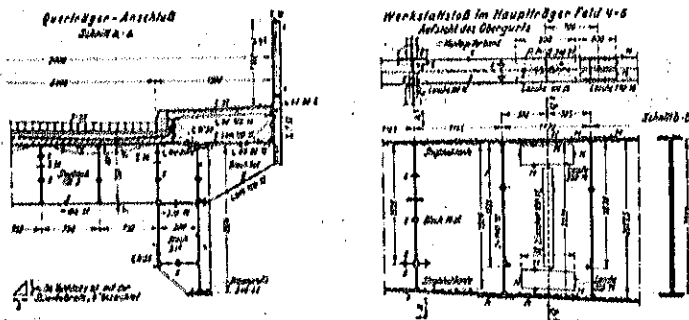
第 85 圖 鼻断面



下第 85 圖に示した幅及び厚さのものが腹延されてゐるがもつと多くす

る必要がある。此の場合、接合線は鼻の高さ丈突縁から遠くなり、突縁鋸は鼻及びその間の厚い部分に依り補剛される。鼻の間の溝は組立を容易ならしめ、腹鋸の突縁に對する位置を正しくする。腹鋸と突縁間の間隙は全部又は大部分炭素弧光に依り融かし去ぐ。腹鋸の厚さは鼻間の距離に依り可成り制限され、時々間に合はぬ事がある。又適に不必要に厚い腹鋸を用ひる事もある。鼻断面は Duisburg 停車場のローメン桁、多くの鐵道橋及び Verden 近くの Aller 路橋に用ひられた (第 86 圖)。

第 86 圖 Verden 近くの Aller 路橋の細部



は第 88b 圖の如き實際の切欠が存在しなくても、表面切線の急激な變化に依り、疲労強度に非常に悪い影響を與へる切欠作用を生ずる。引眼部材上に横の鋸接方向を有する時特に甚しい。従つて腹鋸補剛材を引眼突縁に鋸接する時、第 89 圖の如く縦方向にするのが合理的である。

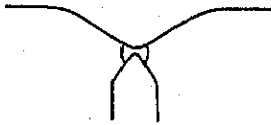
接手の形と疲労強度との關係に對する實驗が、垂直應力を受ける部材に就て行れたが、他の接手に對しても根本的には同じである。注意深く行はれた銜合接手は隅肉鋸接に優つてゐる事は今や問題でない。Dörrien に依れば第 84 圖の鋸桁は第 80 圖の鋸桁より疲労強度に於てまさつてゐる。隆肉断面は第 84 圖と同じく銜合接手であり、より優れたものである。即ち接合線が縁維から少し遠くなり、接手箇所補強がなされ、又腹鋸から突縁への移行が徐々に行はれ、接手の底まで完全に鋸接され

織目が判らない。又此の場合の接手の形と位置はレントゲン線による試験が容易である。之はコンクリート中に埋込む桁に於て特に重要である。

隆肉断面は幅 1000 mm 迄、厚 80 mm 迄出来、その中間の寸法は任意のものが出る。又隆肉を中心から片よらせる事も出来る。製作に大きな過失がなければ、此の断面により桁断面の對稱を保つ事が出来、腹鋸の厚さは制限されない。腹鋸の厚さに依り接手の

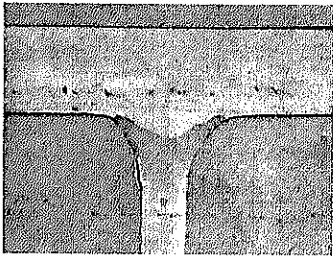
第 90 圖

薄過ぎる接合線を有する隆肉断面



第 91 圖

隆肉断面と腹板間の銲接接手の研磨像

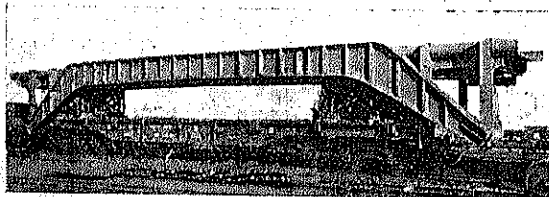


厚さが決る。何故なれば換手を第 90 圖の様に作る製作者はないからである。此の點が此の断面の不利な點である。不必要に厚い接手をさける爲、腹板の厚さを薄くする様にしむける。例へば Rügen-damm 橋の主桁は支間が 52 m で、腹板は高さが 8.6 m、厚さが 15 mm である。たとえ式 (I) が幾分小さい値を與へるとしても之は少し薄過ぎる。

此の断面は既に獨逸國有鐵道の 40 の大きな建築及び橋梁構造に用ひた。第 89, 90, 91 圖は Berlin-Zehlendorf の架路橋の細部構造である。

運搬の問題は大きな銲接鋼橋の施工に大きな意義を有して居る。厚い突縁板の添接には非常に多くの銲接材料を要し、時と金を浪費する。銲接桁の場合は、添接の數と位置は問題にならない。従つ

第 92 圖 全部工場で銲接したラーメン橋の運搬



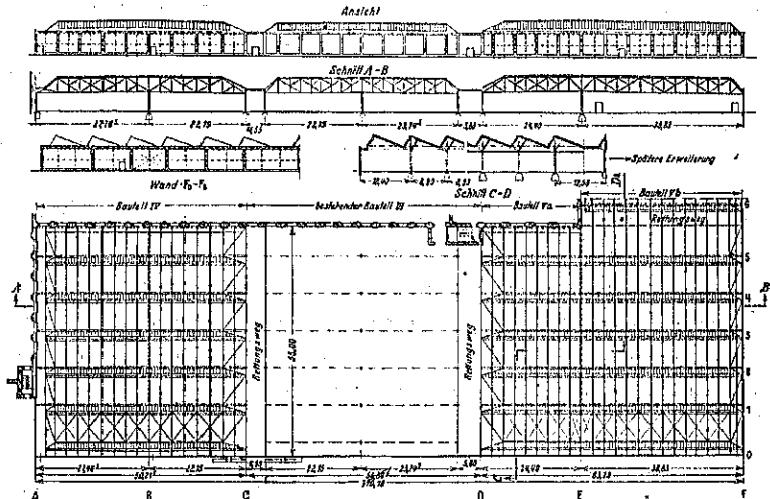
て銲接桁の突縁板は非常に長いものがあつて、Rügen-damm 橋は長 53 m 以上 540×40 の隆肉断面 1 箇 9 m 宛のものを使用した。現場に運搬するにも、現場の困難な仕事をさける爲に、大きなものを 1 體とした。Rügendamm 橋は長 53 m である。第 92 圖はラーメン橋の運搬を示したもので、銲接部は隆肉断面を用ひてある。(奥田秋夫)

全銲接の工場構造

(H. Schmuckler, „Ein vollständig geschweisster Fabrikbau,“ Bauing, 24. Mai 1935, S. 258-261.)

1929 年“銲接鋼橋に對する指針”が發行され、建築及び鉄橋に對し銲接技術を用ひる事が許され、之に依る經濟上の利益も多大であるにも拘らず、銲接鋼構造の施工は尙或る程度の困難を伴ふ。第一に多くの鋼構造會社に適當な裝置を有せず、又銲接機械の數も充分でない。その上信頼するに足る技術者及び銲接工が少い。

第 93 圖 工場擴張計畫圖

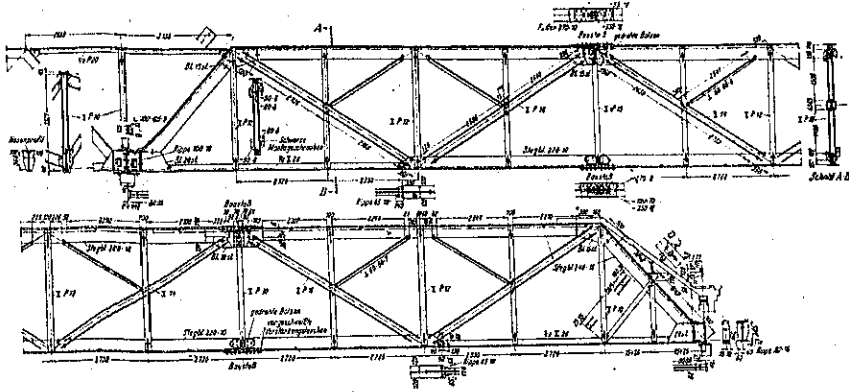


他の事情に依り定つた工期中に、銲接構造を安く提供出来る會社は少數である爲、銲接構造の方が寧ろ經濟であるとして施工される事がある。然し乍ら、銲接技術の特殊性及びその根本條件を熟考する時は、適切な銲接構造を施工し、その提供する利益を得る事は困難でないと考へられる。

次に大きな工場擴張工事に就て述べる。

第 93 圖は建坪 6400 m² の工場擴張計畫を示す。此の工場は經營上内部に支柱を出来る限り少

第 94 圖 支間 38.83 m の構造部分 V_b のトラス承梁



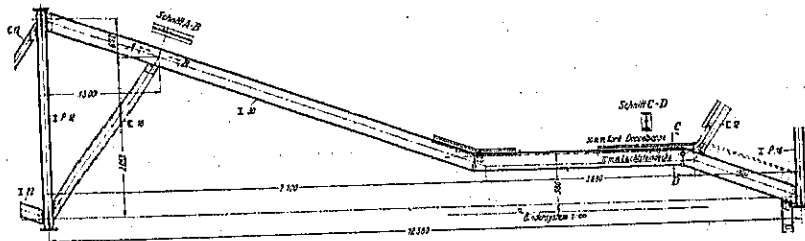
く、又は全然之をなくしなければならない。又酸の他和せる空氣に對し錆の生ずるおそれの少い構造を選ぶ必要がある。此 2 つの條件は銲接構造に依り満す事が出来た。銲結構造と銲接構造の鋼重を比較するのに、トラス承梁の場合に前者が約 15% 大であつた。數回屈折した極桁 (第 95 圖) の施工は銲結構造では可成り困難であらふが、銲接構造では比較的簡單であつた。

梁は運搬上の理由から、之を 2 部分に分ち、現場銲接を避ける爲に添接はボルトに依つて行つた。

第 94 圖は此の支間 38.83 m の承梁を示す。添接箇所のボルト孔控除を補償し、全部材を同一断面とする爲に、ボルト孔控除に等しい添板を銲接した。

トラス承梁の高さ 3.63 m は規定の明り窓の高さから定められたが、獨逸固有鐵道の車輛限界を超過する爲、木

第 95 圖 極 桁



第 93 圖に小屋組の構造を示す。極桁の間隔は 2.80 m であつて、その間に屋根葺を張わたしてある。屋根葺は中空石を鋼で補強したものである。極桁は支材を有し不静定である。

第 95 圖に支材を有する極桁の構造を示した。極桁は剛度大であつて、トラス承梁の壓縮弦の挫屈をもふせいでゐる。従つて、最初と最後の極桁間に横構を配置すれば充分であつた。

極桁の屈折點の外側の突縁に連續させ添接を行はなかつた。内側の突縁及び腹板は横板をはさみ隅肉銲接にて結合した。支材の連結板は極桁に工場に於て銲接し、現場に於て之に支材をボルトにて取付けた。従つて架設は非常に簡單であつた。

支間の異なるトラス承梁のうち、構造部分 IV 及び V_a は工場に於て完全に銲接した。支間 38.83 m の大きい承

の臺を置き、その上に傾斜した状態で運搬した。

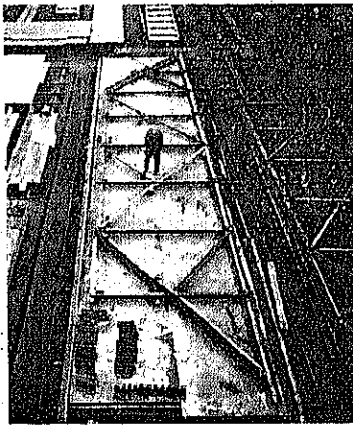
支柱は殆ど總て頭板及び脚板を有する IP 桁からなる。

トラス承梁の場合、節板その他の連結部は銲接も入れて部材重量を 2% 増すのであるに反し、銲結構造の場合は 15~20% を増す事となる。尙その他に引張部材のボルト控除を要しない爲生ずる重量節約が加る譯である。

第 96 圖に銲接臺上のトラス承梁を示す。銲接臺は板を張り、之に定規山形鋼を銲接し、部材を銲接がすむ迄規定の位置に保つ。

比較的長いトラス承梁の架設の爲、水平及び垂直方向の剛度の大きな、又承梁を多くの點で吊る事の出来る特殊の吊手を架設起重機に用ひた。その爲 27.205 m の支間を有する側方剛度の小さい弦の挫屈を避ける事が出来た。

第 96 圖 銲接鋼上のガラス水渠



總鋼重は 280 t, 建坪 6 400 m². だから單位面積に 44 kg/m², 高さ 5.5 m だから單位容積に 8 kg/m³ である。屋根葺及び第 93 圖に示した避難道の外に、管及び器具等に対し 75 kg/m² を全屋根面積に考慮した。此の工事は著者の計畫、設計及び製圖になるもので、Dortmuuder "Union" が施工した。架設共 8 週間で施工した。(奥田秋夫)

世界最大の鐵筋コンクリート拱橋

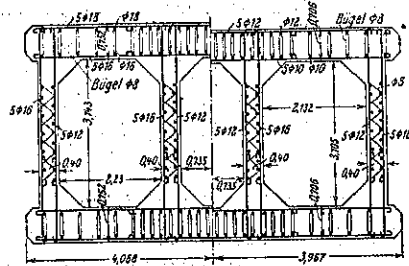
(W. Vieser, „Die grösste Eisenbetonbogenbrücke der Welt“ B. u. E. 5. Juli 1935 S. 214~216.)

西班牙の Zamora—La Coruna 間の鐵道が Rio Esla の谷を横斷する所、其處に第 97 圖の如く高さ 80m 全長 450 m の鐵筋コンクリート陸橋が架せられる。側徑間はすべて純徑間 22 m の圓形アーチであるが、中央徑間は 200 m のアーチであつて、その竣工の曉には世界最大の鐵筋コンクリートアーチたる榮譽を獲得するものである。

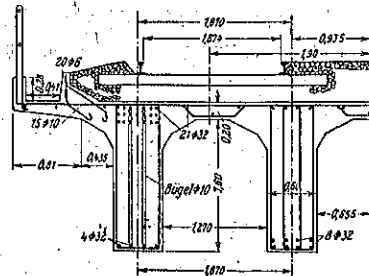
主アーチの断面は、第 98 圖の如き中空箱形断面であつて、幅は拱頂に於て 7.90 m, 起拱點に於て 9.068 m, 厚さは拱頂に於て 4.50 m, 起拱點に於て 5.072 m, 其

の變化は餘弦の法則に従ふものである。4 個の縱壁の厚さはすべて 0.40 m であるが、水平部分の厚さは拱頂で 0.700 m, 起拱點に向ふに従つて増大する。主アーチの中心線は自重に依る壓力線に一致する。即ち荷重曲線を 2 次拋物線とし、之を積分して得られた 4 次拋物線である。

第 98 圖 拱肋断面

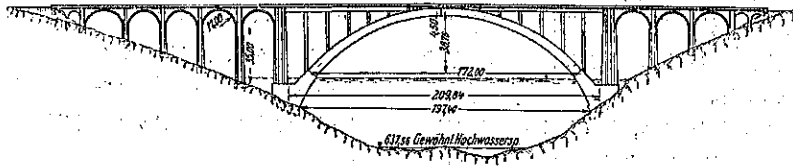


第 99 圖 床 構 造



設計荷重は、動荷重 8 t/m, 靜荷重, 風壓 135 kg/m², 溫度變化±10°C, コンクリートの收縮率 0.0002 である。22 m の側徑間のアーチの設計では橋脚の變形をも考慮に入れた。斯くして總ての荷重を考慮した場合の主徑間のコンクリートの應力は、拱頂に於て 83.1 kg/cm², 起拱點に於て 86 kg/cm² に達する。斯くの如き大なる應力が許容され、従つて此の種の大構造物を作り得る事は、西班牙の示方書の賜物である。西班牙の示方書は曲げに對する許容應力として材齡 90 日の強さ K_{90} の 0.28 を許して居る。一般に $K_{98} = 0.7 K_{90}$ であるから、86 kg/cm² の應力は丁度 $K_{98} = 217 kg/cm^2$ に相當して居る。應力の計算は施工中の各状態及び型枠取外しの際の 2 次

