

抄 録

第 21 卷 第 11 號 昭和 10 年 11 月

- 1. 土木一般 () 2. 應用力學 () 3. 土質工學 (1) 4. 水理 (4) 5. 測量 ()
- 6. 材料 (6) 7. コンクリート及鐵筋コンクリート (7) 8. 施工 (11) 9. 橋梁及構造物 (12)
- 10. 河川 () 11. 水力發電 () 12. 堰 堤 () 13. 上水道 () 14. 下水道 (43)
- 15. 港 灣 (48) 16. 道 路 (52) 17. 都市計畫 (52) 18. 鐵 道 (53) 19. 隧 道 (54)
- 20. 雜 ()

() 内は本觀頁を示す。

3. 土 質 工 學

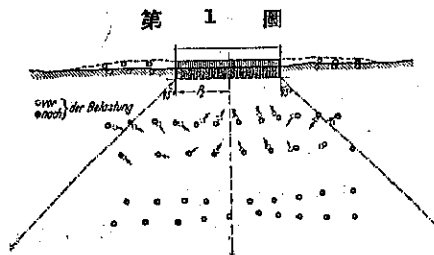
X-線に依る地盤壓力分布の觀測

(Adalbert Pogany, "Röntgenologische Untersuchung der Druckverteilung in Sand und sandartigen Massen," Bauing. 16. Aug. 1935, S. 365~366.)

土質力學に於ては地盤の變型、應力及びこの兩者の間の關係なる 3 つの基礎的問題がある。著者は右の中地盤の壓力に依る變型と X-線を應用して科學的に探究し次の如き事實を纏めた。

既に Müller Breslau 教授が局部的に載荷した砂層又は粒狀層の動力學的な變型の過程に就いて發表されてゐる。この研究に在つては實驗中の諸現象を容易に看取し得る様に鐵製試驗函の一壁に硝子の板を嵌め觀測した。硝子の面と粒狀物質の摩擦の關係は内部に於ける粒狀物質同志の摩擦とは同一ではなく、又他の物質即ち異つた幾面に接した場合とも相異した結果を示すものであるから、この實驗に依つて得た結論も全く申し分なきものとは云ひ難い。

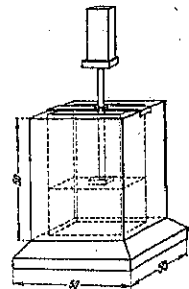
Emil Gerber 氏 ("局部的に載荷せる砂の壓力分布" Zürich 1935) は約 20cm の厚さの砂層の中に霰彈を混入し鐵製の版を載せて沈下 8mm 毎にレントゲン線に記録した。その結果は深さ $3r$ (r は載荷版の半徑) 以上では何等の移動が認められないと云ふ結論に達した。荷重の影響は主として表面の附近及び深さ r の近傍で



第 1 圖

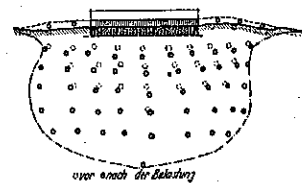
著しく、それ等の内部に於ける移動の狀態は第 1 圖に示す如くである。圖中の陰影を附した小圓は移動した鉛彈を示し、其の影響範圍は 45° に引いた 2 本の點線の内に限られてゐる。(小圓の中ハッチ無きものは載荷前の位置で黒き圓は移動後のもの)、境界面の上方では鉛彈は上方に移動せるを示し、この間恰も應張力が生じたかの如くに見える。著者の行つた實驗では Gerber 氏の如き結果を示す様には見えない。此の場合には容積 $20 \times 20 \times 20$ (cm) の木製試驗函を用ひ、試驗體としては石英砂、小麥、玉蜀黍、燕麥等を使用した。第 2 圖が試驗裝置である。

第 2 圖



照明には Siemens の X 線裝置を用ひたが、20cm の砂層を透射するには相當の強力な光線が必要であつた。試驗體の移動の目標としては最初は粒狀鉛彈、次には鉛の箔、最後には鉛で被覆した粒狀導線を使用した。X-線は上方及び側方から照射して寫眞に撮つた。この結果は同一荷重の下では粒狀鉛が最も大きい移動をなす事を示し(第 3 圖)、

第 3 圖



鉛箔では大約 70%、粒狀の電氣的導線では 50% の移動で、比重の差違に起因するものと見てよく、又移動は砂層では穀粒より少く、燕麥で最大であつた。之れを要するに著者の實驗では粒狀物質に於ては——例へば石英砂、穀粒、玉蜀黍等——既に深さ $2r$ に於て少しの移動も認められず、而も移動の大部分は荷重作用面から $0.8r$ 附近に於て生ずると云ふ事を示してゐる。(糸川一郎)

粘土中に於ける氷結壓測定

(“Ice-Pressure Determination in Clay Soil.”)
E. N. R. July 25, 1935, p. 127.

氷結土中で氷の結晶が増大する際に生ずる壓力に對する興味ある問題が Harvard 大學の Arthur Casagrande によつて發表された。この結果は同大學の土性實驗の廣範なる研究によつて生れたものである。

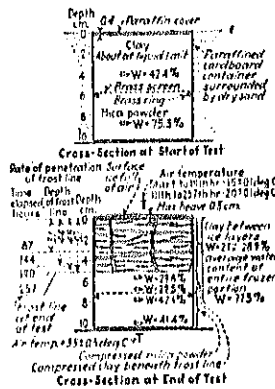
この特殊な實驗は第 4 圖の如き閉鎖箱内で行はれ、その下部には雲母粉を、上部には Boston 青粘土を液狀限界にして入れた。箱の底部の溫度は常に 3.5°C であるが供試體の上は -1.0 ~ -7.5°C である。第 4 圖に示す實驗では溫度は -2.0°C に保ち、供試體中に氷結線の侵入し終るまで續けた。次に箱を取出し供試體を二分し、氷結狀態を研究して、最後に幾多の小片に分つて水分の分布狀態を見た。

最初の含水量は 42.4% であつたものの、氷結後には氷層間の粘土の水分は平均 27.5% に、氷層の下の粘土は 20.0% になつた。又雲母層中の水も多量に引出された。即ちその容積は約 1/4 を減じ、水分は 75.3% から 41.7% となつた。氷層の總厚は氷結部の厚さの約 1/3 であつた。

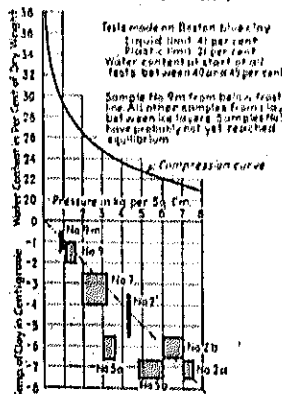
氷結線の侵入狀態は非常に緩徐であつた爲に、可成多量の水が下から氷結層に吸ひ上げられた。

この速度を大にすると水分の上昇量も減少する。もしこの速度をある程度まで早めると全體の水は氷の形に分離して氷層の間に粘土から離れる。その結果氷結部は一定水分となる氷層間の粘土は -1.0°C ~ -2.0°C ではその細孔水分は結晶し

第 4 圖 氷結試験前後の状態



第 5 圖 壓力測定のための粘土固結試験の結果



ないため塑性である。

固結試験（密閉狀態で壓縮）もこの實驗に用ひた粘土と雲母粉により行はれ、壓力の測定を行つた。これらの實驗の結果をまとめて溫度と壓力の關係を表はしたものが第 5 圖である。溫度及水分の測定は可成の變化があるので、その結果は矩形で表はしてある。即ちこの範圍内の實際の値が存在してゐなければならぬ。

この實驗によれば結晶壓は一定でなく、直線的に増大する。No. 5a 及 No. 5b の値は他のものより急速に行はれたもので、氷結作用が未だ平衡狀態に達してゐないことを示してゐる。現在は實驗も進み、溫度と結晶壓の關係も更に精しくなつてゐる。

粘土中にはその塑性のために氷結が充分緩徐に行はれるならば氷の分離は幾分必ず生ずることは確かである。（傍島 漢）

電氣的及び音響學的地質探査法

(E. R. Shepard "Searching for Foundation Beds by Electricity and Sound."
E. N. R. Aug. 15, 1935, p. 238-239.)

電氣的抵抗に依る地質調査法は既に數年前より道路の建設や沼澤地の埋立工事等に屢々利用され、好適なる砂利層及び石材の存在範圍等を決定する上に役立ててゐる。振動法に依る地質調査法は油田の探査や鑛山方面で廣く用ひられて來たものであるが、一般の工事の際しても比較的速い地盤の調査に好都合である。

1. 電氣的抵抗に依る法 土の電氣抵抗の測定には各種の器具が用ひられてゐるが、何れも同極式原理に立脚するもので、或る強きの既知なる電流を適當の距離に配置した極の間に流し、中間の各極に就いて極の間隔とその平均抵抗を測定する。而して漸次に極間距離を増大して測定を反覆し、深度と抵抗との間の曲線を得る。抵抗を縱軸に極の距離を横軸に取ると、上向きの曲線は深さと共に抵抗の増加するを示し、岩盤又は砂利層等の抵抗の大きな物質の存在する事を示す。之れに反して曲線が平坦か或は下向きの場合は地層は粘土又は土壤たる事を示し、曲線が滑變する時には地層が極間距離と大體同じ深さの所で不連続的に變化せる事を示す。

以上の實測は多くの人々が種々の報告をなしてゐる。Sharper 及び Farnhaw 氏は道路工學士に用ひ、Kurtenecher 氏は石山等に於ける石理や剝皮の厚さの測定及び地下に埋存する砂利層、沼澤地上層の堅盤に到る深

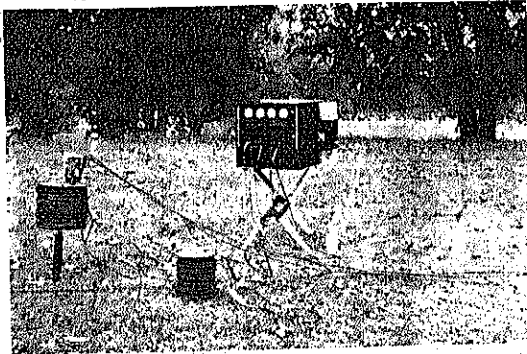
き等の決定に使用した。最初の4極式方法の應用は Mc. Collum 氏が行つたもので地下に於ける迷走電流 (stray current) の電解を研究に利用した。この時の地中電流測定器は 3 個の乾電池、電流計、轉換器、電壓計 (1 ボルトに就き 1 000 000 オームの抵抗を有する) から成るもので、轉換器の目的は週期的に電流の方向を變じて成極、流電氣電位及び外部的迷走電流を消去するにある。

カーネギー研究所の Gish 氏は上記の測定器を改良して電流轉換器を正確なものとし、高抵抗の電壓計の代りに電位計を用ひ、更に大地と電位計間の各電流の通路を閉鎖する爲に回路中に蓄電器を挿入した。この種の装置は地文學方面で廣く使用されてゐる。

他の型式としては通常 "Megger" と稱する抵抗計がある。是れは最初は電力地點の大地抵抗等を測定する爲に作られたものであるが、或る條件の下ならば地表下の地質探査にも使用し得る。

米國道路局で行つた電氣抵抗に依る地質調査の装置は第 6 圖に示す如く之は地表下の地層傾斜の測定に

第 6 圖 電氣抵抗に依る地質調査實驗裝置



使用したもので、中心電極と之れの兩側に配置した電極から探る方法である。電流計電位、迷走電流等の影響を消去する爲観みは大地中に流した試験電流と共に求めた。通例は技術員 2 名に助手 2 名で日に 10~20 個所の淺い地層の調査が出来る。約 1 年に亙る貫測の結果に依ると或る限られた地域内に於て土壌及び岩石の雙方共、その抵抗は非常に廣範圍に動き、殊に地殻にあつてはこの間に均一性や規則正しさが全くない事が判明した。従つて斯様な場合の抵抗測定の結果に対する解釋は極めて曖昧な不正確なものとなる故に、出来得る限り既知の状態の數値と相關せしめて行く事が必要である。

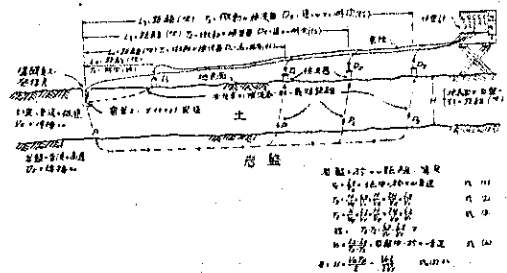
Washington 附近で行つた調査の結果は上の測定結果が充分に掘鑿土質、橋梁基礎の地質の識別に利用さ

れ得る事の可能性を立證してゐる。

2. 振動法 振動法或は地震法と稱するものは抵抗法とは全く異なる原理の上立つもので、技術的に直接關聯せる性質例へば土の剛性等に關係する。即ち砂、粘土、砂利等の非剛性體は音波の傳達に對して障礙を與へ、岩盤、其の他結晶體では秒速 10 000~20 000 呎の振動波が前者では 1 000~6 000 呎になる。振動法はこの性質を利用したもので、地震計は故にそれ自體抵抗法より正確な譯であるが唯粘土、粗砂、砂利等の各層間の識別が後者より判然としない憾みがある。この兩者間の主なる差異は前者に於ける發信距離を小とする事にある。即ち通信用の電話及び之れに附隨する各器具等を不要とし少量の爆破藥を $1\frac{1}{2}$ の徑の螺旋鑽中に裝填し、之れに依つて深い地中の鑽孔用具を不要とせしめ、且つは短距離發信では精密にして鋭敏な器具は必要でないから、従つて擴大裝置其の他をも除去する事が出来る。

以上の各項を考慮して三元式自記振動計、攝影器械、微音檢波器等を組合せて、第 7 圖に示す様な調査を行つた。尙附屬雜具としては 2 個の三脚椅子、4 呎の螺

第 7 圖



旋鑽 1 本、乾電池 4 個、蓄電池 2 個、水槽 1 個で、3 人で 10 分間に組立て得る。

第 7 圖の右にある檢波器は微音機式の少しの障りにより抵抗を非常に大きく變化する極めて感度の高いものである。調査の單純と運搬の容易を第一的要素とする淺い地盤の検査にはこの種の裝置が最も適當する。

電流計は捲線式で直流の感度は個位 1 時に對し 4 ミリ・アンペアで、非剛性週期毎秒 1 200 サイクルである。更に小さな反射鏡を油の中で制動し得る様裝置してあり、是等の光學的關係は 25 アンペア、4 ボルトの直線フィラメントより出る光線は電流計の鏡に反射し寫眞フィルム上に像を結ぶ様になつてゐる。

時間々隔は毎秒 100 サイクルの週期で振動する齒輪狀の隙間から出る光をフィルム上に刻して映像との時間的關係を定める。

振動式地質検査法には反射波法と屈折波法の2種があるが、屈折波法の原理は第7圖に示す如し、管管又は少量のダイナマイトを或地點Sの地中に装填し、是れが波動の中心となつて各方向に球面狀に振動を發する。管管の周圍に巻いた捲線が切斷して3個所の電流計に最初の衝撃を與へ、爆破の時刻が同時に3個所に記録される。

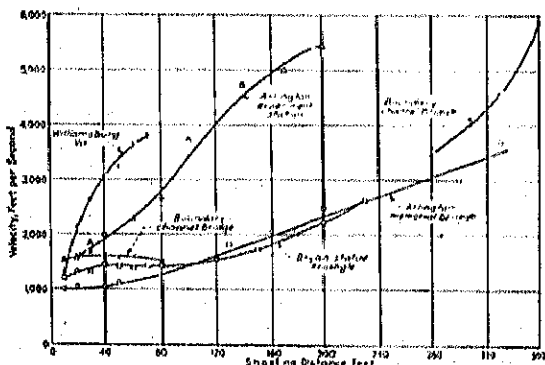
檢波器に到る道筋は發信距離 L と深さ H の比及び2つの媒質間の波動傳播の相對速度に關係する。若し發信距離 L_0 が比較的小さいと D_0 に達する道は圓の如くである。従つて土中の音波の速度を計算する事が出来る。發信距離が段々増大して來ると例へば D_0 に於ては最初に到達すべき波動は最早直徑に上層の土壤を傳播したものではなく、屈折波 (SPP_2D_0) である。同様に D_0 に達する最少時間の道は (SPP_0D_0) で、この時間の差 $T_0 - T_2$ と距離の差 $L_0 - L_2$ を測定すれば岩盤に於ける音波の傳播速度を求め得るから最後に第7圖に示す H の値が判明する。

若し土層を傳つた直接波と (SPP_0D_0) なる屈折波とが同時に檢波器に達する場合にはこの發信距離を限界距離と云ひ、 L は餘り限界距離を超過せぬ方がよい結果が得られる。通常の場合の V_0 及び V_1 に対しては $H = 0.45L$ 又は $L = 2.2H$ で L は限界距離である。

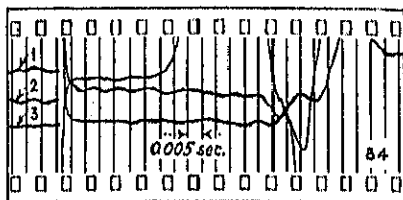
上式で與へる H は發信點と檢出點の H の平均値である。又檢出點の列を反對方向に置いて發信を行へば地下層の傾斜を求め得る事となり、圓型狀に置けば地表面下の地層の規則正しさを知る事が出来る。この場合には圓の中心を發信點と上圓弧上に3個以上の檢波器を配置し、半徑は限界距離より大とする。

H の値の精度は主として V_0 の値の選擇如何に關係するもので、多くの場合 V_0 の値は深さと共に増大する

第 8 圖



第 9 圖



Shooting distance $L_1 = 50$ ft, $L_2 = 100$ ft, $L_3 = 150$ ft

Time of wave travel from shot to detectors;
 $T_1 = 0.0355$ sec, $T_2 = 0.071$ sec, $T_3 = 0.074$ sec.

$V_0 =$ vel. of wave in earth $= \frac{L_1}{T_1} = \frac{50}{0.0355} = 1,400$ ft. per sec.

$V_1 =$ vel. of wave in rock $= \frac{L_3 - L_2}{T_3 - T_2} = \frac{50}{0.003} = 16,700$ ft. per sec.

$H =$ depth to rock $= \frac{V_0 T_1 L_0}{2} = \frac{1,400 \times 0.0355}{2} = \frac{150}{16,700} = 45.5$ ft.

ものであるから式中に使用する V_0 も表面の値と下層の値の平均値を用ひるべきである。第8圖は V_0 を定むべき數種の速度距離曲線を示し、第9圖は Memorial 橋の岩盤の深さの調査記録である。この時は發信點より各々 50, 100 及 150 呎の3個所に檢波器を置き、限界距離は大略 100 呎と見附された。(糸川・郎)

4. 水 理

流速分布を考慮せる時の流水の諸條件

(H. Lauffer, "Wasserspiegelhöhe und Fließzustand bei Berücksichtigung der Geschwindigkeitsverteilung." Bauing. 1935 Aug. 10, S. 353-356.)

以下に用ふる記號の概要を列記すれば

v ...流速, v_m ...平均流速, H ...勢力水頭, t ...水深, q ...單位幅當りの流量, F ...斷面積, K ...衝力線の高さ

(1) 流水の一斷面に於ける勢力式は平均流速を用ひれば次の様に表はされる。

$$H = t + \alpha \frac{v_m^2}{2g} \quad (\alpha = \int_0^t v^2 dt / v_m^2 t)$$

$v_m = q/t$ であるからこの式を書き直せば

$$t^3 - Ht^2 + \alpha \frac{q^2}{2g} = 0$$

故に勢力水頭 H が一定なる時に q が最大となる様な水深は

$$t_{opt} = \frac{2}{3} H \quad \therefore q_{max} = \sqrt{\frac{g}{\alpha}} \left(\frac{2}{3} H \right)^{3/2}$$

(2) 次に任意の斷面に於ける衝力線(Impluslinie)の高さ K を計算すれば

$$K = \int_0^F p dF + \frac{\gamma}{g} \int_0^F v^2 dF$$

$$= \frac{\gamma l^2}{2} + \frac{\gamma}{g} \beta v_m^2 l \quad \text{但し} \quad \beta = \int_0^F v^2 dF / v_m^2 F$$

$$\therefore K = \gamma \left(\frac{l^2}{2} + \beta \frac{q^2}{gt} \right)$$

一定流量 q に対して K の最小になる様な水深は

$$t_{k_{min}} = \sqrt{\frac{\beta q^2}{g}} \quad \therefore K_{min} = \gamma \frac{3}{2} \left(\frac{\beta q^2}{g} \right)^{\frac{3}{2}}$$

(3) α 及び β の決定法に關して Rehbock の用ひた方法は流速分布が直線的變化なるものとして之を \bar{v} にて表はし

$$e = \bar{v}_{max} - v_m / v_m$$

と置けば $\alpha = 1 + e^2$, $\beta = 1 + \frac{1}{3} e^2$ が得られる。

(4) 上に述べた 2 つの場合に於ける Froude 数 $F_r = v_m / \sqrt{gt}$ を計算すれば次の様になる。

$$q_{max} \text{ の時は } F_r = 1/\sqrt{\alpha}$$

$$K_{min} \text{ の時は } F_r = 1/\sqrt{\beta}$$

(本間 仁)

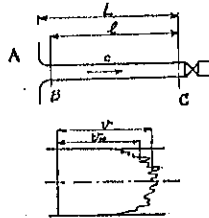
Gibson の流量測定法の精度に就て

(D. Thoma, "Concerning the Degree of Accuracy of the Gibson Method of Measuring the Flow of Water," Transaction of the American Soc. of Mech. Eng., July 1935, p. 203-211.)

Gibson の流量測定法は管水路に對して用ひられる方法であつて、この管水路の水流を停止した時の壓力上昇によつて流速を測定する。即ち定流状態にて或る時間流したる後タービンの瓣を徐々に閉じて壓力の時間的變化を記録する。最初の流量と瓣の閉ぢられた時の漏水量の差は壓力曲線から讀む事が出来る。而して漏水量は特別の試験によつて充分の精度を以て測定して置く事が出来るから瓣の開放状態に於ける流量が知られる。Gibson 法に於て誤差の原因となるものは次の 4 種が考へられる。

- a) 副流の存在
- b) 摩擦の取り方に於ける誤差
- c) 壓力測定用の水銀柱の摩擦
- d) 水銀柱の慣性

第 10 圖



先づ第 10 圖の如き管内の流れを考へれば摩擦抵抗を無視せる時の基本方程式は

$$p_A - p_C = \frac{\gamma}{g} L \frac{dc}{dt} + \gamma \frac{c^2}{2g} \dots \dots \dots (1)$$

但し p_A 及び p_C は夫々 A 及び C に於ける壓力、 c は管内の流速である。

次に摩擦のある場合を考へ BC 間の運動量を J , B 及び C より出入する運動量を i_B 及び i_C とすれば

$$\frac{dJ}{dt} = \frac{di_B}{dt} - \frac{di_C}{dt} + \Sigma P \dots \dots \dots (2)$$

管の斷面積を f , BC の長さを l とすれば

$$\frac{dJ}{dt} = \frac{\gamma}{g} f l \frac{dc}{dt}, \quad \frac{di_B}{dt} = \frac{\gamma}{g} f c^2$$

流速 c は任意の瞬間に於て圖の様な分布状態にあるのみならず時間的にも絶えず變動がある。故に或る瞬間の流速を v , その平均流速を v_m として

$$v = v_m + v', \quad v_m = c + v''$$

$$\frac{1}{dt} \int_{dt} v^2 dt = v_m^2, \quad \frac{1}{f} \int_f v'^2 df = v'^2$$

と置けば次の形が得られる。

$$\frac{dic}{dt} = \frac{\gamma}{g} f c^2 + \frac{\gamma}{g} f v'^2 + \frac{\gamma}{g} f v''^2$$

故に BC 間の摩擦抵抗を R にて表せば (2) 式より

$$\frac{\gamma}{g} f l \frac{dc}{dt} = -\frac{\gamma}{g} f v_m^2 - \frac{\gamma}{g} f v'^2 + f(p_B - p_C) - R \dots \dots \dots (3)$$

瓣を閉ぢる前の c 及び R の値を c_0 及び R_0 とし

$$R : R_0 = c^2 : c_0^2$$

と假定すれば (3) 式は更に次の形となる。

$$-\frac{dc}{dt} = \frac{g}{\gamma L} \left[(p_C - p_A) + \frac{\gamma}{g} (v_m^2 + v'^2) + \frac{c^2}{c_0^2} \times \left\{ (p_{A0} - p_{C0}) - \frac{\gamma}{g} (v_{m0}^2 + v'^2) \right\} \right] \dots \dots (4)$$

尾字 0 を附したものは何れも最初の値を示す。Gibson 法にては流速と壓力の關係式として

$$-\frac{dc}{dt} = \frac{g}{\gamma L} \left[(p_C - p_A) + \frac{c^2}{c_0^2} (p_{A0} - p_{C0}) \right] \dots \dots (5)$$

を用ひてゐるから之と (4) 式との差は副流による誤差となる。尙摩擦抵抗が流速の減じつゝある時に定流時と同様に作用するものとすればその爲の誤差が含まれる。

次に實際の壓力 p と水銀柱の讀み p' の關係は

$$a \frac{d^2 p'}{dt^2} + b \frac{dp'}{dt} + p' = p$$

但し a は係數、 b は摩擦係數である。 $\log \psi = \frac{k}{2a} T$ (T は水銀柱の運動の週期) と置けば壓力が p_1 より p_2

に變化する時の摩擦力は $\frac{T \log \psi}{2\pi^2} (p_1' - p_0')$ となる。水銀柱の慣性は $\frac{1}{2\pi^2} \left(\frac{T}{T_0}\right)^2 \frac{p_0 - p_0'}{p_m}$ にて表はされる。但し T_0 は瓣の閉止するに要する時間、 p_m は (5) 式の右邊括弧内の平均値である。

之等の式を用ひて上述の a, b, c, d の 4 種の原因に就て起り得る誤差の範圍を計算した結果は

- a) -1%, b) +1%, c) -0.5~+1%,
d) +1~+0.9%

尙之に對して Gibson 氏は同誌上に "Experimental and Practical Experience with the (Gibson Method of Water Measurement" (p. 213~228.) なる論文によつて Thoma 氏の計算に對する耐議を行ひ、實驗の結果は Thoma 氏の言ふ如き程度の誤差は到底現れない事を示してゐると述べた。(本間 仁)

6. 材 料

金屬の Creep limit に就て

(山室宗忠 "On the Existence of a Creep Limit." 航研集報第 120 號)

金屬の棒狀試験片に引張り應力をかけると、應力の大きなものでは、短時間内に歪が大きくなって破壊されるが、應力が或範圍内だと、歪は大きくはなるが、破壊されない。この歪にある限界があるかと言ふ事については、色々の人が調べてゐる。Dieksen は數本の試験片にある一定の應力を掛け實驗溫度を種々にかへて試験し、Kerr は、溫度とその應力の下で破壊される時間の間に變曲線的關係のある事を出した。即ち、ある限界溫度以下では、其の應力の下では永久に破壊されないと言ふのである。だが、中々漸進的にならぬから creep limit が必ずあるとはわからない。Rohn は、ある limit で creep が止まる事になる事を示したが、これもあまりその實驗だけでははつきりしてゐない。Bar and Bardgett は、矢張り Rohn と同様の結果を得たが、満足出来ない。creep test の strain-time 曲線を見ると、或る時間たつと變形速度が最小になる。Clark and White は、stress と minimum creep rate の對數を圖で示すと直線になる事を見た。この結果から見ると、creep limit がないと言つた方が良い様である。非常に長い時間や、實驗の結果は種々あるが結果が一定してゐない。

は creep が止まつた事がないと言つてゐる。

le が減少するのは、加工硬化であるが、これ

のみならば creep が止まるか、creep rate が一定にならねばならぬ。あつたの場合に、荷重が一定ならば、金屬が流れて行くに従つて面積が少くなるから、原子同志の cohesive force より應力が小さくなると破壊する譯だが、實際は、もつと小さい stress で破壊するから、加工硬化の機構と同時に破壊機構を併考へねばならぬ。

著者は、Beilby の非結晶説、Rosenhain の結晶格子の distortion 説、Zwicky, Smekal のモザイク説、Geiss, van Drempt の原子の distortion の説等て考へたが、creep limit の存在をこれ等の説では説明出来ぬ際であつた。

又最近の G. I. Taylor の説によると、計算では、結晶格子の原子列が普通の状態では、滑るために非常に大きな stress があるけれども、若し結晶の中に少數の dislocation があると假定すれば、其の stress も小さくなる。strain-hardening は滑りが起ると共に dislocation が増すから、一つの dislocation と次の dislocation の距離が小さくなることから起るお互ひの相互作用の爲めとされてゐるが、この説では、安全度は、時間と共に dislocation が減るか如何かによる。この説によつても、creep limit があるか否かは分からない。むしろないと言つた方がよい。著者の考へでは、金屬が變形すると、結晶面で滑べりを起し其の滑りの止つた處に stress が集中される (Taylor の説)。すると stress の分布が變はる。即ち變形すると、stress concentration が起ると共に他に分布される stress intensity が減る。其の結果、結晶面を滑らす stress が小さくなつて終ひには足らなくなる。著者は strain-hardening の機構は此の一つだとは思はないが、creep test の終りになると此の影響は可成大きくなると思ふ。この説によると、結晶面に働く stress intensity は stress concentration を受けた場所が其の stress を relax する迄は増せない。つまり、滑らす爲に破壊作用を弱くするから破壊から段遠ざかる。

故に破壊に擔しない限り strain-hardening の機構が増すから creep は止まる事になり、creep limit は存在する事になる。(最上武雄)

7. コンクリート及鉄筋コンクリート

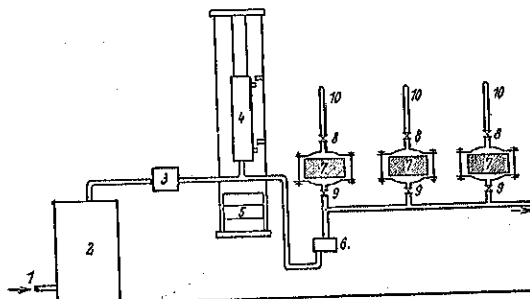
コンクリート強度並密度に及ぼす
混和剤の影響

(Haavardsholm, "Einfluß hydraulischer Zuschläge auf die Festigkeit und Dichtigkeit von Beton." B. u. E. 5 Aug. 1935, S. 236~241.)

ノルウェーの Stavanger 市では高さ 60m のコンクリート堰堤による発電所を計畫した。堰堤コンクリートのセメントには混和剤を加へる事になり、之がコンクリートの強度密度及び水密性に及ぼす影響を明らかにした。

此の試験に用ひられたセメントはポルトランドセメントにして微細度の高きものとし、砂は附近に産するものを利用し、砂利は碎石を使用した。セメントの混和剤は燐滓・石灰・燐瓦及び其の混合物の粉末である。耐壓試験に用ひたモルタル試験體は 10cm 角の正立方體にして 48 時間の濕氣養生を行ひ、コンクリート試験體は 20cm 角の正立方體にして 2 晝夜の後に型枠を取除く。コンクリートの水密試験は試験體を徑 15cm の圓柱に

第 11 圖 コンクリートの水密試験装置



- 1. Wasserzuleitung.
- 2. Holzkohlenfilter.
- 3. Zahnradpumpe.
- 4. Druckwasserakkumulatur.
- 5. Gewichte
- 6. Sieb
- 7. Betonkörper
- 8. Zapfkran
- 9. Sperrkran
- 10. Meßrohr

第 1 表

	Zement je m³ Beton kg.	Mörtel- dichtig- keits- grad	Stoekermenge Mittel von 12 Wochen in cm³ je m³ und Stunde	Festigkeit in kg/cm² des Mörtels nach Monaten			
				1	6	1	6
Ohne Zuschlag.							
1:2:4	311	1,3	22	578	755	280	455
1:2,5:4	285	1,14	1,8	495	600	255	385
1:3:5	236	0,99	5,8	430	523	228	323
Mit 0,6 Teilen Ziegelmehlzuschlag.							
1:0,6:2,5:4	260	1,68	0	586	667	268	445
1:0,6:3:5	214	1,44	0	459	622	198	371
1:0,6:4:6	178	1,24	6,7	350	505	152	254
Hälfte Zement durch Linkkalk ersetzt.							
0,5:0,5:2:4	154	1,4	1,3	375	532	176	208
0,5:0,5:2,5:4	117	1,17	5,0	310	450	142	180
0,5:0,5:3:5	94	1,02	18,1	266	382	110	150

1-1 Linkkalk = 0,2 Ziegelmehl + 0,4 Büttenschlackmehl + 0,4 Kalkbrei.

作り、第 11 圖の如き装置を用ひて 6 気壓に相當する水壓をかけ圓柱の透水量を測定す。

多數の實驗より得たる強度並密度試験成績は第 1 表の如し。

第 1 表により前記のセメント混和剤は一般にコンクリートの密度を高め、且コンクリートの水密性はセメントの配合率によるものではなく、(セメント+混和剤)の配合率による事を知る。(米尾秀三)

破壊状態を基とした鉄筋コン
クリート梁計算法

(E. Bittner, "Zur Klärung der n-Frage bei Eisenbetonbalken." B. u. E. 20. Juli 1935, S. 236~238.)

