

抄 録

第 28 卷 第 10 號 昭和 12 年 10 月

応用力学	頁
(143) 水平に補強せられた腹板の安定	1133
コンクリート及鉄筋コンクリート	
(144) コンクリートの疲労試験	1135
(145) 獨逸コンクリート協會第 40 回大會	1136
(146) コンクリート及鉄筋コンクリート構造物の將來	1138
橋梁及構造物	
(147) 街路橋の床版について	1148
(148) Helmstedt 附近に於ける自動車道橋	1150
(149) 獨逸グリエノーに於ける競漕場	1153
堰 堤	
(150) 將來嵩上げる様に設計した堰堤	1155
(151) 新形式の水門扉	1156
下 水 道	
(152) ワシントンの新下水處分施設	1156
(153) 下水處分に關する時事問題	1158
港 灣	
(154) アスファルトを使用した防波堤の凝固試験	1159
(155) Plattensee の港湾設備に就て	1161
道 路	
(156) アメリカの道路調査	1164
隧 道	
(157) 大都市の水底自動車隧道	1167

応 用 力 学

(143) 水平に補強せられた腹板の安定

Miloslav Hampl "Ein Beitrag zur Stabilität des horizontal ausgesteiften Stegbleches" Der Stahlbau 15 Jan. 1937 S. 16 u. 29 Jan. 1937 S. 21~22.

近時四邊自由支持の補強せられた又は補強せられざる矩形平板に關する多くの研究がなされた。之等の研究により不安定平衡の変位を次の三角函數で近似的に示し、且つ勢方式を用ひて最小危険捩屈応力が決定せられた。

$$w = \sum_{n=1}^{n=i} \sum_{m=1}^{m=j} A_{nm} \sin \frac{n\pi x}{a} \sin \frac{m\pi y}{b} \dots (1)$$

式中 a, b , は板の兩邊の長さを示す。上式を変形による仕事の式に代入してその勢力の變化を最小ならしむる

が如き條件より $i+j$ 個の同次の一次方程式の 1 組が得られ此の 1 組の方程式が零ならざる有限値の根を有する條件より $(i+j)$ 級の行列式 $\Delta=0$ が得らる。従つてこの行列式の根が最小応力を與へる。この値の正確さは級數の項の數 (i, j) の數により決まる。板は純粹の圧力曲げ又は剪力及之等の組合せをかけることが出来る。次に有名な著者の新研究に於ける項の數及荷重の場合を報告する。

1. S. Timoshenko Der Eisenbau 12 (1921), S. 147: 3~5 項, 純圧力, 剪力, 曲げ垂直に補剛
2. S. Timoshenko Eng. 1934, S. 207: 6 項, 曲げ及剪力, 垂直に補剛
3. O. Stein Stahlbau 7 (1934), S. 57: 4 項, 曲げ及剪力
4. O. Stein Bauing. XVII (1936) S. 308: 6 項, 曲げ及剪力

5. Chwalla Bauing XVII (1936), S. 81 : 9 項, 曲げ及剪力

6. Chwalla 1936 年ベルリン第 2 回国際橋梁建築會議前報告, 9 項, 曲げ剪力板の高さの 1/4 の點に水平補剛

7. S. Way A. S. M. E. 1936. a) 曲げ及剪力, b) 純剪力 2 個の垂直補剛材を有す。

次に曲げと剪力を受け中央に水平補剛材を有する板に関する著者の計算結果を示す。方程式 (1) にて 9 項迄とる。記號:—

- a: 板の長さ
- b: 高さ
- h: 厚さ

$$\beta = a/b$$

σ_0 : 純粹の曲げによる危険曲げ応力

σ : 曲げと剪力との組合せによる危険曲げ応力

τ_0 : 純粹の剪力による危険剪力

τ : 曲げと剪力の組合せによる危険剪力

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}: \text{板の曲げ剛さ}$$

$$B = EJ: \text{補剛材の曲げ剛さ}$$

E: 弾性係數, $1/\mu = 10/3$ ポアソン數

J: 板の中央面に關する補剛材断面の慣性モーメント

$$\gamma = \frac{B}{Db}$$

$$\sigma_0 = \frac{\pi^2 D}{b^2 h} = \frac{\pi^2}{12(1-\mu^2)} \cdot \frac{Eh^3}{b^2}: \text{周圍が自由な板 (Euler) の場合の捭屈応力}$$

1. 純曲げ ($\tau=0$) (圖-1.)

行列式 $d=0$ を解いて危険応力或は捭屈係數 $k_a = \sigma_0 / \sigma_e$ に對して 3 つの

根が得らる。最小値のみが實際的意義を有す。

第一の根 σ_{0I} と σ_e との關係は次の β, γ の函數により與へらる。

$$\frac{\sigma_{0I}}{\sigma_e} = \frac{225\pi^2(1+4\beta^2)}{32\beta^2} \times \sqrt{\frac{(1+\beta^2)(1+9\beta^2)^2 + 2\gamma[(1+\beta^2)^2 + (1+9\beta^2)^2]}{3^3(1+\beta^2)^2 + 5^4(1+9\beta^2)^2 + 5^4 08\gamma}}$$

上式の右邊を $f(\beta, \gamma)$ にて示すと第 2 及第 3 の根は次の如くなる。

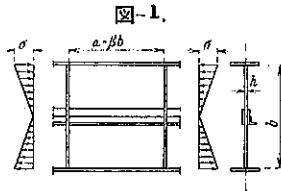


圖-1.

$$\frac{\sigma_{0II}}{\sigma_e} = f\left(\frac{\beta}{2}, \gamma\right), \quad \frac{\sigma_{0III}}{\sigma_e} = f\left(\frac{\beta}{3}, \gamma\right)$$

函數 $f(\beta, \gamma)$ が充分正確にわかれば他の根は同様にして次の如くなる。

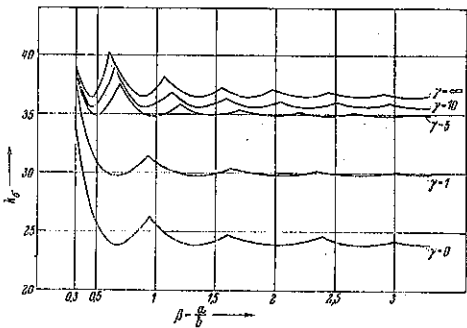
$$\frac{\sigma_{0IV}}{\sigma_e} = f\left(\frac{\beta}{4}, \gamma\right), \quad \frac{\sigma_{0V}}{\sigma_e} = f\left(\frac{\beta}{5}, \gamma\right) \text{ 等}$$

β, γ の種々の値に對して σ_{0I}/σ_e は表-1 に與へらる。危険捭屈係數は圖-2. に圖示さる。

表-1.

$\beta \backslash \gamma$	0	1	5	10	∞
0.35	32.4	36.0	37.5	37.8	38.2
0.40	29.4	33.6	35.82	36.25	37.0
0.45	27.0	31.8	35.0	35.6	36.43
0.50	25.6	30.9	34.92	35.0	37.2
0.55	24.7	30.25	35.2	35.6	
0.60	24.2	30.0	35.9	37.7	40.4
0.65	23.9	29.8	36.8	39.0	
0.70	23.95	29.8	37.7	40.5	45.2
0.75	24.21	30.0			
0.80	24.66	30.3			
0.85	25.15	30.6			
0.90	25.6	31.0			
0.95	26.3				
1.00	27.2	32.8			

圖-2.



2. 純剪力 ($\sigma=0$) (圖-3.)

剪力 τ_0 を一定と假定す (Chwalla-S. 5.-拋物線的变化を考ふ) 行列式 $d=0$ を解いて危険剪力 τ_0 に對して 3 根を得るが小なるものが實際的意義を有す。

τ_0/τ_e (若くは其の小なる方の値) の値と β, γ との關係は表-2 及圖-4. に示さる。

中央に水平補剛材のある時に板の上半分又は下半分だけで捭屈する場合は補剛材は眞直ぐになつて居るから邊が $a, b' = b/2$ で補剛材なき即 $\gamma=0$ なる板につき危険応力 τ_0' を決定する必要がある。

表-2 に示した板の捭屈の係數 τ_0/σ_0 を $I(\beta, \gamma)$ で示すと τ_0' は下の如くして計算出來る。

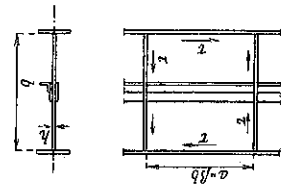


圖-3.

表-2.

γ	0	0.5	1	2	5	10	20	∞	$4 \cdot \frac{\tau_0}{\sigma_0}$
0.4	41.5	57.3	67.9	82.5		124.2	133.7	146	49.05
0.5	26.86	35.22	41.3	50.3	66.0	79.1	89.6	98.6	37.7
0.667	16.03	20.05	23.1	27.98	37.2	46.1	55.1	68.0	30.02
0.8	12.29	14.70	16.78	19.92	28.1	33.3	41.0	57.1	28.15
1.0	9.40	10.90	11.92	13.98	18.2	23.0	28.55	49.8	26.84
1.25	7.86	8.78	9.50	10.65	13.31	16.52	21.02	45.5	26.61
1.5	7.15	7.86	8.36	9.15	11.02	13.38	16.78	45.2	26.60
2.0	6.71	7.28	7.65	8.19	9.27	10.66	12.8	45.3	
2.5	6.66	7.17	7.57	8.06	9.01	10.06	11.62	57.3	

$$\tau_0 = \frac{\pi^2}{12(1-\mu^2)} \frac{Ih^2}{b^2} f(\beta, \gamma)$$

上式にて b に $b'=b/2$, β に $\beta'=a/b'=a/(b/2)=2\beta$ 及 $\gamma=0$ を代入すると

$$\tau_0' = \frac{\pi^2}{12(1-\mu^2)} \frac{Ih^2}{4b^2} \cdot 4I(2\beta, 0) = \sigma_c 4I(2\beta, 0)$$

$\tau_0'/\sigma_c = 4I(2\beta, 0)$ は表-2. 及 図-4. (点線で示す) の適用の範囲を制限する。例へば $\beta=0.80$ に對しては補剛材は $\gamma=5$ に適合するが之より大なる補剛材をもつても殆んど意味ない。それは板全体としては捩屈せぬとも上半分又は下半分が捩屈するから。

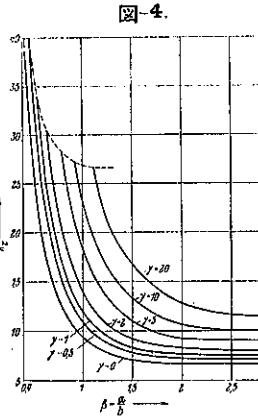


図-4.

3. 曲げ及剪力 (図-5.)

$A=0$ を解いて危険捩屈応力を示す根 σ, τ の組を得る。Chwalla (1. c. 6) の如く σ/σ_0 或は τ/τ_0 (σ_0, τ_0 は各々純曲げ又は純剪力による危険捩屈応力) を導くと

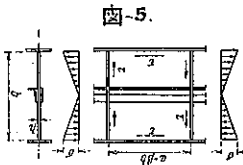


図-5.

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = f\left(\frac{\tau}{\tau_0}, \beta, \gamma\right)$$

此の式は (0.1 及 1.0) を通る限界曲線を示す。

表-3. には次の如き特殊の場合を示す。

$$\begin{aligned} \beta=1, \quad \gamma=0 \\ \beta=1 \quad \gamma=5 \quad \beta=1 \quad \gamma=\infty \end{aligned}$$

表-3.

$\frac{\tau}{\tau_0}$	$\beta=1, \gamma=0$	$\beta=1, \gamma=5$	$\beta=1, \gamma=\infty$	$\beta=0.6, \gamma=0$	$\beta=0.6, \gamma=\infty$
0	1	1	1	1	1
0.1	0.994	0.994	0.965	0.996	0.995
0.2	0.975	0.976	0.965	0.983	0.980
0.3	0.943	0.945	0.939	0.961	0.955
0.4	0.898	0.900	0.899	0.928	0.919
0.5	0.837	0.841	0.839	0.882	0.869
0.6	0.758	0.763	0.762	0.821	0.805
0.7	0.658	0.663	0.662	0.738	0.721
0.8	0.530	0.534	0.569	0.626	0.609
0.9	0.355	0.363	0.410	0.457	0.448
0.95	0.236			0.331	0.326
1.0	0	0	0	0	0

$$\beta=0.5 \quad \gamma=0 \quad \beta=0.6 \quad \gamma=\infty$$

$\gamma=\infty$ に對する値は唯理論的に意味あるだけで σ/σ_0 と τ/τ_0 との關係は異なる γ の値に對して實用的には変らぬ。故に $\frac{\sigma}{\sigma_0} = f\left(\frac{\tau}{\tau_0}, \beta, \gamma\right)$, $\gamma=0$ 及 $\beta=1$ 又は 0.6 に對する曲線のみを 図-6 に示す。曲線 $\beta=1$ は 1 つの円の中にあることを知る。

次に 図-2, 4, 6. から捩屈に對する安全率を決定する方法を示す。

例

$a=193.75 \text{ cm}$, $b=220 \text{ cm}$, $h=1.2 \text{ cm}$, $I=215 \text{ cm}^4$, $E=2.1 \cdot 10^8 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=a/b=0.880$, $\gamma=6.2$
 $\sigma_c=56.47 \text{ kg/cm}^2$

板に曲げ応力 $\sigma=800 \text{ kg/cm}^2$ 及剪力 $\tau=300 \text{ kg/cm}^2$ 働くとする。

I. 図-2. から純曲げに對する捩屈係数 $k_\sigma \approx 35.2$ を決め従つて危険曲げ応力は $\sigma_0 = k_\sigma \sigma_c \approx 2000 \text{ kg/cm}^2$ 。

II. 図-4. から純剪力に對する捩屈係数 $k_\tau \approx 23.6$ を決め従つて危険剪力は $\tau_0 = k_\tau \tau_c \approx 1330 \text{ kg/cm}^2$ 。

III. 図-6. から $\tau/\tau_0 = 300/1330 = 0.226$ 及 $\sigma/\sigma_0 = 800/2000 = 0.40$ なる座標を有する點 \bar{A} を求む。 \bar{A} 及原點を通る直線と $\beta=0.88$ の曲線と $A_{0.03}$ にて交ると比 $\bar{O}A_{0.03}/\bar{O}\bar{A}$ が求むる捩屈に對する安全率である。

(條崎偉一)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(144) コンクリートの疲労試験

Prof. Dr-Ing. Otto Graf u. Erwin Brenner
 ("Versuche mit Betonkörpern, die einer dauernd wirkenden Druckbelastung ausgesetzt waren."
 Der Bauingenieur 18 Jahrgang Heft 19/20 8.
 Mai 1937. S. 237-238.

コンクリートの疲労試験に就ては嘗て獨逸鉄筋コンクリート委員會報第 76 號に報告されたが、それによれば長時間一定の圧力を加へたコンクリートの圧縮強さ

は當時の載荷時間(約 6 日間)以内では普通の破壊試験により得られる圧縮強さに較べて僅かしか低くない。併し此の差が少いと云ふ事は不合理なやうに思はれる。

今回の實験に使用した供試体の製造に關しては獨逸鉄筋コンクリート委員會報第 83 號に詳しく載せてある。供試体の材齡は 29 ヶ月である。試験には特殊の圧力調節設備を有する油圧式耐圧試験機を使用した。

疲勞試験の一二の結果を擧げれば表-4. 及 5. の通りである(供試体の符號や配合は上述の會報第號にある)。

表-4 によれば載荷時間が長ければ小さい荷重で破壊する。30 日以上載荷せる場合も同様の傾向を示す。

表-4. d XI 列の供試体

骨材の粒徑は獨逸鉄筋コンクリート委員會規定の F 列による。供試体の材齡は 29 ヶ月。

供試体	疲 勞 試 験			
	標準試験方法による圧縮強さ kg/cm ²	圧縮強さ kg/cm ²	龜裂發生に到る時間	破壊に到る時間
f	193			
e	186			
i		176		2½ 分
k		169		5 分
l		156		1½ 分
g	190	118	720 時間を経るも龜裂及破壊を生ぜず	
b	190			
h		148	71 1/2 時間	121 時間
a	195	145	412 時間	717 時間
d	199	151	96 時間	336 時間
	平均 193			

表-5. e XV 列の供試体

骨材の粒徑は獨逸鉄筋コンクリート委員會規定の D 列による。供試体の材齡は 29 ヶ月。

供試体	疲 勞 試 験			
	標準試験方法による圧縮強さ kg/cm ²	圧縮強さ kg/cm ²	龜裂發生に到る時間	破壊に到る時間
n	360			
o		307	27½ 時間	794 時間
i		324	35 分	66 時間
b	375			
k	410			
	平均 352			

即ち標準試験により 193 kg/cm² の圧縮強さを示すコンクリート供試体に就て疲勞試験を行つた所、72 時間及 720 時間破壊せずに耐へうる荷重はそれぞれ $P_d = 149 \text{ kg/cm}^2$ 及 145 kg/cm^2 である。即ち標準圧縮強さの 0.77 及 0.75 倍である。

同様に 382 kg/cm² の圧縮強さのコンクリートに就ては $P_d = 321 \text{ kg/cm}^2$ 及 307 kg/cm^2 となり、それぞれ標準圧縮強さの 0.84 及 0.80 倍である。即ち疲勞試験による圧縮強さと標準圧縮強さの比は高强度コンクリー

トに對して比較的大きい。斯る判定は前回の實験では見出し得なかつた。

更に 1 分間に 260 回振動する圧力を加へて試験した。

表-6.

供試体	標準圧縮強さ kg/cm ²	約 1000000 回の振動荷重に對する圧縮強さ	
		荷重が原點迄戻る場合	荷重の下限界 $f_{0.75}$ が上限界 f_u の 0.75 なる場合
d X	170	104(0.61)	138(0.81)
e XV	382	—	318(0.82)

但し()内は標準圧縮強さに對する比である。

尙其他の結果から疲勞限度は標準圧縮強さ 155 kg/cm² のコンクリートに對しては 0.62~0.94, 277 kg/cm² のものに對しては 0.88 である。荷重が原點迄戻る繰返荷重をかけた時の標準強度に對する疲勞限度の割合は材齡 29 ヶ月のものと 8~11 月のものと全く一致するが、振動範圍が $P_0 \sim 0.75 P_0$ の場合には貧配合コンクリートでは 29 ヶ月の方が 8~11 月のものより 0.8~0.9 位になる。併し富配合のものではその差は顯著ではない。

要するに従來の知識を使用するに當り、一定の圧力を長時間加へるか又は振動荷重をかけると標準試験の示す圧縮強さより遙かに低い値で破壊する事を顧慮せねばならぬ。(井上正夫)

(145) 獨逸コンクリート協會第 40 回大會

“40. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.” Bautechnik 15 Jahrgang Heft 15
2 April 1937 S. 200~202.

本年の獨逸コンクリート協會の大會は去る 3 月 3 日~5 日に汎り Berlin に於て開催された。本大會に於て發表された各方面の専門家の研究は全學界から非常な興味を以て期待されて居た。

開會の頭初に當り 26 年間も本協會の指導に任じその功績により名譽會長に推擧された前會長 Dr. Ing. ehr. Hüser が Dr. Ing. Nakonz を會長に任ずる旨を傳へた。之に引続き以下の諸研究が發表され頗る盛會であつた。主なる講演者、演題及内容梗概を記せば次の通りである。

(1) Bornemann “1936 年の獨逸コンクリート協會の事績に就て” 萬國橋梁高層建築會議の準備其他で頗る多事であつた。1 年を回顧した後、本協會と獨逸國有鐵道との協同研究“モルタル及コンクリートの仕法”が 1936 年 5 月完了し、次いで新研究“工事監督の主旨”が始められ之に應じて 1937 年に到り獨逸鉄筋コンクリート委員會規定の変更を見た旨述べた。この変更

の主なるものは鋼の許容応力を引き上げた事及之に對しコンクリート製作の際の諸注意、就中この許容応力を採用する爲には骨材をよく分散させるべき事を規定した。

(2) Prof. Dr. Ing. Bachér “専門技術の養成”：獨乙自動車専用道路を例に採り大学専門學校出身の技術者の任務から説き起して後進の指導が如何に困難であるかを述べ技術的天賦を助成する爲には専門技術の教育が是非必要である旨を説いた。併し技術家の任務の認識を深める事は大いに必要であるが、余り強すぎる専門化の爲、皮層的になる事は戒むべきである。そして企業者は學校出身の技術者が實地の仕事に當り有能な技師たりうる余裕を與へねばならぬ事を述べた。

(3) Dr. jur. Birbenholz “獨乙自動車専用道路建設工事で従事する労働者の宿舍” この大工事に従事する爲に家族から離れて遠隔の地に生活する多くの労働者の爲に宿舍の必要な事を述べ之等の宿舍の設備其他を寫眞で紹介した。

(4) Hampe “Allerbüttel に於ける二重閘門のコンクリート工” Scheitel 運河區と Elbe 運河區を結ぶ Mittel land 運河の約 9 m の水位差を調節する爲に建造されたこの大構造物には 150000 m³ のコンクリート並に鉄筋コンクリートが使用された。Hampe は工事場の設備並に工事方法、コンクリートの骨材の性質と強度等を説明した。即ち本工事ではコンクリート打設にポンプを利用して一工程で非常に高く迄極めて水密性の大きいコンクリートを打つ事に成功した。

(5) Dr. Ing. Kiehe “佛蘭西に於ける鉄筋コンクリート橋梁に就て” 多年の佛蘭西に於ける自らの経験を報告したものである。佛蘭西は鉄筋コンクリートの創始國として特にこの工法を多く採用して居り現在その技術は可成り高い水準に達して居る事が伺はれる。即ち同國では鉄筋コンクリート造の長径間の拱橋や桁橋の架設に注目すべき工法が發達した。尙之と比較すると獨逸の鉄筋コンクリートも相當進歩して居る事が知られる。

(6) Dr. Ing. Schaechterle “獨逸自動車専用道路に於ける鉄筋コンクリート造橋梁並に構造物の形態に就て” 本講演は自動車専用道路の構成的並に建築上の見地から自動車専用道路の鉄筋コンクリート構造物就中橋梁に就て述べたものである。この問題は構造物の形態がその地方の環境に影響あるような場合特に考慮すべきである。それには先づ構造物の各部分の相互間の

調和並に構造物と周囲との調和を作るべきであり、之は設計者と施工者の秩序ある協力に待たねばならぬ。

(7) Wedler “鉄筋コンクリート構造物材及鉄筋工床版の耐火試験” 本試験は上記の兩構造物材が DIN 4102 の耐火性の規定を何の程度に満足するかを検したのである。Dahlem 國立材料試験所の試験ではコンクリートの被覆、コンクリートの強度、鋼の品質並に強度差の保護作用の影響等に就き試験したが、之等の材料はその儘では耐火材料とは見做し得ないが適當な方法を施す事により耐火性を得られる。

Washington に於ける第 2 回萬國堰堤會議の際の米國視察旅行に關し以下の 3 つの報告があつた。

(8) Dr. Ing. Enzweiler “米國に於ける工事方法” 米國と獨逸の工事方法を比較したもので、就中著しい相違は米國ではあらゆる輸送殊に土運搬は軌道によらず貨物自動車を使用する事、都會ではコンクリートを工場に於て練合し之を特殊な車輛により打設場所に運搬する事、大工事場では中央コンクリート工場を有する事、工事を出來るだけ機械化せる事等である。但し之等を社會狀勢の全く異なる他國に行ふ事は不適當且非經濟である。

(9) Prof. Dr. Ing. Garbotz “米國の道路及基礎工に對する印象” 米國の道路工事及基礎工事の現状を説明し何れにも大型の機械が利用されて居る旨も述べた。

(10) Prof. Graf “米國のコンクリート構造物殊にコンクリート道路工の材料に對する所感” 米國に於けるコンクリート工及コンクリート道路工の構造材料の特性と特殊工法に就き述べ、之を獨逸の工法特に自動車専用道路の工事と比較した。即ち米國のセメントも工法も獨逸のものに比し勝つて居る旨述べた。

(11) Dr. Ing. Lenk “鉄筋に初応力を與へたコンクリートの製法並にその応用” 之は Freyssinet の創案に拘はる高強コンクリートでコンクリート中に張応力を生ぜしめない爲に豫め鉄筋に張力を與へておく方法である。Lenk はこの方法により製作した試験桁に就て各種の応力の計算を説明した後、この高強コンクリートの桁其他各種構造物への応用、鉄筋に初張力を與へる装置等を述べた。

(12) Prof. Dr. Ing. Saligar “鉄筋コンクリートに於ける弾性及塑性限度” 現在の鉄筋コンクリートの計算方法が正しいか否かを論じたもので構造物材の安全率の決定に於て破壊応力の状態を顧慮すべき事を説いた。例へば鉄筋が伸張限を越えた事が破壊の原因で

あるような時は破壊以前にコンクリート内に塑性変形が起り応力は弾性の法則に従つて変化しない故に現在の計算方法は許容応力を使用する場合に正しい安全率は與へない。研壞の場合の応力關係を基礎とすれば計算は簡易化され、材料が合理的に利用される。之に對し Prof. Gehler は討議を提出し獨逸國立材料試験所の實驗に基き上の意見には賛同し難き旨述べたが今後の研究に待つ事とした。

(13) Dr. Ing. Carp. “山の損傷と其防止法” 鑛山地方の地上及地中の龜裂沈下は避け得ないが、其の構造物に及ぼす危険な作用は何等かの手段で防止せねばならぬ事を述べその作用の原因と發見に就て説明した。この作用の推定は困難であるが永年の經驗から鑛山地方の大構造物も信頼しうる計算値を與へた。

會議は獨逸のコンクリート並に鉄筋コンクリート界の各方面の進歩した現状を遺憾なく表はし、最後に Nakonz 會長の感激的閉會の辭を以てその幕を閉ぢた。
(井上正夫)

(146) コンクリート及鉄筋コンクリート構造物の將來

(Für die Zukunft des Beton- und Eisenbetonbaues.)
B. u. E. 5, 20. Januar, 1937 Heft 1, 2,
S. 1~17, S. 29~39.

