

目次

第 21 卷 第 9 號 昭和 10 年 9 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. コンクリート及鐵筋コンクリート
- 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 灣
- 16. 道 路
- 17. 都市計畫
- 18. 鐵 道
- 19. 隧 道
- 20. 雜

1. 土 木 一 般

地上からの高さとも風速

(W. Watters Pagon, "Wind Velocity In Relation to Height above Ground" E. N. R. May 23, 1935 p. 742.)

高さ零なる地上に於ける風速は零であるべきであつて、地上からの高さに関り如何に變化するかは数人の研究者によつて観測された。1880年 Stevenson は高さ 50 呎以下の観測から 50 呎以下の高さに適用し得る  $V/V_{50} = (H+7.2)/(H_0+7.2)$  という式を導いた。然し此の式では  $H=0$  の場合でも或る一定値の風速を有することになり實際と一致せぬ。1885年 Archibald は 1300 呎の高さの風から風速計を對にして吊し其の實際から  $V_1/V_2 = (H_1/H_2)^{1/4}$  なる式を導いた。指数  $n$  は高さ 1095 呎及 707 呎の所の器械では 0.2 で 250 呎及 102 呎の所の器械では 0.75 であつたが、其の平均をとるとして居る。兩式は何れも相對的數値で與へられて居るもので基準を定めるためには更に多くの資料を要する。1915年に Wing はアイルランド Balleylamion の 492 呎及 306 呎の無線電信塔で風速計観測をなし地表に近い高さに於ける風速に基づき

$$v = 1/2 V_0 \{1 + \sqrt{1 + 4.77 v_0^2 H - 0.205 v_0^2}\}$$

といふ式を出した。但し  $v_0 = v/1000$  である。又 1930 年に Scrase が風速は温度 0 度の場合、高さ  $z$  の 0.13 乗で變化することを發見した。

地上の地物の境界に於ける空氣層や風洞管などの観測によると風速は地上からの距離の  $1/n$  乗で異なるもので此の  $n$  の値は  $n=7$  で一般には 7 が用ひられて居る。Prandtl と Tollmien とは風と熱との影響を蒙らない適當な粗面のパイプ中の渦流と比較し  $n=6.38$  と考へ高さ  $z$  の 0.157 乗で變化するものとした。1931年 Bryant は Taylor の旋風傳導論 (eddy conductivity theory) に基いて海の風速を 4 種に分けた。然し彼の

観測最高は 130 呎で其の適用範圍も 15 呎以上 130 呎以内の比較的表면에近い場所に限る。彼の言ふ所によると海で最大風速勾配の起るのは低い旋風傳導率の時最初の 2000~3000 呎内にてあつて曇つた空で軟風位の時に適用し得る。最低風速勾配は空がよく晴れ太陽が輝いてゐて、それでいて烈風位の相當強い風の時に起るが又軟風で海が珍しい程静かな場合にも起ることがあると。此の説は Taylor の論文を研究すれば証明になる。Taylor の記號を用ひると最低風速勾配の場合 Bryant の曲線は  $\alpha=20^\circ, K=1000$  として Taylor の公式から導かれ最大風速勾配の場合は  $\alpha=45^\circ, K=45000$  である。Bryant の曲線の平均状態を Prandtl のパイプの公式から求めて見ると風速毎時 50 哩に相當する。

旋風傳導論 (eddy conductivity theory) : Taylor の此の説は Osborne Reynolds が説へた風速増大の方向に下方の空氣の引かれる力  $F = -\rho u' w'$  に等しいといふ理論に基いてゐる。但し  $\rho$  は空氣の密度で  $u'$  と  $w'$  とは渦流速度の  $x$  及  $z$  分速度が平均速度から片寄つて居る其の片寄りである。又  $u', w'$  上の横棒は平均を意味するものである。彼は渦流空氣の擴散作用は渦の性質に基づくものと推定し固體の熱傳導に等しく渦流傳導率として係數  $K$  を考へ大體  $1/3 ued$  に等しいものとした。但し  $w$  は風速の垂直分速度で  $d$  は渦が生じた所から上昇して周圍の空氣中に消散してしまふ迄の高さの平均である。即ち之は Prandtl の混和距離に相當する。

回転する地球上の空氣の粘性流動の式から Taylor は地表條件や粘性が其の流動に影響する所より上空部分の定法に關し高さ  $z$  に於て  $H$  に直角な 3 方向の流動の式を導いた。此の upper geostrophic 或は傾斜風 (gradient wind) は氣壓勾配から求められるもので  $G = (dp/dn)/\rho \sin \lambda$  に等しい (E. N. R. May 9, 1935, p. 605)  $K$  は c.g.s. 單位で表はされて居り小さな値から 300000 の範圍に變はる。今  $\gamma = \sin \lambda / K$  を  $B$  で表はし、 $\alpha$  を  $z=0$  に於ける地上風と  $z=Z$  に於ける風

斜風との間の角度とし高さの増大と共に時勢廻りに増加するのを正として次の式を導いた。

$$1 - \frac{u}{G} = e^{-Bz} \sin \alpha \left[ \cos(Bz - \alpha) - \sin(Bz - \alpha) \right]$$

$$\frac{v}{G} = e^{-Bz} \sin \alpha \left[ \cos(Bz - \alpha) + \sin(Bz - \alpha) \right]$$

但し  $u$  は高さ  $z$  に於ける風速の等壓線の方向の分速度  $v$  は同様等壓線に垂直な方向の分速度である。  $Q$  を  $u$  及  $v$  の合力とすると

$$\frac{Q^2}{G^2} = 1 - 2 \sin \alpha e^{-Bz} \left[ \cos(Bz - \alpha) - \sin(Bz - \alpha) \right] + 2 \sin^2 \alpha e^{-2Bz}$$

$z=0$  に對しては簡單となり

$$u_0 = G \left[ 1 - \sin \alpha (\cos \alpha + \sin \alpha) \right]$$

$$v_0 = G \sin \alpha (\cos \alpha - \sin \alpha)$$

$$Q_0 = G (\cos \alpha - \sin \alpha)$$

此の式を Wing の結果に當てはめて見ると大體  $\alpha = 0.29^\circ$ ,  $K = 43000$  で良く一致する。  $z = 300 \sim 1500$  では Prandtl のパイプの公式に良く合ひ又 Bryant の平均海洋状態とは全くよく合ふ。

**建築物への風壓：** 風速が傾斜風より劣る高さの箇所でパイプの公式又は指數公式を積分して (Taylor の公式は取扱ひが面倒) 高さの異なる建物の平均風速を求めるのは興味深いものである。最低高の  $Z$  では

$$\tan \alpha = \frac{\sin BZ - \cos BZ}{\sin BZ + \cos BZ - e^{-BZ}}$$

となり何れの式でも解しいことが解る。  $BZ = 45^\circ = 0.7854$ (弧度法) で  $\alpha = 0$  となり  $B = 1.459$ (弧度法) では  $\alpha = 45^\circ$  となる。北緯 40 度の緯度に対し

$$B = \sqrt{\frac{\omega \sin \lambda}{K}} = \frac{0.80}{1000\sqrt{K}}$$

であるから  $Z$  を呟 (1呟 = 30.48 cm) で表はすと  $Z/\sqrt{K} = 4.8 BZ$  となる。次の表は  $\alpha$  を  $Z/\sqrt{K}$  で與へてあるから  $\alpha$  と  $K$  とを假定すると  $Z$  の値が求められる。

BZ		
弧度法	度	$\alpha$
0.7854	45°00'	0°00'
0.8000	45°50'	1°13'
0.9000	51°30'	0°20'
1.0000	57°20'	10°30'
1.2000	71°30'	33°05'
1.4000	80°10'	42°00'
1.4515	83°10'	44°47'

$K$  や  $\alpha$  の値があまり不確かに考へられる時には Taylor の式の代り或る等値指數曲線を用ひるとよく一致する

ことがある。Taylorによれば開けた土地では  $\alpha = 20^\circ$  として  $K = 60000$  なる數値は強い夏の風に  $K = 30000$  は冬の風に又大都市では  $\alpha = 45^\circ$  として  $K = 100000 \sim 80000$  と假定するがよいと。そうすると前表の  $Z$  の値を用ひ  $Q/G = (z/Z)^{0.67}$  を得る。風壓は風速の自乗に比例する故に  $z$  なる高さに於ける平均風速を得るため前式を積分すると  $Q_m/G = C z^{0.67}$  を得る。但し  $C = (1/1.145 Z)^{0.67}$  である。

勿論高さが  $Z$  以上では風速が一様であるものと考へられてゐる。平均して傾斜風は地上 1250 呟で得られる故之を代入して見ると  $Q_m = 0.281 G z^{0.67}$  となる。

高さ  $H$  の建物の於ける平均風速は頂部の風速の 7/8 倍で頂部の風速は  $Q/G(H/1250)^{0.67}$  に相當する。 $Z$  以下の高さの建物に對して風壓の中心は  $H$  の 57% の位置にあり高さが  $Z$  を超えると夫より上に存する定風部分に相當するだけ風壓の中心が移動することになる。

**山岳の影響：** 風が山側及山頂を吹きまがる状態は丁度水平な牛角柱や半圓筒の場合と等しいと考へられる。

今風の方向に鋭の切目状の三角處を考へて見やう。山頂よりも谷間に大なる風速のあるといふことや風向きの如何に拘らず谷間を渡る風は部分的旋風で妨害されぬ限り殆ど方向が一定であることが解る。又大略的に三角形の山の頂上の風速は接近風速の 1.5 倍となる。ぶつきらばらに吹き出で居る山側のある山では非常に高風速を生ずることがあり、橢圓體型では兩側に高風速部分が生ずる。高山では又高さの高まるに従ひ風速も増加し空氣の密度も異なる。又其の兩方空氣の流れに影響を及ぼすものである。

獨逸でグライザー 發達の結果明にされて來たことであるが影響の高さ (height of influence) と稱し空氣の流れが一定である層が存在することが解つた。山頂から其の高さまでの距離は山の形や高さ又は空氣中或は山に沿ふての溫度の減退率や大氣の溫度等にもより異なる。

Pockels は等温、露熱、擬似露熱の各場合に對し或る假定に基いて理論的結果を導いた。彼の研究によると水平分速度は頂上で最大であり、谷間の底では最低となり山腹の中央部に於ける自由氣流の水平分速度に等しいと、此の山腹の中央部では垂直分速度が最大で  $u \tan \alpha$  に等しい。但し  $u$  は風速で  $\alpha$  はその點の傾斜角である。Idrne は傾斜最大 25 度位の色々な觀測から此の理論の確證を與へてゐる。

**海濱に沿ふ風：** 風が海から陸に向ふて吹く場合陸地がたとひ海水面高に等しい高さであつたとしても相當

地表には摩擦抵抗があるので下方は其の速度を減少せられる。従つて流動部分の層が厚くさせられることになる。之は丁度小さな丘が途中にあると同様な影響となるのである。是等の事から引いては又上層の風速が増大させられる。沖に向ふ風の場合は之と全く逆であつて1500呎の高さに於てすら下層にあつた流れが見出されることがある。(岡崎三吉)

## 2. 應用力學

### 歪が無限小でない場合の棒の延び

(B. R. Seth, "Finite Strain in Elastic Problems" Phil. Trans. Roy. Soc. Series A, No. 738, Vol. 234.)

現在の弾性の問題は、變位  $u, v, w$  及びその微係数の2次以上の項が無視し得る程度のものに限られてゐる。Seth氏は2次迄の項を棄てないで或種の問題を解いてゐる。従つて普通の方法では非常に難しい様なものでも、大分難かしくなつて了ふが、Seth氏は其中でも容易なるものを3種ばかりやつてゐる。此處では其の中でも一番易しく、一般に興味のあるものを選んで御紹介する。

$u, v, w$  及びその微係数の2次迄の項をとると、歪の成分は次の様に書ける(これの導き方は Filon-Coker の Photo elasticity p. 188 を参照のこと、但し次の項を棄てずに普通と同じ方法によるのである)。

$$S_x = \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial y} - \left[ \frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial x} \right]$$

今  $\delta = S_x + S_y + S_z$  とすれば、應力は

$$\bar{x}\bar{x} = \lambda\delta + 2\mu S_x, \quad \bar{y}\bar{y} = \mu\sigma_{yy}$$

等と書ける。今  $u = x - px, v = y - qy, w = z - rz$  と假定すれば、上の式から、 $S_x = (1-p^2)/2, S_y = (1-q^2)/2, S_z = (1-r^2)/2, \sigma_{xy} = \sigma_{yz} = \sigma_{xz} = 0$  となる。又  $\bar{x}\bar{x} = \bar{y}\bar{y} = 0$  なる様に  $p, q, r$  等を調ふのである。すると  $p^2 = q^2, (3\lambda + 2\mu) - 2\lambda + \mu p^2 + \lambda r^2 = 0$  今、圓柱の端の面に、一様な引張り  $T$  が働くものとすれば、

$$2T = (3\lambda + 2\mu) - 2\lambda p^2 = (\lambda + 2\mu)r^2 \\ = E(1-r^2)/2 = ES_x$$

これから  $r = \pm(1-2T/E)^{1/2}$

すると  $p = q = (1+2\eta T/E)^{1/2}$  となり

$$u = x \left[ 1 - (1+2\eta T/E)^{1/2} \right]$$

$$v = y \left[ 1 - (1+2\eta T/E)^{1/2} \right]$$

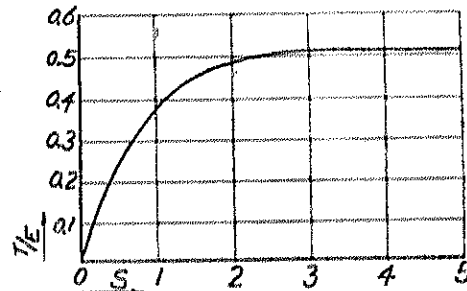
$$w = z \left[ 1 - (1-2T/E)^{1/2} \right]$$

となる。故に今  $z$  方向の延びを  $s$  とすると

$$2T = ES_s = E \{ 1 - 1/(1+s)^2 \} \\ = E(2s - 3s^2 + 4s^3 \dots)$$

となる。即ちこれは一つの棒をその長さの方向に引張つた時の關係を示すものであり、Gerstner, Werthem, Thompson 氏等の實驗とよく一致する。これを圖示すれば第1圖の如くなり、普通の材料の引張り延びとの圖によく一致してゐる。(最上武雄)

第 1 圖



### 捩りを受くる構造用鋼梁

(Inge Lysø and Bruce G. Johnston, "Structural Beams in Torsion" A. S. C. E. April 1935, p.460-508.)

本稿は (1) 捩りに就ての概説, (2) Prandtl の薄壁試験, (3) 構造用 I 型及 H 型鋼の捩り係数の決定, (4) 純粋なる捩りを受ける場合の突縁及腹部に於ける剪断應力の算式, (5) 突縁と腹部との間の隅肉に於ける剪断應力に及ぼす捩りモーメント及曲げモーメントの影響, (6) 一端又は両端固定の梁に於ける最大剪断應力及縦方向の最大線應力の算式, (7) 端部に於て高度の固定度を得る爲の設計方法, 最後に (8) 捩りに對する設計公式の計算例及數多の實驗結果を記し、此處で求めた算式に對して論議を興へたもので、この内、要點と思惟するは (3), (4), (6) に就て結果のみを略記する。

a) 捩り係数  $K$  の決定: 捩りを受ける梁に於ては次式が成立する。

$$T = KG\theta$$

但し  $T$ : 捩りモーメント

$G$ : 剪断弾性係數

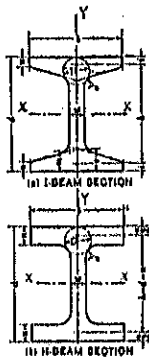
$\theta$ : 単位長さに就ての捩れ角 (radian 単位)  
 而して  $K$  は材質及断面の形に依て決る係数で、I 型鋼及 H 型鋼に對しては次式より求む。

$$K = \frac{b-m}{8} (m+n)(m^2+n^2) + \frac{1}{8} (d-2m)w^3 + 2\alpha D^4 - 4I_r m^4$$

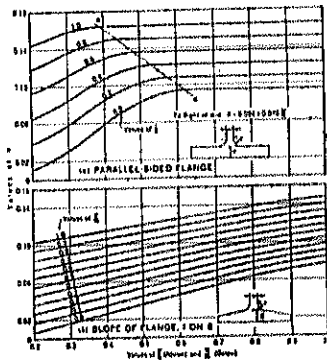
(突縁の邊平行の時は  $m=n$  とす)

但し各符號は第 2 圖 (a), (b) 及び下に示すが如し。 $\alpha$  は第 3 圖の曲線より求む、(上は突縁の邊が平行なもの、下は突縁の邊が 1:6 の傾斜をなすものに対する曲線なり)。

第 2 圖



第 3 圖



又突縁の邊の傾斜が 1:30 のものに對しては  $\alpha = 0.006 + 0.021 \frac{m}{m} + 0.073 \frac{r}{m}$ , 傾斜が 1:50 のものに對しては  $\alpha = 0.084 + 0.007 \frac{m}{m} + 0.071 \frac{r}{m}$ ,  $V_s$  は次の値の如し。

突縁の邊の傾斜 $S =$	1/6	1/30	1/50	1/∞ (水平邊)
$V_s$	0.12441	0.11023	0.10707	0.10504

$D$  は第 2 圖 (a), (b) に示す内接圓の直徑なり、又次式より求むるも可なり。

$$D = \frac{(n+r)^2 + w \left( r + \frac{w}{4} \right)}{2r+n}$$

..... 突縁の邊平行なる場合

$$D = \frac{(B+z)^2 + w \left( r + \frac{w}{4} \right)}{B+r+z}$$

$z$  = 第 2 圖 (a) に示す突縁の最大厚

$$H = rS \left[ \sqrt{\frac{1}{S^2} + 1} - 1 - \frac{w}{2r} \right]$$

..... 突縁の邊傾斜せる場合

b) 純粹なる捩りを受ける場合の突縁及腹部に於ける剪断應力の算式: 自由端を有する I 型鋼梁及 H 型鋼梁に於ては最大剪断應力は一般に突縁外側の

中心線或は突縁と腹部との境の隅肉の所に滑ひて生じ、其の最大剪断應力は次式より求む。

突縁に於ける最大剪断應力:—

$$\tau_f = \frac{T(D+n)}{2K} \dots \text{突縁の邊平行なる場合}$$

$$\tau_f = \frac{T(D+m)}{2K} \dots \text{突縁の邊傾斜せる場合}$$

腹部に於ける最大剪断應力:—

$$\tau_w = \frac{T(w+0.8r)}{2K}$$

$r$ : 隅肉の半徑

c) 兩端固定梁に於ける縦方向最大縁應力及最大剪断

應力の算式: 兩端固定の梁に於ては、梁の兩端に反りを生じ、此の爲に曲げモーメントを發生す。故に梁の強度を支配するものは、此の曲げモーメントに依る縦方向縁應力か、或は梁中央に於ける横断剪断應力と捩り剪断應力との和から成る最大剪断應力か、何れか一方なり。

梁端に於ける縦方向縁應力は:—

$$\sigma = \frac{Tbh}{hI_y} \tanh \frac{l}{2a}$$

$l$ : 梁の長さ,  $h, b$ : 第 2 圖に示す寸法

$I_y$ :  $Y$  軸に關する断面の慣性モーメント

$E$ : 弾性係數,  $G$ : 剪断弾性係數

$$a = \frac{h}{2} \sqrt{\frac{EI_y}{GJ}} \quad h \text{ は近似的に } h = d - \frac{m+n}{2}$$

として可なり。

梁中央に於ける最大剪断應力は:—

突縁外側中心線に於て

$$\tau_f = T \left[ \frac{l^2}{4hI_y \cosh \left( \frac{l}{2a} \right)} + \frac{(D+n)}{2C_e} \right]$$

..... 突縁の邊平行なる場合

$$\tau_f = T \left[ \frac{l^2(2n+m)}{12hmI_y \cosh \left( \frac{l}{2a} \right)} + \frac{(D+m)}{2C_e} \right]$$

..... 突縁の邊傾斜せる場合

但し  $C_e = K \left[ \frac{\cosh \left( \frac{l}{2a} \right)}{\cosh \left( \frac{l}{2a} \right) - 1} \right] \left[ \frac{1}{1 + 2.05 \frac{l^2}{\pi^2}} \right]$

腹部に於て

$$\tau_w = \frac{T(w+0.8r)}{C_e}$$

d) 両端固定梁の全長に渉る捩れ角： 両端固定梁の全長  $l$  に渉る捩れ角  $\psi$  は次式より求む

$$\psi = \frac{7l}{C_A C_G}$$

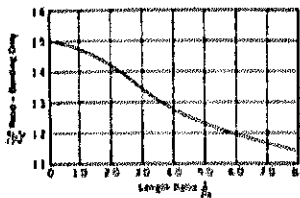
$C_A$  は  $C_G$  に對して下に示す (A) 式に依る曲げモーメントに由來する補正と 第 5 圖の長さに由來する補正とを爲したもなり。

曲げモーメントに由來する補正は

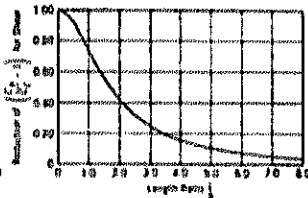
$$\frac{C_A}{C_G} = \frac{(\cosh \frac{l}{2a} - 1)}{(\cosh \frac{l}{2a}) - (\frac{2a}{l} \sinh \frac{l}{2a})} \dots (A)$$

之を圖示すれば第 4 圖の如し。長さに依る補正は第 5 圖の如し。

第 4 圖



第 5 圖



第 4 圖の縦距を  $i$ 、第 5 圖の縦距を  $i_0$  とすれば、 $C_G$  は前に求めてある故に  $C_A = C_G \{i_0 - (i_0 - 1) i\}$  より  $C_A$  を求む。

o) 一端固定、他端自由の梁： 曲げモーメントと捩りとを受ける梁な部材は屢々一端固定、他端自由と云ふ状態が多い。此の場合には固定端に於ける彎方向線應力は

$$\sigma = \frac{T a b}{h I_g} \tanh \frac{l}{a}$$

全長に渉る捩れ角は

$$\psi = \frac{T a}{K G I_g} \left[ \frac{l}{a} - \tanh \frac{l}{a} \right] \left[ 1 + 0.74 \frac{b^2}{l^2} \right] \dots (B)$$

なり。但し (B) 式は極く短・梁に就ては正確な値を與へない。(富田憲吉)

### 3. 土質工學

#### 鐵筋コンクリート床版による基礎地盤の試験

(Tröhlich, "Die Bemessung von Flachgründungen aus Eisenbeton und die neuere Baugrunderforschung" B. u. E. 20 Juni 1933, S. 189~197)

1. 緒言： 基礎工學の研究は最近著しい進歩を見たが、之を實際問題に應用するには尙餘からざる不便がある。即ち基礎地盤の地質並に應力状態を簡單な型

式であらばし、實用を容易ならしむる事が最も必要である。今日の基礎力學には Winkler-Schwedler の所謂沈下係數を利用するものと、Boussinesq の如く半截無限彈性體として取扱ふものがある。

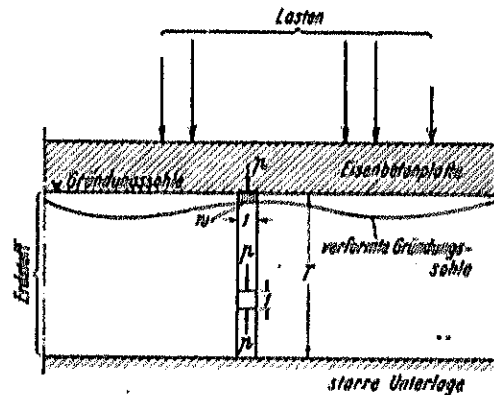
2. 地盤の性質に關する假定： 土の中に單位長さの邊を有する正六面體を考へ、之には直應力のみ作用するものとす。壓力  $\Delta p$  の増加により邊の收縮を  $\epsilon$  容積の收縮を  $\nu$  とすれば、 $\nu = 3\epsilon$  なる事は彈性體と同様なり。更に粘性のなき粉體に對して次の如き壓縮係數  $M$  を假定す。

$$M = \frac{\gamma^2}{\omega} [\text{kg/cm}^2] \dots (1)$$

$M$  は彈性體に於ける彈性係數  $E$  に相當し、 $\gamma$  は土の單位重量、 $z$  は地表面よりの深さ、 $\omega$  は土の種類に關する定數なり。然し粘性のたなる土の壓縮係數は、深さに無關係にして  $M_0 = \text{const.}$  を用ふ。

3. 基礎地盤に於ける壓力の分布： 或る地盤にコンクリート床版を載せ、上から荷重をかけると地盤は沈下して第 6 圖の如き状態となる。此の地盤に單位斷面積を有する立方柱をとり、此の基礎面に於ける壓力を  $p$  とす。

第 6 圖 Winkler-Schwedler の假定



立方柱は水平方向の變形がなく壓力及び壓縮係數を深さに無關係とすると、任意點の單位長さに對する變形  $\epsilon$  は

$$\epsilon = \frac{p}{M_0} \dots (2)$$

地盤の深さを  $T$ 、基礎の沈下量を  $w$  とすると

$$w = \epsilon T = \frac{T}{M_0} p \dots (3)$$

$$p = \frac{M_0}{T} w = K w \dots (4)$$

$K$  を沈下係數と云ひ  $[\text{kg/cm}^2]$  の如き dimension を有す。又 (4) 式は Winkler-Schwedler 方法の基本式に

して、かかる地盤を我が國では弾性床と云ふ。

次に土を完全弾性體とし地盤を半無限弾性體と考へて、其の周邊の一點に  $dP$  なる垂直荷重をかけ、之を原點として  $(\theta, r)$  なる點の應力  $d\sigma$  を求むれば (Bous-sineq の解法)

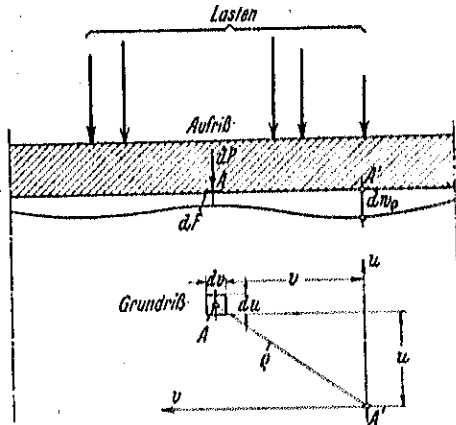
$$d\sigma = \frac{3}{2} \frac{dP}{\pi r^3} \cos^3 \theta$$

従つて第7圖に於て、A 點の  $dP$  による A' 點の沈下量  $dwp$  は

$$dwp = \frac{m^2 - 1}{m^2} \frac{1}{E} \frac{dP}{\pi r}$$

こゝに  $E$  は弾性係數、 $m$  は Poisson 數を示す。

第7圖 (5) 式の图解



$dP = p \, d\omega$ ,  $d\omega = du \, dv$  の如く  $(u, v)$  を坐標にとれば、任意の  $(x, y)$  に於ける沈下量  $w(x, y)$  は

$$w(x, y) = \frac{m^2 - 1}{m^2} \frac{1}{E\pi} \iint \frac{p(u, v) \, du \, dv}{\sqrt{(x-u)^2 + (y-v)^2}} \quad \dots (5)$$

