

抄 録

第 27 卷 第 11 號 昭和 16 年 11 月

應 用 力 學

- (130) 不静定高層架構計算に對するクロス氏—鷹部屋氏の近似計算法の應用 1089

水 理

- (131) 開水路に於ける流速分布 1096
-
- (132) サイフォンの落差による分類並に設計 1096

コンクリート

- (133) 潜面による水中コンクリート 1098

施 工

- (134) 能力 20 640 m
- ³
- /日の掘鑿機 1099
-
- (135) 矢板計算の基礎問題 1100

河 川

- (136) 河川流量と築堤の高さ 1102

港 灣

- (137) ロンドン港 1104

道 路

- (138) 砂と貝殻の混合材を使用せる可撓性道路基礎に就いて 1106

橋梁及構造物

- (139) 新型の吊橋 1107

鐵 道

- (140) ローマに於ける萬國博覽會場に至る新地下鐵道 1108

雜

- (141) 防空壕構築の力學原理 1111
-
- (142) 砂粒の運動と風速 1113

應 用 力 學

(130) 不静定高層架構計算に對するクロス氏—鷹部屋氏の近似計算法の應用

(Johann Göttlicher; "Die Anwendung des Näherungsverfahrens nach Cross-Takabeya bei Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Stockwerkrahmen." Der Bauing., 5 April 1941, H. 13/14, s. 130~135. 倉田宗章 抄)

任意荷重, 非對稱, 高層不静定架構の節點モーメントを迅速簡便に求める爲に二種の近似解法の併用に就いて述べる。

迅速簡便に而も相當の精密さを失はない近似計算法が非常に要求されてゐるが, 以下述べる方法は現在最も簡易精確なる方法として價値高きものである。

垂直荷重を受ける架構の節點モーメントを求めるクロスの方法は嘗て獨逸の専門雜誌で詳細に論議されたが尙念の爲簡単に要點を述べ詳細なる計算例を附記して讀者の理解と熟練に資そう。

(此の方法では, 垂直荷重を受ける架構に就て, 始め各節點は完全に固定されたものと假定する, 然る時は各格間は兩端固定梁となり外力に依り梁の兩端に固定端モーメントが生ずる, 之のモーメントは計算に依るも圖表からでも直に求められる (鷹部屋: Rahmentafeln, Berlin 1930 及 H. Göttlicher, HDI-Mitteilungen d.V.d.I. Brünn 25 (1936) s. 206 参照)。

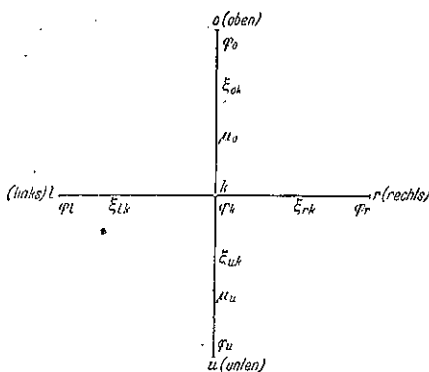
今架構の節點部分のみを取出して考へるに, 一節點に働く全材端モーメントは平衡状態を保たねばならないが, 此の場合には一般に平衡條件 $\sum M = 0$ は満足され

てゐない。従つて各節點に就いて容易に餘剰モーメントを算出する事が出来、之の餘剰モーメントに依つて節點は新に平衡状態を保たんとする傾向に置かれる。今一節點に就いて考へるに此の餘剰モーメントは新な平衡状態を誘發す可く接續部材に傳達影響する。擬節點の回轉と共に各接續部材端は同じ角度回轉せしめられる譯であるから餘剰モーメントは接續部材に其の剛度 ($I: l = \xi$) に比例して傳達する。斯くして各部材に就き求められたモーメントを反作用として——従つて反對符號を付して——ラーメン見取圖 (圖-6) 上に記入する但し部材端が時計方向に回轉せしめられる如き方向を正とす。而る時は節點は平衡を保つ事となるが尙計算を進める爲再び固定させて考へ、部材に傳へられたモーメントを假想固定の隣接節點へ傳達せしめる。斯の如き計算を全節點に就いて、最大の餘剰モーメントを有する節點から順次遂行し反覆漸近法に依り充分精密な材端モーメントを求める事が出来る。

クロスに依る之の方法では荷重と架構が各々對稱なるものと假定したが、若しいづれか一方が對稱ならざる場合には、即節點移動の伴ふ時は最早之の方法は適用されない。節點移動 (水平荷重、乃至荷重或は架構の非對稱に基く) に依るモーメントの變化を求めるには變形法に基く應部屋教授の近似計算法が簡易且高精度である。此の方法では、節點回轉角と部材回轉角の二つの變形量を未知數として前記の如き近似計算法を行ふもので、以下説明する如し。

先づ、ある節點 k の回轉角 φ_k と隣接節點 o, u, l, r の回轉角との關係は、節點 k に於ける接續部材の材端モーメント全體が平衡を保たねばならぬ、即節點平衡條件式 $\sum M_{ks} = 0$ なる關係から求められる。

圖-1.



部材 $K'S$ の材端モーメント及相隣る節點回轉角 φ_k ,

φ_s , 部材回轉角; μ_{ks} 間には次の關係式がある。

$$M_{ks} = \xi_{ks} [2\varphi_k + \varphi_s - \mu_{ks}] \dots \dots \dots (1)$$

茲に

$$\begin{aligned} \xi_{ks} &= I_{ks} : l_{ks} \text{ (慣性モーメント: 部材長)} \dots \text{剛度} \\ \varphi_k &= 2E\delta_k \dots \text{材端 } K \text{ の節點回轉角} \\ \varphi_s &= 2E\delta_s \dots \text{材端 } S \text{ の節點回轉角} \\ \mu_{ks} &= 6E\psi_{ks} \dots \text{部材回轉角} \\ E &\dots \text{彈性率} \end{aligned}$$

次に平衡條件式 $\sum M_{ks} = 0$ から、回轉角 φ_k に就いて次の關係式が誘導される (圖-1)。

$$\sum M_{ks} = M_{ko} + M_{ku} + M_{kr} + M_{kl} = 0$$

(1) 式を代入して

$$\begin{aligned} \varphi_k \rho_k + (\varphi_o - \mu_o) \xi_{ok} + (\varphi_u - \mu_u) \xi_{uk} \\ + \varphi_l \xi_{lk} + \varphi_r \xi_{rk} = 0 \dots \dots \dots (2) \end{aligned}$$

此の式を變形して、回轉角 φ_k に對する簡明且機械的に作り得る形の基本的條件式が得られる。

即ち

$$\varphi_k = - \left\{ \begin{array}{l} (\varphi_o - \mu_o) \nu_{ok} \\ \varphi_l \nu_{lk} + \varphi_r \nu_{rk} \\ (\varphi_u - \mu_u) \nu_{uk} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

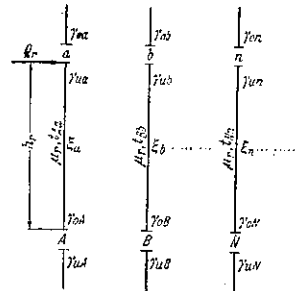
茲に

$$\begin{aligned} \nu_{ok} &= \frac{\xi_{ok}}{\rho_k}, \quad \nu_{uk} = \frac{\xi_{uk}}{\rho_k}, \quad \nu_{lk} = \frac{\xi_{lk}}{\rho_k}, \quad \nu_{rk} = \frac{\xi_{rk}}{\rho_k}, \\ \rho_k &= 2(\xi_{ok} + \xi_{uk} + \xi_{lk} + \xi_{rk}) \end{aligned}$$

一見して明かな如く、(1) 式には隣接節點の回轉角の他に節點 k の上下に連らなる部材の部材回轉角 μ が含まれてゐる、故に μ を決める爲にもう一つ條件式を要する。之は r 階の柱全體に就いて考へ其等の剪斷力及モーメントが釣合を保つ事から導かれる (圖-2)。

$$M(M_{Rr} + M_{Kr}) + Q_r \cdot h_r = 0 \dots \dots \dots (3)$$

圖-2.



茲に M_{Rr}, M_{Kr} に就いては (1) 式と同様な關係が成立つから (3) 式は次の形になる

$$\begin{aligned} 3 \{ (\varphi_A + \varphi_a) \xi_a + (\varphi_D + \varphi_b) \xi_b + \dots \\ + (\varphi_N + \varphi_n) \xi_n + \dots \} \end{aligned}$$

$$-\mu_r 2 \{ \xi_a + \xi_b + \dots + \xi_n + \dots \} + Q_r \cdot h_r = 0 \dots \dots \dots (3a)$$

此れから次の如き簡明な且機械的に作り得る形の第二の基本的条件式が誘導される。

$$\mu_r = \frac{H_r}{T_r} + \left\{ \left(\frac{\varphi_a^0}{\varphi_A} \right) t_{Aa} + \left(\frac{\varphi_b^0}{\varphi_B} \right) t_{Bb} + \dots + \left(\frac{\varphi_n^0}{\varphi_N} \right) t_{Nn} + \dots \right\} \dots \dots \dots (II)$$

茲に $H_r = h_r \cdot Q_r$

$Q_r = r$ 階の柱全體の上端に働く全水平外力

$$T_r = 2 \{ \xi_a + \xi_b + \dots + \xi_n + \dots \};$$

$$t_{Aa} = \frac{3\xi_a}{T_r}, \quad t_{Bb} = \frac{3\xi_b}{T_r}, \quad \dots, \quad t_{Nn} = \frac{3\xi_n}{T_r}, \quad \dots$$

式(I)及(II)は φ 及 μ の値を逐次計算する爲に使用される式である、先づ第一次近似値を選んで φ^0, μ^0 とし式(I),(II)に依つて第二次近似値 φ', μ' を算出する、次に又之の値を第三次近似値の算出に用ふ、斯る近似計算を必要な精確度を得るまで繰返すのである。運算を圖式化する爲に、計算に必要な常數、係數、並びに時々照査する爲に φ, μ の値をクロス方法の場合同様架構見取圖中に(圖-7)書き込む。

φ 及 μ の第一次近似値の推定

圖-3の如き一端固定の梁が自由端に集中荷重 Q_r を受けて撓み δ を生ずる時は

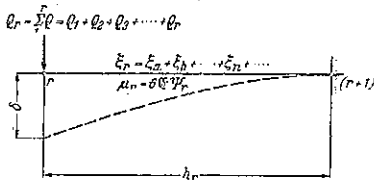
$$\delta = \frac{I Q_r h_r^3}{3 E J}$$

或は $I : h_r = \sum \xi = T_r : 2$ なる故に

$$\delta = \frac{2 Q_r h_r^3}{3 E T_r}$$

之の關係を μ の關係式に代入すれば

圖-3.



$$\mu_r = 6E\psi_r = 6E \frac{\delta}{h_r} = \frac{6E}{h_r} \frac{2 Q_r h_r^3}{3 E T_r} = \frac{4 H_r}{T_r} \dots \dots \dots (4)$$

故に μ_r の第一次近似値は次式に依つて算出される

$$\mu_r^0 = \alpha_r \frac{H_r}{T_r} \dots \dots \dots (III)$$

茲に

$$\alpha_r = \frac{I}{I - IV}$$

$$W = \frac{2}{3} \{ (v_{0A} + v_{uA} + v_{0a} + u_a) t_{Aa} + (v_{0B} + v_{uB} + v_{0b} + u_b) t_{Bb} + \dots + (v_{0V} + v_{uV} + v_{0v} + v_{uv}) t_{VN} + \dots \} \dots \dots \dots (5)$$

第一次近似値 φ_k^0 は次式から求められる

$$\varphi_k^0 = \frac{2}{3} (\mu_0^0 v_{0k} + \mu_u^0 v_{uk}) \dots \dots \dots (IV)$$

架構が對稱な場合に於ける(2)式の變化

對稱軸が格間に来る場合(圖-4)には對稱軸に最も近い節點に對して式(2)又は(I)は

$$\varphi_k = - \{ (\varphi_0 - \mu_0) [v_{0k}] + (\varphi_u - \mu_u) [v_{uk}] + \varphi_1 [v_{1k}] \} \dots \dots \dots (6)$$

茲に

$$[v_{0k}] = \frac{\xi_{0k}}{\rho_k + \xi_{rk}}, \quad [v_{1k}] = \frac{\xi_{1k}}{\rho_k + \xi_{rk}}$$

$$[v_{ik}] = \frac{\xi_{ik}}{\rho_k + \xi_{rk}}$$

$$\rho_k = 2(\xi_{0k} + \xi_{1k} + \xi_{2k} + \xi_{rk})$$

圖-4.

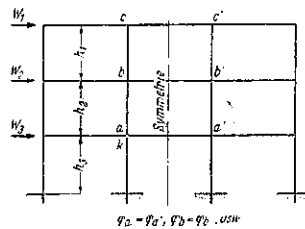
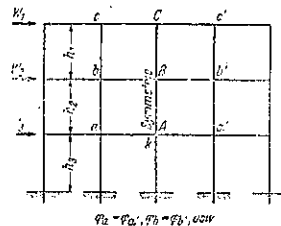


圖-5.



對稱軸が柱と一致する場合には對稱軸上の節點に對して式(2)乃至(I)は

$$\varphi_k = - \{ (\varphi_0 - \mu_0) v_{0k} + (\varphi_u - \mu_u) v_{uk} + 2\varphi_1 v_{1k} \} \dots \dots \dots (7)$$

式(II)に對する架構が對稱なる時の影響は容易に察知される。

應 用

以上説明した2つの近似計算法を併用するならば不静定高層架構に對する一般荷重状態に就き計算する事が出来る。

故に非対称荷重の場合には先づクロスの方法に依つて材端移動を無視してモーメントを算出し、次に廊部屋氏の方法に依つて節點移動に依つて生ずるモーメント(餘剰モーメント)を求め補正する。其他側方よりの風荷重がある場合は廊部屋の氏方法で計算出来る。又あらゆる部分荷重に対して所要モーメント図を描く事が出来る。

計算例 二層三徑間對稱型架橋の第一格間の一階及二階に等布荷重 $g=1t/m$ がある場合、斯る非対称荷重に依つて生ずるモーメントの計算はクロス—廊部屋氏の近似計算法に依つて求められる。架橋の部材剛度、高さ、徑間長等は見取圖参照(圖-6, 7)。

計算例 1 節點移動を無視した場合に於けるクロスのモーメント算定法(圖-6 参照): 部材剛度 $E=I/l$ は圖中各部材の中央に記し、一節點に集る各部材の剛度の合計は節點上の圓内に記してある。節點には夫々 A_1-N_1 なる符號を附す。

先づ全節點は不動に固定されたものとすれば各部材は兩端固定梁となり、載荷部材 \overline{EF} 及 \overline{MN} には下の如き材端モーメントが生ずる

$$M_{EF} = -\frac{gl^2}{12} = -\frac{1.6^2}{12} = -3mt$$

(反時針方向なる故負號)

$$M_{FE} = \frac{gl^2}{12} = +\frac{1.6^2}{12} = +3mt$$

圖-6.

