

抄 録

第22巻第1號 昭和11年1月

- | | | | | |
|---------|-----------------------|------------|--------------|-------------|
| 1. 土木一般 | 2. 応用力学(1) | 3. 土質工学 | 4. 水理 | 5. 測量 |
| 6. 材料 | 7. コンクリート及鉄筋コンクリート(2) | 8. 施工(6) | 9. 橋梁及構造物(9) | |
| 10. 河川 | 11. 水力発電 | 12. 堰堤(11) | 13. 上水道(16) | 14. 下水道(19) |
| 15. 港湾 | 16. 道路(21) | 17. 都市計畫 | 18. 鉄道 | 19. 隧道 |
| 20. 雑 | | | | |

()内は本誌抄録頁を示す。

2. 応用力学

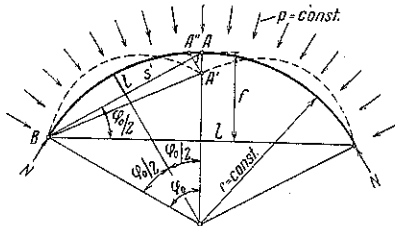
(1) 三鉸アーチの捩屈強さ

(W. Fuchssteiner. "Beitrag zur Knicksteifigkeit des Dreigelenkbogens." Stahlbau, 19. Juli 1935, S. 118~120.)

三鉸アーチの捩屈力の公式としてエンゲツセル氏式 $N_K = EJ \frac{6s^2 + 48f^2}{s^2(s^2 - 2f^2)}$ があるが之は半アーチが拋物線の彎曲をなすとす。假定から誘導されたもので實際よりも小さい値を與へる。著者は彎曲線が正弦函数で示されるものとして捩屈強さを求める。こゝに次の假定を置く。三鉸アーチは圓形をなすこと。荷重 p は一定値の向心力なること隨つて軸圧力 N は亦一定なること。彎曲は微小と考へ得る限度なること。

a) 外力による捩屈モーメント：左半を考へて、A なる

図 1



るアーチが A' まで推しまげられアーチはそのまゝ B の周りに廻轉して A' は A' に到る。右半も亦かくの如くにして彎曲線は點線の如くなるものとする。(図 1.)

彎曲前後のアーチの拱矢を 図 2. の如く t, a , とすれば

$$t = r - r \cos \frac{\varphi_0}{2} \dots (1)$$

$$a = y_{\max} + t - \Delta t \dots (2)$$

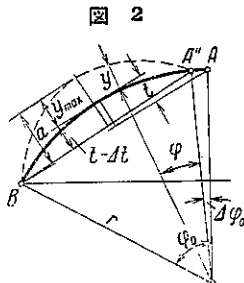


図 2

假定に依り彎曲線は

$$y = y_{\max} \sin \left(\frac{\pi}{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} \cdot \varphi \right) \dots (3)$$

彎曲前後で弧長に変化がないものとすれば

$$\int_0^{\varphi_0} r \cdot d\varphi = \int_0^{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} (r + y) d\varphi = \int_0^{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} r d\varphi + \int_0^{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} y_{\max} \sin \left(\frac{\pi}{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} \cdot \varphi \right) d\varphi$$

これを解いて

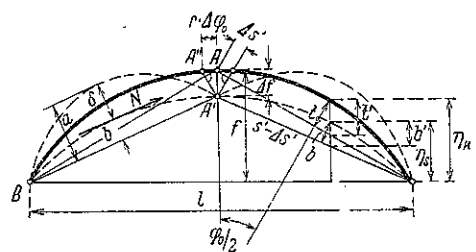
$$\Delta \varphi_0 = y_{\max} \frac{\varphi_0 - \Delta \varphi_0}{\pi r} \approx y_{\max} \frac{\varphi_0}{\pi r} \dots (4)$$

(1) 式の微分したものに (4) 式及び $\sin \frac{\varphi_0}{2} = \frac{f}{s'}$ を代入すれば

$$\Delta t = \Delta \varphi_0 \frac{r}{2} \sin \frac{\varphi_0}{2} = y_{\max} \frac{\varphi_0}{\pi r} \frac{r}{2} \frac{f}{s'} = y_{\max} \frac{\varphi_0 f}{2\pi s'}$$

故に (1) 式は $a = t + y_{\max} \left(1 - \frac{\varphi_0 f}{2\pi s'} \right) \dots (5)$

図 3



圧力線は頂點鉸を通り又変形が微量であるから変形前後の圧力線の総距は互に比例する。故に $b' = \frac{f - \Delta f}{f} \cdot s'$ 又一方 $t' = t \frac{l}{l'}$, $b = \frac{l}{2(s' - \Delta s')} b'$ これらの関係を b の右邊に代入し高次の項を無視すれば

$$b = t \left(1 - \frac{\Delta f}{f} + \frac{\Delta s'}{s'} \right)$$

更に $\Delta s' = \Delta f \frac{f}{s'}$; $\Delta f = \Delta \varphi_0 r \frac{l}{2f}$; $s'^2 - f^2 = \frac{l^2}{4}$; $\cos \frac{\varphi_0}{2} = \frac{l}{2s'}$ なる關係並に (1) 及び (4) 式を用ひて b を整頓すれば

$$b = l - y_{\max} \frac{\varphi_0 l^3}{16\pi f^3} \left(1 - \frac{l}{2s'}\right) \dots\dots(6)$$

故にアーチの1/4 點に於ける軸圧力の偏倚 δ は(5)(6)式より

$$\delta = a - b = y_{\max} \cdot \Gamma$$

$$\text{故に } \Gamma = 1 + \frac{\varphi_0}{2\pi} \left[\frac{l^3}{8f^3} \left(1 - \frac{l}{2s'}\right) - \frac{f}{s'} \right]$$

故に外力による撓屈モーメントは

$$M_a = N_K \delta = N_K y_{\max} \cdot \Gamma \dots\dots(7)$$

b) 材の抵抗モーメント: 変位は微量となし且つフツクの法則が成立するとして撓曲前後の曲率半径を夫々 r, ρ とすれば材の抵抗モーメントは

$$M_i = EJ \left(\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r} \right) \dots\dots(8)$$

$$\text{又 } \frac{1}{\rho} = \frac{R^2 + 2 \left(\frac{dR}{d\varphi} \right)^2 - R \frac{d^2R}{d\varphi^2}}{\left(R^2 + \left(\frac{dR}{d\varphi} \right)^2 \right)^{\frac{3}{2}}} \cong \left(R - \frac{d^2R}{d\varphi^2} \right) R^{-2}$$

$$(3) \text{ 式より } R = r + y \cong r + y_{\max} \sin \left(\frac{\pi}{\varphi_0} \varphi \right)$$

アーチの1/4 點では $R_v = r + y_{\max}$; $\frac{d^2R_v}{d\varphi^2} = -y_{\max} \frac{\pi^2}{\varphi_0}$

$$\text{故に } \frac{1}{\rho_v} \cong \frac{1}{r} + y_{\max} \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2} \right), \quad (s = \varphi_0 r)$$

$$\text{故に (8) 式より } M_i = EJ y_{\max} \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2} \right) \dots\dots(9)$$

依つて(7)式の M_a と(9)式の M_i とを等値として撓屈力 N_K を求めれば

$$N_K = EJ \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2} \right) \frac{1}{\Gamma}$$

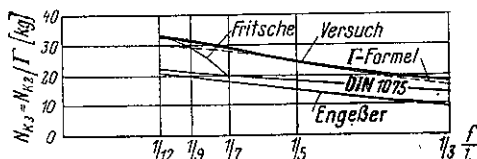
結論: 上式の Γ は頂鉸のために生じた係数である。 $\Gamma=1$ とすれば二鉸アーチの式に一致しその上 r を無限大にすれば直線の撓屈強さの式となる。

Γ の値は各種の l/f に対して次の如くなる。

l/f	3	4	5	6	7	8
Γ	1.000	1.059	1.090	1.110	1.122	1.130
l/f	9	10	11	12	13	14
Γ	1.136	1.140	1.144	1.146	1.148	1.150

$l/f \leq 3$ に対して $\Gamma \leq 1$ であることは拱矢支間比が 1:3 より大なる三鉸アーチの撓屈力は同一寸法の二鉸アー

図 4



チのそれと同一といふ結論になる。Gaber 教授も氏の實驗で之を認めてゐる。支間 1.80 m, $EJ=3000 \text{ kgcm}^2$ に於て撓屈力を他式又は實驗と比べたものは 図 4 で Γ 式のものによく實驗と一致してゐる。

上記の如く二鉸アーチと三鉸アーチの撓屈力は $\Gamma = \frac{N_{K3}}{N_{K2}}$ なる關係があるから實驗から Γ 値を出すことも出来る。

三鉸アーチの撓屈強さの點から見ればアーチの1/4 點に於て撓屈モーメントが最大であるからその點の慣性モーメントがアーチの強さを支配し頂點, 起拱點はこの點よりは影響は小である。(村山朔郎)

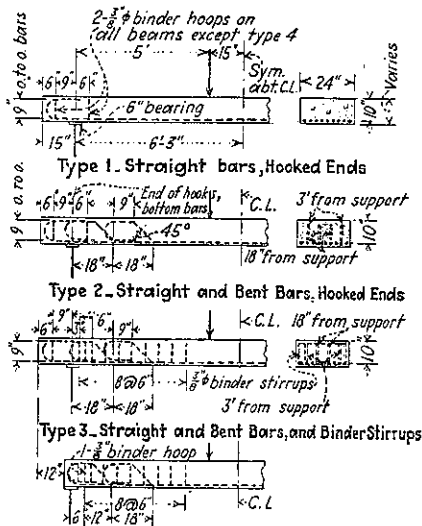
7. コンクリート及鉄筋コンクリート

(1) 薄いコンクリート梁の曲げ抵抗

(Conde B. McCullough, "Flexural Resistance of Shallow Concrete Beams." E. N. R. Sept. 19, 1935 p. 406~407.)

曲げ及び剪断を受ける高さの低い鉄筋コンクリート梁又は版に在りて, 1) 鉄筋量の変化の曲げ強さに對する効果, 2) 腹鉄筋の効果, 3) 曲げを受ける場合の現行單位使用応力の検討, 以上 3 つの目的の爲にその破壊強さを求める可く Oregon 道路局橋梁係に於て同所橋梁技手 G. S. Paxson 及び機械技師 Jos. A. Weber の兩氏指導のもとに最近成された實驗はその結果として

図 5 供試梁各型式の鉄筋配置様式



實際の破壊荷重と現在の規格による荷重との間には甚だしき差異のあることを見出した。即ち試験は後述するが如き 4 種の貨物大供試梁につきて行はれたもので、それ等何れもは勉めて現場並みに作らんが爲めに材料施工等にも大いに氣を配つた。4 種の梁は 図 5 に示すが如く何れも腹鉄筋の入れ方を変更した丈のもので、大いさは幅 24 in, 支間 12½ ft, 有効高 10 in, を有し、引張鉄筋の端は何れも鈎狀に曲げられ、荷支點の附近はコンクリートの飛散を防ぐ可く帯鉄筋が配してある。而して各種 5 本宛の供試体を有し之等 5 本は何れも 1.02~4.60% とその鉄筋量を変化してゐる。即ち

- 型式 1) 全然腹鉄筋を有せず。
- .. 2) 折曲鉄筋のみで腹部を補強せるもの。
- .. 3) 折曲鉄筋に加ふるに肋鉄筋を採用す。更に
- .. 4) 腹鉄筋は前述 3) と同様なる端鉄筋の處着を 3 in. と別張したため兩端が 1 ft. 宛短かくなつてゐる。

各種 5 本の梁の鉄筋量は次の如く定め帯鉄筋には直徑 3/8 in. のものを使用した。

表 1.

