

## 抄 録

第 25 卷第 2 號 昭和 14 年 2 月

## 応 用 力 学

- (15) 球塔及三角塔に關する流体力学 其の 1 ..... 133  
 (16) " 其の 2 ..... 138  
 (17) 不穩定構造物に於ける曲げモーメントの測定 ..... 142

## 水 理

- (18) 洗掘と流砂量に關する研究 ..... 145

## 施 工

- (19) Zuyder Zee (和蘭) の干拓 ..... 146  
 (20) 土壤の化学的凝固防水法 ..... 148

## 熔 接

- (21) 熔接用電極棒の研究 (其の 2) ..... 150

## 堰 堤

- (22) ドイツに於ける貯水土堰堤の破壊 ..... 156

## 上 水 道

- (23) モルタルにて表装せる銅管 ..... 158  
 (24) 銅管のコールタール エナメル防護塗装 ..... 160

## 橋 梁 及 構 造 物

- (25) 防空室の天井厚計算法 ..... 162  
 (26) 2 連繫拱橋の平衡突桁式架設 ..... 164  
 (27) 最近の木造構造による木材並に鉄の節約 ..... 168  
 (28) 突桁式鉸拱の一例 ..... 170

## 応 用 力 学

## (15) 球塔及三角塔に關する流体力学

## (其の 1)

(Alexander Klemin, Esq., Everett B. Schaefer, Esq., and J. G. Beerer, Jr., Esq., "Aerodynamics of the Perisphere and Trylon at World's Fair." Prac. A. S. C. E., May 1938, p. 887~896.)

吉原重明抄

(1) 概説: 紐育萬國博覽會に於ける問題の建物たる球塔 (perisphere) 及三角塔 (trylon) は普通の形状の構造物と同様な設計法に依り建設されたものである。球塔は直径 200 呎の中空の球体建築, 三角塔は先端の尖つた高さ 675 呎の三角形プリズム建築である。球塔に於ける球の支へとしては支柱と環 (collar) があるが、是等は図-1 に示す通り。風圧殊に其の分布状態を定めるのが困難であるのは、此の 2 つの建物が近接してゐる爲である。従て是等 2 つは相互に干渉をする故、1 つの流体力学的單位として考へるべきである。だから地

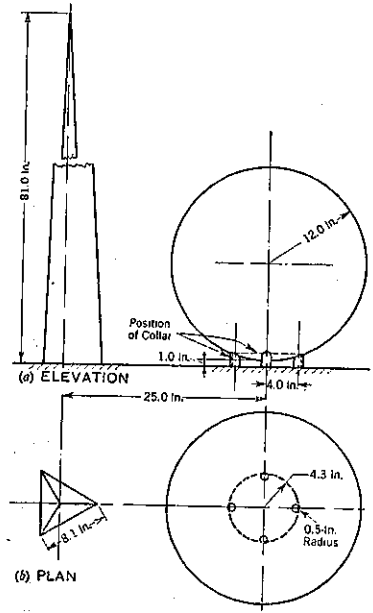
面に近接せる球のみの流体力学的影響を前以て實驗してみる事もそれのみでは有效ではなく、且一般に本設計は構造史と平行しないのである。従て著者は系統立つた風洞實驗が效果的である事を提唱するものである。本論文は理論的考察に基づく風洞實驗に關する報告である。

其の實驗の結果に基いて、貧しいながらも建築流体力学上便利な報告が附け加へてゐる。之は円形のカスタンクや三角形の塔の如き他の構造物の設計に應用可能である。従て風圧を取扱ふ構造技術家にとつて此の實驗は興味深いと思ふ。又理論的立場からは、地面に近接せる球の周圍に生ずる氣流に關する機械的研究、及實驗の結果得た計算値の比較が最も興味深いと思ふ。

(2) 理論的考察: 球塔表面の風圧分布の試験をなしたる際、是と對比すべき理論的の計算は、球を自由氣流中又は地表板に接近して設置したもとして其の附近のポテンシャル流を研究するにある。此のポテンシャル流と實際の氣流を比較する事は興味深い。

(イ) 自由氣流中の球附近のポテンシャル流: 自由

図-1. 球塔及三角塔模型



気体中を  $V$  なる速度を以て球が運動する場合、速度ポテンシャルは次式にて與へられる。

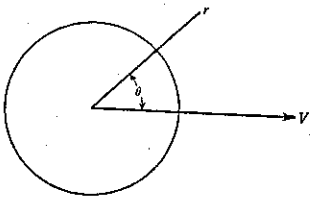
$$\phi = -\frac{Va^3 \cos \theta}{2r^3} \dots \dots \dots (1)$$

但し

- $a$ : 球の半径
- $r$ : ポテンシャルを求むる點の球心よりの隔り
- $\theta$ : 球の運動方向に對するベクトル  $r$  の方向角 (図-2)

又、球が停止し、気体が速度  $V$  を以て流れるならば

図-2.



$$\phi = -\frac{Va^3 \cos \theta}{2r^3} - Vr \cos \theta \dots \dots \dots (2)$$

ベクトル  $r$  に對して直角方向の分速度は、上式を  $\theta$  について偏微分し  $r$  にて除せば與へられる。即ち、

$$\Gamma_n = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} = \left[ \frac{Va^3}{2r^3} + V \right] \sin \theta \dots \dots \dots (3)$$

又、切線速度は

$$V_T = \frac{3}{2} V \sin \theta \dots \dots \dots (4)$$

従て最大切線速度は  $\theta = 90^\circ$  にて生じ其値は  $\frac{3}{2} V$  である。

今  $p_\infty$  を無限遠——氣流が球の影響を受けぬ——の點に於ける靜圧、 $p_n$  を球面上の任意の 1 點上の垂直圧とすると、Bernoulli の方程式

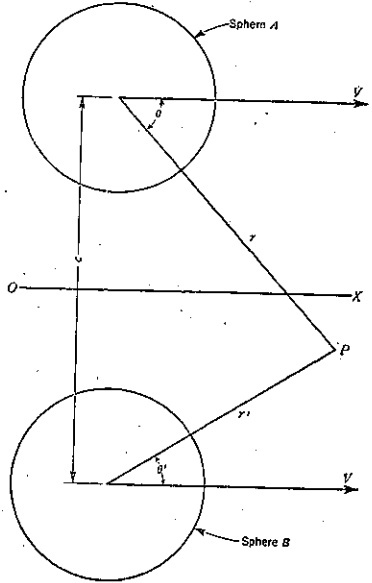
$$p_\infty + \rho \frac{V^2}{2} = p_n + \rho \frac{V_n^2}{2} \dots \dots \dots (5)$$

即ち

$$p_n - p_\infty = \rho \frac{V^2}{2} - \rho \frac{V_n^2}{2} = \rho \frac{V^2}{2} \left[ 1 - \left( \frac{3}{2} \sin \theta \right)^2 \right] \dots \dots \dots (6)$$

(ロ) 2 平行線に沿ひて等速運動をなす等径の 2 球: 図-3 に於て是を示す。此の場合  $O-X$  を含む水平面を切る氣流が無いのは明らかである。故に球 A 及球 B が等速  $V$  を以て運動し、且つ  $O-X$  なる境界を有する場合と同一の氣流状態となる。従て速度ポテンシャルは「境界面を有する球の附近の氣流」として取扱ふのが最

図-3.



も便利である。但し數学的に困難が伴ふから近似解法を採用するがよい。従て今、速度  $V$  を以て運動する球 A のポテンシャルを  $\phi_1$  とし、是を式 (1) にて示すものとするれば、球 B 附近では (図-2 参照)。

$$\phi_1 = -\frac{V}{2} \frac{a^3 r \cos \theta}{r^3}$$

$$= -\frac{V}{2} \alpha^3 \frac{r' \cos \theta'}{r^3} = \frac{V}{2} \frac{\alpha^3 r' \cos \theta'}{c^3} \dots (7)$$

茲に

$$r \cos \theta = r' \cos \theta'$$

球 B 上の法線速度は

$$V_n = \frac{\partial \phi'}{\partial r'} = -\frac{V}{2} \frac{\alpha^3 \cos \theta'}{c^3} \dots (8)$$

即ち球 B 中に生ず。剛体に直角に速度はあり得ない故、2 重に空間を存在してゐるのは球 B の中心のみである。即ち其の速度ポテンシャルは、

$$-\left[ \frac{V}{2} \frac{\alpha^3}{c^3} \right] \frac{\alpha^3}{2(r')^2} \cos \theta' = \phi_2 \dots (9)$$

速度を導けば

$$\frac{\partial \phi_2}{\partial r} = \frac{V}{2} \frac{\alpha^3 \cos \theta'}{c^3} \dots (10)$$

茲に  $r = a$ 。故に B 球面上の法線速度は消去し合ふ。

球 A 附近の  $\phi_2$  の値は近似的に

$$\begin{aligned} \phi_2 &= -\frac{V}{4} \frac{\alpha^3}{c^3 (r')^2} \cos \theta' \\ &= -\frac{V}{4} \frac{\alpha^3 r' \cos \theta'}{c^3 (r')^2} = -\frac{V}{4} \frac{\alpha^3 r \cos \theta}{c^3} \end{aligned} \dots (11)$$

上式より球 A の表面の法線速度

$$V_n = -\frac{V}{4} \frac{\alpha^3 \cos \theta}{c^3} \dots (12)$$

を得。次にポテンシャル

$$\phi_3 = -\left( \frac{V}{4} \frac{\alpha^3}{c^3} \right) \frac{\alpha^3}{r^2} \cos \theta \dots (13)$$

を有する球 A の中心に空間 2 重性 (space doublet) を適用すると、法線速度は対消する。本式より球 B の表面の法線速度は再び導出されるが、近似算を続ける必要はない。又球 A の運動による其の附近の速度ポテンシャルは

$$\begin{aligned} \phi_4 &= -\frac{V}{2r^2} \alpha^3 \cos \theta - \frac{V}{4} \frac{\alpha^3 r \cos \theta}{c^3} \\ &\quad - \frac{V}{8} \frac{\alpha^3}{c^3} \frac{\alpha^3}{r^2} \cos \theta \dots (14) \end{aligned}$$

同じく B 球附近のポテンシャルは十分なる近似性を以て次式にて示される。

$$\phi_5 = -\frac{V}{2} \frac{\alpha^3 r' \cos \theta'}{c^3} - \frac{V}{4} \frac{\alpha^3}{c^3} \frac{\alpha^3}{2(r')^2} \cos \theta' \dots (15)$$

茲に於て、球 A 附近の速度ポテンシャルは、兩球のなすべき合成運動により、其の對稱性を考へて

$$\begin{aligned} \phi_6 &= -\frac{V}{2r^2} \alpha^3 \cos \theta - \frac{V}{4} \frac{\alpha^3 r \cos \theta}{c^3} \\ &\quad - \frac{V}{8} \frac{\alpha^3}{c^3} \frac{\alpha^3}{r^2} \cos \theta - \frac{V}{2} \frac{\alpha^3 r \cos \theta}{c^3} \\ &\quad - \frac{V}{4} \frac{\alpha^3 \cos \theta}{c^3} \dots (16) \end{aligned}$$

にて表はされる。

(ハ) 地表のある場合の球の附近の氣流： 空氣を運動せしめ球を静止せしむると考へる時は式 (16) に  $-V r \cos \theta$  を加算するのみで表はせる。

$r = a$  なる時

$$\begin{aligned} \phi_7 &= -\frac{V}{2} a \cos \theta - \frac{V}{4} \frac{\alpha^3}{c^3} a \cos \theta - \frac{V}{8} \frac{\alpha^3}{c^3} \cos \theta \\ &\quad - \frac{V}{2} \frac{\alpha^3 \cos \theta}{c^3} - \frac{V}{4} \frac{\alpha^3}{c^3} \cos \theta - Va \cos \theta \end{aligned} \dots (17)$$

又切線速度は

$$\begin{aligned} \frac{\partial \phi_7}{\partial \theta} &= V \sin \theta \left[ \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \frac{\alpha^3}{c^3} + \frac{1}{8} \frac{\alpha^3}{c^3} + \frac{1}{2} \frac{\alpha^3}{c^3} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{4} \frac{\alpha^3}{c^3} + 1 \right] \\ &= \frac{3}{2} V \sin \theta \left[ 1 + \frac{1}{2} \frac{\alpha^3}{c^3} + \frac{1}{4} \frac{\alpha^3}{c^3} \right] \dots (18) \end{aligned}$$

最大速度は式 (18) 中の  $\theta = 90^\circ$ 、即ち  $\sin \theta = 1$  に於て生ず。地表の存在する際の球に對する切線速度は自由氣体中のそれよりも大となる。その外興味あるのは、速度は理論的には  $\theta$  の値のみに由つて定まり、球の上下對稱なる點の速度は地表の有無に關せず相等しく、又停滞點 (stagnation point) は地表面積の大小に無關係であると云ふ諸現象である。其の上兩球中心間の距離  $c$  が小となる程速度は大となる。

任意の點の圧力は

$$p_n - p_\infty = \rho \frac{V^2}{2} \left\{ 1 - \left[ \frac{3}{2} \sin \theta \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{\alpha^3}{c^3} + \frac{1}{4} \frac{\alpha^3}{c^3} \right) \right]^2 \right\} \dots (19)$$

にて與へられる。

(ニ) 切線速度が障害物なき氣流に於けるが如き値を示す點： 切線速度の大きが亂されぬ氣流中での大きと等しくなるやうな點は  $p_n - p_\infty$  が零となる時に生ずる [式 (6)] 即ち、  $\theta = 41.7^\circ$

地面に接近せる球では式 (19) 中の

$$\left( 1 + \frac{1}{2} \frac{\alpha^3}{c^3} + \frac{1}{4} \frac{\alpha^3}{c^3} \right) \text{ の代りに } (1+K) \text{ を代入する。}$$

$\theta$  の値は次式より求む。

$$1 - \left[ \frac{3}{2} \sin \theta (1+K) \right]^2 = 0 \dots (20)$$

故に  $\theta$  の値は球が獨立して存在する場合より小となる。

(3) 實驗方法:

(イ) モデルの寸法と Reynolds 數: 球塔並に三角塔の風洞實驗用模型のスケールは 1:100。外觀のみは實物と相似である。模型の寸法は球体の直径 2.00ft, 其の地上高 0.08 ft, 三角塔の高 6.75 ft, 其の下端幅 0.68 ft

流体力學的實驗をなす場合、縮尺效果 (Scale Effect) —模型の場合と實物の場合との氣流の差異—を考慮するを常とする。

模型の有効寸法は Reynolds 數を用ひて示される。

Reynolds 數  $R$  は次の如く假定する。

$$R = \frac{VD}{\nu} \dots \dots \dots (21)$$

茲に  $V$ : 氣流速度 (ft/sec),  $D$ : 球の直径,  $\nu$ : 動粘性係數, 球の抵抗は便宜上次式で表はす。

$$C_D = \frac{R}{\left(\frac{\rho V^2}{2}\right) \pi D^2} \dots \dots \dots (22)$$

茲に  $R$ : 球の抵抗 (lb)

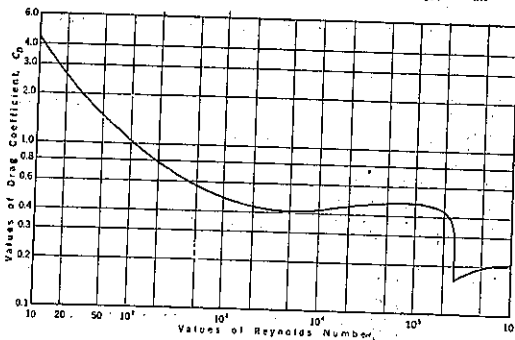
$$\rho: \text{空氣の密度} = \left[ \frac{\text{比重 (每立方呎)}}{\text{重力加速度 } g} \right]$$

$D$ : 球の直径 (呎)

抵抗係數 (Drag Coef.)  $C_D$

を Reynolds 數  $R$  に對してプロットしたものを圖-4 に示す。本曲線は前述の實驗によつて求めたものである。 $R$  の小値に對し  $C_D$  は特殊の變化を示すが、 $R$  の高値に對しては漸近的に變化してゐる。是は氣流の性状が變化する極限を通過してゐる事を示してゐる。

圖-4. 球の抵抗係數 (Drag Coef.) と Reynolds 數との關係



る。有效 Reynolds 數  $R$  の値が 1 833 800 なるものに對し爲す壓力分布試験の範圍では氣流は境界により完全な亂れの性状にあるものと假定すべきである。之が壓力分布試験の結果が實物に適應可能である事を示す。

球を力試験に供する際は最大風速 30 哩/時迄可能であるが、壓力分布試験では遙かに安全にバランスがとれるので記録を見ると最大風速は 70 哩/時にも及ぶ。其の瞬間の Reynolds 數  $VD/\nu$  は次の如し。

$$6378 \times (70 \times 1.467) \times 2 = 1\ 890\ 914$$

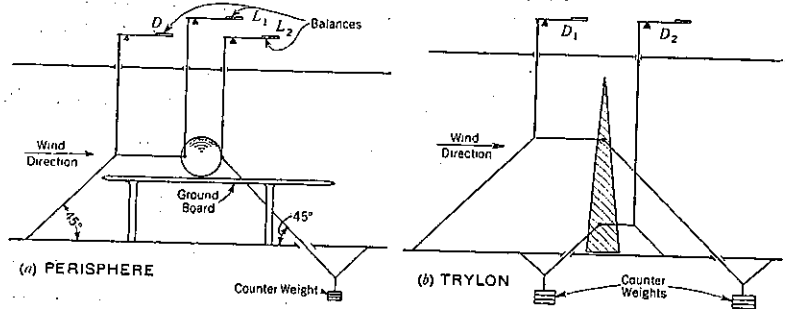
有效 Reynolds 數は自由空氣中と風洞中との試験値の比較に最適の標準となる。それは此の數が、風洞による亂れの影響をも含んでゐるからである。又之は亂れ率 (turbulence factor) を乘じた實際の Reynolds 數として定められる。9 呎の風洞では亂れ率は 1.4 であるから、此の場合には

$$1\ 890\ 914 \times 1.4 = 1\ 833\ 880$$

にて Reynolds 數を得る。

大なる力が相會する爲に、針の抵抗測定 (drag measurement) は球の壓力分布試験の場合より低速の氣流に對して採用する。即ち 40, 50, 及 59.4 哩/時の速度に對して行ふのである。針が流線型をしてゐない

圖-5. 力の試験装置の略圖



ので、其の抵抗は Reynolds 數と共に變化する量が小さい。從て試験結果も亦補正なしには實物に適用出来ない。

(ロ) 風力測定法: 風力測定法は圖-5 に示す如く全く平凡なものである。圖-5 (a) は「地表板 (ground board)」で支へた球であつて、板が地表效果を與へるのである。

球の力の試験も亦地表板を取除いただけで同様の装置で行ふ。それに依つて「自由空氣」の條件を充たすのである。圖-5 に示す如き装置に依り、 $L_1$  及  $L_2$  なる重りの讀みの和は球上の垂直力及浮力を表はす。圖示

せる如く十分に重い重りを使用して「浮力重り」に使用し、支線は常に張力を受けるやうにしておく。風上の支線は全抵抗力をとり、且つ水平線に對して 45° の傾斜をしてゐるから、重り  $D$  に至る垂直の支線にはそれと同大の力、即ち空氣抵抗と等しい張力が加はる事になる。又本装置により各點の曲げモーメントは直ぐ計算出来る。併し此の「重り法 (tare)」による測定と補正は明らかに風の氣流を無視したものである。

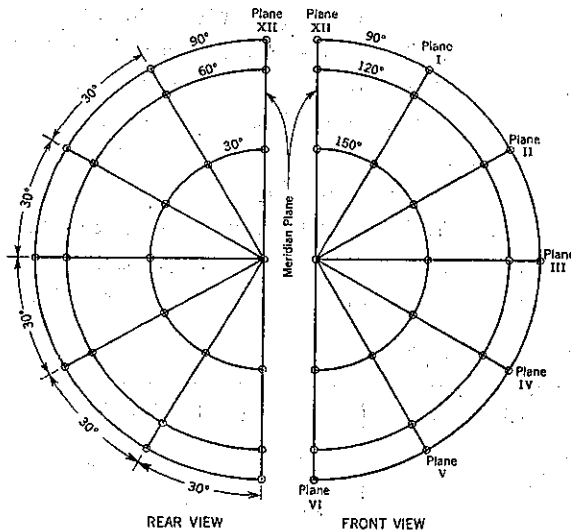
三角塔の抵抗力試験は自由状態の下に地表板を附隨せしめたものとして行ひ、風洞の底を地表に代用する。即ち 図-5 (b) に示す如し。

圧力の垂心 (抵抗力の作用點) は 2 本の張線と其の作用點が分つてゐれば、計算により明瞭に求められる。

(ハ) 球面上の圧力分布測定法 (2), (3): 圧力分布は半球面に付測定する。球心を通過する基面に垂直、且氣流に平行なる面に對して對稱であるからである。本法によると便利な事には、球の半分は圧力口 (orifice) の影響を受けず、其の爲に生ずる亂れの影響を避けることが出来る。

半球面上の圧力は次の如き 37 箇の點で測定する (圖-6 参照)。圧力口は何れも球面上、球心を通る大円に沿つてゐる。子午線 (VI-XII) は中心と兩極を過る垂直面の跡である。球を洞内に置く時、此の子午面は風洞の對稱垂直面に適合する。I, II, III, IV, V の各平面は

圖-6. 模型球面上の圧力口の分布



30° の間隔を以て子午面から順に取る。故に各大円の圧力線はすべて 30° の間隔であり 2 點は子午面 (VI-VII) 及他の何れの平面とも共通である。以上の如く 37 箇の

點を配列した理由は理論的計算に便利であるからである。

圧力孔は小徑の眞鍮管であつて、球面と同一面中に開き、其の元は球内で集合して一つとなり、孔のない側の球面から外部に出してゐる。此の導管は普通の水槽を以て多管圧力計に連絡してゐる。試験室内の亂れの無い氣流の靜圧を測定せんが爲に、數箇の附加的の圧力導管が圧力計に接続してゐる。之に基いて球面上の絶對的の圧力を計算出来る。かく亂れの無い氣流の圧力は球の前面にある通路の所で測定する。その値はガラス圧力計管内の着色液体で一見し得るが、同時にそれを管の後方で、炭素弧光に露出して陽晝焼付を行ひ永久的の圧力頭記録をとれるのである。即ち之によつて目的とする圧力の單位を換位し得る。

圖-7 に示すのは風洞内の模型の一般配置である。圖-

圖-7. 風洞内模型の一般配置

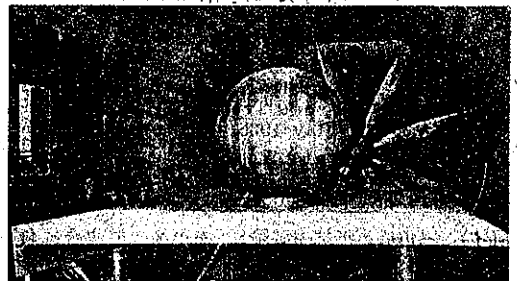


圖-8. 多管圧力計

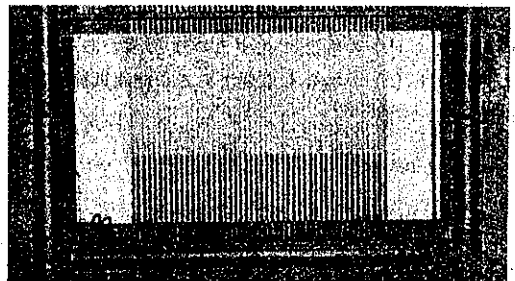


圖-9. 4 支柱上の模型

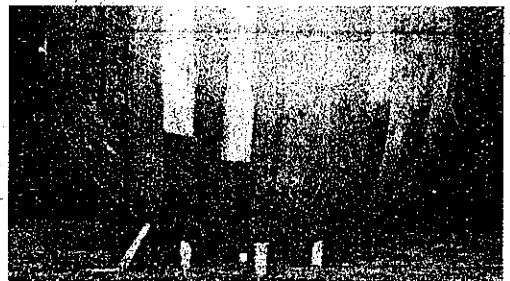


図-10. 環状支承上の模型



8は風洞外に装備せる多管圧力計、図-9は4支柱上の模型、図-10は環状支承上の模型である。圧力分布試験は先づ地表板を取除いた球について行ふ。(之は「自由空気の」状態に近い)。次いで地表板を附加して行ひ、しかる後、三角塔をも設置して圧力分布を検するのである。

(16) 球塔及三角塔に関する  
流体力学 (其の 2)

(Alexander Klemin, Esq., Everett B. Schaefer, Esq., and J. G. Beerer, Jr., Esq., "Aerodynamics of the Perisphere and Trylon at World's Fair," Proc. A.S.C.E., May 1938, p. 896~906.)  
吉原重明抄

