

抄 録

第 24 卷 第 3 號 昭和 13 年 8 月 號

土 質 工 学	頁
(111) 地下水供給の復舊	877
<u>水 理</u>	
(112) 管網の流量算定法	879
(113) 流路に於ける突然変化及水面縦断面の一般形	880
<u>測 量</u>	
(114) Geological Survey の地表水質測	882
(115) コロラド州公道の空中測量	883
<u>コンクリート及鉄筋コンクリート</u>	
(116) 海水とセメント中の Tricalcium Aluminate (C_3A)	884
(117) コンクリートの抗压強度に及ぼす供試体の形状寸法並に骨材の粒度の影響	886
(118) 閘門及堰堤のコンクリートの改善	889
(119) 單及複鉄筋矩形断面桁に於ける初期応力の效果に就て	892
<u>橋梁及構造物</u>	
(120) ベルギーの熔接橋破壊	894
<u>河 川</u>	
(121) テネシー河ギルバート堰堤による航行及洪水調節に就て	895
<u>堰 堤</u>	
(122) Grand Coulee 堰堤の排水路縮切扉	897
(123) Marshall Dam の破壊原因	898
<u>下 水 道</u>	
(124) 促進汚泥法に依る處理場の操作	900
<u>道 路</u>	
(125) 道路建設に於ける綿布	904
<u>鉄 道</u>	
(126) 78 呎軌條の試験的敷設	906
<u>隧 道</u>	
(127) 公道隧道内の換氣問題と其の装置	907

土 質 工 学

(111) 地下水供給の復舊

(F. H. Tibbetts, "Renewing Underground Water Supply" E. N. R. March 10, 1938, p. 361~365.)

加州の Santa Clara Valley に於ける地下貯水池は滲透地のお蔭で水の補給が充分行はれる様になつた。其の滲透地には 5 つの堰堤から成る貯水池に一時貯留された洪水が流布されるのである。

此の地方に於ける諸條件、地層及貯水池堰堤建設の一般計畫等の概要は E. N. R. July 2, 1936, p. 10 に記載されてゐる。

Santa Clara Valley に於ける諸條件は地下貯水池の補給に好都合である。と云ふのは此の地方の 130 000 エーカーに及ぶ高度に開發された農耕地は周圍丘陵地の侵蝕土壌の混合物から成り、それに種々の厚さの含水性砂利層が織交ぜられてゐるからである。此の砂利層は溪谷堆積物の 10% を占め、現在水路の底部に發達してゐる數呎厚の砂利層と略等しき性質の埋設水路を形成し

てゐる様である。砂利層は河川上の砂利及玉石の沖積円錐狀地から四方に擴がつて現在表面水路と大体同じ方向をとり、時には之と交叉する。河川流路は谷底形成途上屢々其の方向を變へるので、含水性砂利は結局に於て沈泥や粘土中に埋れる。之等の沈泥及粘土は水密でないが地下滲透水を多孔質含水性砂利に集める傾向があるのである。而して圧力が充分大で含水性砂利が谷の下流部の海粘土中に絞り出される程であるならば、土壤肥沃なる谷の下流部では粘土で包圍された地下貯水池が生じ澆灌水が長期に亙つて供給され得るわけである。

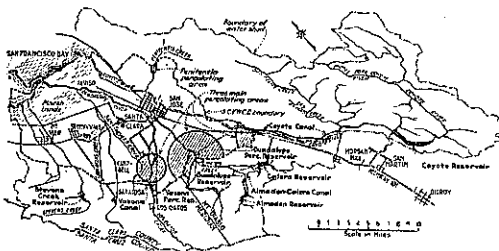
又、谷の堆積物の 10% が含水性砂利であり、此の内 30% が貯水出来る空隙を有するとすれば、谷の堆積物總量の 3% は地下貯水池として利用出来る。以上から、ポンプ揚水の限度を深 200 呎とすれば總表面貯水量の 10~20 倍の貯水量が此の地下で得られると云ふ事になる。之が傍證として、此の地域の地下貯水量は過去 20 年間の平均雨量に對し、1 年當 40 000 エーカー呎を餘剰に供給して來た事實があるのである。然し餘剰流出の結果 20 年間に地下水位が平均 100 呎以上も低下した。斯くて滲透地に洪水流布作業を始めて以來、谷の各所に在る 2000 條の井戸を規則正しく觀測して來た。

地下水を生ぜしめる手段方法に 3 種類ある。即ち

- (1) 自然河床滲透 (Natural Streambed Percolation)
- (2) 人工河床滲透 (貯水池) (Artificial Streambed Percolation)
- (3) 水路外滲透(冬季澆灌) (Off-Channel Percolation) (Winter Irrigation)

(1) の方法が最も重要である。何故ならば自然河床は通常砂層或は砂利層から成り、其の上流には大概廣大な砂利円錐狀地を有し、明かに含水性砂利層に多少の直接々近をなしてゐる。之等上流の砂利床地域は各季節最初の流れの間に多量の水を速に吸込んで直ぐ含水性砂利層中に滲透せしめ、砂利層から更に周圍の物質に水を分

圖-1. 3 主要滲透地の配置圖



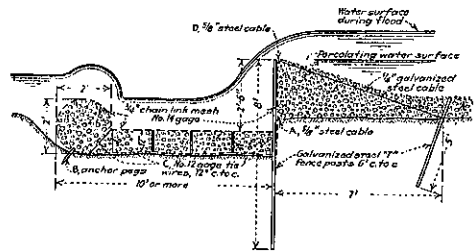
布せしめる。各主な河床、殊に貯水池で調節されてゐる河床に就て 1 呎毎に區切つて滲透量を觀測したが、粗なる物質から成り、勾配急且流速大にして沈泥の堆積を防ぎ得る上流程滲透量は大である。

(2) の人工河床滲透地或は貯水池は、自然河床滲透量を増大せしむる爲、主な河川の好都合なる河床に貯水池を築造して人工滲透地とする方法である。之が爲には最小費用の堰堤で最大面積を浸水せしめねばならぬ。

此の地方には 2 つの滲透用大貯水池がある。1 つは Coyote Creek の下流峽路に在り、河は粗砂利の埋つた谷の狹部を流過し、其の下流部は閉鎖な砂利円錐狀地を形成してゐる。もう 1 つは Guadalupe と Almaden Creek の接合點に在る。之等 2 滲透地のの上流は 45 000 エーカー呎の貯水池になつてゐて、將來は恐らく倍加されるであらう。

Coyote Creek 滲透用貯水池は高さ 10 呎、長さ 150 呎、可動上部構造の堰堤から成る。流水が泥を多量に含む時には貯水池を使用しないので冬季洪水の來襲前に可動上部構造を取除き貯水池に沈泥が堆積せぬ様にする。冬季洪水退却後沈泥含有量が小になり、10 分間に沈澱する沈泥量が 1/2 000 以下になつた時に堰堤の上部構造を引起し、貯水池の流出水を流布滲透せしめる (圖-2 参照)。

圖-2. 蛇籠堰堤設計圖



Guadalupe-Almaden 貯水池は下流の方に順次に 2~3 呎毎に水位を低めて數段に分けて作られてゐる。即ち簡單で費用の要らぬ蛇籠堰堤が下流方向に直列に 2~3 呎の高さに築造されてゐる。圖-2 の如き断面の蛇籠製滲透用堰堤を築造するには、鉄線網の一端を A なる鋼索に緊結し、網を豫め準備した底 B に横へる。其處には押へ釘を打込んで、置れた砂利を包んで網を引上げると同時に固着せしめる。最後に網を鋼樁杭に停めて上の鋼索 D に緊結する。之等は手際良く仕事をしないと 1 呎當り 7 弗で築造出来る。

(3) の水路外滲透即ち冬季澆灌は砂利が廣大に堆積し

てある谷の上流部では行はれる。本河川から水路外の砂利層に分流するには低い分流堤、水路及配水工が必要である。諸河川は貧弱なものであるから、洪水調節池のない所では餘分の水を之等の分流堤に少量貯水出来る。従つて此の貯水地は各洪水毎に時としては一季節に6回以上も空にされたり満されたりする。斯る方法によると、平水量の季節中連続的に灌漑された土地では滲透量は200 エーカー呎に及んだらう。小面積内での観測では滲透量は1日4-5 呎に達した。

大面積に関する滲透量は表-I に示す。

表-1.

Location	Area covered (acres)	Season	Period of use (days)	Amount of percolation (acre-ft.)	Percolation rate (ft. per day)
Coyote Creek Gorge.....	32	1938	87	5,000	1.8
Coyote Creek Gorge.....	32	1937	100	11,005	2.2
Guadalupe-Almaden.....	17	1938	0,000	2.2
Guadalupe-Almaden.....	17	1937	7,478	2.0

* The rate is expressed in terms of acre feet per acre per day or "feet per day".

以上の補給計畫の結果に就いて述べると、貯水池放水量を種々変へると地下に滲透する水量は可成調節出来る。貯水池放水量が大なれば大なる程、水は遙か下流に流れ、より深く地下に滲透する。其故、谷の下流部の井戸の水位が低下すれば、それが対応策としては貯水池の放水量を増すことである。或は谷の下流部に都合良き粗砂利床があれば滲透用貯水池或は水路外滲透工事を施せば宜しい。1937年に有効に使用せし總水量は約102,000 エーカー呎で、總流出量の約60%に當る。此の内42%は人工滲透によつて地下に滲透せしものである。1934年の最低水位から1938年1月1日迄に地下水位が河川滲透地附近では100呎以上も上昇した。谷の中央部では年平均上昇は均一で總計30呎以上に及び此内の半分は1937年に上昇した。1937年中貯水池から主要河川へ放流の結果、夏季は連続に滲透地に水を補給する事が出来た。此の爲、配水組織と考へられる放射せる砂利層を滲透せる水は谷の主部に於ける井戸の水位を保ち、ポンプ灌漑に由來する例年の夏季低下を消滅せしめた。地下貯水量は嘗て低下して行つた量の質に約3倍が毎年補給されたものである(表-2参照)。

表-2.

Date	Total water stored in reservoir (acre-ft.)	Percolation in reservoir (acre-ft.)	Of-Channel percolation (acre-ft.)	Wastage into the water (acre-ft.)	Net water stored in reservoir (acre-ft.)	Length of streambed stored (miles)	Channel streambed permeability (acre-ft. per mile)
1934-35	64,310	2,000	0	28,250	36,060	18	1,950
1935-36	1,181	0	0	1,181	0	0	0
1936-37	16,180	8,000	1,000
1937-38	63,800	17,410	0	23,400	40,390	20	2,020
1938-39	2,500	2	1,100	2,100	2,100	5	420
1939-40	27,500	2	0
Grand Almaden.....	29,240	7,478	1,718	22,510	2,764

* Figures in this column are shown in column two the units of them in column three, four and five.

(寺島重雄)

水 理

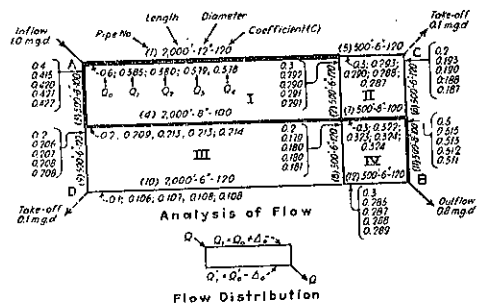
(112) 管網の流量算法

(Gordon M. Fair, "Analyzing Flow in Pipe Networks" E. N. R. March 3, 1938. p.342~343.)

導管網或は傳導体網の流量を求むる Hardy Cross の方法は J. J. Doland によつて配水管問題の解答に適用された (E. N. R. Oct. 1, 1936)。Doland 教授は Hazen and Williams 公式を用ふるには2つの表を作製するのが便利である事を發見したが、之等は通常技術者には取附き難いものである。然しながら之等の表を用ふる代りに、技術者に利用し易い Hazen and Williams の基本表、計算尺、図表を用ふる事が出来る。之等によれば計算の勞も省けるし、技術者をして進んで Cross 教授の優れた方法を用ひ得しめる事が出来る。

Hardy Cross の方法は網目中の流量分布の繰返近似法を基とするもので、假定値を補正し、流量大なる點と小なる點との間の損失水頭が平衡する迄其の更正流量を逐次補正して行く方法である。

図-3. Hardy Cross 法の流量分布説明図



例へば、図-3の如き簡単な配水管網に於て Q を總流量とすれば Q は各枝管の假定流量 Q_0 と Q_0' との和である。即ち、 $Q = Q_0 + Q_0'$ 、若し假定流量が正しければ Q_0 に對する損失水頭 h_0 は Q_0' に對する損失水頭 h_0' と等しくなければならぬ。即ち、 $h_0 - h_0' = 0$

Hazen and Williams 公式に於て

$$Q = a \cdot v = \pi d^2 / 4 \cdot c \cdot (d/4)^{0.63} \cdot (h/l)^{0.54} \cdot 0.001^{-0.04}$$

及 $h = (0.001^{0.04} / c \times 4^{1.63} / \pi \times l^{0.54} / d^{2.63})^{1.85} Q^{1.85}$

或は $h = k \cdot Q^{1.85} = k \cdot Q^n$

茲に、 d : 管の直径、 l : 長さ、 c : 係数である。

若し假定流量 Q_0 と Q_0' とが Δ_0 だけ正しくなければ、更正流量は夫々

$$Q_1 = Q_0 + \Delta_0 \text{ 及 } Q_1' = Q_0' - \Delta_0$$

而して $h_0 - h_0' = k(Q_0 + A_0)^n - k'(Q_0 - A_0)^n = 0$

或は $k(Q_0^n + nA_0Q_0^{n-1} + \dots)$

$-k'(Q_0'^n - nA_0'Q_0'^{n-1} + \dots) = 0$

若し A_0 が Q_0 と Q_0' に比して小であれば展開式中の残餘の項は無視し得るから A_0 に就て解けば

$A_0 = -(kQ_0^n - k'Q_0'^n) / (nkQ_0^{n-1} + nk'Q_0'^{n-1})$

一般に $A_0 = -\sum kQ_0^n / n \sum kQ_0^{n-1} \dots \dots \dots (1)$

故に

$kQ_0^n = h_0$

及 $kQ_0^{n-1} = h_0/Q_0$

$A_0 = -\sum h_0/n \sum h_0/Q_0 \dots \dots \dots (2)$

若し流量と損失水頭の符號を時針の進む方向を正とし、其の反対の方向を負とすれば (2) 式は (1) 式と異なり代數的意義を有するのである。斯くて Hardy Cross の方法を簡単に適用する事が (2) 式の展開なのである。

假定値に補正值 A_0 を加ふると最初の更正流量 Q_1 を生ずる。若し之等が其の系統を平衡ならしめぬならば補正值 A_1 を定める。斯して系統が全く平衡する迄逐次更

(113) 流路に於ける突然変化及水面

縱断面の一般形

M. A. Hogan & E. F. Gibbs. "Sudden Changes in Flow and General Forms of Surface Profiles":— (Flow in Channels)-Concrete & Const. Eng. April 1938 vol. XXXIII No. 4 p. 229-233.

跳水： 限界水深 (critical depth) より低い水深で流れて居る状態から限界水深以上で流れる状態に変化する、即ち急速な流れから緩かな流れに変化すれば跳水として知られて居る現象が生ずる。之は通常水門扉の下流とか餘水吐堰堤の下流に生ずる。

圖-4 の跳水の兩側で (1) と (2) の断面を考へると各圖-4.

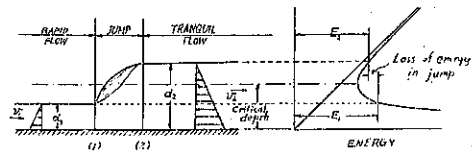


表-3.

Net Work				Assumed Flow				First Correction				Second Correction				Third Correction				Result				
Circuit No.	Pipe Size	Length/1000 ft.	Flow in ft.³/s	Q ₁ m.e.d.	h _f ft./1000	h ₀ ft.	Δm.e.d.	Q ₁ m.e.d.	h _f ft./1000	h ₀ ft.	Δm.e.d.	Q ₂ m.e.d.	h _f ft./1000	h ₀ ft.	Δm.e.d.	Q ₃ m.e.d.	h _f ft./1000	h ₀ ft.	Δm.e.d.	Q ₄ m.e.d.	h _f ft./1000	h ₀ ft.		
I	1	2.0	10	+0.3	4.70	2.35	+0.05	+0.250	4.45	2.31	+0.04	+0.250	4.20	2.27	+0.04	+0.250	3.95	2.23	+0.04	+0.250	3.70	2.19	+0.04	+0.250
II	5	0.8	10	+0.3	4.70	2.35	+0.05	+0.250	4.45	2.31	+0.04	+0.250	4.20	2.27	+0.04	+0.250	3.95	2.23	+0.04	+0.250	3.70	2.19	+0.04	+0.250
III	4	0.8	10	+0.3	4.70	2.35	+0.05	+0.250	4.45	2.31	+0.04	+0.250	4.20	2.27	+0.04	+0.250	3.95	2.23	+0.04	+0.250	3.70	2.19	+0.04	+0.250
IV	11	0.8	10	+0.3	4.70	2.35	+0.05	+0.250	4.45	2.31	+0.04	+0.250	4.20	2.27	+0.04	+0.250	3.95	2.23	+0.04	+0.250	3.70	2.19	+0.04	+0.250

* Pipe serves more than one circuit; first consideration of this pipe.
 ** Second consideration of this pipe.
 † Value of head in ft. per 1,000 ft. of pipe.
 ‡ Corrections in this column are those calculated for same pipe in the companion circuit; they are of opposite sign.

