

参 考 資 料

第 21 卷 第 7 號 昭和 10 年 7 月

- | | | | | |
|---------|--------------------|----------|-----------|---------|
| 1. 土木一般 | 2. 応用力學 | 3. 土質工學 | 4. 水理 | 5. 測量 |
| 6. 材料 | 7. コンクリート及鉄筋コンクリート | 8. 施工 | 9. 橋梁及構造物 | |
| 10. 河川 | 11. 水力發電 | 12. 堰堤 | 13. 上水道 | 14. 下水道 |
| 15. 港湾 | 16. 道路 | 17. 都市計畫 | 18. 鐵道 | 19. 隧道 |
| 20. 雜 | | | | |

2. 應 用 力 學

壓縮を受ける矩形薄板の挫屈と破壊

(山本峰雄, 近藤一夫, "Buckling and Failure of Thin Rectangular Plates in Compression")
航空研究所報告第 119 號

矩形平板が其の一双の邊に並行な壓縮荷重を受けて、挫屈を起した後の状態と其の破壊の條件について、薄板の平衡のための方程式 $\partial T_1/\partial x - \partial S_1/\partial y - N_1 \partial^2 \omega/\partial x^2 - N_2 \partial^2 \omega/\partial x \partial y = 0$ 等及び $\partial H_1/\partial x - \partial G_2/\partial y + N_2 = 0$ 等から出發し、 $T_1 = \partial T_2/\partial y = S_1 = S_2 = 0$ の壓縮荷重を受ける邊の變位が一樣なること、 ω の導函数について 2 次の項は無視出来る事及び荷重に並行な y 方向の波形は正弦的である事の假定を置いて其の方程式を

$$\frac{d^4 \phi}{d\theta^4} - 2 \frac{d^2 \phi}{d\theta^2} + \phi - \left(\frac{b}{nd}\right)^2 \left\{ 4 \frac{e}{e_0} \phi - \phi^3 \right\} = 0,$$

$$\theta = \frac{n\pi x}{2b} \dots \dots \dots (1)$$

に導いた。2b, 2d は夫々板の長さ及び幅、n/2 は y 方向の波數、e は見掛上一様な y 方向の歪、 e_0 は挫屈の臨界點に於ける 4 邊を支持された方形板の e を表はす。(1) 式を解くには、楕圓函数を用ひた。4 邊を支持された場合及び y 方向に無限に長い帯狀板の場合に (1) 式を解き應力の分布と變形と共に荷重の増加する状態を指示し、上の假定の下では板の横斷面の中央部に張力が起る事を示し、板の屈曲に依る表面の曲げ應力は直接壓縮に依る兩端の應力と比較し得る程の大きさを有するから、壓縮と曲げによる應力の合成應力が最大の點で破壊し初め、この點は板の兩端に近いが夫より少し内側にある事を示してゐる。

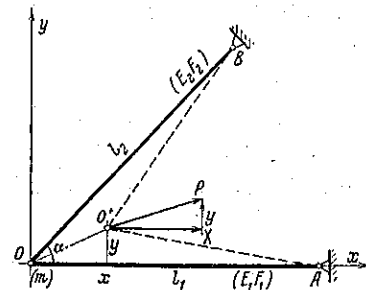
又 e/e_0 と平均壓縮應力との曲線が材料 (例へば mild steel) の、應力歪圖と似てゐると言ふ興味ある類似を指摘してゐる。挫屈に於ける臨界點が丁度材料に於ける降伏點に對應してゐる。之から材料の降伏は彈性體の

挫屈の或種のものに似た一種の stability の問題ではないかと言ふ暗示がある。即ち之の考へは中西教授が前に指摘されたものである。(最上武雄)

格點に質量を有するトラスの自由振動

(Pöschl "Über die Eigenschwingungen von Fachwerken mit Massen in den Knotenpunkten" Bautech. Stahlbau, 15. März 1935) S. 41~43.

第 1 圖



第 1 圖の様な構造物を考へる。AO, BO は彈性體の棒 (其の長さ夫々 l_1, l_2 , 強さ夫々 $E_1 F_1, E_2 F_2$) で質量 m が O についてゐるとすれば

$$m\ddot{x} = -X, \quad m\ddot{y} = -Y$$

$$X = \frac{E_1 F_1}{l_1} x + \frac{E_2 F_2}{l_2} (x \cos \alpha + y \sin \alpha) \cos \alpha$$

$$= \left(\frac{1}{r_1} + \frac{\cos^2 \alpha}{r_2} \right) x + \frac{\sin \alpha \cos \alpha}{r_2} y$$

$$Y = \frac{E_2 F_2}{l_2} (x \cos \alpha + y \sin \alpha) \sin \alpha$$

$$= \frac{\sin \alpha \cos \alpha}{r_2} x + \frac{\sin^2 \alpha}{r_2} y$$

$$r_1 = l_1/E_1 F_1, \quad r_2 = l_2/E_2 F_2$$

である。簡單のため

$$m\ddot{x} = -a_{11}x - a_{12}y, \quad m\ddot{y} = -a_{21}x - a_{22}y$$

とかき、 $x = A \cos \omega t, y = B \cos \omega t$ と書いて振動数 $\omega_{1,2}$ を求むれば

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{a_{11} + a_{22}}{2m} \mp \sqrt{\left(\frac{a_{11} - a_{22}}{2m}\right)^2 + \left(\frac{a_{12}}{m}\right)^2}$$

である。故に之は 2 次元の第 2 階対称テンソルに対する主軸を求める Mohr 圓の方法で求められる。それを求めたのが第 2 圖である。主振動 (Hauptschwingung) では力は OO' の方向を向いてゐなければならぬから、

$$\frac{y}{x} = \frac{y}{x} = \operatorname{tg} \varphi. \quad \text{とすれば}$$

$\operatorname{tg} \varphi = (a_{21} + a_{22} \operatorname{tg} \varphi) / (a_{11} + a_{12} \operatorname{tg} \varphi)$ であるから

$$\operatorname{tg} 2\varphi = 2 \operatorname{tg} \varphi / (1 - \operatorname{tg}^2 \varphi) = 2a_{12} / (a_{11} - a_{22})$$

又 $X = a_{11}x + a_{12}y, Y = a_{21}x + a_{22}y$ から

$$(a_{11}^2 + a_{12}^2)x^2 + 2a_{12}(a_{11} + a_{21})xy + (a_{21}^2 + a_{22}^2)y^2 = P^2$$

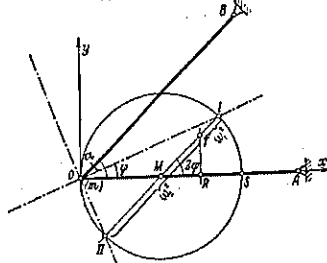
之は P なる力の作用によつて、 O 點の動く位置を示す楕圓である。この楕圓の主軸が x 軸となす角 ψ を求めると前に求めた φ と等しい事が分かる。又ある一つの力の水平方向と垂直方向の分力に依る O 點の變位は變位楕圓の二つの互ひに共軛な直径となつてゐる。この楕圓の長軸と短軸の半分を夫々 c_1, c_2 とすれば $c_1 = P/m\omega_1^2, c_2 = P/m\omega_2^2$ であるからこの楕圓を書く事が出来れば固有週期 ω_1, ω_2 が求められる。

それには互ひに共軛な變位 \overline{OI} と \overline{OII} を求め例へば、 \overline{OI} を 90° 回轉し T を求め、 \overline{OII} と T を相隣れる 2 邊として平行四邊形

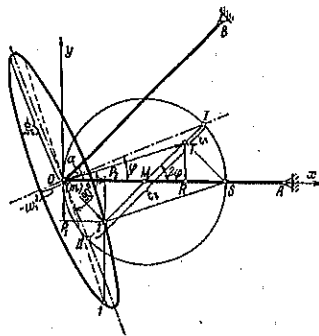
を作りその對角線 \overline{OS} を直径とする圓を畫き T と S を結んでその圓と交はる點 I, II を求むれば \overline{OI} は c_1 に、 \overline{OII} は c_2 となる。そして $\overline{OI}, \overline{OII}$ は主軸になる。

一般のトラスの場合には、Willot の圖を用ひて變位

第 2 圖

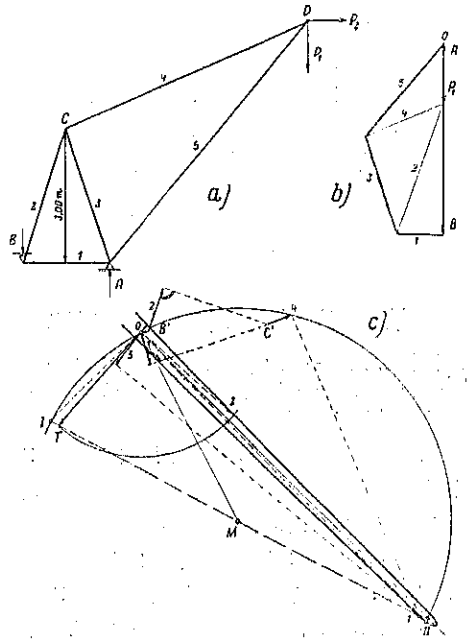


第 3 圖



を出して上述の方法を用ひれば良い。説明は略するが第 4 圖を見て研究すれば明らかである。

第 4 圖



第 4 圖の (b) は應力圖で 1, 2, 3, 4, 5, の部材の應力を出したものである。この様にして各部材の應力を出し、各部材の伸び又は収縮を求めそれに依つて (c) 圖の様な Willot の圖に依つて、 P_1, P_2 の力に依る O 點の變位 $\overline{OI}, \overline{OII}$ を求め上述の方法を應用する。

(最上武雄)

鋼板の安定に対する横歪の影響

(Ferd. Schleicher, "Einfluss der Querdehnung auf die Stabilität von Stahlplatten." Bautech. Stahlbau, 29. märz 1935, S. 49~50.)

方形平板 (邊長 a, b , 厚さ t) が長さの方向に一定の壓力を受ける場合の挫屈壓力 $\sigma_k = k\sigma_e$, 剪断壓力 $\tau_k = k\sigma_e$ で表はされる。こゝに k は邊の支持状態, 荷重, 平板の邊の割合 $\alpha = a/b$ 等に関係する値である。 σ_e は挫屈長 b の帯に横方向の Euler 壓力であつて

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 = A \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

Euler 壓力は μ の値に関係し、鋼構造に於て $E = 2100 \text{ t/cm}^2$ とすれば次の如くである。

第 1 表

μ	0.25	0.3	0.5
$\lambda=(b/t)^2\sigma_0$	1842	1898	2303(t/cm ²)
割 合	0.971	1	1.213

現在の鋼構造には $\mu=0.3$ として一般に計算出来るが古いものには $\mu=0.25$ とし、変形が弾性限界を越えた場合には $\mu=0.5$ とする。

邊の状態が μ に関係しない限り μ と k とは関係なく、 k は $\alpha=a/b$ に関係する。

無限に長い平版帯 ($\alpha \rightarrow \infty$) が等布圧力或ひは純剪力を受ける場合の k と限界應力 σ_k を第 2 表に示す。

第 2 表

平 版 帯 $\alpha \rightarrow \infty$		兩縦邊が鉸に支 持される場合			兩縦邊が埋込ま れた場合		
μ		0.25	0.3	0.5	0.25	0.3	0.5
等 布 圧 力	k	4.00	4.00	4.00	7.00	7.00	7.00
	$(\frac{b}{t})^2 \sigma_k$	7968	7592	9212	12894	13286	16121
剪 力	k	5.36	5.36	5.36	8.99	8.99	8.99
	$(\frac{b}{t})^2 \tau_k$	9873	10173	12344	16503	17063	20704

種々の場合に於ける撓屈應力に対する μ の値の影響を研究し、 α の數個の場合に對して 2 種の Timoshenko の絶対撓屈の計算を行った。この k と撓屈應力 σ_k を第 3 表に示す。

第 3 表

μ	0.25		0.30		0.5	
α	k	$(\frac{b}{t})^2 \sigma_k$	k	$(\frac{b}{t})^2 \sigma_k$	k	$(\frac{b}{t})^2 \sigma_k$
(a) 一縦邊は單純支持對邊は完全に自由なる場合						
1	1.434	2041	1.402	2061	1.213	2794
2	0.698	1286	0.668	1268	0.529	1218
5	0.494	910	0.464	881	0.340	783
∞	0.456	840	0.426	809	0.304	701
(b) 一縦邊埋込對邊は完全に自由なる場合						
1	1.098	3128	1.051	3134	1.404	3233
2	1.380	2553	1.337	2538	1.112	2561
5	1.330	2450	1.281	2431	1.050	2432
∞	1.329	2448	1.280	2429	1.054	2427
		(t/cm ²)		(t/cm ²)		(t/cm ²)

Timoshenko は同じ α に對して第 4 表の如き k を與へてゐる。

第 4 表

$\alpha=$	1	2	5	∞
鉸支持の場合 $k=$	1.440	0.698	0.506	0.456
埋込の場合 $k=$	1.70	1.38	1.33	1.33

この 2 つの場合 Timoshenko は $\mu=0.25$ として撓屈應力を出した。併しその後 $\mu=0.3$ として一部計算をしてゐる。

Hartmann はその k の値を次の如くしてゐる。

$$k = 0.425 + \frac{0.981}{\alpha^2} \quad (\mu = 0.3) \dots\dots (2)$$

Timoshenko は更に實際に近い式を唱へた。

$$k = \frac{1}{\alpha^2} + \frac{6}{\pi^2}(1-\mu) \dots\dots (3)$$

この 2 つの撓屈應力の相違は横歪 μ に對する異つた假定に基づくものである。

無限に長い平版帯は Wagner に依れば

$$EI^2_{sp} = \int \gamma^2 dV \quad \text{曲座標の慣性モメント}$$

$$\sigma_k = \frac{GI_T}{EI^2_{sp}} \quad GI_T = \text{捩り強さ}$$

特に薄い断面の場合 $t \ll b \quad J_T = bt^3/3$

$$\int \gamma^2 dV = \frac{bt^3}{3} \left[1 + \frac{1}{4} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \right] \approx \frac{bt^3}{3} J_T$$

$$\sigma_k = \left(\frac{t}{b} \right)^2 (I) \dots\dots (4)$$

一般の撓屈應力の式 $\sigma_k = k\sigma_0$ と比較すると

$$I = t/2(1+\mu) \text{ とすれば}$$

$$k = \frac{6(1-\mu)}{\pi^2} \dots\dots (5)$$

即ち $\alpha \rightarrow \infty$ の場合の (3) 式に等しい。

邊の状況が μ に関係しない場合には $\mu=0.25$ と $\mu=0.3$ との撓屈應力の差は約 3% である。併し直角の平版の一邊が自由になつてゐる場合例へば第 3 表 (a) に於ては k は著しく異つてくる。 μ の影響は k 及び σ_0 に別々に生ずるのであるから第 3 表 (a) の撓屈應力の差は 4% 以下になる。第 3 表 (b) では 0.5% 以下になる。 $\mu=0.5$ とするとこの差は相當大になる。(傍島泰)

4. 水 理

海峡に於けるセイシュ

(日高孝次, "Seiches in a Channel" 海洋氣象叢) (英文報告, 第5巻第4號, p. 327-358)

從來セイシュなる現象が理論的に解決されてゐるのは全く閉塞された湖海及び一面に大海を控えた灣等の場合だけである。本論文は兩側に廣い海を控えた海峡にもセイシュの起り得る事を理論的に證明したものであつて、海峡の岸を一双の双曲線で表はしその内部にある海水の自由定常振動を論じた。

静水面上の水面上昇を ζ にて表はせば潮波の基本方程式は

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} = gh \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right) \dots \dots \dots (1)$$

定常振動に對する境界條件は海岸線よりの垂線の方向を n とせる時に海岸線上にて

$$\frac{\partial \zeta}{\partial n} = 0 \dots \dots \dots (2)$$

水面の運動を週期 $2\pi/\sigma$ の単振動と考へれば

$$\zeta = l(x, y) \cos(\sigma t + e)$$

と置く事により (1) 及び (2) 式は次の形となる。

$$\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\sigma^2}{gh} U = 0 \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\partial U}{\partial n} = 0 \text{ (海岸にて)} \dots \dots \dots (4)$$

茲にて楕圓坐標を用ひ

$$x = c \cosh \xi \cos \eta, \quad y = c \sinh \xi \sin \eta$$
$$(\xi \geq 0, \pi \geq \eta > -\pi)$$

と書き海岸線を $\eta = \eta_0$ にて表はせばは

$$\frac{c^2}{e^2 \cos^2 \eta_0} - \frac{c^2}{e^2 \sin^2 \eta_0} = 1$$

又 (3) 及び (4) 式を書き直せば

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 U}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial \eta^2} + 2\theta(\cosh 2\xi - \cos 2\eta)U &= 0 \\ \text{但し} \quad \theta &= \frac{\sigma^2 c^2}{4gh} \end{aligned} \right\} (5)$$

$$\left(\frac{\partial U}{\partial \eta} \right)_{\eta = \eta_0} = 0 \dots \dots \dots (6)$$

