

抄 録

第 25 卷 第 3 號 昭和 15 年 8 月

土木一般	頁
(109) 懸垂線問題解法に関する公式	833
水 理	
(110) 狭い海洋に於ける潮汐	834
材 料	
(111) 土と石の空隙率に就て	834
コンクリート	
(112) 低温時に於けるコンクリート工事に懸土セメントの使用	835
(113) 偏心距離が僅少な鉄筋コンクリートの壓力断面の計算	836
下 水 道	
(114) 下水道維持	837
橋梁及び構造物	
(115) 橋脚の弾性係数の測定及び基礎の試験	838
(116) 基礎の埋込の深い橋脚の新設計	840
(117) 溪谷に架設される鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版に就て	841
(118) 容量大なる高配水々槽	842

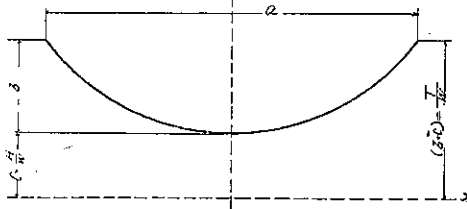
土 木 一 般

(109) 懸垂線問題解法に関する公式

(J. Jobbe, "Formulas for the Solution of Catenary Problems." Civil Eng., May 1940, p. 306~307  
新田 亮 抄)

一般に懸垂線の方程式の解法は超越函数を自乗するか又は近似法に依るものであるが以下述べんとするのは Newton の方法に依る方程式の解法である。

圖-1.  
y



以下述べる所のものは圖-1 に示す様に同一平面内に支點を有する懸垂線に限定されてある。この問題は 3 つの型に分たれる即ち

- (1) 徑間  $a$ , 撓み  $b$  が與へられたる場合
- (2) 徑間  $a$ , 索條の長さ  $L$  が與へられたる場合
- (3) 徑間  $a$ , 引張應力  $T$  (但し支點に於ける) が與へられたる場合

以上 3 つの場合に於て尙索條の單位長に於ける重量及び荷重  $w$  は別に與へられる。

この 3 つの場合そのいづれも解法に際し先づ第一に  $C = H/w$  なる懸垂線の方程式から  $C$  を見出す事であ

る。 $C$  の準備値は試算に依るか、さもなければ第一近似値としての拋物線を假定するかに依つて求められる。

今徑間及撓みが與へられたる場合を考へるに拋物線の方程式から  $C_1 = a^2/8b$  が得られる。

Newton の方程式を用ひて若し  $C = C_1$  が方程式  $f(c) = 0$  の近似解法であるならば更に正確なる解法は  $C = C_2$  即ち次の如きものである。

$$C_2 = C_1 - \frac{f(C_1)}{f'(C_1)} \dots \dots \dots (1)$$

懸垂線の方程式は次の如く書き換へらる。即ち

$$\cosh \frac{a}{2c} - 1 - \frac{b}{c} = 0 \dots \dots \dots (2)$$

方程式 (1) を用ひて次の結果が得られる

$$C_2 = C_1 + C_1 \frac{C_1 \cosh \frac{a}{2C_1} - c_1 - b}{\frac{a}{2} \sinh \frac{a}{2C_1} - b} \dots \dots \dots (3)$$

故に  $C_3$  は式 (1) を用ひ  $C_2$  から求められ之を一般式にすれば

$$C_{n+1} = C_n + C_n \frac{C_n \left( \cosh \frac{a}{2C_n} - 1 \right) - b}{\frac{a}{2} \sinh \frac{a}{2C_n} - b} \dots \dots \dots (4)$$

方程式 (4) を引用して次の例題を解き索條の最大最小引張應力を見出して見るに先づ與條件は

$$a = 500', \quad b = 80', \quad w = 6 \text{ lb/ft}$$

$$C_1 = 391, \quad C_2 = 402.6, \quad C_3 = 403.4, \quad C_4 = 403.2$$

$C = 403.2$  なる値は方程式 (2) を代入し照合せらる。

$$\text{最小引張應力 } H = wc = 6 \times 403.2 = 2419 \text{ lb.}$$

$$\text{最大 } T = w(b+c) = 6 \times 483.2 = 2899 \text{ lb.}$$

索條の徑間及延長が與へられたる場合に對し 2 公式

の誘導は前項の様方程式の使用を續ければよろしいのである。

$$\frac{L}{C} - 2 \sinh \frac{a}{2C} = 0 \dots\dots\dots(5)$$

方程式 (1) を用ひ

$$C_{n+1} = C_n + C_n \frac{2C_n \sinh \frac{a}{2C_n} - L}{a \cosh \frac{a}{2C_n} - L} \dots\dots(6)$$

最後に最大引張應力及徑間が與へられたる場合に對し次の方程式を用ひる。

$$\frac{T}{w.c} - \cosh \frac{a}{2c} = 0 \dots\dots\dots(7)$$

方程式 (1) を引用して

$$C_{n+1} = C_n + C_n \frac{C_n \cosh \frac{a}{2c_n} - \frac{T}{w}}{\frac{a}{2} \sinh \frac{a}{2c_n} - \frac{T}{w}} \dots\dots(8)$$

水 理

(110) 狭い海洋に於ける潮汐

(A. T. Doolson, "Tides in Oceans Bounded by Meridians Series Solutions in Terms of Angular Width of Ocean; Semidiurnal Tides in Narrow Oceans." Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A. 29. Feb. 1940, p. 477~511. 本間 仁抄

2つの子午線によつて圍まれた海洋内の潮汐に關しては最近に於ても Pronzman 及び Doodson によつて取扱はれ、海洋の深さの變化と其處に生ずる日週潮及び半日週潮の關係が求められてある。この論文ではその中でも特に幅の狭い海洋に就て考へ、問題を級數形に解いたものであつて、計算例としては極に於ける夾角 30° の海洋に於ける半日週潮を扱つた。

$\theta, \chi$  を全緯度及び經度 (東に測る),  $h$  を水深,  $a$  を地球の半徑,  $\sigma$  を  $2\pi/(\text{週期})$ ,  $\beta$  を  $\sigma^2 a^3/gb$ ,  $\xi$  を靜水面からの水面上昇,  $\zeta$  を靜力學的潮汐論による潮汐,  $\xi'$  を  $\xi - \zeta$  とすれば、運動の基本方程式は

$$\rho^2 \xi_1' + \frac{\partial^2 \xi_1'}{\partial \chi^2} + \gamma \frac{\partial \xi_2'}{\partial \chi} = -\beta H \sin^2 \theta \cos 2\chi$$

$$\rho^2 \xi_2' + \frac{\partial^2 \xi_2'}{\partial \chi^2} - \gamma \frac{\partial \xi_1'}{\partial \chi} = \beta H \sin^2 \theta \sin 2\chi$$

但し  $\xi = \xi_1 \cos \sigma t + \xi_2 \sin \sigma t$  である。或る任意の函數形を  $Z$  とし、 $Z'$  及び  $Z''$  を  $\theta$  による微分係數とすれば、上の微分方程式は

$$\rho^2 Z = Z'' \sin^2 \theta - Z' \sin \theta \cos \theta + \beta Z \sin^4 \theta$$

に歸する。従つて

$$\xi_1' = Z_0 + \alpha^2 Z_2 + \alpha^4 Z_4 + \dots$$

$$\xi_2' = \alpha Z_1 + \alpha^3 Z_3 + \dots$$

と書いて境界条件を用ひてこの基本式を解く事が出来る。

この方法による計算及び Goldsbrough, Colborne 等の行つた計算によれば、2つの子午線で圍まれた海洋ではその中心の子午線上の點の周りを廻轉する 2組の潮汐系が存在する事になり、その無潮點の位置は