にてあらはされる。

4. 沈下係數と弾性定數との關係：半徑  $r$  なる圓板に  $q$  なる等布荷重をかけた場合、中央の沈下量は弾性床とすれば (4) 式より (6) 式となり、完全弾性體とすれば (5) 式より (7) 式を得。

$$w = \frac{q}{K} \quad \dots (6)$$

$$w = \frac{m^2 - 1}{m^2} \frac{1}{3\pi} \frac{qr}{E} \quad \dots (7)$$

(6) 式と (7) 式を等しいと置くと

$$K = \frac{m^2}{m^2 - 1} \frac{3\pi E}{r} \quad \dots (8)$$

又剛性の異なる圓板に  $Q = m^2 \cdot q$  なる集中荷重をかける、(7) 式の代りに (6) 式となる。

$$w = \frac{m^2 - 1}{m^2} \frac{\pi}{3} \frac{qr}{E} \quad \dots (9)$$

(6) 式と (9) 式を等しいと置くと

$$K = \frac{m^2}{m^2 - 1} \frac{2}{\pi} \frac{E}{r} \quad \dots (10)$$

(8) 式と (10) 式とを比較すれば明らかなる如く、沈下係數は荷重の種類並荷重面積の大小によつて異なる缺點がある。

5. 地盤の壓縮並に基礎工の剛性を考慮した沈下計算方法：弾性床土に剛性  $EnI$ 、梁幅  $b$  なる梁を置き、 $q(x)$  なる荷重をかける。此の時反力を  $p(x)$ 、撓みを  $w$  とすると

$$\frac{EnI}{b} \frac{d^4 w}{dx^4} = q(x) - p(x) \quad \dots (11)$$

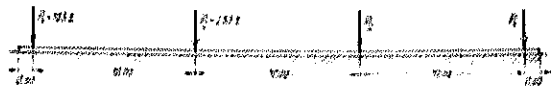
沈下係數を  $K$  とすると

$$\frac{EnI}{b} \frac{d^4 w}{dx^4} + Kw = q(x) \quad \dots (12)$$

(12) 式は各種の荷重状態に就て、林杜一博士を始め多くの人々によつて解れてゐる。又土を完全弾性體と考へた場合は、梁の弾性曲線に対する基本方程式は誘導されてゐるが、之を解く事は一般には困難である。

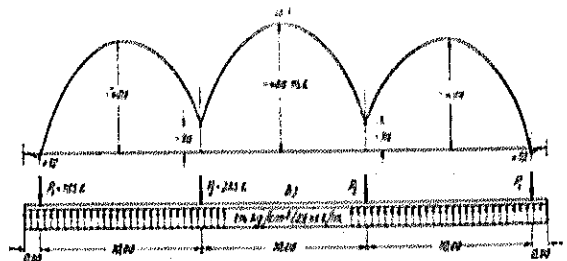
6. 沈下係數方法の適用と其の價值：基礎の問題を研究する爲に、第8圖の如くコンクリート床版を置き之に荷重をかけた場合を例にとる。梁の長さは 31.8 m、幅は 1.7 m にして、此の地盤の許容支持力は 2 kg/cm<sup>2</sup> 位である。

第8圖 コンクリート床版に荷重をかけた場合



第9圖

- a) 第8圖の曲げモーメント圖
- b) 第8圖の場合等布反力と假定した梁の平衡状態圖

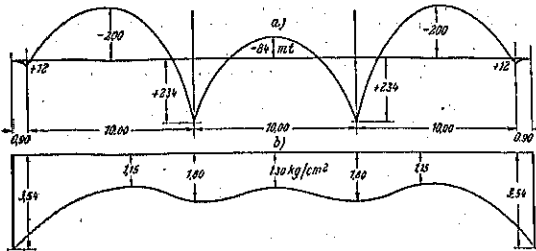


第9圖 b) は等布反力 (1.74 kg/cm<sup>2</sup>) と假定した梁の平衡状態にして、a) は其の曲げモーメント圖である。此の地盤に於て  $K = 5 \text{ kg/cm}^2$  と假定して (12) 式を解

けば、曲げモーメント図は第10圖 a) 反力は b) にて示される。

第 10 圖

a) 曲げモーメント圖, b) (24) 式による反力



次にかゝる荷重に於ける實際の沈下状態を各荷重點に就いて考へる。P<sub>1</sub> 或は P<sub>2</sub> 點の沈下量は主として其の點の荷重に左右される事は明らかであるから、第11圖の如く梁を4個の圓板に置き換へ q<sub>0</sub>=1.74 kg/cm<sup>2</sup> となる如き半徑を與ふれば r<sub>01</sub>=184 cm, r<sub>02</sub>=228 cm となる。此の圓板中心點の沈下量は、土を完全彈性體として求むる事は困難であるから實驗によつて求むれば (18) 式の如き結果を得た。<sup>1)</sup>

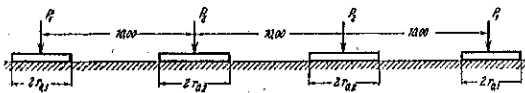
$$w_1 = \frac{1}{4} \frac{\omega}{\gamma} q_0 F(c_1) \dots \dots \dots (18)$$

$$F(c_1) = \frac{1}{(1+c_1^2)^2} \left\{ 2(1+c_1) + \pi c(1+3c_1^2) - 4(1+2c_1^2) \log c_1 \right\}$$

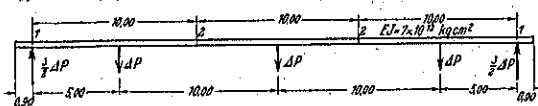
$$c_1 = t : r_{01}$$

t(地層の深さ)=2.30 m, ω=0.001, γ=0.001 kg/cm<sup>3</sup> とすると, c<sub>1</sub>=1.25, w<sub>1</sub>=1.58 cm 又 c<sub>2</sub>=1, w<sub>2</sub>=1.82 cm となり, w<sub>2</sub>-w<sub>1</sub>=0.24 cm となる。即ち P<sub>2</sub> 點は P<sub>1</sub> 點より沈下量は大きいのであるから、第9圖にて考へた等布荷重を修正する。第12圖の如き荷重にて P<sub>2</sub> 點が

第 11 圖 梁の代りに4個の圓板を置いた場合



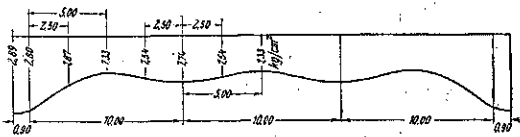
第 12 圖 第9圖(b)の荷重に ΣΔP=0を加へた場合



<sup>1)</sup> Fröhlich: Druckverteilung in Baugründe mit besondere Berücksichtigung der plastischen Erscheinungen. Wien, 1934.

P<sub>1</sub> 點より 0.24 cm だけ撓む荷重量を求むるに、梁の剛性を 7×10<sup>12</sup> kg·cm とすれば ΔP=34.0t となる。此の downward ΔP は基礎反力の減少, 上向の  $\frac{3}{2}\Delta P$  は増加と考へる事が出来る。そこで荷重點を垂直軸とし左右對稱なる拋物線の分布反力の總和を ΔP として第9圖

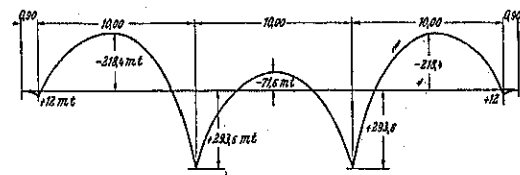
第 13 圖 土 壓



第 14 圖 單一荷重の修正を行つた反力圖



第 15 圖 曲げモーメント圖



b) に加減すれば第14圖となり、其の曲げモーメント圖は第15圖の如し。

第13, 15圖の等布反力を修正したものと、第10圖 a), b) の K を用いたものとを比較すれば極めてよく一致する事を知る。即ち Winkler-Achvedler の基礎力學には K と云ふ不確定なる數値があるので、應力の定量的研究には用ひられないが、尠くとも定性的には利用し得るものと考へられる。(米屋秀三)

4. 水 理

流木水路の計算

(A. Vitols. "Ueber die kinematische Berechnung der Flossgassen" Wasser-kraft u. W. 2 März, 1935 s. 54~56.)

断面一樣なる水路内に長さ l の流木が流れる場合を考へ、

W: 流木なき時の水の速度, Ω: 水路断面積

V: 流木のある時の水の速度, v: 流木の速度

v<sub>r</sub>=v-V, ω: 水面下に在る流木の断面積

i: 水路の勾配, P: 水路の潤邊の長さ, m=Ω/ω 水路床の摩擦抵抗は Plv<sup>2</sup>/C<sup>2</sup> にて與へられるが、水と

流木との間に作用する摩擦抵抗は  $f(v_r)$  の形にて表はす事とする。この時の流水及び流木の運動方程式は

$$r(\Omega - \omega)l \dot{V} - \frac{r^2 Plr}{C^2} - |f(v_r)|V - \frac{r}{g}(\Omega - \omega)V \frac{dV}{dt} = 0 \dots (a)$$

$$r\omega v + |f(v_r)|v - \frac{r}{g}\omega v \frac{dv}{dt} = 0 \dots (b)$$

運動方程式は  $\omega v + (\Omega - \omega)V = \Omega V \dots (1)$

(a) と (b) を加へ之に

$$rV(\{\omega v + (\Omega - \omega)v\}) = rli\Omega V = \frac{r^2 Plr}{C^2} V$$

及び  $(\Omega - \omega)V \frac{dV}{dt} = -\omega V \frac{dv}{dt}$

を代入して整理すれば基本式として次式を得る。

$$\frac{r}{g}\omega \frac{dv}{dt} = (V^2 + VV + V^2) \frac{Plr}{mC^2} - |f(v_r)| \dots (3)$$

$|f(v_r)|$  の形に関しては種々の実験公式があるが此處には  $f(v_r) = 0.32 Sv^m$

を用ふる事とした。流木が等速定流の中を一定の速度にて流れる時は  $dv/dt = 0$  であるから、外力による仕事の量  $V^2 Plr/C^2$  を  $Fv$  にて表はせば

$$F = \frac{r^2 Plr}{C^2 v} + \frac{r}{v} |f(v_r)|$$

$$\therefore F = \frac{r^2 Plr}{C^2 (m-1)^2} + 0.32 Sv^m \left(\frac{m}{m-1}\right)^2$$

(本間 仁)

### 山地川に於ける流砂量と標準断面幅の計算

(E. Meyer-Peter, H. Favre und R. Müller, "Beitrag zur Berechnung der Geschiebeführung und der Normalprofilbreite von Goblrgaflüssen" Schw. Bzt. 2 & 9 März 1935, S. 95~99, 109~113.)

河川の掃流力 (Schlepkraft) に関する Du Boys の研究によれば流砂量  $g$  と掃流力  $S$  の間に次の関係が與へられる。

$$g = \alpha S(S - S_0)$$

但し  $\alpha$  は常數、 $S_0$  は砂粒が將に動き初めんとする時の掃流力の大きさである。然し  $g$  及び  $S$  は何れも定め難い量であつて、この形は實用には不適當であるから著者は実験の結果より次の形の公式を與へた。

$$\frac{g^2 J}{d} = a + b \frac{g^2 J}{d} \dots (1)$$

但し  $a, b$  は常數、 $g$  は流量、 $J$  は勢力線の勾配 (普通は底勾配と一致する)、 $d$  は土砂の平均徑である。

次に一断面中に幅  $1m$  の鉛直部 (深さ  $y m$ ) を取りその中の平均流速を  $v_y m/sec$  として、流速公式に Manning-Strickler の公式を採用すれば  $v_y$  及び流量  $q$  は

$$v_y = kJ^{\frac{1}{2}} y^{\frac{2}{3}}, \quad q = kJ^{\frac{1}{2}} y^{\frac{5}{3}} \dots (2)$$

断面の表面幅を  $B m$  とすれば断面全体の流量  $Q$  は

$$Q = kJ^{\frac{1}{2}} \int_0^B y^{\frac{5}{3}} dx \dots (3)$$

一方に於て断面全縁を流れる流砂量  $G kg/sec$  は

$$G = \int g dx$$

$$\therefore G = \int \left[ \frac{q^{2/3} J}{b} - \frac{a d}{b} \right]^{\frac{3}{2}} dx \dots (4)$$

従つて断面の形  $y=y(x)$  が與へられれば  $G$  を求める事が出来るのであつて、又掃流力と砂粒の抵抗力が丁度均合ふ時は  $y=0$  であるから

$$q_0 = \left(\frac{a d}{J}\right)^{\frac{3}{2}}$$

之を上関係式に代入して洗刷に對して必要な河幅を決定する式が得られる。

次に河床の縦断勾配に關しては Sternberg の法則

$$G = G_0 e^{-\alpha x} \quad (G_0, \alpha \text{ は常數})$$

が成立するものとすれば之と (3) 及び (4) 式から  $J$  と  $S$  の關係が定まる。著者は二三の断面形に就て (3) 及び (4) 式の計算を行ひその標準幅との關係式を求めた。

(本間 仁)

## 6. 材 料

### 木材の品質と等級に就て

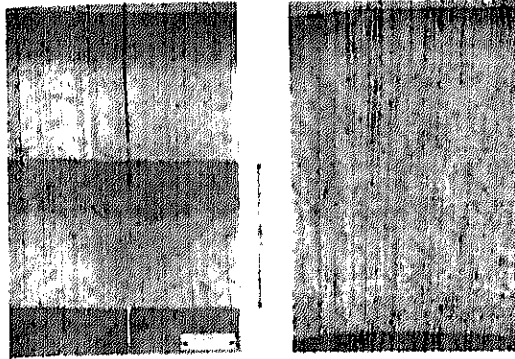
(Otto, Graf, "Warum brauchen wir Güteklassen für Deutsches Holz?" Bautech. 29 März 1935, S. 187~191.)

一般木材に就て工學的に品質及び等級を附することは、若しこれに依つて木材の諸性質が數字的に表示し得るものであれば各級の木材工業界に於ける發展に對して重要にして且有效なことである。即ち、如何にして木材にそれ等の品質及び用途に關聯せる等級を附するか、又數字的に各種の性質を表示せしむるには如何にすべきかに就て述べて見る。

(1) 合理的に等級を附するには如何にすべきか：今木材の幹又はこれに相當する位置の断面を見れば、その種類や産地の如何を問はず、其處に年輪の幅に相應して秋材と稱せられる處の比重を異にする部分を見出す (第 16 圖)。



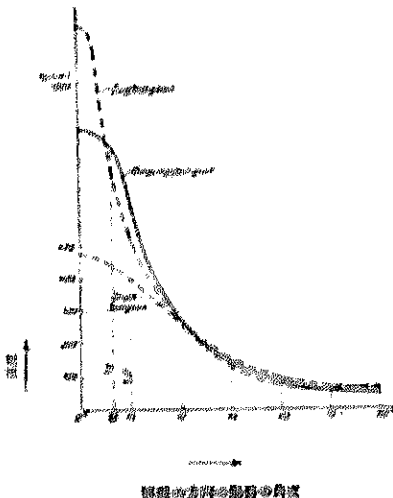
第 16 圖



この特徴は木材の選擇に利用されるものであつて、家具師は仕事の仕易さから又建築等の關係から軽い木材を理ひ、技術家は強度の大な、換言すれば許容強度の一定なるを求むる關係から重い材を採る。故に木材をその内部的性質を考慮して選擇し利用するならば有効に使用され得べきであるに拘らず、今日これ等に関しては單に習慣乃至個人的の見解のみによつて左右し、技術的に何等の確たる根據を有しない状態にある。

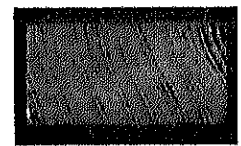
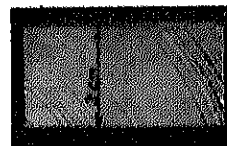
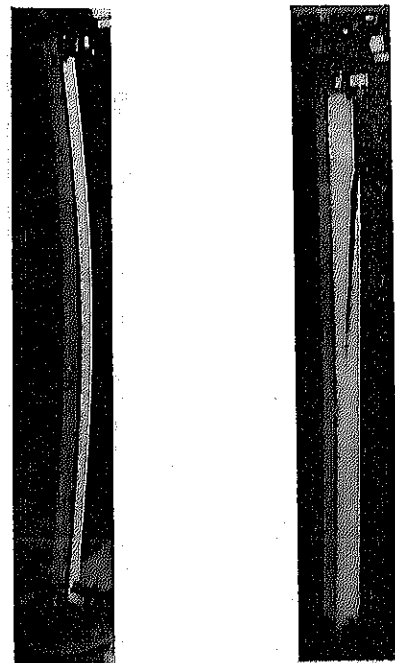
更に吾々は木材の繊維の方向が強度に大いに影響する事實を知つてゐる。次の第 17 圖は概の場合の例であつて繊維が軸に並行なる場合に  $1170 \text{ kg/cm}^2$  の引張り強さを有するものが  $9.5^\circ(1:0)$  の傾斜の場合には  $725 \text{ kg/cm}^2$ 、 $15^\circ(1:0.7)$  では  $525 \text{ kg/cm}^2$  に減じて居る。曲げ強さに就ても亦同様の強さに就ても、この關係は稍小

第 17 圖



さい乍ら同一である。若し短柱の代りに長柱を用ひた場合には應力に對する繊維方向の影響は前の場合より鋭敏である、第 18 圖は幹の軸に對して  $10^\circ$  の傾きある材片を示し、並行なる場合の挫屈荷重の 60% の強さを示した。故に今後木材構造物に於てその部材を有効に使用せんとするならば繊維の方向に採取すべきであり、且又繊維の方向と荷重の方向とを考慮すべきであつて、若し傾斜を止むを得ないものとする場合には今日使用されてゐる許容強さより小さい値を取らなければならぬ。

第 18 圖



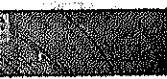
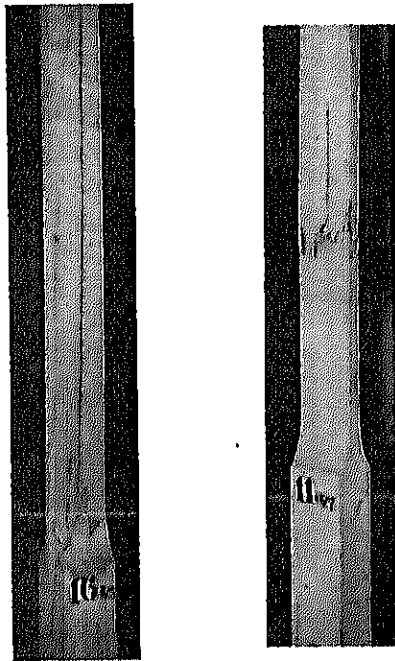
又木材の形態持續性も亦繊維の方向に影響されるものであつて、昔時より窓枠、扉、又は車輪等の製作に當つてはこの性質が考慮されて來てゐる。總てこれ等の事柄は決して新しい事に屬するものではないが、非常に不規則的なものである爲、これを左右する要素が頗る複雑であり、工學的に根據ある計算の上に表示することが不可能であるから木材に必要な條件を有せしめ、價值ある選擇を爲さしめる品質、等級を制定することは相當に困難で

ある。

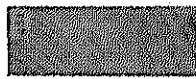
次に繊維の方向に関する考へ方から必然的に節の存在による形變が現れて来る。特に節が桁の應張側に存在する場合にはこの影響は甚大であつて、その結果は第19圖に見る如くである。

この關係は木材の強度の表示に際しては常に節の存在の有無、繊維方向の直否に留意すべきである事を示してゐるもので、例へば獨逸産松の場合に、繊維が直で、節の無い含水率 20% のものでは壓縮強さ 300 kg/cm<sup>2</sup>、引張強さ 800 kg/cm<sup>2</sup> の平均値を與へてゐるが、節の有る

第 19 圖



節なし  
壓縮強度 790 kg/cm<sup>2</sup>



少し節あり  
壓縮強度 384 kg/cm<sup>2</sup>

場合には、これより小さい強さ即ち更に小さい許容強さを與へる。第20圖は Stuttgart 研究所の蝦夷松の曲げ強さに及ぼす節の影響を調査した結果を示す。米國では往時から桁又は支柱の節の存在による強さの變化を研究してゐるが、次の第1表はこの結果を示し、桁の高さと節の大きさを限定した場合の節のない場合に對する抵抗強さを表はす。10時の高さの桁に4時の直径の節を有するものでは、節無きものと 60% の許容強さとなり、節の直径が1吋であれば 90% に達上昇する。

第 1 表 節なきものに對する%

節の直径	Festigkeit der Säulen Säbe in % der Festigkeit der aufrechten, wenn die Seiten die folgenden Maße im Zoll haben.											
	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
1/4	95	91	92	94	95	96	96	97	97	97	99	99
1/2	88	82	86	88	91	93	94	94	95	95	95	96
3/4	76	81	84	84	88	90	92	93	93	93	94	94
1	70	76	80	85	88	90	91	91	92	92	93	93
1 1/4	63	71	76	82	85	88	89	89	90	91	91	91
1 1/2	57	66	71	79	83	86	87	88	88	89	89	90
2	51	61	67	75	80	84	85	86	87	87	88	88
2 1/4		56	63	72	78	82	83	84	85	86	86	87
2 1/2		51	59	69	75	79	81	82	83	84	84	85
3			55	66	73	77	79	80	82	82	83	84
3 1/4				63	70	75	77	79	80	81	81	82
3 1/2				60	68	73	75	77	78	79	80	81
4				54	63	69	71	73	75	76	77	78
4 1/4				50	60	67	69	71	73	74	76	77
4 1/2				58	68	75	77	79	80	81	82	83

同様な表が節が引張側に存在する場合の桁及び板に就て作られてゐる(第2表)。

第 2 表 節なきものに對する%

節の直径	Festigkeit der Säulen Säbe in % der Festigkeit der aufrechten, wenn die Seiten die folgenden Maße im Zoll haben.									
	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16
1/4	90	93	95	96	96	97	97	97	98	98
1/2	83	89	92	93	94	95	96	96	96	97
3/4	77	85	88	91	92	93	94	95	95	95
1	71	81	85	88	90	92	92	93	93	94
1 1/4	65	76	82	86	88	90	91	92	92	93
1 1/2	58	72	79	83	86	88	89	90	91	91
2	52	68	76	81	84	86	88	89	90	90
2 1/4		64	73	78	82	84	86	87	88	89
2 1/2		60	70	76	80	83	84	86	87	88
3		56	67	73	78	81	83	84	85	86
3 1/4			63	71	76	79	81	83	84	85
3 1/2			60	68	74	77	80	81	83	84
4			57	66	71	75	78	80	81	83
4 1/4			54	63	69	73	76	78	80	81
4 1/2			51	61	67	71	75	77	79	80
5				58	65	70	74	77	79	80
6				56	63	68	72	75	77	79
7				53	61	66	70	73	75	77
8				51	59	64	68	71	73	75

著者が 1927 年、1928 年の兩年に亙つて松に就て實驗したものは次の如くである。

- (イ) 應張側に節なき桁
- (ロ) 應張側に節を有する桁、節の位置は桁高の 1/10、1/10~1/5、1/5~1/3、1/3~1/2。

第 3 表 9×13 cm の桁の曲げ強さ

桁の節	節なし		節あり	
	下側にあるもの	上側にあるもの	下側にあるもの	上側にあるもの
1. 椀の場合				
桁の節	4	2	3	1
曲げ強さ	729	724	574	594
%	100	99	79	84
2. 松の場合				
桁の節	9	1	1	1
曲げ強さ	716	630	617	441
%	100	88	86	61

(ハ) 應張面上に節を有する桁、節の位置は桁高の 1/5, 1/5~1/3, 1/3~1/2

この結果は第3表の如くであつて、第1表、第2表と節は木材の強さの他に形態持続性及び木材結合力等にも關係を有するものであつて、特に木材の湿度が著しく變化する場合にこの度合は極めて大である。故に前述の如く木材の購入に當つては定められた湿度によつて行はるべきである。即ち

木材の強さには湿度の狀況が關係するもので、通常の材の強度は乾燥室内のものより小さい値を持つ、又木材の乾燥が今日の如き状態ならば人工乾燥の方が自然乾燥より優れてゐることも注意すべきであらう。

他の諸性質(傾角、腐り、蟲喰ひ、剥落等)に関しては當分の内は商業上の習慣で間に合せることが出来る。

(3) 如何なる性質が品質に對して合理的に利用されるか: 前項に述べた如く、主として

- (i) 木材の重さ(年輪の幅、秋材の分量),
- (ii) 繊維の方向, (iii) 有節性(Xastigkeit),
- (iv) 含濕量, (v) 大きさ(寸法)。

總べてこれ等の諸性質は數字的に示す事が出来る、例へば重さに就ては先づ一見して大體の識別が出来るが疑はしい場合には桁の断面を採つて測定すればよい。この場合試験片は乾燥状態で得られるが、絶對乾燥の状態で裏表径で0.30、普通の径で0.40g/cm<sup>3</sup>以下となることはない。又繊維の方向に關しては既に今日爲されてゐる様に試験によつて知る事が出来る。其の他有節性に就ては最小節の直径を取り、含濕量に對しては試験片の断面からこれを測定し、又大きさに關しては常に一定

の湿度の下に決定する様に注意すべきである。

(3) 工事用材の品質一般

A. 通常の工事用材:

- (i) 繊維の傾きは 1:6 (許容強度の 2/3 以下の荷重を受けるものにあつては 1:5) 迄。
- (ii) 節の直径はその面の幅の少くとも 1/3 以下、高々許容引張強さの 2/3 の荷重の場合には桁の狭い方の断面の 2/3 迄はよい。最大の直径は前者では 7cm、後者では 8cm である。桁の各面に於ける節の直径の總和は任意の材長  $l=15$  cm に於て面幅の 2/3~3/4 以下なるを要する。
- (iii) 含濕量は内部構造用材では 25% 以下。
- (iv) 大きさでは木材の含水量が少い時は湿度 5% を増す毎に厚さ及び幅の 1% の増加を來すものであり、25% の含濕量を有する材では最早容積の膨脹は許されない事を注意すべきである。

B. 節の場合より 50% 高き許容強度を有する木材

- (i) 縦では最小乾燥重量 0.36、横では 0.40g/cm<sup>3</sup>。
- (ii) 繊維の傾斜は 1:12 以下。
- (iii) 節の直径はその面の幅の 1/4 以下で最大 5cm、材長  $l=15$  cm に對する節の直径の和は面幅の 2/5 以下。
- (iv) 大きさに關しては前者と同様。

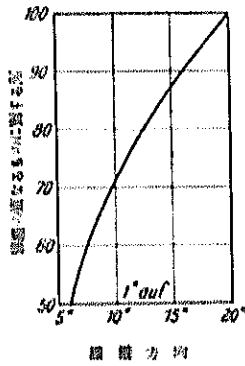
C. 厚板又は薄板: この場合には節は單位面積内に存在する數又は直径の最大値を規定すれば充分である。其の他の性質に關する規定は A の場合及び B の場合を用ふればよい。

D. 良質なる木材: 良質にして規則正しい外觀を有する木材の場合には次の諸項を擧げる事が出来る。

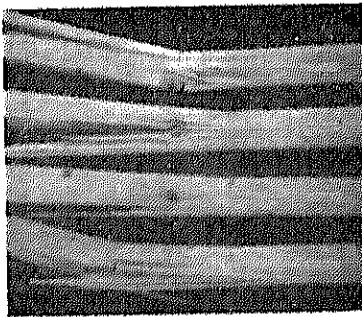
- (i) 種類と色彩,
- (ii) 許容し得る繊維の傾斜の度合,
- (iii) 許容し得る節の大小、數及び分布,
- (iv) 許容し得る膨脹の極限。

以上説明した處のものは Stuttgart に於て木材の識別に利用した項目から得たもので、工事監督者及び請負者の双方からの質問によつても何等の矛盾する所なく、且木材の利用價值を幾も東移する如きものではなかつた。(余川一郎)

第 20 圖



第 21 圖



7. コンクリート及鐵筋コンクリート

拱橋のコンクリート塑性變形による應力の變化

(Alfred Freudenthal, "Die Änderung des Spannungszustandes Weitgespannter, flacher Eisenbetonbogen durch die plastische Dauerverformung des Betons" B. u. T. 5 Juni 1935, S. 176~184.)

