

抄 録

第26巻 第4號 昭和15年4月

應 用 力 學	頁
(61) 地盤の壓力分布	511
<u>水 理</u>	
(62) 流體の瞬間壓力の記録装置	513
(63) 渦流の統計的理論と水理學の關係	514
(64) 跳水現象に就て	515
<u>コンクリート及鐵筋コンクリート</u>	
(65) コンクリートのクリープに依り吊桁及繫拱に於ける水平引張力變化に及ぼす繫材歪並に 壓縮法剛性の影響に就て	517
(66) 二方向に偏心荷重を受けたる鐵筋コンクリート矩形断面に就て	519
<u>施 工</u>	
(67) 沼澤地埋立により建設される航空港	521
(68) 不安定なる地盤上の基礎に對する一提案	522
(69) 橋脚基礎に利用した鋼製圓筒管	524
<u>堰 堤</u>	
(70) 沈澱池模型實驗	525
<u>下 水</u>	
(71) 人孔と接合室	526
<u>港 灣</u>	
(72) Azoren 群島の防波突堤	528
<u>道 路</u>	
(73) 鋪裝用アスファルト乳剤の特色及性質 (I)	529
(74) 瀝青鋪裝及小鋪石鋪裝の爲のコンクリート基盤	530
(75) 道路建設の將來	531
<u>雜</u>	
(76) 二次常微分方程式積分器	532

應 用 力 學

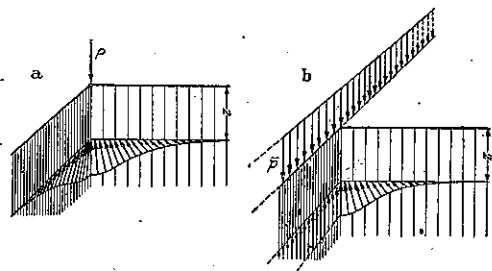
(61) 地盤の壓力分布

(Joh. Ohde, "Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund." Der Bauing., 25. Aug. 1939, s. 451~459.
星 埜 和 抄)

地盤内の應力と變形の問題は不詳定と考へられ、嚴密な解は望まれないが、一般に力は地盤内を直進分布するものと假定して計算を行ふ。單一荷重又は直線荷重の時應力分布は大略圖-1 の如くなる。

彈性係數 E 及び、ポアソン數 m が一定なる物質が

圖-1. 單一荷重と直線荷重の時の壓力分布



水平面下に無限に擴がつてゐる時、垂直單一荷重に對しては Boussinesq の解、水平單一荷重に對しては Cerrutti の解、垂直及び水平直線荷重に對しては Michell の解($m=2$)がある。然るに過去30年來砂地盤で行はれ

た実験は何れも σ_z の値が Boussinesq 式による計算値より軸線附近に於て大となつてゐる。Strohschneider 及び Kögler-Scheidig は夫々 σ_z の実験式を求めてゐるが、明かな缺點を有する。

O. K. Fröhlich は壓力の直進分布の假定に基き、次の如き公式を求めてゐる。垂直單一荷重に對し

$$(8a) \quad \sigma_R = \frac{\nu P}{2\pi R^2} \cos^{\nu-2} \varphi$$

$$(8b) \quad \begin{cases} \sigma_r = \frac{\nu P}{2\pi z^2} \cos^{\nu+2} \varphi \\ \sigma_\gamma = \frac{\nu P}{2\pi z^2} \sin^2 \varphi \cos^\nu \varphi \\ \tau = \frac{\nu P}{2\pi z^2} \sin \varphi \cos^{\nu+1} \varphi \end{cases}$$

直線荷重に對し

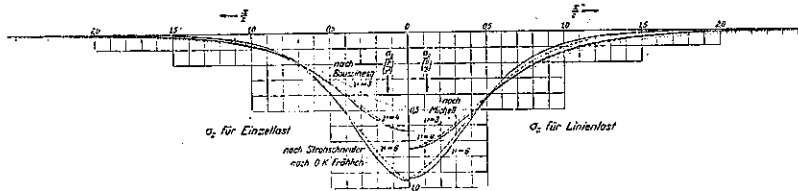
$$(9a) \quad \sigma_R = c \frac{\bar{P}}{r} \cos^{\nu-2} \varphi$$

$$(9b) \quad \begin{cases} \sigma_r = c \frac{\bar{P}}{z} \cos^{\nu+1} \varphi \\ \sigma_x = c \frac{\bar{P}}{z} \sin^2 \varphi \cos^{\nu-1} \varphi \\ \tau = c \frac{\bar{P}}{z} \sin \varphi \cos^\nu \varphi \end{cases}$$

$$\text{こゝに } \frac{1}{c} = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^{\nu-1} \varphi d\varphi$$

Strohschneider と Fröhlich を比較すると圖-2 の如くなる。

圖-2. Strohschneider と Fröhlich の比較



Fröhlich の壓力分布理論の價値は、地盤の變形法則と“指數” ν の間の關係を明かにした點に在る。然して上の公式は彈性材料のみならず、荷重が一途に増加する場合には塑性材料にも適用される。

側方變形を許さぬ時土の壓縮法則は初期荷重に對して、Tenzaghi は

$$(11) \quad \epsilon = -\alpha \ln(p + \gamma c) - \beta(p + \gamma c) - \gamma p + c$$

なる式を求めてゐるが、之より得らるゝ壓縮係數 ν は複雑であつて實用になり難い。著者は次の 2 式を求めてゐる。

$$(14) \quad \Gamma = \nu \cdot p$$

$$(15) \quad \frac{1}{V} = \frac{1}{v_1 p} + \frac{1}{v_2 \sqrt{p}} \quad (\nu, v_1, v_2, w \text{ は土の常數})$$

(14) 式は Γ が深さ z の函數なる場合に次の如くなる。

$$(17) \quad \Gamma = \nu z^\nu \quad \text{但し } \nu = (\nu \cdot \gamma^w)$$

この式を用ひて Fröhlich が求めた如く指數 ν と w との關係を變形仕事を最小ならしめて計算すれば、次式を得。

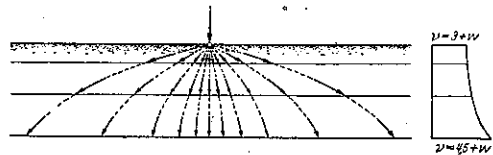
$$(18) \quad \nu = 3 + w$$

之より $w=0$ (ν —一定) の時 $\nu=3$, $w=1.0$ ($\Gamma = \nu \cdot z$) の時 $\nu=4$ なることを知る。

Fröhlich は水平荷重の作用する時の σ_R の式を求めてゐるが、之は間違つてゐて、Cerrutti の式を擴張して正しい式を求めることが出来た。又この場合も (18) 式の關係が成立する。

次に堅固な下層地盤の影響であるが、その場合には $\nu > 3 + w$ であつて、Melan が Γ を一様と假定して計算した處によると ν は約 5 となる(圖-3)。然し著者の考へでは堅固な地層の近傍では土の變形が妨げられると云ふ點を考慮して ν を 4.5 位にとるべきだと思ふ。

圖-3. 堅固な地層の上部に於ける壓力分布



Fröhlich は多くの實驗結果が $\nu=6$ とおく時に良く一致を見、その原因を底面摩擦と塑性現象とに在るとしたが、著者は測定函の底部の構造に主として因るものとして居る。

(17) 式は地盤の壓縮性の深さに伴ふ變化の簡単な關係を與へるため、精確な計算に之を用ひることが出来る。土の Poisson 數 m は自然土壓比 $\lambda = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}$ が與へられる時は

$$(24) \quad m = 1 + \frac{1}{\lambda}$$

から計算出来るが、ともかく m を既知とすれば、一般に應力と變形との關係から

$$(31) \quad \nabla^2 \sigma = \frac{2w}{z+z_0} \frac{\partial \sigma}{\partial z} + \frac{w(1+w)}{(z+z_0)^2} \left(\frac{m+1}{m-1} \sigma_z - \sigma \right)$$

となるが、こゝに注目すべき結論は、壓力の直進分布を

假定した Fröhlich の垂直荷重に対する式は $\alpha_0=0$ の時

$$(32) \quad m = \nu - 1 = 2 + \nu$$

なる特別の場合に上の条件 (31) 式を満足する正確な解となることである。又 Michell の式が $m=2$ の時にのみ正しいことも確かめられた。

終りに $\nu=3$ 及び $\nu=4$ なる場合に、一様分布の矩形荷重の影響を計算する問題に就ては Steinbrenner が $\nu=3$ の時に就て計算を行ひ、 σ_x を求めてゐるが同様な方法によつて σ_x, σ_y に対する式を求めることが出来るが、其の結果はこゝでは省略する。

水 理

(62) 流體の瞬間壓力の記録装置

(S. E. Goodall, "Instantaneous Fluid-Pressure Recording Equipment". Engineering Aug. 4 1939, p. 127~129.
細谷 巳知雄 抄)

衝撃的又は周期的な壓力のオッシログラフに依る記録は工學上極めて重要な資料で、例へば發電所水壓タンク内水壓、油入遮断器面内油壓、又は内燃機關内壓力等は興味ある問題である。之等の壓力の在來の測定方法では單に其の最大壓力の近似値を示すのみであり、且つ小壓力の測定は不可能でもあつたが、オッシログラフに依れば壓力の全體の變化が時間の函數として表はされるのみでなく小壓力に對しても増幅器等を以つて容易に解決し得る。然も多くの場合に壓力と同時に起る他の現象をも同一時間軸に記録する事が出来る。

之の装置は一般に次の二つの部分から出來て居る。一つは受壓器と稱し、壓力の變動を之に相當する電壓又は電流の變化に變換するもので、他は之の電壓又は電流の變化をしてオッシログラフを動作し得る様に適當な大きさに増幅するものである。

受壓器として應用される原理には色々あるが、今茲に述べるものは之等の中で最も理想的なものである。

之は一種の空氣蓄電器で受壓膜は蓄電器の一極を形成する如く出來て居り、之の膜の撓みは之と相對する固定極との間隙を變化し、従つて容量の變化を生ずるから之の容量の變化を適當な方法に依つて電壓又は電流の變化に置換するのである。膜の機械的共振に對しては測定する壓力の波の急峻度に應じ適當に設計する。

受壓器として應用し得る他の主なるものは、

1. 動作膜の撓みにより電磁回路の磁氣抵抗を變化

し、依つて生ずる同回路内巻線中の電流を變化するもの

2. 壓力に依つて電氣抵抗が變る如き材料を用ひるもの

3. 壓電氣水晶を利用して壓力を電壓の變化に變へるもの

4. 動作膜の壓力に依る撓みに依つて光電池上の照明を變へ光電效果を利用するもの

等がある。何れも一長一短があり、その中前に述べたものが最も用ひ易かつた。

装置の動作原理の大要は被測定壓力が受壓器に小さな容量の變化を生ずると之の受壓器が接続された容量ブリッジに高周波の變調電壓を生ずる。之の電壓を増幅器に依つて大なる電流の變化に換へ、オッシログラフで記録する。

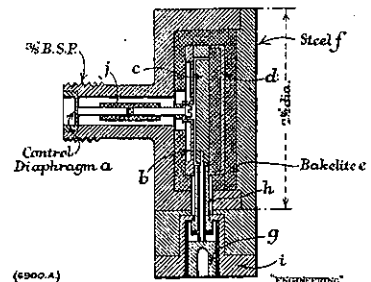
装置の檢定試験は受壓器に靜壓力を加へオッシログラフの振幅の大きさを觀測する事に依つて行はれる。受壓器は成るべく小型なものが良いが感度を増す爲には蓄電器を形成するに相當する板は成る可く大きい事が望ましく、且其の間隙は出来る丈接近させる事を要する。

圖-4 は受壓器の構造圖を示す。之に依れば小さな動作膜は蓄電器の一極を形成する大きな圓板に機械的に結合され其の間隙も極めて小さい。

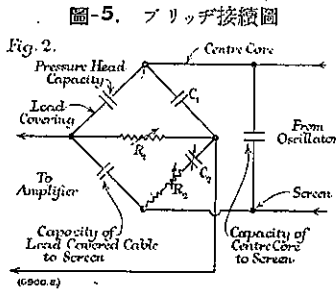
受壓器は夫れ自身の外部的な振動に依

つて容量を變化する事なき様工作される事は勿論、動作膜の振動周期も測定する壓力の速さに應じ充分なる値を有しなければならぬ。又各部の絶縁も相等に良好な事が望ましい。動作膜 a は vibrac 鋼で作られ、其の厚さは加壓される最大壓力で決定される。例へば 2000 lb/□" の最大壓力に對抗するものは 0.021" 300 lb/□" のものに對しては 0.011" の厚さを有する。之の動作膜に壓力が加はると之と結合された圓板 b と固定板 c との間の容量が變る。b c 間の間隙は 0.002" である。ブリッジは 4 個の容量から成り中一つは受壓器が用ひられて居る。圖-5 は其の接続圖で、發振器の高周波電壓は之のブリッジの兩端に供給される。受壓器に壓力が加へられない場合はブリッジは平衡を保つ様に各ブリッジ邊を適當に調節してブリッジの出

圖-4. 受 壓 器



力電圧は零になる様にする。然る時は受壓器に壓力が加へられ従つて容量が變化するとブリッジの平衡は破れて之の壓力に相當する電圧が現れる事になる。



受壓器とブリッジを接続する電線の振動等によつて壓力と無關係な容量の變化を生ずる事を防止する爲に特別な三心入電線が用ひられ、其の心線と外部心線との間の容量がブリッジの一つの容量を形成して居る。電線に依る容量の位相は極めて劣悪なものとなるから之を補償する爲に抵抗 R_2 を設ける。又最初の平衡中の感度を低下する目的で 5000 オームの最大抵抗を有する可變抵抗がブリッジの出力端に接続されて居る。装置の各部及び相互の接続用電線は外部の静電的影響を防止する爲に完全に遮蔽される事を要する。

高周波の周波数は成る可く高い事が望ましいが回路や電線中の損失を増大する爲に實際には 50 000~100 000 サイクル/秒位が適當である。圖-6 は發振器の接続圖で金屬函面に遮蔽された自己發振式のものであ

圖-6.發振器接続圖

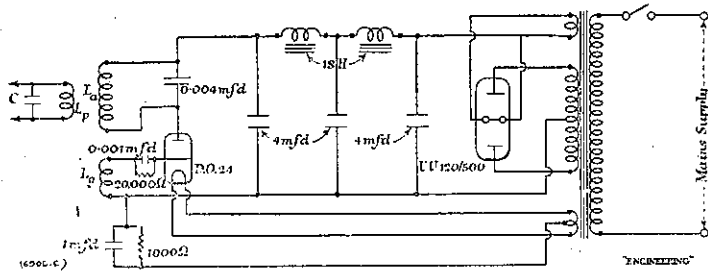
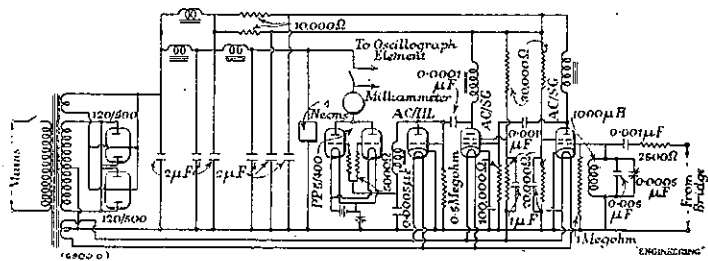