10° 幅,  $\beta = 20$  の場合に  $\theta = 27^\circ$  及び  $69^\circ$

30°  $\beta = 20$   $\theta = 31^\circ$  及び  $71^\circ$

50°  $\beta = 20$   $\theta = 35^\circ$  及び  $72^\circ$

70°  $\beta = 20$   $\theta = 35^\circ$  及び  $67^\circ$

90°  $\beta = 20$   $\theta = 31^\circ$  及び  $81^\circ$

又極潮は幅 50° から 70° までは直接潮であるが、90° では逆潮になつてゐる。之も上の計算の過程から説明出来る。即ち靜力學的潮汐論による潮汐の振幅を  $H$  とした時に、 $H$  の項の係數は幅が 30° よりも少し大きい時に零になり、約 78° の時に無限大になる。即ち 78° の場合は共鳴の現象の起る時であつて、それ以上では逆潮となる。

材 料

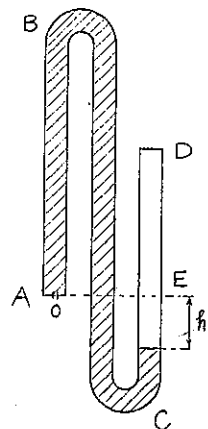
(111) 土と石の空隙率に就て

(F. Diénet, "Sur la porosité des solos et des roches." Comptes Rendus hebdomadaires des Séances de l'Académie des Sciences. No12, 1940, p. 444~446. 本間 仁抄

土の表層部にある水には次の3状態がある。即ち a. 濕潤水 (hyroscopicite) b. 楔狀水 (cuneiforme) c. 滲透水 (infeltration) であつて a と b は土が乾いてゐる程著しい。a と b は土の保有力とも名付くべきものであつて、之を利用して土の空隙率を簡単に測る裝置が出来る。

圖-2 の様な壓力計を考へ、A は土の空隙に相當する様な極く小さい開き  $o$  を殘して閉ぢる。計器に水を滿し、管 CD 内の水位は E にある様にして之を放置すれば、水は  $o$  及び水面から蒸發して水面が E から下る。或る時間を経れば空氣が AB を通過してサイフオンの作用はなくなるに至る。この時の水面低下量  $h$  に開き  $o$  と同じ徑の管内の毛管高と同じになつて居る。そこで A の處を與へられた土の標本で塞げば、その時の低下量  $h$  はその土の粒の大きさに逆比例する事になる。即ち實驗によれば

圖-2.



土粒の徑	2mm の砂	0.75mm の砂	0.13mm の lime
$h$ mm	40	110	630

A をガラス管にはめた薄い石片で塞ぎ、同様に於て實驗を行つて、上翌期白堊に對して  $h = 1200$  mm を得た。

従つてこの装置によつて土又は石の空隙率を簡単に測り得る。

コンクリート

(112) 低温時に於けるコンクリート 工事に礬土セメントの使用

S. Gottlieb, "Rapid Construction at Extremes of Temperature." Concrete and Constructional Eng., No. 4, 1940. p. 186-190. 一木保夫 抄

既にフィンランドに於て経験した様に、戦時には非常に低温でコンクリートの堡壘とかその他の構造物を築造することが屢々必要である。次に低温時のコンクリート工事に、礬土セメントを使用して優秀な成績を得た試験の結果を報告する。

モルタルの強度に及ぼす養生温度の影響:

使用した礬土セメントの分析の結果は次の如くである。

灼熱減量	0.20%
珪酸	3.80%
礬土, 酸化チタン	48.51%
酸化鐵	13.11%
石灰	37.48%
苦土	0.32%
不溶解残渣	1.16%
無水硫酸	0.40%

65°F に於ける凝結時間は始發 5 時間, 終結 7 時間, であつた (水量は 27%)。又 1:3 モルタル (水量 8%) の 24 時間後の抗張力は 570 lb/in<sup>2</sup>, 耐圧力は 9500 lb/in<sup>2</sup> であつた。

供試體は稜長 2 3/4 in の立方體を使用した。各試験に對し 100 箇の供試體を作り, 硬化時間を 5 時間半から 48 時間までとし, 各 4 箇宛試験した。圖-3 は養生温度 21°, 32°, 65°, 86° 及び 104°F に於ける強度の進行状態を示す。礬土セメントの一般に知られた特性が, 非常に明瞭に表はれてゐる。

圖-3. 養生温度を異にせる礬土セメント 1:3 モルタルの強度の進行状態

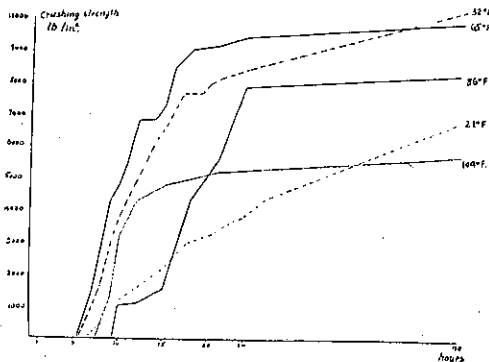


圖-4 はモルタルの強度とセメント糊の熱發生状態を示す。

圖-4. 礬土セメント 1:3 モルタルの強度及びセメント糊の熱發生状態

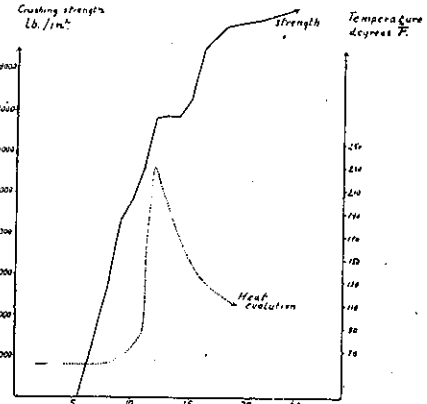
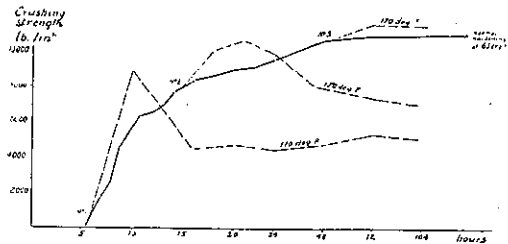


圖-5 は最初 65°F で養生せる 1:3 モルタルを, 硬化の途中で養生温度を 170°F まで上げた時の試験結果である。凡ての場合に, 養生温度を上げると初めの内は強度を増したが, その後は却つて強度を減じた。この影

圖-5. 最初 65°F で養生せる礬土セメント 1:3 モルタルの養生温度を硬化の途中で 170°F まで上げた場合



響は硬化の初期程敏感であつた。即ち硬化の進むにつれて, 熱に對する抵抗力が増したとも云ふことが出来る。

以上は完全な濕潤状態に於ける高温の影響であるが, 硬化した礬土セメントコンクリート又はモルタルの乾燥状態に於ける熱に對する性質は, 之とは全く異なつてゐて, この場合には著しい抵抗力を有してゐる。實驗の結果によると, 適當な骨材を用ひて作つた礬土セメントコンクリートは, 2300°F の高熱に對しても, 優秀な耐火性を有してゐる。

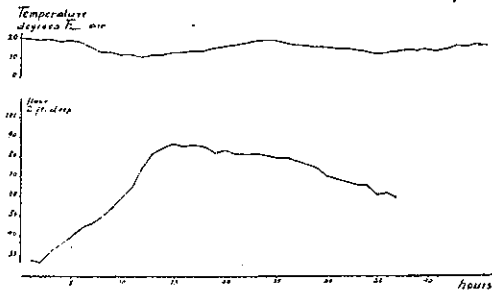
低温中に於ける硬化:

礬土セメントコンクリートは氷結温度以下の低温中に於ても, 異常な硬化性を有してゐる。著者の關係した或る工事に於ては, 殆んど 0°F 附近の低温が續いたのであるが 厚さ 4'6" の床版内部に於ける温度は, 表面から下 4' に於て 32°F, 又表面から下 2' に於て 40°F 以下には下らなかつた。この工事では 30 時間後に型枠を取外したのであるが, コンクリートは鏡で檢するに非常によく硬まつてゐた。

又他の工事に於ては, 稜長 8" の立方供試體を, 壁體

及び基礎版から切取つて試験した。工事中の気温は 10~20°F の間であつたが (圖-6 参照)、壓縮強度は次の如くであつた。

圖-6. 工事中の温度變化



即ち厚さ 2'-7 1/2" の壁體から切取つた供試體では、内部が 6560 lb/in<sup>2</sup>、外部が 3550 lb/in<sup>2</sup>、厚さ 4'-6" の基礎版から切取つた供試體では、上部が 2560 lb/in<sup>2</sup>、下部が 5340 lb/in<sup>2</sup>、厚さ 11" の壁體から切取つた供試體では 2830 lb/in<sup>2</sup> であつた。何れもコンクリート打込み後 40 時間で試験したものであつて、コンクリートはセメント使用量 640 lb/yd<sup>3</sup>、骨材の最大寸法 1 in、水セメント比は 0.60 である。基礎版の上部コンクリートを打つ時は、ミキサを加熱して少くとも 12 分間混合した。打込みコンクリートの温度は 35~40°F であつた。混合時間を長くすると、凝結が早くなり、打込み後 1 1/2 時間で既に凝結が始まるのが認められた。温度が連続して氷結温度以下であるにもかかわらず、出来上り表面は凍結の徴候もなく、頗る優秀な結果を得た。

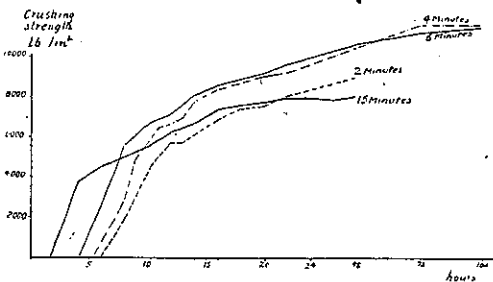
こゝに注意すべきことは、低温時のコンクリート作業の際、骨材は凍結してゐるものを絶対にそのまま使用してはならないことである。

混合時間を長くすることは、コンクリートの質を良好にし、凝結時間を早め、熱及び強度の發生を早める等の利點がある。

混合時間の影響:

圖-7 は気温 65°F に於て 2~15 分間混合せる 1:3 モルタル (水量 11%) についての試験結果である。最

圖-7. 硬化に及ぼす混合時間の影響



も良い結果が得られたのは混合時間 4 分及び 6 分の場合である、15 分の場合には、強度は低くなつたが、凝結始發が他のものよりも早い。

約 30°F の温度で、段長 Sin のコンクリート立方供

試體につき試験した結果は表-1 の如くである。但しセメント使用量 500 lb/yd<sup>3</sup>、骨材は 1" 以下、水セメント比は 0.70 である。硬化中の気温は最初の 48 時間は 17~22°F、48 時間と 7 日の間では 17~34°F であつた。

表-1.

番 號	混合時間 (分)	壓縮強度 (lb/in <sup>2</sup> )		
		24 時間	48 時間	7 日
1	2	0	1 100	4 720
2	4	2 060	4 680	5 460
3	15	3 420	3 500	4 000

48 時間後に No. 1 と 2 の表面は凍結して、最大 1/8" 位までの薄層が全然硬化しなかつた。

(113) 偏心距離が僅少な鐵筋コンクリートの壓力斷面の計算

P. Hoitkamp, "Berechnung Von Eisenbeton-Druckquerschnitten bei geringer Aussermittigkeit." Beton u. Eisen 5. Sep. 1939. 大橋耕平 抄

以下の計算法は大きな壓力  $p$  を受けた斷面を考へてゐる。そこで最小鐵筋量によつて計算して置けば後は表によつて直ちに目的が達せられる。先づよい説明として一つの任意の例 (圖-8) を擧げる。

與へられたもの;

柱斷面  $b=45 \text{ cm}, d=30 \text{ cm}$

壓力  $N=100 \text{ t}$

偏心距  $e=5 \text{ cm}$

以下の様に對稱の場合を選んで計算すれば

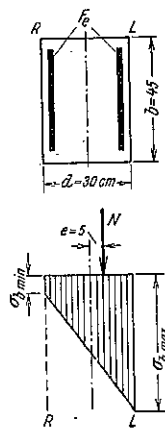
$M=500 \text{ t cm}$

$\sigma_{\text{max}} \approx +0.091 \text{ t/cm}^2$

$\sigma_{\text{min}} = 0.065 \text{ t/cm}^2$

斯様に著しく越える。コンクリートと鐵筋は  $R$  の側に非常に僅少の力を取るのみである。併せて全體の鐵斷面を  $L$  の側 (構造的基礎から  $R$  に於て其の儘にして置かれた唯一つの鐵は放つて置く) に移せば第一に鐵がそこに最高度に要求され、第二に壓力面の重軸が  $L$  の方へづつと動き、そうして偏心距  $e$  が輕減すると云ふ大きな利益がある。

圖-8.



次の方法は唯だコンクリートと鐵筋の斷面を好都合に利用することに由て、一つの計算法で以て如何に目的に達するかと云ふ方法を示す。基礎として再び上の例を取ると (圖-9)

選ばれたもの  $\sigma_{b \text{ max}} = 0.065 \text{ t/cm}^2$

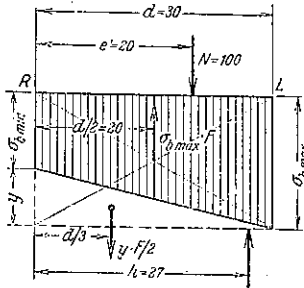
要求されるもの  $F_c'$  と  $\sigma_{b \text{ mix}}$

之が爲めに未知の  $x$  と  $y$  が出て来る。

$$(1) F_a' = \frac{\pi}{15 \cdot 0.062}$$

0.062 は着力點  $x$  に於ける壓應力である。そしてより近き方法で置かれるだらう。

圖-9.



$$(2) \sigma_b \min = \sigma_b \max - y$$

2つの未知数は平衡条件の原理から求められる。

$$e' = d/2 + e = 20 \text{ cm} \quad F = bd = 1350 \text{ cm}^2$$

$$M = Ne' = 2000 \text{ tcm}$$

$$(3) \frac{\sigma_b \max F d}{2} - \frac{y F}{2} \frac{d}{3} + x h = M$$

或は他の型で與へられる。

$$(3) M = \frac{\sigma_b \max F d}{2} - \frac{y F d}{6} + x h$$

$$(4) N = \sigma_b \max F' - \frac{y F'}{2} + x$$

此の方程式を我々の例に適用すれば

$$y = 0.0308$$

$$\sigma_b \min = \sim + 0.034 \text{ t/cm}^2$$

$$x = 33.6$$

$$F_a' = \frac{33.6}{15 \cdot 0.062} = \sim 36 \text{ cm}^2$$

此の取扱ひにより僅少な鐵筋断面に由て許容應力を充分に保つことを知る。

## 下 水 道

### (114) 下 水 道 維 持

C. G. Andersen, "Sewer Maintenance (Some Practice at Rockville Centre, L. T., Developed from Experience)" Water Works and Sewerage, January 1940.  
田村 康 抄

下水管清掃は維持問題の一項目であつて下水管埋設後は常に流集の成果を収める様維持しなければならぬ。障害の連發を繰返してゐる中管閉塞を來し工費をひどく喰ふもので尙其等諸費に加ふるに街路幹線の或部分が逆流状態となると上流側が塞り爲に下水停滯を起す。