(5) 式の特解は Mathien 函數 $ce_n(\eta, \theta)$, $se_n(\eta, \theta)$ 及び Mathien 倍函數 $Ce_n(\xi, \theta)$, $Se_n(\xi, \theta)$ を用ひて表はせば $U = A_n ce_n(\eta, \theta) Ce_n(\xi, \theta)$, $n = 0, 1, 2 \dots (7)$ 又は $U = B_n se_n(\eta, \theta) Se_n(\xi, \theta)$, $n = 1, 2, 3 \dots (8)$ 之等が (6) の關係を満足する爲には

$$\left[\frac{d}{d\eta} ce_n(\eta, \theta) \right]_{\eta = \eta_0} = 0, \quad \left[\frac{d}{d\eta} se_n(\eta, \theta) \right]_{\eta = \eta_0} = 0 \dots \dots \dots (9)$$

なる事が必要であつて之より θ の値が定まる。即ちこの第1式より $\theta_1, \theta_2, \theta_3 \dots$, 第2式より $\theta'_1, \theta'_2, \theta'_3 \dots$ が得られるものとする。かくすれば (1) の一般解は

$$\left. \begin{aligned} \zeta &= \sum_{n=1}^{\infty} A_n ce_n(\eta, \theta_n) Ce_n(\xi, \theta_n) \cos(\sigma n t + \epsilon_n) \\ &+ \sum_{n=1}^{\infty} B_n se_n(\eta, \theta'_n) Se_n(\xi, \theta'_n) \cos(\sigma n t + \epsilon'_n) \end{aligned} \right\} (10)$$

但し

$$\sigma_n^2 = \frac{4gh}{c^2} \theta_n$$

海峡の一岸は直線狀にて他が双曲線狀なる時は境界條件は (6) の代りに

$$\left(\frac{\partial U}{\partial \eta} \right)_{\eta = 0} = 0, \quad \left(\frac{\partial U}{\partial \eta} \right)_{\eta = \eta_0} = 0 \dots \dots (11)$$

(7) 及び (8) 式は次の形となる。

$$\left. \begin{aligned} U &= A_{2n} ce_{2n}(\eta, \theta) Ce_{2n}(\xi, \theta), \\ &\quad n = 1, 2, 3 \dots \\ \text{又は} \quad U &= B_{2n+1} se_{2n+1}(\eta, \theta) Se_{2n+1}(\xi, \theta), \\ &\quad n = 1, 2, 3 \dots \end{aligned} \right\} (12)$$

θ 及び σ は次の式より決定される。

$$\left[\frac{d}{d\eta} ce_{2n}(\eta, \theta) \right]_{\eta = \eta_0} = 0, \quad \left[\frac{d}{d\eta} se_{2n+1}(\eta, \theta) \right]_{\eta = \eta_0} = 0 \dots \dots \dots (13)$$

(本間 仁)

昇降式水門扉の下の射出水に就て

(Ch. Kentner; "Die Stromungsvorgänge an unterströmten Schütztafeln mit scharfen und abgerundeten Unterkanten." Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 1935, Jan. 2 u. 17, S. 5-8 u. 16-21.)

1. 勢力の分布: 水門扉の下端が鋭角をなす場合を考へ、水が扉の下より射出して vena contracta に達するまでの勢力の損失に關し、先づ或る斷面の運動勢力を

$$k = (v \cos \varphi)^2 / 2g = \rho [k]$$

但し

$$\rho = \cos^2 \varphi, \quad [k] = v^2 / 2g$$

にて表はせば之は一つの斷面に於ける平均の流線の曲りにて代表された事となる。従つて流出による勢力損失も ρ にて表はされる。

水面の上游にては扉に近づくに従つて水面は昇り勢力線の基準よりも却つて高くなるが、かゝる斷面にては

$\theta > \pi/4$ となつてゐる事は明かであつてこの部分では運動勢力が負である。然し水面よりも著しく下方にては流線の傾きは依然として $\pi/4$ よりも小さいから扉より離れる時の自由流線の傾きは $\pi/4$ 以下である。

2. 射出水の水面形: 水門の開き a (深さにて表はす) と vena contracta に於ける水深 t との間に次の如き指数公式を與へる。

$$a-t=0.47a^{1.05}$$

而してその間の水面曲線は一つの過平なる楕圓の周邊の一部をなすものと假定し、更に扉より vena contracta までの距離に對しては扉の開きに應じて尖々に適する實驗公式を與へる。その結果としてこの部分の水面形は水門の開き a のみによつて決定される事となる。

扉の下端に丸味を付けければその形によつて水面形は大いに變化する。 (本 間 仁)

6. 材 料

海中に於けるクレオソート注入杭の壽命

("Resistance of Crocosoted Piles to Borer" Attack in Tidewater" E. N. R. March 14, 1935 p. 383.

St. Louis の木材顧問技師である Herman von Selrenk は、彼の提出したアメリカ木材防腐業者年會の議題たる "クレオソート注入杭又は注入材の海蟲に依る腐蝕に對する抵抗" に就ての種々の報告書に基いて、一つの包括的論文を書いた。

本稿は其の紹介である。

アメリカに於て、杭のクレオソート處理を始めたのは、今から約 60 年前の 1875 年頃であつて、當時のクレオソートはナフタレンの含有量が極めて多いものであつた。

處理法は通常 "full cell method" (細胞充滿法) であつた。而して、昔の之等の處理材の壽命は、未處理材が約數年なるに比し、例外もあるが、大體として、約 30 年若しくはそれ以上にも達してゐる。

現在、如何なる種類のクレオソートを用ひたならば最も有效であるかの問題に對しては、未だ明確なる解答を與へ得る状態に到つてゐないが、一般の傾向として、現在では、昔よりも湧騰點の高い成分の比較的多いものが用ひられてゐる。

此種杭及び木材をして、最も長く壽命を保たしむる條件として考へ得る事項は、

- (1) 邊材部分の厚い木材を用ふる事
- (2) 樹皮を完全に除去する事
- (3) 適當に空氣乾燥し、且つ可及的多量のクレオソートを注入する事
- (4) クレオソートは、湧騰點の低い成分を餘り多く含有しないものたる事

等である。

若し敍上の條件を満足するやうなものならば、棧橋用の材料として、最も有效なるものとして推奨し得るものと考へられる。 (吉 藤 幸 朔)

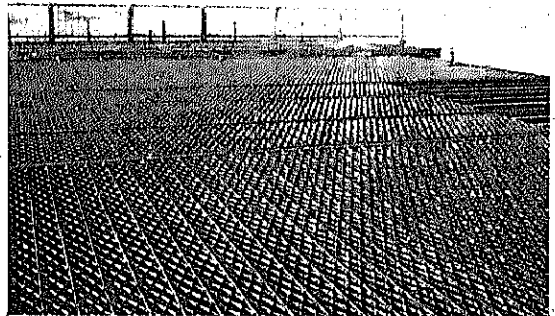
7. コンクリート及鉄筋コンクリート

鋼とコンクリートから成る複合床版

(Shortridge Hardesty, "Designing Composite Steel and Concrete Bridge Slabs" E. N. R. April 4, 1935 p. 484~486.

New Jersey 州に於て昨年成功を見た Hackensack 跳開橋に鋼格子にコンクリートを填充した重量の輕い複合道路橋床版が用ひられた。この特殊の版と稱するものは $2\frac{1}{2}$ 吋の厚みで $1/4$ 吋の底板とこれに長さ 2 吋の斷續銲接をなせる $2\frac{1}{4} \times \frac{5}{16}$ 吋の垂直抗剪棒が $7\frac{1}{16}$ 吋間隔にあつて、更にこの間に $1 \times \frac{3}{16}$ 吋の格子鋼板が 4 列に銲結されてあり、これを棒の上面までコンクリートで填充したものである。(第 5 圖)

第 5 圖



重量は出来上りで 1 ft² 當り 45 lbs であるが、その型式、大き、間隔等は夫々橋の條件によつて違つてゐる。抗剪棒がその主材をなし、方向は支持線に對して直角に

走つてを。床版の強度は主に中のコンクリートの應
 應強度と底版と抗剪棒と結合する 銲着鋼に支配される
 が、後者は場所によつて増減し得る故に版の強度は前者
 によつて決定されるものと考へられる。又抗剪棒は抵
 抗モーメントを増加するに有効であるから、その厚味を
 増加することは版の強度を増す上に有効である。底版
 に於ける 應力は比較的小であるからその厚味は主とし
 て腐蝕を考慮して定められるべきものである。垂直抗
 剪棒は明に剪力の大部分を傳達するものであるから、特
 にコンクリートと底版の 附着力の弱小なる點に於て重
 要である。

この種の複合床版にあつては試験によつて、その強
 度及びコンクリート、鋼の各々に於ける 應力の分布状
 況を知る事が必要である。即ち製作者である Kerlow
 Steel Flooring 會社は 1932 年に Columbia 大學に於
 て數種の試験を行ひ以つて上記の性質を求めたのであ
 るが、その結果は他の種の複合床版の構造物の試験にも
 應用さるべき興味あるものである。

この試験では試験片たる版は長さ 36 吋、幅 $21\frac{1}{2}$ 吋、
 厚さ $3\frac{1}{16}$ 吋で、 $\frac{3}{16}$ 吋の底版、4 列の $2\frac{3}{4} \times \frac{5}{16}$ 吋抗剪
 棒及び 12 列の $1 \times \frac{3}{16}$ 吋格子網板から成るもので、これ
 等の中 1 個はコンクリートを充填しないもの、1 個は附
 着力を小にする爲鋼鐵の部分にパラフィンを塗布して後
 配合 1:2:3 のコンクリートを打つたもの及び他の 1
 個は塗布せざるものとした。

各々の試験片は鋼鐵 23.6 lbs を有し、30 吋の徑
 筒に於て中心に全幅 $21\frac{1}{2}$ 吋に亘つて荷重を加へた。
 右試験の結果は第 5 表の如し。

第 5 表

版の種類	弾性限界 (lbs)	極限強度 (lbs)
充填せざる版	18 000	46 000
充填せる版 (パラフィン塗布)	20 000	103 000
“ (塗布せざる)	35 000	100 000

パラフィンを塗布した版は極限強度に於て塗布せざるも
 のと同様であるが、弾性限界では附着力の小なる爲コン
 クリートと鋼との間の運動に起因する 低い限界を示し
 てをる。

上記各種の試験の中で、パラフィンを塗布せざるもの
 は實際の使用状態に最も近いものであるから、このもの
 に就いて計算した結果を要約すると次の如くである。
 即ち抗は剪力や支點の比下によるものを除外する爲、觀

測値の 80% をとり、慣性モーメントは

$$I = \frac{P l^3}{48 E D_M} = \frac{29.5 \cdot P}{48 \cdot 30\,000\,000 \cdot D_M} = \frac{P}{45\,000 \cdot D}$$

により、又 d なる高さの抗剪棒の上端及び下端に於け
 る 應力の差は

$$f = \frac{12 E d D_M}{l^3} = \frac{12 \cdot 30\,000\,000 \cdot d D_M}{29.5^2} = 413\,000 \cdot d D_M$$

$$= 330\,000 \cdot d D = 330\,000 \times 2.75 \cdot D = 910\,000 \cdot D$$

として求めた。計算による 理論的慣性モーメントの値
 16.8 に對して、實驗では荷重 30 000 lbs までは平均 15.0
 で 40 000 lbs に於て 8.0 となつて破壊し、60 000 lbs ま
 では一定となり、その後は急激に低下してゐる。又荷
 重 35 000 lbs と 40 000 lbs の間に於て外側の抗剪棒の
 底端部に銲着鋼の流れに起因する 應張力の増加を示し
 てゐる。尙慣性モーメントの計算には $n=12$ とし鋼鉄
 棒はその 70% を有效なものとしてある。

荷重 25 000 lbs の際の版の各材に生ずると考へられ
 る 應力は第 6 表の如くであつて、抗剪棒及び底版に於
 ける 應力は實驗値から求められるが、コンクリート及び
 格子網板に於ける 應力は その断面に於て 應張力と 應張
 力とが等しくなる様に、又計算の結果によるモーメント
 が加へられたものと等値となる如くに調整したもので
 ある。

第 6 表

モーメント = 25 000 × 20/4 = 125 000 in lbs.
 $D = 0.037$ 吋 $I_s = 15.0$

	應張力	モーメント	應張力	モーメント
底版	70 000 × 1.22	85 500
内側抗剪棒	4 800 × 0.68	3 300	10 000 × 1.15	11 500
外側 "	3 200 × 0.76	2 400	12 800 × 1.07	13 700
格子網板	23 000 × 1.24	28 500
コンクリート	32 300 × 1.13	36 400
總計	78 000		78 000	181 300

第 7 表

(イ) コンクリートを充填せるもの

	荷重 (lbs)	モーメント (in. lbs)	單位 應力	
			コンクリート 鋼 上端	下端
極限強度	100 000	725 000		
弾性限界	35 000	254 000	2 400 20 000	18 000
安全使用荷重	17 500	127 000	1 200 14 500	9 000

(ロ) コンクリートを充填せざるもの

	荷 重 (lbs)	モーメント (in lbs)	単 位 應 力	
			上 端	下 端
極 限 強 度	40 000	333 000		
弾 性 限 界	18 000	130 000	30 000	10 500
安全使用荷重	12 000	87 000	20 000	7 000

又第7表はコンクリートを充填せるものと、然らざるものに就て、その極限強度、弾性限界、及び使用強度等を示したもので、使用強度はコンクリートを充填せるものに對しては弾性限界の1/2、然らざるものに對しては1/3を採つてある。

以上の計算中 $n=12$ としたものを、今一般に斯る構造物の場合の通例として $n=15$ とすれば、その結果は慣性モーメント及び断面係数に大いなる増加を招來し、應力の減少を示す。例へば抵抗モーメント ($f_c=1200$, $n=12$) $38.5 \times 1200 = 46200$ in. lbs に對し、縁應力は第8表の如くなる。

第 8 表

	$n=12$	$n=15$
上端縁應力 コンクリート	1200	1080
" 鋼	14400	15450
下端縁應力 鋼	8080	9030

故に若し $n=12$ とするならば $f_c=1200$ とし、又若し $n=15$ ならば $f_c=1000$ とする事が出来る。

この種の版の壽命やその功罪等に就ては實際の使用による長期の観測の結果に俟たねば判明しないのであるが、前記の橋梁に於ては既に公用開始後數箇月を経て頗る好調を傳へてゐる。(糸川 一郎)

コンクリート暗渠の壽命

(W. S. Downs, "Durability of Culvert Types Under Service Conditions" E. N. R. March 14, 1935, p. 384-385.)