鉄筋コンクリート拱橋の徑間は最近著しく増長し、今日の record たる Tiber 橋の 100 m も間もなく破られるであらう。現に Stockholm の West 橋の懸賞設計には、拱比 1:10 にして徑間 226 m のものがあらはれた。然れども長徑間のコンクリート拱橋の應力には、短徑間の場合に輕視された事項と雖も往々にして重大なる影響を及ぼすことがある。

弾性理論に基く拱構造物の應力は、其の正確さに於て工學上卓越せる地位を占め、各種の複雑なる問題に明答を與へてゐる。然し鉄筋コンクリートに於ては材質の不均等なるために、断面の應力分布状態が明らかでない。そこで無理な假定を置き、弾性理論により應力を算出してゐるのである。更に構造物は規模が擴大されると共に益々材質に對する理想的均等性並に弾性を必要とする。長徑間のコンクリート拱橋に於て、特に等閑に附せられないのは所謂コンクリートの plastic creep である。

最近歐米各國では荷重の持続時間を考慮したコンクリートの creep に關する研究が盛んになつて來た。コンクリートに一定荷重をかけて置けば、時間の経過と共にある程度の creep を生ずる事は明らかである。Granville はコンクリートに應力を加へて此の塑性變形と時間との關係を實驗し (The structural Engineering, Feb. 1934) 次の結論を得てゐる。

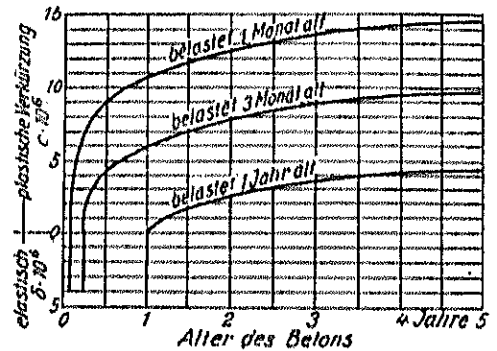
1. 塑性變形も通常の應力範圍では略荷重に比例す。
2. 長期間の變形は、最初の 1 年間の變形量より倍り増加しない。
3. 變形量はコンクリートの配合・セメントの種類・水灰・養生方法・骨材の種類に關係し、高級セメントの富配合にて水灰の少きものが變形量も僅少なり。
4. 塑性變形はコンクリートの材齡に影響され、古いもの程變形量少し。

コンクリートの前記の現象は構造物に對して種類の影響を及ぼす。其の一は各種支墩箇所に於ける應力の分布状態である。即ち鉄筋コンクリートの支點では、コンクリートの應力が左程大ならざるに鐵筋應力が yield point に達する事がある。其の二は長徑間の拱構造物にあらはれる。即ち變形によつて最初の構造軸線が變るので、變形を考慮しない應力計算は不合理となり、特

に拱桁に於ては其の差が著しい。

America に於ては L. G. Straub 及び C. S. Whitney が此の研究を行つてゐる。Straub はコンクリートの變形 ( $\epsilon_p$ ) と荷重持続時間 ( $t$ ) との關係を  $\epsilon_p = k \sigma t^n$  で示してゐる。之によると  $\epsilon_p$  は  $t^n$  に比例し、總べてのコンクリート構造物は成るべく早く改修補強を要する事になる。Whitney の研究は曾つて Davis 並に Granville の行つた實驗と同一にして、コンクリートに關する 5 年間の試験を行ひ、第 22 圖の如き結果を得てゐる。

第 22 圖



此の荷載時間 ( $t$ ) を年として代數式にてあらはせば

$$\epsilon_p = \frac{at}{1+bt} \frac{\sigma}{10^6} \dots \dots \dots (1)$$

又弾性變形に於ける  $E=250\,000 \text{ kg/cm}^2$  を用ふれば、

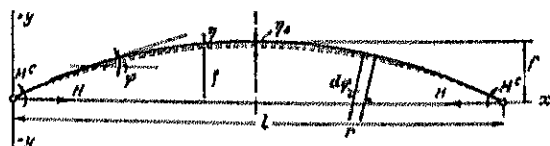
$$\epsilon_{\text{total}} = \frac{1+ct}{1+bt} \frac{\sigma}{E} = \frac{\sigma}{R'} \quad R' = \frac{1+bt}{1+ct} E \dots \dots \dots (2)$$

材齡 1 箇月は  $a=0.0, b=4, c=1.0$ , 3 箇月は  $a=2.5, b=2.5, c=8.8$ , 1 箇年は  $a=5, b=1, c=2.3$  となる。又コンクリートの收縮に就ては各種の實驗により次の (3) 式が與へられる。

$$\epsilon_s = \frac{0t}{1+4t} 10^{-4} \dots \dots \dots (3)$$

前記の (1) 及び (3) 式を用ひて、茲に長徑間小拱比の鉄筋コンクリート拱橋の應力を検討す。

第 23 圖



第 23 圖は parabola 型兩端固定拱橋なれど、コンクリートの creep による影響は 2 鉸拱橋として考慮す。

$$M = M_0 - H(y + \eta) + M^c \dots\dots\dots(4)$$

一般に拱頂の弾性曲線は次式にてあらはし得る。

$$\frac{d^2\eta}{ds^2} = + \frac{M}{EJ} - \frac{N}{rEF} \dots\dots\dots(5)$$

然れども直應力の影響は些少なるを以て  $N$  の項を省略す。  $dx = ds \cos \varphi$ ,  $l_c = l \cos^2 \varphi$ ,  $c^2 = \frac{H}{EJc}$  とすると

$$\frac{d^2\eta}{dx^2} + c^2\eta = \frac{M_0 + M^c}{EJc} - c^2\eta \dots\dots\dots(6)$$

$$\eta = \frac{M^c}{2c^2} x(l-x), \quad M_0 = \frac{g}{2} x(l-x), \quad \alpha = \frac{M^c}{EJc}$$

$$\beta = \frac{M^c}{EJc} (H_0 - H), \quad H_0 = \frac{g l^2}{8f}$$

にして、 $x=0$  及び  $l$  に於ける  $\eta=0$ ,  $\frac{d\eta}{dx}=0$  より定数を解けば、

$$\eta = -\frac{1}{c^2} \frac{\beta}{cl} \cot \frac{cl}{2} \left[ \cos cx + \tan \frac{cl}{2} \sin cx - 1 \right] + \frac{\beta}{c^2} \left[ \left( \frac{x}{l} \right) - \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(7)$$

拱て推力  $H$  は拱軸の水平移動量 ( $\Delta$ ) から求める事が出来る。

$$\int_0^l (da + \Delta ds) \cos(\varphi + \Delta d\varphi) = l + \Delta \dots\dots\dots(8)$$

$\cos \Delta d\varphi = 1$ ,  $\sin \Delta d\varphi = \Delta d\varphi$  とし、 $\frac{\Delta da}{da}$  を省略すると (8) 式は

$$\int_0^l \Delta ds \cos \varphi = \int_0^l d\eta \sin \varphi \cos \varphi = \Delta \dots\dots\dots(9)$$

此の  $\Delta ds$  は外力による 變形, コンクリートの収縮及び鋼目の伸縮を含む。

$$\Delta ds = \left( \frac{N}{EF} \frac{1+rt}{1+t} \cos \varphi - \epsilon_s + \frac{e}{l} \right) ds \dots\dots\dots(10)$$

$N = -H \cos \varphi - Q \sin \varphi$ ,  $Q = g \left( \frac{l}{2} - x \right)$  にして、更に三角函数を近似値にて置換すれば、

$$\int_0^l \Delta ds \cos \varphi = \frac{l}{RFc} \left[ \left( 1 - \frac{10}{3} \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right) \left( -H - \frac{g}{3} \right) - \frac{6l}{1+4r} RFc \left( 10^{-4} + RFc \frac{e}{l} \right) \right] \dots\dots\dots(11)$$

(7) 式より  $d\eta$  を求めて

$$-\int_0^l d\eta \sin \varphi \cos \varphi = \left[ 1 - \frac{10}{3} \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right] \frac{8f\beta}{l} \frac{1}{c^2} \frac{1}{cl} \left[ \frac{x}{2} - \frac{cl}{6} - \cot \frac{cl}{2} \right] \dots\dots\dots(12)$$

かくて  $H$  を求める条件式は次の如し。

$$-\left( H + \frac{g}{3} \right) \left[ 1 + \frac{10}{3} \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right] \left( \epsilon_s + \frac{\Delta}{l} - \frac{e}{l} \right) RJc \dots\dots\dots(13)$$

$H$  が定まれば次に  $M$  を求め、拱頂に於ける値を  $M_m$  とす

$$M^c = \frac{4f}{(cl)^2} (H_0 - H) \left[ cl \cot \frac{cl}{2} - 2 \right] \dots\dots(14)$$

$$M_m = \frac{4f}{(cl)^2} (H_0 - H) \left[ \frac{cl}{\sin \frac{cl}{2}} - 2 \right] \dots\dots(14a)$$

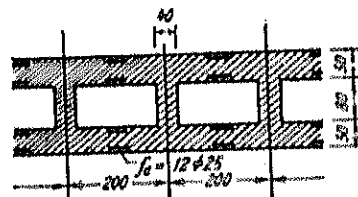
以上述べたる 方法と一般に行はれる 方法とを比較するために、前者を  $M_{Def}$  後者を  $M_{RI}$  とし比を求めれば、

$$\frac{M_{Def}}{M_{RI}} = \frac{12}{(cl)^2} \frac{H_0 - H_0}{H_0 - H_0} \left[ \frac{cl}{\sin \frac{cl}{2}} - 2 \right] \dots\dots(15)$$

$$\frac{M_{Def}}{M_{RI}} = \frac{12}{(cl)^2} \frac{H_0 - H_0}{H_0 - H_0} \left[ cl \cot \frac{cl}{2} - 2 \right] \dots\dots(16)$$

次に計算例により、コンクリート 塑性變形の輕視すべからざるを示さん。第 23 圖に於て  $l=130$  m,  $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$  とす。静荷重  $g=4$  t/m<sup>2</sup>, 動荷重  $P=0.5$  t/m<sup>2</sup> とし、拱頂断面は第 24 圖にして  $l_c = l \cos^2 \varphi$ ,  $E_c = E \cos \varphi$  の如く變化するものとす。

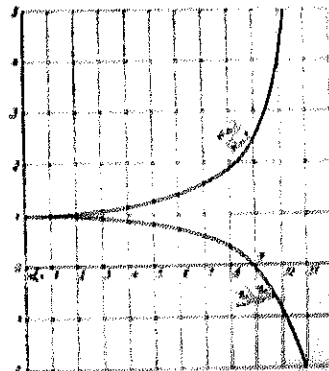
第 24 圖



應力の算出には幅 1 m を取る。

1. 拱軸の収縮を考慮せざる場合  
 $H=581$  t,  $M^c=-145.4$  t-m,  $M_m=73.7$  t-m
  2. 15°C の温度變化に相當せる収縮を考慮せる場合  
 $H=567.0$ ,  $M^c=-230.0$  t-m,  $M_m=130.5$  t-m
- 又 (15), (16) 式から求めた  $M$  の比を  $cl$  の函数としてあらはせば第 25 圖の如し。

第 25 圖



即ち  $cl=8$  以上になると其の差は急激に増加す。此の場合  $t=0$  に於て  $cl = \sqrt{\frac{H^2}{E_c J_c}} = 2.60$  にして、 $t=\infty$  と  $t=0$  との比は  $\sqrt{E_b/R_{\infty}}$  に比例す。故に第 22 圖に就て之を求むれば、材齡 1 箇月、3 箇月、1 箇年の  $\sqrt{E_b/R_{\infty}}$  は各 2.2, 1.85, 1.51 となり、 $cl$  は 5.72, 4.82, 3.92 となる。(米屋秀三)

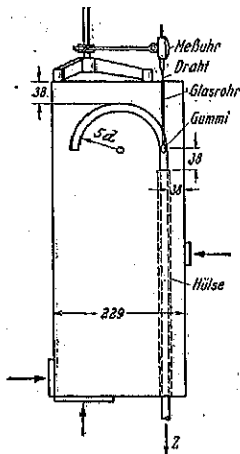
鐵筋コンクリートに於ける鈎の作用

(Emperger, "Die Wirkung der Endhaken in Eisenbeton," B. u. E. 20. Juni 1935 S. 197~200.)

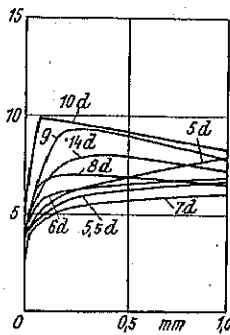
鐵筋コンクリート梁に於て抗張鐵筋が働き得るのは一つに鐵筋とコンクリートの結合に頼るものである。一般に此の附着に關しては注意を缺き、計算にも弾性變形に基く理論を用ひてゐる。然しコンクリートの弾性限度に於ける變形が 0.2% 位であるのに反し、鐵筋は許容應力に於て既に 0.6~0.9% の變形となつてゐる。従つて附着面にはコンクリートの塑性變形が起り鐵筋とコンクリートとは分離を始め、更に梁に龜裂を生ずると益々其の傾向は増大するのである。而して實驗により抗張鐵筋の末端に於て 0.25 mm 程度の滑動が起ると梁の支持力は殆んど消滅してしまふ事が明らかとなつた。要するに鐵筋コンクリート梁に於ては抗張鐵筋を固定せしむる事は絶対に必要にして、そのために端鈎或ひは折曲を用ひるのである。

鐵筋コンクリートに埋込んで引抜く試験は、曾つて獨逸の Buch 並 Graf によつて研究され、最近には米國 Iowa 大學の Posey 教授が行つてゐる。Posey 氏は第

第 26 圖



第 27 圖



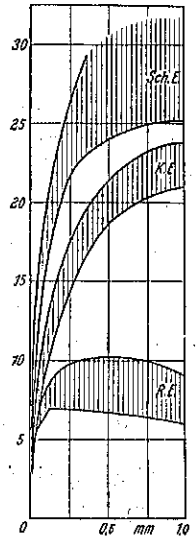
26 圖の如き實驗装置により、鈎の半徑を變へて鐵筋の引張力と鈎始點の移動量との關係を調査し、其の結果は第 27 圖に示されてゐる。

此處に使用したコンクリートの壓縮強さは 120~100 kg/cm<sup>2</sup> で平均 140 kg/cm<sup>2</sup> であつた。實驗には同一半徑に對して數個の試験體を用ひたが、結果には相當の變動があり第 27 圖は其の平均値を採用したものである。而して最も變動の烈しいのは無鈎鐵筋にして、端鈎の必要なる事は明かである。又鈎は半徑の擴大と共に抵抗力も増加すると云ふ事が出来る。従つて鐵筋端附近の空間が狭くても、餘り小さい半徑を用ふるのはいくはない。

鐵筋には丸鋼と異形鋼とがあつて、各々滑動に對する抵抗も異なる筈である。異形鋼を用ひて引抜試験をやると第 28 圖の如き結果となつた。こゝに R. E. は丸鋼、K. E. は節付鋼、Sch. E. は振山鋼の略である。

之によつて異形鋼は丸鋼に比して遙かに抵抗力が大きく、節付鋼にても丸鋼の約 3 倍に達してゐる。又丸鋼の場合には末端移動量が 0.25 mm 以上になると荷重の増加がなくとも急激に引抜けて來るが、異形鋼には此の傾向が比較的鈍い。(米屋秀三)

第 28 圖



施 工

補助橋の支脚として用ひたコンクリート杭

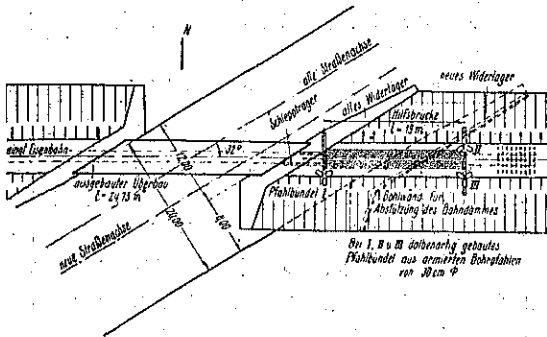
(Emil Koch "Verwendung von Preßbeton-Bohrpfählen bei Hilfestragwerken," Bautech. 24. Mai 1935. S. 275~276.)

南ドイツの一市街に於て行つた街路の幅員擴大に伴ふ鐵道橋の橋臺新設工事に關する報告である。

本工事に於ては、東側の橋臺のみを舊橋臺の後方に新設したのであるが(第 29 圖)、これには鐵道橋が街路の中心線と 32° といふ極端な角で交つて居り、且つ耐荷地盤が路面下 9.5 m 若しくは 3.5 m の深きでなければ得られないといふ難かしい條件があつた。

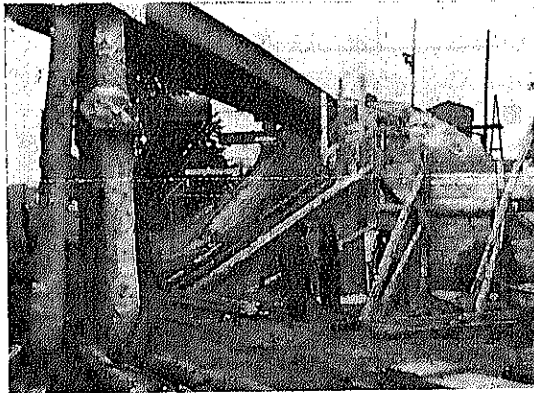
第 29 圖に見る如く、舊橋臺と築造せらるべき新橋臺

第 29 圖

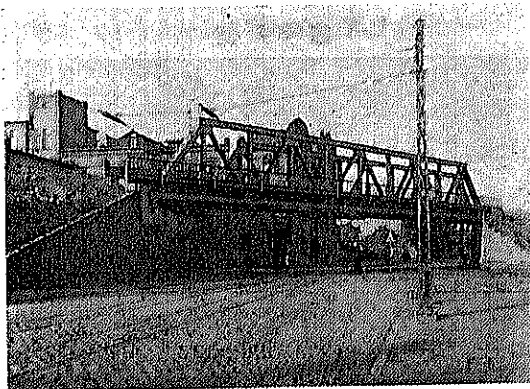


との間に支間 19 m の補助橋を架した、橋桁は 2 つの支梁の上に載せられるのだが、西側の支梁の一端は、舊橋臺上に載せ、他端は、新舊兩橋臺間に介在する築堤の除去後、尙支柱の役目をなす如き支脚 I 上に載せなければならない。更に東側の支脚 II, III, 特に II は、約 76 t の荷重を、そのすぐ近くに設けらるべき築堤支壁にかゝらしめないやうなものでなければならない。従つて、支脚は前記荷重を直接路面下に傳へ得るもの

第 30 圖



第 31 圖



で、且つ列車に依る水平力にも耐え得るものでなければならない。

此等の條件に適するものとして、此處に用いた支脚は厚さ 30 cm, 耐荷力約 30 t の鐵筋コンクリート杭を 3 本 1 組とし、三又狀に配置し、之を臺盤に依り結合せしめたもので (第 30 圖), これを路面下約 7.5 m 迄穿入せしめた。此等の支脚は運轉後毫も沈下しなかつた。

土工が終つてから、舊橋臺及支脚 I は路面上より取除き、支脚 II, III は埋殺した。

西側の橋臺は、少しく手を加えただけで、大體元の儘とした。

橋梁の支間は、この工事に依つて、24.75 m から一躍 40 m に擴張せられた。第 31 圖は完成後の寫眞である。

(吉藤幸朔)

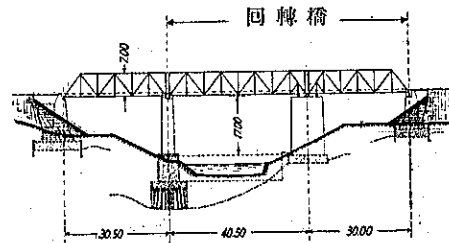
9. 橋梁及構造物

世界各國最近の橋梁及び其他の構造物

(“Recent Structural Works” Bulletin No. 2, International Assoc. for Bridge and Structural Engineering, 1934.)

(1) 芬蘭 Saimaan 運河上の旋開橋 (Drehbrücke über Saimaan kanava, Lauritsala, Finnland, 第 32 圖): 單線鐵道橋, 固定徑間は 30 m, 可動徑間は 40 + 30 = 70 m である。可動構桁の鋼重は 275 t, 機械設

第 32 圖

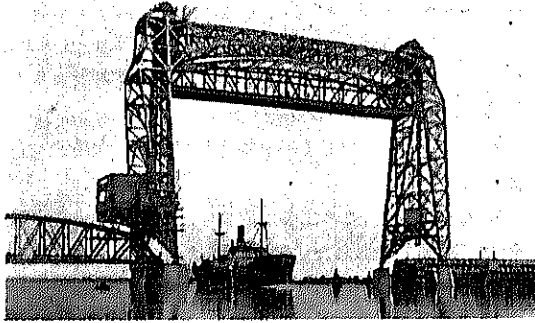


備, 軌道, 對重等を合して總重量 410 t である。電力運轉で旋開所要時間は 2 1/2 分, 場合によつては手力で動かすことも出来る (Teknillien aikakauslehti 1934, Nr. 4 参照)。

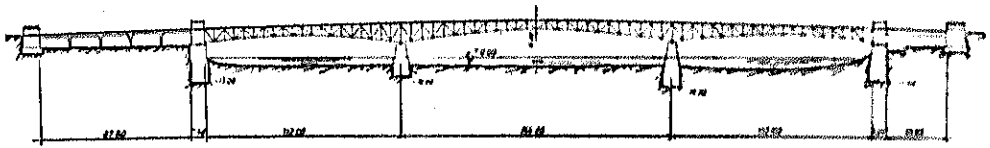
(2) 和蘭 Maas 河の昇開橋 (Die Hubbrücke über die Maas bei Barendrecht, 第 33 圖): 道路橋。1885~88 年に架設せられた舊橋は、支間 67.8 m のト

ラス 4 連と、可動徑間として長さ 48.9 m の對稱旋開橋とであつて、其の橋脚の兩側に夫々幅 20 m の水路があつたのであるが、有效幅約 50 m の水路を得るために、舊旋開橋に隣接した支間 67.3 m のトラスを撤去して、茲に第 33 圖のやうな昇開橋を架設した。架換中舟航に

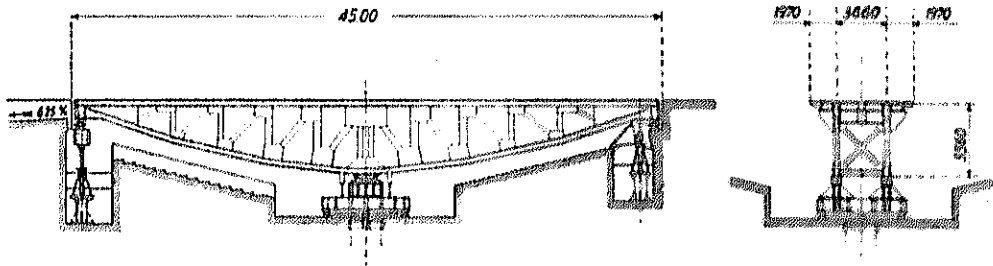
第 33 圖



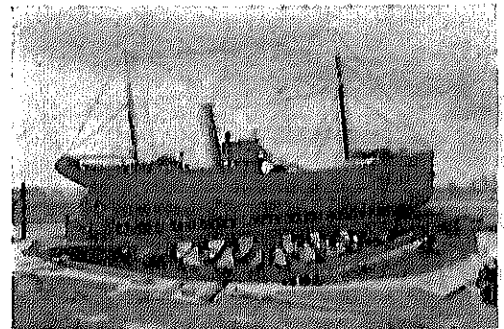
第 34 圖



第 35 圖



第 36 圖



妨害を與へないために、普通のやうに兩側に獨立鐵塔を作る代りに、徑間 67.3 m、高さ 56 m の 3 鉸門形ラーメンを作つた。可動トラスには重量を軽減するために St. 52 を使用したが、門形ラーメン鐵塔には St. 37 を使用した。可動トラスの重量は 446 t であるが、將來兩側に取付ける歩道及び積雪の重量を加算すると 553 t になる (De Ingenieur, 1932, No. 25 参照)。

(3) Budapest に於ける連橋 (Horthy-Miklós-Brücke in Budapest, Ungarn, 第 34 圖)： ドナウ河に架設される道路橋で現在 (1934 年 8 月) 工事中である。幅員は 22.7 m、主桁は徑間 112+154+112 m の

連続トラス 4 連であり、上下の對風構も 3 徑間に互る連続トラスである。鋼重は約 8 000 t、基礎には洋函を使用した。

(4) 佛蘭西 Lorient 漁港の漁船轉向臺 (Pont basculant et pivotant du Port de Pêche de Lorient, 第 35, 36 圖)： Lorient 漁港の漁船修理工場と海岸との間には長さ 200 m、勾配 1/10 (6.25%) の斜路があるが、その上端に長さ 45 m の轉向臺が作られた。此の轉向臺の一つの特徴はその傾斜を變へ得ることである。即ち 1/10 の勾配の斜路に接續すると共に、他方に於ては、轉向臺から放射狀に敷設された水平の道路線路にも接續する必要があるからである。轉向臺の自重は 450 t、總荷重は 1 200 t である。1933 年竣工。(Cien. Civ., Sept. 2, 1933; Engineering, May 26, June 9, 1933 参照)。