(4) 三角塔に関する力の試験

(1) 三角塔の抵抗力試験: 次の2つの場合に付行ふ。

- (a) 風上に角のある場合
- (b) 風上に腹のある場合

最大抵抗は (b) の場合に生ずるのは勿論であるけれども、概測上 (a) の場合も重要である。絶対抵抗係数  $C_D$  は式 (22) に似て

$$C_D = \frac{D}{\left(\rho \frac{V^2}{2}\right) S} \dots \dots \dots (23)$$

にて表される。但し  $S$ : 風上腹面の垂直面内投影面積 ( $ft^2$ )、 $C_D$  の係数は U.S.A. 航空界で用いられてお

る。各種の風洞空気速度について実験してみると、速度の  $C_D$  に對する影響は小さいので (a) 及 (b) の場合、何れも、それぞれの平均値を使つてかまはない。之は理論的にも豫想出来る事である。

|          |            |
|----------|------------|
| 三角塔の置方   | 抵抗係数 $C_D$ |
| (a) 風上に角 | 0.879      |
| (b) 風上に腹 | 1.433      |

以上の數値は、風上に腹のある場合の方が空気抵抗が大であるといふ事を更に裏書きするものである。角を風上に向ける場合には半流線形に近い形になり、腹を向ける場合には平板効果が主となるからである。平板抵抗の係数は  $C_D=1.28$  である。之を航空力学上使用する。上記の表の値  $C_D=1.433$  は之に比し約 12% 増加してゐる。此の理由は三角塔の背面の氣流の亂れの影響が吸引力を及ぼす爲と考へられる。

三角塔に作用する横力の重心は腹を風上に向けてゐる場合、基面よりの高さ 28.50 呎の點にある。三角塔垂直投影三角形(腹側)の面積重心の 1.5 呎以内にあるのは勿論である。原寸大の空気抵抗即ち引張横力及転倒モーメントは如何なる速度を有する氣流に對しても式 (23) に依つて求められ、且つモーメントは作用點迄の基面上の高さを其のアームとして算出する。腹を風上に向ける原寸大の三角塔に於ては、氣流速度 100 哩/時に對して  $C_D=825\ 000\ lb$ 、垂直投影面積  $22\ 500\ ft^2$  である。從て 100 哩/時の風速に對して、投射面毎平方呎 20 lb の圧力となる。之以上の高さの建築物は New York の N.Y. 建築法規により、曝露面積毎平方呎に付 20 lb と規定されてゐる。此の値は平板の係数  $C_D=1.28$  に對しては 78 哩/時の風速に相當する。此の風速では三角塔の試験に基づく、 $22.3\ lb/ft^2$  の圧力になる。

(5) 球塔に関する力の試験

(1) 自由氣流中の抵抗力試験: 自由氣流中の抵抗係数は表-1 に示す通り。之等の値は他の諸研究のデータと一致する。又原寸大のものに對しても似た値とな

表-1. 球塔の力の試験

| 風速<br>(哩/時) | (a) 自由氣流中      |            | (b) 環状支承及地表板共存 |                 |            | (c) 支柱及地表板共存   |                 |            |
|-------------|----------------|------------|----------------|-----------------|------------|----------------|-----------------|------------|
|             | 抵抗 $D$<br>(lb) | 抵抗係数 $C_D$ | 抵抗 $D$<br>(lb) | 上昇力 $L$<br>(lb) | 抵抗係数 $C_D$ | 抵抗 $D$<br>(lb) | 上昇力 $L$<br>(lb) | 抵抗係数 $C_D$ |
|             | (1)            | (2)        | (3)            | (4)             | (5)        | (6)            | (7)             | (8)        |
| 15          | 0.305          | 0.189      | 1.040          | 0.73            | 0.573      | 0.885          | 0.45            | 0.439      |
| 20          | 0.620          | 0.193      | 1.876          | 1.34            | 0.583      | 1.560          | 0.92            | 0.435      |
| 25          | 0.930          | 0.185      | 2.880          | 2.07            | 0.573      | 2.435          | 1.47            | 0.438      |
| 30          | 1.445          | 0.200      | 4.140          | 2.98            | 0.573      | 3.500          | 2.14            | 0.435      |

る。勿論此の場合、上昇力は作用せぬ。

(ロ) 抵抗張力及上昇力試験 (地表板並に環状支承又は支柱のある場合)

(3) (試験方法) で示す如き装置により之を行ふ。環状支承又は支柱と球との間は、力の試験をなすに十分なだけの空間を置く。試験結果を表-1 (b), (c) に示す。図-11 のベクトル図は合力の方向を示すものである。

図-11. 風速 30 哩/時に於ける球塔上の風圧ベクトル。

| 項目 | 摘 要                       | 地表板及環状支承共存 |       |       | 自由気流中 |
|----|---------------------------|------------|-------|-------|-------|
|    |                           | (a)        | (b)   | (c)   |       |
| 1  | 抵抗係数 $C_D$                | 0.573      | 0.485 | 0.300 | 0.200 |
| 2  | 合力ベクトル                    | 0.705      | 0.569 | 0.303 | 0.200 |
| 3  | 水平面と $C_R$ のなす角 $\theta$  | 85.08      | 81.04 | -5.77 | 0°    |
| 4  | $C_R$ の球心よりの垂直距離 $e$ (in) | 0.30       | 0.27  | 0.24  | 0     |

合力  $C_R$  は係数の形で示し、式 (23) と類似せる式で決定する。但し其の場合  $D$  なる抵抗力の代りに  $R$  なる合力を代入する。 $R$  は  $D$  及上昇力  $L$  より求める。

地表板並に支柱又は環状支承を使用する場合に幾分かの横力 (風向に對して) を生ず。之を「上昇力」と稱する。環状支承の影響として、球下面の氣流を抑制し、且風圧をも除去する。支柱を置いても殆ど同様の効果がある。然し環状支承には及ばない。合力ベクトルの傾角も此の方が甚しい。茲に注意すべきは地表板のみをおく場合には、横力は小であり、且下方を向いてゐることである。即ち氣流は地表板と球との間で速度を増加し、高度の抵抗を生ずるのは明らかであり、又此の上昇力は負である。

此の横力の問題は構造技術上きして問題でない。然し抵抗係数を色々の場合について比較する理論的興味に於て價值がある。

抵抗力の甚しい増大は地表板により球面上の風速が増加する事、又障物に基く氣流の亂れを生ずる事、及上昇力の副産物として生ずる引張力に起因するものと思はれる。球面上の風力が、支柱の場合より環状支承の場合の方が大きいと事、然し最悪の場合でも球面の投射面積と等大の平板の半分以下の直抵抗しかないといふ事は此處に重要な點である。

(6) 球面上の圧力分布試験: 次に示す如き圧力分布

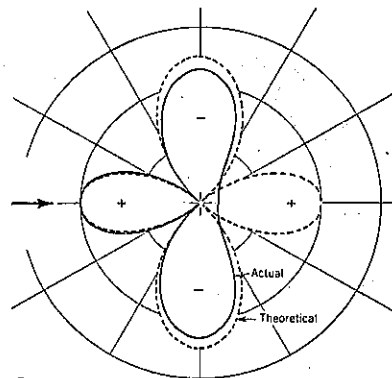
試験を行ふ。

| 試験番號 | 記 事                                |
|------|------------------------------------|
| 1    | 自由氣流中の 1 箇の球                       |
| 2    | 地表板のみ附加する場合                        |
| 3    | 地表板上に 1 吋径の 4 支柱を置き球を載せたる場合        |
| 4    | 地表板上に 8 吋径の環状支承を置き球を載せたる場合         |
| 5    | 地表板上に環状支承に載せたる球を置き 25 吋の所に三角塔を置く場合 |
| 6    | 同上の三角塔を球の風上に置く場合                   |

球と塔は図-1 に示す如く置く。本試験の結果は図-12, 13 及 14 に示す。

圧力分布のあらゆる場合は、図-13 の (a), (b), (c) 及 (d) で盡される。

図-12. 自由氣流中の球面上の全大円上の圧力分布



之等の分布図はすべて極図法で畫いたものである。其中風向を太い矢で示し、 $30^\circ$  毎に分けた放射線上の長さで、其の方向の圧力の大きさを表す。同心円の半径は  $\left(\frac{p_n - p_\infty}{\rho \frac{V^2}{2}}\right)$  である。各 0.5, 1.0 及 1.5 である。

$\left(\frac{p_n - p_\infty}{\rho \frac{V^2}{2}}\right)$  の形は式 (19) と同じである。之に單位は無いから、限界以内の風速のすべてに對し成立する。又図中、圧力は正負兩方の値をとつてゐる事は注目すべきである。負號は吸引力を示し、正號は圧力を示す。勿論靜圧として取扱つてゐる。又點線で示してあるのは計算値である。

(イ) 自由氣流中の球: 自由氣流中の球に関する圧力分布図を見ると、水平對稱面に對して、風上側に於て各  $60^\circ$  に開く 2 面の間の面積は計算値及實驗値が非常によく一致してゐる。又亂れない氣流と等速の切線速度 (即ち圧力比は零) を有する點を風上側で觀測し

図-13. 球面上の圧力分布: 地表板を添へて

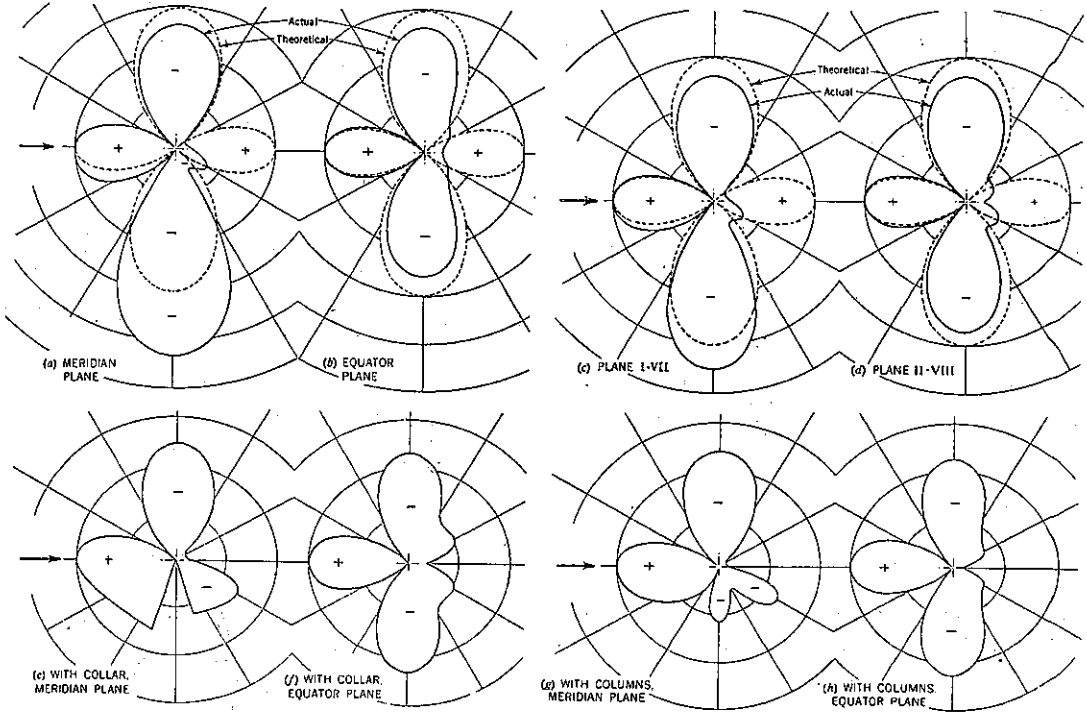
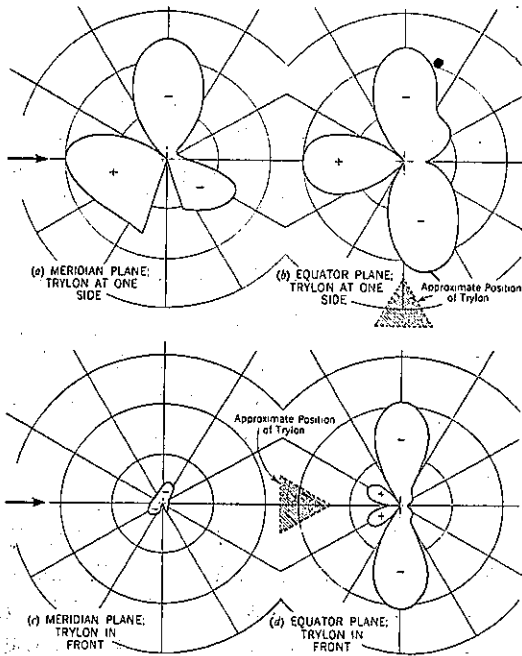


図-14. 球面上の圧力分布: 三角塔, 地表板及環状支承を添へて



計算及実験による圧力分布図の照査をなし得る。完全流体では理論的に圧力強は球面の背部も正面も正にして且つ同大の筈である。併し実験してみると、背部の圧力は負である。之は完全流体では球のどの大円の周でも流れが對稱的である爲によるのだと説明したい。さうすると、図-12 中點線で示すやうな圧力分布図が出来、球には抵抗力を生じない事になる。空氣のやうな不完全流体では、球面と相對運動をなす時、背部に境界板をおくと粘性抵抗力を生じ、結局、背面側の境界板を取れば、渦流を生じ、遂に球の背部の圧力を低下する。此の流れの形を 図-15 に示す。茲に最大吸引力の實驗値が其の理論的計算値より大となるのは興味ある事と思ふ。但し之は必ずしも、粘性に依る圧力の低下により切線速度が増大するのを示すわけではない。

(ロ) 地表板を添置せる球: 之に關する理論的計算値と實驗値の比較は 図-13 の (a)~(d) に示す通り。各大円に付、兩者はよく一致してゐる。殊に  $(p_n - p_\infty / \frac{\rho V^2}{2}) = 0$  となる點の位置はよく合致してゐる。併し乍ら、球の背部では (イ) の場合と同じく、一致を示さないのである。地表板に接近した球の下面で、特に興味ある比較をなし得るが、理論と實驗との差異が子午面に



對して最大となり、赤道面に對して最小となるのが分る。

實測圧力分布図より導かれる一般的結論は次に示す如くである。

(1) 水力学によると、完全流体に於ては、地表板の存在は球の下方地表板に近い部分のみならず、全面に亘つて其の切線速度を増加せしめる。図-12, 図-13 (a), (b) の吸引力を研究してみると、實驗も同様の結果を示す。

(2) 地表板を添置する時、それに近い球下面では、理論と實驗に甚しい相異がある。氣流を妨げる範圍に地表板上に境界板が立つてゐる。之は球と地表板の間に空氣の通路を作ると同じ事である。そして、子午面下部上の法外の高速を説明するのである。図-13 (a), (b) は、相對的に非常に大となつた最大吸引力を示す。地表板に遠くなる程此の影響は小さくなる。

(3) 地表板を添置すると、自由氣流中よりも、渦流の生ずる範圍は大となる(其の下半部に於て)。

(4) 一般に切線速度(表面摩擦力)が大となる事、特に地表に最も近い點では非常に大となる事、又渦流の生ずる範圍が擴大する事は抵抗力試験の結果分つたものであるが、此の事實は、地表板を添置する場合には、自由氣流中よりも球の空氣抵抗が遙かに大となる事を意味してゐる。

(5) 圧力分布図より、横力即ち上昇力は下方に向くと明らかである。之は表-2にも示してある。

(ハ) 地表板並に環狀支承又は支柱を添置せる球: 図-13 (e)-(h) に示す如き結果を得る。之を研究せる結論として、

(6) 環狀支承及支柱が氣流の性質を變ずるのは子午面上に於て現はれる。殊に球の背部の子午面上の正の圧力は赤道より下方で遙かに擴大してゐる。即ち上昇力が上方に向いてゐる。

(7) 赤道より下方の渦流を生ずる範圍は大きくなる。そして地表板のみ添置するときには無かつたやうな吸引力を生ずる。

(8) 球の上方に於ける氣流の亂れは地表板のみ添置する場合も、更に環狀支承又は支柱を置く場合も類似してゐる。

(9) 吸引力の増大を有する爲、球の空氣抵抗が増大する事は地表板のみの場合より甚しい。

(10) 支柱の場合は尙地表板と球の間に氣流の通路を残す。従て環狀支承の場合の方が空氣抵抗及圧力分布狀

態に對する影響は大である。構造上の見地からは環狀支承の方が好ましい。

(11) 之等の支承は子午面上の圧力分布を甚しく非對稱的にする。之は構造上計算に入れねばならない。

(ニ) 側方に三角塔を設置せる環狀支承上の球: 図-14 (a), (b) に其の圧力分布図を示す。但し三角塔と逆側の球面上では、圧力分布状態に塔の影響はないものと假定してある。又塔側でも大した影響はないが、球の垂直軸に關する振りモーメントが生ずる。然し之も問題ではない。

(ホ) 風上に三角塔を設置せる環狀支承上の球: 図-14 (c), (d) に圧力分布図を示す。此の場合、三角塔の影響は大であつて、子午面上の圧力の影響は殆ど無くなり、どの圧力孔も僅かの吸引力を示す。風上の圧力は殆ど零となり、吸引力は近似的に次の値に逆減少する。

$$\left(\frac{p_n - p_{\infty}}{\rho \frac{V^2}{2}}\right) = -1.0$$

(7) 結論: (12) 球の如き半流線形物体に於ても、風圧の經驗式に基づく風荷重に對して設計するのは不可能である。構造物の同じ1點が、ある時は最大圧力を受け、又ある時は最大吸引力を受けるからである。

(13) 各測定點相互の圧力の相違が、強度の變化をなす事は豫想されるが、之は設計上は無視すべきである。

(14) 一般の理論を適用しようとする代りに、圧力分布の系統的測定が必要である。しかる後、之を3方向の面に沿ひ荷重の積分をすべきである。それには Short-ridge Hardesty, M. Am. Soc. C.E. のデータを使ふとよい。

(15) 三角塔が球の側方にある時に最大の荷重がかかる。

(16) 常に大なる吸引力を受けるのは、球の上方の表面である。

(17) 三角塔の風禦効果は材料節約上考慮すべきである。

(18) 風の状況により、一般に各部材は張力と圧力の双方に耐えるやうに設計する。

(19) 赤道上の最大の正圧力は  $\left(\frac{p_n - p_{\infty}}{\rho \frac{V^2}{2}}\right) = 1.0$  を超過せぬ。

(20) 球面内外の静圧は殆ど等しいから、圧力図に表はれた圧力以上のものは考へられない。従て面外の最大風速を 100 哩/時と假定すると、球面上の最大正圧力は 25.6 lb/in<sup>2</sup> であり、赤道の兩側面上の負の圧力は -30.8 lb/in<sup>2</sup> である。

(17) 不静定構造物に於ける曲げモーメントの測定

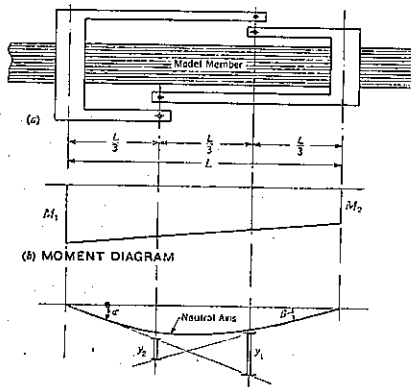
(Arthur C. Ruge & Ernst O. Schmidt "Mechanical Structural Analysis by the Moment Indicator." Proc. A.S.C.E. Oct. 1938. p. 1613~1625. 佐藤 清 一 抄)

不静定構造物模型の力学的分析に對する一新法に就て述べる。この方法は“モーメント測定器”なる簡單にして安直なる器械を使用するのである。Vierendeel 橋についての測定結果を述べる事とす。

實測の結果此の方法では 1% の精度を得る事が出来る。又普通に行つて 2~3% の誤差で他の応力測定法よりもかなりの時間を省く事が出来る。オフィスに於てデザインツールとして實用的なものと思ふ。

此の方法は不静定量の多いものへの利用が目的で荷重は静的でも動的でもよいのである。

図-15. 測定器の原理



モーメント測定器の原理: 1本の真直な棒を考へ、それがモーメントと剪断力を受けてをり、且つ外よりの荷重はないものとし、棒の長さ \$L\$ に互つて一樣の断面を有してゐるものとす、此の測定器は図-15 の如きもので \$L\$ の \$1/3\$ と \$2/3\$ の處に指標がついてゐる。図-15 (a) にて deflection の \$y\_1\$ と \$y\_2\$ とは器械の取付けられた處のモーメント即ち図-15 (b) の如きモーメントによる指標の相対的動きになる。\$y\$ と \$M\$ の關係は容易く知り得る。

$$\alpha = \frac{M_1 L}{3EI} + \frac{M_2 L}{6EI}, \quad \beta = \frac{M_1 L}{6EI} + \frac{M_2 L}{3EI}$$

$$\therefore y_1 = \frac{2}{3} L \alpha - \frac{1}{3} L \beta = \frac{M_1 L^2}{6EI} \dots (1)$$

茲に於て \$y\_1, y\_2\$ を測定すれば直ちにモーメントが分るのである。

$$M_1 = \frac{6EI}{L^2} y_1 \dots (2a)$$

$$M_2 = \frac{6EI}{L^2} y_2 \dots (2b)$$

指標が互に近寄る様に動く時は正の曲げモーメントに相當する。

(2) 式は剪断力による撓みを無視した時のみ成立す。短い厚い棒に於ては剪断力の影響を考へねばならない。之に對する補正は次の様にして行ふ。

この \$L\$ なる區間に於ける剪断力は

$$S_s = \frac{M_1 - M_2}{L} \dots (3)$$

之による撓みは

$$\Delta y_1 = -\Delta y_2 = \frac{S_s}{G A'} \dots (4)$$

\$G\$: 刚性係數, \$A'\$: 剪断力に對する有效断面積  
\$\Delta y\$ の値はどうせ小さいのであるから (\$y\$ の 50% 以上になる事は稀) (2) 式に依る \$M\$ の値を (3) 式に入れてもよい。尚 \$G\$ を \$\frac{E}{2(1+\frac{1}{m})}\$ で置換すれば (\$m\$ はポアソン比)

$$\Delta y_1 = \frac{12 I}{L^3 A'} \left(1 + \frac{1}{m}\right) (y_1 - y_2) \dots (5)$$

棒の断面が矩形でその厚みを \$d\$ とし \$A' = A/1.2\$ とすれば、又セルロイド (及その他の模型用材料) に於て \$1/m = 0.4\$ とすれば

$$\Delta y_1 = 1.68 \left(\frac{d}{L}\right)^2 (y_1 - y_2) \dots (6a)$$

$$\Delta y_2 = 1.68 \left(\frac{d}{L}\right)^2 (y_2 - y_1) \dots (6b)$$

故に補正された曲げモーメントは

$$M_1 = \frac{6EI}{L^2} (y_1 - \Delta y_1) \dots (7a)$$

$$M_2 = \frac{6EI}{L^2} (y_2 - \Delta y_2) \dots (7b)$$

尙之を擴張して行つて \$L\$ の間にかげられた荷重の影響も含める事が出来る。曲つた棒とか断面の一樣でない棒に於ては實験によるか計算によるかして適當な撓角撓度係數を決定する事によりて同様な取扱ひをして行く事が出来る。

器械の構造: 實際の器械に於ては 図-15 に示す如くでなく、レーバーを片方にのみ集めて了つた方がよい。図-16 の如し。

図-16 にて特に記入してない處は凡てアルミニウムである。測定せんとする棒への取付けは尖つた 3 本のネジによる。之によつて棒の弾性變形に對して何等制限を課さない様になつてゐる。ゲーヂバーは器械を取付ける時に位置を正す定規として用ひ取付けが終つたら外

図-16. 測定器設計図

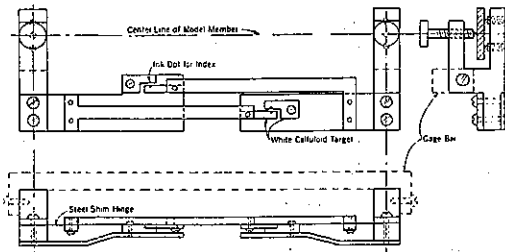
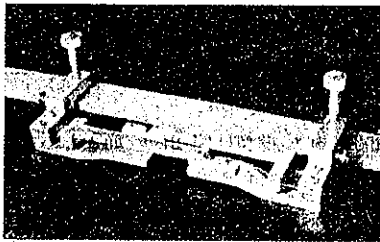


