

# 抄 録

第25巻第11號 昭和14年11月

応用力学	頁
(155) 古典土圧論の一問題 .....	1335
(156) 部材の慣性率が一定ならざる框樞の解法 .....	1338
(157) 斜橋に応用せる桁及ラーメンの垂直荷重に依る損応力の算定 .....	1340
<b>測 量</b>	
(158) 寫眞縮尺と地図縮尺 .....	1341
<b>施 工</b>	
(159) 杭打用絞導管装置 .....	1344
<b>道 路</b>	
(160) 洪水區域内に築造された地下道 .....	1346
(161) Idaho 州に於けるレイリッグ道床 .....	1347
(162) California 州に於ける交通安全施設 .....	1348
(163) 自転車王国一和蘭 .....	1349
<b>橋梁及構造物</b>	
(164) 洗掘に對する橋梁の安全な基礎根入 .....	1352
(165) アーチに及ぼす風圧と気温の影響 .....	1353
(166) 靜定構桁橋の影響線解法に就て .....	1355
(167) 無絞補剛樞拱橋の計算法 .....	1356
<b>鉄 道</b>	
(168) Havana-New Orleans 間車輻航送 .....	1361

## 応 用 力 学

### (155) 古典土圧論の一問題

“The Classical Theory of Earth Pressure.”  
 Bulletin of the Permanent International  
 Association of Navigation Congresses,  
 Jan., 1937, p. 77~88. 布施 敏一郎 抄

土圧力の大きさに關しては、現在相當満足な解決が得られてゐるが、土圧力の方向如何となると、未だ多分に不確實性あるを否み得ない。曲崩壊面を理論の骨子とする本研究は、凝集力なき土壤に關する限り、これに對して確答を與へんとするものである。

1. 土圧論小史 衆知の如く Coulomb は、擁壁に及ぼす土圧を單なる靜力学的問題として取扱つた。其の假定とする所は、

- 1) 崩壊面は平面である。
- 2) 滑動が生じた際、崩壊面内に於て、 $T = N \cdot \text{tg } \varphi$ 。  
但し  $\varphi$  は土の内部摩擦角。
- 3) 土楔 ABC をして土圧  $E$  を最大ならしむる如き AC の位置が即ち崩壊面である (図-1)。

図-1 は土圧合力が地表面に平行に働いた場合を示したもの、図-2 は一般に合力が壁面と  $\delta$  なる角をなす場合 Poncelet の図式解法、Rebhann の定理、Culmann の双曲線、Möller の法則等を図解せるものである。然

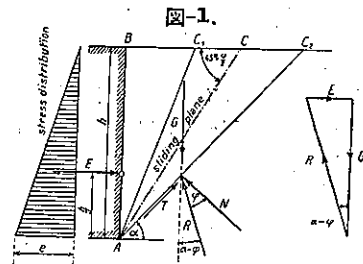


図-1.

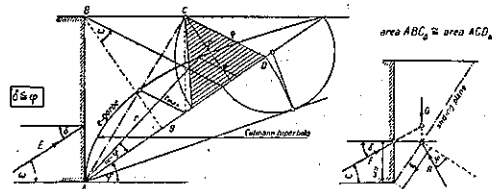
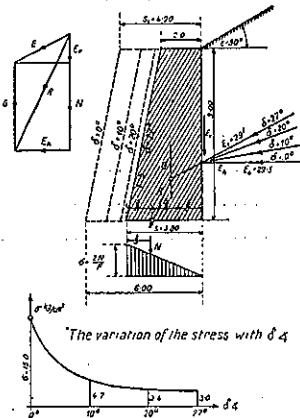


図-2.

し乍らこの一般化は、三力  $E, G$  及  $R$  が一點に相會せぬ結果を生じ、静力学の根本法則を侵犯する。Müller-Breslau は夙に土圧方向の重要性を指摘してゐるが、その一例として、傾斜角  $\delta$  の壁底応力並に壁の寸法に及ぼす影響を 図-3 に示した。即ち土圧合力  $E$  の値は  $\delta$  によつて殆ど変化せぬが、合成力  $R$  の大き、作用點及壁底の応力は著しい影響を受ける。

次に Müller-Breslau は實驗の結果、土圧の方向は必ずしも地表面に平行ならざることを確め得て Rankine 土圧論の一假定を危殆に瀕せしめ、更に崩壊面を曲面と假定することにより、三力の釣合並に實驗結果より得たる土圧力の値の過大なること等の矛盾を解消し得ると喝破した。尙同氏は記録寫眞により崩壊面の下部は緩かな曲面をなすことを實證してゐる。

圖-3. 土圧力方向の擁壁に及ぼす影響  $\varphi=30^\circ, \gamma=1.8t/m^3$



1920年、Prandtl により塑性論が唱導されて以來、これが契機となつて崩壊面の理論は頓に活潑の度を加へ來つた。

2. 曲崩壊面に基ける土圧論

a) 本研究は群を分けてこれを 2 とする。

(I) 其の一は、實用を主眼とせる近似解法であつて、崩壊面の母線を円と看做し、図式補間法を用ひて其の位置を求むるものである。平衡條件の中、満足されるのは  $\sum M=0$  のみであり、 $\sum V=0, \sum H=0$  の二條件は全然満足されぬか又は僅かに部分的に満足されるに過ぎない。而も本解法は多分の勞力を必要とし、一問題を解き終るに數日間を費すといふ。本分野に關しては、Fellenius, Terzaghi, Krey 等の研究がある。

(II) 第二は、前者に反し、數學的機械的方法であつて、最初より崩壊面の形狀を假定せず、總ての平衡條件を満足せしめつゝ之を求めんとする。Kötter は、崩壊面の表面に作用する合成応力に關する微分方程式を誘導したが、當に問題の一断面を取扱つたに過ぎない。

この他、Reissner は崩壊面が折線の集合によつて形作られることを指摘し、Kármán は、擁壁の裏面が崩壊

面そのものとなる特別の場合を論じてゐる。Jáky は Boussinesq の假定より出發して、崩壊面決定の微分方程式を誘導した最初の人である。

b) 筆者自身の解法を次に述べる。圖-4 に於て微小部分 OAB の三邊に働く応力  $n, t$  及  $\sigma_h$  は  $h$  の値に一次的比例をなすものと假定する。即ち式示すれば  $t=h f_1(\beta) \dots$  等となる。平衡條件は、極座標を用ふれば Cauchy の偏微分方程式にて表はされる。

更に邊 AB を共通とせる微小三角形 ABC を附加せしめ、その斜邊 AC をして崩壊面上の微小要素たらしむる時は、平衡條件より、崩壊面内の応力  $t, n$  及上記の  $\sigma_h, t_1, n_1$  等の間の關係式が成立する。 $t/n$  は崩壊面に於ては最大値を採り、且つその値は  $\tan \varphi$  に等しきを以て、方程式は容易に得られる。応力の成分は、応力  $t$  及角  $\lambda$  にて表はされる。

c) 筆者の導いた方程式から  $t$  及  $h$  を消去する時は曲崩壊面の微分方程式の第二型を得る。

$$A \frac{d^2 \alpha}{d\beta^2} + B \left( \frac{d\alpha}{d\beta} \right)^2 + C \frac{d\alpha}{d\beta} = 0$$

上式中、 $A, B, C$  は  $\alpha, \beta$  の函数である。 $d\alpha/d\beta=0$  は本式の特異解となり、これに對応すべき崩壊面は平面となる。この場合、 $t$  及  $\alpha$  は Rankine の理論に於けると同様の式より容易に決定される。

然し、この Rankine 平面は、壁頂 B より引いた直線  $BP_2$  に境せられて曲崩壊面と相接する(圖-5)。即ち  $P_2$  に於て応力が相一致する爲には、

$$\cos(\alpha_0 + \beta_0 - \varphi) = 0 \text{ 或は } \alpha_0 + \beta_0 = 90^\circ + \varphi$$

言ひ換ふれば  $BP_2$  も亦一つの Rankine 崩壊面たることを要するのである。

圖-5.

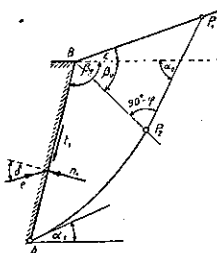
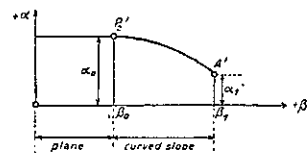


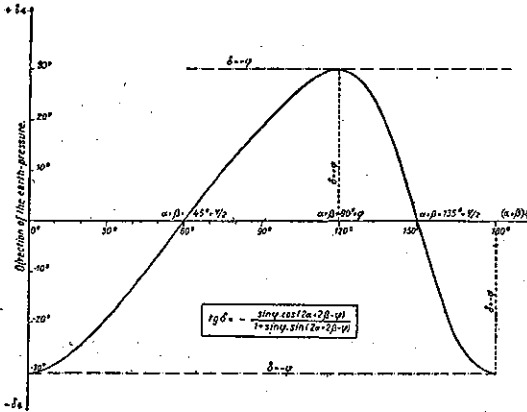
圖-6.



$P_2$  の座標 ( $\alpha = \alpha_0, \beta = \beta_0$ ) は、崩壊面微分方程式の一常数を決定するが、他の常数は A 点に於て土圧の傾斜角  $\delta$  と  $\alpha_1$  との関係式より之を見出し得る。斯く微分方程式の解は  $P_2'(\alpha_0, \beta_0)$  及  $A'(\alpha_1, \beta_1)$  を通過する (図-6)。

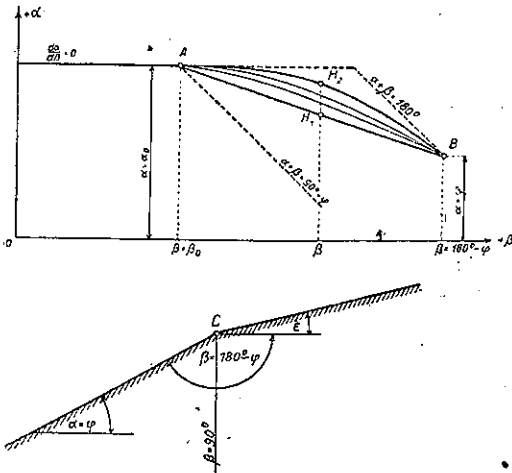
而して土圧の傾斜角  $\delta$  は、 $+\varphi$  と  $-\varphi$  との間を変化する。

図-7. 土圧傾斜角  $\delta$  の変化



d) 微分方程式の解析により、図-8に見る如く總ての解は A 点及 B 点を通り、且つ A 点にては曲線  $\alpha = f(\beta)$  は水平の共通切線を有し、B 点では常に  $\alpha_1 = \varphi, \beta_1 = 180^\circ - \varphi$  なる座標を探ることが證明される。A, B を極とするこれらの解は、 $\beta$  軸に對して凸なる線束として表

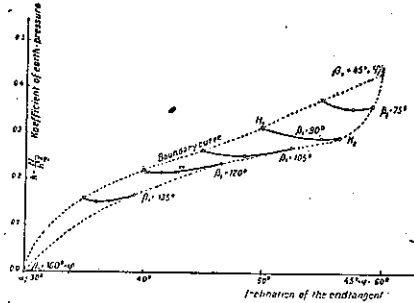
図-8. 微分方程式の解



はされ、且それらは直線  $H_1$  及曲線  $H_2$  にて境される。後者の B に於ける傾斜は最大値を探り、 $(\frac{d\alpha}{d\beta})_B = \frac{2}{3}$  である。この値を霖指数  $n$  とする  $n$  次の拋物線として本

境界線を近似的に表はし得る。こゝに於て函数  $\alpha = f(\beta)$  は完全に定まり、任意の擁壁傾斜角  $\beta_1$  に對して  $\alpha_1$  即ち結局は土圧の方向  $\delta$  が決定され、従つて土圧の分力  $N_1$  及  $T_1$  の値が得られるのである。

図-9.  $\alpha$  なる土圧の変化



e) 土圧の大きさは端傾斜角  $\alpha_1$  によつて左右されるがこの関係を土圧係数  $k$  及  $\alpha_1$  の曲線として示したものが図-9 である。境界曲線たる  $H_1$  と  $H_2$  を比較するに、何れを探るも結果に於て大差なきを以て、簡單の爲  $H_1$  曲線を採用することとする。この場合、 $\alpha_1$  と  $\beta_1$  の関係は次式で表はされる。

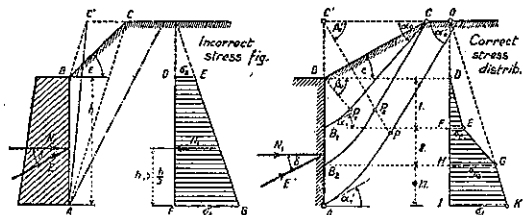
$$\alpha_1 = \alpha_0 - (\alpha_0 - \varphi) \frac{\beta_1 - \beta_0}{180^\circ - \beta_0 - \varphi}$$

本式により、 $\beta_1$  が與へられれば  $\alpha_1$  が定まり、 $d\alpha_1/d\beta_1$ 、 $k$  の値、土圧の方向並に分力の大きさが計算される。

図-10 に示せるは、地表面が折線形をなす場合の土圧並に応力分布で、本解法による時は (右図) 區分 I, II 及 III に對して夫々異つた崩壊面を生じ、従つて応力分布図も三部分より成る。

図-10. 土の崩壊面

a) 平面の場合      b) 曲面の場合



尙最も合理的な擁壁面の傾きは  $\beta_1 = 110^\circ$  の時、即ち 1:4 の勾配で前面に傾斜した場合であることが判る。

上記の理論は、唯凝集力なき粒体のみに適用されるもので、粘土に關する土圧問題は、この種 Boussinesq の夫とは異つた方向に假定を設け、研究を進めることが必要であらう。

(156) 部材の惰性率が一定ならざる框構の解法

(Dr. Ing. Hans Göttlicher, "Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes bei Berechnung von Stockwerkrahmen nach der Methode der Gleichungstabulierung." Der Bauingenieur, Heft 13/14. 1939. S. 175~180. 佐藤 清一抄)

本論文は、鷹部屋教授に依りて提出されたる機械的作表法は框構の全部材が各部材長に亘りてその惰性率一定なる場合に關するものである、之を惰性率の變化せる場合——ハンチ等のため——にも応用すべく Strassner の表を利用したものである。

御承知の如く Strassner 著 "Neuere Methoden." Bd. I. にハンチを有せる桁又は框構に對する係數表がのせられてあるが後述の  $z, \bar{z}, z'$  とは此の表中に各三段づゝに書込まれてある數字の上, 中, 下を意味するものである。

桁  $ks$  に於て  $k$  にハンチがあるものとす。

図-11 a 及 b に示す如き外力をかけた場合の撓角は夫々

alpha'\_{ks} = (l\_{ks} / (3EJ\_{ks})) \* M\_{ks} \* z, beta'\_{ks} = (l\_{ks} / (6EJ\_{ks})) \* M\_{ks} \* z', alpha'\_{sk} = (l\_{ks} / (3EJ\_{ks})) \* M\_{sk} \* z-bar, beta'\_{sk} = (l\_{ks} / (6EJ\_{ks})) \* M\_{sk} \* z'

然るに

alpha\_{ks} = alpha'\_{ks} - beta'\_{sk}, alpha\_{sk} = alpha'\_{sk} - beta'\_{ks}

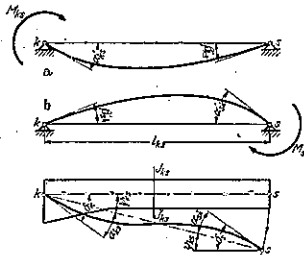
であるから

alpha\_{ks} = (l\_{ks} / (6EJ\_{ks})) \* z' \* [2 \* (z/z') \* M\_{ks} - M\_{sk}], alpha\_{sk} = (l\_{ks} / (6EJ\_{ks})) \* z' \* [2 \* (z-bar/z') \* M\_{sk} - M\_{ks}]

茲に z, z-bar, z' は前述の如く夫々 Strassner の係數表に於ける上, 中, 下の數値である。

桁が更に撓度を伴へる場合は 図-11 により

図-11.



alpha\_{ks} = delta\_k - psi\_{ks}, alpha\_{sk} = delta\_s - psi\_{ks}

であるから之を (1) 式に代入し更に Phi = 2z/z', Phi' = 2z-bar/z'

とおけば桁兩端のモーメントは

M\_{ks} = (J\_{ks} / l\_{ks}) \* [ (3\*Phi' / (z'\*(Phi\*Phi'-1))) \* 2E\*delta\_k + (3 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))) \* 2E\*delta\_s - (Phi'+1 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))) \* 6E\*psi\_{ks} ], M\_{sk} = (J\_{ks} / l\_{ks}) \* [ (3 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))) \* 2E\*delta\_k + (3\*Phi / (z'\*(Phi\*Phi'-1))) \* 2E\*delta\_s - (Phi+1 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))) \* 6E\*psi\_{ks} ]

之を鷹部屋式に表現すれば

xi\_{ks} = (J\_{ks} / l\_{ks}), phi\_k = 2E\*delta\_k, phi\_s = 2E\*delta\_s, mu\_{ks} = -6E\*psi\_{ks}, A = (3 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))), A\_2 = (Phi+1 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))), A\_4 = (Phi'+1 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))), A\_1 = A\*Phi', A\_3 = A\*Phi

従つて (2) 式は

M\_{ks} = xi\_{ks} \* [ phi\_k \* A\_1 + phi\_s \* A + mu\_{ks} \* A\_2 ] - M\_{ks}, M\_{sk} = xi\_{ks} \* [ phi\_k \* A + phi\_s \* A\_3 + mu\_{ks} \* A\_4 ] + M\_{sk}

M\_{ks}, M\_{sk} は周知の如く桁の徑間にかけられたる荷重の項である。

次に桁端 s にハンチがある場合は

M\_{ks} = xi\_{ks} \* [ phi\_k \* B\_1 + phi\_s \* B + mu\_{ks} \* B\_2 ] - M\_{ks}, M\_{sk} = xi\_{ks} \* [ phi\_k \* B + phi\_s \* B\_3 + mu\_{ks} \* B\_4 ] + M\_{sk}

xi\_{ks} = (J\_{ks} / l\_{ks}), phi\_k = 2E\*delta\_k, phi\_s = 2E\*delta\_s, mu\_{ks} = -6E\*psi\_{ks}

B = (3 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))), B\_2 = (Phi+1 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))), B\_4 = (Phi'+1 / (z'\*(Phi\*Phi'-1))), B\_1 = B\*Phi, B\_3 = B\*Phi'

A 及 B に關する係數は種々なるハンチに就ては表 I 及 II (原本) の如し。

更に左右對稱なる梁の場合には

z-bar = z, Phi = Phi' = 2 \* (z/z'), C = (3 / (z'\*(Phi^2-1))), C\_1 = (3\*Phi / (z'\*(Phi^2-1))), C\_4 = (Phi+1 / (z\*(Phi^2-1)))

となるから

M\_{ks} = xi\_{ks} \* [ phi\_k \* C\_1 + phi\_s \* C + mu\_{ks} \* C\_2 ] - M\_{ks}, M\_{sk} = xi\_{ks} \* [ phi\_k \* C + phi\_s \* C\_1 + mu\_{ks} \* C\_2 ] + M\_{sk}

となる。

茲で I\_{ks} が桁の全長に亘つて一定とすれば

z = z' = 1, Phi = Phi' = 2 従つて D = 1, D\_1 = 2, D\_2 = 1, D\_3 = 3, D\_4 = 3, D\_5 = 2 となつて鷹部屋氏の表はす式と一致する。

係數 C の値はハンチの形及徑間に對する長さの比率に從つて表 III 及 IV (原本) の如くである。

(1) 節點式 各節點に於て  $\sum M_{ks} = 0$  の成立すべき事より導かれ

$$\varphi_k \rho_k + k \sum_{n=a}^{n=d} \varphi_n \xi_n + k_2 \sum_{n=a}^{n=d} \mu_n \cdot \xi_n = \sum M_{k右} - \sum M_{k左} \dots (I)$$

茲に  $\rho_k = k_1 \sum_{n=a}^{n=d} \xi_n$

$$= k_1 \xi_a + k_1 \xi_b + k_1 \xi_c + k_1 \xi_d$$

之等の符號については図-2 の如し。

係数の  $k, k_1, k_2$  は前の  $C, C_1, C_2$  である。

(2) 階方程式 図-13 の如く或る階の柱の部分のみを切り出して考へた場合の釣合より

図-12.

