

## 抄 録

第 24 卷 第 3 號 昭和 13 年 3 月

応用力学	頁
(30) 鉄筋コンクリート拱の弾性変形を考慮せる挫屈安全率に就て	273
(31) 引張部材に及ぼす振動の影響	281
土質工学	
(32) 築堤に對する土質試験方法	282
コンクリート及鉄筋コンクリート	
(33) コンクリート管内の鋼の応力	284
橋梁及構造物	
(34) 對重式三鉸拱格納庫	286
(35) 最近に於けるドイツ鋼橋界大觀	288
(36) 支材を用ひない 817 呎の塔	295
河 川	
(37) カリフォルニア地方の大利水計畫	296
堰 堤	
(38) 心壁の薄い高土堰堤	298
上 水 道	
(39) 送水管の伸縮設備	299
(40) 鋼製タンクに依る淨水法	301
(41) Covington の新淨水場	303
下 水 道	
(42) Raritan 河の淨化計畫	305
港 灣	
(43) Funchal 港の防波堤工事	308

## 応 用 力 学

(30) 鉄筋コンクリート拱の弾性変形  
を考慮せる挫屈安全率に就て

(Fr. Dischinger. "Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons der Bogenbrücken" Bauing. 20. Aug. 1937. S. 487-520)

現在拱橋に對する問題は (1) 任意の慣性モーメントを有する任意の挫屈に對する安全率, (2) 弾性変形に依る附加曲げモーメントの問題, (之は (1) と關係が有り (1) が解決されると同時に解決する)。 (3) 曲げモーメントに對する塑性変形の影響, (4) 拱軸を適當に変形して曲げモーメントを合理的に分布させる問題等である。弾性変形の影響を考慮する必要は長支間のみならず

挫屈に對する安全率の少い短支間の橋梁に對し極めて大切である。而して此の複雑な關係を簡単な式で表はし得てこそ實用價値がある。何となれば弾性変形を考慮する時は内力と外力との間の一次的關係及重複の法則 (Superpositionsgesetz) が成立しない。然るに後述する如く弾性変形を考慮せる曲げモーメント  $M$  は考慮せざる曲げモーメント  $M_0$  にて簡単に表はせる。

$$M \cong M_0 \frac{\nu + \delta}{\nu - 1}$$

茲に  $\nu$  : 挫屈安全率,  $\delta$  : 係數

変形を考慮せる曲げモーメントは上記の如く表はせる故 2, 3 の誤謬を訂正したい。即ち変形を考慮する事に長支間の橋梁にのみ必要であると謂ふのは間違である。何となれば此の変形の曲げモーメントの大きはそのアーチの挫屈に對する安全率にのみ關係する故短支

間の偏平な橋梁には寧ろ危険である。又長支間の橋梁には減次に設計荷重の状態は起らないが短支間の橋梁には常に作用する。又変形を考慮せる曲げモーメントはコンクリート橋の方が自重が大なる故軽い鋼橋より大きいと云ふのも間違ひである。何となればコンクリート橋は比較的大なる捩屈安全率を有する。又弾性変形は曲げ応力に關係する丈で垂直力には關係しない。コンクリート橋では応力の70%は垂直応力で、30%が曲げ応力である、一方鋼橋は50:50である。今変形に依る曲げモーメントを50%とするとコンクリート橋は70+30+15=115% 鋼橋は50+50+25=125%の応力増大となる。

コンクリート橋に対する塑性変形の影響は不静定拱に對し橋臺部の圧力線の偏倚及收縮の応力は可成り小となる但し静定の三鉸拱には大変都合が悪い。

次に捩屈形を大別すると2つになる、即ち左右方向相反する (antimetrisch) 歪を伴は無い捩屈、之で水平反力は変化しないものと歪を伴ふ對稱捩屈、水平反力の変化するものに分かれる。拱頂に鉸を有する一鉸、三鉸拱は歪を伴ふ對稱捩屈をなし、拱頂に鉸のない無鉸、二鉸拱は antimetrisch な捩屈をなすが普通である。

凡ての非對稱荷重は對稱荷重と antimetrisch 荷重とに分離される。對稱荷重に依る変形を考慮した曲げモーメントは捩屈安全率  $v_s$  で  $M = M_{os} \frac{v_s + \delta_s}{v_s - 1}$ , antimetrisch 荷重に依るものは  $M = M_{oa} \frac{v_a + \delta_a}{v_a - 1}$  で表す。尙変形に依る附加曲げモーメント図は非常に捩屈形に相似的である。此の考へ方を用ひ以下基本式及 2, 3 の結果を述べたいと思ふ。

(1) 縦圧縮力を受くる桁の弾性変形に依る附加曲げモーメント

(1) 任意の慣性モーメントの変化をなす鉸結桁の捩屈安全率を求める Vianello の式：之は本論文の基礎をなすものにして拱の弾性変形の曲げモーメント及捩屈安全率を求める上に最も重要である。

先づ桁の捩屈形を次に Vianello の式を述べる。

任意の慣性モーメントの変化をなす桁の微分方程式は

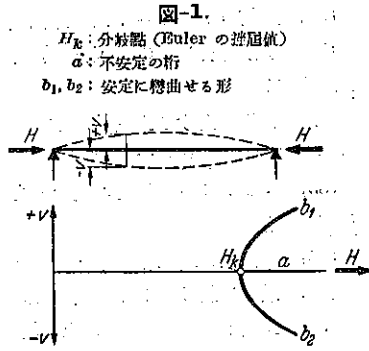
$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\rho} &= -\frac{M_x}{EJ_x}, \quad M_x = Hv, \quad \frac{1}{\rho} = \frac{v''}{(1+v'^2)^{3/2}} \\ \therefore \frac{v''}{(1+v'^2)^{3/2}} + \frac{Hv}{EJ_x} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

(1) の解は楕円函数となる、拱環に對し  $ds$  を横座標  $x$

に置換じ  $v=0$  とすると

$$\frac{d^2v}{dx^2} + \frac{Hv}{EJ_x} = 0 \dots \dots \dots (1a)$$

(1a) は曲げを考慮して無いが捩屈力は正確に與へる。



(1a) より

$$\begin{aligned} EJ_x \frac{d^2v}{dx^2} &= -Hv \\ H &= -\frac{EJ_x \frac{d^2v}{dx^2}}{v}, \quad EJ_x \frac{d^2v}{dx^2} = -M_x \\ \therefore H_k &= \frac{M_x}{v} \dots \dots \dots (2) \end{aligned}$$

(2) は各断面で満足されねばならぬ。又  $M$ -線 (曲げモーメント線) は捩屈形に相似なる故  $\frac{M_x}{v}$  は各断面で一定である。

例へば慣性モーメント一定の單純桁で、

$$M_x = M_{n0} \sin \pi \frac{x}{a} \quad \text{とすると}$$

$$\text{撓み} \quad v = -\int dx \int \frac{M_x}{EJ} \sin \pi \frac{x}{a} dx = \frac{a^2 M_x}{\pi^2 EJ}$$

(2) より

$$H_k = \frac{M_x}{v} = \pi^2 \frac{EJ}{a^2}$$

捩屈安全率を  $v$  とすれば許容  $H = \frac{H_k}{v} \therefore v = \frac{\pi^2 EJ}{Ha^2}$  である。之オイラーの捩屈安全率である故に我々は單純桁の捩屈形は sine である事を知る。 $M$ -線、撓-線も同様である。

次に Vianello の式を述べる。

(2) の捩屈力  $H_k = Hv$  で  $H$  は實際に働く圧縮力、 $v$  は捩屈安全率とすると  $v = \frac{M_{n0}}{Hv_0}$  となる。而して捩屈安全率は次の如し

$$v = \frac{M_{n-1}}{M_n} \dots \dots \dots (2b)$$

茲に添數  $(n-1), (n)$  は  $(n-1), (n)$  回計算を繰返し  $M_{n-1}$  と之に依り生ずる  $M_n$  が充分相似となつた事を示す。

一般の桁の場合には  $M_{x_0}$  で  $v_0$  が起り  $M_{x_1} = H v_0$  は未だ  $M_{x_0}$  に相似では無い此の方法を繰返し  $M_{n-1}, M_n$  は充分相似となつたとすると  $\frac{M_{n-1}}{M_n}$  は捩屈安全率を示す。図-2 に示す如く  $M_{n-1}$  に依り捩み  $v_{n-1}$  が生じ  $M_n = H v_{n-1}$  が生ずる但し  $M_n$  は  $M_{n-1}$  より総距は  $\frac{1}{v}$  となる。図-3 は無撓拱を示す。

図-2.

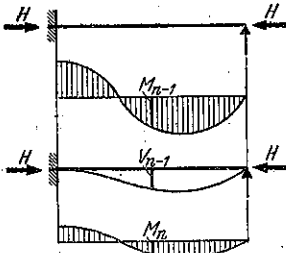
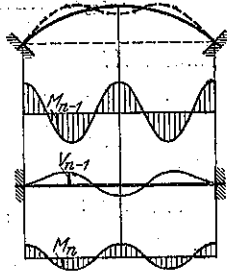


図-3.



今弾性変形に依る曲げモーメントが完全に捩屈線に一致する場合を考へる。 $M_{x_0}$  に依り  $v_0$  の捩みが起る。 $v_0$  の曲げモーメントは  $M_{x_1} = H v_0$  である、而して  $\frac{M_{x_0}}{M_{x_1}} = v$  となる。次に  $M_{x_1}$  に依る捩み  $v_1$  を求め  $M_{x_2} = H v_1$  が求まる。而して  $\frac{M_{x_1}}{M_{x_2}} = v$  となる、此の方法を繰返すと  $\frac{M_{x_2}}{M_{x_3}} = v, \dots$  となり、弾性変形を考慮せる全体の曲げモーメント  $M_x$  は

$$M_x = M_{x_0} + M_{x_1} + M_{x_2} + \dots$$

$$M_{x_1} = \frac{M_{x_0}}{v}, \quad M_{x_2} = \frac{M_{x_0}}{v^2}, \dots$$

$$\therefore M_x = M_{x_0} \left( 1 + \frac{1}{v} + \frac{1}{v^2} + \frac{1}{v^3} + \dots \right)$$

$$= M_{x_0} \frac{v}{v-1} \dots \dots \dots (3a)$$

是の如く大変簡単に表はせた。

桁が圧縮力の代りに引張力を受ける時は

$$M_x = M_{x_0} \left( 1 - \frac{1}{v} + \frac{1}{v^2} - \frac{1}{v^3} + \dots \right)$$

$$= M_{x_0} \frac{v}{v+1} \dots \dots \dots (3b)$$

(3a) で  $v=1$  では曲げモーメントは無限大となり捩屈する。

一般の場合は弾性変形に依る曲げモーメント線は完全に捩屈線と相似とはならない。此の場合も  $M_{x_1} = H v_0$  となる上述の如き方法を繰返すと次第々々に  $M$  と  $v$  は相似する。今任意の断面に就ては

$$M_x = M_{x_0} \left( 1 + \frac{a_1}{v} + \frac{a_2}{v^2} + \dots \right)$$

$$+ \frac{a_{n-1}}{v^{n-1}} + \frac{a_n}{v^n} + \dots )$$

此の式で  $a_{n-1}$  は数項にして直ちに  $a_n$  と等しくなる、何となれば  $\frac{M_{n-1}}{M_n} = v$  となる故  $\frac{a_{n-1}}{a_n} = 1$  とならねばならぬ。

上式を变形して

$$M_x = M_{x_0} \left[ \left\{ (1-a_n) + \frac{a_1-a_n}{v} + \frac{a_2-a_n}{v^2} + \dots \right\} + a_n \left\{ 1 + \frac{1}{v} + \frac{1}{v^2} + \dots \right\} \right]$$

$$= M_{x_0} \left\{ a_n \frac{v}{v-1} + (1-a_n) + \frac{a_1-a_n}{v} + \frac{a_2-a_n}{v^2} + \dots \right\}$$

係数  $(a_1-a_n), \dots$  は収斂する。又  $a_{n-1} = a_n$  なる故第 3 項後は零となる

$$\therefore M_x = M_{x_0} \left[ \frac{v(a_n + (v-1)(1-a_n))}{v-1} \right]$$

$$= M_{x_0} \frac{v+\delta}{v-1} \dots \dots \dots (4a)$$

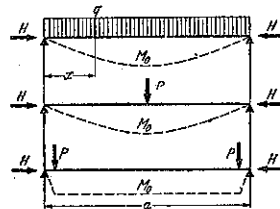
是の如く緒言の様に簡単に表はす事が出来た。

上述の如く  $\frac{M_{n-1}}{M_n} = v$  を Vianello の式と云ふ。而して此の方法は数学的にも可成り正確な事を Picard が證明した。但し  $v$  が 1 に近づくとき、一般式は次の如くなる。

$$M_x = M_{x_0} \left[ \frac{v+\delta}{v-1} + \frac{\delta_1}{v} + \frac{\delta_2}{v^2} + \dots \right] \dots \dots (4b)$$

(2) 総力を受ける單純桁：等分布荷重に依り抛物線形の曲げモーメント線を考へる。

図-4.



$$M_0 = \frac{qa^2}{2} (\xi - \xi^2), \quad \xi = \frac{x}{a}$$

$M_0$  に依る捩み  $v_0$  は

$$v_0 = - \int dx \int \frac{M_0}{EJ} dx = \frac{qa^2}{2EJ} \left( -\frac{\xi^3}{6} + \frac{\xi^4}{12} + c_1 + c_2 \xi \right)$$

$x=0, x=a$  で  $v_0=0$  なり

$$\therefore c_1=0, c_2=\frac{1}{12}$$

$$\therefore v_0=\frac{qa^4}{24EJ}(\xi-2\xi^3+\xi^4)$$

而して  $M_1=Hv_0=\frac{Ha^2}{EJ}\cdot\frac{qa^2}{4!}(\xi-2\xi^3+\xi^4)$

上式に  $\frac{H}{EJ}=\frac{1}{k^2}, \frac{Ha^2}{EJ}=\frac{a^2}{k^2}=\lambda^2$  とすると

$$M_1=qa^2\frac{\lambda^2}{4!}(\xi-2\xi^3+\xi^4)$$

同様に  $M_2, M_3, \dots$  を求めると

$$M=M_0+M_1+M_2+\dots$$

$$\therefore M=qa^2\left\{\frac{\lambda^2}{2!}(\xi-\xi^2)+\frac{\lambda^2}{4!}(\xi-2\xi^3+\xi^4)\right.$$

$$+\frac{\lambda^4}{6!}(3\xi^3-5\xi^5+3\xi^7-\xi^9)+\frac{\lambda^6}{8!}(17\xi^5-28\xi^7$$

$$+14\xi^9-4\xi^{11}+\xi^{13})+\dots\left\} \dots\dots(5)$$

$M_0$  は拋物線形であるが  $M_2, M_3$  は次第に sine になる。而して添数が増加すると Vianello の式より

$$\frac{M_{n-1}}{M_n}=v \text{ となる。}$$

$\lambda$  を  $v$  に置換すると桁中央の最大曲げモーメントは

$$M_{\max}=\frac{qa^2}{8}\left[-0.032-\frac{0.004}{v}+1.032\right.$$

$$\left.+\frac{1.032}{v}+\frac{1.032}{v^2}+\dots\right]$$

$$=\frac{qa^2}{8}\left[-0.032-\frac{0.004}{v}+1.032\frac{v}{v-1}\right]$$

上式より判る如く第 3 項以後は係数は一定となる。

$$\therefore M_{\max}=M_0\left\{\frac{v+0.032}{v-1}-\frac{0.004}{v}\right\} \dots\dots(5a)$$

$$\begin{aligned} & \doteq M_0\frac{v+0.032}{v-1} \\ M_0 & =\frac{1}{8}qa^2 \end{aligned}$$

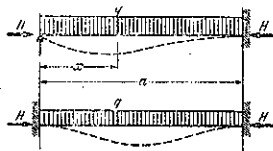
實用上單純桁は  $M_0\frac{v+0.032}{v-1}$  で充分である。桁中央に集中荷重を受ける場合は

$$M_{\max}\doteq M_0\frac{v-0.188}{v-1}, M_0=\frac{Pa}{8} \dots\dots(5c)$$

(3) 縦力を受ける一端固定桁及両端固定桁：誘導は同様な故結果のみを示す。

一端固定桁 (図-5の

図-5.



上)

$$v=20.19\frac{EJ}{IIa^2}$$

固定曲げモーメント

は  $\xi=1$

$$M\equiv M_0\frac{v-0.382}{v-1}, M_0=-\frac{qa^2}{8} \dots\dots(6a)$$

桁中央では  $\xi=\frac{1}{2}$ .

$$M\equiv M_0\frac{v-0.014}{v-1}, M_0=\frac{qa^2}{16} \dots\dots(6b)$$

最大桁の曲げモーメント  $\xi=\frac{3}{8}$

$$M\equiv M_0\frac{v+0.121}{v-1}, M_0=\frac{9}{128}qa^2 \dots\dots(6c)$$

両端固定桁では

固定曲げモーメントは  $\xi=1$

$$M\equiv M_0\frac{v-0.391}{v-1}, M_0=-\frac{qa^2}{12} \dots\dots(7a)$$

桁中央では  $\xi=\frac{1}{2}$

$$M\equiv M_0\frac{v+0.215}{v-1}, M_0=\frac{qa^2}{24} \dots\dots(7b)$$

図-6 の a, b, c

に等分布荷重を受ける 3 種類の桁の

$v=\infty, v=3, v=2$

の弾性変形を考慮

せる曲げモーメント

図を示す。図-6

の d に  $v=2$  とした

場合の個々の附加

曲げモーメント

図を示す、本図よ

り添数の増加に従

ひ挫屈形に相似す

る事が明瞭に判

る。

不静定桁では静

定桁より級数の收

斂が悪い故挫屈安全率を

求めるのに 2 項程多く要

る。

微分方程式に依り該式を

厳密に誘導する事が出来

る。

(2) 拱の変形を考慮せる挫

屈安全率及附加曲げモー

メント

(1) 弾性変形を考慮せる

場合内力、外力の一次的

関係及重複の法則の代り

の一般式：直桁では弾

性変形を考慮せる附加

曲げモーメントは可成り

正確に

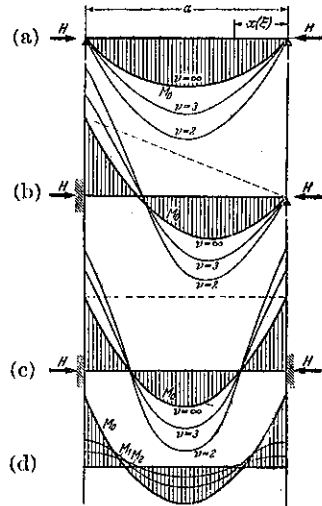
$$M=M_0\frac{v+\delta}{v-1} \dots\dots(4a) \text{ で表はせた。}$$

直桁では  $II$  は荷重に

関係無き故  $v$  は常数

である。

図-6.



従つて外力と曲げモーメントとの間に比例の法則、重複の法則が成立する。何となれば

$$M_0 = \alpha q \dots\dots\dots(12)$$

$\nu$ : 常數なる故

$$M = \alpha q \frac{\nu + \delta}{\nu - 1} = \alpha_1 q \dots\dots\dots(12a)$$

然るに拱の如く  $II$  の変化するものには上式に代るべき一般式を求めなければならぬ

今 (4a) で  $\nu = n \frac{EJ}{H\alpha^2} = \frac{\beta}{q}$  即ち  $H \propto q$  とすると

$$M = \alpha q \frac{\beta/q + \delta}{\beta/q - 1} = \alpha q \frac{\beta + q\delta}{\beta - q} \dots\dots\dots(13)$$

此の法則を図示する

と図-7の如し。 $M_0$  は (12) に依り  $q$  に比例する。又  $H \propto q$  故に  $\nu = \frac{\beta}{q}$  の  $\nu$  は双曲線となる、 $q = q_k$  で  $\nu = 1$  となり拱は挫屈する。故に弾性変形を考慮せる曲げモーメントは直線ではなく双曲線となる。 $\nu$  の相当大なる場合は  $M \approx M_0$  であるが  $\nu$  が小となると  $M > M_0$  となり  $\nu = 1$  で  $M = \infty$  となる。

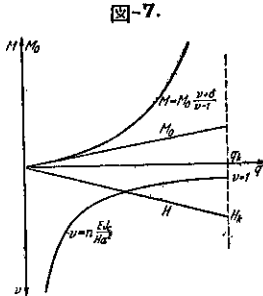


図-7.

前述の  $M = M_0 \frac{\nu + \delta}{\nu - 1}$  は近似式ではあるが大抵の拱には間に合ふ。唯拱起固定拱及  $\nu$  の小さい場合には

$$M = M_0 \left[ \frac{\nu + \delta}{\nu - 1} + \frac{\delta_1}{\nu} + \frac{\delta_2}{\nu^2} + \dots \right] \dots\dots(4b)$$

で表はす。

$\nu = 1$  の附近では  $M$  は双曲線と異なり  $q$  の高次の関係となる、但し  $\nu$  の大なる場合は双曲線で取扱はれる。

(4b) を (13) 式の様にすると

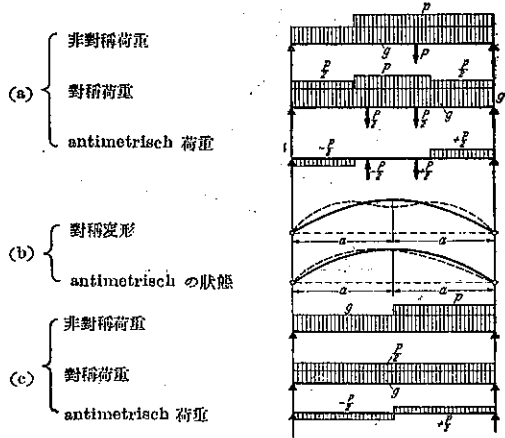
$$M = \alpha q \frac{\beta + q\delta}{\beta - q} + \beta_1 q + \beta_2 q^2 + \beta_3 q^3 + \dots(13a)$$

これ一般式である。

但し上式は  $H \propto q$  の假定に依るのであるが厳密なるものではない特に  $\nu = 1$  の近くでは異なる。即ち拱頂の沈下に従ひ比例しなくなる、然し此の差は大した事無き故 (13) 式で充分である。

図-8, (a) の如き任意の荷重の作用する拱を考へる。斯の如き荷重は對稱荷重と antisymmetrisch な荷重に分解される。antisymmetrisch な荷重は  $H$  を変へぬ故重複の法則が成立する。図-8(b) は変形を示す。對稱荷重に

図-8.



