

抄 録

第22巻第2号 昭和11年2月

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

()内は本誌抄録頁を示す。

2. 応用力学

(2) 円筒に関する塑性理論

(小島菊三郎, 機械学会論文集 第1巻第3號, 昭和10年8月)

内圧を受ける円筒の塑性理論は, 中原博士及び Nádái 氏に依つて研究されてゐるが, 中原博士及び Nádái 氏は, 塑性変形は体積不変の変形であると云ふ假定から出發してゐる。著者は, 一つの略算法として, 塑性域の体積が不変であると言ふ假定の下に行つた。実際には, この假定は嚴密には成立しないが, 實測結果から見ると, この様な假定でも大した誤差の入つて來ない場合がある。Nádái は降伏の條件としては, Mises の式が一番よく實驗に合ふとしてゐるが, 松村博士は, もつとよく實驗に合ふ式を與へてゐる。又 Nádái が言つてゐる様に, Mises の式が實驗によく合ふのは, $\sigma_3=0$ の場合である。この場合と $\phi=3^\circ$ とした場合の内部摩擦説とを比較すると, 大した差がない。又 σ_3 が σ_1 に比較して相當大きく, 且つ符號反對の場合には, Mises の式と内部摩擦説との相違は $\sigma_3=0$ の時程大きくない。

單に降伏點に於ける計算をする場合にも, Mises の式を用ひると計算が困難になるが其の上に, じりの方向が決定されないので, 一般に塑性変形をなす場合の計算が出来ない。砂谷博士の研究結果に依ればじり破壊を生ずる場合には, 如何なる材料でも, $\phi=20^\circ$ であるが, $\phi=3^\circ$ とすればよく實驗結果に合ふ事が中原博士に依つて研究されてゐる。故に著者は鋼の降伏に對して $\phi=3^\circ$ とした。

内力歪線図が $\sigma_t = a\epsilon_t^n + \sigma_e$ であらはされる時には, 塑性歪は

$$\epsilon_1'' = ka \frac{1}{n} \left\{ \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - \sigma_e \right\}^{\frac{1}{n}}$$

塑性変形の小さい時は

$$\epsilon_1'' = ka^{-1} \left\{ \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - \sigma_e \right\}$$

で k は實驗に依り決定すべき値で著者は其の計算に於て $k=1$ とした。降伏點では

$$\sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \sigma_e \dots \dots \dots (1)$$

1. 内圧を受ける円筒の塑性理論 その1

(a) 内圧を受ける円筒の内面が初めて弾性限に達した場合の圧力

内径 $2r_i$, 外径 $2r_o$ なる円筒に p_i なる圧力が作用するものとし, 且つ σ_θ を切線方向の内力, σ_r を半径方向の内力, σ_z を軸方向の内力とすれば, $\sigma_\theta > \sigma_z > \sigma_r$ なる

関係があるから, $\sigma_\theta - \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_r = \sigma_e$ が

$$\sigma_\theta = p_i \frac{r_o^2 + r_i^2}{r_o^2 - r_i^2}, \quad \sigma_r = -p_i \quad \text{であるから}$$

$$p_i = \frac{\sigma_e}{\frac{n^2 + 1}{n^2 - 1} + \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}}, \quad n = r_o/r_i$$

(b) 内圧を受ける円筒の一部が弾性限を越え他の部分は弾性限以下なる場合

弾性限以下にある部分と弾性限を越えた部分の境の半径を r_g とす。 $r_g \leq r \leq r_o$ では

$$\sigma' = -\sigma_{rg} \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_g^2} \left(1 - \frac{r_o^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_\theta' = -\sigma_{rg} \frac{r_g^2}{r_o^2 - r_g^2} \left(1 + \frac{r_o^2}{r^2} \right)$$

$r_g \geq r \geq r_i$ で σ_θ, σ_r を求めるには, 塑性歪に對しては, (1) が成立つものとし, 且つ塑性域の体積が不変であるとする。 $\epsilon_\theta, \epsilon_z, \epsilon_r$ を夫々切線方向, 軸方向, 半径方向の歪とすれば

$$\epsilon_\theta = \frac{1}{E} \left\{ \sigma_\theta - \mu(\sigma_z + \sigma_r) \right\} + \frac{1}{a} \left\{ \sigma_\theta - \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_r - \sigma_e \right\}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{1}{E} \left\{ \sigma_z - \mu(\sigma_r + \sigma_\theta) \right\} \\ \varepsilon_\theta &= -\mu\varepsilon_z + \frac{1}{E} \left\{ \sigma_\theta(1-\mu^2) - \sigma_r(\mu + \mu^2) \right\} \\ &\quad + \frac{1}{\alpha} \left\{ \sigma_\theta - (1-\lambda)\sigma_r - \sigma_c \right\} \end{aligned}$$

$$\lambda = 2 \sin \phi / (1 + \sin \phi)$$

今半径方向の変位を u とすれば

$$\begin{aligned} \frac{du}{dr} + \frac{u}{r} &= -\varepsilon_z \quad \therefore u = \frac{C_1}{r} - \frac{\varepsilon_z r}{2} \\ \therefore \sigma_\theta &= Aa \frac{C_1}{r^2} + A\sigma_c - Aa\varepsilon_z \left(\frac{1}{2} - \mu \right) + B\sigma_r \\ A &= \frac{E}{\alpha(1-\mu^2) + E}, \quad B = \frac{\alpha(\mu + \mu^2) + E(1-\lambda)}{\alpha(1-\mu^2) + E} \end{aligned}$$

之等から出發して

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{C_2}{r^\beta} + \frac{A}{\beta} \left\{ \sigma_c - a \left(\frac{1}{2} - \mu \right) \varepsilon_z \right\} - \frac{Aa}{2-\beta} \frac{C_1}{r^2} \\ \sigma_\theta &= (1-B) \frac{C_2}{r^\beta} + \frac{A}{\beta} \left\{ \sigma_c - a \left(\frac{1}{2} - \mu \right) \varepsilon_z \right\} \\ &\quad + \frac{Aa}{2-\beta} \frac{C_1}{r^2} \\ \beta &= 1-B, \quad C_2 = \text{積分常数} \end{aligned}$$

$r=r_i$ で $\sigma_r = -p_i$ 及び $r=r_o$ で $\sigma_r = \sigma_{ro}$ に依り C_1, C_2 を求めれば

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{2-\beta}{Aa} \frac{r_o^{2-\beta} r_i^{2-\beta}}{r_o^{2-\beta} - r_i^{2-\beta}} \left\{ p_i r^\beta + \sigma_{ro} r_o^\beta \right. \\ &\quad \left. - \frac{A\sigma_c}{\beta} (r_o^\beta - r_i^\beta) + \frac{Aa}{\beta} \left(\frac{1}{2} - \mu \right) \varepsilon_z (r_o^\beta - r_i^\beta) \right\} \\ C_2 &= \frac{1}{r_o^{2-\beta} - r_i^{2-\beta}} \left\{ p_i r_i^{2-\beta} + \sigma_{ro} r_o^{2-\beta} - \frac{A\sigma_c}{\beta} (r_o^{2-\beta} - r_i^{2-\beta}) \right. \\ &\quad \left. + \frac{Aa}{\beta} \left(\frac{1}{2} - \mu \right) \varepsilon_z (r_o^{2-\beta} - r_i^{2-\beta}) \right\} \end{aligned}$$

以下にはまだ、円筒の外面が弾性限に達した場合其他があるが、全く計算方法は同じ故結果のみを示す。

- (c) 円筒の外面が弾性限に達した場合
- (b) に於て $r_o = r_i$ 及び $\sigma_{ro} = 0$ とすれば良い。

2. 内圧を受けた円筒の塑性論 その 2

(a) 内圧を受ける円筒の内面が初めて降伏點に達する場合の圧力

$$p_i = \frac{\sigma_s}{\frac{n^2+1}{n^2-1} + \frac{1-\sin \phi}{1+\sin \phi}}$$

(b) 内圧を受ける円筒の一部が降伏状態となり、他の部分が降伏點以下なる場合

$$\sigma_r = \frac{1}{\lambda} \left\{ \sigma_c - (\sigma_c + \lambda p_i) \frac{r_i^\lambda}{r^\lambda} \right\}$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{\lambda} \left\{ \sigma_c - (1-\lambda)(\sigma_c + \lambda p_i) \frac{r_i^\lambda}{r^\lambda} \right\}$$

(c) 円筒の外面が降伏點に達した場合の圧力

$$p_i = \frac{\sigma_s}{\lambda} (n^\lambda - 1)$$

以上を以つて、Look 及び Robertson が軟鋼製円筒が内力に依り塑性歪を生じる場合の實驗値と比較せるに、よくその結果を説明する事が出来た。又外圧を受ける場合も同様にして計算し、焼入れ及び力入れに關しての計算式を作つた。そして円筒の一部が塑性変形をおこす場合に於ける締代と直圧力との關係及び其の場合の内力分布状態を明らかにした。 (最上武雄)

(3) 試験片の振動が繰返し回転曲げ試験結果に及ぼす影響

(西原利夫, 渡邊輝雄, 櫻井忠一
機械學會論文集 第1卷第3號 昭和10年8月)

繰返し回転曲げ耐久試験に於て、試験片の撓み性が試験片の軸に直角な總ての方向に對して同一で、試験機の回転軸と試験片の軸とが、一直線上にあり且つ水平な場合には試験機自身に振動を生じない限り試験片の尖端に重錘を加ふる振動は生じない。従つて試験片に加ふる重量は重錘による靜荷重のみで動荷重は全く加はらない。併し實際の場合には、上記の條件は完全に満たされない。故に通常多少の振動はまぬかれない。振動に原因する動荷重の値は、時間的に變化するから振動を無視して決定した耐久限度と振動を考へた耐久限度との差は必ずしも、振動に依る動荷重の最大値其のものではない。この様な觀點から、著者等は、靜荷重と動荷重が加はつた場合に、試験片に生ずる応力變化を研究した。

試験片の振動を記録するために Geiger の振動計を改造して、擴大率を大にした。繰返し回転曲げ試験機に試験片を取り付け、其の一端の球軸受に依り荷重をぶら下げる。球軸受けから上向きに突出した針の尖端に振動計を接せしめ、試験片の尖端の運動を擴大して記録紙の上に記録した。實驗用試験片には、

| C | Mn | S | P | Si | 降伏點 kg/cm ² | 引張強 kg/cm ² | 伸び % | 断面縮 % | 曲げ耐久力 kg/cm ² |
|------|------|-------|-------|------|---------------------------|---------------------------|---------|----------|-----------------------------|
| 0.65 | 0.65 | 0.023 | 0.018 | 0.17 | 4130 | 8260 | 15.4 | 17.9 | 3100 |

上表の如き化学成分と、機械的性質を有する 0.65% 炭素鋼を用ひた。丸棒と、軸に直角の穴を有するものとの

2種である。丸棒の方は、撓み性が任意の回転角に對して同一であるが、穴をあけた方は、回転角に依つて異なる。

それ等の試験片に依り實驗した結果に依れば

1) 試験片の振動は回転數と振動數とが相等しい第一次限界速度及び回転數が振動數の 1/2 なる第二次限界速度に於て激しく、其の振幅は前者の方が大である。

2) 振動に依る動荷重が、静荷重を超過する事は實際にはあり得ない。

3) 動荷重が耐久限度決定に與へる影響は同一動荷重ならば、第二次限界速度の場合（の方が第一次限界速度の場合に於ける）よりも大きい。

4) 限界速度を離れた回転數に於ては振幅は著しく小となる。

5) 動荷重が静荷重に比し相當小なる場合には、振動を無視して決定した耐久限度は、實際耐久限度より動荷重による応力の 1/3 を減じたもの與へる。動荷重を静荷重の 10% としても見掛けの耐久限度は實際耐久限度よりも 3% 小なるに過ぎない。