West Virginia 道路當局は同地大學の援助の下に實用に供せられてゐる暗渠4000個に就き (1) 其の耐久性、(2) 設計の適當性、(3) 施工の工合、(4) 暗渠の經濟に好影響を與ふべきその他の諸資料を探求して次の如く發表してゐる。この調査は數種の異なる型式の暗渠に就き相當廣範圍に涉り、而も同地方が炭鐵地帯で

あると云ふ特別の事情を考慮して、破損の原因、土壤の性質、地形の状況、排水の特性等を検討したものである。

酸性の影響: 暗渠内の排水の水質は炭鐵地方から出でゐるものである爲、空氣の酸化性が鐵物と接觸することにより一般に高度の酸性反應を呈する鐵物性鐵を以つて飽和してゐる。従つて之等の水質の pH 値(水素イオン濃度であつて中性ならば7度、7度以上は酸性、以下ならばアルカリ性)を測定した結果、pH 値の低いもの、即ち酸度の高いものにあつては實際に殆んど總べての種類暗渠に於てその使用年月を短縮して居り、コンクリート類化は他の物質と同様に pH 値の減少と共に増加するの傾向を示してゐる。その數字は例へば pH 値3度又はこれ以下では、7度の場合に於ける類化速度の大體4倍である。

暗渠構成材料の類化と構造物自體の類化とは共に最後にはその壽命を決定するものであるが、この兩者の間には差異が認められ、前者は構造物の壽命のある間比較的一様に連續的に進行し、後者では荷重應力によるものであり、その値は埋戻し後3年後に最大値に達し、その後變化は認められないと云ふのである。故に注意深く施工された暗渠の壽命は主として、それを造る諸材料の能力に關係するものである事は、絶へず排水を通過せる暗渠が腐蝕的なものより短い壽命を有するに徴しても明らかである。

暗渠の勾配: 暗渠の勾配は壽命に對してはさして重要な因子ではない様である。即ち險峻な地形にある流水の磨耗作用の相當激しい暗渠の壽命と比較的緩勾配のものとの間には何等の差異は認められなかつた。渠内の沈積物に就いては、磨削物や砂泥の沈積せるが如き場所では急勾配は何等の治療剤とはならないが、勾配の増加と共に沈積物が減少する如き大部分の暗渠では相當の考慮が必要となつて來る、勾配3%以下では波狀管は直管の沈積作用あるに反しその傾向は少いが、3%を越へるとこの反對の現象を呈する。

土壓に對する構造物強度に就いては大體に於て深さ1~24呎の範圍にある鑄鐵管、波狀管、鐵筋コンクリート管等何れも一様な結果を示した。鐵筋コンクリート面狀暗渠では被覆の厚さ10呎以上では破損の傾向を増して來てゐる。即ち斯の如き披りの深い構造物には面形の断面は不適であつて、圓形狀のものとなすべきである。

管の埋設には溝掘りが必要であると云ふ一般の意見とは反對に、自然の儘の地盤に置いた鐵筋コンクリート管は構造物的には良好な状態にあつて、盛土の前に掘鑿し

て埋設したものより好ましい結果を示してゐる。時季から云ふと概括的には夏季の工事の方が冬季のものよりも稍よい結果を示し、又金属管に仰拱の鋪床をすることは著しく壽命を長くする。管の末端の頭壁は何等有効な作用はない様に見受けられる。經濟的見地からは適當な勾配を保つ爲には管を延長する方がよいと思はれる。暗渠の一端又は兩端に頭壁を有するのは美的見地からは申し分ないのであるが、一方これは強度の上からは缺陷があり、接續箇處の分離を困難にし、壽命の増加を妨げる。しかも不注意に築造されたものである時には往々破損の原因となり易いものである。調査の統計より見ても頭壁を有しないものは比較的上位に位してゐる。

高臺に設けられた暗渠の出口側には、通常喧傳される如き洗堀があつて、この部分の溝を深くし、基礎の確固としたものでさえもその頭壁を穿ふ。故にかゝる状態の場合には頭壁よりも護床又は前垂を設ける事の方が適當してゐる。

一般に各種暗渠の壽命を評價するには、その地方の状況を考慮するのが大切であつて、例へば埋設の深さ、盛土の性質、土壤の安定度、流水の水質、排水計畫の巧拙、設計、施工の技術の程度等であつて、これ等の諸因子はその地形と共に非常に廣範圍に變化するものであるが故に、その眞の値はよく地方的條件に一致した各般の智識から初めて見用されるものである。(糸川一郎)

コンクリートの剪斷強さに就て

(A. Leon, "Ueber die Scherfestigkeit des Betons." B. u. E. 20. April 1935. S. 130~135.)

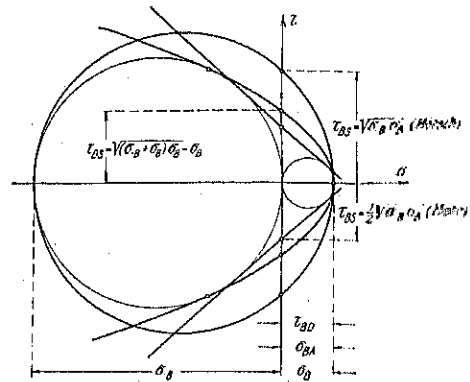
近年種々の應力状態に相當する強さを引張強さ及び壓縮強さに依つて示さんとする傾向があるが、そのうちで剪斷強さ τ_{BS} に就ては 1858 年 Köpcke が一般的に、又 1904 年 E. Mörsche がコンクリートに就て次の公式を示してゐる。即ち

$$\tau_{BS} = \sqrt{\sigma_{-B} \sigma_B} \dots\dots\dots(1)$$

茲に σ_{-B} は 1 軸壓縮強さ、 σ_B は 1 軸引張強さである。E. Mörsch は此の τ_{BS} の値は剪斷強さの理論的に考へられる最大値だとしてゐる。

此の公式は 1 方向に於て σ_B の引張を受け、之と垂直な方向に於て同時に σ_{-B} の壓縮を受けた場合の、垂直應力零の面積要素に於ける剪斷應力を示すものであつて(第 6 圖)、之は實際には起り得ない。1904 年に行はれた實驗では

第 6 圖 Köpcke-Mörsch の公式及び a) 包絡直線、b) 包絡拋物線を有する Mohr の理論に依る前剪強さ



$$\tau_{BS} = 0.95 \sqrt{\sigma_{-B} \sigma_B} \dots\dots\dots(2)$$

となり、1922 年 O. Graf 及び E. Mörsch の發表せる研究に依れば次の如くである。即ち

$$\tau_{BS} = 0.79 \sqrt{\sigma_{-B} \sigma_B} \dots\dots\dots(3)$$

B. Seybold は 1938 年にその剪斷試験に基いて公式

$$\tau_{BS} = 0.75 \sqrt{\sigma_{-B} \sigma_B} \dots\dots\dots(4)$$

を導いた。

O. Mohr は剪斷強さに對し次の公式を導いた。即ち

$$\tau_{BS} = 0.5 \sqrt{\sigma_{-B} \sigma_B} \dots\dots\dots(5)$$

此の公式は破壊を起す時の剪斷應力は中間の主垂直應力には關係なく、又引張強さ及び壓縮強さの間ではその包絡線が直線であると云ふ Mohr の假定から導かれてゐる。此の公式の與へる値は小さきに過る。

上に示した如く、剪斷強さを示す一般關係

$$\tau_{BS} = a \sqrt{\sigma_{-B} \sigma_B} \dots\dots\dots(6)$$

の係数 a は 0.5 及び 1.0 の間にあるから、(1) の公式は謬つてゐると考へねばならない。

上の Mohr の公式は精確には合つてゐないが、その着眼點は正しい。即ち包絡線を直線なりとした點が誤りであつて、之に對し種々の説があるが、要するに之は當然曲線である。包絡線として用ひられる曲線のうち最も簡單なのは拋物線である(第 7 圖)。此の拋物線は σ -軸を σ_B で τ -軸を τ_{BS} できるから

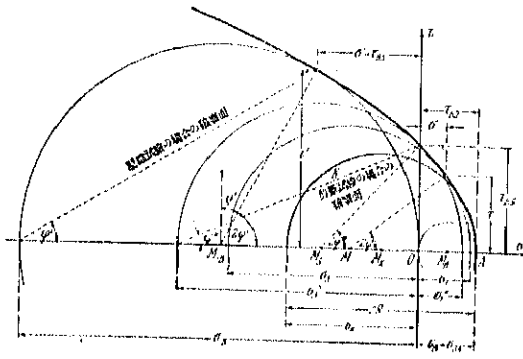
$$\left(\frac{\tau}{\tau_{BS}}\right)^2 + \frac{\sigma}{\sigma_B} = 1 \dots\dots\dots(7)$$

で示され、1 軸壓縮強さの應力圓

$$\tau^2 + (\sigma_{-B} + \sigma)\sigma = 0 \dots\dots\dots(8)$$

と接觸する。此の關係から剪斷強さは

第 7 圖 包絡地物線を有する Mohr の破壊理論



$$\tau_{NS} = \sqrt{(\sigma - n + \sigma n)\sigma n - \sigma n} = (\sqrt{e+1}-1)\sigma n \quad \dots\dots(9)$$

となる。茲に

$$c = \frac{\sigma - n}{\sigma n} \quad \dots\dots(10)$$

(7) 式に (9) 式を代入すれば包絡線として次式が得られる。

$$\tau^2 = \left[\sigma - n + 2\sigma n - 2\sqrt{(\sigma - n + \sigma n)\sigma n} \right] (\sigma - n - \sigma) \quad \dots\dots(11)$$

主垂直応力 σ_1 及び σ_2 を有する応力間は

$$\sigma^2 - (\sigma_1 + \sigma_2)\sigma + \tau^2 + \sigma_1\sigma_2 = 0 \quad \dots\dots(12)$$

之が包絡地物線 (7) と接觸する條件は

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + \frac{2\tau_{NS}^2}{\sigma n} (\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{\tau_{NS}^2}{\sigma n^2} (4\sigma n^2 - \tau_{NS}^2) \quad \dots\dots(13)$$

又は、(13) 式に (9) 式を代入し

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 2 \left[\sigma - n + 2\sigma n - 2\sqrt{(\sigma - n + \sigma n)\sigma n} \right] (\sigma_1 + \sigma_2) = \sigma n \left[\sqrt{(\sigma - n + \sigma n)\sigma n} - (\sigma - n + 1)\tau n \right] \quad \dots\dots(14)$$

となる。(13) 式は定数 σn 及び τ_{NS} 、(14) は定数 σn 及び $\sigma - n$ を有する場合の破壊条件である。

此の場合破壊面に生ずる応力は次の如くなる。即ち

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - \frac{\tau_{NS}^4}{\sigma n^2}} \\ &= \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - \sigma n^2 - 8(\sigma - n + \sigma n)} \\ \sigma n + 4(\sigma - n + 2\sigma n)\sqrt{(\sigma - n + \sigma n)\sigma n} \\ \sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{\tau_{NS}^2}{2\sigma n} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \\ &\quad + \frac{1}{2}(\sigma - n + 2\sigma n) - \sqrt{(\sigma - n + \sigma n)\sigma n} \end{aligned} \right\} \dots\dots(15)$$

脆い材料にあつては壓縮強さは引張強さに比し遙に大きく、引張強きの応力間は包絡線とその頂點に於て接觸する。極限の場合には此の応力間と包絡線の頂點の

曲率間と同じものになる。(7) 式及び (11) 式から此の曲率間の半徑は次式の如くなる。

$$R = \frac{\tau_{NS}^2}{2\sigma n} = \frac{1}{2} \left[\sigma - n + 2\sigma n - 2\sqrt{(\sigma - n + \sigma n)\sigma n} \right] \quad \dots\dots(16)$$

極限の場合には $R = \frac{1}{2}\sigma n$ で、 $\tau_{NS} = \sigma n$ 又は $c = 8$ でなければならぬ。

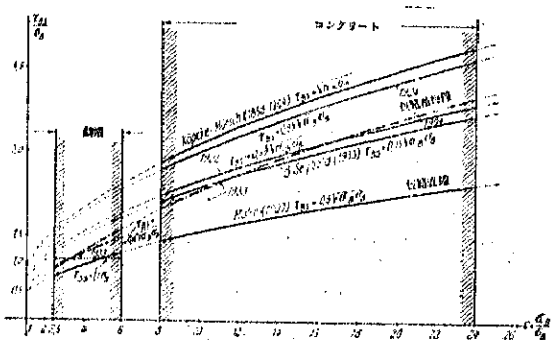
理論的考察に依つて導かれた關係を實驗結果と比較する場合注意すべきは實驗結果の誤差である。殊に剪断應力は断面一様に分布せず、又立方體強きは眞の壓縮強きよりも大であつて、柱狀體を用ひた方がよく合つてゐる。

剪断力が正しい断面中に精確に傳達されず、垂直應力を伴ふ爲、剪断應力は過大な値を示す。又コンクリートの收縮及び不均等な乾燥に依る 2 次應力も避けねばならぬ。

B. Seybold は又幅と高さの割合を變えて實驗を行つた。此の場合正方形のものが最大の強きを示した。

第 8 圖にコンクリート及び鑄鐵の實驗結果及び數種の公式の關係を示した。

第 8 圖 引張強き及び壓縮強きと剪断強きとの關係



1904 年の實驗は c が略と 20 であつて、Köppeke-Mürsch の公式 (1) が大體成立つが、1922 年及び 1933 年の實驗は c が略と 11 であつて (1) 式も Mohr の包絡直線の公式 (5) も成立ない。B. Seybold の公式 (4) も c の一定の値に對してのみ成立つ。殊に鑄鐵の場合の係数は 0.0 となつてゐる。 c の廣い範圍に變化する事を考へれば、包絡線は曲線であると考えねばならず、實際には之を拋物線と考へた公式 (9) が充分精確に成立つ。

Köppeke-Mürsch の公式は σ が無限に大きい場合に包絡地物線の公式と一致する。

Mohr の包絡直線の公式は $c \leq 3$ に對する引張強きを示して居り此の範圍の剪断強きは

$$\tau_{BS} = \frac{1}{4}(\sigma_{-B} + \sigma_B) \dots\dots\dots (17)$$

で示される。

B. Seybold に依れば普通の剪断試験は特殊の条件の場合のコンクリートの引張強さに對する比較値を示すものであり、單に工業上の値に過ぎない。従つてより簡単なものと置換える事が出来る。即ちコンクリートの場合には $\tau_{BS} = 1.1\sigma_B'$ (σ_B' = 曲げ強さ) $\dots\dots\dots (18)$

錯鐵の場合には

$$\tau_{BS} = 1.1\sigma_B \dots\dots\dots (19)$$

で示し得るとしてゐる。又 Rotter は 1926 年に公式

$$\tau_{BS} = 1.33\sigma_B \dots\dots\dots (20)$$

を主張し、Rudeloff も同年に公式

$$\tau_{BS} = 1.50\sigma_B \dots\dots\dots (21)$$

を主張してゐる。

此等の公式の係数の異なる所を見れば當然誤りがある。又引張強さが同じでも、壓縮強さの異なる場合多く、脆い材料に於ては剪断強さ及び曲げ強さが引張強さよりも大きい事だけがあつてゐる。従つて公式(1)~(5)は壓縮強さの項を含む方優れてゐるが、之も σ の變化に伴ひ係数が變化するから完全とは云へぬ譯である。

(奥田秋夫)

9. 橋 梁 及 構 造 物

高架橋の剛節骨組の近似解法

(L. C. Mugh "A Rapid and Concise Method of Analyzing Rigid Viaduct Bents" E. N. R. March 14, 1935 p. 370~380.)

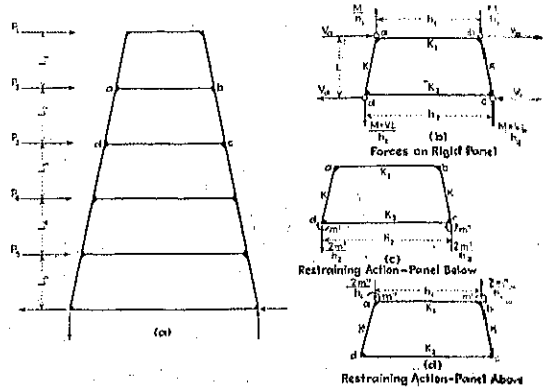
高架橋に屢々用ひられる、第9圖(a)の如き骨組の解法は、フイーレンデル・トラスの解法と非常によく似てゐる。

フイーレンデル・トラスに對しては、非常に簡単な解法が、K. Calisev 教授に依つて示されてゐる。この方法では、先づ例へば abcd なる骨組の各構格を切り離して考へ、之を1つの獨立した單位として解き、次に隣接構格に依る影響に對する修正を施す。

本論文は、この解法を基礎としてをるが、少しく改變して、更に簡單ならしめたものである。

即ち、先づ獨立構格が、夫々隣接部分とヒンヂに依つて連結されてゐるものと考へる。然る時は、骨組 abcd は第9圖(b)に示されたやうな力を受ける。

第 9 圖



但し圖中 M は (b) 間の曲げモーメント、 P は剪力である。

柱の剛性係数を共に K とし、水平材のそれを K_1 及び K_2 とする。然る時は、端モーメントは次式に依つて與へられる

$$M_{ba} = M_{cb} = \left(\frac{\alpha M - V L}{2} \right) \left[\frac{3 + s + \alpha(2 + s)}{D} \right] \dots\dots\dots (1a)$$

$$M_{ab} = M_{cd} = \left(\frac{\alpha M - V L}{2} \right) \left[\frac{3 + \gamma \alpha}{D} \right] \dots\dots\dots (1b)$$

$$\text{但し } r = \frac{K}{K_1}, s = \frac{K}{K_2}, \alpha = \frac{h_2 - h_1}{h_1}$$

$$D = 6 + r + s + \alpha(2\alpha + \alpha s + 2s + 6)$$

斯くして求めたモーメントを第1次モーメントと名付け、之を各構格に付全部計算する。

次に、隣接構格の及ぼす拘束作用として、第9圖(c)及(d)に示したやうにして、abcd に作用するモーメントの影響を解けばよい。符號 m' 、 m'' は上下の隣接骨組に於けるモーメントであつて、この m' 及び m'' に依つて生ずる骨組 abcd の端モーメントが即ち求むる修正値である。之を第2次モーメントと名付ければ、第2次モーメントは

$$\Delta M_{ab} = \Delta M_{bc} = -\frac{s(1 + \alpha)}{D} m' + \frac{r}{D} m'' \dots\dots\dots (11a)$$

$$\Delta M_{cd} = \Delta M_{cb} = \frac{s(1 + \alpha)^2}{D} m' - \frac{r(1 + \alpha)}{D} m'' \dots\dots\dots (11b)$$

著者は計算例に依り、本法に依る計算結果と、C. B. Grimm の最小働の方法に依る計算結果とを比較してゐる。
(吉野幸嗣)

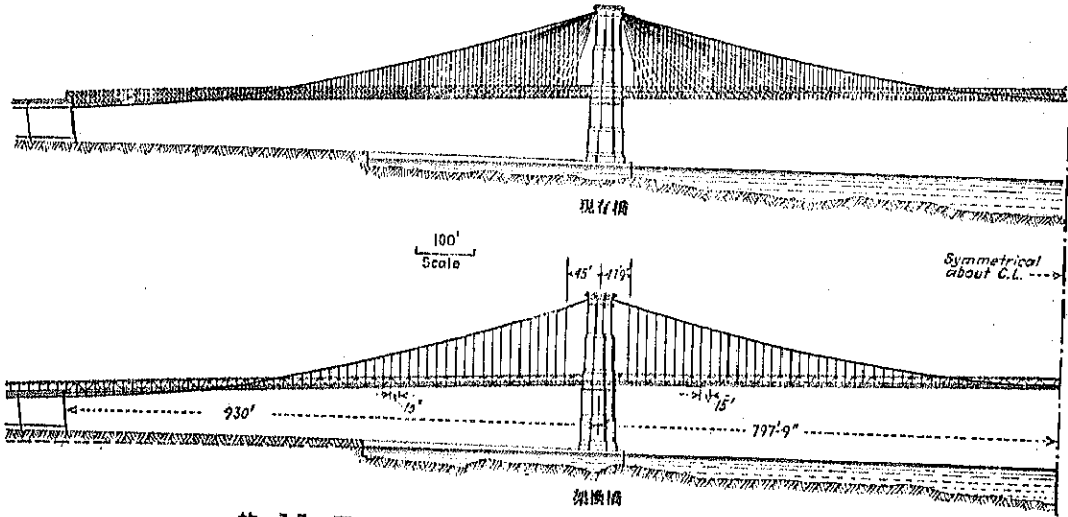
Brooklyn 橋に用ひられるアルミニウムの トラス及び床

(D. B. Steinman, "Aluminum Trusses and
Floor for Brooklyn Bridge," E. N. R. April,
18, 1935.)

