

1. 土木一般	2. 応用力學	3. 土質工學	4. 水理	5. 測量
6. 材料	7. コンクリート及鉄筋コンクリート	8. 施工	9. 橋梁及構造物	
10. 河川	11. 水力發電	12. 堰 堤	13. 上水道	14. 下水道
15. 港 灣	16. 道 路	17. 都市計畫	18. 鐵 道	19. 隧 道
20. 雜				

2. 應 用 力 學

兩側徑間の比較的小なる連續行

(Viktor Haviar. "Kontinuierliche Balkenträger mit verhältnismässig kleinen Endöffnungen." Bauing. 26. April 1935.)

連続桁橋は基礎地盤が良好で、徑間割の好都合な場合にのみ用ひられるのが通常である。兩側徑間の中央徑間に對する比 ($\lambda = \frac{l_1}{l_2}$) は通常 0.5 と 1.0 の間にある。次に3徑間で、その兩側徑間の中央徑間に對する比が上述の値よりも小さい連続桁橋に就て述べよう。

1. 構造高に制限のある場合：此の場合、兩側徑間の剛度を大ならしめる事に依り、中央徑間の剛度を間接に大にする事が出来る。又同時に桁の中央附近の正の曲げモーメントが小さくなる。従つて吊橋の補剛桁及び鉄筋コンクリート橋、鋼板橋等に構造高の制限されたものを用ひる事が出来る。

中央徑間に均一に分布した活荷重 p に依る桁中央の撓みに依り剛度を示す事が出来、桁中央の撓みは一般に次式で示される。即ち

$$\delta = \delta_0 - M\delta_{11}$$

茲に第1項は單桁の撓み、第2項は連続の影響を示す。慣性モーメント一定の場合には撓みは次式で示される。即ち

$$\delta = p \left[\frac{5}{384} \frac{l_1^4}{EJ} - \frac{M}{EJ} \frac{l_2^2}{8} \right] = \frac{pl_1^4}{EJ} \left[\frac{5}{384} - \frac{1}{64\lambda + 96} \right]$$

兩側徑間の慣性モーメント $J_1 = \text{一定}$ 、中央徑間の慣性モーメント $J_2 = n \cdot J_1 = \text{一定}$ とすれば、次の如くなる。即ち

$$M = - \frac{pl_1^2}{8\lambda n + 12} \dots \dots \dots (1)$$

$$\delta = \frac{pl_1^4}{EJ} \left[\frac{5}{384} - \frac{1}{64\lambda n + 96} \right] \dots \dots \dots (2)$$

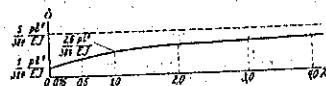
$l_1 = l_2 = \infty$ 、即ち單桁の場合の剛度は、 $l_1 = l_2 = 0$ 即ち

固定桁の場合の剛度の $1/5$ である事を次式は示してゐる。即ち

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{pl_1^4}{EJ} \text{ 及び } \delta_2 = \frac{1}{384} \frac{pl_2^4}{EJ}$$

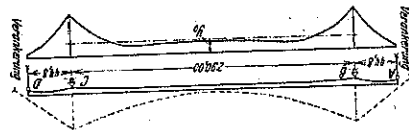
$n=1$ の場合の此の兩極徑間の變化を示せば第1圖の如くである。

第1圖 徑間比 λ と剛度 δ との関係。

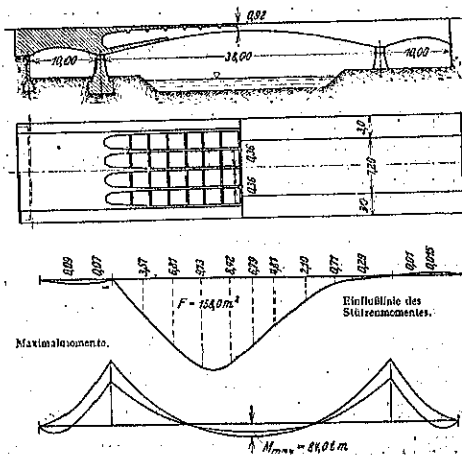


式(1)及び(2)に依り n 及び λ は M 及び δ に同じ影響を有する事を知る。即ち正の曲げモーメントの

第2圖 Budapest の Elisabeth 吊橋の補剛桁の剛度比



第3圖 構造高の非常に制限された鉄筋コンクリート橋



減少及び桁中央の剛度の増大は、両側径間の短小及び J_1 の増大に依り得られ、又中間支點附近の慣性モーメントの増大に依つても得られる。

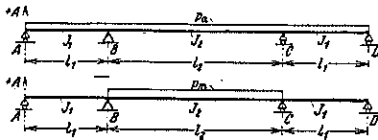
第 2 圖は Budapest の Elisabeth 吊橋の補剛桁を示す。 $\lambda=0.10$ で剛度の増大は中間支點附近の慣性モーメントの増大に依つて得られた。

第 3 圖に示す鉄筋コンクリート桁に於ては $\lambda=0.26$ である。此の場合は両側径間及び中間支點附近の慣性モーメントの増大を利用したので、同時に両端支點の對重の働きをも務めてゐる。

2. 構造高に制限のない場合：此の場合は剛度比を相當大にする事に依り、両端支點の持上げに對する安全度を増大し、アンカー又は對重を全然用ひない様にする事が出来る。

第 4 圖の上圖の如く、全徑間に均一に分布せる死荷重 q を有する場合は両端支點の反力を A_1 、下圖の如く、中央徑間に均一に分布せる活荷重 p を有する場合はそれを A_2 、衝撃係数を φ とすれば、支點の持上げに對する安全度は $\alpha = -\frac{A_1}{\varphi A_2}$ で示される。規定に依れば $\alpha \geq 1.3$ でなければならぬ。両側径間の慣性モーメント $J_1 = \text{一定}$ 、中央径間の慣性モーメント $J_2 = n \cdot J_1 = \text{一定}$ とすれば

第 4 圖



$$\alpha = -\frac{q}{\varphi p} \left[8n\lambda^3 + 6\lambda^2 - 1 \right]$$

となる。従つて λ が過小でなければ、 n を適當に大きくし $\alpha \geq 1.3$ となし、アンカー又は對重を避ける事が出来る。

中央径間の剛度は桁高を増大する事に依り増大する事が出来、之に依り自重の著しく増す事はない。剛度は大體に於て桁高に比例する。即ち

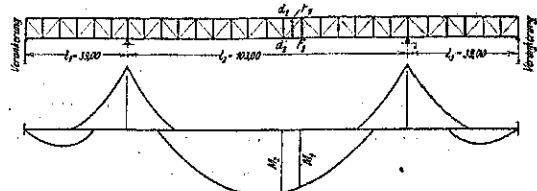
$$J_1 = F_1 \cdot d_1^2 + F_2 \cdot d_2^2$$

に於て重心距離 d_1 及び d_2 は桁高に比例し、弦断面 F_1 及び F_2 は大體に於て桁高に逆比例するからである。

第 5 圖は直弦構の場合を示し、第 4 圖乃至第 9 圖は中央径間の剛度が両側径間より大なる場合を示す。

第 8 圖及び第 9 圖 殊に後の場合は自重を餘り増大する事なく、中央径間の桁高を高くする事が出来る。今

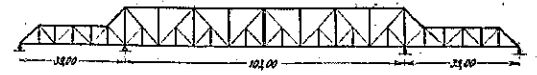
第 5 圖



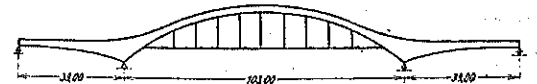
第 6 圖



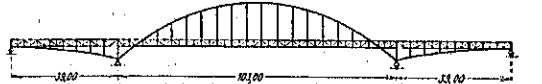
第 7 圖



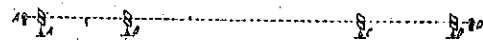
第 8 圖



第 9 圖



第 10 圖 観測装置



$q=3.0 \text{ t/m}$ 、 $p=1.2 \text{ t/m}$ 及び $\varphi=1.3$ とすれば、 α の値は第 5 圖の場合は 0.15、第 9 圖の場合は 1.34 である。

第 9 圖の連続 Langer 桁に於て、両端支點反力の極限値は $A_{max}=90.5 \text{ t}$ 、 $A_{min}=11.0 \text{ t}$ である。又死荷重に依る反力は $A=22.0 \text{ t}$ で比較的の小さい爲、支點の沈下を生じた場合、水壓機を用ひて持上げ飯を加減して正しい高位に戻す事が出来る。従つて地盤の不良な箇所にも連続桁を用ひる事が出来る。但し絶えず支點の沈下を観測し之を補正しなければならぬ。その装置の 1 つを第 10 圖に示す。即ち各地點に 2 cm の間隙を有する照準孔を備えて居り、若し 1 支點が 2 cm 以上の沈下をすれば、ランプ A 及び D が見透せなくなり、高位の修正を行ふ必要を生じる。此の場合水面上の光

線屈折は可成り大きく、その誤差を小さくする爲、赤色ランプ、若くは赤外線寫眞を用ひる。

(奥田秋夫)

應用力學の或問題の解法に對する複素數の應用

J. Larras "Note sur l'utilisation des quantités complexes pour la solution de certains problèmes de résistance des matériaux." Genie Civil, 18. Mai 1935.

直角な二つの軸に對する成分が、 a, b で ox 軸との間の角が θ である様な一つのベクトルは、複素數 $a+ib$ であらはされる。又は $a+ib=\rho e^{i\theta}$, $\rho=\sqrt{a^2+b^2}$, $i=\sqrt{-1}$ とも書ける。ベクトルの表示に關するこの方式の根本的性質は、次の如くである。

(1) $a+ib$ なる複素數について行はれた代數計算は、實數部と虚數部を分ければ、時にせいぜい符號を誤る事はあつても、直ちに、 a, b と分けて計算したのと全く同様な結果を與へる。

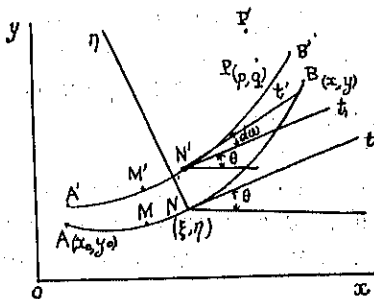
(2) 前の坐標軸と α 角をなす新しい軸に基く時には、新しい坐標系に於いて、ベクトル ρ を與へる複素數は、古い坐標系についての同じ數に $e^{i\alpha}$ を掛ければ求まる。

薄片の變形の一般式 ΔMNB を薄片の中立軸、 P を其の一點とする。(・) を付けたのは變形後の位置とする。 P の變位 \vec{PP}' をあらはすのに、 xoy 軸に對して $dw=du+idv$ なる複素數を用ひる。一方

$$\vec{PP}' = \vec{PN} + \vec{NN}' + \vec{N'P}' \dots\dots(A)$$

λ を中立軸の小部分 MN の短縮、 μ を軸に垂直の變位、 $d\omega$ を廻轉とする。 θ を Nt と Ox の間の角とすれば、 $\vec{PN}=z$, $\vec{NN}'=\pi e^{i\theta}$ ($\pi=\lambda+i\mu$), $\vec{N'P}'=-ze^{i\omega}$ であらはせるから (A) から

第 11 圖



$$dw = z + \pi e^{i\theta} - ze^{i\omega} = \pi e^{i\theta} - z(e^{i\omega} - 1)$$

積分すると

$$w = \pi_0 e^{i\theta_0} - (e^{i\omega_0} - 1)z_0 + \int_{l_0}^l \pi e^{i\theta} - \int_{l_0}^l (e^{i\omega} - 1)z,$$

上式は全く幾何學的關係から出したので、力と變形との關係が、どんなでも成り立つ。今例へば A 端が埋め込んである場合には、 $\pi_0 = \omega_0 = 0$ であるから上式は

$$w = \int_{l_0}^l \pi e^{i\theta} - \int_{l_0}^l (e^{i\omega} - 1)z, \dots\dots(B)$$

弧 $MN=d\sigma$ の廻轉、軸方向及びそれに直角の方向の變形が Hooke の法則に従ふものとし軸に垂直な力を N , 切線方向の力を T , 曲げモーメントを M , ヤング率を E , 慣性モーメントを I , 温度に依る單位長の伸びを τ とすれば

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= -\frac{N}{ES} d\sigma + \tau d\sigma \\ \mu &= \frac{T}{GS} d\sigma \\ d\omega &= \frac{M}{EI} d\sigma \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \pi &= \lambda + i\mu \\ &= \left(-\frac{N}{ES} + \tau + i\frac{T}{GS} \right) d\sigma \end{aligned}$$

P 點を (x, y) とすれば

$$z = (\xi - x) + i(\eta - y)$$

$$e^{i\theta} = \cos \theta + i \sin \theta = \frac{d\xi}{d\sigma} + i \frac{d\eta}{d\sigma}$$

であるから (B) 式は

$$\begin{aligned} w = u + iv &= (u_0 + iv_0) - (e^{i\omega_0} - 1) [(x_0 - x) + i(y_0 - y)] \\ &+ \int_{l_0}^l \left(-\frac{N}{ES} + \tau + i\frac{T}{GS} \right) d\sigma \left(\frac{d\xi}{d\sigma} + i\frac{d\eta}{d\sigma} \right) \\ &- \int_{l_0}^l [(\xi - x) + i(\eta - y)] (e^{i\omega} - 1) \end{aligned}$$

近似的に

$$\begin{aligned} e^{i\omega} - 1 &= 1 + i d\omega + \frac{i^2 d\omega^2}{2} + \dots - 1 \\ &= i d\omega + \dots \\ &= i \frac{M}{EI} d\sigma \end{aligned}$$

$$e^{i\omega_0} - 1 = i\omega_0 + \dots$$

ととれるから

$$\begin{aligned} u + iv &= (u_0 + iv_0) - i\omega_0 [(x_0 - x) + i(y_0 - y)] \\ &+ \int_{l_0}^l \left(-\frac{N}{ES} + \tau + i\frac{T}{GS} \right) d\sigma \left(\frac{d\xi}{d\sigma} + i\frac{d\eta}{d\sigma} \right) \\ &- i \int_{l_0}^l \frac{M}{EI} [(\xi - x) + i(\eta - y)] d\sigma \end{aligned}$$

今實數部と虚數部に分けて、

$$u = u_0 - \omega_0(y - y_0) - \int_{l_0}^l \frac{M}{EI} (y - \eta) d\sigma$$

$$\begin{aligned}
 & - \int_{l_0}^l \frac{N}{ES} \frac{d\xi}{d\sigma} d\sigma + \int_{l_0}^l \tau d\xi - \int_{l_0}^l \frac{T}{GS} d\eta \\
 n = & l_0 + \omega_0(x-x_0) + \int_{l_0}^l \frac{M}{EI}(x-\xi) d\sigma \\
 & - \int_{l_0}^l \frac{N}{ES} \frac{d\eta}{d\sigma} d\sigma + \int_{l_0}^l \tau d\eta + \int_{l_0}^l \frac{T}{GS} d\xi
 \end{aligned}$$

(最上武雄)

3. 土質工學

控版に関する試験

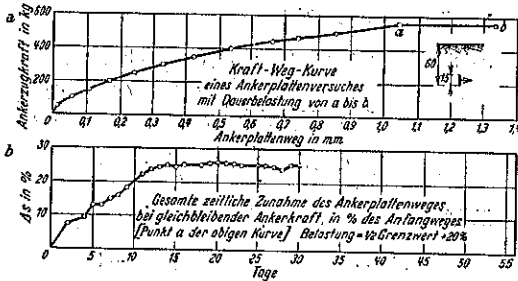
(W. Buchholz und H. Petermann „Berechnungsverfahren für Ankerplatten und Wände.“ Bauing. 10. Mai 1935.

Hannover の基礎及び河川工實驗室に於て、最近、控版に関して模型試験と實物大試験との兩方が行はれた。

模型試験は、空隙率 0.65 の砂を用ひ、控版を引く力の限度を最高抵抗土壓の 70% とした。

先づ荷重を零より徐々に増じて前記の一定限度に達せしめた時の控版の移動量 (a) (12 圖 a) を求めた後、

第 12 圖 荷重一定繼續試験



荷重をそのままにして繼續せしめ、尙も生ずる移動量と時間との關係を求めた (第 12 圖 b)。即ち荷重一定繼續試験である。

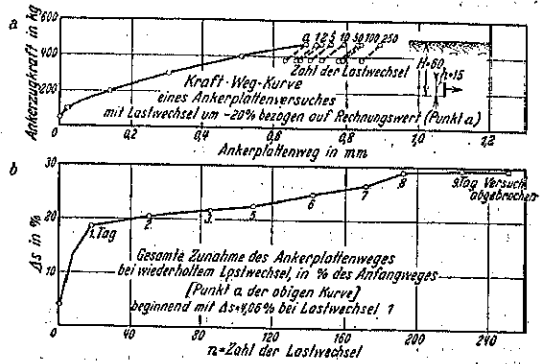
第 12 圖 b の縦軸 Δs は、移動量 a に對する増加率でその最大値 ΔS_{max} ≒ 25% であつた。

次に、荷重が前記の一定限度に達した後、一定量だけ荷重を繰返し變化させて見た。即ち荷重變化試験である。

この場合の ΔS_{max} は一つ (第 13 圖 a) は 30% で、他 (H=2.75 m, h=50 cm) は 41% であつた。

この荷重變化試験を實物大 (50 cm × 50 cm) の控版を用ひて、自然の儘の土壤に就て行つた所、ΔS_{max} = 20%

第 13 圖 荷重繰返試験

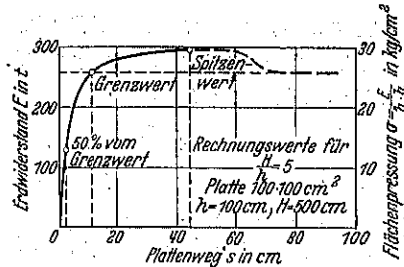


であつた。但しこの場合は、最高荷重を最高土壓の半分 = 19.5 t とし H=2.75 m、荷重は最高より最低(零)迄變化させた。

(この場合の ΔS_{max} が小さいのは、自然の儘の土壤では、粘着力が大きいのに原因してゐる)。尙同じ條件の下では、荷重變化度の大きい時は、移動量も亦従つて大きかつた。

之等に依つて見るに、荷重繰返試験は、單に抵抗土壓と控版の移動量との關係を見る普通の試験に基づく計算値 (第 14 圖) に對し平均約 35% の ΔS_{max} を有

第 14 圖 力-移動量曲線(普通試験)



し、これは又荷重一定繼續試験に依るものよりも大きい。

又控版の大きさの ΔS_{max} に及ぼす影響は確認せられなかつた。尙、荷重一定繼續試験でも荷重變化試験でも最高荷重の最高抵抗土壓に對する率の小さいものは、ΔS_{max} も亦小さいことを知る。

仍て、控版の移動量を豫め知りたい時は、著者の計算方法 („Bewegung und Kraft bei Ankerplatten“ Bauing. 1933, Heft 43/44 所載の Abb. 10 及 Abb. 11) に依る値に、上記の適當な ΔS_{max} を加えておけばよい。

著者は、之等の試験の他に、豫め應力を加えた場合の荷重變化試験を行つたが、この場合は最高荷重に依る移動量を越すことがなかつた。

尚、質物大の控版に就き、控版上の抵抗土壓と H/h の關係、及び控版移動量と抵抗土壓の關係を試験したが何れもよく著者の計算方法の結果と一致した。

(吉藤幸朔)

對數渦線の滑りに就て

(L. Bendulic „Ein Beitrag zur Bestimmung der Gleitsicherheit“ Bauing. 10. Mai 1935.)

