

抄 録

第24巻第7號 昭和13年7月號

応用力学	頁
(93) 無限の深さを有する弾性基礎にある對稱荷重を有する薄板の平衡	753
土質工学	
(94) 土の安定化	755
(95) 強雨に起因する地下水流が土の安定に及ぼす影響	757
水 理	
(96) 縮尺された模型に依る水理実験の效用とその信頼性	760
コンクリート及鉄筋コンクリート	
(97) 鉄筋コンクリート構造に於ける高次方程式の近似解法	762
施 工	
(98) コロラド河水路に於ける開水路構築の特殊機械設備及工法	764
(99) 最近のドイツに於ける圧氣潜函工	766
橋梁及構造物	
(100) 1936年中の応用力学, コンクリート, 橋梁及構造物に關する主なる海外文献	770
(101) Stuttgart の Rohrbach 橋	774
河 川	
(102) Texas Blacklands に於ける砂防	780
(103) 北歐諸國及英國の運河	781
(104) 小水路の改修	783
堰 堤	
(105) 土堰堤下のグラウチング	788
下 水	
(106) サンフランシスコ下水處分場の新設計	790
港 灣	
(107) 芝罘港	792
道 路	
(108) イタリアの道路及交通標識	797
(109) 自転車道	799
雜	
(110) 合衆國開拓局ワシントン本部の機構	800

応 用 力 学

(93) 無限の深さを有する弾性基礎にある對稱荷重を有する薄板の平衡

(A. H. A. Hogg, "Equilibrium of a Thin Plate, symmetrically loaded, resting on an Elastic Foundation of Infinite Depth" Phil. Mag. March 1938.)

1. 半無限弾性体上平面的表面上に無限の大きさの平板

が載つてゐて、對稱な荷重を載せてゐる。一つの荷重の載つたときの垂直変位と曲率の式を出し、又一様な荷重を受けたときの、中央の曲率を求めた。道路のコンクリート、スラブの設計に關聯して、興味のある問題である。之に似た問題は H. M. Westergaard が解いてゐるが、彼は基礎表面上の任意の點の垂直変位が、その點の垂直圧力に等しいと假定してゐる。

2. 記 號

w : 基礎表面及平板の垂直下方への変位

\widehat{zz} : 基礎表面上の引張り応力

r : 荷重を載せてある面積の中心から、他の点までの距離

R : 基礎の弾性に關する常数

k, α : 積分中に含まるゝ量

$W(k)$: 変形した表面の式に依る k の函数

$p=f(r)$: 平板上の單位面積當りの荷重

Π : 平板上の總荷重

$P(k)$: $f(r)$ に依る k の函数

a : 一様荷重を受けてゐる面積の半径

b : $=r(R/D)^{1/3}$

c : $=a(R/D)^{1/3}$

t : 平板の厚さ

E, σ : 平板の弾性係數

$\alpha, \sigma, \lambda, \mu$: 基礎の弾性係數

D : 平板の曲げ剛さ $=Et^3/12(1-\sigma^2)$

γ : Euler の常数 0.5772

$$\psi(r+1) = \frac{1}{1} + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{r} - \gamma$$

$\Gamma()$: Gamma 函数

3. 計算: 寺澤先生の 1 點に關して對稱な垂直荷重に對する Boussinesque の問題の Bessel 函数を含んだ一般解を使へば、彈性基礎の表面の對稱の中心から r だけ離れた點の撓み w は

$$w = \int_0^\infty W(k)J_0(kr)dk \dots\dots\dots(1)$$

であらはされる。この撓みを與へるに必要な表面の引張り応力は

$$\widehat{zz} = -R \int_0^\infty kW(k)J_0(kr)dk \dots\dots\dots(2)$$

基礎表面上に、半径方向の変位がなければ

$$R = \frac{2\mu(\lambda+2\mu)}{\lambda+3\mu} = \frac{4(1-\sigma)}{(3-4\sigma)c}$$

又は表面上に剪断応力がなければ

$$R = \frac{2\mu(\lambda+\mu)}{\lambda+2\mu} = \frac{c}{1-\sigma}$$

對稱荷重を有する薄板の通常式より

$$\frac{p+\widehat{zz}}{D} = \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left[r \frac{d}{dr} \left\{ \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left(r \frac{dw}{dr} \right) \right\} \right] \dots\dots(3)$$

w を代入すれば、

$$\frac{p+\widehat{zz}}{D} = \int_0^\infty k^4 W(k)J_0(kr)dk \dots\dots\dots(4)$$

\widehat{zz} を代入すれば

$$p = \int_0^\infty (Dk^4 + Rk)W(k)J_0(kr)dk \dots\dots(5)$$

$p=f(r)$ を展開して、

$$\left. \begin{aligned} p &= \int_0^\infty p(k)J_0(kr)dk \\ \text{とすれば} \\ p(k) &= k \int_0^\infty \alpha f(\alpha)J_0(k\alpha)d\alpha \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

$$\text{故に } W(k) = \frac{p(k)}{Dk^4 + Rk} \dots\dots\dots(7)$$

全荷重 Π が半径 a の円に一様に分布してゐれば

$$p(k) = \frac{\Pi}{\Pi a} J_1(ka) \dots\dots\dots(8)$$

1 點に集中してゐる荷重 M に對しては

$$p(k) = \frac{\Pi}{2k} \dots\dots\dots(9)$$

故に集中荷重に對しては

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{\Pi}{2\pi} \int_0^\infty \frac{J_0(kr)dk}{Dk^4 + R} = \frac{\Pi}{(DR^2)^{1/3}} \frac{b^2}{2\pi} \\ &\int_0^\infty \frac{J_0(x)dx}{x^3 + b^3} \\ \frac{dw}{dr} &= -\frac{\Pi}{2\pi} \int_0^\infty \frac{kJ_1(kr)}{Dk^4 + R} dk \\ &= -\frac{\Pi}{(DR^2)^{1/3}} \frac{b}{2\pi} \int_0^\infty \frac{xJ_1(x)dx}{x^2 + b^3} \end{aligned} \right\} \dots\dots(10)$$

分布荷重に對しては、

$$\begin{aligned} \frac{d^2w}{dr^2} &= -\frac{\Pi}{2\pi a} \int_0^\infty \frac{kJ_1(ka)}{Dk^4 + R} \\ &= -\frac{\Pi}{2\pi D} \int_0^\infty \frac{xJ_1(x)}{x^2 + c^3} dx \dots\dots(11) \end{aligned}$$

集中荷重に對しては w は明らかに b の函数であり、

$du/dr, d^2w/dr^2$ は

$$\frac{d}{dr} = \frac{R^{1/3}}{D} \frac{d}{db}$$

であるから、直ちに求められる、

$$\int_0^\infty \frac{xJ_0(x)}{x^2 + k^2} dx = K_0(k) \dots\dots\dots(12.1)$$

$$\int_0^\infty \frac{J_0(x)}{x^2 + k^2} dx = \frac{\Pi}{2k} [I_0(k) - I_0(k)] \dots\dots(12.2)$$

等を用ひて、計算を進めれば

$$\begin{aligned} \frac{D}{\Pi} \left(\frac{R}{D} \right)^{2/3} w &= \{ 0.03979b^2 - 0.00001079b^3 \\ &+ \dots \} \log_2 \frac{b}{2} + 0.1925 - 0.01682b^2 \\ &- 0.003007b^4 + 0.0007074b^5 \\ &- 0.00008353b^6 + 0.00001626b^8 + \dots \\ \frac{D}{\Pi} \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} &= \{ 0.07958 - 0.000008635b^3 \\ &+ \dots \} \log_2 \frac{b}{2} + 0.066145 - 0.01203b^2 \\ &+ 0.003537b^3 - 0.0005012b^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &+0.0000\ 1193\ b^4+0.0000\ 0013\ 05\ b^4+\dots \\
 \frac{D}{H} \frac{d^2w}{dy^2} &= \{0.0795\ 8-0.0000\ 6044\ b^2 \\
 &+\dots\} \log_e \frac{b}{2} +0.0857\ 2-0.0360\ 8\ b^2 \\
 &+0.0141\ 5\ b^3-0.0025\ 06\ b^4 \\
 &+0.0000\ 7484\ b^5+0.0000\ 0117\ 5\ b^6+\dots
 \end{aligned}$$

(最上武雄)

土 質 工 学

(94) 土 の 安 定 化

(“Soil Stabilization” Roads and Streets. Feb. 1938, p.25~30.)

概 論: 之は土に關する講座として Hogentogler 其の他の論文から集録して Roads and Streets の主幹が編輯したものである。

路床土其の他の土の安定化の問題は未だ實驗過程を出ないのであるが、道路其の他土に關する工事を經濟的に遂行する上に重要な一要素であるので、施工現場の人々にかゝる問題を再検討してもらひたいのが此の講座の主目的である。

Hogentogler によれば土の安定化とは“天然土に磨損抵抗と剪断力とを増加させて、氣候変化、交通、荷重其の他の外力に充分耐え得るやうにする事である”。

土の安定化の普通の方法としては土の化学的及物理的の性質を有利に変化せしめることで大体次の通りである。

- (1) 砂質土に高度の安定化を與へるやうな結合材 (binding materials) を加へる。
- (2) 粘土質のものには砂質土を加へる。
- (3) 潮解性物質で處理して結合力を増加せしめる。
- (4) 瀝青性物質で土を耐水性ならしめる。
- (5) 容積変化を惹起するコロイド又は粘土の性質をなくするため土以外の物理的、化学的の混合材を用ふると共に特別の操作により自然土の密度を大ならしめる。
- (6) 以上を色々に組合せる。

土の安定に對する水の問題: 土の含む水分には次の2種類がある。即ち一つは吸着水 (film or capillary water) で、一つは自由水 (free water) である。前者

は土粒子の表面に吸着して居るもので重力によつては取去られぬものであり後者は重力により排水し得るものである。圖-1 (a) は吸着水、(b) は自由水を模型的に示したものである。吸着水の厚さは土により色々であるが之は、土の可塑性に違ふあることの一つの説明になる。吸着水の膜の厚さを支配するものは、1. 化学成分、2. イオンの影響、の2要素である。珪酸の多いコロイドは膜が厚く、従つて乾濕による容積変化が多く鉄及アルミナの多いコロイドは、膜が薄く容積変化が少い。圖-2 は之を圖解したものである。

イオンの影響は二重に考へられる。先づコロイドと同様之等のイオンがその構成する物質の種類に従ひ吸着水の厚さを変へる。金屬イオン中では加里イオンが最も薄い吸着水を持ち、僅か 16 molecules にすぎない。最も多いのはリチウムイオンで 120 molecules の

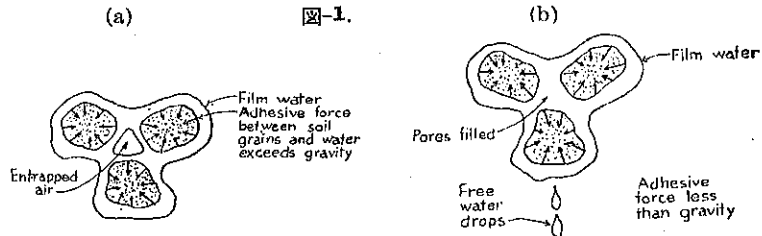


圖-1.

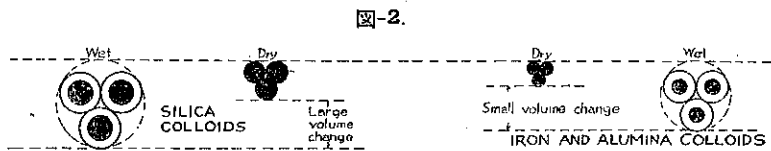


圖-2.

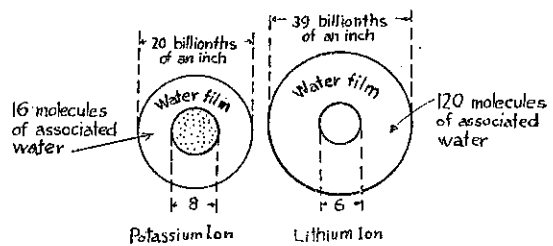


圖-3.

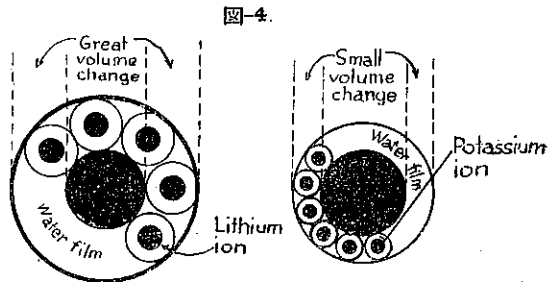


圖-4.

水を含む。図-3 は之を图解したものである。次にこれらの膜水を有したイオンは土のコロイドをイオン化する。そして土のコロイドの膜水の厚さは、そのコロイドを取りまくイオンの性質に支配されることになる。従つて單に粘土と云つても、そのイオンにより水素粘土、鉄粘土、カルシウム粘土等區別して考へねばならない。

土の安定に關する混合物の問題： 土の安定にはコンクリートにおける骨材に相當するものと之を結合するセメントに相當する結合材が必要である（以下之等を骨材、結合材と呼ぶ）。

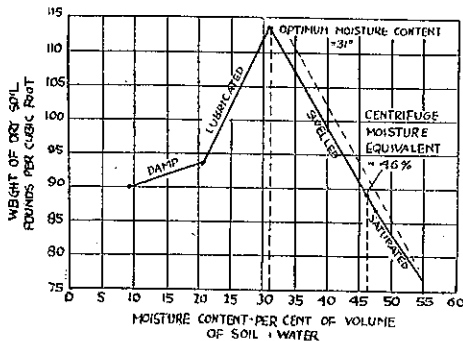
骨材中石灰石、鍍滓等は水を含むと可溶性になり其の表面に膠状のものが出来乾燥後は粒子相互を結合して土の安定土を増加する。又鹽化カルシウム及鹽化ナトリウム等は骨材の可溶性を増加して膠状物質を多く作るから粒子を結合して非常に安定なものを生ずる。

粘土は或る程度可溶性で水分により分解し易く、従つて骨材に適當な分量粘土を入れると粘土は結合材の役をする。

以上から大体結合材としては膠状物質及粘土が主なるもので之等は他の骨材に比して可変性々質を有することは注意を要する。

土の密度と土粒子を含む水膜の厚さ： 図-5 は異なる含水量で一定圧のもとに緊圧した特定の土に對する

図-5.



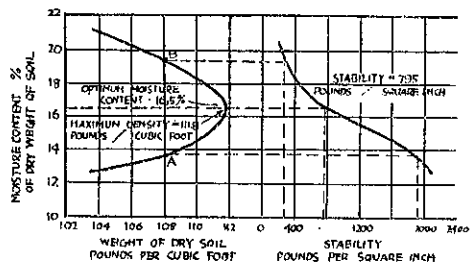
密度と含水量の關係を示したものであるが全然水を含まない時から水で飽和されるまで4つの段階があることが明らかに判る。

水分 20.7% までは土は damp の状態で水膜は薄いので粘着力が大きく、土粒子間に摩擦があり、粒子が互に移動して密度を大ならしめることが出来ない。20.7~31.1% 間は土粒子間が滑になり互に移動して最大密度を呈する。31.1~47.7% 間では土は膨脹をおこし安定性及密度が小さくなる。47.7% で土粒子相互の牽引力

と水分に對する重力の牽引力との間に平衡状態が起る。47.7% 以上になると水分は空氣と交代しはじめて 54.3% で完全に飽和状態になる。密度—含水量曲線の swell stage の傾きは土粒子の比重によるもので土により一定である。swell stage で含水量の変化範囲最大の土は膨脹又最大である。subrication stage に於ける曲線の傾きも大体 swell stage のそれと同様である。此の曲線の傾斜がひどくなればなる程計畫の密度に近づかせる事が困難になり即ち安定化が困難になつて来る。

密度、含水量、安定度の關係： 図-6 に於て見る如く含水量が optimum moisture (臨界含水量) を越えて

図-6.

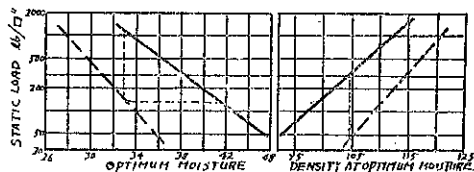


増加すると急激にその安定度を減ずる。又其の逆も見られる。最大密度以下のすべての密度に對して、A 及 B の如く對應する 2 種の含水量がある。しかしその安定度は A で 1900 lb/ft² で B では僅か 270 lb/ft² に過ぎない。

前述の如く、土粒子の化学成分、その表面に吸収されるイオンの種類及電化学的性質を持つて居る混合物等は吸着水膜の厚さを支配し従つて緊密される密度に影響する。

図-7 はこれらの影響を説明したもので實線は 1 種類の土の試験によりきめられたものであり、破線はこれを

図-7.



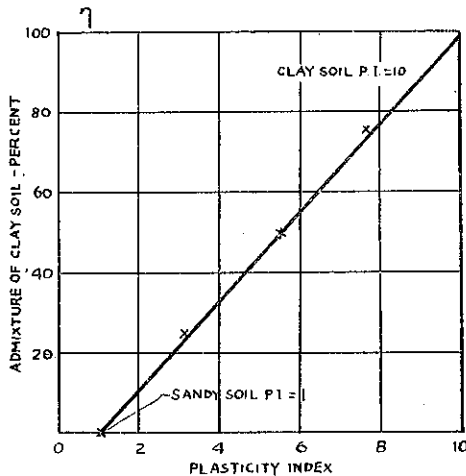
鹽化カルシウムで處理したものである。前者を A とし後者を B とする。左側の図では例へば、135 lb/ft² の圧力で A は臨界含水量 41.2% で B は之に比し僅か 33% である。又右の図では同じ密度 104.4 lb/ft³ に達せしめるのに A では 300 lb/ft² の圧力を要し B では 42 lb/ft² にすぎない。かかる control curve は同様

に土の酸性、アルカリ性を変へ又土を飽和して居る金属イオンを変へる影響及電解溶液で處理して土粒子周囲の電場を変へる影響等を明らかにするのに役立つ。

化学的混合物を用ひない基礎安定化の實例：安定土道路の砂・粘土モルタルは plasticity index 又は compaction test の data のいづれかに基いて計畫するのが良い。いづれの場合にも最初の段階は土取場及道路築造箇所における土の量及性質を soil survey 及實驗室試験により決定することである。

Plasticity index の方法では土取場の粘土を色々量をかへて、道路表面に加へる。そして 40 番篩を通る土及混合物の割合をわける。それから図-8 に示す如き plasticity index と混合割合との關係を plot する。そし

図-8.



て例へば設計道路に P. I. 4 の土 800 yd³ 必要な場合に昔の路面には P. I. 2 の土 350 yd³ しかない場合はそれを加へて P. I. 4 になるやうな土 450 yd³ が必要である。此の際加へる土の P. I. がどの位あれば良いかは大体次の計算による。

- $P.I_m = P.I_A + P_B \times (P.I_B - P.I_A)$
- $P.I_m$: 混合物の塑性指数
- $P.I_A$: 可塑性の少ない方の土の P. I.
- $P.I_B$: " 多い "
- P_B : " 多い土 B の混合物中の割合

これから今の例で計算して見ると

$$P.I_B = \frac{2500}{450} = 5.6$$

更に図-8 を用ひて、新しい路面に用ひられる混合物は次の割合になる。

原の土	350 yd ³
clay soil (51% of 450 yd ³)	229 "
sandy soil	221 "
	(片平信實)

(95) 強雨に起因する地下水流が土の安定に及ぼす影響

(Wilhelm Steinbrenner, "Der Einfluss einer durch starke Regen verursachten Grundwasserströmung auf die Standfestigkeit von Erdkörpern" Bauing. Heft 11/12, 18. März 1938, S. 164~168.)

降雨量の一部は地表面に沿つて流れ去り一部は地中に滲み込む。降雨量が大であれば遂に考慮すべき全断面の土の空隙率は水を以て満たされ時間に無関係な定流を生ずるに到る。雨が止めば土の中に自由水面を生じ、之は流速の減少と共に降下し同様に水面勾配、滲透面を通過する水の速度も減少する。流れの状態は色々に変化し得るが前に述べた土の空隙率が水で満たされ定流を生ずる様な場合が土の安定に最も悪く従つて最も重要な場合となる。本文に於ては與へられた境界を有する二次元の定流を考へ簡単な 2 つの例につき計算を行つた。

計算は與へられた境界条件の下に Laplace の方程式

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

を解けば良い。茲に h は直角座標 (x, y) で表はされる任意の點に於ける水位管の高さである。(1) 式は Darcy の法則が適用される場合即ち n の方向の滲透流速 v_n が

$$v_n = -k \frac{\partial h}{\partial n}$$

である時の二次元の流れに對する式である。以下ポテンシアル函數及流函數を決々次の如く置く。

$$\phi = kh, \psi = ks$$

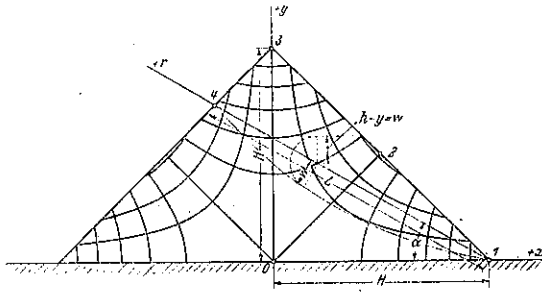
(1) 式の特解を求むる爲には任意の複素函數 $f(x+iy)$ を實部と虚部に分解し次の如く置く。

$$f(x+iy) = f_1(x, y) + if_2(x, y) \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\phi}{k} = h = f_1(x, y), \frac{\psi}{k} = s = f_2(x, y)$$

水平で水を滲透せしめない基礎にある土堰堤(勾配 1:1)内の降雨に依る水流：天端幅を零と假定し図-9 の如き断面を考へ座標軸と原點を図の如く定める。(1) の基礎方程式の境界条件として h は次式を満足しなければならない。

図-9.



$$y=0 \text{ の時 } v_y = -\frac{k\partial h}{\partial y} = 0 \dots\dots(3a)$$

$$x=0 \text{ の時 } v_x = -\frac{k\partial h}{\partial x} = 0 \dots\dots(3b)$$

又自由表面に於ては水位管の-highは縦座標 y に等しい管であるから

$$x = \pm(H-y) \text{ の時 } h = y \dots\dots(3c)$$

(3a), (3b) を満足する (3) 式の函数の形を次の様に表はして見る。

$$f(x+iy) = A + B(x+iy)^2 = A + B(x^2 - y^2) + 2Bicxy \dots\dots(2a)$$

従つて $h = A + B(x^2 - y^2)$, $s = 2Bxy$
 (2a) 式は更に (3c) 式を満足しなければならない。夫故に $A = \frac{H}{2}$, $B = -\frac{1}{2H}$ となり、従つてポテンシアル函数及流函数は次の如くなる。

$$\frac{\phi}{k} = h = \frac{H}{2} - \frac{1}{2H}(x^2 - y^2) \dots\dots(4)$$

$$\frac{\psi}{k} = s = -\frac{xy}{H} \dots\dots(5)$$

$x = H - r \cos(\alpha)$, $y = r \sin(\alpha)$ と置換へて極座標に直せば

$$\frac{\phi}{k} = h = r \cos(\alpha) - \frac{r^2}{2H} \cos(2\alpha) \dots\dots(4a)$$

$$\frac{\psi}{k} = s = -r \sin(\alpha) + \frac{r^2}{2H} \sin(2\alpha) \dots\dots(5a)$$

堰堤の法面 ($\alpha = \frac{\pi}{4}$) の単位面積を通過する流量は

$$\frac{\partial \psi}{\partial r} = k \left[\frac{y \sin(2\alpha)}{H \sin(\alpha)} - \sin(\alpha) \right] = \frac{k}{\sqrt{2}} \left[\frac{2y}{H} - 1 \right]$$

で與へられる。水平単位面積當りの流量を考へ之を M とすれば

$$M = k \left[\frac{2y}{H} - 1 \right] \dots\dots(6)$$

(6) 式より法面の上半部より水が滲込み、下半部より滲出す事が判る。又 M は常に透水率 k に等しいか又は

之より小である。従つて考へて居る様な水流が存在する爲には単位面積當りの単位時間の降雨量 N は少くとも透水率に等しくなければならない。即ち $N \geq k$ 。

上に述べた水流は土堰堤の安定に對して最悪の状態を爲すものであるから、 k を土の滑動を判定する際の指数として選ぶ事が出来る。他の性質が同様であるとすれば透水率の小さい程滑り易い。透水率の非常に小さい粘土の如き土質であれば雨が降れば安定度は減少するが強い粘着力は持つてゐる。

降雨に依る堰堤内の水流が法面の安定に及ぼす影響を調べる爲に法尻を通る滑り平面 1-4 を假定し滑動楔 1-4-3 に作用する外力を研究して見よう。

- γ : 飽水せる土の比重
- γ_w : 水の比重
- c : 単位面積當りの粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

とすれば、

$$\text{滑動楔の重量} \dots\dots G = \gamma H^2 \frac{\cos(\alpha) - \sin(\alpha)}{\cos(\alpha) + \sin(\alpha)}$$

$$\text{滑り面に直角の分力} \dots\dots P = G \cos(\alpha)$$

$$\text{滑り面の方向の分力} \dots\dots T = G \sin(\alpha)$$

$$\text{滑り面に於ける摩擦抵抗} \dots\dots R = (P - W) \text{tg}(\phi)$$

$$\text{滑り面に於ける粘着抵抗} \dots\dots C = cL = \frac{2Hc}{\cos(\alpha) + \sin(\alpha)}$$

水圧 W は (4a) 式より直ちに求められる、即ち

$$W = \int_0^L (h-y) \gamma_w dr = \frac{2H^2(\cos \alpha - \sin \alpha) \gamma_w}{3(\cos \alpha + \sin \alpha)^2}$$

安全度 S を $S = \frac{R+C}{T}$ を以て表せば

$$S = \frac{R+C}{T} = \frac{P \text{tg}(\phi)}{T} - \frac{W \text{tg}(\phi)}{T} + \frac{C}{T}$$

或は

$$S = S_P + S_W + S_C = \frac{\text{tg} \phi}{\text{tg} \alpha} - \frac{2\gamma_w \text{tg} \phi}{3\gamma \sin \alpha (\cos \alpha + \sin \alpha)} + \frac{c}{\sin \alpha (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

上式第 2 項は降雨に依る水流の安定度に及ぼす影響を

表-1.

nach Breimecke-Lohmeyer	Sand voll trocken	$\gamma_1 = 30^\circ - 35^\circ$
	Sand mit Wasser	$\gamma_2 = 30^\circ$
	Sand naturfeucht	$\gamma_3 = 35^\circ - 40^\circ$
nach Schoklitsch	Sand trocken	$\gamma_1 = 30^\circ - 35^\circ$
	Sand gesättigt naß	$\gamma_2 = 25^\circ$
	Sand feucht	$\gamma_3 = 40^\circ$
nach O. Franzius	Sand trocken	$\gamma = 31^\circ$
	Sand naß	$\gamma_1 = 29^\circ$
	Sand feucht	$\gamma_2 = 40^\circ$

示してある。今日迄の實際の研究に於ては降雨に依る水流は摩擦角の減少で間に合はせて居たものであつて例へば砂の摩擦角は表-1の如く調はれてゐた。表-1の結果を正しきものとし摩擦角の減少は降雨に依る水流の影響を無視した爲であると見做し摩擦角の見掛けの減少 $\Delta\varphi = \varphi - \varphi_1$ を求めて見よう。

$$\frac{\text{tg}(\varphi - \Delta\varphi)}{\text{tg}(\alpha)} = \frac{\text{tg}(\varphi)}{\text{tg}(\alpha)} - \frac{2\gamma_w \text{tg}(\varphi)}{3\gamma \sin(\alpha) [\cos(\alpha) + \sin(\alpha)]}$$

となるから

$$\text{tg}(\Delta\varphi) = \frac{D \sin(\varphi) \cos(\varphi)}{1 - D \sin^2(\varphi)} \dots\dots\dots(7)$$

茲に $D = \frac{2\gamma_w}{3\gamma \cos(\alpha) [\cos(\alpha) + \sin(\alpha)]}$

$\gamma = 2t/m^2$, $\gamma_w = 1t/m^3$, $c/\gamma H = 0.05$ とし $S, \Delta\varphi$ を前式に依り計算すれば表-2を得る。此處で S は常に 1 よ

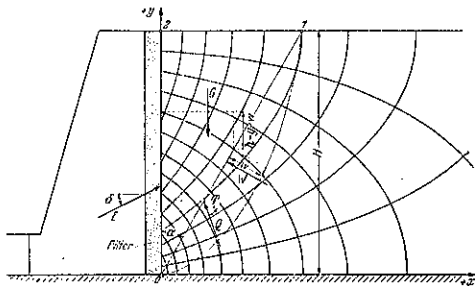
表-2.

a	S_p	S_w	S_c	S	$\Delta\varphi$	
25°	+1.24	-0.34	+0.49	1.30	7° 20'	$\varphi = 30^\circ$
30°	+1.00	-0.28	+0.55	1.27	7° 29'	
35°	+0.83	-0.24	+0.71	1.30	7° 46'	
40°	+0.69	-0.21	+1.26	3.74	8° 14'	
25°	+1.80	-0.50	+0.49	1.79	8° 45'	$\varphi = 40^\circ$
30°	+1.43	-0.41	+0.55	1.59	8° 55'	
35°	+1.20	-0.35	+0.71	1.56	9° 17'	
40°	+1.00	-0.31	+1.26	1.95	9° 54'	

り大であり降雨に依る水流の影響に相當する摩擦角の見掛けの減少は約 8° となる。

擁壁の裏込内に於ける降雨に依る水流： 図-10 は水を透過せしめない水平基礎上の擁壁の断面である。水は図の filter の處から抜かれるものとし又 filter から L の距離に水を通さない壁があると假定する。座標軸

図-10.