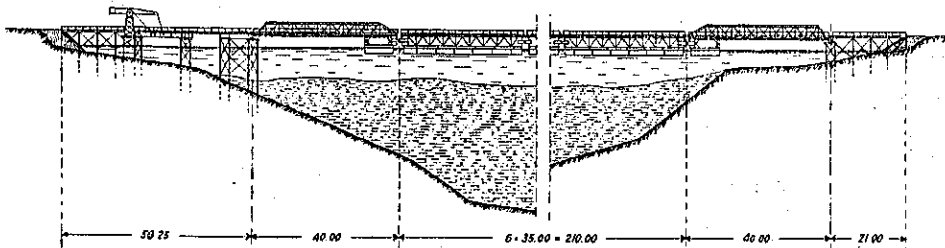


(5) 象牙海岸に於ける浮船式橋梁 (Pont flottant sur la Lagune d'Abdijan, Côte-d'Ivoire, 第 37, 38, 39 圖): 本橋は象牙海岸の Abdijan 沼上に架せられた道路兼鐵道橋であつて、幅員は 1.5+8.5+1.5 m, 中央にある鐵道の軌間は 1 m, 機關車の荷重は 39 t である。本橋梁の通過地點の基礎地盤は數十米の深さまで泥であつて、此處に普通の橋脚を築造することは全然不可能であるので、浮船に依る浮游基礎とした。橋梁の中央部分 210 m の間は各々長さ 35 m のトラス 6 連から成立つ。このトラスはすべて橋梁の長さの方向にある 2 個の浮船に依つて支へられる。浮船の距離は心々 8.5 m

て舟航に便宜を與へることも出来る。浮船には含鋼鋼を使用した。橋梁の全鋼重は 2 300 t である (Gén. Civ., Feb. 25, 1933 参照)。

(6) アルジェリアの Bir Lakdar 橋梁 (Pont de Bir Lakdar, Algérie, 第 40, 41 圖): 本橋は Constantine-Djidjelli 間の道路と Oued el Kebir 川を渡る單線の鐵道橋であつて、徑間 70+25 m の連續トラスである。先づ徑間 25 m の部分を足場上で架設し、次に之に 260 t の對重を付けた後、片持梁式に徑間 70 m の部分を架設した。全鋼重 325 t である (Gén. Civ. 1932, p. 517 参照)。

第 37 圖

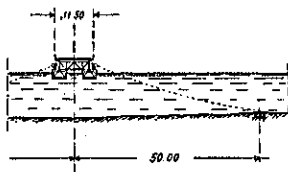


第 38 圖



であつて、その容積は各 204 m<sup>3</sup> である。兩岸近くの固定徑間と、中央の浮船區間との間には徑間 40 m のトラスを架して、水位の變化に順應せしめる。此のトラスの一端は固定橋脚に支持され、他端は容積 480 m<sup>3</sup> の浮船に支持される。

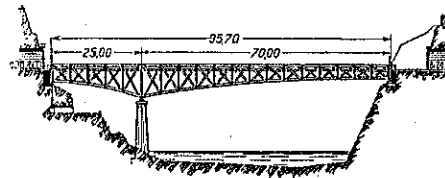
第 39 圖



水位の高低差は約 1.5 m であるが、水バラストを使用して、40 m トラスの勾配を常に 1/50 以下にする。また必要に順じて中央の浮游部分の一區分は之を取除い

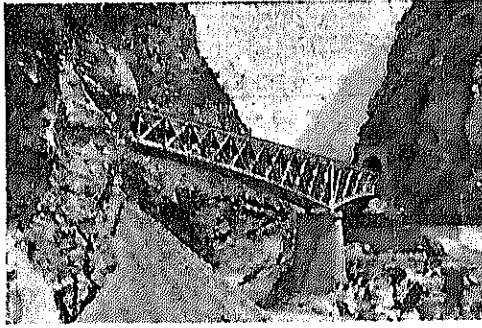
(7) 白耳義 Hérentals に於けるフィレンデール曲弦橋 (Pont "C" a Hérentals, Belgique, 第 42, 43 圖): 幅員 1.5+6.0+1.5 m の道路橋であつて、支間 57.4 m の中央徑間はフィレンデール曲弦橋である。その兩側には短い片持桁があつて、これに側徑間の鈎桁を支持し、これに依つて中央徑間の應力を軽減する。中央徑間の下弦材、垂直材其他には廣幅の H 形鋼を使用し、各格點にはラーメンの對傾構を設け、これに依つて上弦の對風構を省略した。1933 年に架設したものである。

第 40 圖



(8) 白耳義 Gand に於けるフィレンデール旋開橋 (Pont tournant du Muide à Gand, 第 44 圖): 幅 1.5+6.0+1.5 m の道路用旋開橋であつて、主桁はアイ

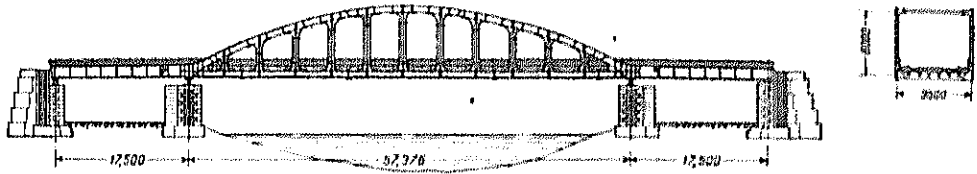
第 41 圖



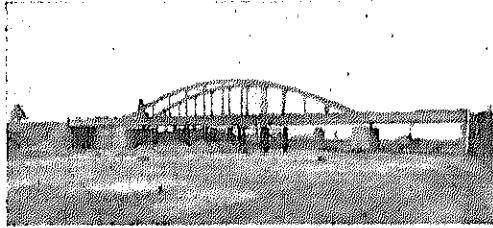
レンデル構橋である。架設用の施工接目は鉚結であるが、其の他はすべて鋸接した。設計荷重は各車道に對して 32 t 或は 400 kg/m<sup>2</sup>、機械部を含んで軸重 220 t、鋼重は 140 t である。

(9) 匈牙利 Örkény 乗馬學校の屋根構造 (Dachkonstruktion für die Reitschule in Örkény, Ungarn, 第 45, 46 圖) スパン 30 m, 長さ 140 m の Hünnebeck 式屋根であつて、各 35 m 毎に伸縮接目を設けた。架設には移動足場を使用した。各部材はすべて同一の斷面寸法である。空間的の骨組構造として計算した。屋根非

第 42 圖



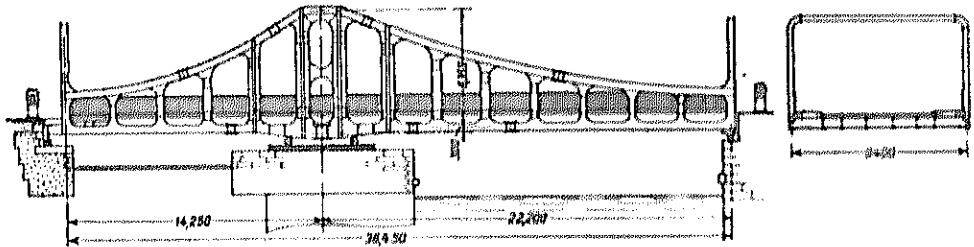
第 43 圖



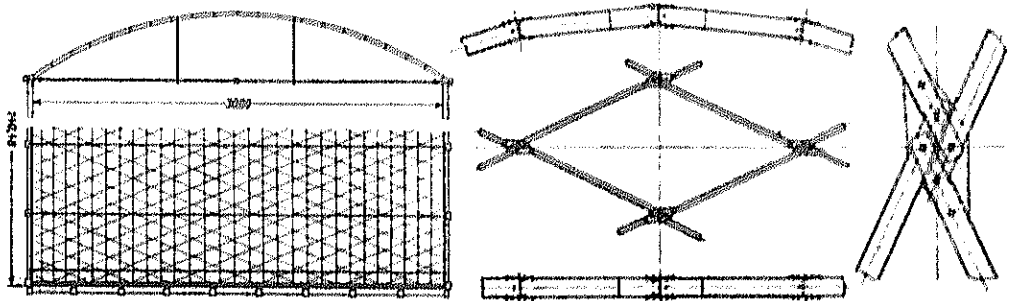
材料は波形のエマニット板である。

(10) 伊太利ミラノに於ける圓管を使用せる自立式鐵塔 (La Torre Littoria di Milano, Italia, 第 47, 48 圖): 高さ 100.6 m の六角形自立式鐵塔であつて、底部に於ける最大幅は 12 m である。部材にすべて圓管を使用したのが特徴であつて、其の直徑は、柱材では 105 ~ 492 mm, 斜材では 108 ~ 178 mm である。格點の構

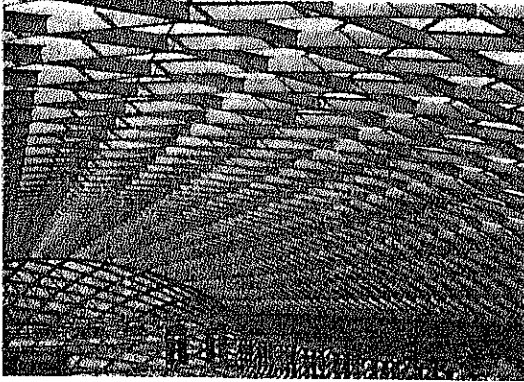
第 44 圖



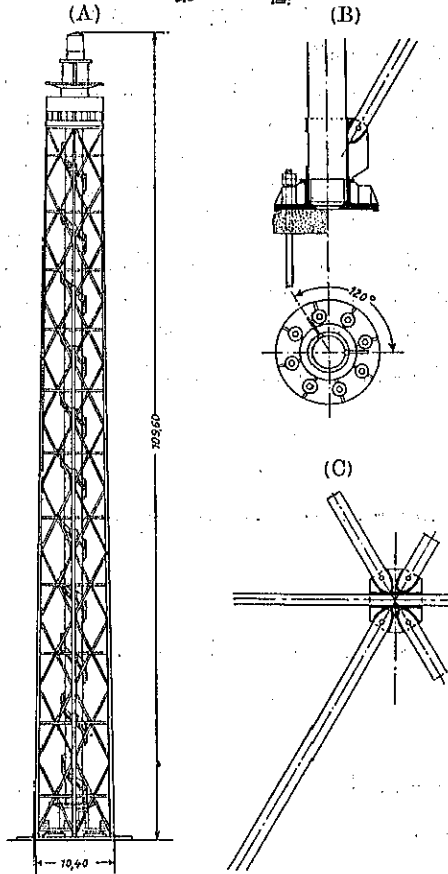
第 45 圖



第 46 圖

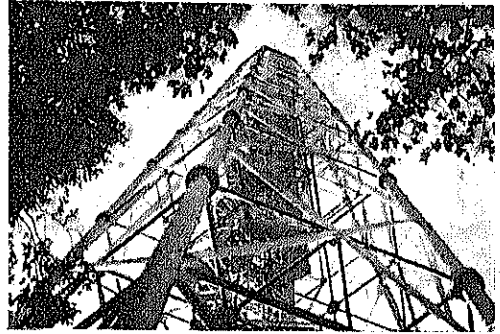


第 47 圖



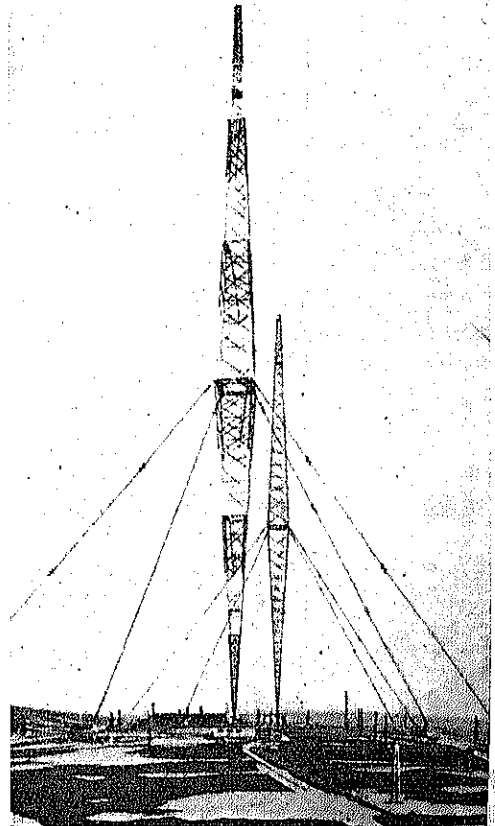
造は圖に示すが如く特殊の繋板を使用し、架設工事中は一時的にボルトで締付けて置き、最後に全部の接目を電気溶接した。材料は破壊強さ  $55\sim 65 \text{ kg/mm}^2$  の高強度鋼で、全體の重量 140 噸、1933 年に建設されたものである (Politecnico, No. 8, 1933 参照)。

第 48 圖

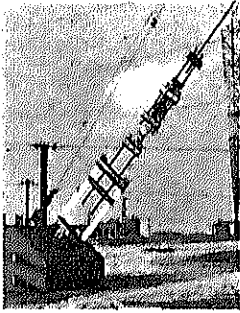


(II) 奥地利維納の放送無線電信塔 (Sendemaste Bisamberg bei Wien, Österreich, 第 49 圖): 高さ 130 m の支線式鐵塔であつて、地上 62 m の所に支線を取付けた。鐵塔の材料は St. 44, 12 である。設計荷重は塔の頂部に作用する 2000 kg の力と風壓とである。風壓は地上に於て  $160 \text{ kg/m}^2$ 、頂部に於て  $270 \text{ kg/m}^2$ 、

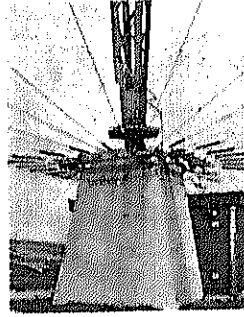
第 49 圖  
(A)



第 49 圖 (B)

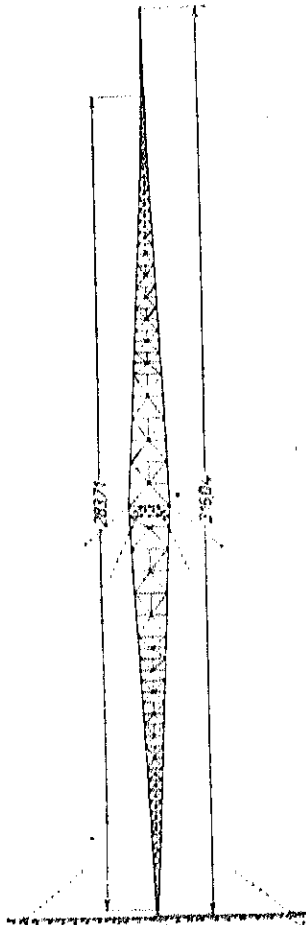


第 49 圖 (C)



其の中間は高さに正比例して増大するものと假定した。  
(12) 匈牙利 Budapest に於ける高さ 310 m の放送無線電信塔 (Funktturm Budapest-Lakilegy, Ungarn,

第 50 圖



第 50 圖)：之も前者と同様の支線式鐵塔であつて、全體の高きは 310 m である。支線は 8 本あつて、塔の中

央に取付いて居る。此の鐵塔の特徴は鐵塔自身がアンテナとして働くことである。材料は St. 37 の軟鋼であつて、全重量は 235 t である。1933 年の建設 (Stahlbautechnik, 1934, Nr. 1 参照)。 (福田武雄)

### Meißen に於ける Elbe 川の新橋梁

(Grühle und Kirsten, "Der Bau der neuen Straßenbrücken über die Elbe in Meißen" Bautech. 10. März 1935 S. 147~150.)

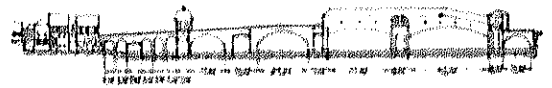
Meißen に於ける従来の Elbe 川橋梁は近年交通量の増加に伴ひ狭くなつて來たので Sachsen の河川監督局に依りその改築準備が進められて居たが、遂に 1928 年に利フドイツの著名製作工場に對しその懸賞募集が發表せられ、この當選設計に基き 1933 年 4 月より新橋梁の架設工事が始められた。

(1) Elbe 川橋梁の歴史： 現在橋梁の架け換へられる地點は古くより東西の交通のあつた地點であり始めて架橋せられたのは 1150 年より 1205 年の間である。始めは木造であり、火事、洪水、流氷等に依り何回も破壊せられ又架け換へられた。この間の變化を第 51 圖より第 54 圖に示す。今更改築せられたる橋梁は 1867 年に架け換へられたものであり、この時始めて従来の木造のアーチが鐵製のトラスになつたのである。

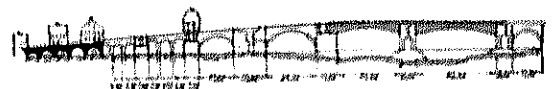
第 51 圖 1558 年に於ける Elbe 川橋梁



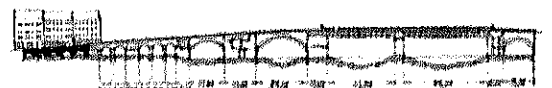
第 52 圖 1784 年以後に於ける橋梁



第 53 圖 1814 年以後に於ける橋梁



第 54 圖 1933~34 年に改築される前の橋梁

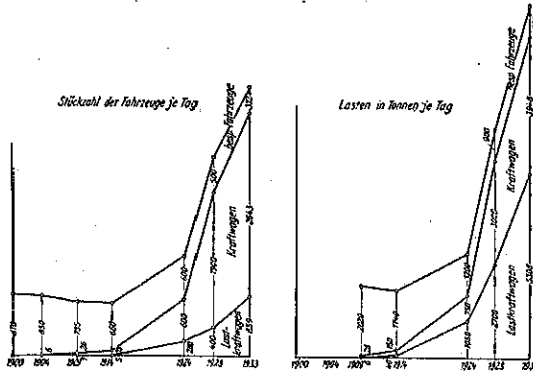


第 55 圖 1933~34 年に改築せられる新橋梁



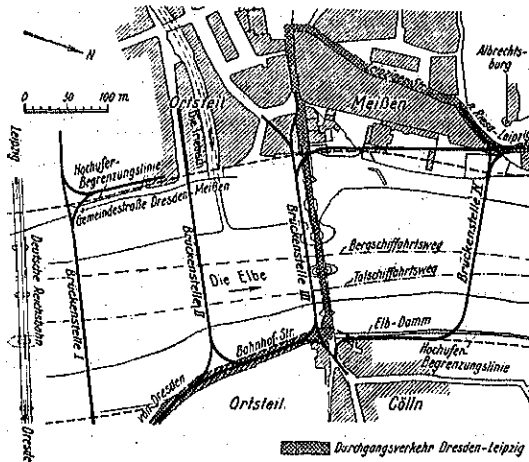
(2) 架け換へ工事の動機及び懸賞募集： 従来の橋梁は洪水を流す上からも亦舟運の上からも大きな障害物となつて居た。又橋上の交通量も 15 年前に較べて約 4 倍に増加して居り、従来の 5.5 m 幅の車道及び兩側の 1.7 m 幅の人道ではこれに應ずる事は出来なかつた。

第 56 圖 Elbe 川橋梁上の交通量



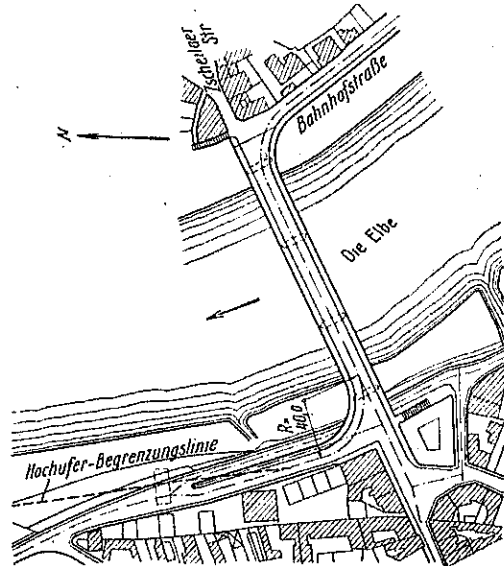
最初の準備作業は 1927 年に始められ、4 個所の架橋地點が選ばれたが、この中 I 及び II の位置(第 57 圖)は III の位置に較べて經費が嵩み、又 IV の位置は經費が最低で且 Meissen 市を外れて居る爲に遠距離交通には好都合であるが、近距離交通に對し大きな廻り道となる爲結局舊橋梁のすぐ上流の地點 III が選ばれた。

第 57 圖 架橋地點



橋梁の設計に關する懸賞募集の條件及び結果は Bauing. 1920, Heft 18~24 を参照せられたい。當選した設計は第 58 圖に示す如く舊橋梁と同一地點に架せられ 3 個の大徑間と兩岸の 2 個の小徑間よりなつて居る。

第 58 圖 懸賞當選設計



建設資金調達の爲橋梁の架設工事は延び延びになつて居たが遂に 1933 年 3 月より工事が始められた。

實施せられる橋梁は當選設計とは少し異り舊橋梁に對し斜めに置かれて居る。かようにした爲舊橋梁の大部分は工事中も使用可能であり、この爲假橋架設の莫大な費用が節約せられた。

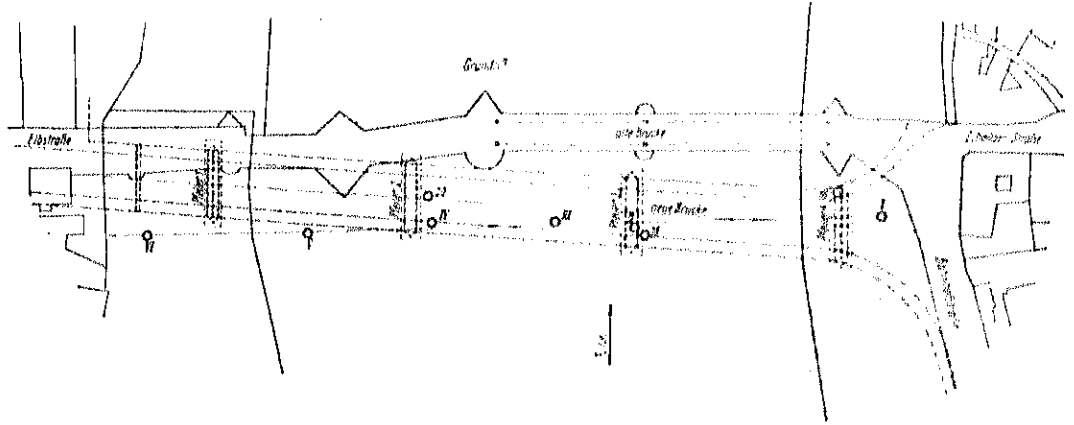
(3) 技術的豫備調査： 試掘の結果岩盤は右岸に於て露出して居るが、これより遠ざかるに従ひ次第に深くなり左岸に於ては約 11 m の深さに達して居る。地質學的に云へばこれは黒花崗岩で上層約 0.5 m が風化して居る。左岸では岩盤の上に砂利層があり、この中に大きな岩石又は粘土の層が混じて居る。概して云へば主として垂直荷重のみを受ける橋脚の基礎として良好な地盤である。

Elbe の水質検査に依ればコンクリートを侵す有害な成分が僅か含まれて居り、その結果水に接觸する部分には高爐セメントを用ひ、その他の部分には高級セメントを用ひる事となつた。

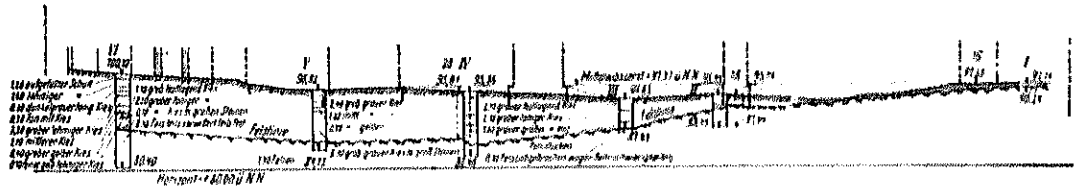
(4) 橋梁一般： 新橋梁の構造を概括して云へば橋臺 2 個、橋脚 4 個で中央 3 個の大きなスパンには鉸桁よりなる連続梁が架かり、兩岸の小さなスパンには鉸桁よりなる單純梁が架かる。路面縱斷勾配は全部 1/28 より緩く出來て居る(第 62 圖)。

橋の幅は車道が 12 m、兩側の歩道が 3 m づゝで合計 18 m である。中央には將來軌道の敷設せられるの

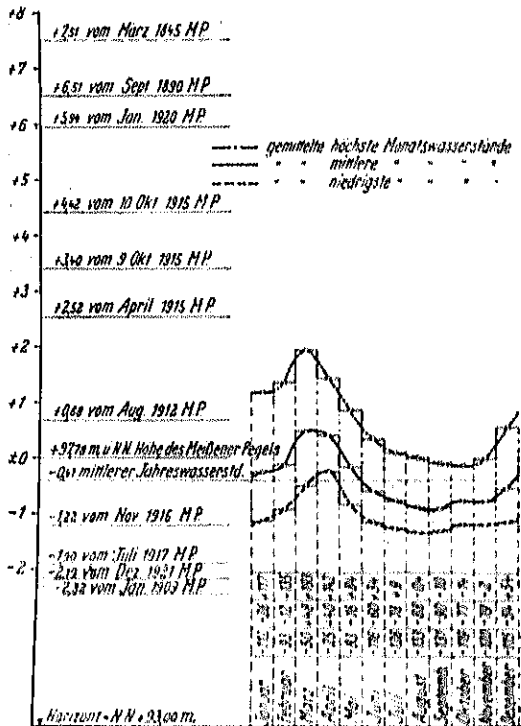
第 59 圖 新橋梁の舊橋梁に對する位置 (試掘地點を示す)



第 60 圖 試 掘 成 績



第 61 圖 1877 年より 1927 年に至る各月平均高水位、平均水位及び平均低水位、記録最高水位及び記録最低水位



を豫想してこれに應ずる構造となつて居る。兩岸の取付道路に付いては第 63 圖を参照せられたい。

第 62 圖に示す如く新橋梁は舊橋梁に對し橋脚の位置、構造を變へ、又構造物を高く上げた爲流水面積は 1300 m<sup>2</sup> より 1740 m<sup>2</sup> に増加し、又舟運に對しても高さ 6 m、幅 20 m の 2 つの空間が與へられる事となつた。