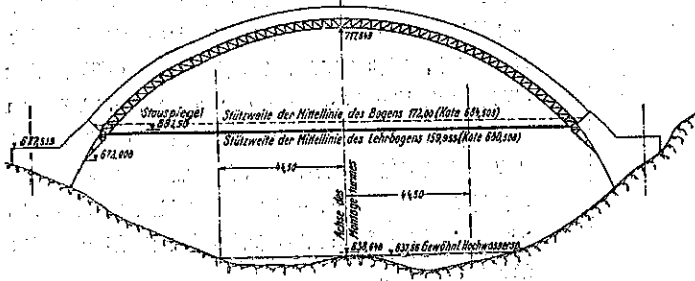
第 97 圖 一 般 圖



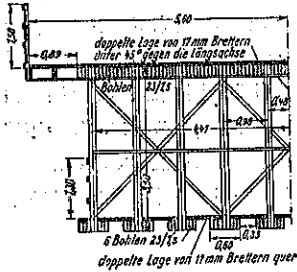
的應力に就ても之を行つた。床部組織は、拱頂附近を除き、第 99 圖のやうな断面の 6 徑間連続丁梁構造であつて、純徑間は 12.5 m である。此の床部と中間支柱との接合は、端の方の 3 本の支柱上で固定、第 4 番目の支柱上では鉸支承、第 5 番目の最も低い支柱上では滑動端になつて居る。アーチの變形に依つて床構造に生ずる 2 次的的應力はラーメンの解法に依つて計算し且つ設計に考慮した。拱頂附近の床は純徑間 2.5 m の版であつて、すべてアーチ上の低い壁の上に鉸で支へられ、之に依つてアーチには垂直荷重のみが作用することになり、またアーチのモーメントが床部組織に傳はるのを防いだ。床部構造では温度變化を $\pm 15^{\circ}\text{C}$ にとつた。

假構は第 100, 101 圖の如き徑間 160 m の木造アーチであるが、之は單に拱肋の一部分のみを支へるやうに

第 100 圖 假構一般圖



第 101 圖 假構断面圖



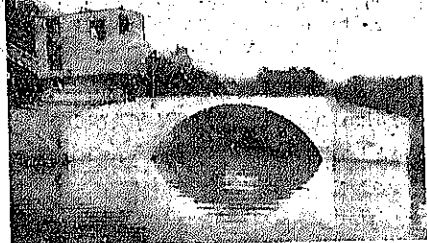
設計された。即ち先づ最初に、箱形拱肋のうち下方の水平部分と縦壁のコンクリートを打ち、之が十分に硬化するを待つて他の部分を施工するのであつて、拱肋の上方の水平部分以上のもはすべて前に完成した拱肋に支持されるものである。假構の架設は吊出し式ケーブルエレクトションの方法に依る筈である。(原田武雄)

沼澤に於ける橋の荷重を減ずる鉄拱

("Iron-Plate Arch reduces Load of Marsh-land Bridge" E. N. R. July 11, 1935, p. 41.)

Syracuse 附近の沼澤地を通る路線で基礎の費用を減ずるために鉄拱橋を造つた。拱環と同様拱側壁も金属

第 102 圖 波形鉄によるアーチ、鐵製腔壁を取付けたもの



で作り拱環は波状鉄板を用ひた(第 102 圖)。

アーチの徑間 223 呎、拱矢 9 呎 2 吋、幅 25 呎である。この特殊な拱の基礎には 12 吋の杭を打つた。拱の兩足掛りに各 27 本、各翼壁に 5 本、橋臺下に 17 本打つた。その杭の長さは平均 14 呎餘である。

このやうに杭を打つた上にコンクリートの足留及翼壁を造つた。鋼矢板で

締切りを行つて杭打ち及びコンクリート作業を行つた。拱の足留まりとして 8 吋の溝型鋼を斜に取付けて拱が直角に入り得るやうにした。一方側の基礎と翼壁が完成すると矢板を引抜いて他方側に使つた。

アーチの足留は水面下 4 呎にある。架橋する際に先づアーチ半分の鋼板を路上で組み、矢板を抜くために使つたドラッグラインを使用してそのアーチを基礎にはめ込み、三つの方塊で大體の正しい位置に保ち、残り半分も同様にして他方側の基礎にはめて兩方を中央で結合しボルトで締める。

鐵製腔壁 (spandrel wall) は目方が軽く且直接に設置出来るために使用され、先づ路上で組まれて後部に即し、アーチの兩端にある第 1 の波形の溝れられる。そしてボルトと構材でアーチに取付け、腔壁を常に垂直に保つためにターンバックルがある。

アーチ及腔壁の組立取付は僅かに 4 人の船入夫人の運轉夫と一人の監督で 8 日を要したに過ぎ

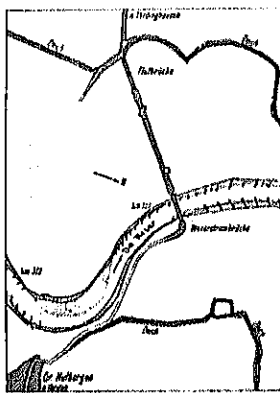
クレーンは唯持上げに使つただけであるから、架橋の時間の中の一部に過ぎない。埋戻しはドラッグラインを使用し、泥と砂利を道路横の沼から掘つて使つた。この際両端を略水平に保ち不等荷重の起らないやうに注意した。
(傍島 湊)

Weser 河橋梁架換工事

(Rüttjerodt, "Der Umbau der Weserbrücken bei Gr.-Hutbergen (Kr. Verden)" Bautech. 14. Juni 1935, S. 331~337.)

Hutbergen に於ける Weser 河橋梁地脚は Verden を去る約 5km の處にあつて、1884 年及び 1885 年に渡船の代用として建設されたものである。その洪水敷は Hutbergen 附近に於て第 103 圖に見る如く堤防間の距離 1.3km の幅で、橋梁は Weser 河の部分と左岸堤防に沿つて掘つた疏水の部分との 2 個處である。架換工事に際して従来の道路幅員及び取付の高さ等は變更しなかつた。

第 103 圖



1. Hut 橋の架換工事 舊橋は木橋で 5 本の主桁を有し、徑間は各 10.15~10.6m に及ぶ 17 徑間よりなる。下部構造は 1904 年に再建したものであるが、橋脚の基礎杭は 1884 年以來のものである。従つて舊橋は現今では腐朽甚しく全體的架換の必要を認められて居たものであつた。前述の様に取付道路の高さは從來通りであるから構造物も之れに支配され、加之工期も高水期に使用不可能なる假取路の関係から夏期の 6 ヶ月間に制

限される如き状況であつた。

橋梁基礎は第 104 圖に見る如くで、左半分は粘土質の地質で杭打基礎を必要とし、右半分に於ける橋梁及び橋脚は平な砂利層の上に置かれてある。後者に在つては欠板で締め固む必要があつた。杭打基礎上の橋脚にあつては、この附近の流速が渦流を生ずる様な状態ではないので、欠板は不要であつた。又地下水は好都合にも當時の掘鑿面 (NN+10.0m) に接して居り、夏期に於て屢々これを超過する程度で、深い基礎中では含水量は僅少である故橋脚は右半分に於ても杭打基礎が適當とされた。

1932 年 3 月 14 日準備に着手、同年 5 月 2 日に舊橋取壊に掛つた。新橋は同年 11 月 1 日に開通したが、コンクリート工事は既に 9 月 7 日に終了した程の迅速ぶりである。

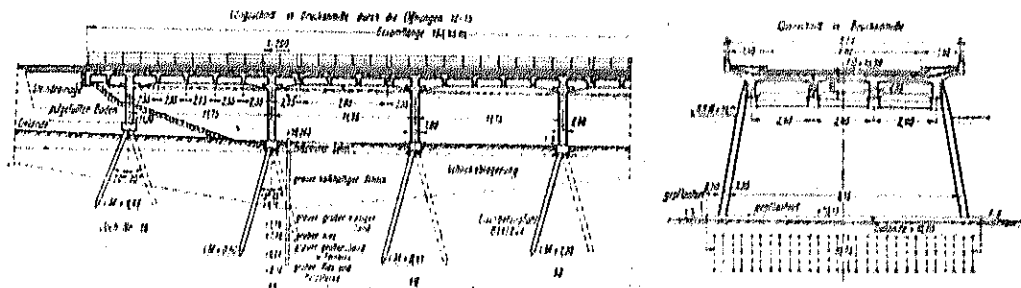
型枠は之れを 2 回に用ひ、早きは 1 週間で取りはずし、その際の沈下は 1mm 以下であつた。鉄筋コンクリート杭は断面 34×34cm 長さ 6.1~12.1m で最も早きは 30 日間で造り上げた。その強度は 400~550、平均 475 kg/cm²、杭打込みの最後の 10 回の打撃による 1m に對する沈下は 30~110mm であつた。杭は第 9 番目より第 15 番目迄は左右に 15°、第 1 番目及 10 番目は 20° の傾斜で左右に横がり、一本に對する最大荷重は 30.4t であつた。杭の頭部と橋脚の底部の接續は第 105 圖に示す如くである。

床版は 12mm の鉄筋を格子狀に配置し、主桁 4 本の内、中の 2 本は 28mm 10 本、吊桁の中央では 28mm 7 本を配置した。第 106 圖には中央主桁の鉄筋配置と曲げモーメント圖を示してある。

支墩の断面は第 105 圖の如くで、主桁の曲げモーメントを墩の全長に等分布させる爲に、桁の下端に於て圖示の如くに鉄筋を挿入して補強してある。

可動支承としては第 107 圖の如き輻子を用ひた。こ

第 104 圖

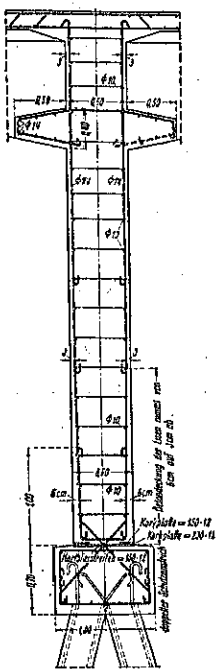


れは滑動支承であると大なる摩擦力に起因する曲げモーメントを招來する故である。吊桁及び突桁の部分の鉄筋配置は第 108 圖の如くで、歩道、高欄及び排水装置の詳細は第 109 圖の如くである。

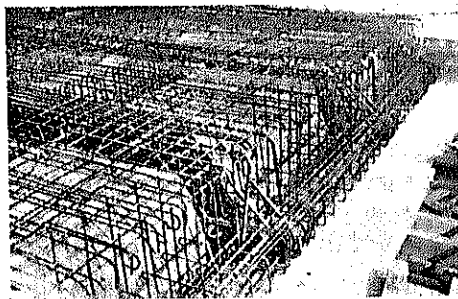
該橋は鉄筋コンクリート 1330 m³、その中鉄筋は 150 t、杭 223 本その總延長約 1650 m で鉄筋 30 t を有し、1 m² 當りセメント 350 kg の軟練のコンクリートで施工した。

2. Strom 橋架換工事
 舊 Strom 橋は側徑間 28.50 m の拋物線樺桁橋、中央徑間には支間 78.8 m の複鉸拋物線樺桁橋で鋪板を敷いた幅員 4.2 m (歩道幅員 1 m) の 3 徑間より成る構桁橋であつた。本工事に先立つて、當時

第 105 圖



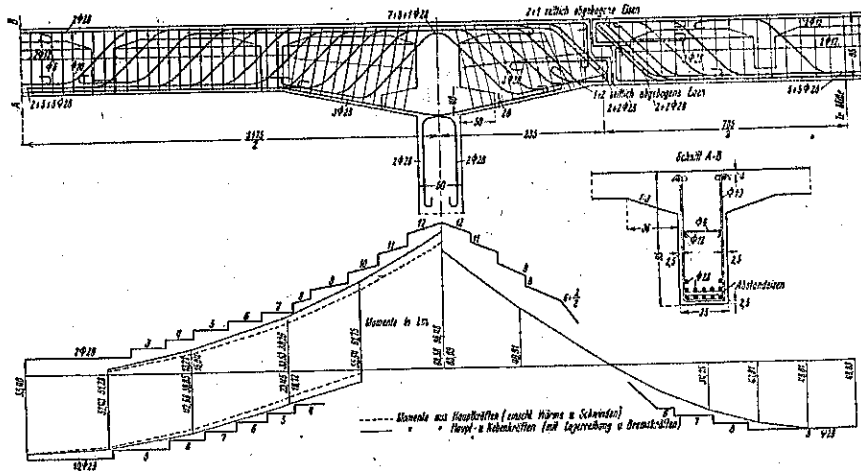
第 108 圖



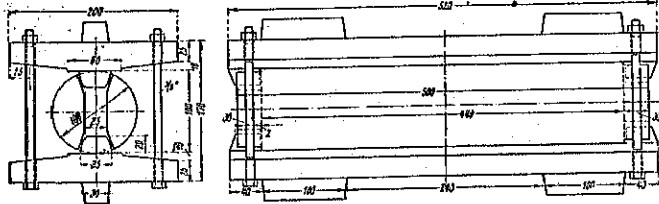
水中混凝土で作つた橋脚基礎を調査する爲、尖板で囲んだ試験坑を穿つた結果、右コンクリートは極めて不十分な緊密さと強度を有するものであることが判明した。故に橋脚を確固にする爲にラルゼン(3 號)矢板を約 1 m の間隔に配置し、橋脚基礎と矢板の間部分にはコンクリートを帯狀に打つた。舊橋臺の基礎木杭はこのコンクリートの下面迄に達してゐる。第 110 圖上記帶狀コンクリートは兩橋脚共同量の鉄筋を有し、その目的は基礎を全體的に支持するにある。

橋脚及脚臺上の舊床石は之を取除き新にコンクリートを以つて床石を作つた。この際基礎を幾分掘げて支

第 106 圖



第 107 圖

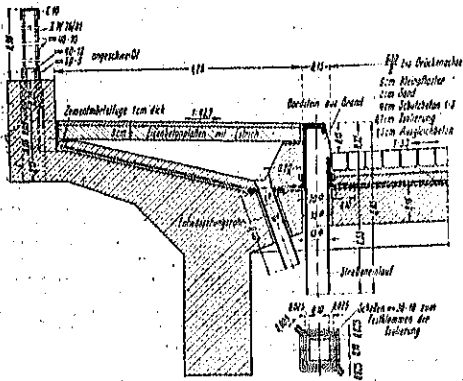


承部を後方に延長して荷重の増加による壓の上昇を妨ぎ、更に橋臺に連る翼壁の部を厚さ 20 cm の鉄筋コンクリート覆した。橋臺及橋脚は何れも砂及び砂の上に在つて、取付道路の高さは従前變化なき故橋梁は橋臺の位置にて高さだけ深くなつて居り、橋脚の

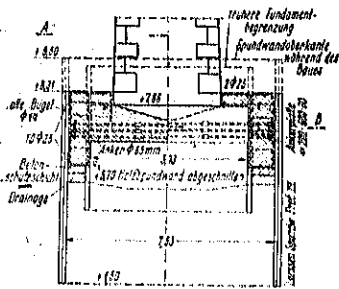
鐵橋と同様の高さである。故に新橋に於ては側徑間の縦勾配が従来水平なるに對し 1:50 となつてゐる。

主桁としては連続銀桁が用ひられ、中央徑間には補助桁があり、銀桁は全長を通じて同高の腹銀 (2.35 m) を用ひ歩道より 0.8 m 上に出でゐる。第 111 圖の断面に見る様に幅員 6.00 m の車道と各 1.5 m のコンクリート床版を有する歩道とから成り、これ等は DIN 1078 の