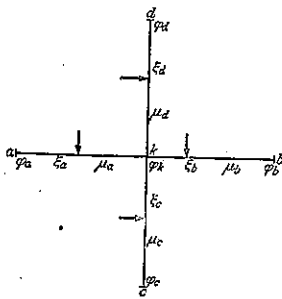
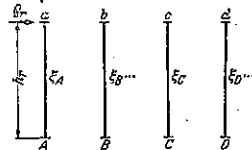


図-13.



$$\sum_{r=a}^{r=d} (M_{rR} + M_{rL}) + Q_r h_r = 0$$

即ち

$$\xi_a (\varphi_A k_s + \varphi_A k_a) + \xi_b (\varphi_B k_s + \varphi_B k_b) + \dots + \xi_d (\varphi_D k_s + \varphi_D k_d) + \dots + \mu_r X_r = -Q_r \cdot h_r$$

茲に  $X_r = \xi_A k_r + \xi_B k_r + \dots + \xi_D k_r + \dots$

$k_s, k_a, k_b$  は表 I~IV (原本) の  $C_s, C_a, C_b$  である。

計算例

例として図-14 に示す如き構造物及荷重状態に就て計算してみる。

桁  $\bar{12}$ :

$I_{12}$  = 桁中心に於ける惰性率 = 0.0054 m<sup>4</sup>

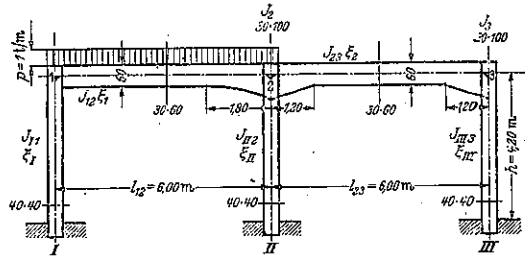
$I_2$  = 節點 2 " = 0.025 "

$l_{12}$  = 桁  $\bar{12}$  の長さ = 6.00 m

拋物線形ハンチの長さ = 1.80 m

$n = I_{12} : I_2 \leq 0.20$      $\xi_1 = I_{12} : l_{12} = 0.0009$

図-14.



$\lambda = 1.8 : 6 = 0.30$      $-\sum R_{12} = 2.536 \text{ mt}$   
 $\sum R_{21} = 4.036 \text{ mt}$

表-II より

$A = 1.460$     $A_1 = 3.073$     $A_2 = 1.511$     $A_3 = 2.200$     $A_4 = 1.220$

$B = 1.460$     $B_1 = 2.200$     $B_2 = 1.220$     $B_3 = 3.073$     $B_4 = 1.511$

$A_5 = 4.533$     $A_6 = 3.660$     $A_7 = 2.731$

$B_5 = 3.660$     $B_6 = 4.533$     $B_7 = 2.731$

桁  $\bar{23}$ :

$I_{23} = 0.0054 \text{ m}^4$      $I_2 = I_3 = 0.025 \text{ m}^4$

$l_{23} = 6.00 \text{ m}$  直線形ハンチの長さ = 1.20 m

$n = I_{23} : I_2 \leq 0.20$      $\xi_2 = I_{23} : l_{23} = 0.0009$

$\lambda = 1.20 : 6 = 0.20$      $-\sum R_{23} = +\sum R_{32} = \theta$

表-III より

$C = 2.178$     $C_1 = 3.452$     $C_2 = 1.877$     $C_3 = C_6 = 5.630$

$C_7 = 3.754$

柱  $\bar{I}_1$ :

$I_{I_1}$  = 全長に亘つて一定 = 0.00213 m<sup>4</sup>

$n = 1$      $-\sum R_{I_1} = \sum l_{I_1} = \theta$ ;     $\xi_I = I_{I_1} : h = 0.000507$

$D = 1$     $D_1 = 2$     $D_2 = 1$     $D_3 = 3$     $D_6 = 3$     $D_7 = 2$

柱  $\bar{II}_2$ , 柱  $\bar{III}_3$  は柱  $\bar{I}_1$  に同じ。

(I) の式を作れば

節點 (1):  $\varphi_1 \rho_1 + \varphi_2 \xi_1 B + \mu_1 \xi_1 D_2 = +\sum R_{12}$

$\rho_1 = B_1 \xi_1 + D_1 \xi_1$

" (2):  $\varphi_2 \rho_2 + \varphi_1 \xi_1 A + \varphi_3 \xi_2 C + \mu_1 \xi_1 D_3 = -\sum R_{21}$

$\rho_2 = A_1 \xi_1 + C_1 \xi_2 + D_1 \xi_1$

" (3):  $\varphi_3 \rho_3 + \varphi_2 \xi_2 C + \mu_1 \xi_1 D_2 = 0$

$\rho_3 = C_1 \xi_2 + D_1 \xi_1$

(II) の式を作れば

$\xi_1 \varphi_1 D_6 + \xi_1 \varphi_2 D_6 + \xi_1 \varphi_3 D_6 + \mu_1 X_I = 0$

$X_I = \xi_1 D_7 + \xi_1 D_7 + \xi_1 D_7$

之等の式に數値を入れて應部屋式にかけば

$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\mu_1$	$\sum R$
299.4	131.4		50.7	258 600
131.4	688.6	196.0	50.7	-403 600
		196.0	50.7	$\theta$
152.1	152.1	152.1	304.2	$\theta$

之を解けば

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= +1341486 & \varphi_3 &= +508826 \\ \varphi_2 &= -953819 & \mu I &= -447933 \end{aligned}$$

之等の値を(4),(5),(6)式に代入して夫々の  $M$  を計算して図にかけば図-15 の如し。

図-15.

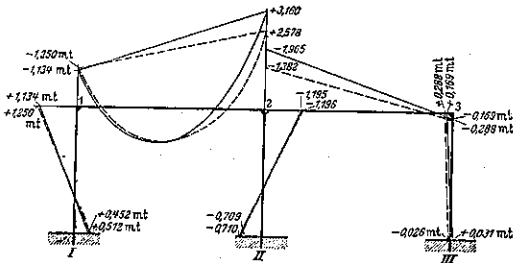


図-15 に於て点線で示したのはハンチの影響を考慮せぬ場合のものである。

(157) 斜橋に用いる桁及ラーメンの  
垂直荷重に依る捩応力の算定

(Dr. Ing. Herm Craemer: "Die Beanspruchung schiefwinkliger Balken- und Rahmenbrücken unter Senkrechten Lasten" Der Bauingenieur, Heft 13/14, April 1939. S. 168~171. 佐藤清一抄)

本論文は斜橋に用いる単純桁及二鉸ラーメンに於て其の鉸軸が支臺の線に平行なる場合には當然桁又はラーメン部材に捩モーメントを生ずる筈で、垂直荷重のみを課せられたる場合の捩応力を求めたものである。

A. 単純桁 斜角の相當大きい場合は勿論捩れの影響を考へねばならないが、荷重が相當大で桁幅も相當大になれば図-16 a の如き支點では持てなくなるので b の型にせざるを得なくなる。此の場合の桁端の廻転角及捩モーメントは図-17 a, b の如くである。

図-16.

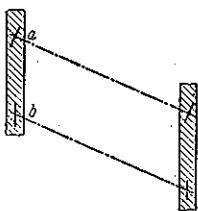
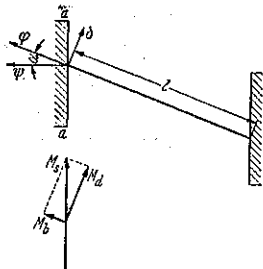


図-17.



$\psi$  = 桁端の支臺に平行な直線の廻りの廻転角、桁端の上る傾向の時を正とす。

$\varphi$  = 桁を通る垂直面内の  $\psi$  の成分、符號は前に同じ。

$\delta$  = 桁軸の廻りの廻転角、支臺に向つて左廻りを正とす(図-17a)。

桁の変形後も、支端にて水平であつた面は  $a-a$  線に平行であらると、

$$\psi = \frac{\varphi}{\cos \alpha}, \delta = \varphi \tan \alpha \dots \dots \dots (1a, b)$$

で、此の時働くモーメントは図-17 b の如く

$$M_b = -M_s \sin \alpha, M_a = M_s \cos \alpha, M_b = -M_a \tan \alpha \dots \dots \dots (2a, b, c)$$

$M_s = a-a$  を通る垂直面内に於て働くモーメント、 $\delta$  を増大せしめる如きを正とす。

$M_b = M_s$  の桁軸方向の成分、桁軸を下に向つて凸に曲げる如きを正とす。

$M_a = M_s$  の桁軸に垂直方向の成分、 $\delta$  を増大せしめる如きを正とす。

尚ほ單純支持なる故  $a-a$  の廻りのモーメントは零、釣合の條件より

$$M_{al} = M_{ar} = M_a \quad (l \text{ は左 } r \text{ は右}) \dots \dots \dots (3a)$$

兩支臺が平行であれば  $\alpha_l = \alpha_r = \alpha$  なる故(2)より

$$M_{bl} = M_{br} = M_b \dots \dots \dots (3b)$$

$\varphi_{l0}, \varphi_{r0}$  を夫々外力に依る桁端の  $\varphi$  とすれば、

$$\varphi_l + \varphi_r = \varphi_{l0} + \varphi_{r0} + \frac{M_b l}{EI_b} \dots \dots \dots (4)$$

且 
$$\delta_l + \delta_r = \frac{M_{al}}{GI_a} \dots \dots \dots (5)$$

(1b) と (2c) より

$$\tan \alpha = \frac{\delta_l + \delta_r}{\varphi_l + \varphi_r} = -\frac{EI_b M_b l}{GI_a \tan \alpha} : [(\varphi_{l0} + \varphi_{r0}) EI_b + M_b l]$$

茲に於て 
$$\mu = \frac{EI_b}{GI_a} \dots \dots \dots (6)$$

$$F_0 = EI_b (\varphi_{l0} + \varphi_{r0}) \dots \dots \dots (7)$$

とおけば 
$$M_b = -\frac{F_0}{l(1 + \mu \cdot \cot^2 \alpha)} \dots \dots \dots (8a)$$

$$M_a = \frac{F_0}{l(\tan \alpha + \mu \cot \alpha)} \dots \dots \dots (8b)$$

B. ラーメン 図-19a に示す如き二鉸ラーメンの斜橋に於て其の鉸軸が側壁の線に平行なる場合には矢張り捩りモーメントを生ずる。此の時図-18 の如く 1 の方向に変位を生ずるが壁の方向には 2 の如き変位を生ずる。鉸に於ける水平反力を  $H_1 H_1'$  とせば平働の條件より  $H_1' = -H_1$  にして兩柱上端に於けるモーメントは

$$M_k = -H_1 l \dots \dots \dots (9)$$

図-18.

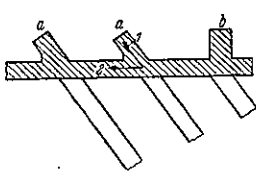
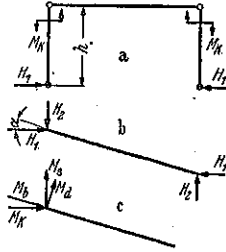


図-19.



梁に働く捩力は図-19b の如く

$$H_x = \tan \alpha H_1 \dots \dots \dots (10)$$

又梁に働くモーメントは図-19c の如く

$$M_b = M_k \cos \alpha - M_s \sin \alpha \dots \dots \dots (11a)$$

$$M_a = M_k \sin \alpha + M_s \cos \alpha \dots \dots \dots (11b)$$

梁端に於ける廻転角は、

$$\varphi_{rb} + \varphi_{rb} = \frac{F_0 + M_b l}{EI_b} \dots \dots \dots (12)$$

柱上端の絞軸に平行なる直線の廻りの廻転角は

$$\psi_{rs} + \psi_{rs} = \frac{2M_k h}{3EI_s} \dots \dots \dots (13)$$

$I_s$  = 柱の惰性率

ラーメン節點に於ける梁と柱とのなす角は変化しないから

$$\frac{F_0/l + M_k \cos \alpha - M_s \sin \alpha}{\cos \alpha} + \frac{2}{3} M_k k = 0 \quad (14)$$

但し  $k = \frac{hI_b}{lI_s} \dots \dots \dots (15)$

梁の捩角は

$$\delta_i + \delta_r = \frac{(M_k \sin \alpha + M_s \cos \alpha) l}{GI_a}$$

(1b), (6) 及 (12) より

$$\tan \alpha = \frac{M_k \sin \alpha + M_s \cos \alpha}{F_0/l + M_k \cos \alpha - M_s \sin \alpha} \mu$$

之と (15) より

$$M_k = -\frac{F_0}{l} \frac{\cos \alpha}{i + 2/3 \{k(\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha / \mu)\}} \quad (16)$$

$$M_s = -\tan \alpha \frac{\mu + (2/3)k}{\mu} M_k \dots \dots \dots (17)$$

(11) より

$$M_b = -\frac{F_0}{l} \frac{i}{i + \frac{2k\mu \cos^2 \alpha}{3\mu + 2k \sin^2 \alpha}} \quad (18)$$

$$M_a = \frac{F_0}{l} \frac{1}{\tan \alpha + \mu \cot \alpha + \frac{3\mu}{k \sin 2\alpha}} \quad (19)$$

測 量

(158) 寫眞縮尺と地図縮尺

“Bildmaßstab und Kartenmaßstab.”  
 Von O.v. Gruber, Nr. Jahrgang 1937.  
 Bildmessung und Luftbildmessen.  
 入江一郎 抄

航空寫眞測量の際、所定の地図縮尺に對して寫眞縮尺を如何に撰ぶべきかと云ふ問題を論じたものである。茲に注意すべき點は

- (1) 小縮尺地図では寫眞上で最小地物をも認め得ねばならぬと云ふ點から最小寫眞縮尺が定まるのであつて、寫眞縮尺は地図縮尺より大でなければならぬ。大縮尺地図では地物、境界線等を自然の通り図示する事は出来ないから寫眞縮尺は地図縮尺より小でよい。
- (2) 尙寫眞縮尺は等高線記入精度、撮映状態、地勢等にも支配される。

尙又各國の地図縮尺と寫眞縮尺との關係をも參考して、O.v. Gruber は寫眞縮尺數は地図縮尺數の平方根に比例すと云ふ法則を提出した。之はよく實際に合致して居るのである。

次に之に關して、カメラの焦點距離と寫眞の大きさを如何に定める可きかを述べ、大縮尺地図には焦點距離及寫眞寸法共に大なる普通カメラが良く、小縮尺地図には廣角カメラが適當であると結んでゐる。

航空寫眞測量の寫眞縮尺と地図縮尺との間の適當なる比と云ふ問題は、參考書を見るも今尙殆んど明にはされてゐない。

獨逸陸地測量部の研究に就ては種々發表されて居るが、“Bildmessung und Luftbildmessen”, Jahrgang 3, Heft 4, 1928, S. 164. 及同誌 7 (1), 1932. S. 150 に於て、獨逸地形圖 1/5 000 の作製に當つては寫眞縮尺は 1/5 000 若くは 1/5 500 を使用す可しと規定してある。之を基にして、適當な寫眞縮尺とは地図縮尺と同一のものなりとの誤つた獨斷を下したのものがある。然し Nowatzky 氏著 “Die Herstellung der Topographischen Grundkarte des Deutschen Reiches im Maßstab 1: 5000 durch Luftaufnahmen, Mitt. d. RfL. 12 (5), Berlin 1936, S. 199 にて、1/5 000 地圖に對する寫眞縮尺は Stereoplanigraph の作業上からは 1/5 500 及 1/7 800 がよく、等高線描畫を要せぬ時は 1/11 000 すら用ひて差支なしと報告して居る。他

の方面で又 Nowatzky 氏は、Luftbildmessung für die Neuaufnahme und Berichtigung der Messtischblätter im Maßstab 1: 25 000 "Bildmessung und Luftbildwesen" (4), 1936. S. 213 に於て、許容最少寫眞縮尺は約 1/15 000 なりとの結論に達してゐる。

以上より寫眞縮尺と地図縮尺との間に、一次的比例關係は全然成立せずして、正に其の逆に地図縮尺の比較的大なる際は寫眞縮尺は地図縮尺より小なるを要し、逆に地図縮尺の比較的小なる際は寫眞縮尺は地図縮尺より大ならざるべからず。

Die Hansa-Luftbild G.m.b.H. の "Luftbild und Luftbildmessung" Nr. 10, Berlin 1936, S. 11 に在る表-1 を見れば之は猶一層明確となるだらう。

表-1 は本問題最後の結

表-1.

