

# 参 考 資 料

第二十卷第二號 昭和九年二月

## 群 杭 と 単 杭 の 支 持 力

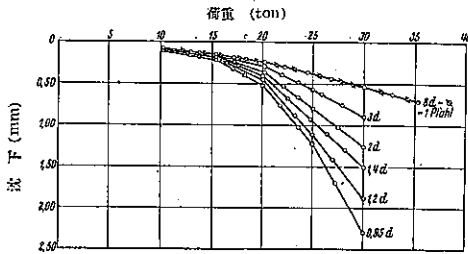
(H. Press, Die Tragfähigkeit von Pfahlgruppen in Beziehung zu der des Einzelpfahles.)  
Die Bautechnik Jahrgang 11 Heft 45, S. 625-627.

本文は群杭の支持力を明かにするため錐杭(先端に螺旋を付けて振込む杭)と模型及び實際に施工した打込杭の支持力の、相互間隔並に打並べた本数に依る影響を調べたものである。

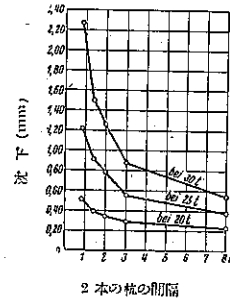
### 錐 杭

第一はベルリンの灰黄色砂層(直径 0.75~0.43 mm の、表面の滑かな圓形の粒子より成り、比重 1.78)に直径  $d=40$  cm, 長さ 7 m の錐杭を 2 本宛  $0.95d, 1.2d, 1.4d, 2d, 3d, 8d$  の間隔に建込んで、水壓機によつて荷重を加へた。第一圖は各杭の荷重沈下曲線、第二圖は一定荷重の下の沈下量と 2 本の杭の間隔の間の關係を示した。これから見ると錐杭では杭の間隔が大きくなるに従つて 1 本當りの杭の支持力が増大し、直径の 8 倍の間隔 ( $8d$ ) で単杭の支持力と一致してゐる。

第一圖 錐杭の荷重沈下曲線



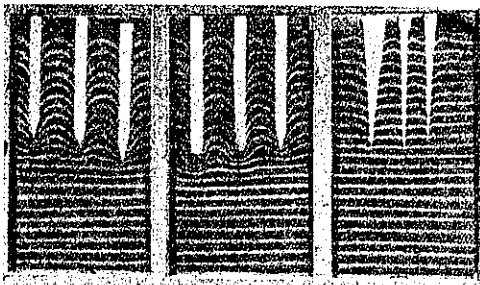
第二圖 錐杭の沈下と間隔の關係



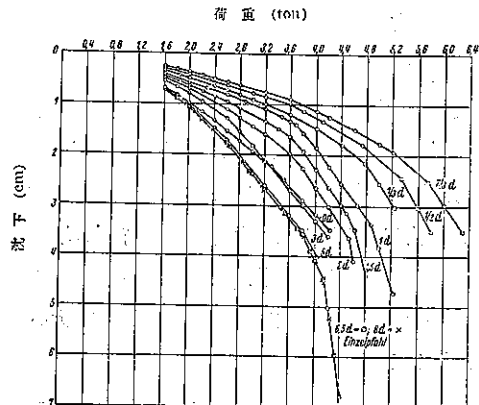
### 打 込 杭

建込の際全く地盤を壓縮しない錐杭に對し、地盤に残存應力と壓密を作用する打込杭の、種々なる間隔に於ける支持力の相違を調べて見た。

第三圖 硝子張箱の模型實驗



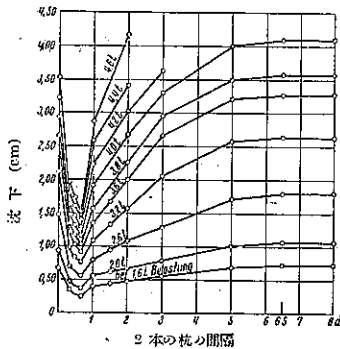
第四圖 模型杭の荷重沈下曲線



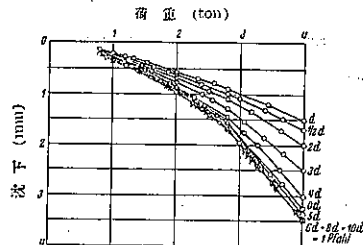
模型実験

前面に硝子を張つた箱の中に白、黒の砂(粒徑 0.54~0.385 mm)を交互に水平に均して填め(比重 1.7)の中に直徑 12 cm, 長さ 1.80 m の杭を 2 本宛,  $2/3 d$ ,  $1/2 d$ ,  $1/3 d$ ,  $1/4 d$ ,  $1 d$ ,  $1.5 d$ ,  $2 d$ ,  $3 d$ ,  $5 d$ ,  $6.5 d$ ,  $8 d$ ,  $10 d$  の間隔に打込んだ(第三圖参照)。第四圖はそれらの荷重沈下曲線, 第五圖は一定荷重の下での沈下量と 2 本の間隔との關係を示す。これから見て打込杭の 1 本當り支持力は  $2/3 d$  の間隔で最大となり, これより間隔が大きくなると支持力は低下してゐる。直徑の 6.5 倍, 8 倍の間隔では単杭の支持力と一致して最低の値を示してゐる。

第五圖 模型杭の沈下と間隔の關係

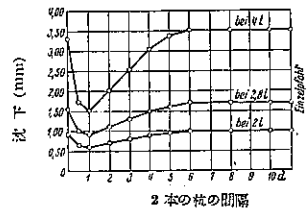


第六圖 3 m の杭の荷重沈下曲線



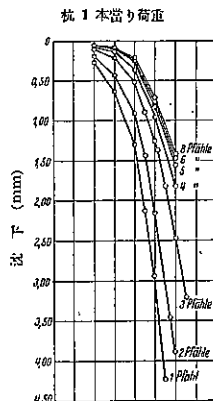
種々なる間隔に打つた打込杭 直徑 15 cm, 長さ 3 m の杭を 2 本宛,  $1 d$ ,  $d/2$ ,  $2 d$ ,  $3 d$ ,  $4 d$ ,  $5 d$ ,  $6 d$ ,  $8 d$ ,  $10 d$ ,  $10 d$  の間隔に, ベルリンの砂層に打込んだ結果も殆んど上の實驗と一致してゐる。第六圖はそれらの荷重沈下曲線, 第七圖は一定壓力の下での沈下量と 2 本の杭の間隔との間の關係を示すが, この場合は  $1 d$  の間隔に打込まれた杭が最大支持力を示してゐる。

第七圖 3 m 杭の沈下と間隔の關係

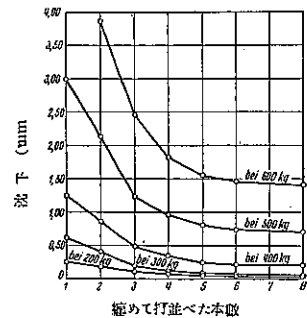


等間隔に打込んだ打込杭 最後に直徑 12 cm, 長さ 1.80 m の杭を比重 1.68, 粒徑 0.49~0.3 mm の砂層に,  $3.3 d$  の等間隔に 2, 3, 4, 5, 6, 8 本宛總めて打並べた。第八圖はそれらの荷重沈下曲線, 第九圖は同一荷重の下での沈下量の群杭の本數との間の關係を示すが, 數多く打並べた群杭程 1 本當りの支持力が大きくなつてゐる。

第八圖 等間隔杭の荷重沈下曲線



第九圖 等間隔杭の沈下と本數の關係



結論

これらの實驗から群杭の支持力は, 建込の際地盤の壓密を受けない錐杭では杭が相互に接近する程 1 本當りの支持力が減少するが, 打込みの際地盤の壓密を生ずる打込杭では杭の間隔が小さくなる程, 又は打並べた杭の數が多くなる程 1 本當りの支持力が增大する。尠くも後者の場合は従來群杭について考へられてゐた支持力の減少と逆な結果になることは大いに注目に値すると思ふ。

(野坂孝忠 抄譯)

### 橋脚基礎の壓力分布

(F. Schleicher, Die Verteilung der Bodenpressungen unter starren gründungskörpern.)  
Der Bauingenieur 14. Jahrgang, Heft 17/18 S. 242-245.

基礎地盤の壓力分布に關する研究は最近頗に盛になつて來たが、これらは何れも次の二つに別けられる。

- 1) 一樣な半無限彈性體に關する理論的研究
- 2) 粘着力と彈性の低い砂の如き粉體の堆積に關する實驗的研究

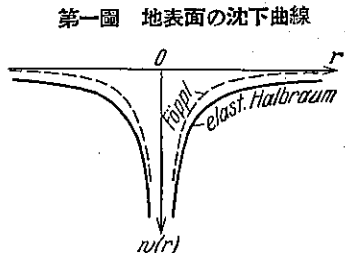
斯かる2種類の地盤は實際にもあり得るが、これらは兩極限を示すものであつて多くの地盤は二つの中間の性質を備へてゐる。

彈性理論はその假定さへ滿されれば明かに實際とよく一致するが、粉體理論は實際に壓縮を受けない砂利、砂層は殆ど認められず餘り事情が掛纏れてゐるので應用範圍が狭くはないか、これらの何れが實際とよく一致するかを實測の結果と比較結論したのが此の論文である。

一樣な半無限彈性體 一樣な水平半無限彈性體は鉛直荷重  $P$  によつて

$$w = \frac{P}{\pi C r} \dots \dots \dots (1)$$

なる變形を受ける。茲に  $r$  は考へてゐる點の載荷點よりの距離、 $C = m^2 E / (m^2 - 1)$  は半無限體の彈性係數である。分布荷重  $p$  による沈下はこれを載荷面下について積分すればよい。又地盤が或る應力に對して完全彈性變形を呈するものとすれば基礎底面の壓力分布は、單に基礎體の剛性と地表面の沈下曲線の形とによるものである。第一圖には(1)式による沈下量と A. Föppl の導いた沈下曲線(破線)を示した。

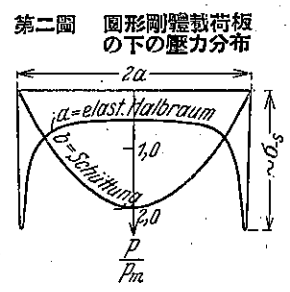


第一圖 地表面の沈下曲線

若し荷重が剛體によつて加へられて地盤が完全彈性變形を呈し、從つて沈下後載荷面の各點が一平面上に載つてゐるときは底面に働く壓力強度は中央部では平均値  $p_m = P/F$  に近い値をとるが周邊では無限大に集積してゐて、若し非常な高壓の下で載荷面の下に可塑性變形が起つてゐなければ載荷面の中心に應力の最大値が起ることにはあり得ない。

第二圖の曲線 a は一樣な半無限彈性體の、圓形載荷面に對する應力分布圖である。周邊に起る壓力最大値は可塑性理論を待たねば求められない。

粉體の堆積 粉體に於ては乾、濕及び粘土を含んだ場合剛い基礎の下の壓力分布が多數測定されてゐる。Terzaghi に從へば粉體の堆積も彈性限を有つてはゐるが、少し荷重が大きくなると載荷面の附近及び地盤の可なり深い處まで滑動と非彈性壓密が起る。即ち半無限體が全載荷面に互つて可塑性變形を呈した状態に相當してゐる。



第二圖 圓形剛體載荷板の下の壓力分布

Kögler-Scheidig の實驗に依れば圓形載荷面の下の壓力分布は第二圖曲線 b の如き稍拋物線に近い形を呈してゐる。この様に基礎面の附近では壓力分布に根本的の差異があるが相當深い處では半無限彈性體と實際上殆ど一致してゐる。これら二つの ideal case の何れが實際とよく合ふかを次に大面積の基礎の觀測例について説明しやう。

實測 獨逸國有鐵道では Ludwigshafen—Manheim 間の Rhein 河の鐵道橋脚基礎面に Goldbeck の地壓計を挿入して底面壓力の繼續的測定を行つた。

上記理論との比較に當つて茲に難點となるのは、新橋脚は自由支持でなく河床から數米の深さまで舊橋脚を圍んで建造されてゐることであるが、基礎底面の水平面には水及び土層が一樣に加へられてゐるから、それらは壓力分布には全く影響を與へず、新橋脚は舊橋脚より深く入つてゐるからその缺陷は僅少とし、且つ橋脚壁面及び底面と地盤との間の摩擦は省略し得るものと假定する。

半無限彈性體理論による壓力分布 剛體の橋脚が半無限體に一樣な沈下量  $w_0$  を起す際の底面壓力分布  $p(x, y)$  は

$$w(x, y) = \frac{1}{\pi C} \int_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} = w_0 \quad (\text{常數}) \dots \dots \dots (2)$$

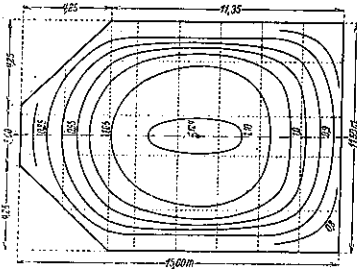
なる積分方程式で與へられるが、計算には基礎面  $F=161.4 \text{ m}^2$  を第三圖の如く 38 個の部分  $\Delta F_\lambda$  に分割し、上式を

$$w(x, y) = \frac{1}{\pi C} \sum_{\lambda=1}^{38} \frac{p_\lambda \Delta F_\lambda}{r_\lambda(x, y)} \dots \dots \dots (3)$$