鉄筋コンクリート梁に於ける "n" の意義に就ては従來多くの論議が繰返された。すべて計算は、使用荷重に依る實際の應力を算出するものであると言ふ見地からすれば、 $n = E_s/E_c$ としてよい。此の場合、 E_s は殆んど一定であるから n は結局コンクリートの品質のみに依つて變化する値になるが、普通は $n = 10 \sim 15$ として計算を行へばよい。

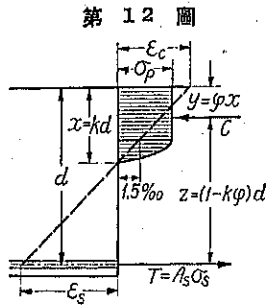
然し此の考へ方は、現在に於ては殆んど支持するものなく、大多數は、すべて計算は實際の應力を求めるのではなく、破壊に對する安全度を驗べるべきであると言ふ説に一致して居る。此の見地からすれば、計算はすべて部材の破壊状態を基準として行ふべきであつて、従つて n は破壊時に於ける應力と歪とを基準とした。

$$n = \frac{\sigma_s/E_s}{\sigma_c/E_c}$$

の値にしなければならぬ。然るに破壊時に於ける之等の値は未だ充分にはわかつて居ない。假令之が判つたとしても、上式の如くコンクリートのみならず鉄筋の品質に依つても n の値が變化するから、今まですべて $n = 15$ 若しくは 10 として求められた數表又は圖表を使用することが出来なくなる。従つて前記の如く、破壊状態を基準として計算を行ふには、従來の "n" の觀念を離れ、全く n を含まないやうな新しい見地から出發しなければならぬ。

Saliger 教授の壓縮鉄筋を有する鉄筋コンクリート梁の實驗 (Versuche mit druckbewehrten Balken, B. u. E. 1935, Heft I. u. 2) に依ると、破壊状態に於けるコンクリートの壓縮部分の狀況が可成り明かにされ

た。此の結果から考へると、梁の壓縮部分の破壊時に於ける應力の分布は直線的でなく、中立軸から1.5%の歪が起るまでは曲線状であつて、それから上は大體に於て一定の値と考へることが出来る(第12圖)。此の矩形分布の部分の應力の値は、中心軸方向壓縮荷重を受けるコンクリート柱の破壊強度 σ_p に等しいと考へてよい。



第 12 圖

今、梁を幅 b の矩形梁とし、第12圖に就てコンクリートの應力分布圖の面積を $\alpha x \sigma_p$ とすると

$$\left. \begin{aligned} C &= b \alpha x \sigma_p = \sigma_p \alpha k b d^2, & x &= k d \\ T &= \sigma_s A_s = \sigma_p b l, & \rho &= A_s / b d \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

になり、梁が破壊するときの曲げモーメント M は

$$\left. \begin{aligned} M &= C z = \sigma_p \alpha k (1 - \rho k) b d^2 \\ \text{或は } \frac{M}{\sigma_p b d^2} &= \alpha k (1 - \rho k) \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

になる。また平面であつた断面は變形後も平面であると假定すると、鐵筋及びコンクリートの歪 ϵ_s と ϵ_c との間には

$$\epsilon_s = \epsilon_c \frac{1 - k}{k} \dots (3)$$

の關係が成立する。更に $C = T$ とすると式(1)から

$$\rho \sigma_s = \sigma_p \alpha k \quad \text{或は} \quad \frac{\rho}{\sigma_p} = \frac{\alpha k}{\sigma_s} \dots (4)$$

が得られ、之等の諸式に依つて所要の計算を行ふことが出来る。

コンクリートが破壊するときの歪 ϵ_c は一般に3~7%であるが、然し之とコンクリートの品質との關係が明かでない今日に於ては、その最小値3%を採用して計算を行へばよい。 ϵ_c を3.5又は7%としたとき α と ρ の値は、若し

第 2 表

ϵ_c	α	ρ
3%/100	0.839	0.425
5%/100	0.000	0.452
7%/100	0.027	0.405

歪1.5%以下の部分の應力の分布を拋物線状と假定すると、第2表の如くなる。

上記の考へ方を實際の断面設計に應用する場合には、コンクリートの應力分布圖を矩形と假定すると、式は簡化する。即ち此の場合には $\alpha = 1.0$, $\rho = 0.5$ になり、

$$k = \frac{\rho \sigma_s}{\sigma_p}, \quad \frac{M}{b d^2 \sigma_p} = k \left(1 - \frac{k}{2} \right) \dots (5)$$

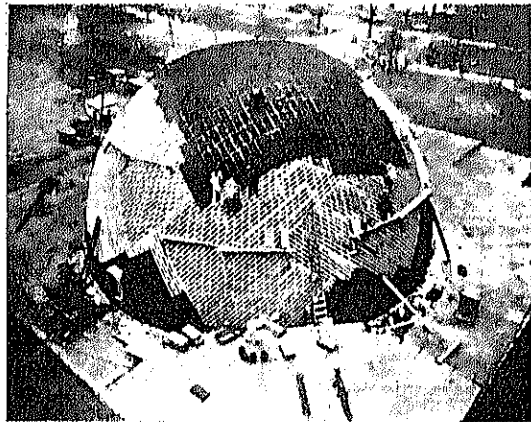
になる。(福田武雄)

紐育市惑星儀の薄殼コンクリート・ドーム

(P. F. Pape, "Thin Concrete Shell Dome for New York Planetarium," and R. L. Bertin, "Centering for the Planetarium Shell Dome," E. N. R. July 25, 1935, p. 105~100.)

完成近い New York 市のアメリカ博物館の新 Hayden 惑星儀は地上2階、地下1階の建物に天文博物館、太陽系模型の陳列室及び惑星儀教室を入れる設計であるが、その惑星儀教室は2階にあつて直徑78ftの廣さがあり750人を入れ得る。直徑75ftの半球幕をコンクリート・ドームから吊し、之に人工天を投影する。コンクリート・ドームは直徑80ftに及び、厚さが非常に薄い所に興味がある。その内面は管舞臺上から厚さ1 1/2 inの石綿(rock cork)絶縁層を有して居る(第13圖)。

第 13 圖 Hayden 惑星儀のドームの石綿絶縁層の施工



此の地點は昔池を埋立てた箇所である爲、地盤の不良な事は豫め明瞭であつたが、豫算の關係から試貫を行ふ事が出来なかつたので、經驗から得た大體の概念に基づき、擴大基礎の設計とし、荷重を廣く分布し不同沈下を避けんとした。然るに實地施工に當り1 1/2 t/ft²の荷重にも堪へ得ない事を知つたので結局杭打基礎を用ひ岩盤に達せしめる事になつた。

埋立てた部分は大小不同の岩石で、杭を打込む事が出来ないので、杭冠の大きさに相當する丈の坑を掘り、之に砂を填充してから杭を打つた。杭は鋼套に1:2:4のコンクリートを填充したもので、その長さは12~45ftで

あつた。

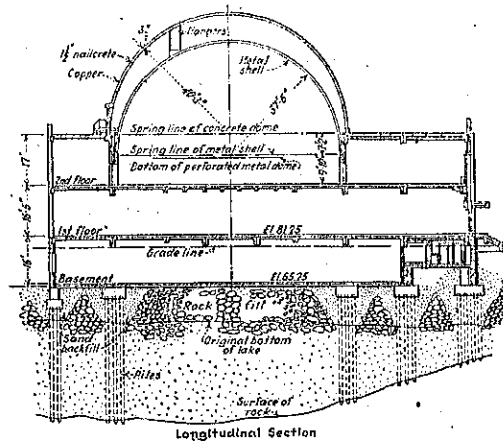
建物の骨組はドーム及び教室に依り非常な影響を受け、内側の2組の柱は八角形の配置とした。又教室の圓形隔壁と陳列室の八角形隔壁との間の空間は種々の導管を通すのに役立つ。1階及び2階の骨組の平面は大體似てゐるが、1階は巨石を陳列する爲夫々40tの荷重に堪へる構造にした。

床は100lb/ft²の活荷重に對し設計し厚4inの鐵筋シンダー・コンクリート、厚4inのシンダー・顆材及び厚1inのセメント仕上げからなる。

ドームを支へる屋根の骨組は八角形をした高さ36inのI桁鋼よりなり、溝形鋼及び突桁により補助され、之等を1:2:4のコンクリートで包んだものである。

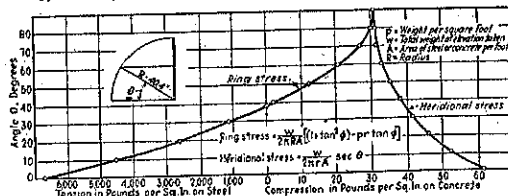
ドームは半球形で、内側半徑は80 $\frac{1}{2}$ ft、薄殼コンクリート・ドームとしては最も大きなものである(第14圖)。

第14圖 Hayden 惑星儀ドームの構造圖



ドームは總て起拱線にはじまり頂點を通る無数のアーチに分ける事が出来る。筒々のアーチの壓力線は殼の中心から離れんとし、曲げモーメントを生ぜんとする。對稱荷重の場合には同じ作用が總てのアーチに生じる。従つて殼の任意の水平圓内に於て引張力又は壓縮力を生じる。即ち子午線壓縮應力に直角な環應力がドーム中に生ずる事となり、その爲壓力線が各點に於て

第15圖 コンクリート・ドームの應力の變化



殼の中心に保たれ、曲げモーメントを生じなくなる。従つて球形ドームは非常に強度が大である。

Hayden 惑星儀のドームの應力の大きさ及び變化を第15圖に示した。之は死荷重55lb/ft²に對する子午線壓縮應力及び環應力を示したものである。環應力はドームの頂點近くでは壓縮であるが、約30°から引張に變る。起拱線に於ては壓力線は垂直となり、支點に水平推力を及ぼさない。

風荷重は兩側に夫々15lb/ft²の壓力又は吸引を考へた。

コンクリート及び鐵筋の最大應力は第3表の如くである。

第3表

	コンクリート	鐵筋
死荷重	61.6	6700
雪荷重	33.6	3700
風荷重	16.8	3700
最大應力	112.0lbs/in ²	14,100lbs/in ²

ドームの殼の厚さは上部では3inであるが、起拱線から9ftの箇所で3 $\frac{1}{2}$ inに、 $\frac{1}{2}$ ft.の箇所で12inとした。大體殼の厚さは計算よりも厚くし、殊に支點の不等沈下の影響を少くする爲、起拱線を特に厚くした。ドームの殼は配合1:3 $\frac{1}{2}$ の射着モルタルで、その上にネイルクリートを施工し更に銅板で葺いた。

即ち子午線木肋は間隔8ft. 4inの3 $\frac{1}{2}$ inの管よりなる水平環で支へた。

管は剛性大であり、又連結が容易である爲用ひられた。工場に於て所要の形に曲げたものを現場で組立て、有孔套管に依り結合し孔の部分で銲接した。子午線木肋の中心に於ける間隔は16inとした。

木肋の上に4 \times $\frac{11}{16}$ inの木帶を斜にはり、その方向は場所場合で交互にし、風荷重及び偏倚荷重に備へた。木帶の間隔は4inとしその上に石綿絶縁層を施工し、射着モルタルの裏壁とした。(奥田秋夫)

鐵筋コンクリート屋根の一例

(“Unusual Concrete Roof Covers British Sports Building,” E.N.R. Aug. 8. 1935, p. 196-197.)

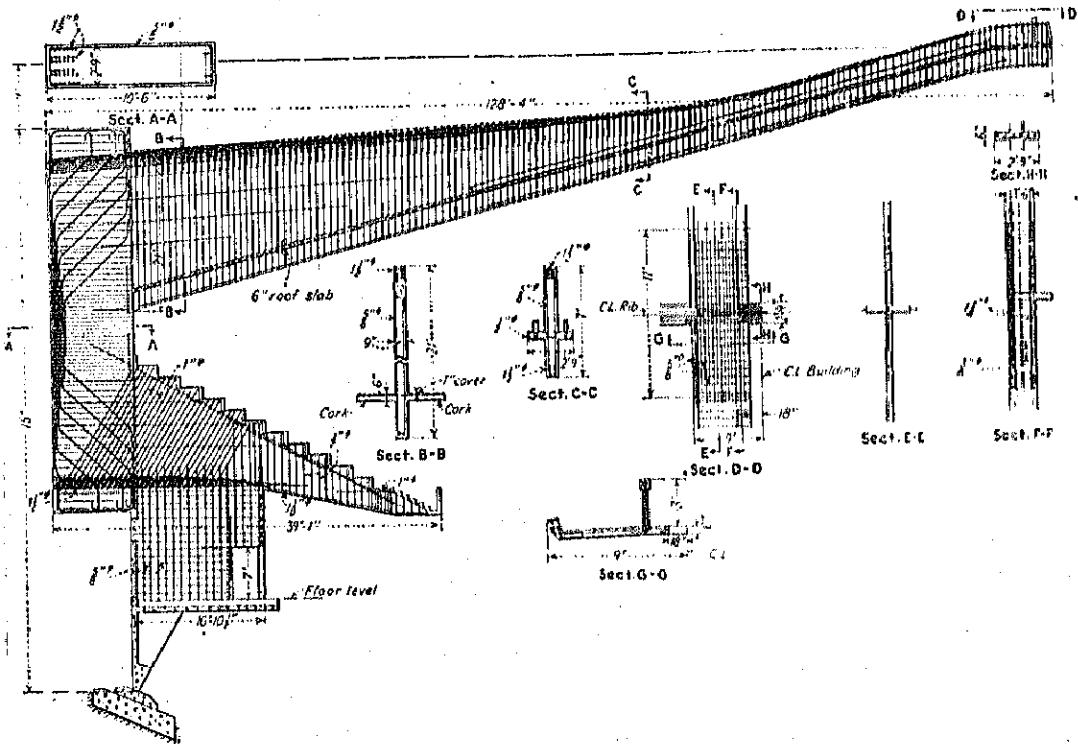
英國ラグビー 試合共他國際的 スポーツ 競技で有名な倫敦郊外 Wembley 競技場の附近に主として水上競

技場として作られた建物に興味ある鉄筋コンクリート造りの屋根が用ひられてゐる。競技場は長さ420呎、幅240呎で横方向には拱頂の高さ85呎の3鉸コンクリート拱を有し、舞臺は長さ200呎幅60呎のプールと其の両側に観客席を備へてゐる。建物の位置は英帝國博覧會の時に人工的に造つた湖のある場所で、現在の Wembley 競技場も當時創設されたものである。

水泳場は 650 000 gal. の容積を有し、之れを覆へば 200×85呎のスケート場となり、又300×85呎の運動場ともなる。

全體の大きさは 前面後面の附屬屋を含んで 420×240呎であるが、右附屬屋は構造上の必要から切妻形の安定を與へる爲に設けたものである。

第 16 圖 Wembley 水泳場屋根の拱肋断面



建物は全部鉄筋コンクリート製で、床版は標準厚3吋の拵なしの徑間22呎の版であり、壁の厚さは9吋である。壁及び屋根はこの建物の主體をなすもので徑間230.5呎の3鉸拱をなし、屋根の補剛材たる拱肋は外側で鱗狀の安定板となつてゐる。この鱗狀安定板たる補剛肋は側壁の部分では高さ81呎、厚さ9吋で観客席の後方下側まで續いてゐる(第16圖)。

観客席、洗面場、食堂等は拱肋の全體をなし、下部の鉸は尖頭狀の幅6吋のコンクリート塊を成し、1呎當り22呎の荷重を受ける。拱頂點の鉸の部分では補剛肋は切斷して取除かれ、唯水平の厚さ6吋、幅9吋の版が縦方向に走つて假鉸を形成してゐる。拱頂の水平壓力は各々70tである。

垂直肋は中心間隔22呎で、構築時の安定の爲め一對宛にして建設した。観客席の上部の屋根はコンクリート版の上にコルクを張り、他の部分は鋼鉄棒に硝子を嵌めた明り探りが用ひられてゐる。コンクリートは全體的に配合 1:1½:2½ を用ひ、その28日目の強度は最小 6020 lbs, 最大 7420 lbs であり、使用強度としては 1200 lbs/in² を用ひた(鐵筋は 18000 lbs/in²)。

床及び観客席の荷重は1平方呎 100 lbs, 屋根の活荷重は片側で 16 lbs/ft² の壓力と此の反對側で 10 lbs/ft² の吸引力が同時に作用するものとし、側面の風壓は1平方呎 15 lbs と假定した。(永川一郎)

8. 施 工

盛土の壓縮に関する問題

(Kiel, "Verdichtungsfragen im Dammbau.")
Bautech. 28. Juni 1935, S. 387~390

與へられた盛土材料に對し壓縮層の厚さ、壓縮機械を如何に選ぶかと云ふ事に就て一般に適合する法則は未だ立てられてゐない。壓縮に於て最も肝要な事は有害な沈下を起さない事、交通荷重の與へる變形に抵抗する事である。Süso 堰堤に於ける沈下の實例は次の如くである。

堤高(m)	2年後の沈下(cm)	最高(m)	2年後の沈下(cm)
0~10	0	30~40	6
10~20	2	40~50	8
20~30	3		

自動車道路の築堤の高さは大體 10m 以内であるから同様に沈下は殆ど無いと思はれる。然し Süso 堰堤に於ては交通荷重は受けて居ない。

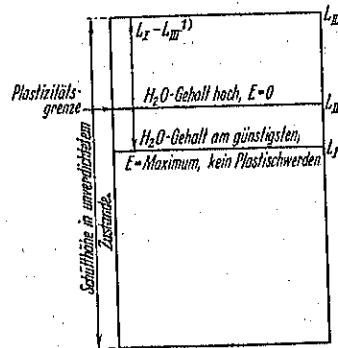
1. 盛土材料と壓縮機の関係 粘土質材料と粘土質でない材料とに分けて考へる。

n) 粘土質でない材料: 此種材料に於ては變形に對する摩擦抵抗が非常に大でその値は粒度、形、空隙率に依る。硬い一様な材料(砂、砂利)では衝撃が振動の勢力となつて揺り固める場合を除いては壓縮は不可能である。其れ故搗固機が彈力的である程強く締固められる。振動式と搗固式を比較すれば前者は揺り固めのみを使用せられ粘土質に適用されないのに反し、後者は材料の破砕壓縮及び彈條を加へて揺り固めをも同時になし得る。輾壓機は道との接面がゆるい場合及び壓縮に依り充分な形になし得る場合に使用され、又堤高 2m 以内では沈下の恐れのない爲、經濟的理由で他の何れの壓縮機よりも優位にある。粒の大きさ、硬度、形に依つては特殊な壓縮機が選ばれる。著者の經驗では 200kg の鎗を用ひ拳倍大の岩塊を充分搗固めた。Süso 堰堤に於ては搗固飯を用ひ、0.25m³の岩塊の搗固めに成功して居る。水分は壓縮に又有效である。脆い材料に對しては揺れを防ぎ密度を大ならしめる。一般に空隙を満し表面張力に依り各粒を緊密ならしめる。

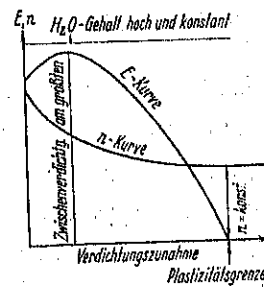
b) 粘土質材料: 一般の語と異なり著者は粘土も盛土に使用せられると云ふ事が出来る。唯問題は含水量及び沈下、毛管現象を何處まで防ぎ得るかにある。粘土は砂、砂利に比し弾性がある爲に非常に不利となり、壓縮機の効果を上げる爲には弾性、含水量、粒の状態を適當に

變化しなければならぬ。即ち材料を使用する前に乾燥して塊とし壓縮の際完全に粉末にする。同時に水氣が一様に分布せられるから更らに乾燥する時は壓縮及び強度が一層高められる。柔かい粉狀物質は輾壓機で締固められ、乾燥し切つた塊狀のものは重い搗固機で充分壓縮されるが非彈的の土壤には非彈性的の搗固めが有效であるから二つの場合を通じて搗固機の方が有力である。壓縮結果の塑性、含水量に對する關係は第17圖に示される。 L_{II} は壓縮されない前の壓縮層の厚さで L_{II} に L_I に壓縮される。 L_I は考へ得る最上の状態を示すもので、その際の含水量は塑性變形を惹起せず變形に對する抵抗 E は最大である。含水量を増せば L_{II} に達し此處では $E=0$ 即ち變形率は無限大となる。粘土質土壤に對しては弾性率 E が唯一の立脚點となり得る。 E と空隙率 n の壓縮状態に對する關係を簡示すれば第18圖となる。

第 17 圖



第 18 圖



餘分の含水量を乾燥し切る事が出来ない時には乾燥した物質を附け加へねばならぬ。併し塑性土壤が平滑劑として作用する時は無効である。塑性土壤が離れ離れに生ずる場合にはその部分を注窓深く掘り出し乾燥せる材料で置換しなければならぬ。

2. 壓縮層の厚さの影響 盛土材料、壓縮機及び壓縮層の厚さは互に調和を保つた時盛土は最も良く締固められる。然し壓縮層の厚さは工費の點からは出来るだけ厚い方が良く又材料の状態に従つて工學的立場から常に變化して良いとは限らない。盛土材料の性質は不規則な爲に壓縮層の厚さの決定は壓縮機の種類と同様難かしく、一般に適合する法則は與へ得ないが砂に關しては二三實驗値が求められた¹⁾。吾々は壓縮試験に依つて前以て壓縮層の厚さ及び壓縮層を吟味する事が出来る²⁾。道路の建設に當つて此の試験は今日まで必要とされなかつた。

盛土材料の状態が變化して行く場合、同じ壓縮層の厚さで一様な壓縮度を得る爲には壓縮機の作用は彈力的即ち土壤の状態に依つて壓縮力が變化せねばならない。此の様な問題は次の様に解決される。例へば振壓機に彈條を付けた端を備へ必要に應じて持ち上げ或は振動の勢力に變化せしむ。此の壓縮技術の領域は更らに發展し得るものであるがこれには技術家と製作者との協力が必要である。現在の各會社は夫々特別な場合に適合する壓縮機を製作し土壤學の意義に何等の考慮も拂つて居ない。壓縮の難易の標準を與へる土壤の當数は技術家と製作者との共通の研究で決定すべきで之れに依り壓縮機の適用範囲及び效力の程度も定まる。能率に關しては一定の深さの點の壓縮度を大氣壓で與へられた變形抵抗で示して標準とする。その能率は更らに壓縮層の厚さを定める。此の事は技術的又經濟的問題に於て壓縮機の使用に對し決定的のものである。

(横田周平)

9. 橋梁及構造物

2 主桁を有する桁橋の振りモーメント

(A. A. Jakobsen, "Torsionsmomenta bei Balkenbrücken mit zwei Hauptträgern." B. u. L. 5. Aug. 1935. S. 243~246.)

主桁及び横桁間に曲げ及び捩りに堪へ得る結合を有する橋梁の静力學計算は理論的に困難でないが、多くの彈力方程式を解くのは面倒である。主桁が2本以上の場合には計算を簡單ならしめる爲に、主桁及び横桁間の

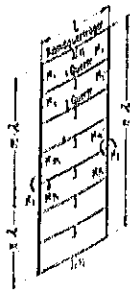
1) Looz und Lorenz, Verlichtung geschichteter Dämme. "Die Strasse" 1934. 4 號, 110頁

2) Klot, Mittel und Wege zur Prüfung geschichteter Dämme. Strassenbau 1935. 6 號 79~83頁

節點は壓縮及び引張にのみ堪へ得るものとみなす事が屢々ある。若し節點を曲げ及び捩りに堪へ得るものとし、主桁の捩みを考へないならば、2主桁の場合の計算が最も簡單である。

主桁の縁條件は縁横桁の慣性モーメント I/η で示す事が出来る。茲に I は中間横桁の慣性モーメントで $\eta=1$ は主桁が廻轉自由に支へられ、總ての横桁が同じ場合、 $\eta=0$ は主桁がその兩端に於て回轉不能に固定された場合である(第19圖)。この系統に就て均等分布(又は横桁の中央に關し對稱な任意の)荷重及び集中荷重を受けた場合を研究する。

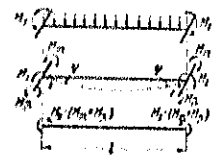
第 19 圖



A. 等分布荷重

1) 横桁の最小固定モーメントはその横桁の滿載荷重に依り得られる。横桁の兩端に完全固定の場合生じるモーメント M_f を加へる時は主桁の連結點に於ける曲げ線の接線は水平となる。従つて實際に存在する固定モーメント $M_c = M_m + M_f$ に依り次の捩れが生ずる(第20圖)。

第 20 圖



$$\varphi = \frac{M_f - M_c}{2EI} \cdot l$$

區間 λ に於ける主桁の捩れ $\Delta\varphi$ は次式で示される。

$$\Delta\varphi = \frac{M}{KI} \cdot \lambda$$

茲に M = 主桁の捩りモーメント

K = 剪斷彈性係數 $\approx 0.4E$

矩形斷面に對し

$$K = \left(\frac{B}{b} - 0.630 + \frac{0.052}{\left(\frac{B}{b} \right)^4} \right) b^3 = \gamma b^3$$

茲に b は斷面の小さい方の寸法である。

主桁の連結點に於ける横桁の曲げ線の捩れ角間に次の關係が成立つ。即ち

$$\varphi_0 + \Delta\varphi_1 = \varphi_1, \quad \varphi_1 + \Delta\varphi_2 = \varphi_2 \text{ 等} \dots (1)$$

茲に $\varphi_0, \varphi_1, \varphi_2$ 等は縁横桁、横桁 1、横桁 2 等の捩れ角であり、 $\Delta\varphi_1, \Delta\varphi_2, \Delta\varphi_3$ は縁横桁と横桁 1、横桁 1 と 2 間等の捩れである。

横桁が荷重を受けず、縁横桁と横桁 1 間の主桁の捩り

モーメント = M_1 , 横桁 1 と 2 間のそれ = M_2 等とすれば

$$\left. \begin{aligned} \frac{M}{2 \cdot \frac{J}{\eta} \cdot E} \cdot l + \frac{M_1}{K_1 G} \cdot \lambda &= \frac{M_1 - M_2}{2JE} \cdot l \\ \frac{M_2 - M_1}{2JE} \cdot l + \frac{M_2}{K_2 G} \cdot \lambda &= \frac{M_2 - M_1}{2JE} \cdot l \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

$$v^2 = \frac{1}{\kappa} \cdot \frac{2JE\lambda}{lG} = \frac{1}{\gamma} \cdot \frac{5J\lambda}{lb^4} = \frac{1}{\gamma} c, \quad c = \frac{5J\lambda}{lb^4}$$

とすれば (γ^2 は第 21 圖より求める)。

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{1 + \eta + v_1^2} \cdot M_2 = \alpha_1 M_2 \\ M_2 &= \frac{1}{2 + v_2^2 - \alpha_1} \cdot M_3 = \alpha_2 M_3 \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

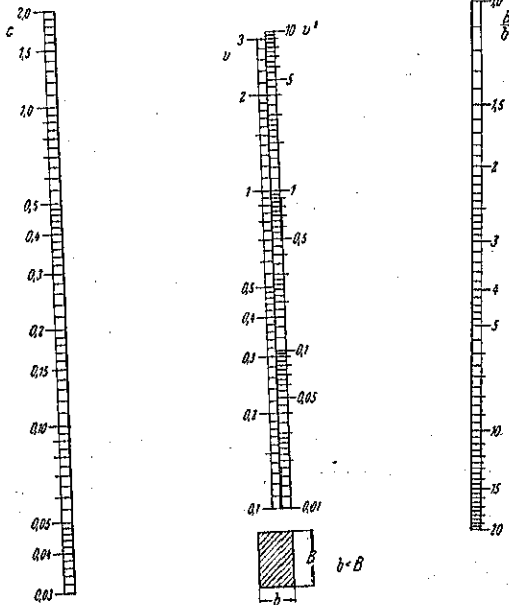
$$M_m = \alpha_m (M_T - M_p)$$

$$M_p = \alpha_p (M_T - M_m)$$

従つて横桁の固定モーメントは次式の如くなる。

$$M_0 = M_m + M_p = \frac{\alpha_m + \alpha_p - 2\alpha_m\alpha_p}{1 - \alpha_m\alpha_p} \cdot M_T = h M_2 \dots (4)$$

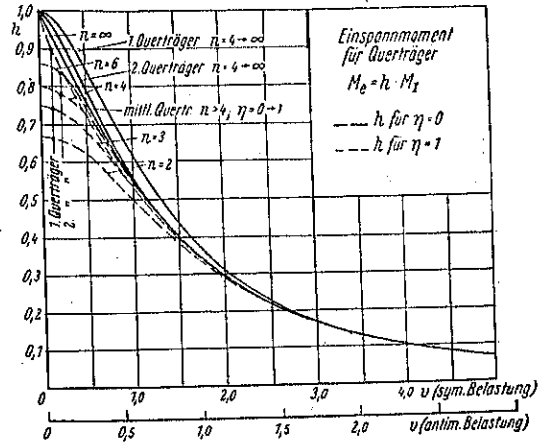
第 21 圖



$v^2 = \frac{1}{\gamma}$, c のマイヤグラフ

横桁を有する橋: $c = \frac{5J\lambda}{lb^4}$, 横桁を有せざる橋: $c = \frac{0.42(1.2)\lambda}{lb^4}$

第 22 圖



v = 一定又は殆ど一定に對して h は第 22 圖から得られる。

2a) 横桁中央の最大曲げモーメントは總ての桁の滿載荷重に依つて得られる。

第 23 圖

$\eta = 1$ に對し $M_{max} = M_0$

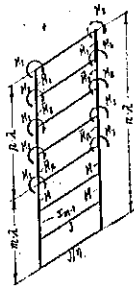
茲に $M_0 =$ 單桁の曲げモーメント

$\eta = 0$ に對し $M_{max} = M_0 - \Delta M$

茲に $\Delta M =$ 橋の滿載荷重の場合の横桁の固定モーメント。

此の固定モーメントは色々に求められる。例へば

$$\left. \begin{aligned} \text{横桁 1: } \Delta M_1 &= \bar{M}_1 - \bar{M}_2 \\ \text{横桁 2: } \Delta M_2 &= \bar{M}_2 - \bar{M}_3 \end{aligned} \right\} \dots (5)$$



茲に \bar{M}_1 は横桁に荷重のかゝつた時の縁横桁と横桁 1 間の主桁の捩りモーメント, \bar{M}_2 は横桁 1 と 2, \bar{M}_3 は横桁 2 と 3 間の主桁の捩りモーメントである。モーメント $\bar{M}_1, \bar{M}_2, \bar{M}_3$ は式 (1) に依り算定される。即ち

$$\left. \begin{aligned} \frac{\bar{M}_1}{K_1 G} \cdot \lambda &= \frac{M_T - (\bar{M}_1 - \bar{M}_2)}{2JE} \cdot l \\ \frac{M_T - (\bar{M}_1 - \bar{M}_2)}{2JE} \cdot l + \frac{\bar{M}_2}{K_2 G} \cdot \lambda &= \frac{M_T - (\bar{M}_2 - \bar{M}_3)}{2JE} \cdot l \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

であるから

$$\bar{M}_1 = \alpha_1 M_T + \alpha_1 \bar{M}_2 = \alpha_1^0 M_T + \alpha_1 \bar{M}_2 \quad \alpha_1^0 = \alpha_1$$

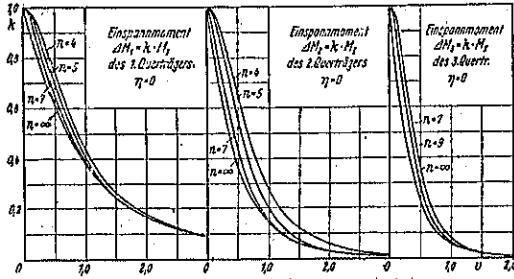
$$\bar{M}_2 = \alpha_1 \alpha_2 M_T + \alpha_2 \bar{M}_3 = \alpha_2^0 M_T + \alpha_2 \bar{M}_3 \quad \alpha_2^0 = \alpha_1 \alpha_2$$

となる。又 n 区間の場合には次式の如くなる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_{n-1} = \bar{M}_n = -x_0^{n-1} M_I + \bar{M}_I x_{n-1} \\ \bar{M}_1 = \frac{x_1^0 - x_1 x_0^{n-1}}{1 - x_1 x_{n-1}} M_I \\ \bar{M}_2 = \frac{x_2^0 - x_2 x_0^{n-2}}{1 - x_2 x_{n-2}} M_I \quad \text{等} \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