正して行くのである (表-3 参照)。
 管網を解く際の Hardy Cross 法の適用方法は表-3 に説明してある通りである。最初の更正で流量を最大 10.5% 変へ、第 2 の更正で 1.9%、第 3 では 0.9%、第 4 では 0.5% 変へた。計算が精確であれば最後のものが答となる。

流入量 1 m. g. d., 流出量は c 及 D で 0.1 m. g. d. であれば A と B との間の損失水頭がどの道筋をとつても 6.41 呎である。1 m. g. d. 以上の流入量に對しては、若し流出量が同一割合で変化すれば各管の流量は流入量と同じ割合で変わるであらう。(寺島重雄)

断面を通過する流量は等しいが、(2) の断面では水深が大であるから (1) の断面の流速より流速が小でなければならぬ。従つて 2 點の間に運動量の減少が生ずる。

此の運動量の減少は水深が増した爲に、(2) の断面で静水圧が増加する事によつて平衡が保たれる。水路の單位幅をとれば 2 つの断面に於ける静水圧の差によつて生ずる上流の方向の作用力は、

$\rho g d_2 \frac{d_2}{2} - \rho g d_1 \frac{d_1}{2}$

2 断面間の運動量の変化は、

$\rho d_1 v_1 (v_1 - v_2)$

となり、運動量の変化と作用力とを等しいとおくと、

$\rho g \frac{d_2^2}{2} - \rho g \frac{d_1^2}{2} = \rho d_1 v_1 (v_1 - v_2)$

$\rho g d_1^2$ で除せば,

$$\frac{d_2^2}{2d_1^2} - \frac{1}{2} = \frac{v_1}{gd_1} (v_1 - v_2)$$

となり, $d_2/d_1 = n$ とすれば, $v_2 = v_1/n$ ($\because v_1 d_1 = v_2 d_2$)

然るときは,

$$\frac{1}{2} n^2 - \frac{1}{2} = \frac{1}{gd_1} \left(v_1^2 - \frac{v_1^2}{n} \right)$$

結局 $n^2 + n = \frac{2v_1^2}{gd_1}$

之より n を求め得る。

跳水に於けるエネルギーの損失は,

$$\begin{aligned} E_1 - E_2 &= \left(d_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(d_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) \\ &= d_1 - n d_1 + \frac{v_1^2}{2g} \left(1 - \frac{1}{n^2} \right) \end{aligned}$$

然るに, $2v_1^2/gd_1 = n^2 + n$

故に, $E_1 - E_2 = -d_1(n-1) + \frac{n^2+n}{2} \frac{d_1}{2} \left(\frac{n^2-1}{n^2} \right)$
 $= \frac{d_1}{4n} (n-1)^2$

跳水は上流に射流ある場合にのみ生ずる。即ちその水深が限界水深より低い様な流れが上流にある場合にのみ生ずる。跳水に於ては常に水流の相当部分の渦流を伴つて波動を生ずる。實際に生ずる場所はエネルギーの損失の関係を満足させる様な場所である。跳水の始まる點と終る點とは必ずしも図で示した様に判然としてゐるものではなく、こゝでは説明的に示したものに過ぎぬ。上流の水深が限界水深より少ししか低くないときは、表面の波動は通常生じない、図-5の如く波動の状態が僅に生ずる。

跳水に於て水路の側壁や底の摩擦がエネルギーの損失に及ぶ影響は、通常無視し得る程僅少で摩擦を無視した計算で殆ど凡ての場合充分である。若しも摩擦による影響が含まれれば跳水の兩側に於ける圧力の差による全作用力を減少せしめる事になる。

今跳水の上流の水深が 2ft, 流速が 12ft/sec の場合、下流の水深とエネルギーの損失は何程か求めれば、今迄に得た式に代入して、

$$\begin{aligned} n^2 + n &= 2v_1^2/gd_1 \\ n^2 + n &= \frac{288}{2g} = 4.48 \end{aligned}$$

之より, $n = 1.67$

故に, $d_2 = 3.34\text{ft}$, $v_2 = 7.2\text{ft/sec}$

エネルギーの損失は,

$$\frac{d_1}{4n} (n-1)^2$$

$$= \frac{2}{4 \times 1.67} (0.67)^2 = 0.09\text{ft-lb/lb}$$

流れの低下: 之は図-6の如く水路の断面が急に擴大するとき生ずる。此の現象の特徴は大きな断面の部分でどの様な流れであつても、水路の狭い部分では水面は限界水深以下に低下しない事である。と言ふのは限界水深は流体のエネルギーの最少に相當する水深である爲である。それ故限界水深はエネルギーを消費する課程に於て水面が低下する最少限度である。又流れの低下は水路の底勾配が突然急になるときにも生ずる。

図-5.

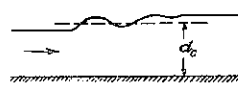
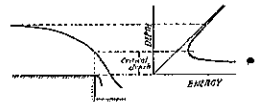


図-6.

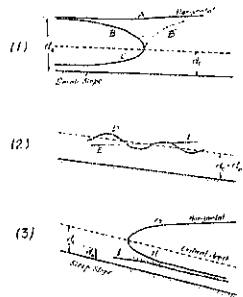


水面縦断面の一般形: 図-7は水面の縦断面の種々の形である。長い規則正しい水路では摩擦の影響は、勾配と釣合つて順當な水深で流れる。此の状態は図の始めや終りで生ずる。縦断面図は水路の底勾配の如何によつてつゞの場合に分け得る。

(1) 水深が限界水深より大きい様な底勾配の場合、即ち $d_0/d_c > 1$ 此の場合の起り得る水面曲線は、

A. 通常的水深から上方に四の水面縦断面形を呈して水平線に変換する場合。之は春水曲線で通常緩く流れてゐる川とか水路の末端から湖とか貯水池に流出する場合に生ずる。

図-7.



B. 低下春水曲線、之は上方に凸でその終端は水深が限界水深に等しい。之は流れの低下の前に生ずる水面曲線で例へば水路の終端から自由に空中に流出する如き場合である。限界水深の線に近づくにつれて勾配は急速に増加する。

C. 跳水で終る急速な流れの曲線、之はBの逆で水門の下流の流れに生じ、此の場合は急速な流れから緩かな流れに変化させるのに充分な底勾配の変化がある。

(2) 水深が限界水深に等しい様な底勾配の場合、即ち $d_0/d_c = 1$ 。

D. 既述せる様に水面に波動を伴ふ場合と伴はぬ場合と有るが限界水深で流れる場合

E & F. 此の例は図-8に示すもので、Fに相當する下流の水面は堰か又は同様の仕組で支へ得る。

(3) 水深が限界水深より低い様な底勾配の場合、即ち $d_0/d_c < 1$.

G. 上方に凸の曲線で跳水で始まり貯水池の水面に於ける水平線への切線で終る曲線である。

H. 凹の落下曲線、流れの低下と急速等流との変化に際して生ずる。之は通常比較的短い。

I. 非常に急速に流れてゐる水源から通常的水深に変換する場合で之は若し急勾配なら図-8のEの代りに起る。即ち若し水深が限界水深より低ければ起り得る。

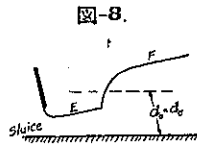


図-8.

完全な跳水はC及Bの曲線でその順序で表される(2番目はB'の様に反転すべきであるが)流れの低下はBとCとで表される。E曲線は実際CとIとの曲線の間にある、F曲線はAとGとの曲線の間にある。

(山田順治)

測 量

(114) Geological Survey の地表水實測

(C. G. Paulsen, "Geological Survey studies Surface Waters" Civil Eng. April 1938. p. 245-250.)

良質の水の豊富な供給は近代文明國民の活動、健康、幸福、繁榮にとつて必要缺く可からざるものであつて、長期間の信頼し得る流量の記録は各方面から渴望されてゐる。合衆國の Geological Survey の河川係は此の點に關し洲及市政府と協力して仕事を進めて居る。Geological Survey の本部は Washington に在つて其下に 36 の出張所及數ヶ所の支所があり此處で實際の仕事を行つてゐる。此等の出張所の下に約 3200 の事務所があり其の内 2400 箇所には自記量水標がある。流量記録は 7000 以上の観測所より蒐集される。

諸種の流況に對する Geological Survey の熟練せる技術者の經驗に基いて方法、設備、機械は常に改良を加へられ改良された方法、機械は同様な仕事に携る技術者に依つて實地に使用されてゐる。

近年に於ける重要な進歩の1つは流速計に重い錘を着ける様になつた事である(図-9 参照)。斯くすれば橋梁、鋼索、舟等に依り實測

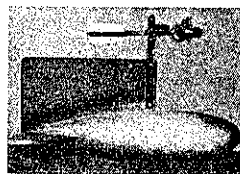
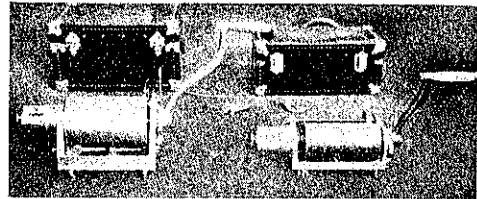


図-9.

する場合に深淺測量を容易ならしめると同時に流速計を正しい位置に保つ事が出来る。標準重錘としては 15, 30, 50, 75, 100, 150, 200, 300lb の 8 種があるが、此の他に Mississippi 河の Vicksburg, と Memphis の事務所に於ては 500lb の重錘を使用してゐる。

図-10. Reel.



重錘を使用する爲に reel (捲揚機) と boom (腕桁) を改良しなければならなくなつた。新型の reel には 3 種あり夫々索の長さ 75, 125, 200ft を捲く事が出来同時に深さを讀む事も出来る様になつてゐる(図-10 参照)。

重い錘を使用する爲に用ふる boom は折疊式で貨車又は乗用車で容易に運搬し得、亦各種の型式の橋梁から

図-11. A 型 Boom

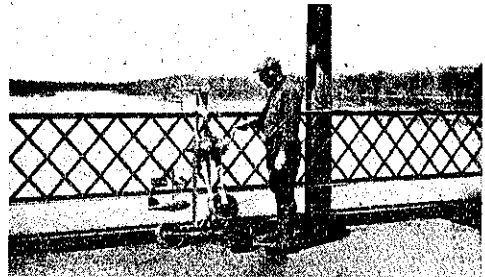
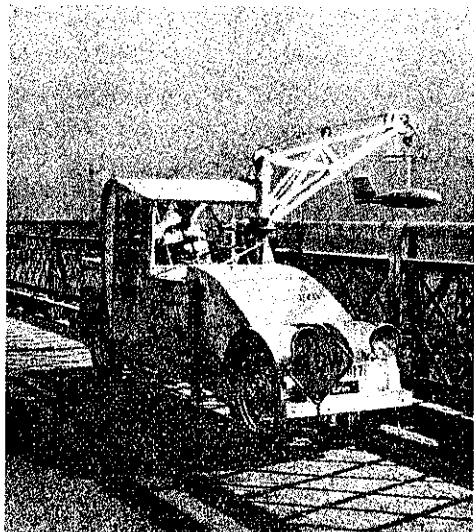


図-12.



の實測にも適する如く考案してある(図-11参照)。又索と鉛直と爲す角度を讀み鉛直の深さ、流速計の位置を決定する事が出来る様になつてゐる。Mississippi 河の Memphis 又は Vicksburg に於ける様に 150lb 以上の重錘を使用する様になると此の操作に動力装置が必要となる。reel や boom は自動車に取付けその動力で流速計を上下する事になる(図-12参照)。場所に依つては舟に此の種の装置を取付けてゐる處もある。

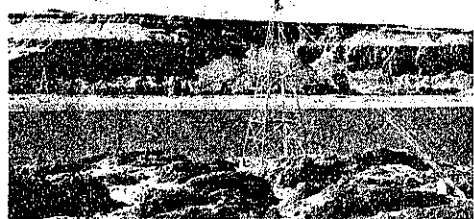
自記量水標に就ても諸種の改良が加へられてゐる。例へば記録紙の餘白に 24 時間毎のマーク、或は血線の方向が變つた時のマークを入れるとか、浮子を吊す索を防錆鋼尺に代へる等の工夫が行はれてゐる(図-13参照)。

図-13.



多くの事務所はその附近の適當な断面を選び河を横切つて架空索道を設けてゐる。此の最大な例は図-14に示す Columbia 河の Bonneville 堰堤の上流に在るも

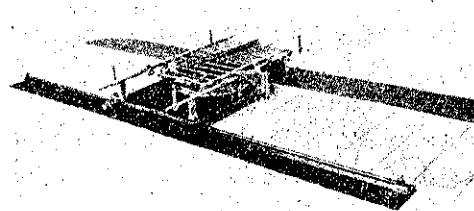
図-14.



ので 1936 年 Geological Survey が建設したものである。

河川の水位と流量とは一般に曲線的な關係で結び付けられてゐるから或る日の平均水位に對する流量は、其の日の平均流量にはならない。量水標の記録に依る曲線

図-15.



から其の日の平均流量を出す爲に Geological Survey では特殊な積算機を發明した(図-15参照)。

現在次の如き實驗研究を行つてゐる。

水位より流量を求むる爲に低い堰堤を作りその天端は中央の水通しの方に勾配を付け人工的調節(artificial control)を行つた場合の水位-流量曲線に就き Bureau of Standards と協力して國立水理試験所の大水路に於て實驗を行つてゐる。

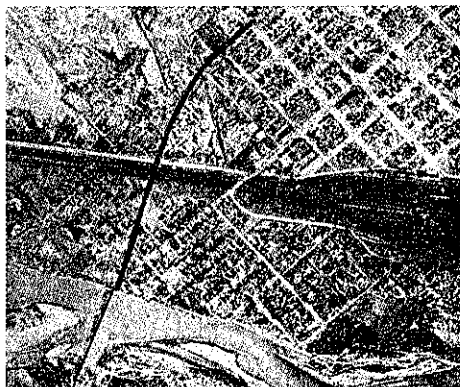
又非常に小型の流速計を作り之が浅い流れを測るに適してゐるか否かを實驗してゐる。(横田周平)

(115) コロラド州公道の空中測量

“Aerial Survey Work for Colorado State Highways” West. Const. News, March 1938, p. 117~118.

過去 2 箇年に亘りコロラド州公道課では公道の線路選定に空中寫眞を使用する方法が進められてゐる。最初は 1936 年に同課員 J. G. Orwig が好奇心から公道計畫地域の空中寫眞を撮影し初めたのに始まり、遂に同課に於て試験的に採用する様に進展したものである。

図-16 空中寫眞に計畫路線を明示したる一例



同州に新材料試験所が建設されるに際し、空中寫眞の 1 課を設けられ最新式裝備が購入完備された。本課は J. G. Orwig を主任技師とし C. L. Schliecker を助手として、此の 2 人により撮影、原像、焼付、引伸し、図面の作製等が行はれる。空中測量には斜方向及垂直方向の 2 種の寫眞を撮影する。斜方向寫眞は水平線と 30 度の角度にカメラを保ちて撮影し、求むる地域を寫眞に納めるのである。此の寫眞は其の地方の立体地形をパノラマ式に現出し、又踏査に於て重要な要素の 1 である方向を南向傾斜面上の影により明示してゐる。測量寫眞は又計畫道路の地上測量に關係してゐる人々に線路を明瞭

に知らせる利益がある。實測では計畫線路の全貌を知る事が出来ないが空中測量では容易に知る事が出来る。斜方向寫眞には縮尺を求め得ない爲主として線路選定にのみ使用する。

垂直寫眞は飛行機の底から撮影するものにしてモザイク地図を作製するに使用される。垂直寫眞には縮尺を求める事が出来るが、此の爲にはカメラを常に水平に保ち、測量線上に保持せねばならない。カメラを水平に保つ爲には円形水準器を以てするが、測量線にカメラを平行に保持する事は横風等の妨害多く中々難しい事である。此の妨害に對しては飛行士が其の方向を正すと同時に、撮影員は備へ付けたる水平及垂直線を有するレンズの垂直線を測量線に平行に保ち飛行機の測量線に對する偏角を求め、カメラを同角だけ廻転して妨害をさける。

垂直寫眞では飛行高度を適當にして縮尺を知るのである。縮尺を一定する爲同課では飛行高度を 8000~8500 呎として縮尺 1/12000 を得て居る。寫眞係はレンズの水平線を或る陸上の 1 點に位置してから次の點に位置する迄の時間を記録してフィルムの廻転速度を知る事が出来る。此の方法に依りフィルムの廻転速度を飛行機の速度に合致せしめ 1/12000 の縮尺を維持する事が出来る。

使用カメラは 8 $\frac{1}{2}$ 吋レンズを有する Fairchild F-4 aerial Camera を使用し、シャッターの速度は 1/75, 1/100, 1/150 及 1/225 にして 7×9 吋の長さ 75 呎のフィルムを使用する。此のフィルム 1 本で 1/12000 縮尺に 9000 呎幅員の長さ 59 哩の測量が出来る。

使用飛行機は Verville 式で 250 馬力、1 時間 120 哩の飛行速度を有し 23000 呎の高度に達し得るものである。

州公道課に於て此の方法を使用するに要する手続は次の様である。同課内の公道設計主任技師及 8 人の分擔技師は各々分擔してゐる計畫道路に空中測量を行ふ様に要求する事が出来る。要求が承認されると分擔技師は測量をやる以前に飛行機で計畫線路の上空を飛行する。飛行士と寫眞係が其の計畫線路を知悉し、分擔技師の欲する所を了解して後測量を始める。もし計畫線路のパノラマ風景を必要とする際は斜方向寫眞を撮影し、計畫線路中心線が決定してから垂直寫眞を撮影しモザイク地図を作製する。

公道課の設計及行政保では地形の細部に亙る問題の討論に際し、空中寫眞の有利なる事を認めた。冬季に撮

影した寫眞は積雪の爲細部が明瞭ではないが、積雪に對する状態が明示されてゐる便がある。用地問題も普通地上測量を以てすれば數週間を費す事も空中寫眞を以て容易に了解する事が出来る。

現像室には 5000 弗以上を費した機械が設備され、持ち込まれたフィルムは暗室内で自動式機械により現像される。之が終ると特製乾燥室で乾燥するのであるが縮尺が変更しない様特別の注意が拂はれてゐる。飛行機がエアポケットに入つた時或はカメラが傾斜した時の寫眞の矯正をする事の出来る Elwood 引き伸機が使用されてゐる。縮尺の矯正には凸レンズを使用し、傾斜像を矯正するにはあらゆる角度に傾斜出来る傾斜机上に投影するのである。

過去に於て道路計畫地域の空中測量を施行し、其の總延長は 600 哩に達し、此の内 75% は高山地帯であつた最近ではモナーチバスの空中測量を行つたが、此の時は高度 11386 呎から行つたのであつた。此の高度からの斜方向寫眞に依り地上測量では到底不可能なる線路の踏査を充分に行ふ事が出来た。

コロラド州公道課では空中寫眞踏査を充分に行ひ、又地上測量以前に目的地域を充分知悉する爲に有效に使用してゐる。
(中谷茂壽)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(116) 海水とセメント中の Tricalcium Aluminate (C_3A)

(Thos. E. Stanton Jr. "Testing Cement Mortars in Sea Water" E. N. R.)
March 17, 1938, p. 400~402.