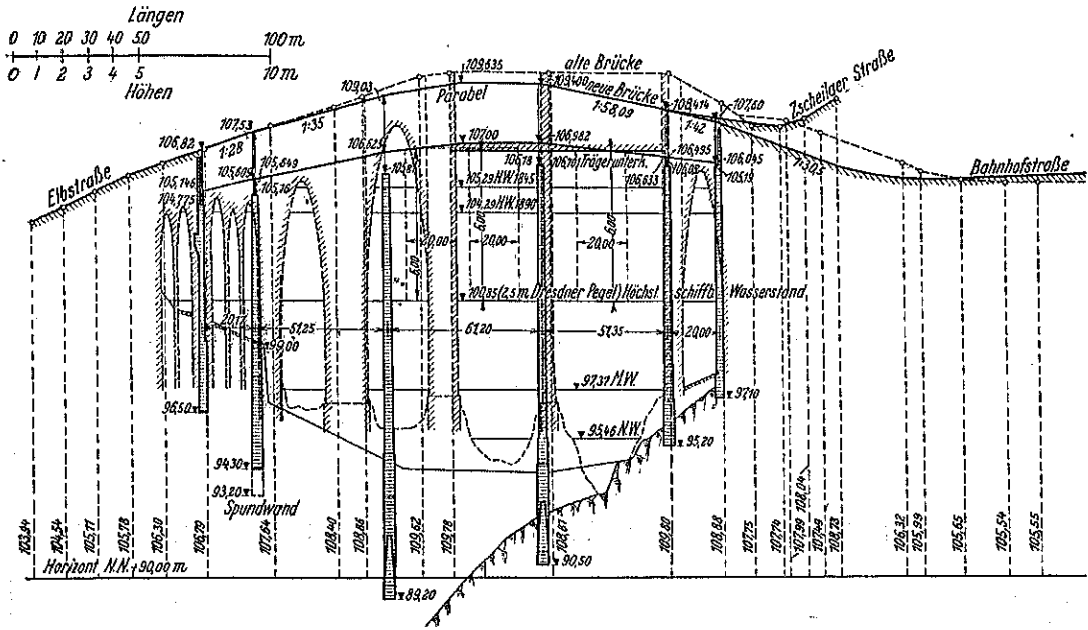
(5) 假橋：既に述べた通り新橋梁の架設工事に於ても舊橋梁の大部分はそのまゝ使用せられ假橋は唯 60 m の間必要となり、舊橋梁の下流に接して架設せられた (第 64 圖及び第 65 圖)。

(6) 基礎工事

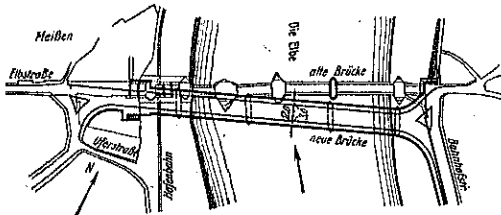
(A) 一般：橋脚は主として垂直荷重のみを受ける。第 3 橋脚は基礎が岩盤まで下げられて居り、水平荷重を受けるのに最も適して居るのでここに連續梁の固定者を置く。橋脚、橋臺様ではコンクリートで作られ表面は黒花崗岩の張石を爲す。橋脚は出来るだけ扁平に作られ、天端で 2.75 m、基礎の上端で 3.8 m である。橋脚の各部分に於けるセメントの混合比については第 66 圖を参照せられたい。例へば基礎コンクリートは 1 m<sup>3</sup> につき 170 kg の高値セメントを用ひて居る。

コンクリート施工には特に注意が拂はれて居り、骨材の成分に對し第 67 圖に示す標準が定められて居る。

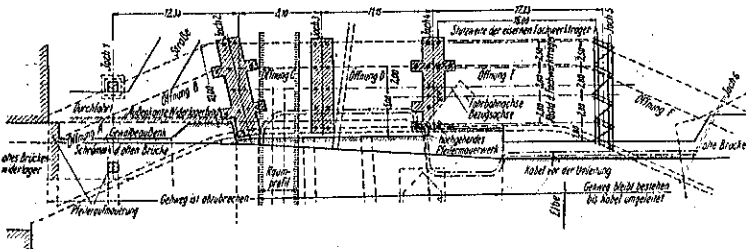
第 62 圖 新舊橋梁の縦断面圖



第 63 圖 新舊橋梁平面圖



第 64 圖 假橋平面圖及び舊橋梁に対する位置



コンクリートの圧縮試験の結果常に規定以上の強さがあつたが長期に施工したコンクリートは硬化が甚だ遅れ、又は途中でとまつてしまつた。

(B) 基礎工事、基礎及び荷重

a) 右岸橋臺：構造上は従来の岸壁を補強しただけであり、基礎は川床に露出して居る岩磐の上に置かれて居る。(第 69 及び第 70 圖)

b) 第 4 號橋脚：岩磐が川底の近くにある爲周囲を鋼矢板で囲み簡単に根掘が出来た。基礎の下端は地表より 1 m 下、即ち岩磐の中に 1.25 m 入つて居る。

c) 第 3 號橋脚：この地點に於ては岩磐は深く且岩磐の上には玉石の層がある爲鋼矢板は用ひられず、潜面が用ひられる事となり、築島上で鉄筋コンクリート製の潜面が作られた(第 66 圖)。切先は第 71 圖に示す如く角型鋼が用ひられて居る。岩磐の表面は殆ど水平であつた爲、潜面の沈下は順調に進み 1 日平均約 20 cm の沈下に達した。岩磐に約 2 m 入つた時に潜面の沈下をとどめコンクリートを填充した。

d) 第 2 號橋脚：この基礎にも潜面が用ひられ、現在の

河底より 6.4 m、將來の改修した場合の川底より 5.5 m 下げられた。地質は殆ど 1.5 m の間に粒の荒い砂利又は玉石の層があり、この下 5 m の間には砂、細い砂利、粘土質砂利等が含まれて居る。1 日平均沈下は約 50 cm であつた。基礎はよく締つた砂利層に達し、試験の結果充分の耐壓力を持つて居る。

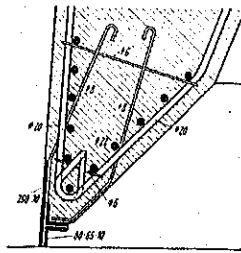
e) 第 1 號橋脚：この橋脚の基礎下端は低水位より





約 1m 下に過ぎぬ爲鋼矢鋸を用いた閉め切りに依り簡単に掘鑿せられ、且大きな石及び古い橋脚等を除去するのに便利であつた。基礎下端は地下 5m の深さにあるが、これが洗掘されるのを防ぐ爲基礎下端より更に 1m

第 71 圖 潜面の切先

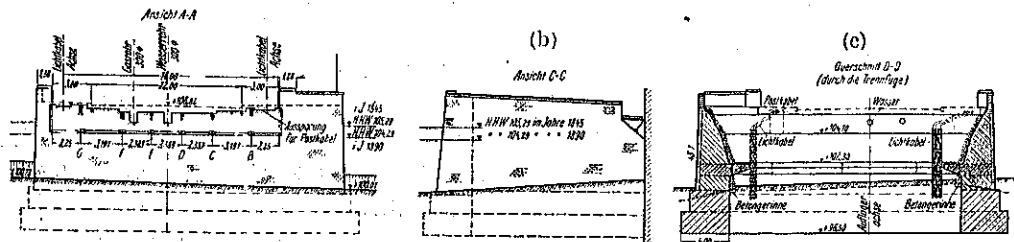


である。主桁の材料としては荷重の大なる爲、又その高さの制限せられて居る關係上主として St. 52 が用ひられた。

主桁の間には St. 52 よりなる横桁(腹鋸は 1 枚)が取付けられて居り、主桁の外側には歩道の爲の長さ 3m の片持梁が取付けられる。左岸の小徑間には主桁として 6 個の鋸桁(腹鋸は 1 枚)がある。

橋梁の右岸ではこれと直角をなす道路に取付ける爲に橋の形が、らつば型となり、従つて桁の構造が非常に

第 72 圖 (a) 川側より見たる左岸橋臺 (b) 下流側より見たる左岸橋臺 (c) 左岸橋臺の翼壁断面圖



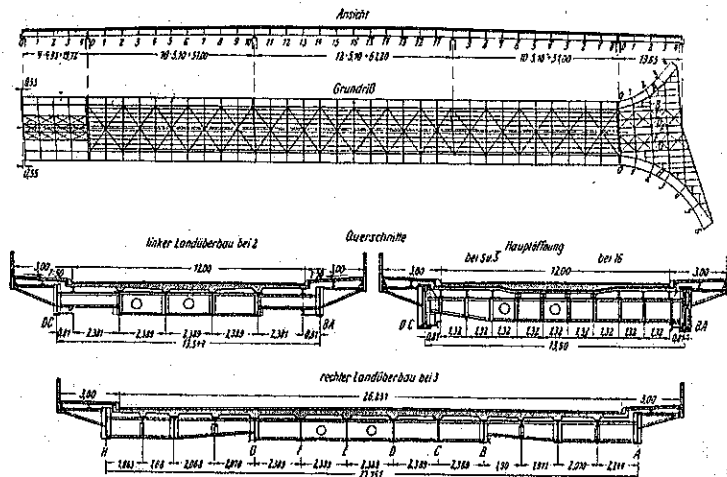
下まで鋼矢鋸を打ち込み、後にこれを川底のすぐ下の位置で切り取つた。

f) 左岸橋臺： 地質は第 1 號橋脚の場合と略同様に玉石層でこの上に基礎が置かれて居る、この玉石層の中には所々に粘土の層が含まれて居る。基礎の安定を増す爲に橋臺及びこれに続く翼壁には下から略 1/3 の所に長さ約 1.5 m の突出部が取り付けられて居る(第 72 圖 (a), (b), (c))。

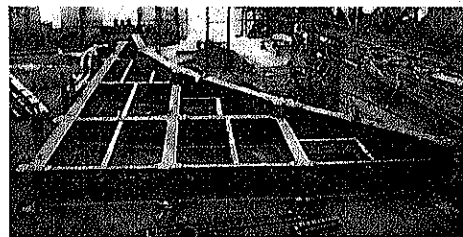
(7) 鋼構造

(A) 一般： 橋梁の主要部分は 51.0m, 61.2m, 51.0m の 3 徑間に互る連続梁であり、これは 18.5m の間隔にある 2 つの鋸桁(腹鋸は 1 枚)よりなる。1928 年の當選設計に依ればこの鋸桁は 2 枚の腹鋸よりなる構造であつたが、近年の經驗に依り鋸桁の腹鋸の屈屈及び大なる剪力を防ぐ適當な構造とする場合には腹鋸を 1 枚としても差支へない事が分つた。經濟的に見ても腹鋸 1 枚の方が重量の上からも亦維持費の上からも有利

第 73 圖 鋼構造部分の平面圖及び横断面圖



第 74 圖 工場で組立てられた下流側ラップ狀部分



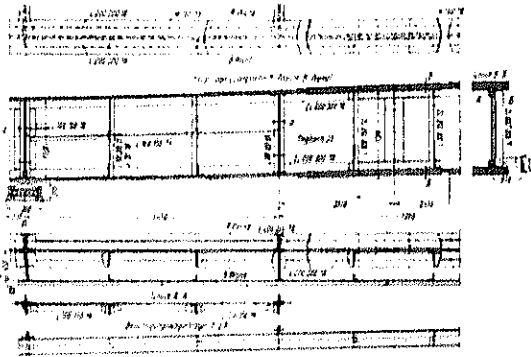
複雑となる。この中央に 6 個の主桁を置き両外側には曲つた主桁を置く。この間の三角形の部分には第 73 74 圖に示す如く横桁及び縦桁が架せられて居る。

橋梁の總ての桁を監視する爲に兩岸の單純梁及び中央の連続梁に 1 個づゝ計 3 個の監視車が用意されて居る。

第 4 表

Punkt	Querschnitt F				Fragmoment	Widerstandsmoment	M <sub>g</sub> + pp	max Q	max v	max i
	Stehblech	Chartwinkel	Lamelle	F <sub>ges</sub>						
Eindaufl. (0 u. 0)	1 · 17,40 · 0,20 = 3,48	4 L 200 · 200 · 18 = 2,76	4 · 160 · 18 = 1,152 4 · 750 · 18 = 5,40	12,70	782,0	77,0	0	+ 209	0	0,91
Mitte Endfeld (5 u. 5)	1 · 18,80 · 0,20 = 3,76	4 L 200 · 200 · 18 = 2,76	4 · 160 · 18 = 1,152 12 · 750 · 18 = 16,20	23,87	2029,2	176,8	- 3312	- 103 170	1,89	-
Stütze (10 u. 10)	1 · 21,30 · 0,20 = 4,26	4 L 200 · 200 · 18 = 2,76	4 · 160 · 18 = 1,152 11 · 750 · 18 = 14,85	27,07	2978,2	228,5	- 4767	- 434 434	2,09	1,05
Mitte Brücke (10)	1 · 23,10 · 0,20 = 4,62	4 L 200 · 200 · 18 = 2,76	4 · 160 · 18 = 1,152 8 · 750 · 18 = 10,80	19,34	2222,0	164,5	+ 3256	+ 101	1,98	-

第 75 圖 主桁 (格點 0-1)

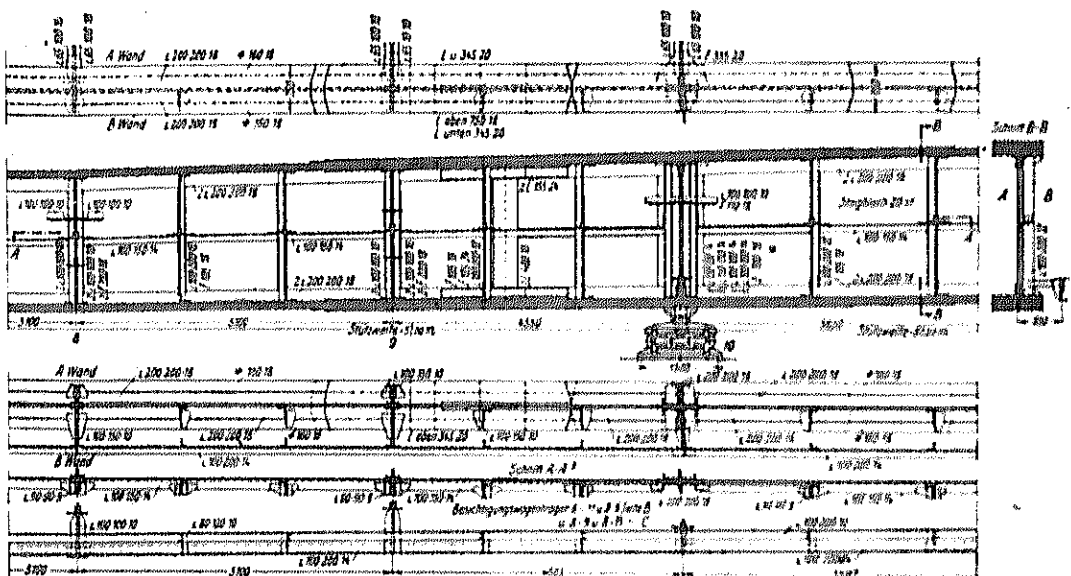


(B) 細部構造及びその計算

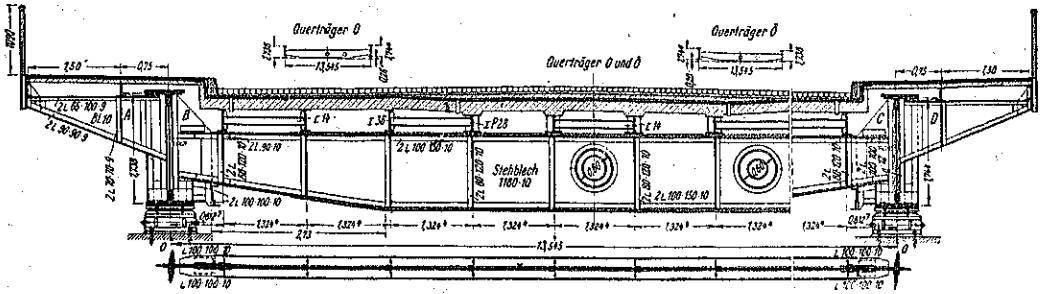
(a) 主桁：主桁の高さは支點の所で 1,730 m、頂點で 2,310 m あり、その他の細部構造は第 75, 76 圖に示す。曲げモーメントの最大の箇所では厚さ 20 mm の腹板の上下各に 2 枚 200 × 200 × 18 との鉄 750 × 18 が取付けられて居る。鉄の直径は 20 mm でその軸の長さは 16,4 cm に達す。腹板の増強に對する安全性を増す爲に腹板に縦横に 110 × 200 × 12 の角型鋼が取付けられて居る。各位置に置ける主桁の最大曲げモーメント及び應力を第 4 表に示す。

(b) 横桁：横桁は主桁間の單純梁として計算せら

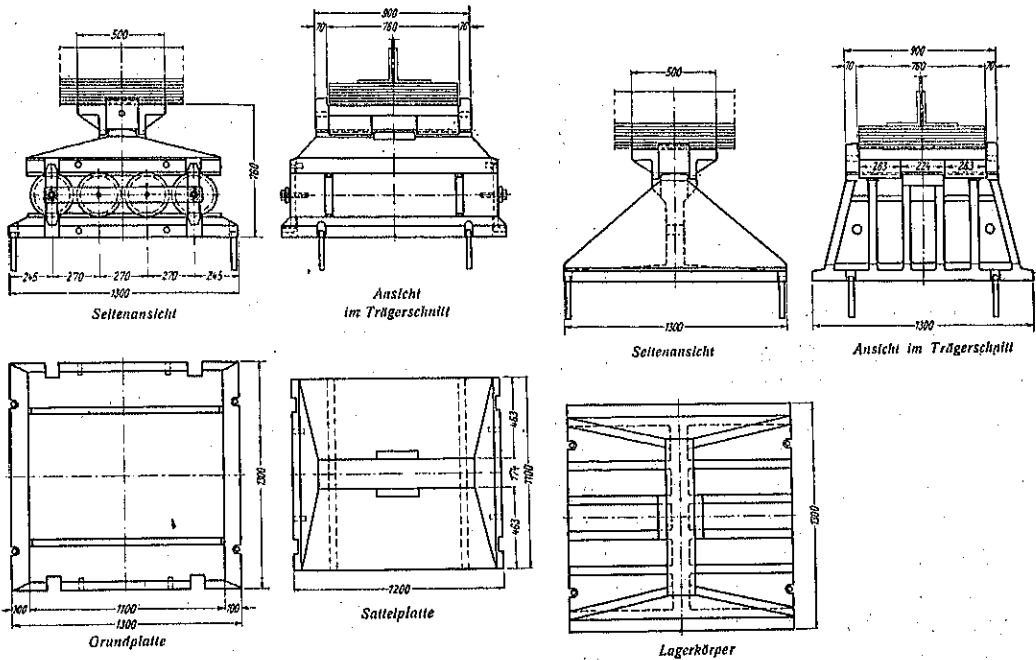
第 76 圖 主桁 (格點 8-10)



第 77 圖 横桁 (格点 0-0)



第 78 圖 可動沓 (4, 2, 1 號橋脚)



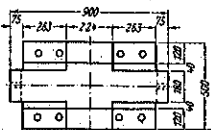
れその細部構造は第 77 圖に示す。

(c) 縦桁： 縦桁は横桁の上に乗せられて居り、相隣れる 2 つの縦桁は溝型鋼を以て互に連結せられて居る (第 77 圖)。

(d) 沓： 既述の様に固定沓を第 3 橋脚に据え、他は可動沓で 4 個のローラーよりなる (第 78 圖及び第 79 圖)。

(e) 手摺： 1.7 m 毎に柱を立て、8 本目毎に片持梁の先端に取付けられ、他は歩道下の縦桁に

第 79 圖 固定沓 (第 3 號橋脚)



取付けられて居る。

(小野一良)

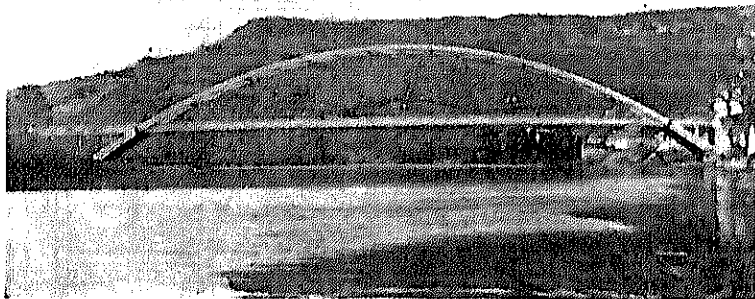
### 斜吊材を使用した鉄筋コンクリート拱橋

(A. E. Bretting, "Inclined Hangers Impart Slenderness to Ribs of 470-Ft. Concrete Arch" E. N. R. April 25, 1935, p. 577~580.)

1934 年に佛蘭西南部の Castelmoron に架せられた公道橋で、その徑間長 470 呎、非對稱三鈎拱として設計された鉄筋コンクリート下路拱橋である。その重要な特徴は拱肋に生ずる曲げモーメントを減少せしめる目的に斜吊材を使用したことであり、又拱肋は既製コンクリートブロックから造り、それ等は外部のコンクリ

ートを打つ前に豫め應力を加へたものである。この方法によつて拱肋断面に一律に應力を分布し且又拱架は拱肋の死荷重の約 1/2 の荷重の下に施工され、従つてその費用も遞減し、重苦しい外観を取り除いてある。尙比較的重量の大きい對傾綫構等の部材も亦既製コンクリートで築造したものである (第 80 圖)。

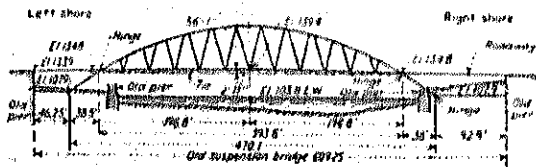
第 80 圖



設計： 該橋は 18 呎の車道と各 3 呎の兩側歩道とより成り、每布荷重は每平方呎 102.4 封度又は各 16t の自動車 4 臺として設計された。活荷重の作用せぬ場合の氣壓は每平方呎 51.9 封度とし、3 つの鉸の中 2 鉸は上路面に他の一つは右岸橋臺に取り付けた。

その主要部分は 靜定構造物で基礎の沈下又は橋梁の溫度變化に依つては何等の應力も生じない。更に右岸橋臺に於ける反力の水平分力は殆んど完全に上部 2 鉸間の應張力と平衡してゐる。橋床は斜吊材によつて拱肋から支えられ、この吊材に用ひた鋼索は O. F. Nielsen 氏の發明にかゝる特許品である。橋體に斯る形式を採用することに依つて 2 個の上部鉸間の拱肋に生ずる曲げモーメントは拱肋の断面の決定には何等影響せぬ程小となり、唯推力のみに支配されるが如き結果となつた。第 81 圖は計算に用ひた靜定構造の一つを示したもので、細長き斜吊材の傾斜が拱肋に於ける曲げモーメントの減少を來す主要な原因となる事は興味あることである。

第 81 圖



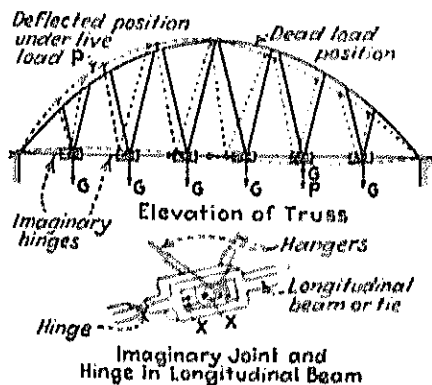
互ひに反對方向の吊材と繫材との結合は可動的に取付けられ、下部格點の各々で死荷重  $G$  を受ける。格點

の一つが活荷重  $P$  を受けると、拱は圖示した様な撓度を示す。撓動は繫材について水平に動き拱に於ける曲げモーメントは垂直吊材の場合と殆んど同様である。假令下部格點に死荷重  $G$  及び活荷重  $P$  を受けても格點に作用する一對の水平力  $X$  に依つて繫材上の原の位置に押し返し、在來の場合と同一となるのであり、斯る

力が拱に對して活荷重  $P$  に依つて生ずると反對の曲げモーメントを生じ且繫材の種々な部分に應力を生ぜしめることは明らかである (第 82 圖)。

繫材は標間の中央に於て切断したものと考へるから、繫材に生ずる應力は中央點と、考へられる點との間の力  $X$  を加へればよい。格點に於ける水平分力  $X$  は舟子の水平變位に比例し格點からの兩吊材が應張力を受け

第 82 圖



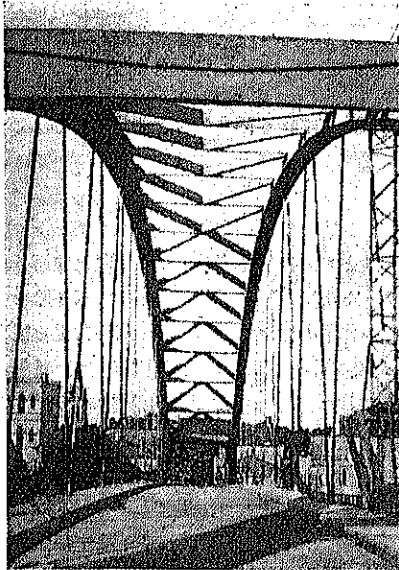
る様にしてある。

吊材の應張力が零になつた時曲げモーメントは最大になるのであるが實際に於て應張力の全く作用しない吊材はないであらう。通常の拱に於ける最大曲げモーメントは活荷重に依つて大體  $1/50 p l^2$  になるが ( $l$  は標間、 $p$  は每平方呎の活荷重) 一方斜吊材を有する拱の最大曲げモーメントは同一條件の下で約  $1/500 p l^2$  となり、構造物の撓度は勿論之れに相應して小さい。

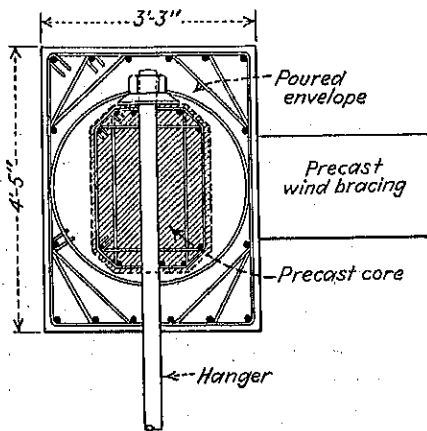
薄い拱肋は 2 個の上部鐵の間に有效な對風構を必要とし直角  $K$  トラスを用ひてある (第 83 圖)。

拱肋は肋心を地面上で打つた既製コンクリートとし、外部は現場にて打つた。拱肋の平均断面は第 84 圖に示してゐる如く拱設點に於て高さ 8 呎 11 吋、幅 8 呎 3

第 83 圖



第 84 圖



時であり、路面に於て 4 呎 11 吋と 3 呎 2 吋、起拱點では 7 呎 3 吋の高さ及び 7 呎 3 吋に増加してゐる。

對風構の部材の大部分は高さ 1 呎 8 吋、幅 1 呎で鋼吊材は直径 3 $\frac{1}{2}$  吋、床組は 32 呎 10 吋間隔の横桁其他縦桁及び斜材から成立つてゐる。拱肋コンクリートに於ける最大應力度は 1138 封度/吋<sup>2</sup> に抑へられ拱心では相當量の螺旋鐵筋によつて約 1020 封度/吋<sup>2</sup> まで高められてゐる。