図-17. 測定器



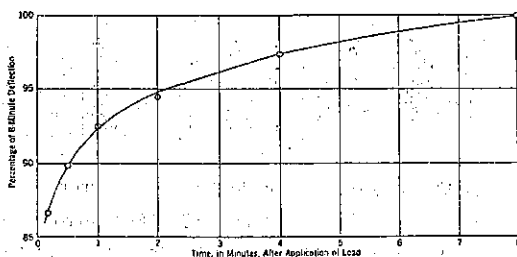
してしまふ。

**セルロイド製の模型:** セルロイドは構造物の模型としてよく使用される。之はよく均一質であつて其の弾性率低くかなりの応力まで一定である。又之は細工し易くアセトンで容易く結合する事が出来る。こゝでは貨物との相似律について論じようといふのではないが、此のセルロイド模型によれば純粹に解析的取扱ひをうけた場合よりも一層忠實に、その與へられたる不静定構造物を表現する事が出来るといふ事を示してみよう。剛節樞の部材として矩形の断面が使用されたとしても恐らく計算の爲の假設的な構造よりも、もつとよく貨物に於ける状態に合つてゐる事と思ふ。

**セルロイドの物理的性質:** セルロイドの力学的性質はその質、材齡、製造によりて異なる。弾性率は 175 000 ~ 375 000 lb/in<sup>2</sup> の範圍に互つてゐる。

長さ 6 in 幅 3/4 in のセルロイドのカンチレバーについて試験を行つた。之は一定温度の湯の中にて行つた。

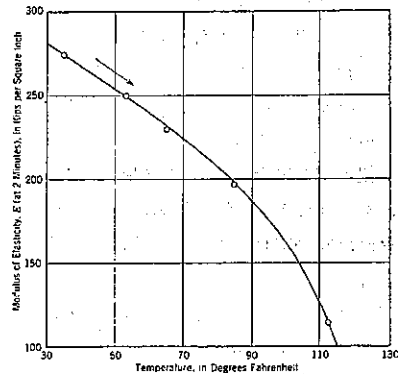
図-18. セルロイドの比例限界に於ける代表的クリープカーブ



之によつてセルロイドの弾性率は時間の函數であつて、比例限界までは応力に無關係である事が分つた。

図-18 は比例限界以内に於ける応力の代表的クリープカーブである。此の図-18 には 8 分経過に於ける撓みを 100% にして畫かれてある。この試験に使用せる齒ブラシ用のセルロイドにては比例限界は大体に於て 500 lb/in<sup>2</sup> の處にあつた。1 000 lb/in<sup>2</sup> に於ける弾性率の secant modulus はそれよりも 10% 低かつた。かくてセルロイドの弾性率は非常に温度に敏感で図-19 の如くである。之は温度を段々高めて行つて得られたものであるが、このセルロイドが一見約 100°F 以上に熱せられると曲線は再生出来なくなる。

図-19. セルロイドの弾性率と温度との關係

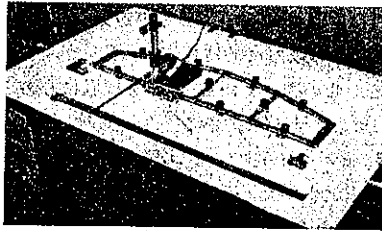


セルロイドの  $E$  が時間の函數であり、又温度の函數である所が模型として困難な所となる。

**測定法:** セルロイド模型に依る試験にては其の  $E$  が不明である所に困難があるのであるから著者は之を知らなくてもよい様な試験法を採用した。其の方法は載荷點に一定の重さの荷重をかける代りに一定の撓みを與へておくのである。こうしておけばそこにかはられてゐる荷重は  $E$  の値の時間変化と共に正確に變つて行つてくれるのであるからクリープには無關係となる。この、クリープに依る困難を除く爲めの一定撓度法は測定器の讀みを取る事を大いに容易ならしめるのである。勿論構造物の種々なる點で取られた測定器の讀みはモーメントの相對的大きさを與へるに過ぎない。併し其の絶対値は簡単な静力学を適用する事に依つて容易く得られる、この様にして行へばセルロイドの  $E$  の値を知る必要もなければ又撓度の大きさを知る必要もない。

こゝでは図-20 の如き Vierendeel truss に就ての試験について述べる。図の左端が hinge end で右端が roller end である。

図-20. 実験用モデルトラス



此の model truss 全体は小さなガラス板の上に steel ball を並べ、その上に置かれて自由な方向に容易に動きうる様にしてある。第1格點に連結されてゐる棒が撓みを與へるものである。此の棒には爪がついてゐて一定の撓みを與へておく爲めに机にさすのである。今第2の格間にモーメント測定器が取付けられてゐる。顕微鏡でその微小なる動きを見るのであつて、ライトも強大なものを用ひると温度の関係がうるさいので、小さなスポットライトが用ひられてゐる。

応力の絶対値を出すには不淨定量の數よりも1つ多く測定値をとればよい。此の實驗に於ては器械の取付けうる部材には總て取付けた。唯兩端の垂直材のみは短か過ぎて取付ける事が出来なかつた。

其の要領は次の如くである。即ち測定器を或る部材に取付ける。そして顕微鏡で指標の相對的動きを讀みとる。かうして一度の測定器据付でその取付端に於ける相對的な曲げモーメントが分る。此の2つのモーメントから直ちに其の部材全体のモーメントの分布状態が分る。即ち  $M_1, M_2$  を測定したら (7) によりて  $M_1, M_2$  を出し、之を直ぐに紙上の truss の図に上を ⊕、下を ⊖ にして測定點の位置にモーメントを取る。之を直線で結べば moment diagram が得られるのである。高い精度を得るために、普通に行ふよりも多く觀測した。即ち撓みを上下交互に與へ乍ら五回連続の觀測を行つた。又測定器のレバーを各部材の兩側に一度づゝ置いて行つた。

觀測と計算に依る Vierendeel truss の応力: 此の

図-21.

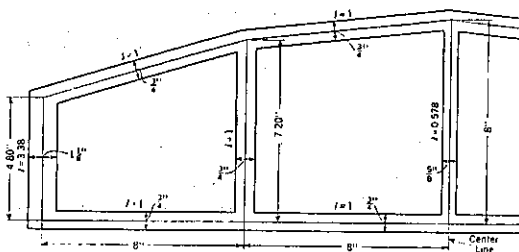
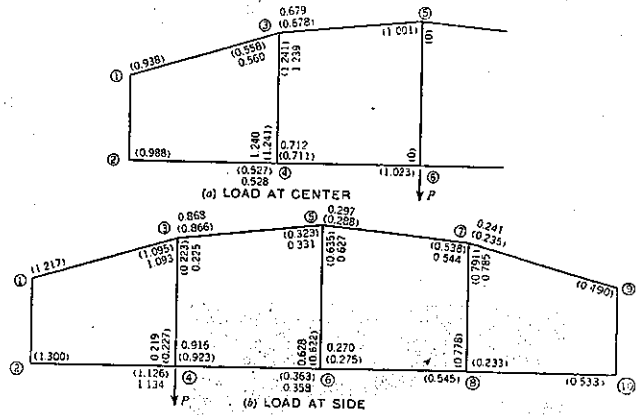


図-22. 荷重位置直に各部材応力



實驗に用ひられた模型は図-21 の如きもので厚み 3/16 in の緑色のセルロイドである。部材の結合は butt joint にした(アセトンで結合)。図-22 の位置に荷重をかけた時の曲げモーメントを示したもので  $P=1 \text{ lb}$  とした。括弧内の數字は總ての讀みを平均したものである。括弧外のは節點に於て和が零になる様に補正したものである。此處で補正した量は最大モーメントの 1% に過ぎない。

此處に用ひた deflector とか測定器は自分で作れる性質のものであつて顕微鏡以外には大して金のかゝるものではない。模型に於ては左右の對稱性といふ事が問題であつて、機械で削つて作らずに手で作る時は高い精度は得られないが實用としては、充分注意を拂つて行へば目的は達せられる。

次の表-2 にて觀測の結果と計算の結果とを比較してある。計算には次の假定をなした。即ち部材長は節點の中心より中心までをとつた。直応力や剪断応力の影響も考へに入れたが結果には餘り影響なく無視してよい事が分つた。

表-2. 觀測値と計算値との比較表

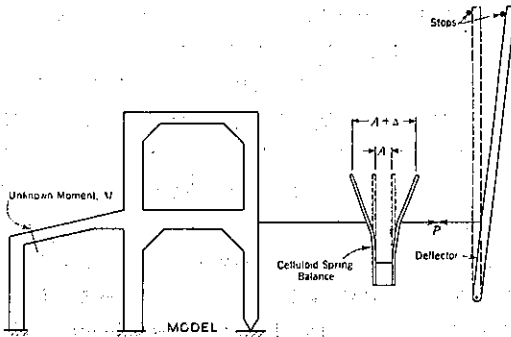
| (a) LOAD AT THE CENTER |          |          |                           | (b) LOAD AT THE PANEL TO THE LEFT OF THE CENTER |          |          |                           |
|------------------------|----------|----------|---------------------------|---|----------|----------|---------------------------|
| Point*                 | Measured | Computed | Per-cent-<br>age<br>error | Point*  | Measured | Computed | Per-cent-<br>age<br>error |
| (1)                    | (2)      | (3)      | (4)                       | (1)   | (2)      | (3)      | (4)                       |
| 1                      | 0.938    | 0.907    | +3.1                      | 1   | 1.217    | 1.247    | +2.5                      |
| 2                      | 0.988    | 1.014    | -2.6                      | 2   | 1.300    | 1.296    | -1.1                      |
| 3-1                    | 0.300    | 0.499    | -15.7                     | 3-1   | 1.904    | 1.938    | -1.8                      |
| 3-4                    | 1.239    | 1.180    | +4.0                      | 3-4   | 0.225    | 0.194    | +13.8                     |
| 3-5                    | 0.970    | 0.709    | +13.1                     | 3-5   | 0.808    | 0.884    | -8.3                      |
| +2                     | 0.528    | 0.396    | +12.2                     | 4-2   | 1.124    | 1.114    | +1.8                      |
| +3                     | 1.240    | 1.212    | +2.3                      | 4-3   | 0.210    | 0.200    | +5.7                      |
| 4-3                    | 0.712    | 0.700    | +1.8                      | 4-3   | 0.914    | 0.914    | -0.1                      |
| 5-3                    | 1.091    | 1.007    | +9.6                      | 5-3   | 0.331    | 0.326    | +1.5                      |
| 6-4                    | 1.023    | 1.004    | +1.9                      | 5-6   | 0.027    | 0.099    | -1.9                      |
| ...                    | ...      | ...      | ...                       | 5-7   | 0.207    | 0.370    | -0.1                      |
|                        |          |          |                           | 6-4   | 0.358    | 0.322    | +7.9                      |
|                        |          |          |                           | 6-5   | 0.828    | 0.599    | +1.6                      |
|                        |          |          |                           | 6-6   | 0.270    | 0.267    | -1.1                      |
|                        |          |          |                           | 7-5   | 0.544    | 0.460    | +16.8                     |
|                        |          |          |                           | 7-8   | 0.735    | 0.778    | -6.0                      |
|                        |          |          |                           | 7-9   | 0.241    | 0.218    | +10.0                     |
|                        |          |          |                           | 8-5   | 0.515    | 0.486    | +5.0                      |
|                        |          |          |                           | 8-7   | 0.778    | 0.770    | +0.1                      |
|                        |          |          |                           | 8-10  | 0.235    | 0.223    | +4.3                      |
|                        |          |          |                           | 9   | 0.490    | 0.523    | -6.7                      |
|                        |          |          |                           | 10  | 0.533    | 0.617    | -13.0                     |

測定値と計算値との差を表-2 にては "error" とし示してあるが前に示しておいた測定値の error の度合から考へて之等の値は良く理論計算の誤差を示す尺

度の用をなす事を示すものである。

此の方法は外部に於て読み取る所に特徴があるのであつて、更に振動の如き動的なものにも応用される。此の時は寫眞にて指標の動きを記録する。尙重要な応用としては2次応力の測定である。そして之は單に模型への通用に止らず實物へも応用し得るのであつて、今迄の strain gage などよりも、もつと容易く行ひうる。

図-23. セルロイドスプリングバランス



又モーメントの絶対値を知る時に前述の如くに  $N+1$  のモーメントを測定する代りに図-23の如き構造物と同一物質の spring balance を間に入れて測定してもよい。即ち今 deflector によりある撓度を與へると其處にはある力  $P$  が働いてゐるのであつて spring balance の動き  $\Delta$  を測定して

$$P = K_2 E \Delta$$

然るに  $M = K_1 E y$

で表はされるのであるから之等に依つて  $E$  を消去して

$$M = \left( \frac{K_1}{K_2} \times \frac{y}{\Delta} \right) P$$

かくの如くにして求めてもよいのである。

水 理

(18) 洗掘と流砂量に関する研究

“Untersuchungen über Schleppekraft und Geschiebetrieb,” Wasserkr. u.—Wirtsch. J. 33, H. 13/14, S. 161—162. 佐藤清一抄

Y. L. Chang (Manchester, England; Nanking China) は種々なる砂の資料に對して洗掘と流砂量の問題を取扱つた。其の材料としては篩分けされた均一質の砂が取扱はれた。13種類のものについて研究され、その比重は 2.05—3.89 まで色々變つてをり、粒径は 0.11—12.10 mm までの範圍に亘つた。

豫備實驗として河床が砂である場合に對して Manning の式の粗度係數  $n$  の粒径に對しての影響に就て行はれた。之に依り  $n = 0.0166 D^{1/6}$  が得られた (Strickler に依れば  $n = 0.015 0 D^{1/6}$ )。そして洗掘が勾配  $J$  と水深  $h$  の函数にして行つてよいか否かを確め (等速定流に對しては  $T = \gamma/g Jh$ ) 而る後 Manchester, Victoria University の研究所で限界洗掘を測定せんと努めた。之に對して次の公式が得られた。

$$T_0 = C \left( \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} D_0^{1/3} \right)^\beta$$

$\gamma$  = 水の比重

$\gamma_1$  = 砂の比重

$D$  = 砂粒の平均径

$\phi$  = 最大粒径と最小粒径との間の關係

Kramer, Schaffernak, Schoklitsch, Kréy, Engels, Gilbert, Indri 等の研究又獨逸及米國の研究所の測定結果がこの公式の照査に用ひられた。

$C$  はこの公式では常數である、 $\beta$  は 1/2 とか 1 とかに置かれる。而して  $\beta$  は水の渦流状態に依るのであつて  $\beta = \frac{1}{2}$  より  $\beta = 1$  までの變化は  $\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} D_0^{1/3}$  の定つた値に對して定まものである、即ち或る一定の種類を砂を採用した際には  $\gamma_1$  とか  $\phi$  といふものは一定の値になるのであるから一定の粒径に對して定つて來るものである。

第 2 章に於て著者は流砂量に對して Du Boys の公式を研究してゐる。

$$g = \psi T(T - T_0) = \frac{K_u}{T_0^2} T(T - T_0) \quad K = \text{常數}$$

更に砂粒が大になればなる程その移動速度は大きいものであるといふ事を説明する爲に研究が進められた。之は河床の近邊に於ける速度の分布曲線の如何に依るものであらう。砂粒の移動速度の増加は砂粒に働く所の推力即ち底近くの局部的平均速度の自乗に比例する所の (Newton-Eytelwein の公式) その推力の増加に従ふものである。

第 3 章と最後の章に於て、水流に於ける浮游分子の分布に關する問題を取扱つてゐる。で著者は既に前から他の著者によつて出されてゐる公式から出發してゐる。

$$e = C_0 e^{-\gamma \int_0^y \frac{dy}{e}}$$

$e$  = 水深  $y$  に於ける浮游分子の濃度

$C_0 = e$  が最大である水深に於ける浮游分子の濃度

$\omega$  = 浮游分子の沈降速度

$$\varepsilon = -\frac{\gamma J y}{g \cdot \frac{dw}{dy}} = \text{Austauschkoeffizient}$$

研究の結果この式は確證された。平均濃度は速度分布曲線が拋物線である場合には次の式で與へられる。

$$C_m = \frac{1}{D} \int_0^D \varepsilon dy = \frac{C_0}{\alpha D} (e^{\alpha D} - 1) \quad \alpha = \frac{\omega \gamma}{\varepsilon}$$

最後の章に於ては水中に浮游する物質の水流のエネルギー及速度に対する影響に就て研究されてゐる。

この Chang 氏の研究は、現今英國に於て又米國に於て屢々主張される所の種々の理論を總括せるものとして興味あるものである。新に著者に依つて行はれた観測の結果は理論の誘導を全からしめるものである。彼の英文にて書かれた論文は獨文にて知れてゐる彼の研究の補全として優秀なるものである。だが考へてみれば、研究者の多くは流砂量といふものを全く別なものとして考へてゐる、殊に Du Boys の式等は最早や使用してゐない。例へば Schoklitsch は Du Boys の公式は妥當なものである事を知り乍らも、流砂量に關しては掃流力  $T$  を考慮に入れない所の一公式を與へてゐるのである。彼は粒径の均一な砂粒に對して次のものを與へてゐる。

$$q_0 = \frac{0.00001944 D}{J^{4/3}}$$

$$q = \frac{7000}{\sqrt{D}} J^{3/2} (q - q_0)$$

茲に  $q$  は實際の流量で  $q_0$  は其の勾配に於て流砂量等の状態で河床が平衡を保つてゐる場合の流量で、共に單位河幅に就ての  $m^3/sec$  である。

Meyer-Peter 及 Favre は次の公式を提案してゐる。

$$\frac{q^{2/3} J}{D} = a + b \frac{q^{2/3}}{D} \quad a, b \text{ は常數}$$

此の公式に於て上述の兩著者は河川工学の模型實驗の相似律を建設する事が出來た。然し明らかにこの Schoklitsch とか Meyer-Peter 及 Favre の式は  $T$  及  $T_0$  には無關係なのである。

Einstein は彼の “Der Geschiebetrieb als Wahrscheinlichkeitsproblem” なる論文に於て 1 つの石の平均の Einzelaufweg  $\xi_0$  (m), 平均の Einzelwartezeit  $\delta_0$  (sec) 及移動速度  $v_r$  (mm/sec) を定義してゐるが、一種類の形狀(扁平形, 球形, 中間形)のものについては總ての石に對してその平均 Einzelaufweg は一定値を

有するもので流れの状態には無關係なものであると云ふ結論に達した。更に、 $\delta_0 g^{2/3} = 110$  で  $v_r / g^{2/3}$  も亦一定の値である、そして之は砂礫の形狀に従つて変るものであるといふ事を示してゐる。而して混合砂礫についての研究の結果は何等本質的な差異はなく、 $g^{2/3}$  の代りに  $g$  が入れればよいといふ事である。

かゝる事柄は總て、掃流力と決定的である所の流速による理論とに對して喰ひ違つて居るのである。Schweizerische Bauzeitung 誌上の論說に於て Prof. Meyer-Peter 及 Dr. Favre は次の事く書いてゐる。

“先づ第一に吾々は著者 (Prof. Dr. Schoklitsch) と一方は流砂量と他方は流速若くは掃流力との間に關係をつける事は不可能な事である、といふ點について全然意見の一致を見るのである。之は簡單に云へばかゝるものが存在しないからである”。

併し茲に Chang の論文を持つて來た時に、又色々他の有名な研究家の觀察を照らし合せてみるのも興味ある事である、と Dr. Ing. Charles Jaeger は雜誌 “Wasser Kraft und Wasserwirtschaft” に批評をのせてゐる。

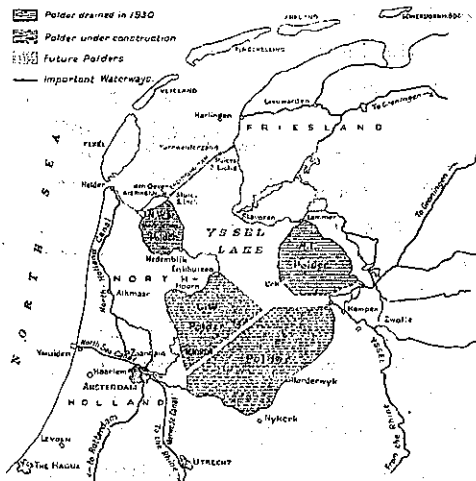
## 施 工

### (19) Zuyder Zee 和蘭の干拓

(J. G. Schilthuis, “The Reclamation of the Zuyder Zee” D. H. A. Oct. 1938, p. 345.)  
比田 正 抄

計畫の大要: Zuyder Zee の干拓計畫は灣口約 30 km を海中堤防により閉塞し灣内水面の約 2/3 を干拓せんとする大計畫で全計畫完成後は 550 000 エーカー(約 224 000 町歩)の耕地即ち現在オランダ内地全土の 1/14 の面積を得るものである。堤防内に圍まれる總面積は 820 000 エーカーであるが、Yssel 河等諸河川の流入水量を一時貯溜する爲に 270 000 エーカーの水面を残さなくてはならない。オランダは一帶に低地であり各河川より堤防内水面に注入せられたる水を外海に排出するには 1 日 2 回の干潮時を待つを要し、満潮時は逆流を水門により防がねばならない。加之西寄りの強風が時に數日間連続すると異常なる高潮が稀には 4~5 日連続する事もある。此の爲めには更に大なる貯水量を要する。Zuyder Zee 内の 270 000 エーカーは 5~6 日間各河川が最大洪水を流下したる時猶沿岸氾濫の虞なき爲に之丈けはどうしても水面として残すを要する。

図-24. Zuyder Zee 附近平面図



1891年此の計畫が始めて C. Lely 博士により發表された。當時は施行機械の發達は此の大計畫實現を危ぶまれたが、其の後 1918 年原案通り議會を通過した。博士は 1929 年死亡したが 1924 年起工 1930 年には既に一部干拓を終了し、目下第 2 區施工中である。

堤防： 灣口西部の Wieringen 島を境に東西兩堤に分たれてゐる。西堤は此の島と North Holland 地方の間で 1924 年起工、同年内に完成した。延長も僅かであるが、之に對して東堤は島より東側 Friesland 地方に及ぶ延長 30 km (約 19 哩) で、1927 年起工 1932 年竣功、開門、水門等一切の附帯工事を合算し總工費 120 000 000 Guilders を要した。其の断面は図-25 に示す如きもので主要寸法は、底幅 87 m (290 呎)、外側天

図-25. 干拓用堤防

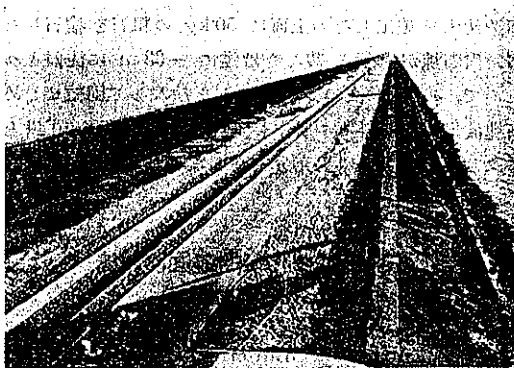
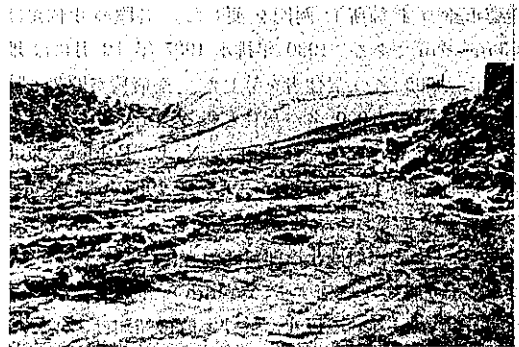


図-26. 堤防断面図



端高 +7 m (+23 呎, Amsterdam 基準面上より、之を Zuyder Zee 最大高潮面より計れば +3.3 m) で、外海側の主体は良質粘土、内側の大部分は砂よりなる。海側の法は 1:4 で水面下は粗礫沈床を水面上に張石をなし法面を保護してゐる。内側は水面上張石部分 1:3 水面下沈床部分は 1:6 である。堤防上には道路を設け尙且つ將來鐵道を敷設出来る幅員を残してある。施行は兩端と中央より始め最後に 2 個所の間隙を塞いだのであるが、其の間隙が狭くなると潮の干満毎に非常に大なる速度で海水が出入し堤体が砂なる時は著しい洗掘を受ける (図-27 参照)。又其處迄に至る工程にも同様の被害が多い。故に砂よりも良質粘土で先づ堤体を作り、而る後に砂質土砂で腹付けする工法を用ひ成功した。此の間隙を流れる潮流は最大 24 km/hr に達するので間隙の水路に當る海底土砂も亦著しく洗掘されて危険であ

図-27. 堤防未完成部分の間隙を流れる海水



る。實際當初 -3.6 m 位の所が -7.5 m ~ -12 m となつたので之が防止の爲に、此の部分の海底を上幅約 40 m とし相當の深き迄粘土質土砂にて置換を行つた處殆ど洗掘を認めなくなつた。此の洗掘に對する模型試験は "Enclosure of the Zuyder Zee" と云ふ題で van Kuffeler 氏が 1934 年 Institution of Civil Engineers で發表して居る。