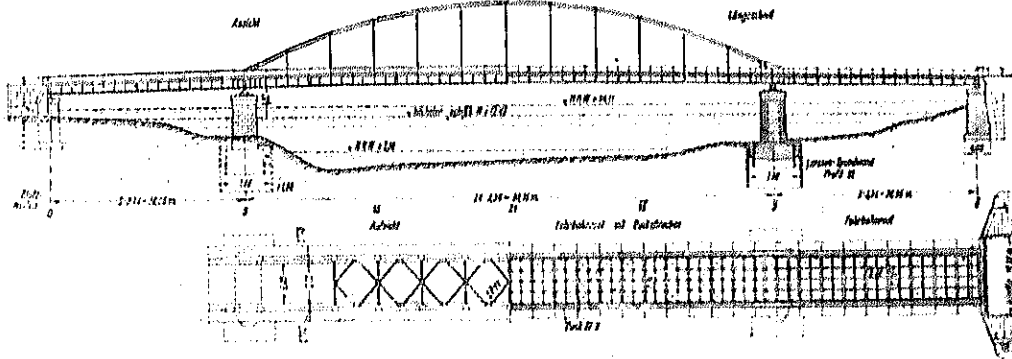
第 109 圖



第 110 圖



第 112 圖

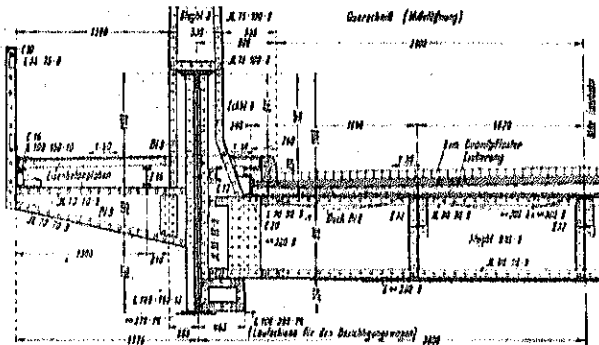


第 1 種荷重に依り設計したものである。鋼重量は 544.0 t、塗工面積 7200 m²、中央徑間、側徑間何れも分割長 8.34 m で、この部分毎に横桁を配設し主桁に結合し、縦桁は第 112 圖に示す 15 及 15' の位置で切断してある。主桁は厚 13 mm の腹銀と縁銀山形鋼 140 × 140 × 13 mm より成つてゐて、蓋板の數及び寸法は第 113 圖に示す如くである。

アーチは押込に對する安全の爲複銀とし、その格點は脚橋上約 10 m の高さに頂點を有する拋物線を爲す。拱肋最大應力は格點 IX で 531 t、アーチと補助桁との取付けは第 114 圖の様に、接合部に於ける不都合な空隙を除去する爲、拱肋は桁の稍手前で切断し、補助銀をこの部に挿入し、上側の縁銀は緩やかな曲線で補助桁に取付けてゐる。この接合は側面の充分な剛性を與へるが、アーチの應壓力を受ける事なく、而も支承上の連結桁に生ずる應壓力の一部を格點に傳へる。尚工事中は桁上を運行する起重機の助けになる爲に接合部は最後に取付けた。

桁の蓋銀はこの接合部でアーチの蓋銀と同一の幅即 600 mm に狭げ、垂直な力に對する轉柱により支持し、こ

第 111 圖



された。

第1に鈎桁の許容應力の問題を考へる。鈎桁に對しては結構より高い應力を許してよいと云ふ考へが益々さかんである。その論據として、結構の場合には格點の剛結に依り應力主應力の80%以上の2次應力を生じ、鈎桁よりも應力が大になると云ふのである。然るに次の事情により、普通の計算で出し得ない應力の増加が鈎桁に生じる。即ち

- 1) 曲げ應力と同時に生じる剪斷應力の作用。
- 2) 突縁の彎曲に依る應力の増加。
- 3) 突縁の断面變化及び切缺に依る應力の滑な變化をさまたげる事に依る應力尖端。

1)の應力増加は單桁の場合には重要でない。それは曲げモーメントと剪斷應力とが同一箇所でも方とも大きい事は通常ないからである。突縁又は連續桁の場合には、之と異り支點に曲げモーメント及び剪斷力の最大値を生じる。突縁近くの腹縁に於て $\sigma \propto 0.0, \sigma_{max}$ 及び $\tau \propto 0.7 \sigma_{max}$ とすれば主應力は

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{max}}{2} (0.0 + \sqrt{0.0^2 + 4 \times 0.7^2}) \approx 1.20 \sigma_{max}$$

となり、普通計算の最大應力の約80%の應力増加が鈎桁に生じ得る。故に鈎桁の許容應力を大ならしめる事は出来ない。所が桁高を曲げモーメントに相當せしめると剪斷應力を小さく出来る際だが、之は2)の應力増加を生じる。それは1つは曲げ應力の進行が直線でない事、1つは突縁應力の放射方向の分力が突縁を曲げる爲、突縁が有効に働かないからである。2)の應力増加は曲率半徑に逆比例するから曲率を適當にえらべば應力増加を最小に出来る際であるが、實際に必ず行へると限らない。

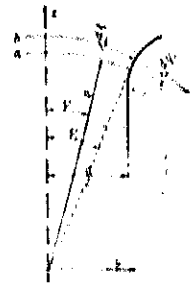
3)の切缺作用の危険な事は茲に多言を要しない。給るに之に矛盾した細部構造が屢々推奨されてゐる。例へば腹縁の接合に添接鈎をあわせ用ひる事がある。此の場合隅肉銲接が用ひられ急に断面が變化する。又添接鈎は腹縁の自由變形をさまたげる爲、應力の大部分は隅肉銲接に依り添接鈎に傳えられる。之は既に實驗に依り證明されてゐる。St 37には



高値の銲接材料からなる滑に接続した銲合銲接、St 52には第116圖に示した銲接を用ふれば、此の添接鈎をさける事が出来る。

桁の腹縁と突縁の接合も断面中最も危険な箇所であるから注意を要する。縦應力と剪斷應力の共同作用及び腹縁から之に垂直な厚い突縁にうつる場合の剪斷應力の方向の變化に依り應力増加を生じ、又之に銲接線中の收縮應力が加はる。

第 117 圖



應力の方向の變化に依る應力増加の大約の大きさを計算する。X 軸に関する傾斜切切 $\tan \psi = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_{xx}}$ である形をした $y-z$ の場合 τ_{xy} かつ断面 a 及び b (第117圖) を考へる。從つて此の断面は大々同じ變位をし、變位差 $d\delta$ は兩断面間で常に一定である。故に $\tau = G \frac{d\delta}{dE}$ である。兩断面 a 及び b は断面の縁に於て之に垂直であるから、近似的に

$$d\delta \approx d\psi_0 \left\{ r + \frac{\rho q_0}{2} \left[1 - \left(\frac{q}{q_0} \right)^2 \right] \right\}$$

である。 $\tau = A \frac{d\psi_0}{dE}$ とおき、 $\int_0^{q_0} \tau \rho d\psi = \frac{N}{2}$ (N は剪斷力) であるから

$$\frac{N}{2} = A \rho \int_0^{q_0} \frac{d\psi}{\left(r + \frac{\rho q_0}{2} \right) - \frac{\rho}{2q_0} \cdot q^2}$$

$$= \sqrt{\frac{A \rho}{\left(r + \frac{\rho q_0}{2} \right) \frac{\rho}{2q_0}}} \cdot \mathcal{R} \mathcal{X}_3 \sqrt{\frac{\rho q_0}{2}}$$

となる。 $\rho q_0 \sim \frac{d}{2}$ とおけば

$$N = \sqrt{\frac{2A}{1 + \frac{r}{d}}} \cdot \mathcal{R} \mathcal{X}_3 \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{r}{d}}}$$

となる。さて $q = q_0$ に對し $\tau = \tau_{max} = \frac{N}{d}$ となる。然るに腹縁の直線部分に於ては $\tau_0 = \frac{N}{d}$ であり、兩者の比は次の如くなる。即ち

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_0} = \frac{d}{2r} \sqrt{\frac{1 + \frac{r}{d}}{1 + \frac{r}{d}}} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{r}{d}}} \dots (1)$$

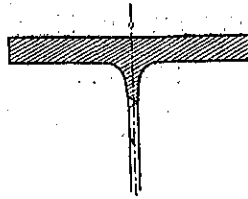
普通の廣突縁桁の如く $\frac{d}{r} = \frac{2}{11}$ とすれば、

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_0} = \frac{1}{11} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{1}{11}}} = 1.11$$

となり、應力増加は平均應力の約 11% である。

此の遷移點に於て普通の隅肉銲接は切欠を生じ用ひ得られない。Fried. Krupp A.-G. が第 118 圖の突縁断面を提供してゐる。

第 118 圖



之は銲接線が断面の危険な部分から離れてゐるから銲接部分の削り仕上げをすれば切欠を生じない。

應力の方向と直角銲接線は原則として避くべきである事を實驗結果が示してゐるにも拘らず、桁の腹板を横補剛材にて補剛すべきだと云ふ謬つた考へがなくなる。此の横補剛材の突縁との接合は種々の方法に依り縦銲接線を用ひる様にしてゐる。然るに曲げ應力及び剪断應力を受けた腹板上の横補剛材の隅肉銲接は未だ行はれてゐる。最近の腹板の捩屈理論は、普通の間隔の横補剛材は腹板の増大に無効であり、縦補剛材は非常に有効である事を示してゐる。腹板の横補剛材は大きな荷重が桁に傳達される箇所、例へば支點及び横桁連結箇所に於て必要である。横桁の連結は通常現場で行はれるから、銲に依る方が施工上便利でもあり、又理論上も妥當である。

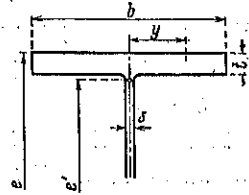
次の重要な問題は腹板の箇々の部分の捩屈安全度の問題である。銲結合の場合には大抵銲孔控除に相當する箇面の餘裕があり、捩屈餘裕と見做し得られるが、銲接桁にはかかる餘裕がない。従つて此の場合壓縮突縁は引張突縁より強く設計すべきかどうかと云ふ問題が成立つ。壓縮部材の實驗に依れば、桁の壓縮突縁に於て必ず考へられる非彈性範圍の捩屈應力は部材の細長比には殆ど無關係で、構造材料の降伏點に殆ど同じである。細い部材に高い安全率をえらぶ理由を次に示す。

- 1) 加工及び運搬の際曲げられる危険の大きい事。
- 2) 固着方法に依る部材端の荷重作用の遇然の偏心。
- 3) 細長い部材は太短い部材より自重に依る撓みの大なる事。

第 3 の理由は桁突縁には成立ない。第 2 の偏心も生じる事がないから理由とならない。第 1 の理由は幾分成立つが長く連続した突縁は假令曲つても現場で取付ける緩構に依つて再び直線に出来るから程度は軽い。従つて腹板の壓縮突縁に於ては一般に捩屈に對する安全率を高める必要がなく、彈性範圍に對する公式に依つて求めた捩屈應力が材料の降伏點 σ_F 以下であればよい。

捩屈安全度を證明する必要のない、突縁厚 t 、空縁幅 b 及び自由突縁長 l 間の限界比を決定する爲、突縁の捩屈應力を研究する。突縁は

第 119 圖



水平方向に於て横に曲り得、又垂直方向に於て撓みに依りその中心軸のまわりに破壊し得る。第 1 の場合抵抗する慣性モーメントは $J = \frac{bt^3}{12}$ である。從屬する腹板を含む突縁に働く壓縮力は $P = \frac{\sigma_{max}}{e} S$ である。但し $S = Ft'$ 即ち考慮してゐる箇所部分の断面 1 次モーメントである。大體 $F \approx 1.2bt$, $e' \approx 0.9e$ とすれば捩屈力は $P_K \approx \sigma_K 1.08bt$ である。然るに又 $P_K = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} = 1725 \frac{bt^3}{l^2}$ であるから $\sigma_K \approx 1600 \left(\frac{b}{l}\right)^2$ となる。 $\sigma_K \approx \sigma_F$ とすれば限界比は

$$\frac{l}{b} \approx \sqrt{\frac{1600}{\sigma_F}} \dots\dots\dots (2)$$

となる。

第 2 の捩屈可能の決定に對し平面腹板の變形仕事の一般式

$$\begin{aligned} & \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \frac{S^2}{24} \int_0^l \int_0^a \left\{ \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right)^2 - 2 \frac{m-1}{m} \left[\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy \\ & = \frac{\sigma_x}{2} \int_0^a \int_0^a \left(\frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 dx dy + \frac{\sigma_y}{2} \int_0^l \int_0^a \left(\frac{\partial z}{\partial y} \right)^2 dx dy \\ & \quad - \tau_{xy} \int_0^l \int_0^a \frac{\partial z}{\partial x} \cdot \frac{\partial z}{\partial y} dx dy \end{aligned}$$

を利用する。 $\sigma_y = \tau_{xy} = 0$, $\sigma_x = \sigma_K$, $S = l$ 及び $z = Cy \sin \frac{\pi}{l} x$ とすれば

$$\sigma_K = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \cdot \frac{l^2}{12} \left[\left(\frac{\pi}{l} \right)^2 + \frac{24}{b^2} \cdot \frac{m-1}{m} \right]$$

となる。之は $l = \infty$ に對し最少となる。即ち

$$\sigma_K = \frac{2mE}{m+1} \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 3230 \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

$\sigma_K = \sigma_F$ とすれば求める限界値は

$$\frac{b}{t} \approx \sqrt{\frac{3230}{\sigma_F}} \dots\dots\dots (3)$$

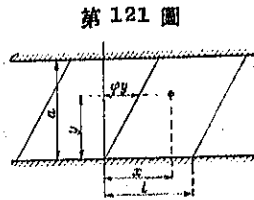
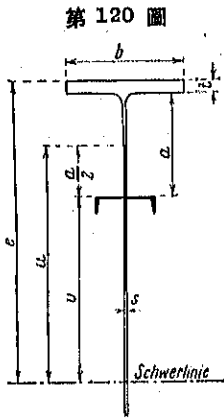
となる。

St 37 に對し $\sigma_F = 2.4$ 又 St 52 に對し $\sigma_F = 3.6$ であるから、

$$\left. \begin{array}{l} \text{St 87 の場合} \\ \text{St 52 の場合} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 80l > b > \frac{l}{25} \\ 80l > b > \frac{l}{31} \end{array} \dots\dots(4)$$

であれば屈縮突線の挫屈安全度を特に証明する必要がない。此の場合突線の廻轉をさまたげる隅肉補強は必要でない。

腹銀に縦補剛材のみを用ひる場合には、補剛材間の部分の横桁から横桁迄の長さを、その間隔に比し銀の挫屈を決定する場合に無限なりと假定出来る大きにする。又



Timoshenkoの公式が、引張の作用しない時は、直線的に變化する屈縮に對し、平均の量の均一屈縮に對する計算と略々同じ結果を得る事に注意すれば、曲げ應力及び剪断應力を考へた、腹銀に對する簡単な挫屈公式が得られる。第 121 圖に依り、變形仕事の式に

$\propto C \cdot \sin \frac{\pi}{l} (a - \varphi y); \sin \frac{\pi}{a} \cdot y$ を代入すれば、 $\frac{\sigma}{\tau} = \rho$ 及び $\frac{l}{a} = \beta$ として、次の平均の挫屈應力

$$\sigma_K = \frac{m^2 \pi^2 E}{12(m^2 - 1)} \left(\frac{S}{a} \right)^2 \frac{(1 + \varphi^2) \beta^2 + \beta^2 + (1 - \varphi^2) \beta}{1 + \frac{2\varphi}{\rho}}$$

となる。 $\beta^2 = 1 + \varphi^2$ 及び $\varphi = \frac{\rho}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho^2}} \right)$ の時此の値は最小になる。即ち

$$\sigma_K = \frac{m^2 \pi^2 E}{3(m^2 - 1)} \left(\frac{S}{a} \right)^2 \rho^2 \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\rho^2}} - 1 \right) = 7500 \left(\frac{S}{a} \right)^2 \mu \dots\dots(5)$$

又は剪断應力できまる時は $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ とすれば

$$\tau_K = 7500 \left(\frac{S}{a} \right)^2 \nu \dots\dots(6)$$

となる。實際の計算には書直して次の 2 式が得られる。即ち

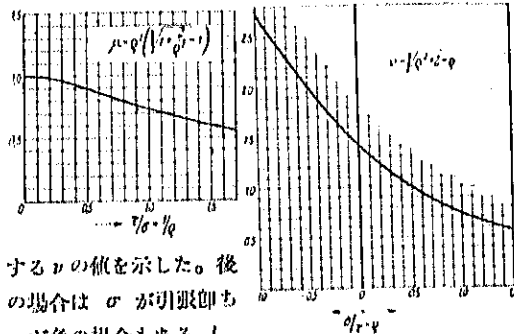
$$S = \frac{a}{87.2} \sqrt{\frac{\sigma_K}{\mu}} \dots\dots(5a)$$

$$S = \frac{a}{87.2} \sqrt{\frac{\tau_K}{\nu}} \dots\dots(6a)$$

第 122 及び 123 圖に $\frac{1}{\rho}$ に對する μ の値、 ρ に對

第 122 圖

第 123 圖



する ν の値を示した。後の場合は σ が引張即ち ρ が負の場合もある。

桁の突線及び腹銀が同時に限界應力に達する時の關係が成立つ。即ち

$$\sigma_K = \frac{\sigma_F}{\rho} \dots\dots(7)$$

又は $\tau_K = \frac{\sigma_F}{\sigma_{201}} \tau \dots\dots(8)$

故に腹銀の挫屈應力は常に彈性範囲内にある。腹銀の銜接線の収縮を考慮して安全率を高める爲、式 (5a) 及び (6a) の係數 87.2 を 80 とする方がよい。

縦補剛材は横桁連結部で連結せしめ、此の設計は腹銀の 1 部と共に、彈性範囲内の挫屈應力 $\sigma_K = \frac{\sigma_F}{\rho} = \frac{\pi^2 E I^2}{l^2}$ を有する屈縮部材と見做すのが最も簡單である。補剛材の寸法は次の條件から得られる。即ち

$$I^2 \geq \frac{10 \sigma_F l^2}{\pi^2 E} \geq \frac{10 \sigma_F l^2}{9\sigma} \dots\dots(9)$$

但し l は m とす。

(奥田秩夫)

San Francisco Bay Bridge の斜脚塔

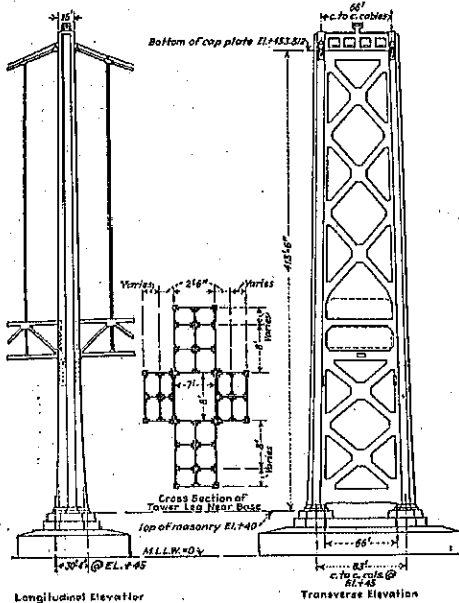
(C. H. Purcell, C. E. Andrew and G. B. Woodruff, "Batter-leg towers for San Francisco Bay Bridge" E. N. R. June 20, 1935, p. 805~807.)