是の研究報告は、加州の市場モメントの海水に對する抵抗力の試験中、今日迄の 4 年間に T. E. Stanton Jr.) 氏 (同州 Hwy. Dev の Materials & Research Eng.) が得た結果を示すもので、其の要旨とする處は「骨材が硫酸鹽に胃された場合海水の作用に抵抗する要素はセメント配合の密練と化学的成分である。」 C_3A とは此の研究所で「愛用」してゐる tricalcium aluminate [$(CaO)_3 \cdot Al_2O_3$: 譯者註] の略記で、以下之に倣ふ。この實驗と觀測は尙継続中で此處には其の一部を示すに過ぎない。

供試体は凡て 2×4 吋の円筒形で配合を色々に変へた。尙セメントの配合と成分の比較を骨材が元來有する反応より切離すために、 Na_2SO_4 や $MgSO_4$ に抵抗力のある骨材が選ばれた。海水による崩解はモルタルの貧配

合かセメントの化学的成分のどちらか（或は其の両方）によるのである。

配合の効果の試験には 1:3 及 1:2 配合のモルタルを使用し、骨材は Ottawa 標準砂 (20~30 番篩のもの) と Russian 河砂 (30 番を 36%, 50% を 20% 通り 10 番篩に 32% 残る配分のもの) の二者を用いた。

セメント成分の試験は C_3A の量を変へた各種のセメントを用ひ、図-17, 18 に示すものは C_3A の量 17.2% (普通) と 7.2% の 2 種を用ひた結果である。この 2 種のセメント (CS 及 ES) の完全な分析表は表-4, 5 に示す。他の種類を用ひた残餘の供試体も図-19 の如く全

図-17. 配合を異にせる供試体

34 箇月後の状態 48 箇月後の状態

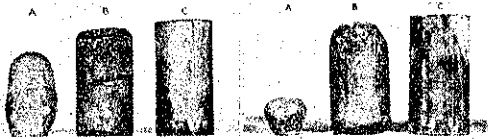


図-18. 成分を異にせる供試体

34 箇月後の状態 48 箇月後の状態



表-4. セメントの化学成分表

	CS	ES
SiO ₂	21.49	22.94
Fe ₂ O ₃	2.27	2.03
Al ₂ O ₃	7.94	4.05
CaO.....	63.81	65.16
MgO.....	1.40	1.63
SO ₃	1.87	1.55
Loss.....	1.62	2.76
Ins.....	.18	.42
Free lime.....	.94	.50
C ₃ A.F.....	6.9	5.8
C ₃ A.....	17.2	7.2
C ₂ S.....	32.4	59.2
C ₁ S.....	36.7	20.0
Iron modulus.....	3.50	1.99

表-5. セメントの物理的性質表

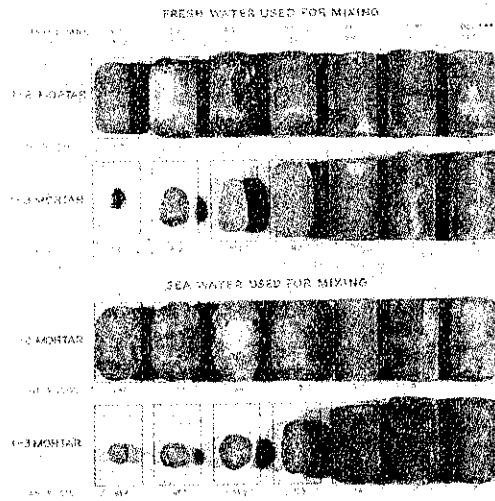
	CS	ES
Specific gravity.....	3.13	3.10
Fineness		
—100.....	99.2	99.3
—200.....	84.9	94.6
Surface area.....	1200	1570
Normal consistency.....	22.8	23.2
Soundness.....	O. K.	O. K.
Time of set		
Initial.....	2 hr. 30 min.	3 hr. 00 min.
Final.....	4 hr. 15 min.	4 hr. 15 min.
Tensile strength		
7 day.....	320	350
28 day.....	420	440

表-6. 海水の化学的分析表

	Parts per million	
	Low tide	High tide
Residue at 110 deg. C.....	33304	33774
Free ammonia.....	N .06	.08
Albuminoid.....	.37	.34
Carbonates.....	CO ₂ Nil	Nil
Bicarbonates.....	HCO ₂ 142	142
Chlorides.....	Cl 16300	16600
Sulphates.....	SO ₄ 2403	2477
Silica.....	SiO ₂ 14	7
Iron and alumina.....	oxides 8	7
Lime.....	Ca 474	509
Magnesia.....	Mg 1149	1138
Alkalies-calculated.....	Na 9063	9308
Total Hardness.....	CaCO ₃ 5896	5937

く同様の傾向を示した。ES は標準市場セメントで C_3A の量は少ないが (7.2%), 桑港 Bay Bridge 橋脚に用ひた BSW. セメント (図-19 に示す如く誠に良結果) の如く特に C_3A の量を減らした (3.7%) ものではない。

図-19. C_3A を異にせる供試体 48 箇月後の状態



供試体は海水中 (毎月取換へる) に漬けて置いた。混合と保管に使つた水は全部桑港大学通橋から採取したが、其の化学的分析 (表-6) は外洋のものと本質的に何等違つた點はなかつた。供試体の観測は毎月行はれたのであるが、15 箇月目にして既にあるものは頭部が若干崩解してゐた。17 箇月目には本体の崩解作用が認められ、引続きこの作用は漸々と進行して行つた。

図-17 は C_3A の多い (17.2%) セメントで配合を變へた場合。供試体 A は (1:3, Ottawa 砂) 4 年間に原重量の 98.4% を失つたのに對して、同量の C_3A ではあるが砂の「排列宜しきを得た」 (well-grade) C は

同一期間で殆ど損失が認められなかつた。B は配合を 1:2 に増したが A 同様の砂を用いたので中間の成績を得た。

図-18 はセメント成分の効果を示す。A (図-17 の A と同一) は抵抗力薄弱を示し、B は C_3A の割合少い (7.2%) セメントを使つたので同じく 1:2 配合乍ら大なる耐久性を示した。4 年間の損失は A が 98.4% B が 1.4% であるが、 C_3A の更に少い 1:3 (Ottawa 砂) モルタルは全然減少なしである (Bay Br. のセメント)。

図-19 は加州の市場セメント 7 種の耐鹽水性の比較である。その内 6 種は C_3A の量 17.2~3.7% である。7 番目の DLI は 14.2% C_3A クリンカーから製造した Portland 火山灰セメントであるが、 C_3A が多くても 30% の珪酸鹽を添加して製造したセメントのモルタルが硫酸鹽類の腐蝕に相當する事は法目に値する。然し斯かる抵抗力が、珪酸を含有する火山灰の性質によるのか或は亦富配合に起因するのかは今日の處未だ不明である。

以上供試体の比較には凡て理論的な容積比に依つたが、各バッチ毎に要する量は重量で計つた。重量比を使ふからには「セメントは凡て同一の比重を有する」との假定を不合理ならしめないために、各供試体には比重の少い Portland 火山灰セメントを普通の比重のセメントより容積に於て約 25% 多く用いた。これはこの特殊セメントが 1 袋 (約 1.25 呎³) が 94 lb として賣られるのと一致してゐる。図-17, 18 に於ける供試体の比重は次の通りである。

1:3 Ottawa 砂	2.018
1:2 同上	2.18
1:3 Russian 河砂	2.328

図-19 に現はれた結果は、混合にも海水を用いた場合の影響は混合の時よりも漬けて置いた水の方が遙に大であることを示してゐる。又混合に海水を用ひても清水中に漬けた別の供試体は全然崩解を示さなかつた。同図最右端の DLI は 70% の標準クリンカーと 30% の珪酸鹽類より成る Portland 火山灰セメントで、 C_3A の量としては標準 Portland セメントとしての分だけである。

(櫻木興一)

(117) コンクリートの抗压強度に及ぼす供試体の形状寸法並に骨材の粒度の影響

Tibor Gyengo "Effect of Type of Test Specimen and Gradation of Aggregate on Compressive Strength of Concrete" Journal of the A. C. I. Jan.-Feb. 1938 p. 269~282.

コンクリート抗压強度試験に使用されてゐる諸外國の標準供試体は下記の通りである。

Austria, France, Hungary..... 20 cm 立方体
Germany.....

- { 骨材の最大寸法 40mm 以上の時 30cm 立方体
- { " 30~40mm の時 20cm 立方体
- { " 30mm 以下の時 10cm 立方体

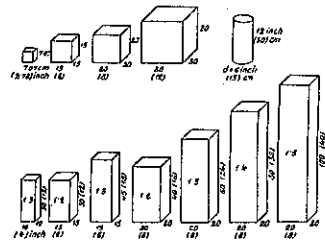
Switzerland....16cm 及 20cm の立方体及 12×12×36cm の角礫

England....4 in (10 cm)立方体及直径 6 in (15 cm), 高さ 6 in の円礫

U. S. A....直径と高さとの比 1:2 なる円礫にして尙直径は骨材の最大寸法の 3 倍以上となすべき事を規定してゐる。

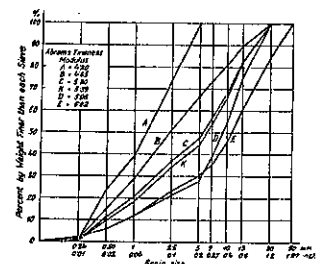
即ち諸外國に依り供試体の形状寸法は種々様々である。著者は図-20 の如き種々の供試体を作製して抗压強度と供試体の形状寸法との關係並に之に及ぼす骨材の細率係数の影響を

図-20.



研究した。コンクリートは 6 種の粒度を有する骨材を使用した。図-21 は其の節分試験の結果を示す。茲に材料 A は最大粒 5mm の砂を示す。セメントはコンクリート 1m³に就き 270kg の M. A. K. 高級ポートランドセメントを使用し、骨材は凡て Hungary の Mezönyékladhaza Gravel

図-21.



Co. のものを使用し、混合用水は Budapest 市より運搬した。コンクリートの精度及均一性に關してはスランプトレストよりも信頼し得る試験方法なりとされてゐる Power'stest を用ひ其のウォークピリチーを 16~20 とした。材料 A 及 B は手練とし他はすべて Jaeger mixer を使用した。供試体は同一のバッチより製作せるものに就て比較し、可及的にコンクリートの均一性を期した。試験は主として材齡 28 日の供試体に就て行な

つた。28 日より若い材齢の供試体に就ては其の抗压強度は形状寸法に無関係なる事が試験の結果確かめられた。養生は最初 1 週間は水中養生をなし其以後試験日迄コンクリート貯蔵室で乾燥養生をした。本試験はすべて Budapest 工科大学のコンクリート試験所で行つたもので其の供試体の数は合計 360 個に及んでゐる。

立方供試体： 使用した立方供試体は 7.07 cm, 15 cm, 20 cm, 30 cm の 4 種で図-21 に示す 6 種のコンクリートに就て試験した。

表-7.

骨材の種別	アブラムス細率係数	立方供試体の抗压強度百分率				試験の回数
		7.07 cm	15 cm	20 cm	30 cm	
A	4.20	122.1	100.9	100	75.1	2
B	4.65	132.3	94.5	100	71.7	3
C	5.30	108.5	104.7	100	76.0	3
K	5.39	114.0	103.0	100	77.8	3
D	5.96	112.0	112.2	100	81.3	3
E	6.22	104.8	104.8	100	80.1	3

表-7 及図-22 は 20cm の立方供試体の抗压強度を 100% として他を百分率で示したものである。

試験の結果：

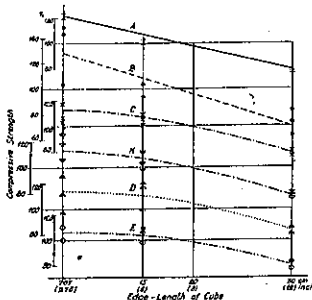
(i) 抗压強度は供試体の寸法の増大するに従つて減少す。

(ii) 図-22 に依れば抗压強度は供試体の寸法の増大するに従つて細率係数の小なるものは直線的に、大なるものは曲線的に低下し、其の曲率は細率係数の大なる程著しい。これは小なる立方供試体に比較的大なる粗骨材を使用した爲である。即ち骨材の最大寸法 3cm なるコンクリート及 5cm なる E-コンクリートは立方供試体の 1 邊夫々 7.07cm 及 15cm に比して過大に失する爲である。

表-8.

骨材の種別	アブラムス細率係数	断面 15×15 cm 高さは底邊に對する比で示された角礫供試体の抗压強度百分率			試験の回数
		1:1	1:2	1:3	
A	4.20	100	72.0	52.1	1
B	4.65	100	74.9	54.8	2
C	5.30	100	73.0	53.2	2
K	5.39	100	74.8	—	1
D	5.96	100	62.0	44.2	2
E	6.22	100	70.2	45.5	2

図-22.



角礫供試体： 供試体断面は 15×15 cm 及 20×20 cm の 2 種に就き前者は底邊と高さとの比 1:3 迄の 3 種後者は 1:5 迄の 5 種に就て試験した。表-8 は 15 cm の立方供試体の抗压強度を 100% とした場合の百分率を示す。

試験の結果：

(i) 底邊と高さとの比 1:2 なる角礫供試体の抗压強度は 1:1 のものゝ約 70% である。但細率係数の増大するに従つて抗压強度の百分率は多少低下する傾向がある。

(ii) 底邊と高さとの比 1:3 なる角礫供試体の抗压強度は 1:1 のものゝ約 50% である。但細率係数の増大するに従つて抗压強度百分率の低下する程度は (i) の場合より顯著である。

表-9 は底邊 20 cm の各種角礫供試体に就て立方体の場合の抗压強度を 100% として表示したものである。

表-9.

骨材の種別	アブラムス細率係数	断面 20×20 cm 高さは底邊に對する比で示された角礫供試体の抗压強度百分率					試験の回数
		1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	
A	4.20	100	—	57.3	—	—	2
B	4.65	100	—	59.5	—	—	3
C	5.30	100	55.4	50.5	54.7	49.8	2
K	5.39	100	57.6*	—	—	47.1	1
D	5.96	100	—	53.1	—	—	2
E	6.22	100	—	47.9	—	—	2

*： 材齢 15 日

試験の結果：

(i) 底邊と高さとの比 1:2 の角礫供試体の中 K は材齢 15 日の強度を示す。之に依れば供試体の材齢は其の形状寸法が抗压強度に及ぼす影響には無関係のもの様である。

(ii) 抗压強度は供試体の底邊と高さとの比が 1:2 迄は著く低下するが、此の比が更に増しても抗压強度は著く低下する事なく或一定の値に近づく傾向がある (図-23. 参照)。

(iii) 立方供試体の抗压強度を 100% とするとき之と同一の断面を有する總ての角礫供試体の抗压強度は骨材の細率係数の増大するに従つて概して一様に低下する傾向がある (図-24, 図-25. 参照)。

(iv) 或立方供試体の抗压強度を 100% とするとき之より小なる寸法を有する立方供試体の抗压強度は一般に大で、細率係数の増大するに従つて抗压強度の百分率の低下する傾向は供試体の小となるに従つて著しい (図-26.)。

図-23.

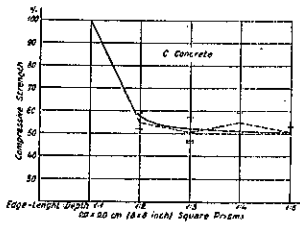


図-25.

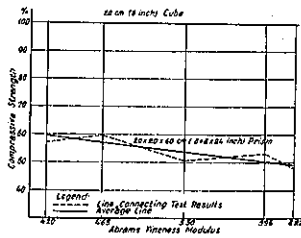


図-24.

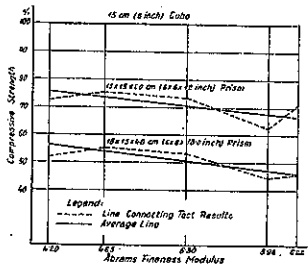


図-26.

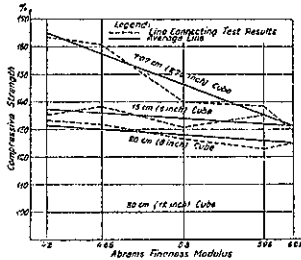
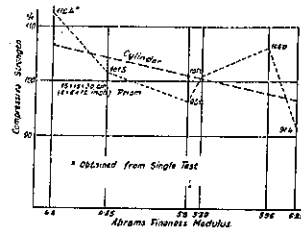


図-27.



円筒供試体：表-10 は材齢 7 日及 28 日の K-コンクリートの 20cm 立方供試体と 15×30cm の円筒供試体との抗压強度を立方供試体を 100% として示したものである。

表-10.

骨材の種類	材 齢	供 試 体		試験の回数
		20cm 立方供試体	直径 15cm 高さ 30cm の円筒供試体	
K (f.m) (5.39)	7	100	67.5	1
K (f.m) (5.39)	28	100	68.8	1

之に依れば抗压強度の百分率は殆ど材齢に無関係である事が判るから、他は材齢 28 日のものに就て試験した。表-11 は直径 15cm 高さ 30cm の円筒供試体の抗压強度百分率を示す。

表-11.

骨材の種類	アブラムス細率係数	抗压強度百分率		試験の回数
		20cm 立方供試体	直径 15cm 高さ 30cm の円筒供試体	
A	4.20	100	84.0	2
B	4.65	100	78.3	3
C	5.30	100	75.0	3
K	5.39	100	68.8	1
D	5.96	100	73.7	3
E	6.22	100	65.2	3

即ち円筒供試体に就ても細率係数の増加につれて抗压強度百分率は次第に低下する傾向がある。

表-12 は細長比及寸法の相似た 15×15×30cm の角筒供試体と 15×30cm の円筒供試体との抗压強度の大小関係を角筒供試体を 100% として百分率で示したものである。之に依れば両者は殆ど相等しき強度を有することが判る。

図-27 に依れば細率係数の増加に伴ひ円筒供試体の抗压強度の百分率は低下するが大体任意のコンクリートに就て相等しいことが判る。

表-12.

骨材の種類	アブラムス細率係数	抗压強度百分率		試験の回数
		底邊 15cm 高さ 30cm の角筒供試体	直径 15cm 高さ 30cm の円筒供試体	
A	4.20	100	112.4	1
B	4.65	100	101.5	2
C	5.30	100	96.2	2
K	5.39	100	101.1	1
D	5.96	100	106.0	2
F	6.22	100	91.4	2

底邊と高さの比 1:3 なる角筒供試体：

表-13 は断面の 1 邊と高さの比が 1:3 なる 3 種の角筒供試体 10×10×30cm, 15×15×45cm, 20×20×60cm の抗压強度を 20cm の立方供試体を 100% として表示したものである。

表-13.

骨材の種類	アブラムス細率係数	抗压強度百分率			試験の回数	
		20cm 立方供試体	底邊と高さとの比 1:3 なる角筒供試体			
			底邊 10cm	15cm		20cm
A	4.20	100	84.0	51.3	57.3	2
B	4.65	100	78.3	54.8	59.5	3
C	5.30	100	68.2	53.2	59.5	2
D	5.96	100	63.4	44.3	53.1	2
F	6.22	100	59.9	49.3	47.9	2

試験の結果：

(i) 3 種の供試体の中で 10×10×30cm のものは細率係数の増加による抗压強度の低下が最も顯著である(図-28 参照)。

(ii) 図-29 は角隅供試体の寸法と抗压強度百分率の関係を示すもので抗压強度は $10 \times 10 \times 30$ cm のものが最大を示し $15 \times 15 \times 45$ cm に至り著しく低下し $20 \times 20 \times 60$ cm に至り多少増加する傾向がある。

結論:

1. 材齢 28 日より若いコンクリートに就ては供試体の抗压強度は其の形状寸法に無関係である。

2. 立方供試体は其の寸法の増大につれて抗压強度は低下する。其の傾向は骨材の細率係数の小なるコンクリートは直線的に低下するが細率係数が増大するに従つて曲線的となる。

3. 角隅供試体の抗压強度は断面 20×20 cm. に就ては邊と高さとの比が 1:2 なるときは 20 cm 立方供試体の 50% であるが、其以上高さが増しても抗压強度は著しく低下しない。断面 15×15 cm に就ては邊と高さとの比 1:2 なるときは 15 cm 立方供試体の抗压強度の約 70%, 1:3 なるときは 50% に低下する。

4. 直径 15 cm 高さ 30 cm の円筒供試体の抗压強度は 20 cm 立方供試体の抗压強度に略相等しい。

5. 20 cm の立方供試体の抗压強度を 100% とすれば邊と高さの比 1:3 なる $10 \times 10 \times 30$ cm の角隅供試体の抗压強度は約 70%, $15 \times 15 \times 45$ cm のものは約 50%, $20 \times 20 \times 60$ cm のものは約 53% である。

6. 円筒供試体及角隅供試体共にその抗压強度百分率は骨材の細率係数の増大につれて低下しその傾向は同一の細長比を有する供試体に就ては比較的寸法小なるもの程著しい。

7. 立方供試体に就ても同様に最大の寸法の立方供試体の抗压強度を 100% とすれば細率係数の増大に従つて抗压強度百分率は低下しその傾向は寸法の小なるに従つて著しい。

(篠原 清)

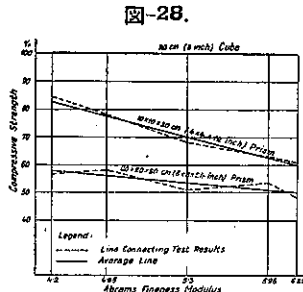
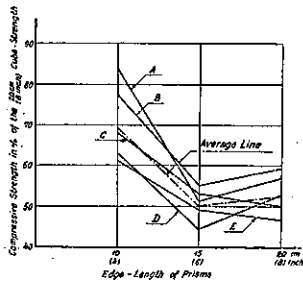


図-29.