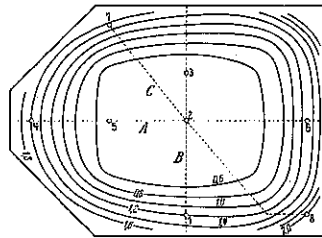
の形に書直し、 $r=0$  の項に對してのみ偏倚が大きくなるからこれらに對しては次式から平均沈下量を求めた。

$$w_m = \frac{1}{\pi C} 2.97 p_m \sqrt{F}$$

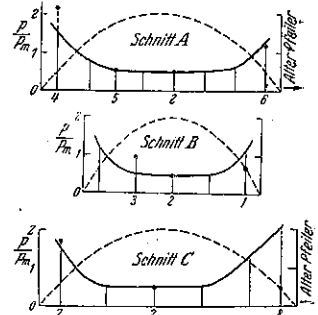
第三圖 等分布壓力の下の沈下量、等沈下曲線



第四圖 等沈下量の下の壓力分布、等壓力線



第五圖 理論的計算値と實測値との比較



若し壓力が載荷全面に互つて  $p(x, y) = p_m$  なる一定値をとれば、沈下量は第三圖の等沈下曲線に示す如く  $F$  の中央で最大値をとり、周邊では最大値の 2/3 となる。

基礎が剛體であるといふ條件  $w = w_0$  より求めた等壓力線は第四圖の如く、三つの断面 A, B, C に沿ふ壓力分布は第五圖の如し。圖中 1~8 の數字は 8 個の地壓計裝備箇所である。第五圖には比較のため粉體の堆積に對する拋物線形の壓力分布曲線(破線)と地壓計による 2 回の測定結果の平均(黒點)とを記入した。

結論 第五圖について計算値と實測値とを比較すると、断面 A 及び C は半無限彈性體の計算値と最もよく一致し、B 断面の 1, 3 點が偏倚した理由は判らないが C 断面の 8 點の實測値が非常に小さく出たのは舊橋脚への連結の影響であらう。

上記の如き困難な局所的の條件を持つ一例について、斯る少數の測定點の結果から一般的の結論を導くことは許さるべきでないが、尠くも Ludwigshafen—Manheim の鐵道橋の固く堆積した砂利、砂層に於ける壓力分布は、粉體に關する模型實驗結果よりは半無限彈性體に對して求めた結果によりよく一致せることが認められる。地盤の二つの ideal case に關する理論の適用範圍の限定は、この様に自然に就ての廣い觀測から明かにされるであら

## Poiseuille の法則に関する Hagenbach の補正項

(Die Konstanten der Hagenbachschen Korrektur des Gesetzes von Poiseuille.)  
 von Max Lippke. Zeitschr. f. techn. Phys. 1933 Nr 10, S. 412-418.)

密度  $\gamma$  なる流體中に考へた斷面積  $F$ , 單位長の圓筒に働く力を

$$S = \Delta p F/l = \gamma \Delta h \cdot F/l = \gamma F^2 \quad (\text{kg/m})$$

とし平均流速を  $v$  とすれば Poiseuille の法則に依り

$$\left. \begin{aligned} \frac{dS}{dv} &= 8\pi\mu = \text{一定} \quad (\text{kg. sec/m}^2) \\ \frac{di}{dv} &= \frac{8\mu}{\gamma r^2} = \text{一定} \quad (\text{sec/m}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

を得る。茲に  $\mu$  は粘性係數である。

この法則が實測値とよく一致するのは整流に於ても極めて流速の小なる範圍に限られこの範圍も確定したものでないのを改良する爲導入されたのが Hagenbach<sup>(1)</sup> の補正項である。この説明の爲に Erk<sup>(2)</sup> は  $\Delta p$  を次の様に分けて考へる。

$$\Delta p = \gamma + 8 \frac{\mu v l}{r^3} + \frac{\gamma}{g} v^2 = \Delta p_1 + \Delta p_2 + \Delta p_3 \quad \dots\dots\dots (2)$$

茲に  $\Delta p_1$  は管流入長 (Anlaufstrecke) に於ける壓力低下で管徑方向の流速分布を確立するに要する。又  $\Delta p_2$  は嚴正な意味の Poiseuille 流動に於けるもの、 $\Delta p_3$  は静止から流速  $v$  に加速するに要するものである。 $\Delta p_1$  は同一管に於ても一定でなく流速に従屬する。Erk は第一近似として  $\Delta p_1, \Delta p_3$  を一項に纏め

$$\Delta p = \frac{8\mu v l}{r^2} + m \frac{\gamma}{g} v^2, \quad m > 1 \quad \dots\dots\dots (3)$$

とするがこの場合流速が極めて小ならば  $m=1.1$  = 定値である。

(2) 式を水頭差の項に書き直せば

$$i = i_1 + i_2 + i_3 = \frac{\gamma}{\gamma} + 8 \frac{\mu v}{\gamma r^2} + m \frac{v^2}{g} \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots (4)$$

(4) 式は圓形管内の渦流に對する一般式と同型であるが渦流の場合には  $i_1$  は慣性に依存する勾配で  $i_2$  は管壁の粗滑に依る摩擦勾配である。又 (3) 式は Prony (1804) の勾配則に合致して居る。

著者は滑面圓形管内の水の整流に關する下記の實驗結果を整理して一水理量を  $f(\Delta p_1)$  で表はす鍵を見出し得ないものか又  $m$  が一定になり得るか又その範圍は如何といふ事を調べる。

1. Poiseuille	硝子管	0.113 mm (直徑)	10°C <sup>(1)</sup>
2. Hagenbach	同上	1.10	20 (1)
3. Saph-Schoder	眞鍮管	2.72	21 (3)

(1) E. Hagenbach, Pogg. Ann. 109 (1860), 385.  
 (2) S. Erk, Zeitschr. f. techn. Phys. 10 Nr. 10 (1929), 452.  
 (3) Trans. of the A. S. C. E. 51 (1903), 286.

- 4. Reynolds 鉛 管 6.15 mm (直徑) 10 (4)
- 5. Schiller 眞 鍍 管 8.00 7 (5)

結果を簡潔ならしめる爲乘數  $\alpha$  を使用して (4) 式の右邊を 2 乗の形に書く。

$$\left. \begin{aligned} i &= (\sqrt{\alpha\gamma/\gamma} + v\sqrt{m/g})^2 = \alpha \frac{\gamma}{\gamma} + i_2 \sqrt{\alpha} + \frac{m}{g} v^2, \\ i_2 &= 2\sqrt{\frac{\gamma m}{\gamma g}} v. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

或は  $\sqrt{i} = \alpha' + m'v \dots\dots\dots(6)$

第一圖は (6) 式の關係を確めたものでこれから直に判明する事は

1. 個々の實驗群の流況は互に異なる
2. 抵抗に對して自乘則は成立して居らない
3. 従て (6) 式を以てしては  $f(\Delta p_1)$  に關して何等の推測も許されない
4.  $m$  は常數でない、同一管に於ても一定でない
5. 同一管内の大きい流速に對しては  $m$  は略と一定であり

この範圍では管徑が増せば  $m$  は減少する。

(3) 式を次の様に變形すれば  $m$  に付て一次式を得る。即ち

$$\frac{i}{v} = 8 \frac{\mu}{\gamma r_2} + \frac{m}{g} v, \dots\dots\dots(7)$$

第二圖に示す様に  $i/v$  曲線は小流速の場合に特異な鉤形を現す。これは (7) 式を (5) 式と比較するに  $\gamma/\gamma v$  の項を缺く爲である。又  $\frac{d(i/v)}{dv} = m=0$  に於ては  $i$  は  $v$  に比例するから純粹の Poiseuille 流動である。流速がこれ以下に減ずれば  $m$  は負となり (3) 式の補正項の符號が變ずる。

$m$  を Reynolds 數の函數として表す事は何等物理學的解決を約束しない上に假令  $m$  の 2 値が等しくても各實驗群の  $m$  曲線が一致することは限らないから (6) 第一圖の曲線群を表す關係式を求めるに別途を選ぶ要がある。今 (6) 式は關係式

$\sqrt{i} = f(v)$  の微分函數と看られる。これを積分した函數の性質は如何様にも規定し得るが可及的簡單な關係式を求むべきである。運動學的に見れば上記は運動系或は相對靜止系に於ける力學法則が靜止系のこれに相當する法則の微分函數であると云ふ相對論の一法則に對比するものである。

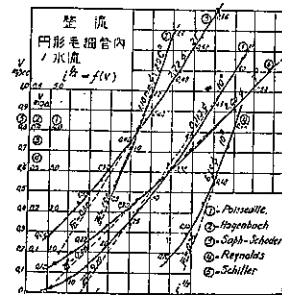
既述の様に整流に關する Erk の想定は渦流の一般式と一致する。従て運動系に關する動水壓を

$$\Delta p = \frac{\lambda l}{2r} \frac{\gamma}{g} v^2 = \frac{\lambda l}{d} \frac{\gamma}{g} v^2, \dots\dots\dots(8)$$

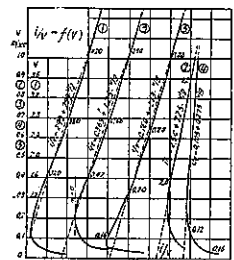
とすれば流速は

$$v^2 = \frac{g}{\lambda} d \frac{\Delta p}{\gamma l}$$

第一圖 Hagenbach の補正



第二圖 係數 m (Erk)



(4) Proc. Roy. Soc. London (1883), 964.

(5) Forschungsmitt. des V. D. I. Berlin, Nr. 248.

(6) M. Lippke, Das Abflussproblem in Rohrleitungen; Wasserwirtschaft, Wien 1933.

となり Chezy 公式  $v^2 = k^2(di) = k^2 S'$  となる。これを静止系の流速公式の微分函数であるとすれば

$$v^2 \frac{dv}{dS'} = k^2 S' \dots\dots\dots (9)$$

これを積分して  $S' = 0$  に對し  $v = 0$  と置けば

$$v^3 = \frac{3}{2} k^2 S'^2 \equiv \kappa^2 S'^2 = \kappa^2 (di)^2 \dots\dots\dots (10)$$

或は  $v^{\frac{3}{2}} = \bar{\kappa}^2 S' = \bar{\kappa}^2 (di) \dots\dots\dots (11)$

或は運動系に於て  $v^2 = \bar{\kappa}^2 v S = \bar{\kappa}^2 v (di)$

又運動系に移る場合に係数の變換は

$$\lambda = g/k^2 = g/\bar{\kappa}^2 v \dots\dots\dots (12)$$

となる。又静止系に於ける流速式の係數  $\kappa^2$  は

$$[\kappa^2] = \text{m/sec}^2 = |g|/\text{sec.}$$

即ち  $\kappa^2$  は單位時間に對する重力加速度である。

基本となる關係を求める爲静止系に於ける流速式の微分函数を作る。(11) 式により

$$\bar{v} \frac{d\bar{v}}{dS'} = \frac{2}{3} \bar{\kappa}^2 = \text{一定}, \quad \bar{v} = \frac{2}{3} \bar{\kappa}^2 \frac{dS'}{d\bar{v}} = \bar{\kappa} (di)^{\frac{1}{3}}$$

これに常數項  $\bar{a}$  を添加して一般化すれば

$$\bar{v} = \bar{a} + \bar{\kappa} (di)^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (13)$$

同一管に於ては管徑  $d$  を係數に含めて

$$\bar{v} = \bar{a} + \bar{b} i^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (13')$$

第三圖は前記の實驗値から  $\bar{v} = f(i^{\frac{1}{3}})$  を點記したもので第一圖の様な亂雜さは見出されない。係數  $\bar{a}, \bar{b}$  は管の常數で材質並に密度、水温に依り異なる。

(13) 式は整流、渦流何れにも成立する<sup>6)</sup>。而して前者の場合には  $\bar{a}$  は負で、後者では正である。又水流が一樣に加速する場合には  $\bar{a}$  は負で、減速する時は正である。

(13') 式を勾配に就て解けば同一管の整流の場合に

$$\frac{1}{i^{\frac{1}{3}}} = \frac{1}{\bar{b}} (\bar{a} + \bar{v}) = \frac{1}{\bar{\kappa} d^{\frac{1}{3}}} (\bar{a} + \bar{v})$$

或は  $i = \frac{3\bar{a}}{\bar{\kappa}^2 d} \bar{v} + \frac{1}{\bar{\kappa}^2 d} (\bar{a} + 3\bar{a} \bar{v}) + \frac{1}{\bar{\kappa}^2 d} \bar{v}^3 = i_1 + i_2 + i_3$

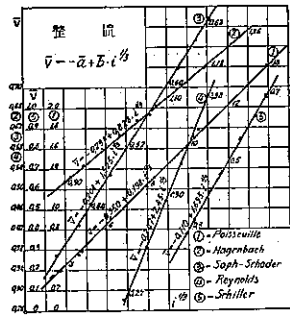
尚壓力に對しては

$$\Delta P = \frac{\gamma}{\bar{\kappa}^2} \frac{3\bar{a}}{d} \bar{v} + \frac{\gamma}{\bar{\kappa}^2} \frac{l}{d} (\bar{a}^3 + 3\bar{a} \bar{v}) + \frac{\gamma}{\bar{\kappa}^2} \frac{l}{d} \bar{v}^3 = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3 \dots\dots\dots (14)$$

(14) 式と (2) 式を等しいと置けば管流入長部に於て流速を生ずる爲の壓力低下は

$$y = \frac{\gamma}{\bar{\kappa}^2} \frac{3\bar{a}}{d} \bar{v} \quad (\text{kg/m}^2)$$

第三圖 微分式



(14) 式の第 2 項は Poiseuille 流動の始まる爲には或る一定の初壓力を要する事を示し  $di/dv$  は常數でなく双曲線型の函数である。  $4p_2$  の項が (14) 式の括弧形に入るのは明かである。これは整流から渦流へ (又はこの反對に) 移ると括弧内の二項は共に符號を變ずるからである。(2) 式と比較して粘性係數を求めれば

$$\mu = \frac{1}{16} \frac{\gamma \bar{a}}{\bar{v}^3} r \left( \frac{a}{v} + 3 \right).$$

$\bar{a}^3$  は極めて小さい量で普通は  $10^{-3}$  の程度であるから  $v$  が大きい場合には

$$\mu = \frac{3}{16} \frac{\gamma \bar{a}}{\bar{v}^3} r \quad (\text{kg. sec/m}^2)$$