鉄筋の數及び大き	鉄筋量の割合
8 — 5/8 in. 円 綽	1.02
9 — 7/8 in. „	2.00
9 — 1 in. „	2.95
9 — 1 1/8 in. „	3.73
9 — 1 1/4 in. „	4.60

表 2 鉄筋量を変化せる各種の梁の破壊荷重及び單位応力

Beam Type	Data	n = 0.0102		n = 0.0200		n = 0.0295		n = 0.0373		n = 0.0460	
		8-1/2' φ = 2.4544 eq.in.	8-1' φ = 4.8104 eq.in.	9-1' φ = 7.0686 eq.in.	9-1 1/2' φ = 8.9460 eq.in.	9-1 1/4' φ = 11.0448 eq.in.					
n = 8											
		kd = 3.30 in. jd = 8.90 in.	kd = 4.28 in. jd = 8.57 in.	kd = 4.90 in. jd = 8.37 in.	kd = 5.30 in. jd = 8.23 in.	kd = 5.65 in. jd = 8.12 in.					
1	Ultimate load, lb.	43,807	81,675	81,675	90,882	96,542					
	Cyl. strength, lb./in.	4,270	4,250	4,532	3,665	3,870					
	Unit stress conc.	3,920	5,720	5,116	5,338	5,382					
	Unit stress steel	63,200	61,070	42,550	37,940	33,040					
	Unit shear	111	208	213	240	257					
				Diagonal Tension Failure (Steel)							
2	Ultimate load, lb.	46,837	83,160	94,446	103,600	117,315					
	Cyl. strength, lb./in.	3,760	4,092	4,370	4,370	4,337					
	Unit stress conc.	3,670	5,820	5,894	6,067	6,515					
	Unit stress steel	59,130	62,150	49,030	43,130	39,990					
	Unit shear	104	211	244	272	311					
3	Ultimate load, lb.	47,520	77,220	96,525	118,800	133,650					
	Cyl. strength, lb./in.	4,240	4,240	3,707	4,342	3,570					
	Unit stress conc.	4,240	5,420	6,021	6,936	7,406					
	Unit stress steel	66,303	57,830	50,070	49,320	45,460					
	Unit shear	120	197	249	310	352					
			Tension Failure (Steel)			Compression Failure (Concrete)					
4	Ultimate load, lb.	39,650	72,765	98,110	111,375	115,830					
	Cyl. strength, lb./in.	3,870	3,965	4,087	3,755	4,087					
	Unit stress conc.	3,580	5,120	6,123	6,518	6,439					
	Unit stress steel	57,670	54,660	50,930	46,330	39,530					
	Unit shear	101	186	253	291	307					

尙使用されたコンクリートの 28 日円筒強さは 3000 lb. 鉄筋の降伏點は 45 000~55 000 lb./in² と定めた。

載荷に當りては 24 in. の 2 本の梁の上に在る支承上に置かれた供試梁に對し、手動油圧ポンプ及び 12 in. の Bourdon 圧力計に連結された水圧ジャツキを使用した。

實驗の結果 a) 鉄筋量 1~2% の増加は 34% に及ぶ曲げ抵抗の増加を來しより大なる増加はその率に於て劣るが更に増加を來しその量 4% に及ぶときは實に

図 6 腹鉄筋各型式の曲げ抵抗に及ぼす效果

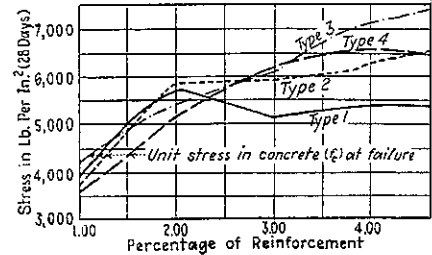
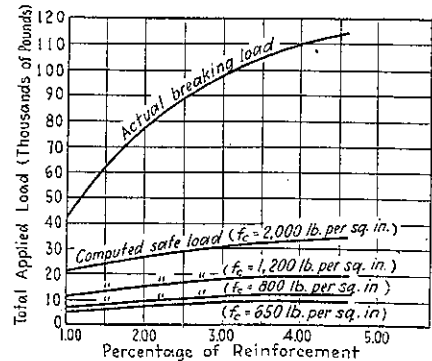


図 7 種々の單位応力に對する實際破壊荷重と理論的安全荷重との比較



65% の増加に得られる、b) 従つて死荷重の減少或は空間の制限等の爲に比較的低い梁を認む場合に在つては相當高い使用応力のもとに過鉄筋コンクリート版や低い梁の製作が可能なることが判つた、c) 腹鉄筋の效果を見るに 図 6 の示す所によると 1% と云ふ

が如き鉄筋量の梁はその破壊が引張によるものなる故腹部補強は全体として効果少なく、個々について見れば型式 1) は鉄筋の増加に對しても餘りその効果なく、2) に在つても之が破壊は引張によるもの故比較的効果少なく、3) 及び 4) の中、鉄筋量の多いものは破壊が圧縮によるものなる故初めて効果が認められるが之が爲には鉄筋量の増加に伴つて腹鉄筋量の増加が必要である、最後に d) 図 7 は實際破壊荷重と使用応力の値を 650, 800, 1 200 及び 2 000 lb/in² と假定しての理論的安全限度との比較であつて、之によつても現行の規定の安全に過ぎ必要に応じてはより高度の使用応力の適用さへ可能なることが判つた。(高島健二)

(2) 型枠に及ぼすコンクリート圧力

(W. Lytlin, "Betondruck auf Schalung." Bauing. 27. Sept. 1935, S. 422.)

H. G. Roby 氏の爲した型枠に及ぼすコンクリートの圧力測定に關する實驗に就ては、Civil Engineering, March 1935, に記載されて居るが、この實驗は高さ 15' (4.57 m) 邊長 2' 6" (76.25 cm) の柱狀型枠に就て行つたものである。型枠の撓みを測る爲に厚さ 11 mm, 高さ 15 cm の鉄板を型枠の側面下方に取付け、その兩端は自由に廻転し得る様になつて居る。コンクリート填充の爲に生ずるこの鉄板中央點の撓みは、10 倍に擴大されて度盛の上を指針が指す様になつて居り、この撓みより其の時働いて居る型枠

図 8 a

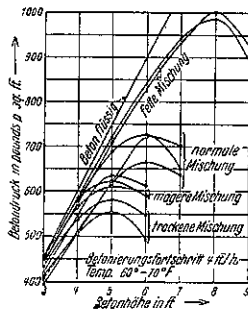


図 8 b

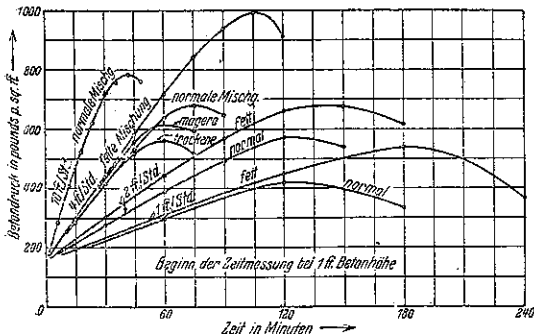
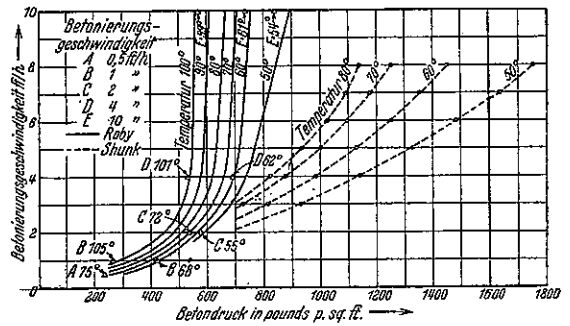


図 8 c



に及ぼすコンクリートの圧力を見出すことに成つて居る。實驗の結果は圖に示す如きもので圖 8 には Roby 氏の測定によるコンクリート圧力と、今まで屢々型枠の計算に用ひられて來た Shrunck 氏 (1908) の結果と比較して居る。又 1920 年米國の公道局で Messdosen 氏が成した實驗では Shrunck 氏の値の 40% を示して居る。Roby 氏は普通配合で常溫のコンクリートに對して圖の如き値を與へて居る。富配合のコンクリート圧力は普通のものより 40~60% 大であり、貧配合では 10~15% 小である。硬練りコンクリートでは 20~25% 小なる圧力を與へるに過ぎない。

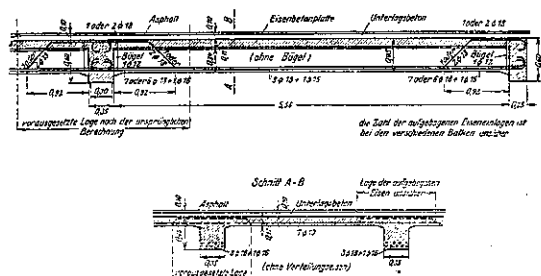
37.8°C で混合した時の圧力は 15.6°C の場合の 60~70% に相當して居る。又 Roby 氏の實驗の結果と、P. Noack 氏の公式を用ひて求めた値とを比較して見ると、實驗に用ひた柱狀型枠の断面の關係にて前者は後者より非常に大なる値となつて出る。(住友 彰)

(3) 鉄筋コンクリート床の補強

(Alexander Steiner "Verstärkung von Zerstorten und schwach bemessenen Eisenbetondecken." B. u. E. 5. Okt. 1935, S. 297~301.)

・近時荷重の増加により、鉄筋コンクリート構造物も補強工事が行はれる様になつた。其の一例として Buda-

図 9 床版配筋圖



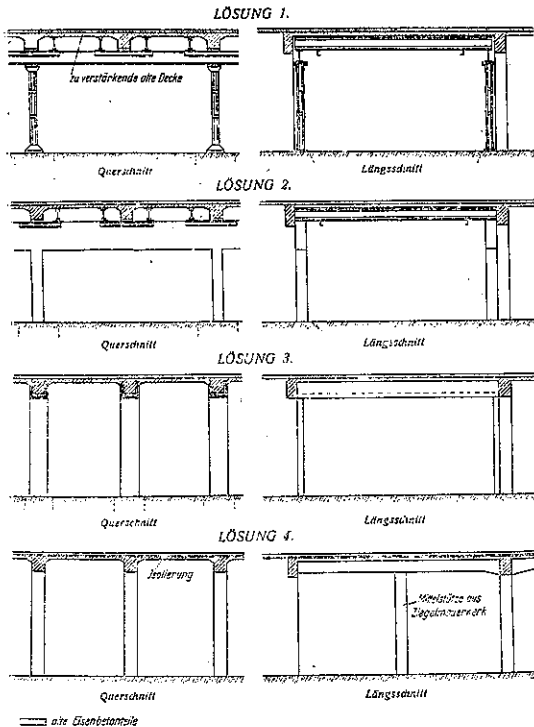
pest 市の Anker 保険ビルに於ける屋内通路の床版補強工事を記載す。

此の建物は約 25 年前に建築され、1 階の一部は公道となり多数の重量車輛が交通した。其の下は地下室として使用されてゐるので、構造は鉄筋コンクリートの高架式道路と同一である。然るに床版並梁コンクリートの下面は漸次に龜裂脱落し、遂には抗張鉄筋を露出するのみならず桁断面の過半部まで破損するに至つた。

梁は 図 9 の如き配筋を有し、其の設計荷重は車道 1000kg/cm^2 であつたが、最近に於ける調査によると 1550kg/cm^2 位に増加してゐた。又コンクリートの化学分析を行ふに溶解性硫酸分は 3.39% と測定され(セメント中 22% の含有量となる)、浸透水による氈化の程度も著しく、従つて試験荷重による載荷點の撓は理論計算の 2~3 倍に達した。

此の鉄筋コンクリート床の補強方法として次の 4 つの工法が比較研究された。

図 10 各種補強工法



工法 1: 床版並に梁を鋼鉄桁で受け、之を鋼鉄柱にて支へる。

此の方法は最も簡單であるが、コンクリート床と鋼梁

鋼柱との共同作用に疑點があり又工費が高價となる。

工法 2: 工法 1 に於ける 横梁及び支柱を鉄筋コンクリートとするのであるが、上記と同様な缺點がある。

工法 3: 床版、梁並に支柱の断面を増加するのであるが、25 年前に打つたコンクリートと新コンクリートとの接合には困難がある。

工法 4: 床版を厚くし且梁の中央に支柱を設ける。支柱の増設は地下室の使用上障害とならないことが明かになつたので、工費の最も安い工法を用ふる事になつた。新床版は鉄筋コンクリート造として舊床版と絶縁し、支柱は煉瓦のモルタル積とした。

(米屋秀三)

(4) 米國に於ける鉄筋コンクリート柱の研究

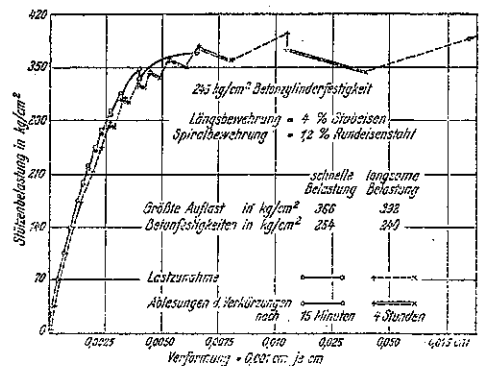
(W. Doldt "Bericht der Universität Illinois über den Stand der Stützenforschung in U.S.A." B.u.E. 5. Okt. 1935 S. 306~310.)

