

抄 録

第 24 卷 第 5 号 昭和 13 年 5 月

土 質 工 学	頁
(59) 土圧計算図法	499
<u>水 理</u>	
(60) 管内等流の曲管, エルボー及丁字管による抵抗損失	500
<u>コンクリート及鉄筋コンクリート</u>	
(61) 鉄筋コンクリート梁	505
(62) コンクリート床版の死荷重	506
<u>橋梁及構造物</u>	
(63) 1936 年中の応用力学, コンクリート, 橋梁及構造物に関する主なる海外文献	506
(64) 氷の爲に破壊せる Niagara 瀑布の密月橋	513
<u>河 川</u>	
(65) 河川堤防のアスファルト固め工	515
(66) カナダのウエラント運河	516
(67) 河川工事に於ける排水	517
<u>堰 堤</u>	
(68) 堰堤コンクリートの冷却	518
(69) Shasta 堰堤	523
<u>上 水 道</u>	
(70) 曝氣と鹽素注加を行ふ珍しい淨水法	525
<u>港 灣</u>	
(71) ダンツイヒ港に於ける鑛石及石炭荷役設備	526
(72) ラゴス港	531
(73) 倫敦港の發展	532
<u>道 路</u>	
(74) コンクリート道路床版	535

土 質 工 学

(59) 土圧計算図法

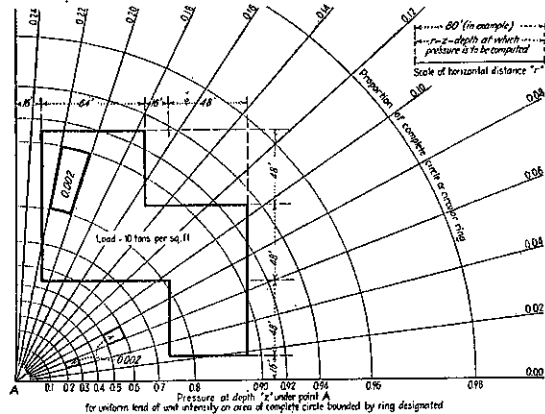
("Estimating Earth Pressures,"
E. N. R. Jan. 6, 1933, p. 23-24.)

理 論 基本計算図として, 等分布荷重 p に依り, 半径 r の円面積の中心點の z の深さに於ける鉛直土圧力に關する図を實際に示す(圖-1)。單に彈性體, 均一
等質體の平なる地面上に載荷した場合に成立する式として,

$$\frac{p_z}{p} = 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}}$$

がある。此の式は Boussinesq の公式である。

圖-1. 計算圖
(使用例を示しあり)



計算図 上式の計算結果を表示せるものあらば、 $\frac{r}{z}$ に對する $\frac{pz}{p}$ の關係を見出すことが出来る。此の關係より r を半径とし A を中心とする同心円を畫しておく（図は 1/4 円のみを示す）。 A より同心円の各の円弧の長さが同じ割合になる様に放射線を延ばす。図の右上隅の線は深さ z を表はすものとし、これは米-單位でも呎-單位

表-1. 計算図を作る爲に、 $\frac{pz}{p}$ を求める $\frac{r}{z}$ の關係を表示したもの

$\frac{pz}{p}$	$\frac{r}{z}$	$\frac{pz}{p}$	$\frac{r}{z}$
0	0	0.68	1.0665
0.02	0.1164	0.70	1.1097
0.04	0.1661
0.06	0.2052	0.72	1.1561
0.08	0.2391	0.74	1.2062
0.10	0.2698	0.76	1.2607
.....	0.3252	0.78	1.3206
0.12	0.2983	0.80	1.3871
0.14	0.3252
0.16	0.3511	0.82	1.4618
0.18	0.3761	0.84	1.5469
0.20	0.4005	0.86	1.6459
.....	0.88	1.7636
0.22	0.4244	0.90	1.9083
0.24	0.4481	0.91	1.9948
0.26	0.4715	0.92	2.0943
0.28	0.4948	0.93	2.2108
0.30	0.5181	0.94	2.3505
.....	0.95	2.5235
0.32	0.5415	0.96	2.7477
0.34	0.5650	0.97	3.0590
0.36	0.5887
0.38	0.6126	0.972	3.1377
0.40	0.6370	0.974	3.2240
0.42	0.6617	0.976	3.3194
0.44	0.6869	0.978	3.4259
0.46	0.7127	0.980	3.5457
0.48	0.7392
0.50	0.7664	0.982	3.6823
.....	0.984	3.8404
0.52	0.7945	0.986	4.0268
0.54	0.8235	0.988	4.2519
0.56	0.8536	0.990	4.5326
0.58	0.8849
0.60	0.9176	0.992	4.8990
.....	0.994	5.4116
0.62	0.9519	0.996	6.2197
0.64	0.9880	0.998	7.8738
0.66	1.0261	1.0	Infinite

でもよい。図-1 は極座標にて、原點が定つてゐるが軸は定つてゐない。放射線と同心円とに番號を附す。放射線の番號は放射線に依つて切られる円弧の全円周に對する割合を示す。茲に番號の 0 は全円周を表はす。円の方向の番號は、例へば 0.8 とあるは、 A 點の z の深さの鉛直力が、全円に等布荷重のある場合の圧力に對し、0.8 円周内に等布荷重のある場合が前者の 0.8 倍に相當することを示す。故に全円の番號は 1.0 となる。

故に、0.8 と 0.7 の輪部の面積に等布荷重のある場合に、 A 點の深さ z の鉛直力の全円に對する割合は、 $0.8-0.7=0.1$ である。円周と放射線にて圍まれた矩形は全円を 50 に分けてゐる。故に此の中の何れに等布

荷重のある場合も、 A 點の z の深さの鉛直力は相等しく、全円に對して 1/50 の割合を有す。故に等布荷重の 1 ブロックは $1/50 \times 0.1 = 0.002$ の割合になる。斯くの如く矩形が全部、 A 點の z の深さに於て同一の鉛直圧力を示す様に作つておいた方が都合がよい。

解法 先づ問題を解くに當り、鉛直圧力を求めんとする深さを尺度として基礎地盤面を畫かなければならない。例へば、深さ 50 呎のものを求めようとするには図の水平距離の 50 呎に相當する物指を用ひねばならない。矩形面積 40×100 呎にして、図の水平距離 = 2.5 呎の場合には、その矩形面積の図上に畫く大きさは $z=50$ 呎に對して 2×5 吋となり、 $z=25$ 呎の場合のものならば 4×10 吋となる。

基礎面は透寫紙に畫き、計算用図の A 點と鉛直圧力を求めんとする點とを一致する様に重ねる。次に矩形の數を（各 0.002 とし）數へると、 $\frac{pz}{p}$ の値を知ることが出来る。すると、 A 點の z の深さに於ける鉛直圧力を求めることが出来る。

計算例 図-1 に示す如き Z 型基礎のものにて、或位置の 80 呎の深さの點の鉛直圧力を求めよう。荷重は 10 t/ft^2 とす。先づ、計算図の（水平距離 = 80 呎 = 計算に要する深さ）を尺度として透寫紙に基礎面を畫き、所要の圧力を求めんとする點を A 點と一致させる。矩形の數は 22.5 となる。故に、 $22.5 \times 0.002 \times 10 = 0.45 \text{ t/ft}^2$ が鉛直土圧となる。之を他の方法にて精しく出すと 0.4465 t/ft^2 となり一致してゐる。（久實保）

水 理

(60) 管内等流の曲管、エルボー及丁字管による抵抗損失

(M. A. Hogan & E. F. Gibs. "The Resistance to Flow developed by Bends, Elbow and Tees in Pipes" :-(Uniform Flow in Pipes) --Concrete & Const. Eng. April 1937. vol. XXXII No. 4 p. 251~260.

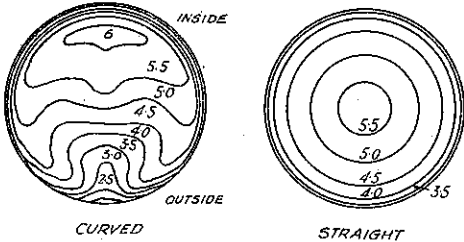
管内に於ける普通の等流は直線部分の際は、流速の配布が對象形である。若し管の中心が直線から傾斜すると、例へば曲管、エルボーを用ひた様な場合は流速の配布と流れの状態は變化する。即ち流れは円形曲管の周圍に不規則な渦流を生ずる傾向があり、其の流れの型式は、流速が曲管の中心からの距離に逆比例するものであると云ふ事は實驗から知られて居る事である。

最大流速は曲管の内側に向つて生ずる事は図-2 に示す通りで、此處に直線部及曲管の各管内に於ける等流

速線を示すものである。此の管内に於て、管に近き部分に於て圧力は増大し、内部に行くに従つて減小する。之

図-2.

図-2. (a)



と共に其の流速も同様の变化をする。而して高压部から低压部に向つて2次循環流 (secondary circulation of flow) が生ず。

流速配布に於ける変化は直線部から彎曲部には僅少の損失で其の流線を完成する。即ち主なる損失水頭は其の曲管に於てはなくて、曲管の下流にて管内の流速が元に戻らんとする間に生ずるものである。Saph 及 Schoder⁽¹⁾ 兩氏は流速の配布は流れが曲管部から直径の120倍の距離の位置に達する迄、普通の状態には歸らぬと云ふ事を発見した。

円形曲管周囲の抵抗は殆ど摩擦損失に依つて生ずるが此の損失が其の流速の一函數である。平滑なる曲管にありては、粘着力の影響が入ってくるので v の指數は2より小であるが、然し粗面の管内では粘着力は問題にならぬので、損失は v^2 に比例するものである。

平滑なる円管の曲部に就て：一直径1.57吋の平滑なる銅管の曲管部に就ての實驗の結果から Richter⁽²⁾ は其の抵抗つまり損失水頭は $h = C \frac{v^2}{2g}$ の形で表はし茲に

$$C = 0.00705 \alpha \delta^{1.1} R^{-0.235}$$

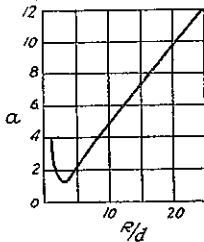
R : Reynold の係數

δ : 傾斜角

α : 図-3 に示す如き曲管の曲度に依る一定數

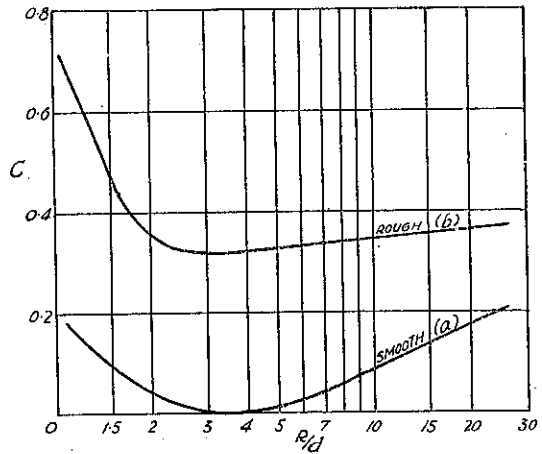
此の α の値は曲線と管の各半径の割合が約5の場合に最小となる様である。此の式は普通管の摩擦抵抗を含む曲管の全損失水頭を示す式であるから、之から h の値を算定する事が出来る。

図-3.



然し多くの場合曲管と等しい長さの直管に於ける普通の摩擦損失以上となる所の曲管による損失を考へる方が便利である。銅の直管に於ける曲管に歸因する損失を計算すると、今 $R=10000$ なるとき、図-4 に於ける曲線 (a) が得られる。之は曲管の半径と、管の直径との割合が2から6位の間に就て見ると、其の曲管に

図-4.



依る損失が極めて小なる事を示すものである。此の損失は實驗の限度迄曲管の半径を増した場合に段々大きくなる事が分る。乃ち此の限度に於ける場合 $R:d = 50:1$ である。又 R の最大値は100000である。

市場管に於ける曲管：一普通市場品である管の損失は其の曲管に接近して来る液体の渦流の程度に支配される。又其の管の粗度或は管接合による特別の粗度等によつても影響されるのである。斯き種々なる條件が存する以上、非常に廣範圍の变化があるべきにより、實驗が種々なる條件に従つて廣範圍の結果が齎らされると云ふ事は、敢へて驚くに足らぬのである。

尙其の他に如何に注意深く實驗が行はれても、若し其の管の曲管部下流の直管部が前述の如く標準流速分布に還元するに足るだけの長さが不足する場合は其の損失の値は結果として非常に小さく測定され勝ちな數値を與へるものである。

図-4 に於ける曲線 (b) は曲管に相當する長さの直管部の損失水頭以上の値となる係數を示すものであつて、之は Brightmore⁽³⁾, Davis⁽⁴⁾, Williams, Hubble 及 Fenkel⁽⁵⁾ 並に Schoder⁽⁶⁾ 等の實驗の結果から熟考し

(1) Trans. Amer. Soc. C. E. 1902, 47, p. 305.

(2) V.D.I. Forschungs Heft, No. 338.

(3) Proc. Inst. C. E. 1907, No. 169, P. 315.

(4) Trans. Am. Soc. C. E. 1909, No. 62, p. 97.

(5) Trans. Am. Soc. C. E. 1902, No. 47, p. 1.

(6) Trans. Am. Soc. C. E. 1909, No. 62, p. 67.

て定めたものである。此處に注意すべきは、前三者の實驗に依ると、約 $\frac{R}{d} = 4$ に於て其の損失水頭に一定減小を見るに反し、Schoder の實驗ではそれが更に詳細なるものなるに關らずかくの如き低下を認めない事である。

其れは此の曲管の流れと云ふものが R/d が 4 倍の値附近で不安定となると云ふ事實を示してをるのである、即ち流れが平滑な管の法則に従ふ場合は其の分離が起らず、粗面の管の場合に依り大なる損失水頭が生ずる時にかくの如き分離が生ずる傾向があるのであらう。其の変動の生ずる場合に測定値と Reynold 數の間に何等の相關々係を設けると云ふ事は不可能と思はれる。

曲管より歸因する損失の大ききは次の例で示す事が出来る。今内径 12 吋の管が其の内に流速 3 呎/秒で水が流れてゐるとし、管が 90° に曲る場合に

(a) 半径 2 呎 (b) 半径 5 呎 (c) 半径 20 呎

の夫々に對する損失水頭を求めて見る。曲管による損失は $h = C \frac{v^2}{2g}$ 、而して $\frac{v^2}{2g} = 0.14$ とせば、其の曲線によつて、 C は夫々次の値になる。

(a) 0.35 (b) 0.328 (c) 0.364 故に損失は $0.35 \frac{v^2}{2g}$, $0.328 \frac{v^2}{2g}$, 及 $0.364 \frac{v^2}{2g}$ 即ち 0.049 呎, 0.046 呎 及 0.051 呎となる。

直径 1 呎長さの損失水頭 $= \frac{4fv^2}{2gd} = \frac{0.006}{0.25} \times 4 = 0.0034$ 呎。其故に曲管に依る損失水頭は、夫々 14.4 呎, 13.5 呎及び 15 呎の直管に對するものと等しいと云ふ事になる。其故に其の管が直径 1 呎の時の損失水頭は管直径の 13.5~15 倍の間に變化する事が分る。

配管の給水量の計算に際して、曲管や其の他の障害を考へるには其の有効延長の増大を考へるのが便利である。

曲管に依る全損失水頭は勿論普通の直管が、其の延長に比例して損失水頭を増すのとは異り、結局は曲管半径に依るものである。此の例題に於ては管の延長を其の中心線に沿ふて測つたとすれば

表-2.

	(a) 3.14 呎	(b) 7.84 呎	(c) 31.4 呎
直管部としての損失水頭	0.0107	0.0266	0.107
曲管部	0.049	0.046	0.051
計	0.060	0.073	0.158

此の結果に依れば小半径の曲管に依る損失は直管によるものに比し、相當に大きい若し長半径の曲管にありては左迄重要でないのが分る。

円形以外の管に對する曲管に就て：—正方形及矩形断

面の曲部に於ける損失水頭は Nipert⁽⁷⁾ Spalding⁽⁸⁾ Koekbakker⁽⁹⁾ 及 Davis⁽¹⁰⁾ 等に依り研究せられた。實驗は總べて眞鍮又は木材の如き平滑面を以て行はれた。此の結果に依ると矩形水路の曲部に於ける損失水頭は略同寸法にして同半径の円管に比し小さい事が分つた。

之は矩形断面に於ては、流速分布状態の變化がその渦流の發生の著しく小さい事によつて餘り大した影響を受けず、又直ちに常態に復するためである。

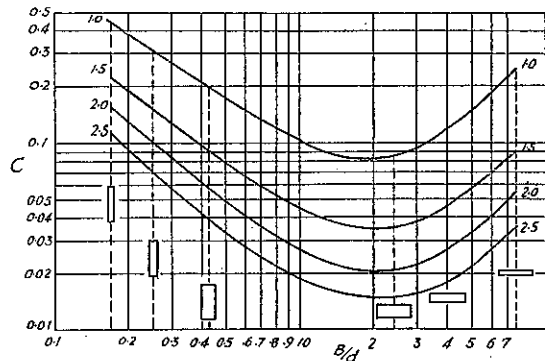
円管の場合には最大流速の層が曲管内部に偏るために断面(円環)が狭小となり隨つて流過断面の減少によつて其の流速を大ならしめんとする。斯の様な流速分布に於ける變化が其の密度を整へやうとして、二次的環流を生じ、之が主なる原因となるものである。

隨つて矩形断面は特にサイホン・スピルウェイやタービンの吸込管、水の濾過、下水處分の水路其の他通風装置の場合重要となるのである。

此等の管線に於ては通常其の壁面が比較的平滑であり、平滑曲部に就ての實驗結果が、損失水頭に或る型式の表現を與へる事が期待されるのである。

図-5 は平滑な眞鍮性の管路に於ける 90° 曲管に對して Nipert が行つた實驗の結果を示すもので、曲部に

図-5.



よる損失係数は B/d の異なる値に相當する、深さ (d) の幅 (B) に對する割合に就て畫いたものである。此處に注意すべきは其の損失水頭が約 $B/d = 2.2$ になる時最小値となる事である。

又 Davis 及 Puranik が麻栗樹材を以て作つた 4 吋

(7) V. D. I. No. 320.

(8) V. D. I. Bd. 77 S. 143.

(9) De. Ing. Bd. 4.

(10) Inst. C. E. 1936 No. 4. p. 83.

正方形の管に就て行つた実験の結果に依ると、其の損失水頭は此の図表の値が示す約 2 倍の大きさになつたのである。此は麻栗樹材 (teak wood) と真鍮材との粗度の差から生じた相違である。

數箇の曲部が存在する場合に於ける關係は其の曲部のなす角度及相互の距離並に曲部の方向等に依つて異なる。継続せる曲部の抵抗は相離れて存する場合の抵抗の總計より小さい事が多い。Corp 及 Hartwell⁽¹¹⁾ が建物給水のエルボ-の抵抗に就て研究したる結果に依れば 2 箇のエルボ-が其の管径の 25 倍以内の距離内に存する時は 1 箇のエルボ-の損失水頭の 2 倍よりは小さかつたのである。鋸接手の U 型曲管 (同方向にエルボ-を 2 箇用ひたもの) の場合其の径が 4 吋以上の場合には、其の損失水頭は 2 箇続けて用ひた場合は、之を直管の場合に換算すると径の 7.5 倍、径の 20 倍に離して用ひた場合は径の 11 倍となる事を示した。ネジ接手の場合には鋸接手の約 10% 増である事も分つた。

エルボ-:—エルボ-と云ふのは管が直角に方向を變へる場合に其の曲率半径を極めて小さくしてか、或は又全然零にして用ふる曲管であつて、小さい管径のものに對しては非常に多く用ふるものである。此の種のエルボ-に於ける損失水頭は殆ど皆其の方向轉換後直ぐ下流側の脚に於ける衝擊及分離に歸因する。エルボ-に對する損失水頭公式 $h = C \frac{v^2}{2g}$ の係数は 1.18 から 1.3 倍の間に変るのであつて普通は 1.3 倍にとつて差支へない。

丁字管:—丁字管にあつては流れは次の 2 つの何れかの状態を生ずる。

- (a) 枝管の流れが本管に向つて流入する場合
- (b) 本管の流れが枝管に分流する場合

此の合流する場合の方に就ては、其の損失水頭は枝管の流れが本流に衝突するショックに依つて生ずる丁字管の下流側の分離に歸因する。

分流する際に對しては枝管の方に生ずる分離に依つて起るもので、つまり本管と枝管を満すために流線が分離して膨脹するために、エネルギーが失はれるのである。

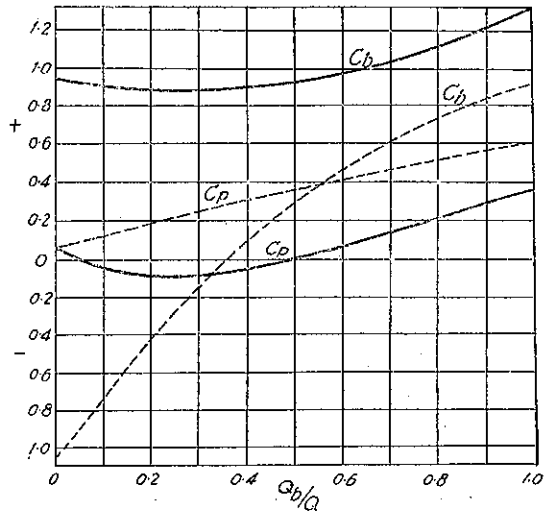
Vogel⁽¹²⁾ は本管及枝管の損失水頭が v^2 [但し v は (a) の場合は枝管から本管に入つて後の本管の流速であり、(b) の場合に對しては枝管に入る前の本管の流速である。] 及本枝管各々の流量の割合に依つて變る函数である。彼は 1.85 吋の内径の管に對し種々の枝管の径に就て實驗したのであるが、本支管同径の場合にも勿論応

用して差支へない。

尙此の際流れの混亂が考へられる。つまり、管の長さは少くとも直径の 20 倍の間に對して、混亂の無い様に平滑にすべきである。隨つて損失水頭は少くとも直径の 20 倍以上の處で測定せねばならぬ。

図-6 は本管及枝管の損失係數 C_p 及 C_b を夫々流量比 $\frac{Q_b}{Q}$ に對して、直管の等値長さに對する損失水頭を表はしてある。但し此の際其の丁字管の接合部の端部は

図-6.