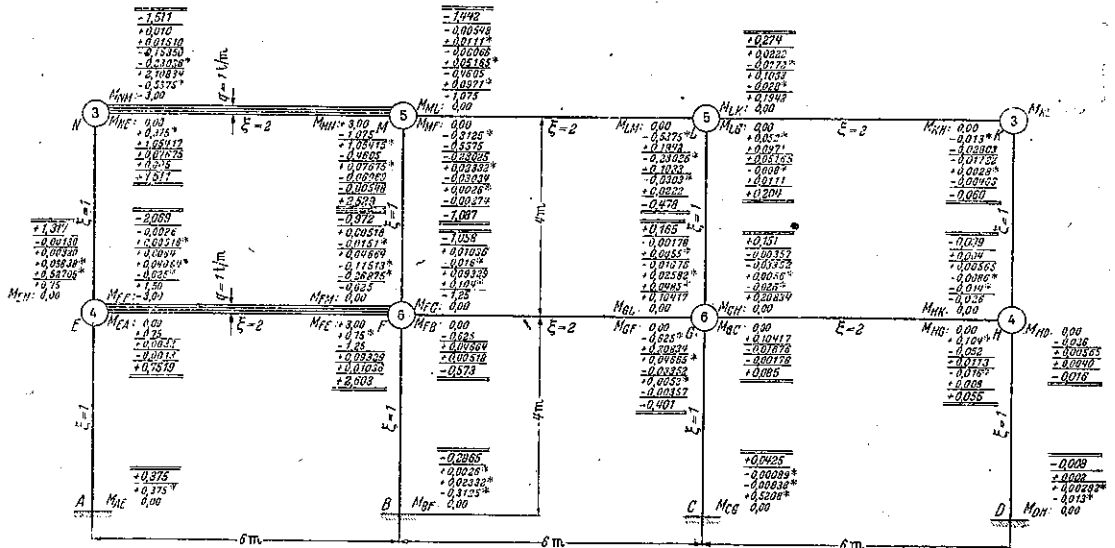
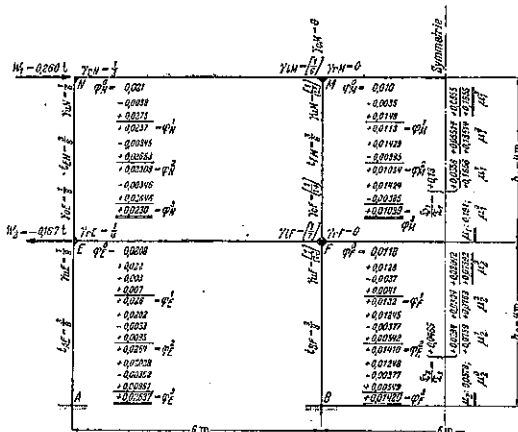


圖-7. 廊部屋氏の近似計算法



(時針方向なる故正號)

$$M_{MN} = -\frac{gl^2}{12} = -3mt$$

$$M_{NM} = +\frac{gl^2}{12} = +3mt$$

此の場合には節點 F, P, M, N では $\sum M=0$ を満足しない。先づ

節點 E に就いては餘剰モーメント一之の場合は M_{EF} —は節點を左廻りに廻轉せしめる様な符號を採る。故に剛度に比例して之の餘剰モーメントを分配し、夫々の材端に於いて $\overline{EF}, \overline{EA}, \overline{EN}$ の反作用モーメントが求められる。

此の値を架構見取圖中央々の部材端に正符號を附し

て記入し、此の時の平衡状態を明示する爲横線を引いて置く。

茲に

$$M_{EF} = +\frac{2 \times 3}{4} = +1.5 \text{ mt}$$

$$M_{FA} = +\frac{1 \times 3}{4} = +0.75 \text{ mt}$$

$$M_{EN} = +\frac{1 \times 3}{4} = +0.75 \text{ mt}$$

$$\begin{aligned} \text{照査: } M_E + M_{EF} + M_{EA} + M_{EN} \\ = -3 + 1.5 + 0.75 + 0.75 = 0 \end{aligned}$$

かくして得られた材端モーメントは隣接節点 A, F, N に傳達される、箇中星印の附してある値の如し。即

$$M_{FE} = +\frac{1.5}{2} = +0.75^* \text{ mt}$$

$$M_{NE} = +\frac{0.75}{2} = +0.375^* \text{ mt} = M_{AN}$$

を得る。故に節点 E は平衡状態に齎されるが次に再び固定せしめておいて考察を進める。さて節点 F, M, N は平衡状態 $\sum M = 0$ を満足しない、此の中最大の餘剰モーメントは節点 F にあつて $M_F = +3 + 0.75^* = +3.75$ mt 茲に符號は E 點に於けると同様

節点 F :

材端モーメント

$$M_{FE} = -\frac{2 \times 3.75}{6} = -1.25 \text{ mt}$$

$$M_{EF} = -\frac{1 \times 1.25}{2} = -0.625^* \text{ mt}$$

$$M_{FG} = -\frac{2 \times 3.75}{6} = -1.25 \text{ mt}$$

$$M_{GF} = -\frac{1 \times 1.25}{2} = -0.625^* \text{ mt}$$

$$M_{FM} = -\frac{1 \times 3.75}{6} = -0.625 \text{ mt}$$

$$M_{MF} = -\frac{1 \times 0.625}{2} = -0.3125^* \text{ mt}$$

$$M_{FB} = -\frac{1 \times 3.75}{6} = -0.625^* \text{ mt}$$

$$M_{BF} = -\frac{1 \times 0.625}{2} = -0.3125^* \text{ mt}$$

$$\begin{aligned} \text{照査: } M_F + M_{FE} + M_{FG} + M_{FM} + M_{FB} \\ = 3 + 0.75^* - 1.25 - 1.25 - 0.625 - 0.625 = 0 \end{aligned}$$

故に節点 F は平衡状態となるが節点 E, N, M, G は平衡状態を失ふ。さて茲に最大の餘剰モーメントは節点 M に起り $M_M = 3 - 0.3125^* = +2.6875$ mt

節点 M :

材端モーメント:

$$M_{MN} = -\frac{2 \times 2.6875}{5} = -1.0750 \text{ mt}$$

$$M_{NM} = -\frac{1 \times 1.075}{2} = -0.5375^* \text{ mt}$$

$$M_{ML} = -\frac{2 \times 2.6875}{5} = -1.0750 \text{ mt}$$

$$M_{LM} = -\frac{1 \times 1.075}{2} = -0.5375^* \text{ mt}$$

$$M_{MF} = -\frac{1 \times 2.6875}{5} = -0.5375 \text{ mt}$$

$$M_{FM} = -\frac{1 \times 0.5375}{2} = -0.26875^* \text{ mt}$$

$$\begin{aligned} \text{照査: } M_M + M_{MN} + M_{ML} + M_{MF} \\ = 3 - 1.075 - 0.3125 - 0.5375 = 0 \end{aligned}$$

節点 M は平衡状態に齎されるが E, F, G, L は平衡状態を失ふ此の場合最大餘剰モーメントは節点 N に起り

$$M_N = -3 + 0.375^* - 0.5375^* = -3.1625 \text{ mt}$$

である。

節点 N :

材端モーメント;

$$M_{NM} = +\frac{2 \times 3.1625}{3} = +2.10834 \text{ mt}$$

$$M_{MN} = +\frac{1 \times 2.10834}{2} = +1.05417^* \text{ mt}$$

$$M_{NE} = +\frac{1 \times 3.1625}{3} = +1.0541 \text{ mt}$$

$$M_{EN} = +\frac{1 \times 1.05417}{2} = +0.52708^* \text{ mt}$$

$$\begin{aligned} \text{照査: } M_N + M_{NM} + M_{NE} = -3 + 0.375^* \\ - 0.5375^* + 2.10834 + 1.05417 = 0 \end{aligned}$$

扱今度は節点 E, F, M, G, L に於て材端モーメントは $\sum M = 0$ を満足しない、常にまだ計算してゐない節点の最大餘剰モーメントを分配する様にするのが合目的である。茲に節点 G では $M_G = -0.625$ mt, モーメント分配は前記と同様である。全節点に就いて斯る漸近計算法を繼續すれば必要な精度の値——例へば小数二桁まで變化しない値等——に達する事が出来る。之のモーメント分配法を打切つた時尙殘存する餘剰モーメントは其の節点だけで分配して最早他に傳達させない。

計算例に就いては架構見取圖参照(圖-6)茲に材端に記せる各分配モーメント、の合計——二本のアンダーラインを施せる數値——が其の求むる材端モーメントである。

新しく求めた各材端モーメントを一括して表記すれば表-1の如し、括弧内の数値は厳密な計算に依るもので非常に良く一致してゐる事が分る。

然るに既述の如く之の場合節點平衡條件式 $\sum M=0$ は充分満足されるが階層平衡條件式 $\sum(M_{D'}+M_{R'})=0$ は満足されないが此の場合は圖-7に記せる如く水平力 $W_1=+0.260$ t 及 $W_2=-0.167$ t が節點 N 及 E に働くのと同等の結果となる。従つて荷重點移動が生じ従つて窓部屋の近似計算法が利用される。

計算例 2

横荷重を受ける場合の窓部屋の近似計算法:

先づ架構の對稱性を顧慮して必要なる常数を計算しておく

a) ρ -値: $\rho_k = 2(\xi_{ak} + \xi_{bk} + \xi_{ck} + \xi_{dk})$

節點	$\rho_k = 2\Sigma\xi$	節點	$\rho_k = 2\Sigma\xi$
E	$\frac{2(1+2+1)}{2} = 8$	K	$\frac{2(1+2)}{2} = 0$
F	$\frac{2(2+1+2+1)}{2} = 12$	L	$\frac{2(2+1+2)}{2} = 10$
G	$\frac{2(2+1+2+1)}{2} = 12$	M	$\frac{2(2+1+2)}{2} = 10$
H	$\frac{2(1+2+1)}{2} = 8$	N	$\frac{2(1+2)}{2} = 0$

b) v -値; $v = \frac{\xi}{\rho_k}$; $[v] = \frac{\xi}{\rho_k + \xi_r}$

節 點	v_0	v_u	v_r	v_l
E	$1/8$	$1/8$	$1/4$	0
N	0	$1/6$	$1/3$	0
切斷位置	上	下	右	左

節 點	$[v_0]$	$[v_u]$	$[v_r]$	$[v_l]$
F	$1/14$	$1/11$	0	$1/7$
M	0	$1/12$	0	$1/6$
切斷位置	上	下	右	左

c) H_r -、 T_r - 及 H_r ; T_r -値:

$H_r = Q_r \cdot h_r$, $T_r = 2(\xi_a + \xi_b + \dots + \xi_n + \dots)$

$H_1 = W_1 \cdot h_1 = 0.260 \cdot 4 = +1.040$ mt;

$H_2 = (W_1 + 1 - W_2) \cdot h_2 = (0.260 - 0.167) \cdot 4 = +0.372$ mt.

$T_1 = T_2 = 2(1+1+1+1) = 8$

$\frac{H_1}{T_1} = \frac{1.04}{8} = +0.13$; $\frac{H_2}{T_2} = \frac{0.372}{8} = +0.0465$.

d) t_{Rr} -値; $t_{Aa} = \frac{3\xi_{Aa}}{T_r}$, $t_{Bb} = \dots$

$t_{By} = \frac{3 \cdot 1}{8} = t_{EM} = t_{AL} = t_{IK}$

$t_{AB} = \frac{3 \cdot 1}{8} = t_{BF} = t_{CG} = t_{DH}$

上記の b) c) d) 値は夫々架構見取圖(圖-7)中に記入す

る。次に式(5)に依つて常数 α_1 及 α_2 を計算し式(III)(IV)により μ 及 φ の第一次近似値を算出すれば

$$\alpha_1 = 1 / \left(1 - 2/3 \left\{ (1/8 + 1/8 + 1/6) \cdot \frac{3}{8} \cdot 2 + (1/14 + 1/14 + 1/12) \cdot \frac{3}{8} \cdot 2 \right\} \right) = 1.473$$

$$\alpha_2 = 1 / \left(1 - \frac{2}{3} \left\{ (1/8 + 1/8) \cdot \frac{3}{8} \cdot 2 + (1/14 + 1/14) \cdot \frac{3}{8} \cdot 2 \right\} \right) = 1.244$$

故に式(III)より

$\mu_1^0 = \alpha_1 \cdot H_1 / T_1 = 1.473 \cdot 0.13 = 0.191$

$\mu_2^0 = \alpha_2 \cdot H_2 / T_2 = 1.244 \cdot 0.0465 = 0.0578$

回轉角 φ に対しては式(IV)より

$\varphi_D^0 = 2/3 (0.191 \cdot 1/8 + 0.0578 \cdot 1/8) = 0.0268$

$\varphi_E^0 = 2/3 (0.191 \cdot 1/14 + 0.0578 \cdot 1/14) = 0.0118$

$\varphi_M^0 = 2/3 (0.191 \cdot 1/12) = 0.010$

$\varphi_N^0 = 2/3 (0.191 \cdot 1/6) = 0.021$

此等の初期値を基本條件式(I), (II)に代入して近似値 φ' , μ' の値を算出する、之は圖上で計算を行ふならば非常に便利である。新しく次の値を得る。

第一次近似値

節點 E では;

$$\varphi_E' = - \begin{pmatrix} (0.021 - 0.191) \cdot 1/8 \\ 0 \\ -0.0578 \cdot 1/8 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -0.022 \\ +0.003 \\ -0.007 \end{pmatrix} = +0.026$$

節點 F では;

$$\varphi_F' = - \begin{pmatrix} (0.01 - 0.191) \cdot 1/4 \\ 0.026 \cdot 1/7 + 0 \\ -0.0578 \cdot 1/14 \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} -0.0128 \\ +0.0037 \\ -0.0041 \end{pmatrix} = +0.0132$$

節點 M では;

$$\varphi_M' = - \begin{pmatrix} 0 \\ 0.021 \cdot 1/6 + 0 \\ (0.0132 - 0.191) \cdot 1/12 \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} 0 \\ +0.0035 \\ -0.0148 \end{pmatrix} = +0.0113$$

節點 N では;

$$\varphi_N' = - \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 + 0.0113 \cdot 1/3 \\ (0.026 - 0.191) \cdot 1/6 \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ +0.0038 \\ -0.0275 \end{Bmatrix} = +0.0237$$

第二近似値

節點 E に就いて;

$$\varphi_E'' = - \begin{Bmatrix} (0.0237 - 0.1856) \cdot 1/8 \\ 0 + 0.0132 \cdot 1/4 \\ (0 - 0.0759) \cdot 1/8 \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} -0.0203 \\ +0.0033 \\ -0.0095 \end{Bmatrix} = +0.0264$$