最近 Illinois 大学では總數 565 本に達する鉄筋コンクリート柱の破壊試験を行つた。特に此の試験はコンクリートの養生方法及び荷重の載荷速度が、強き並に変形に及ぼす影響を調べたものである。

試験柱コンクリートの配合は 4 種とし、材齡 56 日にて $140, 245, 345, 555\text{kg/cm}^2$ の圧縮強さを示した。徑 20 cm の試験柱は螺旋鉄筋量を 2% とし軸鉄筋量を 1.5, 4, 6% の 3 種とす。之は 24 時間後に型枠を除き、56 日間濕氣室内で養生した。徑 20 cm 以上の試験柱は螺旋鉄筋量 1% にして軸鉄筋量は 1.5, 4% の 2 種とし、濕布を巻いて室外で養生した。

圧縮試験機を用ひ荷重をかけて放置すれば、鉄筋コン

図 11 緩急荷重方法による応力歪圖



クリート柱は漸次塑性変形を生ず。従つて荷重の断続的增加に際し其の休止時間を変化すれば、応力歪図にも相違があらはれる。コンクリート強さ 245 kg/cm^2 軸鉄筋量 4% 、螺旋鉄筋量 1.2% の試験柱にて、休止時間を 15 分間 4 時間とすれば 図 11 の如き結果となる。

次にコンクリート柱に一定重量を載荷し、長期間に亘る収縮並に塑性変形の増進状況を調査する。図 12 はコンクリート強さ $140, 245, 345, \text{ kg/cm}^2$ の試験柱に各々 $12.1, 21.0, 30.3 \text{ t}$ の荷重をかけたものと、荷重をかけないものとの時間的変形を示した。又コンクリートは養生方法、配合、材齢によつて弾性係数が異なる。図 13 上図は屋内にて濕氣養生をし下図は屋外にて濕布養生したコンクリートの材齢 14 箇月目に於ける弾性係数である。

図 12 コンクリート柱の時間的変形量

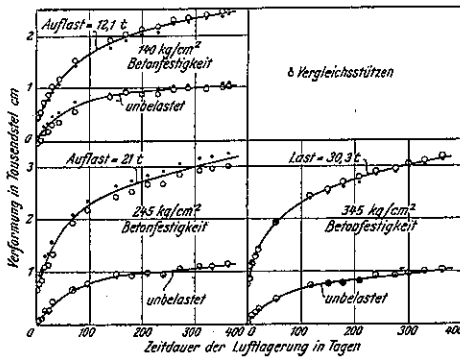
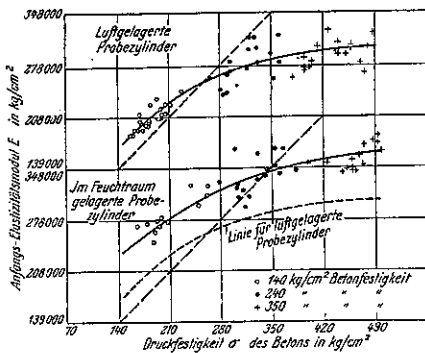


図 13 コンクリートの弾性係数



一般に濕布養生コンクリートは収縮並に塑性変形が大きく、且材齢により弾性係数が 25% 位変化す。之に反して濕氣養生コンクリートは変形少く、弾性係数の変化も 20% 程度である。

小型試験柱と實際に建造される柱との關係を知るために、径 $30, 50, 72 \text{ cm}$ 、長さ各々 7.5 倍にして配合、鉄

筋量の等しき大型の鉄筋コンクリート試験柱を作つた。其の破壊試験に於ても強さに変化はなかつた。図 14 に示す如く鉄筋コンクリート柱の破壊は、先づ螺旋鉄筋が伸長して被りコンクリートを脱落せしめ、其の断面の小さくなつた部分が挫屈する事を知つた。

尚鉄筋の材質に關しては鉄筋コンクリート柱としても高温輾圧材は低温輾圧材より弱く、特殊鋼は普通鋼より強い事が明かとなつた。(米屋秀三)



8. 施 工

(1) 函型矢板の載荷試験

“Ergebnisse der Rammung und Probelastung von peiner Kastenspundbohlen an der Ostebrücke bei hecht Hausen”. Bating. 13. Sept. 1935. S. 383~386.

Oste 橋は全橋鋼製で基礎も鋼であるが、長さ 27 m 以内の Peine の函型矢板の中には河底から上はコンクリートを充填した。

橋臺及橋脚の矢板は厚さ約 9 m の粘土層を貫いて 12 m の深さの砂層に達してゐる。一部に於て所要支持力は Peine の寬高 60 cm の Psp 60 を使用した複矢板に對して 200 t 以上になり、未だ實例もないために、實際の支持力載荷試験を行ふことが必要であつた。

橋脚橋臺の打込に興味ある事實が表はされてゐる。東及西側の橋脚の位置の地質は大体同様であるが、東橋脚は Hamburg

図 15 Demag-Union-急速鑽打機によつて打込んだ曲線

組が槌の重さ 2 St の Meuck- und Hambrock 槌を 1.10 m の落下距離で打込み、西側の橋脚は Hannover の

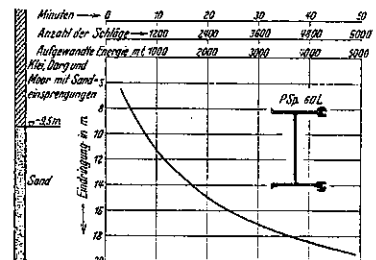
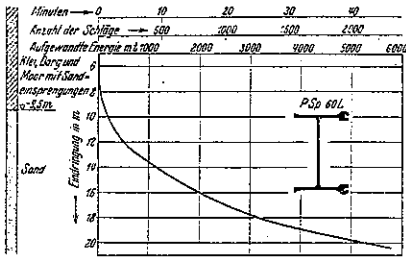


図 16 Menck u. Hambrock の 蒸気鐘打機による打込曲線



Ludwig Lange 組が重量 3.8t の Demag Union 式急速鐘打機 VR 20 を使って打込んだ。この両方の打込曲線を 図 15 及 16 に示す。即ち横軸に鐘打時間と打撃数及び作用したエネルギーを取り縦軸に侵入量を取った。

両方共に鐘打は順調に進んだが、図から明かなる如く、Menck 鐘打の方が実際の鐘打時間は短い。而し急速打は鐘打作業が容易で有利であり、且又鐘冠が不用であるために両方法の実際の成績は大体同一である。曲線を比較するに理論上に働いたエネルギーは急速法の鐘打が Menck の法より小である。このエネルギーの節減は連続して打つために矢板が静止することがないために打撃の作用が有効に働くためである。

Oste 橋に於ては矢板は 1 枚宛打込み、最後には 2 枚一緒にして打つた。複矢板の打込は単矢板の数倍の打込費を要する事は一般に認められてある。この理由は複矢板の場合にはその内部にある土が圧縮せられ、打込の際に 1 本の木杭の如き作用をなすためである。これに反して単矢板は比較的断面が小であるために容易に打込み得るのである。

図 17 載荷試験装置

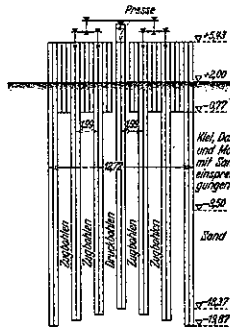
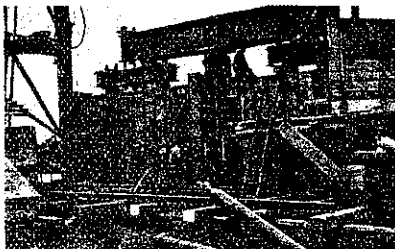


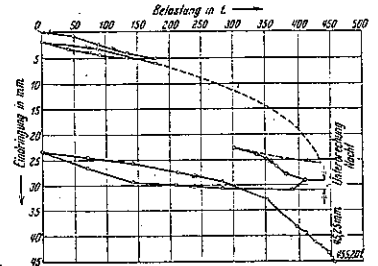
図 18 載荷試験現場



載荷試験は東側橋空の中央複矢板で最高荷重 177t のものに付き行つた。その方法は 図 17 及 図 18 に示す。水圧による圧力の反作用は平衡棒の作用によつて 4 本の張力用複矢板に傳達される。

引張矢板及び圧縮矢板の移動は 1/10 mm まで読み得る水準器を取付けて測定した。図 19 は載荷試験の結果を示す。荷重を増す毎に 20 分間の時間を置いて、完全に静止せしめた。併し第 2 回目の載荷に圧力計が故障したため、推定曲線を點線で記したのである。

図 19 載荷沈下曲線



これによると大体曲線は 350t 迄は弾性的な変化をしてゐる。従つて侵入の弾性限界は 350t 附近である。そして上層にある粘土層は荷重を支へるにはあまり役立たないことが分り、又粒状土層の場合に弾性界から塑性範囲に移ることが認められた。

載荷試験によつて矢板の支持力を測定し、次に鐘打公式及土質力学の公式から支持力を算出して兩者を比較した。

木及コンクリート杭の鐘打公式は次の如し。

$$nE = (W - R - Q)y + A \dots \dots \dots (1)$$

- E: 働いたエネルギー(力×距離)
- n: 衝撃の損失係数 (n < 1)
- W: 侵入抵抗, Q: 移動物体の重さ
- R: 鐘の重さ, y: 杭の侵入量
- A: 杭及鐘冠の変形仕事

E, Q, R 及 y は測定出来る。併し実際に測定した y は変形があるために幾分異つてゐる。

衝撃法則から n は次の如く定る。

$$n = \frac{k^2Q + R}{Q + R} \dots \dots \dots (2)$$

こゝに k は衝撃係数で 0 < k < 1 である。A は最も測定困難なるものである。

鐘打に際し杭及鐘冠には弾性的・塑性的変形を生ずる。これは即ち仕事損失である。

(1) 式に n を入れて変形すれば次の如くなる。

$$W = \left(E \frac{k^2Q + R}{Q + R} - A \right) \frac{1}{y} + Q + R$$

$k=1, A=0$ とすれば Eytelwein の式となる。

$$W = \frac{E}{y} \frac{R}{Q+R} + Q + R$$

$k=1, A = \frac{\sigma d l}{2}$ とすれば Weissbach の式となる。

$$W = \frac{E-A}{y} + Q + R$$

($d l$: 杭の弾性変形)

$0 < k < 1, A = \frac{\sigma d l}{2}$ とすれば Stern の式となる。

$$W = \frac{E}{y} \frac{k^2 Q + R}{Q + R} - \frac{\sigma d l}{2} + Q + R$$

弾性変形を起さしめる歪仕事は全部損失になるわけではないのであるから $A = \frac{\sigma d l}{2}$ は過大である。従つて Stern の式は常に少い値が出る。

Menck 槌で打込んだ東側橋臺の単矢板支持力の計算は (3) 式に於て

$$k=0.2 \quad \text{とすれば} \quad W=431t$$

Eytelwein の式によれば $W=410t$

急速鐘打機の場合の Brix 式は上の式を次の如くした。

$$W = \frac{E}{y} \frac{Q R}{(k+Q)^2} = 266t$$

但し槌の重さ $R=2.8t$, 杭の重さ $Q=5t$, 最後の槌打による杭の侵入量 $y=0.0027m$, 槌の落下距離 $h=1.10m$

複矢板について行つた載荷試験と直接比較することは出来ない。公式から算出した値は単矢板の場合でそれは複矢板の重量が増加するとしても約 2/5 の支持力としなければならない。即ち Brix の式によると $2.5 \times 266 = 665t$ の支持力となる。

実験の結果鐘打公式は不安であつて正しい値は得られないことが分つた。

米國で作られた急速打に對する公式はドイツで変形された。

$$W = \frac{17 E}{y + 0.25}$$

E は衝撃のエネルギーで mkg , y は最後の槌打の侵入量で cm 単位とす。 y を 0 としても最大 60t 出るに過ぎない。

更にこれを土性力学から研究し Krey 及 Dörr の公式と比較する。この式を使ふとき例へば Krey の式に於て土抵抗係数 λ_p の値によつて大いに異つてくる。

Krey によれば載荷試験に使つた複矢板の支持力は

$$P = f \cdot \lambda_p \cdot \gamma_s \cdot h + U \cdot \gamma_w \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \text{tg} \delta$$

ここに f は角杭としての断面 $= 0.48m^2$, $\lambda_p = 3.33$, U は杭の周長, $\gamma_e = 1.12$ (水中の砂), 砂と鋼の摩擦係数 $\text{tg} \delta = 0.4$, 上層粘土の厚さ $11.50m$, 矢板は砂中に $8.90m$ 打込まれた場合, 支持力は $214t$ になる。

Dörr の式で計算すると支持力は $224t$ である。これらの値は弾性限界たる $350t$ 及荷重限界たる $450t$ に比し著しく小である。即ち Peine の矢板の摩擦は更に大きく取らなければならないことが分る。即ち摩擦係数は 0.5 以上にすることが必要である。然るときは支持力は次の如くなる。

$$\text{Krey}; P = \frac{214 \times 0.5}{0.4} = 268t$$

$$\text{Dörr}; P = \frac{224 \times 0.5}{0.4} = 280t$$

Agatz 教授の説によつて弾性限界の 80% を取れば大體上の値は載荷試験を行つた如き矢板の荷重と考へることが出来る。

この載荷試験の結果 Peine の面型矢板は非常に優秀であり、他のものでは得られないやうな支持力を有してゐることが證明された。深い基礎には確實な方法である。(傍島 濤)

(2) 長さ 24 呎の 72 吋コンクリート管の築造

("Casting 72-inch Concrete Pipe in Sections 24 Ft. Long," E.N.R. Oct. 10, 1935 p. 493~495)

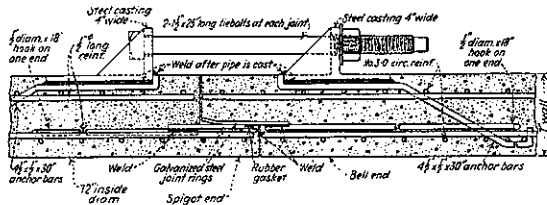
New York 市に於ける Coney Island 下水道の 72 吋の排出管路には、6375 呎の水底部分がある。此の部分の管の接手の数を出来るだけ少くし、且つその接手も水中に於て直ちに接合し得る丈夫なものたらしめる爲に、製作者は管の長さを 24 呎にし、接手も管を互ひに引き寄せる丈で充分水密になり得るやうなものとした。恐らくこの直径の管では、この長さは恐らく前代未聞である。

排出管の全長は 8200 呎で、うちの 1825 呎は陸上部分に屬し、この部分では管の長さは 12 呎とした。

管壁の厚さは 7 吋で、その中に 2 個の鉄筋筒を有する。

筒はモーター驅動の心金上に焼のしした (hot-rolled) 3 番線の鉄筋を $3\frac{1}{2}$ 吋のピッチで螺旋狀に巻いて作つたものである。心金を取除く前に、内側の筒には 10 本、外側の筒には 12 本の縦鉄筋を端部と中間の處々で銲接した。

