

抄 録

第 27 卷 第 3 號 昭和 16 年 3 月

水	理	頁
(28)	壁面曲率の亂流發生に及ぼす影響	290
施	工	
(29)	棒狀基礎の計算	290
河	川	
(30)	Colorado 河に於ける流砂問題	294
(31)	Missouri 河の航路擴充並びに維持	295
(32)	擴張さるべき水力發電所の調壓水槽に関する研究	296
堰	堤	
(33)	高堰場取水口のキャピテーション	296
下	水 道	
(34)	厨芥と下水汚泥との併合消化	297
港	灣	
(35)	サイプラス島に於ける鐵礦積出設備	299
(36)	音速測深器を用いた潮汐及び波浪の測定	300
(37)	ブタベスト北港計畫	301
(38)	リヨンに於ける新港「エドゥアール・エリオ」	303
構	造 物	
(39)	ブエノスアイレスに於ける地下ガレーヂ	304
(40)	木造物に於ける継ぎ合せ連続梁	306
(41)	無鐵筋 T 形梁	308

水 理

(28) 壁面曲率の亂流發生に及ぼす影響

(Güntler, "Über den Einfluss der Wandkrümmung auf die Entstehung der Turbulenz." Z. A. M. M., Juni 1940, s. 138~147.)
本 間 仁 抄

問題を二次元的に考へて x 軸を面の方向に、 y 軸を之に垂直に取れば、曲率を R とした時の Navier-Stokes の方程式は次の形になる。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{R}{R+y} u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{uv}{R+y} \\ &= -\frac{1}{\rho} \frac{R}{R+y} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left\{ \Delta u + \frac{2R}{(R+y)^2} \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{u}{(R+y)^2} \right\} \\ & \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{R}{R+y} u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{u^2}{R+y} \\ &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left\{ \Delta v - \frac{2R}{(R+y)^2} \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{v}{(R+y)^2} \right\} \\ & \frac{R}{R+y} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{v}{R+y} = 0 \end{aligned}$$

但し Δ は次の形を持つてゐる。

$$\Delta = \frac{R^2}{(R+y)^2} \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{1}{R+y} \frac{\partial}{\partial y}$$

流函數 ψ を用ひれば連続方程式は次の様になる。

$$u = \frac{\partial \psi}{\partial y}, \quad v = -\frac{R}{R+y} \frac{\partial \psi}{\partial x}$$

之等の基本方程式を速度分布 $U(y)$ に就いて解いて之を Tollmien の判別に比較した結果、Tollmien によれば平面壁の場合には變曲點のある様な速度分布は不安定であるが、彎曲した壁面の場合には速度分布 $U(y)$ が $U'' + \frac{1}{R} U'$ の符號の變る點を持つ様な形である時に不安定である。二次元の場合には凹形の壁面では不安定は先づ境界層の外から加はる壓力の最小になる位置よりもやゝ後方で起り、凹形の壁面ではその前方で起る。前壁面の彎曲の影響は非常に小さいものである。

施 工

(29) 棒狀基礎の計算

(A. Bürklin, "Berechnung von Mastgründungen." Beton u. Eisen, 5. Juli 1940, s. 171~181. 内 田 一 郎 抄)

A. Kleimlogel の提示せる棒の基礎の計算方法は、基礎の鈎合は滑動抵抗力の作用に依つて保たれて居るといふ事に發して居る。而してその滑動抵抗力は摩擦に依るもののみを考慮して、粘着力に依るものは無視して居

る。元來砂，砂利等に於ては乾濕何れにしても粘着力は小さく，唯粘土質のものに於てのみ粘着力が大なる役割をなす。基礎の安定の計算に際しては土の比重 γ_e ，摩擦角 ρ ，厚さ，含水量，地下水位等を求めねばならぬ。摩擦角は此の場合大體次の如き値をとつて充分である。

表-1. 種々の土の摩擦角

土の種類	摩擦角 (ρ)
粗砂	35~36°
細砂	33~35
緊つて居る角ばつた砂	32~42
黄土	31~35
混砂粘土	27~31
有機質少き粘土	24~28
有機質多き粘土	16~24
分解泥炭	12~20

地下水中の土は浮力を考へて比重を $1t$ だけ少くとる。基礎の安定は土の受働土壓に依つて左右され，その単位面積當りの大きさは次式で表はされる。

$$e_p = \gamma_e \cdot t g^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \cdot t$$

但し γ_e = 土の比重， ρ = 摩擦角， t = 土壓の働く厚さ

而して此の土には凝集力なく，又受働土壓は水平に作用すると假定する。此の2つの假定は安定に對して何れも安全側の値を生ずる。實際に於ては安全率を m と見て基礎を mt の深さに埋め込む。此の m の値は内部摩擦に關係し，一般に $m=1$ とおいて良い。

垂直荷重に對する構造物の基礎の抵抗は水平荷重の場合と違ひ，沈下は主として底の土が横へ逃げるために生ずる。地盤の支持力は土の比重，含水量，凝集性，地下水位等に關係し，深さと共に増大する。

或る土に對する許容荷重の決定には經驗が重要な役割をなし，此の許容荷重従つて支持力は許容沈下の大小に依つて異つて来る。而して沈下には垂直荷重よりも寧ろ稀に短時間強く働く水平荷重の方が大きな影響を與へる。

深さ t に於ける許容支持力は次式で求められる。

$$\sigma_t = \sigma + c_{yet} + RU/F$$

但し σ = 地表に於ける許容支持力 (經驗値)

c_{yet} = 深さ t に於ける支持力の増加

Krey に依れば $c_{yet} \geq t g^2 (45^\circ + \rho/2)$

RU/F = 周長 U に沿つての摩擦力にして RU を底面積 F の単位面積當りに割當てた値。此の場合之は無視する。

かくすると許容應力は大小次の如くなる。

$$\sigma_t = \sigma + \gamma_e \cdot t \cdot t g^2 (45^\circ + \rho/2)$$

Kleinogel の實驗に依ると土壓の作用の仕方の相違は結果に對して殆んど影響を與へて居ないので，此の場合圖-1 の如き Mohr の提案せる水平土壓の作用方法に依る。

圖-1. 塊状基礎に於ける應力及抵抗力の作用状況

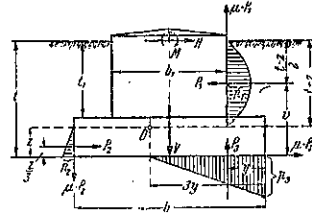


圖-1 の力の状態に對して平衡を考へて

$$\sum V = 0, V - \mu P_1 + \mu P_2 - P_3 = 0 \dots (1)$$

$$\sum H = 0, H - P_1 + P_2 + \mu P_3 = 0 \dots (2)$$

$$\sum M = 0 \text{ (底の中央に於ける平衡を考へて)} \dots (3)$$

$$Ma - P_1 v - \mu P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + \frac{P_2 z}{3} - \mu P_2 \cdot \frac{b}{2} - P_3 \left(\frac{b}{2} - y \right) = 0$$

(1), (2) 式より

$$P_3 = \frac{V - \mu H}{1 + \mu^2} \dots (4)$$

$$P_2 = P_1 - Q, \text{ 但し } Q = \frac{\mu V + H}{1 + \mu^2} \dots (5)$$

又

$$P_1 = \frac{3P_3}{2b_1(t-z)}, P_2 = \frac{2P_3}{b_2}, P_3 = \frac{2P_3}{3by}$$

(3) 式より

$$y = \frac{P_1 u_1 + P_2 u_2 + P_3 \cdot \frac{b}{2} - Ma}{P_3} \dots (6)$$

(6) 式に於て $u_1 = \mu \cdot \frac{b_1}{2} + \frac{t+z}{2}$, $u_2 = \mu \cdot \frac{b}{2} - \frac{z}{3}$, $Ma =$ 基礎底に作用する外部モーメントである。

Kleinogel は次の如き假定をなして居る。即ち

$$\frac{2p_1}{3p_2} = \frac{t-z}{2z}, \text{ 従つて } \frac{P_1 b}{P_3 b_1} = \frac{(t-z)^2}{z^2}$$

及 $P_2 = P_1 - Q$ なる故

$$P_1 = \frac{Q b_1 (t-z)^2}{b_1 (t-z)^2 - b z^2} \dots (7)$$

(7) 式に $z = t/n$ を入れると

$$P_1 = \frac{(n-1)^2 Q b_1}{(n-1)^2 b_1 - b} \dots (8)$$

階段の無い基礎に於ては $b_1 = b$ ，従つて次の如く簡單になる。

$$P_1 = \frac{(n-1)^2 Q}{n(n-2)} \dots (8')$$

(8) 式より種々の $z = t/n$ に對して P_1 が計算出来る。もし回転の中心が基礎底上又はそれより上にある時は，即ち $z > 0$ ならば正の P_1 に對して z の最大値は $P_1 = \infty$ の時生ずる。即ち

$$z_{max} = \frac{t}{1 + \sqrt{\frac{b}{b_1}}} \dots (9)$$

$b_1 = b$ の時は $z_{max} = t/2$

Kleinogel は P_1 の上限界を土の最大抵抗力 E_{w0} に

とり、棒の基礎の安定に對する限度として居る。面積 $(t-z)b_1$ に作用する土の最大抵抗力は Kleinogel の假定に依れば

$$E_w = \alpha(t-z)^2 \left(\frac{b_1 + m \frac{t-z}{3}}{2} \right) \dots\dots(10)$$

此の式に於て $\alpha = \gamma_e \lambda_p = \gamma_e t g^2 (45^\circ + \rho/2)$

地下水のある時は $\alpha = (\gamma_e - \epsilon) \lambda_p$

P_1 に依り生ずる土壓 $p_1 = 3P_1/2b_1(t-z)$, 従つて基礎の安定の限度に對しては $p_1 = 3E_w/2b_1(t-z)$ となる。之に (10) 式の値を入れて

$$p_1 = \frac{3\alpha(t-z) \left[\frac{b_1 + m \frac{t-z}{3}}{2} \right]}{2b_1} \dots\dots(11)$$

p_1 は基礎に直角に作用して居る土の層 (A) のみを考へた場合の値であるが、他に A の左右の土が働いて居る。而して此の左右の土壓 p_1' が、受働土壓 p_p を超えれば安定は失はれる。

前述せる事に依り

$$l_p = \alpha \cdot \frac{t-z}{2} \dots\dots(12)$$

$P_1 = E_w$ に達した場合は $p_1' = e_p$ となり、(11) 式より

$$p_1' = e_p = \alpha \cdot \frac{t-z}{2} = \frac{p_1}{\frac{3}{2} + \frac{m}{b_1}} \dots\dots(13)$$

即ち種々の z の値に對して p_1' 及 e_p の曲線を畫きその交點に對應する P_1 を求むればそれが E_w と等しくなる。又 z, p_1, p_2, p_3 等も夫々各曲線を畫いて p_1' と e_p との交點に對應するものを求むればその時の各々の値が出て来る。土壓 p_1 が出て来ると平均土壓は $p_{1m} = 2p_1/3$ より求まる。

棒及基礎の重量の他に 垂直荷重として遂が基礎の外縁よりの垂直線と或る角度をなす土の角柱を考へる。而して通常その角度は單に 30° にとつて居る。階段基礎の場合には階段上の土は勿論考慮する。

Müller に依れば、基礎の引きぬきに對しては基礎上に載つた土の重量及側壁に於ける土との摩擦力が抵抗し、而して断面の一辺 b なる正方形、深さ t を有する基礎に於ける周囲との摩擦力は次式で表はされる。

$$R = \gamma \cdot \frac{t^2}{2} \cdot 2b \cdot t g \rho$$

Sulzberger は種々の土に對する實驗の結果基礎の引きぬきに對する抵抗力は土の性質に關係し、又周囲相當の範圍の土が働いて居る事を明にした。即ち基礎を摩擦に依つて支へて居る土の範圍は、大體基礎の外縁よりの垂直線と角 β をなして外側へ向つて居る線内である。而してその角 β の値を彼は次の如く與へて居る。

圖-2 の如き基礎 I に就き Fröhlich の行つた研究を次に述べよう。此の基礎の周囲の土の性質は次の如し。

$$\gamma_e = 2180 \text{ kg/m}^3, \rho = 34^\circ, m = 1, \mu = 0.344, \beta = 5^\circ$$

表-2.