管内用彈性鐵棒は新考案のもので人孔内に立入る必要のない點を特點とする。此れは3'の長さで造られ兩端に接手を有し使用外は平常巻付け置くものである。木製の棒は5'の長さで管内に一本一本押込み乍ら接合

するものである。之又或る範圍内に於て使用され直線管に對しては鐵製棒よりも有利であるが曲管は全く使用不可能で他の點でも鐵製棒よりも劣る場合が多い。

タービン式の装置は略そ今日造られるものの中で最も確信的のものであつて管徑を問はず使用出来る。之には人孔間管内を貫通し引戻す爲のケーブルと2基のウインチを附屬せしめる。先端の高速廻轉又は樹根切斷及剷除の役目をなすものである。

厄介なのは清掃作業を爲しても管内に残る樹根である。そこで効果的な切斷器が樹根に如何に作用をするか觀察出来る様8'管に孔を穿つて見た。根は管内頂邊に5つの指節を形造つてゐた。8'管用の切金脊を附した鐵棒が根に向ひ挑戰すると其の器具は正に後方へ跳下り何の効果も擧がらなかつた。此の觀察により學んだ事は、斯る場合より確實な切斷器を要すること、切金脊にて除去されない強力な樹根はせめて之を洗滌すること、それから根が管内にて決定的脅威となる迄は下水流下を妨げないと謂ふことである。

管内の紙、根及其他の浮遊物を取巻いて盛上げてゐる砂礫は又頭痛の種である。

之れ迄の経験で吾々は下水管維持に當つて餘りに數多の器具装置を設備し得ないこと又その希望を満す爲に數多の器具を組合せ接觸式に改造し効果を擧げること學んだ。砂の場合をとると、鐵製棒は砂を閉整するに役立つもので之の仕事は最初の重要な段階である。次にケーブルを通し球を附して曳き凝固した泥土を弛め最後にタービン洗滌器及掃除バケツを使用する。

維持プログラム編成としては各區域に分割し番號を附した市街地圖及其れに附隨してノート索引カード、及記録日誌を用意するものである。

維持計畫は3年毎に少くとも78哩を完了するやう組まねばならぬ。實行日数は春夏二季にて1週5日であり年に略そ150日とする。プログラムは3月15日より7月1日迄徹けるやう計畫日取をなし9月に再び行ひ11月15日に終るものとする。此の日割の理由としては夏季と冬季は最小費用で効果を擧げるのに同意出来ないといふにある。

作業は午前四時に始め正午に終る。此の時間は作業を妨げる各種交通が最も少い。作業は三人を以て一組とし信頼すべき技能者を頭とし日雇人夫二人を従ふ。監督者は持場の區間を命令し監督し仕事の状態を監視する。

組織に次いで前述の器具装置及其の運搬が考慮されねばならぬ。トラックは現今1噸半のものを使用してゐるが寧ろ2噸半のトラックが適當と考へる、何となれば1000'のホース、人孔班、ホース班の一隊、彈性鐵棒と切斷器具、水力タービン、鐵鋸器、シャベル、鶴嘴、燈、旗等及棒時應急手當の一式より成る一組に對して成るべく廣い方がよいのである。

維持作業としては器具装置を用ひて管内を清掃し、閉

塞を除去し詳細な仕事としてタービン處置を操作する。又人孔内 コンクリート工や石造物の修繕及び交通機關の衝撃の爲に弛む人孔蓋の締付も維持作業に含まるゝものである。

ガタガタになつた人孔蓋を締付けるには色々なものが使用されてゐる。一時護膜が用ひられ或る目的は達せられてゐたが現今最も効果的とせられるものはタックスと稱するテープパッキングであつてこれは人孔蓋の座石を一面に削り掃淨して其上に乗せるものである。

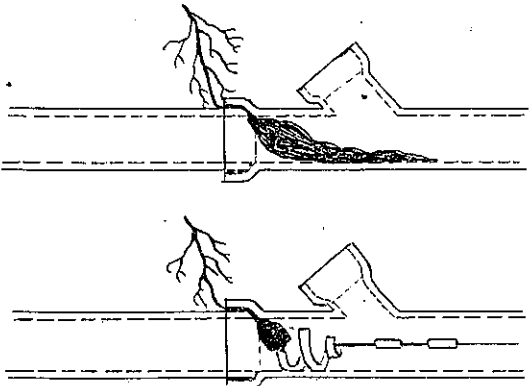
大型下水管(内徑15'以上)の清掃には大型鐵線ブラシを用ふる。これはタービン裝置の附屬物で彈性鐵棒の及ばない清掃と手数を效果的に解決するものである。

洗滌法には今日手動法と自動式の2つがある。前者はホースを人孔内に挿入し射水するもので後者は一方の人孔に設備された自動裝置である。自動裝置は人孔内にサイフォン設備を有し又管内への送水機關を具備してゐる。洗滌槽は一定の調節水量が絶へず注入され其の割合は内部に設けられた承口によつて調節される操作としては水位が上昇し一定の位置に来るとサイフォンの仕掛により洗滌を始める。ホース洗滌法は管内何れにも適應出来れば此れ程費用的で効果ある法はない。

今日使用されてゐる自動洗滌裝置は放任してはならない。水槽に水を入れるストレイナーとオリフィスは常に清淨を保たねばならない。下水幹線内の壓力の變化は兩者を塞ぐ鐵分堆積物を助長し、又石灰や鹽素を處理した下水も斯かる裝置を閉塞し厄介な原因である。此の種の裝置には現今禁止されてはゐるが十字接合の危険がある。

洗滌後流水に支障なしと謂つても必ずしも下水管の全き掃除とはならない。その完璧を期するには管内に厚みをなしてゐるフィルムを除去しなければならない。それには管全體に抄り射出噴口により確實な洗滌を行ふのである。火門栓 (fire plug) からの射水は管内突入が物瘻く見へるが次の瞬間には最初の流入速度よりも

圖-10. 根及び切断器



うんと落ちる。管内壁より何程除去出来るかは尙憶測を出でぬ。

樹根は下水道維持にとって大問題である。樹根の來

る所は解るが如何にしてこれを處置すべきか? 此れに關して次に數項に分類して見る。

1. 新設下水管の嚴重な監視。
2. 接手に使用する材料の選擇及び作業手の手際の良好。
3. ポプラ、楓及び垂柳等の樹木を繁茂させる精力的な根の根絶を命令する條文の作製。

根樹が下水管に惹附けられる原因となるものは下水の溫度及び最も重要である植物の養分含有である。

有效なる維持裝置に要する費用は 2700 弗で 3 年毎に組直す。即ち年にして 900 弗の費用である。

又此れに加ふるに保護、管理、監督及び努力の爲に 150 日間 1 日當り 25 弗——即ち 3750 弗要る。

年 26 哩 (137 280 呎) の下水管理として、清掃維持される下水管の 1 呎當りの費用は

$$\frac{25 \times 150 + 900}{137\ 280} = 0.034 \text{ 弗/呎} \text{ である。}$$

此の他人孔蓋の責任負擔、其の他の保險及びガソリン、使用水の如き各方面の條項があるので最大費用としては 0.04 弗/呎に上ることもある。

橋梁及び構造物

(115) 橋脚の彈性係數の測定及び基礎の試験

(O. Förtsch, "Messung des Elastizitätsmoduls und Untersuchung der Gründung noch freistechender Brückenpfeiler". Bau- tech., H. 50. 24. Nov. 1939, s. 617~619. 村上永一抄)

自動車國道橋建設に當り Berlin の獨逸土質協會と Göttingen の地質物理研究所とに依り基礎及び其の彈性性質の上に立つ橋脚の試験がなされた。圖-11 は基礎の狀態と試験橋脚 I 及び II の大きさを示す。橋梁は斯様な 4 個の橋脚上にあり、谷底より高さ 62 m に及ぶ。このコンクリートは高爐セメント、砂利、割石、砂とより成りコンクリートは厚 40 cm の砂岩で表装してある。振動機と爆發とに依り彈性波が構造物基礎地盤に生じ、その傳播速度を測定する。土地の許容支壓力は測定した傳播速度により實驗的に求めた式から計算される。この場合砂岩の密度は  $\rho = 2.38 \text{ g/cm}^3$  とし、表-2

表-2.