コンクリート及鉄筋コンクリート構造物の將來性に關する問題への寄稿

鉄筋コンクリート構造物の發達時代の計算は凡て 1902 年に Koenen が公表せるものに依つてゐたのである。即ちコンクリートが破壊の状態に近づいた時の応力分布を考慮して、中立而下のコンクリートを無視し、同面上のコンクリートのみを有效と考へてゐたのであるが、此の假定は亦小なる構造物や、応力の小なる範圍に於て常に満足すべき結果を示してゐたのである。

併し乍ら次の飛躍時代に入るや非常に大きな構造物が施工せらるゝ事になり、單に 2 次元の応力問題を取扱つてゐたのでは満足すべき結果が得られなくなつた爲、一層難かしい計算が色々行はれたのであるが、實際の構造物に一致した応力分布を得られなかつたのである。

之に對し、先づ疑義を挿む可き假定はコンクリートのヤング率 E を常數とし $n=15$ にとつてゐる事であるが、此の外 2 次元の応力分布を考慮して破壊荷重をとつて計算する事である。此の爲に有效荷重が載荷せられたる場合の応力状態が得られない譯である。されば、細

かい計算を考慮せずに出來るだけ簡單化せる計算原理を發見すると同時に、特に大なる構造物に關して眞の応力状態と一致した計算をなし、併せて構造物の空間的聯絡をも考慮し、新しい計算原理を發見すべきで、之は各技術的良心の要求であらねばならない。

近年、現に橋梁に於て充分なる効果を擧げてゐる高級鋼を鉄筋コンクリート構造物にも使用せんとし、之にも亦大なる期待がかけられてゐる。併し乍ら、此の場合の最大支障は、高級鋼は大なる強度を有するが故に、コンクリートの抗張部に龜裂が生ずる憂ある事で、如何なる程度迄此の龜裂を防止する事が出来るか、又龜裂防止が可能なりや否やを考慮せねばならない事である。されば、抗張、抗張に強いコンクリートの製作が問題となつて來るが、現在の處未だ本質的な結果が得られてゐないのである。

尙ほ進んで研究すべき事項は初応力の問題であるが、注目すべき原理が確立してゐるにも拘はらず、實驗は行はれて居ない。鉄筋及コンクリートに人工的に初応力を與へて實驗してゐるのであるが、將來如何になり行く可きかといふ標準も定まつてゐない。又コンクリート收縮及クリーピング以外のものに依つて影響を受けるか否かも疑問である。

コンクリートの“クリーピング”の問題も未だ解結を見ざる現象である。唯だ、コンクリートは完全に硬化せる後に於ても、長期間続けて變形を爲す事は明示されてゐる。かゝる現象の原因を究める事が必要であることは、特に其の鉄筋コンクリート柱に於て此の感が深い。かゝる見地から、大きな構造物又は永久載荷を受くる構造物に關して、コンクリートのクリーピングは蔑視してはならない。

又近年交番応力、繰返し強度の問題も研究され始めたが、未だその結果に見る可きものがない。⁽¹⁾繰返し強度は、特に大なる輪荷重を受ける鉄道橋に對しては、常に考慮されねばならない。又、コンクリートの繰返し強度が、骨材の粒度や混合比に依つて影響を受けるか否かを研究する必要があらう。

主變形曲線 (Hauptdehnungslinie) が、光弾性に依り 2 次元のものに對して鮮る場合、之を鉄筋コンクリート構造物に適用し得るや否や、又は之を構造物の一部に適用し得るや否やを研べ、若し之が可能なる事を確め得たならば、更に進んで 3 次元のものに對しても研究す

⁽¹⁾ Prof. O. Graf.-Festigkeit des Betons und des Eisen.

べきであらう。(2)又、丸鋼で溶接を用ふる事も必要となつて來やうが、その最良の方法は未だ確定してゐない。(3)

以上の諸問題を以て、凡てとする譯ではないが、特に將來發達の可能性あるものを選んだ積りである。而して構造物の安全性が確認されて、原料鋼の節約が可能となるならば、亦興味ある問題となつて來やう。

鉄筋コンクリート拱橋の到達し得る徑間長に就て

工学博士ディッシinger教授は伯林に於て、開催せられた橋梁及建造物國際大會に於て、適當なる初応力を與へれば、桁橋に於ても相當長徑間のものを建造する可能性有りとし、之迄の限度を擴大してゐる。かかる可能性は拱橋に對して特に然りであるから、茲にその研究を陳述しやう。(4)

拱橋中最大支間をとりうる型式は、今近吾人の經驗する限りに於て、無鉸上路拱橋である。ただ、拱頂部の桁高を非常に薄くし、起拱部を厚くする事が出来る場合には、1 鉸拱が考慮されるが、斯かる條件に支配される事は殆んどないから、此の型式は考へない。

2 鉸拱も亦相當重要なものであるが、垂直方向の捩屈強度は無鉸拱に比して小であり且つ溫度応力や收縮応力が、無鉸拱に比し拱頂點で長く残留する嫌がある。又 2 鉸拱が相當經濟的大徑間のものたり得る事は既に Echelsbach の Ammer 橋に於て證明せられてゐるが、最大徑間のものはと云ふと矢張り無鉸拱を探らねばならない。

2 鉸拱拱橋は、その構造上の意味からも、美觀の見地からも面白くないから茲には言及しない事とする。

3 鉸拱は靜定構造物であり、溫度や收縮の作用に對して最も好都合のものではあるが、その垂直方向の捩屈強度は 2 鉸拱より更に劣つてゐる。兎も角、無鉸拱橋が最大支間を採り得る型式である。

I. 拱橋の型式 充側上路固定無鉸拱とす。

II. 計 算 計算方法として次の如き考へをなす。即ち荷重変化を一定法則の下に定め、拱軸線を自重の力索線と一致せしめ、不靜定量は彈性線の方程式より求める。拱断面の変化は一定法則を作つて計算式中に

(2) Prof. Dr.-Ing. E. h. H. Kayser und Dr.-Ing. Herzog: Die Untersuchungen zweiachsig beanspruchter Konstruktionsglieder mit Hilfe des Reißlackverfahrens "B. u. E." 1936, Heft 23. 参照。

(3) Prof. Dr.-Ing. E. h. H. Kayser: Rundenisen Schweissung im Eisenbetonbau. "Bauing." 1933 Heft 29130 参照。

(4) "Die Wasserwirtschaft". 1934 参照。

考慮する。

(1) 力の作用する面は、主軸を含む平面と一致するものとす。

(2) 垂直方向の軸の固定度は、 m_a, m_b を次に示す如く擇んで決定するものとす。即ち

$$y_a + e_a m_a = 0$$

$$y_b + e_b m_b = 0$$

之は、 $H=1$ が荷せられたる時の起拱點の角変位と、 $H=\pm 1$ が荷せられたる時の固定断面の角変位とが一致してゐる事を示す式である。

(3) 水平方向の拱軸の固定度は、 Z_a, Z_b を次の如く擇んで決定する。即ち、

$$Z_a(\alpha a + \beta + e_a) = Z_b(\alpha b + \beta + e_b)$$

(4) 内力と外力は平衡を保つものとす。

(5) ヤング率 E は常數とす。

(6) ナヴィエーの法則は常に成立するものとす。

(7) ストレス、ストレイン間の關係はフークの法則に従ふものとす。即ち $\sigma = \epsilon E$ 。

(8) 嚴格には、 $Z = \int z^2 dF$ であるが近似的に

$$Z = \int z^2 \frac{r}{r+z} dF \doteq J$$

とす。

(9) (a) N に對し $\frac{M}{r}$ は無視す。仍て $\epsilon = \frac{1}{EF} \left(N + \frac{M}{r} \right)$ に於ては $\epsilon = \frac{N}{EF}$ とす。

(b) $\frac{M}{EJ}$ に對し $\frac{\epsilon}{r}$ は無視す。仍て $\frac{\Delta \phi}{ds} = \frac{M}{EJ} + \frac{\epsilon}{r}$ に於ては $\frac{\Delta \phi}{ds} = \frac{M}{EJ}$ とす。

(10) 左右對稱の固定拱に於ては

$$z_a = z_b = \frac{l}{2}$$

となり $m_a = \frac{\int y_b dw}{\int dw}$, $\psi = 0$

(11) 荷重変化:

$$g_z = g_s \left(1 + \frac{y'}{f} (m-1) \right) \quad \text{とす。}$$

(12) 拱軸線は、自重による力索線と一致するものとす。即ち

$$y' = \frac{f}{m-1} (\cos \zeta \kappa - 1)$$

(13) 2 次率の変化

$$\frac{J_s}{J_z \cos \phi} = 1 - (1-n)\zeta'$$

に従ふものとす。

(14) 強度計算にはコンクリートの抗圧応力を基と

し、引張応力は鉄筋によりとらすものとす。

III. 荷 重

(1) 自重 起拱部、拱頂部間の変化に従ひ

$$\frac{J_s}{J_2 \cos \varphi} = 1 - (1-n)g' \quad \text{茲に} \quad n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi}$$

とす。

(2) 車道及 Aufbau の自重は次の如し。

車道重量として、版、縦桁及び横桁の自重の和の平均値をとり、約 $2t/m^2$ である。又、Aufbau の重量として次の如くとす。

- $l=250m$ 迄のものに對し... $1.9 t/m^2$
- $l=500m$ " " " " ... 4.0 "
- $l=750m$ " " " " ... 8.0 "

(3) 活荷重としては、一等橋に對し等値換算荷重 $1 t/m^2$ をとす。但し、 $100m$ 以上のものに對して擇ばれた値であるから、將來は尙よく一致するであらう。

(4) 温度変化 $\pm 15^\circ$ にどる。収縮に一致せる温度降下は -15° である。但し茲にはその影響を考慮せず。

(5) 風荷重、制動荷重、支承點の移動等に依り生ずる応力は茲に考慮せず。

IV. 之等の結果の利用に就て (a) 先づ $\sigma_{bzul} = 100 kg/cm^2$ の場合を吟味しやう。

$l=250m$ の場合を考慮せんに、先づ種々の拱矢のものに對して求められた

拱厚を図上にプロットすると(図-7.)此の曲線は最小の f/l に對しほぼ垂直でそれから急に曲り終に平らになつて最大の f/l の處で切れて了ふ。鎖線は一つの比 $m = \frac{f}{g_s}$ を示す。又 f と d_s の關係を圖-8. に示したが、之は圖-1 より明らかに求まる結果である。次に拱頂厚のみの經過を考慮

圖-7.

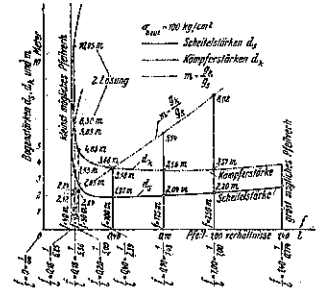
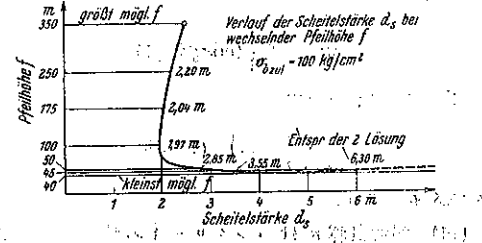


圖-8.



しやう。但し拱頂部、起拱部共に同様な假定の下に定められるのであるから、拱頂厚に對して見出された結果は又、本質的に起拱部にも當て嵌る事を牢記され度い。

次に種々の支間の拱に就て求めた拱頂厚を畫き(圖-9.)之等曲線の末端部を結べば一樣なる曲線となる(圖-9. に鎖線を以て示す)此の曲線は各支間に對し持ち得べき最大拱矢と支間の比を示すものである。

圖-9.

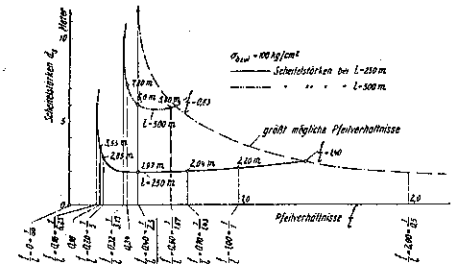
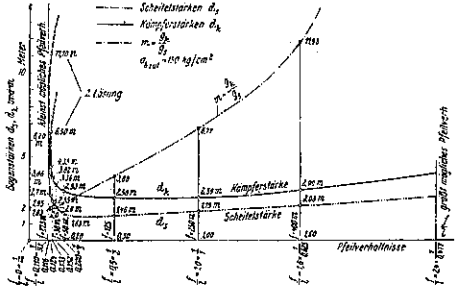


圖-10.



又、種々の支間に對し之等曲線と同時に、最小拱矢の曲線を畫き(圖-13.)、之等兩曲線の交點を求むれば、その交點は與へられたる條件の下に於て到達さる可き最大支間となる。此の圖より最大支間は、 $650m$ にしてその時の $f/l=0.4$ 以外に存在しない事を知る事が出来る。

圖-11.

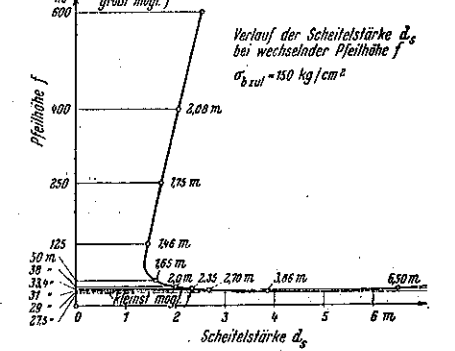


図-12.

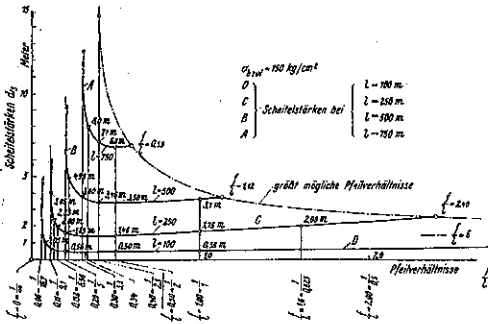
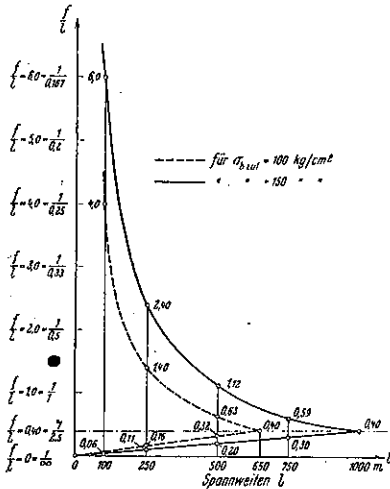


図-13.



(b) 次に $\sigma_{b,zul} = 150 \text{ kg/cm}^2$ の場合を吟味する。
 此の場合大体の説明 (a) と同様なれば、省略するが、到達し得る最大支間：1000 m にして、此の時取り得る $f/l = 0.4$ のみで (a) の場合と同値なるが図-13 より明らかである。

図-14. は種々の支間、種々の許容応力に對し存在し得る拱矢の範圍を示すものである。

V. 3 鉸拱に就て 3 鉸拱の場合には、次の假定の下に論ずる。即ち

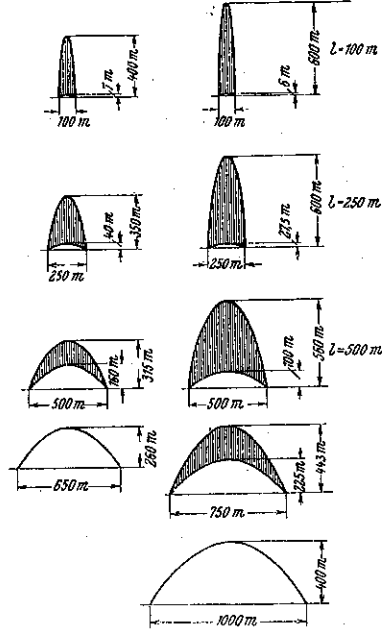
- (1) 拱の自重のみを考慮する。
- (2) 拱軸は圧力線と一致するものとす。
- (3) 拱全長に關し自重は一樣とし、拱長 $\frac{l}{4}$ の點に必要なる断面の自重を有するものとす。

大膽なる近似式を使用すれば、到達し得る最大支間は次式により求められる。

$$\sigma_{b,zul} = \frac{\gamma l^2}{8f} + \frac{\gamma f}{2}$$

図-14.

Bildliche Darstellung des möglichen Pfeilhöhenbereichs bei $\sigma_{b,zul} = 100 \text{ kg/cm}^2$; bei $\sigma_{b,zul} = 150 \text{ kg/cm}^2$



何となれば

$$x = \frac{l}{4} \text{ に対して } N = \frac{Hq}{\cos \varphi}$$

$$Hq = \frac{q l^2}{8l}, \quad \cos \varphi = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{l^2}{4} + f^2}$$

$$N = \frac{q l^2}{8f} \sqrt{1 + \frac{4f^2}{l^2}}$$

又、所要断面 $I' = \frac{N}{\sigma_{b,zul}} = b d l$

で、拱自重は $\frac{q}{m} = \frac{b d \gamma}{\cos \varphi}$

且つ $b d l = \frac{N}{\sigma_{b,zul}} = \frac{Hq}{\sigma_{b,zul} \cos \varphi}$

であるから

$$q = \frac{Hq \cdot \gamma}{\sigma_{b,zul} \cos^2 \varphi} = \frac{N \cdot \gamma}{\sigma_{b,zul} \cdot \cos \varphi} = \frac{q l^2}{8f \sigma_{b,zul}} \cdot \gamma \left(1 + \frac{4f^2}{l^2}\right)$$

之等より $\sigma_{b,zul} = \frac{\gamma l^2}{8f} + \frac{\gamma f}{2}$

が求まる。

(a) 先づ、 $\sigma_{b,zul} = 100 \text{ kg/cm}^2$ にして $f/l = 0.4$ の場合を考へれば

$$1000 \text{ t/m}^2 = \frac{2.4l^2}{8 \times 0.4l} + \frac{2.4 \times 0.4l}{2} = 1.33 l$$

仍て $l=810\text{ m}$

が最大支間となる。

(b) $\sigma_{b\text{zul}}=150\text{ kg/cm}^2$ にして $\frac{f}{l}=0.4$ の場合を考へると $l=1220\text{ m}$ を得。

VI. 之以上の發展の可能性に就て.

(1) 工事材料の改善に依り、更に大なる支間への期待を可能ならしめるものは結局高級なるコンクリートの製作であるが、筆者は此の可能性を期待するものである。今日既に $\sigma_{b\text{zul}}=100\text{ kg/cm}^2$ 迄とれるが、更に進んで、 150 kg/cm^2 , 200 kg/cm^2 迄とる事が出来る様にならう。

(2) 適當なる断面形を作る事に依り、最大支間の拱に於ては、軸力の影響は、他のものゝ影響に比べて大であるから、特殊断面をとらす事は餘り合目的ではないが、最適断面は必ず存在すべきである、それによつて自重を減減せしめる事は亦甚だ重要な事であると云はねばならない。

(3) 此の他、特殊の手段を用ひる事に依り、コンクリート荷重の幾分かを、拱以外のものに頼らしめんとする考へはそれ自身既に進歩の前提となるものである。かくする事に依つてコンクリートの許容応力を高める事が可能となる。

今

σ : 荷重を他にかけた場合、之が断面にかゝるとして高めらるゝ許容圧応力

F_g : 總断面積

σ_c : 鉄筋の許容応力 = 2000 kg/cm^2 (假定)

F_c : 鉄筋總断面積

μ : 鉄筋比 = $F_c/F_b = 0.027\text{ kg/cm}^2$ (假定)

σ_b : コンクリートの許容抗压強度 = 100 kg/cm^2 (假定)

F_b : コンクリートの總断面積とすれば

$$\sigma_i F_g = \sigma_c F_c + \sigma_b F_b = \sigma_c \mu F_b + \sigma_b F_b$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_c \mu F_b + \sigma_b F_b}{F_b + F_b} = \frac{\sigma_c \mu + \sigma_b}{\mu + 1}$$

仍て $\sigma_i = 150\text{ kg/cm}^2$

となる。

鉄筋コンクリート構造物に於ける新計算法に就て

I. 序論 鉄筋コンクリート構造物の設計に當つては、常に示方書の規定に影響を受ける事大であるが、將來は今迄の計算に於て有効なりと考へてゐたよりもより多くのコンクリートを有効と考へる様にならう。現在の計

算過程は、鉄筋コンクリートも純粹の弾性理論に従ふものとの假定の下に發達して來たのであるが、コンクリートは實際には破壊前に計算で算出せる値よりも大なる変形をなし得るが故に、他の応力分布が存在してゐる譯である。

伯林で開催せられた第 2 回國際大會では、彎曲を受ける鉄筋コンクリート部材断面の計算法が論議されたが、その結果を要約するに、

(1) 鉄筋量少ない桁では、現在の計算法を採用して差支へなき事。

(2) 鉄筋量の多少を分つべき鉄筋限界が明示されれば、その限界迄を第 I 領域となす。

(3) 第 2 領域に於ては破壊時のコンクリートの抗压強度が標準となり新計算法が導入される。

次に、實驗に立脚して與へられた計算の根本原理を示さう。

II. 計算の原理

(1) 鉄筋量少なき桁に於ては、之迄の計算を變へる必要はない。

a) 鋼の stress-strain curve は

$$\sigma_c = E_s \epsilon_c \dots \dots \dots (1)$$

b) コンクリートの stress-strain curve は

$$\sigma_b = E_b \epsilon_b \dots \dots \dots (2)$$

c) 兩強性比 n は

$$n = 15 \dots \dots \dots (3)$$

矩形断面の場合、中立軸距 $s = \frac{x}{h}$ 次式に依つて定まる。

$$s^2 + 2s\varphi - 2\varphi = 0 \text{ 故に } \varphi = n \frac{F_c}{bh} \dots \dots (4)$$

$$\therefore \text{次率は } J_i = bh^3 \times \frac{1}{2} s^2 \left(1 - \frac{s}{3}\right) \dots \dots (5)$$

$$\text{今 } i = \frac{J_i}{bh^3} = \frac{s^2}{2} \left(1 - \frac{s}{3}\right) \dots \dots (6)$$