6) 以上により、繰返し回転曲げ試験に於ては、其の限界速度さへ避けるならば、振動を無視しても、求めた耐久限度の値に大きな誤差は生じない。(最上武雄)

(4) アイバーの實物大試験

(W. D. Hussey & C. D. Loos, "Full Size Eyebar Tests." E.N.R. Oct. 3, 1935 p. 458)

San Francisco—Oakland Bay 橋は 1844 の高い引張り強さを有するアイバーと、なまされた 992 個のアイバーを有する。その最小降伏點は夫々 50 000lb/in² と 33 000lb/in² と示方書に示されてある。アイバーを注文する場合には、通常破壊試験をするための、實物大試験バーをも注文される。

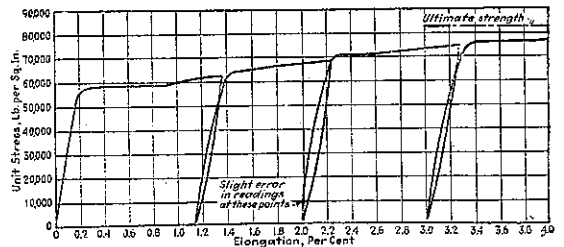
此等のバーは、實際のバーの種々の大きさのものと出来るだけ近くなる様に選んだ。それ等は、實物大の鍛冶した頭部とピン穴を有し、實際のバーと全く同じ方法で處理された。此の橋には、此の様な 112 個のバーが試験された。

普通の實物大試験では、降伏點、引張り強さ、伸率断面收縮率及び破面の性質が記録される。この橋の試験バーの中のいくつかは、州技師の要求に従つて、特徴(characteristic)をもつと、しつかり研究するために、応力歪の讀みは、extensometer に依り測定した、又同時に、16×2 in×40ft. の高い引張り強さを有するバー

について繰返し荷重試験をした。応力は降伏點以上 8% 塑性域に入り、それから全く荷重を取り除いた。この試験はかゝる荷重かけの間 7 日休んで、3 回行はれた。extensometer の讀みは、かゝる荷重かけと、荷重外しの間に讀みとられた。4 回荷重をかけた後に、アイバーに破壊に至るまでの荷重をかけた。このバーの物理的性質は、示方書の要求と比較すれば次の如くである。

| | 試験 | 示方書 |
|-----------------------------|--------|--------|
| 引張り強さ (lb/in ²) | 82 400 | 80 000 |
| 降伏點 (lb/in ²) | 58 500 | 50 000 |
| 破壊時に於ける伸びの 18 ft の間の % | 10.8 | 8 |
| 破壊時に於ける断面收縮の % | 51.4 | 35 |

図-1.



extensometer の讀みの結果は 図-1 に示される如くで、普通の構造用鋼の小試験片の同様の試験と同じ様な性質を有する。降伏點は、各々次々ぎの荷重かけに依つて増加するが、破壊荷重は変化しない。第 4 回目の荷重かけの時は降伏點は ultimate strength の 92% である。

最初の荷重かけの時に、降伏點以上 8% の荷重をかけることに依り 1.14% の permanent set を生ずる事は、興味がある。各荷重かけの間には、permanent set の 1% 以下の回復がある。かゝる試験に共通な hysteresis loop が見られる。この様な loop は、見掛けと最初の荷重かけの後には、きまつた比例限がなくなる事に依る。Timoschenko 及び Lessels は比例限の位置は、荷重掛けの間の時間に依る事を見出した。10 分間の間隔では、見かけ上比例限はなく、21 日の後には、材料は、殆どその弾性を回復し、降伏點に近く、比例限を有す。

繰返し試験は小さな試験片については、屢々行はれたが、この様な大きな部材については、初めてであると信ずる。

この高い引張り強さを有するアイバーの物理的性質

はすべての點で、普通の構造用鋼の小形試験片のものと同様である。 (最上武雄)

4. 水 理

(1) 管の摩擦と流量減少に関する研究

("Studies of Pipe Friction and Capacity Loss" Reported." E.N.R. Oct. 24, 1935. p. 573-574.)

本文は New England 水道協會に於ける管路の摩擦係數調査委員會の報告書の概要であるが、經濟上緊要事項に屬する管の使用年數と流量減少に就て記載してある。その内容は今迄發表されなかつた タール塗裝鑄鐵管の使用年數と摩擦係數の關係以外に、流量減少に及ぼす水質の影響及び流量減少の軽減並に防止方法に迄及んでゐる。

本研究に於ける摩擦係數の値の決定には Williams-Hazen 公式を採用し、凡ての係數の値は次式の C を指したものである。

$$v = C r^{0.63} s^{0.54} 0.001^{-0.04}$$

茲に、 v : 流速(呎/秒)、 r : 動水半径(呎)、 s : 動水勾配(呎/呎)及び C : William-Hazen 係數。

因に、本報告書に於ける 30 年間使用のタール塗裝鑄鐵管の實際流量減少の平均値は 19 系統に互る 473 回の試験の結果、52%となつてゐる。

タール塗裝鑄鐵管: 30 年間使用した管の C の値は William-Hazen 表に依ると 88 であるが、19 都市に於ける平均値は 64 であつて、88 なる値は使用後 11 年にして早くも到達してゐる。而も之等の平均値は比較的大きな管(平均直径 20.5 吋)を包含してゐる。而して 10 系統中の 8 系統迄は 30 年間使用後の配水本管の C の値は 50 以下であつて、この値に相當する流量減少は推定減少の 37.5%に對して 61.6~84%となる。

次にタール塗裝鑄鐵管の實際の流量減少は要約すると次の通りである。9 都市に於ける給水管の 30 年使用後の減少は推定 Williams-Hazen 減少 30.8%に對して 37%であり、又 10 都市に於ける配水管の 30 年後に於ける實際の減少は Williams-Hazen の推定減少 37%に對して 64%である。而して 19 系統に互る直径 6~48 吋(平均 20.5 吋)管に就ての 473 回の試験の平均結果は、使用後 30 年に於ける實際減少 51.5%の値を示してゐるが、同直径の管に對する推定減少は 32.3%である。之を要するに Williams-Hazen の推定値は比較的無性な水を通す大管に主として適用されるのであつて普遍性を有しない。

水質の影響: 水質の點から云ふと、アルカリ度及び炭酸ガスが流量減少率に多大の影響を及ぼす。而して之等の成分と pH との關係から云つて、この影響は單に pH 價に對して考慮すればよい事になる。尙 30 年間使用したタール塗裝鑄鐵管の pH 價に對する流量減少の關係を表示すると次の通りである。

| 水の pH 價 | 近似平均流量減少% |
|---------|-----------|
| 8.9 | 30 |
| 7.5 | 35 |
| 7.0 | 45 |
| 6.5 | 60 |
| 6.0 | 85 |

セメント塗裝管: 本調査に於けるセメント塗裝管の資料はその範圍が極限されてゐるが、本塗裝は流量減少の點に於てはタール塗裝を凌駕するものと信ぜられる。尙、セメント塗裝を施した直径 4~12 吋の新管に對する C の平均値は公稱直径に對して 134、實物の純直径に對して 150 である。

瀝青エナメル塗裝管: 遠心力の作用を応用した瀝青エナメル塗裝は 1931 年に初めて出現したもので、その通水量に對する效果に就ては適當な資料が無い。報告されたものゝ最長使用期間は 3 箇年であつて、その期間に於ては未だ減少は起つてゐない。次に 10、13 及び 20 吋鑄鐵管並に 30 吋鋼管に就ての試験の結果は次の様に報告されてゐる。

遠心力の作用を応用して瀝青エナメル塗裝を施した直径 16 吋以上の新給水本管の係數値は公稱直径を基礎とした場合に 145~160 即ち平均 155 である。又該塗裝を施した直径 16 吋以下の配水本管に對する係數値は 140~150、平均 145 である。

尙、手ブラシに依る瀝青エナメル塗裝は長年廣く使用されたが、16 年の期間内に於ては少しも流量減少は現はれてゐない。

現場塗裝: 有效なる現場塗裝としては、English 式に於て瀝青塗裝を電氣的に行ふ Eric 法とセメント・モルタル塗裝の Tate 法とある。而して America に於ては遠心力の作用を応用したセメント塗裝及び大管に對する加熱瀝青塗裝が發達してゐる。

然るに最近に於ては保護塗裝を行ふ以外に、水の藥品處理に依て腐蝕に依る流量減少を減じ様とする方法が採用せられるに至つた。腐蝕を減ずるために使用するアルカリには石灰、水酸化ナトリウム及び曹達灰がある

が、之等の薬品処理は水が丁度飽和點に到達したところで中止することを必要とする。即ち過飽和は過度の沈澱を生じ、又未飽和は必要なる保護膜の破壊を起す。この飽和状態に於ける pH 價は処理する水の性質に依て異なる。而して委員會の結論は次の通りである。

炭酸カルシウム 即ち水のアルカリ度及びマグネシウム含有量は最も重要な要素である。飽和は 190 p.p.m. のアルカリ度の水の場合には僅か 7.2 の pH に於て生ずるが、一方アルカリ度が僅か 15 p.p.m. の水だと pH を 9.3迄増加しなければならぬ。

次に流量を復舊するための鑄鉄管の掃除は重要事項である。本調査に於ける資料に依ると掃除は普通原通水量の約 85%迄復舊する。24回の試験に於ける C の平均値は掃除前に 39, 掃除後 104である。

コンクリート管: コンクリート管に對する C の値はその範圍が極めて廣く 85-152に亙つてゐる。この廣範圍なる所以は表面の粗度の不同に依る以外に、管径の不均等性にも依るのである。尙、相當期間使用したコンクリート管に對する試験の結果は、普通の場合初めの流量をよく持続してゐる。(玉置 巖)

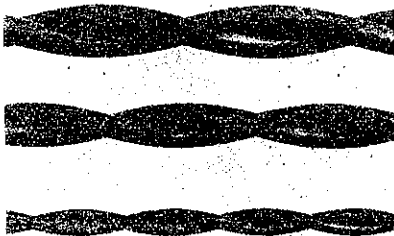
6. 材 料

(1) 常溫處理せる高强度鉄筋鋼

“Cold-Worked High-strength Bars tested for Concrete Reinforcing.” E.N.R. Oct. 10, 1935. p. 506.

歐洲に於て既に以前から使用されて居た特殊の鉄筋鋼が米國 Columbia 大学で初めて試験され次の如き結果を示した。Isteg 鋼として知られてゐる如く、該特殊鉄筋は 2 本の通常丸棒を常溫に於て振り合せたもの

図- 2.