極めて鋭角にしたものである。若し端部に丸味を持たすと、之より幾分小さい値を示す。合流の場合の數値は點線で示されてある。さて此處に枝管に對する損失係數 (C_b) が其の枝管流量 Q_b が $0.35 Q$ になる迄は負 (-) の値を示す事であるが、之は其の流量が 0.35 より少い時は枝管から本管の方へ吸出されるのである。而して損失は Q_b の増加に就て大となり $Q_b = Q$ となるに到つて略 0.92 に達するのである。之はつまり丁字管の本管側の一方が流れず乃ちエルボ-として作用する際を示す。本管に於ける損失水頭は Q_b の増加に従つて確實に増加する。

分流の際の状態は之を實線で示してあるが、其の枝管に於ける損失水頭は、先づ最初の状態にて考へられ、即ち $Q_b = 0.25 Q$ 位で最小値 0.8 に達した。其の後 $Q_b = Q$ になれば又エルボ-として働き $C_b = 1.31$ に到達する。

宛然エルボ-の如く丁字管の内部を流れる、流体の方向如何に依る差は結局 兩者の場合に於ける流れの状態が異なる事に歸因するのに違ひない。

⁽¹²⁾ Mitt. des Hydraulischen Inst. der Tech. Hoch. Sch. München Bd. 75. & Bd. 61.

此の分流状態に於ける値は普通のエルボーに就て實驗して得たるものと同様であつた。本管に於ける損失は $Q_b = 0.25 Q$ に於て其の最小値 -0.08 に達し、 $Q_b = Q$ となるに到り 0.35 となる迄は段々と増加するのである。本枝管に於ける損失水頭の負の値は、つまり其の配管に於て流れを生ぜしめる水頭が問題の箇所において、其の値だけ増大したるを意味するのである。此處でエネルギーを得たならば、必らず殘餘の箇所に於ける損失を以て平衡すべきであらう。

図-6 の使用法を説明する。今径 3 吋の鋼管の布設に於て丁字管を考へて見る。

$$1 \text{ 呎當りの損失水頭 } i = \frac{h}{l} = \frac{fv^2}{2gm}$$

今流速 5 呎/秒 にして、 $f = 0.006$ と假定する。

$$\frac{v^2}{2g} = 0.39 \text{ 而して } i = 0.0375$$

となる。若し $Q_b = 0.4 Q$ とせば、合流に對して $C_p = 0.3$

$$\text{損失水頭} = C_p \frac{v^2}{2g} = 0.171 \text{ 呎}$$

$$C_b = 0.1 \quad h' = C_b \frac{v^2}{2g} = 0.039 \text{ 呎}$$

分流に對して、

$$C_p = 0.9 \quad h' = C_p \frac{v^2}{2g} = 0.351 \text{ 呎}$$

$$C_b = -0.05 \quad h' = C_b \frac{v^2}{2g} = -0.020 \text{ 呎}$$

斯の如く合流に對する本管内の損失水頭は 0.171 呎であるから $4\frac{1}{2}$ 呎即ち直管の内径の 18 倍の長さに於ける損失に等値である。然るに支管内の損失は 0.039 呎にして直管部分の 1 呎即ち内径 4 倍をやゝ越すに過ぎない。分流に對しては本管内の損失は内径 37 倍の長さに對する直管としての損失に等しく、支管では直径 2 倍に等しい値を得る。

Peterman⁽¹³⁾ は又管が 45° の角度をなす場合に就て調査した。而して其の結果は上述の如き丁字管の値の 60% の損失水頭を夫々同様の状態に於て得たのである。

斜接曲管 (Mitre bends):—斜接曲管と稱するのは鉄管線が或角度の偏向をなすに、2 つの直線の交點に依つて其の接目に何等の曲線を用ひざるものである。此の曲管の型は大口徑の鉄管に對して平滑な曲線を構成するに、仲々の技術的困難と費用を要するが爲近來多く用ひられてをる。斜接曲管の損失水頭に就ては Munich に於て、長い間多くの實驗が行はれ Schubert⁽¹⁴⁾ に

依つて此の結果が取纏められた。實驗は内径 1.7 吋の平滑なる眞鍮管を以て行はれ、同一の管に人工的の粗度を加へたものである。粗滑度は管の内面に $W = \pi$ 塗料に砂を用ひて之に塗布する事に依つて加減したので、其の粗度は Nikuradse の $\frac{r}{R} = 252$ (R の大なる値に對して $f = 0.006$) に大約依るものであつた。

低い流速に對しては其の損失は R に比例するが $R = 225000$ 以上は夫々の單個曲管に對する損失は實用上一定である。

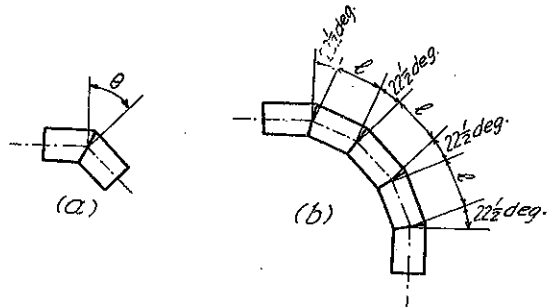
$v^2/2g$ に乘ずる損失係數 C_b 及 C_n は平滑管及粗面管の夫々に就て曲管に歸因する損失水頭を與へる。図-7 (a) に於て 1 箇の斜接曲管に對し損失係數は表-3 の通りである。

表-3.

θ (deg)	5	10	15	$22\frac{1}{2}$	30	45	60	90
C_b	0.016	0.034	0.042	0.066	0.130	0.236	0.471	1.129
C_n	0.024	0.044	0.062	0.154	0.165	0.320	0.684	1.205

數個の斜接曲管から成る或る曲部の全損失水頭は其

圖-7.



の相隣る曲管の間に若干の距離(直線部)を有する同數の離れた曲管の損失の和より少いもので其の値は管内径の 6 倍を越す事はない。各々の斜接角の組合毎に夫々交點間に直線部分が若干存するが、之は殆ど其の損失は考へるに及ばない。

數個の組合曲管 (Multiple bend) に對する實驗の結果を蒐めて次の表に示してあるが、即ち之に依ると種々の曲管を用ひて其の損失水頭に關して最良の組合せを如何にすべきかと分るのである。此の結果からして若し平滑なる鉄管線の方が 90° を以て曲る時は其の損失は其の個數によつて變る事が明らかである。即ち唯 1 箇の曲管の時は其の損失係數は 1.129 にして 45° 曲管を 2 箇用ふれば 0.28 となり、 30° 曲管 3 箇では 0.149 であつて $22\frac{1}{2}^\circ$ 曲管を 4 個用ふれば 0.095 となるのである。内接円の半径は 2 箇の時は 1.81 d、3 箇の時は

(13) Ibid (25) No. 3 p. 65.

(14) „ (25) No. 3 p. 81.

3.18d, 4 箇の時は 6.65d と増大する。図-7 (b) に於て斜接曲管 4 箇を用いた時の損失は之と同一の半径の 1 箇の曲管を用いた場合より少い。

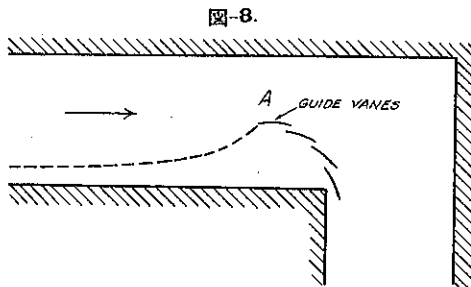
表-4.

曲管の數	各斜接角 (度)	總角 (度)	l/a		OR	R/a
2	22 1/2	45	1.17	0.112	0.284	3.24
	30	60	2.37	0.143	0.227	4.43
	30及60	90	1.44	0.400	0.694	—
	60及90	90	1.44	0.400	0.601	—
	45°	90	1.50	0.280	0.376	1.81
3	30及30	0	2.37	0.143	0.264	反對方向に使用
	20	60	1.06	0.108	0.236	3.00
4	30	90	1.70	0.140	0.299	3.18
	22 1/2	90	1.50	—	0.250	4.15
		90	2.40	0.195	—	6.65

エルボ-に於ける案内羽根:—エルボ-に於ける大なる損失水頭は主として管の面から其の周囲の層が離れる爲に起因するものであつて、此の結果エルボ-の下部に渦の形成を招くものである。

此の分離の原因はエルボ-の後で其の流線が擴大せんとするのに、高い圧力の層を貫くに充分なるエネルギーを其の周囲の層が有せざるためか、或は其の圧力が低くなるために真空状態を生ずるからである。

何れの場合に就ても図-8 に示す如く、案内羽根を附する事に依り之を防止する事が出来る。此のガイドは A 點に於て溝を 2 つの部分に分けて、下部はガイドの内部に流れが起り、上部は流れがガイドの外側に生ずるものである。



此のガイドはオリフィスに似た様な流れを起させるために、導流層に出来てゐる。之に對して外部は發散の流れを生ぜしめる。此の構成の結果上部の流速は甚だしく大となり、圧力は羽根の内部より低くなる。斯くして周囲層は壁体に密着し、分離を防止する事が出来る。

図示の場合の如き矩形溝の直角部に對して、損失係數 $C=1.65$ であつたものが此の裝置に依り 0.36 即ち約 80% を減ずる事が出来た ($R=250,000$)。

現今に到る迄案内羽根は主として、空氣と煙道瓦斯の

管路に應用して用ひられたものであるが、然し他にも多くの用途がある。(嵯峨山富士男)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(61) 鉄筋コンクリート梁

(James R. Griffith "Reinforced Concrete Beams" West. Const. News. July 1937 p. 286)

彎曲応力は鉄筋コンクリート梁の設計に考慮す可き第 1 要件である。鉄筋とコンクリートの割合が兩物質が荷重の下に其の各々の最大許容値に達する様に設計された場合、梁が平衡鉄筋を持つと云ふ、實際工事に於ては此の状態は殆ど發見出来ないが計算の基礎である。

図-9.

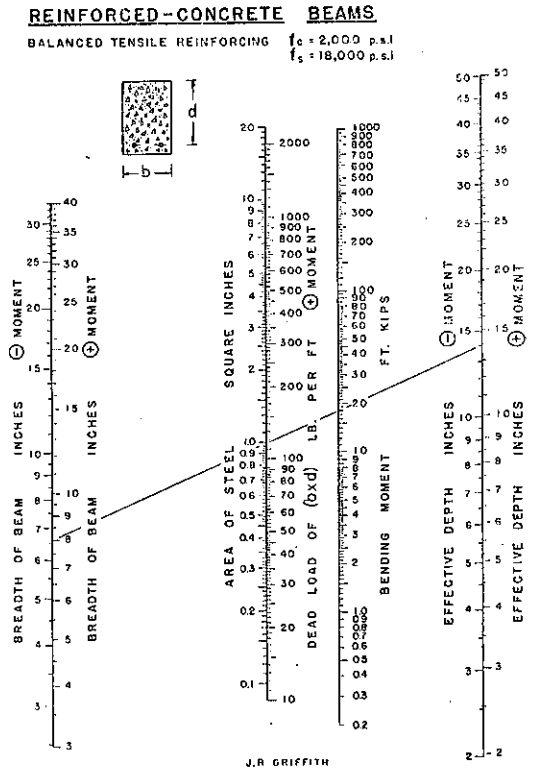


図-9 は平衡引張鉄筋の状態を導く諸條件の値を知る爲に作製した。使用したる応力は $f'_c = 2,000 \text{ lb./in}^2$, $f_s = 18,000 \text{ lb./in}^2$ 。

例題 1: 曲げモーメントを +18 ft. Kips. とす。上記の応力に對する必要なる梁の断面と必要鉄筋量を求めよ。曲げモーメント目盛に交る直線は必要條件を得

るに必要な値を他の目盛上の直線の交點に於て示してゐる。次に使用者は b と d の關係を選択せねばならない。 b と d には 2 線の目盛がある、即ち正モーメントと負モーメントの場合の爲である。本問題は正モーメントであるから其の方の目盛を使用せねばならない。與へられたる曲げモーメントを通る直線を畫き他の目盛との交點から次の値を得る。

$$b = 8 \text{ in.}, \quad d = 13.9 \text{ in.}, \quad A_s = 0.99 \text{ in.}^2$$

$$b \times d \text{ の死荷重} = 117 \text{ lb./ft.}$$

$$\text{照合: } M = Kbd^2 = 138.7 \times 8 \times 13.9^2 = 214\,000 \text{ in. lb.}$$

$$= 17.9 \text{ ft. Kips.}$$

$$A_s = pbd = 0.0089 \times 8 \times 13.9 = 0.99 \text{ in.}^2$$

$$\text{死荷重} = \frac{8 \times 13.9 \times 150}{144} = 116 \text{ lb./ft.}$$

例題 2: 一般に仕様書には負曲げモーメントの掛るコンクリートに上記以上の彎曲応力を許してゐる。これを図表中に取り入れて負曲げモーメントの場合の目盛も示してある。1 題の場合の解法直線を使用すれば 18 ft. Kips. の曲げモーメントに對して、 $A_s = 0.99 \text{ in.}^2$ $b = 6.7 \text{ in.}$ $d = 14 \text{ in.}$ を要するを知るのである。計算するなれば、

$$\begin{aligned} M &= Kbd^2 = 165.3 \times 6.6 \times 14^2 = 214\,000 \text{ in. lb.} \\ &= 17.9 \text{ ft. Kips.} \quad A_s = pbd = 0.0107 \times 6.6 \times 14 \\ &= 0.99 \text{ in.}^2 \end{aligned} \quad (\text{中谷茂壽})$$

(62) コンクリート床版の死荷重

(James R. Griffith, "Concrete Slab Dead Load" West. Const. News, Nov. 1937 p. 460.)

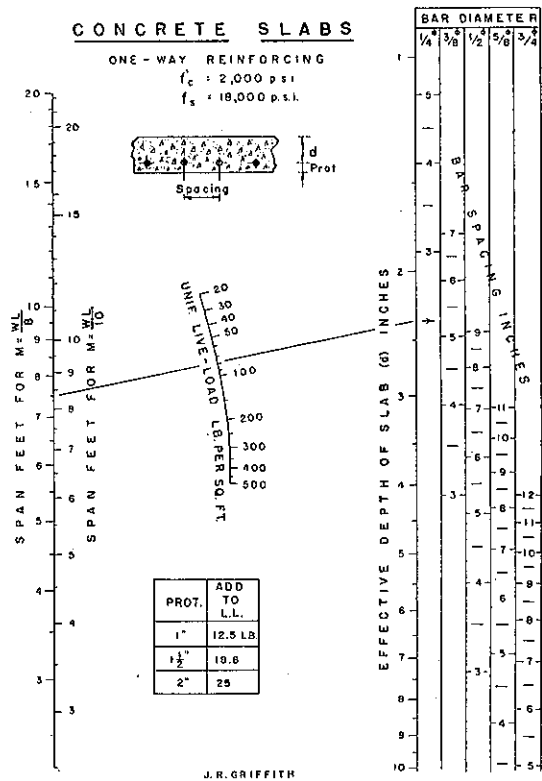
2 邊に於て支持される鉄筋コンクリート床版の設計は簡單である。設計に際しては先づ死荷重を假定し計算の後假定が餘り甚だしく相違する時は再び計算を繰り返さねばならない。図-10 より 2 邊に於て支持される床版の有効高と必要鉄筋量が得られる。之には有効高に對する死荷重が包含されて居り假定する必要がない。與へられたる活荷重に對し鉄筋軸より下の被覆死荷重を加算すれば良いのである。是れも図表中に示してある。此の解法には 1 本の直線が必要である。

例題, 1 ft² に對し 60 lb. の活荷重を支持する 7.5 ft の露臺床版を設計するものとす。床版の 1 邊は壁により他邊は鋼溝形により支持される。 $f_c = 18\,000 \text{ lb./in.}^2$, $f_s = 2\,000 \text{ lb./in.}^2$, 被覆は 1.5 吋。

$$\text{活荷重} + \text{被覆荷重} = 60 + 18.8 = 78.8 \text{ lb./ft.}^2$$

解法直線を單徑間 7.5 呎の點から荷重 78.8 lb. の點

図-10.



に直線を引く、此の直線が有効高の目盛と交る點が 2.35 吋である。此の目盛の反對側には各径の鉄筋間隔が示されてゐる。鉄筋間隔は 3 吋以下及有効高の 2.5 倍以上は省略してある。此の問題では 3/8 吋丸棒を 5.25 吋間隔に配置すれば良い。

$$\text{照合: 活荷重} + \text{死荷重} = 60 + 48.2 = 108.2 \text{ lb./ft.}^2$$

$$M = WL/8 = 108.2 \times (7.5)^2 \times 12/8 = 9\,130 \text{ in. lb.}$$

$$M = Kbd^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{9\,130}{138.7 \times 12}} = 2.34 \text{ in.}$$

$$A_s = pbd = 0.0089 \times 12 \times 2.34 = 0.25 \text{ in.}^2/\text{ft.}$$

3/8 in 丸鉄筋を 5.25 吋間隔に配置すれば

$$A_s = \frac{12 \times 0.1104}{5.25} = 0.253 \text{ in.}^2/\text{ft.}$$

(中谷茂壽)

橋梁及構造物

- (63) 1936 年中の応用力学, コンクリート, 橋梁及構造物に関する主なる 海外文献 (其の 1)

(Mitteilungen der Intern. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Nr. 5. I. Dez. 1937)

本文は 1936 年中に於ける上記表題の各部門に關する興味ある論文を集録紹介したものであるが、勿論その全部を盡したのではなく、一昨年 10 月獨逸に於て開催せられた國際橋梁構造物會議の事務局に於て得たものとみである。尙本會議に提出せる論文は下記に含まれてゐない事をお断りしておく。

(1) L. Baes: La poutre Vierendeel. Généralisation de la méthode de calcul par ouverture des mailles par sectionnement d'une des membrures (Ossature métallique, Oct. 1936, n° 10, p. 447).

フイレンデール構を解くに際して使用に便なる方法を示したもので、光弾性理論によつて垂直材の反曲點を求める點に基礎をおき、逐次漸進法を用ひない方法である。

(2) R. Barbré: Beulspannungen von Rechteckplatten mit Längssteifen bei gleichmäßiger Druckbeanspruchung. (Bauingenieur, 26. Juli 1936, H. 25/26 S. 268)

板が捩屈を受くる場合の縦方向補剛材に必要な最小限度の剛性に就て、その反曲點より論じたものである。

(3) E. H. Bateman: The Stress Analysis of Continuous Frames (Structural Engineer, Oct. 1936 p. 398, Nov. 1936, p. 471)

各種の方法を比較論及してある。

(4) H. Bay: Die Berechnung der Schubspannungen in der Bogenscheibe. (Ing.-Archiv, 1936, H. 2, S. 118)

拱帯の剪断応力の計算法を述べたもので、曲げと軸圧力との合成力を受くる場合の高さの種々の點の帯の応力を調べたものである。

(5) R. Bernhard: Über die Verteilung der Bremskräfte auf stählernen Eisenbahnbrücken. (Der Stahlbau 1936, Heft 5, S. 36, Heft 7, S. 53)

鋼鉄道橋に於ける破壊力の分布を 10 橋の實驗結果を以て述べてある。

(6) R. Berthold: Die Prüfung von Schweißnähten (Der Stahlbau 1936, Heft 4. S. 25.)