對しては對稱變形及對稱挫屈形を示し  $H$  は変化する  $\nu_s$  で表はす。antisymmetrisch 荷重に對しては antisymmetrisch な變形及挫屈形を示し  $II$  は変化する。挫屈安全率は  $\nu_a$  で表はす、此の場合變形を考慮せる曲げモーメントは

$$M = M_a + M_s = M_{a0} \frac{\nu_a + \delta_a}{\nu_a - 1} + M_{s0} \frac{\nu_s + \delta_s}{\nu_s - 1} \dots\dots\dots(14)$$

次ぎ次ぎの  $M$  は例へば對稱荷重に對し

$$M_1 = M_{10} \frac{\nu_{s1} + \delta_{s1}}{\nu_{s1} - 1}, M_2 = M_{20} \frac{\nu_{s2} + \delta_{s2}}{\nu_{s2} - 1}, \dots$$

此の場合  $II$  が変化する故  $\nu_s$  も変化する、若し  $\nu_{s1}, \nu_{s2}$  を  $\nu_s$  で表はすと

$$M = M_{10} \frac{\nu_s + \delta_{s1}}{\nu_s - 1} + M_{20} \frac{\nu_s + \delta_{s2}}{\nu_s - 1} + \dots(14a)$$

同様に antisymmetrisch 荷重には

$$M = M_{01} \frac{\nu_a + \delta_{a1}}{\nu_a - 1} + M_{02} \frac{\nu_a + \delta_{a2}}{\nu_a - 1} + \dots(14b)$$

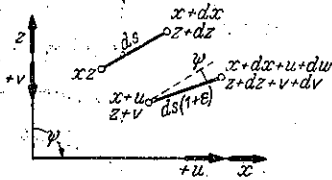
若し  $M = M_0 \frac{\nu + \delta}{\nu - 1}$  が正確で無くなると (4b), (14) 式を用ひれば好い。結局  $\nu_a, \nu_s$  を求めれば好くなつた。以後簡單の爲に  $J_0 = J_{\infty} \cos \varphi$  の拋物線形拱に就き述べる。

(2) antisymmetrisch 荷重に對する挫屈安全率及變形を考慮せる曲げモーメント: 図-8(a) の如く任意の荷重の作用する拱を考へる。之は對稱荷重と antisymmetrisch な荷重に分解される。拱起點に鉸を有する拱は拱支間の半分の  $a$  を支間とする單純桁と考へられる、又拱起點固定のものは支間  $a$  の一端固定の桁と考へられる。antisymmetrisch 荷重に對しては  $II$  は不変であり垂

直変位は図-9 より

$$dv = \psi dx, \quad \frac{d^2v}{dx^2} = \frac{d\psi}{dx}$$

図-9.



$\psi$  と  $M_x$  の関係は

$$\frac{d\psi}{ds} = \frac{M_x}{EJ_g} \quad \text{又は} \quad \frac{d\psi}{dx} = -\frac{M_x}{EJ_g \cos \varphi}$$

$J_g$  はある  $x$  点の拱の慣性モーメント

故に 
$$\frac{d^2v}{dx^2} = -\frac{M_x}{EJ_g \cos \varphi} \quad \dots (15a)$$

茲に  $M_x = M - Hv$  拱頂に絞を有する場合

$M_x = M - Hv + M_k$  拱頂固定の場合

今支間  $a$ , 慣性モーメント  $J_0$  の桁の微分方程式は

$$\frac{d^2v}{dx^2} = -\frac{M_x}{EJ_0} \quad \dots (15b)$$

茲に  $M_x = M - Hv$  単純桁の場合

$M_x = M - Hv + M_k$  一端固定桁の場合

是の如く  $J_g \cos \varphi = J_0$  とする時は拱は支間  $a$  の桁と考へる事が出来る。推屈安全率を求める場合も桁として可なり。

慣性モーメント一定の桁は抛物線拱  $J_x \cos \varphi = J_0$  に相当する。

a) 二絞, 三絞拱

支間  $a$  の単純桁なる故

$$v_a = 9.87 \frac{EJ_0}{Ha^2}, \quad H_k = 9.87 \frac{EJ_0}{a^2} \quad \dots (16)$$

変形を考慮せる曲げモーメントは (5a) で  $q = \frac{P}{2}$  として 1/4 点では

$$M = M_0 \left[ \frac{va + 0.032}{va - 1} - \frac{0.004}{va} \right] + \frac{0.004}{va^2} \approx M_0 \frac{va + 0.032}{va - 1}, \quad M_0 = -\frac{pa^2}{16} \quad \dots (16a)$$

b) 無絞, 一絞拱

支間  $a$  の一端固定桁なる故

$$v_a = 20.19 \frac{EJ_0}{Ha^2}, \quad H_k = 20.19 \frac{EJ_0}{a^2} \quad \dots (17)$$

変形を考慮せる曲げモーメントは

$\xi = 1$  に對し

$$M = M_0 \left[ \frac{va - 0.382}{va - 1} + \frac{0.055}{va} + \frac{0.013}{va^2} \right] + \frac{0.004}{va^2} \approx M_0 \frac{va - 0.382}{va - 1}, \quad M_0 = -\frac{pa^2}{16} \quad \dots (17a)$$

$\xi = 0.5$  に對し

$$M \approx M_0 \frac{va - 0.014}{va - 1}, \quad M_0 = \frac{pa^2}{32} \quad \dots (17b)$$

$\xi = 3.8$  (最大曲げモーメント)

$$M \approx \frac{va + 0.121}{va - 1}, \quad M_0 = \frac{9}{256} pa^2 \quad \dots (17c)$$

図-10, (a) に三, 二絞拱の弾性変形を考慮せる曲げモーメント図を, 図-10 (b) に一絞及無絞拱のを示す

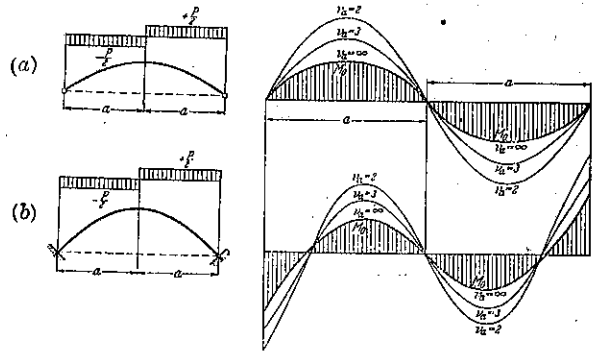
図-10.

(a) 三絞及二絞拱の弾性変形を考慮せる曲げモーメント

$$\left( v_a = \pi^2 \frac{EJ_0}{11a^2} \right)$$

(b) 一絞及無絞拱の弾性変形を考慮せる曲げモーメント

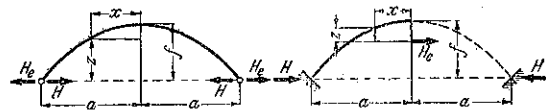
$$\left( v_a = 20.19 \frac{EJ_0}{11a^2} \right)$$



(B) 對稱荷重に對する推屈安全率及弾性変形を考慮せる曲げモーメント: a) 二絞拱 拱の水平反力

$$H_e = -H \frac{\int ds/P}{\int y^2 ds/J} = -\frac{15 H J_0}{8 f^2 P_0} \quad (\text{図-11, (a)}) \quad \text{である}$$

図-11. (a) (b)



故に  $M_0 = H_a z$ ,  $z = f(1 - \xi^2)$ ,  $M_0 = H_a f(1 - \xi^2)$  (抛物線拱なる故) 2 度積分して

$$v_0 = \frac{H_a f}{EJ_0} a^2 \left( c_1 + c_2 \xi - \frac{1}{2} \xi^2 + \frac{1}{12} \xi^4 \right)$$

對稱なる故  $c_2 = 0$  なり。附加曲げモーメントは桁と

して  $M_1 = H_0$  となる。 $\frac{H_0 a^2}{EJ_0} = \lambda^2$  とする、 $M_1$  は支間の変化に關係する。而して不靜定附加水平反力が生ずる、之を  $c_0$  と表はせば、曲げモーメントは、 $c_0 z^2 = c_0 f (1 - \xi^2)$  とする。

$$\therefore M_1 = H_0 f \frac{\lambda^2}{12} [c_1 + c_0(1 - \xi^2) - 6\xi^2 + \xi^4]$$

$$\xi = 1 \text{ で } M_1 = 0 \quad \therefore c_1 = 5.$$

$$\text{支間不変の條件 } \int_0^1 M_1 z d\xi = 0 \quad \text{より } c_0 = -\frac{34}{7}$$

$$\therefore M_1 = H_0 f \frac{\lambda^2}{84} [1 - 8\xi^2 + 7\xi^4]$$

$$\text{同様に } M_2 = H_0 f \frac{\lambda^4}{52 \cdot 920} [32 - 305\xi^2 + 420\xi^4 - 147\xi^6]$$

$$M_3 = H_0 f \frac{\lambda^6}{10^6} [2.874 - 29.408\xi^2 + 48.028\xi^4 - 26.455\xi^6 + 4.960\xi^8]$$

$$M_4 = H_0 f \frac{\lambda^8}{10^6} [1.330 - 14.031\xi^2 + 24.507\xi^4 - 16.009\xi^6 + 4.724\xi^8 - 0.551\xi^{10}]$$

$$\therefore M = M_0 + M_1 + M_2 + \dots$$

$\xi = 0$  (拱頂) では

$$M = H_0 f \left[ 1 + \frac{\lambda^2}{84} + \frac{32}{52 \cdot 920} \lambda^4 + \frac{2.874}{10^6} \lambda^6 + \frac{1.330}{10^6} \lambda^8 + \dots \right], \quad \frac{M_0}{M_4} = \frac{21.607}{\lambda^2}$$

$$\therefore v_s = \frac{21.607}{\lambda^2} = 21.607 \frac{EJ_0}{H_0 a^2} \quad \dots (18)$$

上述の  $\lambda$  を  $v_s$  で置換すると

$$M = H_0 f \left[ 1 + \frac{0.257}{v_s} + \frac{0.282}{v_s^2} + \frac{0.290}{v_s^3} + \frac{0.290}{v_s^4} + \dots \right]$$

故に第 4 項以後で比を採ると  $v_s$  を示す事が解る、而して此の値は微分方程式より出したもの  $v_s = 21.96 \frac{EJ_0}{H_0 a^2}$  と 1.5% の差である。故に弾性変形を考慮せる曲げモーメントは

$\xi = 0$  (拱頂)

$$M \cong M_0 \frac{v_s - 0.710}{v_s - 1}, \quad M_0 = H_0 f \quad \dots (18a)$$

1/4 點  $\xi = 0.5$

$$M \cong M_0 \frac{v_s - 1.247}{v_s - 1}, \quad M_0 = \frac{3}{4} H_0 f \quad \dots (18b)$$

但し上述の  $c_0 z$  は  $c_0(z+v)$  とすべきなるも  $v$  は  $z$  に比し小なる故省略せり。

b) 無鉸拱: 同様に計算して (図-11, (b))

$$H_k = 93.05 \frac{EJ_0}{a^2} \quad \dots (19)$$

$\xi = 0$  (拱頂)

$$M = M_0 \left[ \frac{v_s - 0.120}{v_s - 1} - \frac{0.17^2}{v_s} - \frac{0.075}{v_s^2} - \frac{0.026}{v_s^3} - \frac{0.006}{v_s^4} \right] \cong M_0 \frac{v_s - 0.120}{v_s - 1}, \quad M_0 = \frac{1}{3} H_0 f \quad \dots (19a)$$

$\xi = \frac{1}{4}$  点

$$M = M_0 \left[ \frac{v_s - 0.75}{v_s - 1} + \frac{0.125}{v_s} + \frac{0.050}{v_s^2} + \frac{0.022}{v_s^3} + \frac{0.0006}{v_s^4} \right] \cong M_0 \frac{v_s - 0.75}{v_s - 1}, \quad M_0 = \frac{13}{48} H_0 f \quad \dots (19b)$$

$\xi = 0.5$  ( $\frac{1}{4}$  點) では

$$M = M_0 \left[ \frac{v_s - 3.918}{v_s - 1} + \frac{0.727}{v_s} + \frac{0.210}{v_s^2} + \frac{0.054}{v_s^3} + \frac{0.010}{v_s^4} \right], \quad M_0 = \frac{1}{12} H_0 f \quad \dots (19c)$$

$\xi = \frac{3}{4}$  点對し

$$M = M_0 \left[ \frac{v_s - 0.596}{v_s - 1} + \frac{0.580}{v_s} + \frac{0.191}{v_s^2} + \frac{0.054}{v_s^3} + \frac{0.011}{v_s^4} \right], \quad M_0 = -\frac{11}{48} H_0 f \quad \dots (19d)$$

$\xi = 1$  (拱起點) では

$$M = M_0 \left[ \frac{v_s - 1.418}{v_s - 1} - \frac{0.537}{v_s} - \frac{0.089}{v_s^2} - \frac{0.023}{v_s^3} - \frac{0.005}{v_s^4} \right], \quad M_0 = -\frac{2}{3} H_0 f \quad \dots (19e)$$

c) 一鉸拱: 同様に計算して

$$H_k = 10.983 \frac{EJ_0}{a^2} \quad \dots (20)$$

固定曲げモーメントは

$$M = M_0 \left[ \frac{v_s - 1.847}{v_s - 1} - \frac{0.33}{v_s} \right], \quad M_0 = -H_0 f \quad \dots (20a)$$

$\xi = \frac{1}{2}$  に対し

$$\left. \begin{aligned} M &= M_0 \left[ \frac{v_s + 2.19}{v_s - 1} - \frac{0.02}{v_s} \right] \cong M_0 \frac{v_s + 2.19}{v_s - 1} \\ M_0 &= -\frac{1}{4} H_e f \end{aligned} \right\} \dots (20b)$$

d) 三鉸拱： 静定系なる故撓屈安全率及変形に依る曲げモーメントは級数で無く表はせる。

図-12 の如く 對稱な曲げモーメント  $M = M_{ov} \sin \pi \frac{x}{a}$  が作用し

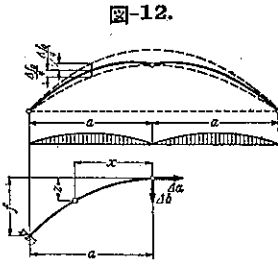


図-12.

て拱頂沈下  $\Delta f$  即ち  $\Delta a, \Delta b$  を求める。

$$\begin{aligned} \Delta b &= \int_0^a \frac{M_{ov}}{EJ_c} x \sin \pi \frac{x}{a} dx = \frac{M_{ov} a^2}{EJ_c \pi} \\ \Delta a &= \int_0^a \frac{M_{ov}}{EJ_c} x \sin \pi \frac{x}{a} dx = \frac{M_{ov}}{EJ_c} a f \frac{\pi^2 - 4}{\pi^3} \end{aligned}$$

固定點を鉸として  $\Delta a = 0$  迄戻すと拱頂の沈下は

$$\Delta f = \Delta b - \Delta a \frac{a}{f} = M_{ov} \frac{a^2}{EJ_c} \frac{4}{\pi^3}$$

此の沈下に依り 1/4 點の附加曲げモーメントは

$$M_{1/4} = H \left( \frac{\Delta f}{4} + \Delta y_0 \right) = M_{ov} \frac{H a^2}{EJ_c} \frac{\pi + 1}{\pi^3}$$

而して  $\frac{M_{1/4}}{M_{1/0}} = v_s$  とする

$$\therefore v_s = \frac{\pi^3}{\pi + 1} \cdot \frac{EJ_c}{H a^2}, \quad Hk = 7.486 \frac{EJ_c}{a^2} \dots (21)$$

微分方程式より  $Hk = 7.497 \frac{EJ_c}{a^2}$ , sine の代りに拋物線とすると  $Hk = 7.279 \frac{EJ_c}{a^2}$  となる故に實際の撓屈線は正弦と拋物線の間なる事が判る。

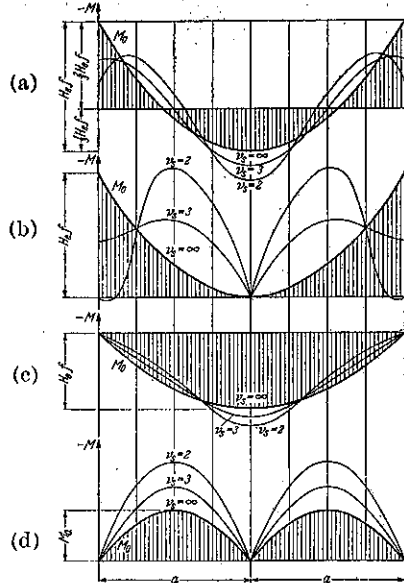
変形に依る曲げモーメントは 1/4 點で

$$\left. \begin{aligned} M_v &= M_0 \left[ \frac{v_s + 0.028}{v_s - 1} - \frac{0.006}{v_s} \right], \\ M_0 &= -H \frac{\Delta f_0}{4} \end{aligned} \right\} \dots (21b)$$

理論的には三鉸拱には変形に依る曲げモーメントは生じないが支保工, 死荷重等に依る拱頂の沈下に依り変形の曲げモーメントが生ずる。

図-13 に  $v_s = \infty (M_0)$ ,  $v_s = 3$ ,  $v_s = 2$  の場合の変形に依る曲げモーメントを示す。 $v_s$  が小さければそれ先端モーメントは小さく反對に格間曲げモーメントは大と

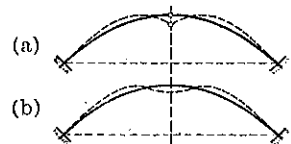
図-13.



なる。

図-14 に無鉸, 三鉸拱の拱軸の変形を示した。拱頂沈下に依り 1/4 點附近に負曲げモーメントが起り又水平剪断力が生ずる。之が拱起點に正曲げモーメントを起す。據くして對稱撓屈に相當した変形をなす。撓屈安全率が小なればそれ

図-14.



丈変形の波は大となり拱起點の曲げモーメントの影響も大となる。図-15 に無鉸一鉸の  $v_s = 1 \sim 8$  迄

の変形に依る曲げモーメントを示す。實線は無鉸拱, 點線は一鉸拱を示す。図-15, (b) には弾性変形に依る曲げモーメントの比較を規準撓屈安全率  $\bar{v}$ —即ち  $v_a, v_s$  の中小なる方が規準となる—で表はして居る。同様に図-16 に二鉸, 三鉸拱のを示す。二鉸拱は實線で, 三鉸拱は點線で示す。三鉸拱は  $H_e$  は作用しない故  $M_0$  で比較してある。図-16 に依り我々は二鉸拱が大変優れて居る事が判る。而して一般に拱頂に鉸の無い拱が鉸を有するものより優れて居る事が明かに判る。一鉸拱は拱頂の可動の爲に收縮や橋臺部の圧縮力の偏倚の影響が小さいと云はれて居るが弾性理論の示す通り拱頂の鉸は弱點となる故感心しない。活荷重に對しても無鉸, 二鉸拱は遙かに一, 三鉸拱に優る。

上式の解決を微分方程式よりも解き得る。



図-15.

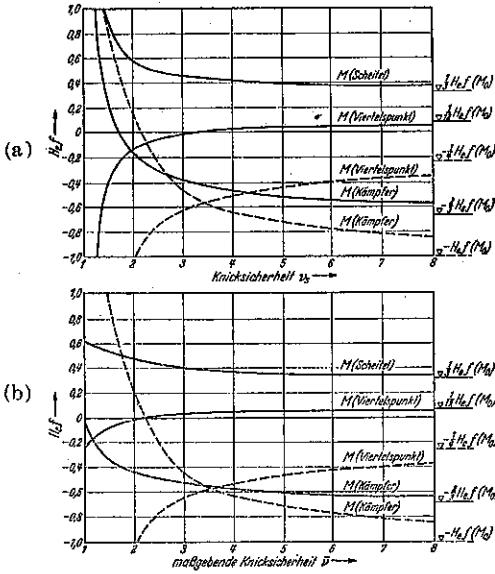


図-16.

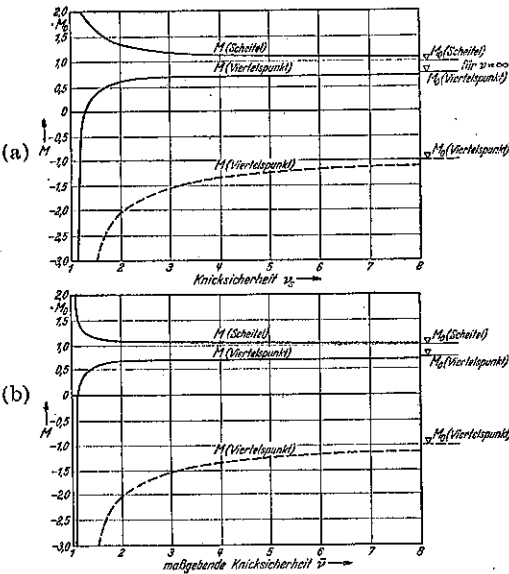


表-1.