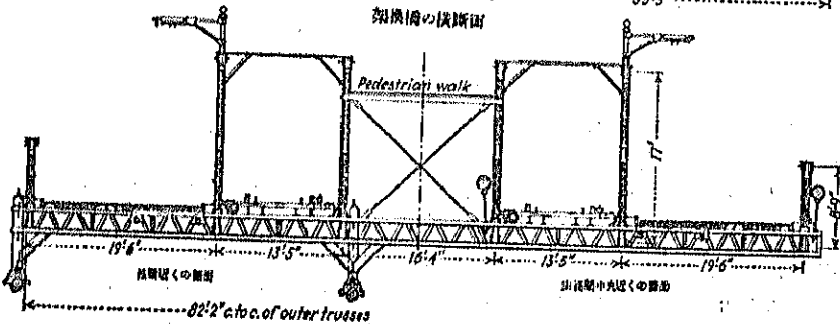
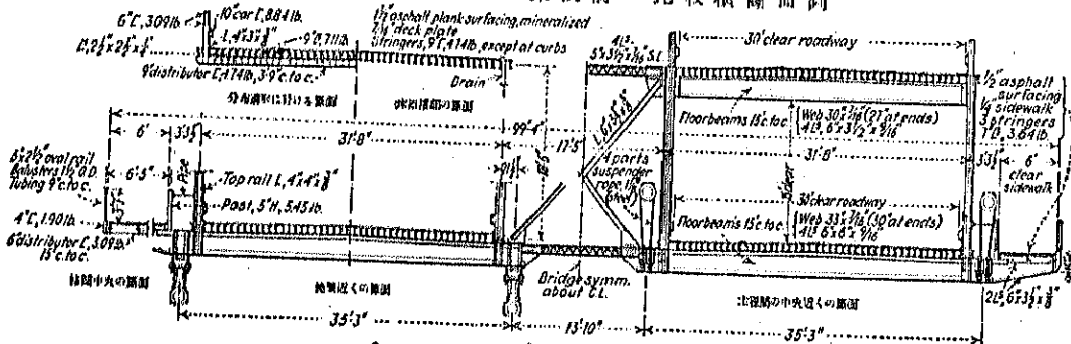
New York の East River に架る Brooklyn 橋は
激増せる現在の交通量に堪え得ず、早晚架換をせねばな

らぬ。又此の吊橋は過去 52 年間の重要な改造を加へな
かつた爲、絶えず多額の修繕費を必要とする。此の架換
の必要に對し、D. B. Steinman の提案せる計畫は次の
如くである。即ち現在の控索、塔及び主索係は之を保存
し、新しく之にアルミニウムの形物及び鋸からなる補
剛トラス及び床を吊さんとするものである。その外觀
は第 10 圖の如く變る。綺麗であるが有效でない斜

第 10 圖 現存橋と架換橋との比較一般圖



第 11 圖 現存橋と架換橋の比較横断面圖



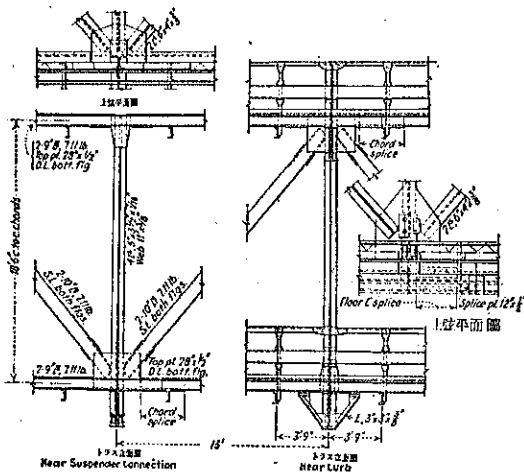
現在橋の横断面

控はなくなり、近代的な構造となる。第 11 圖に示す如く、現存橋は 1 階で、高速鐵道 2 軌道、市街電車 2 軌道、車道 2 車線及び歩道を含む。架換橋は 2 階となり、車道は 12 車線（1 車線は 10 呎）となり兩側に歩道を有す。然し、アルミニウムを用ひる爲死荷重は増大しない。架換に要する概算費用は取付道路費 \$2 000 000 を含めて、\$6 250 000 に昇る。

現存橋及び架換橋の斷面の比較：現存橋の車道は鋼と木材より成り、木塊鋪装である。横桁は $7\frac{1}{2}$ 呎の間隔にあり、ラチス桁になつてゐる。索條は 4 本で、補剛トラスは 6 列より成り、4 列は高く、2 列は低い。その配置は第 11 圖の如くで、索條にかかる荷重が不規則で不精確である。

第 12 圖

架換橋のアルミニウムの補剛トラスの細部構造



架換橋はアルミニウム合金 27 ST の形物を鋼鉄で結合したもので、横桁は鋸桁でその間隔は 15 呎である。床は Smithfield St. Bridge で用ひられたと同様の、鋸を溝形で補剛せるもの (battledeck construction) である。補剛トラスは 4 列で同じ高さであるから、索條にかかる荷重は均等であり、従つて死荷重が同じであるから、最大索條應力は却つて小さくなる。

現存橋の斜の控は此の橋を特徴付けるものであるが、既に陳腐であり、高次の不静定でもあるし且又屢々切斷してその調節と維持が困難であるから之を除く事にした。

現存橋の補剛トラスはピン結合の 4 重交叉型であつて、斜材 4 本のうち 2 本が抗張材となる。従つて騒音を發し、又構造が複雑で維持も困難である。架換橋の補

剛トラスは鉋結ワーレン型である。

現存橋の補剛トラスは塔に固定し、徑間中央にヒンヂを有する。トラスと索條間の相對運動が吊材の最も短い所に集中する爲、吊材の切斷する恐れがあり、風に對する構造物の横剛度が少い。又トラスの勾配線に峰を生じ、索條に大なる 2 次曲げ應力を生ずる。

架換橋の補剛トラスは塔にヒンヂを有し、トラスと索條間の相對運動は吊材の長い所で大である。又徑間中央にヒンヂなく、従つてトラス、車道及ド索條から、曲線の急に折れる事をなくする。

現存の塔及び控繫の安全度：現存橋の支鞍は塔上で滑り得る設計になつてゐるが、長年月を経て動かなくなり、索條の活荷重及び温度變化に依る不平均引張は塔でとる。支鞍を固定すれば支間一定となり、従つて補剛トラスの應力及び撓を減じ可成り經濟となる。最大荷重の場合に塔に生ずる應力は $695\#/sq\text{in}$ (48.9 kg/cm^2) となり安全であるから、架換橋に於ても現存の控繫をそのまま用ひる。

索條引張は殆ど増大しない譯であるから、補強せず現存のものを用ひる。

設計荷重及び許容應力：車道は 1 車線は H25、横桁はモーメントに對し H20 を 3 車線、剪斷に對し H25 を 1 車線と H10 を 2 車線、歩道は $100\#/sq\text{ft}$ (488 kg/m^2) 補剛トラス及び索條は 344 lb/ft (5120 kg/m)、即ち重車道幅 60 呎の $40\#/sq\text{ft}$ 、輕車道幅 60 呎の $15\#/sq\text{ft}$ 及び歩道の和である。茲に H25 とは 25-ト自動車 (前輪と後輪に 1:4 に分れる) の前後に 20 呎の間隔に 18 自動車を伴ふものである。

アルミニウム合金 27 ST の極限強さは $58 070\text{--}66 000\#/sq\text{in}$ ($4 080\text{--}4 640\text{ kg/cm}^2$)、最小彈性限度は $45 000\#/sq\text{in}$ ($3 160\text{ kg/cm}^2$) 又彈性係数は $10 000 000\#/sq\text{in}$ ($703 000\text{ kg/cm}^2$) である。引張許容應力は $23 000\#/sq\text{in}$ ($1 550\text{ kg/cm}^2$)、最大壓縮許容應力は $18 000\#/sq\text{in}$ ($1 270\text{ kg/cm}^2$) とした。

E が小さいから衝擊係数は小さくする事が出来、普通の場合の 6 割とした。即ち

$$I = 0.60 \times \frac{50}{L + 125}$$

茲に L は最大應力を與へる荷重長を呎で示したものを、

架換橋のトラス、床及び索條：床組は横桁間隔 15 呎の battledeck の構造である。縦桁は 8 時間隔に横桁上に置れた溝形で、床板は $7/16$ 吋の厚さである。3 呎 0 時間隔に横分布溝形を置く。

床に伸縮目地を設けず、又床板をトラスの弦材の蓋

に添接した。従つて補剛トラスの應力を計算する時、縦桁溝形及び床版がトラス材と協力するものと考へた。風荷重に対しても同様である。

索條の最大荷重の場合の應力は $57\,500 \text{ #/} \text{in}^2$ ($4\,040 \text{ kg/cm}^2$) であるから現存せるものを使用する。索條針金の最小弾性限度は $120\,000 \text{ #/} \text{in}^2$ ($8\,440 \text{ kg/cm}^2$)、極限強さは $180\,000 \text{ #/} \text{in}^2$ ($12\,700 \text{ kg/cm}^2$) である。

架換橋の吊材は $1\frac{1}{8}$ 吋の鋼索條 4 部分よりなり、その間隔は 15 呎である。その極限強さは 430 000 lbs で、荷重は死荷重、活荷重及び衝撃を含み 131 600 lbs である。

架換橋の剛度：現存橋の撓みは、索條長 1 呎に 860 lbs の滿載荷重を受け最高温度の場合、中央で 4.75 呎であり、架換橋では同じ荷重及び温度で 3.61 呎である。即ち可成りの剛度を示してゐる。もつとも之は計算値で實際はもつと小さい。

勾配の變化に就ても満足な結果が得られてゐる。即ち滿載荷重で最高温度の場合に、現存橋の主徑間の勾配の最大變化は 1.27% であり、架換橋の場合は同じ條件の下に 0.77% である。

橋長 1 呎に付 800 lbs の風荷重に依つて生ずる横方向の撓は架換橋の場合、主徑間で 5.9 呎 (1:270)、側徑間で 0.8 呎 (1:1 160) であり、架換橋は死荷重小であるにも拘らず、横抵抗大なるを知る。(奥田秋夫)

アーチの弾性變形及び断面の變化を考慮に入れた 3 鉸アーチの應力の簡単な計算式

Dr.-Ing. Bernhard Fritz, "Vereinfachte Bestimmung des Einflusses der Systemverformung beim Dreigelenkbogen unter besonderer Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Querschnittsgrößen" Bauing. 12 April 1935. S. 188~198.

梗概：3 鉸アーチの最大曲げモーメントの簡単な計算式を求め、之に依つてアーチの變形の影響を把握したものである。アーチの断面の大きさが一様でない事がアーチの應力に及ぼす影響に就ては減少係數なるものを求めて、之に依つて其の影響を導入した。

I. 概説：個平なる鋼又はコンクリート又は鉄筋コンクリートアーチの正確なる静力学計算に於て、屢々アーチの變形が應力に及ぼす影響に就て研究されて居るが、特に 3 鉸アーチの斯かる研究はアーチが静定構造物である爲に其の根幹となるものであり、又比較的簡単に求め得るものである。

アーチに最大應力を生ぜしむる位置に垂直荷重が働く時は、抵抗力線が e_1 だけ上昇し、

アーチの軸線が e_2 だけ降下する (第 13 圖)。

故にアーチ上の點

のモーメントは $M = H(e_1 + e_2)$ となる。

この内、アーチの變形による影響は $M_0 = H e_2$ である。

死荷重及び活荷重の他に拘コンクリート及び鐵筋コンクリートアーチでは其の收縮が働き、又不慮の橋臺の移動を生じて之に依つてアーチのモーメント及び線維應力が著しく増加する事がある。故に斯かる爲に生ずるアーチ軸の沈下を豫め計算に依つて求めて、アーチにキャンバーを付けて置きて、垂直荷重の一部分が働いた時及び收縮が生じた時にアーチの軸が都合よい方向に變形するやうにして置く。

II. アーチのキャンバー η_{1i} の求め方：アーチのキャンバー決定に當つては次の各項に依る影響を考へる。

- (a) セントルの壓應力及び足場部材の縦目箇所に働く壓力に依る弾性變形
- (b) 死荷重に依るアーチの軸の弾性的縮少
- (c) 活荷重に依るアーチの軸の弾性的縮少
- (d) コンクリートの收縮に依るアーチの軸の縮少
- (e) 不慮の橋臺移動に依る徑間の擴大

上の内 (a) 項の影響は他の影響に比べて著しい。この (a) の爲のキャンバーは正確に求められないから、必要以上に少し大きくして置く。而してアーチの指下空間が開いて居る間

は、アーチが高過ぎた場合にはセントルのスピンドルを下げて容易に補正し得る。Prof. H. Kirchner は

(a) の爲めの η_{1i} を次式に依つて求めて居る (第 14 圖)。

$$\eta_{1i} = \frac{2h_{\max} \sigma_{H_{zul}}}{E_H} \cdot \frac{x}{l}$$

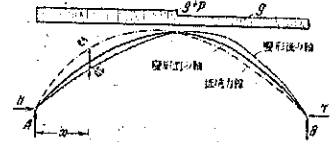
但し

h_{\max} : アーチの頂點に於けるセントルの高さ

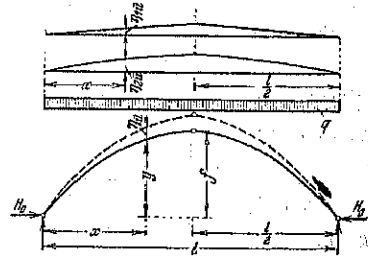
E_H : 木材の弾性係數

$\sigma_{H_{zul}}$: 木材の許容壓應力

第 13 圖



第 14 圖



上述の b, c, d, e 項に依るキャンパー η_{2u} は次式より求む。

$$\eta_{2u} = \frac{q_0 l^3}{2 E F_m \cos \varphi r} \left[\frac{l^2}{8 f^2 \cos^2 \varphi r} + 2 \left(\frac{1}{3} - \frac{x}{l} \right) \right] \frac{x}{l}$$

但し $x = 0 \sim \frac{l}{2}$

上式で用いた假想荷重 q_0 は次式より求む

$$q_0 = g + \frac{p}{2} \Delta p_s + \Delta p_w = g + \psi p$$

但し次の如く假定した。収縮及び橋梁の移動が實際的に落付いた正常の状態に於て、死荷重及び活荷重の 1/2 が載荷した時に、アーチの軸と抵抗力線とが一致するものとした。

又 $\Delta p_s = \frac{8 f E F_m \cos \varphi r}{l^3} \omega t_s^3$ はコンクリートの収縮等の如く明かには測定し得ない収縮に對して考慮した部分である。