熔接々手の喉厚に對して X-線を用ひて試験した報告。

(7) M. Biot: Effet de certaines discontinuités du sous-sol sur la répartition des pressions dues

à une charge (Travaux, mai 1936, n° 41, p. 226)

荷重によつて生ずる地盤の圧力分布中の不連続性の影響を述べたもので、無限の深さを有する弾性的等質体の地盤、摩擦のない靜力的粘着力を有する有限の深さの弾性地盤及粘着性の薄い層の中に挟んだ無限の深さの弾性地盤の場合に別けて吟味してゐる。

(8) F. Bleich: Beitrag zur Dynamik der Brückentragwerk. (Der Stahlbau 1936, Heft 11, S. 81)

橋桁の動力学的性質に關する文献で、等剛度を有する單純梁の運動する週期的の荷重による振動に就て述べたものである。

(9) H. Bleich: Das Ausknicken der Eckstiele von Gittermasten (Bauingenieur, 25, Dez, 1936, H. 51/52 S. 557)

綫工式柱の山形鋼の捩屈に關して述べてゐるが、その限界荷重に就いては假定的に取扱つてゐる。

(10) J. Bolomey: Granulation et prévision de la résistance probable des bétons. (Bulletin technique de la Suisse romande, 1936, n° 7, p. 73, n° 8, p. 89)

コンクリート中の粒狀物質と強度の關係を著者の實驗の結果を綜合して結論したものである。

(11) B. Bottan: Una estensione del metodo di M. Ritter per lo studio dell'arco incastrato (Il Cemento armato, agosto 1936, fasc. 8, p. 129)

拱の設計に於ける M. Ritter の法の擴張を述べたもので、拱軸に沿つての慣性モーメントの変化に對して一般的の法則を與へてゐる。

(12) A. Brandt: Symmetrische dachförmige Zweifeldbalken (Bauingenieur, 17. April 1936, H. 15/16, S. 142)

2 徑間に跨る對稱尾根構に就て重要な各種の數値曲げモーメントに對する影響線及支點の構造型に就て述べたものである。

(13) A. Brandtzaeg: Die Bruchspannungen und die zulässigen Randspannungen in rechteckigen Eisenbetonbalken (Beton u. Eisen 1936, H. 13, S. 219)

鉄筋コンクリート矩形断面桁に於ける破壊応力と許容縁応力との關係を記したもので、純曲げモーメントのみの場合の實驗的結果の總括である。

(14) E. Brod: Zwei neue französische Theorien in Betonbau. (Zeitschr. des Österr. Ing.-u. Arch.-Vereins 1936, H. 25/26, S. 154)

コンクリート構造に於ける 2 つの新しいフランスの理論で Caquot と Freyssinet の新学説の説明を述べてゐる。

(15) S. Bryla: Schrumpfspannungen in geschweißten Konstruktionen, (Czasopismo Techniczne 1936, Nr. 14)

溶接構造物に於ける収縮応力に就いて実験の結果を記述せるもの。

(16) M. Buisson: Caractères du sol au point de vue de la théorie de l'élasticité. (Travaux, Oct. 1936, n° 46, p. 470)

弾性理論の見地よりする土壌の特性に就いて述べたもので、等方性のもので得た結果を非等方性のものに注意深く擴張せんとするものである。

(17) M. Buisson: Conditions de stabilité du sol (Travaux, déc. 1936, n° 48, p. 570)

主として地盤の平衡の條件に關し、その深度と滲透性及非滲透性地盤の破壊の條件に就て記したものである。

(18) Ed. Callandreau: Sur le calcul des portiques et cadres continus formés d'éléments rectilignes à section constante et à assemblages rigides (La Technique des Travaux, Sept, 1936, n° 9, p. 493)

剛結した等断面の直線部材よりなる連続門構の計算で B. de Fontviolant の方程式のこれらの構造物への応用の簡易化に就て記述せるもの。

(19) F. Campus: Tensions produites dans le béton et le béton armé par suite des variations de volume (Revue Universelle des Mines, Janv, 1936, fasc. 1, p. 3 févr, 1936, fasc. 2, p. 59)

容積変化に基づくコンクリート及鉄筋コンクリート内部応力の發生に就て述べたもので、収縮なき場合に變形し得るコンクリート体が施工に際して生ずる応力を、凹形板、円筒、球等について計算した式を實驗例と共に發表したものである。

(20) E. Chwalla: Beitrag zur Stabilität des Stegbleches vollwandiger Träger. (Der Stahlbau 1936, H. 21/22, S. 161)

鉄桁の腹鉄の安定度についての文献で、矩形板の捩屈を補剛材のない場合と横方向の補剛材を有する場合とに就き純曲げモーメントのみを受ける桁に就いてその応力の分布と共に述べたものである。

(21) E. Chwalla: Die Bemessung des Stegbleches im Endfeld vollwandiger Träger (Bauingenieur, 6, März 1936, H. 9/10, S. 81)

鋼鉄桁の末端に於ける腹鉄の設計に就いて、最初に腹鉄の応力を説明し次に著者の平衡に關する理論を述べ、 $a/h=0.5\sim 1.0$ の場合の解法に及び、最後に通常の概略計算法の説明をしてゐる。

(22) E. Chwalla: Die Formeln zur Berechnung der "voll mittragenden Breite" dünner Gurt- und Rippenplatten (Der Stahlbau 1936, H. 10, S. 73)

突縁又は肋鉄の幅を計算すべき数式を指數函數を用ひて誘導したものである。

(23) H. Craemer: Die Formänderungen durchlaufender Scheibenträger (Ing.-Archiv 1936, H. 5, S. 325)

連続床版桁の變形に就いて、從來の實驗が單に応力の方面にのみ關係してゐたのを著者はその變形を考慮して検討してゐる。

(24) H. Craemer: Nahrungsformeln für die Randspannungen in durchlaufenden Scheibenträgern (Die Bautechnik 1936, H. 42, S. 615)

連続床版桁の縁応力に關する略算式。

(25) V. Dasek: Zur Berechnung durchlaufender Träger und Rahmen mit unsymmetrischen Schrägen (Beton u. Eisen 1936, H. 24, S. 410)

非對稱繫鉄を有する連続桁及結構の解析で、片方のみに繫鉄を有する桁の計算に對して數表を用ひてゐる。

(26) R. Dutron: Déformations lentes du béton et du béton armé sous l'action des charges permanentes, (Annales des Travaux Publics de Belgique, déc. 1936, fasc. 6, p. 851 (à suivre))

永久荷重によるコンクリート及鉄筋コンクリートの變形を圧縮引張及び曲げの各試験と共に論じてある。

(27) A. Eichinger: Berechnung geschweißter Verbindungen (Schweiz. Bauzeitung 108, 18. Juli 1936, Nr. 3, S. 26)

溶接々手の計算を主として Swiss の規定に就て説明したものである。

(28) B. Enyedi: Tableaux pour la solution des constructions en arc encastré (Travaux, Juni 1936, n° 42, p. 276)

無鉸アーチの解法に關する表を示したもので、著者が Publications of the I. A. B. St. E. の第 3 卷に發表したものと、補足的のものである。

(29) B. Enyedi: Verteilung des Bodendruckes unter Mauern mit Fundamentverbreiterung (Sch-

weiz, Bauzeitung 107, 18. Jan. 1936, Nr. 3, S. 25)

底面を擴大した壁基礎の下の圧力分布に就いて簡単な算式を與へてある。

(30) A. A. Eremin: Analysis of Stresses in Subaqueous Tunnel Tubes (Proceedings of A. S. C. E., Dec. 1936, No. 10, p. 1519)

Maxwell の相反作用の定理を用ひて水平繫材を有する管の内部応力の研究をなせるものである。

(31) R. H. Evans: Experiment on Stress Distribution in Reinforced Concrete Beams (Structural Engineer, March 1936, p. 118)

矩形、T 及特別なる断面の鉄筋コンクリート桁の応力の分布を調べたものである。

(32) G. Fekete: Die wirtschaftliche Bemessung außermittig gedrückter rechteckiger Eisenbetonquerschnitte. (Beton u. Eisen 1936, H. 23, S. 388)

偏心圧縮応力を受ける矩形鉄筋コンクリート断面の經濟的設計であつて、鉄筋の最小量を與へる図表の計算を述べてある。

(33) U. Fischer: Einflußlinien der vermindernden Schubkräfte in Dreigelenkrahmen (Beton u. Eisen 1936, H. 7, S. 117.)

3 絞ラーメンに於ける剪断力の影響線で従來使用されて來たものを便宜に敷衍したものである。

(34) L. Föppl: Eine neue elastische Materialkonstante (Ing. Archiv 1936 H. 4, S. 229)

各種材料の新しい弾性係数を論じたもので若し変形した部材に就て作用応力を考へる時はこの種の新しい弾性係数が得られる。

(35) L. Föppl: Neue Ableitung der Hertzchen Härteformeln für die Walze. (Zeitschr. f. angew. Math. u. Mech, 1936 H. 3, S. 165)

ヘルツの理論に従つて 2 円嚙の直線的接觸をなせる場合のヘルツの硬度式の新しい擴張を述べたものである。

(36) E. Foulon: Théorie des lignes d'influence des poutres droites en treillis à croix de Saint-André (Annales des Pontes et Chaussées, nov. 1936, tome II, p. 599)

交叉した斜材を有する平行桁の影響線の理論で I. A. B. St. E 第 3 卷の「循環式」と Maxwell の法則から誘導し更に擴張したものである。

(37) A. Frangipani: Formule per il calcolo rapido degli archi semplici e continui solidali coi

piedritti (Il Cemento armato 1936, fasc. 4 e seg.)

單拱及び橋脚と一体となれる拱の速算法を、實際に起り得べき各種の荷重状態の場合に就いて概算式を求めたもの。

(38) J. Fritsche: Der Einfluß der Querschnittsform auf die Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stahlstützen (Der Stahlbau 1936 H. 12, S. 90)

偏心荷重を受ける鋼柱の断面形状の及ぼす支持力の影響を論じたもので、矩形断面の鋼柱から得た結果を任意の形の断面に就いて擴張してある。

(39) J. Fritsche: Der Einfluß einer Ungleichartigkeit der Fehlerhebel auf die Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stahlstützen (Der Stahlbau 1936, H. 23, S. 181)

偏心荷重を受ける鋼支柱の支持力に及ぼす不等偏心率の影響を調べたもので、その結果は正確に決定出来るが、實際の計算は繁雜なものとなつてある。

(40) J. Fritsche: Ein Beitrag zum Verständnis der "neueren Fließbedingung" (Der Stahlbau 1936, 18, S. 137)

純曲げのみ場合の降伏条件の限界點に關して新しい解釋を與へたものである。

(41) J. Fritsche: Grundsätzliches zur Plastizitätstheorie. (Der Stahlbau 1936, H. 9, S. 65)

塑性理論の基本問題を原子構造論を基調として新舊理論に對して觀察を下したものである。

(42) H. Fritz: Biegungsbeanspruchung der rechteckigen Platte als Wand eines Flüssigkeitsbehälters. (Institut für Baustatik E. T. H. Zürich, Mitteilung Nr. 6.)

貯水槽の矩形壁に作用する曲げ応力を Fourier 級数を用ひて解き、その經濟性へも論及してある。

(43) E. Gaber: Einfluß von Fehlern auf die Holzfestigkeit nach Versuch und Rechnung. (Die Bautechnik 1936, H. 5, S. 64)

實驗及び理論よりする木材の瑕瑾の強度に及ぼす影響を述べたもので、斜方向繊維、隅角及び節の引張、圧縮又は曲げに對する強度に及ぼす關係を調べ實驗の結果と計算の結果とを比較したものである。

(44) F. Gebauer: Das alte n-Verfahren und die neue n-frein Berechnungsweise des Eisenbetonbalkens. (Beton u. Eisen 1936, H. 2, S. 29, H. 12, S. 210)

鉄筋コンクリート桁に於ける舊 n 法と新しい n に

無関係な計算法とを討論して結論を與へたもの。

(45) E. Gerold und H. Müller-Stock: Eigenspannungen in geschweißten I-Trägern (Archiv für das Eisenhüttenwesen 10 1936/37, H. 1, S. 23; Der Stahlbau 1936, H. 18, S. 143)

熔接せる I-桁の内部応力を St 37 及び St 52 の鋼板桁の電弧及び瓦斯熔接せるものに就き實驗した結果である。

(46) M. Girard: Abaques pour le calcul des pièces en béton armé. (Travaux, avril 1936, n° 40, p. 174)

鉄筋コンクリート部材のノモグラムによる計算法を曲げ及び圧縮を受ける特別な場合に就いて述べてゐる。

(47) P. Giroto: Dimensionamento delle travi in cemento armato e l'impiego di materiali leggeri. (L'Industria italiana del cemento 1936, N. 7 p. 172)

輕量なる材料で作つた鉄筋コンクリート桁の設計法である。

(48) O. Graf: Einige Bemerkungen über wichtige Eigenschaften der Zementes und des Betons zu massigen Bauwerken (Beton u. Eisen 1936, H. 1, S. 18)

塊狀構造物のセメント及びコンクリートの性質に關する重要な性質に就いての觀察で技術的に經濟的に適當せる觀測である。

(49) O. Graf: Neuere Untersuchungen mit Zement und Beton zu großen und wichtigen Bauwerken, insbesondere zu Betonstraßen, Brücken und Talsperren (Zeitschr. des V. D. I. 1936, Nr. 37 S. 1129)

重要にして大なるセメント及びコンクリート構造物、特にコンクリート道路、橋梁、堰堤等の最近の實驗の結果に就いて、セメントや骨材の選擇及び試驗、コンクリートの混合又は出來上コンクリート性質等に言及してゐる。

(50) O. Graf: Versuche über die Längenänderungen und über die Tragfähigkeit von Nietverbindungen aus St. 52 unter oft wiederkehrenden Wechseln zwischen Zug- und Druckbelastung. (Der Stahlbau 1936, H. 24, S. 185)

絶えず応張及び応圧の繰返し応力を受ける St 52 鋼の銲結合の変形及び強度に關する實驗を述べたものであつて、その結果は波形荷重より繰返し荷重の方が強度

は大であることを示してゐる。

(51) O. Gregor: Über den Einfluß oftmaliger Erschütterungen auf vorgereckte, verwundene und gerade Stähle. (Beton u. Eisen 1936, H. 20, S. 335)

豫備応力を加へた鋼材の振動の影響を述べたもので、8000000 回の繰返しに對して Iteg 鋼の 20.12, 6 mm 丸鋼はその弾性限界に何等の変化を示さなかつた。

(52) H. Griffel: Übereine neue Bewehrungsart mit hochwertigen Stahl von hoher Streckgrenze (Beton u. Eisen 1936, H. 18, S. 293)

高い弾性限界を有する高强度鋼を用ひた場合の配筋法を述べたもので、断面が減少しても附着力に変化なき様に特殊の形の丸鋼を用ひてゐる。

(53) L. E. Grinter: Analysis of Continuous Frames by Balancing Angle Changes (Proceedings of A. S. C. E. Sept. 1936, No. 7, p. 995)

撓角調整法と固定モーメント分配法とを比較せるもの。

(54) G. Grüning: Knickversuche mit außermittig gedrückten Stahlstützen. (Der Stahlbau 1936, H. 3, S. 17)

偏心圧縮を受ける鋼柱の撓屈試驗より最近に於ける理論及び實驗の結果を發表したものである。

(55) A. Guerrin: Etude et calcul des plaques rectangulaires minces. (Le Constructeur de ciment armé, mai 1936, p. 69; juin 1936, p. 89; juillet 1936, p. 110)

薄い矩形のコンクリート床版の種々の計算法と比較したもの。

(56) L. Hahn: Applications pratiques de la courbe de résistance intrinsèque du béton. (Le Technique des Travaux, mai 1936, n° 5, p. 275)

コンクリートの内部抵抗曲線の實際的應用に關して著者がその取扱ひを簡易化し、急速な適用法を示したものである。

(57) L. Hahn: Etude des sections rectangulaires en béton armé (Travaux, mars 1936, n° 39, p. 139)

矩形断面の鉄筋コンクリート桁の計算法に就いて 3 表のノモグラムを使用して論じたものである。

(53) D. B. Hall: Deflection by Geometry (Proceedings of A. S. C. E. Dec, No. 10, p. 1529)

アーチ構造の影響線及び桁の撓度の計算法の説明である。

(59) E. Hallén: Elastische Schwingungen, die sich von einem zeitlich und räumlich begrenzten Oberflächenspannungsgebiete in einem isotropen homogenen elastischen Halbraum ausbreiten (Zeitschr. für angew. Math. u. Mech, 1936, Heft 1, Febr., S. 5)

時間的及び空間的に等方等質の弾性媒体中に傳播せる弾性振動の一般の場合を論じたものである。

(60) P. Haller, C. Kunz und E. Fontanellaz: Elektrische Erwärmung von Beton und Mörtel bei Frosttemperaturen (Elektrobeton) (Schweiz. Bauzeitung 107: 8. Febr. 1936, Nr. 6, S. 55; 15. Febr. 1936, Nr. 7, S. 69)

寒期に於けるコンクリート及びモルタルの電氣的加熱(電氣コンクリート)に就て理論的及び實際的資料に基いて環境に応じた經濟的施工法に關し短い論文を記してゐる。

(61) A. Hertwig: Baugrunduntersuchung. (Beton u. Eisen 1936, H. 21, S. 354)

基礎土壤の動力学的方面の研究である。

(62) K. Hofacker: Das Talsperrgewölbe (Institut für Baustatik E. T. H. Zürich, Mitteilung Nr. 8)

アーチ型堰堤に關する一般的取扱ひを數學的及び弾性理論的に述べ、基礎岩盤の弾性を考慮してこれが計算附表を作製してゐる。

(63) K. E. Hoffmann: Statische Eisenbetonzahlentafeln. (Verlag K. E. Hoffmann, Theresianumgasse 10, Wien, IV)

鉄筋コンクリート設計に必要な表。單鉄筋及び複鉄筋を有する鉄筋コンクリート桁及び柱を最近の規定に基いて計算法を表はしたもので例題を添へて説明してゐる。

(64) R. Höger: Schwingungen elastischer Seile (Zeitschr. f. angew. Math. u. Mech. 1936, H. 2, S. 109)

弾性索條の振動に就てその自然週期及び動力学的2次応力を水平に兩端を支持した索條によつて決定した論文である。

(65) B. G. R. Holloway: The Testing of Structures. (Structural Engineer, Oct. 1936, p. 414)

建造物及びその地盤に就いて行つた實驗の結果である。

(66) O. E. Hovey: Welded Structure Design

for Dynamik Loads. (Eng. News-Record, Febr. 27, 1936, p. 310)

特に橋梁として必要とされる耐力限度, 主材断面, 溶接面積等に關してその決定法を述べたもの。

(67) A. Hummel: Beeinflussung der Beton-Elastizität. (Die Beton-Straße 1936, März, S. 61: April, S. 82)

コンクリートの弾性に關して理論的考察を加へ、實驗の結果と併せ述べたものである。

(68) S. Iguchi: Allgemeine Lösung der Knickungsaufgabe für rechteckige Platten. (Ing-Archiv 1936, H. 4, S. 207)

矩形板の捩屈に關する一般的解法を Fourier 級数によつて表はし、6つの場合に就いて異なる係数の限界値を計算してゐる。

(69) L. Issenmann Pilarski: Les voûtes cylindriques. (Travaux, juillet 1936, n° 43, p. 338)

円筒型殻の応力傳達の模様を實驗例と共に示す。

(70) A. Jäger: Amerikanische Versuche an Modellen von Bogenreihen mit auf geständerter Fahrbahn. (Beton u. Eisen 1936, H. 14, S. 234; H. 17, S. 286)

連続拱橋のアメリカ式實驗の結果より影響線を決定したものである。

(71) A. Aas Jakobsen: Zur Berechnung durchlaufender Träger und Rahmen mit Schrägen (Beton u. Eisen, 1936, H. 16, S. 263; H. 17, S. 289)

連続桁及びラーメンの計算法で固定モーメント, 曲げモーメントの分布及びクロスの法による分配係数の表を記したものである。

(72) K. Jezek: Die Festigkeit außermittig gedrückter Stahlstäbe beliebiger Querschnittsform. (Bauingenieur. 4. Sept. 1936, H. 35/36, S. 366; 18. Sept. 1936, H. 37/38, S. 380)

偏心圧縮を受ける丸鋼の安定度を最も普通の場合について概算式を導いたものである。

(73) K. Jezek: Die Tragfähigkeit axial gedrückter und auf Biegung beanspruchter Stahlstäbe. (Der Stahlbau 1936, H. 2, S. 12; H. 3, S. 22; H. 5, S. 39)

曲げ及び軸圧力を受ける鋼柱の支持力を“理想柱”の場合に就いての一般的解法を述べ、特殊の載荷の場合と數表や図表, 断面寸法, 規定との比較等を述べてある。

(74) R. Kaiser: Rechnerische und experiment-

elle Ermittlungs der Durchbiegungen und Spannungen von quadratischen Platten bei freier Auflagerung an der Rändern, gleichmäßig verteilter Last und großen Ausbiegungen (Zeitschr. f. angew. Math. u. Mech. 1936, H. 2, S. 73)

周縁にて自由に支持された矩形板が等分布荷重及び大きな曲げを受ける場合の撓度及応力を計算及実験によつて決定したもので、薄板の変形に対する一つの解法である。実験の結果は撓みが小なる場合も又大なる場合にも理論値とよく一致せるを示してゐる。

(75) E. Kammes: Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Bogentragwerke (Die Bautechnik 1936, H. 23, S. 302)

不静定拱構造物の計算に關する一助として動荷重及静荷重に對する簡便なる方法を述べたものである。

(76) H. Kaufmann: Die Beurteilung der Resonanzfähigkeit von Stab- und Fachwerken auf Grund von Modellversuchen. (Der Stahlbau 1936, H. 23, S. 177)

模型実験による棒及び結構の共鳴について概略計算との比較を併せ記してある。

(77) W. Kaufmann: Über unelastische Knicken rechteckiger Platten (Ing-Archiv 1936, H. 3, S. 156)

矩形板の非弾性撓屈について垂直力のみを受くる板の場合を論じたものである。

(78) H. Kayser: Anfangsspannungen im Eisenbeton. (Beton u. Eisen 1936, H. 1, S. 14)

鉄筋コンクリートの初応力に就て特にコンクリートの龜裂が鉄筋及びコンクリートの兩者に応力を生ぜしめる事を述べてゐる。

(79) F. Keelhoff: Calcul des plaques rectangulaires fléchies, par les séries simples. (Annales des Travaux Publics de Belgique, juin 1936, fasc. 3, p. 291)

矩形板の単一級数による解法で、先に 2 邊を固定し、他の 2 邊で支持した場合及び 2 邊を支持し他の 2 邊を自由にした場合について記述したものの、1 応用である。

(80) K. Klöppel: Gemeinschaftversuche zur Bestimmung der Schwellzugfestigkeit voller, gelochter und genieteter Stäbe aus St. 37 und St. 52. (Der Stahlbau 1936, H. 13/14, S. 97)

St 37 及び St 52 の鋼について有孔或は無孔の場合の波形荷重に對する疲労試験の報告である。

(81) C. F. Kollbrunner: Versuche über die Knicksicherheit und die Grundschnitzungszahl vollwandiger Bogen (Die Bautechnik 1936, H. 12, S. 186)

鋸拱の撓屈の安全度及固有振動週期に就いて著者の行つた実験の結果を他の実験結果と比較したものの。

(82) G. Krall: Intorno al calcolo degli sforzi di temperatura nelle volte in calcestruzzo o muratura. (Il Cemento armato, marzo 1936, fasc. 3, p. 35)

コンクリート及び石工拱の温度応力の計算に就いて。この問題に關する理論的な研究の後に著者は 2 つの応用例を付け加へてゐる。

(83) W. Kuntze: Kerbgestalt und elastische Dehnungsverteilung (beim ebenen Spannungszustand) (Der Stahlbau 1936, H. 16, S. 121)