即ち水温一定の下に同一管では  $\mu$  は略々常數であるが一般には管徑に比例するから粘度計に依り  $\mu$  の値は異なるものである。

性質が全く等しい管では  $\bar{a}$  は定値を採りこの系統に關する絕對粘度數を  $\mu_a = \mu/r$  で表はせ

$$\mu_a = \frac{3}{16} \frac{\gamma \bar{a}}{\bar{v}^3} \quad (\text{kg. sec/m}^2).$$

となる。硝子と金屬の様に性質の異なる管では  $\mu_a$  も異なる。

(14), (2) 式から動水壓に對しては次の關係が求められる。

$$\frac{\gamma}{g} v^2 = \frac{\gamma}{\bar{v}^3} \frac{l}{d} v^3$$

これから流動する質量の加速度を求めれば

$$g_t = gl/d = \kappa^2 \bar{v} \quad (\text{m/sec}^2)$$

(3) 式の係數  $m$  は次の様にして求める。(14) 式から

$$\frac{4p}{v} = \frac{\gamma l}{\kappa^2 d} 3\bar{a} + \frac{\gamma l}{\bar{v}^3 d \bar{v}} \left[ \frac{\bar{a}^3}{\bar{v}^3} + \frac{3\bar{a}}{v} + 1 \right] v$$

(3) と比較して

$$m = \frac{gl}{\bar{v}^3 d \bar{v}} \left[ \frac{\bar{a}^3}{\bar{v}^3} + \frac{3\bar{a}}{v} + 1 \right] = \frac{gl \Gamma}{\bar{v}^3 d} \frac{1}{\bar{v}}$$

これは同一管の抵抗係數  $\lambda$  に關する一般式でディメンジョンを持たない。

管徑が變ずる時 (13) 式の  $\bar{b}$  には次の關係が成立する。

$$-\frac{\bar{b}}{\bar{v}} + \frac{1}{d \bar{v}^3} = \bar{\varepsilon} = \text{一定}$$

茲に  $\bar{\varepsilon}$  は同性質の管に對しては定値である。溫度が不變ならば同一管に關して加速度係數  $\bar{\kappa}$  は一定であり水温が上昇すれば  $\bar{\kappa}$  も増す。Saph-Schoder の整流の實驗から算出すれば  $20^\circ\text{C}$  に於て<sup>(6)</sup>

$$\bar{\kappa}_{\text{lam}} = 19.62 = 2\dot{g}, \quad \bar{\varepsilon} = 0.06$$

$$\text{従て} \quad \frac{1}{d \bar{v}^3} - \bar{b}/2\dot{g} = 0.06.$$

これにより或る管に就き係數を求めれば

$$\bar{b} = 2\dot{g} \left( \frac{1}{d \bar{v}^3} - 0.06 \right).$$

上記の硝子並に金屬管の實驗値から  $\bar{a}$  の平均値を求めれば  $\bar{a}_{\text{lam}} = -0.170 = \text{一定}$  となる。 $\bar{a}$  の數値を規定する條件が何であるかは明かでないが同性質の管或は水路では  $\bar{a}$  が定値を取る事は認められる。この流速に關する一次の關係から相似則が立てられる。即ち流速式に於て  $\bar{a}$  が一定ならば流況は幾何學的に相似である。

(14) 式に於て第 1 項及び括弧内の常數項は小量であるからこれを無視すれば



$$\Delta p = \frac{3}{2} \frac{\gamma \bar{a}}{\bar{r}^3} \frac{l}{r} v + \frac{1}{2} \frac{\gamma}{\bar{r}^3} \frac{l}{r} v^3 = \frac{8}{3} \mu_a \frac{l}{r} v \left( 3 + \sqrt{\frac{v}{a}} \right).$$

これから次の近似式を得る。

$$\mu_a = \frac{1}{8} \frac{r}{lv} \Delta p - \frac{1}{16} \frac{\gamma}{\bar{r}^3} \bar{v}.$$

Erk と同様の式を得たが第 2 項が上式と異なる。これは静止系では抵抗或は壓力に關しては  $\frac{3}{2}$  乗則が成立するからである。

前記の様に  $\mu$  は數項の和で表はされ導入する粘性の法則に依り多様な値を取り得る。従て二系統の實驗値が一致する事は一般には望めない。尙又流速が大きい時は動水勾配  $i_2$  は粘性に對する勾配  $i_1$  に比し甚だ大である事を數値計算の結果が示して居る。

上に定義した絶対粘度數  $\mu_a$  は Poiseuille の係數  $\mu$  とは相異なるものである。後者は流體層の境界面に作用する力であるが  $\mu_a$  は境界面間の空間に一樣に存在する應力であつて力場を形成する。

管流の法則には普通流入部の縮流と流速を考慮してない。これ等 Hagenbach の補正は小さいが消失する事はないからその部分壓の發生原因に對し何か別途の見解を建てる必要がある。然るに第一圖の示す法則は渦流に關する Biel の研究<sup>(7)</sup>と同様であるから流動の二状態の間には本質的な相違が無く流速式の常數が異なるだけと考へる。幾何學的相似から壓力低下式中の  $v$  に關し一次の項は Hagenbach-Poiseuille の粘性抵抗であると看做す。この項は流れが渦流になるも零にならず符號を變ずるだけである。即ち渦流には負の粘性抵抗が存在する事になりこれが Hagenbach-Poiseuille の理論の免れ得ない難點である。従て粘性と慣性力の和が動水壓に等しいと云ふ想定に關聯した事項はこれを草める必要がある。 (中野稔 抄譯)

## 丁抹クライネルベルト海峡の道路鐵道併用橋に就て

(Die Strassen- und Eisenbahnbrücke über den Kleinen Belt in Dänemark, von Prof. Anker Engelund, Brückeningenieur der dänischen Staatsbahn; und G. Schaper, Berlin-Lichterfelde.—Bauingenieur Heft 35-38 und 47-50, 1. Sept.—8. Dec. 1933.)

架橋位置は第一圖に示す如く、Jütland 半島と Fünen 島との間に存する Kleiner Belt 海峡である。1872 年には丁抹國有鐵道にて第二圖に示す Fredericia 驛と Strib 驛との間に連絡船の運轉を始めた。然るにその後交通が頻繁になつた爲、1884 年には既に架橋の計畫を建てたのであるが、遂に架橋が實現するに至り 1933 年の始めには橋脚 5 基の中 2 基はその据付けを終り、上部鋼構造の架橋を開始されて居る。

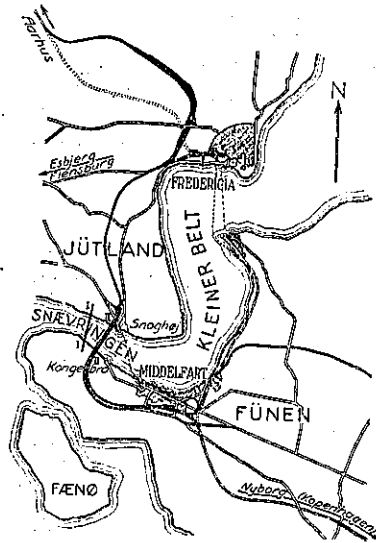
以下この橋梁に付ての豫備調査を簡單に記し、次に上部構造、下部構造の設計に際して用ひた計算中、參考となる可き事項を記し、次に橋梁の上部構造、下部構造の様式や架橋方法の選定に就て述べ、次で設計の概略に就て記述する。尙ほ橋脚基礎は始め壓搾空氣を用ふる潜函で設計されて居たが、後に獨特な工法を用ひた潜函を用ふる様に設計變更されたからこの獨特な工法を少し詳しく述べた。

(7) R. Biel, Forschungsmitt. des V.D.I. 44 (1907).

第一圖



第二圖



豫備調査

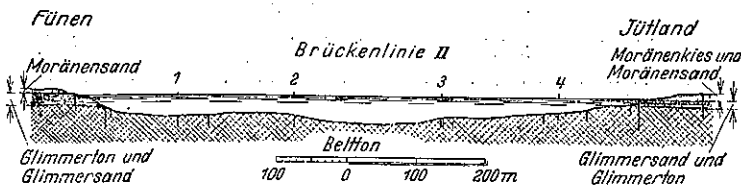
橋梁線の決定や橋梁下の有效なる高さ及び橋梁の幅員等を決める爲に豫備調査をやつた。調査した項目は地形測量、地質調査、深淺測量、潮流及び流結氷の觀測その他地方的な事情や自動車交通の調査等である。次に調査の概略を述べる。

**地形測量** Snaevringen に沿ふた廣い地域に汎つて平面及び高低測量をなした。その結果は 1833 年になした測量の結果と同じであつた。これに依つてこの 40 年間には何等目立つた變化が無いと云ふ事が言へる。兩者の隔りは橋梁線 I では約 770 m、橋梁線 II (第二圖 参照) では約 820 m で、兩岸最短距離は約 630 m である。

**深淺測量** 深淺測量の結果も 1833 年の測量の結果とよく一致して居る。水深は兩岸共に急に深くなつて居る。殊に Fünen 側は急である。最深部は海峡の中央で約 40 m の深さを有して居る。流水斷面積は橋梁線 I では 18 000 m<sup>2</sup> で海峡の最小流水斷面積の 1.02 倍であり、橋梁線 II では 21 500 m<sup>2</sup> で最小斷面積の 1.22 倍ある。而して橋梁線 II の方は橋脚に依る流水斷面積の減少を考慮しても尙ほ最小斷面積よりも大なる流水斷面積を有して居る。水深 30m 以上の部分は橋梁線 I では 290m、橋梁線 II では 190m ある。

**地質調査の結果** 海底のボーリングの結果は第三圖に示す如く、Jütland 側は -10m 以下、Fünen 側は -14 m 以下は第三紀層に屬する所謂 Beltton (譯者註: 絹雲母, 粘巖, 石灰岩等より成る地層) でその厚さは 100m 以上に達すると推測される。Beltton の下には白堊層が存して居る。兩岸は先づ Beltton の上に第三紀の雲母

第三圖



質粘土及び雲母質砂の層があり Fünen 側ではその厚さ 25m に Jütland 側では 13m に達する、その上に厚さ 18m にも達する粘土混りの砂及び砂利層がある。地盤の耐荷力は陸地では試験杭を打つて推定したが、Belton の耐荷力はこれに類似の粘土質例へば London clay の如きものと比較して推定した。

**潮流及び流結氷** 観察の結果によれば最高水位は +153cm, 最低水位は -162cm である。潮流は主として次の三要素即ち潮の干満, 風, Ostsee よりの潮の流入に依つて左右されて居る。潮の最上層の最大流速は 3.25 m/sec で, 流速は橋梁線 II よりも橋梁線 I の方が大である。

流結氷の状態は丁抹人の話に依れば, Snaeveringen の大部分では結氷はしないが時々大きな塊となつた流水や浮氷が現はれる位だから都合よい方である。

豫備調査の結果次の結論を得た。

1. 橋梁の位置は橋梁線 II を選ぶ (橋梁線 I よりも地盤及び水深の關係が好都合である)。
2. 橋梁下の有効な高さは 33m とする (毎年通過する船舶 12,000 隻の中 32m 以上のマストを有するものは 0.5% に過ぎない)。
3. 橋梁の幅員は 16.50m とする (5.60m の車道 + 複線鐵道)。

### 上部構造に対する設計示方書

動荷重としては第四圖に示す荷重列を用ひる。計算に當つては車道には 1 車線に付き 20 噸の車 1 臺と 500 kg/m<sup>2</sup> の等布荷重とを加へ, 歩道には 500 kg/m<sup>2</sup> の等布荷重が働くものとする。併して主桁の計算の場合に限り車道,

第 四 圖



歩道共に 500 kg/m<sup>2</sup> の等布荷重が働くものとする。

動荷重の衝撃的影響としては動荷重が靜力學的に作用する時の應力  $S_p$  の  $d\%$  を採るものとする。 $d$  は次式に依り定める。

$$d = \frac{100}{1 + \frac{m+1}{220} L} \cdot \frac{(S_p)}{(S_p) + (S_G)}$$

但し  $S_G$ : 死荷重に依る靜應力

$m$ : 荷重を受けたる軌道或は車線 (1 車線の幅は 2.80m とす) の數

$L$ : 荷重を受けたる部分の長さ

$(S_p), (S_G)$  は  $S_p, S_G$  の絶對値

今導いた式は絶對的に正當なものであるとは云へないことは勿論であるが, 次の様な要求を満足して居る。

1. 衝撃係數  $d$  は作用する荷重の長さが増すに従つて減少する
2. 軌道の數が増せば  $d$  は減ずる
3.  $S_G$  が小なる程即  $S_p/(S_p + S_G)$  が大なる程  $d$  は大となる

風壓力, 制動力, 支承摩擦力は大體普通一般に用ひられて居る規定に依て計算した。

張力及び彎曲力に對する許容應力  $r$  は  $S_2$  鋼に對して次表の如く定めた。

構造部分	荷重	安全率 $n$	$r$ (kg/cm <sup>2</sup> )
主桁	1: 死荷重+動荷重+衝撃	2.8	1 900
床構	2: { 1の場合+風壓, 制動力, 支點摩擦力 温度應力, 支臺沈下	2.4	2 250

許容壓應力  $r_0$  は屈曲が妨げられない場合には次式による。

$$r_0 = \frac{1}{2} \left[ \sigma_s + 0.3(\sigma_T - \sigma_s) \right] = \frac{\sigma_B}{n}$$

$\sigma_s$  = 抗張試験に於ける最小降伏點

$\sigma_T$  = 抗張試験に於ける破壊強度

$n$  = 安全率 (前表に依る)\*

$\sigma_B$  = 前式より定まる所の材料に固有の常數

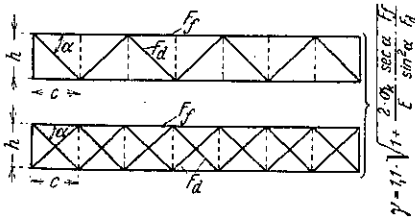
應壓材の計算には Ostensfeld の式 (Johnson-Parabel より誘導せる) を用ひた。

$$\frac{F_{full}}{F_{reduced}} \cong \frac{S \cdot 1000}{r_0} + \frac{\sigma_B \xi^2}{8400}, \text{ 銕孔による断面減少 } \leq 12\% \text{ に従ひ } \frac{1}{n} \text{ 符號を用ふ。}$$