(118) 閘門及堰堤のコンクリートの改善

(L. Rohwedder, "Improvement Lock and Dam Concrete" E. N. R. Feb. 17, 1938, p. 262-264.)

(コンクリート中の気泡, 砂の分離, ミキサーの設計, 施工軟度, 水中養生の際の養生温度に就て)

Upper Mississippi River に於ける閘門及堰堤のコンクリートを施工する目的の爲、コンクリートの諸性質並にコンクリート打込みの最良の方法を究明しようとして、Rock Island 地方のアメリカ陸軍技術者によつて種々な試験研究が行はれた。Rock Island 地方では目下閘門、堰堤はひつくるめて第 10 號より第 22 號まで建設中に屬し、推定したところ 13 の閘門が既に完成又は略完成に近く 7 個の堰堤が完成し 6 個が目下工事中である。コンクリートを打ち始めたのは 1931 年であるが、以來現場並に試験所での仕事は至極順調に進み前に打つたコンクリートの結果を試験調査してこれが改善に努めてゐる。より良きコンクリートを打つためにはコンクリート中に生ずる気泡, 砂の分離施工軟度, セメント所要量, コンクリート強度, 骨材の適當な粒度セメントの水分保持力に就ての性質等を究めなければならぬ。

Rock Island 地方に於ける初期の工事では閘門に對してはセメント使用量がコンクリート 1 碼³に付 5 袋、堰堤に對しては 6 袋であつたが、セメントの水和熱を小さくし且つこれに伴ふところの温度變化に起因する龜裂を可及的に減少させる爲、化粧書をかへて閘門も堰堤も 4.5 袋に下げた。而してそのセメントは比較的粗粒とし No. 200 メッシュの篩を通過する量 85% のものとした。この新しいセメントで作つた混合物はスランプ小で粗骨材は碎石を使用したので打込みには電気バイブレータの助けを借りた。此の爲に砂の分離やコンクリート中にできる気泡は餘程少くするを得た。

気泡が型枠の表面に生ずるのは、混合物を振動させたとき中の空氣がコンクリートの上面にまで浮び上つて來ない爲で、この気泡の大きさは時として直径 1/2 吋深さ 1/8 吋にも及ぶものがあつた。總じてコンクリート面に気泡などができると出來上りの美觀を損ねるのでこの見地からは除去に努めるのが望ましいが、構造物そのもの健全性を損ずるとまでは考へられない。

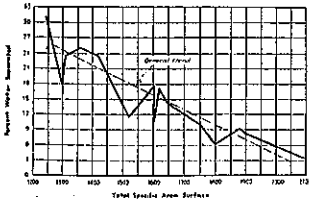
気泡の發生を研究し更にこれが除却の方法を見出さんが爲、縦横 5 呎に 3 呎高さ 7 呎の側面を硝子張りにした箱の中にコンクリートを打込んで見た。セメント使用量は 1 碼³に付 4.75 袋で、粗骨材には碎石を用

ひその寸法は 2 吋を限度として、打込みは 18 層にわけた。型枠面に沿ひ振動の程度を色々にかへてみたがこれによりコンクリートの出来上り面に振動の及ぼす影響を知ることができた。

硝子を透して観測せられるコンクリート面の状態及硬化後型枠を外して見られるコンクリート面の状態よりして次の 2 つの一般的な傾向が観取された。

- (1) 気泡の発生を一番少くするには、振動の断続時間を混合物の組成に応じて適宜に変化させ型枠面に沿つて組織的に働き振動を與へた場合である。

図-30. 遊離する水の量はセメントの細率が増すにつれて減ずる。遊離する水の量を小さくすれば砂の分離の傾向は減る。



- (2) 型枠面に沿つて能ふ限りこれに接近して働きを行はずに徹底的な振動を與へれば水分の少い施工軟度の悪い混合物でも満足のゆく結果が得られる。水分の少いコンクリートに働き振動を與へるとコンクリートの出来上り面全体に互り斑点様の気泡が残る。殊に混合物が滲み水を多く含む部分でこの傾向が著しい。

骨材の粒度、水セメント比、セメントの比表面積、型枠材料、打込みの毎回の厚さ等は皆気泡を減少せしめるに重要な因子である。

混合物中の骨材が良好な粒度を持ち最大の表面積を有するときは、遊離する水を生ずる傾向は小であつて従つてコンクリート表面に餘り気泡もできず滲み出す水も少い。非常に比表面積の大きいセメントを使用せば混和に要する水も少くして済み滲み水も多くは出ない。型枠材が鋼板とかブライウッド(飛行機に使ふ合せ板)とか又は圧搾材の様完全に不滲透性のものであると通常の木材の型枠を使用した場合よりも多くの気泡が残る。そのわけは通常の木材を使用した場合には空気や水は木材に吸収されたり又これから漏つたりするからである。コンクリートの打込みを薄層にわけ一様に振動させて、より多くの空気水を表面に追ひ出すのがよい。木材の型枠面に重油を塗布すると空気や水を透さなくなるから気泡の残留を助長する。Rock Island 地方に於て

行つた研究はコンクリート構造物の外観の改善に大いに寄與する所があるのであつて、以下個々の因子に就きその影響を詳述する。

砂の分離及水の遊離: セメントの滲み水が砂の分離に及ぼす影響を究めることは Rock Island に於ける研究室試験の基調となつてゐる事柄であつたのであるが、1931 年以來閘門及堰堤の築造に關し砂の分離は主に滲み水ができる爲又はセメントの一部が流れ出す爲に起ることが示された。凍結コンクリート及凍結水分の氷解したコンクリートに就て耐圧試験を行つたが、セメントには特に水分保持力の大きいものを使つてみた。この試験の結果判明した事柄は砂の分離がコンクリート表面を不体裁にし凍結作用に對する抵抗力を弱めはするが、コンクリート塊自体の耐圧強度又は耐久力を弱める影響に關しては認め得べき程度の減少は生じないのである。

水の遊離する性質に就ては円筒形のメートルグラスに豫め測つておいた既知量のセメント及水を入れ、これを 1 分間完全に攪拌する。これを 1 時間放置し置けば自由水の量は初め加へた水の何パーセントかになつてこの相對的な數字で以て色々な工場で作られた製品の水分遊離の程度を比較することができる。

色々な製品に就き上の様にして行つた試験の結果はセメントから分離した水の量とセメントの化学成分、比表面積、粒子の大きさの分布状態、其の他の物理的性質との間の關係を明示し得なかつたのであるが、一定工場の製品が一定時間内に残す水の量は比表面積につれて変化するので、即ち比表面積が大となればなる程遊離水量は少くなる。此の關係は図-30 に示した通りである。

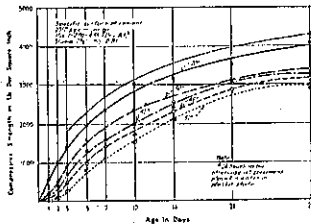
其の他次の様な結論を得た:

水セメント比が小さければ小さい程一定時間後に遊離のまゝである水のパーセンテージは小であること。この試験の範囲内では遊離石灰、シリカ、三珪酸カルシウム、四鈦土カルシウム、二珪酸カルシウム、三アルミニウムカルシウム等の含有量と、同一工場の色々な製品に就ての遊離水量との間に存在すべき關係は判明しなかつたこと。同一工場の色々な製品に就てセメントの凝結時間と遊離水量との間の關係は判明しなかつたこと。而して恐らくクリンカーの冷却速度及冷速方法、原料の性質、クリンカーを燃焼させるときの温度、其の他製造過程に於ける変化はこの遊離水量に利いて來る有力な因子であらう。

1934 年に仕様書をかへて No. 210 メッシュ 篩を通過

する量85%の粗い粒のセメントを使用することにした。セメントは数箇所の工場から取つたが比表面積は最小1100 gr/cm², 最大1600 gr/cm²である。但し例外が1箇所あつて遊離水量及砂の分離に就て多少面倒な事があつた。仕様書には規定してなかつたのであるが1935年のセメントは比表面積が1750~2100 gr/cm²で、水の遊離も餘り起らず不体裁な砂の分離したコンクリートの面も殆ど出来ず大した面倒がなくて済んだ。水分を多く保持し大きな比表面積をもつセメントが製造される様になつたので、1936年の仕様書は比表面積を1700~2200 gr/cm²まで上げた。

図-31. 水中にコンクリートを打つとき水温高ければ強度高し。水中に浸す前に24時間空中に置くときが強度最良



實驗室でセメント試験の際に水の遊離が異常に大きなセメントは現場でのコンクリート打ちの際に屹度厄介な水の滲み出しを起すし、又現場で水の滲み出しを起さぬ様なコンクリートはその中のセメントが實驗室試験の際にも良好な水分保持力を有するものであることが判明した。近き將來に於てマスコンクリートの仕様書を作る場合にコンクリートに水の滲み出しの起るのを最小限に止め而も施工軟度の良い混合物を得る目的でセメントの比表面積と水分保持力とを規定するのが極くありふれた事柄となる時期が来ることゝ信ずる。

施工軟度: これに就て實驗室で行ふ研究は骨材の最大寸法と所要の施工軟度を得る爲のセメント量との關係を決定すること。骨材寸法は一定の水セメント比及セメント量を持つ混合物に如何なる影響を及ぼすか。骨材の最大寸法よりも小さい開きを持つ標準篩を用ひてコンクリートを濕潤の状態で篩分けたときの影響。

試験は限られた範囲でしか行はなかつたが、次の結論を得るには充分であつた。

- (1) 一定の水セメント比及セメント使用量に對してコンクリートのスランプは粗骨材の最大寸法が減ずるに伴つて減ずる。
- (2) 1碼³につきセメント4.5袋、水はセメント1

袋につき6.5ガロンとしたとき骨材の最大寸法が1.5時から2.0時に増大するに伴つてコンクリートの耐圧強度は約250 lb/in²増す。その原因は主としてより大きな骨材を使つた爲に餘計な可塑性が得られたに依る。

- (3) 施工軟度と水セメント比が一定の場合はセメントの所要量は骨材の最大寸法が減ずるにつれて増加する。
- (4) スランプ、水セメント比、骨材の粒度が一定の場合は碎石にすると砂利よりも多くのセメントを必要とし、その量は碎石の性質及粒度に依存する。
- (5) 濕潤状態で篩分した砂利を用ひたコンクリートに於て砂利の最大寸法が2.0時から1.5時に變つても混合物のスランプには認め得べき影響がない。
- (6) 濕潤状態で篩分した砂利を使用せるコンクリートに於て砂利の最大寸法が2.0時から1.5時に變つたとき6×12時の円筒形供試体の耐圧強度を増加するが、これは上のものを篩にかけずに8×16時の円筒形供試体について得られる耐圧強度と略似た値である。
- (7) 骨材が一様に良い粒度を有するとき施工軟度、強度、セメントの經濟に最も良好なる結果を與へる。

養生温度の影響: 時折水中でコンクリートを打たねばならなかつた。このときの仕様書は最低水温を45°Fときめてある。この爲32°~70°Fの範圍に互ひ、水中打ちを行ひ水中養生としたコンクリートの耐圧強度が温度につれて如何に変わるかを試験した。

供試体は大きさが4×8時の円筒形でパラフィンを引いた型枠の中にコンクリートを流し込んで作つた。この一連の試験に使用したセメントは比表面積が2050 gr/cm²のもので、次で比表面積1800 gr/cm²のセメントに就き同様の試験を繰返した。混合物の配合はコンクリート1碼³につきセメント5袋、水はセメント1袋につき5ガロンの割のものを用ひた。骨材の最大寸法は1吋でスランプは2.5吋あつた。材齡1日から28日までの間を9種に分ち各工場のセメント製品を6組宛試験することにした。供試体は32°~70°Fまでを5種の一定温度に分ち夫々に就き養生を行つた。

図-31は耐圧強度と材齡とを坐標にとつて、比表面積2050 gr/cm²のセメントに付ての結果を示せるものである。第2種のセメント(1800 gr/cm²のもの)に就ても同様の結果が得られた。

この試験の結果は32°Fの水中に置いた小片の供試体

は 24 時間後も尚ほコンクリートの明確な硬化を示さなかつた。32°~40°F までは温度 1° 上昇する毎にコンクリートの強度の増す量は、40°~70°F までの間で温度 1°F 上昇する毎に強度の増す量に比し極めて少量である。然しながら最初の 24 時間が経過した後では 1°F 當りの強度の増加量は殆ど第 2 の場合の増加量に等しい位大きい。

一群の供試体は最初の 24 時間を空中に置き次で 70°F の水中にて養生を行った。此の方法で 500 lb/in² の耐圧強度が出たのであつて、供試体を直ちに水中に入れるよりも強い、図-31 は之を示す。(谷本勉之助)

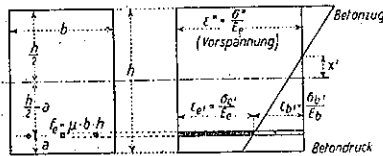
(119) 單及複鉄筋矩形断面桁に於ける初期応力の效果に就て

(Albert Senn "Die Wirksamkeit der Vorspannung im einfach und im symmetrisch bewehrten Eisenbeton-Rechteckquerschnitt" Schweiz. Bauz. 5. Feb. 1938 S. 61~62.)

鉄筋コンクリート構造に於て鉄筋に豫め引張応力を與へて置く事は近年大いに問題となつて來た。即ち後に引張応力を受けるコンクリートの部分に圧縮応力を生ぜしめて置き龜裂の發生を防がうと謂ふのである。本文は斯の如く豫め鉄筋に加へた引張応力がコンクリートの收縮と塑性変形に依つて何の程度に減少せしめられるかを計算せるものである。

1. 豫め鉄筋に加へて置いた引張を弛めた時の鉄筋の引張応力の減少とコンクリートの圧縮応力の發生： 図-32 に於て

図-32.



- σ^* : 鉄筋に豫め加へて置いた引張応力
- σ_e' : 豫め加へて置いた引張応力を弛めた後の鉄筋の応力
- σ_b' : 豫め加へて置いた引張応力を弛めた後の鉄筋の周囲のコンクリートの応力

豫め加へた引張を弛めた後の鉄筋の張力は $N_e = f_e \sigma_e'$ であつて之はコンクリートに生じた圧縮応力と平衡を保つてゐる。コンクリートの圧縮応力は $\sigma = \frac{N}{J} \pm \frac{M_x}{J}$ で計算せられるから鉄筋の周囲の応力は次式に依り求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_{b'} &= \frac{N_e}{bh} + \frac{N_e \left(\frac{h}{2} - a \right)^2}{bh^3 \cdot \frac{12}{12}} \\ &= \frac{N_e}{bh} \left(4 - 12 \frac{a}{h} + 12 \frac{a^2}{b^2} \right) \\ \sigma_{b'} &= \frac{N_e}{bh} k \dots \dots \dots (1) \end{aligned}$$

茲に $k = 4 - 12 \frac{a}{h} + 12 \frac{a^2}{h^2}$ であつて或る断面に對し常數であり對稱複鉄筋の場合には 1 となる。

図より $\epsilon^* = \epsilon_{e'} + \epsilon_{v'}$
 或は $\sigma^* = \sigma_{e'} + n \sigma_{v'} \dots \dots \dots (2)$

$N_e = f_e \sigma_{e'} = \mu b h \sigma_{e'}$ と置けば $\sigma^* = \sigma_{e'} + n \mu k \sigma_{v'}$ となり
 $\sigma_{e'} = \frac{\sigma^*}{1 + n \mu k}$ となる $\dots \dots \dots (3)$

又 $\sigma_{v'} = \frac{\sigma^* - \sigma_{e'}}{n}$ であるから
 $\sigma_{v'} = \frac{\mu k \sigma^*}{1 + n \mu k} = \mu k \sigma_{e'} \dots \dots \dots (4)$

對稱複鉄筋断面 ($k=1$) に對しては式は簡單となり

$$\sigma_{e'} = \frac{\sigma^*}{1 + n \mu}, \quad \sigma_{v'} = \frac{\mu \sigma^*}{1 + n \mu}$$

單鉄筋断面に對して鉄筋力は次式で表はされる。

$$\begin{aligned} \sigma_u(\text{圧縮}) &= \frac{\frac{h}{2} + x'}{\frac{h}{2} + x' - a} \sigma_{v'}, \\ \sigma_o(\text{引張}) &= \frac{\frac{h}{2} - x'}{\frac{h}{2} + x' - a} \sigma_{v'} \end{aligned}$$

但し x' は断面の中心軸より中立軸迄の距離であつて

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{M x'}{J} = 0 \text{ より計算して } x' = \frac{h^2}{6h - 12a} \text{ となる。}$$

鉄筋に加へて置いた引張を弛める時機は一般に未だコンクリートが充分な強さに達して居ない時であるからコンクリートの弾性係数は未だ比較的小さい。従つて $\sigma_{e'}$ と $\sigma_{v'}$ の計算に當つて n を相當大きく採らなければならない。茲では $n=20 (E_b=100,000)$ とする。表-14

表-14.

μ	für $a = 0,1h$		für $a = 0,5h$ (symmetrische Bewehrung)	
	$\sigma_{e'} =$	$\sigma_{b'} =$	$\sigma_{e'} =$	$\sigma_{b'} =$
0,005	0,77 σ^*	0,0112 σ^*	0,91 σ^*	0,0045 σ^*
0,010	0,63	0,0184	0,83	0,0083
0,015	0,53	0,0232	0,77	0,0115
0,020	0,46	0,0268	0,71	0,0142
0,025	0,41	0,0297	0,67	0,0167
0,030	0,36	0,0318	0,62	0,0186

は $n=20$ と仮定し単鉄筋 ($a=0.1h$) と対称複鉄筋 ($a=0.5h$) の場合に對し數種の鉄筋比 μ に就て σ_{cs}, σ_{bs} の減少の割合を示したものである。

2. コンクリートの収縮に依る σ_{cs}, σ_{bs} の変化:

コンクリートの収縮に依つて鉄筋とコンクリートに生ずる応力は前節と同様の考へ方で求められる。収縮に依つて鉄筋に圧縮応力 σ_{cs} を生じ鉄筋の周囲のコンクリートに引張応力 σ_{bs} を生ずる。結局前節で求めた初期応力 σ_{cs}, σ_{bs} は σ_{cs}, σ_{bs} だけ小となる。

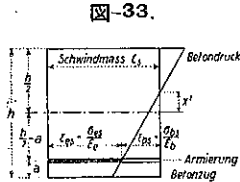


図-33.