と置けば、 i は断面に無關係な値となる。

耐載力 T_c は鋼の破壊時の降伏點 σ_s を標準にとれば

$$T_c = \frac{Mh}{J_i} \dots \dots \dots (7)$$

より定められる。

式 (4), (5), (7) と $M = F_c \sigma_s \left(h - \frac{x}{3}\right)$ を用ひて

$$T_c = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{1}{1-s} \dots \dots \dots (8)$$

求まる。

仍て安全率を γ にとれば

$$T_{ezul} = \frac{\sigma_s}{2n} \cdot \frac{1}{1-s} \dots\dots\dots (8a)$$

となる。

(2) 鉄筋量多量の場合には、抗圧部に於ける応力分布を別に考へる必要がある。假令、コンクリートの抗圧縁に於ける応力が、抗圧強度 σ_p に達しても、桁が破壊する事はない。之は、曲げモーメントが増加するに従つて、応力分布が矩形に近づいて来る爲である。然も、中立軸は不変の位置を保つてゐる。即ち II. (b) の状態から進んで II. (c) の状態へ入つて行くのである。多くの場合、可塑状態に於ける応力分布は、拋物線型をなすと考へられてゐるが、此れによると計算は非常に難かしくなる。その上、中立軸近邊に於ける破壊時の応力は問題とならないから拋物線型の代りに矩形の分布をなすものと假定するのである。

II (c) の状態に於ける假定として、

(a) 鋼の stress-strain curve は

$$\sigma_e = E_s \varepsilon_e \dots\dots\dots (1)$$

(b) コンクリートの stress-strain curve は

$$\sigma_p = \text{const.} \dots\dots\dots (2)$$

(c) 弾性比

$$n = 15$$

中立軸の位置は前と同様

$$s^2 + 2s\varphi - 2\varphi = 0 \dots\dots\dots (4)$$

破壊時の曲げモーメントは次の如く假定す。即ち

$$M = \sigma_p b h^2 s \left(1 - \frac{s}{2}\right) \dots\dots\dots (10)$$

コンクリートの耐載力 T_b :

$$T_b = \frac{Mh}{J_i} = 2\sigma_p \frac{1}{s} \frac{1 - \frac{s}{2}}{1 - \frac{s}{3}} \dots\dots\dots (11)$$

コンクリートの応力 σ_p はブリズム形の強度で、正立方体のコンクリートの抗圧強度の 75% である。即ち

$$\sigma_p = 0.75 W_b \dots\dots\dots (12)$$

次に安全率 ν を定めねばならないが、コンクリート製作の不定性を考慮して 3 にとると、許容耐載力 T_{bzul} :

$$T_{bzul} = \frac{W_b}{Z} \frac{1}{s} \frac{1 - \frac{s}{2}}{1 - \frac{s}{3}} \dots\dots\dots (13)$$

(3) 鉄筋量の限界、最も好都合なる値は、コンクリート及鉄筋の耐載力を等しいとせる時である。

即ち

$$T_s = T_b$$

$$\frac{\sigma_s}{n} \frac{1}{1-s} = 2\sigma_p \frac{1}{s} \frac{1 - \frac{s}{2}}{1 - \frac{s}{3}}$$

$\frac{\sigma_s}{n\sigma_p} = \kappa$ と置けば、鉄筋量の限界は、

$$s\varphi = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3(1-3\kappa)}{3+\kappa}} \dots\dots\dots (14)$$

丁桁の断面に對しては、之等の式が基本となる。但し丁桁の場合コンクリートの破壊応力に左右される事は殆んどないであらうから、普通の計算方法を用ひる事が出来やう。此の點から云つて、丁桁の場合は寧ろ有効幅 $b = b_0 + 12d$ に就て、將來は考究されねばならない。何となれば、丁桁の突縁の有効幅は支間に影響を受けるからである。

III. 測 定 i, T, μ は断面形に無關係で、單に s の函数である。

扱て $T = \frac{M}{bh^2 i}$ であるから、

$$h = \frac{1}{\sqrt{iT}} \sqrt{\frac{M}{b}}$$

となる。今 $r = \frac{1}{\sqrt{iT}}$ とすれば $h = r \sqrt{\frac{M}{b}}$ となる。茲に r は s のみの函数である。

表-7. に $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ の鋼を使用せる場合のコンクリートの抗圧強度 = 120, 160, 225 kg/cm^2 に對する μ, i, T, γ の値を示す。

表-8. は、 $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$ の高級鋼を使用せる時のコンクリート抗圧強度 160, 225 及 400 kg/cm^2 に對す

表-7.

μ $\frac{P_e}{bh}$ %	s $\frac{x}{h}$	$i = \frac{J_i}{bh^3}$	$W_b = 120 \text{ kg/cm}^2$		$W_b = 160 \text{ kg/cm}^2$		$W_b = 225 \text{ kg/cm}^2$	
			$\sigma_p = 0.409$		$\sigma_p = 0.475$		$\sigma_p = 0.554$	
			r	T kg/cm ²	r	T kg/cm ²	r	T kg/cm ²
0.10	0.159	0.0120	0.985	95.2	0.935	95.2	0.935	95.2
0.20	0.216	0.0212	0.688	102.0	0.683	102.0	0.683	102.0
0.30	0.259	0.0306	0.550	107.9	0.550	107.9	0.550	107.9
0.40	0.292	0.0385	0.479	113.0	0.479	113.0	0.479	113.0
0.50	0.320	0.0459	0.431	117.4	0.431	117.4	0.431	117.4
0.60	0.345	0.0528	0.393	122.2	0.393	122.2	0.393	122.2
0.70	0.365	0.0588	0.370	126.0	0.370	126.0	0.370	126.0
0.80	0.384	0.0641	0.347	129.8	0.347	129.8	0.347	129.8
0.90	0.402	0.0698	0.327	133.8	0.327	133.8	0.327	133.8
1.00	0.418	0.0755	0.317	138.0	0.317	138.0	0.317	138.0
1.10	0.433	0.0800	0.315	126.5	0.286	141.0	0.296	144.0
1.20	0.446	0.0841	0.308	122.5	0.275	143.0	0.275	143.0
1.30	0.460	0.0879	0.306	118.5	0.266	144.2	0.266	144.2
1.40	0.472	0.0925	0.303	115.5	0.266	151.5	0.266	151.5
1.50	0.483	0.0975	0.299	112.2	0.261	150.0	0.257	154.9
1.60	0.492	0.1015	0.297	110.0	0.259	147.0	0.250	157.2
1.70	0.504	0.1060	0.296	107.5	0.256	143.0	0.242	161.2
1.80	0.518	0.1085	0.293	105.5	0.256	141.0	0.237	164.5
1.90	0.523	0.1130	0.292	103.0	0.254	137.0	0.230	168.0
2.00	0.531	0.1160	0.291	102.0	0.253	134.0	0.225	170.5
2.10	0.539	0.1195	0.290	99.2	0.252	132.2	0.220	174.0
2.20	0.546	0.1215	0.289	97.6	0.251	130.0	0.216	176.0
2.30	0.555	0.1258	0.288	95.5	0.250	127.5	0.211	179.0
2.40	0.562	0.1280	0.287	94.5	0.249	126.0	0.210	177.5
2.50	0.570	0.1315	0.286	93.0	0.248	124.2	0.209	175.0
2.60	0.576	0.1340	0.285	92.0	0.247	122.2	0.208	172.2

る、 μ, T, γ の値を示す。図-1. 図-2. に耐載力 T と μ との関係を示す。

之等の表では鋼の破壊を標準としてゐるから、他の条件が存在しない時に使用する事が出来る。

4. 結 論 以上の計算方法は実験を基礎とし、コンクリートの可塑性を考慮して計算したものであるが、伯林の国際大会での結論と一致してゐる。吾人は將來、コンクリートと鉄筋を改善し、之等を今迄より有効に利用する様努力せねばならない。又他方に於て、個々の状態に適した安全率を求むる事に對しても努力を拂はねばならぬ。而して、曲げモーメントと同時に軸力の働く断面に對しても、本編に於て論ぜられたと同様な方法が適用される。

コンクリートの可塑性を考慮せる長径間鉄筋コンクリート拱橋構造に關して

今日樹立されてゐる處の理論は亦、確定的なものでないから餘り信用して使用する事は出来ないものであるが今茲に、更に長径間の橋梁に對し必要也と思惟する 2, 3 の命題に就て論ぜんとするものである。

1. コンクリートの抗压強度を高める事、收縮量及凝結温度の降下

上記の目的を達する爲には、材料の改善が先決問題となる。即ちコンクリートの抗压強度を共に抗張強度も増加すべき事が望ましい譯であるが、拱橋の場合には、その形及挿入鉄筋に初応力を與へる等といふ特殊の方法が利用されるといふ好都合なる条件が考慮に加へられる譯である。然し乍らコンクリートの抗压強度増大が先決問題である事は否めぬ事實であつて、近き將來に於ては 28 日後に於けるコンクリートの抗压強度は“600~700 kg/cm²”，従つて許容応力として“150~200 kg/cm²”迄とれるものが作製せられねばならぬ。かかる強度がポルトランドセメントより得られるか否かは、寧ろセメント工場に委託すべき問題であるから、茲に言及しないが、礫土セメントで此の程度のもものが得らる可き事は容易に想像されるのである。既に現在に於ても、適當なる加工の下に 700 kg/cm² のものが得られてゐるのである。(6)

之と共に要求する可き問題は、セメントを同時にコンクリートの收縮係数の減少に在る。而して、礫土セメントではポルトランドセメントに比し半分なる事が、既にグラフ氏の實驗に依つて證明せられてゐるのであるが、凡ゆるセメントに對し此の量を低下す事が望ましいのである。何となれば之によつて、不静定構造物の応

表-8.

μ	s	$i = \frac{J_i}{b h^3}$	$W_b = 160 \text{ kg/cm}^2$		$W_b = 225 \text{ kg/cm}^2$		$W_b = 400 \text{ kg/cm}^2$	
			$s_g = 0,380$		$s_g = 0,460$		$s_g = 0,594$	
			r	T kg/cm ²	r	T kg/cm ²	r	T kg/cm ²
0,10	0,159	0,0120	0,763	143,0	0,763	143,0	0,763	143,0
0,20	0,216	0,0212	0,567	153,2	0,557	153,2	0,557	153,2
0,30	0,259	0,0306	0,450	162,0	0,450	162,0	0,450	162,0
0,40	0,292	0,0385	0,392	169,5	0,392	169,5	0,392	169,5
0,50	0,320	0,0459	0,352	176,5	0,352	176,5	0,352	176,5
0,60	0,345	0,0528	0,322	182,2	0,322	182,2	0,322	182,2
0,70	0,365	0,0583	0,301	189,2	0,301	189,2	0,301	189,2
0,80	0,384	0,0641	0,283	194,0	0,283	195,0	0,283	195,0
0,90	0,402	0,0698	0,279	194,0	0,267	201,0	0,267	201,0
1,00	0,418	0,0755	0,275	173,5	0,254	206,5	0,254	206,5
1,10	0,433	0,0800	0,272	168,5	0,248	212,0	0,248	212,0
1,20	0,446	0,0841	0,269	163,8	0,244	216,5	0,244	216,5
1,30	0,460	0,0890	0,266	158,0	0,235	222,0	0,235	222,0
1,40	0,473	0,0935	0,264	153,5	0,232	216,0	0,217	227,5
1,50	0,483	0,0975	0,261	150,0	0,231	210,0	0,210	232,5
1,60	0,492	0,1015	0,259	147,0	0,210	206,0	0,204	236,0
1,70	0,504	0,1060	0,258	143,0	0,216	202,0	0,198	242,0
1,80	0,513	0,1085	0,256	141,0	0,215	197,5	0,193	246,5
1,90	0,523	0,1130	0,254	137,0	0,214	192,5	0,187	252,0
2,00	0,531	0,1160	0,253	134,0	0,213	189,0	0,184	256,0
2,10	0,539	0,1195	0,252	132,2	0,212	186,0	0,179	261,0
2,20	0,546	0,1215	0,251	130,0	0,211	183,0	0,176	264,0
2,30	0,555	0,1258	0,250	127,5	0,211	179,0	0,172	270,0
2,40	0,562	0,1290	0,249	126,0	0,210	177,5	0,169	273,5
2,50	0,570	0,1315	0,248	124,2	0,200	175,0	0,165	278,5
2,60	0,576	0,1340	0,247	122,2	0,208	172,2	0,162	283,0

図-15.

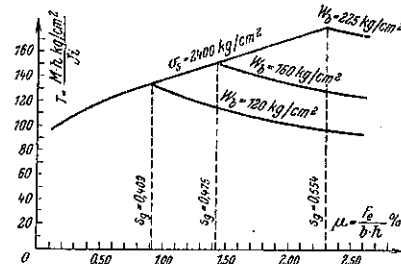
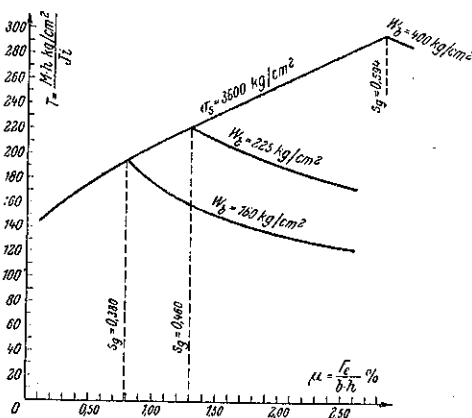


図-16.



力は、確かに低下するであらうから、又之と共にコンクリートの凝結温度も 40~60° 迄に止め得るならば、さしたる影響を及ぼす様な事はあるまい。

(6) B.u.E. 1934. S. 228 参照。

一般にセメント及コンクリートの物理的、化学的性質の明示と可塑性原理の発見が待望されてゐるが、之と同時に、構造物の形状を適當にして、直ちに荷重に耐へしめる様にする事も亦考究されねばならぬ問題である。

2. コンクリートの可塑的変形の研究

1936年に伯林で開催せられたる第2回の國際大會に於ても此の問題は大いに論議されてゐる乍ら残念な事に結論には到達してをらぬ。然し此の研究は長径間の橋梁、特に拱橋にとつては重要な問題である。

現在コンクリートの可塑性には相對立する2説が存在してゐる。

(a) Freyssinet は數多の實驗を行ひ(但し此の實驗は公表すべき程權威あるものではないが)、收縮及可塑的変形は多くの條件に支配され乍らも、一つの標準の上に成立するものであるとなしてゐる。之等條件として考慮されるものは、含有セメント量、含有水量、コンクリートの材齡、濕氣の程度及コンクリートの受くる応力等である。

彼が設立せる説中特に目立つてゐる見解は、水量、濕氣及荷重を適宜に委すれば、変形は可逆的である點で、收縮は荷重零なる特殊の場合であるとなしてゐる。

之と同様なる見解は亦 Straul (Plastic flow in concrete arches. Transaction of the Am. Soc. of Civil Eng. 1931. S. 613 参照) の持する處である。

(b) 第2の見解は之と全く異つてゐる。即ち、收縮は全くコンクリートの化学的作用に基因するものと推定し、圧力を受けてクリープする現象は、コンクリートの分子相互間の滑動に基因する可塑的、物理的現象と認定するのである。而して、此の現象に於ては、コンクリートが圧縮されるも、変形するも全く応力を生ずる事なきを以て、之を“自己發散”(selfdiffusion)と名付ける。従つて自己發散の現象に於ては、圧縮方向に於て短縮を來すと同時に、断面方向に擴大される譯であつて、此の擴大する量は断面中短い邊の方により多量であると認定されてゐるのである。

此の假定を固定拱に適用せんに、可塑的変形を受けた拱は、彎曲を受け、拱矢が変化して II が増大し、此の II の増大に相當する断面応力が生ずるが、然も別に附加的の曲げモーメントは生じないといふ譯である。

されば、之等断面応力により、コンクリート及鉄筋に生ずる応力は荷重及收縮に對し一般に用ひられて來た計算法に依つて定めるが、然も可塑的変形に對しては応力を生ぜない様になすを要す。但し、此の見解に従

つた計算方法に未だ明示されてゐない。

扱て、可塑的変形を考慮して、之に適した変形率をとつて、変形理論を適用して計算すると、可塑的変形のない場合に比べて II が小に出て來る。之は明らかに矛盾である。即ち若し第2の見解が正しいものであるとするならば、変形理論を適用する事は不可能である。而も若し之を応用化せんとする場合には適宜変形する必要がある。

之等2つの見解中何れを是とすべきかといふ判決を與ふるに當つて、常に難事とする事は、今迄の實驗では單に変形のみが測定され、応力や、收縮や、可塑的変形や溫度作用等が見て測定せられず、而も實驗結果の不一致と云ふ面倒な問題がある故である。

扱て、第2の見解に従へば、無鉄筋コンクリート拱橋は、足場を取去つた後に於ても分子間に存在する滑動によつて、恰も摺粉の如く別に曲げモーメント等生ぜずに変形し、終に全く別の状態をとつて固定する。而して此の場合の応力は外力からのみ決定する事が可能である。

鉄筋コンクリート拱橋の場合には、かかる変形がコンクリートに生ずると共に、鉄筋表面にも生ずる譯で、之により鉄筋は附着力を増し、且又大なる摩擦力が加はる事になる。又鉄筋は拱軸が短縮すれば、共に圧縮されるから、初圧応力を受ける事になる。

扱て、鉄筋量少ない拱橋に於ては、斯かる変形に依つて、別に曲げモーメントが生ぜないとする事が可能である。而して、何れの見解に従ふも、拱橋では彈性理論に無關係で、特に第2の見解に従へば、応力は係數 n に無關係になる。メラン式拱橋の如き、多量の鉄筋量を有するものは、例外で無條件に曲げモーメントの作用を受けるものと假定す。

之等此處に考慮せる事は全く、可塑的変形の場合のみなる事を先記せられ度い。扱て、荷重に對して、新らしく生ぜる平衡位置を I とすれば、靜定拱軸線の短縮はコンクリートの変形量 e_0 より定められ、殘留鉄筋応力 $\sigma_n = E_n e_n(\varphi)$ より求めらる。茲に $e_n(\varphi)$ は、起拱部の軸力増加の函數である。

今、拱頂點の沈下量を η とすれば、 η は次式より定められるといふ。即ち

$$\eta = \int_0^{l/2} e_0(\varphi) \sin \varphi ds + \frac{l}{4f} \int_0^l e_n(\varphi) \cos \varphi ds$$

各點の沈下量は、又之より求められる。荷重、溫度變化收縮等凡ての影響を考慮せる応力は、新たに委つた拱軸 II

に對し、今迄使つてゐた弾性理論の方から求められる。

然し乍ら又、可塑的變形と同時に、荷重、溫度、收縮等による応力が生ずるし、此の外可塑的變形や收縮作用が終了しない中に、足場の沈下や、足場取外し後の沈下等が生ず。されば吾々は此の際生ずる応力を充分正確に算定せねばならない。次に此の目的の爲になされた實驗を示さうと思ふ。

鉄筋コンクリート柱に就ての、グラーフ教授の實驗並にアメリカ大学の實驗によれば、中心軸荷重を受くるコンクリートは荷重、收縮及可塑的變形の爲に計算に用ふる n の値よりも大なる n に相當する応力の変化が生ずる事が明示せられてゐる。又、此の場合、收縮作用を無い様にすれば、永久載荷、可塑變形に對する n の値は收縮作用の際の n の値より小である。

グラーフは 2.7% の鉄筋量を有する柱に就て實驗した處、14 日後 72t の荷重により $n_1=10$ に相當する結果を得た。而して 44 日後は收縮の影響加はり $n_2=18.6$ となり、204 日後は $n_2=32.3$ 年後には $n_2=42.4$ となつた。

表-9. は Illinois 及 Lehigh 大学に於て行はれた、螺旋筋を有せざる軸鉄筋 4% の柱に對する實驗結果である。

此の表に於て、兩大学實驗結果の相違せるは、試験せる

時の端條件異なるからである。又此の實驗から、コンクリートの応力は、純粹の可塑的變形に依つて起る事及 n_2 の値は一つの上限值に近く、従つて、可塑的條件に支配せられない事が明示される。

3. 可塑的變形と收縮を考慮しての鉄筋コンクリート拱の計算に就て

有效荷重を無視すれば、力索線に合致する様作られた拱に關して、自重によつて生ずるクリーピングの爲に起る軸力は、矢張り變形後に於ても断面の重心に働らくとする事が出来る。即ち、全断面に關し塑性量は一定なりとする事が出来る。

吾人は、前述の如き見解に従つて可塑的變形の場合のコンクリート及鋼中に生ずる応力はコンクリートの一つの弾性係數 E_{b2} に一致する様に起ると考へる。茲に E_{b2} : 荷重及收縮に對して、用ひらるコンクリートの弾性係數 E_{b1} よりも小である。

對稱に鉄筋を挿入せる断面が中心軸圧力を受ける場合、鉄筋コンクリートは荷重により E_c なる圧縮を受ける。今 ϵ を以て、コンクリートに生ずる圧縮とすれば ϵ_c : 次式を以て表はさる

$$\epsilon_c = \frac{1}{1+n_1\mu} \cdot \epsilon.$$

$$\text{茲に、} n_1 = \frac{E_c}{E_{c1}}, \mu = \frac{F_c}{F_b}$$

次に、此の ϵ_c を、收縮による變形 ϵ_s と、塑性變形 ϵ_p とに分つて表はさんに $n_2 = \frac{E_c}{E_{b2}}$ を持つて來て次の如き式を用ふる。

$$\epsilon_c = \frac{1}{1+n_1\mu} \epsilon_s + \frac{1}{1+n_2\mu} \epsilon_p = a+b.$$

今迄の處、之等兩作用は別に反對の影響を示さないから、上の式は正しいとする事が出来る。

一般にコンクリートの弾性理論に於ては E_b のみで計算してゐるのであるから、可塑的變形の場合も E_b に

表-9.