圖-7.增幅器



る。ブリッジの高周波變調電壓は圖-7に示した增幅器に供給されて高周波二段增幅した後オシログラフ振動子に供給される。之等に要する高電壓は整流装置から得られ、回路中の4個のネオン管は高電壓の動搖を最小に保つ爲の安定器である。增幅器の出方電流は壓力零の場合約 10 ミリアムペアで壓力が加へられると之の電流が減少する様になつて居る。ミリ電流計はブリッジの平衡の検定器として使用されるものである。尙增幅器の全體の性能は入力電圧が 230 ミリボルトを超過しない限り直線的である。

(63) 渦流の統計的理論と水理學の關係

(A. A. Kalinske; "Relation of the Statistical Theory of Turbulence to Hydraulics", Proc. of A. S. C. E., Oct. 1939, p. 1337~1406. 本間仁抄)

タービュレンス(渦流)の機構に關しては Prandtl, Taylor, Kármán 等によつて色々と考えられたが、その中で統計的のものは實驗的に證明出来る點に特徴がある。平均速度 \bar{u} なる流れの方向の速度を $\pm u$ 之に直角に $\pm v$ 及 $\pm w$ なる分速度があれば、 u, v, w は時間的に變化するから之等を或る統計的平均で表すのである。實驗観測から之等の回數曲線を作れば誤差曲線と同じ形になる。

色々な形のタービュレンスが u, v, w によつて定まるが、最も簡單なのは等方性タービュレンスで、 $\overline{u^2} = \overline{v^2} = \overline{w^2}$, $\overline{uv} = \overline{vw} = \overline{wu}$ になる。但し横線は下の量の平均値なる事を示す。尙等方性タービュレンスは境界面附近では不可能である。

タービュレンスを更に完全に規定するには $\overline{u^2}, \overline{v^2}, \overline{w^2}$ の他に渦の大きさの様な長さの量が必要である。Taylor は x だけ離れた二つの點で同時に v を測つて v_1, v_2 を得たものとして

$$R_x = 1 - \frac{(v_1 - v_2)^2}{2\overline{v^2}}$$

なる R_x を定義した。 $\overline{v_1^2} = \overline{v_2^2} = \overline{v^2}$ であるから

$$R_x = \frac{\overline{v_1 v_2}}{\overline{v^2}}$$

この R_x を相関係数と言ふ。この二點が近くなつて渦の平均徑内に入れば v_1 と v_2 は同じものに近付いて、 R_x は 1 に近づく。然しこの二點が平均徑以上に離れば R_x は零に近づく。

タービュレンスに基因する運動エネルギーは

$$E_T = 0.5 \rho (\overline{u^2} + \overline{v^2} + \overline{w^2})$$

このエネルギーは粘性によつて熱となつて消耗される。熱に變ずる時の機構は非常に複雑で、Taylor によれば單位體積當りの散逸の割合は

$$K = 7.5 \mu \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2$$

タービュレンスによる擴散現象に関しては、 x_1 なる位置に於ける平均流線位置からの變位を Y_1 とすれば、Taylor は次の關係を得た。

$$0.5 \frac{d\overline{Y^2}}{dt} = \overline{v^2} \int_0^t K t dt$$

但し R_t は時間 t に於ける相関係数である。

以上の諸理論と一般水理學上の問題との關係に就て二、三の例を示せば、等方性タービュレンスによる圓管内でのエネルギーの消耗は一樣管では著しくないが、断面の漸次に擴がる様な管では相當の影響がある。一つの實驗例によればタービュレンスのエネルギー E_t と全運動エネルギー E_m の比が一樣管で 0.031、漸擴大管では 0.086 となつた。即ち問題によつてはタービュレンスの影響が無視出来ない。

尙 $\overline{u^2}$, $\overline{v^2}$ 等は管の中央では却つて小さく、中心から半径の 1/3 位離れた處が大きい。

流れの中の浮游物の運動はタービュレンスによつて定まる。 N を浮游物含有率、 c を静水中の沈下速度とすれば、浮游物が運ばれる時には $\overline{vN} = c\overline{N}$ である。或る瞬間には N は $\overline{N} \pm \Delta N$ になり、 vN は $\overline{vN} \pm v\Delta N$ になる。然し含有率は底程大きく、其の分散率は底程小さいから v が上向きの際は ΔN は正、下向きの際は ΔN は負である。又 v の算術平均は零であるから $\overline{v\Delta N}$ の平均は零になり、 \overline{vN} の平均は $+v\Delta N$ になつて、 ΔN の大小が問題になる。タービュレンスの擴散率を表す長さ l を用ひれば

$$\Delta N = l \frac{dN}{dy} \quad \therefore \overline{v l \frac{dN}{dy}} = c \overline{N}$$

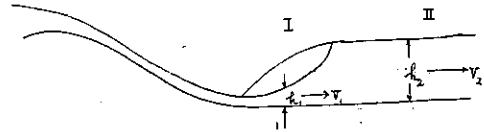
この vl は擴散係數 $\frac{V}{2} \left(\frac{d\overline{Y^2}}{dx} \right)_{\max}$ に比例する。

(64) 跳水現象に就て

(D. Citrini; "Il salto di Bidone." L' Energia Elettrica, Gino 1939, p. 441~465 及び Lnglio 1939, p. 517~527 本間仁 抄

跳水現象に関する研究は 1818 年 Torino 大學の Bidone によつて初められたので、イタリーではこの現象を Bidone の跳水と稱する。圖-8 の様な跳水現象に於て、断面 I 及び II の流水斷面積を夫々 σ_1, σ_2 、基線

圖-8. 堰堤下の跳水現象



から測つたエネルギー水頭を夫々 H_1, H_2 とする。又流量を q 水路幅を一定として b にて表し、 $p = q/b$ と書けば限界水深 k は、

$$k = \sqrt[3]{\frac{2p^2}{g}}$$

にて與へられる。兩断面の水深 h_1 と h_2 の關係は

$$h_2 = \frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^3}{4} + \frac{2V_1^2 h_1}{g}} \dots \dots (1)$$

従つて $h_2 - h_1 = \Delta h$, $\frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = M_1$ と書けば

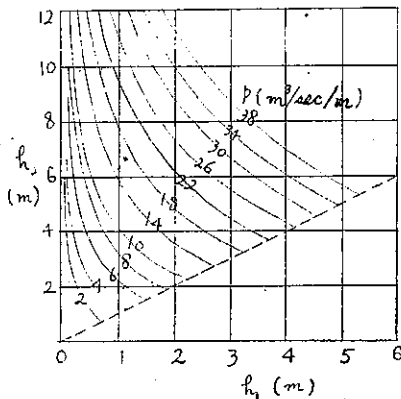
$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta h}{h_1} &= \frac{1}{2} \left\{ -3 + \sqrt{1 + 8M_1^2} \right\} \\ &= \frac{1}{2} \left\{ -3 + \sqrt{1 + 8\frac{h_1^3}{h_1^3}} \right\} \end{aligned} \right\} \dots \dots (2)$$

跳水現象に伴ふエネルギーの損失 ΔH を與へる公式は一般に知られてゐる様に、

$$\Delta H = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_2 h_1}$$

之に (2) 式の關係を代入すれば

圖-9. Woycicki の圖表



$$\Delta H = \frac{h_1 (\sqrt{1+8M_1^2} - 3)^2}{16 \sqrt{1-8M_1^2} - 1}$$

尚エネルギー損失に関する実験公式の一、二の例を挙げれば、Pietrkowski の公式は表面渦の長さを l として

$$J_H = \frac{\Delta H}{l} = \frac{M_1}{12} - \frac{1}{4.5}$$

Safranez の公式は表面渦の體積を τ として

$$\frac{\gamma g \cdot \Delta H}{\tau} = 0.56(M_1 - 1) \quad \text{kg/m}^2/\text{sec}$$

表面渦の長さ l に就ては多くの実験公式があるが、その中の數例を挙げれば

Safranez の公式 $l = 6 h_1 M_1 = 4.5 h_2$

Pietrkowski の公式

$$l = 5.9 h_1 M_1 = 4.33 h_2$$

Einwachter の公式

$$l = (15.2 - 0.241 \frac{h_2}{h_1}) \left(1 - \frac{h_2^2}{0.26 h_1^2} M_1^2\right) (h_2 - h_1)$$

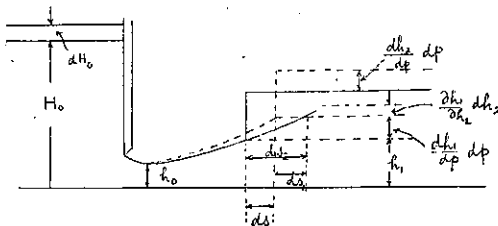
Woycicki の公式

$$l = (8 - 0.05 \frac{h_2}{h_1}) (h_2 - h_1)$$

Smetana の公式 $l = 6(h_2 - h_1)$

水門下流側に起る跳水現象に於て單位幅當りの流量を p から $p+dp$ に増した時に、之が跳水の起る位置に如何に影響するかを考へる。

圖-10. 水門下流側の跳水現象



dp の影響による跳水位置の動き ds の中で、射流部の水面の變化を考へない時の變化を ds_2 、射流部の水面の變化を考へた爲の補正を ds_1 とする。

$$\begin{aligned} ds_2 &= \frac{\partial s}{\partial h_1} \frac{dh_1}{dp} dp \\ &= \frac{\partial s}{\partial h_1} \left\{ \frac{\partial h_1}{\partial h_2} \frac{dh_2}{dp} dp + \frac{\partial h_1}{\partial p} dp \right\} \end{aligned}$$

平均流速公式として Strickler の公式を用ひれば

$$V = KR^{\frac{2}{3}} \sqrt{Ri}$$

$R=h$ とすれば

$$h_2 = \frac{p^{\frac{3}{2}}}{K^{\frac{2}{3}} i^{\frac{2}{3}}} = Ap^{\frac{3}{2}}$$

$$\therefore \frac{dh_2}{dp} = \frac{3A}{5p^{\frac{1}{2}}}$$

$$\frac{dh_1}{dh_2} = -\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1 + \frac{8p^2}{gh_2^3}} - \frac{6p^2}{gh_2^3 \sqrt{1 + \frac{8p^2}{gh_2^3}}}$$

$$\frac{\partial h_1}{\partial p} = \frac{4p}{gh_2^2 \sqrt{1 + \frac{8p^2}{gh_2^3}}}$$

$$\frac{\partial s}{\partial h_1} = \frac{1}{i} \frac{k^3 - h_1^3}{h_1^2 - h_1^3}$$

但し h_m は等流箇所水深であつて、この場合は h_2 に等しい。之等を ds_2 の式に代入すれば

$$\begin{aligned} ds_2 &= \frac{1}{i} \frac{k^3 - h_1^3}{h_2^2 - h_1^3} \left\{ \frac{3A}{5p^{\frac{1}{2}}} \left(-\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1 + \frac{8p^2}{gh_2^3}} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{6p^2}{gh_2^3 \sqrt{1 + \frac{8p^2}{gh_2^3}}} + \frac{4}{gh_2^2 \sqrt{1 + \frac{8p^2}{gh_2^3}}} \right) \right\} dp \end{aligned}$$

例として $i=0.0005$, $K=60$, $p=1 \text{ m}^2/\text{sec}/\text{m}$ の場合に就て計算すれば

$$ds_2 = 70 \cdot dp$$

之に對して ds_1 は

$$ds_1 = \frac{\partial}{\partial p} \left(\int_{h_0}^{h_1} \frac{1}{i} \frac{k^3 - h_1^3}{h_2^2 - h_1^3} dh_1 \right) dp$$

之を $p=1.0 \text{ m}^2/\text{sec}/\text{m}$ から $p=1.1 \text{ m}^2/\text{sec}/\text{m}$ までの變化に就て計算すれば

$$ds_1 = 0.2 \text{ m}$$

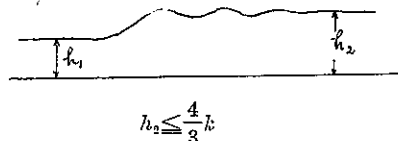
$$\therefore ds_1 = \frac{3.5}{100} ds_2$$

即ち ds_1 は ds_2 に比して遙に小さい。結局の ds の値は

$$ds = ds_1 + ds_2$$

h_1 と h_2 の差が小さい時は表面渦は現れずに水面に波を生ずる。その條件は Einwachter によれば

圖-11. 波状跳水



$$\therefore \frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left\{ -1 + \sqrt{1 + 8M_1^2} \right\} \leq \frac{4}{3} \sqrt{M_1^2}$$

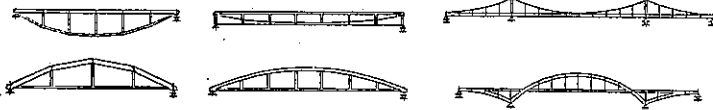
コンクリート及鉄筋コンクリート

(65) コンクリートのクリープに依り吊桁及繫拱に於ける水平引張力變化に及ぼす繫材歪並に壓縮弦剛性の影響に就て

R. Schwarz, "Ueber den Einfluß der Zugbanddehnung und Druckgurtsteifigkeit auf die Aenderung des Horizontalzuges von Hängewerken und Bogenträgern infolge von Kriechen des Betons." Beton v. Eisen. Heft 11. S. 185-190, Heft 12 S.202-205, 1939. 尾之内由紀夫 抄

コンクリートのクリープ量は使用骨材, セメントの種類, 鉄筋量, コンクリートの品質並びに養生其他多くの要素に依つて異り, 我々は之迄の研究結果に基いた見積的な假定によつて, 繫材の弾性並びに拱部の剛性の影響

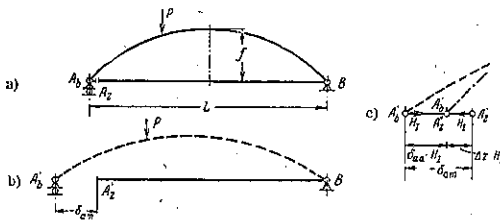
圖-12.



を計算上に於て考慮する。対象とすべき桁は圖に見るが如き物であつて, 弾性的にして且其の内部應力の小なるもの, 夫故クリープの影響の比較的小なるものとする。之等の桁に就いて, 収縮に於けると同様, クリープの影響を次に挙げるが如き多くの工事仕上げ方法及初張様式 (Vorspannung) に於いて研究する。

自重に依る繫材の引張 クリープに依る引張弦の應力變化を得る爲に桁の完成の時から出發して考慮する時は, 桁に荷重のかゝつた直後に於て次の關係が成立つ (圖-13 参照)。

圖-13.