干拓地域の排水： Holland では珍くない事だが Zuyder Zee の干拓地も海面より 3~4.5 m 低い。故に圍堤を作つて後内部を排水するのであるが、排水装置は竣功後雨水、湧水の排水の爲其のまま設置しておく。又干拓後の排水路の主要なるものは相當の掘鑿土量になるから、豫め排水前に浚渫する方が工費が低廉である。排水直後は泥濘で歩行すら不能である。故に第 1 に約 10 m 間隔に小溝を掘つて之に水を集める、之をやゝ大なる溝に集め更に水路に集め、水路を集めて主要水路に取り入れてポンプ場に送る。かくして地表面は漸く交通可

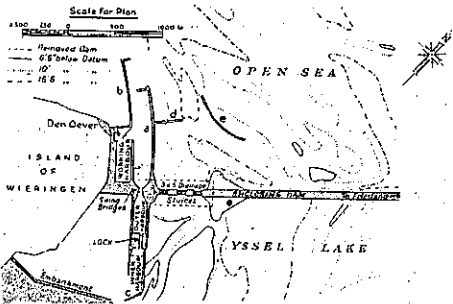
能となる。而る後に橋梁、道路を設ける。然し鹽分がある内は耕作に適しない。鹽分を除去するには雨水の自然清掃による他に途がない。之には約 4~5 年は要する。又排水後の海底は勾配があるから耕地としては之を平坦にする必要がある。従つて主要水路は數段の區間に分かれたれ、舟運の爲には閘門を要することになる。

**Wieringermeer 干拓地:** Zuyder Zee の第 1 期工區とも云ふ可きもので 1930 年排水し既に大半は耕作されてゐる。その面積 50 000 エーカーで全計畫 550 000 エーカーの 1/11 に當る。前記の工法により耕作地となすのであるが、排水にはポンプ場 2 箇所を設け、一は電力により 4 500 ガロン/秒他はディーゼル機關にて 2 000 ガロン/秒の排水能力を有する。此の兩者を併用晝夜兼行で尙 9 ヶ月間を要したと云ふ。排水後既に浸漬せる主要水路の略半分は埋没せるを發見掘鑿するを要した。平坦地とする爲 4 段に分割した。従つて舟運の爲主要水路の 4 箇所へ閘門を要した。各段の水位差は 4.5 m~6 m である。1930 年排水 1937 年 12 月には地域内に 3 762 名の居住者を算した。全面積が開墾の曉には 20 000~25 000 名が居住し得る豫定である。

**N. E. Polder:** 目下工事中の N. E. Polder (東北部干拓地) は面積 120 000 エーカーで 1937 年起工、1941 年排水の豫定である。

**閘門:** 海洋汽船は北海運河 (Amsterdam-Ymuiden 間) に依り北海に直面する Ymuiden 港より出入するので、Zuyder Zee の現在に於ける航行船舶は、Zuyder Zee 南岸 (主として Amsterdam) より北方諸港 (主として Harlingen) に至るもの、灣内より北海に出入する漁船、灣内沿岸航路船 (Amsterdam, Kampen 其の他の港) である。此等の通航の爲堤防の兩端近くに 2 箇所の閘門を設けてある (平面図は 図-28, 29 参照)。兩端近くのものゝは den Oever に在る。有效幅員 13.8 m, 深 4.4 m, 長 140 m で最大 2 000 t の船を出入し得

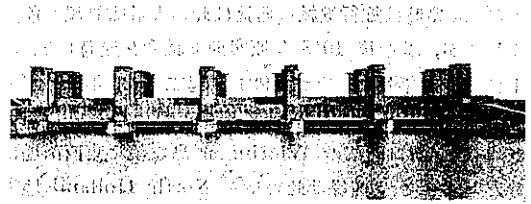
圖-28. 船航行閘門設置箇所附近平面圖



る。東端 Kornwerderzond のものは、主として Harlingen 航路に用ひられるもので den Oever と同型のものゝ他に、之と平行して 600t 級船舶の爲に幅 9 m 長 55 m の閘門がある。閘門の内外側にはいづれも防波堤を設けて波浪を防いでゐる。

**水門:** der Oever 及 Kornwerderzand 閘門に接して、前者には 2 個處、後者は 3 個處の水門がある。水門は各 5 基の門扉より成り (圖-30 参照)、1 徑間 12 m であるから全体で延長  $5 \times 5 \times 12 = 300$  m となる。門

圖-30. 閘門正面圖



扉は鋼製引揚扉で支柱間には鉄筋コンクリートの道路橋と鉄道線の爲に豫定された橋梁がある。水門前後の水叩であるが、内側は當初 45 m 海側は 18 m 迄粗朶沈床を置きその上面にコンクリートを張つてある。後之では不十分なる爲内側は更に 24 m 延長したが、海側は伸々施工困難であつた。然るに測量の結果海側は施工後間も無く -21 m に洗掘せられて居るを知り、120 m まで粗朶沈床を施工しその上面に 50 kg の粗石を捨石したが、尙石塊が移動し甚しきは遂に -33 m に洗掘されたので、ポンプにてコンクリートを注入して固結せしめ石塊流出を防ぎ得た。斯くして現在では落差 2 m 以上に及び且つ荒天時にも充分安全となつた。

(20) 土壤の化学的凝固防水法

(Pr. A. Karsten. "The Joosten Process of Chemical Consolidation and Sealing of Permeable Soil." Bulletin of the Int. R. C. A. June 1938, p. 651~654.  
入江一郎 抄)

最近 10 年間に於ける交通及工業の急激なる進歩發展の結果、砂質の不安定なる地盤は之を岩石狀に化する所



の所謂凝固法が、非常に重要な事となつて來た。

特に工事が地下水面以下なる場合は、之は一層緊要なる事である。而して當問題は所謂 Joosten 法に依れば鮮に解決されるのである。此の Joosten 法とは、ポンプで有孔管から 2 種の化学溶液を順々に地中に注入する方法なのである。

第 1 溶液は silicic acid 溶液で、之は土質分子と化合はしないが、地下水を排除して土質分子を薄膜で以て被覆する。次に注入される第 2 溶液は common salt 溶液である。此の 2 種の化学溶液は直に化合して colloidal gel of silicic acid を形成するのである。

此の膠狀物質が直に形成されるが爲に、土質分子を緊密に結合する事となる。此の化学的硬化法を行つた地盤は硅質結合物を有する硬度普通の砂岩が地下水の侵蝕作用に抵抗し得るとよく似てゐる。當工法を行へば砂質土の場合は圧縮強度 80kg/cm<sup>2</sup> (1140<sup>kg</sup>/□') すら得られる。

図-31. 悪質多孔性コンクリートに対する影響

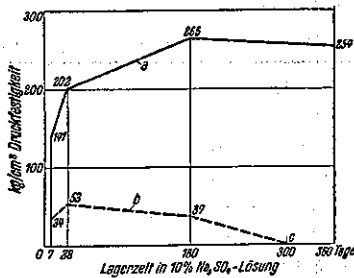


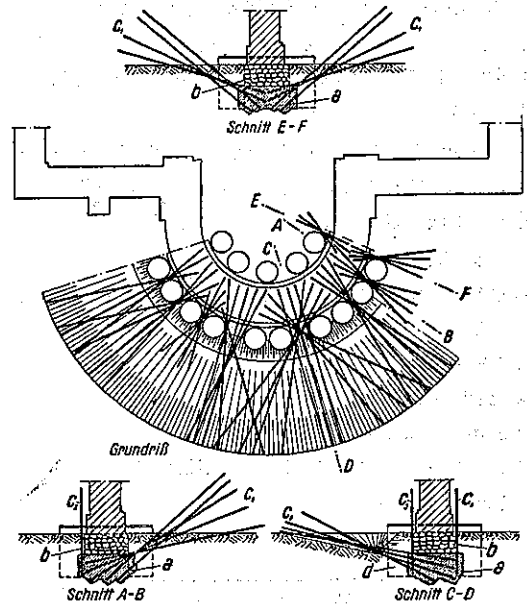
図-31 は悪質多孔性コンクリートに対する sodium sulphate 溶液の影響を示す。之に反して化学的凝固法を施したものは何等影響を受けざるを見る。一旦凝固せる地盤は最早全然侵蝕又は透水の懸念は無い。

本工法の用途は多種多様にして、次に Siemens-Bau-Union が施工せる實例の二三を述べて見よう。

古い Ribe 寺院 (Jutland) の壁の基礎は dry stone だが、自動車交通の爲之にひどい龜裂を生じ、此の歴史的建造物も破壊の他なしと思はれた。其の際 Joosten 法を用ひて先其の基礎を擴げ、次に良好な基礎の上へ掘込代へて危険を脱した。図-32 は凝固工事の平面図及注入管の配置を示す。試験の結果石英質砂が良好なる基礎をなして居り、將來も安全との事が判明した。

鉄道關係の他の實例は、London 地下鉄道にて Monument 停車場の地下水道取換へに際して此の凝固法を採用したものである。新しい円形断面下水道の大部分は London Clay 中に設置する事となり、其の上部はばらばらの砂利で取り圍れて居つた。セメント注入凝固法は満足な結果を與へず、而も工事は London 市でも

図-32. 注入管配置の例



建物の最も稠密なる部分の地下なるを以て地盤攪亂は嚴に之を避けなければならない。茲に於て區間 5.5 m (18') の試験の結果 Joosten 法を採用する事となつた。導坑の先端部分にて、壘築及木製土止板を貫いて注入管を地中に打込んだ。斯くてばらばらの砂利からなる建物基礎を凝固強化する事が出来た。當工法は非常に好成績だったので、下水管を次々に打続て行くに際して頑丈な支保工の要は無かつた。之から先の導坑も同様に行つた後に下水管の端には土止板を張り、斯くて順次工事を進めた。

Monument 停車場の機械室築造も London の Messrs Mowlem の協力を得て之と同様に作り上げられた。工法は隧道掘鑿と同一である。此所の掘鑿の直径は約 7.9 m (26') なる故、凝固工法に依つて半径約 4.0 m (13') の断面を保持せる事となる。

凝固法を施せる土層の厚さが充分なれば、水密になる。上記 Monument 停車場の地下水工事にて、硅質土層よりの湧水は凝固工法の進行につれて目に見えて減じた事が認められた。故に Joosten 法は、凝固そのものが目的でなくても湧水防止を目的とする場合に適用して良いのである。

他の實例 Düsseldorf の新しい配水路建設に際してその主水路に適用したものである。主水路は Rheine 河平均水位下 4.0 m (13') にて 500 m (1640') の間を

通す要あり。而して地下水位を下げる事は先づ不可能なので、主水路の掘鑿は化学的凝固法を施せる厚い地盤の中で行った。その耐水度は全く完全なりし故、水路端を開放しておけば 10 litres (2.3 Br. gall.)/hr. 以上の排水の要はなかつた。

Joosten 法は以上の如く自然の土壤岩石を水密性となすに適してゐる他に、猶又堰堤、水閘、船渠其他の水防工事や鑛山等にも用ひて良いのである。

之等の實例は極最近のもので、Joosten 法が土木技術方面にて漸次其の地歩を確立せんとすの機運を示すものである。されど普通の工法を用ひ得る場合迄も無理に當工法を用ふべしと云ふのではない。此の化学的工法は、従來の工法では不可能なるか又は可能でも非常な困難を伴ふと云ふ近代地下工事に其の本然の分野を有してゐるのである。だから例へば地下鉄道工事等に屢々用ひられて來たのである。

熔 接

(21) 熔接用電極棒の研究 (其の 2)

(K. L. Zeyen "Über Forschungsarbeiten zur Entwicklung von Schweitzelektroden, insbesondere für den Stahlbau." Der Stahlbau. 8. April 1938, S. 59~64. 吉原重明抄)

良質なる上向熔接可能の新型電極棒： 近時被覆電極棒の發達に伴ひ良質なる上向熔接が可能になつたので、例へば高压管路製作に巴むなく行ふ至難な上向熔接が完全出来るやうになつた。此の新型被覆棒の長所を列擧すれば次の如し。

1. 非常に平滑な熔接線が得られるので、容易に熔込爪型を避けられること。

2. 被覆が良質であるから、特殊の合金鋼の熔接に於ても、熔接部の龜裂を完全に防止しうる事。

図-33 は此の種の電極棒に依り鋼の堅熔接をなしたる隅肉熔接部を示す。かゝる熔接に普通の電極棒を使用すると、隅肉熔接部に必ず熱龜裂を生ずるのである。

図-33. 堅熔接(上方より下方へ)に依る隅肉熔接部材—炭素鋼 ST-60, 11. 電極棒—Zeus 被覆棒 EV 60



熔接熱による鋼の硬化並に熔接部龜裂性： 熔接部龜裂性と共に、かゝる關係の中に言及すべき一つの問題がある、即ち 1936 年に至つて被覆電極棒使用の熔接部に龜裂を生じた爲——(特に ST-52)——の失敗を生じたので、被覆棒でも正常の接合が不可能な場合があることが判明したのである。純粋な炭素鋼に於て炭素含有量が一定値以下の場合、通常の被覆電極棒を使用すると、特に熔接部には熱龜裂を生ずる事は大分以前から判つてゐた(是に關しては以前に著者は報告した)。1936 年に獨逸國鉄の實施せる熔接可能鋼材 ST-52 の合金成分に關する規定は、先づ熔接部龜裂性を避けること、及母材並に熔接部が甚しく硬化せぬ様になす事を目的とする(表-3 参照)。

表-3. 獨逸國鉄規定の熔接可能鋼材 St-52 の分析最高値

|                   |                     |
|-------------------|---------------------|
| G.....0.20 %      |                     |
| Si.....0.50       | 加之                  |
| Mn.....1.20       | Mn.....0.3 % 以内     |
| Cu.....0.55       | 又は Cr .....0.4 % .. |
| P.....0.06        | 又は Mo.....0.3 % ..  |
| S.....0.06        |                     |
| P 及 S 合計.....0.10 |                     |

熔接熱による鋼の硬化なる問題は St-52 鋼に關する限り新しい事ではない。造船に於ては既に數年前より、即ち St-52 鋼の鋸を熔接し、大なる鋸となすやうになつてからは此の事が問題となつてゐる。非常に大きい熔接薄板では熔接応力に依り生ずる反りや凹凸を除却する爲には、其部分をガスバーナーで赤熱し、然して水中にて急冷する。此の誤つた處理には、當時の St-52 鋼は殆ど耐難く、甚しく硬化したのである。図-33 は A. Fry の發表による St-52 鋼に關する實驗の結果である。本鋼も亦上述の如き不合理なる處理をされてゐるのだ。

図-34. 殆ど相等しき強度を有する異組成の鋼 (St-52) に於ける冷却



|  |      |                                  |      |
|--|------|----------------------------------|------|
| Werkstoff A  | 40.7 | Werkstoff B                      | 40.0 |
| Streckgrenze kg/mm <sup>2</sup>                                    | 40.7 | Zugfestigkeit kg/mm <sup>2</sup> | 56.9 |
| Zugfestigkeit kg/mm <sup>2</sup>                                   | 58.7 | Dehnung % l = 5.65 V             | 28.1 |
| Dehnung % l = 5.65 V   | 29.5 |                                  |      |
| Biegewinkel beim 1. Anrül nach Abschreckung von 1020° C in Wasser: |      |                                  |      |
| 6 mm-Blech   | 180° | 170°                             |      |
| 12 mm-Blech  | 140° | 100°                             |      |
| 18 mm-Blech  | 110° | 50°                              |      |

此の2材の静的強度は殆ど等しいが、1020°C 以下の水中急冷に對して異なる強度を示す。但し強度は曲げ試験に由り測定する。表-5 は 1932 年の Krupp 工場で爲した大規模な實驗の結果である。その目的とする所は、熔接部附近の鋼の硬化の生じ難い材質 (St-52) を發見せんとするにある。鋼 (St-52) の熔接に際して、—造船の場合は勿論—非常に重要な價值があるからだ。図-35 は同一鋼材 (St-52) に於ける種々の熔接及冷却の試験結果の總括である。此の値は硬化に關する最上の標準となる事が認められてゐる。

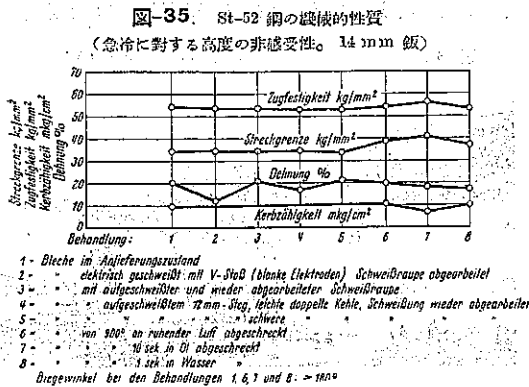


表-4. 各種の鋼材 St-52 の冷却感受性の實驗 (1932 年に行はれたもの)

| 化学的組成 |      |      |      |      |      |      |      | 厚さ 12 mm 鋼の強度 (標準化するもの) |                         |                |        | 冷却後のブリネル硬度 |       |           |       |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|-------------------------|-------------------------|----------------|--------|------------|-------|-----------|-------|
| C     | Si   | Mn   | Cr   | Cr   | Ni   | Mo   | V    | 降伏點 kg/mm <sup>2</sup>  | 引張強度 kg/mm <sup>2</sup> | 歪度 % t=11.3 Vf | ブリネル硬度 | 920°C より   |       | 1020°C より |       |
| %     | %    | %    | %    | %    | %    | %    | %    |                         |                         |                |        | 1sec間水中    | 完全に水中 | 1sec間水中   | 完全に水中 |
| 0.13  | 0.39 | 1.07 | 0.41 | —    | —    | —    | —    | 39.1                    | 54.4                    | 22.1           | 154    | 152        | 333   | 149       | 325   |
| 0.13  | 0.55 | 1.31 | 0.42 | 0.15 | —    | —    | —    | 43.4                    | 59.5                    | 24.0           | 156    | 151        | 350   | 165       | 325   |
| 0.15  | 0.56 | 1.24 | 0.43 | —    | 0.15 | —    | —    | 39.9                    | 57.8                    | 21.2           | 151    | 168        | 333   | 155       | 306   |
| 0.14  | 0.55 | 1.30 | 0.42 | —    | —    | 0.10 | —    | 54.0                    | 70.9                    | 18.7           | 187    | 164        | 309   | 169       | 325   |
| 0.14  | 0.40 | 1.24 | 0.41 | —    | —    | —    | 0.17 | 39.3                    | 61.6                    | 21.1           | 160    | 187        | 341   | 206       | 333   |
| 0.19  | 0.53 | 1.24 | 0.41 | —    | —    | —    | —    | 44.5                    | 62.3                    | 22.0           | 160    | 167        | 378   | 169       | 333   |
| 0.15  | 0.60 | 1.72 | 1.40 | —    | —    | —    | —    | 39.3                    | 70.6                    | 18.5           | 172    | 186        | 363   | 176       | 337   |
| 0.20  | 0.63 | 1.77 | 0.41 | —    | —    | —    | —    | 48.9                    | 84.8                    | 12.8           | 191    | 198        | 393   | 201       | 315   |

熔接方法の相異や冷却が是等の鋼の機械的性質に甚しい影響のない事は此處に特記すべきである。Krupp 工場では既に 1932 年に於て、此の實驗に基き St-52 鋼の組成を決定済であつた。而も此の組成が 1936 年の獨逸國鉄に依る熔接用 St-52 鋼の組成の規定に準ずるのは注目すべきである。

熔接部附近の鋼の硬化現象は、鋼の組成のみならず、熔接条件にも密接な關係がある。即ち、G. Bierett の稱ふる如く、此の危険性は電極棒の径を大になし、母材を熔接前に加熱する事により減少せしめ得る。W. G.

Theisinger の意見も同様である。C の含有量 0.17~0.53% 鋼に於て熔接速度の大なる事、熱エネルギーの減少する事が此の硬化現象を助長し、且つ母材の C の含有率が大なる程甚しいと云ふのである。

此處に示すのは、熔接時の鋼の硬化程度の測定の方法である。之は Düsseldorf に於ける Der Deutsche Verband für Materialprüfungen der Technik の本年度總會に H. Hautmann が提出したものである。即ち熔接材の表面に腐蝕研面を作り、径 1/16' の小球を転ずる。そして、その跡の幅—研面の硬度により相異す—を測値顕微鏡で測定する。獨逸鐵工協會々員の共同實驗—未發表—に由ると、St-52 鋼に於ては、數百度の高温で熔接せる接手の破壊曲げ角度は、常温熔接の場合より大である。故に Friedrich-Alfred-Hütte では、St-52 鋼を使用する重要な熔接では、事前に母材を 200°C に熱しておく。最も優秀な装置では作業中 200°C の温度を保つと同時に、熔接工を副射熱に對し保護するやうになつてゐる。かゝる工法に於ては、200°C 附近に於ける接手の切込衝撃強度が重要な數値である。即ち、良い制定標準となる。曲線の示す如く、200°C 附近の熔接部切込衝撃強度の値は皆非常に良好である。

熔接部附近の硬化を緩和し、龜裂を防止し、且つ接手

にも龜裂を生ぜぬやうにする爲に、獨逸國鉄は熔接用 St-52 鋼の成分比の限値を定めてゐる。

C. Stieler は熔接部龜裂性を熔接線に平行なものと、垂直なものに分けて説明を與へてゐる。隅肉熔接に於ては先づ冷却の際に是等の熔接部龜裂が生ずるのである。そして、龜裂發生當初の材の色は青い。爲に發生當初の温度範圍では推定不可能ではあるが、青熱温度の上半部では龜裂が分る。裸電極棒、有心電極棒ではかういふ事はない。故に Stieler は被覆電極棒を使用するより良質の熔接が可能であり、完全隅肉熔接の場合、強度が大

であることを稱へてゐる。

更に彼に依れば、母材が隅肉熔接部の龜裂に大なる影響を與へる。即ち、獨逸國鉄の認める如く Si の含有率大なる特殊鋼 St-52 は隅肉熔接の龜裂を助長するといふのである。この龜裂現象の試験方法、T 型試材を使用し、兩隅肉熔接部を速かになす。即ち第 1 の熔接部が冷却せぬ中に第 2 の熔接をなす。その時龜裂性の電極棒を使用すると第 2 の熔接部に龜裂が生ずる。1936 年の獨逸國鉄の試験によると St-52 鋼の母材に對して多數龜裂誘發性の棒があり、中には St-32 鋼に對しても危険なのがある。製作所が、誘發性の棒を作らない事が出来るのは、全く經驗的方法に據るのであつて、以前は理論的に不明であつたのである。

Düssendorf に於ける Stieler の講演 (1937-9-10) — "Stahl und Eisen" に發表——に依ると、龜裂の問題に關しては、收縮応力、熔接手の型式、母材の組成が大なる影響をもち、且つ熔接材の成分と電極棒の龜裂誘發性の間にある關係があるのである。

表-5 は普通電極棒 (誘發性及非誘發性) と、その熔接物の分析比較表である。

表-5. 被覆電極棒についての試験 (Stieler による)

| 被覆電極棒……番號         |                  | 1               | 2               | 3                | 4      | 5               |
|-------------------|------------------|-----------------|-----------------|------------------|--------|-----------------|
| 材 料 番 號           |                  | E 34h<br>—E 52h | E 34h<br>—E 52h | E 37h<br>及 E 52h | E 34h  | E 34h<br>—E 52h |
| 隅肉熔接試験片に於ける龜裂性の有無 |                  | 龜裂性             | 非龜裂性            | 非常に龜裂性           | 非龜裂性   | 非龜裂性            |
| 熔 接 物 の           | C %              | 0.11            | 0.10            | 0.14             | 0.10   | 0.10            |
|                   | Si %             | 0.04            | 0.03            | 0.03             | 0.04   | 0.03            |
| 化学的組成             | Mn %             | 0.55            | 0.50            | 0.58             | 0.43   | 0.32            |
|                   | P %              | 0.046           | 0.046           | 0.071            | 0.035  | 0.033           |
|                   | S %              | 0.029           | 0.029           | 0.035            | 0.030  | 0.039           |
|                   | Cu %             | 0.14            | 0.14            | 0.13             | 0.12   | 0.15            |
|                   | Ni %             | 0.05            | 0.04            | 0.05             | 0.05   | 0.04            |
|                   | Cr %             | 0.04            | 0.04            | 0.02             | 0.04   | 0.03            |
|                   | Mo %             | 0.23            | 0.23            | —                | —      | —               |
|                   | N <sub>2</sub> % | 0.031           | 0.040           | 0.025            | 0.024  | 0.032           |
|                   | O <sub>2</sub> % | 0.150           | 0.140           | 0.140            | 0.140  | 0.130           |
|                   | H <sub>2</sub> % | 0.0004          | 0.0006          | 0.0006           | 0.0004 | 0.0011          |