Bolostang t	Beton- festigkeiten kg/cm ²	Bolostang n	bolastet						unbolastet				f. Bolastung ohne Schw.			
			bei Aufbringen der Last		nach 5 Monaten		1 Jahr		nach 5 Monaten		1 Jahr		nach 5 Monaten		1 Jahr	
			σ_c	σ_b	σ_c	σ_b	σ_c	σ_b	σ_c	σ_b	σ_c	σ_b	σ_c	σ_b	σ_c	σ_b
Illinois	16.97	140.6	302 6.97	48.1	768 33.9	22.8	501 38.1	21.05		183 47.3	-3.87			618 24.8	24.04	
	25.16	246	457 7.48	61.1	1148 34.6	33.1	1196 35.5	30.96	238 21.4	-9.8	123.5 47.3	-2.81	909 21.2	42.0	1061 51.5	33.8
	32.80	352	603 7.61	79.5	1405 31.4	46.4	1513 36.0	42.2	274 33.1	-11.9	225 49.2	-4.37	1082 19.8	57.7	1233 27.2	46.8
Lehigh	22.85	140.6	665 10.1	66.0	5948 224	21.1	2273 —	-0.26	854 21.0	-11.75	236 24.2	-2.76	1654 70.9	23.9	2036 21.4	8.6
	26.20	246	778 9.81	83.6	2464 185	13.55	2587 208	+8.44	509 21.1	-21.02	284 24.3	-11.7	1937 57	34.4	2303 11.4	20.2
	41.00	352	945 3.88	101.0	2420 60.8	40.0	2780 110	+25.3	588 24.4	-21.8	477 24.2	-19.7	1887 30.5	61.8	2203 51.1	45.0

Spannungen in kg/cm²

換算する必要がある。荷重上式を變形して、

$$\begin{aligned} (a) \quad \epsilon_c &= \frac{1}{1+n_1\mu} \left(\epsilon_s + \frac{1+n_1\mu}{1+n_2\mu} \epsilon_p \right) \\ &= \frac{1}{1+n_1\mu} (\epsilon_s + k_p \epsilon_p) \\ &= \frac{1}{1+n_1\mu} \epsilon_r \end{aligned}$$

茲に係數 $k_p < 1$ にして、 ϵ_r : 收縮、可塑變形の兩作用を考慮せる場合の變形量である。而して純粹なる可塑變形、従つて応力を起きぬ様な作用に對しては變形量の殘餘 $\epsilon_p \left(1 - \frac{1}{1+n_2\mu} \right)$ の變形が殘留する譯である。

收縮及可塑的變形に對して E_{b1} を考慮に入れて、變形理論を用ひ H 及 M_k を計算する事が出来る。

$$\text{茲に } H = H_s + H_p, \quad M_k = M_{ks} + M_{kp}$$

である。而して

$$\text{收縮に對し } H_s = \frac{a}{a+b} H, \quad M_{ks} = \frac{a}{a+b} M_k$$

可塑的変形に對し $H_p = \frac{b}{a+b} H$, $M_{kp} = \frac{b}{a+b} M_k$

之等から拱の任意の點に於ける曲げモーメント M_x , 軸力 N_x を決定する事が出来るし, 又荷重及可塑的変形に對しては M_p, N_p で求める事が出来る。応力の計算には収縮に對し n_1 を用ひて, M_s, N_s から σ_{es}, σ_{bs} を, 荷重及可塑的変形に對し, n_2 を用ひて, N_p, M_p から σ_{op}, σ_{pp} を求める事が出来る。

茲に取扱ふ $n_1 = 10$ であり, n_2 : 材齢や, 鉄筋量に關して變化する量である。

Whitneyschen Idealkurven では $\frac{\epsilon_p}{\sigma}$ を c で表はし

$$n_2 = n_1 e^{kc} \left[1 + \frac{1}{\mu_1 \mu} \left(1 - \frac{1}{e^{kc}} \right) \right]$$

$$= \frac{1}{\mu} e^{kc} [(1 + n_1 \mu) - 1]$$

としてゐる。

茲に $k = \frac{E \mu n_1}{1 + \mu n_1}$ であり, e : 自然對數を底とする。上式より凡ゆる場合の n_2 を求める事が可能である。

図-17.

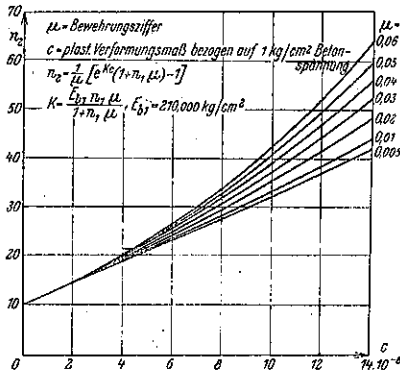


図-17 は此の曲線を示すものであるが, 單に c と μ の函数で, 然も $\mu = 0.005 \sim 0.06$ のものしか取扱つてをらぬ。尙ほ計算値を表-10 に掲げる

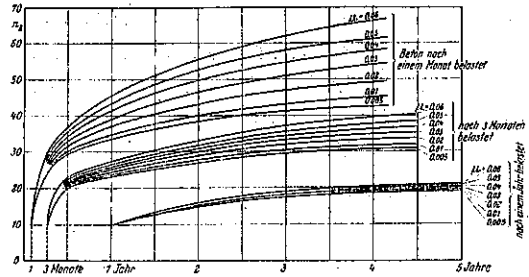
表-10.

	$\mu = 0.005$	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06
$c = 2 \cdot 10^{-6}$	14.24	14.28	14.35	14.41	14.46	14.51	14.55
$4 \cdot 10^{-6}$	18.57	18.73	19.02	19.27	19.49	19.69	19.87
$6 \cdot 10^{-6}$	22.99	23.35	24.02	24.62	25.17	25.66	26.11
$8 \cdot 10^{-6}$	27.49	28.15	29.59	30.52	31.56	32.52	33.40
$10 \cdot 10^{-6}$	32.09	33.14	35.14	37.02	38.77	40.41	41.94
$12 \cdot 10^{-6}$	36.77	38.32	41.32	44.18	47.26	49.49	51.94
$14 \cdot 10^{-6}$	41.56	43.70	47.94	52.07	56.07	59.93	63.64

n_2 の材齢の影響をも考慮したものを図-18 に示す。

無鉄拱に對する弾性線方程式:

図-18.



$$\eta'' = -\frac{M_n}{EJ \cos \varphi} + \frac{N_x}{EF} \frac{d^2 \eta}{dx^2} (1 + \cos^2 \varphi)$$

$$+ \frac{1}{EF} \frac{dN_x}{dx} \frac{d\eta}{dx} + \frac{d^2 \eta}{dx^2} \left(\mp \epsilon t + \frac{\epsilon_r}{1 + n_1 \mu} \right)$$

此の式中 ϵ_r は (a) 式の値を, E には E_{b1} を置換すべし。上式の著者の解は

$$\eta_1 = A \cdot \sin c'x + B \cdot \cos c'x - I(x)$$

$$+ \frac{I''(x)}{c'^2} - R \cosh \alpha x$$

であり, 之より曲げモーメント, 軸力を計算する事が出来る。

此の撓度 η_1 : コンクリートにクリーピングのみ存在する時の解であり, 従つて純粹の可塑的変形の存在する眞の撓度 η_2 より小である。 η_2 を逃めんとする時は, 上記微分方程式に眞の ϵ_p を入れて計算すれば宜い譯である。

之等から拱頂點の可塑的変形のみによる撓度 $\eta_2 - \eta_1$ を求める事が出来るが, 此の際変形量として

$$\epsilon_p' = \epsilon_p - \frac{\epsilon_p}{1 + n_2 \mu} = \frac{n_2 \mu}{1 + n_2 \mu} \epsilon_p$$

を用ひる。

4. 更に本研究に就て

拱橋に關する可塑的変形の影響を以上實驗に徴して二三論じた譯であるが, 収縮及可塑的変形的作用, 大き, 法則等を尙, 明示する爲には, 色々の混合比, 材齢のコンクリートに就て, 中心軸荷重のみならず, 偏心荷重をも加へて實驗すを必要がある。偏心荷重を加へた専門的の實驗は未だ行はれてゐないから特に重要である。此の際コンクリートの応力のみならず, 断面内の各點の応力も間接に測定せせねばならぬ。此の外, 供試体の体積變化量も定めるを要す。之は特に可塑説にとつて重要である。又, 収縮と可塑的変形との間に, 反對の影響があるか, どうかといふ問題も重要である。

斯かる研究を桁に迄擴張する事も勿論必要である。

重量大なる鉄筋コンクリート拱橋の荷重、温度、収縮及可塑的変形等の作用を研究する事も亦重要である。更に吾人は相當大きな構造物に關して、努力や費用を惜しむ事無く、専門的の問題を解決する事が必要である。但し之を行ふ場合には適當なる立案の下に行はねばならない。

之と同時に、載荷されたコンクリートの内的の経過をも、研究する事の必要なるは論を待たない。但し之等を研究する時には、特に温度とか湿度とかを考慮すべきである。

以上計算した處のものが、数学的立場から云つて正確でないといふ事は言ふ途もない事である。然も眞の状態に近く、その大ききと與ふる一の觀念となり、平に安全率をもよりよく規定する（特に長径間の橋梁に對して）事を銘記すべきであらう。

橋 梁 及 構 造 物

(147) 街路橋の床版について

(Otto Graf "Über Leichtfahrbahntragwerke für stählerne straßenbrücken" Der Stahlbau Heft 14/15 9 Juli 1937 S. 110-112.)

大きい街路橋の床構設計に當つては

- a) 床構の死荷重を出来る丈小ならしめてこれに關保する主構、下部構への荷重を減少せしむる。
- b) 構造を出来る丈簡明ならしめて維持、修理を容易ならしめる。
- c) 各部の構造高もなるべく小ならしめる。

以上の事項を考慮して近時用ひられてゐる床版として

a) 鉄桁の上に載り直接荷重をうける鉄筋コンクリート版。

b) バックルプレート或は特殊金物にコンクリートを張れる版。

この 10 年内に各所で使用されてゐるものを以下述べる。

1) 鉄筋コンクリート床版

從來使用されてゐるものと比較する爲、図-19 の Dresden にある Schlachthof 橋の例を上げる。これに對して近年ドイツ自動車専用道路に架せられた Sulzbachtal 橋の例をとる。図-20. は其の床版の試験に使用したものである (Bantech. Heft 43, 1936, S. 626)。図-21, 22 は米國のハドソン河に架したジョージワシントン橋の床版で縦桁の上には高 152 mm の形鋼が 381 mm 間隔に並べられ、径 13 mm の丸鋼で継ぎをとつてゐる。同じくアメリカの Jersey 市と Newark 市の間にある Hackensack 河に架した橋が図-23, 24, に出てゐる。床桁の上に特殊の頑丈な鉄筋を挿入せるコンクリート版あり、この鉄筋の様式は經濟的の見地から求めたことを報告してゐる。図-21, 図-24 から分る様に版の厚きは 21.6 cm で横目地はハドソンで約 18 m 一方は 14.5 m, 9 m 輻員のハドソン橋では縦目地なく Hackensack 橋では 3 m 幅の版に區切つてゐる。Triborough 橋でもハドソン橋のを改良し大いに利用してゐる。近年架橋したサンフランシスコ オークランド橋も鉄筋コンクリート床版で版の支間は約 1.4~1.5 m. 大きい荷重をうけるこの床版部分のコンクリートも普通のもので版厚は僅か 16.5 cm に過ぎない。以上米國の橋梁にあつては鉄筋コンクリート版は矩形断面であり、

図-19.

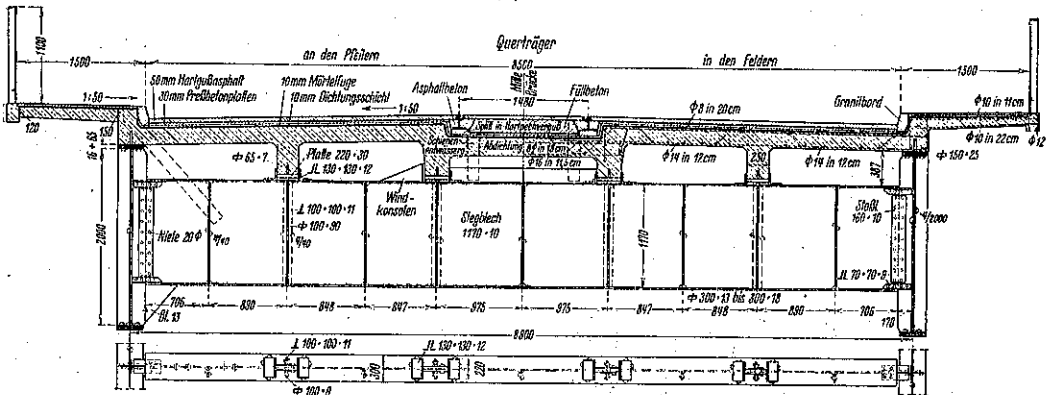


Bild 1. Querschnitt der Schlachthofbrücke, Dresden.

図-20.

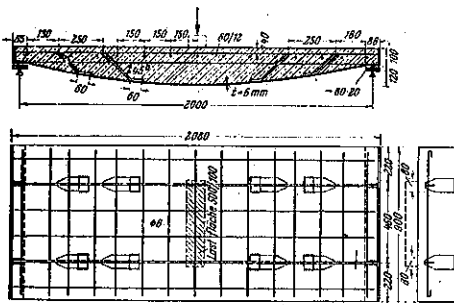


図-24.

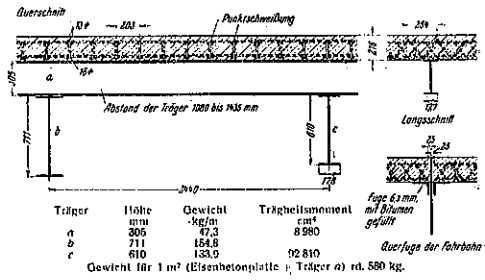


図-21.

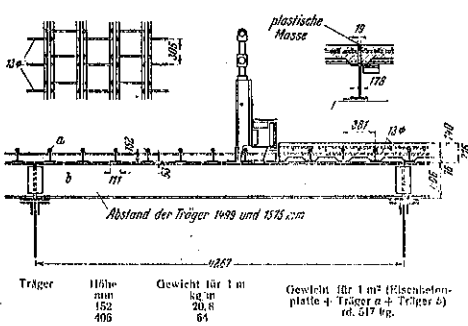


図-25.

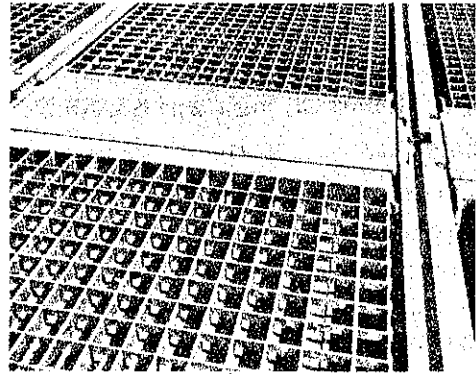


図-22.

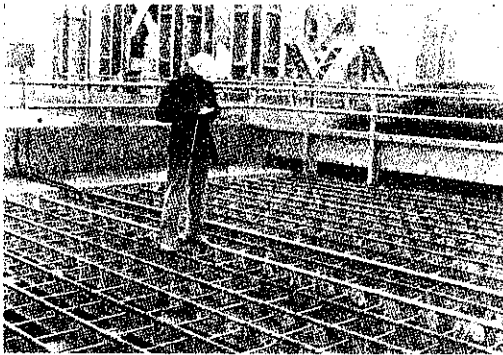


図-26.

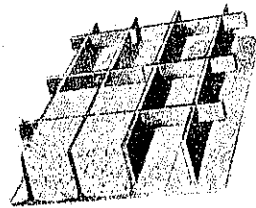


図-23.

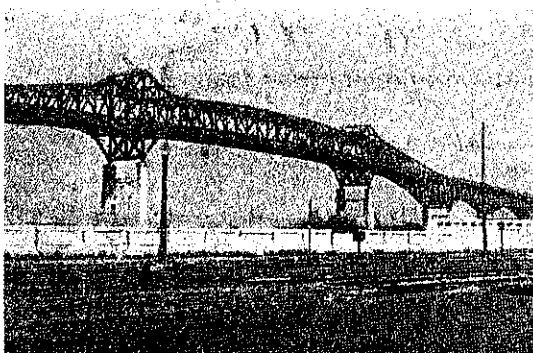


図-27.

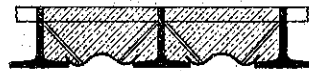


図-28.



幅 3 m 程度で横目地は 14.5 m 以上の間隔に配置する。

II. 他の米國, ドイツの橋梁の床版

図-25 は Carnegie Steel Co が架設した T-Tri-Lok 橋で図 26, 27. の如き鉄格子をいれ中にコンクリートを填充するこの實驗の結果は Public Road Bd. 13

図-29.

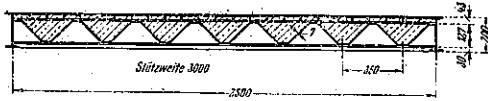
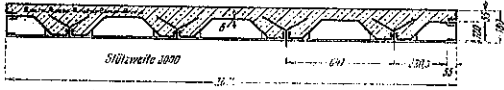


図-30.



1932. S. 105 にあり。図-28, 29 も形鋼を使用したものであり、図-30, 31. は Fried Krupp 及 Hahschen が考案したものである。(住友 彰)

(148) Helmstedt 附近に於ける自動車道橋

(Kraft von Scanzoni "Autobahnbrücke über das Brumelental bei Helmstedt" Der Bauing. M märz 1937 Heft 9/10 S. 97~103.

国立自動車道 Berlin-Hannover 間に Helmstedt の町の附近に Masch, Brunnen の二つの谷がある。Masch 谷の橋については Bauing. 17 (1936), S. 195 に述べてある。

図-31.

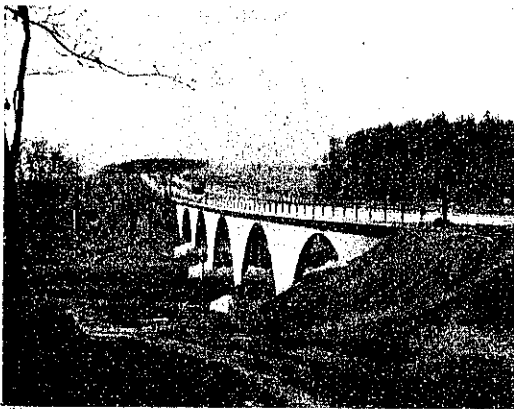
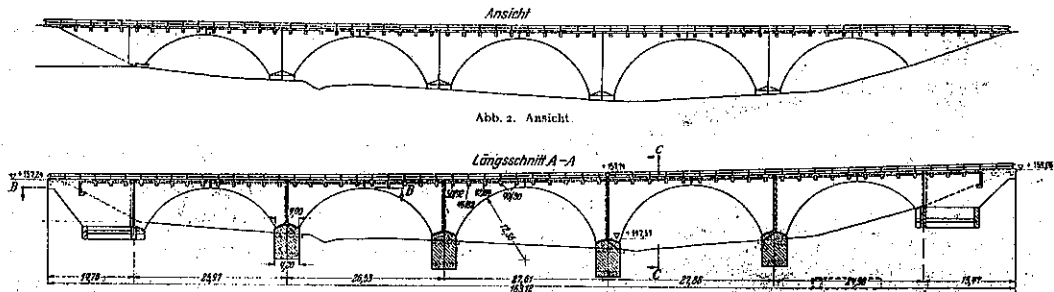


図-32.



自動車道は Brusnen 谷を高さ約 10 m (最高 12 m) で横切る。最大長は両翼端間 163 m に達す故に高さの関係からは築堤と同様又はそれ以下の價で橋梁を作るには好都合ではない。而し築堤は美觀を損ふこと、又地方廳で反對せること等の爲築堤費内で橋梁で越さねばならなかつた、築堤には下を通る幅員 8 m の地方道及水導坑を作る必要ありこの兩者を合して 420 000 RM と見積られた故に上部構 3 480 m² に對して 1 m² 當り 120 RM を越すことは出来なかつた。

鋼板桁、鉄筋コンクリート桁及小さい普通の拱橋でもこの條件を充すことは出来ぬ故に既に 1.5 km 離れた Maschtal 橋で有效且つ經濟的なことが證明せられた平盤拱の型式を採用することにした。而して前者では拱盤を 3.15 m の間隔に 4 個用ひ(図-31) 下側に結合板を用ひたが、本橋にては間隔 6.7 m の 2 個の拱盤を用ひ結合強板は全然取りさつた、又間隔約 6 m の横斷方向の補強ラメンも計算の結果外形的に作らなくても良いことになつた。

一般的配置 一般図(図-32)に示す如く二つの對稱の橋梁から成り其の間に 2.60 m の空間を置く。二つ共上面が高くなつたコンクリート基礎の上につて居るので兩者は固く結合せらる。橋面勾配は 16500 m の縱斷勾配で窪地を渡つてゐる。

拱軸支點間距離約 25~28 m で 5 徑間でわたる。この徑間の異なるのは起拱線の高さが異なるに拘らずその拱軸半径を 12.35 m に一定せる爲である。

拱盤は 3 鈎拱で表面を石の様に加工したので 0.62 m の厚さを有し兩翼傾斜面で橋合の側壁として續いて居る。拱盤上には床版が横桁で支へられ外には片持梁として出て居る。

基礎はロームと粘土を交へた層の次に深さ 4~5 m で 70 m の巨大なる砂岩の層に續く一部ゆるんだ砂岩層に達す。この砂岩層迄基礎を下げ第一割目のあつた

図-33.

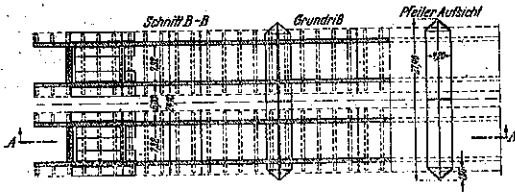
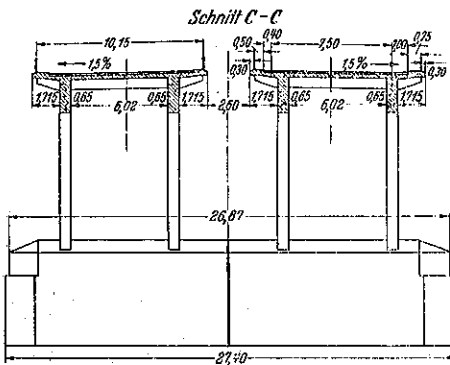


図-34.



場合にそなへて基礎コンクリートをやつた。

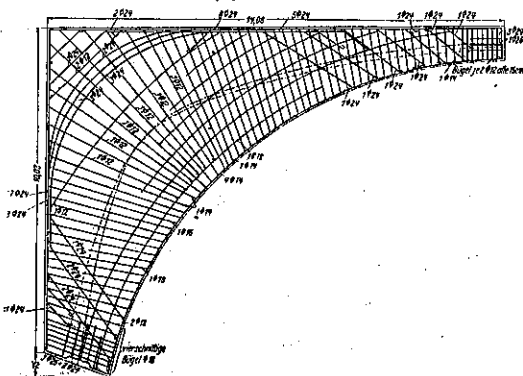
西から第二の径間の下を Helmstedt-Beendorf 間の地方道が通つて居る。

上部構の構造 全て力学的及型態的に餘分なものを除去すること及あらゆる問題を最も簡單なるものへ還元することにより全体が型態及構造の最高の利用を示して居る。構造の基礎概念は

1. 垂直荷重を拱體に依り取ること。
2. 風荷重は床版に依り取ること。
3. 水平力を拱盤内に作られた柱と横桁で作られた耐風ラーメンで下部に傳へること。

之により如何なる部分も力学的に利用せられて居ることがわかり、尙前述の 2 方針に依り多くの事が要求

図-35.



されて居る構造物に於て最高の利用が存在する。之は使用材料の少いことでもわかる。即ち上部構 1m² 當り (基礎を除いて) コンクリート 0.80 m³ 及鉄筋 80 kg が用ひられて居る。

径間は 23~26m で拱矢比は約 1:3 となる計算は Dr.-Ing. Bay の著書に依る (図-35)。

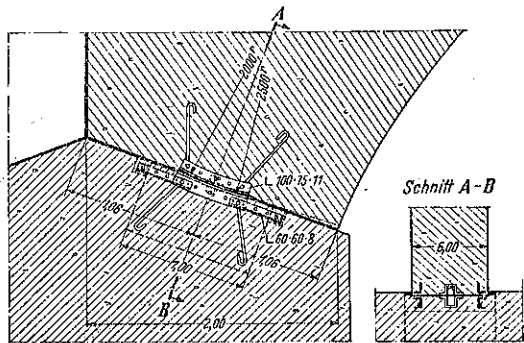
盤の厚さは石工加工せる爲 0.65m あるが 0.62m として計算された。断面に於ける最大応力は 1/4 點に生じ $\sigma_1/\sigma_0 = 63.4/1200 \text{ kg/cm}^2$ に達す。鉄筋は比較的少く四分の一點にて内側に 4φ14 外側に 8φ24 使用さる。軸力及断面変化を考へて算出せる剪応力は頂點にて 4.85 kg/cm² 起拱點にて 4.45 kg/cm² に達する剪力を取る爲に配置された曲げ上げ鉄筋及筋筋は盤の主鉄筋と共に 図-35 に示さる。

鉸としては Burkhardt の鋳を用ひた円筒形鉸が用ひられた。

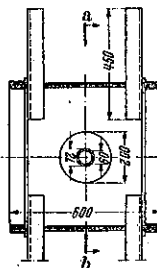
垂直力として 400 kg/cm² かけられるが起拱點の鉸は 351.5 kg/cm² かゝり変曲半径は $R + 250 \text{ cm}$, $r + 200 \text{ cm}$ で鋳の厚は 8 mm 接觸片の幅は 19.3 cm である。起拱點で鉸の取る垂直力は 286t で詳細は 図-36 に示さる。

橋梁を横方向に補強する爲に耐風ラーメンがある、詳細は 図-37 に示す。ラーメンの横梁は起拱點に近い初め

図-36.