を図の如く取れば x 軸は不透水基礎面を示し、y 軸は漏水面を表はす事になる。求むる函数 h (各點の水位管の高さ) は (1) 式の他に次の境界條件を満足しなければならぬ。

$$x=0 \text{ に於て } h=y \dots\dots\dots(8a)$$

$$x=L \text{ に於て } v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(8b)$$

$$y=0 \text{ に於て } v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots(8c)$$

$$y=H \text{ に於て } h=H \dots\dots\dots(8d)$$

(1) 式及 (8b), (8c), (8d) 式を満足する解として次式を得る。

$$h = H \left[1 - \sum_{m=1,3,5} A \cosh \left(m \frac{\pi(L-x)}{2H} \right) \cos \left(m \frac{\pi y}{2H} \right) \right] \dots\dots\dots(9)$$

A は m の函数であつて (8a) 式に依り決定されるものである。即ち

$$\frac{H-h}{H} = \frac{H-y}{H} = \sum_{m=1,3,5} A \cosh \left(m \frac{\pi L}{2H} \right) \cos \left(m \frac{\pi y}{2H} \right)$$

を満足する様に A を定めれば

$$A = \frac{8}{m^2 \pi^2 \cosh \left(m \frac{\pi L}{2H} \right)}$$

$$\therefore h = H \left[1 - \sum_{m=1,3,5} \frac{8}{m^2 \pi^2 \cosh \left(m \frac{\pi L}{2H} \right)} \cosh \left(m \frac{\pi(L-x)}{2H} \right) \cos \left(m \frac{\pi y}{2H} \right) \right] \dots\dots(9a)$$

模型実験では L は餘り大きくないが實際に於ては H に比し L は非常に大きい。此の様な場合には (9a) 式は次の如くなる。

$$h = H \left[1 - \sum_{m=1,3,5} \frac{8H}{m^2 \pi^2} e^{-m \frac{\pi x}{2H}} \cos \left(m \frac{\pi y}{2H} \right) \right] \dots\dots(9b)$$

(9b) 式の特殊な數値に對する數表は表-3の如くであつ

表-3. h/H の値

	$y/H = 0$	0.167	0.333	0.500	0.667	0.833
$x/H = 0$	0.000	0.167	0.333	0.500	0.667	0.833
0.031	0.094	0.266	0.360	0.518	0.678	0.838
0.125	0.264	0.318	0.436	0.569	0.710	0.854
0.250	0.419	0.451	0.531	0.635	0.751	0.874
0.500	0.621	0.637	0.681	0.745	0.823	0.910
1.000	0.831	0.837	0.854	0.882	0.917	0.957
1.500	0.923	0.926	0.933	0.946	0.962	0.980

て此の場合のポテンシャル線の網は図-10に示す通りである。又流速は次の様になる。

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} = -k \sum_{m=1,3,5} \frac{4}{m\pi} e^{-m \frac{\pi x}{2H}} \cos \left(m \frac{\pi y}{2H} \right)$$

$$v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y} = -k \sum_{m=1,3,5} \frac{4}{m\pi} e^{-m \frac{\pi x}{2H}} \sin \left(m \frac{\pi y}{2H} \right)$$

従つて

$$y=H, x=0 \text{ に於て } v_y = -\frac{4k}{\pi} \left(1 - \frac{1}{3} + \frac{1}{5} - \dots \right) = -k, v_x = 0$$

$y=H, x=\infty$ に於て $v_y=0$

$$y=0, x=0 \text{ に於て } v_x = -\frac{4k}{\pi} \left(1 + \frac{1}{5} + \frac{1}{5} + \dots \right) = \infty$$

$y=H$ に對する $-v_y$ の値は單位面積を通過して土中に滲み込む流量 M に相応し従つて $M \leq k$ である。故に考へて居る様な水流が存在する爲には降雨量 N は $N \geq k$ でなければならぬ。原點に於て流速が無限に大きくなる事は擁壁のない垂直法面は此の點から崩れる事を示してゐる。

次に降雨に依る水流の影響を考慮して土圧 E を求めて見よう。図-10 に於て鉛直より α だけ傾いた滑り面 0-1 を假定すれば滑動楔 0-1-2 の自重及滑り面に作用する水圧 W は夫々

$$G = \frac{\gamma H^2}{2} \text{tg}(\alpha), W = \int_0^1 (h-y) \gamma_w dy \text{ とする。}$$

方向だけ解つてゐる他の 2 つの力即ち土圧 E と滑り面に於ける土の反力 Q とは図-11 より簡単な幾何学的關係より算出される。即ち

$$E = E_0 + E_W = \frac{\gamma H^2}{2} \text{tg}(\alpha) \frac{\cos(b)}{\sin(c)} + W \frac{\sin(\varphi)}{\sin(c)} \dots \dots \dots (10)$$

但し $(\varphi + \alpha) = b, (\varphi + \alpha + \delta) = c$ である。(10) 式の第 2 項が地下水流の土圧に及ぼす影響を與へるものであるが實際問題としては此の影響を摩擦角の減少として現はす方が便利である。見掛けの摩擦角の減少を $\Delta\varphi$ とすれば

$$\text{tg}(\alpha) \frac{\cos(b)}{\sin(c)} + \frac{2W \sin(\varphi)}{\gamma H^2 \sin(c)} = \text{tg}(\alpha) \frac{\cos(b - \Delta\varphi)}{\sin(c - \Delta\varphi)}$$

従つて $\text{tg}(\Delta\varphi) =$

$$\frac{\frac{2W}{\gamma H^2} \sin(\varphi)}{\text{tg}(\alpha) \left[\sin(b) + \cos(b) \text{ctg}(c) \right] + \frac{2W}{\gamma H^2} \sin(\varphi) \text{ctg}(c)} \dots \dots \dots (11)$$

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3, \gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$ とし $\varphi = 30^\circ, \delta = 20^\circ$ 及 $\varphi = 40^\circ, \delta = 26^\circ 40'$ の場合に就き数表を作れば表-4 の如くである。

表-4 は水流を顧慮しない場合の土圧より 50% も大きくなる場合の有り得る事を示してゐる。又表に依れ

表-4.

α	$\frac{2W}{\gamma H^2}$	$\frac{2E_0}{\gamma H^2}$	$\frac{2E_W}{\gamma H^2}$	$\frac{2E}{\gamma H^2}$	$\Delta\varphi$	
25°	0.0977	0.197	0.063	0.260	$8^\circ 36'$	$\varphi = 40^\circ$ $\delta = 26^\circ 40'$
30°	0.126	0.199	0.081	0.280	$9^\circ 00'$	
35°	0.158	0.185	0.104	0.289	$9^\circ 19'$	
40°	0.198	0.154	0.133	0.285	$9^\circ 38'$	
45°	0.248	0.094	0.172	0.266	$10^\circ 04'$	
25°	0.098	0.277	0.051	0.328	$5^\circ 58'$	$\varphi = 30^\circ$ $\delta = 20^\circ$
30°	0.126	0.293	0.064	0.357	$6^\circ 22'$	
35°	0.158	0.297	0.079	0.376	$6^\circ 45'$	
40°	0.198	0.287	0.099	0.386	$7^\circ 09'$	
45°	0.248	0.260	0.125	0.385	$7^\circ 35'$	

ば摩擦角を $7^\circ \sim 9^\circ$ 減少すれば在來の計算法で水流の影響を覆ふ事が出来るが之は表-1 に掲げた數値と良く一致してゐる。(横田周平)*

水 理

(96) 縮尺された模型に依る水理實驗の效用とその信頼性

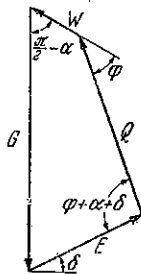
(Paul W. Thompson, "The Use And Trustworthiness of Small Scale Hydraulic Models" Civil Eng. April 1938.)

過去 10 年に亙つて合衆國の水理技術者の間には縮尺された模型水理實驗が廣く流行した。それは“相似率”と謂ふ漠然たる法則を信頼した爲と、一方解析的方法に餘り期待し得なかつた爲であつた。今日迄多くの模型實驗が行はれて來たのは得た結論が絶対に正しいものであると確信があつたからでは無く、寧ろ通常のやり方で得られる結論は相當不正確なものであると謂ふ事が解らなかつたからである。模型實驗を推奨する技術者は此の悪い境遇に在つて精々之を利用せんとしてゐる。即ち或る状態に適應する最も信頼すべき資料を求めんと努力してゐる。

或種の問題に就ては模型實驗の價値は次第に減少して來た。例へば餘水吐に關する實驗等は無數に行はれ相當重複してゐるに相違なく又將來も他の餘水吐に就き同様な實驗が猶繰返される事と思はれる。殆ど全ての型式の餘水吐に對して適切な研究があり設計の概要を決定するに困難を感じる事はないが然しながら何處迄も概要であつて細部迄實驗結果を擴張する事は出来ない。茲に各個の餘水吐に就き將來猶模型實驗を繰返して良いものであるかどうかが問題となる。

實驗結果の精度は重要視すべき事項である。屢或種の模型實驗は定性的結論を與へるのみで定量的結論を與へられぬと謂はれてゐるが此の便宜論は問題を惹起してゐる。設計技術者の側では實驗結果の量的意

圖-11.



義を少くとも頭の中で評価しなければならぬ立場に置かれてゐるからである。

或者は實驗結果が實物で驗證される場合の殆ど無い事を指摘し或者は渦流、浸漏等の現象を模型で再現する事の困難を強調してゐる。之等双方の主張に眞理はあるが、然し實地に於ける驗證の實例の少い事、實地の或る現象を模型で模寫する事の困難な事を唯一の因果關係に依るものであると考へる事は間違である。正確な現地證明を妨害する原因で現象の模寫を困難ならしめる原因とは別個な 2, 3 の原因が考へられる。特に河川港灣關係の工事に於ては實驗に於ける状態と實際とでは相當異つて来る。又實際の工事と模型とでは水文学的狀態が相違してゐるのであるから實地に於て實驗結果が實證せられなくても驚くには當らない。

上に指摘した事は模型實驗の結果に疑義を挿んだのであるが然しながら上述の諸缺陷は模型の力学的精度の指針とはならない。模型の精度を現地の事象を模型に於て再現し得る程度で表はす事とすれば、現地に於て實際に起り、それに就て信頼し得る記録の存在する事象に注目しなければならぬ。此の場合實驗者は現地に作用する全ての條件、力を模型に再現せしめんと努力しなければならぬ。斯く爲し得た時模型は忠實に事象を再現し模型は正確であると謂はれる。此の處置が今日模型の信頼性の保證となつてゐる。U. S. Waterways Experiment Station では之を模型の驗證 (model verification) と呼んでゐる。

洪水調節に關する模型の驗證： U. S. Waterways Experiment Station では大型模型に依つて Mississippi 下流の洪水調節に關する全ての問題を實驗してゐるが此の模型の驗證は 1929 年、1935 年の 2 回の洪水に就て行つてゐる。1929 年洪水を模寫する爲に當時の測量資料に基き固定水路を作り各合流點 (Mississippi, White, Arkansas, Yazoo, Ouachita, Red rivers) からの流入量を調節して洪水記録に相似せしめた。模型の粗度は 1929 年洪水記録が各重要な量水標位置で再現せられる迄調整した。1935 年の洪水は此の驗證を check する爲に使用した。各量水標位置に於て最大変倚は 2 ft 以下模型に於て 0.02 ft 以下であつた。

水運に關する模型の驗證： 可動河床の模型の場合には異つた驗證方法を必要とする。現地に於ける洗掘堆積が量的に何の程度に再現せられるかに注目するのであるが此の爲には數種の異なる相似性を調和せしめなければならぬ。

實驗者は先づ信頼し得る實測資料に基き可動河床を

形造り實驗を行ひ其の変化が其の後の實測結果に合ふかどうかを調べる。此の爲には此の期間の水位状態に合せ時間の縮尺、上流端より供給する砂量、粗度、水面勾配 (微量)、底勾配 (極微量)、河床材料等を種々変化せしめて、後の實測結果が模型に於て再現せられる様にする。

要約： 縮尺された模型の驗證は多くの場合模型の信頼性に關する唯一の證明である。驗證方法の特徴一缺點、理論的基礎等一は從つて非常に重要な事項である。此の點に關して要約すれば次の通りである。

(1) 此の驗證は嚴密な證明では無く歸納である。過去の現象を模型で再現し得れば將來の変化を豫測し得るであらうと謂ふのである。

(2) 或る特殊な現象に就て驗證する事はその現象を惹起する諸種の力の合力に就て相似率を求むる事である。各分力に就ては量的に相似してゐるかどうか解らない。

(3) 模型の驗證は自然の水位、造化の氣まぐれ等の現象を豫言するものではない。

(4) 水理計算に於て式を立てる鍵は粗度計數値を決定する事である。模型の驗證は正確な係数を試験的に探し求むる事である。模型に依つて計畫を試験する事は模型の驗證に依つて得た係数を使用して式を立て之を解く事である。

(5) 模型の驗證は係数を求むるに充分な現地の資料の在る事を前提としてゐる。

(6) 餘水吐、隧道、其の他の構造物に關する模型は實物が未だ實在しなくとも各構造物に就ての係数は良く解つてゐるから近似的に驗證せられたものと見る事が出来る。

(7) 計算に依る解決を困難ならしめる要因は同様に模型實驗に依る解決をも困難ならしめるが模型實驗の缺陷の方が計算の缺陷よりは許し得る事が多い。

(8) 長さの縮尺を歪める爲に驗證が必要となつて来る。歪めない餘水吐を充分滑かにする事は困難であるし歪めた河川を充分粗にする事も困難である。此の條件が許し得る歪め方に決定的な限界を與へる。

(9) 一つの問題に數個の現象が入つてゐる時は其等の全てに就て模型を驗證する事は一般に不可能である。此の様な場合には餘り重要でない現象は省略して仕舞ふ。

(横田周平)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(97) 鉄筋コンクリート構造に於ける

高次方程式の近似解法

(O. Domke, "Zur Auflösung der Gleichungen höheren Grades im Eisenbetonbau" Der Bauing. 21. Jan. 1933, S. 38~42.)

高次方程式の近似解を求めるには與へられた方程式を先づ

$$x = \varphi(x) \dots \dots \dots (1)$$

とし右邊の値が x の必要な範囲で殆ど変動しない様な形にする。實際問題としては右邊の x の係数が非常に小さい形、或は式中の常數に比較して x が小である形、或は x の変化が一般に狭い範囲に局限される形にすれば良い。所要の形の (1) 式を求め得たならば適當な値 x_0 を右邊に代入し $x_1 = \varphi(x_0)$, $x_2 = \varphi(x_1) \dots$ を計算し x の値が変化しなくなる迄求める。多くの場合 1~2 回の試算で充分である。此の計算が收斂する即ち x_1, x_2, x_3, \dots が求むる値 x に如何程でも近付く爲の條件は次式で表はされる。

$$|\varphi'(x)| < 1 \dots \dots \dots (2)$$

$\varphi'(x)$ が求むる根の近くで正であれば x_1, x_2, x_3, \dots は正しき根の片側から近付き $\varphi'(x)$ が負であれば正しき根の兩側から交互に近付き、 $|\varphi'(x)|$ が小さい程早く到達する。

A. 軸圧力と曲げモーメントとをよ受ける場合

(1) 偏心軸圧力の作用點が断面圧力線より遙かに離れてゐる場合： 圖-12 に於て點 N に直圧力 N が作用するとし次の如く略記號を定めれば

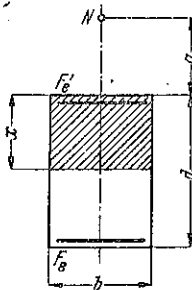
$$\begin{aligned} \mathfrak{S} &= n(F_c + F_c') \\ \mathfrak{C} &= n(F_c h + F_c' h') \\ \mathfrak{S} &= n(F_c h^2 + F_c' h'^2) \end{aligned} \dots \dots \dots (3)$$

圧力線より中立軸迄の距離 x は次式より求められる。

$$x^3 + 3ax^2 + \frac{6}{b}(\mathfrak{C} + \mathfrak{S}a)x - \frac{6}{b}(\mathfrak{S} + \mathfrak{C}a) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

此の方程式を (1) 式の形に直す爲には a が大であるから此の因數を含む項は他の項より重要である事に着目する。即ち兩邊を $3a$ で割れば

圖-12.



$$x^2 + \frac{2}{b} \left(\frac{\mathfrak{C}}{a} + \mathfrak{S} \right) x - \frac{2}{b} \left(\frac{\mathfrak{S}}{a} + \mathfrak{C} \right) + \frac{x^3}{3a} = 0 \dots \dots (5)$$

此處で最後の項は相當小さくその影響は小である事が解る。従つて最後の項を既知量と見做し二次方程式として解き必要な一根を探れば

$$x = -\frac{1}{b} \left(\frac{\mathfrak{C}}{a} + \mathfrak{S} \right) \sqrt{\frac{1}{b^2} \left(\frac{\mathfrak{C}}{a} + \mathfrak{S} \right)^2 + \frac{2}{b} \left(\frac{\mathfrak{S}}{a} + \mathfrak{C} \right) - \frac{x^3}{3a}} = \varphi(x) \dots \dots \dots (6)$$

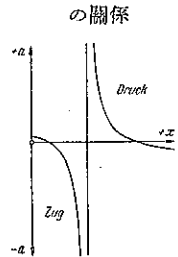
$$\varphi'(x) = \frac{-x^2}{2a\sqrt{\dots}} = \frac{x^2}{2a \left[x + \frac{1}{b} \left(\frac{\mathfrak{C}}{a} + \mathfrak{S} \right) \right]} \dots \dots \dots (7)$$

a は大であるから $a > \frac{x}{2}$ とする事が出来る。従つて $\left| \frac{-x}{2a} \right| < 1$ 或は $\left| \frac{-x^2}{2ax} \right| < 1$ であるから $|\varphi'(x)| < 1$ なる條件は満足される。 x は又 h より大となる事は無いから上の條件は

$$a > \frac{h}{2} \text{ 或は } c > h \text{ 故に } c = a + \frac{d}{2} \dots \dots (8)$$

の時必ず満足される。従つて $a = \frac{h}{2} \sim \infty$ の間では (6) 式により根を求むれば常に收斂する。 $\varphi'(x)$ は負であるから近似値は正しい根を挟んで兩側から交互に接近して行く。従つて連続する 2 つの近似値の平均値を使用して收斂を早める事が出来る。

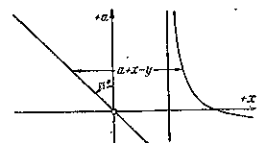
$a \rightarrow \infty$ ならしむれば (6) 式は曲 圖-13. a と x との關係の式となる。實際の計算に當つては $x_0 = 0$ より初めれば良い。 x の値と a との關係は Mörsch の表に依れば圖-13 の如くなる。



(2) 偏心軸圧力の作用點が断面圧力線より餘り離れて居ない場合： a が $h/2$ に比較して相當小さい場合には $x + a = y$ と置き (4) 式に代入すれば

$$y^3 - \left[3a^2 - \frac{6}{b} \mathfrak{C} + a\mathfrak{S} \right] y - \left[\frac{6}{b} (\mathfrak{S} + 2a\mathfrak{C} + a^2\mathfrak{S}) - 2a^3 \right] = 0 \dots \dots \dots (9)$$

圖-14 に圖-13 に於ける 圖-14. a と y との關係 圧縮力に對する曲線と $y = a + x$ とが同時に示されてゐる。本圖より a が小なる時は y の変化は小である事が解る。



(9) 式を簡略し $y^3 - \alpha y - \beta = 0$ と置けば (1) 式に相当する式として次式を得る。

$$y = \sqrt[3]{\beta + \alpha y} = \varphi(y) \dots\dots\dots(10)$$

此の形が何の範囲で近似計算に適するかを調べる爲に微分を求むれば

$$\varphi'(y) = \frac{\alpha}{3(\sqrt[3]{\beta + \alpha y})^2} = \frac{\alpha}{3y^2} \dots\dots\dots(11)$$

$\alpha = 3a^2 - \frac{6}{b}(\mathcal{C} + a\mathcal{F})$, $\beta = \frac{6}{b}(\mathcal{F} + 2a\mathcal{C} + a^2\mathcal{F}) - 2a^3$ は次々第 2 項が大きければ負となり得るから色々の場合に就て考へなければならぬ。 $\bar{\alpha}$, $\bar{\beta}$ を正の量とし α , β が負の時は $\bar{\alpha} = -\alpha$, $\bar{\beta} = -\beta$ と置けば次の 4 箇の場合を生ずる。

- a) $y^3 - \alpha y - \beta = 0$
- b) $y^3 + \bar{\alpha}y - \beta = 0$
- c) $y^3 - \alpha y - \bar{\beta} = 0$
- d) $y^3 + \bar{\alpha}y + \bar{\beta} = 0$

(9) 式は 1 箇の正根を有しなればならないが問題の性質上 2 箇の正根は有り得ない、従つて c), d) の場合は起り得ない。

a) 式より $y^3 - \alpha y = \beta > 0$ 即ち $y^3 > \alpha y$, y は正であるから $\frac{\alpha}{y^2} < 1$, 従つて $\frac{\alpha}{3y^2} < 1$ であるから此の場合 (11) の條件は満足される。 α が大である時は収斂は悪くなる。此の場合には (1) の方法に依らなければならぬ。

b) の場合は多少複雑である。(9) 式より判る様に α が減少して来ると α は 2 度零を通るから α は小なる負値を探るものと假定する事が出来る。b) 式より $\bar{\alpha}y = \beta - y^3$ 従つて $\frac{\bar{\alpha}}{3y^2} = \frac{1}{3} \frac{\beta - y^3}{y^3}$, α は小であるから $\beta - y^3$ も小であつて従つて右邊は 1 より小となり (11) 式に依り此の場合も収斂する事は確實である。

(10) 式に於て最初 $y_0 = 0$ と置き代入すれば $y_1 = \sqrt[3]{\beta}$, y_1 を更に (10) 式に代入し αy は小であるから二項定理に依り展開し第 2 項まで採れば

$$y = \sqrt[3]{\beta} + \frac{\alpha}{3\sqrt[3]{\beta}} \dots\dots\dots(12)$$

多くの場合此の近似式で充分正確に根を求むる事が出来る。

B. 軸張力と曲げモーメントを受ける場合

N が張力である時も a は同様に圧力線より作用點迄の距離を示す、軸張力の作用點は張力側にあるから a は常に負である。従つて (4) 式は次の形になる。

$$x^3 - 3ax^2 + \frac{6}{b}(\mathcal{C} - \mathcal{F}a)x - \frac{6}{b}(\mathcal{F} - \mathcal{C}a) = 0 \quad (4a)$$

x は常に非常に小であるが a は大体 $\frac{2}{3}h$ より小とな

り得ない。従つて (5) 式と同様に

$$x^3 + \frac{2}{b} \left(\mathcal{F} - \frac{\mathcal{C}}{a} \right) x - \frac{2}{b} \left(\mathcal{C} - \frac{\mathcal{F}}{a} \right) - \frac{x^3}{3a} = 0 \dots\dots\dots(5a)$$

$$\therefore x = -\frac{1}{b} \left(\mathcal{F} - \frac{\mathcal{C}}{a} \right)$$

$$+ \sqrt{\frac{1}{b^2} \left(\mathcal{F} - \frac{\mathcal{C}}{a} \right)^2 + \frac{2}{b} \left(\mathcal{C} - \frac{\mathcal{F}}{a} \right) + \frac{x^3}{3a}} = \varphi(x) \dots\dots\dots(6a)$$

$$\therefore \varphi'(x) = + \frac{x^2}{2a \left[x + \frac{1}{b} \left(\mathcal{F} - \frac{\mathcal{C}}{a} \right) \right]} \dots\dots\dots(7a)$$

常に $x < |a|$ であるから a の起り得る全ての値に對して (7a) 式は 1 より小である。従つて軸張力と曲げモーメントを受ける場合には a の全ての値に對して (6) 式が適用される。

C. 計算例 (略)

D. 三角断面

此の場合も矩形断面と同様に中立軸の位置を求め事が出来る。図-15 に於て x に就ての方程式は次の様になる。

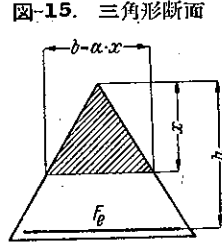


図-15. 三角形断面

$$x^3 + \frac{6n}{\alpha} F_{ev} - \frac{6n}{\alpha} F_{ch} = 0 \dots\dots\dots(13)$$

$x = s \cdot h$, $F_v = \mu \cdot b \cdot h$ と置き dimension の無い數値に關する式に変形すれば

$$s^3 - 6n\mu(1-s) = 0 \dots\dots\dots(13a)$$

更に $6n\mu = \psi$ と置けば次式を得る。

$$s^3 + \psi s - \psi = 0 \dots\dots\dots(13b)$$

此の式の形より直ちに 1 正根と 2 複素數根を有する事が解る。偏心軸圧力を受ける場合の (2) と同様に (1) 式は次の形となる。

$$s = \sqrt[3]{\psi(1-s)} = \varphi(s) \dots\dots\dots(14)$$

$$\text{従つて } \varphi'(s) = \frac{\psi}{3s^2} = -\frac{s}{3(1-s)} \dots\dots\dots(15)$$

$s < 3/4$, 即ち $\psi < 27/16$, 従つて $\mu < 2\%$ なる時は (15) 式は 1 より小となり實際問題として起つて来る様な場合には (14) 式が一般に適用される。最初の近似値として $s = 0$ としても良いが (12) 式に就つて

$$s = \sqrt[3]{\psi} \left(1 - \frac{1}{3} \sqrt[3]{\psi} \right) \dots\dots\dots(16)$$

より始めれば猶良い。 $\psi > 27/16$ なる時は s は 1 に近い。此の場合は (13b) 式を次の形に変形する

$$s = 1 - \frac{s^3}{\psi} = \varphi(s) \dots\dots\dots(17)$$

$$\therefore \psi'(s) = \frac{3s^2}{\psi} = \frac{3(1-s)}{s} \dots\dots\dots(18)$$

(18) 式は $s > 3/4$ 即ち $\psi > 27/16$ の時 1 より小である。
 $s = 3/4$ は 2 つの近似解法の限界をなしてある。実際に計算すれば第 1 の場合 ($s < 3/4$) に於ては (15) 式で豫想されるより遙かに早く収斂する。之は次の計算例に依つて明瞭となる。

$\psi = 27/16 = 1.688$ 即ち第 1 の場合の収斂限界に就て計算すれば (16) 式より $s_1 = 0.740$

(14) 式に代入し $s_2 = 0.760$

$s_3 = 0.740$

収斂は斯の如く遅いが此等の平均値 $s = 0.750$ を採れば直ちに正確な根を得る。

此の場合 (17) 式に依つて計算すれば収斂は猶悪く工合が悪い。 (横田周平)

施 工

(98) コロラド河水路に於ける開水路
 構築の特殊機械設備及工法

(W. L. Chadwick & G. E. Archibold, "Machines and Methods for Canal Construction, Colorado River Aqueduct" Civil Eng., Feb. 1938, p. 104~108.)