滑り面を平面と假定する事の不適當なることは、我々の經驗並に理論の教へる處である。之を圓壩形と假定する事は、より實際に近いのであるが、この假定によつて構造物下の地盤の滑りに對する安定を定めることは、容易なことではない。

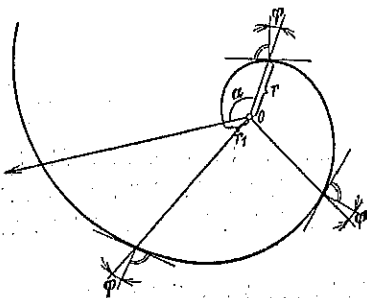
著者は、この圓壩形の滑り面の代りに、對數渦線(logarithmic spiral)を假定し、之に依つて、解法の簡易化を圖つた。

對數渦線は、極方程式で示すと、

$$r = r_1 e^{at \tan \varphi}$$

となる。即ち、第 15 圖に示す様に、曲線上の各點

第 15 圖

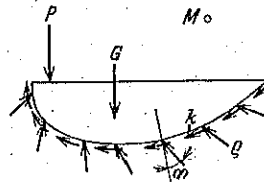


に於ける法線と角 φ をなす直線は、凡て一定點 O (極點) に於て交る。

従つて今、 $\tan \varphi = f$ (摩擦係數であるやうな對數渦線を考へると、點 O の周りの凡ての φ (斜め應力第 16 圖) のモーメントの合計は零となるであらう。

従つて、滑りに對する粘着力 κ 及び斜め應力 σ に依る抵抗モーメントの計算には、唯粘着力 κ だけを考慮すれば

第 16 圖



よいことになつて甚だ簡單である。

粘着力の値は、滑り面に沿ふて凡て均等だとすれば、O 點の周りの全モーメントは(第 17 圖)、

$$M = \int_0^{a_1} dM = \int_0^{a_1} r \kappa ds \cos \varphi = \kappa \int_0^{a_1} r^2 d\alpha$$

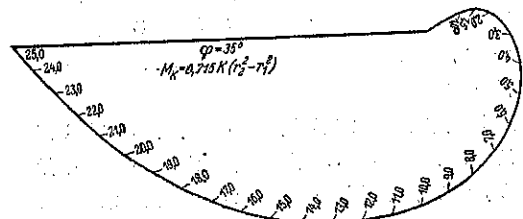
$$= \kappa \frac{1}{2 \tan \varphi} (r_2^2 - r_1^2)$$

即ち、抵抗モーメントは、兩端の放射線の長さの自乗の差に正比例する。比例常數 $\kappa / 2 \tan \varphi$ は、土壤の性質のみに依つて定まる値である。

若し、各種の φ を異にした對數渦線の定規を作つて置けば、更に便利であらう(第 18 圖)。但し定規は、曲率半徑の大きくなる方向と、滑る方向とが一致するやうに使用しなければならぬ。曲線上の目盛は、極點 O からの距離を示す。

若し、粘着力を無視し得るやうな土壤の場合には、問

第 18 圖



題は、更に簡單になる。此の場合には、只滑りの原因となる外力、(即ち荷重、土塊の重量、若しあれば、地下水の流水壓、浮力等)が極點 O に對して如何なる方向に廻らんとするかを調べさへすればよい。

若しその廻轉の方向が、滑りの方向と一致すれば、滑りの危険があるわけである。(吉藤幸朔)

Coulomb 説による等布載荷の場合の土壓状態

(O. Mind "Die Verteilung des Erddrucks bei gleichförmiger Auflast nach der Theorie von Coulomb." Bautech. 10 Mai 1935, S. 253.)

等布荷重ある場合の擁壁脊面に働く土壓は土性力學から簡単に求められる。即ちこの場合には土の比重を $\gamma_e = \gamma_e \left(1 + \frac{2h'}{h}\right)$ と置きかへることが出来る。こゝに $h' = \frac{p}{\gamma_e}$ は上面載荷に相當する土の高さである。擁壁脊面の延長線と荷重表面の交點を通る斜線の作る高さ h なる梯形として圖に示してある。この方法は梯形に相應した載荷 h' を取つて單一の高さ $h+h'$ の土體で比重 γ_e なるものとして行ふ。

何れの方法にしても滑り面の傾斜線は載荷なき場合と同じ傾きをなす。傾斜は土楔の比重には關係しないので、外側境界線が平行移動するだけである。即ちこの二つの方法は近似的方法なる Coulomb の土壓論を嚴密にあてはめることが出来ない。Coulomb の論によれば滑り土楔範圍内の載荷は滑り面の傾斜を著しくする。又この説によれば無載荷土表面から土壓線は増大するが、この最初の方法による場合のやうに載荷多き場合に既に記した値にはなり得ない。

この不一致を明にするために第 19 圖に Coulomb による土壓分布を示す。D₁~D₇ に對する滑り面を先づ決定する。この圖から任意の點を通る滑り面を取つて、この滑り面上にある壁體に働く四邊形を同一面積の三角形に變ずることが出来る。この三角形の一邊は壁體脊面であり他の一邊は考ふる點を通る邊である。このやうな三角土楔の滑り面は皆平行である。

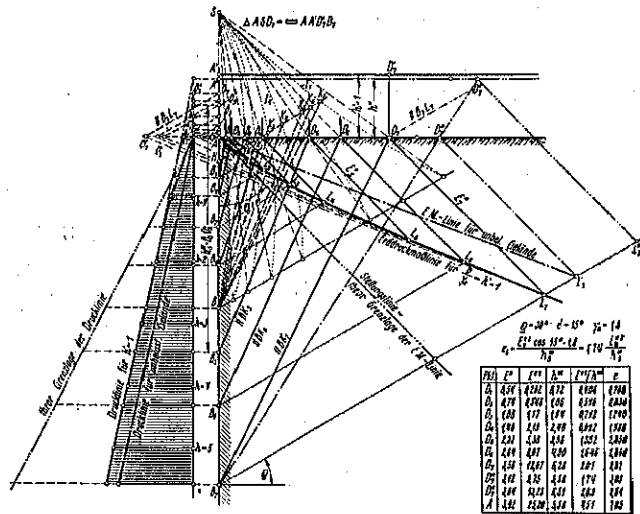
第 19 圖に於て三角形 B₁SD₁ の B₁D₁ なる滑り面は足點 B から滑り面の方向 BK₁ を求め、それに平行に D₁ から引いた直線である。この滑り面の求め方は Bautech. 1933, Heft 83, S. 451 に述べてあるが、Handbuch für Eisenbetonbau, S. 38, に多くの例が載せてある。この方法の特徴は次の如くである。等積三角形に於て地表面上の任意の點 D_n から $\rho + \delta$ の角をなす設置線 (Stellungslinie) に平行な直線を引き B_n を通る安息線と L_n に交らしめる。次に S と L_n 及 D_n と B_n を結ぶ。この直線は K に交る。この K の線は „測定線 I“ である。BS の中點 H を通る安

息線に平行な直線は „測定線 II“ であつて I 線と K_n で交る。この BK_n なる直線は最も不利な場合の滑り面 B_nD_n の方向を決定する。

滑り面から土壓量 D₁L₁, D₂L₂ 等が定まり次にはゆる土壓量 (Erddruckmasslinie) AL₁L₂L₃... 線、即ち各安息線上の土壓量の各點を連結する線が決定する。この線の延長が曲がらない間はこの線への切線は地表面の延長と O_n' で交る。L₁ に於ける切線は O₁' で交り、O₁' を通り安息線に平行な線を引き O₂-O₂' に至る高さ D₂-B₂=h₂' は土壓三角の高さである。これは B₂' から計算した土壓に等しく、その基線は B₂ に於ける土壓強度 e₂ を決定する。この證明は Handbuch にある。

第 19 圖から載荷ある場合の土壓量線は載荷の増す

第 19 圖

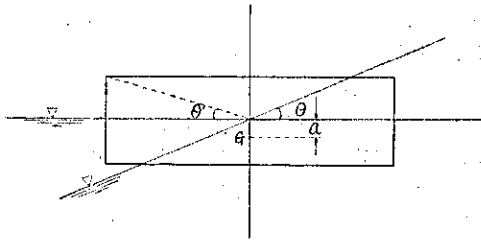


に従つて設置線に近づく。この設置線は無限に大きい載荷の場合の理論的の境界線である。第 19 圖では土壓量線と載荷なき場合の壓力線 (Drucklinie) とは離れてゐる。

D₁ と D₁' に對する e の値は第 19 圖中の表の如く求められる。

第 20 圖に於ては載荷が幾分壁體から遠ざかつた場合である。AB₁ なる深さまでは無載荷の場合の土壓が働く。故に土壓量線は AL₁L₂L₃... は L₁ に於て屈折し壓力線は B₁ で突出する。設置線に平行な D₁ を通る線は土壓量線の限界をなし、同點を通り安息線に平行

第 22 圖



$$-r \sin \theta \left(1 + \frac{1}{2} \tan^2 \theta \right) (1 - \cot \theta)^2]$$

従つてこの pontoon が静止の位置より θ だけ傾くまでに爲せる仕事の量を T とすれば

$$\begin{aligned} \frac{T}{\pi V} &= (r-a)(1-\cos \theta') + \frac{r}{2 \cos \theta'} (1-\cos \theta')^2 \\ &+ \left(a - \frac{rc^2}{2} \right) (\cos \theta - \cos \theta') - rc^2 \left(\ln \tan \frac{\theta}{2} - \ln \tan \frac{\theta'}{2} \right) \\ &- rc \left[\ln \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) - \ln \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta'}{2} \right) \right] \\ &+ rc (\sin \theta - \sin \theta') \end{aligned}$$

之等の式を用ひて數値計算により安定を調べるのであるが復原力が零となる様な θ よりも大きな傾きに對して不安定になるのであつて、かかる傾きに達するか否かは外力を假定しなければならぬ。風によつて傾く時は風力の時間的變化を假定し、風による仕事と復原力による仕事の量が等しくなる様な θ を索出してその時の安定を調べるのである。 (本間 仁)

水理學的相似律の項を以て表はせる跳水現象

(B.A. Baklmeteff & A.E. Matyke "The Hydraulic Jump in Terms of Dynamic Similarity" Proc. of A.S.C.E., Feb 1935, p. 145~162.)

跳水現象の上下流即ち射流側及び常流側の水深を d_1 及び d_2 とし單位幅當りの流量を q とすれば

$$\begin{aligned} d_1 &= \frac{d_2}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gd_2^3}} \right] \\ d_2 &= \frac{d_1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gd_1^3}} \right] \end{aligned}$$

なる關係があるが、この中に次の様な因數 λ を代入してその水理學的相似律を檢する。

$$\lambda = 2 \frac{\text{運動勢力 } E_k}{\text{位置勢力 } E_p} = \frac{v^2}{gt} = \frac{q^2}{gd^3}$$

この λ は Froude 數の 2 乗の形を有するものであるからこのデイメンションは零であつて、限界水深 d_c には $\lambda = 1$, 射流状態には $\lambda > 1$, 常流状態には $\lambda < 1$ である。この λ を上の關係式に代入すれば

$$\begin{aligned} \frac{d_2}{d_1} &= \frac{1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8\lambda_1} \right] \\ \frac{d_1}{d_2} &= \frac{1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8\lambda_2} \right] \end{aligned}$$

但し λ_1 及び λ_2 は跳水位置の上下流に於ける λ の値である。

射流側の勢力水頭の高さを E_1 とし、 $d_1' = d_1/E_1$, $d_2' = d_2/E_2, \dots$ と書けば

$$\frac{(v_1')^2}{2g} = 1 - d_1' \quad \therefore \lambda_1 = \frac{2(1-d_1')}{d_1'}$$

又常流側の勢力水頭を E_2 , 跳水による勢力損失を E とすれば

$$E_2' = d_2' + \frac{(v_2')^2}{2g}, \quad E_j' = 1 - E_2'$$

従つて $d_1/d_2, d_1', d_2', E_j'$ 等は總て λ_1 の函數として表はす事が出来るのであるから幾何學的相似の他に λ_1 が一樣なる様に擲かれた二つの跳水現象の間には相似律が成立する事となる。従つて著者は實驗によつて之等の値と λ_1 の關係及び跳水による表面渦の長さ L と λ_1 の關係を測定して跳水現象の水理的相似律を完成せんとした。 (本間 仁)

重複波の近似解

(M. Gourret; "Sur un mouvement approché de clapotis," Ann. d. Ponts et Chaussées, Mars 1935, p. 337~451.)

淺海の重複波の水分子運動に就ては一般に Sainflou の近似解が用ひられてゐるが著者は更に精確なる解を求めんとした。即ち連續方程式

$$\nabla^2 \varphi = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad \dots \dots (1)$$

及び運動方程式

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial t} \right) + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} \quad \dots \dots (2)$$

を次の諸條件を用ひて解かんとするのである。境界條件としては

水底 $z=0$ にて $\frac{\partial \varphi}{\partial z} = 0$

鉛直壁面(防波堤壁面) $x=0$ にて $\frac{\partial \varphi}{\partial x} = 0$

$$\text{水面 } z=\eta \text{ にて } \begin{cases} w = \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \varphi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ 0 = g(H-\eta) - \frac{\partial \varphi}{\partial t} - \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial \varphi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} \right)^2 \right] + \chi(t) \end{cases}$$

但し η は水面の鉛直變位、 H は平均水深、 $\chi(t)$ は t の任意の函数である。最後の條件中の $\left(\frac{\partial \varphi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z}\right)^2$ は微小量として無視されるから之より上の基本方程式を解けば

$$\varphi = \sum_{l=1}^{l=\infty} N_l \sin K_l t \cos \frac{i\pi z}{L} \frac{\cosh \frac{i\pi z}{L}}{\cosh \frac{i\pi H}{L}} \dots \dots (3)$$

茲に L は半波長、 N_l は任意の常数であつて K_l は

$$K_l = \sqrt{\frac{g i \pi}{L} \tanh \frac{i \pi H}{L}} \dots \dots \dots (4)$$

運動が非常に小さい時は第 1 近似値として

$$\varphi = N_1 \sin K_1 t \cos \frac{\pi z}{L} \frac{\cosh \frac{\pi z}{L}}{\cosh \frac{\pi H}{L}} \dots \dots \dots (5)$$

波の週期は $\frac{2\pi}{K_1} = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g} \tanh \frac{\pi H}{L}}$

水面の鉛直變位は $\eta = H - \frac{1}{g} N_1 K_1 \cos K_1 t \cos \frac{\pi z}{L}$

従つて $t=0$ に於ける波の形を知れば問題は解かれる。

然し第 3 近似値を求める爲には上に求めた φ を境界條件の $\frac{\partial \varphi}{\partial t}$ の中に代入し、 $\left(\frac{\partial \varphi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z}\right)^2$ を省略せず之を $\left[\left(\frac{\partial \varphi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z}\right)^2\right]_{z=H}$ と置く。この時の解を次の形に書く。

$$\varphi = \sum_{l=1}^{l=\infty} N_l \sin K_l t \cos \frac{i\pi z}{L} \frac{\cosh \frac{i\pi z}{L}}{\cosh \frac{i\pi H}{L}} + f(x, z) \theta(t) + F(t) \dots \dots \dots (6)$$

之を上条件に代入して f 及び F の形を決定すれば

$$f(x) = -\frac{N_1^2 K_1 \pi}{16 g L} \frac{1-3 \sinh^2 \frac{2\pi H}{L}}{\sinh \frac{3\pi H}{L} \sin^2 \frac{\pi H}{L}} \cos \frac{2\pi x}{L} \cosh \frac{2\pi z}{L}$$

$$F(t) = -\frac{N_1^2}{16 g \tanh \frac{\pi H}{L}} \frac{\pi}{L} K_1 \left[1+3 \tanh^2 \frac{\pi H}{L} \right] \times \sin 2K_1 t + At + B$$

この中の常数 N_1, N_2, \dots, A, B を $t=0$ に於ける波の形 $z=Z(x)$ より決定するのである。

著者の解法は φ の第 1 近似値として Boussinesq の與へた

$$\varphi_1 = -\frac{2h}{T} \frac{L}{\sinh \frac{\pi H}{L}} \cos \frac{\pi x}{L} \cosh \frac{\pi z}{L} \sin \frac{\pi t}{T}$$

を用ひる。但し $2h$ は波の波高である。之より

$$N_1 = -\frac{2h K_1}{\pi} L \cosh \frac{\pi H}{L}$$

$$\therefore \varphi = \frac{-2gh}{K_1 \cosh \frac{\pi H}{L}} \cos \frac{\pi x}{L} \cosh \frac{\pi z}{L} \sin K_1 t$$

$$+ \frac{g\pi h^2}{4K_1 L} \frac{1+3 \tanh^2 \frac{\pi H}{L}}{\tanh \frac{\pi H}{L}} \sin 2K_1 t - \frac{g\pi h^2}{L \sinh \frac{2\pi H}{L}} t$$

$$\frac{g\pi h^2}{2K_1 L} \frac{1-\sinh^2 \frac{\pi H}{L}}{\sinh^2 \frac{\pi H}{L} \sinh \frac{2\pi H}{L}} \cos \frac{2\pi x}{L} \times \cosh \frac{2\pi z}{L} \sin 2K_1 t \dots \dots \dots (7)$$

之より水面の形が決定されるが鉛直壁に當る時の最高水位は

$$\eta_M = H + 2h + \frac{2\pi h^2}{L} \left[\tanh \frac{\pi H}{L} - \coth \frac{2\pi H}{L} \right] + \frac{\pi h^2}{L} \frac{\coth \frac{2\pi H}{L}}{\sinh^2 \frac{\pi H}{L}} \dots \dots \dots (8)$$

鉛直壁に作用する壓力 p は次の形にて與へられる。

$$\frac{p-p_0}{\rho} = g(H-z) - \frac{\partial \varphi}{\partial x} - \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial \varphi_1}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi_1}{\partial z} \right)^2 \right]$$

従つて最高水位の時の壓力強度は

$$\frac{p-p_0}{\rho g} = \eta_M - z + 2h \frac{\cosh \frac{\pi z}{L} - \cosh \frac{\pi H}{L}}{\cosh \frac{\pi H}{L}} - \frac{4\pi h^2}{L} \tanh \frac{\pi H}{L} + \frac{\pi h^2}{L} \frac{1-2 \sinh \frac{2\pi H}{L}}{\sinh^2 \frac{\pi H}{L} \sinh \frac{2\pi H}{L}} \left(\cosh \frac{2\pi z}{L} - \cosh \frac{2\pi H}{L} \right)$$

(x, z) に在る水分子の最大速度は

$$V_M = 2h \sqrt{\frac{2\pi}{L \sinh \frac{2\pi H}{L}}} \sqrt{\sin^2 \frac{\pi x}{L} + \sinh^2 \frac{\pi z}{L}}$$

著者は更にこの理論の鉛直壁防波堤への應用を試みた。即ち數値計算例によつてその運用法を示すと同時に防波堤設計に際して注意すべき二三の事項を述べた。

(本間 仁)

泥土を含む水の流れに就て

(Zill "Über Spülstromung" Bautech. 3 Mai 1935, S. 241~244.)