H1(δaa + ΔZ) + δam = 0(1)

但, H1: 繫材の引張力

δaa: H1=1t とした場合, 曲げモーメント及垂直推力に依る 假想切斷面の力と反對方向に於

ける變位

ΔZ: H1=1t とした場合, 引張弦歪に依る假想切斷面の力と反對方向に於ける變位

δam: 外力 P に依る變位

φt を以て時刻 0 より t までの間に於ける塑性的變形量と彈性的變形量の比を表すものとすれば, t 時後に於ける變位は次の如くなる。但繫材はコンクリートに依つて被覆しないものとする。

δam, 0-t = δam + φtδam = δam(1 + φt)
δaa, 0-t = δaa + φtδaa = δaa(1 + φt)
ΔZ, 0-t = ΔZ = 一定 } (2)

Dischinger に依れば t1-t 間に於て荷重一定の時はずり変位 φt1-t は φt1-φt2 に依つて與へられる。但 φt, φt1 は夫々 0-t, 0-t1 間に於ける 荷重繼續の場合に對するクリープ量である。之等を考慮する時は H1 のクリープに依る變化 ΔH1 に於て, 其の變化が時間の経過と共に徐々に起るものなる故, 積分形

∫_{t1=0}^{t1=t} d/dt * ΔH1(1 + φt - φt1) dt1

を用ひ, (1) 式の關係を t 時刻に對し次の如く變化せしめる事が出来る。

[H1(1 + φt) + ∫_{t1=0}^{t1=t} d/dt * ΔH1(1 + φt - φt1) dt1] δaa + (H1 + ∫_{t1=0}^{t1=t} d/dt * ΔH1 dt1) ΔZ + δam(1 + φt) = 0(3)

上式を t にて微分し, (1) 式を用ひ變形して得たる微分方程式の解を求め初期條件を入れる時は ΔH1 は次式の如くなる。

ΔH1 = ΔZ / δaa * (1 - e^{-δaa / (δaa + ΔZ) * m}) * H1 - H (1 - e^{-δaa / (δaa + ΔZ) * m})(4)

但 m は t に於ける φt の値を示し, H は二鉸拱に於ける支承變位 Δl に對する水平反力を表す。之等の式に依つて ΔH1 は正, H1 は増加する事が分る。従つて完成に當り引張歪 Δl に依つて生ずる正の桁モーメントは減少する。壓縮弦の剛性大にして拱矢比 f/l が小なる程繫材弾性の影響は著しくなる。

繫材の初張 桁のモーメント平衡を適當ならしめる爲, 自重に依て曲げモーメントを豫め除去する。自重に依るモーメントは常に正なる故, 與ふべき初張力 H0 は多くの場合桁自身の水平反力 HIII = -δam / δaa より大に選

ばなければならない。其の場合水平引張力の中

$$H_{II} = H_0 - H_{III} \dots\dots\dots(5)$$

は内力として桁構造中に残留する。\$H_{II}\$ のクリープに依る変化 \$\Delta H_{II}\$ は (4) 式に \$\bar{H}\$ の代りに \$H_{II}\$ を代入し負の符號を附する事に依つて得られる。

次に繫材をコンクリートを以て被覆する場合を考慮する。初張作業後繫材のコンクリート打を行ひ、其の完了直後時刻 0 より \$t\$ まで考へる時は I に於ける (3), (4) 式に相當すべき式は次々 (6), (7) 式を以て表される。此の場合繫材コンクリートは龜裂を生じないものと假定する。

$$\left[H_{II} \varphi_t + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{d}{dt} \cdot \Delta H_{II} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1}) dt \right] \delta_{aa} + \bar{\Delta Z} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{d}{dt} \cdot \Delta H_{II} (1 + \psi_t - \psi_{t_1}) dt = 0 \dots\dots(6)$$

但 \$\bar{\Delta Z}\$ は繫材のコンクリート断面積及鐵筋断面積の \$\frac{E_c}{E_s}\$ 倍のものに就いて考へた \$\Delta Z\$ を示し、\$\psi_t\$ は繫材のクリープ量を表す。

$$\Delta H_{II} = -H_{II} \frac{b}{b + \bar{d} \sigma} (1 - e^{-Rt}) \dots\dots(7)$$

$$b = \frac{\delta_{aa}}{\delta_{aa} + \Delta Z}, \quad \bar{d} = \frac{\bar{\Delta Z}}{\delta_{aa} + \Delta Z}$$

クリープ期間の終りに於ける \$R_t\$ の値は、\$R_t = b \cdot m + \bar{d} m_i^D\$ にして \$m_i^D\$ は Dischinger に依る繫材コンクリートの理想クリープ量を示す。

支承點に變位を生ぜざる繫材初張 桁の支承點が初張作業後に於て、完成前と同じ位置に在る時は水平引張力は \$H_{III} = -\frac{\delta_{am}}{\delta_{aa}}\$ となり、壓縮弦の軸方向短縮の結果正の桁モーメントを生ずる。クリープの影響は上と同様に考へ、此の場合には繫材にコンクリートを打たないものとする。時刻 \$t\$ に於ける條件式の解は

$$\Delta H_{III} = C e^{-\frac{\delta_{aa}}{\delta_{aa} + \Delta Z} \varphi_t} \dots\dots(8)$$

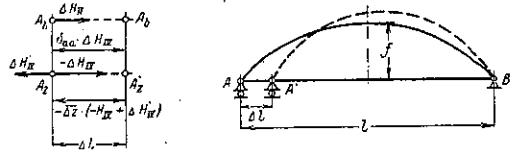
となり、初期條件 \$t=0, \varphi_t=0, \Delta H_{III}=0\$ を入れる時は \$C=0\$、夫故 \$\Delta H_{III}=0\$、従つて此の場合には變化を生じない。

載荷状態に於ける繫材初張 繫材のコンクリートに龜裂の生ずるのを避けようとするが如き場合には、其の初張に當つて全作用荷重又はバラストの如き其の一部を載荷し、然る後繫材コンクリートを打ち其の硬化後再び荷重を取去る事が行はれる。荷重を除いた後残存する繫材の水平引張力を \$\Delta H'_{IV}\$ で表し、載荷状態に於て初張に依り與へらるべき水平引張力を \$H_{IV}\$ で表す時は、繫材のコンクリート打、其の取付け、荷重の取除

き直後に於て次の關係が成立する (圖-14 参照)。

$$\Delta H'_{IV} = + \frac{\bar{\Delta Z}}{\delta_{aa} + \Delta Z} H_{IV} = \bar{d} \cdot H_{IV} \dots\dots(9)$$

圖-14.



時間の経過と共に拱部には \$0-t\$ 間に \$\Delta H'_{IV}\$ 及之のクリープに依る変化 \$\Delta H''_{IV}\$ が作用し、繫材には軸方向力 \$-H_{IV} + \Delta H'_{IV}\$ 及 \$\Delta H''_{IV}\$ が作用する。\$\psi/\varphi = \sigma = \text{一定}\$ と假定する時は、條件式の解は

$$\Delta H''_{IV} = -H_{IV} \frac{\bar{d}[(\bar{d}-1)\sigma + b]}{b + \bar{d} \cdot \sigma} (1 - e^{-Rt}) \dots\dots(10)$$

但クリープの終りに於て \$R = b \cdot m + \bar{d} \cdot m_i^D\$ とする。クリープの終りに當り拱部に作用する全引張力は、

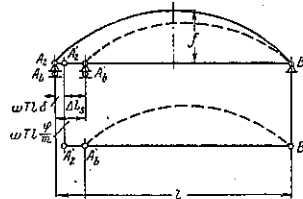
$$\Delta H_{IV} = \Delta H'_{IV} + \Delta H''_{IV} = H_{IV} \cdot \bar{d} \left[1 - \frac{(\bar{d}-1)\sigma + b}{b + \bar{d} \cdot \sigma} (1 - e^{-Rt}) \right] \dots\dots(11)$$

繫材コンクリートに作用する全引張力は、

$$D_t = -H_{IV} + \Delta H_{IV} = -H_{IV} \left\{ 1 - \bar{d} \left[1 - \frac{(\bar{d}-1)\sigma + b}{b + \bar{d} \cdot \sigma} (1 - e^{-Rt}) \right] \right\} \dots\dots\dots(12)$$

硬化收縮 繫材はコンクリートに依つて被覆せられ、龜裂は生ぜざるものとする。Dischinger に依れば收縮進行の時間的経過はクリープに類似するものと假定する事が出来る。夫故 \$t\$ 時刻に於ける壓縮弦の收縮量はクリープ終了後に於ける收縮量を \$s = \omega T\$ とする時は、\$S_{tD} = \omega T \frac{\varphi}{m}\$ となり、引張弦に於ては \$\delta\$ を Dischinger に依る鐵筋による收縮抵抗係數とする時 \$s_{tZ} = \omega T \delta\$ とする。

圖-15.



今繫材を拱部の可動支承部に於て切斷して考へる時、時刻を \$t\$ に於ける反對方向變位量は次式の如くなる (圖-15 参照)。

$$\Delta l s = \omega l T \left(\frac{\varphi}{m} - \delta \right) \dots\dots\dots(13)$$

Dischinger に依り、

$$\delta = \frac{1-\alpha}{\alpha} \cdot \frac{1-e^{\alpha \varphi}}{m}, \quad \alpha = \frac{n_0 \mu}{1+n_0 \mu}$$

$$n_0 = \frac{E r_0}{E b_0}, \quad \mu = \frac{F_c}{F_b}$$

近似的に $r = \frac{1 - e^{-\alpha \varphi}}{\varphi} = \frac{1 - e^{-\alpha m}}{m} = \text{一定}$ と假定する時は (17) 式は次の如くなる。

$$\Delta l_s = v \varphi, \quad \text{但 } v = \omega l T \cdot \frac{1}{m} \left(1 - \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot r \right) \dots (14)$$

桁全體の平衡が再び成立つ爲には、0-t 間に 0 から H_s に發展し切斷面が再び結合する如く作用する水平軸方向力が存在しなければならない。従つて條件式を作つて解を求めれば

$$H_s = - \left(1 - \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot r \right) \frac{1}{b + d \sigma} \cdot \frac{1 - e^{-R}}{m} \cdot H_{s_0} \dots (15)$$

但 H_{s_0} はクリープを考慮しない時の H_s である。夫故 $H_s = \frac{\omega l T}{\delta_{aa} + \Delta Z}$ 繫材にコンクリートを打たない場合は、

$$H_s = - \frac{1 - e^{-bm}}{m} \bar{H}_{s_0} \dots (16)$$

表-1. 繫材の應力變化

		繫材にコンクリートを打たざる場合		繫材にコンクリートを打ちたる場合	
		(a)	(b)	(a)	(b)
I	自重に依る繫材の引張	$\Delta H_{I1} = 0.86 \bar{H}$	$0.84 \bar{H}$	—	—
II	繫材の初張	$\Delta H_{II1} = -0.86 H_{II}$	$-0.54 H_{II}$	$-0.86 H_{II}$	$-0.72 H_{II}$
IV	載荷状態に於ける繫材初張	—	—	$D_{IV}' = -0.967 H_{IV}^{**}$ $D_{IV} = -0.998 H_{IV}^{**}$	$D_{IV}' = -0.80 H_{IV}^{**}$ $D_{IV} = -0.84 H_{IV}^{**}$
V	硬化収縮	$H_s = 0.48 \bar{H}_{s_0}$	$-0.27 \bar{H}_{s_0}$	$-0.113 H_{s_0}$	$0.125 H_{s_0}$

* $D_{IV}' = -H_{IV} + \Delta H_{IV}' = \text{クリープを考慮しない場合の繫材コンクリートの應縮力}$
 ** $D_{IV} = \text{クリープを考慮する場合の繫材コンクリートの應縮力}$

但 \bar{H}_{s_0} はクリープを考慮しない時に於ける固定支承を有する拱桁の水平反力を示す。夫故

$$\bar{H}_{s_0} = \frac{\omega l T}{\delta_{aa}}$$

以上を總括すれば、一般に引張吊桁又は繫拱に於て自重又は収縮に依り生ずるが如き繼時的内力は時間の経過と共に起るコンクリートの塑性的變形に依つて一部分除去せられるものである。其の應力變化の大きは弾性變位 δ_{aa} 及 ΔZ のみならずクリープ量 m に關係する。壓縮弦の剛性度大にして、且拱矢比が小であればある程引張弦歪の繫材の應力變化に及ぼす影響の著しくなる(表-1 参照)。かくの如く多くの場合コンクリートのクリープは良い影響を與へるものである。

繫材にコンクリートを打ち之に壓縮應力を作用せし

める爲、實際に作用する荷重を載荷せしめて初張作業を行ふ場合にはクリープに依り何等減少せず僅かに増加する(表-1 参照)。

収縮應力も亦クリープに依り同様に減少する。

繫材のコンクリート打は多くの場合應力の變化を高め、自重のみに依る完成、収縮應力に對しては好ましく作用するものであるが繫材の初張の場合には、好ましからざる影響を與へる。然し乍ら多くの場合引張弦のコンクリート打は防錆の爲に僅かに使用せられるものであるから此の影響は比較的少ない。

初張力に關しては、與へられたる引張力が桁自身のみ依る水平引張力 H_{II} より大なるか又は小なる時に應力變化を生ずる。表に見る如く、死荷重に依る軸方向力の爲壓縮弦に短縮を生じ此の結果現れる桁モーメントを除く爲初張力を與へる事は弾性桁の場合には其の效果殆んど完全にして、非弾性桁の場合には約半分まで失はれる。初張作用に依つて得られる自重に依る桁モー

メントの除去は繫材歪の結果常に保持せられるものであるが時間の経過と共に部分的に再び桁モーメントが現れる。拱矢比小にして剛性大なるものに於ては此のモーメントは非常に大なる故、繫材の後締め又は中央に施行鉸を設ける事が必要となる。

(66) 二方向に偏心荷重を受けたる鐵筋コンクリート矩形斷面に就て

“Square Section of Reinforced Concrete Eccentrically Loaded in Two Directions.” Civil Engineering, October 1939, p. 616~618.
新田 亮 抄

本説に於ては 圖-16 に示す如く角柱に集中荷重 P の作用並に二つの相等しからざる曲げモーメント M_1 及 M_2 とが互に直角に作用する場合の鐵筋コンクリート柱に生ずる應力の分解方法を説明して居る。

D = 對角線の長さ

d = 隅から鐵筋迄の距離

M = 曲げモーメント

- n = 弾性比
- e = 偏心率
- f_c = コンクリートの最大圧応力
- f_s = 鉄筋の最大張応力
- k = 圧力面積の頂点から中立軸迄の距離
- P = 荷重
- p = 鉄筋比
- θ = 対角線と断面の中心を結ぶ線及荷重の作用点との間の角

用点との間の角

図-16 の角柱に生ずる応力は、矩形の中心から少し間隔を置いて作用せる単一集中荷重 P に依り生ずる応力に同一であるものと思はれる。

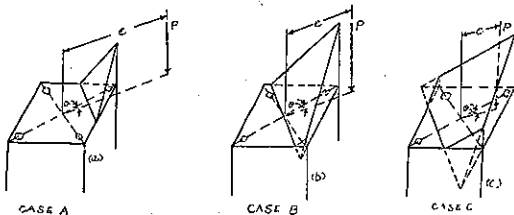
$$e = \sqrt{\frac{M_1^2 + M_2^2}{P}} \quad (1)$$

同値の単一荷重を含む平面と柱軸及対角線に依る平面とのなす角は次式に依り決定されるものである。即ち

$$\tan(45^\circ - \theta) = \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots(2)$$

荷 P , e 及 θ の各項の部材断面に作用する応力を出すには假定を設けねばならない。コンクリートの張応力は無視され、中立軸は曲げ平面に垂直なる如く假定される。図-17 は四隅に棒を有し、単一集中荷重 P の作用を受けた鉄筋コンクリート矩形断面を示してゐる。

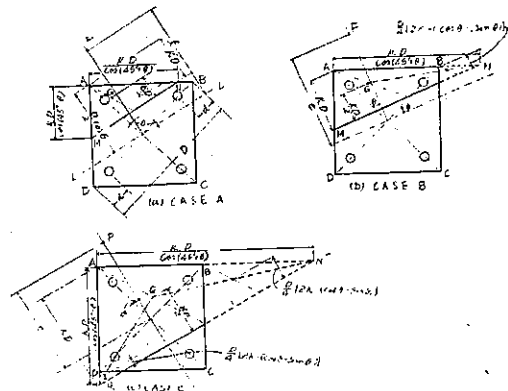
図-17.