表-1. 諸方法により算出せる材端モーメント M_{ES} (mt) の値

1	2	3	4	5	6
Method	Step	Takabayashi	Ono-Takabayashi	General Moment	Reference
M_{1A}	+ 0.325 (+ 0.279)	- 0.050	+ 0.325	+ 0.324	0.29 0.29
M_{1B}	+ 0.279 (+ 0.259)	- 0.024	+ 0.279	+ 0.276	0.26 0.26
M_{1C}	+ 0.112 (+ 0.111)	+ 0.111	+ 0.207	+ 0.211	0.11 0.11
M_{1D}	- 2.007 (- 2.021)	+ 0.111	- 0.15	- 0.217	0.1 0.1
M_{1E}	+ 2.691 (+ 2.695)	+ 0.106	+ 2.71	+ 2.716	0.13 0.16
M_{1F}	- 0.022 (- 0.023)	- 0.111	- 0.118	- 0.121	0.26 0.21
M_{2A}	+ 0.018 (+ 0.019)	+ 0.005	- 0.071	- 0.074	0.1 0.01
M_{2B}	- 0.573 (- 0.573)	- 0.047	- 0.620	- 0.620	- 0.01
M_{2C}	- 0.206 (- 0.206)	- 0.002	- 0.345	- 0.348	0.14 0.14
M_{2D}	+ 0.401 (+ 0.401)	+ 0.005	+ 0.310	+ 0.312	0.10 0.11
M_{2E}	+ 0.105 (+ 0.105)	+ 0.110	+ 0.010	+ 0.018	0.1 0.11
M_{2F}	- 0.111 (- 0.111)	+ 0.106	+ 0.250	+ 0.264	0.09 0.11
M_{3A}	+ 0.085 (+ 0.084)	- 0.047	+ 0.030	+ 0.033	0.4 0.01
M_{3B}	+ 0.012 (+ 0.012)	- 0.062	+ 0.015	- 0.060	0.3 0.01
M_{3C}	+ 0.015 (+ 0.015)	+ 0.114	+ 0.100	+ 0.106	0.11 0.11
M_{3D}	- 0.030 (- 0.030)	- 0.110	- 0.140	- 0.130	0.1 0.11
M_{3E}	+ 0.010 (+ 0.010)	- 0.034	- 0.040	- 0.036	0.1 0.11
M_{3F}	- 0.006 (- 0.006)	- 0.050	- 0.058	- 0.058	0.14 0.01
M_{4A}	+ 0.060 (+ 0.059)	- 0.111	- 0.173	- 0.175	0.05 0.05
M_{4B}	+ 0.070 (+ 0.070)	+ 0.111	+ 0.173	+ 0.170	0.05 0.05
M_{4C}	+ 0.275 (+ 0.273)	+ 0.008	+ 0.302	+ 0.302	- 0.11
M_{4D}	+ 0.210 (+ 0.208)	- 0.110	+ 0.054	+ 0.062	0.21 0.21
M_{4E}	- 0.428 (- 0.427)	+ 0.002	- 0.410	- 0.414	0.14 0.11
M_{4F}	- 1.444 (- 1.443)	+ 0.002	- 1.400	- 1.382	0.14 0.11
M_{5A}	+ 1.007 (+ 1.009)	- 0.150	- 1.237	- 1.241	0.12 0.14
M_{5B}	+ 2.549 (+ 2.544)	+ 0.008	+ 2.617	+ 2.623	0.22 0.22
M_{5C}	- 1.511 (- 1.511)	+ 0.113	- 1.098	- 1.104	0.22 0.21
M_{5D}	+ 1.841 (+ 1.840)	- 0.113	+ 1.104	+ 1.104	0.22 0.21

他も同様

故に計算を繰返して必要な精度の近似値を求め得る, 計算過程に就いては架構見取図参照, φ 及 μ に対しては第三近似値で十分な精度を得る。

$$\begin{aligned} \text{即 } \varphi_E &= +0.02637 = \varphi_H, \quad \varphi_F = +0.01420 = \varphi_G, \\ \varphi_N &= +0.02301 = \varphi_K, \quad \varphi_M = +0.01039 = \varphi_L, \\ \mu_1 &= +0.1855 (+0.18668), \\ \mu_2 &= +0.07692 (+0.07703) \end{aligned}$$

括弧内の数値は厳密な計算であつて可成上記の結果と一致してゐる事が分る。

次に材端モーメントは式(1)より求められる例へば節點 E に就いては;

$$\begin{aligned} M_{EA} &= 1 \cdot (2 \cdot 0.02637 + 0 - 0.07692) = -0.024mt \\ M_{EF} &= 2 \cdot (2 \cdot 0.02637 + 0.0142 - 0) = +0.134mt \\ M_{EN} &= 1 \cdot (2 \cdot 0.02637 + 0.02301 - 0.1855) = -0.110mt \end{aligned}$$

$$\text{照査: } \sum M_E = 0$$

表-1 の第 3 行の数値は鷹部屋の方法に依り算出されたモーメントの値を示す。クロス及鷹部屋の方法に依り求めたモーメントの値を合計すれば前記の如き非対稱荷重の場合に生ずるモーメントを興へる。表-1 の第 5 行は厳密な計算に依る値であつて此等を比較すると此の近似計算法が、計算に要する時間に比し相當精度の高きものなる事が分る。

茲に節點平衡條件式 $\sum M_k = 0$ 及び階層平衡條件式 $\sum (M_{Rr} + M_{rR}) = 0$ が満足されてゐる事は明かである。

以上に提案した兩近似計算法の併用は比較的僅少の勞力で正確な結果を興へる。

表-1 の第 6 行にはクロス — 鷹部屋の近似計算法による値と厳密な計算による値との差(%)を示し, 括弧内の数値は厳密な計算値とクロスの近似計算値(節點移動を無視せる値)との差(%)を示す。此等を比較するに斯る場合には節點移動が無視し得ざる事が明かであらう。

二階の柱に對して;

$$\mu_1' = 0.13 + 2 \cdot \left\{ \begin{Bmatrix} 0.0237 \\ + \\ 0.026 \end{Bmatrix} \cdot 3/8 + \begin{Bmatrix} 0.0113 \\ + \\ 0.0132 \end{Bmatrix} \cdot 3/8 \right\} = +0.1856$$

一階の柱に對して;

$$\mu_2' = 0.0465\mu + 2 \cdot \left\{ \begin{Bmatrix} 0.026 \\ + \\ 0 \end{Bmatrix} \cdot 3/8 \right\} = +0.0759$$

水 理

(131) 開水路に於ける流速分布

(Vito A. Vanoni; "Velocity Distribution in Open Channels," Civil Eng., Vol. 11, No. 6, June 1941 p. 356~357. 佐藤 清一 抄)

Theodore von Kármán により管水路に對して求められた流速分布公式は

$$\frac{V - V_{max}}{\sqrt{\frac{2.3}{\rho} \tau_0}} = \frac{2.3}{k} \log_{10} \frac{y}{r_0} \quad (1)$$

である。茲に V = 管壁より y なる距離に於ける流速, V_{max} = 最大流速 (管中心), τ_0 = 管壁に於ける剪断力, ρ = 流体の密度, k = 普通常数 = 0.4, r_0 = 管の半径, 2.3 = 常用對數より自然對數へ移した時の常数, 之を開水路に於ける 2 次元的等流に使用するには

$$\frac{V - V_{max}}{\sqrt{gSd}} = \frac{2.3}{k} \log_{10} \frac{y}{d} \quad (2)$$

とすればよい。但し d = 水深, S = 勾配, g = 重力の加速度である。

そこで平均流速 \bar{V} を求めば

$$\bar{V} = V_{max} + \frac{2.3}{k} \sqrt{gSd} \frac{1}{d} \int_{\delta}^d \log \frac{y}{d} dy \quad (3)$$

但し δ とは河床よりの小距離である。 $\delta = 0$ として (3) を積分すれば近似的に

$$\bar{V} = V_{max} - \frac{1}{k} \sqrt{gSd} \quad (4)$$

を得る。そこで (4) と (2) より \bar{V} に相當する水深 y_a を求めば

$$y_a = 0.368 d \quad (5)$$

となる。又 V_{max} の代りに \bar{V} を用ひて V を書き表はせば

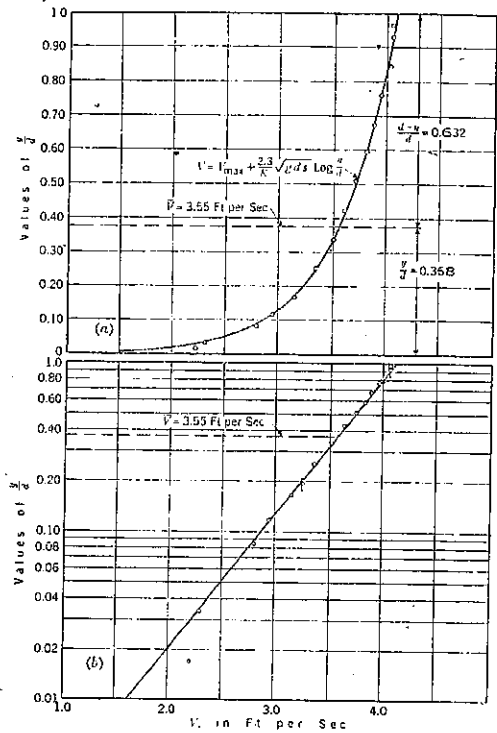
$$V = \bar{V} + \frac{1}{k} \sqrt{gSd} \left(1 + 2.3 \log_{10} \frac{y}{d} \right) \quad (6)$$

となる。

今幅 2.77 ft, 深さ 0.59 ft の矩形水路の幅の中央に於て流速の分布を測定すれば 圖-8 の如く, (6) なる法則がよく適合する事が判る。又一般に河床より $0.6d$ の高さの流速が平均流速に殆ど近いといふ事が云はれてゐるが今の理論的計算によれば $0.632d$ となり今までの経験の略々正しい事が分る。

又 $0.2d$ と $0.8d$ の所の流速を平均すれば平均流速となる事が云はれてゐるが、之も式 (2) 及び圖-8 (b) によりて明らかである。

圖-8. 幅 2.77 ft, 深さ 0.59 ft の矩形水路の幅の中央に於ける流速分布状態



(譯者註) 此の様な分布の仕方及び平均流速は、此の原文の中にもことはつてある如く流速分布が \log の性質をもつ時にのみ成であるものである。即ち此の場合には常に水表面にのみ流速の最大が現はれる。所が實際問題として最大流速が水表面下或る水深の所に起る場合があるが、之を如何にして説明すべきかといふ問題が起つて来る。即ち此の様な場合には最早や von Karman の (1) 式は使用するべきものではなく、もつと根源な所から考へ直さねばならぬと思ふ。

(132) サイフオンの落差による分類並に設計

(A.H. Naylor; "Classification according to Head," Siphon Spillway, 松川 邦夫 抄)

サイフオンを高落差, 中落差及び低落差に分つ

(1) 高落差サイフオン

断面が最高點より出口に至るまで一様のサイフオンを考へると、下流側管路が長くなれば有効落差が増加するから、最高點に於ける真空度は大になる。落差が約 30 呎より大きくなると (實際には設計寸法, 氣壓, 水中の空氣の量による) サイフオンの下流側管路は一杯には流れ

ず激しく息をしながら流れる。これは避けるべきで、この様な落差の時には流出口の断面積を減じ、射水孔となしサイフォンの下流側管路を次第に細くするか或は他の方法によつて抵抗を増加せしめる。かくの如くに漸縮サイフオンは高落差に用ふ。

(2) 中落差サイフオン

中落差のサイフオンは一定の断面の方がよい。この様なサイフオンはよく用ひられるけれども下流側管路を漸縮すれば更に流量は増加する。中落差サイフオンはその作用の始めが低水位にて起り、又構造上の見地より一定断面の方が工費が安い利點がある。結局下流側管路の断面が一定なるサイフオンは中落差サイフオンに適す。

(3) 低落差サイフオン

最後に下流側漸縮管路を有するサイフオンがあるがこれは低落差に適す。

流出孔の断面が最高點の断面よりも大なるか等しいか小なるかにより高落差、中落差、低落差に分ける方法は、各々の型に定つた落差の範囲は無い。それ故それ等の中間はいづれの型にも入り得る。P. Davies氏は落差による分類は20呎以上20呎~10呎及び10呎以下と定めた。然しこれも絶對的のものではない。低落差サイフオンに關する問題は、その漸縮度により又高落差サイフオンはその漸縮度依存する、こゝに述べた分類はサイフォンの型に依つて決定せられ著者は理論上の分類と思ふ。

60呎、落差を有するLaggan Dam Siphonsは高落差型である。約20呎、落差のDunalastair Siphonは低落差型にして流出孔は最高點の断面より幾分小さくしてある。

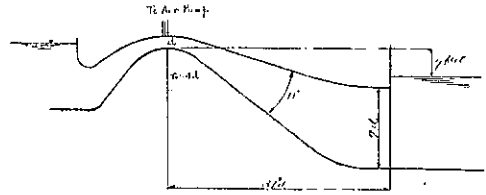
25呎以下、落差に對して低落差型サイフオンを用ふることにより流量を増加することが出来る。あらゆるサイフオンもその最大流量は上部曲管部の設計により始めから制限される。利用し得る落差が餘り低くない限り、上部曲管部の最大能力を利用し得る様その他の部分を設計する必要がある。低落差では最高點の設計寸法により定まり最大流量を得ることが非常に困難である。それに二つの理由がある。第一は任意の水位にてサイフオンを働かせることの困難なこと第二は漸縮流出孔では損失落差のあることである。

最高點の設計により定まる最大流量を與へる最小落差を計算するのも興味がある。

[1] 他働型サイフオン (Non-Self-Priming Siphon)

これは圖-9に示す如き漸縮管路より成る

圖-9.



これは自働的ではないので、空氣ポンプにより働かせ、管路の漸縮度は小にしなければならぬ。Professor A. H. Gibsonによれば二つの面が平行な矩形断面の管路で損失を最小にするには他の二つの面のなす角は11°になることがわかつた。この時の損失は

$$h = 0.17 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

但 v_1 = 最高點の流速
 v_2 = 出口に於ける流速

となる。

他働型サイフオンでは方向の變化は最小に止め、管頂は大なる曲率半徑になし(大體この計算では最高部の管高の4倍とす)下流管部は11°の角で漸縮せしめる。

v_1 = 最高部の平均流速

v_2 = 出口に於ける平均流速

とすれば

$$\begin{aligned} (\text{全水頭}) &= (\text{流入損失}) + (\text{上部曲管の損失}) \\ &+ (\text{漸縮による損失}) \\ &+ (\text{出口により運動エネルギー}) \end{aligned}$$

となり、流入損失と曲管の損失を夫々

$$0.1 \frac{v_1^2}{2g}$$

とすれば

$$H = 0.1 \frac{v_1^2}{2g} + 0.1 \frac{v_1^2}{2g} + 0.17 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g}$$

或は $2gH = 0.37v_1^2 - 0.34v_1v_2 + 1.17v_2^2$

Hを最小ならしむるためには

$$\frac{dH}{dv_2} = 0$$

なるから

$$-0.34v_1 + 2.34v_2 = 0$$

$$v_2 = \frac{v_1}{7}$$

となる。

即、出口は最高點の断面の7倍となる。さうすれば

$$H = \frac{v_1^2}{2g} (0.37 - 0.05 + 0.03) = 0.35 \frac{v_1^2}{2g}$$

になる。 v_1 の許し得べき値は最高點に於ける内外の半

径 R 及び r_2 により定まり水の深さ $24'$ の最大真空を考慮すれば v_1 は次の如くなる。

$$v_1 = 39 \frac{r_0}{R-r_0} \log_e \frac{R}{r_0}$$

かくて

$$\frac{R}{r_0} = \frac{5}{4}$$

ならば

$$v_1 = 95 \text{ ft/sec}$$

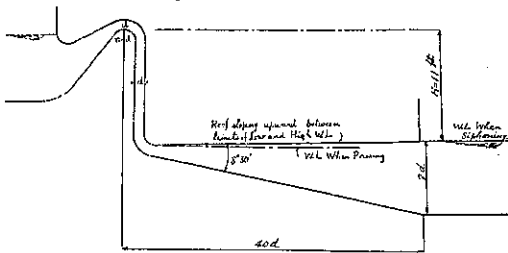
となり H の最小値は

$$H = 0.35 \times \frac{35^2}{2g} = 6.7 \div 7 \text{ ft}$$

[II] 自動型サイフォン

サイフォンが自動的ならば流量の減少は無いが最小落差は遙かに大きい。自動型サイフォンを考慮するならば下流管路の上部は垂直にしておかねばならぬ。この場合下流管路の水平部は $8^\circ 30'$ で漸擴す。漸擴部の上壁も上向勾配を附すがその限界は下流の最高、最小水位の間に於てある。その例は圖-10 の通りである

圖-10.