論では無く、Die Hansa-Luftbild G.m.b.H. では "Luftbild und Luftbildmessung" Nr. 11, Berlin 1936, S. 7 に於て 1/1 000 地図の作製に最

地図縮尺	寫眞縮尺
1:1 000	1:3 500
2 500	4 000
5 000	6 000
10 000	12 000
25 000	20 000
50 000	30 000

適の寫眞縮尺として 1/4 000~1/4 500 を擧げてゐる。又 1/5 000 地図に關しては獨逸陸地測量部の規定と同様である。即ち能率増進上大縮尺地図の時には、地図縮尺より小なる寫眞縮尺を許してゐるのが分る。

Nowatzky 氏 [a. a. O., S. 212] に依れば、獨逸陸地測量部では最近 1/25 000 地図の新採用に応じて、寫眞縮尺 1/19 000 より始めて 1/11 000 迄研究し、上とは逆に結局 1/15 000 を最適としてゐる。

他に於ても數字こそ以上とは違ふが全く之と同一の關係ある事が分る。即ち Holland の報告は、Die Hansa-Luftbild G.m.b.H. の 1/1 000 地図に對する最近の報告と良く一致して居り即ち寫眞縮尺は 1/4 300 である。又一方 Schweiz では地図縮尺 1/10 000 に對する規定寫眞縮尺は 1/14 500 であつて、此の 1/10 000 地図に對する寫眞縮尺の値は獨逸陸地測量部が最初 1/25 000 地図に適すとしたものである。

1934 年 Paris 開催の第 4 回國際寫眞測量會議土地關係報告書中に包含されて居る報告によれば表-2 の如し。

此の各國に於ける差異の原因を追求し、以て寫眞縮尺と地図縮尺との間の法則的關係を樹立するには次の點に着目考慮せねばならない。

(1) 作製地図の平面位置記入精度は、普通地物を 0.1

表-2.

國名	地図縮尺	寫眞縮尺
Belgien	1:1 000	1:3 100
	5 000	10 000
	10 000	12 000
Czechoslowakei	5 000	10 000
Chile	10 000	12 000
Finnland	25 000	20 000
Tsankreich	10 000	12 500
	20 000	15 000
	40 000	30 000
Holland	500	3 000
	1 000	4 300
	25 000	20 000
Italien	1 000	6 000
	5 000	17 000
Lettland	5 000	7 500
Polen	20 000	10 000
weden	10 000	12 000
	15 000	20 000
Hungarn	10 000	10 000

~0.2mm の精度を以て表示する事が要求される。

だから寫眞縮尺は當然地図縮尺に比例すべきであると考へられるに違ひない。されど之は誤である。即ち寫眞縮尺を縮小して地物を其の儘地図に転記出来る場合には、上の要求は意義ある事となる。

而し比較的小縮尺の地図に於ては、撮影した寫眞上では地図中に表示さる可き最小の地物すら眼に見へねばならない。此の事から次の如く云へる。即ち寫眞の許容最小縮尺なるものは、地図上で表示の要ある最小地物をも之を認知し得ねばならぬ事より定まる。

逆に大縮尺図では森、格構柱及其の類似の地物は如何なる場合も決して其の縮尺通りの大きさには表示出来ぬ。尙亦自然界に在る線の方が平面図記入の當該線よりも遙に不確然たる事が屢々である。例へば傾斜の始點及終點や各種農場の境界等である。之の理由から、斯様な場合には寫眞縮尺は地図縮尺より小なるべしと云へる。

(2) 等高線記入の所要精度は種々である。Stereoplanigraph に依る測定の精度は、寫眞上の水平距離の精度及縮尺比及底邊比とに關係する。

$$\text{高度誤差 } dh = dp (h/f) (h/b)$$

故に寫眞縮尺なるものは常に許容高度誤差及撮影状態の如何に依つて種々異つて来る。例へば主として地形図作製のみをやつて居る獨逸陸地測量部では、標高測定に當つても比較的小なる寫眞縮尺を許して居るのは注目す可き事である。

尙亦 K.O. Raab 氏の研究に依るも、寫眞縮尺は種々の要素に支配される。測量注意及視距測量法を參考にして作つた、あらゆる傾斜の土地に對す



る 1/5 000 地形図の許容誤差を厳守しやうとする  
と、底邊比 1/3 の際には寫眞縮尺は 1/5 000 が必至  
なりと思はれる。だが寫眞縮尺 1/7 500 に際しても  
同一許容誤差を遵守せんが爲には、土地傾斜 1/25 よ  
り小ならざる場合には寫眞測量に依つて高低測量  
を爲す事を諦めなければならぬ。之に對して  
Raab 氏に依れば唯平面位置表示の爲のみには、寫  
眞縮尺は 1/10 000 から約 1/15 000 位迄使用して  
良い。

かくて寫眞縮尺と地図縮尺間の關係を表はす簡単な式  
として O. v. Gruber 氏は次式を提出した。

$$m_b = C_1 \cdot m_a^{C_2}$$

茲に  $\left\{ \begin{array}{l} m_a: \text{寫眞縮尺の縮尺數 (例 寫眞縮尺 1/5 000} \\ \text{の時 5 000)} \\ m_b: \text{地圖縮尺の縮尺數} \\ C_1: \text{乘常數 } (C_1=100) \text{ 及 } (C_1=130) \\ C_2: \text{指數, 最適値とし } (C_2=0.5) \end{array} \right.$

即ち寫眞の縮尺數は地圖の縮尺數の平方根に比例す。  
常數  $C_1$  を決定すれば異つた二つの値 ( $C_1=100$ ) 及  
( $C_1=130$ ) を得。此の二種の  $C_1$  に夫々對應して次の如  
く A と B とに分ける。

表-3.

地圖縮尺	寫眞縮尺	
	A	B
1 : 50 0	1 : 2 200	1 : 2 900
1 000	3 200	4 100
2 500	5 000	6 500
5 000	7 100	9 200
10 000	10 000	13 000
20 000	14 100	18 400
25 000	15 800	20 500
40 000	20 000	26 000
50 000	22 400	29 000
100 000	31 600	41 000
200 000	44 700	58 000
500 000	71 000	92 000

今表-3 と各國に於ける比とを比較して見ると、B 表  
は Holland で採用した關係に非常に近く、同様に  
Frankreich, Finnland, Chile, Schweiz, Tschechos-  
lowakei にも適合する。又 A 表は Lettland 及  
Ungarn に合致する。Belgien は縮尺 1/1 000 に就て  
は A 表へ其れ以上の縮尺に就ては B 表に屬す。  
Schweden は縮尺 1/10 000 に關しては B 表へ屬して  
ゐる、但し 1/15 000 縮尺に就ては B 列外にある。だが  
一方 Polen は A 列から外れてゐる。

獨逸陸地測量部に關しては之を A 組へ所属さすのが  
當を得て居り、一方 Hamra-Luftbild は縮尺 1/1 000、

1/10 000, 1/25 000 及 1/50 000 に就ては B 組に屬し唯  
1/2 500 及 1/5 000 に就てのみ多少不都合はあるが之は  
A 組へ含めるべきであらう。

A 若くは B の中何れに屬するかに依つて次の事が  
分る。即ち A 組に屬して居ると云ふ事は、地貌が特に  
微細で小寫眞縮尺ではどうしても寫眞上で認知し難い  
地物が在るとか又は地圖等高線の所要精度が大なる場  
合にして、通常完全平坦地で用ふる寫眞測量法を適用し  
たのでは誤差が大に過ぐるとか云ふ場合である。

尙他の興味深い差異が在る。それは例へば Die Sch-  
weiz von Härry では寫眞縮尺の平均値として 1/14 500  
を規定してゐるのに對して、Die Schweizer z. f. v. u.  
K. 1931, S. 196 には 1/13 000 より 1/17 000 迄を指  
定してゐる。而して 1/13 000 は底邊比 1/3 に又 1/17 000  
は底邊比 1/2 に夫々好適なのである。茲に於て底邊比  
を増せば、同一寫眞縮尺にてより大なる等高線精度が得  
られ、又は同一の等高線精度に對してより小なる寫眞縮  
尺を取つてよいと云ふ効果のある事が分る。

特異な例として Italien を挙げれば其の寫眞縮尺數  
は A 組の縮尺數の約 2 倍にして B 組の 1 倍半なる  
値を取つてゐる。

最適の寫眞縮尺は地圖縮尺より定まると云ふ點より、  
使用カメラの焦點距離及寫眞寸法を如何に撰ぶべきか  
を述べよう。

先づ第一に、寫眞一葉の被覆面積  $F$  は寫眞寸法の邊  
長  $s$ 、焦點距離  $f$  及飛行高度  $h$  に關係す。

$$F = \frac{s^2 h^2}{f^2}$$

故に  $F = s^2 m^2 b$  (∵  $h/f = m_b$ )

故に被覆面積は一に寫眞寸法と寫眞縮尺とに依存す。

だから同一寫眞寸法を用ふる時寫眞縮尺同一なれば被  
覆面積は同一にして、焦點距離の長短及カメラの普通か  
廣角かには無關係である。

又寫眞縮尺同一の際には被覆面積といふ點に關して  
は、寫眞寸法大なるカメラは常に寫眞寸法小なるカメラ  
に優る。例へば寫眞縮尺 1/20 000 の際普通カメラ ( $f=$   
20 cm) ( $s^2=18 \times 18$  cm) 飛行高度 4 000 m なのと廣角  
カメラ ( $f=10$  cm) ( $s^2=18 \times 18$  cm) 飛行高度 2 000 m な  
のとは同じく 13 km<sup>2</sup> なる面積が被覆さる。而し同寫  
眞縮尺に於いて ( $f=20$  cm) ( $s^2=30 \times 30$  cm) なるカメ  
ラは前二者に勝つて居り、之は飛行高度 4 000 m にて  
36 km<sup>2</sup> なる面積を被覆出来る。

通常カメラが廣角カメラか、即ち焦點距離の大なるか  
小なるかの何れを撰ぶべきかの問題は、一に可能最高飛

行高度に懸つてゐる。所定の寫眞縮尺を得るに焦點距離大なるカメラに在りては焦點距離小なるカメラの場合よりも當然高く飛行せねばならない。所要寫眞縮尺に對して同じ寫眞寸法の通常カメラを使用したのでは飛行機の可能最高飛行高度以上に飛行せねばならぬと云ふ際には、廣角カメラを用ひなければならぬ。一般に小縮尺地図の撮影に當つて以上の事が云へるのである。逆に大縮尺地図の撮影には、寫眞寸法の出来るだけ大きい通常カメラを撰べば良い。之から次の關係が分る。即ち例へば 1/100 000 地図撮影の際の許容寫眞縮尺は 1/40 000 で、廣角カメラ ( $f=10\text{ cm}$ ) ( $s^2=18\times 18\text{ cm}$ ) ならば飛行高度 4 000 m で得らるゝに對して、此の場合利益こそなけれ廣角カメラ ( $f=20\text{ cm}$ ) ( $s^2=30\times 30\text{ cm}$ ) を使用すれば同一寫眞縮尺を得るには飛行高度 8 000 m を採らねばならぬのであつて、前と同じ 4 000 m 高度では全然より大なる面積を被覆する事は出来ずして唯此の場合としては不要なる比較的大なる寫眞縮尺で撮影さるゝに止る。逆に 1/2 500 地図に對して、通常カメラ ( $f=20\text{ cm}$ ) ( $s^2=18\times 18\text{ cm}$ ) 飛行高度 1 400 m では寫眞縮尺は約 1/7 000 にして被覆面積は唯の 1.6 km<sup>2</sup> である。一方焦點距離同一のカメラで寫眞寸法が ( $s^2=30\times 30\text{ cm}$ ) ならば、飛行高度は同一にて 4.4 km<sup>2</sup> が被覆さる。此の地図縮尺には箇々の被寫平面の狀況が大いに關係するのであつて、全然平坦ならざる土地にあつては其れより得らる位置精度なる點に就ては、寫眞寸法 ( $s^2=30\times 30\text{ cm}$ ) の廣角カメラは同寸法の通常カメラに劣る。飛行高度 3 500 m 足らずから所要の寫眞縮尺が得られると云ふ特長を有するのは ( $f=50\text{ cm}$ ) ( $s^2=30\times 30\text{ cm}$ ) なるカメラにして、又一方當カメラは種々異なる土地各點に對する規視光線の對點距離に關しては通常カメラ ( $f=20\text{ cm}$ ) ( $s^2=18\times 18\text{ cm}$ ) よりも非常に便利である。

施 工

(159) 杭打用鉸導管装置

“Die Gelenkrohrleitungen bei den Rammen”  
der Bauing, 1. März 1939, S. 81~85  
傍島 漆抄

杭打機の汽罐から蒸氣を送るにはゴム螺旋卷管、鋼管及鉸結導管等を使用する。ゴム管は杭打錘の軽い場合にのみ適當で、過熱蒸氣には使用出来ない。鋼管も安いものは壽命が短い。一般に鋼管を使用して杭打を行ふときには、2本の長管と1本の短管約 2 m のものを

圖-20. 蒸汽導管の配置圖

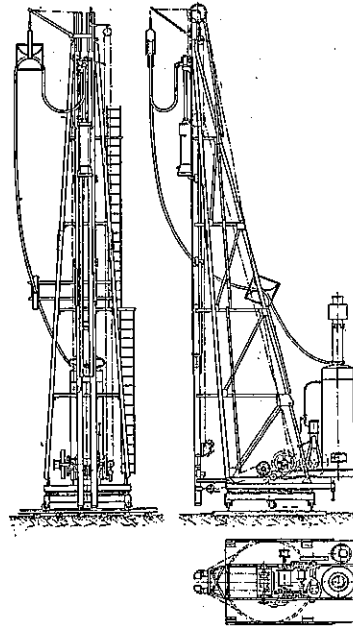
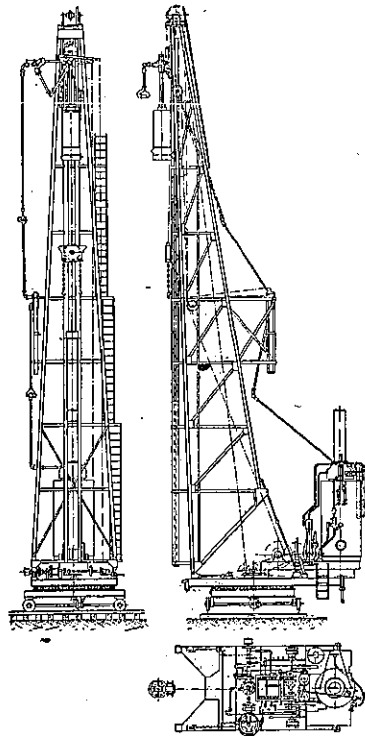


圖-21. 鉸結導管の配置



使用し、短管は錘に結合する。この結合部は錘の振動最も著しい所であるから、この短管は銅では弱いので鋼製を以前から使用してゐる。而してこの短管の折損を避けるために錘の上下と共に上下する管塞に導いてゐる。

図-22. 錘の位置

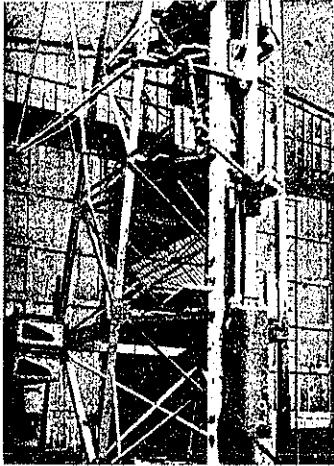


図-23.

橋が高い場合敷木の鉄結管を使用す

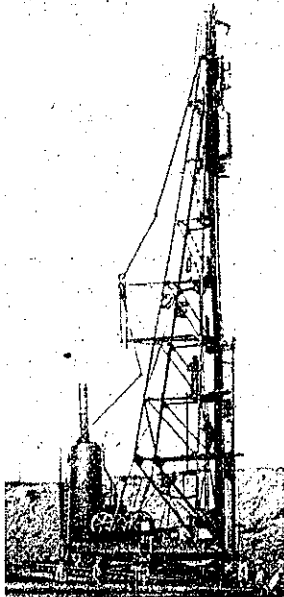


図-24.