Preuss の古典的實驗に基づく刻目(齒型)と延びの分布及び断面係數との關係に就いて述べたものである。

(84) C. Kunz, E. Fontanellaz et P. Haller: Traitement électrique de béton pour éviter la gelée (Génie Civil 109, n° 9, 29 août 1936, p. 184; n° 10, 5 sept. 1936, p. 204)

凍結を防止するためのコンクリートの電氣的處理法を応用例と共に述べ經濟的見地よりも論及してゐる。

(85) H. Lauffer: Zusatzmomente beim Ausschalen von Eisenbetonbalken (Beton u. Eisen, 1936, H. 8, S. 127)

鉄筋コンクリート桁の型枠取外しに際しての附加的曲げモーメントが可成鋭敏に現はれる事を數學的に述べたもの。

(86) M. Laval: Note sur l'isotropie (Annales des Ponts et Chaussées, août 1936, tome II, p. 156)

Teissier du Cros に従つて応力と歪との一般的關係を記したもので等方質体に於ける一性質を扱つてゐる。

(87) L. Leloup: Des déformations dues au cisaillement dans les poutres fléchies. (Revue Universelle des Mines, sept. 1936, fasc. 9, p. 357)

曲桁の前断力による変形を矩形及円形断面の桁について述べてある。

(88) R. L'Hermite: Méthode modernes d'essais des matériaux et de prototypes d'ouvrages (Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n° 4, juillet-août 1936)

材料試験に於ける新方法。構造内部及破壊の理論に關する今日の智識と試験機の能力とに就いて記述せるも

の。

(89) A. Linari: Contributo allo studio sulle travi con mensole. (L'Industria italiana del cemento 1936, n° 11, p. 235)

隅切りを有する桁の計算法に關して例題と共に説明す。

(90) H. Lossier: Les fissures du béton armé (Le Génie Civil 108; n° 8, 22 févr, et n° 9, 29 févr, 1936, p. 182 et 202)

鉄筋コンクリートに於ける龜裂の發生の種類及び模様, 更にこれが防禦方法を記す。

(91) A. Lockschin: Über die Knickung eines gekrümmten Stabes (Zeitschr. f. Angew. Math. u. Mech, 1936, H. 1, S. 49)

曲柱の捩屈に就いて, bowstring 桁や catenoid 型をなせる桁の断面及び常數等を記してゐる。

(92) H. Löw: Bemessungstabellen für rechteckige Eisenbetonquerschnitte bei einfacher Biegung und Biegung mit Axialkraft. (Beton u. Eisen 1936, H. 16, S. 271)

單一曲げ及び曲げと軸圧力とを受ける矩形鉄筋コンクリート断面の設計表であつて, 他の状態の荷重から求めた最大歪限度より所要量の鉄筋量を適確に與へるものである。

(93) Maier-Leibnitz: Versuche zur weiteren Klärung der Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit durchlaufender Träger aus Baustahl (Der Stahlbau 1936, H. 20, S. 153)

構造用鋼材による連続桁の眞の載荷力の問題に對する將來への解明のための實驗結果である。

(94) M. Mandel: Flambage au sein d'un milieu élastique, (Annales des Ponts et Chaussées, Sept. 1936, tome II, p. 295; Oct. 1936, tome II, p. 443)

彈性媒体の捩屈に關し, 矩形柱の捩屈の場合の検討である。円錐型壁に於ける“accordeon”捩屈及び合成壁, 櫛, 建築物等の捩屈に抵抗する突縁結合部材を有する構造物の一般的捩屈現象を取扱つてゐる。

(95) L. Mann: Eine neue Form von Gleichgewichtsbedingungen als Grundlage für die Berechnung von Stabkräften in Fachwerkträgern. (Der Stahlbau, 1936 H. 19, S. 145)

結構桁の部材応力の算定の基礎としての新しい平

衡條件について Ritter の式を用ひて解いたものである。

(96) D. Marconi: I recenti regolamenti per le costruzioni di beton armato in Italia e in Francia. (L'Ingegnere 1936, No. 11, p. 554)

イタリー及びフランスに於ける鉄筋コンクリート構造物に對する新しい規定の説明。

(97) H. Marcus: Der Dreimomentensatz der durchlaufenden kreissymmetrischen Platte. (Schweiz. Bauzeitung 107, 14. März 1936, Nr. 11, S. 111)

3 力率の定理を連続円形板に適用した場合の計算法及びその応用を述べたものひである。

(98) J. Martelée: Méthodes de calcul des portiques simples encastrés. (Revue Universelle des Mines, déc, 1936, fasc, 12, p. 502)

固定單純門構の応力計算法で“Fontviolant”の法と“Castigliano”及び“Ménabréa”の法とを比較したものである。

(99) M. Mary: Etude de la vibration du béton. (Annales des Ponts et Chaussées, mars 1936, tome 2, p. 338)

コンクリートの振動の研究で“Ponts et Chaussées”實驗室で行つた試験の結果と各種の記録用器具, 振動機等の説明とである。

(100) C. Mateesco: Calcul des plaques élastiques rectangulaires simplement appuyées sur le pourtour et soumises à la flexion par un moment le long d'un coté. (Bulletin de mathématiques et de physique de l'École Polytechnique Roi carol II, 1935-36, Bucarest, p. 94)

周邊を自由支持し, 一邊に曲げを作用せる彈性矩形床版の応力の計算で, その変形及び応力は Fourier 級數によつて檢定してゐる。 (糸川一郎)

(64) 氷の爲に破壊せる Niagara 瀑布の蜜月橋

(“Record Ice Jam at Niagara Falls Wrecks Famous Arch Bridge” E. N. R. Feb. 3, 1938, p. 161-169.)

多數の旅行者達に“蜜月橋”の名で長い間親しまれてゐた Niagara 瀑布の名所たる拱橋は, 製氷せる氷圧に耐え兼ね, 1 月 27 日遂に完全に破壊した(図-11)。此の橋は径間 840 ft. で, 1898 年竣工し, 當時は世界

図-11. 破壊せる蜜月橋全景

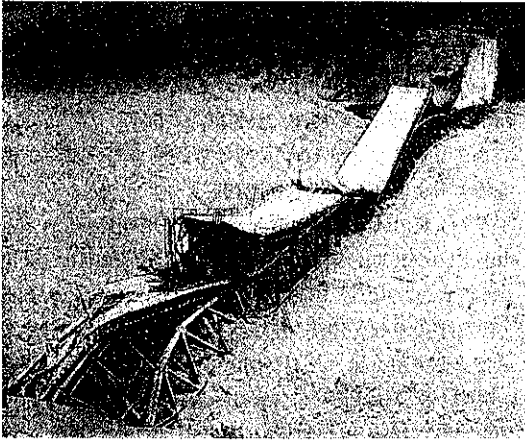
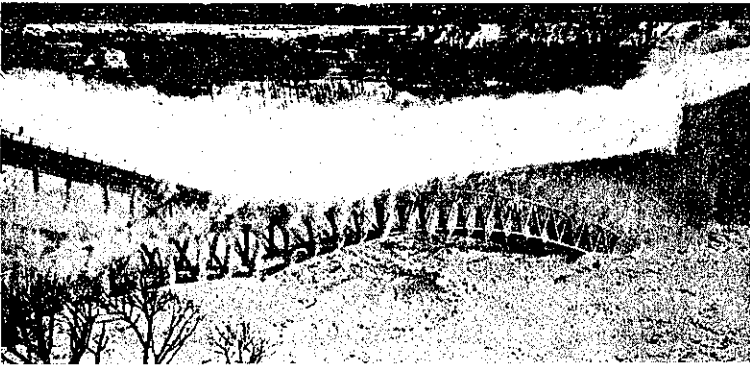


図-12. 將に氷上に墜落せんとする橋梁

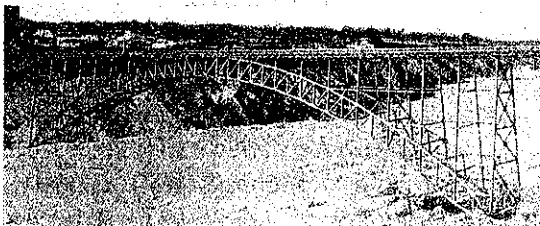


一の長拱橋であつた。

數週間は非常に寒く、爲に Erie 湖には可成りの氷が發生し、稍暖くなつて氷は岸から放れ、引続いて強い西南風の爲 1 月 24~25 日には湖の東端に吹寄せられ、この未曾有の氷群が襲來し、架橋地點では河上 50 ft. も堆積した。

本橋は 1895 年着工され、3 年後に竣功したもので當時は“非常に頑丈”だと考へられてゐるが現在から

図-13. 蜜月橋全景



見れば貧弱な設計である(図-13.)。

本橋は径間 840 ft. の 2 拱肋鋼拱にして、各肋は高 26 ft.、拱矢 150 ft. の 2 鉸拱構、弦材は鋼及山形鋼の函型断面、抗圧材及綫構の大部分は鋼綫工構造である。拱腔は綫工なしの柱で、路面は木造で歩道を含み巾 46 ft. であり、以前には 2 本の軌道があつた。

拱の兩側には各径間 214 ft. の弓弦構があり、構造物の全重量は、鋼材 2300 t、木材 300 t である。

拱の基礎は、平水位以上 40 ft. の岩盤上にあり、New York 側の下流には水力發電所の放水隧道が開口してゐるので、橋臺防護の爲丈夫な擁壁が築造してある。

架橋地點には 1868 年木造の塔及床構造を有する吊橋が架設されて以來架橋されてゐる。1887~88 年塔及床を鋼構造に取換へ、1889 年 1 月 10 日の暴風で路面が吹飛ばされたので大急ぎで復舊したが、1895 年現在の拱橋に架換られた。

本地點に氷群の襲來する事は普通であるが、橋梁に損傷を與へる程甚む事は無かつた。1909 年氷が拱の下端に押寄せ、下部綫構、支材が危険に瀕した事があつたので、早速之等を取換へ補強し、橋臺の前面及側面に幕壁を設け、氷群の襲來に備へた。兩弦の横構は、多くは山形鋼 4 枚に綫工を施した斜材だけで、支材がなかつたが、1909 年補強と同時に、短い三角形の副綫構を兩弦の兩端に附加した。

破壊の情況：1 月 25 日夜氷群が發生し、26 日午前 3 時には America 側では平水位以上 50 ft. も堆積した。Canada 側ではそれより少し低かつた。New York 側橋臺ではピン上 10 ft. も氷で被はれた(図-14)。26

図-14. 破壊せるアメリカ側橋臺附近



日朝に至り、氷群は氷河の様に下流へ 400 ft. も移動した。この時には上流側トラスの方は少くも 30 ft. 氷に埋り、氷の頂部は移動中トラスに依つて剪断されたが、トラス及絞構もひどく破壊した。夜明後この状態が判明したので、交通を禁止し、請負會社及顧問會社から技師を招き、その救済策を講じた。其の計畫は橋臺附近の氷を爆破して氷圧を減ずる事であつたが、この計畫は遂行出来なかつた。又上流側の橋臺が破損したので、起拱點附近の氷を掘り、滑動及転倒を防止する爲木製支材を挿入せんと企てたが之も行なはれなかつた。

26 日午後 1 時には再び下流の氷が移動し始め、この 2 回目の押出に依り上流側下弦は更に移動し、絞構は更に破損された。併し主な被害は、下流側下弦の絞構が、副絞構との結合點で挫折した事である。

其の後は氷の移動はなかつたが、上流側トラスは徐々に下流側に移動を続けた。これは上流側のピンが破壊したからであり、その結果必然的にトラスの端は滑り始めた。

上流側トラスの移動は更に端部の他の部材の挫折を來し、下流側の柱は、トラスと平行な面内にて S 字形に挫折した。2 回目の氷の押出後は、橋梁の墜潰は時間の問題となり、27 日午後 4 時 12 分下流側の下弦の挫折部が、大音響を上げて破壊し墜潰した。墜落すると共に、路面は、拱徑間と側徑間の接合部、拱徑間の中央及その他の 2, 3 點でひどく振れて破壊した。America 側の側徑間は断崖の下の斜面に墜落し、Canada 側の拱の端の上に乗つてゐた。

調査の結果、America 側上流のピン金物は大体元の位置にあつたが纜にづれ、下流は移動してピンは河中に転落してゐた。Canada 側では上下流共移動してゐた。

この橋梁を救ふ事は殆ど絶望である。即ち 30 日夜氷の解け始めるに伴ひ、橋梁は徐々に氷中に沈下を始めたから、氷が今後移動しきへすれば橋梁は河中に突入する事は避けられぬ所であると思はれる。

本橋の所有者たる岡際鐵道會社では、その型式は未定であるが、直ちに新橋を架設する事を發表した。

(宇野周三)

河 川

(65) 河川堤防のアスファルト固め工

“Asphalt Paving Extended on Willamette River Levees” West. Const. News. Sept. 1937 p. 364.

洪水季を経たる結果試験施工の成功が認められ此の新方法に依る堤防々護工が擴張施工される事になつた。現在工事には工場混合アスファルトコンクリートの使用をも含んでゐる。

鉄網補強工場混合表層や透入基層を含むアスファルト舗装の 3 新型式を使用して、北米合衆國技術部の第 1 ポートランド區では 1936 年に開始したオレゴン州インデペンデンス近郊のウィリアメット河の砂礫堤防の侵蝕を防止する目的を以て實驗を繼續してゐる。堤防工事に施工する最初の此の 3 新方法の舗装は厚さ 5 ~ 7 吋にして、長さ 80 呎に及び、河堤の頂上から平均勾配 2 ½ : 1 を以て低水位に於ける河の水邊なる堤防趾にまで達してゐる。

昨年冬及春の季節中に本河及實驗中の舗装區間は可成大なる出水に際會し實驗中の區域では水が其の堤防上を溢流した。インデペンデンスに於ても又ハリスバークに於ても實驗中の區域は特に水が堤防上を溢れた所と捨石趾の不充分だつた箇所を除いては何等の損傷を受けなかつた。換言すれば透入基層は普通出水に對しては成功であつた。

ハリスバークに於ける或る箇所ではアスファルトの只だ 1/2 吋深さまでの透入しかなかつた所は表面は削り取られたが、之は即ち施工が餘りにも軽きに過ぎた事を意味し伸々興味を以て見られる。即ちインデペンデンスに於ける 2 ½ 吋から 3 吋透入した所とハリスバークに於ける 5 吋から 6 吋の透入をした所では表面は完全に残つた。

インデペンデンスに於ける區間はアスファルト舗装に大損傷を受けた。之は流木が舗装したる堤防の近くで木杭に掛かり河を堰き止めた爲溢水が堤防上を越して耕地内に浸入したからであつた。

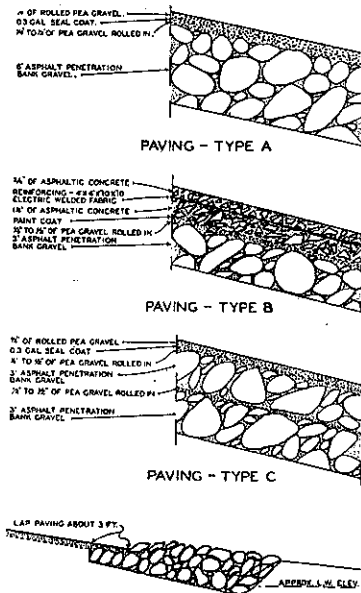
新工事：インデペンデンスに施工される舗装は低水位近くの棄石趾まで行ふ事になつてゐる。此の棄石は溝内に置かれ表面は河底の線に達してゐる。堤防の勾配により多小差異があるが此の棄石は約 9 呎幅員で 3 呎深さに達し石は 1 個 75 から 1000 封度の重量がある。上端の線に沿ふて砂礫が岩石の間に配置され此の部分はアスファルトで固められてゐて其の上部のアスファルト舗装との密着をせしめてゐる。

A 型：之は厚 6 吋のアスファルト透入砂礫基層よりなり約 600 呎の長さを施工した。此の表面にはアスファルトの表面被覆が施工されてゐる。砂礫堤防の表面が平滑にされ表面から 6 吋に達する砂礫から土砂や細砂をかき取り去つて後、350°F に熱したるアスファ

ルトは 1 噸/碼² の割合で 6 吋深さまで達する様に 40-50 封度/吋² の圧力を以て施工せられる。

之に続いて小砂利や碎石を施工してそれを表面が完全に固まるまで最小 140 封度/吋² の圧力で転圧する。次に熱したるアスファルトを 0.3 噸/碼² の割合で被覆として圧力式施工機を以て施工し其の上に厚さ 1/2 吋の小砂利を転圧する。

図-15.



B 型: 此の方法は 4×4 吋の電気溶接をしたる鉄網を以て補強した厚さ 3 吋のアスファルトコンクリート工場混合表層よりなり、堤防の約 200 呎の長さに施工する。3 吋の基層は A 型と同様に施工するが本型では 0.7 噸/碼² のアスファルトを使用し、表面のバラ砂礫を掃除して基層を転圧し其の上に鉄網を置く。表層は 100 封度/吋² の圧力で転圧した結果が 1 1/2 吋となるが、此の以前に基層に軽い熱したるアスファルトの塗装を施す。此の表層は熱したる工場混合アスファルトコンクリートにしてシャベルや籠手で注意して施工する。此のアスファルトコンクリートは普通の保護被覆工場混合アスファルトコンクリートにして、1 吋篩を通過したる骨材と礦物質を 6% 以上含まず、D 級 90-100 透入アスファルト 5~8% を含むものよりなり、275°F の温度に於て施工されるのである。

C 型: 之は厚さ 3 吋のアスファルト透入砂礫基層と、其の上の厚さ 3 吋のアスファルト透入砂礫上層及び表面被覆層を有する。基層は B 型の場合と同様であ

るが上層を置く前に塗装層を必要としない。基層が出来上ると其の上に河砂礫を厚さ 3 吋に撒布し其の上に 0.7 噸/碼² の熱したるアスファルトを圧力 40 封度/吋² を以て 325°F の温度で施工し 3 吋の透入を得る。此の施工が終ると小砂利又は碎石を撒布して転圧する。此の上に熱したるアスファルトを 0.3 噸/碼² の割合で施し、小砂利を各層に其の上に撒布転圧して表面被覆を得る。
(中谷茂壽)

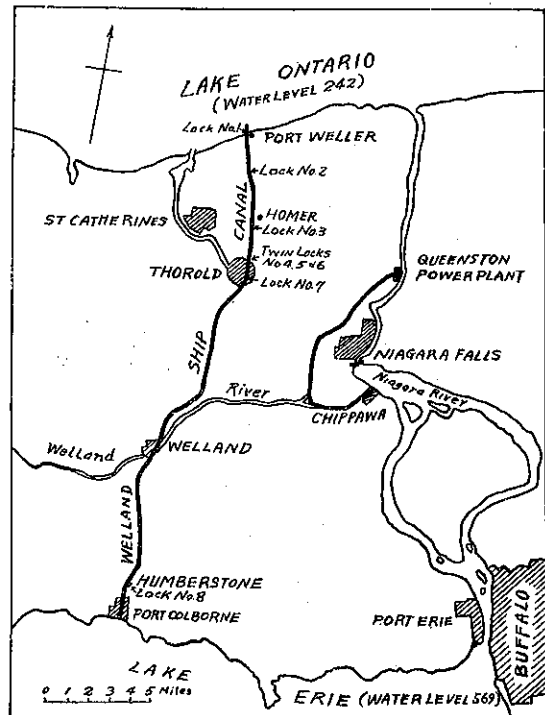
(66) カナダのウエランド運河

(“Canadian Harbours and Waterways”
Dock and Harbour Authority Nov.1937.)

(本文はスコットランドの土木・造船技術者協会に於ける A. C. Gardner 氏の講演の一部である)。

モントリオールからオンタリオ湖、エリー湖及ヒューロン湖を経てスペリオール湖畔のデュルースに至る間の inland navigation の円滑を図る爲に、1829 年以來問題の湖水を結ぶ数條の運河を作つたが、當該地方に於ける穀物集散量の増加並に湖水を利用する船舶の船型増大に伴ひ、最後の工作として 1913 に此のウエランド運河を起工し、1931 年に完成した。本工事に就ては既に

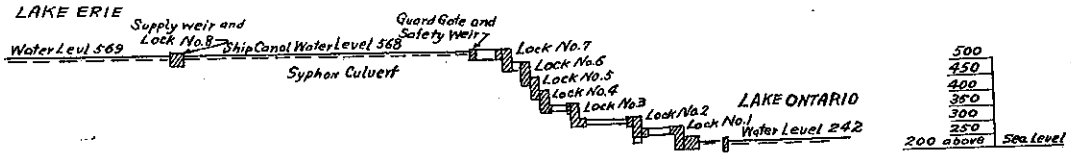
図-16. ウエランド運河平面図



工学雑誌に詳細に発表されて居るが、極めて優秀な工事であるから茲に其の概要を述べる。

れ、前者が相當一般に採用せられて居り、之に反し後者は経験に乏しいのであるが、この工事に於ては大濾井式

図-17. ウエラント運河縦断面図



即ち本運河はナイアガラ瀑布の西方に於てナイアガラ半島を南北に走り、エリー湖とオンタリオ湖とを結ぶものであつて、總延長 25 哩 (40 km), 8 閘門を有す。内 7 閘門は何れも長 820 呎 (250 m) 幅員 80 呎 (24.4 m) 水深 30 呎 (9.1 m) で相當大きな船舶を通す事が出来第 8 閘門は長 1380 呎 (420.6 m) で世界に於ける最長の閘門である。又運河は底幅 200 呎 (61.0 m), 水深 25 呎 (7.6 m) になつて居る。

が採用せられた。この根本の理由は、ウエーゼルの硫酸質の河水に對して出来るだけ均一で、而して 1 ブロックが廣い平面に互る様な基礎コンクリートが望ましい。然るに小濾井式にてはその吸水量が小なる爲必然的に多數の井戸を設けねばならず、従つて連続したコンクリート基礎が得られない缺點がある。

大濾井式の構造は図-18 に示す通りである。

而してエリー湖は海面上 569 呎 (173.4 m) オンタリオ湖は同じく 242 呎 (73.7 m) である爲に、本運河は上述の閘門に依つて航行船舶を 327 呎 (99.7 m) 上昇或は下降せしめなければならぬ。閘門の位置は図面に示す通りであるが、オンタリオ湖から約 7 哩の地點に在る Thorold には第 4, 5 及 6 の閘門があつて 140 呎 (32.7 m) 上昇せしめ、又此處に廣大な船廻場を設けて居る。此の閘門はパナマ運河のガツン閘門によく似て居る、尤もガツン閘門は寸法は之より大きいが揚程は 85 呎 (26 m) である。

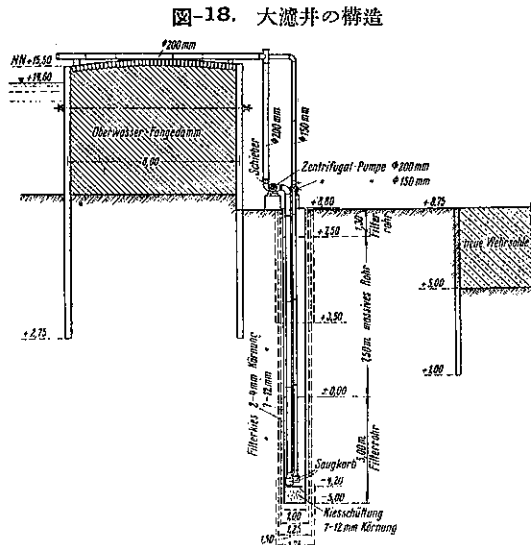


図-18. 大濾井の構造

本運河はウエラントに於てウエラント河と交叉する。此處でウエラント河は直径 22 呎 (6.7 m) のコンクリートの inverted siphon culvert 6 本で運河の下を通つて居る。(古河順治)

(67) 河川工事に於ける排水

(Fischer "Die Wasserhaltung für den Umbau des Weser-Wehres bei Dörverden" Bautech. Heft 52, 55 Dez. 3, 24, 1937, S. 669-671 u. 734-737).