Schnitt c-d



Schnitt a-b

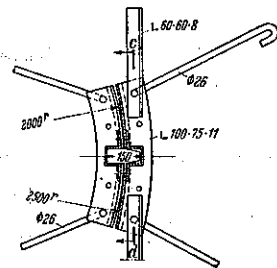
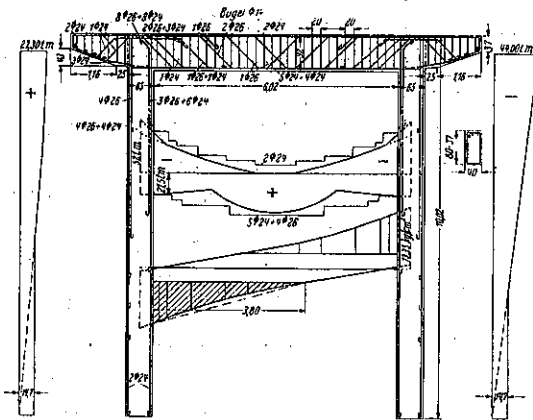


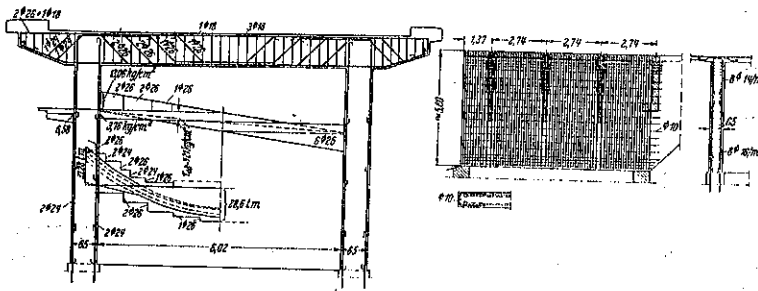
図-37.



の二つの横桁から成り柱は上幅は床版2径間分、下幅は起拱點の盤の幅からなる梯形の拱盤片から成る。最大応力は横桁の端で盤の方向に起り $\sigma_b = +75 \text{ kg/cm}^2$ に達す。鉄筋は横桁から盤に放射状に入る。力学的には2鉸ラーメンであるが、横断方向に於ける部分的固定對し下端でも上端の三分の一のモーメントを考慮してゐる。

他の強さ特に全体としての捩屈及盤の捩屈に對する安全度に就ては計算の結果拱盤の捩屈は問題とならず安全率も充分なることがわかつた。拱盤床版及耐風ラーメンからなる耐荷体は2倍の荷重(自重及風荷重に對

図-38.



しても)迄安全に取れる。この2倍の荷重で初めて鉄筋が降服點に達し尙耐風ラーメンの横桁が耐風ラーメンとしても働かざる爲に生ずる全体的破壊を生じなければ尙大きな荷重増加に耐へ得る。

床版は横桁を支點とする連続版をなし厚25cmに達す。大約2.82m離れた横桁は断面を80/40~90/50cmと変へるが之は耐風構として働く起拱點近くの2つは大きな断面が必要であり断面を漸時變へた爲である。1m²當り床版はコンクリート0.30m³、鉄筋52kgで

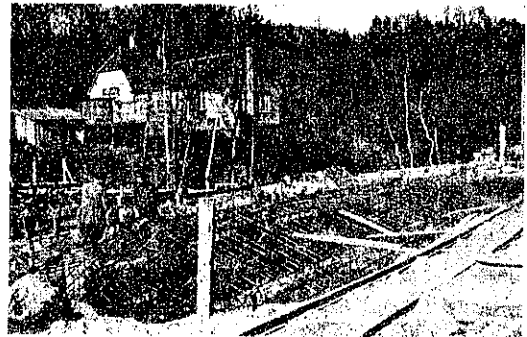
ある。

橋臺の構造は興味ある拱盤が兩側の端の起拱點の継目を越へて橋臺側壁をなし床版と共に基礎で固定された一つのラーメンをなす配筋は図-38にあり。

基礎の鉄筋は図-39に示す。注意すべきことはこの重要な構造物の最も大きな鉄筋もφ26mmしか用ひなく又一般的にもφ24mmしか用ひられて居らぬ。

力学計算は公道橋に對する

図-39.



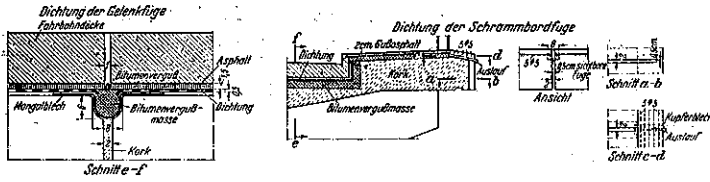
荷重 DIN 1072 (一等橋) 計算は DIN 1075 及 1935 年 5 月 14 日のドイツ鉄筋コンクリート委員會の決定による。

鉸の點の継目は図-40に示すが如し。橋梁は充分縦横断勾配を有するので、排水が充分出來各橋は低い所時には橋

脚の上に格子のついた排水孔を有し排水管は盤の中間を通つて基礎に行く。車道の水密は2層のアスファルト混合物によるが下層は厚5mm、瀝青40%の成分で水密層をなし上層は厚15mm、瀝青成分18%で保護層なし之はコンクリート5cmの保護層に匹敵する。2層の間に625erの毛布を敷く。

床版の鉸の継目は深さ6cm、幅8cmあけられ兩側に瀝青塗布厚1mm、幅38cmのmangal 鋸が挿入され其の中には継目瀝青がつぎこまる。外縁端には折

図-40.



工に要した。

施工 拱架は一方側の橋梁に對してのみ用意せられそれが外されてから第二の方に移した。拱架は鉄の軸の上に立つ。取り外しは 21 日後に行はれた(図-41)。拱盤の彈性沈下は計算値 5~10 mm より遙かに少く 1mm であつた。

り曲げた鉛板を用ひ堅いコンクリートを用ひて居る。

表-11. には使用コンクリート鉄筋及型枠を示す。

橋梁は 425 000 RM かゝり其の中 38 300 RM 石工加

た。セメントは基礎に 250~300 kg/m³ 全上部構に對して 300 kg/m³ 要した。上部構には高級ポルトランドセメントを使用した。コンクリートの強度は 300~320

橋梁面積 163.21 40=3480m ²	コンクリート m ³	1m ² 當りコンクリート m ³	型枠 m ²	コンクリートm ² 當り型枠 m ²	鉄筋 t	1 m ² 當り鉄筋 kg	コンクリートm ² 當り鉄筋 kg
基礎	2720	0.78	500	0.18	42	12.1	15.4
拱盤及橋盤	1760	0.506	5000	3.35	97	27.9	55.0
床版(持送りを含む)	1040	0.399	4000	3.84	180	51.8	173.0
全橋梁	5520	1.588	10400	1.88	319	91.8	57.8

表-11.

図-41.

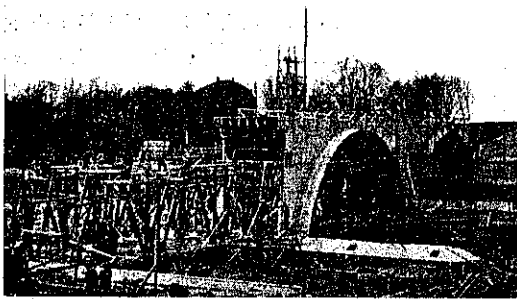
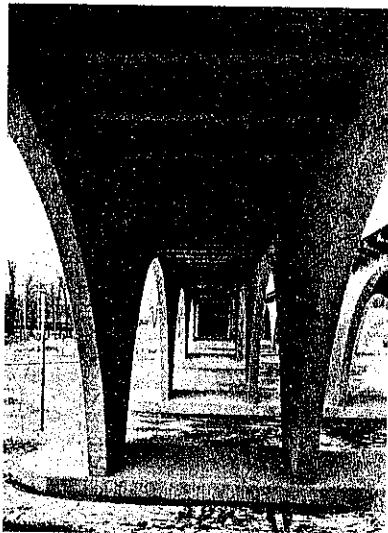


図-42.



kg/cm² に達す。骨材は 0~7 及 7~30 mmの粒度の物が用ひられた。

コンクリートは Steife 45 で時々起拱點から拱頂迄休みなしに行つた。

前面及裏面も石工加工を中位の鑿でやつた。全体で 9680 m² 加工した。

1936 年 2 月 20 日に始り 1936 年 10 月 7 日に出来上り 7 ヶ月の短期間に竣功した。

この橋梁は中位の大きさの鉄筋コンクリート橋として活動的型態を有し非常に經濟的なるものとして決定的なものであらう。より大きな橋梁の實施及計畫中であるが其の径間は既に 80 m 迄高められて居る。

(篠崎偉一)

(149) 獨逸グリュノーに於ける競漕場

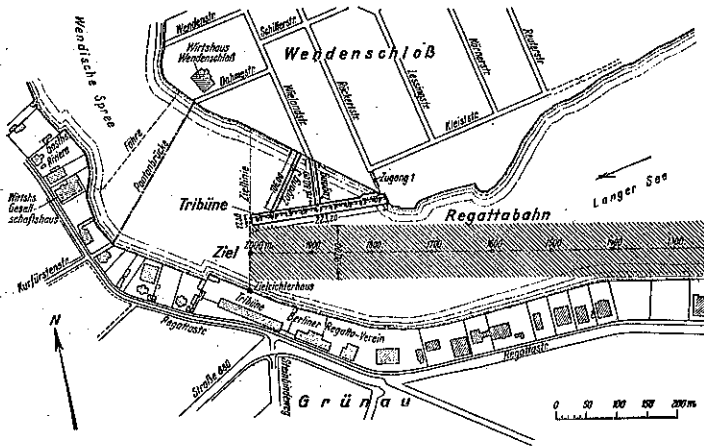
(“Wasserribiine in Grünau-Wendenschlofs.”)
(Bautech, Heft 23. Mai 1937 S. 297~299.)

第 11 回オリンピック競技が獨逸に開催されることになつて、その競技場として適當な場所が物色され丁度第 12 回オリンピックを迎へやうとして居る今日の我國に似た問題が當時獨逸にも起つたのである。

大体主なる競技は Berlin-Charlottenburg の国立競技場において行はれることになり、その他 Garmisch-Partenkirchen, Kiel, Berlin-Grünau 等が選ばれ、Grünau に於ては漕艇及カヌーの競漕が行はれるこ

とになった。その国際的競漕場としての見地から此所の競漕路についてはしばらくおき、観客の収容設備についてなほ考へるべきものが多々あつた。Grünau 側に作られた 3000 人を収容し得る豪華な観覧席は 1935 年の夏の全歐洲選手権大會には出来上つて居たので来るべきオリンピックへの前哨戦としてその観客収容の様子が注目されたが、此の豪華な夏の競技中の華には 15000 ~ 18000 人の観客が訪れたので 3000 人収容の観覧席はその 1/5 も収容出来ず他は芝生や道路に立つて見物するの止むなきに至つた、此の経験によりオリンピックまでにはどうしても更に廣い観覧席が必要なことがわかり組織委員会は更に 6000 人収容の立派な観覧席を附設することにした。しかし Grünau 側の伯林漕艇協會の所有地はすべて、倉庫、俱樂部、艇庫等にとられてコースに沿つて観覧席を作ることは困難であつたので折しい観覧席は図-43 に見られるやうに Grünau の對

圖-43.

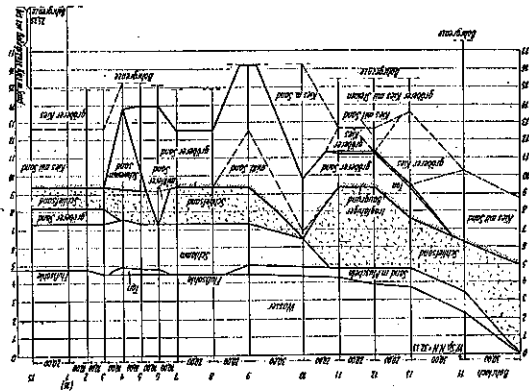


岸, Wendenschloß 側に、水上に作られることになつた。此の位置を決める上に、水上であるため 6000 の座席から出發からゴールまで 2 km のコースが全部見えると云ふことが一つの大きな鍵になつたものである。

観覧席の基礎 最初観覧席は浮船の上に建造したらと云ふ案が出た。しかし色々の調査の結果約 0.5 ヘクタールの底面しか有しない観覧席を浮船の上に建造することは観客の安全を保證し得ないと云ふ結論に達した。それで結局杭打基礎を用ふることとして、大体棧橋式のもの

にすることにきまり早速地質調査が行はれた。幸に地質は図-44 に見るやうに 9~10 m の所に良好な地盤が見られ大体當初の豫算で希望のものを建設し得る見込が立ち、更に此の構造は本造にする事が決定したのは

圖-44.



1936 年 5 月の終りであつた、これから約 6 週間即ち 1936 年 7 月半ばには完成せねばならなくなり、殆ど不可能と思はれる仕事を殆どおくれずに見事にやつてのけたのである。

観覧席の方法 長さ 223 m, 幅 17 m で観覧席の基礎杭は水面下平均 14 m 最上列の観覧席から水面まで約 7 m である (圖-45, 46)。此の観覧席の含む全容積は約 66000 m³ である。観覧席への通路は最初その上流側端から Kolonie Wenden-

圖-45.

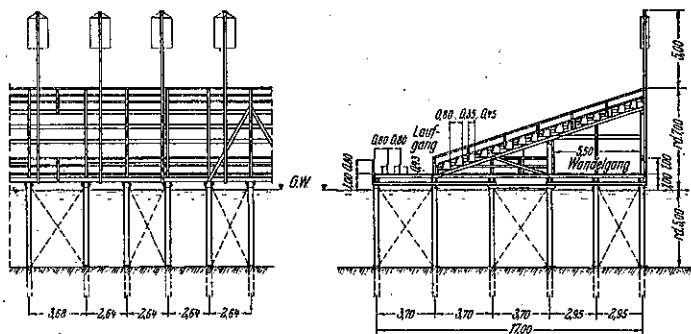
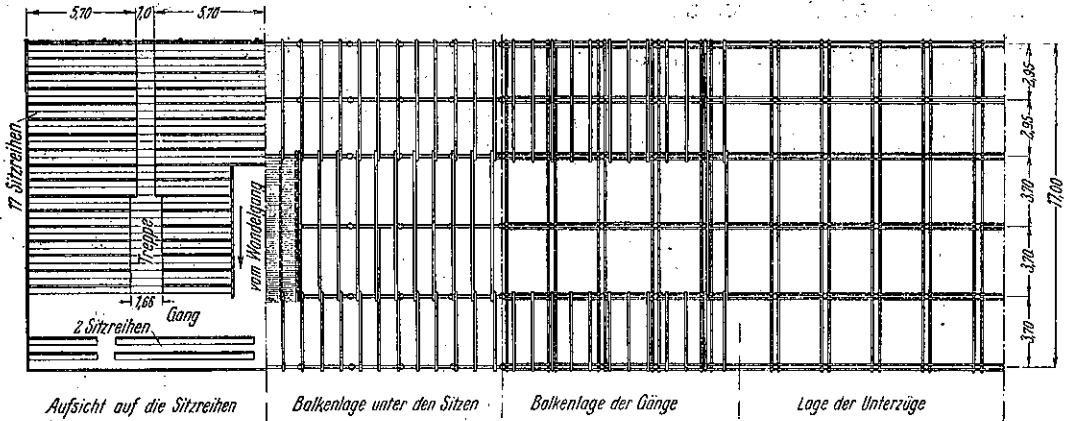


図-46.



schloß の Rückertstraß に直接結ぶ管であつたがその後更に交通及非常用から、更に2本の通路が作られた。一つは長さ 106 m 他は 80 m で、幅員も 5.5~8.1 m にとつてある。

観覧席の建築 その外観は図-47 に見る如く、堂々たるものでオリンピック競技に相応しいものである。

図-47.



構造の詳細は図-45, 46 に見る如くであるが、横断面において、6本の杭の中第4番目のものは3列毎に長くのびて観覧席の下まで達して上部構造と下部構造とを緊結して居る。又、水中に打たれた杭 825 本は各一間隔おきに筋交ひを入れて補強し縦及横方向に引張りをあたへてある。

又 6000 人の観客の流動させるための散歩道は観覧席の下で三角形の空間に作られ、此所にはその他、食堂警官控室、衛生係職員、消防員等の控室、電話室、新聞切手の販賣所等々必要な設備がすべて作られた。

前面には 20 の擴声器を設備し観覧席の背後には 54 の旗竿を立て、観覧席全長に亙つて消火用水道管を配置しオリンピック競技の當日には消防艇を用意した。

観覧席の分割については劇場警察の規約により非常に嚴格にきめられて居るので全部の観覧席を 9 つにわ

けその中央に後の散歩道に通ずる出入口を設けた。
(片平信責)

堰 堤

(150) 将来嵩上げする様に設計した堰堤

(“Marshall Ford Dam Designed For Raising in Future” E.N.R. May. 13, 1937. p. 712)

Marshall Ford 堰堤は Tex. 州 Austi の上流 22 哩の Colorado 河に、米國開拓局が築造したもので、2 段に築造する設計である。現在の計畫は高 190 ft. 長さ 2325 ft. 内現在河部分 730 ft. は溢流型の直線式コンクリート重力堰堤である。堰堤の左岸 1100 ft. は最高 35 ft. の礫土堰堤で上下流面共に石張り、中に低いコンクリートの止水壁がある。餘水は 74 ft. 非溢流部は 75 ft. 嵩上げて、最後には最大全高 265 ft. となる。土堰堤部分も従て嵩上げる筈である。

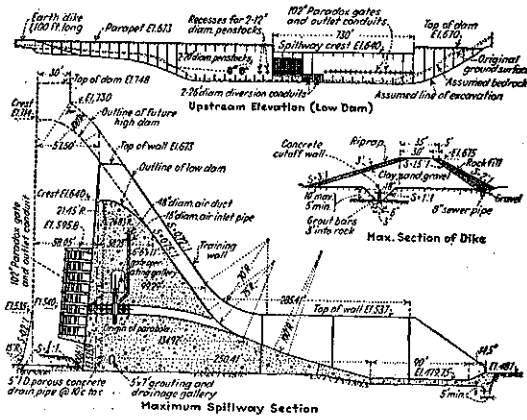
低、高兩堰堤の断面は図-48 に示す通りである。堰堤の嵩上は後面即ち上流面を擴げ、前面の傾斜はそのままで延長する。

堰堤は鉛直ブロックで築造し、完成後接目にグラウトする。

築造中の排水路は、餘水路の左端に造つた 26 ft. の導水路による。1915 年來の水水位圖の記録に依れば、本河川は突發的の河川で、細流の事もあれば 1935 年 6 月 15 日の洪水時の如く 481000 sec. ft. も流れる事もある。その平均流量は、約 2500 sec. ft. である。貯水池の調節は 24 個の paradox gate と、直径 8 1/2 ft. の引出水路で行なはれ、半円形の塵除金物で保護されて

る。20 ft. の水圧管 2 條に對する設備し、尙 12 ft. の水圧管 2 條を追加する餘裕を残してある。

図-48. 2段に築造する設計の Marshall Ford 堰堤



工事の主なる數量は、土砂掘鑿は盛土用としての 67 000 yd³ を含んで 549 000 yd³、岩石掘鑿 336 000 yd³、セメント注入、排水、礎着等の孔の長さ 70 000 ft. コンクリート 969 000 yd³、鉄筋 5 800 lb である。

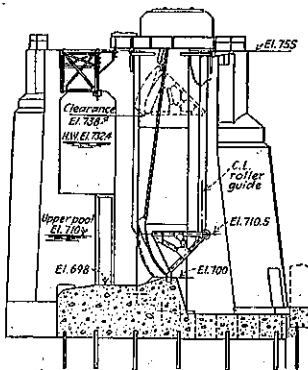
(宇野周三)

(151) 新形式の水門扉

(Wilfred Bauanight "New Crest Gate for Dams" E.N.R. May 6, 1937 p. 665~667)

Pittsburgh から Ohio 河を 6.2 哩下つた所にある Emsworth dam の改造に當りその可動堰の中の一つに新形式のゲートが採用された。この堰堤には 14 の可動堰がありこの中 13 は高さ 11 呎長さ 100 呎の垂直の引揚扉 (vertical lift gate) で残りの 1 は Sidney gate 或は taintor lift gate 或は taiting lift gate と呼ばれる型式のものである。これは taintor gate の如く回転し然る後全体が上昇する装置となつてゐる。即ち引張綱による引張方向線が gate の重心を通る位置迄

図-49. sidney gate.



重心を通る位置迄

gate は回転し然る後任意の高さ迄垂直に引揚げられるのである。

転動堰、引揚扉、Sidney gate の費用及其の優劣を比較すると次の如くである (譯者註：原文には roller gate とあるが叙述してある所より rolling gate を意味するものと思はれる故 roller gate を転動堰と譯出した)。

	転動堰	引揚扉	Sidney gate
溢流幅 (m)	30.5	30.5	30.5
gate の高 (m)	3.36	3.36	3.36
gate の重量 (kg)	58 500	56 500	45 500
ピアに使用さるゝ埋込鋼材重量 (kg)	16 400	11 000	7 110
引張綱重量 (kg)	4 900	4 080	2 270
	79 800kg	71 580kg	54 880kg

- (1) 引揚扉、Sidney gate はその全重量を引張綱によつて引き上げられるものであるから gate の重量が軽い程引張綱及引上機械の費用が安い。
- (2) gate を上下する爲のピアに附ける縦方向の溝は sidney gate にあつては転動堰及引揚扉に比して深幅共に非常に小ですむ。依つて適當な基礎が得られる時は sidney gate ではピアが小さくてすむ。軟弱の地盤の場合には幅の狭いピアにしフーティングにより堤軸に平行に荷重を分布し安定を保つことが出来る。
- (3) 水位の変動の著しい所では転動堰では許容回転角以内で捲上げる爲には荷重銀 (load disk) の直径を増大することに依り重量を増し構造は複雑になる。

sidney gate、引揚扉ではピアを高くさへしとけば任意の高さまで引き揚げられる。

Taintor gate ではこの點に不利がありこの場合表面銀と支點の間隔如何で決まる。

Sidney gate はかくの如き利點を有するから將來航行用の堰堤への応用に有望であると思ふ。

(嶋山 正)

下 水 道

(152) ワシントンの新下水處分施設

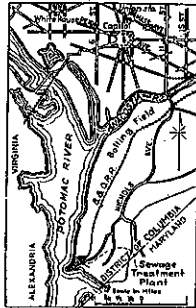
(Frank A. Marston, "Sewage Disposal for the Nation's Capital." E. N. R. Mar. 25, 1937. pp. 413~436.)