最新 M. & H 会社製橋

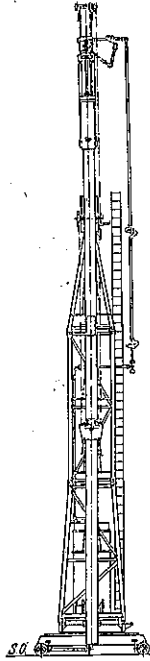
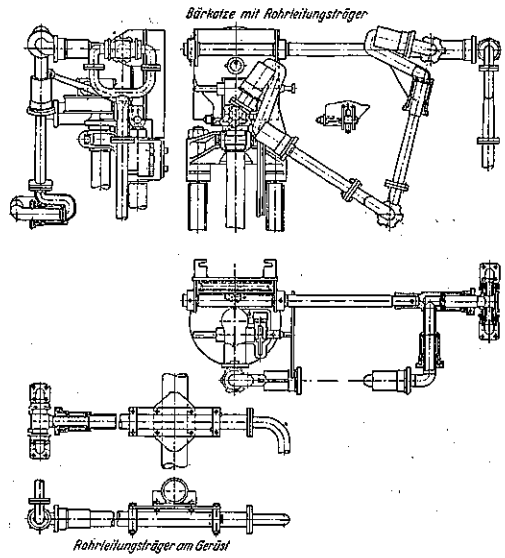


図-20 は蒸気導管の一般の配置を示す。重量が大になるに従ひ鋼管も重くなるので屢々運転を妨害するに至るので、この鋼管の代りに鉸結導管を使用する。これは製作費は高いが運転費及修繕費が著しく安い。

この様式は蒸氣又は圧搾空氣を鉸連結の導管によつて送るものである。これにより杭の斜め打も可能である。図-21 はその鉸結導管の配置を示す。

図-25. 同上詳細圖

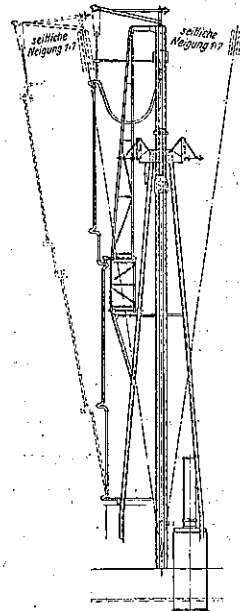


この鉸結導管を使用して杭打作業中これを振動に對して固定することは困難であるが、振動が導管に僅か傳はる位に止めなければならない。

Menck & Hambrock 会社の鉸結導管は桿に取付けて振動が傳はらないやうになつてゐる。この桿は錘の上部にあつて錘のガイドの間を捲上装置によつて上下する。桿の一端は複雑な方の鉸結管に、他端に錘に連なる管に連結してゐる。杭打の際に桿は錘から離れて捲上綱によつて徐々に降下せしめる、従つて図-22に示すやうに錘は桿より下つて

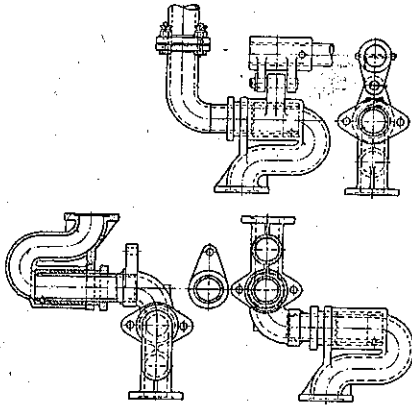
図-26.

Leo Gottwald 会社製橋



運動する。その場合に鉸結管は真直ぐに伸びてゐる。杭打櫓が高いときは数本の鉸結管を使用する。図-23はその状態を示す。下から2本目と3本目の管の間の鉸は同転並に上下し得るやう移動装置に取付けてある。この移動装置は櫓の傾斜或ひは鍾の位置に応じて多小動かし得る。

図-27. 同上鉸結構造



最新の Mench & Hambrook 会社の杭打櫓は三角櫓で、第二の桿を使つて更に鉸結管を長くしてゐる。図-24はその装置を示す。而して2本の桿即ち鍾に連る管の桿装置と櫓に取付く桿の詳細は図-25の如くなつてゐる。

Leo Gottwald 会社の杭打装置は図-26に示す如く又その鉸結構造は図-27の如くである。

道 路

---

(160) 洪水区域内に築造された地下道

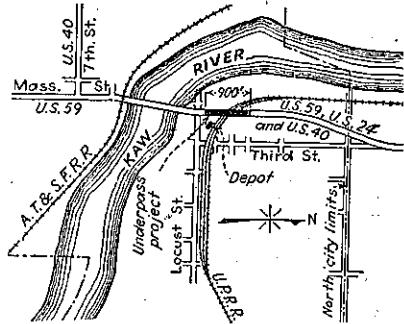
“Underpass built in a Flood Plain.” La Motte Grover E. N. R., Dec. 8, 1938 p. 738~741.  
谷藤正三抄

Kansas 州 Lawrence 市に於て Kaw River に接し幹線道路 u.s. 59, u.s. 24 及 u.s. 40 の合流線と汎太平洋鉄道の交叉箇所浮力に抵抗し、耐水構造で自動揚水設備を有する延長 274 m の地下道が築造された。

Kaw River 橋北側取付道路は鉄道に向ひ下り勾配で其の曲線部で交叉し、河側の軌道との距離僅かに 1000 呎である。高架道は取付關係に差障あり且つ驛との連絡上缺點多く、一方地下道は、河岸堤防を有するに拘らず、5年毎の洪水には E.L. 100 に達し、時には E.L. 108 の軌道面に達する洪水に脅かされる感があつた。最近河川改修が實施され、洪水調整が有利になつた爲地下

道が施工されるに至つたのである。

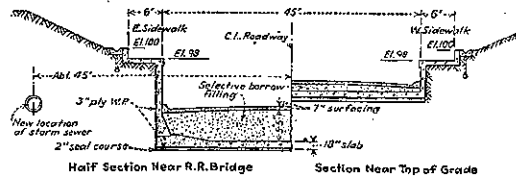
図-28. ローレンス地下道附近図



地下道では地面下に掘下げられた部分は總て E. L. 100 迄側壁及路面、床部共耐水構造とした。路面勾配は南北夫々 3.3%, 3.5% で 400 呎の縦断曲線を挿入してゐる。現地調査と従來の経験から洪水期間中地下水が特に大なる上昇を來すものでないと思へられたが構造物は假定最大静水圧 E. L. 98 に對して充分なる對重を與へてゐる。側壁及路面は 100 #/ft<sup>3</sup> の換算水圧に耐へ、コンクリートは 1700 #/ロ<sup>2</sup>、鉄筋コンクリートは 30000 #/ロ<sup>2</sup> を許容限度に採つた。

浮力に對してコンクリート重量で平衡せしめようとしたが底版の厚さ 5.5 呎となり非常に不經濟となるため底版と路面との間に少くとも 115 #/ft<sup>3</sup> に輾圧した砂質粘土を填充してコンクリート量の減少を計り底版厚最大 18 吋とすることを得た。

図-29. 地下道横断面



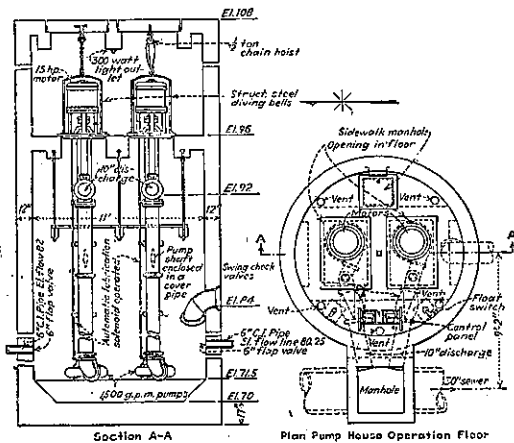
填充土が表面水に飽利されるのを防ぐため、路面鋪装下に粗粘土タイルを張り、其の溝には碎石を滿たして滲透水を集水する様にしてゐる。更に全側壁及底版の外側には 3 層の防水膜を使用してゐる。

揚水設備——水頭 27 呎に於て排水量 1500 g. r. m. の口径 8 吋縦型渦ポンプ 2 臺を備へ、モーターは 15 HP である。1 臺のポンプ容量では揚水池の設計水位を保ち得なくなつた時他のポンプが自動的に働く様になり水位が絶縁水位に達して停止する。

ポンプ室は美觀上地下に築造され、モーター室の屋根と地面とは同高で極大水位と同じ位の高さである。従

つて電気設備、防水装置、通風設備に特に考慮が拂はれてゐる。洪水時に浸水状態になつても其の後モーター室の屋根で操作出来るゲートバルブ付 14 吋副管に依つて揚水池の水を重力排水し、然る後第 2 バルブでモーター室の水を抜いて始めてモーターを動かす。

図-30. 自動揚水装置



ポンプ容量の決定に當つて 8 ケ年間の代表豪雨の降雨時間の集積降雨量及アメリカ農務省の 5 年間の時間強度曲線の降雨に對する集積降雨量を考へにとつた。排水面積は少く且つ鋪裝されてゐるから降雨量は 100% に採つた。前者の代表強度降雨（継続時間 1 $\frac{1}{2}$  時間）を探ると 1500 g.p.m. ポンプ 2 臺で 50 分間浸水を生じ其の深さ 5 吋、長さ 134 呎であり、後者の最高強度の短時間降雨に對しては最大深 3 吋、長さ 100 呎、18 分間の浸水を示す。従つて一般には路面に洪水は起らず洪水防禦工事が完成前に大洪水が起り地下道が完全に浸水した時には洪水が E. L. 100 に減水した後約 8 $\frac{1}{2}$  hr で排水出来るのである。

鉄道橋は道路中心線と 41°46' の交角をなし、純支間 48 呎 4 吋である。両側の桁はコンクリートで被覆し扶壁をつけて道路と調和せしめる様にした。

築造費は路面及路肩鋪裝費、道路掘鑿中鉄道會社に依つてなされた假設工事費及鉄道側附帶工事費を除いて \$ 267 000 で全工事費は \$ 300 000 である。使用鋼材 384t、コンクリート 5 750 立方碼、鉄筋 293 t、鋲鉄デッキプレート 112 t、掘鑿土量 30 000 立方碼である。揚水及排水關係の設備費は約 \$ 30 000 である。

(161) Idaho 州に於けるレイリッグ道床

“Raylig Base Use in Idaho Demonstrates New Binder.” West. Const. News, March 1939 p. 84-86. 中谷茂壽 抄

道路の一時的表装或は一時修理、殊に塵埃防止用として、Idaho 及 Washington 州に於ては所々の道路にレイリッグと稱する道路結合劑を使用してゐる。此の結合劑は人絹及パルプをツガから硫酸法により製造する際の本質液体殘劑から精製したものである。此の製法、施工法等は 1937 年 11 月の West. Const. News 誌上に發表されてゐる。

本劑は普通 46% の固体を含有する液体に濃化されて運搬され、現場で同量の冷水を混じ 23% 固体溶液として使用される。此の施工には次の 4 方法がある。(1) 薄表層施工、此の方法では表面 1 吋の深さまで浸透し、使用量は 1 平方碼に 1/4 ガロンである。(2) 複式浸透施工、之は (1) の場合の倍量を使用し、浸透の深さは 1~1 $\frac{1}{2}$  吋に達するものである。(3) 築層施工、1 平方碼に 1~1 $\frac{1}{2}$  ガロンを施工するものにして、1 回は基層に 2 回は表装に施工するものである。(4) 混合施工、3 吋深さの浸透を必要とする場合に使用し、現場に於て土砂に混合施工する。

2, 3 年以前に施工された道路に就て度々觀察して見た結果によれば本劑は十分に浸透し結合劑としての役割を十分に果してゐる事が判明した。1937 年中に施工された箇所を 1938 年の春に検査した結果によれば、立派に防禦の目的を果たし、骨材を結合し徐々に下方に浸透して安定基層の厚さを増加してゐる事が判明した。

是等の結果より Idaho 州では處々に昨年中にレイリッグを基礎安定劑とし、瀝青乳劑を表装とする施工が行はれた。或る箇所ではレイリッグ施工の鋪裝上に瀝青乳劑を以て表装した。新しく施工する箇所では基層に十分にレイリッグを使用して結合せしめ、交通を以て充分輻圧し、過剰水分を蒸發せしめて後乳劑を施工した。

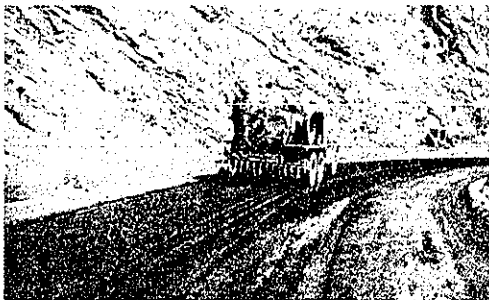
Horseshoe Bend 市の南方の州道第 15 號中の延長 10.8 哩は最初に施工した所である。此の所では 1937 年 5 月に 46% のレイリッグを 1 平方碼に付き 0.25 ガロン宛で表装施工を行つた。此の 7 月に 1 平方碼に付き 0.1 ガロン宛を以て再施工を行つた。1938 年 6 月に 1 平方碼に付き 0.25 ガロンを施工した所である。此の最後の施工の後被覆を行はずして 1 平方碼に付き 0.225 ガロンの SC-3 瀝青セメントの軽い表装を施工した。

北方の延長 4 哩の箇所では道床は碎石を敷き均しゴムタイヤローラーを以て輾圧し、レイリッグを表面浸透法を以て施工した。此の道路の交通量は冬は 1 日 500 臺、夏は 1 日に 1500 臺である。1928 年 12 月 11 日に行つた検査に依れば表装は少しも破壊されて居らず深い輪窪も出来て居なかつた。

Orofino と Greer 間の 9 號道路の 8 哩延長に亘りレイリッグと油の鋪装を 1938 年 7 月に施工した。此處では 1 平方碼に付き 0.6 ガロンのレイリッグを現場混合法を以て施工した。先づ既存表面物質を濕潤にし是を輾圧後の全表面の厚さ 1 吋になる量だけ掻き取り縦に積み上げ、現れた基層面に其の 1 平方碼に付き 23% 溶液のレイリッグを施工した。積み上げて置いた土砂を其の上に撒布し其の 1 平方碼に付き 46% の溶液 0.375 ガロン宛を施工し、充分に混合して圧搾空気タイヤローラーを以て輾圧した。最後に輾圧後の表面を薄い溶液 0.1 ガロンを以て表装した。

レイリッグ施工後 1 週間の時に 1 平方碼に付き約 0.3 ガロンの SC-4 瀝青セメントの表装を行ひ其の上に川砂を撒布した。1938 年 10 月に其の上に更に同量の表装を行つた。

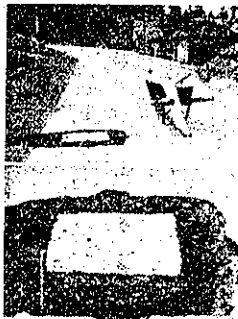
図-31. 扁平なる積立列にレイリッグの施工、充分に浸透させる爲に骨材は各層に配分して撒布した



1938 年 12 月 7 日に行つた検査の結果 8 哩中の 5 哩迄は良好なる状態に置かれてゐる事が判明した。残りの 3 哩に浅い輪窪が出来てゐた。此の箇所の失敗の原因は排水施設の不備、油の量の過少及表装施工が遅れた事等である。

第 3 の施工箇所としては Gooding の北第 46 號道路の延長 5 哩に亘るもので

図-32. Washington 州のレイリッグ施工道路から検査用片が切り取られた



あつた。1938 年 8 月に碎石を 2 吋厚に撒布し濕潤した。交通により部分的に輾圧させて後 0.25 ガロンの薄いレイリッグを撒布して輾圧し、表面を再び 0.125 ガロンの薄溶液のレイリッグを以て施工した。

此の表面は其のまま 15 日間交通せしめて輾圧し、所々を修繕して後 0.3 ガロンの RC-4 と 1/2 吋 No. 10 の碎石を以て表装を施工した。

以上 Idaho 州に於て過去 2 ケ年間施工した所のものは此の新結合剤使用の現況を説明する一例である。

### (162) California 州に於ける交通安全施設

(J. W. Vickrey, "Safety-California's Methods of Attacking this Highway Problem." West. Const. News, March 1939 p. 74-76. 中谷茂壽抄)

正しき交通を招來するためには次の如き 2 目的を念頭に置いて考慮を拂ふ可きである。1. 事故防止には如何に爲す可きか、2. 原因となるものを如何にして除去するか。而して此の 2 問題に的確に返答するためには何處で事故が起るか、又斯る場所に於ては通行車は如何に振舞ふか、及事故を起す總ての條件を知る必要がある。

事故の場所を知るには California 州では其の州道路網を 1300 區に分けて表に作つて保存してゐる。此の表に依れば年々の事故を各區分毎に知る事が出来、又其の 1 哩宛の事故及百萬臺宛の事故数を知る事が出来る。此の外に交通の状態、車の種類、修繕費の額等が明瞭に表示されてゐる。

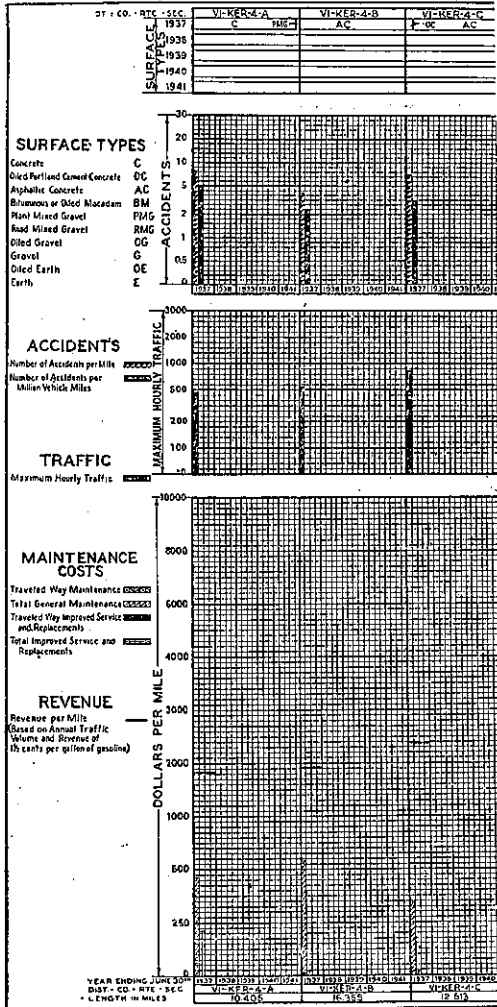
事故の記録を图表に示す結果事故發生の多い區を知る事が出来ると同時に事故の数が平均以下の區も知る事が出来る。近年に於て考案された種々の安全装置の有効性能及不適當性が明示される。