	直接粗破孔へコンクリート打ちされた場合	後に土で周囲を埋めたる場合
(a) 沼地、細い沖積砂、軽い土砂の堆積	5°	5°
(b) 多量の沃土を含める地質、凝砂粘土、蒸細砂、重い土砂の堆積	8°	8°
(c) 砂を含める硬い粘土、凝砂粘土、多量の細砂を含める礫	12°	12°
(d) 相當の礫を含める極めて硬い砂粘土質、相當の粗砂を含める礫	20°	15°
(e) 僅かの粗砂を含める極めて硬い礫	35°	34°

基礎底に於ける垂直荷重の總計は 20 600 kg と計算され、許容支持力は次式より求められた。

$$\sigma_t = \sigma + \gamma_e t \cdot t g^2 (45^\circ + \rho/2)$$

$$= 1.5 + 0.002180$$

$$\times 200 \times t g^2 (45^\circ + 34^\circ/2)$$

$$= 3.04 \text{ kg/cm}^2$$

先端に於ける水平荷重 $H = 5000 \text{ kg}$, 即ちモーメント $M_a =$

$5000 \times 7.9 = 39500 \text{ kg m}$ を受けて基礎は相當の動きを見せた。此の時に於ける應力を計算して見よう。先づ $H = 5000 \text{ kg}$, $V = 20600 \text{ kg}$ に對し (5) 式より Q を求め、之を (7) 又は (8) 式に入れて P_1 を z の函數にて表はし、之を圖示すれば圖-3 の z 曲線となる。 p_1, p_2, p_1' の値を夫々 P_1 及 z の函數として表はし得る故、之を同様圖にプロットすれば圖-3 の p_1, p_2, p_1' 曲線を得る。而して e_p の曲線は (16) 式より畫き、之と p_1' 曲線との交點即ち $p_1' = e_p = 0.53 \text{ kg/cm}^2$ に對應する P_1 を求むれば、之が前述の如く E_w に等しくなる。此の P_1 の値に對して圖より $p_2 = 6.24 \text{ kg/cm}^2$, $z = 65 \text{ cm}$ 即ち p_3 は σ_t の約 2 倍となり、 σ_t が安全率を略々 2 とした場合なる故、 $H = 5000 \text{ kg}$ の場合安定は限度に達する。又迴轉の中心は實驗に依れば $z = 80 \text{ cm}$ の所にあり、計算の結果より少し高くなつて居る。

圖-2. 基礎 I. (Fröhlich)

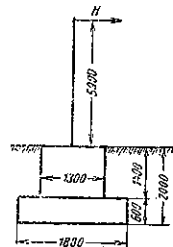
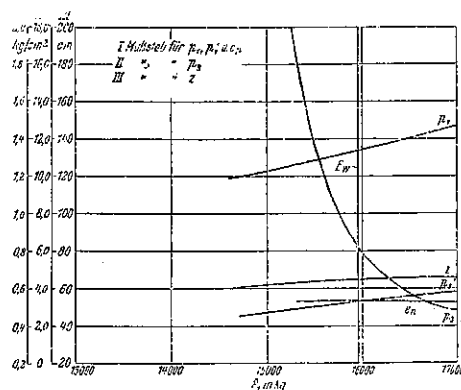
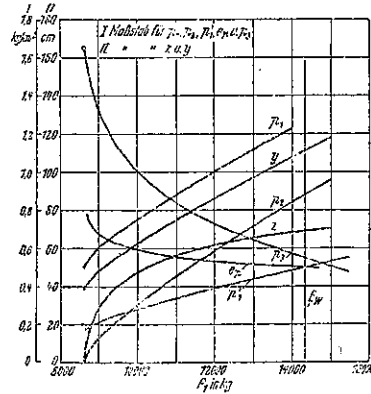


圖-3. 基礎 I の $H = 5000 \text{ kg}$ に對する土壓曲線



此の基礎に於ては Fröhlich に依れば許容先端水平引張りは $H=2580 \text{ kg}$ にして、此の時の z の値は、0、即ち廻轉の中心は底面にあり、又 p_0 の値は圖-4 に依り 1.63 kg/cm^2 と出て来る。

圖-4. 基礎 I の $H=2580 \text{ kg}$ に對する土壓曲線



階段の無い基礎例へば圖-5 に就き $H=5700 \text{ kg}$ とした場合の關係を畫けば圖-6 の如くなる。但し此の場合土中へそのままコンクリート打ちしたものと故 $\beta=8^\circ$ とした。結果は前と同様にして $\sigma_t=3.52 \text{ kg/cm}^2$, $p_0=7.0 \text{ kg/cm}^2$, $z=100 \text{ cm}$ となる。

又 p_0 が $\sigma_t=3.52 \text{ kg/cm}^2$ に等しくなる H の値は 2355 kg にして此の場合の曲線を畫けば圖-7 の如くである。而してその際の z の値は 15 cm にして實驗の結果と一致する。

圖-5. 基礎 IX (Fröhlich)

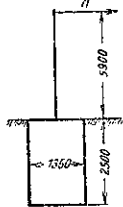
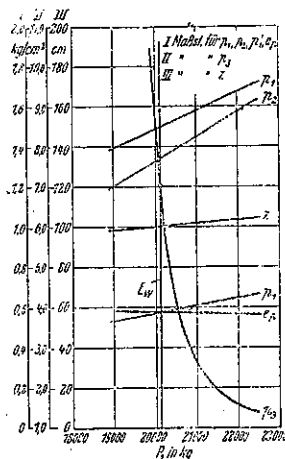


圖-6. 基礎 IX の $H=5700 \text{ kg}$ に對する土壓曲線



今日迄は一般に水平先端引張りの許容値として、引張つたため、傾斜せる角 α の正切即ち $\tan \alpha < 0.01$ の範圍をとつて居た。今前記 2 つの例に就き $\tan \alpha = 0.01$ となりし H の値

を H_0 、使用せる H の値を H_V 、許容値を H_{zul} 、限界値を H_{Gr} として H_V/H_0 及 H_{Gr}/H_{zul} (安全率) の比をとれば表-3 の如くなる。尙此の表には E_{10} と H_{zul} に對する P_1 の値との比、 b と t との比があげてある。

此の結果及他の多くの實驗の結果からわかる事は $\tan \alpha = 0.01$ は安定に對して何等規準となり得ず、又安全率

圖-7. 基礎 IX の $H=2355 \text{ kg}$ に對する土壓曲線

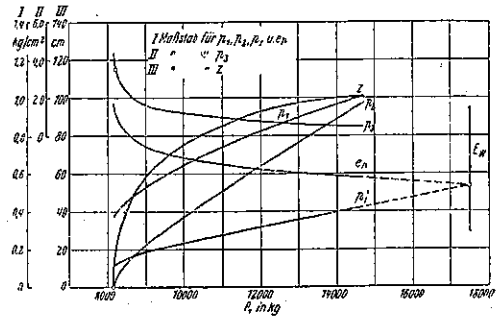


表-3.

基礎	H_V/H_0	H_{Gr}/H_{zul}	E_{10}/P_1	b/t
基礎 I	2.2	1.93	1.46	0.94
基礎 IX	3.08	2.42	2.33	0.54

は b/t の増加、即ち幅が深さに比し大きくなるにつれて小さくなる。即ち深さが小になるにつれて重量が土壓に比し大きい影響を及ぼす事となる。

實際に於ては基礎の埋込み深さは制限を受けるので使用モーメントの増大と共に b/t は大きくなる傾向にある。前述せる如く、安全率は b/t の増加従つて使用モーメントの増加と共に小さくなる。此の事を或る例に就いて圖示したものが圖-8 及圖-9 である。

圖-8. 安全率 S と M_{zul} との關係

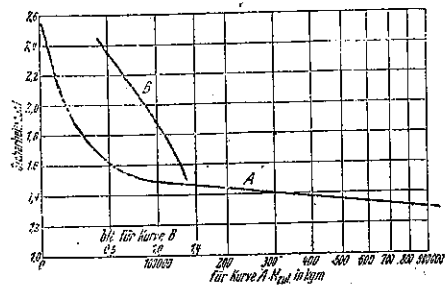
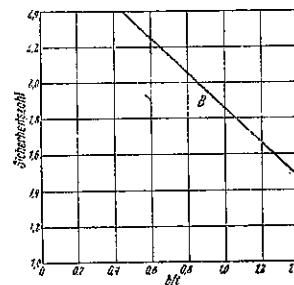


圖-9. 安全率 S と b/t との關係



使用モーメントが與へられれば圖-8 A 曲線より安全率 S が決まり、圖-8 又は圖-9 の B 曲線から此の S に對應する b/t の比が出て来る。即ち使用モーメントが決まれば基礎の b と t との比が略々決定する。 b/t が可成大く例へば 0.9 位になると階段基礎にした方が經濟的

となる。通常 $b/l > 0.9$ となると経済的には基礎を造り得ない。

河 川

(30) Colorado 河に於ける流砂問題

(C. P. Velter, "Technical Aspects of the Silt Problem on the Colorado River." Civ. Eng., Nov. 1940. p. 698~701. 永井 莊七郎 抄)

Bureau of Reclamation が Colorado 河下流の Yuma に於て 1911 年以來規則的な流砂の観測を 1 週間に 2 度宛行つて来た。又 Geological Survey が Arizona の Topock に於て 1925 年以來、Yuma に於て 1926 年以來観測を實施して来た。然し砂粒の分析或は河床上を轉動する流砂の量に就ては観測を行つてゐなかつた。をれ等の観測記録を調査すると、流砂量は重量比で 1%~5% の範圍に變化し、又原則として最大流砂量は最大流量と一致しない事が明かとなつた。高地に於ける融雪に基く春及初夏の出水は、比較的含砂量が少く、之に反し局部的豪雨に基く 8 月及 9 月に於ける洪水は含砂量が大きである。

1933 年に Bureau of Reclamation によつて更に完全な流砂の観測が始められた。その目的は 2 つあり、(1) 出來得るならば河床流砂量と浮游流砂量との關係を明かにする事、及 (2) 流砂全體の粒徑及河床構成物質の粒徑を決定する事であつた。流砂観測は Imperial Dam 地點及其下流 4.5 哩の Laguna Dam 地點に於て行はれた。流砂を篩分析し、比重計で測定し、流砂量 (ton/日) を粒徑が 0.25 mm 以上のものから 0.005 mm 以下のものを 7 種に分けて流量との關係を調べた。粗粒に於ては全流砂量と流量との間に可なり良く一定した關係が存在するが、粒徑が小さくなるにつれて兩者の關係は亂れ、徑が 0.01 mm 以下の微細砂に於ては兩者の間に何等關係が存在するとは思はれない。

Imperial Dam 地點及其上流 150 哩の Parker Dam 地點の點で、河床下 30ft の深き迄ボーリングを行ひ、河床構成物質を検したるに、此の物質の平均粒徑は河岸のものよりも幾分粗であつて、0.05~0.6 mm (270 番~280 番篩) の範圍であつた。之は Laguna Dam 及 Imperial Dam 地點の流砂と同一である。

浮游流砂量が河川に因り流送される全流砂量の殆んど大部分を成してゐると言ふ結論に達した。河床と流れとの接觸面に惹起される渦流の爲、水分子と浮游固體粒とは絶えず混合され、此の際に或數の流砂は河床に突當り、同時に或數の粒子は限界層内の渦流により河床より引上げられ、水流中に投げ込まれる。若し河床より水流中に投込まれて浮游する粒子の數と、河床に突當る粒子の數とが等しいならば、その流れは平衡にあると言ふ可

く、流砂量も一定である。換言すれば、若し流砂のある流れが平衡状態にあるならば、限界層内の渦流の強度は、河床に接した層内に常に流砂を保持するに十分でなければならぬ。Colorado 河下流に於ては、河床構成砂礫の粒徑が浮游粒子の徑に殆んど同一であるから、限界層内の渦流に因り河床から流れの中に卷上げられる粒子は、流速が減少して再び河床に沈澱する時まで浮游してゐると考へられる。斯る状態に於ては眞の河床流砂は恐らく存在しない。

河床構成砂礫の粒徑の範圍内にある浮游流砂の量と流量との間には一定の關係が存する事が観測された。流量及勾配が一定である限り、限界層内の渦流の強度も一定にして、限界層内に保持される浮游土砂の量も亦一定である。然し河床構成物質たり得ない微細土砂量は流量と一定の關係にあると思はれぬ。河流は河床構成物質たり得る粒徑の浮游砂礫に依つて飽和され、それ以下の微細土砂の浮游に依つては飽和されない。

以上の結論より Imperial Reservoir への流入土砂量を考ふるに、Parker Dam (Imp. D. と同時完成豫定) からの流出水は特別な場合を除き清水であらうが、流下につれて河床から砂礫を卷上げ、河床構成砂礫に因り流れが飽和される迄濁渾する。従て流量に對する粗粒子の流砂量は Parker Dam 完成前と同一であるだらう。唯微細土砂の流出量は減少するであらう。Imperial Dam の入口に於ける流砂量は表-4 の如く推定される。

表-4. 流砂量

粒徑 [mm]	流 砂 量 [ton/日]	
	流量 18 000 ft ³ /sec に對し	流量 40 000 ft ³ /sec に對し
0.25-0.10	26 500	100 000
0.10-0.05	40 000	170 000
0.05-0.03	39 000	130 000
計	105 000	400 000

河川が安定しても、廣大なる河岸から殆んど無盡の土砂が河川に流入する。諸種の推定から Imperial Reservoir への全流砂量は、最初の 50 年間に數十萬 acre-ft と考へられた。斯る 龐大貯水量を持つ高堰堤を造ることは、實際問題として困難にして、要は比較的低い堰堤に因り、All-American 運河へ流入する流砂量を有害ならざる範圍に抑止することである。