San Francisco Oakland Bridge の West Bay Crossing は二重吊橋であり、中央銳着に對し大體對稱である。各吊橋の主樑間は 2310 ft、側樑間は San Francisco 端が 1171 ft である。他は 1160 ft である。塔 2

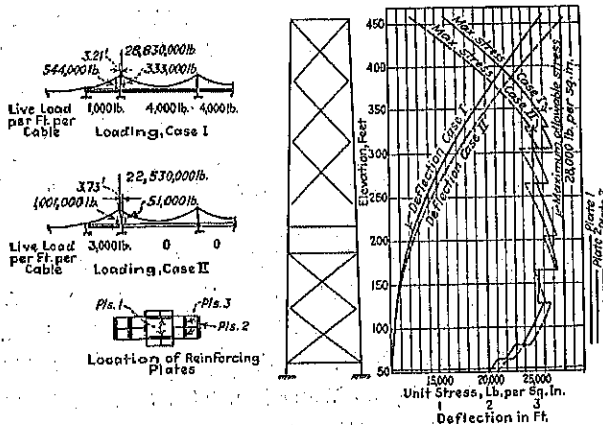
及び 6 の間は 7110 ft あり、中央縦距 48 ft の垂直曲線がはいつてゐる。従つて塔 3 及び 5 は塔 2 及び 6 より 44 ft 高い。車道有効幅は 58 ft である。San Francisco 側の背控が長い爲、塔 2 は頂點の撓み大で従つて断面も大きく、塔 6 とその點丈が異なる。塔 3 と 5 は完全に同じである。塔脚では下部では 21 室、頂點近くで 9 室に分れてゐる。鋼索鞍は塔頂に固定されてゐるので塔は荷重により撓む。

側方安定をよくする爲、66 ft の鋼索間隔より幅を擴

第 124 圖 San Francisco Bay 吊橋の標準塔の正面圖、側面圖及び断面圖



第 125 圖 活荷重分布圖及び塔 2 の應力撓み圖



げた。又補剛トラスの鏡濟は柱と同じ線上にない爲簡單になつた。

水平支材のない交叉綫構を用ひた。之は矩形綫構よりも剛度大である。

吊橋の床及び吊材は自動車及び電車荷重に對し設計した。他の部分は總て鋼索 1 ft 當り 4000 lb の活荷重に對し設計し不平均活荷重が 3000 lb/ft に及ぶものと考へた。吊橋の平均死荷重は 20000 lb/ft である。2 つの極端な場合に於ける塔 2 の頂點の移動は約 7 ft に及ぶ。

第 125 圖 case I 及び case II の活荷重分布に依る塔頂點の撓みは第 6 表の如し。

第 6 表 塔頂點の撓み (ft)

	場合 I (溫度 +02°F)		場合 II (溫度 +32°F)	
	左	右	左	右
實際の撓み		3.71	2.89	
初めの撓み	0.67		0.67	
構造誤差		0.17		0.17
總撓み		3.11		3.73

従つて比較的撓み易い塔を必要とする。l/r (r は中央に於けるもの) は塔 2 及び 6 は 70, 塔 3 及び 5 は 75 である。

断面は十字形である。初め中央部にも垂直隔版を置く豫定であつたが之を省いた。之は現場銼を少くし、又材料をなるべく外部におく爲であつたが、ハンマーヘッド起重機を用ひるのにも役立つた。

柱は總て亜素鋼を用ひた。許容應力は 28000 lb/in² である。綫構その他には炭素鋼を用ひた。許容應力は 22000 lb/in² である。風荷重に對し 10%, 地震荷重に對し 40%, 許容應力を増した。

塔の設計には鋼索及び補剛トラスからの垂直荷重及び塔頂の水平力を計算した。先づ塔断面を假定し、水平力を出した。そして断面と水平力とが釣合ふ迄計算を繰返した。

最も有效な位置に材料を配置するのは困難であつた。曲げモーメントに耐える爲には材料を中心から遠くした方がよく、その爲剛度が増し、水平力を大ならしめるに至るのである。塔 2 は撓み大である爲、第 125 圖に示す様に補剛版を追加した。その他は塔 6 と同じである。

30 lb の風荷重及び 0.1 g の地震荷重に對しても計算を行つた。

塔柱は荷重に依り短くなる爲、垂直荷重の一部を綫構に傳える。此の影響を考へて塔部材の縦應

力及び曲げ應力を正確に計算した。又此の計算を模型試験に依り吟味した。何れの場合にも2次應力は1次應力の10%以下であった。

水平支材がない爲柱が外に曲り得る。従つて斜材に於ける垂直荷重に依る縦應力が比較的小である。満載荷重の場合に柱が直線になる様斜材の長さを製作した。

此の設計の今迄の實例と異なる點をあげる。

- 1) 厚4inの基鋸と塔柱との連結は現場銲接に依つた。連結山形を減ずる事が出来る。
- 2) 柱の中央部の垂直隔鋸を省いた。現場銲を減ずる事が出来た。但し下部及び頂上に於ては荷重分布を完全ならしめる爲隔鋸を用いた。
- 3) 塔の傾斜及び柱断面の變化は、路面以下の柱の内面が垂直で間隔が80ftである様にした。従つて補剛トラスの反力をうける指を柱の内側に固定する事が出来た。

(奥田秋夫)

ポーランドで行つた橋梁補強

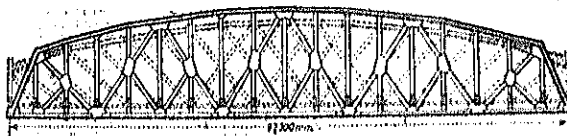
(Engineering in Foreign Countries, "Polish Bridge Strengthened" E. N. R. July 4, 1935, p. 19.)

ポーランドのThornでは、架設後62年を経た鋼橋を補強してゐる。

此の橋は、Vistula河を横ぎる全長973m、徑間17連より成り、その中5連は93.3mである。

橋長の1/3は376mの曲率半徑で彎曲してゐる。上部構造の設計活荷重は150kg/cm²であつた。然しこれでは最早今日の鐵道橋としては不適當なので、經濟的な補強方法を講ずる事になつた。

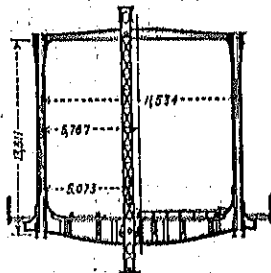
第 126 圖



試験の結果、鋼鐵は使用後60年以上も経てゐるが全く完全である事が分つた。

此處に採用した補強方法は、第126圖、第127圖に示すやうに兩側トラス間に更に第3のトラスを設ける方法

第 127 圖



であつた。

トラスの形狀は、バルチモア式を憶はせる長斜方形トラスである。之に依つて、幅員は公道部(5.80m)と軌道部(4.88m)とに區別せられた。

橋梁の剛度はこの補強に依つて舊の2.5倍になる事が計算に依つて證明せられた。(吉藤幸朗)

10. 河 川

洪水の豫測と調節を目的とする雪の測量

(J. E. Church, "Snow Surveys as an Aid to Flood Forecast and Control" E. N. R. June 20, 1935, p. 879-891.)

今や洪水の豫防と調節は雪の測量の特殊部門となつてきた。雪の深さと融解速度とを知ることは山間地方に源を有する河川の流出量を豫想する場合、唯流量關係の資料のみから豫想するよりも非常な正確さを與へるものである。この報告は堰場の餘水路の設計や、貯水に不必要な犠牲を拂ふことなく洪水の貯留に充分な面積を求むる場合に特に價値のあるものである。

積雪測量の研究は水路の寒流と湖水面の上昇について次の解釋がなされて居る。

1. 水路の寒流 我々の雪の測量は一般に1月-6月までの月1回の測量に限られてゐるから雪の融解の速度と水路寒流の研究は殆ど行れてゐない。

何れの場合にも洪水の影響は土地の高度と雪の深さによるものであるが屢この二つが同流域中でも大いに變化してゐるものである。又流出量は土地の凍結、濕潤、及乾燥等の狀況により異なる。一般に洪水の脅威は流域面積により雪の測量をなして滯溜してゐる水の深さを調査して定めることが出来る。以上の事柄から求めらるる融解により流れ出る割合は水路の不足を計算する基礎を與へるのである。雪の測量の行はれてゐる所では融解の速度と、その流量に及ぼす影響とは融解期の始めと終りに雪場よりの見本を調べ且その結果の流量出を測定することによつて容易に決定できる。

通常の高い温度は融解と流出量を促進することは例然と分らなかつたが、暖風と降雨は洪水の力強き原因となるもので特に水を含んだ積雪に作用する時は甚しい。

温度と降雨量の観測所を有する雪の測量系統が數年前に Washington Water Power Co. によつて流域に於ける年々の流出量のパーセンテージと洪水の傾向を

有する状況を決する爲に Coeur d'Alene 湖上に組織された。この流域は湖水の貯溜容積よりも遙に多い流出量と與へ、流出門を閉塞して置けば容易に湖水に氾濫する故、會社に對する問題は季節的流出量を出來るだけ早く知ることであつた。

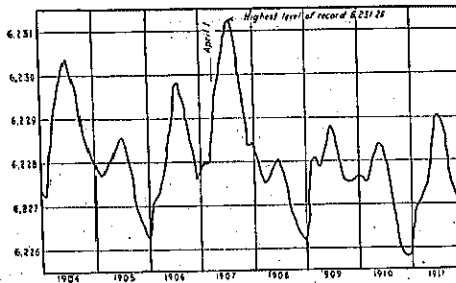
2. 貯水池の貯水量 雪の測量の percentage method と河川の流量の豫測は色々の問題に満足な解答を與へてゐる。特に積雪が年々の流出量に關係の甚大なる Continental Divid の西部にはよく適合される。貯水池は積雪から全季節的流出量を決定して起り得べき場合に適合する様に調節される事が必要である。

Truckee 流域の流出量を貯溜する Tahoe 湖の調節をなす爲の雪の測量は現在の窮境を脱する唯一の方法である。

この方法は 推積期間の終りに於て稀に見る豪雨のあつた 2 季節に 付いての既往の調査に利用された。即ち次の結果は信じ得べきものである。

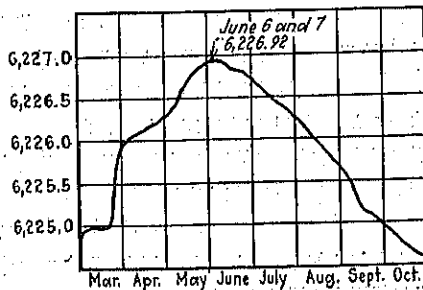
3. 1906-07 年に於ける Tahoe 湖の上昇 1906-07 年の季節には湖水の水位が堰堤上 1.28 呎上昇した洪水の年で、その前後の湖水面の變化は第 128 圖に示されてゐる。

第 128 圖



4. 1927-28 年に於ける Tahoe 湖の上昇 1927-28 年に於ける Tahoe 湖の上昇は第 129 圖に示され、その季節の雨量は第 7 表の通りである。

第 129 圖



第 7 表 Tahoe 湖の季節雨量 (Tahoe El. 6230 ft)

	Normal	1927-28		Normal	1927-28
12 月	(in) 5.11	3.20	4 月	(in) 2.09	3.63
1 月	6.48	1.03	5 月	1.11	0.10
2 月	6.04	1.11	6 月	0.40	0.28
3 月	8.20	12.3	7 月	0.81	0.19
計	20.02	18.53	計	4.00	4.30

(小林重一)

12. 堰 堤

第 2 San Gabriel 堰堤の木材遮水版

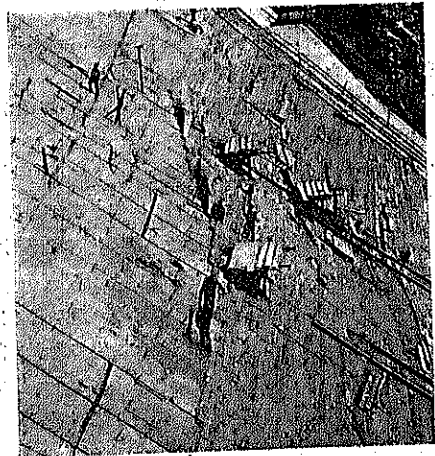
("Flexible Timber Facing Applied to San Gabriel Dam No. 2" E. N. R. June 18, 1935, p. 836-838.)

Los Angeles の第 2 San Gabriel 堰堤は、前面にコンクリート遮水版を有する石積堰堤であつた。此の堰堤は竣工後間もなく積石の不等沈下により前面に龜裂を生ずるに至つた。そこで本年 2 月より前面コンクリート版を改築し其の表面に木板を張り、更に積石を補給する復舊工事が行はれた。

前面の舊遮水版は 30×30 呎の施工繼目となつてゐたが、徑 2 吋の穿孔を 6 時間隔に行ひ 7.5×15 呎の方塊に分割した。此の方塊の中央に鐵索を取付け、堰堤頂部より順次に前面法尻に引き降した。

新しい遮水版の設計には、尙積石の沈下を考慮する必要があつた。従つてコンクリート版による止水方法を廢し、前面仕上げには可撓繼目を有する木板を用ひて水密性を保たしめる事となつた (第 130 圖)。

第 130 圖



先づ木板の基礎として厚さ6吋縦横30呎のコンクリート版を打ち、其の隣接間隔を6吋とした。此の空隙は貯水池水面の急降下に際して木板の表面に生ずる壓力を平均せしめ、且積石沈下によるコンクリート方塊の位置修正を容易ならしむる等の目的をもつてゐた。木板は水平層に配列し3層を1組として横目を釘付とした。之を抗にて基礎コンクリート版に固定し、各組毎の1/4吋水不繼目にはアスファルトを注入す。木材には防腐剤を用ひないで10年位の壽命であるが、その頃には堰堤の沈下も終り永久的の遮水版と交換する考へである。

堰堤背面の勾配は上部1.3:1、下部1.0:1にして平均1.5:1とし、此の補足積石の數量は堰頂が3000碼²背面が60000碼²であつた。積石には總べて切石を用ひ、大ききの割合は100~150封度を10%、500~3000封度を50%、3000~14000封度を40%とした。

(米屋秀三)

13. 上水道

木管の漏水決定法

A. A. Surin, "An Analytical Method of Determination of Leakage in Wood Stave Pipe" Journal of the American Water Works Assoc. July 1935, p. 812~831.