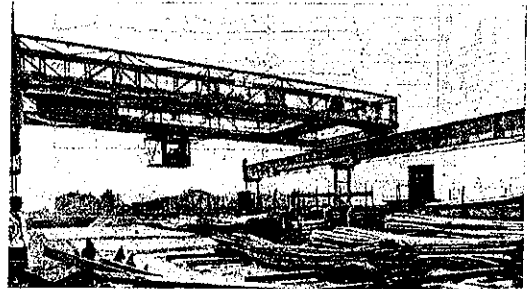
電極棒 1 及 2 は同種の被覆棒であつて、1 の「仕上げ」は Wittenberge での試験に據ると St-52 に對して龜裂誘發の危険があるので、工場では 2 の「仕上げ」を採用して龜裂の危険をさけてゐる。此の理由は熔接材の成分では説明不可能である。科学的に分らないのである。龜裂誘發性甚しく、St-52 だけでなく St-37 に對しても危険である。電極棒 3 に關しては、其の理由が熔材に C 及 P が多量に含有されてゐるためである

と云へる。Stieler に據り、龜裂誘發性のない棒の被覆部に S を混ざると、龜裂誘發性になることが實驗的に證明されてゐる。かゝる有害なる P や S は、高級な被覆棒程多量であり、その量は龜裂に對して無視し得ないものである。

G. Bierett の論文にも此の問題の至難さが言及されてゐる。

特殊被覆電極棒の發達：既に (1) に於て略述せるもの。普通の被覆棒 (通常市場にあるもの、即ち表-8 の如き組成のもの) では、特に St-52 に對しては、豫め龜裂發生性の試験を必要とする。獨逸國鉄の定むる分析値

図-36. 10 t クレーン St-37, 被覆電極棒 Zeus-EV52



をもたぬ棒では一層必要である。併し、R. Hackert の實驗に據ると C の多い純炭素鋼ですら次の如き注意により龜裂を生じない様に出来るのである。即ち

1. C, Si 及 Mn を何等かの方法で少くすること。

2. 熔接部に N の含有量が少くなるやうな被覆とすること。

かゝる電極棒使用の St-60.11 鋼の隅肉熔接は 図-33 に示してある。此の種の鋼 (St-60.11) は通常の電極棒では必ず龜裂を生ずる。特殊被覆棒を使用すると純炭素鋼ですら龜裂を生じないのであるから、況して St-60.11 や St-52 鋼——C があまり多くない——

では安全である。又本電極棒は上向熔接がやり良い。従て構造上秀れてゐるし、費用になつてゐる。例へばトローリー用鉄柱の如き、炭素鋼 St-55.29 を此の棒で熔接したりする。かく特殊電極棒により龜裂を防ぎ得るのは確實であるが、之に關し残念乍ら詳細なデータがない。

銜合熔接の疲限度：15 mm I 型梁の腹幅 80 mm をとり銜合熔接をなして是を繰返応力の試材とする。仕

上済及仕上未済の試材を各々0.1kg/mm<sup>2</sup>の荷重をかけて繰返引張強度試験を行ふ。此處に「仕上」といふのは熔接部の Wurm を磨き取ることである。機械はSchenk 商會製作の 25 t 交番荷重試験機。振動数は 25 Hertz (cycle/sec) である。

表-6 は其の結果を示す。電極棒の種類は次の如し。

1. 合金心電極棒
2. 2種の被覆電極棒

母材の繰返強度は 25 kg/mm<sup>2</sup> である。

表-6. 15 mm 級 (I 型梁の腹縁) の衝合熔接部

| 電極棒の種類     | 繰返引張強度 (kg/mm <sup>2</sup> ) |      |
|------------|------------------------------|------|
|            | 仕上未済                         | 仕上済  |
| 合金心電極棒 (0) | 14.6                         | 16.0 |
| 被覆電極棒 (17) | 20.0                         | 22.4 |
| 被覆電極棒 (25) | 18.0                         | 20.0 |

以上の実験の結果によれば、熔接部を仕上げることによって、力線の分布を良好にし、疲限度を増加せしめる事の可能性が證明された。合金心電極棒は一般の被覆電極棒よりも、繰返引張強度が小さい。この理由は合金心電極棒は気泡を熔接部に生じ易いからと思はれるが、実験の結果をみると其の差が餘りに甚しい。之は熔接部對母材の断面転移は被覆棒の場合の方が連続的に穩かな移り方をしてゐる爲にも起因すべきである。

E. Weitz 及 Th. Hövel のそれぞれ合金成分の異つてゐる St-52 鋼の熔接部繰返強度試験の結果も上述の現象を示す。但し彼等は其の理由を、仕上未済のもては熔込爪型が生じ易いからであるとしてゐる。異組成

図-37. 褐炭乾溜炉の部分品  
重量 1000 t. St-37, 被覆電極棒 Zeus-EV 52

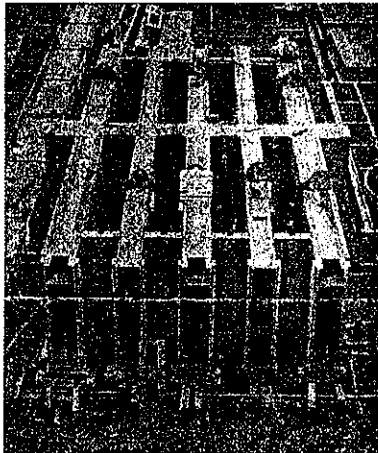
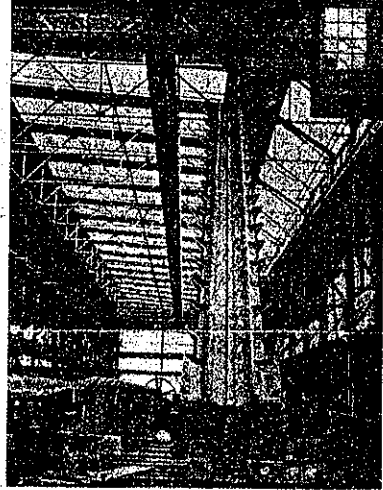
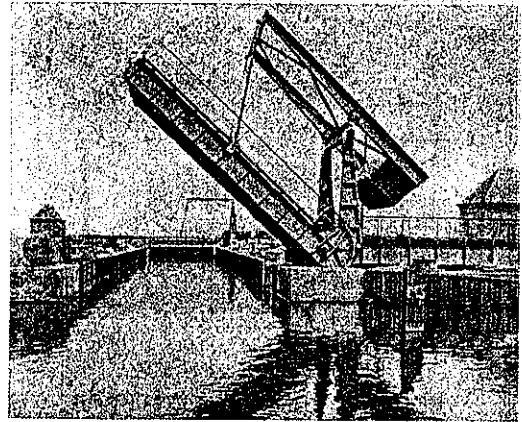


図-38. 蒸気ハンマーのガイド  
使用材 St-37, 被覆電極棒 Zeus-EV 52 にて熔接



の St-52 鋼を熔接せる場合 (8 種の組成成分が問題となる。何れも Cr を含有しない) には仕上未済の方が繰返応力に對して強いといふ現象がある (どの部分も 20 kg/mm<sup>2</sup> 以上)。電極棒はおそらく被覆棒だらう。

図-39. Gieselauschiebe 跳開橋  
使用材 St-37, 被覆電極棒 Zeus-EV 52 にて熔接



Krupp 工場製作鋼構造に於ける熔接使用例: 是等はすべて普通の被覆電極棒を使用してゐる。図-35~43 は凡て Friedrich-Alfred-Hütte の鋼構造部の製作にかゝり、それ以下の図に示すのが Krupp 工場の製作である。特に 図-39 の桁では上下のカバーブレイクの表面が平滑に仕上げてあるのに注意されたい。又 図-50 に示す大型の土掘機は Greifenhain 鑛坑用として製作せるもので能力は 52 000 m<sup>3</sup>/day である。此の機械の

図-40. Thyssenbahnhof 橋の主桁

：総重量 1000 t, 使用材 St-37, 被覆電極棒 Zeus-EV 52 にて溶接

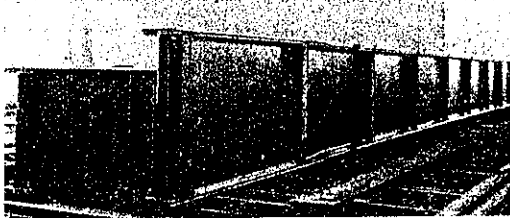


図-41. Admiral-Graf-Spee-Rhein 橋の側径間

重量 1000 t, 使用材 St-52, 被覆電極棒 Zeus-EV 52 にて溶接

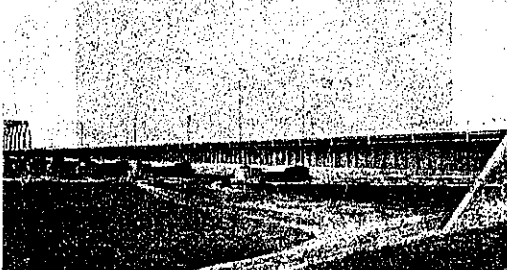


図-42. 獨逸航空部隊の格納庫

使用材 St-52, 被覆電極棒 Zeus-EV 52 にて溶接

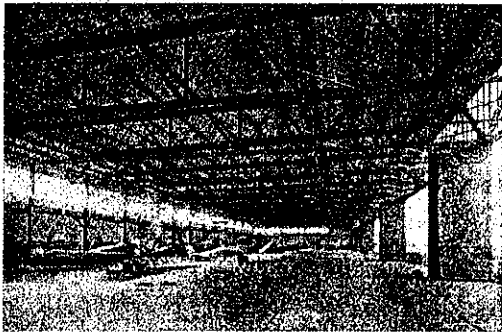


図-43. 土漏機の柄の鉄骨

使用材 St-52, 被覆電極棒 Zeus-EV 52 にて溶接

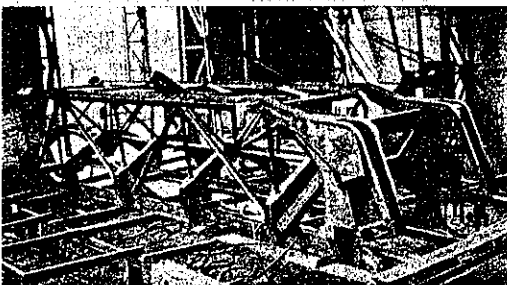


図-44. プレイナーの「からむ」

使用材 St-52, 被覆電極棒 Zeus-EV 52 にて溶接

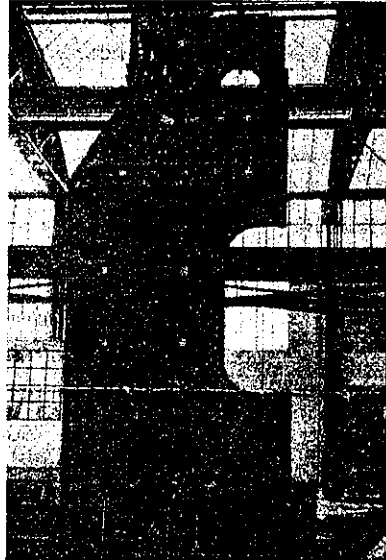
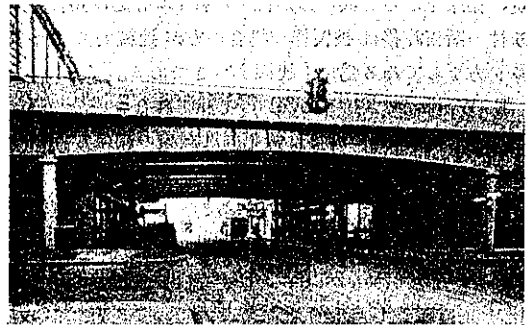


図-45. Berlin, Eriedrichsttatzte 際の鉄線橋

使用材 St-37, 被覆電極棒 Zeus-EV 52 にて溶接



接合部は多数の箇所を電弧溶接してある。此の主梁は鉄鉸めであるが、角材はすべて豫め、鉄を溶接に合したものである。図-52 に示すバケットラダーはその角材は St-52, その凹材は St-37 より成り、互に溶接されてある。かくの如く異なる鋼を溶接に合するのはさして困難ではない。

最後の注意：前節を以て本稿を打切る。以上が鋼構造に於ける溶加材の發達についての研究結果の今日の有様である。引用値は極く一部のものとつたのに過ぎない。中には未完成のものもある。

一体溶接棒はかく十分に研究し試験してあるから、製品にむらが生じるのは使用者側の責任と云ひたい。

図-46. Friedrichstratze 駅の跨線橋

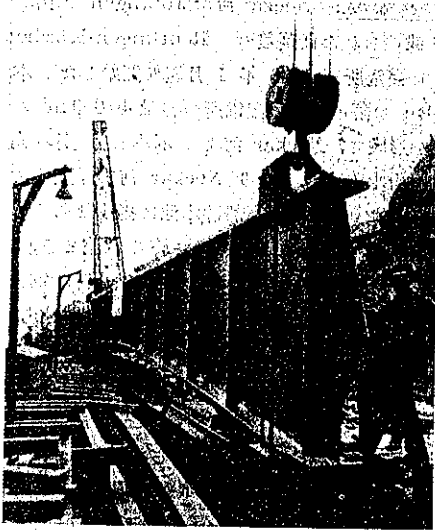


図-49. Müggelspres の橋桁の熔接作業

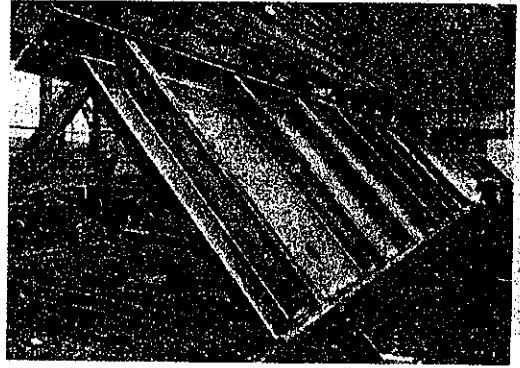


図-47. Friedrichstratze 駅の跨線橋支柱



図-50. Greifenhain 鉄坑の大土掘機  
能力=52000 m<sup>3</sup>/day

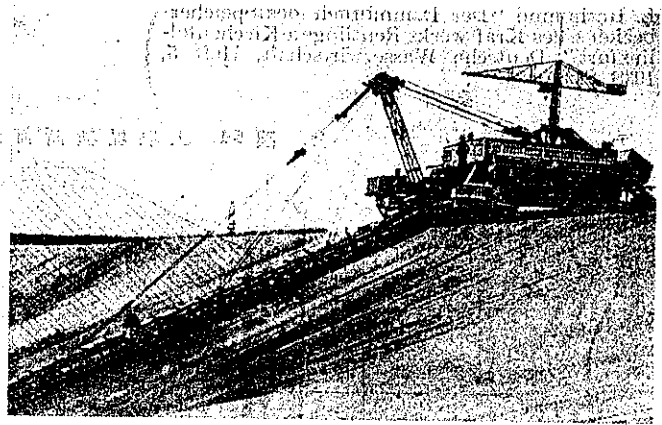


図-48. Müggelspres 上の橋桁  
使用材-St52, 被覆電極棒 Zeus-EV 62 にて熔接

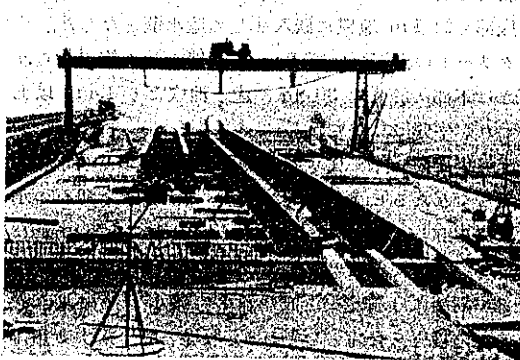


図-51. Greifenhain 鉄坑の 750 H.P. 土掘機の鹺車箱  
被覆電極棒 Zeus-EV 52 にて熔接

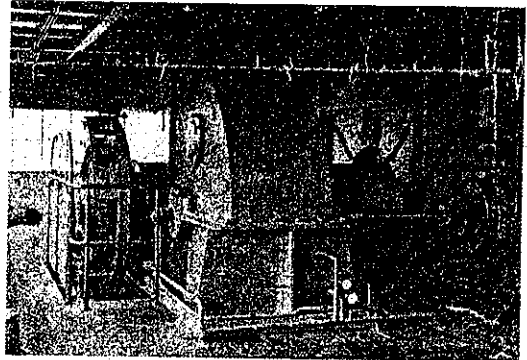
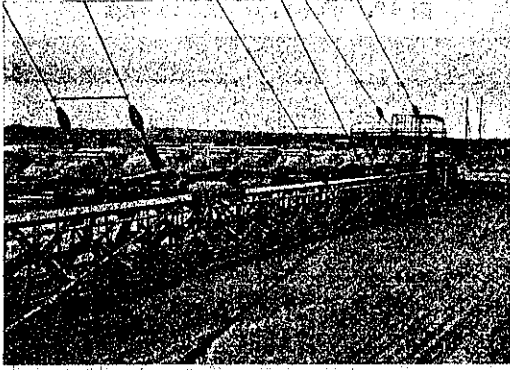


図-52. Greifenhain 鑛坑の大土掘設のバケット ラダー (1400 立/個) 使用材 St-37 及 St-52, Zeus-EV 52 にて電気溶接



堰 堤

(22) ドイツに於ける貯水土木堰堤の破壊

(L. Rothmund "Der Dambruch des Speicherbeckens des Kraftwerks Reutlingen-Kirchentellinsfurt" Deutsche Wasserwirtschaft. Heft 5, 1938. S. 89~93.

畠山正抄

工作物の概要: Neckar 河の Jübingen の下流 7km の處に設けられた低落差の Reutlingen-Kirchentellinsfurt 発電所は 1926 年 1 月運転開始した。本地點は 130m の落差の揚水発電所の容量 40 000 m<sup>3</sup> の低部貯水池を形成し, Neckar 河より取水し 2 臺の高圧ポンプと圧力水路の助により Neckar 河左岸臺地に創られた容量 282 000 m<sup>3</sup> の高部貯水池に揚水せらる。揚水せられた水は通常晝間 12 時間に於て放流せられ 1.56 m<sup>3</sup>/sec. 及 1.00 m<sup>3</sup>/sec. の高圧水車を回轉し電力を發生する。高部貯水池は露出せる草原の土 (Auelehme) を 1~2m 掘鑿しこの土を主要なる粘結材として元々臺地であつた所に 6~7m の高さの土堰堤を築いた。

水密に關しては特殊な處置を講ずることなく専ら盛土材料の密なる成層によることとした。

図-53. 高部貯水池平面図

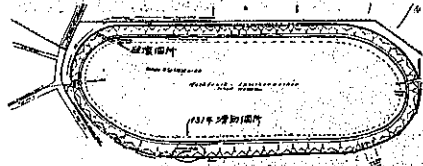
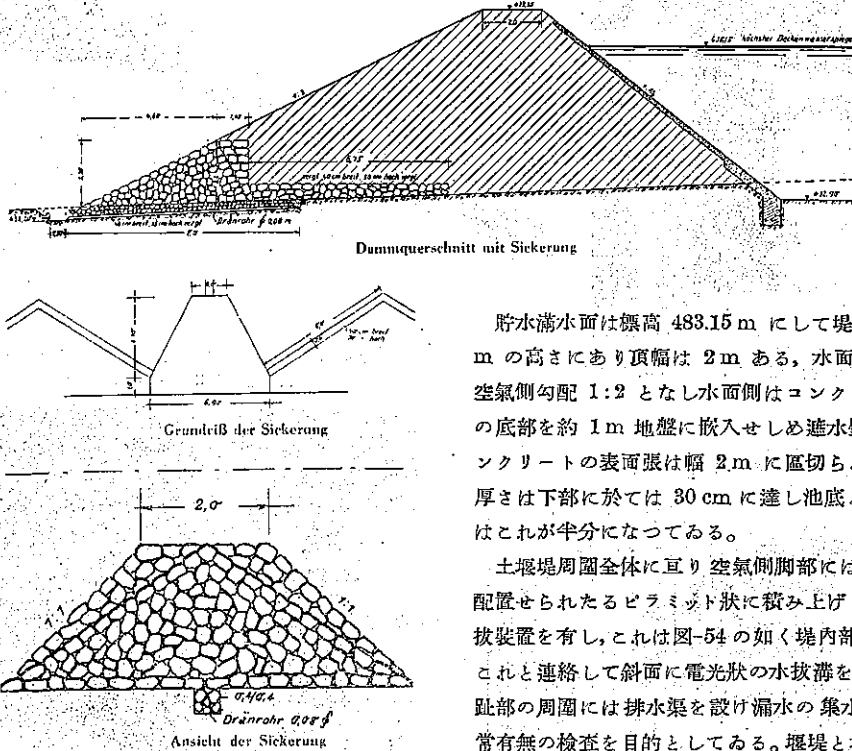


図-54. 土堰堤横断面図



貯水満水面は標高 483.15 m にして堤頂はこの上 1.2 m の高さにあり頂幅は 2 m ある, 水面側勾配 1:5/4, 空氣側勾配 1:2 となし水面側はコンクリートを張りこの底部を約 1m 地盤に嵌らせしめ遮水壁となした。コンクリートの表面張は幅 2m に區切られて施工せられ厚さは下部に於ては 30 cm に達し池底より 1.4m 以上はこれが半分になつてゐる。

土堰堤周圍全体に亘り空氣側脚部には 25m 間隔に配置せられたるピラミット狀に積み上げられた粗石の水抜装置を有し, これは図-54 の如く堤内部に 6.75m 延びこれと連絡して斜面に電光狀の水抜溝を設置した。尙堤趾部の周圍には排水渠を設け漏水の集水及流出並に異常有無の検査を目的としてゐる。堰堤と境を接する田畑



を水浸しにするのを防ぐべく北側には特に深い且廣い排水渠を作つた。

この貯水池は元來日調整用として計畫されたものではあるが設計者の主張により遂に週調整用に迄擴大せられたのである。然乍ら工事遂行に當つては資金の缺亡になやみ工費も非常に僅かしか當てがはれなかつた。それで出来上つた工作物は最初から充分なものではなく貯水がふえたとき夥しき漏水が現れ絶えず不安は去らなかつたし検査を必要とせざるを得なかつた。

1931年南側土堰堤趾部40mに亘り滑動を生じた、堤頂の沈下は盛土により補ひ、趾部は太いベタ杭を打込むことにより滑動止となさんとした。然し明らかに平衡状態に達せられなかつたのである。1936年杭の頭が1.30~1.40m下方へ移動してゐるのが認められ、堤頂には今日も尙続いてゐる沈下が認められる、水面側勾配は下方1/3は張出しを生じコンクリート張も常に相當の費用を投じたにも拘らず保守困難を極め無数の孔が出来て了つた。コンクリート張は急斜面に薄く張つたものであり且工費の節約といふ點からも元來單なる法面保護に過ぎずこれで水密を期してゐるのではなかつた。だから水の浸入といふ點から水面側法面は更にずつと緩勾配にしなればならなかつたのだ。

土堰堤基礎の雜草をそのままにして盛土をなしたので凡そ1m地盤に嵌入せしめたコンクリート遮水壁と雖も元來の地盤と盛土の間の接觸面を充分水密に遮断するには至

図-55. 破壊状況

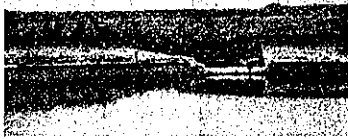


図-56. 裂口



図-57. 裂口



図-58. 裂口に於ける盛土材料

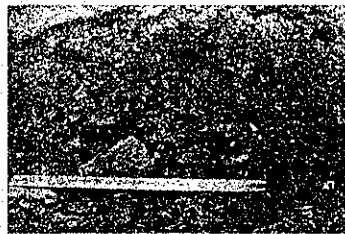


図-59. 破壊部に残つた水抜装置中の粗石



つてゐなかつた。工事に際してこの遮水壁の周囲を水密材料でおきかへ搗き固めることに注意を怠つてゐたので容易に漏水の通路が出来た。若しも基礎地盤内に2m程嵌入せしめた木の遮水壁を設置したならば基礎を洗はれることもなく非常に有効であつたらう。

土堰堤の破壊状況： 1938. 2. 28. 早期排水溝に非常な勢で水が流れてゐることを地方人が見發し土堰堤管理詰所に報告した。11時30分頃係員が現場に来たときは既に手がつけられぬ程破壊は進んでゐた。土堰堤趾部の水抜装置の附近に於てぼつかり口を明け堰堤と道路の間の灌木林の中には此の粗石及水面側コンクリート張の大きな破片が転つてゐた。これは約0.70m沈下した部分の下に大きな裂孔が發生してゐることを物語つてゐる。強烈な噴出水は2~3m<sup>3</sup>/secと算定せられ此の事實を裏書してゐた。急遽丈夫な束柴及木柵と板で此の裂孔を塞がうとしたけれど皆へし折られて忽ち空氣側に出てくる始末である。土堰堤は絶えず徐々に沈下し遂に2つに割れ夕方頃には相當の幅に擴つた。破壊箇所は図-53に示す個所で高さは貯水池低水面である。裂口は図-56, 57の如く土堰堤を斜に横断してゐる。即ち必ずしも最短距離で水が破つたのではない。

Frank博士の報告に依れば盛土材料は主に沖積のロームで其の他は破壊箇所で確認せらるが如く或部は粗石或部は淺い所に露出してゐるAngulaten石灰岩(Jura系Lias統に屬す)の風化作用により生じた特に水密性の粘ば粘ばした物質である。

破壊箇所の水面側底部が貯水池底より1.7m高く位するが故に凡そ90000m<sup>3</sup>の水が尙池内に残つてゐる。其の日一杯高圧水車を働かせて流出せしめた水は70000~80000m<sup>3</sup>である。土曜の正午から月曜の朝迄かゝつて大約282000m<sup>3</sup>の容量を揚水したから

$$282000 - (90000 + 80000) = 112000$$

即ち約110000m<sup>3</sup>が裂口を破つて流出したことになる。然し地形の關係上破壊に依る被害は比較的僅少で済んだ。

**土堰堤破壊の原因：**此の土堰堤破壊の原因としては何といつても根本的に設計及施工の不適當に起因するものである。今日此の頃の貯水土堰堤の原則たる特に水密なる心壁を築造し、そして外側に透過性の盛土をなすことは此の地方の特殊事情及經濟的事情から不可能で貯水池側壁の土を粘結材とせる盛土とせざるを得なかつた。然乍ら水密層を得る爲に特別に準備することなく粗雑な盛土をなし、土堰堤内部に莫深く巨大な集水装置を通じたことは矛盾したる工法であり土堰堤の耐久力を弱め危険を招いたことを物語つて餘りあるのである。土堰堤を水密にすには少くとも心壁に相當せる水密部は材料を精選し薄い層で注意深く輾圧し貯水池底部以下で基礎地盤にしっかりと嵌ませしめねばならない。次に水面側勾配 5/4 は餘りに急に過ぎる、これでは貯水の浸入及間断常なき貯水面の変化に依つて土堰堤の水面側及其のコンクリート張は到底安定たり得ない。比較的緊密でない接合部は吾もなく水の通路となり次第に浸透せしめる結果となつた。更に問題は土堰堤内部の粗石の水抜装置である。これに接した盛土材料を浸透せる水が洗流して了ふことは容易である。一部の土くれが洗流さるれば浸蝕は内部へ進み遂には水面側に達する水脈を生ずるに至るのである。かく起因した漏水脈は粘結材たる粘ば粘ばした Angulaten 粘土の大なる流水抵抗により非常なる水勢となる、土くれは一時此の水脈を塞ぐけれども満水せる貯水池の水圧には抵抗し得ず押し出されて了ふ。之を繰返しつゝ漏水脈は非常な早さで擴大せられた。

要するに直接の動機は破壊を防ぐを使命とした水抜装置に原因してある。かくの如く粗石となさず内部に行くにつれて次第に細くなつてゆく砂利及砂粒を以て濾過装置の如き構造となし水は通過せしむるも土くれは浸蝕しないやうな水抜装置となせば所定の目的を達し得るのである。

上 水 道

(23) モルタルにて表装せる鋼管

“Mortar-Lined Steel Pipe for Distribution System”. West. Const. News. Oct. 1933. p. 354-357.