多くの場合 v の平均値に対する ΔM 値を第24圖から得る事が出来る。

第 24 圖



2b) 固定断面に於ける最大モーメントは研究すべき横桁以外の總ての横桁の満載荷重に依つて得られる。従つて場合 2a から場合 1) を引けばよい。

3) 主桁の最大振りモーメントは研究すべき徑間迄の總ての横桁の満載荷重に依る。此の場合

$$\frac{M_I - (M + \bar{M}_p)}{2JE} \cdot l = \frac{M}{K_m G} \cdot \lambda = \frac{M(1 - \alpha_m - 1)}{2JE} \cdot l$$

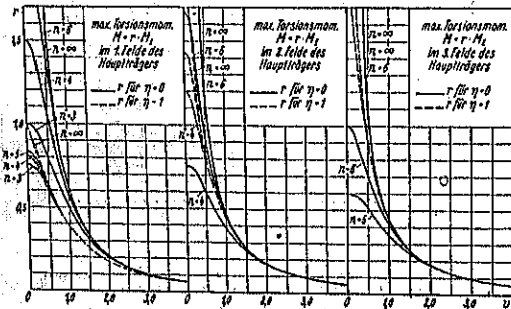
$$\bar{M}_p = (1 - \gamma) x_p^0 M_I - \alpha_p M \quad \text{[式(6)から]}$$

であるから次式の如くなる。

$$M = \frac{1 - (1 - \gamma) x_p^0}{1 - \alpha_p} M_I = r M_I \dots \dots (8)$$

v 一定に對し r は第25圖から得られる。

第 25 圖



B. 集中荷重 $P=1$ 、横桁の中央から距離 ξl に於

ける集中荷重 $P=1$ は對稱及び逆對稱 (antimetrisch) の部分に分れる。主桁の連結點に於ける 曲げ線の接線の水平の場合に次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} +1/2 \text{ と } +1/2 \text{ に對し: } M_I = \frac{l}{2} \left(\frac{1}{4} - \xi^2 \right) \\ +1/2 \text{ と } -1/2 \text{ に對し: } M_{II} = l \cdot \xi \left(\frac{1}{4} - \xi^2 \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots (9)$$

横桁の固定モーメントは次式で示す事が出来る。

$$M_0 = M_0^{sym} \pm M_0^{antisym} = h_1 M_I \pm h_2 M_{II} \dots \dots (10)$$

式(4)に依り
$$h_1 = \frac{\alpha_m + \alpha_p - 2\alpha_m \alpha_p}{1 - \alpha_m \alpha_p}$$

であり。 v 一定に對し第22圖から得られる。

横桁の逆對稱載荷に對し橋の端に於ける主桁の振りモーメント間に次の關係が成立つ。

$$\frac{M_1}{\frac{J}{\eta} \cdot E} \cdot l + \frac{M_2}{K_1 G} = \lambda = \frac{M_2 - M_1}{6JE} \cdot l \quad \text{[式(1)から]}$$

等、従つて

$$\left. \begin{aligned} M_1 = \frac{1}{1 + \gamma + 3v_1^2} \cdot M_2 = \alpha_1' M_2 \\ M_2 = \frac{1}{2 + 3v_2^2 - \alpha_1'} \cdot M_0 = \alpha_2' M_0 \text{ 等} \end{aligned} \right\} \dots (11)$$

となるから h_2 は次式の如くなる。

$$h_2 = \frac{\alpha_m' + \alpha_p' + 2\alpha_m' \alpha_p'}{1 + \alpha_m' \alpha_p'}$$

従つて v に對し前述の $\sqrt{3}$ 倍の大きさの尺度を用ひ、 v 一定に對し第22圖から h_2 を得る事が出来る。横桁の最大正モーメントは中央の P に對し得られる。

最小固定モーメント M_0 は次式に依つて得られる。

$$\frac{dM_0}{d\xi} = 0 = \frac{d \left[h_1 \cdot \frac{l}{2} \left(\frac{1}{4} - \xi^2 \right) + h_2 l \xi \left(\frac{1}{4} - \xi^2 \right) \right]}{d\xi}$$

$$\xi = -\frac{h_1}{6h_2} + \sqrt{\left(\frac{h_1}{6h_2} \right)^2 + \frac{1}{12}}$$

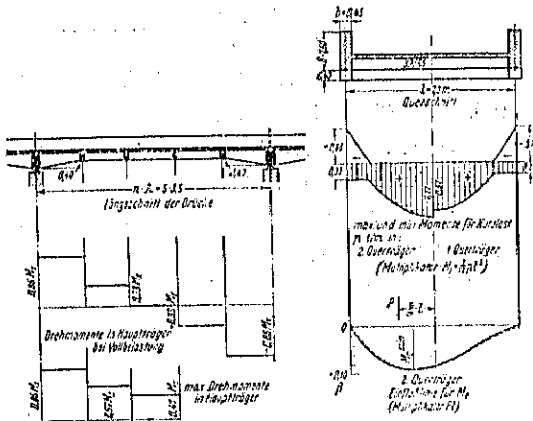
例題 (第26圖)

第26圖に横桁の最小固定モーメント、最大徑間モーメント及び主桁の最大振りモーメント並びに M_0 の影響係数 $\beta (M_0 = \beta P l)$ を示した。點線は主桁の撓みを考へた場合である。

C. 2 主桁間に横桁なく床版のみの場合 此の場合にも前述の方法が用ひ得られる。即ち幅入の床版を横桁と考へればよい。

長 l_m の版の慣性モーメントは

第 26 圖



$$J_1 = \frac{1}{12} \cdot d^3 \cdot (d = \text{版厚}) \quad \text{従つて}$$

$$v^2 = \frac{5J_1 \lambda^3}{Kl} = \frac{0.42 d^3 \lambda^3}{\gamma l b^4} = \frac{1}{\gamma} \cdot c, \quad c = \frac{0.42 d^3}{l b^4} \cdot \lambda^3$$

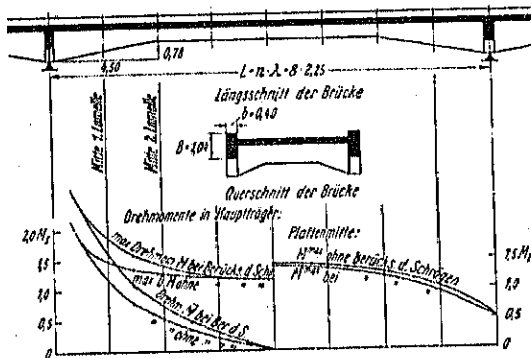
となる。λ=1m に対しては

$$v^2 = \frac{5J_1}{Kl} = \frac{1}{\gamma} \cdot \frac{0.42 d^3}{l b^4} = \frac{1}{\gamma} \cdot \bar{u}, \quad \bar{u} = \frac{0.42 d^3}{l b^4} \quad \text{故に}$$

$$v^2 = v^2 \lambda^2 \quad v = v \lambda$$

となる。v 及び v は第21圖から得られる。

第 27 圖



例題 (第27圖)

最小固定モーメントを求めるのに λ→0 に従つて、v→0 となり Mc→Mr となる。

主桁の捩りモーメントは前述の方法に依つても出来るが又積分を用ひる事が出来る。即ち橋梁支間 L の中央を座標原点とすれば、主桁の捩りモーメントは

$$M = \frac{\sin v \cdot x}{v \cdot \cos v} \cdot M_r \quad (x = \text{原点からの距離}) \quad (12)$$

となる。又床版の固定モーメントは

$$\Delta M = \frac{\cos v \cdot x}{\cos v} \cdot \frac{L}{2} \cdot M_r \quad (13)$$

となる。又版径間の最大曲げモーメントは次式で得られる。

$$M_{\max} = M_0 - \Delta M.$$

ホッチの影響を考慮しない場合とした場合の M, ΔM 及び M を第27圖に示した。

此の方法は横桁に突指を有する場合にも用ひ得られる。たゞ突指が長い又はその上の荷重の大なる時、特に単指の場合には主桁の捩りの影響が大きい事に注意せねばならない。(奥田秩夫)

耐震木床に関する実験

(N. B. Green, A. C. Horner and T. O. Combs, "Tests indicate design methods for earthquake-proof timber floors." E. N. R. June 20, 1935, p. 871~875.)

石工支持壁を有する構造物の耐震耐風設計には次の考慮が必要である。即ち

- 1) 側壁に垂直な地震荷重により、石工中に危険な應力を生ぜしめる撓み d 以上の撓みを生じない様に側壁を設計する事。
- 2) 撓み d を超過する事なしに側壁から端壁へ荷重を傳達し得る隔板を設計する事。
- 3) 隔板と側壁との離着を引張力又は壓縮力に耐える様設計する事。
- 4) 隔板と端壁との結合を剪断力に耐える様に設計する事。
- 5) 剪断力に耐える様端壁を設計する事。

此等の條項を研究する爲に行つた実験結果に就て述べる。(この一部の結果は既に E. N. R., Feb. 1, 1934, p. 143 に述べられてゐる)。

1. 設計の細部

石工壁を有する構造物の隔板として作用する木床の実験結果から設計の細部に對し次の結論が得られてゐる。

側壁: 經驗に依れば各階の許容最大撓みを高さに應じ單に 1/4~1/3 in と假定して設計すればよい。此の場合石工に龜裂を生じるも摩擦により形を保つてゐる。

理論的には基礎で固定され、各階で彈性的に支へられた垂直桁と考へ龜裂の生じない様設計出来る。

隔板: 支間 L, 幅 b 及び全等分布荷重 F の下に、最大撓み d を超過しない構造に設計しなければならない。

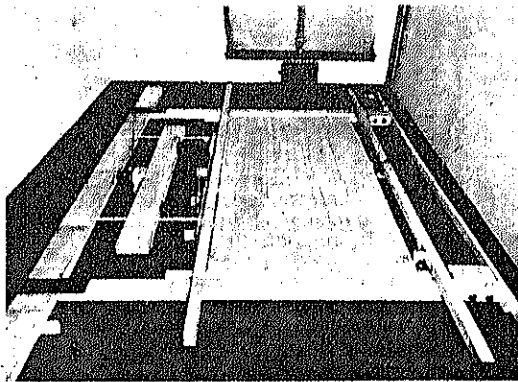
勿論側壁と隔板とは無関係にえらぶ事は出来ない。

基礎着： 壁と木床との結合には木帯と端壁との結合と、切込塊と側壁との結合の2つが考へられる。前者には剪力が作用し、後者には引張力又は壓縮力が作用する。

2. 4分1模型実験

Long Bench 木床の4分1の模型で、所謂標準木床と稱する構造を有するものである。実験装置は第28圖に示す。

第28圖 実験装置

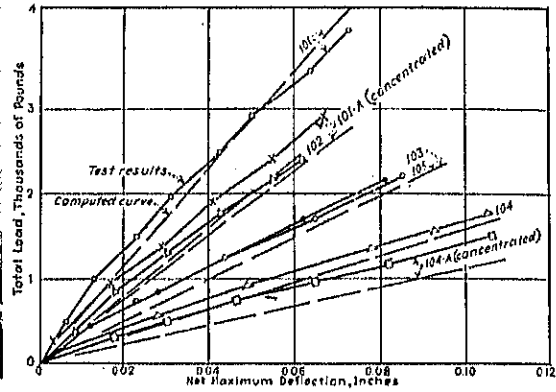


となり、等分布荷重のかゝつた場合は

$$d = \frac{WL}{8bE_s} + \frac{5WL^3}{32b^3E_m} \dots (3)$$

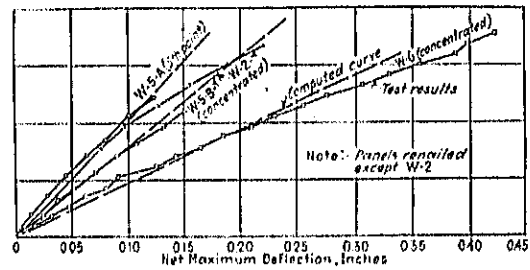
となる。但し W は全荷重 (lb), L は支間 (ft), b は幅 (ft), E_s 及び E_m は夫々剪断係数及び直應力係数である。此の実験の場合には E_s=24,900, E_m=118,700, E_s/E_m=0.219 であつた。此の値を用ひて計算した値と実験の結果得た値とを第29圖に示した。大體に於て良く一致してゐる事がわかる。

第29圖 木床の1/4模型の撓みの観測及計算値



3. 現寸木床実験

第30圖 現寸木床の撓み曲線



第4表

Test No.	Panel Dimensions		Ratio L/b	Load Applied At
	Length, L	Breadth, b		
101	10'-0"	6'-0"	1.67	5th points
101-A	10'-0"	6'-0"	1.67	Center point
102	10'-0"	5'-0"	2.0	5th points
103	10'-0"	4'-0"	2.5	5th points
104	10'-0"	3'-4"	3.0	5th points
104-A	10'-0"	3'-4"	3.0	Center point
105	8'-4"	3'-4"	2.5	5th points
106	6'-8"	3'-4"	2.0	5th points
107	5'-0"	3'-4"	1.5	5th points
108	3'-4"	3'-4"	1.0	5th points

10x8ft の原形のを第4表に示す様に次々に切斷して実験した。各実験に於て荷重撓み線を畫いたが最大荷重は次の実験に差支へる残留破壊の生じない程注意した。その結果、実験105迄は後の実験が前の載荷の影響を受けなかつた事がわかつた。実験106は荷重をかけすぎた様で、実験106, 107及び108の結果は疑問を存する。

此の組合木床を一定の弾性々質を持つたものと考えらるならば、荷として解く事が出来る。従つて1/5點に荷重のかゝつた時の撓みは

$$d = \frac{3WL}{2bE_s} + \frac{WL^3}{5.9b^3E_m} \dots (1)$$

となり、中央に荷重のかゝつた場合は

$$d = \frac{WL}{4bE_s} + \frac{WL^3}{4b^3E_m} \dots (2)$$

第5表

Load (lb)	Width of Floor (in) in Ft														
	10	15	23	33	50	75	100	150	200	300	400	500	750	1000	1500
20	0076	0076	0123												
25	0133	0087	0091	0070											
30	0204	0114	0246	0216	0055										
35	0286	0185	0322	0299	0214	0090									
40	0384	0282	0452	0429	0322	0216	0094								
45		0351	0276	0448	0395	0200	0205								
50		0444	0409	0491	0434	0321	0201	0208	0054						
60		0578	0568	0516	0429	0419	0132	0108	0091	0069					
70		0723	0723	0585	0421	0377	0302	0165	0157	0102	0081				
80			0831	0709	0574	0495	0365	0242	0198	0114	0113	0093			
90				0914	0633	0593	0440	0344	0278	0199	0133	0123	0104		
100					0763	0643	0518	0376	0302	0207	0161	0135	0116		
120						0858	0618	0476	0382	0262	0207	0161	0135	0116	
140							0958	0659	0474	0348	0264	0217	0173	0141	
160								0946	0488	0324	0242	0214	0169	0139	0116
180									0515	0316	0222	0187	0141	0100	0081
200										0479	0278	0186	0141	0094	0081
250											0327	0217	0148	0109	0081

現寸木床実験を Los Angeles の 37th Street School 教室の床で行ったが、その結果は第 30 圖に見る如く式 (1) 及び (2) に依り計算した理論的荷重撓み曲線と非常によく一致してゐる。但し常数 E_s 及び E_m は E_s/E_m が既知であれば実験結果を式 (1) 又は (2) に代入して求める事が出来る。

第 5 表は等分布荷重 100 lb/ft を受けた場合の標準木床の撓みを示したものである。第 31 圖から等分布荷重 1 lb をうけた任意の形の木床の撓みを知る。従つて此の単位撓みに全荷重を乗ずれば實際の撓みが出る事になる。

4. 結 論

- 1) 適當な構造を有する木床は撓みに對する限りは横曲げ力に對し單桁と同様に作用する。その撓みは実験に依る弾性係数を均質な桁の弾性式に用ひれば極めて近似的に得られる。
- 2) 少くも 4 回迄の繰返し荷重に依つては木床に累進的撓み又は外觀上の破壊を來さない。
- 3) 漆喰天井は貧弱な木床の剛度を非常に増大する。
- 4) 木床の適當な構造は木床の横荷重に對する剛度に非常に重要であつて、構造物の横安定度は横荷重の側壁から端壁への傳達に關係する所が大である。

(奥田秋夫)

鐵筋コンクリート版橋と丁桁橋との比較

(Karl H. Meyer, "Eisenbetonplattenbrücken." B. u. E. 20. Juli 1935, S. 217~220.)

従來多くの文獻に就ては、鐵筋コンクリート道路橋に於ける版橋と丁桁橋との經濟的限界はスパン 5 m であり、之以上のスパンになれば、自重が急に増大するために版橋は丁桁橋に比べて著しく不經濟になるものと説明されて居るが、之は今少し検討を要する事柄である。

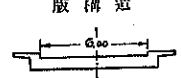
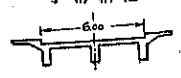
跨線橋、立體交叉の道路橋又は高架自動車道路の橋梁等に於ては、橋梁それ自身の工費は全工費に比較すると極めて僅少で

あつて、橋梁前後の取付道路、築堤等の土工費及び用地費、或は橋臺及びその基礎工事費等が全工費の大部分を占める。此の様な場合に橋梁それ自身を最も經濟的にするために、丁桁構造を採用すればその目的を達することが出来るが、最も經濟的な丁桁橋では一般にその厚さが大になり、これが爲に道路面が高くなり、従つて橋梁前後の取付部分に於ける工費が著しく大となつて、全體として不經濟になる場合が多い。之に反して版構造を採用すれば、丁桁構造に比べて一般に鐵筋量は増大するがコンクリート量が小になり、且つその厚さが丁桁の有効高さより著しく小になるために、橋梁以外の部分に於ける工費を軽減し、假令橋梁自身の工費は些少大になつても、全工費を却つて小にすることが出来、且つその厚さが薄いために massive な外觀を與へず輕快な感じの橋梁を得ることが出来る。此のやうな環境の橋梁に於ては、スパン 8~10 m 位までは丁桁構造にするより版構造にする方が有利である。

假令桁下空間に何等の制限が無くても、橋梁以外の部分に全然無關係に橋梁を設計し得る場合は極めて少い。況して上記のやうな場合に版橋と丁桁橋とを比較するときには、橋梁だけに就て比較するのは誤りであつて、橋梁以外の部分の工費をも含めて比較しなければならぬ。

實際に作られた版橋に就て見ても、桁下空間に制限がある場合には、スパン 8~10 m までは丁桁橋よりも遙かに有利である。或る實例に就て計算した結果は第 6 表である。荷重としては 1 等橋の荷重を採用し、コンクリートの許容應力 60 kg/cm²、鐵筋の單價は 260 RM/t、コンクリートの單價は之に必要な型枠費を加算して版橋では 85 RM/m³、丁桁橋では 40 RM/m³ とした。丁桁橋では一般の施工が版橋に比べて面倒になり、且つ所々に拱桁を設けるのであるが、之等に依る工費の増額は全然無視した。第 6 表に就て見ると、橋梁以外の部分に於

第 6 表 版橋と丁桁橋の長さ 1 m 當りの工費の比較

スパン m	版 構 造				丁 桁 構 造				版と等厚にした場合				最も經濟的に設計した場合			
																
	a	コンクリート	鐵筋	合計	a	コンクリート	鐵筋	合計	a	コンクリート	鐵筋	合計	a	コンクリート	鐵筋	合計
cm	RM	RM	RM	cm	RM	RM	RM	cm	RM	RM	RM	cm	RM	RM	RM	
5	32	50	52	103	31	54	90	144	70	66	61	127	70	66	61	127
8	48	72	64	160	48	68	142	200	100	78	74	150	100	78	74	150
10	62	91	114	205	62	64	146	210	120	84	84	168	120	84	84	168
12	80	115	128	238	80	70	148	218	150	96	91	187	150	96	91	187

ける工費が等しい場合、即ち版の厚さ d と丁桁の高さ d とが等しい場合には、スパン 10m までは確實に版橋の方が有利である。丁桁をそれ自身として最も経済的に設計した場合には、スパン約 6 又は 7m が限界になるが、表に示すが如く d が大になるので、橋梁前後の土工費、従つて全工費の増大を豫期しなければならない。コンクリートの単價が安くなれば、上記のスパンの限界値は更に大きくなるであらうし、またスパンが大きくなれば版橋と丁桁橋とに於けるコンクリートの単價の開きが増大し、版橋の方に有利になることを見逃してはならない。

上記の比較はすべて両端単純支承としての比較であるが、事情が許せば、版の両端を橋臺に固定するのが得策である。橋端を橋臺に埋込むことは、丁桁構造では可成り面倒であるが版構造では簡単に出来る。このやうにしても両端完全固定と考へるのは妥當でなく、所謂半固定と考ふべきであつて、径間モーメントは単純支承の場合の $2/3$ 位と採つてよい。版の端には勿論負のモーメントが起るが、之に對しては剪斷力に對して曲げ上げた版の主鉄筋を有效に利用することが出来る。更に、こ

のやうにすれば兩橋臺が版に依つて結合され、全體として面狀の構造物になるから、獨立橋臺に比べて橋臺の厚さを薄くすることが出来る。以上のやうにすれば假令桁下空間に制限がない場合でも、スパン 8m までは版構造の方が確實に経済的であると考へる。

(福田武雄)

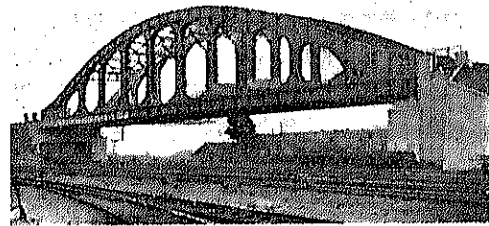
世界各國に於ける最近の橋梁

(Bulletin No. 3 of the International Assoc. for Bridge and Structural Engg., June 1935.)

第 32, 33 圖：白耳義の Schooten に於て Albert 運河に架せられた 道路橋であつて、主徑間はスパン 63m のフィレンデール橋である。工場に於ける接目はすべて之を銲接したが、現場接目はすべて之を鉋結した。全鋼重は 333 t, 1934 年架設。Ossature Mécanique 1034, No. 9 参照。

第 34, 35 圖：白耳義・ブラッセル・アントワープ間 Malines に於ける複線鐵道橋であつて、スパン 89.54m のフィレンデール橋である。上部對風構には斜材を使用

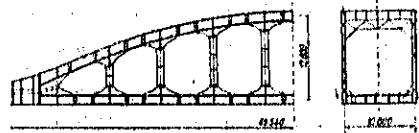
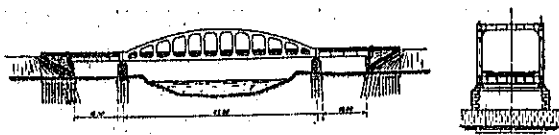
第 32 圖 白耳義 Schooten に於ける 道路橋全景



第 34 圖 白耳義 Malines に於ける 鐵道橋全景

第 33 圖 白耳義 Schooten に於ける 道路橋一般圖

第 35 圖 白耳義 Malines に於ける 鐵道橋一般圖



第 36 圖 白耳義 Hérenthals に於ける 鐵道橋



しなかつた。全部鉚結構造で鉄の總數約 21 700 本, St. 37 を使用し, その全鋼重は 1 460 t, 1934 年架設。Os-sature Métallique 1934, No. 11 参照。

第 36 圖: 自耳義の Hérenthals に於て Albert 運河に架せられた鐵道橋であつて, 複線用のものと, 單線用のものと並べて架設せられた。一般寸法は兩者とも同じである。主徑間はスパン 89.54m のフィレンデル橋, 兩側徑間はスパン 33.20m の鉚桁である。全鉚結構造で, 材料は St. 37, 全鋼重 3 200 t, 1934 年架設。Os-sature Métallique 1934, No 11 参照。

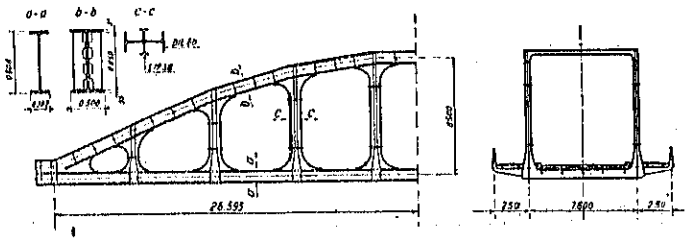
第 37, 38 圖: 和蘭の Nuth に於て Sittard-Herzogenrath 間の鐵道線路を横切つて架せられた道路橋で, 車道の有效幅員 6m, 全幅 13.80m スパン 53.20m のフィレンデル橋である。全電氣鉚接にした。床は全部鐵筋コンクリート版にし, 之に依つて下部の對風樁を省略し得た。

第 39, 40 圖: 伊太利國境に近き瑞西の Giubiasco

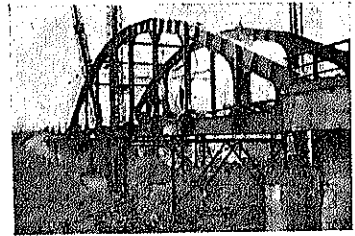
と Sementina 兩町間に於て Tessin 溪谷 (伊名: Valle Leventina) に架せられた道路橋で, 幅員は 0.3+4.9+0.3m, 主徑間はスパン 70.7m の梯形アーチ (Stabbogen) である。その兩側の長さ 2.9m の片持梁は側徑間の鉚桁を支へる。アーチの相剛桁は全電氣鉚接であり, 吊材とアーチには 壓延形鋼をそのまま使用した。現場接目はすべて鉚結した。材料は St. 37, 全鋼重は約 340 t そのうち主徑間は 165 t である。1933 年に架設した。

第 41, 42 圖: 和蘭 Hattemerbroek に於て Yssel (Ijssel) 河に架せられた單線鐵道橋である。本橋の橋脚は既に複線用のものが作られてゐて, 従來その片側に舊式の單線鐵道橋が架せられて居たが, 今般新橋を其の片側に増設したものである。本橋は工場に於て重量 330 t, 長さ 88m 以下の部分々々に組立てた後, 之を水路によつて現場まで 350km を運搬した。主徑間はスパン 73.08m の梯形アーチ 2 連であるが, 第 4 及び第 5 橋脚間の舟航を妨害しないために, 兩者とも第 5 及び第 6

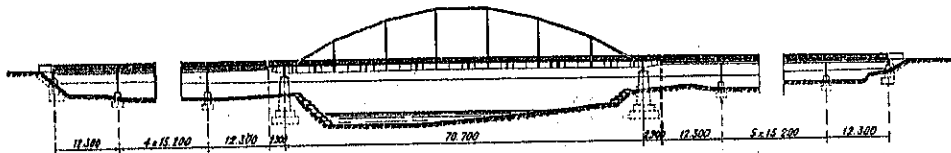
第 37 圖 和蘭 Nuth に於ける跨線橋一般圖



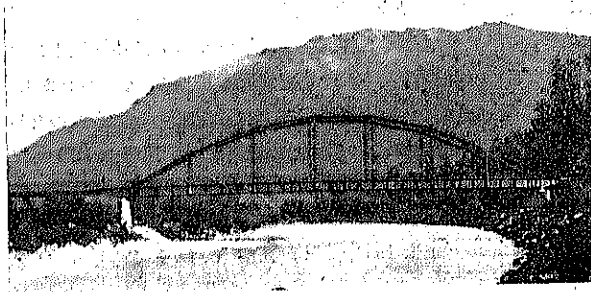
第 38 圖 和蘭 Nuth に於ける跨線橋の架設



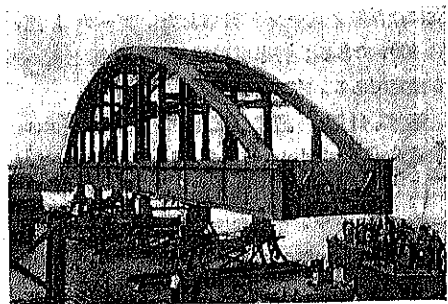
第 39 圖 瑞西 Tessin 橋梁一般圖



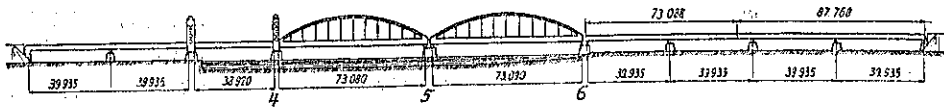
第 40 圖 瑞西 Tessin 橋梁全景



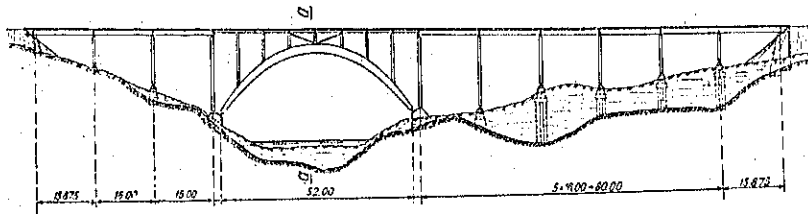
第 41 圖 和蘭 Yssel 橋梁の架設



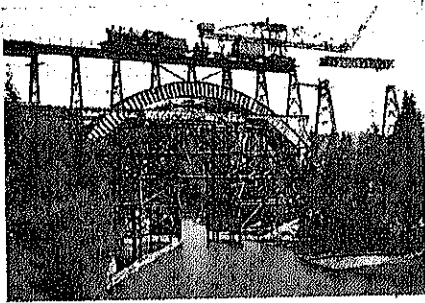
第 42 圖 和 蘭 Yssel 橋 梁 一 般 圖



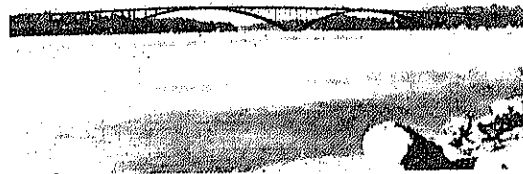
第 43 圖 諾 威 Gjerstadelven 橋 梁 一 般 圖



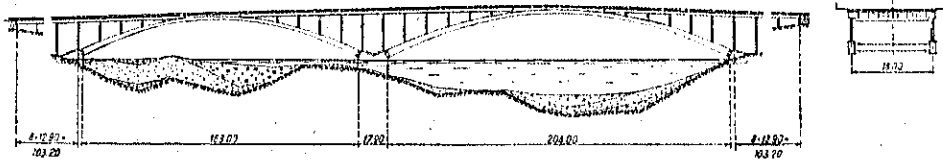
第 44 圖 諾 威 Gjerstadelven 橋 梁 的 架 設



第 45 圖 瑞 典 Mälär 湖 橋 梁 全 景



第 46 圖 瑞 典 Mälär 湖 橋 梁 一 般 圖



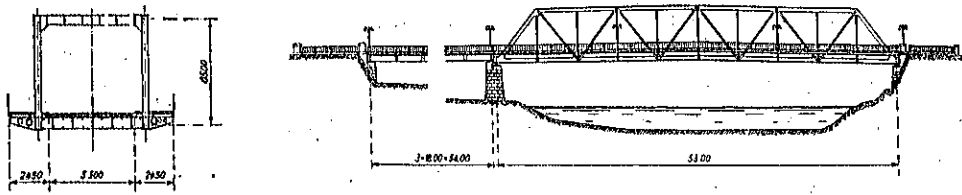
橋脚の間で組立て、第 4 及び第 5 橋脚間のアーチは第 41 圖の如くボンツーンに依つて架設した。アーチの組立には浮船クレーンを利用した。アーチ 1 連の重量は約 400t である。將來現存橋を新橋と同じもので架換へる豫定である。Staal 1935, No. 1 参照。

第 43, 44 圖：諾威の Kongsberg-Kristiansand 間の鐵道が Gjerstadelven を横切る所に架せられた單線鐵道橋で、主徑間はスパン 52m, 高さ 16.9m の 2 鉸リブアーチである。アーチは假構に依つて組立てたが、その上部及び側徑間の鈹桁は起重機車に依つて架設した。材料は St. 37, 全鋼重 400t, 1934 年架設。Meddelelser fra

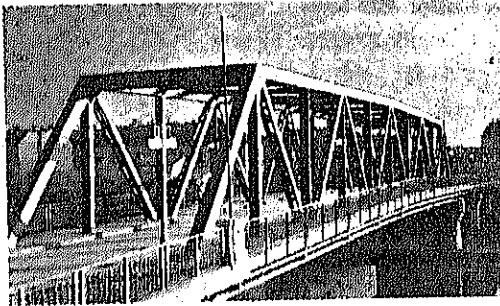
Norges Statsbaner 1934, No. 5 参照。(譯者註：アーチの頂部にある斜材は之に依つて制動荷重に抵抗する意圖のものと思はれる)。

第 45, 46 圖：瑞典 Stockholm の Mälär 湖上に架せられた幅員 2.5+10.0+2.5m の道路橋で、スパン 204m 及び 108m の兩端固定リブアーチである。舟航のための橋下高さは 24m, 兩側の陸橋の橋脚間隔は 12.9m である。材料は St. 52 及び St. 44 を使用し、部分的に銻接した。全鋼重は 7000t, 1935 年秋に開通する。Die Bautechnik 1934, p. 507 及び V. D. I. 1935, p. 11 参照。