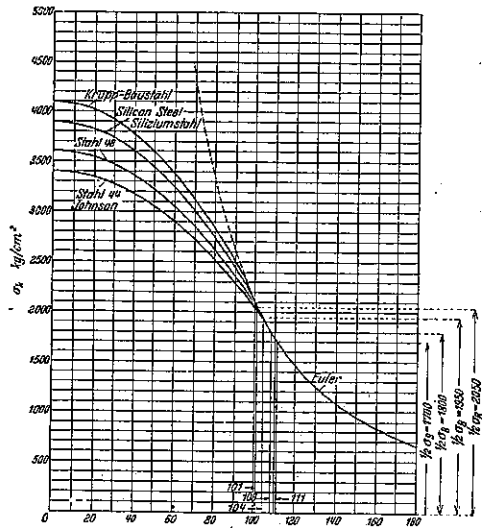
上式の第二項が  $S \cdot 1000/r_0$  より大なる時は Euler の式を用ふ, 即ち

$$\frac{J_{full}}{J_{reduced}} \cong \frac{n}{2.1} S^2, \text{ 銕孔に依る減少 } \leq 12\% \text{ に従ひ, } \frac{1}{n} \text{ 符號を用ふ。}$$

第五圖



第六圖



トラスの部材に於ては  $l$  の代りに  $\gamma$  を乗じたるものを用ふ。この係數  $\gamma$  はトラスの形により變化するものなり。例へば第五圖に示す如し。但し  $\sigma_K$  は一つの massive な柱狀體に對する破壊強度で 第六圖に示す表より定む。

直壓應力と同時に横力又は偏心荷重により彎曲率力を受け應壓材は次式に依りて計算す。

$$\sigma \cdot \frac{\sigma_B}{\sigma_K} + 0.7 \cdot \frac{M}{W} \cdot \frac{\sigma_B}{\sigma_B - \sigma} \leq \sigma_B$$

$$\text{但し } \sigma_B = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} = \frac{2.1 \times 10^7}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

上式は破壊する状態に於ける式なる故に, 主桁の部材に對しては

$$\sigma = \frac{S_d + n S_p}{F_{full}}$$

より求めたる  $\sigma$  を用ふ可きである。但し  $n$  は安全率である。 $\sigma_K$  は第六圖より求む。

$M/W$  は例へば自重によるものは

$$\frac{1}{8} \frac{G l}{W_{fall}}$$

偏心  $f$  があるときは

$$\frac{(S_n + n S_p) f}{W_{fall}}$$

の如し。

これ等の式は設計の計畫中に作られた式であつて、後になつてKopenhagenの工科大学實驗室でなされたOstenfeld博士の實驗に依つて確められた。

### 下部構造に対する設計方針

海中の橋脚に於ては、地質學的試驗や類似の粘土質との比較の結果基礎面に於ける壓力は如何なる場所でも  $5.5 \text{ kg/cm}^2$  を超過しないやうにする。橋臺は其の基礎面を第三紀の雲母質又は氷河礫石基面の上に置き、壓力は  $3 \text{ kg/cm}^2$  を越えない様にする。

水流及び氷に起因する壓力は水面に働くものとし、その壓力の大きさは荷重を受けた場合に於ては  $2.6 \times \frac{1}{2}(l_1 + l_2)$  噸、荷重を受けて居ない場合には  $10 \times \frac{1}{2}(l_1 + l_2)$  噸が働くものとする。 $l_1, l_2$  は橋脚兩側の徑間の長さである。

水流及び氷の壓力の決定に當つては何等満足す可き實驗的基礎がないので已むなく危険と思はるゝ場合を假定してこれにより橋脚に生ずる壓力を調査するのみである。即ち次の二つの場合を研究する。

(1) 橋を通過し過ない氷が岸から岸へと連なる場合この際水面下の氷の爲に流水斷面積は少縮されて水を堰き止める様になる。而してその氷の深さが  $7 \text{ m}$  で、水の流速  $4 \text{ m/sec}$  の場合に流水壓力と静水壓力(氷及び橋脚面に働く)とを合せて  $10 \text{ t/m}$  の壓力がある。この場合に壓力の作用點は  $-10 \text{ m}$  附近にある。然るに前述せる仕様によれば動荷重を受けざる場合橋脚に対する壓力の働き方は水面に働くとした故に今考へた状態よりも尙ほ危険な状態のものである。

(2) 更に船舶の衝突に就ても考へねばならない。 $6000$  噸の船(又は氷塊)が  $4 \text{ m/sec}$  の速さで進んで來て橋脚に衝突した場合に、船の全惰力が橋脚に傳はるものとする。この衝動は橋脚の中央に直角に働くものとする。橋脚の廻轉の角速度を求めるには、

$$J\omega = mch \quad \text{及び} \quad \frac{1}{2} J\omega^2 = Mgs \{ \cos(\alpha - \delta) - \cos \alpha \}$$

より、廻轉角  $\delta = 1/1000$  を求め得。

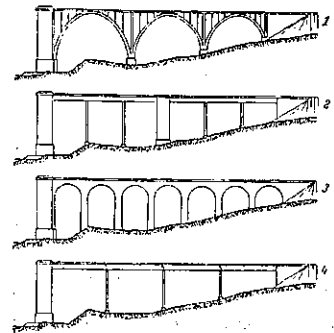
### 橋梁の構造様式選定に関する考察

兩端の取付け構造としては第七圖に示すものが考へられた。即ち

- (1) 鐵筋コンクリート無鉸拱
- (2) 鐵筋コンクリート桁
- (3) プレーン・コンクリート拱
- (4) コンクリート橋脚又は鋼鐵柱を有する鋼鈹桁

鐵筋コンクリート拱が他の型よりも幾分安價で美的要素を満足せしむる爲、この型を撰定した。橋臺の設計に當つては橋臺の直前水中に急傾斜の險崖が存在する事等を考慮に入れ、上部の地層が既に満足なる耐荷力を有して居

第七圖



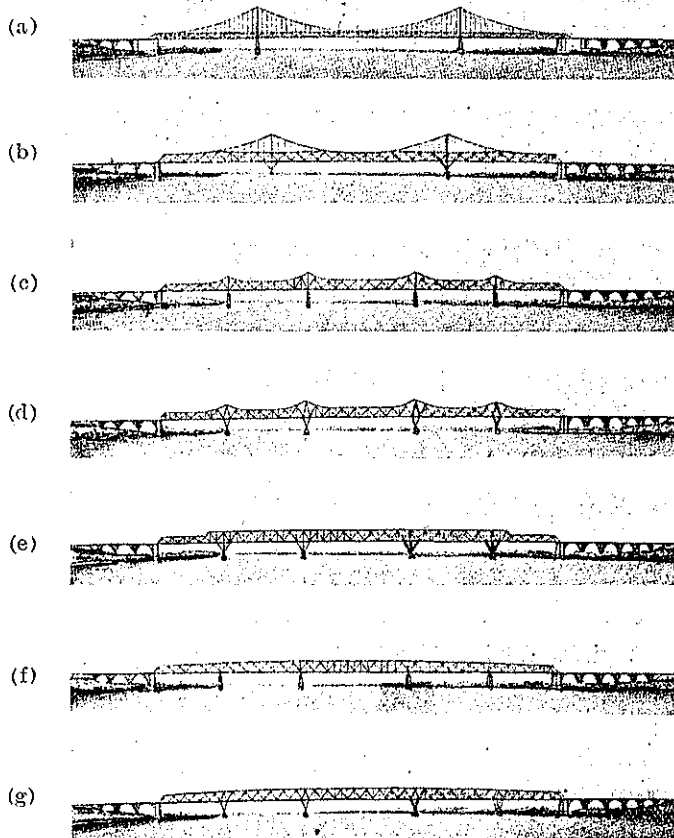
るに拘らず、鐵筋コンクリート杭の如きものを用ひて Belton に差せしむる様に深い基礎を撰ぶがよい。

**海峡上主桁の選定** 主桁の型式を定むるには次の様な要素を考慮せねばならない。

- (1) 上部構造が鉛直荷重を受ける時には、橋脚に作用する反力も鉛直方向なる事、橋脚の沈下に依りて應力を生ぜざる事
- (2) 橋梁下の空間の高さは、橋脚の極く近くを除き、橋梁全長に亘り 33m 以上なる事
- (3) 海峡の水深が大で水流強く、流氷の存する事等困難なる條件のもとに架設を行はねばならぬことを考へて橋梁の型式を決める事
- (4) 塊鐵構造物は通過船舶の船體に衝き當らない事
- (5) 海峡の中央 200m の間には橋脚を設けない事
- (6) 船舶の航行及び流水断面積の縮少等を考慮し、橋脚は 4 基以上にならない事
- (7) この邊りの比較的平坦な景色に調和を保ち得る構造物たる事

これ等の條件に依つて橋の型を(第八圖參照) 3 徑間 (b) 及び 5 徑間 (eg) のゲルバー桁と、3 徑間 (a) の吊橋とに制限する事が出来た。この内概算によれば 3 徑間の橋梁が 5 徑間の橋梁よりも 25~50% 高價であり吊橋は

第 八 圖



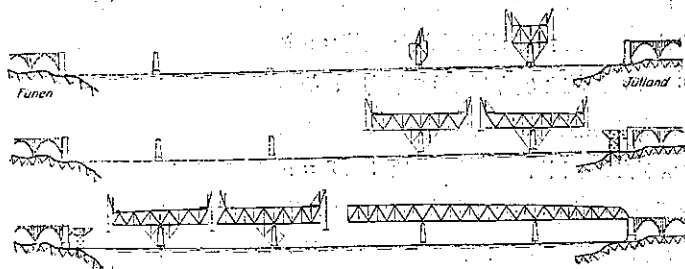
大なる撓度を生ずる缺點あり。5 徑間のゲルバー桁が色々の點より好ましい事がわかつた。かくして第八圖 (f), (g) の二つの案が出来た。(f) 案の方を色々な鋼を用ひて設計して見た處、それに要する鋼の重量は次の様である。

鋼の種類	鋼の重量(噸)	St 37 を用いたものに對する重量の比%	St 37 を用いたものに對する重量の減少%
St 37	17 500	100	0
St 44	15 100	86	14
Krupp Baustahl (St 54)	13 000	74	26

上部鋼構造物の架設法の選擇に當つては先づ固定した足場を用ふるとか、或は橋桁と結び着けた一時的の支臺(橋脚)を用ふると云ふ方法は除外すべきで、下構と上構とを別の請負人が請負ひ得るやうな方法をとらねばならないことになつて居たので、これに對しては次の二つの方法が考へられる。第一案は兩端に各々突 桁部を有する第二、第四徑間の桁(徑間は各々 165 m)をポンツーンでその位置まで曳いて行つて、橋脚(約 +10m まで出來て居る)上に推し載せる。次に橋脚が高

められるにつれて特別な調整装置に依つて桁を上げて行く。第二案は第九圖に示す如く、各橋脚より出發して左右に延びて各徑間の中央で相會する様に進んで行く。この方法に依ると非常に大きな橋脚が必要になる。そして各橋脚には圖示する如き鋼構造物を取付けねばならず、桁が連結される迄は取外しが出來ない。

第九圖



Suspended beam は cantilever erection に依て架設す可きであるから、鉸は組立完成後始めて働く事となる。上部構造としては第八圖 (f) を用ひ、鋼は Krupp Baustahl (抗張破壊強度 4500 kg/cm<sup>2</sup>, 降伏點 3600 kg/cm<sup>2</sup>) を用ひた。架橋方法は第九圖に示した第二案の方法に依る事とした。

橋脚基礎の選定 Belttom の耐荷力も可塑性も正確な所が不明である爲に工事中掘鑿した處を觀察し、地盤の耐荷力は試験荷重を掛けて知るより他に方法がないし、水中コンクリートはなるべく避け度く且つ色々の點を考慮した結果橋脚基礎には潜函が最も適當であることが判つた。潜函を据えるに今迄一般に使はれて居る方法には次の方法がある。

- (1) 壓搾空氣を用ひてやる方法
- (2) 豫め据え付ける位置を掘鑿して置いて其處へ沈める方法
- (3) 前二者の混用で堅坑を用ひて掘鑿して据える方法

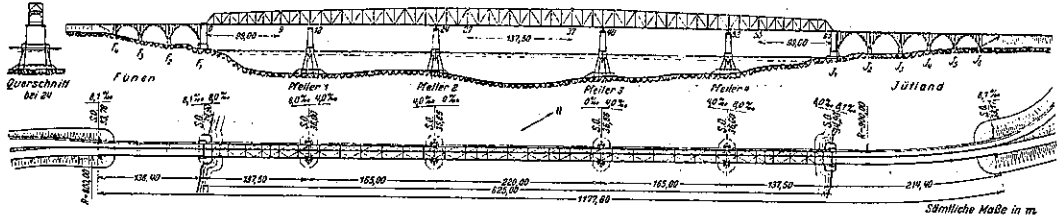
この内 (1) の方法は 1874 年に Limbjord の鐵道橋の橋脚に鐵道省で用ひた事があつた。而して橋脚基礎としては結局潜函を用ひ、据付けの方法は (1) に依る事になつた。併しこの設計にて請負に出して見たが、水深が大なる爲に用ふ可き壓搾空氣の壓力が高く、誰も應ずる者が無かつた爲に後に述べる様な特殊な沈下方法を用ひた潜函を使用するやうになつた。