偏心率 e 及偏角 θ に由ると、圧応力は図-17(a) に示す如き四面體の容積を形造り、この容積は 図-17(b) に示されるが如き一つの大きな四面體と一つの小さな四面體との間の差として最も簡単に取扱はれるし、或は又一つの四面體は 図-17(c) に示されるが如く、より小なる二つの四面體の容積に依り換算されるものである。

図-18(a) の如く矩形断面 $ABCD$ を考へれば三角形 AMN 上には圧応力を又三つの鉄筋(補強)には張応力を有する事になる。

図-18.



中立軸の位置は次の二方程式に於て P を消去すればよろしいのであつて、この二方程式は夫々内應力の總和と P 及び内部曲げモーメントの總和と P_e とは等値なる事を示してゐる。

即ち

$$k^3 + k^3 \left(2 \frac{e}{D} - \cos \theta \right) + 3np \frac{e}{D} k \cos 2\theta - \frac{3}{2} np \cos 2\theta \left[\frac{e}{D} \cos \theta + \left(\frac{1}{2} - \frac{d}{D} \right)^2 \right] = 0 \quad \dots\dots\dots(5)$$

若し

$$\frac{\cos \theta - \sin \theta}{2} < k < \frac{\cos \theta + \sin \theta}{2} \quad \dots\dots\dots(6)$$

なれば、この時は圧応力は 図-18(a) に見るが如き梯形 $ABRM$ 上に分布さるべく、この上の G は底面に對し AMN を有する四面體の中央の投影であり、 G_1 は底面に對し BRN を有する前者より小なる四面體の中央の投影である。

B の場合は中立軸位置は次式に依り見出される。

即ち

$$k^3 + \left(3 \frac{e}{D} - \frac{3}{2} \cos \theta \right) k^2 - \frac{\cos \theta - \sin \theta}{4} \left(6 \frac{e}{D} - 2 \cos \theta - \sin \theta \right) k + 3np \frac{e}{D} (\cos \theta + \sin \theta) k - \frac{3}{2} (\cos \theta + \sin \theta) np \left[\frac{e}{D} \cos \theta + \left(\frac{1}{2} + \frac{d}{D} \right)^2 \right] + \frac{(\cos \theta - \sin \theta)^2}{16} \left(4 \frac{e}{D} - \cos \theta - \sin \theta \right) = 0 \quad \dots\dots\dots(7)$$

図-18(c)に見る如く C の場合は、k の値は次式に依り與へられる。即ち

$$k^4 + \left(2 \frac{e}{D} - 3 \cos \theta\right) k^3 + 3 \cos \theta \left(\cos \theta - 2 \frac{e}{D}\right) k^2 - \left[\cos^3 \theta + 3 \frac{e}{D} (np \cos 2\theta - 1)\right] k - \frac{e}{2D} \cos \theta (1 + 2 \sin^2 \theta) + \frac{\cos 2\theta}{8} + \frac{3}{2} np \cos 2\theta \left[\frac{e}{D} \cos \theta + \left(\frac{1}{2} - \frac{d}{D}\right)^2\right] = 0 \quad (8)$$

最大壓應力は f_c に関して方程式 (3) を解き A の場合が見出さる。他の二つの場合は方程式 (3) に相當する關係を書けばよい。 f_c に関して解けば

$$f_c = C_A \frac{P}{D^2}; \quad f_c = C_B \frac{P}{D^2}; \quad f_c = C_C \frac{P}{D^2} \quad \dots (9)$$

$$C_A = \frac{12 k \cos 2\theta}{4k^3 + 3np(2k - \cos \theta)\cos 2\theta}$$

$$C_B = \frac{24k(\cos \theta + \sin \theta)}{12k^2 - 6(\cos \theta - \sin \theta)k + (\cos \theta - \sin \theta)^2 + 6np(2k - \cos \theta)(\cos \theta + \sin \theta)}$$

$$C_C = \frac{12k \cos 2\theta}{-4k^3 + 12k^2 \cos \theta - 6k + \cos \theta(1 + 2 \sin^2 \theta) + 3np(2k - \cos \theta)\cos 2\theta}$$

總て以上三つの場合其の鐵筋の張力に於ける最大應力は次の如くなる。即ち

$$f_s = n f_c \left[\left(1 - \frac{d}{D}\right) \frac{\cos \theta}{k} - 1 \right] \quad \dots (10)$$

變數 $\theta, d/D, np$ 及び e/D の函數としての k の變化の研究は e/D が非常に小になる時は k の變化の割合が非常に大となり、其の結果不正確なる補挿法(挿入法)たらしめる事なるは明らかである。設計上に對して k は逆數 D/e の函數としてグラフ式に表はされる事は推舉に値ひするものである。

圖-19.

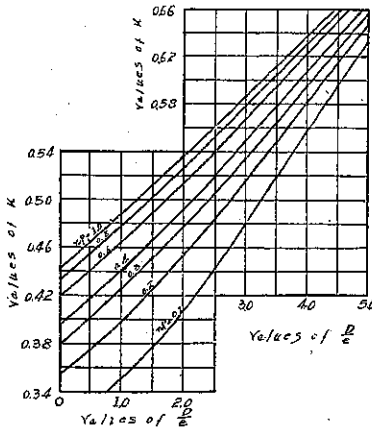
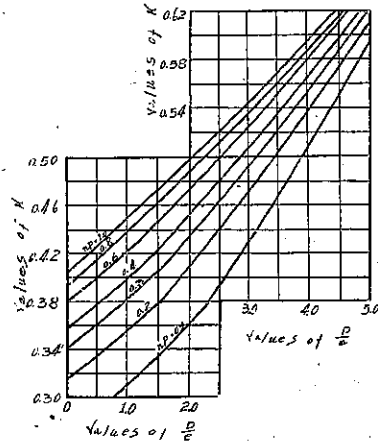


圖-19 及 20 に作られてゐるものは θ なる偏角が 0 乃至は $22\frac{1}{2}^\circ$ 及び d/D が 0.2 に相當するものである。之等カーブの變化狀態は θ なる變數に

圖-20.



關係して極く僅かではあるが變化する事に注目される。即ち角 θ の増加に従つてカーブは上方向に移動される。尙この事實は補挿入法をして比較的迅速に且つ正確ならしむるものである。

施 工

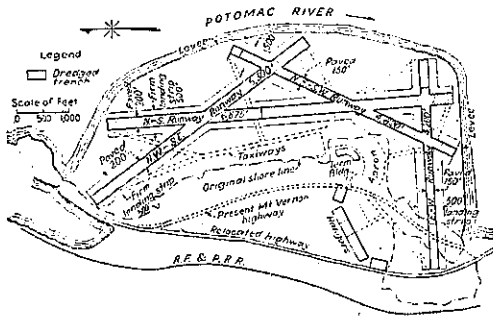
(67) 沼澤地埋立により建設される航空港

(“Hydraulic Fill Runways for Swampland Airport.” E.N.R., Aug. 31 1939, p. 42~45.)
廣瀬可一抄

Washington 市 Potomac 河の西岸に 10 000 000 弗の費用を以て國立航空港が建設されて居る。その位置は感潮區域の沼澤地で全面積 742 acre 中 325 acre は高潮時浸水する。主要滑走路は南-北 6 875', 西北-東南 5 300' で何れも幅員 220' の堅固な盛土上に 200' のみ舗装され兩側 140' づゝ砂利敷路肩を附す。此の他東北-西南 4 820' 東-西 4 200' の狭い滑走路があり各々幅員 170' の盛土上 150' のみ舗装、兩側 165' づゝ砂利敷路肩を附す。滑走路と航空港本屋を結ぶ舗装連絡路は總延長 11 000' に上る。

892 個所のボーリングに依る地質調査の結果表層は 5~20' の厚さの沈泥であつて砂を多く含む滑走路以外の埋立には充分用ひられる。但し東南部はその厚さ 45' 以上に達する。その下は厚さ 50' の砂利、栗石、沈泥の混合堆積層で最下層は堅固な粘土層である。測量の結果浸水面積の平均水深は 3.3' で浸水せざる地盤の平均高は平均低水位 (M.L.W.) 上 5.8' である。

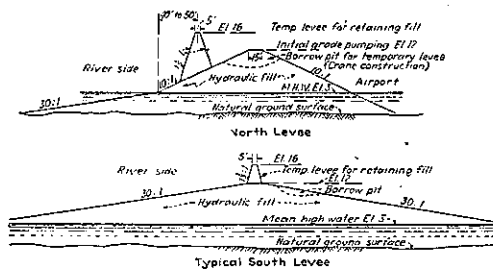
圖-21. 滑走路の配置
ハツチせる部分は軟弱地盤に付き根掘す



滑走路の不等沈下を防ぐためこの部分は沈泥を除き河底の撰別した砂礫を入れることになったので滑走路總延長 21,257' 中 17,000' に互り幅員に關係なく深さ 12' 底幅 200' に根掘りする。埋立費と洪水防禦施設費の經濟的釣合を考へ埋立沈下後の滑走路面は M. L. W. 上 13.7' としたがこれは Potomac 河 70 年來の大洪水である。1936 年 3 月の洪水位 11.3' より上位である。235 年に一度 15' の洪水位があると考へられるので建築物及び loading apron はこの水位上に置く。河幅は 6000' より 3000' に狭められたが埋立のため浚渫する結果河道断面は餘り變らない。

飛行場の周圍に洪水防禦のため 12,500' に互り築堤されるが、これは M.L.W. 上 12' まで浚渫ポンプで盛土されその頂面に 16' までドラグラインにより築土する。堤防の法勾配は北部で水面下 30:1 水面上 10:1 とするが沈泥の多い南部は 30:1 に統一する。堤防の安定は circular sliding theory により計算され安全度を 1.5 とす。堤防法尻より 200' 離れた河身を浚渫しても安全と考へられる。波浪の浸蝕防止として 10,350' は外側法面に捨石工を施す。

圖-22. 堤防の断面

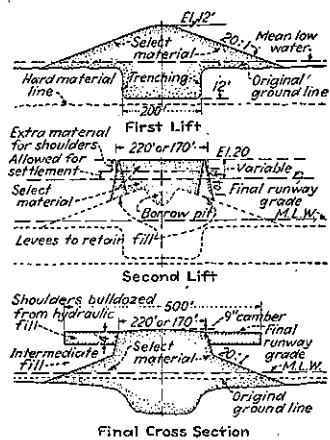


浚渫埋立作業に就ては現在 4 臺のポンプ船が 1 日 24 時間 1 週 6 日作業で 1 週 485,000 cu. yd の土砂を浚渫して居る。飛行場より經濟的浚渫距離内の河底

には適當な土砂が 19,678,000 cu. yd もあり、必要浚渫量は 14,500,000 cu. yd である。

段取りの第一は滑走路の根掘りでありその土砂は滑走路以外の埋立に用ひられる。滑走路の盛土は二つの工程がある。第一工程は良質の土砂を以て根掘を充填し更に M. L. W. 上 12' まで法勾配 20:1 に盛土することである。第二工程としてその盛土頂面兩側に滑走路幅員 170~220' 隔て Δ ドラグラインにより M. L. W. 上 20' まで築堤しその間に更に土砂を充填する。第一工程の盛土は根掘り兩端より管を相對して行はれる。根掘りの底に残つて居る沈泥や充填土砂中の泥質は盛土の側面にも押出されるが多くの未充填の根掘りに溜る。かくして兩方の管が近づくに従ひ根掘りは泥質に満たされるので約 200' に近づいた時一時作業を中止する。こゝで兩方の管を延長し管口を交差せしめて再び土砂射出を行へば中央部の根掘りの泥質は浮上り兩側に流出し堅固な盛土が出来る。第二工程に於ける築堤間の充填も同様であるがこの場合は築堤の一部を切つておけば泥質は側方へ流出する。

圖-23. 滑走路築造工程を示す横断面



滑走路の仕上げは盛土上部を敷均らし舗装することであるが、工事は未だこゝまで進んで居ない。滑走路以外の埋立地の表面に 750,000 cu. yd の乾燥土壌を敷く管である。

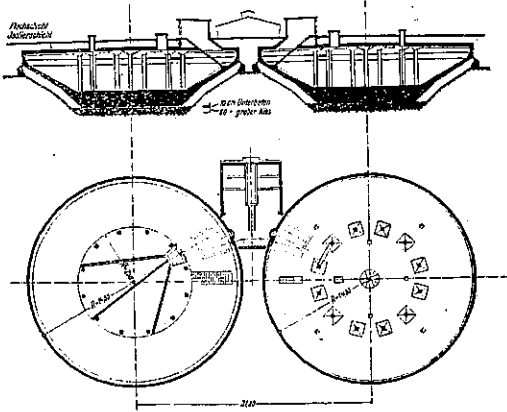
(68) 不安定なる地盤上の基礎に對する一提案

(Väszen, "Ausführung von bergschädensicherem Wasserbehältern." Beton u. Eisen, 5. Juli 1939, s. 209~213
神 勘 抄

上記論文の水槽の基礎に就いて興味ある施工法の部分を中心として抄録を試みる。

構造 計畫された水槽は圖-24 に示される如きもので、各々 2,000 m³ の容量を有し、撰定された位置は狭

圖-24. 平面圖及断面圖

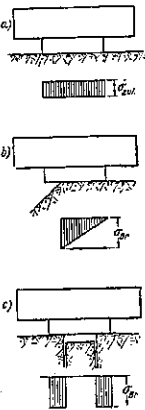


い谷の中であつて、随つて形は大きな圓筒形のものとする事も出来ず圖の如き小なる基礎面積を有する上開きの水盤の如き形にしなければならなかつた。即ち底と圓錐部分と圓筒部分と蓋とから成つてゐる譯である。計算に依り決定せる各部の大體の寸法は、水槽の底部で内徑 15 m, 上部で 28.60 m, 基礎コンクリートの下端で直徑 13 m である。底の厚さは 2.30 m で、圓錐部分の壁の中央に於ける厚さは 50 cm, 圓筒部分の壁厚は 30 cm で蓋の厚さは 25 cm である。この蓋は周壁と直徑 14 m の圓形に配列された 12 本の柱と水槽の中心にある 1 本の柱によりて支へられる。

基礎 上記の水槽を建造せんとする敷地の地盤は地質的に非常にもめてゐて、施工上最も留意された事は構造物の沈下に対する安全性についてであつた。圖-25 (a) の場合は構造物は地盤に依つて何等影響される所はない。然しながら圖-25 (b), (c) の様な地盤の變位が基礎の下部に生ずる時は、そのために基礎の應力は増大し遂に破壊應力 (σ_B) を超過する。かゝる場合に對しては充分大なる基礎を作る必要がある。然も一方支持力の少ない岩石に就いて考慮しなければならない。

岩石の許容支持力は 20 kg/cm^2 であるから、この限度に依りて基礎及び圓錐部分の施工を考へなければならぬ。これは次の様な構造上の工夫をなす事によりて合理的なものを與へる事が出来る。即ち基礎コンクリートの底を岩石よりも 80 cm 上げ、かくして生ずる

圖-25.