第 47 圖 匈牙利 Győr に於ける全電氣銲接 Raba 橋一般圖



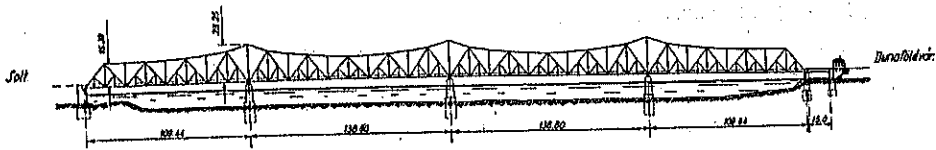
第 48 圖 匈牙利 Raba 橋全景



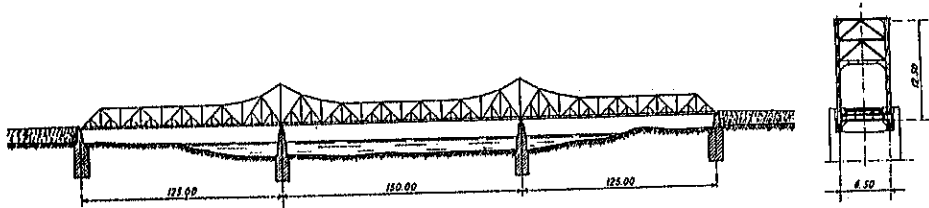
第 49 圖 匈牙利 Dunaföldvár 橋梁全景



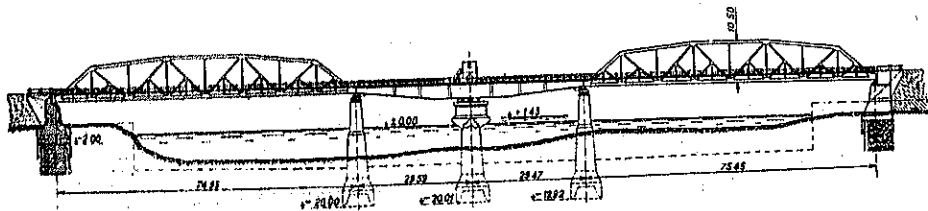
第 50 圖 匈牙利 Dunaföldvár 橋梁一般圖



第 51 圖 ユーゴスラヴィヤ Raca に於ける Königin Marie 橋



第 52 圖 ラトヴィヤ Riga に於ける Milgravis 橋一般圖



第 47, 48 圖: Wien-Budapest 間の自動車道路が
 匈牙利 Győr に於て Raba 河を横切る所に設けられた
 全電氣鉚接のトラス橋である。スパンは 58 m, 材料は
 St. 37, 鋼重は 110 t である。全部鉚結するのに比べると約 15% 軽くなった。洪水敷にはスパン 18 m の鉄
 筋コンクリート径間 3 個を設けた。1934 年架設。Stahl-
 bau 1935 参照。

第 49, 50 圖: 匈牙利 Dunaföldvár に於てドナウ河
 上に架せられた 4 径間連続の道路兼鐵道橋である。ス
 パンは 109.4+136.8+136.8+109.4 m で, 車道の有效幅
 員は 5.5 m, 中央に單線の鐵道がある。主樑の兩外側に
 1.5 m の歩道を設けた。珪素鋼を使用し, 全鋼重 2 810 t,
 橋脚は壓氣潜函で施工したが, 將來に於ける橋脚沈下を
 豫想して, 主樑の支承を水壓ジャッキで扛上げ得るやう
 にした。1929-1930 年の架設。Technika 1930, No. 23
 及び Science et Industrie 1935 参照。

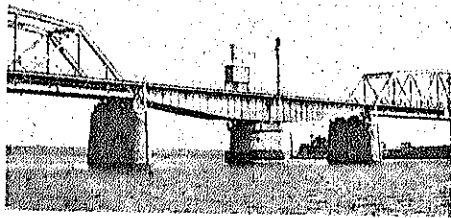
第 51 圖: ユーゴスラヴィヤの Raca に於て Save
 河に架せられた道路橋 “Königin Marie” 橋である。
 径間 125+150+125=400 m のゲルバー型 3 径間連続
 構橋であつて, 中央の suspended span は 50 m であ
 る。全鋼重 2 300 t, 1931~1934 年架設。

第 52, 53 圖: ラトヴィヤ Riga に於ける道路橋であ
 る。幅員は 1.5+6.0+1.5 m, 兩側はスパン 75.45 m の
 トラス, 中央に長さ 59 m の鉸桁旋開橋を設けた。橋臺
 は木杭基礎, 橋脚は鉄筋コンクリート潜函基礎である。
 旋開橋の橋脚の上部を中空にし, 變壓器其他を收容し
 た。材料は St. 37, 固定径間の鋼重は 648 t, 旋開桁は
 177 t, 機械設備 50 t である。閉開に要する時間は, 電氣
 運轉のときには 12 分, 手働では 60 分かゝる。

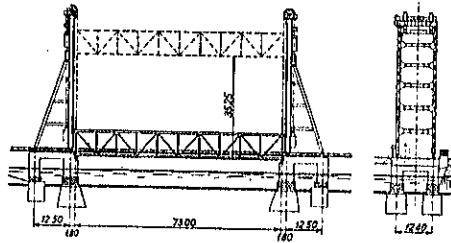
第 54 圖: 獨逸 Hamburg 近傍に於て Elbe の枝
 川 Rothe に架せられた道路兼鐵道用昇開橋である。ス
 パン 73 m, 昇程 35.25 m, 鋼重 620 t, 1934 年架設。Die
 Bautechnik 1934, No. 51 参照。

第 55 圖: 佛蘭西 Marseille の Pinède に於ける
 Scherzer 式の双葉跳開橋である。スパン 75 m, 幅員
 1.45+6.1+1.45 m の道路兼鐵道橋であつて, 各葉を單獨
 に動かすことが出来る。動かすべき重負は各葉に就き
 約 600 t, このうちの 2/3 は對重である。旋開橋の移動
 部分には St. 54 を使用し, 其他の部分には St. 42 を使
 用した。架設は全開の姿勢の起重機船に依つて施工し
 た。Journal de la Marine Marchande 1934, 1. Aug
 No. 2 参照。

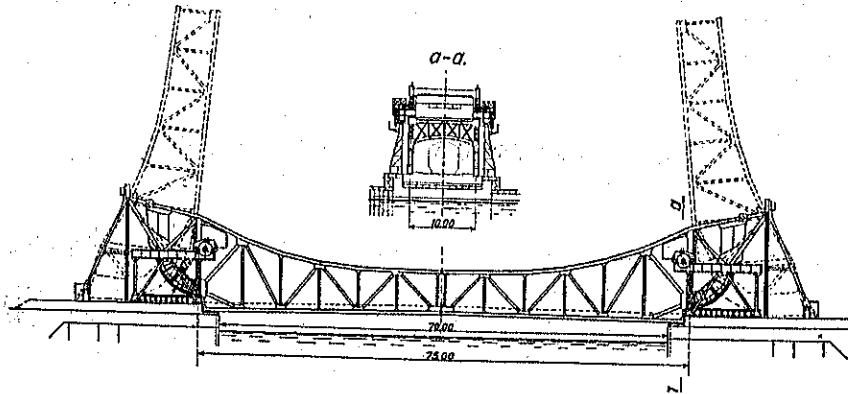
第 53 圖 Milgravis 橋旋開径間



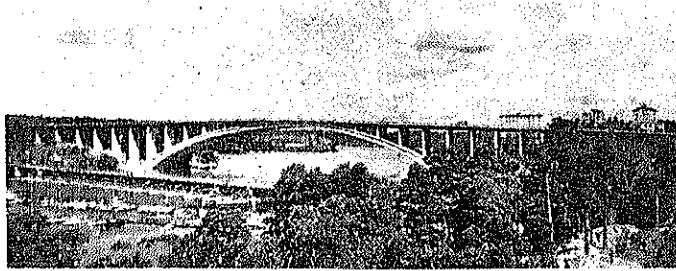
第 54 圖 Hamburg の Rothe 昇開橋



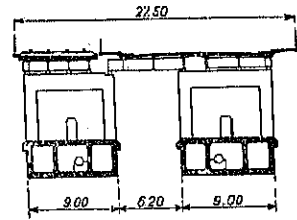
第 55 圖 Marseille, Pinède に於ける跳開橋



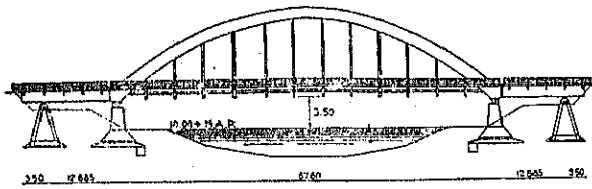
第 56 圖 瑞典 Stockholm の Traneberg 橋全景



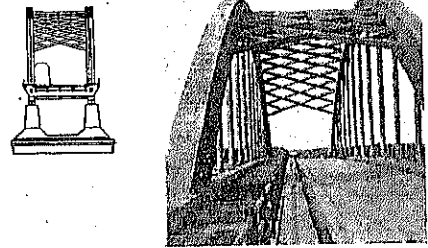
第 57 圖 Traneberg 橋断面圖



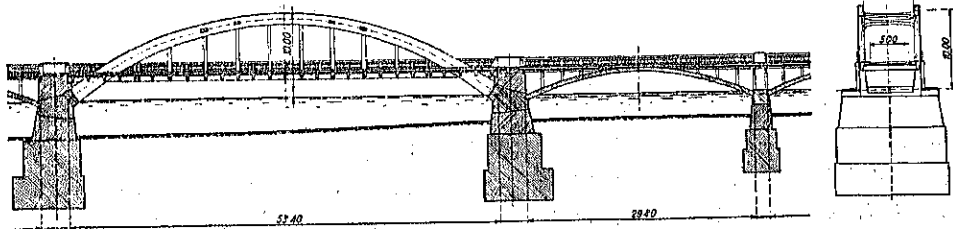
第 58 圖 和蘭 Twenthe Canal 橋一般圖



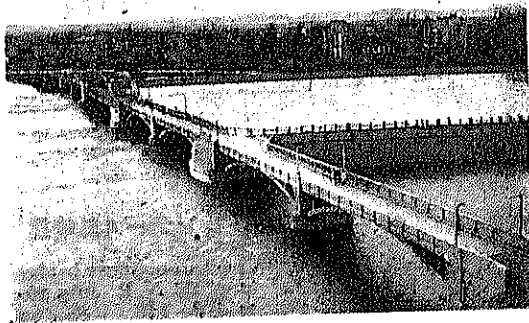
第 59 圖 Twenthe Canal 橋



第 60 圖 チェコスロヴァキヤ Pistany に於ける Váh 川橋梁一般圖



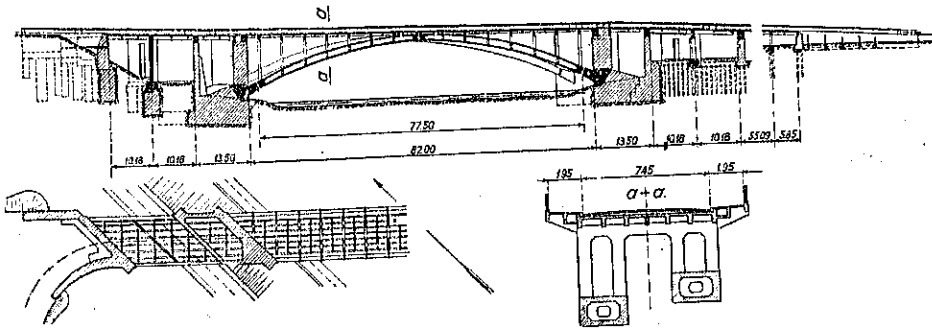
第 61 圖 Pistany に於ける Váh 川橋梁全景



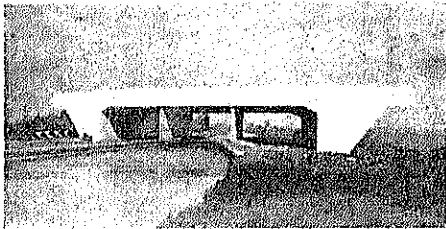
第 62 圖 Karlsbad, Masaryk 橋



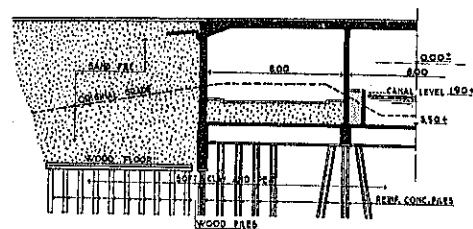
第 63 圖 チェコスロヴァキヤ Karlsbad に於ける M saryk 橋一般圖



第 64 圖 和蘭 Moerkapelle のラーメン橋



第 65 圖 Moerkapelle ラーメン橋断面圖



第 56, 57 圖: 瑞典 Stockholm の Tranebergsturd の入江に架せられた全長 545 m の道路兼鐵道橋である。幅員は道路 19 m, 複線鐵道 8.5 m, 合計 27.5 m である。主徑間はスパン 181 m の鐵筋コンクリートアーチで、その断面は第 57 圖に示すが如き 2 個の箱形リブから成つて居る。側徑間はすべて鐵筋コンクリート橋脚の上にスパン 13 m の銲接鋼板桁を架設した。鋼製拱架を使用した。1934 年に完成。B. u. E. 1933, p. p. 293, 309; Schw. Bztg. 1933, p. 302; Engineer 1933, p. 261; Eng. News-Rec. 1934 参照。

第 58, 59 圖: 和蘭の Exel 近傍に於て Twenthe 運河に架せられたスパン 67.6 m の鐵筋コンクリートタイドアーチである。道路兼鐵道橋であつて、築材には St. 52 の鋼を使用した。その許容應力は 2100 kg/cm² である。(譯者註: 菱形對風構は此種の橋梁の美觀の問題に於て一つの注目すべき設計と思はれる)。De Ingénieur 1933, No. 23 参照。

第 60, 61 圖: チェコスロヴァキヤの Pistany に於て Váh 河上に架せられた幅員 7.3 m の道路橋である。主徑間はスパン 52 m の兩端固定鐵筋コンクリートアーチの下路橋で、側徑間はすべてスパン 29 m の上路鐵筋コンクリートアーチである。1930-31 年の架設。

第 62, 63 圖: チェコスロヴァキヤ Karlsbad に於て Ohre 河に架せられた Masaryk 橋である。有効幅員

11.35 m, スパン 82 m, 高さ 9.5 m の鐵筋コンクリート 2 鉸アーチで、アーチリブの断面は圖のやうに箱形である。可成り鋭角の斜アーチである。B. u. E. 1933, No. 7~9 参照。

第 64, 65 圖: 和蘭の Moerkapelle 附近に於て某運河に架せられた道路橋である。運河の水面は附近の地表面より高くなつて居る。本橋は鐵筋コンクリート桁の上に設けられた有底箱形の鐵筋コンクリートラーメンであつて、その縦断面は第 65 圖に示すが如く、中央に運河を通じ、その兩側に道路を造つた。點線は從來の地盤を示すものである。取付築堤は木杭基礎の上に造つた木床の上に築造した。それは築堤の重量に依つて橋梁の下部及び其の附近の軟弱なる地盤が水平移動するのを防ぐためである。1934 年の架設である。

(福田武雄)

ベルギーのフィーレンデル結構橋

(L. G. Rucquoi, "Vierendeel truss bridges" popular in Belgium." E. N. R. July 25. 1935, p. 116~118.

ベルギーの橋梁道路省に於て最近 2 年間に部分又は全電弧銲接のフィーレンデル橋が 25 橋架設された。又鐵道の方でも多くの鉸結フィーレンデル橋を架設し

第 7 表 ベルギーに於ける電弧銲接フィーレンデル橋

	Location	Built	Span, Ft.	Trusses, Ft. C. to C.	Number of Panels	Max. Depth C. to C. of Chords, Ft.	Type of Field Joints	Weight of Span, Tons	Weight of Trusses, Tons
1	Lanayo (Albert Canal)	1932-1933	208	29	12	28.3	riveted	309	187
2	Schouten near Antwerp No. 39 (Albert Canal)	1933	192	29	12	26.2	riveted	295	166
3	Schouten near Antwerp No. 40 (Albert Canal)								
4	Herenthals "C" (Albert Canal)	1934	175	29	12	24.4	welded	222	121
5	Lanaken-Smeermans (Vriegden-Neerharen Canal)	1934	166	29.6	10	23	riveted	200	146
6	Lanklaar (Zuidwillemsvaart)								
7	Dorholt I (Junction Canal Meuse R. to Schelde R.)	1934	167.5	17.1	10	19.8	welded	103.5	59.5
8	Eiden II - (Zuidwillemsvaart)	1934	149	26.5	10	20.7	welded	145	94.3
9	Dilcen								
10	Neerostoren								
11	Brée								
12	Doelvelt II								
13	Kraillie (Junction Canal Meuse R. to Schelde R.)								
14	Lille-St. Hubert								
15	Lommel No. 9								
16	Lommel No. 12								
17	Herenthals "A" (Albert Canal)	1934	149	29	10	22.9	welded	181	97
18	Gheel No. 18 (Albert Canal)	1934	149	15.3	10	16.8	welded	95	62.7
19	Gheel No. 19								
20	Oelen No. 20								
21	Herenthals No. 21								
22	Dudzele No. 1 (parallel canals of Helsinki and	1934	104.5	29.6	8	13.9	welded	408	56
23	Dudzele No. 2 (Schlipdonski)								
24	Zutanolael (Albert Canal)	1935	206	29	12	28	welded	448	283
25	Gheel No. 17 (Junction Canal Meuse R. to Schelde R.)	1935	148	29.6	10	20.6	welded	214.5	140
26	Mex No. 14							244	162

All spans are shop-welded.

Tons of 2,000 lb.

Note--Bridges 1 to 21 incl. are highway structures; 22 to 26 are railroad bridges.

た。その他多くのコンクリートのフィーレンデル橋が架設されてゐる。

A. Vierendeel は所謂“静定”結構の設計々算の不確かさを痛感した。普通の結構は格點が鉤結されてゐるにも拘らず、ピン結合として計算され、格點の剛度は無視され、又二次應力に対する考慮が拂はれておない。そこで Vierendeel は斜材のない全然新しい結構を提案した。

最初のフィーレンデル橋が 1897 年に試験用として建造された(第 67 圖)。それは支間 96ft の単線鐵道橋であつて、非常なる強度と剛度とを示した。試験の結果、445 もの等布荷重、即ち設計荷重の 2.73 倍で破壊した。従つて Vierendeel 橋は普通の結構と殆ど同等のもののみなされた。

その後 1930 年迄に鐵道及び道路に対する約 30 のフィーレンデル橋がベルギーに於て架設された。ベルギー領 Congo に於ても 1923~1931 年に 23 の鐵道橋が架設され、その最長のものは支間 220ft の Bushimale 橋である。

フィーレンデル鋼橋は長徑間の場合特に普通の結構よりも鋼重が小であり、計算を正確にし許容應力を増す時はもつと減少する。隅銀を圓形に仕上げる事が困難なので、之がフィーレンデル鋼橋を用ひる事を邪魔した。それで一時 Vierendeel 橋は鐵筋コンクリートの方に多く用ひられた。それは部材及び格點の剛度の大きい

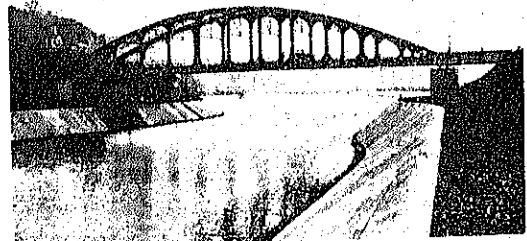
事が理論と合致し、又格點を固めても型枠及び鐵筋の施工を困難ならしめないからであつた。

然るに最近電弧銲接技術が進歩した爲、フィーレンデル鋼橋が完成されるに至つた。1932 年支間 208ft の Albert Canal に架る Laye 橋が最初の電弧銲接フィーレンデル橋として入札に出された。此の橋は非常な成功を納めた爲、大部分の新橋は工場銲接のみの、或は最近に至りては全電弧銲接のフィーレンデル橋として架設された(第 7 表参照)。

銲接及び瓦斯切断を用ふれば、フィーレンデル橋の部材及び接合點の工作が非常に簡單になる。部材は壓延又は集成 H 断面である。連續銲接を用ひる。試験結果に依れば、Vierendeel の計算と實際の應力とがよく一致し、又接合點は衝撃に對し抵抗が大である。

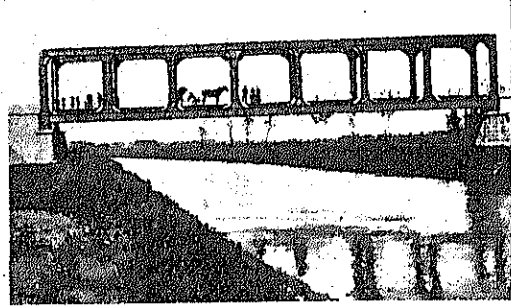
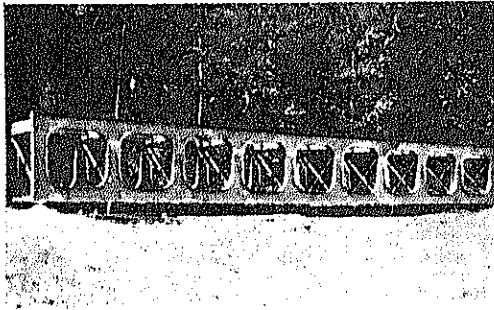
第 66 圖

最初の電弧銲接フィーレンデル結構、Albert Canal に架る Lanayo 橋。支間 208ft。工場銲接及び現場鉤結。



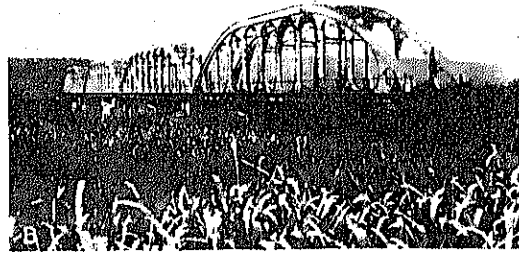
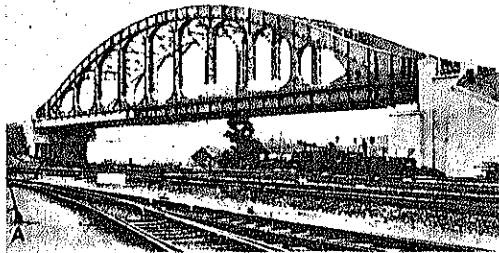
第 67 圖

最初のフィーレンデール橋。左：1897年の実験用橋梁。右：支間 128ft の最初の實用橋。1901年 Avelghem に架設。大戦中に破壊さる。



第 68 圖

鐵道及び道路フィーレンデール橋。A: 支間 274ft (フィーレンデール橋最大のもの) の Malines に於ける鉸結片線鐵道橋。B: 1925年架設のベルギー領 Congo の Bukuma 鐵道橋。鉸結支間 180ft 4 連。C: 最初の全電氣鉸接フィーレンデール橋。1934年架設。支間 175ft。Albert Canal に架る。D: Tournai 近く Schelde 河に架るコンクリート・フィーレンデール橋。中央支間 95ft, 兩側支間 40ft。



ベルギーの鐵道に於ては最近多くのフィーレンデール橋が架設された。總て鉸結に依るもので、鉸接は未だ用ひられず、目下衝撃に對する鉸接の作用を實驗中である。(奥田秋夫)

Universität 橋を改築したもので Oder 河が Nordoder 河及び Süderoder 河に分岐する所に架る。花崗岩の橋脚に依り Süderoder に 2 徑間, Nordoder 河に 3 徑間都合 5 徑間に分たれ、徑間は夫々 20.80m である。

Breslau に於ける Universität 橋の改築

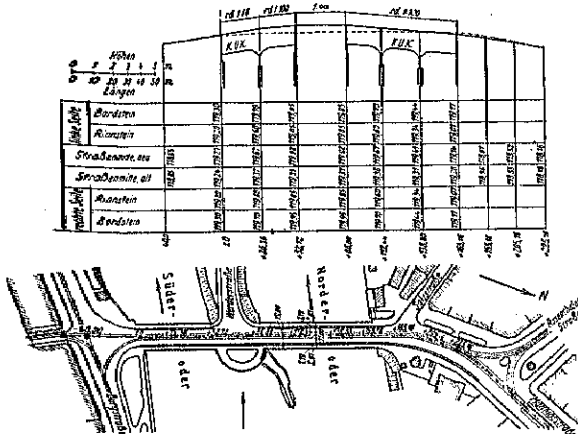
(Steinwender, "Der Umbau der Universitätsbrücke in Breslau." Bautech. 2. Ang. u. 28. Aug. 1935, S. 439~443. u. 489~492.)

Breslau の Stadtoder 河に架る Universität 橋は 1888~1890 年に架設された舊 Friedrich-Wilhelm

舊橋は鑄鐵から成る Schwedler 桁であつたが、交通の増大に伴ひ橋幅及び強度が不足して來たので、上部構造のみを架換へ、舊橋脚は其儘用ひた。第 69 圖に示す如く、舊橋は橋面が水平であつたが、新橋は桁下限界を大にする爲中央に向ひ少し上げる事にした。

舊橋は總幅員は 12.50m, 有效幅員 6.18+2×2.14=10.46m であつたが、新橋は有效幅員を 19m とした。

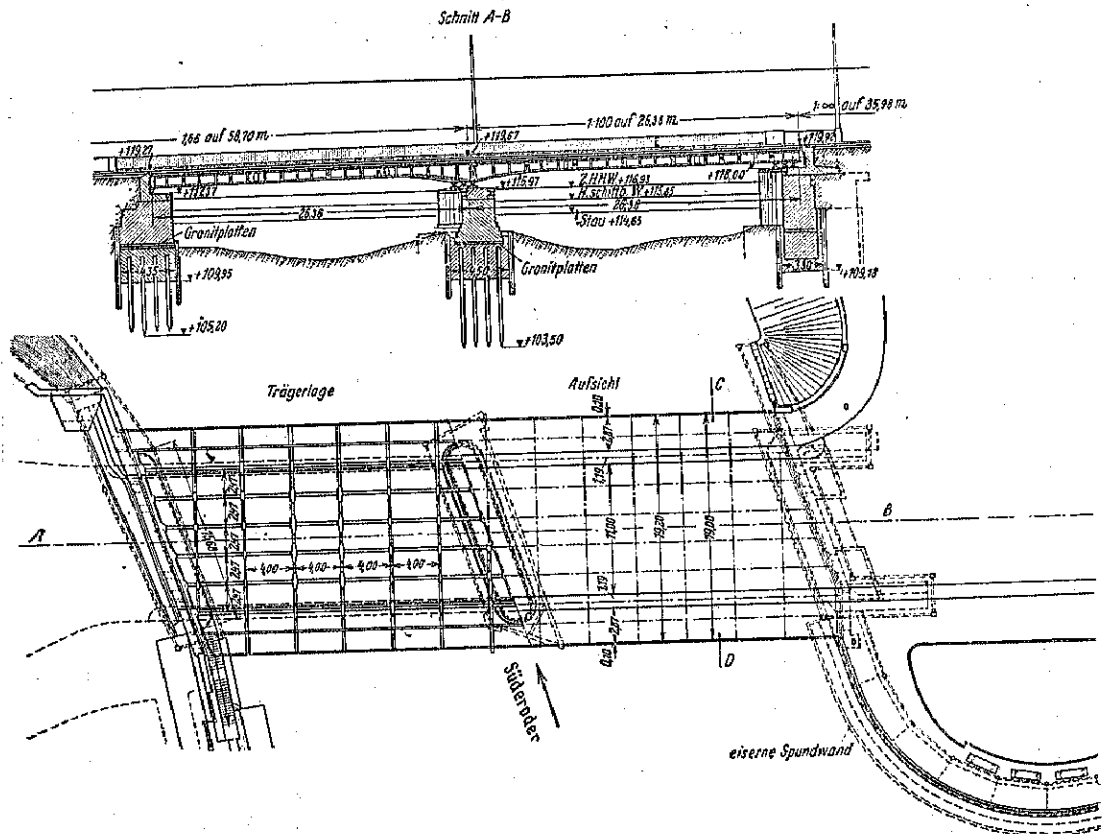
第 69 圖 Universität 橋の縦断及び平面圖



即ち自転車道を 11m, 自乗車道を 2×1.20m, 歩道を 3×2.80m である。

此の擴張に依る橋脚の下の地盤壓力の増加は最大

第 70 圖 Süderoder 河 の 新 橋



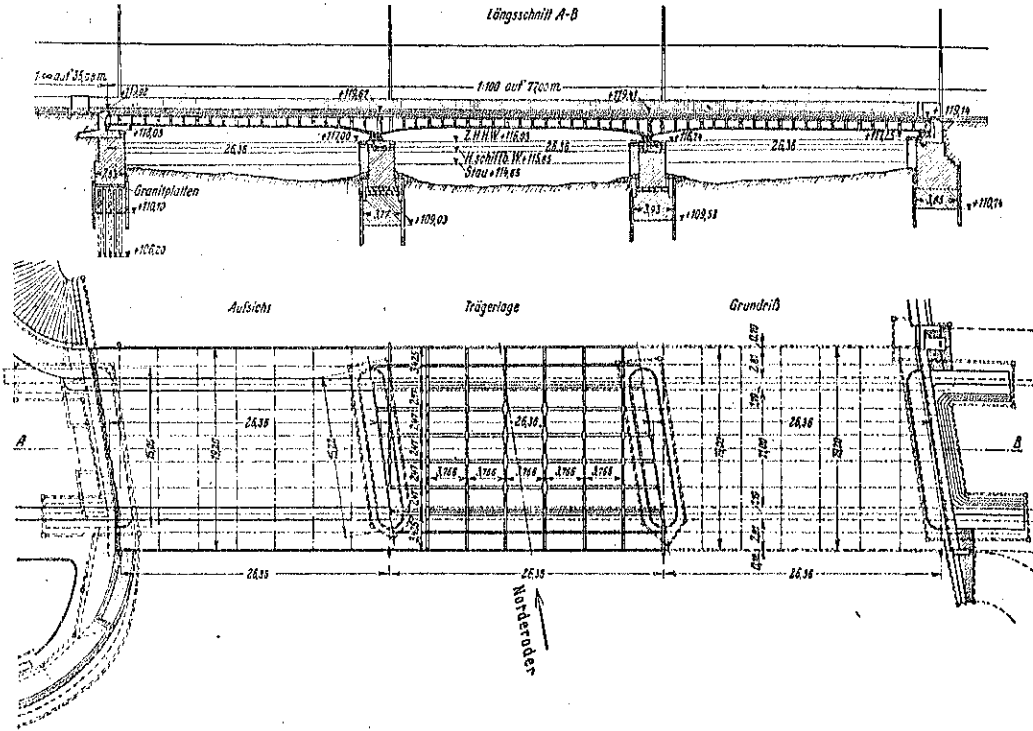
30% で、最大地盤壓力は 3.50kg/cm² である。之は木製矢板で保護された橋脚の基礎の砂利質地層の強度を超過する事がない。又杭の間の地盤の支持力を無視する時は、1本の杭に最高 12t の荷重がかかる事になる。

1. **上部構造** 新橋は鉄桁 6 列より成り、Süderoder 河は 2 径間連続桁、Norderoder 河は 3 径間連続桁である (第 70, 71 圖)。主桁の間隔は 2.47m で、3.77~4m 毎に横桁に依つて連結される。横桁は一般に壓延桁 I 30 から成り、外の 2 列の主桁の間では鉸結の高い桁となる。之は導管の添加及び長さ 3.43m の突桁の連結を容易ならしめるものである。夫々の径間中央の 2 箇の横桁は主桁と同じ高さにし、主桁の剛度を増した。橋脚上では主桁が高いのでトラス式對傾構を用ひた (第 72 圖 a, b, c)。歩道突桁の上縁は電纜を添加する餘地を設ける爲、主桁に於ける上部連結より非常に低くした。