Bodenart	Ausbreitungsgeschwindigkeit von		Zulässige Bodenpressung kg/cm <sup>2</sup>
	Maschinenschwingungen m/sec	Sprengwellen m/sec	
Buntsandstein	450 bis 600 1100	1950 3500	4,5
verwittert			6 bis 8
Mehlsand	100 bis 110 270 180	4n 20 m Tiefe	1,0
Kies (Pfeiler I)			4,0
Kies (Pfeiler II)			2,5

に風化した砂岩と風化しない砂岩との傳播速度が示してある。

所屬の最高建設事務所は自動車國道の表-3 にある橋脚に對しその載荷狀態を示す。この表で分る如くこれ

らの橋脚は風化しない斑色砂岩の上でのみ建設を許される。

表-3.

	Tatsächliche statische Druckbelastung kg/cm <sup>2</sup>	Tatsächliche Druckbelastung + zusätzliche Druckbelastung durch Wind, Verkehr usw. kg/cm <sup>2</sup>
Pfeiler I	6,34	8,04
Pfeiler II	5,44	7,06
Pfeiler III	5,35	7,16

図-11. 橋脚 I, II の寸法と基礎の地質断面

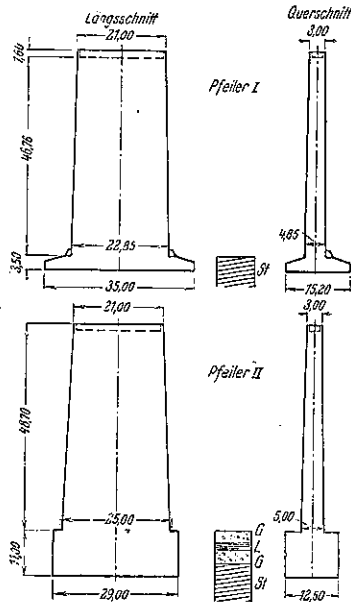
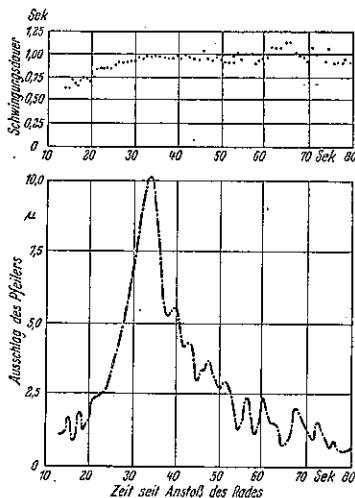


図-12. 偏心荷重の廻轉に依る橋脚 I の振動週期と振幅との關係



橋脚の弾性係数の決定 橋脚 I 及び II は相互に獨立して立ち、地質物理研究所により試験された、自由強制振動共に上の自由端の運動を地震計に依りフィルムに光線を記録する。これに依り橋脚の弾性係数は計算され用ひた地震計は 4~5 秒の固有週期を持ち倍率 800 倍である。

固有振動に依る弾性係数の算定 橋脚の固有振動は 1~2 人に依り容易に起しうる。これは構造物の固有週期と同じ調子で左右にゆすすることに依り直ちに大なる振幅に達する。外力が止まれば振動は減衰する橋脚 I は廻轉する偏心荷重に共鳴した振動数と同じ固有振動数であり、橋脚 II は正柱型の土地振動に依り固有振動を起す。測定に依れば

$$\text{橋脚 I } \nu_0 = 1.02 \text{ sek}^{-1} \pm 0.02$$

$$\text{〃 II } \nu_0 = 0.83 \text{ sek}^{-1} \pm 0.02$$

橋脚が基礎上に安定せる場合、橋脚は一端固定の棒であり一定の四邊形断面の棒に對し、基本振動数は次の式で與へられる。

$$\nu_0 = \frac{1}{2\pi} \frac{\beta_0^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{\rho F}} = \frac{1}{2\pi} \frac{a}{2\sqrt{3}} \frac{\beta_0^2}{l^2} \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

$a$  = 厚さ,  $l$  = 長さ,  $E$  = 弾性係数,  $\rho$  = 密度,  $\beta_0 = 1.875$

實際の橋脚は上に行くに従つて断面が減少する。断面を  $F$ , 2 次率を  $J$  で表はせば、この係数は次の如くなる。

$$\Gamma = \sqrt{\frac{1 - \eta\sigma - \eta'\sigma'}{1 - \xi\tau}}$$

こゝに  $\sigma, \sigma'$  及び  $\tau$  は恒数

$$\eta = \frac{J_a - J_e}{J_a} \quad \xi = \frac{F_a - F_e}{F_a} \quad \eta' = \frac{1}{J_a} \left( \frac{J_a + J_e}{2} - J_{\text{Mitte}} \right)$$

記號  $a$  は固定點を、 $e$  は自由端を示す。

従つて橋脚の基本振動数は

$$\nu_0 = \frac{1}{2\pi} \frac{a}{2\sqrt{3}} \frac{\beta_0^2}{l^2} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \cdot \Gamma$$

$\nu_0$  を測定すれば次の式より  $E$  を計算しうる。

$$E = \frac{12.4 \pi^2 l^4 \rho \nu_0^2}{a^2 \beta_0^4 \Gamma^2}$$

實測の結果を入れれば

$$\text{橋脚 I に對し } E = 1.52 \cdot 10^{11} \text{ dyn/cm}^2$$

$$\text{〃 II に對し } E = 0.98 \cdot 10^{11} \text{ dyn/cm}^2$$

強制振動に依る弾性係数の算定 橋脚 I の強制振動の誘發は廻轉する偏心荷重に依る、これには車輪が用ひられ軸に 2.8 kg の質量がねぢで取付けられる橋脚上端の運動は連續的に記録され最大振幅の曲線は圖-12 に示す。共鳴の場合  $h = 10\mu$  となる。減衰は  $e = 1.042 : 1$  と決めた。偏心荷重が共鳴を起せば第一次の振動数に依る最大振幅  $h$  は  $f = h(e^2 - 1 : e^2) = 0.81\mu$  となる。

$f$  なる變位に要する力は

$$P = \frac{f E a a^3 b a}{1.78 \cdot 4 l^3}$$

偏心荷重の偏心力は共鳴の場合

$Z = 4\pi^2 \nu_0^2 r m e$ , 但し  $r$  は偏心荷重と軸と距離實際的に  $P = Z$  と置き得る。

$$E = \frac{1.78 \cdot 4 \pi^2 \nu_0^2 r m e l^3 e^2}{a a^3 b a l (e^2 - 1)}$$

橋脚 I に對し適用すれば

$$E = 1.49 \cdot 10^{11} \text{ dyn/cm}^2$$

橋脚の弾性係数の決定に用ひた方法は研究所に於て木

材、真鍮、鋼、硝子等の一端固定の棒に對し實驗的に證明したものでこの測定に依り  $E$  の決定のみならず更に棒の固定部の彈性的性質の影響も明かにしうるものである。