管内に泥水を流す場合に如何なる條件があれば普通の水理學の公式が適用されるかを考へる。泥水中に含まれるものは浮游する土砂のコロイド狀物質であるが、土砂でも微細なものは管内に沈澱する事なくその流れは水と同様であつて、唯位置勢力に比して運動勢力の大きいと言ふ程度のもを“動力學的疑似均等”(Dynamisch quasi homogenen)と稱する。沼土(Moor)の様なものでは80~95%の水を含んでゐて比重も1に近いから50~100%の水が加はれば流動状態となるがローム、粘土等を流すには20~30氣壓の壓力が必要である。

管内の水流には整流と渦流の別があるが泥水の場合には整流は考へられないのである。又土砂粒が少し大きくなれば管内に沈澱する傾向を生ずるが、かゝる時でも管全體を通じて流速曲線が殆ど變化しなければ普通の渦流同様に扱ふ事が出来る。かゝる場合を“静力學的疑似均等”(Statish quasi homogenen)と稱する。然し何れにしても渦流の1種と見るべきものであるからBernoulliの定理が適用されるものと考へる。故に平均流速もあまり小さいものは考へる必要がなく沼土にて1m/sec、その他にて2.5m/sec以下は問題とならない。尚泥水のこの二つの状態の境界は大體土砂粒の平均徑が0.02mmの所とされてゐる。

水中に於ける土砂粒の運動も土砂粒が微細なる時はほゞ水と共に動くがやゝ大きくなればその周圍の水と速度が異り水の抵抗を受ける。管内に沈澱を生ずる様な場合には或る部分に沈澱を生じれば其處では壓力が低下し流速は増すからそれに續く部分では沈澱が少く、従つて管内の流れは波狀を呈する事になる。沈澱に対する抵抗力 w は主として流體の粘性 η に起因するものと見做し、Stokesの式

$$w = 6\pi r \eta v$$

又はOseenの式

$$w = 6\pi r \eta v \left(1 + \frac{3}{8} \frac{\gamma_1 r}{\eta} |v| \right)$$

を用ふる方がよい。但し r は土砂粒の平均半徑、 v は沈澱速度、 γ_1 は流體の比重である。沈澱速度が一樣になつた後を考へればこの抵抗力が重力と釣合ふのであるから

跳水現象と表面渦の長さ

(J. Einwachter "Wassersprung- und Deckwalzenlänge" Wasserkraft u. W., 17 April 1935, S. 85~88.)

著者は嘗て同誌上にて跳水現象に於ける表面渦の長さに関する實驗的研究を發表し(1932年11月2日S. 245~249, Berechnung der Deckwalzenbreite des freien Wechselsprunges)次の様な公式を與へた。

$$l = \varphi \left[\left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right) t_1 - \frac{\left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right) v_1^2}{\left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 g} \right] \dots (1)$$

但し l は表面渦の長さ、 t_1 及び t_2 は夫々射流部及び常流部の水深、 v_1 は射流部の流速、 φ は係數である。尙同時に近似公式として

$$l = 4.5 t_2 \dots (2)$$

又は

$$l = 6.0 R_1 t_1, \quad \left(R_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g t_1}} \right) \dots (3)$$

を與へて置いた。然るにその後K. SafranezはPietrokowskiの實驗の結果と對稱して(1)式よりも(2)又は(3)式の方が簡單なるのみならず却つて好結果を與へる事を指摘して、更に之等の式を次の様に修正した。

$$l = 4.33 t_2 \dots (4)$$

又は

$$l = 5.9 R_1 t_1 \dots (5)$$

(この記事は同誌1933年12月16日S. 277~282, Länge des Wassersprunges)

之等の實驗の結果より見れば l がFroude數 R_1 によつて變化する事が明かに見られるので此處には(5)式の性質を検討する事とし、實驗値と(5)式による計算値との差を Δl として $\Delta l/l$ と t_1 及び R_1 との關係を表はす圖表等を作り、この公式の精度及び適用範圍を調べた。その結果より見ればFroude數 R_1 は5~6の時に最もよく t_1 は1.8cm附近の時に誤差が最小となつてゐるのが見られる。

(本間 仁)

$$v = \frac{2}{9} g \gamma^2 \frac{\gamma - \gamma_1}{\eta}$$

$\gamma = 2.85$, $\gamma_1 = 1.00$, $\eta = 1.165 \times 10^{-5}$ gr-cm/sec² とすれば

$$v = 0.873 \times 10^4 d^2$$

である。但し d は土砂の平均径を表はす。

次に Q m³/sec の流量の泥水を H m の高さに揚げる爲には

$$N = \frac{\gamma Q Z H}{75 \eta} \text{ 馬力}$$

を要する。但し γ はこの泥水の比重、 Z は土砂の沈澱速度に關係する一つの係数である。(本間 仁)

7. コンクリート及鐵筋コンクリート

鐵筋の現場試験法

(Prof. B. Skramtajew, "Die Prüfung von Bewehrungsstählen auf den Baustellen" B. u. E. März 20. 1935.)

現在の所では現場に於て鐵筋の試験を爲すべき何等の規定も但書もなく、唯特別の場合にのみ、試験設備を有する中央試験所に送つてゐる。然るに一般鐵筋コンクリート構造物にあつてはコンクリートの試験には非常なる注意を向けてゐるに拘らず、彎曲應力を受くる場合に重大な關係を有する鐵筋を何等試験せずの使用するは非理論的の甚しきものと云ふべきである。斯様な状態の下では鐵の大なる強度利用の可能性を縮小させることを意味し、次の如き 2 つの場合に於ける利點を逸するものである。

(1) 設計に際して高い許容應力を利用することに依つて鐵筋コンクリート構造物の重量を輕減せしめ得ること。

(2) 使用鐵筋の直徑或は數量を減少せしめて、而も現場に於て鐵の實際の強度に一致せしめ得ること。

約 40 本の鐵棒の試験結果より見ると、鐵筋の伸長限界は 2 200~5 000 kg/cm² の間にある事が認められ、嚴密なる熱での品種の鋼に就て鐵筋としての記號及分類が絶對的に必須なものであることが觀察された。

鐵筋コンクリートの理論によれば鐵の伸長限界は抗壓性に比して最も重大な機械的特徴であり、不幸にしてこの兩者の間には何等の決定的從屬關係はないもののである。實驗の結果、伸長限界は抗壓性の 0.63~0.82 に達し、その程度は確決定出来なかつたが平均値

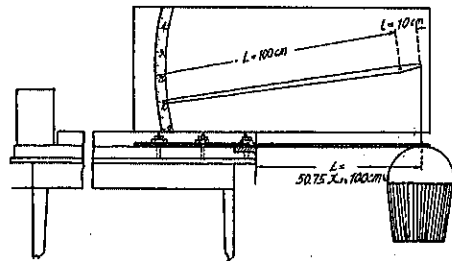
に於ける伸長限界 P_s の差異は 14% と見ることが出来、尙多數の試験を行へば勿論大きな變動が表はれるものと見られる。

伸長限界の代りに、それに非常に近く、而も低い値を有する比例限界がある。正當な熱處理を受けた鋼では伸長限界より唯 2~3% 低いだけである。然し比例限界によつて鐵の性質を判斷すれば相當確實性を増すことが出来る。

鐵の伸長限界又は比例限界は實驗室内に於ける切斷試験機によつて正確に決定されることは勿論であるが、この方法は煩雜な設備と莫大な費用及び大なる試験片を必要とし、現場に於ける試験としては本より問題とするに足らぬものであるが爲、鐵筋は殆んど試験されない。而して現場での比較的簡単な試験法として Brinell の硬度試験が用ひられてゐる。これは Poldy の裝置が最も著名であり、球で試験片及び Etalon 板に凹みを造り、この直徑を顯微鏡で測定して、その直徑を相等しくする事により金屬の硬度を決定するものであつて、特別な裝置もあるが、現場に於てきして困難は伴はない試験法である。然し乍ら Brinell の方法即ち Poldy の裝置による硬度は金屬の伸長には關係なく寧ろ抗壓性に關係があると云ふ重大な缺點を有して居り、凹みの出来た時には既に伸長限界は餘程前に超過してゐると云ふ事實から、この方法による伸長限界の決定は餘りに大なる差異(±30% 迄)を取る危険がある。この他の方法 (Rockwell, Wickers, Schor 等) も亦煩雜な裝置を利用する必要があり、何れも抗壓性と關係がある。要するに現場に於ては現在の所上述の様に鐵の伸長限界を決定すべき適當な方法がなかつたと云ふことが明かになつた。

著者は現場に於ける鐵筋の試験方法の缺點を補つて、棒の彎曲に基く方法を考案した。

第 23 圖



この裝置(第 23 圖)は厚約 5 cm、長約 1.5 m の薄板より成り、端に 6 個の鋸が繫結され、鋸に細い鐵の支柱を置

き螺子で結んである。支柱の下に試験棒を入れ、螺子で締め、その端を板の縁板の上 52.77~102 cm 突き出して置く、棒は全く真直でなければならぬが長さは任意でよい。この装置では仕上げられた棒は突桁の如き作用を受ける。棒端の荷重としては手桶を掛け、計算上の管長(鉄板の端から載荷点まで)を $l=50, 75$ 或は 100 cm とする。試験棒の傍に板の縁に沿ひ、指針及び目盛板を圖の如くに取付け、指針の管長の比例は 1:10 位とする。載荷は徐々に比例的に加へ、棒の直径によつて 0.25, 0.50, 0.75, 1 kg とする。荷重としては立方體のモルタル又は同重量の鉄片を用ひ、載荷毎に 1 分を置き、然る後に目盛を讀まねばならぬ。載荷は目盛の差が等しい間これを続け、一定の荷重に達すると差は大となり初める。この時は最早荷重と變形の間には比例的關係が存しないことを意味してゐる。この時までの載荷の量は鐵の比例限界の計算の基礎であることは云ふまでもない。試験の實施に當つては比例限界の超過と金屬の降伏の初點を逸しない様に注意が肝要である。この爲には各個の載荷による指針の前進が約 10~15 mm なる如く選ぶことがよい。これより小さい指針の動きによつて比例限界の超過を測定することは煩雜である。又時間の損失と載荷の数を減ずるためには最初から大な荷重、例へば棒の直径に従つて 2.5, 10 或は 15 kg 等の荷重をかけることが有効である。而して荷重は注意深くこれを加へ衝撃を與へない様にすること又勿論である。

突桁の管長、最初及び自後の荷重の測定には第 1 表を用ふれば便である。

第 1 表

棒直径 (mm)	管長 (cm)	最初の荷重 (kg)	自後の荷重 (kg)
10	50	2	0.25
12	50	6	0.50
16	75	6	0.50
18	100	8	0.50
20	100	8	0.75
30	100	10	1.00

試験に先立つて突桁の計算上の管長その他を測定して置く。第 2 表に示すものは實際の試験例である。

試験體 $d=18.1$ mm

突桁管長 $l=100$ cm

荷重合計 7 kg + 立方體 14×0.53 kg = 14.5 kg

この荷重の中で、管に荷重を緊結した指針の重量を差引くと、

計算荷重 $P=14.5-0.5=14.0$ kg.

第 2 表

荷 重	指 針 位 置	讀 み の 差
0	0.4	
最初の荷重 7 kg.	14.8	1.1
立方體 1 (個)	15.9	1.1
.. 2	17.0	1.1
.. 3	18.1	1.1
.. 4	19.2	1.2
.. 5	20.4	1.0
.. 6	21.4	1.1
.. 7	22.5	1.3
.. 8	23.7	1.1
.. 9	24.8	1.1
.. 10	25.9	1.1
.. 11	27.0	1.1
.. 12	27.1	1.3
.. 13	28.3	1.1
.. 14	29.4	比例限界
.. 15	30.8	1.4
.. 16	32.0	1.2
.. 17	33.4	1.4

比例限界は

$$P_s = \frac{M}{W} = \frac{Pl}{\pi d^3/32} = \frac{14 \times 100}{3.14 \times 1.81^3/32} = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

この例に見る様に讀みの差は約 1 mm 程度である。

上記の装置で棒の絶対彎曲量が測られ、この量は理論的計算値と同値である。

次にこの方法即ち彎曲による比例限界決定の結果を試験機械による伸長限界決定の結果と同じくすると云ふ事柄がある。この目的の爲に 16 本の種々の直径及び伸長限界の鐵棒を試験した。機械は Losenhansen 及び Olsen を用ひ實驗室内で行つた。同時に金屬の可塑性變形を考慮せぬ纖維伸長計算に對する通常の式

第 3 表

實驗番號	彎曲による比例限界 kg/cm ²	伸張による伸張 限界 kg/cm ²	差 %
1	4400	3900	+11.0
2	3845	3740	+2.7
3	2530	2500	-1.0
4	2800	2760	+1.3
5	2360	2320	-10.0
6	2880	2680	+7.5
7	2525	2490	-10.0
8	2770	2635	+5.1
9	2960	3075	-3.7
10	2505	2575	+1.0
11	4240	4030	+5.2
12	2200	2245	-2.0
13	3150	3020	+4.0
14	2500	2400	-3.8
15	2980	2550	-6.7
16	4580	4450	+2.9

$n = \frac{M}{IV}$ が適用されるかどうかを決定した。
 円形断面に対しては $n = \frac{M}{IV} = \frac{M}{\pi d^3/32} = \frac{M}{0.098d^3}$ である。

実験結果は第3表の如くである。

この比較試験から次の2つの結論が得られる。

(1) 実験の精度は ±10% の範囲内にある。

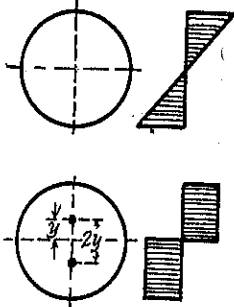
(2) 通常の式 $n = \frac{M}{IV}$ はこゝでも立証される。

鉄の試験の際に起り得る缺點を豫防するため、以上の実験から得た 2, 3 の補充報告を記せば次の如くである。

(1) 実験を緩かにし (各荷重に1分) 非常に注意して行ふこと、若し比例限界を超過した場合には直ちに

鉄の降伏が始まり、伸びが新しく起り初める。そして第24圖に示す様に三角の伸びの圖表が直角に變化する。この2者の中間の伸びの圖表は不幸にしてないから伸長限界の決定は不可能である。伸びの経過が三角形の場合、即ち鉄の可塑性變形の考慮の不必要である時

第24圖



には

$$M = n \cdot IV = n \cdot 0.098 d^3 \text{ (丸鋼に対して)}$$

又可塑性變形の考慮を要する場合には

$$M = n \frac{\pi d^2}{4.2} \cdot 2 \frac{2d}{3\pi} = \frac{n d^3}{6} = n \cdot 0.167 d^3$$

(但 $\frac{2d}{3\pi}$ は半円の重心と中立軸の間の距離)

それ故曲げモーメントは約 70% 大となる。事實この如くに曲げモーメントは $M = n \cdot 0.098 d^3$ と $M = 0.167 d^3$ の間に存在し中間の経過は可能である。著者の実験の際にも比例限界を故意に超過させた場合に種々の故障を生じたが、何れも 1.70 を超過したことはなかった。

(2) 次に試験前に棒を真直にさせるために種々の方法を講じ、その爲に最初から或る量の伸びの存することである。この不正確は極力避けねばならぬ。

上記の方法は簡單にして而も適當な精度の故を以つて、現場に於ける鉄試験として推奨に値するものである。この試験によつて鉄の性質を正確に把握して置く

事は鉄筋コンクリート構造物の強度に關して重要な事柄であらう。 (糸川一郎)

コンクリート中の鉄の腐蝕 (糸川一郎)

地下水とコンクリート構造物

(F.W. Freise, "Underground Water and Concrete Construction Concrete and Construction Engineering, March 1935, p. 163)

次に述べんとするは著者が最近 10 年間に亘り、鐵山、上水道、或は基礎等に於けるコンクリートに付き觀測せる結果にして化學的研究は著者の實驗室に於て、又強度に關しては、リオデヂャネイロのブラジル國有鐵道研究所に於て行つたものである。使用セメントは 2, 3 のブラジルセメントを除いては大體輸入セメントである。

(1) 腐蝕酸 (funic acid): 植物の腐蝕によりて處女林より流れ出づる所謂黒水 (black water) は熱帯地方に多く、黒河、黃河等の名前を持つて居る河は大體此の腐蝕酸を含有すべき事を物語るものである。

植物の腐蝕経過中にその木纖維素の部分は變化し凝縮液化して濃い黄色乃至黒色の透明なる液を生じ、酸素を含む事少く、或は全く含有しないものもある。而して是は強酸性の液でコンクリート構造物へば沼地にある橋脚等に急激な作用を及ぼす。

コンクリート供試體に対する實驗室試験結果によれば、腐蝕酸溶液に最も早く參るのはコンクリート中の酸化カルシウム及マグネシヤである。

0.05% 溶液でさへ、時間を長くかけ、又酸素の混入を防げる時は、コンクリート杭に十分の腐蝕を與へる。

此の溶液に酸素を與へると、腐蝕酸は直ちに分解する。即ちこの水を淨化すると黒水が栗色乃至黃赤色に變化する事により明かに分解を知る事が出来る。

然し炭酸鹽、重炭酸鹽、硫酸鹽、硝酸鹽等の鹽類が所謂黒水の中に来ると、此の黒水の破壞的作用は可なり激しく減ずる。

尙濃み水よりも、急流の方が腐蝕作用は大きく、又温度が上昇するに従つて腐蝕性も増すが、然し後者はコンクリート構造物の生命には餘り重要でない。

此の酸に依る腐蝕は先づコンクリートの表面に褐色の精着性の膜を形成し、表面は次第に 1cm 或はそれ以上軟かになる。

橋脚等は 2 年以内に表面 1.3cm 位は、極く柔い層になつて了ふ、又コンクリートの龜裂から此の腐蝕酸が

鉄筋迄侵入すると鉄筋は腐蝕膨脹し龜裂は益々大きくなる、殊に軸鉄筋にフープ鉄筋が巻いてある場合は顯著である。

防護手段の中、例示すると次の如し。

(1) 有離酸化カルシウムの出来る丈け少いセメントを使用する事。

(2) コンクリートの密度を出来る丈け大にする事。

(3) 橋脚等に於ては、数ヶ月以上養生する事。是は表面の酸化カルシウムが一部分炭酸石灰に變化せしむる爲である。

(4) 腐蝕酸含有流水に曝される部分を覆ふ事。

例へば橋脚に厚いアスファルト被膜を施すか、周圍に徑 3~5 吋の穴に鐵分の少い粘土をつめたものを圓形に並べて腐蝕酸の防護壁とするかである。又餘りひどく侵蝕される所には選礦臺から得た細粒の沈澱物が非常に有效である。

(5) 石灰岩の沈澱物を使用する事。

(6) 腐蝕酸を含む水を何等かの方法で空氣を吹き込み分解させる。等の方法である。

(2) 乳酸 (lactic acid): 沼地に設置されたコンクリート構造物は總て此の酸の影響がある、是は植物腐蝕經過中に根、莖等にあるゴム質が細菌作用を受けて生ずるものであるからである。

0.06~0.55% 位の乳酸含有水は往々発見せられる所で 1.67% のものも數回発見した。この酸は空氣 (酸素) が水中に全く無いが、不十分の時にのみ存在するものであるから観測中に容易に消失して観測が困難で、水中に十分の酸素が入ると直ちに分解して炭酸と水になる。

炭酸はコンクリートに有害で酸化カルシウムを炭酸石灰に餘りに急激に變化せしめ、急激に硬化せしめるし、又水溶性重炭酸鹽を生じ是が洗ひ流され従つて強度を減ずるのである。

又乳酸はセメント中の硅酸鹽、アルミニウム鹽に對して破壊的反應の促進剤とも考へられる。1/5 000~1/40 000 の稀薄溶液で十分の作用をする。1/500 の濃度のものを用ひると 60 日養生のポートルランドセメント供試體に 72 時間で上記反應を十分表す。