であつて、振り合せの作業中に鉄棒は兩端を固定してある故に方伸長し張力及び捩力の兩作用の下に常溫處理

を受ける譯である。この際降伏點及び極限強さは何れも増加し、其の量は各 47.2%及び 13.7%を示した。

更に径の小さい丸棒の Isteg 鋼では之の結果は 63%及び 23%の増加率を示し、附着強さに於ても通常棒より可成高い値を與へてゐる(図-2)。

試験は張応力、曲げに關する外に、矩形梁及び T 梁とした場合に就ても行ひ、共に満足すべき結果を得た。この場合には室内溫度の下に於て Isteg 鋼を長さ $17\frac{1}{2}$ 呎に振り合せ、單鋼の径の 12.5 倍のピッチになる迄振つた。コンクリートは田崎供試体の 28 日強さが 3800 封度である。

張応力試験の一部として伸びの測定をも合せ行ひ、平均彈性係数は通常丸棒で 30 124 000, Isteg 鋼で 22 854 000 であつた。此の結果から結論として Isteg 鋼の n の値は通常丸棒の 3/4 を採り得る事が判つた。

常溫に於ける 180° 曲げ試験に際しては何れの試験片にも龜裂を生ぜるものはなく、曲げに對する困難も見出されず、又一端を鉤にせる場合に濺測し得らるべき丸棒相互間の移動も之を認める事が出来なかつた。

梁の試験としては断面 12吋×12吋の鉄筋コンクリート矩形梁とし、支間 9 呎として載荷せしめ、鉄筋及びコンクリートの双方の応力を測定した。鉄筋比は大体 0.45-1.25%の範圍である。通常丸鋼及び異形鉄筋の設計応力は 18 000 封度/吋² で n=10 とし、Isteg 鋼では 27 000 封度で n=7.5 とした。又試験体の中の或る種のものではコンクリートの設計応力を通常丸鋼及び異形鉄筋に對して 700 封度/吋², Isteg 鋼に對しては 1 015 封度とした。他の試験体ではコンクリートの設計応力を異形鉄筋梁では 1 120 封度, Isteg 鋼梁では 1 450 封度を採つた。試験の結果に依ると前者の試験体では Isteg 鋼で補強した梁は鉄筋量に於て 28% 少きも極限強さに於て 24% 大であることを示した。

即ち兩種試験体の平均した結果は Isteg 鋼のコンクリート梁は鉄筋量に於て 31% 少きも極限強さに於て 9% 大である事が判つた。此等から各種の梁に關して其の最大荷重に對する鉄筋單位断面積當りの荷重は丸棒異形筋, Isteg 鋼に各 1 000 : 1 105 : 1 760 の比となる。之と同様の結果が T 梁の場合にも見られた。

更に試験の結果は設計応力 27 000 封度/吋² の Isteg 鋼を有する梁は通常丸鋼或は異形鉄筋を使用した梁よりも大なる安全率を有する事を示した。(糸川一郎)

8. 施 工

(3) Coulee 堰堤に於ける骨材輸送用吊橋

(Two 1437 ft. Suspension Spans for Aggregate Belt at Coulee Dam." E. N. R. Nov. 14, 1935. p. 674-675.)

Coulee 堰堤工事に於ては堰堤西側のコンクリートを打つために Columbia 河の東岸の採石場から西岸に最近構築したコンクリート混合場へ約 4000000t と云ふ

図- 3. ベルト及び床組

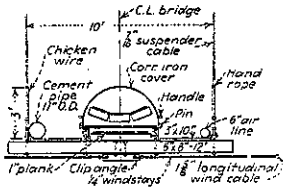
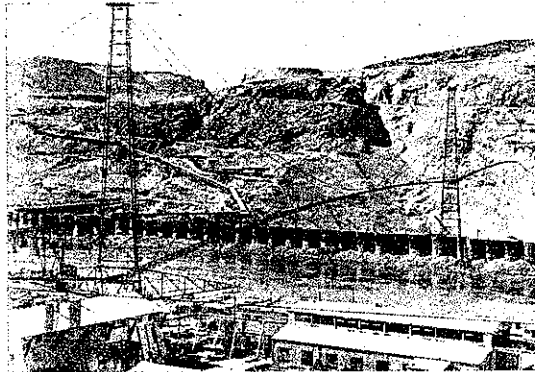


図- 4. 骨材輸送用吊橋



大量の骨材を輸送することになったが、この輸送方法としては種々研究された結果、経済、能率及び便宜の點からコンベヤー・ベルトが選定され(図-3)、且つベルト支持のために1437呎2径間の吊橋を架設した(図-4)。

橋梁の設計要項を摘記すると荷重は1呎當り400噸度、且つ同時に風圧に耐え得ることになつてゐる。即ち之を内課すると36吋ベルト上の満載骨材荷重、載荷11吋セメント輸送管、全径間の各10呎格間に於ける人1人、雪、氷及び風荷重になる。而してベルト輸送能力は1分間400呎の速度で1時間700tの割合である。

ケーブルは各径間共片側 $2\frac{1}{4}$ 吋のもの2本で、それから10呎毎に吊材が懸つてをり、この吊材に6×8吋の床桁が吊つてある。この架設の方法は床桁に取付けた1對の吊材を引上げて兩側のケーブルに緊結し、然る後こ

の床桁に兩岸から河の中央に向つて縦板を張つて行つた。

次に兩側のケーブルの間隔は鉄塔頂部に於て10呎、又床幅も10呎で中央に36吋の凹形コンベヤーがあり、その兩側は歩道になつてゐる。床組には各径間に滑面接合があつて、垂直撓の変化に因る長さの変化を調節する様になつてゐる。又荷重状態の変化及びそれに起因する垂矢の変化に因るコンベヤー・ベルトの長さの変化は重力緊張装置に依て補整する。鉄塔の高さは床上175呎で、中央鉄塔の全高さは325呎である。各塔には床組の高さに近く5吋ピンの連結箇所があつて、それ以上は搖承鉄塔になつてゐる。

礎着方法は著しく異つてゐる。西岸の取付径間は長さ僅かに124呎で、その終端は岩盤に20呎穿つた孔にセメント注入を施して取付けた56本の直径 $1\frac{1}{2}$ 吋礎着丸鋼1束になつてをり、この丸鋼の周圍に165yd³のコンクリート方塊が打つてある。東岸の取付径間は長さ510呎で、その終端は300yd³のコンクリート方塊から成る重力鎮礎になつてゐる。

床組は満載荷重の場合に10呎の反りになる様に設計されてゐる。各鉄塔には搖承の近くから片持梁が出てゐて、それから風圧抵抗用のケーブルが張つてある。之等のケーブルは直径 $1\frac{5}{8}$ 吋で、各床桁の下側に取付けた小片の山形鋼に結付けた控索に依つて床組に引張られてゐる。尙之等の風圧抵抗用ケーブルの終端は東岸に於ては主ケーブルのとは別箇の鎮礎に、又西岸に於ては主ケーブル用重力鎮礎に設けたアンカーボルトに取付けてある。

ケーブルの架設は簡單であつて、豫め工場に於て凡てのケーブルにペイントで印を附し連結箇所を明らかにしておいたのであるが、主ケーブルへの吊材の取付並に風圧抵抗用ケーブルへの控索の取付に有效であつた。

(玉澄 殿)

9. 橋梁及構造物

(2) 鋼構造と鋸接技術

(R. Schneider, "Stahlbau und Schweisstechnik." Stahlbau, 8. Nov. 1935. S. 181-183.)

最近鋼構造の發達と共に鋸接が盛に用ひられてゐる。その二三の例を述べる。

図-5は高さの小なるためにラーメン構造としたもので傾斜せる構造物である。7つのラーメンを間隔1.5m

に並べ、その支間は 13.5m である。橋梁は曲線上にあるために横樑を設けてある。この構造は全部工場で完全に溶接を行った。全長に渡り蓋板に接目を設けないことが特に考へられ腹板の接合は最小モメントの起る部分に設けたが、継手を用ひなかつた。ラーメンの運搬は特に注意して図-6 に示す如き 2 車輛の間に吊つて運んだ。無事に運搬を終つて 1935 年 2 月には工事に着手し、現場溶接の部分も相当あつたが天候にも影響なく完成した。

現場作業は成可く避けることゝし工場で作れるだけ組立てた。図-7 に示す上部構造は全部工場で溶接したのである。バックルプレートの溶接は完全に水密に行ひ得た。その方法は図-8a の如くである。この構造物の重量は約 18t であつて、その運搬も特に考慮せられて図に示すやうなものを用ひた。溶接を終つた傾斜せる構造物は図-9 の如くである。主桁と約 42° になつてゐる端横桁の接合を示してある。

このやうに傾いた桁は鉚結する場合に非常に大きな孔を要するために鉚結構造は困難である。併し溶接の規則によると 70° 以下に交つてゐる場合には溶接出来ないで図-8b, c の如き方法を用ひた。

併し乍ら溶接は必ずしも常に行ふ必要はない。場合によつては鉚結法が有利である。即ち土地の状況によつては電氣の供給が困難であつたり、或ひは僅かの現場溶接を行ふ場合等は不利である。

次に Poppelan に於ける Oder 河上の市街橋について記す。全長 170m で主桁には鉄桁を鉚結法によつて施工したが、その主桁の腹板高 2.5~4.8m であつてその中央に縦の接目が入つてゐる。併しこの構造物は外側には何等の補剛材をも附せず、單に内側だけに gusset を當てゝ鉚結した。従つて外観は 14mm の接目があるに過ぎない(図-10)。この接目が全長 170m に渡つてゐて、而も經濟的である。

プラットホーム、屋根構造、鉄骨構造等の高い構造物

図-5. 支間 13.5m のラーメン



図-6. 図-5 の溶接ラーメンの運搬

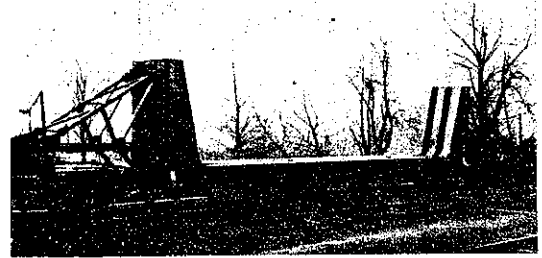


図-7. 長さ 11m の溶接上部構造

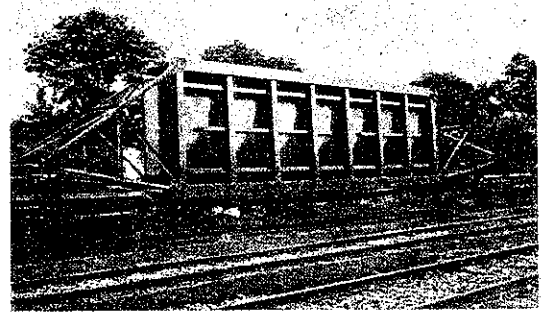


図-8.

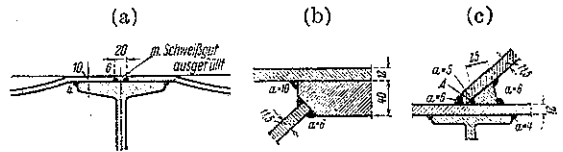


図-9. 上部構造の溶接

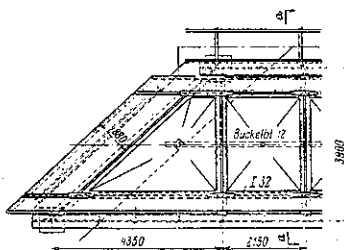
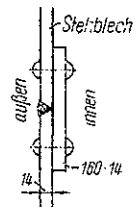
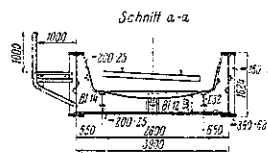


図-10.