**風と地震とに對する橋脚の性質** 橋を支へる橋脚は垂直荷重と並んで水平方向の荷重も作用する。此の應力を見積る爲には橋脚の曲げ強さに關する假定をなさねばならぬ、砂岩の曲げ強きの平均値は  $\sigma'_{zul} = 60 \text{ kg/cm}^2$  であり、橋脚の最大變位は計算に依り

a) 自由端に集中力を受ける場合

$$f_1 = \frac{2\sigma'_{zul} l^2}{3Ea} = 14.8 \text{ cm}$$

b) 横側面に分布荷重を受ける場合

$$f_2 = \frac{\sigma_{zul} l^2}{2Ea} = 11.1 \text{ cm}$$

これに相當する力は

$$P_{zul} = \frac{f_1 E a^3 b}{4l^3} = 750 \text{ t}$$

$$P_{zul} = \frac{2f_2 E a^3 b}{3l^3} = 1500 \text{ t}$$

全橋脚側面に分布する荷重は風壓で 1500 t の風壓は速度  $v_{zul} = 150 \text{ m/sek}$  で靜力學的には風壓に對し安全である。自然の状態で風壓は變動する Göttingen の地質物理研究所の風の記録に依れば週期は大體 1 秒で減衰の小さい場合には 20~30 倍の振動を起すから 20~30 m/sek の風に相當するにすぎない。

地震、爆裂、交通等に依る基礎の振動の場合の橋脚の状態を知るために、トネリコ材の棒を水平振動盤の上に立てた。棒の共鳴の範圍に於て卓を正弦型振動をさせ。そして固定及び自由端の運動を同時に記録すると

圖-13. トネリコ材の棒の下からの認發に依る共鳴曲線

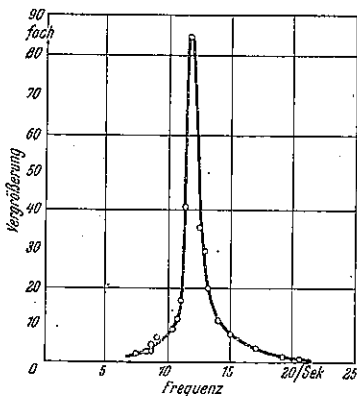


圖-13の共鳴曲線を得た、共鳴擴大率は82倍であつた測定した減衰より理論的計算で求むれば71.5倍である。橋脚の計算に之と同じ計算方法を使用すれば

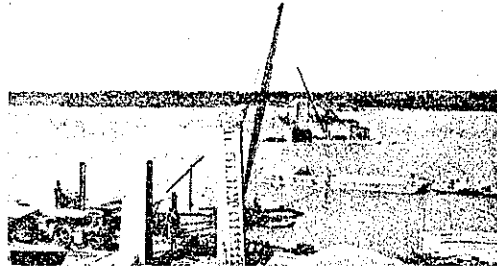
橋脚 I に對し  $\epsilon = 1042:1$  共鳴擴大率 37

橋脚 II に對し  $\epsilon = 1000:1$  共鳴擴大率 28

(116) 基礎の埋込の深い橋脚の新設計

E. E. Howard, "New Pier Design for Deep Overburden." E. N. R., Nov. 23, 1939, p. 47~48.  
伊丹康夫 抄

圖-14. Neb 湖 Brownville に於ける Missouri 河橋の新設計橋脚基礎工事



概略—Neb 湖 Brownville に於ける新 Missouri 河橋の橋脚は I 型鋼に銜接した矢板から出來て、床岩に圓形に埋込み砂を封入してコンクリートで上部を築く。各橋脚の對の圓筒は橋脚の基礎としてコンクリート床板で蓋される。費用は懸空空氣潛陶より 25% 安い。

硬土層の上に厚い砂層と砂利層とがある時、高價な潛面工事を避ける目的で新しい橋脚設計が採用された。鉋で各矢板に鋼鐵支持柱を取付けて出來てある一對の圓筒は覆荷重をそれに依つて集め岩床に埋込みされた。圓筒の内部の土質は洗掘面以下に掘鑿し、其處にコンクリートを填充する。且つ兩圓筒の上部に徑間を架し、内部の填充を行ひ、圖に示す如く其の蓋に橋脚の柱を立てるやうにする。

Missouri 河の深部の土質の特徴は低水面以下 60'~75' に於て石灰岩又は泥板岩の本格的な岩床である。又河床は一般に砂質で、深さの増加に従つて其の粒度は大となつてゐる。薄い砂利の堆積は岩床附近で見受けられる。

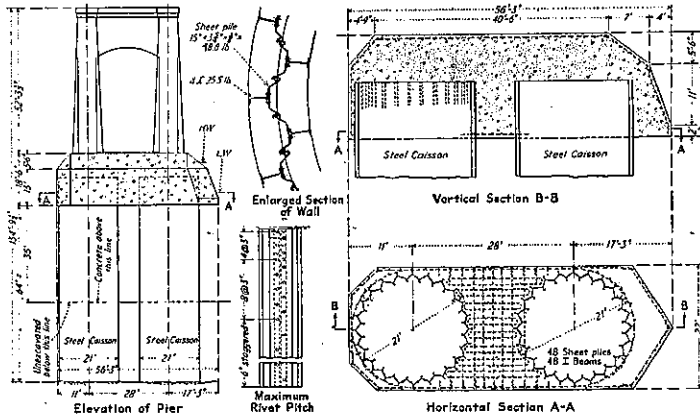
鋼鐵橋脚を使用し得るかどうかと云ふ研究は、是等を使用すると、支持抗とし、且つ亦橋脚の樁堰或は締切としての兩目的に役立つと云ふ考へに迄進歩した。鋼鐵橋脚は I 形鋼を取付けた聯動矢板から出來て居り、明らかに計畫荷重に對し圓柱としての必要な断面に製作する事が出来る。橋脚基部の周圍に於ける處理はまだ改良の餘地が残されてゐる。又圓形潛函が正しく取扱はれる事は完全な基礎地盤を提供する。

支持部材としての橋脚が設計された後、沈函を岩床の深さ迄コンクリート詰めする必要はない。然し安定を與へる爲に最大假想洗掘面以下約 5' の掘鑿を企て、又コンクリートを水面以下その深さ迄填充するを要す。此のコンクリートは圓筒の中に投入して I 形鋼を包装して圓筒に完全な剛性を與へる。圓筒をコンクリートを以て密閉すると、其れ以下に封入された土質はその場に残り、それが砂及び砂利からなつて居る故に橋脚に加はる荷重を十分支へる事が出来る。

圖-15 に示す如く 2 つの鋼鐵柱の圓筒よりなる各橋脚は岩床に埋込み最大洗掘線迄充分コンクリートで填



圖-15. 岩盤上の厚い砂層に對する Brownville 橋の代表的橋脚の新基礎設計の詳細圖



充を施す。2つの圓錐はコンクリート桁又は上部の橋脚柱を支へてゐる笠板により結合される。鋼鐵圓錐の低水面以上の部分は露出されてゐない。Missouri 河の全ての既設の橋脚に於ける若干の鋼鐵棒の調査の結果、低水端及び平水面の間を除けば殆んど露顯せず又錆も生じない。

(117) 溪谷に架設される鋼道路橋の鐵筋コンクリート床版に就て

(R. Frank, "Fahrbahn aus Eisenbeton bei leichten eisernen Strassenbrücken Über Gebirgsflüsse" B. u. E., 20 Feb. 1940, s. 45~47. 安藝元清抄)

溪谷の橋梁を近代的に架換したり補強したりするには注意深い研究が必要である。しばしば襲ふ洪水が急激な流をなしその流と共に轉石木の根や株を運んで来てそれが橋脚や打込んだ足場の爲に堰止められて隣接せる土地に氾濫を生ずる事がある。

取付道路の上昇を出来るだけ少くするには車道と、床桁の高さを出来るだけ小としなければならぬ。溪谷地方に於ては材料の運搬は非常に費用を要するものであり又かゝる地方には材料もなく建設に必要な技術家も労働者もゐない。

かゝる見地から鐵が少く自給自足を目指してゐるイタリーに於ては床版が鐵筋コンクリートの全熔接鋼橋にする事によつて大きい荷重に耐へ得る様にした。その際次の様な本質的な利點がある。