図 20



内側筒の両端では、縦鉄筋に重い亜鉛鍍金した鋼環を鋸接に依つて取付けた。之等が即ち夫々挿口と承口を構成するのである。

挿口環は 3 枚のプレートを上、下、上の位置に鋸接し、上の 2 枚の間に 1 個の溝を作り、此處にゴム填隙環を充填した(図 20)。

承口環は、内面は滑かな円筒状で、先端だけを少しく外方に擴げて円錐状としたものである。

管を相互に引き寄せれば、承口環はゴム填隙環を圧縮して挿口に嵌め込まれる。斯くて接手は永久的に水密性であり、同時に伸縮性となるのである。

尙、管相互を引寄せると、埋戻しをしない前の波の作用と漂砂に備へる爲に、各接手毎に鑿錐を取付けた。

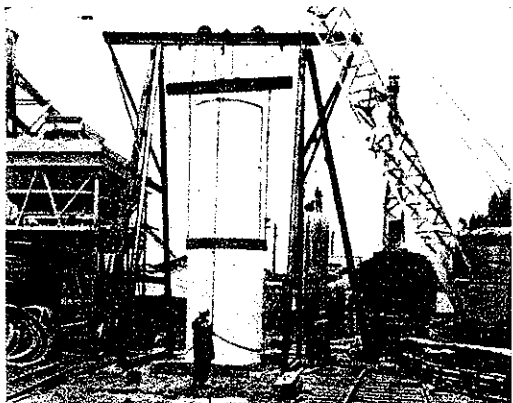
管は凡て垂直位置で築造した。それには鑄鉄の底環上に内外兩側の鉄製型枠を使用した。之は型枠と接手環とを同心位置に保持せしめる役をなすものである。

内側型枠の上端を鉄板で覆ひ、底環同様な役をなさしめた。此の板上にコンクリートを円錐形バケットから降ろした。コンクリートは可成りの硬練とした。

型枠には外周に上と下に 2 個の電気振動機を取付けて填充の緻密を期し、尙上部では手搦きを若干行つた。

コンクリートの填充作用が終了するや、型枠を布で被包し、夜通し蒸氣に依り養生を行つた。翌朝、布を高く

図 21



引き揚げて、型枠を取外し、再び布を被包して翌日迄蒸氣養生を行つた。

第 3 日目に、管を水平位置に回転し、置場へ転送した。

管の回転には 図 21 に見る様な A 型の新ガントリーを用いた。之は鋼製バンドで管の中央を緊めて引揚げる。(吉藤幸朔)

9. 橋梁及構造物

(1) Buchs に於て Rhein 河に架る新鉄道橋

(F. Bohny, "Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Buchs." Bauing. 16. Aug. 1935, S. 351~353.)

Arlberg を通過する國際鉄道 Innsbruck-Zürich 線は Buchs の近く Liechtenstein とスイスの境界に於て Rhein 河を渡つてゐる。此處に最近迄かゝつてゐた橋梁は 1572 年に架設されたもので、支間夫々 69m の 2 連続主径間を有する。橋臺と橋脚は Rhein 河古底層に基礎を有して居る。

Rhein 河は Bodensee より上流は、水位が非常に変化し、異状な漂石を流す山嶽流に屬してゐる。その流域は約 6 000 km² に達し、毎秒高水量は夏と秋は 3 000m³ に達し、冬は 60m³ に下る。堤防内に河床が非常に曲つて存在する爲、約 100 年の間に勾配は緩になり、高水波に依り底が高くなつた。現在兩側地域より 7~9m 高い所がある。

上の理由から、橋梁を架設した時に必要なより 1m 丈橋面を高くした。1892 年には又橋梁及前後堤防を 1.5m 高め、同時にオーストリアとスイス間の契約が結ばれ、Fussach と Diepoldsau の近くに水路を開鑿し、Rhein 河を Bodensee の上流に於て約 10km 短縮する事になつた。然るにその結果は大した効果がなく、オーストリア聯合鉄道は更に 1.20m 橋面を高める決意をした。然るに 1927 年 9 月 25 日に大洪水があり、右岸堤防を破壊した。洪水の模様を述べると、24 時間驟雨が降り、山の雪がとけて、刻々に水量は増し遂に 20 時頃破壊が起つたのであつた。Liechtenstein 側の Rhein 河堤防が 350m の長さに亘り破壊し、鉄道盛土も橋梁に至る 300m が破壊し、橋臺は消失し、側径間は墜落した。Liechtenstein 側の土地は 5km の幅に氾濫し、花咲く村の代りに約 50 000 000 m³ の潮水が出来た。構造物は流木に依り非常な側方衝撃を受けたが、主橋及スイス側

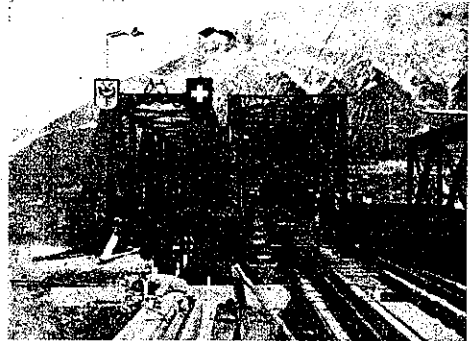
は幸ひ破壊をまぬかれた。400m 下流の木造道路橋も墜落した。

出来る丈早く断絶された鉄道を修復する爲に、兩國が協議をなし、長 315 m の假橋に依り一時連結する事となつた。オーストリア側は世界大戦に用ひられた支間 45 m の Roth-Waagner 式假橋 4 径間を用ひ、スイス側は支間 20 m の鉸桁 6 径間を用ひた。桁は總て單梁で、杭を基礎とする高さ 6~7 m の木橋脚上に載る。Roth-Waagner 橋は大部分足場上で組立て、残部を突桁式に組立てた。鉸桁橋 6 連は Schaan 側堤防上で組立てた後、機關車に依り木橋脚上に送り出した。トラス橋の重量は約 555 t、鉸桁は約 135 t であつた。1927 年 10 月 10 日に仕事を開始し、水害後僅か 53 日後の 1927 年 11 月 17 日には既に國際列車交通が回復された。

豫め行つた載荷試験に依つて、假橋の安全な事と Rhein 河の主径間の傷害を受けてゐない事が證明された。此の災害に依つて、兩岸堤防を更に高め、又始め計畫の 1.20 m の代りに 1.70 m 高める機會が與えられた。此の橋梁は電化された後には一級鋼橋の規定に適合しなくなる爲、改築が必要となつた。

新橋の主径間は従前通り、夫々 69.1 m 支間の 2 径

図 25 新橋送り込み少し前の現場



間連続トラス桁である。兩側は夫々 17.9 m の鉸桁橋で、スイス側は更に洪水に備へる爲径間 10 m の鉄筋コンクリートアーチを有する。中央橋脚上に於て主構は普通の上弦より 5.15 m 丈高くなつてゐる。トラスの中心間隔は 5.15 m で、外側に簡単な歩道を取付けた(図 23)。荷重はオーストリアの N 列車を用ひ、構造材料として St. 44. 13 を、鉸に St. 40. 13 を用ひた。鋼重は全部で 910 t であつた。

新橋の架設には、舊橋の下流で組立て、舊橋を撤去した後新橋を送り込む方法が用ひられた。之に使用出来る時間は晝間 12 時間であつた。架設期として流水に備

図 22 新 橋

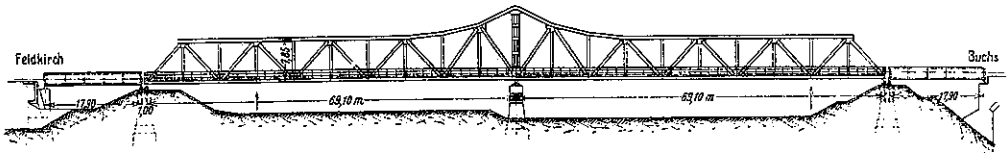


図 23 新橋の断面

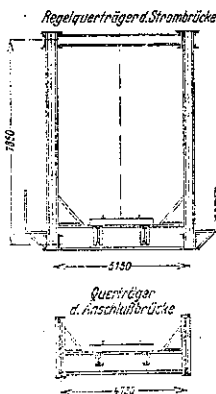
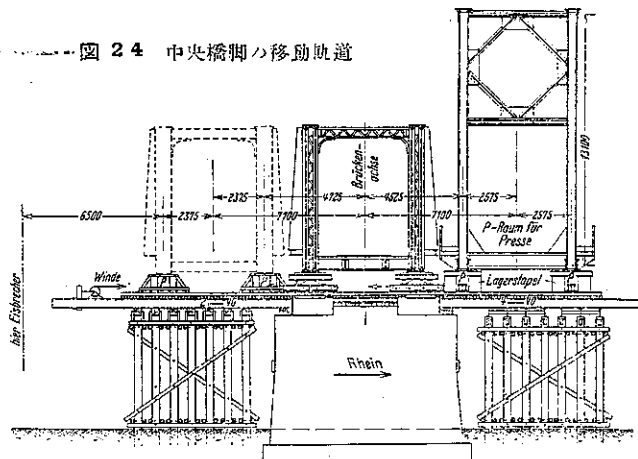


図 24 中央橋脚の移動軌道



えるため秋から春迄が選ばれた。即ち 1934 年 11 月から 1935 年 3 月間に組立てが行はれ、送り込みは 1935 年 4 月 5 日と定められた。送り込みは桁端近くと中央橋脚を利用して設けられた 3 つの転動軌道の上で行はれた。移動荷重は舊橋は約 500t、新橋は約 1000t である。移動桁は特殊の簡単な低い車の上に乗せられた。

4 月 5 日早朝移動工事が開始せられ、先づ舊橋を約 30mm 持ち上げ移動車に乗せ、又新橋を支承臺から持ち上げ車に乗せた。次に舊橋を移動し新橋の支承の据付けを行つた。斯くして新橋送り込みの準備が完了した。新橋は床の高さが 0.80 m 高くなり、橋面は 0.50 m 高められた。従つて 4 回にわたり、計 4.7 m 高められた事となる。舊橋の送り出しは 24 分、新橋の送り込みは約 30 分かゝつた。次に新橋を正しい位置に調節し、前支承に載せ又 3 月 20 日及 22 日に送り込み使用せる兩側径間との取付けに時間を要した。新橋の支承上への低下は 100, 140 及 40 mm の 3 回に 280 mm に行つた。此の爲に耐荷力 100t 及 200t の水圧機を用ひた。豫定よりも 1 時間早く終了した。午後載荷試験を行つたが新橋の非常に剛変の大きい事が證明された。(奥田秋夫)

以上の計畫の中で現在工事中のものは Columbia 河本流の堰堤だけであるが、それも第一期工事として高さ 1/3 に足りない低部堰堤だけである。

図 26



図 27

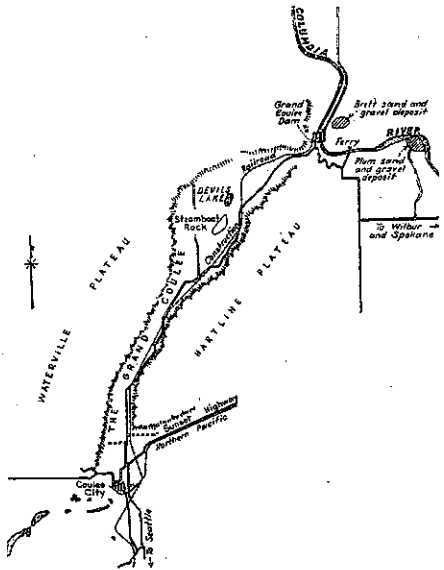


図 28



12. 堰 堤

(1) Grand Coulee 堰 堤

(“Grand Coulee Dam.” E.N.R. Aug. 1, 1935. p. 139-160.)