### 設計概略

アプローチの構造 第十圖に示す通り Fünen 側は 3 徑間 Jütland 側は 5 徑間の鐵筋コンクリート拱を用ひ、その徑間は約 40~32 m で、拱矢は 24.5~15 m である。拱の形は自重と半分の活荷重とを受けた場合の支力線の形を採つた。第十一圖に示す如く橋の上部の方の構造は互に無關係な 3 つの部分に分けて、應力が靜力學的に定まる如く努力した。これ等拱の基礎は共通とし、そして基礎の上に前記 3 つの部分に横に通ずる横壁を設けて

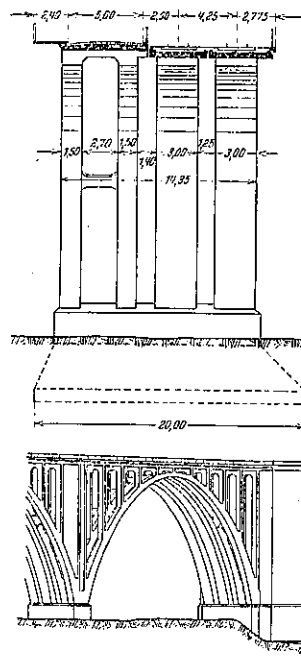
風壓の一部を傳達せしめた。この場合拱矢が大きい故に溫度變化に對しては敏感ではなく、基礎の沈下 2 cm 及び角變化 1/1 000 (約 3.5 分) が生じても許容應力(コンクリート壓應力 58 kg/cm<sup>2</sup>, 鐵筋の張應力 1 400 kg/cm<sup>2</sup>) を超過する事はない。拱の橋臺は 第十二圖の如く内部に仕切りを有する鐵筋コンクリート函を用ひた。

第十圖

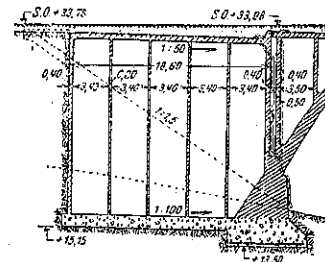


鐵橋用橋臺 第十三圖の如く +8.26 m より上の部分は小室に仕切られた鐵筋コンクリートの堅柱より成る短形の橋脚で、その幅は拱と鋼構造との連絡を考へ 8m とした。支承の直ぐ下の部分のみは 1:3:6 コンクリートで填充した。基礎には各 100 噸の耐荷力を有する鐵筋コンクリート杭を 200 本打つた。拱の水平反力、風壓、制動力、支承の摩擦より生ずる水平力に抵抗し得る様に杭は橋脚に對して縦横に傾斜せしめて打つた。

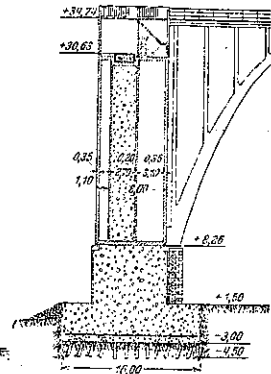
第十一圖



第十二圖



第十三圖



上部鋼構造物 第八圖 (f), (g) に示した二つの案中、(f) 案は橋脚が +33m までであり、(g) 案は橋脚が +9m まで、その上が鋼結構とした。他は殆んど同じであるが (f) 案が實施設計である故に (f) に就て述べる。

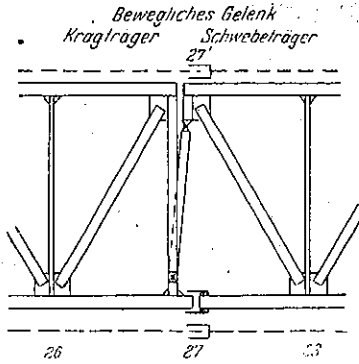
主桁の間隔は 16.50 m ゲルバー桁の徑間割は 137.5 m, 165.0 m 220.0 m, 165.0 m,

137.5 m とした (第十圖参照)。suspended beam の支間は中央に於て 137.5 m で兩側に於て 99.0 m, である。鉸は全部上弦に設けた。中央徑間の鉸を除いて他は全部固定鉸を用ひた。主桁を支へる支承の中、第二、第三橋脚上の支承は固定支承とし他の支承は可動支承を用ひた。中央徑間の鉸の構造は二つとも 第十四圖の構造とした。第一、第五徑間の鉸は 第十五圖の如き構造とした。部材斷面は上弦材は  $\equiv$  なる斷面、下弦材は  $\Gamma$  なる斷面、斜材は I 斷面を用ひた。

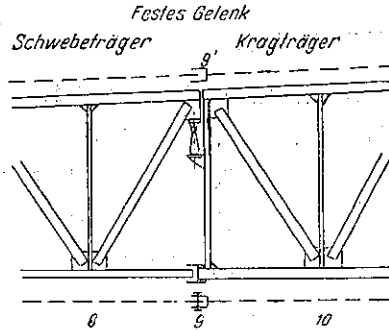
下部對風稜構はゲルバー桁式を用ひた。その固定及び可動支承は主桁の固定、可動支承の存する格點と同じ位置に存する如くした。トラスの形は K トラスとした。横桁が K トラスの垂直材をなすやうにした。上部對風稜構は複斜材を有する 第十圖に示す如きものを用ひた。各橋脚上には橋門構を用ひて風壓を支承及び下部對風稜構へ傳へしめる。制動構は約 50 m 間隔に設けた。



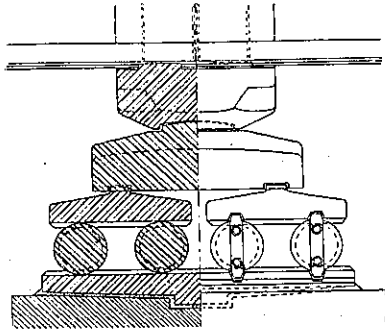
第十四圖



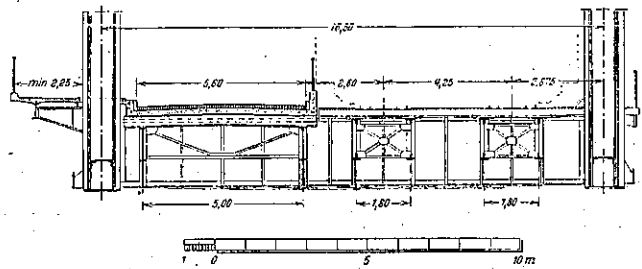
第十五圖



第十六圖



第十七圖

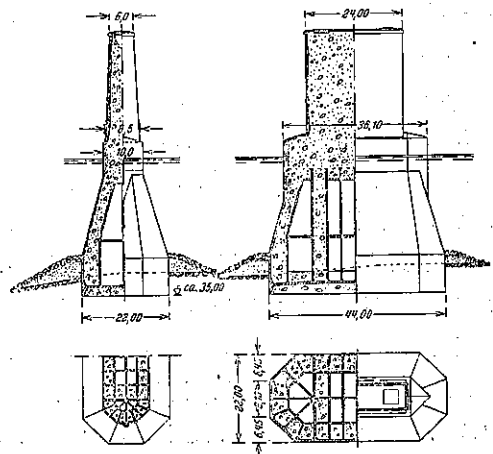


主桁を支える支承は何れも鑄鋼製である。揺承の杵及び承臺は凹及び凸の球面に依つて接觸する如くした。可動承は2~4個のローラを有する構造とし、**第十六圖**に示す如く壓力が靜定的に且つ均等に分布する如くした。

床構の構造は**第十七圖**に示す如き構造とした。兩下弦材には各々レールを取り付けて、検査用の車を通し得るやうにした。

**橋脚** 最初の設計は**第十八圖**に示す如き設計であつたが、後に**第四十四圖**に示す如き設計に変更された。最初の設計は次の様である。橋脚は**第十八圖**に示す如きもので、胴體の大きさは+4.35mに於て24.0m×8.5m、+31m(中央橋脚では+32m)に於て24.0m×6.0mである。胴體の内部は堅鐵筋及び水平鐵筋を挿入し、コンクリートを填充した。表面は厚さ20cmの花崗岩で被ふてある。特に-3.0mから+4.3mまでの間は尖つた稜を有する花崗岩で被覆して氷を割る役目をなす。-3.0m以下は鐵筋コンクリート潜函である。-6mまでは massive なもので、それより下は仕切壁に依つて澤山の小部屋に分たれて居る。外側の壁の厚さは最小3.0mである。粘土層と密着さ

第十八圖



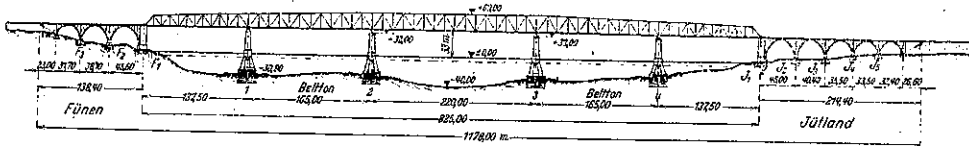
せる爲に、地盤中に埋まる部分の外側の壁は沿直に作つた。工事中も周圍に石を堆積せしめて渦の爲に粘土層が洗ひ去られないやうにした。尙ほ次に橋脚の實施設計に付て少し詳しく記述する。

### 海峡橋脚に就て

**概略** 第十九圖に示す如く、海峡の水深は橋脚 1 の位置で 30.90 m ある。基礎の根入りが 8~10 m ある故に平水位より基礎底面までは殆んど 41 m もある。

海底の Belton は非常に微細な粒子より成る脂肪質の粘土質のもので、掻き亂されない状態では完全に水密である。粘土の上部層は砂と貝殻とを多量に混和して居る、そして最初工事を始める時に確かめた如く、部分的に大きな花崗岩の移石を含んで居る。併し基礎の施工法の選擇や、請負入札を左右するボーリングの結果に依れば不思議にも全く石に出遭つて居ない。

第 十 九 圖



準備作業の場合に海底下 4 m の處に完全に水密な層が存する事を知つたが、それでも壓搾空氣作業に使用す可き氣壓は 3.4 氣壓を用ひねばならぬ計算となつた。斯かる高壓の潜函中に於て働く人々の健康や生命の危険に對する豫防策があるに關らず、誰も應ずる者が無かつた。それで壓搾空氣法は用ひない事にして次に記する様な獨特な方法が用ひられた。この方法は Manheim の Grün & Bilfinger 商會の提案になるものであり、深海作業協會に加はつて居る、Kopenhagen の Monberg & Thorsen に落札した。この方法に依れば 41 m 又はそれ以上の深さに於ても、普通の氣壓下に於て作業が出来るのである。この新方法は Belton の完全なる不透水性を利用するものであるが、Belton の不透水性は實驗室に於ける實驗に依つて確かめられた。又丁抹の 2 人の地質學者に依つて確信的に、上層と同様に Belton 中には石が無いと云ふ事が確かめられた。

新基礎工法は、先づ第二十圖に示す様なシャフトの着いた潜函を製作する。作業室は互に緊密に環狀に連結されたシャフトに依つて取圍まれて居る。潜函は海底上に沈められてから、シャフトの下のボーリング及び water jetting 並びにシャフト自身の沈入に依つて、潜函の作業室のデッキが海底面に來るまで沈下せしめられる。すると Belton とシャフトの完全に水密なる接合が出來上つたわけになるから、シャフトをコンクリートで填充した後は、潜函の作業室内の海底は普通の氣壓下に於て掘鑿を爲す事が出来る。そして掘鑿した空洞は後にコンクリートで填充する。この根本的な考へは、施工中大小澤山の花崗岩の移石に出遭つて惹き起されるかも知れない不慮の障壁に對しても確實性があるものである。併し指導官廳の要求に依り、今の提案の基礎工法が駄目だつた場合の豫備として、壓搾空氣法に依る用意が準備されて居たが不用に歸した。最初の潜函の設計は全重量を軽くする爲に鋼を用ひて居たが、鐵筋コンクリートに変更された。この潜函は進水臺の上で製作して進水させるのである。

**潜函の構造** 潜函の horizontal section は垂直及び水平荷重より生ずる地盤の最大壓力が  $10.7 \text{ kg/cm}^2$  になる様に定められた。築造前に既に橋脚底面の位置に於て  $5.1 \text{ kg/cm}^2$  の壓力が存在して居る故に、 $5.6 \text{ kg/cm}^2$  の壓力しか加へ得ない事になる。平面圖は第二十圖の如し。20.72 × 24.10 m の矩形の兩側に直徑 24.1 m の半圓形を着けた形である。潜函の作業室は、内徑 1.18 m、厚さ 15 cm の鐵筋コンクリート製シャフトを緊密に連結して作つ

大環に依つて圍まれて居る。この鐵筋コンクリート・シャフトの下部 9 m に汎る部分は内部に更に 9 mm の厚さの鋼管を入れて補強してある。これは鐵筋コンクリートの被覆として役立ち、且つその足に強力なる鋼の刃を取り付ける。橋脚を立てる場所は 30 m の水深があり、強い潮流の處であるから、海底に砂利等の堆積を作つて水平に均らす事が出来ない。又水平に均らす事が出来ても潮流が激しい故に水平に均らされた状態を持続する事が出来ない。それでシャフトの足端の描く潜函の縁は水平には作られない。それで先づ潜函基礎面と略ぼ同じ

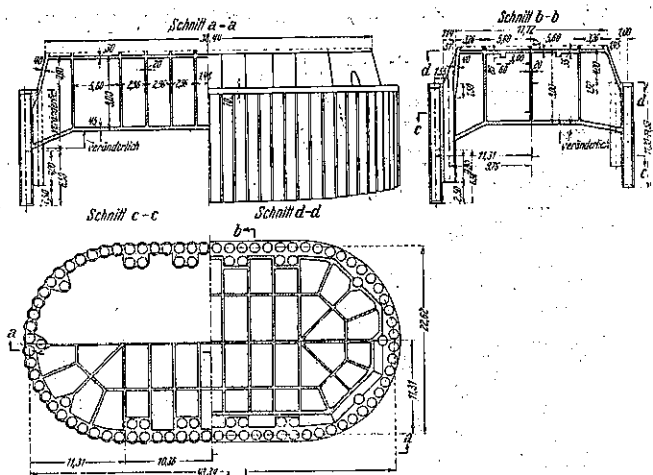
形に float を配列したのを作り、それに依つて橋脚位置の海底の形を測り、潜函を圍つて居るシャフトの足より成る空間曲線を海底の形に適合せしめる。この空間曲線は 3 m もの高さの相違がある。従つて潜函は進臺上に於てこの足を下にしては進水が出来ない故に、足を上にして轉倒した位置で組立てられ、進水して水中に浮んで居る時に 180° 廻轉せしめる。