中谷茂壽抄

Los Angeles 市給水道管にモルタルを以て表装したる鋼管を熔接して 17.4 哩敷設した。本水道はメトロポリタン水道會社の給水道の 1 部にして、請負金額は

2361581 弗であつた。現在 Compton 市, Torrance 市及 Long Beach 市に對する給水道 13.5 哩の分も入札されんとしてゐる。

Los Angeles 市給水道管の入札には、5 個の異なる管の設計に就いて行はれた。(1) 既設コンクリート管 (2) 鋼管 (3) 1/2 吋モルタル表装鋼管 (4) コールタル表装鋼管、(5) 透心廻転を行ふ鍍塗モルタル表装鋼管、(1) 以外は總て外装はガナイト或はコールタルニナメルを施すものであつた。

鋼板は入荷すると 55 と 51 吋管の半円を形成する様に正確な寸法に剪断をなし、縦切断面は V 形熔接の出来る様に削られる。此の板の長さは約 30 呎である。

板は次に半円形に曲げ、兩半円を合せて假着熔接を行ひ、自動熔接機を以て縦方向の継目を熔接する。此の完成した管は

圖-60. Pasadena 市の近郊イーグルロック隧道から Compton 近郊に至る 17.4 哩は今回入札の分にして、點線は次期入札の箇所である

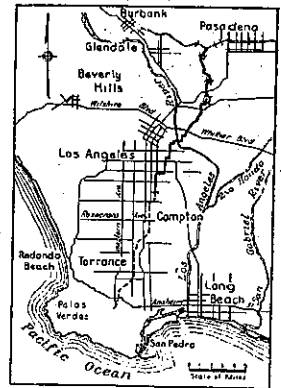


圖-61. 30 呎管に表装するモルタルを支持する脚を挿入する、此のモルタルは管が 900 ft/min の速度で廻転してある時に投下され、次いで管の廻転が 3200 ft/min に早められる

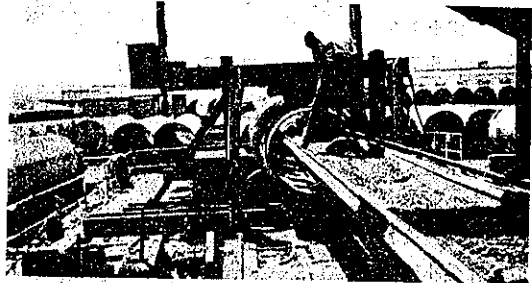
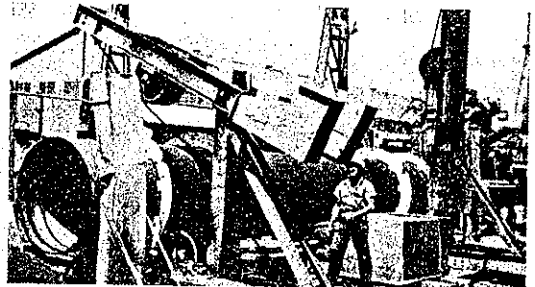


圖-62. 30 呎管を取り外すには先づ上のローラーを跳ね上げる



其の1端を普通の外径よりも  $3/32$  吋大きくする。此の擴大した継目の深さは6吋である。

工作が終ると各管を設計水圧力の  $1\frac{1}{2}$  倍の水圧力を以て試験し、継目を叩いて検査をする。之れが終ると管を野外に運搬し表装を行ふ。鋼管内表面にセメントモルタル表装を施す主問題は、管の重さ  $3\frac{1}{2}$  t とモルタル  $1\frac{1}{2}$  t の重量のものを、1分間に3200呎の速度で廻転する機械の製作であつた。此の問題は現在30呎管を仕様書指示の通りに毎45分間で完了してゐる機械の設備により解決された。

此の機械にはゴム製のローラー帯があり、最初は2本で施工したが、不備なる事が判り、遂に管の上部にもローラーを設けた。此のローラーを使用した事により管は完全なる円筒となり振動を防止する事が出来た。

廻転する前に管に總て砂を吹き付けて、管の附着力を減退しない様にする。次に鋼環を両端に填て締め付け管の変形を防止する。次に管をクレーンで廻転機械の定位に据ゑ、上のローラーを下ろして管の上表面に接觸せしめる。次に試験廻転をなし内面に水を吹き掛ける。次に両端内面に護誤環を挿入、モルタルを端から6吋の所までに止める様にした。

之が終るとモルタルを樋により管内に挿入するが總て機械化して操作された。モルタルは  $1:1\frac{1}{2}$  にして水セメント比は0.85であつた。此のモルタルは28日にして  $4000 \text{ lb/in}^2$  の圧縮力を有してゐた。

樋のモルタルは  $900 \text{ ft/min}$  で廻転してゐる管内に投下され管は直ちに  $3200 \text{ ft/min}$  の速度に廻転され、約20分間継続する。遠心力はモルタルを殆ど正確に  $1/2$  吋の厚さに凝固する。此の平滑なる表面は経験とモルタル混合の量及質の管理を嚴重にして初めて得られる。此の管内の流量計算にはマニング式中の係数  $N=12$  を使用した。

廻転を停止すると上のローラーを跳ね上げ、管を取り外す。1時間後にレイタンスを除去し、硬質平滑表面を得る爲人工を以て鍛仕上を行ふ。廻転停止より12時間後には自動噴霧器を以て養生をなし溝に据付ける迄継続する。据付は14日以上を經過せねばならない。

72時間後には管に外面防護装を施す。土地の状態が悪く時には、即ち侵蝕性に富みストレイ電流の存在する箇所にはガナイト表装を行ふ以前にコールタールエナメルを塗装する。他の部分では直ちにガナイトを施工した。侵蝕性の所ではガナイトに防硫酸鹽セメントを混入した。

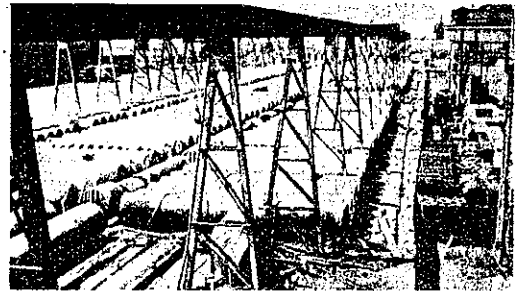
コールタール防護塗装を施工する第1歩は装薬の吹き付けである。次に管を第2廻転機に掛け  $150 \text{ ft/min}$  の速度で廻転し乍ら、遊動塗装器で12吋の幅で以て500度の温度の液体コールタールを全長に互り施す。此のコールタール塗装は2回行ひ厚さ  $3/32$  吋に達せしめる。

図-63. ガナイトを防護する爲  $3/32$  吋厚にコールタールエナメルが塗装される。管はコールタールを施し乍ら  $150 \text{ ft/min}$  の速度で廻転す



$2 \times 4$  吋, No. 12 鉄線網をコールタール塗装表面に巻き付けてからガナイトを施工する。此の厚さは  $3/4$  吋である。ガナイトが終ると再び内部噴霧を続け、夏は外面を被覆して水を吹き付けて養生した。

図-64. 管は野外に並べて養生し、現場に運搬する迄其のまゝにした



街路以外の掘鑿にはドラグラインを使用し、街路においては溝掘機を使用して、管と其の被覆の深さに溝を作つた。街路の部分では全長に互り安全の爲め板柵を設けた。掘鑿土砂は直ちにトラックに積み管敷設の終了した部分の埋戻に使用し、残土は他へ運搬した。

管は工場からトラックと牽引車に積み現場に運搬しクレーンで溝内に卸した。管を其の位置に据付け勾配を取ると擴大端の外側を假着熔接する。続いて内外側を熔接する。熔接機は溝の側のトラックに載荷して順次移動出来る様に設備されてゐる。熔接寸法は  $1/8$  吋を使用した。

内側の熔接した継目には廻転表装と同じ厚さにガナイトを施工、定規をあて、人工鍛仕上をなし、内側表装を殆んど平滑に仕上げた。

図-65. 管の内側溶接



外側の溶接継目にはロールタールエナメルを3回施工した。其の有効性を試験する爲各継目にスパーク試験を行つた。次に鉄網を巻きガナイトを施工した。

小半径の曲線部分には工場で作成した曲管を製作、内部をガナイトして使用した。大半の曲線部分は直線管を切断して溶接した。人孔の部分は直線管を切断し、カラーを溶接し、内側面をガナイトした。

隧道部分では管と外壁間をコンクリートで固めたが、所によつては鉄道の下などにコルゲイト暗渠を其の外側に使用し鋼管と暗渠の間をグラウトした。

#### (24) 鋼管のロールタールエナメル防護塗装

(O. G. Goldman, "Coal Tar Enamel Protection applied to Steel Pipe without Prime Coat." West. Const. News, Oct. 1933, p. 358-360. 中谷茂壽抄)

最近に至る迄、ロールタールエナメルは特別調製したロールタール装薬を先づ第1に施工して、鋼管との附着を良くして来たのである。さればロールタールエナメルの附着力は此の装薬に左右されてゐて、其の成功は懸かつて装薬の製造と其の適當なる使用法にあつた。San Francisco 市水道局では 1934. 12. 6. に 36 吋直径の鋼管 6800 呎と、30 吋直径の鋼管 7000 呎をロールタールエナメルで内面を表装し、外面を塗装する入札を行つた。此の入札は太平洋沿岸に於ける此の種工事の最初であつた。

施工に關する仕様書： 施工に關する仕様書は興味があるので次に抜書きして見れば、(1) 管表面の清掃：工場に於ける最後の試験終了後各管の錆、グリース、水蒸気及スケールを鉄線ブラシ或は監督員の指示する類似の物を使用完全に清掃す可し。(2) 装薬の塗装：装薬は内面装薬用廻転を開始する直前に内面装薬を、外面エナメル施工直前に外面装薬を塗装す可し。(3) 表装の塗装：内面装薬が乾燥して後出来得る限り早くエナメル表装を施工す可し。(4) 外面エナメル塗装：外面装薬が乾燥

するや否や外面エナメル塗装を行ふ可し。

著者の第1に注意を惹いたものは装薬の適當なる乾燥期間であつた。即ちエナメル塗装が失敗すれば装薬の乾燥が充分でなかつたと抗議される結果となる。製造業者の仕方書を見ると次の1章がある。もし装薬が相當の圧力を以て手で押した時摺り落ちず、剥脱しない状態なれば充分凝固したものである。装薬はエナメルを施工前に6時間以上を經過す可く、又72時間以内にエナメルを施工する必要がある。

上記を見るに製造業者の仕方書にも適當なる乾燥期間が示されてゐない。故に或る適當なる方法を見出す必要があつた。

著者は Goldman Bond Tester (特許品) を案出して成功した。此の附着力試験器は San Francisco 市水道局員により過去3ヶ年間使用され、表装の失敗は一度も起らなかつた。

此の器の使用によつて装薬の乾燥期間は大変重要な事が判つた。或る天候の下にあつては装薬は3時間後にはエナメル塗装が出来、更に2時間經過すれば附着力を減退し初め、次の數時間にして全く附着力を消失する。或る時は又最少乾燥期間は12時間も要した。故に最良の成績を得る爲には装薬の附着力が最大の時に溶解エナメルを施工する必要があつた。此の施工期を知る爲装薬塗布をエナメル塗装中に再三試験器で試験した。装薬が餘り柔か過ぎる際は乾燥期を長くした。

施工期が經過した際は、即ち装薬が乾燥し過ぎた場合は、最初は装薬を再び塗布する考へでゐた、然し一度装薬が乾燥し過ぎた際は、装薬を全然削り取り再び装薬を塗布する必要がある事が判つた。

試験器使用により乾燥期を知る事を以て、鋼管にロールタールエナメル塗装の問題が解決されるものと期待した。然し之は單なる問題の端緒に過ぎなかつた。エナメル塗装を施工したる管を將來使用出来る様に野外に貯藏してゐた所、管の端の方のエナメルが剥

図-66. 装薬の乾燥期を知る爲著者により附着力試験器が發明され、以後エナメル塗装の失敗が起らなかつた



脱して来た。管の上部から剥脱して来て、時には管全長に亘つて剥脱したのもあつた。此の原因は太陽熱に依るものなる事が判つた。

附着力試験器を再び使用して熱が附着力に如何なる影響があるかを試験した。之には試験片を切り取り温度を種々変化した水中に浸し附着力を試験した。

温度と附着力の関係： 100°F 以下にありては附着力はコールタール エナメルの引張応力により決定され、それ以上の温度では装薬の引張応力に依り決定される事が判明した。130°F で装薬は柔くなり、總ての力が消滅しエナメルの自重さへも支持出来なくなる。

装薬が斯くの如く比較的低温で無効になるのは、其の装法に依る低温柔化の性質に原因してゐる。此の種の装薬は其の後「低温装薬」と稱せられる様になつた。

1936 年中頃に製造家は「高温装薬」と呼ぶ装薬を作り出した。其の溶解點はエナメルの溶解度 230°F にも達するものが製造され出した。之等「高温装薬」の乾燥時間は長くなり、時には 2 日間を要する様になつたが、矢張り天候の加減で長短が出来る。

装薬の厚さの重要性： 新しい困難なる問題が起つた、即ち「高温装薬」とエナメル間の附着力である。もし装薬を餘り薄くすると附着力が殆ど皆無になる、即ち装薬の厚さが關係を持つてゐるのである。其の後の試験の結果に依れば溶解エナメルの温度は一層高くする必要が認められた。

「高温装薬」の試験を行つた結果によれば、110°F 以下の場合には附着力がコールタール エナメルの引張応力により決定され、それ以上では装薬の引張応力に依り決定される事が判つた。約 170°F に於て「高温装薬」は応力を消失し、エナメルの自重を支持出来なくなる。

附着力試験器は又附着力を平均せしめる爲には管の表面は完全に清掃されねばならない事を示した。又管の表面は完全に乾燥してゐなければならぬ。此の状態を得るには曇つた日、霧の日又は早朝に仕事をする事を困難にした。

装薬廢止の考慮： 鋼管防護工事を改良してコールタール エナメルの使用を研究してゐた 2 ヶ年間に、著者はコールタール エナメルを装薬を使用せずして塗装する事を考へた。装薬を廢止する事により一層優秀なる仕事の出来る事が判つた。

約 1 ヶ年間の試験の結果、コールタール エナメルを装薬を使用せずして塗装する方法を応用した。1937. 10. 20. に新方法に依り 2 ヶ所の管敷設の入札が行はれた。

此の 2 工事は 1938 年の 5 月に完成した。

直接塗装方法の使用： 新コールタール塗装方法は次の様である。鋼管の表面は内外共充分砂を吹き付けて鋼の表面が表はれる様にせねばならない。

管は次に廻轉機に置かれ、120 ft/min の速度で廻轉される。次に管の全長に亘り其の外面に熱を與へ、管が約 325°F の温度に到る迄継続する。

次いで熱氣を止め、緩速度で廻轉してゐる管の外側に溶解コールタール エナメルを施工する。此のエナメルの厚さは 1/32 吋で極めて薄く行ふ。此の施工が終了するや否や、管の廻轉を早め 1 分間に 1200 呎にまで到達せしめる。

之に溶解コールタール エナメルを其の内面に施工する。内面にエナメルが施工されるや否や内面に水を吹き付ける。管は其の高速で廻轉を続けエナメルが完全

図-67. 9 000 呎の直径 60 吋管に装薬を使用せずしてコールタール塗装を施工した、使用する送管を太陽の下に野外に放置したがエナメルの剥脱が起らなかつた

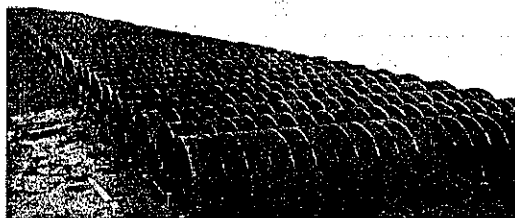


図-68. 管を 120 ft/min の速度を以て廻轉し乍ら、325°F の平均温度に熱した、次に熱を去り、溶解エナメルを施工した、此の施工が終るや否や速度は 1200 ft/min に増加され、繩により内面に溶解エナメルを塗装した、塗薬が乾ると水を吹き付けた。



に凝固する迄継続する。

もし管の外側が不規則なる塗装になつた場合には、管が未だ低速度で廻轉してゐる間に再びコールタール エナメルを施工する。

此の新塗装方法に依り



装薬を使用して起つた種々の困難を征服出来た。即ち施工期間は任意に出来、天候の変化は些したる影響を與へない。雨、霧又は濕氣の多い事はコールタールの施工に關係がない。太陽の熱ではコールタールは剝脱しない。

猶新方法に依れば施工費が大いに減少する。装薬乾燥の爲めの廣場を必要としない。従つて管を幾回も移動する手数も省ける。剝脱による再塗装も要せず至極有利である。

橋梁及構造物

(25) 防空室の天井厚計算法

(Prof. Shitkewitsch, "Berechnung von Schutzraumdecken" B.u.E. 5, Juli, 1938. S. 213~219.)  
古河順治 抄

爆弾がコンクリート構造物に命中すればその瞬間に強烈な衝撃を與へ、或る深さだけコンクリートの中に浸

表-7.

| 爆弾の重さ<br>P(kg) | 全薬量<br>p(kg) | 衝撃に依る<br>漏斗状孔の<br>深さ h <sub>1</sub> (m) | 爆発に依る<br>漏斗状孔の<br>深さ h <sub>2</sub> (m) | 衝撃及爆発<br>に依る漏斗<br>状孔の深さ<br>h <sub>2</sub> (m) | 備  |
|----------------|--------------|---|---|---|--|
| 50             | 23           | 0.35                                    | 0.47                                    | 0.80  | コンクリート・1m <sup>3</sup> に付セメント400kg 使用<br>投下高度・5000m<br>彈着速度・v=250m/sec |
| 100            | 50           | 0.50                                    | 0.59                                    | 1.00  |  |
| 300            | 170          | 0.75                                    | 0.86                                    | 1.50  |  |
| 500            | 300          | 0.90                                    | 1.02                                    | 1.80  |  |
| 1000           | 680          | 1.10                                    | 1.29                                    | 2.25  |  |

表-8.

| 爆 薬             | 比 重<br>b | 爆発温度<br>t (c) | 爆発速度<br>v (m/sec) | 爆発に依る<br>破砕エネルギー<br>e <sub>1</sub> (mt) | 備 考                                     |
|-----------------|----------|---------------|-------------------|---|---|
| Pentrit         | 1.70     | 4 248         | 8 400             | 632                                     | e <sub>1</sub> ...薬量<br>1kg 當りエ<br>ネルギー |
| Melnit          | 1.69     | 3 230         | 7 250             | 427                                     |   |
| Pyroxilin       | 1.30     | 3 150         | 6 800             | 450                                     |   |
| Trotyl          | 1.60     | 2 800         | 6 800             | 427                                     |   |
| Dynamit 25% Gur | 1.60     | 3 700         | 6 700             | 553                                     |   |
| Rauchlospulver  | 0.9~1.2  | 3 150         | 1 000~1 800       | 330                                     |   |
| Schwarzpulver   | 1.20     | 2 380         | 400               | 290                                     |   |

表-9.

| 爆弾の重さ<br>P(kg) | 衝撃力<br>E(mt) | 全薬量<br>p(kg) | 有効薬量<br>C=0.20p<br>(kg) | 爆発に依る<br>破砕エネルギー<br>E <sub>1</sub> (mt) | $\frac{E_1}{E} = n$ | 備 考  |
|----------------|--------------|--------------|-------------------------|---|---------------------|--|
| 50             | 159          | 25           | 5                       | 2 135                                   | 13.4                | 投下高度...<br>5 000m<br>彈着速度...<br>v=250m/sec<br>爆薬・Trotyl<br>$E = \frac{Pv^2}{2g}$<br>$E_1 = 427 \times C$ |
| 100            | 318          | 50           | 10                      | 4 270                                   | 13.4                |  |
| 300            | 954          | 150          | 30                      | 12 810                                  | 13.4                |  |
| 500            | 1 590        | 250          | 50                      | 21 350                                  | 13.4                |  |
| 1 000          | 3 180        | 500          | 100                     | 42 700                                  | 13.4                |  |
| 2 000          | 6 360        | 1 000        | 200                     | 85 400                                  | 13.4                |  |

徹し、所謂“衝撃に依る漏斗状孔”を生ずる。爆発は爆弾がコンクリートの中へ浸徹した後に起る。而して爆発に依る灼熱ガスの圧力は極めて強力であるから、之に依つて一定限界内のコンクリートが破壊され、所謂“爆発に依る漏斗状孔”が出来る。高度5000m から投下された重さ50~1000kgの爆弾(彈着速度約250m/sec)が1m<sup>3</sup>に付普通セメント400kgを使つたコンクリートに命中した場合に生ずる漏斗状孔の深さは表-7に示す通りであつて、鉄筋コンクリートの場合には何れも之等の値の70~75%である。

今爆弾が浸徹しないで構造物に觸れた瞬間に爆発するとすれば、之に依つて生ずる漏斗状孔の理論上の深さは次式で求められる。

$$h_1 = (m+n)\sqrt{C} \dots \dots \dots (1)$$

茲に m=構築材料に關する係数, n=爆薬の種類に關する係数, C=薬量 kg.

Trotylを使つた場合に1m<sup>3</sup>に付普通セメント400kgを用ひたコンクリートに對しては m+n=0.22 である。従つて

$$h_1 = 0.22\sqrt{C} \dots \dots \dots (2)$$

早強セメントを用ひたコンクリートに對しては

$$h_1 = 0.175\sqrt{C} \dots \dots \dots (2a)$$

圖-69.