沈砂設備として考慮すべきことは、沈澱水槽を最大能力で運轉した時に於ても、渦流の強度が、一旦底面に沈澱した粒子を再び卷上げない様なものでなければならぬ。All-American Canal の沈砂槽に對しては、流速は 0.25ft/sec 以下であれば水槽底の沈砂を卷上げないであらうと言ふことになつた。次に底面から水面までの土砂保有の分布に就ては、多數の沈砂池に於ける観測結果より、如何なる時でも底面から水面までの土砂保有量は一樣であると假定された。此の事は河川に於ては成立せ

ず、河床に近附くにつれて保有量は増大する。

単位面積に就き単位時間に底面に沈澱する土砂の重量は単位水柱に対する土砂の重量に比例するから、

$$\frac{\partial W}{\partial t} = -k \frac{W}{d}$$

茲に d = 考へてゐる水槽底の水深

W = 高さ d なる単位水柱に含まる土砂の重量

t = 時間

常數 k の單位は 速度の單位にして、之は考へてゐる粒子の静水中に於ける沈降速度で示し得る。上式から、最初の含砂重量を W_0 とすれば

$$W = W_0 e^{-\frac{k}{d}t}$$

今水深一定なる平行流の時

$$W = W_0 e^{-\frac{kx}{q}}$$

x = 水の流入點からの距離

q = 単位幅に對する流量

又圓形水槽で水が中心から流入する時は

$$W = W_0 e^{-\frac{k\pi(r^2 - r_0^2)}{Q}}$$

r = 考へてゐる點迄の半徑

r_0 = 流入孔の半徑

Q = 全流量

以上の式から種々なる粒子に對する沈澱の割合を計算し得る。

沈砂設備に對しては種々の方法が考へられたが、All-American Canal に對する最後の設計は、初め 3 つの沈砂池を造り、その沈砂池の各が 24 ケの回轉式土砂搔機を有し、各土砂搔機はその中心にある hopper に土砂を搔集める様になつてゐる。斯くすれば 1 本の土砂吐管に因り河川に土砂を放出することが出来る。各沈砂池は河流が 21 000 ft³/sec で 50% の含砂量のある時、最大 4 000 ft³/sec の水を除砂し得る能力を有してゐる。0.05 mm 以下の粒子を沈澱除砂することは不可能であり、又此の種のもは運河中でも沈澱しないであらうから、問題にしなくて良い。粒徑が 0.05 mm 以上の砂は 3 沈砂池内で、流量 21 000 ft³/sec の時、90 000 ton/日の含砂量に對し、約 70 000 ton/日 の砂を除去し得る。

Parker Dam 完成後、同堰堤から流出する清水が再び河床から土砂を搔上げ含有する含土砂量を決定する爲、同堰堤の下流に於て流砂量觀測を行ひ、又浮游土砂量觀測を Imperial Reservoir への流入口で行つたが、その結果は、雨土砂量は丁度同一であつた。此の事は實際の上流砂量の大部分は浮游土砂であることを證明してゐる。

1938 年 Parker Dam 完成後、最も大粒の 0.25~0.10 mm の流砂量は僅か増加し、0.10~0.05 mm の砂は 1933~1934 に於けると殆んど同量であつたが、0.05~0.03 mm の砂は僅かに減少した。然し 3 種の合計流

砂量は Dam 完成前と變化はなかつた。此の事は、河床勾配が不變ならば、流砂量は流量に因り一定であることを證してゐる。圖-10 は Imperial Dam 直下の All-American Canal に對する沈砂池を示す。

圖-10. 沈砂池 (Imperial Dam の上流より眺む)



(31) Missouri 河の航路擴充並びに維持

(R. Neff, "Development and Maintenance of a Navigable Channel in the Missouri River." Civil Engineering, Sept. 1940, p. 578~581. 鈴木溪二抄)

Missouri 河は世界中で最大の沈泥流出河川にして、Kansas City における最近の年平均では 397 700 000 ton の沈泥が流れ、平均の沈泥堆積量は 4 780 ppm である。

Missouri 河の Kansas City における流量は最小 6 000 ft³/sec から最大 548 000 ft³/sec にして平均高水位においては、142 000 ft³/sec である。これを貯水池を新設して設計最大流量 540 000 ft³/sec にせんと計畫した。

これと共に水路を改修して脈流を整理し低水路を維持し低水路と高水路とを一致せしむる様に改良方式を進めた。

改良後の勾配は平均 0.9 ft/哩 であるが、ところにより 0.3~1.6 ft/哩 である。

水路幅員は高水位を餘り上昇せしめず、流速を不適當に増加せしめず、低水路を維持しうる如く定めた。

Missouri 河は Platte 河の流入點より上流で 0.3 ft/哩の非常に緩慢な勾配を有し、下流では 1.3 ft/哩の非常に急な勾配を有し、この部分的勾配變化は Platte 河よりもたらされた大量の砂利の爲である。Platte 河の下流は 4.6 ft/哩の勾配を有し、Missouri 河の運搬し得ざるものを運ぶ。

Platte 河口より一寸上流で Missouri 河は loop 狀を爲して居る。この箇處に捷水路をつくればこの不自然な勾配は除去することが出来、Platte 河よりもたらされた大量の堆積物を下流に運ぶ水勢が得られる。

河身を整正する爲には制水工が効果的であるが、一度安定すれば導流工に依り之を維持する。改良されて居ない河川の水路を變更する爲に構造物は最大の強度を必要とするが、一度安定すればそれ程の強度を必要としな

くなる。この爲には導流工基礎沈床を使用することが甚だ有効であり、かゝる構造物は、春に氷害の虞がなくなつたとき直ぐつければ春の内に充分の土砂が堆積し、夏の洪水期に更に促進されて来るべき春の氷害に對し充分安全になる。

將來 Fort Peck 貯水池が完成し充分流量を調節しうる如くなれば、最小流量に對し Blair, Nebr. から mouth までの約 95% の水路は最小深 6ft, 最小幅員 200ft に維持され、更に約 85% の水路は Fort Peck 貯水池が充分働くときは最小深 9ft, 最小幅員 300ft となる。

水 力 發 電

(32) 擴張さるべき水力発電所の
調壓水槽に関する研究

(F. Schauta, "Versuche und Untersuchungen am Wasserschloss einer zu erweiternden Wasserkraftanlage." Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1940, Heft 10, s. 215~226. 本間 仁 抄)

既設の水力発電所を擴張する際の構造物の改造と運轉上の問題の中で、調壓水槽に関する問題を一つの實例に就て實験及び計算によつて研究したものである。此處では設計された擴張の範圍で隧道や調壓水槽が何處まで水量や出力の増加に應じ得るかを調べた。

其處で先づ隧道の抵抗係数を調べた結果、摩擦抵抗に對して Long の公式の形を用ひて次の式を得た。

$$\lambda = 2g \frac{L}{D} \frac{h_v}{v^2} = 0.0322$$

$$a = \lambda - \frac{0.0018}{\sqrt{vD}} = 0.031$$

調壓水槽は圖-11 の様な形を用ひ、その寸法は

隧道の長さ $L=344.00m$, 隧道斷面積 $f=2.70 m^2$, 隧道の経深 $R=0.45 m$, 調壓水槽水室の直徑及び斷面積 $D=7.00 m$, $F=38.50 m^2$, ライザーの直徑及び斷面積 $D=3.10 m$, $F=7.55 m^2$

一例として全負荷を急激に切り放す場合を考へる。實測は 1200 kW を 2.5 秒で 0 まで減じて行つたが、その時の data は次の通りである。

初めの流量 $Q=3.035 m^3/秒$, 初めの隧道内の流速 $v=1.124 m/秒$, 貯水池水面 384.617 u.N.N., 初めの調壓水槽, 水面 384.325 u.N.N., 最大水面上昇 386.74 u.N.N.

計算は次の様にして行つた。負荷の變化する前の状態に於ける値は總て尾字 a を附けて區別する事とすれば運動方程式は

$$\frac{\gamma}{g} I_f \frac{dv}{dt} = -(z - h_{va} + h_a) f \gamma$$

連続方程式は $f v dt = \varphi(z) dz$

抵抗法則は $h_v = \alpha v^2$

但し $\varphi(z)$ は z の高さに於ける水槽斷面積を示す。之等の式を瞬間閉塞の假定の下に數値積分を行つた結果、圖-12 の様になつた。之を $Q_a=3.035 m^3/秒$ の場合に就て前の實測値と比較すれば 0.41 m の違ひである。

この圖からわかる様に水槽内の平時水面が許容水位以下になるのは Q_a が $7.16 m^3/秒$ 以上に昇つた時である。従つてこの時の瞬間閉塞による

最大水面上昇を求めれば 393.55 u.N.N. になつてゐて、之は差支へないから、 $Q=7.16 m^3/秒$ が大體流し得る最大流量となる。

尙此處に挙げた水槽の形は Thoma の振動安定の條件は満足して居るが、圖-11 の點線の様に改良する事によつて負荷の急増した場合の水槽水面の下り過ぎ、従つて隧道への空氣の流入を防ぐ必要が認められた。

圖-12.

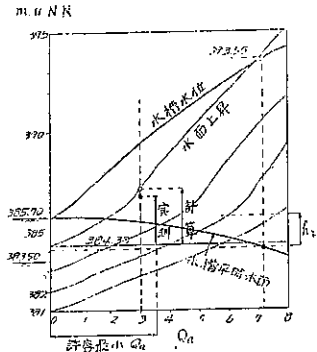
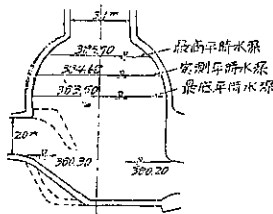


圖-11. 調壓水槽



堰 堤

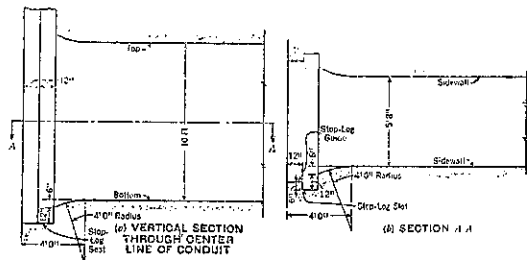
(33) 高堰堤取水口のキャビテーション

(H. A. Thomas, "Cavitation in Outlet Conduits of High Dams." Proc. of A.S.C.E., Nov. 1940, p. 1623~1658. 本間 仁 抄)

之は主として Panama 運河地帯 Madden Dam の取水口がキャビテーションの爲にコンクリートに可成りの被害を受けたので、その対策に就て Carnegie 工學研究所の水理實驗室に於て行つた實験の結果と、それから得た結論に就て述べたものである。

高堰堤に穿つた取水隧道の入口はその形の不適當

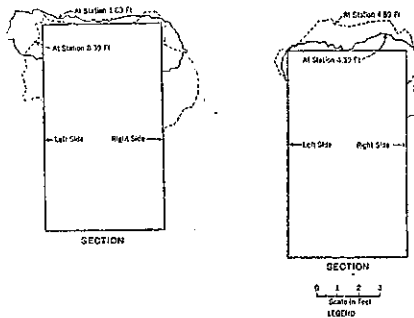
圖-13. Madden Dam 取水孔 (原設計)



な爲、又は止水弁(角落し)の開きの不當な爲に入口附近にはキャビテーション、ポケットを生じて、その部分のコンクリートが損傷を受ける。そこで此の實驗で行つた事は、1) 現在の設計の check, 2) ベルマウス形入口の研究, 3) キャビテーションを起さない止水弁閉止の程度, 4) 隧道内の壓力を増す方法, 5) 弁の形, キャビテーション, ポケットに空気を送る方法等に就てである。

Madden Dam の取水孔は圖-13 の様な形であつて最高 155.3' の水頭を受ける。入口はこの設計では 4' の半徑の圓弧であつて、堰堤面から 12.89' だけは被覆がなく、其處から Slide gate の位置まで 48' の間は

圖-14. Madden Dam 第 5 取水孔の損傷



鐵板で覆られてゐる。圖-14 はこの堰堤の第 5 取水孔に於て一期運轉後及び二期運轉後にその被害を調査した結果を示すものである。

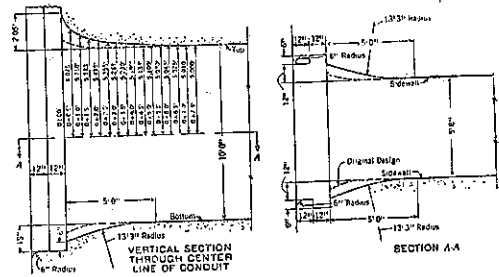
キャビテーションの原因としては數年間にはキャビテーションポケットの中に發生期酸素が出來て、その化學作用によつて損傷を受けると言はれたが、今日ではやはり局部的な高壓による水衝作用によるものとの説が行はれてゐる。即ち絶えず變動する空洞の崩壊から局部的に非常に高速な水の運動が起り、之が壁に當つて非常に高壓を生ずる。而も之がコンクリートの面にある小さい孔に當ると、孔の中では運動エネルギーの集積の爲に特に著しい高壓となり、その繰返へし作用はコンクリート面の損傷の原因となる。