に使ふラーメンには特に溶接は適當である。溶接法を行へば材料を減じ作業を簡單にするだけでなく、外觀美しく且 slender なものとする事が出来る。

図-11. 溶接した4脚ラーメン

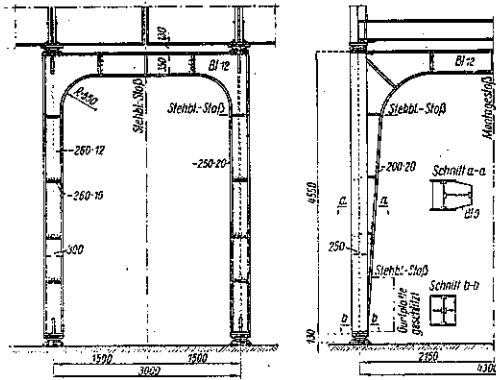


図-12.

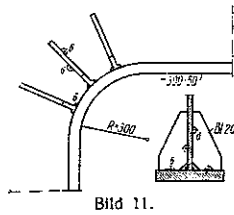


図-11 は完全に溶接した4脚ラーメンである。この種のラーメンは溶接が図に示す如くよく出来てゐる。

図-13. 床構造の詳細

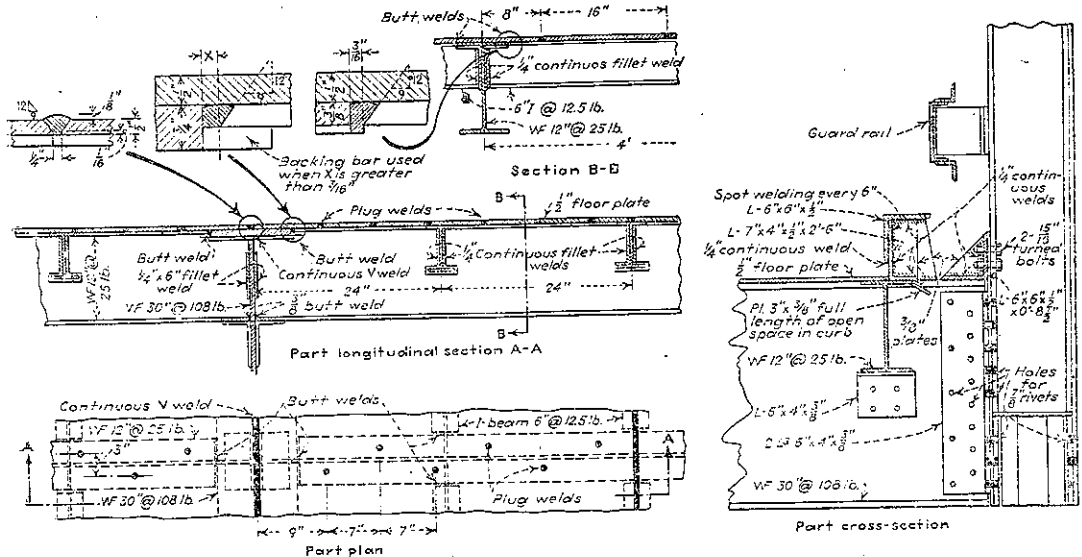


図-12 に示すやうな鉄骨構造のラーメンの場合にも図の如き溶接によつて充分強固にすることが出来る。

溶接例について新造の場合についてののみ挙げたが、現在の構造物例へば鋼橋が交通量が増加して補強を要する場合にも溶接は比較的安價に且容易に行ふことが出来る。即ち現在の結合を少しも傷けずに補強材を溶接出来る。

何れにしても鋼構造に對して溶接が著しく重要な位置に代りつゝあるは事實である。(傍島 淡)

(3) 橋床に鋼板を溶接した例

(H. H. Hawley & J. C. Merrell, "Lessons Learned in Welding a Steel-Plate Bridge Floor." E. N. R. Oct. 3, 1935. p. 472~474.)

Ohio 州では鋼桁橋の床に溶接鋼板を使つたがその構造に興味ある點が二三ある。この橋は3径間 163, 148 及び 163 呎から成る下路構橋で中央の高さ24呎である。幅員24呎の車道は 1/2 吋厚の鋼を溶接したものである。

この橋梁は1903年に15呎の車道に4吋の床板を張つて作られたものであつた。併し現在の交通を通すためには狭くて不完全であつた。併し下部構造の方は狭くはあつたが完全であつたが、鉄筋コンクリートの床構造とするには幾分支持力が足りない状態であつた。舊橋脚を利用するために各橋脚の上部に必要な幅だけ兩側に片持梁を出した。鋼床は又重量を減じ、結局舊橋脚を利用したために 30 000~40 000 弗の節約を行ひ得た。

床構造は30吋108封度 WF 横桁を16呎4時間隔に、12吋25封度 WF 縦桁を4時間隔に配置し、更に6吋12.5封度のI型補助縦桁を2時間隔に置いた(図-13) 縦桁の取付は横桁に鉋結したアングル承臺上に乗せ、上下縁及び腹板の両面は横桁に銲接した。補助縦桁は同様な方法でアングル承を用ひず縦桁に銲接した。床板は厚さ1/2吋幅4呎長さ24呎の板で橋面の全幅に亘つてゐる。又中間縦桁及び補助縦桁に対しては13/16吋の孔を作つて銲接した。

銲接順序：銲接は橋の一端から他端へと進めた。鋼板は1径間に亘つて先づ縦桁及び補助縦桁に孔銲接を完了し、然る後各板の結合を行つた。

この床板銲接を行つてゐるときに銲接から収縮が起り、縦桁の線を通して横桁を彎曲せしめる傾向を生じ第1径間で最後の横桁の彎曲は $1\frac{1}{2}$ 吋に達した。これは種々問題になつたが、収縮を減ずるために次の方法に変更した。

鋼板を先づ一端を銲接して押付け、然る後孔銲接を行ひ次に第2の板に進む。この順序に銲接したのもも横桁の彎曲を減じ得なかつた。縦桁まで彎曲を起して中央では約3/16吋、端では7/8吋下方に曲つた。

最後の径間ではこの曲りを防ぐために橋の両端から銲接を行ひ、中央に向つて前の方法を使つて進めた。この結果は横桁の彎曲は防ぎ得たが、下弦材は殆んど皆都合悪く屈曲した。

これら床及び下弦材の彎曲は構造物としての作用上面白くないために種々の匠正法が講ぜられた。その第一は各格間毎に床構造を分離せしめること、併しこれは縦桁が不連続的になるためにその撓度を増加するものと考へられる。第二には横桁を構々造に固着せしめない方法が考へられたが、横桁を支へるためのアングルを新に必要とし又その鉋結も困難で相當經費を要するために失敗である。

最後に用ひられた方法は下弦材の継手を弛めて曲りを直し、短い継手板を用ひて張力を弦材に取らしめた。この際継手板は數種の長さについて試み、最も適當な応力を弦材に與へるものが用ひられた。

これら種々の實驗によつて設計及び構造に對して下の如き注意を行ふことによつて非常に困難を減ずることが出来る。

1. 鋼板は横方向の銲接を減ずるために縦に並べる方が有効である。
2. 格間の銲接が終るまではその部の縦桁の一端を自

由ならしめることによつて横桁及び構の彎曲を減じ得る。

3. 板の端のV型銲接部の角度は75~60°に減ずるときは銲接材の量が減少するために収縮量も亦減少する。
4. 縦桁及び横桁に予め反りを付することによつて、収縮の影響を少なからしめ得る。

この橋梁の構造に於て得られた結果は、銲接に際して生ずる温度変化による収縮といふ必然的特性を特に明瞭ならしめた。この傾向は全然無くすることは出来ないが、銲接目地の配置によつては収縮の影響をある程度に制禦し得るものである。(傍島湊)

(4) San Francisco 造幣局の耐震的設計

(Jacof J. Creskoff, "San Francisco Mint
Designed to Resist Earthquakes."
E.N.R. Oct. 3, 1935 p. 466-469.)

San Francisco 國立造幣局は Hermann, Webster, Buchanan の通り、Duboce 大通りに隔れたる三方急峻な崖になつてゐる岩盤の小山に建てられるので、その一角に於ける高さは隣接通りの高さより約100呎高し。建築物は鉄筋コンクリートの床、屋根及び壁を有するコンクリート被覆鋼材の結構で内側に廣場を圍み Duboce 大通りに面し、間口208呎、奥行185呎である。構造物の主要部分は第一階を除く3階で正面は總高76呎であつて地階はない。この構造物の興味の中心は耐震的構造に設計されたことである。

設計の特色：1906年のSan Franciscoの地震はこの場所では大したものでなかつたけれど、地震の危険を重要視して完全に強固な耐震的設計をなした。設計の特色としては、此の場所の地質学的及び地震学的調査、その振動の周期の測定、總ての柱及び外壁に完全なる基礎を用ひたこと、質量及び剛性の對稱を確保し且不對稱の場合も考慮したこと、各部材の鈎合及び地震時に構造物が一体となつて確實に振動する様な結合、静力学的方法と同時に動力学的方法による設計の吟味等である。著者は Treasury Department に耐震的設計の顧問としてこの仕事の計畫に參與した。

この場所の振動の周期：此の場所の地質は僅か上層に沖積層のある Franciscan Series の蛇紋石、黒陸石等の垂直層よりなり、最初土の支持力として8000封度/呎²を假定したが、設計の折に5000封度/呎²に減少した。場所、建物及び地震の間に同時發生の影響を検べる爲

場所の振動の週期が必要となり、次の 3 方法が採用された。

(1) 特に貨物の軋轢によつて示される自由振動を測定する地震計が用ひられた。この方法により得た週期は 0.05 秒であつた。

(2) 偏心荷重のかゝつたはずみ車を電動機にて全速力で廻転させて急にベルトをはずし廻転の漸次止まるまで記録をとる。その記録に表れた異常な振幅が同時発生した起つた週期を示すもので 3 回の実験の結果 0.36 秒と 0.10 秒との間には有力な週期はなく 0.10 秒より早き事を示した。

(3) ダイナマイトの爆發によつて生ずる場所の振動を地震計の三角測定により記録した。この方法によつて 0.04 秒から 0.12 秒の振動の週期が得られた。

結論としては貨物等による小衝撃の間は場所は 0.05 秒の週期で一体となつて振動し、他方ダイナマイトの爆發或は激烈な地震による如き衝撃の大なる時は場所は 0.04 秒から 0.12 秒の間の週期で或は各層別に或は一体となつて振動するものならんと云ふことになる。

此の振動の測定は掘鑿前になされたもので岩盤の小山の隣接通りよりの高さを 100 呎から 50 呎に減少することに計畫されて居るから場所の振動の週期はより小となる豫定である。

基礎：基礎の土質が色々の種類より成る爲安定度を確實にする特別な設計がなされた。即ち基礎は外壁及び柱に對しては連続鉄筋コンクリート臺、廣場に面する壁と柱は鉄筋コンクリート臺で、内柱の個々の基礎は鉄筋コンクリート抗压材にて連結され、地震の撃衝の際一体として確實に動く様に設計された。

構造：建築物はコンクリート被覆鋼材及び鉄筋コンクリートよりなる。床と屋根は地震の剪力に對して水平梁として設計され、壁は水平推力に對して垂直梁として設計された。基礎に緊結された外壁の外は總て垂直荷重は結構により支持され、水平荷重は柱及び壁にて支持し、各補助材は夫々相當した剛性及び端部の状態に比例して全荷重を一部づゝ受け持つてゐる。

建物の表面は California 花崗岩で化粧されてゐる。之は鉄筋コンクリート中に適當な間隔に埋込まれた針金により耐震的に結び付けられてゐる。總ての柱は防火の爲のみならず柱の剛性を増す爲にコンクリートにて包まれてゐる。