こゝに於て

- 全水頭(流入損失)+(上部曲管の損失)
- + (摩擦損失)+(下部曲管の損失)
- + (漸擴による損失)
- + (出口の運動エネルギー)

上下部曲管の損失及び摩擦損失を夫々

$$0.3 \frac{v_1^2}{2g} \quad 0.1 \frac{v_2^2}{2g}$$

とすれば

$$H = 0.1 \frac{v_1^2}{2g} + 0.3 \frac{v_2^2}{2g} + 0.1 \frac{v_1^2}{2g} + 0.3 \frac{v_2^2}{2g} + 0.17 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$2gH = 0.97v_1^2 - 0.34v_1v_2 + 1.17v_2^2$$

H を最小にするために

$$\frac{dH}{dv_1} = 0$$

$$-0.34v_1 + 2.34v_2 = 0$$

$$v_2 = \frac{v_1}{7}$$

$$\therefore H = \frac{v_1^2}{2g} (0.97 - 0.05 + 0.03) - 0.95 \frac{v_1^2}{2g}$$

最高點の管の内外半径半徑の比は

$$\frac{R}{r_0} = 2$$

にすると最高點の許し得べき最大流速は

$$v_1 = 39 \frac{r_0}{R-r_0} \log_e \frac{R}{r_0} = 27 \text{ ft/sec}$$

そこで H の最小値は

$$H = 0.95 \frac{27^2}{64.4} = 11 \text{ ft}$$

となる。

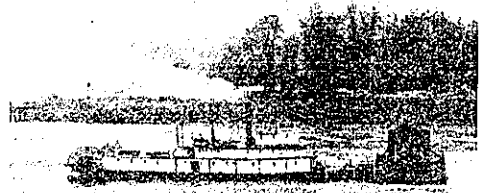
コンクリート

(133) 潜函による水中コンクリート

“Caisson of Novel Design Used for Repairing Submerged Concrete.” E. N. E., May 8, 1941 p 90~91. 谷本勉之助抄

Bonneville 堰堤で下流水叩部の阻柱を修理するため鋼製の潜函を使用した。下流 Portland 市で進水し Columbia 河を遡上し堰堤位置に曳行した。設計の原理は次の様である。潜函が空虚時水中に没すべき下室の甲板に作用する下向きの水の重さ(總體で凡そ 300 t)の爲めに、函を所定の位置に保つて内部で修理作業を行ふ

圖-11.

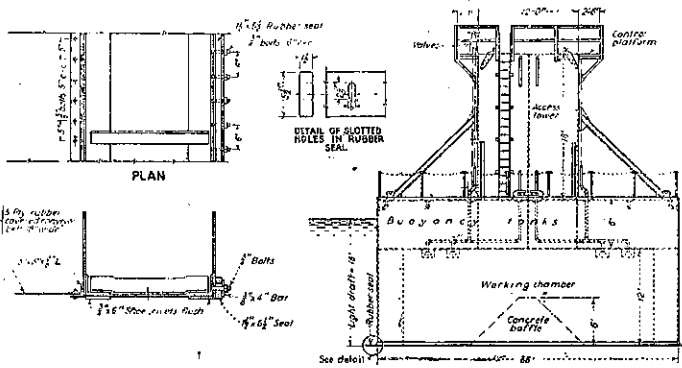


ことが出来る。函は構造鋼製で總重量は約 200 t である。吃水は作業時は 10 呎としたが曳行中は函の下部は木材で底を張り吃水を 5 呎とした。潜函は下室即ち作業室、附屬塔 浮力槽からなる。壓縮空気を浮力槽の中に送り込んで槽内の水位を下げる。下室の大きさは 38×36 呎²、高さ 18 呎である。附屬塔は平面で 23×12 呎²、高さ 18 呎。従て函の全高は 36 呎である。附屬塔

の反対側に水密の仕切りを 2 段に設け下室の上部を 6 個の室に仕切り面の浮力を如何様にも調節出来る仕組みとする。

空気の入出を制禦する弁並びに下室・浮力槽に注水する弁を操作するのは附属塔の上部に設けた操作場 (control platform) で行ふ。ここで面の浮き沈みを自由に調節できる。潜函の刃先きの設計即ち面の底部と堰堤の水叩部のコンクリート面との接触部の工作には特別な考慮を拂つた。この主要な部分は 2 個のゴム板である。一個は $1\frac{1}{2} \times 18$ 呎² のゴム帯で函底の全外周をとり巻いて平らにとりつける。他方は $1\frac{1}{2} \times 5\frac{1}{2}$ 呎² の大きのゴム帯で室の内側に鉛直に張りつける。この様にしても尚ほ外側の水止めを滑つて入りこむ漏水はポンプで排水し函の室内の作業が漏水でわづらはされな様にした。

圖-12.



潜函を操作するには 135 吨のデリックを設けた解を用ひる。解にはコンプレッサと 14 吋の排水ポンプとを設備した。函の操作を安全確實にするため、デリックで實際に操作する荷重は浮力を利用して 13 吨を限度とした。堰堤の阻柱の平面的配置は大きが 6×14 呎²、心々間隔が 12 呎で潜函の幅 36 呎だから阻柱 3 本を一時に被ふ設計である。潜函掘付の際の堤軸方向の調節に就ては兩岸からと堰堤の橋梁面上に設備したガントリ起重機とから鋼索を張りこれで所定の位置に掘付ける。この様にした後潜水夫を入れ底面を調べてから浮力槽に水を張り下室を排水する。阻柱の修理が完了し潜函を引揚げるには豫め下室に水を張り浮力槽に空気を送つて函の全有效荷重を約 13 吨に減じてから引揚げを行ふ。

施 工

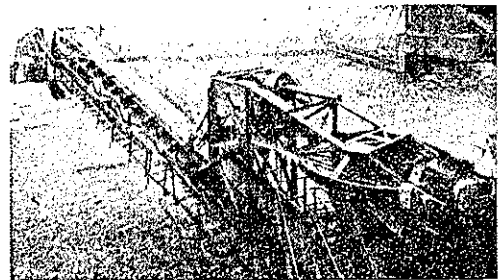
(134) 能力 20 640 m³/日の掘鑿機

(Fr. Riedig; "Schaufelradbagger für eine Leistung von 20 640 m³/Tag." Die Bautech., 18 April 1941 Heft 17/18 s. 197~199. 山内 一郎 抄)

中央獨逸の某炭坑に於て Lübecker 製の新型掘鑿機が使用される事になつた。その能力は 20 640 m³/日 即ち 860 m³/時 で、今迄にも能力はこれ以上のものは使用されてゐたが構造の特異性に於て非常な進歩を示してゐる。

容量 600 l のバケツ 6 箇を有しバケツ通過数は 1 分に付 24 である。掘鑿最大高さは 16.5 m、突き出し距離は 4.2 m 従つて約 60° の角度に掘鑿し得る。掘鑿された石炭は軸距 20m、幅 1.3m のベルトで運ばれ炭車に入り、その下口より更に軸距 7.5m、幅 1.3m のベルトで運ばれ、更にベルトによつて長 18.5 m 中央より左右 105° 宛ふり分け得るブームの先端にある投入器に到る。その投入器はその側にある監督室と共に常に水平に保たれ、二又になつて居り、車と車の間に架け渡し、積込みを次から次へと休止すること無く繼續出来る。ブームの上下装置は (圖-13) ベルトの上にあるので掘鑿土がこぼれ落ちて汚れる様なことはない。尚各ベルトの速度は 3.2 m/sec である。

圖-13.



バケツを付けてゐる車輪の徑は 6 m ある (圖-14)。

この掘鑿機の總重量は 800 ton あり 5 箇の複無限軌道の上に載つてゐる。軌道の幅は 2.6 m あり地盤に及ぼす壓力は平均して 1.08 kg/cm² となつて居る。進行速度は毎分 6 m で各軌道は 50 kw の電動機によつて移動する。最小移動半徑は 30 m である。

圖-14.

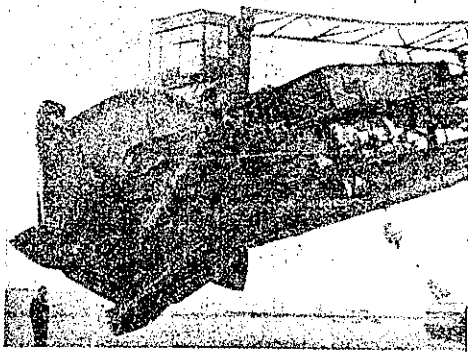
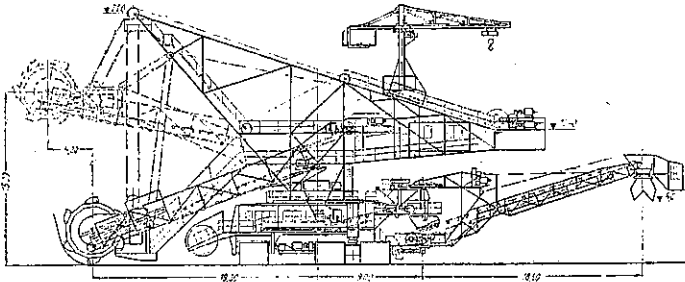


圖-15.



坝壁の下部には監督室があり、坝壁の段取り、坝壁速度の調節を此所で行つてゐる。坝壁機運轉には 3000 volt の高電流により長 1500 m のケーブル電線が附屬してゐる。

バケットのあるブームの對重臺の上には 5 ton 起重機の設備がしてあり荷の變化に應じブームを上下し調節を行ふ。

(135) 矢板計算の基礎問題

(E. Jacoby; "Grundrissliches über die Berechnung von Spundwänden." Die Bautechl., Heft 8, 21 Feb. 1941. 山内 一郎 抄)

鐵矢板の普及につれて、矢板の完璧な計算法が益々必要になつて來た。木矢板時代は近似計算で甘んじてゐたが鐵矢板となると、鐵を浪費しない様に正しい計算法が必要になつて來る。それにも拘らず満足出來る確實な計算法は未だ作られてゐない。以下述べるのは根本的に新しい方法ではなく、矢板の計算に屢々現はれる最も重要な問題を研究し、明かにし、一般に行はれてゐる誤りを無くするのがその目的である。

土壓 矢板に作用する主な力は土壓である。従來の土壓計算は所謂古典公式に依つて居り、その缺點も明か

にされて居るが、何ら新しい實用方法は見出されて居ない。即ち古典公式は實際の土壓を與へず、最大可能値と最小可能値を與へるのみで、矢板計算ではこれを用いてゐる。所が掘り得る矢板の土壓の大きさとその分布は、矢板の動きと掘りに依存する。掘り得る矢板はその掘りに依りそれに働く力を軽減される。此の事を考慮して矢板の計算には古典土壓論が假定され、更に簡單にするため直線の滑り面が用ひられる。

粘性 土の内部摩擦角は安息角と等しくないといふ見地から古典土壓論は新しい方向へと進んで行つた。安息角は摩擦の外に粘性と動的の影響を受ける。砂の内部摩擦角は 30°~35° の範圍で乾燥した砂の安息角に相當する。濕つた砂の安息角は 40°~45° である。濕つた砂の土壓計算に 40°~45° の摩擦角が屢々用られるがこれは誤りで相應の粘着力を考慮に入れて 30°~35° の摩擦角を用ひて計算せねばならない。粘着力を c t/m² とすれば計算は次の様な方法でなされる。

圖-16 に於て

AB 垂直な壁

AC 滑り面

ρ 内部摩擦角

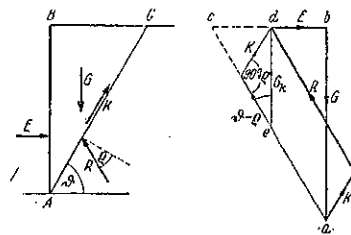
G ABC の土の重量

R 反力

E 矢板の反力

K (C・面 AC) 粘着力

圖-16.



粘着力による土壓の減少 ΔE は 圖-16 の cd で表はされ、次式の如し。

$$\begin{aligned} \Delta E &= K \cdot \frac{\sin(90^\circ - \rho)}{\sin[90^\circ - (\vartheta - \rho)]} = C \cdot \frac{h}{\cos(90^\circ - \vartheta)} \\ &\quad \cdot \frac{\cos \rho}{\cos(\vartheta - \rho)} = G_b \cdot \frac{\sin(\vartheta - \rho)}{\cos(\vartheta - \rho)} \\ &= \frac{\gamma h_k^2}{2} \cdot \text{tg}(\vartheta - \rho) \end{aligned}$$

粘着力を考慮に入れた計算も此の方法で導かれる。圖-17 に於て a) 粘着力を考へない場合、b) 粘着力を考へ、それを h_b で示した場合、c) 安息角を相應の摩擦角

に取換へた場合を矢々示す。 h_k と摩擦角 ρ , 粘着力 c の関係は表-2 の通りである。

図-17.

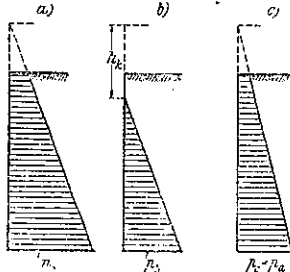
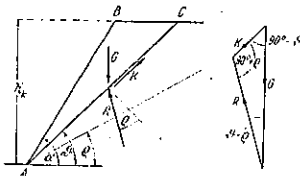


表-2.

h_k m	Werte von c in t/m^2 bei $e =$						
	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
0.5	0.067	0.079	0.072	0.065	0.058	0.052	0.045
1.0	0.175	0.159	0.144	0.130	0.116	0.103	0.091
1.5	0.262	0.239	0.216	0.195	0.175	0.155	0.136
2.0	0.350	0.318	0.283	0.260	0.223	0.207	0.182
2.5	0.428	0.398	0.361	0.325	0.292	0.259	0.227
3.0	0.525	0.478	0.433	0.390	0.350	0.310	0.273
3.5	0.612	0.557	0.505	0.455	0.408	0.362	0.318
4.0	0.700	0.637	0.577	0.520	0.466	0.414	0.364
4.5	0.787	0.716	0.650	0.585	0.525	0.465	0.409
5.0	0.875	0.796	0.721	0.650	0.583	0.513	0.455

図-18 に於て α : 安息角, ρ : 摩擦角, ϑ : 滑り面 AC の角とし G, K, R 力の平衡より次式が得られる。

図-18.



$$K = G \cdot \frac{\sin(\vartheta - \rho)}{\sin(90^\circ + \rho)}$$

$$G = \frac{\gamma h_k'}{2} \cdot \frac{AC \cdot \sin(\alpha - \vartheta)}{\sin(180^\circ - \alpha)}$$

$$c' = \frac{K}{\text{面} AC} = \frac{\gamma h_k'}{2} \cdot \frac{\sin(\vartheta - \rho) \sin(\alpha - \vartheta)}{\sin \alpha \cdot \cos \rho}$$

$\vartheta - \rho = \alpha - \vartheta$ とすれば

$$= \frac{\gamma h_k' \sin^2\left(\frac{\alpha - \rho}{2}\right)}{2 \sin \alpha \cdot \cos \rho}$$

$\alpha = 90^\circ$ の場合は

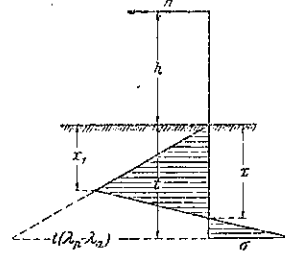
$$= \frac{\gamma h_k'}{4} \cdot \text{tg}(45^\circ - \rho/2)$$

矢板と土の間の摩擦

矢板と土の間の摩擦は矢板の安定に有利に作用し、實際の土壓は摩擦に依り削減される。しかし矢板の計算

には摩擦を無視するのが適當である。それに依つて次の利點がある。1) 滑り面を平面とする不正確な假定を補ひ殆ど正確にする。2) 計算を非常に簡單にし $P = h\lambda$ で土壓は求まる。ここに矢板が垂直で表面が水平な場合、主動土壓に對し $\lambda(\lambda_a) = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \rho/2)$ 抵抗土壓に對し $\lambda p = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \rho/2)$ となる。

図-19.