實驗裝置としては密閉水槽式と擴大管式とを用ひた(裝置の説明は略す)。模型はコンクリートで作り縮尺は 1/15, 1/20 及び 1/40 である。

之等の實驗から得た結論としては、取水孔入口の曲率を樂にしてベルマウス部長を長くし、キャビテーションポケットの起る部分にはベンチュリ形狹窄部を設ける。又壓力増加の點に關しては、隧道出口に狹窄裝置を置き又角落し及び slide gate の位置には空気を送る様にする。之等はキャビテーションの被害を減ずる方法であるが、Madden Dam に就て言へば壓力増加の爲の裝置は何れも隧道の流量の減少を來す事が實驗的に確められた。従つて之は臨時的な方法であるとして取入口の形

を變へる事のみを以て改良案が作られた、改良案の形は圖-15 に示す。

圖-15. Madden Dam 取水孔の改良案



下 水 道

(34) 厨芥と下水汚泥との併合消化

(George F. Wyllie, "A Year's Experience In Digestion of Sewage and Garbage Solids," Sewage Works Journal, July 1940. pp. 760~770. 野中八郎抄)

ミシガン州 Lansing では獨得の厨芥蒐集法が發達して居る。市役所は標準形の厨芥専用罐を各家庭に配給し、一定期間毎に——7, 8, 9 の夏季・3 ケ月間は每週 2 回、爾餘の月は每週 1 回——之をトラックに依つて蒐集し、洗滌した清潔な別の罐と取替へる。罐 1 個に付き市は年 \$ 1.50 の料金を徴集する。トラックに依つて蒐集せられた厨芥入罐は處理場に引渡され、其所の receiving platform の上でひつくり返され、手で以て紙とか箱とかブリキ罐とか其の他の所謂がらくた類を擇出す。擇分けられた厨芥はシュートに依つて直接厨芥粉砕機の方へ押し流される。

厨芥粉砕機は hammer mill type 2 臺あり、各 1 時間 6 トンの厨芥粉砕能力を有す。粉砕を容易ならしめ又粉砕された厨芥をして管路を流動し易からしめるため、粉砕中多少の水を加へる。粉砕された厨芥は粉砕機よりその直下に据付けられた ejector の中に落下する。之等の ejector は各 200 ガロンの容量を有し、且 receiving platform 上から手働操作出来る様になつて居る。Ejector は粉砕された厨芥を直接消化槽に至る長さ約 150' の生汚泥管の中に放出する。此所には固定覆蓋式の消化槽 4 槽あり、各槽共夫々掻寄機と淨渣破砕機を備へ、その大きさは直徑 60', 側壁深さ 26', 總容量は 300 000 呎³にして人口 100 000 人に對し 1 人當り 3 呎³ の計算である。消化槽は何れも小さな瓦斯採集ドームを備へ、又容量 25 000 呎³ の瓦斯タンクがある。消化槽は 240 馬力瓦斯エンジンの冷却水に依つて温められる。消化汚泥は槽の底部より引抜かれる。

下水は 撤氣式曝氣の 促遇汚泥法に依つて完全處理される。處理場は計畫人口 100 000、設計下水量 9.0 m.g.d., 現在の處理人口は 75 000 人の見込。下水量は設計

豫想より大きく昨年中の平均は 8.12 m.g.d., 過ぐる 6ヶ月間平均は 8.47 m.g.d. で早くも設計容量の 94% に程近い。消化汚泥は真空濾過機で部分脱水せられた後多爐床式焼却爐で焼却せられるか又は乾燥せられる。

昨年間の厨芥蒐集量は 1 日平均 21 トンと推定され、特に 9 月中は 1 日 32 トンの peak load であつた。1 人 1 日當りにすると 0.55# に相當し、之は合衆國に於ける平均の數値である。粉碎された厨芥は粉碎中注加された水も入れて平均 90% の水分を有し、揮散物質含量は 93% 前後であつた。時々行ふグリーン含量試験は乾燥基準にして約 20% の數値を示した。

厨芥取扱上經驗した若干の問題を次に略述する。

粉碎された厨芥は生汚泥と同時に壓送すれば極めて容易に管路内を流し得る事が判明した。25#/o" 又はそれ以下の空氣壓を以て ejector を操作し得た。今迄の所厨芥に依る生汚泥管の閉塞事故は 1 度も起らなかつた。

消化槽上に設けられた vent の不備なる爲め、最初は随分多くの厨芥や汚泥が消化槽覆蓋上に吐き出された。厨芥 ejector 操作には相當の熟練を要する。消化槽上の瓦斯採集ドームは 14' の水封 (water seal) を備へてゐたが、餘りに急激な厨芥投入とか高率の瓦斯發生のため水封のサーヂングを起して水を溢流せしめ、遂には水封を全く吹飛してしまつて瓦斯の漏洩を惹起した事もある。それで後で水封から吹出された水を捕へて元に戻す装置を瓦斯ドームの周圍に設けた。此の水封設備は自動壓力安全弁として役立つもので消化槽内の過壓造成を防止するのである。

厨芥取扱ひを始めた當座は厨芥中よりブリキ罐など所謂がらくたものだけを擲出し、骨類はその儘厨芥粉碎機に送られてたやすく粉碎され、次以上敢て意に介せられなかつた。然るに厨芥取扱開始後 7 週間にして消化汚泥管の閉塞事故が起り始めた。この閉塞は主として骨類と卵殻に原因したのである。現在は努めて骨類を擲出す事にしては居るものゝ、それでも尙多數の骨類が、消化槽にまぎれ込むのを見れない。かういふ障りは粉碎機の非力に原因するのではなく、骨や卵殻の比重が大なる爲め消化汚泥中に急速に沈澱蓄積する事に由來するのである。その證據に生汚泥管は厨芥取扱後も嘗て閉塞した例がない。昨今は毎日 15~20 呎³ の骨、卵殻、罐類の類を厨芥中より擲出して居り、又毎週 1 回宛消化汚泥管を全部掃除する事にして居る。昨秋試験的に 1 消化槽の覆蓋上に小さな木製沈澱槽を設けて、汚泥厨芥混合物をして一旦それを通過せしめた後消化槽に投入してみたが、結果は大變好望で可なりの量の卵殻や重い物質を取除き得た。適當に設計された機械掘上げ沈砂槽式のものを用ひたら此の種の事故は大部分取除き得るのではないかと思ふ。此の場合沈砂と同時に相當重い厨芥

粒が沈降するであらうからそれを洗滌する装置が必要になる。そういふ設備を造らうと目下計畫中である。それから厨芥を直接消化槽に投入しないで下水に投入する試験も考へて居る。

消化汚泥ポンプ (プランヂャーポンプ) が時々閉塞し (特に果實罐詰季節中) 相當難儀した。

厨芥消化に關聯ある今一つの重要な問題は消化槽脱離液の質の變化である。厨芥取扱前は固形物總量 0.5% 以下の脱離液が得られ何等支障なく處理場で處理出來た。然るに厨芥投入は瓦斯發生を著しく増加すると共に必然的に脱離液中の固形物が増加し、今や 2~2.4% の間にある。この脱離液は處理場で場合によつては 3 週間位もかゝつて處理出來るが、然しその爲め曝氣槽の負擔過重を招來し促進汚泥のバルキングを惹起した。本處理場の消化槽は單段式であるが、今二段消化に變へようと計畫しつゝある。これに依つて脱離液の質の改善を期さうと言ふ譯である。

以上の所説は寧ろ派生的な問題であつて、汚泥と厨芥との併合消化それ自體としては充分成功であつたと言ひ得る。昨年中平均の消化槽 1 日投入量は表-5 の通りである。

表-5.

	固形物總量 (#)	揮散物質 (#)	揮散物質百分率
下水汚泥	19,400	11,800	61
厨芥	9,490	8,650	93
合計	28,890	20,450	71

抽出された消化汚泥は平均して 9.1% の固形物と 48.1% の揮散物質を含有した。従て消化率は揮散物質減率 62%, 固形物總量に於て 44% の減率を示した。消化汚泥は些少の紙、罐の栓ゴム及び厨芥と一緒に混入され且消化に依つて分解されない若干の物質を含む。消化汚泥を濾過するに當つては何等の障りも經驗せられなかつた。唯濾過ケーキの含水率が 70% から 72% 近くに増加した事が注目されただけで、之も果して厨芥投入に起因するや否や尙豫斷の限りでない。

瓦斯發生量は夥しく増加した。下水處理場として操作しつゝあつた當時の瓦斯發生量は平均約 100,000 呎³ 毎日、即ち現在處理人口 75,000 に基き 1 人 1 日當り 1.3 呎³ であつた。所が昨年中の平均は 231,000 呎³ 毎日、即ち 1 人 1 日當り 3.1 呎³ に飛躍した (厨芥取扱後第 1 月は 165,000 呎³ 毎日、第 2 月は 234,000 呎³ 毎日)。瓦斯發生量は 1 週の間に 50,000 呎³ 程度の上下がある。日曜日と月曜日に最低點に落ち、金曜日にピークに達する。之は厨芥投入率に極めてよく隨順する。蓋し日曜日には全然厨芥が投入せられず又土曜日には平均量の 1/2 位しか投入せられないからである。汚泥厨芥混合物中の揮散物質 1# 當り瓦斯發生量は 11.3 呎³、又消

化汚泥のグリーン含量は平均 7.5% 前後である。

厨芥投入は下水瓦斯中の CO₂ の百分率を一變した。厨芥投入前は CO₂ が平均 30% 内外であつたのが投入後は 36% に増加した。但し此の瓦斯を本處理場のボイラーや焼却爐や瓦斯エンジンで燃焼する場合、全然支障はなかつた。

これ迄の経験より推して消化槽としては汚泥掻寄せ機を有する固定蓋式を採擇する方が賢明だ。又粉碎された厨芥は之を下水に投入するよりも寧ろ直接消化槽に投入した方が妥當だと思はれる。Babbit の實驗に依れば厨芥を下水に投入すると固形物總量の約 59%、厨芥揮散物質の 66% が溶液又はコロイド状化されると言ふ。従てかういふ方法は下水處理法の負擔を加重するのみならず、消化槽の容量も却てより大なるを要する。脱離液の問題に就ても同斷であらう。

下水汚泥と厨芥との併合消化に關する今日迄の経験を總括するに、

1. 下水汚泥と厨芥との混合物は容易に且完全に消化する。
2. 瓦斯發生量は 280% 増加した。
3. 厨芥を消化槽に投入するに先立ち、豫め骨、卵殻の類を取除く設備を設くべき事。
4. 消化槽の設計に當つては瓦斯發生の増加を考慮に入れ且揮散物質量の増加に應ずる充分なる容量をとる事。
5. 脱離液を處理場に返送處理する爲めに、脱離液中の固形物を充分少ならしめる爲め段階消化が必要とされる。

港 灣

(35) サイプラス島に於ける鐵鑛積出設備

“L'installation de manutention des minerais de fer pour le chargement des navires à l'île de Chypre”. Le Génie Civil, 2 mars 1940. p. 145~148. 布施徹一郎 抄

1939 年サイプラス島の南岸に鐵鑛積出設備の竣工を見たが、その目的とする所は、ギリシアの化學肥料會社所有の鑛山から硫化鐵鑛を積出すにあり、工事はイギリスの索道建設會社によつて施行された。

從來積取船は陸岸より 500 m 以内には近付き得なかつた爲解荷役を行つてゐたが、この開設を見てからは積出作業の能率に著しい増進を來した。

新設備は沖合に於ける積込臺と、陸岸よりこれに通ずる空中索道とより成るもので、その一般圖は圖-18, 19 に示される。陸岸上に一部切取を施した容量頗る大なる (約 5000 m³) 貯鑛場を設け、碎鑛場より小運搬車によつて運ばれた鐵石をこの中に堆

積せしめる。この小車は圖-19 上に示す如く、岸邊よりの高さ約 10 m の陸橋上を軌條に沿つて貯鑛物に乗込み、碎鑛物との間を逐次循環する。

圖-16. 空中索道全景

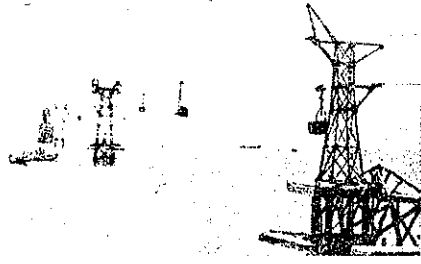
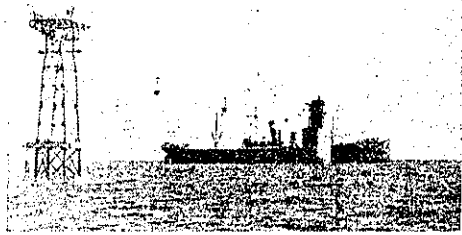