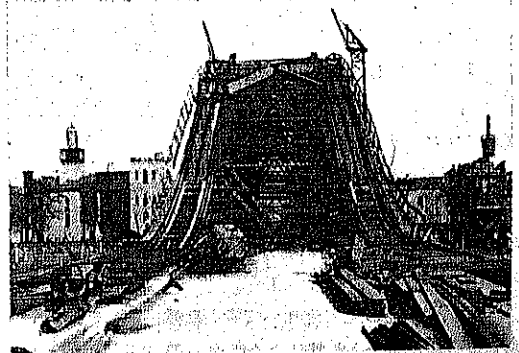
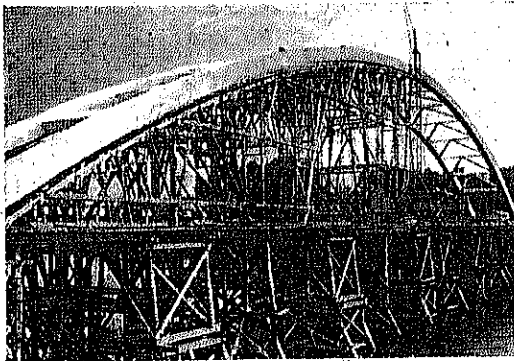
拱肋には仕上コンクリート 1m<sup>3</sup> 當り 400 kg の高級セメントを使用し、配合は 1:1.5:2.5、同一のセメントを 1m<sup>3</sup> 當り 250 kg の割合で對風構に使用した。他の部分にはポルトランドセメントを使用し上路面のコンクリートは 1m<sup>3</sup> 當り 300 kg、橋梁コンクリートには 250 kg にして配合は約 1:3:5 である。

構築方法：拱肋間に用ひた足場は細い木材構造で種々の作業中に於ける拱架の最大荷重は拱肋自重の約 1/3 を超過せぬ様にした。之等の肋心片は各々終端に埋込んだ鋼板をボルト締めして拱架上に配置し、その位置を確保させた。又肋心と外側コンクリートの収縮の差異による支障を除去する爲に、肋心は濕砂の中に貯藏して収縮の進行を徐々にする様に努めた。

K トラスの垂直材には螺旋鐵筋まきの小梁を用ひ、且中央點で少しの間隙を有せしめる爲に、斜材片の鐵筋を突出せしめる餘地を造つた (第 85 圖)。

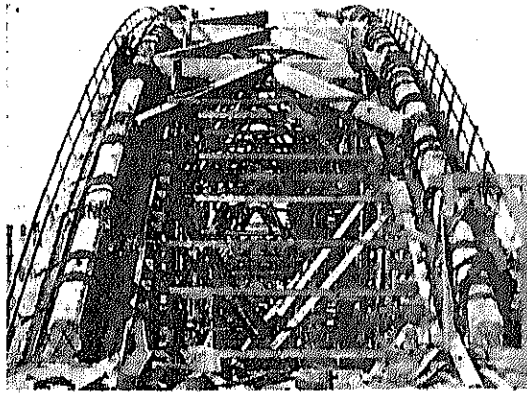
個々の肋心片は豫め決定した場所に配置し、第 86 圖に示す様にボルトで締結する。このコンクリート塊はジャッキから壓力を受けた時拱架に沿うて滑る事の出来る様な工合に肋心の重量を拱架に傳へてゐる。次の作業は拱頂點接合部に 4 臺の 150 t の水力ジャッキを置き、これによつて各拱肋に約 200 t の推力を生ぜしめ

第 85 圖



拱架に掛かる過重を減ずることである(第87圖)。

第 86 圖



第 87 圖



この壓力による肋心の短縮からコンクリートの弾性係数が1平方吋當り4700000に相當することが判明した。

K. トラス垂直材の中央の格點は、この時にコンクリートを打ち、拱肋の短縮による2次壓力の發生を消去した。

次に斜吊材が定位に置かれ、2つの隣接吊材の歪みが調整し得る様に緊材に固定した。續いて拱肋外部の鐵筋にコンクリート打を施工し、4週間硬化せしめた後充分に拱架の荷重を減少せしむるために水力ジャッキに依つて壓力を400%増加し、更にアルミナセメントコンクリート塊を施工して、コンクリートが硬化するや否やジャッキを除去して拱頂點を仕上げた。拱肋の残りは垂直面内に於ける挫屈を防ぐため作業中ボルト締めをなし、橋端路面下の拱肋の部分は上路面の部分と共に直接にコンクリートを施工した。

以上の施工方法は次の3つの利益を有してゐる。

(1) 拱架は拱肋心の接合前に最大荷重を受け、それのため實際には作業中、拱架の沈下を生じないのみならず又正確に拱肋の維持が得られる。

(2) 拱肋に豫め壓力を加へて置いた爲、拱肋に生ずる壓力は普通の場合より都合よく断面一様に分布した。

拱肋と拱樑の完成後、拱架は不用になり、之を取除いた。橋梁面上のコンクリート作業は吊材から支えられた假構上で施工された。

上部兩絞間の此の路面コンクリート作業は吊材を通じて拱肋に傳達される荷重が常に平等に分布し、そのため拱肋に過度の曲げモーメントを生ぜしめない様にした。

弓の肋心間の間隙には總てのコンクリートの終了後特別な荷重として砂を充填し、この砂は上路面の部分のコンクリート打と同一な割合を以つて取り除いて行つた。上記の作業の行はれてゐる間、臨時荷重を橋梁上の絞と中央絞の間の路面上に置いて構造物と足場の取付けを堅固にした。上部兩絞間の構造物はこの際拱絞として假構に作用し、上路面の温度壓力を避けるために假構を除去するまで中央點に接合部を残した。最後に開通前に於ける試験荷重を作用せしめた結果、構造物の華奢なるに反し、剛性頗る大にして試験中の最大撓度は徑間の1/1000を超過しなかつた。

(糸川 一郎)

### 320 呎の木製無線電信塔

(Frank P. Carlwright, "320-Ft. Timber Radio Tower a Self-Supporting Structure," E. N. R. May 16, 1935 p. 701~702.)

Richmond の WRVA 局に建設された無線電信塔は高さ320呎の何等の陸索なき獨立せる全木製の放送用塔で、その目的が電氣的に絶縁されたものでありたいと云ふ希望から試みられたものである。既に歐洲各國に建設されたものを研究し、特別な木材接合器具を得るに及んで初めて具體化したものである。

製作及び設架の兩過程中、その採用した方法は、二、三を除いては鋼鐵構造物の場合と變る所はない。唯現場に於ては降雨、強風、寒冷等に妨げられて3箇月中近々33日の作業日數を得たのみで、完成迄には可成期日を延引せざるを得なかつた(第88圖)。

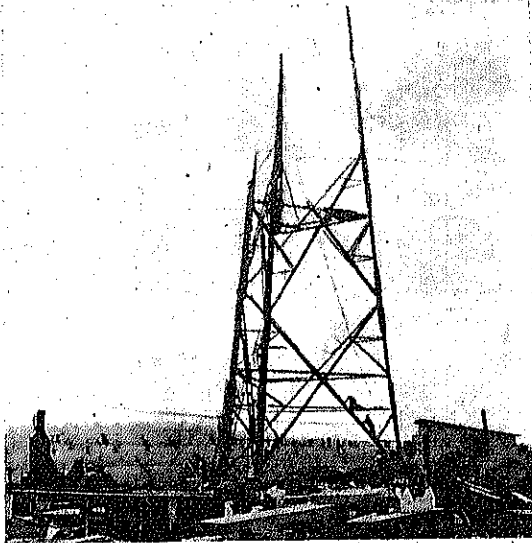
高級木材の使用：設計に際して風壓に依る横方向の荷重が最も主要な因子である爲、勢ひ使用木材は吟味されたものである事が必要となり、高度の使用壓力を取り得る如き材料を選択して断面を小にし、又設計荷重をも低下せしめ得る様に努めた。木材としては100%に心材のみの、緻密な赤松を用ひ、木理は1:15以内、節その他は断面の25%以下とし、各材は4面を米國際

準型に仕上げ、船荷とする前に人工乾燥を施した。

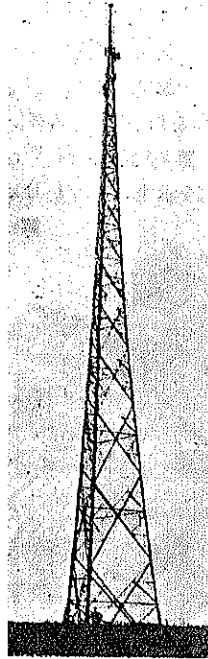
設計細目： 風壓としては毎時 100 哩の風速(風下側の構造物の面には 70 哩)に相当する壓力として 80 封度/呎<sup>2</sup> が塔の面に作用するものとし使用材木の自重は 42 封度/呎<sup>2</sup> と假定した。又底部附近の脚断面に於ける風荷重と死荷重の比は 5:1 とし、最大風荷重と喫荷重とが兩立する事は先づあり得ないとして後者に對しては何等考慮を拂はなかつた。

木材による構造物設計の通例として、瞬時荷重は長時間荷重の 50% 増しとし、短柱の最大應壓力度は 2100 封度/吋<sup>2</sup>、最大許容應壓力度は 2400 封度/吋<sup>2</sup> を取つた。接合環に對しては 2 $\frac{1}{2}$  吋 及 4 吋の各々に木理に平行に 6000 封度及び 11500 封度とし、木理に直角なる方向には 4500 及 7500 封度に直線的に漸減した。横構の部材は歐洲に於て用ひられたと同様のものを使用したが、この塔の特質は獨立した而も同型の 8 面より成り、各々は各隅に於て六角形の距

第 89 圖



第 88 圖



規と接合環によつて結合してあることにある。即ちこのものは脚柱に對して横構の支持物となり、又一方長柱として作用し乍ら、更に添接板として有效な役目を演じてゐる。これ等は格點に於て不連続となつて居て、この部分で他の部材が同一水平面内で互ひに相會することを可能ならしめてゐる(第 89, 90 圖)。

尚 8 面が全く同一の構造及部材から成ることは各般の材片の製作を容易ならしめ、又一方水平部材が同一面内で相會することは架設に際して足場の設置に便である。

塔の隅角は上端に至る程縮小して遂に單一の部材となり之の上に更に 40 呎の柱を支へてゐる。

塔の底面の幅は脚の中心間隔 38 $\frac{1}{4}$  呎、この點から 8 面が 280 呎迫り上り、更に上記 40 呎を加へて合計 320 呎の高さを保持してゐる譯である。側面は拋物線で曲面を畫き、各面内の部材が等分布荷重を受け、且構造物全體が材料上最も有效になる如くに設計されてある。脚柱に於ける添接板は大體材片長の 1/2 である。

製作及び架設： 工場製作に關する部分は鋼鐵の場合と同様であることは前述の如くであるが、各部材の製作其の他は殆んど現場で行はれた。即ち地面に並べた材片を鋼製卷尺で測り、鋸で鑽孔し、溝條を附け、稍特別な器具を用ひて仕上げたのみである。架設は鋼鐵業者によつて行はれたが、少しの經驗を得ただけで彼等が充分この慣れない材料に就ても鋼鐵の場合と同様に圓滑に作業し得る事を知つた。塔の下部の部分は三脚起重機の孔を利用して組立て、上部の格間は一隅角の脚柱に取付けた助架臺によつて施工した。(糸川一郎)

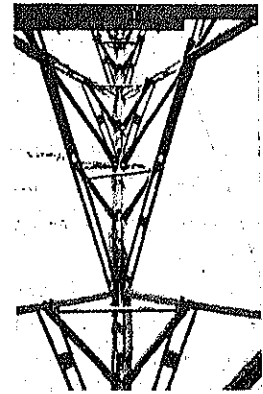
### Armo 製 棹 擁 壁

(“Armo Crib Retaining Walls”  
Engineering, May 31, 1935.)

棹を以て擁壁を構成する工法は、從來普通に知られてゐる簡易工法であるが、施工個所に依つては、し得るものである。

この棹擁壁の著しい特長は、極めて安定な事である。それは、裏込状態の良好なるこ

第 90 圖



と後の小口材とが極めて有効に礎着作用を行ふことゝに歸因する。

従来、枠擁壁としては、木製のものゝ鉄筋コンクリートブロック製のものがある。木製ものは、附近に木材が多量にある場所には適當であるが、永久性のない缺點があり、鉄筋コンクリートブロック製ものは、數年來アメリカで盛んに使用せられてゐるが、之は永久性はあるが、ブロック製造費及び運搬費が相當に嵩張る缺點がある。

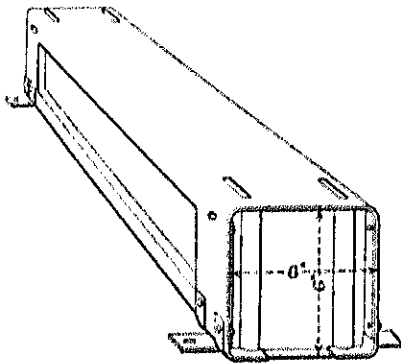
此の改良構造として、暫らく前、Armeo 製のものが考案せられた。

Armeo 鐵は、長年月の使用に堪え得るものとして、従来暗渠用として廣く用ひられてゐるものであるが、之を枠擁壁の材料に用ひれば、鉄筋コンクリートブロックに比し、輕量なる爲、運搬及び現場に於ける取扱上多大の利點がある。

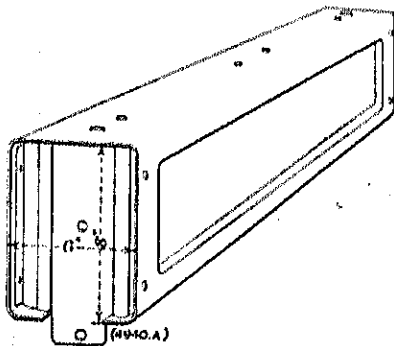
且つ断面の大きさを一定しておけば、組立は極めて迅速に行く。

Armeo 枠の構造の單位をなすものは、小口材(第91圖)と長手材(第92圖)の2つである。

第 91 圖



第 92 圖

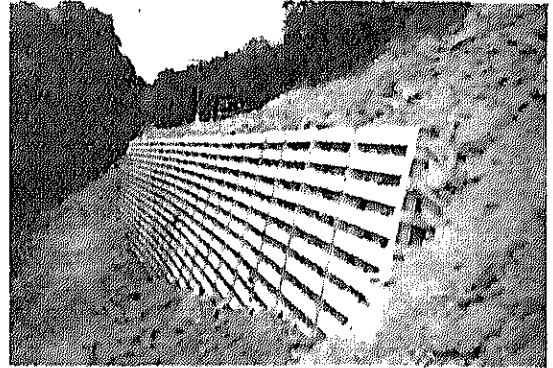


小口材は兩端下部に夫々 2 個の突出片を有し、下に位する長手材とボルトで連結する。長手材は兩端下部に夫々 1 個の突出片を有し、之を下に位する小口材上面の長孔内に嵌めるのである。

一般に、小口材の長さは 4', 6', 8', 長手材の長さは 6', 8' を標準にしてゐる。

第93圖は、西 Virginia 州の公道に施した工事の一部を示す。これは Elk 河の水害豫防の爲に作られたも

第 93 圖



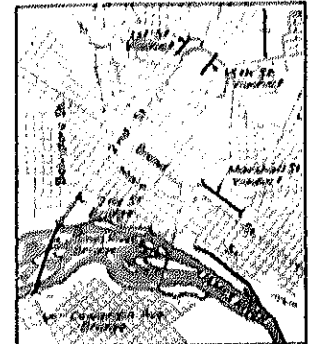
ので、全長 144', 高さ 25' であり、建設直後に襲つた 2 度の大洪水にも、又その後の大洪水にも、充分效力を發揮した。(古藤幸朝)

### Richmond 市の興味ある橋梁 建設計畫の完成

("Richmond Completes Interesting Program of Bridge Construction" E. N. R. June 6, 1935)

アメリカ Virginia 州の Richmond 市の商業中心地は、一方は James 河に、2 方は深峽谷に圍繞せられてゐて(第94圖)、これに架せられてゐた橋梁は何れも狭小にして、此處に集散する貨物運搬の停滯を來し、不便尠からざりし爲と、1933 年の秋著しく増加せる失業者を救済せんが爲に、橋梁の新設、改築が計畫せられかねて施工中であつたが、最近之が竣工を見るに到つた。經費は、復興金融會社(RFC)の融通資金に依ることゝ

第 94 圖





し、借金を返済し得る迄各橋梁を賃取式にすることとした。工事は事業の目的上、失業者の労働力を廣範圍に使用し、尙 C. W. A. 等にも依つた。

第1及第5街陸橋： Schockoe 峡谷に架せられた、この兩陸橋は、長さを異にするのみで、設計は均等である。

第1街陸橋は、全長 876'-8"、80' の徑間 8 連と兩端の短い徑間とより成る。

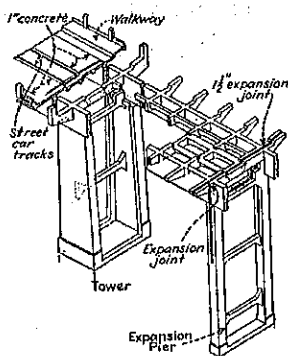
第5街陸橋は、全長 1185'、80' の徑間 14 連と兩端の橋臺とより成る。

第 95 圖

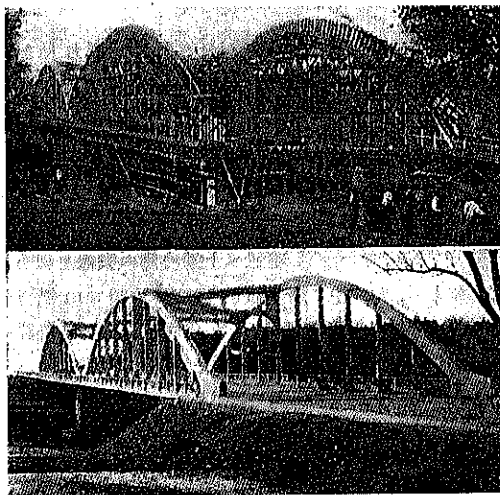


型式は、鐵筋コンクリート上路梁橋で、之を交互に配置した不撓橋塔と可撓橋塔に依つて支持せしめた(第95圖、第96圖)。不撓橋塔は、2個の溝型コンクリート長柱を抗壓横材を以て結合せしめたものである。此の橋塔は、2徑間

第 96 圖



第 97 圖



連続のラーメンを支持し、その兩端を高さ 20' の薄いコンクリート橋脚上に載せしめ、伸縮をこの可撓橋脚に依つて行はしめるのである。

第2街橋： これは、C & O 鐵道構内を横ぎるコンクリート繫拱橋で徑間長 147'-1/2" の徑間 2 連と兩端橋詰のラーメンとより成る。拱は拋物線で、肋の斷面積は全長を通じ一定の 3' x 3 1/2' である。

尙この橋梁は、斜角 40°55' の斜橋である爲、兩側の各肋は、僅か 2 點で横構を取付け得るに過ぎない。横構は水平部材を有する半拋物線狀である(第97圖)。

伸縮は中央の 2 重可撓柱に依つて行はしめた。

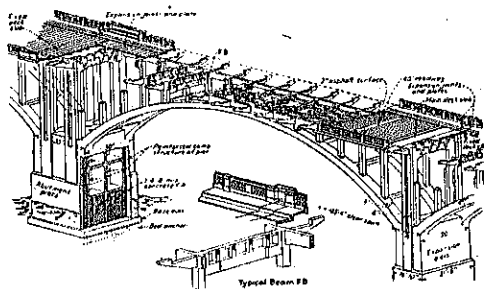
Cowardin Ave. 橋： これは全長 190' の繫拱橋で、A. C. L. 鐵道上を 28°5' の交角以て架せられた斜橋である。設計は大體、第2街橋と類似してゐる。

James 河橋： 本計畫中最大の橋梁で、徑間長 183' 4" の拱 16 連と兩端の橋詰ラーメンとより成る。

建設上、橋梁を 3 區分に分け、中央の 2 區分點下に、斷面大なる臺脚 (abutment pier) を設けた。

一臺脚は Belle 島上に、他は北方流道中に設けた。後者の基礎マツトは合釘に依つて岩盤に鎮礎せしめた(第98圖)。

第 98 圖

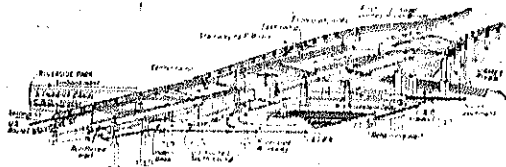


臺脚は何れも 90' 平方、中空にして鐵筋コンクリートの壁を以て構成せしめた。臺脚以外の各橋脚は 14' x 30' の中空筒體より成り、之に依り橋床の伸縮を行はしめた。

拱は圓形にして、肋は幅 5' 厚さは起拱點で 4'-3"、拱頂點で 8' である。

北方の橋詰に於ては、急峻な河岸を切取つて作った臺地上に 3 線の C & O 鐵道線、Kanawha 運河及び陸橋上を走る複線の C & O 貨物線があり、之等は橋梁の中心線と夫々異なつた角を以て交叉して居り、更に第2街路の延長は橋詰の下を横切り河を横斷してゐるので、橋詰の設計は第99圖に示す如く極めて複雑である。

第 99 圖



Marshall 街橋：これは、橋長 2456' の上路單橋として設計されたが、建設に際し上弦材を 3 橋塔間連続としてしまった爲、上弦材にバックリングを生じ、橋塔には過剰応力を生ぜしめてみた。仍つて木工亦に於て、之を改造し、上弦材を切断し、適當に連結して名實共に單橋たらしめた。尙、車道歩道の幅は夫々少しく擴大し、古い木塊舗装をアスファルト舗装に變へ、又死荷重を減ずる爲、コンクリート歩道を木塊舗装に變へた。

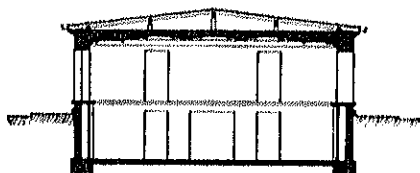
(古藤幸朔)

高 7.70 m もある梁構造の側壁

(E. Suenson, "7.70 m hohe Querwände als Gebäude-Abfangungsträger" B. u. T. 20. Juni 1935 S. 185~186.)

Kopenhagen の商業學校には、古い石造の雨天體操場があつた(第 100 圖)。其の後校舎を増設する事になつたが適當な敷地がなく、止むを得ず此の體操場の上に建て増しする計畫をたてた。即ち第 101 圖の様に更に 4 層階と屋根部とを増築するのである。

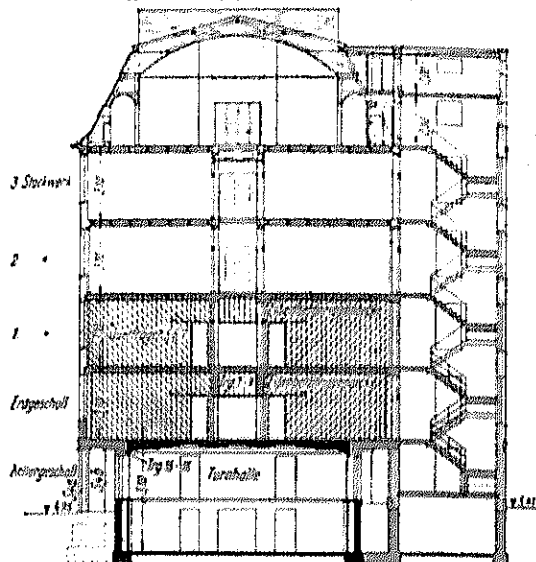
第 100 圖 既設雨天體操場



既設建築物の柱並基礎は、増設荷重の約 1/3 を支持する餘裕があつた。そこで新設の柱は既設のものと共に、建築物全體の荷重を支持する設計とした。然し水平梁には上部荷重に対する餘裕がないので、増築部分の 1 階と 2 階とに亘る高さ 7.70 m の側壁を梁の構造とし、舊建物を越えて左右の柱に支持させた。此の側壁を兼ねた横桁と之に直角な縦桁は總べて鉄筋コンクリート造とし、支點を緊結して柱にかかる不均等荷重を防止した。但し建物外周の壁は、古風な石造とし、舊態を維持せしめた。

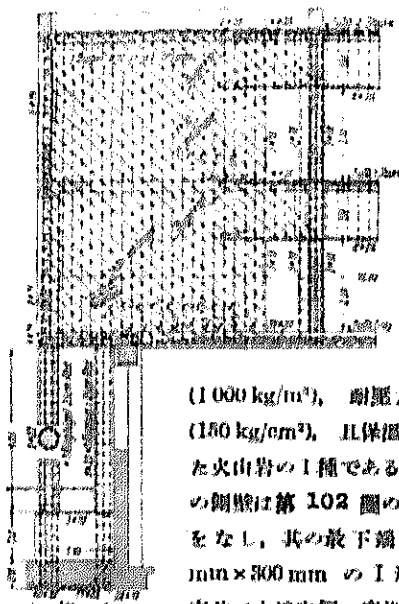
設計詳細：新設箇所は床版は高さ 29 cm の鉄筋コンクリートにして、Dänemark 地方によく用ひられる "Moler" と云ふ石を埋込んだ。Moler は非常に軽く

第 101 圖 増設計畫



備考：基礎は新石で、柱は既設の石で、増設部は鉄筋コンクリート

第 102 圖 側壁配筋圖



(1000 kg/m<sup>2</sup>)、耐壓力大きく (150 kg/cm<sup>2</sup>)、且保温性を備へた火山岩の 1 種である。梁構造の側壁は第 102 圖の如き配筋をなし、其の最下端には 340 mm x 300 mm の I 形鋼を日本並へ上端内側の突縁を切断して溝型とし、此の中に圖の如き 14 本の 30 mm 鐵筋を配筋す。支柱は外側に 55 cm 8 角柱と、内側に既設の柱と接して 47.53 cm の 4 角柱とある。基礎は古いものと底部を揃へ幅 1.90 m、長 6.0 m である。

(米屋秀三)

12. 堰 堤

Fort Peck 堰堤の排水隧道掘鑿

(“Diversion-Tunnel Driving at Fort Peck Dam.” E. N. R., May 23, 1935 p. 735.)