磋商されないう板に水平集中荷重が作用した場合(圖-19)

力の平衡から次の論式が得られる。

$$x_1 = \frac{k(4t + 6h)}{t^2 - 2k}$$

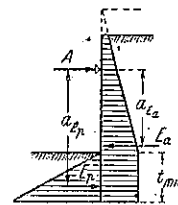
$$x = \frac{kl(4t + 6h)}{2x_1t - x_1^2 - 2k}$$

$$\sigma = (\lambda_p - \lambda_a) \frac{x_1x - 2k}{t - x}$$

ここに $k = \frac{H}{(\lambda_p - \lambda_a)\vartheta}$, $\lambda_p = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\rho}{2})$, $\lambda_a = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\rho}{2})$, $\sigma \leq t(\lambda_p - \lambda_a)$ ならば矢板は安全である。 $\sigma = t(\lambda_p - \lambda_a)$ と置けば t_{min} が得られる。 x_1 の値を x 式に代入すれば

$$x = \frac{2t^6 + 3ht^4 - 8kt^3 - 12kht^2 + 8k^2t + 12k^2h}{3t^4 + 6ht^3 - 12kt^2 - 36kht - 18k^2h^2 - 4k^2}$$

図-20.



磋商された矢板に土壓の作用する場合

t_{min} は $E_a \cdot a_{Ea} - E_p \cdot a_{Ep} = 0$ より求まり $A = E_a - E_p$ となる(圖-20 参照)。

t_{min} がわかれば h' は求まる(圖-21 参照)。今深さを Δt 増せば

$$x = \Delta t \cdot \frac{3h' + 2\Delta t}{6h' + 3\Delta t}$$

圖-21.

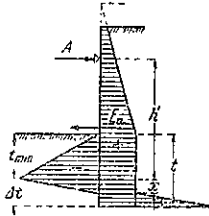
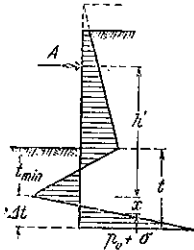


圖-22.



より x を求め圖示すれば 圖-22 の如くなる。これにより矢板にかゝる曲げモーメントは容易に求まる。

壓力分布假定の考案 今までに假定した壓力分布の近似性について考へて見る。嚴密に言へば確かでない事は明らかであるが外にこれよりも實際に近い假定の有無について考へる。

t_{min} の計算は實驗値とよく一致してゐる。この t が増すにつれ礎着力及び矢板先端にかゝる力は小さくなる事は實際知られてゐるが上述の假定もこれと一致してゐる。次に他の壓力分布に就いて調べて見る。例へば $t > t_{min}$ に於て矢板の抵抗が $\sigma < t(\lambda_p - \lambda_a)$ (圖-23) 迄直線的に増すとすれば

$$H \cdot a_H = \frac{t}{2} \cdot \sigma \left(h + \frac{2}{3}t \right) = E_w \left(h + \frac{2}{3}t \right)$$

圖-23.

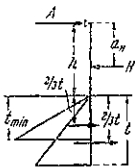
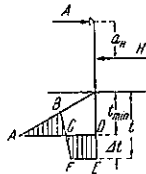


圖-24.



$h + \frac{2}{3}t > h + \frac{2}{3}t_{min}$ であるから $E_w < E_{w_{min}} = E_p$ 従つて A は t を深くすると大となる。従つてこの假定は矛盾がある。次に 圖-24 の如く不等邊四邊形の分布を考へる。重心は下へ下る。それ故この時も E_w の減少は A の減少を來たし、この假定も正しくない。従つて壓力分布は上述のが最も正確だと言へる。而して x の値は一般に次式の如くなる。

$$x = \frac{t^2 \min(1-\alpha^2) [3h' - t_{min}(1-\alpha)] + \Delta t^2 \alpha (3h' + 2\Delta t)}{t^2(1-\alpha)^2 + 3\Delta t \alpha (2h' + \Delta t)}$$

普通の場合は $\alpha = 1$ であつてこの場合は

$$x = \Delta t \cdot \frac{3h' + 2\Delta t}{6h' + 3\Delta t}$$

となり前出の式となる。この α の値は常數ではなく一

定の t に對し H が大きくなれば α は 1.03 より小なる値から 1.0 迄増し、 H が一定の場合は t が増すにつれ 1.0 より次第に小なる値に減ず。即ち $\Delta t/t_{min}$ が大になる程 α は小さくなる。しかし實際には $\Delta t/t_{min}$ は 1 より小さいから $\alpha = 1.0$ と置いて大差はない。

河 川

(136) 河川流量と築堤の高さ

(R. Winkel; "Eindeichung und Abfluß." Die Bautech., Jg. 19, Heft 24, 6, Juni 1941. S. 262~263. 佐藤清一抄)

河川の洪水は 圖-25 の如くに典型化して考へる事が出来る。平水位の水面勾配を J とすれば洪水波の前面に於ける勾配 J_1 は $J_1 = \frac{h_1 + z}{l_1}$ 、又後面に於ける勾配 J_2 は $J_2 = \frac{h_2 - z}{l_2}$ として近似的に表はす事が出来る。但し z は洪水最高水位の平水位上の高さである。

流速公式は一般に $v = k\sqrt{RJ}$ であるから、同一水位の場所に於ても洪水波の前面と後面とに於ては流量は異なる筈である。例へば 圖-25 に於ては 4 と 5 とに於ける流量は水位が同一なるにも拘はらず、4 の方が 5 の方よりも大である筈である。

圖-25.

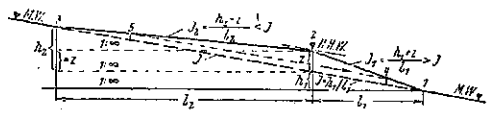


圖-26.



之を例に依つて示さう、今ある地點に於ける断面が 圖-26 の如く複断面であるとする、即ち平水路の幅は 110 m 水深が 2.55 m、高水に對する断面は 1~1' で水面幅 492 m、水深が平水面上 (z) 2.45 m であるとする、而して水面勾配は平水の場合に $J = 0.0002$ 、高水の場合に洪水波の前面に於て $J_1 = 0.00025$ 、後面に於て $J_2 = 0.00018$ であるとする。

然る時此の場所に於ける流量水位曲線を求めて見よう。

1. 平水位

$$R \equiv F: U \equiv V: B = \frac{T^{(1)}}{1.4} = \frac{255}{1.4} = 182 \text{ m,}$$

$$F = BR = 110 \times 182 = 200 \text{ m}^2,$$

$$v = T^{5/7} f(J) \text{ のノモグラム}^{(2)} \text{ より}$$

$$J = 0.0002 \text{ に対して } v = 0.85 \text{ m/sec.}$$

$$\therefore Q_M = v \cdot F = 170 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

2. 水位 +3.55 m.

$$B \approx 486 \text{ m, } F \approx 486 \times 1 + 200 = 686 \text{ m}^2,$$

$$R = \frac{686}{486} = 1.41 \text{ m, } J_1 = 0.00025$$

$$\text{ノモグラムより } v = 0.79,$$

$$\therefore Q = 542 \text{ m}^3/\text{sek } J_2 = 0.00018$$

$$\text{同様にして } Q = 466 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

3. 水位 +4.55 m

$$B \approx 490 \text{ m, } \therefore F = 1131 \text{ m}^2, \therefore R = 2.31 \text{ m.}$$

$$J_1 \text{ に対して } Q = 1278 \text{ m}^3/\text{sek, } J_2 \text{ に対して}$$

$$Q = 1084 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

4. 水位 +5.0 m

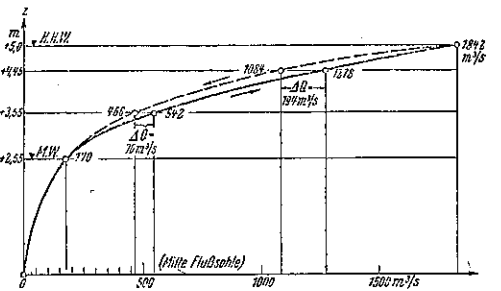
$$B \approx 492 \text{ m, } \therefore F = 1405 \text{ m}^2, \therefore R = 2.86 \text{ m}$$

$$J_1 \text{ に対して } Q = 1842 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

之等により $\Delta z \sim Q$ 曲線を畫けば圖-27 の如くである。

圖-27 に於て Q_{HHW} に相當する點にては曲線は角が

圖-27.



ついてゐるが、嚴密に考へると J_1 は序々に連続的に變化して行く筈であるから此の部分に於ては曲率の大きい、小さな曲線となる筈である。

以上の如くしてある場所に於ける流量と水位の曲線を知る事が出来る。併し、高水に對する計算には之が流れる時の有效断面のみを考へて行けばよく、浸水面

1) R. Winkel: Grundsätzliches zur planmäßigen Flußregelung DWW 1940. Heft 12. S. 382~384.

2) R. Winkel: Die Grundlagen und Flußregelung..., S. 13, 14 (ノモグラム) Berlin 1934, With. Ernst & Sohn.

積に對する断面は考へる必要がない。そこで堤防を築て此の浸水面を防ぐとすれば、前の游水量に相當せる水量丈築堤にする断面積にて流さねばならなくなり、水位は、たとへ許容し得る量であるかも知れないが、ある量丈水位は増大しなければならない。故に築堤高は此の高さに從つて決定されねばならない。そこで此の水位の増大量を充分精確に計算する必要が起る。次に此の計算法を前例に從つて示さう。

今 $B_0 = 492 \text{ m}$ を $B_0 = 400 \text{ m}$ に縮小せるものとする。然る時、 $B_0 = 492 \text{ m}$ の場合の HHW 上の種々なる高さ Δz について、 $B_0 = 400 \text{ m}$, $J_1 = 0.00025$ の場合の流量を求め、前の最大流量 $1842 \text{ m}^3/\text{sek}$ に對當する Δz を求めばよい、そこで

1. $\Delta z = 0$

$$F = 200 + 2.45 \times 400 = 1180 \text{ m}^2,$$

$$\therefore R = \frac{1180}{400} = 2.95 \text{ m, ノモグラムより}$$

$$v = 1.31 \text{ m/sec, } \therefore Q = 1545 \text{ m}^3/\text{sek}$$

2. $\Delta z = 0.2 \text{ m}$

$$F = 1260 \text{ m}^2, \therefore R = 3.15 \text{ m,}$$

$$\therefore v = 1.39 \text{ m/sec, } \therefore 1754 \text{ m}^3/\text{sek}$$

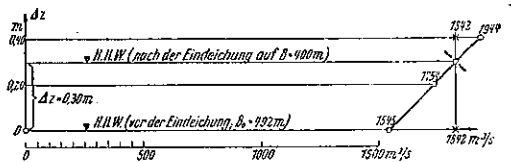
3. $\Delta z = 0.4 \text{ m}$

$$F = 1340 \text{ m}^2 \therefore R = 3.35 \text{ m,}$$

$$\therefore v = 1.45 \text{ m/sec, } \therefore Q = 1944 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

之等により $\Delta z \sim Q$ 曲線を畫けば圖-28 の如く之によ

圖-28.



り $Q = 1842 \text{ m}^3/\text{sek}$ に對して $\Delta z = 0.3 \text{ m}$ を求める。即ち此の様な幅に於て築堤する時は元の最高水位 5 m より少くとも更に 1.3 m 丈高い水位を標準として行ふべきである事が分る。

【譯者註】以上の計算中に v は $R^{5/7} f(J)$ のノモグラムより求めてゐるが之は何も上記ノモグラムにのみよらねばならぬものではなく、Ganguillet-Kutter 公式によつて充分である。尙ほ次の如き所に問題がある。

1. 以上の計算に於ては、洪水波はある地點を通り始めてより通り終るまで變形せぬものとしてゐる。即ち J_1 及び J_2 は變化せぬものとしてゐる。併し本計算中にも主張してゐる如く $Q_1 > Q_2$ であるから波形は變

化せざるを得ないだらう。

2. Q_{max} の計算には J_1 を用ひてゐるが $\{HHW\}$ に於ては J に近いのではないか。

港 灣

(137) ロンドン港

“The Port of London.” The Dock and Harbour Authority, Dec. 1940. p. 29~32.
福西正男抄

ロンドン港の具有する優れたる點は、河幅廣くして且つ水深大であり大船巨舶の自由に船渠内に出入出来ることである。長期に亘る種々調査の結果 1796 年下院港灣委員会はロンドン港には泊船渠の築造が最も適してゐると結論した。依つて West India 船渠の築造に着手し 1802 年之が開通を見るに至つた。夫れ以前にもテムズ河には二つの小さい船渠が存在してゐた。即ち一つは Howland 泊船渠であり、之は 1696 年 Rotherhithe に築造されたもので、英國に於ける最初の泊船渠である。他の一つは Brunswick 船渠で 1780 年 Blackwall に築造されたものである。West India 船渠に引續いて 1805 年には London 船渠、1806 年には East India 船渠が竣功した。次いで 1828 年には St. Katharine 船渠が竣功し、又 1838 年に East India 船渠會社が West India 船渠會社に合併してより、陸續として數多船渠の開通を見るに至つた。即ち 1855 年には Victoria 船渠、1880 年には Royal Albert 船渠、1886 年には Tilbury 船渠、1904 年には Greenland 船渠等が竣功した。之等の中最大のものは King George 五世船渠の築造工事である。この工事は 1912 年に開始され 1931 年に竣功し、總工費 4 000 000 磅である。入口閘門は長さ 800 呎、幅員 100 呎高潮

圖-29. 乾船渠築造 (King George 五世船渠)

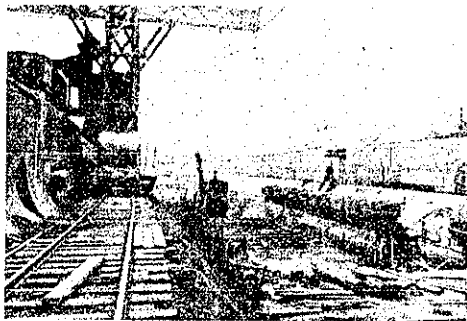
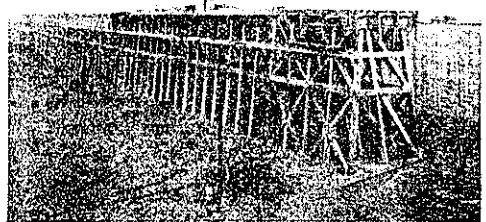
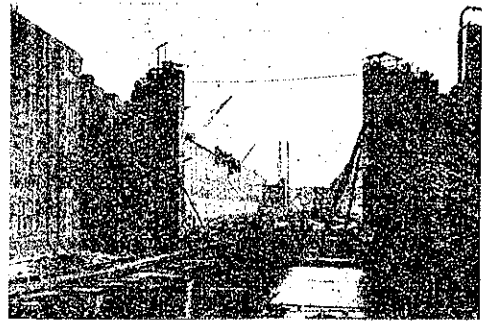


圖-30. コンクリート突堤 (King George 五世船渠)



位にて水深 45 呎である。三對の鋼製扉で二部屋に區分する。泊船渠の廣きは 64 エーカーで岸壁の延長 10 000 呎、大型船舶用パーズ 14 有してゐる。船渠には上屋の設備があるが、北側のは鐵筋コンクリート構造二階建であり、又南側には延長各 500 呎の七つ鐵筋コンクリート構造突堤を有し、之に鐵骨及び波形鐵板構造の一階建上屋が建つてゐる。乾船渠は長さ 750 呎幅員 100 呎、深き龍骨骨上 35 呎あり、Royal Albert 及び King George 五世船渠との間に幅 100 呎深さ 34 呎の道路を有してゐる。工事の請負契約を結ぶ前に精密な調査をなし、100 呎毎に断面を取り、18 ヶ所の