コロラド河水路系はコロラド河洪水の 1,605 ft³/rec の尖頭水量を Los Angeles 及西部カリフォルニアの他の 12 の中心都市に送るために築造されて居るものである。工事は 1932 年に着手されそれ以来支障なく進行して居る。此の水路に用ひられた主な水路型式は開水路、切開き隧道及隧道の 3 種類である。此の中開水路の掘鑿及護岸に特殊の機械を用ひて施工して居るので此所に抄録して見る。

開水路の概要： 開水路の標準断面及其の水理的性質は図-16 に示す如くである。その lining は鉄筋コンクリートを以て永久性及安全性を確保するため普通の灌漑水路等に用ふるものより厚くしてある。縦方向には弾性限の高い鉄筋を用ひ expansion joint を作らな

い。lining の頭部には堤防の崩壊土が落ちこむのを防ぐため犬走りを作り又維持のため水路全長にわたり、左岸に道路を設けた。

開水路中約 2,000 m は、岩盤に建設されその底幅 12 ft、水深 12.05 ft、勾配 0.00025 である。

水路の東部の部分は、砂漠地帯を横切つて居るので建設に使用される水は長い距離をポンプで運ばねばならず夏には温度は高く湿度は低く、コンクリートの養生を如何にすべきかが問題であつた。

此所では経済的及技術的研究の結果、養生は煤溶コールタルピッチ (75% の精製コールタルを 25% の溶媒コールタルでうすめ噴霧し得るやうにしたもの) を 2 回ぬりその上に水漆喰を 2 回塗つた。漆喰は熱の収収を減ずるため、65% 程度のカルシウム及酸化マグネシウム 17~20% の無水鹽化カルシウム 1.6% のカルシウム・ステアレートを混じたものである。更に砂漠地帯では、此の養生の外にコンクリート打を 10 月 1 日から 6 月 1 日までに限り、暑さを避けるやう注意を拂つた。

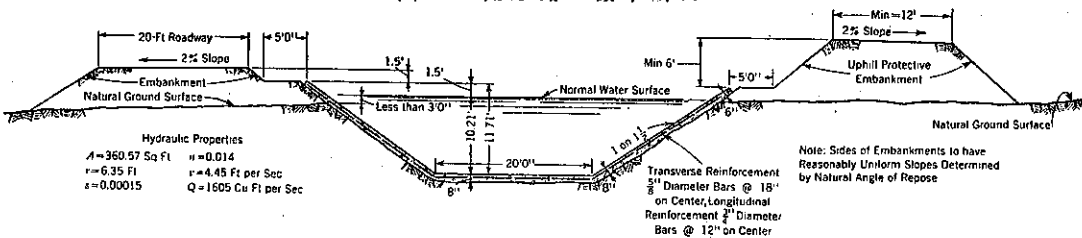
開水路建設の一般： 此の工事は入札にかけたのであるがその主な項目に對する単價は表-5 に示す如くである。此の入札の結果は良好で落札の價格は比較的廉かつた。

表-5. 開水路建設費單價

ITEM	HIGH	LOW	WEIGHTED AVERAGE
Common excavation for canal, per cubic yard.....	\$0.25	\$0.16	\$0.196
Concrete in canal lining, exclusive of cement furnished by District, per cubic yard.....	7.90	4.40	5.00
Placing reinforcing steel in canal lining, per pound.....	0.011	0.005	0.0066
Excavation for diagonal drains, wasteways, and borrow, per cubic yard.....	0.15	0.117	0.133

前述の岩盤の部分以外は掘鑿の土質は緊密度、凝結度等の異つた沖積土で、ある所は砂質土、ある所は此の地方で俗に "caliche" と呼ばれる極めて固い凝結土である。深い切取箇所では此の "caliche" は爆破によらねばならぬ箇所もあつたが水路の大部分は掘鑿し易く崩

図-16. 開水路の標準断面

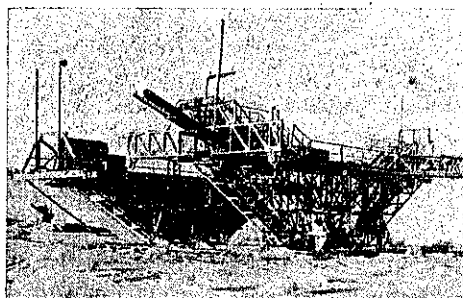


壤の危険が少く水路建設には都合の良い土質であつた。

豫備の地均しは別として、此の水路の掘鑿は容量 $1\frac{1}{2}$ yd³~5 yd³、腕長 45~60~90ft のドラッグラインを使用した。動力としては、深い掘鑿では電力を用ひ小掘鑿では小型のディーゼル機関を用ひた。掘鑿土量は平均工程即ち 500~600 ft/day を出すためには 1 日 10 000 yd³ を掘らねばならなかつた。此の工事では工事継続上は電力を用ひる方が便利であつた。最後に掘鑿の正しい出来型仕上げについては色々研究されたが結局特殊の機械を用ひ能率をあげたが、これが此の工事の大きな特長であつた。

基面仕上げ機：之は図-17 及図-18 に示す如きものでラダー型掘鑿機の原理を用ひて 2 組の側面掘鑿用バケ

図-17. 基面仕上げ機



ットを備へたものである。バケット 其の他の機械設備は水路の断面形に作られた鋼製トラスの枠に取付けられ此の枠は犬走上に線形、勾配等整鑿された 75lb レールの上を走るやうに出来て居る。各ラダーは 1 ft³ 容量のバケット 14 を持つて居る。

之等のバケットは、水路底面の中心から掘り上りその土をバケット列と直角に通つて居るベルトコンベヤーに

図-20. 舗装機の詳細

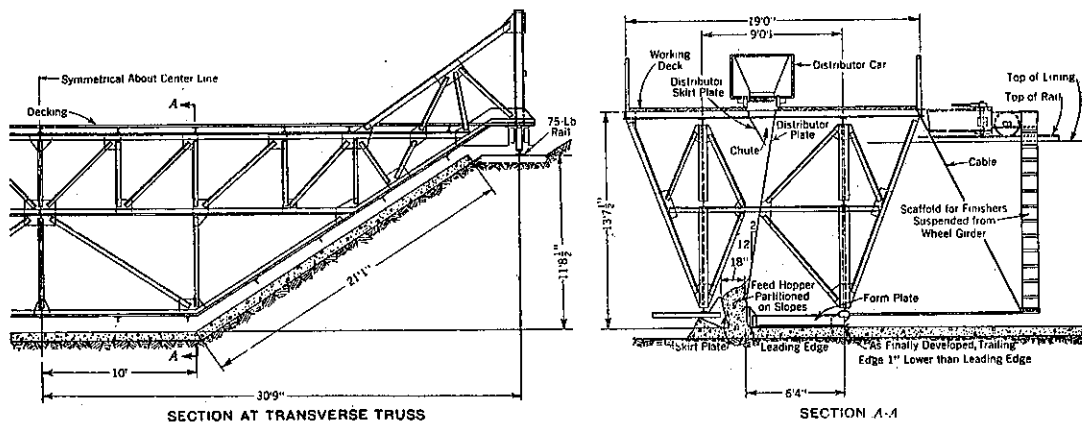
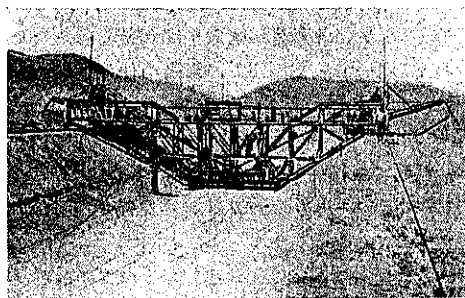


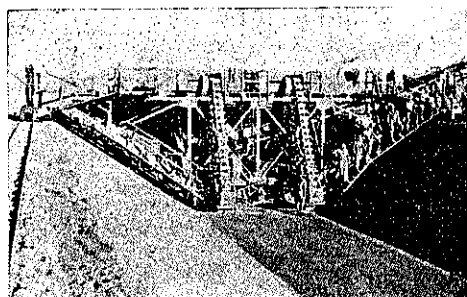
図-18. 基面仕上げ機作業中



あける仕掛である。各バケット群は 25 馬力のモーターで別々に動かされその廻転周期は 30 秒、コンベヤーは別に 10 馬力のモーターで動かされる。機械全体は 2 個の 2 馬力ウインチで引張られその速度は大體 $1\frac{1}{2}$ ft/min 位である。

Jahn and Bressi Construction Company 及 The Aqueduct Construction Company が用ひた仕上げ機は図-19 に示す如きやう大型のものである。その骨組は Wood の機械と同様であるが両側のレールが、17'' はなれて 2 本づつ設備され溝型鋼製材に溶接されて居

図-19. 基面仕上げ機



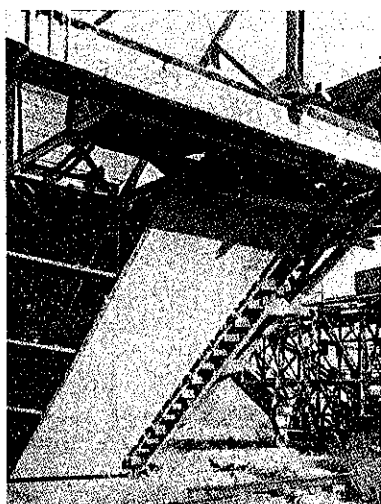
て機械進行の軌道になつて居る。内側レール間の間隔は 61.5 ft である。2 組の均し用主双葉は骨組の兩側斜面上について居る。各双葉の前面には調整し得る搔取の齒がついて固い土を先づ崩し、双葉の仕事を手を助けて居る。更に 4 組の補助翼が W の型をなして骨組の底に取付いて居る。切均しの調整は骨組とレールの間の水圧ジャッキで機械全体を上下する。機械推進以外の動力はすべて 90 馬力のガソリンエンジンを以て居る。

以上の 2 種類よりはるかに小型のものであるが Barrett, Hilp 及 Mocco により發明された仕上機も grader type を採つて居る。之は昇降機、ベルトコンベヤーを備へず、土は溝の底に集めてドラッグラインで運搬する。移動はトラクターで引張る方法をとつて居る。

バケット型の方は正確な切均しを行ふのに適當であるが moving part が多いのが缺點である。又岩盤の箇所では維持修繕に費用がかゝり、双翼型の方が有利である。人員はバケット型の方が少なくてすむ。

Wood 機による鋪裝施工：建設初期の短區間を除いてすべてのコンクリート鋪裝は C. W. Wood によりはじめられた特殊の鋪裝機を用いた(図-17, 20, 21)。

図-21. 鋪裝機の側面



此の詳細は図-20 に明かであるが、骨組、その他は仕上機と大体同様である。型板は 1/2' の鋼板を用ひコンクリートは図のやうな配給車で運びシュートで任意の位置に施工する。此の機械は進行につれ正確に迅速に、水路の底及斜面を鋪裝して行く。図-22, 図-23 はいづれも Wood の機械を模したものである。又時によりヴァイ

図-22. 鋪裝機の leading edge

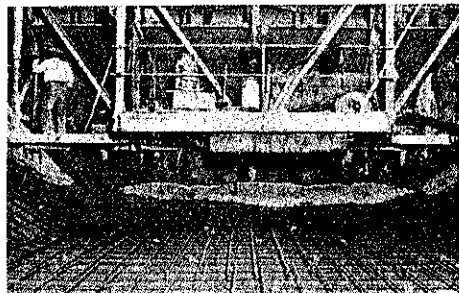
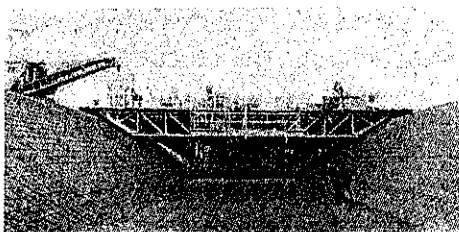


図-23. 作業中の鋪裝機



ブレーターを使用して見た箇所もある。

(片平信貴)

(99) 最近のドイツに於ける圧氣潜函工

(Hermann Weber. "Neuere Druckluftgründungen in Oder und Rhein"
B. u. E. Heft 4, 20. Feb. 1938, S. 57-61)

(a) Oder 橋 Berline-Stettin, Pomunern 間自動車専用道路が Stettin 附近にて Oder 河を乗越す地點につき色々議論されたが結局 Stettin の南方の Niederzeuden 村に架橋する事になつた。この地點は他の路線に比して地盤が良く又可航水路が東及西の 2 條あるためである。

河川敷内の専用道路延長は約 4 km で上層の泥炭を取除いて盛土するので土量は大量となつた。橋梁工事は西支川で全長 204 m, 東支川で全長 225 m で橋臺及橋脚は圧搾空氣潜函工で行つた。

橋臺の潜函は各 30 cm² の底面積を有し、兩橋梁は各々異種の施工をなした。西 Oder 橋では鉄製の潜函を使用し沈下中に傾斜せしめ得た。この方法は底面掘擴げを行つて橋臺にかゝる荷重に應ぜしむる事が出来る。東 Oder 橋の潜函は鉄筋コンクリート造りで垂直に沈下せしめた。潜函双先は全て基準面下 17 m であり、潜函上部は鉄筋コンクリート構造である。

兩橋梁にて 4 基の橋脚を有し略同様な大きさを有してゐるので西 Oder 橋の東側橋脚について述べる。

架橋地點の基礎地盤は水深約 7 m の下に腐植土、泥土を含む砂、腐植土交り細砂及良質の粗砂から出来ていて平均 -17.00 m まである。潜函は -19.02 m まで沈下せしめ砂層中に止めた、Oder 河の水位は +0.16 m である。

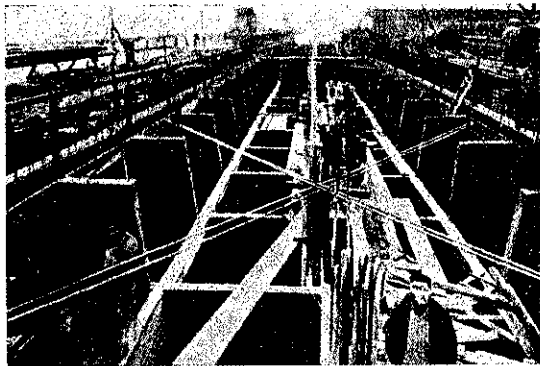
潜函のコンクリート製造は 1935 年の 11 月及 12 月であつた、流水中で足場をつくる危険をきけて Stettin の Merkurwerft で製造をなし高さ 6.5 m、吃水線以上 2 m の潜函である。潜函は曳航して現場に運んで上層にある泥土層を数米取去つて沈下せしめた。コンクリートは碎石コンクリートとし鉄筋補強をなし壁の厚さは 15 cm、底面積は 33 m² × 12 m、コンクリート容積 330 m³ である。

Oder 河の流氷期が近づいていて曳航を急いだのでコンクリートには急硬性のセメントを使用して全工程 4 週間であつた。図-24 及図-25 はドック内にある潜

図-24. 乾船渠中の潜函



図-52. 同上



函である。図-25 の水平に張られた桿は曳航の際にコンクリート躯体に生ずる危険な振り応力に対して補強せるものである。

潜函の曳航は図-26 に示す様にして距離 25 km を約 6 時間要した。曳船は 500 馬力の船 3 隻を用ひ、潜函には 10 名を乗組ませて砂袋で必要に応じて釣合を保つた。潜函の吃水は計算された様に 4 m であつた。圧氣室に圧搾空気を入れれば吃水は浅くなる事は豫期されてゐた。曳航には危険はなかつたが流水と風に抗して所定位置に据付ける事は困難であつた。

図-26. 潜函の曳航



ドック内に於けるコンクリート作業は橋脚の長さの方向に沿ふて 2 列の作業臺を造り潜函天端より約 6 m 高くしレールを敷設しゴライアス起重機を使用した。その他に上流側に流水に對して 9 基のドルヒンを設けて防衝となした。

橋梁現場は流水中にあり橋脚と他の橋脚又は岸と連絡するのに固定せる假橋を造る事が出来なかつた。圧搾器、作業場、労働者溜、倉庫等は艇の上に設けた。3 隻の幅の廣い艇は材料の倉庫に、2 隻の底開き船は泥船用とした。

圧搾器は 2 段式の低圧のもの 2 臺で各能率 32 m³ /min. で 134 KW の電動機で運転された。コンクリート混合機は 1000 l であり、コンクリートと起重機によつて所定位置に運ばれた。潜函には作業員用及材料用の 2 基の開室を有し、Wiesbaden 機械工場と Martini & Hienecke 工場のものである。

泥土及細砂より成る地盤中を沈下させるには射出水及サイホンにて土砂排出を行つた。この目的のために潜函内の圧力は Oder 河の水位より 1 1/2 ~ 2.0 m だけ高くした。この過圧によつて特別に配置された管からの射出水で掻きまはされた土砂は沈函から圧出される。この工法は非常に成功した。特に工費は經濟的となる。沈下の當初には潜函の側面から空気が漏出するが、沈下が進むと減少する。

この方法の注意として排砂管特に彎曲部は腐蝕が大

である。鉄製の曲管でも短時間に磨損されるのでゴム曲管を用いたが之で 14 ~ 15 日目に取換えねばならなかつた。

排出土砂は主として底開泥船船で運搬したが一部は橋脚上流部が尖小であるので渦巻を生じて土砂が流されるのでこれを補給して足場の安全を計つた。

図-27 は潜函の沈下状態、図-28 は沈設中の潜函、図-29 は完成せる橋脚である。

堰は同時に発電用に使用され平均 $850 \text{ m}^3/\text{sec}$ の水量を取水し落差 15 m を利用して平均出力 150 000 IP, 最大出力 220 000 IP である。

堰の構造は洗堰で側運河との分岐點で約 130 m の長さで Rhein 河を横切つてゐる。5 径間の洗堰は各々 2 箇の転動扉によつて 12 m の高さに締切らる。運河底幅は 80 m にして水深 12 m である。

この堰を取水口として約 5 km の導水路によつて發

図-27. 潜函の沈設状況

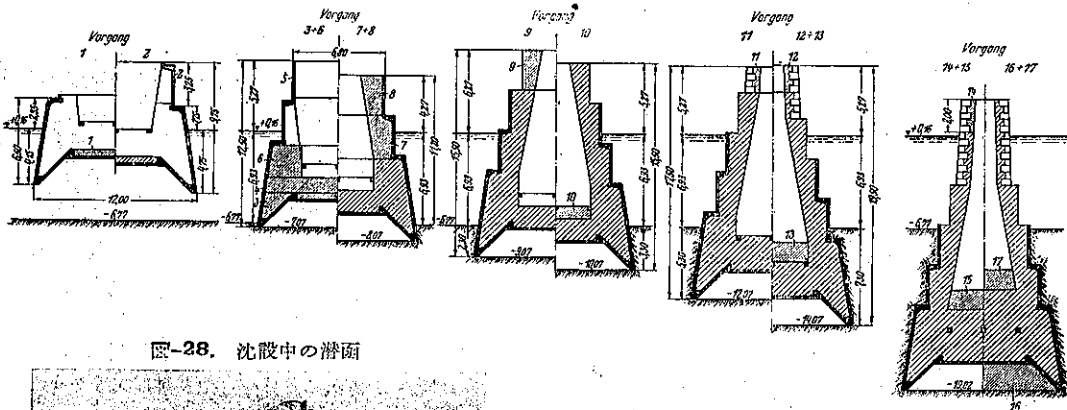


図-28. 沈設中の潜函

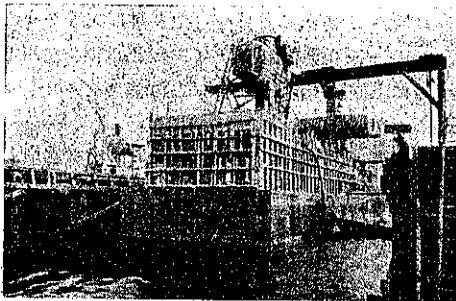
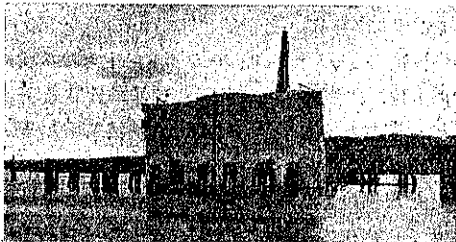


図-29. 完成せる橋脚



(b) Kembs 堰 Kembs 堰は 1929 年より 1933 年まで工事が行なはれた。この工事の目的は Basel 附近の Rhein 河の航路を安全にするためである。Basel の 5 km 下流に Elsass 側に新しい運河を開鑿し約 7 km 下流にて再び Rhein と合流する、Rhein 河は Isteiner 砂洲を廻つて緩傾斜の石灰層を横切るので船は高水位にのみ大なる速度で危険を犯してゐた。

電所に導びかれる。運河はその下流に複閉門を有し各 185 m と 100 m の長さとし巾 25 m である、この閉門のすぐ下流で放水路と合して Rhein 河に合流する、この計畫は“Energie Electrique du Rhein”によつて立案され初めに Elsass の側運河を開鑿し Basel より Straßburg に導びいた。全運河は 8 ヶ所の堰で水位が高められて発電所も設置された。代表的洗堰 Kembs 堰について説明すると Basel より Birs-Münchung に達し、地下水位整正のための Klein Basel の運河化による改良工事が必要となつた。

Kembs 堰の地點は一部はドイツ領で他はニルザス領である、地質は Rhein の碎石層によつて出来てゐて、河床は碎石層が廣く分布し下部の青色粘土層までは相當の深さを有する、この粘土は一見硬いが空氣中では崩れ、又水中ではその表面は直ちに崩壊する。図-30 に示す様に兩橋臺及 4 基の橋脚を有し洗堰は 5 径間であり 1 径間 30 m である。右岸橋臺及脚 IV 間 5 は Open cut. にて行ひ他の橋臺、橋脚及間は潜函を用ひた。

工事期間中最初は 30 m の水路を航路に用ひたが實際に流速が $4 \sim 5 \text{ m}/\text{sec}$ となり危険であつたので幅員を 50 m とした、このために相隣れる 2 径間を水路になした、即ちまづ橋脚 III を閘の高さまでコンクリー

る。上流側は +223.00 m, 下流側は +221.00 m が潜函の天端である。

図-34 は橋脚 II を示したもので流速の大なる事を知る。図-35 は完成された洗掘である。

(小倉宏三)

橋梁及構造物

(100) 1936 年中の応用力学, コンクリート, 橋梁及構造物に関する主なる 海外文献 (其の 3)

(Mitteilungen der Intern. Vereinigung
für Brückenbau und Hochbau.
Nr.5. 1. Dez. 1937.)