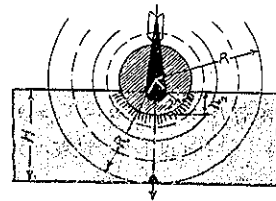


圖-70.

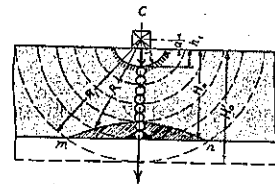
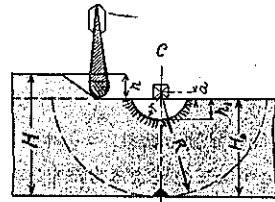


圖-71.



鉄筋コンクリートに対しては

$$h_1 = 0.130\sqrt{C} \dots \dots \dots (2b)$$

爆発の際の漏斗状孔底に於けるガス圧力はコンクリートの圧縮強さに等しい。ガス圧力は同心球をなして下方の破壊されないコンクリートに傳はり、之を強く振動せしめる(図-69,70)。而して其の圧力の強さは球の半径の自乗に逆比例する。この際円天井の下側表面に於けるコンクリートの応力が其の引張強さを超過すれば、この部分のコンクリートは破壊されて剝落する。此の現象は非常に重大である。

図-70 に於て

- $a$  = 正六面体の爆発の重心の円天井表面からの距離
- $h_1$  = 爆発に依る漏斗状孔の深さ
- $r$  = 爆薬の重心を中心とした漏斗状孔の半径
- $H_0$  = 円天井の厚さ
- $R$  = 円天井の下側表面に接する球の半径
- $K_a$  = 漏斗状孔底に於けるコンクリートの圧縮強さ
- $K_z$  = 円天井の下側表面に於けるコンクリートの引張強さとするれば

$$r = h_1 + a \quad R = H_0 + a$$

材料試験所の報告に依れば各種のコンクリートに対して

$$K_a/K_z = f = 8 \sim 12 \quad \text{平均 } 10 \text{ である。}$$

又次の関係が成立する。

$$\frac{K_a}{K_z} = \frac{R^2}{r^2} = \frac{(H_0 + a)^2}{(h_1 + a)^2} = f \quad \therefore H_0 = (h_1 + a)\sqrt{f} - a$$

1m<sup>3</sup>に付普通セメント 400 kg を用いたコンクリートに対しては  $f=10$  であるから、

$$H_0 = (h_1 + a)\sqrt{10} - a = 3.16h_1 + 2.16a \dots (3)$$

$$\text{又} \quad a = \frac{\sqrt{V}}{2} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{C}{b}}$$

茲に  $V$  = 爆薬の容積、 $C$  = 薬量、 $b$  = 爆薬の比重

$$2a = \sqrt{\frac{1000C}{b}} \text{ in cm, 或は } 2a = 0.01\sqrt{\frac{1000C}{b}} \text{ in m.}$$

Trotyl では  $b=1.6$  (表-8) であるから

$$a = \frac{0.01}{2}\sqrt{\frac{1000C}{1.6}} = 0.043\sqrt{C} \dots \dots \dots (4)$$

(2), (4) を (3) に代入して

$$H_0 = 3.16 \times 0.22\sqrt{C} + 2.16 \times 0.043\sqrt{C} = 0.788\sqrt{C} \dots (5)$$

茲に  $H_0$  は m,  $C$  は kg で表はされる。

此の式に依つて Trotyl の各量に對し、爆発の際円天井下側表面に幸じて破壊の兆候の現はれる程度の、或ひは剝落するコンクリートを極小量に止める所の厚さを求める事が出来る。實際に於ては飛行機から投下された爆弾は深さ  $h$  だけコンクリートに浸徹した後に爆発するのであるから全体の厚さとしては (5) 式で求めた  $H_0$  に  $h$  を加へなければならぬ(図-71)。即ち一般に投下爆弾に對するコンクリート円天井の厚さは次式で求められる。

$$H = H_0 + h = 0.788\sqrt{C} + h \dots \dots \dots (6)$$

経験及び研究の結果に依つて大きな爆弾が爆発する場合には全薬量の内僅か 20% だけが直接構造物に働き、後の 80% は周囲の空気に作用する事が明かになつて居る。即ち全薬量を  $p$  kg とすれば有効薬量は  $C=0.20p$  kg である。(6) 式に於ける  $C$  は此の有効薬量を探る。

(6) 式に依つて重さ 50~1000 kg の爆弾に對する円天井の厚さを計算すれば表-10 の通りである。

表-10.  $H = H_0 + h = 0.788\sqrt{C} + h$

| 爆弾の重さ<br>$P$ (kg) | 全薬量<br>$p$ (kg) | 有効薬量<br>$C=0.20p$<br>(kg) | 衝撃に依る漏斗状<br>孔の深さ $h$ (m) | 爆発に對する<br>コンクリート<br>天井の厚さ<br>$H_0$ (m) | 衝撃及爆発に<br>對するコンク<br>リート天井の<br>厚さ $H$ (m) | 鉄筋コンクリ<br>ート天井の厚さ<br>$H_1=0.7H$ (m) | 備 考   |
|-------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|--|--|-------------------------------------|---|
| 50                | 23              | 4.6                       | 0.35                     | 1.31                                   | 1.66                                     | 1.16                                | 爆薬...Trotyl<br>コンクリート...<br>1m <sup>3</sup> に付セメン<br>ト 400kg 使用 |
| 100               | 50              | 10                        | 0.50                     | 1.69                                   | 2.19                                     | 1.53                                |   |
| 300               | 170             | 34                        | 0.75                     | 2.55                                   | 3.30                                     | 2.31                                |   |
| 500               | 300             | 60                        | 0.90                     | 3.08                                   | 3.98                                     | 2.78                                |   |
| 1000              | 630             | 136                       | 1.10                     | 4.05                                   | 5.15                                     | 3.60                                |   |

表-11.  $H = H_0 + h = 0.574\sqrt{C} + h$

| 爆弾の重さ<br>$P$ (kg) | 全薬量<br>$p$ (kg) | 有効薬量<br>$C=0.20p$<br>(kg) | 衝撃に依る漏斗状<br>孔の深さ $h$ (m) | 爆発に對する<br>コンクリート<br>天井の厚さ<br>$H_0$ (m) | 衝撃及爆発に<br>對するコンク<br>リート天井の<br>厚さ $H$ (m) | 鉄筋コンクリ<br>ート天井の厚さ<br>$H_1=0.7H$ (m) | 備 考                                   |
|-------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|--|--|-------------------------------------|---------------------------------------|
| 50                | 23              | 4.6                       | 0.32                     | 0.94                                   | 1.26                                     | 0.88                                | 爆薬...Tro<br>コンクリート...<br>早強セメント<br>使用 |
| 100               | 50              | 10                        | 0.45                     | 1.22                                   | 1.67                                     | 1.17                                |                                       |
| 300               | 170             | 34                        | 0.68                     | 1.84                                   | 2.52                                     | 1.74                                |                                       |
| 500               | 300             | 60                        | 0.81                     | 2.22                                   | 3.01                                     | 2.11                                |                                       |
| 1000              | 630             | 136                       | 0.99                     | 2.92                                   | 3.91                                     | 2.74                                |                                       |

次に早強セメントを使つたコンクリートに対しては  $f=8, h_1=0.175\sqrt{C}, a=0.043\sqrt{C}$  であるから

$$H_0=(h_1+a)\sqrt{8}-a=2.83h_1+1.83a \dots\dots(7)$$

$$H_0=2.83 \times 0.175\sqrt{C}+1.83 \times 0.043\sqrt{C}=0.574\sqrt{C} \dots(8)$$

之は (5) 式で求めた  $H_0$  の 72% に當る。即ち早強セメントを使用した場合には普通セメントを使用した場合に比し厚きは 25~28% 減ずる事になる。

衝撃及爆發の兩作用に對しては

$$H=H_0+h=0.574\sqrt{C}+h \dots\dots(9)$$

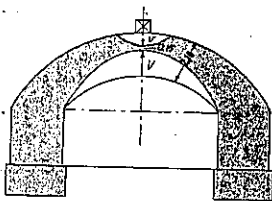
(9) 式に依つて重さ 50~1000 kg の爆彈に對する天井厚を計算すれば表-11 の通りである。

更に鋼材の如く  $f=1$  なる材料に對しては

$$H_0=(h_1+a)\sqrt{f}-a=h_1, H=h_1+h \text{ となる。}$$

扱て (5) 式に依つて求あた円天井に對し、一層爆藥量を増加すれば円天井の下側から多量のコンクリートが剝落する。即ち円-70 に於て新しい半径  $R_1$  は下側の線を  $m, n$  の 2 點で切り、此の 2 點間のコンクリートが剝落する。此の場合には天井の厚きは  $H_0$  でなく  $H_0'$  でなければならぬ。かくの如く藥量が増加すれば円天井の下側から剝落するコンクリートの容積も増大し、例へば図-72 に示す厚さ 2.10 m の円天井では上側の漏斗状孔の容積の 13 倍に達した。此の場合上下兩孔の間に残つたコンクリートは厚さ僅かに 0.15 m であつた。斯様にしてコンクリート円天井は爆彈の爲に上下兩側に漏斗状孔を生じて破壊の危険に曝される。此の危険を除き且つ天井の厚さを可及的小ならしめる爲には、早強セメントを使用する事及抵抗力を増す爲に鉄筋或は鋼材を円天井の下側に使用する事が必要である。又円天井の径間は厚さの 4 倍以下にする事が望ましい。

図-72. 爆彈に依る破壊状態



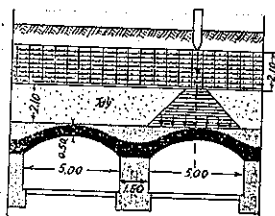
円天井の下側を補強するには

(1) 垂直鉤を以て円天井の上方部に碇着させた網状鉄筋を挿入する。

(2) 円天井の下側一定厚さを鉄筋コンクリートにする。

(3) 円天井の下側に鋼材 (U 形鋼, I 形鋼,

図-73. 防空天井の模範



波状鉄板) で被覆する等の方法がある。

最も有效な方法は振動がコンクリートの上方から下方に傳はるのを防ぐ事である。之が爲には先づ上部に厚さ 2.00~2.50 m の鉄筋コンクリート版 (早強セメントを使用し、縦横及垂直の 3 方向の鉄筋を挿入す) を設け、次に厚さ 2.00 m 程度の砂層を置き、その下に円天井 (鉄筋コンクリートならば厚さ 0.50~0.60 m, 煉瓦積ならば厚さ 1.00~1.25 m) を設ける。図-73 は此の方法を応用した模範的な要塞の 1 つを示すものである。

尙強力な砲撃を受ける構造物一堡壘一ではその厚さは、口径 42 cm の砲弾が同一點に 3 發命中するものとして計算しなければならぬが、空襲に對しては、その継続時間が短かく (15~30分)、且つ高度 4000~5000 m の所から投下する爆彈の命中率は小さいのであるから、同一點に 1 發の爆彈が命中するものと假定してよい。

現在使用されてゐる防空室の天井の構造に就ては Hans Schoszberger 博士の "Neues Schutzraum-bauwesen" II, "Bauwelt" 1936. H. 25 を参照されたい。

### (26) 2 連繫拱橋の平衡突桁式架設

Hyndon F. Kirkley "Fabricated Steel Construction Division, Bethlehem Steel Co., Bethlehem, Pa." E.N.R. August 25, 1938, p. 236~240.  
原口正一抄

梗概: 鋼索繫控 (cable tieback) を使用し僅少の架設費にて Connecticut の Middletown 橋梁を架設した。

Connecticut 州の Middletown と Portland 間の Connecticut 河橋梁が 8 月 6 日開通し此處に兩市民の多年の夢は實現したのである。此の橋梁は径間 600 呎 (183 m) 3 鉸繫拱 2 連と鉸桁連絡陸橋とより成り、全長 3420 呎 (1197 m) である。1936. 5. 1. 着工したもので、Connecticut 州最大の橋梁にして、15 哩 (24 km) 上流の Hartford と 13 哩 (21 km) 下流の East Heddem 間で Connecticut 河を横断する唯一の橋梁である。河を横切る 2 連の拱橋の架設は最も難工事であり最も興味のある仕事であつた。即ち其の架設方法は、河の真中に設置した橋脚上の掛構の上弦間に渡した架設用鋼索繫控にて突き出した桁の平衡を保たしめ兩拱を半徑間架設して行つた。此の架設方法が採用された理由は架設費が最も低廉で済む事と、舟の通航毎に動かしてゐた新橋に隣接せる舊橋梁の可動径間が新橋梁にて径間 B の 3/4 にて間に合ふ事に依る (図-76)。亦此



の方法は外に考へたものより経済である事も判つた。それは所要鋼索を合理的使用料で使用する事が出来たからである。5箇所にてベントを必要とした(製作したのは3個で之を5箇所を利用した)。此のベントはPortland側連絡陸橋の床組材料にて製作したので材料費を要しなかつた。

図-75に拱橋部分の主要寸法を示した。50呎(15.3m)間隔の拱構の間に幅員45呎(13.7m)幅の道路を設けた。道路は細砂利コンクリートを填充した3½吋(8.89cm)鋼格子床にて建造した。

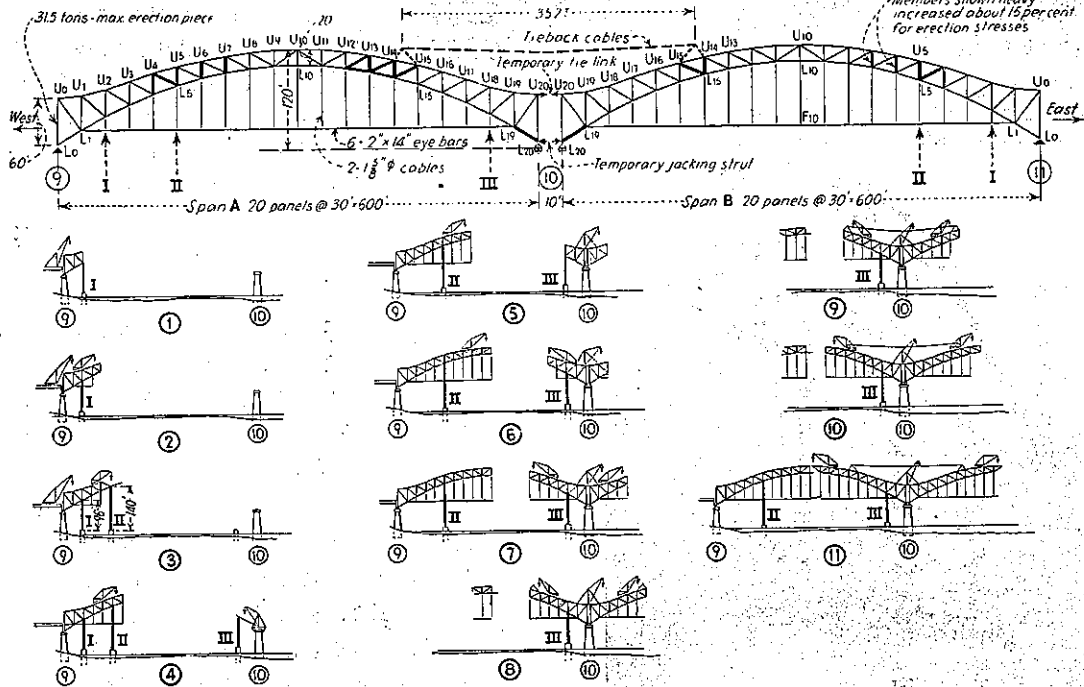
隣接せる舊橋梁の桁下空間23呎(7m)に對し新橋梁の平均低水位からの桁下空間は93呎(28.4m)である。拱構部材は全部珪素鋼、床組及拱構上弦にのみ取附けた對傾綫構と横綫構部材は炭素鋼を用ひた。Middletown側連絡道路は延長990呎(302m)、最大勾配4.45/100にして、径間87~110呎(26.52~33.53m)の單桁橋及經濟上擴大せる各175呎(53.34m)の2径間連続桁橋とより成る。連続桁橋とした理由は經濟上から許りでなく、同一径間の單桁橋とすれば桁高が増大し連絡

圖-74. 隣接せる舊橋梁の上流に高く見える2連拱橋の新 Middletown 橋梁は Connecticut 河の洪水位より遙に高い、左側に見える曲線連絡道路は Middletown の幹線から勾配を付けて連結して居る。Connecticut 州にて最大の橋梁にして總工費約 3 600 000 弗であつた



陸橋全体が一様の桁高(8呎4½吋(2.55m))を維持出来なくなる爲である。Portland側連絡道路は延長1220呎(372m)で径間35呎(10.67m)、樁橋脚の橋梁と70~110呎(27.34~33.53m)の單桁橋とを交互に配置した典型的高架橋である。最大勾配は2/100である。連絡陸橋は兩側共珪素鋼にて作製し幅員は桁の中心から中心まで45呎(13.72m)で之に幅員6呎(1.83m)の歩道を突き出した。連絡陸橋は兩側共床組立用移動起重機(deck traveler)にて架設し拱橋々

圖-75. 架設順序



脚に至れば同起重機を拱橋々脚上に載せ第 1 のベントを用ひて鋼拱構の最初の 2 格間を組立て続いてもう 1 つの移動起重機を拱橋上弦に載せて拱橋の架設を続けて行つた。

**架設方法：** 2 連繫拱橋の架設順序は図-75 に図示した。連絡陸橋に続く A 拱橋は第 9 橋脚から B 拱橋は第 11 橋脚から夫々東及西に向ひ 2 本のベントを用ひ突桁式架設工法にて架設した。架設の進行程度は兩半拱共略同一とした。A 径間を最初に完成した。続いて第 10 橋脚上に平衡を保たせておいた兩拱橋の内側半分を架設し、A 径間を拱頂にて連結し床組を吊した。B 径間の東半分は最後に組立てた。AB 共繋ぎ眼鉚 (tie eyebar)、床吊ケーブルは拱部材組立と併行して組

立てゝ行つた。但し眼鉚の拱頂に於ける連結を先にし床部材の吊下げを後にした。拱はベントと縁を切つて自身で平衡を保たせた。僅か 2 臺の架拱用起重機 (arch traveler) を同時に使用したのみであつた (図-74)。

第 9 橋脚から A 拱橋の半分を架設する間に、第 10 橋脚上に据付けた橋高 90 呎 (27.43 m)、底幅 80 呎 (24.38 m) の控索動臂起動機 (guy derrick) に依り橋脚から西方第 2 格點にベント III を組立て順々に A、B 兩拱橋の最初の 2 格間を組立てゝ行つた。B 拱橋架設にはベントを用ふれば舊旋回橋の開きを閉塞する爲、III のベントに相當するものは何も使用しなかつた。従つて B 拱橋の西半分は A 拱橋の東半分に依り常に支へて居なくてはならなかつた。依つて總断面 26×21 吋 (66.04×

図-76. 鋼索繫控工法に依る 600 呎 (183m) 2 連繫拱橋中央橋脚附近の突桁式架設状況、手前に見ゆるは後取除きし舊可動橋

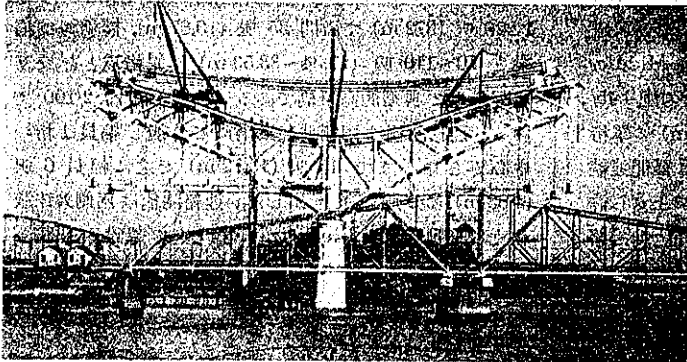
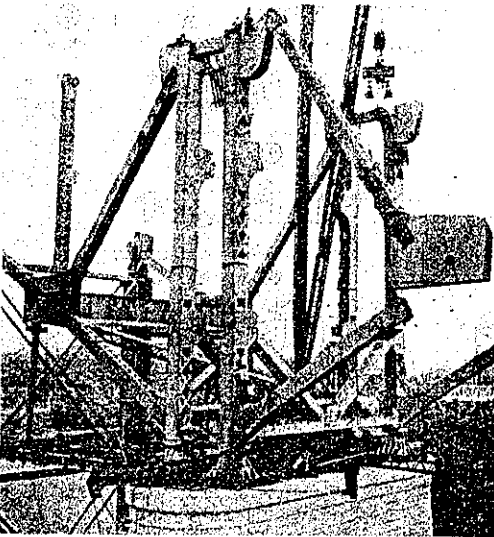


図-77. 中央橋脚上の架設の始り、各径間の最初の 2 格間を陸付動臂起重機 (guy derrick) にて組立つ、ある所、端垂直材の頂點間に設けた繫鉚と下端に取付けたジャッキ支柱に注意

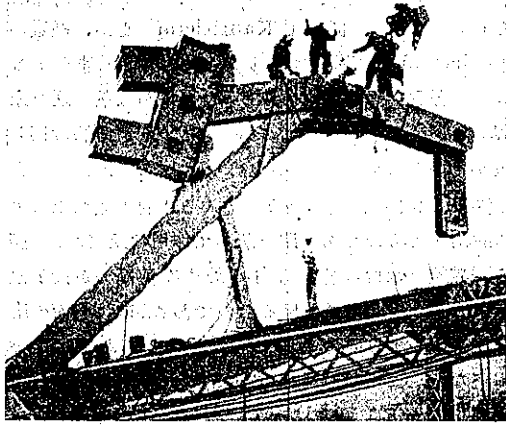


5.08 cm) の 2 定長雑素鋼連絡桿にて兩拱橋の格點  $U_{20}$  を一時的に連結し  $L_{20}$  の間に夫々 350 t ジャッキを有するジャッキ支柱を設置した。之は B 拱橋を A 拱橋にて支へるのみならず、拱の半分をジャッキ作用に依り扛上又は降下させるのにも利用した。第 10 橋脚上の A、B 兩拱橋の當は転子當であるが一方を固定し他方は自由に轉動出来る様にして置き、 $U_{20}$  に於ける定長繫鉚を効かしてジャッキ支柱の水平動を拱構の垂直動に変へる事が出来た。控索動臂起重機にて各拱の最初の 2 格間を組立て終つた後、此

の起重機を上弦の位置に上げ橋脚から反對側に向ひ同時に進行させる 2 架拱用移動起重機を組立てた。ベント III に常に垂直荷重のみを與へる様に、A 径間上の移動起重機を、B 径間上の移動起重機より絶へず僅か先行させる。かくて格點 14 まで兩起重機にて先づ拱構、吊桁及眼鉚を突桁式架設法にて組立てた。斯かる架設の行程に於て兩拱橋の間に特殊繫控を組立て之に依り径間 B の突桁部分の死荷重を受け、拱構部材に過度の組立応力を生ぜしむる事なしに各拱頂まで架設して行つた。而して此の方法に於て繫控支柱に近き數本の部材のみを補強しただけであつた。

**鋼索繫控工法 (cable tie back system):** 鋼索繫控工法の設計と組立には數々の問題がある。径間 A はベント II, III に依り完結出来たが、径間 B の中央の攻めは繫控鋼索の長さ、繫控支柱からと東端のベント II 上との兩半拱の撓及鋼索繫控の引張りに依る A 拱構の浮き上りの如何に依るものである。従つて鋼索支柱及中

図-78. 鋼索繫造工法の A 型結構の組立、図上掘付中の部材には鋼索の調整の爲 500 t 水圧ジャッキを連結する



中央橋脚上の支柱のジャッキに依る調整を充分有效ならしめる爲、応力、拱構の撓及格點の位置を精確に豫め決定して置かなくてはならない。繫控鋼索の實際長を計算に依り出した長さに一致させる事が特に重要である。

一般に繫控装置は拱構の面にある 4 個の A 型結構より成り拱構の格點  $U_{11}$  と  $U_{15}$  に於て上弦に鉋結し、拱構の外側に横から支持した。径 30 吋 (76.2 cm) の鑄鋼滑車輪に径 9 吋 (22.86 cm) の鉋を通した滑車 2 組を取付けた部材を各 A 型結構の頂點に連結した。此の滑車輪に径 1½ 吋 (38 mm) 鋼索 12 本撚り 4 本 (各拱構に 2 本宛) 通した。各 A 型結構の引張り脚 (索から離れた側) は繫索を緊め又は弛める爲に 500 t の水圧ジャッキで調整出来る様にした。径間 B 上の滑車輪支柱は固定 (三角型結構) し A 上のもは調整する時 2 本の鋼索の応力を一様にする爲肘構造 (図-78) とした。