$\Delta p_w = \frac{8 f E F_m \cos \varphi r}{l^3} \Delta l$ は徑間の擴大に依る影響を考慮した部分である。

上式に於ての符號の説明は次の如くである。

F_m, E : 断面積の平均及び弾性係数

l, f : アーチの徑間及び桁下空間

φr : $\frac{l}{4}$ 點のアーチの軸の傾斜角

ω : 材料の温度膨脹係数

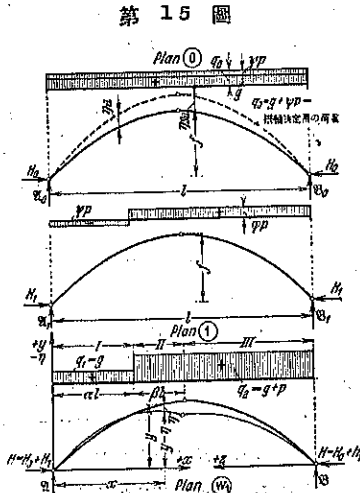
t_s^3 : アーチの軸縮少の影響の計算に於てアーチの縮少に代用する温度降下

III. 弾性變形の影響を考慮に入れた場合のキャンパーを附したる 3 鉸アーチの理論

(1) 一般式: 次に述べる研究に於てはアーチの軸は

拋物線とし、
アーチの形の決定に用ふる荷重は等布するものと假定した。

アーチに軸決定用の荷重 $q_0 = g + \psi p$ が乗つた假想の荷重状態 ① に於ては (第 15 圖), モーメントは生じない即ち



第 15 圖

$M_0 = \mathfrak{M}_0 - H_0 y = 0$
この荷重状態に正又は負の荷重 ψp 又は $q p$ を乗せると、死荷重が全徑間に乗り活荷重が部分つた正規の荷重状態 ② を導く事が出来る。但し $p=1$ なる條件より $\varphi=1$ である。

同様の考へ方に依り第 16 圖に於て、荷重状態 ① と ② とから荷重状態 ③ を導き得る。

荷重状態 ③ に對してモーメント M_x を求めて見れば

$$M_x = \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_1 - (H_0 + H_1)(y - \eta)$$

之に (1) 式を代入せば

$$M_x = \mathfrak{M}_1 - H_1 y - (H_0 + H_1)y = \mathfrak{M}_1 - H_1 y$$

但し $\mathfrak{M}_0, \mathfrak{M}_1$: 荷重状態 ①, ② に於て簡單純梁のモーメント

H_0, H_1 : 荷重状態 ①, ② に於けるアーチの水平反力

H : 荷重状態 ③ に於けるアーチの水平反力

次に弾性垂直撓度を正確な微分方程式より

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} = \frac{M_x}{E \mu J_{\max} \cos \varphi r} = \frac{\mathfrak{M}_1}{E \mu J_{\max} \cos \varphi r}$$

とに於て減少係数 μ に依る慣性モーメント J を、 $r = \frac{l}{8f}$ に依るアーチの曲率に依る影響を考慮するのである。

$$\frac{H_0 + H_1}{E \mu J_{\max} \cos \varphi r} = c^2$$

$$\frac{\mathfrak{M}_1}{H_0 + H_1} = \frac{H_1}{H_0 + H_1} \left(y - \frac{2 \mu J_{\max} c^2}{r F_m} \right)$$

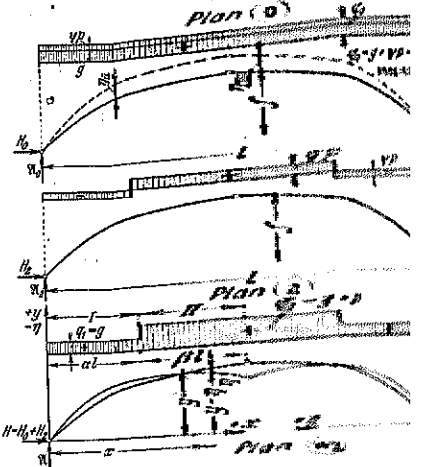
と置けば方程式は

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} + c^2 \eta + c^2 F(x) = 0$$

となる。この方程式の解は

$$\eta = A \sin cx + B \cos cx - F(x) + \frac{1}{c^2} F''(x)$$

第 16 圖



第 15 圖の荷重状態 ㉔ に對して、各連續範圍 I, II, III に對して次の η を得る。

$$\eta_I = A_I \sin cx + B_I \cos cx - \frac{1}{H_0 + H_1} \left\{ \left[\varphi p - \alpha(2-\alpha) \right] \frac{\eta^2}{2} x + \frac{\psi p}{2} x^2 - H_1 \left(\frac{A_f}{l} x - \frac{A_f}{l^2} x^2 - \frac{2\mu J_{max}}{r E_m} \right) \right\} + \frac{\psi p + \frac{H_1}{r}}{c^2 (H_0 + H_1)} \quad \dots (5)$$

$$\eta_{II} = A_{II} \sin cx + B_{II} \cos cx - \frac{1}{H_0 + H_1} \left\{ (\varphi + \alpha^2) \frac{\eta^2}{2} x - \frac{\eta^2}{2} x^2 - \frac{\varphi p}{2} x^2 - H_1 \left(\frac{A_f}{l} x - \frac{A_f}{l^2} x^2 - \frac{2\mu J_{max}}{r E_m} \right) \right\} - \frac{\varphi p - \frac{H_1}{r}}{c^2 (H_0 + H_1)} \quad \dots (6)$$

$$\eta_{III} = A_{III} \sin cx + B_{III} \cos cx - \frac{1}{H_0 + H_1} \left\{ (\varphi - \alpha^2) \frac{\eta^2}{2} z - \frac{\varphi p}{2} z^2 - H_1 \left(\frac{A_f}{l} z - \frac{A_f}{l^2} z^2 - \frac{2\mu J_{max}}{r E_m} \right) \right\} - \frac{\varphi p - \frac{H_1}{r}}{c^2 (H_0 + H_1)} \quad \dots (7)$$

周邊條件より常數を決定すれば

$$B_I = \frac{1}{H_0 + H_1} \left[\frac{1}{c^2} \left(\psi p + \frac{H_1}{r} \right) - \frac{2\mu J_{max}}{r E_m} H_1 \right]$$

$$B_{III} = \frac{1}{H_0 + H_1} \left[\frac{1}{c^2} \left(\varphi p - \frac{H_1}{r} \right) + \frac{2\mu J_{max}}{r E_m} H_1 \right]$$

$$B_{II} = B_I + (B_{III} - B_I) \cos \alpha c l$$

$$A_{III} = B_{III} \tan \frac{c l}{4}$$

$$A_{II} = \frac{B_{II}}{\sin \frac{c l}{2}} - B_{II} \cot \frac{c l}{2}$$

$$A_I = A_{II} + (B_I - B_{II}) \sin \alpha c l$$

水平反力 H は (2) 式及び第 15 圖より

$$H = H_0 + H_1 \quad \text{但し} \quad H_0 = \frac{q_0 l^2}{8f}$$

H_1 は荷重状態 ㉔ から求む可きである。

仮想働の法則を荷重状態 ㉔ 及び ㉕ に適用して

$$H = H_0 + H_1 \quad \text{の値を求め得る。}$$

即ち

$$q_0 \left[\int_0^{\alpha l} \eta_{II} dx + \int_{\alpha l}^{\frac{l}{2}} \eta_{III} dx + \int_0^{\frac{l}{2}} \eta_{II} dz \right] = \int_0^l \frac{q_0 l^2 H_1 dx}{8f \cos \varphi r E_m \cos^2 \varphi r}$$

又は (5), (6), (7) 式を用ふれば

$$\left. \begin{aligned} & (g + \psi p) \left\{ \frac{A_I}{c} (1 - \cos \alpha c l) + \frac{B_I}{c} (\sin \alpha c l) \right. \\ & \quad - \alpha c l - \frac{\alpha^2 \eta^2}{2(H_0 + H_1)} \left(\frac{1}{2} [\varphi - \alpha(2-\alpha)] \right. \\ & \quad \left. \left. + \frac{\psi \alpha}{3} \right) + \frac{H_1 \alpha^2 H}{3(H_0 + H_1)} (6-4\alpha) \right. \\ & \quad \left. + \left(\frac{A_{II}}{c} [1 - \cos \frac{c l}{2}] + \frac{B_{II}}{c} \sin \frac{c l}{2} \right. \right. \\ & \quad \left. \left. - B_{II} \frac{1}{2} - \frac{\eta^2}{10(H_0 + H_1)} \left[\frac{2}{3} \varphi - 3\alpha^2 \right] \right. \right. \\ & \quad \left. \left. + \frac{H_1 \eta}{3(H_0 + H_1)} \right) - \left(\frac{A_{III}}{c} [1 - \cos \alpha c l] \right. \right. \\ & \quad \left. \left. + \frac{B_{III}}{c} \sin \alpha c l - B_{III} \alpha c l \right. \right. \\ & \quad \left. \left. - \frac{\alpha^2 \eta^2}{2(H_0 + H_1)} \left[\frac{\varphi + \alpha^2}{2} - \alpha - \frac{\alpha \varphi}{3} \right] \right. \right. \\ & \quad \left. \left. + \frac{H_1 \alpha^2 H}{3(H_0 + H_1)} (6-4\alpha) \right) \right. \\ & \quad \left. + \left(\frac{A_{II}}{c} [1 - \cos \frac{c l}{2}] + \frac{B_{II}}{c} \left[\sin \frac{c l}{2} \right. \right. \right. \\ & \quad \left. \left. - \frac{c l}{2} \right] - \frac{\eta^2}{10(H_0 + H_1)} \left[\frac{2}{3} \varphi - \alpha^2 \right] \right. \\ & \quad \left. \left. + \frac{H_1 \eta}{3(H_0 + H_1)} \right) \right\} = \frac{(g + \psi p) \eta^2 H_1}{8f \cos^2 \varphi r E_m} \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

是等の式に依つて與へられた形、断面、及荷重に對して H_1 が試算法に依つて求められ、從つて $H = H_0 + H_1$ が求まる。

次にモーメントは次式により求められる。

$$M_I = (H_0 + H_1) [A_I \sin cx + B_I (\cos cx - 1)]$$

$$M_{II} = (H_0 + H_1) [A_{II} \sin cx + B_{II} (\cos cx - B_{II})]$$

$$M_{III} = (H_0 + H_1) [A_{III} \sin cz + B_{III} (\cos cz - 1)]$$

第 16 圖の荷重状態 ㉕ に對しても同様な方法で撓度及び水平反力並びにモーメントを求め得るが省略する。

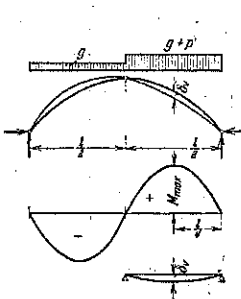
(2) 慣性モーメントの變化と減少係數：次の假定を設く。最大モーメントはアーチの $l/4$ 點に生ずるものとし、アーチの各半分のモーメント圖は互に對稱的に變化し且つ鉸點より拋物線狀をなすものとする (第 17 圖)。

慣性モーメントが一定の場合、即ち $J = J_m = \text{一定}$ の時はアーチの $l/4$ 點の撓度は

$$\delta_r = \frac{5J_{max} l^2}{192 E J_m} \dots \dots \dots (9)$$

次に慣性モーメントが第 18 圖の如く變化するものとし、 $l/4$ 點では $J_r = J_{max}$ 、アーチの起點では $J_k = \alpha \kappa J_{max}$ 、アーチの頂點では $J_n = \cos \varphi J_{max}$ とする。然る時はアーチの断面が軽くなる形とすれば高さ h は次の如くなる。

第 17 圖



$$h_x = \left(\frac{12\alpha_k J_{max} l}{l[4(\alpha_k - 1)x + l]} \right)^{\frac{1}{3}}$$

アーチの起点と 1/4 点との間、

$$h_z = \left(\frac{12\alpha_s J_{max} l}{l[4(\alpha_s - 1)z + l]} \right)^{\frac{1}{3}}$$

アーチの頂點と 1/4 点との間。

$\frac{1}{J}$ -線は第 18 圖の如く直線に變化するものとする。
撓度 δ_V は次の如くなる、

$$\delta_V = \frac{1}{E} \left[\int_0^{l/4} (m_x M_x) \frac{1}{J_x} dx + \int_0^{l/4} (m_z M_z) \frac{1}{J_z} dz \right]$$

上式に於て

$$\frac{1}{J_x} = \frac{1}{\alpha_k J_{max}} \left[4(\alpha_k - 1) \frac{x}{l} + 1 \right]$$

$$\frac{1}{J_z} = \frac{1}{\alpha_s J_{max}} \left[4(\alpha_s - 1) \frac{z}{l} + 1 \right]$$

$$M_x = 8M_{max} \frac{x}{l} \left(1 - 2 \frac{x}{l} \right)$$

$$M_z = 8M_{max} \frac{z}{l} \left(1 - 2 \frac{z}{l} \right)$$

$$m_x = \frac{x}{2}, \quad m_z = \frac{z}{2} \dots (\text{第 19 圖})$$

代入すれば

第 19 圖



$$\delta_V = \frac{5M_{max} l^2}{192 E J_{max}} \left[\frac{7}{50} \left(\frac{1}{\alpha_k} + \frac{1}{\alpha_s} \right) + \frac{18}{25} \right] \dots (10)$$

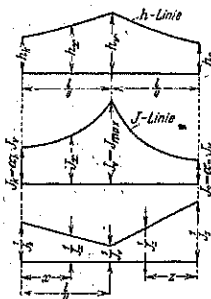
となる。

(9) 式と (10) 式とを等置すれば

$$J_m = \mu J_{max} = \text{一定}$$

但し
$$\mu = \frac{50}{7 \left(\frac{1}{\alpha_k} + \frac{1}{\alpha_s} \right) + 36}$$

第 18 圖



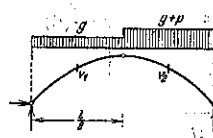
即ち J_{max} に μ を乗ずる事に依て慣性モーメントの影響を導入する事が出来る。

4. 単純化: 始めアーチに附けたキャンパ―び橋臺の移動が生じて一部分消滅されるから $g + \frac{p}{2}$ の荷重に相當するキャンパ―の量が保たれるものと假定する。

第 20 圖の状態に於て、變形の影響を無視し、 $l/4$ 點のモーメントは

$$M'_{V1} = -\frac{pl^2}{64}, \quad M'_{V2} = -\frac{pl^2}{64}, \quad H' = \frac{(g + \frac{p}{2})l}{8f}$$

第 20 圖



第 21 圖



最も危険な荷重状態 (第 21 圖) に於ては

$$M'_{V1max} = -\frac{3pl^2}{160}, \quad M'_{V2max} = -\frac{3pl^2}{160}$$

$$H' = \frac{(g + 0.68p)l}{8f}$$

となる。故に

$$M'_{Vmax} = M'_{V} \times 1.20$$

第 20 圖の如くアーチの中央から 1/4 點に移動した時は前の正確な計算式も極く簡單になる。なら (8) 式に於て試算に依て H_1 を決定し可。が此の場合は兩邊とも零になる。

$H_1 = 0$ なる時は

$$H = H' = H_0 = \frac{(g + \frac{p}{2})l}{8f}$$

$$B_1 = -\frac{p}{2c^2 H_0}, \quad B_{II} = +\frac{p}{2c^2 H_0}$$

$$c^2 = \frac{H_0}{E\mu J_{max} \cos \varphi_V}$$

となる。

最も危険な荷重状態 (第 21 圖) の場合に比して、水平反力も撓度も同様に増大のとして、1/4 點の最大モーメントに對して次の計算式を得る。

$$M'_{V1max} = 1.20 HB_1 \left(\frac{1}{\cos \frac{cl}{4}} - 1 \right)$$

$$M'_{V2max} = 1.20 HB_{II} \left(\frac{1}{\cos \frac{cl}{4}} - 1 \right)$$

値し $II = \frac{(q+0.08p)^2}{8f}$ である。

荷、片側荷重の場合の簡單化を適用して

$$B_1 = -\frac{p}{2c^2II}, \quad B_3 = +\frac{p}{2c^2II}, \quad c^2 = \frac{II}{E\mu J_{max} \cos \varphi r}$$

5. 計算例：省略す。

6. 結論：アーチの起點に於ける死荷重 g_k とアーチの頂點に於ける死荷重 g_s とが非常に異なるやうな場合には、アーチの都合よい形は拋物線と大分異なるものである。此の場合にはアーチの軸決定用の荷重としては、アーチの起點に於て q_k 、アーチの頂點に於て q_s なる値を用ひて、Strassnerの方法又は剛式に依つてアーチ軸の形を決定する。3段アーチとしての種々の荷重状態に対する水平反力 II も同様な方法で求む可きである。而して此の値を用ひて(11)、(22)式に依つてアーチの1/4點に於けるモーメントを求め得る。(富田恵吉)

補剛材の有無による I 桁の載荷と撓の関係

(Hans Fildler u. Herbert Buchholz "Belastungs-Dehnungs-Messungen an I-Trägern mit und ohne Aussteifung." Bautech. Stahlbau, 20. März 1935, S. 50~53.)