一般計畫：米國，Washington 州 Columbia 河に築造中の Grand Coulee 堰堤は發電用並に灌漑用であつて、發電所の出力は 1 890 000 K.W. で、灌漑面積は 1 200 000 acre で Washington 州の北から南端の Pisco 附近まで 80 哩の砂漠地帯を開發する計畫である。

堰堤の左岸直ぐ上流に 20 臺のポンプを設備し、各 1 臺は全水頭 370 ft で作用する時は 800 sec-ft の容量を有し、夫々 1 本の鋼板の給水管で長さ 1.7 哩の運河に給水する、Grand Coulee の上下流を土堰堤と rock fill 堰堤で締切り、延長約 23 哩の調整池を作る。この調整池の満水面は Columbia 河貯水池満水面上 280 ft である。Grand Coulee の南西端から容量 15 000 sec-ft、長さ 11 哩の運河があり、この運河は又東西の運河に分れ、前者は 156 哩、後者は 101 哩で、何れも大隧道、siphon、餘水吐、量水計、橋梁等の無数の構造物がある、この他に運河の途中諸々に補助發電所、送電線、揚水高 100 ft 以下のポンプ場等を設ける豫定である。

図 29



Grand Coulee 堰堤の大要: Grand Coulee 堰堤は最大高約 540 ft, 堤頂長 4 100 ft, 堤頂幅 30 ft の重方式直線コンクリート堰堤で, 溢流部分の長さ 1 650 ft である。不溢流部には高さ 3½ ft の壁と頂幅 26 ft の道路を設ける。溢流部の上には 11 の橋梁をかける豫定で, 溢流部堰堤下流端には溢流水による洗掘を防止するため, 水叩を彎曲してある。この堰堤によつて水面を 350 ft 堰上げることになる。

大量のコンクリート工であるから, 収縮の影響を考へ

屬で適當に仕切り grout する様になつてゐる。コンクリートを冷却するためには 1 in の螺管を堤体中に水平間隔 5 ft. 9 in, 垂直間隔 5 ft に配置し水を循環させる計畫である。

堰堤地點は基礎, 兩岸共に花崗岩で, 節理の多い細粒の斑岩と相當粒の粗い塊状の花崗岩とに分けることが出来るが, 何れも, 強固で高堰堤の基礎としては適當なものである。岩床は幅 2 800~3 000 ft に亘つて水平で兩岸で 1½:1 の傾斜をなしてゐるが, 3箇所比較的狭いけれども盤の低下してゐる所があるその一つは右岸の近くで深さ 100 ft

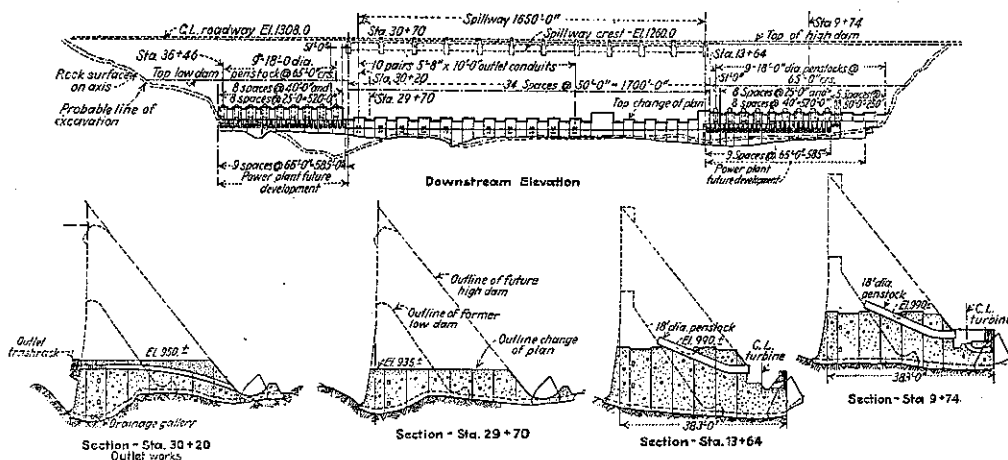
である。

この花崗岩の基礎岩盤の上に厚さ 20 ft から 150 ft の粒の細い緻密な沈積物の層がある。又處々に小さな砂利層又は漂石粘土や岩滓の薄い層がある。

之等の地質調査は主として 16 個所の試錐によつたのであるが, その中の深いものは河床以下 657 ft に及んでゐるものもある。

堰堤趾の基礎岩盤にはコンクリート施工前深さ 20 ft, 幅最小 60 ft に亘つて低圧の grout をする。コンクリ

図 30



て垂直に縦横の伸縮接合を設け, 堰堤は矩形体又は柱の様に打ち上り, それ等は互に締め合つてゐるその間を金

ト施工後は高圧の grout を深さ約 100 ft まで行ふ。grouting が完了するとその 2, 3 ft 下流に 1 列に深さ

50 ft, 間隔 10 ft の漏水集水孔を掘り, 漏水を堰堤下流面に排出する, 重力で足りる所は重力を利用するけれども, その他は排水井に集めて, ポンプで排出する, 集水孔には内径 5 in の粗なコンクリート管を入れる豫定で, 集水孔の位置は土流面から 11 ft 9 in の處である。

堰堤の溢流部は 11 径間に分れ, 1 径間の長さは 135 ft で, 夫々高さ 28 ft の drum gate を設置する。その全溢水計量量は 1 000 000 sec-ft で, 既往洪水量の約 2 倍である。

この他に堤体内に 8½ ft の暗渠排水路が 20 ある。その出口は水叩の彎曲した處に設けられ, この排水路による計畫排水量は満水時 150 000 sec-ft である。

堰堤並に発電所の工事費概算 170 000 000 弗, 灌漑工事費は約 210 000 000 弗であるが, 電力料金で堰堤及び発電所の工事費全額と灌漑工事費の半額は償還することが出来る豫定である。

堰堤並に発電所の工事費概算 170 000 000 弗, 灌漑工事費は約 210 000 000 弗であるが, 電力料金で堰堤及び発電所の工事費全額と灌漑工事費の半額は償還することが出来る豫定である。

Grand Coulee 堰堤の設計変更: 1933 年復興令による公共事業資金 3 300 000 000 弗の中本堰堤工事の割當は 63 000 000 弗即ち上述の堰堤及び発電所工事費の約 1/3 に過ぎないために, 工事期を 2 期に分ち第 1 期工事として河水を 150 ft 堰上げる低堰堤を製造することとし, この堰堤のみで発電出来る設計とした。

即ち堰堤の高さを 192 ft とし, 堤頂長 3 600 ft とし将来高堰堤を築造する時は高堰堤の中にこの低堰堤を埋め込む豫定として掘鑿を始めたが, 其の後計畫を変更し基礎部分は高堰堤の断面を用ひた基礎堰堤を築造することになった (図 30)。この低堰堤, 高堰堤, 基礎堰堤の主要量を比較すると表 3 の通りである。

表 3

種 別	當初計畫 低堰堤	最後の高堰堤	現在の基礎 堰堤
掘鑿 (yd ³)			
普通土砂	11 000 000	14 600 000	14 487 000
岩 石	800 000	800 000	800 000
コンクリート (yd ³)			
堤 体	3 100 000	9 500 000	3 980 000
全 体	3 800 000	10 000 000	4 070 000
金 屬 (lb)		242 000 000	50 700 000
工事費 (弗)	63 000 000	178 000 000	63 000 000

工事状況

1. 締切工事: 堰堤工事は基礎岩盤と河の地形から先づ兩岸から着手された。図 32 の如く最も簡単な締切で 4 つの型がある, 断面 B と I は前面に沿つて並んだ一列の聯鎖鉄矢板よりなり, この矢板は低水位以下 40 ft まで打込み, 矢板の後 37 ft の處に木の壁を作り聯結棒で結びつけてある。

断面 H は平面で 90 × 36 ft の同一の礫山の小室からなり, 小室の前面, 後面は半径 36 ft の弧状をなしてゐる。この小室が並より大きく作つてゐるのはこの断面の後が放水口となるために, 犬走を設けず

図 31

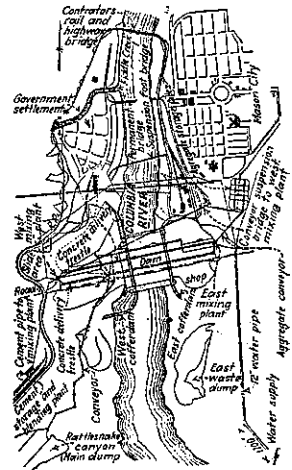
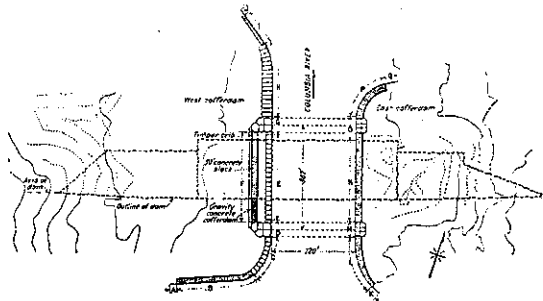


図 32

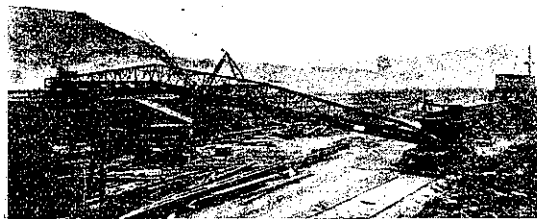


締切が安定であるためである。断面 C と E とは H と同様であるが大きさが平面で 40 × 50 ft 両面の半径が 40 ft である。断面 F は 2 つの小室群 (cell cluster) を結び 1 列の矢板で, 小室群は何れも半径が 40 ft である。隔壁の矢板は底水面上 25 ft の所にまでしか達してゐない。この小室は西部の締切に結びつけられてゐると同時に兩端が排水路となる時には本流締切堰堤と連絡する。

矢板は長さ 80 ft と 40 ft の 2 種で web は 3/8 in で重さは 1 ft につき 38.8 lbs である。steam hammer で打ち込んだのであるが硬い漂石粘土或は young shale に非常に打ち込み難く最後に 10 ft 位打ち込んだ後は 1 in に對し 13 000 ft lb の打撃を 35 回必要とした。この爲に打ち込み設備の改良をして工期の遅れるのを

防止した。締切の小室が出来ると小室の内側、その後の築堤等に約 400 000 yd³ の盛土が必要になる、その中小室の内側の分は 400 000 yd³ で掘鑿の土砂を利用するのであるが、この土工は最初は自動車で行つてゐたが、出水期が近づいて来たので 図 33 の様な 3 つの belt conveyor から成る所謂 shuttle conveyor を使用した。

図 33



即ち E 断面の中央で河の方から 200 ft の處の hopper までは belt conveyor で運び、この hopper からは締切堰堤に平行に軌間 12 ft、長さ 1 600 ft の軌道を敷きこの軌道土には hopper から両方に 800 ft 動き得る conveyor を設け、それから長さ 200 ft の shuttle belt で小室に運ばれるのである。

2. 掘鑿土砂の處分：掘鑿土砂約 10 000 000 yd³ 運搬のために Boston の道路隧道や Fort Feck 堰堤の排水隧道の例にならつて belt conveyor を用ひた。

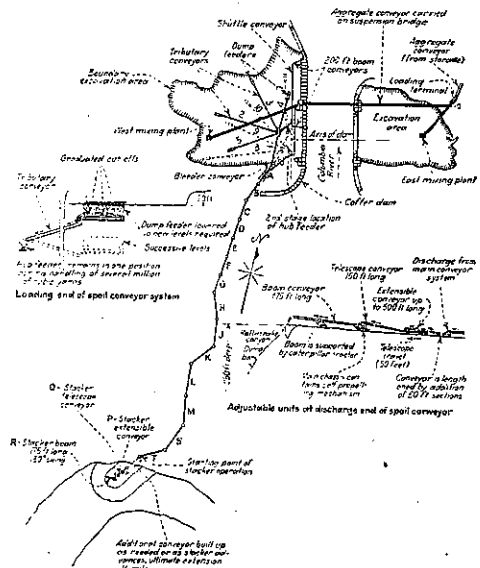
Columbia河の左岸は何れも断崖で堰堤地點から數哩以内に低い土捨場がなく、又土砂捨場まで道路や軌道をつけることが出来ない。然るに Rattlesnake 峡谷は數百萬 yd³ の土砂を捨て得るのみならず掘鑿地點から 1 哩もない處にあるけれども峡谷の高さは河川より 150 ft であつて堅孔から断崖のためと高さの差が 400 ft のために近づき難いので belt conveyor を採用したのである。

掘鑿土砂を大体 10 000 000~17 000 000 yd³ と見做つて belt conveyor の幅を 5 ft とし、その 1 時間の運搬土砂は 2 500 yd³ である。belt の長さは 4 個の支線を含み現在 6 048 ft で揚程 543 ft である。土砂は power shovel で掘つて自動車又は tractor で支線に入れられ運ばれる。belt conveyor 用の電動力は全部で 195 馬力に達する。

堅孔は 4 つあつて圖の如く 4 個の conveyor で主 conveyor に連続してゐる。この堅孔は掘鑿の進行するにつれて掘りきげられてゆく。

belt conveyor の終り即土砂捨場の處は 図 34 の如

図 34



く次の 3 部分よりなつてゐる。

- (1) 第 1 の conveyor は第 2 の conveyor に跨りその長きは 50 ft. である
- (2) 第 2 の conveyor は螺旋状的に 50 ft. 動くことが出来る
- (3) 第 3 の conveyor は腕の長さ 175 ft. で 180° に回転出来、螺旋状的に 150 ft 動くことが出来る。

7 時間交代の最高記録は 17 478 yd³ で 1 月 201 時間の記録は 50 700 yd³ である。平均 1 日 3 交代で 40 000 yd³ である。連続運転時間の記録は 59 時間 8 分で、大転石のため運転を休止するのは平均 21 時間に 1 時間で全作業時間の約 5% 以下である。

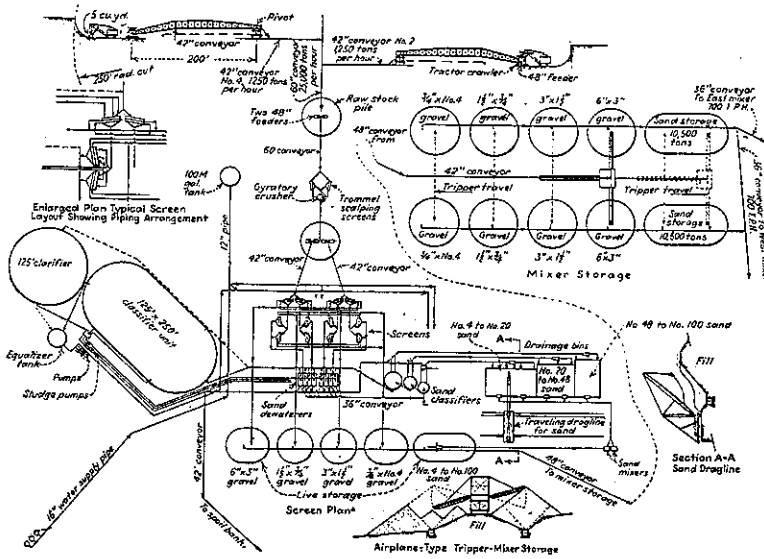
3. 骨材の製造：コンクリートの總量は低堰堤として約 3 500 000 yd³ 高堰堤として 10 000 000 yd³ である。全骨材の採取場所は堰堤の北東 1.5 哩の Columbia 峡谷の東端の Brett Banks で、12 の試験的堅孔によると細砂の層を挟んで土層 80~90 ft, 下層 100~170 ft に砂利がある。

砂利の大きさは次の如く規定してゐる。

- | | |
|-----------|-----------------|
| (1) 玉石 | 6 in~3 in |
| (2) 粗き砂利 | 3 in~1 1/2 in |
| (3) 普通の砂利 | 1 1/2 in~3/4 in |
| (4) 細き砂利 | 3/4 in~1/4 in |

砂の細率 (fineness modulus) は 2 1/2~3 である。コンクリート混合場は河の兩岸に夫々 1 個所何れも 4 yd³ の mixer 4 臺を有する。骨材水量の計量は自動的になされ 4 つの mixer が連続して使用する様になつてゐる。混合時間は 2.5 分で堰堤までは 4 yd³ の

図 35



bucket を扁平な車につけて運び、動力は 10t のディーゼル電気機関車を用ひる。(山岡包郎)

(2) グラウチングに依る土堰堤の漏水防止

(E. M. Wilbur "Grouting Checks Leakage in Earthfill Dam." E.N.R. Oct. 10, 1935, p. 499~500.)