又他の實驗では蒸溜水に 1/5 000 の乳酸を入れ此の液の中に 320 日間セメント供試體を入れて置いた所、セメント成分中 Al_2O_3 は試験前定量した量の 3.45% 減じてゐた。

而して、乳酸の作用は前述の腐蝕酸の如く、表面に膜を生ぜず、先づ表面は光澤を生じ、次に乳酸鹽の結晶を構成するに従ひ小さな破片となり剥落するか、さもなくば、少くとも多孔性を帯びさせ内部の層に侵入し迅速に作用を起すものである。1931 年著者はある公道橋に於て見たが、その下部構造の上流側橋脚は厚さ 1 吋侵蝕され、侵蝕範圍は平水位下 18 吋の所から 3 呎 2 吋の所迄であつて、且つ鐵筋は一部露出し、最初の鐵筋徑の 60% は腐蝕し、又コンクリートはナイフで容易に削ぎ取れる程度に迄腐蝕して居た。

コンクリート中の骨材はその地方の良好な花崗岩であつたが黒雲母、長石は變化し、前者は柔い褐色のものとなり長石の結晶は絹狀の被膜を生じ、而して此の膜は分析の結果、乳酸加里であつた。

この腐蝕の原因は橋梁架設當時附近の木を水面迄切つて根を残して置いた爲である。15~18 年間に附近の草木は少くとも 3 300 ポンドの乳酸に變じて、この河に流れ込んだのである。従つて全期間に平均すると濃度は約 1/500 となる。それで橋梁修繕の時に、水路全體を十分清掃した爲、乳酸含有量は 1/40 000 以下となり、當分無害のものと思はれるに到つた。

(3) 炭酸 (carbonic acid): 乾燥した CO_2 はコンクリートに害を及ぼさないがその溶液、殊に高温を伴ふ場合の害は顯著である。

例を擧げると次の様である。石灰岩と粘板岩の中を通る、2 つの鐵山の坑道に於て 3 吋巻厚の墨葉が地下水の作用を受け、破壊した。この地下水は 1 立中 7.22 g の有離炭酸と更に曹達、カルシウム、マグネシヤ、鐵の重炭酸鹽を 1 立中 0.363 g 含有し、更に墨葉背部の平均温度は攝氏 22 度であつた。

1 年の墨葉コンクリートの破壊は 25 yd³ に及び、29 000 呎³ の水に對して 1 呎³ の破壊の割合になる。

次はマイナスゲレー州のファーブドーロの温泉の例でこの温度は攝氏 32 度、有離炭酸は 1 立中に 55 cm³ 含有し、毎年流水 166 呎³ に付き 1 吋³ のコンクリート破壊作用が起つた。又カクサンプの温泉では 14 400~32 000 呎³ の水の對し 1 吋³ の割合で破壊せしめたのである。此の水は 1 立中 35 cm³ の有離炭酸を含み、他に各種の硫酸鹽も含んでゐたから、上記の破壊作用の一部は後者によるものである。地下水中有離炭酸のセメントに對する作用の強きはセメントの硬化速度に關係する。硬化の早いセメント程炭酸の作用は遅い様である。

而してセメント成分中アルミ鹽は最初に侵されるものであるが、アルミ鹽含有量と破壊速度との關係は未だ明かでない。又澱み水よりも流水、滴水の方が破壊作用は大きい。

是等の破壊作用は又コンクリートに可溶性、従つて洗ひ流され易い重炭酸カルシウムを生ずる爲で、之を防ぐ一方法として水に曝される表面を急硬ポートルランドセメントの層で覆ひ、不浸透の層を作るとよい。その時の水セメント比は 37~42% のセメントに對し、63~58% の水の割合が最適である。且つ被覆は 2 層で各 1/2 吋層に行ふ。

又ナトリウム或ひはカリウムの珪酸鹽(水ガラス)で表面處理する事も推奨すべき工法である。然し此の方法は炭酸ナトリウムが出来て、是が結晶すると剝落し易い性質となり、洗ひ流されると其の跡が多孔質のものとなる缺點がある。

一層良結果を得るには、鹽酸で珪酸ソーダ、珪酸加里の稀薄溶液を分解して生ずる珪酸をコンクリート表面に浸透せしめる。是をコンクリート施工後直ちに壓入するとその被覆層は安定なものである。

(4) 硫化水素 (sulphuretted hydrogen): 地下水は往々此の硫化水素の溶けたものがあり、多くは鐵の鹽に附隨して居る。普通その濃度は天然のものはコンクリートに有害な程濃いものでない様である。

セメントに對する H_2S 溶液の影響は硬化を遅くする點にある。殊に水の容積の 10% も H_2S 瓦斯が溶解すると、その影響は明かとなる。それ以下の濃度では適當に施工された構造物に害を與へない。

是よりも硫化水素瓦斯の方が有害である。(Concrete and Construction Eng. May 1933, 299~303 頁参照)。

(5) 硫酸鹽 (sulphates): カルシウム、アルミニウム、鐵、マグネシウム、ナトリウムの硫酸鹽は地下水中良く含有せられて居るものであるが、鑛山から出る水には硫酸銅を含有する事があり、是は緩慢ながらコンクリートに害を與へる。

是等の硫酸鹽中硫酸カルシウムが最も有害で、硫酸ナトリウム、硫酸マグネシウムは最も害の無いものである。

セメント供試體を硫酸カルシウムの溶液中に置く時は、硫酸カルシウム、硫酸アルミニウム及硫酸カルシウム・アルミニウムを生ず。是等は結晶水を 28~44% 含有して結晶し従つて結晶の容積を増大す。

又竹材も鹽基性の長石を含む、例へば輝綠岩質のもの等を用ひると膨脹性のカルシウムの珪酸鹽を生ずるから使用しないが良い。硫酸カルシウムを含有する地下水に接觸する橋梁等は長く養生すればする程結果は好く、又多孔性の表面を少くすればする程害が少い。

若し長く養生しないで、コンクリートを打つて直ちに硫酸カルシウム含有水に接する時は、1 立中 0.050~0.085 g の硫酸カルシウムを含んでみても硬化は長くかゝり有害である。

更に 1 立中 0.15~0.20 g の濃度になると普通のセメントでは硬化しない、故に此の場合は普通セメントを使用してはならない。

コンクリート構造物の大きさがセメント硬化によつて熱が起きて心配のない時にはアルミナの多いセメントを使用するとよい。即ち鑛山の鑿坑で疊架背後の裏詰め等に於て有害な硫酸鹽があれば斯の如きセメントを撰ぶべきである。

鑿坑の底部にて此の水が噴き出す如き場合に夫を止めるには先づ急硬アルミナセメントで表装した高爐セメント又は鐵-ポートルランドセメントのブロックで止めるとよい。

此の様な場合硬化速度の遅いものでは役に立たない。

第 4 表は硫酸カルシウム溶液に對してセメントの強度が如何に變化するかを見る爲 2x2x3 吋のセメント供試體を静水及び供試體を回轉した場合に付き又水溶液の濃度、温度を變へて實驗した時の表である。

第 4 表

C_2S, SO_3 %	温度 C.	セメント 種類	硬化 時間 (日)	初破壊 強度 (kg/cm ²)	試験時間 (日)	供試體 支持	終破壊 強度 (kg/cm ²)	破壊 モード
0.21	25	I	3	5430	55	埋込 全	50.50	7.2
			28	6210	5.5	全	56.30	9.2
0.55	22	II	3	6290	3	靜止	59.50	13.6
			28	4550	3	埋込	47.20	12.5
1.11	22	III	3	5500	10	全	46.20	11.6
			28	5500	10	全	41.00	13.2
1.23	16	IV	10	5300	10	靜止	42.00	20
			10	5300	10	全	46.40	16
1.55	18	V	60	5300	10	全	46.40	16
			28	5320	10	全	50.30	14.4

セメント成分: I. C_2S, SO_3 62.5; Al_2O_3, Fe_2O_3 0.57%
 II. 65.5; 22.7; 5.21; 1.14%
 III. 61.8; 24.81; 2.85; 3.62%
 IV. 66.9; 19.33; 4.67; 4.31%

この外に地下水中に鐵、マンガン、銅の鹽を含む場合は硫酸カルシウムの働きは増大せられる故にコンクリートの水槽に貯水する如き時は十分考慮すべきである。

更に注意を要するのは同じ試験状態、同じ濃度でも自然にある硫酸カルシウム含有水は大體試験室で作つた

溶液よりもコンクリートに對する害は大きい可である。

(6) 鹽化物 (chloride): 海水中の各種鹽化物に對しては港湾構造物に於て種々研究されて居るが適當に施工された既製コンクリートで海水に入れる前に十分養生してあればそう激しく又迅速に破壊されるもので無い。鹽化ナトリウムのみでは、たとへ高温に於てもコンクリートに對し有害な作用をしない事はコンクリートの製鹽場に於て立證する處である。

一方に於て河口の感潮部に鹽分のある水に洗はれるコンクリートは屢々破壊されるのである。即ち海邊の干満部の間に 0.95~0.8 吋位のコンクリートの破片を著者は發見したが、之等は褐色乃至黒色であり、又或る者は漂白した様に白色であつた。そして破壊されない所に比して大體軟かく明瞭には結晶して居ない。上記二つの破片状態を見るに、其の結晶形は單斜晶形に屬するものである事は認められるが、是等拾集した侵蝕破片の成分を一様に、或る化學式では表はせられるかどうかは未だ判らない。

然し大體は鹽化カルシューム、鹽化マグネシューム、鹽化アルミニウム及び膠質性の鐵(硫酸か)を含む混合物であるらしい。以上の様な侵蝕の起る所は主として、水酸化鐵を含有する河水が海水に出會ふ所で、そこで海水の電解作用に依つて含有物は急激に沈澱する。

即ち作用の最初は水酸化鐵の被膜を生じ、孔或ひは裂目を滿し次にこの水酸化鐵に覆れた孔に沿つて、分離した鹽酸が働いて鹽化鐵を造る。

實驗室では鹽化の 1/2 000 溶液でも現場で見た如き侵蝕作用を十分起すものである、尤も外氣の温度及流水の状況にも依る。

實驗によると少量の鐵分を含んだセメントが最も良く鹽化物に抵抗する。又河水と海水との混合水に洗はれる様なコンクリート構造物の鐵筋被覆高は相當大きく取る事を奨めるものである。(中路誠三)

施工繼手に於けるコンクリートの付着強さ

(W. Humm, "Die Haftfestigkeit von Beton in Arbeitfugen" Schweizerische Bauzeitung 19. April 1935.)

コンクリートの施工繼手が構造物の強さに對して有害である原因は色々ある。先づ第 1 には柔練コンクリートの施工に際して比較的重い有效なモルタルの部分が沈み、餘分の水が表面に浸み出る様な沈澱現象、次

に混加水は混和中に苛性石灰及石膏で飽和され、強アルカリ性を呈し、コンクリートの表面に浸み出した水は空氣中炭酸瓦斯を吸收し、石灰と化合して炭酸石灰となり、之は水がコンクリートに吸收された後其の表面に光澤ある層となつて残ること。又初めに施工したコンクリートが骨材の組成が適當でなく従つて強さは充分であるが空隙が多い場合に水を吸收し、其の結果結合不完全の層が出来、此の上に打たれた新しいコンクリートは急激に水を取られるためウオーカビリチイが不足して、繼手に所謂豆板を生ずること、其の他に餘り柔練の場合に型枠の不完全な爲縦目からモルタルが流れ出して粗骨材のみが残ること等が其の主なるものである。

今迄は情報出来る強さと水密性とを要する繼手を造らねばならぬ時には例へばレイタンスを洗滌するか、其の層を搔取つてコンクリートの表面を粗面にするとか、又コンクリート打繼ぎの最初に富配合のモルタルを流込む等の方法を探つてみる。併し多くの場合著しく美觀を損しない限りは繼手の性質に就て餘り注意を拂つてみない。

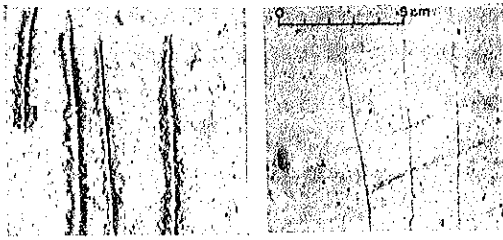
以上の様な状態であつたが Gütschwald-Reservoir 築造の際は情報出来る繼手を造る事を特に研究したが、周到な現場の段取と新式の設備に依り目論まれた急速な工事進捗にも拘らず、施工繼手を全然省略することは不可能であつた。併し乍ら構造物の各部分を實際上均等に結合すると云ふ問題から Scherer は此の目的に plastiment (新しいコンクリート混和剤) の特性の利用を考へ付いた。

Plastiment の混和はコンクリートの表面に著しい影響(例へば緻密さ、耐干質硬さ、耐風化性)を與へることは既に確められてゐるが、之は微粒子の自然的分離が妨げられ他方之等微粒子がコンクリート全體に散布される如き一部物理的-一部化學的影響に歸せられる。即ち普通配合のコンクリートとは反對に plastiment を使用した場合はコンクリートの表面は曇つた儘で光澤ある層は形成されずコンクリートの内部と同様の構造となつてゐる。依つて plastiment の独自の作用を知るには尖の表面に與へる影響従つて打繼コンクリート付着強さを材料力學的に試験するのが得策の様に思はれる。

試験方法 供試體の形狀は底面を 12×12 cm、高さを 36 cm の柱體とし、製作方法は最初高さ 18 cm 丈にコンクリート詰め夫々 24 時間、3 日及 7 日の硬化期

間を置いて残りを填充することにした。而して継手無し
のコンクリート強度を知るために同一練のコンクリ
ートで別に継手無しのもを作った。之等供試體には

第 25 圖 表面の構造(左混和剤無,
右 plastiment 混和)



第 5 表

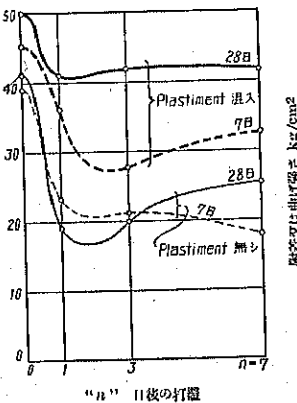
配合ポルトランドセメント 300 kg/m³, 稠度 plastic,
スランプ約 5cm, セメント "Jura" 印, 骨材径 0~30 mm, 篩分。

表中()内の数字はコンクリートの曲げ強さに對する
比較を示す。

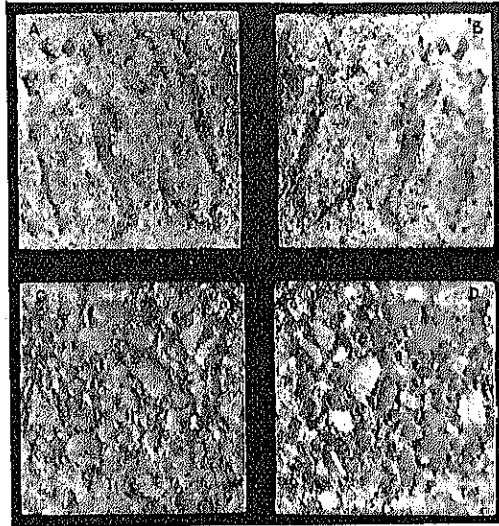
	混和剤無		セメント含量 1% plastiment混和			
	7日 kg/cm ²	28日 kg/cm ²	7日 kg/cm ²	増加率 %	28日 kg/cm ²	増加率 %
施工継手なしのコンクリート彎曲強度	39.1 (1.00)	41.3 (1.00)	45.7 (1.00)	+17	50.0 (1.00)	+21
24 時間後に打掛せるコンクリートの付着強度	23.3 (0.59)	19.1 (0.46)	36.1 (0.79)	+55	41.1 (0.82)	+110
3 日後に打掛せるコンクリートの付着強度	21.25 (0.54)	19.8 (0.48)	27.75 (0.61)	+30	41.8 (0.83)	+110
7 日後に打掛せるコンクリートの付着強度	18.1 (0.44)	25.4 (0.61)	32.8 (0.72)	+51	41.8 (0.83)	+ 64

第 26 圖 付着又は曲げ強さ

1m³ 當ポルトラ
ンドセメント 300
kg 入の柔練コン
クリートを使用
し、打掛コンクリ
ートが材齢 7 日
及 28 日となつた
時に曲げ試験を
行つた。此の試験
成績は第 5 表及
第 26 圖に示され
てゐる。



第 27 圖 施工継手の上 (B 及 D) 及下 (A 及 C)
破壊面, A, B は混和剤無, C, D は
plastiment 混和



凡ての場合 混和剤無のコンクリートでは施工継手が
最弱點となつたのに對し plastiment 混和コンクリ
ートでは破壊は打掛のコンクリートの部分に起つてゐる
(第 27 圖参照)。

以上の試験成績に依れば全試験を通じて継手は同處
の曲げ強さを低下してゐる。而して此の低下の大きき
は常に相當の相違が生じ、之は plastiment コンクリ
ートに於ては些細のものに止るけれども、普通配合の
ものでは全く著しい値を採り得ることが確められた。
事實普通配合の場合は継手の曲げ付着強さは屢々継手
無しのもの數分の一位であるが、plastiment 混和のコン
クリートに於ては何の期間のものでも極良質のコン
クリートの實際の曲げ強さに相應する付着強さが得ら
れてゐる。

又初に施工したコンクリートの材齢が強度に就て成
る影響を及ぼすことは注意に價すること、即ち急激
に強さが増加しつゝある状態即ち材齢 1~3 日のコン
クリートに於ては付着強さの最小のものが現はれてゐ
る。相當の強さを得た後は付着面は又再び継手の性質
に都合良く作用してゐる。

要するに plastiment コンクリートは密度、ウォーカ
ビリチイ、強さ、耐風化性等に關する大切な性質を有
すると共に、施工継手の強さに殊の外好作用を及ぼし、
之は他の如何なる方法に依るも合理的に達し得られな
いものである。

(原田忠次)

8. 施 工

電気鍍鉛による鋼構造の腐蝕防止法

(Rud. Bernhard, "Rost- und Ranzgaschutz von Stahlwerken durch elektrolytische Verbleiung." Bantech. 10. Mai 1935, S. 251)

1. 概要: 鋼構造物表面の腐蝕防止の最良なるは鉛又はその化合物、或ひは鉛の混合物又は純粋な金屬等である。煙又は酸性のガス作用を受ける鋼構造物は單に塗料によるときは壽命は短いが電氣的に鉛を鍍金したものは非常に良好となる。

鍍鉛法としては鉛の電解溶液中に鍍金すべき部分を陰極とし、10~50cm 離して鉛板を陽極として吊すのである、ドイツの鐵道では 1928 年以來電氣的鍍鉛法を科學的且經濟的に任意に行ひ得るやうな研究を始めてゐるのである。

2. 技術的研究: 化學専門家の研究によると煙ガスの著しい作用を防ぐには鉛の被覆は最小 0.3 mm を要す。種々の電解液によつて多くの實驗の結果は 0.3 mm の厚さに達する迄には 6 時間を要する。最も困難なるは氣泡を生ずることであつて、鋼が不純にして砒黄、磷、マンガン等を含むときは鉛被覆中に氣泡を生ずる。

銲接した接目にも容易に鍍鉛し得るが、銲結した部分には未だ電氣鍍鉛は出來ない。即ち鉛は銲結された鋼の間の小間隙を塞ぎ、その中に電解液が浸入する爲に後に腐蝕するに至る。