圖-17. 海中積込臺の景



貯鑛場の海岸側は擁壁を以て擁され、これに沿つて索道の起重装置が設けられてゐる。壁中には下端に樋口 C を備へた傾斜せる孔を穿ち、廻送された空の索道搬器中にこれを通して鐵石を落し込む。孔の数は 6 箇である。貯鑛場の全面積に互り、スクレーパ様の掻器 3 箇が走行して鐵石を掻均し、これを擁壁の孔に向つて寄せ集める。掻器を懸吊する索條は、起動所上端と、崖側に埋込んだコンクリート支臺 a との間に滑車と鎖によつて張り廻らされる (圖-19)。

索道搬送機は能力毎時 200 t として造られたが、現在の假設備では毎時 100 t の能力を出し得るのみである。總延長は大約 550 m、沖合の海中に鐵製の積込機、陸岸との中間に 3 基の支柱がある (圖-16, 17)。相互に 5.5 m を距てだ 2 本の平行索條がこれに懸垂し、その一は盈器を送り出し、他は空器を送り返すに用ふ (註、これを支索と稱する)。この中前者は徑 50 mm、破壊強度 60 kg/mm²、後者は徑 30 mm、破壊強度は 50 kg/mm² である。搬器の容量は鐵石 1350 kg、その数は實際は 20 であるが、搬送機の能力毎時 200 t に對應せしむるならば 40 箇まで増加することが出来る。索條は毎分約 85 m の速度で運行する。その動力は 30 馬力の發動機に仰いでゐるが、毎時 100 t に相當する出力は實際上 13 馬力に過ぎない。

起動所に於て、2 本の支索は輪形を畫いた軌條 e に

圖-18. 索道積出設備の側面圖

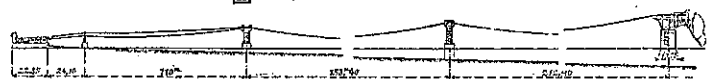
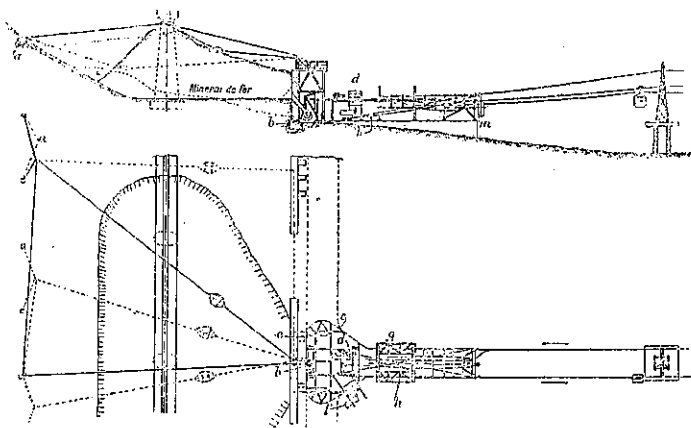


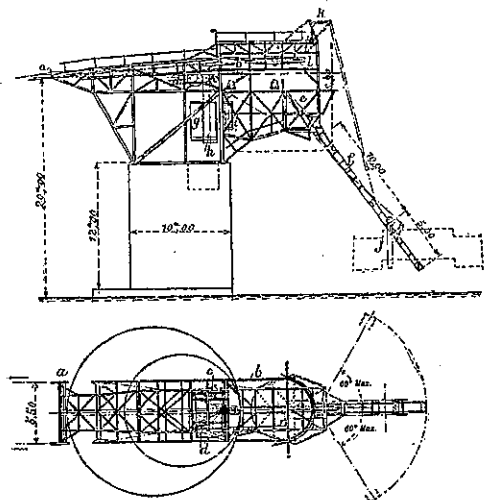
圖-19. 陸上施設の側面並びに平面圖



よつて連絡を保ち、この軌條の一部は擁壁に平行なる直線部分を形成してゐる。陸岸に到着した空器は索條を離れて導軌條 e の上に入り込み、樋口 6 箇中の一つの前に推し出される。こゝで積石を積込んだ後、積載量を自動的に記録する跳板 f の上を通過して軌條の他端から再び索條の上に乗移る。搬器の進行を容易ならしむる爲、空器索條より空器索條に至る間、軌條に一様の勾配を附す。

曳索（註、無端にして環状をなし絶えず一方向に運行して搬器を移送するもの）は起動所に於て水平に置かれた 3 箇の滑車 d に懸つて廻り、この中の一つが主動滑

圖-20. 海中積込機の側面並びに平面圖



車となつてゐる。中央に位する曳索用導滑車は重錘 m に連結せられて一定の張力を保たしむ。

中間の海中にある 3 基の支柱は、杭打基礎上のコンクリート支臺によつて鐵製の結構を支へたものである。

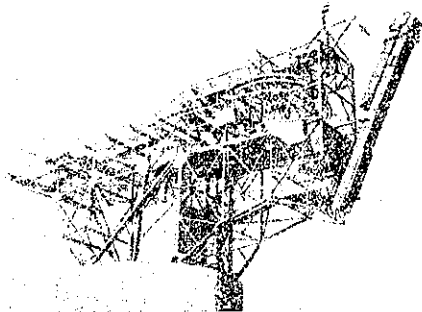
沖合の積込機は、徑 10 m、高さ 12 m のコンクリート塔の上に設けられ、更にこの塔は、管筋所まで浮動運搬して沈下中詰した徑約 15 m のコンクリート製圓筒

沈型面を基礎とする。圖-20, 21 は本装置の全般を示す。積込機の高さは、船舶の緊留と最少限 5000 t の積荷に差支へなきやう定められた。

支索は支點 a に於ける 2 箇の受滑車の上を通つて積込機に達し、導軌條 b の一端に接続する（圖-20）。搬器は支索を離れてこの上に移る。2 本の支索の末端は滑車 c 及び d を通つて各々重量 12 t 及び 19 t の重錘 g 及び h に連結される。一方曳索は導軌條 b の下部に水平におかれた大型滑車 l の上に懸る。

空器は漏斗 e の上に到つて、開けら

圖-21. 海中積込機の景



れるが、この漏斗の基部に積込用シュート f が關節によつて接合してゐる。このシュートは起重機 K によつて懸吊され、その基部に於ける開閉装置は積取船の甲板上で鎖 j によつて操作される。旋回の角度は中心軸の左右 60° 宛併せて 120°、その釣合は重量約 1500 kg の重錘によつて保たれる。更にシュートは 2 部分の關節から成り、基部の方は 10 m、先端の方は 5 m で、後者の先端は如何なる噸級の船艙にも達し得るやうに出来てゐる。必要に應じ、或は 10 m の部分のみ、或は兩者共に、任意に使用し得る。前者のみが用ゐられる場合は、圖-21 に示す如く後者の部分は畳み込まれる。

シュートの俯仰並びに旋回装置は、積込機結構の間の運轉臺上に据ゑ付ける。

積込機の操作は總じて自動的に行はれる。

(36) 音速測深器を用ひた潮汐及び波浪の測定

(H. Chatley, "The Measurement of Tides and Waves by Echo-Sounders." Dock & Harbour Authority, Dec. 1939, p. 33-34.)
布 施 敏 一 郎 抄

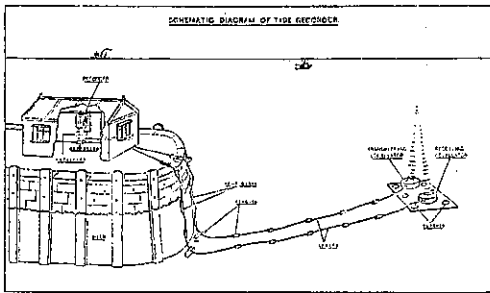
音速測深器を水面上に浮ばせたものは、潮汐或は波浪の指示器となるが、この場合には堅牢な浮標中にこれを藏するを要し、且浮標の激しい動搖に因つて記録の精度

は著しく低下する。これに代るものとして、送音並びに受音装置を床鏡上に取り付けた簡単な器械が案出された。海底に設置するもので、水表面の下側で反射する音波によつて水深を記録する。この際海中より空中に逃れる音波は極く少量に限られることは、斯界に於て既に實證されてゐる。

本装置による時は、測深竿の設置維持に困難なる箇所例へば海底地盤硬質なる外海乃至深海等に於ける種々の障害が除かれる。記録装置は陸岸又は浮標上に設け、海底との間は電線を以て連絡する(圖-22)。

尙この際次の如き障害が豫想される。

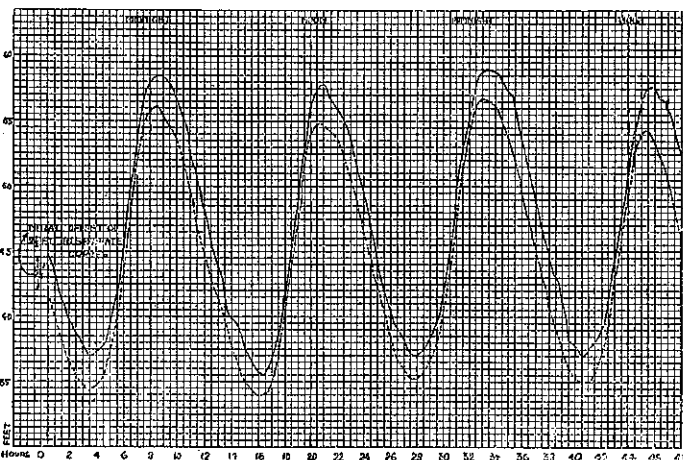
圖-22.



1. 餘剩音波と水面の傾斜に基く誤差
2. 海底の洗掘乃至沈降に因る器械の沈下
3. 沈泥の堆積等

第1項に擧げた誤差は意想外に僅少である。小面積の海面では記録の時隔を小となせば、その平均軌跡は測深竿によるよりも一層正確な潮位を示す。波浪を記録する場合、音波は海底より頂角42°の圓錐をなして擴散する爲、若しも水面に於ける波頂の曲率が水面に達した音波のなす圓弧の曲率よりも大なる時は、送音器の直上位置の前後に於ける波面で反射された音波も海底の受音器に達することになる。但しこの現象は波の谷では起らない。

圖-23.



この事から、深海に於ける短波の波高測定は失敗を招き易い。然し長波に對する誤差は大ではない。従來これに匡正策として、特殊の集中音波が用ゐられて來た。

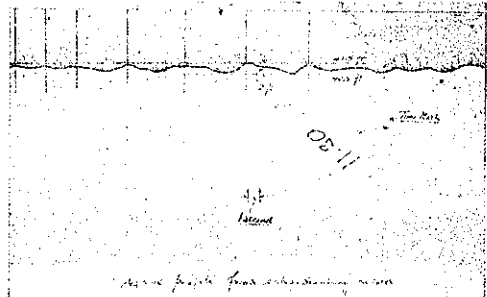
器械の沈下は、支板の面積を大ならしめることによつて最小限に止め得る。必要時にはこれに浮子を付けて死重を減殺する。洗掘防止の爲には、表面を滑かにして抵抗を少くした扁平の凹形被蓋を用ゐる。送音兼受音器は被蓋上に設け、潮流をして沈泥を拂はしめる。

圖-23 は音響による記録と、陸軍測量用檢潮器によるものとの比較を示す。

記録用紙は高價な上に蓄べるので、これが消費の問題は忽せに出来ない。Dover で行はれた實驗では、半時間毎に1分間宛電流が通ぜられた。紙の移動速度は毎分14''であるら、略1/10秒に相當する間隔まで読み取ることが出来る。24時間中では60'の消費となる。

MS. XII 型記録計を用ゐた實例に於ては、水深60'に到るまでの間533箇所て1分間宛の記録が作られた。その結果によると、毎秒1回の週期を有する波は容易に看取出來た。又5秒に1回のは60餘箇所に見受けられた(圖-24)。

圖-24.