圖-31. 船渠入口閘門及び門扉 (King George 五世船渠)

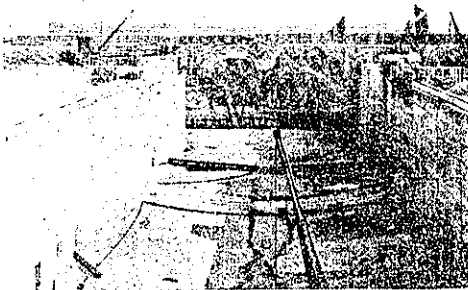


試錐と 2 ヶ所の試掘孔を下した。1912 年 8 月に請負契約成り、工期 4 ヶ年で竣功の筈であつた。然るに 1914 年~1918 年の歐州大戰の爲め工事は殆んど中止の状態となつた。

1918 年末に至るも竣功を見るに至らなかつた爲め請負契約を打切り其の後は港廳直轄で工事を進めた。掘鑿工事は總て陸上で施行した。ポンプ室は適當の位置に設置し河又は Royal Albert 船渠に排水した。長期間中の全排水量は平均 10 000 ガロン/分で、最大 13 000 ガロン/分であつた。船渠の掘鑿には主として 130 馬力、120 馬力の Lubecker 式蒸氣掘鑿機を使用し其の工程

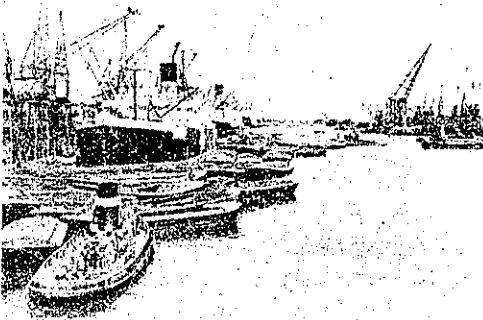
は良い状態で 1 日 2000 碼³ であつた。特別な箇所及び閘門、乾船渠の掘鑿には補助の蒸氣掘鑿機を數臺使用した。掘鑿土の運搬には線路延長 17 哩 及び蒸氣機關車 16 臺土運車 600 臺を使用した。餘剩土砂は底開式土運船を使用して 60 哩遠方の海中に捨土せり。掘鑿土 5000000 碼³ の中 2000000 碼³ はこの方法で処分したが其の工程は 1 週間最大 30000 碼³ であつた。大量のコンクリートを作る爲には容量 1 碼³ 練 20 馬力電

圖-32. 船渠入口閘門築造 (King George 五世船渠)



動機付混和機數多と容量 5 噸乃至 10 噸の起重機 30 基以上使用せり。使用労働者は 1 日最大 1700 人であつた。又 500000 碼³ のコンクリートを作る爲めに 100000 碼³ のセメントを使用し猶頂部、側壁、基礎等に 250000 碼³ の石材を要した。貨物取扱用として容量 3 噸の起重機 66 基設備してゐる。乾船渠のポンプ室には 3 時間で全部排水可能なポンプ 2 臺を備へ何れも 820 馬力で管徑 4 呎 6 吋である。閘門扉は鋼製で重量は何れも 350 噸ある。各、門扉には浮力を與へる爲め 6 ケ所に空氣室がある。操作は水壓ジャッキに依る。乾船渠の入口を塞ぐ爲めに重量 600 噸の潜函を使用した。船渠に 2 ケ所可動橋があるが一は旋開橋で徑間 200 呎重量 1800 噸あり、水力で開閉し、開閉に要する時間は 75 秒である。入口閘門に架る可動橋は電

圖-33. Royal Albert 船渠

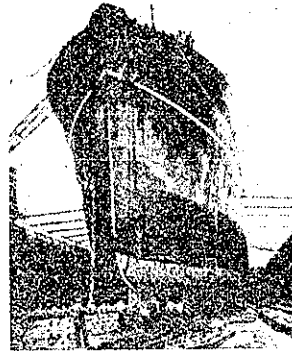


力で開閉し複線の跳開型で、重量 740 噸である。

テームズ河堰 テームズ河に堰を作る計畫は屢々問題になり議會に於ても論議されたが次の様な理由で取止めとなつた。1. 船舶が堰堤閘門を通過する場合の危険と遅滞。2. 河川潮汐の干涉現象と夫に依る堰の上、下流兩側の浸深に及ぼす影響。3. 満潮時の水位迄貯水することとなる爲めロンドン市民特に低地居住者の健康に及ぼす影響、猶種々地下土木工作物に對する影響。4. 工費 8000000 磅を要する點、及び築造中の交通上の不便。5. 戦時の際の堰堤の缺點即ち空襲の目標となり又若し破壊された際の船舶航行の不能。

冷蔵装置 ロンドン港は冷蔵装置に於ても尖端を行つて居る。1881 年 Victoria 船渠に於て最初冷蔵装置を試み其の後 1914 年~1918 年に Royal Albert 船渠に新しい冷蔵装置を築造した。其の當時は冷却海水の循環に依つたが今日では冷却空氣を管で循環させる方法を用ひ、其の媒介物として粒狀コルクの壓縮板に代つて木炭、鎮綿を使用してゐる。

圖-34. 乾船渠中の船舶 (King George 五世船渠)



船渠の機械装置 機械装置には多額の費用を要し、其の使用時間は毎週平均 20 時間位である。例へば 150 噸吊起重機船 “London Mammoth” 號の建造費は 80000 磅であつた。其の賃借料は 1 ケ年 12000 磅 1 日 40 磅である。作業をなす場合には乗組員、燃料、維持修繕等の費用として更に 1 日 40 磅を加へる。又 1 週間に 6 日間晝夜作業をなす製粉装置數基を備へ、猶岸壁用起重機や軌道等一般的装置の他に穀物、肉類、果物、チーズ、煙草等を取扱ふ爲めの特別な装置もある。

近代技術に依る船渠築造 船渠築造方法に於て最も重要な點は機械装置である。それには電動機及び内燃機關を使用してゐる、鐵筋コンクリートは基礎抗、突堤、上屋其他總ての場合に用ひ又鐵矢板も使用してゐる。猶杭打機、コンクリート注入機、振動機等も使用

す。若し基礎地盤の悪い場合にはコンクリート杭の使用、ポンプに依る地下水位の低下、化学的滲透に依る地質の凝結等の方法を用ふ。基礎工事及び隧道工事に壓縮空気を使用する方法是大いに進歩し、労働者の危険も大いに減殺されることとなつた。總ての掘鑿機は其の大きさ、能率、確實さ等に於て最近非常な進歩をしてゐる。

道 路

(138) 砂と貝殻の混合材を使用せる
可撓性道路基礎に就いて

“Sand-Shell Admixture as Flexible Road Base.” Civil Eng., May 1941, p. 239~237.
新田 亮 抄

アメリカ Texas 地方に於て最近試みられてゐる道路施工法の一として道路基礎材料に従来の砂利及び貝殻處理を使用する代りに砂と殻の混和材を使用して經濟的な施工をなした。この方法が最近 Liberty County, Tex に於て施工延長約 6 哩に亘つて採用された。

此の方法を採用した道路は柔軟なる基礎で、道路幅員 23 呎、内表面の幅 22 呎は簡易アスファルト造とした。此の基礎及び表層施工は 1940 年 1 月に着手して同年 8 月に其の竣功を見た。

本道路に於ける路床處理は所謂ガス・マウンド即ち緻密な砂質ロームで 6 吋厚とした。普通ガスマウンドと稱されてゐるものは、35~130 立方碼の材料を含む微細な砂質ロームの餞頭山であつて、Texas の Gulf Coast 邊に豊富にある。

又貝殻は Galveston Bay の露頭から採取した。先づ貝殻は 20 呎の幅に擴げ、之を 2 日間乾燥させ、更に之を完全に乾燥させる爲に合掌や耙で循環的に操作をした。斯くて、材料は一様に灰色になる迄少なくとも 1 日に 2 回は完全に引つくり返へした。此の操作時間の最少は 2 日間で乾燥には 4 日間を費したのである。尤も天候の如何に依つて多少の差はあつた。

斯る作業中一方實驗室に於て試験も進めた。實驗は夫々の試料に就いて行ひ其の結果次の様な値が得られた。

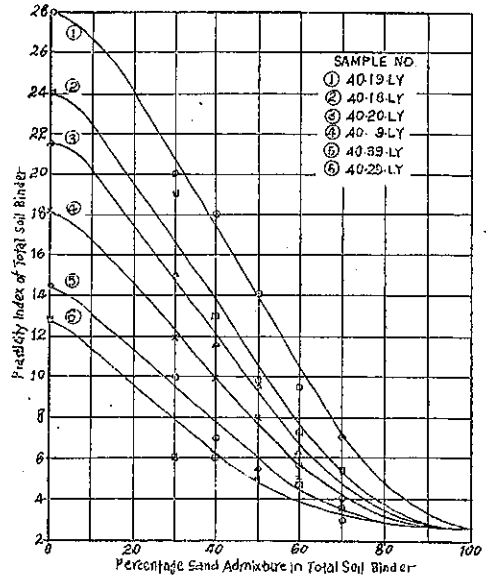
濕重量 (lb per cu. ft).....	82
水 (%).....	22
乾重量 (lb per cu. ft).....	67
液體限界	37

粘性指數	19
40 目篩通過物 (%).....	20

此の仕事に於て用ひた混合砂は普通の Ridge Sand でその内の約 95% は 100 番篩を通過し可塑性指數が 2 又は 3 のものである。

混合用の砂は全部一箇所から採取した、尙乾燥してバラバラになつたもの、平均重量は 1 立方碼に付き 75lb であつた。圖-35 に示す曲線は混合砂の貝殻中の素地との百分率の變化を示したものである。これは可塑性指數が 14~27 に亘るときの素貝殻地の數個の試料に對しなされた。此の他混合が明細書の範圍内にあるか否かを知る爲に常數が考究された。混合は次の明細書(仕様書)に據つた。

圖-35.



完全に緻密にされた基礎の筋分。

1 1/2 吋篩を通過するもの.....(90~100) %

40 番篩を通過するもの.....55% 以上無き事

40 番篩通過物(土壤結合材)

液體限度を超えざる事.....35

可塑性指數 4 以上にして然かも 12 を超えざるもの

線收縮は.....7% を超えざる事

(註—線收縮は水分の極限と、收縮の極限との間の容積の收縮から算出し得る)。

與へられた貝殻が 20% の土壤結合材と 19 の可塑性指數を有する時素貝殻地 30% と混合用砂 70% は可塑性指數が約 6 である混合の結果を與へる事となる。

故に必要な土壤結合材の割合は次の如くである。

$$\frac{(70/30) \cdot 20}{(70/30) \cdot 20 + 100} = 45.5\%$$

此の設計は 施工中の貝殻の破壊に對する餘裕を見込んで仕様書の範圍内にある。

撒布作業一

混合用砂は 3 碼積トラックで運搬し、一般に 1 箇所に付いて 7~10 立方碼程度に堆積した。次の作業段階として、之を平に擴げて、農業用トラクターに依つて牽引される 10 呎のスプリング付耙と 10 呎の圓盤を有する耙は砂と貝殻を混合する爲に採用された。この耙を使用した時間の約半時間後に更に良く混合する爲の目的を以て、合掌を使用した。此の操作は乾燥した材料が完全に混合せられるまで、又は完全に分離が始まる迄續行した。材料はやがて 23 呎の廣さに擴げられ、その水分容量は貝殻中の original soil finder に水分が入る爲級 15% まで上昇した。此の混合操作は貝殻交り soil finder と混合砂が完全に混合される迄續けた。

次に撒布された材料は必要断面に形作られタンピング・ローラーで輾壓した。3 吋の緻密なる層を作るに要する時間は各箇所に於て凡そ輾壓時間の 1/4 であつた。

路盤の完成後に於て路肩や斜面は路床施工と同様の材料で施工した。

橋梁及構造物

(139) 新型の吊橋

(Geo. A. Mahey; "New Type Suspension Bridge Proposed." E. N. R., April, 24 1941 p. 64~65.)
岡正義抄

Tacoma 橋が落ちて以來種々な荷重條件の下に動力學的安定を研究する爲に Northwestern Technological Institute で模型實驗を行つた。此等の實驗中最も驚くべき事は次の事である。

普通の鋼索垂直材に吊材補強結構を附加へ、斜材の吊材に豫應力を與へておく可撓的な鋼索構造が殆んど振動を起さないやうな剛結構造となるといふ事である。

吊材として三部材を使用して主鋼索を補剛する方法は各垂直吊材の上端即主鋼索の所と兩隣の吊材の下端を結びつけるやうに設計され、此の實驗に於て此等斜吊材は常に張力が作用するやうに豫應力を與へて置いた。此の吊材構造は動的荷重に依る振動を非常に早く減衰させるので、實際の構造物に相當重要な影響のある共鳴風壓は起さないであらう。

此の際に、鋼索は補剛結構の吊下つてある可撓的な部材として作用するのではなく、移動する荷重又は動力學的な風壓衝擊の影響を受ける際にも、鋼索から道路面までの高さの結構の上弦材として作用するのである。

使用した模型

静力學的な荷重試験と動力學的の試験は二つの模型に就いて行はれ、一つは Tacoma 橋の主徑間の模型で他の一つは左右徑間をも含めた San Francisco 灣橋の模型に就てである。

Tacoma 橋の模型の場合には試験の爲に使用した集中荷重は全主徑間の死荷重の 1/14 であり、San Francisco 灣橋に對しては 1/10 であつた。此の荷重は静力學的の撓み曲線と比較するために用ひられる荷重である。又荷重をかけてそれを急に取除いて見た。振動の減衰を調べる爲に普通の設計の吊材構造のものと、三部材即二つの斜吊材が加はつたものとを兩方實驗した。

試験と其結果

衝擊荷重は理論的に生ずる振動を與へ、即静荷重による撓みの 2 倍である。

静力學的に又動力學的に Tacoma 橋の模型に就いて實驗するに一方は普通の垂直吊材とし、他方を新考案の三部材吊材のもので實驗する時後者が非常に剛性を増し、殆んど共鳴振動を起さなかつた(圖-37)。

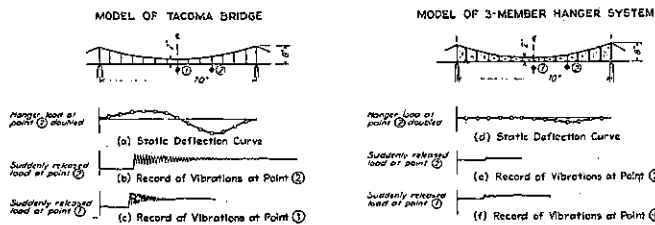
Tacoma 橋の模型、此は普通の設計に斜吊材を取附

けて安定させたものであり、上端の支柱は左右の徑間を省いた爲め塔を補剛したのである(圖-38)。

San Francisco 灣橋の模型、此の模型に就いて左右の徑間でも中央の徑間と同様に斜吊材を附加して實驗を行つた。

普通の吊材構造の Tacoma 橋の模型に對し(圖-36)中の(a),(b),(c)は静力學的撓みと動力學的振動を來し、(d),(e)

圖-36.