事故を一層有効に詳細に知る爲には地図上に其の交通の状態を記入する。此の記録には次の諸項を含める。1. 事故の場所 2. 發生せる年月日と其の時刻、3. 交通の種類と其の密度、4. 通行者の速度、5. 道路鋪装の種類、勾配、路線、視距、其他。

通行車よりも歩行者の判断と動作が事故に大なる關係を持つ。歩行者が正しく動作する事により事故が未然に防止され得る事が度々見受けられる所である。では技術者が如何にして此の事故を減少せしめ得るかと云ふ問題は中々むづかしい、即ち問題の解決にはむしろ技術以外の方法を一層必要とする。

運転者は今日に於ける交通問題に對し最も難問題を

図-33. 其の區の舗装の種類、事故の記録、交通の量、ガソリン税と修繕費の比率等の關係を示す表



れねばならない。

図-34. 此の4車道々路に於て交通を区分する方法を矢の方向を以て指示してある

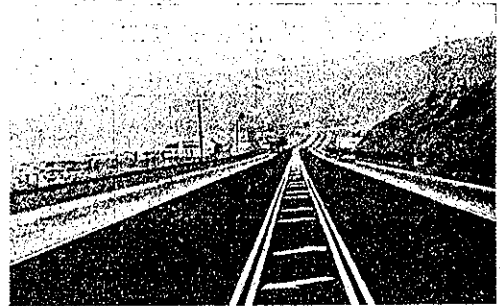
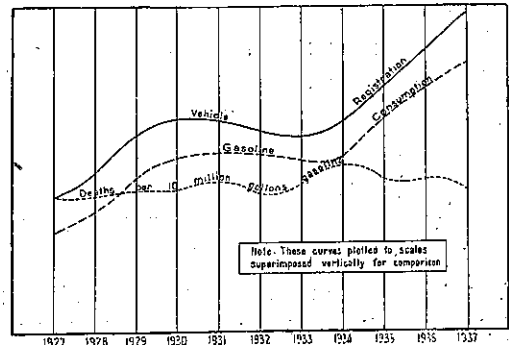


図-35. 此の4車道々路は中央の植樹帯を以て2本の各一方道路に区分されてある



(163) 自転車王国-和蘭

“Die Niederlande-das Land der Radfahrer.”  
Die Strasse, 2. Feb. 1939, p. 125~128.  
道祖土良一抄

提供する。事故 100 回中の 80 回迄は運転者に責任がある。技術者は市民に對し過去に於て度々警告をなし統制を行ひ指導に任じた。然かも California 交通警察の 1 年間に於ける交通違反檢舉件数は 290 000 に達し 2 500 000 弗の罰金が課せられてある。

種々の發明が案出され、道路が益々改良され力学法則が大いに応用されたが現在では科学上の先覺者達の注意が自動車運転者の方に向けられて來てある。其に血液が試験され、視力が検定され、聴力が試され、精神状態が記録され、尙其の上に交通上の指導を行つてある。

かくて事故は漸減してあるが尙爲す可き施設が終了した譯ではなく、益々新しく完全なる安全装置が發明さ

和蘭の道路の特徴は都市街路のみならず、一般の地方道路に於ても自転車交通が非常に發達してあることである。日常職業用に自転車が利用されてあるのみならず、週末の遠足とか旅行などに、或は又數日に渉る旅行などに於ても、あらゆる階級を通じて、自転車が交通機關として重要な役割を演じてある。この自転車交通の躍進的發達の原因は傳統的自転車交通、及組織的獎勵と土地が平坦で自転車交通に適してをり、比較的廣範圍に建設された住宅地の關係や、郊外の景勝地などに非常に綿密な計畫の下に自転車道を敷設したこと等にあるものと考へられる。

和蘭の人口は 850 萬で、その中 355 萬人が自転車で乗る。つまり自転車 1 臺に對し人口 2.39 人である。(日本は人口 1 億として現在 800 萬臺の自転車があるから 12 人半に自転車 1 臺の割に當る)、ドイツでは略

そ 4 人に就て 1 臺の自転車有する割である。試に其の他の主な 歐洲各國の 自転車利用状況を示せば表-4 の如くである。

表-4. 各國自転車利用状況

國 名	自転車乗用台数	人 口	自転車 1 臺 當り人口
和 國	3 550 000	8 500 000	2.39
丁 扶	1 500 000	4 000 000	2.67
ベルギー	2 200 000	8 500 000	3.86
英 國	9 000 000	46 000 000	5.11
佛 國	8 094 903	42 000 000	5.00

表-4 に見る通り和國は自転車の利用されてゐる點に於ては世界で一番である。又これにより和國の動力による交通機關の程度も忍ばれるわけで、1937 年 10 月 1 日現在に於ける動力車の交通状況は次の如くである。

自 動 車:

乗用自動車 90 330

乗合自動車 3 841

貨物自動車 49 156

計 143 336

自動自転車: 48 974

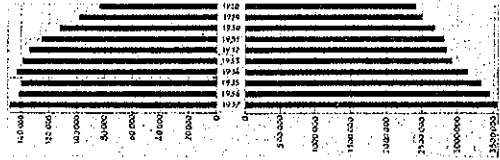
三 輪 車: 5 110

總 計 197 420

従つて人口 850 萬とすれば 43 人で 1 臺の動力車(自動車,自動自転車,三輪車を含む)を有し,更に自動車のみでは 59 人で僅か 1 臺の自動車有するに過ぎない。又貨物自動車は全体の自動車中 34% 近くを占めてゐる。この事實即ち自動車交通が比較的僅かであるが、貨物自動車が割合に多いと云ふことは次の事實を明示するものである。即ち和國では商取引は非常に盛んである

が、而も大して遠距離のものではない、従つて遠方の自動車旅行なども大して盛んでないといふことである。

図-36. 最近 10 年間に於ける自動車の發達(左)と自転車の現況(右)



1935 年に和國で行つた交通調査は模範的な例であるが自転車交通の調査も無論其の中に含まれて居る。

図-37 は前述の調査の結果から、或る週日の自転車交通の範圍及分類の一覽図である。

調査せる路線に自転車道を敷設してあるか無いかを特に表示した點に注意して頂きたい。

人口の密度も小で従つて交通量の少い東北和國地方では、自転車道の施設も比較的少い。

観測地點は 542 箇所、1 日の自転車交通量(14 時間継続)は平均 1575 臺であつた。自転車交通の最も多かつたのは Gravenhagen-Delbt 街道の観測所で 19 897 臺(1932 年の調査では 10 437 臺)であつた。

これを 1932 年の自転車の交通調査の結果と比較して見れば、最少 1.1% 最大 144% 平均 30% の増加を見た。時間當り最大は日曜の夕方、Amsterdam-Laren 街道で 17~18 時に 2 198 臺であつた。これは同地點に於ける 24 時間合計の 12.5% に當る。一番交通の多かつたのは 1.8m の自転車道のあつた場所(4 820 臺を通した(但し 14 時間の平均交通量))。

図-37. 1935 年の或る週日に和國で行はれた自転車交通調査の結果(其の一部)

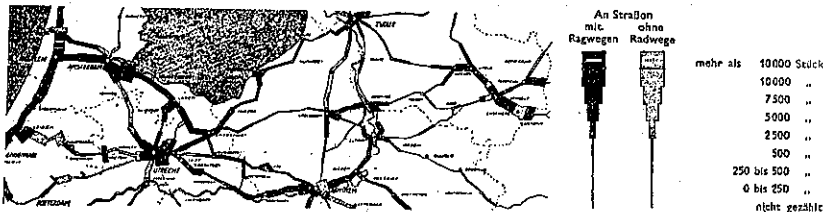


図-38. 1935 年の或る日曜日に和國で行はれた交通調査の結果(其の一部)

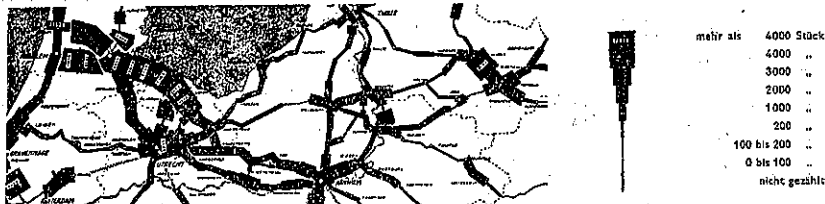


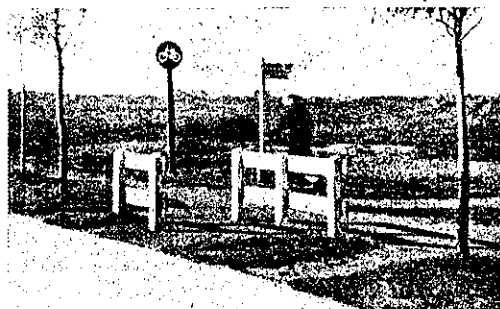


図-38 は日曜日の遠乗交通の状況で、その程度殊に一般地方道の様子を示してゐる。

次に和蘭に於ける自転車の構造に就いて少し述べよう。和蘭の自転車は丈が非常に高い。製作も簡単で殆どニッケル鍍金やクロム鍍金をした部分がない。車輪の寸法は一般の標準のものである。乗る場合にはサドルの上に真直に自然のままの姿勢で跨る。これはどちらかと云へばスポーツ向に發達したドイツの自転車とは趣を異にする。従つて乗る場合割に手軽であり乗手の体の重心はサドルの真上にかゝる。ドイツの自転車では腰をかゝめて乗るかと体重の一部はハンドルに懸る。この點和蘭の自転車の長所であつてハンドルの荷重を減らすことは梶を切る際、方向を手をのばして示す場合便利である。丁抹の自転車も大体和蘭のと同様の構造に造られてゐるさうである。

和蘭政府當局の意向としては、自転車道は原則として新設街路及舊道の改良工事には皆全長に渉り之を敷設する方針である。それは出来るだけ自転車が車道を横断する必要を省かん目的のもので、又踏切は平面交叉の様な場合にのみ設けられたが、最近ではかゝる交通の多い危険な場所には特別に自転車用地下道造ることを推奨してゐる。かゝる實例はドイツでも既に澤山目撃する所である。自転車の踏切は最も危険の少ない場所に設けて値打があるので、自転車道が主要街路を横断する際は、自転車道を街路に密接して設け、四辻の角を曲線で曲がり、それからやゝ小さな田を畫いて街路軸に直角に設ける様にする。こうすれば、自転車の方でも高速交通に對し左右を充分警戒することも出来、一方高速車の方

図-39. 踏切柵



でも交又せんとする自転車をよく認識することが出来る。

図-39 は 見受ける踏切柵の例で自転車の乗手はこゝで停止して下車する様になつてゐるが、併し図で見ても明かな様に自転車は別に下車せずともそのまま柵の側をぬつて車道へ抜けることが出来る。

更に和蘭地方では道路の交叉點とか分岐點では道路幅を擴大して安全地帯となし自転車乗の溜り場の作用をさせる方法をとつてゐる。これは乗手が梶を取る上に於て便利である。横断する箇所は、白線で明瞭に色別する。自転車道が主要街路を横断する場所では警察の交通法規により交通標識(赤で縁を取つた直立三角)を自転車道の方に設けて踏切の注意を與ふ。

舗装に就ては、瀝青舗装も行はれたが、コンクリート板及コンクリート或はクリンカー舗装などが最近の傾向である。コンクリート板は diagonal でなく道路軸に直角に敷き並べる。最近コンクリート自転車道を建設した實例としては図-40 に示す如きもので Gravenhagen-Utrecht 間自動車道に並行せる自転車道の寫眞である。

図-40. 自転車道の一例

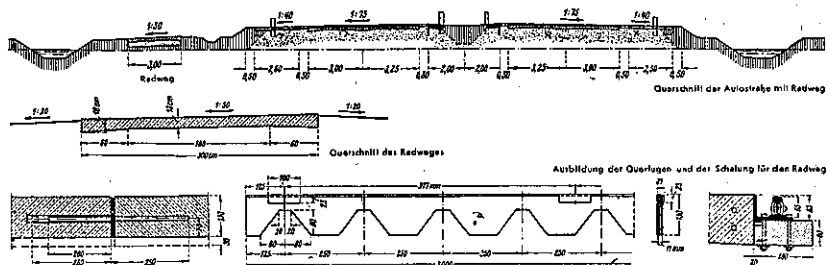
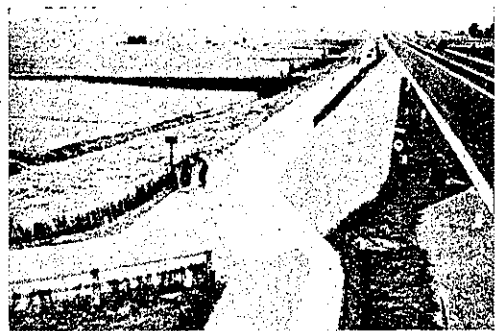


図-41. 和蘭に於ける自動車道分岐點の自転車道踏切



橋 梁 及 構 造 物

(164) 洗掘に對する橋梁の安全な基礎根入

(Ralph W. Stewart. "Safe Foundation Depths for Bridges to protect from Scour." Civil Engineering, June 1939, p. 336~337)  
高橋 脩 一 抄

洪水に依て河床が洗掘されて橋脚が破壊した記録は、技術家の指導者として價値を有するのである。南 California の 1938 年 3 月の洪水は澤山の永久構造の橋梁の支承部の下を洗掘して、安全でない基礎根入に關して此處に掲げる様なデータを蒐集する機會を興へて呉れたのである。

此の地方の一般的性質は、海岸と山地との間の距離が比較的短い爲、流水の勾配が急な事と、流速が大きい事とである。流速が大きいと云ふ事から考へられる様に、河床は比較的粗な物質から出来て居る。流水の或ものは海に注ぐ一寸手前で、廣い淺い塩沼を横切つて居た。之等の塩沼と海との間は幅の狭い砂丘の帯で、之に沿つて海岸道路が走つて居り、河口には此の道路の橋梁が架つて居た。之等の河川は夏期は濁水し、寄波に依て砂が堆積し、風が河口を閉め切つて了ふのである。次の洪水になると最初は橋梁の上流で湖の様になつて居て、次に

流水が、奔流して海に注ぐ時、充分な流速が、水勢の衰へない前に洗掘をやるのである。此の作用は橋梁地點の水路の狭い部分で強められる。

圖-42 は1938年3月2日の南 California の洪水で洗掘されて破壊した澤山の橋脚又は橋臺の横断面圖である。此の圖で底面として用ひられてある基線は水路の最深部の高さを表し、橋脚の高さは之に比例して書いてある。之は橋脚地點がたまたま水路の最深點と一致した場合を除いては、橋脚の周囲の水路の底ではない。河床の高さのデータは利用し得る最も新しい觀測によるものである。此の中の或ものは洪水の起る少し前に觀測されたものであり、又他のものは數年前に觀測されて其の爲に洪水迄の間に洗掘されて不正確になつて居るものもある。洪水の終つた直後又は河床に再び沈泥し始めない前に河床の高さが觀測された地點では之を圖に於て基線の下に點線で示してある。但し觀測をする前に沈泥して完全な洗掘深さを得られなかつた所では之を除いた。

表-5 は圖-42 に示した 16 の場合の適切なるデータである。

圖-43 に示してある橋梁 No. 9 の寫眞は洪水が治まつた後で下流から寫したものである。背景に新しい

圖-42. 1938年3月の洪水で洗掘に依て破壊した橋脚、橋臺の横断面圖 (California)

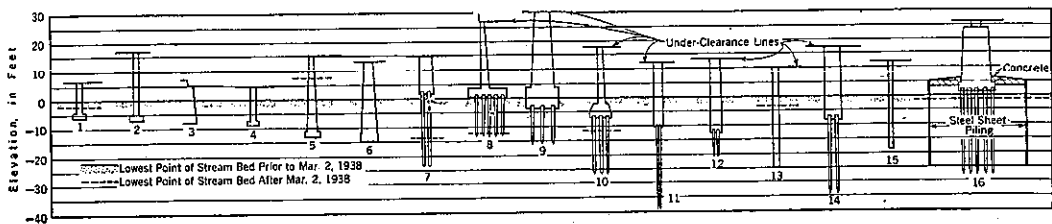


表-5. 圖-42 に示された橋梁のデータ

ITEM No.	NAME AND LOCATION	TYPE OF STRUCTURE	LENGTH OF ADJACENT CLEAR SPANS IN Ft AT 90° TO CHANNEL	CHARACTER OF STREAM BED	CAUSE OF FAILURE
1	*Cucamonga Wash Br., San Bernardino Co.	Concrete without piles	15	Sand and gravel	Scour
2	Malibu Creek Br., Coast Highway	Concrete without piles	30	Sand with some gravel	Scour augmented by drift and debris
3	*Ventura Riv. Overflow Br., Coast Hw'y.	Concrete without piles	28	Sandy gravel	Scour
4	*San Antonio Creek Br., 5th St. Pomona	Concrete without piles	27	Sand with some gravel	Scour
5	Huntington Dr. Br., Eaton Wash	Concrete without piles	20	Gravel wash	Scour
6	Pac. Elec. Ry., Glendora line, San Gabriel Riv.	Concrete without piles	50	Heavy gravel and boulders	Scour
7	Santa Ana Riv. Br. Coast Hw'y., Orange Co.	Concrete with piles	60	Dune sand	Scour
8	Whitsett Ave. Br., Los Angeles Riv.	Concrete with piles	40	Hardpan	Scour
9	Southern Pac. R.R. Br., Los Angeles Riv.	Steel plate girders, conc. piers, with piles	70	Gravel with some boulders	Scour
10	*Lankershum Blvd Br., Los Angeles Riv.	Conc with piles	40, 20	Sand and gravel	Scour somewhat augmented by debris
11	*Santa Clara Riv. Br. Bardsdale, Calif.	Reinf. conc and steel truss, conc piers, with piles	139, 30	Sand and gravel	Scour materially augmented by debris
12	*Santa Clara Riv. Br. Satecoy Calif.	Steel truss, conc piers with piles	129	Sand and gravel	Scour materially augmented by debris
13	*Santa Ana Riv. Br. 4 Mi. So of Yorba Linda	A-frame trusses on conc pile bents	40	Sand and gravel	Scour materially augmented by debris
14	Santa Ana Riv. Br., Norco, Calif.	Timber trusses, steel cylin der piers, piles	46, 60, 120	Sand and gravel	Scour materially augmented by debris
15	Sespe Overflow Br., Ventura Co. Road to Castaic	Timber stringers on conc. framed bents	30	Sand, gravel, and boulders	Failure due principally to debris
16	A.T. & S.F. Ry. Br., L.A. Riv. near No. Broadway	Steel trusses and plate girders	20, 80	Sand, gravel, and boulders	Failure due principally to scour

\* Water rose above bottom of deck.