本記録は實際には波の一断面ではなく、記録計直上の一點に於ける水位の變化を示すものであるが、元々波の傳播速度が一定なりとすれば兩者は同形のものとなる。

受音器の衝動が歪曲されることなく傳播し得べき距離の限界を定むるのは實驗上の問題に屬する。Dover の試験では、増幅器と記録計とは振動源から100碼距てて置かれたが、この距離は更に増大し得ること勿論である。

(37) ブダペスト北港計畫

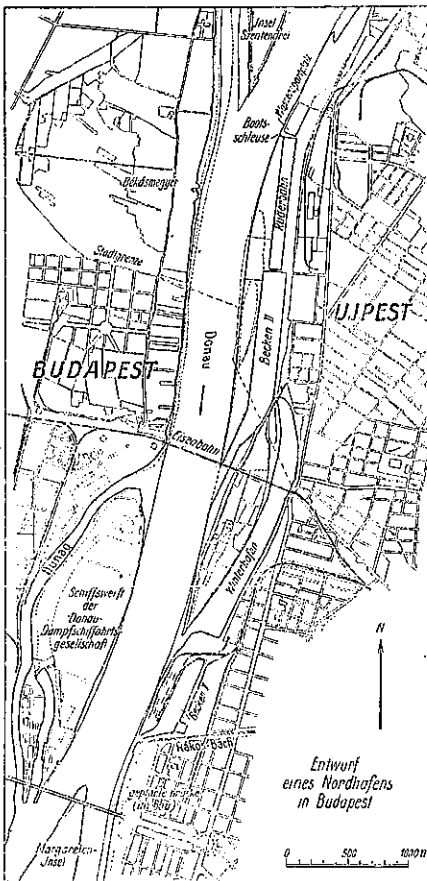
(R. Papp, "Der Plan des Nordhafens in Budapest." Bautechnik, 26. Juli 1940 s. 367-369 布施徹一郎 抄)

〔 Budapest に於ける最古の埠頭設備は、Donau 河沿ひの市域中にその位

置を占めて居り、これに次いで市の下流に「Budapest 國營自由港」が設けられたが、これは當市の需要を満すのみならず、奥地に對する集散地點として計畫されたものであつた。Donau 河より當市に到着する貨物の半ば以上 (58~65%) は今日尙市内埠頭に於て取扱はれる。然しながら都市の發達につれて本埠頭に於ける荷役は漸次驅逐され、茲に新設備の必要が認められるに至つた。斯くて Budapest 北港計畫が議案に上つたのは既に 70 年前の事で、その敷地さへも定められてゐたのである。

人口 1100000 を擁する Budapest 市の北方に殆ど隣接して Ujpest 市がある。人口 77000、交通活潑なる工業都市であるが、Donau 河に面する部分は僅かの小部分に過ぎない。市當局も茲 10 年來港灣計畫に意を用ひて來たのであるが、未だに實現の運びに到つてゐない。元來 Donau 河は Ujpest の上流、Szentendre 島を圍んだ合流點で河幅が擴大してゐる爲に水深小となり、航行は砂洲によつて妨げられてゐた。宛も 1921 年低水時に於けるこの箇所の舟運が斯くの如く跛行状態にあつた際、政府は左岸水上競技場の所に導流工を施行した(圖-25)。この結果航路は全く改良されたのである

圖-25. Budapest 市 Donau 沿岸港



が、他方導流工の下流に砂洲を生じ、Ujpest 市はその水接線を失つた形であつた。

斯くの如き事情の下に、首都と Ujpest 市とを一體として港灣機能を發揮せしめんとの見地から、Budapest 北港の第一次計畫が生れた。本計畫に基き、荷役場及び冬港としての機能を有する一泊渠を Ujpest に造り、この他に造船所 2 箇所を設けた。水接線の大部分は、ハンガリア有数の Ganz 造船會社の占有する所となつた。陸上設備は未だに不充分で、臨港鐵道線、上屋倉庫共に之を有せず、道路も完全とは云ひ難い現状にある。

北港の新規計畫によれば、2 箇の泊渠を現在の冬港の夫々上下流に設ける。第一泊渠は Budapest 市の雜貨及び建築用材を取扱ひ、第二泊渠は Ujpest 市の需要に應ずるものである。

設計の實施に當つて、ハンガリアのボート漕手永年の希望により、河流の影響を受けぬコースの設置が考慮に容れられた。このコースは全長 2200 m を要するので、最初は冬港を南方に延長する案が樹てられた。然しながらこれによれば泊渠は延長 3 km といふ頗る長大なものとなり、船が無駄な航路を長時間進まねばならぬのみならず、亦氷塊の除去が困難となる爲に春先に於ける舟行を阻害される虞れを生ずる。そこでこの延長された冬港の出入口の他に更に今 1 箇所の口を設けることが考慮された(この後者が現存の冬港口である)。然し尙 2 港口の維持に際し、漕艇に影響を及ぼす程の水流を泊渠内に發生する虞れがあつた。結局この種の水流通生眞偽、或はその寸法配置等を計算上から疑念なく解明することを得なかつたので、「首都公共事業評議會」は Budapest 工業大學水工學試驗所に命じて、本問題解決の爲模倣實驗を行はしめた。その結果によると、泊渠内には意想外に強い流れと渦とを生じ、本來平靜を保つてゐた冬港の水面までが攪亂されることが判明した(圖-26)。

斯くして冬港の延長案は棄却され、これに代つて長さ 750 m の第一泊渠を別に分離して冬港の下流側に設けることになつた。これに類する設備を持つた港の雜貨取扱量は平行埠頭に於ける場合の數倍に上ることより推

圖-26. Budapest 工業大學の水工學試驗所に於ける模倣實驗(上流より小紙片を流して水流の模様を調べてゐる所)



して、この泊渠の内側は市内埠頭の恐らく 4~5 km を以て置換へ得ることであらう。この用地は Donau 零点上平均 3.5~4.0 m の高さにある爲、年に 3~4 度は冠水し、自然港湾用地として手放されてゐたものである。勿論泊渠は 壩壁と嵩上とが均衡するやうに設計されてゐる。嵩上高は Donau 零点上 7.5~8.0 m となし高水時に於ても安全となす。

第一泊渠工事に於ける主要数量は、壩壁(二嵩上) 690 000 m³, 捨石 10 600 m³, 斜岸保護工 36 400 m², 道路 17 800 m², 臨港鐵道 4 200 m である。

本泊渠の大なる利點は、その位置が都市に近接してゐることの他に、現存の環狀鐵道から總ての埠頭に引込線を出し得ることである。總工費は概算 2 600 000 Pengö (1 600 000 ライヒスマルク) に上る。

次に第二泊渠はその入口を現在の鐵道橋の直ぐ下流に行し、下流側の半分は長さ 1 100 m, 幅 200 m の Ujpest 工業港となり、上流側半分は幅 100 m の水上競技場となつてゐる(圖-25)。2 泊渠の水深は Donau 零點下 2.5 m に、又ポートコースは 1.0 m に浚渫される。第二泊渠の土工は嵩上約 3 200 000 m³, 壩壁約 1 600 000 m³ を要す。將來の 港湾用地は現在の河床上に設けられることになるので、この工費は大部分新設埋立地の賣却金を以て償ふことを得る。

圖-27. Donau 河岸及び第一泊渠の横断面圖



(38) リヨンに於ける新港「エドゥアル・エリオ」

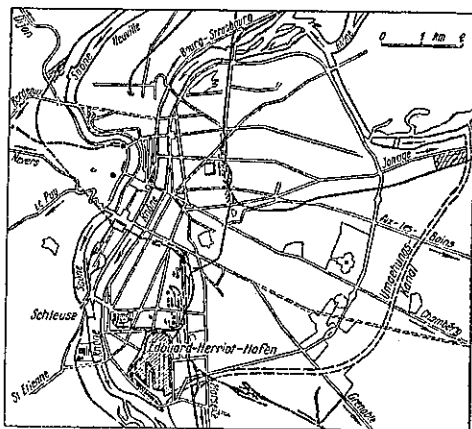
(K. Förster, "Der neue Hafen Edouard Herriot in Lyon." Bautechnik, 1939 Heft 49, s. 610~611. 布施敏一郎 抄)

所謂ランボー港と稱するのは、リヨン市商業會議所の手によつてソーヌ河のローヌ河への合流點より僅かに上流ソーヌ河岸に設けられた港を稱する。これが最初開かれたのは 1926 年で、設計當初に於て既に狹隘を感ぜられてゐたが、開設以來非常な 股賑を呈し、爾來、リヨン市管理當局は市の南部 ローヌ河左岸に沿ふた細長い地帯を一大内港築設用地として買収し、1934 年に準備工事を始めた。これがエドゥアル・エリオ新港と稱せられるもので、1938 年 3 月に至り第一期工事は竣工し、荷役開始の運びとなつたのである。

元々ラインの工業港を範として設計された本計畫は、幾多検討せらるべき資料を提供する。又本港がフランスに於ける最初の内港であることも重視すべきで、加ふるに石油港として竣工を見た 港區はその規模の大なることの他に又防壁の見地からも興味あることと思はれる。

一般圖(圖-28)は面積概數 150 ha の大臨港地帯の關係位置を示す。

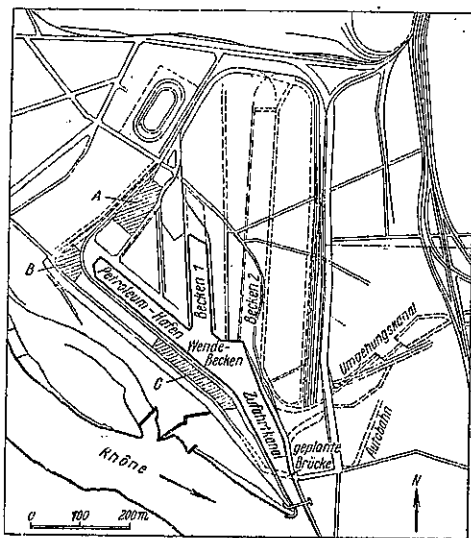
圖-28. Lyon 市 Edouard Herriot 港一般圖



埠頭地域は、ソーヌ河口を下流に距る 3.6 km の地點で長さ 400 m の連絡運河によつてローヌ河に連つてゐる。この運河には更に將來、平面圖(圖-29)に破線で示す如き新運河が連絡することになる。これはリヨン市域に於ける好ましからぬ河流を避けることにより、ローヌ河上流地方をフランスの内國運河網に結び付ける上に重要な役割を勉めるものである。

前記連絡運河は旋回水面に於て壩き、こゝから二大工業港泊渠と石油埠頭とに分岐する。設計上の數字は充分の餘裕を採り、石油港では長さ 535 m, 幅員 70 m, 第一泊渠では長さ 625 m, 第二泊渠では長さ 1 000

圖-29. 當港平面圖



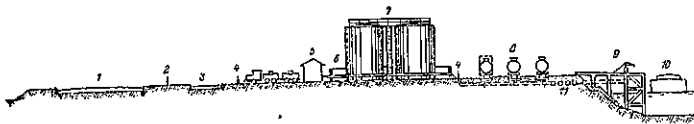
m, 幅員は共に 80 m である。全工事竣工後に於ける水接全延長は 6 300 m となり、この中現在竣工してゐる第一期の分は 3 800 m に上る。水位の變動は 6.9 m, 水深は内航船に對するものとして最低き水面下 2.5 m

とする。臨港地帯の高さは最高々水面上尙 60 cm の餘裕を残す。水接線は部分的に岸壁或はコンクリート打の斜面となす。

新港の荷役設備は慎重な配慮の下に計畫施工された。本港專屬の艀船列は運河々川の下流ローヌ河左岸に設けられた一列の強固なドルフィンに於て仕立或は解體される。

次に鐵道の配線に就ては、最初の試みとして線路は全て埠頭の水平側に配して鐵道交通を道路交通から完全に分離せしめた點に於て注目すべきものがある。斯る配置は(圖-29 参照)、從來ドイツで實施されて來た方式とその類を異にする。蓋しドイツ式では、隣接工場をして水接線を餘す所なく利用せしむる爲に、工業地帯の水接線に鐵道を配することは極力避けてゐるのである。加之臨港鐵道の接線は、港域東部の境をなす頭端式臨港驛、(圖-29 参照)を超えて、北部に位する入換停車場に通じてゐる。この際平面交叉を避け、多數の工作物によつて道路、工場施設等を横切つてゐる。

圖-30. 貯油設備断面圖



- | | | |
|-------------|----------|-----------|
| 1. 公共用道路 | 5. ポンプ場 | 9. 積込棧橋 |
| 2. 埠頭用地の境界線 | 6. 油槽の隔離 | 10. 石油港泊渠 |
| 3. 私用道路 | 7. 油槽 | 11. 送油管 |
| 4. 會社用地の境界線 | 8. 踏踏線 | |

道路網配備の優れた點も重視するべきである。臨港全地帯は幅員 30 m の重要公道によつて圍まれてゐる。圖 28, 29 に示す如く、この環狀道路は都市計畫道路網によつて縦横に結ばれる。臨港地帯内の私設道路は全て幅員 14 m, その總延長は全期發功の曉には 8 km, 第一期發功では 4.3 km に及ぶ。

特に注目に値するのは新設の石油港施設である。こゝでは發火危險率の高い鑛油の積卸が出来る。本港のものは普通型の地上直立油槽であるが地下油槽が既に好んで用ひられつゝある今日、これは明かに一時的貯留設備であつて、保全貯藏とは云ひ難い。

石油港用地の區劃は圖-29 より明かである。圖示の如く、完全に隔離された 3 地帯 (A, B 及び C) に分たれ、且これらを一直線上に配置するを避け、その間隔は最短 150 m とする。斯る規準は、フランスの液體燃料取締當局によつて定められたものである。圖-30 は泊渠西南岸に於ける貯油設備 (C) の横断面を示す。埠頭に沿ふて各會社の油槽が立並び、その用地は水際側は國有鐵道臨港線により、又陸地側は臨港私設道路によつて劃られてゐる。斯る配備は原則的に一般の工業港に於て採用されてゐるところである。

水際斜面の直ぐ傍に 5 m 幅の帶狀をなして送油管が設置されてゐる。これによつて船は貯油所の領域別に關係なくその時々空いてゐる棧橋を使用し、搬送の勞力と時間の損失を縮減することが出来る。

防空防火施設に關しては、次の諸項を擧げ得る。

1. 危險率を異にする油槽の隔離。第一油槽群(發火點が 55°C 以下のもの即ち所謂「白油」の貯藏に當てる)と第二油槽群(發火點が 55~135°C のもの即ち「黒油」の貯藏に當てる)との最短距離を 25 m とす事。