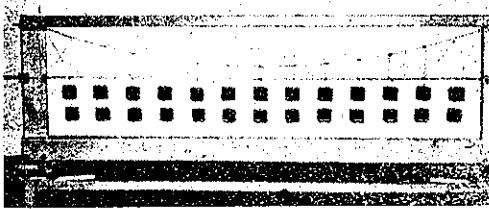
NOTE For both cases, deflection and vibration diagrams are obtained for some loads and are plotted to same scales

(f) は三吊材構造に對するものである、三部材構造にすると(圖-36)で見ると如く急速に振動が減衰する。

結論.

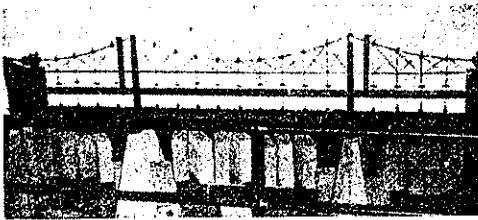
(1) 構造の重い、剛性に富んだ三徑間連続結構を用ひるより此の吊材構造の吊橋の方が動力學的不安定に對する危険は少いだらう。

圖-37.



(2) 三徑間又は多徑間の連続結構が使用される箇所ではどこでも此の吊材構造の吊橋を應用し得る。此の新型の吊材構造は剛性の爲に補剛結構を用ひたり、或ひは大きな死荷重を用ひたりする必要がないから非常に經濟的である。

圖-38.



(3) 實際には用ひられなかつたが、San Francisco 灣橋として、斯様な三徑間吊橋が使用される可能性はある。其の場合には中央徑間の中心に於ける旋着の費用を軽減し得て、しかも現在より撓みが小さくなるであらう。

(4) 此の新型吊材構造に豫應力を與へる事は、單に床組の荷重を傳達する事で出来るから容易な事である。

(5) 鋼索の作用が動荷重を受ける連続結構の上弦材として作用するので、従來の設計に比較して振動を減衰せしめる事は驚くべき程大である。

(6) 三部材よりなるこの吊材構造の建設費の増加は僅かに1%以下である。

垂直吊材の省略

Tacoma 橋の模型で垂直吊材を省いて斜吊材のみを使用してみると三部材吊材の時より減衰作用が少し劣

るだけで満足すべき結果であつた。

鐵 道

(140) ローマに於ける萬國博覽會場に 至る新地下鐵道

("Die neue Untergrundbahn zur Weltausstellung in Rom." Bautech., Heft 1, 1941)
S. 18~20. 掛場 幹抄

萬國博覽會場に對する輸送を考へると今度出來た地下鐵道が都市高速交通の大動脈をなして居る。この區間は複線の電氣鐵道で(架線の電壓3000ボルト)最高速度100km/hを有し、通常列車間隔としては3分間であるが、殊に混雑時には2分に爲し得る。その結果往復で1時間に付26000人或は39000人を輸送する事が出来る。全區間に對し5つの中間停車場の停車を含み13分の運轉時間を要する。

新線はVia VicenzaとVia der Milleとの交叉點にある市内のMacaoに起り、Via Vicenzaに沿つて走りTermini停車場(國有鐵道の首停車場)の新移動位置の部分の下に横はり、Largo Visconti Venostaへ迄Via Cavourの下を通つて居る。このLargo Visconti Venostaには最初の停車場Giovanni Lanzaがある。此處から新しい建設區間がVincoliのHügel San Pietroを経てColosseum廣場に走つてゐる。Hügel San Pietroはその上に同名の教會があつてMichelangeloの筆になるMoseの有名な銅像がある。

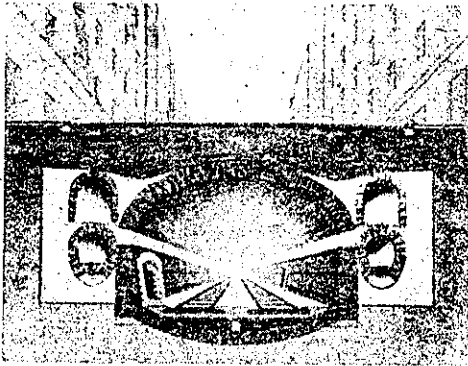
Colosseum廣場に第2の地下停車場が計畫されてゐる。Konstantinの凱旋門とColosseumの間の二つの相反曲線によつて、この鐵道はVia dei Trionfiを貫通し、そこで、200米半徑の大なる曲線でViale Africanaに入る、このViale Africanaには第3の停車場としてCircus Maximus停車場がある。此處から路線はVia della Piramide及Ostia廣場をこへ、Porta San Paoloの停車場へ向つて、Viale Africanaに沿つて延びてゐる。この區間の近くで更に中間驛Ostinse及Tre Fontaneをこへ、博覽會場にまで至つてゐる。

全長は11332mあり、その内約3700mは地下鐵道として市内部に、蓋されて居る部分は5700mで、その中に二つの490m及600mの二つの隧道及博覽會場に於て延長1900mの第3隧道が走つてゐる。線

路は全部で 6090 m が地下に、5290 m が明るみである。最小曲線半径は 200 m である。約 7700 m は直線で、約 3600 m が曲線である。

海面上 46.13 m にある Tumini 停車場から Via Cavour と Via Farini の交叉點に 16% の勾配で達する。これから 468 m 離れた Giovanin Ianza 停車場迄線路は最急勾配 35% を有する。Via Cavour は此の通りの兩側にある建物の特殊な基礎と同様管つて

圖-39. Via Cavour の隧道断面



導水層であつたもので、紀元前からの地下歩道が、此の通りの真中に、St. Lorezo の小室を有して居る。勾配は此の地下歩道に依つて左右されて、此處から終端驛まで 8~30% となつてゐる。終端停車場たる博覽會驛は 870 m の水平線上にある。一般にこの鐵道は地下 8~11 米にある。

この深さは屢々無数にある地下供給用導管及剩水運

河に依つて決定されるのである。

圖-39 は Via Cavour にある隧道断面を示して居る。その建設に際しては、この通りの兩側の高層建物が安全なる様充分顧慮せねばならなかつた。

圖-40 は坑道掘進の作業過程を順々に示してゐる。標準隧道幅は軌條面高に於て、直線部にあつては 8.0 m 曲線部にあつては 8.16~8.8 m である。

軌條面上穹窿頂點までの高さは 5.5~6.0 m、鉄筋コンクリートよりなる穹窿では 5.0~5.3 m である。

架空電車線の軌條面上の最低高さは 4.650 m である。新建設區間に沿つて次の如き重要な剩水運河がある。即ち Via Annibaldi には長さ 450 m、3.75×2.5 m の大なる集水運河、Porta Metronia には 3.2×2.2 m なる運河、Collosseum には 3.6×2.9 m の断面の運河がある。

此處に於て鐵道建設に際しそれぞれの断面に應ずる一群の大なるサイフォンをつくる必要がある(圖-41)。

地下の方の Termini 停車場の位置は交通省とローマ市行政の建物との間に新しく出来た廣場の真中にある。

是れは 2 m 及 1.5 m の太い柱の上にある鉄筋コンクリートスラブに依つて上方から蓋をされてゐるから、之をはがせば下の構造を知る事が出来る。中央の 156 m の長さの部分は三徑間にわかたれてゐる(圖-42)。

この中、その中央は兩軌道を有する 11.8 m で、すぐ是れに相隣れる二つの 6 m 宛がある。

地表下 10 m にある歩道の幅は夫々 9.8 m である。この停車場建物は二階式となつて居り、出發用の高さ 8

圖-40. Via Cavour に於ける隧道掘進工程

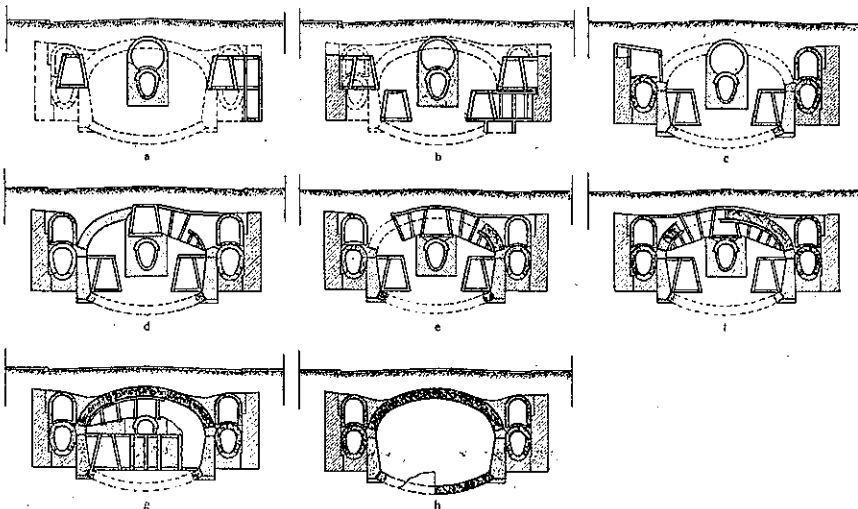


図-41. 大きなサイフォンを有する
Circus Maximus の地下道模型

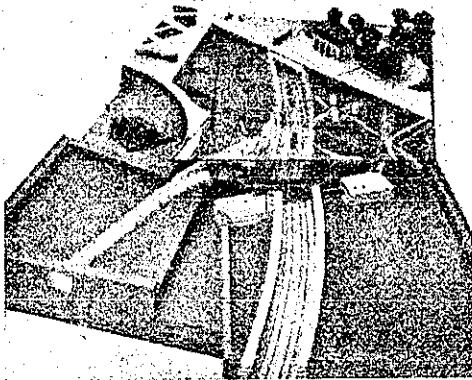


図-42.

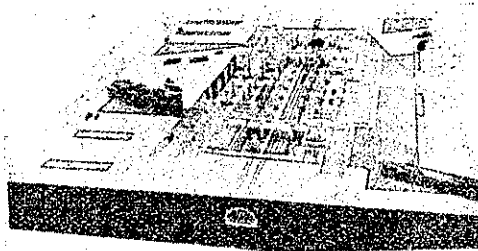
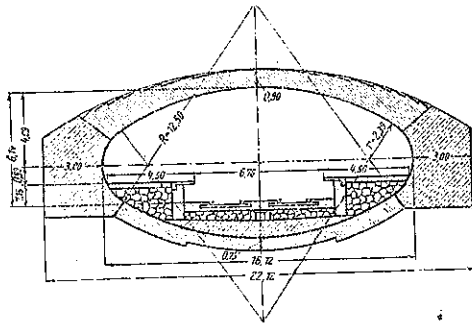


図-43. Termini 駐車場の模型



m²の廣間は 60×27 m の底面積を有する。それは到着列車に對し稍々小である。曩に述べた出發廣間に於ては二つの各 8 m 幅の階段が直ちに乗車券出札口に通じてゐる。

Colossum 駐車場の断面は 圖-43 で明らかである。終端の博覽會停車場は 575 m の延長があつて到着と出發はその反對側に位置してゐる。

この停車場は Via Imperial に

對して對稱で、之は延長 197 m の隧道に依つて地下で通じ、一つは到着、一つは出發の二部分に分けられる。この兩者の夫々の延長 189 m の停車場部はその内延長 63 m が全く地下となつて居り残りの 126 m が明るみとなつてゐる。

停車場の全幅は 23 m で線路部分は 8.40 m、ホームが兩方合せて 14.60 m である。

圖-44. 終端の或國博覽會停車場平面圖
右が到着 左が出發



電流に對しては、最新の知識を採り入れた送電所が Mercati Generali に建てられて居り約 23 000 kW の能力を有してゐる。電流は 60 000 ボルトの二回線及び二つの補助線に依つて送られてゐる。

最高の供給能力は 30 000 kW であつた。地下の狀況が特別に種々なる形狀の爲め Via Cavour の建設作業は困難を極めた。

14 m までは古き建物、築堤、粘土、凝灰岩殘の部分 が横はつて居り。支柱の高さの所には多くの Rome 皇帝の遺跡がある。かゝる状態からこゝでは坑道掘進に最大の用心をなした。

Giovanni Ianza 停車場では、通りの全幅に互つて延びてゐる宮殿の基礎がとりわけ目立つてゐる。通りの左側の建物は大抵深く突き通つた且非常に丈夫な基礎を有して居り、右側の建

圖-45. Via Giovanni
停車場断面圖

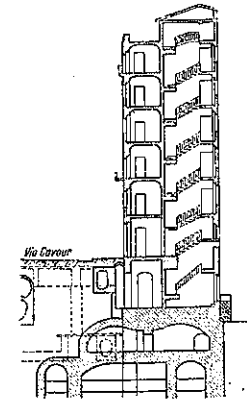
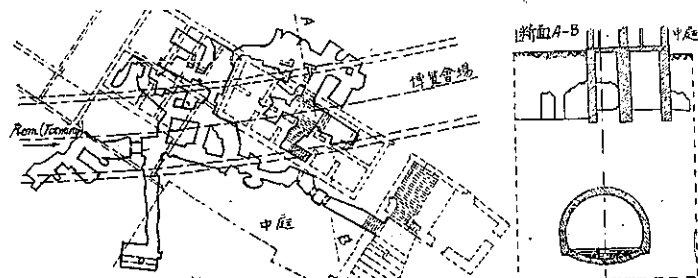


圖-46. Vincelli に於ける Via Cavone と San Pietro の間にある古代地下道



物は穹隆及柱の上に非常に深く基礎が打かれてあるので、荷重は紀元前の建物を通して傳へられる。圖-45が示す通り大なる區間で三つまでも上下に重なつてゐる基礎がある。

坑道掘進はこの關係によつて極端に困難で且高價になるが、それに加へて又導水層の存在に依つて一層困難となつてゐる。この水面は既に述べた通り、現存せる建築物の平衡状態をみださず事はゆるさねいから下げる譯に行かない。

非常に困難な建設區間は Vincoli の San Pietro のそれであつて其處では深さ 30m の主堅坑と二つの深さ 22m と 19m の補助堅坑の隧道が掘進されてゐる。ここにも又數多くの穴や又その一部分に古代から由來せる水の潤れた運河があつたと指示し得る地下の空間が見受けらる(圖 46)。

Viadei Trionfi に沿つた植物園の下では、隧道の線路選定に際し、はつきり古代ローマの剰水運河が見出されたが、その重大な調査の爲め、建設作業は暫時でも中断されたのであつた。

雜

(141) 防空壕構築の力學原理

(L. Föppl; "Mechanische Grundlagen für den Bau von Luftschutzräumen." Der Bauing., 5 April 1941, H. 13/14, s. 120~122. 倉田宗章抄)

梗概 先づ防空壕の屋根の構造に就き單に崩壊物防禦用か或は爆彈防禦用かに分けて、前者に對してはコンクリート構造の屋根で充分であり後者に對しては鐵骨構造なる事を要すとし、尙崩壊物防禦の爲の補強屋根の特性に就いて提案してゐる。

本文 現今、爆彈乃至崩壊物に對する防空壕の安全性と云ふ事が大きな問題となつてゐる、故に屋根の設計の標準となる様な力學的原理を指摘する必要がある。

以下記す處は何等目新しいものではないが、衝突に關する多くの文獻より此の問題に就いて検討し出来る丈簡易な記述をなす様努めた。

さて防空壕の屋根は、兩端自由支承で中央に高さ h の箇所より落下する重量 Q なる荷重を受ける一つの梁と見做して良いだらう。

次に、先づ此の梁は鐵骨たる可きか鐵筋コンクリートたる可きかを明にしよう。

荷重 Q は爆彈の場合と崩壊物の場合とある、前者にあつては落下高度 h の代りに防空壕に衝突直前の速度

を知らねばならぬ、又後者の場合には落下高度 h の代りに衝突直前の速度 $V = \sqrt{2gh}$ を用ひる事とする、さすれば運動のエネルギーとして

$$E = \frac{m_1}{2} \cdot V^2 = \frac{Q}{2} \dots \dots \dots (1)$$

を得る。

さて、衝突に際し此のエネルギーが全部防空壕の變形仕事に轉ずるものだらうか、明に“否”である、何故ならば非弾性衝突の場合には運動エネルギーの一部は落下荷重 Q の變形に費され、弾性衝突の場合には落下荷重の反撥に費され、いづれにしても(1)式に依つて與へられる運動のエネルギーの一部分が防空壕設計に於て問題となるのであつて、此の部分を求むる爲には衝突過程を幾分詳細に検討する必要がある。