建物の振動の週期：建物の振動の自由週期は次式により計算できる。

$$T_t = \sqrt{T^2 \left[1 + \frac{d^2}{4C_1 L^2} \right]}$$

及び

$$T = C \sqrt{\frac{wL^4}{EIg}}$$

茲に T_t ：低い建物の週期、 T ：モーメントによる自由週期、 d ：振動面に於ける建物の深さ、 C_1 ：静止中の端部の状態による常数、 L ：建物の高さ、 C ：振動中の端部の状態による常数、 EI ：振動面に於ける弾性抵抗、 g ：重力の加速度

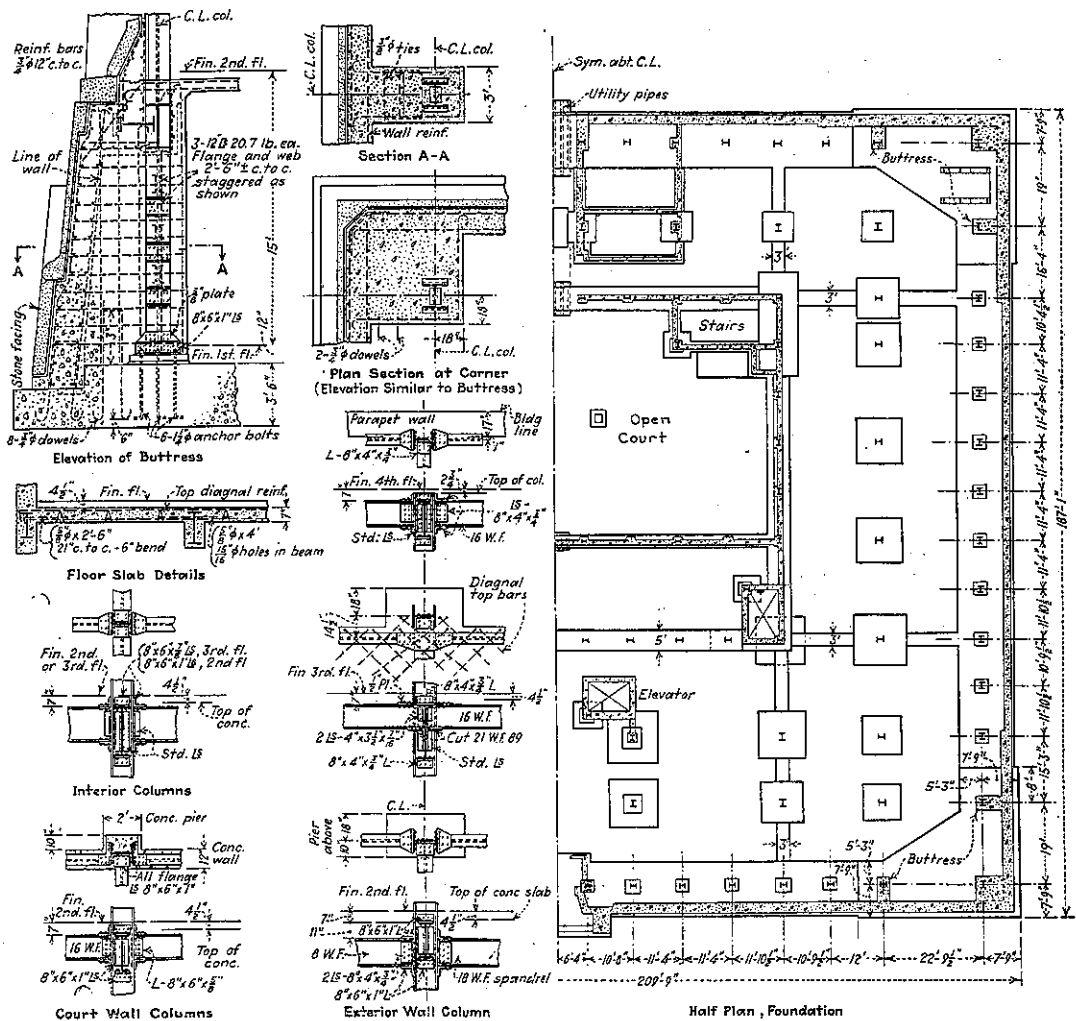
計算による建物の自由週期は弱軸に對して $T_t = 0.10$ 秒、強軸に對して 0.09 秒であつて、動力学の方法によつて地震のモーメントと剪力を決定するに必要な之等の週期は設計に用ひられるのみならず、設計の際なされた假定の吟味として出来上つた建物の測定週期と比較されるものである。

地震のモーメントと剪力：地震の際生ずるモーメントと剪力に付いて次の 3 つの場合が考へられ、2 は動力学の方法で 1 は静力学の方法で計算された。計算には建物の高さに沿つて静荷重の全部に活荷重の 1/3 の分布荷重が考へられた。計算の結果は次表の如くである。

| 方法 | 場所 | モーメント (吋-呎度) | 剪力(呎度) | 推力(重力の%) |
|----------|------|-------------------------|-------------------------|----------|
| 1 動力学 | 4 階 | 105 × 10 ⁸ | 136 × 10 ⁴ | 7 |
| | 3 ,, | 220 × 10 ⁸ | 212 × 10 ⁴ | 7 |
| | 2 ,, | 230 × 10 ⁸ | 208 × 10 ⁴ | 7 |
| | 基礎 | 943 × 10 ⁸ | 390 × 10 ⁴ | 7 |
| 2 静力学 | 4 階 | 150 × 10 ⁸ | 195 × 10 ⁴ | 10 |
| | 3 ,, | 308 × 10 ⁸ | 296 × 10 ⁴ | 10 |
| | 2 ,, | 322 × 10 ⁸ | 418 × 10 ⁴ | 10 |
| | 基礎 | 2 865 × 10 ⁸ | 545 × 10 ⁴ | 10 |
| 3 動力学 | 4 階 | 500 × 10 ⁸ | 640 × 10 ⁴ | 33 |
| | 3 ,, | 1 014 × 10 ⁸ | 976 × 10 ⁴ | 32 |
| | 2 ,, | 1 049 × 10 ⁸ | 1 351 × 10 ⁴ | 33 |
| | 基礎 | 8 650 × 10 ⁸ | 1 745 × 10 ⁴ | 32 |

モーメントと剪力の分布：設計に於て地震のモーメントと剪力は床によつてそれ等に相當する剛性に比例して目端部の状態に従つて動く構材に分布されるものと假定した。此の剛性に比例するものとしこの方法によるモーメントと剪力の分布は端部の状態が一定なれば、より大なる剛性の構材の剛性が減ずればより少ない剛性の構材が有効に働くの様になる。如何なる場合でも構材の剛性は無論必要に応じて正確に分配されねばならぬ。

図-14.



構造の詳細：(図-14) 注目すべきことは床板の上層鉄筋の緩形配置であつて、試験の結果は此の配筋が普通の配筋よりも効果的なることを示してゐる。又床板の鉄筋は鉄筋コンクリート造外壁及び柱の被覆コンクリート中に曲込まれてゐる。床と壁の開口には斜水平及び垂直の鉄筋で出来るだけ防護され、梁柱等の鉄筋は必要に応じて絡連挿入された。

此の建物の設計は相當の強さと剛さを有し且耐震性に對しては California の建築規定を最大要求以上に満足するものである。此の建物の建設は7月に935000弗にて San Francisco の Clinton Construction Co. が契約した。

(小林重一)

10. 河 川

(1) コンクリート牛柱による水制工

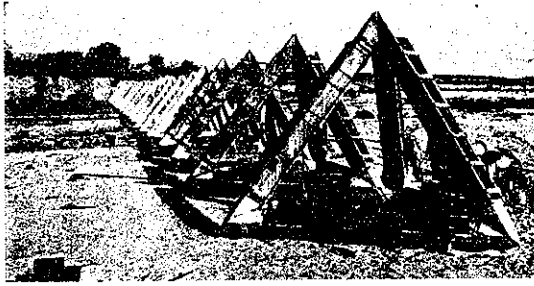
“Effective River Control by Concrete Tetrahedron” E.N.R. Oct. 3, 1935. p. 470~471.

Santa Clara 河堰：この工事は1927年4277.26弗を費して行はれ、四面体のコンクリートの牛柱を30個使用した。四面体は6本の脚からなり、各脚の断面は12吋²で厚さ1/2吋の8本の棒で補強され、外側の隅の2本は長さ17¹/₂呎あつて反対側の棒に結合され、残り6本は長さ14呎で端は互に結合されてゐる。又補強棒は6時間隔に8番線を巻いて強固にした。四面

体の隅から隅までの長さは 16 呎で、その高さは 13 呎である (図-15)。

この四面体の牛を設置する場合に一辺を上流側に、對角を下流側にして据えた。各個の間には 8 呎の間隔を置いた。又 6 本の 1 吋ケーブルを牛の上流側に、1 本を下流側に結んでその両端は巨大なコンクリート塊にアンカーした。

図-15.



Santa Clara 河のこの牛枠は未だ使用されてゐる。洪水の場合にこれは直接流路にあるので、流下物は沈澱し牛は動かされる、又一部は埋まり、一部は倒れる。然し洪水が治まり、牛をトラクターで掘出し再び前のやうに据える。この水利工の効果はこのすぐ下流にある橋梁及びその下流の南太平洋鉄道橋の防護を行ひ得たことである。小さい洪水の場合にはその牛枠後方に沈澱を生ぜしめ、流速を著しく減じ得た。又流心と約 30 度の角度に並べることによつて河心を変じ得た。

Belle Fourche 河堤: Belle Fourche 河では四面体のコンクリート牛を使つて流路を新運河に変ぜしめ、道路の浸蝕される危険を防ぎ得た。その結果として洪水は新運河に流入して河幅を 8 呎から 85 呎に拡大した。

Belle Fourche 河は橋の上流で S 字形に曲つてゐた。そして道路を浸蝕する危険があつた。この部分を掘鑿して直線にする計畫を立てた。

新川の長さは 1800 呎、幅員 8 呎である。この新川中に水を通す爲に舊河川を横切つて 39 個の鉄筋コンクリート牛を並べた (図-16)。

この四面体も同様に 12 吋角の長さ 9 呎 3 吋の 6 本の脚から成り、各脚には 1/2 吋角の 8 本の角棒を鉄筋として用ひた。設置したときの高さは 8 呎で、重さは 3.9 t である。

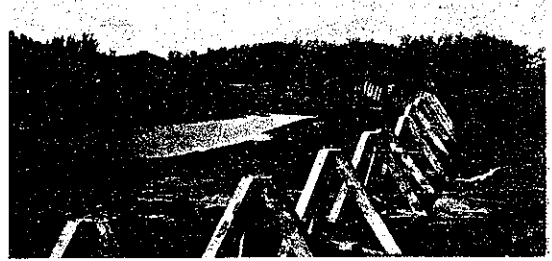
而してこの牛は 16 呎毎に 1 個を置いて全長 650 呎である。各頂點と底面の上下流測には夫々 1 吋のケーブルを用ひて結び合せた。その外に上流側中間には 1/2

吋のケーブルを用ひた。ケーブルの両端はコンクリート塊に埋込んである。

又上流側には下半分に金鋼を張つて新運河に流水を速進せしめ、浸蝕及び河の擴大を計つた。その上に粗礫を一層敷いて土堰堤を造つた。そして砂囊を上に置いた。

これによつて 3 年後には完全な河幅になるものと推

図-16. Belle Fourche 河の牛枠



定した。又洪水によつてこの堤の後方に沈澱物が堆積するものと豫想した。併し最初の 1 年で豫想以上に牛の効果が見られてゐる。

この構造によつて牛の前面には堰堤を生じた。舊河川内に於ける深さ 4 呎の沈澱土砂は徐々に出來た。新河川は又氷の爲に早く浸蝕された。たゞ意外なことは氷が小砂利を動かして運んだことである。春の雪解と共に氷解は砂利を運び來つてこゝに沈澱せしめた結果、牛の前面は石片を以て補強されたものとなつた。このために低水は流れなくなつたが洪水は流れ得るのである。

現在に於ては既に數年を経過して河幅は充分に擴大された。迂回せる舊川も洪水毎に高められて 6 呎の高さになり、既に洪水敷として植樹されてゐる。

この例に對して當局の發表する處は先づ第 1 に屈曲自在な牛の配列は最も適當であつたこと、第 2 に堅固なものを作るよりも非常に經濟的なこと、第 3 に舊川内の堆積を促進するに最も都合よいこと等を擧げてゐる。

(傍島 湊)

12. 堰 堤

(3) 築堤並に土堰堤の濕式施工法

(Zill, "Hydro-Erdbauverfahren beim Bau von Autobahn- und Erddämmen." Bautech. 25 Okt. 1935, S. 627-629.)