橋梁に関するもの

(147) M. Bachet: Calcul des haubans ou câbles de tête des ponts suspendus et des efforts qui en résultent dans les différents travées. (Travaux, juin 1936, n° 42, p. 273)

吊橋の索條の応力計算と荷重に関する論説で, No. 41 に説明する数径間吊橋の理論の一般的応用である。

(148) M. Bachet: Le calcul des ponts suspendus munis de poutres de rigidité. (Travaux, mai 1936, n° 41, p. 218)

補剛構柁を有する吊橋の計算で, Godard の方法 (1894) に基調をおいた論文である。著者は 2 の一般式及實用的に有效な數字を掲げてゐる。

(149) A. Benescho and Ch. E. Morgan: Designing Concrete Girder Bridge for Continuity. (E. N. R. April 23, 1936, p. 604)

Illinois 州 Kankakee 河橋梁に適用せる曲げモーメント分配法の一変型を説明したもの。

(150) P. Berthaud: Nouveau type de pont Cantsilever. (Le constructeur de ciment armé, juin 1936, p. 85; juillet 1936, p. 105; août 1936 p. 125; sept, 1936, p. 137)

突桁橋の新しい形式に就いて。中央に鉸を有する連続構の計算法及實際的の応用例である。

(151) C. Biemond, A. van Walraven and I. van Sandick: De Mariniersbrug. (De Ingenieur 1936, No. 24, S. B. 93)

22 m の径間を有する Marinier 昇降橋の記述である。

(152) L. Bosa: Il Ponte S. Francisco-Oak-

land, (L' Ingegnere 1936, No. 2, p. 59)

多くの説明図によつて S. Francisco-Oakland 橋を説明したものである。

(153) F. Brandeis: Die wirtschaftliche Begründung und technische Verwendbarkeit weitgespannter Eisenbeton-plattenbrücken. (B. u. E. 1936 H. 11, S. 181)

長径間鉄筋コンクリート床版橋の經濟的及技術的取扱ひに関する一考察で, 結論として或種の假定を設くる事を許容すれば 40~50 m の径間のものを造ることは經濟的に困難でないとしてゐる。

(154) W. Burzynski: Pont en béton armé sur la Sola à Tresna- Czernichow. (Cement 1936, n° 3, p. 33; n° 4, p. 57; n° 5, p. 89)

径間 76.05 m の拱街路橋であつて, Sola に掛る該橋の記述をなせるものである。

(155) C. Castelli: Il ponte in cemento armato di Castelmoron. (L' Ingegnere 1936, n° 8, p. 421)

Castelmoron 鉄筋コンクリート橋の説明で, 径間 143 m の斜吊材を有する拱橋としての短い記述である。

(156) C. S. Chettoe: The Strengthening of Weak Bridges. (Structural Engineer, Febr. 1936, p. 62)

著者は英國に於て施工せる鋼及石工橋の補強工事に就いて記したものである。

(157) H. Craemer: Zusammenwirken von Scheibe und Schale bei Bogenscheibenbrücken. (Bauing. 29, Mai 1936, H. 21/22, 1936)

拱橋に於ける各部の協同作用に就いて述べたもので, 著者は応力の状態を調べてこれから曲げモーメントの傳達に於ける各部の負擔状況を決定したものである。

(158) B. Fritz: Zusätzliche Spannungen in Fahrbahnrosten. (Bauing. 2. Okt. 1936, H. 39/40, S. 421; 30. Okt. 1936, H. 43/44, S. 471)

橋梁床組に於ける二次応力に關して, 精密なる計算及略算の 2 法に就いて計算せる結果を示し, 更にかゝる二次応力を消去すべき横方向補助柁を提唱してゐる。

(159) D. Fuchs: Die eingespannten Stahlbögen der Stockholmer Westbrücke über den Mälarsee. (Bauing. 21. Febr. 1936, H. 7/8, S. 48)

Mälars 湖に架る West 橋の構造及施工に就いて述べたもの。

(160) F. Glaser: Die Lancierung der Versteifungsträger der Reichsbrücke. (Zertschr. d. Österr,

Ing.-u. Arch.-Vereins 1936, H. 13/14, S. 73)

補強桁の透水作業の方法及腹鉸に集中する荷重の分布の計算、腹鉸の捩屈等を述べたもの。

(161) W. K. Greene: Special Problems of Hingeless Arch Erection. (E.N.R. Nov. 12, 1936, p. 669)

径間 243 m の紐育 Henry Hudson 拱橋の架設工事。

(162) A. Hertwig und K. Pohl: Die Stabilität der Brückencndrahmen. (Der Stahlbau 1936, H. 17, S.129)

橋梁端部の架構の非対称曲げによる捩屈の解法である。

(163) W. Hiltz: Die Reichskraftfahrbahnbrücke über die Mangfall. (Zeitschr. d. V. D. I. 1936, Nr. 12, S. 367)

Mangfall 自動車専用道路橋の説明で、該橋は 90+108+90m の 3 径間の鋼鉸桁である。

(164) J. Husband: Les ponts de la baie de San-Francisco. (Ossature métallique, juin 1936, n° 6, p. 269)

全長約 12 km に亘る The San-Francisco Bay 橋の概説である。

(165) J. Husband: The San-Francisco-Oakland Bay Bridge. (Structural Engineer, Adril 1936, p. 170)

該橋の基礎工、上部工構造の詳細なる報告である。

(166) M. Jacobson: Le viaduc en béton armé de l'Esla (Espagne). (Génie Civil 109, n° 6, 8 août 1936)

スペインの Esla 河に架る鉄筋コンクリート橋で中央の拱径間は 192.4 m のものがある。これらの總括的記述である。

(167) Ch. M. Jones: Largest and Longest Bridge Cables Span at New Record Rate. (E. N. R. April 30, 1936, p. 617)

Golden Gate 橋の索條の張り渡しに関する報告である。

(168) L. Karner: Statische Messungen an der Wettstein-Brücke in Basel. (Die Bautech. 1936, H. 43, S. 645, H. 45, 664)

著者によつて極めて詳細に Wettstein 橋の設計手法を述べてゐる。

(169) E. Kohl: Hängebrücken mit biegungs-

festen pylonen. (Bauing. 15. Mai 1936, H. 19/20 S. 182)

捩みのない塔を有する吊橋の報告で、著者は各種の型式に就いて水平推力、曲げモーメント及補剛桁の四分の一に於ける撓度等を比較論述してゐる。

(170) G. Leinekugel le Cocq: Passerelle suspendue du barrage de l'Aigle avec câbles porteurs rigidifiés, Système Baticle. (Génie Civil 108, n° 12, 21 mars 1936, p. 277)

Baticle 式による Aigle 堰堤に架設した補剛索條を有する吊橋の記事で、その径間 64 m、補剛索條を有する場合とこれを用ひぬ場合との軸線の沈下を計算してある。

(171) E. Macdonald & W. Ellis: Lift Span over Cape Cod Canal sets New Precedents. (E. N. R. Jan. 30, 1936, p. 145)

径間 165.2 m の昇降橋の記録。

(172) Magnien et Coquand: Etude sur le culottage des cables pour ponts suspendus. (Annales des Ponts et Chaussées, février 1936, tome I, p. 145)

吊橋の索條用スリーブに関する研究で、著者は本文中に於てその理論的探究及試験の結果を詳細に記し併せてその實際の使用に就いても言及してゐる。

(173) R. Maillart: Einige neuere Eisenbetonbrücken. (Schweiz. Bauzeitung 107, 11. April 1936, Nr. 15, S. 157)

Switzerland に於て最近竣工を見た二、三の鉄筋コンクリート橋に就いての報告である。

(174) A. Martinelli: Il nuovo ponte sul Tevere. (L. Industria Italiana del cemento 1936, No. 3, p. 58)

Tiber に架せる新橋梁の施工方に関する記述である。

(175) A. J. Mitchell: Recent Progress in Road Bridge Design in Tanganyika Territory. (Structural-Engineer, June 1936, p. 270)

Tanganyika 地方に於て最近實施された工事の記録。

(176) A. R. Moon: Arc-Welded Bridges. (Structural Engineer. August 1936, p. 335)

桁、構及拱の各種橋梁の現在の溶接技術について述べたもの。

(177) H. Neukirch: Angenäherte Berechnung der Hängebrücke unter Berücksichtigung ihrer Verformung. (Der Stahlbau 1936, H. 17, S. 130)

変形を考慮した場合の吊橋の概算法。

3 径間に跨る補剛桁を有する対称吊橋の計算法を述べたもの。

(178) H. Neukirch: Berechnung der Hängebrücke bei Berücksichtigung der Verformung des Kabels. (Ing.-Archiv 1936, H. 3, S. 140)

索條の変形を考慮した場合の吊橋の計算法で、吊材の応力が補剛桁に及ぼす影響と Hp (荷重群によつて索條に生ずる水平引張力) との関係及曲げの量等に就いて 3 様の精度を異にする假定の下に述べてゐる。

(179) G. Neumann: Dreiteilige Steifrahmenbrücken in Eisenbeton. (B. u. E. 1936, H. 15, S. 246)

極めて軟弱なる地盤に施工した道路橋の實例で、橋臺は中空の構造である。

(180) H. Olsen: Die Pfannlochbrücke und die Höllenbachbrücke an der Deutschen Alpenstraße. (Die Bautech. 1936, H. 43, S. 638; H. 44, S. 651)

獨逸アルプス山脈道路に架せる Pfannloch, Höllenbach 兩橋の詳細なる報告である。兩者共に鉄筋コンクリート構造で、特に後者にあつては 70 m 半径の円形弧である。

(181) Ch. E. Paine: Designing Bridge Towers 700 Ft High. (E. N. R. Oct, 8, 1936, p. 437.)

桑港の金門灣橋の 700 呎の塔門の設計及施工の記事である。

(182) C. H. Purcell, Ch. E. Andrew and G. B. Woodruff: Bay Bridge Suspended Structure. (E. N. R. August 20, 1936, p. 255)

桑港・オークラント灣橋の上部構造に關する一般的説明。

(183) C. H. Purcell, Ch. E. Andrew and C. B. Woodruff: East Bay Crossing of the Bay Bridge. (E. N. R. Nov. 26, 1936, p. 737)

径間 155+427+155 m の突桁橋とその架設に關する記述である。

(184) G. Rabbi: Travature reticolari in cemento armato. (L' Industria italiani del cements 1936, No, 4, p. 91.)

鉄筋コンクリート結構橋の二、三の例に就いて記せるもの。

(185) K. Schaechterle: Der geschweißte Vollwandträger. (Bauing. 17. April 1936, H. 15/16, S. 131)

熔接鋼鉄桁に關して特に腹鉄の熔接に於ける現在の熔接技術を述べたものである。

(186) K. Schaechterle: Der Übergang der Reichsautobahn Stuttgart-Ulm über das Neckartal bei Unterboihingen. (Die Bautech, 1936, H. 1, S. 7; H. 4, S. 54)

獨逸自動車専用道路の Stuttgart-Ulm 線が Neckar 溪谷を越へる所に架せられた鉄筋コンクリート橋、径間 50+45.2+45.2 m に就いて説明したものである。

(187) K. Schaechterle: Die Sulzbachtalbrücke bei Denkendorf. (Die Bautech. 1936, H. 36, S. 787)

7 径間の鋼桁橋 Sulzbachtal 橋に就いての施工法について詳細に報告したものである。

(188) K. Schaechterle: Talübergang bei Denkendorf. (B. u. E. 1936, H. 1, S. 1; H. 2, S. 25)

7 径間全長 183 m の連続桁橋の記録である。

(189) K. Schaechterle und Fr. Leonhardt: Stahlbrücken mit Leichtfahrbahnen. (Die Bautech. H. 43, S. 626; H. 45, S. 659)

輕量床版を用いた鋼橋。主として鉄筋コンクリート凸板を用いた床構造について著者の行つた試験の結果を發表してゐる。

(190) Schreiner: Die Elbebrücke der Reichsautobahn bei Dresden, (Die Bautech. 1936, H. 6, S. 69)

獨逸自動車専用道路の Elbe 橋は 51+73+130+73+51 m の径間を有する構橋である。

(191) W. D. Smith and R. K. Krausse: Timber Stiffening Trusses for Suspension Bridge of 345 ft. Span. (E. N. R. April 2, 1936, p. 484.)

工事の一般的記録である。

(192) D. B. Steinman and C. H. Gronquist: Designing the Longest fixed Steel Arch. (E. N. R. Aug. 13, 1936, p. 232.)

径間 800 呎のこの拱橋の建設工事報告である。

(193) C. Tagliacozzo: Osservazioni sui ponti in calcestruzzo armato di grande luce staticamente determinati. (L' Ingegnere 1936, No, 12, p. 610)

長径間靜定鉄筋コンクリート橋に關する一觀察である。

(194) R. Tils: Die fünf neuen deutschen Rheinbrücken bei Krefeld, Duisburg, Neuwied, Maxaunund Speyer. (Zeitschr. d. V. D. I. 1936, Nr. 16, S. 461)

上記 5ヶ所の新獨逸公道橋に就いて述べたもので、中 4 橋はワレン型結構橋、他の一橋は吊橋である。

(195) W. Tischer: Talübergang der Reichskraftfahrbahnen in Rüdersdorf-Kalkberge bei Berlin. (Zeitschr. d. V. D. I. 1936, Nr. 40, S. 1205)

獨逸自動車専用道路中、伯林附近に架けられた上記全溶接鋼板桁橋に関する報告である。

(196) C. R. Whyte: Temperatures in Concrete Arches. (E. N. R. May 14, 1936, p. 693)

華府に於ける 2 つの新拱橋の温度に関する諸観測の結果を述べたもの。

(197) Wreden und Klingberg: Die neue Elbebrücke bei Domitz. (Die Bautech. 1936, H. 26, S. 365)

ランガー型鋼橋の詳細なる工事報告。

其の他の構造物に関するもの

(198) A. Azzini: Silo in cemento armato. (L'Industria italiana del cemento 1936, No. 6, p. 153)

鉄筋コンクリートのサイロの 2 大例を挙げて説明せるもの。

(199) G. P. Bridges: Reinforced Concrete for Colliery Surface Plant. (Structural Engineer, April 1936, p. 209)

鉄筋コンクリートのサイロ及水槽に関する記事である。

(200) F. Cucit: Le calcul du balcon rectangulaire. (Le constructeur de ciment armé, nov. 1936, p. 169)

矩形露臺の設計について述べたもので非對稱荷重に對する理論的解明をも試みてゐる。

(201) K. Datta: Versuche über die Verwendung von Bambus in Betonbau. (Bauing. 21. Jan. 1936, H. 3/4, S. 17)

コンクリート構造物中に竹を挿入した場合の實驗及實際的效果に関する説明である。

(202) F. Dischinger: Der Spannungszustand in affinen Schalen und Raumfachwerken unter Anwendung des Prinzips des Statischen Massenausgleiches. (Bauing. 12, Juni 1936, H. 23/24, S. 228; 26. Juni 1936, H. 25/26, S. 260; 10. Juli 1936, H. 27/28, S. 289)

円天井の骨組及屋根の平衡に關して著者は單一なる形のものから任意の形のものにその計算法の擴張を試みたものである。

(203) A. Castell: Grundgesetz der Schalldämmung in Bauten. (Der Stahlbau 1936, H. 10, S. 79; H. 11, S. 86)

伯林の Tech. Hochschule の振動研究所の研究報告で、内容は建築物の騒音防止である。

(204) A. Guerrin: Efforts supportés par les tyaux en béton de ciment posés en ture. (Travaux 1936, juillet, n° 43, p. 329; août, n° 44, p. 377; Spt., n° 45, p. 426)

地中に埋設せるセメントコンクリート管の載荷力を扱つたもので、円形断面のものについてその計算の方法、応用の例、許容応力及試験荷重等を論述してある。

(205) T. Gueritte: Hyperbolische kühltürme bei Hams Hall in England. (B. u. E. 1936, H. 13, S. 213)

英國の Hams Hall の双曲線型冷却塔の建設に関する報告である。

(206) L. Hahn: Aéroport de Limoges-Feytiat; Hangar en béton armé. (Travaux 1936, octobre, n° 46, p. 458)

Limoges-Feytiat 飛行場及鉄筋コンクリート格納庫。2 方向に曲面を有する双曲線式拋物線体をなす屋根を持つ格納庫の構造細目及その応力計算を述べてゐる。

(207) M. Houel: Hangars métalliques d'aviation à toiture auto-portante de 70 mètres d'ouverture. (Travaux 1936, décembre, n° 48, p. 549)

70m の径間を有する鋼製格納庫を多くの寫眞図葉と共に説明してゐる。

(208) L. Issenmann Pilarsky: Le paraboloïde hyperbolique. (Travaux 1936, avril, n° 40, p. 177)

双曲線式拋物線体の薄い殼狀構造物の計算法及設計について記したものの。

(209) H. Kratochwilla: Erkerträger aus Eisenbeton. (Bauing. 29. Mai 1936, H. 21/22, S. 211)

鉄筋コンクリートの露臺の突桁について述べたもので、著者は對稱型露臺に對稱荷重が作用する最も通常の場合について計算を行つてゐる。

(210) J. Ledieu: Calcul des réservoirs cylindriques à fond plat. (Le constructeur de ciment armé 1936, Oct., p. 149; nov. p. 174)

底面の水平な円筒型容器に關する理論的計算法及その応用について記したものの。

(211) H. Marcus: Beitrag zur Untersuchung

von Behältern mit ebenen Wandungen. (Bauing. 7, Febr. 1936, H. 5/6, S. 40)

平な側面を持つ容器に関する一文献で、著者は壁面の弾性方程式の解法に適用し得る逐次積分の新方法を紹介してゐる。

(212) H. Marcus: Die Beanspruchung des unteren Randes quadratischer Silozellen. (B. u. E. 1936, H. 7, S. 115)

矩形断面を有すサイロの壁面の下端部の応力。

可撓性板の弾性理論から著者はモーメントを算出する數式を誘導してゐる。

(213) E. Marquardt: Ein neues Verfahren zum Bau von Eisenbetondükern. (B. u. E. 1936, H. 5, S. 86; H. 6, S. 97)

鉄筋コンクリート・サイフオンの設計に関する新方法を述べたもので特に大な形状のサイフオンの設計及施工について説明す。

(214) E. Massotte: Coupoles minces de révolution d'épaisseur uniforme à méridienne cycloïdale. (La Technique des Travaux, juin 1936, n° 6, p. 332)

楕線を頂點とする等厚の薄貝殻状廻転体について、その自重及等分布雪荷重の影響を研究したものである。

(215) E. Rausch: Schäden an Maschinenfundamenten. (B. u. E. 1936, H. 3, S. 41)

原動機基礎の破損について實例を擧げて説明す。

(216) H. Rüsich: Shedbauten in Schalenbauweise. (B. u. E. 1936, H. 10, S. 159)

Ing. u. Arch. Vereins 1936, H. 21/22, S. 121; H. 25/26, S. 145; H. 33/34, S. 193)

Lainz 動物園の水槽の構造一般及地盤の性質、施工の状況等を記したものである。

(219) J. Wanke: Berechnung von geliederten Masten und Türmen auf Verdrehen. (Der Stahlbau 1936, H. 25, S. 193; H. 26, S. 203)

構橋又は塔の捩れを考慮せる応力の算定法で、格子塔のトラスの研究である。

(220) E. Wiedemann: Berechnung nicht biegungssteifer Rotationsschalen für Winddruck. (Schweiz. Bauzeitung 103, 5. Dez. 1936, Nr. 23, S. 243)

廻転体として形成せる非剛性貝殻状曲面の応力の解析で、例題を以つてその近似計算法の説明としてゐる。

(221) F. P. Witmer and H. H. Bonner: Tall Building Frames Studied by Means of Mechanical models. (Proceedings of A. S. C. E. Jan. 1936, No. 1, p. 3)

柱の横方向荷重による垂直反力及固定度を模型を使用して研究せる報告である。(糸川一郎)

(101) Stuttgart の Rohrbach 橋

(Klett u. Rietli, "Die Rohrbachbrücke bei Stuttgart" B. u. E. 5. März 1938, S. 77~87)

Reichsautobahn が Stuttgart の西、西南の Rohrbach 溪谷地帯を通過するのに各種の橋梁を計畫した。

図-36. (a)

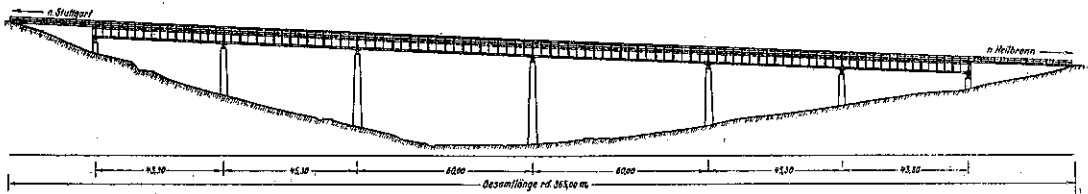
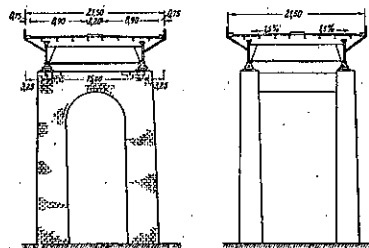


図-36. (b)



一階建ての建造物の屋根に使用せる薄板に関するもので、最近の工場建築の屋根について述べてある。

(217) M. Steuermann: Die Versuchspilzdecke in Baku. (B. u. E. 1936, H. 21, S. 357; H. 22, S. 374)

Bakon に於ける實驗的の蕈状床の荷重試験の結果を述べたもの。

(218) R. Tillmann: Der Bau des Wasserbehälters im Lainzer Tiergarten. (Zeitschr. d. Österr.

A. 計畫及比較検討

(1) 主桁間隔 15m, 支間 43~60m の 7 径間の鉄桁, 下部構造はマツシブな橋脚 (図-36 参照)。

主桁高は 3.5~2.9m, 横桁間隔約 6m, 横桁は側方に 3.3m の突桁を有す, 此の型の橋梁は Reichsautobahn

材は無いが, 何となく鳥籠の如き感じがする。

(3) 横桁の無い多径間の鉄筋コンクリート振子支承の鉄筋コンクリート桁橋 (図-38)。

10 径間は支間 27.5m, 2 径間は支間 21.5m, 桁高は 2.80m で両側に 1.70m 突出して居る。橋梁は縦方向

図-37. (a)

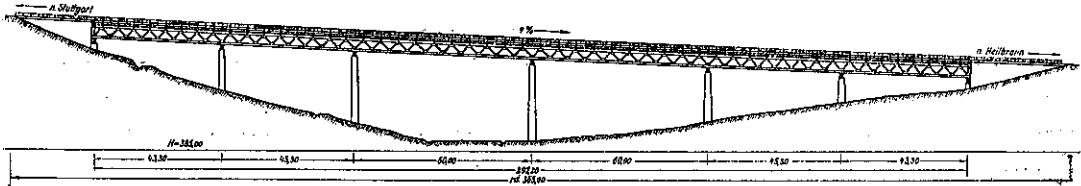
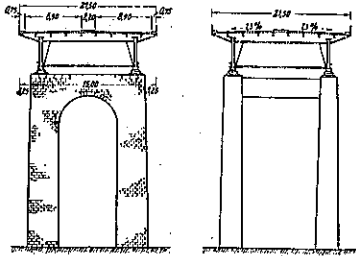


図-37. (b)



に吊桁で 3 部分に分割されて居る。本橋梁は工費の點では最少である。外觀は直觀的に橋脚の幅の薄さが変である。

(4) 2-拱環の 10 径間無鉸等支間鉄筋コンクリート拱 (図-39)。

拱は支間 27m の無鉸の細い構造である。左右橋脚の高さは異なつて居る。實際としては橋脚高比が個々異なる事は避けるべきである, 而も工費は構造が複雑なる爲型枠等の點で工費が最大である。

図-38 (a)

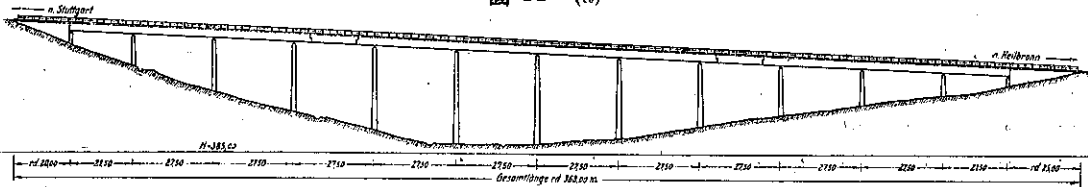
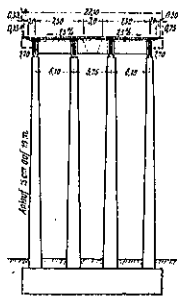


図-38. (b)



に澤山例が有る, 而して落付いた單純性を有するが餘り澤山有るので何とか変つた型は無いものだらうか。

(2) 7 径間の上路構, 下部構造はマツシブな橋脚 (図-37)。

主構高は 4.80m, 格間長 6m (1) と (2) の比較は構にしたからとて工費の節約にはならぬ, 又落付きを付ける爲に構に垂直

(5) 7 径間の 2 拱環無鉸鉄筋コンクリート拱 (図-40)。支間は 27~44.5m である。拱起部間は曲線を成して居り同様に固定されて居る。横方向はラーメンを成して居り同時に床部を支持して居る, 工費は (3) より少し高い。

谷間の傾斜に従ひ中央部は大支間拱を, 而して兩端へ向ひ拱支間の小なるもの, 次にラーメンの連続を採用した。斯くして巨大な橋臺を用ひずに, 又外觀を調和させる事にも成功した。支壁の間隔は出来る丈等間隔としたいけれど計算に支障無き程度で差を付けてある。又

図-39. (a)

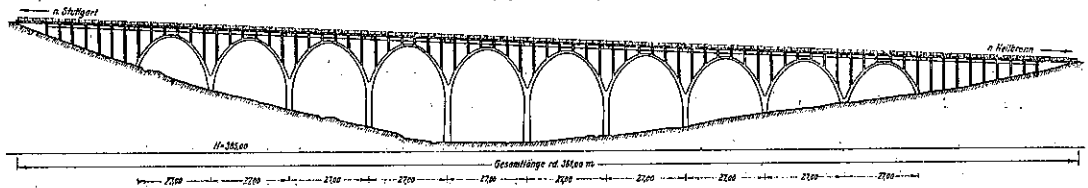


圖-42.

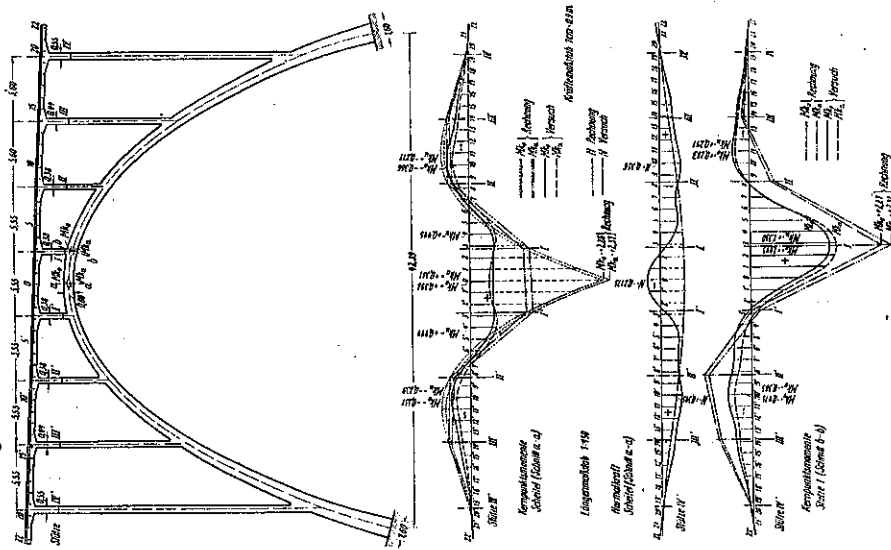


圖-43.