ウエーゼル堰は 1930~1933 に改築されたが、その際問題になつたのは基礎工事に於ける排水方法である。地盤は大體沖積層の上にある透水性の砂礫層が主であつて、上流側の水面が基準面上 +14.60 m なるに對し基礎コンクリートを +5 m に於て施工せねばならぬので地下水の排除に非常な苦心を要した。

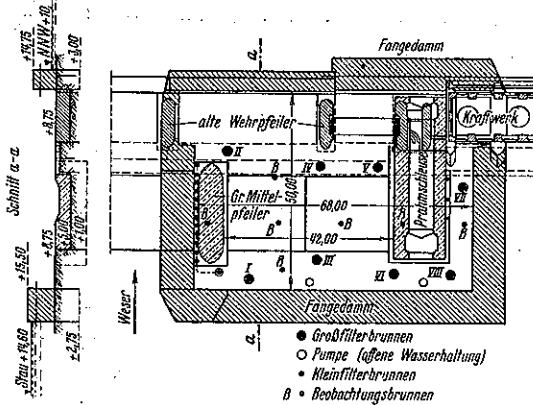
排水方法に關しては小濾井式と大濾井式が比較せら

濾管の直径は 500~2000 mm であつて、1 個の井戸に 1 臺の唧筒が附隨する。即ち個々の井戸が單獨に働き得るのであつて、小濾井式に於て多數の井戸が 1 臺の唧筒に連絡されるに反して故障の場合にも他を妨げない利點がある。又吸水管の長さも短く工事の邪魔にならない。

工事は前後 2 期に分つて行つた。図-19 は第 1 期工事に於ける井戸の配置を示すもので、矢板締切の面積は 2400 m² である。

大濾井の設置は次の如くして行はれる。第 1 に直径 1.7 m の管が +3.50 m まで沈下せられ、この管の保護

図-19. 第 1 期工事の濾井配置



の下に直径 1.5m の第 2 の管が -5m まで沈められる。更にこの中に直径 1.25m の管が入られ、之に濾管が取りつけてある。

次に 1.5m 管と濾管との間に 2~4mm 及 7~12mm の砂利をつめる。1.25m の管はこの砂利の 2 層を分つ爲に挿入したものである。濾管には長 2~3cm 幅 4mm の小孔が多数ある。砂利をつめ終ると直径 1

図-20 は第 1 期工事に於ける唧筒の數と井戸及床掘りの内部の水位との關係を示す。このカーブに依れば、唧筒の數と河水の水圧と地下水位に關係してゐる事がわかる。基礎コンクリート打の際は全唧筒を働かせてよく排水の目的を達してゐる。

排水能率は全体で 840 l/sec でその内課は 150mm 唧筒にて 80 l/sec, 200mm 唧筒にて 50 l/sec, 250mm 唧筒にて 80 l/sec (各 1 臺に付) である。即ち 1 日約 730 000 m³ の排水量で、これは人口 360 000 人の都市に對する給水量に相當する。

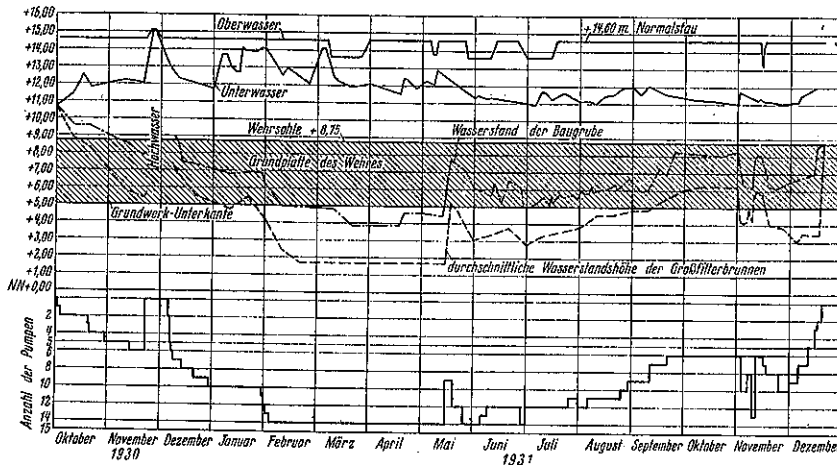
最後に排水費用の概略を示せば

建設、修理、維持費	201 600 RM
作業費	699 149 "
計	901 000 "

にて總工費 4 850 000 RM の 18.5% に相當する。而して排水作業日數は約 700 日で、従つて 1 日の排水費は 1 200 RM である。電力の消費量は 3 523 333 KWh, 211 400 RM で 1 日平均 302 RM である。即ち排水費は、排水量 1 m³ に就き 2 Pf. である。

(木原榮造)

図-20. 第 1 期工事に於ける排水実績



m の濾管を残して他の管はすべて取り除かれる。

第 1 期工事の排水作業には 8 個の大濾井を用ひ、之に使用した唧筒は、6 個の井戸には各、直径 150mm 及 200mm のもの 2 臺宛、他の 2 個には 250mm のもの 1 臺宛、計 14 臺である。第 2 期工事には井戸 7 個を設け、唧筒は 11 臺を用ひて目的を達した。使用した唧筒は直流電動機に依る渦巻唧筒である。使用電力は約 900 KVA で電源は事故の際を考へて 2 個所とした。

堰 堤

(68) 堰堤コンクリートの冷却

“Ueber die Sicherung der einheitlichen Mauerwirkung von Staumauern durch Kühlmaßnahmen.” B. u. E. 20. Sept. 1937 S. 289~295.

堰堤の厚さが 30~35m 以上になると如何にコンクリートを入念に打つても長さの方向或はその他の龜裂の

発生は免れないものであつて、その爲有害なる収縮を減少せしめる人工的の冷却方法が必要となつてくる。

人工的な冷却方法の第一歩は接手冷却法でこれは多くのアーチ・ダム及重力堰堤に應用されて効果があつた。最初スイスの La Yogne 堰堤で實際的に試みられた。この時接手を 1m の間隔をおいて開いておき 2 ヶ月後に閉ぢた。その結果 2,3 の龜裂が生じたがこれは接手のコンクリート填充を尙長く待機する必要があることを物語つてゐるもので、高 115m の Grimsel アーチ重力堰堤(スイス)では 2 年間接手を開いたままにしておいた。水密であるために接手の間隙は技術的に必要である以上に廣すぎてはならない。Watervill 堰堤(米)の 2½m はよるしくない。

高 100 m の Sarraus 堰堤(佛)では接手面を梯形状にしたがこれは適當な方法である。接手をあけておくかやうな冷却の効果は第 1 に接手から接手までの距離如何による。殆ど同時代に完成せられたる比較的大なる 4 堰

図-21. Sarraus 堰堤

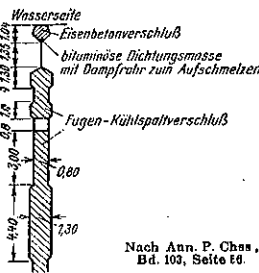


図-22. Grimsel 堰堤

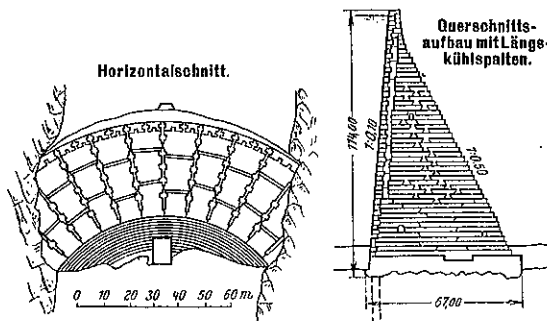


表-5.

堰堤名	所在地	高さ H	間隔 L
La Yogne	スイス	55 m	20 m
Waterville	米	60	15
Grimsel	スイス	115	12
Ariel	米	95	10

堤にあつては表-5 の通り。Grimsel 堰堤では図の如く幅の方向にも接手を設けられたから 1 つのブロックは凡そ 12m の方形になつた。残念なことには長さの方向の接手は僅々數週間しか開いておかなかつたので長さ

の方向に龜裂を生じた。

Ariel 堰堤では温度の測定を實驗した。

図-23. Ariel 堰堤

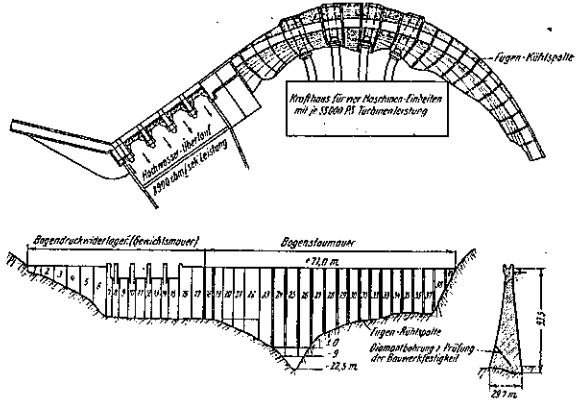


図-23 は接手冷却を行つた 1 つのブロックの温度変化を示す。測定箇所は堰頂から 42 m の點で抵抗温度計を用ひ 2 年間に亙る實驗を行つた。温度計の位置は図-24 にある如く Z は中央部 L は空氣側より 1 m 内側 F は接手面より 1 m 内側にある點である。

最初の 1 ヶ月間では Z 曲線では接手による影響は殆どない。然し F 曲線では著しく温度が下つてゐる最高時 Z より 8°C も低い。そして 2 ヶ月後には殆ど年平均温度に達してゐる。接手の填充は 6 ヶ月後行はれたが温度は爲に 8°C 上昇しそのまま 1 年間継続した。それ故にこの填充迄出来る丈月日をおき若し出来るならば早春の頃行ふべきである。といふのは L 曲線が示す如く季節的にコンクリートの温度が一番低いからである。要するに接手を利用して冷却を行ふと有害なる収縮を著しく減少せしめる。若しブロックの長さ即ち接手から接手迄の間隔が充分小さければ効果が著しい。冷却作用が中央部に達するのに 2~3 ヶ月位要する場合でも長さの方向に龜裂が発生する危険は相當少いものと考へられる。

コンクリートを冷却する最新式の且最も効果のある方法は水によつて内部冷却を行ふ方法で、これによれば接手による冷却では達せられない中央部迄も冷却出来る。この方法が最初 Ariel 堰堤の 2, 3 のブロックに就て行はれ充分なる成果を収めた。

図-23 に於てブロック 20~22 間は工事中の豫期以上の高水を流下する爲に高さ 40 m の空間を保つておく必要があつた。しかも工期の嚴守の爲に早急にこの部のコンクリートを打上らねばならなかつた。それには水による内部冷却以外手段はなかつた。然しこれ迄無

図-24. Ariel 堰堤の温度変化

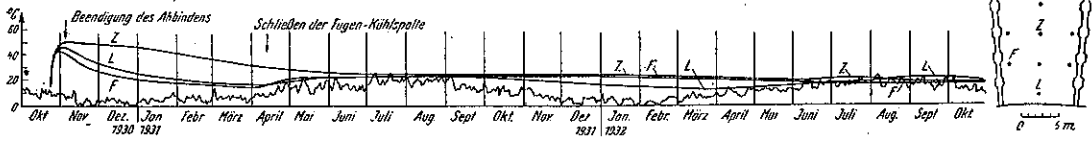
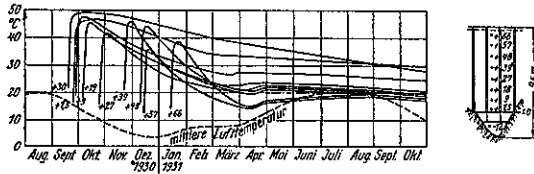


図-25. 種々なる高さに於ける温度変化の状況 (堰堤の最大高部に於けるもの)



経験のことなのでブロック 27 及 31 で豫備試験をした。ブロック 27 は直径 25 cm の 6 つの冷却導管を用ひ、ブロック 31 は直径 30 cm の 1 つの冷却導管を用ひた。この結果より冷却するブロックには直径 7.5 cm の石管 12 本を用ひた。この管の分布及抵抗温度計の配置状態は図-26 の通り。

堰堤頂より 27 m, 42 m の個所の温度変化は図-27, 図-28 に示す。前者は 3 ヶ月後大体空気の温度に達してゐる。後者は冷却管の横断面が不足してゐたので中

図-27. 堰頂より 27 m の所の温度変化 (Ariel 堰堤)

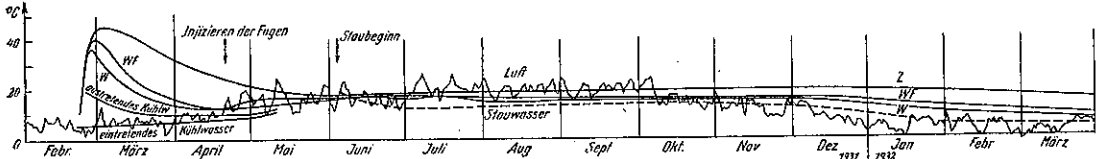


図-28. 堰頂より 42 m の所の温度変化 (Ariel 堰堤)

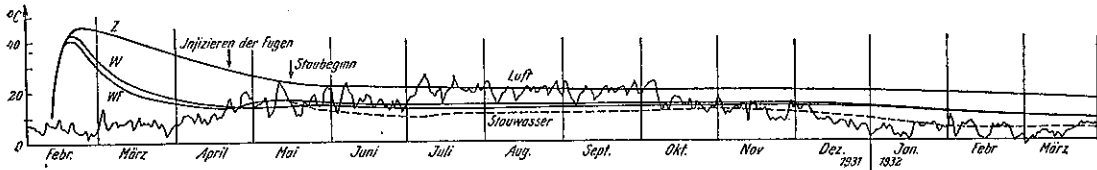


図-29. ブロック 21, 直径 75mm の 12 本の冷却管により冷却せる場合

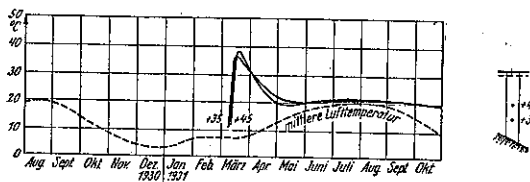
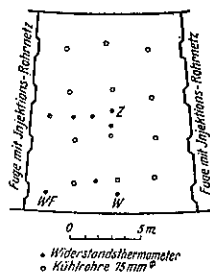


図-26. 冷却管及温度計の配置図



央部の温度は夏中年平均温度より 8°C も上昇してゐる。

図-29, 30 をみるとブロック 27 が良結果を示してゐることがわかる。ブロック 27 は接手による冷却と水による内部冷却と同時に進められたのである。Ariel 堰堤に於ける水による内部冷却の方法の結果は成功であり、殊に早期の熱放散は何等悪影響がないこと

がわかつた。それは出来上つた堰堤より直径 10 cm, 長 15 m の core を取つて試験したが凝結熱は強度の上に著しい結果を及ぼさない。図-31はその強度試験の結果を示す。圧縮強さは一般に 200 kg/cm² 以上となつてゐる。

アメリカの Boulder 堰堤は高 221 m, 底幅 201 m

で充分水による内部冷却を行ひ且その結果を測定した。若しかくの如き準備をしなかつたならば少くとも長さの方向の龜裂が 6~8 箇所生じたに違ひない。図に示す如くこの堰堤は長さの方向ばかりでなく横方向にもブロックに分けられてゐるから柱状組織をなしてゐるこの柱は横方向に於てはアーチ作用を考慮して放射状に設置せられ長さの方向では互違ひとなつてゐる。且つこの堰堤のコンクリートの打上り方は図-33 の如く

図-30. ブロック 27 接手による冷却と直径 25 mm の 6 本の冷却管により冷却せる場合

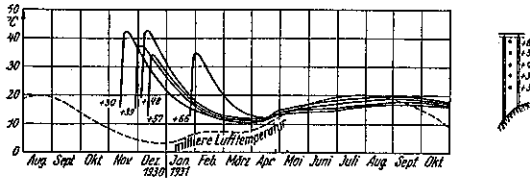


図-31. ポーリング core の圧縮強さ(供試体) 直径 10cm 高さ 20cm 材齢 9ヶ月

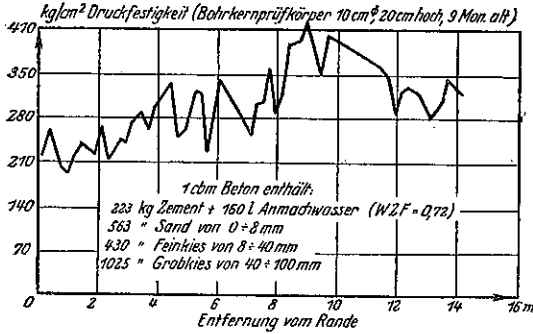
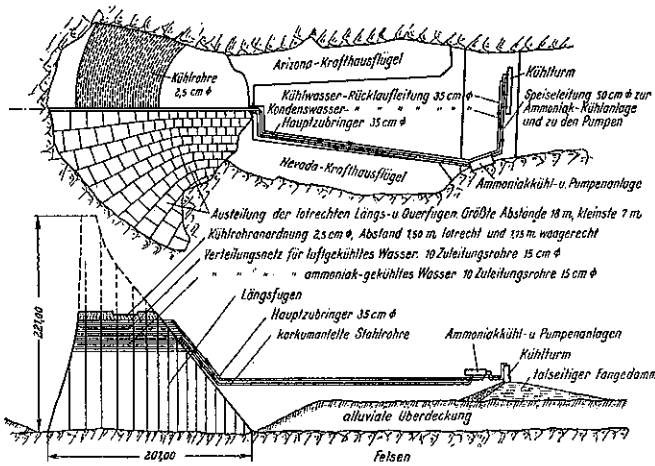


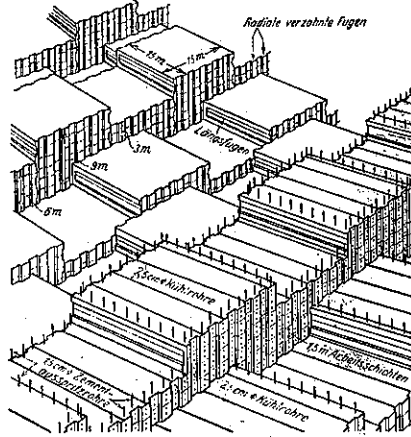
図-32. Boulder 堰堤



で各の柱は側面に刻目を有し剪力の傳達を良好ならしめてある。柱の一辺の最大長さは柱内部での龜裂の發生を防止する爲に 16 m とした。

水による内部冷却は大抵コンクリート打後 1 ヶ月半に行はれ初める。そして 2 ヶ月半〜3 ヶ月かゝる。この冷却は次の 2 段階に分れる。即ち第 1 に空氣により冷却された水で冷す。次にアムモニア法により人工的に冷却せられたる水で冷却する。冷却の第 2 段階に於ては空氣側から水面側に近づくにつれて強められた

図-33. Boulder 堰堤



から、接手をグラウティングする直前即ち冷却作業の終つた後は平均温度の分布は図-34 の如きものである。堰堤頂以下 100 m より下部の dead water の占める部分が 4°C になつてゐることを注意され度い。

冷却の進行状況は図-35 の如くである。最上部は接

図-34. Boulder 堰堤の年平均温度

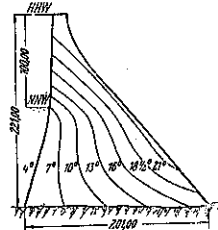
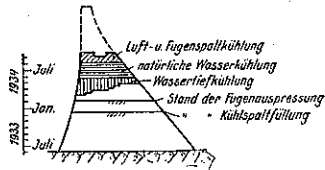


図-35. Boulder 堰堤に於ける冷却の進行状況



手より空氣で冷される。これより 15 m 下 (即ち 10 施工目) では空氣で冷されたる水で冷却する。それより更に 15 m 下にあつては人工冷却水で冷される。この部分が階段状に変化してゐるのは水面側から空氣側に至るにつれ年平均温度が次第に高まつてゐることを説明してゐる。