築堤の施工法には土壤を土運搬車にて運び石鹼或は roller にて輾する乾式工法と、水に混じて運搬し沈積

せしめる濕式工法とがある。此の濕式工法は新しく考案された工法であるが、今日に於ては既に乾式工法より廣く利用される様になつた。而て濕式工法には砂の如く粘性の少き土壤が適し、其の場合には乾式工法に勝る締固度を得ることが出来る。

1. 濕式工法の適用

a) 築堤断面： 濕式工法は運河堤防・貯水池土堰堤・道路築堤の如く比較的大なる断面を有し且長く連続する土堤の盛土工に適用される。

b) 工事用水源並に排水池： 第一に土壤の洗射並に運搬に用ふる大量の工事用水に對し豊富なる水源を必要とする。更に射水は高水圧を要求し、築堤の上部に於ては唧筒加圧を行つた例も尠くない。然し餘りに唧筒揚程の大なる場合には、附近高所の鑿井に水源を求めることも一方法である。第二に工事用水の排除のために充分な排水池を必要とする。例へば湛水面積の廣い沼地を求め水面からの蒸發によつて排水を處分し、或は地下の透水地層に滲透せしめ得れば濕式工法の有力な適用條件である。

c) 適用土壤： 締固度の緩い土壤は總て濕式工法を適用することが出来る。即ち土地の開墾或は道路の建設に於て切取りの掘鑿土は恰好な築堤材料となる。

一般に粘性の少い土壤は濕式工法による締固りがよく、却つて粘性の多い土壤は締固りが悪く滑動の虞れがある。沼澤地の泥土は多量の水分を含有して流動性を示し又培植用土壤は乾燥して龜裂を生ずるので、築堤材料には稍々不適當である。之に反して砂・砂利其他射水によつて崩潰し易き土壤は最も緊密に締固めることが出来る。

d) 不適用土壤： 粘性に富む粘土の如き土壤は、射水による洗掘が困難であるから乾式工法を用ひなければならぬ。但し粘土の多い地方では工期を急ぐ場合に之を使用することもある。

2. 土壤の性質

a) 物理的性質： 土壤の力学的性質としては其の圧縮性並に流動性に就いて考慮する。

粗細粒子が適當に配合された土壤は、圧縮性が少く又極めて大なる強度を示す。之は土壤中の粗粒子が骨材となり微粒子が結合材となつた恰もコンクリートの如き組織を有するからである。次に圧縮性の土壤は比較的締固り悪く濕式工法には適しない。更に流動性の土壤は水分を含有すると膨張し、締固めは殆んど不可能である。

b) 化学的性質： 土壤の化学的性質殊にコロイド化学

上の性質は、築堤材料の適性判定に重要な基準を與へる。

土壤中に於ける水の移動は、粒径 2μ 以下の土壤に於ては極めて遲鈍にして $2\sim 20\mu$ となれば稍々其の速度を増加する。粒径 $20\sim 200\mu$ の細砂は水の吸入並に排出がよく、更に $200\mu\sim 2\text{mm}$ の粗砂は毛細管現象が少くなつて最も濕式工法に適當してゐる。

3. 結語 乾式施工法は撤出高さ $50\sim 60\text{cm}$ 以下で輾圧しなければならないが、濕式工法に於ては撤出高さ 2m 位であるから工期を短縮し得る場合がある。其他、乾式工法に比して濕式工法は設計並に工事監督に有利な點が尠くない。
(米屋秀三)

(4) Molare 堰堤破壊による被害

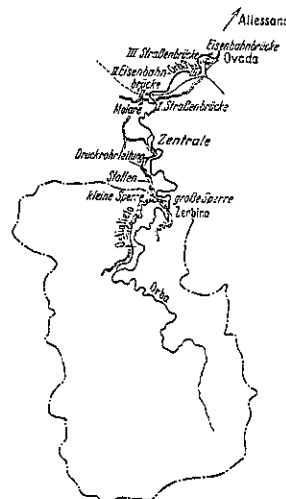
(E. Probst, "Der Einsturz der Talsperre bei Molare." Bauing. 11. Okt. 1935 S. 425~428.)

伊太利の Molare 堰堤が 1935 年 8 月 13 日決潰し

図-17.



図-18.



た事は本誌第 21 卷第 12 號抄録欄に掲載された所であるが、その決潰によつて各種の工作物が被害を被つた。図-17 は Orba 河の上流 Molare の近くの橋梁の被害を示す。この橋は図-18 の小堰堤 (Kleine Sperre) から約 10km の處にある。この橋のすぐ下流の径間各 50m の 2 連の plate girder も流失した。

図-19.

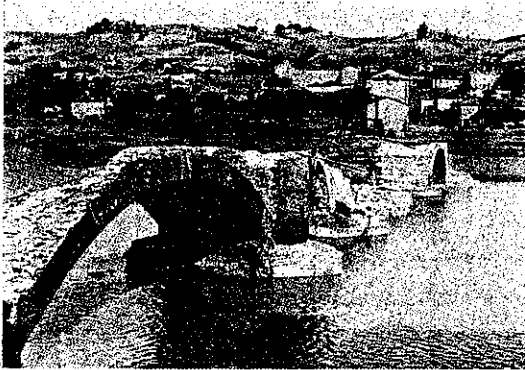


図-19 は堰堤より約 14 km 下流のコンクリートアーチ道路橋の破壊状況である。被害の程度に比較して堰堤は小さいけれども、堰堤の破壊が災害の直接原因であることは疑がない。

図-20.

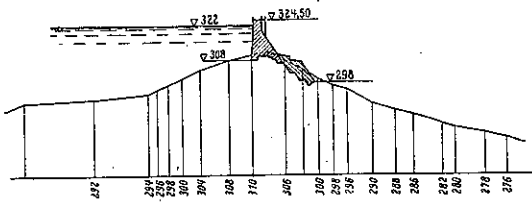
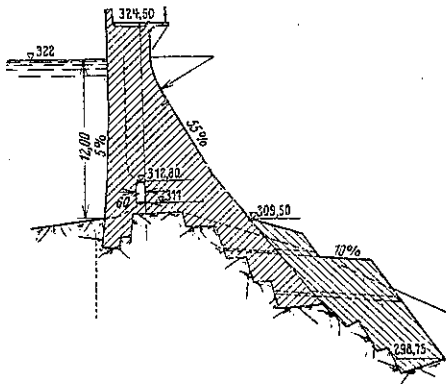


図-21.



堰堤それ自身の断面は充分に考へられるが図-20の如く堰堤地點の地勢は堰堤の転倒及び滑動に對して相當の深さの有効な基礎を必要とする。堰堤の断面は図-21の様に転倒及び滑動に對して相當考慮し相當な grouting も施工してある。図-22の右端には少し堤体の残つてゐるのが見えるが堤体又はその基礎には貧

弱な目の多い基礎岩盤以外には何等缺點が見出されな。故に災害の原因を明かにするためには基礎岩盤の性質を慎重に研究しなければならない。

一体この種の基礎岩盤に grouting が有効であるや

図-22.



否や、基礎岩盤が異常な水位上昇による超過荷重に耐へたか否か堰堤の基礎が非常な洪水の溢流による洗掘に對して適當に保護されてゐたか否か、之等の點を考へねばならない。

Du Bois 氏は洪水吐の不足による超過荷重と溢流水に對する洗掘保護の皆無が堰堤破壊の原因で転倒したと計算上から結論してゐる。(山岡包郎)

16. 道 路

(4) 綿布にて補強せる路面

(W. K. Beckham & W. H. Mills, "Cotton-Fabric-Reinforced Roads." E.N.R. Oct. 3, 1935, p. 453~455.)

綿布に瀝青表面處理を施した鋪裝の研究は、1926 年より南カルホルニヤの道路局で行はれてゐる。爾來今日に至るまでの試験研究の結果、現在では可成實用的なものとなつてゐる。

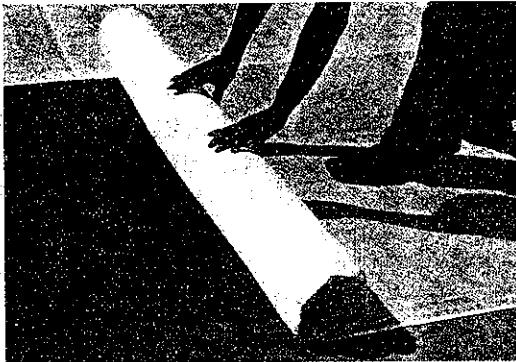
此の工法は當初 Chapin と Prosperity 間の 2 號路線に施工された。その試験道路は長さ 200 呎で、豫めタールを下塗した土砂路盤とに、下塗の粘着力のある間に綿布を敷き、更にその上に熱いアスファルトを流した上、1 碼² 當り 50 封度の砂を撒布したものである。綿布は幅 40 吋、重量 7 オンス/碼² であつた。

施工後 2 年を経て、上記のものと綿布を使用せざりし部分とを比較した結果、遙かに優秀な成績を納めた。更に施工後 9 年になる 1935 年に至つて發掘の結果は、施工直後と殆んど同一状態の綿布を見出し得た。

上述第 1 回の試験の結果に基いて、1928 年、Spar-

tanburg County 176 號路線に實施した。この際使用した綿布は、重量 4.61 オンス/碼²、幅 36 吋、1 吋當り縦絲 3 $\frac{1}{2}$ 本、横絲 7 本、兩路側 3 呎の間は特に縦絲横絲共 4 つ編の絲を使用した。斯の如き綿布を下塗ターの乾かぬ内に擴げて、その上に 0.4 ガロン/碼² の熱したアスファルトを處理し、更にその上を 1.25~0.25 吋の細石で蔽つた。施工後の検査に依れば兩側では何等の損傷なきも、中央部の路面に龜裂を生じ、或部分ではそれが殆ど路側にまで及んだものがあつた。

圖-23.



第 3 の試験は、1934 年 5 月、Horry County 38 號路線で行つた。この場所では嘗つて瀝青表面處理を施した事があつたが、本工法施工當時は路面に多くの龜裂を生じて居たので、先づ片側の交通を止めて損傷箇所を修理し、路面を掃で掃除して 0.16 ガロン/碼² のアスファルトを下塗し、綿布は幅 34 吋のもの 4 枚を綴り合せて幅 10 呎にしたものを巻桿に巻いて置き、之を直ちに擴げる。その上に 0.25~0.75 吋の細石を 5~10 封度/

圖-24.