橋梁の有效幅を充分にし、而も橋脚の長さが不十分な爲、歩道突桁は比較的長くした。

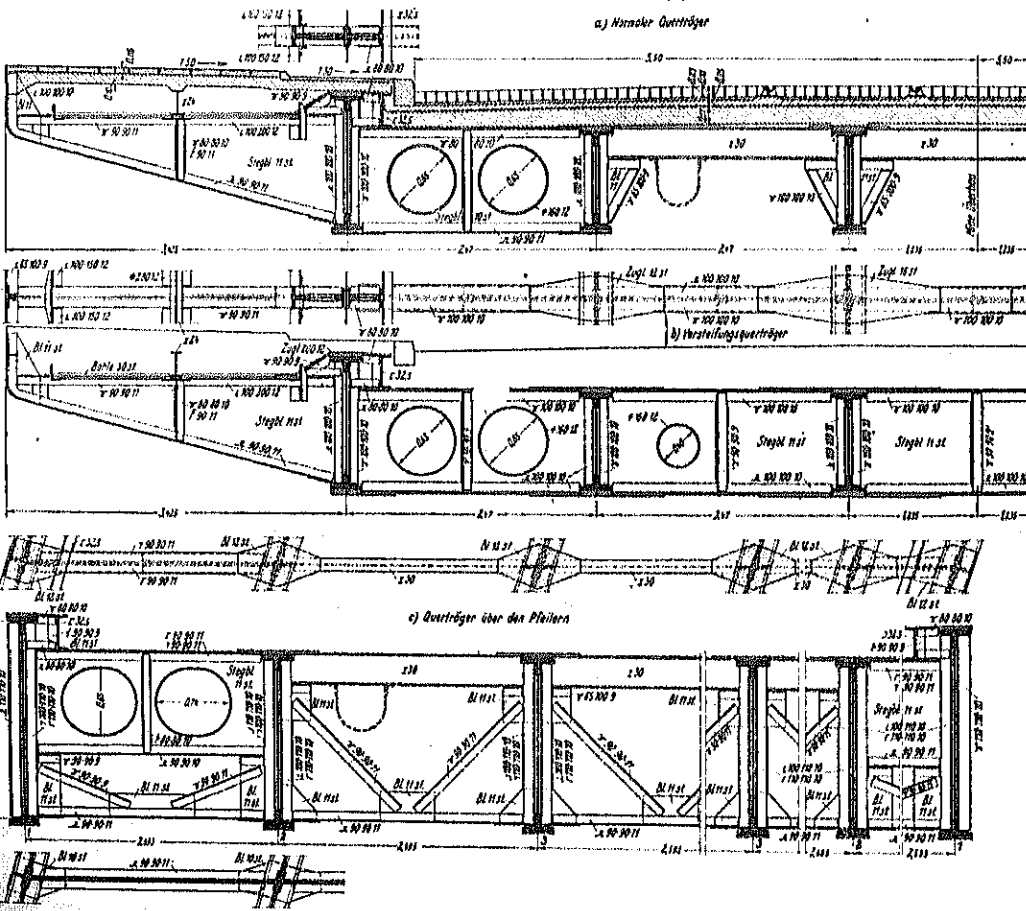
第 71 圖 Norderoder 河 の 新 橋

Längsschnitt A-B



第 72 圖 横 断 面 図

a) Normale Querträger



桁の支間は總て 26.36m とし、桁下限界の必要上桁高は比較的低くした。即ち 4 列の中間桁は 900mm、外側桁は 1230mm とし、橋脚上に於て 700mm を増大した。

主桁を多く用ひる事は静力學上不利であるが、桁高を制限されたので主桁 2 本の構造に出来なかつた。又橋脚上に反力を平均に分布出来る利益があつた。他方 Oder 河及び大學の美しい光景を損ねる事をきらつたので、橋面上に主桁の出る事を避けた。

静力學計算は 1 等橋に對する 1932 年 9 月の街路橋に對する荷重假定 DIN 1072、即ち 24t の重機、12t 自動車及び 500kg/cm² の群衆荷重に依つた。又電車荷重として Breslau の夫々 11t の 2 軸荷重を有する 22t 重電動車を用ひた。荷計算は 1928 年 4 月の“道路鋼橋に對する計算原則” DIN 1073 に従つた。

一般に普通構造鋼 St. 37 を用ひたが、外側桁に高値鋼 St. 52 を用ひた。外側桁の應力の大きなるは、之にかゝる直接荷重の大きなる事に依るのみでなく、主として橋梁の横方向に於ける總ての桁の共同作用に依る。即ち主桁は間隔比較的小さく、横桁及び床版に依り充分補剛せられる爲、荷重の分布に對し横結合が完全なものとなす事が出来る。

従つて 6 列の主桁の荷重分布は Prof. Dr. Brunner の與へた次式に依り算定出来る。即ち

$$K = P \cdot \frac{J_K}{\sum J} + \frac{P \xi J_K \alpha_K}{\sum J_K \alpha_K^2}$$

茲に ξ は橋梁中心からの荷重 P の距離、 α は同じく主桁の間隔である。右邊第 2 項は載荷が對稱の時等は零であるから、静荷重は慣性モーメントの比に分たれる。外側桁は高さ高くその慣性モーメントは中間桁の約 2 倍であるから、動荷重に依る外側桁の最高荷重は、隣りの主桁の 2.3 倍、中央の主桁の 3 倍に達する。

従つて外側桁に構造鋼 St. 37 を用ひる時は超過應力を避け得ない。断面を増大するも、慣性モーメントを増大し、外側桁の荷重を増し、中間桁の荷重を減ずるので全く無益である。其故相當の強度を有する高値鋼を用ひるの外はない。

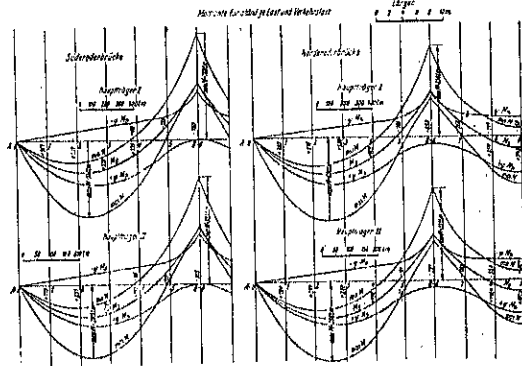
静荷重に依る主桁のモーメントは 2 徑間及び 3 徑間の連続桁に對する Griot の係数を用ひ、動荷重に依るモーメントは衝擊係数を $\varphi = 1.36$ とし影響線を用ひ計算した。實験上大した誤差が認められなかつたので、断面の慣性モーメントは一定として計算した。

斯くして得た外側桁(主桁 I) 及びその隣りの桁(主

桁 II) の最大及び最小モーメントを第 73 圖に示した。中央の桁は断面は主桁 II と同じく、荷重及び應力小なる爲特に計算を行はなかつた。主桁 I の最大支點モーメントは夫々 760tm 及び 658tm で、夫々 383tm 及び 331tm の主桁 II の約 2 倍であるが、主桁 I の最大徑間モーメントは夫々 550tm 及び 600tm であつて、265tm 及び 288tm の主桁 II の 2 倍より大である。

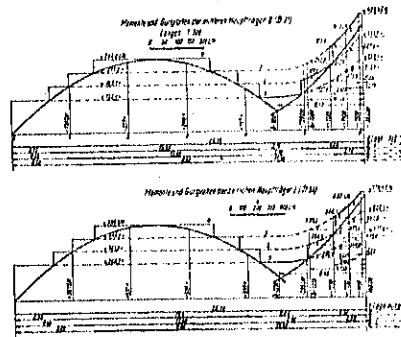
蓋版の配置は第 74 圖に依り知る事の出来る様に

第 73 圖 主桁の最大及最小曲げモーメント

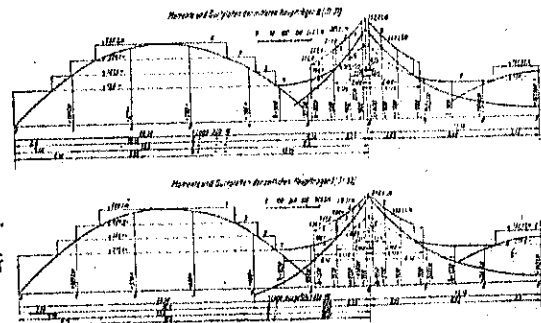


第 74 圖 主桁突線の蓋版の配置

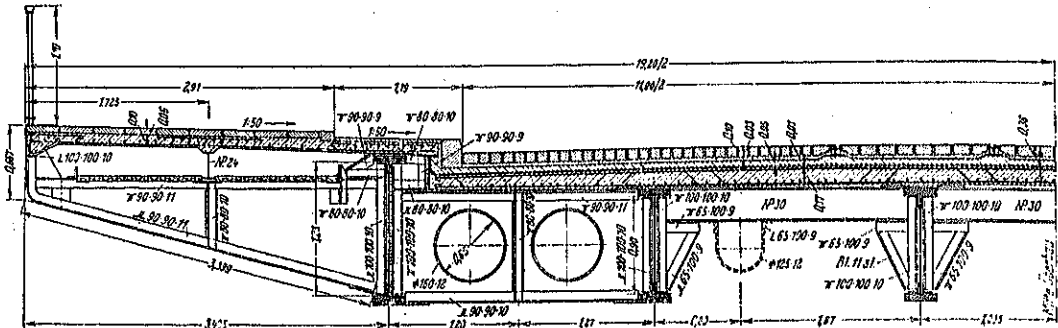
1. Süderoder 河の分



2. Norderoder 河の分



第 75 圖 床版の構造



Stüderoder には 310×15 の鋳を、Norderoder には 320×16 の鋳を用いた。

高値鋼 St 52 からなる外側桁の最大應力は 2100 kg/cm² に達したが、他の桁の應力は St 37 に對する許容應力 1400 kg/cm² より小さかつた。

部材の結合は銲に依つた。桁は殆ど纏てが組立鋳桁である爲、銲接工法に依る時は鋼重及び工費の減少するは當然であるが、之に伴ふ断面減少に依り撓みが許容された大きより超過する。又銲接工法に依る場合必要な厚い蓋鋳が容易に得られなかつた。

桁の静止せる活荷重に依る最大撓みは 4.15 cm で、許し得る限界即ち支間の 1/1000 の僅か下である。

橋脚上に於て桁を支へるのに夫々 6 箇の轉動支承及び搖承を用いた。横構は省略した (第 75 圖)。

2. 床版の構造 車道床版は厚 17 cm の、上下に十字字に鐵筋を有し、2 方向に連続せるものと考へた鐵筋コンクリート版からなり、長 19 m 毎に伸縮目地を有する。歩道床版は支間夫々 1.7 m の 2 徑間連続桁と考へた鐵筋コンクリート版よりなり、厚 10 cm で、鐵筋として許容應力 2400 kg/cm² の鋼綯を用いた。

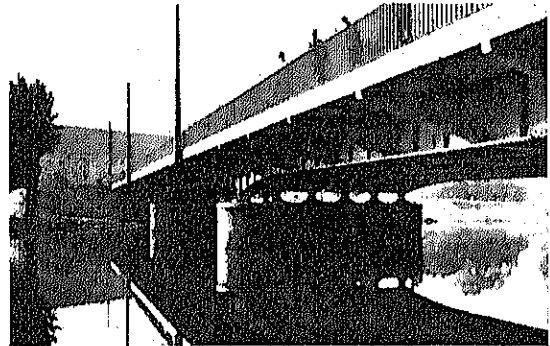
車道床版は 2 層の瀝青武蔵に依り水密ならしめ、その上に厚 4 cm のコンクリートを施工した。

車道鋪裝には厚 10 cm の花崗岩小鋪石を厚 3 cm の砂床上にセメント目地とし用いた。電車軌道は高 10 cm の特殊軌條を用ひ、その兩側に 16×18×10 cm の石を用いた。自轉車道は硬銲解アスファルト、歩道は花崗コンクリート版で鋪裝した。その間の境界石は高さ低く、特殊の構造に依り床版に取付けた。

高欄は直接桁に取付けず、側鋳の後に於て歩道のコンクリート中に埋込んだ。従つて補正が可能であり、僅かへんげを避ける事が出来た。

照明し、電車の信號をする柱は高欄の外側、歩

第 76 圖 完成せる Universität 橋



道突桁の端に特殊の柱靴に依り取付けた。柱は矩形断面の鋼鋳よりなり、銲接工法に依つた (第 76 圖)。

3. 橋脚及び擁壁の修復 橋梁の荷重をよりよく分布する爲、橋脚頭部を除却し、高 1 m のコンクリート桁と置き換へ、もと通り花崗岩の眼石をした。橋梁に於ては土壓を支へる背壁を有した分布桁を施工した。そして Werdersraße 側の橋梁には 1.80 m 後方に突出した對重版を附加した。之に依り路面の高くなつたため生じた土壓の増大を平均した。橋梁の上流は昔は僅かの除地しかなかつたが、圓形の擁壁で結びつけたので島の上に眺望の自由な空地が出来た (第 70 圖)。擁壁は +111.50 NN に於て外は長 6 m の Krupp の鐵矢板、内は長 5 m、厚 12 cm の木矢板上に載つてゐる。川下に於ては歩道の下に翼壁を設けた。

4. 施工 車輛交通は工事期間の Werdersbrücke の上を通した。然し電車及び歩行交通に對しては橋梁の上流に幅 7.50 m の木の假橋を作つた。假橋は中央に單線の電車軌道を有し、代る代る反對の交通を許し、その兩側に夫々幅 2.5 m の歩道を設けた。假橋は距離夫々 6 m の 1 列の木の構欄上に列べられた 6 本の工桁からなり、橋脚は交叉して設けた繫釘に依り固定した。氷を

流す爲に夫々 10m の 2 徑間を設けた。橋梁の下流に幅 4m の工事橋を設け、横の橋脚と工桁から成る轉動路に依り連結した。輦子を有する轉動橋に依り、鋪裝及び床版を除却した舊上部構造を横に移動し、之を分解した。

次に工事橋の上に 12m の長さで現場へ到着した新上部構造の主桁を 2 つづつ結合し之を鉚結した。そして之を轉動橋に依り横に橋脚に移動した。此の 3 つの桁對間の横桁を挿入する爲に軽い吊足場を用ひた。

1933 年 7 月に工事を始め北橋から取りかゝつた。1934 年 4 月終りには既に假橋及び工事橋を除却し、次に橋の東側の擁壁を施工完成した。従つて總工期は僅か 1 年餘りであつた。(奥田秋夫)

T 字頭起重機に依る Bay Bridge 鋼塔の建設

(H. C. Hunter, "Hammerhead derricks erect steel towers of Bay Bridge." E. N. R. June 20, 1935, p. 867~870.)

San Francisco-Oakland Bay Bridge に於ては塔脚が内方に傾斜し斷面が段々減少する爲、特殊の建設方法が行はれた。即ち塔の上部及び下部には垂直隔版を用ひたが、他の部分は 7×8 ft の空洞になつて居るので、之を利用する事を考案し、T 字頭起重機を用ひた。T 字頭起重機は全然塔脚中で支へ、塔の次々の斷片を引上げ、又簡単に起重機自身を引上げる事が出来た。最も重い荷重を引上げる時には對重を用ひた。

1. 設計 上部及び下部を除けば塔脚は長 50 ft の斷片に分たれ、 7×8 ft の空洞の 4 側に夫々 1 斷片を取付け塔脚が 50 ft 丈高められる事になる。

T 字頭の支柱の長さは 108 ft であつて、空洞中の支持長を 50 ft として、次の 50 ft の斷片を組立てるのに充分である。2 組の斷片の水平添接の高さは $12\frac{1}{2}$ ft の差があり、高い方の現場添接を T 字頭の支點となし、特殊の附屬物を省く事が出来た。

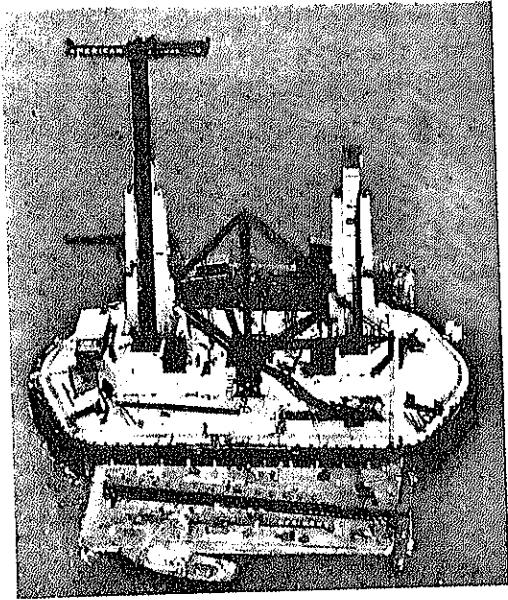
塔脚は内方に 12 ft に付 $\frac{1}{4}$ in の傾斜をしてゐるので、柱の下端から 30 ft に之と同じ傾斜をつけ、柱を垂直ならしめた。

最も重い斷片は 78.5 t で、空洞中心から 16 ft の半徑で引上げねばならぬが、ある高さからは半徑を 10 ft に出るので、半徑 10 ft、荷重 80 t を T 字頭の設計荷重とした。半徑 16 ft の場合は對重を用ひ柱の曲げモーメントを減少せしめた。對重は簡単に揚卸出来、その間荷

重を廻轉しなかつた。

床支材及び對角鉄構は荷重小であるが半徑は 20 ft である。塔の斷片の取付けに T 字頭は 45° 又は 135° 廻轉すればよかつた。

第 77 図 動臂起重機に依り組立てられた T 字頭起重機



2. 構造と寸法 T 字頭の支柱は斷面 5×5 ft で、各隅に $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ in の山形鋼、各邊に $\frac{3}{8}$ in の鋼板を用ひた。下端に支持桁を取付け、之が現場添接箇所を取付けたブラケットを取付けられた。又下端から 37 $\frac{1}{2}$ ft 上にジャッキを取付け、之等に依つて支柱を固定した。廻轉柱は斷面 $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2}$ ft、長 $24\frac{1}{2}$ ft であつて、各面に $8 \times 8 \times \frac{1}{2}$ in の山形鋼、各邊に $\frac{1}{2}$ in の鋼板を用ひた。下端は環支承に支へられ、上部も環支承に依り支柱を支へられる。

横桁は廻轉柱の頂上に取付けられ、前後夫々長 $28\frac{1}{2}$ ft であつた。腹版は全長に亘り同じであるが、對重に依るモーメントが小さい爲、突縁は後部の方を小さくした。

横桁の前部には 60 lb 軌條、軌間 39 in の軌道を載せ、その上を廻轉される車の前部には主絞輪の上部滑車としての 20 in の滑車輪を 6 箇、その後部には補助絞輪に用ひる滑車輪を 2 箇取付けた。

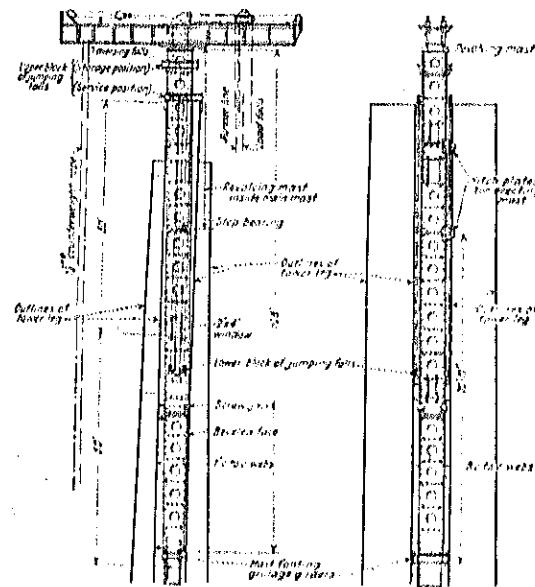
主絞輪は上部に前述の滑車を有し、下部に 5 滑車輪の滑車を有する 1 in の鋼索 10 部分からなり、その兩端は柱の上の滑車輪を経て柱の中を下げ、更に揚卸機關に達せしめた。補助線は直徑 $\frac{5}{8}$ in で大體同じ。

主絞輪及び補助絞輪は滑車を中心に向け引張る爲、之と反對に引張り滑車の位置を適當に定める事出来る 1in 鋼索を取付けた。

廻轉柱及び横桁は發動機 2 臺に依り運轉した。發動機は方向を變へる事が出来るが、方向に依り 5 馬力と 3 馬力とに變化するので、2 臺を反對に組合せて方向に依り馬力の變化しない様にした。

對重は 1 1/2 in の鋼索に依り横桁後部に吊し、鋼索の他端は橋脚に固定された絞輪に達せしめた。従つて 17 1/2 名のコンクリート塊に依り 35 名の荷重をかける事が出来た。

第 78 圖 T 字頭の細部



3. 建設方法 先づ第一に橋脚上に動臂起重機を組立て、その 85 名の動臂に依つて解から鋼材を引上げた。塔脚の 3 方の断面 (高 75 名) を組立てた後、その間所に T 字頭を据付け、更に残りの断面を取付けた。次に T 字頭を引上げて支持桁を現場溶接にボルトで取付け、T 字頭装置を完成した。

動臂起重機はその後は解から鋼材を引上げ、之を T 字頭の處理に都合のよい位置に据ゑるのに使用した。

對重の揚卸は極めて簡單であるから、始めは 50 名以上の断面に對し用ひる豫定であつたが、重い荷重に對し之を忘れる危険を除く意味に於て、常に之を使用した。

T 字頭は夫々從屬せる對角絞輪を引上げ、水平支材及び主桁の取付けには 2 つの T 字頭を同時に使用した。最も大きい断面は幅 8 名、高 14 名、長 65 名、重さ 70 名で

あつた。

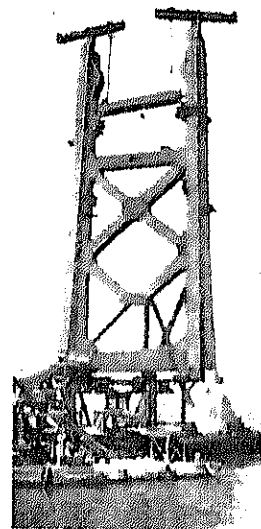
4. 起重機の引上げ 建設の進むにつれて引上絞輪に依り T 字頭を引上げた。引上絞輪は 3/4 in 鋼索 8 部分よりなり、下部滑車輪は主柱の下端に取付けられ、上部滑車輪は最後の塔脚片の頂上にある横桁環の一部をなしてゐた。2 組の絞輪に同じ荷重のかゝる様にする爲、1 本の鋼索を共通に使用した。

引上げる時の抵抗を少くする爲、主柱と空洞壁との間に轆子をおき鋼線間を測き得る様にした。

塔を 50 名 繼出し、對角絞輪を取付けボルトで假締した後上述の横桁環を塔の頂上におき、ジャッキをゆるめボルトをはずして、T 字頭を少し引上げブacketをはづした。そして引上げ絞輪に依り T 字頭を引上げ、ブacketを上現場溶接にとりつけ、之に支持桁をとりつけジャッキを止めた。同時に水平鋼板を所定の位置迄おろし取付けた。之で 1 層環んだ事になる。

第 79 圖

上部床支材を取付けたとする T 字頭

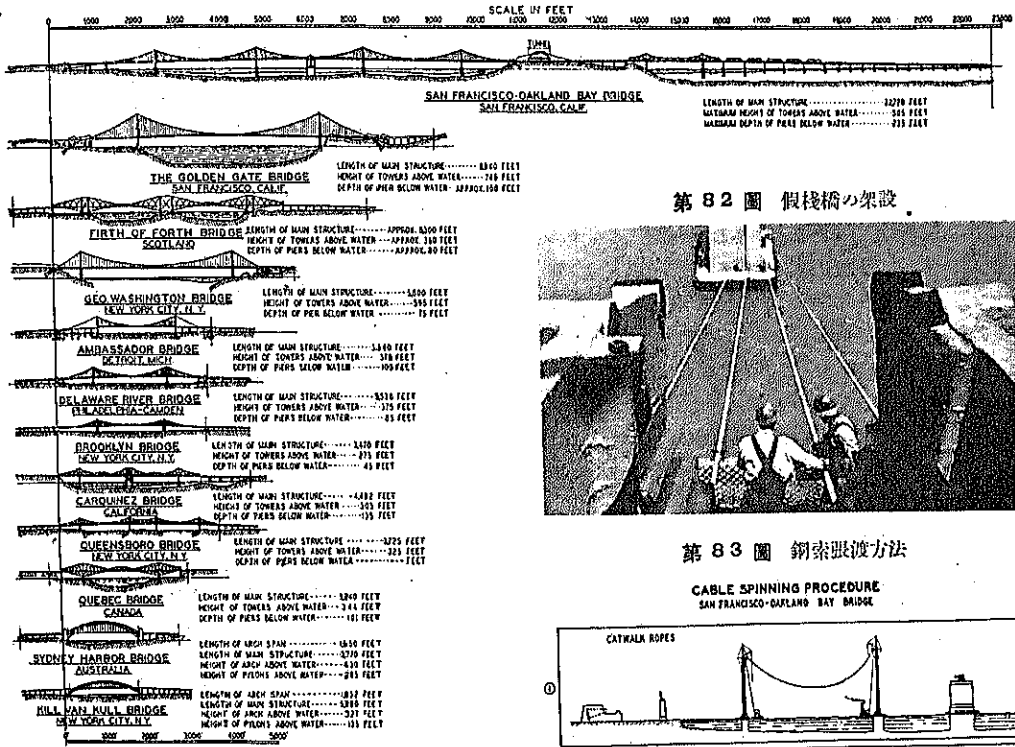


塔自身が出来た後に上部支材上に控付動臂起重機を据ゑ之に依り T 字頭を取去り、最後の鋼板、蓋板等を取付けた。鍍銀絞輪は 40 名で控付動臂起重機では引上げられぬ爲、T 字頭を用ひて豫め引上げておき、後に所定の位置に据ゑた。

事情に依り第 1 及び第 4 の塔の進行はおくれたが、第 2 及び第 3 の塔の建設期間は 1 日 12 時間 1 週 5 日間勞働で約 3 週間であつた。

揚卸機は移動の便宜の爲解に据付け、鋼材を運搬した解と反對の橋脚側につけた。

第 80 圖 世界最大の Bay Bridge と他橋梁との比較



(真田秋夫)

Bay Bridge の鋼索張渡し

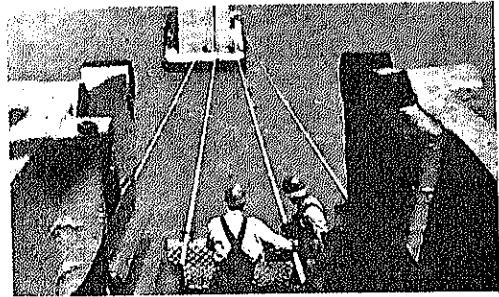
(C. H. Purcell, "Great San Francisco-Oakland Bay Bridge will be completed August, 1936." Bay Bridge パンフレット June 1, 1935.)

1933年7月9日着工された San Francisco-Oakland Bay Bridge は現在下部構造を完成し、假棧橋架

第 81 圖 假棧橋の架設

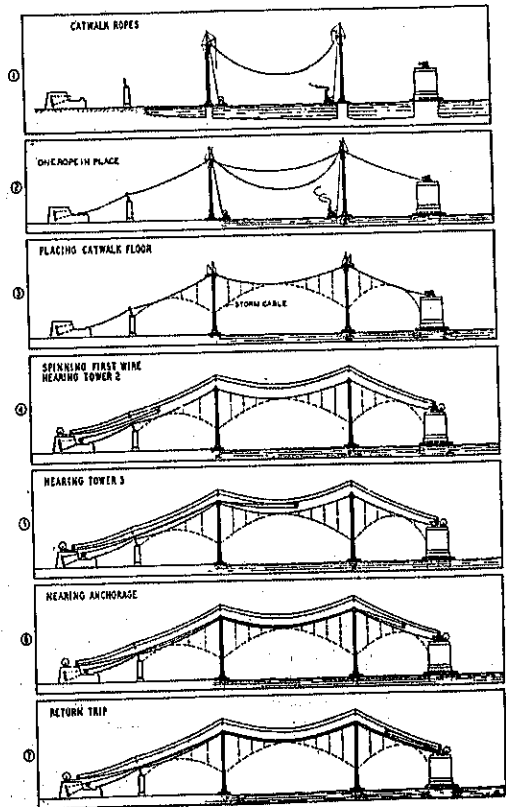


第 82 圖 假棧橋の架設



第 83 圖 鋼索張渡方法

CABLE SPINNING PROCEDURE
SAN FRANCISCO-OAKLAND BAY BRIDGE



設中であるが、1936年8月には完成の豫定である。假棧橋の架設は鋼索張渡しの爲である。此假棧橋は66ft離れて塔の各脚上に平行に2つ設けられ、吊橋の鋼索の位置の直ぐ下に張られてゐる。夫々幅10ftで2 $\frac{1}{2}$ ft間隔に張られた徑2 $\frac{1}{4}$ inの鋼索に依り支へられ、その下に10ft間隔に木材が取付けられてゐる。又1 $\frac{1}{2}$ inの鋼索を3 $\frac{1}{2}$ ftの高さに假棧橋の兩側に張り手摺りとしてゐる。

San Francisco 側の假棧橋は6月中旬完成する豫定で、直ちに鋼索の張渡しに取りかゝる。

次の段階は紡車及び引張索の架設である。引張索は無端索で假棧橋の數呎上に張られてゐる。先づ鋼索に使う針金を巻いた巻框を San Francisco 側及び中央鎮礎におく。そして巻框から針金を引出し、徑4ftの紡車に巻きつけ、之を引張つて他端に至り沓にひつかける。更に之を繰返す紡車は各索に2輪あつて、反對の鎮礎から出發し、橋の中央で出遭ふ。針金は平行に同じ垂れを有する様に張られる。即ち各針金に同じ荷重のかゝる様にする爲には垂れが同じでなければならぬので、針金の高さは特に注意して測量する。

1 鋼索の17464本の針金が張られた時、強力な締付機に依つて出来る限り小さく締付ける。そして結束帶で所々しばり圓い形にする。後に針金でその上を巻く。

此の作業を行ふに當つては數ヶ月に亘る準備計算が必要である。即ち橋の架つた時正しい位置になる様に針金の高さを決定する。その結果に依れば鋼索の位置は最後の位置よりも約22ft低い場合と、反對に約15ft

高い場合とがある。

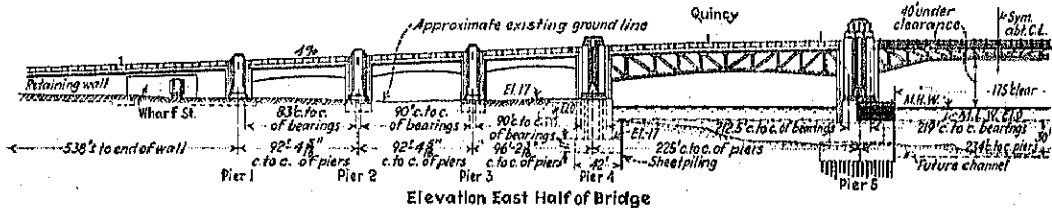
(奥田秋夫)

Boston 海岸道路の新橋梁

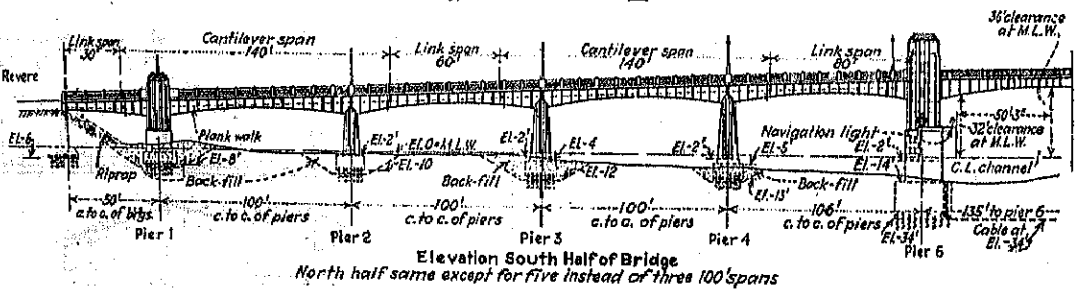
("New Bridge Remove Bottlenecks on Boston Shore Highway," E. N. R. July 18, 1935, p. 71-75.)