鍍鉛を行つた部分を取付ける場合には以前からの構造物との間に電氣的のリングを形成しないやうに注意する必要がある。

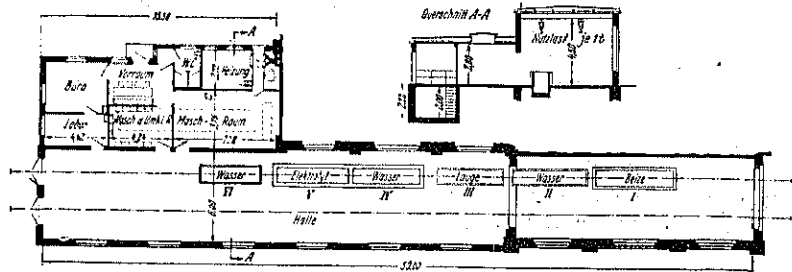
3. 經濟的研究: これを經濟的に考ふる場合にはその壽命の關係から定める。即ち鍍鉛は塗料よりも高價とはならない。これを數學的に調査せるに電氣鍍鉛法による材料費は 1.32 RM/m² 勞力費は 2.68 RM/m² での割合は 1:2 となり總工費は 4.00 RM/m² となる。これに對して塗料を用ふる場合には下塗 2 回上塗 2 回で總工費 2.30 RM/m² でその中材料費は 0.45 RM/m² 勞力費は約 1.85 RM/m² での割合は 1:4 である。塗料を用ひた場合その壽命は 5 年で再び新に塗らなければならぬ。即ち 2.30/5=0.46 RM/m² が年當りの費

用である。電氣鍍鉛を行つた場合は 4.00 RM/m² であるから 4.00/0.46=8.7 年となつて 8.7 年にして經濟的に同じになるのである。鍍鉛の壽命を 20 年とすれば 4.00/20=0.20 RM/m² となり塗料は 0.46 RM/m² であるから 130% 高いわけである。

併し不利な點としては鉛被覆をやり直す場合に現場で出來ず、技術的經濟的に今尙ほ不可能である。

4. 鍍鉛設備: 第 28 圖に於ける鍍鉛設備は次の如く

第 28 圖 鍍鉛施設の平面及斷面圖 (作業は右から左に順次進行する)



なつてゐる。第 I 槽は溶解槽で金屬的に純な表面を出すために腐蝕及酸化物を除去する。

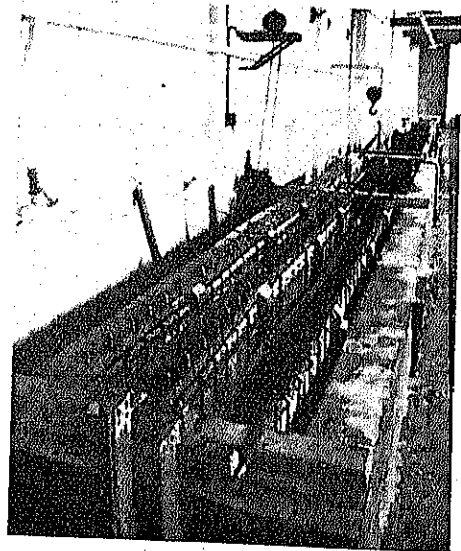
第 II 槽は第 1 水槽で殘滓を洗ふ場所である。

第 III 槽は灰汁槽であつて溶劑を中和せしめる。

第 IV 槽は第 2 水槽で灰汁殘滓を洗ひ去る。

第 29 圖 電解液槽 IV

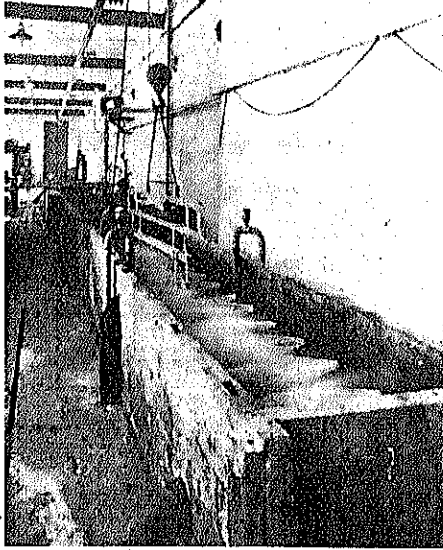
鉛陽極板を 3 列に吊り、その間に 2 列に鍍鉛すべき部分を入れる。



第V槽は電解液中で鍍鉛を行ふ鍍鉛槽である(第29圖)。第VI槽は第3水槽で電解残滓を後洗ひするもの。3つの水槽(II, IV, VI)は射水環を有し、浸し入れ及引出の際に完全に洗ひ得るやうになつて居る(第30圖)。

第30圖 水槽VI

完全に鍍鉛を終つた部分を射水槽によつて洗滌する



(傍島 溱)

9. 橋梁及構造物

鋼肋ドームの新しい設計及び築造

(R. McC. Beanfield, "Unique Design and Construction of Steel Ribbed Domes." E. N. R., May 9, 1935, p. 676-678.)

最近完成された北アメリカの Los Angeles に於ける Griffith 天文臺は、直径 31 ft. の同軸ドーム2基と、直径夫々 85 及び 40 ft. の固定ドーム2基を有して居る。最大のドームは惑星儀を入れるものであるが、此の鋼架構の設計に就て述べる。之は鋼と鉄筋コンクリートの結合から成り、0.08×重力の地震抵抗及び 30 lb/ft² の風荷重に對し設計された。建物全體は自然振動周期を減ずる爲出来る丈剛度を大にし、又異つた振動周期を持つた構造單位の結合を避けた。架構様式及び結合に電氣銲接を多く用ひた事がその特徴として擧げられる。

此の鋼肋ドームは原則的には重力荷重に對しても、風荷重に對しても多次の不静定である。然し乍ら、軸對稱

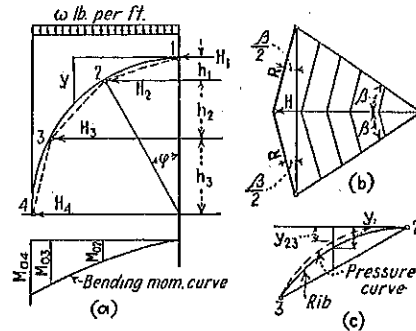
の垂直荷重に對し、弾性理論に依り計算を行ふのに、環が極めて接近して居れば、垂直平面内の肋の壓力線は、

第31圖 Griffith 天文臺の外観



肋の同心線から殆ど離れない事が解る。従つて、ドームが静定であるものと假定し、各肋は支臺に固定せる突桁と考へ、肋及び環の應力を求める事が出来る。次にその解析方法を述べる。軸對稱であるから肋1本を考へ

第32圖 有肋ドームの静力解析の圖示



ば充分で、簡單の爲、4環を有するドームを考へる(第32圖a)。環の結合點に於ける突桁として曲げモーメントを M_{02} , M_{03} , 及び M_{04} とする。

結合點1に於ける水平力 H は結合點2の周りのモーメントを取れば解ける。即ち

$$H_1 = \frac{M_{02}}{h_1}$$

同様に $H_2 = \frac{M_{02} - H_1(h_1 + h_2)}{h_2}$

$$H_3 = \frac{M_{04} - H_1(h_1 + h_2 + h_3) - H_2(h_2 + h_3)}{h_3}$$

又 $\sum H = 0$ であるから H_4 は次の如くなる。即ち $H_4 = -(H_1 + H_2 + H_3)$

H が解れば環應力 R は次の如くなる(第32圖b)。

即ち
$$R = \frac{H}{2 \sin \frac{\beta}{2}}$$

結合点間の壓力線の縦距は次式に依り示す事が出来る(第32圖c)。

M_0 = 断面より右の荷重に依る曲げモーメントとすれば次の如くなる。

$$\text{環1と2の間 } y_{12} = \frac{M_0}{H_1}$$

$$\text{環2と3の間 } y_{23} = \frac{M_0 + H_2 h_1}{H_1 + H_2}$$

$$\text{環3と4の間 } y_{34} = \frac{M_0 + H_2 h_1 + H_3 (h_1 + h_2)}{H_1 + H_2 + H_3}$$

従つて例へば結合点2と3の間の任意の點の曲げモーメントは次の如くなる。即ち

$$M = (H_1 + H_2)(y - y_{23})$$

茲に y = 肋の縦距。

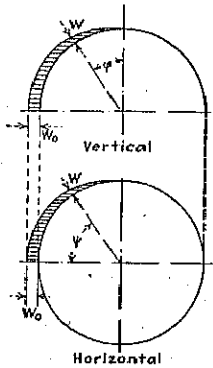
突桁肋の垂直剪断力 V を知れば、肋中の軸推力 N は次の如くなる。即ち

$$N = V \sin \phi + H \cos \phi$$

次に回轉殻に於ける風應力を、回轉殻の微分方程式を積分せず、簡単に静力學に依り解析する方法が F. Dischinger に依り見出された (Handbuch für Eisenbetonbau : Bearbeitet von H. J. Kraus : F. Dischinger ; Berlin, 1928. vol. 6, Part II)。此の場合、風壓は

第33圖 風壓圖

正弦法則に従つて分布し、風上は風壓を、風下は同じ大きさの吸引を受けるものと考へる(第33圖)此の方法を有肋多角形ドームに應力し次の如く考へる事が出来る。



肋の風應力

$$N_w = w_0 R X A_r$$

環の風應力

$$R_w = w_0 R Y$$

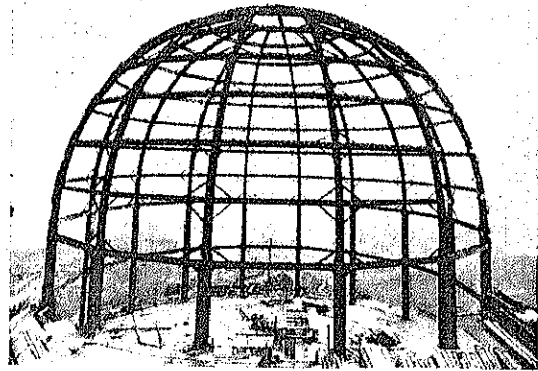
剪断風應力

$$S_w = w_0 R A_m Z$$

茲に、 w_0 : 最大單位風荷重、 R : ドームの半徑、 A_r : 肋間の環の長さ、 A_m : 環間の肋の長さ、 X 、 Y 及び Z : 係數(第6表参照)。

剪断力に依り、肋及び環の結合點に曲げモーメントを生ずる。此の場合反曲點は肋間の環の中央及び環間の肋の中央にあるものと考へる事が出来る。此の結合點に於ける曲げモーメントは山形綫材に依り抵抗せしめた。環の肋に於ける結合點には突縁鋸を用ひた。之等は電弧銲接に依つて結合した。肋はドームの形の通りに曲げたが、環は肋間に於て直線とした(第35圖)。

第34圖 惑星儀鋼架構



鋼ドームの架設には中央に木の塔を用ひ、之に肋が結合される迄、頂環を支えしめた。主ドームを支える柱は美觀上傾斜をつけ、又ドーム肋と柱とは2inの偏倚を設けた。

柱は3つの多角環に依り結びつけられてゐるが、環が柱に絞結されるものと假定すれば、未知環應力を求める爲次の2つの彈性方程式が必要である。即ち

$$X_1 \int M_1^2 ds + X_2 \int M_1 M_2 ds = \int M_0 M_1 ds$$

$$X_1 \int M_1 M_2 ds + X_2 \int M_2^2 ds = \int M_0 M_2 ds$$

茲に X_1 : 上環に於ける未知水平應力

X_2 : 中央環に於ける未知水平應力

M_0 : 基礎に於てのみ固定された柱に實際荷重に依つて生ずる曲げモーメント。

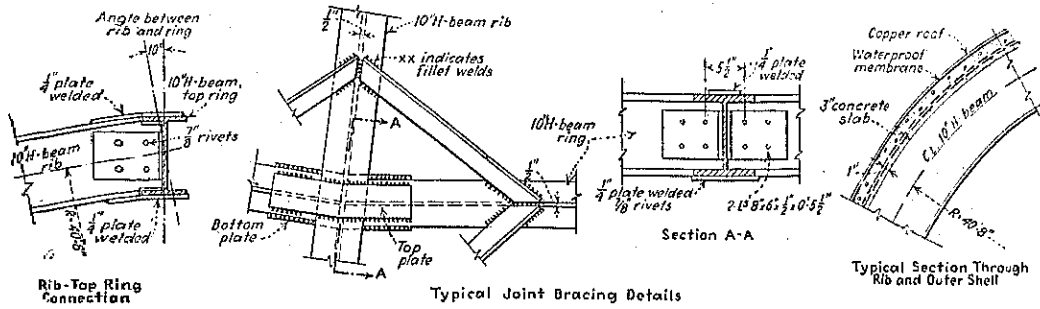
M_1 : 上環に於ける單位應力に依つて生ずる曲げモーメント。

M_2 : 中央環に於ける單位應力に依つて生ずる曲げモーメント。

第6表 ドーム結合點に於ける應力に對する Dischinger の係數

Angle ψ	Rib X	Ring Y	Shear Z
0	0.0000	0.0000	0.0000
10	.0143	.1334	.0419
15			.0656
20	.0840	.2580	.0894
25			.1132
30	.1187	.3913	.1371
35			.1635
40	.1455	.4793	.1900
45			.2205
50	.1615	.6045	.2510
55			.2860
60	.1605	.7055	.3210
65			.3667
70	.1409	.7958	.4125
75			.4662
80	.0909	.8943	.5200
85			.5933
90	0.0000	1.0000	.6667

第 35 圖 細 部 構 造



(奥 川 秋 夫)

腹板は第38圖に示す如き2つの接目があり蓋板は全長33mに亘つて接目を設けず。腹板と蓋板の接合

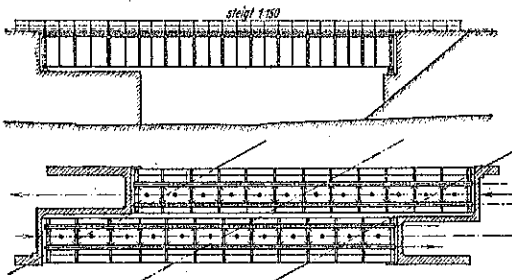
第 38 圖

Stettin の Damm 街 上 に 架 し た 鐵 橋

(H. Wolf, "Die Eisenbahnüberführung über die Dammer Strasse bei Stettin." Bautech. 10. Mai 1935 s. 249.)

A. 上部鐵構造: この鐵道は Stettin の Damm 街と 27° 40' の角で斜交してゐる。鐵橋は全然獨立した2つの鉄桁より成り、その上に軌條を設け、端は直角に終つてゐる。道の幅は 12m であるがその上に架した橋の支間 32.4 m, 構造物の全長 32.9 m である。第36圖

第 36 圖



第 37 圖

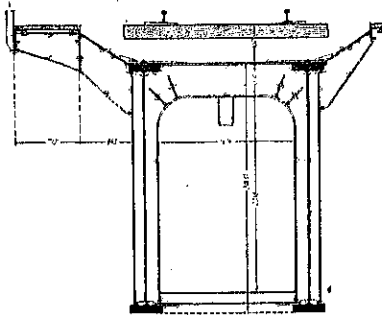
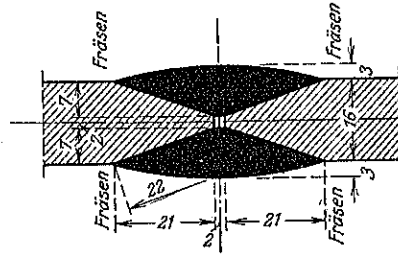


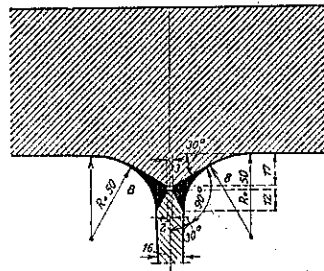
Abb. 2.

には一般圖, 第37圖には断面圖を示す。主桁は高さ3mの16mm 腹板と幅400mmの90mm 蓋板より成る。



は第39圖の如く銲接してある。長さ33mの蓋板を工場から Stettin の現場まで軌道上を容易に運搬することが出来た。第40圖はこの運搬を示す。

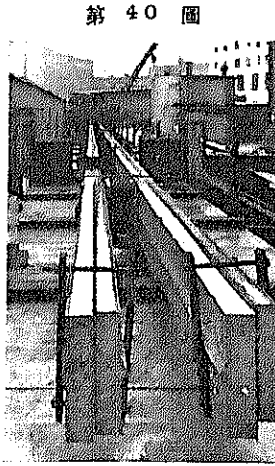
第 39 圖



主桁には豫めその接合部を斜めに切つて 17 mm の上越しを作つた。腹板の挫屈に對する安定法としては横ラーメンを作り同時に腹板に補剛材を取付けた。その方法は第41圖 a, 弱い力の部分は第41圖 b の如くした。この場合に腹板の接目に於て銲接に禁物の同一面内の施工を避け得たのである。

對傾構は第37圖の主桁及び横桁の上蓋板に銲接した。間隔2.7m毎に横桁の横ラーメンと連結してゐる。路盤を守るため及び歩道に使用得るやうに横脚臺を銲接してある。このために上部蓋板に曲つた引張材を取付け、同時に垂直補剛材によつて引張材の破壊を防いでゐる。

第42圖は工場内に於て主桁を鋸接してある状況である。長さ33mの主桁は工場内で完全に鋸接し普通の貨物列車上に乗せて築堤上を現場の橋脚の處まで運搬したこゝで移動式クレーンによつて、吊上げ橋臺上に設置した。横構、鐵道及び橋脚臺は現場に於て鋸接したのである。

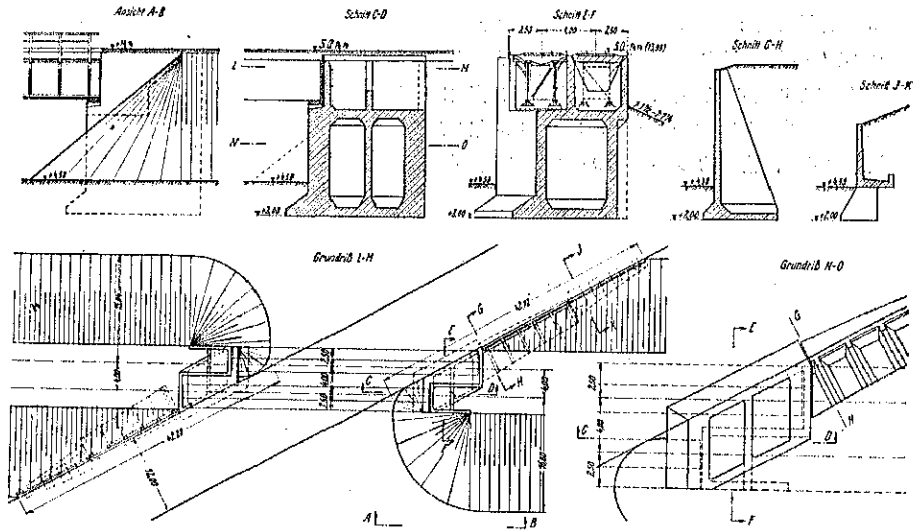


第 40 圖

B. 橋臺と翼壁：第43圖に示す如き鐵筋コンクリートの工法が行はれた。橋臺の高さは約13.5m

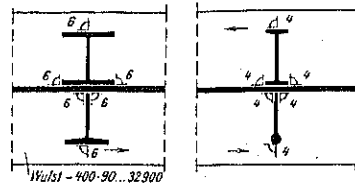
で橋臺の兩方の支臺は厚さ1.50mの2本の柱脚上にある(第44圖参照)。柱脚は街路に平行な厚さ60cmの鐵筋コンクリート壁で結合してある。更に厚さ50cmの横壁を作つて土壓に對して縦壁を強固にしてある。この壁の下は強固な鐵筋コンクリート基礎平板によつて荷重を平等に基礎に傳達せしめてある。このやうに橋臺は各側を閉ぢた強固な鐵筋コンクリートの箱であつて、其の上に上部鐵構造との境界の壁が出来てゐる。

表面には2つの人孔を作り横壁に梯子を設け中に入つて検査することが出来る。長さ約20

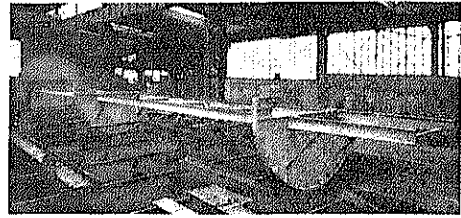


第 44 圖

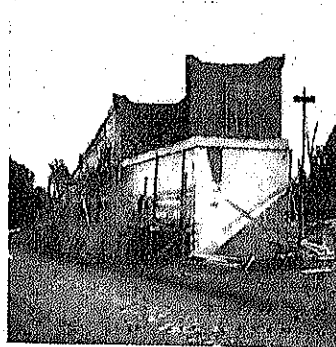
第 41 圖



第 42 圖



第 43 圖

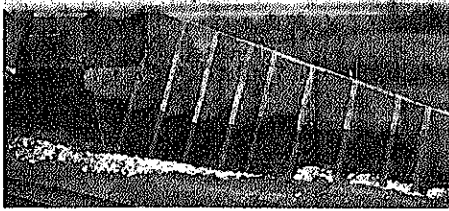


第 45 圖

m の翼壁は鉄筋コンクリートの縦勾配擁壁である (第 46, 47 圖)。 第 46 圖



第 47 圖



(傍 島 湊)

12. 堰 堤

丸い堤頂を有する溢流堤に對する
溢流量新公式

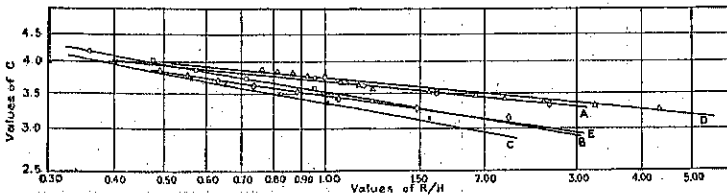
(J. J. Doland, "Flow Over Rounded
Crests—A New Formula Offered"
E. N. R. April 18, 1935. p551.)