Figueroa Street Viaduct が見へるが之は落ちなかつた。此の橋脚の礎段は河床の下で 22 ft も廣がつて居り、且つ木杭が其の下に 12 ft から 16 ft も深く入つて居た。

図-43. Los Angeles 河に架られた南太平洋鉄道橋梁の破産

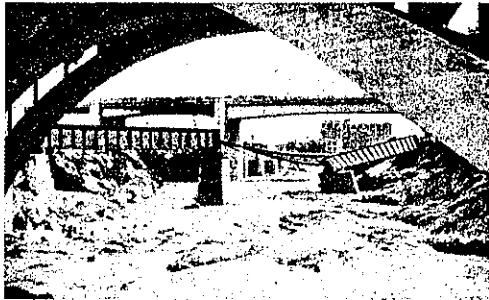


図-44. Bardsdale の Santa Clara 河橋梁、一つのスパン 30 ft のものが 9 径間流された



図-44 は洪水波の山の部分が通り過ぎた後の橋梁 No. 11 の光景である。何にもない所は 1 つのスパン 30 ft のものが 9 径間洗ひ流された所であり、おまけに手前に堤防が幅 40 ft 欠損したのが見へて居る。スパン 129 ft のものは 1 つも落ちなかつた。小さなスパンの下での洗掘は崩壊物の爲に増加した流速の water syphoning に依て増大されたのである。水の崩壊物に対する横圧力も小さな橋脚の移動に與つて力あつたのである。

図-42 の 1, 2, 3, 4 の橋梁は洗掘に抵抗するには不適當な根入を示して居る。5, 6 は根入が河床下 15 ft の深さ迄あつても流れが速い時は、殆ど安全と云ふ點に關して不充分であると云ふ事を示して居る。7, 8 或は 9 は根入の浅いものは基礎杭の上に立つて居ても洗掘に依て殆ど洗ひ出されて了ふ事を示す。10 から 15 の橋梁は洗掘と崩壊との結合した場合の威力を示し且つ充分根入のあるコンクリート橋脚で、例令それが長い基礎杭の上に作られて居ても信頼出來ぬ事を物語つて居る。

図-45. 堆積砂に於ける典型的な洗掘破産 Coast Highway の Santa Ana 河橋梁

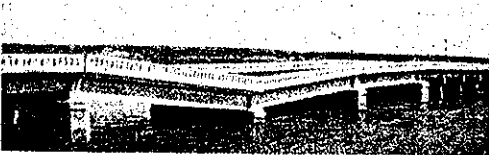


図-45 の橋梁 No. 7 は堆積砂に於ける典型的な洗掘に依る破産を示す。

Atchison, Topeka, Santa Fe 鉄道會社は最近の行き方として礎段を河床下 25 ft 以下に設ける様にして居り、其の橋梁は 1938 年 3 月の暴風雨に充分抗し得た事を證明して居る。しかし一つ(橋梁 No. 16) 25 ft も打込んだ鋼矢板で橋脚を圍んで居たにも拘らず破産したのがある。此の會社では橋脚基礎根入が 15~18 ft あつても河床が大きい砂利又は玉石の場合、洗掘に抗し得るとは保證出來ないと云ふ事を経験した。

(165) アーチに及ぼす風圧と気温の影響

(Gaber; "Die Einwirkung von Wind und Wetter auf Bögen und Gewölbe." Ba-  
 uingenieur, Heft 13/14, April 1939  
 S. 171~175. 村上永一 抄)

本文は長 5 m の種々の石造体に及ぼす氣候の影響の實驗報告であり、厚さの一樣な場合及變化する場合のアーチに對して數表を挙げ、最後に曲げ梁の横よりの風圧に依る応力の省略計算を示してゐる。

未だ嘗つて氣候の影響に依る応力で破産した橋梁はない、氣候の影響に依る応力は死荷重及活荷重などの応力と同じ様に取扱ふは明かに不合理である。最悪の垂直荷重と最大の氣候の影響が同時に加はることはほとんどないのである。

構造物に對する氣候の影響は風、気温の變化、濕氣、間接的には太陽光線等である。

5 m 高さの石造柱体は石灰石、砂岩、花崗岩より成り、セルタルとしてはセメントを使用した。供試体は室外に置き春秋の

表-6.

	E kg/cm <sup>2</sup>	α <sub>1</sub>	E α <sub>1</sub> kg/cm <sup>3</sup>
Stahl			
Baustahl St 37 und St 52	2 100 000	0.000012	25.2
Hochwertiger Beton			
Stampfbeton mit Splitt	300 000	0.000021	3.0
Gußbeton mit Splitt	250 000	0.000021	2.5
Stampfbeton mit Kies	200 000	0.000021	2.0
Gußbeton mit Kies	175 000	0.000021	1.75
Hochwertiges Mauerwerk			
Quadermauerwerk aus Granit	350 000	0.000054	2.04
Schichtenmauerwerk aus Granit	300 000	0.000054	1.52
Quadermauerwerk aus Sandstein	300 000	0.0000127	2.01
Schichtenmauerwerk aus Sandstein	300 000	0.0000127	1.01
Quadermauerwerk aus Kalkstein	250 000	0.000021	1.77
Schichtenmauerwerk aus Kalkstein	200 000	0.000021	1.42
Holz			
Tanne	125 000	0.0000235	0.35
Fichte	135 000	0.000027	0.70
Buche	150 000	0.000027	1.05
Nadelholzkonstruktion aus Tanne	65 000	0.000035	0.23
aus Fichte		0.000027	0.40

別なく外氣にさらした。内部に長さの方向に取附た鋼鉄管を縮尺として利用して熱風、材齡、日光照射、濕度等の氣候の影響に依る長さ 5 m の石造柱体の長さの變化を測定した斯くして 3 種

の異つた石材に對する熱膨脹係数を定めた。

構造物に氣候變化に依つて生ずる熱応力の大きさは  $E \times \alpha t$  でありそれは構築材料に依り異なる、石灰石、砂岩、花崗岩、木材等に對する  $E \times \alpha t$  は表-6 に計算してある。熱応力に關しては木材が最良の建築材料で次は砂岩、コンクリート、自然石の順であり、鋼構造物の熱応力は木材の 100 倍、石造物の 8~10 倍である。

溫度變化は純大陸氣候の場合は海岸近くより峻しく大いもので、吾々の觀測に依れば我國の西南部ライン谷では  $\Delta t = +15^\circ$  と  $-8^\circ$  の範圍内である。

厚さ  $h$  の變化するアーチ 1925 年の寄稿に於て對稱的円形アーチの實際に出會ふ拱矢關係の場合の 2 つの不靜定量の影響線の略図、彈性重心の發見等に必要なる數値を與へた。茲に展開せる數式と數表とに依り均一溫度  $t$  迄の溫度變化の爲のアーチ体に生ずる水平推力を計算すること

が出来る。均一の加熱の場合、作用點として彈性重心を選定すると水平推力  $H$  の外に外力

の影響を顧慮に入れ、通例の方法に依り横断面の核點にモーメントを置けば

$$\sigma_{0t} = -\frac{M_0}{w_0} \quad \sigma_{nt} = +\frac{M_n}{w_n}$$

通常のアーチにては  $h = h_s(1 + \alpha^2/6000)$

$\alpha$  は  $h$  點までの半分の中心角、 $h_s$  は頂點の厚さ、彈性重心の位置は円中心よりの距離  $\frac{c+k}{r}$  に依り與へられ各々の拱矢關係に對して表-7 にある。

彈性係數  $E$ 、熱膨脹係數  $\alpha t$  なる時、均一溫度變化  $t^\circ C$  に依る彈性重心に於ける水平推力は

$$H = (E \cdot \alpha t) \times (b \cdot h_s) \times c_3$$

$b$  はアーチ幅で常

表-7. 厚さ  $h$  の變化する拱

$\alpha$	$c_1$ Horizontal-schub	$c_2$ Kämpfermoment	$c_3$ Scheitelmoment	$\frac{c+k}{r}$	$f/l$
20°	0.52310	0.02160	0.00994	+0.980993	0.088
25°	0.12965	0.01874	0.00814	+0.964546	0.125
30°	0.10727	0.01460	0.00588	+0.943170	0.162
44°	0.05726	0.01128	0.00434	+0.974399	0.202
52°	0.03474	0.01008	0.00325	+0.9921490	0.243
60°	0.02714	0.00888	0.00209	+0.881604	0.284
66°	0.01655	0.00812	0.00213	+0.365254	0.337
76°	0.01251	0.00759	0.00189	+0.340932	0.391
84°	0.00984	0.00718	0.00161	+0.814692	0.450

$H_1 = (E \cdot \alpha t) \cdot (b \cdot h_s) \cdot c_1$  Bogenanschub,  
 $M_0 = (E \cdot \alpha t) \cdot (b \cdot h_s) \cdot c_2$  Kämpfermoment,  
 $M_s = (E \cdot \alpha t) \cdot (b \cdot h_s) \cdot c_3$  Scheitelmoment.

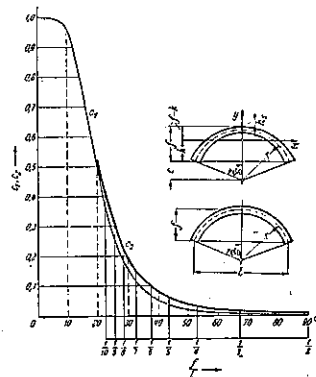


図-46.

數と見做す。 $c_2$  は拱矢關係  $f/l$  中心角の半分  $\alpha$  により定まる。之は図-46 に示してある。図-47 にて頂點及支點のモーメントに直接關係ある  $c_3$ 、 $c_4$  の値は中心角及拱矢關係に支配されることを示してある。

熱に依るアーチの推力は曲りが平たくなるに従つて急激に増加し、応力は拱矢關係の減少するに従つて増加す。

一定厚さのアーチ 彈性重心の位置は表-8 に  $\frac{c+k}{r}$  として與へられてある。彈性重心に作用する水平推力の大きさは

$$H = (E \cdot \alpha t) \cdot F \cdot c_1 \quad F = c \cdot h$$

$c_1$  は表-8 に示す如くである。

表-8. 一定厚さのアーチ

$\alpha$	$c_1$ Horizontal-schub	$c_2$ Kämpfermoment	$c_3$ Scheitelmoment	$\frac{c+k}{r}$	$f/l$
44°	1.00000	0.00183	0.000610	0.99939	0.017
48°	0.98651	0.00200	0.000990	0.99696	0.035
52°	0.85603	0.01323	0.006331	0.99297	0.053
56°	0.70951	0.01845	0.009639	0.98725	0.070
60°	0.49396	0.01992	0.009809	0.98002	0.088
64°	0.31273	0.01803	0.009003	0.97121	0.106
68°	0.19607	0.01528	0.007674	0.96080	0.125
72°	0.12394	0.01251	0.006320	0.94901	0.143
76°	0.08051	0.01030	0.005128	0.93568	0.162
80°	0.05397	0.00830	0.004108	0.92091	0.182
84°	0.03951	0.00691	0.003251	0.90475	0.202
88°	0.02646	0.00577	0.002681	0.88724	0.222
92°	0.01925	0.00487	0.002331	0.86841	0.241
96°	0.01430	0.00414	0.002108	0.84839	0.265
100°	0.01082	0.00354	0.001870	0.82716	0.289
104°	0.00833	0.00305	0.001620	0.80481	0.312
108°	0.00630	0.00260	0.001412	0.78139	0.337
112°	0.00514	0.00230	0.001249	0.75698	0.363
116°	0.00411	0.00201	0.001101	0.73195	0.391
120°	0.00332	0.00177	0.000978	0.70546	0.449
124°	0.00270	0.001519	0.000868	0.67849	0.450

$r$  = Bogenradius,  $F$  = Bogenquerschnitt,  
 $H_1 = (E \cdot \alpha t) \cdot F \cdot c_1$  Schub,  
 $M_0 = (E \cdot \alpha t) \cdot F \cdot r \cdot c_2$  Kämpfermoment,  
 $M_s = (E \cdot \alpha t) \cdot F \cdot r \cdot c_3$  Scheitelmoment.

頂點モーメント  $M_K = (E \cdot \alpha t) \cdot (F \cdot r) \cdot c_3$

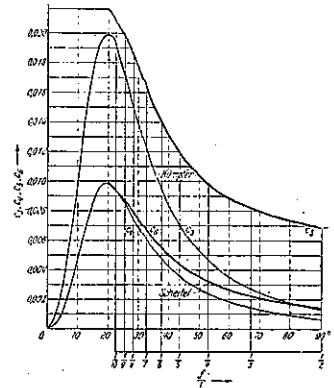
支點モーメント  $M_S = (E \cdot \alpha t) \cdot (F \cdot r) \cdot c_4$

$M_K, M_S$  は断面の重心に作用するものである。

同じ頂點横断面の場合：變化しない  $J$  をもつアーチの水平推力は増加する  $J$  をもつアーチの水平推力より小さい、此の差別は拱矢關係  $1/3 \sim 1/6$  の間で著しく拱矢關係が更に小さくなると此の差別はなくなる。

図-47 に示せる  $c_3, c_4$  の曲線は中心角の半分が  $20^\circ$  或は拱矢關係  $f/l = 1/11.3$  の場合最大値を示す。

図-47.



通常同じ状態の場合  $f/l=1/11.3$  のアーチに於て均一なる温度変化に依り最大応力を生ずる。

一定厚さと厚さの変化するアーチの温度作用の比較：図-47 に示せる如く、同じ曲率と同じ頂點横断面を持つ時支點に於ける熱応力は一定の  $h$  を有するアーチは増加する  $h$  をもつアーチより質用の範囲内で小さい。

アーチが平であればある程此の差は小さくなる。拱矢關係  $1/4$  の場合は前者は後者の  $1/2$  である。

頂點の熱応力は常に支點に於けるものより小さい値をとる。それ故に頂點より彈性重心の距離は支點よりの距離より小さい。

一径間アーチでは均一熱変化の場合支點応力は頂點応力の大体 2 倍近くである。

風圧に依るアーチの応力 Engesser は 1908 年に Verfasser は 1914 年にアーチ橋の横荷重の問題を取扱つた、之は 6 次の不静定量を含むもので之が解法は計算上面倒である。

図-48. 横風圧を受けた幅廣きアーチ

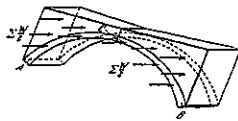
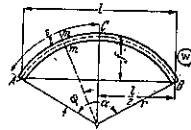


図-49. 實際図面 (W)



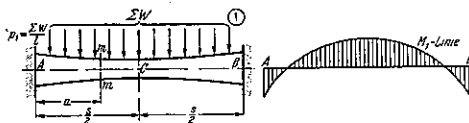
吾々の経験に依れば實際の図面 (W) を個々の図面 (1), (2), (2)' に分けて簡易化した計算で充分である。

この 3 つの代用図面は實際と同じ様な慣性モーメント、抵抗モーメントを與へる。

實際の図面に於て断面  $m-m$  の線応力  $\sigma_{10}$  は図面 (1) に於て断面  $m-m$  の線応力  $\sigma_1$  と図面 (2) に於て断面  $m-m$  の線応力  $\sigma_2$  とより成る。

故に  $\sigma_{10} = \sigma_1 + \sigma_2$  となる。

図-50. 第 1 の部分的図面 (1) 及 (1) のモーメント図

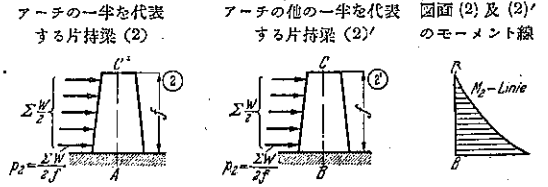


30 年前大きな花崗岩アーチの實際の場合の風応力を嚴密なる方法に依り、又簡易化した方法に依り求めた。

このアーチは長さ 59 m 厚さは頂點で 1.80 m 支點で 2.60 m 風圧は  $1 \text{ m}^2$  に対して  $100 \text{ kg}$  をとつた。

	アーチの頂點			アーチの $1/3$ の點		
	橋梁	交通	合計	橋梁	交通	合計
近似計算	2.9	0.8	3.7	0.9	0.6	1.5 kg/cm <sup>2</sup>
嚴密計算	2.5	0.6	3.1	1.0	0.8	1.3 „

図-51.