- (1) 縦桁と密着し同時に水平方向の對風構として働く鐵筋コンクリート床版によつて活荷重を緩和する事が出来る。即ち床版の主桁に對する影響を出来るだけ減少する事である。
- (2) 主桁の自重は全熔接構造とする事によつて非常に減少し得る。同時にそのため計算上支承の基礎には小さい力しか働かない事になる。
- (3) 橋の自重軽減によつて山間に於る材料運搬又基礎工事の費用も減少する事が出来る。

(4) 橋の各部構造は、簡単に敏速に且つ廉價につくられる。主桁は荷車に積む長さによつて2つ又は3つに分解されたまゝ工場から引き渡され現場の直ぐ近くで互に熔接され本式の足場もかけずに架設される。故に横桁縦桁及び床版の構造には殆んど困難は伴はない。そして工事には1人の主任技師と數名の労働者がゐれば充分である。

以下その例として圖-16, 17 に示す徑間 25 m の橋に就いて説明を加へて見やう。

此のポイ橋の構造は次の通りである。

- (a) 主 構 平行弦ワーレントラス
- 徑 間 25.0 m
- 主構間隔 5.8 m
- 構 高 2.8 m

上弦材下弦材及び端柱は 2つの □NP 30 の脚部を熔接して函型構造としてゐる。鉛直材は INP 20 を用ひその腹部は、窗型に切られて熔接されてゐるから 30 cm となつてゐる。此の爲慣性能率は 2140 cm<sup>4</sup> より 5500 cm<sup>4</sup> に増加してゐる。

(b) 横桁 6個の I 断面が用ひられ下弦材に熔接されてゐる。

主構間の車道幅	5.5 m
横桁の間隔	5.0 m
横桁の高	0.624 m

主構の外側に歩道用として幅 1 m の持送りが鉛直材に熔接されてゐる。

圖-16. 正面圖

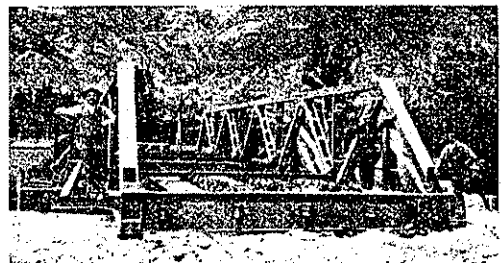


圖-17. 側面圖



(c) 車道に於ける縦桁  
5個の I 桁よりなり此れには夫々2本の螺旋鐵筋が熔接されてゐる (Alpha 桁)。

縦桁の間隔	1.2 m
I 桁の高さ	200 mm
外側螺旋の直径	238 "
内側螺旋の直径	183 "
螺旋鉄筋の直径	18 "
螺旋のピッチ	470 "

(d) 歩道に於ける縦桁

夫々 1 個づつの I 桁と  $\square$  桁よりなり螺旋鉄筋が 1 本熔接されてゐる。

縦桁の間隔	775 mm
$\square$ 桁及び I 桁の高さ	130 "
螺旋の直径	68 "
螺旋鉄筋の直径	8 "
螺旋のピッチ	180 "

(e) 車道及び歩道の床版 (圖-18)

許容應力	コンクリート 65 kg/cm <sup>2</sup> 鉄筋 1 200/kg/cm <sup>2</sup>
車道床版の厚さ	170 mm
横方向鉄筋量	奥行 1 m に付き 8φ16 mm 及び 4φ10 mm
縦方向鉄筋量	幅 5.8 m に付き 22φ6 mm
車道床版の自重	460 kg/m <sup>2</sup>

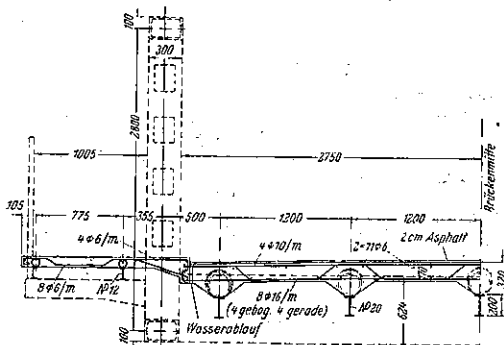
(f) 荷 重

2 つの荷重列がありその 1 つは、圖-19 に示す連続荷重で、も 1 つは圖-20 に示すもの又は圖-19 に示す荷重 1 列と車道幅 3 m に群集荷重 400 kg/m<sup>2</sup> が働くとする。

歩道の厚さ	90 mm
横方向鉄筋量	奥行 1 m に付き 8φ6 mm 及び 4φ6 mm
縦方向鉄筋量	夫々の歩道に付き 3φ6 mm
歩道の自重	260 kg/m <sup>2</sup>
群集荷重	400 kg/m <sup>2</sup>

曾ては車道床版の組立てにけ 鐵板が用ひられたが之によると目下の場合 70 kg/m<sup>2</sup> 以上を要するが鉄筋コンクリート床版ではわづか 13 kg/m<sup>2</sup> の鉄筋量を用ひればよく確かに経済的に見て利益であり、又一體のもの

圖-18. 歩車道の断面圖



として結合してしまふ爲に對風構を省略する事も出来又耐水性のものとなる。この爲に鋼の縦桁とコンクリート床版の經濟的接合即ちコン

圖-19. 輕荷重

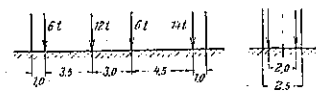
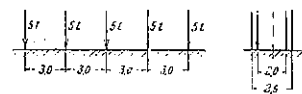


圖-20. 重荷重



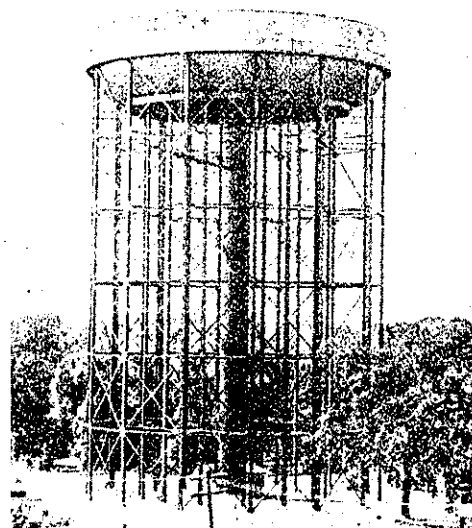
リート床版の全断面を壓縮部に使用する様になつた。ここで用ひた INP 20 は 1 m 當りわづか 30 kg であるのに對し螺旋鉄筋を用ひないと 1 m 當り 68 kg の INP 34 が必要となるのである。即ち鋼を 126% も多く使用する事になる。此の床版に於ける重量輕減は最小重量を有する熔接鋼橋に於て影響する所大である。

(118) 容量大なる高配水々槽

A. Potter and M. H. Klegerman, "Height Distribution Tank of Large Capacity," E. N. R., Nov. 23, 1939, p. 60-62.  
伊丹 辰夫 抄

7 月に N. Y. 州 Batavia に於て完成を見た米國の大なる高架貯藏水槽の著しい個所は 1 500 000 ガロンの容量の鋼鐵水槽と其の塔である。水槽の直径は 103' 水深は 25' 又高水面迄の構造物の高さは 169' である。

圖-21. 米國に於ける水槽のうち容量大なるもの、中で最高度を出むる N. Y. 州 Batavia の水槽



配水々槽に於て大なる容量と大なる高度を併有する場合に、1 000 000 ガロン又は其れ以上の貯藏量と同時に 100' 又はそれ以上の高度を有する事は珍しい事である。

基礎構造の充分な研究によつて此の種類の構造の有する重荷重 (水の荷重のみで 13 000 000 封度以上ある) に對して保證された。此の場合、130' 四方の地面の下