木管を最初に造り且つ大量に使用しつゝある America に於ては、單位1日漏水量 e が管の延長 L の哩當り、その直徑の吋當りに就て一般に考へられてゐる。即ち或管路に於ける全1日漏水量は次の如く公式1に依て表はされる。

$$Q = eLl \dots\dots\dots(1)$$

茲に l は漏水の生じた日数である。

上式に於ては管内の水壓は無視してある。そこで内壓 p を考慮に入れると公式2の如くなる。

$$Q = eDpLl \dots\dots\dots(2)$$

然しながら茲に起る疑問は、或一定の内壓に對して建造した管が他の壓力のもとに使用された場合、漏水量は公式に於けるが如く最初の壓力に比例するであらうかと云ふ事である。本文の目的は此の疑問から出發する。管の漏水は次の原因に展開し得る。

1) 木管中の水の内壓の作用に依る管の垂み若くは撓に起因する縦接手及び横繼目の弛みに依て生ずる割れ目からの漏水

2) 接手並に繼目の面を不完全に削り又不手際にて接いだ桶板の毛管割れ目からの漏水

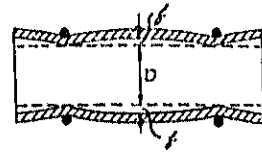
3) 桶板に於ける瑕(不手際な納穴結節、損傷を受けた桶板)、弛んだ接手及び繼目(不手際な管の組立)に依る漏水

1. 第1原因 内壓の作用に依る桶板の垂み及び接手と繼目の孔は管中の水の内壓の大きさに依て決まる。今桶板を等分布荷重を受け、螺旋緊結綱線を支點とする連續梁として考へると、この桶板の垂みは或中間徑間に桶板の片持梁終端部分に對し實際の壓力 p_0 の1乗に正比例する。即ち中間徑間の最大垂み f は次式に依て表はし得る。

第131圖

$$f = \Delta p$$

茲に Δ は與へられた管に對する一定係数である。



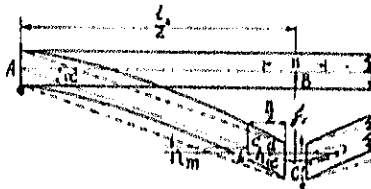
第131圖の桶板に於ける垂み f の大きさは境帶間の中心點に於ける直徑 D なる管の斷面積の周邊に依て増加する。

$$\delta = \pi(D+2f) - \pi D = 2\pi f = 2\pi \Delta p \dots\dots(3)$$

今 l を境帶間の距離とすると、境帶間の1徑間に於ける接手孔の面積は次の通りである。

$$w_1 = \frac{\delta \cdot l}{2} = \pi \Delta p l \dots\dots\dots(4)$$

第132圖



第132圖の桶板の接手に於て、桶板に於ける垂みを接手に現はさず接手の防水を維持する爲に接手板を取付けるのであるが、接手板の移動がそこに生ずる、従て水の漏出を起させる繼目の弛みを生ずる。第132圖に依て繼手板には接手の上縁も壓縮する傾向を有する。極點即ち桶板の接手及び板の終端に於ける m の値は三角形 ABC 及び abc が相似なることより垂み f_1 に比例する。而して後者は實際の壓力 p_0 に比例する。換言すれば次のことを假定しても差支へない。即ち桶板の銜頭接手の場合に、接手に於ける開孔の値は實際の壓力 p_0 に比例する。故に次式の如く表はし得る。

$$w_2 = Bp_0 \dots\dots\dots(5)$$

計算から知る如く、管中の水の内壓に依て生じた桶板の曲りに起因する繼目及び接手の開孔の面積は木材の

膨脹を考慮に入れない場合でも極く微小である。此の事實から推して次の事が云へる。即ち曲り箇所を展開した割れ目からの漏水は毛管狀水路に於ける水の運動法則に依て進まれる。そして次式に依て表はされる。

$$v = \kappa_1 i = \kappa_1 \frac{p}{c} = \kappa p \dots\dots\dots(6)$$

茲に κ_1 は速度係數、 i は桶板 c 及び κ の商に等しい滲水勾配、 κ は κ_1/c に等しい係數である。

公式 6 に於ける壓力 p は管の内側の壓力計に依る壓力も表はす。

管からの漏水量は 流出面積に 速度を 乘じたものに等しいから公式 4, 5 及び 6 に依て

$$Q = (xw_1 + yw_2)v = (x\pi Atp_0 + yBp_0)\kappa p = d p_0 p \dots\dots\dots(7)$$

茲に d は與へられた管に對する一定係數、 x は管に於ける帯の間の徑間の長さ、 y は同一斷面に於ける横接手の數。

地上に設置した管を取扱ふ場合には $p_0 = p$ となり、公式 7 は次の様になる。

$$Q_1 = dp^2 \dots\dots\dots(8)$$

水の内壓 p は常に管にかゝる土の外壓 p_1 よりも非常に大きいから、公式 8 は又上記の第 1 原因に依る近似の漏水量を與へる。故に地中の管に對しては次のことを假定しても差支へない、即ち水の内壓の作用に依る桶板の撓に依て生じた繼目及び接手からの木管の漏水は管中の水の壓力計に依る内壓 p の 2 乗に正比例する。

2. 管桶板に於ける氣孔の存在及び繼目に於ける隣接桶板の不完全な合せ目に起因する木管からの漏れ第 2 原因は管中の水の内壓に依ることは殆んどなく、上記の原因に依る管壁の全滲透面積を w_0 とすると次式に依て漏水量を表はし得る。

$$Q_2 = w_0 v$$

桶板の氣孔及び接手の弛みは繼目に於て水を漏らしめる毛管狀水路を形成するから、本公式に於ける v は公式に依て表はされる。故に

$$Q_2 = w_0 \kappa p = \beta p \dots\dots\dots(9)$$

茲に β は箇々の管に對する一定係數である。

換言すれば第 2 原因に依て生ずる漏水は 管中の水の壓力計に依る壓力 p の 1 乗に正比例する。

3. 木管からの漏水第 3 原因は節の抜けた穴の存在、桶板に生じた傷損若しくは管の接手に於ける著しく弛んだ繼目の影響の如き桶板の不完全性に依るものである。凡てかゝる缺陷は 可成りの斷面積の孔口を形成し水の

通路として便する。之等を通して流れる水の速度は次式に依て表はされる。

$$v = \kappa_2 \sqrt{i} = \kappa_2 \sqrt{p/c} = \frac{\kappa_2}{\sqrt{c}} \cdot \sqrt{p} = \kappa_3 \sqrt{p} \dots\dots(10)$$

茲に κ_3 は一定係數である。

孔口 w_4 の全面積は内壓 p に無關係である。故に第 3 原因に依て生ずる漏水は次式に依て表はされる。

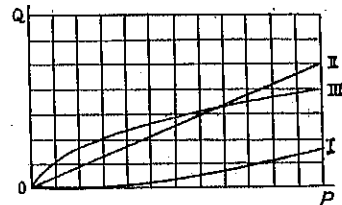
$$Q_3 = w_4 \kappa_3 \sqrt{p} = \gamma \sqrt{p} \dots\dots\dots(11)$$

茲に γ は與へられた管に對する一定係數である。

公式 8, 9 及び 11 に依て表はされたる原因に依る管からの漏水の總量は次の通りである。

$$Q = dp^2 + \beta p + \gamma \sqrt{p} \dots\dots\dots(12)$$

第 133 圖



公式 12 の各項を坐標即ち管の内壓 p を横座標、管からの漏水 Q を縦座標として圖表で示すと(第 133 圖参照)、 p^2 を包含する第 1 項は上向きの凹狀をなす拋物線 0—I に依て表はされる。第 2 項は方程式 9 に依り直線 0—II に依て表はされる、又第 3 項は曲線 0—III に依て表はされるが、その上向きの凸狀は曲線 0—I と本質的に異つてゐる。尙これは方程式 11 に依て表はされる。

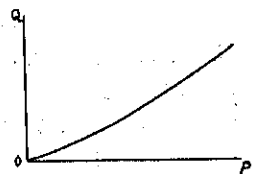
管の實驗に依る漏水の總量は次の通りであるが

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

之等の結果に従つて上記の部類に細別することなしに、座標 p 及び Q に依て全漏水の曲線を容易に表はすことが出来る。この曲線の形

狀はその時の漏水状態に依て變つて来る。例へば、若し實驗の結果が第 134 圖に示す曲線に依て表はされるならば、水の内壓の作用に依る桶板の

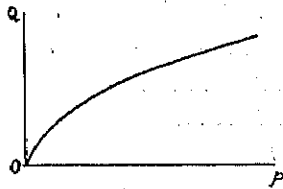
第 134 圖



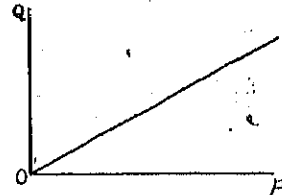
撓のために繼目及び接手の開孔に依て生じた割れ目から相當多量の漏水が存在することを想定しなければならぬ。かゝる曲線は管の桶板が材料自身の撓に對しその薄さのために抵抗が不充分であつたため、若しくは帯の間の間隔が過大であつたために弛んだことを示してゐる

る。若し実験曲線が第 135 圖に示す形状を呈するならば桶板に於ける瑕若くは弛んだ網目及び接手からの相當の漏水の存在を想定しなければならぬ。第 136 圖の直線に依て示した全漏水は次の 2 つの場合にのみ起る。

第 135 圖



第 136 圖



1) 多量の漏水が、管桶板の氣孔及び荒削りしたり弛く合せた桶板の間の毛管狀孔隙からの流出に依て説明せられる場合

2) 上肥の漏水の有無に拘らず、他の 2 種類の漏水に直面した場合：即ち Q_1 及び Q_2 は曲線の彎曲狀態が互に相反對立の關係にあるから、結果として直線に近似なものを得る。然し豫備計算に依るとかゝる場合は極めて稀例である。

然るに公式 12 の第 1 項は些々たるものであるから抹消すると次の簡單な式に誘導し得る。

$$Q = \beta p + \gamma \sqrt{p} \dots \dots \dots (13)$$

公式 13 に於て、若し漏水を或 2 つの壓力のもとに豫め測定したならば、如何なる壓力のもとに於ける管からの漏水でも決定し得る。例へば或管に依て漏水を試験した場合は 6 氣壓のもとに於て 1280 g.p.h. (gallons per hour) の漏水があり、5 氣壓のもとに於て 1150 g.p.h. の漏水があつたとすると、公式に依て

$$1280 = 6\beta + \sqrt{6} \cdot \gamma, \quad 1150 = 5\beta + \sqrt{5} \cdot \gamma$$

兩方程式を聯立して解くと $\beta = 50$, $\gamma = 400$ を得る。之等の與へられた管に對する公式 12 に代入すると次式を得る。

$$Q = 50p + 400\sqrt{p} \text{ g.p.h.}$$

壓力を異にする管に於て、3 氣壓の場合を探ると漏水は次の通りである。

$$Q = 50 \times 3 + 400\sqrt{3} = 150 + 693 = 843 \text{ g.}$$

計算から解る如く試験に依る管からの主要なる漏水は第 3 原因、即ち桶板の缺陷及び不充分なる組立に依るものである。

尙 A. J. Popkov は the Leningrad Scientific-Research Institute of Water Supply, Sewerage, Hydraulotechnical Constructions and Engineering

Hydrogeology に於ける調査に基いて、次の如き、壓力を使用して單位漏水量を決定する實驗公式を "The application of woodpipe" なる彼の著作に於て掲げてゐる。

$$e = D^n p^m \dots \dots \dots (14)$$

彼に依ると次の結論に到達してゐる、即ち Soviet 聯邦に於て設置し、彼の調査した 5 系統の木管の場合には係數 D は各與へられた管に對して一定の値を有するが、管を異にする場合にはその値を異にし 0 倍も相違を來すことがある。然るに露指數 n は如何なる直徑に對しても考慮してゐる凡て管路に對し一定の値を有し略 2/3 である。

凡ての管路からの全漏水は、壓力に就て考へ、公式 1 乃至 14 も適用すると次の如くなる。

$$Q = D^n p^m L = \Sigma p^m \dots \dots \dots (15)$$

茲に Σ は與へられた管路の一定係數である。

前記した例題を公式 15 に適用し、聯立 2 方程式から漏水量を求めると $Q = 840 \text{ g.p.h.}$ となり、公式 13 に依て計算した値に近似したものを得る。

或露指數 n を有する公式 15 は簡單であるが、公式 13 に於けるが如く管の缺陷の性質に關しては明示してない。然し若し係數 Σ 及び n が概ね管を異にする毎に異なることを考へるに至れば、公式 17 の簡單性への期待は尖はれるのであつて、兩式を適用するには同じく前例に依つて異つた水壓のもとに於ける 2 つの豫備漏水試験測定を行はねばならない。(玉置 巖)

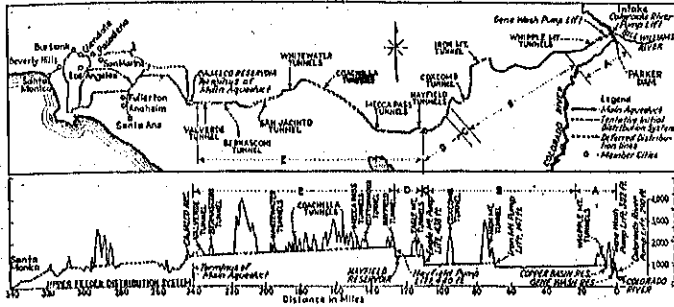
Colorado 河水道に於けるサイホンの設計

(Gumensky, "Principles of Siphon Design" for Colorado River Aqueduct" E.N.R. June 27, 1935, p. 809-803.)

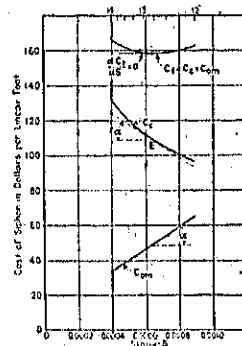
南 California 地方の 13 都市が聯合して Colorado 河を水源とする上水道を計畫し、之を Colorado 河水道と云ひ其の區域を Metropolitan Water District と名付けた。Colorado 河の Parker 堰堤から、Los Angeles の西方 50 哩の Cajaleo 貯水池に至る水路延長は 242.3 哩にして、其の間山嶽地帯・砂漠地帯・斷層地帯等地勢に著しき變化がある。取水地點は終湖貯水池より 955 呎低く、水路の損失水頭を加算すれば 1018 呎の噴揚高度を必要とす (第 137 圖)。

送水路のサイホンは 140 箇所 28.9 哩にして總延長の 11.0% に相當し、最長區間は Casa Loma の 20 417

第 137 圖



第 138 圖



吸、最大水壓は Eagle Lift の 108 呎である。本工程に使用されたコンクリートは 348 000 碼、鐵筋は 31 000 噸にして、工費は 10 508 000 圓の巨額に達す。

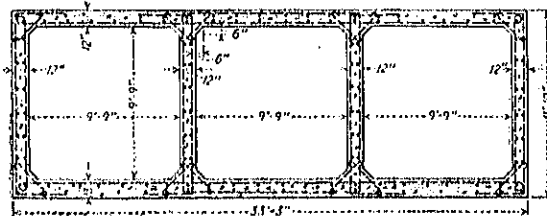
一般に水路の断面を縮小すれば、建設費は低下すれど唧筒運轉費を増加し、此の反對に水路を擴大すれば唧筒揚程を節減す。従つて工事費+經營費の最小となる或る經濟的断面が存在する筈である。而して送水距離が長く唧筒揚程の大なる場合には、断面の僅少なる差異も綜合經濟に甚大なる影響を及ぼす。此のサイホンの流量は 1 605 呎³/秒にして之を複線に分ち、水頭 30 呎の圓形壓力管として各動水勾配 *S* に対する工事費 *C₁* 及び唧筒運轉費の換算資金 *C_{2m}* を求め、*C₁* = *C₁* + *C_{2m}* とすれば第 138 圖となる。即ちサイホンの直徑を 12 呎 0 吋とし、動水勾配 0.00065 を用ふれば最も有利なる事を知る。但し

$$\frac{dC_1}{dS} = \frac{dC_2}{dS} + \frac{dC_{2m}}{dS} = 0 \quad \therefore \frac{dC_1}{dS} = -\frac{dC_{2m}}{dS}$$

而して唧筒運轉費は揚程に比例し $\frac{dC_{2m}}{dS}$ は一定となるから、*C₂* を求める代りに $\frac{dC_{2m}}{dS}$ と逆符號の接線をも *C₁* に引き、直ちに *E* 點を求める事も出来る。

かくてサイホンには直徑 12 呎前後の圓形複線式現場打鐵筋コンクリート管が最も多く用ひられ、隧道と暗渠の連絡には徑 16 呎の單線圓形管を用ひた所もある。又開渠水路に於ける低水壓サイホンには、3 徑間兩型の鐵筋コンクリートフレームが使用された。第 137 圖に就いてみれば A, C, E 區間は單複の圓形管、B, D 區間は砂漠地方で兩型フレームが多い。Big Morongo, San Andreas 等の斷層地帯には圓形サイホンを用ひ、地震による破壊を僅少ならしむるために 20 呎毎に継目を設置した。従つて継目は完全に絶縁され、第 139 圖の如き特別の工法により水密性を保つ。(米風秀三)

第 139 圖



14. 下水道

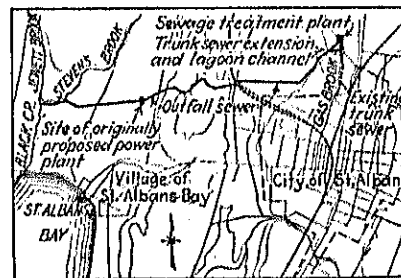
長路の放流渠による下水處理法

(Henry W. Taylor, "Sewage-Treatment Processes aided by Long-Outfall" E.N.R. May 23, 1935, p. 730-741.)