鉄筋の無い時の収縮を ϵ_s とすれば (3), (4) 式と同様に

$$\sigma_{cs} = \frac{\epsilon_s E_c}{1 + n\mu k} \dots (5)$$

$$\sigma_{bs} = \frac{\mu k \epsilon_s E_c}{1 + n\mu k} \dots (6)$$

となる。収縮せる後鉄筋と鉄筋の周囲のコンクリートに残る初期応力は夫々

$$\sigma_{cs2} = \sigma_{cs} - \sigma_{cs} = \frac{\sigma_{cs}^* - \epsilon_s E_c}{1 + n\mu k} \dots (7)$$

$$\sigma_{bs2} = \sigma_{bs} - \sigma_{bs} = \mu k \sigma_{cs2} \dots (8)$$

となる。表-15 に表-14 と同一断面に對し収縮 $\epsilon_s = 0.0004$ として計算した鉄筋とコンクリートの収縮応力を掲げた。

表-15.

μ	$\epsilon_s = 0.0004$		$\epsilon_s E_c = 800 \text{ kg/cm}^2$	
	für $a = 0,1h$		für $a = 0,5h$ (symmetrische Bewehrung)	
	σ_{cs} (Druck)	σ_{bs} (Zug)	σ_{cs} (Druck)	σ_{bs} (Zug)
0,005	620 kg/cm ²	9 kg/cm ²	727 kg/cm ²	4 kg/cm ²
0,010	510 "	14 1/2 "	667 "	7 "
0,015	426 "	18 1/2 "	615 "	9 "
0,020	370 "	21 1/2 "	570 "	11 1/2 "
0,025	325 "	24 "	533 "	13 1/2 "
0,030	290 "	25 1/2 "	500 "	15 "

3. 荷重を受けた時にコンクリートの塑性変形に基づく初期応力の減少: 同一状態の下ではコンクリートの塑性変形の量はコンクリートの応力 σ_b に比例すると一般に考へられてゐる。従つて本問題に於ても断面の中立軸は前と同じである。

時間 x に於て鉄筋の周囲のコンクリートの塑性変形を ϵ_{cs} とすると図-34 より鉄筋の応力は $\epsilon_{cs} E_c$ だけ

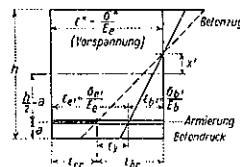


図-34.

減少する事になる。之に對應してコンクリートの方も変形は大とはなるが応力は減少する。補強初期応力を與へて置いた鉄筋の張力に對して時間 x に於て次の式が成立する。

$$N_x = N_0 e^{-\epsilon_x E_c f_c} \text{ 或は } \sigma_{cs} = \sigma_{cs}^0 e^{-\epsilon_x E_c}$$

(4) 式と同様に

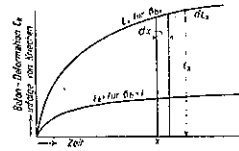
$$\sigma_{bs} = \mu k (\epsilon_{cs} - \epsilon_x) E_c \dots (9)$$

コンクリートの塑性変形は一般に単位荷重 $\sigma_b = 1 \text{ kg/cm}^2$ に對して考へられ時間 x の函数として $\epsilon_{cs} = f(x)$ で表はされる。

図-35.

変荷重 σ_{bs} に對しては図-35 より時間 x に於て

$$d\epsilon_x = \sigma_{bs} f'(x) dx \dots (10)$$



(9) 式の値を代入して整理

すれば $\frac{d\epsilon_x}{dx} + \epsilon_x E_c \mu k f'(x) = \epsilon_{cs} E_c \mu k f'(x)$

之を解いて

$$\epsilon_x = e^{-E_c \mu k f(x)} [e^{E_c \mu k f(x)} + C]$$

$x=0$ の時 $f(x)=0, \epsilon_x=0$ なるを以て, $C = -e^{E_c \mu k f(x)}$

$$\therefore \epsilon_x = E_c (1 - e^{-E_c \mu k f(x)})$$

$$\text{或は } \epsilon_x = E_c (1 - e^{-E_c \mu k f(x)}) \dots (11)$$

鉄筋に残る応力は

$$\sigma_{cs} = \epsilon_{cs} E_c = (E_{cs} - \epsilon_x) E_c$$

即ち $\sigma_{cs} = \sigma_{cs}^0 e^{-\mu k \epsilon_{cs} E_c} \dots (12)$

鉄筋の周囲のコンクリートに残る応力は (4) 式と同様に

$$\sigma_{bs} = \mu k \sigma_{cs} = \mu k \sigma_{cs}^0 e^{-\mu k \epsilon_{cs} E_c} \dots (13)$$

塑性変形量 ϵ_{cs} は Graf, Glanville, Shank 等の實驗に依れば約 0.02% に達する。表-16 に異なる μ の値に對する残留応力 σ_{cs}, σ_{bs} の計算値を掲げる。

表-16.

μ	$\epsilon_{cs} E_c = 40$		$\epsilon_{cs} E_c = 40$	
	für $a = 0,1h$		(symmetrische Armierung)	
	σ_{cs}	σ_{bs}	σ_{cs}	σ_{bs}
0,005	0,56 σ_{cs}^0	0,0082 σ_{bs}^0	0,82 σ_{cs}^0	0,0041 σ_{bs}^0
0,010	0,31	0,0090	0,67	0,0067
0,015	0,173	0,0078	0,55	0,0082
0,020	0,097	0,0057	0,45	0,0090
0,030	0,030	0,0026	0,30	0,0090

計算例。(略) 計算例に依れば最初に與へたコンクリートの応力は収縮と塑性変形の爲に大部分(計算例 1 に於て 59%, 2 に於て 72%) 失はれて仕舞ふ。従つて十分な効果を期待し得る爲には非常に大きな補強初期応力を與へて置かねばならぬ事になる。(横田周平)

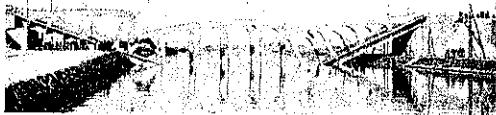
橋 梁 及 構 造 物

(120) ベルギーの溶接橋破壊

("Welded Bridge Failure in Belgium")
(E. N. R. May 5, 1938 p. 654~655.)

ベルギー Hasselt 近郊にあるスパン 245 ft. の全溶接 Vierendeel トラスは去る 3 月 14 日破壊した, その原因の詳細は政府調査員の報告を待たなければ判明しないが, 破壊の原因はスパンの 1/4 点附近の補強のない直接銜合現場接手或はその附近にあるものと想像される (図-36 参照)。

図-36. 支間の左 1/4 点の下弦が破壊して墜落した溶接橋



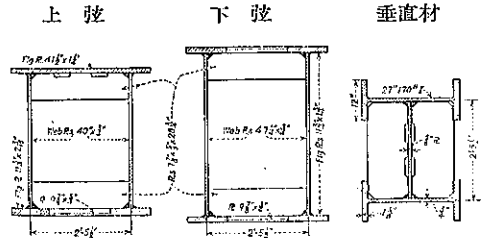
材料の脆弱性: E. N. R. ベルギー通信員の報道によれば破壊の主因は溶接の拙劣にあると云ふ意見に傾いてゐる様である。更に橋梁部材の破壊を見るに母材, 溶材共に非常に脆弱であると云はれてゐる。之に使用した溶接法では母材に根本的变化を生じたか或は溶材に極度の餘剰応力を生じたか或は又其等兩者共生じたかは明白である。上弦材は現場接手から可成り距つた點で破壊したがその破壊面の特徴により軋圧鋼材に展性が缺けてゐたと想像される。然るに仕様書に依れば鋼材は引張強さ 55 000~60 000 lb./in², 伸び 20% となつてゐるから仕様書通りの鋼材ならば脆弱であるとは云ひ難い。

Hasselt 橋は 1937 年 1 月活荷重試験を行つた上約 1 年間一般交通の用に供されてゐたものである。ベルギー政府橋梁道路局は過去 6 年間約 50 の溶接 Vierendeel 型の橋梁を架設したが多くは新 Albert 運河上に架したもので最初は工場溶接, 現場銜接であつたが最近では工場, 現場共に溶接のものが多い。Hasselt 橋もこの運河に架せられ, 最長径間のものであつた。

ベルギー雑誌 L'Ossature Metallique 1936 年 9 月號に依れば Hasselt 橋は 31 ft の車道 (電車軌道を含む) と兩側の歩道 (トラスの外側に突桁) がある。トラス部材は總て II 型断面で鉛直材は軋圧材, 弦材は鋸から形成したものである。トラスは中央の高さ 33 1/2 ft, 格間數 12 である。弦材は格間 2, 4, 7, 11 で溶接してあるが鉛直材用の緊鉸迄も工場溶接で, 鉛直材の取付は

2 箇所だけ現場溶接すればよい様になつてゐた。横桁及橋門構用の緊鉸の弦材への取付も工場溶接である。

図-37. Hasselt 橋の Vierendeel トラス部材の組立



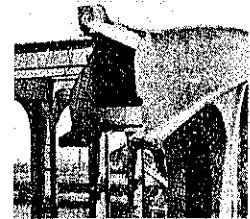
漸次破壊す: ベルギーからの急便に依れば, 午前 8 時後間もなく破壊したと云はれてゐる。運河の舟曳道に立つてゐた現場目撃者は發砲した様な音を聞き第 3 と第 4 鉛直材の間の下弦材に龜裂に入つたのを見た。2 本の鉛直材の中間の横桁は直ちに垂れ下り 6 分後には橋は破壊して 3 つになつてが運河の中に墜落した。通行中の車馬及歩行者は最初の破壊音を聞いて逸早く安全に避難した。

調査の結果, 下弦の破壊後上弦は橋の死荷重を受けたアーチの作用をし, 橋臺はこのアーチの水平推力に抵抗するだけの力がなかつたので片側の橋臺はこの剪断力によつて図-36 の様に破壊し, 上弦は單純梁となつて破壊した。

図-38:

最終に下弦が破壊した格間の切断したトラス。垂直材は下部の現場接手で破壊してゐる點注意。

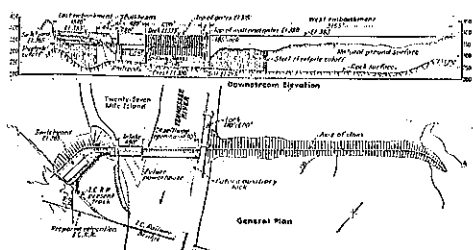
鋼材の脆弱性を示す上弦母材の破壊面



溶接法の詳細な報告はないが, 鋼材供給者は溶接橋の経験なく, 溶接技術にも各種の困難があり漸く完成したものであつたと云はれてゐる。

(宇野周三)

図-41. 断面図並に平面図



EI. 380 呎迄上昇せしめる。

操作方法は先づ出水期の始め迄に貯水池面を下流航行に差支へない最低限度迄下げる。一般には河川に相當の流量があるから貯水面を EI. 350 呎に下げても航行に差支へない。この様な操作でオハイオ河やミシシッピー河に大出水の豫想される最危険期中に於ても最大出水を貯水出来る餘地を残す。この大貯水容量は大出水の時下流水位を 2 呎下げられ、小洪水に対しては 5 呎以上の水位低下を行ふことが出来る。4 月下旬或は 5 月に現はれる洪水に対しては、そんなに遅くはもう大洪水は起らぬから貯水池を最高まで上げてても實際上差支へない。そしてこの様な時期の洪水こそ作物に対して最も害を與へるのである。春の大出水時期が過ぎる頃には貯水池面を常時の水位即ち EI. 359 呎迄上げその後は航行用或はマラリヤ發生を防ぐ爲に流量を補給したり又は發電をし乍ら次第に水位を EI. 354 呎下げる。ギルバート堰堤はミシシッピー谷の關門カイロから流下時間で丁度 1 日間の上流にあり、それだけカイロ及その下流に対する積極的利益がある。

オハイオ河は下流ミシシッピー河に大洪水を起さしめる主な河川であり、テネシーはオハイオ河の最も大きな支流である。ギルバートの上流に 40 000 哩² の流域からの洪水を調節する充分な容積を持つてゐるのであるからこの堰堤計畫はミシシッピーに對し最も効果ある計畫と云へるのである。

カイロ又はミシシッピー谷の關門に接近してこの様な大貯水量を持つてゐることは下流の高水防禦工事を縮小せしめ得ることが出来、又沿岸の土地の利用を増進し誠に積極的然も經濟的の洪水調節が出来るのである。之等の利益を考へなくとも、この大貯水量は洪水調節以外の色々の有利な用に給せしめることが出来る。

図-42 は貯水池の容量曲線を示し之による EI. 350 と EI. 375 との間に 4 600 000 エーカー呎の洪水調節能力がある。

非常出水に於ては更に EI. 375 と EI. 380 との間の

1 450 000 エーカー呎の容量が使用出来る。 Army Engineer がつくつたミシシッピー河洪水調節用貯水池案の報告によればテネシー河系統に 10 859 000 エーカー呎の貯水容量を割當てゐる。

ギルバート貯水池はこの容量の大部分を持つてをり然も下流ミシシッピー谷の直ぐ上流に之を備へてゐるのである。

過去の洪水記録に就てあたつて見ると EI. 375 呎迄の貯水でカイロで水位を 2.3~2.8 呎低下し、流量を 184 000~220 000 個減せしめる。又カイロに於て 2 600 000 個の流量を考へ得る最大の洪水量とすれば、ギルバート貯水池を EI. 380 呎迄貯水せしめることにより下流水位を 2.3~3.8 呎低下出来る。之は勿論洪水波の型に依るが大体大洪水でもカイロに於て水位で 2.3 呎以上、流量で 200 000 個以上を遞減出来る。テネシー河のオハイオ河に合流する點はオハイオとミシシッピーとの合流點の直ぐ上流にあるがテネシーの洪水波はオハイオのそれより一般に先行する。従つてギルバート流域の水位上昇の時兩岸に氾濫した水はテネシー河の水位下降の時戻つて來て之がオハイオ河の最高水位を時に合流して來る。ギルバート貯水池が竣功すればその貯水量の一部は洪水期の初期に、まだ下流河積に餘裕がある時に放流しその他大部分はオハイオ河の最高洪水時が過る迄貯留されることになる。噲へギルバート堰堤が出来てもオハイオ本川流域からの洪水を遞減せしめるわけにはゆかない。何とならば過去の記録によるにテネシー河の洪水量は相當多く、オハイオ河からの逆流を防ぐに充分であるから。

ギルバート貯水池は又單位面積あたりの費用から云つても、遞減流量の單位流量あたりの費用から云つても最も安い流量調節が出来るのである。即ちカイロに於て 2 250 000 個以上の洪水を調節する場合表-17 で見る如く他の堰堤地點たるオハイオ河流域やミズリー、ミシシッピー流域の堰堤地點(前者の貯水量 11 261 000 エーカー呎、後者 11 480 000 エーカー呎)に較べてずつと安く然も航路補給水、水力發電にも利用出来る。

図-42.

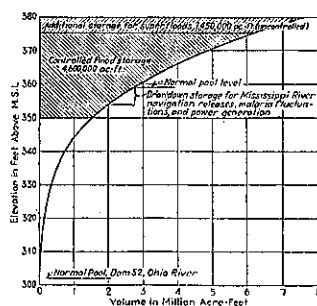


表-17. 洪水量遞減の費用比較

貯水池の位置	カイロに於ける流量遞減(億)	遞減流量1個當りの費用(兆)
Ohio River	200 000	1 239
Missouri River and Middle Mississippi	140 000	1 096
Gilbertsville	200 000	560

ギルバート堰堤は Paducah と Chickamauga 航路(図-40 参照)の上流端即ち Chattanooga と Knoxville との中間あたり迄との間の延長520哩の航行を完全にし、新に Paducah と Pickwick Landing Dam との間 184 哩を水深 9 呎以上の航路とせしめた。そしてこの間 1 箇所の閘門しかない。故にギルバート貯水池はミシシッピー系統の有力なる航路となる。始め案を掲げる時 4 箇の低い堰堤をつくることを考へた。併しこの案によると 4 箇の閘門を要し、貯水池も狭くその水位変動も激しくなりそして洪水調節能力も無くなる。之等の理由により前述の高堰堤を選んだのである。

航路用の貯水池面が長く真直ぐなると、現在ミシシッピーやオハイオ河で用ひられてゐる船に對し危険になる様な波や流れを生じないだらうかと云ふことも研究され、安全であることがわかつた。(伊藤 剛)

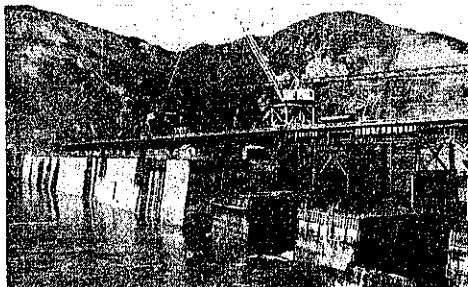
堰 堤

(122) Grand Coulee 堰堤の排水路締切扉

(“Grand Coulee Closure Gates” West. Const. News, Feb, 1938 p. 74~76)

締切扉の目的: Grand Coulee 堰堤築造用には幅 50 ft の排水路 4 箇所あり。之は堰堤のコンクリートブロックを一つ置きに空けて打ちその間を排水路としたものである。排水路の箇所以外の堰堤を 50 ft 高打するとそれ以上続けてコンクリートを施工する事がよくないので、次には是非共この排水路となつてゐる箇所のブ

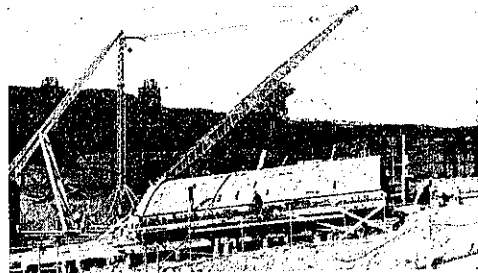
図-43. 4 断面の中 2 つは排水路として残り、他の 2 つはコンクリート施工用に隔壁が設けられた所を示す。



ロックを施工しなければならない。此の目的に此の締切扉を使用する。

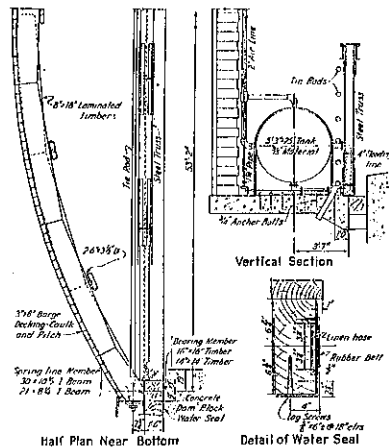
扉の構造: 扉は 4 箇製作し 2 箇所宛使用する。上流側と下流側とに用ひる扉は大体同じ形であるが、上流側の方が水圧が大きいので鉄の筋違ひが上流側の方が大きい位の相違がある。堰堤の下流側は 0.8:1 の割合に傾斜してゐるので扉もそれに適応させてある。安全率は大きく取り 4 とした。扉全体は弓型の断面を有する高さ 52 ft 幅 53 ft の箱型にて外側の丸味の半径は 51 ft 材料は木と鉄とコンクリートより出来てゐる。

図-44. 8 箇の締切扉が進水用の上臺の上で組立てられてゐる所。扉 1 箇の重量は 200 t.