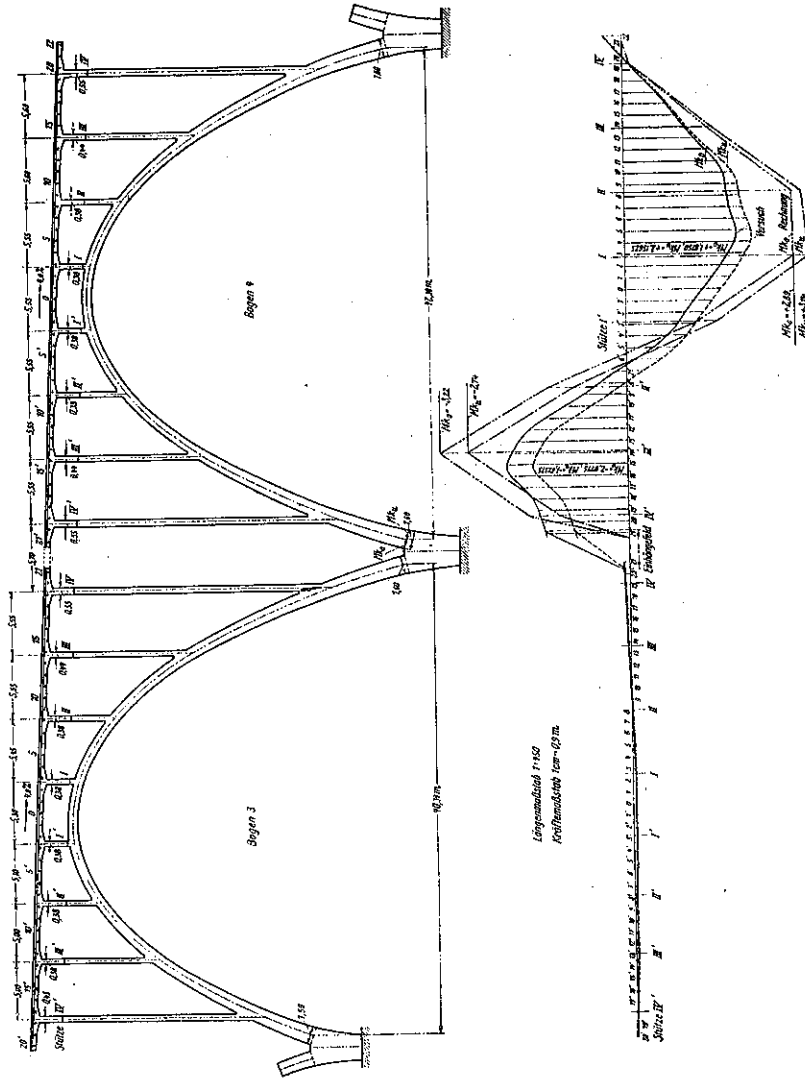


図-44.

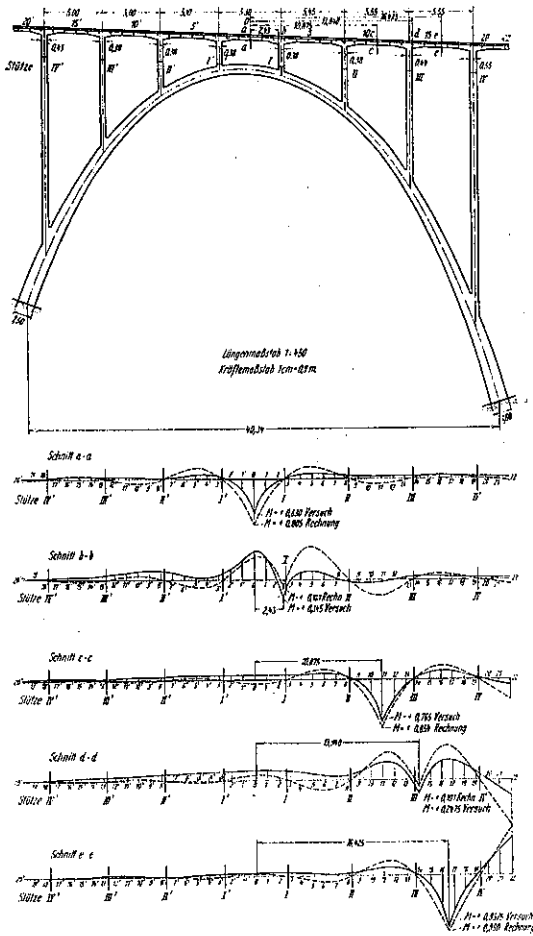


図-45.

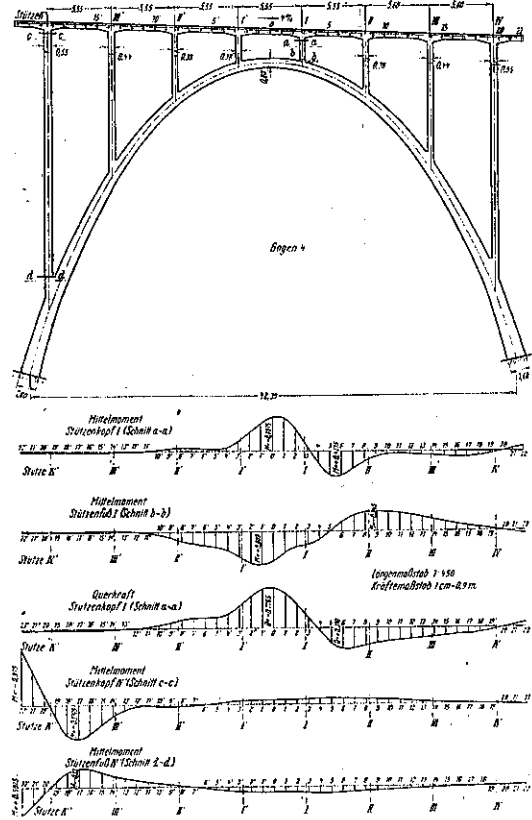
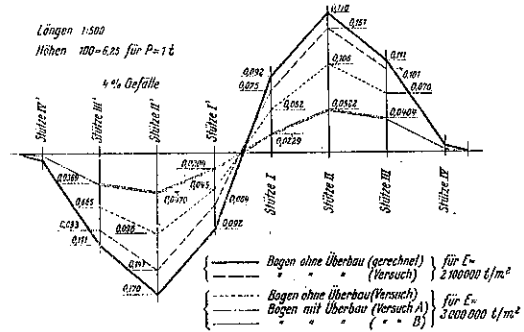


図-46.



する爲にセルロイドの模型実験を行ひ比較して見た。結果は大變好く一致した。唯コンクリート及セルロイドの彈性係数は不定なので困つた。此處に於ても上部の剛性が大變大なる事が知れる。図-47は配筋を示す。鉄筋と断面の比は拱環は丸鋼 61 kg/m^3 コンクリート、支壁は 66 kg/m^3 、床版は 169 kg/m^3 、平均 90 kg/m^3 である。

大略の計算方法は拱環上のラーメンは面積に比例して風荷重を決定した。又風荷重の作用する拱環上には載荷せず、他の拱環に載荷した。拱環の彈性変形の考慮には収縮の応力をも考慮した。此の影響は比較的僅少である。

C. 施工法

図-48は施工中の外観である。基礎は良好で拱4-5の所に矢板を用ひた外索掘で施工した。型枠は注意深

く全部角材を使用した。拱架はコンクリートに依る沈下を考慮し前以て上げて置いた(図-49)。又高85mもある支保工は横方向の風圧に對して不安定なる爲に側方向より支持して居る。支保工の風圧は 75 kg/m^2 拱架は 120 kg/m^2 に採つた。木材使用量は第4の拱のみで拱環に 340 m^3 を使用した。床版のコンクリートは吊桁の方より打ち始めた。水セメント比は $0.5 \sim 0.6$ 、 1 m^3 當り 300 kg のポルトランドセメントを使用し、

図-47. 拱の配筋図

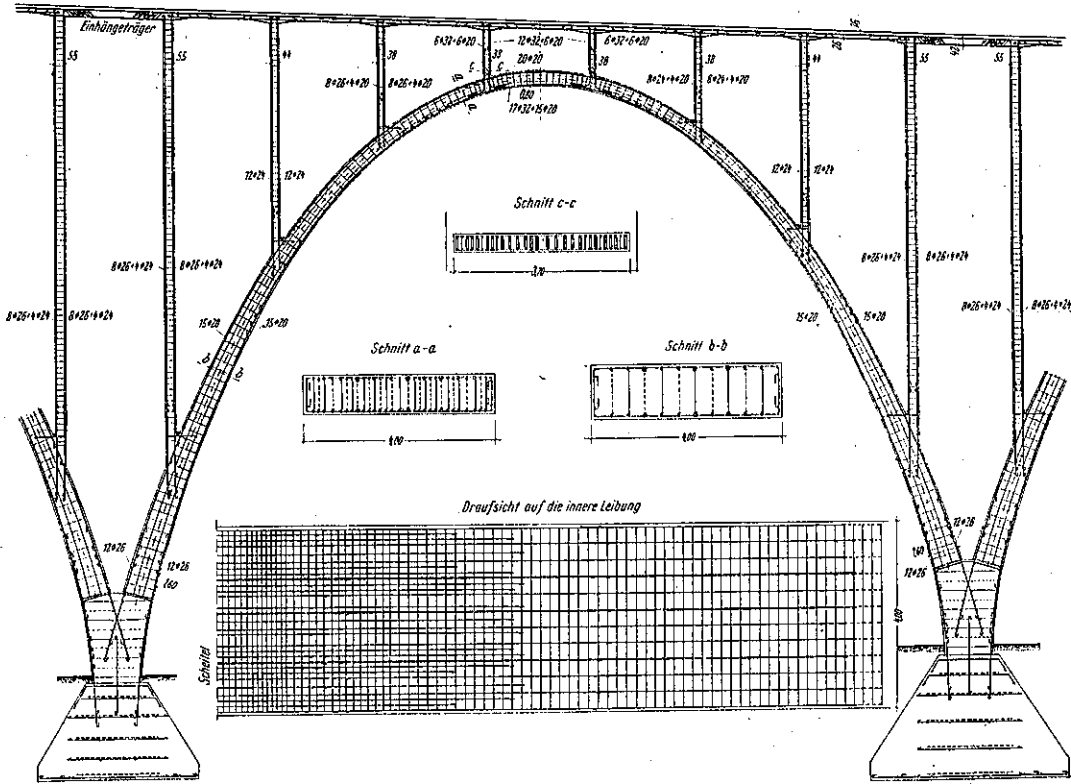
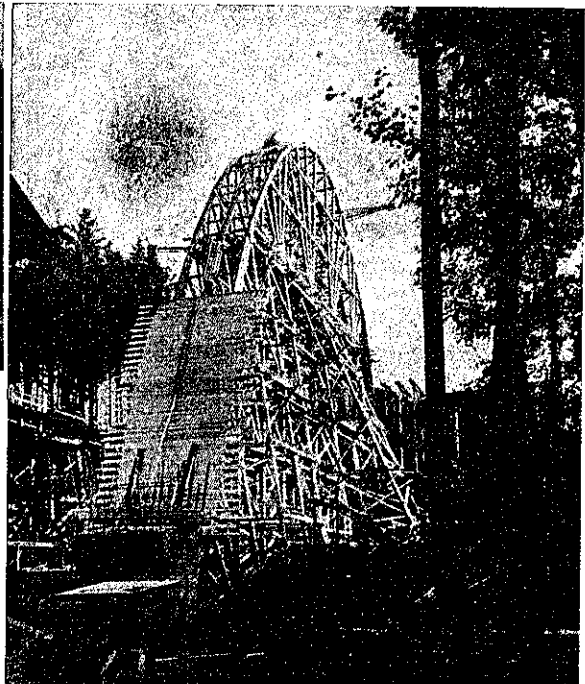
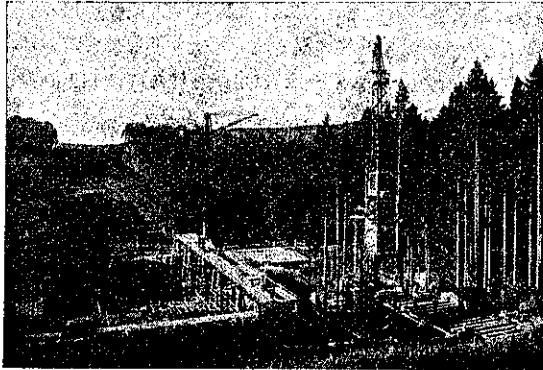


図-48.

図-49.



28 日強さは 300~340 kg/cm², 220 日強さは 400~450 kg/cm²であつた。使用コンクリートは基礎に 2356 m³ 拱環及橋脚に 3385 m³ 支壁に約 2320 m³, 床版に 2260 m³, 鉄筋は 946t, 工費は 130 萬マルク, 1m² 當り 190 R.M. である。図 50, 51, 52 は施工中の光景である。

(齋藤義治)

図-50.

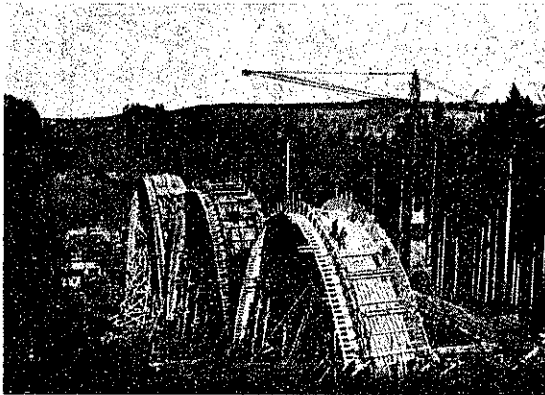


図-51.

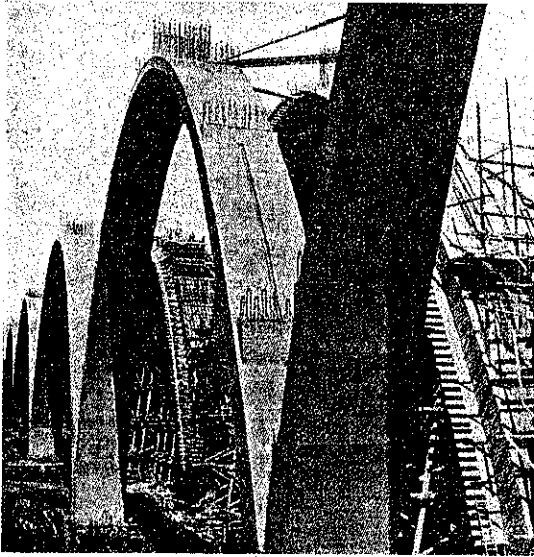


図-52.



河 川

(102) Texas Blacklands に於ける砂防

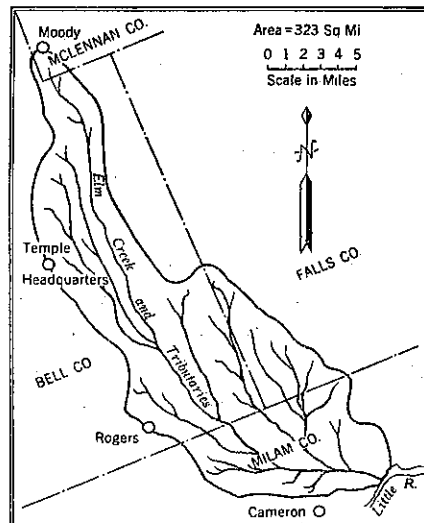
(H. O. Hill, "Soil Conservation in the Texas Blacklands" Civil Eng. Feb. 1938, p. 109~112)

概説： 水力発電に對して大きな力を有して居る南部地方の多くの貯水池が 13~36 年の週期で次々に沈砂で埋れて行くので此の對策を如何にすべきかが重大な問題となつた。

南部及西南部地方の多くの貯水池について行つた測量の結果によると大部分の貯水池は、1 年にその貯水量の 0.5~2.4% を沈砂で埋められて居る。従來は之に對して、貯水池が埋めつくされれば又新しい堰堤を作り又は元の堰堤の嵩上をして、簡單なしかし不經濟な方法を探つて來た。しかし之に伴ひ、洪水防禦の堤防も嵩上げせねばならず、かゝる方法はいつまでも続けることは不可能である。それで此の沈砂を治めることの問題が焦眉の急となつて來たのである。それで土木、農學、林學、土壤學其の他の専門家權威が集り、Soil Conservation Service を作り、此の問題に取付くことになつた。

その最も普通の方法としては、段丘を作ること、帯狀の植栽をなすこと、高低をつけた耕作を行ふこと、植林すること、牧場に高低溝を作ること、牧場の制限、種々の溪流工事等が適用された。これらの方法の適用は氣候、雨量、地勢、土質等の異なる地方により非常にちがふが今一つの地方 Elm Creek に用ひられた例により概観

図-53. 段丘工法に於ける排水路の例

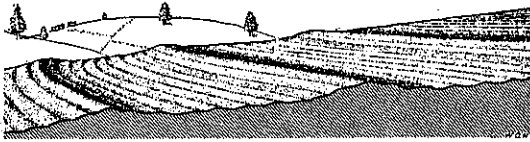


して見やう。

此の Elm Creek の流域は中央テキサスの Blackland 地方の棉花植栽地域である (図-53)。その總面積約 206 000 エーカーで Blackland の典型的土質を示し、計畫に含まれる面積は約 156 000 エーカーである。地勢は緩い起伏を示し總面積の 90% は耕作されて居り、75~85% が水の浸蝕に對する保護を必要とする。

段丘による方法： 段丘による浸蝕防止工法は、次のやうな所即ち行を作る耕作を主にして居る所、年平均雨量が強い強度で降つてしまふやうな所、その他、地勢、土質等がそれに適するやうな所では基本的な浸蝕制禦法である。段丘工法は大体図-54 のやうに、等高線にほぼ

図-54. 帶狀植栽の鳥瞰



平行に斜面を横切つて、築堤して流出水をふせぎそれを浸蝕しないやうな速度で適當に護岸した流水溝に導くものである。段丘は Elm Creek の經驗によれば水平より或る勾配を付した方が良い結果を與へて居るやうである。Elm Creek では一番上の段丘を水平にし、下に行き、水が集つて来るにつれ、勾配を急に最大 0.2/100 にとつた。又段丘の効果はその垂直方向の間隔に支配されることが大きく、アメリカ農學會では、大体の標準を次のやうにきめて居る。即ち $V = \frac{s+8}{4}$

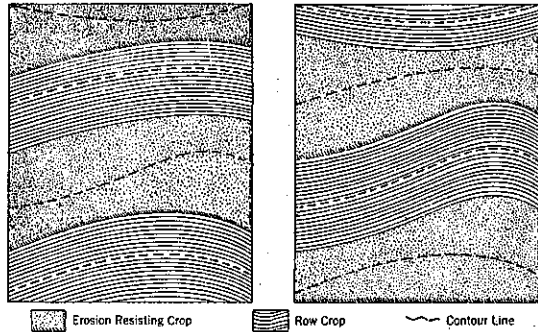
此所で V は垂直間隔、s は勾配で 100 呎に對する上りを呎で表した數である。排水溝には小堰堤を作り又植物を植ゑ、浸蝕を防ぐ方法をとるのが良いやうである。堰堤としては、低い廣頂堤を用ふる。

植栽による浸蝕防止： 多くの場合、段丘の排水溝は草木を植ゑ又は良く芝のついた牧場又は芝のついた排水路に流入せしめる事により浸蝕を防止することが出来る。此の流水に對してはマンニングスの公式を適用するのが普通である。植栽する草の種類は、根つき易く長く伸びず且つ耕作に際してはたやすく、根絶して耕作の邪魔にならぬやうなものが良い。植栽の方法としては、日本に於ける芝付の方法と同様にする。

帶狀植栽の浸蝕防止： 密生する纖維質の根を有する植物を帶狀に植ゑると流出水の速度を減じその運んで來た土砂を沈澱せしめ有效である。此の方法は大して急すぎない斜面で有效である。帶の幅は廣ければ廣い

程良く大体斜面勾配に支配される。浸蝕防止用の植栽

図-55. 溝及畝を作つた牧場の例



帶の間に普通の作物を栽培し、その帶は図-55 のやうに交替せしめる。Elm Creek の計畫でも此の方法を用ひたが浸蝕防止帶として天然の牧草地帯を利用した。

帶狀植栽と段丘との組合せ： 帶狀植栽は勾配の急な且つその斜面が長いやうな場合は段丘工法と組合せるのが良い。帶狀植栽は段丘工法の缺點を補ひ又段丘を作る場合の手段として段丘の線に沿ひ浸蝕防止用の植物を 30~40 呎の帶に植ゑて安全に段丘を作り得る。此の方法は植物の收穫後、農閑期に段丘を作り得てきはめて合理的である。

牧草地帯を作ること： 此の Elm Creek の流域地方には、良い牧草地帯が非常に少い。それで耕作地で傾斜が急で浸蝕される害の多い所は耕作をやめ柵を作り牧草をまき牧草地帯にせやうとして居る。此の場合は先づ等高線に沿ふて、畝と溝を作り適當な水を保ち牧草の生育を可能ならしめた。此の方法により沈泥問題と牧草地問題を解決せやうとして居る。

溝谷の調節： 斜面を流れる水の爲に掘れて出来る溝谷は次のやうにして調節する。即ち適當な點で流出水を護岸をした水路に導くやうにしてから其の上流に一時的の堰を設け之に土砂がたまつた頃を見はからつて植栽を施すのである。他の水路に導き得ないやうな場合はそれ以上深く掘られないやうに適當の護岸を施す。そして砂止の堰堤を作り下流への土砂流出を防止する。

(片平信貴)

(103) 北歐諸國及英國の運河

(George Cadbury, M. Inst. T. "The Economical Future of Canals" The Dock and Harbour Authority, Feb., March, 1938.)

(1) 歐洲内陸航路の狀況： 海岸線に恵まれず而も平

坦地の廣い歐洲北部は古來河川の運河化、運河開鑿が盛であり、Rhine, Danube, Elbe, Vistula, Seine, Loire Weser の諸河川は極度に利用せられて居る。然して此、等諸川を縦横に結ぶ運河も多數開鑿せられ又現在工事中のものが多い。然し土木工事の威力は必しも平坦地を貫く運河のみに止まらない。ベルギーの Canal du Centre の如きは Mons から Bruxelles-Charleroi 運河の接続點まで 13 哩の距離に於ける落差は 294 呎にも及び、300t の解船を通すべく多數の閘門がある。此の勾配は平均 1 哩當 22.6 呎に相當する、獨逸の Main-Danube 運河は延長 110 哩、125t の解船を通じ得、其の落差は 1 哩當 8 呎、Friedrich Wilhelm 運河は延長 8 哩、落差 1 哩當 8 呎、300t の解船の通航可能である。

近時工業の著しき發展と共に、原料製品のコスト引下げの爲輸送量多く安價なる水運は、歐洲奥地の工業地帯にありては絶対必要なる條件となるに至つた。國際情勢の危期に臨み乍ら北歐各國ソビエト等は年々多大の工費を投じて、運河開鑿、水路維持に努めてゐる。

ベルギーは Liège-Antwerp 間の Albert 運河を工事中、和蘭は Maas 河に沿つて Guliona 運河を通じ又 Zutphen-Enschede 間に Twente 運河を掘鑿中である。獨逸はベルリンに至る新運河を近く竣功せしめんとする外、Rhine-Danube 運河は數年前より断面増補工事中、Mittel-land 運河は Hamburg 附近の Elbe Rhine より Ruhrort迄を數千噸の船舶を通ずる様に改造中与之亦近く開通する。ソビエトでは Volga-Moscow 間の大運河及 Archangel 運河を完成し、尙 Volga 河と Don 河とを結ばんと計畫して居る。此の間に在りスイス、チエッコ、ハンガリー等は盛んに Rhine, Elbe, Danube を國際通路にせよと提唱してゐる。

以上の内で特に注目すべきは和蘭 Twente 運河とソビエトの國內航路である。Twente 運河は 1936 年 8 月開通し、Enschede 附近工業地帯と Rhine 河上流及 Ijssel 河とを結ぶ延長 75 哩のもので、1350t 河船を通航せしめる。總工費 27 000 000 Florins と云はれ、將來は 2 000t までを通し得る様に擴張の餘地がある。此の運河により Enschede 工業地帯に至る輸送料の節減は約 36% と推算せられる。

ソビエトの Baltic 海と白海を結ぶ運河は白海の Soroka より Leningrad に至る 166 哩であるが、僅に 21 箇月で完成し、從來の迂迴コースに比して 12 日

間の行程 2 200 哩を短縮した。Moscow-Volga 運河は 1936 年 5 月に開通した。此の他國內の可航河川延長 101 000 km の内既に改良されたのは半を超えると云ふ。斯くして 1928 年の貨物輸送量は 18 300 000 t であつたに比し、1937 年は 87 100 000 t に達した。更に 1942 年には現在の倍にするに豪語して居る。船による旅客者は 1928 年の 18 300 000 人から 1937 年は 50 000 000 人になつたと云ふ。

(2) 英國本土の運河：英國に於ては大陸に比して海岸線に恵れたる爲か、從來内地航路を殆ど忘却して居る。從來之に對し Royal Commission, Chamberen Commission は報告書を出して調査の結果を公表し、建議してゐる。1937 年の狀況は、年輸送量 10 000 t 以下のものを除外して運河延長 2 020 哩であるが内 836 哩は鐵道が所有して居り、獨立で運河形体を備へて居るのは 1 184 哩であると交通省は發表してゐる。而も此の獨立した運河も大部分は當初灌溉用水の目的で造つたものを改良したもの多く今尙兼用のものもある状態で、路線延長 20 120 哩を有する鐵道交通、延長 43 870 哩の主要道路(等級外道路延長は 134 233 哩)の交通に對しては著しい懸隔がある。交通量より見れば 1936 年鐵道は 300 580 000 t なるに對し運河は僅にかに 11 000 000 t に過ぎない。鐵道會社が運河を經營することは鐵道と水運との連絡は良くなるが、水運上よりは面白くない。特に廻漕業者は大資本鐵道會社が運河を作り、爲に水運が高價になる事を虞れてゐる。1898 年獨立運河の輸送量は 9 700 000 t、1905 年は 10 800 000 t で 11.3% 増、1927 年は 9 350 000 t で 1905 年より 13.4% 減 1936 年は 1927 年より 18% 減。之を鐵道經營の運河に見るに、1898 年 12 100 000 t、1905 年 10 600 000 t で 1898 年の 12.1% 減、1927 年 6 065 000 t で 1905 年の 42.7% 減、1936 年は 1927 より 22% 減。斯くの如く鐵道會社の經營するものは成績が悪い。成績の悪いものを一方に專業があり乍らやらせ、而も獨占の虞を抱せる方針は反對であると云ふ聲が高い。英國にても適當に施設せられたるものが好成績なる事を示す。二、三の例は

之等の平均は 8 年間に 77% 増加を示してゐる。之の

	1928 年	1936 年
Gloucester and Sharpness Ship Canal	257 758 t	460 318 t
Severn Commission (Severn 河)	120 688	283 977
Sheffield and South Yorkshire Canal	451 123	771 264
Trent Navigation (Trent 河)	355 856	581 097

他の Aire and Calder, Bridgewater, Calder and Hebble, Leeds and Liverpool, Worcester and Birmingham 等の運河は 1928 年の輸送量まで回復して居ない。

大体英本國では内陸運河は 100t 級の船を標準とし 300t 級までに擴張出来る様にし、大河川、大港湾重工業地帯とを結ぶべしとの説が有力である。小河川運河化の適例として Weaver 河がある。流域 544 哩²、流路 60 哩であるが年交通量は貨物 1 000 000t を超える。將來 Severn, Trent, Great Ouse, Thames, Yorkshire, Ouse, Weser の諸川も運河として効果を擧ぐべきである。運河使用税は今後は徴收せず、又徴收するも極めて僅かにすべきである。現在英國の二三運河の實例は輸送料に對して 20% の使用税を課せられて居り、自動車道路は燃料税を含めて 18% に過ぎない狀況である。(比田 正)

(104) 小水路の改修

(Chr. Keutner, "Regelung kleinerer Wasserläufe" Bauing. Heft 11/12 18. März 1938, S. 168~182.)