Port Jervis の水道局に於ては、鋼矢板止水壁を打込んで嵩上げた土堰堤の漏水グラウチングに依り最近修理したのであるが、既に 7 箇月以上も経過し且つ満水状態に屢々反復したのであるから先ず堰堤の安全性を確立したものと信ぜられる。

舊堰堤の嵩上: 舊堰堤は New York 州 Orange 地方の Huguenot 村の西方約 1 哩の地點に在つて、小溪流を貯水したものである。1887 年に築造したもので、高さは最大断面に於て約 40 呎、勾配は約 1 割 5 分、丸石を多量に含んだ土壌で盛土したものである。不滲透層は堰堤の前面を張つた粘土であつて、この厚さは満水面の箇所約 3 呎、底部に於てそれより幾分厚くしてある。本堰堤は現在の設計様式に比較するとその趣を異にしてゐるのであるが、兎に角 45 年の長期に亘つて満足にその使命を果したのであつた。

1930 年 Port Jervis 市は同貯水池を當時の管理者たる私設会社から買収し、1932 年になつて満水面を 6 呎

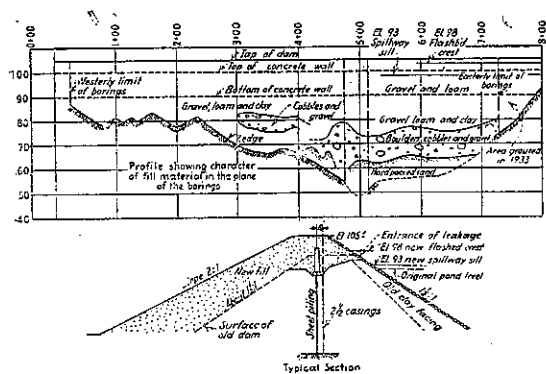
上昇するため約 8 呎の堰堤の嵩上を行つた。この工事は舊堰堤の頂部を約 10 呎取除いて其處から鋼矢板を打込み、その上に 10 呎のコンクリート止水壁を被せ、次に砂利混りの粘土を背面側(勾配 2 割)から頂部にかけて盛土したものである。所で本工事中で難工事と目されるものは鋼矢板の打込であつて、25 乃至 30 呎の下部で屢々沈下が停止したと云はれてゐるが、沈下が豫定の深度に達する前に止まつて了つた場合には、鋼矢板が原地盤以下に到達したと思はれる迄尙も打込を継続した様である。

堰堤の嵩上工事は出来るだけ貯水池の水面を低下したのであるが、その後水位を新角落堰頂部の下 2 呎迄増加した所、前面側の頂部に 50 呎の範圍の落込を生じ、そこを入口として泥土を含んだ漏水が毎秒 3 呎³に達する割合で突發した。そこで有合せの機具に依てコンクリート壁の礎段から約 20 呎下の鋼矢板面にグラウチングを施し局部的修理を行つた。而るにその後 1 年経つて貯水池の満水時に、修理した箇所から 300 呎離れた箇所に落込を生じて再び前と同様な状態で漏水が起つた。即ちかゝる状態は全般的なることが解つたので、茲に徹底した修理の必要に逼られるに到つた。

準備工事: 修理の方法は他にもあつたが結局岩盤迄ボーリングを行ひ、止水壁及鋼矢板の前面の盛土の間隙に粘土を混合したセメント乳を注入することに一決した。穿孔は普通の方法で、ケーシングは 2½ 吋のものを使用した。この工事では盛土中の栗石並に玉石のために難工を続け、ケーシングが豫定の深度に達する迄に屢々 2 度乃至 3 度の遣り直しの必要が生じたのであるが、堰堤の表面から約 30 呎の底部に介在する厚さ約 10 呎の砂利及び栗石の多孔体を買入した。第 1 列は止水壁の礎段の前面側に近い箇所に、12½ 呎の間隔で打込んだ。

グラウチングの方法: グラウチングには圧搾空氣を使用しなかつた。ポンプ装置は 4½ × 12 吋の横型復働手動ポンプを小さな臺に取付け、ホッパーを吸込管に裝備

図 36 土堰堤断面



したものである。尙グラウトは $\frac{1}{2}$ 碼ガソリン ミキサで混合した。注入圧力は大体 0~35 封度の範囲であつたが、瞬間的には最大 100 封度の程度に達したらしい。而して本装置に依る工程は、圧縮機と 1 袋グラウト ミキサを使用して以前に行つた圧縮空気に依るグラウチングに比較し遜色ないものであつた。

グラウチングは穿孔に就て約 50 呎行つたのであるが、測點 5 の周囲の最深孔から始めて約 2 呎づゝ順次揚げて行つた。即ち 1 例を採つて説明すると、標高 55 に底部の達してゐるパイプに依てグラウトを注入し、この深度の注入が不可能になつた後、圧力を其儘にして標高 57 に底部が達する迄パイプを引上げた。次にパイプを緊結して前と同様に標高 57 に注入し、而る後ケーシングを標高に揚げた。かくしてグラウチングが標高 90 に近付くと通常 $\frac{1}{2}$ ~ $\frac{1}{4}$ 吋の龜裂がケーシングに近い止水壁の眞上の堰堤頂部に現はれたのであるが、結局グラウチングはグラウトが堰堤の表面に押出される迄続行した。かかる場合は概してケーシングの底部が標高 90~95 に達した時に生じた。而る後ケーシングは引抜いたのである。此の間に、止水壁と舊堰堤の張粘土との間の不透過性を確保するために、ケーシングを 25~30 呎の深さに追加して穿つた。

グラウチングの施工後、その効果を照査するためにショット・ドリルを使用して施工箇所を監査孔を穿つて見た。この結果 80~85 呎差深度の盛土は概して不透過層を形成し、それ以下の深度に於ては注入水量が多少ケーシングから消失する事實を發見した。然し測點 5-50 乃至 6-50 に於ては之れは最初のケーシングが岩盤と誤信して、玉石の存在する箇所を止めて了つたのである事が解つたので、ショット・ドリルに依てケーシングを打込

み、富配合のグラウトを高圧力に依て注入した。

グラウトは種々試験した結果、セメント 1 土壤 2 乃至セメント 1 土壤 6 の調合のものを使用した。使用した土壤は極く微粒の赤色砂混り粘土で、粘土分を多量に含有したものである。尙土壤の他に微粒の砂に就ても試験を行つたのであるが、多量のセメントを要すること、ポンプを封塞する點に於てその結果は面白くなかつた。次にグラウトの軟さは注入箇所を盛土の状態に応じて変更したのであるが、大体普通状態の箇所ではグラウト中のセメント濃に準じてその 40~50% の水を使用した。

本工程の結果は平均漏水量に於て約 60% を減少し、又殘餘の水流の 1 部は地盤たる赤色板泥岩層を通して生じ、下流に約 50 呎移動した。

因に本工程の總工費は約 17 000 弗で、主要工種並に材料の數量、單價は次の通りである。

試鑿	2 750 呎
セメント	7 377 袋
グラウト用土壤	20 000 呎 ³
試鑿 (穿孔及びグラウト注入) 1 呎當り	6.18 弗
グラウト (乾燥容積) 1 立方碼當り	17.00 弗
盛土 1 立方碼當り、約	0.88 弗

(玉置 殿)

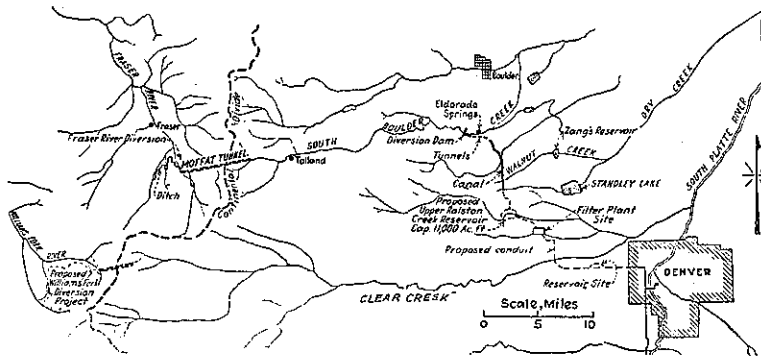
13. 上水道

(1) Denver 市の原水補給

(“Denver Goes to West Slope for Additional Water Supply.” E. N. R. Sept. 12, 1935, p. 357~358.)

多年コロラド州の Denver 市は Rocky 山脈の東勾配の狹峻なる流域に水源を有し、同面積中のあらゆる水源は已に取盡されてゐるのである。South Platte 河及其の支流は現在の水源であるが、下流の灌漑地方が既得水利權を有する爲に同川よりこれ以上の取水は不可能なる状態である。然し水量の補給は目下の急務であつて、其の唯一の方法としては大陸分水嶺 (continental divide) を横斷して兩方勾配の面積中の既得權なき水源の水を導引することである。而して永年研究された種々の計畫の中で Fraser 河及其の支流の流れを約 9 000 呎の高さで分水嶺を越えて転流する計畫が最も實現の可能性があり、この爲にこの土地で平行導坑式堰壘法によつて建設された Moffat の鉄道隧道の平行導坑を利用する事が市にとつて速に利益のある理想的方法であつた。1928 年 Moffat の鉄道隧道が完成して以來、

図 37



Moffat の転流計畫は設計と財政計畫の熱狂時代を過ぎ、目下工事は着々進行中で現在の工程表に依れば翌 5 日までに最初の水が導坑 (pioneer tunnel) を流れる豫定である。

計畫概要： 目下工事中の計畫は Fraser 河及其の支流 (Jim Creek, Big and Little Vasques Creek 及 Ranch Creek) から年々 54 600 acre-ft を転流せしむるものであつて、転流せしむるに必要な堰堤及取水水路の系統に依つてこれ等の流量は導坑上 214 呎の所にある斜坑 (inclined shaft) の上部に運ばれる。シャフトは西坑門の東 2 700 呎の所で隧道に交り、西坑門より 158 呎高き隧道の頂上を越えて水を圧送するに必要な水頭を與へるのである。

6.2 哩の導坑の東端から転流された水量はコンクリート及び石で防護された水路に依つて South Boulder 川に流れて来る。約 20 哩下流で South Boulder の Eldorado Spring の上流 3 哩の所で堰堤に依つて流量の Denver への分前を 6 哩の隧道と導水渠に依つて南方 (町の方) South Platte の支流 Dry 川の上流へ転流してゐる。

他日町ではこの土地に 11 000 acre-ft の貯水池と濾過池を建設し、導水渠に依つて現在の配水系統に連絡する豫定であるが、Denver 下流に於ける灌漑地方と水量の交換をなすことが出来れば、貯水池の建設、配水系統の連絡等の必要なく現在の給水を増大することが出来、灌漑地方は Moffat の転流による水量を Dry 川を通じて使用することにより Denver 以上に充水分を得るのである。

隧道維持の沿革： 平行導坑が水路に転用される様になつてからその維持は色々の困難はあるが興味深いものであつた。長さ 32 388 呎の導坑は兩端から 18 682 呎東によつた頂上に向つて兩坑門から上勾配に掘鑿され

た。頂上の西では岩盤は有名な Ranch 川の断層を横切つてゐるので、水路隧道として連続コンクリート巻立を必要とする程度にまで崩壊する地盤で、全部掘鑿と同時に支保工がなされた。頂上から東坑門の間の岩盤は大部分健全で唯 2, 3 箇所即ち合計全長の 10% 支保工がなされたに過ぎない。