Columbia 排水區の下水は在來未處理の儘 Potomac 河に放流して居た、所今春容量 130 m.g.d. の新處分場

が完成し近く運転開始の豫定である。本處分場は 1933 年 Columbia 區下水處分問題調査會の答申に基いて設計されたもので、元來此の地區の下水は合流渠に集められ 2 個所の吐口から直接 Potomac 河に唧筒放流せられる爲、河川は甚しく汚染され、公衆保健部の調査に據れば現在の下水吐口より 4 哩下流の Fort Foote 對岸の河水は 1 c.c. に平均 470 の大腸菌屬数を有し、55 哩下流に於ても相當の細菌を保有する状態である。

處分場概要 處分場敷地は Bolling Field 近傍の舊吐口南方約 1 哩 (圖-52)、區域は Columbia 區全部と Washington 排水區の一部、計畫人口 650 000 人 (1950 年の想定人口)、平均下水量 130 mg.d.、引込幹線は 10'3"×10'3" の半卵形渠。下水は唧筒室で 20 ft. 揚水され沈砂槽ベンチュリメーター、油脂分離槽を経沈澱槽に流入し 2 時間沈澱後 Potomac 河に放流せらる (圖-53)。淨化率は浮游固形物除去率 45%、B.O.D. 減率 35%。汚泥は消化、洗滌、脱水せられた後約 35 哩隔つた Lorton に輸送されて更に地上處分せられ、發生瓦斯は動力用燃料として利用さる。工費 3 600 000 ドル。

圖-50. コロンビア 區處分場位置



下水唧筒 揚程 20 ft. 總數 4 基、容量 80 mg.d. 1 基、60 mg.d. 2 基、40 mg.d. 1 基。

沈砂槽 8 槽、各槽形狀幅 10 ft.、長さ 80 ft.、有效水深 2.5 ft.、流過速度 1 ft./sec. **ベンチュリメーター** 直径入口 9 ft.、咽喉部 4.5 ft.、容量最小 30 mg.d.、最大 300 mg.d. 平均 112~170 mg.d.

油脂分離槽 3 槽、各槽形狀幅 15 ft.、長さ 78 ft.、最大水深 15.5 ft. 槽の側に 2 列の撒氣版を備へ槽は覆蓋を以て掩はる、且空氣弁を有す。滯留時間 (3 槽使用の場合) 最大下水量に對しては 3 分、最小下水量に對しては 9 分、平均下水量 130 mg.d. に對しては 4 分。

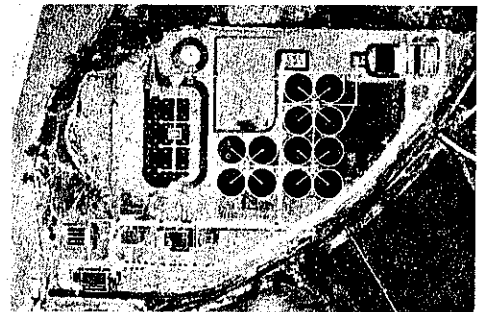
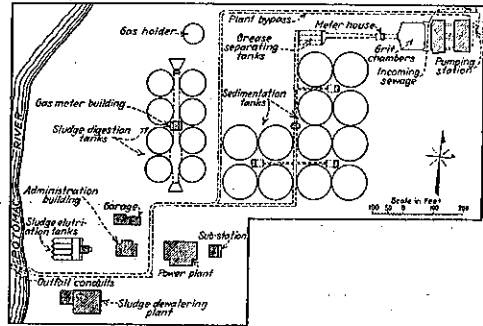
沈澱槽 12 槽、形狀中央流入 (流入管、直径 4 ft. の垂直管)、周縁溢流の凹形槽、内徑 106 ft.、平均有效水深 14 ft. 總容量 11.2 mg. 滯留時間 2 時間 (平均下水量 130 mg.d. に對し 1 2 槽使用)。各槽に汚泥掻寄機を有す。

放流渠は長さ 900 ft.、Potomac 河に於ける吐口は径 7.5 ft. の一對のコンクリート管より成り平均低潮位下 15 ft. の深さに於て放流す。

汚泥唧筒は duplex plunger type で最大總揚程 40

圖-51. 處分場一般平面圖

下圖は最近の鳥瞰



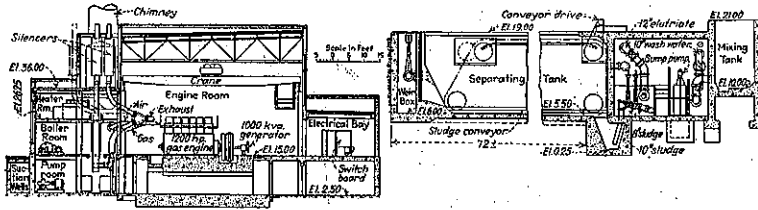
ft. に對し容量 20~100 gal./min.

汚泥消化槽 生汚泥及浮渣は間歇的又は連続的に消化槽に送られる。槽は總數 8 槽、各槽直径 84 ft.、深さ 24 ft. (側壁)、底部漏斗形をなし深さ 14 ft. 勾配 1:3 總容量 1 140 000 ft³. (人口 1 人當り 1.75 ft³). 生汚泥は平均水位下 10 ft. の所より槽に流入し消化汚泥は底部中央より抽出す。溢流水は汚澱槽流入渠に返水す。

汚泥唧筒は渦卷唧筒 4 基、容量各 250 gal./min.、總揚程 45 ft.、消化汚泥の抽出量を測定する爲 2 臺のベンチュリメーターを設備す。瓦斯蒐集室の總容量は 150 000 ft³.

汚泥の洗滌 汚泥脱水の困難と經費を極小ならしめる爲洗滌法を採用す。普通洗滌水は Potomac 河水を用ふるも河水位極めて低き時は沈澱下水を使用する必要が起る。消化汚泥と洗滌水は 2 槽の曝氣混合槽の中で完全に混合せられた後分離槽に送られ汚泥と "elutriate" に分離せられる (圖-53)。混合槽は幅 6 ft.、長さ 24 ft.、深さ 8 ft.、純總容量 2 200 ft³. にして各槽の底部に 1 列の撒氣版を有す。分離槽は 4 槽あり、各槽の大き幅 16 ft.、長さ 60 ft.、平均有效深 11.7 ft.、4 槽總容量約 50 000 ft³. である。槽容量は洗滌法が 1 週間の中 5 日操作せられたるものと假定して決定した。

図-52. 動力室(左)及洗滌槽(右)詳細図



汚泥調整 汚泥脱水装置は汚泥の含水率を94%から75%に減じ汚泥をして液体からケーキに変ずる爲に設けらる。その第1段階は真空濾過機に於て適當なるケーキの形成を助長する爲、薬品を以て汚泥を調整するにある。

洗滌分離槽より送られた汚泥は迴轉式給泥装置に因つて薬品混合槽に流入す。混合槽は2槽あり、各槽に注薬装置を有しその容量2000 gal.、滯留時間5分、その間攪車撈拵法に因つて薬品と汚泥が混合せられる。調整剤としては鹽化第二鉄が使用せらる。

真空濾過機 真空筒型濾過機4基あり、各濾過機ドラムは直径11.5 ft.、長さ14 ft.、有效面積500 ft²、濾過槽内の汚泥水位は最大濾過能力を擧げる爲、浮標装置に因つて既定の高さに維持せらる。

動力室には次の諸施設を收容す：瓦斯機關運転の發電機1基、電動機運転の圧力送風機2基、電動機運転排氣扇風機及誘導扇風機各1基、空氣洗滌装置、吸熱装置及唧筒其の他の附帶設備。(野中八郎)

(153) 下水處分に關する時事問題

(Willem Rudolfs, "Notes on Sewage Disposal." E. N. R. June 17, 1937, pp. 920~921.)

生物学的淨化理論 U. S. Public Health Service は河川の自然淨化の研究の結果、汚染された水中に於けるプロトゾアの主要な役割はバクテリアを抑制するに在ると云ふ結論に達した。

Viehle 氏は自然及人爲の生物学的淨化法(例へば促進汚泥法)に於けるバクテリア及プロトゾアの機能は次の如くであると信じて居る (Zeitschrift für Hygiene u. Infektions Krankheiten, 119, 383-412, 1937): 溶解性物質の酸化はバクテリアに因つて誘起されプロトゾアは此の場合實質的に何等影響がない。然し膠質の聚落並に吸着作用はプロトゾアと共同の機能である。是等の生物は汚泥粒子を再生して吸着力を回復せしめ以て吸着作用を促進せしめる。プロトゾアが此の作用を

遂げ得ざる時はバクテリアが代行しなければならぬ。然しバクテリアは浮遊物質を除去し得ぬので酵素作用に依らなければならない。是はに時間を要し従て膠質除去率は吸着に依るよりも遅い。夫故プロトゾアの存在せざる時は促進汚泥設備から涸涸せる流出水を出し且汚染水流の清澄率が遅くなる。バクテリアを抑制することはプロトゾアの必須機能である。

英國の Wat. Poll. Res. Bd. の研究に據れば下水の曝氣酸化の大部分は下水又は汚泥中に於ける或種の酵素の存在に基くものである (Annual Report, 1936) 酵素活動の最も有力なる源はバクテリア細胞にあるものの如く、且汚泥中の死バクテリアも相當の酸化力を保有しその莫大なる數量(生バクテリアの100~1000倍)の爲下水酸化に於て重要な役割を演ずるものと考へらる。

酪農廢水處理 Kessener 氏は數年間に互リベルギー Hamoir に於ける酪農場廢水を表面曝氣促進汚泥法に依つて處理し好結果を得てゐる。酪農廢水を處理する實驗的な促進汚泥設備が Wat. Poll. Res. Bd. に因つて今や利用可能に至つた (Annual Report, 1936)。4倍の流出水で稀釋され B. O. D. 約 800 p.p.m. の生溶液が 24 時間曝氣後流出水に僅か 25 p.p.m. の B. O. D. を示した。流出水には脂肪を含まぬも促進汚泥分析の結果は 8~20% の脂肪含有率を示した。

甜菜糖廢水 甜菜糖廢水處理法が約 25 年前 Kessener 氏に因つて創められ爾來之が改良に對する研究が進められた。Eldridge 及 Tberoux 氏の報告せる工場實驗 (Mich. Eng'g Exp. Sta. Bull, 71) は左程懸念するに足らぬ。發生汚泥は高度の真空濾過率を要求する場合には石灰を以て調整する要あり。工場廢水 1000 gal. に付石灰 50~80 lb., Steffens 法廢水に對しては 20~50 lb. を要す。調整された汚泥は約 4.5 gal./ft.²/hr. の速さで濾過され得。

普通沈澱法に於ては浮遊物除去率約 95%, B.O.D. 減率 50%, 薬品凝集法に據れば稍大なる B.O.D. 減率を得るも石灰費をカバーする程には至らず。含水率 80~

85%の重い汚泥を得、汚泥量は廢水 1 m.g. に付約 7 000 gal. である。

汚泥の再曝氣 促進汚泥は過度に使用されるとその淨化能率が衰へる。實驗室試験に據れば是は主に汚泥が下水中の或種の成分に因つて過度に飽和されることに基くものゝ如く、Wat. Poll. Res. Bd. の實驗は下水を以て飽和せる汚泥は飽和汚泥中の Substrate の濃度が或期間の曝氣に因つて相當減ぜられざる限り是以上下水酸化の能力なきことを示す (Annual Report 1936)。然し乍ら飽和汚泥は最初の汚泥よりも遙かに大なる酸素吸着力を有す。是等の實驗は汚泥の週期的再曝氣の價値を決定するにらしめ、就中汚泥が下水に比し過少な場合又は下水が過量の被酸化物質を含有する場合特に然りである。

沈澱試験 沈澱及油脂遮断の効果を決定する爲大規模の實驗が 1936 年 28 日に互り Boston で行はれた。下水量 60 m.g.d., 貯水池は梯形 162×612 ft., 深さ 8~11 ft., 平均滯留時間 2.8 時間。試験の結果は Boston の比較的弱下水 (浮游固形物 119, B.O.D. 144 p.p.m.) に對し浮游物除去率 56.7%, B.O.D. 減率 25.6% を示した。Skimmer に依り抑留された浮游物質は下水百萬 gal. に付 40 ft.³ と推定され、その分析の結果含水率 89%, 蒸發物質 77.5% を示し乾燥固形物の 42% は脂肪であつた。

下水渠の通風 濠州の Brisbane ではコンクリート大幹線渠の硫化水素侵蝕に依る分解を防護する爲人工通風を實行し極めて好結果を得てゐる。渠の端末及中央に大電氣扇を設置し、コンクリートを通風に依り乾燥し崩れた砂及砂利の除去を容易ならしめ然る後 pneumatic gun を用ひアルミナセメントモルタルを以て補修する。人工通風はコンクリート腐蝕防護以外に次の利點を有す。

- (1) 氣流に依る流速増加の爲渠の流量が増大する事。
- (2) 下水渠の瓦斯悪臭の害を免れ得る事。
- (3) 下水洗滌の仕事が樂になる事。
- (4) 硫化水素瓦斯の被害を免れ得る爲ポンプ室及人孔に於ける鉄構造物の維持費が減少する事。

海水中のバクテリア 汚染された海水中の蛤に對する研究の結果 48 時間で Coli-aerogenes が殆ど海水から全滅し蛤の中には全然見出されることが判明した。是は海水の作用に依るものか或は海水と蛤の共同の作用に依るものかを決定する爲、家庭下水を加へた

海水が單獨に試験せられた。その結果下水を鹹水に放流するとバクテリアが 15 分間で約 83%, 1 時間で約 50% 減じ、下水の濃度にもよるけれど 48 時間で 80~95%, 96 時間で 99.9% 消滅することが判明した。

消化槽 消化槽の深淺は汚泥密度の見地より多年論ぜられ、瓦斯蒐集の問題と共に其の他の要因が更に重要なものと強調せられて來た。Sperry 氏は消化槽内の汚泥密度從て容積は操作方法に依つて變ると稱して居る (Annual Report, Aurora, Ill., San. Dis., 1936)。氏は汚泥を受注する槽では全瓦斯量の 42% が同日中に發生し、1 日置き槽では 35.2%, 2 日置き槽では 23.5% 生ずることを見出した。日に受注の槽の操作期間と 2~3 日目毎に受注する槽のそれとを比較すると前者の方が槽面積 1 ft.² 當りの瓦斯發生量大にして且汚泥がより淡いことを示す。

瓦斯發生量と消化槽の作業容量との間には一定の關係あり、瓦斯發生に適當な面積を備へる爲槽は深さよりも寧ろ幅を與へなければならぬのである。

(野中八郎)

港 灣

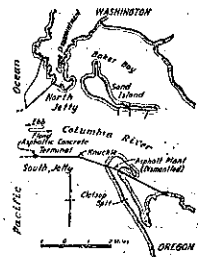
(154) アスファルトを使用した防波堤の凝固實驗

(G. E. Bjork "Asphalt used in Experiment to Consolidate Columbia River Jetty" Western Construction News, March, 1937 p. 89.)

コロンビア河口南端防波堤の海岸突尖端の岩石亂積の分解と、ほぐれを防ぐ目的を以て特殊の工法が使用された。それは海波によりばらばらにされない 1 つの物体を構成すると云ふ見解の下に、岩石亂積中の空孔をアスファルト混合物を以て填充する事である。

圖-53.

By G. E. BJORK
Northwest Editor
Western Construction News



2 哩幅員の河口を形成する 2 粗石亂積堤防よりなる防波堤は河の通路の移動を防ぎ、河口を制限し、又深くせんが爲に築造された。2 1/2 哩の北側防波堤は 1917 年に完成した。そして侵蝕されたる南側防波堤の 5 ヶ年復舊計畫は昨年完成した。

従來は防波堤は約 20 呎の深さの水を以て圍繞され、荒れたる海波は防波堤に達する前に大部分緩和されてゐた。然かし漸次深くなり、南側及南西

の防波堤は海中に低水位に於て 40 呎或はそれ以上の深さに達し、今では数年以前よりも遙かに破壊的影響を伴つて冬の海水が防波堤面にぶつかる。かくして最初の防波堤は 19 年間破壊されて来た。

深い海水の破壊作用に對する影響は過去に於ける 2 工事後の状況により知る事が出来る。1934 年に完成したる防波堤は深き 30 呎の所まであつて、尖端の岩石は 1 時間 107 哩の強風による海波にさへ耐へ得たのであつたが、最も最近完成したる部分は 40 呎の深さの處であつた爲、1935 年の暴風雨の際約 300 呎に互り洗ひ去られて了つた。もし防波堤の尖端に於ける岩石の分離と分解が防止出来得るなれば構造物全体としての海波による破壊を防止出来る。

尖端を 1 体とする種々の方法が研究せられ、遂にアスファルトコンクリートを以て岩石積を固める方法が考究された。アスファルト混合物が果して浸透するか否やは甚だ疑問であるが、低水位迄は浸透するものと假定した。此の假定により必要なアスファルト混合物を 12000t と推定した。此の

図-54.

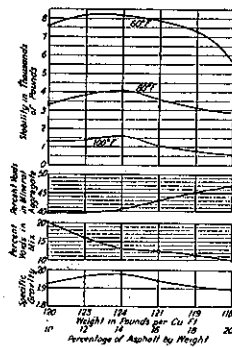
大量を残る短期間に施工し、其の上施工中其の温度を保つ爲には 1 時間 40t の生産高を有する工場を建設する必要があつた。

アスファルトの混合比と温度に對する混合物の性質を知る試験の結果は図表に示されてゐる。試験の結果によればアスファルト 14% を含むものが最も安定率が高いが、18% の混合物がより良く浸透すると考へられる爲工事の初期に使用した。

18%アスファルト混合物ではアスファルトがバケツの表面に浮び、注入されるや先づアスファルトが岩石の表面を包み、爲に一層岩石とアスファルトコンクリートとの結合を良くした。15%混合物ではアスファルトは表面に浮かばなかつたが法面に施工するには適當であつた。

アスファルト混合比 15% から 18% が工事に最も適してゐた、そして 60°F の温度では安定率が 8050 から 7250 ポンドを有した。防波堤に於ける空氣温度は 40° から 100°F で、最も防波堤の温度を左右する海水の温度は 50° から 60°F と變化した。

工場は海岩砂を採集する近くに建設した。砂は 2 個



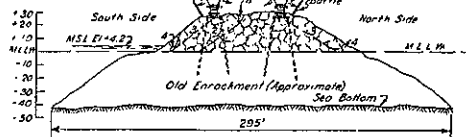
の乾燥室を通り 550° から 600°F の高温度となる。高温砂とアスファルトを次に重量比を以て混合機内に入れ約 1 分間混合する。次に軌條上の 10t バケツ車に注ぐ。3 輛連結の各バケツが満されると 3 1/2 哩前方の防波堤の尖端に送られ直ちに施工される。

図-55.



工場に到着するアスファルトは温度 260° から 315°F に水蒸氣を以て温められ混合機の計量タンクに注がれる。工場に於ける混合物は平均 450°F にして、25 分間を要して防波堤の尖端に達した時は約 20°F 低下してゐた。

図-56.



アスファルト混合物を構造物の中へ注入し傾斜面へは中から流出する様に施工する事を目的とした。かくして 1 層 1 体としての防波堤を作る可く考慮された。アスファルト混合物はバケツから直接図示の如く亂積石の上に注いだ。第 1 の位置へは空孔を満す迄、即ち空孔中へより以上混合物が浸透しなくなるまで施工した。他の位置は図示の順序により施工した。

干満の差は約 8 呎あり又夏季に於ても防波堤に突き當る大浪が絶えない。もしアスファルト混合物を防波堤の表面に滑り流下させるなれば、水に當ると忽にして泡立つた多孔質の乳葉となる。此の乳葉は洗ひ去られ易く岩石に附着せず又空孔を満たさない。此の理由から第 3 の位置に施工する時は木材を以て防波堤の表面に流れない様に圍ひをなし注入した。

第 4 の位置までは軌道から随分距離があり、大バケツを使用する事が出来ず又海波の爲人夫を以て修正す

る事が出来なかつた。此の箇所は波の最も影響する所であり上部構造の最も脆弱な箇所である。此の水平線に於ける幅員は 140 呎から 150 呎である。

尖端の東側の防護せる防波堤部分には同様の方法を以て施工した。只だ此の箇所は防波堤の内部へ注入する時にも木材を使用して軌道の下に攪り流入する様にして内部へ餘分の混合物が流入しない様に心掛けた。此の部分の工事には混合物を深く浸透させぬ様に 15% アスファルト混合物を使用した。

低水位上 25.6 呎の高さを有する岩石亂積の上に混合物を注入した爲、實際浸透の深さは知る由もなかつた。然かし内部へ注入中(第 1 と 2 の位置)に澤山の水蒸気が岩石の間から立昇るのが認められたから、暖かな混合物が水位までは達した事が察せられた。又北側の軌道から注入してゐる間南側の法面から水蒸気が立昇るのが認められた。法の面を調査したる結果内部の空孔が満され、此の填充したる混合物の法は大略岩石集の法あるに 1 $\frac{1}{2}$:1 に等しき事が判明した。

結 論 工事は 9 月に終了した結果防波堤は相當はげしい暴風雨に度々相會した。此の結果此の構造物は南側の法面に相當の損傷を受けた。南側と尖端の外側とは殆んど法面が垂直になつて了つた。工事中にも認識されてゐた如く南側法面の水位に沿ふ線は最も脆弱なる所であつた。アスファルトは大岩石に附着せず構造物を 1 体と出来なかつた。冬季暴風期後に詳細なる検査が行はれる筈である。(中谷茂壽)

(155) Plattensee の港灣設備に就て

(Dr.-Ing. Chr. Keutner "Geologische, Hydrographische und Bautechnische Studie über den Plattensee". Der Bauingenieur. 24. Juni 1937 S 373~381.)

近時我國の大都市港灣に於ては、市民の海上遊戯熱の勃興に伴ひ、漸く娛樂港設置の機運を醸し、亦山間の風光明眉なる湖水にあつては、觀光客の激増と共に既に湖邊は各種構造物の濫設に遭ひ、風致毀損の傾向ありと云はれる。識者間には早くより是等のものに對し美觀保存の見地より國家の統制ある施設を望むの聲あるを聞く。本記事は如上の適切なる範例と思考し關係薄き部分概ね是を省略せり。

(1) Plattensee に関する概念

所在: ハンガリー國(通稱 Balatonsee)

形状: (圖-57. 参照) 長さ 77.2 km, 最狭部幅員 1.4 km, 水面積 610.0 km².

水深: 平均水深は 3.0 m (圖-58. 参照), 湖水の量水標「零」はアドリヤ海の水準面上 104.1 m にして平均水位は +0.8 m である。

(2) 各種調査資料

水位差: 湖水の平均水位を標準にとれば水位の変化は 10 cm 内外に過ぎない。Zala 河より入り來る水量は多くて 30 m³/sec, 洪水時でも 100 m³/sec と云はれ 1 日此の水量が流入しても湖水面の上昇は 1 cm 程度である。Sio 河の源に當る Siofok には調整水閘が設けられ、最近は 0~33 m³/sec の割合で餘水を Donau 河へ流して居る。

氣象: 1931 年 7 月 Siofok で計られた平均氣温は 22.7, 降水量は 12 mm.