Belton とシャフトとの水密な連絡は、シャフトを 6.5 m 侵入させれば充分である。従つて作業室のデッキは一番短いシャフトの足端より 6.5 m だけ上になければならない。シャフトの長い部分では足の長さが 6.5 m になる様に、作業室のデッキよりハンチングを付けて置く(第二十圖)。潜函の頭面は作業室のデッキより 9 m 上方に存する。潜函の兩邊に各々 4 對と、圓周部に各々 3 本の 2.5 m だけ短いシャフトを内側に入れて補強してある。それで各潜函には 76 本の外側のシャフトと 23 本の内側のシャフトとが着いて居る事となる。作業室のデッキと潜函頭面との間は、縦横の壁に依つて數室に仕切つてある。作業室デッキの厚さは 45 cm、頭面の厚さは 30 cm で進水の時を考へて 2 本の縦方向の桁を入れて補強してある。外側の壁は 40 cm、内部の壁は 20 cm の厚さを有して居る。

**進水設備** 進水臺は Jütland 側の海岸に設けられた、この進水臺上で作られた潜函は重量約 6400 ton で、總高約 16 m である。この進水設備が造船用の進水設備と異なる點は、斯かる大なる重量が僅か 45 m の長さに分布されて居ると云ふ點である。木の sledge runner と木の sliding way との間の壓力は經驗上 3 kg/cm<sup>2</sup> しか受持たせ得ない故に sliding way は各々 2.35 m の幅に作られた。sliding way の profile の曲線半径は造船の場合の約 1/10 として、600 m を採用した。各 sliding way は 3 列の杭に依つて支へられて居る。sliding way の先端部分は、潜函が浮び上る際に數百噸の集中荷重が作用する故に特に強く作つてある。sliding way の軌間は 8 m である。sliding way の前方は 16 m の深さに浚渫した。sliding way は水深 5.60 m の處で終つて居る、それで潜函の吃水 8 m までには尚ほ 2.4 m だけある。従つて進水に當つて潜函の後端が sliding way より離れる時に更らに 4.5 m~10 m 位水の中に沈入するのである。sliding way の始點の方の勾配は 1:14 で、進水臺の總長は 92.5 m である。

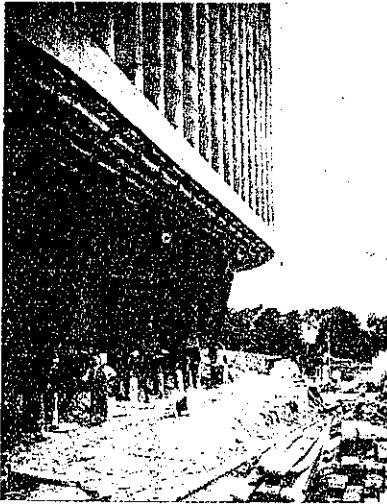
sledge runner の幅は sliding way の幅と同一とし、その長さは潜函の長さと同じとした(第三十一圖参照)。sledge runner と潜函の間には楔を打ち込んだ。潜函製作中は約 180 本の杭の上の砂袋を作つて、潜函は支へら

## 第二十圖

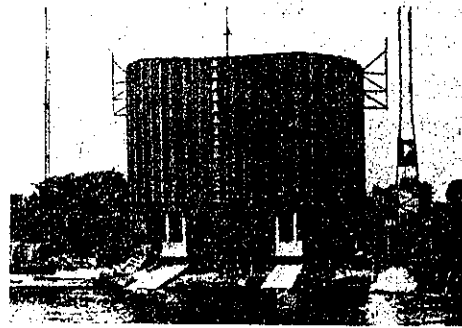


れて居る(第二十一圖)。潜函の下の正面に、sliding way に丁度嵌る様な鐵筋コンクリート構造物が作り付けられて居る。これは sledge runner の上に乗つて居て、進水の場合に應力の分布を廣くする爲に着けたものである

第二十一圖

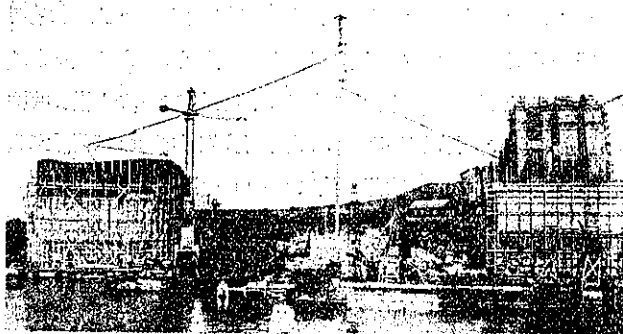


第二十二圖

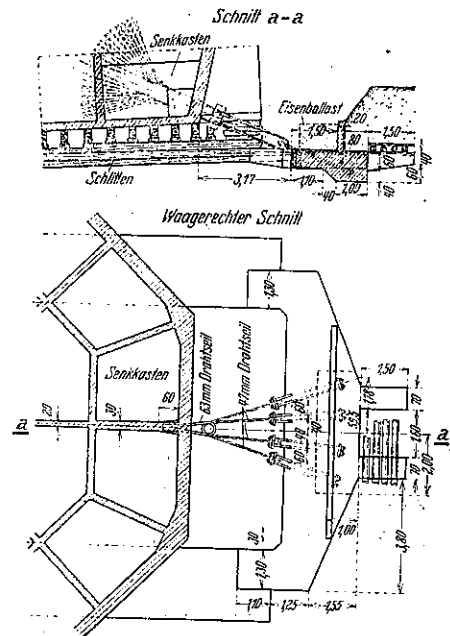


(第二十二圖)。コンクリートは第二十三圖に示す如き高い塔を建て、シュートに依つて注ぎ込んだ。型枠、鐵筋組立、鋼製シャフト(後述)、通風機等の組立てには能力 2ton, 揚程 20m のクレーンを用ひた。第二十四圖は全くコンクリート打ちの出来上つた潜函の内側の寫眞である。sliding way の水中の部分は、後になつて塗り直しが出来

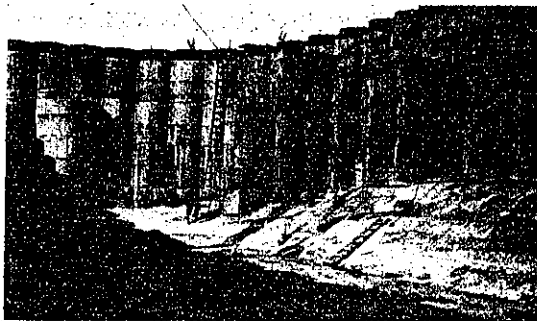
第二十三圖



第二十五圖

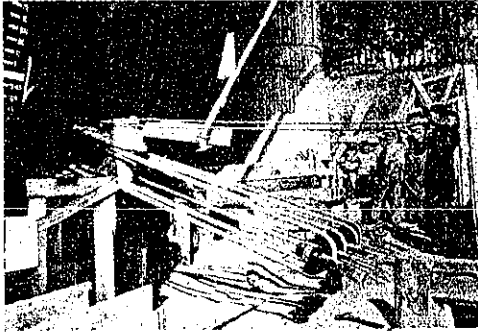


第二十四圖

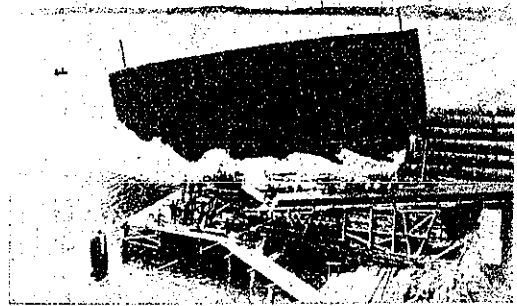


ない故に、製作に當つて脂肪を塗つて置く。陸上の部分は各進水毎に脂肪石鹼で滑かにする。潜函の滑り出しの用意が出来たら、上述の砂袋を空にすると、潜函は sledge runner に依つて sliding way の上に支へられる様になる。sliding way の上に休止して居る潜函を滑り出さない様に支へるには約 200 ton の力を要する。それで潜函はその後端を鋼索に依つて鐵筋コンクリート・ブロックに取り付ける。このブロックは又兩 sliding way に依つて支へられ、且つ土及び鋼の支持場に依つて安定を保つて居る（第二十五圖）。潜函の中央壁には 2 本の鋼索を第二十五圖に示す如く放射状に埋め込んである。鐵筋コンクリートのブロック中には各々 2.75 m の長さのボルトを 4 對挿入してあり、その端に半圓形の鋼製金物を着けてある、この金物に鋼索が捲いてあつて、この鋼索と前述

第二十六圖

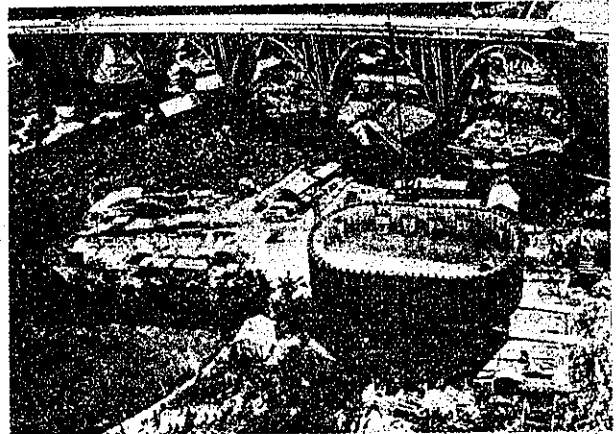


第二十七圖



の潜函に埋め込んだ鋼索とは第二十五圖及び第二十六圖に示す如く steel pin に依つて連結されて居る。潜函に取り付けた 2 本の鋼索の中、上の方の鋼索を燃焼切断器で焼切ると、下の鋼索は他の鋼索より steel pin を引き抜くやうになる。すると潜函は自重に依つて滑り出す。第二十七圖は最初の潜函が進水する處である。潜函の背後に、潜函を滑り出させる爲に、水壓を利用した押し出し装置を用意して置いたが、1 回も使用せず済んだ。滑降中の横方向のガイドとしては、潜函に 6 本のビームを取付け、それに強力な柵材のブロックを取付けて、これが sliding way の内側を擦つて行くやうにした。潜函が滑り出してから潜函の後端が sliding way を離れる瞬間までの時間は 21 秒を要し、最大滑走速度 7 m/sec である。浮ぶ前に 14 m 位沈入する。

第二十八圖

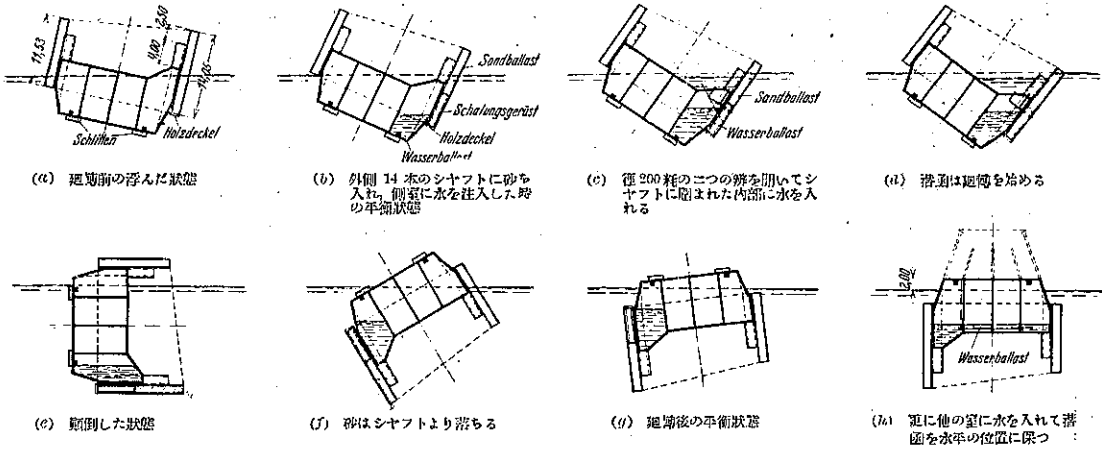


水中の走行距離は約 160 m であつた。第一の潜函は水中での進行は少しも曲らなかつた。併し用心の爲に他の潜函には水中のガイドを用ひた。従つて滑走の方向を正し、且つ衝撃を生じない様な、弾性に富んだ anchoring が必要になつた。第二十八圖に示す如く潜函の二點にこの anchoring を取り付けるのである。第二十八圖は 4 個の潜函の中最後のものが 1932 年 7 月 19 日に將に進水を始めんとする處を寫したものである。

水中に於て潜函を 180° 廻轉せしむる作業 潜函が進水した後に 180° 廻轉させねばならない。1:20 の縮尺で作つたモデルに依つて廻轉中の各過程が詳しく研究された。潜函を廻轉せしむるには大なる力を要するが、この力は

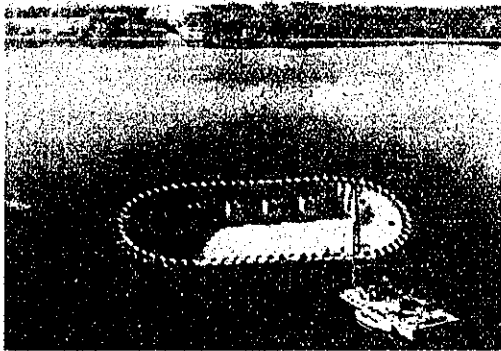
水中に於て潜函を 180° 廻轉せしむる作業 潜函が進水した後に 180° 廻轉させねばならない。1:20 の縮尺で作つたモデルに依つて廻轉中の各過程が詳しく研究された。潜函を廻轉せしむるには大なる力を要するが、この力は