導坑は 8×8 呎及 9×9 呎に掘鑿されて居るので水路と

して必要量を流し得る様に巻立て、内法 10½ 呎の円形断面に切擴げる豫定である。

導坑は完成後 18 ヶ月は Moffat tunnel commission が維持してゐて、Ranch 川の断層の所即ち 1 500 呎を円形に切擴げ 1×3 時の鋼材で補強した鋼板で巻立て更に之を吹付コンクリートにて被覆した。その中 600 呎は鉄筋を挿入した。

1929 年 9 月導坑は Denver board of water commissioners に引継がれて、1929-1934 年の間に 7 000 呎を切擴げ圧延鋼板 (¾ 時の吹付コンクリートにて被覆された) で巻立られ、4 000 呎は巻立なく切擴げられた。

1932-1933 年の冬東方勾配には殆ど完全に降雪を見なかつた爲 Denver は非常な水不足に脅かされたので、死物狂になつて Fraser 河に堰堤を築造し、堰堤とシャフトとの間に 15 000 呎の一時的の管線を造りつゝシャフトの掘下げを始めた。この時迄には導坑は相當の水量を流し得る形になつてゐたのである。然し東勾配に 36 時間に 6½ 時の降雪を見て水不足の心配がなくなつたので 1933 年 4 月突然之を中止して元の計畫によつて工事を始めた。即ち頂上より東の部分で支保工の施された所は切擴げられ ¾ 時の吹付コンクリートで防護された鋼板にて巻立てられた。この時までには 1 100 000 弗が維持や切擴げに消費された。

財政： 現在の工事は變つた PWA 財政協定 (3 500 000 弗の支出に對する貸借契約) の下に施行中である。この契約は市が転流に關する總ての財産と權利を PWA に譲り、年々使用料として 175 000 弗を 30 年間支拂へば再び市に返還されるのである。最初は下流貯水池、濾過池及市への導水渠等を含む転流計畫の完成までを

賄ふ 8600000 弗を PWA に要求したが PWA の規定による 2 箇年以内に全計畫を完成することが不可能なる爲下流の工事は省くことに決定した。

請負：導坑切掘げの完成、鉄筋コンクリート巻立、シャフトの完成工事は Ntah-Bechtel-Morrison-Kaiser Co. が 1935 年 1 月に請負ひ目下盛に施工中である。シャフトの下部から四坑門まで 2700 呎は切掘げられないが接近し得る様に内径 5 呎 8 時に鉄筋コンクリートで巻立てられ、シャフトはコンクリートで巻立てられ、内径 9 呎 5 吋で 50 度の勾配で垂直高さ 214 呎である。

この夏 Eldorado Spring の堰堤は Denver の A. S. Horner が請負ひ、下流の隧遊 7000 呎と、Fraser 河の堰堤とシャフトとの間の水路 15000 呎が Ntah-Bechtel-Morrison-Kaiser Co. が請負つた。Dry 川上流地方の Rocky Flats に於ける水路 18000 呎は 9 月始に、Vasquez 川支流に對する 2200 呎の隧遊は 10 月に入札される豫定である。尙この部分に對するサイホンと水路は翌年施工の豫定である。(小林重一)

(2) Tacoma 市の鑿井水源

(“Developing Well Water Sources at Tacoma, Wash.” E. N. R. Oct. 10. 1935. p. 514-515.)

數年前 Washington 府 Tacoma 市水道に於て給水量を増大する目的で、南 Tacoma 區に於ける砂利層を穿ち大鑿井を 5 箇所設けたのであるが、本鑿井は低廉なる費用に依て清淨且つ信頼性ある原水を生ずる絶好の水源であつた。

鑿井の位置を撰定した後、第一工作としてその場所に重い木の箱を備へ、之に砂利を詰めてケーシングを挿入する際に扛重機を礎着する錐とした。又スターター・シュウにはスナッパー・ケーブルを取付けてケーシングを下す時の手引とし、ケーシングの位置の調整の用に供した。地層の大部分は砂、砂利、粘土及び頁岩であるが、ケーシングの内部から夫等の擱層を除去する唯一の機具として普通の底開きバケツを使用した。但し大玉石及び碎岩層に出會つた場合には特別な機具を使つた。尙ケーシングに先立つて穿つ小さな試験孔は穿孔方法、内外のケーシングの相間的長さ及びイン

ナー・ケーシングを挿入する最大深さ等の決定に普通参考となるものである。

工事は通例 38 吋ケーシングを 60~100 呎挿入することに依て始めた。このケーシングは外敷をなすものであつて、地表水若くは他の嫌悪性水源からの水が井に流れ込む地層以下に充分深く挿入した。普通、直径 26 吋のインナー・ケーシングはガイド・ケーブルを使用せず、内外のケーシングの間にスペーサー・ブロックを入れて挿入した。次に直径 1/2~1 吋の粒度の砂利を、インナー・ケーシングの進むに連れてその大きなスターター・シュウの上に詰め、かくしてインナー・ケーシングと井の側壁との間隙を砂利に依て填充した。次にインナー・ケーシングの集水せんとする地層に當る箇所に集水孔を穿つた。之は簡単な切取機具をインナー・ケーシングの内部に下して行つた。

スターター・シュウを推下する間、砂利は單にケーシ

図 38

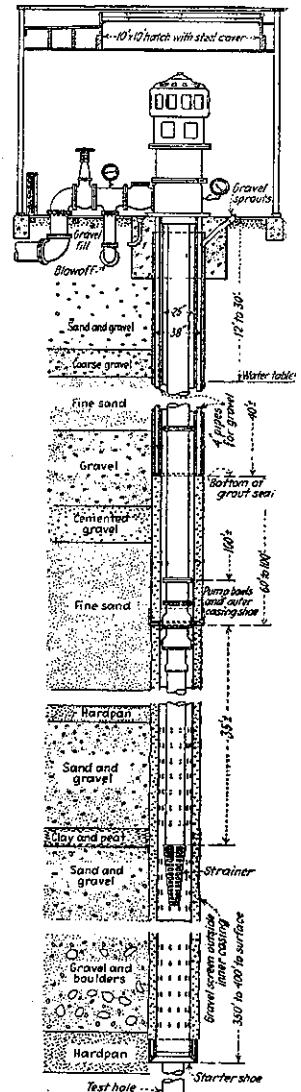
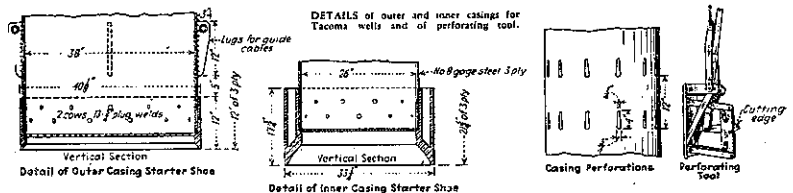


図 39



グの間に放下した。推下が終つて、砂利を豫定の高さ迄ケーシングの間隙を填充した後、4 吋の砂利管を内外のケーシングの間に挿入した。而して内外のケーシングの間の上部 40 呎の環状空隙はセメント乳で填充した。尙砂利の高さは常に測定して、低下した場合には更に砂利を追加した。この砂利の追加填充は 1 つの維持と考へべきもので、鑿井の位置が決つて、そのインナー・ケーシングに集水孔を穿つて了つてからの唯一の注意事項である。

Tacoma 附近は Cascade 山脈迄続いている砂利を主とした大氷河の堆積層で、地下滲透に好都合な通路をなしてゐる。即ち Tacoma 附近に於けるが如き廣範圍の地下砂利層に掘り下げた井に於ては、これに依る給水は無盡蔵と信ぜられる。但し井の位置に關して相當な制限があること勿論であるが。

Tacoma で使用してゐる大鑿井(前述の如き直径 26 吋のインナー・ケーシングのもの)の中の 1 つは最大揚水水位 60 呎に於て 9 m.g.d. の容量を有する。而して水を汲み出さない時には鑿井に於ける水位は地表以下 12 ~ 30 呎迄上昇する。(玉置 巖)

14. 下水道

(1) 汚泥の噴霧乾燥

(John R. Downes, "Spray Drying of Sludge.")
(Water Works and Sewerage, Sept. 1935 p. 323)

食品の噴霧乾燥は茲數年間實際に用ひられてゐる方法であるが、最近此方法が汚泥乾燥に應用される事になり 1933 年 Plainfield, North Plainfield and Durnellen Joint 下水處分場に造られるに至つた。其乾燥設備は今や 50000 人分の下水から出る總ての消化汚泥を規則正しく乾燥してゐる。

1. 本方法の原理: 本方法は水が加熱された空氣に霧の形で曝れる時の蒸發速度及び圧力が僅か大氣圧以下なる時蒸發速度が更に大であると言ふ事に基くものである。汚泥乾燥への本方法の應用は、霧の形として汚泥を噴霧させる 實際的手段と其過程の經濟とに明かに重點を置くものである。汚泥は 9600 r.m.p. で回転する直径 6 吋の籠型噴霧罐の遠心性と可變性の結合効果に依つて見事に噴霧される。此籠型罐の口孔が深さ 1 吋、長さ 1 吋のものである事を考へる時、汚泥(固形物 10%) が毎分 70 lb の割合で放出されても決して詰つたりする傾向のない事が分る。噴霧器は直径 20 呎、

高さ 20 呎、八角型乾燥室の頂部に霧を放出し、炉からは加熱空氣及燃燒瓦斯が乾燥室を通して引出される。空氣の容積、入口の大き及乾燥床の抵抗との間の釣合は、乾燥室中に負圧力(水 2 吋)を生ぜしめる様にしてある。此組織中に循環される空氣の容積は乾燥すべき汚泥の容積の 10000 倍位であつて、空氣は溫度の經濟を考へて密閉された組織中に再循環される(燃燒に用ひられる空氣に加へて少量の新鮮な空氣が、逃失蒸氣と共に排出される空氣を補ふ爲に入れられる。熱は下方給炭機に依つて煉瓦積炉に溼膏炭を燃燒さして供給される。空氣は乾燥室の入口で約 700°F まで熱せられ、定溫調節給炭機に依つて此溫度が一定に保たれる。其空氣は噴霧された汚泥の水分を蒸發する仕事に其熱を放棄し 1.5 分後には約 220°F になつて逃げる。逃失瓦斯の溫度は噴霧器に汚泥の供給を定溫調節する事に依つて同じ様に保たれる。逃失溫度は生成物の乾燥度を決定し可成の範圍に変化する。乾燥設備に就ての更に詳細なる記事は 1934, Proceedings of N. J. Sewage Workes Association, or Water Works and Sewerage for June 1934 を参照せられたい。

2. 操作結果: 此の全く新しい原理と方法を採用するには必然的に多くの未知的困難を征服せねばならなかつた。併しながら今乾燥設備は約 1 年間操作して居り、過去 9 箇月間は總ての汚泥を實用的に乾燥した。過去 2 箇月間は整調又は修理に對して支障なしに連日操作してゐる。再生的な密閉循環にし、熱の傳導方法にし、最初の要求事項は熱、空氣循環及汚泥供給間の適當な平衡を得る事であつた。次には汚泥状態に對し噴霧罐の最善設計を爲す事であつた。此問題は 2 部に分れる、即ち最良噴霧作用及び所要高回転速度に於て汚泥の磨耗作

圖 40



用に抵抗すべき罐の構造に對する設計とである。第 3 の問題は約 700°F の溫度に於て 9600 r.p.m. で操作する噴霧設備の低部冷却と催滑作用とであつた。第 4 番目は給炭機及地方的條件に適ふ最も良い石炭を得る事であつた。最も困難だつた事は熱に對し優秀な絶縁を

要する爲に、用ふる塔壁中の石棉巻鉄線の規格であつた。石棉巻鉄線の代りに耐火護謨引鉄線を置き換へたが單絡作用の爲に失敗に終つた。

3. 操作費：次に操作費に關する問題であるが、それは地方的に材料單價や勞派が異なるから、金額を以つて容易に答へられない問題である。本方法に依ると 1lb の石炭で 8 lb の水を蒸發させる事が出来ると言ふ事を以て始める。是は何回もの短時間 (6-9 時間) 試験に基づくものである。何となるに此等の時間に對して汚泥は配水塔中の汚泥深さの實際低下に依つて正確に計られ得るのであつて、此時間を越えては正確に汚泥を計る手段はない。時間が長くなると此蒸發因數は幾分高くなる様に思はれる。表 4. は種々の密度の生成物を得る爲に、種々な汚泥密度に於て、乾燥固形物 1t を含む汚泥から蒸發させるべき水の重量を示すものである。

表 4.