St. Albans 市は日毎農耕地よりの流出水に對する甚しき下水汚染除去の爲、下水處理場及び長路の放流渠築造を企て、日下築造中、間もなく操作されるが、其の興味ある點は、計畫樣式に重大な影響を有する、地方的條件に達着せる擴張計畫の根柢に就いてである。

1. 現状 本市は、Lake Champlain の St. Albans 湖の東に位し、人口約 9 000、合流式下水管渠が、約 40 年前に築造され、幹線は Glass Brook として知らるゝ小流に流出する(第 140 圖)。

第 140 圖



幹線流出口から流入口迄流下距離、約 6 哩に達し、流下水は、夏季時、實際に於ては涸涸す。街より流入する下水は、乾天時最初の 1.5 哩は稀釋されず流下し、灣よりの背水に到つて始めて可成の割合に稀釋される。本背水は湖より乾天時に約 1 哩、湖の高水位時には 2 哩上流に達す。斯の如き沿岸の保健状態は容易に想像し得る故詳述せぬが、多年に亘つて、斯る保健状態に對する農民達と都市との間に週期的な軋轢が繰返されて居た。1933 年、農民達の訴訟により處理場築造を決定したが、建設費は勿論、公債可決上經常費の問題に對しても宜しく相應したるものであり、且煩勞をきけた然も完全な操作をなし得る處理場の設計を必要とする。

2. 設計基本 上述の點を考慮し、流下水中の汚水除去なる、唯一の結論があり、之れが遂行に當つては本地方の地勢利用に依らなければ極めて困難となる。即ち、約 10 000 呎間は放流渠により直線的に流下し得る可能性を有し、且深度の掘鑿をきけうると同時に Lake Champlain の不水位背水迄、264 呎の高さから落水しうる。斯の如き事情から、新設處分場で豫備處理、曝氣、放流渠により附加曝氣する如き設計が採決された。St. Albans 灣に新吐口を設ける事に就いては、可成案が組られたが、之れに依る増加費、及び下水放流の新地點を作る事に依る民衆心理上に及ぼす影響の爲に棄却され、下水放流水は、過去 40 年生下水が流下せる在來の方向に決した。但し農民等の保健状態に對する損害をなくす爲、農耕地流下下水の減少する如き地點に吐くものとせり。

3. 下水處理場 此の相關聯せる處理場、及び放流渠は當然 2 つの成果を保證し得る。即ち處理場自體は、先づ下水放流地點と St. Albans 灣間の汚泥堆積による堤の形成を防禦し、且少なくとも自然處理によるものより以上の生物化學的酸素要求量 (B. O. D.) の減少をうる。次に蒐録せる記録は其の主なる要點を示す。

- 1) 粗目濾格: 節流に對する鋸其備
- 2) 豫備曝氣: 10 分間、下水 1 万倫當り 2 呎³、浮渣室、排氣盤
- 3) 沈澱: 1.5 時間、縱横方向の汚泥攪集コンベヤー、來端背面の流出堰
- 4) 汚泥消化槽: 非加熱式槽、1 人當り 2 呎³、汚泥瓦斯加熱機等
- 5) 再曝氣: 20 分、下水 1 万倫當り 0.1 呎³
- 6) 放流渠: 機械的換氣 6 000 呎間、假道風器及換氣筒、表面吸收、落水人孔、高度の流速、換氣、流下距離 16 000 呎

7) 鹽素消毒: 夏季 13 p.p.m.

全處理時間、沈澱、曝氣、放流渠を合せ 4.5 時間

4. 放流渠 18 吋管より始まり 0.25% の勾配で敷設され、第 1 區間は約 6 000 呎、平坦なる故に落水人孔も掘挿装置も設置し得ない。空氣は半時間毎に、送風排氣機により換氣され、酸素表面吸收は、本區間に於て行はれて、瓦斯は除去される。第 2 區間は逆サイホンよりなる。最低部端に假道風器、換氣筒を具備する人孔道風装置あり。殘部區間は全落差約 200 呎、之れに依り相當の速度 (3~10 呎/秒) を生じその間適當の間隔にある落水人孔により十分自然換氣が行はれ曝氣の働をする。鹽素室は海水浴場の汚染に對し、夏季數ヶ月間利用さる。壓力渠區間は 170 呎の水頭を有し、發電に利用され、動輪は又有效な曝氣となる。

5. 雨水用ラグズ 合流渠管線尖頭流下量は約 20 呎³/秒なるが、この雨天時總水量を放流渠にとる事は極めて不經濟なる故、乾天時水量の 3 倍、即ち將來人口 10 000 を豫想して 5.3 呎³/秒をとり過剰水を約 2 000 000 万倫の容量を有するラグズに貯留する。豪雨後汚水は約 1.77 呎³/秒の通常乾天時汚水量に復し、渠はラグズ内の水をも排除し得る様な毎秒 3.4 立方呎の豫備能力を有する事になる。賀湖の結果、最悪の状態に於ても所要容量は 1 000 000 万倫を出ぬ事を知らつた。本ラグズの利用は年數度の豪雨時に限られ、此積物は雨水排除後除去さる。

本計畫の總築造費は約 92 000 弗、維持費少く機械装置に依り、簡單に且満足な操作をなし得る。

(竹内 正)

15. 港 灣

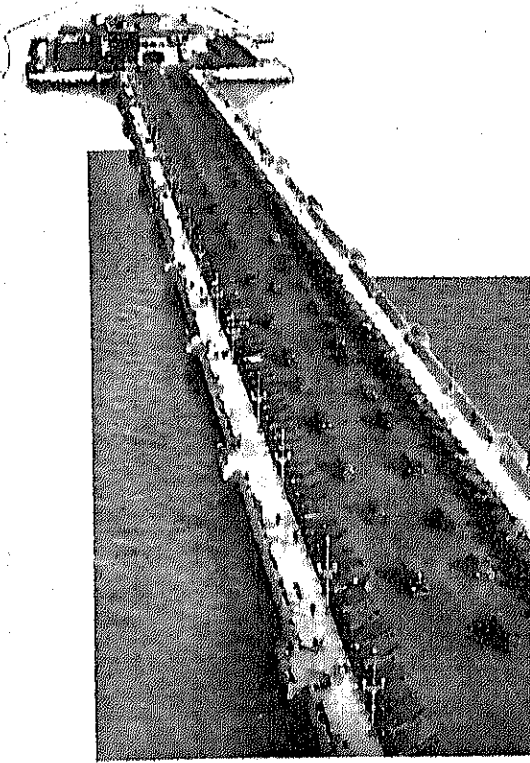
コンクリート突堤の修理

(Frank G. Lee and Paul Jorgensen, "Concrete" Reports on an Ocean Pier" E.N.R. July 4, 1935, p. 1-6.)

1. 構造 Florida 州の St. Petersburg に於ける突堤は、Tampa 灣内に突出する延長 1 820 呎の鐵筋コンクリート造である (第 141 圖)。突堤は長さ 1 400 呎幅 100 呎の取付部と、長さ 420 呎幅 300 呎の突堤頭とより成る。

取付部は、11 個の既製コンクリート杭脚で支へられ、長さ 20 呎の裡間 70 連より成る (第 143 圖)。

第 141 圖



第 142 圖



2. 破壊情況 1933年夏、コンクリート梁や床版に破壊部分のある事が発見された。而もその破壊が相當程度に進行してゐて、今の中に何とか處理を講じなければ、比較的短日目の間に破壊が加速度的に進行し、突堤としての役をなさないやうな破目に立到る事が極めて明白となつたので、是非とも修理改築を施す必要に迫られた。従つて、破壊情況を徹底的に調査し、修理方針の決定に資する事になつた。

此處に面白い事には、既製コンクリート抗脚には、何等の破壊が認められなかつた事である。破壊の中最も甚しいものは、鐵筋面下の被りの脱落と、鐵筋の腐蝕であつた。

尙電車軌道を支持する高さの高い梁の方が、車道床版を支持する高さの低い梁よりも比較的大多數やられて

ゐた。

破壊の最も集中した個所は、海岸側の端に續く最初の10 徑間であつた。

各徑間の中央に横斷して設けた構造目地は凡て離れてしまひ、加ふるに、海岸側の端に近い上版には多數の横龜裂が生じてゐた。特に側歩道床版には、構造目地に近く有害なる龜裂があつた。

3. 破壊の原因 元來この突堤には、伸縮目地を設けてなかつたのだが、これが今度の破壊の大きい原因となつたのである。數回に亙る調査に依るも、突堤端の移動を殆ど認める事が出来なかつた事から考へるに、上部構造の種々の部分には、相當大なる溫度應力が生じたものと思はれる。尙慎重なる觀測に依り、構造目地は或程度迄伸縮目地の作用を行ひ、溫度の變化に従ひ、或は閉ぢ或は開いてゐたものである事が分つた。目地の多數は約1/8 時間開いてゐた。上記の作用が、即ち鐵筋の被りの脱落を生ずる結果を齎したのである。上記の開きを通る海水の洩れと、鐵筋の腐蝕が、更にこの破壊に拍車をかけたのである。

破壊の原因として更に考へられるものは、電車軌道を支持する門所に、排水工及び防水工が全然施されてなかつた事である。従つてこの門所は、鋪裝を通して滲透して來た水の溜り場となり、これが構造目地を傳つて徐々に洩れ、支持梁の鐵筋に迄達したのである。

この他の原因としては、被りの不充分さを舉げる事が出来る。

4. 修理と改築 原因の處で述べた處に依り、修築方法としては 1) 伸縮目地

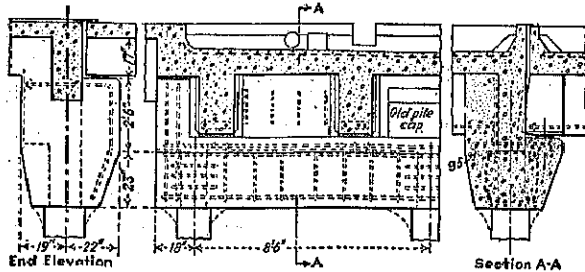
を設ける事、2) 軌道下の門所に有效なる防水工及び排水工を施し、構造目地並びに龜裂を適當に填塞する事、3) グナイト工で破壊部分を修理する事である。

1) 伸縮目地： 第1に問題となるのは伸縮目地の數である。伸縮目地を設ければ、上部構造の自由移動を許すのであるから、支持抗脚に應力を生ぜしめる事となる。而してその移動量及び應力を數學的に正確に求める事は困難である。が、種々研究の結果、抗脚の先端の最大移動量が左右何れの方にも1/3 時となる如き位置に目地を設ければよいといふ事に決定し、その爲には目地が4 個あれば充分だといふことになつた。此の際、各目地毎に新しく別に抗脚を設けるとなれば、徑間の改造を招來し、従つて工事中は交通を停止しなければならぬ事になつて甚だ不都合であるから、之を防ぐ爲、種々考究

の結果採用した方法が次の如きものである。

第 143 圖に示す如く、軌道用の梁を支持する舊部材の直下に新しく横梁を設けるのである。その第 1 歩として、先づ新部材との結合を良好ならしむる爲、抗脚の頭を削り取り、次いで舊梁の鉄筋面上方に孔を穿ち、鉄筋 g-5 を挿入した (第 143 圖 Sect. A-A)。次いでその他の必要鉄筋を夫々所定の位置に配置し、型枠を鐵釘によつて支持せしめた。かくてコンクリートを床版にあけた孔を通して注ぎ込んだのである。但し作業場所が極めて陽踏してゐる爲、搦固めが不十分とならざるやう特に施工に慎重を期した。此の部材は時々海水に浸るものであるから、コンクリートの密度の大なる事が極めて必要なのである。尙型枠取外し直後、1 吋の厚さにモルタルを噴付けて被覆保護せしめた。

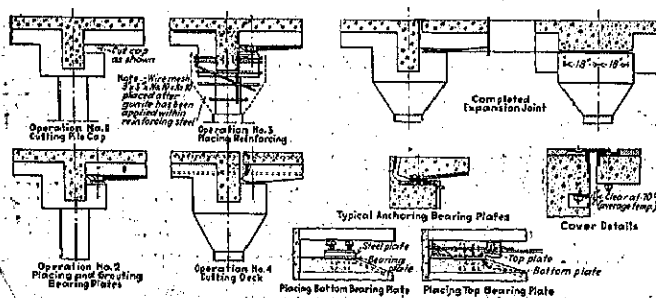
第 143 圖



車道用梁を支持する隅縁 (bracket) の設計は、第 143 圖左に示す如くである。之の築造第 1 段階は上述の軌道下の梁の場合と類似する。鐵筋配置後、グナイトを 8 回~10 回連続に施して隅縁を築造した。鐵筋は各回毎に完全に清掃した。モルタル層が鐵筋面に達した時、鐵網を張り、仕上げの被りを噴付けた。因にモルタルの配合は 1:3 である。

伸縮用支承板 (bearing plate) は直接海水を浴びるのだから、材料としては支壓力大なると共に、耐蝕性のものでなければならぬ。この条件に適ふものとして

第 144 圖



選んだものがマンガン青銅 (銅 56%, 亜鉛 36%, マンガン銅 6%, 錫 1%, アルミニウム 1%) である。

伸縮目地作業の成否は、主として支承板の据ゑ方如何に依るものであるから、これには細心の注意を拂ひ、且つ最後の板の坐りが正確に水平でしかも平面であるやうにするため、新しい方法を用ひた。第 144 圖は之を示す。

隅縁或は梁上に、大體の傾斜でグラウト層を作り、その上に下部支承板を載置した。支承板は比較的屈曲し易いから、4 個の丸頭ネジ (cap screw) を備へた鋼鐵板を用ひ、支承板を正確に水平になるやう、そのネジを調節したのである。24 時間後、鋼鐵板を取除き、更に支承板の水平度を厳密に照査した。然る後その上に、上部支承板を載せ、之をグラウトで包んだ。

2) 排水工と防水工: 軌道四所に排水工と防水工を施す爲、鋪裝軌條バラスト等を全部取除いた。處が、舊コンクリート表面が非常に不規則なものである事が分り、従つて全面積に亘つて表面仕上工を施すの必要を生じた。仍つて、舊コンクリート表面を完全に洗ひ且つ削り取つて、最小 3/4 吋のモルタル層を新しく設けた。之が充分養生され、且つ 4 吋排水管が各徑間中央に配置された後、表面にアスファルトの初塗を 2 層施し、その上に防水膜を貼いた。尙その上には、1 吋のコンクリート保護層を設けた。

舊軌道は、6" x 8" の木の枕木に支持された高さ 7 吋の梁形軌條に依つて構成されてゐた。が上述の如く、コンクリート表面上に新しくモルタル層を設けた爲に、軌道四所の有効高さが減少し、従つて舊軌道材料を再用する事が出来なくなつた。仍つて、軌條はその儘とし、枕木を鐵製に變へた。尙この枕木は据付前に、加熱アスファルト中に浸漬した。軌道にも他のコンクリート部と同じく伸縮目地を設け、排水管には、伸縮、接手を與へた。

3) 構造目地等の填充: 構造目地及び龜裂個所の填充には本季節中最も寒い時期、即ち此等が最大限に開いてゐる期間を選んだ。各龜裂に消ふては、幅 1 吋で、床版の殆ど全長に亘る溝を作り、その中に楔を入れて自閉を防ぎ、然る後完全にグラウトに依り填充した。

(吉藤幸朝)

16. 道 路

横目地上の荷重の進行

(Clifford Older, "Load Transfer at Transverse Joints an Economic Necessity," E.N.R. May 23, 1935, p. 74G-74H.)