近似計算は嚴密計算より大なる応力生じ、それ故にそれは安全側にある。その差は實際上無視出来き、極端なる正確さは不必要である。

この近似計算は煉瓦積、自然石積、コンクリート、鉄筋コンクリート、木材、鋼鉄等の總ての橋に應用出来る。アーチに於て垂直荷重と温度変化とは横断面の水平側に於て、横風圧は垂直横断面側に於て夫々の最大応力を生じ、それ故に線応力は 4 つの偶點に於て合計されるもので全横断面に於てではない。

結論 最近獨逸に於て石造アーチの應用が盛になり、之はコンクリート及鉄筋コンクリートの範囲に侵入して行つた。

長径間のアーチの築造の傾向の爲に石造構造物の強度に關する根本的研究、靜力学的研究の改善に依り必要な安全さは確保され氣候影響に依る応力も確實にすることが必要となつた。

此の研究の場合實際の石造構造物の彈性係數を見積ることが必要であるが之は石の種類と性質モルタルの附着力に關係するのみでなく左官の熟練と構造物の材齡とに關係する。更に完全なる靜力学的研究の缺けた場合、個々の計算の上でのみ存在するが實際には少しも一致しない精確さは意味がない。斯の如く構造物の靜力学的研究は一般に廣く簡易化することは此の意味から正當なのである。

石造物に對する實際の強度と彈性の多く重要な問題は Karlssule に於て今後も間断なく行つてゐるところである。

(166) 靜定構柁橋の影響線解法に就て

(F. Jokisch, "Zur Ermittlung der Einflusslinien statisch bestimmter Fachwerkräger." Der Stahlbau 9, Juni, 1939, S. 100. 千葉寛抄)

假想仕事の方程式より明らかなる如く、靜定構柁橋の部材応力  $S$  の影響線は部材長を無限小量  $\Delta s$  丈増大し  $\Delta s=1$  とした場合の載荷弦の撓曲線に等しい。又伸び  $\Delta s=1$  は

$$S = \frac{EF}{s} \dots (1) \quad (E: \text{弾性係数} \quad F: \text{部材断面積} \\ s: \text{部材長})$$

なる部材応力に因る弾性伸長と解し得る故此の法則を次の如く公式化し得る：—

“部材応力  $S$  の影響線はその考ふる部材に引張荷重  $S = EF/s$  を働かした際の戦荷弦の撓曲線に等しい”

弦材撓曲線を求めるには弾性重量に因るのが便利である。戦荷弦の各格点 ( $n$ ) に順番に  $\frac{1}{a}, \frac{2}{a}, \frac{1}{a}$  ( $a$ : 格間長) なる力を働かして此の際生じる部材応力  $S^*$  を求め、弾性重量  $w_n = \sum \frac{S^* S_s}{EF}$  を計算する。茲に  $S$  は考ふる部材以外は零にして該部材では  $S = \frac{EF}{s}$  なる大きな故上の  $w_n$  は單に

$$w_n = S^* \dots (2)$$

となる。而して多くの場合考ふる部材に對しても  $S^* = 0$  なる故、零ならざる弾性重量の数は極めて少くなる (一般には求める影響線の屈曲点のみである)。

次に弾性重量  $w_n$  を格点  $n$  に垂直に働く力として桁上に働かせ、此の際生じる曲げモーメントを求める。かくして求めた曲げモーメント図は弦材撓曲線従つて所要の部材応力影響線 “ $S$ ” と一致する。

本法は二三の特別の場合—— $S$  が端柱の応力にして上路式の場合——に對しては適用せられない。此の場合はモーメント図の代りに極距  $I$  で連力図を盡き終結線を正しく入れる事によつて弦材撓曲線の周縁條件 (曲げモーメント図の周縁條件とは異なる) を満たす如くする。

図-52, 53 に本解法の応用例を示す。

圖-52. 応用例

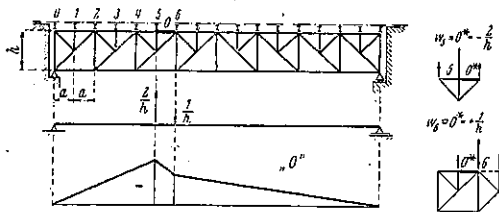
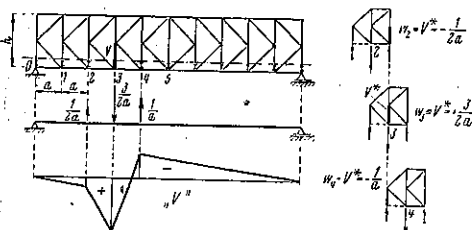


圖-53. 応用例



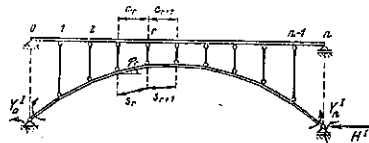
(167) 無鉸補剛樑拱橋の計算法

(Philipp Stein; “Zur Berechnung des eingespannten versteiften Stab Bogens.” Der Stahlbau, Heft 12 9, Juni 1939. S. 93~97. 布施徹一郎抄)

以下法に述べんとするは、無鉸補剛樑拱橋に關する全然解析的な解法であつて、而も相當に計算勞力を節し得るものである。これに一つの精密解法と二つの近似解法とがあるが、その理論たるや、何れも一次的精度以内に止るに過ぎない。假定としては、Hooke の法則を適用し、且つ結構の変形はこれを無視するものとする。

精密解法 図-54 に示す如き結構に於て、これが有する  $(n+2)$  個の不決定量を直接見出さんとする場合、未知量を如何様にも撰定し得るの故を以て、成立せる方程式系が解法上不適當なる形式に立至るを常とする。こゝに於てか、順を逐うて解を進むること、即ち  $1$  次或は多次不決定主結構 (Hauptsystem) を取扱ふのが得策である。今假に、起拱點モーメント並に右方起拱點に於ける水平力  $H$  を  $0$  に等しと置けば、 $(n-1)$  次不決定結構を生ずる。これ即ち主結構として本解法に適用せんと

圖-54.



するものである。爾餘の  $3$  未知量は、構造の左右對稱なることに着眼して次の如く置く。

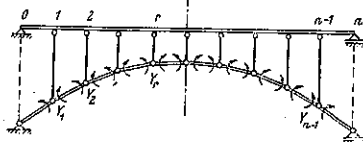
$$X_a^I = \frac{Y_a^I + Y_n^I}{2} \quad Y_n^I = X_a^I + X_b^I$$

$$X_b^I = \frac{Y_a^I - Y_n^I}{2} \quad Y_n^I = X_a^I - Y_b^I$$

$$X_c^I = H^I$$

該不決定主結構の計算に際しては、拱のモーメント  $Y_1 \sim Y_{n-1}$  が未知量として採用せられる (圖-55)。  $Y_n = -I$

圖-55.



$[r = 1 \sim (n-1)]$  と置いた場合、桁に關する  $B_r$ -モーメントと図並に拱に關する  $Y_r$ -モーメント図は、共に  $r$  格點の兩側  $2$  徑間に亘つて現はるゝに過ぎない。仍つて、各々  $3$  項を有する方程式系が得られる。即ち

$$\begin{aligned} \delta_{r,r-1} Y_{r-1} + \delta_{r,r} Y_r + \delta_{r,r+1} Y_{r+1} &= Z_r \cdots [r=1 \sim (n-1)] \\ E J_c \delta_{r,r-1} &= \int M_{r-1} M_r ds' \\ &+ \frac{J_c}{F_c} \int N_{r-1} N_r ds'' + \frac{E J_c}{G F_c} \int Q_{r-1} Q_r ds''' \\ E J_c \delta_{r,r} &= \int M_r^2 ds' + \frac{J_c}{F_c} \int N_r^2 ds'' \\ &+ \frac{E J_c}{G F_c} \int Q_r^2 ds''' \\ E J_c \delta_{r,r+1} &= \int M_{r+1} M_r ds' \\ &+ \frac{J_c}{F_c} \int N_{r+1} N_r ds'' + \frac{E J_c}{G F_c} \int Q_{r+1} Q_r ds''' \end{aligned}$$

軸方向力並に剪断力の影響を無視し、且つ桁及拱の慣性モーメントを格間毎に一定なりと假定せば、次の如き諸係数を得る。

$$\left. \begin{aligned} E J_c \delta_{r,r-1} &= \frac{1}{6} (a_r' + s_r') \\ E J_c \delta_{r,r} &= \frac{1}{3} (a_r' + s_r') + \frac{1}{3} (a_{r+1}' + s_{r+1}') \\ E J_c \delta_{r,r+1} &= \frac{1}{6} (a_{r+1}' + s_{r+1}') \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} r=1 \\ \sim (n-1) \end{array}$$

茲に  $a_r' = a_r \cdot \frac{J_r}{J_{r, \text{桁}}}$      $s_r' = s_r \cdot \frac{J_r}{J_{r, \text{拱}}}$

今、次の假定を設くる時は、方程式系は一層簡易化せられる。即ち桁の慣性モーメントは一定とし、拱の第  $r$  格間に於る慣性モーメント  $J_r$  は

$$J_r = J_s \cdot \sec \varphi_r$$

なる如く変化せしむるものとする。但し

$$J_s: \text{拱頂の慣性モーメント}$$

更に、格間長  $a$  を一定とし、拱の各屈曲點を 2 次拋物線上に在らしむる時は、 $r$ -弾性方程式の各係数は次の如くなる。

$$E J_c \delta_{r,r-1} = \frac{1}{6} (1 + \alpha) a \quad E J_c \delta_{r,r} = \frac{4}{6} (1 + \alpha) a$$

$$E J_c \delta_{r,r+1} = \frac{1}{6} (1 + \alpha) a$$

仍つて、 $r$ -弾性方程式は、

$$Y_{r-1} + 4Y_r + Y_{r+1} = k Z_r'$$

茲に  $k = \frac{1}{1 + \alpha}$      $\alpha = \frac{J_s}{J_r}$      $Z_r' = \frac{6}{a} \cdot E J_c Z_r$

$$J_s: \text{桁の慣性モーメント}$$

今、任意の垂直荷重が桁の格點に作用するものとせば  $B^0$ -モーメント図は格間にて直線状を呈する。然るとき

は、荷重頂は一般的に次の如く表はされる。

$$E J_c Z_r = \frac{a}{6} (B_{r-1,0} + 4B_{r,0} + B_{r+1,0}) \cdots r=1 \sim (n-1)$$

微分方程式

$$Y_{r-1} + 4Y_r + Y_{r+1} = k (B_{r-1,0} + 4B_{r,0} + B_{r+1,0})$$

の特殊解は直に

$$Y_r = k B_{r,0}$$

にて與へられる。

$Y_r$  並に  $B_{r,0}$  に対する境界條件は相一致し

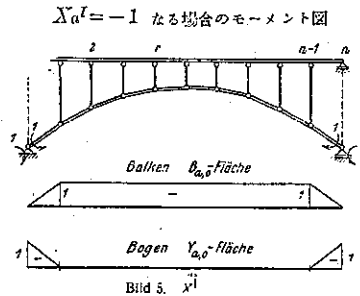
$$r=0 \text{ に対しては } Y_0 = 0 \text{ 且つ } B_{0,0} = 0$$

$$r=n \text{ に対しては } Y_n = 0 \text{ 且つ } B_{n,0} = 0$$

斯るが故に、上記の特殊解は同時に外荷重に対しては完全解となる。該方程式は荷假想荷重状態、 $X_a' = -1$ ,  $X_b' = -1$ , 及  $X_c' = -1$  なる場合にも積分するを要する。

図-56に示すは、基本結構に於て  $X_a' = -1$  とさせる場合のモーメント図である。この図を利用して計算すれば

図-56.

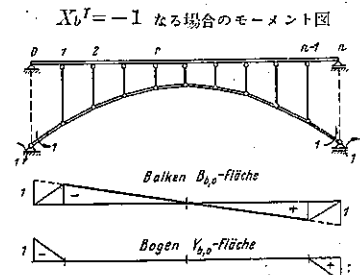


$X_a' = -1$  なる場合の未知量  $Y_r'$  は

$$Y_r' = -k + \frac{ak}{a_1^n - a_2^n} \cdots (a_2^n - 1) - a_2^r (a_1^{2n} - 1)$$

$$r=1 \sim (n-1)$$

図-57.



同様に、 $X_b' = -1$  なる状態に於ける  $X_r'$  の値を求め得る (図-57)。

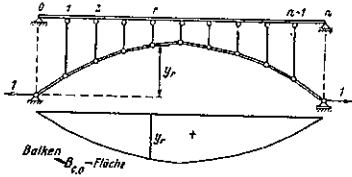
$$Y_r' = k B_{b,0} + \frac{\alpha k}{a_1^n - a_2^n} [a_1^r (a_2^{2n} + 1) - a_2^r (a_1^{2n} + 1)]$$

$$r=1 \sim (n-1)$$

$X_c^I = -1$  なる状態に於けるモーメント図は、基本結構に於ては唯桁に就てのみ現はれる(図-58)。その解は直ちに、  

$$Y_{r,c}^I = ky_r$$

図-58.  $X_c^I = -1$  なる場合のモーメント図



$X_a^I = -1$  及  $X_c^I = -1$  の場合に於けるモーメント図は左右対称となるが、 $M_c^I$ -図は非対称形となる。

$$\delta'_{a,b} = \delta'_{b,a} = 0,$$

$$\delta'_{b,c} = \delta'_{c,b} = 0.$$

未知量  $X_b^I$  は直接求められる。 $X_a^I$  及  $X_c^I$  に対しては、2方程式と2未知量とを得る。

	$X_a^I$	$X_c^I$	
1	$\delta'_{aa}$	$X'_{ac}$	$= Z_a^I$
2	$\delta'_{ca}$	$X'_{cc}$	$= Z_c^I$

$X_b^I \delta'_{bb} = Z_b^I$

Mohrの仕事式を適用すれば、 $\delta'_{i,k}$  の値は簡単に求められる。

$$EJ_c \delta'_{ik} = \int M_i^I M_k^I ds' = \int M_i M_k ds'$$

以上の諸未知量より、桁及拱に於けるモーメントは、次式によつて計算せられる。

$$Y_r = Y'_{r,p} - Y'_{r,a} X_a^I - Y'_{r,b} X_b^I - Y'_{r,c} X_c^I$$

等値荷重 荷重は格點に作用するものとす)の時、モーメントは生じない。影響線を求めるには、単位荷重を格點  $1 \sim n/2$  に夫々加载せしむればよい。荷重項の計算には、不静定主結構に外荷重が作用せる場合のモーメント図を採用するを便とする。

$$EJ_c Z_a^I = \int M_a M_0^I ds'$$

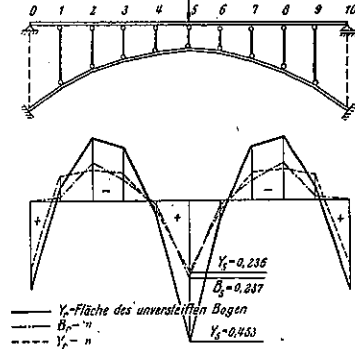
$$EJ_c Z_b^I = \int M_b M_0^I ds'$$

$$EJ_c Z_c^I = \int M_c M_0^I ds'$$

一例として、格間数  $n=10$  の場合、単位荷重  $P=1$  を格點  $1 \sim 5$  に夫々加载し、 $\alpha=0.1, 0.2, \dots, 0.9, 1, 2, 3, \dots, 9, 10$  に對する拱及桁のモーメントの数値を、任意の格間長  $a$  に就て求めて見た。図-59 は  $\alpha=1$  の時、 $P=1$  を格點 5 に加载せる場合のモーメント図を示す。計算の結果、補剛せられぬ無鉸樑拱橋のモーメントは、

概ね  $\alpha$  の割合で桁及拱に按分せられることが判つた。但しこの事實は結構の中央部分に就てのみ云はれること

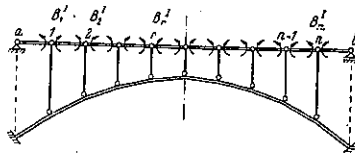
図-59.  $\alpha=1$  の時  $P=1$  を格點 5 に加载せる場合のモーメント図



とで、起拱點より径間の略4分點に至る間は、この配分割合は、固定端モーメントの減少によつて変化して来る。又桁モーメントは、図より判断するに、固定支承上の連続桁の値とは著しい相異を示してゐる。即ち該モーメントは主として拱の影響によつてその値を決定せられるのである。

近似解法 近似解法に適用すべき主結構としては、3個の不静定量を有する無鉸拱を撰定する。桁モーメント  $B_1^I \sim B_n^I$  (図-60) が不静定量として計算の中に導

図-60. モーメント  $B_1^I \sim B_n^I$



入るせられる。従つて補剛樑拱は弾性的に沈下を生ずる支柱上に桁と考へられるのであるが、その沈下たるや管に支柱の弾性のみに關するものではない。

未知量たる桁モーメントに對する方程式に於て、 $\delta_{jkl}$  の値は唯一のつも消えないのであるが、主對角線に沿ふた係数は矢張り他を遙かに凌いでゐるから、弾性方程式の近似解は一般には速かに收斂することが想像せられ

表-9.