		三鉄拱	一鉄拱	二鉄拱	無鉄拱	
對稱 撓屈	撓屈安全率 $v_s =$	7.437	10.983	1.95	33.1	$\frac{P_s F_c}{H a^2}$
	撓屈長 $l_k =$	1.152	0.948	0.67	0.545	$a$
antime- trisch 撓屈	撓屈安全率 $v =$	9.87	20.19	9.87	20.19	$\frac{F F_c}{H a^2}$
	撓屈長 $l_k =$	1.00 <sup>0</sup>	0.699	1.00 <sup>0</sup>	0.699	$a$
規準 撓屈	撓屈安全率 $v_s =$	7.437	10.983	9.87	20.19	$\frac{F_c}{H a^2}$
	撓屈長 $l_k =$	1.152	0.948	1.000	0.699	$a$

(4) 拋物線形拱の撓屈安全率： 拋物線拱の撓屈安全率を表として示す。  $\bar{v}$  は規準となる撓屈安全率を示す任意の荷重を受ける拱の弾性変形を考慮せる曲げモーメントの計算には此の荷重を對稱 antimetrisch 荷重に分解し  $v_s, v_a$  で求めた  $M$  を  $\bar{v}$  で置き換へ兩者を合計すればよい。(齋藤義治)

(31) 引張部に及ぼす振動の影響

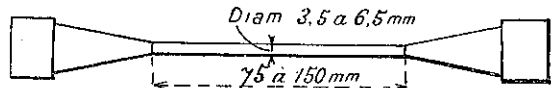
(L' influence des Vibrations sur les propriétés des métaux tendus. Le Génie Civil, 2. Oct. 1937, p. 293~294)

機械、橋梁及船舶に使用材料は、屢々引張と同時に振動を受ける。振動の影響を研究するため G. Welter, A. Bukalski 兩氏は Varsovie の高等工業学校で重要な實驗を行つた。彼等は色々な材質の針金と試験片について、振動を作つた引張試験を行ひ特性を調べた。そしてその結果を 7 月 2 日の Engineering に發表した。

針金——針金は次の如きものである。

- a) 鋼： 炭素含有量 0.08%， 徑 3 mm から 3.5 mm のもの
- b) 眞鍮： 徑 3 mm のもの
- c) アルミニウム： 徑 4 mm のもの
- d) アルミニウム、銅及マグネシウムの合金(デュラルミン系)； 徑 4 mm のもの

図-17.



試験片： 試験片は図-17 の如きものである。試験機に挟む兩端の部分は円筒形に仕上げ、中央の円筒部の徑は、3.5 mm~5.5 mm の範圍で長さの方は 75 mm~150 mm とした。この寸法を色々に変へたのは満足な図表を得るためである。

數多の試験片は次の如きものである。

- e) 炭素含有量 0.15%， 1 時間 880° に焼鈍した徑 19 mm の鋼棒より仕上げたもの
- f) Cu 60%， Zn 38%， Pb 2%， 1 時間 550° に焼鈍した徑 19 mm の眞鍮より作つたもの
- g) 99.5% の徑 18 mm のアルミニウム棒より作つたもの
- h) 徑 16 mm のアルミニウム、銅及マグネシウムの合金(デュラルミン)より仕上げたもの

i) 径22 mm の“イレグロン”型のマグネシウム合金より仕上げたもの

試験機： 試験に用いた試験機は Amsler の 5 ton で、最大能力を 500 kg に調節した。試験中荷重を(約 0.035 mm/s の伸びが起る様)漸次加へた。同時に長さ 50 cm, 幅 2 cm の毛の弓で振動を與へた。振動数は金属の寸法性質によつて 2800~3900 p/s とした。試験の時間は 5~15 分であつた。

試験の結果： 図-18, 図-19 は荷重と伸びの関係を

図-18.

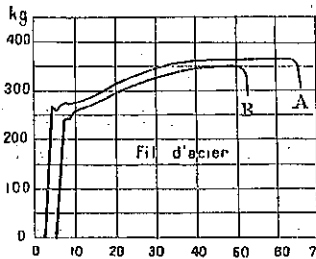
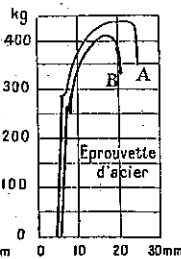


図-19.



示したものである。図-18 は鋼の針金, 図-19 は鋼の試験片の結果である。曲線 A は普通の引張試験, 曲線 B は振動を作つたものである。表-2 は試験結果を要約したものである。

表-2.

Objet de l'essai	Nature de la machine employée	Diamètre	Essai avec ou sans vibrations transversales	Charge	Différence	Allongement	Différence	Energie absorbée	Différence	
				de rupture	de charge de rupture		d'allongement		d'energie absorbée	
		mm		kg/mm <sup>2</sup>	%	%	%	cm kg	%	
Fils	a. acier	3,50	sans	38,0	- 3,7	26,6	- 20,2	2050	- 28,5	
	b. laiton	3,00	sans	47,8	0	19,7	- 24,4	1573	- 22,3	
	c. Al	4,00	sans	12,3	- 6,5	5,3	- 34,0	138	- 34,0	
	d. Al-Cu-Mg	4,00	sans	13,4	- 1,6	3,5	- 22,7	2528	- 22,3	
			avec	36,6		19,7		950		
			avec	47,8		25,0		91		
			avec	11,5		3,5		1956		
			avec	42,7		15,0				
Epruvettes	e. acier	3,50	sans	45,9	- 5,7	24,3	- 23,3	765	- 31,0	
	f. laiton	4,00	sans	41,0	- 4,4	17,8	- 7,5	1632	- 18,1	
	g. Al	4,50	sans	39,2		44,2		1307		
	h. Al-Cu-Mg	3,50	sans	10,5	- 9,6	11,2	- 17,8	266	- 37,0	
				avec	8,6		9,2		167	
				avec	38,9	+ 3,3	11,6	+ 26,7	319	+ 23,0
				avec	40,3		11,7		393	
				avec	32,5	- 6,2	11,9	- 47,0	422	- 54,7
			avec	30,5		6,3		191		

針金の試験結果の説明： 試験によると、振動のため引張抵抗は減じてゐる。鋼の場合弾性限度は 9~10%, 破壊強度は 3.7% 減じてゐる。伸びの方は標點距離 150 mm で、26.2% の減少を示してゐる。破壊エネルギーの

減少(図表面積の減少)は 28.5% となつてゐる。

真鍮では破壊荷重の減少は殆どないが伸びは 24.4%, エネルギーは 22.3% 減少してゐる。

アルミニウムでは破壊荷重は 6.5% 伸びは 34% 減少を示し、図表の面積は、34% の減少を示してゐる。

アルミニウム, 鋼及マグネシウムの合金は、破壊強度の違ひは僅少であるが伸びは 22.7% エネルギーは 22.3% 減少してゐる。

試験中の試験結果の説明： 興味ある充實した結果が得られたが、クリップの所の変形は誤差の原因となつてゐる。しかし試験値の調整も興味ある事である。

一般に試験片で得た結果も、針金で得たものも似てゐる事に気付く。しかしアルミニウム, 鋼及マグネシウムの合金は、特異性を示してゐる。即ち破壊荷重は針金では 1.6% の減少, 試験片では 3.3% の増加を示してゐる。しかし伸びとエネルギーの減少とは各々 26.7% 23% となつてゐる。試験片の円筒部の長さは 75 mm とした。著書は以上の事實につき何等の説明も與へる事は出来ない。しかし長さ 75~150 mm のデュラルミンの試験片から得た確かな事實である。

この試験は、振動の伴つたものは單なる引張試験より或時は高く或時は低い値を示してゐる。試験片の円筒部が長ければ長い程振動の影響に依つて小さい値を受ける確率が大きくなる事が明らかになつた。

試験に際し、鋼, 真鍮及アルミニウムの試験片は弓の接觸の點で破壊された。所がデュラルミンは或は接觸の點或はそれ以外の點で切れた。振動のため破壊エネルギーの減少及その値が 54.7% にまでなつた事實は興味ある特異性である。

結言： 引張部材の振動は、金属の性質に応じて夫々固有の影響を與へる。そして各金属について、各々限界振動周期なるものがあると考へてよい。

振動によつて金属の結晶構造がどの點まで壊れるか? この試験はそれを説明してゐないが、その他色々疑問の起るのは當然で、その解決こそ振動と引張を同時に伴ふ部材の許容応力を決定するにつき貢獻する所大なるものがある。

(山内一郎)

土 質 工 学

(32) 築堤に對する土質試験方法

(S. J. Buchanan "Technique Soil Testing" Civil Engineering Vol. 7 No. 8, Aug. 1937, p. 568~572.)

土壤は最も安価な土木材料であるが木材、鋼材、コンクリート等に比較して幾多の不明な點があり。其の性質を力学的に解く様になつたのは極く最近のことである。米國 Miss. 州 Vicksburg 市の水理試験所に於て土質力学及其の応用方法を研究せるが、茲に其の土質の試験方法及堤防並に土堰堤の築造に對する適用例を記す。

**試料の採取：** 試料には 2 種類あつて螺旋鑽にて切り取るものと円筒にて原狀の儘抜き取るものがある。螺旋鑽式は螺旋狀の錐を地中に採み込み、之を地表に引き上げて錐の間に遺つた土壤を取り出す。円筒式の器具は孔の外圍ひとなる口径 6 吋の管と其の内側に嵌る長さ 2 呎の管とよりなる。内管の下端に附した刃にて土壤を切り、管を引き上げる時には鋼線にて其の先端を剪断する。管より抜き出した試料は直ちに、パラフィンで密封し、試験所に送つて濕氣室に保存する。

土壤は毛管現象によつて含水量が僅か変化しても其の物理的性質を一變するから、試料の取扱ひには注意が必要である。試験所に於ては先づ視察によつて土壤の種類を判別し其の状態を調査する。含水量を精確に求めるには約 1 オンスの試料をとつて 0.001 gr. 程度に重量を計り、之を 105°C の恒溫調節した乾燥器に入れて 5 時間位乾燥し再び其の重量を計る。

**篩分方法：** 土壤を粒の大小に篩分けることは種類の判別に役立つ。篩分けは材料によつて適當な方法を選ばなければならない。小さな砂から大きな礫迄各種の粒を含む様な材料には角目篩並に網篩の如き標準篩を用ひる。即ち試料を充分に乾燥して碎き、順次に目の小さくなる篩にかけて各篩に残留する重量を計る。篩にかからない様な細粒の土壤は水中に於ける沈降速度の差異を利用して分析する。即ち試料を蒸留水に入れて攪拌し、其の後一定の時間毎に液の比重を計り又浮遊物の重量を求める。

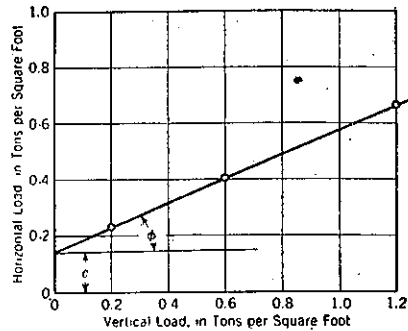
**剪断強度の試験：** 築堤の法勾配及基礎地盤の安定を確めるには、土の剪断強度が重要な事項である。

剪断試験機は上下二つの箱枠より成り、下枠は固定されて上枠が滑動する様になつてゐる。試験は先づ試料を枠に入れて垂直荷重をかけ、次で上枠に水平荷重をかけて其の荷重に對する滑動量を求める。其の關係を図示せる応力歪圖に於ては材料の破壊される點が明らかに示される。従つて各種の垂直荷重に對し剪断される時の水平荷重を求めて圖に描けば圖-20 の如くなる。

圖-20 の線は直線をなし其の角は息角  $\phi$  を示し、又  $c$  は凝集力による剪断強度を意味する。 $c$  の値は砂では

殆ど零であるが、細粒の粘土では 0.3-0.4 t/ft<sup>2</sup> となる。

圖-20. 剪断力圖



**沈下の量並に速度の決定方法：** 堤防断面の設計に於いて法勾配及基礎の安全が定まつたならば、次に築堤の沈下及其の速度を考慮して餘盛を決定しなければならぬ。長期に亙る沈下は凝集力の多い細粒土壤に起り、砂利、砂等は工事中に落着いてしまふ。沈下試験の器具は垂直荷重をかけて沈下量を 0.0001 吋程度に測り、其の際に抽出された水を自由に除去し得るものとする。試料中に包含せる空隙と土壤との容積の割合を空隙率  $e$  と稱し、試料を漸次圧縮し沈下の略止まつた所で逆に荷重を減ずれば圖-21 の如き圧力-空隙率圖が得られ、又一定の荷重に置いて沈下の速度を測れば圖-22 の如くなる。

圖-21. 圧力-空隙率圖

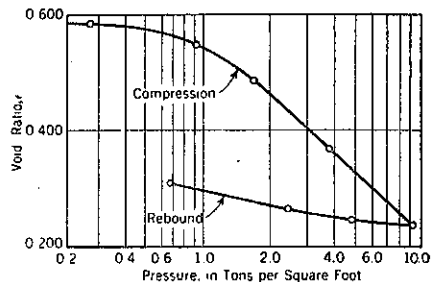
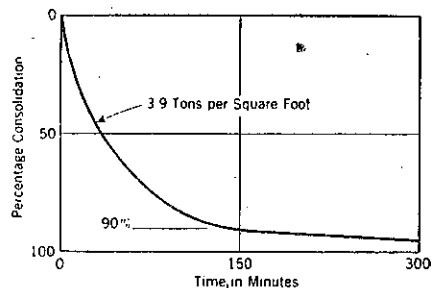


圖-22. 沈下速度圖



次に示す資料を利用せる一計算例を示さん。

今厚き 10 呎、空隙率  $e_1=0.50$  の地層が  $3.9 \text{ t/ft}^2$  の荷重を受けて放置されるものとして沈下量及其時間を求める。図-21 によつて其の空隙率は  $e_2=0.38$  に止まるから沈下量は  $h(e_1-e_2)/(1+e_1)=0.8 \text{ ft}$  となる。其の沈下量を最大沈下量の 90% とすれば図-22 によつて略 150 分間に終了することがわかる。又沈下時間は試料の厚きの 2 乗に比例するから、図-22 の試料を厚き 1.25 吋とすれば 10 呎の層が落付くには  $(10 \times 12)^2 / (1.25)^2 \times 150 / 24 \times 60 = 960$  日かかることになる。

**滲透試験：** 滲透試験は堤体或ひは基礎地盤の滲透水に対する Darcy 法則の係数即ち滲透係数を定めるために行はれる。

試験器は沈下試験機の底に水を入れた堅管を連絡し、其の静水圧により土壤を透して水を滲出せしめるものである。

堅管の断面積を  $a$ 、試料の厚さを  $J$ 、断面積を  $A$  とし、静水頭が  $H_1$  より  $H_2$  に減ずる時間を  $t$  とすれば滲透係数  $K$  は次式にて示される。

$$K = \frac{aL}{At} \log_e \frac{H_1}{H_2} \text{ (cm-sec)}$$

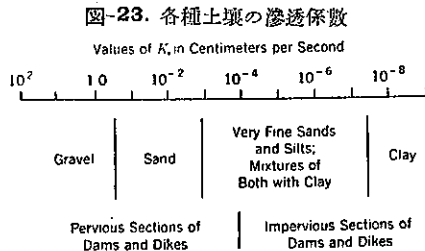


図-23 は各種土壤に対する  $K$  の略値を示せるものにして、併せて築堤材料としての適否を附記す。

(米屋秀三)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(33) コンクリート管内の鋼の応力

(D. B. Gumensky and N. D. Whitman; "Steel Stresses in Concrete Pipe"; E. N. R. Oct. 7, 1937, p. 597.)

7 種の試験パイプ中の補強鋼材の歪の測定に依つて、鋼の理論的応力と實際の応力とが明確に比較された。

最近大きい鉄筋コンクリート管に対する試験が始めて行はれたが、此の試験に於ては、管に内部及外部より力を加へて、管中の鋼材の歪を測定した。而しこの試験で

は外力は集中荷重であつた故に、その試験の状態は、普通導水渠に用ひられる管の状態とは同一でない。

Colorado 河の導水渠及南 California の Metropolitan Water District の配水管に使用する大断面の鉄筋コンクリート管の設計に關聯して、種々の物理学的條件を調和満足して、応力分布の理論が生れた。(E. N. R. Mar. 12, 1936.) 而し尙次の如き疑問が残されている。即ち

- i) コンクリートと鉄筋との附着力の實際値,
- ii) 荷作用をせる場合の管の有效高,
- iii) 内圧に對する構内鉄筋の有效性である。

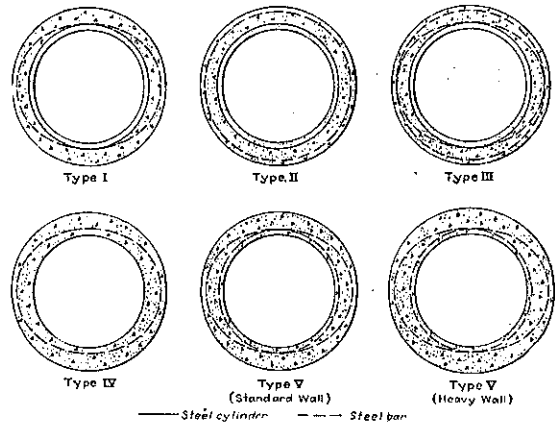
此の設計に使用せる假定を検し、且つ設計の正確性を明かにするために、Los Angeles の American Concrete & Steel pipe Co. は 60 in. dia. の試験管につき連続的の試験を行ひ応力の實測を行つた。同會社に依り試験用管と試験設備とが提供され、歪の實測及結果の整理は Metropolitan Water District の設計部員が

表-3. 管と鉄筋の詳細

Type	DETAILS OF PIPE AND REINFORCEMENT					
	I	II	III	IV	V Standard	V Heavy
Concrete	Poured	Poured	Poured	Poured	Centrifugally spun	Centrifugally spun
Sections of pipe tested	3	3	3	1	1	1
Length of pipe section	5'-0"	5'-6"	5'-0"	5'-0"	8'-0"	8'-0"
Thickness of wall	0"	6"	0"	5"	5"	6 3/4"
Inside diameter	60"	60"	60"	60"	60"	60"
Thickness of mortar lining	1 1/2"	1 1/2"	1 1/2"	None	None	None
Type of steel cylinder	#15	#15	#16	None	None	None
Elliptical edge	No. of coils	26	None	25.5	25	38.4
	Size of bar	3/4"φ	None	3/4"φ	1/2"φ	1/2"φ
Circular edge	No. of coils	None	26	25.5	None	42.4
	Size of bar	None	3/4"φ	3/4"φ	None	1/2"φ
Area of steel sq. in. per ft. of pipe	Cylinder	0.74	0.74	0.74	None	None
	Elliptical edge	0.78	.....	0.39	0.78	0.52
	Circ. edge	.....	0.78	0.39	.....	0.26
	Total	1.52	1.52	1.52	0.78	0.78

Note: 1/4" minimum cover to center of reinforcement bars

図-24. 6 種の管



當つた。試験用管は直径は凡て同一であるが、断面及鉄筋の配置は種々の型が作られた(表-3及図-24参照)。

Type I: は理論的には、若し内圧を其のまゝとして外力を除きたる場合には、コンクリートは管の頂部及下端部の表面に龜裂を生ずる管であるが、實驗の結果も一致してゐる。

Type II: は理論的には高内圧に最適の型であるが、實際は外力に対しても相當程度まで非常に有效である事が知れた。

Type III: は鉄筋を必要の個所に配置して、外力及内圧に対して最も均等のとれた設計であるが、實驗の結果は、之の理論の正しき事を示し、かゝる配筋法の優秀なる事を表はしてゐる。

Type IV: は内部圧力の小なる場合外力に抗する如く設計されたものである。

Type V: は内側に円形鉄筋を、外側に楕円鉄筋を使用し、コンクリートは遠心力を以つて、一定厚及過厚の壁としたもので、内側の円形鉄筋は内圧に対して管を補強するものである。試験の結果は非常に大きい強度を示し、コンクリートの優秀性を明かに表はしてゐる。

補強鋼材は軟鋼鉄及圧延丸軟鋼である。

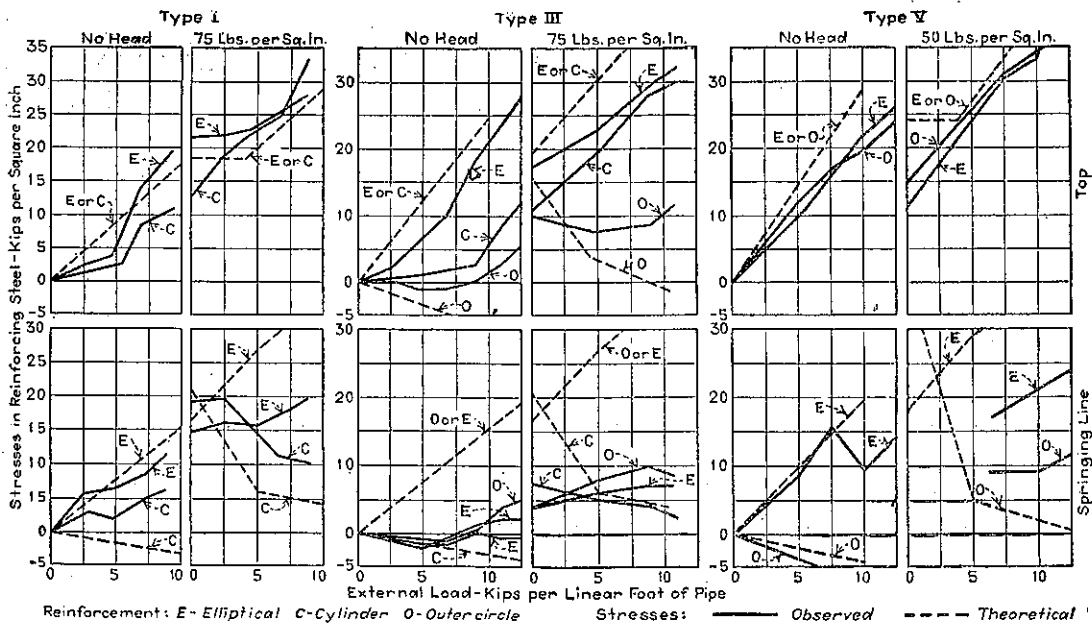
Type I-IV のコンクリートは、内部の搗固めと同時に内部よりは振動搗固器を使用した。骨材の最大粒度は 1 in. セメント使用量はコンクリート量に對し 2 割

bbf/lyd<sup>2</sup> である。使用水量は明かでないが、出来上りコンクリートは Burmeister の trough flow 3.22 in. で Type V は 1 in. であつた。コンクリート供試体の平均強度は、28 日強度にて、抗压 4840 lb/in<sup>2</sup>、抗張 317 lb/in<sup>2</sup> であり、弾性係数は 1600 lb/in<sup>2</sup> にて 3.5 × 10<sup>6</sup> lb/in<sup>2</sup> を示し、従つて計算には n=9 を使用した。