I 桁の突縁の下面に於て縁から約 20 mm 内側と中心に於て縦及横方向の撓を測定し、それから應力を計算する。荷重又同一面内の 3 測點の中央の中央線と記した部分も測定を行った。同様にして突縁の上面でも同じ測點の測定が出来るが張力側のみを測定した。測定器には Huggenberger 撓度測定器を使用した。

補剛された桁に載荷するとき補剛材の周囲に於ては普通の式で表はし得るやうな直線的の撓が生じ得なくなる。撓の測定から應力を計算するには次の式を用ふ。

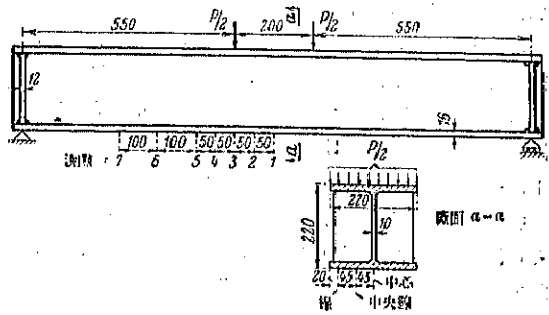
$$\sigma_L = \frac{F}{m-1/m}(e_L + m\varepsilon_L), \quad \sigma_T = \frac{F}{m-1/m}(e_T + m\varepsilon_T)$$

ここに e_L, e_T は夫々縦及横方向の撓、 σ_L, σ_T は夫々縦及横方向の應力、 F は弾性係数、 m は Poisson 係数である。

第 22 圖は測定に使用した廣突縁 I 桁 No. 37 の形及び測定箇所を示す。この桁の抵抗モーメント W_x は 732 cm^3 で、2 支點に支へられ 2 つの相等しい單荷重、合計 15 000、30 600 及び 45 000 kg の場合の桁として試験した。

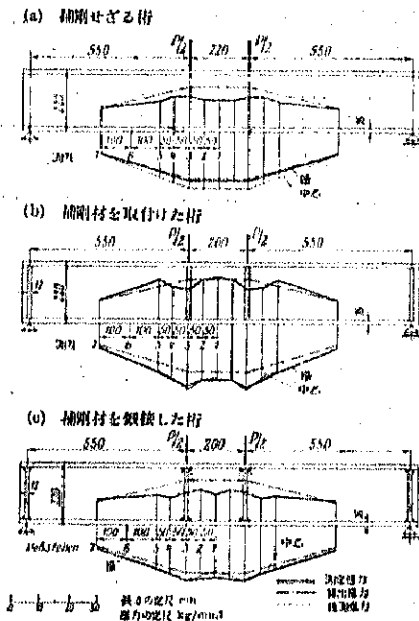
第 23 圖には 45 000 kg の載荷をした場合の測點 1~7 の測定撓から出した應力線と桁の曲げ及び抵抗モー

第 22 圖 突縁幅廣き眼延 I 桁の載荷と測點



ントから計算した應力線を示してある。突縁下面の中心に於て(第 23 圖(a))載荷點周囲の應力は計算値よりも大である。1~3の測點に於ては大概 20% 大であるが、端に行くに従つて小になり測點 7 に於ては計算値と一致する。測定横應力は極めて小である。突縁下面の縁に於ては測定値は計算値と大概一致してゐる。この横應力も極めて小である。

第 23 圖 45 000 kg 載荷せる場合の補剛材の有無による I 桁の突縁應力分布



上突縁では測定値は計算値より小である。縦應力は測點 7 から載荷點までは増大するが測點 1 までは實際に降下してゐる。測定應力は測點 1~3 では計算値より 95% 小である。

同様の桁で第 23 圖(b)では補剛材を取付けた場合を

示す、この補剛材は圧力側の上半分は接合してあるが張力側は鍛接してない。

第23圖(b)によつて認め得られることは取付られた補剛材が第23圖(c)の鍛接した場合と理論的に同一の作用をしてゐることである。突縁下面の中心と縁で測點3—補剛材を取付けた點—に於て應力線は角をなし、その値は計算値より35%大である。

突縁の上面では補剛材の位置で應力は最小である。その測定値は計算値より25%小である。測點5附近に於て應力は増大し約20%大である。補剛材が力の分布を不均一にする範囲は載荷點から100mm位に過ぎないのが分る。

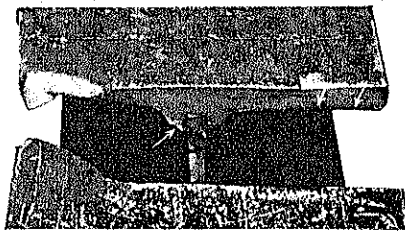
補剛材を完全に鍛接した桁は第23圖(c)に示してある。この場合の結果は前と大體同じである。たゞその大きさが幾分異なるに過ぎない。この兩方の結果を比較するとき完全に鍛接した場合の應力状態は著しく計算値に近い値になつてゐる。突縁下面の中心と端との應力は載荷點に於て補剛材を鍛接した場合は計算値より20%、第23圖(b)の場合には35%大である。突縁上面では鍛接した桁の値は常に計算値より小である。

これらの結果から先づ考へられることは補剛材を取付けた桁の方が鍛接した桁よりも不利のやうであることである。補剛材を鍛接した桁の連続彎曲試験に於てその破壊の結果は35%以上も高い應力の突縁下面ではなくて、突縁上面の方に起つてゐる(第24圖(a)(b))。

第24圖(a): 連続載荷試験後の補剛凹型工桁

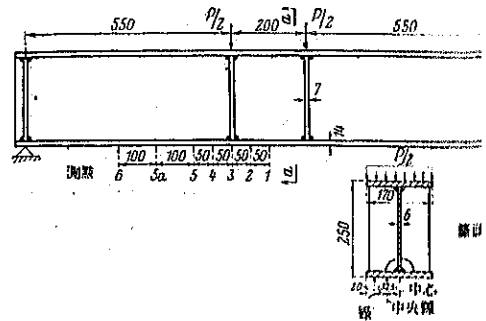


第24圖(b) 破壊始め

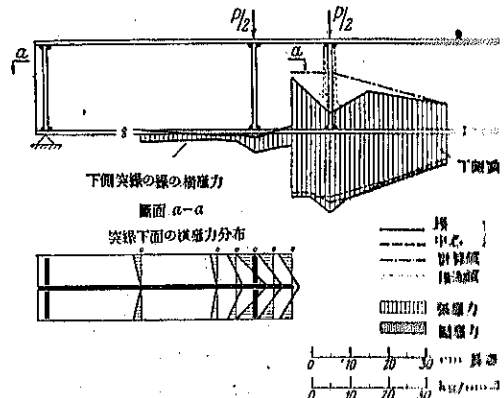


第25圖に示すのは上に述べた鍛接した場合と全く同様な方法及測定を Union 鋼 no. 52 について行つたものでこの抵抗モーメントは 569.4 cm^2 である。補剛材は完全に鍛接してあつて、荷重は 8000, 17000, 25000, 及 35000 kg の場合について行つた。

第25圖 Universal 鋼を鍛接した板桁の載荷法及測定箇所



第26圖 平滑 Universal 鋼より成る板桁荷重 35000 kg の場合の應力分布



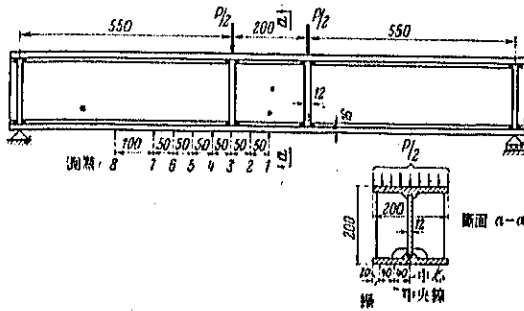
第26圖には載荷 35000 kg の場合の鍛接板桁の結果を示す。上半部の右側に示す線は突縁に於ける應力であつて、左側は突縁の縁に於ける應力の状態である。下半部は突縁下面に於ける應力の曲線である。圖によれば載荷の発生應力に対する補剛材の作用、上面に於ける應力のび張力突縁の下面に於ける明白な極大現象等が認められる。應力は下面の方が上面より大で、下面に於ても應力は中心より縁の方が大である。

上方突縁につき測定せるに補剛材をつけた測點に於て應力は最小である。最大荷重に對して計算力によれば、實驗から出した値は補剛點に於て計り約60%小さい。

補剛材のために生ずる横方向の應力は補剛材下面に於て最大である。突縁下面の中央に於てには壓應力を生ずるが縁では張應力である。

平滑な Universal 鋼を鍛接した板桁でも計算た應力と實際の應力とは一致しない。補剛材の

第 27 圖 四型鋼接桁の載荷法及測點



軋延鋼の場合と同じである。

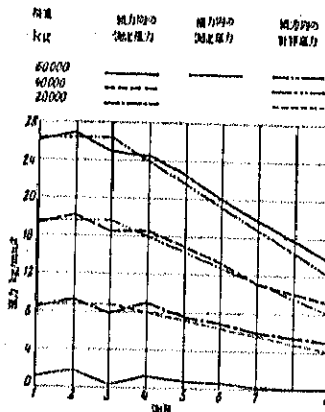
Union 鋼材 No. 52 の四型桁による補剛材鋼接の場合の測定値が第 27 圖に示されてゐる。この抵抗モーメントは 923 cm³ である。荷重 60 000, 40 000, 20 000 kg

の場合の突縁下面に於ける計算値及測定値は第 28 圖にある。この 3 つの應力の差は非常に少である。突縁上面の縁に於ては測點 3 の應力が最小であつて第 29 圖 60 000 kg の荷重の場合には測定値は計算値より 50% 小である。

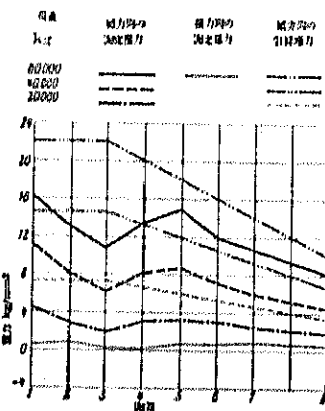
この場合にも補剛材のために突縁上面には測點 5 の近くで應力線は角を成し、測定應力は計算値に達してゐない。

結論：軋延鋼突縁 I 桁の補剛なき場合の橋を測定した結果は突縁下面の中心に於ては測定値は計算値より 20% 大である。突縁上

第 28 圖 鋼接四型 I 桁の突縁下面の縁の應力



第 29 圖 鋼接四型 I 桁の突縁上面の縁の應力



面では測定値は計算値より小である。

補剛した場合には補剛材の近くでは應力分布が亂れ、突縁下面には應力線は角を成し、上面では最小應力を生ずる。補剛材の外側では突縁上面に應力線の角が生じ、その最高値はある場合には計算値より大になる。

載荷に際しては補剛材を完全に鋼接した四型 I 桁が非常に有利である。この場合にも補剛材の影響が應力分布の上に表示されてゐるが、測定應力は殆んど計算値を越してゐない。四型 I 桁の場合には突縁が特殊の形をしてゐるために應力線が角をなすことがなくなる。

併し補剛材を完全に鋼接した桁についての實驗に於ては補剛材を單に取付けた桁よりも應力状態は有利であるが、補剛材を取付けた四型 I 桁の連続試験では鋼接した場合より 25% (5 kg/mm²) だけ高いことが證明されてゐる。(傍島溪)

12. 堰 堤

西班牙に於ける最近の堰堤に就て

(“Recent Spanish Dams” Engineering in Foreign Countries E. N. R. March 28, 1935, p. 453~454.)

有名な瑞西の N. Kelen 博士が 1933 年西班牙國を視察し、同國政府が 20 箇年の公共事業として計畫した水力電氣並灌溉用の高堰堤に就き調査した結果を Schweizerische Bauzeitung 誌 (Oct. 20, 1934) 上に報告して居る。夫に依れば西班牙國で現在工事中で高さ 100 呎以上 300 呎を超える直線又は曲線形コンクリート造重力堰堤は其の數 15 箇所で次表に示す通りである。

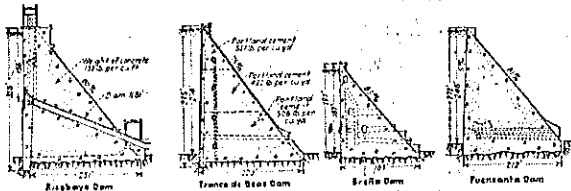
第 9 表

堰堤名稱	分水界	最大高 (呎)	貯水容量 (Acre-ft)
Brena	Guadalquivir	107	104 000
Camarrillas	Segura	118	93 500
Guerra del Pozo	Duero	103	130 000
Doiras	Navia	290
Pitonsanta	Segura	272	102 000
Jandula	Guadalquivir	280	69 500
Mediano	Ebro	180	94 000
Ordunte	Ordunte	161	18 000
Requejada	Duero	171	53 000
Ricobaya	Duero	323	900 000
Rumblar	Guadalquivir	213	102 000
Toba	Jucar	118	92 000

Tranco de Beas.	Gundalquivir	295	406 000
Vado	Tajo	180	81 000
Yesa	Elbro	295	981 000

是等の中最も大なる 4 堰堤の最大断面形は 第 30 圖に示す如くである。

第 30 圖



セメントは運搬及貯蔵の経費を節減する爲、粉碎しない焼塊の儘で大量受渡されて居るが、斯くすればセメントが濕氣の爲、分解する事が少くなる利益がある。而して必要に應じ此の焼塊を粉碎して堰堤箇所に使用する。コンクリートの混合割合は堰堤の上流面に於て 295~550 lbs/yd³ である。玉石はコンクリート容積の 5~7% 混用し、設計者の都合で適宜 17% 迄使用する事を許されて居る。

西班牙では木材は高價であるからコンクリートの型仕上げは、一般に、豫め用意してある T 型ブロックで外壁を作り此の間にコンクリートを流し込んで行ふ。此の T 型ブロックで作った外壁は後で堰堤上下流の表面となるのである。コンクリートは 6.5 呎の厚さの層に置き 72 時間経て次のコンクリートを打つ様にする。Ricobayo Dam (高さ 326 呎、コンクリート容積 500 000 yd³) では 8 時間交代で 1 日の作業 1 300 yd³、1 箇月間に 41 600 yd³ のコンクリートを打つて居る。

伸縮接手には鉛鋳を用ひ普通 50~150 呎間隔に設けて置く。一般堰堤内には内部應力測定器、溫度記録計及水壓計の設備がある。(岡崎三吉)

溢流堤下流の侵蝕防止

(E. W. Lane & W. F. Bingham "Protection against Scour below Overfall Dams" E. N. R. March 14, 1935. p. 373~378.