起拱部材: 扉の断面の弦の附根となる起拱部の材料は、 $21 \times 8 \frac{1}{4}$ in の工型鋼と $30 \times 10 \frac{1}{2}$ in の工型鋼とが熔接又は銲結されてゐる。此の部材に拱部となる木の角材が取つてゐる。弦に當る部材は直径 $3 \frac{1}{2}$ in と $2 \frac{1}{2}$ in と $1 \frac{1}{2}$ in の 3 種の鉄棒を使用し、中央にターンバックル、端に柔軟な座金を有す。弦部材の鉄棒はその間隔が $1 \frac{1}{2}$ ft より $4 \frac{1}{2}$ ft であるが、扉の下の方になる所は水圧が大きいから鉄棒も短い間隔に太いものを使用する。扉の中央拱部の頂點と弦部材との間には 12×12 in

図-45. 扉の部分詳細図



の木の支柱が筋違ひに入つてゐる。起拱部材として 16×16 in と 14×14 in の角材が堰堤のコンクリート、ブロックを支へる爲に用ひられてゐるが、大きい方の角材は前述の工型鋼の腹部に取つてある。 16×16 in の方の角材が支へ用の柱となり、 14×14 in の方は封水用となる他に補強用となる。封水は特製ゴムにて内側にリンネルのホースを有し、厚さ $1/2$ in 幅 $3\frac{1}{2}$ in のものを木に刻み込みに入れてある。此のリンネルは水を含むと膨みゴムを押しつけ封水用の填充物となる。

拱部材の構造： 扉の丸味のある部分は 8×18 in の板を 6 箇か 7 箇組合せて拱型とする。各弧となる部材同志は $3/4 \times 20$ in の折込みピンにて止める。扉全体の上下を通じ $6 \times 3\frac{1}{2}$ in の等邊山型鋼 5 組を以て此の拱部を締める。拱部の外側は 3×8 in の板を粗麻とビッチにてかしめ水密とする。調整の可能なターンバックルが $1/4$ in の鉄棒 5 本に取つてゐて、此の拱部全体をしつかりと締めることが出来る。

扉の底部の構造： 扉の底部は 16 in 厚の鉄筋コンクリート版である。扉の床が河の底に接觸する箇所は 16×16 in と 14×14 in との木材で出来てをり、恰かも起拱部材と同様な構造である。底部起拱点より約 10 ft の間は底部支持用の木材が $21 \times 8\frac{3}{4}$ in の鋼製梁にボルトにて締めつけ後張りになつてゐる。その残りの長さの部分に對しては $30 \times 10\frac{1}{2}$ in の I 型鋼を用ひて後張りしてゐる。床版のコンクリートは端の方が廣くなつてゐて丁度前述の鋼製梁に喰つてゐる。コンクリートの端から鉄筋がはみ出てをり、床版と梁とを固着させる。拱部との固着には 4 箇の $2/4$ in の鈎状鋼と 2 本の $1\frac{1}{2}$ in の V 型鉄線が使用されてゐる。コンクリートの重量は扉を沈めるのは充分であり、その總量は約 20 cub. yd. となる。扉の底部には高さ約 10 ft の間トラスが組まれ揚圧力に依る上向きの力に抵抗する様に補強されてゐる。

それには扉の下端及両側より $30 \times 10\frac{1}{2}$ in の木材を出してトラスを組んでゐる。

浮動設備： 扉を浮かせる爲に直径 4 ft 長さ 14 ft のもの 2 箇と直径 5 ft 長さ 25 ft のもの 1 箇の空氣槽が底部に取つてゐる。これは水と空氣を扉の頂部から操作して出入させる事が出来る。2 箇の小さい方の空氣槽は拱部に鉛直に、大きい方は底部床版に水平に取つてゐる。扉が全部組上ると 1 箇の目方が 200 t となる。試験的には小さい模型試験を行つた。

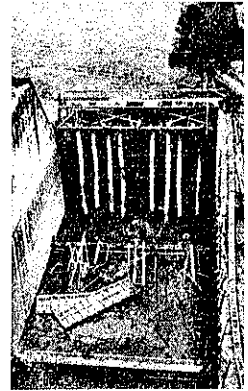
進水： 扉の組立は木製の工臺の上で行つた。最初の

2 つの扉を進水する際には解の蒸氣クレーンを使用し、進水して終つた時に扉の底を持ち上げる様に働く。此の方法は扉が餘り重過ぎてうまく行かなかつた。次の扉 2 組は堰堤地点の上流で組立て流して運搬したので都合がよかつた。進水による破損は皆無。用心の爲に 3×8 in の胴板を使用す。

施設： 排水路の 1 箇所を締切る用意が終ると、28 in. 幅の水止用の木材をコンクリートブロックの入口附近に挿入し、先づ排水路に流れ込む水を止める。扉の施設はデッキエンジン 4 基と頑丈な樁を載せた大きな船を使用する。之は以前は矢板の引抜き用に使つたものである。扉は排水路の溝の入口上記に吊られ、所定の位置に沈む様に止めておく。次に解を投錨し、扉の空氣槽に水を入れ扉を沈め、解の樁から操作して扉をきつちり所定の箇所に固定する。解は上流側と下流側とに 1 隻宛使用し、上下流側の扉が同時に施設される。

上流側の扉が施設されると、その前にある水止め用の木材を引き上げる。すると此の扉に水が突入し、コンクリートに押しつける。次に大きな容量のポンプを使用して排水路の溝中の水を汲み上げる。すると、水圧に依り上流側と下流側の扉がコンクリートに押しつけられ、次に封水用の填充物が充分に働く。漏水は大體 200 gal/min にて之はポンプで汲み出す。斯くすると約 3 日、愈々堰堤コンクリートを此處に施工す。此の部分の施工が終ると扉を少し動かす。すると扉の後方へ水が廻り次に空氣槽へ空氣を入れると扉が浮き上る。続いて次の位置へ施設する様に移動させるのである。

図-46. 隔壁が出来上り水が汲み出され、將にコンクリートを施工せんとする所。



(久實保)

(123) Marshall Dam の破壊原因

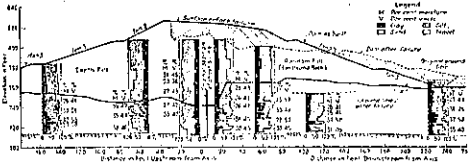
(“Why Marshall Dam Failed” E.)
(N. R. March 24, 1938 p. 431~432.)

Marshall 土堰堤が破壊したことは既に本誌第 23 卷第 4 號抄録で紹介した。本文はその後 The Board of Engineers がボーリングしてその原因を研究した報告である。この土堰堤は設計高河床上 90 呎、頂長 1 480 呎で盛土が堤頂 (幅 30 呎) 迄後 10 呎といふ所迄進んだ

時下流而中央部が 700 呎の長さに亙り沈下してつたのである。

この時貯水池は殆ど空虚で僅か El. 770 呎迄しか水はなかつた。

図-47. Marshall Dam の地質横断面図



(1) 破壊状態： 図-1 の如く上部が沈下し下部は隆起し土堰堤趾部の原施工位置から凡そ 130 呎迄その影響が及んだ。堤頂に於ける最大沈下は凡そ 47 呎, El. 807 にある下流面の上段犬走りは凡そ 32 呎移動し 12 呎沈下した。然るに下段犬走りは El. 779 にあつたのが高さは変わらずに 48 呎移動した。堰堤より下流にある地盤は在來より 14~20 呎上昇した。破壊後の土堰堤の下流面勾配は凡そ 1:7 である。

堰堤頂に堤軸に平行に凡そ 500 呎の裂隙が現れてをりその両端は下流面趾に向ひ斜に走つてゐる。続發せる破壊面は El. 807 下流面上段犬走りの附近に見られ上流面上段犬走り近くにも同じやうな眼力裂隙が認められる。最大沈下部の破壊面は殆ど垂直である。

河床は石灰岩の上に沖積土があり兩翼部は石灰岩及頁岩の水平層であつた。石灰岩、頁岩何れも風化しなければ堅硬であり断層の痕跡も見當らない。基礎岩盤に堰堤破壊の原因の幾分かを負ふべき理由は無い様である。堤軸上の右岸翼部は風で運ばれて堆積した黄土(最大厚 50 呎)が岩盤を蔽つてゐる。河床には断続せる土の層——粘土と沈泥の種々な割合より成る——がある。

河床の土は黄土及風化頁岩、石灰岩の雜多な混合物でありこれは侵蝕により上流から流れて堆積したことは明らかである。

(2) ボーリングの結果： 1937 年 9 月 26 日~12 月 21 日迄ボーリングにより地下探査を行つた。下流面盛土には大きな石灰岩が混じてゐたこと、在來地盤の土質を知る爲の工事前の基礎調査の不充分だつたこと、不安定な盛土から擾亂されない土試料をとること等はボーリング作業に多大の困難を感じしめた。

調査孔は盛土の頂部及堰堤より 700 呎上流の河流の中に中心間隔 100~200 呎に配置された、この中破壊部の 3 點を選び附加的調査孔を穿ち特に詳細なる調査を

した。調査管の直径は 3 吋のもの 6 吋のものとなり前者は機械分析及土試料をとる爲、後者はそれより 4 吋²の供試体をとる剪断試験、凝固試験をする爲である。然しかくしてなされた試料の試験は装置が土の試料をとることに不適當だつたことを示してゐる。尙飽和した基礎地盤の粘土質ローム及沈泥質ロームを形を全く崩さずにとつてみることは事實上不可能であつた。

とはいへ兎も尙行つた結果は機械分析では U. S. Bureau of Chemistry and Soils の分類により行ひ 図-47 に附記してある。乾燥重量に對する含水率及空隙率も同様附記してある。

土堰堤の基礎には多量に粘土質土壌を含み 40~50% の粘土を含む(粒子大き 0.005 mm. 以下)ものは處々に發見され 80% のものきへあつた。基礎土壌が 12~18 箇月に亙り漸次増加する盛土荷重を受けた後でも尙殆ど 50% の空隙率を示してゐることは特記に値する。

盛土材料たる黄土はその生因がこの地點の在來地盤と同様であつたから土試料の検査からこの境界をつきとめるのは困難だつた。

土堰堤の破壊は堤中心線から凡そ 100 呎下流(破壊後特に粘土に富んだ土を挟いてゐる)のあたりの剪断力に不足してゐる土の塑性運動(plastic movement)に原因してゐる。この運動はとりもなほさず堰堤の高さが相當高いこと勾配が急であつた爲荷重に堪えられなかつたからである。

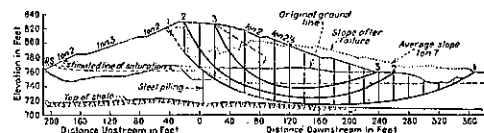
(3) 破壊に對する研究： スウェーデンの土木地質委員會(Swedish Geotechnical Commission)の制定せる方法による研究を述べると次の如くである。

1. 表面に必要である剪断強さの計算

表面は剪断強さと応力の比が最小である。即ち設計断面が平衡する爲に必要な基礎地盤の C 及 tan φ の値が問題となる。それで丁度平衡を生むやうな幾つかの C 及 tan φ の組合せを作りこれら剪断強さ常數の組合せと基礎地盤についての試験により決定された常數と比較すると明らかに破壊に對して安全率を有することを示した。

2. 設計断面の安定に就て(図-48 参照)

図-48. 安定度検定図



試算法により求めると図の No. 2 curve が平均剪断

強さが最大である平面を示してゐる、平衡に対する式は

$$C + 3.03 \tan \phi = 0.55 \text{ t/ft}^2$$

とくに 3.03 t/ft^2 はこの曲面上の平均垂直荷重である。そして No. 2 curve に沿ふて平衡が成立する爲には平均剪断強さは 0.55 t/ft^2 であるを要する。

堰堤基礎の中の更に plastic な土の平均の剪断強さは砂利及砂の部分に対するもの及餘りに例外的なものは除いて堰堤の下からとつた總ての試料の weighted average を以つて決定すると

$$C = 0.16 \text{ t/ft}^2, \tan \phi = 0.10$$

であつた。依つて平均垂直荷重 3.03 t/ft^2 をうける No. 2 curve に適用せらるゝ場合

$$0.16 + 3.03 \times 0.10 = 0.46 \text{ t/ft}^2$$

の剪断強さとなる。

平衡を保つに必要な剪断強さは 0.55 t/ft^2 であるから破壊に対する安全率は $\frac{0.46}{0.55} = 0.84$ である。

少くとも實際に於て 1 にかすかすといふ所であつたに違ひない。 (嶋山 正)

下 水 道

(124) 促進汚泥法に依る處理場の操作

(W. H. Wisely, "Activated Sludge Plant Operation" Water Works and Sewerage, April, 1938, p. 271~276.)

下水處理に於て沈澱性物質は沈澱に依り除かれ、その合成汚泥は消化槽に又はインホッフタンクが用ひられてゐるならその下室に入れ腐敗させられる。沈澱せぬ微細固形物及溶解性物質の除去は更に困難であり、是等が全有機性物質の約 66% を占むる時は多くの場合に於て受放流河川を汚染せしめざる様大部分除かれねばならぬ。促進汚泥法は是等を除く爲に用ひられる 1 方法である。促進汚泥法に於ては顯微鏡的動植物が有機性物質を支障ならしむる様働いてゐる。是等の細菌及其他の有機体の存在には酸素が必要である。従つて處理場の基本部分たる曝氣槽に空氣(約 20% の酸素を含む)を送る事が必要である。此の方法中には生物学的、物理学的及化学的作用の總てが含まれ、不都合な物質の或者は實際に有機体に依り消費せられるだらうが、一般に彼等の最も主要な機能は次の如く化学的性質の物質を生ずる事である。即ち、驚くべき速度を以つて不都合な物質を支障ない物質に酸化、鹽物化又は變化せしめるが故に、自然の是等藥品作用に依り本方法の如何なる部分にも藥品は全く添加する必要がない。酸素は人類生活に必要な

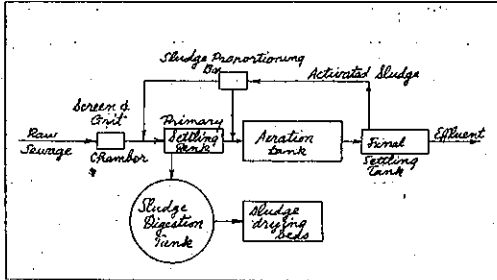
る如く有機体の生活にも重要な事に充分留意すべきである。

活性汚泥とは何であるか： 下水槽が機械的操作による飛沫又は空氣吹込みに依り數日間自由に曝氣する時は肉眼に見ゆる褐色羽毛狀の断片又は汚泥粒子を生じ且つ曝氣を受けた下水は本來の臭氣を失ひ、次に送氣を中止すると是等の汚泥粒子は直に沈澱を起し頗る透明無臭の上澄液を分離する事が知られる。其の褐色粒子は活性汚泥と呼ばれ顯微鏡下に見る時は泥だらけの海綿狀塊を含む事が解る。其の上に妙な形の活潑な蟲が住み上述の如く下水を食物とし且つ化学的に變化を與へる事に依り酸化を齎すものである。汚泥粒子は沈澱の際浮游中の不都合な物質を皆掃集める。此の作用は“下水中に濾過器を置く”が如きものである、即ち汚泥粒子は動く所の濾過器として考へられるから。活性汚泥とは何であるか？ 夥しい酸素の存在に於て攪拌される處の下水から得られた急速沈澱性汚泥として定義され得る、又多くの顯微鏡的動植物が住む處の無定形物質又は「ゼリー」狀の群より成るものである。

如何に適用すべきか： 處理場に流入せる全下水を保留し且つ曝氣する事は不可能である。従つて短時間内に且つ小さな槽中にて所要の有機性物質を除却する様此の作用を速める爲に、活性汚泥の一部分は第 2 沈澱槽から曝氣槽の入口に絶えず返送される。是は常に曝氣槽内に大量の小勞働者を置く事であり、操作者は曝氣槽を常に勞働者の働き得る如き状態に保たねばならぬ。此の返送汚泥は淨化作用が直に始まる様沈澱を受けた下水に接種するものである。圖-49 に違ける如く生下水は沈澱性固形物を除く所の濾格及第 1 沈澱槽を通過し、其處で第 2 沈澱槽より除かれた活性汚泥の一部分を沈澱を受けた下水に加へる。其の混合物は曝氣槽に入り一定時間曝氣される。混合下水と呼ばれる此の曝氣混合物は第 2 沈澱槽に至り分離せる上澄液は放流水として河川に流出する。活性汚泥の一部は必然的に消耗される。餘剩汚泥の普通消費方法は第 1 沈澱槽中で生下水に加へる事で生汚泥と共に消化槽に送られる。餘剩活性汚泥を小分離槽に入れ濃縮の後直接消化槽に送る處理物もある。空氣は色々の方法で曝氣槽に供給される。或る處理物では壓縮空氣を撒氣盤又は撒氣管を通して押し出し小氣泡となし混合下水中に上昇せしめる、即ち撒氣式と呼ばれる。此の方法は氣泡と表面循環とに依り有效酸素を作るものである。American Well Works 製機械式曝氣槽は作用に於て撒氣式に甚だ類似してゐるが、氣泡は中央円

錐中に液体飛沫として導かれ、其の円錐を通しポンプにより氣泡混合液を槽底に送り循環せしめ透導空氣と接觸せしめる。Simplex aerator は翼車を以つて槽水面

図-49.