冷却管の詳細設計は図-32 の如くである。即ち空氣冷却水に對する冷却塔、人工冷却の爲のアムモニア設備水の循環路、ポンプ設備である。コルクで被覆されたる

直径 35 cm の鋼管の大動脈は堰堤に入るに先立ち 10 の直径 15 cm の管に分割される。冷却管は垂直 1.5 m 水平 1.5 m の間隔に設置される。垂直に上下にある二つの冷却管は先へ行つて合一する、依つてこれらの分割管は夫々動脈及静脈として交互に作用する。

一樣なる冷却を達する爲に管内の流水の方向は逆戻りもされる。冷却管の間には無数の抵抗温度計を挿入し、温度測定に際しては温度を平均せしむる爲に 48 時間冷却を中絶した。ブロックの伸縮接手の個所に於て冷却管も之を有することは勿論である。

コンクリート打後 1 ヶ月半は空気中に放置することにより冷却し、後平均 22°C (凝結最高温度と年平均温度の差の 2/3 に相當する) を冷却管により冷却する。此の際に空気冷却水は凡そ 4.1°C 人工冷却水は凡そ 6.2°C 温度上昇した。これは冷却環状線毎に 15 l/分 をポンプで送つた場合のことである。空気及水により冷却した結果コンクリート柱状体の平均収縮は 1 m に就き 0.2 mm であり、例へば 15 m では 3 mm. の収縮を見る譯である。この収縮に對しては縦接手及横接手の中にセメントを注入した。この場合接手は 15 m 間隔にコンクリート中に埋込まれた水平銅板及縦横の接手の交叉する所に垂直銅板を敷設して多くの區割に區切つて行つた。

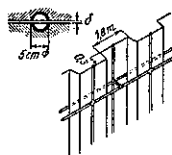
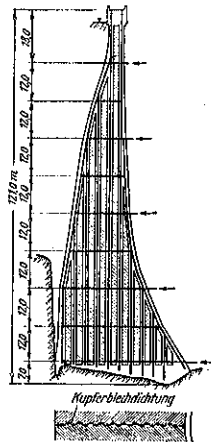
アメリカではセメント注入の爲の管の配置は図-36 の Diablo 堰堤の如きものが最良なりとの定評があつた。

図-36 の如く直径 5 cm の管は中央で立ち割られてゐる。かくの如き管を 1.5~2 m 間隔に接手の中に垂直に敷設し所々水平管で連絡しておく。

立ち割つた管を用ふると所屬のブロックが収縮する時管の半分はそれと共に移動しセメントを注入すれば接手全面に行互ることになる。

しかし Boulder 堰堤の場合には水による冷却を行つて早期に一樣な収縮を起さしめたのでこの方法にはよらなかつたのである。そして接手を

図-36. Diablo 堰堤の接手セメント注入管敷設図



區割に區切つてセメントを注入したのであるがその空間内にセメント糊状体は直ちに攪がり過剰水を取り去り、且必要な圧力をかける爲にポンプに 7 氣圧かければ充分であつた。尙之により堰堤は一体となり監査坑に少しの裂罅も現はれてゐない。

ドイツでは現在工事中の Hohenwarthe 堰堤 (Thüringen) で水による内部冷却の大々の使用を實行しやうとしてゐる。この堰堤はアーチ重力式で高さ 73 m である。こゝの水による内部冷却法はアメリカに於て行はれた方法を真似たものでなく、ドイツの運河工事に際して行はれた法を敷衍したものである。この最も重要な結果はコンクリートの品質を何等損することなくコンクリート施工後僅かな時間を以つて水による冷却を開始し得ることである。かくすると冷却時間が著しく短縮されるのみならず熱を早く處理してふから収縮応力も小さい。

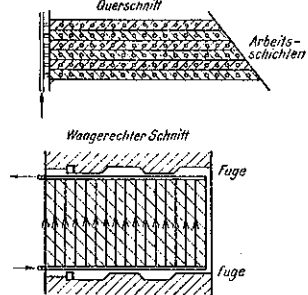
今迄 Hohenwarthe 堰堤に於て行つた結果からみると 10~12°C の年平均温度に冷却する爲に 3~4 週間で充分である。コンクリートの最高温度はコンクリート施工後凡そ 7~10 日後に現はれるのが普通であり又冷却の初めに比較的大なる温度降下を起すことを考へると施工後多くて 3 週間といふ勘定になるわけである。

Hohenwarthe 堰堤に於ける冷却水は凡そ 8-10°C でありポンプで 6 氣圧の下に送られたのである。冷却管は 1 回の施工層 1.5 m の中央部に水平 1.8 m 間隔に堰堤の長さの方向に敷設された。管の直径は 40 mm とした。

図-37 に示す如く冷却系統は個々獨立してゐる。それで初めの間に起つたマス・コンクリートの横圧に原因した管の破壊も局部的作業中止のみで他の系統を侵害しない。アムモニアを用ひた超冷却は夏期の間は行ふことになつてゐる。この場合その前に自然の水で冷却して然る後に超冷却を行ふことは Boulder 堰堤の場合と同様である。

水によるコンクリートの内部冷却の多くの實施の結果によると冷却管を近接しておくことは管直径の擴大

図-37. Hohenwarthe 堰堤の冷却管の配置図



より非常に効果があることが分つた。Ariel 堰堤の試験結果によると冷却作用は凡そ冷却管の直径の 1 乗に比例し断面の自乗に比例する。Boulder 堰堤の場合は 2.5 cm の直径の鋼管を 1.5 m 間隔に敷設した。Hohenwarthe 堰堤では直径 4 cm 間隔 1.5 m を試験の上効果的としてこれを採用した。

注意すべきは餘りに密集せる管は流水抵抗が大となるからポンプにかかる圧力も大きくなるし又管の熔接にも困難を來す。

上記する如く Hohenwarthe 堰堤では水による内部冷却を早期より行ひ、Boulder 堰堤はこの前に空気による冷却に 1 ヶ月半を費してゐる。通常の場合即ち横方向をブロックに分割する必要のない堰堤に於て Boulder 堰堤の如き冷却法は疑問である。

排除する全熱量を Q とすると之は次式により與へられる。

$$Q = V \cdot z \cdot \alpha_z$$

こゝに V : 堤体容積

z : 出来上りコンクリート単位体積中に含まれるセメント量

α_z : 1 kg のセメントの發熱量

Q を出来得るかぎり小とする爲にセメントを最も少く使用して必要な品質のコンクリートを作ることを要する。その爲骨材の粒子集合状況及コンクリートの製作に當り細心の注意を要する。又發熱量の少いセメントを用ふことが得策である。Musterle 氏によれば $\alpha_z = 30 \sim 100 \text{ cal/kg}$ といふ。Hohenwarthe 堰堤に於てはセメント量 285 kg/m^3 と考慮されてゐるが $\alpha_z = 30 \text{ cal/kg}$ の特殊セメントを用ふ。そして冷却水により排除する熱量は $11\,400 \text{ cal/m}^3$ と計置されてある。

Q の他の計算式として次のものがある

$$Q = c \cdot \gamma_b \cdot \Delta T \cdot V$$

c : 比熱, 平均 0.25

γ_b : コンクリート単位体積の重量,
平均 $2\,300 \text{ kg/m}^3$

ΔT : 温度変化

$$\therefore Q = 575 \Delta T \cdot V$$

上記の $11\,400 \text{ cal/m}^3$ の熱量は $\Delta T = 20^\circ\text{C}$ に相當してゐる。多くの堰堤に於て 30°C の温度上昇が起つてゐることをみれば Hohenwarthe 堰堤の場合には、はるかに勝つてゐることになる。

(島山 正)

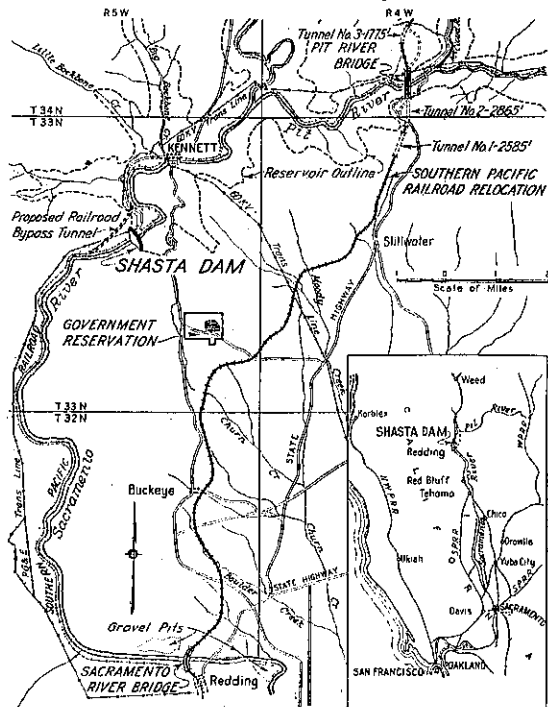
(69) Shasta 堰堤

“Central Valley Project Advances As Bid Call Approaches for Shasta Dam” Western Const. News, Jan. 1938. p. 2~5

米開土木局が加州 Central Valley 計置 (以下單に CVP と稱す) 中最大工事たる Shasta 堰堤の入札に依り 170 000 000 弗を投じて行ふ開發計置の大工事は愈々その緒に就く事になる。この堰堤は Sacramento 河, 加州 Redding の北方約 10 mile の地點にある。この工事が完成すれば次の如き利益がある。(1) 洪水調節, (2) 航路開發, (3) 三角洲耕地の海水防止, (4) 桑港灣上流の工事用水源, (5) San Joaquin 溪谷上流の灌溉用水。

工事の概要 原設計を変更し, 重力式コンクリート堰堤高 560 ft. 貯水量 4 500 000 ac-ft. 堤長 3 100 ft コンクリート量 5 700 000 yd³ (Boulder 堰堤及發電所は 4 860 000 yd³) 掘鑿量 3 000 000 yd³ となつた。堰堤地點は Sacramento 河と Pit 河の合流點から約 5 mile 下流で支流の排水面積は 6 650 mile² でその最大高地は

図-38. Shasta 堰堤附近一般図



14 161 ft. である。堰堤地點の兩岸は幅約 150 ft. の河床から約 3:1 の上り勾配である。岩層は主として安山岩及安山岩質凝灰岩からなる変成岩である。岩層は綠味を帯び、風化を受けない部分は非常に硬く強靱で堅牢である。

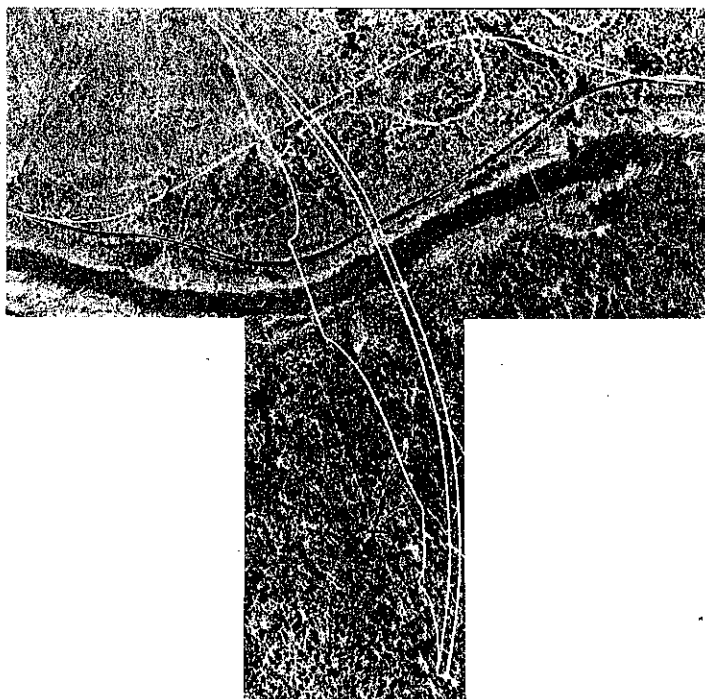
Shasta 堰堤の築造に依り南太平洋鐵道會社の本線が約 37 mile 湖底に没するので此の線路の移設は本計畫中の重要な一部分である。この移設の爲の測量を行ひ、新路線を決定した(図-38 参照)。

本移設工事の細部は完成してゐないが、隧道 12 箇所總延長 4~5 mile, 橋梁 8 箇所延長 3 300 ft. である。原設計では鐵道工事は 15 000 000 弗以上に及び、その工期は 30 箇月であつた。

変更設計: Shasta 堰堤の築造工事に早く着手し得る爲、鐵道の移設を完成する期間の必要上、土木局は南太平洋會社と交渉して豫定を変更した、即ち新設計に依れば堰堤の西側に約 1 600 ft. の隧道を掘鑿して鐵道の假移設を行ふものである。本隧道が完成すれば堰堤工事と鐵道の永久移設工事が同時に着手出来る。假移設工事は本月中に入札の豫定である。

附帶工事: 土木局は過去數年間 Shasta 堰堤の廣範圍に亙る踏査を行ふと共に、他の堰堤地點に就ても研究

図-39. Shasta 堰堤及假移設路線平面圖



した。Shasta 堰堤に於ては、河身の下を通る 5 487 ft. の調査隧道を掘つた。又約 180 ft. の豎坑を掘り、10 200 ft. の試錐を行つた。この小さい試錐の他に河床近くの調査坑内に 36 in. の試錐を 188 ft. 行つた。調査用の試錐は既に終つてゐるが、別の目的の爲又試錐を行つて居る。即ち安定な岩盤に達する岩石掘鑿量を少くするため、粘土薄層を洗ひ流してグラウトで固める事の可能性を調査中である。之等の粘土薄層を試錐に依り貫通し、水を循環して微細な物質を吹上げ、この薄層を埋戻す事がグラウトの目的である。

他の 2 つの候補地點の調査としては、Table 山——隧道 556 ft., 豎坑 1 128 ft. 試錐 3 613 ft., Baird 堰堤——隧道 456 ft., 豎坑 255 ft. 試錐 3 191 ft. を行つた。

目下施行中の工事は、現在 Kennett にある観測所は湖底に没するので、Shasta 堰堤下流數哩の地點に新に水位観測所を築造してゐる。

Shasta 堰堤の作用 Shasta 堰堤は 4 500 000 ac-ft の貯水をなし、水力發電所を建設する意味に於て CVP 中最も重要なものである。Sacramento 河は Red Bluff に於て平均日最大流量 300 000 sec-ft. なるに反し最小流量はその 1% たる 3 000 sec-ft. に過ぎない。斯の如くその変化が極端であるので、現在の灌漑の要求には充分であつても、低水期には航行に適しない。

又地味肥沃な三角洲に鹽水の侵入を許すことになり、更に桑港灣上流の都市はその鹽分の爲及商工業用水として新鮮な水が得られない爲の工業的發展が妨げられてゐる。この低水時の問題及 Sacramento に於て 670 000 sec-ft. に達する春期洪水の脅威を考へれば、水の保有及流量調節は重大な問題である。斯く Sacramento 河上流に大貯水池の必要な次の理由もある。San Joaquin 溪谷では地下水水位が降下し、ポンプ運轉費が嵩む爲約 50 000 ac. の土地を抛棄するの止むなきに至つた。尙耕地の水の不足量は加速度的に増加しつゝある。測量の結果によれば、土地抛棄面積は 100 000 ac に及ぶ可能性があり、この土地は漸次砂漠に變じ、農業投資の損失額は 100 000 000 弗に及ばんとしてゐる。

本問題と CVP 全貌との關係は他に

譲るとして、此處では次の事を述べる。

即ち、Shasta 堰堤による貯水を低水時に流下して、Sacramento 河と San Joaquin 河の分流點附近に充分な水を與へ、餘剰水は約 135 mile ポンプ送水し San Joaquin 溪谷の下流の灌漑に使用する計畫である。財政的にも Shasta 堰堤は CVP の鍵である、即ち堰堤は動力及収入を得るものである。現在の計畫では最初 280 000 KW の発電所を設け、年出力約 1 500 000 000 KWH を發生し、最後には 350 000 KW の設備をして桑港灣地帯の電力消費中心地たる Antioch に送電する豫定である。

表-6. Shasta 堰堤の所要見込數量

掘 鑿	3 000 000 yds.
コンクリート	5 700 000 ,,
セメント	1 200 000 t
水門及機械	12 000 ,,
軌條及附屬品	81 000 ,,
管 類	14 000 ,,
電気機具	7 000 ,,
金物及工具類	25 000 ,,
爆藥類	1 250 ,,
型枠材	60 000 M.B.M.

(宇野周三)

上 水 道

(70) 曝氣と鹽素注加を行ふ珍しい淨水法

(Lawrence H. Cook "Aeration and Chlorination" in Novel Water Treatment" Western Const. News, Jan. 1938. p. 34~35)

加州 Pittsburg では井戸から鑛泉を得て、硫化水素及鉄を除き給水するため、濾過前曝氣と鹽素注加を行ふ淨水場を最近完成したがその成績は良好である。この淨水場の特徴は洗滌水の 95% を回収する點で、工費は 37 000 弗である。

Pittsburg は桑港灣の上端に近く、Sacramento 河と San Joaquin 河の合流點に位する人口約 1 萬人の工業都市である。町から數哩の處に Diablo 死火山があるため、附近の地下水は多くは明かに鑛泉質である。町の水道は始めは河水を水源としてゐたが、桑港灣の海水の浸入が増加し腸チブスが發生したので 1920 年この水源を抛棄し、井戸による給水を始めたが、カルシウム及マグネシウム多く、硫化水素及鉄は數 p.p.m. あり明かに鑛泉の特質を示してゐた。之等の成分のため味及臭が変で、不平の種となつてゐた。

1929 年合衆國各地の水道經驗者 Robert L. Heck

がその長となるに及んで、水質の問題を何とかしなければならぬと考へ、種々試験した處軟化は容易であつたが、カルシウム及マグネシウムをナトリウム鹽で置換する事は鑛物含有量が多過ぎて有効でなく、石灰及ソーダ法で處理しても矢張り悪味が残つたので結局この處理場は經費が高く中止した。

鹽素注加量を多くすれば、硫化水素を中和シフロック狀の沈澱が出来て鉄の味もなくなる事に注目し、Heck 氏は市より金を得て、毎分 6 gal. の實驗濾池を製造し、數ヶ月實驗した結果貴重な報告を得た。之に力を得た市會議員は Cook 會社にこの問題を研究する事を命じた。井戸水を 10 分位ガラス中に置けばミルク狀になる。實驗室の研究によれば、之は重碳酸第一鉄の形の鉄に依るものである。炭酸ガスの損失は空氣中の酸素との接觸と同様沈澱を生ぜしめるが、鹽素注加も沈澱を生ぜしめる事が判つた。更に硫化水素の嫌な臭は曝氣或は鹽素注加に依り除去される。この事實は曝氣及鹽素注加後濾過に依り沈澱した鉄を除去する實用的處理法を教へた。若し曝氣を省略すれば鹽素注加量の調節は微妙になる。鹽素が少な過ぎると鉄は全部沈澱せず、多過ぎれば再び分解する。之等の報告に基いて計畫が進められ、濾池も完成して去る 9 月 20 日から市中に送水してゐる。

水は 4 つの井戸からポンプ直送され、曝氣前鹽素を注加する。池の大きさは 47×58 呎で、深さ 1~11 呎である。水を撒布するには Sacramento 型 2 號ノzzle 20 個に依り、圧力は 2 封度以下である。強風から保護するため米杉の羽板がある(圖-40 参照)。市中の水圧

圖-40. 米杉羽板で強風から保護した曝氣池 (Sacramento 型 2 號ノzzle 20 個から 2 lbs の圧力で噴出してゐる)

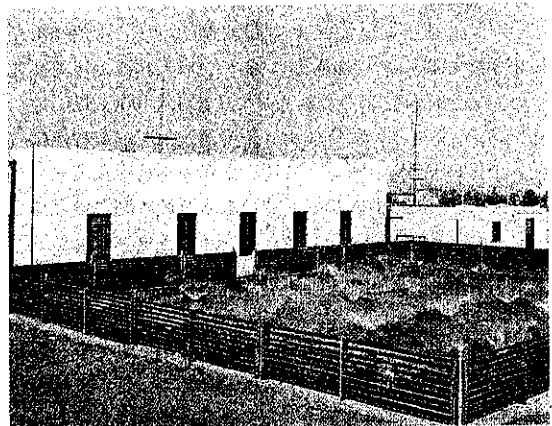
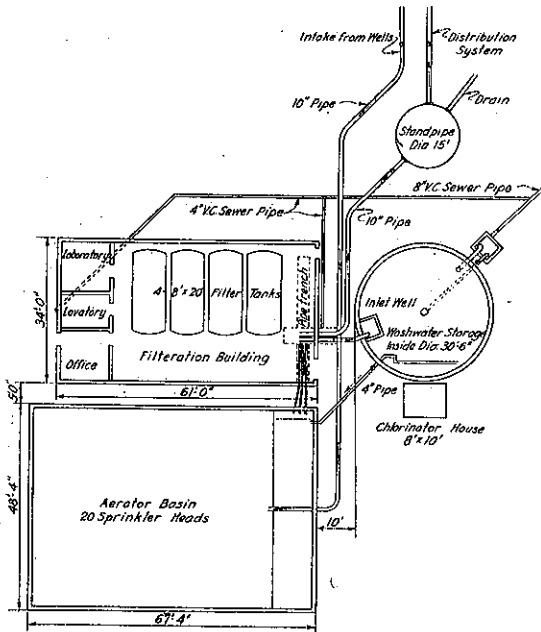


図-41. 浄水場配置略図



で保持するには、径 15 呎、高 120 呎の配水塔に依つてゐるが、この配水塔の中には、フロートスイッチがあり、700 g.p.m. 2 臺、200 g.p.m. 1 臺の加圧ポンプの運転を調節してゐる。濾池は 8×20 呎のものが 4 面あり。その最大能力は 3 mg.d. であるが、現在は加圧ポンプに依つて 2½ mg.d. に制限されてゐる。消費量は夏期約 1½ mg.d. 冬期 ½ mg.d. である。

本浄水場の特徴は、洗滌水を回収する事である。即ち普通は 5~15% の濾過水が洗滌用に使用されてゐるが、本市では洗滌用水は配水塔から逆流して濾池に入り、洗滌後洗滌水池に入る。この池は径 30 呎、深 9 呎の円形のコンクリート造で約 1 時間放置後、浮子に依り水面下数時の個所から撒布池に徐々に取入れる。汚泥は重いから速に沈澱する。かくして洗滌水を 95% 以上節約出来、汚泥は下水に排流する。濾池及加圧ポンプは建物の中にあり、家の西方には運転主任の事務室及研究室に當てられ、毎日細菌試験と硫化水素及鉄の測定を行つてゐる。薬素注加機 2 臺は別の建物中にある。浄水場の運転は豫期以上の好成績で、別に沈澱剤の必要なく、洗滌は 1 池に付 ¾ mg. 濾過した後行へばよい。注加薬素量は良く調節されてゐるのでその後の曝氣に依り鉄分は全部除去され、再分解する餘分の薬素はない。勿論濾過流出水には遊離薬素はなく、硫化水素も鉄分除去中

に始末を付けられ、水中に鉄分のなくなつた時には硫化水素もなくつてゐる。實際には 12~16 p.p.m. 薬素を使用してゐるが、その経費は大きな曝氣池に要する投資に比すれば無視してよい位のものである。

(宇野周三)

港 灣

(71) ダンツィヒ港に於ける鑛石及石炭荷役設備

(Arnold Klotzky, Danzig. "Erz-und Kohlenverladeanlagen im Danziger Hafen." Bautech. Heft 44. 8. Okt. 1937, S. 561~565)

ダンツィヒ港はワイクセル河の河口に位し、その廣大なる流域を後方地域とし、港灣都市として又商業都市として古來第 1 流に位してゐる。ダンツィヒ港の貿易は世界恐慌前には 2 000 000 t に達し(図-42 参照)恐慌前 4 ケ年の平均を見ると、1913 年のみを見ても判るごとく輸出は輸入に 40% 優つて居る。全輸出貨物の大宗は農業生産物、木材及一般商品雜貨であつて、石炭及鑛石は前者に比すれば非常に下位にあつた。この貿易状態は世界恐慌後根本的に變化を來した。年總貿易額は、1928 年までは上昇をたどり、8 600 000 t に達した。その後 1933 年には 5 000 000 t に下り、1934 年以來は 5~6 000 000 t に落着いてゐる。然し輸入は 1/10 にすぎなくなり、その大部分は鑛石の輸入である。雜貨類は多容貨物の優勢に比して、僅少なものとつた。かゝる貿易關係に於ける完全なる變化を耐酌して、港灣管理局は在來港灣設備の改良に志し、1925 年以來の第 1 期

図-42.