溢流堤を流下する流水の高速度と衝撃による下流の侵蝕に關しては地形地質其の他の事情に應じ流水の速度を減じたり或は高連の流水が直接底部に接しないやうにしたり或は構造物に危険を與へない方へ流水の方向を轉せしめたり色々異つた防止方法が考案されてゐる。是等の事實や合衆國の Bureau of Reclamation の

水理學實驗室で行つた實驗から堰堤を色々な状態に分類し夫々に適する一般的防止方法を作つて見た。どの防止方法を採用すべきか其の決定に最も重要な要素は堰堤下流部の水深と跳水をなすに必要な深さとの關係である。

良好な跳水をなす堰堤に於ては流水の有するエネルギーは殆ど内部衝撃で消滅されてしまひ流水の速度は直ちに一樣に減ぜられ底部及兩岸の侵蝕も僅少となる。故に此様な跳水を生ずる様に堰堤を設計することが望ましい。

矩形断面の水平なる水路に於ける跳水の方程式は

$$D_2 = -\frac{D_1}{2} + \sqrt{\frac{2V_1^2 D_1}{g} + \frac{D_1^2}{4}}$$

D_1 : 跳水より上流側の水深

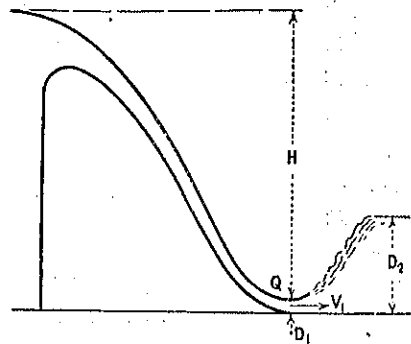
D_2 : 跳水より下流側の水深

V_1 : 跳水より上流側の流速

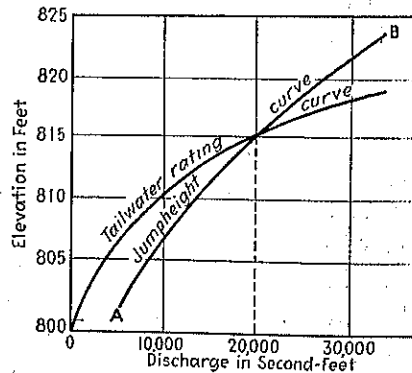
V_2 : 跳水より下流側の流速

今第 31 圖の如き反曲線形堰堤を考へ流量は堤長 1 呎に付 100 呎³/秒落差を 50 呎とすると $V_1 = \sqrt{2g \times 50} = 56.8$

第 31 圖



第 32 圖



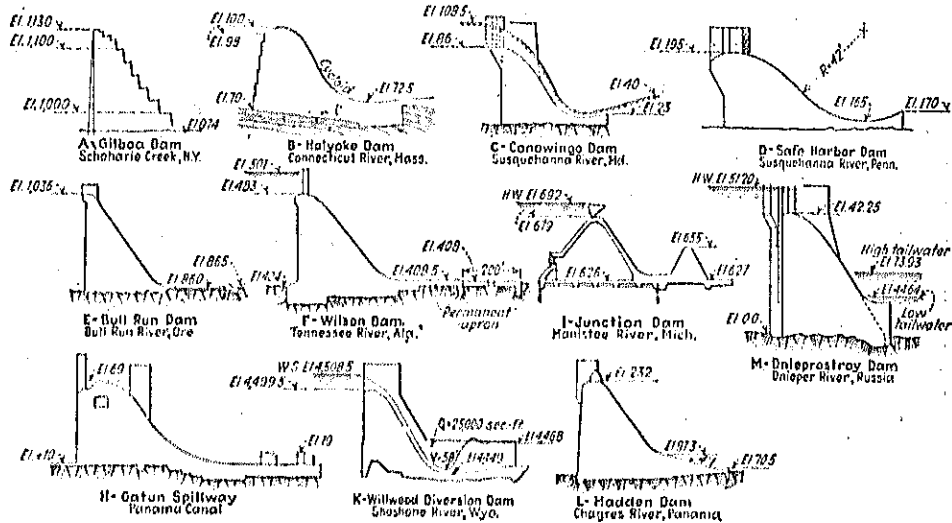
呎/秒, $D_1 = 100/\sqrt{2g} \times 50 = 1.76$ 呎とりな D_2 の式に代入すると D_2 として 19.7 呎を得る, 此の値が完全跳水を堤趾に生ぜしめるに必要な放水路の水深である。

理想としては如何なる流量の場合にも堤趾に於ける水深と流速に對し完全跳水をなすやう放水路の高さを存せしむることである。然し放水路の高さは堰堤下流

ことがある。そうすると河底及其の附近にある水の衝撃によりエネルギーが消滅される。たとへて侵蝕があつたとしても僅少で且つ堰堤から遠方であるから危険はない。

此の種の堰堤の例は第 33 圖 B, C, D, E, F, H, I, K, で其の中 E は廣い水平水門の下流端にデフレクターを

第 33 圖



の流路状態に支配され容易に理想状態を得られるものでない。放水路率定曲線 (tailwater rating curve) は第 32 圖に示すやうになるものであるが、河底と等しい高さの水門に於て完全跳水をなす跳水高曲線 (jump-height curve) は AB の如くなる。之は 20,000 呎/秒より小なる流量では放水路の高さが完全跳水に要する水深より大であるが之より大なる流量には所要の深さより小となる事を表はしてある。是等の兩曲線の位置から次の四つに分類出来る。

- 第 1 類…跳水高曲線が常に放水路率定曲線より上
- 第 2 類…跳水高曲線が常に放水路率定曲線より下
- 第 3 類…跳水高曲線が流量の小なる時放水路率定曲線より上であり流量の大なる時は下に來る
- 第 4 類…第 3 類の逆

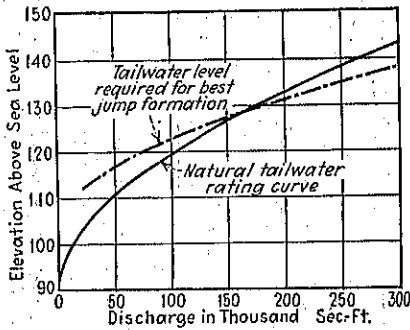
第 1 類: 此の種類のものは急に河底が低下する上流に堰堤を設けた場合に起るもので此の状態にあつては放水路水面が低く跳水をなすに必要な高さより小さい。かゝる場合には堰堤を落下する高流速の流水方向を上方に轉せしめ主要構造物から相當離れた河底部分を打つやう屈々水門に上に向つて曲線をなす形状を與へる

堰け流水を上方に逸らし落下の程廣く水面に横がらせて侵蝕を生じないやうにしたもので、H は低い放水路水面に阻水柱 (baffle pier) を有する好例で流水は阻水柱に衝突し空中に跳ね上げられ落下の程廣く河水面を打つのでその効果は水の有するエネルギーを消滅するといふよりは寧ろ衝撃面を廣くするもので且強懸する程エネルギーを消滅せず跳水作用程有效なものではない。放水路面が完全跳水を作る程高くない時堰堤下流に副堰堤を設けて水位を高め如何なる流量の時でも跳水を成すやうにした例が I である。副堰堤で水面を高める代り堰堤下部を低下し跳水を作る水深にした例が K である。

第 2 類: 之は基礎岩盤が相當の深さのところであり放水路面が跳水の形成に要する高さ以上にある場合起り勝ちのものである。此の状態で都合のよい水承部 (bucket) を有する反曲線形堰堤の場合には堰堤を流下する水は放水路の下を滑り不完全な跳水をなし、底部に滑つてかなり遠くまで高速で流れてゆく。放水路水深が跳水の形成に必要な水深に近づけば近づく程高速を持続する下流の距離が短くなる或る流量の時完全跳水を生ずるに丁度よい水深を有する水平水門であつ

たとしても流量が異なれば適当な水深を與へぬから水叩に傾斜を附けると流水は水叩を流下して居る中に其の流量で跳水を生ずる水深を得ることが出来る。然し完全跳水が水平な水叩以外に於ても生ずるか否かは疑問で Cle Elum 堰堤の模型試験によると底面の傾斜が増大するに従ひエネルギー消滅に對する効果が減じて居る。第 2 類の堰堤で傾斜水叩を有する例は第 33 圖 L で水平と垂直との比が 4:1 の割合となり其の結果跳水高曲線と放水路率定曲線との關係が第 34 圖の如くに

第 34 圖

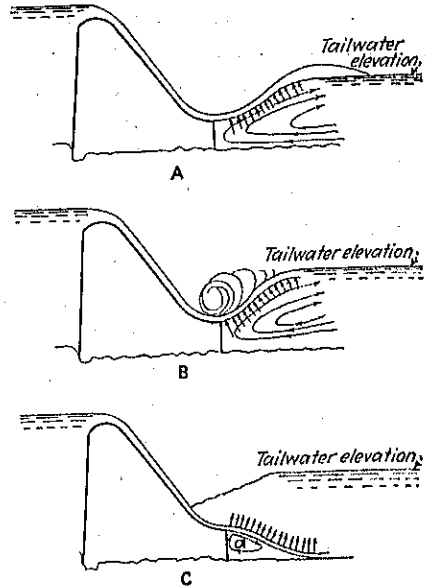


なつた。Madden 堰堤で研究された形の中に高水承型 (high bucket) と稱するものがある。之は河底上或る高さのところに曲線状の水承を設けたものである。(第 35 圖 A)。放水路面が水承の先端上で且水承の先端に於ける高流速層部分の表面より幾らか高い時には此の高流速層の頂部に載つて居る水は此の層との摩擦の爲、掃ひ流されてしまひ此の層の表面は放水路面より下になる。そうすると第 35 圖 A に矢印で示す如く高い放水路から此の層の下を通り上流に働く壓力のため水承部の先端を超へて此の層の底部に壓力が働く。すると高流速層部分は上方に向きを轉ぜられ放水路面よりも高く昇ることがある。其の水が落下して來ても河底を損することなく高流速層下に生ずる渦流の侵蝕も僅少となる。此の實際の流水状態は第 33 圖 M に示す Dnieper 堰堤の洪水時に見られる。

更に放水路面が幾分高い場合には高流速層の流路は殆ど垂直に近づき一部分は堰堤面に滑つて落下して來る流水中へ戻つて行く。(第 35 圖 B) 之が高流速層へのブレーキとなつて働き流水はそれ程高く跳ね上げられずに済む。此の場合エネルギーは完全に消滅されて河底を傷めることがない。

若し Madden 堰堤の河底の地質が逆渦流のため移動され易い細粒であるとすると細粒は逆渦流のため水承

第 35 圖



の方に運ばれ其處に砂洲を作つて放水路からの背壓を遮り高流速層を更に水平に流れるやうにするので是等の關係は不安定となつて來る。此の状態では高流速層の下にある渦流中へ其の層に滑つて纏つての水を捲き込まうとし渦流の代り第 35 圖 C の a 部分は低壓部を作る。すると放水路の壓力は此の高流速層の頂面に働き此の層を下方に流れるやう向きを轉ぜしめる。之が相當の衝撃を與へる。然し堅い岩質や逆渦流によって動かせない大きなものゝ場合には上に述べた状態は起らない。此の流水状態は溢流堰堤下の放水路が深い場合其の侵蝕防止法に關しては慎重に考慮せねばならぬことを意味して居る。

跳水を生ずるに適當な深さは水承の稍傾斜して居る部分で、且つ比較的完全な跳水を得られるから跳水高曲線が放水路率定曲線よりあまり下に離れてゐなければ比較的短い水平水叩を有する便利な水承を設ければ第 2 類への條件として充分である。2 曲線の距りがあまり著しい時は跳水を生じ得る深さが水承の急勾配面か或は堰堤の急勾配面で得られ跳水は甚だ不完全となり高流速は下流遠くまで及ぶので長い水叩が必要となる。水叩の下流端に閘 (sill) の或る種のものを用ひれば水叩の長さを相當短縮出来る。

第 3 類: 第 3 類は小流量時に放水路の水深不十分で跳水を生ぜぬが大流量時には充分過ぎる程水深のあるところに起る。之は小流量時にも水叩で跳水を生ずる

様水水平水門の下流端近くに低い副堰堤を作り人工的に水深を高め解決される。放水路水深が不十分な場合の總べての流量に對し副堰堤より上流で跳水を生ずるやう副堰堤に充分の高さを要する。所要の水深は水門を低下したり或は下流に向ひ下り勾配の傾斜水門を設けても得られる。

第3類には普通阻水柱や齒型堰 (dentated sill) 等を水門の終端に使用するのが望ましい。そうすると小流量時の高流速を消滅し且放水路面を高め跳水の構成を早めるからである。大流量の場合には放水路の水深が跳水に要するよりも大となる故前述の如く高流速層は下方に潜流し水門に沿つて流れ阻水柱或は齒型堰に當つてそのエネルギーを消滅させられる。

第4類：小流量時には放水路水深充分であるが大流量時に極めて小さい第4類の場合には副堰堤を設けるか水溜 (pool) を掘鑿して大流量時にも跳水をなすやう放水路水深の増大を計れば解決される。放水路の水深を最大流量時に要する大いさにしておくと小流量の時に要する水深以上となつてゐるが之は小流量時の目的に沿はぬことと思ふ。

放水路率定曲線：前述の問題解決に放水路率定曲線の重要なことは勿論でそれが爲には第1に此の曲線を決定する必要がある。その方法には廣い範囲に亘り流量の變化と水位の變化とを觀測したり或は計算により求めるものである。出來得るなら前者を使用すべきであらうが色々の流量に對する背水曲線の方法で放水路面高を決定しても相當満足な結果が得られる。背水曲線の方法による場合には色々の流量に對する下流諸點の水面高が亦不明である。故に堰堤附近へ遠くない中に假定水面高の誤差が消滅してしまうやうに曲線の出發點を出來るだけ遠く堰堤下流の假定水面高から始めるのがよい、尙計算しやうとする距離の下流端で同一流量に對し幾分異つた水面高を假定し、若し兩方の假定から計算して行つて堰堤箇所へ來て等しい水面高を與へたとすればその假定に基く誤謬は考慮する 必要がないことになる。(岡崎三吉)

13. 上水道

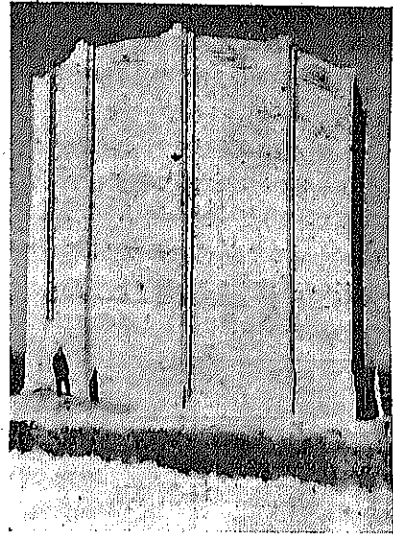
垂直繼目を有するコンクリート配水塔

(A. P. Kuranz. "Prestressed Concrete stand-pipe Built in Vertical Panels" E. N. R. April 4, 1935. p. 485~489.)

コンクリートの引張抵抗力並に繼目に於ける水密性を

考慮して、豫めコンクリートに壓縮力を加へたる配水塔が Wis. 州 Waukesha 市に出來た。同市の現在配水池容量は 24 時間分 1 000 000 gal にして、更に容量 675 750 gal. の配水塔が増設された。其の地點は適當な水壓を得るために住宅地域の小高い丘陵に選定され、從つて其の形も圓い塔に 13 本の壁柱を備へたる記念建築物の如き様式を採用した (第36圖)。

第 36 圖



此の企案は塔壁の最小厚を 10 吋と規定して入札に附し 17 204.40 \$ にて Hewett 式設計を用ひたる請負と契約を結んだ。Hewett 式とはコンクリート壁を取巻く鐵筋に豫め張力を加へ、コンクリートを壓縮して裂傷の發生を防止するものである。塔は内徑 50 呎有效水深 40 呎 1 吋にして屋根は同じく Hewett 式の鐵筋コンクリートドームなり。塔體は内部の主コンクリート層と外部の保護コンクリート層との 2 層より成る。内部コンクリート層は徑 5/8 吋中心間隔 13 吋の垂直主鐵筋を有する厚 10 吋の複鐵筋コンクリートにして、此の外側に徑 20/32 吋と 1 1/8 吋の水平鐵筋を配しターンバツクルにて緊め付くる。外部コンクリート層は徑 3/8 吋中心間隔 12 吋の垂直主鐵筋を有する厚 4 吋の單鐵筋コンクリートなり。コンクリートの施工軟度は試験の結果セメント 1 袋に對し 5.5 gal. の水を用ひた。又配合はセメント 1 袋に付き内部層に對して砂 224 lbs. 1/4~5/8 吋砂利 118 lb. 5/8~1 1/4 吋砂利 148 lbs. 外部層に對しては砂 245 lb. 1/4~5/8 吋砂利 105 lbs. 5/8~7/8 吋砂利 136 lbs. の割合である。

施工に際して内部コンクリート層は 8 區間に外部コ

ンクリート層は12区間に分ち、内部層は8~12時間連続してコンクリートを打ちその日に完成せしめた。コンクリートは6階段の足場にて運び、充分に突固めたる結果蜂窩状組織の出来るのは底部の1箇所に過ぎなかつた。内部コンクリート層は Hewett 式なるを以て施工機目には特別の工法を必要としないが、單に壁の内面に沿つて厚2吋幅4吋づゝの凹所を設け之にセメントと鐵屑のモルタルを填充した。外部コンクリート層の施工機目は型枠に使用せる重油にて隣接部分との密着を避けコンクリートの收縮を此の面に集中せしむる方針をとつた。塔壁の内面仕上げは水と壓搾空氣にて汚掃したる後2層のアスファルト乳劑を塗り更に1/8吋のアスファルトと砂の混合劑を塗布す。塔は洩水試験の爲外層コンクリート打ちに先立つて灌水したが壁面に濕氣を帯びる程度の洩水さへなかつた。

因に Waukesha 市に於いては此の配水塔の完成により火災保険料金が低廉となり今後4箇年間は此の節約金額のみにて工費を償ひ得るとの事である。

(米屋秀三)

濾過能率の一計算法

(Herbert E. Hudson, Jr. "A Method of Calculating Efficiency of Filtration". E. N. R. April 11, 1935. p. 528~530)