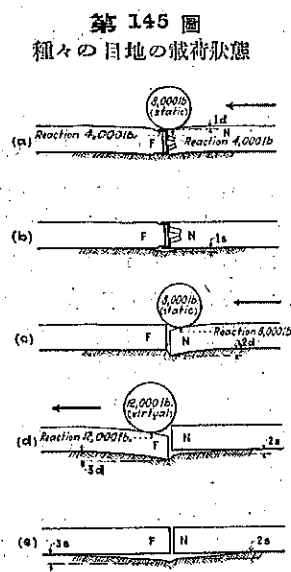
荷重が横目地を有効に進行することは経済上必要である。何故ならば自由目地の場合、版は剪断により荷重を進行せしむる目地を用いた場合の約3倍の強さを要するからである。横目地が有効剪断抵抗を與ふる構造なら兩版の撓みは相等しい(第145圖a)。

自由目地の場合は版N及及其下の路盤が全車輪荷重を支持しなければならず最大引張應力は2倍となり即版の撓み2d及路盤の沈下2sとなる。次に急速車輪荷重が自由目地を通過するときは版Fは車輪荷重の1.5~2倍の荷重を與へなければならず(第145圖d)引張應力は剪断目地の場合の3倍、版の撓み3d、路盤の沈下3sとなる。

自由目地に隣接せる版の端は實際上自由端の片持梁として働き、車輪荷重16000lbが10ft車線の全幅に分布するものと片持長4ftとせば7in版に於ける縁應力は700lb/in²、版Fに急劇に荷重がかゝれば1000lb/in²にして構造的破壊が確實となる。兩版の撓みが等しいように目地をつくれれば何れの版にも荷重が急劇にかゝることなく路盤の沈下を減少し、片持長を短縮する。

理想的目地は耐水性、剪断抵抗のみならず繼目無き版と同じに曲げ抵抗を有しなければならぬ。例へば6in版の幅1ft當り極限曲げ強さは略1.8in角鋼の夫に等しく、各個の納鋼が運動の方向にあつても、コンクリートの剪断とか斜張應力の方で設計困難である。納鋼の使用が該問題の經濟的解決を與へそには思はれない。

第147圖の膨脹目地及第148圖の收縮目



第145圖 種々の目地の載荷状態

地は剪断により荷重を通過さず効果を有す。コンクリートが凝結し始めた時に膨脹目地の上部のボルトを取去る。コンクリートが硬化すると一方の版の端が隣接版に定着せる一對の山形鋼の水平脚と堅く適合するから一方の版が撓まんとすると他の板も同量だけ撓まねばならぬ。輪荷重が此目地に近づく時(第145圖)版Fが撓に抗して上部山形鋼の水平脚に上向反力を生じ、又通過せる時には版Fの端が下部山形鋼の水平脚に下向荷重を與へる。今、車軸荷重18000lbと假定せば山形鋼水平脚は9000lbを支持すべきで、傳達目地幅7½ftとせば目地1in當り荷重は100lbとなる。

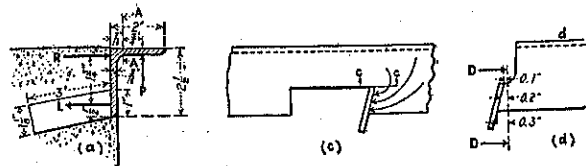
山形鋼の曲げ應力: (第146圖) 断面A-Aに於ける曲げモーメントは75in-lbにして $s=6M/I^2$ を適用し、厚3/16inなる故 縁應力=13000lb/in²となり安全である。

突張の張力: (第146圖) 突張は心と6in間隔ならば1突張當り荷重は600lb、Rの周りにモーメントをとり、附根にて突張に働く張力=600×1.875/1.75=407lb、附根面積3/16in²なる故、單位引張應力=2200lb/in²にして之は小なり。

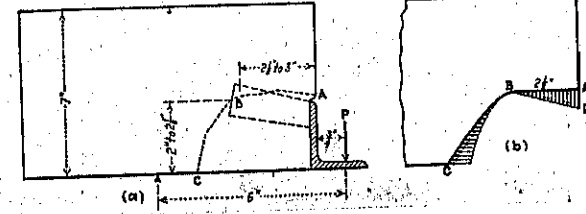
突張の付着: 突張の兩側面積+頂部及底部の縁=7in²に407lbが分布し單位付着應力は60lb/in²より小となる。

突張の剪断: 1突張當り垂直反力(600lb)を剪断面積(3/16in²)で除し單位剪断力3200lb/in²を得。山形鋼の垂直脚と突張の接合點に於ける水平剪断(第146圖、断面C-C)は精確に計算できぬが第146圖の如く考へた結果は安全にして尙破壊試験も突張の頂部にて

第146圖 膨脹目地(第148圖)の金屬部分の應力解析

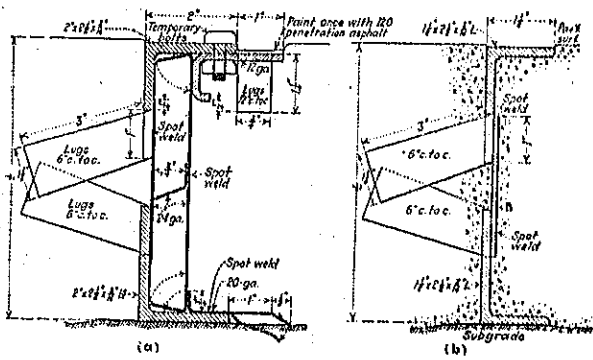


第147圖 膨脹目地(第148圖)のコンクリートの應力



第 148 圖

コンクリート鋪装に於ける膨脹及收縮に対する剪断目地の設計

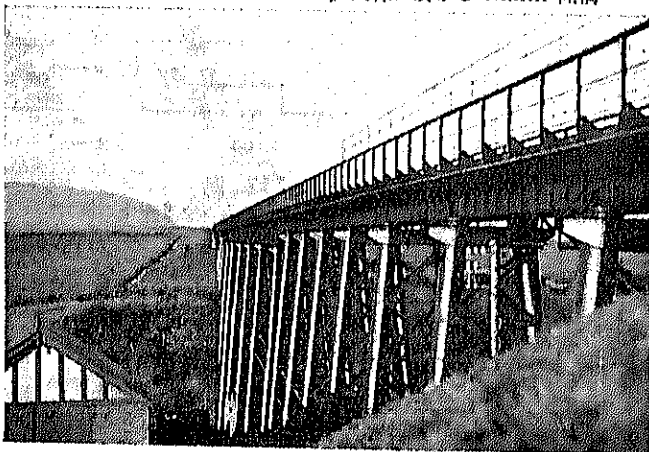


何等剪断破壊を示さなかつた。

コンクリートに於ける張力: A-B-C 線 (第 147a 圖) で郭せる隅角部の破損を検するため 試體を作製して破壊試験をした。28 日試験ではコンクリートに張力破壊は無く、目地 1in 當り約 400 lb の荷重の下にて山形鋼の水平脚が下向に彎曲せる時に極限破壊が起つた。材齢早期のものにては山形鋼からコンクリートへの荷重の傳達が突銀に集中されぬため隅角部に沿ひ第 147 圖の寸法の連續破片が脱落した。斯かる隅角部には一定解折方法が適用されぬが、山形鋼の脚に曲げ破壊を起した極限荷重に就て (第 147b 圖) A-B に於ける平均引張應力は $400/2.5=160 \text{ lb/in}^2$ 、縁應力は平均の 2 倍即 320 lb/in^2 、全荷重が突銀に集中するものと假定せば A-B は平均の 3 倍即約 500 lb/in^2 となり此も尙破壊係数以下である。

第 148b 圖に示した收縮目地及最初の膨脹空間の配置を必要としないから設計が単純である。

第 149 圖 Loftus-Whitby 支線に於ける Staith 陸橋



斯くして目地は剪断に就き容易に設計され、又 9000lb の輪荷重に對して 4 又は其以上の安全率を有する。

荷重を有効に通過さす目地を使用せば與へられたる荷重に對し版厚を減少し得、又版厚を減少しないなら荷重支持能力を増加する。而して、適當に設計裝置せる金屬目地は維持費を全然要しない。(長瀬 新)

10. 鐵 道

特殊保安設備 (對風價號機)

(“An Unusual Railway Safety Device” The Railway Gazette June 28, 1935, p. 1201.)

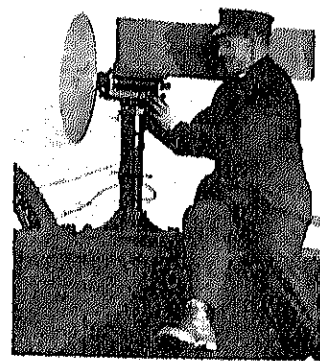
1. 施設箇所 J. N. E. R. Loftus-Whitby 支線に於いて、Yorkshire 海岸 Whitby 附近の staith Beck を亙る陸橋鋼鈔桁に取付けられて居る (第 149 圖)。

2. 機 構 學術名 anemometer と稱する風壓計を主體とするもので、anemometer は第 150 圖の如く圓形の金屬筒と風見板 (vane) とで出来て居る。

本機は陸橋に對する風壓が列車通過を危くする程ある時 Staith の信號塔に警告する機能がある。

本陸橋は北海に直而し、海陸何れからでも強風の激突を眞向に受ける位置に在る。本機を使用する事によつて、風壓 28 lb/in^2 に及ぶ時は風壓計は直ちに Staith 信號塔の電氣ベルを働かし、風壓の低下するまで鳴らし

第 150 圖 風壓計の修正



續けるもので、列車通過可能になるまで運転係員は之を注視する理である。

本機施設は 1884 年に始まり、爾來今日までにベルの鳴つた事は 3 回で、最近の例は 1930 年 1 月 28 日である。

本機は Hery J. Coles 氏に依つて製作取付けられた。
(内山 實)

19. 隧 道

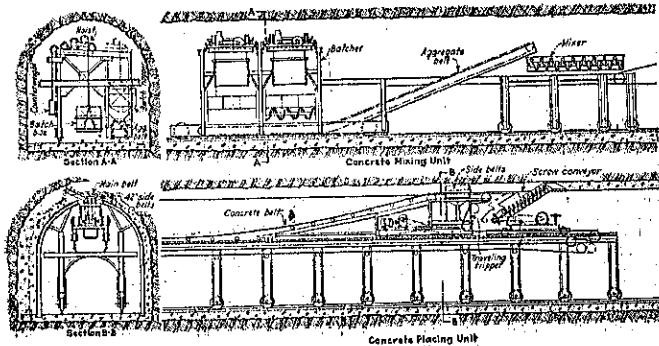
コンクリート隧道に使用せる
舊式連續混合機

(F. Rasmussen, "Old-Time Continuous Mixer"
Used for Concrete Tunnel Lining" E. N. R.
July 11, 1935, p. 49-51.)

40 年以前に使はれた連續機式混合機と最新式の belt conveyor を組合せて、Chicago の水道隧道のコンクリート運送装置を最も有效適切ならしめた例である。この mixer は 19 世紀の後半には多く用ひられたが現在は殆んど知られてゐない。この 16 呎の限られた作業装置の中に輛車を通すためにはこの方法は便利である。又隧道中から出る花崗石を骨材としてセメント1、骨材3の割合で混合した。水は穿孔を通して測らずに mixer に加へた。それでも可成良質のコンクリートが得られた。28 日目に 2000 封度の強度を要求せられ、試験の結果も 2000—6700 封度の強度が得られた。この試験片は 300 呎間隔に採取つた。

1. 混合装置 混合装置は 2 基より成る。即ち測合機と混合機である。兩機共に廣軌條上に跨る 臺上に乗つてゐて、その下を輛車が通る (第 151 圖)。測合機は 2 つの V 型の底開き漏斗より成り、臺の一侧に沿ふて belt-conveyor 上に開くのである。各漏斗は一は骨材

第 151 圖 コンクリート測合、混合及填充の装置圖

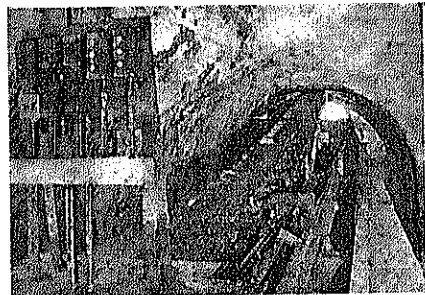


用、一はセメント用で、電氣的高架捲上機で動かされる。セメント、骨材は夫々堅坑から運ばれ、底開箱の中に入れて車で搬入する。これを捲上機が捲上げて横にある漏斗上に底を開く、捲上機は自然に重力で横方向に漏斗上に動くやうになつてゐて、空になると count-weight のために軌條に戻る。漏斗の底の口は belt conveyor 上に落す量を調節する。最初の漏斗からは骨材を出すが、固定板があつてその中央にセメントを入れるべき溝を作る。次に第 2 の漏斗からセメントが落ちる。この conveyor は幅 18 吋、長 65 呎で、一度漏斗の口を調節すれば常に一定の正しい配合が得られる。

2. 連續式混合機 belt で運ばれたコンクリートは混合機の一端に連續的に入れられる。この混合機は移動臺上に高く乗せられ、厚さ 3/8 吋のマンガ鋼より成る直徑 20 吋、長 14 呎の U 型の軸である。混合するために 50 個の橈翼が軸の周りについてゐてコンクリートを推進せしめる。これは 1 分間 27—50 回の速度で回轉する。混合したコンクリートは反對側から出て行く。水は作業夫の目測で別に量を測らずに管から入る。1 時間約 50 碼³ を混合する。機の中には約 1 分間入つてゐる。併し 80 碼³ に達せしめることも出来る。

先ず最初に下部の平坦部をコンクリート打する。それ

第 152 圖 坑 充 装 置



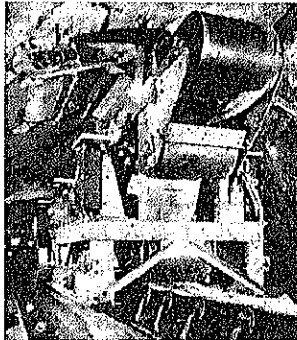
から數週或ひは數個月後に側壁を打つ。下部コンクリートは混合機から直接に樋その他で打つ。

3. コンクリート填充装置 側壁及拱頂の充填には belt 式及螺旋搬送機を巧に組合はして使用した。mixer から一定量が定常的に出てくる。これも亦移動臺上にあつて測合機混合機と共に移動する。幅 6 吋、長さ 176 呎の belt-conveyor は 320 呎/分の速度で動く (第 152 圖)。

belt は新式搬送車上に連絡してゐる。搬

送車は傾斜部を有し移動式構組である。これは移動臺上の軌條の上を縦に動く。

第 153 圖
填充装置の搬送車



下部及側壁のコンクリートは belt からかき落される。この装置は belt に直角方向に走る第 2 の 40 吋の短い belt がある。コンクリートは第 1 の 20 吋の belt から側方に移る。横 belt は毎分 250 呎の速度で動き構組上から側壁の位置に達してゐる (第 153 圖)。この装置は想像以上に効果があつた。

側壁及アーチを填充する間はコンクリートが常に水平に打たれるやうに搬送車は前後に移動する事が出来る。

4. 拱頂部の填充 拱頂部は新奇な方法によつた。即ち搬送車は拱頂面の高さに在るが、コンクリートを打たんとする拱頂に数枚の板を設置し、搬送車をその位置まで前進せしめる。次に belt の前端から漏斗に入れられたコンクリートは傾斜した螺旋式繰出機によつて拱頂部に填充される。

最初はこの螺旋式繰出機にある壓力を加へてコンクリートを填充せしめんとしたが不可能のため、單に頂部に送つた後、手搦固めによつて填充を行つた。

こゝに述べた装置は 16 呎の本線と 13 呎の枝線に使用したが、10 呎の枝線には空間限界上使用出来ず、belt conveyor の填充装置の代りに空氣填充機を使用した。

5. 鋼柱 標準型断面の鋼柱の長さは 97 呎である。これは 2 枚の剛な殼で、兩側壁及拱頂を除く拱中部に達してゐる。この柱はコンクリート填充装置を移動する臺と同じ臺上に在つて、hand winch によつて組立取除が出来る。拱頂部の柱は最後のコンクリート打の際に取付ける。

柱を取除き運搬し組立て、コンクリートを填充するまでに 8 時間を要する。その後少くも 12 時間はそのまま放置して置く、取除きから組立までに 2 時間を要し、長さ 97 呎のコンクリート量 320 碼³ が 6 時間で側壁及アーチ部に打たれた。(傍島 濤)

Chicago 市に於ける下水隧道

“Sewer Tunnels Reduce Pollution in Chicago Drainage Canal” E. N. R. June 13, 1935, p. 831~835.