を叩き飛沫を上げる事により混合液と大氣を接觸せしめ尙又混合液を槽底から中央の圧送管を通して表面迄上げる事により循環せしめる。Chicago splash type aerator はポンプに依り混合下水を高速で循環せしめる、其故に空氣は飛沫盤上で作られた激しい飛沫及水面で大氣より導かれる。凡て此等の方法は働く汚泥と下水との不絶の循環及混合を行ひ且つ酸素の供給を爲す事が解る。促進汚泥法處理物より最善の結果を得る爲には操作者に依つ所多大なるは明かで、繊細な平衡を保つてゐる生物学的處理法は其操作者の調整及曝氣槽に對する空氣及汚泥の制御に依り注意深く維持されねばならぬ。

促進汚泥法の必要條件： 適當に運転されてゐる促進汚泥法處理場には以下を與へねばならぬ。

1. 適度の酸素；酸素は撒氣式にては圧縮空氣により機械攪拌式にては特殊の曝氣装置により供給される。
2. 下水淨化と言ふ仕事を完成さす爲に活性汚泥中の活動有機体に充分な接觸時間；撒氣式では普通曝氣時間 5~6 hrs. 機械攪拌式では 8~10 hrs. である。
3. 活性汚泥及下水の混合物の完全且連続混合並に攪拌；是は曝氣槽に於て空氣又は酸素を供給すると同じ装置より普通行はれる。

促進汚泥法に影響を及ぼす要素： 本要素に就ての知識は處理場の適度の制御に取り大切であると共に處理場の一點に於ける修正は凡て密接關係に在るを以つて他の數箇所の點に於て調節を要する事に留意すべきである。

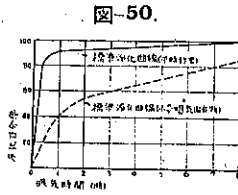
曝氣槽への荷重： 下水荷重が下水處理場の能力以上なる時曝氣槽の充分なる操作は期待され得ない。斯かる

場合には、第 1 沈澱槽の能率を増す爲に出来る限りの事をなし且つ曝氣槽への流入下水及返送汚泥は適度の荷重を與へる様減せられねばならぬ。處理場の流入下水は其の流量及強度が 1 日を通じ廣範圍に変わる。或處理場の如き午後 3 時の下水強度は午前 3 時の 20~30 倍となる。下水流量の増加は下水強度の増加となるもので其の荷重状態は角錐形となる。又或處理場にては著しく工場汚水の影響を受け而も此の性質は廣範圍に変化する。或汚水、特に此等の含有する油、脂肪、砂糖並に強酸強アルカリは有效な豫備處理を與へられぬ限り促進汚泥法にては處理され得ない。大量の油、脂肪は汚泥粒子を被覆せしめる様に思はれ、下水と有機体との接觸を妨げる。砂糖を含む汚水は「膨脹」の原因となる絲狀菌の發生を促す。強酸強アルカリ又は有毒性金屬鹽類は活性汚泥中の顯微鏡的有機体の自然機能を破壊する。醸造所蒸溜所、酪乳工場、織物工場、製鐵工場、瓦斯工場、電気鍍金工場並に包裝工場よりの汚水は厄介な汚水に屬するものである。操作不充分なる消化槽よりの分離液は屢々曝氣困難の原因となる。大抵の處理場に於て分離液は第 1 沈澱槽の入口に返され一定の流入下水と共に處理される。分離液の性質は消化槽の状態に依るものであり、消化が正常で特に多段消化 (stage digestion) が行はれてゐる際には比較的澄澄で浮游物がない。悪質分離液は一時的に汚泥床で處理されるか又は lagoon で處理されるべきである。分離液は黒色で醜く酸い臭氣を有し相當の浮游物を含有し pH 6.6 以下なる時は危険である。返送に當り悪質分離液への石灰添加は有效である。良、不良に拘らず分離液は徐々に一定割合で返送處理すべきである。

曝氣槽内浮游固形物量： 本項は促進汚泥法處理場中最重要項目である。混合下水中に運ばれる浮游固形物量は有效曝氣時間内に所要淨化をなすに充分なと共に空氣は最も經濟的に使用するため充分低くあらねばならぬ。曝氣槽内浮游固形物濃度は曝氣時間と空氣量とに密接な關係を有す。30min, 1hr, 2hrs 等と 8hrs 後までの淨化程度を定める際曝氣槽内諸點にて資料を採取すれば図-50 に示すと同じ曲線を畫き得る。普通濃度の曝氣固形物では曲線は全淨化の 70~80% が曝氣第 1 時間内に起る事を示すだらう。混合下水に就て浮游固形物決定の價値は餘り強調出来ぬが此の數字は槽中に存在する活動する有機体數を示す。運ばれる固形物量は空氣量に依つてのみ制限されるものである。固形物量過多なる時所要空氣は供給以上となり膨脹の原因となる。他方

固形物含有量を高く保つ時浄化は更に迅速完全となる。

如何なる処理場に於ても適當なる浮游固形物濃度は總て同時に下水荷重、曝氣時間及供給空気量に適はねばならぬ。是等3條件中の1つが変る時混合液の固形物



含有量は其の変化に對し調整されねばならぬ。現在では撒氣式に於て曝氣槽内浮游固形物 1500~2500 p.p.m., 機械曝氣式に於て 300~1000 p.p.m. を取る様である。下水強度が1日又は1週を通じ廣く変る場合曝氣固形物は最大荷重に對し充分存在しなければならぬ。曝氣固形物含有量過少なる時は浄化作用は行はれなくなる。活性汚泥量は餘剰汚泥を消費する程度に従ひ第1沈澱槽の入口で普通調節される。汚泥は常に一定割合で消費せざれば第1沈澱池で完全に沈澱しない。汚泥が良状態に在る時、混合下水は1時間沈澱にて沈澱汚泥 10~15% が最も望ましい。

空気量: 曝氣槽に用ひられる有効空気の殆ど總ては活性汚泥其の物に使用され且つ其の少部分のみのが處理を受ける下水中の有機性物質に依り消費される。曝氣槽を良好状態に保つに要する空気量を支配する主要素は明かに活性汚泥量であり而も特に其の活性に在る。例へば混合下水中の浮游固形物 2000 p.p.m. は 1 hrs に就き 100 p.p.m. 以上の割合で酸素を要求し、之に反し浮游固形物 500 p.p.m. は良浄化に對し1時間當り僅か酸素 80~40 p.p.m. しか要せぬ。最も容易最も確實適當なる空気量が使用されてゐるや決定する方法は曝氣槽の各點にて採酌せる資料に就きての溶存酸素試験に依る。普通溶存酸素は入口では鋭く落ちて居り混合下水が曝氣槽を離れる前には約 4~5% 迄徐々に増加する事が解る。溶存酸素が極く初めの時間に発見されない事はありうるが併し曝氣槽を通じ曝氣時間の少くとも 75% は存在すべきである。空気供給に於て充分であるが、併し經濟的に使用する爲毎日數回の修正を爲す事が出来る、即ち撒氣式に於ける空気供給は送氣管の制氣弁の調節により行はれ、機械攪拌式にては使用曝氣槽の數、曝氣機械の調節又は自動的に所要操作及休息週期を與へる爲に曝氣槽の時刻閉閉器を用ふる事により行はれる。曝氣槽内の腐敗状態は空氣不十分なる場合起る。供給不適當なる場合僅か其日の一部時間中にすらも汚泥の膨脹となる。曝氣槽の初めに於ては終端に於けるより更に多い空氣が消費される事が発見されてゐる、従つて處理場

の配置が許すなら空氣供給は曝氣時間の長くなるに従ひ漸減する様曝氣装置を調整する。曝氣槽を通じ溶存酸素含有量による斯かる調整に導く事である。過度の空氣使用も亦長時間曝氣と同様に浄化を損ふものである。

曝氣時間: 図-50 よりすれば、曝氣過程は 2~3 hrs. 以後は浄化に於て僅かの附加的進行のみしか起らない故曝氣停止しても良いが、然し是は活性汚泥が激烈に働いた後であり回復再生されねばならぬを以て不可能である。處理下水は有機物質が金屬硝酸鹽に変ぜられる時間の終りに於て仕上げが與へられるものである。曝氣時間が短縮された場合汚泥は完全に再生されない前に返送され且つ浄化は混合液中に運ばれる浮游固形物量により徐々に減せられる、従つて汚泥粒子は膨脹し適當なる再生缺乏の結果として沈澱不良となる。種々の流入状態下に曝氣時間を計算し且つ四季を通じて良結果を與へるに必要な時間長を記録せよ、曝氣時間の修正は槽の使用又は中止により爲されるが是は明かに餘り屢々行ふべきではない。大抵の處理場に於て曝氣時間の修正は夏より冬まで又はその反對に状態を変へて行はれる。曝氣槽内の流れに單絡作用の有無を確認するため注意すべし。適當な曝氣槽數を使用してゐる際に槽の僅か一部に單絡があるなら曝氣不足が起る。單絡作用ある場合には槽内の隔板を注意深く配置するか又は槽の出入口の門扉の再配置により是は矯正する事が出来る。曝氣槽通過時間長過ぎる時汚泥は淡黄色となり第2沈澱槽の汚泥毛布 (sludge blanket) 上層の液中及放流水中に多くの小粒子が分散されるに至る。高濃度で強度のvari易い下水の入る場合、返送汚泥の再曝氣が行はれるが是は返送前に完全に回復される爲にのみ用ひられる。現傾向は強くvari易い下水に對しのみ汚泥再曝氣を行つて居る。大抵の機械曝氣處理場に對して再曝氣を行ふ事は恐らくは再曝氣槽中の固形物濃度が其の槽の再曝氣能力以上であるから多少考慮の餘地がある様である。

返送汚泥の割合: 理論的には第2沈澱槽底より曝氣槽入口まで可及的早く活性汚泥の返送が望ましい様に思はれるが汚泥貯溜池として第2沈澱槽を使用する處理場もある。第2沈澱槽底の活性汚泥の積滯層は汚泥毛布 (sludge blanket) と言はれ現今は出来る限り是を少なくし曝氣槽にのみ汚泥を貯へる傾向に在る。強度の甚だvari易い下水の流入する場合、最大強度の時刻に對し更に多い活動有機体を用意するため其の時間中より多く活性汚泥を返送する事が望ましい。斯かる場合に其の日の大部分第2沈澱槽内に 2~3 ft 厚の汚泥毛布を

貯へ此等餘分の労働者を最大荷重の來る時に用ひる。活性汚泥返送割合は曝氣時間に密接な關係があり、高返送割合は曝氣時間を減じ低返送割合はそれを増加する。一方、高返送割合は汚泥を更に速く空氣の存在中に送り込み、従つて汚泥の活性を維持するものである。汚泥が第2沈澱槽内に餘り長く置かれる時は、酸素なしに存在し槽底に腐敗作用起りその破壊する場合多くの黒色汚泥塊となり水面上昇し放流水中に流出するを以つて汚泥毛布厚を餘り厚く保つは明かに危険がある。故に第2沈澱槽に於ける上昇汚泥は腐敗作用が起る機會が與へられつゝあると言ふ指示である、腐敗返送汚泥も亦膨脹の原因となる。

温度：普通高氣温は促進汚泥法に直接重大な影響を與へないが、下水流量の少ないと高温度は生下水を腐敗させる原因となる。出来るなら餘分の槽の使用による曝氣時間の増加及活性汚泥返送割合の増加は、多量返送が流入下水を稀釋且つ新鮮にする傾向あるを以つて斯かる状態には有効である。極端に低い冬の温度も亦處理場に影響を與へる。曝氣槽の温度が約 8°C 以下なる時汚泥の活性は汚泥の沈澱性が示す如く減ぜられる。斯る時には可成の微細な分散した汚泥粒子が放流水中に発見される。活動有機体の活性が影響を受ける時放流水の性質に於ても亦或悪化となる。

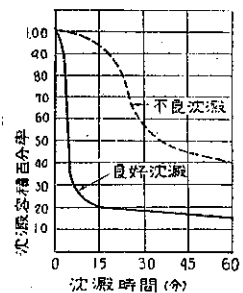
操作上の困難：促進汚泥法處理場に於ては汚泥の膨脹による支障が屢々起る。膨脹汚泥は沈澱不良となり放流水中に流出する。膨脹汚泥粒子は大きく蠢狀に膨脹し即ち“bulking”であり、斯くなると全處理を覆がへし淨化能率を減ずる。膨脹は普通活性汚泥中の細菌及原生動物が影響を受け汚泥粒子が膨れ密度を失ふに至るが如き曝氣槽内の不平衡状態から起る。他の型の膨脹は thread-like fungus の發生により起る。膨脹の外に曝氣槽内に腐敗状態の形で支障が起り處理能率を甚だ減ずる事があり、斯かる時黒色悪臭あるものになり沈澱不良となる。膨脹の原因は處理場への過荷重、工場汚水、消化槽よりの不良分離液、曝氣不十分、曝氣槽内浮游固形物の過多又は過少、腐敗した返送汚泥等である。膨脹を直すに有効と分つた藥品は一応考慮すべきである。その大抵は thread-like fungus の發生 (filaments) を含む膨脹原因に最も良い応用である様に思はれる。膨脹制御の爲の藥品添加の際投入過度は汚泥中の有用活動有機体に害ある故注意すべきである、従つて先ず操作調節により膨脹を直す様試みる事である。鹽素 0.7~7.0 p.p.m. (返送汚泥量に基く) を返送汚泥に加ふれば有効

な事が解つてゐる。其の投入は低い割合より始め處理を遮る迄徐々に用ひよ。曝氣槽入口に於て 4~6 hrs 石灰を加へ槽内の pH を 8.6~8.8 迄上昇せしめれば膨脹を制御出来る。膨脹の兆向あれば直ちに石灰を投入せよ。石灰は消石灰の溶液として用ふるがよい。曝氣槽流入水に硫酸銅 1.0 p.p.m. を加へる事も時に有効なりと報告されてゐる。生下水に鹽化第二鉄を加へて成功した例もあり、是は下水 1 000 000 gals. に就き 54~66 lbs の投入が薦められる。返送汚泥に對する鹽化第二鉄の応用も亦可成の結果を與へる。曝氣槽がひどく腐敗性であるなら槽を空にするか又は殺菌するかして新しい活性汚泥を造らずしては良状態に復活さす事は出来ぬ。腐敗作用が正に始まる時は曝氣槽に石灰を添加して pH を 7.0 以上に上げる事が有効である。短時間曝氣槽内下水を他に導けば (返送汚泥は除く) 活性汚泥の再生を早める。前述の如く此の苦しい状態のよく起る原因は第2次沈澱槽内に於ける汚泥の長時間滞留と曝氣槽入口に於ける曝氣不十分とである。或處理場では明かな理由もなしに春及冬に汚泥上昇が起るが之は普通短日間のものである。gnat-like chironomus fly (a water supply pest) は曝氣槽壁に其の卵を附ける事で知られ、其の幼蟲は第2沈澱槽に入り直径約 1 in で長さ約 2 in の円筒球を形成するため其の週りに汚泥粒子を集める。之は槽表面に浮び觸れば破壊し汚泥を放流水中に流出する。歐洲では混合下水 1 200 gals に就き 1 lb の割合で pyrethrum 粉を投入し活性汚泥に影響する事なくして有効に昆蟲の發性を制御する。

重要操作項目の概括：

1. 1日並に四季を通じ下水荷重が如何に変わるや観測すべし、空氣及汚泥返送を如何に調整すれば此の變り易い状態に適ふや決定せよ。
2. 生下水中に如何なる工場汚水が現るゝや知るべし、經費の多い煩累な多くの仕事は工場より僅かの協力を求むれば (出来るなら親密に、左もなくば強制的に) 避けられる。
3. 消化槽よりの分離液に注意すべし、一時的に不良なる時それを處理する場所は甚だ貴重である。單にそれを河川に放流するな、分離液の返送處理には常に注意し處理は徐々に平等にせよ。

図-51.

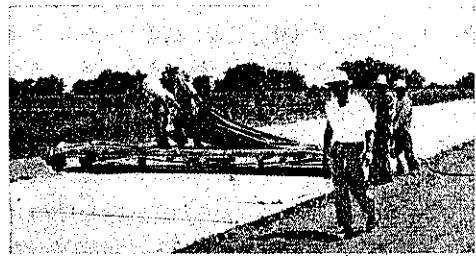


4. 單絡作用に對して曝氣槽を研究せよ；有效曝氣時間全部が使用されてゐるや確めよ。
5. 動力費は曝氣用送氣のため市に取つて相當金額となる；(曝氣用動力の 90% 以上) 適當な場所に充分な空氣を使用し而し浪費を避けよ。
6. 處理場に押寄するあらゆる状態に對応する様適度の曝氣槽内浮游固形物濃度を定めよ；必要以上の活動有機体を“payroll”に保つな、然し最大荷重に對して充分手許に置け。之は平衡を保つに最も重要な操作上の注意である。
7. 汚泥消費は徐々に均等にせよ；同じ事が分離液に就ても言へる。
8. 第 2 沈澱槽内に腐敗状態を起さすな；普通徐々すぎるより自由に速い速度で汚泥を返送する方が良い。汚泥毛布を餘り厚く推積するな。
9. 困難に際し先づ原因を求めよ；然れば正しい手段が迅速有效に遂行される。(西村義一)

水を得るに費用がかかる所には經濟的である。綿筵は養生コンクリートに對しては空氣の溫度変化の影響を著しく減ずる。綿筵は凍結に對して可なり保護をなす。それ故にコンクリート注入前に土地の凍結を防ぐために使用される。試みの結果、綿筵を使用して養生したコンクリートは圧縮強さが大きいことを示して居る。

この計畫で使用した綿筵は 12 oz/yd² の bat (シン綿) を緯^{ヨコイト}にしてあつた。bat とは低級綿或は梳綿の折に出る小切れの様な高級品の廢物から出來て居る。綿筵の一方には flap と言ふびらびらした所がある。綿筵を使用する場合には各筵はコンクリートを完全に覆ふために隣の綿筵の flap を重ね合はせる。綿は 6 吋の flap を加へると幅は約 6½ 呎である。鋪道用には 20×22.5 呎のものが作られ鋪道の兩端に擴がる様にし、又濡れた時に收縮し得る様にしてある。狭い道路や一時に一方だけ建設される道路にはより短い綿筵が用ひられる(図-52 参照)。

圖-52.



道 路

(125) 道路建設に於ける綿布

(Dawrence Myers, "Cotton in Roadbuilding" E. N. R. Feb. 17, 1938, p. 270~272)

最近 2 年間、道路や航空港の滑走路の被覆のためにも、コンクリート鋪装養生のためにも、用水路構築のためにも約 35 州で綿布を使用して居る。この業に廣範圍に使用する様になつたのは新しい農業法が出來たからである。これは綿や農産物の新しい而も改良された使用方法についての試みに對しては農林大臣から經費を與へると言ふのである。最初に 2 方面の試みが 1936 年に決定された。一方はコンクリート養生のために綿筵を使用することであり、他は薄い瀝青塗裝道路の建設に於て補強膜として綿織物を使用することである。この試みを航空港の滑走路や用水路構築にまで擴張したのは後に始まつたことである。

コンクリートと養生用綿筵：コンクリート道路養生に用ひる綿筵は國道局とテキサス州の道路掛に依つて發達して來た。試みは Public Roads の 1933 年 7 月と 1934 年 11 月號に報告された。綿筵は打上げたばかりのコンクリートに直接載せて完全に水に浸す。72 時間経てば取除くことが出来る。綿筵は濕氣を保つ能力があるので養生するためには毎日 1 度濡らせば充分である。是は勞力費を減少し、水が即座に利用出來ず、或は

コンクリートを養生するに用ひる綿筵使用に關する多くの問題の 1 つは綿筵の値段である。計畫當時は綿筵長さ 22½ 呎で 6 弗したらしい。これは廣く製造されて居なかつたからである。實際は入札で多量に買ふ結果 5 弗であつた。綿筵 1 枚で鋪道約 13 呎² 覆へる。テキサス州の道路掛がやつた初期の仕事の中には 100~150 回使へる綿筵のあつたことを示して居る (E. N. R. July 18, 1935)。綿筵が 100 回も使用出來て最初の値段が 5 弗であるとすれば養生された鋪道 1 碼² については綿筵の費用は 0.4 仙に

表-18.