$\delta_{11}$	$\delta_{12}$	$\delta_{13}$	$\delta_{14}$	$\delta_{15}$	$\delta_{16}$	$\delta_{17}$	$\delta_{18}$	$\delta_{19}$
1. +0.931	+0.078	-0.137	-0.017	+0.015	+0.049	+0.055	+0.032	-0.018
2. +0.078	+1.124	+0.106	-0.125	-0.088	-0.053	-0.022	-0.007	+0.032
3. -0.137	+0.106	+1.154	+0.156	-0.161	-0.130	-0.083	-0.022	+0.055
4. -0.017	-0.125	+0.156	+1.129	+0.128	-0.190	-0.130	-0.063	+0.049
5. +0.015	-0.088	-0.161	+0.128	+1.113	+0.128	-0.161	-0.088	+0.015
6. +0.049	-0.053	-0.130	-0.190	+0.128	+1.129	+0.136	-0.125	-0.047
7. +0.055	-0.022	-0.083	-0.130	-0.161	+0.136	+1.154	+0.168	-0.137
8. +0.032	-0.007	-0.022	-0.063	-0.088	-0.125	+0.168	+1.124	+0.078
9. -0.018	-0.032	+0.031	-0.019	+0.015	-0.017	-0.137	+0.078	+0.911



る。 $\delta_{ik}$  の値を見出す爲に、 $P=1$  を  $1 \sim n/2$  格點に夫々加載せる時の彈性曲線を算出した。表-8 は  $n+1=10$ ,  $\alpha=1$  なる結構に就て、彈性方程式の係数の計算値を表示せるものである。

**第1近似解法** 以下述べんとする方法は、所謂法化された (normiert) 方程式系より出發する。表中の各列の數値を主對角線に沿ふた  $\delta_{ik}$  の値で除する時は、該線に沿ふた總ての項は 1 となる。斯る系式を法化されたと稱する。 $n$ -彈性方程式の形式は、マトリックスにて表せば、

$$A_{n,n} \eta_{(n,1)} = \zeta_{(n,1)}$$

茲に  $A_{(n,n)}$  = 型式  $(n,n)$  なる彈性方程式の係数マトリックス (法化されたもの)

$$\eta_{(n,1)} = X_1 \sim X_n \text{ のベクトル} = B_1 I \sim B_n I \text{ の値} \\ = \text{型式 } (n, 1) \text{ のマトリックス}$$

$$\zeta_{(n,1)} = \text{荷重項 } Z_1 I \sim Z_n I \text{ のベクトル}$$

$$A_{n,n} = \begin{bmatrix} \delta_{1,1} & \delta_{1,2} & \delta_{1,3} & \cdots & \delta_{1,n} \\ \delta_{2,1} & \delta_{2,2} & \delta_{2,3} & \cdots & \delta_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n,1} & \delta_{n,2} & \delta_{n,3} & \cdots & \delta_{n,n} \end{bmatrix}_{n,n}$$

$$\eta_{(n,1)} = \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_n \end{bmatrix}_{n,1} \quad \zeta_{(n,1)} = \begin{bmatrix} Z_1 I \\ Z_2 I \\ \vdots \\ Z_n I \end{bmatrix}_{n,1}$$

該方程式系の解は

$$\eta_{(n,1)} = A_{(n,n)}^{-1} \zeta_{(n,1)}$$

茲に  $A^{-1}$  は  $A$  の逆マトリックスである。 $A^{-1}$  の係数は  $A$  の逆行列式の要素より成る。この解の形は、マトリックス式に表はした既知の  $\beta_{ik}$ -表そのものを意味してゐる。

今、マトリックス  $A$  を分解すれば

$$A_{(n,n)} = E_{(n,n)} - B_{(n,n)}$$

茲に

$$E_{(n,n)} = \begin{bmatrix} 10 \cdots 0 \\ 01 \cdots 0 \\ \vdots \\ 0 \cdots 1 \end{bmatrix}_{n,n}$$

$$B_{(n,n)} = \begin{bmatrix} 0 & -\delta_{1,2} & -\delta_{1,3} & \cdots & -\delta_{1,n} \\ -\delta_{2,1} & 0 & -\delta_{2,3} & \cdots & -\delta_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ -\delta_{n,1} & -\delta_{n,2} & -\delta_{n,3} & \cdots & 0 \end{bmatrix}_{n,n}$$

$\eta$  の解は、

$$\eta = \frac{1}{E-B} \cdot \zeta = A^{-1} \zeta$$

$\frac{1}{E-B}$  なる因数は幾何級数の和として次の如く表は

し得る。

$$\frac{1}{E-B} = E + B + B^2 + B^3 + \cdots + B^n + \cdots$$

従つて  $\eta$  の解は一つのマトリックス級數に展開される。

$$\eta = (E + B + B^2 + B^3 + \cdots) \zeta$$

但し  $\lim_{n \rightarrow \infty} B^n = 0$  と假定。

$B$  の級數はマトリックスの乘法に則つて計算される。

$A^{-1}$  を  $B$  の級數に展開して實際的計算に移る前に、展開式收斂判定の爲に Neumann の級數を展開して、上記の級數が  $N$ -級數の收斂領域に在るや否やを見る。

Neumann の級數は、

$$(\lambda E - B)^{-1} = \frac{1}{\lambda \left( E - \frac{B}{\lambda} \right)} = \frac{E}{\lambda} + \frac{B}{\lambda^2} + \frac{B^2}{\lambda^3} + \cdots$$

但し  $\lambda$  は獨立變數。 $\lambda=1$  の場合は  $B$ -級數となる。 $N$ -級數は、振動數決定式。

$$|\lambda E - B = 0|$$

の根の最大絶對値よりも大なる總ての  $\lambda$  の値に對して收斂する。本式の意味する所は、マトリックス  $(\lambda E - B)_{n,n}$  の係數系が  $n$  次の行列式の系式として考へられこれが 0 に等しと置かれたものである。振動數決定式は  $\lambda$  に就て  $n$  次の多項式となる。若し本式の根の最大絶對値  $|\lambda_{\max}|$  が 1 よりも小ならば、 $A^{-1}$  の展開級數は收斂する。

振動數決定式の  $n$  根を見出すのは一般に困難である。然し乍ら、問題の對象となるのは  $|\lambda_{\max}|$  の値のみで、これに對しては都合のよい判定が適用せられる。

Wegner 教授による  $|\lambda_{\max}|$  の判定條件は、

$$|\lambda_{\max}^2| \leq \max_{(i)} \sum_{k=1}^n |\delta_{ik}|$$

上式中の  $\delta_{ik}$  の値は、マトリックス  $B$  に關するものである。

計算例：—

前掲表-9 の計算値 ( $n=9, \alpha=1$  なる場合) を用ひるものとする。マトリックスは最初、法化した上で  $A = E - B$  に分解する。

收斂性判定の爲、マトリックス  $B$  の各列に於ける絶對値の和の中、最大の値を求むれば、

$$\max_{i=1 \sim 9} \sum_{k=1}^9 |\delta_{ik}| = 0.789$$

表-10. 第1近似解法による  $B^i$  の値

	$B_1^i$	$B_2^i$	$B_3^i$	$B_4^i$	$B_5^i$
第1次近似値	-0.0151	-0.1206	-0.0867	+0.0352	+0.242
第2次 "	-0.0145	-0.1149	-0.0809	+0.0308	+0.233
第3次 "	-0.0144	-0.1172	-0.0823	+0.0312	+0.2371
精 解 値	-0.0155	-0.1169	-0.0817	+0.0306	+0.2365

判定式から、 $|\lambda_{\max}|$  は 1 より小なることを知る。故に  $A^{-1}$  を展開せる級数は収斂する。表-10に見らるゝ如く、 $A^{-1}$  の第 3 次近似値として未知量  $B_1^I \sim B_5^I$  が求められる。

$A^{-1}$  及  $\eta$  の第 1 次近似計算式

$$A^{-1} = (E+B) + B^2, \quad \eta = [(E+B) + B^2] \zeta$$

$A^{-1}$  及  $\eta$  の第 2 次近似計算式

$$A^{-1} = (E+B) + B^2 + B^3, \quad \eta = [(E+B) + B^2 + B^3] \zeta$$

$A^{-1}$  及  $\eta$  の第 3 次近似計算式

$$A^{-1} = (E+B) + B^2 + B^3 + B^4$$

$$\eta = [(E+B) + B^2 + B^3 + B^4] \zeta$$

実際には第 2 次近似値まで出せば充分である。

**第 2 近似解法** 荷重列を取扱ふ場合には、上記せる逆マトリックス  $A^{-1}$  の近似解法は有利であるけれども、單荷重の場合には次の方法が一層適當である。即ち未知量は Hertwig 氏の方法に基いて求められるのであつて、マトリックス計算により記號表示が著しく簡易化せられ、近似法による収斂性も検討せられる。Hertwig 氏は、弾性方程式の與へられた系式  $A$  を分解して

$$A(m, n) = (B+C)(m, n) \quad (m, n = 1, 2, 3, \dots)$$

となした。マトリックス  $B$  は、その逆マトリックス  $B^{-1}$  が計算容易なる如くに撰定する。最初、マトリックス  $A$  の部分たる  $C(m, n)$  を無視するものとせば、未知量の 1 次近似値  $\eta_0 = B^{-1} \zeta$

を求め得る。 $\eta_0$  の値を方程式  $A\eta = \zeta$  中の  $\eta$  に代入すれば、ベクトル  $\zeta^{(1)}$  を生ずる。これと  $\zeta$  との差を  $\zeta^{(1)}$  にて表はす。然る時は  $\eta_0$  の値は、荷重ベクトルが  $\zeta^{(1)}$  なる時の該方程式の精密解となる。仍つて、解  $\eta_0$  に加ふるに、荷重ベクトル  $\zeta^{(1)}$  に對する解を以てせねばならない。然し乍ら修正値  $\eta_1$  は、方程式

$$\eta_1 = B^{-1} \zeta^{(1)}$$

より纔に近似的に決定し得るに過ぎない。更に修正値  $\eta_1$  を原式に代入すれば荷重剩餘  $\zeta^{(2)}$  を生じ、これに對して、再び修正  $\eta_2$  値が定まる。逐つて斯の如くする。即ち

$$\eta_0 = B^{-1} \zeta, \quad \zeta^{(1)} = \zeta - A\eta_0$$

$$\eta_1 = B^{-1} \zeta^{(1)}, \quad \zeta^{(2)} = \zeta^{(1)} - A\eta_1$$

$$\eta_2 = B^{-1} \zeta^{(2)}, \quad \zeta^{(3)} = \zeta^{(2)} - A\eta_2$$

解は、

$$\eta = \eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \dots$$

収斂性判定の爲、 $\eta$  の修正値を  $\eta$  の方程式に代入する時は、次のマトリックス級数を得る。

$$\eta = B^{-1}(E + M + M^2 + M^3 + \dots) \zeta$$

$$\text{故に } M(m, n) = (E - AB^{-1})(m, n)$$

第 1 近似解法と同様にして、 $|\lambda E - M| = 0$  の根の最大絶対値が 1 よりも小なれば、Hertwig の展開は収斂する。即ち  $|\lambda_{\max}^M|$  が  $\lambda$  にても亦判定の對象となるのである。

マトリックス  $B$  及  $C$  が對稱形なる時は、 $M$ -級数に對する第 2 の収斂條件を次の如く表はし得る。

$$|\lambda_{\max}^C| < |\lambda_{\min}^B|$$

即ち、 $|\lambda E - C| = 0$  の根の最大絶対値は、同じく  $|\lambda E - B| = 0$  の根の最小絶対値よりも小なることを要する  $|\lambda_{\min}^B|$  の判定に、Wegner 教授は次式を與へてゐる。

$$|\lambda_{\min}^B| \geq \min [|\delta_{1,1}| - (|\delta_{1,2}| + |\delta_{1,3}| + \dots + |\delta_{1,n}|)] \geq 0$$

第 2 の収斂條件は、Hertwig の展開を収斂せしむるには、 $A = B + C$  なる置換を如何様に撰定すべきやを逸早く知り得る點に長所を有する。

計算例：—

前掲の例題に就いて計算する (表-9 参照)。

(1) マトリックス  $B$  は、 $A$  の主對角線並にこれに相隣れる兩側の對角線に沿ふた  $\delta_{i,k}$  の値を探らしむる如く之を撰定する。

$$|\lambda_{\max}^C| < 0.588$$

$$|\lambda_{\min}^B| > 0.831$$

故に収斂條件は満足せられ、 $\eta_0, \eta_1, \dots$  の各値は、豫め逆マトリックス  $B^{-1}$  の値を見出した後で、既述の方式に従つて次々に算出せられる。

表-11. 第 2 近似解法による  $B^I$  の値 (其の 1)

	$B_1^I$	$B_2^I$	$B_3^I$	$B_4^I$	$B_5^I$
第 1 次近似値	-0.0170	-0.1117	-0.0762	+0.0285	+0.2258
第 2 次 "	-0.0138	-0.1277	-0.0831	+0.0317	+0.2388
第 3 次 "	-0.0145	-0.1166	-0.0813	+0.0305	+0.2360
精 解 値	-0.0144	-0.1166	-0.0817	+0.0306	+0.2365

第 1 次近似値  $\eta = \eta_0 + \eta_1$

第 2 次 "  $\eta_0 = \eta_0 + \eta_2 + \eta_3$

第 3 次 "  $\eta = \eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3$

第 3 次近似値まで算出すれば充分である。

(2) Hertwig の方法は、 $B$  を別様に撰定するも、これを適用し得る。即ち  $B$  には主對角線の係数のみを探らしめるものとせば、

$$|\lambda_{\max}^C| < 0.911$$

$$|\lambda_{\min}^B| > 0.931$$

$B^{-1}$  は容易に式示し得るもので、これは  $B$  の主對角線の係数の逆数のみより成り立つてゐる。 $\eta$  の第 1 次

乃至第 3 次近似値は表-11 に再掲した。

表-12. 第 2 次近似解による  $B^I$  の値 (其の 2)

	$B_1^I$	$B_2^I$	$B_3^I$	$B_4^I$	$B_5^I$
第 1 次近似値	-0.0146	-0.1013	-0.0742	+0.0265	+0.2104
第 2 次 "	-0.0151	-0.1206	-0.0869	+0.0352	+0.2421
第 3 次 "	-0.0145	-0.1150	-0.0809	+0.0303	+0.2335
精 解 値	-0.0144	-0.1169	-0.0817	+0.0306	+0.2465

茲に尙未解決の儘に残された問題がある。即ち施工上、桁と拱とを剛結せる結果、該構造全般に如何なる影響が及ぼさるゝか。抑、支柱鉄結の補剛桿拱を不静定主結構と見做して出發せる以上、斯る影響も亦解析的に相當の計算勞力を費して追究せられるものと思ふ。尙亦就中、本問題に於て軸方向力を無視せることは、果して妥當なりや否やといふ疑問も解決せらるべきであらう。

鉄 道

(168) Havana-New Orleans 間車輛航送

“The Havana-New Orleans Ferry Service.” The Railway Gazette.  
Des. 27, 1929, p. 997-999  
入江 一郎 抄

本記事は少々古い data だが鉄道渡として 2 つの非常な特徴を有してゐるので茲に譯出する。

即ち (1) 航送距離の長大なること

New Orleans (U. S. A.)-Havana (Cuba) 間 Mexico 灣上 1085 km である。第 2 位以下は 400 km 足らずで、我青函航路が 113 km なるに比して如何に長大なるかを推察するに足る。

(2) 航送船噸數及積載車輛數の大なること

航送船噸數 10 500 t, 積載車輛數盈車 82 及 空車 30 輛である。普通は大なるものと雖も噸數 3 000~4 000 t, 積載車輛數 40~50 輛を出でない。

本航路の鉄道車輛航送船 Seatrain 號は、1929 年 1 月 16 日日本航路に就航。噸數 10 500 t, 長さ 427', 吃水 25'-9' である。

図-61. Seatrain 號に起重機で車輛積込中(右方の架臺に注意)

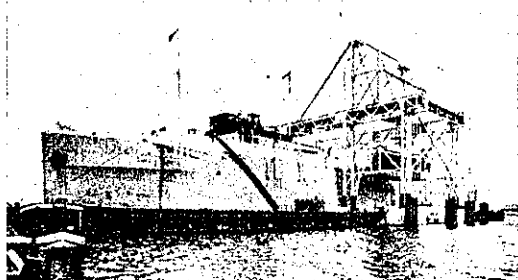


図-62. Seatrain 號及岸壁起重機



鉄道航送船として車輛積込デッキが 3 層になつてゐる點では世界最初のものである。積載車輛數は盈車 82 及空車 30 である。空車は全て superstructure deck に積み、盈車は船艙に 26, second deck に 26, upper deck に 30 輛を積込む。

貨車の積卸及移動には岸壁の特殊起重機を用ひる。即ち盈貨車を入換機關車で架臺上に押込み、次に起重機でこの架臺を捲上げて船艙に入れる。船艙では機械設備で積込貨車を架臺から下し、代りに荷揚貨車を架臺に乗せる。そして架臺を起重機で捲上げて岸壁に下す。かくて 92 輛を積込み 92 輛を荷卸するに 10 時間を要す。

New Orleans-Havana 間 1085 km を 52 時間で航送し、New Orleans を毎週土曜發航す。

此の設備改良の目的は貨物航送時間の短縮にある。即ち貨物を貨車積の儘航送船に積卸するので、積卸の時間手數、費用を極減し得。又荷造の費用、手數を減じ得。かくて輸送費の他に、猶關稅を總重量に応じて徴收する場合は、機械や磅子器の

図-63. Superstructure deck 後部の手前は船艙口

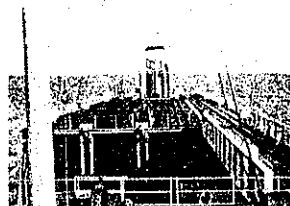


図-64. Superstructure deck 前部

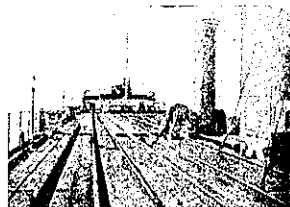
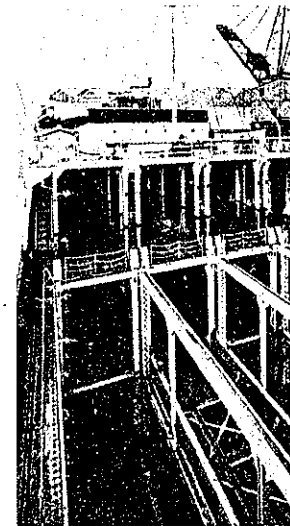


図-65. Elevator shaft より船艙を覗む



如き荷造の嚴重を要する貨物の關稅費をも減じ得る。又袋物品、自動車タイヤ等の破損も少くなり、費用を減

ずることになる。猶拔荷の危険を除き、保險料を減じ得るのである。

圖-66. 船 艙 の 一 部

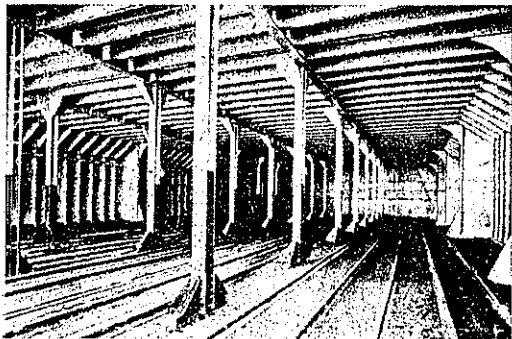


圖-67. 船艙に於ける elevator の配置