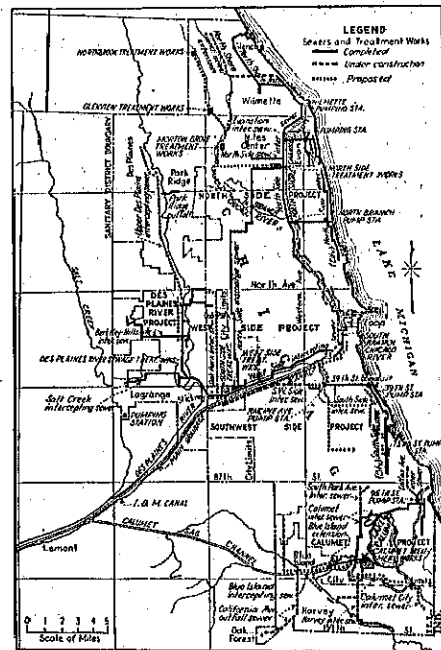
Chicago 市全下水計畫は Calumet, 北部, 西部及び西南部の 4 地區に分割したものであつて、4 處分場、遮集渠及び附屬設備も併せてその工費は 212 000 000 弗を超過するものである。この中 Calumet 及び北部の處分場は既に完成し使用されつゝあるのであつて、目下處分場 2 箇所の新設、Calumet 處分場の擴張並に遮集下水隧道即ち西部處分場に屬する 20.6 哩と新 Calumet 處分場に導く 6.6 哩の開鑿中である。

1. 土質 遮集渠路線は約 2 哩の幅に達する岩石の下層脈を横斷する。この區間を除くと掘鑿は獨特の Chicago 市粘土を主とする粘土、砂、泥炭及びローム等の雜多の不規則層から成る土壤である。この地域は有名な大火の際に焦土と化した所で、大火に依る多量の石層が市街に堆積し市街の地盤を 10 呎も高めた。この有孔性石層から成る表土及び下層の土質に依てこの區域の大部分の隧道開鑿に壓縮空氣を使用するに至つた。隧道は概ね河筋に接近してゐて地下水位より遙かに低い。

2. 隧道の設計 隧道は凡て曲リインバートを有する

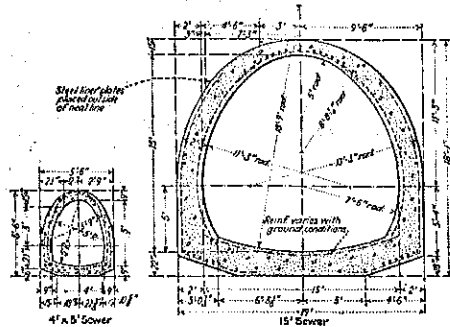
第 154 圖

既設 Chicago 下水施設に對する現在並に將來計畫の關係



鉄筋コンクリート馬蹄型を採用した。大きさは排て置き、幅員と高さとの比は概して一定である。巻厚及び鉄筋量は勿論土質に依て異なる。標準断面は第 155 圖の通りである。

第 155 圖 隧道断面

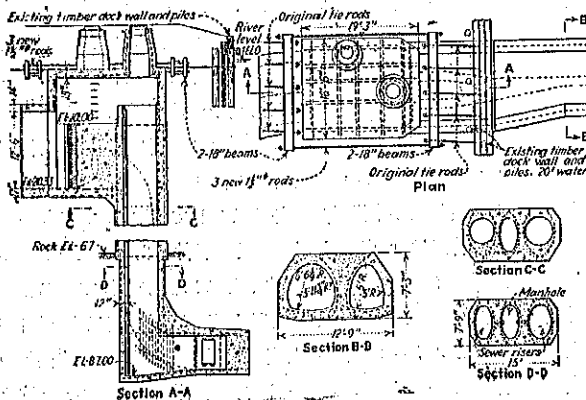


本設計は本質的に弾性環であつて他の断面型に先んじて選擇したものであつた。即ち本断面に於ては、浮動基礎にある附近の重量建物に依て水平並に揚壓力を生ずる土壓の凡ての想定状態に對し理論的抵抗線に包容する。標準鉄筋は理論最大の 1/8 乃至 1/2 であるが、單に必要な鉄筋を増加することに依て容易に餘分の強さを持たすことが出来る。この補助鉄筋は地下道のような未設構造物が土壓を變化せしむるかも知れないと豫想される箇所に置かれる。

遮集渠は大部分急屈曲の多い街路に隨行する。概して隧道は深いので地下工作物と錯綜すること少く、僅かに若干の水道隧道と私設地下鐵道を運轉して廣汎な Chicago 貨物隧道系統を例外とするのみである。下水渠が既設水道隧道の上に来る箇所には特別の防水處置を施し、下水渠にコンクリート打の前、羊皮紙を挿入した。

3. サイホン河川横斷 西部遮集渠は河をサイホンで

第 156 圖 Chicago 河横斷箇所に於ける堅坑構造



3 箇所横斷する。Taylor St. に於ては水面下 85 呎の硬岩中を 2 箇で Chicago 河南支流を横斷する。大きい 3 箇サイホンは Kinzie St. に於ける Chicago 河北支流を横斷するのに必要となつたもので、此處では 2 系統の遮集渠が河を横斷するために合流してゐる。第 3 の横斷は Cortland St. に於ける水面下 48 呎で、コンクリート巻の 36 吋鑄鐵管 2 本から成つてゐる。サイホンの上室には下水渠の伸縮作用に應ずるストップロック装置を備付けてある。第 156 圖は Taylor サイホンの西堅坑を示したものである。

サイホンは 2 つ乍ら鋼鉄張堅坑から壓縮空氣を使用せずに築造した。Kinzie St. に於ては横斷 3 堅坑は接合樹の床から掘下げ、3 獨立筒は堅坑の底部から開鑿した。Taylor St. に於ては 2 つの昇掘堅坑及び筒の全面積は 1 本で岩石を通して掘鑿し、筒及び昇掘堅坑は箇々にコンクリートで築造した。尚 Chicago 市の築造にかゝる既設大幹線渠は、遮集渠に於ける雨水を調節する自動門扉を装置した接合樹に依て遮集隧道に連絡してゐる。

カウンターウェートを備付け、如何なる程度の雨水に對しても自由に調節せられる自動門扉は衛生地區技師の考案にかゝるものである。これ以外の新特色としては遮集渠に連結した樹で操作し、隧道中の水深に應じて流入量を調節する浮子操作、落下のエネルギーを消散する門扉室と遮集渠との落下接合がある。

4. コンクリート示方書

コンクリートは嚴正な示方書に依て混合され、施工軟度が適當で水密コンクリートが出来上がる様に混合した。細粗骨材 7 に對するセメント 1 を使用した場合、壓縮強さが材齡 7 日に於て 2400 lb/in² 以上、28 日に於て 3000 lb. 以上となつてゐる。水セメント比はセメントの袋當り 4 gal. 以上 7 gal. 以下、混合時間は少くとも 1 分間、又コンクリートは混合後 45 分間以内に型枠内に持込むことに規定してある。

5. 火災に依る工法の變更

1931 年 4 月 18 日に不幸なる火災が 3 號耐負の導坑に起り 11 人の犠牲者を出した。この火災の結果隧道掘鑿法に變更を來たし、多くの安全豫防策が講ぜられるに至つた。

火災に對する檢屍陪審官の勸告に従て、土留板及び木材突眼の使用が中止されて鋼鉄ライニングが之に代り、防水電話を堅坑底部及び導坑に備付け堅坑詰所及び事務所と連絡せしめた。尙この他

の豫防策としては、地下従業員に足るガスマスクを各導坑に備付けた。又安全燈を導坑の前面に點け放し、この小さな炬の助指を以て 絶えず危険なガスの發生の警告とした。

就中最も重要な安全方法は各交代従業員に對し最小7人の救助員としての訓練である。現在迄に113人救助訓練の免狀を持つてゐる。之等救助員用の2時間 McCaa ガスマスクは 堅坑の頂部に近い 硝子箱の中に 備へてある。消火器は 隧道内外の 要所々に 置いてある。その他 空氣壓縮器、安全減壓器、空氣安全瓣等に對する規定も 設けられてある。 (玉置 巖)

Chicago 青粘土に於ける下水隧道の開掘

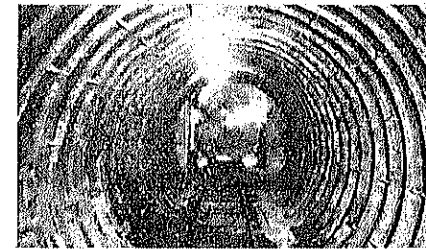
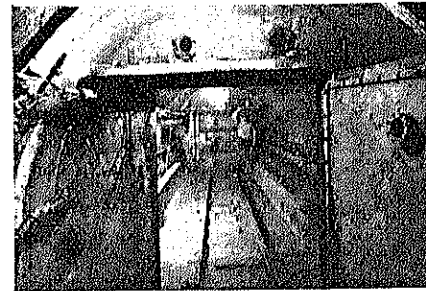
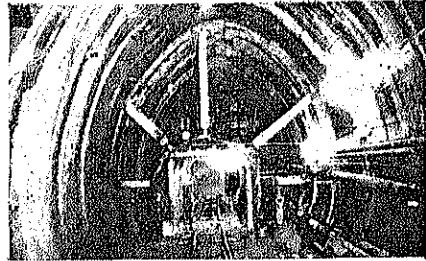
“Driving Sewer Tunnels Through Chicago's Blue Clay” E. N. R. June 20, 1935, p. 881~886.

目下工事中の Chicago 市 27 哩進集下水隧道計畫に於ては土質の關係から獨特の隧道工法が考案された。土質は異なる粘土中にある硬質石灰石乃至微砂の區間を除くと、大部分堅きに變化ある獨特の Chicago 青粘土である。本工事に於ける特色としては優秀に設計されたる 8 種類のライニング鋼板並に最高級の 効力と安全さを以て使用された needle beam 及び radial jack 突張が擧げられる。

1. 壓縮空氣 岩石區間共の他 1 部分を除く外は凡ての導坑に 5~9lb. の壓力ある壓縮空氣が必要となつた。大部分の斷面が小さかつたので幾多の興味ある装置が氣閑に考案された。3 及び 4 號諾負 (17 呎坑) に於ては、長さ 40 呎の 6 呎圓筒間がコンクリート隧道ライニング中に造つた 1 箇所コンクリート分壁を通して設置されてゐる。閉鎖に於て消費される空氣を保持するために、第 6 區間 (9 呎 4 吋×11 呎 8 吋) の諾負者は補強肋材の無いボルト締の隧道ライニング鋼板から 6 呎圓筒を考案し、鋼扉を取付けた 2 箇所のコンクリート分壁の間に設置した。鋼板と出來上り隧道壁との間隙にはパドル粘土を堅く填充した。隣面の小さい所の氣閑は單なる鋼扉を設けた鋼若くはコンクリート製分壁であるが閉室としての役目を完全に果してゐる。

非常間は 1 時に最少 40 人收容出来る様に設計されてゐて、隧道から逃避し若くは救助員が隧道に近付き得る様 3 つの扉を備付けてある。3 號諾負に於ける閉室は隧道の高い假構上に設けた 鋼製圓筒で非常堅坑の底

第 157 圖
鋼板ライニング及び needle beam 突張に依る隧道掘鑿支保工



部と水平に連絡してゐる。普通の非常間は 隧道の中心から一寸離れた垂直堅坑も横坑に依て隧道と直接連絡したものである。

2. 一般工法 獨特の Chicago 青粘土の掘鑿は他に例のない方法で行はれる。この粘土は普通の掘鑿器具では取扱ひが不可能で、手動若くは揚卸機で操作する U 型ナイフに依て水平面及びベンチを切取らねばならない。或る種類のこの粘土は、特に坑の小さい場合、支保工なしに持ち耐へるが、大部分は絶へず支保工を必要とする。之に對してライニング鋼板が必要な箇所に支保工として使はれてゐる。構造用鋼肋材の間に組立てた鋼板を頂部及び側壁部の支保工として用ふこともあるが、普通は radial jack 突張を取付けた needle beam が鋼ライニングの崩潰を防ぐために使用されてゐる。

簡単に云ふと、凡ての軟質土壤の隧道開掘は先づ掘鑿するとライニング板で土壤を支保し、1 日(24 時間)の作業で掘鑿とコンクリート 打の出來る距離まで導坑を

進行する。掘鑿が了ると鉄筋を組立てコンクリートをインバートに打ち、壁、拱に注入し、かくてコンクリート作業の後 1 日程経つて拱へ充分にモルタル注入を施し、コンクリートとライニング鉄の間及び鉄環の外側の空隙を填充する。そして最後に曲りインバートの薄いコンクリート仕上げを行ふ。

3. 開掘工法 小さい坑になると場所が狭いので、直径 7 呎より小さい隧道には needle beam を使用しない。大きい坑に於ては第 1 工作として 2×4 乃至 3×5 呎の大ききの嚮導坑を前面より約 30 呎先に進める。monkey hole と呼ばれるこの坑は屢々或種の突眼及び支柱を必要とし、單に needle beam を受容れるために掘られる。之等の beam は長さ 30 呎で 2 本の 12 吋若くは 10 吋 I 型鋼と角形木填材をボルト締にしたものである。

needle beam の前端は monkey hole の底部に於て木片で支へられ、後端は豫め打つたインバートのコンクリートの上から立てた支柱で支へられてゐる。monkey hole の掘鑿は通常前區間のコンクリート打の間に進められ、コンクリート打が終了したら直ちに本掘鑿にかゝれる様にする。needle beam の掘付けが了ると直ちに粘土ナイフ若くはエア・スベードで頂部嚮導坑の掘鑿が始まる。頂部嚮導坑の進捗に連れてライニング鉄及びその支保肋材を掘付ける。3 乃至 4 呎毎に 1 組の 5-7 本の radial jack が needle beam の下部若くは上部突縁及び鉄と肋材に續いて置いた短い貫材に對して緊張して組立てられる。頂部嚮導坑の掘鑿が monkey hole の終端まで達すると、他の組がベンチを平坦に掘鑿する。然し長さ約 6 呎のベンチは monkey hole の次の進行からの礫を受けるために嚮導坑前面にその儘残される。

4. 粘土の掘鑿 掘鑿は大部分手に依て行はれる。頂部嚮導坑に於ては手ナイフが主要な器具である。嚮導坑の前面は通常 2 人の者が 2 本の柄のある U 型ナイフを

上から下へ垂直に使つて薄片に削り取る。ベンチの掘鑿は粘土ナイフを縦横に引くことが出来る、而して粘土の堅さが許す場合にはナイフを嚮導坑前面から隧道に向つて空氣揚卸機に依て引くことが出来る。

5. 鋼鉄支へ 請負者は、凡て I 形鋼肋材に緊結した 3 種類の鋼鉄を使用しつゝある。1 つは厚さ $1/8$ 若くは $3/16$ 吋、大き 16×37 吋の波形の commercial plate で周圍に銻をとつたものである。も 1 つは幅 24 吋の波形の Chicago Tunnel Sheathing plate で、波形のところへ部分的に銻接し、肋材へのボルト締用に短い折返しを付けた $2 \times 1 \frac{1}{2} \times \frac{3}{16}$ 吋横山形鋼を取付けたものである。第 3 のものは幅 12 若くは 24 吋の波形の Youngstown plate で、周圍に銻を付け且つ 4 枚の鉄の交切點に於てダイヤモンド型の孔が出来る様に角を切り取つたものである。モルタル注入管はこの孔に挿入するが、他の鉄の場合にはモルタル注入接管をその 1 部に設けた孔に取付ける。尚 3, 4 若くは 5 吋 I 形鋼の肋材は鉄添接に備へて部分組立が出来る様に棲いである。

6. 岩石工 3 號請負は目下工事の全 27 哩の内、唯一の岩石隧道として西部系統で有名である。延長 5900 呎に對しては岩石は坑の下部に見出され、上部は粘土で岩石線が全延長に對しインバートから拱頂に走行してゐる。嚮導坑西端の最後の 500 呎は岩石のみである。

岩石線が隧道の中心より下部にあつた場合には、粘土部分の嚮導坑は一時に 8 乃至 10 呎進行した。鋼鉄ライニングは粘土若くは岩石のベンチに肋材を支持して掘付け、次いで岩石面を鑿岩機で開掘した。隧道開掘方法は岩石のみの隧道になつてから變更し底部に 10×14 呎の嚮導坑を開掘した。嚮導坑の完成と同時に前面の開掘を續行し、鑿岩機に依て岩石を坑内に切崩した。

(玉置 巖)