Fort Peck 堰堤の隧道の構造は E. N. R., May, 9, 1935 の 659 頁に述べて居るやうに大工事であつて其の工事の如何を左右するものは空氣に曝らすとすぐ風化してばらばらになる緻密な海濱性頁岩の取扱ひ如何である。

工事状況の特徴を一括して見ると (1) 頁岩の風化を出来るだけ遅滞せしめるため隧道内の頁岩にアスファルト被覆を行つたこと, (2) 採炭機 (coal cutter) の原理を應用した石切鋸を用ひ隧道を徑 32 呎の圓形に掘鑿すること, (3) 掘捨にはベルトコンベヤーを使用したこと等である。以下是等に就て述べて見やう。

隧道は出来上り内徑 26 呎で 4 本の隧道の長さは夫夫 5379 呎, 6006 呎, 6629 呎, 7254 呎で總計 25268 呎となる。貯水池満水時 4 本の隧道の可能通水容量は合計 84000 呎<sup>3</sup>/秒である。河川の平均流量は 8000 呎<sup>3</sup>/秒で, 最大洪水量は 1908 年の 154000 呎<sup>3</sup>/秒である。254000 呎<sup>3</sup>/秒の排水量を有する溢水路は河川流量が此の洪水量の半ばに達すると働き始める。排水隧道と溢水路とが同時に働くとき最大洪水量の 2 倍まで流過し得る能力となる。尙貯水池の上部水深 8 呎の部分は洪水調節に利用せられるもので, 之は洪水時の安全率として考へられる。

前述の如く隧道は徑 32 呎に掘鑿せられ鋼鐵の圓桁や軽い I 字形の梁及び鋼板で支持せられる。隧道は先づ第 1 に 21 吋厚さのコンクリートで巻かれ其の内側は更に 9 吋厚の鐵筋コンクリートで巻かれる。此の仕事は頁岩の急激な風化を防止するため掘鑿後 20 日以内に完成せしむるのである。鐵製圓筒が設置せらるるや其の背部にグラウト注入を行ひ圓筒とコンクリート間の空隙を填充する。

掘鑿隧道内の岩の構造を考ふるに岩質は頁岩で緻密な火山灰が入り交つて居る。此の火山灰質は濕氣を帯びると石鹼の如くすべすべしたものになる。此の火山灰質と頁岩とは非常に水密性の強いものであるが, 地層には極めて斷層が多く甚しいものになると 68 呎も喰ひ違つて居る。是等の斷層は出来るだけ避けるやうにしたが, 若し隧道掘鑿中に

遭遇した場合は支保工に殊更注意し時にはグラウト注入をも行つた。頁岩の含水率は高くその水分を遙がさないやう岩を破壊するや, 其の面にアスファルトの被覆工を行ふた。更に用心のため隧道内の空氣には 90% の濕度と與へた。隧道は幅 16 1/2 呎, 高さ 14 呎の導坑隧道で始められた。平均して 6 時間に 1 回の發破となり 8 呎進行して居る。爆薬は礮 1 礮に就き 0.95 封度使用の割合となつて居る。

導坑隧道掘鑿が終りになつた時, 隧道切り披げに請負業者が石切鋸を持つて來たことは注意すべき事であつた。然し押られた導坑隧道の斷面が小さかつたのと取扱ふ者が充分熟練してゐなかつたために試験の時以外石切鋸は使用されることがなかつた。その石切鋸といふのは隧道斷面の周圍に沿ふて幅 4 吋, 深 9 呎の溝形に圓弧形をなして切り進み得る性能を有するものである。此の機械は軌道上を走る構造となつて居り 135 馬力の電動機で運轉される。

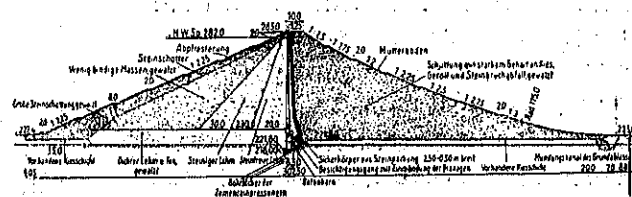
掘捨に使用せるコンベヤーは其の大きさ 30 吋で 500 呎を一區間として 3000 呎の間に造られて居る。掘鑿場にはデイズル機關のショベルやドラグラインがあり, 是等によつてコンベヤーに副を載せる譯で此コンベヤーにより掘捨場迄運ばれる。尙大塊のものはコンベヤーに載せられる前に碎石機にかけられ適當の大きさにされる。(岡崎三吉)

Sorpe 堰堤のコンクリート止水壁

(Harald Link, “Der Betonkern der Sorpetalsperre” B. u. E. Juni 5, 1935 S. 169~172.)

Westfalen の Neheim-Hüsten に近き Sorpe 堰堤貯水池は, 容量 71,000,000 m<sup>3</sup> にして 1934 年 11 月より灌水を始めた。本堰堤は岩盤より 63 m 地盤より 56 m の高さを有する土堰堤にして, 獨逸に於ける最高の

第 103 圖 Sorpe 堰堤の横斷面

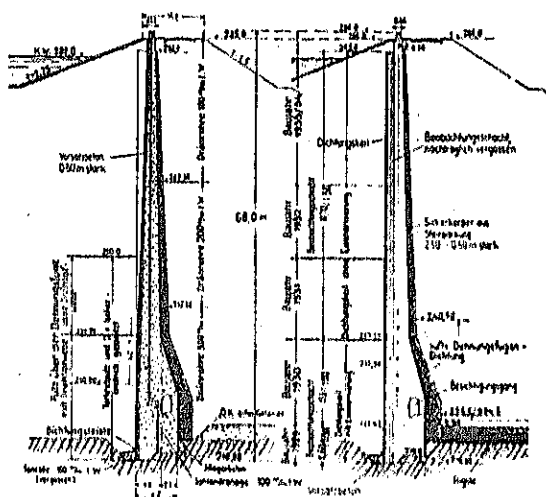


堰堤である。一般の計畫並に設計に關しては既に發表され, 茲にはコンクリート止水壁に就てのみ記述する。

土堰堤の止水壁は水密性の材料を用ひて堰堤の洩水を防止するものである。Sorpe 堰堤はコンクリート止水壁にして、大規模の排水施設を備ふ。即ち壁底部の背面側には全長に亘る監査廊を設け、洩水を集めて下流に排水すると共に洩水の原因並に水量を観測する事が出来る。又監査廊は基礎岩盤の裂隙にセメント注入を行ふ場合にも利用せられる。

止水壁は天端 1.25 m、底部 4 m 両面の勾配 1:40 にして、更に下部は幅 1.5 m の監査廊と共に外壁 1 m を加へて合計 6 m となる。

第 104 圖 Sorpe 堰堤のコンクリート止水壁



本堰堤地点には砂岩と粘板岩との互層が谷の方向に走り深い根層でも洩水を阻止する事は困難なるにより、壁の底部及び其の前面にセメント注入を施す。穿孔の深さは 8 m、間隔は適宜に 0.5~4.0 m、注入壓力は 6 気壓にして、注入剤にはセメント乳或ひは 1:1 のモルタルを用ひ、各 1 本の消費量は 15~240 litre である。尚止水壁の前面にはセメントガンを吹き付けて洩水を防止す。垂直の伸縮継目は 20 m 間隔とし鋼板を用ひて水密ならしめたが、水平の施工継目に對しては凹凸を附した外には特別の工法を用ひなかつた。

止水壁の排水設備は 2 つの系統がある。其の一は監査廊より下方の排水を行ふものにして、徑 0.1 m の整孔を基礎岩盤より監査廊に導く。其の 2 は監査廊より上部の洩水を集めるものにして徑 0.1~0.3 m、間隔 2.0 m の整孔が堰頂部へ貫く。之は又監査廊の通風にも役立つた。止水壁背面には天端 0.5 m、底部 2.5 m の割栗石裏込めがあり、此の排水には堰心より堰堤底部に滑

つて背面法尻に至る 7ヶ所の砂利層を設けた。

堰堤底部には左岸に排水兼泥吐管渠、右岸に取水管渠があり、管渠の外周に滑る洩水を防ぐために所謂頸飾と稱する釘を附す。排水管並に取水管の間隔作業室は止水壁の背面側にあり各 2 個の弁を備ふ。

止水壁並に兩引水管渠のコンクリートは、結合剤として高爐セメントに人工石灰及び消石灰との等量混合物を用ひた。此のコンクリートは徐々に凝固し、凝固熱量が少く従つて収縮も小なり。骨材には石灰岩の碎石と 5 種の細砂を用ふ。其の配合並に強度は第 5 表の如し。

第 5 表

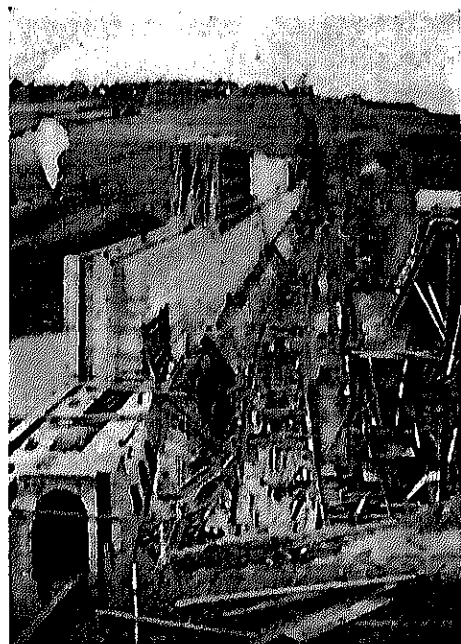
種 別	壁體コンクリート	水面コンクリート
高爐セメント	150 kg	200 kg
石 灰	80 ..	100 ..
骨 材	0~7 mm	450 ..
	0~10 ..	500 ..
	10~15 ..	140 ..
	15~40 ..	500 ..
40~70 ..	400 ..	—
水 量	11.3%	10.5%

但し管渠及び止水壁の基礎部には各 (300+100)kg と (350+100)kg の結合剤を用ふ。

材 齡 (日)	7	28	90	120	270	360
壁體コンクリート(kg/cm <sup>2</sup> )	54	106	138	170	174	170
水面コンクリート(kg/cm <sup>2</sup> )	70	144	201	233	271	283

根層敷コンクリート打には溝の中に 2 條の軌條を敷設して、一方はコンクリート混合機他方は材料運搬車に使

第 105 圖 工事中の止水壁



用す。コンクリート壁の立ち上りには止水壁の背面に廣軌間の軌道を敷き、之にコンクリート混合機並にコンクリート吊上げ起重機を通す。此の1年間の工程は高さ15~18mであるが、毎年3箇月間位で打ち終つた。止水壁及び管渠のコンクリート総量は約125000m<sup>3</sup>である。(米屋秀三)

13. 上水道

紐約州 Albany 市に於ける  
Synura の災厄

(George E. Willcomb, "Synura Troubles at Albany, New York" Journal of the American Water Works Association, June, 1935.)

この記事は容積 13000000000 ガロンを有し、1932年から使用し始めた Alcove 貯水池の氷の下に原生動物の synura が突然発見され、その生物より生ずる一種の強臭を除去する爲に近代的設備により連続的に行はれた應急方法に付いて述べたものである。

Synura は原生動物の一つで、最下等の生活を営み、其の群體は活潑な廻轉運動によつて動き、その大きさは直徑約 0.5mm 位である。Synura は水 1cc 中に 100 位の割合で夏から 秋を通じて貯水池に現れ水面から底部まで一様に分布して存在するものである。

過去 2 年間貯水池に色々な微生物が連続發生してゐるが何等困難もなく、數回青緑色の Anabaena が 1cc 中 10000 の濃度に達したが、處理された水は少しの嗅味さへ氣付かれなかつた。之等生物は貯水池から濾過池に通ずる 48" 鑄鐵管(延長 10 哩、水の通過に要する時間 6~8 時)の入口で硫酸銅 (0.25~0.45 P.P.M.) を注入して處理して居た、總ての藻類は藥品により分解され、その分解物質は發散性があるから曝氣法により有効に除去される。然し synura の如き原生動物の分解物質は曝氣法によつては多少發散性に抵抗ある溶解状態になつてゐるものであるから、其の嗅味は曝氣法のみでは除去出来ない。

1934 年 11 月に水栓の水に魚の味がすると云ふ使用者からの不平を聞き、調査の結果之は synura によるものであることが分つた。その生物とそれにより生ずる嗅味を除去するに次の 4 つの救急方法が手近にある。

- (a) 貯水池を用ゐる水に適當な硫酸銅を注加する。
- (b) 曝氣法。
- (c) 活性炭素の注加。

(d) 豫備鹽素殺菌法。

貯水池に於て硫酸銅 (0.45 P.P.M.) による處理の開始と共に活性炭素の適用が行なはれた。種々の異なる點に於て炭素を適用した場合の結果は第 6 表の通りである。

第 6 表 種々の點に於ける炭素注加の結果

炭素の注加長	炭素量 (lb/1000 gal)	炭素の注加長 (ft)	炭素の注加長 (ft)	濾過水の臭味	備 考
連續的貯水池の入口	0.4	C-16	C-4	貧弱	炭素の原水より接觸時間が増加し
炭素の注加を濾過池の入口から濾過池の入口まで	0.4	C-16	随時 C-0 終 C-4	貧弱	炭素の注加による濾過池の入口から濾過池の入口までの距離が減少し、炭素の注加の効果が減少した
間歇的(特約)各濾過池の入口	0.4	C-8 C-16	C-2 C-4	貧弱	各濾過池の入口で炭素の注加を随時行はれたが、炭素の注加の効果が減少した
連續的の濾過池の入口	0.2	C-8	C-2	貧弱	炭素の注加による濾過池の入口から濾過池の入口までの距離が減少した
	0.3	C-16	C-2	貧弱	
	0.4	C-16	C-0	適量	

又豫備鹽素殺菌法が synura の嗅味を除去するに決定的な利益があるとの事で、之が爲鹽素の注入も行なはれた。その結果は第 7 圖により與へられてゐる。

第 7 表 鹽素によりて豫備處理した結果

原水	濾過水	濾過水の臭味	注入量 (PPM)				炭素の注加	備 考	
			入口	出口	濾過池の入口	濾過池の出口			
1	C-32	C-4	1.6	1.5	1.3	0.7	0.6	第一濾過池の入口	臭味は減少した
2	C-32	C-4	0.9	0.7	0.4	0.2	0.2	第二濾過池の出口	臭味は減少した
3	C-32	C-2	0.9	0.7	0.4	0.2	0.2	濾過池の出口	臭味は減少した
4	C-70	C-4	1.2	0.9	0.7	0.3	0.4	曝氣機入口	臭味は減少した
5	C-10	C-1	1.0	0.9	0.6	0.3	0.6	各濾過池の入口	臭味は減少した

結論: Synura により生ずる嗅味は處理後の影響がある爲に取扱が困難である。即ち検査した時は明な嗅味の無い水でも配水管から使用者の飲料になる時不甘味な金屬性の感覺を舌に與へるのである。

Synura の分解により生ずる嗅味は曝氣法だけでは除去出来ない。實驗の結果は冬季最も効果ある曝氣の模式によつてさへ最上 50% の嗅味を減少するに過ぎない。

適當に注加された活性炭素は濾過を併せ行ふ事により、限界濃度 C-64 の原水の嗅気を C-0 に減少せしめ快味な流出水を得る事ができる。

豫備鹽素殺菌法によつて synura の嗅気を除去するには多量 (8.0 P.P.M.) の鹽素を必要とするもので適當な過分鹽素の除去法を講ぜねばならない。尙處理された水は薬くさい味を有する傾向がある。

Albany 市の實驗は炭素による處理方法のみが最も經濟的な救急方法である事を示して居る。

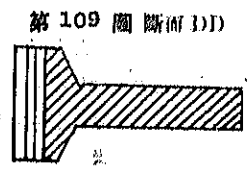
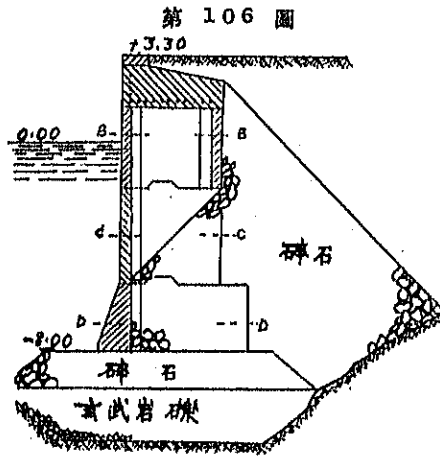
(小林重一)

15. 港 灣

Ravier 式中空ブロックの岸壁

("The Ravier hollow-block quay")  
Engineering, June 14, 1935.

フランスの Somali 海岸の主都 Djibouti の港では、岸壁として Ravier 氏の考案に係る中空ブロックを使用した。これは第 106 圖から第 109 圖迄に見られる様に、3 段のコンクリートブロックより成り、下の 2 段を T 形とし、一番上の段だけを I 形としたものである。



下の 2 段のブロックの中だけに碎石を充填し、且つその斜面をして息角を取らした。従つて、岸壁に加はる推力は可成り軽減される事となり、同時に又下段ブロックの底部に及ぼす裏込の横方向の壓力は相當有效に磋商作用を行ふのである。

海底は ~11.5 m に迄泥層から出てきたが、之を洩瀝し、その下の軟弱な珊瑚石灰岩の層上に岸壁基礎を築いた。基礎の下層は玄武岩の礫で、上層は珊瑚石灰岩の碎石で作つた。此の碎石は裏込用にも用ひたが、極めて軽く、比重は 1.75 である。

Ravier 式ブロックは半積とし、下段のブロックの上端に直接上段のブロックを据付けるのであつて、しかもこの重ねブロックを多数並列して壁を構成させた。各組の

重ねブロックは、鉄筋コンクリート製の頂部で互に連結せしめる。伸縮継手は 2 隻船柱間の中央、即ち 25 m 間隔毎に設けた。岸壁の全長は 201 m、水深 10 m である。

Djibouti 港で此の式の岸壁を採用するに當つて、模型試験を行つた。此の式のもの、従来の充實コンクリートブロックを 5 段積みにしたものとの兩方を作つて、壁の後方に荷重を加えて、岸壁の前方移動量を各々につき求めた處、此の式に依るものは、後者より遙に少なかつた。而して本岸壁の築造中、模型試験と同様な荷重試験を行つた處、その結果は模型試験の結果と極めてよく一致した。(吉藤幸助)

16. 道 路

高速度道路の設計

(R. H. Ballock, "Highway Design for Speeds Up to 100 Miles per Hour", E.N.R. May 28, 1935 p. 733-734.)

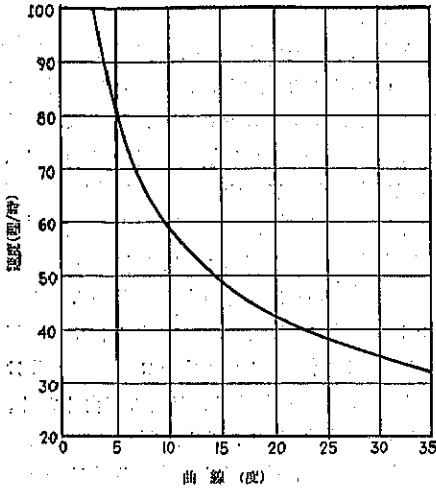
最近自動車の設計が飛躍し在來道路にては之に適應しない。制動力も高速度道路に對し有效なる様考案されてある。Oregon 州では自動車走行速度を制限する規定を撤廢したが 60~70 哩/時の速度で安全に交通してゐる。安全にして規定するに望ましい速度に基き設計標準を定めなければならぬが、山岳部を除き幹線道路は全て 75~100 哩/時を採つて設計した。次にその觀察と標準を述べる。從來、最も熟練せる運転手のみが出し得る最大速度を (1) 危險速度、その 80% をとり (2) 設計速度、それより幾分小なる普通交通狀態の速度を (3) 安全速度としたが標準として山岳部にて 60 哩/時、平坦部にて 100 哩/時を適當と思ふ。危險速度は種々の要素に支配されるが、その中重要な曲線設置に就て考究するに、遠心力  $F = WV^2/gyR$  は (1) タイヤと路面の間の摩擦抵抗、(2) 片勾配にて抵抗される、更に緩和曲線を用ひ遠心力を徐々に生ぜしむる。(1) は (2) より重要で、片勾配は必然的に量を制限され最大片勾配を道路幅員 1 呎に付き 0.13% とす。Oregon では平均片勾配 1 呎に付き 0.075%、摩擦係數 0.3 とした。此の値を用ふるに摩擦抵抗の効果は片勾配の夫の 2 倍に等しいが適當な片勾配は車及び乘客の横振れに打撃つ。圓曲線から緩和曲線への最大横度及半徑大なる場合 100 哩/時にて 0.83% より小である。V: 速度(哩/時)、L: 曲線半徑(呎)と

すれば横度(呎):  $0.0461V^2/R^2$  にして  $1^\circ$  の曲線 ( $R=5780$ 呎) なら  $0.25$ 呎となり車線内にて容易に設け得。

車の傾きを感じないで通過する加速度に就ては危険速度の場合  $3$ 呎/秒<sup>2</sup> にして此の値を探り緩和曲線の長さ  $L=1.0517V^2/R$  で計算される。上記の危険速度に對する加速度に於ける變化の最大割合は設計速度に對し  $2$  呎/秒<sup>2</sup>, 安全速度に對し  $1\sim 2$ 呎/秒<sup>2</sup> に減ずる。

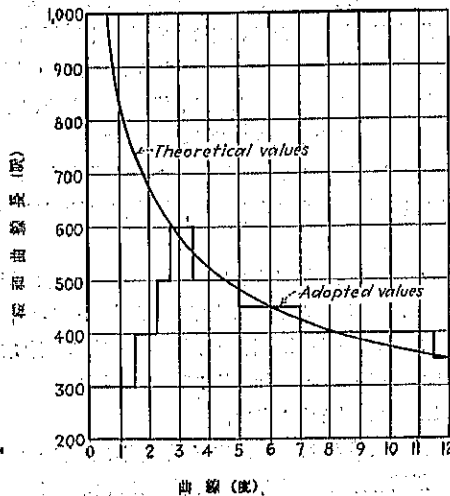
第110圖は摩擦係數  $0.8$  とし, Oregon にて用ひた標準片勾配に基き算出せる半徑異なる曲線に對する危険速度を示す。

第110圖 危険速度の制限



第111圖は第110圖に與へた如き危険速度の場合の緩和曲線の長さを示す。圖を描くに用ひた公式は第

第111圖 危険速度に對し必要な緩和曲線の長さ



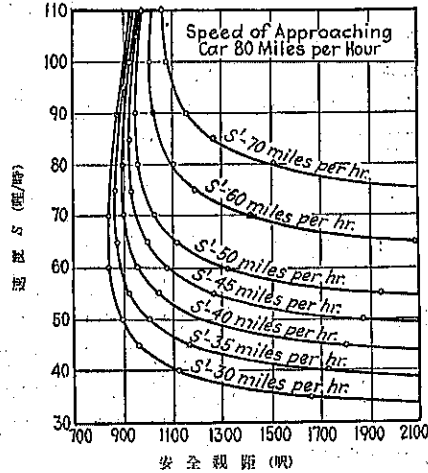
110圖及第111圖に對し夫々  $V = \sqrt{R(S+f)/0.067}$ , 及  $L = 60.6R^{1/2}(S+f)^{3/2}$  にして  $V$ : 危険速度(哩/時)  $R$ : 曲線半徑(呎),  $S$ : 片勾配(車道幅1呎に付き呎),  $f$ : 摩擦係數,  $L$ : 緩和曲線長(呎)。第111圖の折線は實際用ひた緩和曲線の長さを示し, 約  $3^\circ$ 迄許容危険速度の増加に伴つて緩和長が増すが, 是處で許容危険速度が  $100$ 哩/時に達し, 此點を超えれば緩和長は獨り曲線半徑にのみ支配され, 即ち  $L=1.0517(100)^2/R$  に依る。

制動力を用ひて停止する距離を計算するに瀟潤せるコンクリート舗装の場合で摩擦係數  $0.5$  と假定し, 安全且不快ならざる減速度を  $16.1$ 呎/秒<sup>2</sup>, 運転手の感應時間  $0.5$ 秒とすれば  $S = V^2/30f + 0.78V$  但し  $S$ : 停止距離(呎)  $V$ : 速度(哩/時)  $f$ : 停止のとき有效な摩擦係數。

平坦部に規定曲線は  $2^\circ$  とし,  $4^\circ$  曲線は工費超過の場合にのみ許す。最急勾配  $5\%$ , 但し  $3000$ 呎以下の長なら  $6\%$  となし得。Oregon 道路の計畫及び設計の便宜上種々なる條件の下に制限速度を表にした。

一定の制限内にては速度に於ける増加は同方向に進む車の危険を減ずる。同方向に進む車を追越すに要する安全距離  $x = (S+S')\{A/(S-S') + t\}$  茲に,  $x$ : 安全通過に必要な視距(呎),  $S$ : 追越する車の速度(呎/秒),  $S'$ : 追越される車の速度(呎/秒),  $S''$ : 反對方向から進行し來る車の速度(呎/秒),  $A$ : 追越さんとする時追越車の後面から被追越車の前面までの距離(呎)で  $50$ 呎と假定す。  $t$ : 追越後に右側車線に戻るに, 要する時

第112圖 安全に追越すに要する視距



間(秒)で  $3$ 秒と假定す。  $S'' = 80$ 哩/時とせる場合なり。

平坦部に於ては, 直線同様曲線上にて危険速度  $90\sim$

103, 設計速度 75~80, 安全速度 60~70 哩/時にて可。2 車線道路なら 2° 以上の曲線に安全ならず。丘陵部 50~60, 山岳部 40~45 哩/時を許す。安全速度を出し得ぬ輻輳地點にては 2 車線を 4 車線に擴ぐることを考ふべきである。

Oregon で實施せるは 40 呎車道上に 2 車線を設け 20 呎を鋪装し路肩 6 呎とした。4 車線道路は 60 呎車道に 44 呎幅を鋪装し 4 呎の中立地帯を以て 10 呎車線に標識した。

高速度に對する現代の傾向としては車線幅 11 又は 12 呎に増加したい。(長瀬 新)

### コンクリート道路に就て

(K. Schuchterle und E. Leonhardt „Beiträge zum Betonstraßenbau“ Bautech. 24. Mai, 1935.)