Boston の北及南方海岸道路に於て交通上壅頸をかしく且つ船舶の航行を妨げてゐた Saugus 及 Fore River の舊橋を工費各約100萬ドルにて Massachusetts 州土木部が架換工事中である。新橋梁に現代幹線道路の橋梁設計の傾向を示すものにして、技術的に重要なは幅員頗る廣く比較的長徑間の跳開橋にして又下部構造に一二の特異な點がある。2つの路線選定に於て横斷條件が類似し、異なる構造の同一形式の橋梁とした。(第84圖及第85圖) 道路の一部なることを強調するため上路式とし、大なる半徑の縱斷曲線を入れ水路徑間にて充分な空高を與へた。兩橋共中央水路にて跳開徑間としたるため側面より見て取付徑間とよく調和し且つ航行を妨げずに架設し得た。可動橋に就て、車道幅60呎の旋開橋は多數の防舷材を有する大徑の中央橋脚を要し、跳開又は昇開式よりも工費が高いであらう。比較算定の結果 Fore River 橋では跳開式と昇開式は略々同額で Saugus River 橋では昇開式の方が高かつた。跳開式の中 trunnion 式と rolling-lift 式とではこゝに採用せる rolling-lift 式が有利であつた。Fore River 橋に於ける3-長徑間丈けが構街で、他は全部鐵桁で、桁の必要高

第 84 圖



第 85 圖



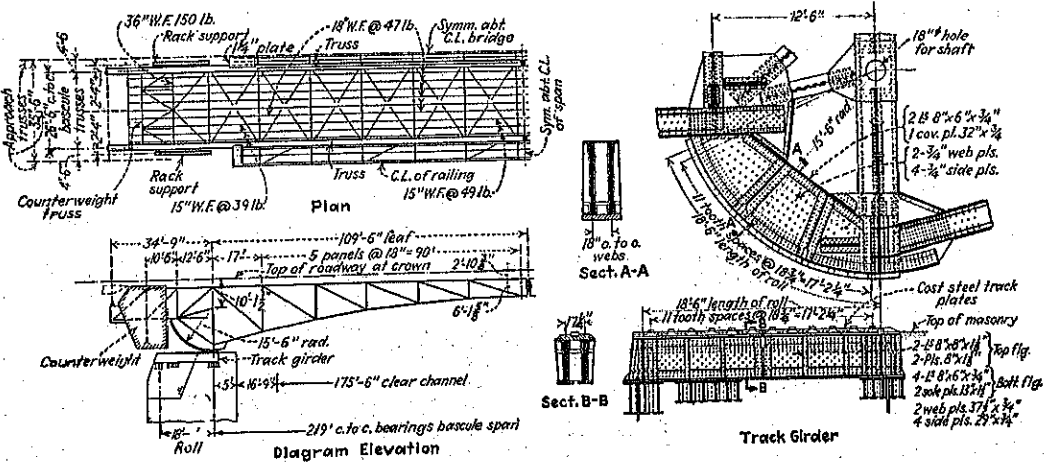
を與へ且つ鋼材が飄水の作用を受けぬために、敢て經濟的徑間長を若干犠牲にした。水路徑間に對し充分な空高をとつたが、Fore River 橋にて現在河川交通を以てして新しい空高にては跳開を 7 對 1 に減ずると見込まれる。兩橋共空高を大にせるを以て跳開運轉の對重を橋床下に置き得て外觀上宜い。

Fore River 橋：舊橋は幅員僅かに 29 呎、加ふるに水路徑間は旋開式で中央橋脚が航行の障害をなしてゐた。新橋は舊橋と同じ線形をとり、舊橋は工事中廻り道として使用するため下流に移設した。土留擁壁取付道路を含み新設延長 2414 呎。樁桁支間は上路樁桁、取付支間は鉸桁何れも 5 列とす。下部構造—基礎地盤は堅い砂礫であつたが、跳開橋脚には杭打基礎を要した。取付 No. 4 橋脚に滑動抵抗を與へるために之に接続して用ひたアンカープロツクの下にも杭打をした。此橋脚は水縁に在り、アンカープロツクは轉覆に抗し安定を助ける。橋脚前方 25 呎に設定し 18 吋厚の鉄筋コンクリート版で橋脚に連結したが之は所要の安全率をとるため基礎を掘げたり杭打をするより廉い。跳開支間—普通の床下對重式で平面寸法 288×77 呎にして之を縱横に分け 4 葉とし、各 144 呎長（耳軸心々 100 $\frac{1}{2}$ 呎）主樁桁間隔 26 $\frac{1}{2}$ 呎。常態では並列 2 葉が定著し共動するが別構造にして置くことは橋梁の半分を閉め交通を妨害せず修繕し得る利點がある。詳細は第 86 圖。橋面はクレオソート注入木材及び磨耗面としてアスファルト橋板を用ふ。設計荷重は H-20。7 呎 8 吋突貫ブラケツト上に歩道を設け、4 $\frac{1}{2}$ 呎長のブラケツトを突出し隣接する葉の内側樁桁間にて橋梁中心線に沿ひ樁桁を支へてゐる。

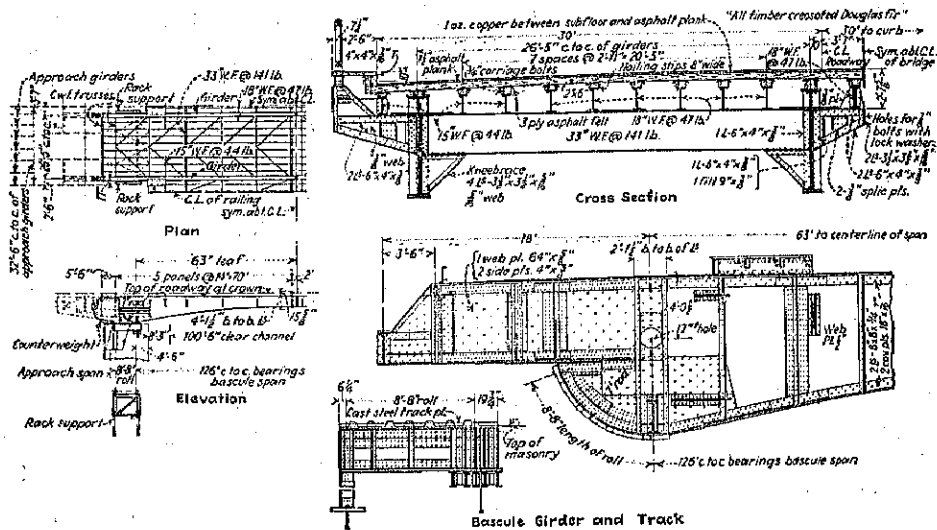
跳開運轉機構—4 葉に分割し何れも別々に運轉し得、各葉は自重 825 t に對し對重 100 t にて釣合ふ。機構 4 組を設け、固定齒棒と 2 運轉小齒輪により 2 臺の 50 馬力電動機を以て開閉共に 1 $\frac{1}{4}$ 分で運轉される。勿論手動裝置も備へ、跳開橋の端から約 100 呎に交通停止するため電動機運轉の水平旋開扉を併へ此扉に近く交通信號器を設けた。開閉器を選んで任意の組合せの電動機を運轉し得、兩葉共、橋端の塔に設置した一運轉室から運轉され、抵抗器や制御器はその下の配電盤室に設けられた。橋、扉、交通信號器は全て正當な順序に於てのみ動く様に聯動裝置とした。

Saugus River 橋：—Fore River 橋と比するに跳開徑間も取付徑間と同じく鉸桁を用ひ、橋脚は全部杭打基礎を必要とした。又取付支間の鉸桁が單桁であるに對し之では突桁式鉸桁である。跳開橋は同じく 4 葉からなるが各葉の長さが 81 呎（耳軸心々 63 呎）に過ぎぬ。此新橋は幹線道路上最後の壘頭（舊は 26 呎幅の跳開橋）を除去するのみならず南側取付に於て之を横斷する鐵道及道路を全て立體交叉（4 徑間連續鋼桁構造）に改良した。下部構造—地形上交通遮斷せず舊橋の傍に架設し得た。基礎地盤は EL-90~100 の粗砂礫までは軟膏粘土でその上に泥砂及介殻の層を成してゐた。橋脚基礎は全部粘土（支持力約 1000 lb/ft²）中に 50~100 呎長の木杭を用ひた。Fore River 橋と同じく基礎は全部花崗岩で面を覆ふた。取付支間—上部構造詳細は第 87 圖。全幅員 72 呎の中車道 60 呎歩道 8 $\frac{1}{2}$ 呎及 2 $\frac{1}{2}$ 呎にして、鉸桁は腹 $\frac{7}{16}$ 吋突縁山形 6×6× $\frac{5}{8}$ 吋及蓋板で集成され 7 列とす。突桁と吊桁の結合は 3 $\frac{1}{2}$ 吋直徑のピン

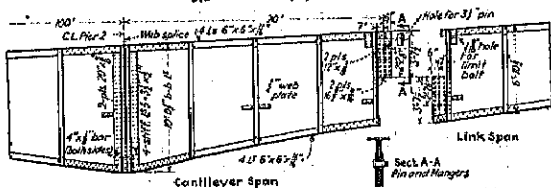
第 86 圖



第 87 圖



第 88 圖



上流或は下流の運河區に當がはれ充分適當な高さに達した時に水槽端は其れに對應する運河區締切と水槽閉塞装置によつて固く連絡され然る後水密に閉塞された水槽と運河區との間隙は導管の摺擦を開いて運河區からの水で満される。かくして兩方の扉は開かれ船は水

第 89 圖 Niederfinow の昇降機

と垂直吊材による (第 88 圖)。取付支間の車道は鋼縦桁を使用せず 10 吋コンクリート床版に各列鉄桁の上でハウチをつけた。橋面の縦勾配は南 4%、北 2.4% で跳開支間は半徑 6500 呎の縦斷曲線長 154 呎の上にある。跳開支間——跳開は 4 葉でなされ各 81 呎長の葉は心々 26 呎 5 吋 間隔の桁高 4-11 呎の 2 鉄桁から成り、33 吋 141 lb 断面の床桁は剛接上にて鉄桁に取付く。他の點は全て Fore River 橋のそれと同じである。(長瀬新)

Niederfinow 運河昇降機の扉に就て

(Plarre und Hans Koch, "Die Tore am Schiffshewerk Niederfinow." Bautech. 18. Juni 1935, S. 333-344.)

Niederfinow 運河昇降機の扉は水槽扉と運河區の扉とに區別せられる。水槽扉の各は昇降機の水槽を其の兩端に於て閉塞し、運河區の扉の各々は上流或は下流の運河區を閉塞するに用ひらるゝもので水槽が舟航に使用するゝ時之等 4 つの扉が閉塞される。即ち水槽が



槽から運河區に導かれる。

運河區の扉が俄に使用不可能になつたり、或は修繕を必要とする場合昇降機が繼續運轉出来る様に前記扉の前に一つの同じ大きさの補助扉が水密的に設備されてゐる。又下流運河區の締切の所に補助扉として第 2 の扉が設備されてゐる。且下流運河區の締切を時々排水する爲に簡単に角落しによる締切が設備されてゐる。

2 つの扉の 1 つが役に立たなくなり或は交換の必要を生ずる場合水槽の両端に對して適當な第 3 の扉が下流の運河區の岸に横たへられてあつて、之は平底船により運搬され昇降機の足場から取上げられ水槽中に設置できる。

昇降機の扉は皆引揚扉である。之は昇降機の縦の方向に僅かの場所しか必要でなく、監視が容易で必要の場

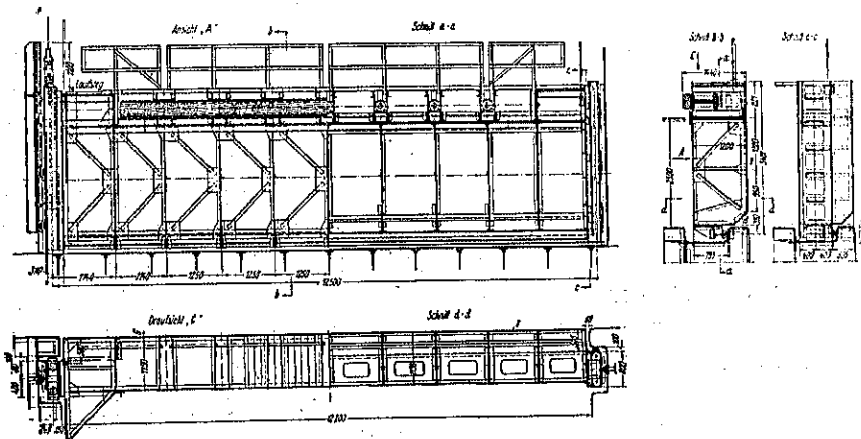
合修繕も簡單で而も迅速且水密なる閉塞が保證できる爲である。

扉の計算は 40cm/sec の速力で進行する 1000t の船を受止められることを基礎としてゐる。其の際各扉は彈性限界 ($\sigma_{201} = 2700 \text{ kg/cm}^2$) まで動く。船の衝撃は水槽扉の場合は扉に付けた緩衝梁により、運河區の扉及び補助扉の場合は浮遊する木製の反撥梁によつて阻勢される。之等の反撥梁は扉に向つて 40cm/sec の速力で進んで来る 1000t の船が 10cm/sec の速力で扉に衝突する様に航舟の不意の衝撃を軽減する。

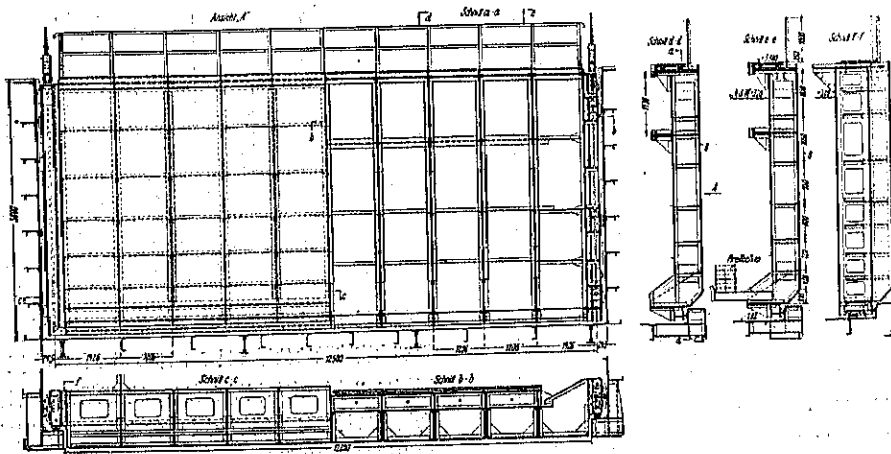
扉は St. 52 で作られ鍛接でなく普通の綴接で製作されてゐる。詳細は第 90, 91, 92 圖の如くである。

水槽扉は規定の水深は 2.5 m であるが過つて縁まで満された場合を考慮して水深 3.3 m に對して計算され

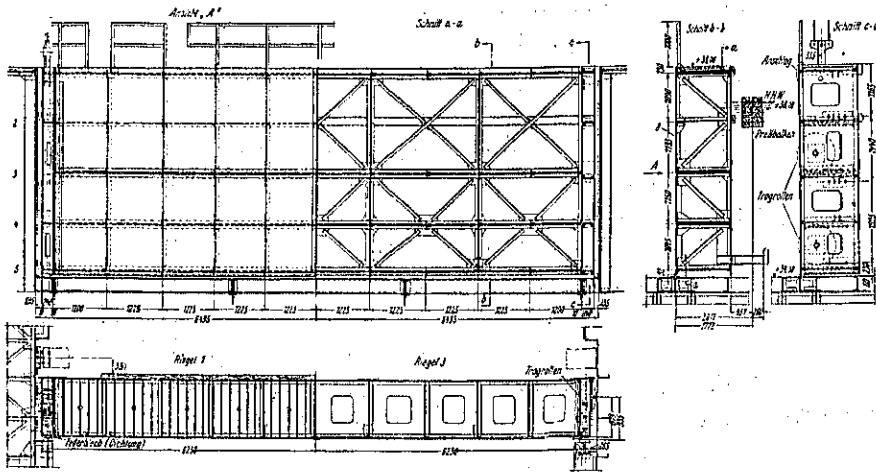
第 90 圖



第 91 圖



第 92 圖



た結構式扉である (第 90 圖)。

運河區の扉は上流のものは水深 3.9m で、下流のものは水深 4.7m に對して計算されたもので共に堅梁式扉である。(第 91 圖)。補助扉は水深 3.9m に對して定められ結構式扉である (第 92 圖)。

水槽扉と補助扉の張飯は水平に交り合ふ 2 枚づゝの飯よりなり梯形荷重を等布荷重に換算して計算されてゐる。運河區の扉は上から下に通つてゐる飯よりなり上流のものは 5 次、下流のものは 7 次の不静定として計算されてゐる。計算から出た張飯の厚さは 8mm (水槽扉の場合は 6mm) であつて、扉は大抵水の外に揚げられてゐて常に塗裝を檢べ修繕できるからこの厚さで充分である。

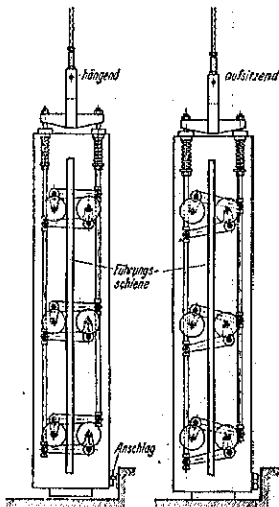
扉は皆片側に手摺を有する歩廊を備へてゐる。この歩廊は扉が閉塞した場合昇降機の足場と同じ高さになる。

水槽扉と運河區の扉は兩側で 3 對の輾子によつて導かれる。輾子の間にある導軌條は扉が揚げられる時水壓側の輾子

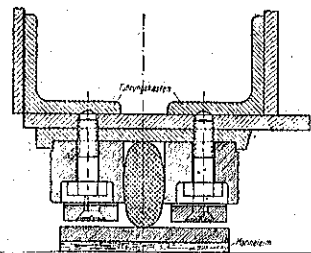
に沿ふ様に導溝中に取付けられてゐる。輾子は第 93 圖に示された如く扉體に迴轉中心で緊結された膝風椀杆に取付けられて居る。扉は膝風椀杆及其他端に取付けられた彈條體の作用により下された時自動的に水止材 (Anschlag) に押し付けられ水密となる。この膝風椀杆と彈條體とは枠の中に防護されてゐて唯導輾子と 2 個の前面輾子のみが枠から突出して居る。

水槽扉と運河區の扉は水斷面積の廻りに U 形に取付けられた長軸 68mm 短軸 42mm の楕圓形をした護蓋帯によつて水密になる (第 94 圖)。この装置の特徴は水密に確實性があり護蓋の取換が出来る様になつてゐることである。

第 93 圖



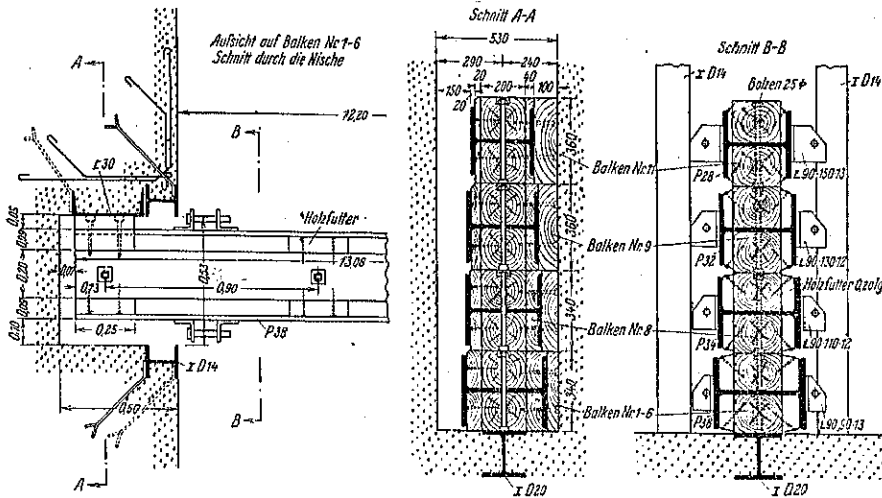
第 94 圖



Waagerechter Schnitt durch einen senkrechten Arm der Dichtungsleiste.

補助扉は一方水壓の場合閉塞される故、扉の誘導装置及び水密装置は他扉と異なる。即ち 3 對の導輾子の外に兩側に 2 個の支承輾子を有し又鋼鐵構造に取付けられた金屬板に對して金屬帶を押し付けてゐる彈條飯によつて兩側が水密に保たれるのである (第 92 圖)。

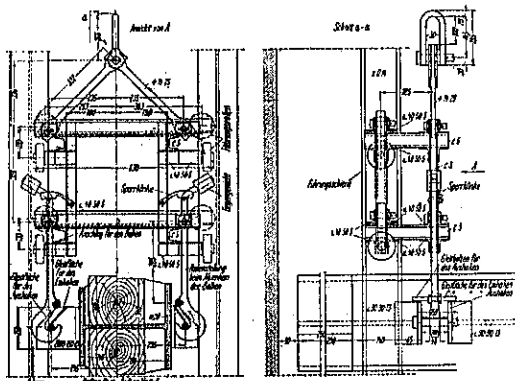
第 95 圖



下流運河區の扉の不慮の修繕を必要とする場合底部工事の假締切をする爲に角落しを設備してゐる。角落しの長さは 13.06 m, 徑間 12.20 m で闕以上 3.8 m の高さを有して居る。然し 4.7 m の水壓に對して計算されてゐる。第 95 圖に示されてゐる様に角材を適當な方法で結び付けられた 11 個の鋼鐵梁によつて水密壁が形成される。

角落しの嵌込み、及び取外しには特殊な考案による 2 つの鉤が用ひられる。即ち第 96 圖に示された様に鉤に

第 96 圖



ついてゐる滑動ポール、錨子及對重等の作用で嵌込み及び取外しに際し自動的に把握し或は開放できる様に作られてゐる。

東の連絡水路或は水路橋の不時の漏水の際出来るだ

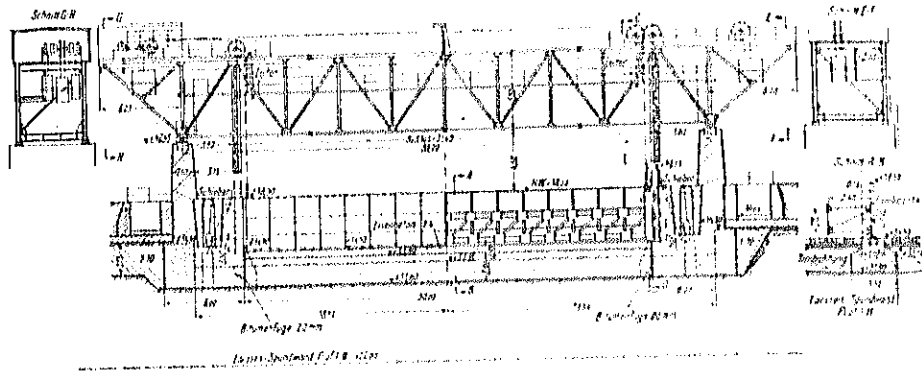
け水量の損失を少なくする爲に、尙水路橋の排水、検査及修繕を容易ならしめる爲に昇降機の上流 280 m の所に徑間 90.0 m の安全扉が設けられてゐる。

扉は第 97 圖に示された様に長軸の廻りに 90 度廻轉された支間 30.5 m の結構橋の形をなしてゐる。主構の上流側の弦は厚さ 12 mm の鉄よりなる高さ 4.0 m の止水壁が付けられてあり、下流側の弦は魚の腹の形に彎曲してゐる。主構の距離と高さは荷重を出來るだけ平均に擔ふ様に定められてゐる。扉の水密装置は底部は鐵筋コンクリート闕に對して釘付された黄麻の帶を付けてゐる樹木製の梁によつて水密になる。これは對重によつて平均されない重量 (1.5 t) により壓付けられる。兩側は水壓により壓付けられる木縁を有する厚さ 2 mm の彈條鉄によつて水密となる。

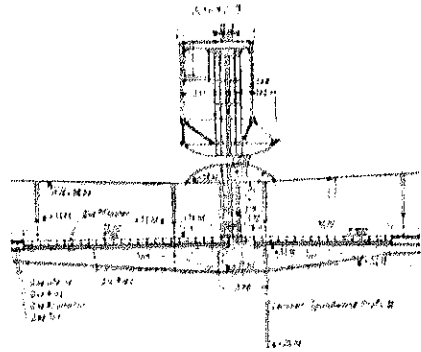
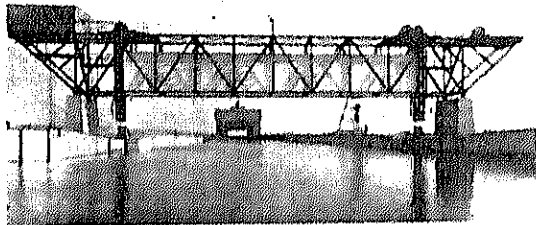
扉を懸吊してゐる橋梁は 2 つの橋脚上に支へられ兩端に突出部を有する結構橋で、突出部には對重が掛けてあり、且北方のものは機械室を乗せてゐる。詳細の寸法は第 97 圖に示されてゐる。橋の有効高と主構の距離は扉が引揚げられた時、止水壁の東に残された空間に幅、高さ共 2.0 m の歩廊を納める事が出来る様に定められてゐる。第 98 圖は其の外観を示してゐる。

(小林重一)

第 97 圖



第 98 圖



Niederfinow 運河昇降機の鋼構造

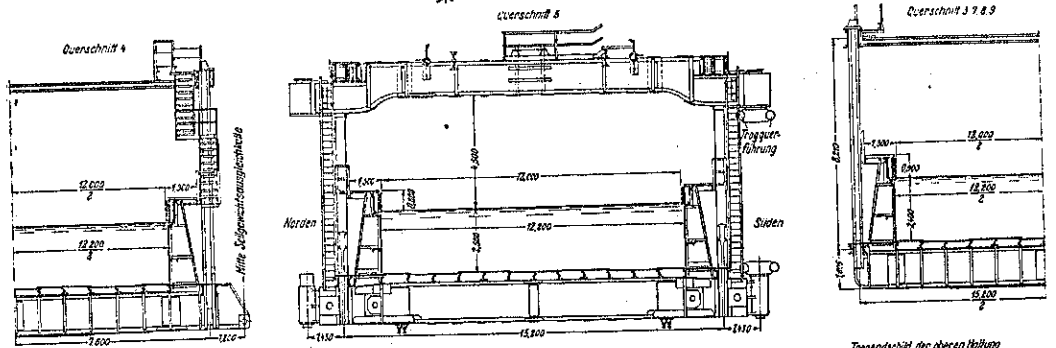
(Pharro, "Die Stahlbauten des Schiffsbauwerks Niederfinow." Buntech. 18. Juni 1935, S. 315~359.)

此の運河昇降機は船槽、鋼構脚、下流運河部引索工及び水路橋の 4 部分より成る。鋼構脚は船を浮べて上下せしめる船槽の長さの方向に沿うて置かれその上の両側に 0.1 宛の滑車を持ち、此の滑車を通ずる鋼索は一端に船槽を、他端には之と釣合ふべき對重を持つて居る。更に此の鋼構脚は船槽と對重の間の釣合が破れた場合に其の過重を負ふべき雌螺旋柱を支へて居る。(即ち此の雌螺旋柱は直接支臺上に乗らないで内側滑車支持梁に吊つてあるので水槽に水が無い場合に廻轉昇降子に依る上向反力が雌螺旋柱の大きな重量と消合つて好都合に働く。)

最後に此の鋼構脚は上流運河部と運河昇降機を切離す爲の引揚屋及び船槽の引索並びに其の運轉の設備等を支へ、尚水路橋の東側支臺から傳へられる力をも受ける。鋼構脚に接続して作られた下流運河部閉塞工は下流運河部に取付られた引揚屋、船槽の取付設備及び其等の運轉設備を支へる。

設計荷重として風荷重は運轉中は 60 kg/m^2 運轉を中止した場合には 200 kg/m^2 とした。之に就いては 1925 年に施工地點の近くに Hamburg の精密技術機械工場製作の Steffens-Hedde の自記風速計を設け其の頂部を丁度運河昇降機の鋼構脚の頂部に一致せしめて観測した結果現在迄の最大風速として 1928 年 7 月の破壊的暴風の時の風速が僅か 32.7 m/sec 之に相當する風壓は 78.2 kg/m^2 であったから、運轉休止中の風荷重としては 200 kg/m^2 で充分と思はれる。又船槽に對しては危険時として船槽が運河の上流部又は下流部と連絡さ

第 99 圖

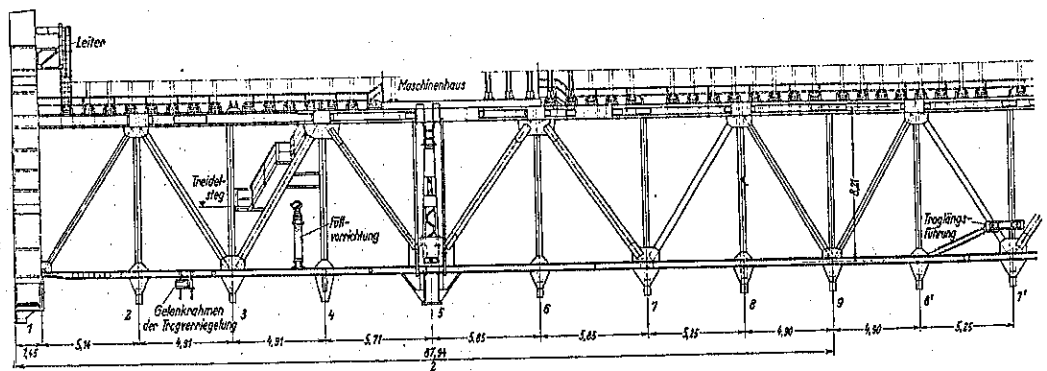


れて居る時その船槽の中で一つの船が沈没する場合を考へねばならない。此の際船が斜に沈んだ時の衝撃壓力の他に又船の空隙に流れ込む水の爲に鉛直方面の荷重が大きくなる。最後に 1000t の船が 40 cm/sec. の速さで扉の方に向つて船槽の中へ入つて來る場合を考慮し扉は之等の衝撃に耐へ得るものでなければならぬ。

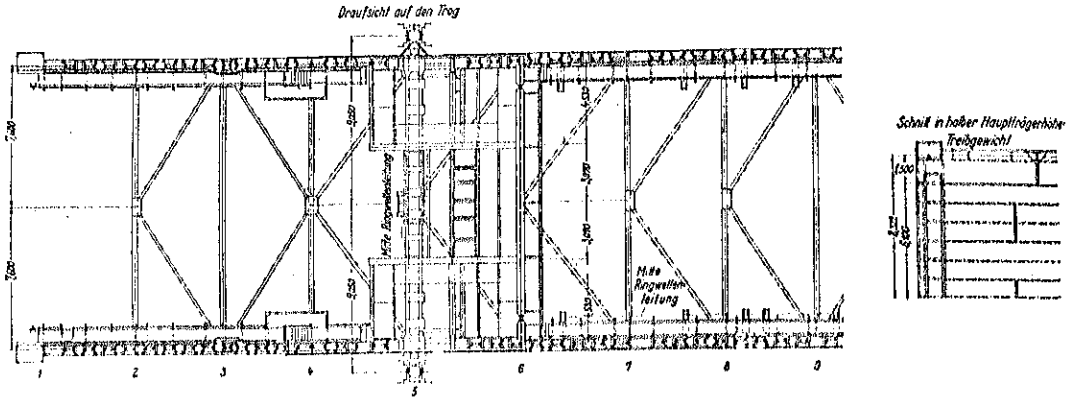
將來内陸運河の完成に依つて東部地方の水路に迄 1000 t の運河航行船を通し得る様になつた時、此の Hohenzollern 運河を此の船が通行出来る事が是非必要であるから、船槽の寸法は 1000t の運河航行船 (80.0 × 0.2 × 2.0m) 及び 1000t の河川用船舶 (80.0 × 10.5 × 1.6m) を標準として有効長を 85m と決定した。次に船槽の有効幅員及び水深に就いては、種々の大きの船に就いて色々の組合せを考へ、其の運轉能力や船が船槽に入る時に其船の受ける抵抗力及びそれに要する時間等を考慮し、更に槽底を傾斜せしめた時の水量の減少従つて重量の軽減及び工費等の總てを考慮し、研究の結果有効幅員 12m 水深は一様に 2.5m と決定した

第 99 圖の船槽は主として水槽と之を支へる水槽結構より成り重量を小にする爲全水槽には St. 52 を用ひた。水槽側壁の天端は水面上 0.80m とし此處に水槽に沿うて兩側に幅 1.25m の歩廊が設けられて居る。水槽は縦梁と鉄張より成り、其の縦梁は水槽結構の横梁上に綴鋸で固定せられて居る。鉄張には曲鉄又は膜鉄が好都合であるが、接手が多くなり又多量の水が入る結果水槽の重量が大となるので普通の鉄を用ひた。底張鉄は縦梁から縦梁へ達する單純梁として計算され又無限に多くの支點を持つ連続梁としても計算された。側鉄も同様の計算を行つた結果何れも厚さ 11mm 但し側壁の上部腰鉄を有する部分は 8mm を用ひる事に

第 100 圖 水槽結構側面圖



第 101 圖 水槽結構平面圖

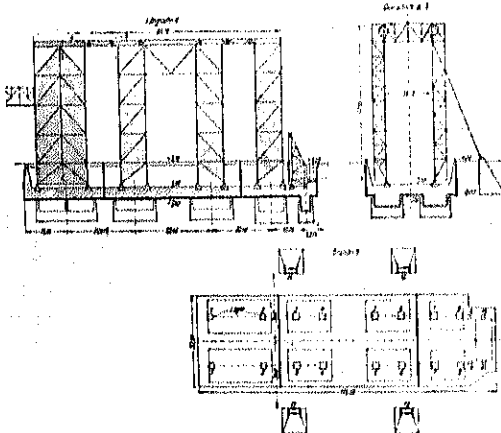


した。

水槽結構は橋梁状主梁より成り其下は横梁で連結されて居る。又上は對風構にて補剛せられ(水面上4.50mの空間を有す)、特に其途中 2 箇所は主樑構で又端は端樑構にて補剛されて居る。此の主樑構及び其れに屬する横梁は破壊時に對重又は水槽の全荷重を昇降機の鋼構脚に傳へるべき 4 個の廻轉昇降子を支へるものであるから特に丈夫に作られて居る。主樑構は此他對風構の上に作られた水槽起動の爲の機械室をも支へるものである。尙水槽の底が補剛材として働くと考へられるから下部對風構は省略した。

水槽結構の形は第 100, 101 圖に示す様に長さは全體で 87.94m、有效長 85.04m、高さ 8.31m 主梁中心間隔 15.20m である。主樑構の相互距離は萬一の場合に際し廻轉昇降子が雌螺旋柱に支へられる時に水槽結構に最好都合な静力學的關係を生ずる事を標準とした。其の