従來の公式

$$Q = CLH^{3/2}$$

は水頭 H が變化すると C も變はるために不便があつたが、鋭頂溢流堤に對しては水頭が變つても C は變化せず又その水脈の曲率が水頭の變化と共に變化すると云ふ事實と、堤頂が曲線をなす場合には水脈の曲率は溢流

第 48 圖



高の變化が或る範圍内の中は堤頂の型によつてはさまること、及び流線の曲率は射水の壓力分布に影響すると云ふ事實から堤頂の型と溢流高とは流量係數に何等かの關係があると考へられる。

即ち次の型が考へられる。

$$Q = \frac{K}{(R/H)^n} L H^{3/2}$$

或は

$$Q = \frac{K L H^{3/2 + n}}{R^n}$$

但し K は常數、 R は堤頂の曲率半徑、 n は溢水が堤頂に接してゐる時には常數である一指數である。

第 48 圖は $\frac{K}{(R/H)^n}$ 即ち C の値を實驗の結果から畫いたもので、堤頂が圓でない時の R の値は堤頂の型を縮尺を大きくして畫き、水脈の曲率を示す様な點を通る圓をとることによつてきまる。この C は對數で示すと直線となり、その直線の勾配が n の値で、 $R/H=1.0$ 上の交點が K の値を示すことによる。(山岡包郎)

Suresnes の新堰堤

(Paul Cieln Wresbaden "Die neue
Wehranlage Suresnes bei Paris"
Bauing. 10. Mai 1935.)

Seine 河の大運河計畫の一つとして、Prais の下流に位する Suresnes に於て、新堰堤が築造せられた (1928 ~ 1933)。

之は水量調節を目的としたもので、中央の堰柱に依り、2 連の水通に分たれ、各水通には、2 重扉式の M. A. N の扉を取付けた (第 49 圖 (a))。

堰柱、の基礎工ボーリングに依つて、河底の約 14 m の所でなければ耐荷地盤に達しないことが分つたので、堰柱の基礎工は、厭氣潜函法に依ることとした。

潜函は鐵製で (第 50 圖)、沈下が 1.5 m 進む毎に、同量、高さの厚さ 3 mm の鐵板が繼足され、内部にコンクリートを填充して行くのであるが、繼足鐵板は水脈に耐抗する爲、2 組の上下の支材に依つて突眼らしめ、繼足の進むに従つて、下方の一組の支材を取り外して、

上方の支材たらしめた、

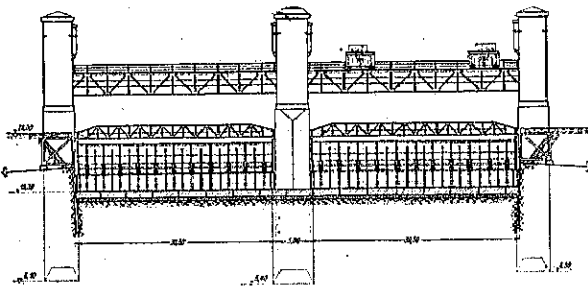
此の方法は、柱脚の外面に凹凸なからしめることとなり、従つて抵抗の多い地層部を通過する際の沈下を容易ならしむるに役立つた。

堰柱を豫定の位置に正確に掘付けることに、最大の注意を拂つた。即ち沈下中は絶えず測量を行ひ、適當に一方の刃先の下を掘鑿して潜函の位置を正したのである。その結果は甚だ良好であつたが、最後に於て中央堰柱の所で約 10 cm の狂を生じた。然しこれは、潜函の幅が、實際の堰柱の幅よりも 60 cm だけ大きく作つてあつたから、この狂は問題とならなかつた。

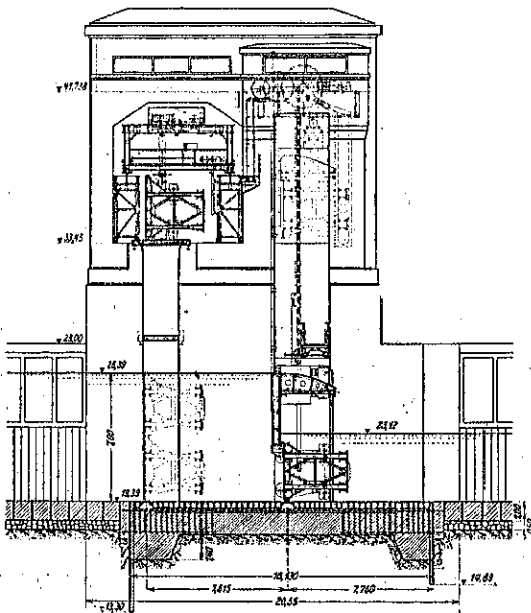
水印部：これは第 49 圖(b)に見る如く、鐵筋コンクリート製で、上流及下流端部に鐵矢板を打込み、流一の下から作用する揚壓力に備へしめた。

護岸：端堰柱の上流及下流側に設けた護岸工は、下部はアンカされた鐵矢板で、上部は三角狀のコンクリートラーメンで支へられたコンクリート版より出来てゐる(第 49 圖(a), 第 51 圖)。

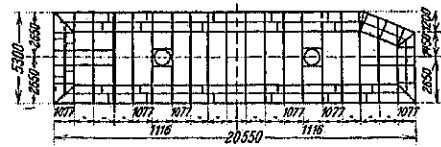
第 49 圖 (a) 正面圖



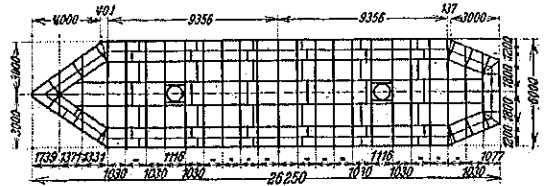
(b) 横斷面圖



第 50 圖 (a) 翼壁の潜函



(b) 堰柱の潜函



下部扉：これは、外板と 2 個の半拋物線狀の横構とより成るもので(第 49 圖(b), 第 52 圖), 後者の 2 個の横構は後端を垂直材に依つて、1/3 の所を 2 個の横ラーメンに依つて連結されてゐる。横ラーメンは、荷重を均等に分布せしめる役をなすものであつて、即ち荷重水平なる時、前後の兩垂直材に協働作用を行はしめ、又比較的多くの荷重を受けた横構には減荷せしめ、反之、比較的少く荷重を受けた横構には増荷せしめるのである。

尙此の下部扉の結構の特長は、ばばかりでなく、あらゆる方向の力に對しても抗曲的であり、又振動性浮衝に對しても高度の減衰性を有す。

上部扉：これは、1 個の水平に延びた横構と、鈎形肋材とより成つてゐる(第 49 圖), 鈎形肋材は、一方を横構上に、他方をローラーに依つて下部扉に支へられてゐる。

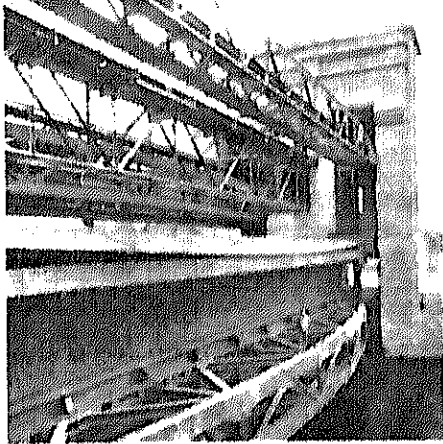
第 51 圖 護岸工



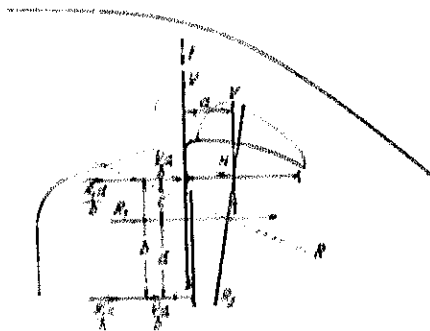
これに働く荷重は、第53圖に示す如くであつて、水平方向の水壓は Hobei の法則に依つて、上部の拱脚と下部のローソクに働く力に分解され、垂直荷重即ち溢流面に働く水壓と自重は垂直外板に傳へられるのである。

上部屋は均形部を有してゐる爲、下部下部屋を覆ふ状態となり、従つて niche は小さく深く、又支柱も小さい寸法でよいことになる。

第52圖 下流側より見た屋



第53圖 上部屋の荷重圖



非常用扉：これは上流側に設けられた(第49圖(b))。各水通に1個設け、必要水通に他へ水道の扉を融通して其位をなし、且つ用を辨する様にした。

(吉 藤 幸 朝)

佛國の新高堰堤

(“Engineering in Foreign Countries”
E. N. R. May 20, 1935, p. 770)

基礎盤上の高さ 413 呎のコンクリート(アーチ)堰堤 Sautet Dam が France の Drac 河に建設された。

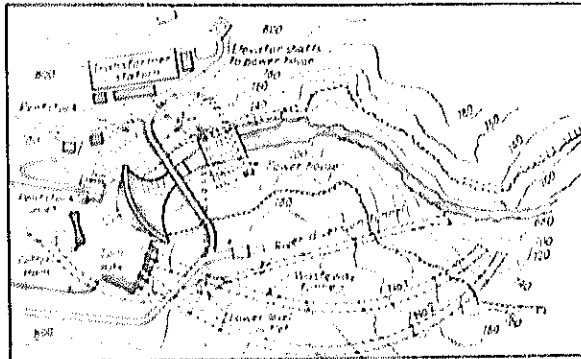
この堰堤地點の地形は絶好で、峡谷の幅は 250 呎乃至

50 呎、堤頂長は 262 呎で 堰堤最下高の 2/3 に過ぎない。

地質は侏羅紀の石灰からなり、無数の垂直の断口を有するこの特殊な地勢、地質に應ずるために、次の特別な設計、施工がなされた。

(1) 厚さが堤頂で 10 呎、基礎で 56 呎に變化する所謂能動アーチ (active arch) を設け、1 yd³ につき 368 lbs から 400 lbs のポルトランドセメントを含むコンクリートを打ち充分搗き固めた。

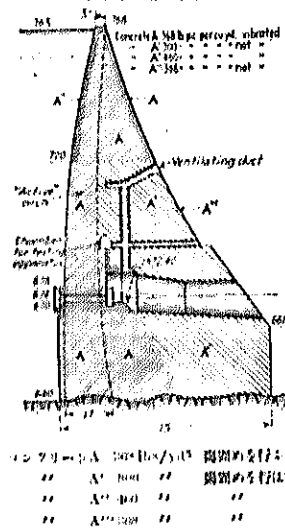
第54圖 (1) 平面圖



(2) 能動アーチの後面には水平断面圖の様に配合の悪くコンクリート即ち 1 yd³ につき 300 lbs のポルトランドセメントを含むコンクリートで峡谷に深く堰堤を嵌ませしめた。

この後詰コンクリートと能動アーチを加へた堰堤全部の厚さは基礎で 216 呎(堰堤底部の長さの 5 倍から 10 倍)で堤頂で 11 10 呎である。

(2) 横断面圖



総重量 30700 yd³、コンクリートの全容積は 135000 yd³ で非常に密で硬練のコンクリートを 2 1/2 yd の bucket に依つて 1 回の厚さ約 1 呎とし、必要部分は 70 乃至 85 lbs/in² の壓力で動く重さ 175~230 lbs の compressed air vibrator で充分搗き固めた。

能動アーチの平均壓力は 285 lbs/in² であるがコンクリートの強度は 2400 lbs/in² である。

伸縮接合は 2 箇所に堤頂から 150 呎下まで幅約 32 吋のもの設けた。

堤體の中に色々な試験機を設備したが、堤塊の歪を測るために、能動アーチの直ぐ後に電磁石で振動する金屬線の音の調子の變化を利用する *coyne de formeter* を設備してある。(山岡包郎)

13 上水道

急速濾過池の水理に関する考察

(G. G. Dixon "The Hydraulics of Rapid Sand Filters, Some References, Comments & Examples. Water Works & Sewerage, April 1935, p. 103)

過去 20 年来急速濾過池の水理に就ては種々研究され論議されて来たが茲では之等の結論より設計に際して注意すべき急速濾過池の水理、殊に下部集水構造の水理に關し比較實驗を行へる結果を併せて述べんとするものである。

(I) 必要洗砂速度 洗砂速度の研究は Detroit 市の Hulbert 並に Herring 兩氏の實驗に恃つ所が多いが

之の結論は

- (a) 完全に洗砂をなし、砂粒表面に膠質被膜を殘さざる事。
- (b) 砂層の膨脹は 50% とし、洗砂速度は水温に正比例して増加する事。
- (c) 砂粒の大きさは重量にて 30% が其粒大よりも小なるものにて示すべき事。

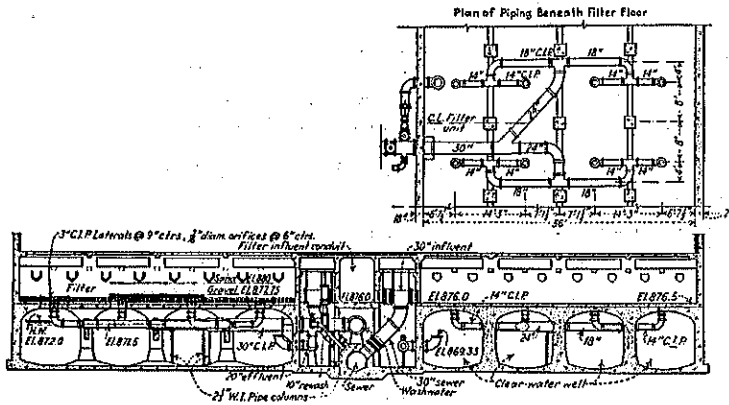
と述べ。Wolman 並に Powell 兩氏は速度 24 吋/分以上にて洗砂するならば、砂層表面に龜裂を生じ又は mud ball を形成する事は砂粒が細か過ぎるか他の夾雜物を含むためで斯かる時は有效徑 0.45 mm 以上の新砂と取り換へる事を奨めてゐる。

砂層膨脹を 50% とする時砂粒の徑と洗砂速度との關

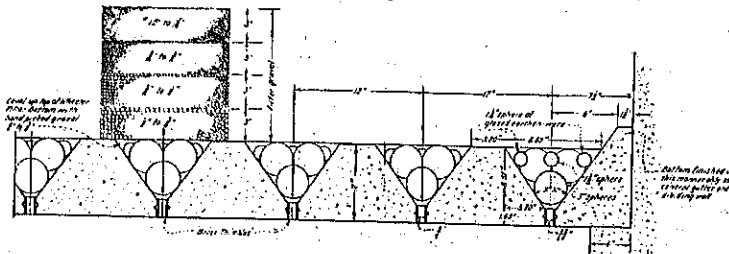
第 7 表 洗砂速度(砂層膨脹 50%)

粒徑(80%) (mm)	洗 砂 水 温	
	32°F	70°F
.40	12.3(吋/分)	20.2(吋/分)
.50	18.5	29.2
.60	25.3	39.0
.70	32.7	49.3
.80	41.3	60.3

第 55 圖 多孔集水管式濾過池断面圖



第 56 圖 ホイラー式集水構造



係を温度の影響を考へて述べれば第 7 表に示す如くで、冬期 (32°F) においては粒徑 (80%) が 0.4 mm のものと 0.6 mm のものとの洗砂速度の比は 2.0 であるのに反し夏期 (70°F) には之の比は 1.5~1.6 となる。

(2) 濾過開始時の損失水頭

濾層内の損失水頭に關しては從來幾多の研究が發表せられたが之に關する研究の中、Tyler 氏は砂層内の損失水頭が砂粒表面積に比例するものとすれば之の目安として一定の粒徑を定める可きで(この粒徑より小なる粒子の全面積が、大なるもの全表面積に等しくなければならない)之を surface median と稱し之の大きさは 31.1% が之よりも小なる粒徑であると稱してゐる、Hulbert 並 Taben 兩氏は損失水頭は (1) 濾過速度、(2) 砂層厚に正比例し、(3) 水温 (32°F

の時は 70°F の時の約 1.7 倍), (4) 砂粒の大きさに適比例するものとし, Fair 並に Hatch 兩氏は清潔な砂層内における 種々の場合の損失水頭の割合を次の如く示してゐる。

損失水頭の比		
(1) 温度	68°F : 32°F	1 : 2
(2) 空隙率	45% : 35%	1 : 3
(3) 砂粒の形状	丸形 : 角形	1 : 1.6
(4) 均等係數		
(a) 緩速濾過池	3 : 3	1 : 1.4
(b) 急速濾過池	1.4 : 1.6	1 : 1.1
(5) 有效係		
(a) 緩速濾過池	0.35 : 0.25	1 : 2
(b) 急速濾過池	0.65 : 0.35	1 : 3

實際設計に當つては濾過開始時損失水頭は約 1 呎, 配管, 流量調節弁の損失を見て合計 3 呎と見るのが適當である。

(3) 洗砂時の損失水頭 洗砂時損失水頭は (a) 下部集水構造, (b) 砂利層, (c) 砂層, 内損失, (d) 排水溝上縁までの水頭, (e) 濾過内の管内損失, (f) 洗砂水管内の損失の總和である。