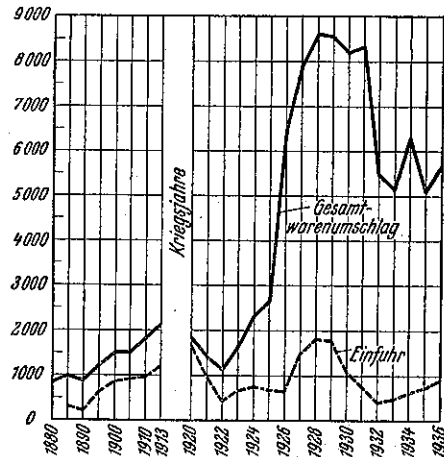
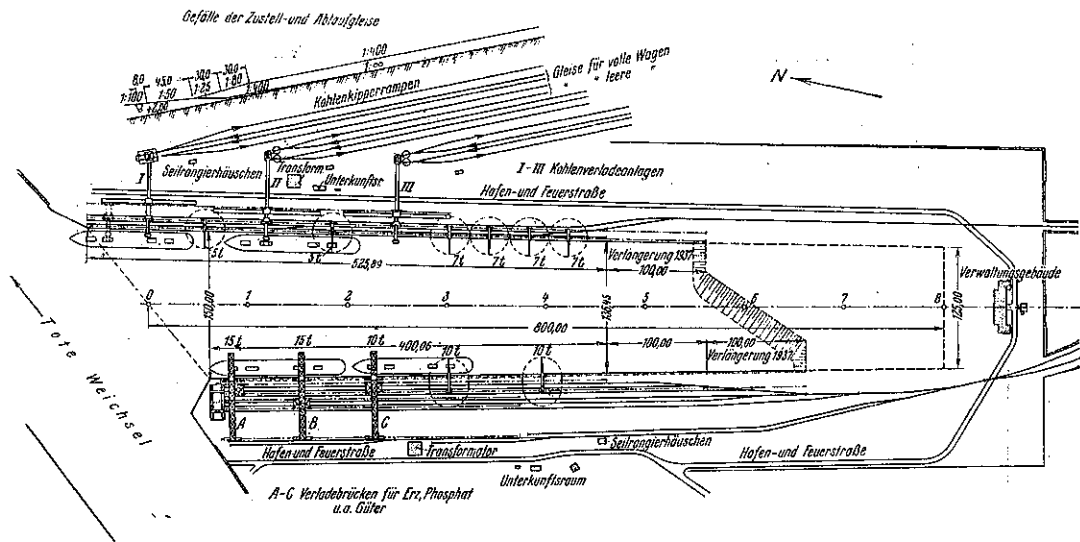


図-43.



工事の拡張に全力をつくし、可及的に能率的な多容貨物の取扱設備を行ふこととなつたのである。先づ第1に港の各所の在来岸壁上に5t及7tの扛力を有するグラブ・クレーンを備へつけた。次に多容貨物の取扱を1ヶ所に集中せしめる目的で、1927年から29年にかけて、ワイクセル河口に専用泊渠を設けた。これは恐慌後に於けるダンツィヒ港の重大なる拡張工事に屬し、高い能率とあらゆる點からの利便をはかる爲に最新式機械設備を装置し、大貨物船の積卸が可能になつた。

多容貨物の専用泊渠は(図-43 参照)ドルフスワイクセル港の主要部たるワイクセル 舊川から南北の方向に掘り込まれた。この場所が選定された理由は接続線拡張の可能性及多容貨物取扱上不可欠な廣大なる待避線群に対する地域を有するためである。その上他の泊渠に對しては餘分な負擔をかけなくて済むことにもなつた。この土地は市所有地であつた爲に土地獲得に對する困難もなかつた。第1期工事は1927年秋に開始され、1929年春に、機械設備も含めて完了し、その年4月13日には、新岸壁による第1回の船舶積込を行ひ得た。

設計計畫によれば、泊渠入口の幅員=150m、終端部幅員=125m、泊渠延長=800m、泊渠水深=9m(但し岸壁前は9mまで深め得るものとして、8mを保たしめる)、第1期工事に於ては1929年まで泊渠は中心距離で465mまで完成し、西側の岸壁は500m、東側の岸壁は525m築造された。その後現在では岸壁は100

m宛延長されてゐる。

岸壁の構造は泊渠の横断面(図-44)により明らかである。西側の鑛石積卸岸壁は載荷重が大きいため8列の松杭の杭床上に載り、特に頑丈な擁壁を必要としてゐる。地盤は砂、砂利、粘土の交互層からなる良好地盤で杭打込の結果14~17mまで入り込み、計算上杭にかかる荷重は22tである。矢板は26cm厚で、當時供給の便に恵まれた樫材が用ひられた。然し木矢板の不緊密性のために背後の細砂の漏出が本港では確認された。それで目下着手中の拡張工事には、この工法を棄て杭床の前面に鉄矢板の垂直締切壁を用ひてゐる。この岸壁の断面も材料及力学的研究の結果僅か4列の木杭床の配置で間に合つてゐる。抗压杭は42tまでを、矢板はトーマス鋼47を用ひたが1569kg/cm²の荷重をかけてゐる。計畫図によれば、全長1600mの岸壁の中、目下工事中西側約600mと東側625mが完成すると1225mが完成したこととなる。泊渠全体の完成計畫は今までより更に困難な資金缺乏のため不可能である。泊渠の西側は鑛石及鑛石等の多容貨物の輸入に用ひられ、東側は石炭の輸出に用ひられる。そしてそれらに應ずる最新にして利便なる特殊荷役設備が設けられてゐる。

1. 西岸壁に於ける鑛石及鑛石積卸設備：機械設備は次の部分から成立つ(図-45 参照)

(a) 支柱間隔60mの2個の鑛石輸送用橋樑と各々に附屬する長さ25mの旋迴し得るジップ及揚程5mの

圖-44.

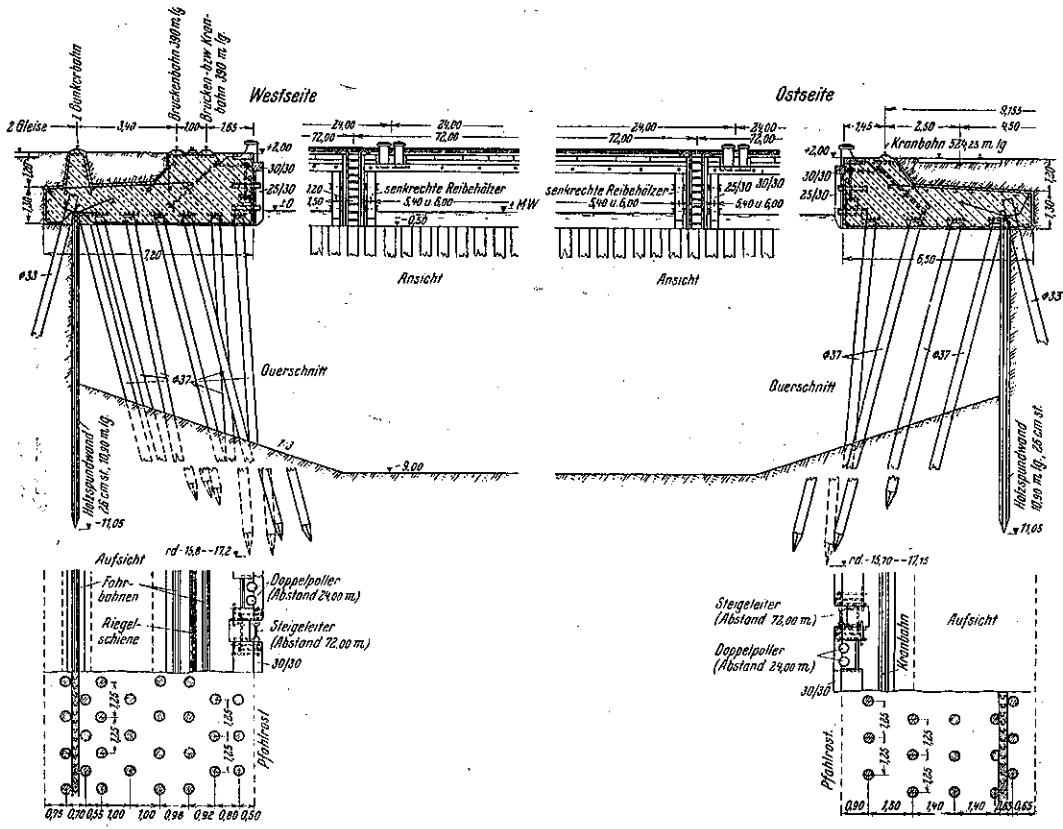
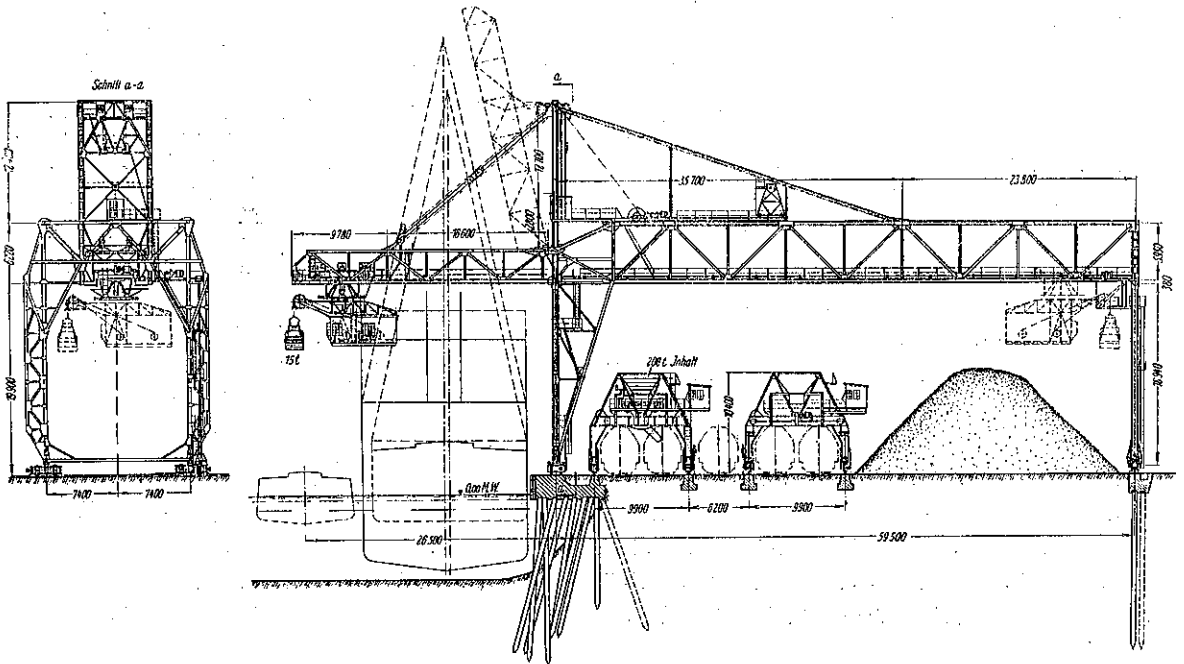


圖-45.



廻転自在のグラブ。グラブを吊り上げる鉤の拉力は 15 t、グラブの自重は 7.5 t それを差引いて純拉力は 7.5 t である。捲揚は 齒車装置により、電力運転をなす。平均 1 時間作業能力は 塊状貨物の場合、80 t から最高 200 t である。

(b) 鑛石積卸に對する 1 個の橋樑の方は、グラブ吊上げ鉤の拉力が 10 t、グラブの純拉力は 5 t、他の部分は大體鑛石用橋樑と等しい。1 時間の平均作業能力は 60 t から最高 160 t までである。

(c) 上記各橋樑には 1 個づつ——合計で 3 個——の運行し得る樑門があり、その上には計量室がある。その樑門の下には 2 線上に 60 t 容量の自記式貨車がある。この獨特な計量室の上方には略々 65 m³ 即ち 200 t の鑛石を入れ得る貯藏庫がある。この計量室及貯藏庫により、塊状貨物の秤量と鉄道貨車への積込が確實に行はれ、そのため積卸橋樑の能率は満足すべき状態にある。

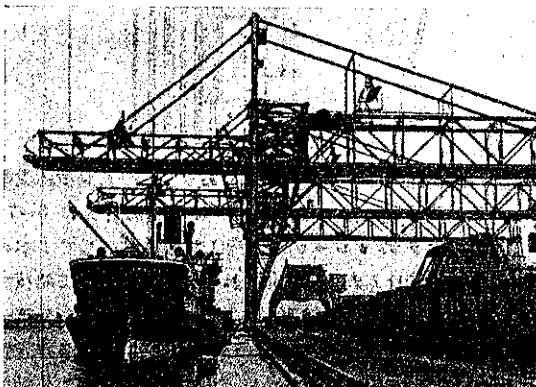
(d) 各 10 t の拉力を有し 3 線に跨る支間 14.3 m の橋形クレーン 2 個。

(e) 岸壁引込線の終端には 2 個の遷車臺があり、60 t の貨車を載せ得て、純延長 15 m、輸送線と留置線の間に働く。

(f) 電気モーターにより運転される 2 個の索條操縦装置。この鑛石及鑛石積卸設備は事實上その能率は極めて良好である。上記のごとき運搬によりてダンツィヒ港では 3000 t の鑛石を積載する船は 6 時間で荷卸が終り得る。これは一寸他の近代的港灣に於ても及ばないことであらう。

鑛石岸壁の 1 年間の總荷設能力は平均 100 萬噸と見積られる。この積卸部橋樑は、エムデンとかステッテンに既に完成されたものと構造上似てゐる。

図-46.



水に面した方の橋樑を支へてゐる樑門は 4 個の複輪を備へ、複線上を走る。65 t の高圧はかく荷重を各車に分割せしめることにより、岸壁上に傳へてゐる。陸側の橋樑支持の樑門に於ては 40 t の高圧は木杭基礎上のコンクリート線路上に受けられる。この傍に環線の通る溝があつて、橋樑の運転に必要な電流が導れてゐる。図-46 は鑛石積卸橋樑の側面を示すものである。

2. 東岸壁に於ける石炭積込設備 (輸出) (図-47)
石炭に對しては、特殊設備が 3 個ありて、輸出炭は貨車により運ばれ、炭車傾倒機によりてベルトコンベヤー上に移され、やがて船舶内に運ばれる。その設備は次の如し。

(a) 岸壁線から 75 m 離れて、石炭貯藏庫附きの炭車傾倒機及それに附屬の線路。

(b) 2 個の定置ベルト・コンベヤー装置、その内 1 個は斜に走る。他の 1 個は地上 5.5 m の高さに於て横に走る長いコンベヤー。

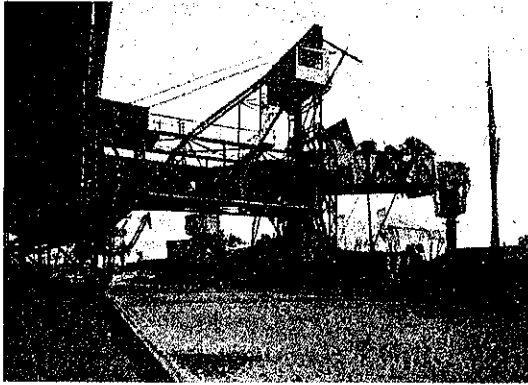
(c) 1 個の移動樑門式ベルトコンベヤー、これは旋回自在なジップを有し、その先端に石炭積込用長管を有す。——即ち所謂石炭積込塔である。

石炭の積込は次の如くに行はる。輸送線上の貨車は炭車傾倒機により倒されて下方に横はる石炭貯藏庫の中に石炭を投入するそこから石炭は斜走ベルト・コンベヤーにより地上に引上げられ、高所を走る長いコンベヤー上に移さる。次に岸壁上を移動し得る石炭積込塔のバンド上に移され、こゝからジップ及注入管の助けにより船舶内任意の場所に達せしめる。

石炭積込設備は 3 個あるが、その間の相違點は、第 1 の設備はゴムのベルト・コンベヤーを用ひるに對し、他の二つは箱形片の緩合せりなる鋼製バンドを用ひることである。又炭車傾倒機に於ても第 1 の設備に於ては振子式であるに對し、他の二つは廻転式である。各傾倒機は平均 1 時間 15 貨車を傾倒し得る。又その下にある貯藏庫容量は 75 m³ である。

炭車傾倒機附屬線の長さは 850 m でこの上に炭車を一杯に載せて無限軌道式の索條装置により運転する。その速度は 35 cm/sec である。空車は自然勾配利用により下つて行く。貯藏庫を出てから積込塔ジップの注入管に到るまでのベルト・コンベヤーの平均速度は、第 1 の設備即ちゴムバンドに於ては 0.8~1.2 m/sec 他の二つの設備即ち鋼製バンドに於ては 0.5 m/sec、然しバンドの断面形と速度とは大體反對の關係にあるから全体としての能率は略々等しい。

図-48.



力は 30~40 萬 t である。図-48 は石炭積込設備の側面である。

尚ほ、電力の供給はダンツィヒ市所有発電所から 15 000 V という高圧電流で送られる。電流は配電所から 1 860 KVA で三つの変電所におくられる。更にそこから東西兩岸壁の管理所に送られる。そこで 380~220 V に減圧されて用ひらる。前述の岸壁、税関、鉄道に対する管理所は泊渠の終端にある。その他飲料水及消火水に対する給水装置、深井を有するポンプ室、クレーン操縦室付きの変圧所等がある。

3 個の鑛石積卸橋構（二つは 15 t、一つは 10 t）及炭車傾倒機を有する 3 個の石炭積込設備の工費は關稅も含めて 5 148 000 Gulden である。又全設備、附屬裝置も含めた多容貨物泊渠の總工費は略舊 13 760 000 G. (1 Danzig Gulden, (舊換算率)=rd. 0.80 Goldmark) である。

擴張される新岸壁は更に必要なる種々の設備をもたらすであらう。(佐藤 肇)

(72) ラゴス港

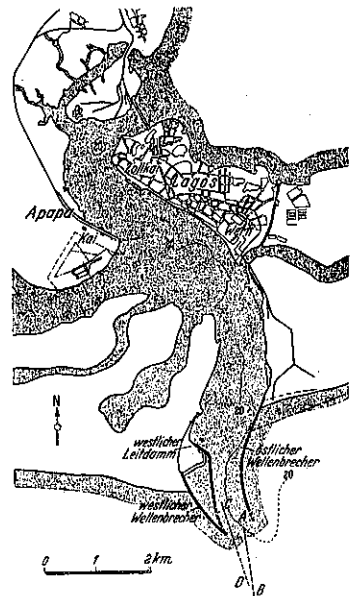
(“Der Hafen von Lagos” Der Bauing.)
Heft 47/48, 26. Nov. 1937. S. 752~753.)