試験には 135000 lbs の機械を使用した、ram への圧力は 7 氣筒の oil pump で發生せられ、圧力は任意の強さを維持出来る。隔壁は圧力下にあつては管とは絶縁してきり水密性は、水压で管に密着する rubber-flap で保たれ、管は隔壁に接觸するまでに約 3/4 in. defect する事が出来る。鋼材の歪は 10 in の Witte-more Strain Gauge で實測され、Gauge の指針はコンクリート壁にうがたれた孔によつて鋼材に接しうる。且つ各試験中少くとも 1 回は invar colibration bar で讀をとつた。實測は凡て連続的に、即ち一定外力に対して内圧を変化し、又一一定内圧に対して外力を変化させて行つた。

實測及理論的応力: 鉄筋の応力は荷重下に於て、鉄筋の歪を測定する事により得られる。而して歪は zero loading の場合の gauge の讀みと、實際の荷重状態の gauge の讀みとの差で表はされる。試験では凡て zero loading の讀みは管に満水して測定した。鉄筋の応力は公式より

図-25. 外力と實測応力及理論応力との關係図



$$S = \frac{dl}{l} \cdot E$$

茲に  $S$ : 単位応力 (lb/in<sup>2</sup>)

$dl$ : ゲージ長の増加 (in)

$l$ : ゲージ長 (in)

$E$ : 鋼の弾性係数 (lb/in<sup>2</sup>)

實測応力と外力との関係を 図-25 に示す。又 図-25 は Type I, III, V の理論応力及實際応力を示す。而して理論的応力は次の如き假定により求められてゐる。

- i) 鉄筋とコンクリートとの間は完全に附着してゐる。
- ii) コンクリートは張力をうけもたぬ。
- iii) 曲げをうける前に平面であつた断面は曲げをうけて後も平面なり。

而して曲げモーメントの値は管の自重は管の垂直軸に於て、外力と共に直径の相兩端に働くとして求める。内圧は 62½ in. の直径の円筒内に作用するものとする。

応力の検定: 図-25 より若干の實測値は理論値と極めて近い値を示すも、他は相當に小さき値を示すを知る。而して理論値以上の値を示すものは稀である。理論値を求むるにはコンクリートは張力を受くる事なしと假定したが實際張力の一部はコンクリートで受けもたれ鋼の實際張力は理論値より幾分小となるべきである。曲げモーメントが応力に大なる影響を持つ管の頂部及稀には、起拱線附近では、この條件が満足されてゐる。任意部材がモーメント及外力をうけて平衡にあるためには、このモーメント及外力は抵抗モーメント及其の作用點の直応力に等しき事を要すが、前記箇所には於ては一般的にこの理論も満足せられてゐる。又応力の實際的分布が理論的分布と一致しない事も屢々起るが、之はコンクリート表面の龜裂と、附着力の破壊とに依つて管が構造的に完全性を失つたからである。

結論: この研究により得られた結論は次の如きものである。

- i) 一般的な寸法の鉄筋コンクリート管はモーメント及直圧をうくる鉄筋コンクリート材として設計されて可である。
- ii) 鋼円筒で補強された管は破壊するまで水密性である。
- iii) 薄い鋼円筒で補強された管に對して一定鋼量に對する最強度は、内部の円筒板外側に円形及楕円鉄筋を使用せる時に得られる。
- iv) 鋼鉄とコンクリート間の附着力は比較的小さい曲げモーメントで破壊される。円筒板は曲げに對し

ては抵抗力は小さく、内部の水圧による直応力(張力)に對しては一定の抵抗力を示し得る。

v) 楕円筋のみを有するコンクリート管は水圧に對しては、一定限度の抵抗力しかない、しかし垂直外力による龜裂の發生を幾分おくらす事が出来る。これも幾分外力が大となれば無益である。水圧のみの場合には管は鋼楕円の短軸に沿ふ管の縦方向の龜裂を生じ破壊する。

iv) 遠心力を利用して製作された管の強度及抵抗作用の一般の管に優る事は確定的である。

(片平信貴)

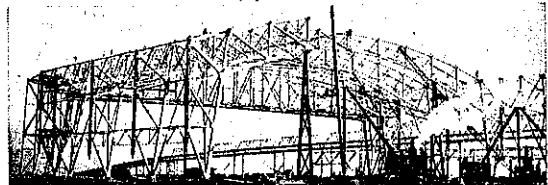
## 橋梁及構造物

### (34) 對重式三鉸拱格納庫

(Concrete Wall as Counterweight.)  
(E. N. R. Sept. 16, 1937, p. 478-480)

最近 San Francisco に 2 つの三鉸拱鉄骨組構造で外側のコンクリート壁を對重として働かせる様に設計した格納庫を建設した(図-26)。本格納庫は最初は金門灣

圖-26.



萬國博覽會々場として使用され本會終了後附近が航空港となる爲、その儘格納庫とするものである。其のため始めから中部には柱は 1 本もなく又中央鉸下高さ 65 ft の空間を設けてある。

本格納庫は San Francisco 灣埋立地に作つたもので径間 217 ft の鉄骨組自重は杭群により抵抗する如く設計した。又外側壁を拱骨組に接続して鉄骨組の自重をバランスせしめ拱中央及床下の繫材の応力を減少せしめて居る。又其の他色々な特別工法を用ひてゐる。

(A) 拱骨組に接続せる外壁: 本格納庫の大きさは 265 × 335 ft である。拱骨組は 10 個の拱よりなり上弦材及下弦材の半径は 360 ft 及 184½ ft である。風荷重は水平結構及 X 形結構により上下弦材から拱骨組 1 つおきにある垂直繫材を経て拱鉸に傳へる。

拱は 41 ft の間隔にあり兩端のそれは 17 ft 2 in で 4 隅のコンクリート塔門を支持してゐる。塔門も對重

として用ひ又建築物が格納庫として使用される時に必要な扉をしまひ込むものである。扉は 8 in 薄形鋼断面よりなる幅 14 ft 7 1/2 in 高さ 42 ft のもの 14 枚よりなり上下の輓子に沿つて人力により動かし得る。扉の自重は扉溝の下

の杭により支持され塔門のコンクリート壁及外側コンクリート壁は厚さ 8 in で之等は拱綫構が支持してゐる。この塔門コンクリートの自重は 330 ton で、コンクリート壁自重は 1 拱間 (41 ft) に付き 190 ton、下部鉸より 9 ft 4 in の片持梁により支持し、拱自重とバランスせしめ其の結果鉸中央には小さい応力を生ずるに過ぎぬ。又水平剪断力は普通なれば 75 000 lb の所が 20 000 lb に過ぎぬ。側壁間の繋材は主として地震に對して抵抗する爲のものであり、震度は 0.08 g. にとつてゐる。

(B) 傾斜杭 (圖-27)： 繋材の応力を小にする爲、杭は拱綫構の死荷重合力の方向を一致せしめる様に傾けて打つてある。外側の杭列は支持面を増す爲に傾斜を多く付けてゐる。繋材は 18×24 in のコンクリート桁で床の下にあり 36 ft 間隔に木杭で支持してゐる。繋材は床版を兩側のコンクリート壁に支持せしめ床の荷重を受けぬ様にしてある。博覽會の間は一時的に木の床版をはめ永久的のコンクリート床版は地盤填充を充分行つてから打つた。

(C) コンクリート壁の構造 (圖-28)： 拱綫構及綫綫構は側壁及屋根を作る前に

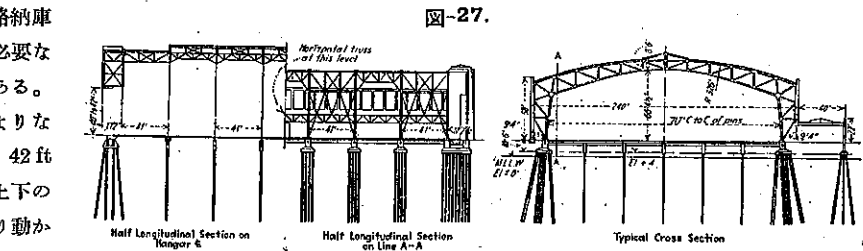


圖-27.

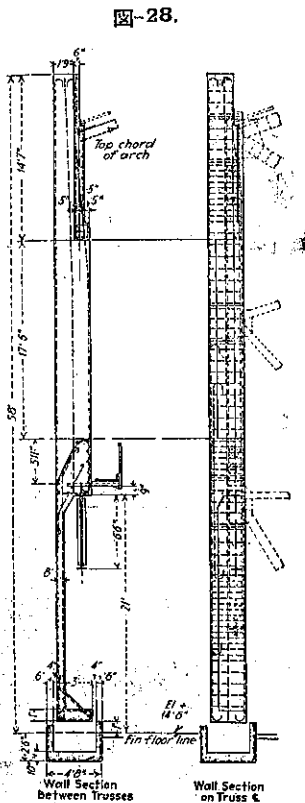


圖-28.

凡て建設し、側壁及屋根の建設は全死荷重が餘分の応力を生ずる事なき様に兩者の或割合を以て作つた。コンクリート側壁は厚さ 8 in で直径 1/2 in の複鉄筋である。風圧は 60 ft 迄 1 ft<sup>2</sup> に付き 15 lb、それ以上は 20 lb、屋根は 1 ft<sup>2</sup> に付き 15 lb の荷重を採つた。

側壁は拱綫構の外側の垂直部材及綫綫構に依り支へ又補剛材として鉄筋コンクリート桁と結構がある。即ち最下部には圖-29 に示す如き鉄筋コンクリート桁補剛材と他は屋根の下及窓に沿つてある結構補剛材とである。補剛材は總て 41 ft の間隔で風荷重を拱綫構に傳へる。

側壁は下部で動き得る場所を必要とする。其れ故側壁の下にある樫は側壁と水平補剛材を受け入れるに充分な大きさを取り樫と側壁は移動し得る銅板で結び付けてある。



圖-29.

格納庫の南西には幅 60 ft、長さ 300 ft の機械室がある。この機械室はその屋根の唯一方を基礎の上で直接支へてゐる爲、屋根には特別の考案を必要とする。又一方の端は格納庫の側壁に喰付いてゐる。機械室の径間 40 ft の屋根は 20×9 in、80 lb、鉄桁が 20 1/2 ft おきに配置してある。

拱の接みの場合の用心の爲、機械室の厚 4 1/2 in のコンクリート屋根床版に漆喰の垂直接手を作り側壁に平行とし、その床版鉄筋は所々で切つてある。亦其の他の特別の接手が扉の入口の格納庫の端の所の 2 in の鉄筋コンクリート shotcrete coating に用ひてある。之の shotcrete 及鉄鋼構造物は中心に於て 1 800 lb/ft 重量である。端の結構に撓を生ずる爲に V-接手を shotcrete の表面に作る。即ち shotcrete を打つ前に垂直接手を 2 つの合缺を隔離する爲、端格間中央に作る。





て居るがその中の興味ある一例をあげて見れば、鉄桁橋の桁と腹鉄の連結箇所及其の周囲に起る収縮応力所謂 Schrupf-spannungen の問題である。

Berlin-Dahlem の材料試験所で大きな熔接桁と鉄桁橋の桁について、実験を行つた結果大きな収縮応力 (2000 kg/cm<sup>2</sup> 位まで達する事がある) を有する熔接桁は初応力 (Initial Stress) を有しない鉄桁橋に比し非常に大きな疲労強度を有する事がわかつた。更に貨物大のラーメン隅角部及 I 型柱について行つた実験の結果も此の収縮応力は安全側に働くものである事を知り得たのである。図-31 は Berlin-Dahlem の材料試験所で 3000 ton の圧力試験にかけられて居る貨物大の熔接 I 型柱である。

さて次に橋梁の構造型式に於ける最近獨逸鋼橋界の傾向を見やう。概して言へば、トラス構造より鉄桁構造が盛に用ひられて居ると云ふのが最近の現象である。之は、鉄構造の外観が非常に安定感を與へ、近代的簡潔さを示す事及熔接技術發達の一段階と考へられる。

図-32 は支間 34 m の熔接鐵道橋であるが熔接鉄桁の簡潔な平面が落ち着いた安定感を與へて居る良い例である。

圖-32. 熔接鐵道橋

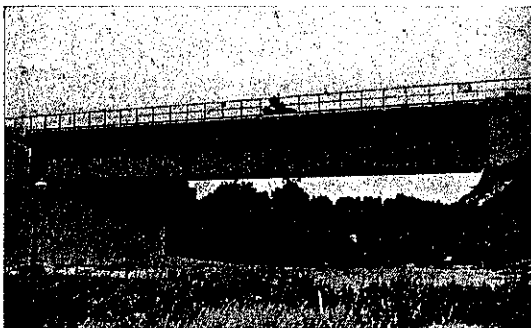


圖-33. ラーメン橋



圖-33 は高架線が街路を横切る所に架せられた鉄構造のラーメン橋であるが主桁の下面を道路の横断勾配に調和させた點ラーメン隅角部を直線で結んで力強い

美を與へて居る點等その外観上にも細心の注意が拂はれて居る。

トラスを用ふる場合にはその外観上から曲弦よりむしろ平行弦が採られて居る。今日普通用ひられて居るトラスの型式は圖-34~38 等に示されて居る。

圖-34.



圖-35.



圖-36.

中央部から兩翼に對稱でその支間も兩翼に次第に小さくなつて居る橋梁では圖-39 のやうに階段的に高さを減じて行く所謂 “Abgestufter Parallelträger” が好んで用ひられ



圖-37.



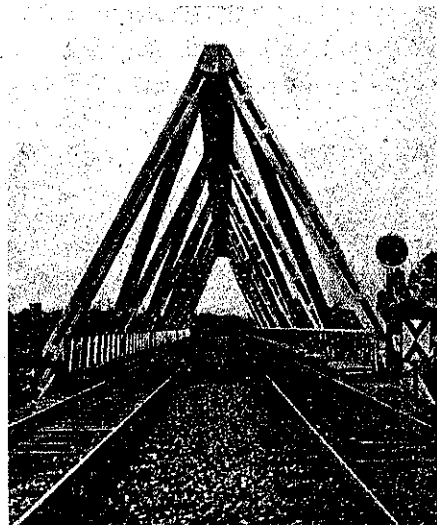
圖-38.



圖-39.



圖-40.



て居る。これは大きなトラスの端の斜材が次の低いトラスの斜材として結合されて行くもので統一された緊密な構造をなして居る。

トラスの新型式として、すでに屢々紹介されて居る所謂“Dreigurtbrücke”と云はれるものがある。図-40がこれで長支間の場合には非常に経済で振れに對して非常に大きな抵抗力を有し、又横構、綾構を全然必要としない等の数々の特長を有して居る。

現代獨逸における橋梁美の一般概念は、“橋梁の美は合目的々の美でなければならぬ”と云ふ事である。

即ち、昔の橋に見られた裝飾のための裝飾は極力排撃せられ簡潔な形を有し、それ自身統一ある緊密性を持ち環境に調和し、その上部下部各構造の美的調和を有すべき事も總て橋としての目的に完全に一致した時の美を絶對として居るのである。

以上で大体現代獨逸鋼橋界の2,3の傾向を一瞥して來たが最後に、最近に於て架せられた鋼橋の例を寫真により示さう。

図-41: Duisburg に於ける自動車國道を越える街路橋で、鉸結ラーメンで span 33 m である。

図-41.

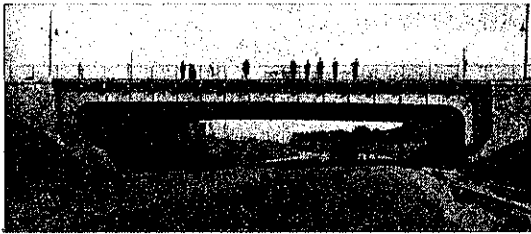
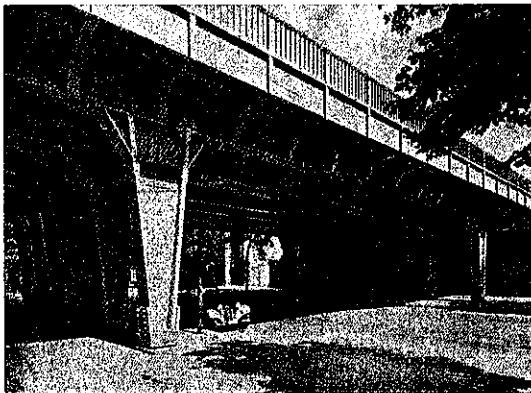


図-42: 伯林の市街鉄道及遠距離線が Leibniz 街を横切る箇所に作られたもので、主桁は鉸結二鉸鉸ラーメンである。歩道の部分は、單桁で支間 4.8-14.8-

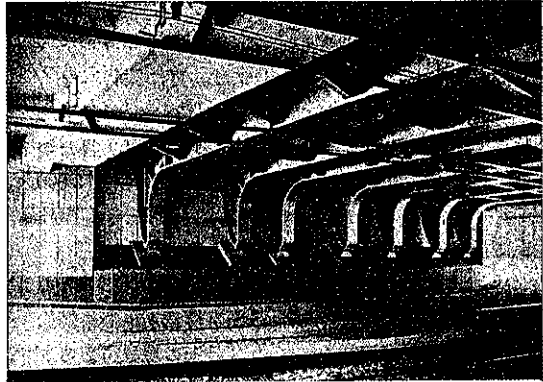
図-42.



4.8 m の所謂ラーメン式ゲルバーである。主桁、支柱その他の外觀はつとめて簡潔に且つ緊張した型式をとつてある。

図-43: Bonn に於て鉄道が街路を横切る所に作ら

図 43.



れたもの。支間 15 m の二鉸鉸鉸接ラーメン橋である。

図-44: 目下工事中の Elster-Saale-Kanal を越えて國立自動車道が走る所に、架せられたもので支間 56

図-44.



m の二鉸ラーメン橋である。St 52 を用ひ全部熔接である。

図-45: 鉄道立体交叉箇所に橋臺として用ひられた二鉸鉸接ラーメンである。

図-45.

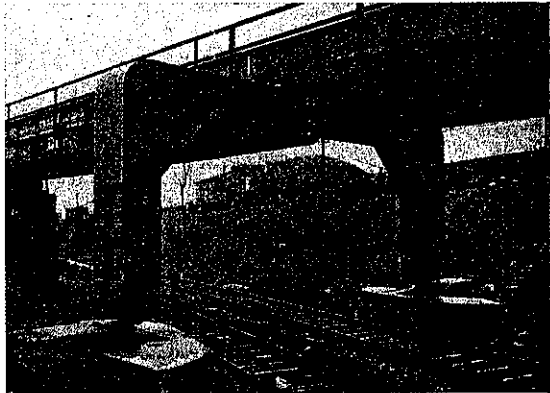


図-46： 二鉸熔接ラーメンで二つのラーメンの間に鉸で吊られた吊桁を有するものである。

図-46.

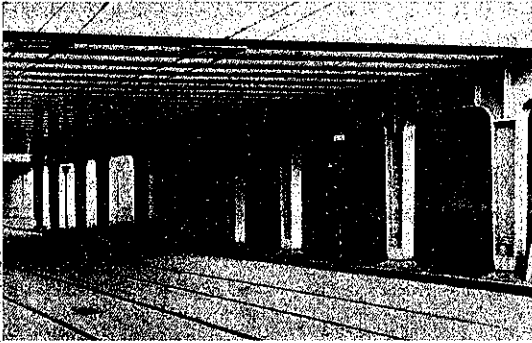


図-47.

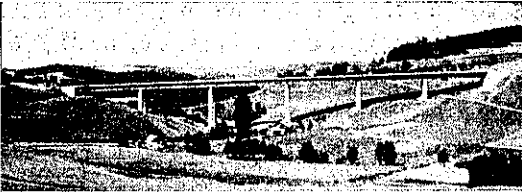


図-48.

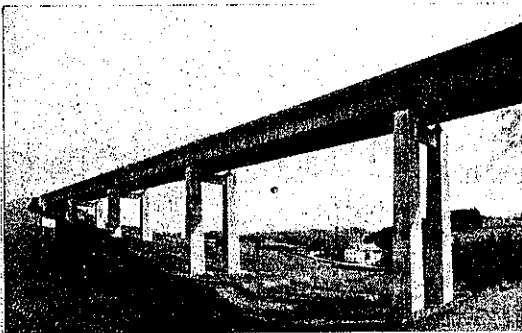


図-47, 48, 49： München の近くの Bergen に於

図-49.

ける自動車国道橋で Bayerischen Voralpen の美しい谷を横切つて居る。14 m 間隔 2 本の鉸構造の主桁を有し、支間は 55-60-65-60-55-50 m で 6 径間である。瀟洒たる橋脚と、簡素な主桁は、完全に美しい谷の風物にとけこんで居る。

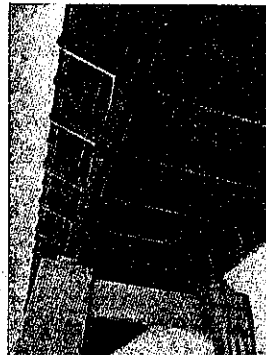
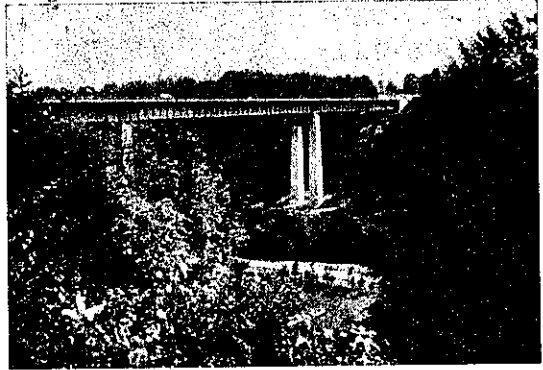


図-50： München に近い Mangfall 谷に架せられて居るもので、型式は 前の Bergen の橋に類似して居るがその規模が大きい。美しい自然の溪谷を横切つて

図-50.