砂利層内の損失水頭は極く低くにして洗砂速度 12 時分の時に厚さ 12 時の砂利層では 0.1 呎であり, 砂利層厚及洗砂速度に正比例して増加する。砂層内の損失水頭は砂粒が完全に流動状態に達するまでは洗砂速度と共に急激に増加し, 其の狀態に達すれば速度を増すも僅かの増加を示すのみである。故に實際設計の場合には砂層による損失水頭は平時の砂層厚に等しと見る可きである。其餘のものについては既に種々の實驗結果が發表されて居り, 又計算より求め得る。

(4) 集水構造を異にする濾過の損失水頭比較 次の實驗は Maunouting Valley District の Meander Creek 淨水場に於ける第 85 圖に示す如き多孔集水管式

第 8 表 多孔集水管式濾過に於ける損失水頭(呎)

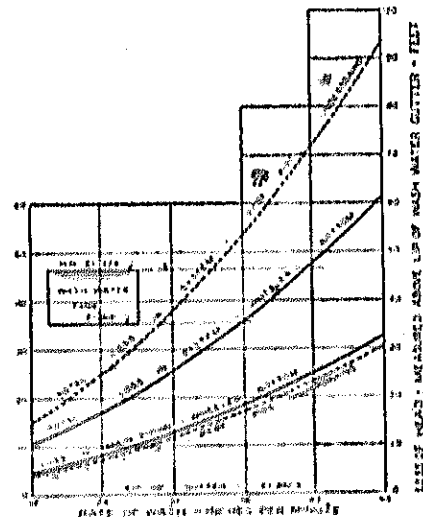
	洗砂速度 (時分)							
	18	21	24	27	30	33	36	42
集水管内損失	2.25	4.15	5.45	6.75	12.4	17.11	21.85	
砂利層内 ... (厚12吋)	0.15	0.26	0.36	0.46	0.56	0.66	0.84	
砂層内 ... (厚37吋)	2.25	2.24	2.23	2.22	2.21	2.20	2.20	
排水溝上縁までの損失	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.17	
濾過内損失計	5.73	6.84	8.14	9.89	15.89	20.27	25.61	
濾過内配管による損失	5.77	7.14	8.36	11.60	14.14	18.36	21.50	
一池に於ける損失合計	10.70	13.98	17.50	21.49	30.03	38.63	47.11	
洗砂水管内損失	1.71	2.31	2.86	3.36	4.10	4.84	5.84	
洗砂槽に於る間の総損失	15.03	19.29	23.36	27.85	34.13	43.47	52.95	

第 9 表 ホイラー式濾過に於ける損失水頭(呎)

	洗砂速度 (時分)							
	18	21	24	27	30	33	36	42
ホイラー底内損失	1.29	1.74	2.29	3.57	5.11	6.95	8.10	
砂利層内 ... (厚12吋)	0.15	0.18	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	
砂層内 ... (厚37吋)	2.25	2.24	2.25	2.20	2.27	2.26	2.20	
排水溝上縁までの損失	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.17	
濾過内損失計	3.78	4.25	4.84	6.17	7.81	9.73	11.00	
濾過内配管による損失合計	2.38	3.24	4.22	6.01	8.59	12.00	16.00	
一池に於ける損失合計	6.13	7.49	9.06	12.78	17.30	21.73	24.98	
洗砂水管内損失	4.60	6.25	8.15	12.75	18.49	21.00	23.70	
洗砂槽に於る間の総損失	10.73	13.74	17.21	25.53	35.79	42.73	48.68	

のものと, 第 56 圖に示す如きホイラー式集水構造のものについてその損失水頭を比較研究したもので, 結果は第 8 表, 第 9 表の如く之を比較すれば第 57 圖の如く前者は後者の約 2 倍の損失水頭を表し洗砂槽満水時は最高速度前者は 33 時/分 後者は 41 時/分 を與へ得る。

第 57 圖 多孔集水管式濾過池とホイラー式濾過池とにおける洗砂時總損失水頭の比較



最後は建設費の比較は水駄 百萬リロ/日當り前者は 1210 磅, 後者は 1125 磅に相當しホイラー式の優れる事を示すものである。(松見 三郎)

配水施設の管屈曲部に於ける反力

(Frictionless Reactions at Pipe Bends in Water Distribution Systems - E. S. R. April 18, 1935)

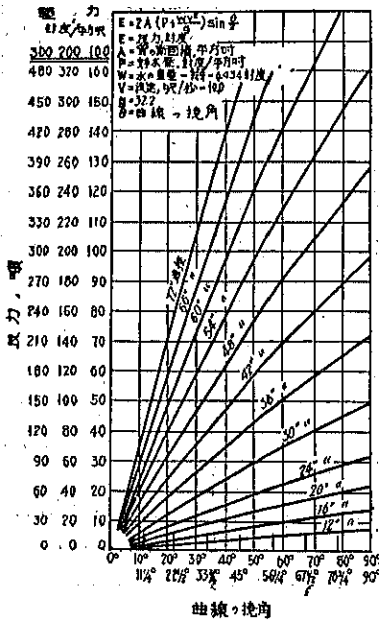
Milwaukee 市に於ては過去 5 箇年に亘つて消火用の高壓配水施設の調査並に設計に當つてゐたのであるが, 水車道當局としてはかかる事業に技術工作の最善を盡す義務を荷つてゐた。所で筆者が擔當したものの中

に管路の凡ての屈曲部に於けるアンカーの設計があつた。

計畫されてる施設は 800 lbs/in² の水壓を以て給水を維持すべきものであつて、その試験水壓は 450 lbs/in² である。又配水施設に使用される管の太さは直徑 12 吋乃至 20 吋であつて、多數の屈曲部が全施設を通じて存在してゐる。

管屈曲部に於ける反力は静力並に動力の組合せ公式 $E=2A(P+IV^2/g) \sin \theta/2$ に依て算出し得る。但し管断面面積、静水壓、流速並に屈曲部の撓角を異にする毎に一々計算を行はねばならない。そこで筆者は平均流速を 10 呎/秒と假定した場合の或る與へられた條件に對する反力を直接に決定し得る圖表(第 58 圖)を考慮してみた。假定した流速と少し位の差異はあつても最後の結果には大した影響を及ぼさない。

第 58 圖 配水施設の屈曲部に於ける反力決定圖表



この第 58 圖を引用すれば直徑 12~22 吋の管を使用した場合の凡ての普通の條件に對する反力を決定出来る。今 350 lbs/in² の水壓を受ける 36 吋管に於ける 45 度屈曲部の反力を求めるものとする。圖表に依り、撓角の 45 度の縦線と 36 吋直徑線との交點を求めれば、同點に對する横線の反力の讀みに依て 100 lbs の水壓に對する 39 lb の反力を決定出来るから、之に 2.5 を乗ずると求むる反力として 97.5 lb が得られる。

本圖表は煩瑣なる計算を省くのであつて、前述した施設の屈曲部に於ける凡てのアンカーの設計に使用された。そして今日尙 Milwaukee 市水道局の凡ての設計に使用されてゐる。(玉 盛 殿)

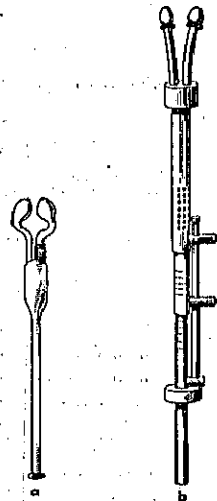
新試験方法による嗅氣統制法

(M. W. Gowles "Oder-Control Method Aided by New Test Technique" E. N. R. May 2, 1935.)

水道に於ける水の嗅氣の強さは今日稀釋の方法によつてその限界値を決定して量的に測定する事ができる。よつて水の嗅氣の性質は一定基礎の上に研究する事が出来る。この新方法は“嗅氣を發生する物質が幾何學的に増加するのに對して、感覺的嗅氣の強さは算術的に増加す”と云ふ Weber and Fechner の精神物理學的的法則に基づくもので、1:2 の一定の稀釋度を以て空氣或は水を順次稀釋して試験し、嗅氣の強さは PO の値により記録されるのである。即ち 8 なる嗅氣の強さ (PO₈) をもつ水は 2 の強さ (PO₂) をもつ水の丁度 2 倍の嗅氣發生物質を含有してゐる事となる。又 PO₈ の水を同量の無嗅水にて稀釋すれば PO₄ の水となる。

試験方法は次の通りである。先づ檢水の既知量 (80-200 c.c.) に同量の無嗅水を加へよく混合して 2 分する。之は 2 倍に稀釋されたものを表す。一方を 500 c.c. の硝子の栓のある Erlenmeyer のフラスコに入れて置き、他方に再び同量の無嗅水を加へよく混合し 2 分する。その各は 4 倍に稀釋されたものを表す。順次この方法で 8 倍、16 倍等に稀釋する。而して試験は稀釋度の最も高きものより始めるので、フラスコ中の空氣が飽和するまで充分振盪し Osmoscope と稱する器械(第 59 圖参照)を挿入し、之を通して軽く嗅いで嗅氣の存在及び性質を檢べる。若し嗅氣の存在が発見できなければ、順次低き稀釋度のものを試験して丁度嗅氣の發見出来る所まで試験を進める。例へば 8 倍に稀釋されたものには嗅氣は發見されず、4 倍の稀釋液で始めて嗅氣が發見されたとすれば、嗅氣發生物質の濃度は限界濃度の 8 倍

第 59 圖



である。10 の値で表わす(20-8)である。故に 10 の値は稀薄された度数を表わすものである。

Osmoscope を用いる新試験方法の結果は従来の方法より正確で且適切な結果が得られるのみならず、同じ検水に異なる嗅気の限界値を得る事が出来、又同一の検水を異なる試験者が試験してその結果には見立の差を示して居ない。この方法では特別の型の osmoscope を用ひて同様に気体の嗅氣を検べる事ができる故に固體、液體、氣體の總ての物質に廣く應用できるものである。

この試験方法によつて水の嗅氣は科學的に研究され水の化學的或は細菌學的性質と同様に一定の基礎の上に立つ統計的な研究が出来るのである。

(小 林 重 一)

上水中に含まる微量化學成分の光學的判定

(M. Heideck and E. H. Emery "The Spectrographic Determination of Minor Chemical Constituents in Various Water Supplies in the United States." Journal of the American Water Works Association, May 1935, p. 557-580)

化學處理による水質検査では、人體に有害なる金属元素と雖も其の微量を検出する事は困難である。然れども、スペクトルを用ひれば、上水の不純物中に含まれる極めて微量の化學成分まで判定する事が出来る。

分光器による分析原理 今日の進歩したる化學界に於て分光器は最も重要な機械にして、分光器による分析は定性分析に於ても又定量分析に於ても、一較

化學處理の及び難き高き精度を有す。即ちスペクトルを用ひて水質検査を行へば、銀、砒素、硼素、クロミウム、錫、ワツケルの如き上水には全く豫期せざる化學成分が往々検出される。又定量分析に於ても極めて微量まで定量的事が出来、殊にマグネシウム、銅、銀、バリウムは百分率に於ける小数第 5-6 位、其の他の元素は第 3-4 位の精度にて検量する事が出来る。但し此の分光器分析も一般の非金属には用ひられないが、やゝ金属に近き硫素、砒素、セレンウム、テルリウムには適用される。

扱つて分光器による分析の理論は、試料中の金属化合物が熱により分解し金属が酸化し更に自然されたる際に其の原子より發する放射光線が各元素によりて特異性を有する事に因る。而して放射線を發せしめるには電氣放電が最も多く用ひられ、此の放射線は各種元素の聚合光線であるから之をプリズムによつて分離すれば波長に應じて配列されたる分光圖を得、スペクトル検査にて實際に用ひられる波長は 2100-7000 A. u. (1 A. u. = 10⁻¹⁰ meter) にして、分光器の寫眞撮映には 2400-5200 A. u. は通常の乾板を使用し之を超えたる場合には特種の乾板を用ふ。

定性分析 電氣放電による定性分析には特殊の石炭電極を用ひ、8-10 Amper. の直流を通じて試料を灼熱し、放射光線を石英レンズにて分光器のスリットに焦點す。スリットを通過した光線をプリズムを用ひて屈折せしめ各固有の波長に分離すれば映寫板上に多数のスリットの像を寫し出す。波長の測定は目録スペクトルを基準にする。即ち鐵は波長既知にして且適當に配列されたる多数の分光線を有するゆゑ、其の間に介在する未知

第 10 表

Location	Source of Water Supply	Total Hardness	Average Chemical Analysis					Spectrographic Analysis																	
			Ca	Mg	Na	K	Li	Fe	Mn	Zn	Cu	Pb	Ag	Bi	As	Sb	Sn	Mo	W	Cr	B	Se	Te	U	
San Francisco	San Francisco waterworks	100.0	20.0	10.0	1.0	0.1	0.01	0.001	0.0001	0.00001	0.000001	0.0000001	0.00000001	0.000000001	0.0000000001	0.00000000001	0.000000000001	0.0000000000001	0.00000000000001	0.000000000000001	0.0000000000000001	0.00000000000000001	0.000000000000000001	0.0000000000000000001	0.00000000000000000001
Atlanta	Atlanta waterworks	150.0	30.0	15.0	1.5	0.15	0.015	0.0015	0.00015	0.000015	0.0000015	0.00000015	0.000000015	0.0000000015	0.00000000015	0.000000000015	0.0000000000015	0.00000000000015	0.000000000000015	0.0000000000000015	0.00000000000000015	0.000000000000000015	0.0000000000000000015	0.00000000000000000015	0.000000000000000000015
Well Lake City	Well Lake City waterworks	120.0	24.0	12.0	1.2	0.12	0.012	0.0012	0.00012	0.000012	0.0000012	0.00000012	0.000000012	0.0000000012	0.00000000012	0.000000000012	0.0000000000012	0.00000000000012	0.000000000000012	0.0000000000000012	0.00000000000000012	0.000000000000000012	0.0000000000000000012	0.00000000000000000012	0.000000000000000000012
Butte	Butte waterworks	180.0	36.0	18.0	1.8	0.18	0.018	0.0018	0.00018	0.000018	0.0000018	0.00000018	0.000000018	0.0000000018	0.00000000018	0.000000000018	0.0000000000018	0.00000000000018	0.000000000000018	0.0000000000000018	0.00000000000000018	0.000000000000000018	0.0000000000000000018	0.00000000000000000018	0.000000000000000000018
Seattle	Seattle waterworks	140.0	28.0	14.0	1.4	0.14	0.014	0.0014	0.00014	0.000014	0.0000014	0.00000014	0.000000014	0.0000000014	0.00000000014	0.000000000014	0.0000000000014	0.00000000000014	0.000000000000014	0.0000000000000014	0.00000000000000014	0.000000000000000014	0.0000000000000000014	0.00000000000000000014	0.000000000000000000014
Phoenix	Phoenix waterworks	160.0	32.0	16.0	1.6	0.16	0.016	0.0016	0.00016	0.000016	0.0000016	0.00000016	0.000000016	0.0000000016	0.00000000016	0.000000000016	0.0000000000016	0.00000000000016	0.000000000000016	0.0000000000000016	0.00000000000000016	0.000000000000000016	0.0000000000000000016	0.00000000000000000016	0.000000000000000000016
New York City	New York City waterworks	110.0	22.0	11.0	1.1	0.11	0.011	0.0011	0.00011	0.000011	0.0000011	0.00000011	0.000000011	0.0000000011	0.00000000011	0.000000000011	0.0000000000011	0.00000000000011	0.000000000000011	0.0000000000000011	0.00000000000000011	0.000000000000000011	0.0000000000000000011	0.00000000000000000011	0.000000000000000000011
Chicago	Chicago waterworks	130.0	26.0	13.0	1.3	0.13	0.013	0.0013	0.00013	0.000013	0.0000013	0.00000013	0.000000013	0.0000000013	0.00000000013	0.000000000013	0.0000000000013	0.00000000000013	0.000000000000013	0.0000000000000013	0.00000000000000013	0.000000000000000013	0.0000000000000000013	0.00000000000000000013	0.000000000000000000013

Numbers are expressed on page 10.

の分光線を比例により波長を算出する事が出来る。更に進歩した検出方法としては、各元素毎に最も感度のよき分光線を示したる既製の分光圖と對照する方法もある。

定量分析 分光圖によつて定量分析を行ふには、化合物に含まるゝ各元素は相互の配合分量と分光線の強度(明暗度)とが比例する原理を利用するのである。例へば上水中の銅の定量分析には、銅分光線の強度と既知量のカルシウム分光線の強度とを比較する。然し最近に至り、各元素の配合分量とスペクトル圖に寫されたる分光線影像の長さを比例せしめる方法が発見され、既知量元素の長さとも未知量元素の長さの比により定量分析を行ふ事が出来る。

合衆國の各上水に對する分光器分析成績 各種の水源を有する合衆國內 24 都市の上水中に含まるゝ不純物に就て、本年 2, 3 月に試験したる分光器分析の結果を第 10 表に示す。此の試験は水質検査に餘り考慮されざる元素或は極微量化學成分の定量に重點を置き、通常多量に含まるゝカルシウム、マグネシウム、鐵等は省略す。又分光器分析方法の精度を對照するために、アルミニウム、ソヂウム、ポタシウムに就て化學處理的定量分析を行ひたる結果は極めてよく一致す。

(米 屋 秀 三)

Evansville 市に於ける配水管の機械掃除

(Charles Streithof "Mechanical Cleaning of Water Mains at Evansville, Indiana," Journal of the American Water Works Association, May 1935 p. 610-613.)

Indiana 州 Evansville 市に於て配水管の制水瓣を増設する際に、6-80 吋の配水管には断面の 35-40% も青色の堅い泥土にて滿され流量の半減せるものを各所に発見した。そこで本市の水道管理委員會に諮り、大口徑の古い配水管の掃除を行ふことになつた。此の清掃工事は New York 市の National Water Main Cleaning Co. と請負契約を結び 1934 年 6 月より 12 時、16 時、20 時管を 37 965 呎掃除した。其の結果は極めて良好にして殆んど最初の通水能力を回復する事が出来たので、濾過設備採用以前に埋設したる 10-30 吋管 87 500 呎、6-8 吋管 450 000 呎の掃除を繼續してゐる。

掃除方法 此の掃除には最も簡單にして且效果的なる機械による清掃方法が採用された。清掃すべき配水

管が定まれば 2 個の制水瓣を閉じて同區間を斷水し、其の一端を掃除器の引入口とし他端を引出口とす。先づ引入口の管を掘り出し、約 6 呎切断して中に掃除器 (rabbit と稱す) を挿入して再び舊位置に埋設す。引出口に於ては同口徑 45° 曲管を取り付け得る範圍にて切断し、此の曲管と更に一本の短い管を繼足して末端を路面迄引上げる。かくて準備が整へば引入口の制水瓣を開き上水を斷水區域に侵入せしむ。漸次水量並水壓が増加すると共に掃除器は移動を始め、豫期せざる半開瓣或ひは接手から洩れた鉛塊等の障害物のなき限り管の全長を経て引出口の路面に跳び出す。一例をとれば 30 吋管 8 257 呎の掃除に於て掃除器は毎秒 60 呎の速度にて通行し、貨物自動車 47 裏分の泥土を排出した。掃除器の移動中には充分な水を送り、器械の前方にある泥土の抵抗を減少せしめる必要がある。又掃除器が外へ出ると直ちに水は清淨となるが、完全に洗掃するには暫く放水した方がよい。

清掃成績 本市にては配水管の掃除以前に流量並に 2 消火栓間の水壓低下を測定して置いた。掃除後の試験によると流量に於ては 15-35% の増加を示し、消火栓間の水壓低下は 6-15 封度より 2-4 封度に變つてゐた。更に配水ポンプ場に於ても 10 000 000 gallon ポンプは 1 日 16 時間の運轉で済む様になつた。

(米 屋 秀 三)

14. 下 水 道

揮發性物質に關する下水汚泥の燃料價

(Gordon M. Fair and Edward W. Moore "Sewage-Sludge Fuel Value Related to Volatile Matter" E. N. R., May 9, 1935, p. 681-683.)