“ラゴス”は豊かな英國植民地ニヂェリヤの最も有名な港である。ニヂェリヤは面積 100 萬 km²、人口 2 000 萬人である、港は良く被覆され、猛烈な嵐も殆どない。水位の昇降は平均 1 m ほどである。ラゴスは常に運河によつて大洋への門戸を持つて居る。世紀の初までは狭い凹所に過ぎなかつた。故に港としては大して重要性がなかつた。大きな船は荷揚げしなければ入れなかつた。それで貨物は小さい船舶によつて潟を通つて市に送られて居たが、交易が増大するにつれてこの地點を生

産力ある港に擴張する必要が生じて來た。運河の深さはどこも 3 m 以上はない。それで亦運河を擴張すること、深さを大にすることが第 1 に必要になつて來た。その上に潟の中の碇泊場所の調整や、必要な裝備を持つた埠頭を設けることが必要になつて來た。

1908 年に東方の防波堤の建設工事が始められた。続いて西防波堤の建設が行はれた。初めの建設者の工事は防波堤の精撰された配置に對して保護する考で行はれたことが確實に判る。運河の西側の突堤の建設がそれだ(図-49)。

図-49. 1935年2月のラゴス港の平面図



當時、運河の堤防工事は防波堤と突堤から成つて居た。それらは全市で 6 km ほどの長さを持ち大石で建設されて居た。この保護堤防の断面は図-50 にある波の衝突に最も耐へねばならぬ西防波堤の犬走りは他の堤防の犬走りより高い。大小様々の石塊の重量は 12 t 以下である。

東方の防波堤の内側に淺瀬が出来たので運河の舟運に適する幅員は 200 m しかない。即ち西方の突堤と東方の防波堤の間の總幅員の 1/3 しかない。砂洲は東防波堤の尖端の方にある。この砂洲のために東方からの船は直接運河に入れない。入口は西方に偏して居て、船は AB 線に接近して來なければならず、それから CD の方向に転ずる。この操作は横風の時は常に容易ではない。それは風のため西方への轉向作業が妨げられ、東防波堤の方に流されるからである。大体に於て、入口は人々が希望した様に都合よくはない、運河の深さは 1 週間の中に 1 m ほど変ることがある。更に不便なことは入口では絶えず掘鑿機が作業してることである。潟の水深は充分ではなかつた。水流があまり弱いので計費

の水深維持は出来ない。こゝにも絶えず掘鑿機を入れねばならぬ。潟の底部の地質は非常にまちまちで、多くは泥土と砂である。しかし亦硬質粘土にも出遭ふ。ラゴス港は三つの掘鑿機を所有して居る。二つはポンプ式浚漉船であり、1つはバケツ式浚漉船で、ポンプ式浚漉船の中の1つは1日能力6500tである。

図-50. 防波堤と突堤の横断面



港の位置改善のため次のことが企てられてゐる。即ち防波堤に続いて居る東方の運河の岸の保護である。次は東方防波堤と平行して居る西方突堤を西方防波堤と一致するまで延長すること。又東方防波堤を延長すること。運河内の水深を12mほどにすると云ふ目的を以て浚漉を継続すること等である。

港の設計に當つて潟があるために遭遇する困難は大い。それに依る一般的推論は不可能である。模型実験のみが多分解決を與へるであらう。全く実験をやれぬ設計者が、ニヂェリヤのために生産力ある港を創らねばならぬと言ふ止むに止まれぬ必要に迫られて、その時に最善と思はれた解決を撰んだのがこの例である。後から批評するのは容易である。だが技術家の建設技術は経験を基にして打ちたてられねばならぬ。そしてその技術は後の場合に有効になる様にせねばならぬ。

總めて見れば：—

(1) 西防波堤が直線的に出ることは期待に添ひ得ない。突堤の追加建設が是を示して居る。この2つの仕事の結果に依れば、防波堤は港の入口としては最早何の役割をもなさない。この建設は實際無駄なことであった。

(2) 東防波堤が直線的に出ることは最善の方法ではない。運河の流の方向についての根本的目的で建設された鋭角と、眞に深さの維持を容易ならしめた急激な彎曲は流れをして方向を転ぜしめて居る。流れが防波堤に依つて導かれずに、西の方へ向ふことを避けるために、防波堤を東方に彎曲させたことが良かったかどうかは疑問だ。そのために西方の防波堤が必要になつたのだと言ふことは本當だらう。

(3) 東防波堤から始めずに西防波堤から始めたことは良くないにしても、一体何故に直線的に延長する方法

を採用したのだらう。

(4) 防波堤断面は充分でない。常に水が静かなので簡単な建設様式を與へてしまつた。しかしこの場合は少々行過ぎの感がある。防波堤の實体は充分に抵抗力があるわけではない。コンクリートブロックで外部工作をする積りがないとすれば石塊はもつと重くなければならなかつたらう。外部の法が2割は急である。3割が適當と思はれる。

終りに臨んで港の設備を述べよう。少數の埠頭が潟を囲んで居る。その位置は海船の出入に對しては絶對的である。その建設は泥土を考慮してゐるので困難であつた。多くの埠頭は杭を基礎として居る。一部分は螺旋杭を基礎として居る。只一つの埠頭だけが大きな壁体で支えられてゐる。こゝは4mの厚さの泥土層の下に支持力ある基礎があつたのだ。その泥土層を掘鑿して石で置換をやつてその上にコンクリート方塊を据ゑ付けたのである。方塊は眞直に列べられず埠頭の長さの方向に傾斜して置かれてある。ラゴスには斜路と浮船渠と50tの浮起重機とを持つた造船所がある。

(新妻幸雄)

(73) 倫敦港の發展

(Sir David J. Owen, "Port of London Development" The Dock and Harbour Authority, Nov., Dec. 1937)

1. 倫敦港の貿易 過去2世紀の發展を出入船舶純噸數より見れば次の如し。

1700年	615 529 n.r.t.
1750年	1 159 892
1794年	2 523 653
1869年	9 507 698
1900年	30 500 437

1903年には Port of London Authority 成立し爾來逐年出入船舶は増加し、1936年には約60000隻の出入を見その總噸數は62168.8333 n.r.t.に及び全英本土の17.1%を占め、且つ1909年に比して61.4%の増加である。(％は全英本土分に對する比率)

年	n.r.t.	％	年	n.r.t.	％
1909	38 510 930	13.9	1926	40 278 173	17.3
1913	40 030 282	12.0	1930	58 085 598	15.9
1918	14 564 008	11.9	1934	58 947 642	16.2
1922	39 263 130	13.3	1936	62 168 833	17.1

出入貨物噸數は内外貿易の合計で

1930年度	36 440 776 t.	1936年度	42 871 678 t.
--------	---------------	--------	---------------

となり、1936年は1930年に對して17.6%の増加を示してゐる。

是を金額にて示せば次の如くなる（％は全英本土分に對する比率）。

年	噸	％	年	噸	％
1909	329 614 368	29.5	1926	2 019 903 154	84.7
1913	411 792 149	29.3	1930	1 701 566 086	35.5
1918	541 909 302	20.3	1934	1 178 642 651	37.7
1922	664 333 772	30.9	1935	1 237 177 584	37.7

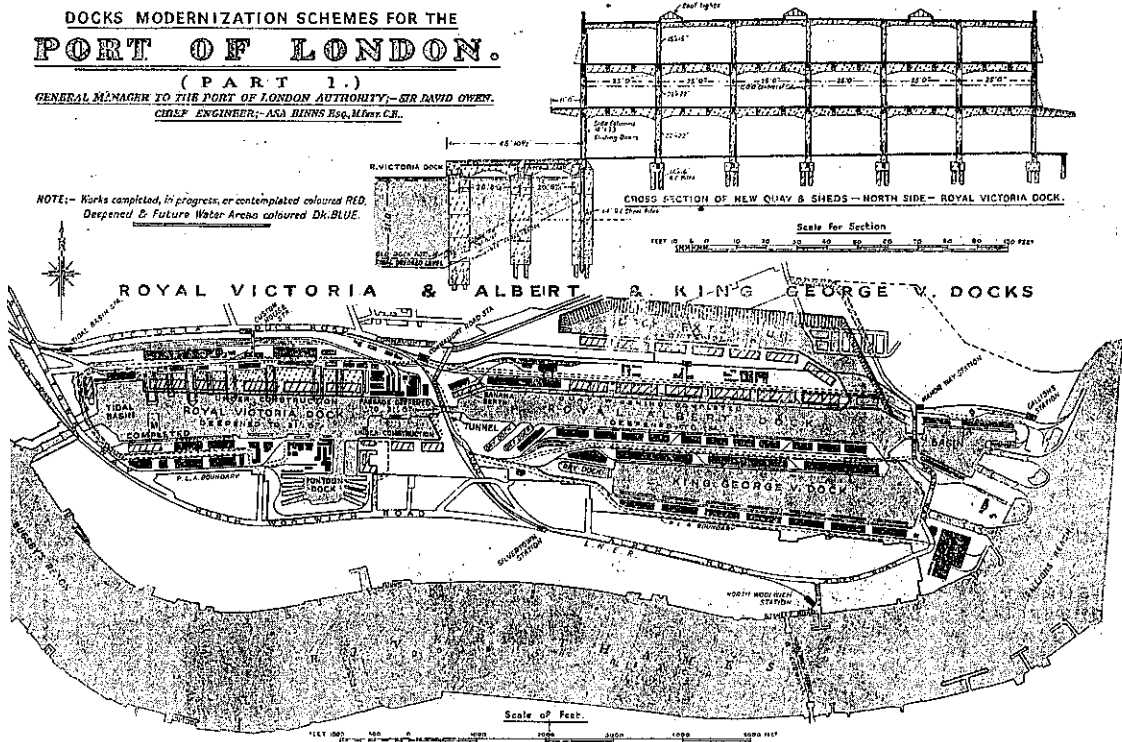
尙旅客乗降者總數は年約 230 000 人を示す。

2. "Royal" Dock System 此のドックを構成するものは、Royal Victoria Dock, Royal Albert Dock 及 King George V. Dock であり。倫敦市内及全國に到る 道路鉄道連絡完備し、倫敦港中外國貿易貨物取扱量は最大である。従つて今日迄擴張、改良工事には Port Authority も一番力を入れて來た。(1) King George V. Dock: 此の Dock の冷凍肉専用の設備は實に完全なるものである。(2) Royal Albert Dock: 1880 年竣功當時は夜間照明装置を有する唯一のドックであつたが、その後水深の不足を來すに至つた。岸壁の構造上前面は水深 29.5 呎以上に浚渫出來ないので、擴張工事としてドック北側に工費 131 000 磅で幅 19 呎、長 5 350 呎の水深 34 呎の鉄筋コンクリート横棧橋式岸壁並に上屋倉庫 6 棟を造つた。工期 9 ヶ月であつ

た。今後の工事としては北側西端に、バナナ専用の最新式岸壁を作り、1 時間 2 400 東の荷役能力をもたしめる。この工費 57 000 磅。

(3) 鉄道隧道の改造: Royal Albert Dock と Royal Victoria Dock の間に L. N. E. R. の鉄道隧道がある。現在の 31 呎の水深にする爲には、尙 3 呎（以前は 29 呎）を深渫せねばならなかつた。幸ひ複線であつたので一本宛改造する事が出來た。頂部の煉瓦工の厚さ 4.5 呎を 1.5 呎に減じ、内部より鑄鉄のセグメントで補強した。此の工費 70 000 磅であつた。(4) Royal Victoria Dock の改造: 此のドックは 1855 年竣功したのであるが、當時造られた北側の小突堤は、船型の増大と共に唯水面を狭くするのみで役に立たなくなつたので、是れを取り除き、且つ西側の潮泊渠を取り除き延長 3 250 呎の岸壁を作る事になつた。又南側西寄りには延長 1 750 呎の鉄筋コンクリート円筒式の横棧橋、504×120 呎 3 階倉庫及クレーン 2 基等は工費 270 000 磅で既に竣功してゐる。更にドック内南東部の低濕地は穀物専用岸壁を造る可く目下工事中で内 1 800 呎は竣功してゐる、其の岸壁構造は垂直方向に四つの空洞を

圖-51. 倫敦港 (其の 1)



有する方塊で、上部は揚所打の鉄筋コンクリートである。サイロー倉庫其他重量構造物による載荷重を充分に見越して基礎下部は砂利層にまづ達せしめてある。此の全工費は 400 000 磅である。尙ほ北側、3 250 呎の岸壁構造は図-51 の如く、径 7 呎の鉄筋コンクリート円筒を 3 列に立て、これにプレカストの桁及床版を置き、背面には鉄筋コンクリートの厚さ 14 吋の矢板で土留をした。

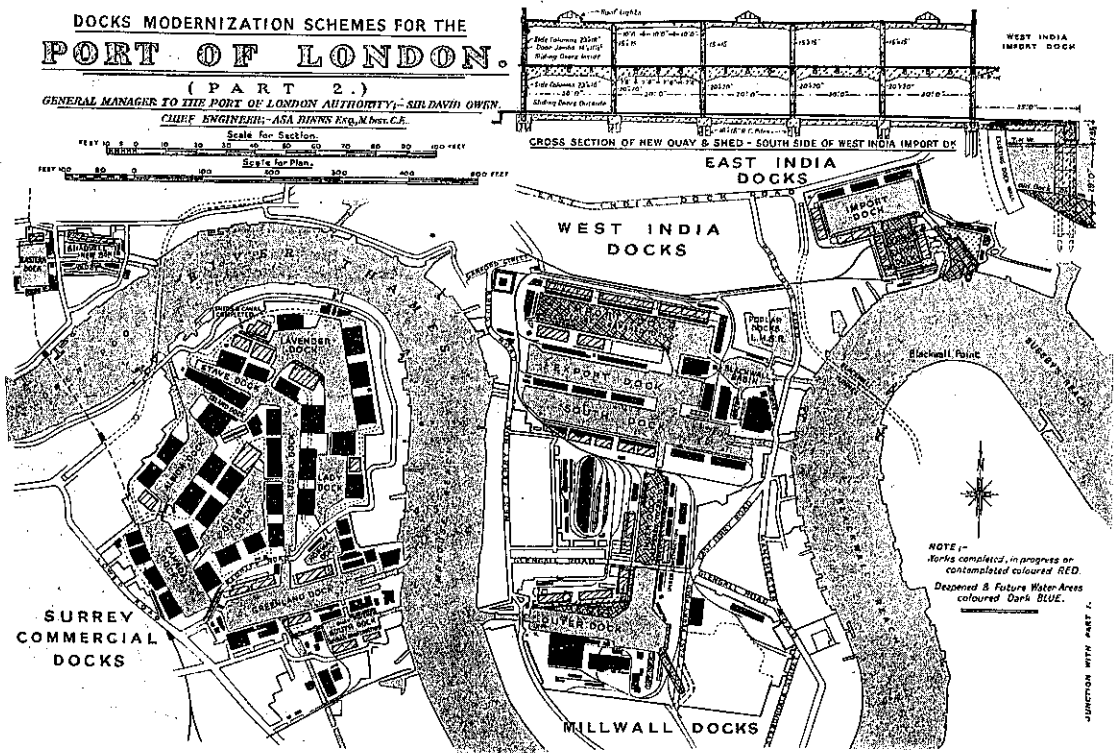
(5) 電力設備：従来の舊式なる水圧式のクレーンを改造して電力式に逐次改めつゝあり、目下 36 クレーン 30 基を作成中。此の工費 250 000 磅。

3. The West India Dock. 1802 年 West India Dock 會社により西印度の砂糖及ラム酒の取引をする爲め築設せられその名を取つたものである、現在尙北岸壁には當時建てたまゝの 5 階建倉庫が残つてある。其の後 Blackwall Reach と Limehouse Reach を捷水路 City Canal により直結し、彎曲部を迂回するの不利を減ぜんとした。これが現在の南泊渠 (South Dock) になつた。Millwall Dock は 1868 年に出来たが、1926 年に至り水路開鑿により West India Dock

System に取り入れられる様になつた。是等諸ドックは今より 100 年前帆船時代に造られたもので、種々の點で現今の大型汽船には不便を生じ先づ West India Dock 及 South Dock が同時に改造せられた。輸入泊渠 (Import Dock) 南側西寄には既にバナナの爲の 2 階建倉庫 (430×150 呎) 及岸壁 1 300 呎が竣工した。將來この泊渠は水深 29 呎に浚渫せられる筈であるが、現在の岸壁は 20 呎以上には浚渫出来ないで、図-52 の如く鉄筋コンクリート棧橋を造る。支柱中心間隔 24 呎一列並で、支柱断面は 7×5 呎、壁厚 45 吋の中空で内部に 1~2 本の鉄筋コンクリート柱を打ち込みて後、コンクリートを詰める。1 本の支柱の長は 8 呎である。上部にはプレカストの桁をのせる。Import Dock の改良工費は 240 000 磅と云はれてゐる。

4. The Millwall Dock 此のドックは Port Authority が出来てからは餘りに改良が加へられて居ない。乾船渠を長 547 呎に擴張したのと、前記 West India Dock と結合した位のものである。改良工事としては Inner Dock を更に水深を 5 呎増して 29 呎に浚渫すること、及東側岸壁 1 310 呎を改造し 2 階

図-52. 倫敦港 (其の 2)



建上屋を建てる計畫がある。此の工費 110 000 磅である。

5. **The Surrey Commercial Docks.** 始めて此處にドックが出来たのは 1696 年で其の後数年は捕鯨船の根據地として賑つたが、捕鯨業が衰へ出してから穀物木材の荷役が盛んになつた。1810 年は Commercial Dock 會社は Greenland Dock, Norway Dock を造り貯木場を設けた。1909 年 Port Authority の所管に移つた時は既に殆ど現在の如き形であつた。其の後水深深き或部分は埋め、或部分を浚渫して Lavender Dock, Quebec Dock が出来た。極く最近には Lavender Dock に幅員 60 呎の解通路が出来た。1936 年 London 港の木材輸入額は約 300 萬噸で其の内 250 萬噸は此の Surrey Commercial Dock で取扱はれてゐる。Authority では South Dock 北側岸壁を擴張し、又 4 階建倉庫 2 棟 (各 270×85 呎, 360×120 呎) を建築す可く工事中である。此の工費は 190 000 磅である。

6. **The Tilbery Docks.** London 橋より下流 26 哩に在り、1886 年の創立になる。是れを始めて造つたのは West and East India Dock 會社であるが、尙時既に 38 呎の水深に築造した爲、其の後 50 年造船界の顯著なる進歩と共に船型の急激なる増大を見たる今日猶ほ、何等の計畫変更を必要とせず充分に利用されてゐる。其の先見と英断は絶讃に値する處である。1917 年に至り主泊渠の南側岸壁に沿ふ上屋を 3 階に改めた。1922 年には泊渠に入らずに荷設出来る様に Tilbery Cargo-jetty (長 1 000 呎, 幅 50 呎の突堤) を Thames 河中に築造した。ドック全体の大改造は今より 12 年前始めて大改造案が樹てられた。その内容は (イ) 長 1 000 呎, 幅 110 呎の新聞門の築設 (ロ) 主渠の擴張, (ハ) 長 750 呎, 幅 110 呎の乾船渠の新設である。

7. **第 1 期改良工事** 各ドックに於ける岸壁, 上屋, 倉庫, 橋梁の改築, 擴張, 浚渫其他合計すると, 第 1 期計畫なるものに包含せられる總工費は大約 250~300 萬ポンド程度とされてゐる。

8. **第 2 期以降** Millwall Outer Dock: 岸壁, 泊地浚渫, 上層倉庫の改良及擴張に要する 50 萬ポンド, West India Dock: 舊倉庫の改築 150 萬ポンド, Royal Albert Dock: 北側岸壁 350 呎改造, East India Dock: 小泊渠の擴張及改良, Royal Albert Dock の北部に新 dock 築造 225 萬ポンド等が計畫されてゐる。
(比川 正)

造 路

(74) コンクリート道路床版

(James R. Griffith "Concrete Road Slabs"
West. Const. News, Feb. 1937 p. 79.)

コンクリート道路床版の厚さを決定するには一般にクリフオード・オルダー氏の円応力法に依つてゐる。此の基礎的解析法はフランクシート氏により改良された。即ち基礎公式は單にベイツ試験道路に於て發見したる條件に適當したものではあつたが他の條件が混合する時は使用出来なかつた。改良された公式によればあらゆる基層に使用出来る様になつたのである。

公式は次の様である。

$$S = \frac{KWc}{d^2}$$

S: コンクリートの許容引張応力 (lb/in²),

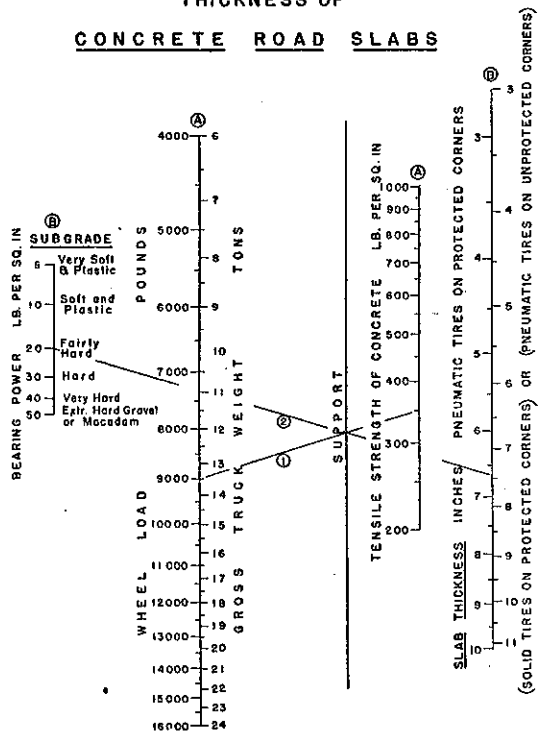
W: 車輪荷重 (lb) d: 床版の厚さ (in.)

c: 支持力に左右される支持基層の係數

K: 車輪の種類及抗剪断力鉄筋に依り保護される隅に關する常數

圖-53.

THICKNESS OF
CONCRETE ROAD SLABS



J. R. GRIFFITH