**築造上の要件:** 従来の経験と觀察に基き、コンクリート道路の築造上の要件を挙げれば、

- (1) 路床各部の耐荷力を均等ならしむること、
- (2) 路床の排水に細心の注意を拂ふこと、
- (3) コンクリート版の厚さ、大きさ、鐵筋量を決定する爲、路床土壤の諸性質に關する數値を決定すること、
- (4) 路床と版との間に働く摩擦力の減少を圖ること、
- (5) 版の下面を平滑ならしめて、下縁の引張強度の増大を圖ること、
- (6) 展縮、引張、曲げ強度、收縮量を考慮して、セメントを選択すること、
- (7) セメント試験を行ふこと、
- (8) 性質良好なるコンクリートを作ること、
- (9) 鐵筋配置を適當ならしむること、
- (10) 目地を設置し、合釘を使用すること

等である。

**版の厚さ:** 耐荷力均等なる路床上であれば、重交通の場合と雖も、厚さ 18~20cm あれば充分である。軟弱なる路床にあつては、もつと厚くしなければならぬが、25cm 以上にするのは、奨め難い。悪地盤には、鐵筋を充分挿入して龜裂を防ぐべきである。軟弱にして耐荷力不均一なる地盤(築堤)の場合は、目地間隔を短くし、合釘を使用すべきである。

**版の長さ:** 版の長さは主として版の下面と路床の間に働く摩擦力に依つて定まる。摩擦抵抗の少ない砂の場合は 10m 迄とつても安全である。従来の経験に徴す

るに、コンクリートを固い路床上に直接打つ時は、假令目地間隔を比較的短くしても龜裂を生ずる。従つてこの場合には、摩擦抵抗の少ない可動層を介在せしめて、摩擦力の減少を圖るべきである。

實驗に徴するに、この可動層としては、砂層が最も適當であり、且つその厚さも 0~8cm で充分である。

然し、砂層上に直接コンクリートを打てば、多少その下層が砂層の上部と混合し、従つて粗い不規則な下面を形成し、摩擦を増すから、之を防ぐ爲に、砂層と版との間に強靱なる紙、若しくは薄い板紙を挿入するがよい。斯くすれば、コンクリートが路床に水分又は凝結熱を奪はれるのを防ぎ得る効果もある。

**2 層式と 1 層式:** 一般に版の下縁に生ずる引張強さは、上縁に生ずるものより大きい。従つて、下層コンクリートには少くとも上層コンクリートと同様の配合を用ふべきである。又セメント含有量を同一にすれば、上下兩層が互に收縮量を異にする爲に生ずる應力を選けることも出来る。従つて、下層を實に上層を富にする 2 層式工法は、適當なものと言ふことは出来ない。勿論、貧配合の下層コンクリートをその富配合のものとなれば、セメント費は増大するであらう。然し、2 つの異なつたコンクリートを作り、しかも之を 2 層に使ひ分けることは、面倒であり、且つ技術的に見て面白くなく、又下層コンクリートを富配合にすれば、従つて厚さは薄くしてよい事となるから、全體として考へる時は、一層式工法は高價なる處が、反つて經濟的だといふ事になる。

**鐵筋:** コンクリート中に挿入する鐵筋は、コンクリートと共働して、上下兩面に近く生ずる引張應力を取らねばならないのだから、上面から 6cm 以上はなれた所に細徑の鐵筋筋を挿入したり、或は中立軸近くに鐵筋を配置したりすることは、殆ど無意味である。又 No. 14 位の鐵筋筋では、之を嚴重にしても、鐵筋断面が小に過ぎで引張強さに抵抗することは出来ない。

幅 8.75m 以下の版では、交通荷重に依る横方向の曲げモーメントが極めて小であるから、横方向の補強は殆ど不必要である。

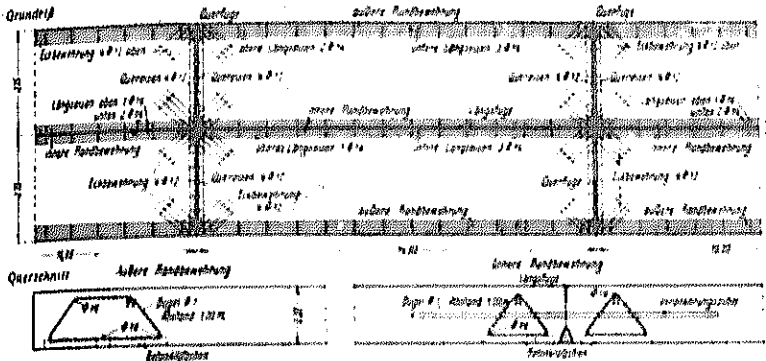
縁及び角を強固に補強すれば、交通荷重の影響に對して極めて有效なることは既に論ぜられた處であるが、第 113 圖は Stuttgart-Ulm 間の自動車道に始めて適用された。此の種工法 (Leonhardt 工法) を示す。

此の工法の特徴とする處は、

- (1) 砂層及び紙は、作業に依り踏み荒されぬこと、
- (2) 鐵筋を挿入するが、一層式施工に何等の困難を



第 113 圖



来さしめないこと、

- (3) 特に危険なる縁一帯を強固に加強するから、有害なる龜裂を防止し得ること、
- (4) 微細龜裂は、強固なる鐵筋に依り抑へられて、擴大傳播しないこと、

等である。

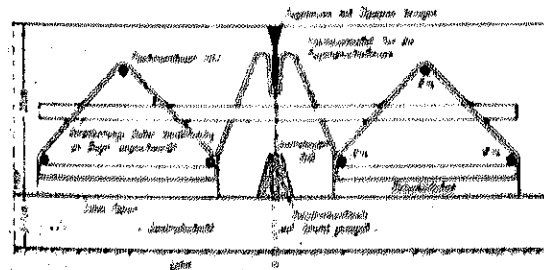
尚經濟の見地から見ても、縁及び角の鐵筋は、同一龜裂抵抗力を與へ得る鐵筋切費よりも低廉である事が、計算によつて證明せられる。

**目地：**1934年のMünchenに於ける國際道路會議で、縁及び横目地には取相互間に連繫を有しない間隙目地即ち膨脹目地が有効であると云ふ主張があつた。然し、これでは、交通荷重に依り取の端が縮み、隣接取が著しい衝撃を蒙る危険がある。又曲線部で傾斜してゐる取や、下に可動層を有する取では、縦目地の處で互に離れ離れになる危険がある。又個々の取が勝手に沈下しては、路面に凸凹を生じ、交通上不愉快であるのみならず、取の端を破損する事にもなる。

従つて、連繫なき膨脹目地は不適當である。

縦目地は、設置の目的上、目地の處で角變化だけを行へばよいのであつて、幅の變化に對しては、横目地と異なり外方へ移動し得るから、之に對する餘裕をとる必要

第 114 圖



がない。

従つて膨脹目地は不適當である。即ち縦目地としては、目地の處で鉄の役をなし、剪力を確實に取から取へ傳へ得るものでなければならぬ。此の意味で取相互間に連繫のある密着目地か盲目地が適當である。

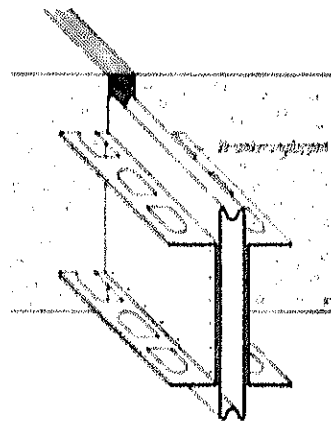
密着目地を最も簡単に作

るには、一面に溼苔を厚く塗り且つ剪力を傳へ得るやうに適當に屈曲せしめた鉄を目地面に設置すればよい。

第114圖は盲目地にした縦目地の1例であるが、これは上下面に近く断面を非常に弱くしてあるから、目地面には龜裂が必然的に生ずる。合釘としては、徑16mmの丸鋼を0.70~1.30m間隔に配設すれば充分である。

横目地の構造としては、出来得る限り自由に取の伸縮し得る如きもの(膨脹目地)でなければならない。コンクリートは硬化に依つて收縮するから、膨脹目地を大なる間隔に設けるならば、その間に最初に目地幅を設けない所謂收縮目地を設けてよい。アメリカに於ては膨脹目地間に2~3の收縮目地を設けるのは普通としてゐる。收縮目地は、目地の處で、コンクリート打ち作業を中止しなくてもよい點が一大特徴である。

第 115 圖

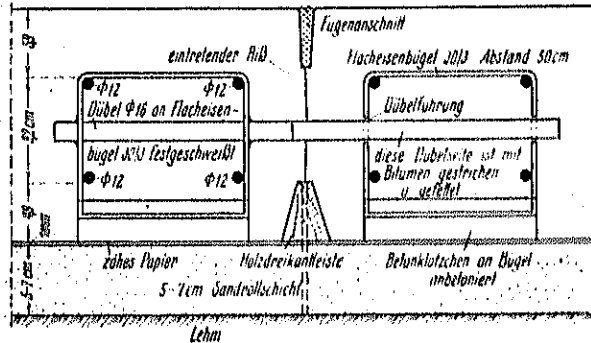


從來膨脹目地の構造として完全なるものはなかつたが、第115圖に示す鋼板製のものは注目に値し得るものと思ふ。

これは、確實に版の自由なる移動を許し、且つ地上水の滲透、路床の濕潤を防止し得る。尙且地填充材を殆ど要しないから、且地幅が狭くなつても、高い隆起を生ずることがない特長がある。

横断目地に合釘を用ふる目的は、版の過度の撓み及び隣接兩版の異なつた沈下を防ぐに在る。

第 116 圖



合釘として今日用ひられてゐる丸鋼は、決して完全なものではないのだが、更に優秀なるものゝ考案せられざる限り致し方がない。丸鋼製合釘は、普通の路床では徑18mmで、50cm間隔に配置すれば充分である。アメリカでは、最近前記間隔を 30cm 迄短縮してゐる。

合釘は一半はコンクリート中に嵌め込み、他半は縦方向に移動し得るやうにする。

合釘に依つて傳へられた剪力により、且地附近のコンクリートを發出されてゐるものがあるが、之を防ぐ爲には、横目地に滑ひ、版の上下部を互に連繫する少量の鐵筋に依つて補強すればよい(第116圖)。この横鐵筋は角に於て條鐵筋と結合して強固な骨組を構成する。尙、適當な方法に依つて合釘を此の鐵筋と結合させて、正しい位置に定着せしむることが出来る。(吉 藤 幸 朗)

17. 都市計畫

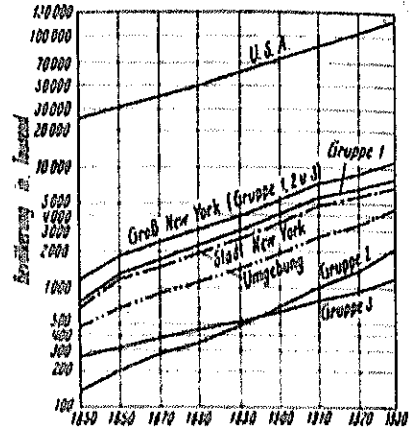
紐約 New Jersey 間自動車交通緩和の計畫

(Jänöcke, "Brücken- und Tunnelbauten zur Erleichterung des Kraftwagenverkehrs zwischen New York und New Jersey." Bautech. 7. Juni, 1935 S. 302.)

New York の發展はその端を水運の便に發してゐるが 19 世紀の鐵道の出現 20 世紀の自動車の發達に依つて状態は一變した。産業の膨脹之に伴ふ人口の増加に

依つて交通量も急激の増加を示し、1850~1930年間の鐵道發展によつて大紐約市は第 117 圖、第 118 圖、第 8 表に示す如き状態となつた。

第 117 圖



第 8 表

	面積 (km <sup>2</sup> )	人口(1930年) (人)	
第 1 群			
Bronx	109.8	1 265 268	
Brooklyn	179.6	2 890 401	
Manhattan	86.9	1 807 312	
Queens	289.3	1 079 190	
Richmond	149.7	188 364	
New York 市	小計	773.0	
		6 069 464	
New Jersey 州の一部	Hudson	114.6	690 730
	Newark	61.1	449 837
	計	943.7	11 069 831
第 2 群	8 042.0	2 184 383	
第 3 群	19 289.7	1 210 109	
大紐約市	合計	14 970.7	11 469 022

New York—New Jersey 間の交通路として従來の橋梁 Outer Bridge, Goethal Bridge, Kill-van-Kull Bridge があるが、1932 年に更に George Washington Bridge の開通を見、1934年には Holland Tunnel が工事完成し且下街 Midtown Tunnel を掘鑿中である。

George Washington Bridge は 1932 年 10 月 25 日交通を開始してゐるが、最初の 1 年間の交通量は自動

車 5 5000 000 臺に及んでその重要性を証明してゐる。本橋開通後の交通分布状態を示すものが第 119 圖である。1 日最大交通量は 1933 年 8 月 13 日の 40 408 臺である。階下には尙 4 本の高速度鐵道を敷設し得る餘裕を存する。

Holland Tunnel は George Washington Bridge の開通前、Port of Authority にその工事兼に維持が委任され、1924~1928 年間に建設された。隧道は 2 本より成り、北側は西方へ南側は東方への交通に使用されてゐる。第 120 圖、第 121 圖の如く各隧道は同方向の 2 車線より成り、一方は時速 30km 以上他はそれ以下とし速度によつて車線を區別してゐる。計算による 1 年の交通量は 15 000 000 臺とされてゐるに對し、1930 年には早

くも 12 000 000 臺に及んで居る。頻繁なる交通は隧道内の換氣の一助となるが、通風に對する監督、換氣法の研究及び従業員の講習すべき動機により、隧道内には僅にガソリン臭があるが極めて輕微で耐え得る程度のものである。

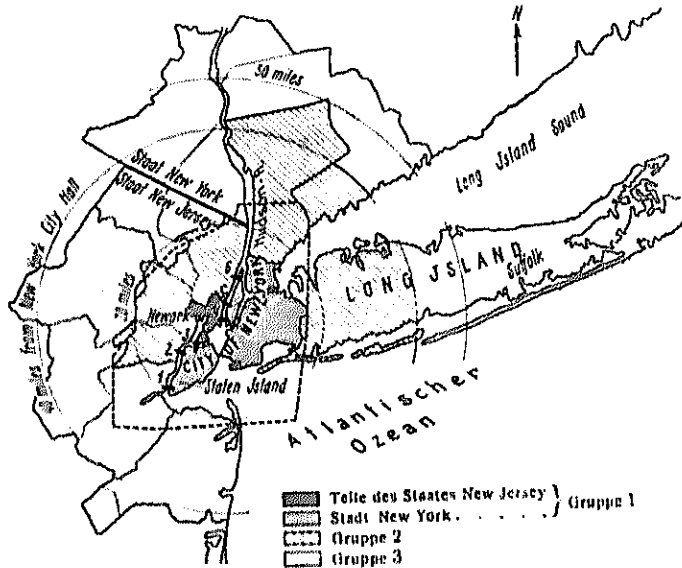
1933 年 Port of Authority は再び第 2 の隧道 Midtown Tunnel に着手した。完成後は Holland Tunnel と同様に 2 本となるが、鐵管 1 本を完成し 2 車線を 1 車線宛夫々反對方向の交通に當てやうとして居る。この第一期工事の工費 37 500 000 弗、4 個月繼續工事で 1933 年 9 月政府は爲に公債を發行してゐる。直径は 10m、幅員は 2 車線分 7m、全長 2.5km、起點は Manhattan 第 59 街の南方に在る右端に近い岩石より成る部分を除いて混土よりなる大部分の區間は、Holland Tunnel と同様に shield を使用した。換氣法、内部諸設備も前者と同様である。

尙ほ New York—New Jersey 間の交通の爲に今日まで費した金額を擧げれば第 9 表の如くである。

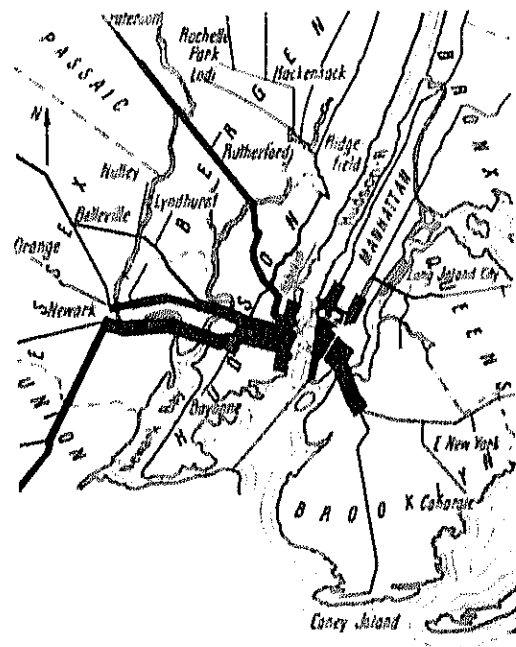
橋梁及び隧道使用料金は第 12 表の通りである。

第 11 表に見る如く之等の料金に依る収入は 1933 年に於ては 10 000 000 弗を超へてゐる Outer Bridge Goethals Bridge、Kil-van-Kull Bridge では支出が超過してゐるが、之の不足額は Holland Tunnel 及び George Washington Bridge の収入剩餘で補はれる。收支は毎年差引殆んど零になるが 1933 年には約 3 000 000

第 118 圖

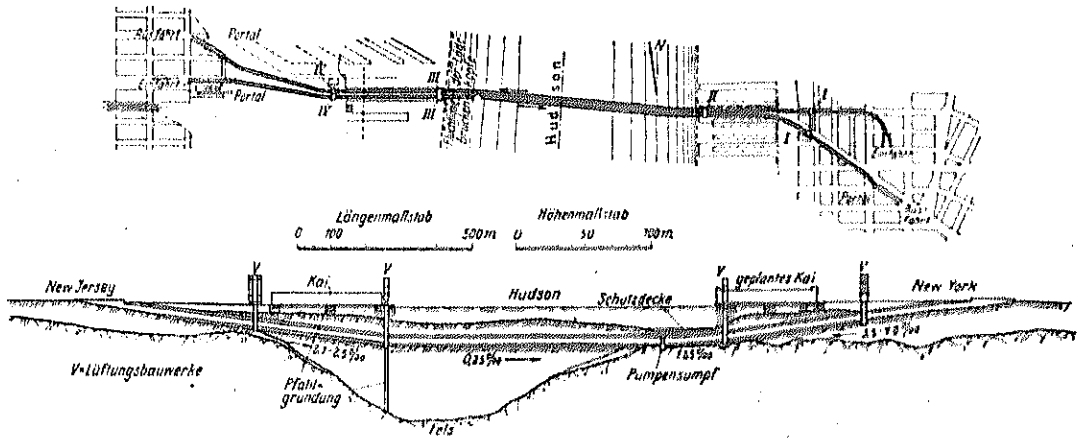


第 119 圖 New York—New Jersey 間自動車交通



弗の殘額を生じてゐる。同年は交通量約 18 000 000 を示してゐる(第 9 表)。1932 年に比して 2% の減少を示してゐるが之は一般經濟の不況に依るものである。著しき減少は Outer Bridge と Goethal Bridge の

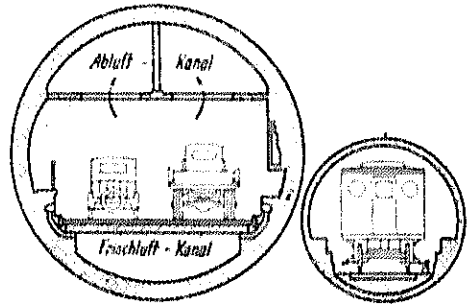
第 120 圖 Holland Tunnel の平面圖及縦断面



第 9 表 New York—New Jersey 間橋梁  
隧道工費一覽表 (1933 年迄)

1. Outer Bridge	9 891 442.22 弗
2. Goethals Bridge	7 347 718.97 ..
3. Kill-van-Kull Bridge (Dayoume Bridge)	13 163 590.55 ..
4. Holland Tunnel	50 548 088.44 ..
5. Midtown Tunnel	5 004 239.49 ..
6. George Washington Bridge	50 204 730.84 ..
合計	143 200 400.42 弗

第 121 圖 Holland Tunnel 及 N Hudson  
河底鐵道隧道の断面



第 10 表 New York—New Jersey 間  
橋梁隧道合計交通量

種 類	1933 年 (噸數)	1932 年 (噸數)	増加又は減少	
			噸 數	百分率%
乗用自動車	14 888 800	15 340 850	+ 451 051	2.94
オートバイ 及ビ自轉車	80 088	31 006	- 49 082	3.84
2t 以下貨車	1 310 538	1 338 020	+ 27 482	1.45
2~5t 貨車	595 707	622 647	+ 26 940	4.38
5t 以上貨車	305 282	311 021	+ 5 739	2.16
牽引車	114 783	70 078	+ 44 705	13.70
混合自動車	783 871	665 020	+ 118 851	17.80
車輛交通合計	18 035 068	18 380 553	+ 345 485	1.924
歩行者交通 合計	120 181	272 500	- 152 319	55.90

第 12 表 New York—New Jersey 間橋梁隧道  
利用に對する賦課金

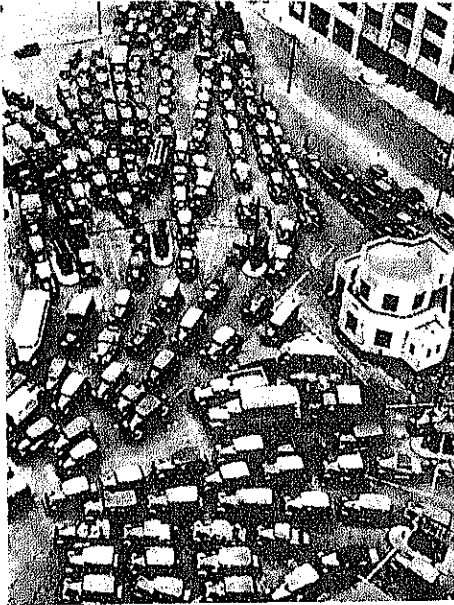
車 の 種 類	1 回料金 (銭)	各回料金
歩行者(10歳以下小人が大人と同様する時は無料)		0.05 弗
オートバイ、自轉車、馬 (騎士を含む)		0.25 ..
荷馬車(運搬を含む)		0.50 ..
乗用自動車(運轉手を含む)	0.50	25 回 12.50 弗 40 回 15.00 弗
通過貨物自動車(運轉手、 附屬二輪車共)	0.50	
四輪貨物自動車(運轉手、 附屬二輪車共)		
積載量 2t 以下	0.50	100 回 45.00 弗
積載量 2~5 t	0.75	100 回 60.00 弗
積載量 5t 以上	1.00	100 回 75.00 弗
附屬車なき牽引車	0.75	100 回 60.00 弗
附屬車 1 輛ある牽引車	1.10	100 回 75.00 弗
臨時附屬車	0.50	
貨物自動車と附屬車	1.50	
4 輪バス	1.00	600 回 360.00 弗
6 輪バス	1.10	600 回 360.00 弗

第 11 表 収入及支出合計 (1933 年 1 月~12 月)

収入		支出	
1 税金 0 755 245.91 弗		1. 交通による支出 1 075 782.10 弗	
2 其の他 818 771.45 ..		2. 利 子 4 098 683.34 ..	
計 10 000 017.80 弗		3. 其の他 47 518.50 弗	
差額 9 047 332.50 弗		7 021 084.48 弗	

19%で、之に反して George Washington Bridge では 4.7% の増加を示し Holland Tunnel では開始以

第 122 圖 Holland Tunnel 入口



來増加を續け 1933 年では 11 000 000 臺に及び現在 George Washington Bridge の 2 倍を示す。

次に毎日の交通量を見るに、8 月が最大 2 月が最小である。1931 年 8 月には 1 148 000 臺を超えてある。又平日に比して日曜から月曜の夜半に多く、之を平日同時刻の 900 臺に較べると實に 2 000 臺に及ぶ。之は週末の行樂を終えて隧道を通過して New York の家に歸る人が多いからである。

隧道入口の盛況は第 122 圖の如くである。

(比田正)

## 20. 雜

### 最近 5 年間の應力計の進歩

( R. W. Carlson "Five Years' Improvement of the Elastic-Wire Strain Meter." E.N.R. May 16, 1935 696-697. )

弾性線を用いた應力計は 1931 年に最初に試作されて以來既に 1 500 個以上のものが實際にコンクリート中に埋め込まれて應力の測定に使用されてある。之等の測定器に對して大なる感度、耐久性等を期待することは仲間困難であり、従つて其の測定値も完全の域に達するこ

と違きものがあつた。

初期の應力計と稱せられるものは 2 枚の磁器片の間に樂器線のコイルを装置したもので、2 枚の磁器片の相互の變位によつてコイルは引張強さを受け、コイル中の抵抗の變化の相對値から強さを求めるのである。此の種の應力計に在つては操作が危介であり、又器具そのものが脆弱で而も相當程度の摩擦、溫度變化、腐蝕等を伴ふものであつた。

今日の改良された應力計は殆んど全體金屬製であり、兩端に結合した鋼鐵棒に取り付けた磁器製線巻きの間に彈性コイルを装置したものである。コイルは一対から成り、一方のコイルは他方に接觸することなく中に挿入されてある。折くことに依り 2 つのコイルの溫度は同一となる。何となれば 1/40 度の溫度變化に對して應力計は敏感に反應する故である。コイルの捲き方は應力計が壓縮された場合に外側のコイルの張力は減じ、一方内側のコイルの張力は増加する様にしてある。引張強さと抵抗ととは直線關係であるから、2 つのコイルの抵抗比は標點距離の變化と一次的に比例する。又このコイルはホイートストン橋に接続し、電氣抵抗の變化を正確に測定する。讀みは 2 つのコイルの抵抗比であつて、これは例へ抵抗自體は溫度に影響されても抵抗比では溫度に無關係である。この讀みから直ちに求める應力は出ては來ないし、又測定は相當時間の間數回に行ひ、その値を比較して見ねばならない。應力はこの抵抗比に單なる“指示”係數なる常數を乗じて得られる。標點距離 10 時の標準應力計では 1 時に就き抵抗比の變化 1% に對して常數は  $0.25 \times 10^{-6}$  時である。抵抗比は通常 0.01% 迄測定し得る。個々の測定時に於て目盛その他の補正を爲して置く事が正確なる値を得るに必要であることは云ふまでもない。

此處に指示された應力計による歪みは、溫度變化が無いものと假定した場合の實際の變形量であるから、これを眞の値にするには應力計の棒其の等に於ける濃度による膨脹、收縮に對する補正を必要とする。應力計がコンクリート中に埋込まれてある場合には、溫度上昇によつて自由に膨脹して一般にその指示する値は少量の收縮を示す。この故は應力計はコンクリートより多少大なる膨脹を爲すからである。標準應力計ならば華氏 1 度の上昇に就き  $1/7.5 \times 10^{-6}$  時を指示値に加へれば眞の變形量に近いものが得られる。

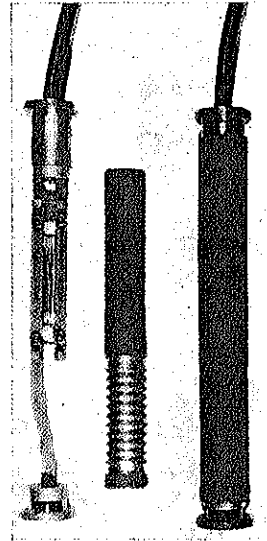
簡單にして而も正確なるホイートストン橋は大體 0.01 オームまで測定し得るもので、導線抵抗は消去される際

に由来してゐる。抵抗比の測定に際しては、二つの測定範囲とこれに相應する感度を有してゐる。若し應力計のコイルが略同一の抵抗を有してゐる場合、即ち抵抗比0.98~1.02の範囲内にある時には0.005%位迄の測定は容易である。抵抗比0.95~1.05ならば最小測定値は0.01%である。

最初のそして最も重大な困難は弾性線コイルの腐蝕であつた。コイルの周囲の油によつて保護しても、その抵抗は腐蝕によつて増加して行く。その原因は多分被覆ゴムによる油の酸化であらうと考へられてゐる。此の結果力應計は2重の部屋に分けた現在のものに至つた。即ち弾性線はゴム其の他何等の汚染劑を含まぬ部屋中に封入されてある。又應力計の各部は總べて變型に對して弾性的で、例へば金屬覆ひは波狀を爲して弾性を有し、コイルも、鋼線棒もバネに依つて接続されてある。2年間の經驗に依れば充填油としては蓖麻子油が最も好く、而も空隙の一部には窒素を封入して體積の變に順應せしめるのである。

應力計は手の届かぬ構造物の内部等の應力を測定するに缺くべからざるものであり、特に堰堤のコンクリート中には既に實驗室に於ても現場に於ても使用されてゐる。最近では實驗室模型用の小型の應力計も製作されるに到つてゐる。

堰堤の場合には應力計を垂直方向に置けば、施工中の自重の増加を示し、又週期的にその讀みを取つて曲線を

第 123<sup>3</sup> 圖

畫くときは種々の内部應力の變化を知ることが出来る。特に最初數日間の溫度による變型、應力、可塑的降服等は後の龜裂等に對して極めて密接な關係がある。

最近では特別に目地に用ひる joint meter と稱せられるものも出來て、通常 0.02吋程度の指示範圍なるに對し、0.25 吋の廣範圍に使用し得るものがある(第123圖參照)。

(糸川一郎)