2. 各會社の建物(倉庫、ポンプ場、仕分場、混油場、事務所等)は三大貯油地域の外部、水際と反對の側に設くべき事。

3. 如何なる場合と雖も、擁壁或は土堤造りの圍ひを以て油槽の周圍を廻らし、これによつて油槽内の全容量を泄へ得べき事。

4. 極めて有效なる消火組織。

a) 各域内の全油槽に通ずる管を備へ付けた私設の泡沫消火裝置。

b) 上記の裝置を 1 本の環狀泡沫消火管に結合せしむる。この管は三貯油地域を圍繞し、「國家管理會社」所有の可動泡沫發生機に隨所にて連絡せしめ得る。

c) 必要あらばリヨン市消防隊所屬の泡沫發生機をもこの環狀管に連結せしめ得るやうにする。

d) 毎時能力 850 m³ のポンプを備へた消火艇を本港の常備とし、更に 1 基の炭酸瓦斯泡沫發生裝置を設けて、油槽船萬一の火災に備へる。

防空に關しては、如上の施設に更に一聯の常套防備手段を講じて萬全を期する。

構 造 物

(39) ブエノスアイレスに於ける地下ガラーチ

(P. Herrmann, "Tiefgaragen in der Avenida 9 de Julio in Buenos Aires." Zentralblatt der Bauverwaltung 1939, Heft 22, 598~605. 倉田宗章抄)

ブエノスアイレス市は 400 年以前 Pedro Mendoza に依り創められ 8 ~ 10 m の幅員現今の概念からしては狹隘なる街路を有する一邊 130 m の短形ブロック式に造られた。従つて昨今の世界都市への急激な且米國式發展は最近 10 年間の數多の施設を凌駕して部分的には無價値ならしめた。若干の街路擴張が計畫又は實施されたが日々増加する自動車交通の爲に其の効果を發揮するに至らなかつた。1937 年 3 月に過飽和に達した南北

幹線交通の弊害顯著なる爲に市街統制が初められた。そこで、33m幅員の南北方向の交通路を33建築ブロックに亘つて造成する爲に25年前公布された法令を操上げた。此の龐大なる計畫の第一期として Tucuman 街及 Bartolome Mitre 間の部分が5建築ブロックに亘つて實施が決定された(圖-31)。

又此の市街統制には地下自動車駐車場設置に關する地下の利用を計畫中に含み且實施した。

建設作業の概観

工事は2つの獨立の地下ガレージ及2本の地下道及地表面舗装等であつて、工事期間は非常に短期間に制限され1937年5月31日より工事に着手された。工事場の一般交通は10月12日まで通行させる豫定であり、一方地下ガレージは12月25日に完成引渡しが行はれる豫定となつてゐた。

構造物の概要

(1) ガレージ(圖-32)

ガレージはA, Bの2ヶ所であつて構造も間取りも同様であるが長さだけが異つてゐる。之の2つのガレージは750臺の自動車を收容し得る。

ガレージAは長さ240mで Carmiento 街及 Bartolome 街の中間に位置しガレージBは長さ123mで Tucuman 街及 Lavalle 街の中間に位置してゐる、各ガレージは突出部を除く主要部分の幅員は60m、内部の天井高は4.6mとなる、又構造物は將來南北への擴張を豫想して取壊しを容易ならしめる様 Bartolome Mitre 若しくは Tucuman に於ける端壁のみを煉瓦造りとし、他は總て鐵筋コンクリート造りとされた。天井は46cmの厚さの平板として造られ、ガレージAは横方向の總目に依り5部分に、ガレージBは4部分に分けられた。側壁と天井はアスファルトにて外側を保護して濕氣を防いだ。内部の圓柱(支柱)間の距離はガレージの長軸方向に7.6m、横斷方向には支柱間隔は駐車位置に對しては6.2m、通路に對しては7.6mとなつてゐる。圓柱と壁とは、1.8mの高さまで暗色のペンキ塗裝を施され天井と柱及壁の上部は石灰モルタルで白色平滑に塗裝されてゐる。鐵筋コンクリート床(厚さ15cm)の下にはガレージの長軸方向に幾分傾斜した換氣用通

圖-31. 完成後の鳥瞰圖



圖-32. ガレージ及地下道の配區圖

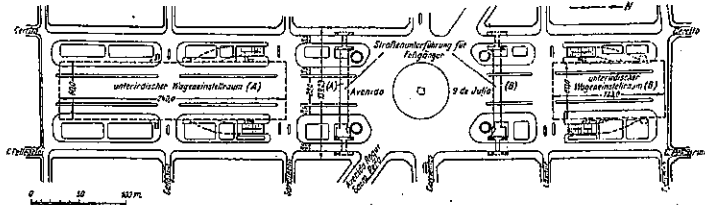
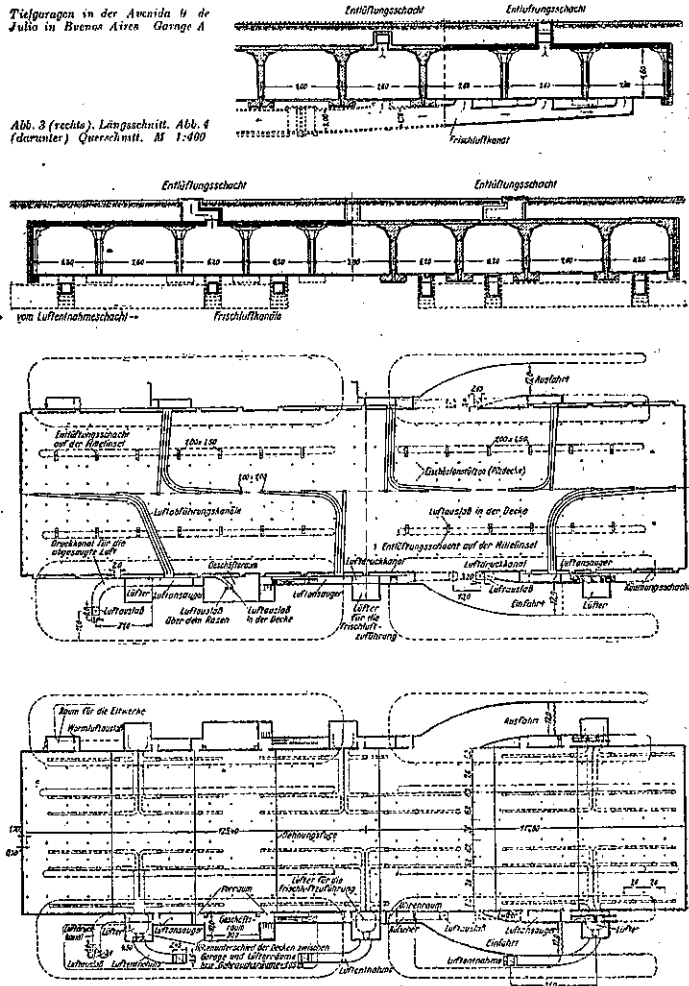


圖-33. 地下ガレージ構造一断面圖



風路が設けられてある、之は運轉休止中に於ては、毎日の掃除の洗滌水の放出路としても使用される（圖-33）。床は之の放出口へ向つて緩傾斜を付す。下水はガレージ A では下方を交叉して通つてゐる市街下水渠に通ずる管が設けられてゐる。一方ガレージ B では下水はポンプに依つて下水渠に排出される。機械通風に對する排氣路は天井に設けられてゐる且主體構造物の傍には空氣室が設けられ吸氣渠、排氣渠、は夫々之れに通じてゐる（圖-33）。

之の他自然通風の設備として天井にガレージの縦方向に 15.2 m の間隔で 2 列の通風坑（斷面 1 m²）が設けられ、地表の車道の車線分離線の傍に開口してゐる。

之の他各ガレージに縦方向に斷面 1.5 m²の通風溝が設けられる豫定である。之の 2 つのガレージの中には約 1000 P.S のモーターを設置する。尙ガレージ A にては主構造物の側部に 2 つの各々 10×20 m の管理入室が設けられる。ガレージの出入に際しては全幅員 12 m の車線の約 10% の傾斜を持つた斜路が設けられてある。斜路は鐵筋コンクリート造りで表面を粗面にする爲鋪裝面のモルタル中には Alundum を混入してある。防火用として砂嚮及消火器を設け尙 48~22ヶの消火栓がある。照明は蓋明を防ぐ爲に柱の下より約 3 m の上部に石造の圓形の皿中に設置された（圖-34）。

圖-34. 完成後のガレージ内部



2 つの地下歩道が設けられ、内北側のものは地下鐵路と直接連絡されてゐる。

之等は階段から廣いホールを通つて地下道部分に續いてゐる、之の地下道部分は高さ 2.6 m、幅 8 m で 2 列の柱を有し柱間 4 m の部分が通路に用ひられ兩側の 2 m 幅の部分はショウウィンドウ及賣店として用ひられる。

施 工

1937 年 5 月 26 日には工事箇所を整頓が初められた掘鑿の爲 0.3~1.0 m² のバケツト容量の 6 ヶ Raupenloffel 掘鑿機及より大型の 2 m² のバケツト容量の軌條付き蒸氣掘鑿機が用ひられた。積載容量 4~7 m³ の運搬車約 80 臺が 5 km 離れた土捨場へ土を運搬する爲に恒常的に用ひられた。工事は 5 月の終りから 11 月の初めまで連續繼續された、内 25 日間は雨天の爲トラックの土運搬が防げられた。埋戻しの土は 16 t のローラーで輾壓された。コンクリート工事は壁體の築造の爲 7 950 t

のセメント、16 000 m³砂、20 500 m³の碎石（3 cm³迄の粒）、2 545 t の構造用丸鋼及 1 080 000 の煉瓦、2 250 m³の板、厚板及梁用の丸太を要した。コンクリート打ちには 30 m の高さの鐵塔を建てシュートに依りコンクリートを運搬した、ガレージ A に於て主要な作業終了後は全ミキサーはガレージ B の方へ轉用された、側壁の目地潰し及空氣溝の堅孔には防護層として 1 つの煉瓦層が設けられ尙 45 000 m² のアスファルト防護層が施工された。全コンクリート構造の型枠として 3×4' の材木と厚さ 1'、幅 6' の板で造られた、型枠の側板の支梁は 4×6' 中頃のの高さに對つて 4×4' である、柱の基礎は充分掘り空けられた建築基礎坑の中に 2.45×2.45×0.6 m のコンクリートを板張りなしに打たれた。

型枠工が終ると直ちにコンクリート打ちが着手された、ガレージの天井は型枠板に急激に荷重が荷るのを顧慮して、8×8' の長さ 1.5 m の横梁を介して、8×8' の角材の支柱で支持された、之の支柱は型枠構架と共に設けられ型枠取拂ひ後も存置され、コンクリート打ちの後 8~10 日後まで残される。

10 月の初から構造物の残りの混泥土打ちには急硬セメントが使用された。構造物の築造に次いで街路鋪裝の復舊がなされ約 61 000 m² のアスファルト鋪裝が施された。

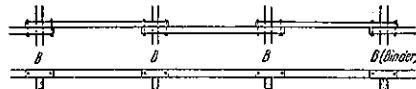
ガレージの工事に平行して地下道工事が進行し、街路復舊の鋪裝は 10 月 10 日完成された。

(40) 木造物に於ける繼合せ連續梁

(H Seitz, "Gekoppelte, durchlaufende Pfetten im Horzbau." Bautechnik, Heft 35 1940 s. 404~408. 村上永一抄)

圖-35 に示せる繼合せ連續梁は都合よき彎曲をなし梁の各點に於て木材の完全なる利用が可能となる。即ち等分布荷重に受けた場合連續梁の中央の部分にあつては支點モーメントは支間モーメントの 2 種あるが、斯くの如き繼合せ連續梁では支點附近では部材が重複してゐるので、一部材に掛るモーメントは支點支間共に等しくなる。このモーメント曲線の計算は連續梁と同じ様になすことが出來、最大モーメントは單純梁の 1/3 である即ち $ql^2/24$ を生ずるにすぎない。

圖-35.