岩石とコンクリートとの間の空間に大きなよく洗つた砂利を填充する。この際砂利は圓い滑らかな形状のものが有利である。地盤の沈下のあつた場合には砂利はその内部摩擦が小であるからその空隙を満してしまふ。

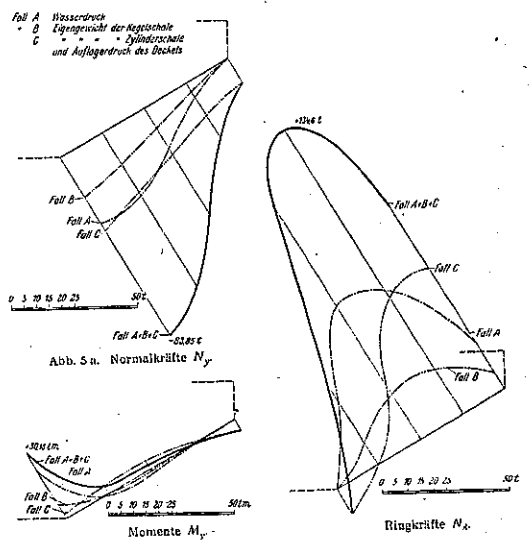
以上述べた如き地盤の急激な變動の外に、岩石とコンクリートとの密着に依つて生ずる張力がある。この張力については屢々種々論議される所であるが、上記の如く砂利層がコンクリートと岩石の間があれば、砂利の摩擦力は極く小であるからコンクリートの伸縮に對し摩擦に依る張力は全然零と見做して差支ない。

この弾性床の作用に依り地盤が沈下せる後も水槽は極く僅少な位置の歪みを起すに止まる。圓錐部分と地盤との間は圖-1 に示す様に幾分の空間を残す必要がある。これは砂利の補給に依つて支持面積の不足を補ひ得る様にする爲である。

設計の概要 基礎コンクリートの鉄筋(底部の鉄筋)は上部は放射狀筋と環狀筋の組合せたものを、下部を壓力側で補強以外に意味のないものであるから縱横に網狀の鉄筋を入れる。

設計計算に當つては K. Beyer 博士の“鐵筋コンクリート構造物の力學”の中に廻轉體の方學について詳説されてゐるからそれを参考にした。圖-26 は彎曲率及直應力を示す表で γ は壁に沿へる縱の方向、 β は周に沿ふた方向を示すものである。

圖-26.



(69) 橋脚基礎に利用した鋼製圓筒管

(Driven cylinder foundations built rapidly)
E.N.R., Oct. 26 1939, p. 55-57.
池田幸之助抄

米國 Cleveland 州の Cuyahoga 河改良工事に於て建設中の 3 箇の昇開橋 (Columbs 橋, Carter 橋, West third St. 橋) の昇開間隔の橋脚基礎は外徑 30' の鋼製圓筒管を用ひ好結果を得た。

地質 架橋附近の一帶は軟質の沈澱物が深く堆積してゐる。水面下 140'~160' に潜在する綠色頁岩は空気に曝されぬ限り堅硬であるがこの上には粘土、砂利、及砂と砂利のポケットを有する頁岩層が 10~40' 厚で覆ひ、その上を砂利、砂、及軟質粘土の厚 20~50' 更にその上には厚 20~40' の非常に軟質で塑性を有する粘土があり、表層は約 25' 厚の薄砂と砂利であつた。砂層は總て水を含み、又小玉石が殆んど各層に含まれてゐた。水面下 80' 附近の厚い砂交り砂利層からは高壓力を有する天然ガスが多量に發生した。

基礎様式 上述の如き性質に於ける昇開橋々脚基礎としては、コンクリートケイソン式又は鋼製圓筒管にコンクリートを填充した即圓筒管式が最適な工法であると考慮されたが結局工費低廉の點から後者が選ばれたのである。

圓筒管は大體圖-27 に示す如く外徑 30'、厚 1/2~5/8' の螺旋狀熔接鋼管を熔接組合せたもので、之を垂直に打込み岩盤迄到達せしめ、鑿岩穿孔し、

内部を清掃して鐵筋を配置しコンクリートを填充するのである。圓筒基礎 1 本にかゝる荷重が 1 250 000 封度を超える場合は H 型鋼型をコンクリート内部へ埋込み補強する。かくする事により 2 370 000 封度もの支持力を有する事が出来る。

圓筒管打込 圓筒は上下 2 部分に分けて現場に持ち來たす。下部の圓筒は下端に鐵沓、上端に繼手飯を具備してゐる。圓筒管打込は No. 0 Vulcan 蒸汽打ムマーを使用した。一般に深 70' 迄は容易に打込まれたがより堅い粘土層や砂層では豫め圓筒管内部に挿入さ

れた心管 (徑 22' 管端部に附屬具に取付けたもの) により圓筒管内部の土壤を排除しつゝ打込まれた。この心管附屬具の形狀は、截斷端のついた圓形、圓環に交叉棒又は傘を附したのもの、等土質により適當なものを選ん

圖-28. 圓筒管構造詳細及合成杭

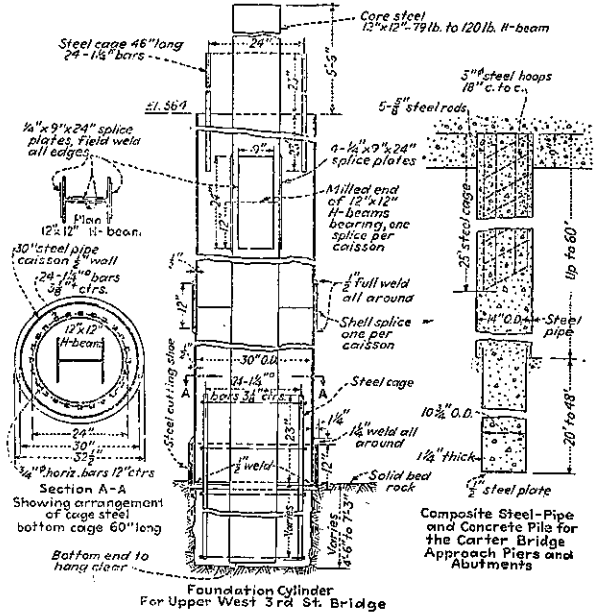
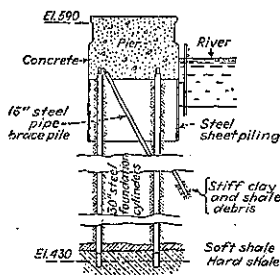


圖-27. Carter 橋々脚基礎



である。

鐵沓が岩盤に達した時は鑿岩機を使用して岩盤へ徑 30' の穴が所要深だけ鑽孔された。所要深は岩盤とコンクリートとの附着力を毎平方吋 150 封度とし、全體の荷重を支へ得るに充分な深さを算定した。その結果孔深は 4 1/2~9' となつた。コンクリート填充は豫め内部を清掃し、嚴重なる内部検査を経て後行はれる。Carter 橋では 12 本の圓筒管基礎を築造するにコンクリート填充共で平均 1 本當り 3 1/2 日を要した。

附記 現在迄に打込まれた圓筒管は所定位置に殆んど曲りなく打込まれ、その傾斜度を測定した所全高を通じ僅かに 1~2' 以内であつた。又現場で熔接添加した箇所のある螺旋形熔接管を試みに打込んで見たが熔接継目は完全であつた。

圓筒管基礎工法は一般の杭打工法と酷似してゐるが徑が大なる爲め完全なる内部検査を行ひ得る點、岩盤へソケットを作り得る點、大なる支持力を有し得る點等勝れた諸點を持つてゐる。

堰 堤

(70) 沈澱池模型實驗

C. A. Lauenstein, "Model Test Furnish Design Data for Stilling Basin Reconstruction,"
West Const. News, Oct.
1939 p. 328~332.
中谷茂壽 抄

1938年2月10日の大出水の爲 Calaveras 堰堤の餘水吐口は 4000 sec. ft. の流量を記録し沈澱池のコンクリート表装が破壊された。其の原因は兩側の地滑りの結果なるや又はコンクリート壁が破壊されて後沈澱池底が破壊されたのか全然記録が得られなかつた。

キャラバラス堰堤は Alameda 郡にあり現今の桑港市用水の半分を供給し、3150000000 ガロンの容量を有し、其の流域面積は 100 平方哩に達する。本堰堤は土堰堤にして長さ 1200' あり、餘水吐口は 1400' の延長を有し、兩側は 1:3 勾配にして入口では底幅員 150' 最も狭い所では 20' あり沈澱池に注ぐヶ所では 100' である。其の通水能力は 15' の深さで 20000 sec. ft. を有する様に設計されてゐた。

破壊された沈澱池の再工事の研究問題は 300000h.p. のエネルギーを消耗され、最高速度 100 ft. sec. を 14 ft. sec. に何等水路表面を破損する事なく減少せしめる事である。

このエネルギーを消費させる爲の跳水に関する模型試験を行ふ事になつた。模型には 1/40 の縮尺を使用した其の理由は、1. 此の縮尺であると殆んど如何なる場合にも其の流水の深さを測定出来る。2. 模型の最大速度は 1 秒間に 20' に達する。3. 模型に於ける 2 sec. ft. は實際には 20000 sec. ft. に相當する。

模型は全長 80' で水路の部分は 4 臺のジャッキの上のり勾配を調節して實驗した。流量はタンク中に水道管を入れて流量を調節し、下流側には 18" の堰を設置した。斯くしてタンク内の水面を 1/16" 堰の水頭を 0.001' まで測定出来た。

模型の試験は次の 4 目的を以て行つたのであつた。

1. 實際水路及沈澱池に於ける流水の計算による深さを

を照合する爲。

2. 100' 幅を有する沈澱池の高さ及長さを決定する爲。

3. 水路内の流水位及下流水位を計算する爲。

4. 水路中の浸蝕係数を算出する爲。

第 1 目的の實驗に依り計算値の深さは決して信用出来ない事が判明した。特に急勾配の水路の部分に於ては水深不等で空氣泡を包含して居り計算による深さは一層信用出来ない事が判明した。

第 2 目的の爲めの實驗は沈澱池の長さ 100~240' に依り行ひ背水堰の高さには 5~25' を使用した。何れの場合にも幅員は 100' を使用側壁は高さ 40' を用ひた。實驗による結論は 1. 沈澱池の入口に於ける不等水深により良好なる跳水が得られなかつた。2. 池の水深を調節する堰の高さは池の長さより重要である。3. 計算に依る池の寸法は信頼出来ない。即ち計算に依れば 20' 高さの堰と 200' 長さの池で充分である筈であつたが、模型では池全體が泡立ち堰上を流れる水は不均等であつた。4. 浸蝕を避ける爲めには池の床を深くする必要があり、そして下流水位を適當なる跳水高に維持する。5. 池の入口に於て一層均等なる水深を得る爲、水路中の水を擴げる方法を發見する必要があつた。

從つて次の研究題目は種々の擴げ方の使用により結果を改良する事であつた。

第 3 目的の爲めの實驗は水路内の水深を決定するにあつた。此の結果によれば沈澱池の床高は下流水路底面より少なく共 15' 低くする事に依り下流水の状態を最良の状態に置く事が出来ると判明した。

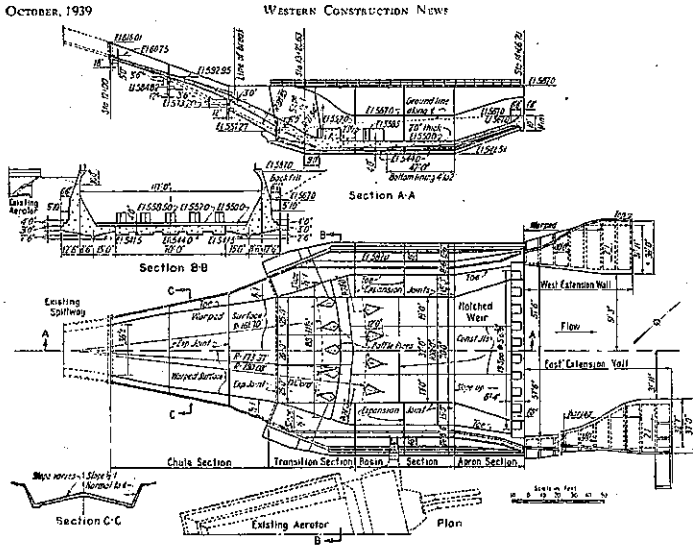
第 4 目的の爲めの實驗は沈澱池より下流の水路の浸蝕を改良する事に力が注がれた。此の實驗の結果沈澱池の下流側に堰を作り此れに刻目を作る事に依り下流水路の浸蝕を平均せしめ得る事が判つた。又此の種の堰に依れば沈澱池に近接した下流を浸蝕せず遂か下流が一層浸蝕される事が判明した結果、沈澱池の長さは 130' に縮め得られる事も知られた。