第 102 圖 鋼構脚概略圖

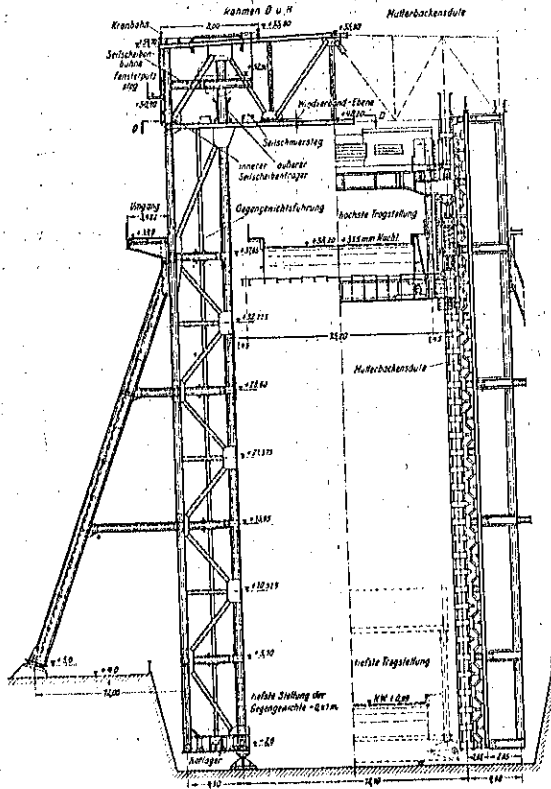


理論的の値は約 48m、であつたが、外觀等も考慮に入れて 43.70m したと。従つて主梁は突出梁を有する單純梁として橋梁の様に作用する。

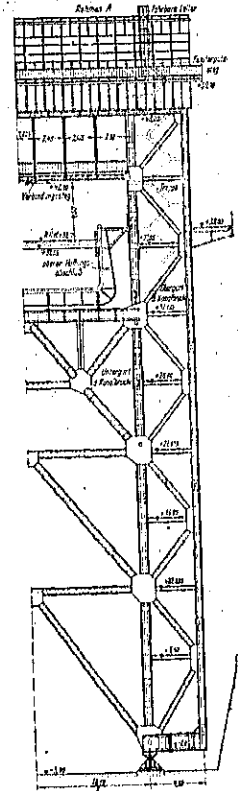
次に船槽及び其の對重を負ひ運河昇降機の鋼構脚は上部のみ對風構にて補剛せられた 2 つの構脚より成る(第 103 圖)。之に對しては約 60m 幅の基礎工を必要として、此の構造物の確實な基礎を普通の工法を以て造る時は絶大の注意と法外な費用を要するから、我々は此の構脚断面に對し第 102 圖の平面圖に示す様に基礎工の幅を 33.50m とし、別に 4 本の側支柱に對し小さな基礎工を作る事にした。尙試錐の結果上流運河區閉塞工の重量を水路橋の橋脚にかける事は好ましくなかつたので、此の鋼構脚を水槽の長さより遙かに長く上流側に延長し上流運河區閉塞工の重量は總て此の構脚にかかる様にした。第 103 圖に示す様に構脚は横断面で見ると 2 鉸樑構より成り其内水槽起動設備を負ひ且雌螺旋柱の固定されて居る 2 鉸樑構は側支柱に依り支へられて居る。又縦断面では第 102 圖に示す如く 8 つの 2 鉸樑構があり、常に其左右 2 つ宛が補剛構で連結せられて 1 つの立體的複樑構に成つて居る。其の 4 つの立體的複樑構の内中央にある 2 つは上を特殊の連結材で長さの方向に連結して 1 つの固定樑構として働く中央塔を形成する(其の 4 隅に 4 本の雌螺旋柱、階梯齒軌及び 4 本の側支柱がある)。西塔は幅の廣い 2 鉸樑構より成り外側及内側滑車支持梁に依り中央塔と長さの方向に可動な様に連結されて居る。残る 2 つの 2 鉸樑構より成る東塔は西塔の半分の幅を有し之は滑車支持梁に依り中央塔と固定的に連結せられて居る。結局此の構脚の有効長 93.70m となつた。

構脚側面は第 102 圖縦断面に見る様に 5 段に分たれ

第 103 圖 鋼構脚横断面圖



第 104 圖 西側破風面側面圖



各段は斜材に依り相剛されて居るが、其の各段の高さは美觀、水路橋との取付、歩廊支持の片持梁の取付等を考慮した結果一様でなく最下段 7.10m, 中間 3 段各 10.85 m, 最上段 10.55m である。断面に於ては第 102 圖横断面圖如く上の 4 段は更に 2 分せられ、只側支柱の働く所だけは最上段を 2 分せず側支柱を延長して斜材として挿入した。

構脚の個々の部分の多次不静定は次の如き状態に於て生じた。

- 1) 中央塔に於て 2 鉸樞構として働く 2 つの複横樞構は縦の方向に結合せられて新に 2 鉸樞構と成つた事。
- 2) 東塔の複横樞構は内側及び外側滑車支持梁に依り中央塔と固定的に結合された事。
- 3) 個々の塔の外壁は(風荷重を受けた場合) 水平の方向に上は對風樞により、下は脚部樞構に依り支へられる事。

以上の事から中央塔は 10 次、東塔は 8 次不静定であり、西塔は其の主要構面は 4 次不静定であるが、西側破風面の横樞構(第 104 圖)は 8 次不静定、又對風樞は 20 次

不静定である。

一般に此の立體的全構造物を計算し得る爲に對風樞は横樞構、側壁等の彈性に對し全く無變形と假定したが、對風樞の彈性を考慮に入れる時は應力は低下されるから、此の假定は許容される。

最後に側支柱を有する鋼構脚と之を有しないものと其の彈性的性質の研究が現在途續けられて來たが、其の結果に依ると側支柱を有するものは之を有しないものに比して約 4.5 倍の剛度を有する由である。

水路橋に就いては Bautech. 1934, Heft 40, S. 530 に記載されてゐる。(米谷榮二)

14. 下 水 道

下水の機械濾過

(P. B. Streander, "Mechanical filtration of sewage." Waterworks and sewerage. July 1935, p. 252-257.)

1883 年來下水の機械濾過は生物的處理法の異常の進

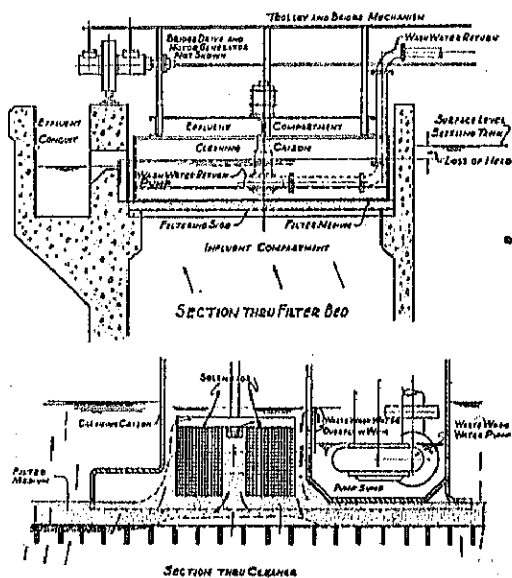
歩に依つて一時は殆んど顧みられなかつた、然し近時化學處理法の發達に伴ひその經濟的運行のために再び洗く論議せらるゝ様になつた。Dearbon 市に於ける Laughlin 氏の實驗並に Atlanta 市に於ける Killam 氏の實驗は共に濾過を行ふ際は抄からず凝結劑の混入量を減じ、従つて處理費の節減に與る所が大であると報じ、此の點汚水の濾過は將來益々重視せらるゝに至つたのである。

(1) 濾過の機構と濾過材の種類：普通濾過層は厚さ 3~12 吋のものを用ひ、最大損失水頭は 3~18 吋程度のもとの見、濾材は濾過の様式並に汚水の性質に依り相違あるも、主として石英砂、石炭粉、磁鐵砂、パルプ、濾布等を用ふるもので、濾過様式としては (イ) 上昇式、下降式の固定濾層型、(ロ) 逆洗型(上水濾池同様のもの)、(ハ) 真空濾過型の 3 種が行はれてゐる。

(2) 上昇濾過式濾過装置。Laughlin 式(第 105 圖)

第 105 圖 Laughlin 式上昇濾過装置

上：濾過装置断面圖 下：洗滌装置断面圖



のものに於ては磁鐵砂の 10 番篩と 20 番篩の間のものを用ひ、厚 3 吋とし初水頭は濾材の粗粒なると層厚小なるとにより、1 吋以上に達する事なく最大損失水頭は 3 吋程度である。

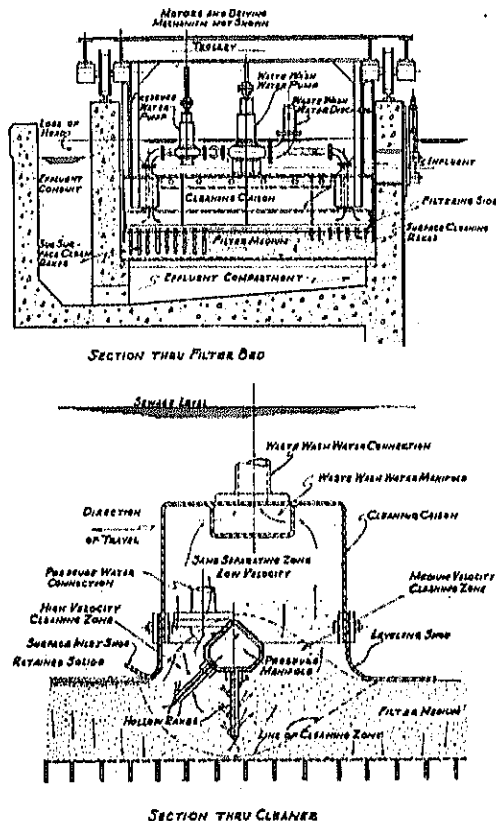
洗滌装置は第 105 圖にも示すが如く solenoid を砂面上に吊し、之に電流を斷續して通じ砂鐵の上下運動をなきしめ洗滌する。洗滌汚水は更に流入下水と共に再度槽内に入り沈澱せしめられる。

此の式のもの Dearbon 市並に Perth Amboy 市に現在設置され運行中である。

(3) 下降濾過式濾過装置 (A) 機械洗滌器を有するもの：著者の改良に係るものは第 106 圖に示すが如きものにして濾材には、石英砂或は無烟炭粉の 20 番篩と 30 番篩の間のものを用ひ、層厚は 6~18 吋である。洗滌装置は第 106 圖に示す如く壓力管につながらる 2 本の齒形

第 106 圖 Streamer 式下降濾過装置

上：濾過装置断面圖 下：洗滌装置断面圖

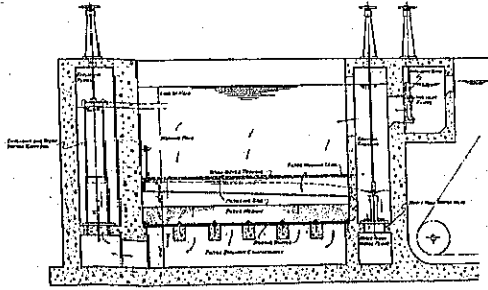


を有し一は砂表面、他は下層に各々壓力水を送つて砂を攪亂洗滌する、洗滌の均等を期する爲洗砂室を數個に區切つて壓力水を一様に分配し、約 10 吋/分の洗砂速度にて洗滌する、洗滌水はポンプにより流入口へ送送される。

(B) 逆洗式 第 107 圖に示す如く、ボース・スラブを用ひ其の上に砂層(又は無烟炭層) 12~18 吋を敷きたるものにして、トラフをも具ふるものである。

洗滌は濾過水を送送して行ふもので、その速度は濾層の厚さにより變化あるも普通 12 gpm/ft² 程度である、之は砂に對しては 18 吋/分に相當する。又此の種の濾層

第 107 圖 下降濾過並逆洗式濾過装置



の初水頭は 6 吋にして最大損失水頭は 12 吋と見られてゐる。

以上 A. B. 共上昇濾過式のものよりは損失水頭は大である。

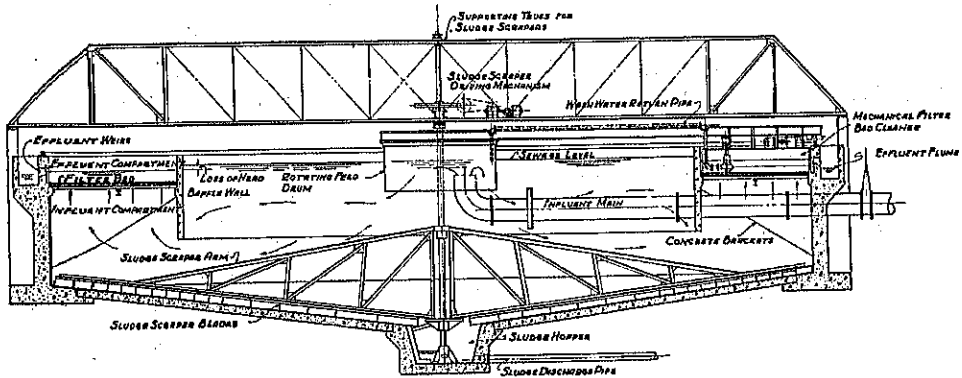
(4) 真空濾過式：汚水の真空濾過機は上水に於ける

洗滌器を使用せるもので、第 108 圖に示す如く圓形沈澱池の周邊部に濾過装置を備へ汚水は中央流入口より四方に向ひ沈澱作用をなし阻壁をくゞつて濾過層に通じ次に濾過水は溢流堰より流出渠に流れ出る。此の式のものゝ缺點は、阻壁を設けたる關係上水面よりも沈澱効率の悪い水を濾過する事であるが、特長は濾層の洗滌が比較的確實で而も簡単な事である。然しこの式のもは普通沈澱池には併用できるが薬品沈澱池には不向である。

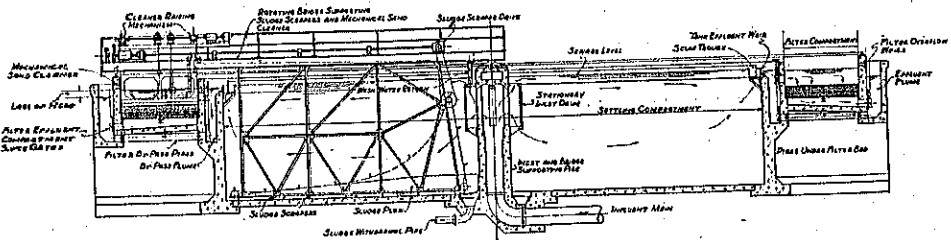
(b) 下降濾過式：第 109 圖に示す如きもので、沈澱槽と濾過室とは區切られてゐて流出渠と沈澱槽とを直接連絡すれば普通沈澱、薬品沈澱いづれの場合でも使用出来、濾層の修理も沈澱作業を中止する事なく行ひ得る。

濾砂洗滌器は汚泥聚集機の外縁脚部に取付けられ洗

第 108 圖 沈澱池と濾過装置とを併用せる上昇濾過式 (Langhin 式上昇濾過装置を有するもの)



第 109 圖 沈澱池と濾過装置と併用せる下降濾過式 (Streamler 式下降濾過装置を有するもの)



もの及び汚泥に於けりものと多小その速を異にしパルプを濾過膜とするもので、濾層の下に真空を生ぜしめるものである。

(5) 濾過装置の配列

(A) 沈澱池と濾過装置との併用

(a) 上昇濾過式：此の式のものゝは磁鐵鐵砂と機械

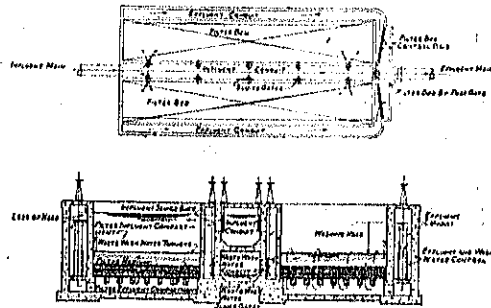
砂時のみ砂面上に吊下して聚集機と共に同轉しつゝ洗滌を行ふ。

(B) 矩形沈澱池と濾過装置との併用：矩形沈澱池とその流出堰に沿ひ設けられた濾過室との組合せで濾過層はコンクリート製溝形の上に多孔性濾過版を置き更にこの上に石英砂、無煙炭砂を敷いたものである。

薬品処理を行ふ場合汚水の P.H. 値大なるため石灰を混入する場合は濾過版は CaCO_3 の沈澱し又は有機物により閉塞さるゝ故薬素を投入し豫め此の障害をのぞく必要がある。

(C) 沈澱池と分離式濾過装置の併用： 沈澱池と濾過池とを別個に作る場合で、圓形又は矩形の沈澱池を適宜に作り、濾過池は第 110 圖の如く機械洗滌器を有する

第 110 圖 分離式濾過層 (重力濾過並洗滌式)



上昇式、下降式の濾過をなすもの又は下降濾過式の逆洗式のものに適宜に用ひる。但し逆洗式のもの洗滌水量によりその面積に大小を生ずる。

(9) 洗滌速度： 洗滌速度は濾材の性質、層厚、損失水頭、濾過除去率、濾過対象物の性質により影響を受ける。損失水頭を餘り増加する時は濾層中に沈澱物を侵入せしめ、多量の洗滌水量を要する。凝結完全で沈澱が充分に行はれれば和濾材を用ひた方が良ければ薬品の経費が大である。

廉價なる薬品を使用し、有效な濾過を行ふものとなれば最も理想的で濾速は上水同様 2ガロン/分/呎²が適當と思はれる。然し上水の如く、濁度、細留を高度に除去する必要がない點にも留意しなければならぬ。

(7) 下水の濾過速度： 濾速に就ては未だ確定的な數字は示されてゐないが、汚水濾過の第一目的は浮游物質の除去で細菌は薬素により殺菌される。

現在では平均 2ガロン/分/呎²の濾速を採り、最小 1ガロン/分/呎²とし濾過効率、損失水頭、洗滌水量等によるが最大 4ガロン/分/呎²を超えてはいけない。

(8) 機械濾過の應用： 汚水中の浮游物質は薬品沈澱によつて或る限度まで沈澱せしめ得るが、その限度以上除去し操とすれば多量の薬品を浪費するのみか沈澱池の容積も滞留時間 4 時間以上を與へなければならぬ、然し斯る場合濾過装置を併用する時は滞留時間は 1~2 時間の短時間で充分であり、更に浮揚物質や小粒の

汚泥までも濾過除去し得るものである。

斯く濾層を併用すれば薬品の經費節約と共に凝結不充分な汚泥粒子をも濾過除去し此のため濾過水の酸素要求量も小さく見た目にも綺麗である。New York 保健局の Cony Island 實驗所に於て最近 2 つの同形、同大の沈澱槽 2 種即ち一は濾過装置を備へ、他は備へざるものに就き實驗を行ひその經濟的關係並に效率を調査したる結果によれば、濾過装置を有するものが遙かに好成績を示してゐる由である。

(9) 促進汚泥法處理場にての應用： 近來促進汚泥法處理場に於ても最後沈澱池にて濾過装置を併用し相當の成績を擧げてゐる。促進汚泥法處理にて生じた重い汚泥は沈澱し易いが、軽い不活性の絲狀粒子は濾過に依り除去するより外はない。この存在による B.O.D. は小であるけれども、このため非常に流出水は汚なく見えるものである。一面曝氣不充分なる時も濾過を併用すれば操作費を節減し得る。

S. I. Zaek 氏は New York 州下水道協會にて Chicago 處理場に於ける大さ 20 呎の圓形沈澱槽に Laughlin 式濾過装置を備へたるものゝ實績に付き詳細報告してゐる。

(10) 普通沈澱池との併用： 生下水の場合も濾過装置を併用して、重き粒子は沈澱させ軽い粒子は濾過させるもので、滞留時間 1 時間を與へ 2ガロン/分/呎²の濾速で濾過したものと、滞留時間 3~4 時間を與へたるものよりも遙かに效率が良い。

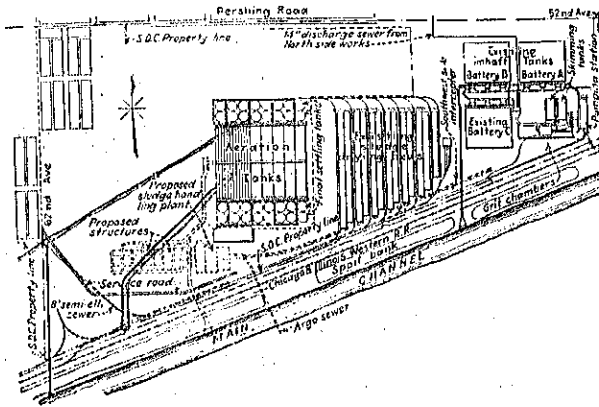
(11) 結語： 以上述べたる如く薬品沈澱池、促進汚泥法又は撒布濾層法の最後沈澱池、又は生下水の沈澱に濾過装置を併用する事は效率の點からも、經濟の見地からも非常に好結果を示し、將來益々此の方法が盛んに行はれることと思はれる。(松見三郎)

工事着手の Chicago 第 4 下水處理場

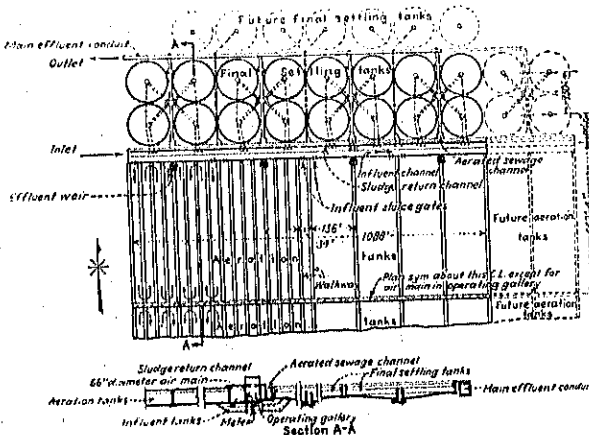
(L. O. Whittemore, "Chicago Starts Work on Fourth Large Sewage Plant," E. N. R. August 8, 1935, p. 186-188.)

最後擴張に於て 1,200 m.g.d. を豫定し、400 m.g.d. の平均下水量を以て設計した Chicago 衛生地区の新西南部處理場は世界に於ける最大の促進汚泥處理場であらう。本處理場はポンプ室、送風機室、掃塵除炭置、豫備沈澱槽、浮流遮斷槽、曝氣槽、最終沈澱槽、統制室及び本水路への排水口から成立つてゐるが、その主要部をなす曝

第 111 圖 一般平面圖



第 112 圖 曝氣槽



氣設備の大要を掲げると次の通りである。

槽の配列

系統数	2
1 系統當りの曝氣槽	8
1 系統當りの平均下水流量, m.g.d.	200
1 系統當りの最大下水流量, m.g.d.	300

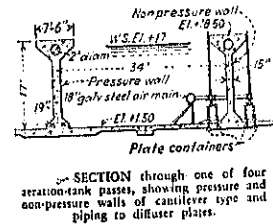
曝氣槽

停留時間(平均), 時間	6
空氣使用量, 立方ガロン	0.5
汚泥返送(平均), 平均下水流量の%	20
汚泥返送(最大), 最大下水流量の%	30
混合下水濃度, 平均 P.P.M.	2 600
混合下水濃度, 最大 P.P.M.	3 200

最終沈澱槽

沈澱速度, 下水+汚泥	
平均, ガロン/1 日呎 ²	1 200
最大, ガロン/1 日呎 ²	1 050

第 113 圖 曝氣槽横断面



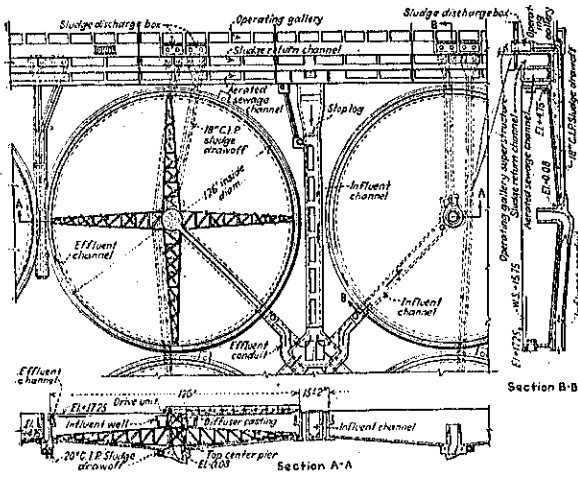
尚汚泥は機械的脱水, 乾燥及び焼却に依て處理する豫定である。

曝氣槽: 各曝氣槽は長さ434呎, 幅130呎で4列の水路中にある壁に依て區分され實際上長さ1786呎, 幅34呎の槽を構成してゐる。散氣版上の水深は15呎である。版の面は槽底上 0 $\frac{1}{2}$ 吋で, 水面上の餘裕は18吋ある。槽は1つの壁の近くに散氣装置を取付けた渦流型のものである。各水路に2列に使用する12×12吋散氣版はコンクリートコンテナの中に入れてあつた, 同列の30枚の版への給氣は1つの瓣に依て統制出来る様になつてゐる。各槽への流入は2箇の42×42吋制水門扉から, 又流出は長い堰から溢れた後60吋ベンチュリメーターを通過して行はれる。

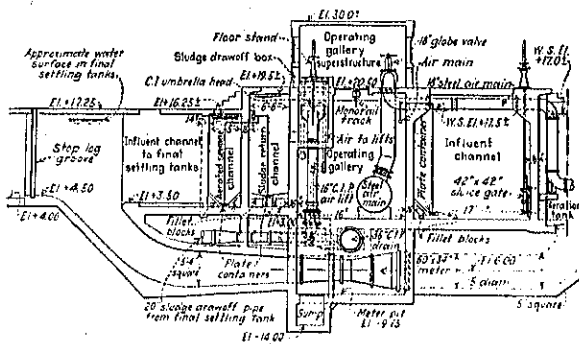
最終沈澱槽: 此の槽は中央流入渦流型で内徑120吋, 水深外壁に於て11呎, 底勾配は中央に向つて1呎當り1吋である。曝氣下水の流入経路を通ると先づ中央給水井から4槽の中央に到着した後42×42吋制水門扉に依て調節し得る槽下の水路に依り各槽へ夫々その中央から流入する。又流出は外縁部溢流堰上から行はれる。沈澱汚泥は中央の柱に取付けた汚泥聚集機に依て中央に近い排出口に聚集され, 槽の下を通過して操作廊へ通じてる鑄鐵管から排出される。汚泥聚集機の様子は毎時1廻轉である。

操作廊: 槽の各系統に対する操作廊(第111圖)は曝氣槽及び最終沈澱槽の間に存在する。各廊は長さ1003呎, 内幅10呎で高さ9呎の上屋を設けてある。操作廊には空氣本管, 汚泥返送排出管, 空氣及び下水計量器, 空氣及び返送汚泥調節瓣, 水位線及び配線集が装置してある。曝氣槽へ至る生下水流入水路及び最終沈澱槽へ至る汚泥返送用水路は曝氣槽と同じ深さに出てゐて操作廊に並行してゐる。之等の水路には散氣版を取付け, 固體の沈降を阻止し, 完全な混合が行はれる様

第 114 圖 沈澱槽



第 115 圖 操作廊及び水路



リメーターに依て計量され、グローブバルブに依て調節される。(玉置 巖)

15. 港 灣

波の洗掘に對する防波堤基礎の設計

(“Designing Breakwater Foundations Against Wave Scour.” E.N.K. July 25, 1935, p. 133-134.)

Africn 北岸 Algier 港の新防波堤 1908 呎の内約 2/3 の 1315 呎は 1934 年 2 月 3 日の暴風に破壊せられた結果、防波堤基礎の再検討が必要になつた。この新堤は佛人技師が波力を定めて設計したものであるが、この港には常に恒風が荒れ、水深は急激に深く變化した場所である。

破壊した防波堤の断面は第 116 圖の如くである。6 $\frac{1}{2}$ -440 封度の石塊基礎の表面には最小 800 封度の石を被せた。壁體は方塊四段積とし、方塊の大きさは縦は防波堤の幅だけ取り高さ及幅は 13 呎である。最下段の方塊は高さは小であるが幅廣く、上段方塊は 400 呎なるに對して下段は 450 呎である。隣接方塊との結合のためには軸合接を行ひ、上下の結合のためには方塊側面に作つた孔を利用して鉄筋コンクリート柱を作つた。上部コンクリートは場所打とし 0.4 m の水平部を港側に、胸壁は 2 段に分けて高さ +0.5m にした。暴風は 2 月 2 日から始まり 3 日には破壊を起すに至つた。兩日に亘る観測によると 2 月 2 日に於ては波長 410 呎、週期 9 $\frac{1}{4}$ 秒、波高 12 呎、3 日には波長 656 呎、週期 13 $\frac{1}{4}$ 秒、波高 30 呎である。この高さ及週期は殆んど未曾有のものである。

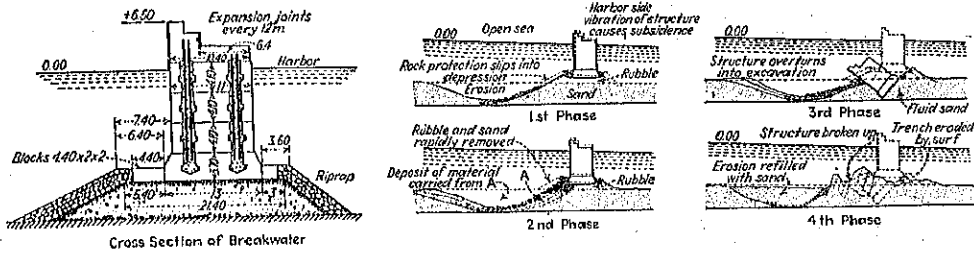
に曝氣する。下水は各系統の西側に於て返送促進汚泥と短時間混合された後、曝氣槽流入水路へ入れられる。曝氣用の壓縮空氣も又西側に於て吹込まれるので、返送汚泥水路は各系統の西側から更に下水の流入箇所まで續いてゐる。各系統への下水は調節室にある計量器及び門扉に依て計量し調節する。又各曝氣槽からの流出水(下水及び促進汚泥の曝氣混合物)は 60 x 8 吋ベンチュリメーターに依て計量する。

基礎の破壊： 壁體の設計には破壊を招くやうな原因なく、波の衝撃に對する不備も認められない。破壊は唯粗石基礎の逃出によるものである。これに對する實驗を Lausanne の水理實驗室で行つたが、200 m の波長と 9 m の波高に相應する縮尺の模型によつた結果、倒壊に對する安全率は外方に對して 1.58、内方に對して 1.2 であつた。

最終沈澱槽から排出した汚泥は空氣揚水機に依て、返送汚泥が曝氣槽への流入口へ自然に流入する程度の高さに汚泥返送水路中に揚げられる。2 臺の 10 吋空氣揚水機は各最終沈澱槽の 1 本の汚泥排出管に取付けてある。空氣揚水機が操作廊の内側にある箱に吐出すと汚泥は水中に没した孔を通じて汚泥返送水路に送られる。各空氣揚水機へ供給する空氣は 4 x 2 吋ベンチュ

倒壊の經過について M. Rondel 技師は第 116 圖に示す如く 4 つに分けて説明してゐる。(1) は基礎の傾斜が絶えず行はれた結果、基礎の傾斜面を保護する方塊が次第に滑り落ちた。基礎上の堆體は振動によつて沈

第 116 圖 Algier 防波堤断面と暴風による崩壊の経過



下を起し、外方に幾分移動した。(3)の状態は極短時間の現象である。大きな保護被覆方塊はこの凹みに滑り落ちたため、砂利基礎は波長によって突然逸出した。連続的に数回波浪が襲来したため遂に抵抗出来なくなりました。(3)それに続いて起つた現象は規則的且連続的である。逸出した基礎の部分には波のために溝が出来て、方塊はその中に倒壊してしまつた。(4)最後はそれに続いて起つたもので、その暴風の間に防波堤前の凹みは再び砂で埋つてしまつた。

この構造物は一般に垂直防波堤としては最良のものと認められ、設計に方つては他の場所に於けるものをすべて参考とした。方塊間の連繋には鉄筋コンクリートを使ひ、基礎砂利は特に低くした。工事は充分精確に施

工し、それまでの波浪は頑強に抵抗し得たのである。2月2,3日の暴風は未曾有のもので、波高9m以上になつて遂に崩壊してしまつたのである。従つて波の影響を受けない基礎の深さは今後の研究に待つべきである。

粗朶敷と方塊防護を用ふる方法: France, Dunkirk 港は二つの突出堤で囲まれ、西堤は波浪を相當に受けるために、粗石基礎を粗朶敷の上に作り、上には方塊を被せた。方塊は海側と上部に40~50mのものを使つた。

この基礎は第117圖に示す如く平均低水面上+8mまで作り、その上にあるコンクリート壁體の表面には人造石方塊壁を張つた。約1640呎だけは圖に示す如き基礎を作つたが、820呎の陸に近い部分は鋼鉄板間に巨石コンクリートを打つてその上に上部構造を設けた。突堤先端では水深約32呎、基礎は水面上約7呎まで盛つてある。

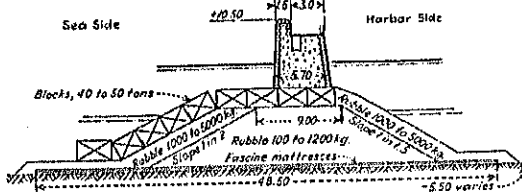
構造物としては別に珍しい部分はない。粗朶は繰つて浮かせて現場で石をつけて沈めた。粗石は土運船で運び、方塊を起重機で吊つて据ゑた。

Haifa 港の堆石防波堤: 採石場から出る大小の粗石を利用して作つた面白い設計が Palestine の Haifa 港で作られた。Haifa は開いた海岸で約30度に突出した長さ7250呎の防波堤と、2510呎の突堤とで囲まれ先端での深さは40呎である。この技師の報告によると海底は細砂である。風や潮位による最大水位差は平均水面から+1呎と-2呎である。設計断面は2種ある。石の大きさは第118圖の如くである。

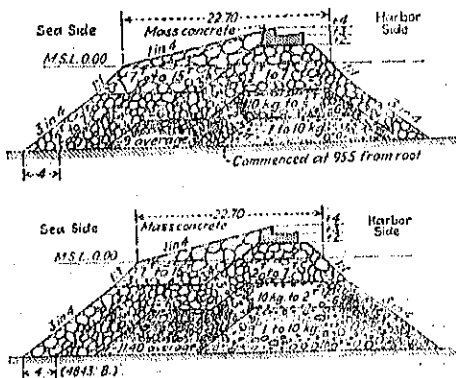
石基礎は移動式クレーンで積まれ、クレーンは完成した防波堤上を次第に海中に進んで行つた。

(傍島 濠)

第 117 圖 Dunkirk 港の突堤石基礎



第 118 圖 Haifa 防波堤断面



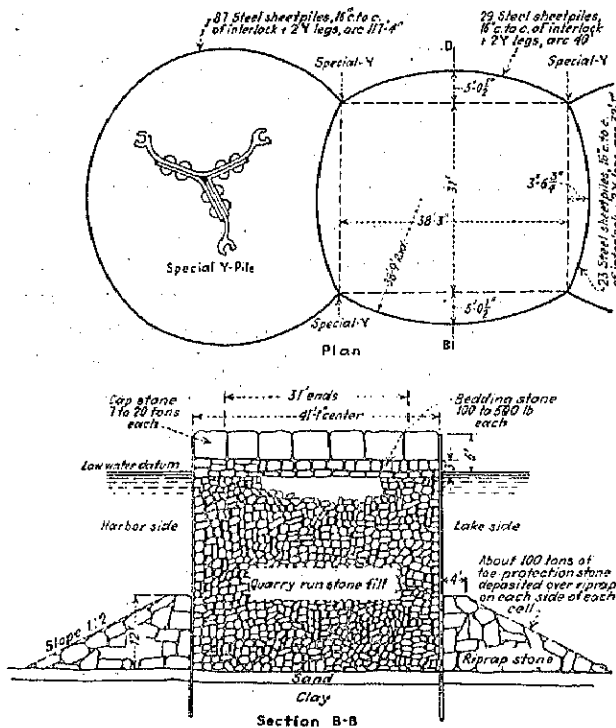
Calumet 港の鐵筒防波堤

(T. L. Condon, "Cellular Steel Breakwater for Calumet Harbour," E. N. R. July 18, 1935, p. 80~91.)