碼² 撒布後、更に 0.46 ガロン/碼² のアスファルトを處理し、最後に 0.75 吋の砂利 35 封度/碼² 撒布後之を 5 t 輾圧機で輾圧する。翌日再び同一輾圧機で輾圧し、更に 2 日を経て交通を開始した。2 週間經過後かなりの量の細石は路表に露出し、甚しきは綿布の露出した箇所

すらあつた。原因は気温の濕めつて居た爲とされ、修理には 0.75 吋の細石 25 封度/碼² と 0.17 ガロン/碼² のアスファルトを使用し、5 t 輾圧機にて輾圧後 2 日を経て交通を開始せしめた。その後の結果は良好を持續して居る（之に接して綿布を使用しない瀝青表面處理の路面に比較して遙かに好成績である）。因みに綿布は前例のものより密に織つたもので、重量は 4.25 オンス/碼² であつた。

第 4 の試験は、1934 年 11 月、Walterboro の南方 Great Swamp 17 號路線に於て數個所の木橋上に施工された。木橋の張板は荷重に依る撓度が大である爲、瀝青處理面の維持は從來困難であるとされて居た。或る橋梁の實例を示せば次の如くである。即ち、橋長 85 呎の内北側の半分に施工し、先づ表面を修理後綿布を敷き、アスファルト 0.3 ガロン/碼² を塗布し、その上に 0.75 吋の細石 15 封度/碼² を撒布後輾圧した。他の一橋では、橋長 220 呎に施工し、アスファルト 0.2 ガロン/碼²、3.8 吋細石 15 封度/碼² を使用、之を完全になるまで反覆後輾圧した。第 3 の橋梁は全長 72 呎で第 2 のものと同様施工した。上述のものを、1935 年 7 月に検査した所、唯 1 箇所之は敷板が弛んで居た爲に表面に龜裂が生じてゐたのみで、他は成績良好であつた。

試験の第 5 は、Beaufort County 32 號路線の延長 0.6 哩、之は 1933 年施工せられたが、その年内既に破損してゐる。1935 年 3 月修理した時は表面著しく龜裂し路盤が押出されてゐる處もあつた。再處理に使用した綿布は幅 60 吋、重量 3.30 封度/碼²、アスファルト 0.35 ガロン/碼²、細石 1.25~3.8 吋、輾圧後更に 0.35 ガロン/碼² のアスファルトと 3.8 吋の細石 12 封度/碼² を用ひ、之を輾圧後直ちに交通を許可した。同年 7 月の検査に依れば、地盤の軟かい處に多少の弛みを見、表面の変形があつたのみであつた。

第 6 の試験は 1935 年 7 月 12 日、Florence & Sumter Counties. 53 號路線、全長 796 呎の木橋上に施工。之を同河川の直ぐ下流の同様構造の木橋上の、綿布を使用せざる瀝青處理の結果と比較するに、同月 14 日には何等の変化なきも、8 月 14 日に至つては、綿布を使用せざりし方は表面に著しい龜裂を見た。

第 7 の試験は Ridgeville 27 號路線に於て、State project 863 の断面(砂質粘土路盤に上塗ターブルを施し、その上に 2 回の瀝青處理をなす)を有する路面に本年施工、此の場所は 4 呎までの地盤は砂質ロームである。土質は篩分析の結果、10 番篩に殘溜するもの 3%、60 番篩

に残るもの 60% で、5% の泥土と 17% の粘土より成る。下塗タール 0.31 ガロン/碼²、綿布は幅 60 吋、重量 3.3 オンス/碼² (図-23)。重ね合せ 4 吋、全幅 19 呎である。アスファルト 0.53 ガロン/碼²、細石 48 封度/碼² 撒布後直ちに輾圧した (図-24)。8 月 13 日検査の結果、恰も綿布無き場合の如く細石が下層に喰ひ込んで居た。之を修理する爲に、アスファルト 0.3 ガロン/碼²、0.5 吋細石 17 封度/碼² を使用した。工費に就ては、竣工までの全工費碼² 當り \$0.692 で内綿布代碼² 當り \$0.066 となつてゐる。

結論として、綿布の重量は 4.25 オンス/碼² 程度のものがよいとされてゐる。又本年度までの試験の結果に依れば、綿布を使用せる瀝青劑鋪装は、龜裂を減少せしめ、路面の損傷を輕微ならしめ得る事は事實であるが、綿布と瀝青とがしつくりと馴んで、上層の細石に依り車輪の衝撃を適度に減殺するときには賃例に示す如く、9 年間を経ても何等別狀を認めず良好なる結果を納め得る事が知られた。(比田 正)

17. 都市計畫

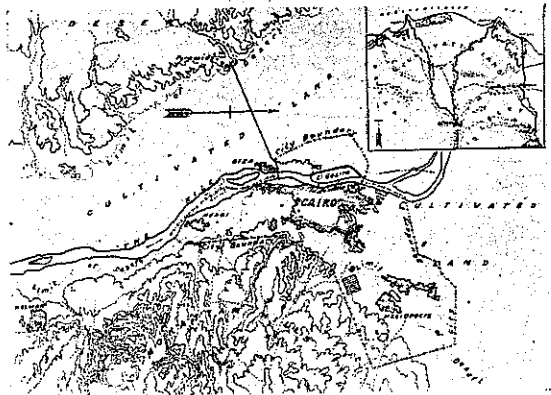
(1) カイロの都市計畫

(Sabry Mahboub Bey, "Cairo," Journal of the Town Planning Institute, Sept. 1935, p. 288-302.)

北アフリカの最大都市たるエジプトの首府 Cairo はその源を 10-15 世紀頃アラビヤ文化の華なりし頃の Memphis に發する。嚴格に云へば Kahira 或は El Kahih と云ふ市から名が転じて Cahere となり、Caire となり、Cairo となつたものである。その人口は 100 萬と稱され 10 萬 acre の地積を占め、市街地敷地は 1 萬 acre を占むる。位置は Nile 三角洲の頂點にあり、東部は Mokattam 連丘を以て圍まれ、東北部は稍開け Nile 泥亂土砂よりなる耕作低地がある。この地に Belgian 土地開發會社の所有地たる Heliopolis なる衛星都市があり、最近急速な發展を爲した (図-25)。

エジプトでは都市計畫の方面でも、條約及び歐米諸國の承認を考慮に入れねばならぬ。故に英國の公衆保健法の様な法律は困難である。エジプトの此の方面の法律は不完全であり、道路の擴築には割合效力があるが、新設には制限力がない。併し新しい法律により建築線が指定されるから今後都市計畫の實行も冗費なく行はれるであらう。

圖-25.



建築制限: 現在は建築物及び街路の制限は無く沿道取締の程度である。高度制限がない爲に高層建築物が出來て道路交通が急激に増加し交通問題が興つた。併し幸に地盤關係により高度は 100-120 呎に制限せねばならない。又カイロに於ける都市計畫では個人の土地に對する拘束力が無いのが一大缺點である。ある 2, 3 の場合には非公式ではあるが、土地所有者を話合ひにより制限して計畫を實行したが、貧乏な小地主は土地企業者の衝中に陥り市の周邊部には亂雜なる區域が出來た。

統制ある計畫: 併し市内に廣大なる政府所有地がありこれは極めて適切に設計され、建築面積高度等綜合的制限が計畫された。新市街の Ismailia 廣場は廣大なるもので現エジプト王、H. M. Fouad 一世の父なる Ismail 總督の私有地であつた。勿論巴里の計畫に大に啓發されてあるが、彼は首都の發展に大に盡力した。

これに個人でも追從して Sakakini 廣場の如きものが出來た。郊外地は數個土地開發會社の手により、非常に重大にして且興味深い發展した。

衛星都市 Heliopolis: そのうちで最も著名で大切なものでは衛星都市 Heliopolis の事業である。Heliopolis は太陽の町を意味し大体古代の位置にある。古代は學問宗教の中心であつたが今日は唯 Obelisk に跡を留むるだけである。現在の町は新しい建築があり、街路整然として、水道電氣等の近代的文化施設も整ひ、人口は急激に増加して 3 萬を算へる。

これは白耳義の實業家 Edward Empain が 1906 に Cairo Electric Railway and Heliopolis Dasis 會社をつくり、政府から前後 2 回にわたり、荒蕪地 18 000 acre の土地の下付を受けたのに始まる。そのうち 1/6 を開

つた。氏は前 Buffalo 支部長にして其の他種々の要職にある。1931 年第 3 區理事に選ばれ、同時に出版委員長とし最近 1 年間は Eddy 會長の下に常務委員をしてゐる。副會長としての候補者である。

Harry W. Dennis 氏は 1879 年生れ、1899 年 Cornell 大学卒業後 2 年間 Erie Railroad 測量、Wallace C. Johnson 事務所にて製図。

New York State Barge Canal の測量に従事し 1900 年の後半期より Cornell 大学にて応用力学、水理学の教官となり又 Niagara の 2 電力会社の設計者として 5 年間、1904~1905 年には New York 州土木局測量技師として Erie Canal 高水工事に大いに貢献し爾後 5 年間 New York に或は Los Angeles に於て水力工事に従ひ 1926 年 Edison Company 土木技師長となつた。

1924 年 Arch Dam Investigation of the Engineering Foundation 委員会の一員となり、1921 年には Los Angeles 支部長であり 1927~1929 年第 11 區理事をつとめられた。副會長としての候補者である。

Carlton S. Proctor 氏は 1893 年生れ Princeton 大学卒業後基礎及び鋼構造の仕事に従事し大戦中は米國軍工務部大尉として種々の建造物を造り、軍職を辭して後は Moran 等の顧問技師として活躍し Philadelphia-Camden Bridge, Detroit の Ambassador bridge 等の大工事の基礎工事に又方々の Dam, Power Hense, 隧道及び Russia の航行運河工事等に參與した。

氏は Princeton 工学会の秘書、副會長、會長と歴任し現在 Princeton 工科大学講師にして又 NRA 委員会の member である。氏は工学誌に多くの論説を書き、又多くの工学協會へ力を致し斯界へ貢献する處大である。第 1 區理事としての候補者である。

James K. Finch 氏は 1883 年生れ、1906 年 Columbia 工科大学卒業後基礎工事の實際に従事し 1907 年 Lafayette college の土木工学教官、2 年間再び實地に従事し 1910 年再び Columbia 大學に歸り爾來 26 年間工学部にて教鞭をとり 1927 年に教授に任ぜられ今日に至る。1929 年 Renwick Professor の名譽を與へられた。

この 26 年間氏は教授に傾倒し Columbia に於て土木工事を發展せしめ夏季には夏季大学に於て測量を教へ最近は測量、構造の他流體力学及び工業經濟に興味を持つてゐる。著作として工学史に關する論文あり。

1934 年以來 Metropolitan 支部長にして又 Sigma Xi and Tau Beta Pi 會々員である。第 1 區理事として候補者である。

C. E. Myers 氏は 1888 年生れ、Pennsylvania 陸軍學校を 1909 年卒業、同校に於て教官となり土木工学、Military Science、戦術を 2 年間教へ 1924 年 Bachelor of Military Science、1926 年 Master of C. E. 1930 年 Doctor of Science の名稱を與へられた。

1911 年 Pennsylvania 州道路局に入り大戦中は工兵大尉及び少佐として活躍現在は豫備中佐である。氏は 1921~1932 年間 Philadelphia 部に勤め其の後顧問技師として活躍してゐる。

氏は学会の Executive Committee, Highway Division の前委員長にして前 Philadelphia 支部長及び理事であつた。現在多くの工学協會の member である。第 4 區理事としての候補者である。

Raymond A. Hill 氏は 1892 年生れ、1914 年 Michigan 大学卒業、大戦に先立ち豫備役技術將校となり、1917 年現役召集を受け 1919 年に至る間内外に在つて活躍した。1919 年 Quinton, Code and Hill 工業商會を開き現在に至る。その間水理工事特に灌漑と水道工事を大々的に行つた。現在國際境界委員會の米國支部長技術顧問たる他地方々々の顧問技師となつてゐる。

氏は 1926 年度 Los Angeles 支部長にして又常々本會に對し貢献される處大である。現在本會氣象資料委員會の一員である。第 11 區理事としての候補者である。

Leroy Lemayne Hindinger 氏は 1879 年生れ、1911 年 Iowa 州立 Collage より C. E. の degree を與へられた。1904 年より 2 年間 Boone 町技師として排水及び埋立工事に次いで 1910 年迄米政府排水技師として河川高水工事に従事した。

1910 年官吏を辭し Morgan Engineering Co. に入り會頭になつた。彼の仕事は高水工事、排水工事以外に國道工事及び灌漑水道工事がある。

氏は色々本會の爲めに盡され 1920 年より 2 年間本會を今日あらしめたる委員會の一員として又 Engineer の登録に關する委員會の member として 4 年間多忙の折柄活躍した。前 Mid-South 支部長にして American Institute of Consulting Engineer の member である。第 14 區理事としての候補者である。

Edwin P. Arneson 氏は 1888 年生れ、1910 年

図-27.