濾過能率は濾過場に於ける實際の濾過水量と名義上の濾過水量(濾過面積と濾過速度の積)との比に依て決定するのが最良の方法であると筆者は信ずる。この方法は何れの濾過場に對しても適用出来るのであるが、それにはその濾過場に相應した條件を考慮に入れねばならない。次に掲げる計算例に於ては Chicago 實驗濾過場の實驗に基いて次の如き推定を行つた、(a) 濾過池を満足に掃除するには 15 gal./呎²/分の洗滌水を必要とする。(b) 1回の洗滌に對する濾過機の休止時間は約45分間である。(c) 洗滌時間の平均は次の通りである。

$$TP = 1.08\sqrt{R} + 0.5$$

茲に TP: 1 持續當りの洗滌時間(分), R: 持續長(時間), この中には洗滌弁の緩慢なる閉閉操作に對して 0.5 分を見込んである。而して 2.5 分より短い時間の洗滌は行はないものと假定する。(d) 大なる濾過に對しては濾過面積の約 3.2% は有效でない。(e) 濾過持續長は次の關係に依て變化する。

$$H = \frac{K}{V^{1.75}}$$

茲に H: 損失水頭が 8 呎に達する迄の濾過持續長(時間), V: 濾過速度 (gal./呎²/分), K: 使用する處理法に於て決る定數。

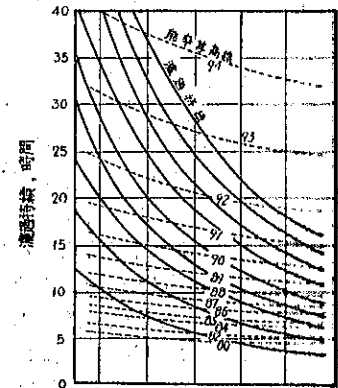
本計算例に於ける最初の條件として或る豫備處理、濾過速度及び濾過機のもとに於ける濾過持續を 10 時間とする。これに洗滌に要する休止時間 0.75 時間を加算すると 10.75 時間となる。この總持續長を以つて計算すると 1 日當り 2.23 持續行はれることになり、又 1 日當りの實際の濾過時間は 22.3 時間となる。1 回の洗滌に要する洗滌水量は 15 g. p. m./呎² に 2.23 分を乗じたもの、即ち 42.4 gal/呎² となる。1 回の洗滌に要する 42.4 gal に 1 日當り 2.23 持續を乗ずることによつて 95 gal の洗滌水が各 1 呎² の濾過面積を毎日掃除するに必要なことを知る。各 1 呎² の濾過面積は實に僅か 22.3 時間濾過することによつて 2 g. p. m./呎² の速度で毎日 2 670 gal の淨水を生産する。この中から使用する洗滌水を差引かねばならないから、消費量を考慮した場合の有水量は 2 581 gal となる。

$$\frac{2581 \text{ gal (1日當り濾過量)}}{2 \text{ g. p. m./呎}^2 \times 60 \text{ 分} \times 24 \text{ 時間}} = \text{效率 } 81.6\%$$

處で濾過機の有效率を 96.8% と假定すると、濾過場の濾過能率は 96.8 × 89.6%, 即ち 86.9% となる。

次に (e) に於ける濾過速度と濾過持續長との關係は、豫備處理法並に濾過機の機能の種々なる場合に對して第 37 圖に於て實線を以て示してある、故に持續

第 37 圖 濾過持續長及濾過能率に及ぼす濾過速度の影響



長が解れば處理法に依て或濾過速度が決まるかから、之等の曲線に依て他の濾過速度の場合には如何なる持續長となるかを知ることが出来る。

勿論、本研究に使用した假定及び事實は何處にし適用されると云ふ譯に少かない。然しながら如何なる濾過場に對しても其處に相應した關係を當嵌めることに依て此の方法は適用され得る。例へば第 33 圖は 1 回の

洗滌に對して濾過機を休止する時間が35分、又濾過持續の如何に拘らず1回の洗滌に對し約45gal/呎²の水を使用するものと假定した10m.g.d.濾過場に對して描いたものである。更に同一の濾過持續—濾過速度關係を保ち、又豫

備の濾過機を有しないと云ふ、假定のもとにある。これに依てある要求する濾過場生産量を出すには如何なる濾過速度が必要であるかと云ふことが求められる。

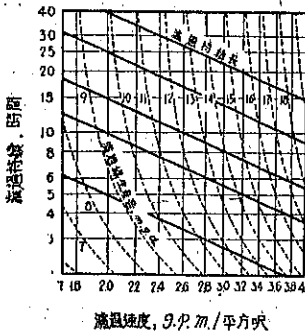
次に濾過速度と濾過持續長との關係が $H=K/V^{1.5}$ に依て表はし得ることは第10~12表に依て了解出來よう。第10表は4箇の鋼製濾過機を使用して14箇月を1期間とし濾過速度を異にして實驗した結果を示したものである。

第10表 鋼製濾過機に依り種々なる濾過速度に對して測定した充塞速度 (1928~1929年)

年 月	1.6 g.p.m./呎 ²	2.0 g.p.m./呎 ²	2.4 g.p.m./呎 ²	2.8 g.p.m./呎 ²
1923-10...	0.411	0.505	0.529	0.604
1923-11...	0.490	0.615	0.784	1.013
1928-12...	0.368	0.407	0.511	0.592
1929- 1...	0.480	0.582	0.739	1.008
" - 2...	0.227	0.272	0.356	0.501
" - 3...	0.248	0.295	0.304	0.503
" - 4...	0.489	0.587	0.721	0.907
" - 5...	0.304	0.344	0.444	0.682
" - 6...	0.353	0.409	0.649	0.978
" - 7...	0.360	0.402	0.576	0.813
" - 8...	0.414	0.517	0.544	0.804
" - 9...	0.290	0.396	0.498	0.623
" -10...	0.125	0.164	0.224	0.269
" -11...	0.099	0.110	0.172	0.215
平均	0.331	0.409	0.508	0.684
平均濾過持續時間	25.8	20.1	15.4	11.3

更に1932年に5.5箇月を1期間とし、4箇の鋼製濾過

第38圖 10-m.g.d. 濾過場の生産量に及ぼす濾過速度及び濾過持續長の影響



機を再び運轉して見た。之等の結果は第11表に示した通りである。

第11表 鋼製濾過機に依り種々なる濾過速度に對して測定した充塞速度

(自1932年1月5日至1932年6月16日)

濾過速度 (g.p.m./呎 ²)	2.0	2.5	3.0	3.5
平均充塞速度 (呎/時間)	0.214	0.336	0.393	0.468
平均濾過持續 (時間)	33.58	20.75	17.35	13.86

1931年12月に6箇の硝子筒濾過機を2.5箇月を1期間として6種類の濾過速度で運轉した。この實驗の結果は第12表の通りである。

第12表 硝子筒濾過機に依り種々なる濾過速度に對して測定した充塞速度

(自1931年12月4日至1932年2月21日)

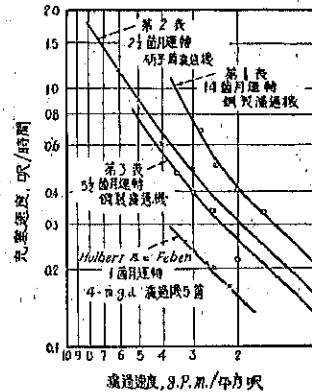
濾過速度 (g.p.m./呎 ²)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
平均充塞速度 (呎/時間)	0.156	0.263	0.485	0.606	0.896	1.178
平均濾過持續 (時間)	43.2	26.1	13.4	9.9	6.13	4.26

第39圖は以上の充塞速度 (clogging rate) と濾過速度との關係を示したものである。茲にダッシュ線はDetroitに於て實測したHubert及びFehenの研究の結果を示したものである。

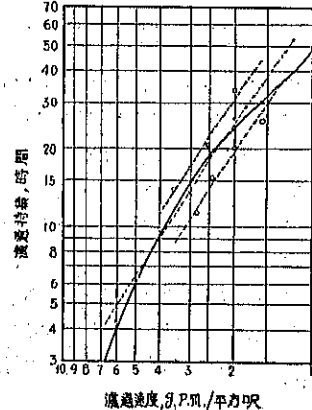
尚、濾過持續長と濾過速度との關係は第40圖に示してある。之等の直線は $H=K/V^n$ なる式を表はしてあるのであるが、Chicagoの實驗に對しては $n=1.5$ が好く當嵌まる様である。

(玉置廠)

第39圖 充塞速度に及ぼす濾過速度の影響



第40圖 濾過速度に及ぼす濾過持續の影響



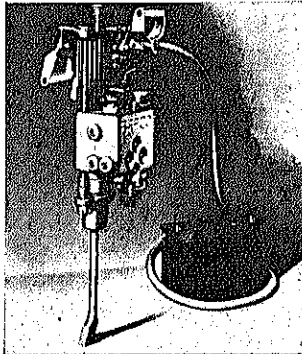
18. 鐵 道

ガソリン タイタンパー

(Railway Age. April 20 1935.)

道床を搦固めるに用ふるタイタンパーには 壓搾空氣を用ひたものや、電動機を用ひたものがあるが、第 41 圖に示したものは Chicago の Barco 會社の製作にかゝるガソリンを用ひたタイタンパーであつて、點火スイッチを入れて、上に出でゐる起動ボタンを押し下げるとエンジンが動き出す様になつてゐる。之に用ふるガソリンのタンクはエンジンと共にタイタンパーに取り付けてあるが、點火電流には 9 ボルトの乾電池を用ひ、之を傍の箱の中に入れて置くのである。尙タイタンパーを 4 組同時に使ふ場合には此の電池の箱をまとめて小さいトロリーに積んで運ぶ様にすれば便利である。(高橋憲雄)

第 41 圖 Barco ガソリン タイタンパー



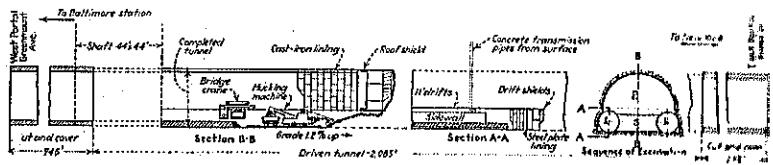
新隧道の設計、施工に當り問題となつたのは次の諸點である、即ち

(1) 被覆が坑門の所では全然無く、厚い所でも 30 ft 位しか無いこと、(2) 本隧道掘鑿個所の地質は砂、砂利、粘土及び泥土等の變化多き層より成る氷河堆積層であるが、果して斯様な地盤中に隧道を施工なし得るや、否や(3)、被覆土質中に於ける變化多き含水状態及び、(4) 之は最も重大なことであるが舊隧道に接近して居ると云ふことである。而して之が爲には地盤の移動や壓力の變化を生じ、延いては舊隧道に更に大なる歪み一既に歪みの爲に有效高を大分減じて居るのであるが一を起すであらうことは確實なことである。

之等の條件のもとに Pennsylvania 鐵道の主任技師 T. J. Shillman 氏は顧問技師 James Forgis 氏に隧道の設計、施工を委嘱した。

その結果隧道延長 3 326 ft の中兩端の部分 916 ft (西口)及び 295 ft (東口)は切開き工法により、中央部 2 085 ft は最も完全性に富める盾構式工法が採用された。施工に當つては最初に圓形盾構によつて 2 本の導坑を掘

第 42 圖



り、此の中に築いたコンクリート側壁の上に埋込んだ軌條に沿つて屋根型盾構を進め、前面に於て掘鑿する一方他端に於ては鑄鐵製セグメントによつて覆工を仕上げて行き而して最後に仰拱のコンクリートを打つて行つたが此の工程は第 42 圖に示す通りである。

第 43 圖に於て判る様に本隧道の内法は、幅即ち半圓型を爲すアーチ覆工の内徑 83 ft、高 24 1/2 ft、外法は幅 40 ft、高 20 ft で盾構式工法による隧道としては本國に於て最大のものである。

鑄鐵製セグメントは第 44 圖に示す如く深さ 14 in のフランジを有し、幅は 80 in であるが之には通常のものと變つて 8 in もある大きな孔が開けられてゐる。此の孔はグルーティング用のもので之に取付ける爲に特別のグルーティング・ノツプルが作られた。而してアーチ覆工に用ひた鑄鐵の總重量は隧道延長 1 ft 當り 8 850 lb に達してゐる。

導坑用圓型盾構は普通のものと同じ鑄鐵製セグメントをボルト締めたものに 1 in 厚の外殻を被せたもの

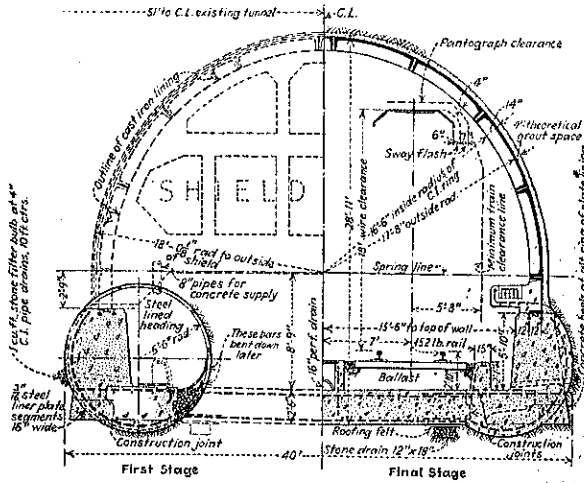
19. 隧 道

軟地盤中に於ける困難なる隧道工事

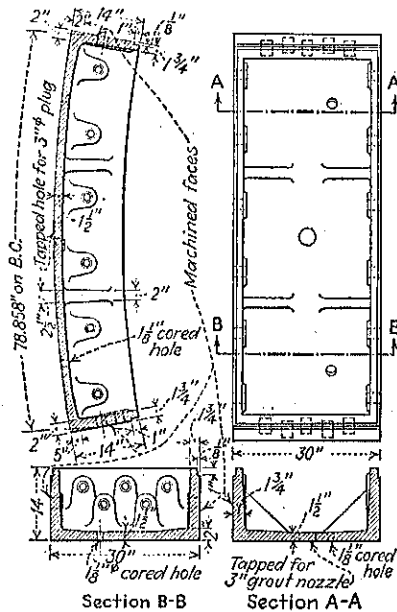
(“Driving a Difficult Tunnel in Soft Ground”) (E. N. R. April 11, 1935. p. 509~515.)

Pennsylvania 鐵道が Baltimore に入るために設けられた隧道——之は Union 鐵道隧道として有名であるが——は 1873 年に建設されたもので今や損傷甚だしく、加ふるに現時の要求に適しなくなつたので、數年來之が改築が考慮されて居た。即ち新に隧道を掘鑿するか或は在來の隧道を修築するかであるが、諸種の都合上結局在來の Union 隧道に沿つて新に 1 本隧道を掘鑿することとした。

第 43 圖



第 44 圖



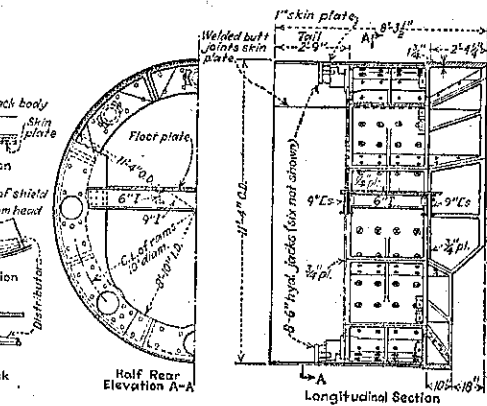
19t である。

屋根型盾構は外径 36 ft 高 20 ft 9 in, 此の種のもので軟質地盤に用ひられた中では最大のものである。20 個の水壓缸重機その他水壓機構一切を含めて総重量 223t に達する大きなものである。

之等盾構の進捗状況は 1 日平均約 15 ft で屋根型盾構は導坑用盾構から約 500 ft 遅れて進んで行つた。

使用コンクリートは凡て之を中央バツチング・プラントから 5-yd の移動ミキサーによつて現場にあるポンプ迄運び、更に 175~200 ft 間隔にある 6 in 管によつて導坑内に下した。而してコンクリートを流したる後は管を清掃するのであるが之には水や不要コンクリートの隧道内に入ることを避ける爲に巧妙な方法が採

第 45 圖



用された。

盾構式工法によれる隧道は地盤よりの最大深が 60 ft 以下なりしにも拘らず、経費の示した結果によると切開き工法によるものより寧ろ安いと云ふことが判つた。

因に本工事は New York-Washington 間の鐵道電化準備上重要な部分であつて、1933 年 7 月 17 日に着工、翌 1934 年 9 月 19 日に完成し、本年 2 月早々既に運轉を開始した次第である。(高島健二)

より成り第 45 圖に示す如くその外径は 11 ft 4 1/4 in. 長は 8 ft 3 1/2 in. であつて、8 個の水壓缸重機を有し、それら水壓機構の重さ 4t を加へ 1 個の盾構の重さは