第二十九圖



潜函の重い側の方へ水を入れ、その片荷に依つて得る事とした。廻轉の過程は第二十九圖に示した第四橋脚の潜函のスケッチに依つて概略が分る事と思ふ。一方の側のシャフトに砂を填充し且つ同じ側の側室に 350 m<sup>3</sup> の水を入れると、潜函は傾いて作業室のデッキが水面より 1 m 下の位置まで来る。徑 200 mm の二つの弁を開くと、外の水はシャフトに依つて圍まれた内部の空間へ流入する。水が流入するにつれて段々と傾いて行き、シャフトの壁が水が overflow する様になつて廻轉が引き起される。他の側のシャフトよりなる壁面は浅い勢ひで水面を打ち、潜

第三十圖



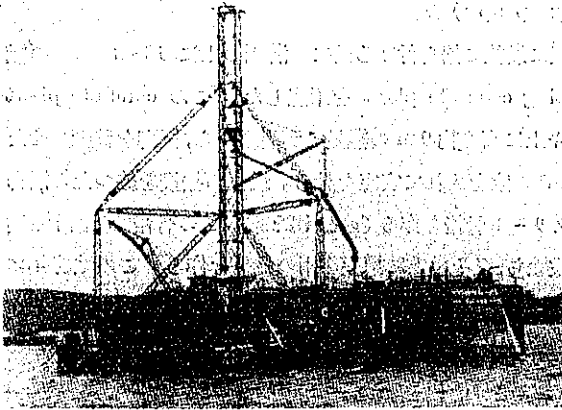
第三十一圖



函は自重に依つて全く水中に没し、再び浮き上つて静止する。第三十圖は廻轉を始めんとする潜函で、第三十一圖は全く廻轉を終つた潜函である。弁を開けてからシャフトの壁の上へ水が overflow する様になるまでには 35 分間を要する、故に弁を開けた人が安全な場所へ逃げるだけの時間は充分にある。潜函が廻轉した後に、潜函は水中に没入するからそれに對して充分な水深が必要である、従つて廻轉作業を爲すには水深 30 m の所を選んだ。

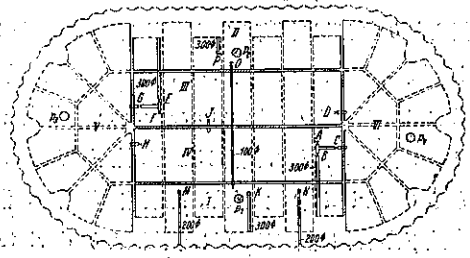
**潜函上部の橋脚繼足工事** 如何に強く錨着してあつても浮いた儘では上部のコンクリート工事が爲し得ない。又この海峡は屢々 3 m/sec と云ふ水速を生じ、尙ほ水速 1 m/sec にも達する潮流の變化が 1 日に 1 回又は 2 回生ずるのである、しかも潮流が變る場合には上層と下層とは流れの方向が正反對になつてゐる。斯様に不都合な潮流現象がある爲に、適當な場所に潜函を据え置いて上部のコンクリート繼足工事をなさねばならない。潜函周囲のシャフトの足が 1 m の深さまで入るやうな處を選んでそこに潜函を据えて、第三十二圖に示す様な floating concrete plant に依つて潜函の上部へ橋脚のコンクリート工が施される。繼足工事が或る高きに達すると内部の室内の水

第三十二圖



を pump up して再び浮き上らせて、他の更に深い場所へ据え換へて更らに上部の繼足工事を爲す。橋脚が立つ可き位置に据えられるまでには、この操作を 3 回繰返す。

第三十三圖



#### 潜函への水の注入及び排出の設備

(a) 潜函廻轉用、作業室デッキと潜函頭面（第四十四圖に於ては中間デッキに相當す）との間に在る側室に水を注入する爲には、潜函頭面より 3 m 下方に注入弁 *K*（直徑 300 mm）が設けてある（以下第三十三圖参照）。この弁 *K* は廻轉前には作業室デッキより、廻轉後には潜函頭面より桿に依つて操作される。更に徑 200 mm の注入管 2 本が弁 *M, N* に依つて作業室デッキに通じて居る。弁 *M, N* が外の水面より 1 m 下の位置に来るまで弁 *K* より側室へ水を流入させる。そして *M, N* が水面下 1 m の位置に来た時に *M, N* が開けられる。

(b) 橋脚据換用（据えたり浮き上らせたりする装置） 潜函の廻轉が終つたら、側室 *I* の中に入つて居る水の一部を側室 *II* へ徑 100 mm の管で導入して、潜函を水平の位置に保つ。海底上に始めて潜函を据え置く場合に、*II* の方の側にも水を入れて重さを増す事が出来る様に、側室 *II* にも潜函頭面より下方 3 m の所に徑 300 mm の流入管を設けてある。この管は弁 *P* を有して居て、頭面より操作し得る。

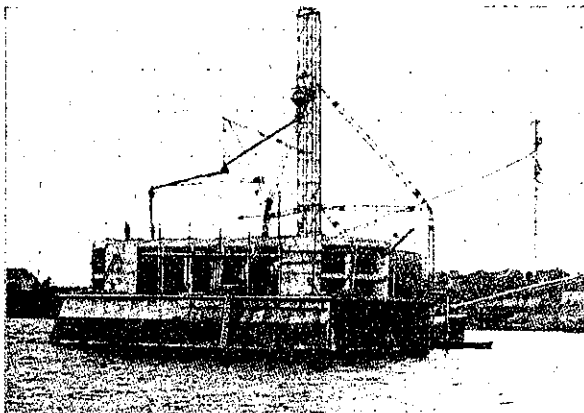
潜函の上部の繼足し工を爲すに當り潜函を何回も据え換へたり、橋脚の位置に最後に据え付ける爲に、更に 2 本の徑 300 mm のパイプが中間デッキ上に相對して設けてある。このパイプは弁 *A, C* に依つて部屋 *IV, VI* に水を注入し、弁 *E, G* に依つて部屋 *III, V* に水を注入し得るやうになつて居る。尙ほ安全を期する爲に主弁 *B, F* を設けてある。これ等の piping に依つて潜函中の 6 個の各部屋に水を注入する事が出来るやうになつて居る。部屋 *I, II, V, VI* にはその中間デッキに口を開いて居る  $p_1, p_2, p_3, p_4$  の 4 個のポンプが設けてある。*III* は弁 *D* に依つて *VI* に連絡し、*IV* は弁 *H* に依つて *V* に連絡して居る故に各部屋より水を抜き出し得る。潜函上部の繼足工事中や橋脚位置に潜函を沈める場合には、潜函を 4 個の主部分即ち (*I+II*)、(*II+III*)、*V, VI* に區分する。*I* と *IV*、*II* と *III* との連絡は中間デッキの上にある仕切り壁の中に設けた孔に依つて連ねられて居る。*(I+IV)* と *(II+III)* との連絡弁 *J* に依つて爲す。

Vertical stand pipe も一つ注意す可き物がある。それは潜函を貫く直徑 400 mm の 2 本の vertical stand pipe である。この pipe は、潜函の廻轉に際して潜函周囲のシャフトより成る壁面に依つて密閉された空氣の逃道となるのである。橋脚の立つ可き位置に潜函を沈める場合に、潜函周囲のシャフトと Beltton との水密なる連絡が保たれた後には、潜函が更に沈下すれば作業室の空間が狭められて水は vertical stand pipe の中へ上昇してその水柱は外の水面よりも高くなる。この水柱を pump up すると作業室のデッキに作用する水の upward pressure

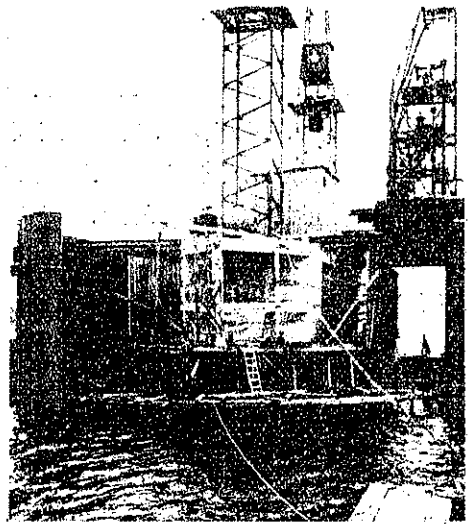
が減じ従つて下方に向ふ垂直力の合力が増加して潜函の沈下が促がされるやうになる。潜函の沈下が完了した後  
にこの vertical stand pipe に依つて作業室内の水を pump up する。

**潜函上部の繼足工事** 前述した様に潜函は、橋脚の位置に最後に据え付ける前に、潜函の上に 13~21.5 m の繼足をせねばならない。この爲に第三十二圖の如き floating concrete plant を用意した。この concrete plant は 1 時間に 24 m<sup>3</sup> のコンクリートを練り得る。中間デッキ上に高さ約 9 m の繼足しが出来たら、橋脚を移動させたり据えたりする時に橋脚の安定を得る爲に、最少 1400 m<sup>3</sup> の水を入れて安定を計る。最後の据換を終つたら橋脚の上に縦横の壁より成る幅 6.6 m、高さ 5 m の鐵筋コンクリート骨格を作る (第三十四圖)。この骨格は第四十一圖に示す二つの固定の rotary tower crane の基礎として役立ち、又その上に掘鑿作用の足場を作る。この鐵筋コンクリート骨格の下端は、橋脚が完全に沈下した時には、平水位よりも 3 m 下に来る。この面に橋脚胴體が坐るやうになる (第四十四圖)。大水深、悪潮流の場所での潜函の据付け及び沈下作業中に於ては、正しき位置より deviate する事は避け得ない事である。従つて橋脚胴體の基面が坐る可き面は、縦

第三十四圖



第三十五圖



横各 60 cm の deviation は調節する事が出来る様に大きく作つてある。橋脚胴體の基面は平水位以下 3 m の所で始まる沈下作業中はやはり位置の移動が起るかも知れない故に上部の橋脚胴體繼足工事は沈下が全く完了してから取り掛る。それで掘鑿作業の始まる前に、橋脚胴體の基面となる可き面上の空間は厚さ 10 cm の板の型枠に依つて圍つて置く。この型枠の高さは鐵筋コンクリート骨格の高さと同じとする (第三十五圖)。木の型枠と鐵筋コンクリート骨格との間の距りは到る處 2.80 m である。作業室へ通ずる入口は特別な shaft の中に設けてある。この shaft は潜函の作業室へ通じて居るのである。次に floating tower crane の助けに依つて二つの rotary tower crane が設置される。この crane は 5 ton の能力と 24.70 m の揚程と長さ 15 m の腕を有して居る。この rotary tower crane と潜水夫とに依つて、潜函周囲のシャフトの上へ鋼の上置管を締め込む (第三十五圖)。この管は潜函の沈下後に於て水面上 1 m~2 m 出で居るやうな長さを有して居る。そしてボーリング用の桿を導く役目をなし又危険の豫防にもなる。上置管は厚さ 5 mm の壁厚を有し、5 mm の遊間を置いて 40 cm だけ潜函周囲のシャフトの中に入つて居る。上置管は 65 cm 間隔に I-40-40-6 を銲接して補強してあり、木のブロックを挟んで橋脚に連結されて居る。

**Boring 及び Water jetting の設備** 作業足場が出来たら 2 臺の boring tower を立てる。そして橋脚を沈下

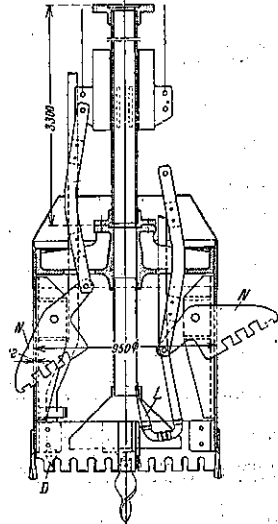
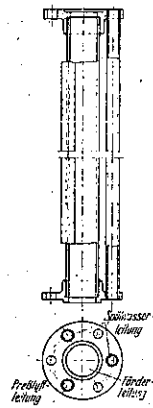
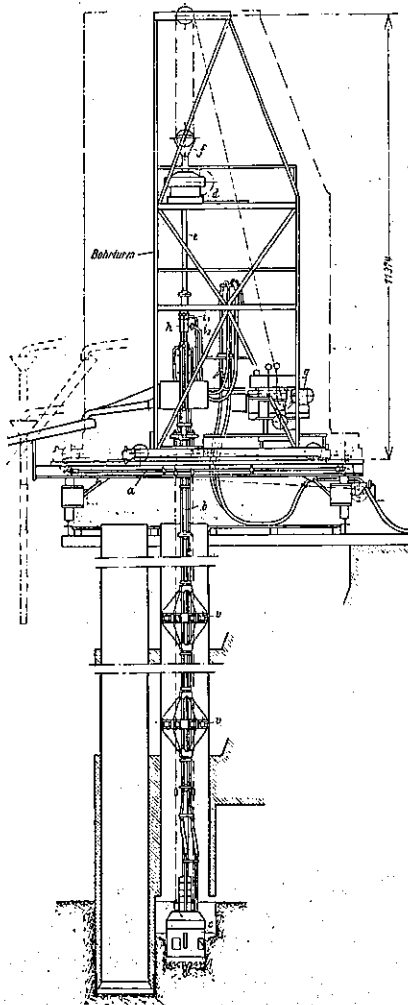