本論文は小水路の改修に關する問題の内注目すべき個々の問題を取上げ實例に就てその解決に示唆を與へんとするものである。村落に於ける小水路の改修は一般河川の改修と異なる。落差工を設けて取水する場合には特別な工法を必要とするし又支川を合流する處の落差工は双方の水流の關係を計算しなければならない。落差工は又土砂止めとして改修區域の他の構造物と趣を異にしてゐる。最後の節に於ては改修區域に於て勾配の不連続な點が存在して良いものかどうかにか就て述べてゐる。

I. 村落に於ける小水路の改修：村落外の水路の改修は地表及地下水位を下げ濕地帯の排水を良くする事を目的とするから改修断面は餘り大きくせず非常洪水時には一時氾濫せしめる程度にし經費を省く。村落内の水路の改修は之に反して洪水防禦を主眼とするから断面を大きくし非常洪水をも安全に流下せしめなければならない。

圖-56 は改修前の容易に氾濫する淺い川である。圖-57 は改修して護岸を施し充分な河積を與へた處である。約 200m 間隔に高さ 0.30~0.50m の床固を設け水中を通ずる切口を備へた。護岸は練石積で人工的印象を出るだけ小ならしめ田園の風景に適應せしめた。此

種の工事に於ては定期的に充分の掃除を行ひ堆積物を取除かなければならない。

圖-56.



圖-57.



圖-58.

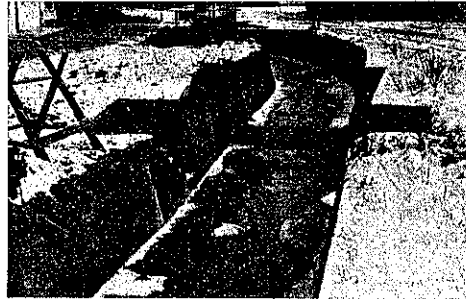


圖-58 は改修した Weissbach であるが勾配が強い爲に小さい床固に依つて階段式に落してゐる。床固の下には梯形の水櫃を作つてある。亦處々に階段を作り水路を各家庭用に供してゐるが此の寫眞の如き位置に設ける時は水位が高くなると渦を生じ疏通を害すから階段は下流向に作る方が良い。

小水路改修の成功せる一例として Sulz 川の Beilngries の工事を擧げる。改修の起點に 1.14m の落差工を設け(圖-59, 60)底幅 6m で 5 分法の土質断面の川から幅 16m で 5 割法面の断面を有し勾配 1.8% の

水路に移行せしめる。中水 $1.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、夏季高水 $20 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、非常洪水 $92 \text{ m}^3/\text{sec}$ が計算の根拠となつてゐる。又中水以下に於ても村落から来る悪水中の浮游物を掃

図-59.

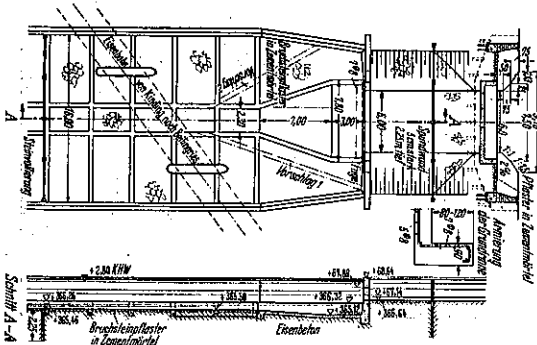


図-60.



流する爲に幅 1.6 m の高水路中に $2.3 \times 0.8 \sim 1.2 \text{ m}^2$ の中水路を設けた。非常洪水位は中水路の底より 2.80 m の高さであつて護岸の天端より 0.25 m の餘裕を見てゐる。落差工の下に梯形の水櫃を作り底は鉄筋コンクリート構造とした。高水敷は練石張であるが落差工の附近は大きな石を用ひた方が良かった。

図-61.

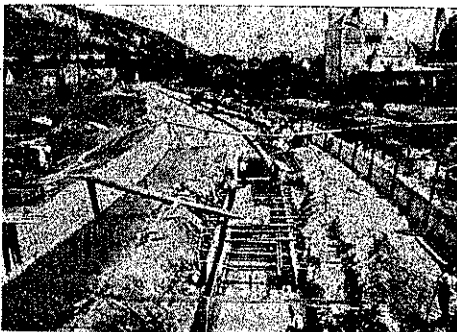


図-61 は工事中の状況であり、図-62 は竣工後 1 年 図-63 は数年を経てからの状態である。図-62 の如く

図-62.

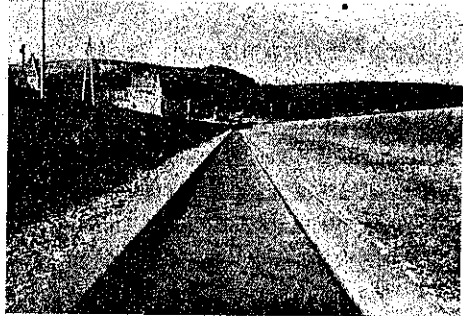
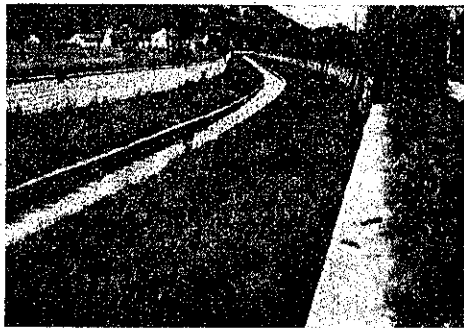


図-63.



石材が露出してゐるのは見苦しいが数年を経過すれば堆砂より植物が繁茂し図-63 の如くなり親しみある田圃の感じを害さない様になる。

図-64 は支流の合流点であるが寫眞の如く断面を大きく取り流速を小ならしめ本流の水吐に支障なからしめた。

図-64.



流砂力が大で堆積する懼れのない川の改修工事では全然事情が異つて来る。此の場合には出来るだけ広い断面を取り護岸、落差工は石積とし流砂力に對する抵抗を大きくする。

2. 動力設備に關聯する落差工：水路の改修に當つて屢々既設の動力設備、例へば水車、小發電所等との關係が問題になる。新水路が既設設備の近くを通る時は一部の改造ですむ。又水路の短縮に依つて勾配の不連続點を生ずる時は之を動力設備に結び付けてゐる。動力設備への分岐點の下には堰を設けて泄水するが成る可く可動堰が良く洪水量の疏通の爲には盾堰が適當である。既設の效率の低い水車の代りに新しいタービンを新設するので改修に依り設備の價値が非常に高まり設備所有者の分擔額は價値の増大に比較し問題にならない。

圖-65、圖-66 は動力用水路の分岐點に於ける落差工の實例である。堰体を水路に斜に設けたのは溢流幅を

圖-65.

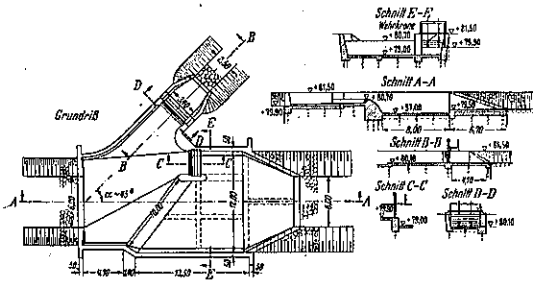
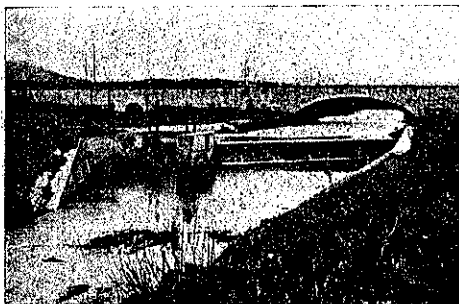


圖-66.



大とし疏通能力を増加せしむる爲である。固定堰に並んで内法幅 2.7 m の水門を設置し土砂を掃き流せる様にしてある。

3. 合流點に於ける落差工：改修工事の結果水位の降下を來すが普通であるが之が爲に流入する小支川の河床は改修水路の表面より高くなり合流點に於て落

差工が必要となる。落差工を合流點に近附ければ近附ける程支川の土砂の移動は少なくなる。

圖-67.

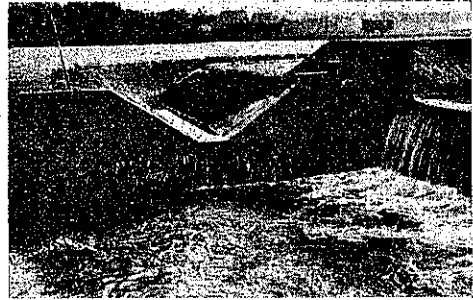


圖-68.

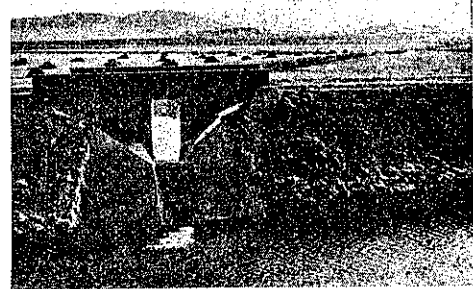
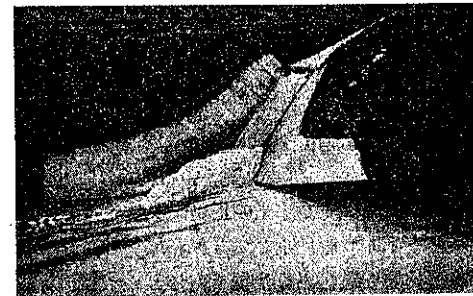


圖-67 の如く改修水路の階段落差工と結び付けば經費を省く事が出来る。一般の合流點に於ては圖-68、69 の如く法よりも緩勾配とレコンクリート又は石材で

圖-69.



圖-70.

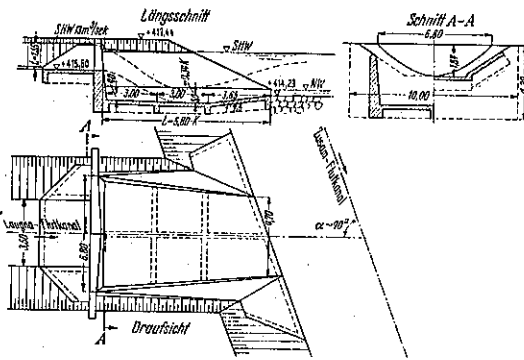


固める事が多い。合流点の底は石張、沈床等で洗掘を防止する。特に此の部分の洗掘を防止する爲に図-70の如き工法も考案されてゐる。即ち法よりも非常に鋭い勾配で導き水路終端は匙の形に擴げてある。此處で跳水して水勢が殺される。

合流する支流が本流に比して相當大きければ水櫃を有する本式の構造物を作らなければならない。図-71は此の例である。工費は 4800 RM 落差 1.31 m で洪水量 13 m³/sec を落す計畫である。水通しは拋物線形で水路断面より幾分絞つてゐるが河床は砂の多い粘土で勾配が 1.5% もあるので流速は大して減少せず上流で 30 cm 程河床の低下を來した。

図-71 では約 70° の角度が合流してゐるが水櫃から

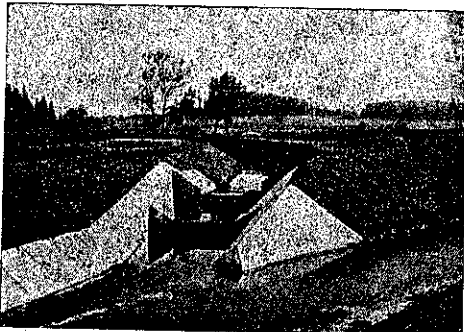
図-71.



の水吐より考へれば此の角度は大き過ぎる。Zusam 水路の水位が高まれば Laugna の水吐が非常に阻害される。

図-72 は適當な角度で合流する例である。

図-72.



4. 土砂止としての落差工: Voralpen 地方の荒廢せる水系の改修に於ては土砂止堰堤を築き土砂の改修河川に流下するのを防止してゐる。堰堤の位置としては急峻な山峽を選び堰堤の長さを短かくする。材料と

しては堰堤位置附近で得られる Lesestein を一般に使用してゐるが (図-73)、石材或は骨材が充分得られな

図-73.



図 74.

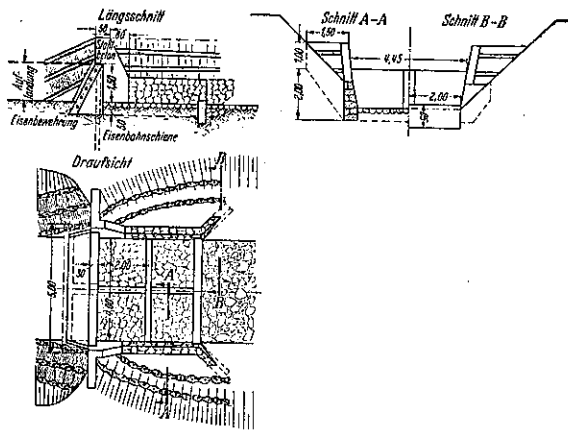
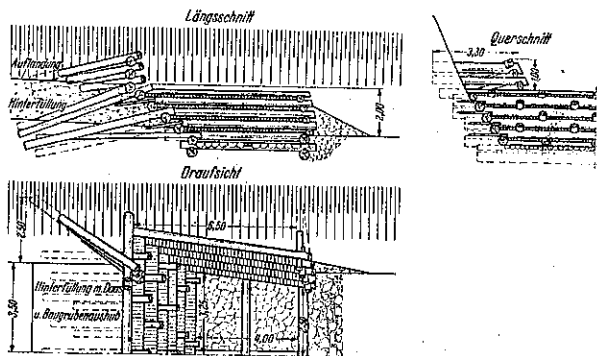


図-75.



い處では混成工法を採る (図-74)。石工或はコンクリート工用の石材が全然無い時には木材を使用する。多少構造物の壽命は落ちるが材料の輸送費が餘り高くなる處では止むを得ない。図-75 は木材を使用した實例である。木材で造つた此の種の構造物の安定に對しては正

確な大工仕事と洗はれる部分の斜材を堅く結び付ける事が肝要である。

5. 勾配の不連続点を斜面となす事： 勾配の不連続点には落差工を設けるのが普通であるが此の種の構造物の工費は屢々全改修費の大部を占めるものであるから、改修水路に河床材料の許す範囲で最大の底勾配を與へ落差工を省き工費を節約せんと努力してゐる。底勾配は河床に應ずる掃流力の値から決定される。土地の事情に依り猶強い勾配を與へなければならない時は河床と兩岸は石張或はコンクリート、瀝青で保護しなければならない。

掃流力が大となれば此の様な簡単な被覆では充分でなく流速を減少せしめる工法が必要となる。圖-76 は横桁に依り流速を減少せしめる例である。此の部分の

圖-76.



圖-77.

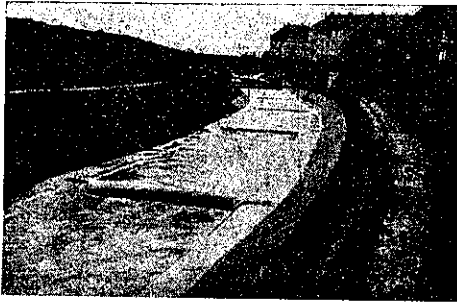


圖-78.



勾配は約 6% で 16m 間隔に横桁を置き、その断面は $0.28 \times 0.30 \text{ m}^2$ で下縁は底より 0.9m の高さである。圖-77 は横桁が作用してゐる處である。

落差工の代りに斜面 (Rutsche) を用ふ時は工費を節約する爲には傾斜を數 % にしなければならない。圖-78, 79 は此の例であつて 0.8m の高低差を 5% の傾斜で落してゐる。斜面の終りに水櫃を作る事はせず、底幅 8m 兩岸の 1:1.5 の法面は其の儘とした。

圖-79.

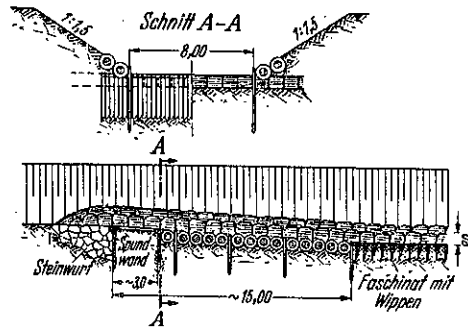


圖-80.

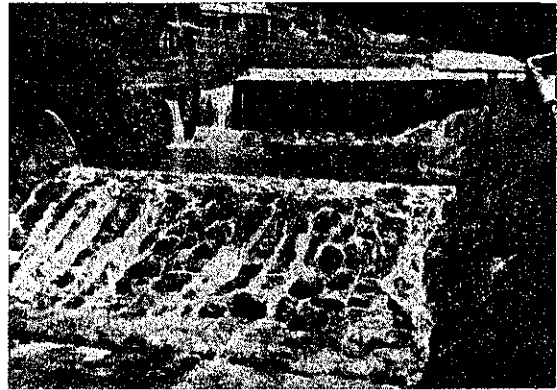
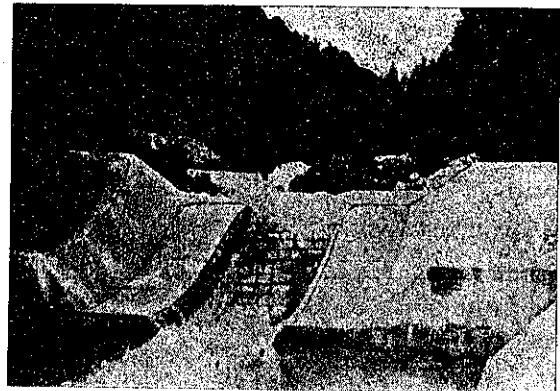


圖-81.



荒廢るせ溪流には屢々急傾斜の床止 (Schusstennen) を造る。図-80 は Lesestein を練積にした此の種の構造物で、面が粗であるから水勢を殺ぐに適してゐる。図-81 も此の例である。

落差工にするか或は斜面工 (Rutsche, Schusstenne) にするか、何れが経済的であるかは現地の事情に依つて定まるものであるが勾配が數% に及ぶ様な處では斜面工の方が有利である。然しながら急勾配であれば水勢を殺ぐ爲に特殊の工法又は水礮を必要とする。

斜面工の中間の勾配は洪水時射流を生じない程度に大きく取つて置けば良い。(横田周平)

“Grouting Under an Earth Dam”
E. N. R. Jan. 6, 1938 P. 15~20

粗鬆な基礎に入念な排水設備を施し、乾燥状態で築堤を行ひ其の後に排水管をグラウトして、鋼矢板の底をコンクリートで岩床に固着させる方法が米國開墾局の Pine View Dam の基礎として用ひられた。本工事は比較的小工事であるが之等の點で技術的に特色あるものであつた。

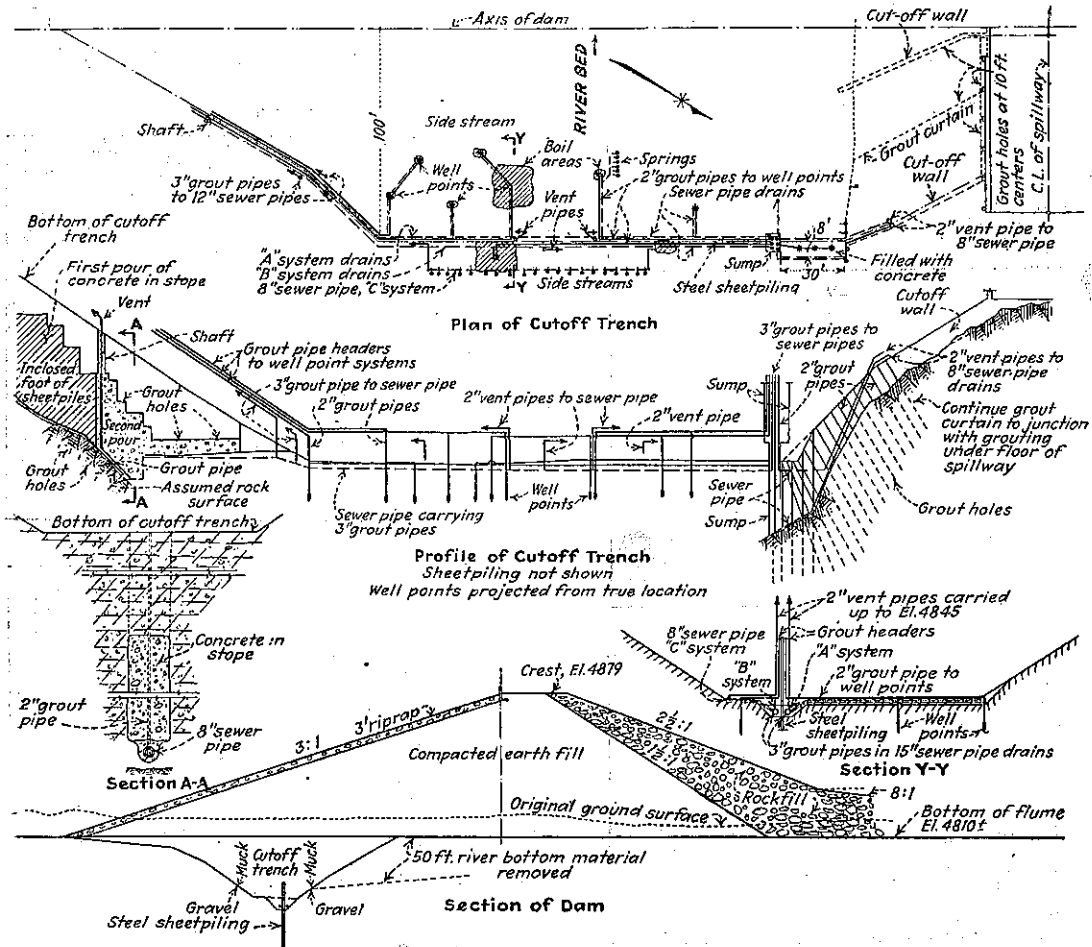
Pine View Dam は Ogden 川利水計畫により洪水流量を貯水し 22 000 エーカーの土地を灌漑する目的で作られた。搗固土と石塊積の堰堤で河床から 61 ft. 掘鑿された止水溝から 102 ft. の高さがあり、堤頂の長さは 500 ft. 上流側勾配は 3:1 で 3 ft. 厚の捨石工を施し下流側勾配は 2½:1 である (図-82 参照)。

右翼にある開渠式コンクリート餘水路は 10 000 sec-

堰 堤

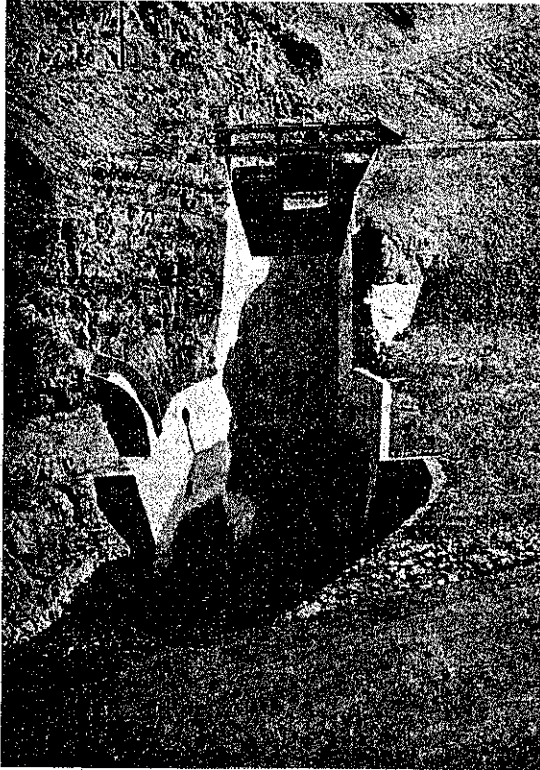
(105) 土堰堤下のグラウチング

圖-82.



ft. (既往最大流量の 3 倍) の容量を持ち 3 つのテンターゲートで水量調節を行ふ (図-83)。排水隧道も又右翼にあり引込口から扉室までは圧力隧道となつて居り、扉室の下で 60 in の餘水路に通ずる側管と流出水を水力発電と灌漑に用ふる 72 in の鋼水圧管とに分れてゐる。

図-83.