90-108-90 m の 3 径間からなり、桁高 5.50 m の鉸桁橋である。路面は Mangfall の水面上 70 m の高さにある。

図-51, 52, 53： Dresden に近い Hirschfeld の谷に架せられた非常に優れた橋である。此の橋は半径 1200 m の弧状をなして居る。上部構造は矢張 2 本の鉸構造の主桁から成り谷を 5 径間 28.5-33.25-33.25-33-25.28.5 m で渡つて居る。

図-51.

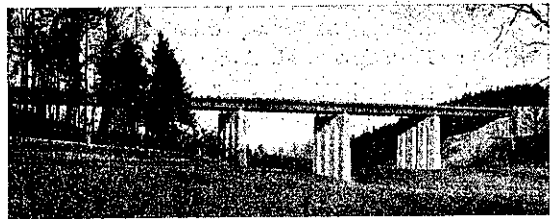


図-52.



橋脚はコンクリート構造で表面に花崗岩をはつた美しいものである。橋脚の形及其の大と主桁との比例、それから花崗岩の張石等が此の谷とよく調和して更に、美しい曲線が此の橋の美を増して居る。

図-54: Oder 川を Stettin の近所で横切る自動車国道橋で支間 63-99-63 m のゲルバー 鋼桁橋である。橋臺はコンクリート構造、橋脚はコンクリート表面を花崗岩で包んだもので河の大きさに調和してガツチリして居り、此所にも亦構造物の合目的々の美が感ぜられる。

図-54.



図-55: Frankfurt a. M. に近い Urselbach 谷に架つて居る自動車国道橋である。此の谷は平坦な廣潤な谷なので此の谷をなるべく自然の姿におくため、橋の上部構造は同高の鋼桁を用ひ橋脚も太いコンクリート道等で谷をせまく見せる事をさけて、鋼ラーメンを用ひた。支間は 45 m づつで 6 径間ある。

図-55.

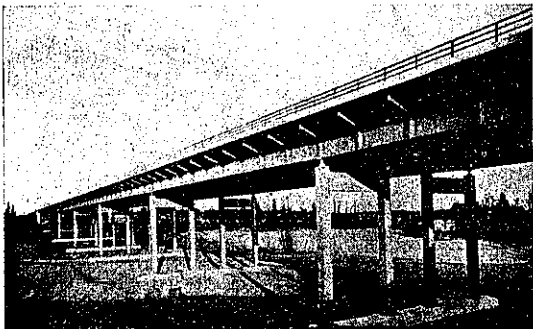


図-56: Stuttgart の近くの自動車国道に用ひられた、Sulzbach 陸橋で之も主桁の外に、橋脚も鋼を用ひ

図-53.



てある。美しい谷を 6 径間で渡つて居り、谷からの高さは最大 40 m に及んで居る。

径間は中央の 63.8 m から次第に小さくなり、両端で 40.6 m になつて居る。主桁は鋼構造の桁 2 本で橋脚は鋼ラーメンである。前と同様に、橋脚の Slender さが此の平潤な谷に、調和して居る。

図-56.

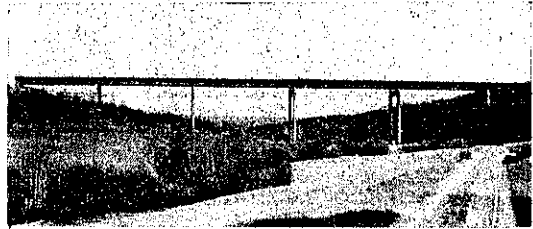
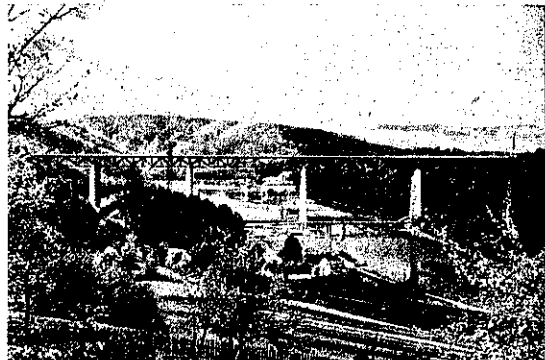


図-57: Kassel に近い Werra 谷の自動車国道橋である。橋は谷から 61 m の高さにあり、80-96 96-80-64 m の 5 径間で谷を渡りトラス構造である。橋脚はコンクリートで表面を美しい砂岩で張つてある。横桁は主構の上弦に、鉸で止めてある。完成した橋は図に見るやうに非常に軽快な感じをあたへて居る。谷を通つ

図-57.



て走つて居る道のそばの橋脚には美しい浮彫の彫刻が施工されて居る。

図-58, 59: Dresden に近く Elbe 川を横切つて居る自動車国道橋である。此の水面を渡る部分の支間は非常に大きく 130 m に及んで居る。橋臺及橋脚はコンクリートで花崗岩の張石を施してある。

図-58.



図-59.

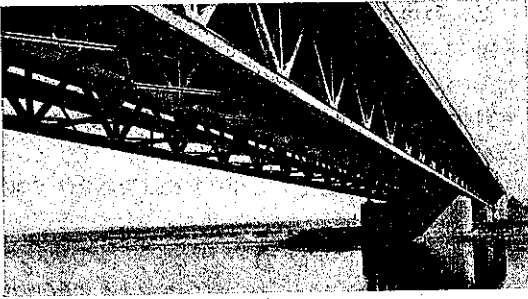


図-60: 前の Elbe 川橋の片側は日本の道路と一つの停車場を越えるやうになつて居るので図のやうな構造にして、橋脚は Pendelstütze を用ひ、上部構造及此の Pendelstütze はすべて溶接構造である。

図-60.

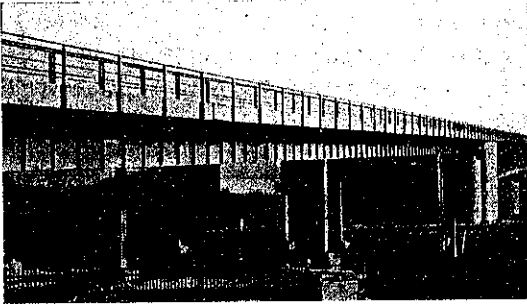


図-61: Berlin に近い Kalkberge における自動車国道の橋である。此の平坦な谷は 13 径間、総長 740 m の橋群で渡されて居る。主桁は溶接鋼桁 2 本である。支間は .47 m 3 つ、61.2 m 9 つである。上部構造の使用材料は St 53 である。

図-61.

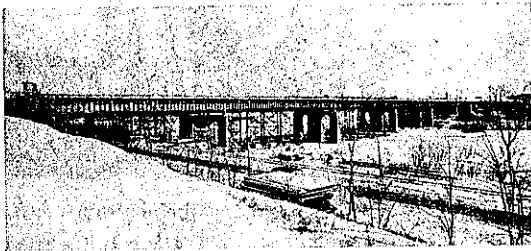


図-62, 63, 64: Kaiserberg の Duisburg の近くで鉄道を横切る自動車国道橋である。鉄道を横切するため 103 m を 1 径間で渡らねばならず、又その桁下も制限され、又美観上からも鋼拱橋が選擧された。此の橋は高級鋼を使用し、全溶接である。拱と補剛桁との結合はなるべく視界をさへぎらぬやうに凡て鋼を用ひて居る。

此の橋は軽快なしかも力強い印象をあたへる事に成功して居る。そして之は世界最大の溶接橋である。

図-62.

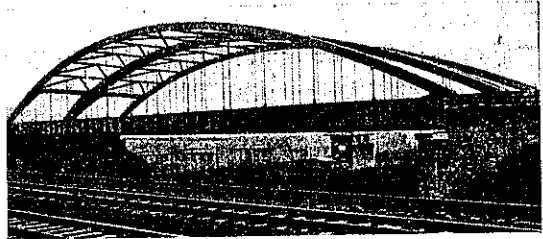


図-63.

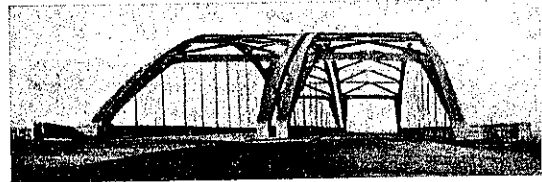


図-64.

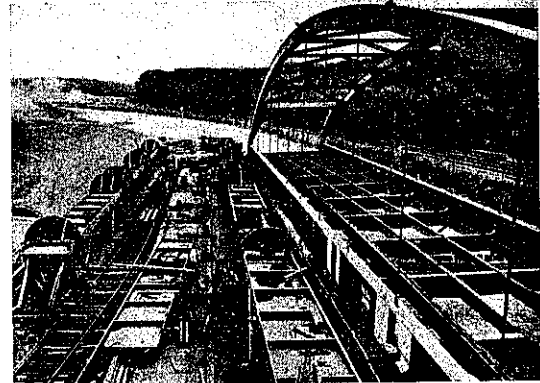


図-65.

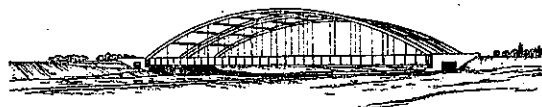


図-66.

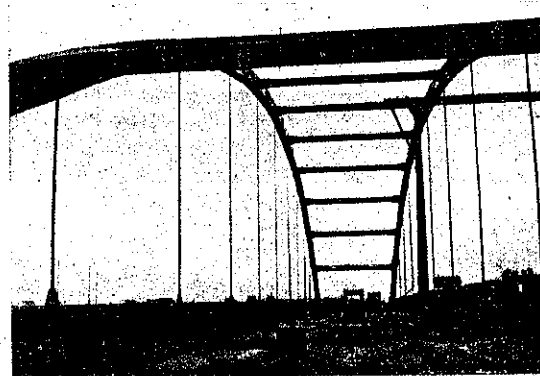


図-65, 66: Augsburg に近く Lech 河を横切る自動車国道橋で, Duisburg のと型がよく似て居るが支間は少し小さく 93.5 m である。St 37 を用ひ同じく溶接橋である。

図-67, 68: Ziegelgraben 橋である。3 径間から成り左右の 2 径間は支間 52 m の鉄桁橋で中央は支間 29 m で可動鉄桁橋である。可動方法は跳開式で図-68 はその開いた所である。

図-67.

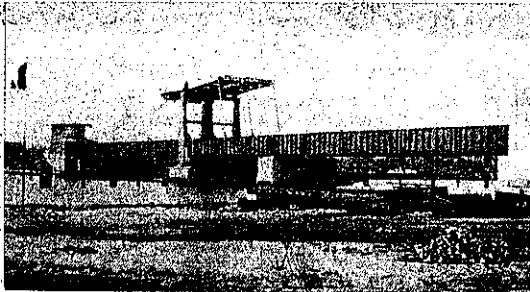


図-68.

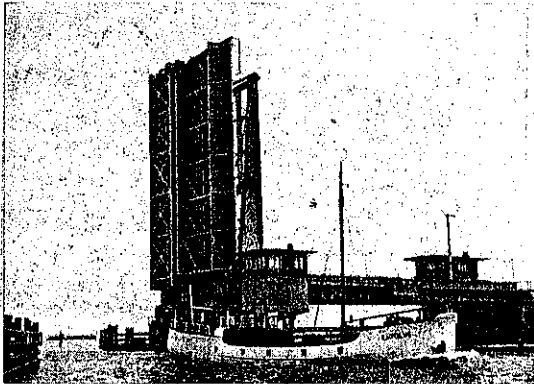


図-69, 70: Strela 海峡の 540 m の所に 10 径間で渡した Strelasundbrücke である。鉄道及道路の 2 つに用ひられ、各々 2 本の鉄桁を主桁として居る。そ

図-69.



図-70.



して此の主桁は 5 径間鉸なしで続いて居る。支間はそれぞれ 54 m である。

図-71: 目下工事中のものであるが, Altona 停車場に作られる非常に大きな溶接橋で非常に頻繁に通る旅客列車を貨物線の上を通さうと云ふ立体交叉用のものである。

半径 350 m の弧状をなし中間支柱の大部分は 2 重 T 型 Pendelrahmen を用ひて居る。

図-71.



図-72, 73: Wesel で Rhein 河に架つて居る複線鉄道橋である。河を 4 径間平行弦トラスで渡つて居り、2 径間は鉸なしで通つて居る。支間は  $4 \times 104$  m である。平行弦であるため非常に力強いまとまつた感じをあたへて居る。

図-72.



図-73.

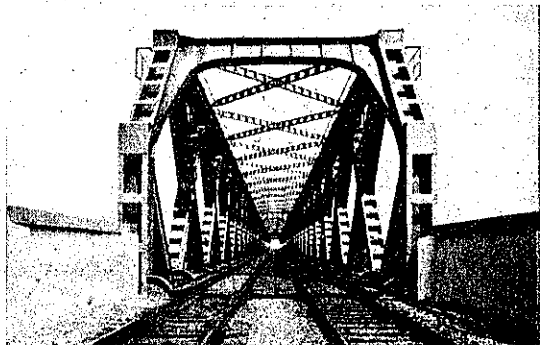


図-74, 75: Duisburg 及 Rheinhausen を結ぶ Rhein 河道路橋である。河を 2 径間でわたり支間は非常に大きく、153.45 m 及 255.75 m である。

図-74.



図-76, 77: Krefeld  
の所で Rhein 河を渡る  
道路橋で吊橋の形をして  
居るが本来の吊橋ではな  
く、吊弦を有する突桁橋  
である。支間は 125-250  
-125 m。

図-78: Köln と Mit-  
heim を結ぶライン河道  
路橋で純然たる鋼索使用



図-75.

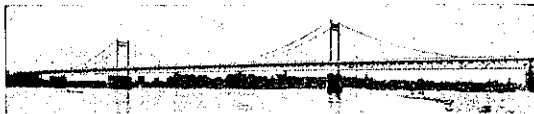


図-76.

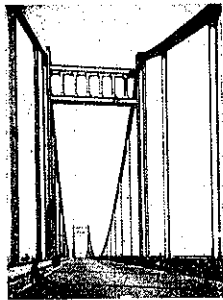


図-77.

図-78.

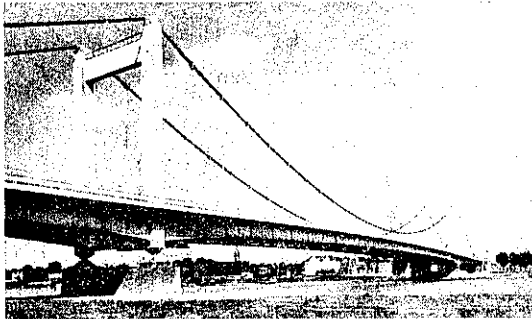
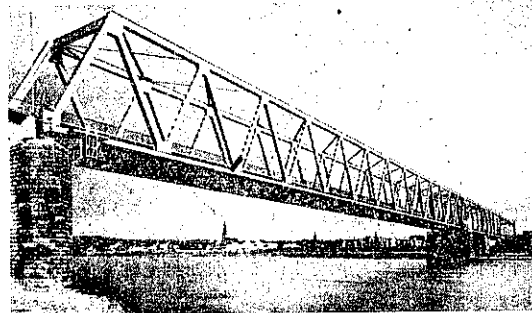


図-79.



の補剛桁を有する吊橋である。支間 91-315-91 m。

図-79, 80: Neuwied 及 Weisenthurm を結ぶ  
Rhein 河道路橋で 支間 212-66-178m のものである。

図-80.



(片平信貴)

(36) 支材を用ひない 817 呎の塔

(John C. Georg, "Tower 817-ft. High Built  
without External Braces." Western  
Construction News, Sept. 1937 p. 363.)

スポーケンの無電放送局 KHQ の世界一の高塔は控  
へ網も外側支材も使用しない 817 呎の鋼塔で興味ある  
問題を提供した。此の無電塔は市の東南部に位し同局  
の増改築計畫の主要部分である。

本工事は南方 1/4 哩の所に建設したるコロンビヤ放  
送網の放送局 KFPY の 475 呎 3 脚式塔が完成した  
る直後の昨年 10 月に起工したのであつた。請負人は斯  
る塔を建設したる 經驗を有してはゐるが其の 2 倍にも  
達する 4 脚式の等傾斜の塔を建設するには一層深山の  
問題によつた。

塔脚の掘鑿は面積約 12 呎平方、深さ 12 呎で、頁岩  
の如き岩の中であつた。型枠は使用せず此の掘鑿跡  
を 65 碼<sup>3</sup> の鉄筋コンクリートで充した。各塔柱を支  
へる脚は 3 呎平方で高さ 12 呎であつた。此等は地中  
基礎上に設けられ重ね板型枠を使用して施工した。

鋼塔は基礎の所では 40 呎平方にして尖端では 1 1/2 呎  
平方であるから脚柱は 1 呎に對し 5/16 吋の傾斜を持  
つてゐる。塔は下から 40 呎までは 8×8×5/8 吋、上  
端では 1 1/2×1×1/8 吋の山形鋼と高抗張鋼よりなつて  
ゐる。

各塔脚はコンクリート承臺上の 2 吋厚の鋼承飯上或  
る特別に製作したロック式磁器碍子により支へられ、碍  
子は次の如き性質を持つてゐる。

最大動荷重：揚力 150 000 封度、圧縮強さ 200 000 封度、  
 剪断応力 40 000 封度、  
 最大応力：揚圧応力 450 000 封度、圧縮応力 600 000 封度、  
 重量：1 000 封度

塔脚は碇子の全長に達するキングボルトにより基礎脚に碇着されてゐる。此のボルトは最大応力 100 000 封度/時<sup>2</sup> を有し、弾性限度 70 000 封度/時<sup>2</sup> である。

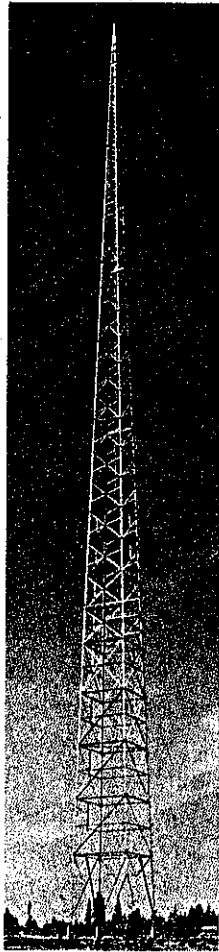
鋼材は蒸氣發動機で各部を組立て其の上に設置した阴ブームにより架設した。100 呎標以上は總ての釣上には操縦者と上で就働中の鉄骨工の間に手信號を以てした。本工事は危険を伴なひ困難なる爲職工は鋼材の完全乾燥したる殆ど無風の日のみしか働けなかつた。其の上に全連結箇所は特別に間隙の少ないボルトとアリザシ (dove-tail) であり困難であつた。600 呎の高さに達して後は架設を速かにする爲、隅山形鋼や隅控等を地上に於て組立てた。

高速度と烈風は特に塔の高所に於ては考慮する必要があつた。或る時に6呎の山形鋼控が緩くなり吹き飛ばされて行方がわからなくなつた。此の材は隣地の工事場から 200 呎も離れた所で見出された。鋼材架設の際の他の興味ある點は塔の 200 呎、400 呎、600 呎の高さの所に設けた、高さ 36 吋の手摺を有する足場である。此の幅員 2 呎の足場の主目的は航空標識を取り付け或は將來それを修理する電工の安全足場とする爲であつた。

安全籠は東北隅の柱の階梯の周圍を取り巻いて作つたが、是は將來修理工が塔を攀登のを保護する爲である。此の籠は直径 28 吋の円形環にして階梯を取り巻き修理工が上下し乍ら休息出来る様に出来てゐる。

最上端には短波及テレビジョンに使用する爲 26 呎長さの鋼柱を建てた。之は望遠鏡式に出来てゐて上部

図-81.



の小径管は下部の直径 4 吋の管内に納まる様になつてゐる。

5 連の航空標識燈が 700 呎の高さまで等間隔に取り付けられてゐる。700 呎の標識燈からは最上端まで達する 100 呎長さのネオン光線管が 2 本設置されてゐる。夜間には此の光が數哩彼方から認められ塔の高さを知る事が出来る。最上端には明るい光線標識が設けられ夜間飛行の方向標識の役をする。總ての電気器具は足場から架設出来る様に設けた。

聯邦無線委員會で定められた仕様書により塔は黄と白の色の交互の帯に塗装し、此の幅員は黄色は 30 から 40 呎にして白色は其の半分であつた。塗装工は氣候の変化と足場の変更等により日数を要し、12 週間を要した。

架設は控へ鋼無くては不可能であると云はれ、又仲々困難な工事ではあつたが、塔は何等の事故もなく損傷もなく完成した。(中谷茂壽)

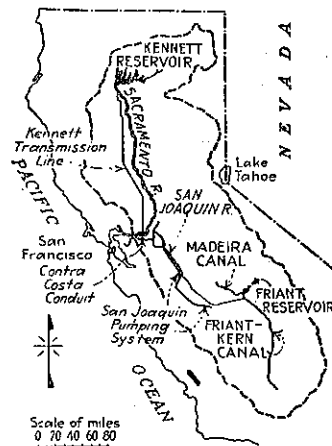
河 川

(37) カリフォルニア地方の大利水計畫

(California's Long-Range Water Plan)  
 (E. N. R. Aug. 26, 1937 p. 344~348)

Sacramento 河は北方より San Joaquin 河は南方より流れ來り河口近く合して San Francisco 灣に入る。

図-82.