模型實驗から沈澱池の一般状態を決定して後はそれを實際現場の地質に適合せしめ、高速度に依る水壓衝擊と外力に耐える構造物を設計する事になる。水の衝擊

圖-29. 種々の實驗を行つた中で本寫真に示すものは左から右へ 5000, 10000, 20000 sec. ft. を表現する流水を模型に使用したものを示す。



圖-30. 模型實驗に依り變更された沈澱池設計の詳細。設計には阻柱、刻目窓、放水路床等を示す。現存する騒氣設置の爲め特別の注意が拂はれた。



を 20% だけ減少せしめる阻柱の設計は重要である、是れには種々の實驗の結果に依り理論ばかりでは得られない資料が得られた。

表-2. 計算記録と模型實驗の比較表

Station	水路の幅	EL.	流水の深さ	
			計算	模型
0+34	145.5	752.6	15.0	14.8
1+54	86.1	750.5	15.1	15.1
3+34	30.3	733.9	15.0	15.5
5+14	20.4	715.3	14.9	15.7
8+50	20.6	710.8	14.8	15.7
9+50	20.6	689.6	12.3	13.4
10+50	20.6	656.6	10.3	10.8
11+50	20.7	623.6	9.1	9.5
12+50	55.5	590.6	3.6	3.9
13+50	100.0	561.6	2.0	2.6

平均勾配 1/2:1

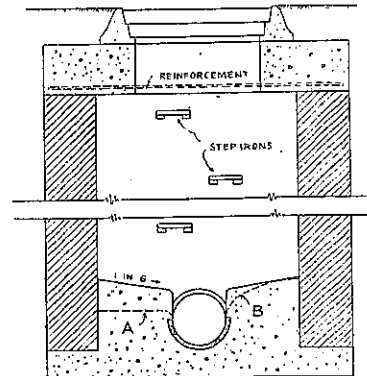
下 水

(71) 人孔と接合室

(L. B. Escrit, "Sewer Manhole and Chamber; Some Views on Design." Surveyor 1939 Sep., 1 田村 康 抄)

小下水管に於ける煉瓦及コンクリート造人孔 之等の人孔は適宜に寸法採られるが一般に長さ 4.5' 幅 3' 呎であつて、底床は仰拱及足場を附した基礎床版より成り其の版厚は必ずしも一様でない。

圖-31. 鐵筋コンクリート上床を附せる浅底煉瓦造人孔



足場は數多の形があり設計上及工事運用上夫々得失がある。次に掲げるのは優秀な數種の設計より考慮されたものである(圖-31 参照)。

仰拱は下流管内徑に應じて半圓形を造られ底部は同水準に置く。人孔内水路の兩側は下流管迄若くは夫より稍高く鉛直に上げられる。足場は側壁に向ひ 1/6 位の勾配を付ける。

人孔内室は出來得る限り適當な上室を與ふべきである。乃ち地表面より床足場迄の深度上止むを得ぬ場合を除き、内室天端は床足場の高い部分より 6' 以下であつてはならない。深い人孔又は平均深度の人孔に於ては出入口の堅孔は地上より内室天端迄下される。煉瓦の場合此の堅孔は 2'3" 方形であり、環形ブロック造の場合は 2'3" 内徑である。

圓形の堅孔は完全に拱であり従つて外壓(又は流量超過に依る内壓)に抵抗するのみに止る。浅い工事に於ては内徑の 1/12 の最小壁厚が使用されるが、深い工事に於ては殊に浸水土壌の外壓を考慮する事が肝要であり次の公式(圓形下水管にも使用可能)が用ひられる。

$$480.T - HT = H.R + 80.R$$

茲に T=壁厚('), H=深度('), R=内徑(')

浅い工事に於ては衝撃及將來の構造物に基く未知荷重あるが故に水土兩重量による外壓以上に堪へ得る如く常に構造されねばならない。煉瓦造及コンクリート造は 9" より小、鐵筋コンクリートは 3" 以下なるを

表-3. コンクリート及煉瓦構造物 (許容抗張力 60#/0'')

外部水圧		外部土圧 (ロンドン・クレイ)	
水面よりの深 (呎)	壁厚 壁長	地表よりの深 (呎)	壁厚 壁長
11	1/5	16	1/6
17	1/4	23	1/5
31	1/3	36	1/4
		64	1/4

良工事とする。

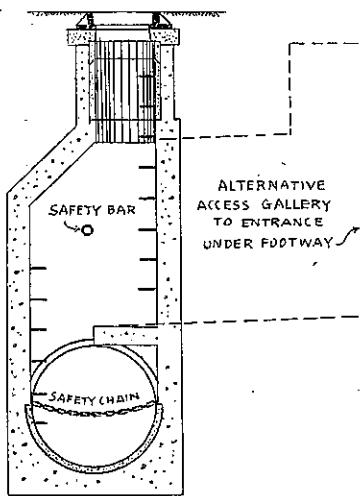
地表面に近き鉄筋 コンクリート上床版にては若し交通荷重よりする衝撃を受ける傾向ある場合版厚を増して頂鉄筋を組まない。其の版厚としては 9' を探る。

環ブロック人孔は経済的に築造容易尚ほ仕上り良好であつて、二つの異なる寸法乃ち下部に於ける内室環ブロックと上部に於ける堅孔環ブロックとより成り中間に天井部又は内室上床版を附ける。

仰拱はコンクリート 其他の材料により造られるが時により鑄型される。環は圓形下水管同様一方の練型又はソケット接合により接続される。人孔は最小厚のコンクリート壁に囲まれ而も堅孔はコンクリート付されず内室上床版埋戻されるにも係らず本設計は廣く用ひられ乍ら絶対に建築的な失敗を招来しない。重車輻の往來する大街道に於ては堅孔をコンクリート巻きすることにより強度を増加し得る。環ブロック人孔は大下水管にも使用され、又浅い人孔同様深い人孔にも使用される。

大下水管の人孔 大下水管人孔は小下水管人孔と異り検査、清掃及修繕の爲め人が下水管内に立入り出来、且つ沈澱物が除去され造築材料が取扱はれる様工夫されねばならない。大下水管内流速大で流量相當ある場合は地上よりの堅孔及搭子は仰拱に直接導いては

圖-32. 上部足場を附せる大下水管人孔



ならない。

上方足場の設備は汚穢されず而も構造に低廉と云ふ得點がある (圖-32 参照)。其の缺點は危急の場合又は横入口の人孔としての救助目的に關し不得策な事である。横入口式人孔は人の出遣りが多い場合に對し考慮されたものである。此は安全と云ふ立場から謂へば理想的であるが比較的大なる費用を要し且つ設計次第では不潔である。

落下孔 (Back-drop), 段階及水承 落下孔段階及沈井孔 (Tumble Bay) は高水準の下水管と低水準の下水管との接合に使用される。

下水管内流速は通常 2.5~5 呎/秒迄で例外として絶對最大流速 10 呎/秒のことがある。

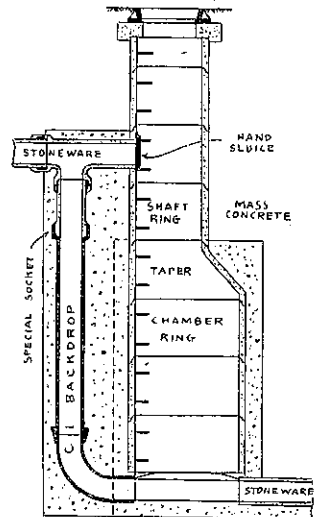
水位差の甚だしい下水管を接続する場合、45 度の傾斜面又は下水管を設ける事が一時一般方法とされた。斯かる勾配に於て管内の摩擦は零に近く流速は下水落下の高さに左右される。下水が 16' の高所より傾斜部へ落下する場合、管底の流速は 32 呎/秒になり、コンクリート磨耗流速 20 呎/秒より大きい。

此等破壊作用の防止策の第 1 は落下を切断して一組の段階即ち連続小瀑の形にする事及剛性煉瓦又は鑄鐵の如き容易に洗掘されない材料を使用する事である。此等の方法は單一管の接合に使用されるものである。第 2 の方法は落下の Energy を水承にて渦流及泡沫に消失せしむる事である。然し此の工夫は尙洗掘流速を殘存せしむる不徹底さがある故に耐洗掘材料を以てした接合にのみ使用される。

單一小下水管接合に就ては水位差が 2~3' ある場合落下底に鑄鐵製の彎曲面を附した落下孔或は滿流して水承の働きをなす鑄鐵製沈井孔を構造する方策を現在一般に採用してゐる。

流量大なる時の鉛直落下孔としては適宜に配置された水承を必要とするが、此の水承即ち此場合沈井孔は水

圖-33. 落下人孔



槽様の構造で下水は水柱となり此に落ち込む故に流速を消殺するに充分な深度を持たしめ、且つ自ら清掃され得る形状に型造る。

流量甚大なる場合は一般に落下を數段に分ち段階と成すが最上策である。

港 灣

(72) Azoren 群島の防波突堤

“Bau einer Mole im Hafen von Ponta Delgada, Azoren”, Beton u. Eisen.
Heft 15. 5. Aug. 1939, s. 241~244.
小倉宏三抄

ポルトガル領の大西洋上の Azoren 群島の Ponta Delgada 港の防波突堤は特別な工事である。この港は風雨が強いので夏期中のみ船舶に利用されるので、19世紀の末葉から防波堤の工事を着手した。最初は英國の会社が工事をなして失敗をし、次で佛國の会社が施行したが冬期の暴風によつて捨石部が全部洗ひ流されてしまったがその後葡國政府直營によつて工事を遂行した。

圖-34. 擴張部平面圖縱斷圖

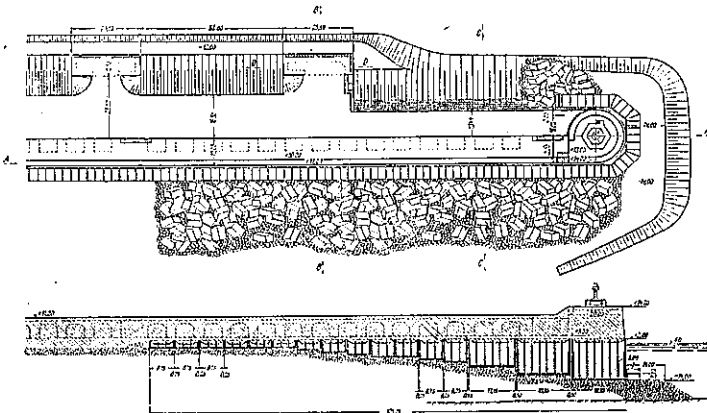
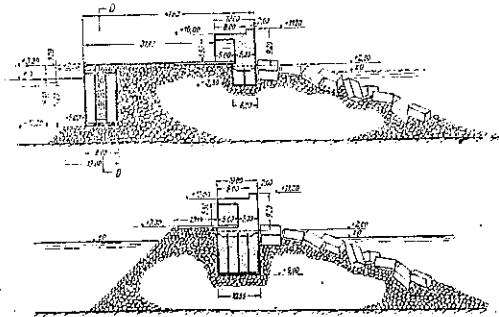


圖-35. 斷面圖

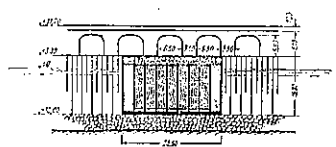


1937 年來防波堤の擴張工事を行つてゐるが、前回の失敗と Madeira 群島の Funchal 港で施行した方法を参考にして大きな沈函を用ひた。防波突堤の擴張部の延長は約 180 m で港内側に繋船岸壁を有し全延長は約 416 m となつた。繋船岸壁は防波堤と同様に沈函を用ひたが圖にある様に 5ヶ所を設備したのみで將來全部の岸壁を造る豫定である。

沈函は在來からある捨石基礎を補強してその上に据ゑた。圖-34~36の如く沈函はその寸法が各種あり長

8.75 m, 幅 5.73 m, 高 3.90 m が 6 基, 長 8.75 m, 幅 6.00 m 高さ 4 m 乃至 9 m のが 7 基, 長さ 17.15 m と 19.95 m, 幅 10.55 m, 高さ 11 m~16 m のが 4 基で全部で 17 基である。沈函の設計は沈函が進水臺を離れる時後方が進水臺上にあり前方は浮び且つ波を受ける状態と進水後浮んだ時の水壓とを考へて底版は 25 cm~80 cm 外壁は 25 cm~40 cm 隔壁は 15 cm を採つた。

圖-36. 岸壁縱斷圖



大きい沈函は進水臺上で全部を造らずに進水後浮んだ状態で上部を打繼いだ。この打繼は上部の 3 m の部分に行つたので進水後沈函内一部をコンクリートで填充し乾舷が 70 cm になるとコンクリート打をやめて外壁の型枠をなしてこの部分のコンクリート打をなした。この外壁が充分に硬化後に再び沈函内部にコンクリートを打つて沈函を沈めて乾舷が 70 cm になると内部コンクリート打を止めて外壁コンクリート打をなして所定の高さに達せし

めた。完成された沈函は捨石基礎上面の不陸を均し内部にコンクリートを打つて潮差を利用して据ゑつけた。中詰コンクリートはコンクリート 1 m³ 中セメント 150 kg, 骨材 1.20 m³ で玉石 20% を加へた。潮差區間はセメント量を増して 350 kg とし満潮面以上は 250 kg とした。

沈函の間は 25 cm~45 cm の間があるがこれは潜水夫により袋詰コンクリートによつて填充した。沈函上部に波除堤を重力式のアーチ型のものを造つた。

防波堤の保護として 5 m × 2.8 m × 2.5 m の 80 t の

重さのコンクリート塊を捨てた。沈函直前は二段に規則正しく列べたがそれより外側は不規則に沈めた。塊は玉石 20%、コンクリート 80% でコンクリート 1m³ 中セメント 300 kg、骨材 1.2 m³ で在來の岸壁上で作製して 100t の浮起重機船にて吊出した。

防波堤内側にある岸壁の沈函は幅 8 m、長 25.5 m 高さ 12 m で防波堤の沈函と同様につくられたが岸壁上面は花崗岩で鋪装されてゐる。

進水臺は既設の船架を利用したのであるが、進水軌條はユーカリ樹材で捨石基礎上のコンクリート塊に据まつけた。この軌條は長さ約 82 m で約 550 m 半徑の圓弧をとり上部は 1:14、下部 1:6 の勾配をなしてゐて、幅 1.2 m のもの 4 條ある。進水臺前面水深は 7 m であり大きい沈函の進水には不充分であつた。

道 路

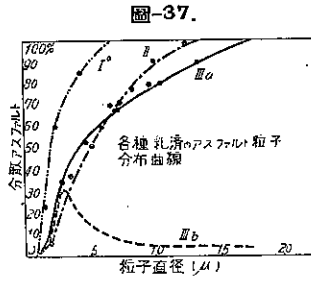
(73) 鋪装用アスファルト乳劑の
特色及性質 (I)

Les caracteristiques et les propriétés des émulsions routières de bitume (Revue générale des routes 14. No 163, p. 151-155, 1939.)
福島彌六抄