Calumet 港は、Calumet 河の河口にある Michigan 湖の最南端に近く位してゐる。

舊防波堤は正東へ 4200 ft, 更に東南に折れて 3400 ft 突出してゐる。1933 年に至つて之が擴張が計畫せられた。その設計は第 119 圖に示す如くである。

第 119 圖



防波堤は 131 個の鐵矢板筒より成り、末端の筒は直徑 24 ft 1 in, 途中の筒は平均長 38 $\frac{1}{4}$ ft, 幅 41 ft 1 in の圓弧である。各筒の連結には特殊の Y 狀矢板が設計せられた(第 119 圖)。矢板は規格品で、機手は 1200 lbs/in より少なからざる直接の引張力に堪へるものであり、且つ重量は 1 ft² 當り 23 lbs を越えざるものが必要であつた。

Y 狀矢板は、各筒にかゝる機手長 1 ft につき 10000 lbs より少なからざる直接荷重を傳へ得るものたる事を要した。

工事は 1934 年 5 月 28 日に、全長の中央に當る第 66 番筒から始められたが、6 月 6 日に至り颶風起り大

波の爲、第 66, 第 67 の 2 筒は一部破壊せられるに到つた。

斯くて工事が一時中止せられてゐる間に、請負者側から、本設計では建造中にも又建造後にも強度が不足してゐるとの抗議が出た。

が、當局の依頼に依つて著者が計算の照査をした結果、從來の設計で充分であることが確かとなり、請負者側の抗議を一蹴したのである。

かくて、工事は 1934 年 9 月始めに從來の計畫と示方書に則り再び始められたのである。

先づ、1 部填充の儘嵐に依つて破壊せられた第 66 と第 67 の筒はその儘とし、それらの北方に位する第 64 と南方に位する第 69 の筒から始めた。

9 月 10 日から 11 月 15 日迄に 34 個の筒を打込み、58 日間(日曜日を除き)填充を終へた。

次いで、2 個の破壊筒とその填充粗石を除去した後、第 64 と第 69 の間の 4 個の筒を打込み填充を終へた。斯くて合計 38 個の筒(全體の約 30%)が完成されたのである。尙假の末端筒は、示方書に従ひ半徑 24 ft $\frac{1}{2}$ in の圓筒とした。

鐵矢板は便宜上、數枚を彎曲アングルやチャンネルで假止めして、之を型板に従ひ垂直に降ろして下端一部を砂或は粘土中に穿入せしめ、次に筒狀を完成せしめる爲、Y 狀矢板と、閉合用矢板を挿入した後、假止用のチャンネルやアングルを取除いた。(吉藤幸朔)

Great Lakes 燈臺の新型基礎

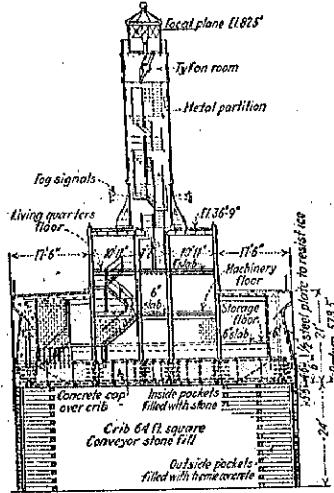
(Chas. A. Park, "New Types of Substructure for Great Lakes Lighthouses," E. N. R. July 18, 1935, p. 77~80.)

最近 PWA 資金に依り、燈臺の建造及び改造が廣範圍に計畫され、その中には軟弱な湖底に設ける基礎の設計として新しく且つ興味深いものが 2, 3 ある。

方形木樁基礎: Michigan 湖の燈臺中 Grays 礁と Minneapolis 淺灘上にあるものは、夫々 27ft と 21ft の深さに良好な地盤がある。兩燈臺とも條件が近似してゐた爲、構造としては同様のものを採用した。此處には Gray 礁上の燈臺に就て述べるが、これは第 130 圖に見

る如く、その構造は、粗石を填充する木枠とその上に載置する鉄筋コンクリート床版である。

第 120 圖



枠は 64 ft² で、外周に 12in×12in の壁部を有し 49 に区劃され、外周の 24 区劃内には コンクリートを填充し、内部の 25 区劃内には、2in 間隔で床版を配置し空腔に粗石を填充した。枠に充分な剛度を與へる爲にボルト及び繋釘を適當に用ひた。

枠上に載置するコンクリート床版は 8ft の厚さで端

部に突出壁を有する。

枠は港で建造し、周囲の適當個所に氷害（氷壓及び水撃）防護用の鐵板（幅 10ft）を取付け之を現場に曳き運び、そこで掘鑿底まで内方の區劃に石を填充し乍ら沈下せしめた。次いで潜水夫は外周區劃の底部の隙間を填寫し、この區劃中にトレミー管でコンクリートを填充した。

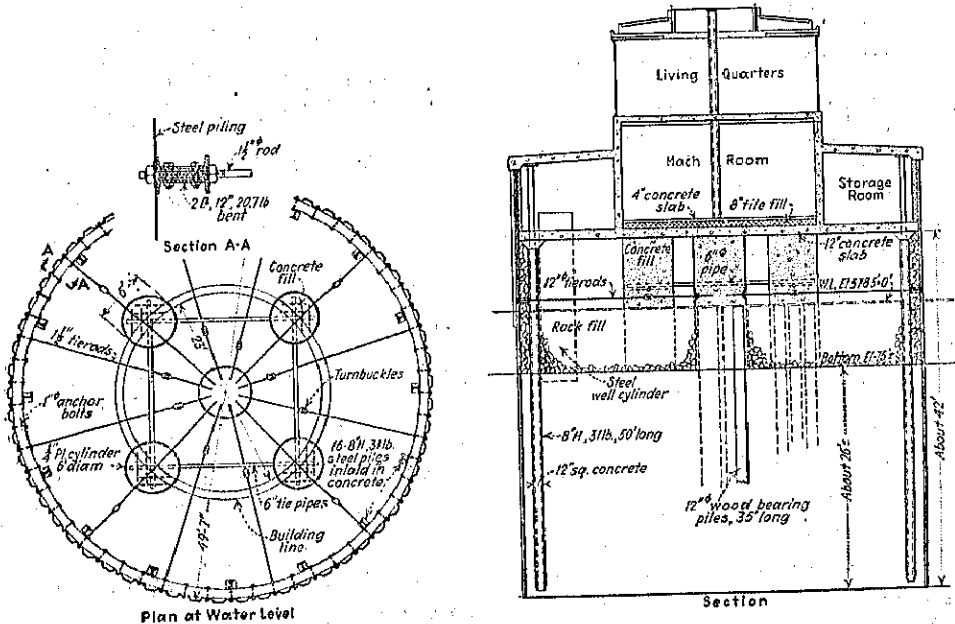
鐵矢板基礎：Michigan 湖の Peshtigo 礁では、水深約 10ft に過ぎないため、前二者より著しく軽い基礎が採用せられた。燈臺の上部構造を、各々群杭に依つて支持される 5 個のコンクリート填充鐵筒筒に依り支持せしめる事にした（第 121 圖）。

先づ鐵矢板壁の外周面から 2ft 1in の圓周上に 16 個の H 梁包みコンクリート杭を水射打ちに依り打込み、次いで鐵矢板を打込み、水線の所で轉動梁に依つて補強し、之を繋釘で内部の鐵筒筒と緊結せしめた。

基礎の中甲板は、機關室の壁と同一體に築造し、その外端を鐵矢板壁と H 梁入り杭に依り支持せしめた。それ故に基礎の填充粗石が沈下しても、或は鐵矢板壁内部に破損が生じて、全構造物の安定度には影響がない事となる。

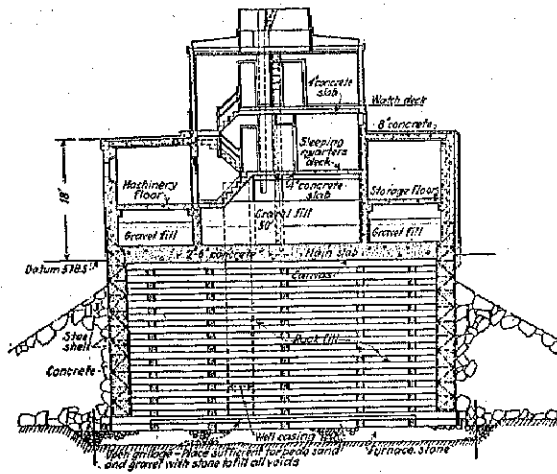
コンクリート壁で包んだ樁基礎：Green 湖の燈臺は水深約 26ft の處に設けた。基礎は直徑約 50ft で、直徑約 44ft の圓形木枠を 3ft 厚さのコンクリート壁で

第 121 圖



上端から湖底迄包圍したものである(第 122 圖)。

第 122 圖



コンクリート壁は厚 2.5 ft のコンクリート床版を載置し、床版は更に重い圓形コンクリート壁とコンクリート部屋を支持するのである。

木柱を同心的に圍繞する 2 重の鉄板壁は、コンクリート壁の型枠の役をなし、その中外周の鉄板壁は同時にコンクリートの磨耗を防ぐ役をもなすのである。

(吉藤幸朗)

鋪装 1 平方碼當りの全費用は約 3c で、同一現場のみで使用するとき、筵の壽命を 50 回とし、別の洗場への運搬費を除くから約 2.62c であつた。若しも綿筵が廣く用ひられれば筵の購入費が幾分か減ずることは疑無い。筵の壽命が盡きるまで連続的に使用するやうにし、工事と工事の間で廢せて置くことは出来るだけ避く可きである。3 方法で養生したる鋪装の切取供試體の抗壓強度に就ては、綿筵養生の供試體の平均強度が大である。

濕麻布濕土及澆水の 10 日間養生と比して濕綿筵 72 時間養生の利益を示せば次の如し。

- 1) 鋪装の抗壓強度が大である。
- 2) 鋪装 1 平方碼當り費用が廉い。
- 3) 他の方法よりも遙かに均等に養生される。
- 4) 路盤及路肩が良質土砂でつくられてる處では鋪装中に悪質土砂で汚害されることがない。
- 5) 瀝青鋪装の基礎コンクリートの場合はコンクリート表面が上層をやるとき完全に清掃されており基礎と上層がよく密着する。
- 6) 養生土砂を搬出入しなければならぬ市街地に鋪装するとき益々經濟的となる。
- 7) 澆水の場合は澆水の惧があり、又一部分に集り基礎土質を過濕し容積變化大なる路盤土壤を不均等に膨脹し又鋪装面にムラを生ずる。

(長瀬 新)

16. 道 路

綿筵による安價な鋪装養生

(T. G. Rollins, "Cheap Curing with Cotton Mats on Texas Pavements," E. N. R., July 18, 1935, p. 76.)

Texas に於てコンクリート鋪装を養生する輸入麻布 (burlap) に代るに國産綿布を以てせんことを企て、先づ 1933 年、その養生効果を判定するため綿筵を Washington の道路試験所に送り試験せし結果好成绩を得た。詳細報告は 1933 年 7 月及 1934 年 11 月に發表された。

綿筵を以て 72 時間養生する費用を濕麻布覆土法及び濕麻布澆水法と比較するために、1933 年 12 月他の養生法と共に 7 枚の綿筵を以て養生したが、之は摺切れるまで用ひることとした。之は 6 箇所の現場で使用し最小期間 72 時間で、鋪装上にて 57 回移した。352 時間水で飽利されてゐた譯であるが、未だ良好な状態で更に少くとも 25 回使用せられ得るやうに見えた。

17. 都市計畫

Berlin の環狀道路

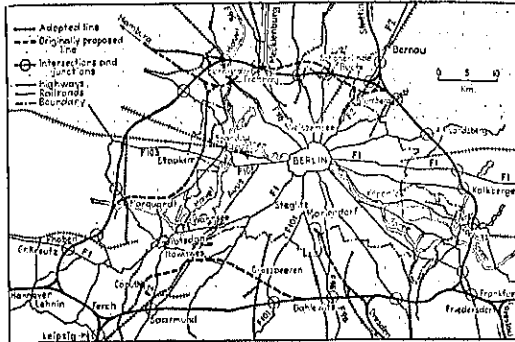
(Engineering in Foreign Countries, "Belt highway for Berlin," E. N. R., July 25, 1935, p. 111.)

大 Berlin を圍む延長 112 哩の環狀道路の工事が今年着手された。この道路は Berlin 市民 400 萬の利便の爲のみでなく、Berlin を中心とする 150 哩半徑の各地間の長距離交通に於て柏林市内の雜鬧地區を避けて最小の時間損失を以て交通し得させる爲のもので、完成の曉は Berlin 市内の交通雜鬧も從つて軽減される。

始めの計畫は第 123 圖の點線の位置を通る事になつてゐたが、Potsdam 其他近郊の發達に備へて實線の如く決定した。尙放射幹線は始めは計畫されてあつたが、之は却つて交通雜鬧を招致せしめるものとして放棄され、放射交通をこの環狀道路に導入して現在の放射道路を通せしめる様に計畫された。

この環狀道路開設には鐵道との交叉 18 箇所、橋梁 200、そのうち 2 橋は延長 800 呎及び 5000 呎のものであ

第 123 圖



る。工事は 18 哩宛の工區に分ち同時に數箇所から着手された。
(五十嵐醇三)

18. 鐵 道

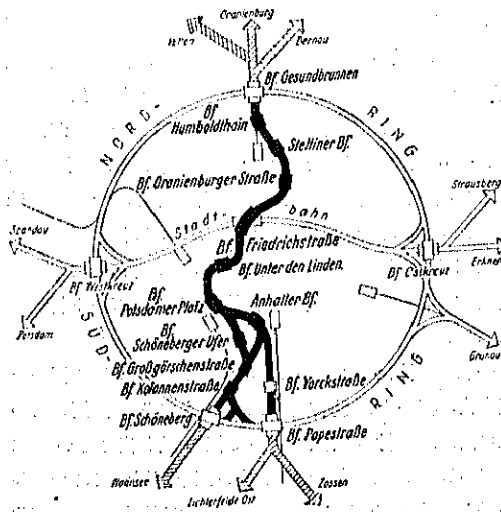
新柏林 Nordstid-S-Bahn に就て

(Grabski, "Die neue Berliner Nordstid-S-Bahn.")
Bautech. 28. Juni 1935, S. 379~384.

1933 年獨逸の Reichsbahn は政府の匡救失業と關聯して、Nordstid-S-Bahn の建設を失業匡救計畫に採用した。失業の困窮がこの價值のある仕事に直接の刺戟を與へた。この鐵道はその完成の後にも、運轉及び保守をなす爲に永續的の仕事があり、且つ首府の重要なる高速度鐵道網の一として特に通勤者に役立つものである。

その計畫は 柏林 の高速度交通の發展に伴つて色々と

第 124 圖 線路略圖



變遷したが、最後に連絡線 Anhalter 驛—Stettiner 驛即ち Bernau Oranienburg, Velten なる 3 本の北部郊外鐵道と Wanssee, Lichterfelde-Ost, Zossen なる 3 本の南部郊外鐵道との連絡線を作る事となつた。

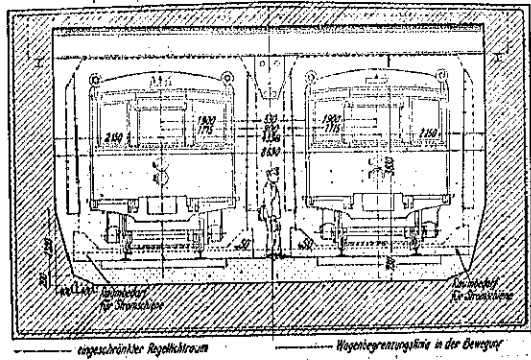
この新連絡線(第 124 圖)の線路設置に對する標準は次の交通上の問題を満足すべきである。

- (1) 南北の郊外地を直接にお互に連絡し、且つその郊外の居住者を出來るだけ都心深く運ぶべきである。
- (2) 東西の郊外地が乗換驛 Friedrichstraße を通つて南北の郊外鐵道に出る様に Stadtbahn と直接に連絡すべきである。
- (3) 南北遠距離交通を便利にする爲に Anhalter 驛と Stettiner 驛を結び且つ之等の驛から Stadtbahn の遠方の驛に (Friedrichstraße 驛を通つて) 行く事を容易にすべきである。
- (4) 3 本の地下鐵道線が附近に來てはゐるが接してはゐない Anhalter 驛を都心高速度鐵道網を以て連絡すべきである。

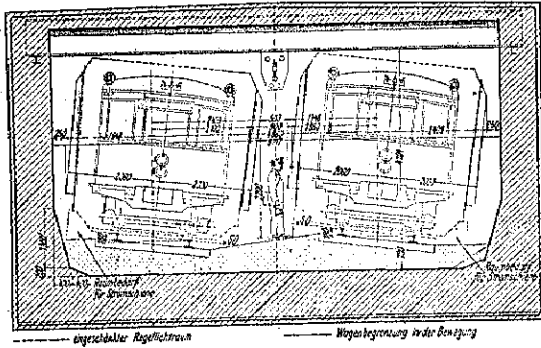
建築物に土蓋を施す事を制限する爲に特に家屋が密集してゐる市街地では出來るだけ小さな曲線半徑の線路を用ひるのが得策である。この爲には軌道及び車輛の保守に對して非常な費用を要するが、この費用は大なる曲線半徑を用ひるに要する建設資本に比べれば到底比較にならぬ程小である。併し小なる曲線半徑では非常に高速度で運轉し、旅客を愉快に輸送することは出來ぬ。この利害を考慮して最小曲線半徑を 150m とする。最大の運轉速度は 48km/h であるが半徑 150m, カント 150mm の場合その速度は 44km/h に制限される。

直線と曲線との絶えざる變化に對して(直線部 37%, 曲線部 63%) 隧道斷面は車輛斷面の位置に相應して變化する。第 125 圖は直線部に於ける隧道斷面を示し、第

第 125 圖



第 126 圖



126 圖は半徑 150m を使用せる際の隧道斷面を示す。

軌道面の高さは出来るだけ場所の事情に適應する様にして最大勾配は 1/30 となつてゐる。

隧道には一般に中間支柱を配列しない。之により線路間に燈式信號を置く事が出来る。

新 Nordstüd-S-Bahn は電壓 800 V の直流で運轉され、この電流は特別の電流軌條により供給される。送電された 3000 V の交流は Anhalter 及び Stettiner 驛に於て 800 V の直流にされて隧道内の軌道に送られる。新鐵道及び之に連絡ある鐵道のすべての電氣裝置を一時間に約 40 列車各方向に運轉し得る様にしたければならぬ。

この新連絡線は乗車時間を著しく短縮し、且つ今日利用されてゐる都市交通機關の約 50% の需要を満す。將來次の運轉時間が可能とされてゐる。

Anhalter 驛—Stettiner 驛 約 11 分
Schöneberg 驛—Gesundbrunnen 驛 約 21 分

建設の總費用は約 1.7 億 RM の額になる。之には俸給賠償運送及び一般の雜費に對する費用も含まれてゐる。純粹の建設工事費は約 1.35 億 RM になり、各個工事に對する割當は次の比例になつてゐる。

地下地上工事	72%
強電工事	12%
附電工事	6%
路盤工事	8%
車輛費	7%

總工事期間は 4 年である。1933 年の後半に於ける短い準備期間の後に 1934 年の春に建設工事を始めた。この年の終りに俸給を含めて約 1400 萬 RM 費つた。建設工事費の曲線は 1935 年に非常に上り、1936 年には略々それと同じ高さを保ち 1937 年に再び徐々下る。

最も交通激しき街路に接してゐる建設工事の際には街路交通の制限、その他色々の障害を生ずるからそれ等

を緩和する爲には出来るだけ早く工事を遂行すべきである。

以上結論として、新 Nordstüd-S-Bahn は失業救済の大問題に與り且つ柏林に於ける交通事情を根本的によくし一般公衆に奉仕するものである。(草間康二)

19. 隧道

Chicago 下水隧道のコンクリートの打ち方

“Concrete-Placing Method on Chicago Sewer Tunnels.” E. N. R. June 27, 1935, p. 911~914.

近く完成される Chicago 遮蓋下水隧道 27 哩の各區間に於ける請負者は隧道開掘方法に相應した獨特の卷立コンクリートの打ち方を考案した。

一般工法：請負者は夫々作業を 24 時間制とし、16 時間を豫定した延長に對する掘鑿並に支保工の組立、8 時間を型枠と鐵筋の組立並にコンクリート打としてゐる。1 日に掘鑿する導坑の延長は大體 24~28 呎である。鐵筋は既成コンクリート塊をインバートに枕にして組立てる。側壁中に曲げ上げたインバート鐵筋は側壁及び其鐵筋の支へとし、尙組上げた鐵筋は打ち終つた卷立コンクリートから突出た鐵筋及び鋼鉄ライオンングに鐵線で緊結する。

インバートには型枠を使はず、その上面は出来上り面より 1 1/2 吋低くして置いて最後に富配合のコンクリートで仕上げする。インバートは常に側壁にかゝる前に掘鑿した全延長を打つて了ふ。

17×17 呎の區間に於ては、ミキサーは隧道の底部の型枠の近くに置いたが、他の請負に於ては掘坑の頂部か底部かで配合したコンクリートは運搬車で運んだ。

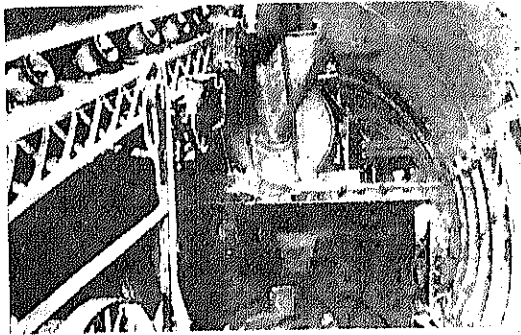
型枠の設計：型枠の設計は至つて簡單であるが、Chicago 隧道に獨特なものであつて單に溝形鋼の肋材の裏に縦方向の幕板を置いて組立てたものである。溝形鋼は 5~8 吋で、幕板は 2×6~2 1/2×8 吋である。肋材は 4 呎の間隔であつて頂部でボルト締にしてある。尙肋材の間には縦方向の山形鋼を入れてボルト締にしてある。

一般に型枠はインバートコンクリートの上に置いた縦方向の板の上に肋材を据ゑて組立てる。兩側のこの板の間には本材の突眼を置いて板が跳ね出さない様にしてある。この突眼の上には重い板床が置いてあつて歩み場と軌道の支へにしてある。突眼が出来て了へば肋

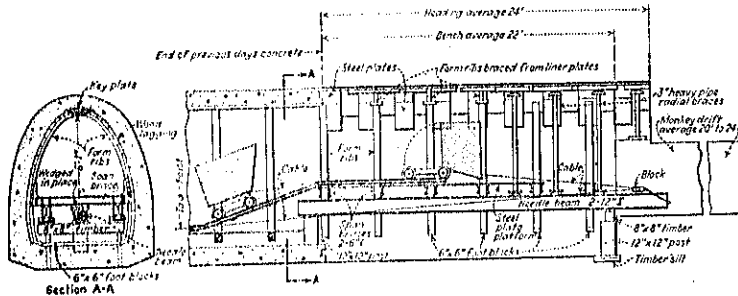
材の組立は急速に且つ簡単に出来る。

コンクリートの填充：一般にコンクリートは側若くは後開きダンプカーで導坑に運搬して、床若くは鋼板上に卸しショベルで型枠内に打込む。幕板はコンクリートが上るに従て肋材の裏に組上げてゆく。但し拱頂は幕板の代りに幅 24~30 吋の鋼板を使う。又ノードル・ビーム突眼はコンクリートが放射突眼の位置迄達すると取外して下ふ。尚、3 及び 4 號請負に於ける側壁及び大部分の拱のコンクリートは高いプラットホームからベルトコンベヤー並に樋を利用して打つた。

第 127 圖 コンクリート打の 1 例



第 128 圖 型枠及び鋼突眼、間隔工程の關係



コンクリート・プラント：パッチャー並にコンクリート・プラントは各請負に依り多種多様で、移動起重機請込パッチャーから手車プラント、1-yd. ベーパーから小型 7-8 混合機迄ある。

3 號請負に於ては、骨材は軌道車で持込み、移動起重機で卸して貯蔵する、又パッチャー・ビンへの持込も同じ起重機に依る。尙冬季には骨材置場及びパッチャー・ビンに蒸気保温を行つた。散セメントは手車で卸し、パッチャーで計量して使用する。ミキサーは坑内にあるので、 $\frac{3}{4}$ -yd. の配合した 1 パッチを側開き側運搬車に積込み堅坑から下して導坑に運搬する。導坑に於て運搬車からホッパーに下し、1 パッチをベルトコンベヤーに依て $\frac{3}{4}$ -yd. ミキサーへ上げる。

5 號請負に於ては骨材は地上にある小さい材料置場に下し、クラッシュ・バケットに依て堅坑の頂部に於ける 2 臺のミキサーの上にある計量ホッパー付の加熱したスティール・ビンに積込んだ。又袋入セメントはミキサー・プラットホームの上にある倉庫に貯蔵した。ミキサーは管を通して堅坑の底部に於ける鋼製ダンプカーにコンクリートを流込む。

6 號請負の兩堅坑に於てはベーピング・ミキサーを使用して、トラックに依てパッチャーから請込む。コンクリートはミキサーから底部に置いて運搬車に直接スパウトを落ちる。8 及び 10 號請負に於てはミキサーは堅坑の頂部に据ゑてある。材料は近くにある中央プラントで 1 回分に計量し、袋セメントと共にトラックでミキサーへ運搬する。コンクリートはスパウトに依て隧道内に送られる。

示方書に依るとコンクリートの壓縮強さは材齡 7 日に於て 2400 lb. 以上、28 日に於て 3000 lb. 以上となつてゐるが、2, 3 日毎に採つた標準圓筒供試體の平均は 7 日に於て 3000 lb. 以上、28 日に於て 5000 lb. 以上の成績を示してゐる。又規定に依るとグラウト・パイプは

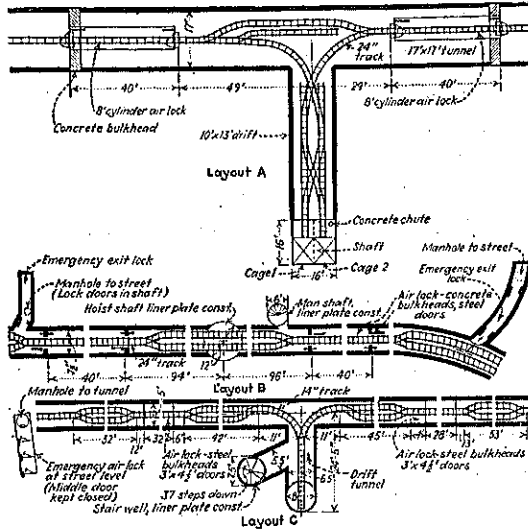
拱頂に 8 呎間隔に置くことになつてゐる。グラウチングはコンクリート打より 100~200 呎後れて行く。一般に在來の空氣水平或は鉛直グラウト・ポンプが使用されてゐるが、2 請負者はカメロン蒸氣ピストン・ポンプを採用した。

頂設プラント及び堅坑：多くの場合頂設プラント及び堅

坑は隧道路線に接近した私有地に設けてあつて堅坑と下水渠との間は隧道で連絡してゐる。これ迄壓縮空氣を隧道に使用しなかつた 9 號請負を除いては、各區間共に防火家屋内に定置壓縮機の装置がある。9 號區間では器具及びグラウチングに對して空氣が必要となつた場合には携帶用壓縮機を使用した。壓縮機は凡て電動で 2 つの原動力に連結したのである。

堅坑設備：物揚装置は夫々相違してゐる。3 及び 8 號請負に於ては複胴式電動捲揚機に連結したダブルケージ物揚機を使用してゐる。4 及び 7 號請負に於てはスキップを備付けてゐるが、これは底部に於て運搬車から兩を受け自動的に地上に高く設けた置場に卸す。隧道内への材料の運搬は小型ケージ物揚機を使用する。クロ-

第 129 圖 堅坑及び氣閘の 3 標準型



第 130 圖 Wacker Drive 堅坑に於ける門形起重機



ラー起重機は 5, 9 號請負及び 6 號請負の南端に於ける開坑に於て物揚機として使用されてる。之等の堅坑に於ては兩運搬車のみが揚げられる。6 號請負の 2 層の街路の下層から掘下げた Wacker Drive 堅坑に於ては、上部の高さが不足したため堅坑の上に門形起重機を据付けた。尙道路に斜道を切り下げて起重機からトラックへ自由に 鋼を落させ得る様にした。移動電氣物揚機は兩運搬車をそのまま開坑の上に揚げると待機してるトラックの方へ移送し、箱の底部に緊結した短い鎖に依て箱が下ると鋼を放下する。又隧道に使用したものと同一鋼板が多くの請負に於て堅坑ライニングとして使用された。普通之等の堅坑は直徑 12~15 呎で、ライニングは補強なしに設けられてゐる。尙小さな鋼ライニングを施した堅坑に於ては、別に鋼ライニングを施し螺旋形階梯を取付けた堅坑を造つて歩道として使つてゐる。

換氣装置：或導坑に於ては相當な空氣が道入つて來るので換氣装置の問題は起らないのであるが、他の導坑に於ては作業員に新鮮な空氣を送るために導坑の前面近くまで給氣装置を施してある。尙屢々行ふ開の作業の場合には別に隧道中の空氣を換へるために送風機を使用する。
(玉置 巖)