兩河川の流量の一例を上げると日平均流量で(單位 呎<sup>3</sup> 秒)。



Sacramento 河 (Red Bluff にて…Kennett 堰堤の附近) 最大 254 000, 最小 2 400, San Joaquin 河 (Friant にて…Friant 堰堤の附近) 最大 38 000, 最小 54 これらの支流に於ける最大流量と最小流量の比は本流より更に甚しい。1919 年以來の全流域よりの年流出量は凡そ 25 000 000 acre-ft で 2/3 は Sacramento 河流域より來り 1/3 が San Joaquin 河流域より來るもので、しかもこの 1/3 の中 60% は San Joaquin 河の下流で合する支流が齎し、南方即ち上流の支流は下流の支流の 10% 以下の流量しかない。

灌漑用水はカリフォルニア地方に必要な水の 90% 以上を占め 1 シーズン 1 acre に就き 1.50~2.75 acre-ft である。現在灌漑せられてゐる土地は合計 3 000 000 acres でこの凡そ 1/3 は Sacramento 河沿岸に凡そ 2/3 は San Joaquin 河沿岸にある。然るに降水量は全く逆の分布を示してゐる。

甚しく渇水する年は別として普通の年は Red Bluff から delta に至る Sacramento 河沿岸は現在の儘で灌漑には困らない。しかし河水は分流せられる結果渇水期航行の爲支障を及ぼしてゐる。近年夏及初秋 delta に到達する流量の大部分は灌漑を行つて來た復歸水で 1919 年より今日迄河道を流れる水は兩川合計して最渇水時 0~5 000 呎<sup>3</sup>/秒であつた。delta 地方灌漑の爲には夏 3 700 呎<sup>3</sup>/秒、冬 400 呎<sup>3</sup>/秒を要し、又海水が delta cross channel に入るのを防ぐ爲に 3 300 呎<sup>3</sup>/秒の流量を必要とする。

San Joaquin 河沿岸は降雨量も少いので灌漑の爲には地表水では不充分で近年地下水をどんどん汲み上げて使用した。この揚水により 1921~1929 年間には 1 シーズンに 500 000 acre-ft づゝ消費され、殊に 1924 年の如きは 1 300 000 acre-ft に達した。依つて 8 年間に地下水位は甚しい所では 85 呎も下り平均して 25~50 呎の低下をみた。南方 San Joaquin 河流域地方の利用し得る地下貯水量は今や僅か 20 000 000 acre-ft である。かくて降雨は大部分灌漑に或は又地下水再充の爲消費せられ delta に到達する河水は最渇水時には 1 000 呎<sup>3</sup>/秒以下となり降雨の少なかつた 1931 年の如きは 200 呎<sup>3</sup>/秒であつた。

今にしてこの水飢饉を救はなかつたならばこの地方に投下された資本並に耕作の努力は水泡に歸するであらう。

此處に水を供給する唯一の水源は Sacramento 河の餘剰水即ち今迄無爲に海に流下してゐた洪水に外ならないのである。

かくて Sacramento 河の洪水を緩和すると共に南方の水不足の地を救ふべくこの大水利計畫を敢行する運びに至つた。全工事費凡そ 170 000 000 弗主なる工事次の如し。

- (1) Kennett 堰堤—Sacramento 河上流に大貯水池を造る
- (2) Contra costa conduit 及ポンプ場
- (3) San Joaquin 河沿岸のポンプ場
- (4) Friant 堰堤—San Joaquin 河上流に貯水池を造る。

1. Kennett 堰堤: 本計畫の心臓は正しく Sacramento 河上流に設ける貯水池である。堰堤地點としては 5 つの候補地が擧げられたが基礎状態を考慮した上南太平洋鉄道移転の爲に最も便利である所から Kennett 地點が定められたのである。基礎調査としては隧道、壓坑の掘鑿延長 5 663 呎に達し、ダイヤモンド鑽孔芯 7 358 呎、直径 3 呎のボーリング芯 187.5 呎を採取した。堰堤断面は尙研究中であるが少くとも河川低水面上高 420 呎の直線重方式堰堤で貯水池は 3 000 000 acre-ft の有効容量を有する豫定である。そしてこの貯水池は次の種々なる目的の爲に重要な役割を演ずる。

(1) 洪水防禦—12 月~3 月の洪水期には 500 000 acre-ft の洪水をのむ爲池の水位を下げしておく。

(2) 貯留した水を渇水期放流する。之により

(i) Sacramento 河に灌漑用水を求めてる土地に水を豊富に供給する

(ii) 航行の爲河に 6 呎の水深を保たしめる。

(iii) Delta 地方の水の消費に應へると共に海水の侵入を防止する

(iv) San Francisco 灣沿海地方の工業用水、上水、農業用水の水源としての Sacramento 河を確固たるものとする。

(3) 發電 貯水池よりの水は總容量 300 000 馬力以上の水車群を活動せしめ發生電力は北カリフォルニア地方の動力の中心地 Antioch まで 200 哩の送電線で送られる。Kennett 堰堤の下流 3 哩の所に Keswick 堰堤を造り之により逆調整をなし灌漑と發電の摩擦を防止する。

(4) San Joaquin 河沿岸地方にも灌漑用貯水池として作用する。

2. Contra Costa conduit: Antioch の東北凡そ 15 哩の Knightsen 市近く delta cross channel から初まり Martinez 近くに至る。之は Suisun 灣の南岸地方の上水、工業用水、灌漑用水の爲役立つ。主幹

部標準通水量 275 ft<sup>3</sup>/sec の豫定で最初の 4 哩を除き水路はコンクリート巻とする。沿線 4 地点を選びポンプ場を作り水を 170 呎揚水する。取水口は潮汐干満の影響を蒙り凡そ 6 呎の水位の変化を来すが平均水位は平均海面而上凡そ 1 呎にあり海水の流入を防止する。この爲には Kennett 貯水池よりの補給放流水に負ふ所多大である。

**3. San Joaquin ポンプ系統：** Sacramento河とSan Joaquin 河を人工的に連絡する爲先づ delta の北端に delta cross channel を造る。この水路は Contra Costa conduit に供給する爲の水と San Joaquin 河へ送水する爲の水を導流する。

San Joaquin ポンプ系統は delta cross channel に

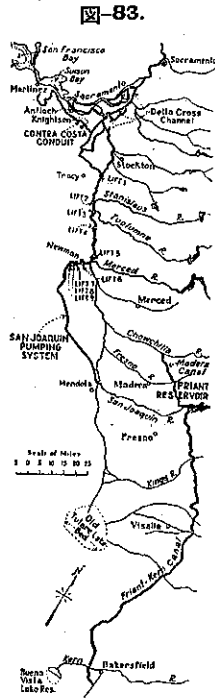


図-83. Friant 堰堤平面及正面図

導かれた Sacramento 河の水を San Joaquin 河及人工水路を利用し 150 哩南方にある Mendota 海拔 160 呎迄揚水する。Stockton 附近より Merced 河合流点迄 86 哩の間は自然河道を利用し 5 つの堰堤とポンプ場により海拔 62 呎迄揚水する。堰堤は洪水流下を妨げぬやう可動堰となし常時はこの湛水により航行も可能となる(河航改良問題は未だ具体的に確定を見るに至らない)。

Merced 河より上流は河の西岸に人工水路を造り Mendota 迄送水する。この水路は大部分コンクリート巻である。ポンプ場は所々に適當に配置され最大揚水量 3000 呎<sup>3</sup>/秒 である。

**4. Friant 堰堤：** Sacramento 河の水を Mendota より南方の水不足の土地に揚水することは純經濟問題より之を見合せ Friant 堰堤を築造しこの貯水により灌漑に給水することになった。堰堤地点は Fresno の西 20 哩の所にあり、高さ凡そ 250 呎重力式コンクリート堰堤で長さ實に 3380 呎、總貯水量 450000 acre-ft の豫定である。之は發電には利用せず導水路は自然流下式であるから有効貯水量は僅か 320000 acre-ft にすぎない。導水路は北方に向ふ Madeira canal 延長 35 哩、通水量 1000 呎<sup>3</sup>/秒 と南方に向ふ、Friant-Kern

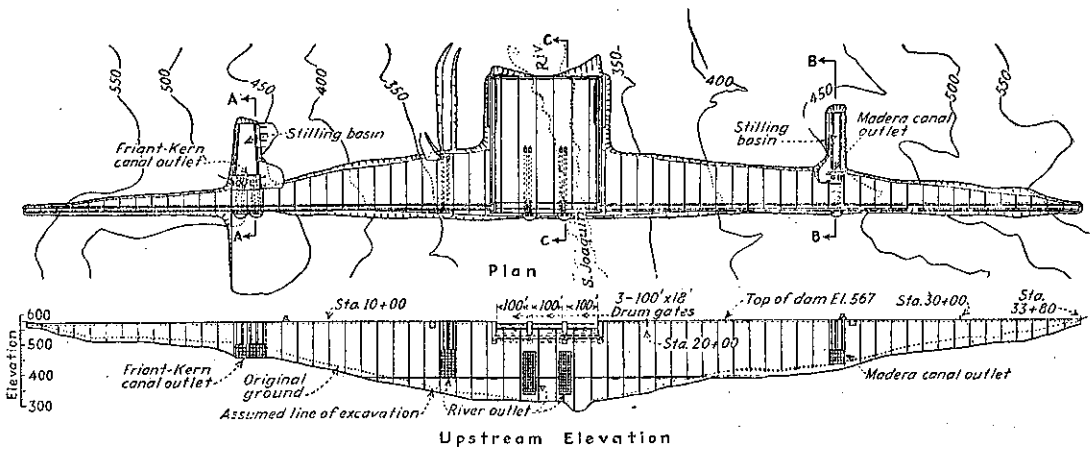
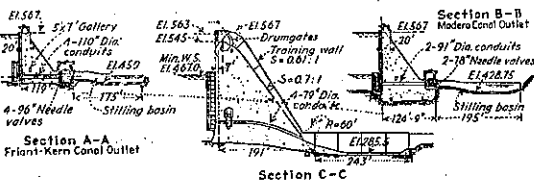


図-84. Friant 堰堤標準断面図



canal 延長 165 哩、通水量 3000 呎<sup>3</sup>/秒 とで構造はコンクリート巻とする。(島山 正)

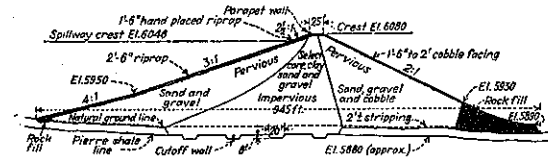
堰 堤

(38) 心壁の薄い高土堰堤

(Orman M. Strauge "Thin-Core High Earth Dam", E. N. R. July 29, 1937, p. 195~199.)

工事中の Ralston Creek Dam は P. W. A. の資金によるもので本年 9~10 月完成の豫定である。心壁材料に粘土含有量の多いものを選びその結果厚さは薄くてよかつたが工事に細心の注意を要した。

図-86.

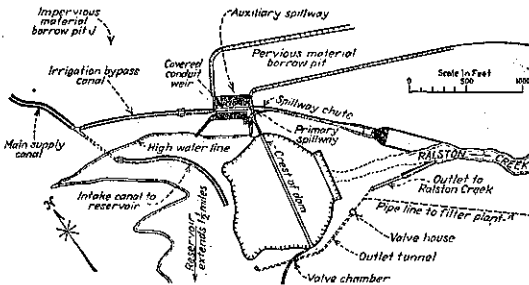


(1) 土堰堤の断面： 高さ 200 ft (60.6 m), 頂幅 25 ft (7.57 m), 底幅 945 ft (286 m), 堤頂長 1 150 ft (348 m)。

心壁はよく選んだ粘土、砂、砂利から成り適当な含水量の下にシープス・フート・ローラーで搗き固めた。その上流面は砂、砂利で下流面は砂、砂利、栗石でこの趾部には重い石積を有する。基礎は Pierre shale で暗灰、暗青色を呈し水に浸されてゐる間は安定よく而して不透水性を保つが空気に曝されると急に崩壊する。

心壁の下の基礎の部分に幅 20ft (6.06 m), 深さ 8 ft (2.42 m), の 4 つの遮水溝があり、之等は堤底を縦断し兩翼部に達してゐる。更にコンクリート遮水壁が上流より第 2 番目の遮水溝の中にある。

図-87.



(2) 餘水路： 第 1 餘水路と補助餘水路がある。貯水池が第 1 餘水路頂より 4 呎 (1.21 m) 上昇すれば水は補助餘水路にあふれる。前者丈の通水容量は 3 000 ft<sup>3</sup>/sec (85 m<sup>3</sup>/sec) である。後者は土取場を利用したもので 1/2 mile (0.805 km) 下流で本川に合する。

2 つの餘水路及導水工作物の合成容量は 32 000 ft<sup>3</sup>/sec (906 m<sup>3</sup>/sec) で既往最大流量の 2 倍に達し流域 1 mile<sup>2</sup> (2.59 km<sup>2</sup>) に就き 600 ft<sup>3</sup>/sec (17 m<sup>3</sup>/sec) よりも大である。

(3) 土堰堤の施工： 施工前及工事中に材料適応性の研究及貯水池地質の調査が行はれたのは勿論である。土取場は不透水性材料の爲の pit J と透水性材料の爲のと 2 つある。

pit J は面積 40 acre (0.163 km<sup>2</sup>) で 2 ft (0.606 m) 表面をかきとつてそれ以下の平均深さ 20 ft (6.06 m) 掘ることにより 12~25% の粘土を含む材料を得る。堰堤迄の平均輸送距離 0.8 mile (1.29 km) である。砂、砂利、栗石は補助餘水路の掘鑿によつて得る。こゝは 1 ft (0.303 m) 表面をはぎとり以下 12~15 ft (3.64 m~4.55 m) を掘れば所要の材料を得る。平均輸送距離僅か 0.5 mile (0.805 km) である。

心壁材料は最大の粒子大きさを 5 in (12.7 cm) としこれを超すものは盛土の際に取り出した。そして 6 in (15.3 cm) 層で盛土し含水量は 16% とした。

搗き固めは水を荷重としたシープス・フート・ローラーで圧力 250 lb/in<sup>2</sup> (17.5 kg/cm<sup>2</sup>) の下に 12 回輾圧した。出来上り盛土は貫通針抵抗方法で試験すれば殆ど 550 lb となつてゐる。遮水溝の切取はこゝの盛土もシープス・フート・ローラーを使用出来るやうに適當に廣くした。兩翼部は瓦斯力搗固め機を使用した。心壁は各層毎に數回に貫通針抵抗により含水量を試験した。又密度を知る爲の試料も各層毎に少くとも 1 つとつてゐる。注意すべきは密度の高いのはローラーの使へない翼近くの部からとつたものである。心壁の乾燥密度は凡そ 112 lb/ft<sup>3</sup> (1.790 kg/m<sup>3</sup>) である。

心壁の上流側及下流側の透水層の粒子の大きさは 8 in (20.3 cm) を最大とし土取場で篩分けた。残つた物は下流法面の表面張とした。盛土趾部の石積と上流面の表面張は玄武岩を切出して用ひた。厚さ 4 ft (1.21 m) を超えぬやうに現場で敷き均らした。

透水層の搗き固めは心壁盛土と並行して 8 in (20.3 cm) の層で行ひシープス・フート・ローラーで 6~12 回輾圧した。

透水層も不透水層も土取場に於ける体積の 85% 以内に搗き固めた。

盛土作業は 1 月から 3 月迄は寒さの爲又霜の下りる爲中止した。この期間中は翼部の掘鑿及水路隧道のコンクリート作業を行つた。水路隧道、餘水路も地質は Pierre shale で掘鑿が終ると風化及破碎するのを防ぐ爲乳状アスファルトを塗布した。これは shale が幾分層状をなせる個所では成功であつた。(島山 正)

### 上 水 道

#### (39) 送水管の伸縮設備

(A. P. Malley "Providing for Expansion in" Water Main" E.N.R. Sept. 9, 1937, p. 428~430)

金門萬國博覽會への給水設備は其の位置が San Francisco 灣の島である爲難事業であつた。海拔數百呎の Yerba Buena 島にある淨水池から自然流下させるのが好都合であるが淨水池への送水管が問題であつた。最も理論的な道筋は同灣に架せる吊橋を通すのであるが之を安全に行ふには 30 in の移動を調節する接手を多数に設ける必要がある。且此の調節の方法に制限があつて場所の餘裕のある所で良く用ひる普通の押承接手は使用できない。

San Francisco 側の W-1 橋脚を橋梁上の送水管の始點とした。之は同橋脚が San Francisco 水道局の配水網の 12 in 管中にあるため、此の管から橋梁上の 10 in 管に送水する事は可能である。送水管は同市配水網から淨水池に至る 2½ 哩で直径は博覽會の防火設備の點より定めた。即ち 30 000 gal. の淨水池の設備と橋梁上に容量 25. m. g. d. の送水管とを必要とする。後者は 10 in 管を要する。1 年の會期中の唧筒費は摩擦損失の少い大管より利益で従つて小さい 10 in 管を採用した。

唧筒場の揚水圧力は 250 lb/in<sup>2</sup> を要し送水管内の水圧は 50~150 lb/in<sup>2</sup> である。管は吊橋補剛構の北側の中部に取り付ける。島に於ける管端は淨水池に通ずる 12 in 鋳鉄管に取り付ける。

各種の接手：2 つの主要點は橋梁の伸縮接手に依るものであつて (1) 橋梁の伸縮接手の處の管及橋梁の移動に對する調節 (2) 橋梁と管の相對伸縮に依る移動の中點に於ける調節とである。

普通の填隙接手では漏水して交通に支障を與へる懸念から California Toll Bridge Authority は出来る限り接手の可動部分を填隙材で水密にする事を避ける様にとの警告を發した。各徑間の端に於ける移動を 30 in と假定する事は可撓ループの使用を不可能にした。之は大ループとなり、その爲塗裝工事と歩廊設備を妨げる爲である。

2 種の伸縮接手を採用した。橋軸方向の相對伸縮に用ひる簡單な方は緊圧具が漏水を防止出来る様になつた高級接手の市場品の変形である。之に依り橋梁路面より漏水を除き得る。

此の型の接手は長徑間の端部では管が上下左右に移動する爲に使用出来ない。多くの金屬とゴムのホースを繋いだものが考慮されたが却下になつた。最後に徑間端に採用した設計は圖-88 に示すが如き横管で、之に依つて 30 in. の水平移動を送水管横管の方向の小さな角變位 (3½ 度) に變ずる。横管には水平移動を調節する球状接手の設備がある。

圖-88. 球状接手に於ける管の配置

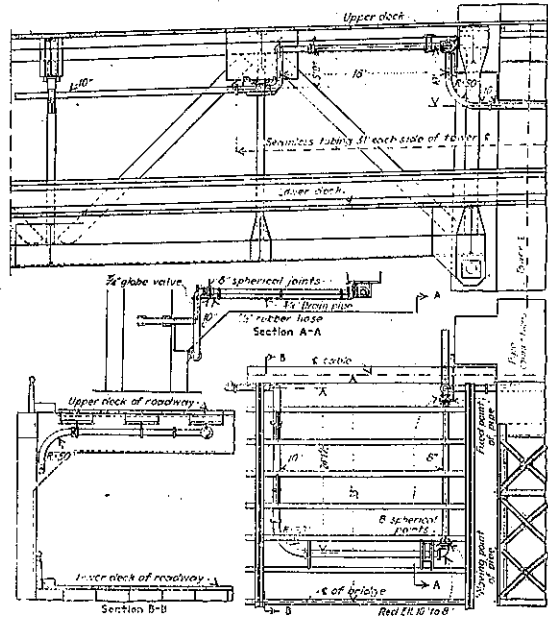
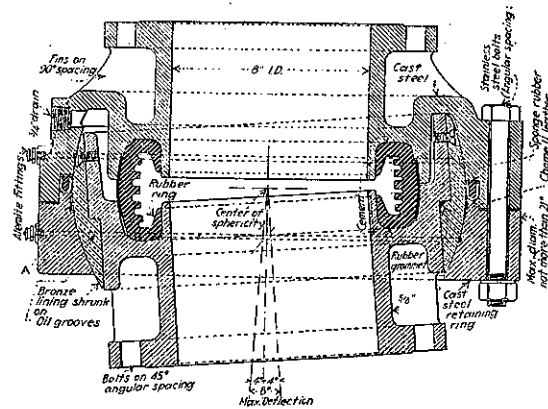


圖-89. 球状接手の縦断面



球状接手の設計：漏水の無い布製の球状接手は市場に無かつたので球状接手の設計を行つた。設計は幾らか簡單にし、接手の重量はこゝ丈 8 in 管を用ひて減じた。此の爲の送水量の減少は重量、費用の軽減で補つて余りあつた。

接手の細部は圖-89 の如くで之で外觀と機能が分る。接手は等間隔に配置する。Almrite 接合は球の滑劑の供給に役立つ。接觸角の小さい爲に起る楔作用の危険を減ずる爲に圖-89. A に示す如く球面の中央に凹みを附ける。大き並に重量を減じ鹽分に對して長生命を保つ爲に stainless steel のボルトを示方してある。

接手は内面をブツクで補強し外面をゴムを締め着けない様に青銅の紐で裏打ちしたゴム輪で水密にする。内部の圧力で接手のゴム輪と承口とを締め着ける。

ゴム輪の内側に水の通路が出来るか又はゴムが磨耗して金属の隅に對する摩擦が減ると漏水が多くなる。之等の危険の防護として輪の内側を少し先細にして初圧力を接手の鋼鉄部にかける方法をとるか又は輪の内側を之に繋がる管にくつつける。又青銅輪及鋼製の承口の尖端を円めて磨耗を最少にする。示方書にはゴムは引張り強さ 3600 lb/in<sup>2</sup> で 500% の初張力に對する永久歪が 25% 以下と規定してある。