乳化に就て アスファルト中のナフテン酸はアルカリ溶液と作用してナフテン酸石鹼を生成し、此れがアスファルト水間の界面張力を減少せしめ之を烈しく攪拌すればアスファルトはミクロン單位の微小粒子に分散し乳化してアスファルト乳劑となる。

此の攪拌作用は乳化機或はコロイド・ミルの作用により容易に行はれ、又乳化は此の界面張力が小になる程容易になる。

此の界面張力の測定は Weiss 氏及 Vellingner 教授により Du Nouy-張力計を使用して行はれた。此の場合質の一定したアスファルト及アルカリ溶液とを用ひ時間(分)に依る界面張力(ダイン/釐)の變化を測定して此の結果を圖-37に



表した。此の圖を見ると界面張力はアルカリ溶液の濃度の變化及時間により變化し、一定濃度のものでは時間の経過に従ひ漸近線的に減少する事が分る。此の界

面張力が最小になつた點が最も乳化が容易に行はれる處である。其の他にアスファルトの酸度を測定する法もあるがこれは相當に困難である。又乳劑のアルカリ性度を測る法もあるが之れは水素イオン濃度 (PH) を以つて表し、之れが乳化の難易を指示するものである。此場に最適のアルカリ性度を保持すればアスファルトは良く乳化される事になる。

アスファルト乳劑、分散度に就て 乳劑を顯微鏡下にて検査すると、アスファルト微粒子は種々の大きさで分散してゐる事が分る。此の大小種々の微粒子の大きさを測定するには血液の血球を測定するに普通に用ひられてゐる血球測定器或は顯微鏡を用ひて容易に出来る。

和蘭の Nellensteyn 氏は同じ方法により鋪装用タール中の遊離炭素粒子を測つてゐたが佛國では Thomas 氏の血球測定器を用ひて乳劑中のアスファルト微粒子の寸法を測つてゐる。

アスファルトの分散状態は乳劑の種類により非常に變つて居り種々の乳劑に就て其の分散状態を判別し又これが判定に際し如何なる要素が關係するかが問題となる。

先づ分散度はアスファルト微粒子の平均直徑を以て表はされるが、此の平均直徑は其の求め方により各研究者によりて定つて居ない。今假に乳劑が直徑 D₁ のアスファルト微粒子 n₁ 個、直徑 D₂ のもの n₂ 個、...等を含んで居るとすれば、普通に其の平均直徑は次式による算術平均値を採つて表はされる。

$$D_a = \frac{\sum n_1 D_1}{\sum n_1}$$

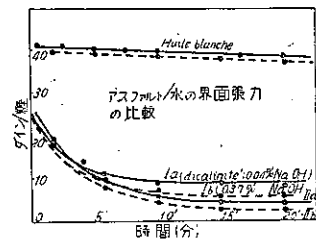
然しアスファルトの容積比を考へて容積平均値を以て表せば次の如くなる。

$$D_v = \sqrt[3]{\frac{\sum n_1 D_1^3}{\sum n_1}}$$

一般に、大部分の研究室では容積平均を採りて平均直徑を表して居る。

次にアスファルト含有量を変へて乳化した乳劑の平均直徑と其の含有量との關係は圖-38 に示す。此の圖に見る如く平均直徑の範圍は相當に廣く亘るが然し普通の乳劑はアスファルト含有量が 50% 程度であり従つて平均直徑の大きさ

圖-38.



略も定つて 2~5 μ の間になる。

Vellinger 及 Radulesco 兩氏は 1937 年石油會議の際に乳劑の不透明度 (opacité) を測る事により間接にアスファルト粒子の平均直径を求むる方法を提出した。此の方法は厚さ *h* の均等な乳劑層に強さの定つた光線を透過せしめ、出た光線の強さを測り次記の式より吸收係數 *K* を算出するものである。

$$\text{Calog} \frac{I}{I_0} = Kh$$

茲に *I* = 透過した光線の強さ

*I*₀ = 入射した光線の強さである。

次に乳劑を稀釋すると、此の吸收係數は乳劑の濃度に比例し *K* = *k* × *c* となり *k* は稀釋乳劑の不透明度となる。但し *c* は稀釋乳劑の濃度を表す。今乳劑の透過面の厚さを 1cm とし、濃度を 1 瓦アスファルト/立と定め稀釋乳劑の不透明度

とアスファルト微粒子の平均直径 (μ) との關係を實測した結果を表すと圖-39 である。此の曲線は双曲線状をなし實際の乳劑の平均直径 5 μ 以下のものでは不透明度と平均直径との間には相當に確たる關係がある。

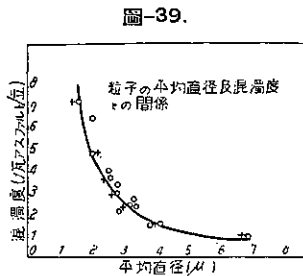


圖-39.

アスファルトの乳化性に就て 乳劑の乳化度は分散せるアスファルト微粒子の平均直径及乳劑の不透明度を測定する事により確然と定まるが、茲に問題となるのはアスファルトの質を一定となし、乳化條件を一定として一方乳化溶液のアルカリ性度を變へて乳

化した場合に乳化度は如何に變るかである。圖-40 は乳化溶液のアルカリ濃度 (NaOH%) を變へて乳化した乳劑の不透明度と NaOH 含有量との關係を實驗的に求めた關係である。

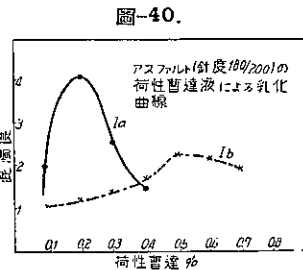


圖-40.

即ち乳化すべきアスファルトの質に依り之れが乳化の最適量の乳化溶液のアルカリ濃度が存在して居るのである。

上記の如く乳化度は乳化溶液のアルカリ性度により可成の變化を表すが之に乳化劑として普通用ひられて

ゐるオレイン、樹脂類、ナフテン酸類を添加した場合に乳化曲線が如何に變るかが問題となる。斯の如き乳化劑は乳劑の工業的製造に際しては常に使用されて居るものである。

圖-41 は種々の濃度の荷性曹達溶液にオレイン 0.5% を添加した場合及せざる場合の乳化曲線の變化を表したものであり、點線は荷性曹達のみの場合及實線は之に 0.5% オレインを添加した場合を夫々表して居る。

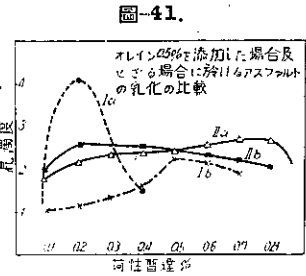


圖-41.

圖-41 に示す如く實際製造の場合の如く乳化劑なるオレイン 0.5% の添加は乳化度を略一定せしめアルカリのみの場合の如き變動が見られなくなる。

次に、アスファルト乳劑は之を容器内に貯へて静止すると比較的短時間に分離、沈降及凝結の 3 つの現象を起す。

分離とは上層或は下層に分離水層を表し乳劑が 2 部分に分離する現象を云ひ、沈降は底部に徑の大なるアスファルト微粒子の沈積するを云ひ、凝結は微粒子同志の保護膜が破壊して互に融着する現象を云ふ。乳劑にはかかる現象を起し易いものであり分散せるアスファルト微粒子は一旦凝結すると急速に増加して數種の大きさに達するものがあり、之れは乳劑を散布する場合に非常な障害を起すものである。之れを試験するには乳劑を篩による濾過する方法が行はれ、其の篩は規定されて居り其の篩網目は 0.15 及 0.6 mm の間のものである。

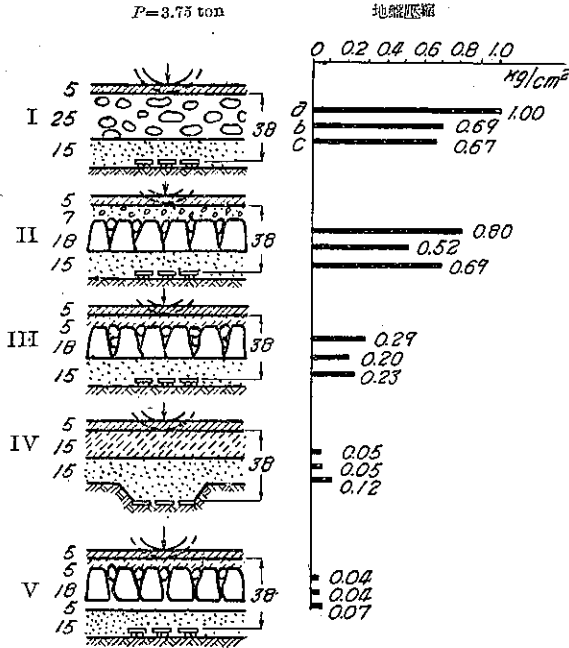
(74) 瀝青鋪裝及小鋪石鋪裝の爲のコンクリート基盤

(G. Brusck, "Betonunterbau für bituminöse Decken und Pflasterdecken". Der Straßenbau, Nov. 15, 1939. s. 347~352. 谷藤正三抄)

近來交通荷重の激増に依つて在來の道路構造では耐え得なくなつて來た。それで Braunschweiger の試験道路で各種基盤に就き荷重分布狀態の研究を行つた。其の結果は圖-42 の如くである。

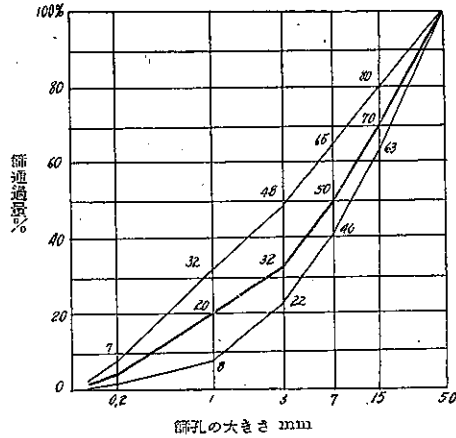
圖-42 に於て上層 5 cm はタールマガダム鋪裝である、c) は交通開始前の狀態を示してゐるが交通開始後繼續試験結果を見ると普通の路床及砂利道基盤のもの

圖-42. 各種基盤に於ける荷重分布の測定



- I) 玉石 60/80 mm 3 層積壓
 - II) 瀝青基盤
 - III) 瀝青コンクリート基盤
 - IV) コンクリート基盤
 - V) 瀝青コンクリート基盤
- 測定器位置に於ける地盤圧力の平均値
- a) 荷重は基盤表面 (t=38 cm)
 - b) 交通開始前の路面荷重 (t=42 cm)
 - c) 荷重位置 b) と同様 600 000 t 交通後

圖-43.



1 m³ 當の最少セメント量は瀝青舗装の場合 250 kg, 小鋪石舗装の場合 230 kg にして最大 280 kg である。又粒度曲線は圖-43 の如し。

地方道路に於ける コンクリート基盤 コンクリート基盤の厚さは地盤の良否, 交通量の大小に応じて 18~25 cm とした。コンクリート強度 (20 cm 方形供試體) は 28 日に於て最少 200 kg/cm², 75×15×10 の梁の曲げ強度は 20 kg/cm² である。セメント量は最小 200 kg/m³ として所要強度を得る様にしてゐる。骨材粒度曲線は圖-43 の如し。

(75) 道路建設の将来

(W.R. Young, "The Role of the Master Plan in Highway Development," Civil Eng. Nov. 1939, p. 651~653. 谷藤正三抄)

は 150 000 t にして凹凸を生じ 300 000 t にして修繕の必要にせられたがコンクリート基盤は 500 000 t にして尙何等の缺點も現はれなかつた。此れは瀝青質表層及小鋪石舗装面を高速交通車輛に適應出来る様一様に平面に保つに極めて重要な問題であつて國有自動車道には表層並に基盤にコンクリートを使用してゐる。

國有自動車道に於けるコンクリート基盤 コンクリート基盤は地耐力に應じて 17~20 cm とし堤防の如き場合は 20 cm とした。横目地間隔は瀝青舗装の場合 8~10 m, 小鋪石舗装の場合 24~30 m にして地盤悪しきときは 2~3 割方縮めてゐる。

セメントは國有自動車道標準セメントにしてコンクリート強度の平均は次の如くである。

	瀝青舗装の場合	小鋪石舗装の場合
壓縮強度	300 kg/cm ²	250 kg/cm ²
曲げ強度	25	30

7 日強度は此の約 70% である。出来上りコンクリート

道路建設の第一歩は或程度の完成を見せたかに思はれたが其の交通物體の急激な進歩は社會の生態に變化を齎し, 道路技術の前進の要, 切なるものがある。現在の道路技術の主要な難點は其の建設, 改良の計畫に對して確固たる永遠の目標を決め得ない事にある。

道路は専用道路と一般道路とに分けられる。

専用道路に於ては交通は統制され, 他の公道との連絡點も限定され, 且つ又立體交叉として組織的に計畫し, 技術的に統制出来るが, 一般公道の場合は全く之と異なり發展過程は連続的であつて 1 年で完成されるか 100 年で完成されるかわからないのであつて技術者は其の開発に對して召使の如きものである。

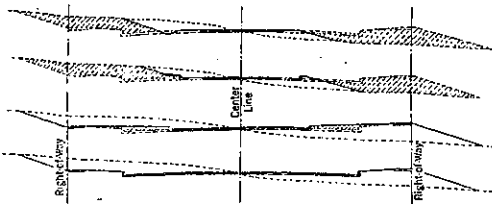
道路技術者の直面してゐる問題は沿道の開發, 公園道路の建設, 計畫測量, 舗装或は各個の改良計畫と云つた

ものでなく、現在の一般公道を効果的に發展させ又新設道路の建設に對し窮極的計畫目標を如何にするかと云ふ事である。

從來の經驗から見ると公道の新設或は改良がなされると沿道の開發すさまじく、兎角に其の再改良が立遅れになつて調整機能を失ひ勝ちである。

今一標準案を示すと次の如くである。

圖-44. 窮極發展に達する迄の横断面の變化



標準窮極横断

用地幅	100 呎
車道	70 呎
歩道	各 15 呎

最小横断

用地幅	80 呎
車道	60 呎
歩道	各 10 呎

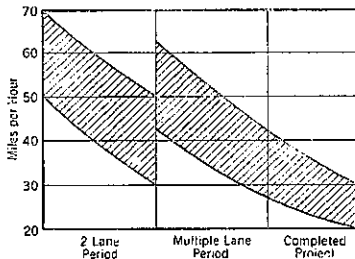
之以上に超える場合に於ては一般公道としての意味がなくなり、或る交通に對しては専用道路を建設すべきである。

建築限界は重要なものであつて道路費と地價との間に關係がある事は明かである。地價は道路の改良毎に騰貴して行くのである。

一般公道も其

の建設當初は車輛速度などは専用道路と同様で、交會點の問題も、速度設計も必要なく曲線も片勾配など考へなくとも良からうが、次第に沿道發展と共に低下を來たす。其の狀態は圖-45 の如し。

圖-45.