**鋼索の孔通しと其の調整:** 滑車輪に直接径 1½ 吋 (38 mm) の繫控鋼索を通す代りに径 5/8 吋 (16 mm) の鋼索を最初導索として通した。導索の一端を kelly grip にて 1½ 吋 (38 mm) 鋼索に、他端を橋下の捲揚機關に結び付けた。導索を引張つて 1½ 吋 (38 mm) 鋼索を 2 組の滑車輪に引張り込んだ。鋼索 12 本を通した後其の兩端を径間 A 上の繫控支柱中を通し 18 呎 (5.49 m) を尾として吊下げたまゝ假緊めた。之は鋼索が中央にて約 18 呎 (5.49 m) の垂れを生ずるからである。

計算で出した通り各合成鋼索を 18 呎 (5.49 m) の初めの垂れから 6½ 呎 (1.98 m) の垂れに緊めるには各鋼索の兩端にて約 12 呎 (3.26 m) 引張る必要がある事が判つた。各端にて垂るみを持たせる事に依り滑車輪上の

引き過ぎを極小に止める事が出来た。第 10 橋脚上の控索動臂起重機は (嚴重に云へば線外にある) 各組の 12 本撚り鋼索を揺り緊めるのに用ひた。揺り緊めは支柱内の滑車輪に於て僅かの張り過ぎを起さしむべき 12 本撚り鋼索を引き上げるか引き下げるかの何れかに依つて成し遂げた。

斯くして撚鋼索の大体の調整を終ると、径 0.045 吋 (1.143 mm) の豫め測定したピアノ導線を滑車輪鉋間に引張り鋼索の垂れの程度を調べた。一端若くは必要に応じ兩端を緊め或は弛める事に依り鋼索に對し 1 基に付き數時の小調整を行つた。此の調整は各鋼索毎に必要なである。

**扛上:** 鋼索を 6½ 呎 (1.98 m) の垂れに調整した後、兩方の繫控支柱と中央橋脚とに於て、 $U_{20}$  の鋼索鉋を弛めるジャッキ支柱を扛上した。最初径間 B の支柱ジャッキを 7 吋 (17.8 cm) 動かして鋼索の垂れを認知出来る程度の極小量縮少した。続いて A 径間の支持のジャッキを 2½ 吋 (63.5 mm) 動かした。次に  $L_{20}$  ジャッキ支柱を約 7 吋 (17.8 cm) 弛め同時に兩控構の  $U_{20}$  繫索鉋の一鉋を解放した。径間 A 上の支柱の有効扛上量の全部を使用し更に 3 吋 (7.6 cm) ジャッキを伸して  $U_{20}$  の連結鉋を容易く引き抜いた。繫控を組立、調整し又鋼索装置に向け兩半拱構を廻すに要した時日は純粹の労働時間で 14.5 日であつた。繫控支柱鉋、滑車輪其他及径 1½ 吋 (38 mm) 鋼索 16 320 呎 (4 974 m) を含めて全鋼量は約 150 t であつた。

**拱構の攻め:** 鋼索繫控を效かして拱の兩半を夫々の径間の中央まで普通の突桁式架設方法にて組立て行つた。A 拱構を最初に完結した。拱構を組立てる間ベント II と III は數時高めて置いた。之は上弦の攻めを行ふ時  $U_{10}$  にて約 8½ 吋 (21.6 cm) の間隙を得る爲である。兩半拱構の此の扛上は下弦の眼鉋の連結端を離隔する傾向があるので、此の扛上の調整の爲  $F_{10}$  の鉋を打込みつゝ第 10 橋脚上のジャッキ支柱に依り  $L_{20}$  の可動脊を西方に 10 吋 (25.4 cm) 移動させた。此の工事中中央橋脚上の径間 B の可動脊は動かぬ様固定して置いた。

眼鉋を連結し之が效いて拱構が自身の力で保つ所までベント II, III を同時に引き下げた。第 10 橋脚上のジャッキ支柱も亦垂みをなくなり、眼鉋が僅かの伸びを生ずる程度に下げた。径間 B に於ても同様に攻めを終へた。即ち眼鉋材を最初に中央で連結した。続いてベント II を引下げ同時に眼鉋が效く様繫控鋼索を弛め

拱構を自力で保たせた。

最後に上弦から径間 B の 2 架拱用移動起重機を降し拱中央部から橋脚に向つて床組を仕上げて行つた。径間 A の床組は、小床版組立用移動起重機を第 9 橋脚から第 10 橋脚に向つて使用し、架拱用移動起重機を取り除いた所から組立て、行つた。

請負者及技術者: Middletown-Portland 橋梁は道路局代理者 E. C. Welden 氏、橋梁及構造技術家 L. G. Summer 氏及 W. G. Grove 氏の監督の下に Connecticut 州道路局が建設したものである。連絡陸橋の橋脚全部と 3 本の主要河中橋脚に對する下部構造諸負は約 1000 000 弗にて Chapman & Scott Corp. の Meritt が築造した。道路鋪装とペンキ塗布を含む上部構造は請負契約高約 1 100 000 弗にて Bethlehem Steel Co. の鋼構造掛に依り建設された。所有權補償と連絡道路を含み全工費は約 3 500 000 弗であつた。

## (27) 最近の木造構造による木材並に鉄の節約

(E. Gaber. "Ersparnis von Holz und Stahl durch den neuzeitlichen Holzbau." Bautech. Heft 33, 5. August, 1938. S. 425~427.)  
坂田 中 抄

木材を經濟的に且時勢に応じて構造物に應用するには之等木材の物理的、材料力學的性質並結合法を知り、更に木造骨組を得ることが要求される。小さな實驗材料を用ひて節の無い纖維の眞直な完全な木材に對する實驗を行ふことは不可能である。我々はそこで木材の總ゆる避け得ざる缺點例へば節とか曲つた纖維を有する円材、床板、厚板角材等總てに就て研究を行はねばならぬ。斯くの如く現實に即することにより、破壊に對する安全性を低め得るじ又實際に応じて許容応力を高め得る。同様にして任意の直径と長さを有する樫とか松の円柱よりなる塔に對して頂部に作用する破壊荷重を決定し得る。そこで頂部の荷重に応じて必要な破壊安全率を 3 とか 4 とか或はそれ以上にとる。斯くの如く直接的に各々の柱に對する許容頂部荷重を決定する。容易に理解し得る如く建築木材の強度は完全な木材の其れより著しく劣るのであるから、上と同様にして丸木について直接に曲げ応力とか剪断応力を求める。

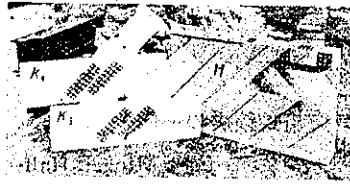
構造物とか骨組を作る際の大工職の継ぎ方に用ふるものとしては膠、釘、ボルト、挟め栓、齒形栓 (Fräs-dübel) 等がある。膠でも時がたつと空氣中の濕氣のた

めに效力を失ふ普通の Lederleim, とか Kaseinleim の如きは一般に之を除外する。然し現在には水に耐える膠が存在して居る。例へば Kauritleim とか、多數の Kunsthaszleim の如きであり、之等は水中にあつても可成りの強度を保持する。膠でつけた木材は然し之を永く保つには締付ボルトとか釘を用ひる。釘と膠は同時に働かないからボルトとか釘の支持力は計算なし得ぬ。膠といふものは之が結合してゐる木材の表面上の力のみに耐えるものであり深い所まで作用は及ばない。膠接手の破壊は木材の纖維方向に於ける剪断力が接手強度より大なるときに通常起るものである。故に膠面の応力は木材の纖維方向の剪断力迄の大きさがあればよいことになる。この値は通常  $12 \text{ kg/cm}^2$  である。

大工職の接手は大きな応力を受けてゐる構造物にあつては一部分に使用せられるに過ぎない。この際主として使用せられるボルトは充分の強度を有してゐるが充分な曲げ強さを有してゐないが故に、一般の近代式木造構造物からは除外される。我々は上の問題を釘の優れた點を利用することにより解決する。4 mm 直径の 20 本の釘は同じ長さで 20 mm 直径のボルトと同一重量を有してゐる。支持力並に曲げ剛さは鉄と木材間の接觸面の大きさに支配されるが、然し釘は鉄材と木材の接觸面に於てボルトの 4 倍の大きを持つてゐる。故に釘の支持力はボルトの其れの 4 倍といふことになる。或る與へられた荷重に對してボルトの代りに釘を用ふると鉄材の消費が少なくてすむ。ボルトの代りに釘を使用すると木材接手の曲げ剛さを高め得、且膠接手より大なる値を與へ得る。釘結合は繰り返し荷重に對して弱くなるより寧ろ強くなる。故に橋の如き移動荷重を受ける木造構造物にボルトの代りに釘を使用することが可能となる。釘は徐々に大きの高まる静止荷重を受ける際は次第に曲つて行くのであるが、然し移動荷重とか繰り返し荷重を受ける際は釘自身が破壊する處れがある。故に釘を橋梁に應用するときは建築の時より許容応力を小さく取らねばならぬ。釘は膠の如く表面全部に働くと共に内部にまで其の作用の及ぶものである。單面接手の際は  $7\sim 8 \text{ kg/cm}^2$  の荷重に耐える。釘の支持力は之が直径の 2 乗に比例し且實際上継ぎ合せてゐる木材の厚さに支配される。ボルトの場合にも同様である。釘使用接手の際は力を受けてゐる釘の末端を短かく且纖維に直角に折り曲げると更に有效である。

經濟的見地よりして大なる力を受ける部分では釘使用の代りに最近の挟め栓の Krallenband を使用する。

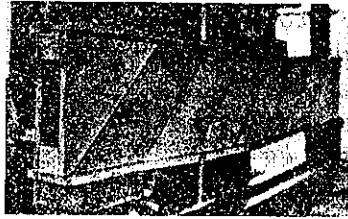
図-79. 木造トラスの支柱作成に Krallenband を使用せる例。



之は 9 cm 巾で 1.5 mm の厚さの鋼鉄の板であり 9 cm の長さの方向に 9 つの穴が開けてある。其の穴の周りには凹形に曲げた 1 組の歯が一方の方向に向けて出ている。同様にして又 1 組の歯が上と反対側に向けて出ている。之等の栓を用ひて任意の長さの板を継ぎ合せる(図-79)。此の新奇で安価な挟め栓では歯が膠や釘と同様に全面に規則正しく分布されてゐるから小さな継ぎ板でもつて大なる力に耐えることができる。継ぎ合した木材に對して永持ちさせるには釘とかボルトで締めつける必要があらう。之を使用すれば各々の又は各組の挟め栓に對してボルト 1 本づを必要としないから可成りのボルトの数が節約し得るわけである。小さな板にあつてはボルトは不適當であり此の時は代りに釘を用ひる。釘の時に述べたと同様に動力的荷重の時とか橋梁にあつては此の Krallenband が使用される。1 個の 9 cm の長さの栓は建築とか橋梁にあつては 750 kg の力を受け得る。栓はボルトとか釘と一緒に働くものであるから、建築では継目の許容応力以内では栓ボルトとか釘と同時に作用するとして計算すべきである。橋梁に於ては栓は締めつけて作用に必用なボルトとか釘の唯一部分のみを受けるものと考へて計算することをすすめる。合成柱に於ては此の狭め栓は大なる曲げ剛さを有するから時に有利である。此の際は有效慣性モーメントの値が殆ど理論的のものと同じ値に近づく。

有名な Fräsdubel は大なる耐荷力と曲げ剛さを有してゐる。然し之には入念な仕事を必要とし又個々の又は

図-80. 耐荷力を失へる函形板桁



各組の栓に對して 1 本宛のボルトが必要であり、且又往々にして長さに応じて特別の物を作る必要がある。之を求めるには金がかゝり又時間を要するから、現今の如く鉄が缺乏し且工期の短かい際は上に述べた膠、釘、狭め栓の如き物を使用せる接手が喜んで使用せられてゐる。

上の如き鉄材の節約の外に更に木材の節約といふことが問題となる。即ち大なる桁とか骨組を作る際には之迄の如く餘分の薄板、厚板、角材等を使用することなく、小さな応力を受ける所には少しの木材を使用し大なる応力の所では多くの木材を使用する様にして桁を組立てるのである。4 角な桁の代りに各々 1 本の 4 角な角材よりなる上下突縁で作つた函形板桁を用ひる。此の角材の外側に全長に通じてゐるか又は継いだ 2 枚の板をおくが、之は角材と膠、釘、或は狭め栓で継ぎ合はされてゐて之が腹板をなしてゐる。

以上の桁の上側には腹板と同じ厚さの蓋板が釘付けされてゐるが、之は大した費用を増さないで桁の断面係数を増加するものである(図-80)。以上の桁は中立軸附近の木材を空間に取換へた 1 つの桁であり何の困難もなく桁の高さを 60 cm 又はそれ以上となしうる。かくして輾圧鋼桁の代りに之と同等の耐荷力と曲げ剛さを有する安価で軽い代用品が作られるわけである。桁の高さが高くなると桁の軸に直角方向に木片を入れて腹板を補強する。

径間が長く荷重が大となると 函形板桁の代りに I-桁

図-81. 最大道路荷重を受ける I-桁 支間 10m, 腹板高さ 0.80m

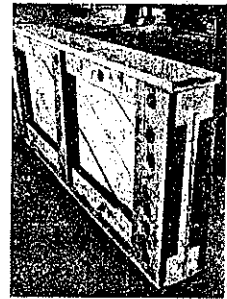


図-82. 膠を用ひて結合した桁径間 4.39m, 左  $\sigma=125-180\text{kg/cm}^2$ , 右  $\sigma=160\text{kg/cm}^2$ , 右は突縁に木製螺絲を使用し, 左は釘を用ひし例



図-83. 27.5cm の高さの函形板桁の曲げ試験  $l=4.20\text{m}$ ,  $\sigma=344\text{kg/cm}^2$

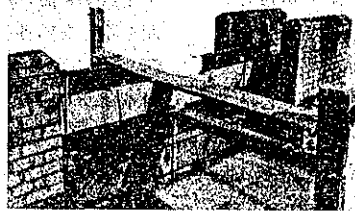
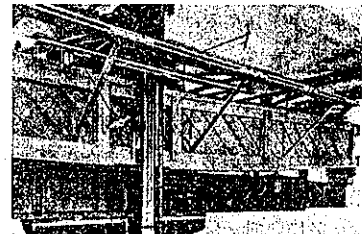


図-84. 間隔 10m の支脚で支へられた木造 I-桁の衝撃試験



を用ひる。

之は 2 組の板を直角方に交叉させて互ひに釘づけした 2 つの腹板でできてゐる。この腹板の上下突縁に 2 つの縦方向に立てた角材から出来てゐて、更に之の上に水平に蓋板を置いて補強する (図-81)。我々は之の蓋板により之が受ける応力に応じて必要な断面係数を持たせる。同様にして、又桁の断面係数を最大曲げモーメントに応じて決定し得る。之等の桁の接手には耐水的膠、釘、挟め栓等を使用する (図-82)。

蓋板を突縁角材に接ぐには大抵釘で充分である。一方突縁角材に腹板を取付るには Krallenband を用ふるのが有利であり之により釘の数が節約できる。此の他に径間が大で荷重が大なる時は特別合理的な形の桁となし多くの方法により之を補強するのであるが、先づ第 1 に各個の荷重の作用する支持点附近は特に補強する必要がある。大きな輾圧鋼桁とか、又は鋸結、銲接鋸桁の代りにかゝる合成木造 I-桁を何等の困難なく用ひうる。何となれば此の桁の耐荷力は勿論、曲げ剛さに於て前述の桁と同様な値を有してゐるからである、重量を軽減しうるといふことが多くの場合有利である。

Karlsruhe 高等工業学校の木材、石材、鉄材實驗所では最近任意の節とか曲つた繊維を有してゐる通常の板を用ひて作った上述の新奇な函形板桁とか、I-桁に就て廣般なる實驗が行はれた。其の際、耐水的膠、釘並に挟め栓の 1 つたる Krallenband が實驗された (図-82, 83, 84)。径間 10 m 迄の桁に静力学的又は動力学的荷重を加へた。結合方法としては 3 方法總てが使用された。破壊は通常、最大強力を受けてゐる蓋板に於ける節のために起つた。節とか曲つた繊維の如きかゝる自然的の木材の缺點に依つて針葉樹を用ひた木造構造物の曲げ強きは單に  $200 \text{ kg/cm}^2$  に過ぎない。建築では  $100 \text{ kg/cm}^2$  の許容応力を取れば之で充分安全である。橋梁では勿論、移動荷重で且衝撃荷重なることを考慮して針葉樹木材の曲げ応力は  $65 \text{ kg/cm}^2$  と定めるのが有利である。

鉄構造を木構造に應用することにより後者に大なる進歩を與え且高度に發達せる構造形式により耐荷力と曲げ剛きを増して鉄と木材を節約し得る。其の他戸外の之等の構造物を永く保つには鉄構造物の如く塗装をなす必要がある。木材は鉄材と異なり天候の他、害蟲とか菌等の危険がある。然し高度に發達せる化学工業の結果防腐材注入、塗装等其の他同様の處理法があり木材を常に乾燥状態に保ちうる。

我々技術者は木材と鉄材の使用を出来るだけ少くする様な桁形式を發達せしめることにより目下、木構造の遭遇せる最大問題を解決すべきである。

## (28) 突桁式鉸拱の一例

(I. O. Jahlstrom "Cantilevered and Hinged Half-Arches, Novel Feature of Coast Route Bridge." West Const. News, Oct. 1938, p. 370-372.  
中谷茂壽抄)

1 拱橋の全長に互り連続してゐるアイバーにより支持される突桁式半拱を兩端に有し、中央に 3 径間の拱を有する拱橋が Monterey 市の南、約 50 哩の地點に於て Carmel-San Simeon 公道に建設された。最初の地質研究によれば谷の兩側は不安定な土質よりなり、移動する可能性が十分に認められた様な状態で永久的構造物の基礎としては甚だ不安定であつた。而して谷の底の部分は岩盤露出して拱橋の基礎としては充分信頼出来るものであつた。

以上の状態を考慮した結果決定した本稿は、177.5 呎の 2 径間の拱と 3 個の高い橋脚を有し、兩端は兩谷側に突出した 81.5 呎の鉸半拱よりなる開腔拱構造物である。是等の突桁式半拱は互に桁中を通る鋼アイバーにより連結されてゐる。兩端の短い取付径間は地上から突桁尖端まで続き、橋の末端では小橋臺に乗り突桁尖端ではロッカーに乗つてゐる。橋臺が沈下した場合に垂直に押し上げ得られる様な装置が設置されてある。

鋼アイバーは橋梁全長に互り連続し、突桁端に於ける埋設鋼構にピンを以て連結されてゐる。2 個の 125 t ジャッキを以て操作した中央橋脚上の肘金継手は、突桁半拱の死荷重を支持するアイバーの引張応力を以て設計した。

否平衡活荷重に對しては端橋臺上に埋込んだ溝形にアイバーを連結して支持する様にした。故に否平衡活荷重は橋脚の彎曲により制限される。

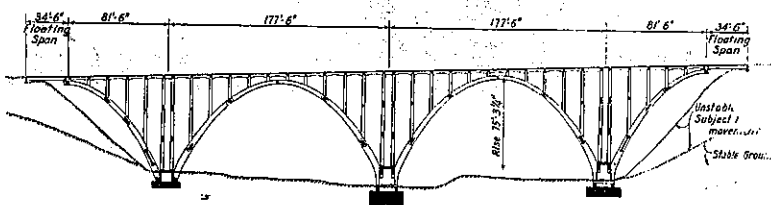
施工並伸縮継目ではアイバーの周圍に鋼板を巻き付けて水密にした。突桁部ではアイバーを漆喰を以て包み麻で巻きコンクリートがアイバーに附着し附着応力を生ずる事を防いだ。道床桁は突桁部分の橋脚寄の 1 支間を除き全部各橋脚と連続してゐる。本橋の有効幅員は 24 呎にして長さ 587 呎であるが、コンクリートの總使用量は  $3000 \text{ yd}^3$  であつた。總請負金額は 150000 弗にして 1 平方呎に對し 10.22 弗である。

請負人はケーブルを使用するよりも比較的淺い谷なる爲、拱の中心沿ひに施工架道を作り支保構を作つた。

図-85. Carmel-San Simeon 公道に建設せられた突桁式有鉸拱橋梁



図-86. 橋梁の諸負金額は 1 平方呎に付き 10.22 弗であつた、設計では有効幅員 24 呎にして 8 000 yd<sup>3</sup>のコンクリートを要した



橋脚、拱環及柱は此の施工架道よりコンクリートを施工した。床版、地覆及高欄は主支保構から突出して設備した他の架道に依り運搬した結果、全部の支間を同時に施工出来、型枠の取立、鉄筋の組位及コンクリート施工等による混雑を緩和出来た。

**橋脚基礎：** 橋脚基礎は支保構を作る以前に完成し、3 橋脚共拱のスプリング線迄コンクリートを施工した。中央の橋脚基礎のみは谷の最底部に位し、海岸から僅かに 150 呎の所にある爲、水替作業を必要とした。之も單に 8 吋ポンプ 1 臺で充分であつた。他の 2 橋脚基礎は共に湧水もなく簡単であつた。

中央橋脚の計畫せる基礎底面の高さは -12 呎であつたが、掘鑿の結果 -7 呎より下に大玉石があり、改めて試錐を行つた結果 -25 呎まで続いてゐる事が判明した。此の結果基礎底面は -9 呎に改め基礎の寸法を擴大して 1 平方呎に付き 3 t の土圧になる様に変更した。橋脚基礎が完成してから橋脚を床版桁の高さ迄コンクリートを先づ施工した。

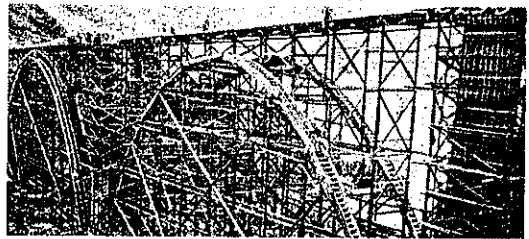
基礎沈下の記録を各荷重が加はるに従つて詳細に互り測定した結果、最大沈下 1/2 吋が橋脚を半分施工した時に起つた事が判明した。即ち橋脚を更に上部迄施工してからも、又上部構造を完成してからも沈下は全くなく、1 平方呎に 1 t の土圧の際に全く基礎地盤が凝固した様である。

**拱センターリング：** センタリングは普通の方法に依り作製した。柱は總て岩又はコンクリート基礎上に建てられ、基礎が最大 1 平方呎に付き 2.5 t の土圧に耐へ得

様に設計した。拱環の曲線を作る型枠の作製は一寸厄介であつた。此の曲線は楕円形にして計算が大変であつた。

1938. 9. 9. に颶風があり、1 径間の支保構が全部吹き飛ばされた。拱環の型枠は全部取付けられて居たが鉄筋は組立てなく、次の径間は拱環鉄筋を組立てあつたが少しばかりの手直して済んだ。骨材は全部現場で得られた。コンクリートの平均圧縮応力は 10 日目に 4280 lb/in<sup>2</sup>、28 日目に 5200 lb/in<sup>2</sup> であつた。

図-87. 支保構



**突桁施工：** 最初の計畫では總ての拱環と突桁構造をアイバーに荷重する以前にコンクリート施工をやる積りであつた。而し此の方法は次の諸點に依り変更した。(1) 縦断勾配に依り大荷重を支持出来るや否や疑問であつた事、(2) ジャッキングの爲生じる事のある可き種々の応力が構造物内に起る事が望ましくない。

研究した結果によると、もし拱突桁が支保構から放たれたなれば、床版荷重が加重される以前に拱環内の鉄筋に相當大なる応力が働く事が判つた。拱柱のコンクリート打が終了して後ジャッキを以て突桁拱環を上げて観

図-88. 定位置に連結されたアイバーは全橋長に互り連なつてゐる突桁式半拱を支持してゐる



測して見た。南側の突桁拱環を北側突桁拱環以上に上げて見た所、施工継目に大なる応力が働く事が判つた。此の継目はアイバー連結用の鋼材を埋込んだ所から僅かな距離に設けられたもので、施工継目は僅かに開いた。此の観測を行つて後、吊上げた拱環を元の位置に戻した。

模型研究に依れば、突桁を支堡構から放つ以前に取付径間を施工すれば、拱環鉄筋の応力を反対にして突桁支堡構を放つに有利なる事が判つた。

又本研究により突桁床版桁は先づ橋脚端のコンクリートを打ち、次に反対側から打進めるのが最も応力の変化が少ない事も判つた。實際に於て此の順序を以て施工した結果模型と同様であつた。

図-89. 突桁の活荷重を支持する爲アイバーを125t ジャッキを以て2 肘金継手で連結した。非平衡活荷重は橋脚の彎曲により支持される



図-90. 突桁拱環の模型により拱環鉄筋の応力を減少する爲のコンクリート打順序を研究した