重量 $G = m_2g$ なる梁の全質量が衝突箇所にて一點に集中してゐるものと假定すれば、衝突は質量 m_1 、速度 v なる一物體が静止の位置にある質量 m_2 なる第二の物體に衝突する二球の中心衝突の一般の場合となる。

今全衝突過程を二つの時期に分け二物體が接觸してから最大歪に至るまでを最初の衝突期間とすれば、之の期間中に被衝突物體は加速され衝突物體は減速され遂に兩物體は等速度となる。完全に非弾性的な衝突にあつては之の最初の期間中で衝突は完了して兩物體は等速度で運動を続けるが、衝突の終りに生じた歪は其の儘殘存する。之に反して部分的乃至完全なる弾性衝突にあつては歪は部分的乃至完全に元へ復する、之の現象は最初の衝突期間にすぐ引續いて起り、遂に兩物體は分離するに至る、之れを第二の衝突期間とする。此の第二の衝突期間に被衝突物體は一層加速され衝突物體は一層減速され遂に兩物體は分離するに至るのである。斯る考察は他の力によつて何等その運動を防げられる事はない二つの球の衝突に對して用ひられるものであるが又被衝突物體が兩端に於て支承される梁である様な吾々の場合にも轉用される。

さて最初の衝突期間に被衝突物體たる梁が最大歪みに達する時間に比べて概して小であつて此の期間に弾性的、非弾性的に拘はらず兩物體の歪或は一部破壊に關する仕事をカルノー (Carnot) の衝突仕事と云ひ

$$E_{\text{vert}} = \frac{m_1 m_2}{2 \cdot (m_1 + m_2)} V^2 \dots \dots \dots (2)$$

なる式が導かれてゐる。

茲に吾々の場合にあつては

m_1 ; 落下荷重の質量

m_2' ; 衝突箇所にて於て一點に集中してゐるものと見做される梁の質量 m_2 の一部

両端支持で中央に於て衝突される梁に良く合ふ所のコックス (Cox) の定理に依り

$$m_2' = Km_2 \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{但し } K = \frac{17}{35} = 0.5$$

である。

従つて最初の衝突期間に於ける衝突仕事は

$$E_{\text{vert}} = \frac{m_1 Km_2}{2(m_1 + Km_2)} V^2 \dots \dots \dots (4)$$

となる。

破壊された建物の崩壊物が防空壕の屋根に落下する場合には衝突は完全に非弾性的であると見做す方が一層近似的である。従つて衝突は最初の衝突期間で完了する。従つて運動のエネルギー [(1)式] より衝突仕事 [(4)式] を差引いた残りのエネルギーが梁の彎曲に對して作用する事となる、此の衝突仕事 (4) は先づ崩壊した壁體の破碎に費され一部は防空壕の屋根表面の局所的歪に費される、が概して此等は梁を著しく損するものではない。

列車の衝突に於て重量車が何等損傷なく輕量車のみが破壊される如く落下物體 Q の衝突に於ても繊弱な物體の方が主に破壊される、コンクリート防護室乃至鐵骨の上に落下した崩壊物はその破碎に依つて衝突仕事の大半を失ひ、一部の破片は運動のエネルギーを伴つて飛散する。

然し爆彈に依る防空壕への衝突は之と相違してゐる、屋根がブレンコンクリートで鐵骨を有たぬ時でも衝突仕事の大部分は、同じく屋根で受取られるとは云へ、崩壊物衝突との間には荷重本質的な差異が觀取されるのである、之を解明する爲に (I) 式を用ひて (4) 式を書き換へると

$$E_{\text{vert}} = \frac{Km_2}{m_1 + Km_2} E \dots \dots \dots (4a)$$

を得る。故に同じ運動のエネルギーに對して落下荷重 Q の質量 m_1 が小さい程衝突仕事は大となる、従つて爆彈の如く比較的の小なる質量で速度の大なるものに對しては衝突仕事は非常に大である。

此の場合には衝突仕事はコンクリート屋根に局所的に強く被害を與へて孔を開け乃至は貫通する。

即 $m_1 \ll m_2$ の場合 (落下質量 m_1 が梁の質量 m_2 に比して著しく小なる時) は (4a) 式から殆んど全運動エネルギーが衝突仕事に變り最初の衝突期間に失はれる、之

は完全非弾性衝突の場合には再び回復されない。故に質量 m_1 が大で速度 V の比較的の小なる崩壊物の衝突と m_1 が小で V の大なる爆彈の衝突とは充分區別せねばならぬ。

後者にあつては梁の彎曲率は殆んど問題にならず大部分のエネルギーが局所的破壊に消費される、従つて爆彈の有する殆んど全エネルギーが衝突仕事に費されるものである以上その仕事出来る丈爆彈自身に負擔させる様に努めねばならぬ、上部がブレンコンクリートである防空壕は前記の如く爆彈は殆んど損傷なく屋根が殆ど全衝突被害を被る。爆彈自身が衝突仕事の大部分を受けるには鐵の上に落下されねばならぬ。従つて實際的結論として、防空壕が單に崩壊物のみに對する防護を目的とするならば屋根はコンクリートで足りるが爆彈防禦の目的には強き鐵梁を設けねばならぬ。

爆彈が鐵骨上に落下する場合には屢々その強い振動の爲に炸烈する、その際には衝撃の爲衝突の強度及貫徹力が加はり炸烈しない爆彈の單なる衝突と區別す可きだらう。然し此處では深入りせず之の問題に就いては K. Flierl 氏の論文“自由端支承梁に對する横衝突の理論及築城上の應用” (1934) に特に實驗に依り詳細に取扱はれてゐる事を紹介するに止める。

次に衝突仕事を差引いた梁の彎曲に對するエネルギー d_a は

$$d_a = E - E_{\text{vert}} = \frac{m_1}{m_1 + Km_2} E = \frac{m_1^2}{2(m_1 + Km_2)} V^2 \dots \dots \dots (5)$$

である。之の運動のエネルギー d_a は静力學的エネルギー d_a 即梁を彎曲させる變形仕事に轉化される。

擬、梁が衝突に依り弾性限内で彎曲せしめられるか、その鐵部の弾性限迄彎曲せしめられるか或は梁の破壊限 (之の場合は従つてある安全率を考慮せねばならぬ) まで彎曲せしめられるかの三つの場合が區別される、官廳の古い規則では 1 の場合に應ずる様規定されてゐる。が防空壕への衝突は唯 1 回限りのものとすれば、第三の場合を採つても良い事になる。

然し此等の場合に於て強い衝撃の爲に甚しい變形を受けた梁は再度荷重を受ける事が出来ないから取換へる事を忘れてはならぬ。

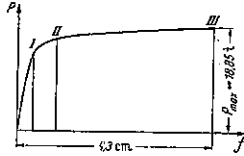
以上三つの場合に就き主に鐵梁を使用した場合の安全性に關して、どの程度の差異があるか L. Tetmajer の I-19 梁の靜彎曲試験から求められた 圖-47 に依り知る事が出来る。

此の梁は徑間 1.5 米で中央に荷重 P がある場合梁の中央斷面に於ける P に依る撓みは 圖-47 の荷重撓度曲

線から求められる、茲に荷重撓度曲線と f 軸及其れに應ずる P 軸縦距とが作る面積が梁に蓄へられる變形仕事である。

曲線上 I, II, III の各點は夫々上記三つの場合を表はす之れに依つて見れば單に梁の彈性限まで荷重を許す I の場合は梁の全變形限度の極く小部分が利用されぬに過ぎぬ、私の考へでは此れより見て破壊荷重 P に應ずる防空壕強度 III を採つて良いと思ふ、但し破壊に對して約 2.5 倍の安全率を欲するものとせば破狀壞態 III に相應する變形仕事の 2.5 倍を以つて靜力學的變形仕事 A_{st} とし方程式 (5) の動力學的エネルギー A_d と等置すればよい、茲に A_d が與へられれば 2.5 倍の安全率を得るには其の靜力學的變形仕事 A_{st} が破壊迄に 2.5 A_d になる様な梁を用ふればよい。

圖-47.



此等の原理は任意の徑間の如何なる梁に對しても、又鐵製の鐵筋コンクリート製なるかに拘はず適用される。只使用する梁に就いて圖-47 の如き靜力學的荷重撓度曲線が必要であるが大抵の梁に就いて此の曲線は既に知られてゐるから問題はない。

又勿論之の考察は、多數の互に組合はされた單梁で出來てゐる屋根全體に對しても同様に適用される。

以上の理論に於ては防空壕の安全性に關しては梁の變形限度が規準になるものであるから鐵材、殊に鐵筋コンクリートの鐵筋に對し變形限度の高い強靱なる鐵材を選ぶ事が合目的である。従つて剛度の大なる然し延性の小なる鋼材より“鋼-87”鋼材の方が一層適當してゐる。實際に當りその防空壕が果して合目的なりや否やの問題例へば厚い防護壁を使用する代りに中間に砂或は塑性物質を填充した二層の薄い防護壁を設くる方がより簡易なるや否やと云ふ様な問題に就いては實際の構築上の觀點からのみ判斷され得るものである。此等の問題に對する解決は、又應用力學が與つかつて力ある事勿論であるが、構築の種類にも密接な關係を有つものである、然し本論では専ら力學的原則のみを取扱ふを本旨とした故に其れには觸れぬ事とする。

(142) 砂粒の運動と風速

(山下一郎；氣象集誌，第 2 輯，第 19 卷，第 5 號) (昭. 16. 5. 192~195 頁 佐藤清一抄)

之は風と砂粒に就て論じてゐるが、吾々の間に於て問

題となる河床に於ける砂粒の運動に就ても同じことが考へられる。此の小論文にては砂粒を球として考へ、その質量を M 、最大斷面積を S 、板面上の風壓を p 、板と砂粒との間の摩擦係数を μ とすれば砂粒の飛出し又は靜止の限界に於ては

$$\mu M g = S p \dots \dots \dots (1)$$

なる關係が成立する筈であるので、之を表-3 の如き砂に就て實驗に依りて確かめたものである。

μ は砂粒の飛出しの場合には靜摩擦係数を、靜止の場合には動摩擦係数を取り、前者は種々なる粗度の板上に

表-3.

番 號	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
直徑 (mm)	1.60	0.92	0.76	0.54	0.45	0.40
質量 ($\times 10^{-5}$ gr)	250	60	23	11	7	3

十數箇の砂粒をのせて其の板を次第に傾け最も數多くの粒子が移動し始める時の傾角の tangent を採用し、後者については種々なる粗度の板を傾斜せしめおき、之に砂粒を落下せしめてその最多數が靜止し得る板の傾角の tangent を以てした。而して水平なる板上約 2 cm の所の風速と砂粒飛出しに對する靜摩擦との關係、及び砂粒の靜止風速と動摩擦係數との關係(此の場合には、砂粒は板上約 3 cm の高さより落した)を實驗によりて求めば圖-48 及び圖-50 の如くである。併し此の圖に出てゐる風速は板上約 2 cm の高さのものであるので板面上の風速を求む。

v_* = 摩擦速度 = $\sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$, τ = shearing stress, ρ = 空氣の密度, η = 面よりの高さ, ϵ = 面を構成する砂粒の直徑, ν = 動粘性係數とすれば

$$\tau = \tau_* \left(A + 5.75 \log_{10} \frac{\eta}{\epsilon} \right) \dots \dots \dots (2)$$

圖-48. 砂粒の飛出し風速と板の靜摩擦係數

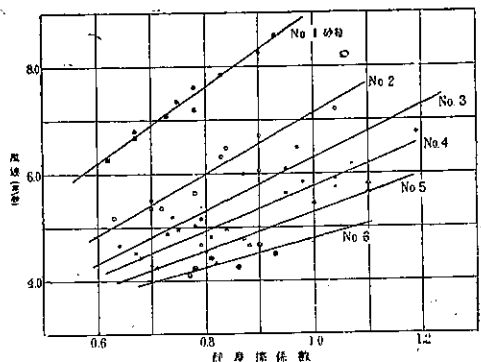
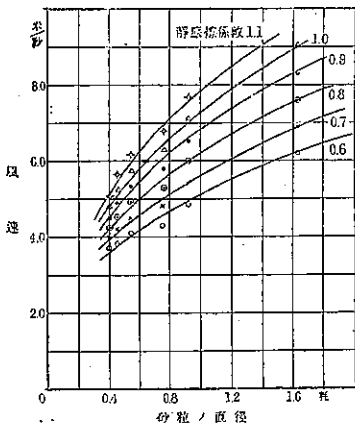


圖-49. 砂粒の飛び出し風速と砂粒の直径



$$A = 5.5 + 5.75 \log_{10} \frac{\epsilon v_*}{\nu} \quad \left(\frac{\epsilon v_*}{\nu} \leq 7.08 \right)$$

であるから

$$\frac{\tilde{u}_y}{d(\log y)} = 5.75 v_* \dots \dots (3)$$

之によりて板上 0.05 cm に相當する風速を計算し、飛び出しと静止とについて μMg と S_p とをそれぞれ計算して比較した。表-4 の如く大體に於て (1) 式の成立する事が判る。

表-4.

飛び出し	砂粒	No. 7 砂面			滑かな杉板			dyne
		No. 1	No. 3	No. 5	No. 1	No. 3	No. 5	
	μMg	2.20	0.21	0.08	1.77	0.18	0.06	
	S_p	1.88	0.75	0.10	1.07	0.12	0.07	
静止	μMg	1.15	0.12	0.05	0.75	0.03	0.03	
	S_p	1.42	0.10	0.05	0.84	0.08	0.05	dyne

圖-50. 砂粒の静止風速と板の動摩擦係数

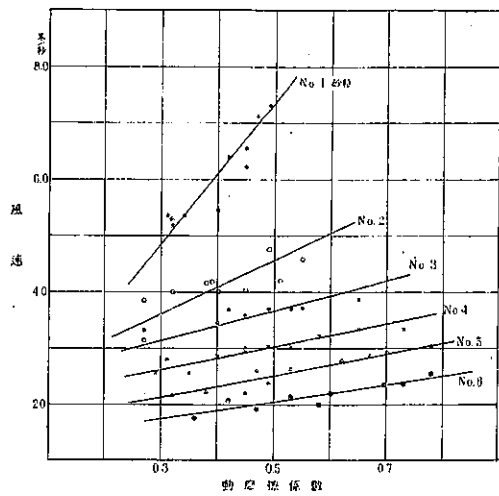
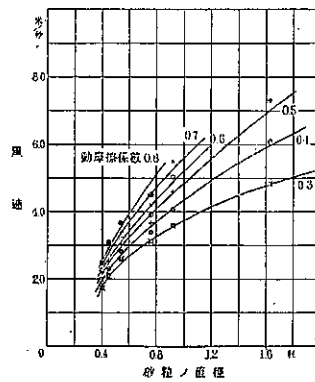


圖-51. 砂粒の静止風速と砂粒の直径



尙ほ飛び出し及び静止に對する限界風速と砂粒の直径との關係は 圖-49 及び 圖-51 の如くであつた。