のみならず道路技術者とは關係なく各種車輛が現はれて來るので其のハンデキャップを直さなければならぬ。車輛統制と云ふ事も問題である。

要するに現在の際限のない膨脹發展に對して如何に

して道路を保育して行くかと云ふ事である。時に應じての改良にあつて如何に經費を節減して行くかと云ふ事にもなる。それで下記の様に進んで行つたらどうかと思ふ。

1. 縁石、街渠は石材或は既成コンクリートとし標準型とすること。
2. 歩道は取扱ひ容易な標準ブロックとすること。
3. 暗渠は改良を豫想して設計すること。側壁は將來只除去されると云ふ事のない様考慮すること。
4. 橋梁は道路費の重要部分を占めるものである故、橋脚及橋臺は改築費を最小ならしめる様注意すること。高欄及縁石は歩道増設の際に移動出来る様考慮すること。橋脚及橋臺は必要に應じて昇げられる様ジャッキ・シートにすること。

雜

(76) 二次常微分方程式積分器

(D. M. Myers, "An Integraph for the Solution of Differential Equations of the Second Order." Journal of Scientific Instruments, July, 1939. Vol. XVI, No. 7. p. 209~222. 佐藤清一抄)

二次常微分方程式の解即ち y 及び dy/dx を夫々曲線にて與へる器械で、例へば初期條件が完全に specify されてゐない様な場合 trial-and-error method で計算する様な場合には特に好適である。

取扱ふ方程式は

$$a \frac{d^2y}{dx^2} + b \frac{dy}{dx} + cy + d = 0$$

で

$b, c =$ 常数

$a, d =$ 常数又は x, y 或は dy/dx の與へられた函数

$a=0$ の場合には一次式となり、この場合には b は x 又は y の函数でよい

境界條件は總て初期條件とし次の形とす。

$$x = x_0, \quad y = y_0, \quad \frac{dy}{dx} = \left(\frac{dy}{dx}\right)_0$$

a, b が函数なる時は夫々曲線にて表はす。器械を x -軸に沿つて動く様に取付け、手にて二點を夫々今の曲線を trace せしむ。すると機械に取付けられた二本の鉛筆が y と dy/dx の曲線をかく。

圖-46 に見る如く RR' なる roller の上に $A'A''A'''A''''$ $B''C''C'''C''''B'$ なる枠がのつてゐて $A'A''A'''A''''$ 、 $B'B''B'''B''''$ 、 $C'C''C'''C''''$ が guide となりてその上を slider $A,$

圖 46. 加算機構の原理圖

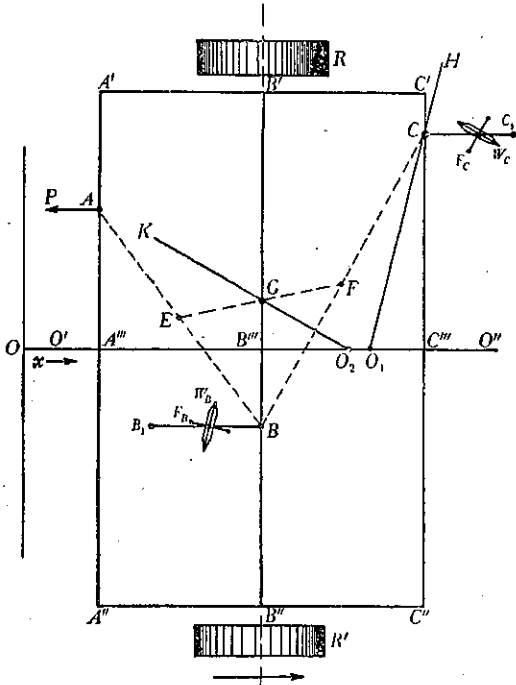


圖-47. 加算機構圖

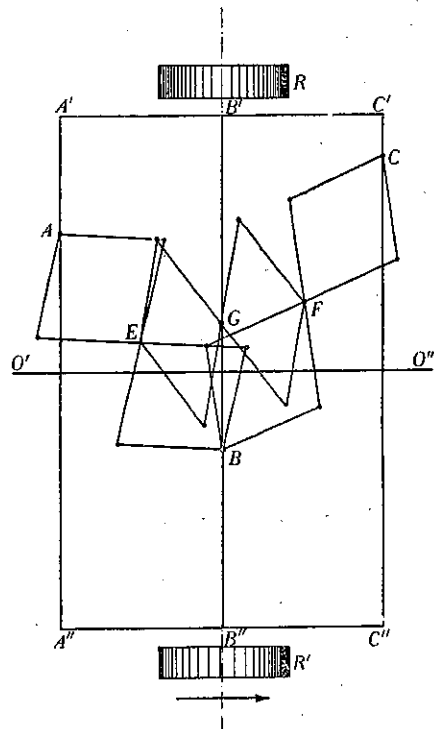
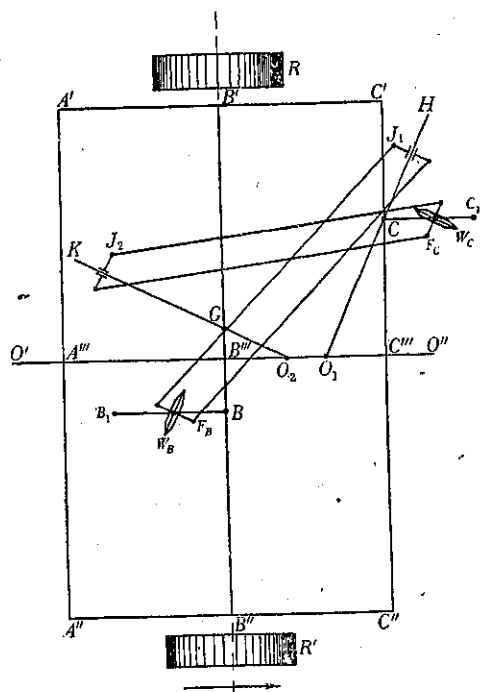


圖-48. 積分機構圖



B, C が滑動しうる。A からは腕 AP が出で、P の動く通りに A が動くことになる。B より出た腕 BB₁ の端 B₁ に鉛筆が取付けられ、中央に F_B なる frame があつて垂直軸の廻りに廻轉しこの frame が W_B なる摩擦車を持つ。之は紙面に接しその摩擦に依つて B を動かす。従つて slip しない丈の重さが必要である。C に就ても同様の機構である。之等の slider ABC が變數を表はす。

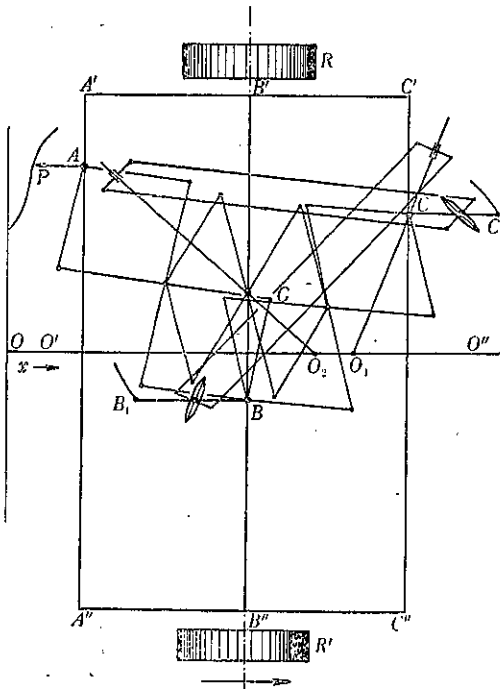
加算機構 A と B, B と C, 更に AB の中點 E と BC の中點 F とを不積針子で連結す。G は EF の中點となる 圖-47 が之を示す。

積分機構 二本の目盛棒があつて vernier block をもち、その各々が器械の對稱面 O'O'' 内に一個の pivot をもつ。この pivot が O₁O₂ で之より O₁H, O₂K なる方向腕が出で、pivot の廻りに垂直を軸として廻轉もしうるし又滑動もしうる。車 W_B, W_C を支へる frame F_BF_C は並行四邊形で arm O₁H, O₂K に連結され、車 W_B の面と O₁H, W_C の面と O₂K とが常に並行となる。尙ほ arm O₁H は C に O₂K は G に pivot で連結されてゐる (圖-48)。

以上の二つの機構を組合せたものが 圖-49 である。

補整装置 以上の機構では方程式 (1) に於て a=常數

圖-49. 兩機構組合圖



$d=x$ の函数の場合のものであるが、更に一般的な場合として ad が variable で y 又は dy/dx の函数なる時は尙ほ補整装置を必要とし(後述)、必要に応じて簡単に取付けうる。

機構の理論 pivot O_1 は器械の大きさと構造の許す限り何處にでも vernier lock によつて動かさしうる。 O_2 も同様であるが但し後述の補整機構に依りて解きつゝある間に連続的に動かさしうる。 P も同様。

以下 scale のことは抜きにして説明し、方程式は dimension のないもののみをもつものとす。

器械は始め對稱軸 $O'O''$ を x 軸に一致せしめ同軸に平行動する様に据ゑる。

(1) 積分機構 C は $C'O''$ に沿つて動くから CC''' へ長さが變る。而して器械が x 軸に沿つて動くので CC''' は x の函数となる。 $\tan \angle CO_1O''' = CC'''/O_1C'''$ 之は arm O_1H の傾きに依りて表はされ、之は IV_B の傾きに等しく、鉛筆 B_1 に依りて畫かれる曲線の傾きに等しい。故に B_1 によりて畫かれる曲線は

$$\int \frac{CC'''}{O_1C'''} dx$$

を表はす。同様に C_1 により畫かれる曲線は

$$\int \frac{GB'''}{O_2B'''} dx$$

を表はす。以上の二組が積分機構で M_1, M_2 とす。

(2) 加算機構 對稱面からの距離を ordinate とせば

$$\begin{aligned} GB'''' &= G \text{ の ordinate} \\ &= E \text{ と } F \text{ の ordinates の平均} \\ &= \frac{1}{4}(AA'''' + 2BB'''' + CC'''') \end{aligned}$$

(3) 兩機構の組合せ P の對稱面よりの變位が式 (1) の d の値 (常數でも變數でもよい) に等しい様に x の初期値より動かす。圖-46 にて $AA'''' = d$ となる。次に CC'''' が $b \frac{dz}{dx}$ (z は x のある函数、 b は常數) を表はすとし、 O_1C''' をある常數 v_1 に等しくしておけば M_1 によつて

$$BB'''' = \int \frac{CC''''}{v_1} dx = \frac{1}{v_1} \int b \frac{dz}{dx} dx = \frac{b}{v_1} z + Z$$

Z は積分常數。 B の初めの位置を適當に撰定しておけば $Z=0$ 。

$$\therefore GB'''' = \frac{1}{4} \left(d + \frac{2b}{v_1} z + b \frac{dz}{dx} \right) \dots \dots (2)$$

補整装置にて長さ O_2B''' を常にある値 v_2 (常數又は變數) に等しくしておけば M_2 により

$$CC'''' = \int \frac{GB''''}{v_2} dx = \int \frac{\frac{1}{4} \left(d + \frac{2b}{v_1} z + b \frac{dz}{dx} \right)}{v_2} dx = b \frac{dz}{dx}$$

$$\therefore b \frac{d^2z}{dx^2} = \frac{d + \frac{2b}{v_1} z + b \frac{dz}{dx}}{4v_2}$$

$$\therefore 4bv_2 \frac{d^2z}{dx^2} - b \frac{dz}{dx} - \frac{2b}{v_1} z - d = 0 \dots \dots (3)$$

茲で $v_1 = \frac{2b}{c}$, $v_2 = -\frac{a}{4b}$ として取れば

$$a \frac{d^2z}{dx^2} + b \frac{dz}{dx} + cz + d = 0 \dots \dots (4)$$

即ち BB'''' が $\frac{b}{v_1} z = \frac{c}{2} z$ を、 CC'''' が $b \frac{dz}{dx}$ を示すから B_1, C_1 の鉛筆は曲線 $\frac{c}{2} z$ 及び $b \frac{dz}{dx}$ をかくことになる。(1) 式と比較して $z=y$ とせばよから v_1, v_2, AA'''' の長さを適當に調整し置き B, C を始め正しい位置に置いておけば B_1, C_1 により y 及び dy/dx の曲線が得られることになる。

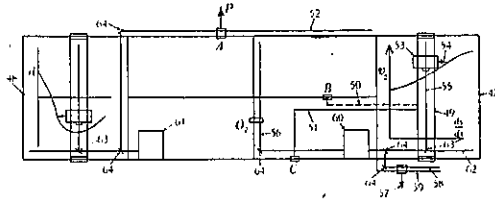
補整機構 a が常數の時 v_2 は $v_2 = -a/4b$ として単に固定せばよい。

d は (常數又は x の函数) 之を圖にかいておきその上を P にて trace する。即ち常に $AA'''' = d$ ならしめる。

次に a が x の函数なる時は $v_2 (= -a/4b)$ も x の函数 (b = 常數)。故に x 軸に平行な新軸に對して v_2 の曲線

をかいておき、この変化に従つて O_2 が動く様にする。此の機構が 圖-50 で、pivot を vernier block に附いた給動螺旋 (56) にて動かすが之は更に、speed 及び廻轉方向を加減しうる motor (60) によりて動かさる。この motor は尙ほ (58) なる軸を動かし之に沿つて指示器 (57) が動く (x 軸と \perp)。

圖-50. 補整装置機構圖



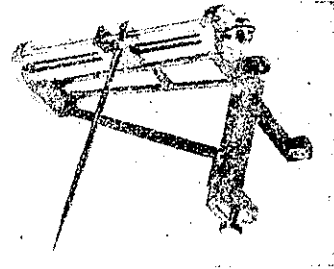
此の補助指示器の x 軸に平行なる軸よりの變位は v_2 vernier block のその zero の位置 B''' よりの變位に比例する。而して (57) が適當に動く様に加減抵抗器にて motor (60) を control するのである。

a が y 又は dy/dx の函数なる場合 先づ dy/dx の函数なる時は 圖-50 にて dy/dx と v_2 の曲線を補助面にかく、之を slider (53) に取付けられた指示器 (54) に

て trace する。(53) は bridge (94) を motor (60) によりて廻轉する給動螺旋に依りて滑動する。この動きに相當して (60) によりて前同様 O_2 が動かされる。(49) は (47) の枠に沿つて滑動し得、(51) に依りて dy/dx を表はす C に連結されてゐる。

a が y の函数なる時は (51) の代りに (50) に依りて slider B に連結さる。

圖-51. linear equation の爲めの補整装置



a が y 又は dy/dx の函数なる場合 此の時は器械の他の側に補助面 (48) を取付け後は前述に同じであるが、但し他の motor (61) に依つて A に聯動する。