なる。

綿筵はコンクリート道路を養生する目的で使用することゝ、綿筵の生命や養生費や他の適切な事實を決定する爲に種々の記録を保存することゝ言ふ條件付で州の道路掛に供給された。表

State	Number of Mats
Arkansas.....	1,500
Arizona.....	2,000
California.....	1,000
Georgia.....	1,500
Illinois.....	1,500
Indiana.....	2,000
Michigan.....	4,000
Mississippi.....	2,100
Missouri.....	4,200
Nebraska.....	1,500
New York.....	25,000
North Carolina.....	2,725
Ohio.....	2,500
Oklahoma.....	1,500
Oregon.....	1,000
Pennsylvania.....	4,500
Rhode Island.....	6,000
Texas.....	1,500
Tennessee.....	20,000
Washington.....	450
West Virginia.....	500
Wisconsin.....	750
Total.....	89,835

1 Not all mats of standard size, about 40 per cent being of half-size for special-type work.

-18 に示した様に 23 州が 89 535 枚の綿布を使用した。

道路用綿布： 薄い瀝青塗装の道路の構造に於ける補強膜としての綿布の価値を決定する実験的工事が 1926 年に南カリフォルニア州で行はれた。E.N.R. Oct. 3, 1936 に発表された“Cotton Fabric Reinforced Roads”と言ふ論文の中に南カリフォルニア州の道路係の W. K. Beckham と W. H. Mills が州で行つたつた 8 つの実験的計畫を記述して瀝青塗装に於て補強用に用ひた綿布は龜裂や破壊を減ずると結論して居る。

他にも幾つか実験的計畫が行はれて居るが最もよく知られたものは 1934 年の Cranburg, N. J. の Stultz Lane で行はれたものであつて、有望な結果を出して居るが、如何なる場所で、如何なる状態のもとに道路建設に綿布を使用すれば收支相償ふかについての質問に回答を與へ得なかつた。

コンクリート舗装をする必要ある程交通量が多くない場合には薄い瀝青塗装道路を建設する計畫をした。その方法は適當な條件の下に基層を施工した後、表面に瀝青材料を撒布して浸透させる。綿布を用ひる場合には瀝青材料を撒布した後に直接に敷いてもいいし、或は最初撒布して乾いた後に敷いてもいい。後の場合には綿布は其の後の建設作業に妨害されない様にピンで止めて置かなければならぬ。その後綿布の上に第 2 回目の瀝青材料撒布を施工して、碎骨材で覆ひ転圧する。綿布は寧ろ開き編みのものを使用すればアスファルトの中に埋まり繊維にはバクテリアの作用を防ぐアスファルトが浸み込む(図-53 参照)。

綿布の組織や費用に關してもつと實際的な結果を得るために 3 つの型を作つた。A 型は 5.3 oz/yd² で經と緯は 1 時に 12 本の絲があり平均の切断強きは經緯兩方向で 45 lb. ある。B 型は 4.25 oz/yd² で 1 時に 9 本の絲があり最小切断強きは 35 lb. である。C 型は 3.2 oz/yd² で 1 時に 7 本の絲があり、切断強きは 25 lb. である。使用した絲は 2 本撚りで、balanced twist で、綿布の示様書に合ふ充分の強きがある(図-54 参照)。



図-53.

特別の場合を除いては道路は建設費や維持費の個々の記録を保存するに充分な長さを區切りとして 3 つの型の中の 1 つで、或は之を使用せずに建設されることになつて居る。

表-19 に示した様に 24 州が總計 6 000 000 yd² 以上の綿布、即ち 18 呎幅の道路 578 哩を建設するに充分な綿布を使用した。夫は新道路建設と舊道路再塗装との兩方に使用された。二三の實例では橋梁の面付や路肩の被覆に使用されて居た(E.N.R. Nov. 26, 1936)。

綿布は道路建設と同様に航空港の瀝青塗装滑走路の建設にも使用された。この綿布は上述の B 型綿布と同様のものである。上述の AB 型に類似した綿布は用水路や側溝を築造する爲に使用されて居る。

用水路は底部が平で側面は傾斜して居る。側面と底部は 1/2 gal/yd² の割合で瀝青材料の被覆を施してある。次に用水路側面上端から 1 呎だけ突出す様にして綿布を使用する。綿布は帶金物とピンで止めて置く。綿布は各層共に 1/2 gal/yd² の割合で瀝青材料の被覆を 2 層施す。

種々な計畫の経験の結果が示すことを豫想するのは早計であるが、綿布が有益な目的を果し、瀝青材料にとつては補強膜として重要な需要方面を見出すものと思はれる。綿を利用すると言ふ見地から見れば綿布自体は粗質なものであるし、比較的安價に低級綿から製作される故に此の様な需要方面は非常に望ましいものである。

(新妻幸雄)

図-54. 布目の一例(貨物大)

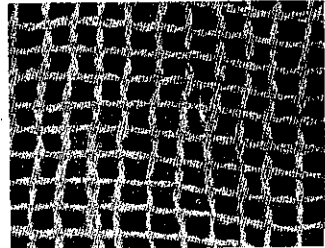


図-55. アスファルト及砂の層を施工中

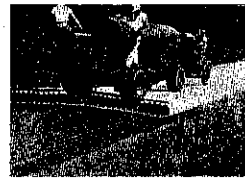


表-19.

State	Linear Yards	Square Yards	Miles 18 ft. Road
Alabama.....	659,212	1,200,024	110.35
Arkansas.....	54,960	125,000	11.45
Arizona.....	23,887	171,012	18.28
California.....	28,400	69,000	0.35
Florida.....	83,753	84,120	6.12
Georgia.....	63,353	114,200	13.05
Indiana.....	55,440	175,000	10.80
Illinois.....	51,120	43,418	4.11
Mississippi.....	170,100	432,000	42.42
Missouri.....	49,000	109,333	10.37
Montana.....	162,000	27,400	24.37
Nevada.....	15,840	36,600	3.75
New Hampshire.....	15,740	67,100	6.19
New Jersey.....	10,450	21,707	2.05
New York.....	15,600	375,200	3.70
North Carolina.....	528,700	842,123	70.72
Ohio.....	677,430	1,116,223	105.01
Georgia.....	21,000	31,000	3.00
Rhode Island.....	54,800	125,100	11.84
South Carolina.....	285,032	600,073	63.44
Tennessee.....	31,050	72,022	6.83
Virginia.....	52,500	82,173	8.44
Washington.....	67,240	177,078	11.08
Total.....	2,691,430	6,100,785	578.23

鉄 道

(126) 78 呎軌條の試験的敷設

(A. N. Reece, "Kansas City Southern Lays 78-Ft Rail." Ry. Eng. & Main. Nov. 1937, p. 793-800.)

内容： 長尺軌條の問題は最近保線関係者の間に盛に論議せられてゐるが、Kansas City Southern では長尺軌條の實用性及利害得失を研究する爲に、1哩の區間に78呎127封度の軌條を敷設した。本文はこれの敷設方法及軌條に及ぼす温度変化の影響に對する調査の結果を記述したものである。

軌條取卸し： 軌條は A. R. E. A. の示方書に些少の変更を加へて製作したものを使用し、搬送に當つては長さの關係上 2 臺の長物車に積載した。

軌條の取卸しに當つては一端に蒸汽掘鑿機他端に圧縮空氣式取卸機を使用したが無等困難を感じることはなかつた。その1吋當りの費用は39呎軌條と略同じであつた。若し50呎ブーム付の起重機を使用すれば更に減少し得る見込である。

軌條が比較的少量であつたのと移動式起重機の使用が困難な事情にあつたので、敷設には Parson ガソリン軌條用起重機を使用した。軌條の端から約25呎の處を掘み、これを軌道上に移し同時に他端を5人の工夫が擬子で所定の位置へ持つて行く。それから起重機で掘んだ端を枕木の上に卸し縦方向に引張り前に敷設した軌條に接せしめる。他の方法で1本約2分を要し1哩は1作業日で敷設し得た。

敷設費： 39呎軌條に比較して4人の工夫を多く要するが、長尺軌條の使用によつて省略し得る135の接目の遊間の整理、注油並にボルト締には1日6人を要するから十分相殺し得る。だから特別な装置を使用しなくてもいくらか節約し得る。若し50呎ブーム付起重機を使用すれば、1哩に付取卸に於て20弗、敷設に於て20弗を節約し得ることは明かである。軌道の構造は長尺軌條の使用に伴ふもの以外は変更はない。

敷設箇所は單線區間で北の方から約半哩は0.5%の上り勾配、残りは水平である。

遊間： 遊間は表-20による。軌條敷設は4月21及22の兩日に互つて施行せられた。作業は列車の爲中断せられ、軌條の温度は66°~95°Fに變化した。此の地方に於ける1年間の軌條温度の變化は凡そ140°Fである。此の温度變化に對する78呎軌條の長さの變化は

何等の拘束が無ければ0.85吋である。一方ボルトの孔は62°Fの温度變化による長さの變化に相當する3/8吋の移動を許すに過ぎない。図-56は遊間表の基礎を示すもので接目飯の磨擦は約75000封度と假定した。これは60°Fの温度變化に對する長さの變化に相當する。斜線を施した部分は接目飯に75000封度の拘束力があり、遊間表に隨つて軌條を敷設した時、軌條の移動の起る範圍を示したものである。

圖-56. 3/8 吋の遊間を附したる78呎軌條の膨脹範圍

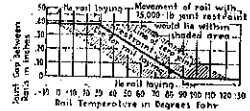
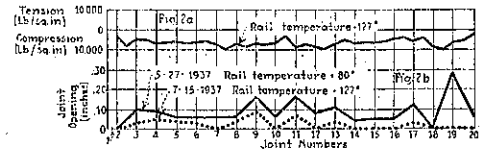


圖-57. a: 軌條の温度応力。b: 軌條の遊間 (實線; 1937.5.27. 軌條温度80°, 1937.7.15. 軌條温度127°)



軌條には撓度計を取付けて温度応力を測定した。図-57 a, は127°Fに達した時の応力で、図-57 b は敷設時の温度80°及127°Fに於ける遊間である。この遊間の變化と温度との關係から各接目に平均7000封度/吋²の拘束力が存在することがわかる。これは軌條全断面に付90000封度である。図-57 b でわかる通り127°Fに於て遊間の密着せる所と然らざる所とがある。これは接目の磨擦力が90000封度以下の所と以上の所とである。遊間が密着してゐない所があることは、夏季78呎軌條の掘爪に對する危険度が39呎のもの以上ではないことを示すものである。冬季ボルトが破壊する危険ありや否やは今後に残された問題であるが、接目の大きい抵抗力によりかゝる問題は多分起らないものと思はれる。

表-20. 78 呎 127 封度軌條敷設に使用する遊間表

軌條温度 (°F)	遊間 (吋)
86-95	0
76-85	1/16
66-75	1/8
56-65	3/16
46-55	1/4
36-45	5/16
26-35	3/8

軌條温度が95°F以上若くは26°F以下の時には敷設してはならぬ。(友永和夫)

隧 道

(127) 公道隧道内の換気問題と其の装置

(Merton C. Collins, "Ventilation Problems and Equipment for Twin 3200-ft. Highway Tunnels." West. Const. News, March 1938, p. 89-93.)

公道隧道を機械的に換気する問題は極く最近叫ばれて来た新科学に属する。従来は何等かゝる装置を施さず事なく放置してゐたのであるが、自動車交通量の急激なる増加の爲其の延長特に小なるか、断面大なるか或は交通量少なき場合以外は、自動車の排気により生ずる有毒なる一酸化炭素の存在を無視する事の危険なる事が認識されて来た。最近ブロードウェイ公道隧道の設計に當りキャリフォルニア州公道課ではかゝる危険を除去する爲種々の研究をやつた。

ブロードウェイ隧道はオークランド市ブロードウェイ街とコントラコスタ郡の州道を連ねる2本の平行隧道にして、全長3200呎、4%勾配を有し2本共1方道路にして各2車道である。

換気装置の設計は隧道設計に相關連する關係上換気法を先づ最初に決定する必要があつた。普通使用せらるゝ換気法は大別して次の3種に分類される。

- 1. 自然換気法
- 2. 縦断機械換気法
- 3. 横断機械換気法

本隧道に於ては最初自然換気の可能性に就て研究し、兩入口の位置に氣象觀測所を設置し、過去2ヶ年間氣候、濕度、氣圧風速及方向、風圧等を記録した。此の

圖-59. 隧道縦断並に平面圖

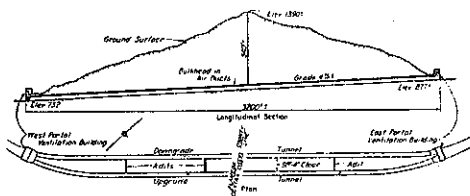
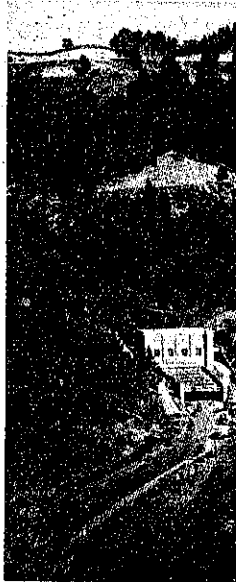


圖-58. 換氣場の外観



記録を研究した結果、最初豫期した如く煙突の如き通風が4%勾配の隧道内に常に一定の方向に起る事なく、1日中に數回逆行する事があり、又時としては8時間に互り無風状態の持続せられる事が判明した。

此の研究の結果に基づき本隧道には機械換気法を使用する必要が確認され、横断機械換気法を採用する事に決定した。各車道を1時間1200臺即ち1本の隧道に對し2400臺の自動車通過すると云ふ假定の下に於て生ずる一酸化炭素が空氣10000に對し2を超過しない様に設計した。

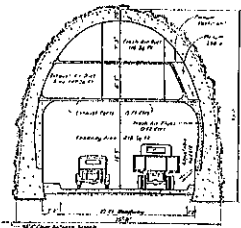
最近完成した所々の隧道では空氣10000に對し一酸化炭素4の割合を以て設計されて居るが通行人に危険を興へては居ない、然し不愉快なる臭氣を保有し又煙が隧道内に長時間留まつてゐる状態である。空氣10000に對し2の一酸化炭素の存在は通行者に悪臭を感ぜしめず煙も認められない筈である。

本隧道では上り勾配の方では下り勾配の方よりも大略3倍の一酸化炭素が排泄せられる爲、上り勾配隧道には1分間に900000呎³の空氣を要し、下り勾配隧道では300000呎³を要し、合計1分間1200000呎³の換気が必要である。更にもし一方に事故の生じた場合或は修繕の必要が生じた場合一方の隧道を以て兩方向の交通を取扱ふ必要がある。かゝる際には1隧道に對し1分間に600000呎³の換気が必要となる。上り勾配隧道のみを使用する場合は猶餘裕を存するが、下り勾配隧道にかゝる際を考慮して1分間に600000呎³の換気能力を保持する必要がある、結局1分間に合計1500000呎³の設備が必要となつた。

本隧道は1937年12月5日に開通したが、其の開通式直後上り隧道では1時間に2500車が通過し、管理所内の一酸化炭素の記録器は急速に上昇を続け設計量の2に達したがそれ以上には上らなかつた。

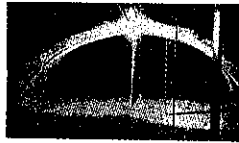
隧道の断面は圖-59に示す様に出来て居り、拋物線形の上部に2層の床版が設けられ換気洞の用をなしてゐる。上端は新空氣の通路にして中央は排泄洞である。此等の換気洞は隧道の中央に於て障壁により隔てられ東西に分れ、兩出口の扇風機室は各々隧道の半分迄を換氣する様に出来てゐる。

圖-60. 隧道横断面圖



扇風機室の近接部の導洞は正方形にして新空気が洞は拋物線形なる爲徐々に前者から後者に形を変える爲其の間に 50 呎の連結洞が設置されてゐる。連結洞及氣洞は共に空氣の摩擦を極度に抹殺する爲入念に仕上げられ表面は全く平滑に出来てゐる。空氣は氣洞より 12 呎間隔に設置された鋼製のノズルにより道路に送られる。此のノズルは長さ 7 呎の扁平口を有し皆同量の空氣を出口に於ける最大速度 1 分間 1000 呎を以て道路面に注入する。

図-61. 新空気が洞



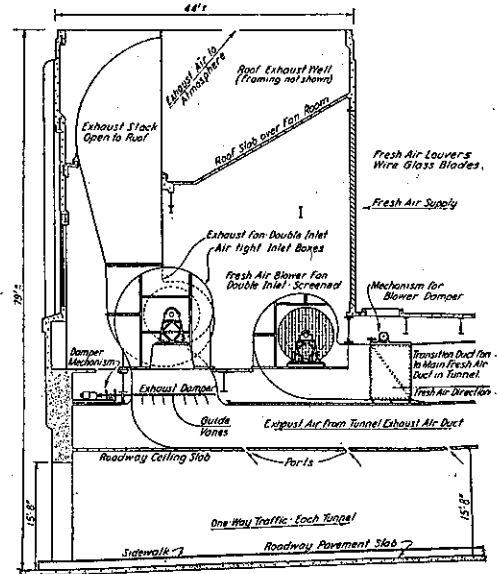
排泄洞は吸出ポンプに連なり道路の眞上にあり、15 呎間隔に 1 對の 5 呎の入口が設けられてゐる。排泄洞も又円滑にして摩擦を極度にさけてゐる。

換氣場は兩端入口に設けられ、同建物内には、扇風機、モーター、変電機、一酸化炭素驗出器、運轉室等が納められ、平面積は 44×110 呎高きは 80 呎である。

換氣場の隧道路面部には変電機室、一酸化炭素驗出室事務室等が設けられてゐる。事務室には運轉臺、扇風機、速度図式計示器、一酸化炭素記録器等がある。

各新室空氣供給扇風機は水 1.875 吋の重量に相當する圧力に對し空氣 232 000 呎³/分 (0.075 封度/呎³) を供給する能力を備へ、最高速度は 1 分間 9300 呎に對し 125 H.P. を超過せざる事、排泄扇風機は水 2.25 吋の圧力に對し 241 000 呎³/分 (0.072 封度/呎³) の空氣を排泄する能力を備へ、最高速度は 1 分間 10200 呎に對し

図-62. 扇風機設備



163 H. P. を超過せざる事等が仕様書に要求してゐる。

此の扇風機の能力を試験する爲同所に於て供給、排泄、共各 1 機の試験を施行した。

一酸化炭素採集用管は驗出器から隧道の全長に互り排泄氣洞内に設置され、如何なる場所の標本も直ちに採集出来る様になつてゐる。然し普通の場合は常に一番汚染された空氣の存在する兩入口の排泄洞内の標本のみを採集する。
(中谷茂壽)