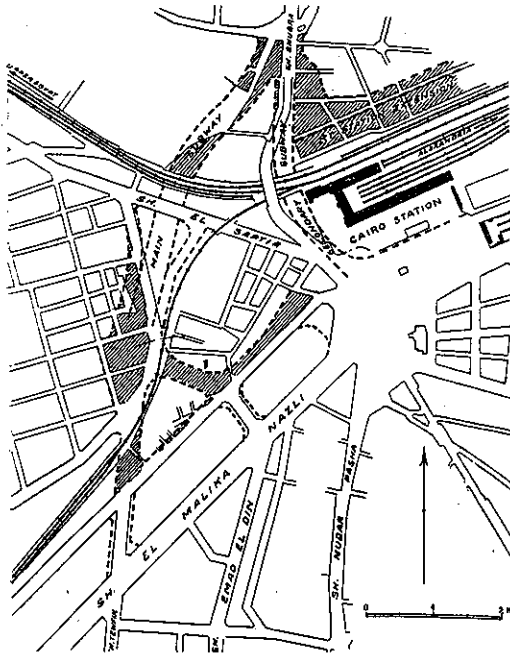
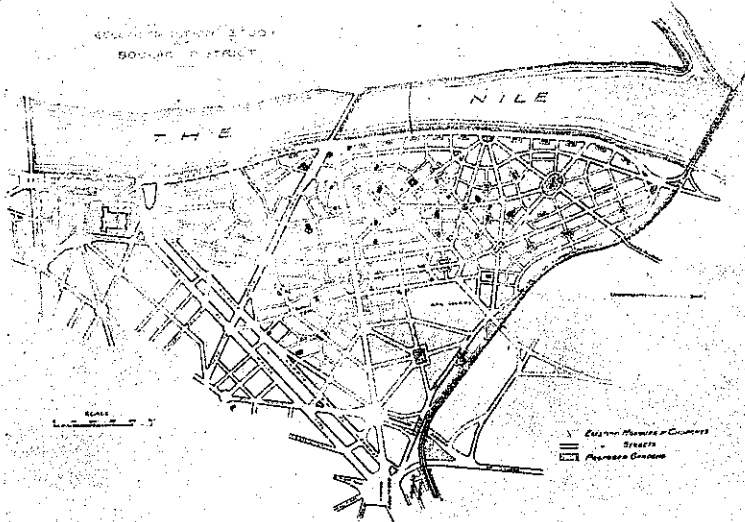


図-28.



公園等は全面積の約 40% を取る。現住民の換地が重大問題であるが、鉄道工場の移転に伴ひ多数の職工及び家族が移住する。其他 5000 の職工住宅を Nile 河岸の耕作地に造る計畫である。買収費、工事費等の概算は 1100

萬磅であるが、事業の結果の豫想地價は大略總額 1700 萬磅である。土地を所得することにより、現在の建築制限の缺乏を除き新築家屋に對し純建築的衛生的取締が可能となる。
(奥田教朝)

20. 雜

(1) 米國土木學會の役員選舉候補者の經歷

(Civil Engineering, Dec. 1935.)

米國土木學會は役員選舉前に候補者の經歷を會誌に掲載して會員の參考として本年の候補者の經歷は次の如くである。

Daniel W. Mead 氏は 1862 年生れ 1884 年コロネル大学卒業、U.S. Geological survey 局に 2 年、Rockford 市の技師として 2 年 Rockford Construction Co. の技師長、支配人として 8 年、水力工事の顧問技師として 8 年、1904 年からウイスコシンの水力及び衛生工学教授として今度に及んでゐる。

1914 年支那の淮河改修に關する赤十字社委員となり 1928 年ボルダ―溪谷計畫に關するコロラド治水委員に

任命され American Institute of Electrical Engineers で Fellow の Grade を有する。著書 4 冊、從來學會に各種委員會に關係し 1931 年名譽會員となつた。會長として候補者である。

Edward P. Hupfer 氏は 1868 年生れ、1889 年 Newton High School を卒業、Grand Western Railway 建設工事に 2 年、Great Northern Railway 建設工事に 2 年従事せる後 Kansas 大学に special student として 3 年間學び上記建設工事に従事す、1901 年より New York Central Railroad に 2 年、次いで Wellsville-Buffalo 間の鉄道の location 及

び建設に 5 年、其の後重構造物及び橋梁を主とする consulting and contracting office を開いた。

1925 年 Niagara の Peace Bridge 建設技師長に選ばれたるを始とし種々の土木事業に貢獻する處大であ

つた。氏は前 Buffalo 支部長にして其の他種々の要職にある。1931 年第 3 區理事に選ばれ、同時に出版委員長とし最近 1 年間は Eddy 會長の下に常務委員をしてゐる。副會長としての候補者である。

Harry W. Dennis 氏は 1879 年生れ、1899 年 Cornell 大学卒業後 2 年間 Erie Railroad 測量、Wallace C. Johnson 事務所にて製図。

New York State Barge Canal の測量に従事し 1900 年の後半期より Cornell 大学にて応用力学、水理学の教官となり又 Niagara の 2 電力会社の設計者として 5 年間、1904~1905 年には New York 州土木局測量技師として Erie Canal 高水工事に大いに貢献し爾後 5 年間 New York に或は Los Angeles に於て水力工事に従ひ 1926 年 Edison Company 土木技師長となつた。

1924 年 Arch Dam Investigation of the Engineering Foundation 委員会の一員となり、1921 年には Los Angeles 支部長であり 1927~1929 年第 11 區理事をつとめられた。副會長としての候補者である。

Carlton S. Proctor 氏は 1893 年生れ Princeton 大学卒業後基礎及び鋼構造の仕事に従事し大戦中は米國軍工務部大尉として種々の建造物を造り、軍職を辞して後は Moran 等の顧問技師として活躍し Philadelphia-Camden Bridge, Detroit の Ambassador bridge 等の大工事の基礎工事に又方々の Dam, Power Hense, 隧道及び Russia の航行運河工事等に參與した。

氏は Princeton 工学会の秘書、副會長、會長と歴任し現在 Princeton 工科大学講師にして又 NRA 委員会の member である。氏は工学誌に多くの論説を書き、又多くの工学協會へ力を致し斯界へ貢献する處大である。第 1 區理事としての候補者である。

James K. Finch 氏は 1883 年生れ、1906 年 Columbia 工科大学卒業後基礎工事の實際に従事し 1907 年 Lafayette college の土木工学教官、2 年間再び實地に従事し 1910 年再び Columbia 大學に歸り爾來 26 年間工学部にて教鞭をとり 1927 年に教授に任ぜられ今日に至る。1929 年 Renwick Professor の名譽を與へられた。

この 26 年間氏は教授に傾倒し Columbia に於て土木工事を發展せしめ夏季には夏季大学に於て測量を教へ最近は測量、構造の他流體力学及び工業經濟に興味を持つてゐる。著作として工学史に關する論文あり。

1934 年以來 Metropolitan 支部長にして又 Sigma Xi and Tau Beta Pi 會々員である。第 1 區理事として候補者である。

C. E. Myers 氏は 1888 年生れ、Pennsylvania 陸軍学校を 1909 年卒業、同校に於て教官となり土木工学、Military Science、戦術を 2 年間教へ 1924 年 Bachelor of Military Science、1926 年 Master of C.E. 1930 年 Doctor of Science の名稱を與へられた。

1911 年 Pennsylvania 州道路局に入り大戦中は工兵大尉及び少佐として活躍現在は豫備中佐である。氏は 1921~1932 年間 Philadelphia 部に勤め其の後顧問技師として活躍してゐる。

氏は學會の Executive Committee, Highway Division の前委員長にして前 Philadelphia 支部長及び理事であつた。現在多くの工学協會の member である。第 4 區理事としての候補者である。

Raymond A. Hill 氏は 1892 年生れ、1914 年 Michigan 大学卒業、大戦に先立ち豫備役技術將校となり、1917 年現役召集を受け 1919 年に至る間内外に在つて活躍した。1919 年 Quinton, Code and Hill 工業商會を開き現在に至る。その間水理工事特に灌漑と水道工事を大々的に行つた。現在國際境界委員會の米國支部長技術顧問たる他地方々々の顧問技師となつてゐる。

氏は 1926 年度 Los Angeles 支部長にして又常々本會に對し貢献される處大である。現在本會氣象資料委員會の一員である。第 11 區理事としての候補者である。

Leroy Lemayne Hindinger 氏は 1879 年生れ、1911 年 Iowa 州立 Collage より C. E. の degree を與へられた。1904 年より 2 年間 Boone 町技師として排水及び埋立工事に次いで 1910 年迄米政府排水技師として河川高水工事に従事した。

1910 年官吏を辭し Morgan Engineering Co. に入り會頭になつた。彼の仕事は高水工事、排水工事以外に國道工事及び灌漑水道工事がある。

氏は色々本會の爲めに盡され 1920 年より 2 年間本會を今日あらしめたる委員會の一員として又 Engineer の登録に關する委員會の member として 4 年間多忙の折柄活躍した。前 Mid-South 支部長にして American Institute of Consulting Engineer の member である。第 14 區理事としての候補者である。

Edwin P. Arneson 氏は 1888 年生れ、1910 年

Texas Agricultural & Mechanical College 卒業, 1929 年 C. E. の degree を與へらる。卒業後 Houston の 會社に入り港灣の設計に 1 年間, Medina Irrigation Co. にて運河に關し 2 年間, 1915 年 San Antonio 市 Chief draftsman となり 1916 年より 1930 年に至る Walton & Arneson 商會の一員として地形測量, 道路,

排水, 構造物をやつた。大戦中は海軍省にて船艦製造の製図技師として働いた。1930 年以來獨力にて主として道路工事を行つてゐる。1919 年以來の會員にして Texas 支部にて特に貢獻する處多く 1932 年度には同支部長であつた。第 15 區理事としての候補者である。
(藤森謙一)