させる爲に boring と water jetting とが始められる。水深の大なる處で粘土を掘鑿するには連続して作業を爲し得るやうにせねばならないから、次の様な方法を採用した。即ち粘土を連続的に廻轉せるボーリング・マシンで切つて、pressed water を吹き付けて弛めて、air jet pump を用ひて運び去るのである。この爲の設備は 2 臺の boring tower と數組の boring and water jetting device とから成つて居る。以下この設備の説明をする。boring tower は第三十六圖に示す如く可動支臺 a の上に乗つて居る。この支臺は橋脚周邊に沿つて設けた軌間 6 m の軌道上を電氣力に依つて移動する。boring 用の器具は主として boring rod b と boring crown c とより成つて居る (第三十六圖)。boring rod は全長 40 m で、長さ 5 m のパイプ 8 本より成つて居る。各パイプは外徑 127 mm、厚さ 10 mm の引き抜き鋼管で、その端にはネジ切つてあつて、フランジが銕接されて居る (第三十七圖)。尙ほ

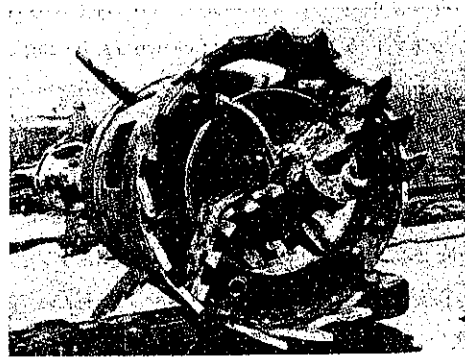
第三十六圖

第三十七圖

第三十八圖



第三十九圖

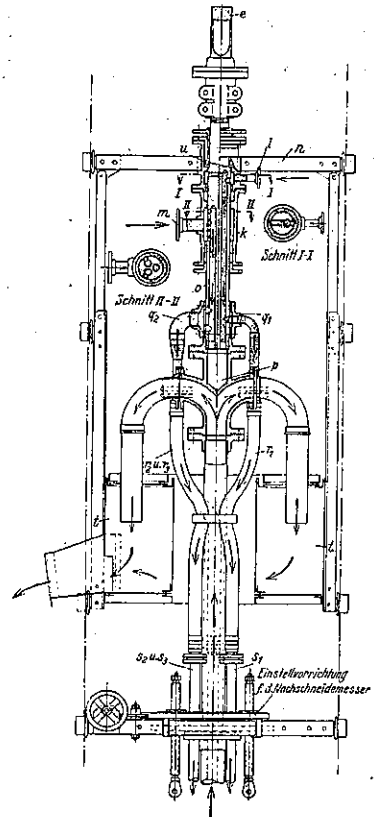


この他に 2 本の pressed water を通す管と、1 本の壓縮空氣用の管とがある。これ等の管も引き抜き鋼管で外徑 47.5 mm である。これ等 4 本のパイプは第三十七圖の如くフランジの處で一諸に取付けてある。中央の boring 用のパイプの内部を粘土と水との混合物が上方へ通つて行く。boring crown は外徑 950 mm で 12 mm 壁厚を

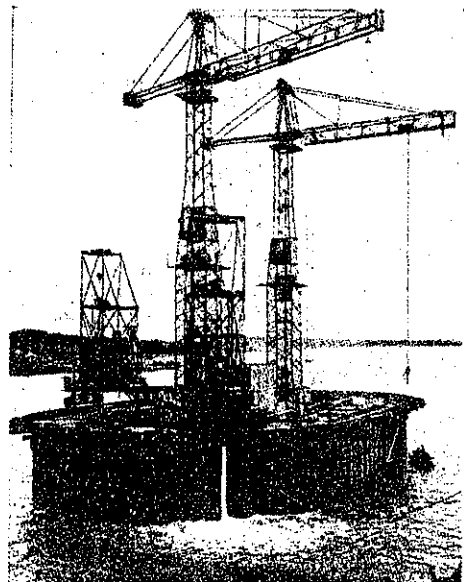
有して居る(第三十八圖)。crown の下端は第三十九圖に示す如く周邊及び直徑に沿ふて特種鋼よりなる齒が付いて居る。尙ほ第三十八圖  $N$  で示す様な 4 枚の cutter が着いて居る。この cutter は crown の胴體にある 4 個の裂け目から外に出る事が出来る様になつて居る。併し實際の作業に當つてはこの cutter は使用せず済んだ。第三十六圖  $d$  には左右廻轉を變へ得る装置がしてあつて、970 r/mm 15HP の 3 相交流電動機に依つて  $e$  なる spindle が運轉させられる。そして  $e$  は  $h$  を通つて boring rod に廻轉運動を傳へる。 $f$  は滑車、 $g$  はウィンチである。尙ほこの他大切な部分は第三十六圖  $h$  及び第四十圖に依つて示されるものである。廻轉とは關係のない  $i_1, i_2$  (第三十六圖) より入つた壓搾空氣や pressed water はこの device を通つて廻轉して居る管  $r_1, r_2, r_3$  (第四十圖) へ入るのである。第四十圖に於て壓搾空氣は  $l$  より入り矢の方向に進み、 $q_1, r_1$  を通つて  $s_1$  に入り boring crown の處で  $L$  (第三十八圖) より吹き出される。pressed water は入口  $m$  より入り矢の方向に進み  $q_2$  を通り  $r_2, r_3$  に分れて夫々  $s_2, s_3$  へ進むのである。そして crown の處で  $D$  (第三十八圖) より吹き出すのである。water jet に依つて弛められた粘土は水と共に air jet pump  $L$  に依つてパイプの中を上方へ運ばれ第四十圖の矢の方向に進んで環狀のタンク  $t$  の中へ出される。タンク  $t$  は支持器  $n$  に依つて釣るされて居て廻轉はしない。第四十一圖はこのタンクから粘土と水との混合物が流れ出て居る處を示したものである。尙ほ鐵筋コンクリート・シャフト及び上置管内で、boring rod は二つの籠形をなしたガイド(第三十六圖  $e$ ) に依つて支へられて屈曲を起さない様にしてある。

boring rod の取付けや取外しの時に boring 及び water jetting の作業を中止せずに済むやうに、各 boring tower には三つの boring crown と 2 本の完全な boring rod とを用意して置く。シャフト  $b$  の中で boring crown  $II$ , boring rod  $II$  に依つて boring を爲して居る間に、第三の boring crown  $III$  をシャフト  $c$  の中に入れて置く。そして boring rod  $I$  は boring crown  $I$  と一緒にシャフト  $a$  より出されて boring rod  $I$  はシャフト  $c$  の中の boring crown  $III$  と取付けられる。そして  $b$  の boring が終つたら直ちに boring tower は  $c$  の上へ移されて作業は開始される。その間に crown  $I$  は掃除をなし検査を爲して次のシャフト  $d$  の中へ入れられる。純粹な elton の中の boring の進行は 2~4 cm/min である。40 m の長さの boring rod は二つの rotary tower crane の何れかに依つて上下二つの部分に取外したり、組立たりされる。

第四十圖



第四十一圖



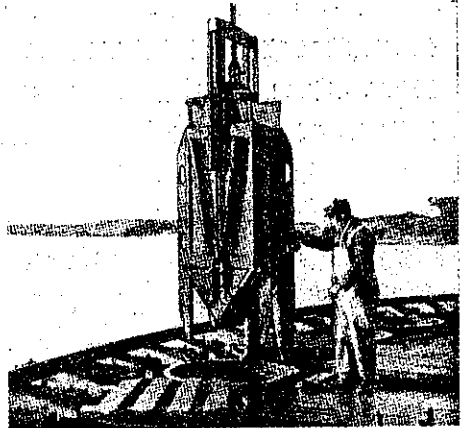


20 m 離れた處に第四十三圖に示した様な鐵筋コンクリート製のものを置いた。この作用は第四十三圖の左に示してある版に依つて石を受けるのである。

橋脚 2, 3 はその位置の選定が兩側へ傾斜して居る處に選んだ爲に不適當であつて、これに適合させるやうにする爲に、潜函周囲のシャフトを始めの設計よりも更に深い深さに入れなければならない。この目的の爲に始め設計した深さに鐵筋コンクリート・シャフトの足が達してから、少し小さい直徑の壁の厚さ 7 mm の鋼管が打込まれる。この鋼管の長さは潜函周囲の鐵筋コンクリート・シャフトの長さに従つて 3~6 m の間を變化して居る。そして鐵筋コンクリート・シャフトの中に 70 cm だけ残る様になるまで打込まれる。そしてこの鋼管内の粘土は、鐵筋コンクリート・シャフトの場合と同様に boring と water jetting とに依つて洗ひ出される。かくして橋脚は沈められるのである。橋脚 3 では水面より 40.3 m の處まで沈められた (第四十四圖)。

次に外側及び内側に並んで居る鐵筋コンクリート・シャフトにコンクリートを填充するのである。このコンクリート填充には 800 リットルの容積を有する第四十五圖に示すバケツトを用ひた。これは rotary tower crane に依つて操作され、上置管を通り抜けて鐵筋コンクリート・シャフト中へ入れられる。そしてバケツトが地上に着くと自動的に弁が開いてコンクリートが出るやうになつて居る。

第四十五圖



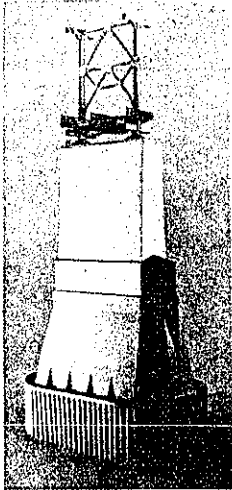
**作業室の掘り下げ及びコンクリート填充** 鐵筋コンクリート・シャフトに填充したコンクリートが固まつてから作業室のデッキの下にある水は vertical stand pipe に依つて汲み出す。そして作業室内の掘り下げ作業を始めるのである。シャフトの下の壓力が餘り大にならない様にする爲に幅 4 m の strip 狀に順次掘り下げて行くのである。掘り下げ作業の始まりに當つては橋脚は未だ垂直でないから、高い方の側に近い strip を掘り下げて橋脚を垂直にする。

第一の strip の底面上に 1.2 m の厚さの鐵筋コンクリート底版を作つて、この底版上に I ビームを立て、作業室のデッキを支へる。そして次に第二の strip の掘り下げを始めるのである。この作業を繰り返して作業室の空間全部を掘り下げて、作業室のデッキは全く底版上に支へられるやうになる。作業室のデッキの下の地盤を 4 m 以上の幅の strip に取去れば、地盤の壓力は大となつて橋脚を更に沈下せしむる事が出来るやうになる。この方法に依つて橋脚は更に 1.9 m だけ沈下せしめた。従つて後に打込んだ鋼管の足は始めは -38.4 m にあつたが、-40.3 m まで下つた。掘り下げ作業が完了した後に、底版と作業室デッキとの間に挟まれた高さ 2.3 m の空間は、3~4 m の幅の横方向の strip 狀に兩端より中央へコンクリートを打つて、デッキに達するまでコンクリートを填充する。掘り下げるにはショベルと壓搾空氣鋤とで地盤を弛めて、0.4 m<sup>3</sup> の容積の車でバケツトに運ぶ。このバケツトは材料運搬用の特別な shaft を上下して土を運ぶ。作業人夫用としては梯子を備へた特別な shaft がある。この pipe は換氣をも掌る。作業室を填充するコンクリートは上の作業足場から stand pipe を通つて下へ入れられる。

**橋脚の上部胴體の工事** 作業室空間のコンクリート填充が終つたら -3 m より上部の橋脚胴體の工事をなす。設計概略は第四十四圖に示す通りである。第四十六圖は橋脚の横型を示したものである。潜函の外側に存する部屋全部と、横方向に存する部屋二つと、潜函の上部とは全部コンクリートで填充される。-6 m より -3 m までは全

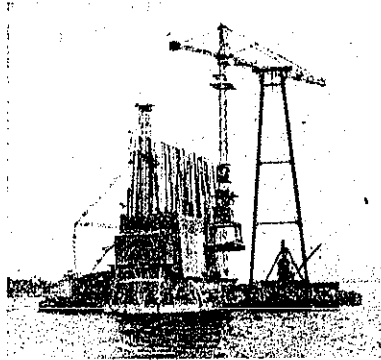
部 massive である、 $-6\text{m}$  より  $+2\text{m}$  までは第四十四圖左に示す如く橋脚の前後兩端は massive である。この massive な部分に鋼上部構造の cantilever erection 用の鋼製の支持用結構が作り着けられる(第四十八圖)。

第四十六圖

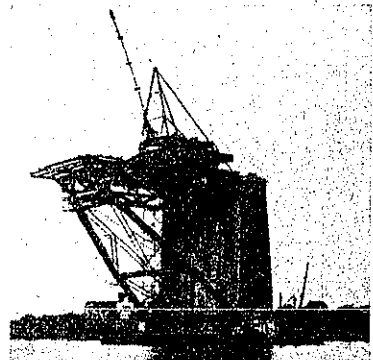


脚の胴體は四角で外側の壁の厚さは  $1.75\text{m}$  であり、鐵筋としては軌條と I ビームとが挿入されて居る(第四十七圖)。この鐵筋は cantilever erection の時に大なるモーメントが作用する故に必要である。地盤壓力が地盤耐荷力を越へないやうに橋脚の空洞は

第四十七圖



第四十八圖



水が入らぬやうにしてある。洩れて入つた水は作業室デッキ上に集まり、その深さが  $1\text{m}$  に達するとポンプが自動的に働いて水を汲み出す様になつて居る。橋脚の基部及び橋脚胴體のコンクリートは floating concrete plant より運ばれる。水面上  $9\text{m}$  の所に橋脚に横に取付けてある I ビームの支臺の上に、能力  $2\text{ton}$  で更に  $15\text{m}$  だけ大なる揚程を有する tower crane を floating crane の助けに依つて建てる(第四十七圖)。この crane は高い故に橋脚頭部の bed stone にも達し得る。floating concrete plant が達し得ない處には、この tower crane がコンクリートをバケットに入れて運ぶのである。第四十八圖は鋼上部構造の cantilever erection の用意の出來た橋脚4の寫眞である。

(富田惠吉 抄譯)