1. 突出の長さ

梁の兩側に如何程突出させねばならぬか、之は支點モーメント支間モーメント共に $ql^2/24$ になる様にするを主眼とせば

$$M_x = \frac{ql}{2}, x = \frac{qa^2}{2}$$

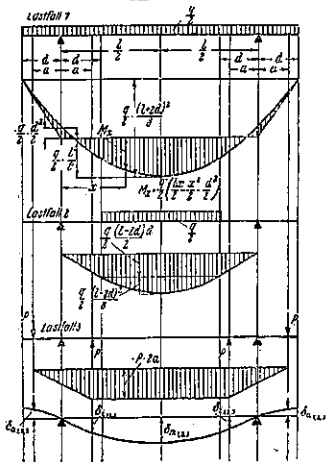
に於て $M_x = \frac{ql^2}{24}$ とおき $\alpha_1 = 0.092l$ $\alpha_2 = 0.908l$

即ちこの點まで兩側の部材を重複させる必要がある。依つて支點より接合中點迄の距離 $a \doteq 0.1l$ 接合に必要な餘材を含めた距離 $d \doteq 0.125l$ が大體目安となる。

2. 部材端の總合せに依る接合力

連続梁として働くためには如何なる接合が必要であるか、各部材を個々に分けて兩側に d だけ突出した單純梁で等分布荷重は支點より兩側 d だけの範圍は $q/2$ を受けると考へれば圖-36の上中圖の如き荷重を受けるものと考へられる。更に接合點に於て接合力 P が作用するものである。これらの荷重と接合力 P とによる支點より a なる内外の2點の彎曲は接合が嚴密なる場合には等しくなければならぬ。今 δ_m を支間中央の、 δ_i δ_a を支點より a なる距離の内外點の彎曲とすれば

圖-36.



$$\delta_m = \frac{1}{EJ} \int_0^{l/2} M_x x dx \dots\dots(1)$$

$$EJ\delta_i = EJ\delta_m - \int_a^{l/2} M_x(x-a) dx \dots\dots(2)$$

$$EJ\delta_a = EJ\delta_m - \int_{-a}^{l/2} M_x(x+a) dx \dots\dots(3)$$

圖-36の上圖のモーメント圖に對し、

$$EJ\delta_m = \frac{5ql^4}{768} - \frac{qd^2l^2}{32} \dots\dots(4)$$

$$EJ\delta_i = EJ\delta_m - \int_a^{l/2} \left[\frac{qlx}{4} - \frac{qx^2}{4} - \frac{qd^2}{4} \right] (x-a) dx$$

$$= \frac{qa^3}{48} - \frac{qad^2l}{8} - \frac{qa^2l}{24} + \frac{qa^2d^2}{8} + \frac{qa^4}{48} \dots\dots(5)$$

$$EJ\delta_a = \frac{q}{4} \left[\frac{a^4}{12} + \frac{a^2d^2}{2} - \frac{a^2d}{3} - \frac{al^2}{12} + \frac{ad^2l}{2} \right] \dots\dots(6)$$

同様に於て圖-36の中圖下圖のモーメント圖に對して δ_{m2} , δ_{m3} , δ_{i2} , δ_{i3} , δ_{a1} , δ_{a3} を計算する。

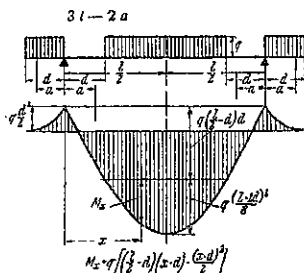
$$\delta_i = \delta_{i1} + d_{i2} + \delta_{i3} = \delta_{a1} + \delta_{a2} + \delta_{a3} = \delta_a \dots\dots(7)$$

$$\delta_{i2} - \delta_{a3} = d_{a1} - \delta_{i1} + \delta_{a2} - \delta_{i2}$$

に之らの計算値を入れれば $\delta_{i2} - \delta_{a3}$ のみが未知量 P を含む式で表はされ、右邊は總て既知量で表はされるから

$$P = \frac{q}{8a} \cdot \frac{l^3 - a^2l - 6d^2l + 2d^3 + 2a^2d}{3l - 2a} \dots\dots(8)$$

圖-37.



$$a = 0.1l \text{ とせば } p = 0.4025 ql \dots\dots(9)$$

今等分布荷重の分配を圖-37の如くなるものを考へれば δ_{i1} , δ_{i2} は δ_{i4} , δ_{a2} , δ_{a3} は δ_{a4} におきかへ、 δ_{a4} , δ_{i4} を圖-38のモーメント圖に就いて計算し(7)式の關係式より P を求めれば

$$P = \frac{q}{8a} \cdot \frac{l^3 - a^2l - 12d^2l + 4d^3 + 4a^2d - 1/2a^3}{3l - 2a} \dots\dots(10)$$

$$a = 0.1l, d = 0.125l \text{ とせば}$$

$$P = 0.3638 ql \dots\dots(11)$$

この接合力の差は10%に相當する。

3. モーメント分布及び接合の任意の滑に依る影響。

支點モーメントを(8)式の P を用ひて計算すれば

$$M_s = -\frac{1}{2} q \cdot \frac{1}{2} d^2 - Pa \dots\dots(12)$$

$$= -\frac{ql^2}{22.4}$$

$$= -0.044203 ql^2 \quad (a = 0.1l, d = 0.125l)$$

(10)式に依れば

$$M_s = -0.04419 ql^2 \dots\dots(13)$$

支點モーメントに於ては差はほとんどない。然し支點モーメントが僅かに増す圖-36の應力分配の場合には支間モーメントを14%をも減少させる結果となる。

更に接合部が荷重によつて滑りが生ずる場合、この量は荷重に比例すると考へれば

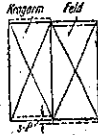
$$\delta_i + \delta_{i2} - \delta_{a1} - \delta_{a2} = \delta_{a3} - \delta_{i3} + sP \dots\dots(14)$$

$$\text{従つて } P = \frac{qa(l^3 - a^2l - 6d^2l + 2d^3 + 2a^2d)}{8a^2(3l - 2a) + 12EJs}$$

$a = 0.1l, d = 0.125l, E = 100000 \text{ kg/cm}^2$ 曲げ應力 σ_B とせば $J = ql^2h/48 \sigma_B$ で表はされ、更に $h/l = 1:35$ $q = 1 \text{ kg/cm}, \sigma_B = 110 \text{ kg/cm}^2, s = 0.00025 \text{ cm/kg}$ とせば

$$P = \frac{ql}{2.48 + 0.018}$$

圖 38.



$q = 10 \text{ kg/cm}$, $h:l = 1:15$, $\sigma_B = 86 \text{ kg/cm}^2$, $s = 0.000067 \text{ cm/kg}$ とせば

$$P = \frac{ql}{2.48 + 1.53}$$

前者は 0.7% 後者は 6% 先に示した P より小さくなる。

この場合の支點モーメントは、

$$M_s = -\frac{1}{2} q \cdot \frac{1}{2} l^2 - Pa$$

$$M_s = -0.0417 ql^2 \quad (\alpha = 0.1l, d = 0.125l)$$

で $ql^2/24$ に等しくなる。

4. 支間中央の彎曲の大きさ

$$\delta_m = \delta_{m1} + \delta_{m2} + \delta_{m3}$$

$$= 0.0020424 \cdot \frac{ql^4}{EJ} \quad (\alpha = 0.1l, d = 0.125l)$$

今 d の記號を連続梁, h の記號を継ぎ合せ連続梁とすれば

$$M_k = \frac{1}{2} Md$$

$$J_k = \frac{b_k h_k^3}{12}, \quad J_d = \frac{b d^3}{12}$$

$$\sigma_B = \frac{M_k \cdot 6}{b_k h_k^2} = \frac{2M_d \cdot 6}{b h^2}$$

$$\frac{h_k}{b_k} = \frac{h}{b} = \mu \quad \text{とせば}$$

$$h_d = h \mu^2 \sqrt{2}$$

$$\frac{\delta_{mk}}{\delta_{md}} = \frac{0.0020424 J_d}{0.002605 J_k} = 1.97$$

ゲルバー式梁の記號を g で表せば、同様にして

$$\frac{\delta_{mg}}{\delta_{mg}} = 0.67$$

5. 木材の使用量

V を以つて木材の使用量を表せば

a) 継ぎ合せ連続梁

$$\frac{ql^2}{24\sigma_B} = \frac{h_k^3}{6\mu}, \quad h_k = \sqrt[3]{\frac{uql^2}{4\sigma_B}}$$

$$W_k = \frac{h_k^3}{\mu} (1 + 0.25) = 0.625 l^2 \sqrt[3]{\frac{ql^2}{2\mu\sigma_B}}$$

b) 連続梁

$$\frac{ql^2}{12\sigma_B} = \frac{h^3}{6\mu}$$

$$V_d = \frac{h^3}{\mu} \cdot l \left(1 + \frac{1}{20}\right) = 1.05 l^2 \sqrt[3]{\frac{q \cdot l^2}{4\mu\sigma_B}}$$

c) ゲルバー梁

$$\frac{ql^2}{16\sigma_B} = \frac{h^3}{6\mu}$$

$$V_g = \frac{h^3}{\mu} \cdot l \left(1 + \frac{1}{20}\right) = 0.2625 l^2 \sqrt[3]{\frac{9q \cdot l^2}{\mu\sigma_B}}$$

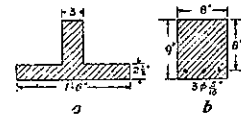
$$\frac{V_k}{V_g} = \frac{0.625 \cdot 2}{1.05^3 \sqrt{4}} = 0.75$$

$$\frac{V_k}{V_g} = \frac{0.625}{0.2625^3 \sqrt{14}} = 0.91$$

(41) 無鐵筋 T 形梁

(P. Abeles, "Tee-Beams without Reinforcement." Concrete and Constructional Engineering, August 1940, Vo. 1. XXXV, No. 8. p. 385~388. 白善武一抄)

無鐵筋 T 形梁が鐵筋コンクリート梁の代つて使用し得る事が試験により證明せられるに至つた。圖-39 a 及 b は同高の兩者の斷面を示す。



之に依れば鐵筋コンクリート矩形梁(斷面積 72 in^2)

は無筋 T 形梁 (64.5 in^2)

より多量のコンクリートを要してゐる。本試験に使用されたコンクリートは Saving Reinforcement by Prestressing Concrete and Constructional Engineering, July 1940, に述べられたものと同様のものにして材齡 55 日の壓縮強きは 8500 lb/in^2 その彎曲に於ける引張強きは 800 lb/in^2 であつた。圖-40 は試験の際に於ける荷重狀況を示してゐる。

圖-40.



伸張と收縮は圖-40, 41 に示せる 8 點にゲージを設備して測定されてをる。試験機に梁を設備した狀況は圖-42 に示す。同一平面内の 1, 2, 3 點にて測定された結果は圖-41 c に示す。

圖-41.

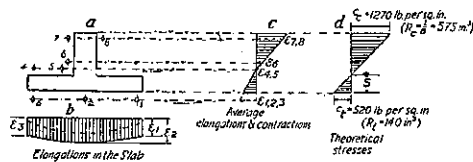


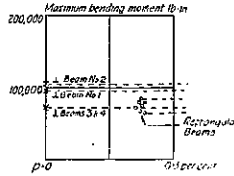
圖-42.



同圖に依れば最初歪(點線にて示す)は床版一體に等分布されず 端部が 中央部より小さいが 漸次兩者の應力

が殆ど等しくなる。而も中央と端部との應力が極く微量しか異なっていないといふ事實が床版全體が荷重に対して一體として抵抗してゐるといふ事を示す。圖-41 c より伸張と收縮の係数は異なつてをるから断面は均質のものとして作用して居らないことを知る。圖-41 d は断面が均質なるものと考へ

圖-43.



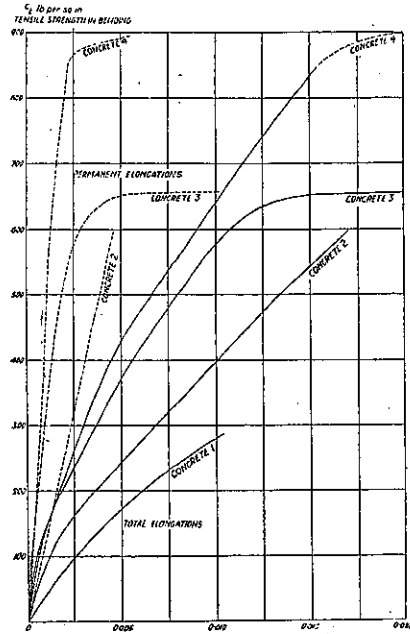
た場合の破壊應力を示す。4本の梁の破壊時の値を圖-39 b に示す如き降伏點 37 000 lb/in² の軟鋼にて約 $p=0.35\%$ の割合で補強された矩形梁との比較を圖-43 に示す。

同圖に依れば梁 3, 4 は材齡 2 ケ月で試験したものでその載荷能力は殆ど矩形梁の平均能力と等しい。

梁 1 及 2 は材齡 8 ケ月にして矩形梁のそれより遙に高い載荷能力を示してゐる。荷梁 3 及 4 の破壊時に於ける應力は圖-41 d に依り計算し得。理論上の引張應力は均質なる断面とすれば $C_t=520 \text{ lb/in}^2$ となる。($R_c=I/S=57.5 \text{ m}^3$, $R_t=140 \text{ m}^3$) 圖-44 は 4 種の異なつたコンクリートに依り作られた部材に於ける彎曲の際の伸張測定結果を示す。

梁に使用するコンクリートは非常に強弱のあるもの故その強さは 360 lb/in^2 即ち前述の理論的引張應力 520

圖-44.



lb/in^2 の $2/3$ 程度より大としてはならない。従て許容應力は安全率を夫々 3 及 2 として 120 lb/m^2 或は多くとも 180 lb/in^2 程度にとる。