波: 風向に就ては圖-58 参照, 観測された波では 7 m の波長, 1 m の波高より大きなものは未だ認めない。

結 氷: 最近 10 年内の 12 月に於ける最高温度は +17°にして最低温度は -21°である。零度以下の温度が 1 日続けば結氷するが、晝夜の氣温変化が激しく低温の日は永く続かないため中々厚くならない。然し結氷 50 cm 以上の事もあり得る。氷の温度は深さに依つて値を異にし測定に依れば

3 cm の深さの處では	-7.6°
20 cm " "	-4.6°

圖-57. Balatonsee の平面圖

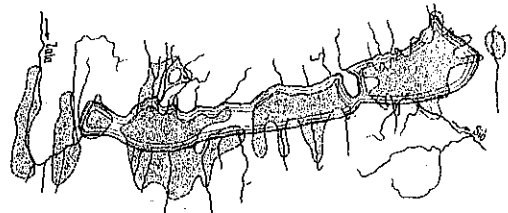
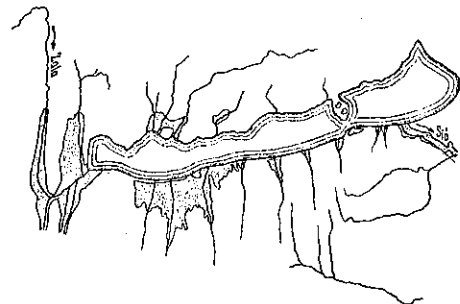


圖-58. Balatonsee の平面圖 竣功並に計畫の港灣設備は擴大して示してある。1934 以來の状態, 水深は湖水の水準面零からのものである。



38 cm " -1.6°:

氷 圧: Cholnoky に依れば、氷の膨脹に伴ふ水平圧は少くとも 3 kg/cm² の値をとる。故に 0.5 m 厚の結氷の場合には護岸延長 1 m に對し 15 t の水平圧となるが故に、木造棧橋の如きは此の応力に抵抗することが出来ず、1903 年には Boglár の破除堤が此の爲破壊された事實を有する。

(3) 港灣設備

湖岸に沿ふて計畫れてゐるものと既に築造を終つた港灣設備の配置は図-58 に示す通りにして、是等の中特異あるもの 3 種が述べてある。

Tihany の設備 (図-59-61): 接岸繫留の汽船並に堤内碇泊のボートを強風より保護するため直角に肩折せる波除堤が設けてある。

石造波除堤の全延長は	250 m
乗降場の位置は堤頭より	40 m
〃 延長は	45 m
〃 幅員は	9.5 m

乗降場の前面は 3.5 m 水深に浚渫されてある。

波除堤の中等水位の處に設けてある小段は波のある時は碎波の用をなすもので、堤の天端は起り得る最高のを示す (図-61)。此の間を 1:1 の傾斜

図-59. Tihany に於ける波除堤の空中寫真

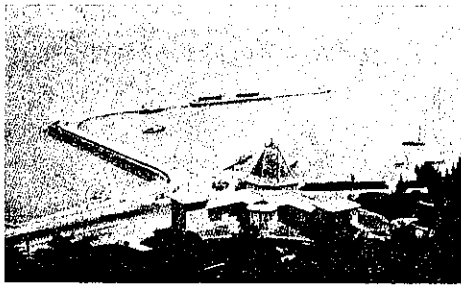
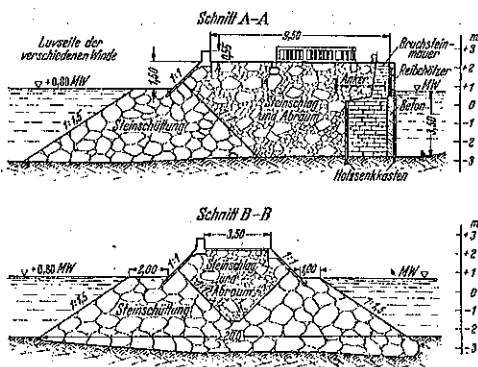


図-60. Tihany の波除堤断面図



面となし、碎波が容易に引きあげ得る様になつてゐる。天端の堤外側には更らに安全のため 0.55 m の胸壁が設けてある 3.5 m の天端幅員は通行に差支ない程度の廣さである。

本船用の乗降場は現場迄曳航して沈めた木製潜函基礎の上

に石を疊んで造つた垂直壁で、防舷材は中等水位下 0.25 m 迄隙め下げてあるので船舶の繫留に危険はない。

コンクリート柵は交通の整理を容易ならしむるに役立つ、生籬の植込は乗降場に利かきと與へてゐる。

船客の待合室は波除堤の根本の處にある小さな直角に曲つた建物の中であり、小型のモーターボート用乗降場が直ぐその前に突き出てゐる。これ等小規模の港灣施設の周囲は芝生や生籬、立木等で十分に美化されてゐる。

Balatonföldvár (図-61-64): 波除堤が矩形狀に水面を包み、その中に植樹された島が造られ橋に依つて東堤と連絡されてゐる。此の 10 000 m² の廣さの島は單に美觀を添へるためのみでなく、2 種の泊地を區切つてゐるもので各方向の風に對し船の逃げ場所を提供してゐる。55m 幅の泊地はヨットのためのもので、210×120 m の泊地は客船用に供せられ 40 m 長の乗降設備がある。小船の繫留には木造棧

図-62. Balatonföldvár に於ける港灣設備の配置

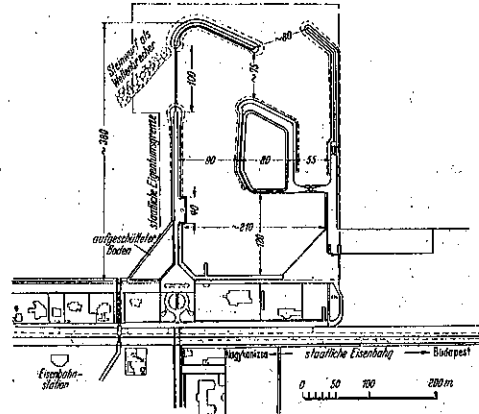


図-61. Tihany に於ける繫留場の配置圖

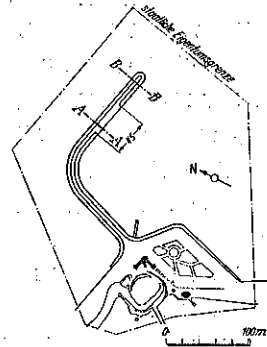


図-63. Balatonföldvár に於ける港湾設備の空中写真、右方に棧橋前にある防波堤が見える。

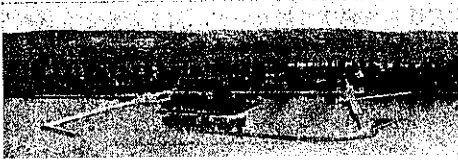


図-64. Balatonföldvár に於ける港湾設備の西波除堤にある客船乗降場。

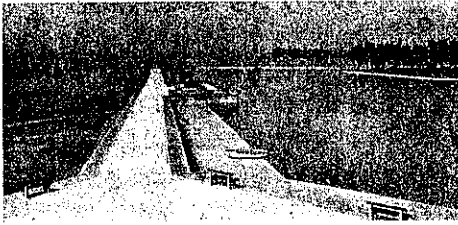
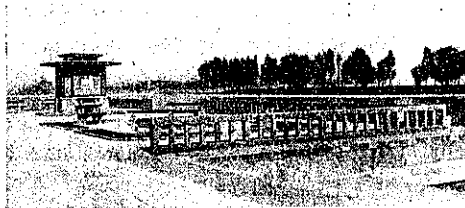


図-65. Balatonföldvár は於ける港湾設備の西波除堤



橋ではなく、コンクリート構造のものが造られてある。港の入口は恒風である WNW の方向に設けられ 80 m の幅員を有する。西堤は 100 m だけ切りとられ外側前方には防波川の捨石堤が設けられてゐる。棧橋が兩切断波除堤を連絡してゐる事は図示の通り。

Siófok の設備 (図-66~72): 湖水中で最大の港湾設備を有する。Sio 河への流水があるので河港とも見做し得る。港口には 50 m の径を有し土砂の埋没がない程度の沖合に設けてある。港内の土地は大部分埋立てたものである。図-66 に於て 200×200 m

図-66. Siófok に於ける港湾設備の配置図

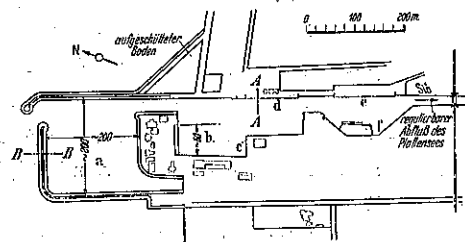


図-67. Siófok に於ける港湾設備の空中写真

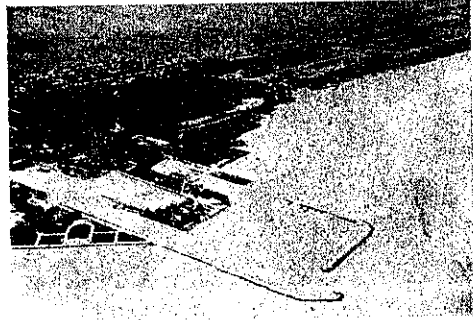


図-68. Siófok 港に於ける客船岸壁の断面図

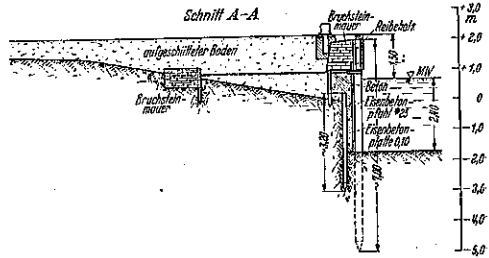
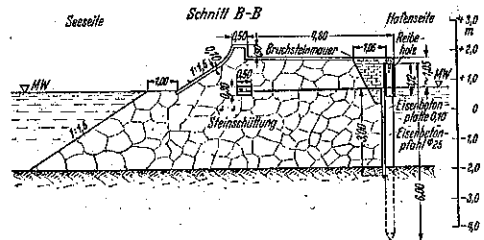


図-69. Siófok 港の客船岸壁



図-70. Siófok 港の西波除堤断面図



の廣さを有する a 泊地は大型ヨットのために、亦 60 m 幅の b 泊地は小型ヨットの繫留に、c の部分は水上飛行機に利用されてゐる。f 泊地は漁船の溜であり又寄港場所地点でもある。d 岸壁は連絡定期航の旅客發着場であり、e 岸壁は貨物船の折返へし地点であり同時に待合せ貨物解の溜でもある。図-69

図-71. Siófok 港の西波除堤築造工事

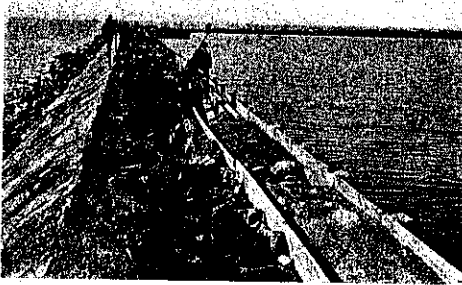
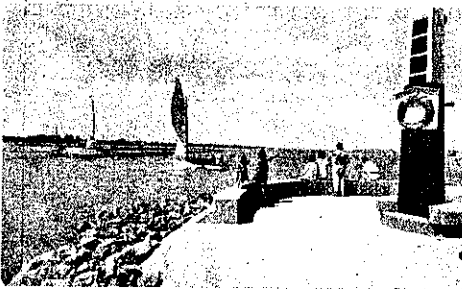


図-72. S.ófok 港の波除堰堤頭



はモーターボート用の給油スタンドを示すもので波除堤とは異なり高さの異なつた岸壁の連続である。西波除堤の港内側は直立壁で何處の部分でも岸壁の如き構造を有し船からの乗降は自在である。

(4) 其他の施設 (図-73, 74): 海水浴場、遊歩場、療養所其他の施設の處には、建築家や公團家も参畫した。図-73 海水浴場を示すものでSiófok 港近郊の展望である。Tihany の押し逼つた湖岸の處には埋立地を造り

図-73. 平坦なる南岸の風景, Siófok 港附近の海水浴場と遊歩道



図-74. Tihany 附近の嶮崖風景, 前面の建物は水産研究所



芝生を植え雅趣を添へた (図-74)。

(5) 結び: Plattensee の文化施設工事並に木工は未だ終りを告げて居ないが、沼澤荒地を有意義な文化土地に開發しようとする計畫の工事進捗状況は今日でも一覽出来る程度に進んで居る。(太田尾廣治)

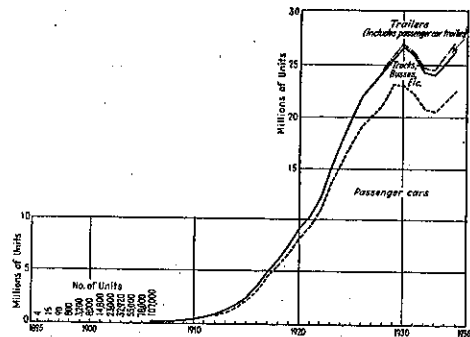
道 路

(156) アメリカの道路調査

(“A Count of Road Growth” E.N.R. May 20, 1937 p. 733~739.)

現場道路の發展に非常に影響を及しつゝあるものは自動車であるが、道路の改良を促したものは自転車である。1895年に始めて自動車が登録され其の數僅に4臺であつた。然るに其の後急激に増加し1906年には107,000臺に昇り、その内1,100臺は貨物自動車であつた。1935年には實に227,181,737臺を數へるに至つた。図-75は自動車の増加状況を示す。際限なく増大する自動車の行動半径は道路の發展、行政、組織に重大なる影響を及し、道路は最早局部的産業道路ではなくなつた。従つて道路管理の統一を必要とするに至つた。New Jersey 州では1891年道路に對する州費補助法を制定

図-75.



した。其の後2年經過して Massachusetts 州でも同様の法律を制定し補助金交付委員會を組織した。同年聯邦道路調査局が設立された。1894年 New Jersey 州では州費補助法を改正し州當局の事務を代行する道路委員會を設けた。1902年アメリカ道路建設協會及アメリカ自動車協會が發會された。1903年 Delaware 州ではその3郡に對し州道路委員を任命すると共に道路に對し郡費補助法を制定した。1908年 Maryland は幹線道路網を認可した。

自動車數及自動車利用の激増は道路建設運動を促進

し、1916年には30州に道路省が設けられた。1916年7月11日聯邦道路補助法が通過し\$75,000,000をこれに充當した。かくして道路の建設、維持、財政に對する州及聯邦當局の方針が確立された。1921年9月聯邦道路法が通過し之に依り國道連絡に對して聯邦補助金交付方法が定まり、從つて上記の如き當局の方針は更に強化された。

道路管理を統一せんとする傾向は序々に進行し、1931年 North Carolina 州は凡ての道路を州の管理とし、1936年 Michigan 州は60,000哩の町道を郡道に編入し、1931年 Pennsylvania 州は20,000哩の町道を州道に附加し、1932年 Indiana 州は凡ての町道を郡道に編入し、Virginia 州では郡道を州道に編入した。同年全國道路使用者會議が開催せられ、道路公債を道路の爲にのみ用ひ其の他の目的に對し用ひざる様提議された。圖-76は現在の道路管理組織を示す。

道路の管理權を移し特に州又は聯邦の補助金を受くる道路とするには道路の延長、財政、工費に關する統計を絶對に必要とする。公道局及アメリカ州道職員協會の手に依り調査資料を整理し、標準化して全國的に資料を集收するに便ならしめた。

圖-76.

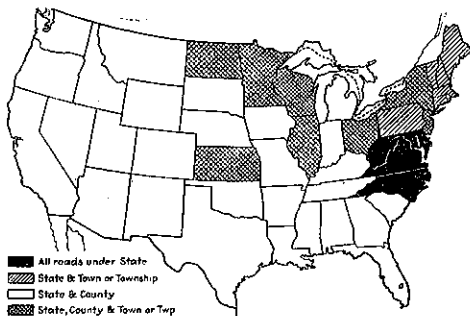


表-12は1921年以來の年々の道路延長の増加及地方的管理から州の管理に漸次移つて行く傾向を示す。1930年の地方道路の改良状態を示すものが表-13である。1935年の終りに於ける改良路面の種類に依る改良道路の延長は表-14~17に一轄して示す。

表-12.

Year	Total mileage	Local mileage	State mileage
1921	2,924,505	2,721,690	202,915
1922	2,988,000	2,740,740	247,260
1923	2,995,727	2,744,116	251,611
1924	3,004,411	2,743,100	261,315
1925	3,006,082	2,731,171	274,911
1926	3,000,190	2,712,262	287,928
1927	3,013,684	2,720,231	293,453
1928	3,016,281	2,709,830	306,452
1929	3,024,253	2,710,097	314,156
1930	3,002,066	2,684,570	317,496
1931	328,042
1932	338,210
1933	480,020
1934	507,014
1935	520,351

Note - From 1931 to 1934 data on total and local mileage were not collected officially; they are now being collected for 1935. State mileage for 1933-1935 was subdivided as:

	1933	1934	1935
Primary state systems	345,471	324,312	331,867
Secondary state systems	135,160	170,244	173,604
Streets connecting state highways	12,458	14,881

表-13.

	Miles	Per cent
Non-surfaced	2,917,232	82
Surfaced	467,238	18
Low type	425,742	16
High type	41,506	2
Total	2,684,670	100

表-14.

	Primary system	Secondary system	Urban links	Total by type
Total high type mileage	111,525	2,818	13,748	128,091
Bituminous macadam	14,363	881	942	16,186
Bituminous concrete and sheet asphalt	14,265	624	3,301	18,890
Portland-cement concrete	79,872	1,145	6,401	87,418
Verified brick	2,875	161	2,071	5,017
Asphalt block	71	58	130
Stone block	12	5	207	224
Wood block	4	39	43
Timber flooring on bridges	152	2	0	153

表-15.

	Primary system	Secondary system	Urban links	Total
Total low types	168,282	74,426	3,543	246,249
Top soil and soil clay				
Untreated	8,597	16,486	132	25,215
Treated	3,541	532	211	4,284
Gravel, chert, shale				
Untreated	67,479	33,528	926	103,932
Treated	38,542	14,929	1,085	52,556
Waterbound macadam				
Untreated	2,765	2,083	49	4,877
Treated	16,985	405	409	17,800
Low-cost bituminous mix	27,373	4,393	730	32,496

表-16.

	Forest Highways		Parks and Monuments	
	Miles completed	Miles under Cons.	Miles completed	Miles under Cons.
Graded and drained	1,832.9	185.9	92.8	100.5
Sand clay	7.0	14.0*	184.0†	191.2†
Traffic bound surfaces	3,415.4	148.0
Bituminous surface treated	591.4	98.0	209.0	27.0
Low-cost bituminous mix	585.1	47.4	422.4	203.8
Bituminous macadam	38.0	2.0	87.5
Bituminous concrete	16.8
Portland cement concrete	0.1	0.2	20.5	13.5
Bridges	15.8	2.1	0.7
Total improved	6,466.4	405.7	1,124.1	536.7

* Water bound macadam.
† Gravel.

表-17.

TABLE XI - MILEAGE BY TYPES OF SURFACES OF HIGHWAYS UNDER STATE JURISDICTION IN 1935 COMPILED FROM BUREAU OF PUBLIC ROADS RECORDS

	Primary miles		Secondary miles		Urban links miles		Total miles	
	Miles	Per cent	Miles	Per cent	Miles	Per cent	Miles	Per cent
Total	331,867	100	173,693	100	17,332(1)	100	523,492(1)	100
Non-surfaced	52,069	16.7	96,839	35.5	643	3.6	149,652	28.6
Partly graded	32,110	9.7	62,681	20.3	355	2.0	95,146	18.2
Fully graded	19,960	6.0	43,678	25.2	288	1.6	63,926	12.2
Surfaced	279,807	84.5	77,244	44.6	17,289	98.4	374,340	71.4
Low type	168,282	50.7	74,426	42.9	3,541	19.8	246,249	47.0
High type	111,525	33.6	2,818	1.6	13,748	78.6	128,091	24.6

(1) Does not include 802 miles in five states for which mileage by type of surface was not reported, nor 216 miles not segregated from primary system.

TABLE XII - HIGHWAY DISBURSEMENTS BY YEARS SINCE 1911 TO AND INCLUDING 1935

表-18.

Year	Rural highway expenditures (Funds transfers omitted)	State highway department disbursements	Per cent of total spent on cap. invest. and maint.	Local county and township expenditures	Per cent of total spent on cap. invest. and maint.
1904	\$60,000,000 est.				
1921	1,027,308,489	\$397,483,721	90	\$936,368,111	82
1922	1,047,108,276	451,776,710	83	630,000,000	22
1923	1,007,380,798	447,302,367	83	577,381,087	74
1924	1,177,433,068	605,686,207	84	600,437,488	75
1925	1,241,040,093	640,126,101	82	639,814,606	72
1926	1,276,097,394	621,744,210	81	781,070,652	64
1927	1,419,435,323	707,170,148	79	829,177,445	64
1928	1,556,383,410	830,204,909	86½	832,142,000	65
1929	1,616,619,238	910,485,000	82	807,715,000	64
1930	1,585,860,614	1,139,677,000	81	851,687,000	68
1931		1,091,009,000	84	(National data)	
1932		955,446,000	78	not collected	
1933		782,008,000	76	1930-1934	
1934		691,774,000	71½	Inclusive	
1935		848,355,000	71½	(Data being collected)	

図-77.

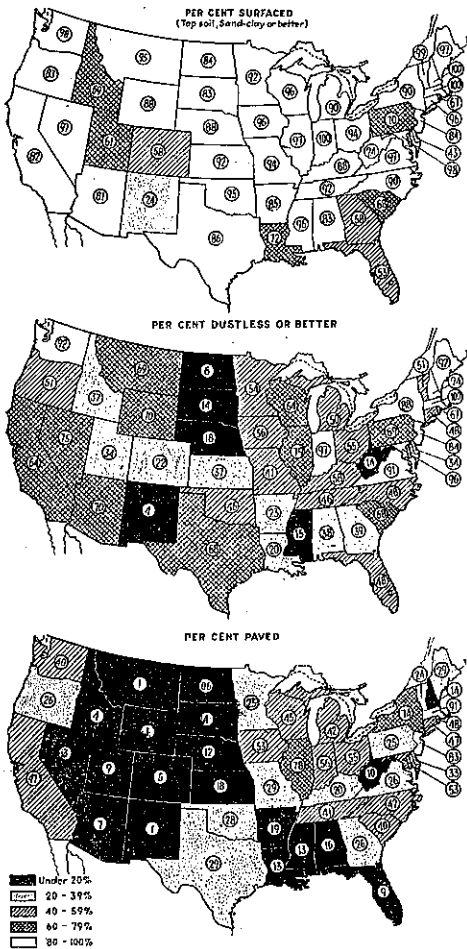


図-77 は改修された道路の分布状態を示す。かかる道路延長の統計は道路の発展を数値的に示し従つて將來なされる可き道路工事の量を表すものであるが、將來如何なる道路工事を必要とするかを明かにされない。高級路面を有する道路として挙げられた道路と雖へども

多くは摩耗し、龜裂を生じて居り其の上修理も不完全であり、更に線形の不良狹隘なる車道及橋梁排水設備の不完全等幾多の缺點を有するものである。故にかゝる缺點を有する道路の統計が現在並に將來の道路改良に取つて必要である。現在はいかゝる統計を作成する爲に道路を調査しつゝあり、而て之に依り高速道路、貨物道路、又は特別なる交通雜用救済として必要な延長を決定す可きである。表-18 は道路に要した年々の費用を示す。州當局は道路建設に出發を多く要し、之に反し地方當局は維持費に多くを要してゐる事は図-78 に依り明である。表-19 は州道路費の内訳を示す。

道路費の財源は州債と自動車認可料金と燃料課税金

表-19.

	Amount	Per cent
Capital Outlay	\$416,412,000	40.1
Acquisition of right-of-way	16,077,000	1.9
Construction of roads	364,850,000	41.9
Construction of bridges	45,365,000	5.3
Maintenance	164,458,000	21.7
Equipment	6,819,000	.8
Administrative, engineering, etc.	80,353,000	3.6
State highway police	6,808,000	.8
Interest on highway obligations	67,918,000	8.0
Retirement of state highway obligations	55,758,000	6.6
Total Expenditures on state system	\$768,892,000	90.6
Expenditures or fund transfers	\$70,533,000	9.4
For local roads and streets	50,038,000	6.7
Other highways not on state system	1,228,000	.2
For non-highway purposes	21,267,000	2.5
Net expenditures for year	\$848,355,000	100.0
Balance carried over to 1930		
Highway funds	\$198,040,000	
Reserve for debt service	160,560,000	
	\$357,600,000	
Total funds	\$1,205,945,000	

表-20.

Year	Bond sales	Principal payments	
		State and local	States only
1921	393	46	7
1922	244	46	6
1923	314	71	15
1924	381	84	17
1925	383	190	26
1926	365	113	22
1927	408	135	31
1928	408	131	28
1929	402	148	42
1930	433	182	69
1931	312	...	57
1932	364	...	54
1933	37	...	58
1934	72	...	59
1935	107	...	68

図-78.