汚泥種類	水分の全重量 lb	下記 % の固形物を含む生成物を得る爲に蒸發させるべき水の重量 lb			
		固形物 60%	70%	80%	90%
固形物 5%	38 000	36 670	37 143	37 500	37 778
" 10%	18 000	16 670	17 143	17 500	17 778
" 12%	14 666	13 336	13 809	14 166	14 444
" 15%	11 333	10 003	10 476	10 833	11 111
" 20%	8 000	6 670	7 143	7 500	7 778

(註) 固形物 60% を含む生成物は其土地で直接使用し取扱ふには甚だ都合が良いが貯藏するには宜く行かぬ。固形物 70% を含む生成物は取扱ひ貯藏共に容易である。70% 以上の固形物を含む生成物は取扱ふには寧ろ埃り深いから一定の市場を持たぬ限り普通の操作では避けたいが好いであらう。

上記の表を見ると固形物僅か 5% の汚泥を乾燥するのは馬鹿らしい事が分る。一方現在の設備を以てして 12% 以上の固形物を含む汚泥は唧筒汲揚には甚だ困難である。それ故に經費計算に對する實用として固形物 10% の汚泥を撰ぶ事とした。表より分る如く生成物の乾燥度は蒸發角度から見ると比較的無意味である。今固形物 10% の汚泥を固形物 70% の生成物にせんとするなら、水分 17 143 lb を蒸發するか又は $17\ 143/8=2\ 143\ lb$ の石炭を要する。給炭機容量が石炭 500 lb/hour であるとすると、此水分を蒸發するに $2\ 143/500=4.3$ 時を要する。而して、乾燥装置の全操作に要する動力は 22 k.w/h であるから $4.3 \times 22=94.6$ k.w/h となる。便宜上 95 k.w/h とす。動力と同様に勞力費は乾燥時間に比例し且つ flotation に依つて (沈澱法ではない) 此汚泥を固形物 10% までに濃縮する爲に、固形物 5% の消化汚泥 1t につき 4 lb の明礬が用ひられる。故に乾燥固形物 1t を乾燥するに次の如くかゝる。

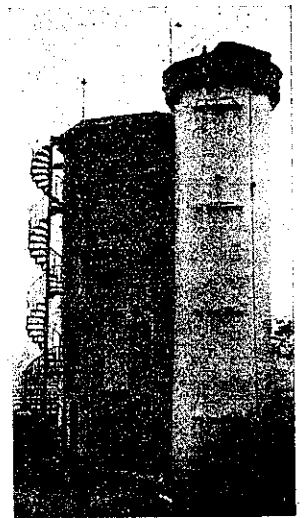
石炭.....2084 lb, 動力.....95 k.w.h

勞力.....4.3 h, 明礬.....80 lb

是等は操作費に對する基数である。Plainfield では明礬浮渣法に依つて固形 10% 物の汚泥にまで濃縮され、尙且つ加熱乾燥器に依つて固形物 70% の生成物にまで乾燥される所の、固形物 5% 含有の消化汚泥の形に於て受ける時固形物 1t の生成費として總計 \$12.04 掛かる。充分な時間を與へると上述と同量の明礬で當初の消化汚泥中の水分を 95% から 88% までに減じ、而も乾燥器に固形物 12% の汚泥を供給する事になる。之等の状態では次の如く費かる。

石炭.....
 $13\ 869/8=1728\ lb$
 操作時間....
 $1\ 728/500=3.5\ h$

図 41



左、噴霧室、右、泥汚槽

即ち

石炭.....1 728 lb, 動力.....76 k.w.h.
 勞力.....3.5 h, 明礬.....80 lb

Plainfield では是等は生成乾燥固形物 1t につき \$9.86 となる。固形物 12% 以上に濃くなつた汚泥に對しては状態は又全然新しくなる。何となるに噴霧、唧筒汲揚等に對する動力は直ぐ此點を越す額となるからである。固形物 30% の汚泥が、Plainfield で用ひられる如き噴霧設備で噴霧される事は證明されるが、併し當初固形物 12% 以上である汚泥の乾燥費を分析する機會は持たなかつた。

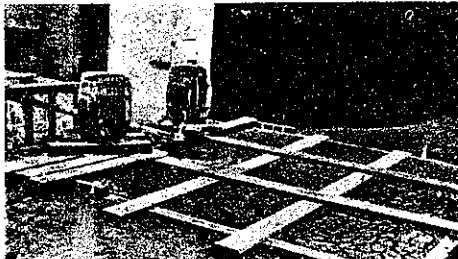
4. 生成物の處分：水分約 30% を含む乾燥生成物は芝生に用ひても外觀甚だ良く且つ造園者の立派な報告もある。現在温室を造る人々は是を採用して居り、且つ西洋菜には他の肥料と同じ効果がある。吾々は汚泥 1t につき \$10.00 を得るに困難を感じない。水分 30% の汚泥に對する此價格は、固形物 10% の汚泥を乾燥する時の乾燥費 \$12.12 又は固形物 12% の汚泥を乾燥する時の \$9.86 と比較する時、乾燥固形物 1t につき \$12.04 に相當する。此生成物は火炎上に吊下げると非常に良く燃焼し烈しい熱を生じるが、その際決して臭氣を發しない。若し總ての生成物が燃焼されるなら、それは現在の

操作状態下には所要全熱量の 33% を供給する。更に密度大なる汚泥を乾燥する計畫が遂行されるなら其生成物は所要全熱量を實際に供給するであらう。

5. 消化室からの分離水の處分: 混合藥劑浮渣法と加熱乾燥法とに依つて消化室よりの分離液の處分問題は容易に解決される。液のみでも又は底部の壓縮汚泥との結合とでも容易に浮渣法處理され、汚泥と同密度まで直ちに濃縮される。

此見地から加熱乾燥は汚泥及液に對し同一である。

図 42



浮渣法に依つて濃縮されつつある消化室よりの分離液。寫眞は明礬注加後 7 時間のもの。

6. 臭氣: 消化汚泥は乾燥過程中に不快な臭氣を發しない。多くの人々 廢蒸氣中の臭氣に注意しないが、亞硫酸臭、微臭又或場合にはアムモニア臭と種々區別される 僅かな臭氣を發見した人がある。故に蒸氣と共に 炉から出る 燃燒瓦斯に 硫黃臭があつても驚くに足りない。生活污水は 現在の状態では 臭氣なしには乾燥出来ない。

(西村義一)

16. 道 路

(1) 霜害防止の試験道路

(Leo Casagrand, "Eine neue Versuchsstrecke zum Studium von Frostisierungen." Die Strasse, 2. Sept. 1935, S. 653-654.)

獨逸に於ける道路修繕費は毎年 1 億 5000 萬マルク以上に達するが、冬季に於ける道路の損傷は霜に依るものが其の大部分を占めるのである。霜害を防止する手段方法は理論的には着手されて居たが、其の構造を永続させることの困難と經濟的關係から、其の實施を見なかつたのである。

霜害防止の試験道路は 10 年前に瑞典に於て施工せられ研究されて來たが、獨逸に於ても數年前より其の調査の必要を認め、今年に到り Deggendorf (Nieder-Bayern) に於て初めて其の實施を見た。

試験區域は國道第 11 號線 (Ostmark-Strasse) の内、毎年霜害が略ぼ同様に分配されて居る部分が選擇された。路盤は堅固な霜害を受けない材料 (粘土を含む小石) から成る。

地下水は冬季に於て路面頂より平均 1.5~3m 下にある。施工された構造は大體次に示す如きもので、各々の延長は平均 200 m である。

図 43



図 44

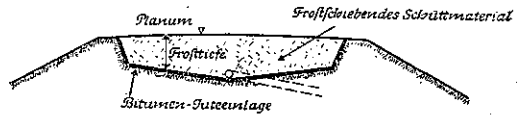


図 45

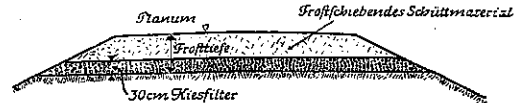


図 46

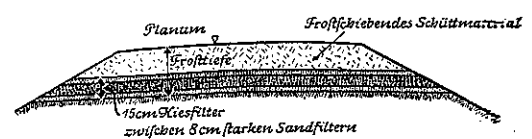
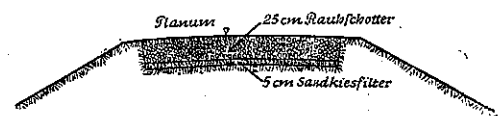


図 47



1. 4mm 厚の瀝青及び麻より成る防水板を尾根狀に填入せるもの (図 43)。
2. 1. と同様ものを溝狀に填入せるもの (図 44)。
3. 30cm 厚の砂利層を敷設せるもの (図 45)。
4. 各 8cm 厚の砂層の間に 15cm 厚の砂利層を挿入せしものを敷設せるもの (図 46)。
- 4(a). 4. と同様なるもの下部砂層を貧配合のコンクリートにて置き換へしもの。
5. 4. と同様なるも砂層の代りに粗朶層 (松の類) を敷設せるもの。

上記の各構造は深處にある水帯より毛細管の作用に依つて上昇して來る水を霜を受ける層の底部に於て、防水板に依つて之を遮斷するか、又は砂利砂等の層に依つ

て毛細管の作用を破る様にしたのである。尙上記の構造との比較のために次の構造が同時に施工された。

6. 舗装コンクリートの下に直接 15 cm 厚の砂利層を敷設せるもの。
7. 舗装コンクリートの下に直接 25 cm 厚の砂利層を敷設せるもの。
8. 5 cm 厚の砂及び砂利層の上に荒き碎石を 25 cm 厚に敷設せるもの (図 47)。
9. 単にコンクリート舗装をせるもの。

以上の試験道路は比較的短期日に完成されたのであるが、来るべき冬季に於て種々の観測が行はれる筈である。

(本城信治)

(2) 氷雪に對する冬季の道路交通維持

(S. O. Linzell, "Snow and Ice, Some Observation on Good and Bad Practices in Winter Maintenance." Roads and Streets, Vol 68, No. 9, Sept. 1935, p. 279~282.)

之は Ohio 州に於ける冬季の道路交通難に關する現状を述べたものであつて、之を除雪と舗装の結氷防止に分ける。

先づ除雪に關しては道路上に吹溜りを生ずる事を防ぐ爲には風上に道路より 75'~150' を距て、防雪柵を設ける。Ohio 州の大部分は平均年降雪量 20'~40' に過ぎず、之が 50' 以上に達する所は少いが其處は最も人口の多い地方となつてゐる。面積廣く降雪の甚しくない地方に於ては重量除雪機の使用は成績悪く、小さい單翼除雪型 (one-way plow) を 1.5 t トラックに付けたものを多數用ひた方が結果は良好であつた。之等は降雪中絶えず運転してゐるのであつて 1 臺の小型除雪機を以て 20~30 哩は完全に除雪する。

降雪の多い地方では小型除雪機の他に吹溜りを除く爲の重量除雪機が必要であつて、Ohio 州では之に V 型型を用ひる。之によつて吹溜りを貫通すれば後は單翼除雪型によつて容易に 2 車線に搬げられる。この他に數臺の廻転型 (rotary plow) を備へてゐるが之は特に大きな吹溜りを生じた時の他は使用の要がない。而も同州に於ける降雪の程度ならば小型除雪機を早くから運転すればかゝる大きな吹溜りは生じない。尙夜間除雪中の照明も考慮を要する問題である。

路面の結氷に對しては出来るだけ短時間に長距離に亘つて摩擦剤を撒布するか又は氷を除去する必要がある。摩擦剤としては石炭塵、砂、石屑等が用ひられ之等は夫々異つた撒布機を要するが、尙トラック上より人力

にて撒布するよりは經濟的である。Ohio 州にては延長 2000 哩の道路に對して 150 臺の撒布機を有する。貯藏中の摩擦剤の凍結を防ぐ爲には 50~100 lb./yd³ の鹽化カルシウムを混じる。路面の氷を除く時は鹽化カルシウム溶液を撒布するのであつて、溶液は鹽化カルシウム 50 lb. を 50 gal. の水に溶かしたものである。その所要量は 20 ft. の舗装 1 哩につき溶液約 200 gal. である。

(本間 仁)

(3) 加州の記録的降雪に際しての道路除雪

(G. F. Hillesoe and N. T. Bangert, "California Highways and a Record Snow Storm." Roads and Streets, vol. 68, No. 9, Sept. 1935, p. 287~289.)

1935 年 1 月 7 日より 20 日迄の間に California 州にては記録的の降雪を見たが特に烈しかつたのは 13 日~18 日である。積雪の最大は Donner Summit で 4 日間に 88' に達した。當局者は降雪中不眠不休の努力により 4500 哩の道路の交通を維持する事が出来たが、降雪地は大体に標高 1200'~4000' の地方で風速は 60 哩/時に及び温度は -30°F に下つた。使用せる除雪機は V 型より "augerblower" 型まで 293 臺であつて、之等は 175 時間運転を続け夜間雪中にて機械の修繕を行つた事もあつた。

防雪柵の效果は吹溜りを生ずる場所では大いに認められた。然し森林地帯では倒木が多く之等の中には爆破によらねば除き難いものもあつて非常な困難を齎した。

最も困難なりし路線は Colfax より Donner Summit を越えて Nevada 州に入る合衆國々道 40 號であつて吹溜りが甚しく、4 車輪トラックに V 型型を付けたもの 10 臺、プロア型 3 臺及び鉄道型廻転型 1 臺を運転した。之に次ぐ困難な線は East of the Sierra 線であつて 140 哩の延長の間に 8100' に達する峠 3 箇所あり、斯かる高さでは雪は乾いて軽く、強風の際は降雪の止んだ後も長く除雪を続ける必要があつた。此處では 7 臺の V 型、2 臺のプロア型が使用された。

同地方の冬季降雪量は昨年の 138'、一昨年の 96' に比して本年は Deadman's Summit にて本日までに既に 164' を示し最も甚しい時は 1 日に 2~54'、1 時間に 1 呎の記録を出した。尙或る場所にて吹雪が起ればその附近の交通が阻害されるから處によつては門を作つて交通を統制する。

(本間 仁)