處分法としての下水汚泥の焼却に就ては今日多大の興味が存在する。焼却は眞空濾過の如き豫備處理に依りて汚泥から充分な水分を抽出すれば、汚泥自身の燃料價を利用し熱焼中殘餘の濕氣を除去せしめて經濟的に實行せられる。即ち焼却の根本は汚泥の燃料價を知ることにある。然しながらこの燃料價の決定には比較的多額の装置と特殊の技術を必要とする。之に反して燃料價に關係あるものとして久しく知られてゐた下水汚泥の揮發性物質含有量の決定は簡單で、又使用される装置も完備した下水處分場なら極く一般に利用せられるものである。故に若し汚泥の燃料價をその揮發性物質含有量に依りて豫示し得れば便利であらう。即ち茲に下水

汚泥の燃料價と揮發性物質との關係を表示する次第である。

茲に提示せんとする方程式は相關係 (correlation; Rietz, "Handbook of Mathematical Statistics" Cp. V Ⅲ) を基礎としたものであるが、この相關係は本研究に於ける統計學的解法に有益であつたものである。相關係に於ては誘導式と實際の資料との間の一致の程度を相關係数 r の値で示してゐる。完全なる一致に對しては r は 1 となり、而して一致が不完全となるに準じてその値は累進的に小さくなる。相關係数の意義は容易に諒察されないから、計算値に關する測定並に計算燃料價の間の 100 分率差異を更に各汚泥に對して計算してみたのであるが、之等の差異は表に示した通りである。

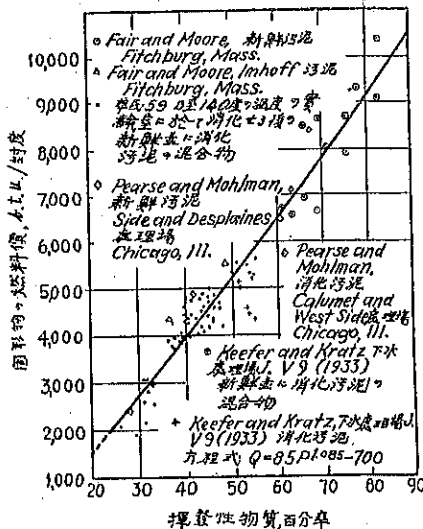
普通沈澱法固形物 普通沈澱法に依る 消化並に新鮮兩固形物に關する資料は第 60 圖に示してあるが、次式が好く當嵌まる。

$$Q = 85 P^{1.085} - 700 \dots\dots\dots(1)$$

第 11 表 普通沈澱法固形物

誤差の大きさ, %	測定數	誤差百分率	限定誤差より小なる誤差の測定數に對する全體數の百分率
0-5.0	29	5	37.0
5.0-10.0	27	10	74.8
10.0-15.0	8	15	83.2
15.0-20.0	8	20	93.5
20.0-25.0	2	25	98.1
25.0 以上	3	28.5	100.0
計	77		

第 60 圖 7 組の試験に依て表された普通沈澱法汚泥の燃料價



茲に Q : 乾燥固形物の燃料價 (B.t.u./lb), P : 乾燥固形物に於ける揮發性物質の百分率。本式は圖表に於て連續曲線を以て示したもので、本式に對する相關係数は $r=0.953+0.007$ である。尙本式から算出した燃料價の誤差百分率は第 11 表の通りである。

促進汚泥 消化並に不消化兩促進汚泥に對する資料は第 61 圖に示してある。本資料に對し最適な方程式は次式の通りである。

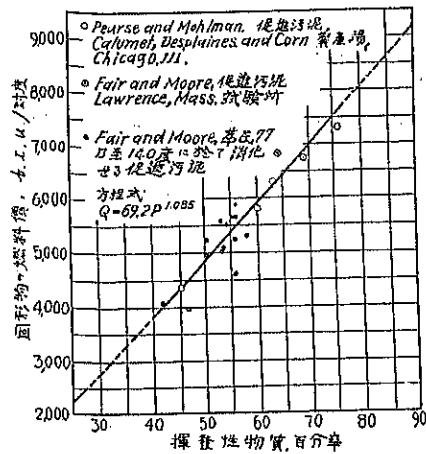
$$Q = 69.2 P^{1.085} \dots\dots\dots(2)$$

記號は (1) 式に於けるものと同様で、相關係数は 0.914 ± 0.025 である。尙 (2) 式に依て揮發性物質含有量から計算した燃料價の誤差百分率は第 12 表に示してある。

第 12 表 促進固形物

誤差の大きさ, %	測定數	誤差百分率	限定誤差より小なる誤差の測定數に對する全體數の百分率
0-5.0	13	5	65.0
5.0-10.0	5	10	90.0
10.0-15.0	1	15	95.0
15.0-20.0	1	15.0	110.0
計	21		

第 61 圖 3 組の試験に依て表された促進汚泥の燃料價



藥品を含有する汚泥 下水固形物の沈澱又は濾過を助成するために藥品を使用した場合には、燃料價を測定する前に汚泥中に於ける藥品の存在に對して修正を加へねばならない。但しこの修正を加へるに當つては實際に添加した藥品の重量を基礎とせず、沈澱の際汚泥中に殘留した藥品の重量を基礎に置くべきである。修正した燃料價に對する公式は普通沈澱法及び促進固形物に對して夫々次の通りである。

$$Q_c = \frac{85 \left[P_c \left(1 + \frac{p}{100} \right) \right]^{1.085} - 700}{1 + \frac{p}{100}} \dots (1a)$$

$$Q_c = \frac{69.2 \left[P_c \left(1 + \frac{p}{100} \right) \right]^{1.681}}{1 + \frac{p}{100}} \dots (2a)$$

茲に Q_c : 薬品を処理した汚泥の燃料價 (B. t. u./lbs), P_c : 薬品を処理した汚泥に於ける揮發性物質の百分率 p : 乾燥固形物に對する沈澱汚泥に殘留した薬品の百分率。然し好都合なことに相當多量な薬品を注加した場合でも修正は小さくて済む。 (玉置 巖)

16. 道 路

動力學的に剛質版なる中級舗裝

(H. G. Nevitt, "Semi-flexible Road Surface as Dynamically Rigid Slabs" E. N. R. April 11, 1935 p. 517~520.)

基層及磨耗層を有する種類の舗裝を除いて通常使用の舗裝が3種類ある。

- (1) 剛質版: 代表的例としてはポルトランドセメントコンクリート道路である。
- (2) 簡易舗裝: 之は瀝青材, 粘土又は他の膠着材で處理した砂利道である。
- (3) 中級舗裝: 動力學的に剛質なる種類で無基礎の瀝青層がその例である。

従來は(2)と(3)とは區別しなかつたが、こゝにあげた此區別が重要なものである。

剛質版は集中荷重を受け等分布反力で支持する梁と考へられるが實際上路盤面を均等に保持できないが、經驗に依れば版の隅角部が破損し易いから片持梁として版の有効厚は

$$d = \sqrt{1.92 W/f} \dots (1)$$

茲に W : 最大輪荷重, f : コンクリートの破壊係數。

此種類の構造的見地からの利點は構造が確實で一定制限に従ひ得ることであるが、同時に路盤面支持力を正當に利用する可能性が無いのが缺點である。又溫度應力及膨脹の問題は困難である。

簡易舗裝は骨材と膠着劑とを組合せた構造物であるがセメントは單に粒子を適切に保つに在つて、比較的自由的な粒子の移動が路面に傳はる應力に對しては個々の粒子面の壓縮及摩擦抵抗で以て抵抗する。通常の瀝青處理の砂利道、水締めマカダム道又は土道は此種類の

代表的例である。荷重は骨材粒子の摩擦及啣合ひの爲に壓縮に依つて傳はる。合理的安定度の骨材には分布角約 45° の應力圓錐があり集中荷重を考へ

$$d = 0.564 \sqrt{W/S} - e \dots (2)$$

茲に W : 輪荷重, S : 路盤の支持力, e : 輪荷重分布圓の半徑。

膠着劑は主荷重には抵抗しないがタイヤの吸引に抵抗し且つ塵埃をとどめ概して構造物の維持を保證する。之は經濟的利點に加ふるに最も容易に得らるゝ材料を使用する利益がある。膠着材が比較的少量にて足り、築造が容易にして設計が單純にして確實である。路盤の支持力を有効に利用でき、最小厚の使用を許し、追加築造も可能である。之等の利益に反して、路盤支持力の減少に伴ひ厚さを急速に増すを要する結果、次に論ずる中級舗裝に比して、支持力小なる路盤上の重き荷重には不經濟となり、剛質版の如き確實な構造物をなきぬ缺點を有す。

中級舗裝に於てはセメントと結合せる骨材が構造物を形成し、變位力大なる場合は骨材粒子が移動せんとするも、そこに抵抗がはじまるのである。高安定度にして空隙小なる瀝青舗裝が之であるが瀝青膠着材は高級のものでなければならぬ。

荷重の一部は骨材粒子の摩擦又は啣合ひのため壓縮に依つて路盤面に傳達された直接反力で受ける路盤の力よりも大なる荷重は動力學的形式的梁のはたらきで支持される。梁の撓みによる上部壓縮力は骨材の安定度で抵抗され、下部に於て應力には骨材粒子間の接觸點にて著しく薄い膜をなして彈性的媒質として働く膠着材が抵抗する。密な粒度の骨材の上に適當厚の膜をなす高級瀝青材料は此の“薄き膜の効果”のため彈性質に等しい作用を示すものである。瀝青の降伏點までは梁の作用をなし、荷材料は靜力學的には抵抗しないから連續的にかゝる荷重の下にて徐々に調節される結果實際上は路盤支持の連續性がある。

d : 舗裝厚, W : 輪荷重, S : 路盤支持力, f : 破壊係數, e : 輪荷重分布圓の半徑とすれば

$$d = 0.564 \sqrt{W/S + 1.15 \sqrt{S} - \frac{e}{2}} \dots (3)$$

此種類の利點は支持路盤が最大限度まで利用せらるる結果直接壓縮にて抵抗し又最小徑間の梁にても抵抗する。何回にも築造するに適する。剛質版の利益たる梁應力が永久剛性の不利益無しに啓發される。缺點としては水等の悪作用のために一定の構造物が得られぬ

ことと膠着剤が満足で無ければならぬことである。

$W=9000 \text{ lbs}$, $S=25 \text{ lbs/in}^2$ とし、 f の値はポートルンドセメントコンクリートには 700 lbs/in^2 , アスファルトには $f=400 \text{ lbs/in}^2$ を採り、アスファルトには疲を考へる必要ないが安全率を同じく 1.76 として適用値を夫々 398 及 227 lbs/in^2 , 尚 $e=4.90 \text{ in}$ とすれば (1), (3), (3) より夫々 6.59 in, 5.80 in 及 2.63 in を得。之等の数字からも中級舗装の利益が解るだらう。

(長瀬 新)

20. 雑

米國土木學會の論文賞に就て

"Award of Prizes and medals to be Made at Annual Meeting." Civil Engineering Jan. 1935.

1935年1月16日の土木學會年次總會で優秀論文に對する賞授與式を行つた。

(1) 論文賞の最古のものは Norman 賞牌で故 George H. Norman 氏の寄贈にかゝり、1872年から工學に顯著なる效績と見做される創作論文に授與されてゐるものである。

(2) 1912年に設けた J. James R. Croes 賞牌は第2の優秀論文に對し授與されるものである。

(3) 名譽會員故 Thomas Fitch Rowland 賞は 1882年に同氏がその名を冠して寄贈されたもので、特に工事報告に對して授與されるものである。

(4) 學會の第1次會長故 James Laurie 賞は 1912年から工事報告として Rowland 賞に次ぐ第2の優秀報告に對して授與されるものである。

(5) 交通運輸に關する優秀論文に對しては 1921年 Arthur M. Wellington 賞が寄贈された。本賞の受賞者は土木學會員たるを要しないが、之を授與するものは學會である。

(6) Collingwood 賞は學會の理事たりし故 Francis Collingwood 氏の退任の際、學會の準員に對する賞として寄贈したもので、論文は準員自らの工事又は重要な研究に關するものたるを要する。

1935年度の受賞者は次の如くである。

Norman 賞牌: "George Washington 橋—鐵塔の設計," Léon S. Moisseiff 氏, 1895年 Columbia 大學卒業, 紐育市技師。

James R. Croes 賞牌: "地震の際堰堤に及ぼす水

壓, Harald Malcolm Westergaard 氏, 丁抹生, 1911年 Copenhagen 王立工學大學卒業, 同市漢堡, 倫敦で鐵筋コンクリート工事に従事, 1913年 Göttingen 大學, 1914年 Munich 大學に學び 1916年迄 Illinois 大學に學び, 理學博士の學位を受く。1925年 Mnich 大學の工學博士, 1920年 Copenhagen 大學の工學博士, 1930年 Lehigh 大學の理學博士を受く。1927年より Illinois 大學で理論及應用力學教授, 1930年米國埋立局, Boulder 堰堤の設計に執筆し, 後大學に歸つた。

Fitch Rowland 賞: "Fulton 街 East River 隧道," Miles I. Killmer 氏, 1906年 Pennsylvania 大學卒業, 紐育の地下鐵及河底隧道に従事し, 1917~1919年佛國にゆき歸國後 Holland 隧道に従事し, 現在 Midtown Hudson 隧道に従事してゐる。

James Laurie 賞: "George Washington 橋—鐵鋼上部構造" (E. Warren Bowden 氏 Homer R. Seely 氏) Bowden 氏は 1921年 Lehigh 大學卒業, Delaware 吊橋工事の現場に従事, 後内業に入り 1928年紐育港灣局に入り Washington 橋に従事した。

Seely 氏は 1919年 Cornell 大學卒業, Bethlehem 鐵工場に入り, 1923年 Delaware 橋, 1925年紐育市港灣局, Washington 橋の設計に従事した。

Wellington 賞: "George Washington 橋—取付道路の設計" John Carlyle Evans 氏, 1935年 Pennsylvania 大學卒業, 鐵道會社の橋梁係に従事し, 1910より Long Island 鐵道の立體交叉工事に従事 1926年 Washington 橋の取付工事の主任となつた。

Collingwood 賞: "水力電氣に關する時間的曲線の適用に就て," (G. O. Wessenauer 氏 George H. Hickox 氏) Wessenauer 氏は 1927年 Carnegie 工學大學卒業, 得業士, 水力電氣會社に勤務した。Hickox 氏は 1925年 Iowa 大學卒業, 得業士, 1926年工學士, Albion 工學大學の教授となり, 後水力電氣會社に勤務し, 1930年 California 大學の教職に就いた。

(藤井 眞透)

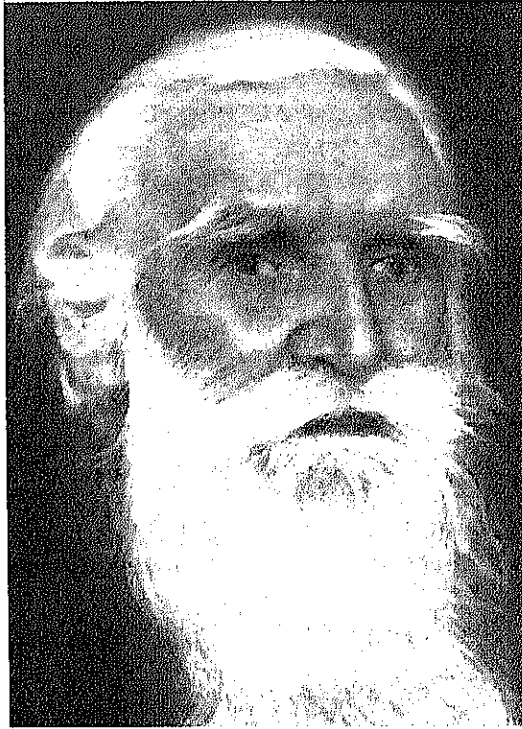
Hermann Zimmermann の死を悼む

(Schaper, "Hermann Zimmermann." Bautech. 13. Jahrgang, Heft 18. 26. April 1935.)

現土木橋密顧問官 工學博士名譽哲學博士 Hermann

Zimmermann は 1935 年 4 月 3 日 90 歳の高齢にて死去した。

第 62 圖 故 H. Zimmermann



Hermann Zimmermann は優れた数学者であり、破天荒の技術者であり、又偉大な人物であつた。彼の死は重大な損失である。

人間とし又科学者として稀であつた如く、彼の生涯も異常なものであつた。青年時代の自由への嚮求が 16 年間に海員とならしめた。給仕として、水夫として、終には運轉手として、彼は殆ど全世界を永い危険な帆船の航海を續けた。此の困難な時代が彼をしてその後仕事に成功せしめ、又模範的の人生を送らしめる基礎となつた。海洋の上の晴れた夜の星空の不思議が此の若い船乗をして、僅かの暇に天文学の勉強及びその基礎となる数学の勉強をなさしめるに至つた。彼の優れた天稟に依り天文学を速に究めるに至り、数学の進歩と共に技術

家生活を好むに至つた。彼は 24 才の時即ち 1860 年に Karlsruhe 工科大学に入學した。1874 年 Leipzig 大学に於て動力學の研究に依り哲學博士の學位を得た。1875 年卒業したる後 Straßburg の國有鐵道の總支配人となつた。33 才の時 Straßburg の Lyzeum の卒業試験に、直後に Karlsruhe の建築技師の試験に合格した。國有鐵道に於ける研究の成功と Straßburg の天文臺のドームの天才的構築に依り、1881 年 Berlin の國有鐵道監督局に招聘された。1891 年に Schweidler が死去したので、プロシヤの土木省の參事官としてそのあとをおそつた。此處に於て彼は 20 年間プロシヤ國有鐵道の橋梁及び土木工事の報告を司つた。

彼はその職務の他に學者として多くの仕事をして居る。世界中の鐵道界に有名な “Die Berechnung des Eisenbahn-oberbaues” の著書は鐵道軌道の計算及び設計に對する最初の基礎となつた。移動荷重を有する桁の振動並びに壓縮力を受けた鋼材のバックリング安全度に関する Zimmermann の著書は意義ある仕事であつた。彼は又立體結構の問題をも解決し、新しいドーム型を工夫し、有名な Berlin の國會ドームを築造した。

Zimmermann は又 “鋼構造實驗委員” となり、困難な實驗に依り壓縮力をうけた鋼材のバックリング應力線を決定せんとした。そしてその實驗の成功は彼に依る所が大である。1930 年に長い困難な研究に依つて得られたバックリング問題に關する智識をまとめて “Die Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage” を著した。

彼は非常に優雅な偉大な人であり、又非常に無慾恬淡な謙讓な人であつた。彼は又自分と同じ職業の人も他の職業の人も同じ様に尊敬をしたから、彼の下で仕事をし、又教へを受けた人は幸福であつた。

Zimmermann は居なくなつたが、彼の仕事は永久に残るであらふ。その模範的な生涯は私達に立派な例を示すものである。 (奥田 秋夫)