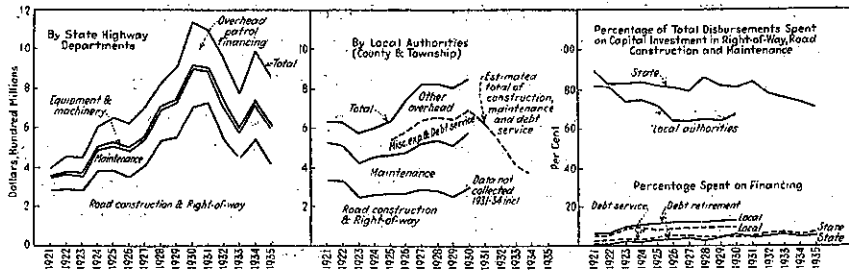


表-21.

Year	Motor vehicle license	Gasoline tax	Total from motor vehicles
1904	\$33,411	No tax law	\$33,411
1905	942,675	No tax law	942,675
1914	12,382,031	No tax law	12,382,031
1921	122,478,654	85,352,111	127,830,765
1922	152,047,224	12,703,088	164,750,312
1923	188,970,824	38,560,338	227,537,330
1924	225,492,252	79,734,400	305,226,742
1925	260,619,621	146,028,940	406,648,561
1926	228,282,252	187,903,231	475,863,563
1927	301,061,132	258,935,815	589,809,945
1928	322,630,025	304,571,766	627,601,791
1929	347,843,543	431,311,519	775,691,062
1930	355,704,360	493,865,117	849,569,477
1931	344,337,654	539,997,458	880,735,112
1932	324,272,510	513,047,230	837,620,749
1933	302,094,005	518,195,712	820,889,777
1934	304,028,000	501,905,712	809,023,000
1935	322,776,636	647,362,308	970,828,844

表-23.

Year	Amount appropriated	Actual payments to states
1917	\$5,000,000	
1918	10,000,000	\$485,446
1919	65,000,000	2,702,249
1920	95,000,000	19,583,431
1921	100,000,000	53,974,308
1922	75,000,000	88,205,935
1923	80,000,000	89,627,242
1924	65,000,000	79,217,398
1925	75,000,000	95,749,038
1926	75,000,000	87,764,635
1927	75,000,000	81,371,013
1928	75,000,000	80,802,233
1929	75,000,000	82,097,390
1930	75,000,000 (1)	75,800,863
1931	125,000,000	163,637,177
1932	125,000,000 (1)	186,274,673
1933	125,000,000 (1)	163,398,282
1934	No federal aid (1)	231,715,379
1935	No federal aid (1)	274,667,774

(1) Add Emergency Advances: 1930 - \$80,000,000; 1932 - \$120,000,000; Recovery Funds: 1933 - \$400,000,000; 1934 - \$200,000,000; Emergency Relief: 1935 - \$400,000,000. These funds are not designated for any specific fiscal year.

表-22.

Receipts		
Registration and other fees		\$318,747,713
State motor carrier tax receipts		12,421,383
Fuel tax		610,802,062
Total		\$940,971,158
Adjustments due to undistributed balances caused by registration years differing from fiscal years		10,535,048
Net total		\$940,436,110
Disposition of Receipts		
	Amount	Per cent
For state highway purposes	\$522,129,560	55
Local roads and streets	238,133,817	25
Other highways, park and forest roads, etc.	1,280,380	1
Sub-total going to roads	\$761,632,767	81
Expenses of collection and administration	31,781,144	3
For non-highway purposes	147,142,200	16
Total	\$940,436,110	100

表-24.

Year	Total bridges	Public bridges	Highways
1913	\$22,030,000		\$57,405,000
1914	32,047,000		72,818,000
1915	23,331,000		78,033,000
1916	41,613,000		106,638,000
1917	24,039,000		103,365,000
1918	17,237,000		73,794,000
1919	27,144,000		225,855,000
1920	33,301,000		262,641,000
1921	29,730,000		313,303,000
1922	43,477,000		334,664,000
1923	62,085,000		361,627,000
1924	68,554,000		416,216,000
1925	69,874,000		421,032,000
1926	933,301,000		484,898,000
1927	83,383,000	78,071,000	525,090,000
1928	143,045,000	121,137,000	616,279,000
1929	190,203,000	90,702,000	539,252,000
1930	195,638,000	99,315,000	570,993,000
1931	129,673,000	110,554,000	606,993,000
1932	136,888,000	104,737,000	628,612,000
1933	83,832,000	79,557,000	379,637,000
1934	97,831,000	80,800,000	285,252,000
1935	98,844,000	83,860,000	346,060,000
1935*	97,933,000	86,891,000	325,265,000
1939†	178,382,000	168,587,000	472,477,000

Maintenance is not included but major reconstruction is, for federal, state municipal, county and other highway or bridge projects of \$25,000 value and over. * \$17,830 minimum value. † \$23,000 minimum. Adjustment in proportion to ENR Construction Cost Index.

と州の補助費である。表-20は 道路街路橋梁に對する各年の公債の發行額を示す。表-21は自動車に依る各年の収入を示し、表-22は1935年の自動車に依る収入の内訳と處分方法を示す。表-23は各年の州の補助金額を示す。表-24は各年の道路橋梁建設費を示す。

將來の道路調査をなすに當つては道路臺帳を作製(在來道路の狀態を含む)、交通調査(その性質と量)、財政及道路利用調査(道路財源及道路収入の分布)等を考慮せねがらぬ。(中村清照)

隧 道

(157) 大都市の水底自動車隧道

Dr.-Ing. Hans-Heintz Kresz "Autotunnel A's Hilfsmittel Grossstadischer Verkehrsentwicklung" Der Bauingenieur Heft 17/18. 80. April 1937 S. 218~226.

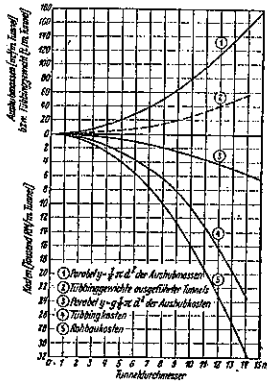
大都市が可航河川に依り分離されて居り兩岸の連絡

が渡船又は可動橋に依り不十分な場合に水底隧道を築造する必要がある。水底隧道の利益とする點は、水上交通を妨害せぬ事、天候に依り交通が阻害されぬ事、交通時間の短縮とそれに伴ふ運転費の軽減等である。交通技術上、經濟上から水底隧道と橋梁とを比較して見るに、可航河川に架せられる橋梁は約 60 m. の空高を必要とする爲に取付道路の延長は大となり著しく都市に不調和となる。自動車に對する許容勾配を兩者に取付けた場合に水底隧道の取付坂路の方が短くなる。従つて坂路交通時間の短縮に依り運転費を軽減し得る。有事の際橋梁は容易に破壊されるが水底隧道は空襲の目標とならず且毒ガスに對する避難所となる。一方橋梁の利點は空氣の汚染される事なく且輻員の大きなる事より交通能力の大である事である。兩岸を連絡する際は將來の交通量を考慮して橋梁又は水底隧道とする。水底隧道を計畫する際には近き將來の交通量を標準とし將來更に交通量の増加した際他の個所に隧道を築造する様に考慮して不必要な資本の投下を防ぐ。工費は隧道断面及延長に依り異なるを以て兩岸を最短距離で連絡する如く位置を選定する

圖-79.

(圖-79)。

隧道の土被を決定するものは地盤である。緊つた均一なる地盤例へば粘土層に於ては掘鑿に對して安定であり、水の浸透少く、壓縮空氣の漏れる恐れは少い。粗い砂利層の如きは水及空氣を透し易い。隧道を掘鑿するに



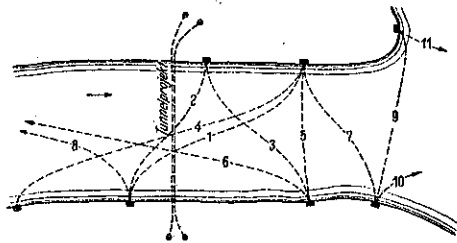
隧道底面に於ける水圧と等しい壓縮空氣を用ひ水の浸透を防ぎ地上と同様の状態で工事をす。而て隧道頂部に於ける壓縮空氣の過圧に對しては隧道の土被の重量が之に抵抗する。工事の安全を期する爲に水透性の大きな地盤を避けるか又は工事中河床上に粘土を置き空氣の漏れるのを防ぐ。隧道土被の厚きは將來の河床の浚渫を考慮し浚渫後も充分なる土被を残し隧道の破損及浮力に安定なる様に設計し且土被を出来るだけ薄くして取付坂路の延長を少なからしめる。次に隧道の交通能力に影響する取付坂路の實例を示す。

アメリカの道路隧道 取付坂路勾配
Detroit 隧道 最大 5%

- George A. Posey 隧道 4.6%
- Boston Harbour 隧道 (1934 年) 4.2% 及 3.33%
- Holland 隧道 3.8% 及 3.50%
- Schelde 隧道 (Antwerpen) 1933 年 3.5%
- Mersey 隧道 (Liverpool) 1934 年 3.33% 及 2.5%

隧道出入口前には廣場を設け街路交通と隧道交通との連絡を容易ならしめ且通行料金徴集に便利ならしめる。隧道断面決定に必要な將來隧道を通過す可き交通量の推定は次の如き方法に依る。

圖-80.



渡船交通を隧道に對する距離からして 3 つの級に分類する。第 1 級は 1~5 迄を含み第 2 級は 6~8 迄第 3 級は 9~11 迄を含む。第 1 級が最も隧道に影響する第 3 級は殆ど影響しない。第 1 級交通量は表-25 の如である。荷車 2 臺を以て自動車 1 臺とする。平均交通量増加率 Z は次式から求められる。

$$Z = 100 \left(\sqrt[n]{\frac{V_n}{V_0}} - 1 \right)$$

又將來の交通量 V_n は次式から推定される。

表-25.

Jahr	Gesamtzahl der täglich beförderten Fahrzeuge		Tägl. beförderte Kraftfahrzeuge		Täglich beförderte Fahrverke		Transportbedürfnis = Gesamtverkehr auf Basis des Autoverkehrs
	Anzahl	in % vom Gesamtverkehr	Anzahl	in % vom Gesamtverkehr	Reduktion d. Fahrverke in Autoverkehr		
1925	12 500	7 750	62%	4 750	38%	2 375	10 125
1926	14 100	9 050	64.5%	4 450	31.5%	2 223	11 875
1927	15 750	11 025	70%	4 125	26%	2 063	13 688
1928	17 500	13 750	78.6%	3 750	21.4%	1 875	15 625
1929	19 750	16 000	81%	3 700	19%	1 973	17 725
1930	21 750	18 500	85%	3 250	15%	1 625	20 125
1931	24 200	21 000	87%	3 200	13%	1 600	22 600
1932	26 800	23 050	86.5%	2 850	10.5%	1 425	25 375
1933	29 600	26 800	90.5%	2 800	9.5%	1 400	28 200
1934	32 200	30 000	93%	2 200	7%	1 100	31 100
1935	35 300	33 200	94%	2 100	6%	1 050	34 250
m	+	+					+
19	22 800	25 450		2 650			24 125
lahren		Fahrz. Autos pro Tg		Fuhrw pro Tg			Fahrz pro Tg
		=		=			=
	+ 18.2%	+ 33.0%		- 55.6%			+ 238%
	10.9%	15.65%		- 8.5%			rd. 13%
	p. Jahr						
	Zuwachs	Zuwachs		Abnahm			Zuwachs

$$V_n = \left(\frac{100+Z}{100}\right)^n \cdot V_0 = p^n \cdot V_0$$

但 V_0 : 最初の年に於ける交通量
 V_n : n 年後の交通量
 n : 年数

上記の例に依れば

$$Z = 100 \left(\sqrt[10]{\frac{34250}{10125}} - 1 \right) = 13\%/\text{年}$$

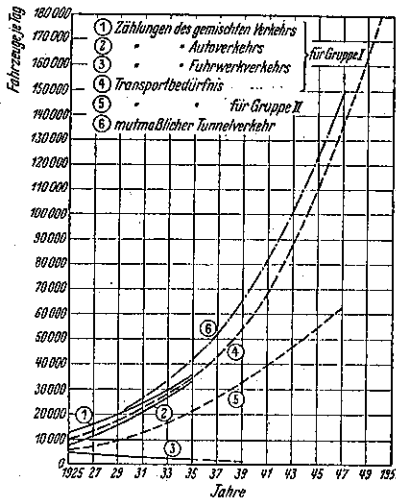
$$V_{1940} = 10125 \cdot 1.13^{15} = 60750 \text{ 臺/日}$$

$$V_{1945} = 60750 \cdot 1.13^5 = 110000 \text{ 臺/日}$$

図-81. はこの関係を図示したものである。此の図より将来の交通量を推定し得る。荷車交通はその交通速度小なるを以て渡船に依るもその経済的損失は小なるを以て、水底隧道は自動車交通のみを考慮する。

隧道の交通能力は車道幅員、勾配、速度、車頭間隔、に

図-81.



関係する。隧道内1車線の能力は勾配に支配される。之は理論的には Müller 教授の方法で決定されるが、實際には隧道と同様の勾配を有する種々の道路に就て平均通過速度と車頭間隔を観測して決定される観測の結果は表-26に一轉する。

表-26.

	Beobachtete Größen mittlere Geschwin- digkeit km/Std.	und Fahrzeug- abstand m	Leistungs- fähigkeit $c = \frac{1000 \cdot v}{p}$
1. Stufe: Eine Reihe Fuhrwerke u. langs. fahrende Lastautos	v_1	p_1	c_1
2. Stufe: Eine Reihe langs. fahrender Lastautos	v_2	p_2	c_2
3. Stufe: Eine Reihe Last- u. Pers.-Autos	v_3	p_3	c_3
4. Stufe: Eine Reihe schnell-fahrender Last- u. Pers.-Autos	v_4	p_4	c_4

Wagen/Stunde

$$n_1 = \frac{\text{平均 1 日交通量}}{\text{1 時間最大交通量}}$$

$$n_2 = \frac{\text{1 年交通量}}{\text{平均 1 日交通量}}$$

$$n_1 \times n_2 = j$$

とおき、凡ての方向に對し 1 車線, 2 車線, 3 車線の隧道の能力を調査資料かして表-27の如く推定する。

表-27.

	Fahrzeuge pro Stunde	Fahrzeuge pro Tag	Fahrzeuge pro Jahr
1 spuriger Tunnel: Verkehr nach Stufe 1 . . .	$2c_1$	$2c_1 n_1$	$2c_1 \cdot f$
Verkehr nach Stufe 2 . . .	$2c_2$	$2c_2 n_1$	$2c_2 \cdot f$
Verkehr nach Stufe 3 . . .	$2c_3$	$2c_3 n_1$	$2c_3 \cdot f$
Verkehr nach Stufe 4 . . .	$2c_4$	$2c_4 n_1$	$2c_4 \cdot f$
2 spuriger Tunnel: Stufe 1 u. 3 (1 Spur nach St. 1 u. 1 Sp. n. St. 3) . . .	$2(c_1 + c_3)$	$2(c_1 + c_3) n_1$	$2(c_1 + c_3) \cdot f$
Stufe 2 u. 4 (1 Sp. n. St. 2 und 1 Sp. n. St. 4) usw.	$2(c_2 + c_4)$	$2(c_2 + c_4) n_1$	$2(c_2 + c_4) \cdot f$
3 spuriger Tunnel: Stufe 1 u. 3 u. 4 (Fahr- werke in 1 Sp., Autos in 2 Spuren)	$2(c_1 + c_3 + c_4)$	$2(c_1 + c_3 + c_4) n_1$	$2(c_1 + c_3 + c_4) \cdot f$
Stufe 2 u. 3 u. 4 (Autos in allen Spuren)	$2(c_2 + c_3 + c_4)$	$2(c_2 + c_3 + c_4) n_1$	$2(c_2 + c_3 + c_4) \cdot f$

かくして推定交通量と 1 車線の交通能力から隧道の車線数が決定される。又 2 車線隧道を 2 ヶ所に設ける場合と 3 車線隧道を 1 ヶ所設ける場合の工費を比較する必要がある。

自動車隧道断面の大きさは車道幅員、空高、通風渠の大き、非常用歩道幅員等に關係する。断面の形は基礎地盤と掘鑿工法とに依り異なる。交通上通風上最も良い形

図-82.

図-83.

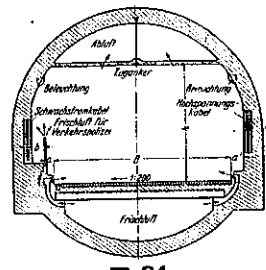
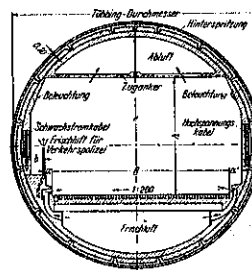
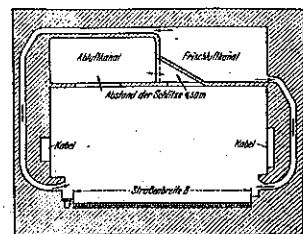


図-84.



は円形である(図-82~84)。空高及車道幅員は自動車の最大寸法に依る自動車の最大寸法は次の如し。

空高はアメリカでは平均 4.12m, Sch-

表-28.

	Deutsche Verh.		Amerikan. Verh.	
	Kraftwagen	Lastautos	Personenautos	
max. Breite	2,35 m	2,40 m	1,85 m	
max. Höhe	3,80 m	3,70 m	bis zu 3,70 m	

elde 隧道で4.50m. 獨逸では平均 4.20m である。通風上からは空高は出来るだけ小なる事が望ましい。図-85~92 は最近の隧道断面及通風渠を示す。歩行者の爲に兩側に歩道を設ける事は隧道工費を大にするを以て宜

図-85.

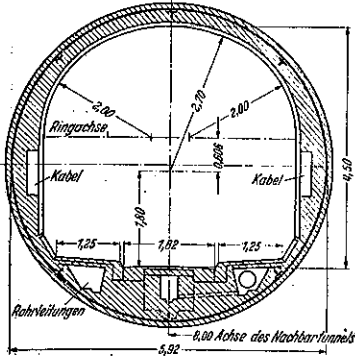


図-86.

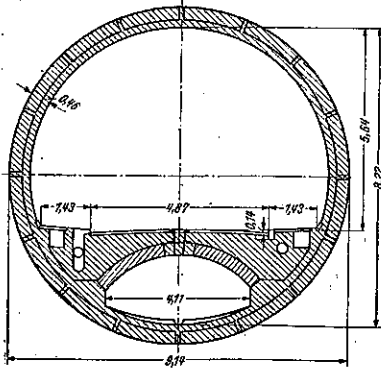


図-87.

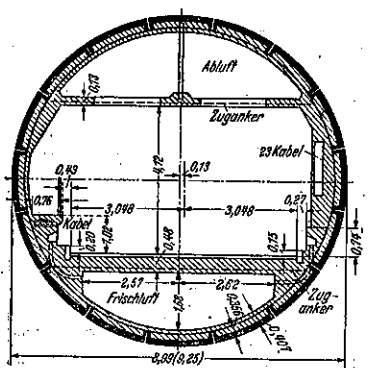


図-88.

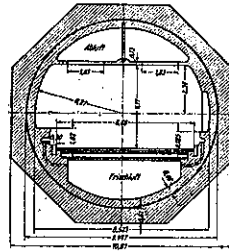


図-89.

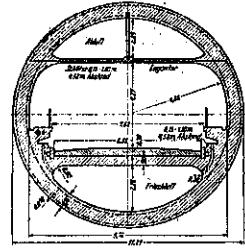


図-90.

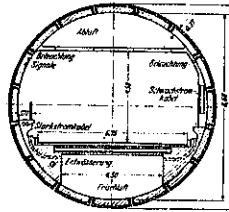


図-91.

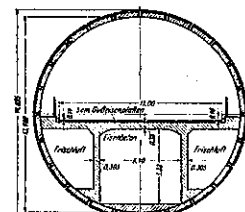
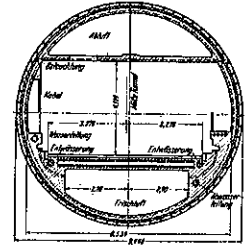


図-92.



しくない。隧道掛員及非常用として片側に 60 cm. 幅の歩道を設ける。

隧道通風計畫に際しては次の事を考慮する。

- (1) 自動車の排出瓦斯量及其の人体に及ぼす生理作用
- (2) 有毒瓦斯の稀釋關係
- (3) 毎時要求せられる新鮮なる空氣の量
- (4) 通風方法

自動車の排出する瓦斯は酸素、水素、窒素、炭酸瓦斯、メタン、一酸化炭素等である。CO₂, CH₄, CO は危険であり、就中 CO は特に有害である。CO を中和すれば大体排出瓦斯の害を除き得る。Holland 隧道の例では 4% の勾配を登る貨物自動車の CO 排出量は 68.77 l/min で乗用車は 37.64 l/min である。Illinois 州の Yale 大学の研究に依れば 0.4% 迄の CO 含有量は人体に無害であると言ふ。故に CO の許容混入量を 0.4% と規定してゐる。

- V: 交通速度 (km/hr)
- L: 換氣を要する隧道延長 (km)
- F: " 断面 (m²)
- Q: 所要の新鮮な空氣量
- n: 毎時の換氣量
- 2c: 2 車線隧道の交通能力

表-29.

Tunnel	Baujahr	c Leistungs- fähigkeit Fahrz./ Std.	Anzahl Rohre	Anzahl Schächte	Anzahl Ventila- toren	Q Frischlufthmenge		F Belüfteter Quer- schnitt m ²	L Belüftete Länge km	Luftwechsel pro Stunde	
						Kub., Fuß/Min.	m ³ /sec			n-fach	Intervall Minuten
Liberty-Tunnel Pittsburgh	1924		1	1	4	700 000	330	43.5	1,770	15.5	3 ³ / ₄
Holland-Tunnel New York	1927	1900	2	4	84	3 760 000	1780	2 × 29.5	2,580	42	1 ¹ / ₂
George A. Posey Tunnel-Kali- fornien	1928	2000	1	2	16	1 000 000	471	37.5	1,080	42	1 ¹ / ₂
Detroit-Tunnel U.S.A.	1930	2000	1	2	24	1 000 000	471	31.5	1,540	35	1 ³ / ₄
Scheide-Tunnel Antwerpen	1934	2000	1	2	24		500	34.4	1,769	26.5	2
Mersey-Tunnel Liverpool	1934	4150	1	6	30		1160	102	1,586	26	2 ¹ / ₄

Z: 隧道内の自動車数

$$Z = \frac{2CL}{V}$$

$$Q = 2.5 \times Z \text{ m}^3/\text{sec} \quad \left(\begin{array}{l} \text{自動車の排出する CO の平} \\ \text{均を 60 l/min とし, 許容 CO} \\ \text{混入量を 0.4\% とす。} \end{array} \right)$$

$$n = \frac{Q \times 3600}{F.L. \times 1000} \quad \text{倍 (實例は表-29)}$$

水底隧道換気法として最もよく用ひられるものは車道下側の通風渠を通して車道に直角に新鮮な空気を供給し、汚れた空気を車道上方の排出渠から吸取る方法である。通風塔の數に依り通風區間を區切の方が經濟的である。通風塔には次の如きものを設備する。

a) 下部, 排水ポンプ, 通風路, 非常梯子。

b) 上部換気設備, 電気設備, 事務室, 非常時照明用蓄電池。

通風塔に附隨して通行料金徴集所及運転状態を現示する電気設備及自記交通量記録器等が設けられる。

經濟的見地より通風渠を出来るだけ大にし従て通風速度を減少し、通風速度の過大に依る電力費の増加、乗客の危険、自動車の運転上火災を誘發する危険等を除却する。

(中村清照)