接手に漏水を生ずると排水用の 3/4 in 管で直接にゴム輪の外に排出する。球の接觸面からの漏水の他の防護設備はゴムを挿込んだ U 形のクロム革の輪の墳材を用ひて初応力を革に傳へる。

接手の試験：示方書に依り製作者は球状接手を 1 箇作り所定圧力の下で漏水無しに変位に耐へる能力の試験をせねばならない。他の 24 箇は此の試験が成功した時に引続き製作する。契約書は細部構造には觸れて居ない。図 89 に示す形は製作者が實際に接手に応用する原理に依る設計の 1 つを示したに過ぎない。

全体を通じて相對伸縮接手間の距離は 240~420 ft である。之等の接手に於ては管の一端は補剛構に取り付け他端は可動である。各吊径間の終りの格間では管の位置は上り横管の可撓部分の球状接手に繋がる。

管の連結の固定點：図 88 に示す如く管の他端は他の球状接手を通して塔又は繫留點に繋いで連結の固定點を作る。径間の移動が起ると管の動點は固定點の周りに弧を描く。之の爲最終格間に於ける管の支持は管の橋軸に直角な方向の動きを或程度可能なる様にする。同時に橋軸方向の移動を防いで流水の急変に依る漏水に對する安定を保つた。

3/4 in 排水管は各球状接手に球澱があり且つ撓み得る様にゴムホースを使ふ。排水管は漏水が見える様に下部床部の近くの漏斗より排水する。

球状接手は 6 径間の兩端に 2 箇宛都合 24 箇要し、豫備として 1 箇作り合計 25 箇作った。

球状接手の請負者の San Francisco の United Engineering Co. では最初につくった接手に前述の試験を 260 lb/in<sup>2</sup> の圧力で行つた。荷重は 20 lb 宛 30 分毎に増加せしめた。此の結果接手は之等の圧力に耐へ漏水しなかつたので他の 24 箇も前掲の設計に依つて製作した。

(別所正夫)

#### (40) 鋼製タンクに依る淨水法

(Malcolm Pirnie "Water Treatment in Steel Tank." E. N. R. Sept. 16, 1937, p. 461~465)

St. Petersburg 給水に當り特殊な地勢上地表面に於て且つ水頭傾斜線を越えぬ様に經濟的淨水方法として鋼製タンクが用ひられた、即ち曝氣、軟化、藥品沈澱、濾過並に藥品貯藏及混和等何れもタンクに依つた。この設備は 1930 年に作られた既設設備の擴張設備である。原水は Cosme 地方の Ocala 及 Tampa 石灰岩層に掘られた 12 本の鑿井による。(E. N. R. Sept. 11, 1930 p. 402 参照)。この鑿井水は附近の径 50 ft の鋼製タンクの覆蓋取付けた噴射曝氣器により曝氣を受けてこのタンク中に貯留される。こゝより 33 in のコンクリート管に依り自然流下により 22 哩離れた St. Petersburg 郊外の鋼製タンクに導かる。この軟化設備設計に際し當面せる第一の重要問題は既設設備に對して新設備の位置並に水頭關係を適當に定めることであつた。即ち前述の St. Petersburg 貯水タンクの流出口は El. 53.25 ft、地盤高は 11.25 ft にして鑿井地附近は El. 42.5 ft なる爲に地上より 20 ft 貯水するにはタンクを鋼製とするのが最も經濟的であつた。

重炭酸鹽による原水の硬度(米國式) 200 p.p.m を 100 p.p.m の全硬度に軟化することの工事豫算は 100 000 弗にして實験の結果曝氣水の 60% を石灰で軟化し殘部の 40% は之を行はずして所期の目的を達することを得た。而してこの 40% は直ちに軟化水と混合して第 2 硫酸鉄を混和する。この際軟化を受けざる原水中の游離炭酸と重炭酸鹽の第 2 硫酸鉄に對する反応より生ずる游離炭酸により軟化水に再び酸炭を飽充せしめ得る。軟化を受けざる水は軟化の際に水頭を減少せしめられず従つて濾過の際の損失水頭の一部を減少せしめ得る。又この水頭を利用して改良型抽出混和器中で第 2 硫酸鉄と混和を遂げしむ。

曝氣タンクは覆蓋にて被れ曝氣水は曝氣タンク周壁に熔接された 2 つの部屋に送られる。この部屋は周壁に開けられた孔により連絡さる。此等の部屋は径 50 ft. の 2 個の熔接鋼タンク即ち軟化槽の中央にある径 10 ft. の中央円筒井に連絡される。

各中央井の底部近くの周圍には等間隔に 40 本の鋼製接管が熔接されてゐて、接管よりタンク底面積を等分して放射狀に管を出してゐる。径 24 in の 1 本の集水管が中央井とタンクとに急屈曲をなして取付けられてゐる。中央井の周壁は底部より 18 in コンクリート中に挿込まれてゐる故この集水管は中央井の基礎及底

部をなすコンクリート中に挿込まれてあることになる。タンクの床部鋼板は中央井周壁に溶接されてある。中央井の排水は 30 in の鑄鉄管に依る。中央井頂部にはドーナツ形のカラーを溶接しカラー外側には等間隔にタンク上部より水を受け入れる孔を有し軟化水はこの孔を通りカラー中に集められ調節弁を経て送水管により混和槽に至る。

**第 2 硫酸鉄混和槽：**これは径 10 ft、高さ 24 ft の溶接鋼製円筒にして 20 in の 3 本の連絡管が周壁に接する如く溶接されてある。之等の各管の内側には ring があり 14 1/2 in の孔口を形作る。又各管には之と直交する 20×16 in の特殊鋼製腿があり軟化水は管窓より 1 本の 16 in 管により各腿に送水する。軟化を受けずして直ちに第 2 硫酸鉄と混和せる原水は flange より 12 in 管を通り管窓に送られ前記連絡管内で 8 in 管中に入る。曝氣水中に加へる第 2 硫酸鉄は 8 in nozzle の開口程度及曝氣槽の水頭により調整さる。軟化水の流出量も亦之の水頭によつて操作される曝氣槽に取付たる nozzle の数により調節を受く。従つてこの混和槽に取付けた装置により流入量に応じて一定の混和をなしうる。混和の水は廻転渦流運動をし乍ら上昇し 24 in の送水管に入る。この管は径 60 ft の沈澱槽中にある径 10 ft の中央井に連絡す。

**沈澱槽：**これは前述の石灰槽と同様なものである。第 2 硫酸鉄と混和せる水は送水管に依り運ばれ静かにタンク中央の穿孔環に流入し集水管に連る 20 in 管に入る。

濾過槽は径 50 ft、高さ 22 ft の溶接鋼製タンクにしてこの中央井はタンク底部より集水溝の頂部迄コンクリートを打つてある。集水管は集水溝底部より垂直に下りこの管壁と中央井の底部より 2 ft 上部に於て之に溶接された鋼板床により高さ 2 ft の環状部分を形作る。

図-90.

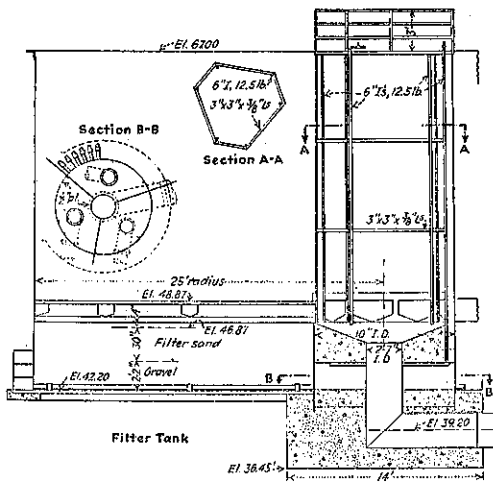
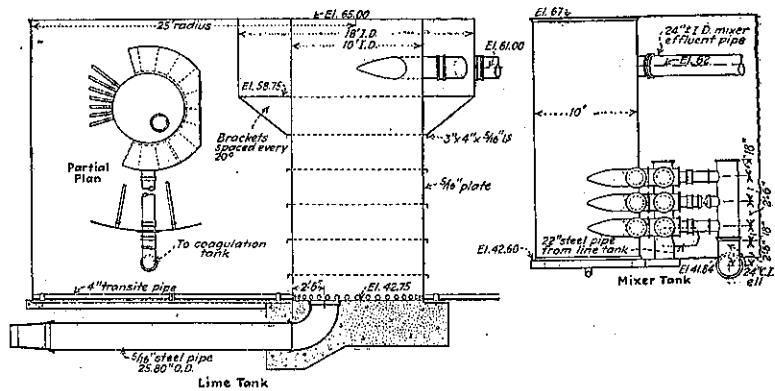
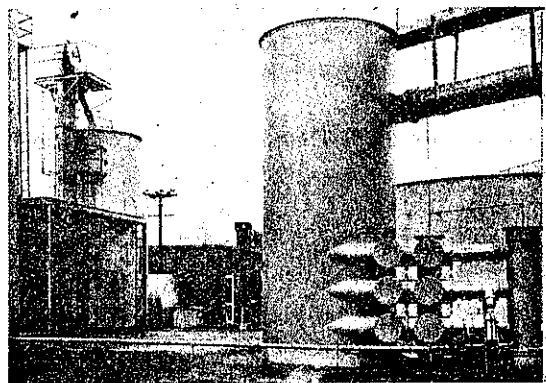


図-91.



この環状部は底部コンクリート中に差込まれ鋼板床に溶接された鋼隔壁により 3 部分に分れる。集水管の接管は前述の 3 等分された各部より方射状に取付られてある。槽床部は周壁より外側に 20 in 延び、高さ 3

ft の外周壁を作り矩形水路となる。中央井の各部りよ出る送水管の孔口は濾過槽底面積を等分して配置されてゐる。中央部は濾過槽床下を通る管により外部に連絡されこの連絡は水圧弁により調節を受く。各管はこの水圧弁を経て径 20 in の 1 本の送水管に連る。濾過槽と送水管は 20 in 管により連絡され洗砂水の送水を受く。この送水管は調節弁を径 36 in の St Petersburg 貯水槽送水管の直ぐ手前に設く。濾過速度調節は 22 mile 離れた貯水槽地點に於て行はれる。濾過槽洗砂に當つては沈澱槽と濾過槽間の連絡弁を閉め鑿井地の booster pump により濾過槽砂層表面より洗砂水を注入する。洗砂は 3 部分に分ち行はれる。洗砂完了せば各部との連絡弁を開き booster pump を停止せしめ再び濾過を開始する。石灰軟化槽及沈澱槽中に於ては水は下部より上部に上昇する。之れ等の各槽の凝集物排出には排水管の弁を開き 20 ft にも及ぶタンクの水頭を利し槽底部の孔口より排出する。この操作は軟化槽では毎日沈澱槽では 1 週 1 回行ふ。

**薬品貯蔵及添加：**薬品貯蔵及添加装置は 2 箇の接鋼タンクに依る。貯蔵槽の円錐状底はコンクリート基礎とし更にこの下に添加装置がある。即ち秤量用ホッパーが貯蔵槽底の下にあり薬品は溶解装置中に送らる。無水第 2 硫酸鉄貯蔵槽は 1 年分の使用量を bucket elevator により搬入せられる。石灰貯蔵槽は之より大きく貨車 2 輛分の容量を有しこれも同じく bucket elevator に依り運ばれる。第 2 硫酸鉄はゴム張りのタンク中に送られこの中で 40% 溶液に電気攪拌器により溶解される。此處を溢流した液は第 2 のゴム張りタンクに入り更に稀釋され而して後原水送水管に挿入されたガラス管に入る。この装置は種々試みた方法中最も簡單にして信頼しうる方法である。石灰混和器は石灰貯蔵槽の底部に設らる。石灰水は開渠を流れ曝氣槽附近の地下に作られた鋼製貯留井に至りこゝより曝氣槽上に導びき中央井に流し込む。

**處理成績：**給水量 6.66 m.g.d のときの濾過速度は 2.5 gal/sq. ft/min にしてこのときの曝氣槽と濾過槽水面間との損失水頭は約 2.5 ft なり。7.5 m.g.d の時は 3 ft 3.5 m.g.d の時は 2 ft なり。濾過水量 3.5 m.g.d 乃至 7.5 m.g.d のとき即ち石灰槽に 2.1 m.g.d 乃至 4.5 m.g.d を送水するときは濁りは完全に除去せらる。第 2 硫酸鉄量は沈澱槽に送らる原水及軟化水の總量に依り約 0.6 gr/gal 前後に保たる。この槽に送らる水中には羽毛状凝集物は明に認めることは出来ぬが既に沈澱したる第 2 水酸化鉄と接觸して槽中を上昇する間に

満足な結果を得る。軽い羽毛状凝集物は濾過速度過大に失すれば濾過水と共に運びさられるが 7 m.g.d の速度で濾過し濾過水頭 6~7 ft となつた時に洗砂を行へば斯ることは起らぬ。

この St. Petersburg の設備の特色を要約せば次の如し。

- (1) 地上に於て且つ水頭斜線を越えぬ様に行つた設計
- (2) 薬品反応を完全に行はしむる爲に採つた上昇接觸流の有効性を實證したこと
- (3) 各槽の機能を中絶せしむることなく凝集物を除去しうること
- (4) 原水の一部に加へた第 2 鉄鹽と原水中の重炭酸鹽との反応により軟化水中に再び炭酸を飽充せしめうること
- (5) 重炭酸鹽による硬度 200 p.p.m を 100 p.p.m に比較的經濟的に減少せしめうること

本工事設計者は Malcolm Pirnie 氏にして總工事費は 134 000 弗なり。 (田中淑造)

#### (41) Covington の新淨水場

(Stephen Watkins "Filtered Water for Covington," E.N.R. Sept. 16, 1937, p. 466~470)

Kentucky 州 Covington は Ohio 河水を未濾過の儘使用してゐたが 10 月 15 日に 20 m.g.d. の新淨水場が作業を開始するので此の古い方法を廢止する。新淨水場の特色は上部及下部洗砂組織 (top and bottom filter wash system) を併用した事、分水樋の断面を變へて池全幅に均一に流入せしむる様にした事、其の他石灰一曹達軟水設備、味臭に對し活性炭素の使用及自動式アンモニヤ處理並に鹽素處理の準備をした事である。人口は接統町村を併せて 95 000 人である。家庭用水以外に多量の水を必要とする工場及製造所が存在するが、就中 Latonia の Standard Oil Co. の精製所は現在 5 m.g.d. の使用水量より更に 8 m.g.d に増加されん事を望んでゐる。

原水は Ohio 河から取水し、容量 7 000 g.p.m. の電動渦巻唧筒が 2 臺取入口にある。新淨水場建設前は、原水は唧筒より 4 000 呎の 30 吋水管で薬品投入室に導かれ、石灰及硫酸礬土注加後自然流下にて河水位上約 380 呎にある各容量 35 m.g. の 2 沈澱池に入り更に之より 25 呎下にある第 3 池に至り、其の後直に市

内へ給水された。

新淨水場では上方の 2 沈澱池を無薬品沈澱池に使用し濾過場 (filter plant) は第 3 池の位置に設けた。其の池の一部は淨水池として使用する。操作上の經濟的見地から薬品投入室と濾過場とを分離せしむるのが有利である事が判つたので薬品投入室を凝集沈澱池 (coagulation and settling basin) の端に置いた (図-92 及 図-93 参照)。濾過場の能力は 19.2 m.g.d. である。

図-92. 一般平面図

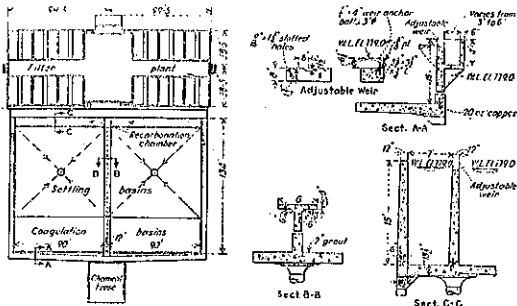
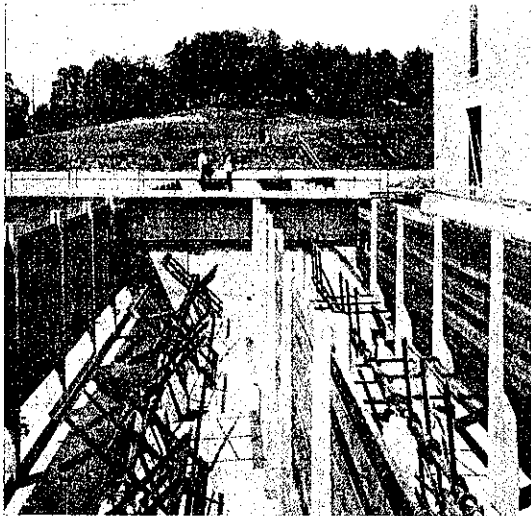


図-93. 凝集池及沈澱池



Ohio 河 濁水時の浮游物は 20 p.p.m. 程度であるが洪水時には其の数10或は数百倍となるので、上方の 2 池を無薬品沈澱池にするのが望ましいと考へた。之等は 4~7 日の滞留時間を有し、此の間に大部分の浮游物が沈澱する。在來の薬品投入室は之等 2 沈澱池上にあるが其の儘に置き平常は之等の沈澱池では薬品投入せぬが洪水時に役立しめる。

處理方法： 無薬品沈澱池及取水唧筒から原水は 3 個の電動操作弁の在る辨室に流入する。之等の弁の操作

室は濾過場内にあつて原水を無薬品沈澱池から導くか直接河から取水するかを操作するのである。水は辨室からベンチュリー量水器を通じて薬品投入室内の急速混和槽 (quick-mix basin) に流入する。沈澱剤は硫酸礬土を使用し、水の pH 價の調整の爲石灰も加へる。沈澱後に recarbonation を行ふ、過剰石灰-曹達軟水法 (excess lime-sodaash softening) の準備もある。此の附近の Ohio 河の水は普通 100 p.p.m. (56°) の硬度を有し、長期に亙る濁水時には 200 p.p.m. (112°) にもなるが一般に濾過水の硬度が 100 p.p.m. になる様に處理する。活性炭素は味臭を除くために使用し、急速混和槽か濾床流入溝に加へる。急速混和槽から水は 2 本の 36 吋管を通じて並列せる凝集池 (coagulation basins) の何れか一方或は兩方に流入する。各凝集池には断面の变化する流入樋と調節可能な鋼板堰があつて水が池全幅に均一に流入する様になつてゐる。凝集池は 34×90 呎、水深 15 呎で池内には水平軸の周りに廻轉する 2 列の翼があつて水を攪拌する。凝集池には短絡流を防ぐ爲及沈澱池と隔する爲阻流板を設けてある。沈澱池は 90×90 呎方形で水深 15 呎、廻轉式沈澱物搔寄装置を備ふ。方形池使用の爲停滯隅を若干生ずることは豫期されるが、円形若くは矩形よりも揚所の關係から之が有利である。淨水場を普通能力で操作する時は兩凝集池の滞留時間は 68 分、流速は 0.66 呎/分、沈澱池の滞留時間は 2 時間 27 分、流速 0.66 呎/分、急速混和槽の滞留時間は約 2 分である。

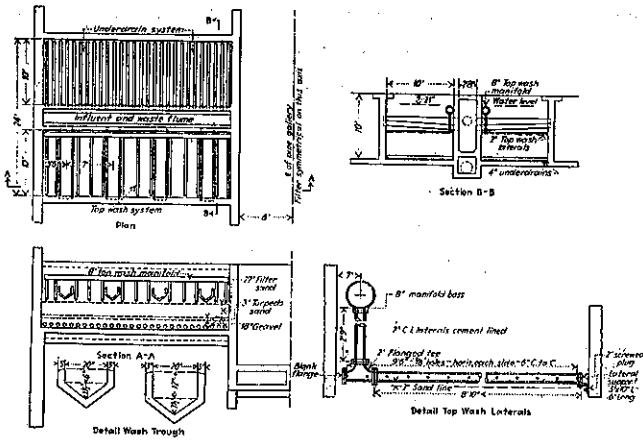
前アンモニヤ處理 (preammoniation) 及前鹽素處理 (prechlorination) 用として手動投入機を準備した。凝集池及沈澱池は、池が螺旋鉄筋コンクリート柱で支持される無梁版構造のものである。

濾床の設計： recarbonation basin から水は濾床廊 (filter gallery) にあるコンクリート樋を流れて行く。之等の樋と濾床は鑄鉄管で連絡し、水圧操作の弁を備へてゐる。濾床は普通の設計で、即ち鑄鉄支管と 18 吋深の砂利及 27 吋の砂がある。砂は有效径 0.35~0.45 mm で均等係数は 1.65 である。

上部洗砂組織は鑄鉄管から成り (図-94参照) 濾床上の濾砂より 2 吋上に在る。即ち 2 吋鑄鉄支管が心々 30 時間隔に配置してあり其等の支管には水平に径 1/8 吋の孔が心々 6 時間隔にあげられてゐる。此の上部洗砂組織の目的は對向する噴射水を作つて砂層の上部を穿掘し、泥球 (mu?ball) の堆積するのを防止するに在る。上部洗砂組織は有效最大圧 12 吋、下部洗砂組



図-94. 上部洗砂組織詳細図



織は 32 吋圧を有する様設計したが、上部洗砂組織を備ふる時は下部の濾過用排水支管から出る洗砂水の水頭は 20~24 吋以上にする必要がないと信ぜられてゐる。濾床は全部コンクリート造洗砂水樋 (wash trough) を備ふ。

両側の濾床の流出水は管廊の床下にあるコンクリート樋を流れて建物中央に在る共通導水管に入る。此の導水管には自動式アンモニア処理及鹽素処理を行ふコンクリート造のベンチュリー樋が築造されてゐる。濾床廊の床上の室には後アンモニア処理及後鹽素処理 (post ammoniation and post chlorination) の各 2 臺の機械がある。之等の部屋の直下にアンモニア及鹽素貯藏室があり、此の室内の目盛板のある秤とは連絡があつて濾床廊上で其の目盛を讀み取り得る。貯藏室と鹽素注加機及アンモニア注加機とは照管で連絡してゐる。