両翼の岩盤は石灰岩と石英岩で表面は風化、龜裂を生じてゐるが中は全く硬岩盤である。

排水隧道：之は圧力隧道の部分だけがグラウトで施工された。拱部の高所にある空洞は初め 20 lb の低圧でグラウトする普通の方法で行ひ 1 孔に 3~45 袋のセメントを使つた。

拱環は 100 lb の高圧でグラウト孔は約 20 ft の深さで各 15~16 ft 離れてをり 1/2~24 袋の少いセメントで間に合つた。

餘水路：止水溝の右端から餘水路の頂部までグラウト孔は連続的に穿たれその孔は最初 10 ft の深さに穿孔してグラウトし其れから下は水圧試験により相當の大きさの割目がある事が判明し 10 ft の間隔でグラウトされた。31 孔の中 8 つは 5 袋又はそれ以下、他に 175,82,77 袋を要したが残部は遙かに僅少な量で済んだ。

止水壁：2 つの止水壁と 1 つのグラウトの隔壁が餘水路から突き出してゐる。大部分のグラウト孔は 50 ft の深さがあるが初めの 10 ft は次の 10 ft を穿孔しない前にグラウトした。扉室の部分とその附近の岩は裂目が少く殆どグラウトしなかつた。

噴砂及噴泉：多くの噴砂、噴泉が止水溝の全長に亘りその床上に驚くべき圧力で噴出して居る。最大の噴泉は左翼に試験杭を打つた時現はれた。5 sec-ft の水が止水溝からポンプで吸ひ上げられ砂利中からは驚く程の細砂を吸ひ上げた。それ故噴泉個所のグラウチングは此の状態を直す爲に行つた。

初め築堤する前にグラウトしやうとして炭殻コンクリートを用ひて試みたが噴泉が大きく流量も大なる爲グラウトは固まらなくて成功しなかつた。

噴泉と源泉のグラウトは 10 月 10 日から初められた。源泉は水-セメント比 3 のコンクリートでグラウトする前に低圧の水で洗滌した。噴泉は全部で 364 袋のセメントを要し大部分は 68~70 lb (最大は 138 lb) の圧力でグラウトした。源泉系統のグラウトには 1443 袋のセメントが使はれ、最大の噴泉を有するのは 554 袋使はれて圧力が 102 lb に上るまでは水-セメント比が 2~1 の間でグラウトされた。

排水及グラウト系統：太き 12 in と 15 in の排水管が止水溝の篩砂利の上に open joint で置かれてゐる。之は 3 つの主排水管よりなり各 1 つは鋼矢板の兩側にあり他の 1 つは溝の上流側の法尻にある。又補助の側管は鋼矢板の下流側の法尻にあつて數條の縦溝で主排水管と連絡してゐる。之等の排水は右翼に近き排水溜に流れ込む様になつてゐる。

排水管をグラウトする前にコンクリートで排水溜を填充するが、其の間コンクリートが排水管に流れ込まない様に扉が各入口に設けてある。

6 in 鋼管が排水管の各線に連絡され排水溜を通じて築堤の高さまで上つてゐる。又 3 in 管が排水溜を通じて各主排水管中に入つて居り、2 in 管の出口が間隔において鋼矢板を傳はり築堤の上まで出でゐる。

基礎のグラウチング：基礎と源泉に対してはグラウチングの圧力は毎平方時に付きグラウトさるべき地點の築堤高 (呎) と同数の封度を使用することにした。セメントは鉄分を含んだものであるとポンプの瓣を塞ぐ傾向があるので特別の篩で鉄分を除いて用ひた。グラウトの順序は初め鋼矢板の下流の“A”組を行ひ次に其のすぐ上流の“B”組を行ひ最後に最上流の“C”組

を施工した。

排水管を包む篩砂利の空隙をその量の50%と見込み、其れに管内の空隙を加へて2835 ft³と假定したが、實際はグラウチングに先立つて埋戻を行ひ、又其の中の水を取去る故相當な量の細かい土砂が其の中に入つて居るので前の假定より幾分か少くなつて居る。

グラウチングする爲集めた機械は次のものであつた。

1-容量 21 袋のミキサーを持つコンクリートポンプ

1-6×4×10 in の攪拌機付のグラウトポンプ

3-6×4×6 in の攪拌機付グラウトポンプ

2-容量 7 袋の可動ミキサー

1-容量 10 袋の可動ミキサー

一般にその操作はコンクリートポンプで出来るだけ各排水管にコンクリートを詰め込み適當な圧力で各管を結ぶ 6 in. header に圧入させる。此の装置は過剰な圧力にならない様になつてゐる。圧力による最後の填充はグラウトポンプを主排水管中の有孔管の header に接続して行つた。之は一旦操作し初めたら中断する事がない點及各管に適當な圧力で出来るだけ早く填充する事の出来る點で最も優れてゐるものと思はれる。

“A”は 6 in. header と接続してゐるコンクリートポンプで1936年10月16日から初めた。2つのグラウトポンプと10袋と7袋のミキサーは圧力を header に供給する孔のあいた 2 in と 3 in の管に連結してゐる。グラウトの水-セメント比は初め 0.5~0.75 で初められたが後には 0.6 で行つた。之の仕事は 1345 ft³の空隙に對し 3919 袋のセメントが使はれその凝結した量は 4297 ft³と計算された。是は“B”組の部分が之の時填充されたであらう事は明かである。

“B”グラウチングは10月31日に110, 116, 及 200 lb の高压で完成した。僅か 230 袋 (300 ft³) で 878 ft³ の計算した空隙を持つ此の組が間に合つた。

“C”では全てのポンプを同時に動かし、最大圧は 90 lb で 1006 袋 (1126 ft³) で 612 ft³ の空隙を填充した。

結 論： 5155 袋のセメントが基礎排水設備のグラウトに使はれたが之の凝結量は排水管及其の圍りの篩砂利の空隙より遙かに大でその過量分は基礎のもつと有孔な砂利中に注入したものと推断出来る。

“A”組のグラウトが“B”組をも填充した事に就ては次の3つの方法によつたものと推定される。

(1) 鋼矢板を越して行く法。

(2) 鋼矢板の噛合せ目から流入する法。

(3) 鋼矢板の下から“B”の方へ出て行く法。

鋼矢板の近くの砂利は細粒を除いてあり、又鋼矢板の噛合せは水密性ではない故多分第2と第3の方法で流入したのであらう。

築堤下のグラウチングに於ける 1 ft に付 11b の許容圧力は近似的に差支へない値であると推断される。

(松野時男)

下 水

(106) サンフランシスコ下水 處分場の新設計

(John J. Casey, "San Francisco Sewage Disposal Plant introduces Latest Design Practice" West. Const. News, Feb. 1938, p. 71~74.)

桑港市下水處理大改良計畫中の I 部リッチモンドサンセット下水處理場は目下建設工事中である。現工事は 1933 年の P.W.A. の下水公債により支拂はれるもので、以前は豫算の不足の爲、同市では未處理の下水を海岸線に浴ふて設置されたる放水口から放出してゐた結果、全海岸線は汚染されてゐたのである。北海岸から採集した標本の約 80% と西海岸の標本の 20~80% は海岸許容汚染量の限度以上に達してゐる事がバクテリア試験により證明された。

技術顧問達は現在の公債に依り次の工事を施行する様に建言した。

(1) マリナポンプ場とノースポイントに達する排水渠： 此のポンプ場はマリナ區の下水を取扱ひ大部分の下水を市の東北部に放流する爲に設置されたのである。此の設備により現在汚染されてゐるヨット港が清洗され水族館が改良される。將來はノースポイントに處理場を建設し、此の地域からの下水を 2500 呎沖の深海に放出する。

(2) リッチモンド下水遂道とリッチモンドサンセット下水處理場に至る連絡下水渠：

(3) リッチモンドサンセット下水處理場： 市の西部分は地形上リッチモンドとサンセットの 2 區域に分れてゐる。リッチモンド區からの下水は現在ベイカー海岸に放出して附近の海岸を汚染して居り、サンセットと西リッチモンド區からの下水はマイルロックに放出して大陸突端の海岸及太平洋岸を汚染してゐる。ヘイラー海岸では適當なる處理場設置箇所が見出せない爲、之

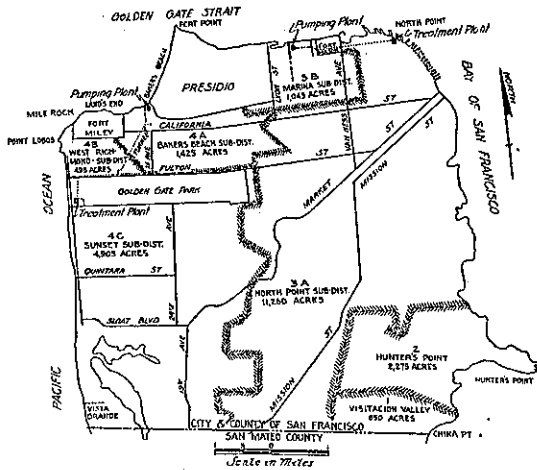
等 2 区域の分を合併処理しマイルロック 放出口から放出する。

此の合併の爲次の如き諸施設が必要となる。

(1) 低地なる爲リッチモンド下水隧道に重力により流出出来る地域の爲、シークリフポンプ場と放出渠の設置。

(2) リッチモンド区からの下水を取扱ふリッチモンド

図-84.



下水隧道を西南方にフルトン街に達する迄建設する。

(3) フルトン街に西方に流出する主下水渠の設置。

(4) 西リッチモンド区とリッチモンド区の合併下水をポンプ場迄運ぶ連絡用下水渠の設置。

(5) リッチモンドサンセット下水処理場

此の計畫中マリナポンプ場と同排水渠は既に完成し作業を開始して居り、リッチモンド下水隧道は殆ど完成し、リッチモンド連絡渠とリッチモンドサンセット下水処理場は工事中である。各区の面積、人口及下水流出量表は次の様である。

測定したる結果に依ればリッチモンド区は西リッチモンド区或はサンセット区よりも 1 戸宛流量大なる事が判明した。此の測定の結果処理場は 15 m.g.d. の普通流量を目標として第 1 計畫を設計する事にした。勿論全計畫が完成したる時は收容力が倍加する筈である。

リッチモンド・サンセット処理場の設計と処理法：リッチモンド区からの重力による下水とサンセット区からのポンプ揚下水とが同処理場取入部に於て合併され処理場に達する。

各取入渠には細組 2 種の網が設置され、3/4 吋孔の網は機械操作により、4 吋孔の網は取外し自在である。

リッチモンド・サンセット区の大部分は砂丘上にある

図-85.

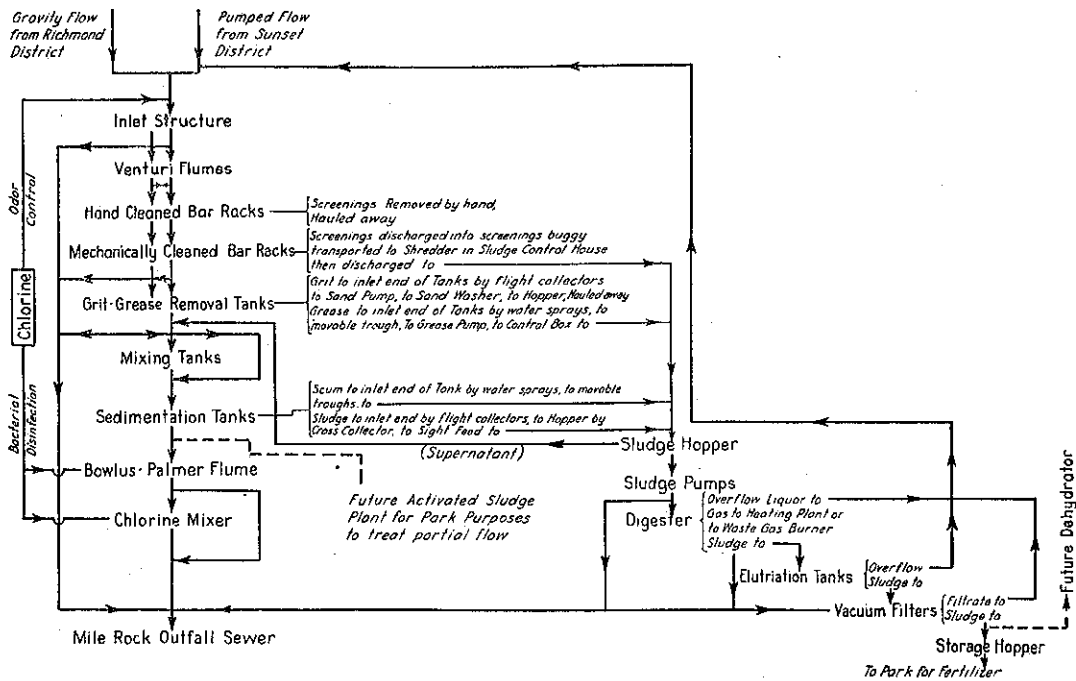


図-86.

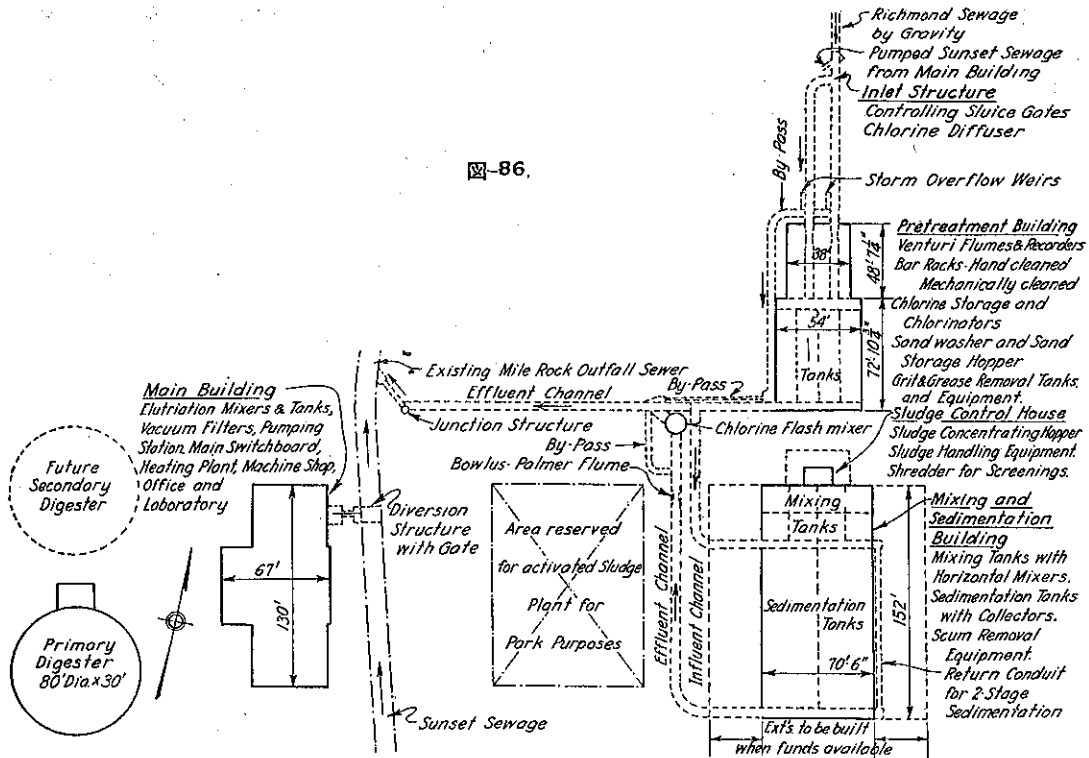


表-6.

District	Area in Acres	Population		Aver. Daily Sanitary Flow Gal. per Cap.
		1930	Ultimate Design	
Richmond	1425	66,500	80,000	100
West Richmond	495	10,000	15,000	60
Sunset	4905	70,000	105,000	60

或は海に流出する以前に處置する事であり。現工事は其の第一歩である。(中谷茂壽)

結果、細砂を含み普通の方法を以てしては除去出来ず加ふるに脂肪質が混合されてゐる。此の害物を除去する爲、Imhoff 式砂脂肪除去タンクが設計され、表面では脂肪を底部では砂を除去する方法が考案された。

脂肪は糞に依りホッパーに運び廻旋ポンプで泥處理場に送り沈澱タンクからの泥と混合する。砂は砂ポンプを以て砂洗機に運び清洗後砂ホッパーに投入する。

砂及脂肪タンクからの下水は混合沈澱場へ導く。混合タンクは 33½ 呎²にして 4 室に分れ各室共水平の 9½ 呎直径の水掻を備へてゐる。沈澱タンクは長 100 呎幅 33½ 呎にして各タンク共 2 箇の縦方向及 1 箇の横方向掻き集め装置が設けられてゐる。此の装置は泥をホッパーに送る役目をなす。

泥は浸漬し水洗し真空濾過機で濾過し、貯藏ホッパーに送り肥料に供する。

桑港市の下水大改良計畫の究極の目的は全下水を溝

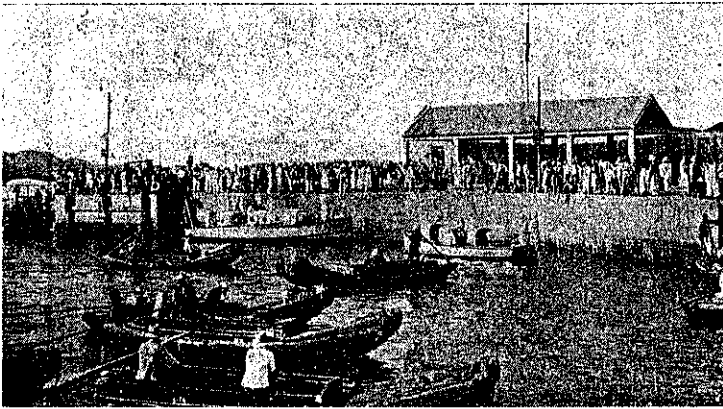
港 灣

(107) 芝 罘 港

(Herbert Chatley, "The Harbour of Chefoo, Shantung, North China" Dock and Harbour Authority, March 1938, p. 150~154.)

山東省は、黄河新舊河口の間に介在し、全省丘陵性をなしてゐる。東は黄海に突出して山東半島を形成し、支那本部の最東端として、滿洲國の遼東半島及朝鮮に對峙してゐる。その距離は滿洲に 70 哩、朝鮮に 125 哩に過ぎない。山東省に於ける可航河川は小清河一つに過ぎず、之とても省主都済南まで吃水の浅いジャンクを通ずるに過ぎない。半島の南部には青島港がある。この港は獨逸及日支兩國の力により發展せしめられ、済南まで鉄道を通じ、その沿線、炭坑及石山を有す。半島南部には三つの開港がありて、外國貿易に従事し、龍口、芝罘、威海衛が之である。この中芝罘港が最重要である。芝罘の陸上交通は道路によるのみで、青島まで 110 哩

図-87. 芝罘小船突堤



の道路を通じ、膠濟鉄道の最短距離の驛まで 130 哩ある。

芝罘の背後地域は 3 000 哩²、人口大略 3 000 000 人、その大部は購買力の低い農民である。威海衛港はこの一部に物資を供給してゐるが、商港としての機能を有してゐない。龍口は吃水の浅い小舟の港である。青島は芝罘の 5~10 倍の貿易額を有す。

芝罘港の 1936 年に於ける外國輸出額は 10 000 000 支那弗に達し、大部分は上海港 (450 哩を距つ) に輸送された。輸入は 6 000 000 支那弗、輸出入貿易総額は 16 000 000 支那弗で、概數英貨 1 000 000 磅にあたる。

この他沿岸の内國貿易も可成の數量に昇り、總貿易額は年 2 000 000 磅に達す。貨物噸數から云へば 50 萬噸である。

芝罘は 1858 年に開港として開かれたが、1915 年迄は東に對する遮蔽がなく、駁荷役不可能な日が 10% に及び貨物の遅延、損傷による損害は大であつた。

氣象：港としての見地から芝罘の最も注意すべき天候状態は冬の烈風、晩夏の颱風、冬の嚴霜、夏の酷暑である。厚き結氷を見ることは殆どない。

温度は最低 (-)12.8°C から最高 40.0°C に及ぶが例年は最低が 2 月 1 日の曉で (-)5.4°C、最高が 7 月 31 日の午後で 30.4°C である。

雪は早くは 10 月 23 日、遅くは 4 月 10 日に降つた例があるが普通は 12, 1, 2 の 3 月だけである。

1 年の平均雨量は 23.18 吋、平均月雨量は 2 月に 0.27 吋、7 月に 5.87 吋、8 月に 5.71 吋である。即ち冬は寒冷、清澄、乾燥、夏は高温、多濕である。

降雨日數は普通、4 月は 4 日、7 月は 12 日、8 月

は 11 日である。平均年降雨日數は 84 日である。

恒風は、南及南南西であるが最強風 (颱風を除いて) は北からの冬季烈風である。1913 年の觀測最高速度は 30 m/sec であつた。これは例外的な高値ではないのである。

颱風時の烈風はこの 2 倍の速度に達するといはれ、それが雨滴によつて重量を倍加するから、その動力学的圧力は非常に強力である。

潮 汐：潮汐波は南より來り、時針と反對の方向に廻つて灣内に入

り込み、満月の日芝罘に到達する。最強潮は満月の後略々 2 日にして起こる。最高高潮面は最低低潮面 (芝罘基本水準面) 上 11 呎に過ぎぬ。大潮低潮面は基本水準面上 1.8 呎、大潮高潮面は 8.5 呎である。平均大潮差は 6.7 呎である。

遮蔽度及自然的狀況：最強波は北東から來り、最強波力は 20 t/m² と思惟される。芝罘の港外鎖地は、大略 3 哩の直径の半円形をなせる灣入から成立ちて、東微南に面してゐる。市街は小半島 (Tower Hill) の背後、灣の南部に位してゐる。灣の北岸は芝罘島と呼ばれる、長さ 4 哩程にわたる嶺続きで、高さ略々 1 000 呎、砂洲により陸地に連なる。この部分を通し北西の風は自由に吹きつけ得る。灣の西は低い砂丘である。

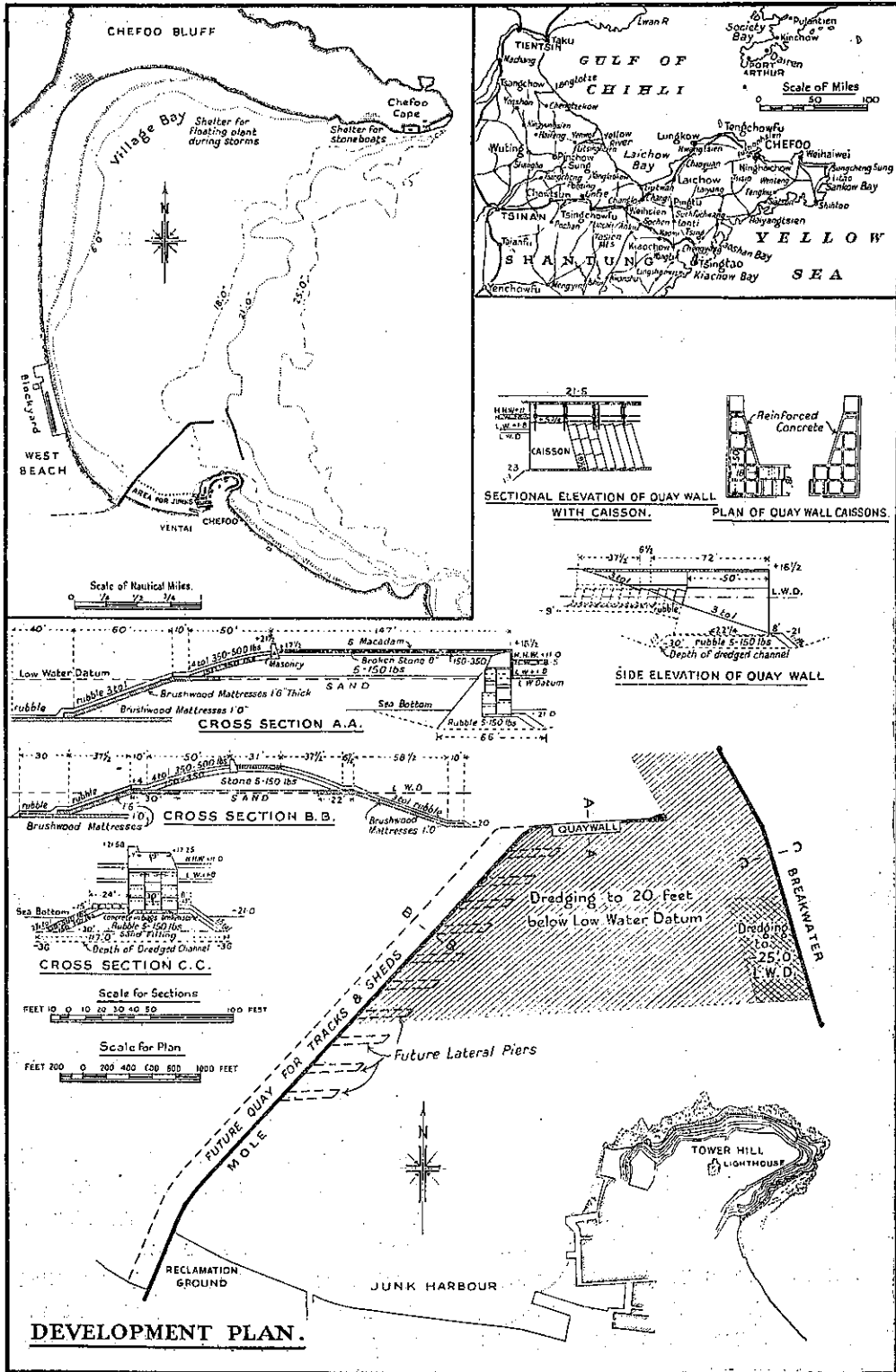
Tower Hill から芝罘島の東端までの水深は 25 呎である。18 呎等深線は Tower Hill 近くを通る。淺瀬は灣の西側に向つて急速に發達してゐる。灣の北側の部分では東強風に對して殆ど自然的遮蔽を有さないが、北西の冬強風に對しては可成良く保護されてゐる。灣の南部は北西風により船の碇泊が邪魔されるだけの充分なフエッチを有してゐる。

海底は一般に泥土及細粒砂よりなり、水底下 7 呎に於ては砂層が發達し、12 呎に於ては砂利層が見出される。

出入船舶：本港入港の汽船は總噸數 4 千噸を越すこと稀であるが時には 1 萬噸級船舶の入港をみることもある。故に通常 20 呎の水深で充分であるが、28 呎の吃水に對する設備も必要である。

上海に於ては、出入船舶の純噸數はその貿易額 30 支那弗 (£2) に對して 1 噸の割合になつてゐる。これをもつてみれば芝罘港 1 ケ年總貿易額は £2 000 000 で

圖-88. 芝罘港平面圖



あるから出入船舶總噸数は 100 萬噸となる。然し、上海港は終端港であるに對し芝罘は寄港港であるから、純噸數對貿易額の比はもつと大でなくてはならぬ。それで港の收容能力としては少くも 1 ケ年 400 萬噸を必要とする。現在の出入船舶噸數はこれよりも少い。現在の沿岸航路船は 1 千噸を越えない故、上記數字は 1 ケ年の出入船舶が 4000 隻といふことに對応する。即ち寄港する船舶が 2000 隻にして、1 日 6 隻弱である。碇泊日數を平均 2 日とすれば港内碇泊船舶は 12 隻となる。

貨物の種類： 芝罘からの輸出品は主に農業生産物でその主要なるものは、豆粕、西洋菜類、落花生、穀類、種油、果物、酒、繭紬、生絲、レース、ヘヤーネット。輸入品は、金屬類、石油、煙草、綿織物、石炭、木材、紙、石鹼、砂糖、米及種々の工業製品。

その他可成の旅客があるが、その大部分は、支那の他地方への出稼人である。年々 25 萬人の出稼人がある。芝罘は又外人にとりての夏季避暑地である。

港灣： 港灣計畫は次に示す如し。その水面積は略 250 エーカーで、岸から約 6000 呎の突堤と 2600 呎の島堤とにより圍まれてゐる。港口は二つあり各々 755 呎（純幅員は 450 呎）及 830 呎を有す。後者（南口）

図-89. 突堤上の道路

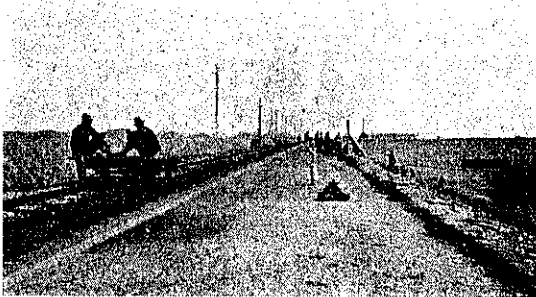


図-90. 突堤、倉庫及岸壁を望む



は非常の場合及ジャンク用である。北港口寄り約 100 エーカーは -20 呎に浚され、沿岸航路船舶用であり、島堤に寄つた 10 エーカー程の小面積は -25 呎に浚せられ、時々寄港する大型船及海軍艦用である。港内の他部分は、ジャンク用及波消のためである。