の地質の系統は 32 のコア・ボーリングと 4 個所の堅坑に依つて探査された。

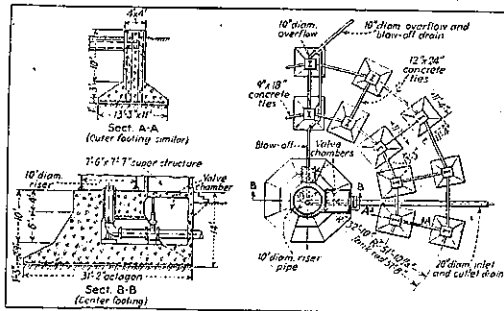
其の土地は地面下 4' 迄は灰質で覆はれ、其の下は時々粘土質も交はつて砂質或は粗砂質である。此の系統は深さの増加と共に緊密の度を増し、其れ故 14' の平均深度以下ではコア・ボーリングで用ひたケイシングを用ひる事は不可能である。より深さを増すとボーリングの代りにコア・ドリルが用ひられた。途中で玉石の遭遇する事が無ければ数々のボーリングで 47' の深さまで達する事が出来た。此の深さに於ても同様な地質系統は存在してゐた。

各々 7, 8, 10, 11.2' の深さに掘鑿された根柢は、それぞれの深さに於てプラットホーム式に依る土壤の荷重試験に供された。支持面積は 3 個の根柢が 2 平方呎で他の 1 個は 1 平方呎であつた。

基礎設計に於て選定された支持力の値は 5000 封度/平方呎であつた。基礎が達せられた深さは地面下 12' とされた。

基礎は爪形支柱式、即ち圖-22 に示すやうに擴面基礎設計と成した。風モーメントから生ずる基礎に於ける壓を計畫限界内に變ずる爲に、基礎の内外二重に鐵筋コンクリートと水平梁が取入れられ、且亦各圓輪の爪形支柱の間に放射狀の梁が用ひられた。

圖-22. 風モーメントから生ずる壓を減ずる爲にコンクリート水平梁で堅く結ばれた 28 個の支柱基礎



水槽を充す迄は水平が保たれ、満水後 12 時間にして或る 1 個の基礎に生じた最大沈下は 0.02' を示した。基礎のうち 4 個は 0.015' 沈下で、うち 6 個は 0.01' 沈下、13 個は 0.005' 下り、5 個は沈下しなかつた。プラットホーム式試験には計畫荷重 (2' 平方支持面積) に於て 0.025' 沈下を示してゐた。是れ以上の沈下のデータを得る目的で基礎は 2 年間 1 ヶ月毎に観測されたとの事である (相對的沈下の變化は 4 ヶ月の間起らなかつた)。

最大の節約を計る爲には支柱の數と配列、及び屋根と底部の細目に就いて入札者にかなりの自由が許された。3 つの入札のうち 1 つは 52 個の支柱を基礎とし、もう 1 つは 28 個の支柱、残りの 1 つは 16 個の支柱を用ひてをり、それに相應した支柱の荷重は (上昇管の全重量を除外して) 354 000 封度, 494 000 封度, 712 000 封

度であつた。落札した設計は各圓周には 14 個の支柱をもつた 2 つの圓周が配置された。

溶接の許されたのは、1. 水槽の底の平飯 (突縁溶接)。2. 床桁を支持する底板。3. 垂木を含む屋根板 (腹板溶接)。4. 基礎飯に對する支柱の結合。5. 中樞上昇管 (突縁溶接)。6. 平坦なる床及び上昇管の突縁溶接に對する接合効力は 90% であると見做された。鋼は支柱の結合と圓錐形水槽及び床飯に用ひられた。

支柱は圓形桁、或は支柱支材面に於て内外兩支柱間を筋違ひしてゐる「Ferris-Wheel」によつて水平的に筋違ひされた。亦外側の支柱は垂直面内で斜めの筋違ひ (放射的でなく周圍的に) の構造が施されてゐる。

此の風に對する筋違ひ設計の構造は格點に於ける風壓の外側の圓周に傳達せる趣きになつてゐる。即ち外側圓周の風に對する筋違ひに水槽及び基部迄の塔が受ける全風壓荷重をかける如くされてゐる。

表-4. 米國に於ける大高梁貯藏水櫃

Capacity Mil. Gal.	Height of Tower Feet	Height to High Water Feet	Location	Year Built
2.0	125	160	Buffalo, N. Y.	1935
2.0	102	137	Winston-Salem, N. C.	1938
1.5	144	109	Batavia, N. Y.	1939
1.5	143	167	Milwaukee, Wis.	1929
1.5	134	158	Syosset, L. I.	1929
1.5	115	140	Durham, N. C.	1938
1.5	104	129	Manitowac, N. C.	1937
1.0	148	174	West Allis, Wis.	1930
1.0	143	169	Wauwatosa, Wis.	1928
1.0	144	159	Rockville Center, L. I.	1936
1.0	130	155	Freeport, L. I.	1937
1.0	135	151	Elyria, Ohio	1936
1.0	125	150	Newport News, Va.	1933
1.0	155	150	Phoebus, Va.	1935
1.0	115	140	Thomasville, N. C.	1934
1.0	122	138	Lake, Wis.	1938
1.0	110	138	Owensboro, Ky.	1938
1.0	110	135	Salina, Kan.	1938
1.0	103	128	Alberta Lea, Minn.	1938
1.0	100	125	Jacksonville, Fla.	1939
1.0	100	125	Rocky Mount, N. C.	1934
1.0	100	125	Wilson, N. C.	1938

此の設計に於ける直徑 10' の中心上昇管は支柱として役立つ、その飯は垂直荷重を受けるものとしてある。上昇管設計は一般には Bulletins 225~293 に報告された Illinois 大學の Engineering Experiment Station に於て指示された研究の結果に基いたものである。

然し運動状態にある水を充した圓錐形外殻 (即ち上昇管) に關しての試験の報告は未だ 1 つもないので、その工作に於て種々の外形的な變形が、此の設計に於てなされた。設計者は上昇管に於て、かなりの壓力の許で水が存在してゐる事は柱としてのその強度を減ずるものであると信じてゐた。水頭に依つて生ずる破裂應力 (是は柱の荷重に基く壓縮應力に直角である應力) を減少させる爲に、別に安全單位應力と考へられた値を、計算破裂應力の 3/10 だけ減少させたのである。

飯の厚さは上部、中部、下部それぞれ其の單位應力 6870 封度, 6814 封度, 6584 封度に基いて 5/8", 21/32", 11/16" が用ひられた。之等の應力は近似的に t/R に相應する値の飯である。故に Bull 292 に報告された脈應力の約 1/3~1/4 であつた。

上昇管の下部と基部との間の結合は熔接にした。この結合が基部と上昇管の表面の垂直の線との間の角に關して硬靱で、且頑固であると云ふ假定の上では、硬靱なる基部結合に基づく拘束は在來の如く基部と上昇管表面とを添金を以て熔接した時に、多分彈性限界を超過して強應力が生ずる。此の添金は上昇管と基部との間の一部分として、實效圓柱から離れて存在する故に、上昇管の廣い面積の助けを借りず荷重を傳へる爲には、添金に充分な面積を用ひた場合之等の添金によつて確實

に圓柱の荷重は上昇管から基部に傳達されるだらうと信ぜられてゐる。

然しながら、もし過重應力が防がれるならば、殘る重大な條件は荷重の許で上昇管壁の自由膨脹は妨げないと云ふ事實を満足させる事である。添金を取付ける事は既に頑強な基部結合に對して、より以上の拘束の原因を與へるだらうと信ぜられる。上昇管基部に於ける許容柔軟性に應じて、又硬強なる添金に對する選擇に從つて有角熔接々合が採用された。