濾水の總貯水量は 8 m.g. で、4 m.g. は淨水場の淨水池に残りは夫々 3 m.g. と 1 m.g. の容量の同様な淨水池に貯水されてゐる。

管と瓣： 水圧操作瓣用の水圧管を除き、管廊中の凡ての管類は鑄鉄管である。管は凡て銹付管を用ひ、廢水用のものは印籠接手になつてゐる。管類の配置は充分餘裕を置き、管下の空間は  $7\frac{1}{2}$  呎、横幅約 8 呎で瓣や管の維持に便宜である。

淨水場の凡ての瓣は上記の原水調節瓣 3 個を除き水圧で操作される。水圧操作瓣用の圧力水は安全瓣で 50 封度に保れてゐる。

濾過場建物の入口附近に 2 つの器械室 (instrument panel) があり、此の上に指示、記録及積算ベンチュー

計があつて、(1) 原水量、(2) 使用洗砂水量、(3) 24 吋 30 吋兩送水本管の淨水量及 (4) 上部洗砂使用水量を示す。亦各池の水位を示す水位指示計があり、濾過場廊下の兩端には照明式洗砂水計 (illuminated washwater gages) がある。之は洗砂水の貯水槽中の上昇速度及深さを示す。建物の中央には淨水池水位計 (clear well recorder)、藥品投入室には原水溫度記録計 (recording thermometer) がある。

化学及細菌質験室は濾過場の 2 階に在る。此の質験室には試料採取管が導いてあり、原水、沈澱水、濾水等の試料を採水出来る。

工費は \$ 810 000 で P. W. A. から 45% の補助金を受けた。(寺島重雄)

下 水 道

(42) Raritan 河の淨化計畫

(C. J. Velz "The Raritan River Cleanup" E. N. R. Oct. 28, 1937 p. 717~720)

非常に汚染されて居た New Jersey 州の Raritan 河の淨化が完成した。P. W. A. の財政的援助に依る \$ 4 000 000 の計畫に依り同河地方の主要都市が永く宥れなかつた汚水處分設備を完成した。200 000 以上の人口より生ずる約 300 000 gal の汚水処理を行ふ 14 の汚水處分場の計畫は 1938 年より開始する。

此の地方の下水及工場汚水は大部分は未処理で Raritan 河に放流して居たが下流地方の急激な人口増加及工業發展に伴ひ同河は非常に汚染を受けその結果 Raritan 港灣委員會が州政府より調査費を受けるに至つた。委員會の報告の結果州保健局は衛生調査を行ひその結果未處理汚水を放流して居る全都市に中止命令を發したが不景氣に依る財政的困難の爲合衆國政府の融資及補助金の出る迄効果がなかつた。

河川の狀態： Raritan 河は流域面積 1 105 平方哩で河口より約 30 哩上流で南北支流が合流して下流部の主流を形成し、18 哩上流迄感潮部で且航行可能である。河の流量は大きく変化し夏期は月平均 0.17~2.90 呎-秒/哩<sup>2</sup> 普通は 0.67 呎-秒/哩<sup>2</sup> である。

河床は上流が急で感潮部が緩である結果潮の到達點附近が非常に汚染され此所より海に到る迄の有機物の酸素消費量は大きい。New Brunowick より少し下

流では夏期には溶解酸素がない。汚染荷重と河の自浄作用とを研究の結果夏期河に安全量の酸素を保つ爲には河へ放流前に汚水有機物 65% を除去し得る処理設備を要す。

化学的沈澱法の採用： Raritan 地方の該計畫は一都市を除いた各都市が各々處分場を設けるのである。新處分場の計畫は状態に応じて変化し得る化学的沈澱法を復活せしめた。

図-95. Perth Amboy 汚水處分場

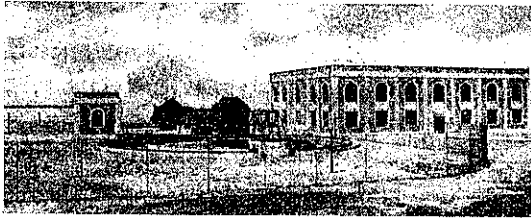
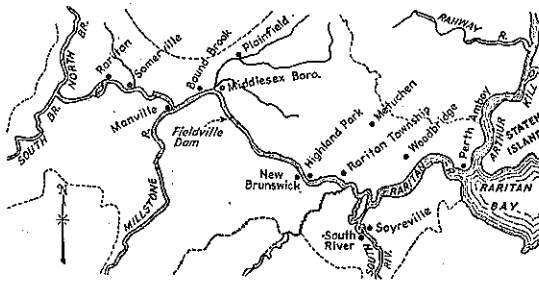


図-96. Raritan 河地方に於ける處分場計畫の配置



設備は掻取機附の塵除、ディーゼル機運轉の唧筒、散氣式曝氣槽、マグネタイトストレーナ附の円形クラリファイヤー、生汚泥用の真空濾過機等で汚泥は塵芥捨場に投棄する。雨水及多種の工業汚水の爲機能は極限に達する。夏期は凝集剤として鹽化第 2 鉄及石灰を用ひ、B.O.D. は 70% 減じ浮游物は 90% 除去される。此の處分場設置の結果 Raritan 灣及 Perth Amboy 海岸は美化された。

最近 Wood bridge Township では交附金を受け Perth Amboy 新處分場に連絡した。計畫は在來の沈澱池 4 池の代りに遮集渠、唧筒場及送力 0.8 m.g.d. の汚泥圧送管を新設した。

同地方第 2 の都市 New Brunswick でも能力 9 m.g.d. の化学的沈澱式處分場を完成した。此の計畫は下水及工業汚水用の遮集渠及唧筒場を包含する。處分場の設備は化学的沈澱池、分離汚泥消化槽、真空濾過機等である。

その他の設備は掻取機附の塵除、機械攪拌式曝氣槽、回転式汚泥採集機附の正方形沈澱池及鹽素殺菌装置等である。消化槽は瓦斯採集機、加熱環附の固定蓋式のものである。脱水汚泥は農場に處分する。處分場は本年 3 月に沈澱池のみ運轉を始め夏期には鹽化綠礬を凝集剤に使ふ豫定である。

汚水砂澱法： 感潮部にある Sayreville 及 South River では化学的沈澱法の處分場を建設中である。兩處分場は同設計で能力 0.75 m.g.d. で塵除、沈砂池、散氣式

表-4. Raritan 地方の汚染淨化計畫

Location	PWA Loan	Allotment Grant	Total Estimated Cost	Construction Cost Plant Only	Construction Cost Boosters-Sewers	Population Connected	Basis of Design		Type Treatment
							Flow M. G. D.	Population	
Perth Amboy	\$662,000	\$250,000	\$912,000	\$416,021	\$432,000	44,000	10.0	46,000	Chem. Precip. Treated at Perth Amboy
Woodbridge		81,000	180,000		148,500*	8,000	0.8	8,000	
Sayreville		68,727	178,727	124,546	57,842		0.75	8,000	Chem. Precip.
South River		63,000	173,000	132,041		11,700	0.75	12,500	
New Brunswick		263,045	500,000	292,968	131,860	35,000	2.0	40,735	Sedimentation
Highland Park	145,000	119,045	264,045	134,591	93,810	8,691	2.0	13,000	
Raritan Twp.		45,000	100,000	80,800*		5,000	0.6	6,000	Trickling Filter Extensions to Trickling Filt. and Chem. Precip.
Metuchen	58,000	47,454	105,454	91,646	6,523	5,748	1.1	8,800	
Plainfield Joint Meeting		28,036	85,000	74,000		58,000			
Middlesex Boro.		247,000	550,000	121,918	375,669	4,500	0.8	8,000	Chem. Precip.
Bound Brook		108,000	275,000	177,936	30,110	8,000	1.2	12,000	
Manville	164,000	138,150	312,000	82,541	200,997	6,000	0.8	8,000	Trickling Filter
Somerville		94,000	220,000	156,254	45,163	8,000	1.9	10,000	
Town of Raritan		118,036	263,036	212,072	14,968	5,000	1.5	6,000	Chem. Precip.

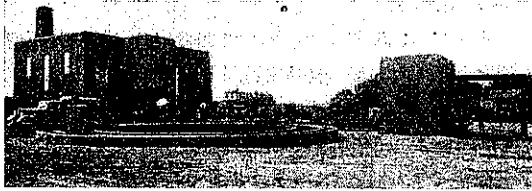
\* Estimated.

河口に近い Perth Amboy が最初に合衆國政府の補助を受け下水の遮集渠唧筒場及能力 10 m.g.d. の處分場の建設工事を 1934 年 4 月に始め 1935 年 6 月運轉を開始した。

曝氣槽、砂ストレーナ附の円形沈澱池及鹽素殺菌装置を設備して居る。生汚泥は真空濾過機にかけ荒蕪地に投棄處分をする。夏期凝集剤として鹽化綠礬及石灰を使用する計畫である。此の結果 B.O.D. を 70% 減じ浮

游物を 90% 除去し得る豫定である。流出水は South 河に Raritan 河との合流点より少し上流に放流する。

図-97. South River 汚水處分場



New Brunswick 對岸の Highland Park では能力 2 m.g.d. の處分場の第 1 期工事として遮集渠及唧筒場を完成した。同處分場は塵除、汚泥採集機附の矩形沈澱池、鹽素殺菌装置、瓦斯採取機附の分離汚泥消化槽及硝子張りの汚泥乾燥床を設備する。

Raritan Township では最近交賦金を受け Highland Park と同設計の能力 0.6 m.g.d. の新處分場を建設した。

無感潮部分の水道取入口の下流に處分場を 4 箇所設ける。即ち Bound Brook Middlesex で建設中で化学的沈澱法を使用する。

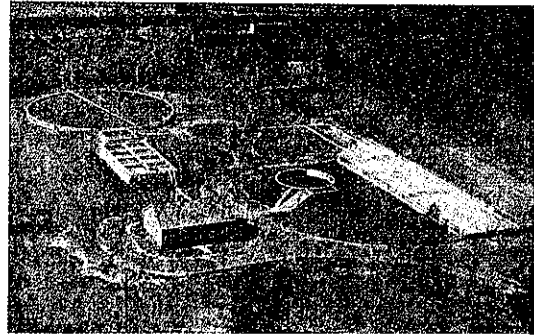
前者の計畫は遮集渠及唧筒場を含み能力 1.2 m.g.d. の處分場で採取機附塵除、機械攪拌式曝氣槽、連続汚泥採集機附の矩形沈澱池 2 池、鹽素殺菌装置、多相汚泥消化槽及硝子張りの汚泥乾燥床の設備がある。設計は單なる沈澱法又は凝集剤を用ひる様にした。Middlesex 處分場は Bound Brook のものと同様であるが唯能力が 0.8 m.g.d. で且沈澱池が円形で、汚泥消化槽が單相のものである點丈異なる。Middlesex 處分場の計畫も又汚水管系統及唧筒場の新設をも含む。

Plainfield, North Plainfield, Dunellen の共同處分場では Raritan 河との合流点より 2 哩上流で Green 河に放流して居るが擴張工事中である。之は下水の増加に對し沈澱池増設及汚泥消化槽を新設である。此の處分場は汚泥消化槽の浮蓋の發明者たる John R. Downes の監督に成り汚水處分技術の發達の歴史的存在である。數年前より改良工事を行ひ化学的沈澱法を採用して撒布濾床の過負擔を救ひスプレー式汚泥乾燥法を採用した。

Metchen の舊處分場は能力 1.1 m.g.d. に改造した。回転式撒布機附の濾床、最終沈澱池及鹽素殺菌設備を設けた。連続式汚泥採集機附の沈澱池新設の結果舊円形イムホフタンクは分離汚泥消化槽に又舊砂濾池は汚泥乾燥床にした。

上水道に對する保護： Millstone 河の合流点迄の Raritan 河は Somerville, Raritan, Manville の諸都市及 Elizabethtown 水道會社の水道水源である。故に州保健局は水道水源地方の汚水處分場の流出水は浮游物 40 p.p.m. B.O.D. 70 p.p.m. 酸素消費 50 p.p.m. を超過せず且検水 5 c.c. 中に大腸菌の存しないと云ふ標準を定めた。

図-98. Manville 撒布濾床式汚水處分場



此の爲 Manville に能力 0.8 m.g.d. の撒布濾過式處分場を建設し運転し始めた。高級汚水管系統及唧筒場も建設した。處分場の設備は連続式汚泥採集機附の矩形沈澱池 2 池、分離汚泥消化槽硝子張りの汚泥乾燥場である。沈澱汚水は撒布濾床にかけ矩形沈澱池を経て塩素殺菌を行ひ上水取水口の下流に放流する。

Raritan 及 Somerville では化学的沈澱、砂ストレーナ及鹽素殺菌の設備のある處分場を建設中である。Raritan では汚水處分場及塵芥焼却機を建設中では羊毛工場汚水を含む汚水を 1.5 m.g.d. 處理し、採取機附塵除機械攪拌式曝氣槽、円形沈澱池及鹽素殺菌設備を備へて居る。汚泥は化学的處理を行ひ真空濾過機で含水量 75% とし後乾燥機で 20% に減じ塵芥と共に焼却器に投入する。焼却機は籠格子型で能力は 30 t である。

Somerville 處分場は能力 1.9 m.g.d. で Raritan 處分場と同一であるが汚泥乾燥機及焼却機は無い。汚泥は真空濾過機で脱水し陸地に投棄處分をする。之等の計畫は唧筒場及汚水管の建設も含む。

全計畫は明年早々完成する豫定である。之の計畫の結果 Raritan 灣を美化し利用價值を高め貝類の繁殖を保護する。

(別所正夫)

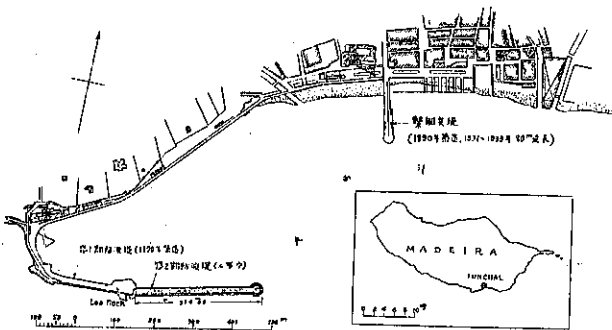
港 灣

(43) Funchal 港の防波堤工事

("Port of Funchal, Madeira" Dock)  
(and Harbour Authority, Sept. 1937.)

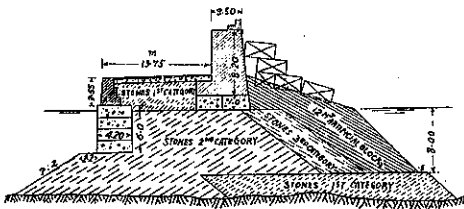
(1) 位置: Funchal 港はマデイラ島の南岸に位し、W 乃至 ESE の恒風に對しては山脈に依つて遮蔽され水深深く天然の錨地を有し、入港客船非常に多く、1936 年には 1390 隻に達した。

図-99. Funchal 港平面図



(2) 第 1 期防波堤工事: 1890 年に本島と Loo Rock とを結び第 1 期防波堤を築造した。之に依つて或程度の遮蔽水面を得たけれども専ら小型船舶のみ使用せられ、大型船舶の貨物は依然船舶に積換へて運搬されてゐる状態であつて、之だけでは不十分な事は明かであるが、爾來何等擴築も見ず放置されて來た。所が 1928 年に至つて第 2 期防波堤築造計畫が樹立された。

図-100. 第 1 期防波堤断面図



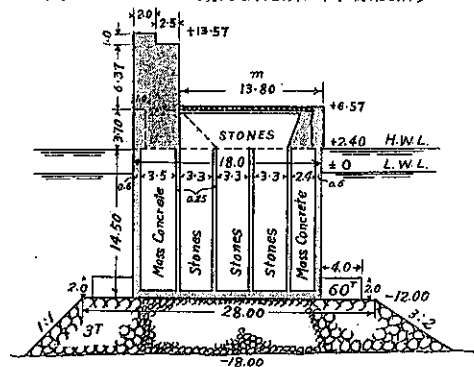
(3) 第 2 期防波堤工事: 本防波堤は第 1 期防波堤を SSW の線に略直角に 31.4m 延長するものであつて、本港として最も厄介な SSW の風に對して相當の水面を遮蔽し、港に多大の利益を與へるものである。尙本防波堤は入港船舶を横付けする事が出来る。

1930 年の最初の設計では水深 -12m、幅 28m に均した捨石基礎の上に長 18m、幅 4m、高 3.05m で 4 個

の矩形部屋を有する塊を積重ねる事になつてゐたが、請負會社は上記の塊を鉄筋コンクリートケーソンに変更し、1934 年 9 月 9 日、図-101 に示す断面に依つて工事を開始した。

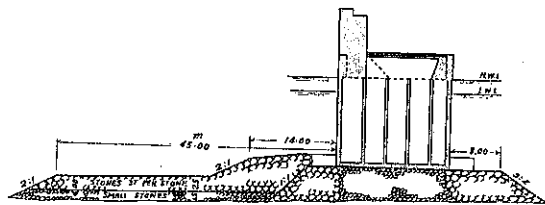
然るに 1935 年ブラッセルで開催された萬國航海會議に於て本防波堤の構造を検討した結果、“基礎洗掘の恐があるから捨石基礎を -13.50m に均し、港外側の水平部分の幅を約 12m にし、根固方塊を防波堤本体に連結すべきである”。と言ふ忠告を發したが、此の時既に工事は或程度進捗してゐたので會議の結論をそのまま採用する事は出来なかつた。そこで請負會社は模型

図-101. 第 2 期防波堤断面図(原設計)



實驗を行ひその結果に基いて図-102 に示す如き断面を提案した。ポルトガル政府は之を承認し、目下図-102 に示す断面に依つて工事を進めて居る。

図-102. 第 2 期防波堤断面図(変更設計)



以下第 2 期防波堤の構造及施工狀況に就て述べる。

(4) 防波堤各部の構造

(a) 捨石基礎: 構造は図-102 の通りである。基礎は築造後 2 年間荷重をかけずに放置し、然る後ケーソンを据付けた。

(b) 鉄筋コンクリートケーソン: 寸法は長 18m、幅 9m、高 14.50m でケーソンの長さが防波堤の幅になつて居る。ケーソン内には据付後コンクリート及石を填充する。

1936 年中に 10 個据付け、冬期に至る迄に函内填充

を施工した。填充後のケーソンの重量は約 6 000 t であるから、冬期 Funchal 港に襲来した暴風では撓動を起す様な事はなかつた。

(c) 上部構造：前年中に掘付及填充を終つたケーソンに今年上部構造を施工する。その構造は図-10I に示す如く、港外側の波除壁と港内側の繫船壁とから成つて居る。両壁間には石を填充し、表面を鉄筋コンクリート層で被覆し、兩者を連結する。

(d) 根固方塊：方塊の寸法は 2 m × 3 m × 4 m で重量 60 t である。ケーソンを製作した斜面を利用して製作し、60 日間養生して海中に進水せしめ、起重機船で運搬し、所定の位置に据付けた

### (5) 工事用材料

#### (a) 主要材料総量

基礎及函内填充用雜石	180 000 m <sup>3</sup>
コンクリート用砂利	70 000 m <sup>3</sup>
同 砂	40 000 m <sup>3</sup>
同 セメント	20 000 t

#### (b) コンクリートの配合

使用箇所	砂利 (m <sup>3</sup> )	砂 (m <sup>3</sup> )	セメント (kt)	備 考
ケーソン	0.8	0.4	35 J	
函内填充	0.8	0.4	180	20%の大石を混入す
上部波除及繫船壁	0.8	0.4	180	20%の大石を混入す
同上常に海水の作用を受ける部分	0.8	0.4	350	
根固方塊	0.8	0.4	300	

(c) 材料の整備 セメント以外の材料は總て地元産のものである。

基礎捨石は次の 3 種に別つ。

- (1) 1ヶの重量 1 500 kg 以下
- (2) 同 1 500 ~ 3 000 kg
- (3) 同 3 000 kg 以上

大石は當初計畫では玄武岩の山に採石場を設けて採取する事になつてゐたが、この方法は比較的高價で且不便である爲に、請負會社は附近の海底から採る事にした。その設備は 15 t 起重機 2 隻と潜水夫 1 臺と 200 t 積臺船とから成り、1 隻の起重機で 1 日に 150 ~ 200 t の石を曳揚げる事が出来る。

Funchal 港附近には砂がない爲に必要量の砂を得るには特に困難を感じた。即ち Funchal の西方約 8 km の Praia Formosa 灣の海岸に備分設備を装置し、其處から砂利及砂を船で運搬した。

セメントはリスボン南方約 40 km のセツバル港に在るポルトガルセメント工場から供給された。

セメント 350 kg を使つたコンクリートの平均耐圧力は今日迄の試験の結果に依れば、28 日で 382.6 kg/cm<sup>2</sup> 84 日で 428.7 kg/cm<sup>2</sup> になつて居る。

(6) 工事用設備：主要設備はケーソン製作用 Slipway、上部構造コンクリート施工用コンクリートミキサー（可動式木製檣上に掘付）及吊力 50 t の起重機船 3 隻、曳船 3 隻、臺船 15 隻以上等である。

大きな築港工事に比較的大きな設備を要する事は言ふ迄もない。Funchal 港では若し主要設備を破損或は亡失したならば、それに代るべき設備を元通りに備付けるには相當の日数を要するのであるから設備の維持保存に關しては特に注意を拂つた。

(7) 工期：今迄に捨石基礎の築造、ケーソン 32 個の製作、同 20 個の掘付、上部構造の一部築造、根固方塊 170 個の製作及 120 個の掘付けを行つた。

本工事は契約に依れば 1939 年 10 月に竣工する事になつてゐるが、今少し早く完成するものと信じられる。(古河順治)