北港口の近くに、延長 600 呎の岸壁が突堤前面に造られてゐる。その背後突堤上には、2 棟の倉庫を有す。又突堤上には岸からの自動車道路を通ず。

岸壁以外の荷役はすべて舢による。之は主として労働賃銀の低廉なるためである。

構造一般： 防砂堤は粗石基礎上の巨方塊積からなり、その端部はケーソンを据付け、又上部はコンクリート笠置をなしてゐる。

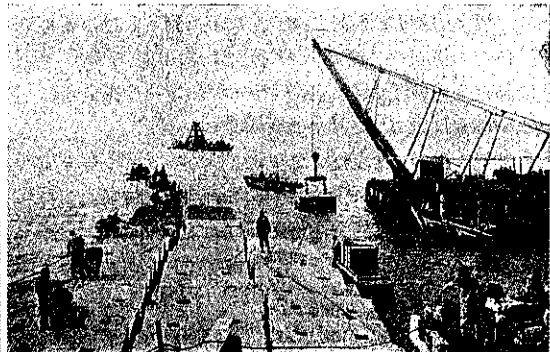
突堤は心部は砂よりなり、之に楊柴又は蘆の沈床を置き、更に 5 lbs から 500 lbs までの粗石塊をもつて蔽ふ。突堤上の岸壁はコンクリートブロック工よりなりその端部はケーソンを用ふ。基礎は共に粗石基礎である。標準断面は図に示せる如し。

その工事は 1915 から 1921 年にかけてアムステルダムの Netherlands Harbourworks Co. の請負により工費 350 000 でなされた。この工事は設計施工は Netherlands Harbourworks Co. の O. C. A. van Lidth de Jeude 氏及 B. van Exter 氏による。本當は兩氏の報告書によるところ多し。

工事設備： 平面図は工事の一般設備を示す。芝罘島には石材採取場があり、その近くに石材運搬船の避難場がある。主要工場は西岸にあり、突堤用コンクリートブロックヤード、沈床製作場、鍛冶屋、事務所等を含む。鉄筋コンクリートケーソンは芝罘島で製造され、進水される。

工事に従事せるものはヨーロッパ人約 20 人、支那人約 1500 人で、作業時間は日の出から日没まで。冬季

図-91. 工事中の岸壁



2 月半は工事中止である。

製作場は 35 t クレーン 2 個、小クレーン 7 個を使用した。海上工事用船舶機械（バケット浚渫船、ポンプ船、35 t 浮起重機、舢舨等）は上海から曳航されてきた。工事中、之等は必要の際は灣の北部に避難した。

防波堤： 防波堤構造の重要事項は次の如し。

a) バケット・ドレッジャーにより底幅 117 呎の床掘をなし、少くも -30 呎まで掘下げ、良好な砂地盤に達せしめる。然る後 -30 呎まで砂により埋戻し、水平に均す。

b) 粗石基礎を 10 呎厚に -20 呎まで積疊す。その心部は 5~150 lbs の石塊を用ふ。粗石基礎天端幅は 62 呎、外側法は 1:2½、内側法は 1:1½ とす。法面は、外側に於ては各 3 呎厚、内側に於ては各厚 2½ 呎の 2 層の粗石により蔽はれる。最初の層は 150~350 lbs の塊から成り、表面の層は 300~500 lbs 塊から成る。

c) 防波堤主要部ブロック積は 3 列から成り、75° の勾配をなして据付けられる。外側列は 3 段積で、各ブロックは 10 呎×18 呎×6 呎の大ききでその重量は 32 t である。中間列は 10 呎×6 呎×6 呎で重量 24 t のブロックから成る。目地は切目地、上部のブロックは互に締付られてゐる。

d) 上部笠置コンクリート（配合 1:2½）は胸壁も含めて長さ 62½ 呎づゝ打たれる。その目地はアスファルト紙を填充す。その天端高は（3½ 呎高の胸壁をのぞきて）+18 呎にあり、幅は 30 呎である。

e) 端部に用ひられるケーソンは斜路上で築造され、その鉄筋コンクリート量は 150 碼³ である。ケーソンは全部完成されぬ内に進水して、その上部は水上でつくる。据付後は各室を袋詰コンクリートで満す。上部 12 呎は場所打コンクリートを施工する。内部の室のあるものは砂を満す。

突 堤： 突堤は水深も浅く、風波に對する露出度も少い故その構造は防波堤よりも軽易である。

最初は全部砂でつくる心算であつたが、その後低水位以上の心部は粗石積とすることゝなつた。

防波堤と同様、良地盤まで根掘され、その上に砂を填充し基本水準面上まで到らしめ、法面は沈床を置き、粗石で蔽ふ。波のあたる部分は 500 lbs 塊を用ひてある。法勾配は 1:3~1:4 である。天端は（3 呎高胸壁も含めて）幅 31 呎である。

長さ 600 呎の岸壁が突堤に於て、その内側に、ブロッ

ク及ケーソンによりつくられてゐる。但しそれらは防波堤に用ひられたものよりも小さい。

沈床は普通の和蘭式で、上海の導流堤に用ひられたものと同様である。砂法面は厚さ 1~2½ 呎の粘土層で蔽れ、その上に 1 呎厚の葦沈床がおかれ、楊柴でとめられ粗石張の床となり、粗石張完成前に砂の逃れるを防ぐ。この種構造物は、入念に施工されれば、極めて好結果を與へる。水中に泥分が含まれてゐる間隙を充す場合は特にそうである。

附帯工事： 港灣工事が成功し、芝罘港が活氣を恢復して來た、それで請負契約完了後の維持を司る芝罘港修築委員会は二三附帯改良工事をなした。

繫船設備が造られた。又 2 棟の税關倉庫が道路に沿ひて建てられた。この倉庫は岸壁に繫留する小型汽船の荷物の貯蔵には充分で、港の機能に對し有益であることを證明した。或量の浚渫維持が必要であつた。1936 年修築委員会は新型大プリストマンを購入した。之は水深の浅い部分の浚渫を可能ならしめるであらう。海岸線は整理され小船用突堤が設けられた。町當局は僅かの埋立をなしたが、海岸の前面を埋立てることは有利だとは思はれない。

圖-92. 防波堤南側ケーソン及入口

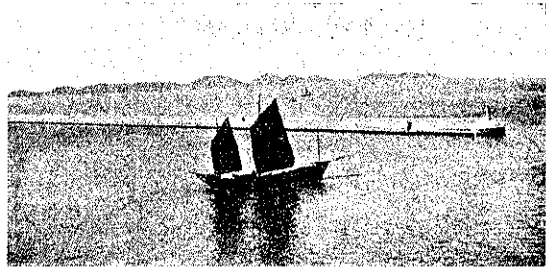
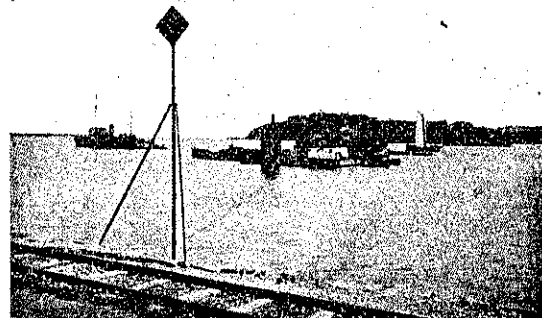


圖-93. 防波堤から Tower Hill を望む
前面にあるはグラブ浚渫船



將來工事： 支那の將來は不確定であるから、芝罘港に於ても急を要する擴張の見込はない。然し附近が工

業地帯化れきた場合は現在設備は擴張されなくてはならぬ。その際は全水面が浚渫されなくてはならぬ。そして前掲平面図に見るときピーヤーを突堤から出さなくてはならぬ。工事は -30 呎の深さまで浚渫しても基礎の安定が保たれる様に出て来る。

後方陸地との水路連絡がなく、青島と餘りにも接近してゐるから第一流の港となるとは豫想されない。然し第2流の良港とは是非ならなくてはならぬ。

結論：芝罘港は實際の要求によく合した極めて適切なる港であることがわかるであらう。Netherland Harbourworks Co. は他の支那の港（上海、澳門、海州等）に於ても優秀な仕事をなしてゐるが、芝罘港の設計及施工を請負ひ、この傑作を完成することが出来て祝杯を擧げたことであらう。この仕事は提案者の期待を皆満足してゐるから。（佐藤 肇）

道 路

(108) イタリアの道路及交通標識

(Fritz-Anton Schifferer, "Straße und Straßenverkehr in Italien" Die Straße, 4. Jahrg. Nr. 18 2. Sept. 1937, S. 522-523.)

図-94~97 はイタリアの國道には遠距離交通道路番號（例へば S. S. 7=國道第7號）及名稱（例へば Flaminia）があり、之は距離標及道路監視人詰所（Casa Cantoniera）に誌してある。

図-94.



図-95.



図-96.



図-97.



図-98. は 10 km. 毎に大きな距離標を設け表示を繰返して居るのを示す。

図-99. は 路肩は整然と肩をつけるか又は端迄鋪装するのを示す。

図-98.



図-99.



図-100. 國道には統一した印をつけてある。図は並木の印を示す。

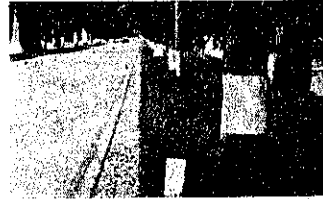


図-101. 同上杭に附した印を示す。



図-102. 同上杭に附した印を示す。

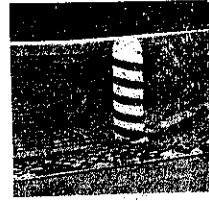


図-103.



図-104.



図-105.



図-106.



図-107.



図-108.



図-103 は壁又は塀を使用せるもの、図-104 は橋梁を利用せるもの、図-105 は突出せる岩石を利用せるもの、図-106 は電柱を利用せるもの、図-107 は踏切遮断機の柱を利用せるもの、図-108 は柵干を利用せるもの、図-109 は泉水を利用せるものである。

図-110~112 は曲線部の表示を特に入念にせるを示す。

図-109.

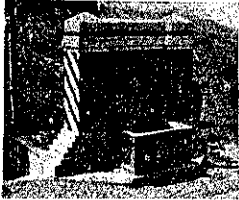


図-111.

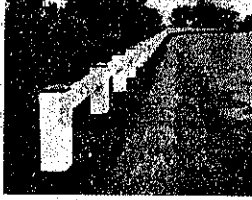


図-110.

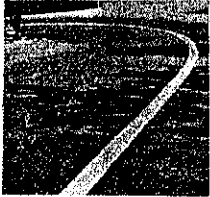


図-112.



図-115~116 は本道の境界には白色の陶器の鉄或は石をはめたものである。

図-113.

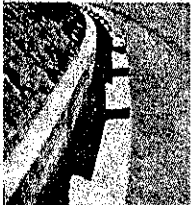


図-114.

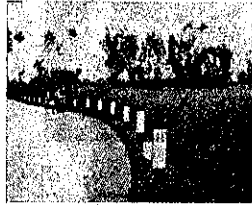


図-115.

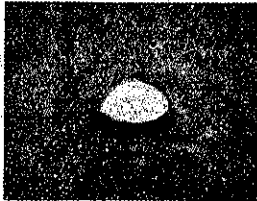


図-116.

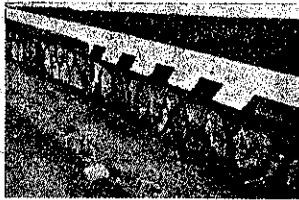


図-117, 118 の道路監視人は車に道具及身分證明標を持って居る。

図-119. は一時的な道路作業に際して携帯表示器を立てるのを示す。

図-117.



図-119.



図-118.

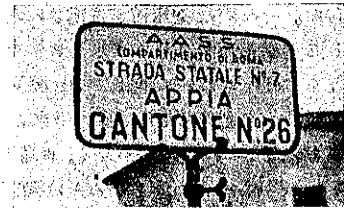


図-120.



図-120 は橋梁の前の河川名を誌した標識, 図-121 及 図-122 は交叉點の道路標識, 図-123 は標高標識を示す。

図-121.



図-122.



図-123.

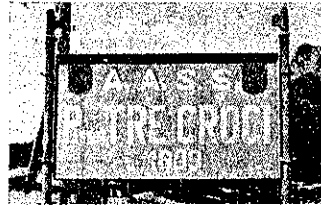


図-124.



図-125.



図-126.

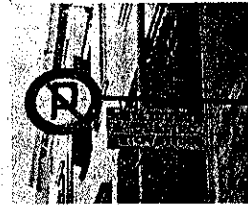


図-124 は標高標識の傍の R. A. C. I. 及赤十字の標識, 図-125 は R. A. C. I. の公園標識, 図-126 は指定及禁止標識の傍に附した説明, 図-128 は危険地點の目印, 図-129 は市街の無軌道電車を示す。

図-127.



図-128.



図-129.



図-130.



図-131.



図-132.



図-130, 131 は通行税をとる自動車専用道路の入口。その境界は白い石で印をする。

図-133.



図-132 は自動車専用道路の入口を示す。図-133 は自動車専用道路及関道は Milizia Nazionale della Strada (交通警察) が取締をする。(山田正男)

(109) 自転車道

(Dr.-Ing. H. J. Schacht, "Die Bedeutung des Radwegebaues" B. u. E. Heft 4, 20. Feb. 1938, S. 66~68.)

自転車は路面交通車輛の内て其の數の點で最高位を占め、最近交通車輛の動力化が叫ばれてゐるにも拘はらず尙發展しつつある。ドイツは 17 000 000 臺の自転車を所有してゐる、即ち 1 戸當り 1 臺の割合である。オランダ及デンマークはこの 2 倍の自転車を所有してゐる。

る。ルールゾー地方に於ける大小の都市に就て同一狀況の下に行つた 1930 年、1935 年の交通調査の結果を比較するに自転車交通は 150% 増加し、之に反し自動車交通は 40% 増加したのみであつた。同様の結果は他の都市及地方に於ても得られた。

1937 年内閣統計局は始めてドイツ道路當局の命令に基き、230 都市に於ける一定方向の自転車交通量の調査を行つた結果自転車交通は大都市に於て重要な役割を果してゐる事が判つた。

最近の統計に依れば自転車交通事故は約 91 000 件で死亡者は約 2 300 人、其の損害約 40 000 000 R. M. と評價された。故に自転車道は交通問題としてのみならず更に緊急なる社會的要求として重要視す可きである。

又他の方面から自転車道を觀察して見よう。ドイツのゾー地方の計畫は非常に盛んになり労働者は再び郷土と密接なる關係を保つ爲に都市の郊外及工業中心地に移住せしめられた。而して適切にして有效なるゾー地方は交通機關から分離されてゐる事がしばしば問題になるが自転車道を利用する自転車交通のみに依つてこの問題は解決される。

自転車道築造材料としては其の土地で得られる材料で而も石切場及砂利採取場に放置されてゐる層石の如き材料を使用する事が出来る。

ドイツ國には約 10 000 000 人の労働者が居り毎日自転車に依つて工場に通勤してゐる。これと共に公休日特に日曜日、祭日には何百萬人もの人々が行樂の爲に自転車を走らせる。即ち交通様式から自転車道は通勤の爲の自転車道と行樂の爲の自転車道とに分類される。

行樂の爲の自転車道は一般道路から離れて緑の平原中の静な塵埃の少い位置に設けられ、此の場合標識に依つて廣大なる平原の通過を容易ならしめる。此の種自転車道の形式は遊歩道と同一とし砂利、鏝漆、砂を使用する。

交通及社會的見地より結局通勤交通に對する自転車道の方がより重要である。かゝる自転車道は道路に沿つて設けられる。市街地に於ては道路の兩側に車道と歩道の間に設ける。地方道路に於ては自転車道の位置を建築限界の外側に選定し、餘地の無い場合に限り内側に取る。此の場合には車道の色と異なる色の材料を以て築造するか又は線に依つて車道と明瞭に區別せねばならぬ。以前は誤れる經濟觀からして特に地方道路に於ける自転車道を單に遊歩道の如き構造としたがかゝる自転車道は維持修繕を継続的に行はぬ限り自転車交通

雜

(110) 合衆國開拓局ワシントン本部の機構

(Wesley R. Nelson, "Washington Office Functions of the U. S. Bureau of Reclamation" West. Const. News, Feb. 1938 p. 49-52)

北米合衆國開拓局は現在未曾有の大建設工事をやつてゐる、即ち 19 の大堰堤を築造し、數百哩に亙る運河を開鑿してゐる。砂漠を變じて美田と化し或は灌溉用新設運河の中には既に水が滿々と湛へられてゐるものが澤山ある。

ボールダー堰堤工事が始まる以前には、同局の事業は既設物件の擴張や其の運転並に維持、及實行し易き工事の測量及研究等に過ぎなかつたが、數年以前から不況打開の目的の下にボールダー堰堤工事が施工され、続いて莫大なる公共事業計畫が起案され實施された。水利事業に對する豫算及經費は 1 ヶ年 1 千萬弗から 4 億弗となり更に 10 億弗と飛躍した。

同局は此の急速の豫算膨脹に順応する爲、其の人的要素の涵養に、將又行政に或は其の支配機構の組織等に一大變革が行はれてゐる。

1902 年 ルーズベルト大統領時代に内務省内測量局内の一課として Reclamation Service が創立され、フレデリック・ヘインズ・ニユーエル氏が最初の主任技師並に行政長官となつた。1907 年に同省内の獨立せる部となり、ニユーエルは最初の長官にして、アーサー・パウエル・デイビスが主任技師となつた。

1923 年に Reclamation Service は開拓局となり長官は Commissioner と呼ばれる様になり、エルウッド・ミード博士が 1924 年に Commissioner に選ばれ 1936 年に死去する迄其の位置を保つた。

同局の組織はワシントン本部の図表により明示されてゐる。Commissioner は内務大臣の下に局の全行政を本部の各課を通じて行ひ、工事の直接監督は主任技師の任務に屬する。用水が既に湛へられてゐる堰堤にして水利用者自身で管理してゐないものは運転及維持課により監督されてゐる。内務大臣は現場工事に Commissioner を通じて連絡して居ると同時に法務課及記録課等を通じて連絡を保つてゐる。

同局の行政本部は内務省、議會及政府の諸機關との交渉の必要上コロンビヤ都内にある。同局の法案、事業及命令事項は總て内務大臣の認可を必要とする。例へば金高 10 000 弗以上の勞力及材料の契約は總て内務大臣

は自転車道を避け車道を利用するに至るは當然である。

自転車道に對し要求される根本條件は車道より良好なるか又は少くとも同様なる路面、特に鋪裝版が継目無し、滑かなる、平坦な、雨天に於て滑らぬ事である。自転車道に於ける自転車荷重は實際には無視して差支へない。粘土質で霜の危険ある路床の場合には特別の基礎工が必要である。即ち路床を水密とし、地下水の上昇及雜草の繁茂を防がねばならぬ。路面はコンクリートで充分である。コンクリート自転車道は最近特にデンマーク、オランダ、ベルギーに發達した。デンマークに於ては 1933 年に築造したコンクリート自転車道の延長は 4.9 km であつたが 1936 年には 27.9 km となり全体で約 55 km 以上になつた。コンクリートの厚さは 5~6 cm で車道に直接接する部分は 10~15 cm である。ベルギーに於ては最近部分的に特殊の機械を用ひて非常に多くのコンクリート自転車道を築造してゐる。オランダの調査に依れば現在 2 382 km の國道中 383 km のコンクリート自転車道が完成された。

コンクリート自転車道の特徴は滑らぬ事、足掛りの良いこと、平坦な事及輕快な走行等である。又縁邊は綺麗な直線形となし得るを以て特に縁石の如きものは不要で車道との區別も明瞭である。

又コンクリート自転車道はコンクリート板を以て築造し得る。市街地に於ける自転車道には多く給排水管が埋設されてゐるがコンクリート板は簡単に取除き又は敷き並べる事が出来る。コンクリート板としてはドイツ標準規格 485 の歩道コンクリート板を使用する。其の大きさは特別の場合を除き 30×30 cm である。板を平坦に敷き並べる事が非常に重要である。其の爲には厚さ 8 cm の砂の路床上に厚さ 2~3 cm のモルタル層を置き其の上に板を置く。コンクリート板は成る可く近接せしめモルタルを以て継目を接続する。

コンクリート板の場合には一般に特別の基礎工を設ける必要は無いがローム質で粘土を含み霜の危険ある路床の場合には砂利、礫、鎮座、碎石の水を含まぬ結合層を 5~15 cm の厚に置く必要がある。板の厚さは 8 cm で充分と思はれる。自転車道と車道と交叉する場所に限り 20 cm とする。龜裂防止の爲に 5~10 m 毎に幅 10 mm の伸縮継目を設ける。

1931 年 3 月 31 日現在ドイツ自転車道の延長は 33.36 km、其の國道に設けられたものは 22.15 km であつた。

(中村清照)

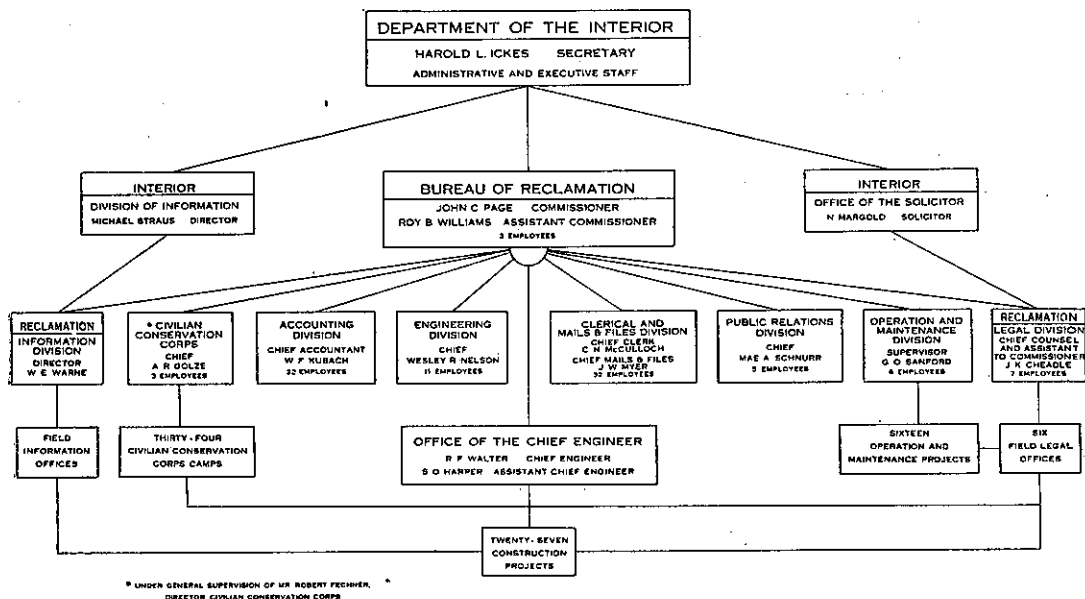
の名により執行される。水利権の購入も内務大臣により行はれ、總ての政策的立案は大臣官房により直接行はれるか、或は局で立案して大臣の認可を受ける。事業に關する立案は Commissioner の役所の最も重要な業務であるが、又大臣や議會や大統領と局との連絡を保つ事も其の重要任務の 1 である。

任務を有効に遂行する爲、ワシントン本部には図-134 の如き各課が設けられてゐる。次に簡単に之等の任務を示す事にする。

し、勞力及工事材料入札に關する公告をなし、又其の材料を供給し、他の政府各省或は利害關係を有する人々に事業の技術的形狀を提示し、豫算局、議會委員等に工事の報告をなし、同局の事業を明示する澤山の統計表、図面及地図等を準備し、又技術的方面に關する同局の代表契約責任者となる。又技術書籍、報告、記事及雑誌を保存し米國內又は外國にある大堰堤の記録を保存してゐる。

秘書課：本課は物品の購入、人事、文書、郵便及記録

図-134.



* UNDER GENERAL SUPERVISION OF MR. ROBERT FECHNER, DIRECTOR CIVILIAN CONSERVATION CORPS

法務課：ワシントン本部の法務課員及現場法務課員は内務省の法務部により任命される。此の課の任務は請負人及水利區との契約或は土地又は水利権等に關する事務を司る事である。

運転及維持課 本課は其の名の示す如く既に完成したる事業及灌溉用水の供給をしてゐる現場の運転並に維持をなす任務を有してゐる。本課は現場管理人を監督し、運河の清浄、溝の掘鑿、修理、給水装置の運転、收穫高の記録編纂、割當金の整理及發電所の運転等を行はしめる。又水利利用者の耕地上必要な援助をも爲す。運転並に維持の爲に必要な資金の徵募に關する記録を準備し、政府役人或は此の事業に利害を有する人々の求めに依りてそれを提示する任務も有してゐる。

經理課：本課では豫算並に入費を取扱ふ。

技術課：本課は 10000 弗以上の總ての契約を調査し、本部に於て直接行はれる契約の図面及仕様書を作製

等を司る。

市民保存組合課：本課は開拓局に屬する 34 郡の事業を管理してゐる。ccc の施工する仕事は水利築造物の改良、運河及運河壁の老朽せる物の改造及治水築造物の建設等である。

公衆關係課：其の名の如く此の課では局と一般民衆との接觸機關の務を爲す。同局に關する文書に依る質問に毎日返答すると同時に廣告、映畫、展覽等種々の方法を以て同局の活動を民衆に知らしめる仕事をする。雑誌 Reclamation Era も本課に於て發行してゐる。

デンバー事務所：1920 年にコロラド州デンバー市に主任技師の事務所が建設された。本事務所では新計畫の總ての測量や研究をなし、總ての工事の計畫や仕様書を作製し、種々の事業の運転を指導する。同事務所は現在土木技術員、機械技術員及辯護士等合計 800 人以上を雇傭してゐる。デンバー事務所では 1 部は堰堤、運

河、電氣及機械の研究と設計を爲し、他の 1 部では水리학、材料試験、機械工学及地質学等を専門に研究してゐる。辯護士團は同事務所に關する總ての法律事務を執つて居り、又總ての建設用材料の購入をやり、入費の記帳をもする。技術的解析及實驗は所々の大学内に設けられる委任研究室で行はれる。

現場事務所： 本局の工事は殆ど請負工事にして個々の現場事務所では單に其の監督をやるに過ぎない。

本局の事業一覽： 過去僅々 40 年間に 3 000 000 英町の農耕地に給水し、合衆國全体の年々の收穫を 136 000 000 弗増加し、50 000 家族に家を供給した。此の成果を得る爲に同局では延長 19 000 哩以上に及ぶ運河を開鑿し、52 000 000 英町呎の貯水施設をなし、13 000 000 碼³ のコンクリートを打ち、450 000 000 碼³ の土砂や岩石の掘鑿をなし、300 000 000 弗の費用を費した。此の費用の中 55 000 000 弗は既に水使用者によ

り返納された。開拓局法によれば總費用は水使用者により最長 40 年以内の期間に完納されねばならぬ事になつてゐる。

同局では 138 ケ所の大堰堤を建設し未だ 1 ケ所も失敗したものが無い。最も高い堰堤では 1910 年に完成したる Shoshone—328 呎、1915 年完成の Arrowrock—349 呎、1932 年完成の Owyhee—417 呎、1935 年完成の Boulder—726 呎等である。最大重力式コンクリート造なるコロムビアの Grand Coulee 堰堤、最も高い掛式なるアリゾナ州ベルデ河の Bartlett 堰堤、最も深い堰堤なるアリゾナ及キャリフォルニヤ州のコロラド河の Parker 等は現在工事中である。Grand Coulee 堰堤は完成の時は 10 250 000 碼³ のコンクリートを要し、Bartlett 堰堤は岩盤上 217 呎の高さに達す可く、Parker 堰堤の基礎は河床より 235 呎深く迄達してゐる。
(中谷茂壽)